



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

### ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς προκατασκευασμένων κτιρίων με πανέλα πλαγιοκαλύψεων από οπλισμένο σκυρόδεμα σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό**



ΝΤΑΣΚΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΨΥΧΑΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2016





**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

---

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς προκατασκευασμένων κτιρίων με πάνελα πλαγιοκαλύψεων από οπλισμένο σκυρόδεμα σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό**

ΝΤΑΣΚΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΨΥΧΑΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2016





# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</b> .....	<b>I</b>
<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VII</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</b> .....	<b>1</b>
<b>ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙ ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 Εισαγωγή</b> .....	<b>1</b>
1.1.1 Προκατασκευή .....	1
1.1.2 Ιστορική αναδρομή .....	2
1.1.3 Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα.....	4
<b>1.2 Προκατασκευασμένο Σκυρόδεμα</b> .....	<b>5</b>
<b>1.3 Στοιχεία προκατασκευής</b> .....	<b>6</b>
1.3.1 Κατηγορίες στοιχείων προκατασκευής .....	6
1.3.2 Προκατασκευασμένα στοιχεία από σκυρόδεμα .....	6
<b>1.4 Προκατασκευασμένα πάνελα από σκυρόδεμα</b> .....	<b>9</b>
1.4.1 Γενικά περί προκατασκευασμένων τοίχων.....	9
1.4.2 Πάνελα πλαγιοκαλύψεων (cladding panels).....	10
1.4.3 Φέροντα πάνελα (loadbearing panels) .....	12
1.4.4 Πάνελα διπλών τοιχίων (sandwich wall panels) .....	13
<b>1.5 Συστήματα προκατασκευής</b> .....	<b>14</b>
1.5.1 Κατηγορίες συστημάτων προκατασκευής .....	14
1.5.2 Φέροντα τοιχώματα (loadbearing walls).....	14
1.5.3 Πλαισιωτά συστήματα (moment-resisting frames) .....	14
1.5.4 Συστήματα τοίχων διάτμησης (shear walls).....	15
1.5.5 Συστήματα πλαγιοκαλύψεων (cladding systems).....	15
1.5.6 Συστήματα κυψελών (cell systems).....	16
1.5.7 Μεικτά συστήματα (hybrid systems) .....	16
<b>1.6 Συνδέσεις</b> .....	<b>16</b>
1.6.1 Γενικά περί συνδέσεων σε προκατασκευές από σκυρόδεμα.....	16
1.6.2 Κατηγορίες συστημάτων με βάση τις συνδέσεις .....	17
1.6.3 Συνδέσεις πινελών πλαγιοκαλύψεων (cladding connections).....	20
1.6.4 Συνδέσεις φερόντων τοιχωμάτων (loadbearing connections).....	22
1.6.5 Τύποι συνδέσεων.....	23
<b>1.7 Προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα</b> .....	<b>27</b>

<b>1.8 Κατασκευή έργων από προκατασκευασμένα στοιχεία .....</b>	<b>29</b>
1.8.1 Φάσεις κατασκευής έργων από προκατασκευασμένα στοιχεία.....	29
1.8.2 Παραγωγή στο εργοστάσιο .....	29
1.8.3 Ποιοτικός έλεγχος.....	32
1.8.4 Μεταφορά προκατασκευασμένων στοιχείων.....	32
1.8.5 Ανάρτηση και συναρμολόγηση προκατασκευασμένων στοιχείων στο εργοτάξιο .....	33
1.8.6 Τελικές εργασίες.....	34

<b>1.9 Αστοχίες προκατασκευασμένων κτιρίων .....</b>	<b>34</b>
1.9.1 Αστοχίες στο σύστημα πανέλων πλαγιοκαλύψεων από σεισμικές δράσεις .....	34
1.9.2 Αστοχίες στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος.....	35
1.9.3 Αστοχίες στα κτίρια από σεισμικές δράσεις.....	35
1.9.4 Αστοχίες στα κτίρια από τυχηματικές δράσεις.....	39

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 .....**

**40**

### **ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ .....**

**40**

#### **2.1 Σκοπός εργασίας.....**

**40**

<b>2.2 Παρουσίαση βιομηχανικού κτιρίου .....</b>	<b>41</b>
2.2.1 Περιγραφή κτιρίου .....	41
2.2.2 Φορτίσεις.....	44
2.2.3 Περιγραφή επιμέρους στοιχείων κτιρίου .....	45

<b>2.3 Παρουσίαση εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων.....</b>	<b>47</b>
2.3.1 Περίπτωση 1 .....	47
2.3.2 Περίπτωση 2 .....	49
2.3.3 Περίπτωση 3 .....	49
2.3.4 Περίπτωση 4 .....	50
2.3.5 Περίπτωση 5 .....	50
2.3.6 Περίπτωση 6 .....	51

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 .....**

**52**

### **ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΠΑΝΕΛΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΥΛΩΜΑΤΩΝ .**

**52**

#### **3.1 Εισαγωγή.....**

**52**

<b>3.2 Προσομοίωση μοντέλου διαστασιολόγησης συνδέσεων.....</b>	<b>52</b>
3.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία .....	52
3.2.2 Προσομοίωση υλικών.....	53
3.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων .....	53
3.2.4 Προσομοίωση πανέλων πλαγιοκαλύψεων.....	54

3.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....	56
3.2.6 Σχεδιασμός μοντέλου διαστασιολόγησης.....	57
3.2.7 Προσομοίωση φορτίσεων .....	60
3.2.8 Ορισμός μαζών.....	62
<b>3.3 Προσομοίωση μοντέλων διαστασιολόγησης συνδέσεων εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....</b>	<b>63</b>
3.3.1 Περίπτωση 1 .....	63
3.3.2 Περίπτωση 2 .....	63
3.3.3 Περίπτωση 3 .....	64
3.3.4 Περίπτωση 4 .....	64
3.3.5 Περίπτωση 5 .....	65
3.3.6 Περίπτωση 6 .....	66
<b>3.4 Διαδικασία διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων ...</b>	<b>67</b>
3.4.1 Γενικά περί διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....	67
3.4.2 Περιγραφή μεθόδου διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....	68
<b>3.5 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων</b>	<b>72</b>
<b>3.6 Διαστασιολόγηση οπλισμού υποστυλωμάτων .....</b>	<b>76</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 .....</b>	<b>80</b>
<b>ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....</b>	<b>80</b>
<b>4.1 Γενικά περί ιδιομορφικής ανάλυσης .....</b>	<b>80</b>
<b>4.2 Διαδικασία εφαρμογής ιδιομορφικής ανάλυσης στα μοντέλα .....</b>	<b>80</b>
<b>4.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης .....</b>	<b>81</b>
4.3.1 Περίπτωση 1 .....	82
4.3.2 Περίπτωση 2 .....	82
4.3.3 Περίπτωση 3 .....	83
4.3.4 Περίπτωση 4 .....	84
4.3.5 Περίπτωση 5 .....	85
4.3.6 Περίπτωση 6 .....	85
<b>4.4 Συμπεράσματα ιδιομορφικής ανάλυσης .....</b>	<b>86</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 .....</b>	<b>89</b>
<b>ΠΡΟΣΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΠΑΝΕΛΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ .....</b>	<b>89</b>

<b>5.1 Πειραματικά δεδομένα για προσαρμογή ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....</b>	<b>89</b>
5.1.1 Σκοπός προσαρμογής ιδιοτήτων στοιχείων σε πραγματικές τιμές .....	89
5.1.2 Περιγραφή πειραμάτων Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π. ....	90
5.1.3 Αποτελέσματα πειραμάτων Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π. ....	95
<b>5.2 Προσομοίωση μοντέλων πειραμάτων.....</b>	<b>99</b>
5.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία .....	99
5.2.2 Προσομοίωση υλικών.....	99
5.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων .....	104
5.2.4 Προσομοίωση επιφανειακών στοιχείων.....	104
5.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων.....	105
5.2.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων .....	108
5.2.7 Σχεδιασμός μοντέλων πειραμάτων.....	109
5.2.8 Προσομοίωση φορτίσεων .....	113
5.2.9 Ορισμός μαζών.....	116
<b>5.3 Προσαρμογή ιδιοτήτων των ελατηρίων σύνδεσης στα πειραματικά αποτελέσματα.....</b>	<b>116</b>
5.3.1 Περιγραφή διαδικασίας.....	116
5.3.2 Αποτελέσματα διαδικασίας.....	118
<b>5.4 Διερεύνηση επιρροής της μεταβολής διαφόρων ιδιοτήτων των στοιχείων στις καμπύλες ικανότητας των μοντέλων πειραμάτων.....</b>	<b>120</b>
5.4.1 Περιγραφή διερεύνησης .....	120
5.4.2 Αποτελέσματα διερεύνησης .....	121
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.....</b>	<b>127</b>
<b>ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΝΟΜΟΥ ΡΟΠΩΝ-ΣΤΡΟΦΩΝ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΠΑΝΕΛΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ.....</b>	<b>127</b>
<b>6.1 Εισαγωγή.....</b>	<b>127</b>
<b>6.2 Προσομοίωση μοντέλων συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....</b>	<b>128</b>
6.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία .....	128
6.2.2 Προσομοίωση υλικών.....	129
6.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων .....	130
6.2.4 Προσομοίωση επιφανειακών στοιχείων.....	130
6.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων.....	130
6.2.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων .....	131
6.2.7 Σχεδιασμός μοντέλων συνδέσεων .....	132
6.2.8 Προσομοίωση φορτίσεων .....	134
6.2.9 Ορισμός μαζών.....	135
<b>6.3 Διαδικασία δημιουργίας νόμου ροπών-στροφών για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....</b>	<b>135</b>

<b>6.4 Νόμοι ροπών-στροφών για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων</b>	<b>137</b>
6.4.1 Συμπεριφορά των μοντέλων συνδέσεων κατά τις αναλύσεις.....	137
6.4.2 Διαγράμματα οριζόντιων δυνάμεων-οριζόντιων μετακινήσεων.....	138
6.4.3 Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ25 ...	139
6.4.4 Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ28 ...	140
6.4.5 Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 2Φ25 ...	141
6.4.6 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για όλους τους σπλισμούς συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....	141

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7..... 142**

### **ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)..... 142**

#### **7.1 Γενικά περί στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) .....142**

7.1.1 Χαρακτηριστικά στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover).....	142
7.1.2 Βήματα στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) .....	143

#### **7.2 Προσομοίωση μοντέλων στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover)145**

7.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία .....	145
7.2.2.Προσομοίωση υλικών.....	146
7.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων .....	146
7.2.4 Προσομοίωση πανέλων πλαγιοκαλύψεων.....	149
7.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....	149
7.2.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων .....	150
7.2.7 Σχεδιασμός μοντέλου pushover .....	153
7.2.8 Προσομοίωση φορτίσεων .....	154
7.2.9 Ορισμός μαζών.....	156
7.2.10 Προσομοίωση μοντέλων pushover εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων .....	156

#### **7.3 Παρουσίαση αποτελεσμάτων στατικής-μη γραμμικής ανάλυσης (pushover).....156**

7.3.1 Περίπτωση 1 .....	157
7.3.2 Περίπτωση 2 .....	158
7.3.3 Περίπτωση 3 .....	159
7.3.4 Περίπτωση 4 .....	160
7.3.5 Περίπτωση 5 .....	161
7.3.6 Περίπτωση 6 .....	162
7.3.7 Έλεγχοι αξιοπιστίας .....	163

#### **7.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) και συμπεράσματα.....164**

7.4.1 Αποτελέσματα για φόρτιση κατά το διαμήκη άξονα x.....	165
7.4.2 Αποτελέσματα για φόρτιση κατά τον εγκάρσιο άξονα y.....	166
7.4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων για φορτίσεις κατά τις δύο διευθύνσεις .....	168
7.4.4 Συμπεράσματα από στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover).....	171

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8..... 172**

## **ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ (TIME-HISTORY) ..... 172**

### **8.1 Γενικά περί δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history)..... 172**

### **8.2 Επιλογή σεισμικών καταγραφών ..... 173**

8.2.1 Κριτήρια επιλογής σεισμικών καταγραφών ..... 173

8.2.2 Σεισμικές καταγραφές ..... 174

8.2.3 Επεξεργασία των σεισμικών καταγραφών..... 185

### **8.3 Προσομοίωση μοντέλων δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) ..... 186**

8.3.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία ..... 186

8.3.2 Προσομοίωση υλικών ..... 187

8.3.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων ..... 187

8.3.4 Προσομοίωση πανέλων πλαγιοκαλύψεων..... 187

8.3.5 Προσομοίωση ελατηρίων συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων ..... 188

8.3.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων ..... 188

8.3.7 Σχεδιασμός μοντέλου time-history ..... 188

8.3.8 Προσομοίωση φορτίσεων ..... 189

8.3.9 Ορισμός μαζών ..... 193

8.3.10 Προσομοίωση μοντέλων time-history εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων ..... 193

### **8.4 Παρουσίαση και σύγκριση αποτελεσμάτων δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) ..... 193**

8.4.1 Συγκεντρωτικοί πίνακες μεγεθών απόκρισης ..... 193

8.4.2 Ζεύγη μετακινήσεων κόμβου ελέγχου-τέμνουσας βάσης για μέγιστη μετακίνηση και μέγιστη τέμνουσα..... 216

8.4.3 Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων δυσμενέστερων υποστυλωμάτων ..... 234

8.4.4 Συμπεράσματα από δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history)..... 240

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ..... 242**

## **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ..... 242**

### **9.1 Εισαγωγή ..... 242**

### **9.2 Διερεύνηση με ιδιομορφική ανάλυση ..... 242**

### **9.3 Αποτελέσματα προσαρμογής ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων σε πειραματικά αποτελέσματα..... 243**

### **9.4 Διερεύνηση με στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover) ..... 244**

<b>9.5 Διερεύνηση με δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history).....</b>	<b>245</b>
<b>9.6 Επίλογος .....</b>	<b>246</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....</b>	<b>249</b>

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

<i>Πίν. 3.1:</i> Πίνακας αξονικής αντοχής ράβδων συνδέσεων από χάλυβα ποιότητας B500C .....	69
<i>Πίν. 3.2:</i> Πίνακας τελικών οπλισμών συνδέσεων σε κάθε πανέλο πλαγιοκάλυψης για κάθε περίπτωση διάταξής τους .....	75
<i>Πίν. 4.1:</i> Πίνακας αποτελεσμάτων ιδιομορφικής ανάλυσης για τις δύο πρώτες κύριες ιδιομορφές όλων των περιπτώσεων διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων.....	87
<i>Πίν. 5.1:</i> Πίνακας ακαμψιών ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («bond») στα μοντέλα πειραμάτων για συντελεστή $\alpha=0.07m - 1$ .....	118
<i>Πίν. 6.1:</i> Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ25 .....	139
<i>Πίν. 6.2:</i> Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ28 .....	140
<i>Πίν. 6.3:</i> Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 2Φ25 .....	141
<i>Πίν. 8.1:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 1) .....	194
<i>Πίν. 8.2:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 1).....	195
<i>Πίν. 8.3:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 1) .....	196
<i>Πίν. 8.4:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 1) .....	197
<i>Πίν. 8.5:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 2) .....	198
<i>Πίν. 8.6:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 2).....	199
<i>Πίν. 8.7:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 2) .....	200
<i>Πίν. 8.8:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 2) .....	201
<i>Πίν. 8.9:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 3) .....	202
<i>Πίν. 8.10:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 3).....	203
<i>Πίν. 8.11:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 3) .....	204
<i>Πίν. 8.12:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 3) .....	205
<i>Πίν. 8.13:</i> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 4) .....	206



<i><b>Πίν. 8.14:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 4).....</i>	207
<i><b>Πίν. 8.15:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 4) .....</i>	208
<i><b>Πίν. 8.16:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 4) .....</i>	209
<i><b>Πίν. 8.17:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 5) .....</i>	210
<i><b>Πίν. 8.18:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 5).....</i>	211
<i><b>Πίν. 8.19:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 5) .....</i>	212
<i><b>Πίν. 8.20:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 5) .....</i>	213
<i><b>Πίν. 8.21:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 6) .....</i>	213
<i><b>Πίν. 8.22:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 6).....</i>	214
<i><b>Πίν. 8.23:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 6) .....</i>	214
<i><b>Πίν. 8.24:</b> Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 6) .....</i>	215



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Με την εκπόνηση της παρούσας Μεταπτυχιακής Εργασίας, ολοκληρώνεται επίσημα ο κύκλος σπουδών μου σαν μεταπτυχιακός φοιτητής του διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών» της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, γι' αυτό αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω κάποιους ανθρώπους που ήταν δίπλα μου και με βοήθησαν τόσο στη συγκεκριμένη εργασία, όσο και γενικότερα αυτήν την περίοδο.

Κατ' αρχάς, ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον επιβλέποντα της εργασίας τον κ. Ιωάννη Ψυχάρη, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, Καθηγητή Ε.Μ.Π., τόσο για την ανάθεση ενός θέματος που προσωπικά με ενδιέφερε πάρα πολύ, όσο και για την ουσιαστική βοήθεια και επιστημονική καθοδήγηση που μου παρείχε, τον πολύτιμο χρόνο που αφιέρωνε και το εξαιρετικό κλίμα συνεργασίας που είχαμε, καθ' όλη τη διάρκεια της προσπάθειάς μου.

Θερμές ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω και στον υποψήφιο Διδάκτορα Ε.Μ.Π. Ιωάννη Καλυβιώτη, Πολιτικό Μηχανικό, για τις πολύτιμες συμβουλές και τις καίριες παρατηρήσεις που μου παρείχε, καθώς και για το ουσιαστικό ενδιαφέρον του και την προθυμία να με βοηθήσει πάνω στην εργασία.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους μου για την ειλικρινή αλληλεγγύη τους και πάνω απ' όλα ευχαριστώ την οικογένειά μου, τους γονείς μου Θανάση και Χριστίνα και τον αδερφό και συνάδελφό μου Τάσο, για την απόλυτη και συνεχή στήριξη και συμπαράστασή τους.



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία γίνεται μια προσπάθεια διερεύνησης της σεισμικής απόκρισης ενός τυπικού κτιρίου από προκατασκευασμένα στοιχεία, ανάλογα με τη διάταξη των, σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό, πανέλων πλαγιοκαλύψεων στις πλευρές του. Η κατασκευή που επιλέγεται προς διερεύνηση είναι ένα τυπικό μονώροφο βιομηχανικό κτίριο, διότι αποτελεί ένα μεγάλο ποσοστό των προκατασκευασμένων κτιρίων (άρα τα συμπεράσματα που θα προκύψουν έχουν και πρακτική χρησιμότητα), και, επιπλέον, έχει σχετικά απλή προσομοίωση, που οδηγεί σε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Σε κατασκευές σαν κι αυτή τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων έχουν διαφορετικές χωρικές κατανομές ή διατάξεις (κατακόρυφη/οριζόντια) ή μεγέθη, αφού, ανάλογα με το σχεδιασμό, είναι απαραίτητη η δημιουργία ανοιγμάτων για την κάλυψη των εκάστοτε αναγκών (π.χ. διέλευση ανθρώπων, οχημάτων, φυσικός φωτισμός, φυσικός εξαερισμός, κ.λ.π.). Είναι φανερό, λοιπόν, πόσο σημαντική και πρακτική είναι η γνώση της ενδεχόμενης μεταβολής της συμπεριφοράς τέτοιων, ευρείας χρήσης, κτιρίων σε σεισμικές καταπονήσεις, ανάλογα με το μέγεθος και τη θέση των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, άρα και των ανοιγμάτων. Επομένως, στόχος της παρούσας εργασίας είναι να εξαχθούν γενικότερα συμπεράσματα που να αποτελέσουν ένα χρήσιμο εργαλείο στην καταλληλότερη επιλογή της κατανομής των φερόντων πανέλων στις πλευρές του προκατασκευασμένου κτιρίου, κατά το σχεδιασμό του. Στα πλαίσια της στόχευσης αυτής και για λόγους σύγκρισης, εξετάζεται και η περίπτωση που τα πανέλα θεωρούνται μέρος του συστήματος επένδυσης και δε συμμετέχουν στην ανάληψη φορτίων.

Η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου γίνεται με χρήση των ακόλουθων τριών μεθόδων:

- α) Ιδιομορφική ανάλυση
- β) Στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover)
- γ) Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history)

Για κάθε μια από τις παραπάνω, δημιουργούνται αντίστοιχα μοντέλα προσομοίωσης, που αναπαριστούν όσο πιο αντιπροσωπευτικά γίνεται την πραγματική συμπεριφορά που αναμένεται να έχει η κατασκευή κατά τις αναλύσεις αυτές, καθώς και τα επιβαλλόμενα, κάθε φορά, φορτία. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για τη διενέργεια των αναλύσεων είναι το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v.15. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στα αποτελέσματα της δυναμικής μη-γραμμικής (time-history) και ακολούθως σε αυτά της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover). Επιπλέον, για την αποτύπωση της πραγματικής απόκρισης που αναμένεται να έχει το κτίριο, γίνεται μια προσαρμογή των ιδιοτήτων των συνδέσεων των πανέλων σε πραγματικές τιμές (από πειράματα), με τη βοήθεια κατάλληλων μοντέλων, προκειμένου να εξαχθούν οι νόμοι ροπών-στροφών για αυτές. Κατά τη διαδικασία αυτή και για την κάλυψη τυχόν αβεβαιοτήτων, γίνεται μια επιπλέον διερεύνηση στον τρόπο και το μέγεθος που η αλλαγή της κάθε εξεταζόμενης (για την προσαρμογή) παραμέτρου, επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας των μοντέλων προσαρμογής.

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία έχει την ακόλουθη δομή:

Στο 1ο Κεφάλαιο παρατίθενται κάποια θεωρητικά στοιχεία περί προκατασκευών που κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούν, προκειμένου να υπάρχει το θεωρητικό υπόβαθρο που θα καταστήσει πιο κατανοητό το αντικείμενο που πραγματεύεται η συγκεκριμένη εργασία, μέσω

της περιγραφής των ιδιοτήτων και των συμπεριφορών που αναμένεται να αναπτυχθούν από τα στοιχεία της κατασκευής. Συγκεκριμένα, στο Κεφάλαιο αυτό, αφού γίνει μια εισαγωγή περί προκατασκευής και προκατασκευασμένου σκυροδέματος, αναλύονται τα στοιχεία προκατασκευής, τα προκατασκευασμένα πάνελα, τα συστήματα προκατασκευής, οι συνδέσεις, τα προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα, ο τρόπος παραγωγής των στοιχείων και κατασκευής των έργων, καθώς και οι αστοχίες που συνήθως προκύπτουν. Πέρα από τα γενικά στοιχεία που αναφέρονται ως θεωρητική γνώση, υπάρχουν και κάποια που είναι εξαιρετικά χρήσιμα για την κατανόηση της συμπεριφοράς του εξεταζόμενου κτιρίου και των επιμέρους στοιχείων του (π.χ. πάνελα πλαγιοκαλύψεων, συστήματα πλαγιοκαλύψεων, συστήματα σταθερής σύνδεσης, αστοχίες από σεισμικές δράσεις, κ.λ.π.).

Το 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, περιγράφει διεξοδικότερα το σκοπό της εργασίας, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, γίνεται μια αναλυτική περιγραφή του βιομηχανικού κτιρίου (διαστάσεις κτιρίου, διαστάσεις επιμέρους στοιχείων, τρόπο σύνδεσης στοιχείων, υλικά, κ.λ.π.) και των φορτίσεων που του ασκούνται και πραγματοποιείται μια αρχική διαστασιολόγηση στην κατασκευή. Ακολούθως, παρουσιάζονται και εκθέτονται σχηματικά οι έξι περιπτώσεις διάταξης των πινέλων πλαγιοκαλύψεων που θα εξετασθούν και εξηγούνται οι λόγοι που επιλέγονται.

Το 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αναφέρεται στη διαστασιολόγηση των συνδέσεων των πινέλων πλαγιοκαλύψεων και του οπλισμού των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, αφού γίνει εκτενής παρουσίαση των μοντέλων διαστασιολόγησης όλων των περιπτώσεων διάταξης των πινέλων πλαγιοκαλύψεων (με τις αντίστοιχες σχηματικές απεικονίσεις των προσομοιωμάτων στο SAP2000), τα οποία υποβάλλονται σε φασματικές αναλύσεις, περιγράφεται με λεπτομέρεια η διαδικασία διαστασιολόγησης και παρατίθενται αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από αυτή, για κάθε στοιχείο σύνδεσης και υποστυλώμα, κάθε περίπτωσης.

Στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο πραγματοποιείται η πρώτη διερεύνηση με ιδιομορφική ανάλυση. Αφού αναφερθούν κάποια θεωρητικά στοιχεία σχετικά με τη μέθοδο αυτή και τον τρόπο που εφαρμόζεται στην προσομοίωση, παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν (με τις παραμορφωμένες εικόνες των μοντέλων) και εξάγονται κάποια συμπεράσματα επί αυτών.

Το 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αναφέρεται στην προσαρμογή των ιδιοτήτων των συνδέσεων των πινέλων πλαγιοκαλύψεων σε πραγματικά δεδομένα που έχουν προκύψει από πειράματα, προκειμένου στη συνέχεια να εξαχθούν οι σχετικοί νόμοι ροπών-στροφών. Έτσι, αφού προηγηθεί μια αναφορά στο σκοπό αυτής της προσαρμογής και μια αναλυτική περιγραφή των πειραμάτων και των αποτελεσμάτων τους, παρουσιάζονται τα μοντέλα προσομοίωσης των πειραμάτων (τα οποία θα υποβληθούν σε στατικές μη-γραμμικές αναλύσεις). Στη συνέχεια, αναλύεται η διαδικασία προσαρμογής και παρουσιάζονται τα τελικά αποτελέσματα των παραμέτρων που θα ληφθούν, τα οποία χρησιμοποιούνται στο επόμενο Κεφάλαιο. Επιπλέον, διερευνάται κατά πόσο η αλλαγή της κάθε παραμέτρου, επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας, καθώς και ποιά ακριβώς είναι η επίδρασή της σε αυτή.

Στο 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, με βάση τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης (οπλισμοί συνδέσεων) και της προαναφερθείσας προσαρμογής, δημιουργούνται οι νόμοι ροπών-στροφών για όλες τις συνδέσεις πινέλων πλαγιοκαλύψεων που χρησιμοποιούνται στην εργασία αυτή. Συγκεκριμένα, πρώτα γίνεται η προσομοίωση του συστήματος που αντιπροσωπεύει τον επιθυμητό τρόπο σύνδεσης ενός μεμονωμένου πινέλου στο SAP2000, το οποίο θα υποβληθεί σε στατική μη-γραμμική ανάλυση. Ακολούθως, γίνεται η περιγραφή της διαδικασίας και τελικά παρουσιάζονται οι ακριβείς νόμοι ροπών-στροφών που θα οριστούν στις συνδέσεις κατά τις μη-γραμμικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν.

Στο 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο εφαρμόζεται η διερεύνηση με στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover). Αφού προηγηθεί μία σύντομη θεωρητική αναφορά, σχετικά με τη χρήση αυτού του τύπου ανάλυσης, περιγράφεται η μέθοδος προσομοίωσης των μοντέλων του κτιρίου που θα δημιουργηθούν στο SAP2000, για τις 12 αναλύσεις που θα γίνουν. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα, γίνεται σύγκριση μεταξύ τους (με τη βοήθεια κατάλληλων διαγραμμάτων) και εξάγονται τα αντίστοιχα συμπεράσματα.

Το 8<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αναφέρεται στη διερεύνηση με δυναμική μη-γραμμική ανάλυση (time-history). Αφού αναφερθούν κάποια θεωρητικά στοιχεία, σχετικά με αυτόν τον τύπο ανάλυσης, παρουσιάζονται οι σεισμικές καταγραφές που επιλέγονται να εφαρμοστούν στη συγκεκριμένη κατασκευή, η μέθοδος προσαρμογής τους στα δεδομένα που είχαν χρησιμοποιηθεί για τη φασματική ανάλυση κατά τη διαστασιολόγηση (με βάση τον Ευρωκώδικα 8), καθώς και τα αποτελέσματά της. Ακολούθως, περιγράφεται η μέθοδος προσομοίωσης των μοντέλων του κτιρίων που θα δημιουργηθούν για τις 144 αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν. Τέλος, παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα, σε κατάλληλους συγκεντρωτικούς πίνακες και διαγράμματα, συγκρίνονται μεταξύ τους και εξάγονται τα ανάλογα ποιοτικά και ποσοτικά συμπεράσματα.

Το 9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, που αποτελεί και τον επίλογο της εργασίας, έχει ανακεφαλαιωτικό χαρακτήρα. Σε αυτό συγκεντρώνονται τα συμπεράσματα από τα αποτελέσματα των διαδικασιών διερεύνησης που χρησιμοποιήθηκαν και εξάγονται κάποια γενικότερα συμπεράσματα σχετικά με την αναγκαιότητα τοποθέτησης πανέλων πλαγιοκαλύψεων σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό, σε μια προκατασκευή από σκυρόδεμα, καθώς και σχετικά με την απόκριση του κτιρίου, ανάλογα με την εκάστοτε διάταξη των πανέλων αυτών.





## **ABSTRACT**

The present postgraduate thesis aims to assess the seismic response of a typical precast building, depending on the distribution of cladding panels to its sides. The connections of these panels to the precast structure are considered to be fully fixed. The structure chosen to be examined is a single-storey industrial building of precast concrete, due to the fact that precast buildings are widely used for industrial purposes and can be easily simulated, thus leading to more accurate results and valuable conclusions. In this type of buildings it is often deemed necessary to incorporate openings in external walls, in order to meet some functional requirements, such as sufficient space for people or vehicles to pass through and effective natural ventilation and lighting. Different designs may require different distribution, (vertical or horizontal) arrangement or/and size of cladding panels; therefore it is of high importance to comprehend how these factors affect the seismic behaviour of a precast building. Based on this view, the scope of the present thesis is to draw some general conclusions, which might contribute to a better understanding of which is the most efficient distribution of load-bearing cladding panels to the perimeter of a precast building. The results of this attempt are further comparatively assessed with the corresponding ones produced by implementing common design practices, in which cladding panels are not designed to contribute to the load-bearing mechanism.

The assessment of the seismic response of the examined building is conducted using three structural analysis methods:

- a) modal analysis
- b) non-linear static analysis (pushover)
- c) non-linear dynamic (time-history) analysis

For each one of the above mentioned methods, the appropriate structural models are created, in an effort to simulate as accurately as possible the real seismic behaviour of the buildings, as well as the loads imposed to them. For the simulation of the structures and the execution of the analyses, the finite element program SAP2000v.15 is used. Emphasis is laid primarily on the results of the non-linear analyses, particularly those of the dynamic type. Additionally, in order for the real response of the examined building to be accurately simulated, it is essential to adjust the properties of the panel connections to real (experimental) ones. This calibration against the experimental results involves the simulation of a simplified structural model and leads finally to the establishment of the bending moment-rotation curves, which govern the non-linear behaviour of the panel connections. During this process, in an attempt to reduce specific uncertainties, it is further investigated how three particular, calibration-related parameters affect the capacity curves of the calibration models.

The structure of this thesis is presented as follows:

In the 1st Chapter, some worth mentioning theoretical principles about precast structures, such as properties and seismic behaviour of precast elements, are given, in order to compose the requisite theoretical background. More specifically, in this Chapter, after a brief introduction to precast structures and precast concrete in general, a more detailed reference to precast components, panels, concrete systems, connections, concrete buildings, production and construction methods and common failures is made. Emphasis is given to the theoretical knowledge which contributes to a better comprehension of the behaviour of the examined

building and its various elements (e.g. cladding panels, cladding systems, integrated connections, failure under seismic actions).

The 2nd Chapter describes more thoroughly the scope of the present thesis. A detailed description of the examined industrial building (including the dimensions of the building and its particular elements, the construction materials and the types of connections used, among others) and the loads imposed to it is given. Furthermore, an initial dimensioning is carried out. This is followed by the presentation of the six different cases (each one corresponding to a different distribution of cladding panels), which will be examined. Relevant figures, as well as the reasons supporting this particular choice of examined cases, are also included within Chapter 2.

The 3rd Chapter refers to the dimensioning of the cladding panel connections' rebars and the columns' reinforcement. First of all, the dimensioning models of all the examined cases, as defined in SAP2000, are extensively presented and subjected to the design earthquake actions (Response Spectrum analysis). Following an analytically described process, the results of the dimensioning for each building are presented, both for its connection elements and its columns.

In the 4th Chapter, the first assessment, through modal analysis, is conducted. After mentioning some theoretical principles about this method and the way it is implemented in Sap2000, the results (including figures depicting the deformed shape of the models) are reported and relevant conclusions are deduced.

The 5th Chapter deals with the adjustment of the properties of the cladding panel connections to real ones, derived from experiments, in order to finally establish the relevant moment-rotation laws. At the beginning, the objective of this calibration against the experimental results is explained. The experimental configurations used, as well as their results, are also analyzed within this Chapter. Afterwards, the simulation models of the experimental configurations are presented and subjected to non-linear static analysis. The whole calibration process is thoroughly described and executed. As a result of this process, the values of three particular, calibration-related parameters, which are of crucial importance for the following stages of the thesis, are extracted. It should be noted that along with the calibration, it is further investigated how each one of these three parameters affects the capacity curves of the calibration models.

In the 6th Chapter, the moment-rotation curves, which govern the non-linear behaviour of each one of the cladding panel connections used in the examined cases, are established, based on the results of the dimensioning and the calibration process. More specifically, a model representing the chosen type of connection of a single panel is simulated and is, then, subjected to non-linear static analysis. Subsequently, the process applied is described and the resulting (accurate) moment-rotation curves of the cladding panels connections are produced.

In the 7th Chapter, the evaluation of the examined buildings, through the execution of non-linear static analysis (pushover), is conducted. Firstly, a brief theoretical reference to this method is provided. Next, the way, in which the examined building is simulated in SAP2000, is described and 12 analyses are performed. The resulting capacity curves are then presented and a comparative assessment is carried out. Finally, relevant conclusions are drawn.

The 8th Chapter focuses on the assessment of the examined buildings, performed through the execution of non-linear dynamic (time history) analysis. After the theoretical background of this method is provided, the seismic records, which are applied as base excitations to the selected structures, are presented. However, these seismic records are not applied as input motions with their recorded values, but with modified ones, in order to conform to the

(Eurocode 8) design response spectrum. Both this modification process and the resulting (modification) factors are illustrated within Chapter 8. Furthermore, a total of 144 analyses is executed, for which the simulation models are analytically described. The results of the inelastic dynamic analyses are then presented and a comparative assessment is performed. Both quantitative and qualitative observations are made.

Finally, the 9th Chapter, which is also the conclusion of the thesis, provides a summary of the results of all analyses. General conclusions, regarding the benefits, associated with the integration of cladding panels to a precast concrete building and the impact the distribution of cladding panels has on the seismic response of a precast building, are drawn.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

### ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙ ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

#### 1.1 Εισαγωγή

##### 1.1.1 Προκατασκευή

Ο όρος «προκατασκευή» αναφέρεται στην υλοποίηση των κατασκευών με τη μέθοδο της συναρμολόγησης στοιχείων επί τόπου στο έργο, τα οποία έχουν προκατασκευαστεί στο εργοστάσιο ή σε άλλο μέρος του εργοταξίου. Τα επιμέρους δομικά στοιχεία σε αυτή την περίπτωση θεωρούνται βιομηχανικά προϊόντα. Η βιομηχανική παραγωγή τους γίνεται σε μόνιμες ή κινητές εγκαταστάσεις με χρήση μηχανικού εξοπλισμού και εφαρμογή βιομηχανικών μεθόδων για την οργάνωση της παραγωγής και τη διάθεση των προϊόντων.

Κατά τον Ευρωκώδικα 2 ως προκατασκευασμένο στοιχείο ορίζεται: «αυτό που κατασκευάζεται σε εργοστάσιο ή σε τοποθεσία που είναι διαφορετική από την τελική θέση του στοιχείου στην κατασκευή, η οποία τοποθεσία όμως πρέπει να είναι προστατευμένη από δυσμενείς καιρικές συνθήκες και να παρέχει όλα τα εχέγγυα της ποιοτικής παραγωγής».

Κατά τον Ευρωκώδικα 2 ως μεικτό στοιχείο ορίζεται: «αυτό που περιλαμβάνει τόσο επιτόπου χυτό, όσο και προκατασκευασμένο σκυρόδεμα, με ή χωρίς πρόβλεψη οπλισμού συνδέσεως».

Έτσι, κατά την προκατασκευή πραγματοποιείται ο σχεδιασμός του τελικού προϊόντος, το οποίο διασπάται σε επιμέρους στοιχεία ή τμήματα, τα οποία συχνά επαναλαμβάνονται ομοίτυπα (διευκολύνοντας έτσι τη βιομηχανική παραγωγή τους). Στη συνέχεια, υπολογίζεται και σχεδιάζεται η σύνθεση των στοιχείων αυτών.

Η προκατασκευή βασίζεται κυρίως στους παρακάτω παράγοντες:

- τυποποίηση των πρώτων υλών και των μεθόδων παραγωγής
- μηχανοποίηση των διαδικασιών παραγωγής, μεταφοράς και εκτέλεσης του έργου
- συστηματοποίηση του συνόλου των εργασιών σε όλα τα στάδια κατασκευής

Στόχοι της προκατασκευασμένης δόμησης είναι οι ακόλουθοι:

- η επίλυση δομικών προβλημάτων που αδυνατεί να επιλύσει η κλασική μέθοδος
- η ταχύτητα κάλυψης κατασκευαστικών αναγκών
- η μείωση του κόστους παραγωγής
- ο έλεγχος και η βελτίωση της ποιότητας κατασκευής
- η μέγιστη εκμετάλλευση των τεχνολογικών δυνατοτήτων
- η μείωση των εργοταξιακών εργασιών με παράλληλη αύξηση των εργοστασιακών

Ο κλάδος της προκατασκευής δραστηριοποιείται σε τομείς όπως:

- κατοικίες
- βιομηχανικά κτίρια και αποθήκες
- δημόσια κτίρια (γραφεία, νοσοκομεία, σχολεία, αεροδρόμια, στάδια, κ.λ.π.)
- ιδιωτικά κτίρια (ξενοδοχεία, εμπορικά κέντρα κ.λ.π.)
- οδικά έργα (γεφυροποιία, σήραγγες, κ.λ.π.)
- λιμενικά έργα
- παρκινγκ



*Σχ. 1.1: Ανέγερση μονώροφης κατοικίας με προκατασκευασμένα στοιχεία*

### **1.1.2 Ιστορική αναδρομή**

#### **α) εξωτερικό**

Η ιδέα της επανάληψης προκατασκευασμένων, πανομοιότυπων δομικών μονάδων για την κατασκευή έχει τις ρίζες της στο βάθος των αιώνων. Πολλά εντυπωσιακά και μνημειώδη έργα αρχαίων λαών, όπως των Αιγυπτίων και των Ελλήνων, αποτελούνται από βασικά φέροντα στοιχεία, τα οποία είχαν διαμορφωθεί σε λατομεία και είχαν μεταφερθεί στο χώρο ανέγερσης.

Η σύγχρονη ιστορία των προκατασκευασμένων κτιρίων ξεκίνησε από την Αγγλία, όταν το 1624 Άγγλοι ψαράδες μετέφεραν στη Μασαχουσέτη ένα ξύλινο σπίτι που αποτελείτο από ξύλινα πετάσματα και το οποίο αποσυναρμολογήθηκε και συναρμολογήθηκε ξανά αρκετές φορές σε διαφορετικά σημεία. Το γνωστότερο, όμως, από τα πρώτα πλήρως

προκατασκευασμένα έργα ήταν το Crystal Palace στο Λονδίνο που κατασκευάστηκε από τον Joseph Paxton το 1851, χρησιμοποιώντας δομικό χάλυβα για το σκελετό και γυαλί για τις πληρώσεις (Σχ.1.2). Ακολούθως, στις Η.Π.Α. η μέθοδος συναρμολόγησης προκατασκευασμένων μεταλλικών τμημάτων οδήγησε από το 1870 στη βαθμιαία ανέγερση κτιρίων πολύ μεγάλου ύψους (ουρανοξύστες), όπως το Empire State Building.

Στη συνέχεια, η καταστροφή μεγάλων αστικών τμημάτων κατά το Β' Παγκόσμιο Πόλεμο, κυρίως στην Ευρώπη και την Ιαπωνία, σε συνδυασμό με την πληθυσμιακή έκρηξη που έγινε μεταπολεμικά, δημιούργησαν το πρόβλημα για άμεση στέγαση εκατομμυρίων ανθρώπων. Έτσι, η απαίτηση για γρήγορη και αποτελεσματική αντιμετώπιση του προβλήματος συνέβαλε σημαντικά στη δημιουργία και ανάπτυξη βιομηχανικών κατασκευαστικών μεθόδων. Κύριοι πρωτεργάτες στον τομέα υπήρξαν κατασκευαστικές εταιρείες από αυτές τις χώρες, οι οποίες εισήγαγαν τις νέες μεθόδους και συνεχίζουν να σημειώνουν πρόοδο στον τομέα της βιομηχανοποιημένης δόμησης. Επιπλέον, στις χώρες της πρώην Σοβιετικής Ένωσης αναπτύχθηκαν μεγάλα οικιστικά προγράμματα από το κράτος με χρήση προκατασκευής, ωστόσο τα κτίρια ήταν σε γενικές γραμμές κακής ποιότητας και υπήρξαν καταστροφικές συνέπειες από σεισμούς. Στη δεκαετία του 1970 η προκατασκευή βρήκε πεδίο εφαρμογής σε κτίρια του δημόσιου τομέα, στρέφοντας τη βιομηχανοποιημένη δόμηση προς τα πιο ογκώδη στοιχεία της κλειστής και βαρειάς προκατασκευής.

Σήμερα, η προκατασκευή μικρής κλίμακας ιδιωτικών έργων βρίσκεται σε μια σταθερά ανοδική πορεία. Περίπου το 24% των κατοικιών που κατασκευάζονται στη Γερμανία ανήκουν στην κατηγορία των προκατασκευασμένων, ενώ τα αντίστοιχα ποσοστά στις Η.Π.Α. και τις Σκανδιναβικές χώρες ανέρχονται σε 30% και 42% αντίστοιχα. Να σημειωθεί ότι ειδικά τα προκατασκευασμένα στοιχεία από ελαφροσκυρόδεμα χρησιμοποιούνται περισσότερο από 40 χρόνια στην Ευρώπη και κατέχουν ένα μεγάλο μερίδιο της αγοράς.



Σχ. 1.2: Crystal Palace, Λονδίνο (1851)

**β) Ελλάδα**

Σε ότι αφορά την Ελλάδα, ο όρος «προκατασκευή» εμφανίστηκε για πρώτη φορά περί τα τέλη της δεκαετίας του 1950 και αφορά μικρές εξοχικές κατοικίες, οι οποίες ήταν ελαφρές προκατασκευές, συνήθως πρόχειρες και κακής ποιότητας. Συνέπεια της εμφάνισης αυτών των κατοικιών ήταν η ταύτιση της έννοιας «προκατασκευή» με τη φθηνή και πρόχειρη κατασκευή. Παράλληλα, μετά το 1960 κατασκευάστηκαν τα πρώτα προκατασκευασμένα κτίρια, κυρίως κατοικίες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στα τέλη της δεκαετίας του 1960 ανεγέρθηκαν και τα πρώτα βιομηχανικά υπόστεγα με προκατασκευή, δηλαδή κτίρια μεγάλων ανοιγμάτων με αραιή διάταξη υποστυλωμάτων με τριγωνικούς, τοξωτούς ή άλλου σχήματος φορείς της οροφής (ζευκτά) και προκατασκευασμένες τεγίδες. Την ίδια εποχή ξεκίνησε η σημαντικότερη εφαρμογή της προκατασκευής σε δημόσια έργα από τον Οργανισμό Σχολικών Κτηρίων (ΟΣΚ), όπου με βάση εγκεκριμένο σύστημα κατασκευάστηκαν σχολικά συγκροτήματα διώροφα και τριώροφα. Μετά το 1980 ο τομέας όπου εφαρμόστηκε κυρίως η προκατασκευή είναι η ανέγερση μεγάλων βιομηχανικών κτιρίων. Δημιουργήθηκαν νέες βιομηχανικές εγκαταστάσεις προκατασκευής με εφαρμογή βιομηχανικής προέντασης σε κλίνες προέντασης και έτσι έγινε εφικτή η παραγωγή προεντεταμένων φορέων (ζευκτών ή δοκών) μεγάλου μήκους, έως και άνω των 30 m. Παράλληλα, άρχισε και η παραγωγή προεντεταμένων δοκών γεφυρών με ανοίγματα έως και 35 m.

Σήμερα, σχεδόν το σύνολο των προκατασκευών στην Ελλάδα παράγεται βιομηχανικά και υπάρχουν περίπου δεκαπέντε μεγάλες βιομηχανικές μονάδες. Εργοταξιακή προκατασκευή γίνεται μόνο σε μεγάλα έργα και κυρίως σε κατασκευές όπου οι δυνατότητες μεταφοράς των στοιχείων ή το κόστος μεταφοράς τους είναι απαγορευτικά. Με προκατασκευή και προένταση είτε σε κλίνη (pretension) είτε επί τόπου (post-tension) έχουν κατασκευασθεί αρκετά σοβαρά έργα στην Ελλάδα. Ένα από τα σημαντικότερα είναι το Ολυμπιακό Στάδιο της Αθήνας (Ο.Α.Κ.Α.), όπου τόσο οι φορείς, όσο και οι κερκίδες έγιναν με προκατασκευή. Η παραγωγή όλων των προκατασκευασμένων στοιχείων αυτού του έργου έγινε επί τόπου στο εργοτάξιο του Σταδίου.

Ωστόσο, πρέπει να αναφερθεί ότι γενικά η προκατασκευή στην Ελλάδα δεν έχει τόσο ευρεία χρήση όσο ο συμβατικός τρόπος της επί τόπου κατασκευής. Ο λόγος είναι η προκατάληψη που υπάρχει εξ αιτίας της ταύτισης με τις πρόχειρες προκατασκευές που πρωτοεμφανίστηκαν στη χώρα (όπως αναφέρεται παραπάνω), που γίνεται εντονότερη λόγω των αντισεισμικών απαιτήσεων που υπάρχουν σε μια τόσο σεισμογενή περιοχή.

**1.1.3 Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα**

Τα πλεονεκτήματα της προκατασκευής είναι τα παρακάτω:

- ταχύτητα ανέγερσης
- μείωση του κόστους
- καλύτερη ποιότητα
- μεγαλύτερη ασφάλεια
- κάλυψη μεγαλύτερων ανοιγμάτων (σε συνδυασμό με στοιχεία προέντασης)
- πυρασφάλεια και ανθεκτικότητα
- θερμομόνωση και ηχομόνωση
- μικρότερη ποσότητα αποβλήτων



- έλεγχος στη χρησιμοποιούμενη ποσότητα υλικών
- κατασκευή ανεξάρτητη από καιρικές συνθήκες
- καλύτερος αρχιτεκτονικός σχεδιασμός

Τα μειονεκτήματα της προκατασκευής είναι τα παρακάτω:

- περιορισμοί κατά το σχεδιασμό λόγω συγκεκριμένων διαστάσεων που μπορούν να έχουν τα μέλη
- χαμηλής αντοχής συνδέσεις, λόγω αναποτελεσματικής στατικής συνέχειας γειτονικών στοιχείων και έλλειψης μονολιθικότητας (προκύπτει κακή ανακατανομή εσωτερικών δυνάμεων σε σεισμό)
- πολύ βαριά μέλη
- απαίτηση για εκτέλεση με μεγάλη ακρίβεια της μεταφοράς και της ανέγερσης, χωρίς υπερβολική αύξηση του κόστους
- απαίτηση για κατάλληλο εξοπλισμό
- απαίτηση για εξειδικευμένο προσωπικό
- έλλειψη προδιαγραφών, οι οποίες οφείλουν να τηρούνται κατά την προκατασκευή συγκεκριμένων κτιρίων
- έλλειψη θεσμικού πλαισίου κατάλληλου για τη χρήση διάφορων τύπων τεχνολογίας
- έλλειψη κατάλληλων μελετών στη χώρα μας

## **1.2 Προκατασκευασμένο Σκυρόδεμα**

Ουσιαστικό κριτήριο επιλογής ως προς το είδος της προκατασκευής που θα εφαρμοστεί σε μια χώρα είναι το βασικό υλικό παραγωγής των προκατασκευασμένων στοιχείων. Αυτό εξαρτάται από τις παραγωγικές δυνατότητες κάθε χώρας σε δομικά υλικά. Σαν γενικός κανόνας ισχύει ότι το υλικό πρέπει να είναι κατά βάση εγχώριας παραγωγής. Βασικά υλικά της προκατασκευής είναι το ξύλο, το σίδηρο, οι πλαστικές ύλες και το σκυρόδεμα. Από τα παραπάνω αυτό που είναι πιο ενδεδειγμένο (με βάση την παραγωγή της Ελλάδας) είναι το σκυρόδεμα, στο οποίο βασίζονται κατά βάση και οι προκατασκευές που γίνονται.

Το προκατασκευασμένο σκυρόδεμα είναι ένα διαρκώς αναπτυσσόμενο εναλλακτικό υλικό, σε σχέση με το συμβατικό επί τόπου χυτό σκυρόδεμα. Τα κύρια πλεονεκτήματά του είναι αυτά που αναφέρθηκαν παραπάνω για την προκατασκευή (βλ.Κεφ.1.1.3), με βασικότερα την αύξηση της ταχύτητας της κατασκευής, αλλά και τα υψηλής ποιότητας παραγόμενα προϊόντα. Επιπλέον, είναι ένα υλικό που λόγω της σύνθεσής του μπορεί να τροποποιηθεί για την παραγωγή μεγάλης ποικιλίας χρωμάτων, υφών και λεπτομερειών επένδυσης. Ωστόσο, υπάρχει μεγάλη επιφυλακτικότητα σε σειсмоγενείς περιοχές, κυρίως ως προς την αντισεισμική λειτουργία και επάρκεια των συνδέσεων.

Γενικά, αποτελεί ένα ιδανικό κατασκευαστικό υλικό, καθώς μπορεί να διαμορφωθεί εύκολα σε υπέρθυρα ή πεσσούς ή ακόμα και πανέλα με ύψος ολόκληρου του ορόφου (με ενσωματωμένα ανοίγματα θυρών ή παραθύρων). Έτσι, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή: α) πανέλων πλαγιοκαλύψεων, β) φερόντων πανέλων, γ) ολόκληρων

κατασκευών. Η πιο κοινή χρήση από τα παραπάνω είναι για τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων. Σε κάποιες περιπτώσεις τα πάνελα αυτά έχουν σταθερή μορφή, όπως θα είχαν αν αποτελούνταν από επί τόπου χυτό σκυρόδεμα. Υπάρχουν, όμως, και περιπτώσεις που κατασκευάζονται από μείγματα που αναπαράγουν την εμφάνιση και την υφή της φυσικής πέτρας. Τέτοια μείγματα καθιστούν το υλικό αποδεκτό σε περιβαλλοντικά ευαίσθητες περιοχές, οπού νέες και καινοτόμες τεχνικές κατασκευής καλούνται να «συνυπάρξουν» με παραδοσιακούς τρόπους δόμησης, όπως τα πέτρινα σπίτια.

### **1.3 Στοιχεία προκατασκευής**

#### **1.3.1 Κατηγορίες στοιχείων προκατασκευής**

Τα στοιχεία προκατασκευής μπορούν να καταταγούν σε διάφορες κατηγορίες:

- Ανάλογα με το *σχήμα*:
  - στοιχεία γραμμικής προκατασκευής ή ραβδόμορφα
  - στοιχεία επιφανειακής ή δισδιάστατης προκατασκευής
  - στοιχεία χωρικής ή τρισδιάστατης προκατασκευής
- Ανάλογα με το *βάρος*:
  - στοιχεία ελαφριάς προκατασκευής (τεμάχια ελαφρότερα του 1.5t)
  - στοιχεία βαρείας προκατασκευής (τεμάχια βαρύτερα του 1.5t)
- Ανάλογα με τον *τρόπο παραγωγής*:
  - εργοστασιακή παραγωγή
  - εργοταξιακή παραγωγή
- Ανάλογα με τις *δυνατότητες ειδικής ή ευρύτερης χρήσης των προκατασκευασμένων στοιχείων*:
  - κλειστής προκατασκευής
  - ανοιχτής προκατασκευής

#### **1.3.2 Προκατασκευασμένα στοιχεία από σκυρόδεμα**

Μια μεγάλη ποικιλία στοιχείων μπορεί να δημιουργηθεί από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα, ικανοποιώντας μεγάλο εύρος τεχνικών αναγκών. Παρακάτω παρατίθενται τα πιο κοινά στοιχεία προκατασκευής που παράγονται και τα οποία οι σχεδιαστές ενσωματώνουν ως επί το πλείστον στα έργα τους, μαζί με μια σύντομη περιγραφή τους:

- **δοκοί (beams)**

Είναι οριζόντια στοιχεία που στηρίζουν πλάκες ή άλλες δοκούς. Μπορούν να ενισχυθούν είτε με το συμβατικό τρόπο είτε με προένταση.

- **δοκοί διπλού T (double tees)**-(Σχ.1.3, Σχ.1.4)

Χρησιμοποιούνται για την κατασκευή είτε του πατώματος ορόφου είτε της στέγης. Μπορούν να ενισχυθούν με προένταση.



Σχ. 1.3: δοκός διπλού T υπό ανέγερση



Σχ. 1.4: δοκοί διπλού T κατά την τοποθέτηση στην τελική τους θέση (οροφή)

- **υποστυλώματα (columns)**

Είναι κατακόρυφα στοιχεία που στηρίζουν δοκούς και ανώφλια. Έχουν τη δυνατότητα να ενισχυθούν τόσο με το συμβατικό τρόπο, όσο και με προένταση. Σκυροδετούνται σε οριζόντια θέση και περιστρέφονται στην τελική τους κατακόρυφη θέση πριν την ανέγερση.

- **συμπαγείς πλάκες (solid slabs)**

Χρησιμοποιούνται ως στοιχεία καταστρώματος πατώματος ή οροφής. Μπορούν να ενισχυθούν τόσο με το συμβατικό τρόπο, όσο και με προένταση. Σκυροδετούνται συνήθως στη θέση του έργου.

- **διάτρητες πλάκες με κοίλο πυρήνα (hollow-core slabs)**-(Σχ.1.5)

Χρησιμοποιούνται σαν στοιχεία καταστρώματος για το πάτωμα ή την οροφή. Ενισχύονται με προένταση.



Σχ. 1.5: πλάκες με κοίλο πυρήνα στο εργοτάξιο

- **μπλοκ αποτελούμενα από οροφή, πάτωμα και δύο κατακόρυφους τοίχους (modular walls)**

Το κύριο πλεονέκτημά τους είναι ότι φτάνουν σχεδόν έτοιμα στο εργοτάξιο και έχουν μεγάλη ταχύτητα κατασκευής. Χρησιμοποιούνται για φυλακές, σχολεία, ξενοδοχεία, κ.λ.π.

- **πανέλα τοίγων (wall panels)** (αναλυτικά:Κεφ.1.4)

Μπορούν να είναι καθαρά φέροντα (στηρίζοντας πάτωμα ή οροφή), καθαρά μη-φέροντα (επενδύοντας προσόψεις) ή συνδυασμός των προηγούμενων. Η τοποθέτησή τους γίνεται είτε οριζόντια είτε κατακόρυφα. Μπορούν να ενισχυθούν με το συμβατικό τρόπο ή με προένταση.

- **πανέλα διπλών τοιγίων (sandwich wall panels)** (αναλυτικά:Κεφ.1.4)

Μπορούν να είναι αποκλειστικά φέροντα, αποκλειστικά μη-φέροντα ή συνδυασμός των παραπάνω. Η τοποθέτησή τους γίνεται οριζόντια ή κατακόρυφα. Η διαφορά τους σε σχέση με τα τυπικά πανέλα είναι ότι υπάρχει μια στρώση υλικού μόνωσης ανάμεσα σε δύο στρώσεις σκυροδέματος. Η στατική συμπεριφορά τους μπορεί να είναι είτε σύνθετη (βασισόμενη στο πλήρες πάχος) είτε μη-σύνθετη (βασισόμενη στη φέρουσα ικανότητα κάθε στρώσης σκυροδέματος).

- **τοιχοί διάτμησης (shear walls)**

Δρουν σαν κάθετες δοκοί στήριξης, μεταφέροντας πλευρικές δράσεις (οι οποίες δρουν παράλληλα με την επιφάνεια του τοίχου) από το τμήμα του κτιρίου που βρίσκεται πάνω από την επιφάνεια της γης μέχρι τη θεμελίωση. Τυπικά υπάρχουν δύο κατακόρυφοι τοίχοι (σχηματίζοντας ένα κλειστό ορθογώνιο) σε κάθε κύρια διεύθυνση. Σχεδιάζονται σαν φέροντα πανέλα.

- **ανώφλια (spandrels)**

Είναι περιμετρικές δοκοί ή πανέλα που εκτείνονται πάνω και κάτω από τον όροφο. Χρησιμοποιούνται τόσο για στατική στήριξη των στοιχείων του καταστρώματος (π.χ. κατασκευές παρκινγκ), όσο και σαν επενδύσεις (π.χ. κτίρια γραφείων). Μπορούν να είναι συμπαγή ή να περιέχουν και ανοίγματα για τα παράθυρα. Ενισχύονται τόσο με το συμβατικό τρόπο, όσο και με προένταση.

- **εξωτερικές καλύψεις υποστυλωμάτων (column covers)**

Είναι κατακόρυφα στοιχεία ελαφρώς πλατύτερα από τα υποστυλώματα, ενώ συχνά τα περικλείουν πλήρως. Στηρίζονται στο υποστύλωμα ή στο πάτωμα και το μόνο κατακόρυφο φορτίο που μεταφέρουν είναι το ίδιο βάρος τους. Σκυροδετούνται σε οριζόντια θέση και περιστρέφονται στην τελική τους κατακόρυφη θέση πριν την ανέγερση.

- **χωρίσματα παραθύρων (mullions)**

Είναι λεπτά διακοσμητικά τμήματα που χρησιμοποιούνται στην πρόσοψη. Σχηματίζουν μια μακριά κατακόρυφη γραμμή και υπάρχει απαίτηση να είναι πλήρως ευθυγραμμισμένα κατά την προκατασκευή. Δεν περικλείουν πλήρως τα υποστυλώματα. Ενισχύονται είτε με το συμβατικό τρόπο είτε με προένταση. Σκυροδετούνται σε οριζόντια θέση και περιστρέφονται στην τελική τους κατακόρυφη θέση πριν την ανέγερση.

- **πάσσαλοι (piles)**

Χρησιμοποιούνται, συνήθως σε συνδυασμό με προένταση, κυρίως σε λιμενικά έργα ή έργα γεφυροποιίας. Προσφέρουν οικονομικότητα και ανθεκτικότητα εξαιτίας της προσαρμοστικότητάς τους και της αντοχής τους σε διάβρωση. Μπορούν να συνδέονται μεταξύ τους για να σχηματίσουν μακρύτερους πασσάλους, αλλά σε αυτή την περίπτωση υπάρχουν περιορισμοί στο μεταφορικό κόστος.

- **κλίμακες/σκάλες (stairs)**

Το βασικό τους πλεονέκτημα είναι ότι έχουν μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης. Κατά την προκατασκευή τα επί μέρους στοιχεία της σκάλας μπορούν να συνδέονται είτε όλα μαζί, δίνοντας σε αυτή την περίπτωση έμφαση στη μονολιθική σύνδεση με την άνω και κάτω πλάκα, είτε ξεχωριστά το καθένα (χωρίς σύνδεση με τις πλάκες).

## **1.4 Προκατασκευασμένα πανέλα από σκυρόδεμα**

### **1.4.1 Γενικά περί προκατασκευασμένων τοίχων**

Όπως προαναφέρθηκε, ένα πολύ βασικό στοιχείο της προκατασκευής είναι οι τοίχοι, οι οποίοι στην πλειονότητά τους κατασκευάζονται κυρίως από πανέλα. Για την κατασκευή τους γίνεται χρήση είτε ενός μόνο υλικού (π.χ. σκυρόδεμα, οπλισμένο σκυρόδεμα, ελαφροσκυρόδεμα) είτε περισσότερων. Ανάλογα με το σκοπό που καλούνται να



εξυπηρετήσουν, οι τοίχοι πρέπει να πληρούν ορισμένες βασικές απαιτήσεις. Έτσι, πρέπει οι φέροντες τοίχοι να μεταβιβάζουν με ασφάλεια τα φορτία στα οποία υπόκεινται, οι εσωτερικοί να εξασφαλίζουν τον οπτικό και ακουστικό διαχωρισμό των χώρων και οι εξωτερικοί να παρέχουν ικανοποιητική θερμομόνωση, ηχομόνωση και υδατοστεγανότητα.

Οι τύποι των πανέλων που χρησιμοποιούνται συνήθως για την κατασκευή των τοίχων σε προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα είναι οι ακόλουθοι:

- πανέλα πλαγιοκαλύψεων (cladding panels)
- φέροντα πανέλα (loadbearing panels)
- πανέλα διπλών τοιχίων (sandwich wall panels)

Στη συνέχεια του Κεφαλαίου αναλύονται με περισσότερη λεπτομέρεια τα βασικά χαρακτηριστικά της κάθε περίπτωσης.

#### 1.4.2 Πανέλα πλαγιοκαλύψεων (cladding panels)

Η βασική χρήση του προκατασκευασμένου σκυροδέματος είναι για την κατασκευή πανέλων πλαγιοκαλύψεων (Σχ.1.6), τα οποία χρησιμοποιούνται κυρίως για αρχιτεκτονικούς και αισθητικούς λόγους, διότι μπορούν να λάβουν πληθώρα μορφών, μεγεθών και χρωμάτων. Μπορεί να είναι συμπαγή ή να περιέχουν ανοίγματα ή να είναι μικρότερα οριζόντια τμήματα τοίχου ανάμεσα στα ανοίγματα (spandrels). Συνήθως δεν εκτείνονται πέρα από το ύψος ενός ορόφου, ενώ περιορίζονται σε πάχος μικρότερο από ένα τυπικό άνοιγμα της κατασκευής που χρησιμοποιούνται. Έχουν παρόμοια μορφή είτε βρίσκονται σε κτίριο με σκελετό από σκυρόδεμα είτε σε κτίριο με σκελετό από χάλυβα. Οι περιοχές ανάμεσα σε γειτονικά πανέλα ή ανάμεσα στο πανέλο και το πλαίσιο του παραθύρου καλύπτονται με ένα σύνθετο υλικό (caulking) που είναι κατασκευασμένο από σιλικόνη ή πολυουρεθάνη.



Σχ. 1.6: πανέλο πλαγιοκάλυψης συνδεδεμένο με το φέροντα οργανισμό

Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων θεωρούνται μη-φέροντα στοιχεία, που είναι σχεδιασμένα ώστε να μεταφέρουν το ίδιο βάρος τους, καθώς και εκτός-επιπέδου πλευρικά φορτία (από σεισμό ή άνεμο) στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου. Η συμβολή τους στην πλευρική ακαμψία της κατασκευής συνήθως αμελείται. Ωστόσο, σύμφωνα με σύγχρονες έρευνες έχει βρεθεί ότι (κυρίως τα βαριά) έχουν τελικά συνεισφορά σε αυτή την ακαμψία, επηρεάζοντας τις δυναμικές ιδιότητες της κατασκευής. Αυτό συμβαίνει (σε κάποιο βαθμό) ακόμα και όταν σχεδιάζονται ώστε να μην αλληλεπιδρούν με το φέρων πλαίσιο (όπως αναλύεται στη συνέχεια). Σε αυτή την περίπτωση, λοιπόν, μπορούν να υποβληθούν και σε σημαντικές εντός-επιπέδου φορτίσεις, κάτι που μπορεί να οδηγήσει και σε μη αναμενόμενες μορφές αστοχίας.

Για την καλύτερη απόκρισή τους σε σεισμικές φορτίσεις και για να μειωθεί ο κίνδυνος ανάπτυξης σημαντικών εντός-επιπέδου δυνάμεων από την ενδεχόμενη αλληλεπίδρασή τους με το φέροντα οργανισμό, έχουν υιοθετηθεί δύο διαφορετικές μέθοδοι σχεδιασμού. Σύμφωνα με την πρώτη (που προτείνεται και από το Precast/Prestressed Concrete Institute-PCI), ο σχεδιασμός τους γίνεται ανεξάρτητα από αυτόν της υπόλοιπης κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα χρησιμοποιούνται εύκαμπτες συνδέσεις (με ταυτόχρονη δημιουργία κενών) που επιτρέπουν τις σχετικές μετακινήσεις στους κόμβους σύνδεσης, με σκοπό τη μείωση της αλληλεπίδρασης. Η ικανότητα μετακινήσεων καθορίζεται από διάφορους παράγοντες όπως είναι: το βάρος των πανέλων, οι αλλαγές όγκου στο πλαίσιο και η στροφή των δοκών που στηρίζονται. Η δεύτερη μέθοδος έχει διαφορετική λογική και βασίζεται στη χρήση προηγμένων μηχανισμών απορρόφησης της ενέργειας στις συνδέσεις, που έχουν σαν στόχο να εκμεταλλευτούν τα πλεονεκτήματα της αλληλεπίδρασης πανέλου-κατασκευής, μειώνοντας ταυτόχρονα τις βλάβες στα πανέλα από τις δυνάμεις αδράνειας.

Οι πιθανές μετακινήσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων όταν το κτίριο υποβάλλεται σε σχετικές μετακινήσεις είναι οι: εντός-επιπέδου μετατόπιση, εντός-επιπέδου στροφή, εκτός-επιπέδου μετατόπιση και εκτός-επιπέδου στροφή. Επιπλέον, τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων, λόγω της αναπόφευκτης αλληλεπίδρασης που, όπως έχει προαναφερθεί, υπάρχει σε μεγαλύτερο ή μικρότερο βαθμό με τον φέροντα οργανισμό, επηρεάζουν και τη μετακίνηση της όλης κατασκευής, σαν να είναι εξωτερικοί τοίχοι διάτμησης.

Όσον αφορά την ενίσχυσή τους, θα πρέπει να οπλίζονται επαρκώς, διότι η ρηγμάτωσή τους είναι ανεπιθύμητη και επηρεάζει τη στατική λειτουργία όλου του συστήματος. Έτσι, ακόμα και σε μικρά φορτία σχεδιασμού θα πρέπει να ενισχύονται, κυρίως για να αποφευχθούν αστοχίες κατά τη φάση της κατασκευής, της μεταφοράς και της ανέγερσης (οι οποίες είναι ψαθυρής μορφής). Εννοείται ότι για μεγαλύτερα φορτία σχεδιασμού θα πρέπει να υπάρχει η συμβατική ενίσχυση, η οποία υλοποιείται με συγκολλητό πλέγμα, με ράβδους ή με τένοντες προέντασης. Επιπλέον, στην περίπτωση χαμηλού ή μεσαίου ύψους κατασκευής, είναι απαραίτητο να υπάρχει σημαντική ποσότητα οπλισμού, για να φέρει με ασφάλεια τα φορτία κυρίως κατά τη φάση της ανέγερσης, αλλά και καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Σε ψηλότερα κτίρια οι ενισχύσεις πρέπει να είναι πιο έντονες στους κάτω ορόφους. Σε αυτές τις περιπτώσεις, λοιπόν, τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων μπορούν να σχεδιαστούν σαν φέροντα.

Στο σχεδιασμό των πανέλων πλαγιοκαλύψεων υπάρχουν και άλλοι παράγοντες, εκτός από το σεισμό, που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας είναι η προστασία που πρέπει να παρέχουν στην υπόλοιπη κατασκευή από περιβαλλοντικές δράσεις, όπως η υγρασία (που έχει και τη μεγαλύτερη σημασία) ή οι θερμοκρασιακές μεταβολές. Ακόμα, πρέπει να εξασφαλίζεται η όσο το δυνατόν καλύτερη ηχομόνωση, ενώ πρέπει να έχουν επαρκή πυρασφάλεια. Επιπλέον, σπουδαίας σημασίας είναι και ο βαθμός συντήρησης

που απαιτείται κατά τη διάρκεια ζωής τους, ο οποίος πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μικρότερος.



Σχ. 1.7: πανέλο πλαγιοκάλυψης με ανοίγματα κατά την ανέγερση

#### **1.4.3 Φέροντα πανέλα (loadbearing panels)**

Τα φέροντα πανέλα είναι δημοφιλή και οικονομικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται ευρέως στον τομέα της κατασκευής. Εκτός από αυτόν, έχουν μεγάλη χρήση και στον τομέα της αποκατάστασης και ανακαίνισης παλαιών κτιρίων. Θεωρούνται αναπόσπαστο κομμάτι της κατασκευής. Δεν μπορούν, δηλαδή, να μετακινηθούν χωρίς να επηρεάσουν την αντοχή ή την ευστάθεια της κατασκευής.

Είναι σχεδιασμένα ώστε να φέρουν τα εντός-επιπέδου κατακόρυφα φορτία από τα πατώματα ή την οροφή, αλλά και τα οριζόντια-σεισμικά τα οποία μεταφέρουν στα θεμέλια. Η λειτουργία τους, συνεπώς, βασίζεται αποκλειστικά σε αυτήν την αποτελεσματική μεταφορά διατμητικών, εφελκυστικών και θλιπτικών δυνάμεων. Γι' αυτό, προστατεύονται επιπλέον από κατάλληλες συνδέσεις που κατασκευάζονται επί τόπου. Η αντοχή και η πλαστιμότητα των συνδέσεων αυτών είναι σημαντικό να υπολογιστεί σωστά, διότι η αστοχία των συνδέσεων μεταξύ γειτονικών πανέλων είναι ο πλέον κοινός τρόπος αστοχίας.

Οι κατασκευές που βασίζονται σε αυτά μπορούν να ταξινομηθούν σε δύο κατηγορίες:

α) μονολιθικές κατασκευές: Τα στοιχεία προκατασκευασμένου σκυροδέματος συνδέονται με συνδέσεις υψηλής ακαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας σε σχέση με τις αντίστοιχες της υπόλοιπης κατασκευής, ενώ ο σχεδιασμός έχει παρόμοια χαρακτηριστικά με τις επί τόπου κατασκευές από χυτό σκυρόδεμα.

β) αρθρωτές κατασκευές: Οι συνδέσεις στις κατασκευές αυτές έχουν σημαντικά χαμηλότερη ακαμψία και αντοχή από τα προκατασκευασμένα στοιχεία και όταν ξεπεραστεί το όριο ελαστικότητας, η απαίτηση για πλαστιμότητα επικεντρώνεται στις συνδέσεις μεταξύ γειτονικών προκατασκευασμένων μελών.



Οι μονολιθικές κατασκευές είναι καταλληλότερες σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, ενώ οι αρθρωτές κατασκευές, με ασθενέστερες συνδέσεις, δρουν αρκετά ικανοποιητικά σε περιοχές με χαμηλού μεγέθους σεισμούς.

#### **1.4.4 Πανέλα διπλών τοιγίων (sandwich wall panels)**

Τα πανέλα διπλών τοιγίων (Σχ.1.8) δημιουργούν οικονομικούς, αισθητικούς και ενεργειακά επαρκείς τοίχους και συναντώνται σε κάθε τύπο κατασκευής. Η πιο κοινή χρήση αυτού του τύπου πανέλων είναι σαν εξωτερικοί τοίχοι. Ωστόσο, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σαν εσωτερικοί, κυρίως σε δωμάτια που είναι επιθυμητός ο θερμοκρασιακός έλεγχος.

Ένα τυπικό προκατασκευασμένο διπλό τοίχιο συντίθεται από δύο φλοιούς (7 cm ο καθένας) οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους με μεταλλικές δικτυοδοκούς. Πολλές φορές, προβλέπονται ανοίγματα για τα υδραυλικά, τις καπνοδόχους κ.λ.π. και τοποθετείται μονωτικό υλικό στην εσωτερική πλευρά του εξωτερικού φλοιού. Το πάχος της στρώσης του μονωτικού υλικού ποικίλει και εξαρτάται από τις θερμικές απαιτήσεις που υπάρχουν για την κατασκευή.



**Σχ. 1.8:** πανέλο διπλών τοιγίων με στρώση μόνωσης

Επιπλέον, μπορούν να είναι φέροντα στοιχεία (στηρίζοντας πατώματα και ορόφους), μη-φέροντα (σαν στοιχεία επένδυσης πρόσοψης) ή συνδυασμός των παραπάνω. Η κατασκευή τους, ωστόσο, είναι ιδανική για να μπορούν να φέρουν φορτία, ειδικά αν υπάρχει μέριμνα, ώστε η εσωτερική στρώση σκυροδέματος να είναι παχύτερη για να παρέχει την απαραίτητη στήριξη που χρειάζεται. Όπως έχει προαναφερθεί (βλ. Κεφ.1.3.2), η στατική συμπεριφορά τους μπορεί να είναι:

α) σύνθετη, δηλαδή να βασίζεται στο πλήρες πάχος των διπλών τοιγίων (συμμετέχουν και οι δύο στρώσεις σκυροδέματος όπου γίνεται πλήρης μεταφορά διατμητικής δύναμης, καθώς και το υλικό μόνωσης) και το πανέλο συμπεριφέρεται ενιαία.

β) μη-σύνθετη, δηλαδή να βασίζεται μόνο στη φέρουσα ικανότητα κάθε φλοιού σκυροδέματος, που σε αυτή την περίπτωση φέρουσα συνήθως είναι μόνο η μια στρώση σκυροδέματος, αυτή με το μεγαλύτερο πάχος.

Επομένως, η συμπεριφορά τους εξαρτάται από τη διάταξη που χρησιμοποιείται και τον τρόπο σύνδεσης των μεταλλικών δικτυοδοκών με τις διάφορες στρώσεις.

Η ενίσχυσή τους μπορεί να γίνει είτε με προένταση είτε με το συμβατικό οπλισμό ράβδων. Σκυροδετούνται σε οριζόντια θέση και περιστρέφονται στην τελική τους κατακόρυφη πριν την ανέγερση. Η εξωτερική όψη (της πρόσοψης) μπορεί να έχει οποιοδήποτε τελείωμα κρίνεται απαραίτητο από τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, ενώ η εσωτερική εξομαλύνεται ελαφρώς.

## **1.5 Συστήματα προκατασκευής**

### **1.5.1 Κατηγορίες συστημάτων προκατασκευής**

Τα επιμέρους στοιχεία από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα συνδέονται μεταξύ τους, σχηματίζοντας τα συστήματα προκατασκευής. Ο σχεδιασμός τους καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από το πόσο ομοιόμορφη πρέπει να είναι η συμπεριφορά τόσο του συστήματος σαν σύνολο, όσο και των επιμέρους στοιχείων (συνδέσεις, μέλη). Σημαντικό βάρος δίνεται επίσης στο να επιτευχθεί πλάστιμη συμπεριφορά και να αποφευχθεί μια ενδεχόμενη ψαθυρή αστοχία. Επιπλέον, πολύ σημαντική παράμετρος κατά το σχεδιασμό είναι η ικανότητά τους να αντιστέκονται εκτός από τα κατακόρυφα και στα πλευρικά-σεισμικά φορτία.

Στη συνέχεια ακολουθούν τα πιο χαρακτηριστικά συστήματα προκατασκευής μαζί με μια σύντομη, αλλά περιεκτική, περιγραφή τους.

### **1.5.2 Φέροντα τοιχώματα (loadbearing walls )**

Είναι κατακόρυφα στοιχεία που στηρίζουν δοκούς και ανώφλια. Μπορεί να είναι ενδιάμεσοι διαχωριστικοί τοίχοι, τοίχοι φρεατίων και τοίχοι στον πυρήνα του κτιρίου, φέροντα τοιχώματα, τοιχώματα επένδυσης όψεων κ.λ.π. Δεν μπορούν να μετακινηθούν χωρίς να επηρεάσουν την αντοχή ή την ευστάθεια της κατασκευής. Αρκετά συχνά τα στοιχεία που χρησιμοποιούνται για τοίχους πλαγιοκαλύψεων έχουν πολύ ικανοποιητική φέρουσα ικανότητα, οπότε, με κάποιες τροποποιήσεις, μπορούν να ληφθούν σαν φέροντα.

Σχεδιάζονται, ώστε να φέρουν κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, καθώς και σεισμικά φορτία και φορτία ανέμου (τόσο εντός, όσο και εκτός επιπέδου). Οι διαστάσεις των πανέλων που τα αποτελούν καθορίζονται, ως επί το πλείστον, από τα κατακόρυφα (μόνιμα και κινητά) φορτία, παρά από συνδυασμούς φόρτισης που περιέχουν τα πλευρικά. Έχουν τη δυνατότητα να ενισχυθούν τόσο με το συμβατικό τρόπο, όσο και με προένταση. Σκυροδετούνται σε οριζόντια θέση και περιστρέφονται στην τελική τους κατακόρυφη θέση πριν την ανέγερση.

Το σύστημα αυτό αποτελεί μια οικονομική λύση, διότι δε χρησιμοποιεί περιμετρικά υποστυλώματα, δοκούς και τοίχους ακαμψίας. Ένα επιπλέον πλεονέκτημα που παρουσιάζει είναι ότι δημιουργούνται συνθήκες εργασίας κλειστών χώρων σε πρώιμο στάδιο, στο εργοτάξιο του κτιρίου.

### **1.5.3 Πλαισιωτά συστήματα (moment-resisting frames )**

Είναι κατάλληλα για κτίρια που απαιτούν μεγάλο βαθμό ευελιξίας στην κατασκευή τους. Αυτό οφείλεται κυρίως στη δυνατότητα κατασκευής φορέων μεγάλων ανοιγμάτων και στη

δημιουργία μεγάλων ανοιχτών χώρων χωρίς ενδιάμεσα χωρίσματα. Οι απαιτήσεις αυτές είναι πολύ σημαντικές στα βιομηχανικά κτίρια, στα εμπορικά κέντρα, στους σταθμούς αυτοκινήτων, στις αθλητικές εγκαταστάσεις και στα μεγάλα κτίρια γραφείων. Ο σχεδιασμός με το σύστημα προκατασκευής του πλαισιωτού σκελετού του κτιρίου παρέχει μεγαλύτερη ελευθερία στη διαμόρφωση και χωροθέτηση των ορόφων, καθώς είναι απαλλαγμένο από την παρουσία φερόντων τοιχωμάτων. Άλλο ένα σημαντικό πλεονέκτημά τους είναι ότι φτάνουν σχεδόν έτοιμα στο εργοτάξιο και έχουν μεγάλη ταχύτητα κατασκευής.

Τα συστήματα αυτά σχεδιάζονται έτσι, ώστε να υπάρχει στροφικός περιορισμός ανάμεσα στα κατακόρυφα και τα οριζόντια μέλη. Με αυτόν τον τρόπο παρέχεται επαρκής αντοχή έναντι των πλευρικών φορτίων. Επιπλέον, είναι επιθυμητό οι συνδέσεις να είναι τέτοιες που να επιτρέπουν την πλευρική μετακίνηση και στροφή, ενώ και η κατασκευή πρέπει να έχει ικανοποιητική πλευρική ευστάθεια με τη χρήση διαφραγμάτων στέγης και ορόφων.

#### **1.5.4 Συστήματα τοίχων διάτμησης (shear walls)**

Αποτελούνται από μεγάλα προκατασκευασμένα μέλη που, όπως έχει προαναφερθεί, δρουν σαν κάθετες δοκοί στήριξης, μεταφέροντας κατακόρυφες και πλευρικές δράσεις από το τμήμα του κτιρίου που βρίσκεται πάνω από την επιφάνεια της γης μέχρι τη θεμελίωση. Η αποτελεσματική μεταφορά των δράσεων αυτών, βέβαια, εξαρτάται σημαντικά από το σωστό σχεδιασμό των συνδέσεων μεταξύ των πανέλων. Κανονικά πρέπει να υπάρχουν δύο κατακόρυφοι τοίχοι σε κάθε κύρια διεύθυνση (σχηματίζοντας ένα κλειστό ορθογώνιο), ενώ δεν απαιτείται ενδιάμεσο φέρον πλαίσιο.

Τα συγκεκριμένα συστήματα αποτελούν μια ασφαλή, λειτουργική και οικονομική λύση για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής έναντι σεισμού και ανέμου και γι' αυτό το λόγο είναι μια πολύ δημοφιλής μέθοδος στον κλάδο της προκατασκευής.

#### **1.5.5 Συστήματα πλαγιοκαλύψεων (cladding systems)**

Τα συστήματα πλαγιοκαλύψεων περιλαμβάνουν: τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων, το σύνθετο υλικό κάλυψης (caulking), τις συνδέσεις των πανέλων με το φέροντα οργανισμό και το σύστημα παραθύρων.

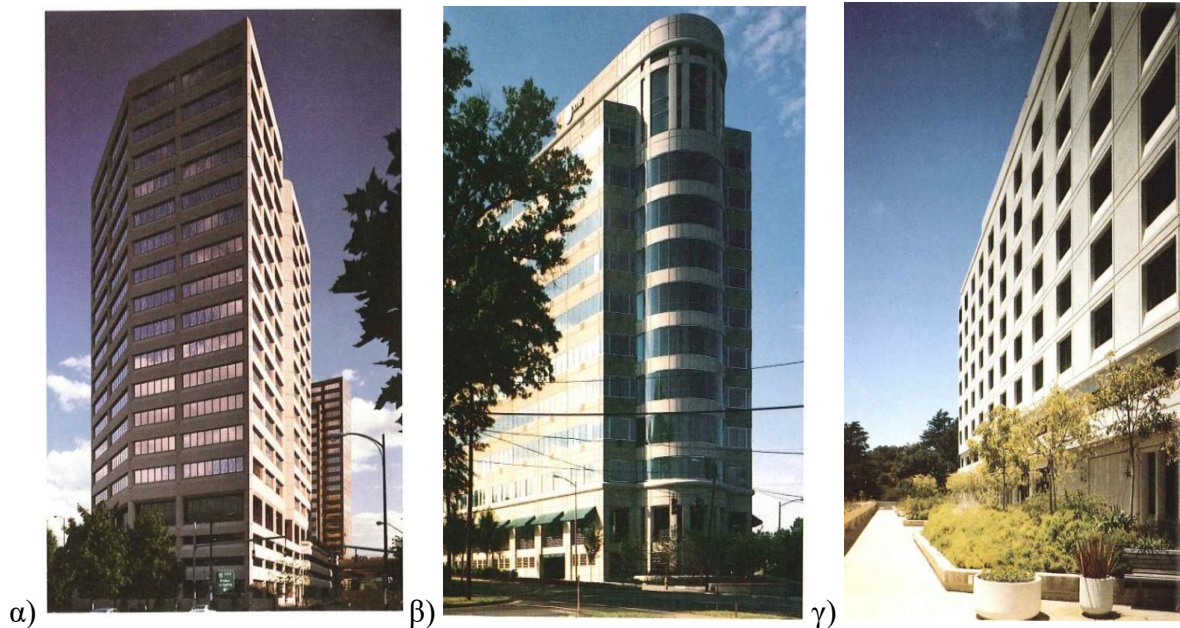
Κατά τον Arnold(1989) και το PCI(2007) [4] υπάρχουν τρεις χαρακτηριστικές διατάξεις πρόσοψης κατά το σχεδιασμό αυτών των συστημάτων (Σχ.1.9), που βασίζονται τόσο στο σχήμα των πανέλων, όσο και στον τρόπο που διατάσσονται:

α) Το φέρον πλαίσιο της κατασκευής καλύπτεται με οριζόντια πανέλα (spandrel panels) και κατακόρυφα (column covers), ενώ τα κενά καλύπτονται με γυάλινο τζάμι.

β) Το φέρον πλαίσιο της κατασκευής καλύπτεται μόνο με οριζόντια πανέλα (spandrel panels), ενώ τα κενά των ενδιάμεσων ζωνών καλύπτονται με γυάλινο τζάμι. Η πρόσοψη αποτελείται δηλαδή από εναλλαγές οριζόντιων ζωνών πανέλων και γυάλινων επιφανειών.

γ) Το φέρον πλαίσιο της κατασκευής καλύπτεται από μεγαλύτερης επιφάνειας πανέλα με τρύπες για ανοίγματα παραθύρων στη διατομή τους. Σε αυτή τη διάταξη το πλήθος των συνδέσεων είναι μειωμένο.

Κατά το σχεδιασμό ενός κτιρίου μπορούν να υιοθετηθούν πολλές διαφορετικές διατάξεις ή ακόμα και να γίνει συνδυασμός τους για τη δημιουργία καινούριων.



**Σχ. 1.9:** Διατάξεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων κατά τους Arnold(1989) και PCI(2007): (α) οριζόντια και κατακόρυφα πανέλα, (β) οριζόντια πανέλα και γυάλινες επιφάνειες, (γ) πανέλα με ανοίγματα για παράθυρα [4]

### 1.5.6 Συστήματα κυψελών (cell systems)

Τρισδιάστατα στοιχεία κυψελών συνήθως χρησιμοποιούνται για τμήματα του κτιρίου και περιστασιακά για ολοκληρωμένα κτίρια. Το βασικό πλεονέκτημα των συγκεκριμένων συστημάτων είναι η ταχύτητα κατασκευής, δεδομένου ότι οι εργασίες τελειωμάτων και εξοπλισμού των κυψελών εκτελούνται εξ' ολοκλήρου στο εργοστάσιο. Συνήθως ενισχύονται με προένταση.

### 1.5.7 Μεικτά συστήματα (hybrid systems)

Για τη δημιουργία αυτών των συστημάτων η προκατασκευή από σκυρόδεμα συνδυάζεται με άλλα στοιχεία κατασκευής όπως χυτό σκυρόδεμα, μεταλλικά στοιχεία, πλίνθους ή ξύλο. Ωστόσο, δεν πρέπει να συγχέονται με τις σύμμικτες κατασκευές (όπου χρησιμοποιούνται προκατασκευασμένο σκυρόδεμα και άλλο υλικό), διότι στην περίπτωση τους η στατική τους λειτουργία βασίζεται στη συνεργασία των δύο υλικών. Κατά την κατασκευή πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη μέριμνα στην αποτίμηση και τον έλεγχο των ιδιοτήτων που θα έχει το κάθε υλικό, για τη διασφάλιση του επιθυμητού (από το σχεδιασμό) αποτελέσματος.

Τα μεικτά συστήματα παρέχουν μεγάλη ταχύτητα και ακρίβεια στην κατασκευή τους. Επιπλέον, λόγω του γεγονότος ότι κατασκευάζονται σε μεγάλο βαθμό εργοστασιακά, συμβάλλουν στην καλύτερη ενεργειακή διαχείριση της κατασκευής.

## 1.6 Συνδέσεις

### 1.6.1 Γενικά περί συνδέσεων σε προκατασκευές από σκυρόδεμα

Οι συνδέσεις αποτελούν θεμελιώδη στοιχεία όλων των κτιρίων και των κατασκευών γενικότερα, ανεξαρτήτως υλικού. Σκοπός τους είναι η μεταφορά φορτίων, ο περιορισμός των μετακινήσεων και η παροχή ευστάθειας, τόσο στα επιμέρους μέλη, όσο και σε ολόκληρη την κατασκευή. Συνεπώς, ο σωστός σχεδιασμός τους είναι από τις σημαντικότερες παραμέτρους

που πρέπει να ληφθούν υπόψη και στον τομέα της προκατασκευής. Είναι, λοιπόν, εμφανές ότι η στατική και δυναμική συμπεριφορά μιας προκατασκευής από σκυρόδεμα εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις συνδέσεις που υπάρχουν μεταξύ των μελών της.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι συνδέσεις ανάμεσα στα πανέλα και την υπόλοιπη κατασκευή υποβάλλονται σε δυνάμεις διάτμησης, που προκαλούνται από τη σχετική μετακίνηση ορόφου του φέροντος οργανισμού. Οι συνδέσεις πρέπει να φέρουν αυτές τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού.

Η κατασκευή των συνδέσεων γίνεται επί τόπου στο έργο για την καλύτερη εφαρμογή του σχεδιασμού που έχει προηγηθεί. Ανεξάρτητα από τον τύπο σύνδεσης, συνήθως αφήνεται κενό ανάμεσα στο πάνελ και τη δοκό σύνδεσης, το οποίο στη συνέχεια γεμίζεται με υψηλής αντοχής ένεμα. Στόχος αυτής της στρώσης κονιάματος είναι η ομοιόμορφη επαφή ανάμεσα στα δύο στοιχεία, που είναι απαραίτητη για την αποτροπή ολίσθησης μεταξύ τους, μέσω της εξασφάλισης τριβής.

Στην περίπτωση λεπτού πάχους τοίχων, υπάρχει ο κίνδυνος ρωγμών στις γωνίες τους ή εξόλκευσης του οπλισμού συνδέσεων και γενικότερα ψαθυρής μορφής αστοχίας. Συνεπώς, στόχος του σχεδιασμού είναι ο περιορισμός των εφελκυστικών δυνάμεων που θα μεταφέρει η σύνδεση στον τοίχο. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με ειδικές συνδέσεις οι οποίες θα μειώσουν το μέγεθος των προερχόμενων από το έδαφος δυνάμεων που εφαρμόζονται στη σύνδεση και στον τοίχο.

Κάποιες τυπικές συνδέσεις, ως προς τις θέσεις που τοποθετούνται στην κατασκευή, είναι:

- σύνδεση μεταξύ γειτονικών στοιχείων πατώματος ή οροφής
- σύνδεση μεταξύ στοιχείων οροφής και δοκαριών
- σύνδεση δοκού με υποστύλωμα
- σύνδεση υποστυλώματος με θεμελίωση
- σύνδεση πάνελου πλαγιοκάλυψης με φέρον στοιχείο

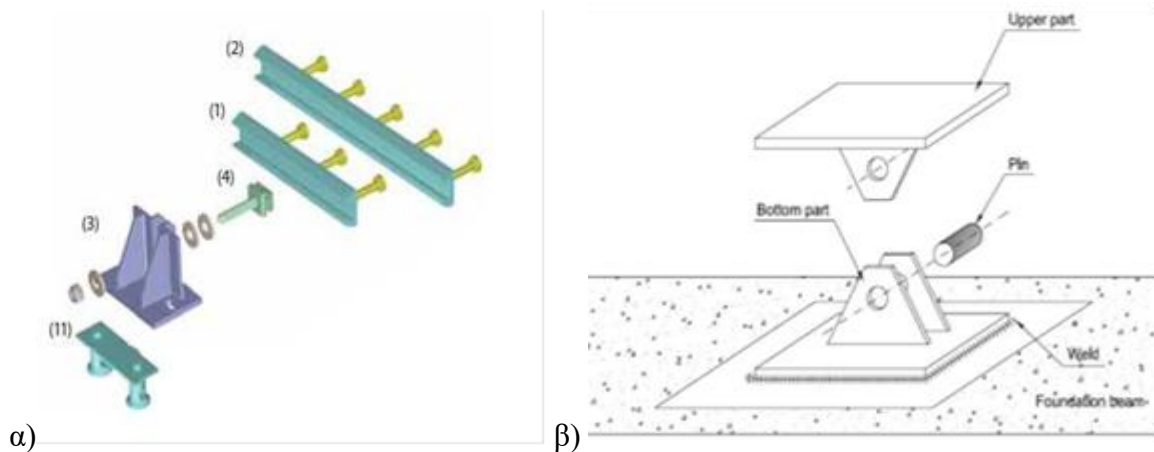
### **1.6.2 Κατηγορίες συστημάτων με βάση τις συνδέσεις**

Με βάση τη λειτουργία των συνδέσεων, τα συστήματα κατατάσσονται σε διάφορες κατηγορίες. Παρακάτω παρουσιάζονται και περιγράφονται συνοπτικά οι σημαντικότερες, καθώς και η λειτουργία των συνδέσεων σε αυτές.

#### **α) Ισοστατικά συστήματα (Isostatic systems)**

Οι συνδέσεις ανάμεσα στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής και τα πανέλα επιτρέπουν τις μετακινήσεις, με ταυτόχρονη ικανοποίηση των απαιτήσεων μετακίνησης του πλαισίου, αποσυνδέοντάς τις όμως από την κινηματική συμπεριφορά των πανέλων. Παρέχουν, δηλαδή, τη δυνατότητα ελεύθερης ανάπτυξης μεγάλων μετατοπίσεων, που αναμένονται να δημιουργηθούν στο φέρον πλαίσιο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι συνδέσεις που χρησιμοποιούνται είτε επιτρέπουν την ολίσθηση (Σχ.1.10α), με επαρκή ανοχή σε μετακινήσεις, είτε είναι κοχλιωτές που παρέχουν στροφική ελευθερία (Σχ.1.10β). Ουσιαστικά, δηλαδή, σε αυτό το σύστημα η στατική συμπεριφορά της κατασκευής καθορίζεται από τα υποστυλώματα.





Σχ. 1.10: (α) σύνδεση ολίσθησης, (β) σύνδεση με δυνατότητα στροφής [23]

### β) Συστήματα σταθερής σύνδεσης (Integrated systems)

Σε αυτά τα συστήματα, το φέρον πλαίσιο και τα πάνελα συγκρατούνται και υπάρχει σύζευξη μεταξύ τους με κοινές μετακινήσεις. Υπάρχει περιορισμός μόνο στις μετακινήσεις, ενώ, αντίθετα, είναι ελεύθερα να στραφούν. Οι συνδέσεις πρέπει να είναι επαρκώς υπερδιαστασιολογημένες, προκειμένου να φέρουν τα υψηλότερα δυνατά φορτία που μπορεί να δημιουργηθούν. Η διαστασιολόγηση πρέπει να προκύπτει από ανάλυση όλης της κατασκευής σαν σύνολο και όχι να γίνεται μόνο με βάση ένα μεμονωμένο πάνελο.

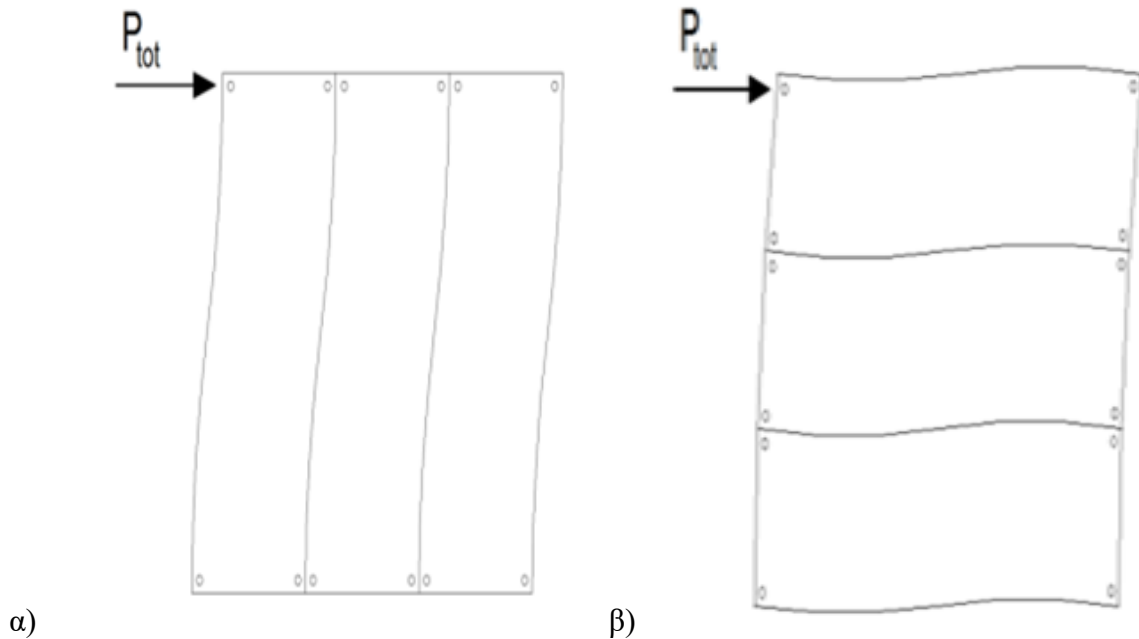
Κατά τη διάταξη αυτή, οι συνδέσεις των πινελών έχουν υπερστατική λειτουργία, με συνέπεια τα πάνελα να θεωρούνται τμήμα του φέροντος οργανισμού της κατασκευής και να δημιουργείται ένα σύνθετο φέρον σύστημα. Το σύστημα αυτό, που περιλαμβάνει τα υποστυλώματα, τα δοκάρια, τα στοιχεία οροφής και τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων με τις συνδέσεις τους, έχει μεγαλύτερη ακαμψία σε σχέση με ένα τυπικό πλαίσιο. Στην πραγματικότητα, η αντίσταση σε πλευρικά φορτία των πινελών είναι μεγαλύτερη από το 50% της ολικής πλευρικής αντίστασης του κτιρίου. Συνεπώς, τέτοιες κατασκευές θεωρούνται σαν ισοδύναμα συστήματα τοιχοποιίας κατά τον Ευρωκώδικα 8. Αυτή η θεώρηση οδηγεί σε σεισμική απόκριση με μεγαλύτερες δυνάμεις και μικρότερες μετακινήσεις.

Η εφαρμογή του συγκεκριμένου συστήματος συμβάλλει και στο να συμμετέχουν τα διαφράγματα των ορόφων στη μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων των ορόφων στα φέροντα κατακόρυφα στοιχεία. Ωστόσο, ένα σημαντικό μειονέκτημά του είναι ότι αναπτύσσονται πολύ μεγάλες δυνάμεις στις συνδέσεις.

Σε περίπτωση που χρησιμοποιούνται μεγάλου μεγέθους πάνελα, οι θερμικές διακυμάνσεις μπορούν να δημιουργήσουν σημαντικές αξονικές δυνάμεις στα στοιχεία αυτά και κατά συνέπεια να αναπτυχθούν τοπικές βλάβες, εκτεταμένη ρηγμάτωση και εκτός-επιπέδου λυγισμός. Επομένως, σε τέτοια περίπτωση, οι δυνάμεις λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό.

Τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων μπορούν να διατάσσονται είτε κατακόρυφα είτε οριζόντια, όπως φαίνεται και στο Σχ.1.11. Ωστόσο, στην περίπτωση των οριζόντιων πινελών οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα επηρεάζουν σημαντικά τις παραμορφώσεις των υποστυλωμάτων σε περίπτωση σεισμού και επιπρόσθετα συμβάλλουν στην ανάπτυξη σημαντικών τοπικών εντάσεων. Συνεπώς, οποιαδήποτε βλάβη προκύψει σαν αποτέλεσμα ενός σεισμού, πιθανόν να έχει καταστροφικές συνέπειες στην αντοχή των υποστυλωμάτων,

άρα και στην ευστάθεια ολόκληρου του κτιρίου. Επομένως, δε συνίσταται η οριζόντια διάταξη πανέλων, λόγω των προβλημάτων που μπορεί να προκύψουν.



Σχ. 1.11: (α) κατακόρυφη και (β) οριζόντια διάταξη πανέλων σε *integrated system* [19]

### γ) Συστήματα με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας (Dissipative systems)

Οι συνδέσεις ανάμεσα στο φέρον πλαίσιο και τα πανέλα ή μεταξύ των πανέλων σχεδιάζονται έτσι, ώστε να αποδίδουν ένα μεγάλο ποσοστό της ενέργειας κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Με αυτόν τον τρόπο μπορεί να βελτιωθεί η ευστάθεια των πανέλων, αλλά και η συνολική απόκριση του κτιρίου, διατηρώντας ταυτόχρονα περιορισμένες μετακινήσεις και ελεγχόμενες φορτίσεις στις συνδέσεις. Σε ένα τέτοιο σύστημα γίνεται σωστή εκμετάλλευση της αντίστασης και της ακαμψίας των περιμετρικών πανέλων.

Οι συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας είναι απλές, χαμηλού κόστους κατασκευές, που βασίζουν τη λειτουργία τους στην τριβή ή την πλαστικότητα και σχεδιάζονται έτσι, ώστε να εισέρχονται ανάμεσα σε κατακόρυφα ή οριζόντια πανέλα. Εισάγονται σε κατάλληλες εσοχές, που έχουν προβλεφθεί κατά το σχεδιασμό, στους κόμβους ανάμεσα στα πανέλα (ή στα πανέλα και τη δοκό) και συνδέονται με την υπόλοιπη κατασκευή με ένα προκαθορισμένο τρόπο. Έτσι, η ενεργοποίηση των συνδέσεων ανάμεσα στα πανέλα τα καθιστά φέρον τμήμα της πρόσοψης. Οι υποκατηγορίες που μπορούν να καταταχθούν με βάση τον τρόπο που λειτουργούν είναι οι ακόλουθες:

- Συσκευές τριβής (Friction devices)-(Σχ.1.12α)

Αποδίδουν δυνάμεις μέσω της τριβής. Έχουν μεγάλη κατανάλωση ενέργειας λόγω της (υστερητικού τύπου) ανακυκλιζόμενης απόκρισης.

- Συσκευές πολλαπλών σχισμών (multi-slit devices) -(Σχ.1.12β,γ,δ)

Αποδίδουν δυνάμεις μέσω της πλαστικότητας. Οι σχισμές μονώνουν ένα πλήθος λωρίδων ολίσθησης και με αυτόν τον τρόπο μετατρέπουν τη διατμητική συμπεριφορά των πλακών σε καμπτική συμπεριφορά των απλών λωρίδων, κάτι που είναι ιδανικό για την απορρόφηση της ενέργειας.

- Steel cushions

Μπορούν να εφαρμοστούν όπου χρησιμοποιούνται οι συσκευές τριβής και οι συσκευές πολλαπλών σχισμών. Έχουν τη δυνατότητα να μεταβιάσουν τις δυνάμεις μεταξύ των πανέλων, όταν χρησιμοποιούνται ανάμεσά τους.



Σχ. 1.12: (α) συσκευή τριβής και (β,γ,δ) συσκευές πολλαπλών σχισμών [16]

Σε σχέση με τα δύο προαναφερθέντα συστήματα, δηλαδή το ισοστατικό, που έχει απαίτηση για μεγάλες μετακινήσεις, και το σύστημα σταθερής σύνδεσης, που έχει απαίτηση για μεγάλες δυνάμεις, το σύστημα με συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας προσφέρει μια ενδιάμεση λύση που διατηρεί τόσο τις μετακινήσεις, όσο και τις δυνάμεις εντός χαμηλών και προκαθορισμένων ορίων.

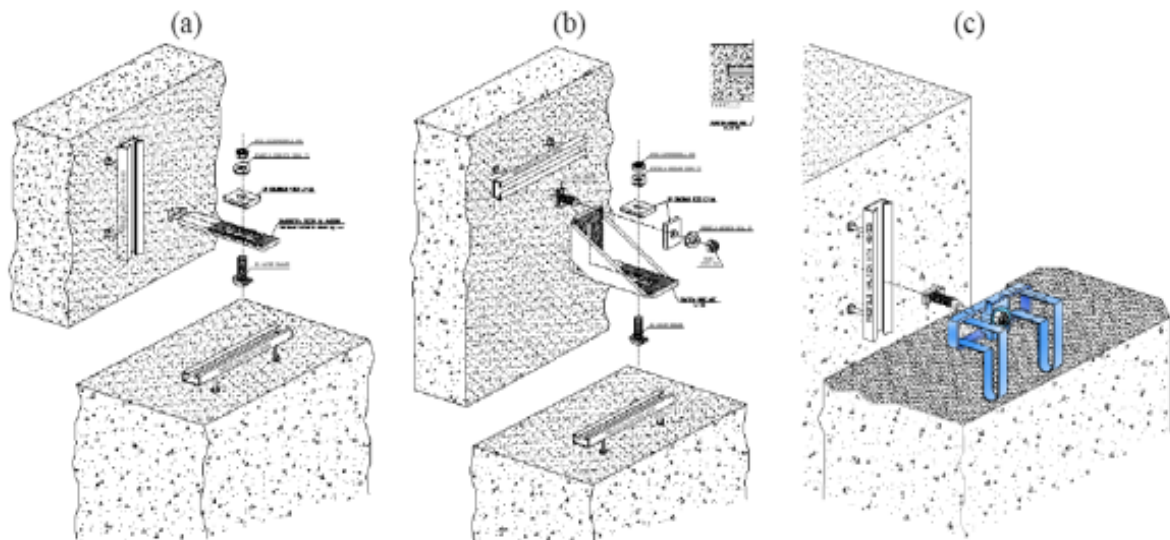
### 1.6.3 Συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων (cladding connections)

Οι συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων ενώνουν τα πάνελα με την υπόλοιπη κατασκευή ή τα πάνελα μεταξύ τους. Έχουν σημαντικό ρόλο στην ασφάλεια, τη σωστή συμπεριφορά και την οικονομικότητα ενός συστήματος επένδυσης. Αποτελούνται από τρία επιμέρους τμήματα: τον κορμό, τους συνδετήρες και τις αγκυρώσεις (Σχ.1.14). Οι αγκυρώσεις είναι σημαντικό να έχουν επαρκές μήκος, ώστε να διασφαλιστεί η ευστάθεια και να αποφευχθούν ανεπιθύμητες μορφές αστοχίας.

Συνοπτικά, οι σημαντικότερες απαιτήσεις που υπάρχουν στις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων είναι η αντοχή, η πλαστιμότητα, οι παραμορφώσεις λόγω ογκομετρικών αλλαγών, η ανθεκτικότητα, η κατασκευασιμότητα και η σωστή συμπεριφορά σε σεισμό. Ωστόσο, παρουσιάζουν το σημαντικό μειονέκτημα ότι η πλήρης κατανόηση της λειτουργίας τους σε πραγματικές σεισμικές φορτίσεις είναι ακόμα προς διερεύνηση, καθώς σε πρόσφατους σεισμούς παρατηρήθηκε διαφορετική συμπεριφορά από την (κατά το σχεδιασμό) αναμενόμενη.

Τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων και οι υπάρχουσες συνδέσεις της κύριας κατασκευής δεν μπορούν να φέρουν τις μεγάλες μετακινήσεις των υποστρωμάτων, οι οποίες είναι απαραίτητες για τη δημιουργία της κατανομής ενέργειας που έχει προβλεφθεί. Αντίθετα, πρέπει να σχεδιάζονται, ώστε να επιτρέπουν στα πάνελα πλαγιοκαλύψεων να φέρουν τις σχετικές μετακινήσεις ανάμεσα στο άκαμπτο πάνελο και το εύκαμπτο φέρον πλαίσιο, οι οποίες αναπτύσσονται κατά το σεισμό. Συνεπώς, οι συνδέσεις μπορούν να φορτιστούν με σεισμικές δυνάμεις ανάλογες με τη συνολική μάζα της κατασκευής.





Σχ. 1.13: Τυπικές μορφές συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων: (α) σύνδεση ολίσθησης (sliding), (β) γωνιακή σύνδεση (angle), (γ) σύνδεση υποστήριξης (cantilever) [16]

Υπάρχουν διάφοροι τύποι τέτοιων συνδέσεων σε ένα σύστημα με πανέλα πλαγιοκαλύψεων που εξαρτώνται από το μέγεθος και το σχήμα των πανέλων, τις συνθήκες στήριξης, τις δυνάμεις και τις μετακινήσεις του συστήματος επένδυσης. Οι συγκεκριμένες συνδέσεις πρέπει να είναι σχεδιασμένες ώστε να φέρουν φορτία βαρύτητας (από το ίδιο βάρος του πανέλου), φορτία ανέμου, φορτία σεισμού, φορτία λόγω ογκομετρικής αλλαγής και φορτία από την υπόλοιπη κατασκευή. Τα φορτία αυτά πρέπει να μεταβιβάζονται με ασφάλεια από το πανέλο στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής.

Οι σημαντικότερες κατηγορίες συνδέσεων πανέλων πλαγιοκάλυψης, με βάση τη στατική τους συμπεριφορά, είναι οι παρακάτω:

- φέρουσες συνδέσεις (bearing connections)
- push-pull (tie back) connections
- σεισμικές (διατμητικής πλάκας) συνδέσεις (lateral seismic (shear plate) connections)

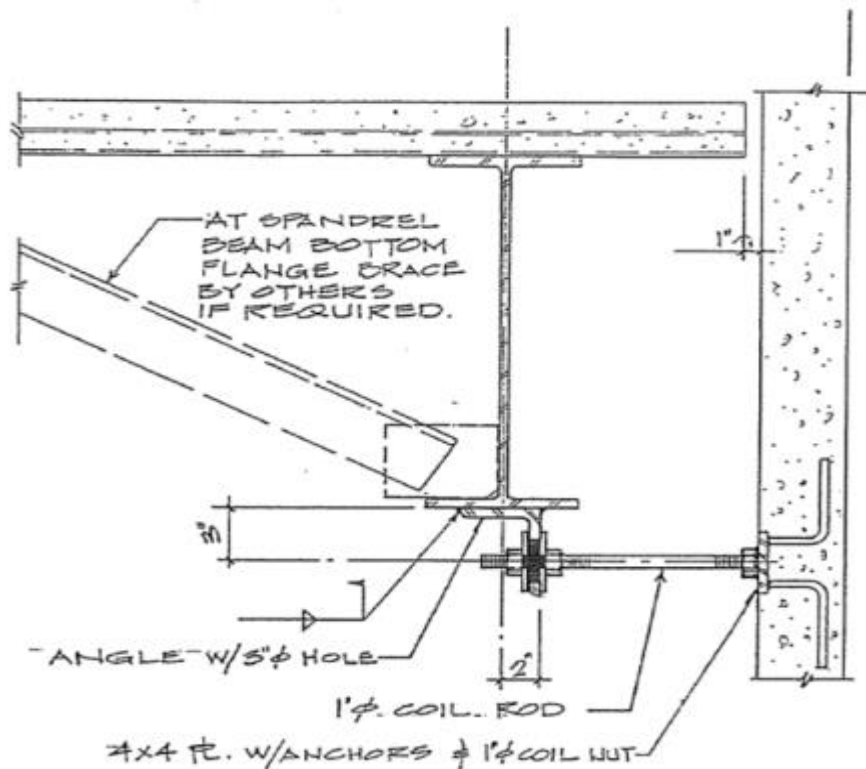
Η συμπεριφορά του συστήματος καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από τη διάταξη των συνδέσεων. Γενικά, σε κάθε πανέλο υπάρχουν το πολύ δύο φέρουσες και τουλάχιστον τέσσερις άλλου τύπου συνδέσεις. Αυτό συμβαίνει για την αποφυγή μιας απροσδιόριστης κατανομής φορτίων βαρύτητας και την εξασφάλιση έναντι εκτός-επιπέδου αστοχίας. Ακολουθεί μια σύντομη περιγραφή των τύπων που αναφέρθηκαν.

#### α) Φέρουσες συνδέσεις (bearing connections)

Στόχος τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους του πανέλου στο υπόλοιπο κτίριο. Συνήθως, δεν υπάρχουν σε παραπάνω από δύο σημεία ανά πανέλο και παραπάνω από ένα επίπεδο ανά κατασκευή. Μπορούν να είναι τελείως ευθύγραμμες, ακολουθώντας το επίπεδο του πανέλου κατά μήκος της κάτω γωνίας ή έκκεντρες, που χρησιμοποιούνται όταν είναι δυνατές οι μετακινήσεις στο σύστημα υποστήριξης. Οι πιο κοινοί τρόποι κατασκευής έκκεντρων συνδέσεων είναι είτε με συγκολλητά γωνιακά ελάσματα είτε με χαλυβδοσωλήνες και με ένα κοχλία που είναι απαραίτητος για την τοποθέτησή τους στη σωστή θέση, αλλά και μετέπειτα για τη μεταφορά κατακόρυφων φορτίων.

### β) Push-pull (tie back) connections

Έχουν σαν στόχο τη διατήρηση του πάνελου σε κατακόρυφη θέση, καθώς και να συμβάλλουν στην πλευρική αντίστασή του από σεισμικά φορτία ή φορτία ανέμου ή έκκεντρα φορτία. Έτσι, μπορεί να σχεδιαστούν για να αντιστέκονται σε εντός-επιπέδου δυνάμεις ή για να απομονώσουν τα πάνελα, ώστε να επιτρέψουν στο φέρον πλαίσιο να έχει ανεξάρτητη πλευρική απόκριση από αυτά. Οι συνδέσεις αυτές συνήθως κατασκευάζονται από ράβδους με σπείρωμα ή συγκολλητά μεταλλικά ελάσματα στις γωνίες ή χαλυβδοσωλήνες που συνδέονται με τα δοκάρια ή τα υποστυλώματα του κτιρίου.



Σχ. 1.14: Πλευρική push-pull connection δοκού-υποστυλώματος (Hegle [1989])-διακρίνονται τα βασικά επιμέρους τμήματα μιας τυπικής σύνδεσης [4]

### γ) Σεισμικές (διατμητικής πλάκας) συνδέσεις (lateral seismic (shear plate) connections)

Ο κύριος στόχος τους είναι ο περιορισμός των διατμητικών δυνάμεων στο επίπεδο του πάνελου, που προκαλούνται από το σεισμό. Ουσιαστικά «ανακουφίζουν» τις push-pull connections από την πλήρη ανάληψη των πλευρικών φορτίων. Αυτό συμβαίνει με τη μεταφορά δυνάμεων κάθετα στο επίπεδο του πάνελου. Ακόμα, σχεδιάζονται έτσι, ώστε να επιτρέπουν στο υπόλοιπο κτίριο να κινείται κάθετα ή οριζόντια, παράλληλα με το πάνελο, ενώ αυτό βρίσκεται υπό την κάθετη φόρτιση που προαναφέρθηκε. Τοποθετούνται πάνω ή κάτω από τις φέρουσες συνδέσεις και κατά μήκος του πάνελου.

#### 1.6.4 Συνδέσεις φερόντων τοιχωμάτων (loadbearing connections)

Οι συνδέσεις των φερόντων τοιχωμάτων είναι πολύ σημαντικό κομμάτι του στατικού συστήματος μιας κατασκευής, καθώς η ευστάθειά της εξαρτάται από αυτές. Είναι επιθυμητό να σχεδιάζονται, έτσι, ώστε να επιτρέπονται οι πλευρικές μετακινήσεις και οι στροφές. Οι συνδέσεις αυτού του τύπου κατασκευάζονται από κοχλίες, γωνιακές συγκολλήσεις, προένταση, ενέματα ή συνδυασμό των παραπάνω τεχνικών.

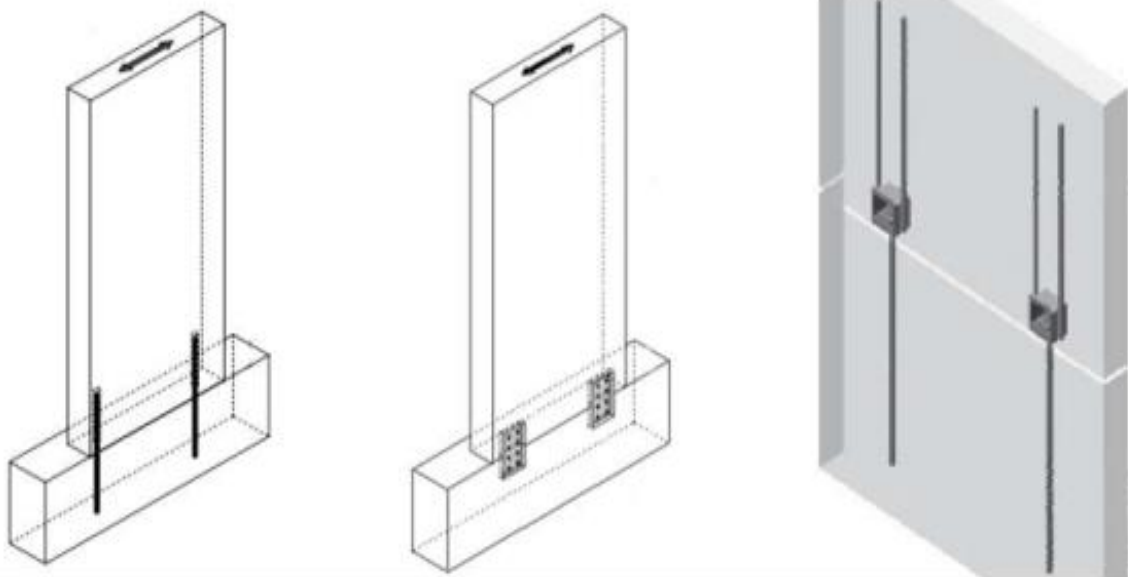
Οι οριζόντιες συνδέσεις σε φέροντα τοιχώματα συνήθως τοποθετούνται στα επίπεδα των ορόφων και στη βάση του κτιρίου, όπου αρχίζει η θεμελίωση. Οι συνδέσεις αυτές μπορούν να συνδέουν είτε πατώματα ορόφων με τοίχους είτε μόνο τοίχους. Οι κύριες δυνάμεις που μεταφέρονται έχουν κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση και προέρχονται τόσο από τα πανέλα, όσο και από τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών του ορόφου. Είναι σημαντικό επίσης, κατά την κατασκευή των οριζόντιων συνδέσεων των εξωτερικών φερόντων τοίχων, να παρέχεται σε αυτές υδατοστεγανότητα.

Οι κατακόρυφες συνδέσεις πρέπει να σχεδιάζονται έτσι, ώστε είτε τα γειτονικά φέροντα πανέλα να σχηματίζουν ένα ενιαίο στοιχείο είτε να δρουν με ανεξάρτητο τρόπο. Οι συνδέσεις αυτές, εκτός από τη μεταφορά της κατακόρυφης διατμητικής δύναμης λόγω των πλευρικών φορτίων, μπορούν να υποβάλλονται και σε διατμητικές δυνάμεις, που δημιουργούνται από τις διαφορετικές φορτίσεις των παρακείμενων πανέλων.

### 1.6.5 Τύποι συνδέσεων

Υπάρχουν αρκετές μέθοδοι με τις οποίες μπορεί να επιτευχθεί η σύνδεση μεταξύ δυο μελών ενός προκατασκευασμένου συστήματος. Οι σημαντικότεροι τύποι συνδέσεων, όμως, είναι οι ακόλουθοι:

- συνδέσεις με προεξέχουσες ράβδους (protruding bars)-Σχ.1.15α,Σχ.1.16
- κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπικές πλάκες (bolted plates)-Σχ.1.15β,Σχ.1.17
- συνδέσεις με wall shoes-Σχ.1.15γ,Σχ.1.18



Σχ. 1.15: Τύποι συνδέσεων: (α) προεξέχουσες ράβδοι, (β) κοχλιωτή με μετωπικές πλάκες, (γ) wall shoes [20]

Στη συνέχεια, ακολουθούν αναλυτικότερες περιγραφές για τον κάθε τύπο σύνδεσης.

**α) Συνδέσεις με προεξέχουσες ράβδους (protruding bars)**

Ο συγκεκριμένος τρόπος σύνδεσης υλοποιείται με τη χρήση μεταλλικών ράβδων που εισχωρούν από τα πάνελα στα δοκάρια ή αντίστροφα. Κατά το σχεδιασμό προβλέπονται αυλακώσεις και τρύπες στην απέναντι πλευρά από τις ράβδους, για να διευκολύνουν την εισχώρησή τους. Μετά την ανέγερση οι αυλακώσεις καλύπτονται με υψηλής αντοχής, μη-συστελλόμενο υγρό κονίαμα.

Ειδικές διατάξεις απαιτούνται για να επιτευχθεί η σωστή τοποθέτηση των πανέλων, που θα εξασφαλίσει την ευστάθειά τους μέχρι την πλήρη σκλήρυνση του κονιάματος. Συγκεκριμένα, χρειάζεται να τοποθετηθεί κατάλληλος οπλισμός γύρω από τις αυλακώσεις για να περιορίσει το σκυρόδεμα που βρίσκεται γύρω τους και να αποτρέψει πιθανή εξόλκευση της ράβδου σύνδεσης. Για την αποφυγή αυτού του ανεπιθύμητου φαινομένου απαιτούνται επίσης κυματοειδείς και όχι λείες αυλακώσεις. Μια εναλλακτική λύση, βέβαια, μπορεί να είναι η χρήση μηχανικών συνδέσεων, για την επίτευξη συνέχειας στον οπλισμό. Αυτό γίνεται με την προϋπόθεση ο μηχανισμός αυτός να έχει πειραματικά ελεγχθεί ως προς την αποτελεσματικότητά του όσον αφορά την υπεραντοχή, που είναι επιθυμητή στις συνδεόμενες ράβδους.

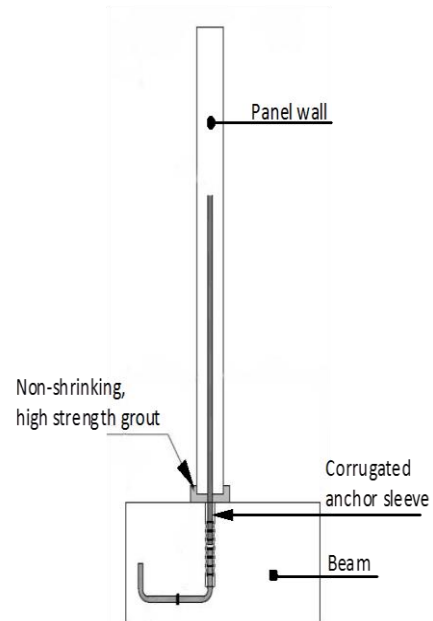
Οι πιθανές μορφές αστοχίας των συνδέσεων με προεξέχουσες ράβδους είναι:

- εξόλκευση ράβδων
- θραύση ράβδων λόγω εφελκυσμού
- μόνιμη παραμόρφωση των ράβδων υπό εφελκυσμό
- αστοχία του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη
- διατμητική αστοχία (ολίσθηση) του πάνελου



α)

β)



Σχ. 1.16: Σύνδεση με προεξέχουσες ράβδους (α) εφαρμογή σε πάνελο, (β) κατακόρυφη τομή [19]

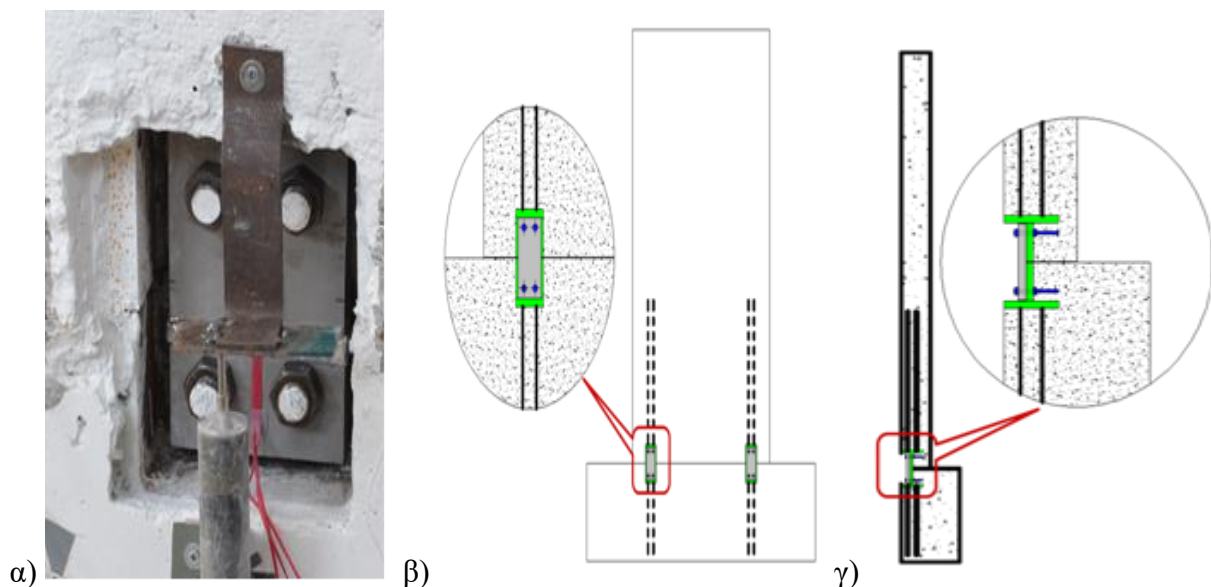
**β) Κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπικές πλάκες (bolted plates)**

Οι συνδέσεις αυτές κατασκευάζονται χρησιμοποιώντας μεταλλικές μετωπικές πλάκες που συνδέονται με «φωλιές», που βρίσκονται στη δοκό στήριξης, και με το πανέλο, μέσω επαρκούς αριθμού κοχλιών. Οι «φωλιές» που προαναφέρθηκαν είναι ενσωματωμένες στο σκυρόδεμα και συγκολλημένες με τις ράβδους οπλισμού, έτσι ώστε οι δυνάμεις σύνδεσης να μεταφερθούν σταδιακά στο σκυρόδεμα. Το κύριο πλεονέκτημα αυτών των συνδέσεων είναι ότι οι μεταλλικές πλάκες μπορούν εύκολα να αντικατασταθούν σε περίπτωση βλάβης. Ακόμα, με τις συνδέσεις αυτές δε συναντάται καμία δυσκολία στην τοποθέτηση των πανέλων και βοηθούν στην ταχύτερη ανέγερση της κατασκευής.

Ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας είναι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών, ενώ αντίθετα δεν αναμένεται διαρροή της μεταλλικής πλάκας. Επιπλέον, υπάρχουν ειδικές απαιτήσεις που αφορούν: την ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος, το ελάχιστο πάχος της διατομής του τοίχου, την ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γωνιών του τοίχου, τον κύριο και τον δευτερεύοντα οπλισμό. Οι απαιτήσεις αυτές εξαρτώνται από τη δύναμη που μπορεί να φέρει το κάθε στοιχείο και σκοπός τους είναι η αποτροπή τοπικής αστοχίας στο σκυρόδεμα. Αντίθετα, δεν υπάρχουν ειδικές απαιτήσεις σε σχέση με την αποτροπή ολίσθησης κατά την οριζόντια έννοια, καθώς η αντίσταση που παρέχεται από την τριβή ανάμεσα στο πανέλο και το δοκάρι, αλλά και η διατμητική αντίσταση της σύνδεσης επαρκούν.

Οι πιθανές μορφές αστοχίας των κοχλιωτών συνδέσεων με μετωπικές πλάκες είναι:

- αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών σύνδεσης
- μόνιμη παραμόρφωση των κοχλιών ή/και της πλάκας λόγω μεγάλων αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων
- χαλάρωση της σύνδεσης λόγω μόνιμης παραμόρφωσης των τρυπών για τους κοχλίες
- αστοχία του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη
- διατμητική αστοχία (ολίσθηση) του πανέλου



Σχ. 1.17: Κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα (α) τοποθέτηση, (β, γ) κατακόρυφες τομές [19]

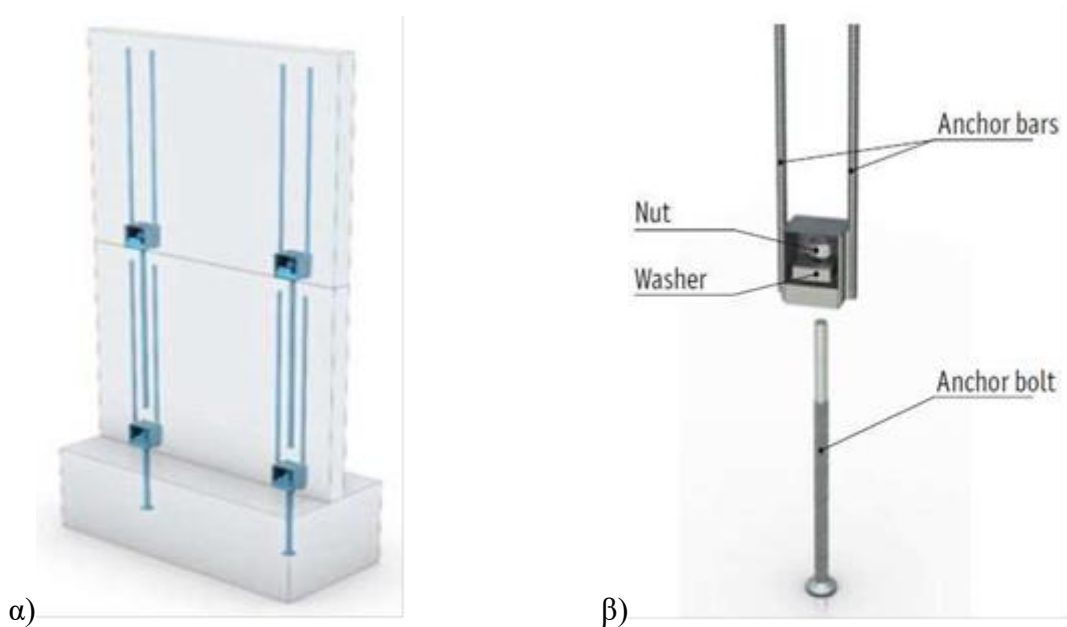


### γ) Συνδέσεις με wall shoes

Είναι συσκευές που κατασκευάζονται από διάφορες εταιρείες του κλάδου για τη σύνδεση πανέλων με δοκούς ή πανέλων μεταξύ τους. Υπάρχουν ειδικές απαιτήσεις που αφορούν: την ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος, το ελάχιστο πάχος της διατομής του τοίχου, την ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γωνιών του τοίχου, τον κύριο και τον δευτερεύοντα οπλισμό. Οι απαιτήσεις αυτές εξαρτώνται από τη δύναμη που μπορεί να φέρει το κάθε στοιχείο.

Τα wall shoes αποτελούνται από:

- α) μια μεταλλική «φωλιά» με δυνατή πλάκα βάσης που κατασκευάζεται στο κάτω μέρος του πάνω τοίχου και συνδέεται με αγκύρωση
- β) ράβδους
- γ) έναν κοχλία για αγκύρωση που κατασκευάζεται στο πάνω μέρος της κάτω δοκού ή του κάτω τοίχου
- δ) μια ροδέλα και ένα «παξιμάδι» που δένουν τον κοχλία με την κάτω πλάκα



Σχ. 1.18: Σύνδεση με wall shoes: (α) τομή, (β) λεπτομέρεια κατασκευής του [19]

Οι πιθανές μορφές αστοχίας των συνδέσεων με wall shoes είναι:

- εξόλκευση των κοχλιών
- θραύση των κοχλιών
- μόνιμη παραμόρφωση των κοχλιών λόγω μεγάλων αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων
- στρέβλωση της πλάκας της ροδέλας
- αστοχία του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη
- διατμητική αστοχία (ολίσθηση) του πανέλου

### **δ) Άλλοι τύποι συνδέσεων**

Υπάρχουν και άλλοι τύποι συνδέσεων που χρησιμοποιούνται στις προκατασκευές από σκυρόδεμα. Παρακάτω παρατίθενται κάποιοι από αυτούς μαζί με μια σύντομη περιγραφή τους.

- **συνδέσεις με συγκολλητά ελάσματα (welded connections)**

Χρησιμοποιούνται με αρκετά μεγάλη συχνότητα λόγω της αποτελεσματικότητάς τους και της προσαρμοστικότητας που παρουσιάζουν στις εκάστοτε συνθήκες. Η κατασκευή τους γίνεται με την τοποθέτηση ενός ελάσματος ανάμεσα σε δύο μεταλλικά ελάσματα που είναι ενσωματωμένα στο πανέλο (ή στη δοκό ή στα υποστυλώματα, ανάλογα που γίνεται η σύνδεση) και στη συνέχεια με τη συγκόλλησή μεταξύ τους. Κάποιες συνδέσεις συχνά σχεδιάζονται να κάμπτονται και να διαρρέουν μόνο κατά τη μια διεύθυνση, ενώ παραμένουν άκαμπτες κατά τις άλλες. Επιπλέον, πολλές φορές χρειάζονται πυροπροστασία ή προστασία από τη διάβρωση.

- **συνδέσεις με ενέματα (grouted connections)**

Τα στοιχεία στα οποία χρησιμοποιούνται αυτές οι συνδέσεις έχουν γρήγορη και εύκολη εγκατάσταση. Το ένεμα πρέπει να έχει υψηλή αντοχή και ικανοποιητική ροή. Πριν την εφαρμογή αυτής της μεθόδου πρέπει να ελεγχθεί ότι τα υπόλοιπα στοιχεία σύνδεσης είναι σωστά τοποθετημένα και ότι το επιθυμητό μήκος της σύνδεσης μπορεί να επιτευχθεί. Κατά την εφαρμογή της πρέπει να παρέχονται στηρίξεις στα μέλη, ώστε να μη μετακινηθούν τα στοιχεία στους κόμβους σύνδεσης από την εκτόξευση του κονιάματος. Γι' αυτά τα στοιχεία σύνδεσης πρέπει να υπάρχει μέριμνα, ώστε να προστατεύονται από ξηρασία ή πάγωμα.

- **συνδέσεις με μεταλλικούς πείρους (dowel connections)**

Η αντοχή του πείρου σε εφελκυσμό και διάτμηση εξαρτάται από τη διάμετρο του, το μήκος του, καθώς και τη σύνδεση που δημιουργείται. Χρησιμοποιούνται συχνά, σε συνδυασμό με κοχλίες, στη σύνδεση των θεμελιώσεων με τα άνω στοιχεία της κατασκευής. Είναι σημαντικό να τοποθετούνται με μεγάλη ακρίβεια, τόσο κατά την κατακόρυφη όσο και κατά την οριζόντια έννοια.

- **συνδέσεις με προένταση (post-tensioned connections)**

Σε αυτές τις συνδέσεις εισάγονται προεντεταμένοι τένοντες, φορτισμένοι με κατάλληλο τρόπο, ενώ συνήθως χρησιμοποιείται και υψηλής αντοχής ένεμα.

## **1.7 Προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα**

Μια από τις πιο ευρείες χρήσεις της προκατασκευής είναι στην ανέγερση κτιρίων. Τα κτίρια αυτά αποτελούνται από προκατασκευασμένα δομικά στοιχεία, τα οποία παρασκευάζονται συνήθως στο εργοστάσιο και μεταφέρονται στην οικοδομή για τη συναρμολόγηση, και από διάφορους τύπους σύνδεσης που υλοποιούνται κατά τη συναρμολόγηση. Διαφέρουν στη συμπεριφορά σε σχέση με τα μονολιθικά κτίρια ως προς το ότι τα προκατασκευασμένα μέλη έχουν αυστηρή τήρηση των κανόνων παραγωγής, άρα και καλύτερη συμπεριφορά, και ως προς το ότι η δημιουργία των συνδέσεων γίνεται επί τόπου στο έργο, κάτι που δημιουργεί αδυναμία στην κατασκευή.

Τα κτίρια αυτά είναι συνήθως κατασκευές με πλαισιωτό στατικό σύστημα, οι οποίες έχουν σαν κύριο πλεονέκτημα τη δυνατότητα δημιουργίας μεγάλων ανοιγμάτων. Αποτελούνται από τις θεμελιώσεις (πέδιλα συνήθως) στις οποίες στηρίζονται και συνδέονται

προκατασκευασμένα υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα υποστηρίζουν δοκούς, που συχνά είναι προεντεταμένες, ή ακόμα και δικτυώματα (για πολύ μεγάλα ανοίγματα). Οι κύριες δοκοί με τη σειρά τους, φέρουν τα στοιχεία οροφής, που μπορούν να είναι συνεχή ή μη-συνεχή, μεταβλητές διατομές και υπόστεγα. Αφού κατασκευαστεί το φέρον πλαίσιο, συμπληρώνονται από προκατασκευασμένα πάνελα πλαγιοκαλύψεων κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου, τα οποία μπορεί να έχουν είτε οριζόντια διάταξη, συνδεδεμένα με τα υποστυλώματα, είτε κατακόρυφη, συνδεδεμένα με οριζόντια δοκάρια.

Άλλη μέθοδος κατασκευής των προκατασκευασμένων κτιρίων είναι με τοιχωματικά συστήματα που αποτελούνται από πάνελα τοιχωμάτων και πάνελα πατωμάτων-οροφής, η συμπεριφορά των οποίων είναι αρκετά καλή. Επιπλέον, μπορούν να κατασκευαστούν με συστήματα πλάκας-υποστυλώματος με τοίχους διάτμησης, τα οποία αποτελούνται από προκατασκευασμένες πλάκες, υποστυλώματα και τοιχώματα, ενώ μπορεί να εφαρμοστεί και προένταση για μεγαλύτερη ασφάλεια. Ωστόσο, γενικά δεν έχουν ικανοποιητική αντισεισμική συμπεριφορά, αν δε χρησιμοποιείται προένταση. Τέλος, υπάρχουν και οι μεικτές κατασκευές, όπου η προκατασκευή από σκυρόδεμα συνδυάζεται με άλλα στοιχεία κατασκευής όπως χυτό σκυρόδεμα, μεταλλικά στοιχεία, πλίνθους ή ξύλο.

Η κατασκευή προκατασκευασμένων κτιρίων από σκυρόδεμα είναι μια μέθοδος που είναι διαρκώς αναπτυσσόμενη και όλο και πιο πολύ χρησιμοποιούμενη στην κλάδο της κατασκευής (από απλές κατασκευές έως μεγάλης κλίμακας και σπουδαιότητας έργα). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι έχει πολλά πλεονεκτήματα, με βασικότερα την ταχύτητα κατασκευής και τη μικρότερη κατανάλωση ενέργειας. Για να επιτευχθεί όμως αυτή η ταχύτητα πρέπει τα δομικά μέλη να ανεγείρονται με απλό τρόπο και με ασφάλεια, με επαρκή σχεδιασμό συνδέσεων. Να σημειωθεί ότι η ακαμψία όλης της κατασκευής επηρεάζεται από την τοπική ακαμψία των συνδέσεων από 5 έως 10 φορές περισσότερο σε σχέση με αυτή των υπόλοιπων στοιχείων. Γι' αυτό είναι βασικό οι συνδέσεις να έχουν επαρκή αντοχή έναντι μεγάλων φορτίσεων και παραμορφώσεων. Έτσι, η ενίσχυση και η επισκευή των κτιρίων εστιάζει κατά κύριο λόγο στην αντοχή των συνδέσεων.

Τα προκατασκευασμένα κτίρια μπορούν να ταξινομηθούν σύμφωνα με διαφορετικούς παράγοντες: τον τύπο της κατασκευής, τον αριθμό των ορόφων και τον τύπο της οροφής. Έτσι μπορούν να καταταγούν σε διάφορες κατηγορίες:

- Ανάλογα με το *στατικό σύστημα*:
  - πλαισιωτά κτίρια
  - κτίρια από προκατασκευασμένα πάνελα
  - μεικτές κατασκευές
- Ανάλογα με τον *αριθμό ορόφων*:
  - μονώροφα «βιομηχανικά» κτίρια
  - πολυώροφα κτίρια

Μια πολύ σημαντική κατηγορία προκατασκευασμένων κτιρίων είναι τα βιομηχανικά κτίρια. Η μεγάλη τους ανάπτυξη ξεκίνησε τη δεκαετία του 1960, παρ' όλο που είχαν κατασκευαστεί κάποια και νωρίτερα. Ο λόγος που συνέβη αυτό είναι οι μεταπολεμικές ανάγκες που είχαν προκύψει, σύμφωνα με τις οποίες έπρεπε να δημιουργηθούν χαμηλού κόστους και ταχείς σε ανέγερση κατασκευές, σε συνδυασμό με τη βιομηχανική ανάπτυξη που υπήρξε για την κάλυψη των αναγκών του παγκόσμιου πληθυσμού. Η κατασκευή βιομηχανικών κτιρίων, ως επί το πλείστον από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα, πέρα από



τους παράγοντες που προαναφέρθηκαν, οφείλεται και στην απαίτηση που έχουν για κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων, αλλά και για τυποποιημένες ορθογωνικές διατομές.

## **1.8 Κατασκευή έργων από προκατασκευασμένα στοιχεία**

### **1.8.1 Φάσεις κατασκευής έργων από προκατασκευασμένα στοιχεία**

Η τεχνική της κατασκευής δομικών έργων από προκατασκευασμένα στοιχεία περιλαμβάνει τις παρακάτω τέσσερις, ανεξάρτητες μεταξύ τους, φάσεις:

- φάση παραγωγής (συναρμολόγηση και κατασκευή των επιμέρους δομικών στοιχείων στο εργοστάσιο)
- φάση μεταφοράς (μεταφορά στο εργοτάξιο)
- φάση συναρμολόγησης (σύνθεση στο εργοτάξιο των επιμέρους δομικών στοιχείων σε μια ολοκληρωμένη δομική ενότητα)
- φάση τελικών εργασιών

### **1.8.2 Παραγωγή στο εργοστάσιο**

Η διαδικασία παραγωγής στο εργοστάσιο αρχίζει με την κατασκευή ή την προετοιμασία του τύπου (καλουπιού) (Σχ.1.19) για ένα ορισμένο δομικό στοιχείο και τελειώνει με τη μεταφορά του στοιχείου στο εργοτάξιο για συναρμολόγηση. Ωστόσο, είναι δυνατόν η συναρμολόγηση σε μια ενιαία κατασκευή να πραγματοποιηθεί στο βιομηχανικό χώρο και στη συνέχεια να μεταφερθεί ολοκληρωμένο το έργο στην τελική του θέση. Οι απαιτούμενες εργασίες διακρίνονται ανάλογα με τον τόπο εκτέλεσής τους σε:

- εργασίες σε βοηθητικούς τρόπους (*προεργασίες*)
  - κατασκευή του τύπου
  - προετοιμασία των εντοιχισμένων στοιχείων
  - προετοιμασία του οπλισμού
  - παρασκευή σκυροδέματος
- εργασίες μέσα στην αίθουσα παραγωγής (*κύριες εργασίες παραγωγής*)
  - προετοιμασία του τύπου για επόμενη χρήση
  - τοποθέτηση των εντοιχισμένων στοιχείων
  - τοποθέτηση του οπλισμού
  - επιβολή των δυνάμεων προέντασης (εφ' όσων έχει)
  - διανομή και στρώση του νωπού σκυροδέματος
  - πήξη του σκυροδέματος
  - αποκοπή των καλωδίων προέντασης (εφ' όσων έχει)
  - ξεκαλούπωμα και μεταφορά του δομικού στοιχείου
- εργασίες έξω από την αίθουσα παραγωγής (*μετεργασίες*)

- επεξεργασία των επιφανειών
- αποθήκευση του δομικού στοιχείου



*Σχ. 1.19: Διαδικασία κατασκευής πάνελου σε τύπο (καλούπι) στο εργοστάσιο*

Οι εργασίες παραγωγής των προκατασκευασμένων στοιχείων οργανώνονται έτσι, ώστε η παραγωγή τους να ακολουθεί τη σειρά του προγράμματος συναρμολόγησης, προσαρμοσμένη στην καλύτερη αξιοποίηση των καλουπιών και τη μείωση του κόστους παραγωγής. Κατά κανόνα, στις εργασίες αυτές χρησιμοποιούνται ηλεκτρονικώς ελεγχόμενα συγκροτήματα παραγωγής σκυροδέματος, με αποτέλεσμα τον περιορισμό στο ελάχιστο των αποκλίσεων από τις προδιαγραφές των χαρακτηριστικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος (π.χ. εργασιμότητα, μέγιστη αντοχή κ.λ.π.) Επιπλέον, πρόσθετα βελτιωτικά του σκυροδέματος χρησιμοποιούνται κατά τη μελέτη σύνθεσης, προκειμένου να επιτευχθούν οι προδιαγραφόμενες μηχανικές ιδιότητες των προϊόντων. Η διάστρωση και συμπύκνωση του σκυροδέματος γίνεται σε κλειστό χώρο και με τον κατάλληλο εξοπλισμό. Η μέθοδος διάστρωσης διαφέρει ανάλογα με την εφαρμοζόμενη μέθοδο παραγωγής, ενώ συνοδεύεται κατά κανόνα από δόνηση.

Μια από τις προϋποθέσεις για τη βιομηχανοποίηση της κατασκευής είναι η τυποποίηση, που οδηγεί στη βελτίωση της ποιότητας των προϊόντων και στη μείωση του κόστους τους. Η τυποποίηση για να εφαρμοστεί χρειάζεται τόσο την επανάληψη των μηχανισμών παραγωγής, όσο και τον έλεγχο της ποιότητας των παραγόμενων προϊόντων. Τα πεδία εφαρμογής της τυποποίησης είναι τα ακόλουθα:

- τυποποίηση υλικών ή δομικών στοιχείων
- τυποποίηση μεθόδων παραγωγής
- τυποποίηση εργαστηριακών δοκιμών
- τυποποίηση όρων και συμβόλων

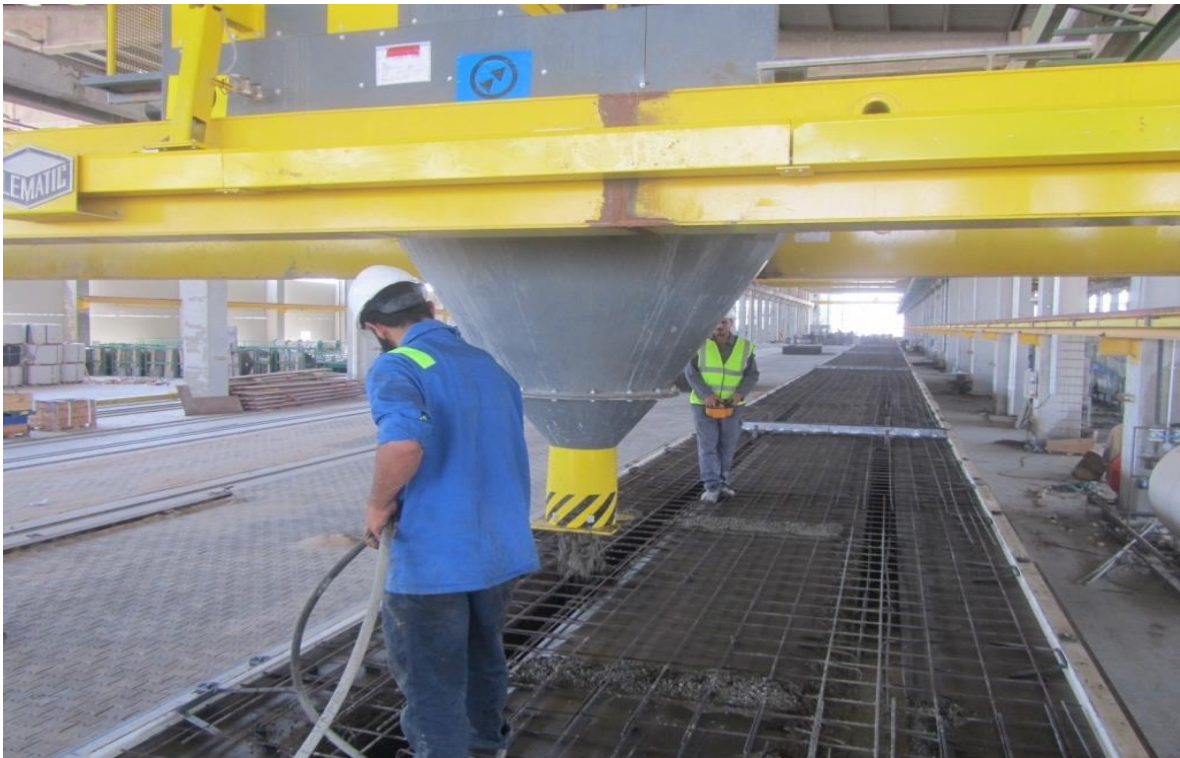
- τυποποίηση διαστάσεων

Κατά την παραγωγή προκατασκευασμένων στοιχείων χρησιμοποιούνται διάφορων ειδών τύποι (καλούπια). Στόχος τους είναι τόσο η μη παραμορφωσιμότητα και η στερεότητα του συνόλου, όσο και η παρεχόμενη από αυτά δυνατότητα ολοκλήρωσης των κατασκευών. Τα καλούπια γενικώς κατασκευάζονται από μέταλλο ή ξύλο ή πλαστικό. Χρησιμοποιούνται σε πολλές επαναλαμβανόμενες χρήσεις, για την εξασφάλιση υψηλών απαιτήσεων ακρίβειας και για την παραγωγή υψηλής ποιότητας τελειωμάτων. Σχεδιάζονται έτσι, ώστε να μπορούν να παράγουν όλα τα όμοια στοιχεία μιας ομάδας και να επιτραπεί το ξεκαλούπωμα, χωρίς φθορές στα παραγόμενα στοιχεία ή στα καλούπια.

Τα διάφορα χρησιμοποιούμενα συστήματα τύπων μπορούν να καταταγούν στις ακόλουθες κατηγορίες:

- «επίπεδοι» τύποι (κατασκευή κατακόρυφων φερόντων στοιχείων και πατωμάτων χωριστά)
- τύποι μορφής «σήραγγας» (κατασκευή κατακόρυφων φερόντων στοιχείων και πατωμάτων συγχρόνως)
- «ολισθαίνοντες» τύποι (κατασκευή κατακόρυφων φερόντων στοιχείων με συνεχή και άμεση μετακίνησή τους κατά τη διεύθυνση κατασκευής του έργου-επιτρέπουν τη συνεχή διάστρωση σκυροδέματος)

Η μέθοδος σκυροδέτησης των στοιχείων (Σχ.1.20) επιλέγεται με κριτήρια την ακρίβεια και την καλύτερη ποιότητά τους. Τα υποστυλώματα, οι δοκοί και οι πλάκες σκυροδετούνται οριζόντια σε επίπεδες τράπεζες. Οι τοίχοι σκυροδετούνται είτε χρησιμοποιώντας απλές τράπεζες είτε ανακλινόμενες.



Σχ. 1.20: Σκυροδέτηση προκατασκευασμένου στοιχείου στο εργοστάσιο

Τα στοιχεία ωριμάζουν καλυμμένα με μονωτικά υφάσματα, για να συντηρείται η υγρασία και να εγκλωβίζεται η θερμότητα που εκλύεται από την εξίδρωση του τσιμέντου. Ακόμα, η ωρίμανση του σκυροδέματος μπορεί να γίνει και μέσω τεχνητών μέσων. Η διαδικασία αυτή επιταχύνεται με τη χρήση ηλεκτρικής θέρμανσης στα καλούπια, καθώς επίσης και με τη χρήση ατμού.

### **1.8.3 Ποιοτικός έλεγχος**

Η διασφάλιση της ποιότητας και η πιστοποίηση της παραγωγής του εργοστασίου είναι σημαντικά θέματα για την προκατασκευή. Ο ποιοτικός έλεγχος των προκατασκευασμένων στοιχείων βασίζεται σε δύο επίπεδα :

- εσωτερικό (εντός του εργοστασίου της παραγωγής) πρόγραμμα διασφάλισης ποιότητας με διαρκή (εσωτερικό) ποιοτικό έλεγχο
- πιστοποίηση της παραγωγής με ποιοτικό έλεγχο από ανεξάρτητο φορέα

Ο ποιοτικός έλεγχος γίνεται με την επίβλεψη της παραγωγής, τον έλεγχο των υλικών, του εξοπλισμού, των εργαζομένων και των προϊόντων, για τη συμμόρφωση τους στο σχέδιο πιστοποίησης της παραγωγής του εργοστασίου. Επιπλέον, απαιτεί, εκτός από την εξασφάλιση της επιθυμητής αντοχής του σκυροδέματος, και άλλες παραμέτρους, κάποιες από τις οποίες είναι:

- έλεγχος ολοκλήρωσης των εντολών εργασίας και πληρότητα των σχεδίων προκατασκευής
- εργαστηριακός έλεγχος και επίβλεψη των υλικών που χρησιμοποιούνται
- έλεγχος ακριβείας του εξοπλισμού παραγωγής
- έλεγχος της σύνθεσης και της ανάμιξης του σκυροδέματος
- μεταφορά, διάστρωση και συμπύκνωση του σκυροδέματος
- συντήρηση του σκυροδέματος
- έλεγχος διαστάσεων και ανοχών
- ανάρτηση, αποθήκευση, μεταφορά και συναρμολόγηση στοιχείων

Οι διαδικασίες που ακολουθούνται για την διασφάλιση της ποιότητας βασίζονται στα πρότυπα ISO9001 και EN29001.

### **1.8.4 Μεταφορά προκατασκευασμένων στοιχείων**

Η μεταφορά των πλεγμάτων ή κλωβών σιδηρού οπλισμού γίνεται πάνω σε φορείς κινούμενους επί σιδηροτροχιών ή ελαστικών τροχιών ή μέσω γερανογέφυρας.

Η μεταφορά του σκυροδέματος στους σιδηρότυπους επιτυγχάνεται με τα ακόλουθα συστήματα:

- μεταφορά μέσω αυτοκινούμενων μικρών οχημάτων εμπρόσθιας ανατροπής, χωρητικότητας κάδου από 500 έως 2000 λίτρα
- μεταφορά μέσω ηλεκτροκίνητων βαγονιών, κινούμενων επί υπερυψωμένης μονής ή διπλής τροχιάς



- μεταφορά και διανομή μέσω ειδικού διανομέως, κινούμενου επί σιδηροτροχιών
- μεταφορά μέσω ελαστικού μεταφορικού ιμάντος
- μεταφορά μέσω αντλιών σκυροδέματος
- μεταφορά μέσω αυτοκινούμενων αναμικτήρων ή συντηρητών πάνω σε αυτοκίνητο

Αξίζει να αναφερθεί ότι το μέγιστο μέγεθος των προκατασκευασμένων μελών και η τοποθεσία των συνδέσεων εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τους περιορισμούς μεταφοράς.

#### **1.8.5 Ανάρτηση και συναρμολόγηση προκατασκευασμένων στοιχείων στο εργοτάξιο**

Στη σύγχρονη εποχή έχουν αναπτυχθεί αρκετά συστήματα ανάρτησης-μεταφοράς, σύνδεσης και στερέωσης των διαφόρων στοιχείων. Ωστόσο, ο απλούστερος τρόπος ανάρτησης είναι με μεταλλικές ράβδους (άξονες) που περνούν μέσα από τις κατάλληλες οπές, που προβλέπονται κατά την σκυροδέτηση των στοιχείων, ή με ιμάντες ανάρτησης που περικλείουν τα στοιχεία. Οι ράβδοι ανάρτησης πρέπει να έχουν καλή προσαρμογή στις οπές και να χρησιμοποιούνται φλάντζες και πείροι ασφαλείας για τη σταθερότητα του ζυγού ανάρτησης. Οι ιμάντες πρέπει να διατάσσονται, έτσι ώστε να μην είναι δυνατόν να λυθούν κατά την ανάρτηση.

Τα στοιχεία, επίσης, μπορούν να αναρτηθούν με ειδικούς συνδέσμους ανάρτησης ενσωματωμένους στο σκυρόδεμα. Αυτοί οι σύνδεσμοι μπορεί να είναι κατάλληλα διαμορφωμένοι ήλοι ανάρτησης, θηλιές ή παρόμοιοι βρόγχοι ή αγκύρια από μαλακό χάλυβα.



*Σχ. 1.21: Ανέγερση πανέλου από όχημα ανύψωσης, αμέσως μετά τη μεταφορά του στο εργοτάξιο*

Κατά τη συναρμολόγηση πρέπει να εξασφαλίζεται ότι τυχόν διαφοροποιήσεις στις διαστάσεις από την παραγωγή και την ανέγερση δε θα προκαλέσουν αστοχία των

συνδέσεων. Οι συνδέσεις πρέπει να επιτρέπουν την τοποθέτηση των προκατασκευασμένων στοιχείων στις θέσεις τους, την εξασφάλιση προσωρινής σταθερότητας και ταυτόχρονα την ύπαρξη επαρκούς πρόσβασης προς αυτές. Οι σύνδεσμοι μπορεί να σχεδιάζονται είτε για μόνιμη εγκατάσταση είτε για να εξυπηρετήσουν την συναρμολόγηση (π.χ. προσωρινά στηρίγματα τοίχων). Η πρόοδος της συναρμολόγησης μπορεί να επηρεάζεται από το μέγιστο βάρος του στοιχείου και εξαρτάται από τις προσβάσεις στο εργοτάξιο του ανυψωτικού γερανού.

### **1.8.6 Τελικές εργασίες**

Στις περισσότερες επιφάνειες γίνεται μια τελική επεξεργασία, για τη δημιουργία της επιθυμητής τελικής επιφάνειας, μέσω τριβής και αμμοβολής. Ακόμα, μπορούν να δημιουργηθούν διαφόρων ειδών τελειώματα (φινιρίσματα) για την ικανοποίηση αρχιτεκτονικών απαιτήσεων. Αυτά μπορούν να έχουν μεγάλη ποικιλία χρωμάτων, υφών και λεπτομερειών επένδυσης. Για την κατασκευή τους χρησιμοποιούνται διάφορα υλικά όπως π.χ. μάρμαρα ή γρανίτες πλινθοδομών.

## **1.9 Αστοχίες προκατασκευασμένων κτιρίων**

### **1.9.1 Αστοχίες στο σύστημα πανέλων πλαγιοκαλύψεων από σεισμικές δράσεις**

Όπως έχει προαναφερθεί, τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στην πραγματικότητα έχουν συνεισφορά στην ακαμψία του κτιρίου. Αυτό οφείλεται στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε αυτά από τις παραμορφώσεις του φέροντος πλαισίου, λόγω περιορισμού μετακινήσεων από τις συνδέσεις τους (π.χ. πλευρική σχετική μετακίνηση). Όταν τα πανέλα συμμετέχουν στο πλευρικό σύστημα αντίστασης έναντι σεισμικών δυνάμεων, η συνολική ακαμψία αυξάνεται, οδηγώντας σε πολύ μεγαλύτερες δράσεις από αυτές που θα υπολογίζονταν μόνο για το πλαισιωτό μοντέλο. Επιπλέον, η τυχόν μείωση των σεισμικών δυνάμεων βασίζεται στην απορρόφηση ενέργειας που λαμβάνει χώρα στις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται στα υποστυλώματα, αλλά για να συμβεί αυτό απαιτούνται πολύ μεγάλες σχετικές μετακινήσεις. Ωστόσο, η ικανότητα των συνδέσεων, ανάμεσα στα πανέλα πλαγιοκαλύψεων και το φέρον πλαίσιο, εξαντλείται αρκετά πριν την ανάπτυξη μεγάλων σχετικών μετακινήσεων. Άρα, ο σχεδιασμός τους δε μπορεί να βασιστεί στη σεισμική μείωση που χρησιμοποιείται κατά το σχεδιασμό της κατασκευής με πλαισιωτό στατικό σύστημα (χωρίς τα πανέλα). Συνεπώς, η απροσδόκητη ένταση των δυνάμεων και η χαμηλότερη απορρόφηση ενέργειας μπορεί να οδηγήσει στην υπερφόρτιση και αστοχία των συνδέσεων, άρα και στην πιθανή κατάρρευση των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, χωρίς ταυτόχρονη αστοχία των υποστυλωμάτων και των δοκαριών. Μπορεί να συμβεί κάτι τέτοιο, ακόμα και αν τα υλικά της σύνδεσης επαρκούν, αν έχει γίνει ανεπαρκής σχεδιασμός και δημιουργηθούν δράσεις που δεν είχαν προβλεφθεί. Επιπλέον, άλλος ένας πιθανός παράγοντας αστοχίας του συστήματος πλαγιοκάλυψης είναι η αλληλεπίδραση των επιμέρους στοιχείων μεταξύ τους, που προκαλούν πρόσθετες δυνάμεις στις συνδέσεις.

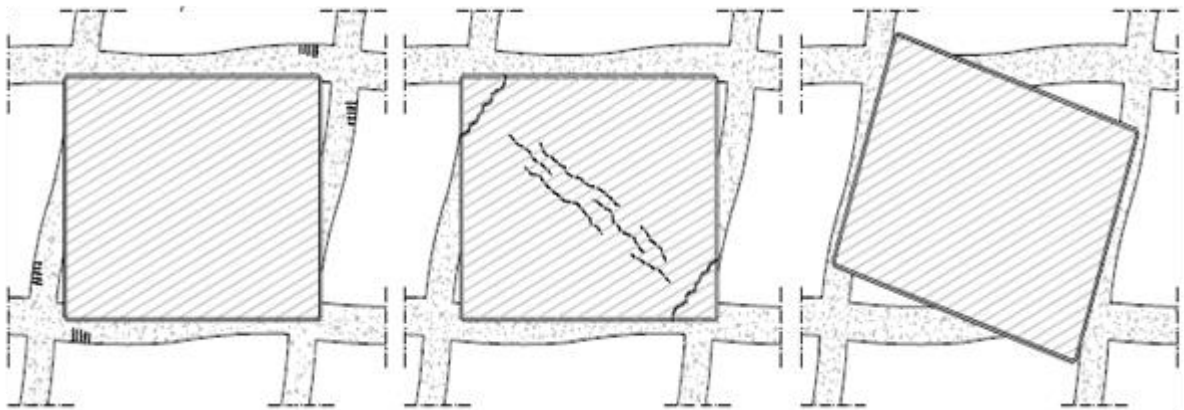
Σε περίπτωση που κατά το σχεδιασμό των προκατασκευασμένων κτιρίων τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων λαμβάνονται υπόψη μόνο σαν μάζες και δε συνεισφέρουν στην ακαμψία της κατασκευής, συνδέονται με συσκευές που έχουν διαστασιολογηθεί τοπικά και επιτρέπουν τις σχετικές παραμορφώσεις. Ωστόσο, όταν η ικανότητα παραμορφώσεων των συνδέσεων εξαντλείται, τα πανέλα γίνονται τμήμα του φέροντος συστήματος, αυξάνοντας την ακαμψία της κατασκευής και οδηγώντας σε πολύ μεγαλύτερες δυνάμεις (κυρίως εντός-επιπέδου του τοίχου) από αυτές που υπολογίστηκαν στο πλαισιωτό μοντέλο. Συνεπώς, ο σχεδιασμός και η μοντελοποίηση του κτιρίου πρέπει να γίνει με μεγάλη επιμέλεια, διότι η κατάρρευση τέτοιων

βαριών μελών, εκτός από σοβαρές οικονομικές συνέπειες, μπορεί να προκαλέσει και ανθρώπινες απώλειες (κάτι που έχει συμβεί σε αρκετούς πρόσφατους σεισμούς).

### 1.9.2 Αστοχίες στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος

Όσον αφορά τις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος, υπάρχουν δύο πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας. Ο πρώτος μηχανισμός είναι η τοπική αστοχία, που χαρακτηρίζεται από τη διαρροή του πείρου, ταυτόχρονα με τη σύνθλιψη του περιβάλλοντος σκυροδέματος. Η σύνθλιψη προκαλεί την παραμόρφωση του πείρου και κατά συνέπεια σχηματίζεται πλαστική άρθρωση σε συγκεκριμένο βάθος. Η αστοχία αυτή είναι, σε γενικές γραμμές, πλάστιμη. Αναμένεται να συμβεί όταν η απόσταση του πείρου από τη γωνία της δοκού ή του υποστυλώματος είναι σχετικά μεγάλη.

Ο δεύτερος μηχανισμός είναι η καθολική αστοχία, που χαρακτηρίζεται από θρυμματισμό του σκυροδέματος μεταξύ του πείρου και της γωνίας της δοκού ή του υποστυλώματος. Αν δεν υπάρχουν συνδετήρες στην κρίσιμη περιοχή, ο τύπος αυτής της αστοχίας είναι ψαθυρός, καθώς οι κύριες εφελκυστικές τάσεις υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Αντίθετα, η αστοχία είναι πλάστιμη αν υπάρχουν συνδετήρες, διότι σε αυτή την περίπτωση αυξάνουν σημαντικά την αντοχή της σύνδεσης. Συμβαίνει, συνήθως, όταν ο πείρος είναι σχετικά κοντά στη γωνία της δοκού ή του υποστυλώματος.



Σχ. 1.22: Διαφορετικοί μηχανισμοί αστοχίας πανέλων πλαγιοκαλύψεων: (α) αστοχία στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος, (β) αστοχία πανέλου, (γ) αστοχία συνδέσεων [14]

### 1.9.3 Αστοχίες στα κτίρια από σεισμικές δράσεις

Οι κύριες αιτίες της κακής συμπεριφοράς προκατασκευασμένων κτιρίων από σκυρόδεμα συνοπτικά είναι:

- η ανεπάρκεια των συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος και πανέλων πλαγιοκαλύψεων
- η έλλειψη εγκάρσιου οπλισμού στα υποστυλώματα και τα δοκάρια
- η ανεπαρκής πάκτωση στη βάση των υποστυλωμάτων
- η αλληλεπίδραση των υποστυλωμάτων με τους τοίχους πλήρωσης
- η ανεπαρκής ακαμψία των πατωμάτων ή της οροφής

Ωστόσο, η υπάρχουσα γνώση είναι αναξίοπιστα, διότι σε πολλές περιπτώσεις σεισμών παρουσιάστηκαν και άθικτες κατασκευές, αλλά και κτίρια που αστόχησαν και κατέρρευσαν μερικώς ή πλήρως. Η διαφοροποίηση αυτή προήλθε από τα διαφορετικά στατικά συστήματα, τους διαφορετικούς τύπους συνδέσεων, την εκάστοτε ανεπάρκεια σχεδιασμού και την ποιότητα κατασκευής του κτιρίου.

Η πλειονότητα των βλαβών σε ένα κτίριο προέρχεται από ανατροπή και κατάρρευση των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, ιδίως όταν είναι βαριά, κάτι που οφείλεται, συνήθως, σε αστοχίες στις συνδέσεις των πανέλων με την υπόλοιπη κατασκευή (όπως έχει αναλυθεί εκτενέστερα στο Κεφ.1.9.1).

Άλλη μορφή βλάβης προέρχεται από το θρυμματισμό της επικάλυψης του σκυροδέματος πριν τη διαρροή του πείρου, εξαιτίας του μικρού μεγέθους της και εξαιτίας της έλλειψης πυκνών συνδετήρων κοντά στις ζώνες στήριξης. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την κατάρρευση των δοκών και των στοιχείων οροφής που στηρίζονται από αυτά (έχει αναλυθεί στο Κεφ.1.9.2).

Όσο για τα υποστυλώματα, οι βλάβες που παρουσιάζουν, σε περίπτωση σημαντικών εντάσεων που προκαλούνται από τους σεισμούς, είναι οι ακόλουθες:

- απώλεια της κατακόρυφης θέσης τους, λόγω στροφής του στοιχείου θεμελίωσης
- δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του υποστυλώματος
- διατμητική αστοχία λόγω της αλληλεπίδρασης με το σύστημα πλήρωσης της τοιχοποιίας

Σε ότι αφορά τα βιομηχανικά κτίρια που είχαν κατασκευαστεί χωρίς αντισεισμικές διατάξεις (μόνο για φορτία βαρύτητας δηλαδή), η αστοχία και η κατάρρευσή τους προέρχεται κυρίως από την απουσία μηχανικών συνδέσεων, ανάμεσα στα δοκάρια και τα υποστυλώματα. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων απλής στήριξης έχουν προκαλέσει μεγάλο αριθμό καταρρεύσεων, εξαιτίας της εκτροπής των εγκάρσιων και των διαμήκων δοκών από τη θέση τους, κάποιες φορές και σε εκτός-επιπέδου διεύθυνση. Σαν αποτέλεσμα, σε αρκετές περιπτώσεις, υπάρχει κατάρρευση και της οροφής, ανεξαρτήτως αν είναι επίπεδη ή κεκλιμένη. Άλλες αιτίες αστοχιών είναι ο ανεπαρκής εγκάρσιος οπλισμός στα υποστυλώματα, το μικρό μήκος αγκύρωσης των οπλισμών και η έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας στην οροφή. Επιπλέον, λόγω της ύπαρξης αδύναμων συνδέσεων ανάμεσα στις δοκούς οροφής και τα υποστυλώματα (εκεί δηλαδή όπου είναι κυρίως συγκεντρωμένες οι μάζες), δεν υπάρχει σωστός τρόπος μεταφοράς των αδρανειακών δυνάμεων (που αναπτύσσονται λόγω σεισμού) στο πλευρικό φέρον σύστημα. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι ότι η ικανότητα μεταφοράς αυτών των δυνάμεων εξαρτάται αποκλειστικά από το συντελεστή τριβής ανάμεσα στις επιφάνειες των μελών. Ακόμα, όσον αφορά την αλληλεπίδραση με τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων, αυτή δεν είναι ομοιόμορφη, κάτι που οδηγεί συχνά και σε μη συγχρονισμένες μετακινήσεις στις κορυφές των υποστυλωμάτων, προκαλώντας και σε αυτή την περίπτωση ανατροπή των δοκών.

Αντιθέτως, τα πιο πρόσφατα κατασκευασμένα βιομηχανικά κτίρια, τα οποία περιέχουν μεταλλικούς πείρους στις συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων (για τη μεταφορά διατμητικών και αξονικών δυνάμεων), παρουσιάζουν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά. Ωστόσο, και εδώ σε αρκετές περιπτώσεις έχει γίνει αποκόλληση των πανέλων πλαγιοκαλύψεων από την υπόλοιπη κατασκευή, λόγω της ανεπάρκειας των συνδέσεων. Αυτό οφείλεται στο ότι οι συνδέσεις των πανέλων έχουν σχεδιαστεί για να φέρουν το κατακόρυφο φορτίο από το πανέλο, καθώς και οποιαδήποτε εκτός-επιπέδου φόρτιση από το φέρον πλαίσιο, επιτρέποντας τις ελεύθερες παραμορφώσεις κατά μήκος των υπόλοιπων διευθύνσεων. Παρ' όλα αυτά, δεν έχουν σχεδιαστεί ώστε να φέρουν: (α) τις μεγάλες σχετικές μετακινήσεις που πιθανόν να αναπτυχθούν με συνέπεια την εξάντληση της ικανότητας μετακινήσεων των συνδέσεων και τη δημιουργία μεγάλων δυνάμεων σε αυτές και (β) τις μεγάλες εκτός-επιπέδου αδρανειακές δυνάμεις που ενδεχομένως προκύπτουν. Επιπλέον, έχει παρατηρηθεί μερική κατάρρευση κάποιων δοκών οροφής, εξαιτίας της αστοχίας συνδέσεων δοκών-κεντρικών



υποστυλωμάτων. Άλλη μια μορφή αστοχίας είναι ο σχηματισμός διατμητικής ρωγμής στην επικάλυψη του υποστυλώματος, που προκαλεί την εξόλκευση των πείρων και συνεπώς την ανατροπή των δοκών (που, όπως έχει προαναφερθεί, δημιουργείται από την περιορισμένη απόσταση των πείρων από τις γωνίες των υποστυλωμάτων, καθώς και από την ανεπαρκή ποσότητα συνδετήρων στα υποστυλώματα).

Παρακάτω, ακολουθούν κάποιες εικόνες χαρακτηριστικών μορφών αστοχιών, που προέκυψαν από σεισμούς, σε διάφορα προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα.



*Σχ. 1.23: Αστοχία (α) οριζοντίων και (β) κατακόρυφων προκατασκευασμένων πανέλων σε μονόροφα κτίρια*



*Σχ. 1.24: Κατάρρευση οροφής, δοκών, υποστυλωμάτων και πανέλων πλαγιοκαλύψεων σε πολύροφο κτίριο με επίπεδη οροφή [15]*



*Σχ. 1.25: Αποκόλληση και εντός-επιπέδου στροφή οριζόντιου πανέλου πλαγιοκάλυψης λόγω αστοχίας των συνδέσεων [15]*



*Σχ. 1.26: Αποκόλληση και εκτός-επιπέδου στροφή οριζόντιου πανέλου πλαγιοκάλυψης λόγω αστοχίας των συνδέσεων: (α) γενική άποψη, (β) λεπτομέρεια σύνδεσης που έχει αστοχήσει [15]*



Σχ. 1.27: Εκτός-επιπέδου ανατροπή πανέλων πλαγιοκαλύψεων [15]

#### **1.9.4 Αστοχίες στα κτίρια από τυχηματικές δράσεις**

Κατά το σχεδιασμό μιας προκατασκευής από σκυρόδεμα, δε λαμβάνεται ιδιαίτερη πρόνοια για πιθανές αστοχίες που μπορούν να προκληθούν από μια απρόσμενη τυχηματική δράση, εκτός σεισμού (κρούση, έκρηξη κ.λ.π). Το μέγεθος των βλαβών που μπορούν να εκδηλωθούν σε μία κατασκευή μετά την επενέργεια μιας τυχηματικής δράσης εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως: ο τύπος της φόρτισης, το μέγεθος και η θέση εφαρμογής της ως προς τα φέροντα μέλη, το στατικό σύστημα του κτιρίου, το υλικό και η τεχνολογία κατασκευής, τα ανοίγματα μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων κ.λ.π.

Συνήθως, η (μερική ή ολική) κατάρρευση επέρχεται προοδευτικά μετά την κατάρρευση ενός κρίσιμου φέροντος στοιχείου της κατασκευής. Οι τυχηματικές δράσεις δρουν συνήθως σε ένα τμήμα του κτιρίου, αντίθετα με τις σεισμικές που εφαρμόζονται στο σύνολό του. Επιπλέον, τα φαινόμενα τυχηματικού χαρακτήρα χαρακτηρίζονται από μία τοπικώς επιβαλλόμενη δράση υψηλού μεγέθους, με χρόνο δράσης ίσο με μερικά χιλιοστά του δευτερολέπτου, η οποία προκαλεί βλάβες τοπικής φύσεως, ενώ οι σεισμικές δράσεις δρουν για μερικά δευτερόλεπτα, προκαλώντας αστοχίες στο σύνολο της κατασκευής.

Η συνολική συμπεριφορά ενός προκατασκευασμένου κτιρίου υπό τυχηματικές δράσεις εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τα χαρακτηριστικά των συνδέσεων μεταξύ των επιμέρους στοιχείων (δυσκαμψία, πλαστιμότητα, βαθμό εξασφάλισης συνέχειας κ.λ.π). Επίσης, επηρεάζεται σημαντικά και από τις τυχόν ιδιοτυπίες του εκάστοτε κτιρίου. Για παράδειγμα, σε ένα βιομηχανικό κτίριο (που χαρακτηρίζεται από ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων, μεγάλο ελεύθερο ύψος ανά στάθμη ορόφου και άλλες παραμέτρους) η τοπική αστοχία αντιστοιχεί σε πολύ μεγάλο ποσοστό του μεγέθους του κτιρίου.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ

#### 2.1 Σκοπός εργασίας

Στο προηγούμενο Κεφάλαιο έγινε μια εκτεταμένη παρουσίαση των προκατασκευασμένων κτιρίων, των επιμέρους στοιχείων τους και της συμπεριφοράς που παρουσιάζουν στις διάφορες φορτίσεις (κυρίως τις σεισμικές) στις οποίες υποβάλλονται. Κάτι τέτοιο, θεωρώ ότι είναι απαραίτητο να προηγηθεί του κύριου μέρους της εργασίας, προκειμένου να γίνει κατανοητή η απόκριση των προκατασκευών από σκυρόδεμα στα διάφορα είδη φορτίσεων, η ερμηνεία της παθολογίας τους, όπως επίσης και οι ιδιότητες των επιμέρους συστημάτων (και ειδικά των συστημάτων πλαγιοκαλύψεων), το πεδίο εφαρμογής τους, ο τρόπος κατασκευής τους, καθώς και η συμπεριφορά τους και η αλληλεπίδρασή τους με την υπόλοιπη κατασκευή. Ωστόσο, αξίζει να σημειωθεί και πάλι ότι η συμπεριφορά τέτοιων κατασκευών χρήζει μεγαλύτερης διερεύνησης, διότι κατά τους σεισμούς συχνά παρουσιάστηκαν τόσο μη-αναμενόμενες μορφές αστοχίας, όσο και μεγάλη ποικιλία στη συμπεριφορά πανομοιότυπων κτιρίων. Επομένως, μπορεί εύλογα να ειπωθεί ότι αυτά που αναφέρθηκαν στο θεωρητικό μέρος να μην ισχύουν γενικά, όχι όμως και σε απόλυτο βαθμό. Για το λόγο αυτό, καθίσταται απαραίτητος ο έλεγχος των στατικών συστημάτων, των συνδέσεων, της ποιότητας κατασκευής του κτιρίου και της σωστής υλοποίησης του σχεδιασμού γενικά.

Όπως έχει προαναφερθεί, ο ακριβής προσδιορισμός της πραγματικής συμπεριφοράς των πανέλων πλαγιοκαλύψεων είναι πολύ δύσκολος να γίνει, καθώς κυμαίνεται κάπου ανάμεσα στην πλήρη ανεξαρτησία των πανέλων και την πλήρη εξάρτησή τους από την υπόλοιπη κατασκευή. Έχουν, δηλαδή, αρκετά σημαντική συνεισφορά στην ακαμψία του κτιρίου, εξαιτίας του περιορισμού μετακινήσεων από τις συνδέσεις τους, και τελικά επηρεάζουν τις δυναμικές ιδιότητές του. Η λύση σε αυτό το πρόβλημα θα ήταν η υιοθέτηση μιας τέτοιας συμπεριφοράς για τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων, που θα τείνει προς κάποια από τις δύο προαναφερθείσες κατευθύνσεις. Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι η πιο σημαντική (και ταυτόχρονα ρεαλιστική) προσέγγιση είναι αυτή στην οποία τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων είναι σταθερά συνδεδεμένα με το στατικό σύστημα της κατασκευής, αποτελώντας ουσιαστικά τμήμα του. Σε αυτήν την περίπτωση (όπως αναφέρεται αναλυτικότερα και στο Κεφ.1.6.2) οι συνδέσεις των πανέλων έχουν υπερστατική λειτουργία, ενώ σε ότι αφορά τα πανέλα υπάρχει περιορισμός μόνο στις μετακινήσεις και όχι στις στροφές.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η απόκριση ενός τυπικού κτιρίου από προκατασκευασμένα στοιχεία υπό σεισμικές δράσεις, ανάλογα με τη διάταξη και τη χωρική κατανομή των πανέλων πλαγιοκαλύψεων (τα οποία θεωρούνται ότι είναι σταθερά συνδεδεμένα με την υπόλοιπη κατασκευή και συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό της, με τον τρόπο που αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο). Η κατασκευή που θα χρησιμοποιηθεί για τις αναλύσεις είναι ένα μονώροφο βιομηχανικό κτίριο κατασκευασμένο εξ ολοκλήρου από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος. Οι λόγοι που επιλέγεται μια τέτοια κατασκευή είναι ότι αποτελεί ένα μεγάλο ποσοστό των κτιρίων του είδους αυτού

(άρα τα συμπεράσματα που θα προκύψουν έχουν και πιο πρακτική χρησιμότητα), αλλά και ότι έχει σχετικά απλή προσομοίωση, που οδηγεί σε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Επιπλέον, σε τέτοιες κατασκευές τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων έχουν διαφορετικές χωρικές κατανομές ή διατάξεις ή μεγέθη, αφού, ανάλογα με το σχεδιασμό από τον κατασκευαστή, είναι απαραίτητη η δημιουργία ανοιγμάτων για την κάλυψη των εκάστοτε αναγκών (π.χ. διέλευση ανθρώπων, οχημάτων, φυσικός φωτισμός, φυσικός εξαερισμός, κ.λ.π.). Από τα παραπάνω, είναι φανερό πόσο σημαντική και πρακτική είναι η γνώση της ενδεχόμενης μεταβολής της συμπεριφοράς τέτοιων, ευρείας χρήσης, κτιρίων σε σεισμικές καταπονήσεις, ανάλογα με το μέγεθος και τη θέση των πανέλων πλαγιοκάλυψης, άρα και των ανοιγμάτων.

Η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου, ανάλογα με την επιλεγόμενη διάταξη των πλαγιοκαλύψεων, θα γίνει με χρήση των ακόλουθων τριών μεθόδων:

- α) Ιδιομορφική ανάλυση
- β) Στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover)
- γ) Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history)

Από αυτές τις μεθόδους τα πιο αξιόπιστα συμπεράσματα θεωρούνται αυτά που εξάγονται από την ανάλυση χρονοϊστορίας, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα και ακρίβεια την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του εκάστοτε σεισμικού φαινομένου. Και η στατική μη-γραμμική ανάλυση, όμως, παρ' όλο που δε μπορεί να υπολογίσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, παρέχει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων κάποιων κρίσιμων δομικών στοιχείων της, αποκαλύπτει πιθανές αδυναμίες του φορέα, εντοπίζει περιοχές του που έχουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και γενικά αξιολογεί την ευστάθεια του στατικού συστήματος στο σύνολό του. Τέλος, με την ιδιομορφική ανάλυση μπορεί να γίνει μια προκαταρκτική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων στα φορτία σχεδιασμού, καθώς και ένας αρχικός έλεγχος, αφού μπορούν να εντοπιστούν πιθανά σφάλματα στη μόρφωση του προσομοιώματος της κατασκευής.

Οι μέθοδοι αυτές θα υλοποιηθούν σε όλες τις περιπτώσεις χωρικής κατανομής των πανέλων πλαγιοκαλύψεων που θα ληφθούν υπόψη και θα γίνει μια σύγκριση των αποτελεσμάτων που θα εξαχθούν, όπως επίσης και ένας έλεγχος κατά πόσο μπορούν να εξαχθούν παρόμοια συμπεράσματα από μέθοδο σε μέθοδο. Όλα όσα αναφέρθηκαν σε αυτό το Κεφάλαιο, αναλύονται εκτενέστερα στη συνέχεια.

## **2.2 Παρουσίαση βιομηχανικού κτιρίου**

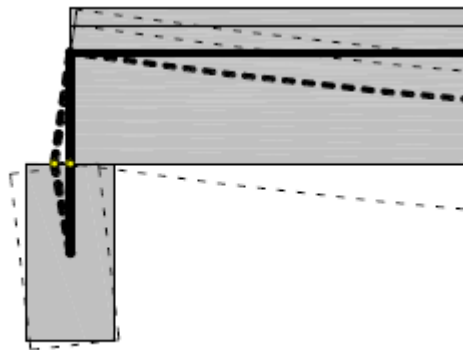
### **2.2.1 Περιγραφή κτιρίου**

Το κτίριο που χρησιμοποιείται για την αποτίμηση της συμπεριφοράς, ανάλογα με την κατανομή των πανέλων πλαγιοκάλυψης, είναι όπως έχει προαναφερθεί ένα μονώροφο βιομηχανικό κτίριο. Συγκεκριμένα, είναι ορθογώνιο σε κάτοψη και όψη και έχει διαστάσεις: μήκος 60m, πλάτος 40m (μεταξύ των κατακόρυφων κεντροβαρικών αξόνων των υποστυλωμάτων) και ύψος 7.5m (το ύψος, δηλαδή, από τη στάθμη του εδάφους μέχρι την κάτω πλευρά της δοκού στήριξης των στοιχείων οροφής). Περιέχει δυο ανοίγματα κατά πλάτος, μήκους 20m το καθένα, που χωρίζονται από αντίστοιχες σειρές υποστυλωμάτων. Όλα τα επιμέρους στοιχεία του είναι κατασκευασμένα από σκυρόδεμα αντοχής C45/55, ενώ οι ράβδοι οπλισμού είναι κατασκευασμένες από χάλυβα ποιότητας B500C. Τα μέλη που το



αποτελούν, δηλαδή, κατασκευάζονται από πολύ καλής ποιότητας υλικά, όπως άλλωστε συμβαίνει και στην πλειονότητα των προκατασκευών από σκυρόδεμα.

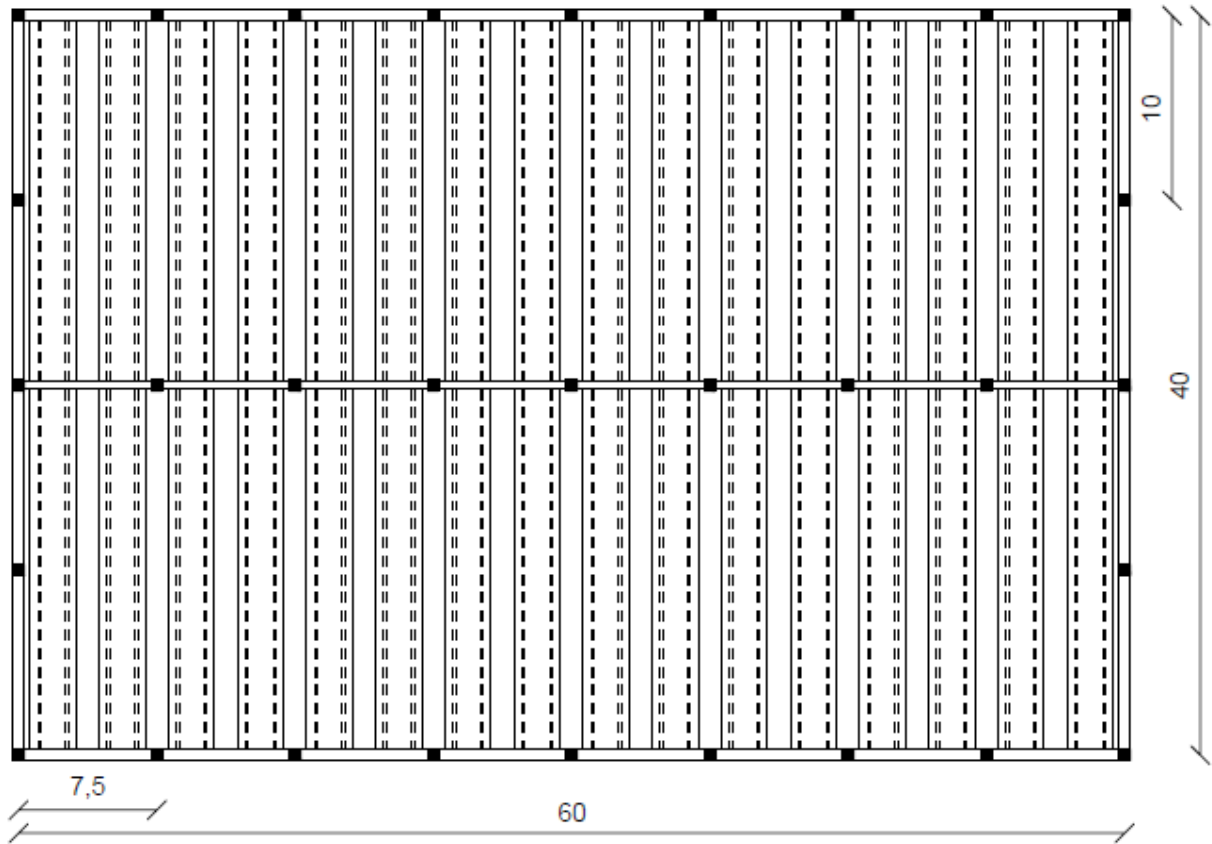
Το κτίριο αυτό περιέχει 31 τετραγωνικά υποστυλώματα διαστάσεων: 60cm·60cm, με καθαρό ύψος: 7.5m, τα οποία είναι πακτωμένα στο έδαφος. Τα γειτονικά απέχουν μεταξύ τους 7.5m κατά τη διαμήκη έννοια (άξονας x) και 10m κατά την εγκάρσια (άξονας y). Στα υποστυλώματα συνδέονται δοκοί ορθογωνικής διατομής (40cm·80cm) στην κορυφή τους (δοκοί στήριξης οροφής). Στην πραγματικότητα, οι δοκοί αυτοί είναι τύπου I, ωστόσο για πρακτικούς λόγους θεωρούμε ισοδύναμη ορθογωνική διατομή. Οι συνδέσεις μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων υλοποιούνται με μεταλλικούς πείρους, ενώ τα κενά που δημιουργούνται συμπληρώνονται με κατάλληλου τύπου σκυρόδεμα. Η σύνδεση αυτή επιτρέπει τη στροφή, άρα και κάμψη των δοκών ως προς τις δύο διευθύνσεις του επιπέδου της διατομής τους, όχι όμως και η στρέψη. Στις δοκούς εδράζονται τα στοιχεία της οροφής (η σύνδεση υλοποιείται με χαλύβδινα ελάσματα), που είναι δοκοί διπλού T (συγκεκριμένα TT70-οι ακριβείς διαστάσεις τους δίνονται στο Κεφ.2.2.3), οι οποίες είναι τοποθετημένες κατά την εγκάρσια έννοια, καλύπτοντας όλο το πλάτος του κτιρίου, ενώ τα άκρα τους απέχουν 1.25m μεταξύ τους (θα εξηγηθεί παρακάτω ο λόγος). Παράλληλα, επιτρέπεται η στροφή των δοκών οροφής ως προς τον παράλληλο στο επίπεδο της οροφής άξονα (Σχ.2.1).



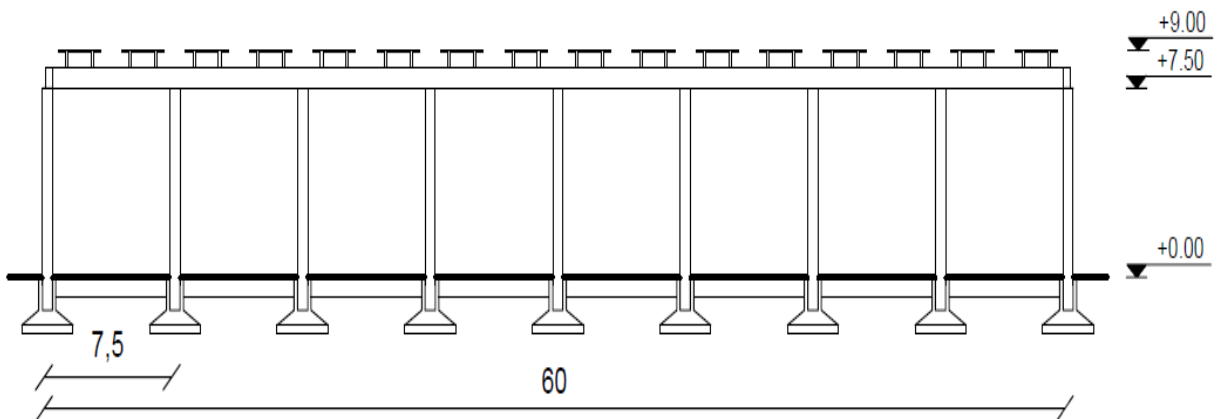
Σχ. 2.1: Παραμορφωμένο σχήμα δοκών στήριξης και δοκών οροφής υπό κατακόρυφα φορτία [19]

Όταν περιλαμβάνονται και πανέλα πλαγιοκαλύψεων στα εξεταζόμενα μοντέλα, είναι ορθογωνικής διατομής (250cm·20cm) και έχουν κατακόρυφη διάταξη, καθώς εκτείνονται καθ' όλο το ύψος του κτιρίου, δηλαδή στα 9m. Ωστόσο, κατά την προσομοίωση θεωρούνται ότι έχουν ύψος όσο και τα υποστυλώματα (αλλά η μάζα τους λαμβάνεται κανονικά, όπως φαίνεται στο επόμενο Κεφάλαιο). Συνδέονται με τα δοκάρια, άνω και κάτω, μέσω τεσσάρων (δύο πάνω και δύο κάτω) συνδέσεων με προεξέχουσες ράβδους (protruding bars), τα κενά των οποίων γεμίζονται με ένεμα ή ρητίνη. Οι ράβδοι σύνδεσης μπορεί να είναι αγκυρωμένες είτε στο δοκάρια είτε στο πανέλο.

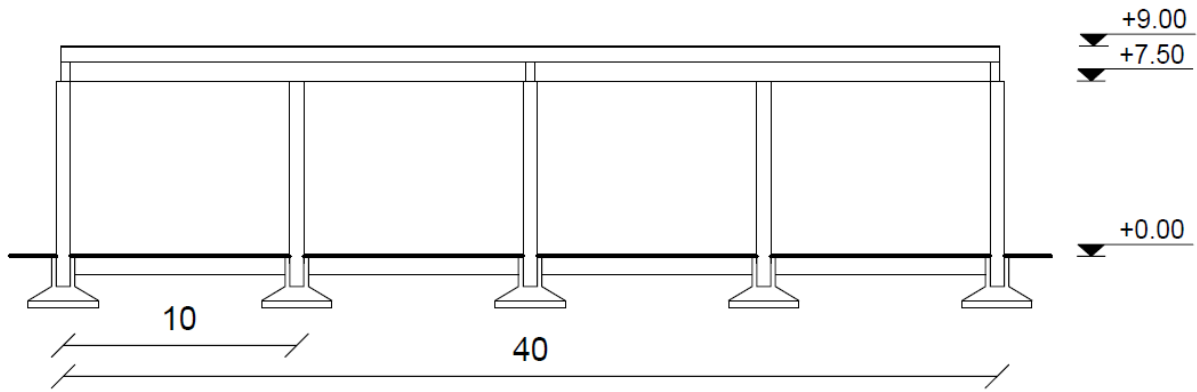
Ακολουθεί μια χαρακτηριστική οριζόντια τομή (Σχ.2.2) του κτιρίου και δύο όψεις (Σχ.2.3, Σχ.2.4), για την περίπτωση που δεν έχει πανέλα πλαγιοκαλύψεων (όχι υπό κλίμακα).



Σχ. 2.2: Οριζόντια τομή βιομηχανικού κτιρίου (χωρίς πανέλα πλαγιοκαλύψεων)



Σχ. 2.3: Όψη διαμήκους πλευράς βιομηχανικού κτιρίου (χωρίς πανέλα πλαγιοκαλύψεων)



Σχ. 2.4: Όψη εγκάρσιας πλευράς βιομηχανικού κτιρίου (χωρίς πανέλα πλαγιοκαλύψεων)

### 2.2.2 Φορτίσεις

Παρακάτω παρατίθενται προσεγγιστικά οι φορτίσεις που αναμένονται να αναπτυχθούν στο κτίριο, στην περίπτωση που τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων δε συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό (δηλαδή, χωρίς να λαμβάνεται η ακαμψία τους). Στη συνέχεια, με βάση αυτά τα φορτία, υπολογίζεται ο οπλισμός των υποστυλωμάτων που θα χρησιμοποιηθεί στο αρχικό μοντέλο ανάλυσης, για τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων των πανέλων και των τελικών οπλισμών των υποστυλωμάτων.

- Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στο σύστημα του κτιρίου είναι τα ακόλουθα:

- Ίδιο βάρος δοκών οροφής διπλού T:  $16 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.375 \text{ m}^2 \cdot 40 \text{ m} = 6000 \text{ kN}$
- Βάρος υλικών για υδατοστεγανότητα, κ.λ.π.:  $0.4 \text{ kN/m}^2 \cdot 60 \text{ m} \cdot 40 \text{ m} = 960 \text{ kN}$
- Ίδιο βάρος υποστυλωμάτων:  $31 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.6^2 \text{ m}^2 \cdot 7.5 \text{ m} = 2092.5 \text{ kN}$
- Ίδιο βάρος δοκών:  $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.8 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 240 \text{ m} = 1920 \text{ kN}$
- Ίδιο βάρος πανέλων (θεωρώντας προσεγγιστικά ότι το 20% της επιφάνειάς τους αφαιρείται για τη δημιουργία ανοιγμάτων):  $0.8 \cdot 80 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 9 \text{ m} = 7200 \text{ kN}$

- Σεισμικά φορτία

Με βάση τα φορτία αυτά και θεωρώντας σεισμό σχεδιασμού με εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.24g$  (ζώνη σεισμική επικινδυνότητας 2), κατηγορία εδάφους B ( $S=1.2$ ), συντελεστή συμπεριφοράς για την κατασκευή  $q=3$  (θα αναλυθεί πώς προκύπτει ακριβώς στο Κεφ.3.4.1) και κατηγορία σπουδαιότητας II ( $\gamma_1=1.00$ ), μπορεί να γίνει ο υπολογισμός των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Η διαδικασία υπολογισμού τους περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

- Ταλαντούμενη μάζα (λαμβάνεται μισή μάζα υποστυλωμάτων και πανέλων):  $13526.25 \text{ kN}$  (1352.6t)
- Ακαμψία (μονόπακτου) υποστυλώματος:  $K_i = 0.5 \cdot \frac{3EI}{h^3} = 1382.4 \text{ kN/m}$  (όπου  $E=36 \cdot 10^6 \text{ kPa}$  και  $I=0.60^4/12 \text{ m}^4$ )
- Συνολική ακαμψία κτιρίου (εδώ δε θεωρείται ότι συμμετέχουν τα πανέλα):  $K_{\text{tot}} = 31 \cdot K_i = 42854.4 \text{ kN/m}$
- Ιδιοπερίοδος κτιρίου:  $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}} = 1.12 \text{ sec}$



➤ Σεισμική δύναμη σχεδιασμού ( $T_c < T < T_D$ ):  $E_d = m \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} = 1480.92 \text{ kN}$

- Φορτίσεις σε κάθε υποστώλωμα (για το σχεδιασμό του οπλισμού του)

Οι οπλισμοί του υποστυλώματος (που θα ληφθούν αρχικά) υπολογίζονται με βάση τις φορτίσεις που παρουσιάστηκαν παραπάνω, για την περίπτωση που τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων θεωρούνται ότι δε φέρουν φορτία. Έτσι, το κάθε υποστώλωμα έχει τις ακόλουθες φορτίσεις:

- Αξονική δύναμη (προσέγγιση):  $N = (6000 + 960 + 1920) / 31 = 286.45 \text{ kN}$  και  $\nu = -0.0239$
- Καμπτική ροπή (μονόπακτο):  $M = (1/31) \cdot E_d \cdot h = 358.29 \text{ kNm}$  και  $\mu = 0.05$

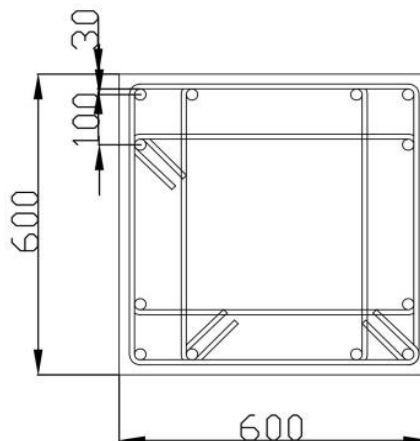
### 2.2.3 Περιγραφή επιμέρους στοιχείων κτιρίου

Παρακάτω παρατίθενται τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία αποτελείται η κατασκευή, μαζί με μια σύντομη περιγραφή τους:

- υποστυλώματα

Οι διαστάσεις της διατομής τους είναι:  $60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}$ , ενώ έχουν καθαρό ύψος  $7.5 \text{ m}$ . Είναι οπλισμένα, σε πρώτη φάση (αφού στη συνέχεια θα γίνει ακριβέστερη διαστασιολόγηση), με ράβδους χάλυβα ποιότητας B500C και επικάλυψη σκυροδέματος  $30 \text{ mm}$  ( $d/h = 0.05$ ). Η όπλιση γίνεται με βάση τα ανηγμένα εντατικά μεγέθη  $\nu$  και  $\mu$  που προέκυψαν παραπάνω. Συγκεκριμένα, από τους πίνακες αλληλεπίδρασης Ε.Μ.Π. [11] για συμμετρικά οπλισμένη ορθογωνική διατομή, υπό μονοαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, για χάλυβα ποιότητας B500C και λόγο  $d_1/h = 0.05$ , προκύπτει:  $\omega = 0.08$  και συνεπώς  $A_{s, \text{req}} = 19.872 \text{ cm}^2$  ανά διεύθυνση, άρα  $A_{s, \text{req}} = 19.872 / 2 = 9.936 \text{ cm}^2$  σε κάθε παρειά. Επομένως, πρέπει να οπλιστούν με διαμήκη οπλισμό  $4\Phi 18$  ( $A_{s, \text{prov}} = 10.17 \text{ cm}^2$ ) σε κάθε παρειά, δηλαδή  $12\Phi 18$  ( $A_{s, \text{tot}} = 30.52 \text{ cm}^2$ ) σε όλη τη διατομή. Ωστόσο, επειδή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ο ελάχιστος απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός σε κάθε διατομή υποστυλώματος θα πρέπει να έχει γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού  $\rho_l = 1\%$ , λαμβάνεται συνολικός διαμήκης οπλισμός ίσος με  $12\Phi 20$  ( $A_{s, \text{tot}} = 37.68 \text{ cm}^2$ ,  $\rho_l = 1.05\%$ ), που κατανέμεται συμμετρικά ( $4\Phi 20$  σε κάθε παρειά). Όσον αφορά την εγκάρσια έννοια, για τις διατμητικές δυνάμεις ισχύει  $V_{Ed} < V_{Rd, c}$ , άρα μπορεί να τοποθετηθεί ο ελάχιστος οπλισμός για μη κρίσιμες περιοχές κατά τον Ευρωκώδικα 8. Τελικά, τοποθετούνται τετράτμητοι συνδετήρες  $\Phi 8 / 40 \text{ cm}$ , με ίδια ποιότητα χάλυβα.

Ακολουθεί μια χαρακτηριστική τομή (Σχ.2.5), όπου φαίνονται οι οπλισμοί που αναφέρθηκαν και κάποιες χαρακτηριστικές αποστάσεις που έχουν (όχι υπό κλίμακα).



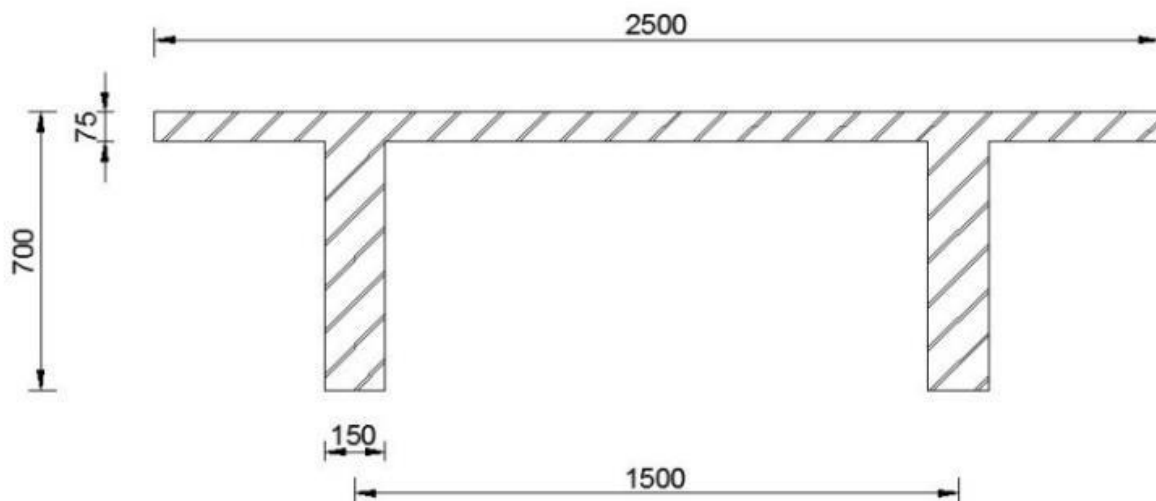
Σχ. 2.5: Διατομή υποστυλώματος και λεπτομέρεια των οπλισμών του

- **δοκοί**

Οι δοκοί, παρ' όλο που στην πραγματικότητα είναι τύπου I, θεωρούνται ότι έχουν ισοδύναμη ορθογωνική διατομή, με διαστάσεις: 40cm·80cm. Επίσης, γίνεται η θεώρηση ότι δεν έχουν οπλισμό, αφού αναμένεται να συμπεριφερθούν ελαστικά. Όπως προαναφέρθηκε, λόγω των συνδέσεων τους με τα υποστυλώματα, επιτρέπεται η στρόφη, άρα και η κάμψη τους ως προς τις δύο διευθύνσεις του επιπέδου της διατομής τους, όχι όμως και η στρέψη. Να σημειωθεί ότι στο μοντέλο προσομοίωσης, εκτός από τις δοκούς που είναι συνδεδεμένες με τα υποστυλώματα στην κορυφή τους, υπάρχουν και αντίστοιχες δοκοί (ίδιας διατομής) που είναι συνδεδεμένες με τα υποστυλώματα στη βάση τους και έχουν τη λειτουργία των πεδιλοδοκών θεμελίωσης.

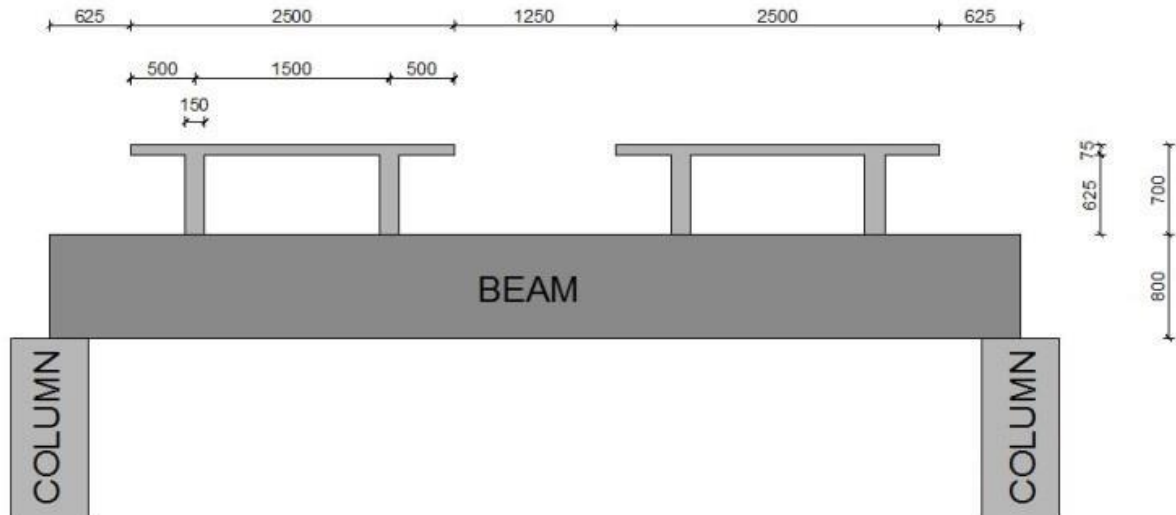
- **δοκοί οροφής τύπου διπλού T**

Είναι άοπλα στοιχεία, μήκους 20m το καθένα, που τοποθετούνται κατά την εγκάρσια έννοια, καλύπτοντας όλο το πλάτος του κτιρίου. Συγκεκριμένα, δύο συνεχόμενοι κατά πλάτος δοκοί καλύπτουν από ένα άνοιγμα (μισό ολικό πλάτος) η καθεμία. Παράλληλα, επιτρέπεται η στρόφη ως προς τον παράλληλο άξονα στο επίπεδο της οροφής. Είναι τύπου TT70 και οι ακριβείς διαστάσεις τους φαίνονται στο ακόλουθο (όχι υπό κλίμακα) σχήμα (Σχ.2.6).



Σχ. 2.6: Διατομή δοκού οροφής TT70 [19]

Επιπλέον, στη στάθμη της οροφής θεωρούμε ότι υπάρχει παραμορφώσιμο διάφραγμα. Αυτός είναι, εξάλλου, και ένας ρεαλιστικός τρόπος λειτουργίας του διαφράγματος στις περισσότερες υφιστάμενες προκατασκευές από σκυρόδεμα, και όχι μόνο. Για να επιτευχθεί κάτι τέτοιο, τα δοκάρια οροφής διπλού T έχουν τη διάταξη που δίνεται στο ακόλουθο σχήμα (όχι υπό κλίμακα) (Σχ.2.7):



Σχ. 2.7: Διάταξη δοκών οροφής διπλού T για παραμορφώσιμο διάφραγμα [19]

- **πανέλα πλαγιοκαλύψεων**

Η διατομή τους έχει διαστάσεις: 250cm·20cm, το ύψος τους είναι 9m και θεωρούνται άοπλα στις αναλύσεις (διότι όπως φαίνεται σε επόμενα Κεφάλαια, θα σχεδιαστούν να συμπεριφέρονται ελαστικά, ενώ όλη η ανελαστική τους συμπεριφορά είναι συγκεντρωμένη στις συνδέσεις τους με τα δοκάρια, οι οποίες στη μοντελοποίηση προσομοιώνονται με ελατήρια). Έχουν κατακόρυφη διάταξη (Σχ.1.11α) και συνδέονται με τα δοκάρια, μέσω τεσσάρων (δύο πάνω και δύο κάτω) συνδέσεων με προεξέχουσες ράβδους (protruding bars), αγκυρωμένες είτε στο δοκάρι είτε στο πανέλο, των οποίων τα κενά γεμίζονται με ένεμα ή ρητίνη. Ο συγκεκριμένος τύπος σύνδεσης έχει αναλυθεί διεξοδικότερα στο Κεφ.1.6.5α (Σχ.1.15α, Σχ.1.16). Στις περιπτώσεις που τα πανέλα συμμετέχουν κανονικά στο στατικό σύστημα της κατασκευής, θεωρούνται ότι είναι σταθερά συνδεδεμένα με το φέροντα οργανισμό (integrated system), με αποτέλεσμα να έχουν περιορισμό στις μετακινήσεις, αλλά όχι στις στροφές. Επιπλέον, θεωρείται ότι δεν αλληλεπιδρούν μεταξύ τους.

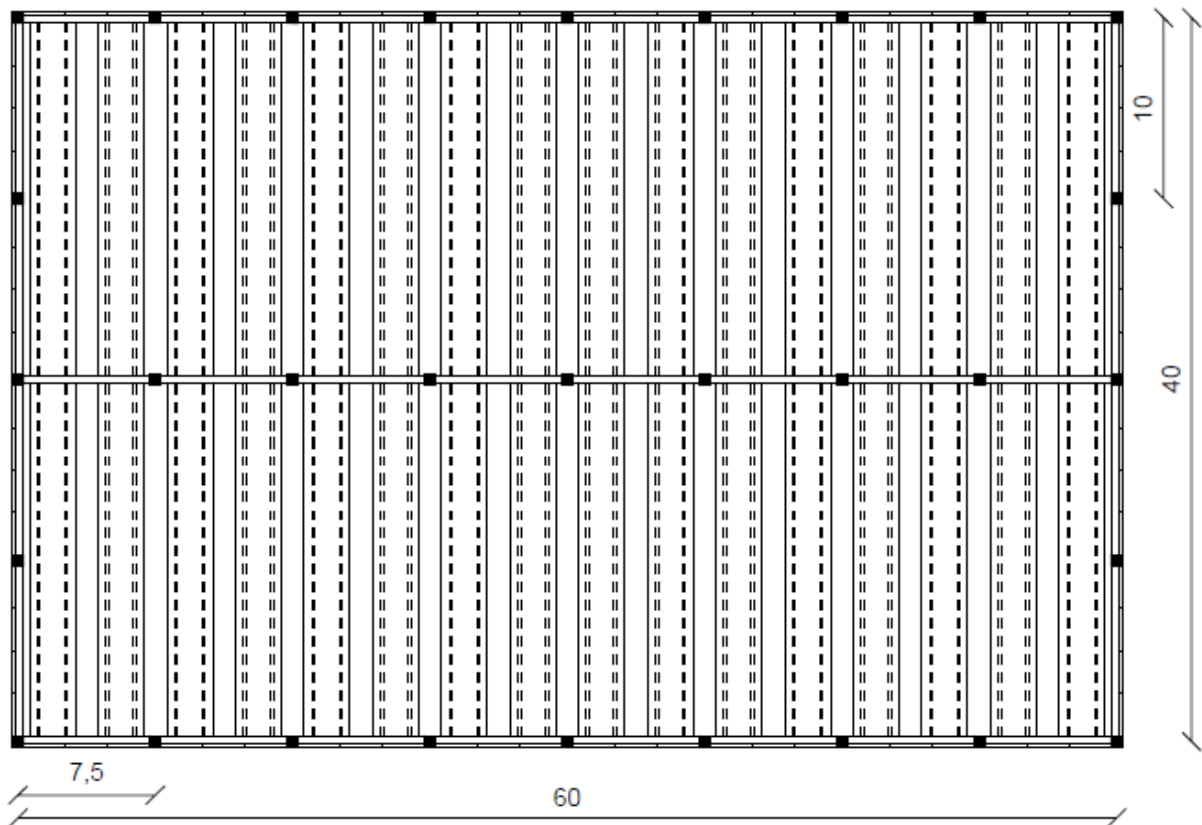
## **2.3 Παρουσίαση εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

Κατά την εργασία αυτή θα εξεταστεί η απόκριση ομοίων κτιρίων με διαφορετικές διατάξεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων και η επιρροή που έχουν οι διατάξεις αυτές στη μεταβολή της συμπεριφοράς του εκάστοτε κτιρίου, όταν αυτό υποβάλλεται σε σεισμό. Η επιλογή των διατάξεων αυτών έχει σαν στόχο να είναι όσο πιο αντιπροσωπευτικές γίνεται, για να εξαχθούν όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Επιπλέον, κάποιες περιπτώσεις είναι ταυτόχρονα και παραλλαγές κάποιων άλλων, ώστε να υπάρχει άμεση σύγκριση. Στη συνέχεια, παρατίθενται οι εξεταζόμενες περιπτώσεις μαζί με μια σύντομη περιγραφή τους:

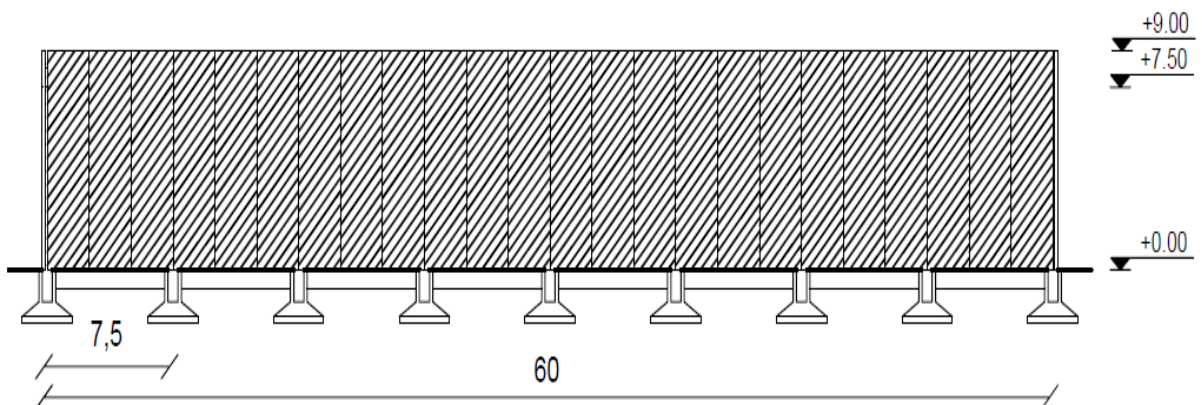
### **2.3.1 Περίπτωση 1**

Σε όλη την περίμετρο του κτιρίου υπάρχουν πανέλα πλαγιοκαλύψεων, με το συνολικό πλήθος τους να ανέρχεται στα 80. Συγκεκριμένα, υπάρχουν 24 σε κάθε διαμήκη πλευρά (ανά 3 μεταξύ των υποστυλωμάτων) και 16 σε κάθε εγκάρσια πλευρά (ανά 4 μεταξύ των υποστυλωμάτων). Τα πανέλα αυτά συμμετέχουν στην ακαμψία του κτιρίου και φέρουν φορτία, όπως και τα υπόλοιπα μέλη. Είναι μια ακραία περίπτωση μη ρεαλιστική μεν και δεν

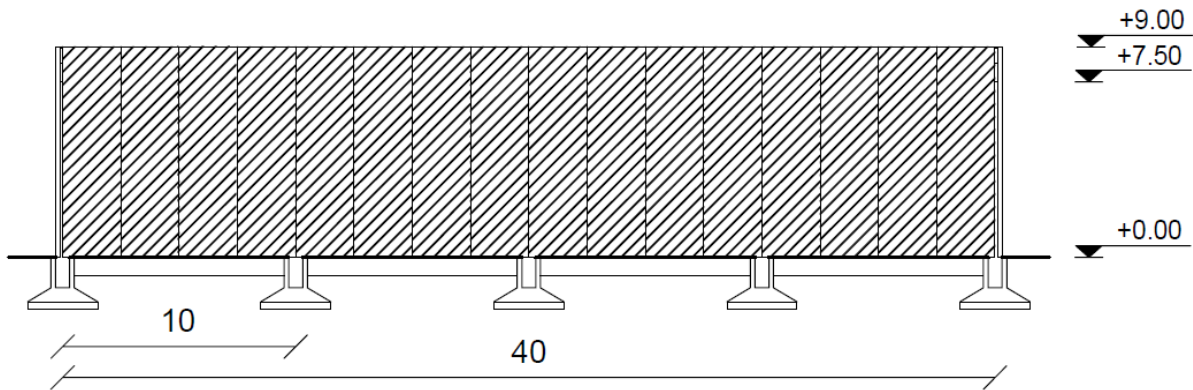
πρόκειται ποτέ να εφαρμοστεί στην πραγματικότητα, αλλά ταυτόχρονα αποτελεί και μια προσέγγιση που είναι απαραίτητο να εξεταστεί καθώς καταδεικνύει πολλά για τη συμπεριφορά τόσο των πανέλων και των συνδέσεών τους, όταν φέρουν φορτία, όσο και της υπόλοιπης κατασκευής. Επίσης, αποτελεί τη βάση και για τις υπόλοιπες περιπτώσεις. Ακολουθεί μια χαρακτηριστική οριζόντια τομή (Σχ.2.8) του κτιρίου και δύο όψεις (Σχ.2.9, Σχ.2.10), για την περίπτωση που έχει σε όλη την περίμετρο πανέλα πλαγιοκαλύψεων (όχι υπό κλίμακα).



Σχ. 2.8: Οριζόντια τομή βιομηχανικού κτιρίου (με πανέλα πλαγιοκαλύψεων παντού)



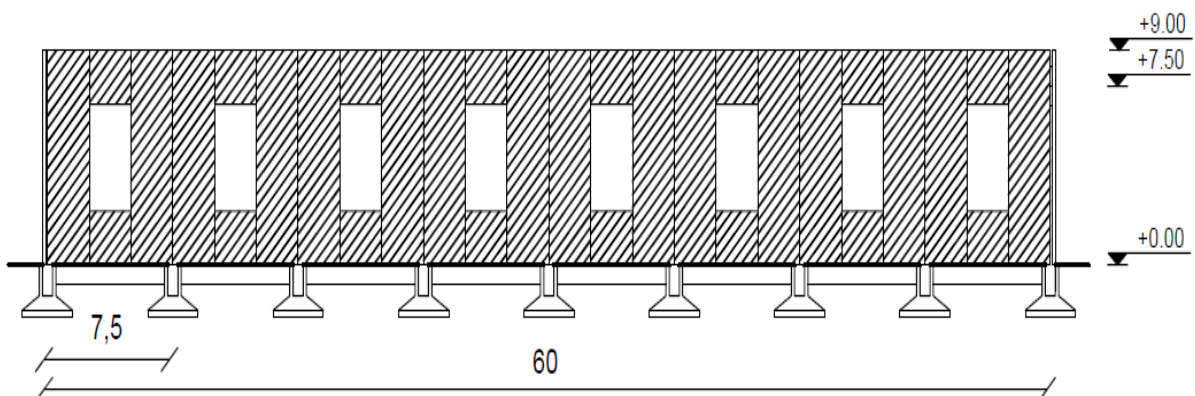
Σχ. 2.9: Όψη διαμήκους πλευράς βιομηχανικού κτιρίου (με πανέλα πλαγιοκαλύψεων παντού)



Σχ. 2.10: Όψη εγκάρσιας πλευράς βιομηχανικού κτιρίου (με πανέλα πλαγιοκαλύψεων παντού)

### 2.3.2 Περίπτωση 2

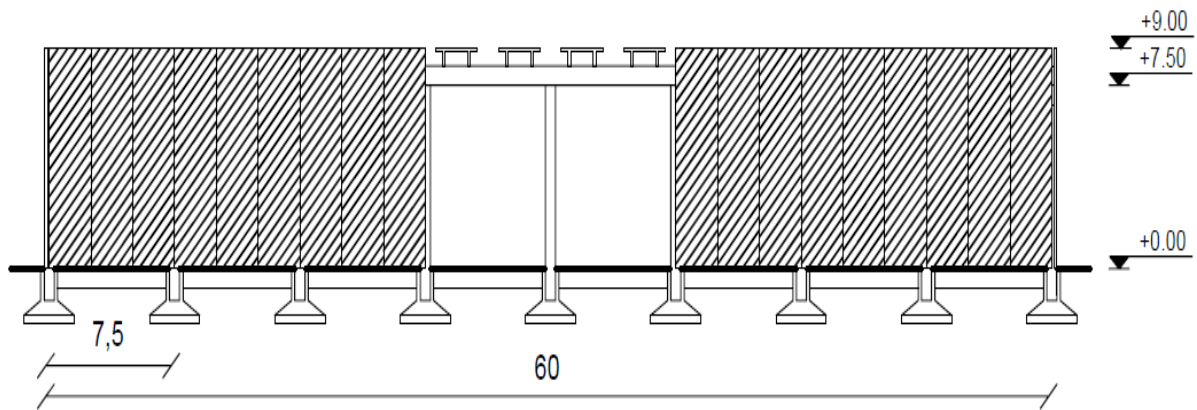
Σε αυτήν την περίπτωση αφαιρείται (σε σχέση με την περίπτωση 1) το μισό κεντρικό πανέλο από κάθε τριάδα (μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων) κατά τη διαμήκη έννοια και στις δυο πλευρές, και αυτό που απομένει δε συμβάλει στην ακαμψία της κατασκευής, παρά μόνο προσθέτει κατακόρυφα φορτία σαν μάζα. Τα υπόλοιπα πανέλα συμμετέχουν κανονικά στον φέροντα οργανισμό. Εδώ, εξετάζεται η επίδραση της συμμετρικής κατανομής των (σχετικά κανονικών διαστάσεων) ανοιγμάτων στη συμπεριφορά των προκατασκευασμένων μελών του κτιρίου. Στη συνέχεια, παρατίθεται μια αντιπροσωπευτική όψη κατά το διαμήκη άξονα, όπου υπάρχει και η διαφοροποίηση (Σχ.2.11) (όχι υπό κλίμακα).



Σχ. 2.11: Όψη διαμήκου πλευράς βιομηχανικού κτιρίου (περίπτωση 2)

### 2.3.3 Περίπτωση 3

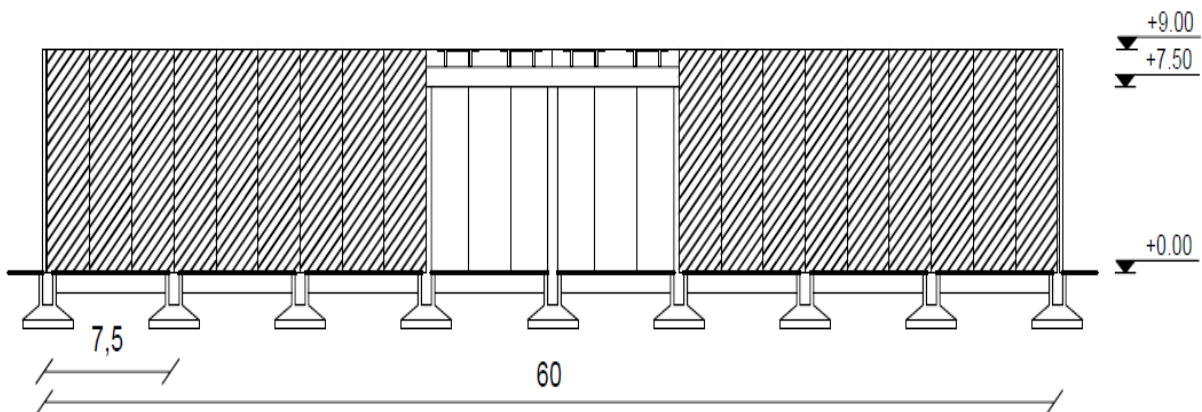
Από τις δύο διαμήκεις πλευρές αφαιρούνται εξ ολοκλήρου οι δύο κεντρικές τριάδες πανέλων (σε σχέση με την περίπτωση 1). Είναι άλλη μια συμμετρική περίπτωση, που εξετάζει τη συμπεριφορά της κατασκευής, όταν τα ανοίγματα είναι πολύ μεγάλα και σε κεντρικό σημείο (κάτι που μπορεί να συμβεί σε μια βιομηχανική κατασκευή για τη διέλευση οχημάτων βαρέως τύπου). Ακολουθεί η χαρακτηριστική όψη μιας πλευράς κατά τη διαμήκη έννοια, όπου φαίνεται η διάταξη των πανέλων πλαγιοκαλύψεων (Σχ.2.12) (όχι υπό κλίμακα).



Σχ. 2.12: Όψη διαμήκους πλευράς βιομηχανικού κτιρίου (περίπτωση 3)

#### 2.3.4 Περίπτωση 4

Από τη μία διαμήκη πλευρά αφαιρούνται τελείως οι δύο κεντρικές τριάδες πανέλων πλαγιοκαλύψεων (σε σχέση με την περίπτωση 1). Αποτελεί μη-συμμετρική έκκεντρη παραλλαγή της περίπτωσης 3, με στόχο την αποτίμηση των ενδεχόμενων επιπτώσεων που προκαλεί η παρουσία μεγάλων κεντρικών ανοιγμάτων μόνο στη μια μεγάλη πλευρά. Η όψη της διαμήκους πλευράς απ' όπου αφαιρούνται τα πανέλα έχει το παρακάτω σχήμα (Σχ.2.13) (όχι υπό κλίμακα).

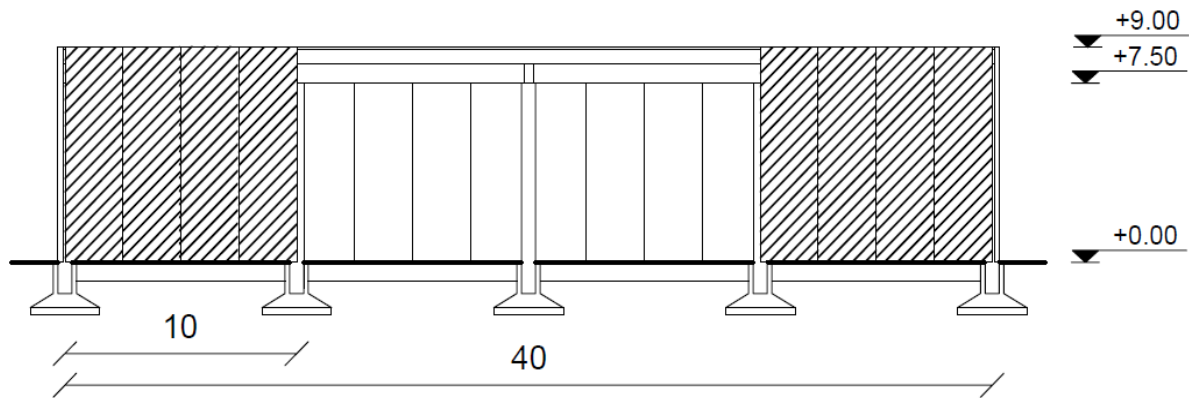


Σχ. 2.13: Όψη διαμήκους πλευράς βιομηχανικού κτιρίου, απ' την οποία έχουν αφαιρεθεί τα πανέλα (περίπτωση 4)

#### 2.3.5 Περίπτωση 5

Σε αυτήν την περίπτωση αφαιρούνται εξ ολοκλήρου οι δύο κεντρικές τετράδες πανέλων πλαγιοκαλύψεων από την εγκάρσια πλευρά (σε σχέση με την περίπτωση 1). Είναι παραλλαγή της περίπτωσης 4, ως προς το ότι τα κεντρικά και μεγάλα ανοίγματα είναι μόνο στη μία μικρή πλευρά. Και αυτή είναι μια έκκεντρη διάταξη που είναι σημαντικό να εξετασθεί, καθώς είναι αρκετά συχνή η εφαρμογή της. Στη συνέχεια, παρατίθεται το σχήμα της εγκάρσιας πλευράς, στην οποία δεν υπάρχουν στις κεντρικές περιοχές πανέλα πλαγιοκαλύψεων (Σχ.2.14) (όχι υπό κλίμακα).





**Σχ. 2.14:** Όψη εγκάρσιας πλευράς βιομηχανικού κτιρίου, απ' την οποία έχουν αφαιρεθεί τα πάνελα (περίπτωση 5)

### **2.3.6 Περίπτωση 6**

Τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων δε συμμετέχουν στην ανάληψη φορτίων, παρά μόνο ο πλαισιωτός φέρων οργανισμός. Αντίθετα, συμμετέχουν με τις μάζες τους στη δημιουργία πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων. Αποτελεί, δηλαδή, την προσέγγιση που χρησιμοποιείται από πολλούς μελετητές κατά το σχεδιασμό (όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφ.1.4.2) και επομένως κρίνεται απαραίτητο να εξεταστεί τόσο γι' αυτό το λόγο, όσο και γιατί αποτελεί την ακραία περίπτωση σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις (και κυρίως με την 1η). Χαρακτηριστικά σχήματα που απεικονίζουν το κτίριο σε αυτή την περίπτωση (από στατική άποψη), σε κάτοψη και όψεις, είναι τα Σχ.2.2-Σχ.2.4.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΠΑΝΕΛΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

#### **3.1 Εισαγωγή**

Προτού γίνουν οι αναλύσεις που προαναφέρθηκαν στο Κεφ.2.1 και οι έλεγχοι των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από αυτές, είναι απαραίτητο να γίνει η διαστασιολόγηση των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων με το φέροντα οργανισμό, αλλά και των τελικών οπλισμών των υποστυλωμάτων. Για να υλοποιηθεί η διαδικασία αυτή, το πρώτο βήμα είναι η δημιουργία των μοντέλων που προσομοιώνουν όσο πιο αντιπροσωπευτικά γίνεται την πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου. Τα προσομοιώματα αυτά, προφανώς, θα είναι διαφορετικά, ανάλογα με την εκάστοτε εξεταζόμενη περίπτωση χωρικής κατανομής των πανέλων. Στη συνέχεια, στα μοντέλα εφαρμόζεται στατική και φασματική ανάλυση. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από αυτές τις αναλύσεις υπόκεινται σε επεξεργασία και μέσω ξεχωριστών διαδικασιών διαστασιολόγησης (που αναλύονται παρακάτω), υπολογίζονται οι ακριβείς οπλισμοί σύνδεσης όλων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση, και αντίστοιχα, οι τελικοί οπλισμοί κάθε υποστυλώματος. Παρακάτω, ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή της δημιουργίας των μοντέλων (Κεφ.3.2, Κεφ.3.3), της διαδικασίας διαστασιολόγησης (Κεφ.3.4) και των τελικών αποτελεσμάτων που προκύπτουν (Κεφ.3.5, Κεφ.3.6).

#### **3.2 Προσομοίωση μοντέλου διαστασιολόγησης συνδέσεων**

##### **3.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία**

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του φορέα είναι το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v.15 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures). Από αυτό δημιουργείται κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των διαφόρων μεγεθών απόκρισης της κατασκευής.

Για να καθοριστεί πλήρως η παραμόρφωση του συστήματος στο χώρο, λαμβάνονται υπόψη έξι βαθμοί ελευθερίας για κάθε κόμβο, ως προς το ορθογωνικό σύστημα συντεταγμένων  $O_{xyz}$ . Οι έξι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν σε τρεις μεταθέσεις κατά τους άξονες  $x$ ,  $y$ ,  $z$  και τρεις στροφές με διανύσματα παράλληλα προς τους ίδιους άξονες.

Το σύστημα αξόνων ορίζεται, έτσι ώστε ο άξονας  $y$  να είναι παράλληλος στη μικρή πλευρά, ο άξονας  $x$  κάθετος σε αυτόν (παράλληλος στη μεγάλη πλευρά) και ο άξονας  $z$  (άξονας υψομέτρων) κάθετος στο επίπεδο  $xy$ . Το τοπικό σύστημα συντεταγμένων κάθε γραμμικού στοιχείου ορίζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να διευκολύνει τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της κάθε ομάδας στοιχείων.



Η προσομοίωση γίνεται με γραμμικά στοιχεία («*frame sections*»), ακόμα και για τα στοιχεία των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, και με ελατήρια, που έχουν τη λειτουργία των συνδέσεων (όπως θα αναλυθεί παρακάτω). Τα παραπάνω αναπαριστούν σε ικανοποιητικό βαθμό τις ιδιότητες του φορέα και την πραγματική κατανομή της ακαμψίας στην κατασκευή. Λεπτομέρειες για το πώς γίνεται αυτή η προσομοίωση θα αναπτυχθούν στη συνέχεια.

### 3.2.2 Προσομοίωση υλικών

- Σκυρόδεμα («C45/55»)

Το βασικό υλικό όλων των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν στο μοντέλο είναι σκυρόδεμα, που ουσιαστικά παίζει κυρίαρχο ρόλο στη διαμόρφωση της απόκρισης του κτιρίου. Είναι κατηγορίας C45/55, δηλαδή αρκετά υψηλής αντοχής, κάτι που είναι αρκετά σύνηθες για προκατασκευές από σκυρόδεμα. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, είναι:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή:  $f_{ck}=45\text{MPa}$
  - Μέτρο Ελαστικότητας:  $E_{cm}=36\cdot 10^6\text{kPa}$  [EK2-Πίν..3.1]
  - Ειδικό βάρος:  $\gamma=25\text{kN/m}^3$
  - Λόγος Poisson:  $\nu=0.2$
  - Συντελεστής θερμικής διαστολής:  $\alpha=1.000\text{E-}05$
- Χάλυβας («B500C»)

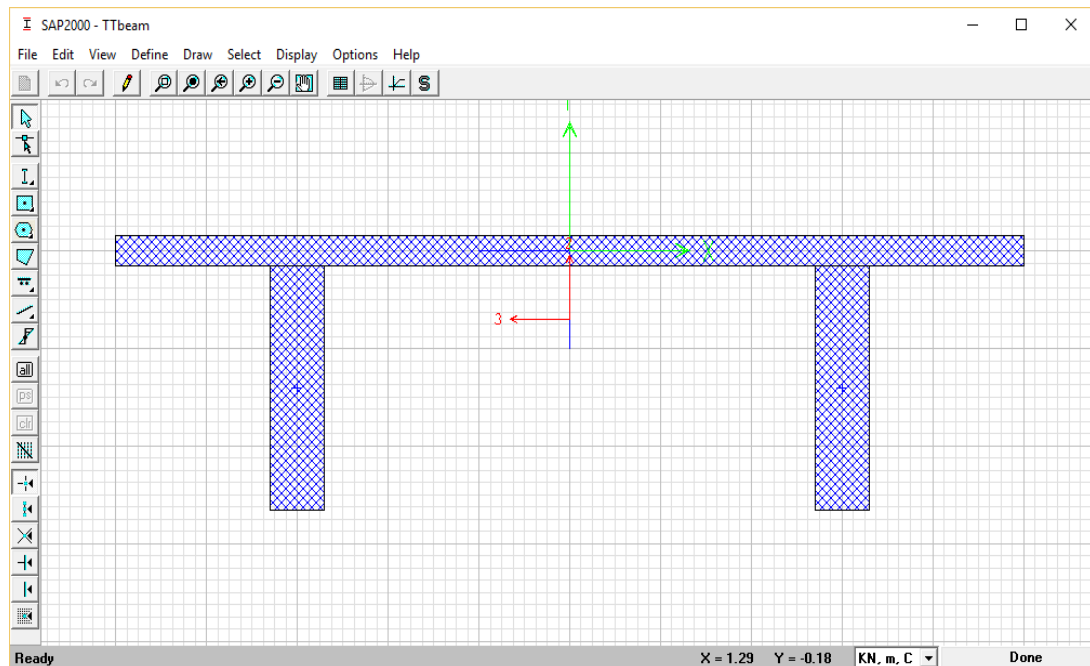
Χρησιμοποιείται σαν υλικό του οπλισμού των υποστυλωμάτων. Είναι κατηγορίας B500C, δηλαδή και αυτό πολύ υψηλής αντοχής υλικό. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, είναι:

- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή διαρροής:  $f_{yk}=500\text{MPa}$
- Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή θραύσης:  $f_{tk}=1.2\cdot 500=600\text{MPa}$   
(Table C1:  $1.15\cdot f_{yk} \leq f_{tk} \leq 1.35\cdot f_{yk}$ )
- Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=200\cdot 10^6\text{kPa}$
- Ειδικό βάρος:  $\gamma=76.9729\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson:  $\nu=0$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής:  $\alpha=1.170\text{E-}05$

### 3.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων

- Δοκός οροφής διπλού T («TT beam»)

Επειδή η διατομή του συγκεκριμένου στοιχείου είναι σύνθετη, ορίζεται σαν: «*frame section* → *section designer*», οπότε σχεδιάζεται επακριβώς από το χρήστη (Σχ.3.1). Το υλικό του στοιχείου είναι σκυρόδεμα C45/55, ενώ δε φέρει κάποιο οπλισμό. Επιπλέον, υπολογίζεται από το πρόγραμμα (κάτι που επιβεβαιώνεται και αριθμητικά) ότι το κέντρο βάρους της σύνθετης αυτής διατομής βρίσκεται στο μέσον της ως προς τον άξονα x (κατά μήκος της), σε απόσταση  $y=0.48\text{m}$  από το κάτω άκρο της.



Σχ. 3.1: Σχηματισμός διατομής δοκού οροφής διπλού T στο SAP2000v.15

- Υποστώλωμα («column»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «*frame section* → *column*», με κύριο υλικό το σκυρόδεμα C45/55 και διαστάσεις: 0.6m·0.6m. Επίσης, όπως έχει υπολογιστεί και στο Κεφ.2.2.3, έχει οπλισμό (B500C): 12Φ20 (διαμήκη) και συνδετήρες τετράτμητους Φ8/40cm (εγκάρσιο), ενώ η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι 0.03m.

- Δοκός («beam»)

Ορίζεται σαν «*frame section* → *beam*», με υλικό το σκυρόδεμα C45/55 και διαστάσεις: 0.4m·0.8m, ενώ δεν έχει καθόλου οπλισμό.

- Δοκός θεμελίωσης («connection beam»)

Ορίζεται ακριβώς όπως η δοκός, δηλαδή σαν «*frame section* → *beam*», με υλικό το σκυρόδεμα C45/55, διαστάσεις: 0.4m·0.8m και χωρίς οπλισμό.

### 3.2.4 Προσομοίωση πανέλων πλαγιοκαλύψεων

Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων είναι μια ξεχωριστή περίπτωση, γι' αυτό και αναλύονται σε διαφορετική ενότητα. Το απόλυτα ακριβές, από θεωρητικής άποψης, θα ήταν να προσομοιωθούν με επιφανειακά στοιχεία. Ωστόσο, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού χρόνου που θα χρειαζόταν για κάτι τέτοιο, προτιμάται μια διαφορετική και σχετικά πιο απλή προσέγγιση, που όμως αποτυπώνει με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά τους.

Συγκεκριμένα, κάθε πάνελο πλαγιοκαλύψεως προσομοιώνεται με πέντε επιμέρους γραμμικά στοιχεία. Το κύριο στοιχείο («*panel*») τοποθετείται κατακόρυφα στον κεντροβαρικό κατακόρυφο άξονα του πανέλου, ενώ τα υπόλοιπα τέσσερα δευτερεύοντα («*panel\_f*») τοποθετούνται οριζόντια και χρησιμοποιούνται για την υλοποίηση των συνδέσεων με τις δοκούς, σχηματίζοντας με αυτό τον τρόπο το «ενεργό πλάτος» του πανέλου (δηλαδή την

απόσταση μεταξύ δύο συνδέσεων του ίδιου επιπέδου, που ισούται με 2.1m). Στις θέσεις των συνδέσεων, που στο μοντέλο θεωρούνται οι άκρες των τεσσάρων οριζόντιων επιμέρους στοιχείων («*panel\_f*»), τοποθετούνται τέσσερα κατακόρυφα ελατήρια, που συνδέουν δοκάρια-πανέλα και μεταφέρουν τις αξονικές δυνάμεις μεταξύ αυτών των στοιχείων. Οι συνδέσεις πανέλου-δοκού θεωρούνται αρθρώσεις, δηλαδή τα πανέλα έχουν περιορισμό μετακινήσεων, όχι όμως και στροφών. Γι' αυτό το λόγο, αλλά και για να ληφθεί αργότερα η μη-γραμμική απόκριση των συνδέσεων στην άκρη του πανέλου, λαμβάνονται στροφικά ελατήρια στις δύο άκρες του κυρίου στοιχείου («*panel*»). Τα ελατήρια αυτά, κατά τις μη-γραμμικές αναλύσεις θεωρείται ότι συμπεριφέρονται ανελαστικά στις εντός-επιπέδου καταπονήσεις (σχηματίζοντας πλαστικές αρθρώσεις, αντιπροσωπεύοντας ουσιαστικά την ανελαστική συμπεριφορά του πανέλου) και ελαστικά στις εκτός-επιπέδου. Ωστόσο, λόγω των συνδέσεων ανάμεσα στα πανέλα και τα δοκάρια, οι πλαστικές αρθρώσεις θα έχουν πρακτικά μηδενικό μήκος και γι' αυτό το λόγο τα ελατήρια αυτά ορίζονται σαν μηδενικού μήκους. Στη συνέχεια, θα οριστεί στα ελατήρια αυτά μη-γραμμική συμπεριφορά, με τον ακριβή νόμο να προκύπτει από ξεχωριστή ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (Κεφάλαιο 6), κάτι όμως που δε θα χρειαστεί στο παρόν Κεφάλαιο περί διαστασιολόγησης, αφού θα γίνει ελαστική ανάλυση. Με αυτό το μοντέλο (που απεικονίζεται στο Σχ.3.2), λαμβάνεται η πραγματική συμπεριφορά του πανέλου με αρκετά ικανοποιητική προσέγγιση.

Σε ότι αφορά το βάρος του κάθε πανέλου πλαγιοκάλυψης, θα οριστεί ξεχωριστά και δε θα περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος των επιμέρους γραμμικών στοιχείων. Οι λόγοι που συμβαίνει αυτό είναι ότι: α) αντιπροσωπεύει με ακρίβεια το πραγματικό βάρος του πανέλου (που δε θα λαμβανόταν σωστά στο μοντέλο, αφού χρησιμοποιούνται μικρότερου μεγέθους γραμμικά στοιχεία), και β) διευκολύνει αργότερα την προσομοίωση της περίπτωσης, κατά την οποία το πανέλο δε συμμετέχει στο φέρον σύστημα, αλλά λαμβάνεται μόνο κάποιο ποσοστό της μάζας του (περίπτωση 2). Η προσομοίωση του βάρους των πανέλων γίνεται με τον ορισμό συγκεντρωμένων μαζών στους τέσσερις κόμβους στους οποίους ενώνονται οι δοκοί με τα κατακόρυφα ελατήρια συνδέσεων πανέλου-δοκού. Οι μάζες αυτές ορίζονται σαν βάρη και έχουν μέγεθος ίσο με το 1/4 του βάρους που θα είχε ολόκληρο το πανέλο (που στο μοντέλο ανάλυσης θεωρείται ότι έχει ύψος 7.5m), καθώς με αυτό τον τρόπο εξασφαλίζεται η ισοκατανομή του. Η τιμή που λαμβάνουν είναι:  $(25\text{kN/m}^3 \cdot 2.5\text{m} \cdot 0.2\text{m} \cdot 7.5\text{m})/4 = 23.4375\text{kN}$ .

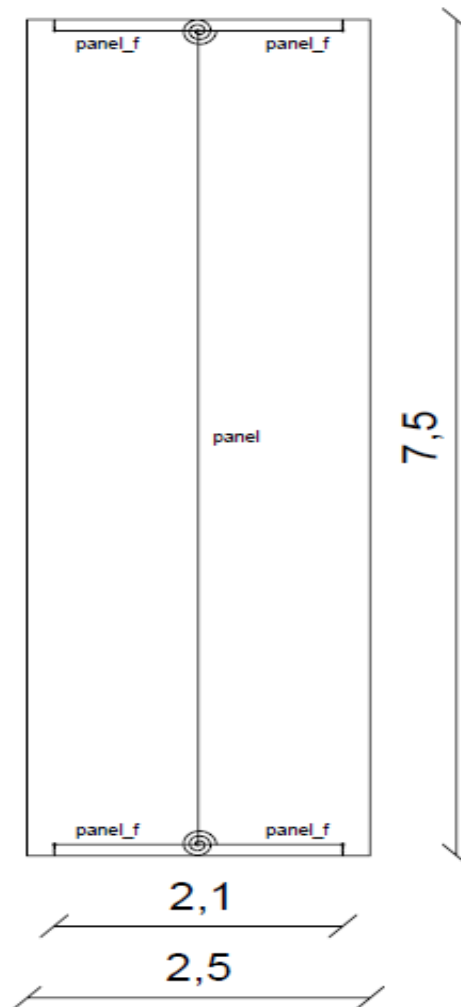
Τα γραμμικά στοιχεία που περιλαμβάνονται τελικά στο μοντέλο του πανέλου πλαγιοκάλυψης είναι τα ακόλουθα:

- Κύριο στοιχείο πανέλου («*panel*»)

Ορίζεται σαν «*frame section*», με υλικό το σκυρόδεμα C45/55 και έχει διαστάσεις: 2.5m·0.2m, ενώ δεν έχει καθόλου οπλισμό. Ακόμα, στις ιδιότητές του ορίζεται μηδενική μάζα και βάρος.

- Δευτερέων στοιχείο πανέλου («*panel\_f*»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «*frame section*», κατασκευασμένο από σκυρόδεμα C45/55, έχει διαστάσεις: 1.0m·0.2m και δεν έχει καθόλου οπλισμό. Επιπλέον, στις ιδιότητές του ορίζεται μηδενική μάζα και βάρος.



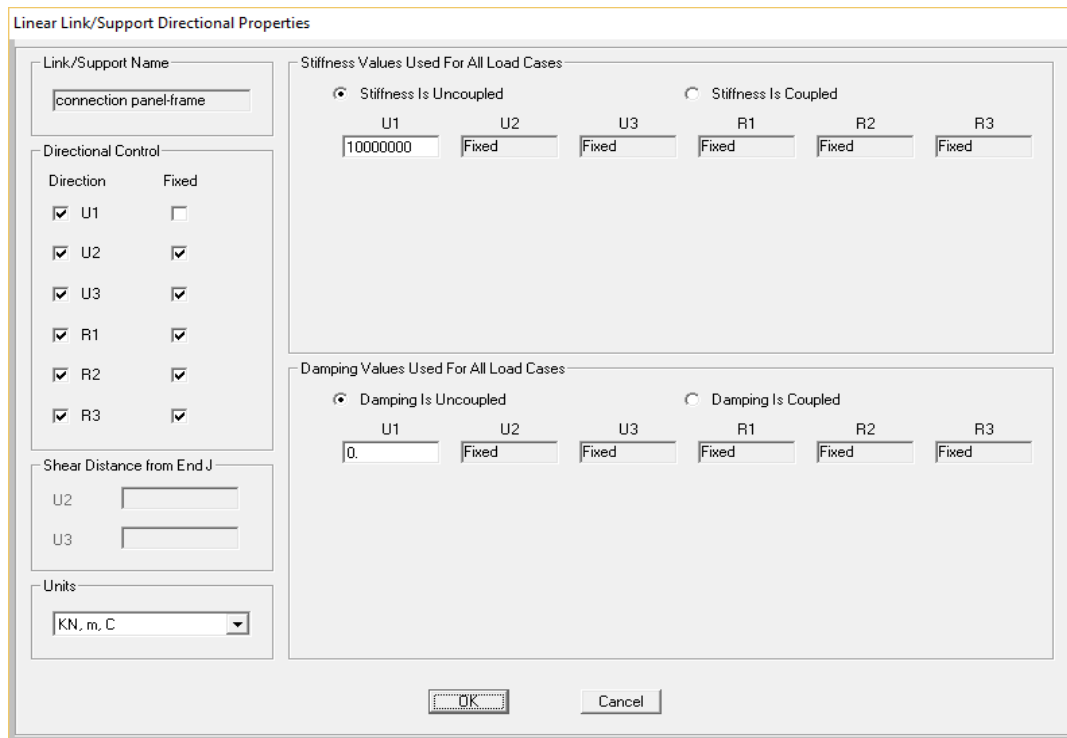
Σχ. 3.2: Προσομοίωση ισοδύναμου μοντέλου πανέλων πλαγιοκαλύψεων (διακρίνονται τα πέντε επιμέρους στοιχεία)

### 3.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

Όπως προαναφέρθηκε τα ελατήρια που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση του μοντέλου του πανέλου είναι δύο ειδών: α) τα κατακόρυφα ελατήρια στις θέσεις των συνδέσεων, που μεταφέρουν τις αξονικές εφελκυστικές δυνάμεις από τη δοκό στο πανέλο και αντίστροφα (τέσσερα σε κάθε πανέλο), β) τα στροφικά ελατήρια μηδενικού μήκους που βρίσκονται στα άκρα του κυρίου στοιχείου του πανέλου (δηλαδή, δύο σε κάθε πανέλο), που αντιπροσωπεύουν τη στροφική συμπεριφορά του, λόγω των δυνάμεων που μεταφέρονται από τις συνδέσεις και του μοχλοβραχίονά τους. Έτσι, ορίζονται οι παρακάτω τύποι ελατηρίων (που είναι «Linear» στο SAP2000):

- Ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλαisiού («connection panel-frame»)

Έχει ελαστική συμπεριφορά και μηδενικό βάρος. Δεσμεύονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας του, εκτός από την αξονική διεύθυνση, όπου του ορίζεται μια πολύ μεγάλη ακαμψία ( $K=10000000\text{kN/m}$ ). Ο τύπος αυτού του ελατηρίου είναι κοινός για όλα τα πανέλα, οπότε ορίζεται μια φορά.



Σχ. 3.3: Ορισμός ιδιοτήτων ελατηρίου σύνδεσης πινέλου-πλαισίου στο SAP2000v.15

- Στροφικό ελατήριο σύνδεσης πινέλου-πλαισίου («panel-x/y-01/02/...-d/u»)

Στη διαστασιολόγηση έχει ελαστική συμπεριφορά και μηδενικό βάρος. Δεσμεύονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας του, εκτός από την εντός επιπέδου στροφή, όπου του ορίζεται, αρχικά, μια πολύ μεγάλη ακαμψία ( $K=10000000\text{kNm/rad}$ ). Επειδή αργότερα θα χρειαστεί να βρεθεί και να οριστεί η ακαμψία για την κάθε σύνδεση ξεχωριστά, ορίζονται 2·n στροφικά ελατήρια σε κάθε μοντέλο, όπου n:αριθμός πινέλων. Από αυτό προκύπτει και η ονομασία του κάθε ελατηρίου, καθώς ισχύει:

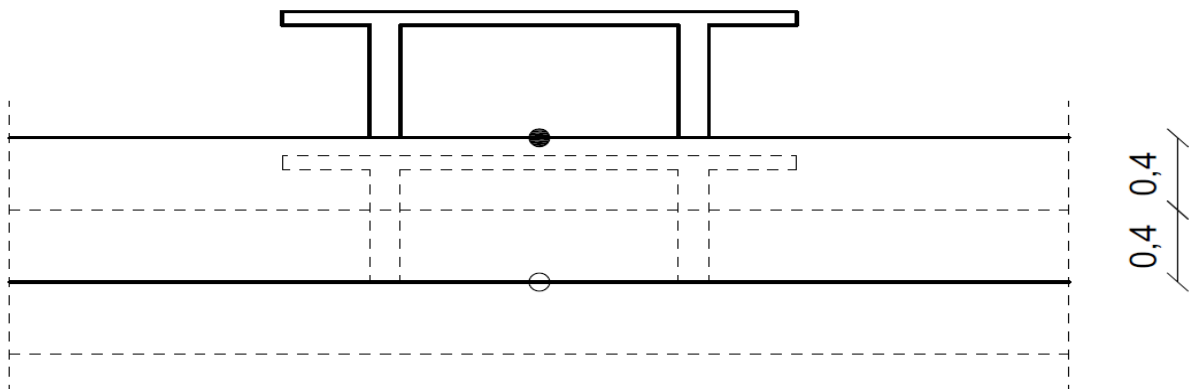
- x: για διαμήκη διεύθυνση (x στο ολικό σύστημα συντεταγμένων) και y: για εγκάρσια διεύθυνση (y στο ολικό σύστημα συντεταγμένων)
- 01, 02,..., 47,48: αριθμός πινέλου ανά διεύθυνση, μετρώντας από την αρχή των αξόνων, με πρώτη την αρίθμηση στη σειρά των πινέλων που διέρχεται από την αρχή των αξόνων και ακολούθως, με τον ίδιο τρόπο, στην απέναντί της
- d (down) αν το στροφικό ελατήριο αναφέρεται στις συνδέσεις πινέλου-δοκού θεμελίωσης και u (up) αν αναφέρεται στις συνδέσεις πινέλου-(πάνω) δοκού

### 3.2.6 Σχεδιασμός μοντέλου διαστασιολόγησης

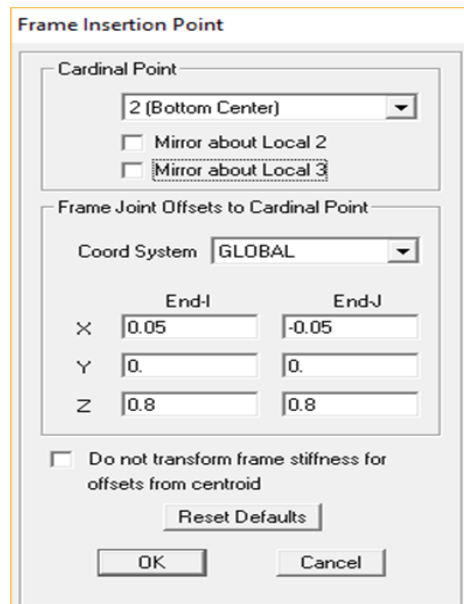
Ο σχεδιασμός του προσομοιώματος στο SAP2000v.15 γίνεται σύμφωνα με την περιγραφή που έγινε και τα σχέδια που παρουσιάστηκαν εκτενέστερα στο Κεφάλαιο 2. Ωστόσο, υπάρχουν κάποια σημεία που χρήζουν προσοχής:

- Τα στοιχεία δοκού οροφής διπλού T εισάγονται μετατοπισμένα στο πρόγραμμα, για να προκύψει η όψη που υπάρχει στην πραγματικότητα. Συγκεκριμένα, στο πρόγραμμα κατά το σχεδιασμό, αν θεωρηθεί ότι η δοκός διπλού T σχεδιάζεται με βάση το κάτω άκρο της διατομής της, έχουμε το σχήμα με διακεκομμένη γραμμή που φαίνεται στο Σχ.3.4. Για να εδράζεται, επομένως, η βάση της δοκός οροφής στο πάνω μέρος της δοκού στην οποία στηρίζεται, απαιτείται να μετακινηθεί κατά  $0.8/2=0.4\text{m}$  προς τα

πάνω. Επιπρόσθετα, και η δοκός στήριξης για να ανταποκρίνεται στα πραγματικά σχέδια όψης του κτιρίου πρέπει να είναι μετατοπισμένη καθ' ύψος κατά  $0.8/2=0.4\text{m}$  προς τα πάνω. Άρα, τα στοιχεία δοκού οροφής διπλού T εισάγονται μετατοπισμένα (με βάση το κάτω κεντρικό άκρο τους) κατά  $0.8\text{m}$  συνολικά προς τα πάνω, και στους δύο ακραίους κόμβους τους. Το τελικό σχήμα που προκύπτει, έπειτα από αυτή τη συνολική μετατόπιση κατά την κατακόρυφη έννοια, φαίνεται με συνεχή γραμμή στο Σχ.3.4, που πλέον συμπίπτει με την όψη του κτιρίου. Επιπλέον, σε όλα τα στοιχεία δοκού οροφής διπλού T, εισάγεται και μια μικρή αξονική μετατόπιση, της τάξεως των  $0.05\text{m}$ , όλου του στοιχείου (και στα δύο άκρα δηλαδή) προς την πλευρά της περιμέτρου του μοντέλου. Αυτό συμβαίνει για να υπάρχει ένα κενό ανάμεσα στις δυο συνεχόμενες (κατά πλάτος) δοκούς στον κόμβο που ενώνονται (δηλαδή, στα  $20\text{m}$  κατά την εγκάρσια έννοια).



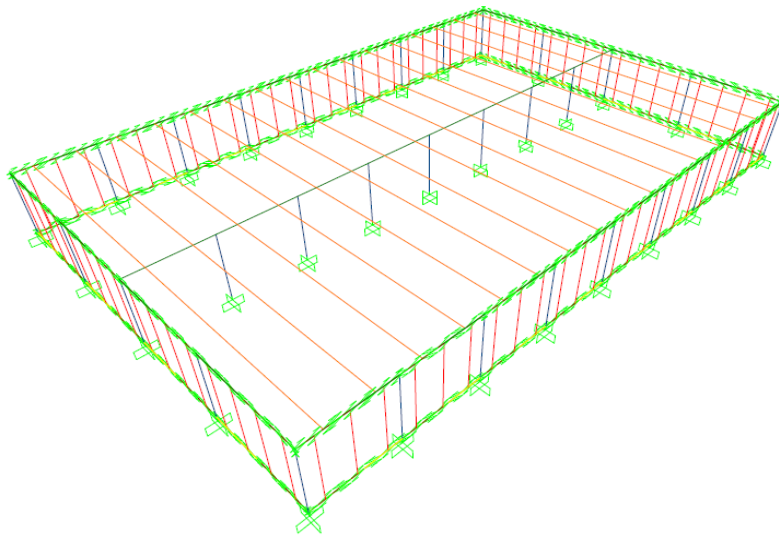
Σχ. 3.4: Προσδιορισμός απαιτούμενης μετατόπισης καθ' ύψος δοκού οροφής διπλού T



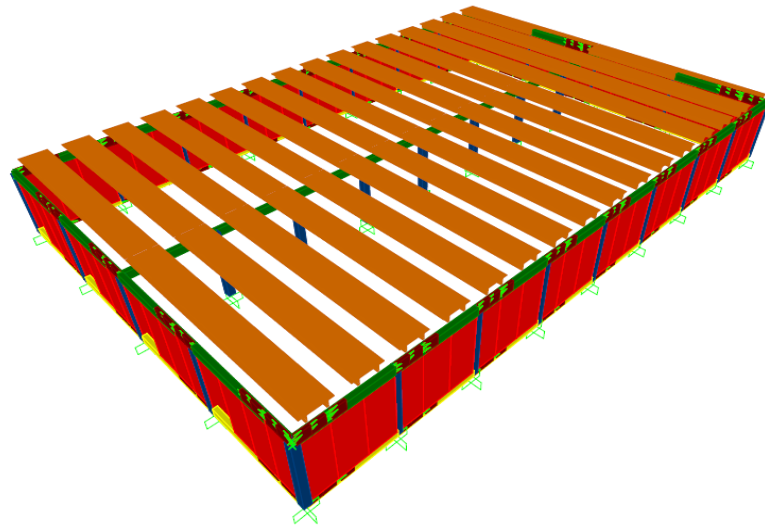
Σχ. 3.5: Ορισμός σημείου εισαγωγής στοιχείου δοκού οροφής διπλού T στο SAP2000v.15

- Στα στοιχεία οροφής διπλού T επιτρέπεται η στροφή ως προς τον παράλληλο στο επίπεδο της οροφής άξονα. Επομένως, ελευθερώνονται οι κάμψεις  $M_3$  και στα δύο άκρα (κατά τη σύμβαση των τοπικών αξόνων του στοιχείου) και η στρέψη T στο ένα.
- Οι ορθογωνικές δοκοί του ορόφου («beam») είναι ελεύθερες να κάμπτονται ως προς τις δύο διευθύνσεις του επιπέδου της διατομής τους, λόγω του τύπου σύνδεσής τους με τα υποστυλώματα, άρα ελευθερώνονται οι ροπές  $M_2$ ,  $M_3$  και στα δύο άκρα τους.
- Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων τελικά έχουν ύψος όσο και τα υποστυλώματα, δηλαδή 7.5m, αντί για 9m που έχουν στην πραγματικότητα
- Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων είναι ελεύθερα να στρέφονται, επομένως ελευθερώνονται όλες οι ροπές (T,  $M_2$ ,  $M_3$ ) στα άκρα των δευτερευόντων στοιχείων πανέλου («panel\_f»), που βρίσκονται οι συνδέσεις
- Στα στροφικά ελατήρια μηδενικού μήκους πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη μέριμνα στον προσανατολισμό των τοπικών αξόνων τους, ώστε η διεύθυνση της εντός-επιπέδου στροφής να συμπίπτει σε όλα τα ελατήρια της ίδιας διεύθυνσης (κυρίως για πρακτικούς λόγους).
- Τα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-πλαισίου θεωρούνται ότι έχουν ένα πολύ μικρό μήκος, που ορίζεται τελικά στα 0.01m.
- Θεωρώντας ότι οι θεμελιώσεις είναι ισχυρές, τοποθετούνται πακτώσεις σε όλους τους κόμβους που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων.

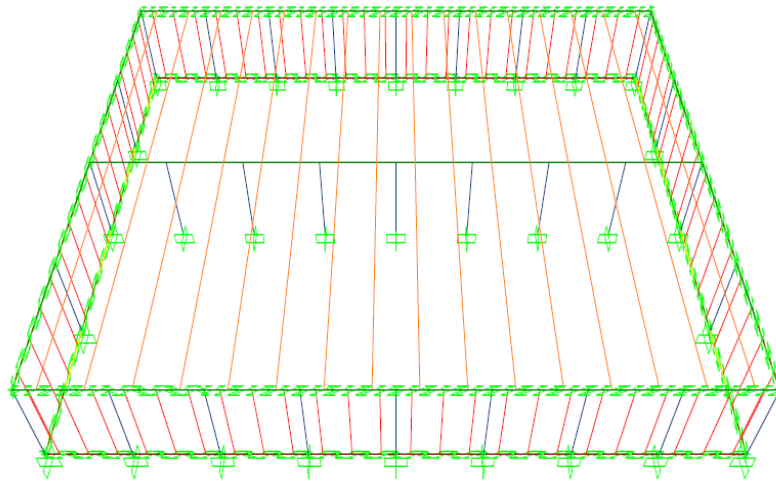
Στη συνέχεια, παρατίθενται κάποιες χαρακτηριστικές εικόνες της αρχικής προσομοίωσης του μοντέλου διαστασιολόγησης της περίπτωσης 1 (δηλαδή με πανέλα πλαγιοκαλύψεων παντού), με το πρόγραμμα SAP2000v.15. Οι εικόνες αυτές είναι πλήρως αντιπροσωπευτικές της απεικόνισης του μοντέλου, καθώς είναι συμμετρικό.



Σχ. 3.6: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 1)



Σχ. 3.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 1)



Σχ. 3.8: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 1)

### 3.2.7 Προσομοίωση φορτίσεων

#### α) Κατακόρυφα φορτία

Το πρόγραμμα υπολογίζει από μόνο του τα ίδια βάρη των στοιχείων με βάση τη γεωμετρία τους και το ειδικό βάρος των υλικών, όπως έχουν οριστεί από το χρήστη. Για να γίνει αυτό (και ονομάζοντας «*DEAD 1*» τα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος των στοιχείων) πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD 1* → *1* και *LIVE* → *0*. Επιπλέον, ονομάζοντας «*DEAD 0*» τα φορτία που προέρχονται από τα εξωτερικά μόνιμα φορτία, πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD 0* → *0*.

- Μόνιμα φορτία (G)

Όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφ.2.2.2, τα μοναδικά εξωτερικά μόνιμα φορτία που ασκούνται στο κτίριο είναι αυτά που προέρχονται από το βάρος των υλικών που χρησιμοποιούνται κυρίως για την υδατοστεγανότητα ( $0.4\text{kN/m}^2$ ). Είχαν βρεθεί ότι σε όρους συγκεντρωμένου φορτίου είναι συνολικά:  $0.4\text{kN/m}^2 \cdot 60\text{m} \cdot 40\text{m} = 960\text{kN}$ . Άρα, φορτίζουν κάθε στοιχείο οροφής (θεωρώντας ότι εκτείνονται σε όλο το πλάτος της κατασκευής, άρα ότι υπάρχουν 16 στοιχεία συνολικά) κατά  $960/16 = 60\text{kN}$ . Συνεπώς, θεωρώντας τα φορτία αυτά



ομοιόμορφα κατανομημένα ανά μέτρο μήκους της κάθε δοκού οροφής, προκύπτει ότι:  $DEAD0=60kN/40m=1.5kN/m$ . Ακολούθως, το φορτίο αυτό εφαρμόζεται στις δοκούς οροφής.

Τα φορτία από το ίδιο βάρος των επιμέρους στοιχείων του κτιρίου, όπως έχει προαναφερθεί, υπολογίζονται από το πρόγραμμα, μέσω του ορισμού των «Load Patterns». Εξάιρεση αποτελούν τα στοιχεία των πινέλων που τους έχει οριστεί μηδενικό βάρος και αντί γι' αυτό έχουν προστεθεί συγκεντρωμένες μάζες.

- Κινητά φορτία (Q)

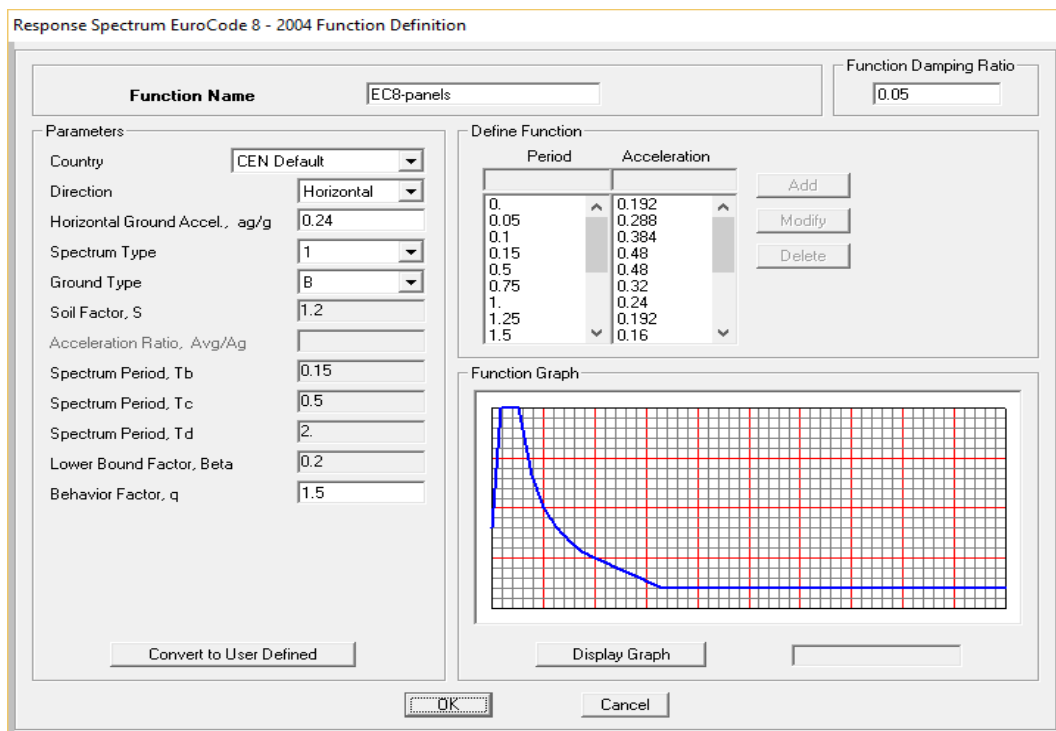
Δεν υπάρχουν κινητά φορτία στην υπάρχουσα κατασκευή.

### β) Σεισμικά φορτία

Για την εφαρμογή των σεισμικών δράσεων γίνεται χρήση του φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 (Σχ.3.8), θεωρώντας ότι ισχύουν τα παρακάτω στοιχεία:

- Οριζόντια εδαφική σεισμική επιτάχυνση:  $a_g=0.24g$  (ζώνη σεισμική επικινδυνότητας 2)
- Κατηγορία εδάφους: B (S=1.2)
- Συντελεστής συμπεριφοράς για τις συνδέσεις των πινέλων (διότι πρακτικά σχεδιάζονται να συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά → αναλυτικά: Κεφ.3.4.1):  $q=1.5$
- Κατηγορία Σπουδαιότητας: II ( $\gamma_I=1.00$ )
- Τύπος φάσματος: 1
- Συντελεστής απόσβεσης:  $\zeta=5\%$

Ακολούθως, μέσω της εντολής «Load Cases» ορίζονται οι σεισμικές συνιστώσες « $E_x$ » και « $E_y$ », με βάση το φάσμα απόκρισης, ώστε η σεισμική επιτάχυνση να επιβληθεί και κατά τις δύο διευθύνσεις. Να σημειωθεί, ότι επειδή αρχικά το φάσμα απόκρισης εκφράζεται σε g, χρησιμοποιείται πολλαπλασιαστής 9.81 με σκοπό να μετατρέψει τις τιμές του φάσματος σε  $m/sec^2$ .



Σχ. 3.9: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 στο SAP2000v.15

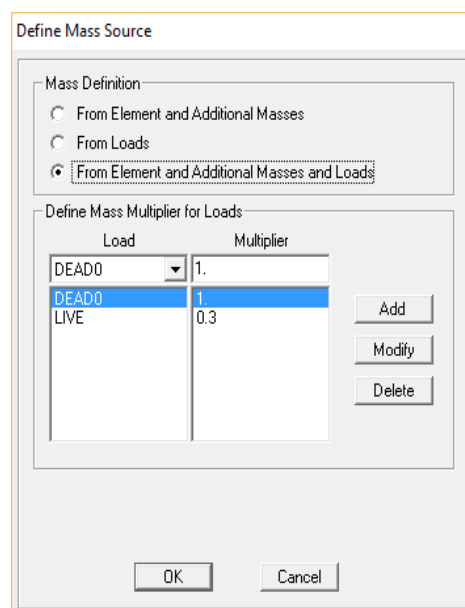
**γ) Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων**

Οι πιθανοί συνδυασμοί φορτίσεων, στους οποίους υποβάλλεται η κατασκευή, προκύπτουν με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Να σημειωθεί ότι δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, η συστολή ξηράνσεως του σκυροδέματος και οι υποχωρήσεις των στηρίξεων, δε χρειάζεται να συμπεριληφθούν στο συνδυασμό με το σεισμό. Επίσης, ο σεισμός δε συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων κ.λ.π.), για το λόγο αυτό η τιμή του  $\psi_2$  στην απλοποιημένη σχέση συνδυασμού που θα χρησιμοποιηθεί ( $S_d = G_k + \psi_2 \cdot Q_k \pm E$ ), θεωρείται ίση με 0.3 (αν και εδώ δεν υπάρχουν κινητά φορτία). Με βάση τα παραπάνω, οι συνδυασμοί που λαμβάνονται και χρησιμοποιούνται στο πρόγραμμα κατά την προσομοίωση του κτιρίου είναι οι εξής:

- 1)  $1.35 \cdot G_k + 1.50 \cdot Q_k$
- 2)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k + 1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$
- 3)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k + 1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$
- 4)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k - 1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$
- 5)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k - 1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$
- 6)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k + 0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$
- 7)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k + 0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$
- 8)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k - 0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$
- 9)  $1.00 \cdot G_k + 0.30 \cdot Q_k - 0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$

**3.2.8 Ορισμός μαζών**

Για να υπολογιστεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου από το πρόγραμμα, ορίζεται να λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων («*DEAD1*»-για όλα τα στοιχεία εκτός από τα πανέλα), τις πρόσθετες μάζες (των πανέλων) και τα φορτία, υπό το συνδυασμό  $G+0.3Q$  (δηλαδή τα εξωτερικά μόνιμα «*DEAD0*»). Ο ορισμός των μαζών φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Σχ.3.10):



Σχ. 3.10: Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου στο SAP2000v.15

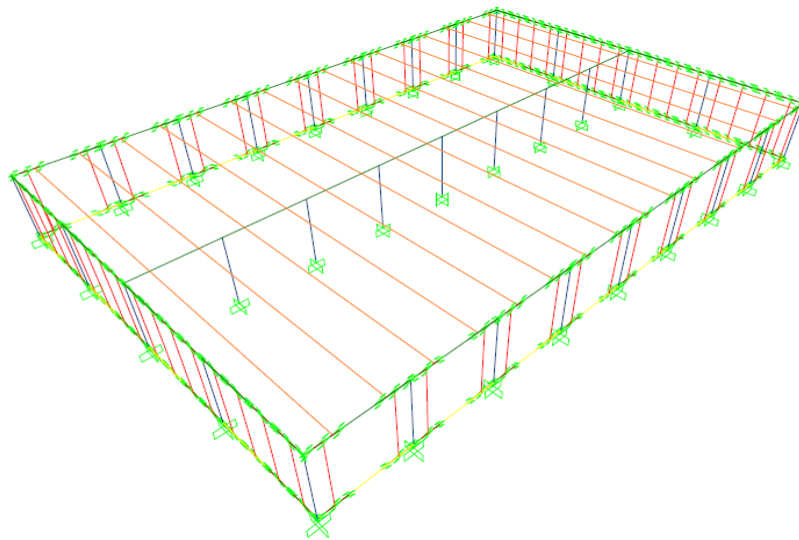
### **3.3 Προσομοίωση μοντέλων διαστασιολόγησης συνδέσεων εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

#### **3.3.1 Περίπτωση 1**

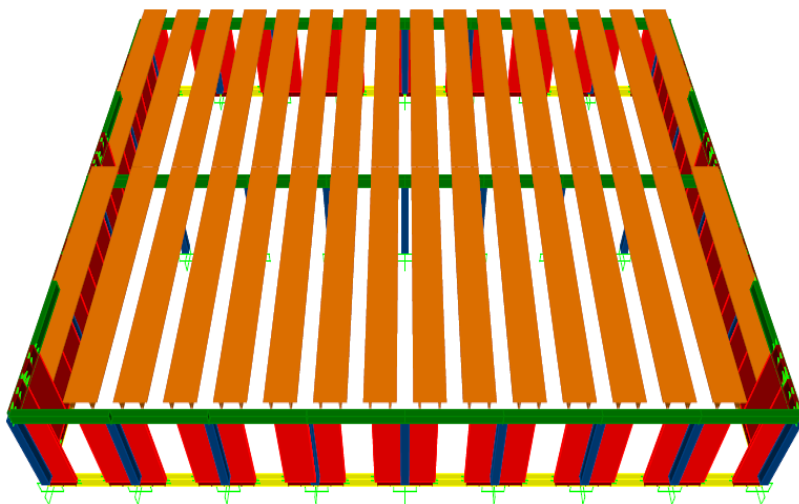
Είναι η περίπτωση που υπάρχουν πάνελα πλαγιοκαλύψεων σε όλη την περίμετρο του κτιρίου. Το μοντέλο που προκύπτει γι' αυτή την περίπτωση είναι η βάση των υπολοίπων και έχει παρουσιαστεί στα Σχ.3.6-3.8.

#### **3.3.2 Περίπτωση 2**

Σε αυτήν την περίπτωση, αφαιρείται (σε σχέση με την περίπτωση 1) το κεντρικό πάνελο από κάθε τριάδα (μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων) κατά τη διαμήκη έννοια και στις δύο πλευρές. Αφαιρούνται, δηλαδή, τα πέντε επιμέρους γραμμικά στοιχεία και τα αντίστοιχα ελατήρια, όπως ορίστηκαν κατά την προσομοίωσή του πανέλου. Ταυτόχρονα, στη θέση αυτή ορίζεται η μισή συγκεντρωμένη μάζα από αυτή που υπήρχε αρχικά. Ακολουθούν χαρακτηριστικές εικόνες του συγκεκριμένου μοντέλου (Σχ.3.11, Σχ.3.12):



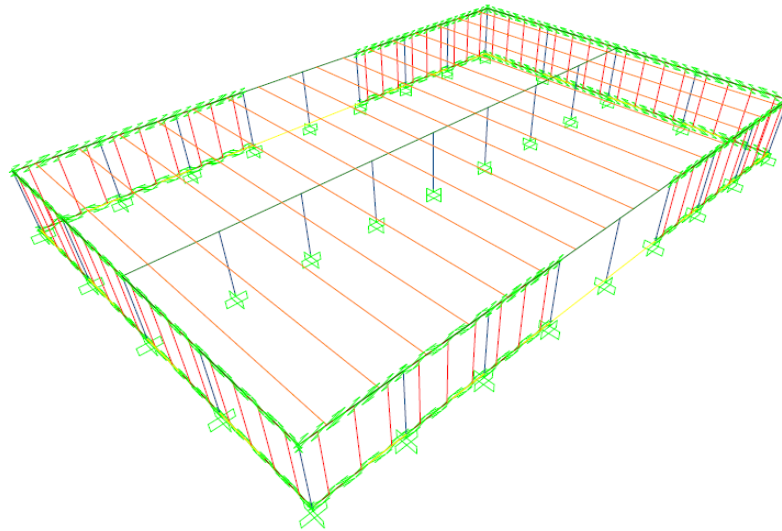
Σχ. 3.11: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 2)



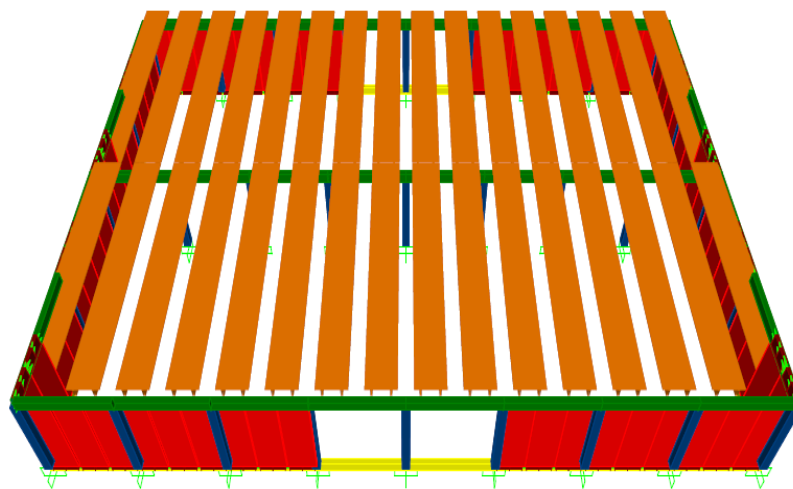
Σχ. 3.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 2)

### 3.3.3 Περίπτωση 3

Κατά την περίπτωση αυτή, από τις δύο διαμήκεις πλευρές αφαιρούνται εξ ολοκλήρου (σε σχέση με την περίπτωση 1) οι δύο κεντρικές τριάδες πανέλων. Συνεπώς, αφαιρούνται τα επιμέρους στοιχεία των συγκεκριμένων πανέλων (γραμμικά και ελατήρια), όπως επίσης και οι συγκεντρωμένες μάζες σε αυτές τις θέσεις. Στη συνέχεια, παρατίθενται χαρακτηριστικές εικόνες του μοντέλου (Σχ.3.13, Σχ.3.14):



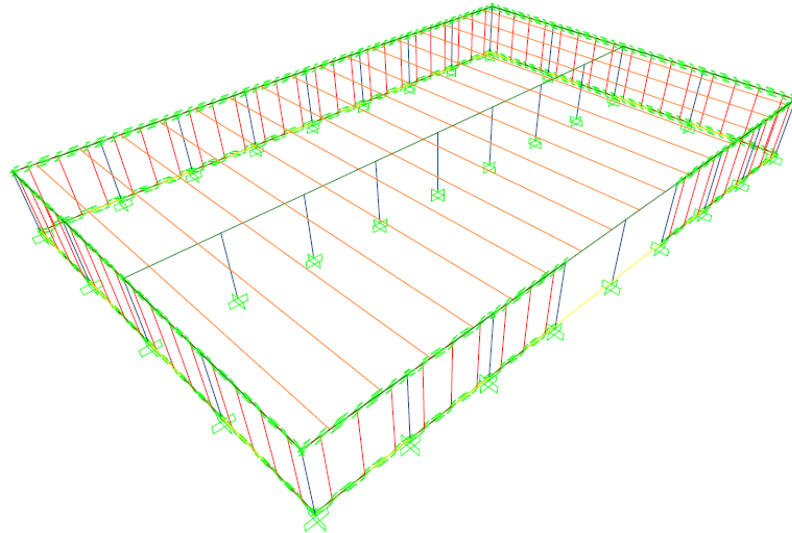
Σχ. 3.13: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 3)



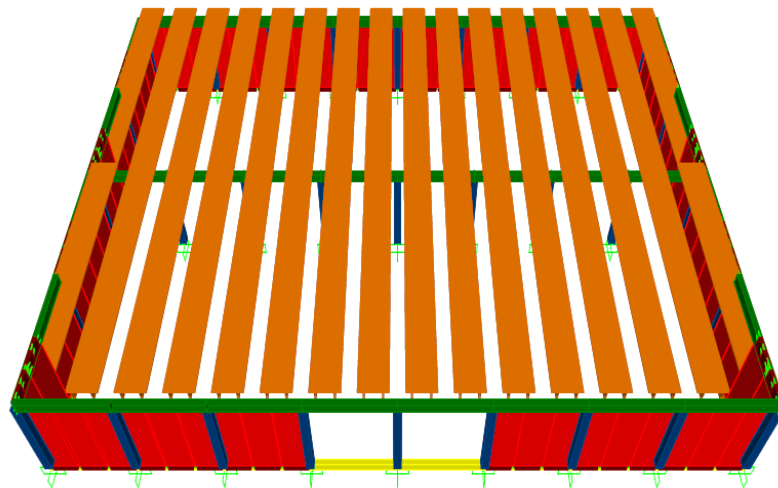
Σχ. 3.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 3)

### 3.3.4 Περίπτωση 4

Σε αυτό το μοντέλο, από τη μια διαμήκη πλευρά αφαιρούνται τελείως (σε σχέση με την περίπτωση 1) οι δύο κεντρικές τριάδες πανέλων πλαγιοκαλύψεων, δηλαδή τα επιμέρους στοιχεία τους (γραμμικά και ελατήρια), όπως επίσης και οι αντίστοιχες συγκεντρωμένες μάζες. Ακολούθως, παρατίθενται κάποιες απεικονίσεις του μοντέλου (Σχ.3.15, Σχ.3.16):



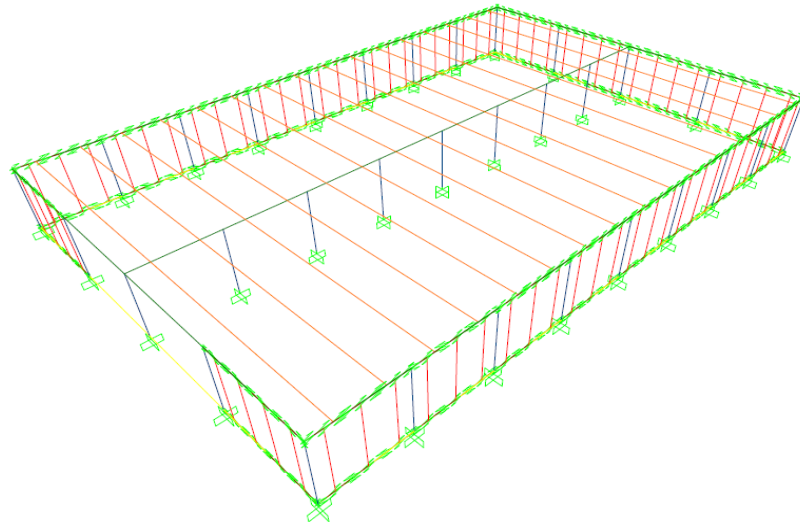
Σχ. 3.15: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 4)



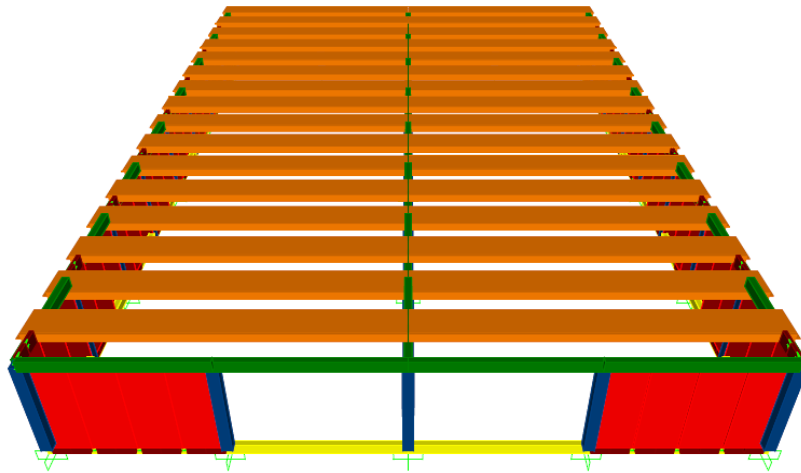
Σχ. 3.16: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 4)

### 3.3.5 Περίπτωση 5

Σε αυτήν την περίπτωση, αφαιρούνται εξ ολοκλήρου (σε σχέση με την περίπτωση 1) οι δύο κεντρικές τετράδες πινέλων πλαγιοκαλύψεων από την εγκάρσια πλευρά.. Επομένως, αφαιρούνται τα επιμέρους στοιχεία των συγκεκριμένων πινέλων (γραμμικά και ελατήρια), όπως ακόμα και οι αντίστοιχες συγκεντρωμένες μάζες σε αυτές τις θέσεις. Χαρακτηριστικά σχήματα που απεικονίζουν το μοντέλο στην περίπτωση αυτή, είναι τα παρακάτω (Σχ.3.17,Σχ.3.18):



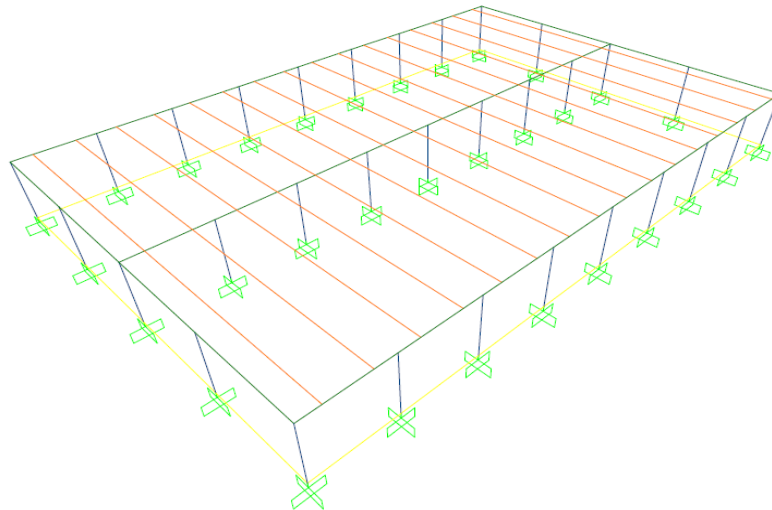
Σχ. 3.17: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 5)



Σχ. 3.18: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 5)

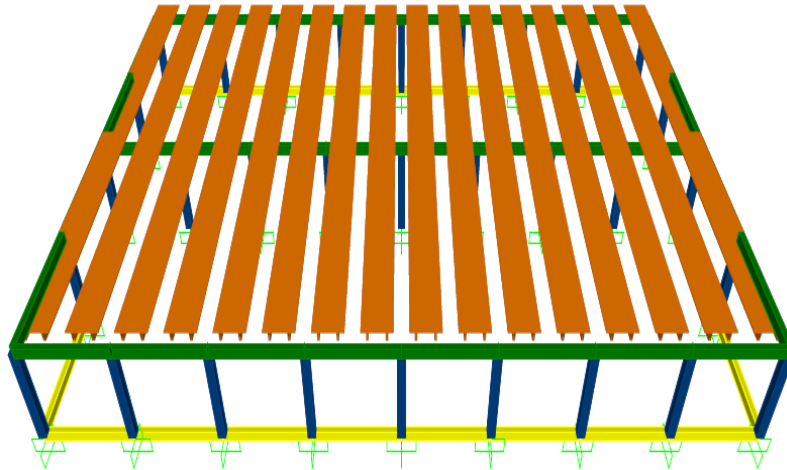
### **3.3.6 Περίπτωση 6**

Σε αυτό το μοντέλο δεν υπάρχουν καθόλου πινέλα πλαγιοκαλύψεων και προφανώς ούτε τα επιμέρους στοιχεία τους (γραμμικά και ελατήρια). Αντίθετα, υπάρχουν συγκεντρωμένες μάζες στις θέσεις που θα συνδέονταν τα πινέλα με τις δοκούς, με βάρος ίσο με αυτό των πινέλων. Ακολουθούν χαρακτηριστικές εικόνες του μοντέλου (Σχ.3.19, Σχ.3.20):



Σχ. 3.19: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 6)





Σχ. 3.20: Τρισδιάστατη απεικόνιση βιομηχανικού κτιρίου με το SAP2000v.15 (περίπτωση 6)

### 3.4 Διαδικασία διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

#### 3.4.1 Γενικά περί διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων δε χρειάζεται να σχεδιαστούν έναντι σεισμού σαν πλαστικοί τοίχοι. Αντίθετα, έχουν επαρκή συμπεριφορά αν σχεδιάζονται ελαστικά, σαν ελαφρώς οπλισμένοι τοίχοι (συνήθως οπλίζονται με πλέγμα χάλυβα, διαμέτρου τουλάχιστον 8mm και αποστάσεων το πολύ 200mm, στις δύο όψεις τους). Εκεί που πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη μέριμνα, όμως, είναι στην όπλιση των περιοχών κοντά στις συνδέσεις, όπου αναμένεται να αναπτυχθούν σημαντικές δυνάμεις, κυρίως θλιπτικές. Γι' αυτό το λόγο, είναι πολύ σημαντικό να γίνει σωστή διαστασιολόγηση του οπλισμού των συνδέσεων, όπως επίσης οι οπλισμοί αυτοί να έχουν επαρκές μήκος αγκύρωσης. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν: ισχυρή σύνδεση των επιμέρους μελών, επαρκή εντός-επιπέδου αντίσταση σε διάτμηση και ικανοποιητική πλαστιμότητα.

Γενικά, η πλευρική αντίσταση των πανέλων πλαγιοκαλύψεων είναι στην πραγματικότητα πάνω από το 50% της ολικής αντίστασης της κατασκευής, οπότε πρακτικά θεωρούνται φέροντα συστήματα τοιχοποιίας. Ο δείκτης συμπεριφοράς των κατασκευών προκύπτει, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, από τη σχέση:  $q=q_0 \cdot k_w$ , όπου:

- $q_0=3$  (τα προκατασκευασμένα κτίρια από σκυρόδεμα με πανέλα σχεδιάζονται για μέση κατηγορία πλαστιμότητας-Κ.Π.Μ.)
- $k_w=(1+\alpha_0)/3 \leq 1.0$ , με  $\alpha_0=h_{wi}/l_{wi}$

Επομένως, είναι  $\alpha_0=7.5/2.5=3$ ,  $k_w=(1+4)/3 > 1 \rightarrow k_w=1$  και τελικά  $q=3$ . Ο συγκεκριμένος δείκτης συμπεριφοράς αναφέρεται σε κατασκευή που περιέχει πανέλα πλαγιοκαλύψεων και θα χρησιμοποιηθεί στη φασματική ανάλυση που θα γίνει για τη διαστασιολόγηση του οπλισμού των υποστλωμάτων (Κεφ.3.6).

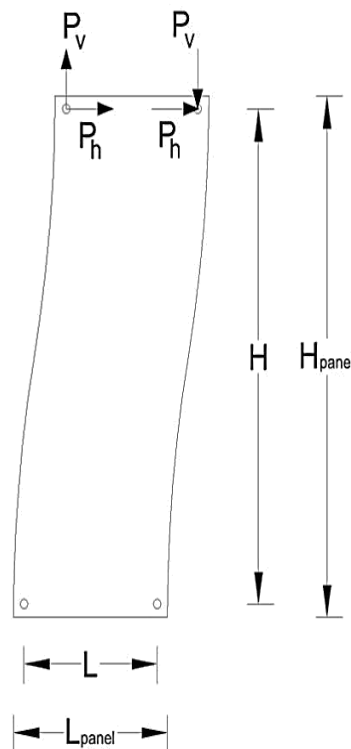
Παρ' όλο που οι κοινές συνδέσεις των πανέλων (εκτός από αυτές με βιδωμένες πλάκες-bolted plates) έχουν αρκετά ικανοποιητική πλαστιμότητα, είναι προτιμότερο να μην επιτρέπουν την ανάπτυξη πλαστικής παραμόρφωσης σε αυτές. Οι λόγοι που πρέπει να αποτρέπεται αυτό το φαινόμενο είναι: η σημαντική πλαστική παραμόρφωση των ράβδων/κοχλιών σύνδεσης, η πιθανή ολίσθηση των πανέλων και η σημαντική απώλεια αντοχής κατά τις ανακυκλιζόμενες φορτίσεις που δημιουργεί ο σεισμός. Συνεπώς, οι συνδέσεις πρέπει να είναι επαρκώς υπερδιαστασιολογημένες, προκειμένου να φέρουν τα

υψηλότερα δυνατά φορτία που μπορεί να προκύψουν. Από τον Ευρωκώδικα 8, για μέση κατηγορία πλαστιμότητας, λαμβάνεται συντελεστής υπεραντοχής:  $\gamma_R=1.2$ . Η διαστασιολόγηση πρέπει να προκύπτει από ανάλυση όλης της κατασκευής σαν σύνολο και όχι να γίνεται μόνο με βάση ένα μεμονωμένο πανέλο. Σε αυτή την ανάλυση τα πανέλα αναμένεται να συμπεριφερθούν σχεδόν ελαστικά, διότι όλη η ανελαστική τους συμπεριφορά είναι συγκεντρωμένη στις συνδέσεις τους με τα δοκάρια, επομένως ο δείκτης συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος με  $q=1.5$ . Ο συγκεκριμένος δείκτης θα χρησιμοποιηθεί στη φασματική ανάλυση που θα γίνει για τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων.

### 3.4.2 Περιγραφή μεθόδου διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

#### α) Βήμα 1

- Γίνεται φασματική ανάλυση ( $q=1.5$ ) στο μοντέλο που δημιουργήθηκε στα Κεφ.3.2, Κεφ.3.3 (ανάλογα με την εξεταζόμενη διάταξη των πανέλων πλαγιοκαλύψεων) και λαμβάνονται οι δύο μέγιστες (από τους 9 σεισμικούς συνδυασμούς) τέμνουσες δυνάμεις βάσης, ανά διεύθυνση:  $P_{base,x}$ ,  $P_{base,y}$ . Οι δυνάμεις αυτές θεωρείται προσεγγιστικά ότι αναλαμβάνονται εξ ολοκλήρου από τα πανέλα.
- Υπολογίζεται η συνισταμένη δύναμη  $P_i$  κάθε σύνδεσης από τον τύπο των Ψυχάρη-Καλυβιώτη-Μουζάκη [20] :  $P_i = \frac{HP^*}{4 \cdot C_1 \cdot C_2}$  (για πανέλα 4 συνδέσεων-Σχ.3.20), όπου:
  - $H$ : κατακόρυφη απόσταση συνδέσεων
  - $P^* = \frac{P_{base}}{L_{tot}}$  ( $L_{tot}$ : συνολικό μήκος πλευράς)
  - $C_1 = \frac{L}{L_{panel}}$ ,  $C_2 = \frac{n \cdot L_{panel}}{L_{tot}}$  ( $n$ : αριθμός πανέλων,  $L$ : οριζόντια απόσταση μεταξύ των συνδέσεων στο πανέλο,  $L_{panel}$ : μήκος πανέλου)



**Σχ. 3.21:** Παραμορφωμένο σχήμα πανέλου με 4 συνδέσεις και ασκούμενες δυνάμεις σε αυτές [20]



Από τον παραπάνω τύπο προκύπτει ότι η δύναμη των συνδέσεων  $P_i$  είναι ανεξάρτητη από το πλάτος των πανέλων, εξαρτάται σημαντικά από τον αριθμό των πανέλων στην διεύθυνσή τους και αυξάνεται γραμμικά ανάλογα με την κατακόρυφη απόσταση των συνδέσεων. Επίσης, ασκείται κυρίως στην κατακόρυφη διεύθυνση. Για τη δύναμη  $P_i$  γίνονται δύο υπολογισμοί (ένας ανά διεύθυνση), ενώ σε όλες τις συνδέσεις της ίδιας διεύθυνσης θεωρείται ότι έχει ίδιο μέγεθος.

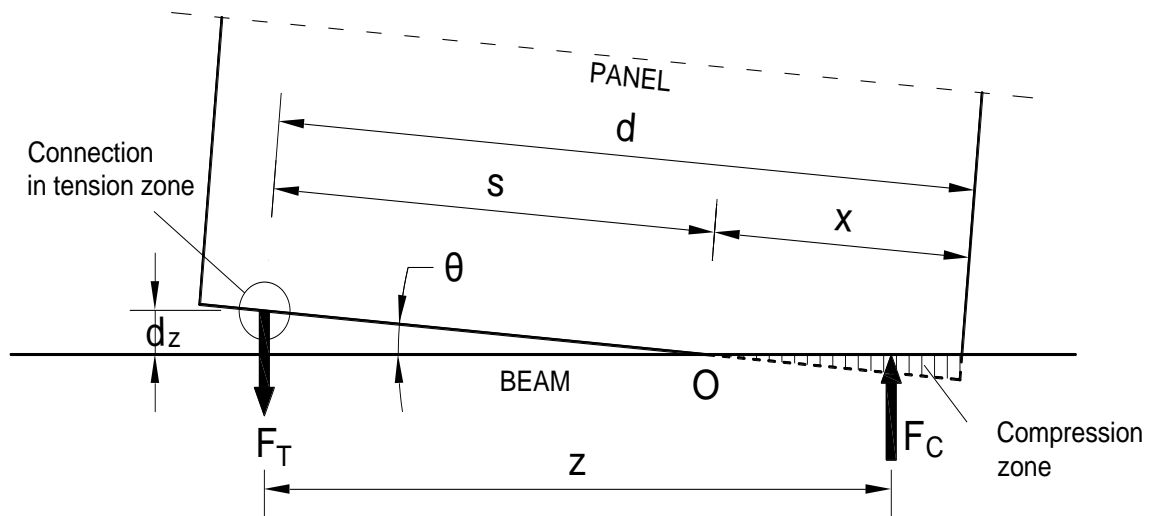
- Υπολογίζεται η αξονική δύναμη που ασκείται στις συνδέσεις, επαυξημένη με το συντελεστή υπεραντοχής ( $\gamma_R=1.2$ ):  $N_d=\gamma_R \cdot P_i$ . Ακολούθως, η τιμή αυτή συγκρίνεται με τις αντοχές  $N_{Rd}$  των ράβδων χάλυβα B500C (Πίν.3.1) του οπλισμού συνδέσεων (προεξέχουσες ράβδοι-protruding bars) και γίνεται η τελική επιλογή του με βάση το κριτήριο:  $N_{Rd} \geq N_d$ .

Πίνακας 3.1: αξονική αντοχή ράβδων B500C	
ράβδοι συνδέσεων	$N_{Rd}$ (kN)
1Φ20	136
1Φ25	213
1Φ28	267
2Φ20	273
2Φ25	426
2Φ28	535
2Φ32	699

Πίν. 3.1: Πίνακας αξονικής αντοχής ράβδων συνδέσεων από χάλυβα ποιότητας B500C

Διευκρινίζεται ότι θα υπάρχει ένας κοινός οπλισμός συνδέσεων σε κάθε διεύθυνση.

- Υπολογίζεται η αξονική ακαμψία των κατακόρυφων ελατηρίων σύνδεσης (ένας υπολογισμός ανά διεύθυνση σε αυτό το βήμα) από τη σχέση του Ψυχάρη και συν. [21]:  $K_z = \frac{EA}{L_{eff}}$ , όπου:
  - E: το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα των ράβδων σύνδεσης ( $E=200 \cdot 10^6$  kPa)
  - A: το εμβαδό των ράβδων σύνδεσης
  - $L_{eff}$ : το ισοδύναμο μήκος των ελατηρίων στο οποίο λαμβάνει μέρος η επιμήκυνση των ράβδων σύνδεσης [έχει βρεθεί από τον Ψυχάρη και συν. [21], με βάση τα αποτελέσματα πειραμάτων που έγιναν στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. (θα αναφερθούν στο Κεφ.5), ότι  $L_{eff} \approx 15\Phi$ ].
- Υπολογίζεται η ακαμψία του μηδενικού-μήκους στροφικού ελατηρίου σύνδεσης, με βάση την κατανομή των αξονικών δυνάμεων μεταξύ των δύο κατακόρυφων συνδέσεων του ίδιου οριζόντιου επιπέδου. Συγκεκριμένα, οι ροπές δημιουργούνται από ένα ζεύγος κατακόρυφων δυνάμεων: οι ράβδοι σύνδεσης παρέχουν την εφελκυστική δύναμη στην εφελκυσόμενη ζώνη, ενώ το σκυρόδεμα παρέχει τη θλιπτική δύναμη στη θλιβόμενη ζώνη. Έτσι, στη διεπιφάνεια ανάμεσα στο πανέλο και τη δοκό, πρακτικά δημιουργείται η κατάσταση που απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα (Σχ.3.22):



Σχ. 3.22: Δημιουργία στροφής στο πανέλο λόγω των δυνάμεων που αναπτύσσονται στη διεπιφάνειά του με τη δοκό [21]

Η ακαμψία του μηδενικού-μήκους στροφικού ελατηρίου υπολογίζεται, λοιπόν, από τη σχέση (ένας υπολογισμός ανά διεύθυνση στο βήμα αυτό):  $K_{\theta} = K_z \cdot z \cdot s$ , όπου με βάση προσεγγίσεις για τα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνονται:

➤  $z \approx 0.9 \cdot d$  ( $d = 2.3\text{m}$ )

➤  $s \approx 0.75 \cdot d$

Λόγω πολλών αβεβαιοτήτων η ακαμψία που χρησιμοποιείται τελικά για τα στροφικά ελατήρια των πανέλων είναι η διπλάσια από αυτή που υπολογίστηκε ( $2 \cdot K_{\theta}$ ).

- Ορίζονται, στο μοντέλο διαστασιολόγησης, οι νέες τιμές της ακαμψίας ( $2 \cdot K_{\theta}$ ) στα στροφικά ελατήρια μηδενικού-μήκους. Σε αυτό το βήμα, τα στροφικά ελατήρια σε κάθε διεύθυνση έχουν ίδια τιμή ακαμψίας. Αντίθετα, δεν αλλάζει η τιμή της αξονικής ακαμψίας των κατακόρυφων ελατηρίων των συνδέσεων (παραμένει  $K_z = 100000000\text{kN/m}$  σε όλα τα βήματα), καθώς οι δυνάμεις που ασκούνται σε αυτά επιδρούν, τελικά, με βάση την παραπάνω διαδικασία, στον υπολογισμό της ακαμψίας των αντίστοιχων στροφικών ελατηρίων. Άρα, οι τιμές  $K_z$  που βρέθηκαν χρειάζονται μόνο στον υπολογισμό της  $K_{\theta}$ . Τελικά, αφού σχηματιστεί το τροποποιημένο μοντέλο, γίνεται εκ νέου φασματική ανάλυση ( $q = 1.5$ ).

## β) Βήμα 2

- Από τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης, λαμβάνονται για όλα τα ελατήρια σύνδεσης οι τιμές των αξονικών δυνάμεων  $P$  (για τα κατακόρυφα ελατήρια) και των ροπών  $M$  (για τα στροφικά ελατήρια) που προκύπτουν για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς. Από αυτές, υπολογίζονται, στο πρόγραμμα Excel, οι μέγιστες για κάθε ελατήριο.
- Σε κάθε πανέλο υπολογίζεται η μέγιστη αξονική δύναμη  $P$  από τα τέσσερα κατακόρυφα ελατήρια που περιέχει και η μέγιστη ροπή  $M$  από τα δύο αντίστοιχα στροφικά ελατήρια. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με το δείκτη υπεραντοχής ( $\gamma_R = 1.2$ ) και προκύπτουν:  $N_d = \gamma_R \cdot P$ ,  $M_d = \gamma_R \cdot M$ .

- Με τις καινούριες τιμές  $N_d$  γίνεται έλεγχος (με βάση τον Πίν.5.1 που δίνει τη  $N_{Rd}$ ) σε κάθε πανέλο, κατά πόσο η προηγούμενη επιλογή συνδέσεων μπορεί να αλλάξει. Τυχόν αλλαγή θα γίνει είτε αν η υπάρχουσα σύνδεση πλέον δεν επαρκεί είτε αν μπορεί τελικά να χρησιμοποιηθεί «οικονομικότερος» οπλισμός σύνδεσης.
- Όπου γίνεται αλλαγή των συνδέσεων (ίδιες σε κάθε πανέλο), υπολογίζονται εκ νέου οι τιμές των ακαμψιών:  $K_z$ ,  $K_\theta$ .
- Στο μοντέλο διαστασιολόγησης, ορίζονται οι νέες τιμές της ακαμψίας ( $2 \cdot K_\theta$ ) στα στροφικά ελατήρια μηδενικού-μήκους των συνδέσεων που έχουν αλλάξει οπλισμό. Οι συνδέσεις ανά διεύθυνση είναι πλέον διαφορετικές μεταξύ τους, αλλά ίδιες σε κάθε πανέλο (δηλαδή, ίδιες οι πάνω με τις κάτω). Στη συνέχεια, αφού σχηματιστεί το τροποποιημένο μοντέλο, γίνεται άλλη μια φασματική ανάλυση ( $q=1.5$ ).

### γ) Βήμα 3

Επαναλαμβάνεται η διαδικασία του βήματος 2, έως ότου δε χρειαστεί περαιτέρω αλλαγή της επιλογής των συνδέσεων. Το αν θα χρειαστεί επανάληψη ή ακόμα και επαναλήψεις ποικίλει από περίπτωση σε περίπτωση και εξαρτάται από τα εκάστοτε αποτελέσματα. Οι οπλισμοί των συνδέσεων που προκύπτουν σε αυτό το βήμα (και είναι ίδιοι μεταξύ τους ανά πανέλο) αποτελούν και τα τελικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησής τους.

### δ) Βήμα 4

Αφού βρεθούν οι οπλισμοί των συνδέσεων γίνονται οι ακόλουθοι έλεγχοι, για κάθε σύνδεση ξεχωριστά:

- Έλεγχος έναντι διαρροής ράβδου από αξονικό εφελκυσμό

Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:  $N_d \leq N_{Rd}$ , όπου:

- $N_d$ : η αξονική δύναμη που προκύπτει από τη φασματική ανάλυση (με  $\gamma_R=1.2$  και  $q=1.5$ )
- $N_{Rd}$ : η αξονική αντίσταση της ράβδου σύνδεσης ( $N_{Rd}=A_s \cdot f_{yd}$ ,  $A_s$ : επιφάνεια διατομής της ράβδου,  $f_{yd}$ : τάση διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα της ράβδου)

Να σημειωθεί ότι ο έλεγχος αυτός έχει, ουσιαστικά, ήδη γίνει κατά τη διαδικασία της διαστασιολόγησης από την επιλογή του οπλισμού σύνδεσης.

- Έλεγχος έναντι εξόλκευσης ράβδου σύνδεσης

Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:  $l_b \cdot u \cdot f_{bd} \geq \gamma_R \cdot A_s \cdot f_{ym}$ , όπου:

- $l_b$ : το μήκος αγκύρωσης της ράβδου (0.30m)
- $u$ : η περίμετρος της ράβδου (για 2 ράβδους λαμβάνεται διπλάσια)
- $f_{bd}$ : η αντοχή συνάφειας του συνδετικού κονιάματος (36MPa)
- $f_{ym}$ : η μέση τάση διαρροής του χάλυβα της ράβδου ( $EK8:1.15 \cdot 500=575\text{MPa}$ )

- Έλεγχος έναντι αστοχίας σκυροδέματος σε θλίψη στη διεπιφάνεια πανέλου-δοκού

Με βάση με τον Ευρωκώδικα 2, πρέπει οι τάσεις που προκαλούνται από τις ροπές που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια πανέλου-δοκού (σύμφωνα με το μηχανισμό που φαίνεται στο Σχ.3.21), να μην υπερβαίνουν τη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος. Ο έλεγχος αυτός γίνεται σε κάθε μια από τις δύο διεπιφάνειες όλων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων του μοντέλου με τις αντίστοιχες δοκούς. Συνοπτικά, τα βήματα που ακολουθούνται γι' αυτό τον έλεγχο είναι τα εξής:

- Υπολογισμός σε κάθε πανέλο, στην άνω και κάτω διεπιφάνεια ξεχωριστά, των μεγεθών  $N_d$  (από τα δύο κατακόρυφα ελατήρια) και  $M_d$  (από το ένα στροφικό).
- Υπολογισμός μήκους θλιβόμενης ζώνης  $x$ , από ισορροπία ροπών (λαμβάνοντας και το μοχλοβραχίονα της αξονικής δύναμης του ίδιου βάρους του πανέλου)
- Υπολογισμός ασκούμενων θλιπτικών τάσεων  $\sigma_c$  στη θλιβόμενη ζώνη
- Σύγκριση των ασκούμενων θλιπτικών τάσεων με τη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος. Πρέπει να ισχύει:  $\sigma_c \leq f_{cd}$  ( $=45/1.5=30\text{MPa}$ ).

### **3.5 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

Στο παρών Κεφάλαιο, παρατίθενται τα τελικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης όλων των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, που προκύπτουν με βάση τη διαδικασία που περιγράφηκε διεξοδικά παραπάνω (Πίν.3.2). Προτού, όμως, παρουσιαστούν τα αποτελέσματα αυτά, γίνεται μια σύντομη περιγραφή κάποιων χαρακτηριστικών που προκύπτουν σε κάθε περίπτωση (εκτός τις περίπτωσης 6, φυσικά, όπου δεν υπάρχουν καθόλου πανέλα, άρα και συνδέσεις). Σημειώνεται ότι και οι τέσσερις συνδέσεις κάθε πανέλου διαστασιολογούνται ώστε να έχουν κοινό οπλισμό. Επιπλέον, επαληθεύεται, κατά τη διαδικασία της διαστασιολόγησης, ότι όλες οι συνδέσεις σε κάθε περίπτωση επαρκούν έναντι των ελέγχων που περιγράφηκαν αναλυτικά στο Κεφ.3.4.2.

#### **α) Περίπτωση 1**

Από την αρχική φασματική ανάλυση υπολογίζονται οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις βάσης, ανά διεύθυνση:  $P_{\text{base},x}=4026.73\text{kN}$ ,  $P_{\text{base},y}=4049.24\text{kN}$ . Με βάση αυτές, ορίζονται, αρχικά, ράβδοι συνδέσεων 1Φ25 κατά  $x$  και 2Φ20 κατά  $y$ , με τις αντίστοιχες στροφικές ακαμψίες  $K\theta$ . Τελικά, απαιτούνται 2 βήματα για να προκύψουν τα οριστικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των συνδέσεων. Όπως φαίνεται και στον Πίν.3.2, στις διαμήκεις πλευρές υπάρχει μια συμμετρική εναλλαγή μεταξύ των συνδέσεων 1Φ28 και 1Φ25 κατά μήκος τους (με τις δύο απέναντι πλευρές να έχουν πανομοιότυπη κατανομή), κάτι που οφείλεται και στην αντίστοιχη συμμετρική κατανομή των δυνάμεων. Όσο για τις πλευρές κατά την εγκάρσια διεύθυνση, απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 1Φ25, αφού οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους σύνδεσης του άξονα  $y$  έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους.

#### **β) Περίπτωση 2**

Από την αρχική φασματική ανάλυση υπολογίζονται οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις βάσης, ανά διεύθυνση:  $P_{\text{base},x}=3708.22\text{kN}$ ,  $P_{\text{base},y}=4049.24\text{kN}$ . Με βάση αυτές, ορίζονται, αρχικά, ράβδοι συνδέσεων 1Φ28 κατά  $x$  και 1Φ28 κατά  $y$ , με τις αντίστοιχες στροφικές ακαμψίες  $K\theta$ . Τελικά, απαιτούνται 2 βήματα για να προκύψουν τα οριστικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των συνδέσεων. Από τον Πίν.3.2 φαίνεται ότι στις διαμήκεις πλευρές απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 2Φ25, αφού οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους σύνδεσης του άξονα  $x$  έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους. Όσο για τις εγκάρσιες πλευρές απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 1Φ25, για τον ίδιο λόγο.

#### **γ) Περίπτωση 3**

Από την αρχική φασματική ανάλυση υπολογίζονται οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις βάσης, ανά διεύθυνση:  $P_{\text{base},x}=3730.93\text{kN}$ ,  $P_{\text{base},y}=4004.75\text{kN}$ . Με βάση αυτές ορίζονται, αρχικά, ράβδοι συνδέσεων 1Φ28 κατά  $x$  και 2Φ20 κατά  $y$ , με τις αντίστοιχες στροφικές ακαμψίες  $K\theta$ . Τελικά, απαιτούνται 3 βήματα για να προκύψουν τα οριστικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των συνδέσεων. Όπως φαίνεται και στον Πίν.3.2, στις διαμήκεις πλευρές υπάρχει μια συμμετρική εναλλαγή μεταξύ των συνδέσεων 2Φ25 και 1Φ25 κατά μήκος τους

(με τις δύο απέναντι πλευρές να έχουν πανομοιότυπη κατανομή), λόγω της συμμετρικής κατανομής των δυνάμεων. Όσο για τις πλευρές κατά την εγκάρσια διεύθυνση, απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 1Φ25, διότι οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους σύνδεσης του άξονα  $y$  έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους.

#### **δ) Περίπτωση 4**

Από την αρχική φασματική ανάλυση υπολογίζονται οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις βάσης, ανά διεύθυνση:  $P_{base,x}=3738.93\text{kN}$ ,  $P_{base,y}=4026.46\text{kN}$ . Με βάση αυτές ορίζονται, αρχικά, ράβδοι συνδέσεων 1Φ28 κατά  $x$ , στην πλευρά που αφαιρούνται τα έξι κεντρικά πανέλα, 1Φ25 κατά  $x$ , στην πλευρά που δεν αφαιρούνται πανέλα, και 2Φ20 κατά  $y$ , με τις αντίστοιχες στροφικές ακαμψίες  $K\theta$ . Τελικά, απαιτούνται 3 βήματα για να προκύψουν τα οριστικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των συνδέσεων. Όπως φαίνεται και στον Πίν.3.2, στη διαμήκη πλευρά που αφαιρούνται τα πανέλα, υπάρχει μια συμμετρική εναλλαγή μεταξύ των συνδέσεων: 2Φ25, 1Φ25 και 1Φ28 κατά μήκος της. Κάτι αντίστοιχο συμβαίνει και στην απέναντι διαμήκη πλευρά, με συμμετρική εναλλαγή μεταξύ των συνδέσεων 1Φ25 και 1Φ28 κατά μήκος της, ενώ είναι προφανές ότι οι δύο αυτές πλευρές δεν έχουν πανομοιότυπη κατανομή συνδέσεων. Τα παραπάνω οφείλονται στην κατανομή των δυνάμεων, που διαφέρει μεταξύ των δύο πλευρών (λόγω των σημαντικών ανοιγμάτων που έχει η μια πλευρά σε αντίθεση με την άλλη). Όσον αφορά τις πλευρές κατά την εγκάρσια διεύθυνση, απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 1Φ25, αφού οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους σύνδεσης του άξονα  $y$  έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους.

#### **ε) Περίπτωση 5**

Από την αρχική φασματική ανάλυση υπολογίζονται οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις βάσης, ανά διεύθυνση:  $P_{base,x}=3870.65\text{kN}$ ,  $P_{base,y}=4051.6\text{kN}$ . Με βάση αυτές ορίζονται, αρχικά, ράβδοι συνδέσεων 1Φ25 κατά  $x$ , 2Φ32 κατά  $y$ , στην πλευρά που αφαιρούνται τα οχτώ κεντρικά πανέλα, και 2Φ20 κατά  $y$ , στην πλευρά που δεν αφαιρούνται πανέλα, με τις αντίστοιχες στροφικές ακαμψίες  $K\theta$ . Τελικά, απαιτούνται 2 βήματα για να προκύψουν τα οριστικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των συνδέσεων. Από τον Πίν.3.2 φαίνεται ότι στις διαμήκεις πλευρές υπάρχει μια συμμετρική εναλλαγή μεταξύ των συνδέσεων 1Φ28 και 1Φ25 κατά μήκος τους (με τις δύο απέναντι πλευρές να έχουν πανομοιότυπη κατανομή), κάτι που οφείλεται και στην αντίστοιχη συμμετρική κατανομή των δυνάμεων. Όσον αφορά τις πλευρές κατά την εγκάρσια διεύθυνση, σε αυτή που αφαιρούνται τα πανέλα, απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 2Φ25, ενώ κάτι αντίστοιχο συμβαίνει και στην απέναντι πλευρά, όπου απαιτούνται μόνο συνδέσεις τύπου 1Φ25. Αυτό οφείλεται στο ότι οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους σύνδεσης του άξονα  $y$  έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους κατά την ίδια πλευρά και διαφορετική μεταξύ των απέναντι (λόγω των σημαντικών ανοιγμάτων που έχει η μια πλευρά σε αντίθεση με την άλλη που είναι πλήρως συμπαγής).

Οι οπλισμοί συνδέσεων που επιλέγονται τελικά για τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων όλων των περιπτώσεων είναι οι: 1Φ25, 1Φ28 και 2Φ25. Ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας με τα τελικά αποτελέσματα της διαδικασίας διαστασιολόγησης όλων των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων για κάθε περίπτωση διάταξής τους (Πίν.3.2).

Πίνακας 3.2: Τελικοί οπλισμοί συνδέσεων σε κάθε πινέλο πλαγιοκαλύψεως για κάθε περίπτωση διάταξής τους						
Θέση πινέλου	περίπτωση 1	περίπτωση 2	περίπτωση 3	περίπτωση 4	περίπτωση 5	περίπτωση 6
χ01	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ02	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ03	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ04	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ05	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ06	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ07	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ08	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ09	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ10	1Φ28	2Φ25	-	-	1Φ28	-
χ11	1Φ25	-	-	-	1Φ25	-
χ12	1Φ28	2Φ25	-	-	1Φ28	-
χ13	1Φ28	2Φ25	-	-	1Φ28	-
χ14	1Φ25	-	-	-	1Φ25	-
χ15	1Φ28	2Φ25	-	-	1Φ28	-
χ16	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ17	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ18	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ19	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ20	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ21	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ22	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ23	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ24	1Φ28	2Φ25	2Φ25	2Φ25	1Φ28	-
χ25	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ26	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ27	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ28	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ29	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ30	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ31	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ32	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
χ33	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ34	1Φ28	2Φ25	-	1Φ28	1Φ28	-
χ35	1Φ25	-	-	1Φ25	1Φ25	-
χ36	1Φ28	2Φ25	-	1Φ28	1Φ28	-
χ37	1Φ28	2Φ25	-	1Φ28	1Φ28	-
χ38	1Φ25	-	-	1Φ25	1Φ25	-
χ39	1Φ28	2Φ25	-	1Φ28	1Φ28	-
χ40	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
χ41	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-

x42	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
x43	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
x44	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
x45	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
x46	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
x47	1Φ25	-	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
x48	1Φ28	2Φ25	2Φ25	1Φ28	1Φ28	-
γ01	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ02	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ03	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ04	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ05	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ06	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ07	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ08	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ09	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ10	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ11	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ12	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-	-
γ13	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ14	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ15	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ16	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	2Φ25	-
γ17	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ18	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ19	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ20	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ21	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ22	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ23	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ24	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ26	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ27	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ28	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ29	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ30	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ31	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-
γ32	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	1Φ25	-

Πίν. 3.2: Πίνακας τελικών οπλισμών συνδέσεων σε κάθε πινέλο πλαγιοκάλυψης για κάθε περίπτωση διάταξής τους



### 3.6 Διαστασιολόγηση οπλισμού υποστυλωμάτων

Η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, για όλες τις περιπτώσεις διατάξεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, γίνεται με βάση το μοντέλο της περίπτωσης 6, δηλαδή για αυτό στο οποίο δεν υπάρχουν πανέλα. Κατ' αρχάς, αυτό συμβαίνει διότι πρέπει όλες οι περιπτώσεις που θα εξεταστούν να έχουν κοινό οπλισμό στα υποστυλώματα, ώστε να μην επηρεάζονται τα αποτελέσματα που θα προκύψουν για τις μη-γραμμικές αναλύσεις από αυτό τον παράγοντα και να γίνει με σωστό τρόπο η σύγκριση μεταξύ τους. Επιπλέον, η περίπτωση στην οποία δεν υπάρχουν πανέλα είναι η δυσμενέστερη, αφού δημιουργούνται τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη στο φορέα. Επομένως, με τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων με βάση αυτά τα εντατικά μεγέθη, ικανοποιούνται όλοι οι απαιτούμενοι, από τους κανονισμούς, έλεγχοι για κάθε περίπτωση. Κάτι τέτοιο είναι απαραίτητο για την αξιόπιστη προσομοίωση των μοντέλων, παρ' όλο που αρκετά από τα υποστυλώματα των υπολοίπων περιπτώσεων είναι υπερδιαστασιολογημένα.

Επιπλέον, η διαφοροποίηση κατά την προσομοίωση του μοντέλου ανάλυσης για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων, είναι ότι η φασματική ανάλυση γίνεται για το συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής  $q=3$  (όπως έχει προσδιοριστεί στο Κεφ.3.4.1), αφού τα υποστυλώματα, κατά τις μη-γραμμικές αναλύσεις που θα γίνουν στη συνέχεια, αναμένεται να συμπεριφερθούν ανελαστικά και να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις στη βάση τους. Έτσι, με βάση τη φασματική ανάλυση που πραγματοποιείται λαμβάνονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται καθ' ύψος κάθε υποστυλώματος (από τους 9 σεισμικούς συνδυασμούς). Η επεξεργασία τους γίνεται στο πρόγραμμα Excel, για να προκύψουν οι απαιτούμενοι οπλισμοί, σύμφωνα με την ακόλουθη μέθοδο (με βάση τον Ευρωκώδικα 2 και τον Ευρωκώδικα 8) :

#### α) Διαμήκης οπλισμός

- Υπολογίζονται τα ανηγμένα εντατικά μεγέθη:

$$\triangleright v_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\triangleright \mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\triangleright \mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

- Τοποθετείται δοκιμαστικά ένας συμμετρικός, σε όλες τις πλευρές, οπλισμός (ικανοποιώντας τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για  $\rho_{l,min}=1\%$  και  $\rho_{l,max}=4\%$ ), απ' όπου προκύπτει το αντίστοιχο εμβαδόν  $A_{s,tot}$ , άρα και το μηχανικό ποσοστό οπλισμού για τη μία διεύθυνση του οπλισμού :  $\omega_{tot} = \frac{2}{3} \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ .
- Για το  $\omega_{tot}$  που προέκυψε, από τους πίνακες αλληλεπίδρασης Ε.Μ.Π. [11] για συμμετρικά οπλισμένα ορθογωνική διατομή, υπό μονοαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, για χάλυβα ποιότητας B500C και λόγο  $d_1/h=0.05$ , προκύπτει (με γραμμική παρεμβολή) η ανηγμένη ροπή  $\mu_{Rc}$ , άρα και η μονοαξονική ροπή αντοχής:  $M_{Rc} = \mu_{Rc} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$ .
- Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ισχύει ότι: «η διαξονική κάμψη μπορεί να ληφθεί υπόψη απλοποιητικά, εκτελώντας τον έλεγχο ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση, με τη μονοαξονική ροπή αντοχής μειωμένη κατά 30%». Συνεπώς, η διαξονική κάμψη μπορεί να αναχθεί σε ισοδύναμη μονοαξονική, αρκεί να ικανοποιείται η σχέση:  $0.7 \cdot M_{Rc} \geq \max(M_{Ed})$ , όπου:

- $M_{Ed}$ : οι ροπές που προκύπτουν από τη φασματική ανάλυση για κάθε υποστύλωμα, σε όλο το ύψος του και κατά τις δύο διευθύνσεις

Γίνεται έλεγχος κατά πόσο ισχύει η παραπάνω σχέση με τον αρχικό δοκιμαστικό οπλισμό. Αν ικανοποιείται, αυτός είναι και ο τελικός οπλισμός που θα ληφθεί. Αντίθετα, αν δεν ισχύει, λαμβάνεται ένας άλλος δοκιμαστικός οπλισμός και η διαδικασία επαναλαμβάνεται από την αρχή έως ότου προκύψει το επιθυμητό αποτέλεσμα.

- Η διαδικασία αυτή εφαρμόζεται σε κάθε υποστύλωμα. Τελικά, προκύπτει για όλα τα υποστυλώματα ότι ο διαμήκης οπλισμός που πρέπει να έχουν είναι: **16Φ28**.

### β) Εγκάρσιος οπλισμός

- Γίνεται ο υπολογισμός της ικανοτικής τέμνουσας στα υποστυλώματα. Κατ' αρχάς, υπολογίζονται οι ροπές των άκρων  $M_{i,d}$  από τον τύπο:  $M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i}$ , όπου:
  - $\gamma_{Rd}$ : συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιγξης της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.1 για Κ.Π.Μ.
  - $M_{Rc,i}$ : η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστυλώματος στο άκρο  $i$  στη φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης

Η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει από τη σχέση:  $V_{Ed,ικ} = \frac{2 \cdot M_{Rc,i}}{h}$ .

- Υπολογίζεται η τέμνουσα σχεδιασμού:  $V_{Ed} = \max(V_{Ed,ικ}; V_{Ed,av})$ , όπου:
  - $V_{Ed,av}$ : η τέμνουσα που προκύπτει από τη φασματική ανάλυση για κάθε υποστύλωμα, σε όλο το ύψος του και κατά τις δύο διευθύνσεις
- Υπολογίζεται η μέγιστη τέμνουσα που αναλαμβάνει το στοιχείο:  $V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$ , όπου:
  - $a_{cw} = 1$
  - $z \approx 0.9 \cdot d$
  - $v_1 = 0.6 \cdot [1 - \frac{f_{ck}}{250}]$  ( $f_{ck}, f_{cd}$  σε MPa;  $z, b_w$  σε mm)
- Γίνεται έλεγχος σε λοξή θλίψη, δηλαδή αν  $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ . Ικανοποιείται για όλα τα υποστυλώματα.
- Υπολογίζεται η τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται (ή απαιτείται ο ελάχιστος) οπλισμός διάτμησης:  $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$  (σε N)  $\geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ , όπου:
  - $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$
  - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  ( $d$  σε mm)
  - $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$  ( $A_{sl}$  το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού,  $b_w$  σε mm)
  - $k_1 = 0.15$
  - $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  ( $N_{Ed} > 0$  για θλίψη, δίνεται σε N,  $A_c$  σε mm<sup>2</sup>)

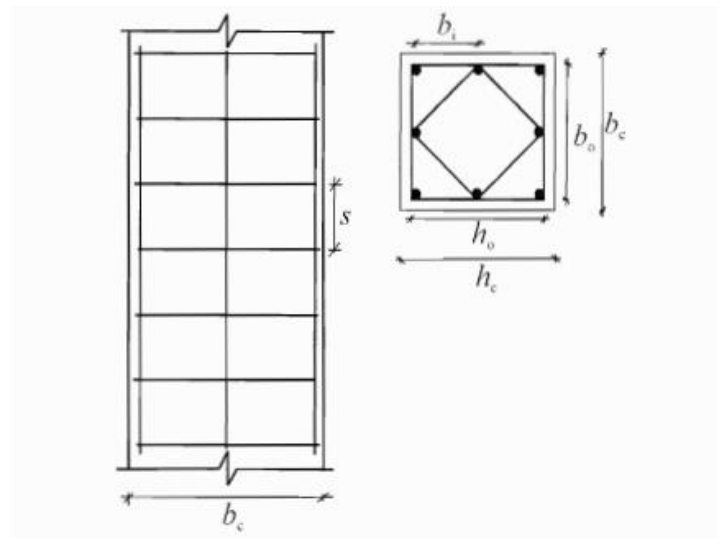
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- Οι περιοχές σε μήκος  $l_{cr}$  από κάθε ακραία διατομή κύριου σεισμικού υποστλώματος θεωρούνται «κρίσιμες». Για Κ.Π.Μ. το μήκος αυτό μπορεί να υπολογίζεται από μία έκφραση της μορφής:  $l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45 \right\}$ , όπου:
  - $h_c$ : η μεγαλύτερη διάσταση του υποστλώματος (σε m)
  - $l_{cl}$ : το καθαρό μήκος του υποστλώματος (σε m)
- Ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης εκτός κρίσιμων περιοχών προκύπτει από τις ακόλουθες εκφράσεις:  $d_{bw} \geq \left\{ 6\text{mm}; d_{bl}/4 \right\}$ ,  $s_w \leq \min \{ 20d_{bl}; h_c; b_c; 400\text{mm} \}$
- Επειδή ισχύει για όλα τα υποστλώματα ότι  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , τοποθετείται εκτός κρίσιμων περιοχών ο ελάχιστος οπλισμός, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Συγκεκριμένα, σε όλα τα υποστλώματα τοποθετούνται εκτός κρίσιμων περιοχών τετράτμητοι συνδετήρες Φ8/40cm.
- Ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης εντός κρίσιμων περιοχών προκύπτει από τις ακόλουθες εκφράσεις:  $d_{bw} \geq \left\{ 6\text{mm}; d_{bl}/4 \right\}$ ,  $s_w \leq \min \left\{ 8d_{bl}; b_o/2; 175\text{mm} \right\}$
- Επειδή ισχύει για όλα τα υποστλώματα ότι  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , τοποθετείται εντός κρίσιμων περιοχών ο ελάχιστος οπλισμός, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Συγκεκριμένα, σε όλα τα υποστλώματα τοποθετούνται εντός κρίσιμων περιοχών τετράτμητοι συνδετήρες Φ8/17cm.

### γ) Έλεγχος περίσφιξης

- Για να ικανοποιηθεί η τοπική απαίτηση πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές υποστλωμάτων, πρέπει η τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  να είναι μεγαλύτερη ή έστω ίση με την ακόλουθη τιμή:  $\mu_\phi = \begin{cases} 2q_0 - 1, & \text{εάν } T_1 \geq T_c \\ 1 + \frac{2(q_0 - 1)T_c}{T_1}, & \text{εάν } T_1 < T_c \end{cases}$ , όπου:
  - $q_0$ : η τιμή βασικού συντελεστή συμπεριφοράς στο κατακόρυφο επίπεδο που λαμβάνει χώρα η κάμψη ( $q_0 = 3$ )
  - $T_1$ : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στο κατακόρυφο επίπεδο που λαμβάνει χώρα η κάμψη

Γίνεται η παραδοχή ίσων μετακινήσεων (κάτι που επιβεβαιώνεται στη συνέχεια λόγω των τιμών που προκύπτουν για τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους όλων των περιπτώσεων), οπότε λαμβάνεται:  $\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 5$ .
- Το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης μέσα στις κρίσιμες περιοχές  $\omega_{wd}$  προκύπτει από τον τύπο:  $\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} b_c / b_0 - 0.035$  (για Κ.Π.Μ. πρέπει να είναι  $\leq 0.08$ ), όπου:
  - $v_d$ : η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ( $v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ )
  - $\varepsilon_{sy,d}$ : η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στη διαρροή

- $h_c$ : το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή της  $\mu_\phi$ )
  - $h_0$ : το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (ως τον άξονα των συνδετήρων)
  - $b_c$ : πλάτος συνολικής διατομής
  - $b_0$ : πλάτος περισφιγμένου πυρήνα (ως τον άξονα των συνδετήρων)
  - $a$ : συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης, ίσος με  $a = a_n a_s$ , με:
 
$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0, a_s = (1 - \frac{s}{2b_0})(1 - \frac{s}{2h_0})$$
 όπου:
    - $n$ : συνολικό πλήθος διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από κλειστούς συνδετήρες
    - $b_i$ : η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες
- Γίνεται σύγκριση του απαιτούμενου μηχανικού ποσοστού συνδετήρων περισφιγξης με το υπάρχον ( $\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος των συνδετήρων περισφιγξης } f_{yd}}{\text{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα } f_{cd}}$ ) και αν το πρώτο προκύψει μικρότερο, ικανοποιείται ο έλεγχος σε περισφιγξη εντός κρίσιμων περιοχών. Τελικά, ικανοποιείται για όλα τα υποστυλώματα.



Σχ. 3.23: Περίσφιγξη πυρήνα σκυροδέματος [26]

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

#### 4.1 Γενικά περί ιδιομορφικής ανάλυσης

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι απαραίτητη για την επίλυση προβλημάτων δυναμικής σε ένα σύστημα. Στα δυναμικά φαινόμενα, όπως ο σεισμός, τα δεδομένα μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου, επομένως μόνο η προσέγγιση του προβλήματος είναι δυνατή, αφού μοναδική και ακριβής λύση δεν υπάρχει. Με την ιδιομορφική ανάλυση μετατρέπεται η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος (π.χ. κτίριο) σε άθροισμα αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών, που σε συνδυασμό με τα φάσματα σχεδιασμού, είναι εφικτό να υπολογισθούν (με ικανοποιητική προσέγγιση) οι μετακινήσεις/παραμορφώσεις και κατ' επέκταση οι τάσεις που προκύπτουν από δυναμικά φαινόμενα. Πιο συγκεκριμένα, υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχρότητες (αν ένα κτίριο ταλαντώνεται σύμφωνα με κάποια ιδιομορφή, τότε υπάρχει αναλογία μετακινήσεων στις διάφορες χρονικές στιγμές, η κατασκευή, δηλαδή, κινείται με συγκεκριμένο σχήμα μετακινήσεων). Τα αποτελέσματα αυτά, μαζί με τα στατικά φορτία, χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό της εκάστοτε κατασκευής.

Σε ότι αφορά την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης, μπορεί, με τη σύγκριση των αρχικών ιδιοπεριόδων (που αντιστοιχούν στη μέγιστη δρώσα μάζα της κατασκευής κατά μια διεύθυνση), να γίνει μια προσεγγιστική εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής στα φορτία σχεδιασμού. Ακόμα, αξίζει να σημειωθεί ότι σε περιπτώσεις επίλυσης του φορέα με στατικό πρόγραμμα, μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης, γίνεται ένας αρχικός έλεγχος του μοντέλου. Αυτό γίνεται μέσω του πιθανού εντοπισμού σφαλμάτων στη μόρφωσή του, σε περίπτωση που τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης δεν είναι λογικά, τόσο ως προς τα μεγέθη των ιδιοπεριόδων, όσο και ως προς την κατανομή των χαρακτηριστικών ιδιομορφών. Τα σφάλματα αυτά μπορεί να είναι: λάθος συνδεδεμένοι κόμβοι, λάθος στις στηρίξεις, λάθος στην ακαμψία μελών, λάθος στην κατανομή των φορτίων κ.λ.π.

#### 4.2 Διαδικασία εφαρμογής ιδιομορφικής ανάλυσης στα μοντέλα

Για την ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου γίνεται χρήση των ιδιοδιανυσμάτων Eigen, μέθοδος η οποία παρά το γεγονός ότι υστερεί έναντι των ιδιοδιανυσμάτων Ritz, ως προς τον βαθμό ενεργοποίησης της δρώσας μάζας, και κατά συνέπεια ως προς την ταχύτητα επίλυσης μοντέλων με πολλούς δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας, υπερτερεί στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Κανονικά, κατά την ανάλυση, υπολογίζονται τόσες ιδιομορφές του φορέα, όσες χρειάζεται για να επιτευχθεί ενεργοποίηση ποσοστού μεγαλύτερου του 90% της συνολικής δρώσας μάζας. Ωστόσο, κάτι τέτοιο πρακτικά δεν είναι εφικτό σε καμία από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, καθώς η δρώσα μάζα που ενεργοποιείται έχει μικρότερο ποσοστό (ακόμα και στην περίπτωση 6-με πανέλα που δε συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό- που η

δρῶσα μάζα πλησιάζει, αλλά δε φτάνει το 90%). Έτσι, τελικά οι ιδιομορφές που υπολογίζονται είναι τόσες, όσες απαιτείται ώστε τα ποσοστά της συνολικής δρῶσας μάζας ανά διεύθυνση να τείνουν σε μια σταθερή τιμή (Σχ.4.1). Να αναφερθεί ότι ο αριθμός των ιδιομορφών που υπολογίζονται διαφέρει από περίπτωση σε περίπτωση. Για τον υπολογισμό των ιδιομορφών γίνεται χρήση του φάσματος του Ευρωκώδικα 8, με χαρακτηριστικά που αναφέρθηκαν στο Κεφ.3.2.8.

Σχ. 4.1: Ορισμός ιδιομορφών στο SAP2000v.15

Θεμελιώδης ιδιομορφή είναι αυτή που παρουσιάζει πρώτη τη μέγιστη δρῶσα μάζα, είτε για μετακίνηση κατά τον άξονα  $x$  είτε για μετακίνηση κατά τον άξονα  $y$ . Η ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί σε αυτήν την ιδιομορφή αποτελεί τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής ( $T_1$ ). Αντίστοιχα, η ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη δρῶσα μάζα κατά την άλλη διεύθυνση, είναι η δεύτερη κύρια ιδιοπερίοδος της κατασκευής ( $T_2$ ) και, προφανώς, έχει διαφορετικού τύπου ιδιομορφή σε σχέση με τη θεμελιώδη. Τα παραπάνω μεγέθη, μαζί με τα αντίστοιχα ποσοστά δρῶσων μαζών (που δείχνουν την επιρροή της κάθε ιδιομορφής στη συνολική μετακίνηση της κατασκευής), είναι τα μεγέθη που ενδιαφέρουν κατά την εξαγωγή των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανάλυσης.

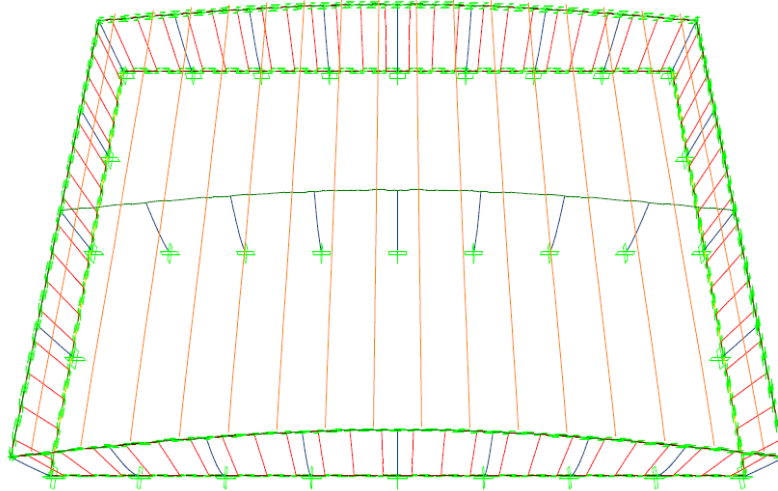
### 4.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Σε αυτό το Κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για όλες τις περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων. Συγκεκριμένα, για κάθε περίπτωση παρουσιάζονται οι δύο πρώτες κύριες ιδιομορφές με τις ιδιοπεριόδους τους και τα αντίστοιχα ποσοστά δρῶσων μαζών, ενώ δίνονται και οι εικόνες των αντίστοιχων κύριων ιδιομορφών.

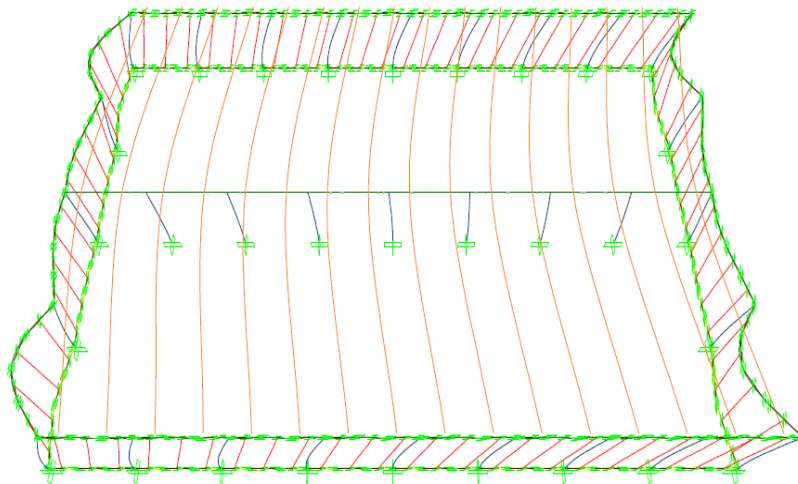
**4.3.1 Περίπτωση 1**

[ $T_1=0.6264\text{sec}$ -1η ιδιομορφή-δρώσα μάζα: 33.3% κατά y]

[ $T_2=0.1354\text{sec}$ -25η ιδιομορφή- δρώσα μάζα: 17.58% κατά x]



Σχ. 4.2: 1η ιδιομορφή (1η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα y-y [ $T_1=0.6264s$ ,  $U_y=33.3\%$ ]



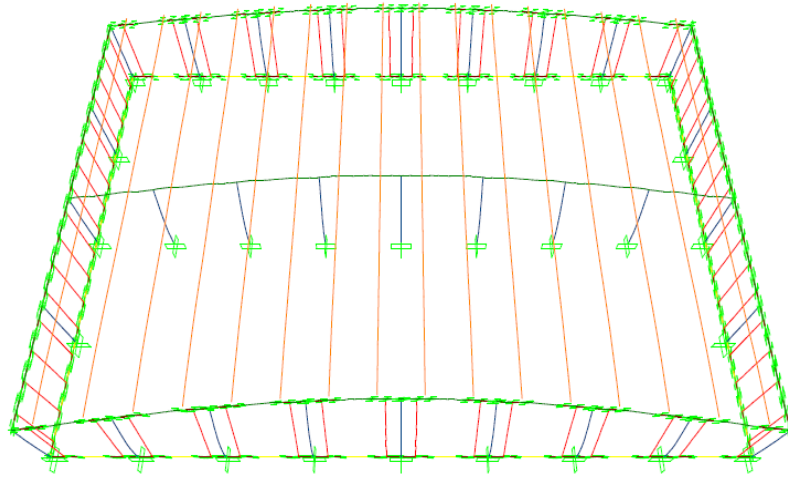
Σχ. 4.3: 25η ιδιομορφή (2η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα x-x [ $T_2=0.1354s$ ,  $U_x=17.58\%$ ]

**4.3.2 Περίπτωση 2**

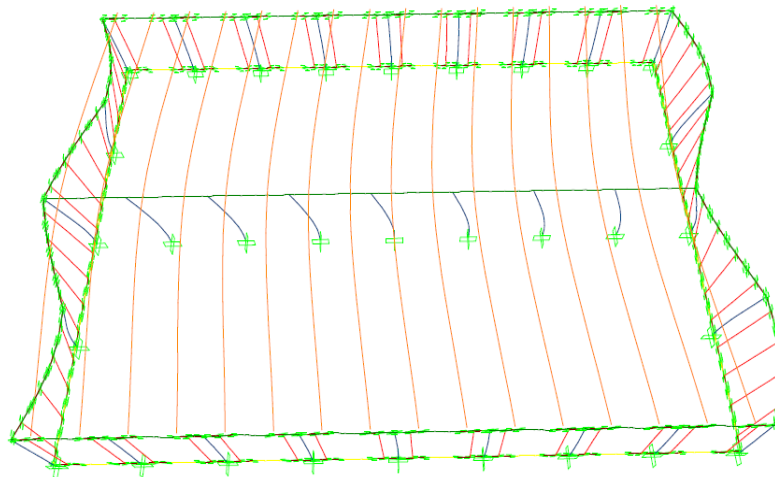
[ $T_1=0.6181\text{sec}$ -1η ιδιομορφή-δρώσα μάζα: 35.61% κατά y]

[ $T_2=0.3444\text{sec}$ -7η ιδιομορφή- δρώσα μάζα: 16.85% κατά x]





Σχ. 4.4: 1η ιδιομορφή (1η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα y-y [ $T_1=0.6181s$ ,  $U_y=35.61\%$ ]

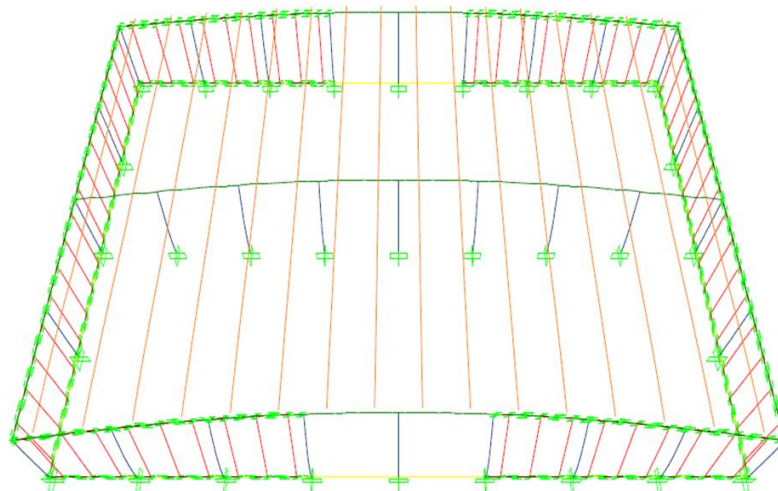


Σχ. 4.5: 2η ιδιομορφή (2η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα x-x [ $T_2=0.3444s$ ,  $U_x=16.85\%$ ]

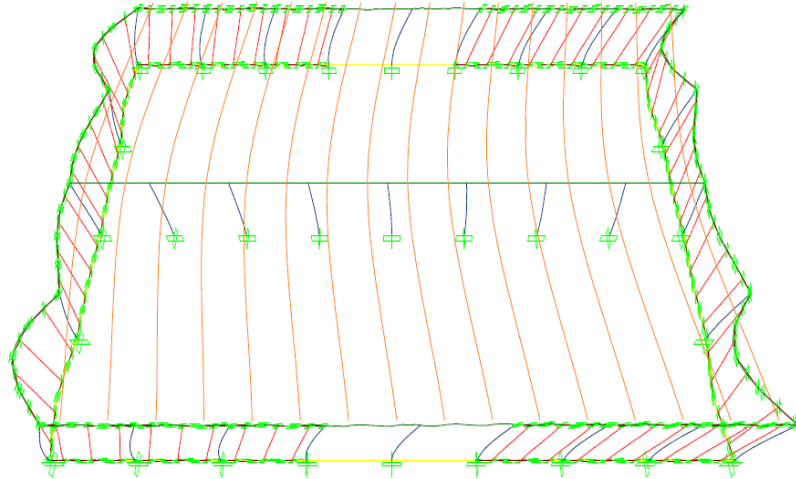
### 4.3.3 Περίπτωση 3

[ $T_1=0.5986s$ ]-1η ιδιομορφή-δρώσα μάζα: 35.41% κατά y]

[ $T_2=0.1398s$ ]-22η ιδιομορφή- δρώσα μάζα: 16.84% κατά x]



Σχ. 4.6: 1η ιδιομορφή (1η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα y-y [ $T_1=0.5986s$ ,  $U_y=35.41\%$ ]

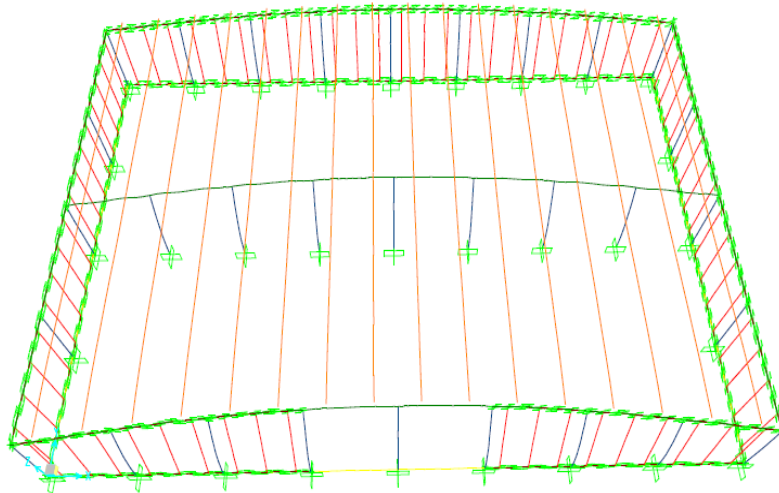


Σχ. 4.7: 22η ιδιομορφή (2η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα x-x [ $T_2=0.1398s$ ,  $U_x=16.84\%$ ]

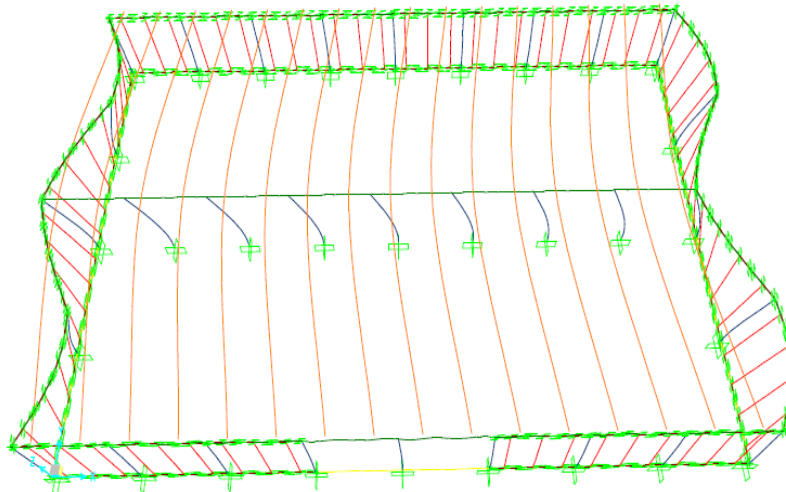
#### 4.3.4 Περίπτωση 4

[ $T_1=0.6126s$ ]-1η ιδιομορφή-δρώσα μάζα: 34.29% κατά y]

[ $T_2=0.3386s$ ]-7η ιδιομορφή- δρώσα μάζα: 14.92% κατά x]



Σχ. 4.8: 1η ιδιομορφή (1η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα y-y [ $T_1=0.6126s$ ,  $U_y=34.29\%$ ]

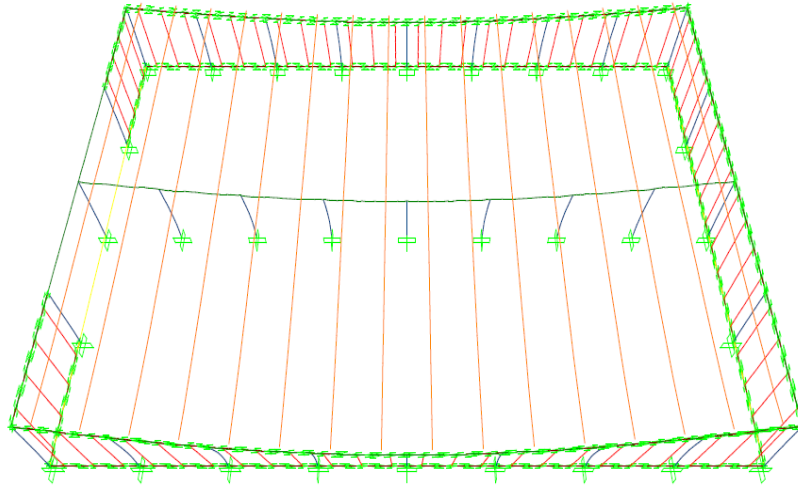


Σχ. 4.9: 7η ιδιομορφή (2η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα x-x [ $T_2=0.3386s$ ,  $U_x=14.92\%$ ]

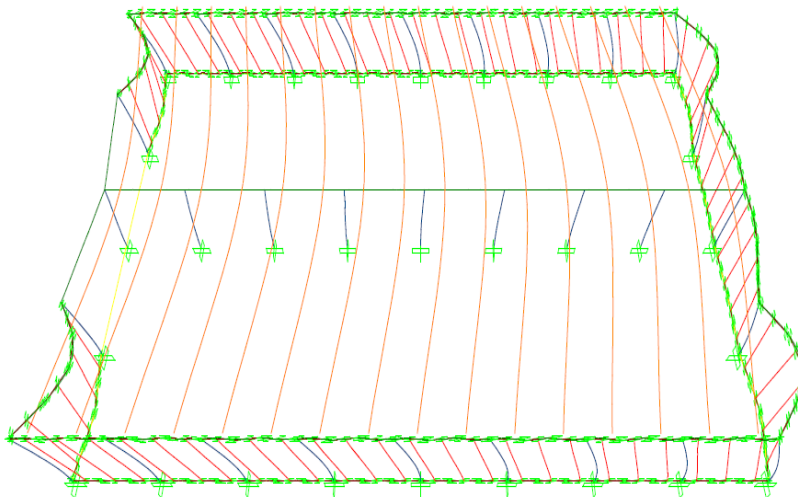
**4.3.5 Περίπτωση 5**

[ $T_1=0.6286\text{sec}$ -1η ιδιομορφή-δρώσα μάζα: 35.96% κατά y]

[ $T_2=0.1356\text{sec}$ -23η ιδιομορφή- δρώσα μάζα: 18.99% κατά x]



Σχ. 4.10: 1η ιδιομορφή (1η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα y-y [ $T_1=0.6286\text{s}$ ,  $U_y=35.96\%$ ]

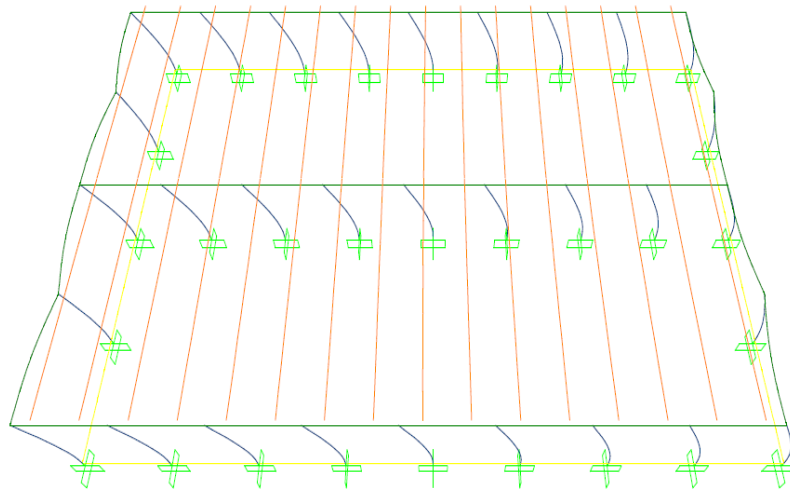


Σχ. 4.11: 23η ιδιομορφή (2η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα x-x [ $T_2=0.1356\text{s}$ ,  $U_x=18.99\%$ ]

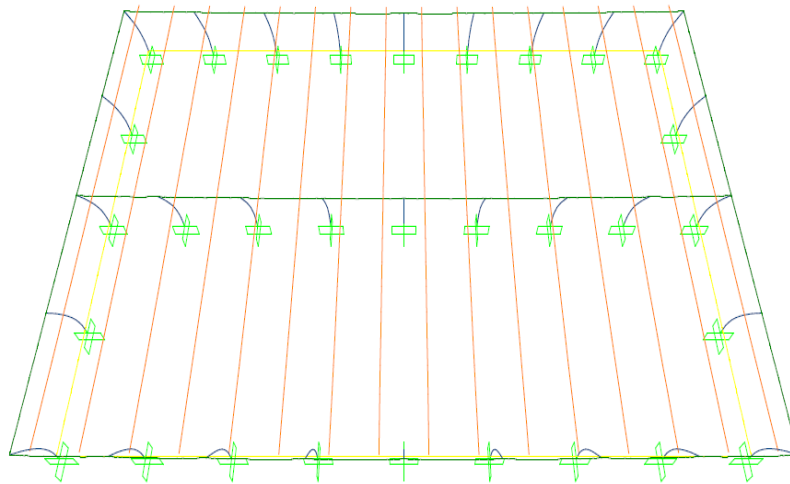
**4.3.6 Περίπτωση 6**

[ $T_1=0.8215\text{sec}$ -1η ιδιομορφή-δρώσα μάζα: 71.95% κατά x]

[ $T_2=0.8178\text{sec}$ -2η ιδιομορφή- δρώσα μάζα: 72.09% κατά y]



Σχ. 4.12: 1η ιδιομορφή (1η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα x-x [ $T_1=0.8215s$ ,  $U_x=71.95\%$ ]



Σχ. 4.13: 2η ιδιομορφή (2η κύρια)-μεταφορική κατά τον άξονα y-y [ $T_2=0.8178s$ ,  $U_y=72.09\%$ ]

#### 4.4 Συμπεράσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Ακολουθεί ένας ανακεφαλαιωτικός πίνακας με τις δύο πρώτες κύριες ιδιοπεριόδους, τις αντίστοιχες κύριες ιδιομορφές και τα ποσοστά των δρυσών μαζών που συμμετέχουν σε αυτές, όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκάλυψης (Πίν.4.1).

Πίνακας 4.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για τις δύο πρώτες κύριες ιδιομορφές όλων των περιπτώσεων διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων						
	1η κύρια ιδιομορφή			2η κύρια ιδιομορφή		
	αριθμός ιδιομορφής	T <sub>1</sub> (sec)	δρώσα μάζα (%)	αριθμός ιδιομορφής	T <sub>2</sub> (sec)	δρώσα μάζα (%)
περίπτωση 1	1	0.6264	33.30 (γ)	25	0.1354	17.58 (x)
περίπτωση 2	1	0.6181	35.61 (γ)	7	0.3444	16.85 (x)
περίπτωση 3	1	0.5986	35.41 (γ)	22	0.1398	16.84 (x)
περίπτωση 4	1	0.6126	34.29 (γ)	7	0.3386	14.92 (x)
περίπτωση 5	1	0.6286	35.96 (γ)	23	0.1356	18.99 (x)
περίπτωση 6	1	0.8215	71.95 (x)	2	0.8178	72.09 (γ)

*Πίν. 4.1: Πίνακας αποτελεσμάτων ιδιομορφικής ανάλυσης για τις δύο πρώτες κύριες ιδιομορφές όλων των περιπτώσεων διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων*

Οι ιδιομορφές που προέκυψαν, για όλες τις περιπτώσεις, ήταν, γενικά, φυσιολογικές, καθώς παρουσιάστηκαν όπως αναμένονταν πριν την ανάλυση. Δεν παρατηρήθηκε, δηλαδή, κάποιο σφάλμα και μπορεί να βγει το συμπέρασμα ότι η προσομοίωση του μοντέλου έχει γίνει σωστά και αντιπροσωπεύει σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου, ανάλογα με την κατανομή των πανέλων πλαγιοκαλύψεων στην περίμετρό του.

Στην περίπτωση 6, που αμελείται η συμβολή της ακαμψίας των πανέλων στη συνολική ακαμψία του κτιρίου, οι δύο κύριες ιδιομορφές προέκυψαν για μετακινήσεις κατά τους άξονες x και y αντίστοιχα, με μεγάλα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας και στις δυο περιπτώσεις και παρεμφερείς τιμές ιδιοπεριόδων. Επιπλέον, η κατανομή και των υπόλοιπων, αναμενόμενων από τη βιβλιογραφία, ιδιομορφών ήταν φυσιολογική (τρίτη ιδιομορφή ήταν η στροφή περί τον άξονα z, κ.λ.π.).

Ωστόσο, στις υπόλοιπες περιπτώσεις δεν υπήρχαν κυρίαρχες ιδιομορφές σε κάθε διεύθυνση, λόγω του χαμηλού ποσοστού συμμετοχής της δρώσας ιδιομορφικής μάζας σε αυτές. Σε όλες, πρώτη κύρια ιδιομορφή ήταν η μεταφορική κατά τον άξονα y, η οποία ήταν ταυτόχρονα και η πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου. Ωστόσο, η δεύτερη κύρια ιδιομορφή (μεταφορική κατά το διαμήκη άξονα x), δε συνέπιπτε με τη δεύτερη ιδιομορφή του κτιρίου, αλλά με μια σημαντικά ανώτερη, με αποτέλεσμα μια αρκετά μειωμένη τιμή της αντίστοιχης ιδιοπεριόδου. Σε κάθε εξεταζόμενη περίπτωση, κατά τη διαμήκη έννοια (x), υπήρχαν τρεις ιδιομορφές με παραπλήσια ποσοστά συμμετοχής της δρώσας μάζας. Σε τρεις, μάλιστα, από αυτές τις περιπτώσεις (και συγκεκριμένα στις: 1,3,5), το (οριακά) μεγαλύτερο ποσοστό δρώσας μάζας αντιστοιχεί σε αρκετά ανώτερη ιδιομορφή, άρα και σε ακόμα μικρότερη τιμή δεύτερης κύριας ιδιοπεριόδου (βλ.Πίν.4.1). Αξίζει, άλλωστε, να παρατηρηθεί η ομοιότητα που έχει η μορφή των σχημάτων των κύριων ιδιομορφών κατά τον άξονα αυτό (όπως παρουσιάστηκαν παραπάνω) για τις συγκεκριμένες περιπτώσεις, σε αντίθεση με τις άλλες δύο.

Τα μεγέθη των κύριων ιδιοπεριόδων κρίνονται λογικά, καθώς αναμένονται να είναι αρκετά μικρά, λόγω του τύπου της κατασκευής, της σύνδεσης των στοιχείων, του παραμορφώσιμου διαφράγματος στην οροφή, αλλά κυρίως λόγω της σημαντικής συμβολής των πανέλων στην ολική ακαμψία του κτιρίου. Παρατηρείται, επίσης, ότι τα μεγέθη των κύριων ιδιοπεριόδων μεταξύ των περιπτώσεων που λαμβάνονται τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό (περιπτώσεις 1-5), είναι, πρακτικά, της ίδιας

τάξης μεγέθους, κάτι που δείχνει ότι η δημιουργία κάποιων ανοιγμάτων ή η θέση τους, δεν επηρεάζει σημαντικά την ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής. Αναφορικά με τη μικρή διαφοροποίηση της τιμής των ιδιοπεριόδων ανάλογα με τη διεύθυνση, μπορεί να δικαιολογηθεί σε μεγάλο βαθμό από την παρουσία πανέλων πλαγιοκαλύψεων στην περίμετρο της κατασκευής και εξαρτάται άμεσα από την εκάστοτε διάταξή τους.

Σε ότι αφορά την περίπτωση του πλαισιωτού φορέα (χωρίς τη συμμετοχή των πανέλων-περίπτωση 6), παρατηρούνται μεγαλύτερες τιμές θεμελιωδών ιδιοπεριόδων, κάτι που είναι λογικό, λόγω της μη-συμμετοχής των πανέλων στην πλευρική ακαμψία του κτιρίου. Η κατασκευή, δηλαδή, σε αυτήν την περίπτωση επιβεβαιώνεται ότι είναι πιο εύκαμπτη. Ακόμα, στην περίπτωση 6, όπως έχει προαναφερθεί, οι δύο κύριες ιδιοπερίοδοι (κατά  $x$  και  $y$ ) έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους, κάτι αναμενόμενο, λόγω του συγκεκριμένου στατικού συστήματος.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΠΡΟΣΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΠΑΝΕΛΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ

#### 5.1 Πειραματικά δεδομένα για προσαρμογή ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

##### 5.1.1 Σκοπός προσαρμογής ιδιοτήτων στοιχείων σε πραγματικές τιμές

Πριν γίνουν οι μη-γραμμικές αναλύσεις (στατική και δυναμική) στο αριθμητικό προσομοίωμα του βιομηχανικού κτιρίου, είναι σημαντικό να βρεθούν οι ακριβείς μη-γραμμικοί νόμοι ροπών-στροφών των τριών οπλισμών που θα χρησιμοποιηθούν τελικά για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων με τις δοκούς. Αυτοί οι νόμοι θα προκύψουν από ξεχωριστά μοντέλα ανάλυσης, που θα περιγραφούν αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6. Ωστόσο, σε αυτά τα μοντέλα υπάρχουν κάποια μη-γραμμικά ελατήρια, που λειτουργούν ως στοιχεία σύνδεσης μεταξύ γειτονικών μελών και ουσιαστικά καθορίζουν τη συμπεριφορά αυτών των συστημάτων. Είναι, λοιπόν, πολύ κρίσιμο να εισαχθούν τέτοιοι ανελαστικοί νόμοι στα συγκεκριμένα ελατήρια, που να βασίζονται σε πραγματικές τιμές. Αυτό θα έχει σαν αποτέλεσμα να προσαρμοστούν με τη σειρά τους και οι νόμοι των συνδέσεων των πανέλων, άρα και τα τελικά μη-γραμμικά μοντέλα ανάλυσης του κτιρίου, σε πραγματικά και ρεαλιστικά δεδομένα. Με αυτόν τον τρόπο, θα βελτιωθεί σημαντικά η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν, αφού οι αναλύσεις που γίνονται με τα αριθμητικά μοντέλα δεν επαρκούν από μόνες τους, αν δε γίνει μια επαρκής προσαρμογή σε δεδομένα που έχουν προκύψει από την πραγματική συμπεριφορά των στοιχείων που προσομοιώνονται στο μοντέλο ανάλυσης.

Οι πραγματικές τιμές που θα χρησιμοποιηθούν στην παρούσα εργασία, για την προσαρμογή των ιδιοτήτων των μη-γραμμικών ελατηρίων του μοντέλου για το νόμο ροπών-στροφών των συνδέσεων (calibration), προέρχονται από πειράματα που έγιναν για την εξέταση της αντοχής και γενικά της συμπεριφοράς των συνδέσεων σε μεμονωμένα πανέλα από οπλισμένο σκυρόδεμα (συνδεδεμένων με δοκό), υπό διάφορες καταπονήσεις. Τα πειράματα αυτά έγιναν στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Παρ' όλο που στα συγκεκριμένα πειράματα δε χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες ακριβώς ράβδοι σύνδεσης, σε σχέση με αυτές που λαμβάνονται στην παρούσα εργασία, παρέχεται ένα μεγάλο πλήθος αξιόπιστων αποτελεσμάτων που ανταποκρίνονται στην πραγματική ανελαστική συμπεριφορά των συνδέσεων σε πανέλα. Επομένως, τα δεδομένα αυτά μπορούν να αποτελέσουν τη βάση προσαρμογής των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από τις αριθμητικές μεθόδους. Στα επόμενα Κεφάλαια γίνεται μια πιο αναλυτική περιγραφή των προαναφερθέντων πειραμάτων (Κεφ.5.1.2) και των αριθμητικών δεδομένων που προέκυψαν από αυτά (Κεφ.5.1.3).



**5.1.2 Περιγραφή πειραμάτων Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π.**

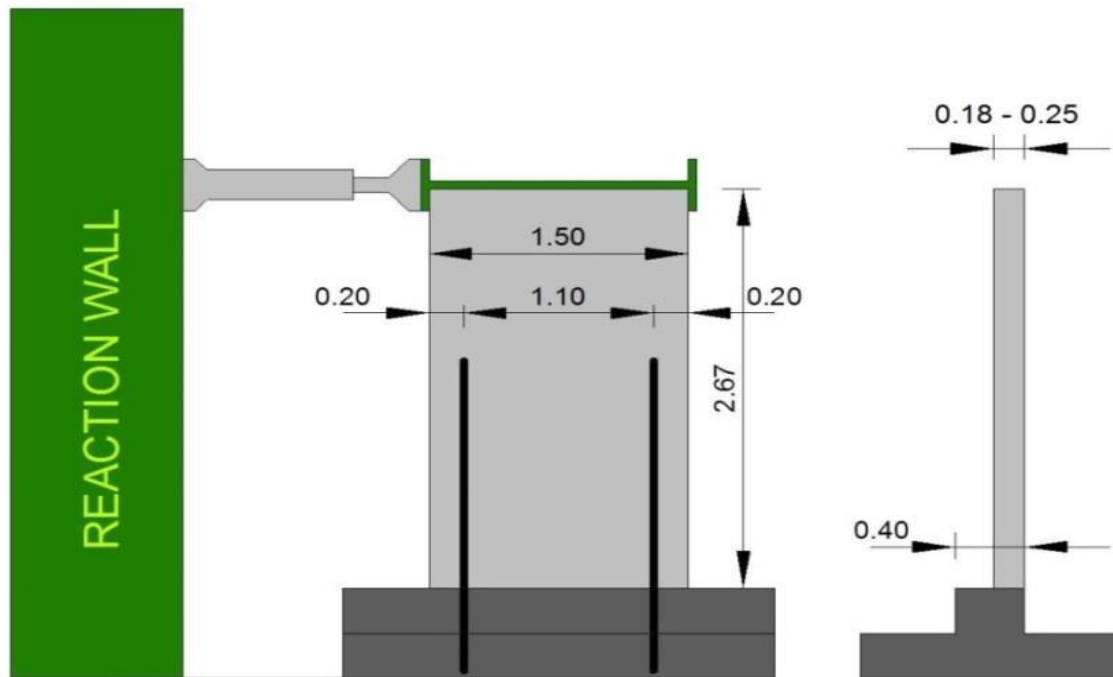
Τα πειράματα που σχεδιάστηκαν και υλοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου (από τους Ψυχάρη και συν.), είχαν ως στόχο τον έλεγχο της αντοχής και της συμπεριφοράς των συνδέσεων μεμονωμένων πανέλων από οπλισμένο σκυρόδεμα, υπό διάφορες φορτίσεις. Η αναλυτική περιγραφή τους και τα ακριβή αποτελέσματα περιλαμβάνονται στη δημοσίευση [19] των βιβλιογραφικών αναφορών.

Τα δοκίμια των πειραμάτων αποτελούνται από: ένα πάνελο, με μισό ύψος από αυτό που θα είχε στην πραγματικότητα, και μια δοκός, στην οποία στηρίζεται. Για να οπλιστούν κατάλληλα τα δοκίμια (τα οποία είναι παρόμοιων διαστάσεων, οι ακριβείς τιμές των οποίων φαίνονται στα αντίστοιχα σχήματα για κάθε πείραμα), έγιναν αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία στο πρόγραμμα SAP2000, από τις οποίες προέκυψαν οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις και οι περιοχές όπου αναπτύσσονταν. Με βάση, λοιπόν, αυτές τις αναλύσεις διαστασιολογήθηκε ο οπλισμός των πανέλων (σε μορφή συμμετρικού πλέγματος) και των δοκών στηρίξής τους και στη συνέχεια έγινε η τοποθέτησή του στα δοκίμια, μαζί με τους εκάστοτε οπλισμούς των συνδέσεων (Σχ.5.1).



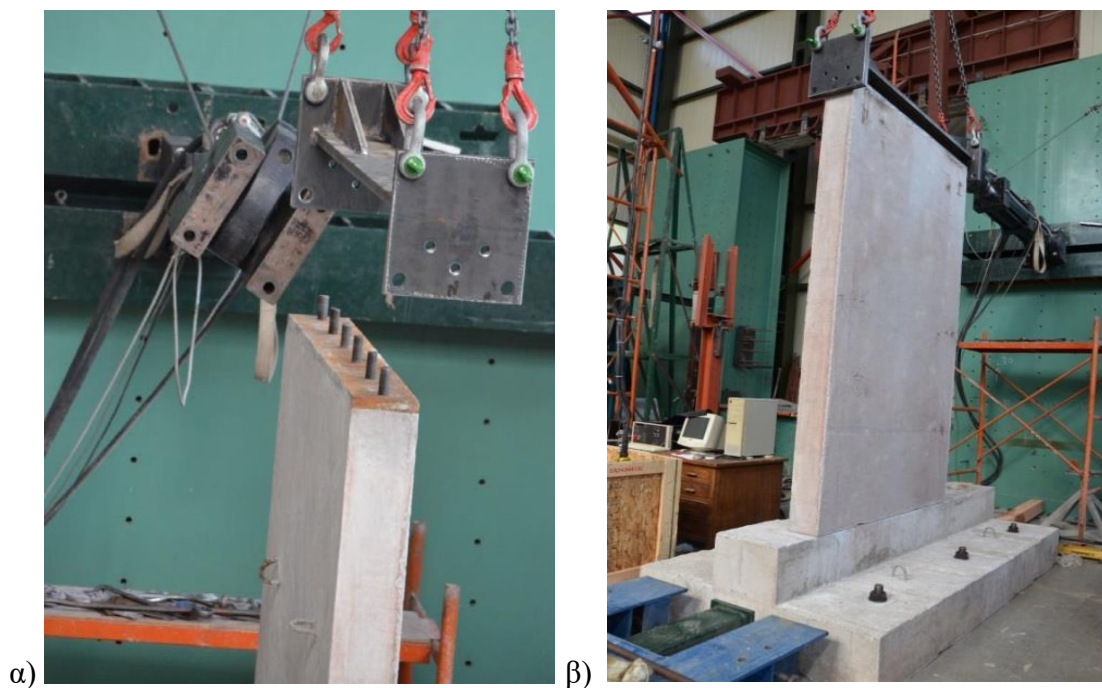
**Σχ. 5.1:** Τοποθέτηση οπλισμού δοκιμίων σε (α) δοκό, (β) πάνελα κατά τα πειράματα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π.[19]

Τα πειράματα των οποίων τα δεδομένα θα χρησιμοποιηθούν, έγιναν με στατικές δοκιμές. Συγκεκριμένα, η οριζόντια φόρτιση εφαρμόστηκε στην κορυφή του πανέλου, χρησιμοποιώντας έναν υδραυλικό γρύλο συνδεδεμένο με τον τοίχο αντίδρασης. Το πάνελο τοποθετήθηκε κατακόρυφα, στη μπροστά όψη της δοκού. Για τη σωστή σύνδεση της δοκού με το πάτωμα, δόθηκε σε αυτή διατομή μορφής ανεστραμμένου T. Η ακριβής πειραματική διάταξη που εφαρμόστηκε φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Σχ.5.2).



*Σχ. 5.2: Πειραματική διάταξη κατά τις στατικές δοκιμές [19]*

Η εφαρμογή της δύναμης έγινε με ένα ειδικά σχεδιασμένο μεταλλικό μηχανισμό, που δέθηκε με το πάνελ με έξι κοχλίες, έτσι ώστε να δημιουργηθεί ομοιόμορφη κατανομή του φορτίου (Σχ.5.3α). Για μεγαλύτερη ασφάλεια, ο μηχανισμός αυτός εξασφαλίστηκε έναντι ολίσθησης με την τοποθέτηση κατακόρυφων πλευρικών μεταλλικών πλακών (Σχ.5.3).



*Σχ. 5.3: (α) Τοποθέτηση μεταλλικού μηχανισμού στο πάνελ, (β) τελική διάταξη πειράματος [19]*

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν σε όλα τα πειράματα είναι σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 και χάλυβας ποιότητας B500C. Στη συνέχεια, ακολουθεί μια σύντομη περιγραφή τους.

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

### **α) A1D20-R1**

#### **i) A1D20C-R1**

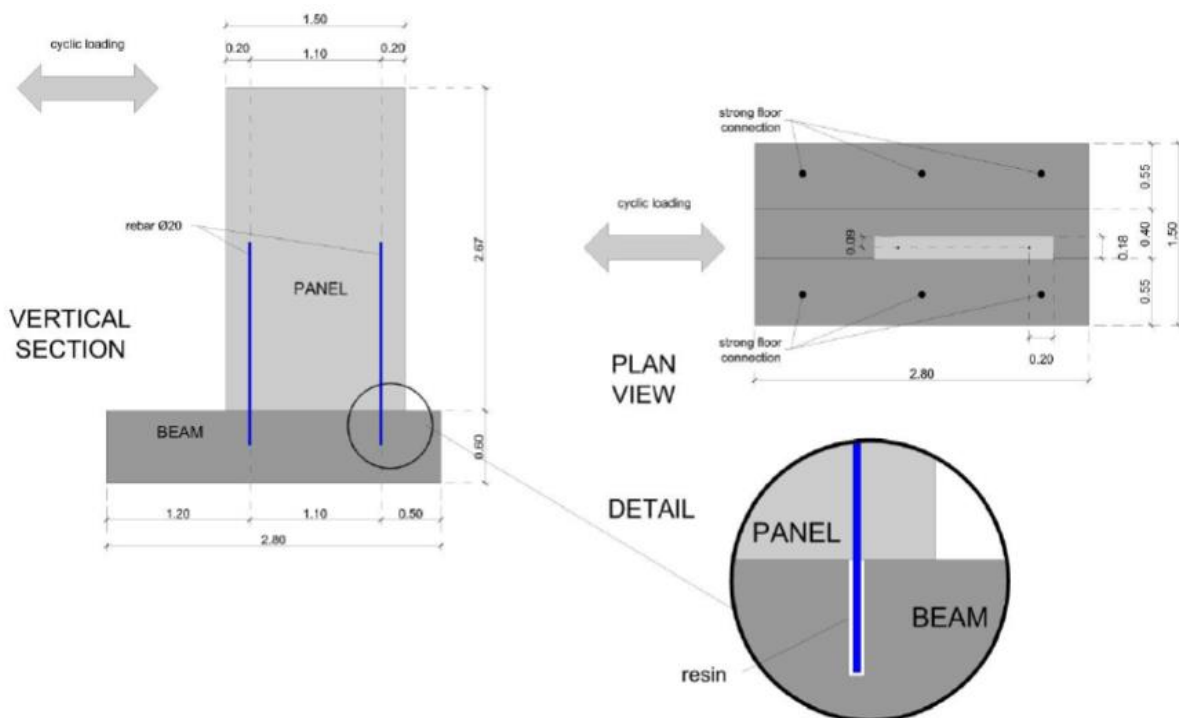
Εξετάζεται η συμπεριφορά ράβδων συνδέσεων διατομής 1Φ20, υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι ράβδοι διεισδύουν από το πανέλο στη δοκό κατά 0.30m και η αγκύρωσή τους με τη δοκό επιτυγχάνεται με υλικό σύνδεσης εποξική ρητίνη τύπου 1. Συνοπτικά, τα χαρακτηριστικά του πειράματος είναι τα ακόλουθα:

- Αριθμός και διάμετρος ράβδων οπλισμού: 1Φ20
- Πάχος πινέλου: 18cm
- Απόσταση ανάμεσα στις άκρες του πινέλου και τις συνδέσεις: 20cm
- Υλικό σύνδεσης: εποξική ρητίνη τύπου 1 (θλιπτική αντοχή σε 1 ημέρα: 104MPa)

Η διάταξη και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες του πειράματος φαίνονται αναλυτικά στο Σχ.5.4.

#### **ii) A1D20M-R1**

Είναι ακριβώς το ίδιο πείραμα με το προηγούμενο (A1D20C-R1), με τη μόνη διαφορά ότι η φόρτιση είναι πλέον μονοτονική και όχι ανακυκλιζόμενη. Συνεπώς, και γι' αυτό ισχύουν τα ίδια χαρακτηριστικά και οι ίδιες διατάξεις και κατασκευαστικές λεπτομέρειες (Σχ.5.4).



**Σχ. 5.4:** Διατάξεις και κατασκευαστικές λεπτομέρειες στοιχείων στα πειράματα A1D20-R1 [19]

### **β) A1D25-G**

#### **i) A1D25C-G**

Εξετάζεται η συμπεριφορά ράβδων συνδέσεων διατομής 1Φ25, υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι ράβδοι διεισδύουν από τη δοκό στο πανέλο κατά 1.30m και η αγκύρωσή τους με

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

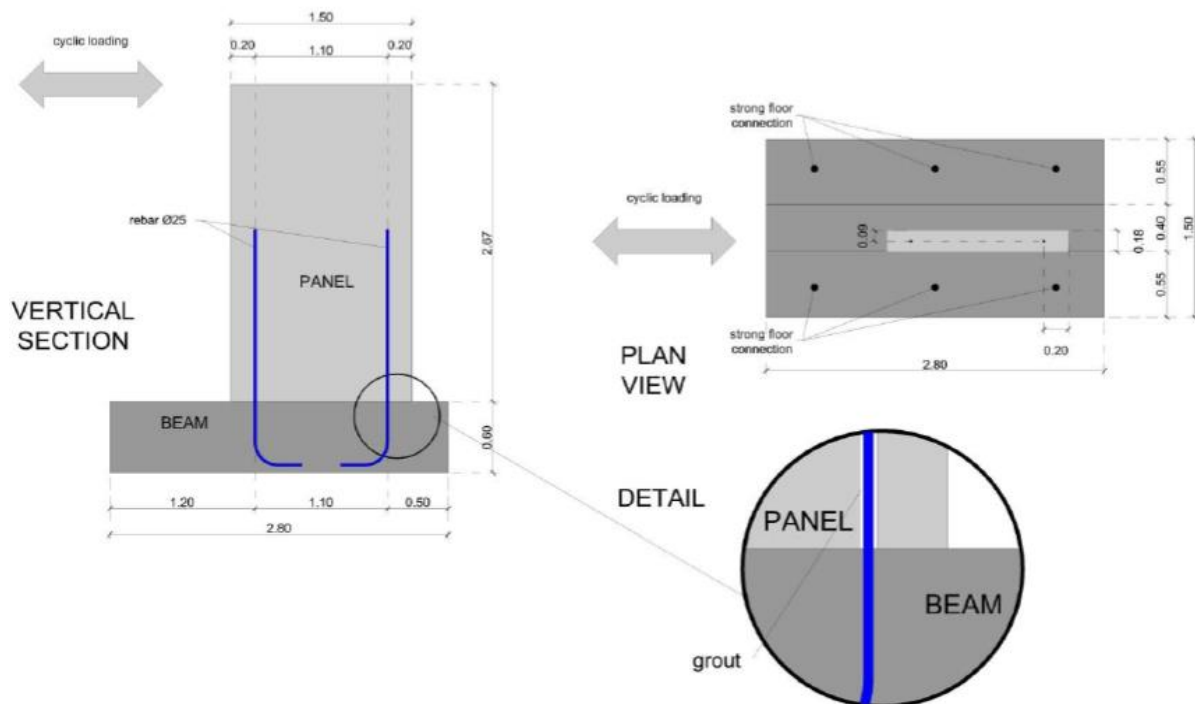
το πινέλο επιτυγχάνεται με υλικό σύνδεσης ένα υψηλής αντοχής, μη συστελλόμενο κονίαμα. Συνοπτικά, τα χαρακτηριστικά του πειράματος είναι τα ακόλουθα:

- Αριθμός και διάμετρος ράβδων οπλισμού: 1Φ25
- Πάχος πινέλου: 18cm
- Απόσταση ανάμεσα στις άκρες του πινέλου και τις συνδέσεις: 20cm
- Υλικό σύνδεσης: κονίαμα (θλιπτική αντοχή 28 ημερών: 44MPa, μέτρο ελαστικότητας E: 29000MPa)

Η διάταξη και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες του πειράματος φαίνονται αναλυτικά στο Σχ.5.5.

### ii) A1D25M-G

Είναι ακριβώς το ίδιο πείραμα με το προηγούμενο (A1D25C-G), με τη μόνη διαφορά ότι η φόρτιση είναι πλέον μονοτονική και όχι ανακυκλιζόμενη. Συνεπώς, και γι' αυτό ισχύουν τα ίδια χαρακτηριστικά και οι ίδιες διατάξεις (Σχ.5.5).



Σχ. 5.5: Διατάξεις και κατασκευαστικές λεπτομέρειες στοιχείων στα πειράματα A1D25-G [19]

### γ) RIS1D25C

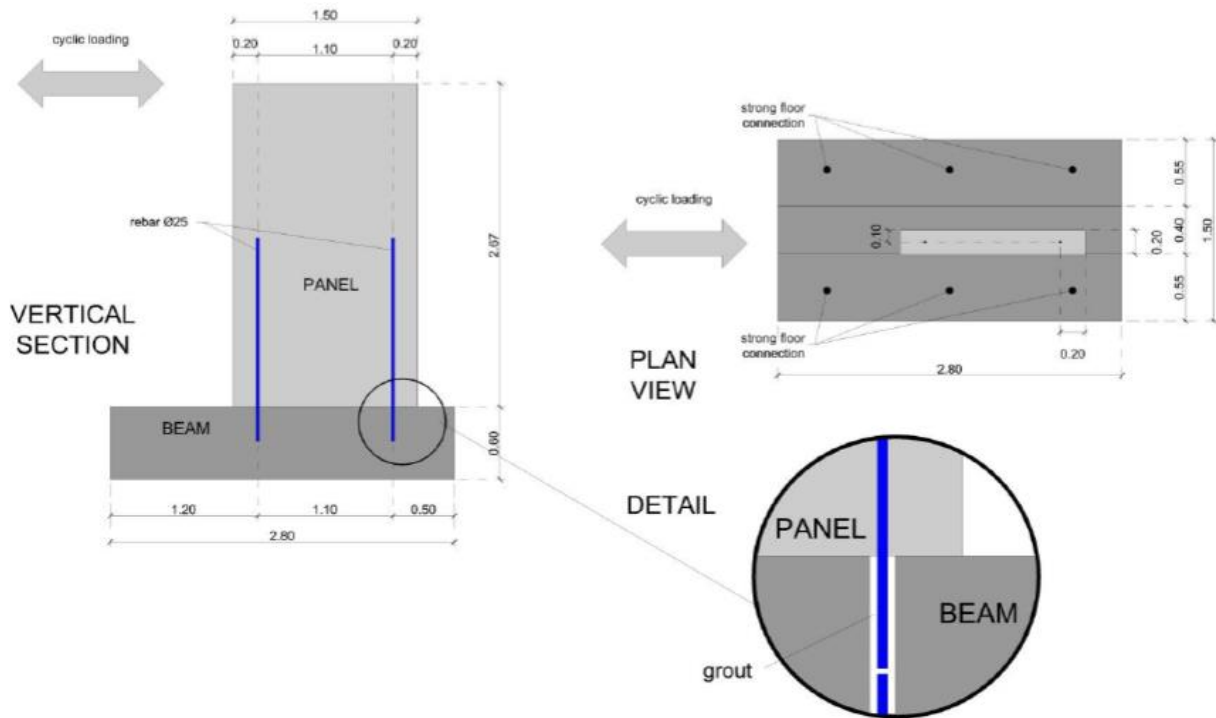
Εξετάζεται η συμπεριφορά ράβδων συνδέσεων διατομής 1Φ25, υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι ράβδοι διεισδύουν από το πινέλο στη δοκό κατά 0.30m και η αγκύρωσή τους με τη δοκό επιτυγχάνεται με υλικό σύνδεσης ένα υψηλής αντοχής, μη συστελλόμενο κονίαμα. Συνοπτικά, τα χαρακτηριστικά του πειράματος είναι τα ακόλουθα:

- Αριθμός και διάμετρος ράβδων οπλισμού: 1Φ25
- Πάχος πινέλου: 20cm
- Απόσταση ανάμεσα στις άκρες του πινέλου και τις συνδέσεις: 20cm

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

- Υλικό σύνδεσης: κονίαμα (θλιπτική αντοχή 28 ημερών: 44MPa, μέτρο ελαστικότητας E: 29000MPa)

Η διάταξη και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες του πειράματος φαίνονται αναλυτικά στο Σχ.5.6.



Σχ. 5.6: Διατάξεις και κατασκευαστικές λεπτομέρειες στοιχείων στο πείραμα RIS1D25C [19]

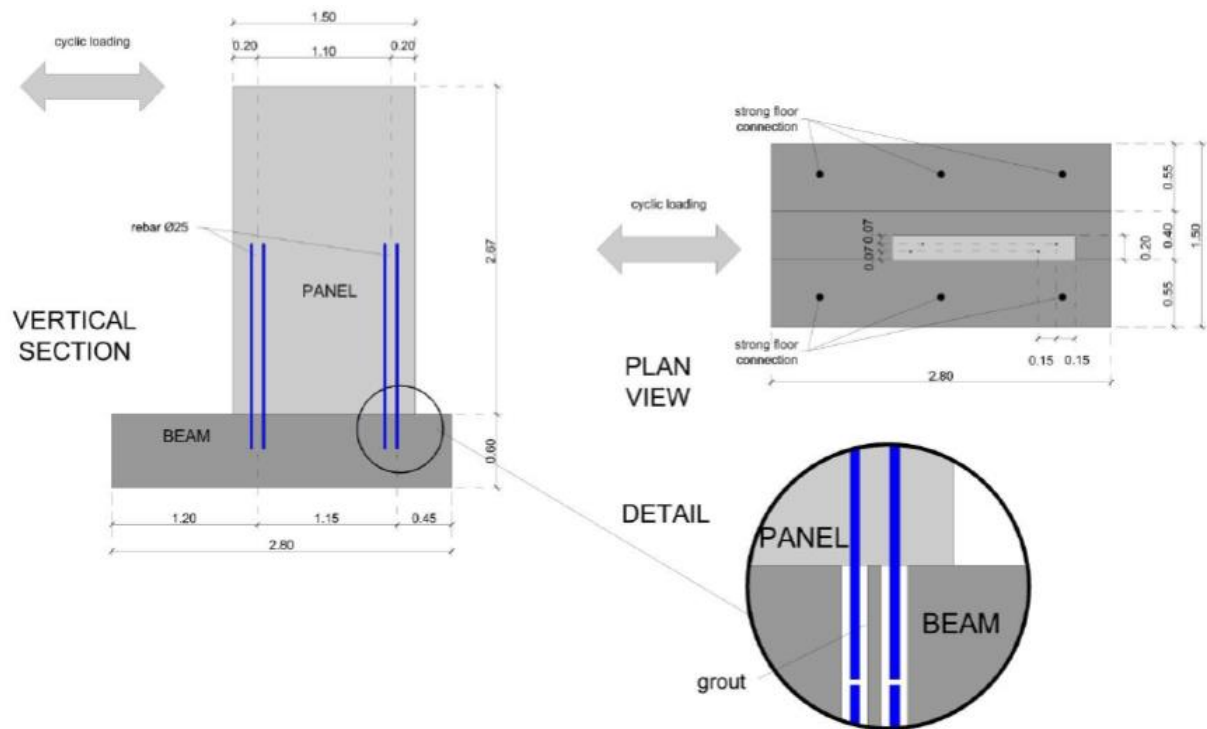
### δ) RIS2D25C

Εξετάζεται η συμπεριφορά ράβδων συνδέσεων διατομής 2Φ25, υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Οι ράβδοι διεισδύουν από το πανέλο στη δοκό κατά 0.30m και η αγκύρωσή τους με τη δοκό επιτυγχάνεται με υλικό σύνδεσης ένα υψηλής αντοχής, μη συστελλόμενο κονίαμα. Συνοπτικά, τα χαρακτηριστικά του πειράματος είναι τα ακόλουθα:

- Αριθμός και διάμετρος ράβδων οπλισμού: 2Φ25
- Πάχος πινέλου: 20cm
- Απόσταση ανάμεσα στις άκρες του πινέλου και τις συνδέσεις: 15cm (για 1η ράβδο)/25cm (για 2η ράβδο)
- Υλικό σύνδεσης: κονίαμα (θλιπτική αντοχή 28 ημερών:44MPa, μέτρο ελαστικότητας E: 29000MPa)

Η διάταξη και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες του πειράματος φαίνονται αναλυτικά στο Σχ.5.7.





Σχ. 5.7: Διατάξεις και κατασκευαστικές λεπτομέρειες στοιχείων στο πείραμα RIS2D25C [19]

### 5.1.3 Αποτελέσματα πειραμάτων Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π.

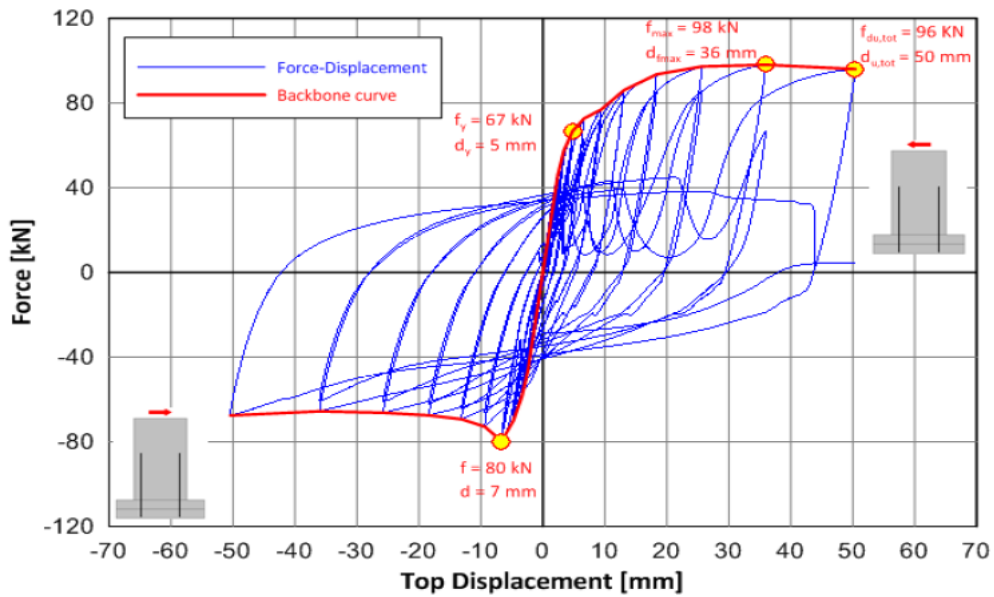
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται, για κάθε πείραμα, τα αποτελέσματα που είναι σημαντικά για την προσαρμογή σε αυτά, των ιδιοτήτων των μη-γραμμικών ελατηρίων του μοντέλου για το νόμο ροπών-στροφών των συνδέσεων. Από τα αποτελέσματα που προκύπτουν, η μέση θλιπτική αντοχή χρειάζεται στην προσομοίωση του μοντέλου (Κεφ.5.2), ενώ το κρίσιμότερο αποτέλεσμα είναι η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων-οριζόντιων μετακινήσεων. Σε αυτό το διάγραμμα δε χρειάζονται απαραίτητα οι ακριβείς τιμές, αφού η προσαρμογή θα γίνει με πιο προσεγγιστικό τρόπο. Συγκεκριμένα, θα πραγματοποιηθεί σύγκριση των καμπυλών ικανότητας των αναλύσεων που θα διενεργηθούν, με τις καμπύλες οριζόντιων δυνάμεων-οριζόντιων μετακινήσεων από το πείραμα και θα γίνει προσπάθεια να ταυτιστούν, τουλάχιστον στις αρχικές τιμές, μέχρι λίγο μετά το σημείο διαρροής.

#### α) A1D20-R1

Από μονοαξονική θλίψη μικρών κυλινδρικών δοκιμίων ( $D=150\text{mm}$ ,  $H=300\text{mm}$ ), κατασκευασμένων από το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα αυτά, προέκυψε ότι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι:  $f_{cm}=46.6\text{MPa}$ .

#### ι) A1D20C-R1

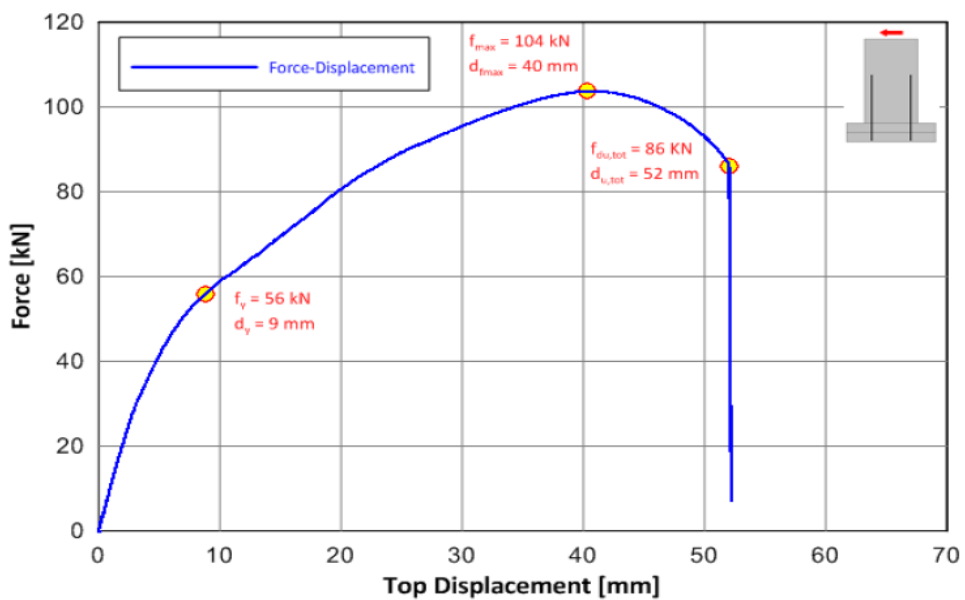
Η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) που προέκυψε από το πείραμα είναι η ακόλουθη:



Σχ. 5.8: Καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) για πείραμα AID20C-R1 [19]

ii) AID20M-R1

Η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) που προέκυψε από το πείραμα είναι η ακόλουθη:



Σχ. 5.9: Καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) για πείραμα AID20M-R1 [19]

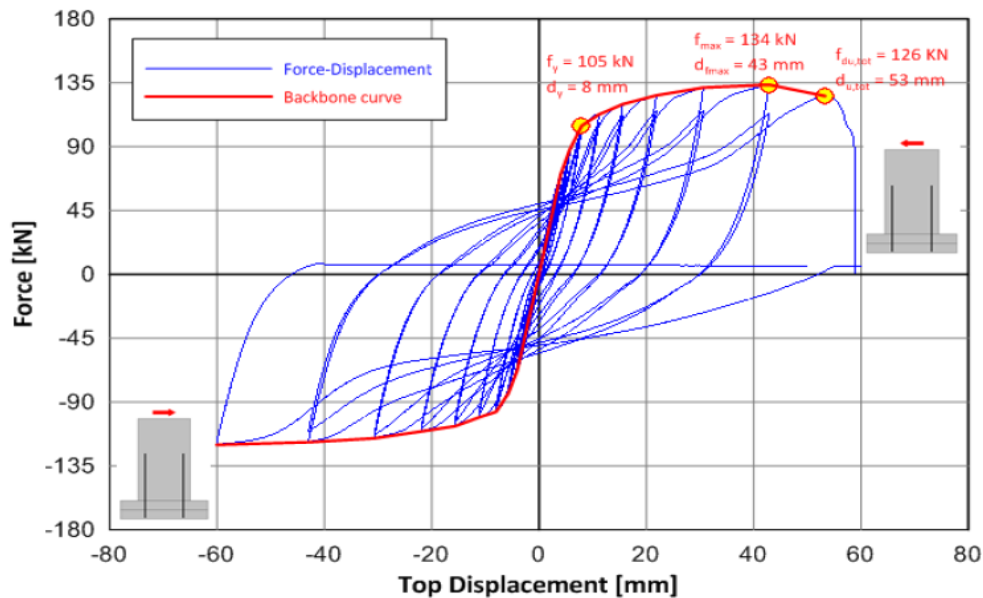


**β) A1D25-G**

Από μονοαξονική θλίψη μικρών κυλινδρικών δοκιμίων ( $D=150\text{mm}$ ,  $H=300\text{mm}$ ), κατασκευασμένων από το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα αυτά, προέκυψε ότι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι:  $f_{cm}=35.1\text{MPa}$ .

**i) A1D25C-G**

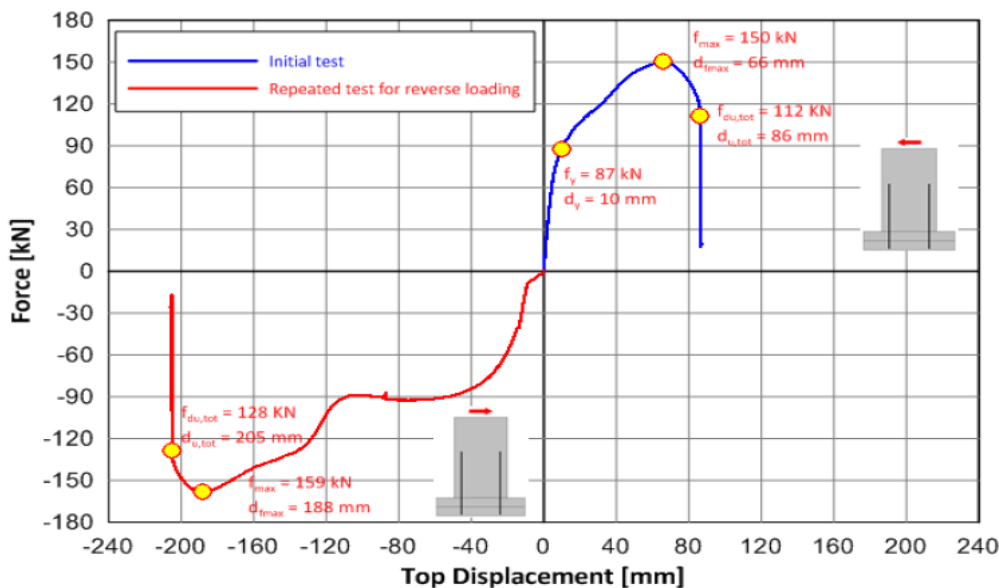
Η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) που προέκυψε από το πείραμα είναι η ακόλουθη:



Σχ. 5.10: Καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) για πείραμα A1D25C-G [19]

**ii) A1D25M-G**

Η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) που προέκυψε από το πείραμα είναι η ακόλουθη:

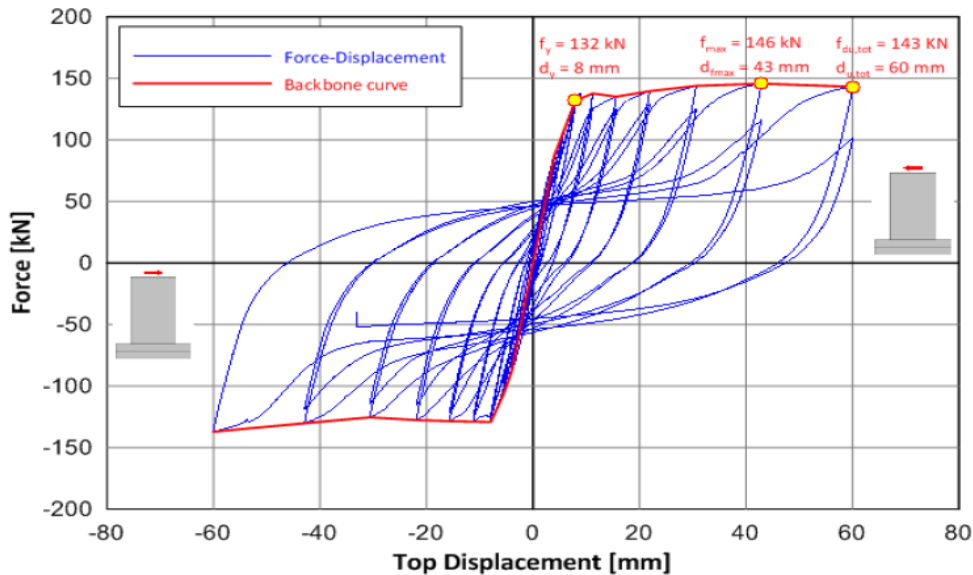


Σχ. 5.11: Καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) για πείραμα A1D25M-G [19]

γ) **RIS1D25C**

Από μονοαξονική θλίψη μικρών κυλινδρικών δοκιμίων ( $D=150\text{mm}$ ,  $H=300\text{mm}$ ), κατασκευασμένων από το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα αυτό, προέκυψε ότι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι:  $f_{cm}=40.8\text{MPa}$ .

Η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) που προέκυψε από το πείραμα είναι η ακόλουθη:

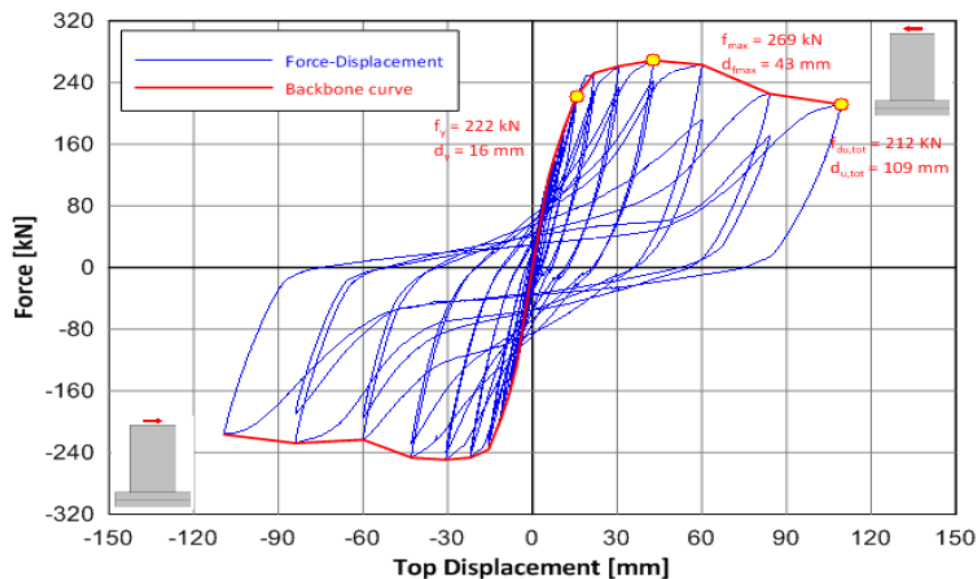


Σχ. 5.12: Καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) για πείραμα RIS1D25C [19]

δ) **RIS2D25C**

Από μονοαξονική θλίψη μικρών κυλινδρικών δοκιμίων ( $D=150\text{mm}$ ,  $H=300\text{mm}$ ), κατασκευασμένων από το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα αυτό, προέκυψε ότι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι:  $f_{cm}=40.8\text{MPa}$ .

Η καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) που προέκυψε από το πείραμα είναι η ακόλουθη:



Σχ. 5.13: Καμπύλη οριζόντιων δυνάμεων (kN)-οριζόντιων μετακινήσεων (mm) για πείραμα RIS2D25C [19]

## **5.2 Προσομοίωση μοντέλων πειραμάτων**

### **5.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία**

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του πειράματος είναι το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v.15 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures). Από αυτό δημιουργούνται κατάλληλα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των μεγεθών που ενδιαφέρουν (για την προσαρμογή στα πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων).

Για να καθοριστεί πλήρως η παραμόρφωση του συστήματος στο χώρο, λαμβάνονται υπόψη έξι βαθμοί ελευθερίας για κάθε κόμβο, ως προς το ορθογωνικό σύστημα συντεταγμένων  $O_{xyz}$  (ορίζεται με παρόμοιο τρόπο, όπως στο Κεφ.3.2.1). Οι έξι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν σε τρεις μεταθέσεις κατά τους άξονες  $x$ ,  $y$ ,  $z$  και τρεις στροφές με διανύσματα παράλληλα προς τους ίδιους άξονες. Ωστόσο, οι αναλύσεις θα γίνουν μόνο εντός επιπέδου του πανέλου, θεωρώντας το, τελικά, σαν «*plane frame-επίπεδο πλαίσιο*» (κατά τους υπολογισμούς στο SAP2000) και ενεργοποιώντας τους αντίστοιχους βαθμούς ελευθερίας ( $U_x$ ,  $U_z$ ,  $R_y$ ).

Τα βασικά μοντέλα που θα δημιουργηθούν είναι τέσσερα, όσα και τα πειράματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω, και ουσιαστικά, αναπαριστούν τις πειραματικές διατάξεις. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι ότι από τις διάφορες δοκιμές και αναλύσεις που θα γίνουν με τα προσομοιώματα αυτά, θα εξαχθούν αποτελέσματα άμεσα συγκρίσιμα με τα πειραματικά και έτσι τελικά θα προκύψουν οι επιθυμητές προσαρμοσμένες ιδιότητες των μη-γραμμικών ελατηρίων (κάτι που θα αναλυθεί διεξοδικά στα Κεφ 5.3, Κεφ.5.4).

Τα μοντέλα αυτά περιλαμβάνουν το πανέλο και τη δοκό στήριξης. Η προσομοίωση γίνεται με γραμμικά στοιχεία («*frame sections*»), επιφανειακά («*area sections*»), και με μη-γραμμικά ελατήρια, η λειτουργία των οποίων θα αναλυθεί στη συνέχεια. Επιπλέον, ορίζονται οι αντίστοιχες μη-γραμμικές ιδιότητες στα υλικά, οι κατάλληλες πλαστικές αρθρώσεις και οι φορτίσεις για τις στατικές μη-γραμμική αναλύσεις (pushover) που θα γίνουν. Τα παραπάνω αναπαριστούν ρεαλιστικά και σε ικανοποιητικό βαθμό τις πειραματικές διατάξεις και τη συμπεριφορά των δοκιμών κατά την υλοποίηση των πειραμάτων. Λεπτομέρειες για το πώς γίνεται αυτή η προσομοίωση θα αναπτυχθούν στη συνέχεια.

### **5.2.2 Προσομοίωση υλικών**

Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του κάθε υλικού είναι σε μέσες τιμές, αφού θα πραγματοποιηθεί στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover). Οι τιμές αυτές προέρχονται είτε από τα πειραματικά δεδομένα είτε από τους Κανονισμούς.

- Σκυρόδεμα («C30/37 mean»)

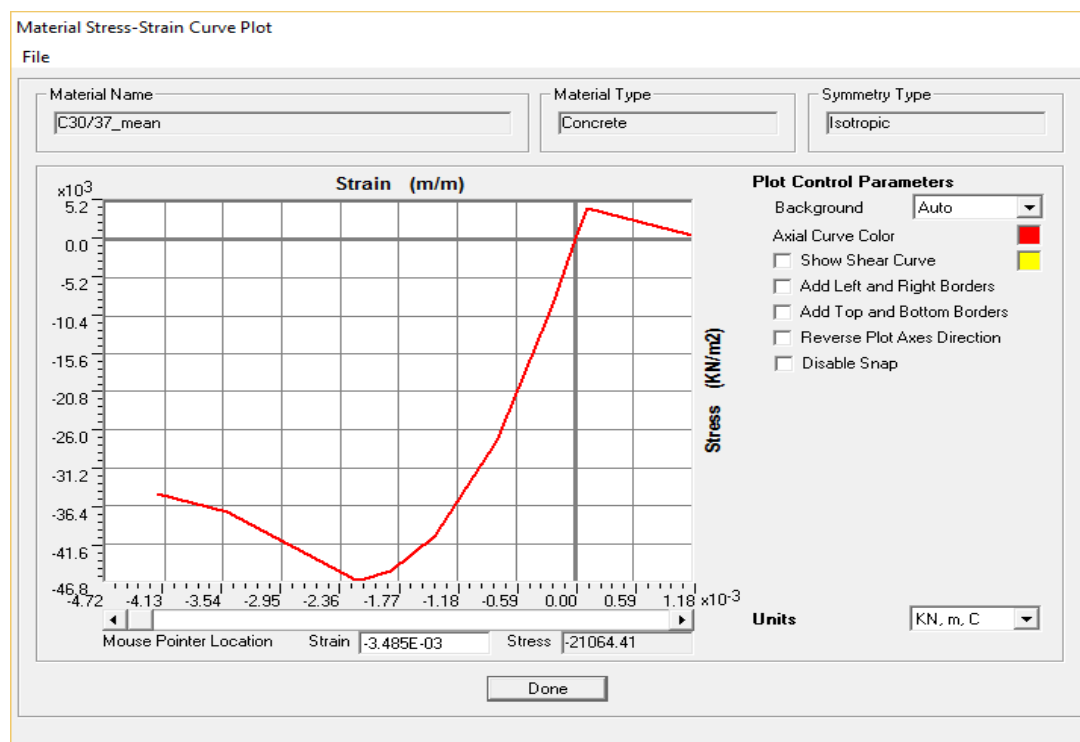
Το συγκεκριμένο υλικό χρησιμοποιείται μόνο στα γραμμικά στοιχεία σκυροδέματος (στοιχεία που κανονικά δεν υπάρχουν, αλλά λαμβάνονται στο προσομοίωμα, όπως θα αναφερθεί παρακάτω, για να παραμένει η ράβδος σύνδεσης στην κατακόρυφη θέση της). Είναι κατηγορίας C30/37, όπως και το σκυρόδεμα του πειράματος. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως προκύπτουν από τα πειράματα ή τον Ευρωκώδικα 2, είναι:

- Μέση θλιπτική αντοχή (εξαρτάται από τα αποτελέσματα του κάθε πειράματος):
  - ❖  $f_{cm}=46.6\text{MPa}$  (για A1D20-R1)
  - ❖  $f_{cm}=35.1\text{MPa}$  (για A1D25-G)
  - ❖  $f_{cm}=40.8\text{MPa}$  (για RIS1D25C)

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

- ❖  $f_{cm}=40.8\text{MPa}$  (για RIS2D25C)
- Μέτρο Ελαστικότητας:  $E_{cm}=22\cdot\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$  ( $f_{cm}$  σε MPa) [EK2-Πίν.3.1]
  - ❖  $E_{cm}=34.9\cdot 10^6$  kPa (για A1D20-R1)
  - ❖  $E_{cm}=32.1\cdot 10^6$  kPa (για A1D25-G)
  - ❖  $E_{cm}=33.5\cdot 10^6$  kPa (για RIS1D25C)
  - ❖  $E_{cm}=33.5\cdot 10^6$  kPa (για RIS2D25C)
- Ειδικό βάρος:  $\gamma=25\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson:  $\nu=0.2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής:  $\alpha=1.000\text{E-}05$

Οι μη-γραμμικές ιδιότητές του ορίζονται έτσι, ώστε η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέση θλιπτική αντοχή (μέγιστη αντοχή του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων) να είναι  $\varepsilon_{c1}=0.0022$ , ενώ η μέγιστη ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση να είναι  $\varepsilon_{cu1}=0.0035$ . Οι τιμές αυτές προκύπτουν από τον Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα 2.



**Σχ. 5.14:** Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος («C30/37\_mean») για μη-γραμμική ανάλυση, όπως ορίστηκε στο SAP2000v.15

- Σκυρόδεμα («C30/37\_mean\_linear\_tension»)

Το συγκεκριμένο υλικό χρησιμοποιείται για το πανέλο και τη δοκό και είναι κατηγορίας C30/37, όπως και το σκυρόδεμα του πειράματος. Σε αυτήν την περίπτωση, γίνεται η παραδοχή ότι δε διαρρέει υπό εφελκυσμό, θεωρώντας ότι όλες οι εφελκυστικές δυνάμεις αναλαμβάνονται εξ ολοκλήρου από τον οπλισμό (ο οποίος με αυτή την παραδοχή και την εφαρμογή πολύ μεγάλης εφελκυστικής αντοχής στο σκυρόδεμα σα συνέπεια, δε χρειάζεται να

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

προσομοιωθεί στα μοντέλα). Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του υλικού, όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, είναι ακριβώς ίδια με το παραπάνω (σκυροδέμα «C30/37<sub>mean</sub>»).

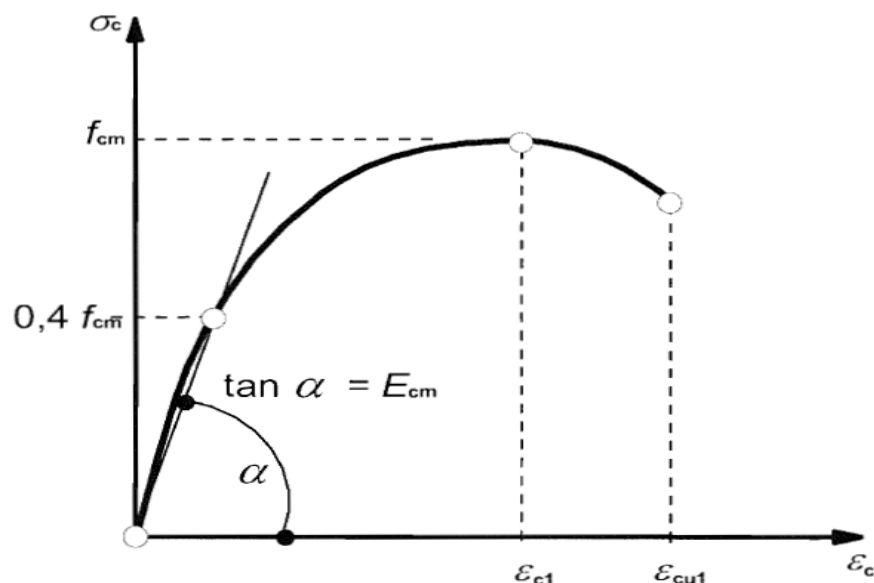
Ωστόσο, οι μη-γραμμικές ιδιότητες του ορίζονται από ακριβή νόμο, σύμφωνα με τους τύπους και το διάγραμμα του Ευρωκώδικα 2 (Σχ.5.15), για μη-γραμμική ανάλυση:

➤  $\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot n - n^2}{1 - (k-2) \cdot n}$ , όπου:

❖  $n = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

❖  $\varepsilon_{c1} = 0.0007 \cdot f_{cm}^{0.31} (< 0.0028)$

❖  $k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1} / f_{cm}|$



Σχ. 5.15: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος κατά τον Ευρωκώδικα 2 για μη-γραμμική ανάλυση [25]

Με βάση τους τύπους που προαναφέρθηκαν, με το πρόγραμμα Excel, για ενδεικτικές τιμές των παραμορφώσεων υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές των τάσεων, σχηματίζοντας το ακριβές διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων στη θλιπτική περιοχή. Επιπλέον, δίνεται μια μεγάλη παραμόρφωση στην εφελκυστική περιοχή, ανάλογη του μέτρου ελαστικότητας, σύμφωνα με την παραδοχή περί μη διαρροής του σκυροδέματος, όπως εξηγήθηκε παραπάνω. Η διαδικασία αυτή γίνεται για κάθε πείραμα, σχηματίζοντας διαφορετικούς μη-γραμμικούς νόμους τάσεων-παραμορφώσεων κάθε φορά. Και εδώ, όμως, σε όλες τις περιπτώσεις η μέγιστη ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι:  $\varepsilon_{cut} = 0.0035$  (κατά τον Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα 2).

Ακολουθεί ένα χαρακτηριστικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και ο τρόπος ορισμού του στο SAP2000 (για τα πειράματα A1D20-R1).

Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πέλων πλαγιοκαλύψεων

Nonlinear Material Data  
Edit

Material Name: C30/37\_mean\_linear\_tension      Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda      Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0, Dilatational Angle: 0      Units: KN, m, C

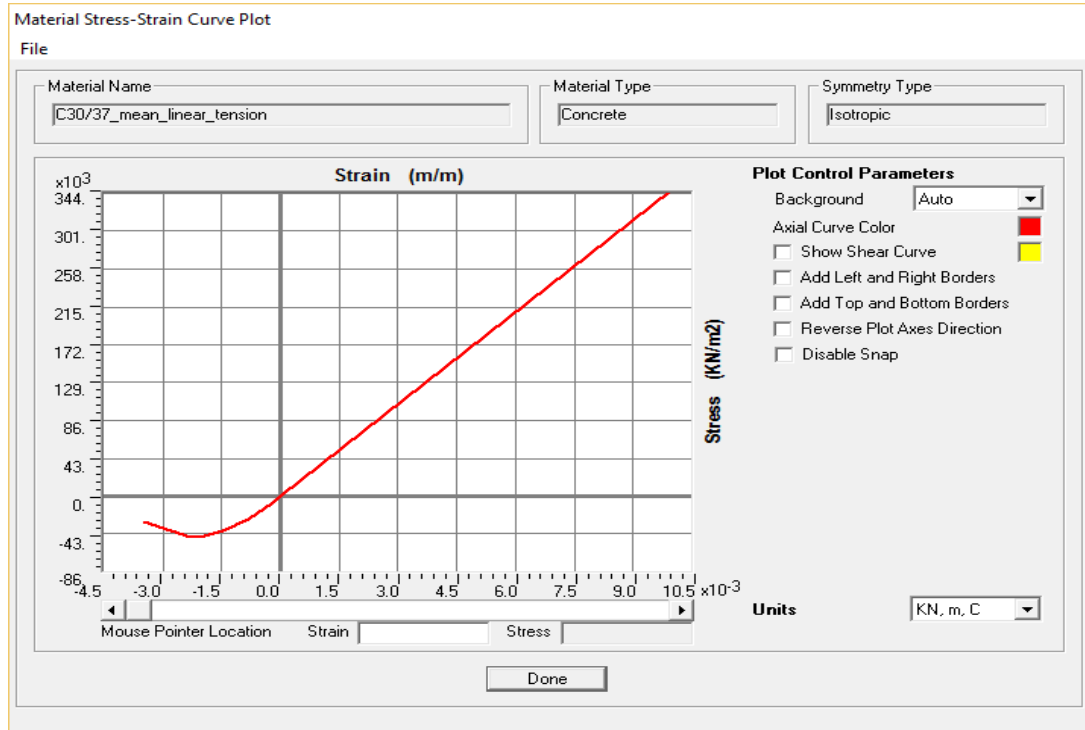
Stress-Strain Curve Definition Options:  
 Parametric       User Defined      Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data  
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 9

	Strain	Stress	Point ID
1	-3.500E-03	-28940.2	E
2	-2.303E-03	-46600	-C
3	-2.211E-03	-46508.9	
4	-1.935E-03	-45182	
5	-1.474E-03	-39729.8	
6	-8.290E-04	-26119.4	
7	-2.300E-04	-8126.99	
8	0	0	A
9	0.01	349000	B

Order Rows      Show Plot...      OK      Cancel

Σχ. 5.16: Ορισμός σημείων διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος («C30/37\_mean\_linear\_tension») για μη-γραμμική ανάλυση στο SAP2000v.15



Σχ. 5.17: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος («C30/37\_mean\_linear\_tension») για μη-γραμμική ανάλυση, όπως ορίστηκε στο SAP2000v.15

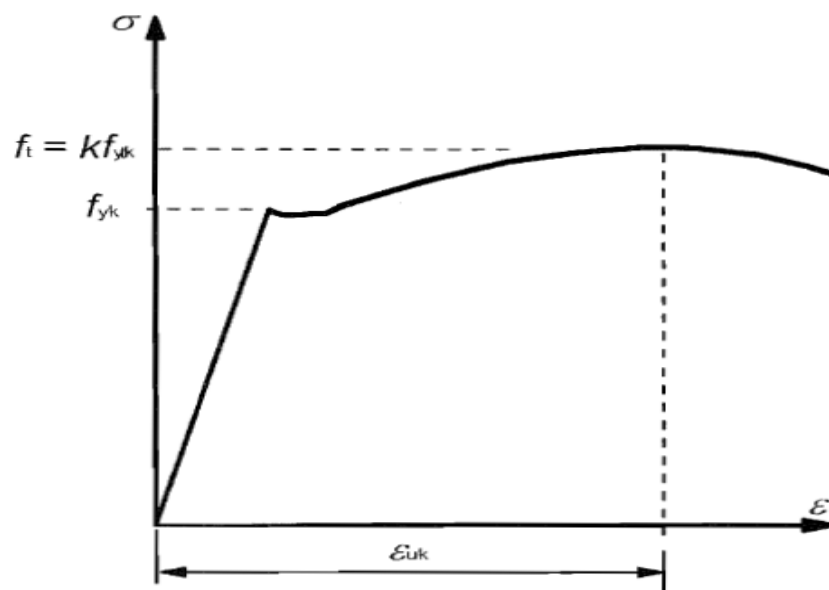
## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

- Χάλυβας («B500C\_mean»)

Χρησιμοποιείται σαν υλικό των ράβδων σύνδεσης. Είναι κατηγορίας B500C, όπως και ο χάλυβας των ράβδων του πειράματος. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 8 και τον Ευρωκώδικα 2, είναι:

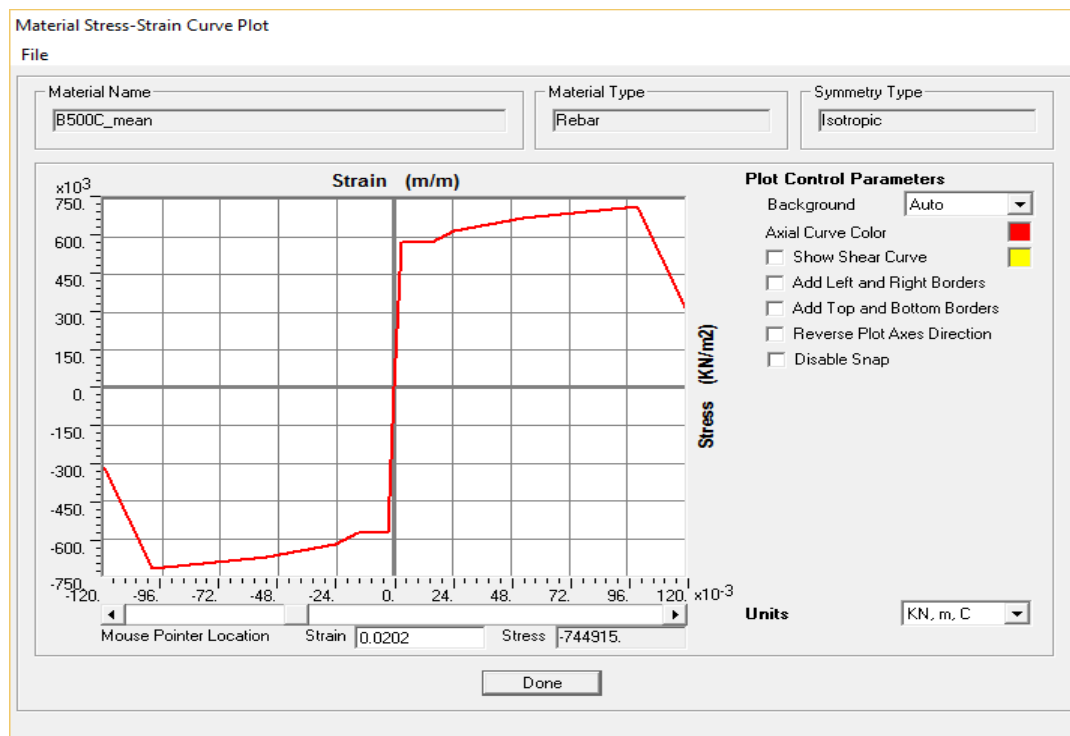
- Μέση εφελκυστική αντοχή διαρροής:  $f_{ym}=575\text{MPa}$  ( $f_{ym}=1.15 \cdot f_{yk}$ )
- Μέση εφελκυστική αντοχή θραύσης:  $f_{tm}=1.44 \cdot 500=720\text{MPa}$  ( $f_{tk}=1.2 \cdot f_{yk}$ ,  $f_{tm}=1.2 \cdot f_{tk}$ , άρα  $f_{tm}=1.44 \cdot f_{yk}$ )
- Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=200 \cdot 10^6\text{kPa}$
- Ειδικό βάρος:  $\gamma=76.9729\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson:  $\nu=0$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής:  $\alpha=1.170\text{E-}05$

Οι μη-γραμμικές ιδιοτητές του ορίζονται, έτσι ώστε (ακολουθώντας τη μορφή του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων του Ευρωκώδικα 2-Σχ.5.18) η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση στο μέγιστο φορτίο να είναι  $\epsilon_{uk}=0.1$  (συμβατική θεώρηση). Η τιμή αυτή ικανοποιεί τα κριτήρια του Πίνακα 3.1-Annex C του Ευρωκώδικα 2, όπου ορίζεται ότι για B500C πρέπει να ισχύει:  $\epsilon_u \geq 0.075$ . Επίσης, η ανηγμένη παραμόρφωση στην αρχή της κράτνυσης ορίζεται συμβατικά:  $\epsilon_{sh}=0.015$  (δεν υπάρχει κάποια κανονιστική διάταξη σχετικά με αυτή την τιμή).



Σχ. 5.18: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα κατά τον Ευρωκώδικα 2 [25]





Σχ. 5.19: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα («B500C\_mean») για μη-γραμμική ανάλυση, όπως ορίστηκε στο SAP2000v.15

### 5.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων

- Ράβδος («bar»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «frame section → section designer», οπότε σχεδιάζεται επακριβώς το κυκλικό σχήμα της ράβδου από το χρήστη, ανάλογα με τη ράβδο σύνδεσης που χρησιμοποιείται στο εκάστοτε πείραμα (σύμφωνα με το Κεφ.5.1.2). Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι για το μοντέλο που προσομοιάζει το πείραμα RIS2D25C, κατά το οποίο χρησιμοποιούνται ράβδοι σύνδεσης 2Φ25, σαν διατομή ράβδου λαμβάνεται μια ίδιου εμβαδού με τις 2Φ25, δηλαδή μια ράβδος διαμέτρου 35.4mm. Το υλικό του στοιχείου είναι χάλυβας ποιότητας B500C, όπως ορίστηκε παραπάνω («B500C\_mean»).

- Γραμμικό στοιχείο σκυροδέματος («concrete frame»)

Είναι το στοιχείο που, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ενώ στην πραγματικότητα δεν υπάρχει, χρησιμοποιείται στο μοντέλο για να παραμένει η ράβδος σύνδεσης στην κατακόρυφη θέση της (ο ακριβής μηχανισμός θα αναλυθεί στο Κεφ.5.2.7). Ορίζεται σαν «frame section → section designer», δηλαδή σχεδιάζεται επακριβώς από το χρήστη. Το σχήμα του είναι ορθογώνιο, με ύψος: 0.02m και πλάτος όσο το πλάτος του πινέλου, ανάλογα με το εκάστοτε πείραμα (σύμφωνα με το Κεφ.5.1.2). Το υλικό του στοιχείου είναι σκυρόδεμα «C30/37\_mean», όπως ορίστηκε παραπάνω.

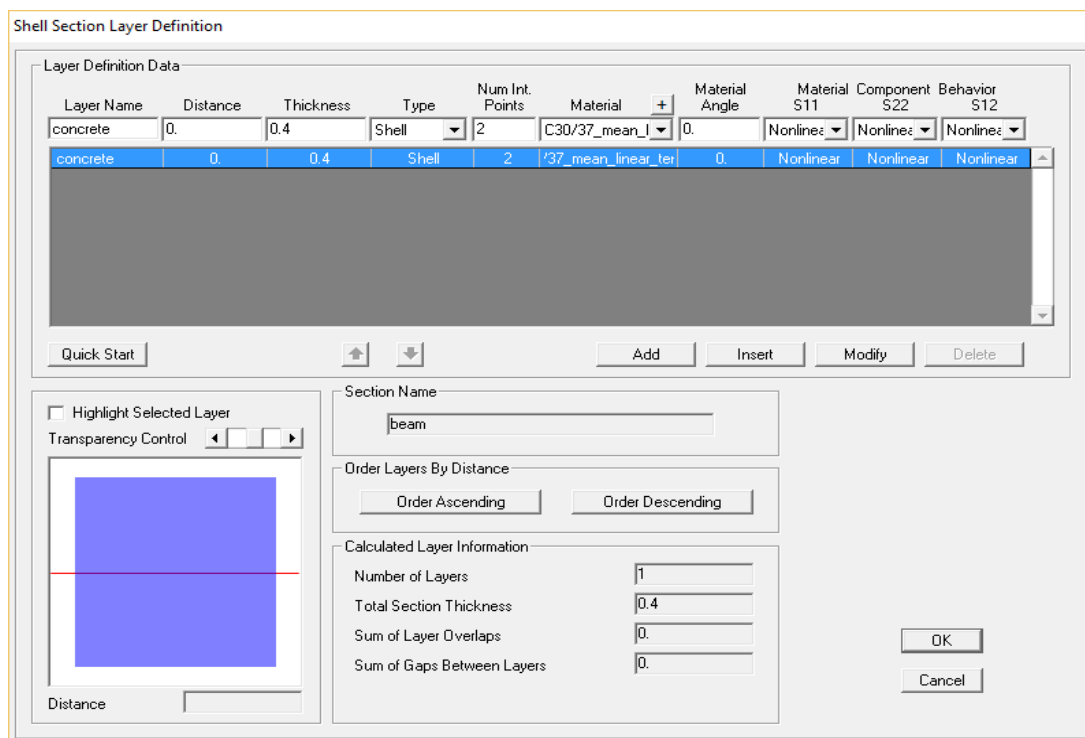
### 5.2.4 Προσομοίωση επιφανειακών στοιχείων

- Δοκός («beam»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «area section → shell → shell-layered/nonlinear», έχοντας μια στρώση από σκυρόδεμα «C30/37\_mean\_linear\_tension», πάχους 0.4m, ενώ ταυτόχρονα ορίζεται να έχει και μη-γραμμική συμπεριφορά (Σχ.5.20). Να σημειωθεί, ότι αυτό είναι μια μικρή διαφοροποίηση σε σχέση με τα πειράματα, όπου η δοκός είχε ίδιο ολικό ύψος και ίδιο πλάτος στην επιφάνεια που συνδεόταν με το πινέλο (σε σχέση με τους ορισμούς που γίνονται

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

στο μοντέλο), αλλά η μορφή της ήταν ανεστραμμένου T (για τη σωστή σύνδεσή της με το πάτωμα) και όχι ορθογωνική.



Σχ. 5.20: Δημιουργία επιφανειακού κελύφους στοιχείου δοκού στο SAP2000v.15

- Πανέλο («panel»)

Το συγκεκριμένο στοιχείο ορίζεται σαν «*area section* → *shell* → *shell-layered/nonlinear*», έχοντας μια στρώση από σκυρόδεμα «*C30/37\_mean\_linear\_tension*», πάχους ανάλογα με το εκάστοτε πείραμα (σύμφωνα με το Κεφ.5.1.2), ενώ ταυτόχρονα ορίζεται να έχει και μη-γραμμική συμπεριφορά (ίδια διαδικασία με δοκό-βλ.Σχ.5.20).

### 5.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων

Τα ελατήρια που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση των μοντέλων των πειραμάτων είναι δύο ειδών:

α) τα «*bond*» ελατήρια, που συνδέουν τα μικροστοιχεία των ράβδων σύνδεσης (θα αναλυθεί στο Κεφ.5.2.7 ο ακριβής μηχανισμός) με τα γραμμικά στοιχεία σκυροδέματος («*concrete\_frame*»), προσομοιώνουν το συνδετικό υλικό (σκυρόδεμα ή κονίαμα) γύρω από τη ράβδο και μέσω της αξονικής ακαμψίας τους, δίνουν τη δυνατότητα στα στοιχεία ράβδου να έχουν σχετική κατακόρυφη μετακίνηση (συνάφεια) ως προς το επίπεδο του άξονά τους.

β) τα «*GAP*» ελατήρια, που είναι τοποθετημένα ανάμεσα στο πανέλο και τη δοκό, συνδέοντας τα δύο αυτά στοιχεία, λειτουργώντας σαν επίπεδοι μονωτήρες τριβής που φέρουν μόνο θλίψη και όχι εφελκυσμό.

Έτσι, ορίζονται οι παρακάτω τύποι ελατηρίων:

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

- Ελατήριο σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»)

Ορίζεται σαν ελατήριο «*Multilinear Elastic*» στο SAP2000. Η αξονική του διεύθυνση  $U_1$  έχει μη-γραμμικό νόμο δυνάμεων-μετακινήσεων και ενεργό δυσκαμψία:  $K=1000000\text{kN/m}$ . Η μέγιστη δύναμη διαρροής στο μη-γραμμικό νόμο (ο οποίος είναι ελαστικός-πλήρως πλαστικός) είναι η δύναμη εξόλκευσης για το κάθε μικροστοιχείο της ράβδου (ύψους 2cm). Η δύναμη αυτή προκύπτει, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, από τη σχέση:  $F_y = I_b \cdot u \cdot f_{bd}$ , όπου:

- $I_b$  : το μήκος κάθε μικροστοιχείου της ράβδου ( $I_b = 2\text{cm}$ )
- $u$ : η περιμετρος της ράβδου σύνδεσης, ανάλογα με το εκάστοτε πείραμα
- η μέση αντοχή συνάφειας (όπως δίνεται από τον Θ.Τάσιο [10]):  $f_{bd} = f_{cm}/8$

	Displ	Force
1	-0.1	-7.3
2	-7.300E-06	-7.3
3	0	0
4	7.300E-06	7.3
5	0.1	7.3

**Σχ. 5.21:** Ορισμός ιδιοτήτων ελατηρίου σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond») κατά τη διεύθυνση  $U_1$  στο SAP2000v.15 (για A1D20-R1)

Έτσι, ανάλογα με το μοντέλο, προκύπτουν για το μη-γραμμικό νόμο του ελατηρίου σύνδεσης ράβδου σκυροδέματος οι ακόλουθες μέσες αντοχές συνάφειας και μέγιστες δυνάμεις διαρροής:

- $f_{bd}=5.825\text{MPa}$  και  $F_y=7.3\text{kN}$  (για A1D20-R1)
- $f_{bd}=4.388\text{MPa}$  και  $F_y=6.8\text{kN}$  (για A1D25-G)
- $f_{bd}=5.1\text{MPa}$  και  $F_y=8\text{kN}$  (για RIS1D25C)
- $f_{bd}=5.1\text{MPa}$  και  $F_y=16\text{kN}$  (για RIS2D25C)

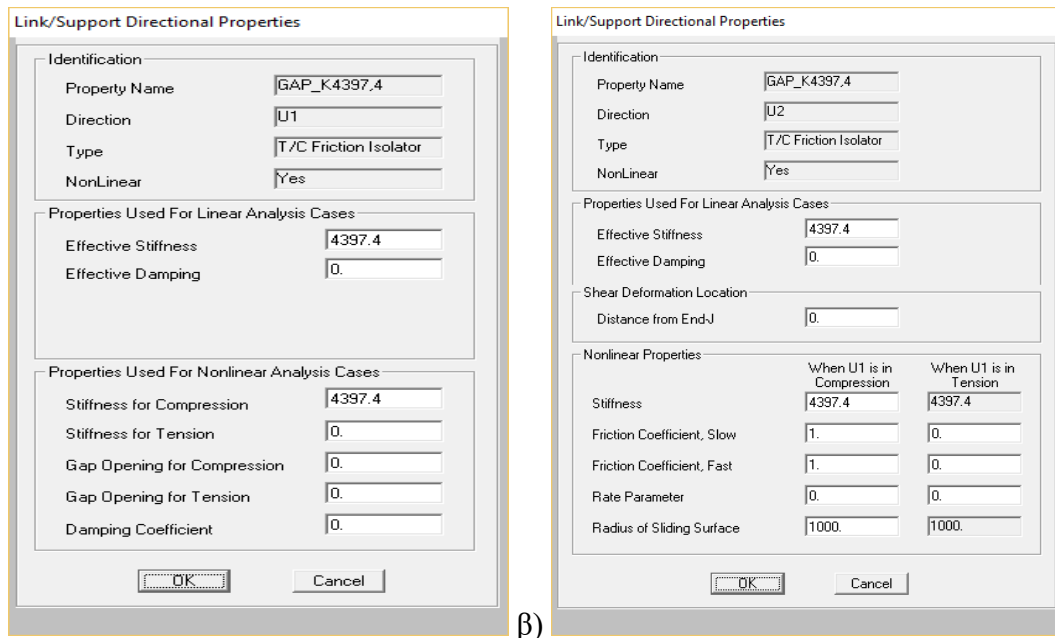
Η διεύθυνση  $U_2$  έχει γραμμικές ιδιότητες και ενεργό δυσκαμψία:  $K=100000\text{kN/m}$ .

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι τόσο για την προσομοίωση του συνδετικού σκυροδέματος στο μέλος απ' όπου ξεκινάει η ράβδος σύνδεσης, όσο και του συνδετικού κονιάματος στο μέλος όπου αυτή αγκυρώνεται (ανάλογα με το κάθε πείραμα-βλ.Κεφ.5.1.2), χρησιμοποιείται αυτός ο τύπος ελατηρίου, με τις ίδιες ακριβώς ιδιότητες και τιμές (αυτές του σκυροδέματος δηλαδή). Αυτό ισχύει για κάθε μοντέλο.

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

- Ελατήριο σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP»)

Ορίζεται σαν ελατήριο «T/C Friction Isolator» στο SAP2000. Τόσο η διεύθυνση  $U_1$ , όσο και η διεύθυνση  $U_2$  έχουν μη-γραμμικές ιδιότητες. Όπως έχει προαναφερθεί, ορίζεται σε αυτό μόνο θλιπτική ακαμψία και όχι εφελκυστική. Ταυτόχρονα, έχουν «συντελεστή τριβής:1» και «ακτίνα ολισθαίνουσας επιφάνειας:1000» (Σχ.5.22).



Σχ. 5.22: Ορισμός ιδιοτήτων ελατηρίου σύνδεσης πανέλου-δοκού (α) κατά τη διεύθυνση  $U_1$  και (β) κατά τη διεύθυνση  $U_2$  στο SAP2000v.15

Η κατανομή των ελατηρίων αυτών, ανάμεσα στη διεπιφάνεια δοκού-πανέλου, διαφέρει ανάλογα με την περιοχή. Εξαρτάται από την πυκνότητα του πλέγματος των επιμέρους επιφανειακών στοιχείων στην κάθε περιοχή (η πυκνότητα καθορίζεται με κριτήριο το πού δημιουργούνται οι μεγαλύτερες τάσεις). Συγκεκριμένα, υπάρχουν δύο ακραίες ζώνες, όπου τα ελατήρια απέχουν 0.02m μεταξύ τους, και μια κεντρική, όπου απέχουν 0.1m. Συνεπώς, υπάρχουν τέσσερις, διαφορετικού μεγέθους, επιφάνειες επιρροής για τα ελατήρια, με μήκη: α)  $0.02/2=0.01m$ , β) 0.02m, γ)  $(0.1+0.02)/2=0.06m$ , δ) 0.1m και πλάτος όσο αυτό του πανέλου (ανάλογα με το πείραμα).

Οι αντίστοιχες τέσσερις επιμέρους ακαμψίες των ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού υπολογίζονται από τη σχέση:  $K=k_0 \cdot l \cdot w$  (kN/m), όπου:

- $k_0 = \alpha \cdot E_{cm}$  (kN/m<sup>3</sup>) (αποτελεί ιδιότητα του ελατηρίου, αντίστοιχη με το δείκτη εδάφους)
- ❖  $\alpha$ : συντελεστής (σε m<sup>-1</sup>) (με τον οποίο θα γίνουν οι δοκιμές στη συνέχεια-για αναλυτική περιγραφή διαδικασίας και αποτελέσματα βλ. Κεφ.5.3)
- ❖  $E_{cm}$ : μέσο μέτρο ελαστικότητας (όπως ορίστηκε στο Κεφ.5.2.2)
- $l$ : το μήκος της εκάστοτε περιοχής επιρροής (σε m)
- $w$ : το πλάτος του πανέλου, ανάλογα με το εκάστοτε πείραμα (σε m)

Οι τιμές των τεσσάρων επιμέρους ακαμψιών για κάθε μοντέλο πειράματος, προκύπτουν από τον υπολογισμό της  $k_0$ , η οποία υπολογίζεται με βάση το συντελεστή  $\alpha$ . Ο συντελεστής  $\alpha$  (κοινός για όλα τα μοντέλα πειραμάτων) είναι τελικά και το ζητούμενο μέγεθος κατά τις δοκιμές που θα γίνουν, για την προσαρμογή των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τα μοντέλα των πειραμάτων, στα πραγματικά δεδομένα που υπάρχουν από τα πειράματα. Επομένως, οι τιμές των ακαμψιών δεν είναι εξαρχής προκαθορισμένες, αλλά μεταβάλλονται

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

ανάλογα με τη δοκιμή, έως ότου λάβουν τα τελικά τους μεγέθη, όταν βρεθεί ο κατάλληλος συντελεστής  $\alpha$ .

### 5.2.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων

Οι πλαστικές αρθρώσεις, που θα τοποθετηθούν στο μέσον κάθε μικροστοιχείου ράβδου («bar»), έχουν κοινές ιδιότητες μεταξύ τους. Ορίζονται να έχουν πλάστιμο τρόπο συμπεριφοράς (λόγω του χάλυβα από τον οποίο αποτελείται το στοιχείο ράβδου), με κρίσιμη την αστοχία της αξονικής δύναμης  $P$  (αφού οι ράβδοι υποβάλλονται σε τέτοιες φορτίσεις).

Σε ότι αφορά τη δημιουργία του ακριβούς νόμου τάσεων-παραμορφώσεων, τα μεγέθη που λαμβάνονται είναι τα ακόλουθα:

- τάση διαρροής:  $f_{ym}=575000\text{kPa}$  (όπως έχει υπολογιστεί παραπάνω)
- παραμόρφωση διαρροής:  $\epsilon_{ym}=f_{ym}/E=575000/200000000=0.002875$

Οι συντελεστές μεγέθυνσης για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων, στα σημεία κατάρρευσης και μέγιστης αντοχής, λαμβάνονται έτσι, ώστε οι παραμορφώσεις να είναι  $\epsilon_I=0.15$  και  $\epsilon_{uI}=0.20$  αντίστοιχα. Επιπλέον, ορίζεται στην πλαστική άρθρωση να διατηρεί κάποια απομένουσα αντοχή και μετά την αστοχία.

Όσο για την κλίση του μετελαστικού κλάδου, από τους Κανονισμούς (Ευρωκώδικες 2 και 8) προκύπτουν (όπως αναπτύχθηκε και στο Κεφ.5.2.2) τα εξής:  $f_{tm}=1.15 \cdot f_{yk}$ ,  $f_{tm}=1.44 \cdot f_{yk}$ . Συνεπώς, είναι:  $f_{tm}/f_{ym}=1.44/1.15=1.252$ . Η κλίση που προκύπτει από αυτή την τιμή είναι και η μέγιστη που μπορεί να έχει ο μετελαστικός κλάδος του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων της πλαστικής άρθρωσης της χαλύβδινης ράβδου (δηλαδή,  $1 \leq f_{tm}/f_{ym} \leq 1.252$ ). Ωστόσο, κατά τις δοκιμές που έγιναν, βρέθηκε ότι με αυτήν την κλίση δεν επιτυγχάνονταν καμπύλες ικανότητας για τα μοντέλα, τέτοιες που να ταίριαζαν με τις αντίστοιχες των πειραματικών αποτελεσμάτων. Αντίθετα, πολύ καλά αποτελέσματα υπήρχαν για την κλίση που αντιστοιχούσε σε τιμή του λόγου  $f_{tm}/f_{ym}$  ίση με 1.1, η οποία είναι και αυτή που ορίζεται τελικά στις πλαστικές αρθρώσεις όλων των μοντέλων.

Point	Stress/SF	Strain/SF
E-	-1.1	-70
D-	-1.1	-56
C-	-1.1	-52
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	52
D	1.1	56
E	1.1	70

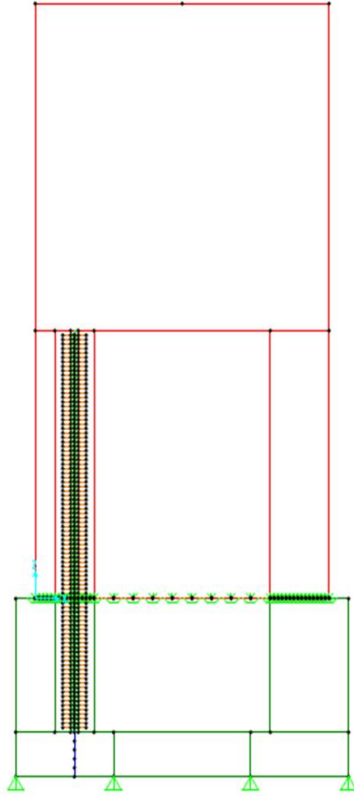
Σχ. 5.23: Ορισμός διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων πλαστικής άρθρωσης στο SAP2000v.15

### 5.2.7 Σχεδιασμός μοντέλων πειραμάτων

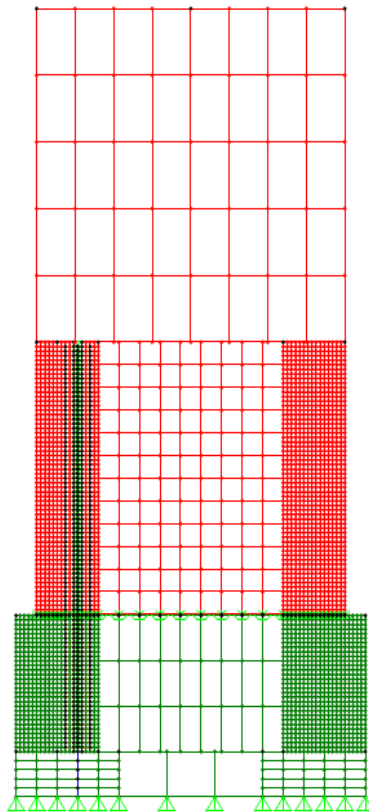
Ο σχεδιασμός των προσομοιωμάτων στο SAP2000v.15 γίνεται σύμφωνα με την εκάστοτε πειραματική διάταξη, όπως παρουσιάστηκε στο Κεφ.5.1.2 (βλ.Σχ.5.4-Σχ.5.7), χρησιμοποιώντας τα στοιχεία που ορίστηκαν παραπάνω. Ωστόσο, υπάρχουν κάποια σημεία που χρήζουν προσοχής:

- Η ράβδος σύνδεσης τοποθετείται μόνο στη μια πλευρά (αριστερή) και όχι και στις δύο, για υπολογιστική ευχέρεια. Η συγκεκριμένη πλευρά επιλέγεται, θεωρώντας ότι η πλευρική δύναμη ασκείται με κατεύθυνση από αριστερά προς τα δεξιά, και κατά συνέπεια στην κάτω αριστερή γωνία του πανέλου δημιουργείται έντονος εφελκυσμός.
- Κατά το σχεδιασμό, στο πανέλο αφήνεται ένα κενό, πλάτους 0.04m κατά τη διαμήκη έννοια, που εντός του κατακόρυφου κεντροβαρικού του άξονα σχεδιάζεται η ράβδος σύνδεσης. Ουσιαστικά, λειτουργεί σαν «καλούπι» για τη ράβδο, ώστε να μην έρχεται σε επαφή με τα γειτονικά στοιχεία.
- Τα επιφανειακά στοιχεία χωρίζονται σε επιμέρους μικροστοιχεία και η διακριτοποίησή τους δεν είναι σταθερή. Για τον ορισμό του πλέγματος των επιμέρους στοιχείων, βασικό ρόλο από τη μια παίζει η απαίτηση για ακρίβεια των αποτελεσμάτων στις περιοχές που αναπτύσσονται μεγάλες τάσεις (άρα ανάγκη για πυκνότερο πλέγμα) και από την άλλη η προσπάθεια για υπολογιστική ευχέρεια και όσο το δυνατόν μικρότερο χρόνο αναλύσεων (άρα ανάγκη για αραιότερο πλέγμα). Έτσι, το πλέγμα ορίζεται ως εξής:
  - στις περιοχές που αναμένονται μεγάλες εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις, άρα και πιθανές τοπικές απώλειες των συνδέσεων της ράβδου (δηλαδή, κυρίως στα πλάγια άκρα της δοκού και του πανέλου, περιοχές που βρίσκεται και η ράβδος σύνδεσης), το πλέγμα είναι πολύ πυκνό (μέγιστο μήκος: 0.02m).
  - τόσο στην περιοχή ανάμεσα στα δύο πυκνά πλέγματα, όσο και ανάμεσα σε αυτά και τη στήριξη, το πλέγμα είναι αρκετά πιο αραιό (ελάχιστο μήκος: 0.04m-μέγιστο μήκος: 0.2m).
  - στις υπόλοιπες επιφάνειες, που δεν αναμένεται να δημιουργηθούν αξιοσημείωτες τάσεις, το πλέγμα είναι πολύ αραιό (ελάχιστο μήκος: 0.2m-μέγιστο μήκος: 0.335m).

Οπτικά, η διακριτοποίηση που δημιουργείται για τα μοντέλα πειραμάτων, φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα (Σχ.5.24, Σχ.5.25):



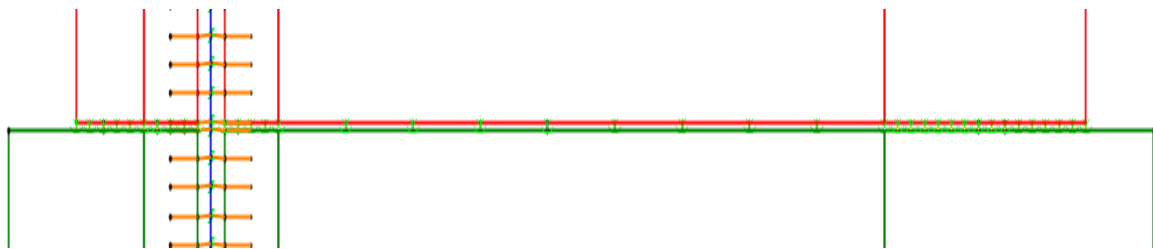
*Σχ. 5.24: Χαρακτηριστική απεικόνιση μοντέλου πειράματος (χωρίς πλέγμα επιμέρους επιφανειακών στοιχείων) στο SAP2000v.15*



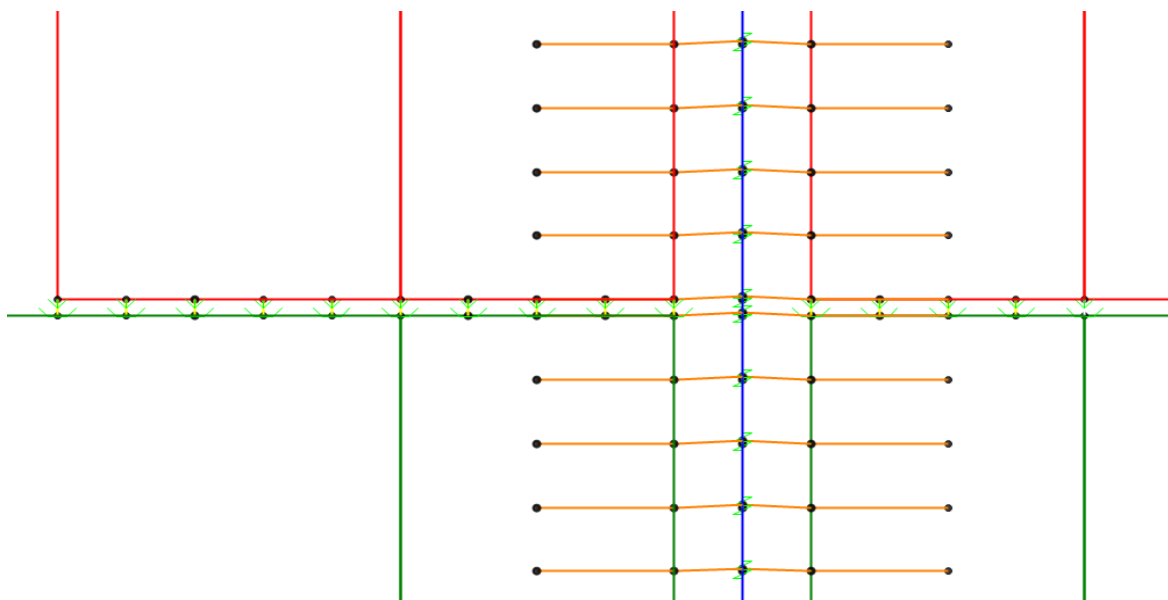
*Σχ. 5.25: Χαρακτηριστική απεικόνιση μοντέλου πειράματος (με πλέγμα επιμέρους επιφανειακών στοιχείων) στο SAP2000v.15*

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

- Επειδή με τη διακριτοποίηση που γίνεται, τα πλέγματα των επιμέρους επιφανειακών στοιχείων δε συμπίπτουν, χρησιμοποιείται η εντολή «*generate edge constraints*» στα επιφανειακά στοιχεία.
- Τοποθετούνται αρθρώσεις σε όλους τους κόμβους (συμπεριλαμβανομένων και των χωρισμάτων των πλεγμάτων) που βρίσκονται στη βάση της δοκού.
- Τοποθετούνται τα ελατήρια σύνδεσης πινέλου-δοκού («*GAP*»), με την κατανομή που περιγράφηκε στο Κεφ.5.2.5, η οποία τελικά είναι ανάλογη με τις περιοχές που δημιουργούνται μεγαλύτερες εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις (εκεί είναι πυκνότερη). Στην πραγματικότητα, παρ' όλο που η κατανομή τους δεν επιδρά στη συμπεριφορά του μοντέλου, με την πυκνότερη διάταξή τους επιτυγχάνεται καλύτερη ακρίβεια στις περιοχές μεγαλύτερου ενδιαφέροντος. Στα επόμενα σχήματα φαίνεται η κατανομή τους, τόσο σε όλη τη διεπιφάνεια πινέλου-δοκού (Σχ.5.26), όσο και στην περιοχή της ράβδου σύνδεσης, όπου είναι μικρότερες οι μεταξύ τους αποστάσεις (Σχ.5.27).



Σχ. 5.26: Κατανομή ελατηρίων σύνδεσης πινέλου-δοκού («*GAP*») σε όλη τη διεπιφάνεια



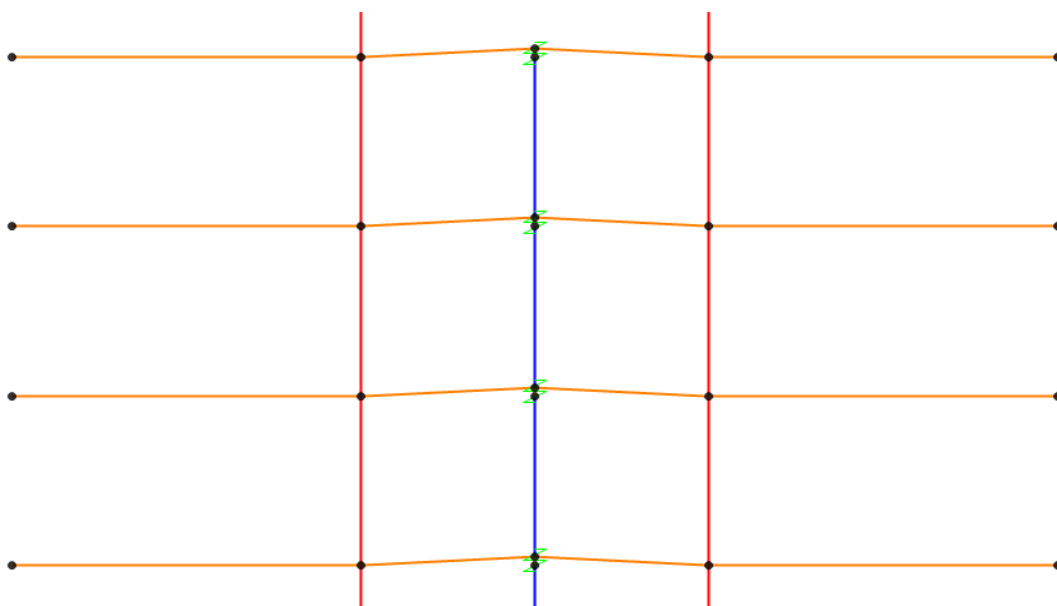
Σχ. 5.27: Κατανομή ελατηρίων σύνδεσης πινέλου-δοκού («*GAP*») στην περιοχή της ράβδου

- Οι ράβδοι των συνδέσεων δε σχεδιάζονται ενιαία, αλλά σε μικρότερα γραμμικά στοιχεία («*bar*»), μήκους ως επί το πλείστον 0.02m (εκτός από έξι μικροστοιχεία που για σχεδιαστικούς λόγους έχουν άλλο μήκος), εν σειρά. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό



είναι για να συνδεθούν με τα στοιχεία σκυροδέματος («concrete\_frame») που αγκυρώνονται στα πινέλα, μέσω των ελατηρίων συνδέσεων πινέλου-δοκού («bond»), και έτσι να δημιουργηθεί επαρκής συνάφεια κατά μήκος τους και να μην αποκλίνουν από την κατακόρυφη θέση τους. Ο σχεδιασμός τους γίνεται από το κάτω άκρο της δοκού (για να υπάρχει μικρή αλληλοεπικάλυψη με τα επιφανειακά στοιχεία της, άρα και καλύτερη αλληλεπίδραση με αυτά, κάτι που οδηγεί σε θεώρηση επαρκούς αγκύρωσης) μέχρι μήκος 1.6m εντός του πινέλου. Στο μέσον κάθε μικροστοιχείου ράβδου τοποθετείται πλαστική άρθρωση, οι ιδιότητες της οποίας ορίστηκαν στο Κεφ.5.2.6.

- Τα ελατήρια σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»), έχουν μήκος μόλις 0.001m και σχεδιάζονται κατακόρυφα. Ο κάτω κόμβος τους συνδέεται με το άνω άκρο του εκάστοτε μικροστοιχείου ράβδου («bar»), ενώ ο άνω κόμβος συνδέεται με τα δύο πλευρικά στοιχεία σκυροδέματος («concrete\_frame»). Στόχος αυτού του σχεδιασμού είναι να παρέχουν τη δυνατότητα στα στοιχεία ράβδου να έχουν σχετική κατακόρυφη μετακίνηση (συνάφεια) ως προς το επίπεδό του άξονά τους. Σχεδιάζονται με τον παραπάνω τρόπο για όλα τα μικροστοιχεία της ράβδου, εκτός από αυτά που βρίσκονται στο κάτω άκρο της δοκού.
- Ο σχεδιασμός των γραμμικών στοιχείων σκυροδέματος («concrete\_frame») ξεκινάει από το άνω άκρο κάθε ελατηρίου σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»), συνεχίζει εκατέρωθεν κατά τη διαγώνια έννοια, μέχρι τα τοιχώματα του πινέλου (κατά 0.02m) και καταλήγει οριζόντια κατά 0.04m εντός του πινέλου. Το σημείο που καταλήγουν τα στοιχεία αυτά είναι και σημείο του πλέγματος κάποιου επιφανειακού στοιχείου. Με αυτό τον τρόπο σχεδιασμού, θεωρείται ότι αγκυρώνονται στο πινέλο, αφού λόγω της μικρής αλληλοεπικάλυψης που υπάρχει με τα επιφανειακά στοιχεία, υπάρχει και επαρκής αλληλεπίδραση με αυτά. Αυτός είναι άλλωστε και ο βασικός λόγος ύπαρξης αυτών των (μη-υπαρκτών στην πραγματικότητα) στοιχείων: να είναι, δηλαδή, σταθερά συνδεδεμένα με το πινέλο και να παρέχουν στη ράβδο σύνδεσης τη δυνατότητα σχετικών κατακόρυφων μετακινήσεων ως προς τον κατακόρυφο άξονά της, χωρίς να παρεκκλίνει από αυτόν.



**Σχ. 5.28:** Χαρακτηριστική λεπτομέρεια σύνδεσης στοιχείων ράβδων, ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος «bond» και γραμμικών στοιχείων σκυροδέματος στο μοντέλο πειράματος του SAP2000

### 5.2.8 Προσομοίωση φορτίσεων

Το πρόγραμμα υπολογίζει από μόνο του τα ίδια βάρη των στοιχείων με βάση τη γεωμετρία τους και το ειδικό βάρος των υλικών, όπως έχουν οριστεί από το χρήστη. Για να γίνει αυτό (και ονομάζοντας «*DEAD*» τα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος των στοιχείων) πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD* → 1. Επιπλέον, ονομάζοντας «*Lateral\_monotonic*» τα οριζόντια φορτία που θα οριστούν να ασκούνται στο μοντέλο, για τη στατική μη-γραμμική ανάλυση, πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *Lateral\_monotonic* → 0.

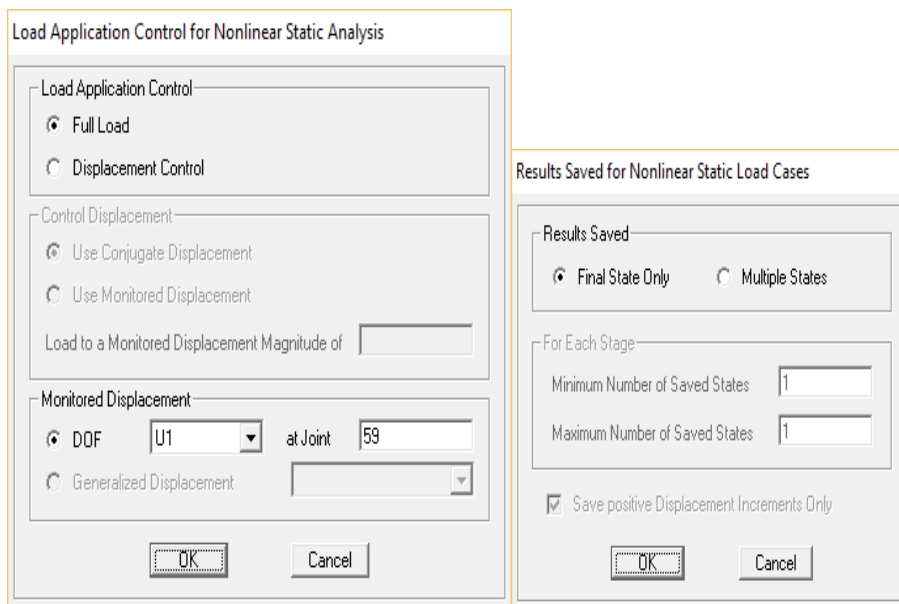
Η επιβολή των φορτίων στο σύστημα γίνεται σε δύο φάσεις.

#### α) Κατακόρυφα φορτία

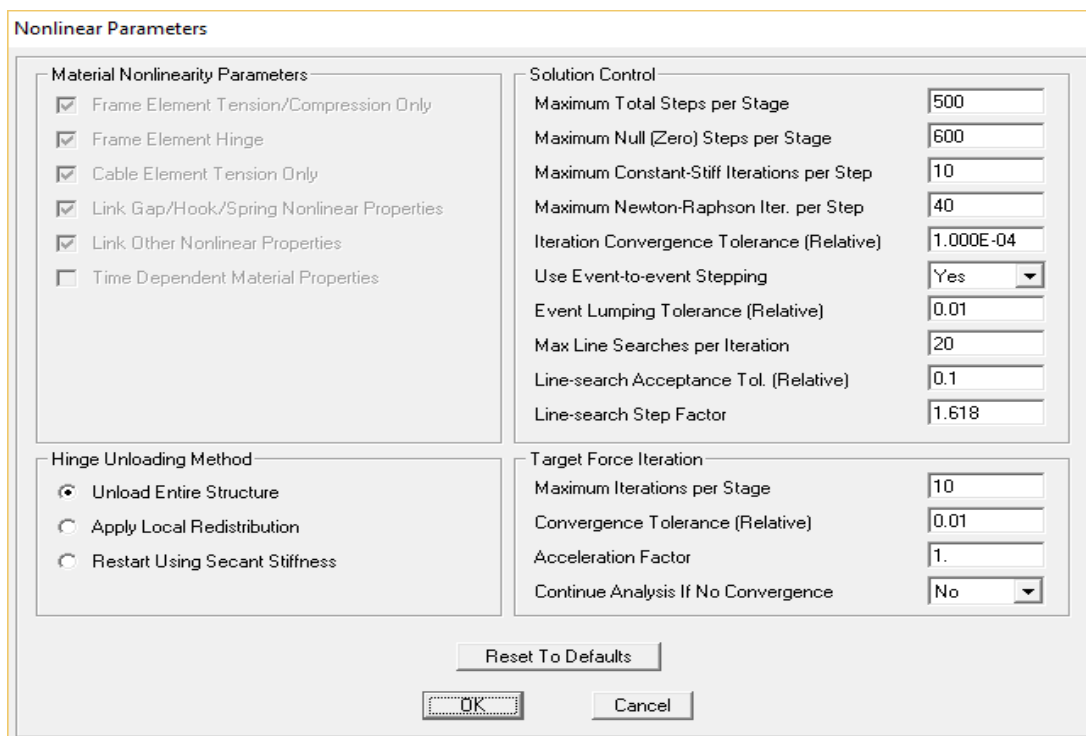
Σε πρώτη φάση, επιβάλλονται τα κατακόρυφα φορτία («*DEAD-NL*»), δηλαδή τα μόνιμα από το ίδιο βάρος, ώστε να δημιουργηθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Σε αυτή τη φόρτιση, οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και ορίζεται να αποθηκευθεί το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Επιπλέον, ασκείται το πλήρες φορτίο κατευθείαν στο σύστημα και ο έλεγχος γίνεται μέσω της μετακίνησης  $U_1$  (οριζόντια κατά το διαμήκη άξονα  $x$ ) στον πάνω αριστερά κόμβο του πινέλου. Ακόμα, στον ορισμό των παραμέτρων της μη-γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται 500 «*Maximum Total Steps Per Stage*» και 600 «*Maximum Null (Zero) Steps Per Stage*» (έπειτα από δοκιμές), ενώ σαν επιλεγόμενη μέθοδος αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων επιλέγεται η αποφόρτιση όλου του συστήματος («*Unload Entire Structure*»). Ακολουθεί σχηματικά, ο τρόπος προσομοίωσης των κατακόρυφων φορτίων (Σχ.5.29- Σχ.5.31).

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.

**Σχ. 5.29:** Ορισμός στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο μοντέλο πειραμάτων για τα κατακόρυφα φορτία («*DEAD-NL*») στο SAP2000v.15



Σχ. 5.30: Παράμετροι στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία στο SAP2000v.15



Σχ. 5.31: Παράμετροι στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία στο SAP2000v.15

**β) Οριζόντια φορτία**

Το οριζόντιο φορτίο («*Lateral monotonic*») στο συγκεκριμένο μοντέλο είναι ένα μονοτονικά αυξανόμενο φορτίο ίσο με: *Lateral monotonic=1kN*, που εφαρμόζεται στο κεντρικό πάνω σημείο του πέλου, με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (όπως συμβαίνει και με την εφαρμογή φορτίων στα πειράματα-Κεφ.5.1.2).

Το σημείο εκκίνησης της φόρτισης αυτής είναι η ολοκλήρωση της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης της κατακόρυφης φόρτισης, προκειμένου το σύστημα να βρίσκεται ήδη σε μια κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης από το ίδιο βάρος του. Επιπλέον, επιλέγεται η μέθοδος της ελεγχόμενης μετακίνησης, ορίζοντας τυχαία σαν μέγιστη ελεγχόμενη

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πέλων πλαγιοκαλύψεων

μετακίνηση τα 0.2m, έτσι ώστε να είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από την αναμενόμενη μετακίνηση αστοχίας του συστήματος. Ο έλεγχος γίνεται μέσω της μετακίνησης  $U_1$  στον πάνω αριστερά κόμβο του πέλου. Οι οριζόντιες φορτίσεις μεταβάλλονται σταδιακά και επαυξητικά από βήμα σε βήμα, μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη, εκτός βέβαια αν αστοχήσει νωρίτερα. Όσον αφορά την αποθήκευση των αποτελεσμάτων, ορίζεται να γίνεται στα 500 βήματα. Ακόμα, στον ορισμό των παραμέτρων της μη-γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται 5000 «*Maximum Total Steps Per Stage*» και 6000 «*Maximum Null (Zero) Steps Per Stage*», ενώ σαν επιλεγόμενη μέθοδος αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων επιλέγεται η αποφόρτιση όλου του συστήματος («*Unload Entire Structure*»). Ακολουθεί σχηματικά, ο τρόπος προσομοίωσης των οριζόντιων φορτίων (Σχ.5.32-Σχ.5.34).

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Lateral_monotonic	1.

Σχ. 5.32: Ορισμός στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο μοντέλο πειραμάτων για τα οριζόντια φορτία («*Lateral\_monotonic*») στο SAP2000v.15

**Load Application Control for Nonlinear Static Analysis**

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.2

Monitored Displacement

DOF U1 at Joint 59

Generalized Displacement

**Results Saved for Nonlinear Static Load Cases**

Results Saved

Final State Only

Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States 500

Maximum Number of Saved States 500

Save positive Displacement Increments Only

Σχ. 5.33: Παράμετροι στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης για τα οριζόντια φορτία στο SAP2000v.15

Nonlinear Parameters	
<b>Material Nonlinearity Parameters</b>	<b>Solution Control</b>
<input checked="" type="checkbox"/> Frame Element Tension/Compression Only	Maximum Total Steps per Stage: 5000
<input checked="" type="checkbox"/> Frame Element Hinge	Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 6000
<input checked="" type="checkbox"/> Cable Element Tension Only	Maximum Constant-Stiff Iterations per Step: 10
<input checked="" type="checkbox"/> Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties	Maximum Newton-Raphson Iter. per Step: 40
<input checked="" type="checkbox"/> Link Other Nonlinear Properties	Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1.000E-04
<input type="checkbox"/> Time Dependent Material Properties	Use Event-to-event Stepping: Yes
	Event Lumping Tolerance (Relative): 0.01
	Max Line Searches per Iteration: 20
	Line-search Acceptance Tol. (Relative): 0.1
	Line-search Step Factor: 1.618
<b>Hinge Unloading Method</b>	<b>Target Force Iteration</b>
<input checked="" type="radio"/> Unload Entire Structure	Maximum Iterations per Stage: 10
<input type="radio"/> Apply Local Redistribution	Convergence Tolerance (Relative): 0.01
<input type="radio"/> Restart Using Secant Stiffness	Acceleration Factor: 1.
	Continue Analysis If No Convergence: No
Reset To Defaults	
OK Cancel	

Σχ. 5.34: Παράμετροι στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης για τα οριζόντια φορτία στο SAP2000v.15

### 5.2.9 Ορισμός μαζών

Για να υπολογιστεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου από το πρόγραμμα, ορίζεται να λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων και τις πρόσθετες μάζες (που δεν υπάρχουν στα συγκεκριμένα μοντέλα), με την αντίστοιχη επιλογή κατά το Σχ.3.10.

## 5.3 Προσαρμογή ιδιοτήτων των ελατηρίων σύνδεσης στα πειραματικά αποτελέσματα

### 5.3.1 Περιγραφή διαδικασίας

Από τα μοντέλα πειραμάτων εξάγεται η καμπύλη ικανότητας (οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης) και συγκρίνεται, στο πρόγραμμα Excel, με την καμπύλη ή τις καμπύλες (σε περίπτωση που γίνεται και μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση) του αντίστοιχου πειράματος, όπως παρουσιάστηκαν στο Κεφ.5.1.3. Για να θεωρηθεί ότι οι καμπύλες ταιριάζουν, θα πρέπει να ικανοποιούνται, κατά σειρά προτεραιότητας, τα εξής κριτήρια:

α) Πρέπει να συμπίπτουν οι αρχικές κλίσεις του ελαστικού κλάδου τους (όταν έχουμε πείραμα με καμπύλες και από μονοτονική και από ανακυκλιζόμενη φόρτιση, κρίσιμη είναι η ανακυκλιζόμενη). Το ζητούμενο αυτό μέγεθος, στο μοντέλο, εξαρτάται από το συντελεστή  $\alpha$ , ο οποίος καθορίζει την ακαμψία  $k_0$  (kN/m<sup>3</sup>), άρα και τις ακαμψίες  $K$  (kN/m) των ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP»).

β) i. Ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης ικανότητας του μοντέλου πρέπει, τουλάχιστον στο αρχικό στάδιο, να ακολουθεί την περιβάλλουσα της καμπύλης οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης του πειράματος. Για να συμβεί αυτό, θα πρέπει αρχικά η δύναμη διαρροής της καμπύλης του μοντέλου, να προσεγγίζει την αντίστοιχη από την καμπύλη του

πειράματος. Η δύναμη αυτή εξαρτάται σημαντικά από τη μέγιστη δύναμη διαρροής στο μη-γραμμικό νόμο των ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»), δηλαδή από τη μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$ .

ii. Άλλος παράγοντας που παίζει σημαντικό ρόλο είναι η κλίση της καμπύλης ικανότητας, η οποία πρέπει όσο γίνεται να προσεγγίζει την περιβάλλουσα της αντίστοιχης καμπύλης οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης του πειράματος. Η κλίση της καμπύλης ουσιαστικά καθορίζεται από την κλίση του μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από το λόγο  $f_{tm}/f_{ym}$ .

Η προσαρμογή (calibration) θα γίνει μέσω διάφορων δοκιμών στα τέσσερα μοντέλα πειραμάτων, έως ότου επιτευχθεί αρκετά ικανοποιητική σύγκλιση των καμπυλών ικανότητάς τους με τις καμπύλες που προκύπτουν από τα πειράματα, για όλες τις περιπτώσεις. Η αρχική σκέψη ήταν οι δοκιμές να αφορούν και τις τρεις παραμέτρους που προαναφέρθηκαν (συντελεστής  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού, μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$  των ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος (μόνο σε ότι αφορά το κονίαμα όμως), κλίση μετελαστικού κλάδου διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων πλαστικών αρθρώσεων). Κάτι τέτοιο θα επιτύγχανε σε κάποιες μεμονωμένες περιπτώσεις ελαφρώς καλύτερη προσαρμογή, σε σχέση με αυτή που τελικά έγινε. Ωστόσο, είναι μια μη ρεαλιστική προσέγγιση, αφού θα υπήρχαν τιμές που απέχουν κατά πολύ από την πραγματικότητα, όπως για παράδειγμα η μέση αντοχή συνάφειας των ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος, για την περίπτωση του κονιάματος. Έτσι, τελικά, η διαδικασία για την προσαρμογή των καμπυλών ικανότητας του μοντέλου στις καμπύλες οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης του πειράματος έχει ως εξής:

- Λαμβάνεται για κάθε τύπο μοντέλου, για τα ελατήρια σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»), η εκάστοτε μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$ , από τον τύπο  $f_{bd}=f_{cm}/8$ , άρα και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής  $F_y$  του νόμου δυνάμεων-μετακινήσεων που τα διέπει (έχουν υπολογιστεί αναλυτικά, για κάθε μοντέλο πειράματος, στο Κεφ.5.2.5). Επιπλέον, γίνεται η θεώρηση ότι τόσο το συνδετικό σκυρόδεμα, όσο και το συνδετικό κονίαμα έχουν τον ίδιο τύπο ελατηρίου, με τις ίδιες ακριβώς ιδιότητες και τιμές (του σκυροδέματος δηλαδή).
- Λαμβάνεται κλίση του μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων, τέτοια που να αντιστοιχεί σε τιμή του λόγου  $f_{tm}/f_{ym}=1.1$ . Η τιμή αυτή προκύπτει έπειτα από δοκιμές που έγιναν και έδειξαν ότι σε αυτή την περίπτωση επιτυγχάνεται καλύτερη προσαρμογή μεταξύ των καμπυλών ικανότητας μοντέλου και των καμπυλών του πειράματος. Επιπλέον, είναι μια τιμή εντός των αποδεκτών ορίων ( $1 \leq f_{tm}/f_{ym} \leq 1.252$ ), όπως προκύπτει από τους κανονισμούς (βλ.Κεφ.5.2.6).
- Η τιμή με βάση την οποία γίνονται οι δοκιμές είναι τελικά ο συντελεστής  $\alpha$ , ο οποίος πρέπει να είναι κοινός και στους τέσσερεις τύπους μοντέλων. Από αυτόν προκύπτει μια ακαμψία  $k_0$  ( $kN/m^3$ ) για κάθε μοντέλο, η οποία ανάγεται στις τέσσερεις επιμέρους ακαμψίες  $K$  ( $kN/m$ ), των αντίστοιχων περιοχών επιρροής των ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP») (όπως αναπτύχθηκαν στο Κεφ.5.2.5). Στο τέλος, δηλαδή, θα προκύψει μια βέλτιστη τιμή του συντελεστή  $\alpha$ , με την οποία θα έχει γίνει η όσο το δυνατόν καλύτερη προσαρμογή όλων των καμπυλών ικανότητας των τεσσάρων τύπων μοντέλων με τις αντίστοιχες καμπύλες οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης από τα πειράματα. Η τιμή αυτή, που τελικά είναι και η ζητούμενη από τη διαδικασία αυτή, θα χρησιμοποιηθεί στο Κεφάλαιο 6, στα μοντέλα για την εύρεση του νόμου ροπών-στροφών των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων.

**5.3.2 Αποτελέσματα διαδικασίας**

Κατ' αρχάς, πρέπει να σημειωθεί ότι οι καμπύλες ικανότητας που προκύπτουν από τις αναλύσεις, είναι αρκετά όμοιες με τις καμπύλες οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης των αντίστοιχων πειραμάτων, όπως θα φανεί και στη συνέχεια. Έτσι, μπορεί να ειπωθεί ότι παρά το ότι το μοντέλο δεν είναι απόλυτα ακριβές ως προς την προσομοίωση των πειραμάτων, λόγω των παραδοχών που έχουν γίνει, είναι ικανό τελικά να αποτυπώσει με σημαντική ακρίβεια τη συμπεριφορά των συνδέσεων.

Όσον αφορά τη διαδικασία, έπειτα από δοκιμές σε όλα τα μοντέλα πειραμάτων και συγκρίσεις των καμπύλων ικανότητας που προέκυψαν από αυτά, με τις καμπύλες οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης των αντίστοιχων πειραμάτων, προκύπτει η βέλτιστη τιμή του συντελεστή  $\alpha$ , με την οποία υπάρχει η καλύτερη δυνατή προσαρμογή των καμπύλων σε όλα τα πειράματα. Η τιμή του συντελεστή  $\alpha$  είναι τελικά:  $\alpha=0.07 \text{ m}^{-1}$ . Οι αντίστοιχες ακαμψίες των συνδέσεων πανέλων-δοκού (θεωρώντας τα μήκη των επιφανειών επιρροής ως εξής: για  $K_1 \rightarrow 0.01\text{m}$ , για  $K_2 \rightarrow 0.02\text{m}$ , για  $K_3 \rightarrow 0.06\text{m}$  και για  $K_4 \rightarrow 0.10\text{m}$ ), του κάθε μοντέλου φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα (Πίν.5.1):

Πίνακας 5.1: Ακαμψίες ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («bond») στα μοντέλα πειραμάτων για $\alpha=0.07\text{m}^{-1}$				
	A1D20-R1	A1D20-G	RIS1D25C	RIS2D25C
$k_0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$	2443000	2247000	2345000	2345000
$K_1 \text{ (kN/m)}$	4397.4	4044.6	4690	4690
$K_2 \text{ (kN/m)}$	8794.8	8089.2	9380	9380
$K_3 \text{ (kN/m)}$	26384.4	24267.6	28140	28140
$K_4 \text{ (kN/m)}$	43974	40446	46900	46900

*Πίν. 5.1: Πίνακας ακαμψιών ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («bond») στα μοντέλα πειραμάτων για συντελεστή  $\alpha=0.07\text{m}^{-1}$*

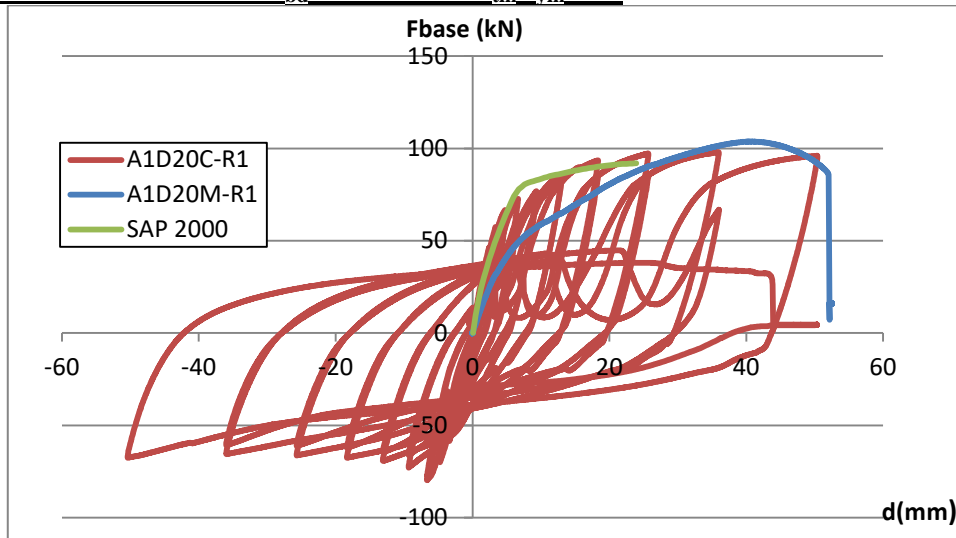
Οι άλλες δύο παράμετροι, όπως προαναφέρθηκε, έχουν τιμές:

- μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}=f_{cm}/8$  (ανάλογα με τη μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος στο εκάστοτε πείραμα-για ακριβείς τιμές βλ.Κεφ.5.2.5)
- κλίση μετελαστικού κλάδου διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων πλαστικών αρθρώσεων τέτοια, ώστε:  $f_{tm}/f_{ym}=1.1$

Στη συνέχεια, παρατίθενται, σε κοινό διάγραμμα, οι καμπύλες οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης από τα πειράματα και οι προσαρμοσμένες καμπύλες από την ανάλυση των μοντέλων, με τις τιμές που προαναφέρθηκαν.

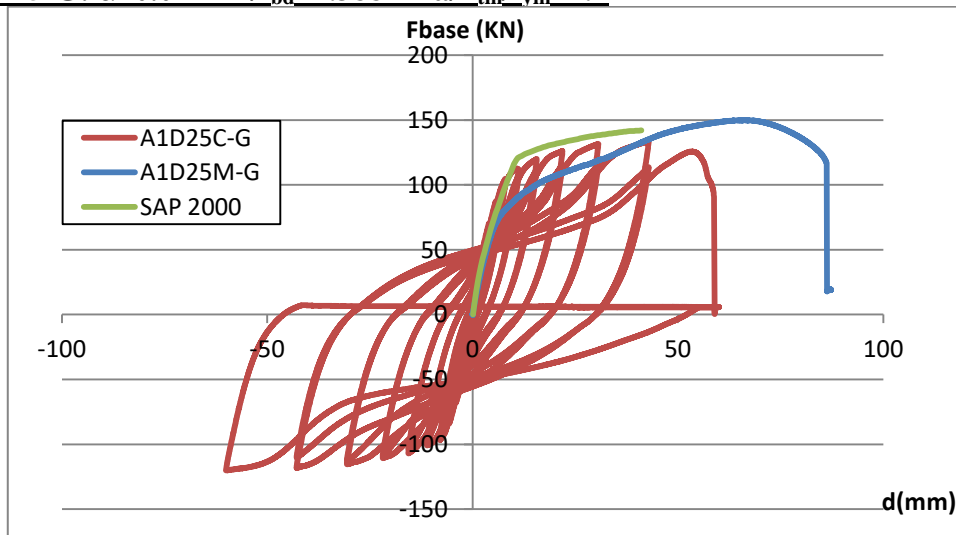


- **A1D20-R1:  $\alpha=0.07\text{m}^{-1}/f_{bd}=5.825\text{MPa}/f_{tm}/f_{vm}=1.1$**



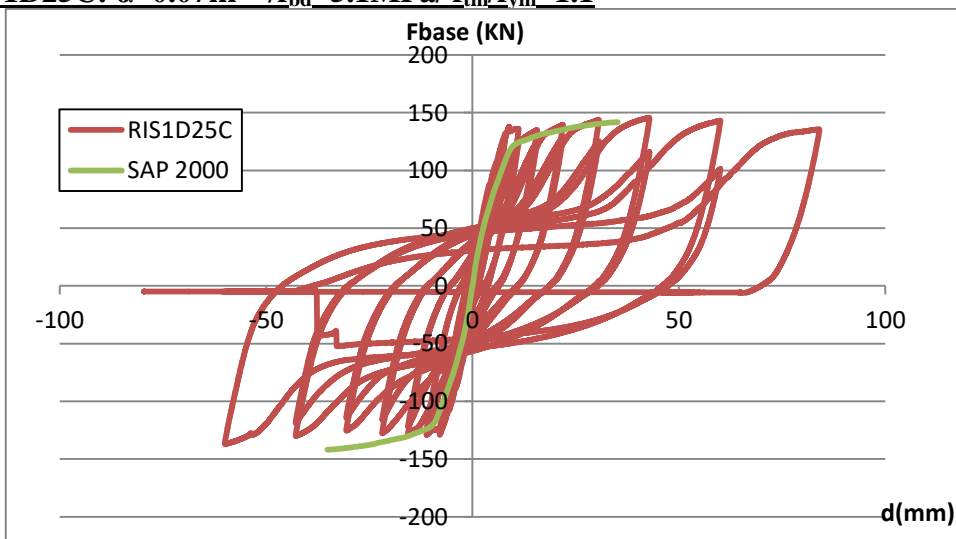
Σχ. 5.35: Προσαρμογή καμπύλης ικανότητας μοντέλου στις πειραματικές καμπύλες (A1D20-R1)

- **A1D25-G:  $\alpha=0.07\text{m}^{-1}/f_{bd}=4.388\text{MPa}/f_{tm}/f_{vm}=1.1$**



Σχ. 5.36: Προσαρμογή καμπύλης ικανότητας μοντέλου στις πειραματικές καμπύλες (A1D25-G)

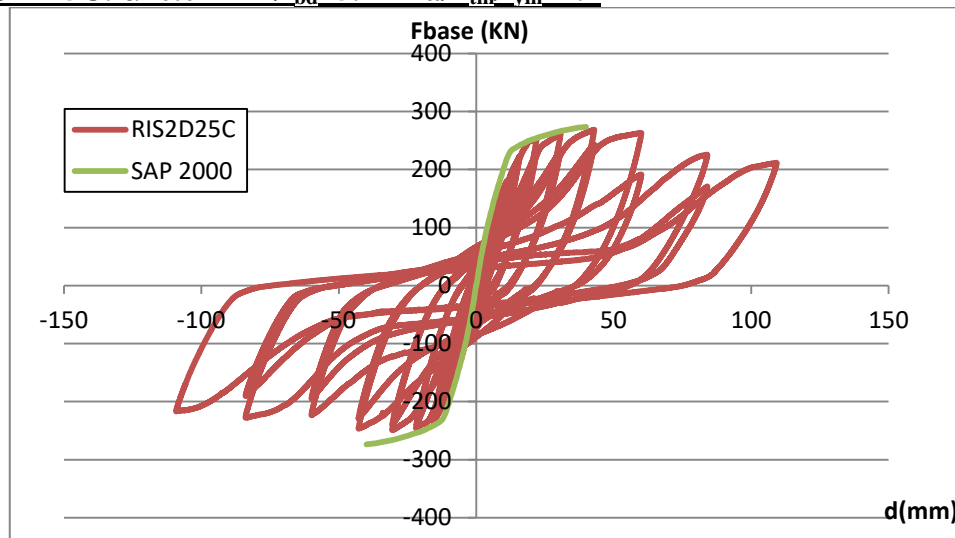
- **RIS1D25C:  $\alpha=0.07\text{m}^{-1}/f_{bd}=5.1\text{MPa}/f_{tm}/f_{vm}=1.1$**



Σχ. 5.37: Προσαρμογή καμπύλης ικανότητας μοντέλου στην πειραματική καμπύλη (RIS1D25)



- **R2S1D25C:  $\alpha=0.07\text{m}^{-1}/f_{bd}=5.1\text{MPa}/f_{tm}/f_{vm}=1.1$**



Σχ. 5.38: Προσαρμογή καμπύλης ικανότητας μοντέλου στην πειραματική καμπύλη (RIS2D25)

Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα, σε κάθε περίπτωση τηρείται το 1ο κριτήριο, δηλαδή η ταύτιση των ελαστικών κλάδων. Επιπλέον, σε όλα σχεδόν τα αποτελέσματα τηρείται και το 2ο κριτήριο, να συμπίπτουν οι μεταλαστικοί κλάδοι των καμπυλών. Η μόνη περίπτωση που δεν εφαρμόζεται σε απόλυτο βαθμό είναι το πείραμα A1D25-G, που η καμπύλη ικανότητας του μοντέλου είναι παράλληλη μεν, αλλά ελαφρώς μεγαλύτερης αντοχής δε, από την καμπύλη οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης του πειράματος. Ωστόσο, με το δεδομένο και σταθερό  $f_{bd}$  δε γίνεται να μειωθεί περαιτέρω. Συμπερασματικά, η επιλογή του κοινού συντελεστή  $\alpha$  και η προσαρμογή των καμπυλών ικανότητας του μοντέλου στα πειραματικά αποτελέσματα, είναι η βέλτιστη που θα μπορούσε να γίνει, με βάση τις ρεαλιστικές παραδοχές που έγιναν.

## **5.4 Διερεύνηση επιρροής της μεταβολής διαφόρων ιδιοτήτων των στοιχείων στις καμπύλες ικανότητας των μοντέλων πειραμάτων**

### **5.4.1 Περιγραφή διερεύνησης**

#### **α) Παράμετροι ελατηρίων και πλαστικών αρθρώσεων**

Στο προηγούμενο Κεφάλαιο (Κεφ.5.3.1), αναφέρθηκε ότι η σύγκλιση μεταξύ των καμπυλών ικανότητας των μοντέλων και των καμπυλών οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης των πειραμάτων εξαρτάται, ουσιαστικά, από τους ακόλουθους παράγοντες:

- το συντελεστή  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού
- τη μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$  των ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος
- την κλίση μεταλαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

Ωστόσο, υπάρχουν κάποιες αβεβαιότητες σχετικά με τον τρόπο που επηρεάζει, τελικά, η κάθε παράμετρος τις καμπύλες ικανότητας που προκύπτουν από τα μοντέλα. Γι' αυτό, γίνεται μια διερεύνηση του τρόπου και του μεγέθους της επιρροής που επιφέρει η αλλαγή της κάθε μίας, από τις τρεις προαναφερθείσες παραμέτρους, διατηρώντας τις άλλες δύο σταθερές, στις καμπύλες αντίστασης των προσομοιωμάτων των πειραμάτων. Η δοκιμή αυτή γίνεται στα μοντέλα των πειραμάτων: α) RIS1D25C, β) RIS2D25C. Για κάθε παράμετρο λαμβάνονται 6 ενδεικτικές τιμές, εντός αποδεκτού πλαισίου. Συνολικά, δηλαδή, γίνονται 18 αναλύσεις για κάθε ένα από τα δύο πειράματα. Οι σταθερές τιμές για κάθε παράμετρο (όταν μεταβάλλεται κάποια από τις άλλες) είναι οι ακόλουθες:

- συντελεστής  $\alpha$ :  $0.1\text{m}^{-1}$
- μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$ :  $5.1\text{MPa}$  ( $f_{cm}/8=40.8/8=5.\text{MPa}$  από τα πειράματα)
- κλίση μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων τέτοια, ώστε:  $f_{tm}/f_{ym}=1.1$

### **β) Μέση εφελκυστική αντοχή διαρροής $f_{ym}$ του χάλυβα της ράβδου**

Επιπλέον, γίνεται και μια διερεύνηση κατά πόσο η αλλαγή της μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής του χάλυβα της ράβδου  $f_{ym}$ , επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας του μοντέλου πειράματος και ποιά ακριβώς είναι η επιρροή της σε αυτή, αφού και αυτή η παράμετρος παρουσιάζει κάποιες αβεβαιότητες ως προς την επίδρασή της. Σε αυτή τη διερεύνηση, οι τιμές για κάθε μια από τις παραπάνω εξεταζόμενες παραμέτρους είναι σταθερές και ίδιες με αυτές που λήφθηκαν προηγουμένως. Η δοκιμή αυτή γίνεται στα μοντέλα των πειραμάτων: α) RIS1D25C, β) RIS2D25C. Λαμβάνονται 3 ενδεικτικές τιμές, και συγκεκριμένα οι:  $f_{ym}=550\text{MPa}$ ,  $f_{ym}=575\text{MPa}$  (από Ευρωκώδικα 8) και  $f_{ym}=600\text{MPa}$ . Συνολικά, δηλαδή, γίνονται 3 αναλύσεις για κάθε ένα από τα δύο πειράματα.

## **5.4.2 Αποτελέσματα διερεύνησης**

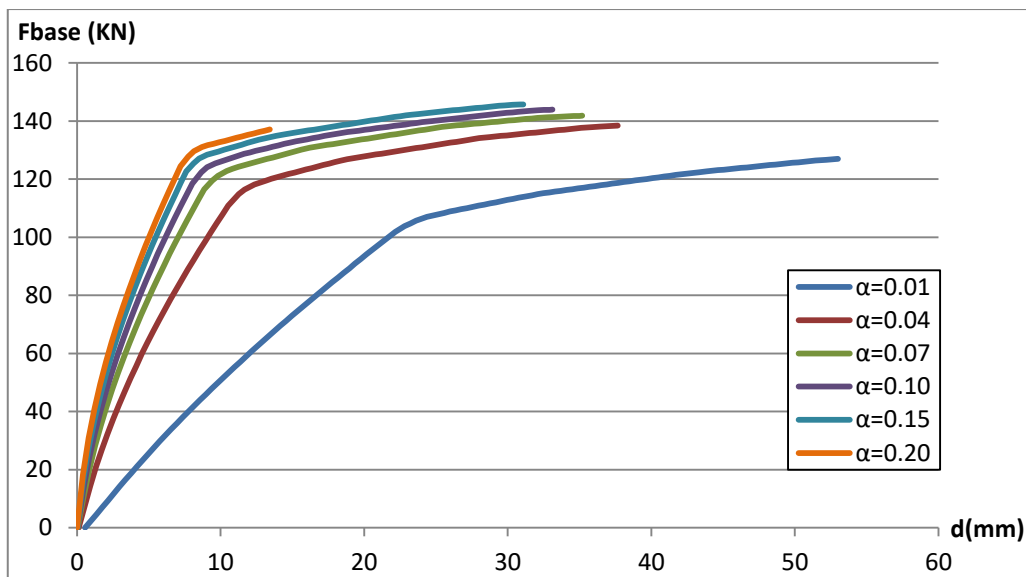
### **α) Παράμετροι ελατηρίων και πλαστικών αρθρώσεων**

- Επίδραση μεταβολής συντελεστή  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πινέλου-δοκού («GAP») σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος

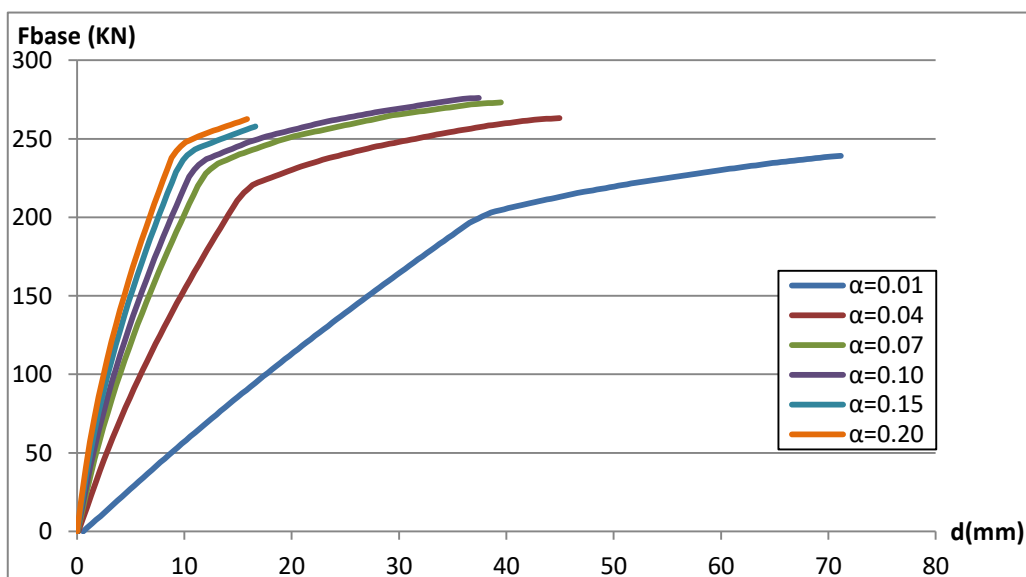
Οι επιμέρους ακαμψίες  $K$  (kN/m) που υπολογίζονται με βάση το συντελεστή  $\alpha$  είναι τέσσερις και προκύπτουν από τις αντίστοιχες περιοχές επιρροής των ελατηρίων σύνδεσης πινέλου-δοκού (όπως αναπτύχθηκαν στο Κεφ.5.2.5). Οι τιμές που λαμβάνονται κατά τη διερεύνηση (και στα δύο πειράματα) είναι οι εξής:

- $\alpha=0.01\text{m}^{-1} \rightarrow K_1=670\text{kN/m}, K_2=1340\text{kN/m}, K_3=4020\text{kN/m}, K_4=6700\text{kN/m}$
- $\alpha=0.04\text{m}^{-1} \rightarrow K_1=2680\text{kN/m}, K_2=5360\text{kN/m}, K_3=16080\text{kN/m}, K_4=26800\text{kN/m}$
- $\alpha=0.07\text{m}^{-1} \rightarrow K_1=4690\text{kN/m}, K_2=9380\text{kN/m}, K_3=28140\text{kN/m}, K_4=46900\text{kN/m}$
- $\alpha=0.10\text{m}^{-1} \rightarrow K_1=6700\text{kN/m}, K_2=13400\text{kN/m}, K_3=40200\text{kN/m}, K_4=67000\text{kN/m}$
- $\alpha=0.15\text{m}^{-1} \rightarrow K_1=10050\text{kN/m}, K_2=20100\text{kN/m}, K_3=60300\text{kN/m}, K_4=100500\text{kN/m}$
- $\alpha=0.20\text{m}^{-1} \rightarrow K_1=15075\text{kN/m}, K_2=30150\text{kN/m}, K_3=90450\text{kN/m}, K_4=150750\text{kN/m}$

Τα διαγράμματα που προκύπτουν γι' αυτές τις τιμές (με μέση αντοχή συνάφειας:  $f_{bd}=5.1\text{MPa}$  και κλίση μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων τέτοια, ώστε:  $f_{tm}/f_{ym}=1.1$ ), είναι τα ακόλουθα:



Σχ. 5.39: Επίδραση μεταβολής συντελεστή  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP») σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS1D25C)



Σχ. 5.40: Επίδραση μεταβολής συντελεστή  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP») σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS2D25C)

Από τα παραπάνω διαγράμματα, γίνεται φανερό ότι όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής  $\alpha$ , άρα και οι ακαμψίες των ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP»), τόσο μεγαλύτερη είναι η κλίση του ελαστικού κλάδου, κάτι που είναι λογικό, αφού εξαρτάται άμεσα από την ακαμψία του συστήματος. Επιπλέον, στις καμπύλες ικανότητας με μεγαλύτερο συντελεστή  $\alpha$ , η διαρροή συμβαίνει για μεγαλύτερη δύναμη και μικρότερη μετακίνηση. Ακόμα, με την αύξηση του συντελεστή  $\alpha$ , μειώνεται η μέγιστη μετακίνηση των καμπυλών αντίστασης. Ωστόσο, και αυτό είναι κάτι που εξαρτάται κατά βάση από την κλίση του ελαστικού σκέλους, αφού ο μετελαστικός κλάδος έχει παρόμοια κλίση και μέγεθος στις περισσότερες περιπτώσεις, με εξαίρεση αυτές με μεγάλο δείκτη  $\alpha$  ( $\alpha=0.15$ ,  $\alpha=0.20$ ), όπου ο κλάδος αυτός είναι πολύ μικρός. Όσον αφορά την μέγιστη αντοχή, είναι μεγαλύτερη για τους ενδιάμεσους τιμές συντελεστές  $\alpha$ , αφού οι χαμηλές τιμές έχουν μικρή αρχική κλίση και οι υψηλές τιμές έχουν μικρό μετελαστικό κλάδο.

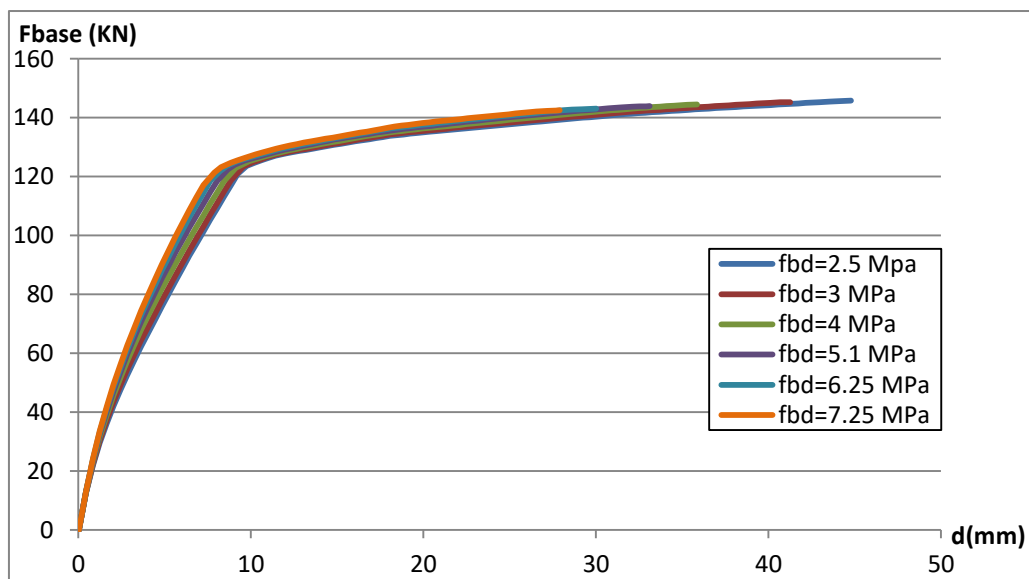
## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

- Επίδραση μεταβολής μέσης αντοχής συνάφειας  $f_{bd}$  ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond») σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος

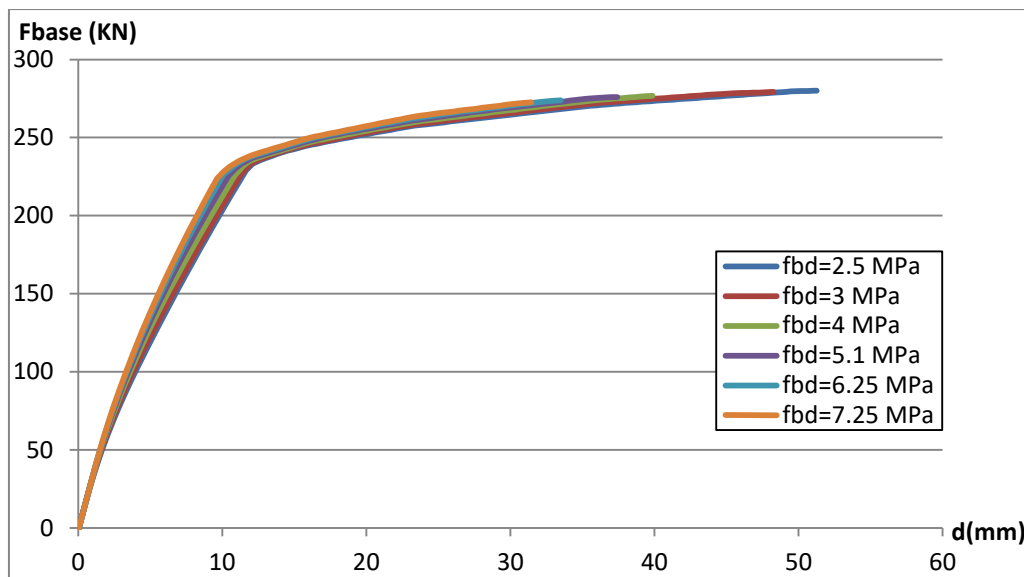
Η μεταβολή της αντοχής συνάφειας γίνεται μόνο για τα ελατήρια που αφορούν το συνδετικό κονίαμα στο μέλος όπου αγκυρώνεται η ράβδος (στη δοκό στα συγκεκριμένα πειράματα). Επομένως, τα ελατήρια ράβδου-σκυροδέματος που βρίσκονται στο πανέλο έχουν μέση αντοχή συνάφειας ίση με αυτή του σκυροδέματος ( $f_{bd}=5.1$  MPa), ενώ στα υπόλοιπα η τιμή της καθορίζεται ανάλογα με την εκάστοτε δοκιμή. Οι τιμές που λαμβάνονται στα συγκεκριμένα ελατήρια, κατά τη διερεύνηση (και στα δύο πειράματα), είναι οι εξής:

- $f_{bd}=2.5$ MPa [για C12/15] →  $F_y=3.925$ kN (RIS1D25C),  $F_y=7.85$ kN (RIS2D25C)
- $f_{bd}=3.0$ MPa →  $F_y=4.71$ kN (RIS1D25C),  $F_y=9.42$ kN (RIS2D25C)
- $f_{bd}=4.0$ MPa →  $F_y=6.28$ kN (RIS1D25C),  $F_y=12.56$ kN (RIS2D25C)
- $f_{bd}=5.1$ MPa [ $f_{cm}$  από πείραμα] →  $F_y=8$ kN (RIS1D25C),  $F_y=16$ kN (RIS2D25C)
- $f_{bd}=6.25$ MPa →  $F_y=9.813$ kN (RIS1D25C),  $F_y=19.625$ kN (RIS2D25C)
- $f_{bd}=7.25$ MPa [για C50/60] →  $F_y=11.383$ kN (RIS1D25C),  $F_y=22.765$ kN (RIS2D25C)

Τα διαγράμματα που προκύπτουν γι' αυτές τις τιμές (με συντελεστή  $\alpha=0.10m^{-1}$  και κλίση μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων τέτοια, ώστε:  $f_{im}/f_{ym}=1.1$ ) είναι τα ακόλουθα:



**Σχ. 5.41:** Επίδραση μεταβολής μέσης αντοχής συνάφειας  $f_{bd}$  ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond») σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS1D25C)



Σχ. 5.42: Επίδραση μεταβολής μέσης αντοχής συνάφειας  $f_{bd}$  ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond») σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS2D25C)

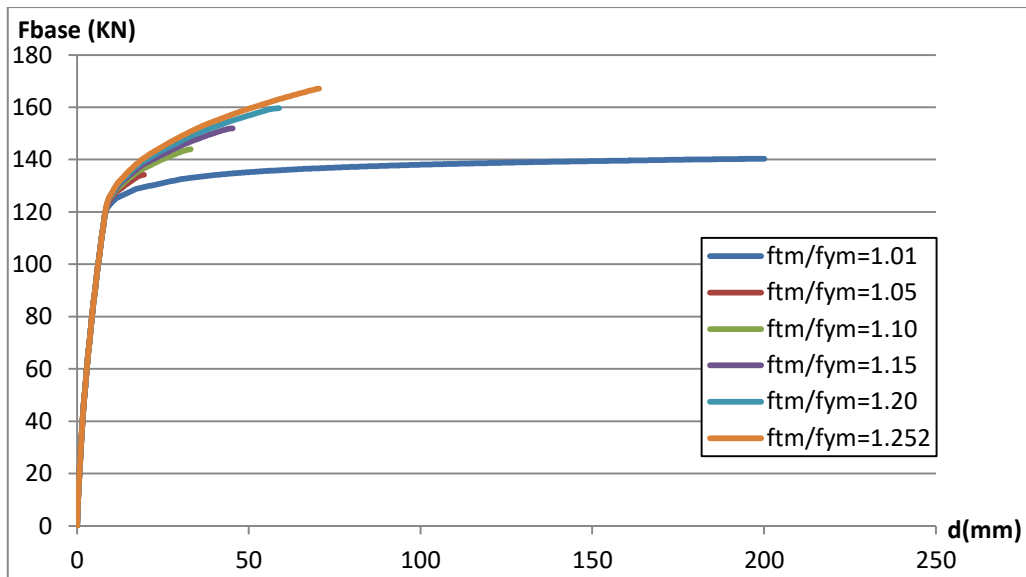
Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα, προκύπτει ότι όσο μεγαλύτερη είναι η μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$ , άρα και οι τάσεις διαρροής του μη-γραμμικού νόμου των ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»), τόσο μεγαλύτερη (έστω και ελάχιστη) είναι η κλίση του ελαστικού κλάδου. Σε ότι αφορά τα σημεία διαρροής, πρακτικά έχουν παρόμοιες τιμές αντοχής ανάμεσα στις διάφορες περιπτώσεις. Ακόμα, με την αύξηση της μέσης αντοχής συνάφειας  $f_{bd}$ , μειώνεται η μέγιστη μετακίνηση των καμπυλών ικανότητας, καθώς και (σε μικρό βαθμό) η τελική τους αντοχή. Ωστόσο, για τις ίδιες μετακινήσεις, στις οποίες δεν έχει επέλθει αστοχία καμίας περίπτωσης, μεγαλύτερη αντοχή έχουν οι καμπύλες με τις μεγαλύτερες μέσες αντοχές συνάφειας  $f_{bd}$ . Η μικρή διαφορά στις διάφορες περιπτώσεις, πιθανότατα οφείλεται στο ότι τα ελατήρια που αφορούν το συνδετικό κονίαμα (και στα οποία γίνονται οι μεταβολές της αντοχής συνάφειας) είναι λιγότερα, σε σχέση με τα αντίστοιχα με τις σταθερές ιδιότητες του σκυροδέματος, άρα τα περιθώρια διαφοροποίησης είναι ελάχιστα.

- Επίδραση μεταβολής κλίσης μετελαστικού κλάδου διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος

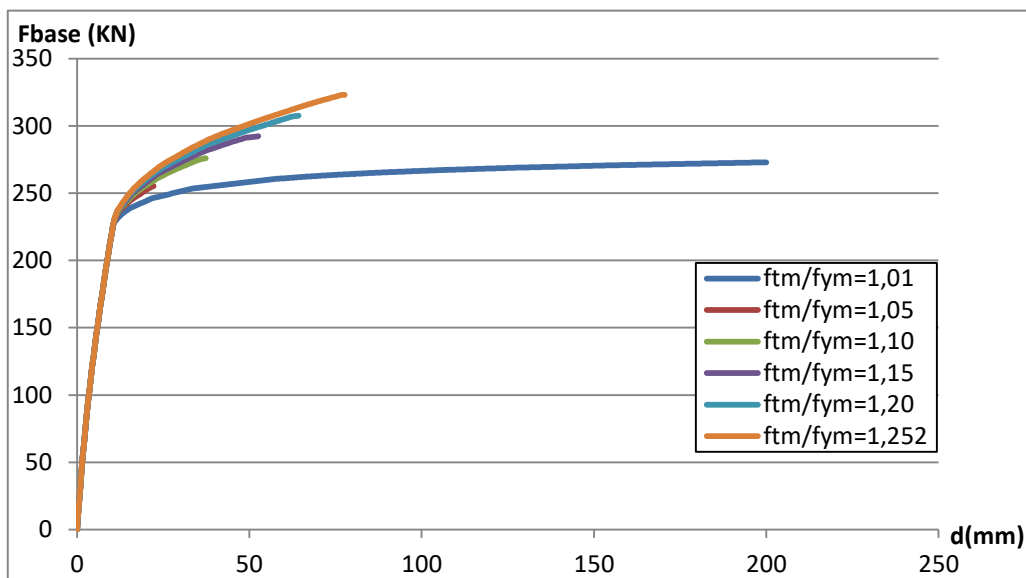
Οι τιμές του λόγου  $f_{tm}/f_{ym}$  που λαμβάνονται κατά τη διερεύνηση (και στα δύο πειράματα) είναι οι εξής:

- $f_{tm}/f_{ym}=1.01$  [πρακτικά πλήρως πλαστική συμπεριφορά]
- $f_{tm}/f_{ym}=1.05$
- $f_{tm}/f_{ym}=1.10$
- $f_{tm}/f_{ym}=1.15$
- $f_{tm}/f_{ym}=1.20$
- $f_{tm}/f_{ym}=1.252$  [από EK2 και EK8-βλ.Κεφ.5.2.6]

Τα διαγράμματα που προκύπτουν γι' αυτές τις τιμές (με συντελεστή  $\alpha=0.10m^{-1}$  και μέση αντοχή συνάφειας:  $f_{bd}=5.1MPa$ ) είναι τα ακόλουθα:



Σχ. 5.43: Επίδραση μεταβολής κλίσης μεταελαστικού κλάδου σ-ε πλαστικής άρθρωσης σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS1D25C)



Σχ. 5.44: Επίδραση μεταβολής κλίσης μεταελαστικού κλάδου σ-ε πλαστικής άρθρωσης σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS2D25C)

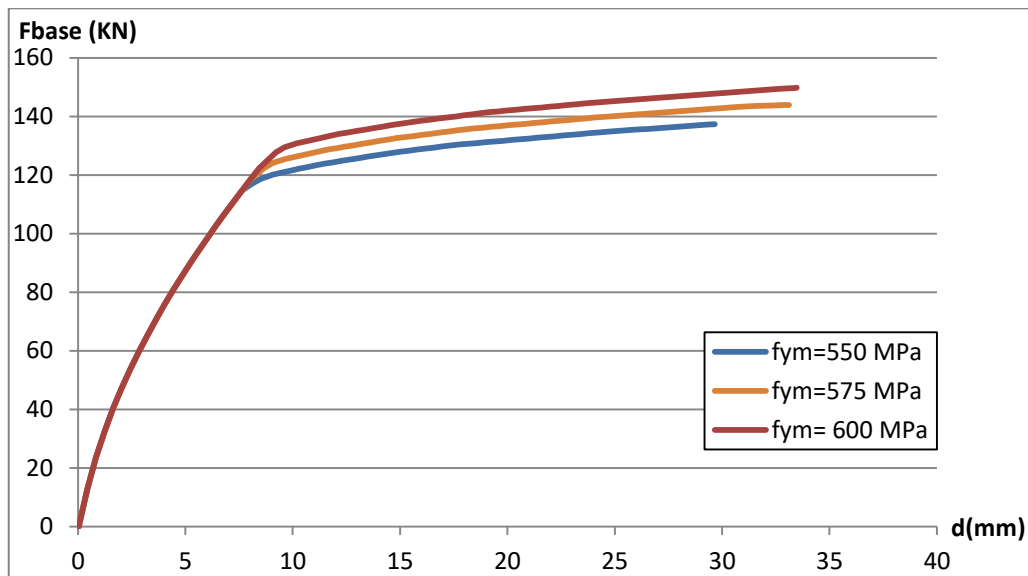
Στα παραπάνω διαγράμματα, με εξαίρεση την καμπύλη για λόγο  $f_{tm}/f_{ym}=1.01$  (πρακτικά πλήρως πλαστική συμπεριφορά, με μέγιστη μετακίνηση: 200mm), οι υπόλοιπες έχουν παραμορφωσιακή ικανότητα, ανάλογη με την κλίση τους μετά τη διαρροή (όσο αυξάνεται η κλίση, τόσο αυξάνεται και η ικανότητα μετακίνησής τους). Αυτό ισχύει για όλες τις περιπτώσεις και για την αντοχή τους, κάτι λογικό εξαιτίας της κλίσης του μεταελαστικού κλάδου.

### β) Μέση εφελκυστική αντοχή διαρροής $f_{ym}$ του γάλυβα της ράβδου

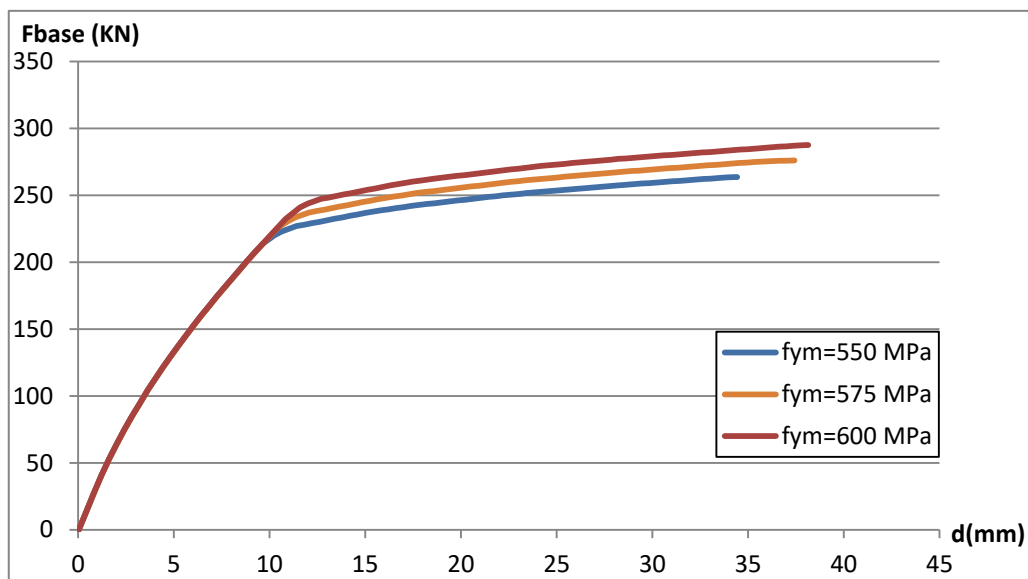
Θεωρώντας σταθερές τιμές για τις άλλες παραμέτρους (συντελεστής  $\alpha=0.10m^{-1}$ , μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}=5.1MPa$ , κλίση μεταελαστικού κλάδου του διαγράμματος τάσεων-

## Κεφάλαιο 5 Προσαρμογή σε πειραματικά αποτελέσματα των ιδιοτήτων των συνδέσεων πινέλων πλαγιοκαλύψεων

παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων τέτοια, ώστε  $f_{tm}/f_{ym}=1.1$ ), οι καμπύλες ικανότητας, που προκύπτουν για μεταβολή της μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής  $f_{ym}$  του χάλυβα της ράβδου, φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν.



Σχ. 5.45: Επίδραση μεταβολής μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής  $f_{ym}$  του χάλυβα της ράβδου σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS1D25C)



Σχ. 5.46: Επίδραση μεταβολής μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής  $f_{ym}$  του χάλυβα της ράβδου σε καμπύλη ικανότητας μοντέλου πειράματος (RIS2D25C)

Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα, γίνεται φανερό ότι όσο μεγαλύτερη είναι η μέση εφελκυστική αντοχή διαρροής  $f_{ym}$  του χάλυβα, τόσο μεγαλύτερη ικανότητα μετακινήσεων και αντοχή έχουν οι καμπύλες ικανότητας των μοντέλων πειραμάτων, όπως επίσης και μεγαλύτερη αντοχή διαρροής, κάτι, άλλωστε, που ήταν αναμενόμενο να προκύψει. Αντιθέτως, η κλίση του ελαστικού κλάδου δεν επηρεάζεται καθόλου από τη μεταβολή της μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής  $f_{ym}$  και είναι πρακτικά ίδια για όλες τις περιπτώσεις.

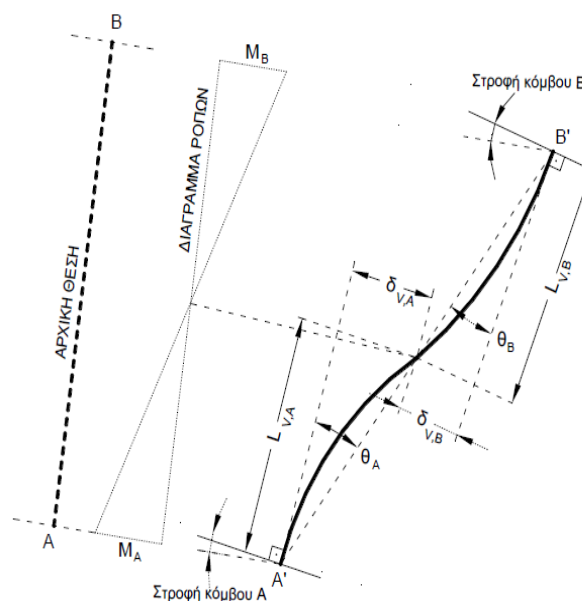
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΝΟΜΟΥ ΡΟΠΩΝ-ΣΤΡΟΦΩΝ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΠΙΝΕΛΩΝ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΕΩΝ

#### 6.1 Εισαγωγή

Κατά τις μη-γραμμικές αναλύσεις είναι πολύ σημαντικό να ορίζονται επακριβώς η πλήρης ανελαστική συμπεριφορά και οι αντίστοιχες ιδιότητες κάθε δομικού στοιχείου. Η συμπεριφορά αυτή περιγράφεται από διαγράμματα εντατικών μεγεθών, συναρτήσεων παραμορφώσεων. Τα μεγέθη αυτά μπορεί να είναι είτε δυνάμεις  $F$  με μετακινήσεις  $\delta$ , είτε ροπές  $M$  με στροφές  $\theta$  και καμπυλότητες  $1/r$ . Η επιλογή τους γίνεται ανάλογα με το είδος της έντασης που ασκείται στο εκάστοτε στοιχείο και την ενέργεια παραμόρφωσης της κρίσιμης περιοχής του (αναλυτικότερα: βλ.Κεφ.7.1.2). Στην παρούσα εργασία, όπως έχει προαναφερθεί, οι συνδέσεις των πινέλων πλαγιοκαλύψεων προσομοιώνονται με στροφικά-μηδενικού μήκους ελατήρια (βλ.Κεφ.3.2.4, Κεφ.3.2.5). Συνεπώς, τα μεγέθη που επιλέγονται για την αποτύπωση του ανελαστικού νόμου των συνδέσεων είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ .

Η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου (στο άκρο υπό διαρροή) και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχ.6.1). Με άλλα λόγια, η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου με μήκος ίσο με το διατμητικό  $L_v$ , άρα είναι:  $\theta = \delta_v/L_v$ , όπου  $L_v = M/V$  ( $M$  : ροπή στο άκρο υπό διαρροή,  $V$ : τέμνουσα) και  $\delta_v$ : η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



Σχ. 6.1 Ορισμός γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  [13]



Όπως έχει προαναφερθεί, πριν τις μη-γραμμικές αναλύσεις που θα γίνουν στο μοντέλο του βιομηχανικού κτιρίου, θα υπολογιστούν οι ακριβείς ανελαστικές καμπύλες ροπών-στροφών των τριών οπλισμών, με τους οποίους θα υλοποιηθούν οι συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων με τις δοκούς. Για τον υπολογισμό τους, θα δημιουργηθούν καινούρια μοντέλα ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία, τέτοια, ώστε να εξαχθούν όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα αποτελέσματα, τα οποία, έπειτα από επεξεργασία, θα οδηγήσουν με τη σειρά τους και σε πιο ακριβείς νόμους ροπών-στροφών για τις ράβδους των συνδέσεων. Τα μοντέλα αυτά, έχουν παρεμφερή λογική στην προσομοίωσή τους με τα αντίστοιχα των πειραμάτων που αναλύθηκαν στο προηγούμενο Κεφάλαιο (βλ.Κεφ.5.2) (και αποδείχτηκαν αρκετά αξιόπιστα), παρ' όλο που έχουν κάποιες μικρές διαφοροποιήσεις. Περιέχουν κάποια παρόμοια στοιχεία (όπως είναι τα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-δοκού, ελατήρια σύνδεσης ράβδων-σκυροδέματος, κ.λ.π.), που είναι κρίσιμα για τα αποτελέσματα των καμπυλών ικανότητας που θα εξαχθούν. Στα στοιχεία αυτά, θα οριστούν οι ίδιες τιμές με αυτές που προέκυψαν κατά τη διαδικασία προσαρμογής (calibration) των ιδιοτήτων τους στα πειραματικά αποτελέσματα, όπως έχει ήδη αναπτυχθεί διεξοδικά. Κατά συνέπεια, με αυτόν τον τρόπο, τα μοντέλα για τις καμπύλες ροπών-στροφών είναι προσαρμοσμένα σε πραγματικές τιμές, άρα και οι νόμοι ροπών-στροφών των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων, που θα προκύψουν από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, είναι πλέον ρεαλιστικοί. Αυτό καθιστά τα τελικά μοντέλα του κτιρίου, που θα χρησιμοποιηθούν στις μη-γραμμικές αναλύσεις, πολύ αξιόπιστα, καθώς προσομοιώνουν σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική συμπεριφορά των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων.

## **6.2 Προσομοίωση μοντέλων συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

### **6.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία**

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του μοντέλου για το νόμο ροπών-στροφών των συνδέσεων πλαγιοκαλύψεων είναι το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v.15 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures). Από αυτό δημιουργούνται κατάλληλα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των καμπυλών ικανότητας, που στη συνέχεια θα γίνει η επεξεργασία τους και θα ληφθούν οι τελικοί νόμοι για κάθε τύπο σύνδεσης.

Για να καθοριστεί πλήρως η παραμόρφωση του συστήματος στο χώρο, λαμβάνονται υπόψη έξι βαθμοί ελευθερίας για κάθε κόμβο, ως προς το ορθογωνικό σύστημα συντεταγμένων  $O_{xyz}$  (ορίζεται με παρόμοιο τρόπο, όπως στο Κεφ.3.2.1) . Οι έξι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν σε τρεις μεταθέσεις κατά τους άξονες  $x$ ,  $y$ ,  $z$  και τρεις στροφές με διανύσματα παράλληλα προς τους ίδιους άξονες. Ωστόσο, οι αναλύσεις θα γίνουν μόνο εντός επιπέδου του πανέλου, θεωρώντας το, τελικά, σαν «*plane frame-επίπεδο πλαίσιο*» (κατά τους υπολογισμούς στο SAP2000) και ενεργοποιώντας τους αντίστοιχους βαθμούς ελευθερίας ( $U_x$ ,  $U_z$ ,  $R_y$ ).

Τα μοντέλα που θα δημιουργηθούν είναι τρία, όσοι είναι, δηλαδή, και οι οπλισμοί συνδέσεων που επιλέγονται τελικά για τα πάνελα πλαγιοκαλύψεων όλων των περιπτώσεων (1Φ25, 1Φ28 και 2Φ25). Περιλαμβάνουν το πάνελο (πλήρους ύψους) και δύο δοκούς στήριξης. Η προσομοίωση γίνεται με γραμμικά στοιχεία («*frame sections*»), επιφανειακά («*area sections*»), και με μη-γραμμικά ελατήρια, η λειτουργία των οποίων θα αναλυθεί στη συνέχεια. Επιπλέον, ορίζονται οι αντίστοιχες μη-γραμμικές ιδιότητες στα υλικά, οι κατάλληλες πλαστικές αρθρώσεις και οι φορτίσεις για τις στατικές μη-γραμμικές αναλύσεις που θα γίνουν. Τα παραπάνω συμβάλλουν στην εξαγωγή όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστων αποτελεσμάτων, που θα οδηγήσουν σε ρεαλιστικούς νόμους ροπών-στροφών για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων του κτιρίου. Λεπτομέρειες για το πώς γίνεται αυτή

η προσομοίωση θα αναπτυχθούν παρακάτω. Διευκρινίζεται, όμως, ότι επειδή τα μοντέλα αυτά έχουν αρκετά παρόμοια χαρακτηριστικά με τα μοντέλα πειραμάτων που περιγράφηκαν αναλυτικά στο προηγούμενο Κεφάλαιο (βλ.Κεφ.5.2), θα δοθεί έμφαση στα σημεία που διαφοροποιούνται.

### 6.2.2 Προσομοίωση υλικών

Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του κάθε υλικού είναι σε μέσες τιμές, αφού θα πραγματοποιηθεί στατική-μη γραμμική ανάλυση (pushover). Οι τιμές αυτές προέρχονται από τους Κανονισμούς.

- Σκυρόδεμα («C45/55 mean»)

Το συγκεκριμένο υλικό χρησιμοποιείται μόνο στα γραμμικά στοιχεία σκυροδέματος («concrete\_frame»-έχουν τη λειτουργία που έχει αναπτυχθεί στο Κεφ.5.2.1). Είναι κατηγορίας C45/55, όπως και το σκυρόδεμα των στοιχείων του βιομηχανικού κτιρίου. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, είναι:

- Μέση θλιπτική αντοχή:  $f_{cm}=53\text{MPa}$  ( $f_{cm}=f_{ck}+8$ )
- Μέτρο Ελαστικότητας:  $E_{cm}=36 \cdot 10^6\text{kPa}$  [EK2-Πίν..3.1]
- Ειδικό βάρος:  $\gamma=25\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson:  $\nu=0.2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής:  $\alpha=1.000\text{E-}05$

Οι μη-γραμμικές ιδιότητες του ορίζονται έτσι, ώστε η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέση θλιπτική αντοχή (μέγιστη αντοχή του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων) να είναι  $\epsilon_{c1}=0.0024$ , ενώ η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση να είναι  $\epsilon_{cu1}=0.0035$ . Οι τιμές αυτές προκύπτουν από τον Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα 2. Ο τρόπος ορισμού των ιδιοτήτων είναι ίδιος με το αντίστοιχο υλικό στο Κεφ.5.2.1 (βλ.Σχ.5.14).

- Σκυρόδεμα («C45/55 mean linear tension»)

Το συγκεκριμένο υλικό χρησιμοποιείται για το πάνελ και τις δοκούς και είναι κατηγορίας C45/55, όπως και το σκυρόδεμα των στοιχείων του βιομηχανικού κτιρίου. Σε αυτήν την περίπτωση, γίνεται η παραδοχή ότι δε διαρρέει υπό εφελκυσμό, θεωρώντας ότι όλες οι εφελκυστικές δυνάμεις αναλαμβάνονται εξ ολοκλήρου από τον σπλισμό (ο οποίος με αυτή την παραδοχή και την εφαρμογή πολύ μεγάλης εφελκυστικής αντοχής στο σκυρόδεμα σα συνέπεια, δε χρειάζεται να προσομοιωθεί στα μοντέλα). Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του υλικού, όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, είναι ακριβώς ίδια με το παραπάνω (σκυρόδεμα «C45/55\_mean»).

Ωστόσο, οι μη-γραμμικές ιδιότητες του ορίζονται από ακριβή νόμο, σύμφωνα με τους τύπους και το διάγραμμα του Ευρωκώδικα 2 (βλ.Σχ.5.15), για μη-γραμμική ανάλυση, όπως δόθηκαν στο Κεφ.5.2.2. Η διαδικασία σχηματισμού του νόμου τάσεων-παραμορφώσεων της θλιπτικής περιοχής είναι ακριβώς η ίδια με παραπάνω (με  $\epsilon_{cu1}=0.0035$ ), όπως επίσης και η παραδοχή για μεγάλη παραμόρφωση στην εφελκυστική περιοχή, ανάλογης του μέτρου ελαστικότητας (βλ.Σχ.5.16, Σχ.5.17).

- Χάλυβας («B500C mean»)

Χρησιμοποιείται σαν υλικό των ράβδων σύνδεσης. Είναι κατηγορίας B500C και τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως και οι μη-γραμμικές του ιδιότητες του (κατά τους Κανονισμούς), είναι ακριβώς ίδια με αυτά που ορίστηκαν για το χάλυβα στο Κεφ.5.2.2 (βλ.Σχ.5.18, Σχ.5.19).

### 6.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων

- Ράβδος («bar»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «*frame section* → *section designer*», όπου σχεδιάζεται επακριβώς το κυκλικό σχήμα της ράβδου από το χρήστη, ανάλογα με την εκάστοτε ράβδο σύνδεσης που εξετάζεται. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι για το μοντέλο κατά το οποίο χρησιμοποιούνται ράβδοι σύνδεσης 2Φ25, σαν διατομή ράβδου λαμβάνεται μια ίδιου εμβαδού με τις 2Φ25, δηλαδή μια ράβδος διαμέτρου 35.4mm. Το υλικό του στοιχείου είναι χάλυβας ποιότητας B500C, όπως ορίστηκε παραπάνω.

- Γραμμικό στοιχείο σκυροδέματος («concrete frame»)

Ορίζεται σαν «*frame section* → *section designer*», όπου σχεδιάζεται επακριβώς από το χρήστη. Το σχήμα του είναι ορθογώνιο με ύψος: 0.02m και πλάτος: 0.2m (όσο το πλάτος του πανέλου). Το υλικό του στοιχείου είναι σκυρόδεμα «C45/55\_mean», όπως ορίστηκε παραπάνω.

### 6.2.4 Προσομοίωση επιφανειακών στοιχείων

- Δοκός («beam»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «*area section* → *shell* → *shell-layered/nonlinear*», έχοντας μια στρώση από σκυρόδεμα «C45/55\_mean\_linear\_tension», πάχους 0.4m (λαμβάνεται πλάτος, όσο είναι και αυτό της δοκού στα μοντέλα των πειραμάτων, όπως θα αναλυθεί και στη συνέχεια), ενώ ταυτόχρονα ορίζεται να έχει και μη-γραμμική συμπεριφορά (με παρόμοιο τρόπο, βλ.Σχ.5.20).

- Πανέλο («panel»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «*area section* → *shell* → *shell-layered/nonlinear*», έχοντας μια στρώση από σκυρόδεμα «C45/55\_mean\_linear\_tension», πάχους 0.2m (όσο είναι το πάχος του πανέλου στο κτίριο), ενώ ταυτόχρονα ορίζεται να έχει και μη-γραμμική συμπεριφορά (βλ.Σχ.5.20).

### 6.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων

Τα ελατήρια που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση των μοντέλων είναι δύο ειδών (όπως ακριβώς και για τα μοντέλα των πειραμάτων):

α) τα «bond» ελατήρια, που συνδέουν τα μικροστοιχεία των ράβδων σύνδεσης με τα γραμμικά στοιχεία σκυροδέματος («concrete frame») και προσομοιώνουν το συνδετικό υλικό γύρω από τη ράβδο σύνδεσης, για να προσομοιωθεί με ρεαλιστικότερο τρόπο η συνάφεια της ράβδου

β) τα «GAP» ελατήρια, που είναι τοποθετημένα ανάμεσα στο πανέλο και τη δοκό, τα οποία φέρουν μόνο θλίψη και όχι εφελκυσμό. Έτσι, ορίζονται οι παρακάτω τύποι ελατηρίων:

- Ελατήριο σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»)

Ορίζεται σαν ελατήριο «*Multilinear Elastic*» στο SAP2000. Η αξονική του διεύθυνση  $U_1$  έχει μη-γραμμικό νόμο δυνάμεων-μετακινήσεων και ενεργό δυσκαμψία:  $K=1000000\text{kN/m}$ . Η μέση αντοχή συνάφειας (όπως δίνεται από τον Θ.Τάσιο [10]) για όλα τα μοντέλα είναι ίση με:  $f_{bd}=f_{cm}/8=53/8=6.625\text{MPa}=0.6625\text{kN/cm}^2$ . Συνεπώς, η μέγιστη δύναμη διαρροής στο μη-γραμμικό νόμο (ο οποίος είναι ελαστικός-πλήρως πλαστικός), η οποία είναι η δύναμη εξόλκευσης για το κάθε μικροστοιχείο της ράβδου (ύψους  $l_b=2\text{cm}$ ), ισούται με:  $F_y=l_b \cdot u \cdot f_{bd}$ . Η δύναμη αυτή εξαρτάται από την περίμετρο, άρα και τη διάμετρο κάθε ράβδου σύνδεσης.

Αφού υπολογιστεί, για κάθε οπλισμό σύνδεσης, ορίζεται στον ελαστικό-πλήρως πλαστικό νόμο του αντίστοιχου ελατηρίου (όπως γίνεται στο Σχ.5.21).

Έτσι, ανάλογα με το μοντέλο, προκύπτουν για το μη-γραμμικό νόμο του ελατηρίου σύνδεσης ράβδου σκυροδέματος οι ακόλουθες μέγιστες δυνάμεις διαρροής:

- $f_{bd}=6.625\text{MPa}$  και  $F_y=10.4\text{kN}$  (για 1Φ25)
- $f_{bd}=6.625\text{MPa}$  και  $F_y=11.65\text{kN}$  (για 1Φ28)
- $f_{bd}=6.625\text{MPa}$  και  $F_y=20.8\text{kN}$  (για 2Φ25)

Η διεύθυνση  $U_2$  έχει γραμμικές ιδιότητες και ενεργό δυσκαμψία:  $K=100000\text{kN/m}$ .

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι αυτός ο τύπος ελατηρίου χρησιμοποιείται για όλες τις συνδέσεις ράβδου-σκυροδέματος, με τις ίδιες ακριβώς ιδιότητες και τιμές (αυτές του σκυροδέματος δηλαδή). Αυτό ισχύει για όλα τα μοντέλα.

- Ελατήριο σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP»)

Ορίζεται σαν ελατήριο «*T/C Friction Isolator*» στο SAP2000. Τόσο η διεύθυνση  $U_1$ , όσο και η διεύθυνση  $U_2$ , έχουν μη-γραμμικές ιδιότητες. Όπως έχει προαναφερθεί, ορίζεται σε αυτό μόνο θλιπτική ακαμψία και όχι εφελκυστική. Ταυτόχρονα, έχουν συντελεστή τριβής:1 και ακτίνα ολισθαίνουσας επιφάνειας:1000.

Η κατανομή των ελατηρίων αυτών, ανάμεσα στη διεπιφάνεια δοκού-πανέλου, είναι ακριβώς ίδια με αυτή που υπάρχει στα μοντέλα των πειραμάτων. Υπάρχουν δηλαδή, τέσσερις, διαφορετικού μεγέθους, επιφάνειες επιρροής για τα ελατήρια, με μήκη: α) για την  $K_1$ :  $0.02/2=0.01\text{m}$ , β) για την  $K_2$ :  $0.02\text{m}$ , γ) για την  $K_3$ :  $(0.1+0.02)/2=0.06\text{m}$ , δ) για την  $K_4$ :  $0.1\text{m}$  και πλάτος όσο αυτό του πανέλου ( $0.2\text{m}$ ).

Από την προσαρμογή των καμπυλών ικανότητας των μοντέλων ανάλυσης για τα πειράματα στις αντίστοιχες από τα πειράματα, που έγινε στο Κεφάλαιο 5, βρέθηκε ότι η τιμή του κοινού συντελεστή  $\alpha$  των ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού, για την οποία προκύπτουν τα βέλτιστα αποτελέσματα είναι:  $\alpha=0.07\text{m}^{-1}$ . Από αυτή προκύπτει ότι:  $k_0=\alpha \cdot E_{cm}=0.07 \cdot 36 \cdot 10^6=2.52 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^3$ .

Επομένως, οι τέσσερις επιμέρους ακαμψίες ( $K=k_0 \cdot l \cdot w$ ) που θα οριστούν στα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-δοκού (και για τα τρία μοντέλα συνδέσεων), ανάλογα με την περιοχή που βρίσκονται, έχουν τις ακόλουθες τιμές:

- $K_1=5040\text{kN/m}$
- $K_2=10080\text{kN/m}$
- $K_3=30240\text{kN/m}$
- $K_4=50400\text{kN/m}$

Ο ακριβής τρόπος ορισμού στο SAP2000 φαίνεται στο Σχ.5.22.

### 6.2.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων

Οι πλαστικές αρθρώσεις, που θα τοποθετηθούν στο μέσον κάθε μικροστοιχείου ράβδου, έχουν ακριβώς τις ίδιες ιδιότητες με αυτές που ορίστηκαν για τις πλαστικές αρθρώσεις στο Κεφ.5.2.6 (βλ.Σχ.5.23).

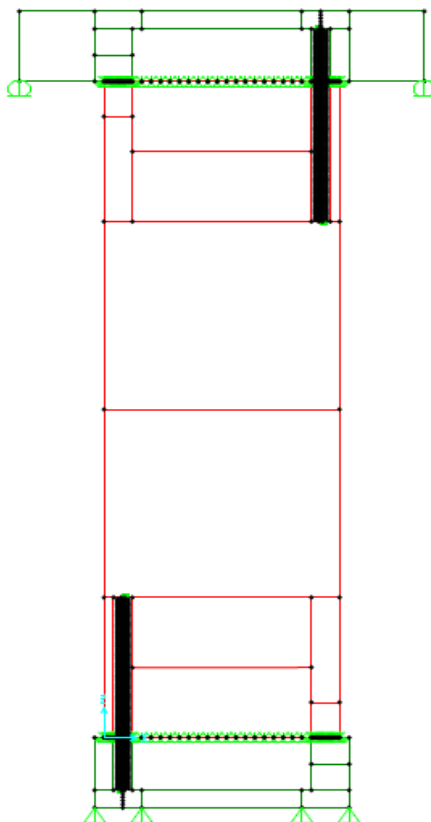
### **6.2.7 Σχεδιασμός μοντέλων συνδέσεων**

Η βασική διάταξη για το σχεδιασμό των μοντέλων συνδέσεων στο SAP2000v.15 είναι η ακόλουθη: Σχεδιάζεται ένα πανέλο πλήρους ύψους (7.5m) και πάχους ίσο με αυτό που έχουν τα πανέλα στο βιομηχανικό κτίριο (0.2m). Το πανέλο αυτό είναι σταθερά συνδεδεμένο με δυο δοκούς, στην άνω και κάτω πλευρά του. Οι δοκοί είναι ίδιου σχήματος, ύψους και πλάτους με αυτή των μοντέλων πειραμάτων, με τη μόνη διαφοροποίηση να εντοπίζεται στο ότι η άνω δοκός έχει ελαφρώς μεγαλύτερο μήκος από την κάτω. Ο λόγος που λαμβάνονται δυο δοκοί, είναι να παρέχουν στο πανέλο αμφίπακτη λειτουργία και έτσι να προσομοιωθεί καλύτερα ο ενοποιημένος και σταθερός (integrated) τρόπος σύνδεσης ανάμεσα στο πανέλο και τις δοκούς (όπως θεωρείται ότι συμβαίνει στο κτίριο), ώστε να ανταποκρίνεται στην επιθυμητή συμπεριφορά του συστήματος αυτού. Δηλαδή, το πανέλο, σύμφωνα με τη θεώρηση που έγινε στο μοντέλο του κτιρίου, θεωρείται ότι δεσμεύεται ως προς τις μετακινήσεις και ταυτόχρονα έχει ελευθερία ως προς τη στροφή του, κάτι που υλοποιείται με αυτή τη διάταξη στο μοντέλο συνδέσεων.

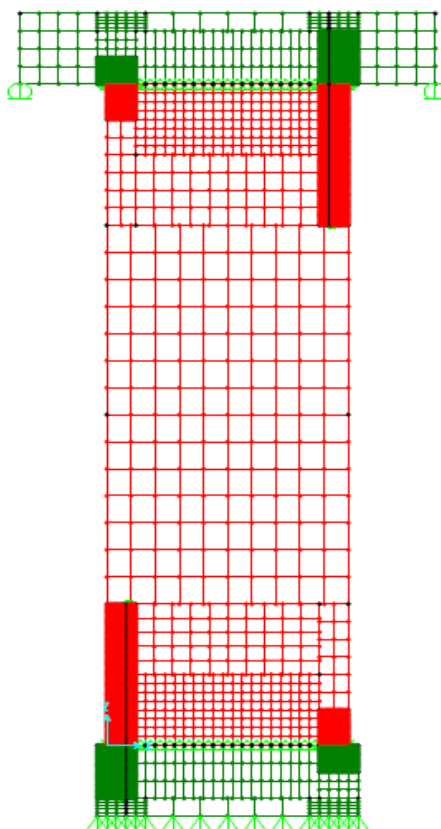
Έτσι, λοιπόν, με βάση αυτή την αρχή και χρησιμοποιώντας τα στοιχεία που ορίστηκαν παραπάνω, γίνεται ο σχεδιασμός των μοντέλων συνδέσεων. Ωστόσο, υπάρχουν κάποια σημεία που χρήζουν προσοχής:

- Οι ράβδοι σύνδεσης τοποθετούνται στην πάνω δεξιά και στην κάτω αριστερή γωνία, δηλαδή στο μοντέλο υπάρχουν μόνο δύο, διαγώνιες μεταξύ τους κατά την κατακόρυφη έννοια, αντί για τέσσερεις. Ο λόγος που υπάρχουν μόνο δύο ράβδοι είναι για υπολογιστική ευχέρεια. Επιπλέον, τοποθετούνται διαγώνια γιατί έχουν παρόμοια εφελκυστική καταπόνηση από την οριζόντια φόρτιση που ασκείται με κατεύθυνση από αριστερά προς τα δεξιά, και κατά συνέπεια δε θα επηρεαστεί η ανάλυση που θα γίνει και η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν.
- Κατά το σχεδιασμό αφήνονται κενά («καλούπια»), πλάτους 0.04m κατά τη διαμήκη έννοια, στις θέσεις που θα τοποθετηθούν οι δύο ράβδοι σύνδεσης, οι οποίες σχεδιάζονται εντός του κατακόρυφου κεντροβαρικού τους άξονα. Στόχος τους είναι να μην έρχεται σε επαφή η ράβδος με τα γειτονικά στοιχεία.
- Τα επιφανειακά στοιχεία χωρίζονται σε επιμέρους μικροστοιχεία, συνεπώς η διακριτοποίησή τους δεν είναι σταθερή. Ο ορισμός του πλέγματος των επιμέρους στοιχείων, γίνεται με την ίδια ακριβώς λογική, όπως και στα μοντέλα των πειραμάτων, δηλαδή με προσπάθεια να ισορροπηθούν η απαίτηση για ακρίβεια των αποτελεσμάτων στις περιοχές που αναπτύσσονται μεγάλες τάσεις και η προσπάθεια για υπολογιστική ευχέρεια και όσο το δυνατόν μικρότερο χρόνο αναλύσεων. Οι προσεγγιστικές τιμές του πλέγματος των επιμέρους περιοχών είναι ίδιες με αυτές που περιγράφηκαν στο Κεφ.5.2.7.

Οπτικά, η διακριτοποίηση που δημιουργείται για τα μοντέλα, φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα (Σχ.6.2, Σχ.6.3).



Σχ. 6.2: Χαρακτηριστική απεικόνιση μοντέλου συνδέσεων (χωρίς πλέγμα επιμέρους επιφανειακών στοιχείων) στο SAP2000v.15



Σχ. 6.3: Χαρακτηριστική απεικόνιση μοντέλου συνδέσεων (με πλέγμα επιμέρους επιφανειακών στοιχείων) στο SAP2000v.15

- Επειδή με τη διακριτοποίηση που γίνεται, τα πλέγματα των επιμέρους επιφανειακών στοιχείων δε συμπίπτουν, χρησιμοποιείται στις επιφάνειες η εντολή «*generate edge constraints*».
- Τοποθετούνται αρθρώσεις σε όλους τους κόμβους (συμπεριλαμβανομένων και των χωρισμάτων των πλεγμάτων) που βρίσκονται στη βάση της δοκού. Επιπλέον, τοποθετούνται κυλίσεις στις δυο κάτω γωνίες της άνω δοκού, ώστε κατά την οριζόντια φόρτιση να μπορεί να κινείται κατά την οριζόντια έννοια και το πάνελ να μπορεί να στρέφεται.
- Τοποθετούνται τα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-δοκού («*GAP*»), με την κατανομή που περιγράφηκε στα Κεφ.5.2.5 και Κεφ.5.2.7, για καλύτερη ακρίβεια στις περιοχές μεγαλύτερου ενδιαφέροντος. Η τοποθέτησή τους, όμως, εδώ γίνεται και στην άνω διεπιφάνεια πανέλου-δοκού, με ανάλογη διάταξη. Η κατανομή τους φαίνεται στα Σχ.5.26, Σχ.5.27.
- Ο σχεδιασμός των ράβδων συνδέσεων γίνεται σε μικρότερα γραμμικά στοιχεία, με τον ίδιο ακριβώς τρόπο και για τους ίδιους λόγους που περιγράφηκαν στο Κεφ.5.2.7 (βλ.Σχ.5.28). Το ίδιο ισχύει και για την τοποθέτηση των πλαστικών αρθρώσεων, που γίνεται στο μέσον των μικροστοιχείων των ράβδων.
- Τα ελατήρια σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («*bond*») ακολουθούν τον ίδιο σχεδιασμό όπως στο Κεφ.5.2.7 (βλ.Σχ.5.28), και για τις δύο ράβδους, παρέχοντάς τους τη δυνατότητα κατακόρυφης σχετικής μετακίνησης (συνάφειας) ως προς το επίπεδό του άξονά τους.
- Ο σχεδιασμός των γραμμικών στοιχείων σκυροδέματος («*concrete\_frame*») γίνεται με τον ίδιο τρόπο που αναλύθηκε στο Κεφ.5.2.7 (βλ.Σχ.5.28), και για τις δύο ράβδους, και έχει την ίδια ακριβώς λειτουργία στο σύστημα του μοντέλου συνδέσεων.

### **6.2.8 Προσομοίωση φορτίσεων**

Για τον υπολογισμό των ιδίων βαρών των στοιχείων από το πρόγραμμα, και ονομάζοντας «*DEAD*» τα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος των στοιχείων, τίθεται στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους:  $DEAD \rightarrow I$ , ενώ ονομάζοντας «*Lateral\_monotonic*» τα οριζόντια φορτία που θα ασκούνται στο μοντέλο, για τη στατική μη-γραμμική ανάλυση, ορίζεται στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους:  $Lateral\_monotonic \rightarrow 0$ .

Η επιβολή των φορτίων στο σύστημα γίνεται σε δύο φάσεις.

#### **α) Κατακόρυφα φορτία**

Στο συγκεκριμένο μοντέλο, ασκούνται κάποιες πρόσθετες μόνιμες κατακόρυφες μετακινήσεις, με φορά προς τα κάτω, στις κυλίσεις των δυο κάτω γωνιών της άνω δοκού, ώστε να υπάρχει πλήρης επαφή της δοκού με τα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-δοκού («*GAP*»). Η τιμή αυτών των επιβαλλόμενων μετακινήσεων είναι:  $Displacement = -0.0001m$ .

Τα κατακόρυφα, δηλαδή τα μόνιμα φορτία από το ίδιο βάρος, επιβάλλονται σε πρώτη φάση, ώστε να δημιουργηθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Οι παράμετροι που λαμβάνονται για τον ορισμό των κατακόρυφων φορτίων είναι ίδιες με τις αντίστοιχες στα μοντέλα πειραμάτων (βλ.Κεφ.5.2.8-Σχ.5.29-Σχ.5.31). Επιπλέον, να σημειωθεί, λόγω του διαφορετικού συστήματος των μοντέλων, ότι ο έλεγχος γίνεται μέσω της μετακίνησης  $U_1$  (οριζόντια κατά το διαμήκη άξονα x) στον πάνω αριστερά κόμβο του ενιαίου πανέλου.

### **β) Οριζόντια φορτία**

Στο συγκεκριμένο μοντέλο, τα οριζόντια φορτία είναι μονοτονικά αυξανόμενα φορτία ίσα με: *Lateral monotonic*= $1kN$ , έχουν φορά από αριστερά προς τα δεξιά, ενώ κατανέμονται σε όλους τους κόμβους του κάτω μέρους της άνω δοκού ( δηλαδή κόμβους στηρίξεων, ελατηρίων «GAP», κ.λ.π.). Ο λόγος που δεν τοποθετείται ένα μεμονωμένο φορτίο, αλλά πολλά και κατανεμημένα είναι για να υπάρχουν πιο ομαλές κατανομές τάσεων και δυνάμεων και να μην καταπονηθεί υπερβολικά ο κόμβος που θα εφαρμοζόταν η μεμονωμένη οριζόντια φόρτιση, με ενδεχόμενο κίνδυνο για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

Το σημείο εκκίνησης της καταπόνησης αυτής είναι η ολοκλήρωση της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης της κατακόρυφης φόρτισης, για να υπάρχει ήδη μια κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης στο σύστημα από το ίδιο βάρος του. Οι παράμετροι που λαμβάνονται για τον ορισμό των οριζόντιων φορτίων είναι ίδιες με τις αντίστοιχες στα μοντέλα πειραμάτων (βλ.Κεφ.5.2.8,Σχ.5.32-Σχ.5.34). Πρέπει να σημειωθεί, λόγω της διαφοράς των μοντέλων, ότι ο έλεγχος γίνεται μέσω της μετακίνησης  $U_1$  στον πάνω δεξιά κόμβο του ενιαίου πανέλου.

#### **6.2.9 Ορισμός μαζών**

Για να υπολογιστεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου από το πρόγραμμα, ορίζεται να λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων και τις πρόσθετες μάζες (που δεν υπάρχουν στα συγκεκριμένα μοντέλα), με την αντίστοιχη επιλογή κατά το Σχ.3.10.

### **6.3 Διαδικασία δημιουργίας νόμου ροπών-στροφών για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

Η διαδικασία δημιουργίας του νόμου ροπών-στροφών των συνδέσεων ακολουθεί τα παρακάτω βήματα:

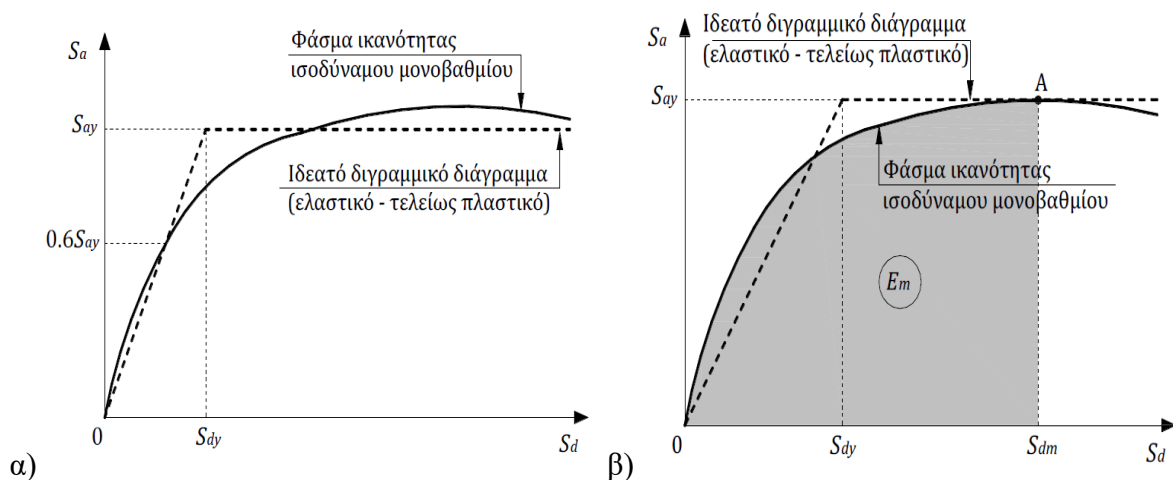
#### **α) Βήμα 1**

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων των μοντέλων συνδέσεων, εξάγονται οι καμπύλες ικανότητας σε όρους δυνάμεων  $F$ -μετακινήσεων  $d$ . Στη συνέχεια, υπολογίζεται στο πρόγραμμα Excel, για κάθε καμπύλη, το εμβαδόν  $E_m$  που περικλείεται ανάμεσα σε αυτή και τον άξονα των μετακινήσεων (άξονας  $x$ ).

#### **β) Βήμα 2**

Κατασκευάζεται το αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα για κάθε καμπύλη ικανότητας. Για την κατασκευή του, υπάρχουν κάποιες προτεινόμενες μέθοδοι, όπως η N2 και αυτή του Ευρωκώδικα 8. Σύμφωνα με αυτές, το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση. Συγκεκριμένα, κατά τη μέθοδο N2, το διγραμμικό διάγραμμα κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής, έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα (Σχ.6.4α). Αντίθετα στον ΕΚ8, όπου υιοθετείται σε κάποιο βαθμό και η μέθοδος N2, προτείνεται μία πιο απλή διγραμμικοποίηση, στην οποία ο οριζόντιος κλάδος περνάει από το σημείο που αντιστοιχεί στη δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ενώ και εδώ υπάρχει η απαίτηση για ισότητα των εμβαδών που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη (σημείο A, Σχ.6.4β).





Σχ. 6.4: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος ικανότητας: (α) σύμφωνα με τη μέθοδο N2, (β) σύμφωνα με τη μέθοδο του Παραρτήματος Β του ΕΚ8

Ωστόσο, στην παρούσα εργασία, οι μεταλαστικοί κλάδοι όλων των καμπυλών ικανότητας που προκύπτουν από τις αναλύσεις, έχουν μεγάλη κλίση, ενώ οι παραπάνω μέθοδοι προτείνουν μηδενική κλίση. Έτσι, λοιπόν, δε θα μπορούσε να γίνει εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων διγραμμικοποίησης, καθώς για να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις αυτές, το διγραμμικό διάγραμμα που θα προέκυπτε, θα ήταν τελείως διαφορετικό από την αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας. Υιοθετείται, λοιπόν, μια διαδικασία διγραμμικοποίησης που βασίζεται στις ακόλουθες απαιτήσεις:

- α) το διγραμμικό διάγραμμα να έχει την ίδια τελική αντοχή με την καμπύλη ικανότητας
- β) το εμβαδόν  $E$  που περικλείεται ανάμεσα στο διγραμμικό διάγραμμα και τον άξονα των μετακινήσεων ( $x$ ), να είναι ίσο με το αντίστοιχο εμβαδόν  $E_m$  της καμπύλης ικανότητας
- γ) το σημείο τομής του διγραμμικού διαγράμματος και της καμπύλης ικανότητας να βρίσκεται στο 60% της δύναμης διαρροής του διγραμμικού διαγράμματος

Με βάση τα παραπάνω κριτήρια, αρχικά, γίνεται ο υπολογισμός της εκάστοτε δύναμης διαρροής  $F_y$  για κάθε πιθανή μετακίνηση (από την ισότητα των εμβαδών κατά την «απαίτηση β»), επιλύοντας ως προς  $F_y$ ). Στη συνέχεια, βρίσκεται σε ποια ακριβώς μετακίνηση και σε ποια δύναμη  $0.6 \cdot F_y$  αντιστοιχεί η τομή της καμπύλης ικανότητας με το 60% της δύναμης διαρροής του διγραμμικού διαγράμματος (κατά την «απαίτηση γ»). Με αυτή τη διαδικασία προκύπτει το σημείο διαρροής του διαγράμματος. Εφαρμόζοντας, όμως και την «απαίτηση α», είναι γνωστό και το σημείο της τελικής αντοχής του, άρα και όλα τα σημεία του διγραμμικού διαγράμματος. Έτσι, μπορεί, πλέον, να γίνει η κατασκευή του.

Στο διάγραμμα αυτό, προστίθεται και ένας φθίνοντας κατακόρυφος κλάδος, όταν φτάσει το όριο αστοχίας του, που θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει την ξαφνική απώλεια αντοχής, λόγω της αστοχίας κάποιων στοιχείων. Ο κλάδος αυτός ορίζεται να φτάνει στο 50% της τελικής αντοχής. Έτσι, το τελικό διάγραμμα είναι πλέον τριγραμμικό.

### γ) Βήμα 3

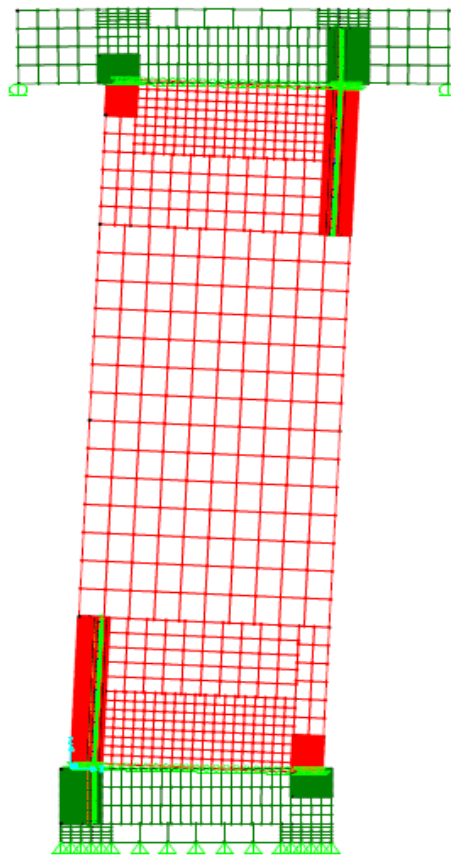
Γίνεται η μετατροπή του τριγραμμικού διαγράμματος οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης κάθε περίπτωσης, σε τριγραμμικό διάγραμμα ροπών-στροφών. Αυτό γίνεται, θεωρώντας αμφίπακτη συμπεριφορά για το πάνελο (με  $h=7.5m$ ), μετατρέποντας όλα τα μεγέθη δυνάμεων του διαγράμματος σε ροπές ( $M=F \cdot h/2$ ) και τα αντίστοιχα μεγέθη μετακινήσεων σε στροφές ( $\theta=d/h$ ). Με αυτό τον τρόπο έχουμε, πλέον, τον τελικό νόμο

ροπών-στροφών για όλους τους οπλισμούς που χρησιμοποιούνται για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων.

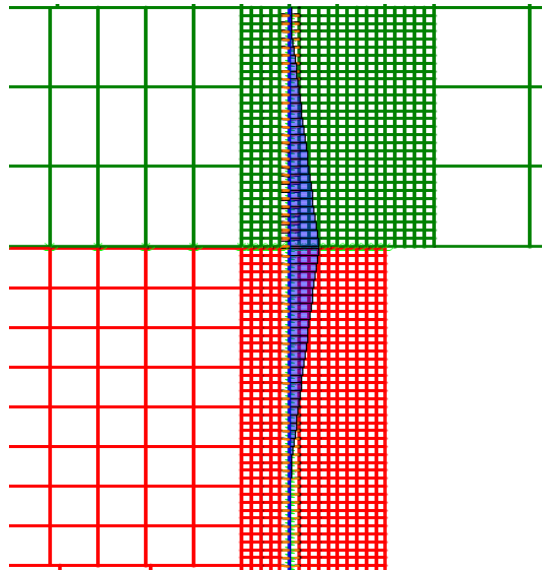
## **6.4 Νόμοι ροπών-στροφών για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

### **6.4.1 Συμπεριφορά των μοντέλων συνδέσεων κατά τις αναλύσεις**

Προτού παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της διαδικασίας υπολογισμού του νόμου ροπών-στροφών για τις συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, κρίνεται σκόπιμο να δειχτεί η συμπεριφορά των μοντέλων συνδέσεων κατά τις αναλύσεις. Όπως ήταν αναμενόμενο, το πάνελ του συστήματος στρέφεται κατά τη φορά της οριζόντιας φόρτισης, δημιουργώντας τις αντίστοιχες αξονικές δυνάμεις στις ράβδους των συνδέσεων. Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται το παραμορφωμένο σχήμα όλου του συστήματος (Σχ.6.5), καθώς και η περιβάλλουσα των αξονικών δυνάμεων που ασκούνται στη ράβδο της άνω σύνδεσης (Σχ.6.6- παρόμοια μορφή και μέγεθος παρουσιάζεται και για τη ράβδο της κάτω σύνδεσης), υπό μεγάλης έντασης οριζόντια φόρτιση (στο τελευταίο βήμα, δηλαδή, της μη-γραμμικής ανάλυσης).



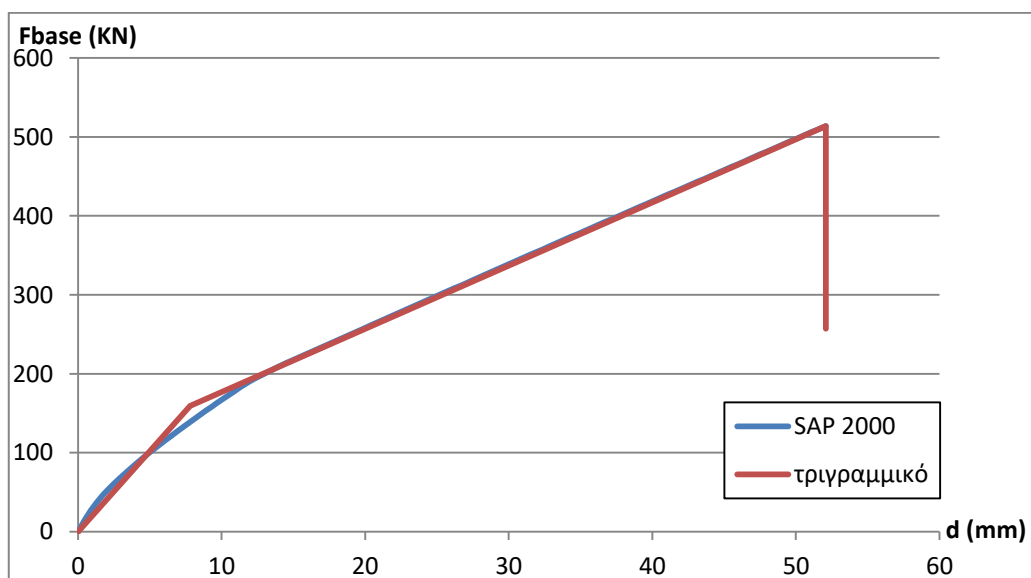
*Σχ. 6.5: Παραμορφωμένο σχήμα μοντέλου συνδέσεων υπό μεγάλης έντασης οριζόντια φόρτιση*



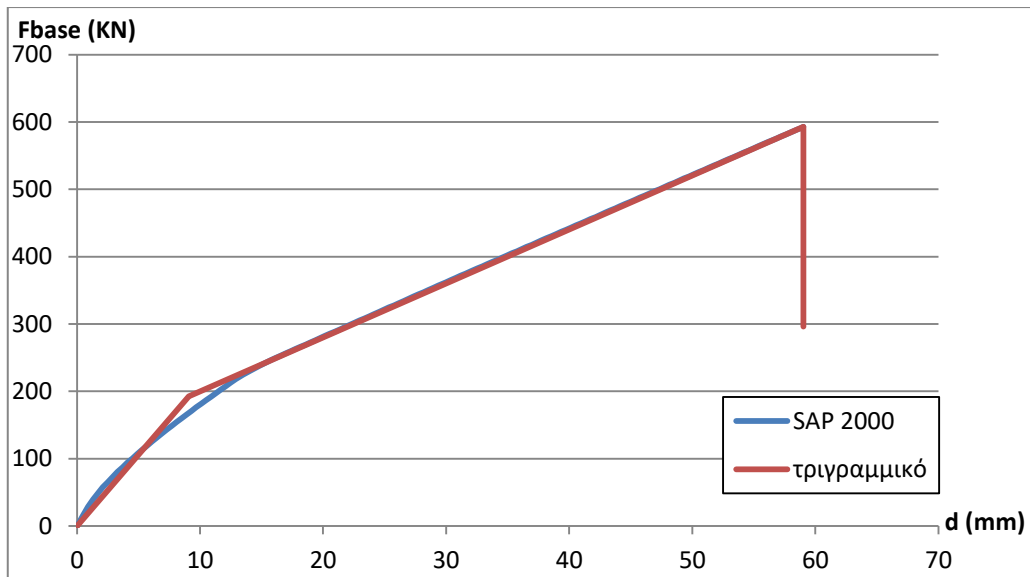
Σχ. 6.6: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων στη ράβδο της άνω σύνδεσης υπό μεγάλης έντασης οριζόντια φόρτιση

#### 6.4.2 Διαγράμματα οριζόντιων δυνάμεων-οριζόντιων μετακινήσεων

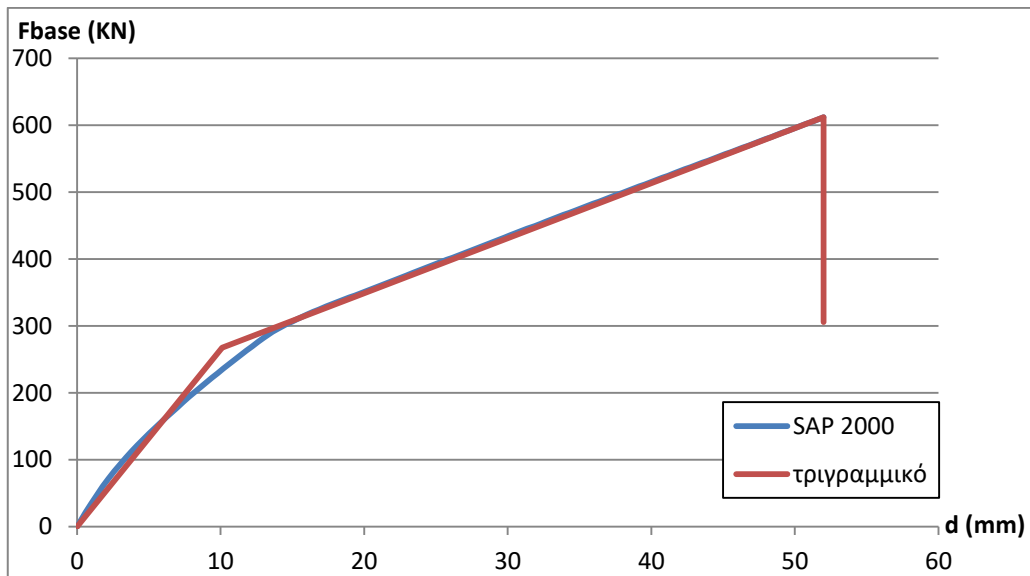
Όπως έχει προαναφερθεί, κατά τη διαδικασία δημιουργίας του νόμου ροπών-στροφών για τις συνδέσεις, υπολογίζονται πρώτα τα τριγραμμικά διαγράμματα οριζόντιων δυνάμεων-οριζόντιων μετακινήσεων, τα οποία σχεδιάζονται με βάση τις καμπύλες ικανότητας. Έτσι, λοιπόν, οι καμπύλες ικανότητας που προκύπτουν από τις αναλύσεις των μοντέλων συνδέσεων και τα αντίστοιχα τριγραμμικά διαγράμματα που βασίζονται σε αυτές, φαίνονται (για όλους τους οπλισμούς σύνδεσης των πανέλων) στα ακόλουθα σχήματα (Σχ.6.7-Σχ.6.9):



Σχ. 6.7: Καμπύλη ικανότητας και τριγραμμικό διάγραμμα για ράβδους σύνδεσης 1Φ25



Σχ. 6.8: Καμπύλη ικανότητας και τριγωνικό διάγραμμα για ράβδους σύνδεσης 1Φ28



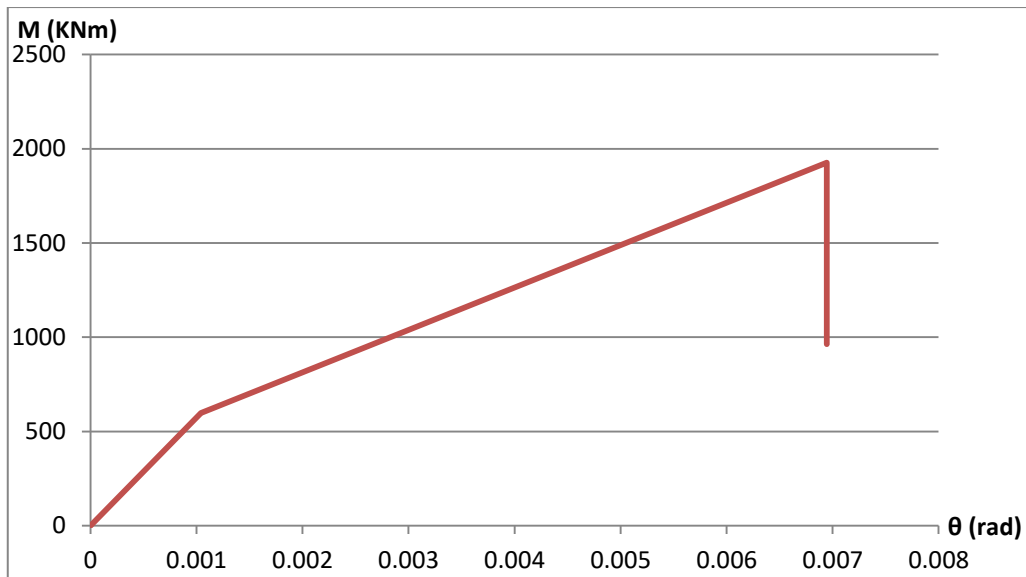
Σχ. 6.9: Καμπύλη ικανότητας και τριγωνικό διάγραμμα για ράβδους σύνδεσης 2Φ25

#### **6.4.3 Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ25**

Ο τελικός νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ25, φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα (με τις αναλυτικές τιμές) και το αντίστοιχο διάγραμμα (Σχ.6.10):

Πίνακας 6.1: Νόμος ροπών-στροφών (1Φ25)	
θ (rad)	M (kNm)
0	0
1.04E-03	597.65
6.95E-03	1926.63
6.95E-03	963.32

Πίν. 6.1: Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ25



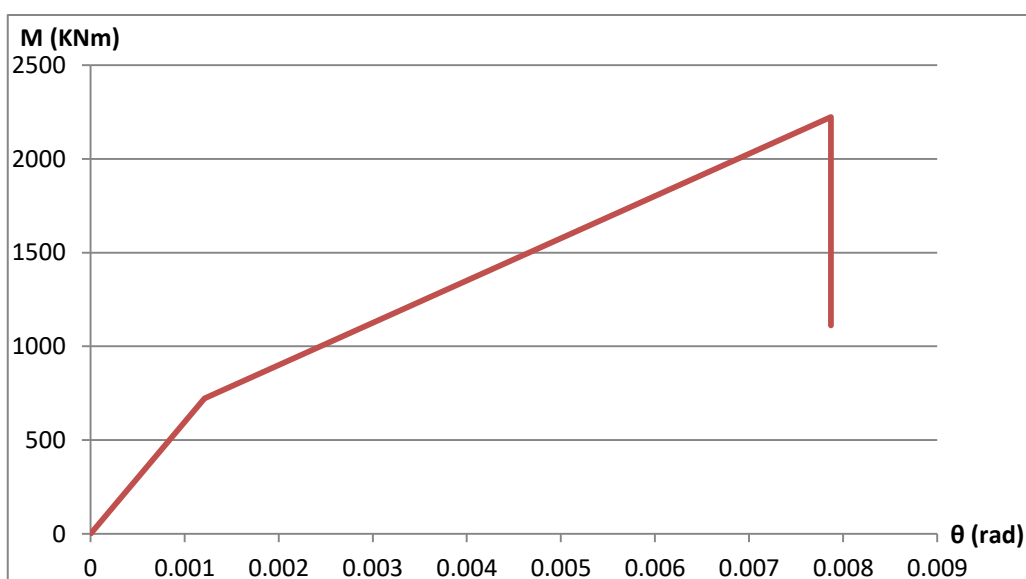
Σχ. 6.10: Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πινέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ25

**6.4.4 Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πινέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ28**

Ο τελικός νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις των πινέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ28, φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα (με τις αναλυτικές τιμές) και το αντίστοιχο διάγραμμα (Σχ.6.11):

Πίνακας 6.2: Νόμος ροπών-στροφών (1Φ28)	
θ (rad)	M (kNm)
0	0
1.21E-03	722.67
7.87E-03	2222.94
7.87E-03	1111.47

Πίν. 6.2: Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πινέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ28



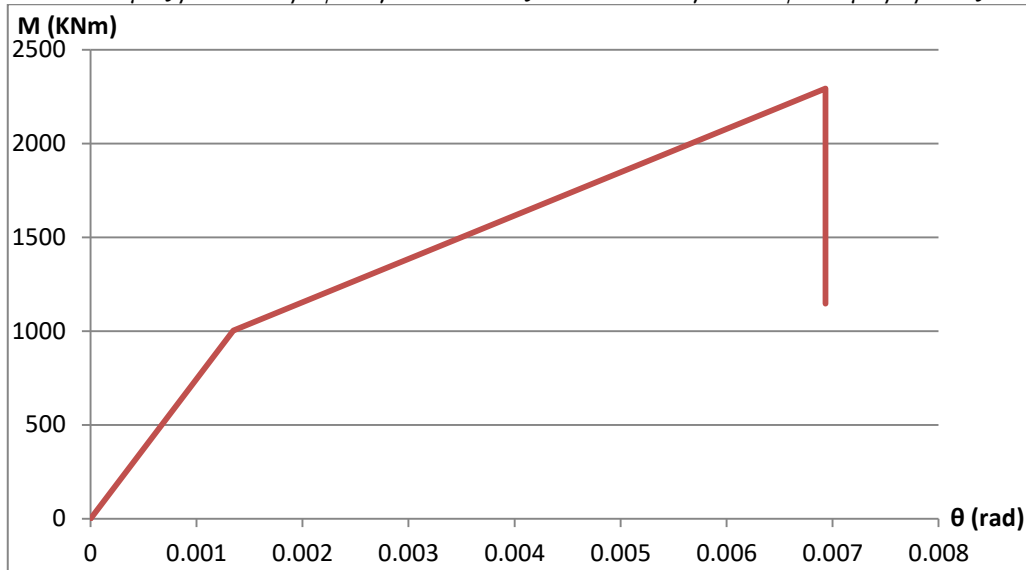
Σχ. 6.11: Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πινέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 1Φ28

**6.4.5 Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 2Φ25**

Ο τελικός νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις των πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 2Φ25, φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα (με τις αναλυτικές τιμές) και το διάγραμμα (Σχ.6.12):

Πίνακας 6.3: Νόμος ροπών-στροφών (2Φ25)	
θ (rad)	M (kNm)
0	0
1.35E-03	1002.27
6.93E-03	2293.50
6.93E-03	1146.75

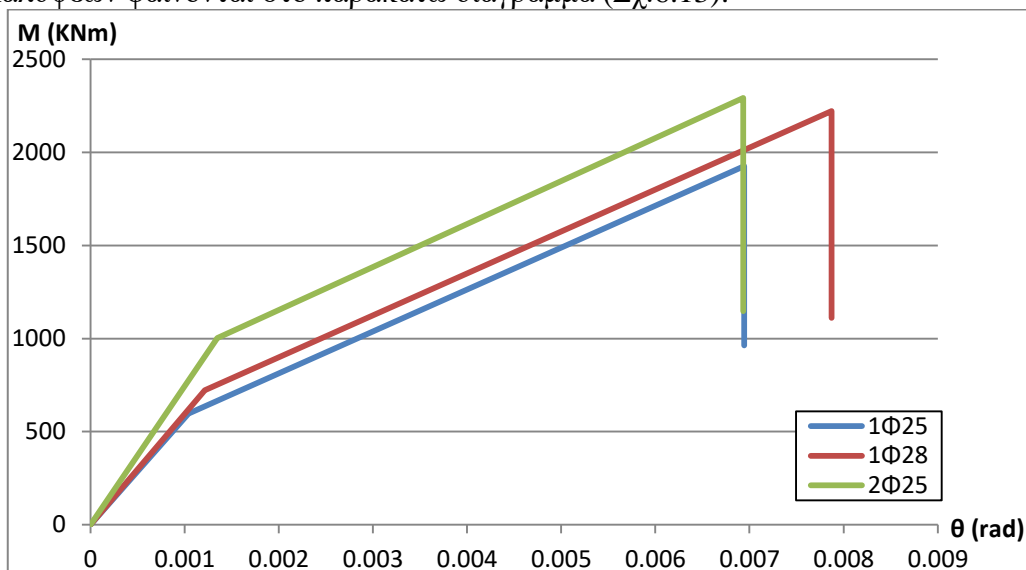
Πίν. 6.3: Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 2Φ25



Σχ. 6.12: Νόμος ροπών-στροφών για συνδέσεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων με ράβδους 2Φ25

**6.4.6 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για όλους τους οπλισμούς συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

Οι νόμοι ροπών-στροφών για όλους τους οπλισμούς των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχ.6.13):



Σχ. 6.13: Νόμος ροπών-στροφών για όλους τους οπλισμούς συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

### ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

#### 7.1 Γενικά περί στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover)

##### 7.1.1 Χαρακτηριστικά στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover)

Όπως ορίζεται στην § 4.3.3.4.2.1 (1) του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1: «*Μη γραμμική στατική ανάλυση* είναι εκείνη η ανάλυση η οποία εκτελείται υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων». Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο της στατικής συμπεριφοράς νέων και υφισταμένων κτιρίων, έχοντας τους ακόλουθους στόχους:

- τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής
- την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών
- την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων
- τη χρήση ως εναλλακτική λύση αντί της μελέτης που βασίζεται σε γραμμική-ελαστική ανάλυση που χρησιμοποιεί τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$

Η στατική μη-γραμμική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται τόσο ως κύρια, όσο και ως συμπληρωματική μέθοδος για την ανάλυση κατασκευών, με σκοπό την εξαγωγή συμπερασμάτων, ως προς την απόκρισή τους, υπό φορτία σεισμού. Με αυτήν εξετάζεται ο πραγματικός, μη-γραμμικός, τρόπος που θα συμπεριφερθεί το κτίριο σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού (χρησιμοποιώντας το ακριβές διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων των στοιχείων), καθώς και το αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Γι' αυτόν ακριβώς το λόγο, κρίνεται σκόπιμο να ακολουθηθεί η συγκεκριμένη μέθοδος για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του προκατασκευασμένου κτιρίου από σκυρόδεμα, υπό διαφορετικές διατάξεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων.

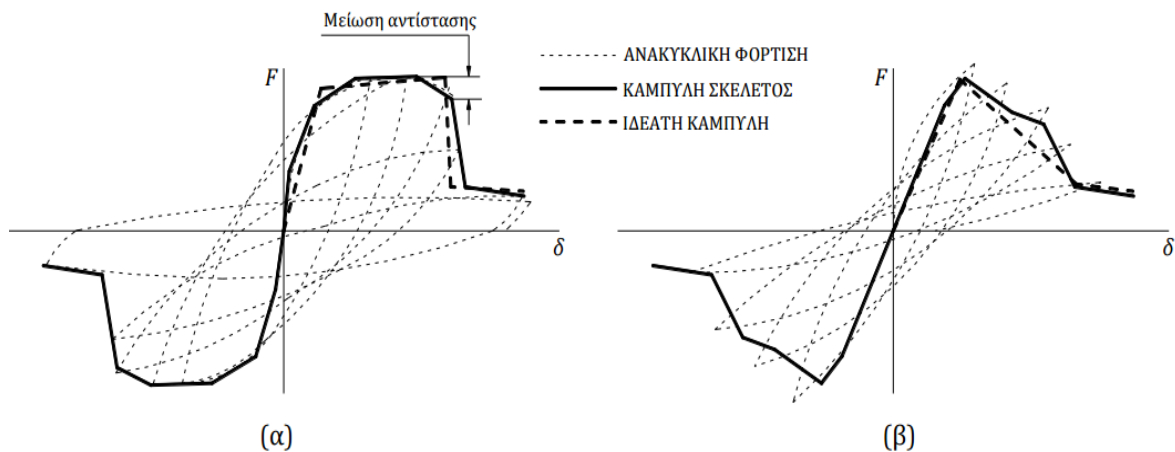
Μια σημαντική διαφορά της από τη γραμμική ανάλυση είναι ότι σε αυτήν ο φορέας εξακολουθεί να δέχεται επιπλέον σεισμικά φορτία, ακόμα και αν έχουν διαρρεύσει κάποια από τα μέλη του, μέχρι τελικά να αστοχήσουν. Επιπλέον, πρόκειται για μια διαδικασία απλούστερη σε απαιτήσεις προσομοίωσης και επίλυσης σε σχέση με την πλήρη δυναμική ανελαστική ανάλυση. Ακόμα, είναι μια μέθοδος που, λόγω του τρόπου επιβολής των φορτίων, παρουσιάζει μια ενδεικτική εικόνα της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό οριζόντια φορτία (άρα ο χρήστης έχει καλή εποπτεία για τη συμπεριφορά του φορέα), χαρακτηριστικό που δε μπορεί να προκύψει από τα αποτελέσματα μιας δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Ωστόσο, παρουσιάζει και πολλά ελαττώματα, αφού τα αποτελέσματά της είναι εξαρτημένα από το προφίλ φόρτισης, όπως επίσης αποτελεί και μια στατική επίλυση πολλών βημάτων, αγνοώντας την αυξημένη απόσβεση των κατασκευών υπό δυναμικά φορτία.

Το βασικό θεωρητικό κομμάτι αυτής της μεθόδου θα παρουσιαστεί συνοπτικά στο Κεφ.7.1.2, χωρίς να γίνουν περαιτέρω αναφορές για αντικείμενα που ξεφεύγουν από τα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

### 7.1.2 Βήματα στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover)

Το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της μεθόδου pushover είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων της κατασκευής, η οποία περιγράφεται από διαγράμματα εντατικών μεγεθών (“F”) συναρτήσεων παραμορφώσεων (“δ”), δηλαδή είτε δυνάμεις F με μετακινήσεις δ, είτε ροπές M με στροφές θ και καμπυλότητες 1/r. Το είδος, η διεύθυνση, κ.λ.π. του εντατικού μεγέθους λαμβάνονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης, την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στην κρίσιμη περιοχή. Η παραμόρφωση, αντίστοιχα, επιλέγεται έτσι, ώστε σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου. Ωστόσο, επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή μεγεθών είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου (για ακριβή ορισμό της γωνίας θ, βλ.Κεφ.6.1).

Η μορφή του διαγράμματος F-δ ενός φέροντος στοιχείου πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης φόρτισης στο μέλος. Στο Σχ.7.1 φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά και η αντίστοιχη καμπύλη-σκελετός σε: (α) καμπτική και (β) διατμητική καταπόνηση, με εμφανή στη δεύτερη περίπτωση την έλλειψη πλαστιμότητας και την απότομη πτώση της αντοχής (ψαθυρή συμπεριφορά).



Σχ. 7.1: Ενδεικτικές καμπύλες F-δ δομικών στοιχείων με: (α) καμπτική και (β) διατμητική συμπεριφορά

Το διάγραμμα δομικού στοιχείου F-δ λαμβάνεται συνήθως με την τυπική μορφή του Σχ.7.2, με τις τιμές των σημείων να διαφέρουν αναλόγως του κανονισμού και της συμπεριφοράς του στοιχείου, η οποία εξαρτάται από το είδος του. Οι επιμέρους κλάδοι έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- Κλάδος OC:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής A.

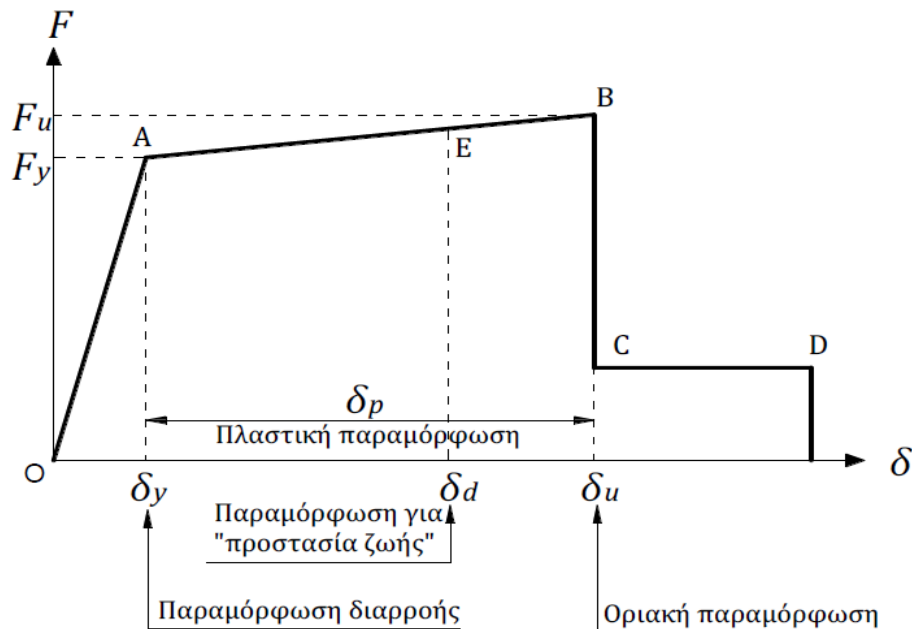


- Κλάδος AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B με οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ ), όπου έχει, δηλαδή, συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Σημειώνεται, ότι είναι δυνατόν η κλίση του κλάδου AB να λαμβάνεται οριζόντια, οπότε η αντίσταση διαρροής  $F_y$  λαμβάνεται ίση με την οριακή αντίσταση  $F_u$ , για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Καθοριστική της ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης της διατομής είναι η παραμόρφωση  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ , η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία.

- Κλάδος CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα φέρουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά (περίπου στο 20%), αλλά δε μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρείται ότι το στοιχείο χάνει ακόμα και την ικανότητα του αυτή.



Σχ. 7.2. Ιδεατή καμπύλη  $F$ - $\delta$  δομικών στοιχείων [13]

Από τη στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover), εξάγεται η καμπύλη αντίστασης/ικανότητας της κατασκευής (capacity curve) (Σχ.7.3). Αυτή η καμπύλη εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής του φορέα. Η κατασκευή της γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης  $d_i$  κάποιου καθορισμένου σημείου της κορυφής (κόμβος ελέγχου), για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου  $F_b$  (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους μπορεί να είναι: α) τριγωνική, β) ομοιόμορφη, γ) σύμφωνα με την πρώτη (θεμελιώδη) ιδιομορφή ή δ) πολύπλοκη κατανομή με τη συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή, λοιπόν, της καμπύλης ικανότητας γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης ( $V = \sum F_i$ ) και σε κάθε βήμα υπολογίζεται η μετακίνηση κορυφής, λαμβάνοντας υπόψη τη σταδιακά μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Η ανάλυση διενεργείται είτε μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα (δηλαδή, αστοχία σε κάμψη κρίσιμης διατομής, λόγω ικανοτικού σχεδιασμού, ή μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά) είτε μέχρι να επιτευχθεί μια προκαθορισμένη μετατόπιση-στόχος.



Σχ. 7.3: Χαρακτηριστική μορφή καμπύλης ικανότητας κατασκευής [13]

## **7.2 Προσομοίωση μοντέλων στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover)**

### **7.2.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία**

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του φορέα είναι το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v.15 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures). Από αυτό δημιουργείται κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των διαφόρων μεγεθών απόκρισης της κατασκευής.

Για να καθοριστεί πλήρως η παραμόρφωση του συστήματος στο χώρο, λαμβάνονται υπόψη έξι βαθμοί ελευθερίας για κάθε κόμβο, ως προς το ορθογωνικό σύστημα συντεταγμένων  $O_{xyz}$  (ορίζεται με παρόμοιο τρόπο, όπως στο Κεφ.3.2.1). Οι έξι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν σε τρεις μεταθέσεις κατά τους άξονες  $x$ ,  $y$ ,  $z$  και τρεις στροφές με διανύσματα παράλληλα προς τους ίδιους άξονες.

Η προσομοίωση γίνεται με γραμμικά στοιχεία («*frame sections*»), ακόμα και για τα στοιχεία των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, και με ελατήρια, που έχουν τη λειτουργία των συνδέσεων. Επιπλέον, ορίζονται οι αντίστοιχες μη-γραμμικές ιδιότητες στα υλικά, οι κατάλληλες πλαστικές αρθρώσεις και οι φορτίσεις για τις στατικές μη-γραμμική αναλύσεις που θα γίνουν. Τα παραπάνω αναπαριστούν σε ικανοποιητικό βαθμό τις ιδιότητες του φορέα και την πραγματική κατανομή της ακαμψίας στην κατασκευή. Λεπτομέρειες για το πώς γίνεται αυτή η προσομοίωση θα αναπτυχθούν στη συνέχεια. Διευκρινίζεται, όμως, ότι επειδή τα μοντέλα αυτά έχουν αρκετά παρόμοια χαρακτηριστικά με τα μοντέλα διαστασιολόγησης που περιγράφηκαν αναλυτικά στο Κεφ.3.2, και παρόμοιες μη-γραμμικές ιδιότητες με αυτές που περιγράφηκαν αναλυτικά στα Κεφ.5.2, Κεφ.6.2, θα δοθεί έμφαση στα σημεία που υπάρχει διαφοροποίηση.

Πρέπει να σημειωθεί ότι για κάθε περίπτωση διάταξης πανέλων πλαγιοκαλύψεων δημιουργείται ένα μοντέλο ανά κύρια διεύθυνση, δηλαδή συνολικά 12 μοντέλα για τις έξι περιπτώσεις.

### 7.2.2. Προσομοίωση υλικών

- Σκυρόδεμα («C45/55 mean»)

Αποτελεί το βασικό υλικό όλων των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν στα μοντέλα. Είναι κατηγορίας C45/55 και τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως και οι μη-γραμμικές του ιδιότητες του (κατά τον Ευρωκώδικα 2), είναι ακριβώς ίδια με αυτά που ορίστηκαν για το σκυρόδεμα στο Κεφ.6.2.2.

- Χάλυβας («B500C mean»)

Χρησιμοποιείται σαν υλικό του οπλισμού των υποστυλωμάτων. Είναι κατηγορίας B500C και τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως και οι μη-γραμμικές ιδιότητες του (κατά τους Κανονισμούς), είναι ακριβώς ίδια με αυτά που ορίστηκαν για το χάλυβα στο Κεφ.5.2.2 (βλ.Σχ.5.18, Σχ.5.19).

### 7.2.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων

Πρακτικά, όλα τα γραμμικά στοιχεία λογίζονται ως αρηγμάτωτα, λόγω της παρουσίας των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, τα οποία θεωρείται ότι παρέχουν σχεδόν όλη τη δυσκαμψία στο κτίριο, με αποτέλεσμα να ασκούνται σχετικά μικρές τέμνουσες δυνάμεις στα υποστυλώματα. Εκτός αυτού, και τα πάνελα αναμένεται να λειτουργήσουν ελαστικά, διότι όλη η μη-γραμμική συμπεριφορά τους είναι συγκεντρωμένη στα ελατήρια των συνδέσεών τους. Ωστόσο, η θεώρηση περί αρηγμάτωτων στοιχείων δεν ισχύει για την περίπτωση που τα πάνελα δε συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό (περίπτωση β), καθώς τότε όλη η τέμνουσα δύναμη αναλαμβάνεται από τα υποστυλώματα, με αποτέλεσμα να καταπονούνται σε μεγάλο βαθμό και να αναμένεται ρηγμάτωση. Η ρηγμάτωση έχει σαν αποτέλεσμα την απομείωση της πραγματικής διατομής και τη συνακόλουθη μείωση της ροπής αδρανείας σε κάμψη και στρέψη. Το φαινόμενο αυτό αντιμετωπίζεται με τη θεώρηση μίας νέας-«ενεργού» δυσκαμψίας. Η ενεργός δυσκαμψία κάθε υποστυλώματος υπολογίζεται, κατά τον Ευρωκώδικα 8, από την ακόλουθη σχέση:  $(EI)_{\text{eff}} = M_y \cdot L_v / 3\theta_y$ , όπου:

- $M_y$ : ροπή διαρροής, που υπολογίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Παράρτημα 7α (για λεπτομέρειες βλ.[30]) ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0.5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] \cdot (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

- $L_v$ : μήκος διάτμησης (απόσταση σημείου μηδενισμού ροπών από το άκρο του μέλους), το οποίο, επειδή τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται πρακτικά σαν μονόπακτα, λαμβάνεται ίσο με ολόκληρο το ύψος τους, δηλαδή είναι:  $L_v = 7.5\text{m}$
- $\theta_y$ : γωνία στροφής χορδής διαρροής στο άκρο του μέλους, που υπολογίζεται κατά ΕΚ8 ως:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

- $\varphi_y$  ή  $(1/r)_y$ : καμπυλότητα διαρροής, που υπολογίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Παράρτημα 7α, ως η μικρότερη τιμή από τις ακόλουθες, που είναι πρακτικά πάντα η 1η που αναφέρεται στη διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού (για λεπτομέρειες βλ.[30]):

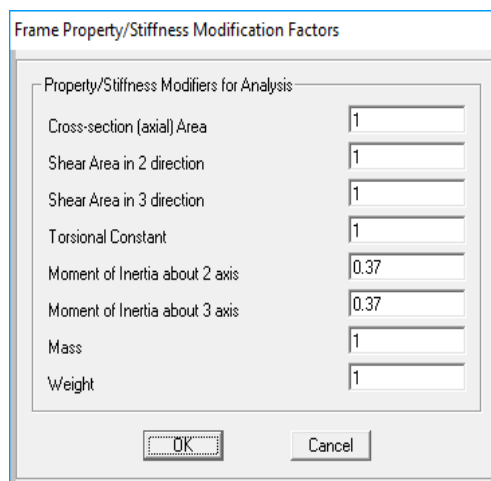
$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \quad (1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$$

- $\alpha_v = 1$  αν η διατμητική διαρροή προηγείται της καμπτικής, αλλιώς  $=0$  (όπως εδώ)

- $z$ : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων
- $d_b$ : η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού
- $f_y, f_c$ : οι αντοχές χάλυβα και σκυροδέματος αντίστοιχα, όπως έχουν αναφερθεί, (σε MPa)

Πρακτικά, λοιπόν, για τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας  $EI_{eff}$  κάθε υποστυλώματος, πρώτα γίνεται ο υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής  $\phi_y$ , με βάση τις αξονικές δυνάμεις που του ασκούνται για το φορτιστικό συνδυασμό των οιονεί μονίμων φορτίων  $G+0.3Q$  (πρέπει να αναφερθεί ότι η τιμή της  $\phi_y$  εξαρτάται άμεσα από την αξονική δύναμη, κάτι που δεν μπορεί να φανεί από τους μη-αναλυτικούς τύπους που δόθηκαν). Ακολούθως, με βάση αυτό το μέγεθος, προκύπτουν οι τιμές των γωνιών στροφής χορδής διαρροής  $\theta_y$  και των ροπών διαρροής  $M_y$  σε κάθε μέλος. Τέλος, υπολογίζεται η ενεργός δυσκαμψία  $EI_{eff}$  κάθε υποστυλώματος, σύμφωνα με τον τύπο που παρατέθηκε παραπάνω.

Ο μειωτικός συντελεστής των ροπών αδράνειας των υποστυλωμάτων ορίζεται ως:  $EI_{eff}/EI_{gr}$  (όπου το σύμβολο «gr» αναφέρεται στην αρχική αρηγμάτωτη διατομή, δηλαδή στις ιδιότητες που προκύπτουν με βάση τη γεωμετρία του στοιχείου και το υλικό του σκυροδέματος). Τελικά, οι τιμές απομείωσης των ενεργών δυσκαμψιών κυμαίνονται, προσεγγιστικά, μεταξύ των:  $35\% < EI_{eff}/EI_{gr} < 38\%$ . Ο συντελεστής που προκύπτει για κάθε υποστυλώμα της περίπτωσης 6, εισάγεται, τελικά, σαν «*property modifier*» των ροπών αδράνειάς του,  $I_2$  και  $I_3$ , με τον τρόπο που φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα (Σχ.7.4)



Σχ. 7.4: Εισαγωγή ενεργού δυσκαμψίας σε γραμμικό στοιχείο υποστυλώματος

Στη συνέχεια, ακολουθεί η προσομοίωση όλων των γραμμικών στοιχείων που χρησιμοποιούνται (εκτός από τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων που αναλύονται ξεχωριστά).

- Δοκός οροφής διπλού T («TT beam»)

Ορίζεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που ορίζεται και η δοκός οροφής διπλού T στο Κεφ.3.2.3 (βλ.Σχ.3.1), με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

- Δοκός («beam»)

Ορίζεται όπως ακριβώς και η δοκός στο Κεφ.3.2.3, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

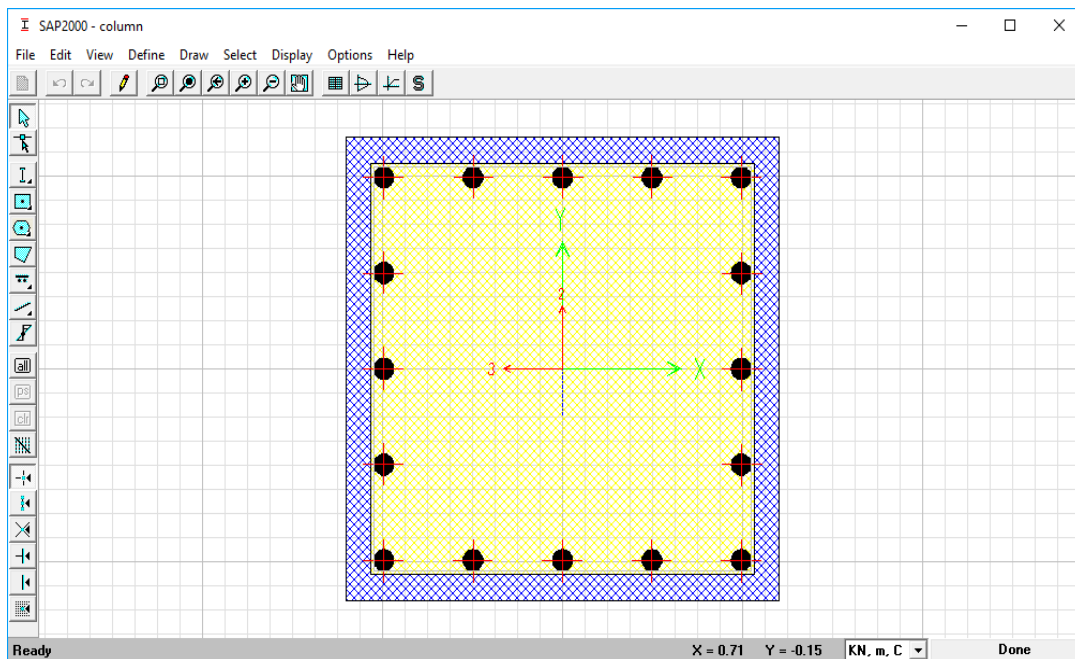
- Δοκός θεμελίωσης («*connection beam*»)

Ορίζεται με τον ίδιο τρόπο που ορίζεται και η δοκός θεμελίωσης στο Κεφ.3.2.3, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

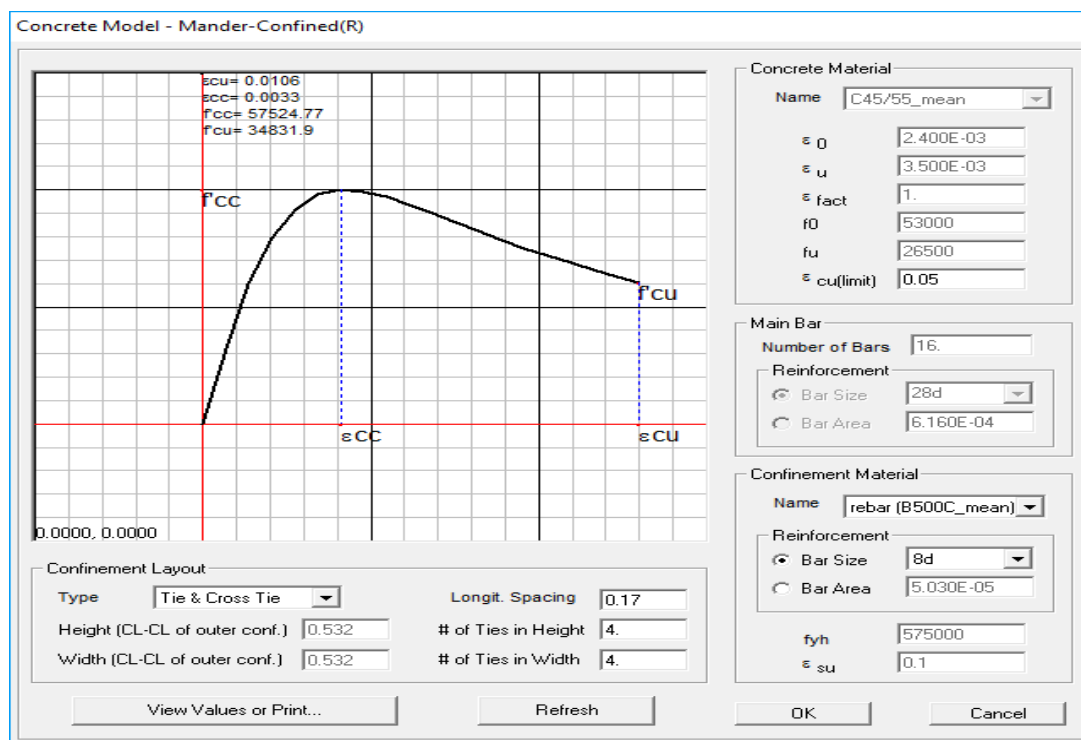
- Υποστώλωμα («*column*»)

Το στοιχείο αυτό ορίζεται σαν «*frame section* → *section designer*», οπότε σχεδιάζεται επακριβώς από το χρήστη (Σχ.7.5). Ο λόγος που γίνεται η σχεδίαση με αυτόν τον τρόπο είναι ότι οι οπλισμοί που προέκυψαν από τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων (βλ.Κεφ.3.6), λαμβάνονται με περισφιγξη, διότι, όπως αναλύθηκε, ικανοποιείται ο έλεγχος έναντι αυτής, εντός κρίσιμων περιοχών. Συγκεκριμένα, το στοιχείο του υποστυλώματος σχεδιάζεται με διαστάσεις: 0.6m·0.6m, ενώ κατά την επιλογή του υλικού του (σκυρόδεμα «C45/55\_mean»), λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της περισφιγξης, μέσω της εφαρμογής του νόμου «*Mander-Confined*».

Επίσης, όπως έχει υπολογιστεί, οι οπλισμοί («B500C\_mean») είναι (για όλα τα υποστυλώματα των μοντέλων): 16Φ28 (διαμήκεις), τετράμητοι συνδετήρες Φ8/40cm εκτός και Φ8/17cm εντός κρίσιμης περιοχής (εγκάρσιοι). Ακόμα, η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι 0.03m. Οι ορισμοί αυτοί, καθώς και η τροποποιημένη καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος που προκύπτει με το νέο νόμο, φαίνονται στο Σχ.7.6. Παρατηρώντας την καμπύλη, είναι εμφανής η σημαντική επιρροή της περισφιγξης τόσο στην αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, όσο και στην αύξηση της ανηγμένης παραμόρφωσης διαρροής και της μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης (αστοχίας).



Σχ. 7.5: Σχηματισμός διατομής υποστυλώματος με περισφιγξη στο SAP2000v.15



Σχ. 7.6: Παράμετροι νόμου «Mander-Confined» και καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων περισιφιγμένου σκυροδέματος

#### 7.2.4 Προσομοίωση πανέλων πλαγιοκαλύψεων

Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων προσομοιώνονται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που αναλύθηκε στο Κεφ.3.2.4 (βλ.Σχ.3.2), αποτελούμενα από πέντε επιμέρους γραμμικά στοιχεία: τέσσερα κατακόρυφα ελατήρια στις θέσεις των συνδέσεων και δύο, μηδενικού μήκους, στροφικά ελατήρια στις άκρες του κυρίου στοιχείου (τα οποία έχουν τη λειτουργία των συνδέσεων του πανέλου και ουσιαστικά αντιπροσωπεύουν την ανελαστική συμπεριφορά του). Επιπλέον, το βάρος του κάθε πανέλου πλαγιοκαλύψεως ορίζεται ξεχωριστά και δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος των επιμέρους γραμμικών στοιχείων, με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε και στο Κεφ.3.2.4. Τα γραμμικά στοιχεία που περιλαμβάνονται τελικά στο μοντέλο του πανέλου πλαγιοκαλύψεως είναι τα ακόλουθα:

- Κύριο στοιχείο πανέλου («panel»)

Ορίζεται όπως ακριβώς και το κύριο στοιχείο πανέλου («panel») στο Κεφ.3.2.4, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

- Δευτερέων στοιχείο πανέλου («panel\_f»)

Ορίζεται με τον ίδιο τρόπο που ορίζεται και το δευτερέων στοιχείο πανέλου («panel\_f») στο Κεφ.3.2.4, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

#### 7.2.5 Προσομοίωση ελατηρίων συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

- Ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλαισίου («connection panel-frame»)

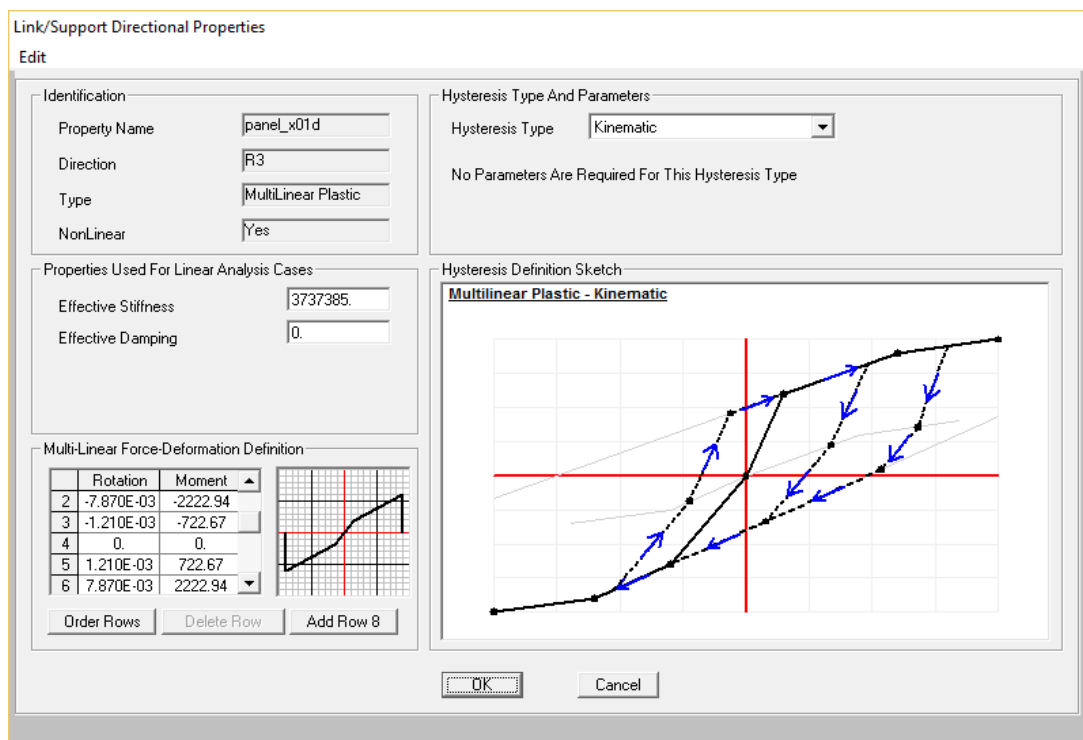
Ορίζεται όπως ακριβώς και το ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλαισίου στο Κεφ.3.2.5 (βλ.Σχ.3.3).

- Στροφικό ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλαισίου («panel-x/y-01/02/...-d/u»)

Η ονομασία του κάθε ελατηρίου γίνεται με τον ίδιο τρόπο, όπως περιγράφηκε στο Κεφ.3.2.5. Το κάθε ελατήριο ορίζεται σαν «Multilinear Plastic», στο οποίο δεσμεύονται όλοι



οι βαθμοί ελευθερίας του, εκτός από την εντός επιπέδου στροφή, όπου ορίζεται μη-γραμμικός νόμος ροπών-στροφών. Οι νόμοι ροπών-στροφών που χρησιμοποιούνται είναι αυτοί που υπολογίστηκαν αναλυτικά στο Κεφ.6.4 (Πίν.6.1-Πίν.6.3), ανάλογα με τον τύπο του οπλισμού για κάθε σύνδεση πανέλου πλαγιοκάλυψης. Έτσι, γνωρίζοντας τον οπλισμό που απαιτείται για όλες τις συνδέσεις κάθε εξεταζόμενης περίπτωσης, από τη διαστασιολόγηση που έγινε στο Κεφ.3.5 (Πίν.3.1), γίνεται ο ορισμός του αντίστοιχου νόμου ροπών-στροφών (τόσο για θετικές, όσο και για αρνητικές τιμές) στο κάθε ελατήριο ξεχωριστά. Να σημειωθεί ότι η καμπύλη ροπών-στροφών τροποποιείται έτσι, ώστε να μηδενίζονται οι τιμές των ροπών κατά την αστοχία (και όχι να έχουν τη μισή ροπή αντοχής), για καλύτερη εποπτεία και μεγαλύτερη αξιοπιστία της διαδικασίας.



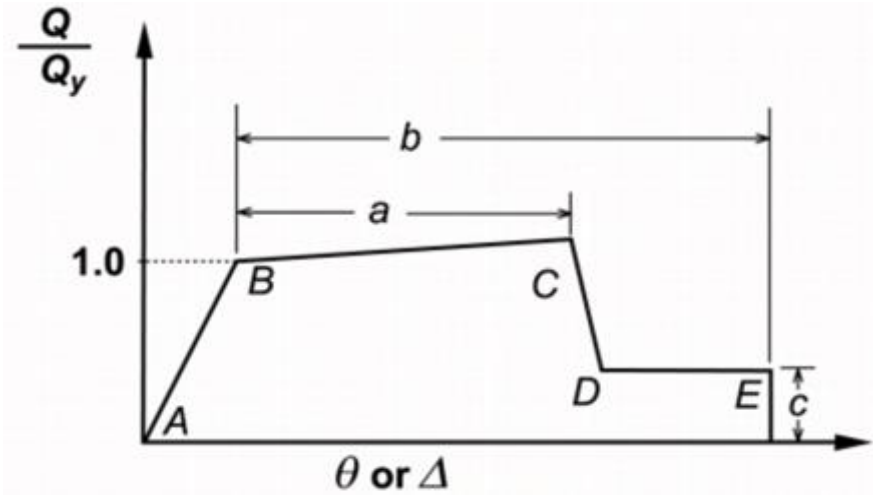
Σχ. 7.7: Ορισμός νόμου ροπών-στροφών στροφικού ελατηρίου σύνδεσης πανέλου-πλαισίου στο SAP2000v.15

### 7.2.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων

Για τη σωστή προσομοίωση των φορέων πρέπει να είναι δυνατόν να περιγραφεί ικανοποιητικά η ανελαστική συμπεριφορά σε προκαθορισμένα σημεία τους, τις πλαστικές αρθρώσεις. Με τον ορισμό της στο μοντέλο, μια πλαστική άρθρωση ενεργοποιείται μόνο όταν η δρώσα ροπή κάμψης της ανάλυσης ξεπεράσει τη ροπή διαρροής της, αλλιώς το στοιχείο συμπεριφέρεται ελαστικά σύμφωνα με την αρχική του δυσκαμψία.

Στην παρούσα εργασία, πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να τοποθετηθούν μόνο στη βάση των υποστυλωμάτων, διότι εκεί παρουσιάζονται οι μεγαλύτερες ροπές κάμψης κατά το σεισμό (το άνω άκρο τους, όπως και τα άκρα των μελών των δοκών θεωρούνται αρθρώσεις). Ορίζονται, λοιπόν, για όλα τα υποστυλώματα, να έχουν κοινές ιδιότητες, που υπολογίζονται αυτόματα από το SAP2000 και λαμβάνονται από τους πίνακες της FEMA-356 [29] για υποστυλώματα από σκυρόδεμα (Σχ.7.9), με την τυπική συμπεριφορά της κάθε πλαστικής άρθρωσης είναι όπως αυτή του Σχ.7.8. Σαν κρίσιμη θεωρείται η αστοχία της αλληλεπίδρασης της αξονικής δύναμης  $P$  με τις ροπές κάμψης  $M_2$  και  $M_3$  (αφού οι ράβδοι υποβάλλονται σε

τέτοιες φορτίσεις). Επιπλέον, οι τιμές των αξονικών φορτίων ορίζονται να προέρχονται από το συνδυασμό «DEAD-NL», που (όπως θα αναλυθεί παρακάτω) αναφέρεται στα συνολικά κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στο κτίριο, για καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων, ενώ ταυτόχρονα οι πλαστικές αρθρώσεις θεωρούνται ότι διατηρούν κάποια απομένουσα αντοχή και μετά την αστοχία (Σχ.7.10).



Σχ. 7.8: Τοπική συμπεριφορά πλαστικής άρθρωσης κατά FEMA-356 [29]

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>					Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians		Performance Level				
				Component Type						
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	CP	
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>s</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Σχ. 7.9: Πίνακας 6-8 FEMA-356 για υποστρώματα από σκυρόδεμα [29]



**Auto Hinge Assignment Data**

Auto Hinge Type  
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table  
Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i

Component Type  
 Primary  
 Secondary

Degree of Freedom  
 M2     P-M2  
 M3     P-M3  
 M2-M3     P-M2-M3

P and V Values From  
 Case/Combo    DEAD-NL  
 User Value  
 V2     V3

Transverse Reinforcing  
 Transverse Reinforcing is Conforming

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

OK    Cancel

Σχ. 7.10: Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων με βάση τους πίνακες κατά FEMA-356

Στη συνέχεια, προκύπτουν οι νόμοι ροών-στροφών αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000, οι οποίοι βασίζονται στον πίνακες της FEMA-356 και προσαρμόζονται στις ιδιότητες των υποστυλωμάτων του μοντέλου. Το διάγραμμα ροών-στροφών που προκύπτει, τελικά, για κάθε πλαστική άρθρωση φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Σχ.7.11).

**Moment Rotation Data for 1H1 - Interacting P-M2-M3**  
Edit

Select Curve  
Axial Force: -7632    Angle: 0    Curve #1

Units: KN, m, C

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data    Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)  
 Immediate Occupancy    3.000E-03  
 Life Safety    0.012  
 Collapse Prevention    0.015  
 Show Acceptance Points on Current Curve

3D View  
 Plan: 315    Elevation: 35    Aperture: 0  
 Axial Force: -7632  
 Hide Backbone Lines  
 Show Acceptance Criteria  
 Show Thickened Lines  
 Highlight Current Curve

Moment Rotation Information  
 Symmetry Condition: None  
 Number of Axial Force Values: 2  
 Number of Angles: 16  
 Total Number of Curves: 32

Angle Is Moment About  
 0 degrees = About Positive M2 Axis  
 90 degrees = About Positive M3 Axis  
 180 degrees = About Negative M2 Axis  
 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK    Cancel

Σχ. 7.11: Δημιουργία διαγράμματος ροών-στροφών πλαστικής άρθρωσης σε υποστόλωμα κατά FEMA-356 στο SAP2000v.15

### 7.2.7 Σχεδιασμός μοντέλου *pushover*

Ο σχεδιασμός του προσομοιώματος στο SAP2000v.15 γίνεται σύμφωνα με την περιγραφή που έγινε και τα σχέδια που παρουσιάστηκαν λεπτομερώς στο Κεφάλαιο 2, δηλαδή με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, όπως στο Κεφ.3.2.6. Έτσι, τα σημεία που χρήζουν προσοχής είναι:

- Τα στοιχεία δοκού οροφής διπλού T εισάγονται μετατοπισμένα στο πρόγραμμα (με βάση το κάτω κεντρικό άκρο τους), κατά 0.8m συνολικά προς τα πάνω, και στους δύο ακραίους κόμβους τους, ενώ ταυτόχρονα υπάρχει και μια μικρή αξονική μετατόπιση, της τάξεως των 0.05m, όλου του στοιχείου της δοκού οροφής προς την πλευρά της περιμέτρου του μοντέλου (βλ.Σχ.3.5). Οι λόγοι που ορίζονται οι μετατοπίσεις αυτές κατά την εισαγωγή τους, αναλύονται στο Κεφ.3.2.6 (βλ.Σχ.3.4).
- Στα στοιχεία οροφής διπλού T επιτρέπεται η στροφή ως προς τον παράλληλο στο επίπεδο της οροφής άξονα. Επομένως, ελευθερώνονται οι κάμψεις  $M_3$  και στα δύο άκρα (κατά τη σύμβαση των τοπικών αξόνων του στοιχείου) και η στρέψη T στο ένα.
- Οι δοκοί του ορόφου («*beam*») είναι ελεύθερες να κάμπτονται ως προς τις δύο διευθύνσεις του επιπέδου της διατομής τους, λόγω του τύπου σύνδεσής τους με τα υποστυλώματα, άρα ελευθερώνονται οι ροπές  $M_2$ ,  $M_3$  και στα δύο άκρα τους.
- Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων τελικά έχουν ύψος όσο και τα υποστυλώματα, δηλαδή 7.5m, αντί για 9m που έχουν στην πραγματικότητα.
- Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων είναι ελεύθερα να στρέφονται, επομένως ελευθερώνονται όλες οι ροπές (T,  $M_2$ ,  $M_3$ ) στα άκρα των δευτερευόντων στοιχείων πανέλου («*panel\_f*»), που βρίσκονται οι συνδέσεις.
- Στα στροφικά ελατήρια μηδενικού μήκους πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στον προσανατολισμό των τοπικών αξόνων τους, ώστε η διεύθυνση της εντός-επιπέδου στροφής να συμπίπτει σε όλα τα ελατήρια της ίδιας διεύθυνσης (κυρίως για πρακτικούς λόγους).
- Τα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-πλαισίου θεωρούνται ότι έχουν ένα πολύ μικρό μήκος, που ορίζεται στα 0.01m.
- Τοποθετούνται οι πλαστικές αρθρώσεις για τα υποστυλώματα, με τις ιδιότητες που ορίστηκαν παραπάνω, στη βάση των στοιχείων αυτών.
- Θεωρώντας ότι οι θεμελιώσεις είναι ισχυρές, τοποθετούνται πακτώσεις σε όλους τους κόμβους που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων.

Χαρακτηριστικές εικόνες της αρχικής προσομοίωσης του μοντέλου *pushover* της περίπτωσης 1 (δηλαδή με πανέλα πλαγιοκαλύψεως παντού), με το πρόγραμμα SAP2000v.15 δίνονται στα Σχ.3.6-Σχ.3.8.

### 7.2.8 Προσομοίωση φορτίσεων

Το πρόγραμμα υπολογίζει από μόνο του τα ίδια βάρη των στοιχείων με βάση τη γεωμετρία τους και το ειδικό βάρος των υλικών, όπως έχουν οριστεί από το χρήστη. Για να γίνει αυτό (και ονομάζοντας «*DEAD 1*» τα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος των στοιχείων) πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD 1* → *1* και *LIVE* → *0*. Επιπλέον, ονομάζοντας «*DEAD 0*» τα φορτία που προέρχονται από τα εξωτερικά μόνιμα φορτία, πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD 0* → *0*.

Η επιβολή των φορτίων στο σύστημα, για τη στατική μη-γραμμική ανάλυση γίνεται σε δύο φάσεις.

#### α) Κατακόρυφα φορτία

- Μόνιμα φορτία (G)

Όπως έχει προαναφερθεί, τα μοναδικά εξωτερικά μόνιμα φορτία που ασκούνται στο κτίριο είναι αυτά που προέρχονται από το βάρος των υλικών, που χρησιμοποιούνται κυρίως για την υδατοστεγανότητα ( $0.4\text{kN/m}^2$ ), ενώ έχει βρεθεί ότι τα φορτία αυτά λαμβάνονται στο μοντέλο ομοιόμορφα κατανομημένα ανά μέτρο μήκους της κάθε δοκού οροφής, με φορτίο: *DEAD 0* =  $60\text{kN}/40\text{m} = 1.5\text{kN/m}$ .

Τα φορτία από το ίδιο βάρος των επιμέρους στοιχείων του κτιρίου, υπολογίζονται από το πρόγραμμα, μέσω του ορισμού των «*Load Patterns*». Εξαιρέση αποτελούν τα στοιχεία των πανέλων που τους έχει οριστεί μηδενικό βάρος και αντί του βάρους έχουν προστεθεί συγκεντρωμένες μάζες.

- Κινητά φορτία (Q)

Δεν υπάρχουν κινητά φορτία στην υπάρχουσα κατασκευή.

Σε πρώτη φάση, επιβάλλονται τα κατακόρυφα φορτία («*DEAD-NL*»), δηλαδή τα μόνιμα φορτία από το ίδιο βάρος και τα πρόσθετα μόνιμα, ώστε να δημιουργηθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Σε αυτή τη φόρτιση, οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και ορίζεται να αποθηκευθεί το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Επιπλέον, ασκείται το πλήρες φορτίο κατευθείαν στο σύστημα και ο έλεγχος γίνεται είτε μέσω της μετακίνησης  $U_1$  (για φόρτιση κατά τον άξονα  $x$ ) είτε μέσω της  $U_2$  (για φόρτιση κατά τον άξονα  $y$ ), στον πάνω κόμβο του πρώτου από αριστερά γωνιακού υποστυλώματος της εξωτερικής σειράς των υποστυλωμάτων, κατά τη διαμήκη έννοια (δηλαδή, αυτού που βρίσκεται στην αρχή των αξόνων) (όπως Σχ.5.30). Ο λόγος που επιλέγεται το συγκεκριμένο σημείο είναι ότι η μετακίνηση της κορυφής του συγκεκριμένου υποστυλώματος αντιπροσωπεύει σε μεγάλο βαθμό και τη μετακίνηση της κορυφής των πανέλων. Ακόμα, στον ορισμό των παραμέτρων της μη-γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται 500 «*Maximum Total Steps Per Stage*» και 600 «*Maximum Null (Zero) Steps Per Stage*», ενώ σαν επιλεγόμενη μέθοδος αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων επιλέγεται η αποφόρτιση όλου του συστήματος («*Unload Entire Structure*») (όπως Σχ.5.31). Ακολουθεί σχηματικά, ο ορισμός της στατικής-μη-γραμμικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία (Σχ.7.12).

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: DEAD-NL    Set Def Name    Notes: Modify/Show...    Load Case Type: Static    Design...

Initial Conditions:  Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case    [Dropdown]  
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  Linear     Nonlinear     Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters:  None     P-Delta     P-Delta plus Large Displacements

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD0	1.
Load Pattern	DEAD0	1.
Load Pattern	DEAD1	1.

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Other Parameters: Load Application: Full Load    Modify/Show...    Results Saved: Final State Only    Modify/Show...    Nonlinear Parameters: User Defined    Modify/Show...

Σχ. 7.12: Ορισμός στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο μοντέλο του κτιρίου για τα κατακόρυφα φορτία στο SAP2000v.15

### β) Οριζόντια φορτία

Τα οριζόντια φορτία στα συγκεκριμένα μοντέλα κατανέμονται ανάλογα με την κύρια ιδιομορφή της διεύθυνσης που εξετάζεται (οι κύριες ιδιομορφές για κάθε περίπτωση παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφ.4.3). Αυτός ο τρόπος κατανομής επιλέγεται επειδή προσομοιώνει ρεαλιστικά την κατανομή των φορτίων στο κτίριο και καθιστά την ανάλυση πολύ αξιόπιστη.

Το σημείο εκκίνησης της φόρτισης αυτής είναι η ολοκλήρωση της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης της κατακόρυφης φόρτισης, προκειμένου το σύστημα να βρίσκεται ήδη σε μια κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης από το ίδιο βάρος του και τα κατακόρυφα μόνιμα φορτία. Επιπλέον, επιλέγεται η μέθοδος της ελεγχόμενης μετακίνησης, ορίζοντας τυχαία σαν μέγιστη ελεγχόμενη μετακίνηση τα 0.2m (εκτός από την περίπτωση 6, που παρουσιάζονται μεγάλες μετακινήσεις και λαμβάνεται ελεγχόμενη μετακίνηση ίση με 0.5m) έτσι, ώστε να είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από την αναμενόμενη μετακίνηση αστοχίας της κατασκευής. Ο έλεγχος γίνεται είτε μέσω της μετακίνησης  $U_1$  (για φόρτιση κατά τον άξονα x) είτε μέσω της  $U_2$  (για φόρτιση κατά τον άξονα y), στον πάνω κόμβο του πρώτου από αριστερά γωνιακού υποστυλώματος της εξωτερικής σειράς των υποστυλωμάτων, κατά τη διαμήκη έννοια (όπως γίνεται και για τα κατακόρυφα φορτία, για τον ίδιο λόγο). Οι οριζόντιες φορτίσεις μεταβάλλονται σταδιακά και επαυξητικά από βήμα σε βήμα, μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη, εκτός βέβαια αν αστοχήσει νωρίτερα. Όσον αφορά την αποθήκευση των αποτελεσμάτων, ορίζεται να γίνεται στα 500 βήματα (όπως Σχ.5.33). Ακόμα, στον ορισμό των παραμέτρων της μη-γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται 5000 «Maximum Total Steps Per Stage» και 6000 «Maximum Null (Zero) Steps Per Stage», ενώ σαν επιλεγόμενη μέθοδος αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων επιλέγεται η αποφόρτιση όλου του συστήματος («Unload Entire Structure») (όπως Σχ.5.34). Ακολουθεί σχηματικά, ο ορισμός της στατικής-μη-γραμμικής ανάλυσης για τα οριζόντια φορτία (Σχ.7.13).

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: Lateral\_monotonic    Set Def Name    Notes: Modify/Show...    Load Case Type: Static    Design...

Initial Conditions:   
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State   
 Continue from State at End of Nonlinear Case    DEAD-NL      
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:   
 Linear   
 Nonlinear   
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:   
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters:   
 None   
 P-Delta   
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	25	1.
Mode	25	1.

Add    Modify    Delete

Other Parameters:   
Load Application: Displ Control    Modify/Show...    OK    Cancel   
Results Saved: Multiple States    Modify/Show...   
Nonlinear Parameters: User Defined    Modify/Show...

Σχ. 7.13: Ορισμός στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο μοντέλο του κτιρίου για τα οριζόντια φορτία στο SAP2000v.15

### 7.2.9 Ορισμός μαζών

Για να υπολογιστεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου από το πρόγραμμα, ορίζεται να λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων («DEAD1»-για όλα τα στοιχεία εκτός από τα πανέλα), τις πρόσθετες μάζες (των πανέλων) και τα φορτία, υπό το συνδυασμό  $G+0.3Q$  (δηλαδή τα εξωτερικά μόνιμα «DEAD0»). Ο ορισμός των μαζών φαίνεται στο Σχ.3.10.

### 7.2.10 Προσομοίωση μοντέλων pushover εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

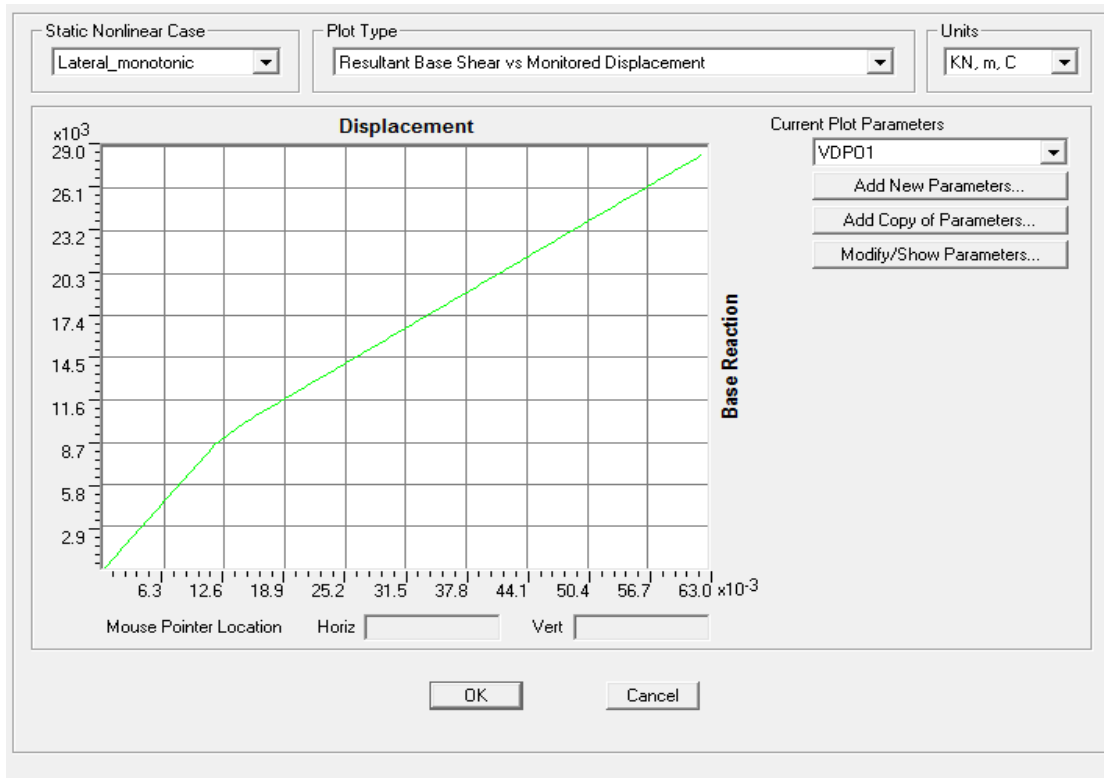
Τα μοντέλα pushover για όλες τις περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων έχουν τα χαρακτηριστικά που αναπτύχθηκαν παραπάνω. Η μόνη διαφορά είναι στο σχεδιασμό του εκάστοτε προσομοιώματος, ανάλογα με την κατανομή των πανέλων, που όμως, γίνεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που παρουσιάστηκε στο Κεφ.3.3, για κάθε περίπτωση (βλ.Σχ.3.11-Σχ.3.20).

## 7.3 Παρουσίαση αποτελεσμάτων στατικής-μη γραμμικής ανάλυσης (pushover)

Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση. Ακόμα, αναφέρονται κάποιοι έλεγχοι που γίνονται για την αξιοπιστία των μοντέλων, από τους οποίους προκύπτουν κάποια επιπλέον αξιοσημείωτα συμπεράσματα.

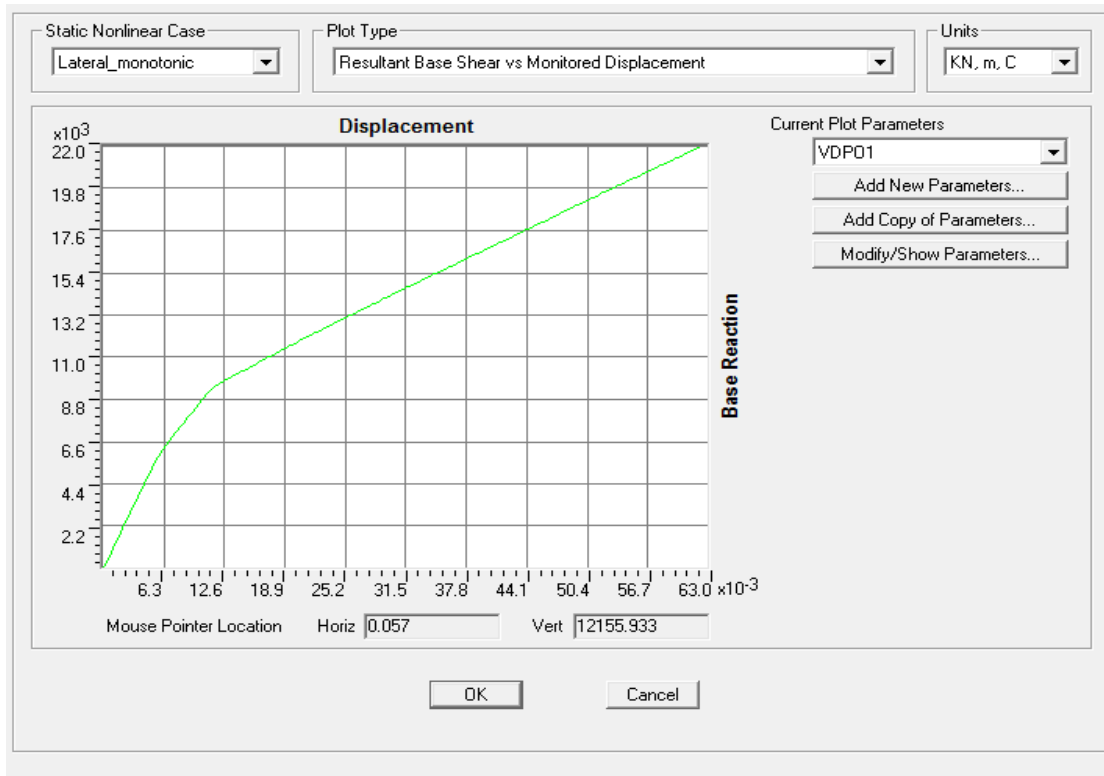
## 7.3.1 Περίπτωση 1

## α) Διεύθυνση x



Σχ. 7.14: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 1 (κατά x)

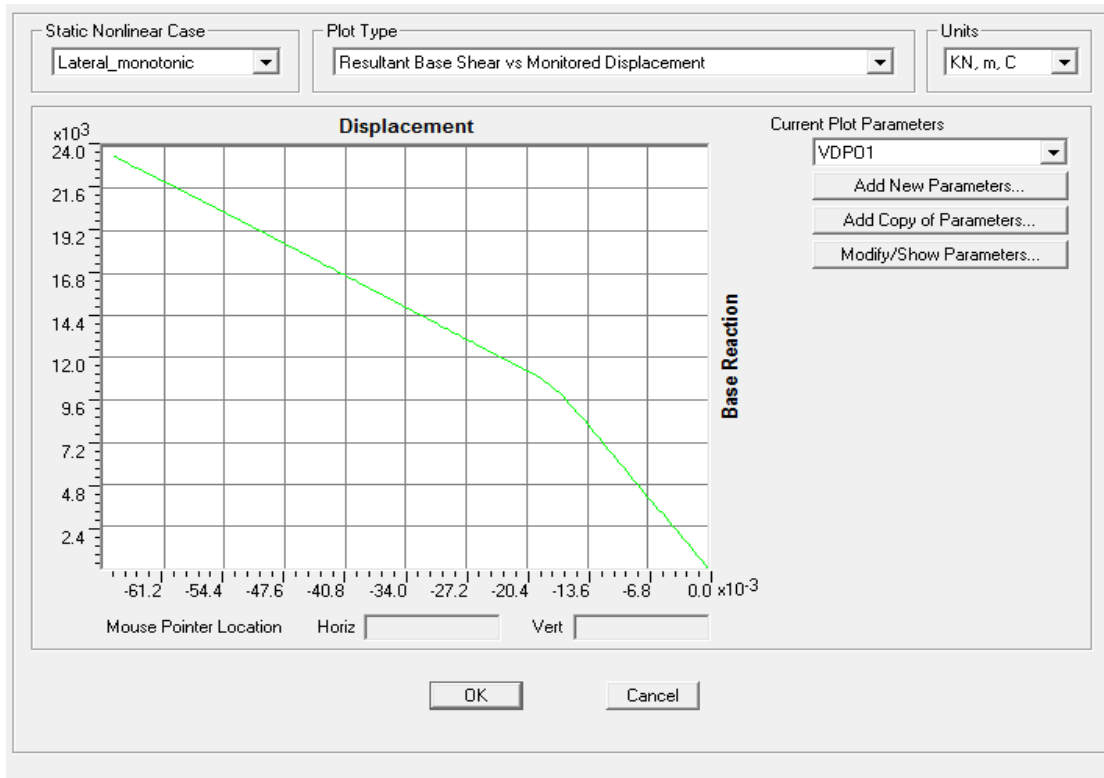
## β) Διεύθυνση y



Σχ. 7.15: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 1 (κατά y)

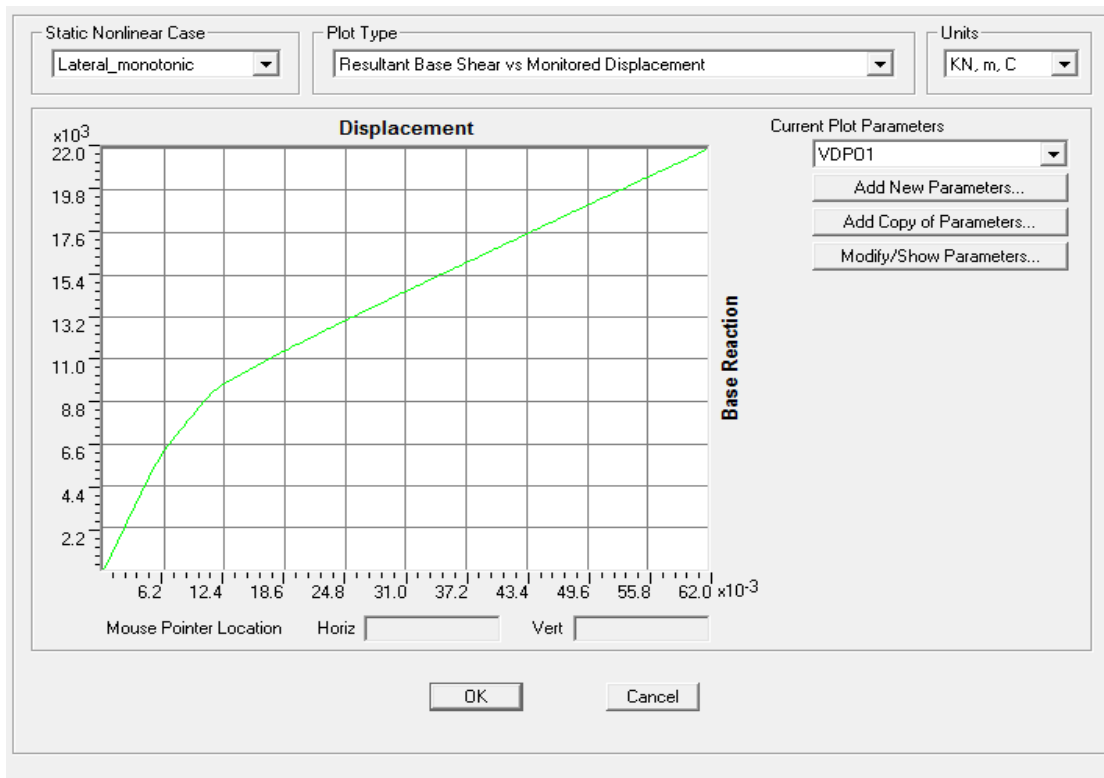
## 7.3.2 Περίπτωση 2

## α) Διεύθυνση x



Σχ. 7.16: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 2 (κατά x)

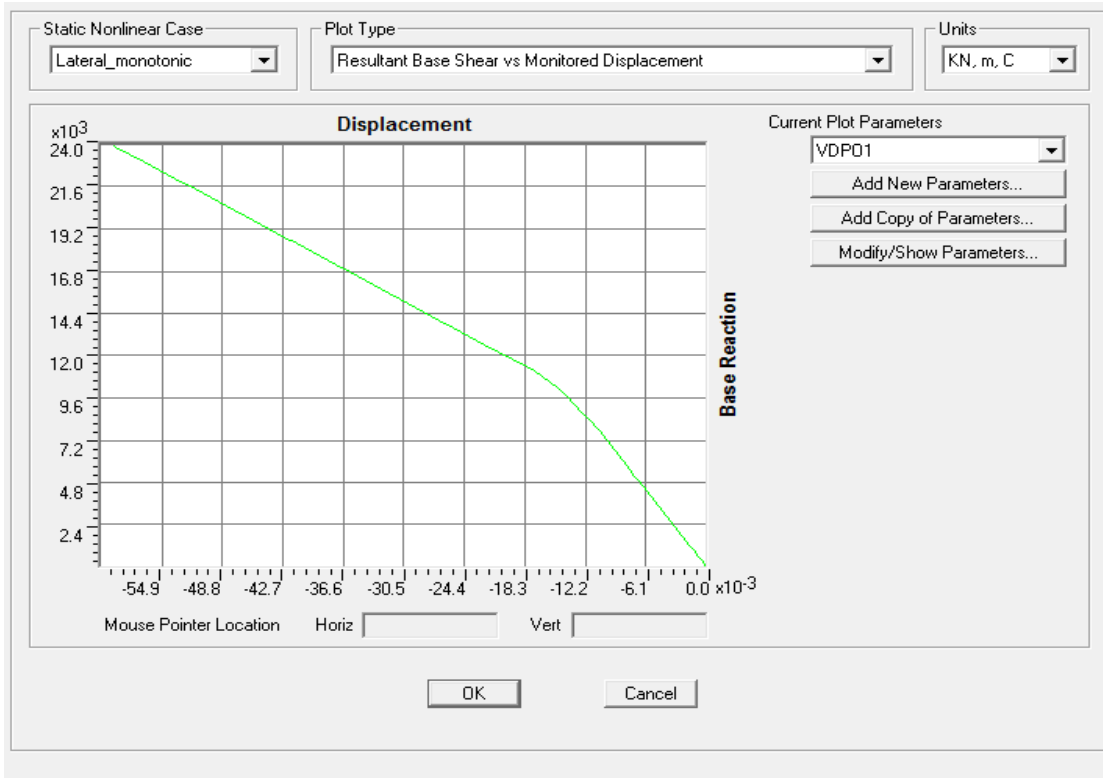
## β) Διεύθυνση y



Σχ. 7.17: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 2 (κατά y)

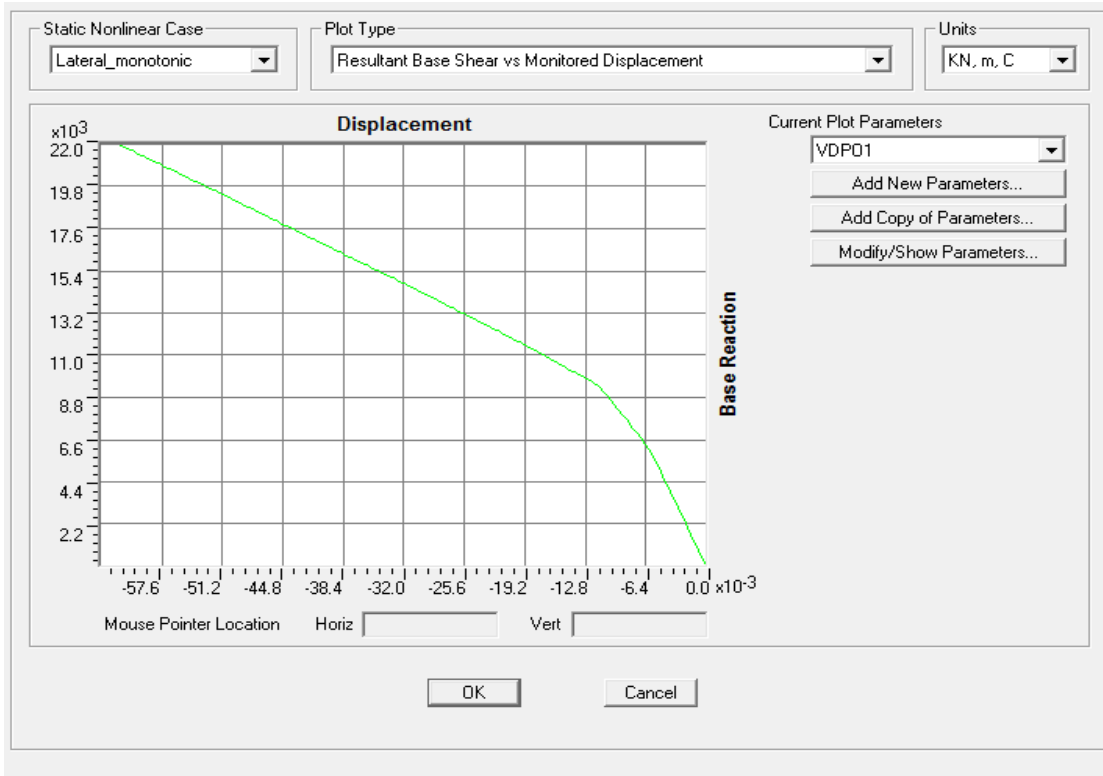
**7.3.3 Περίπτωση 3**

**α) Διεύθυνση x**



Σχ. 7.18: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 3 (κατά x)

**β) Διεύθυνση y**

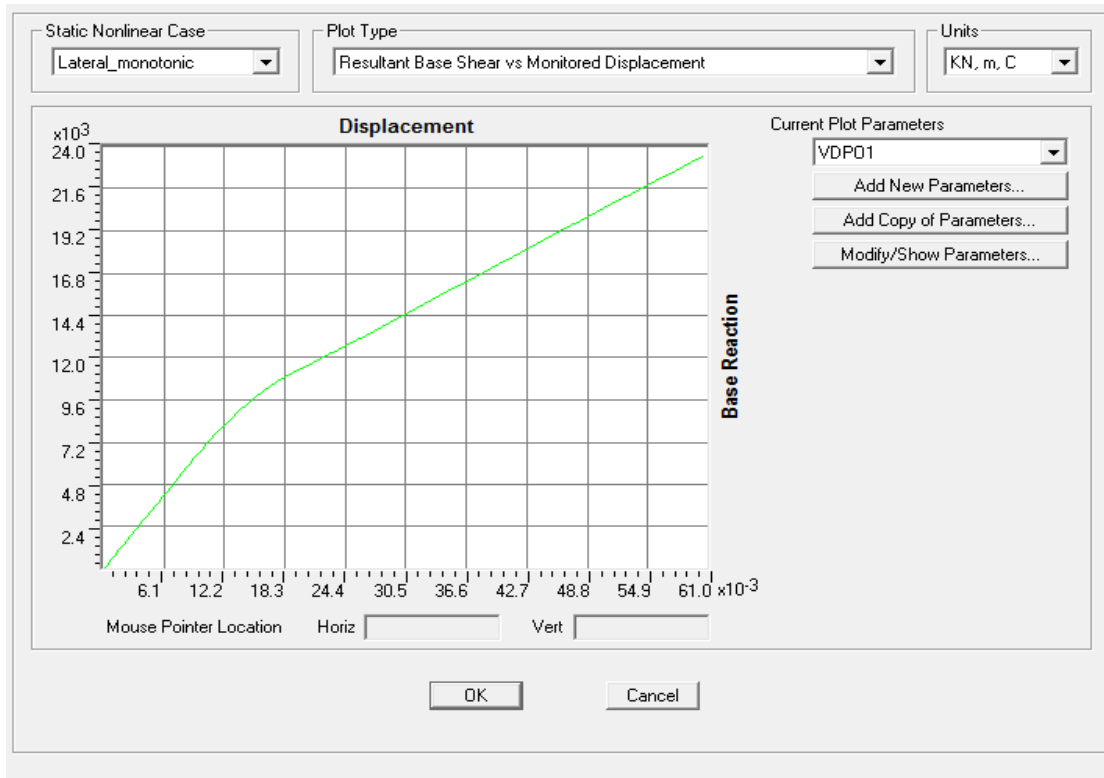


Σχ. 7.19: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 3 (κατά y)



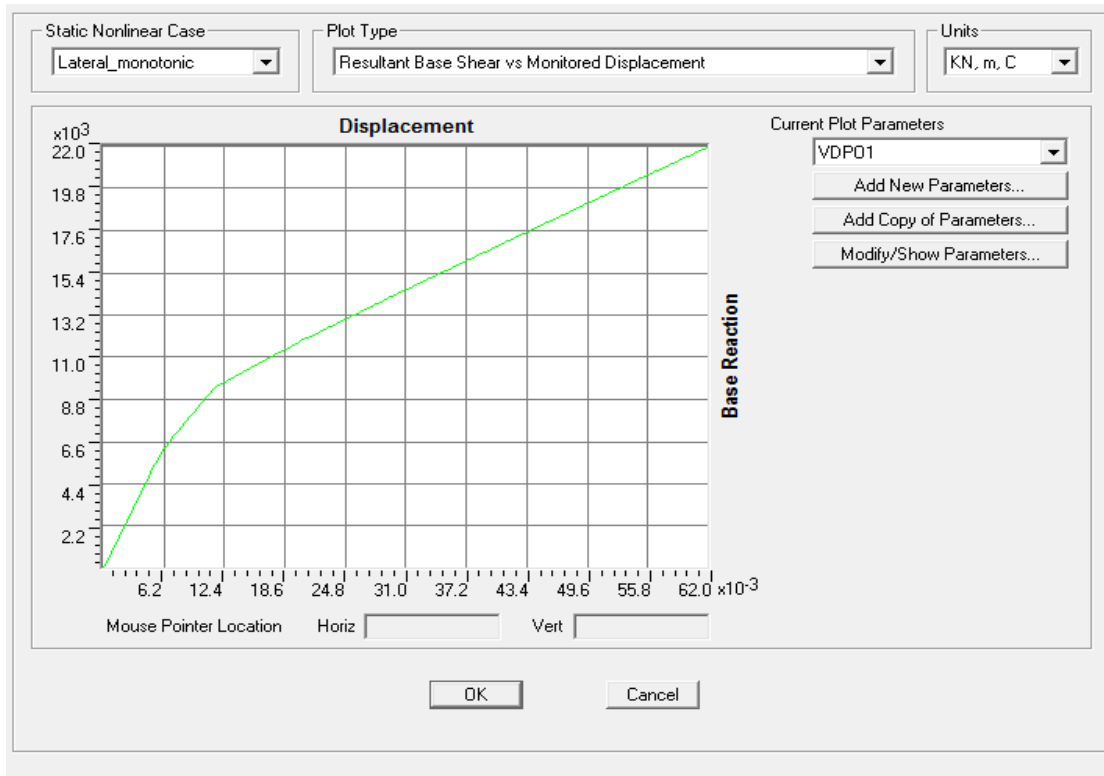
## 7.3.4 Περίπτωση 4

## α) Διεύθυνση x



Σχ. 7.20: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 4 (κατά x)

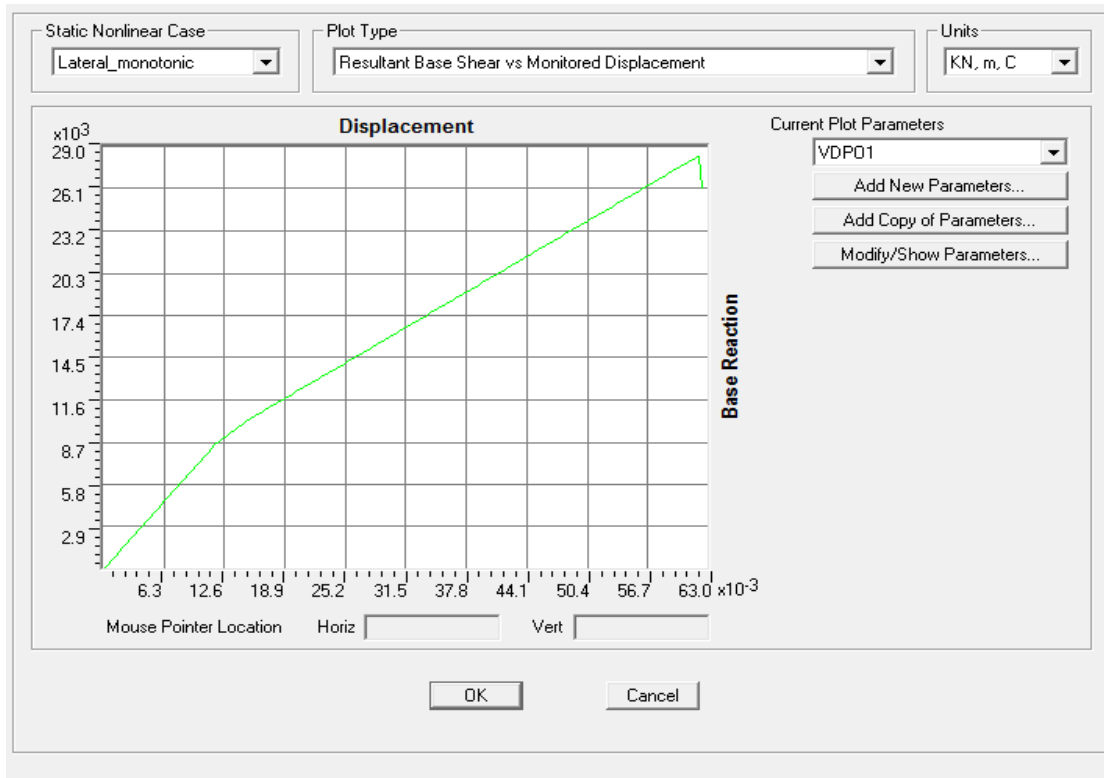
## β) Διεύθυνση y



Σχ. 7.21: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 4 (κατά y)

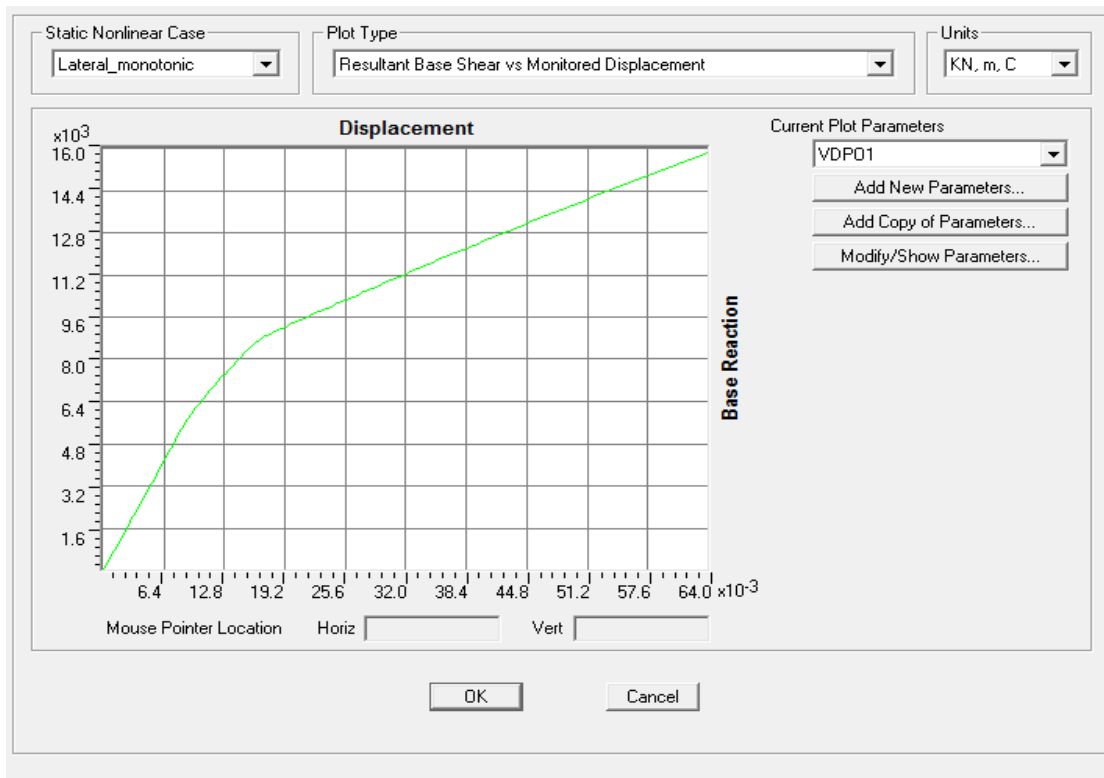
## 7.3.5 Περίπτωση 5

## α) Διεύθυνση x



Σχ. 7.22: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 5 (κατά x)

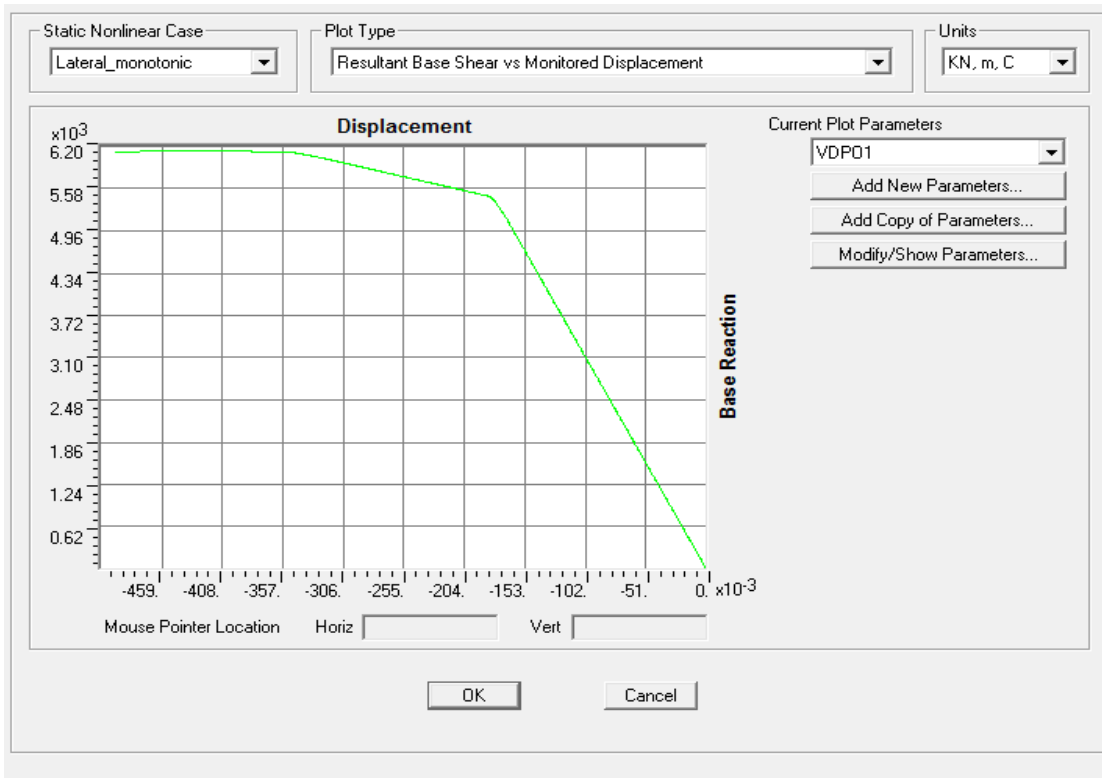
## β) Διεύθυνση y



Σχ. 7.23: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 5 (κατά y)

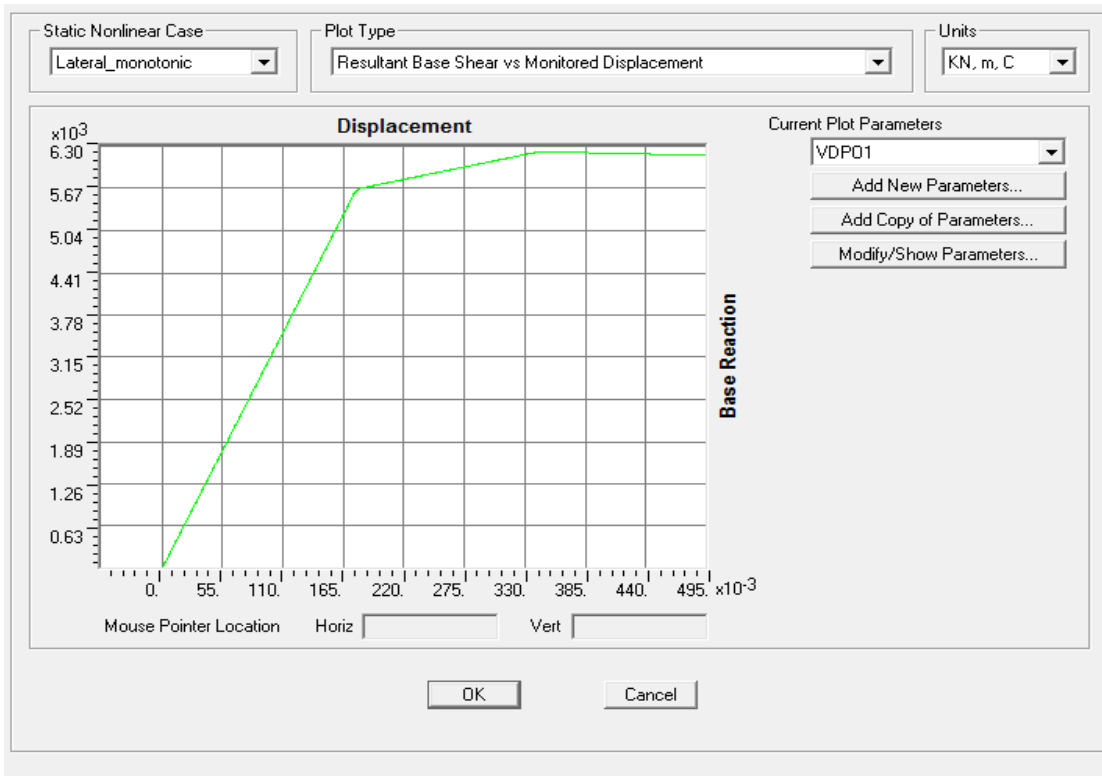
## 7.3.6 Περίπτωση 6

## α) Διεύθυνση x



Σχ. 7.24: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 6 (κατά x)

## β) Διεύθυνση y



Σχ. 7.25: Καμπύλη ικανότητας μοντέλου pushover περίπτωσης 6 (κατά y)

### 7.3.7 Έλεγχοι αξιοπιστίας

Μετά τις αναλύσεις γίνονται κάποιοι χαρακτηριστικοί έλεγχοι για να επιβεβαιωθεί η αξιοπιστία των μοντέλων και να εξαχθούν κάποια αρχικά συμπεράσματα. Οι έλεγχοι που γίνονται σε κάθε μοντέλο αφορούν:

- τη μορφή και το μέγεθος των τιμών των καμπυλών ικανότητας

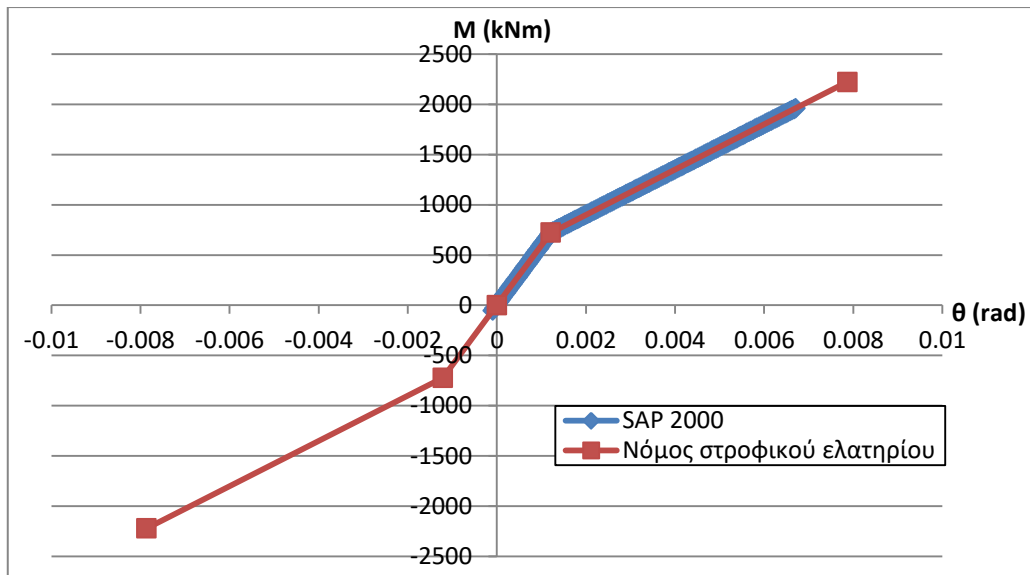
Η μορφή των καμπυλών ικανότητας που προκύπτουν θεωρείται λογική, ενώ και το μέγεθος των τιμών τους, καθώς και η μεταβολή του (ανάλογα με τη διεύθυνση φόρτισης ή την εξεταζόμενη περίπτωση διάταξης των πανέλων), είναι αρκετά αναμενόμενη (περισσότερα γι' αυτό αναλύονται στο Κεφ.7.4).

- τη μορφή των καμπυλών ροπών-στροφών των πλαστικών αρθρώσεων

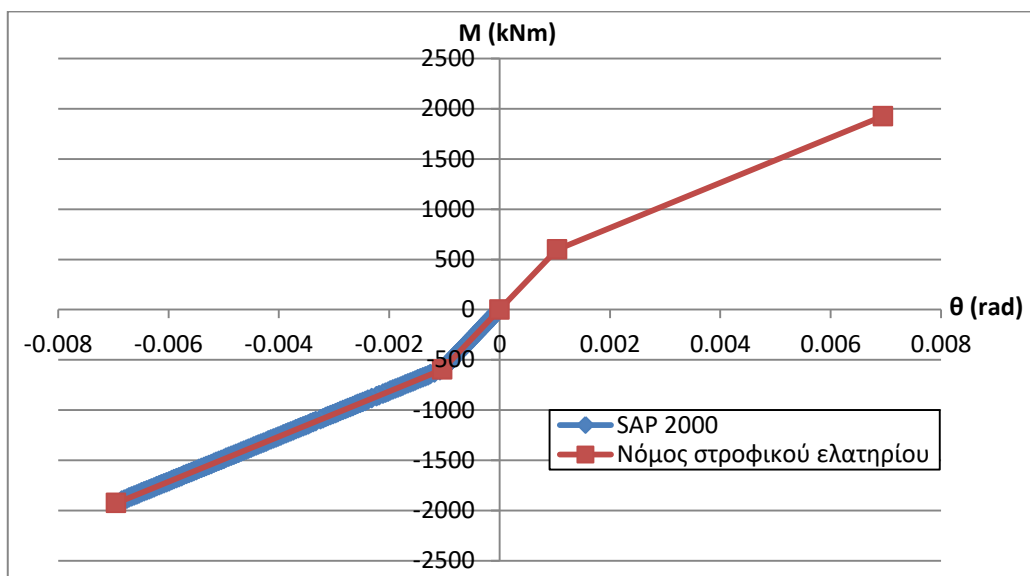
Ελέγχονται οι καμπύλες ροπών-στροφών όλων των πλαστικών αρθρώσεων στις κύριες διευθύνσεις των ροπών, ανάλογα με τη διεύθυνση φόρτισης του προσομοιώματος ( $M_3$  κατά τη διεύθυνση  $x$  και  $M_2$  κατά τη διεύθυνση  $y$ ). Ο έλεγχος έγκειται στο κατά πόσο οι καμπύλες αυτές συμπίπτουν με τις αντίστοιχες που ορίστηκαν σύμφωνα με τους πίνακες του FEMA-356. Το ότι οι τιμές των αξονικών φορτίων ορίζονται να λαμβάνονται από το συνδυασμό «*DEAD-NL*» (συνολικά κατακόρυφα φορτία), βοηθάει στην καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων, λόγω του ότι είναι σταθερό μέγεθος σε όλα τα βήματα και όχι μεταβαλλόμενο. Τελικά, προκύπτει ότι για όλες τις πλαστικές αρθρώσεις, όλων των μοντέλων, ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται, είτε αυτές βρίσκονται στον ελαστικό κλάδο είτε έχουν υποστεί διαρροή ή αστοχία.

- τη μορφή και το μέγεθος των τιμών των καμπυλών ροπών-στροφών των στροφικών ελατηρίων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

Ελέγχεται κατά πόσο συμπίπτουν οι καμπύλες ροπών-στροφών των στροφικών ελατηρίων των συνδέσεων, που προκύπτουν από τη στατική μη-γραμμική ανάλυση, με τις καμπύλες που ορίστηκαν κατά την προσομοίωση του μοντέλου (οι ακριβείς τιμές των οποίων προέκυψαν στο Κεφ.6.3). Οι καμπύλες θα πρέπει να συμπίπτουν επακριβώς μεταξύ τους και ας μην αστοχούν στο ίδιο σημείο. Ο έλεγχος γίνεται σε όλα τα ελατήρια της διαμήκουσ διεύθυνσης, στα μοντέλα που η φόρτιση είναι κατά τη διεύθυνση αυτή και σε όλα τα ελατήρια της εγκάρσιας διεύθυνσης, στην αντίστοιχη περίπτωση. Τελικά, αποδεικνύεται ότι για όλα τα ελατήρια, όλων των μοντέλων, ικανοποιείται ο έλεγχος που περιγράφεται. Επιπλέον, προκύπτει ότι όλα τα στροφικά ελατήρια των συνδέσεων διαρρέουν, ενώ αρκετά από αυτά φτάνουν σχεδόν την πλήρη αντοχή τους. Να σημειωθεί ότι υπάρχουν και κάποια ελατήρια στην περίπτωση 5, στην κάτω πλευρά ορισμένων πανέλων κατά το διαμήκη άξονα, που αστοχούν πλήρως. Ακολουθούν δύο χαρακτηριστικές απεικονίσεις (Σχ.7.26,Σχ.7.27) της καμπύλης ροπών-στροφών που δημιουργείται σε ένα στροφικό ελατήριο συνδέσεων κατά την ανάλυση pushover, σε σχέση με αυτή που θα έπρεπε να έχει από τον ορισμό της στο πρόγραμμα. Τα σχήματα αυτά είναι ενδεικτικά του τρόπου με τον οποίο πραγματοποιείται ο συγκεκριμένος έλεγχος.



Σχ. 7.26: Σύγκριση καμπυλών ροπών-στροφών στρωφικού ελατηρίου σύνδεσης μεταξύ αυτών που ορίζονται στο ελατήριο και αυτών που προκύπτουν από το SAP2000 (περίπτωση 1-link\_x\_01d)



Σχ. 7.27: Σύγκριση καμπυλών ροπών-στροφών στρωφικού ελατηρίου σύνδεσης μεταξύ αυτών που ορίζονται στο ελατήριο και αυτών που προκύπτουν από το SAP2000 (περίπτωση 3-link\_y\_05d)

#### 7.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) και συμπεράσματα

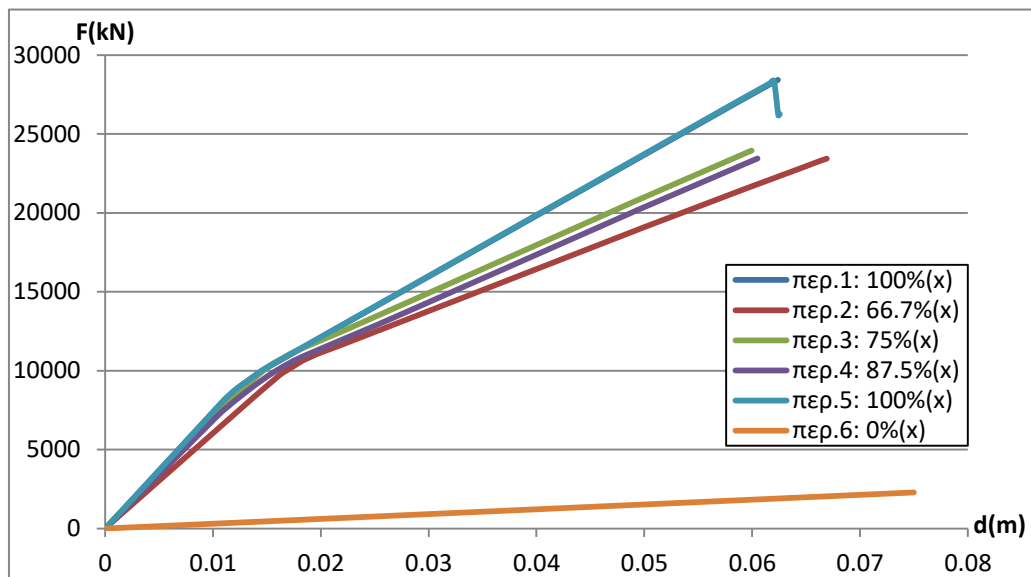
Στις μη-γραμμικές αναλύσεις που έγιναν, επειδή το σημείο αναφοράς είναι στον πάνω κόμβο του πρώτου από αριστερά γωνιακού υποστυλώματος της εξωτερικής σειράς των υποστυλωμάτων (που βρίσκεται στην αρχή των ακόνων), η μετακίνηση της κορυφής αντιπροσωπεύει σε μεγάλο βαθμό και τη μετακίνηση της κορυφής των πανέλων. Επιπλέον, η τέμνουσα βάση σε όλες τις περιπτώσεις αναμένεται να αναλαμβάνεται σε μεγάλο βαθμό από τα πανέλα. Οπότε, μπορεί να ειπωθεί ότι, σε συνδυασμό με τους ανελαστικούς νόμους που έχουν εισαχθεί στα ελατήρια των συνδέσεων, στις πλαστικές αρθρώσεις και στα μέλη του

κτιρίου, τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι αντιπροσωπευτικά της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Διευκρινίζεται ότι δίπλα από την ονομασία κάθε περίπτωσης στα διαγράμματα που θα παρατεθούν, αναφέρεται το ποσοστό κάλυψης των πανέλων ανά διεύθυνση, ενώ στα Σχ.7.30-Σχ.7.35, δίνεται ένα επιπλέον σκαρίφημα με τη χωρική κατανομή των πανέλων στην εκάστοτε περίπτωση.

#### 7.4.1 Αποτελέσματα για φόρτιση κατά το διαμήκη άξονα x

Για φόρτιση κατά το διαμήκη άξονα (άξονας x), προκύπτουν, για κάθε περίπτωση διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, οι ακόλουθες καμπύλες ικανότητας:



Σχ. 7.28: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τη διεύθυνση x

Κατ' αρχάς, πρέπει να σημειωθεί ότι οι περιπτώσεις 1 και 5, όπου υπάρχει ο ίδιος αριθμός πανέλων κατά τη διαμήκη έννοια, πρακτικά έχουν καμπύλες που ταυτίζονται μεταξύ τους. Η μόνη διαφορά εντοπίζεται στο ότι η καμπύλη για την περίπτωση 5 έχει μια μικρή αλλά απότομη πτώση όταν αστοχεί, κάτι που οφείλεται στην αστοχία κάποιων ελατηρίων συνδέσεων κατά τη διαμήκη έννοια (βλ.Κεφ.7.3.7). Φαίνεται ότι η συμπεριφορά του κτιρίου κατά τη διεύθυνση φόρτισης x, εξαρτάται αποκλειστικά από τον αριθμό των πανέλων στη διεύθυνση αυτή και δεν επηρεάζεται από τον αντίστοιχο αριθμό στην εγκάρσια προς αυτή διεύθυνση (y). Παρατηρείται, δηλαδή, ότι κατά τη φόρτιση αυτή δεν αναπτύσσονται στροφές στο φορέα.

Γενικά, παρατηρείται ότι οι καμπύλες ικανότητας των περιπτώσεων 1-5 έχουν παρόμοια αρχική κλίση στον ελαστικό κλάδο, περίπου ίδια δύναμη διαρροής  $F_y$ , ενώ και κατά το αρχικό στάδιο του μετελαστικού τους κλάδου οι αντοχές τους έχουν παρόμοιες τιμές. Από τις παραπάνω περιπτώσεις, ελαφρώς μικρότερη αρχική ακαμψία ελαστικού κλάδου έχει η περίπτωση 2, αυτή δηλαδή με το μικρότερο ποσοστό πανέλων κατά αυτή διεύθυνση x (κάτι που είναι λογικό), ενώ και η διαρροή της προκύπτει για μεγαλύτερη μετακίνηση.

Επιπλέον, παρατηρώντας τις καμπύλες ικανότητας για φόρτιση κατά τη διεύθυνση x, μπορεί να ειπωθεί ότι η αντοχή τους αυξάνεται ανάλογα με το ποσοστό κάλυψης της κατασκευής από πανέλα πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν με τη δυσκαμψία τους στην

ολική δυσκαμψία του φορέα, κατά τη διεύθυνση αυτή, κάτι που οφείλεται κυρίως στην κλίση του μετελαστικού κλάδου. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η περίπτωση 2, με τα λιγότερα συμμετέχοντα πανέλα στο φέροντα οργανισμό κατά αυτή την έννοια, σε σχέση με τις περιπτώσεις 1-5, για την οποία προκύπτει και η μικρότερη μέγιστη αντοχή σε σύγκριση με αυτές (περίπου το 80% της αντοχής των περιπτώσεων 1 και 5), αν και αστοχεί σε σχετικά μεγαλύτερη μετακίνηση.

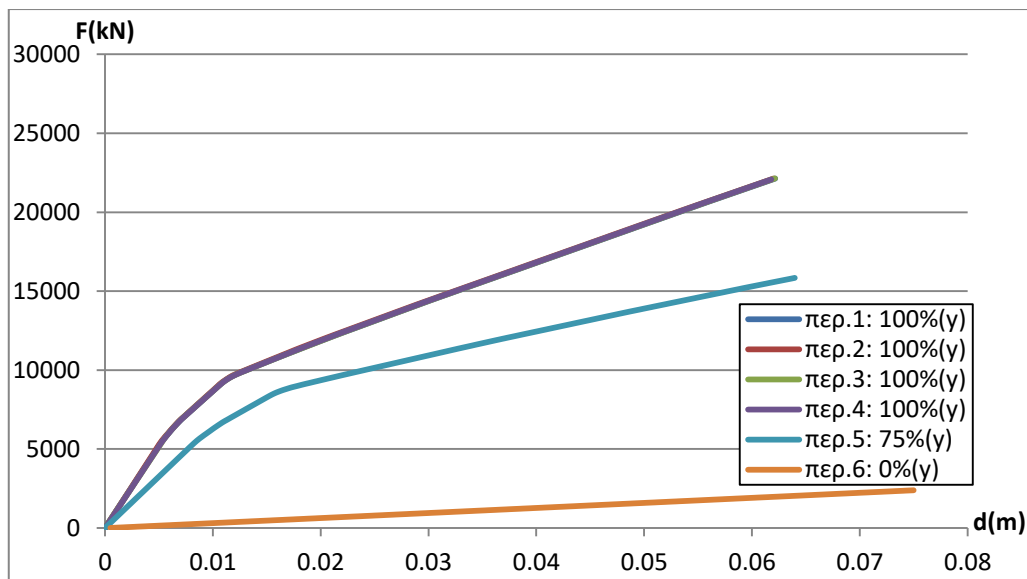
Ωστόσο, εξαίρεση στο παραπάνω συμπέρασμα αποτελούν οι περιπτώσεις 3 και 4, όπου παρ' όλο που στην περίπτωση 3 τα πανέλα αφαιρούνται συμμετρικά και από τις δυο διαμήκεις πλευρές, αντίθετα με την περίπτωση 4 που αφαιρούνται μόνο από τη μία, παρουσιάζει ελαφρώς καλύτερη απόκριση. Αυτό οφείλεται στην επίδραση που έχει η έκκεντρη κατανομή της ακαμψίας, η οποία τείνει να προκαλέσει στρεπτικές ροπές γύρω από τον κατακόρυφο άξονα και να μειώσει τη συνολική ακαμψία, άρα και αντοχή του κτιρίου. Οι διαφορές, όμως, είναι πολύ μικρές και η επίδραση στην απόκριση του κτιρίου της συμμετρικής διάταξης των πανέλων, ως προς τον άξονα της εξεταζόμενης διεύθυνσης, υπάρχει, αλλά πρακτικά θεωρείται αμελητέα. Γενικά, δηλαδή, η απόκρισή του κτιρίου στα πλευρικά φορτία που του ασκούνται βελτιώνεται ανάλογα με τον αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συνεισφέρουν με τη δυσκαμψία τους στη συνολική δυσκαμψία του κτιρίου, αλλά επηρεάζεται ελαφρώς και από τη συμμετρία της διάταξής τους, ως προς τον άξονα διεύθυνσης που ασκούνται τα φορτία.

Άλλο ένα συμπέρασμα που προκύπτει από τις καμπύλες αυτές είναι ότι, παρά τις μικρές διαφορές που έχουν στη μετακίνηση αστοχίας τους (μεγαλύτερη μετακίνηση για την περίπτωση 2, ακολουθούν οι περιπτώσεις 1,5 και μικρότερη μετακίνηση για τις περιπτώσεις 3,4), πρακτικά αστοχούν περίπου στην ίδια μετακίνηση (εξαιρείται η περίπτωση 6). Άρα, η μετακίνηση αστοχίας δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από τη διάταξη των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, αρκεί βέβαια να συμμετέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό στο φέροντα οργανισμό.

Όσον αφορά την περίπτωση που δε λαμβάνεται καθόλου η δυσκαμψία των πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φορέα της κατασκευής (περίπτωση 6- κατασκευή με πλαισιωτό στατικό σύστημα), παρατηρείται ότι έχει πολύ μικρότερη κλίση, μικρότερη δύναμη διαρροής  $F_y$ , όπως και μεγαλύτερες μετακινήσεις συγκριτικά με τις άλλες περιπτώσεις. Διαπιστώνεται, επίσης, ότι η μέγιστη αντοχή της καμπύλης είναι περίπου το 25% (ή και λιγότερο στις περιπτώσεις που υπάρχουν σε όλη τη διαμήκη πλευρά πανέλα) της αντοχής των καμπυλών των υπόλοιπων περιπτώσεων. Αυτό δείχνει πόσο ευεργετική επίδραση έχει σε ένα κτίριο η σύνδεση των πανέλων με την υπόλοιπη κατασκευή, με τέτοιο τρόπο ώστε να συμμετέχουν και αυτά στο στατικό σύστημα, αφού οι διαφορές των αντοχών είναι τεράστιες. Ακόμα, η καμπύλη ικανότητας της συγκεκριμένης περίπτωσης, αφού φτάσει τη μέγιστη αντοχή της, διατηρεί μια σημαντική παραμένουσα αντοχή για μεγάλη τιμή μετατόπισης (φαίνεται καλύτερα στο Σχ.7.35, αφού στο Σχ.7.28 έχει «κοπεί» η καμπύλη της περίπτωσης αυτής, για καλύτερη σύγκριση).

#### 7.4.2 Αποτελέσματα για φόρτιση κατά τον εγκάρσιο άξονα $y$

Για φόρτιση κατά τον εγκάρσιο άξονα (άξονας  $y$ ), προκύπτουν, για κάθε περίπτωση διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, οι ακόλουθες καμπύλες ικανότητας:



Σχ. 7.29: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τη διεύθυνση y

Πρώτα απ' όλα, πρέπει να σημειωθεί ότι για αυτή τη διεύθυνση οι καμπύλες των περιπτώσεων 1,2,3 και 4 ταυτίζονται, κάτι που αναμενόταν να συμβεί, διότι έχουν παντού πανέλα κατά την εγκάρσια έννοια, και στις δύο πλευρές τους. Έτσι, γενικά, ισχύει ότι οι περιπτώσεις αυτές έχουν μεγαλύτερη αρχική κλίση ελαστικού κλάδου και μεγαλύτερη δύναμη διαρροής  $F_y$ , σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις. Αντιστοίχως, το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση που αφαιρούνται τα μισά πανέλα από τη μια εγκάρσια πλευρά (περίπτωση 5), σε σχέση με αυτή κατά την οποία δε λαμβάνονται καθόλου τα πανέλα στο φέρον σύστημα (περίπτωση 6), κάτι που είναι λογικό. Αξίζει να σημειωθεί, ότι η απόκριση της κατασκευής κατά τη διεύθυνση φόρτισης y, εξαρτάται μόνο από το ποσοστό κάλυψης με πανέλα στη διεύθυνση αυτή και δεν επηρεάζεται από το αντίστοιχο ποσοστό στην εγκάρσια προς αυτή διεύθυνση (x). Φαίνεται, δηλαδή, ότι κατά τη συγκεκριμένη φόρτιση δεν αναπτύσσονται στροφές στην κατασκευή.

Επιπλέον, κατά αντίστοιχο τρόπο με παραπάνω, προκύπτει ότι η αντοχή των καμπυλών ικανότητας με φόρτιση κατά τη διεύθυνση y, αυξάνεται ανάλογα με τον αριθμό των πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό, κάτι που οφείλεται τόσο στην κλίση του ελαστικού, όσο και του μετελαστικού κλάδου. Για παράδειγμα, η καμπύλη της περίπτωσης 5, όπου έχουν αφαιρεθεί τα μισά πανέλα από τη μια πλευρά, κατά τον άξονα y, έχει μικρότερη αντοχή από τις προηγούμενες (περίπου το 80% της αντοχής των περιπτώσεων 1-4), αν και αστοχεί σε ελαφρώς μεγαλύτερη μετακίνηση. Έτσι, λοιπόν, επιβεβαιώνεται και εδώ ότι, γενικά, όσο περισσότερα πανέλα πλαγιοκαλύψεων συνεισφέρουν με τη δυσκαμψία τους στη συνολική δυσκαμψία του κτιρίου, τόσο καλύτερη είναι και η απόκρισή του στα πλευρικά φορτία που του ασκούνται.

Επιπρόσθετα, η μη-συμμετρική κατανομή των πανέλων ως προς τον άξονα x (περίπτωση 4), δεν προκαλεί καμία διαφοροποίηση στην καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά τον άξονα y, σε σχέση με την αντίστοιχη συμμετρική κατανομή (περίπτωση 3). Άρα, η απόκριση του κτιρίου, επηρεάζεται (σε μικρό βαθμό) από τη συμμετρική διάταξη των πανέλων, μόνο για την περίπτωση που αφορά τον άξονα της διεύθυνσης κατά την οποία ασκούνται τα πλευρικά φορτία.

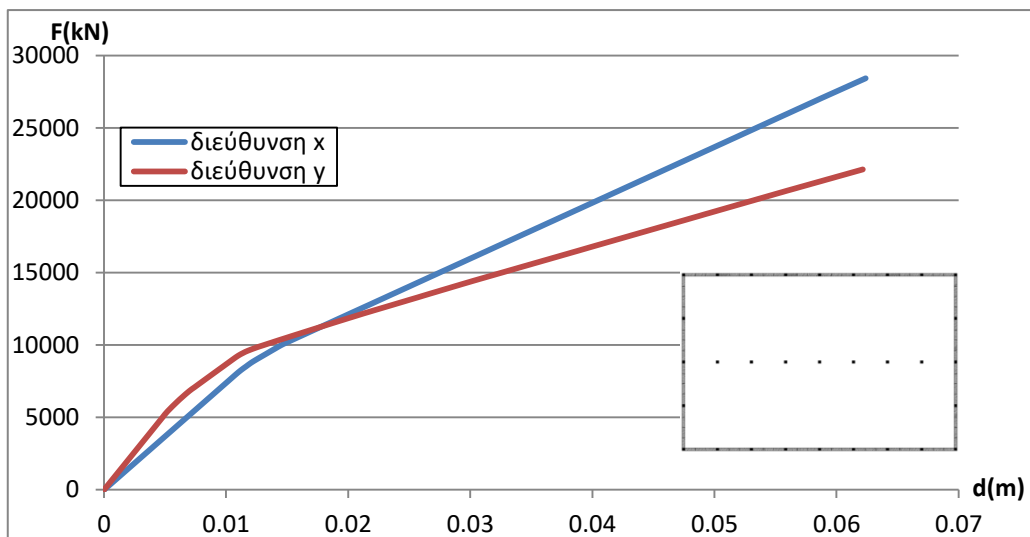
Επίσης, επιβεβαιώνεται ότι η μετακίνηση αστοχίας δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από τη διάταξη των πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν στον φέροντα οργανισμό, αφού οι μικρές διαφορές που υπάρχουν στις μετακινήσεις (μεγαλύτερη μετακίνηση για την περίπτωση 5 σε σχέση με τις υπόλοιπες), θεωρούνται πρακτικά αμελητέες.



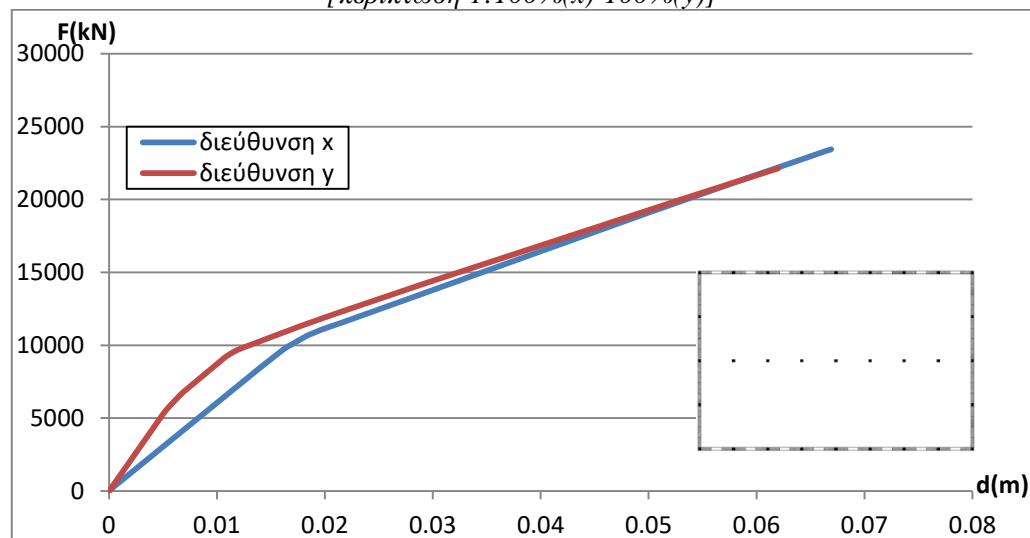
Όταν δε λαμβάνεται καθόλου η ακαμψία των πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φορέα της κατασκευής (περίπτωση 6), πάλι παρουσιάζεται πολύ μικρότερη κλίση, μικρότερη δύναμη διαρροής  $F_y$  και μεγαλύτερες μετακινήσεις σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις. Επιπλέον, η μέγιστη αντοχή της καμπύλης είναι περίπου το 30% της αντοχής των καμπυλών για τις περιπτώσεις που υπάρχουν πανέλα σε όλη την πλευρά. Το ποσοστό αυτό είναι λογικό να είναι έστω και λίγο υψηλότερο από την περίπτωση για τη φόρτιση κατά τον άξονα  $x$ , αφού τα πανέλα στη διεύθυνση  $y$  είναι λιγότερα. Ωστόσο, και εδώ επιβεβαιώνεται η σημασία που πρέπει να δίνεται, ώστε να συμμετέχουν τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Επίσης, και κατά τη διεύθυνση αυτή, η καμπύλη ικανότητας της περίπτωσης 6, αφού φτάσει τη μέγιστη αντοχή της, διατηρεί μια σημαντική παραμένουσα αντοχή για μεγάλη τιμή μετατόπισης (φαίνεται καλύτερα στο Σχ.7.35, αφού στο Σχ.7.29 έχει «κοπεί» η καμπύλη της περίπτωσης αυτής, για καλύτερη σύγκριση).

#### 7.4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων για φορτίσεις κατά τις δύο διευθύνσεις

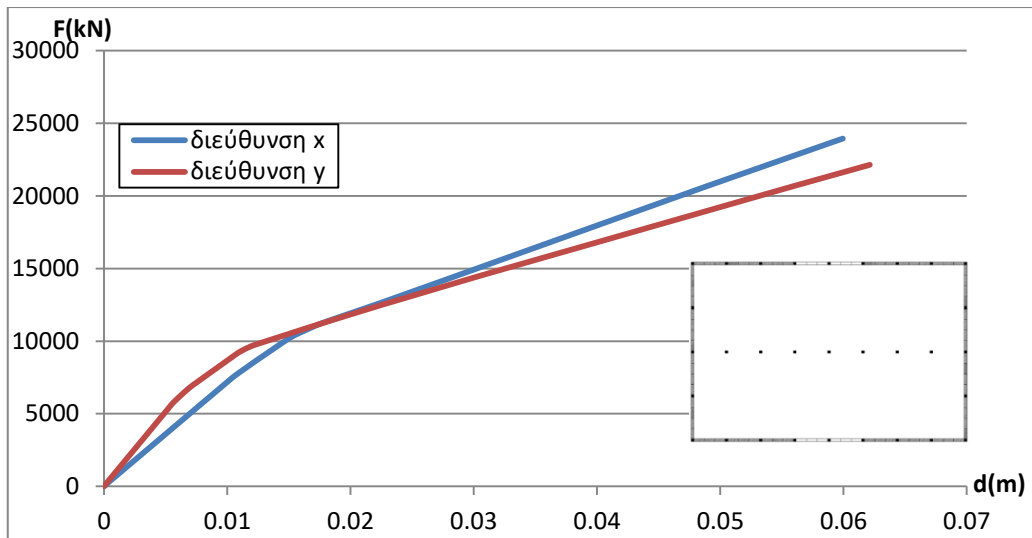
Για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των φορτίσεων κατά τις δύο διευθύνσεις, παρατίθενται τα διαγράμματα των καμπυλών ικανότητας, σε κάθε περίπτωση διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων:



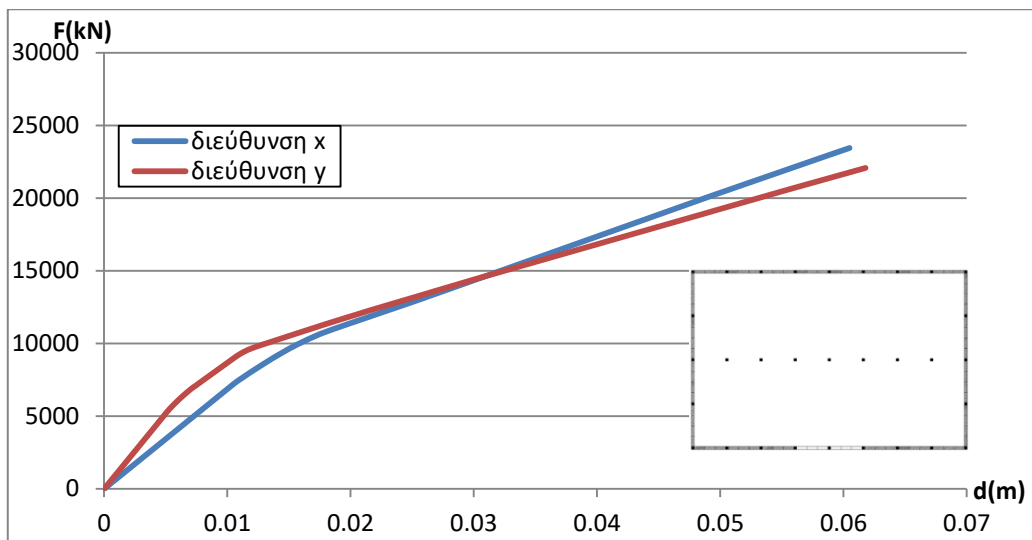
Σχ. 7.30: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  [περίπτωση 1: 100%( $x$ )-100%( $y$ )]



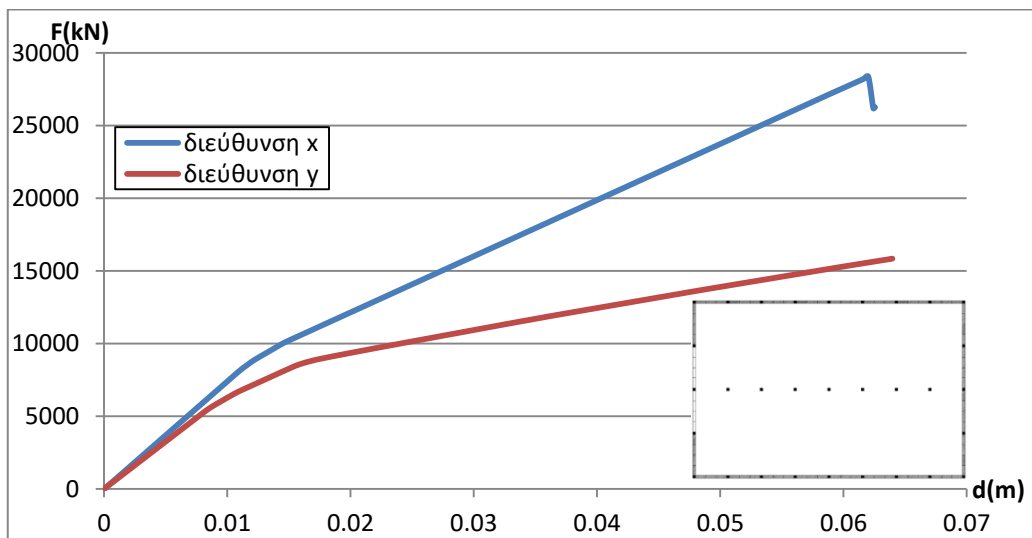
Σχ. 7.31: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  [περίπτωση 2: 66.7%( $x$ )-100%( $y$ )]



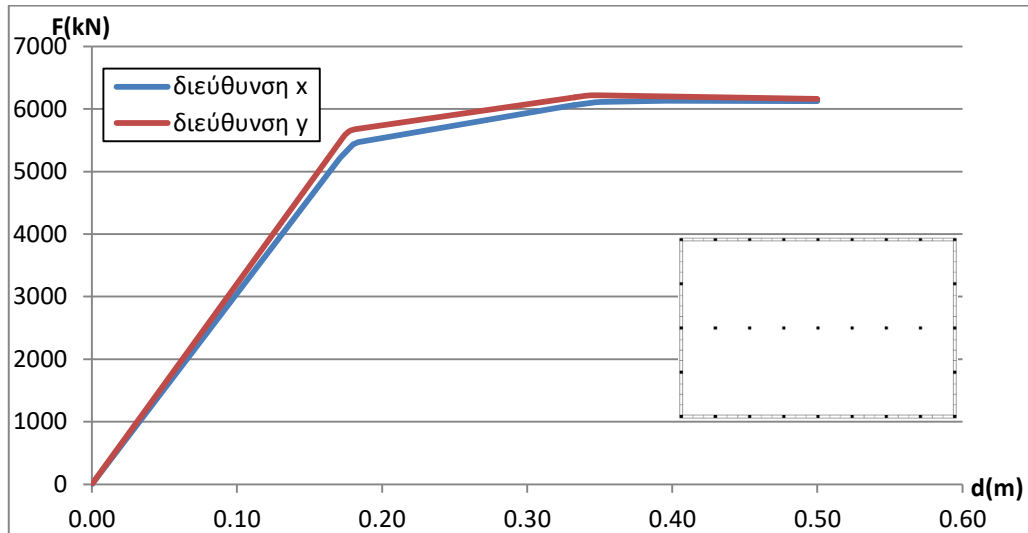
Σχ. 7.32: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τις διευθύνσεις x και y [περίπτωση 3: 75%(x)-100%(y)]



Σχ. 7.33: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τις διευθύνσεις x και y [περίπτωση 4: 87.5%(x)-100%(y)]



Σχ. 7.34: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τις διευθύνσεις x και y [περίπτωση 5: 87.5%(x)-100%(y)]



Σχ. 7.35: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας για μοντέλα με φόρτιση κατά τις διευθύνσεις x και y [περίπτωση 6: 0%(x)- 0%(y)]

Από τα παραπάνω διαγράμματα, φαίνεται ότι η μέγιστη αντοχή των καμπυλών ικανότητας είναι υψηλότερη για φόρτιση κατά τη διεύθυνση x, σε σχέση με φόρτιση κατά τη διεύθυνση y (με εξαίρεση την περίπτωση 6, όπου οι καμπύλες των δύο διευθύνσεων στο τέλος τείνουν να ταυτιστούν). Συγκεκριμένα, στην περίπτωση 2, που αρκετά πάνελα πλαγιοκαλύψεων από τη διαμήκη διεύθυνση δε συμμετέχουν στο στατικό σύστημα, η διαφορά της μέγιστης αντοχής είναι πολύ μικρή (η μέγιστη αντοχή της καμπύλης κατά y είναι περίπου το 95% της αντίστοιχης κατά x). Αντίθετα, στην περίπτωση 5, που έχουν αφαιρεθεί τα μισά πάνελα από τη μια εγκάρσια πλευρά, η αντίστοιχη διαφορά είναι πολύ μεγάλη (η μέγιστη αντοχή της καμπύλης κατά y είναι περίπου το 60% της αντίστοιχης κατά x). Ακόμα, στην περίπτωση που υπάρχουν παντού πάνελα που συμμετέχουν στο φέρον σύστημα (περίπτωση 1), τότε η διαφορά τους είναι κάπου ενδιάμεσα, ενώ το ίδιο περίπου ισχύει και για τις άλλες δύο περιπτώσεις (3 και 4). Τα παραπάνω αποτελέσματα είναι λογικά, αφού ο αριθμός των πανέλων κατά τη διαμήκη έννοια είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο κατά την εγκάρσια έννοια, άρα υπάρχει μεγαλύτερη δυσκαμψία και συνεπώς καλύτερη πλευρική αντίσταση στη συγκεκριμένη πλευρά. Εξάλλου, βλέπουμε ότι όταν ο απόλυτος αριθμός των πανέλων που συνεισφέρουν με την δυσκαμψία τους στο στατικό σύστημα είναι περίπου ίδιος μεταξύ των δύο διευθύνσεων (στην περίπτωση 2 με 32 πάνελα ανά διεύθυνση και περίπτωση 6 με 0 πάνελα), οι τελικές αντοχές του συστήματος είναι πρακτικά ίδιες και για τις δυο διευθύνσεις φόρτισης.

Κάτι άλλο που χρήζει παρατήρησης, είναι ότι σε όλες τις περιπτώσεις (με εξαίρεση την περίπτωση 5 που έχουν αφαιρεθεί πάνελα κατά την εγκάρσια διεύθυνση), παρ' όλο που οι καμπύλες ικανότητας κατά τη διεύθυνση y έχουν μεγαλύτερη αρχική κλίση ελαστικού κλάδου, σε σχέση με τις αντίστοιχες κατά τη διεύθυνση x, καταλήγουν να έχουν μικρότερη μέγιστη αντοχή, κάτι που αποδίδεται στην επιλογή του κόμβου ελέγχου.

Ακόμα, επιβεβαιώνεται ότι η μετακίνηση αστοχίας δεν επηρεάζεται από τη διεύθυνση φόρτισης, ουσιαστικά δηλαδή από το πλήθος των πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό (εφ' όσον υπάρχει ικανοποιητικός αριθμός σε κάθε πλευρά, αφού η περίπτωση 6 έχει πολύ μεγάλες μετακινήσεις), διότι οι διαφορές που υπάρχουν στις τελικές μετακινήσεις είναι τόσο μικρές, που πρακτικά θεωρείται ότι είναι ίδιες.

#### **7.4.4 Συμπεράσματα από στατική μη-γραμμική ανάλυση (*pushover*)**

Συνοπτικά, τα σημαντικότερα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν με βάση τα αποτελέσματα της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (*pushover*) στα μοντέλα του κτιρίου, για τις διάφορες περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, είναι τα ακόλουθα:

- η αντοχή του κτιρίου σε οριζόντια φορτία, όπως προκύπτει από τις καμπύλες ικανότητας, βελτιώνεται ανάλογα με τον αριθμό των πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν με την δυσκαμψία τους στην ολική δυσκαμψία της κατασκευής, κατά την εκάστοτε διεύθυνση (κάτι που επιβεβαιώνεται τόσο από τη σύγκριση των περιπτώσεων, όσο και από τη σύγκριση των διευθύνσεων φόρτισης για κάθε περίπτωση)
- κατά τη φόρτιση της κατασκευής σε οποιαδήποτε εκ των δύο διευθύνσεων (x και y) δε δημιουργούνται στροφές (η συμπεριφορά της για φόρτιση κατά τη μια διεύθυνση δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από τη διάταξη των πανέλων στην εγκάρσια προς αυτή διεύθυνση)
- η απόκριση του κτιρίου εξαρτάται σε μικρό βαθμό και από τη συμμετρική διάταξη των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, ως προς τον άξονα της διεύθυνσης φόρτισης
- η μετακίνηση αστοχίας δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από τη διάταξη των πανέλων, αρκεί, βέβαια, να συμμετέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό στο φέροντα οργανισμό
- η συμπεριφορά του κτιρίου είναι πολύ χειρότερη στην περίπτωση που τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων δε συμβάλλουν με τη δυσκαμψία τους στη δυσκαμψία της κατασκευής, διότι η καμπύλη ικανότητας έχει πολύ μικρότερη φέρουσα ικανότητα (περίπου 20-25% σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις) και σημαντικά μεγαλύτερη μετακίνηση αστοχίας, λόγω της παραμένουσας αντοχής που παρουσιάζει

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

### ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (TIME-HISTORY)

#### 8.1 Γενικά περί δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history)

Η δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας σχετίζεται με την καταγραφή της ανελαστικής απόκρισης του φορέα, όταν σε αυτόν επιβληθεί ως φόρτιση το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού, η πραγματική δηλαδή σεισμική κίνηση κατά της διάρκεια ενός σεισμικού συμβάντος. Στο προσομοίωμα του φορέα πρέπει να περιγράφονται ικανοποιητικά οι ανελαστικοί νόμοι τάσεων-παραμορφώσεων για τα επιμέρους δομικά στοιχεία, ενώ η απόκριση του φορέα προκύπτει μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας, με χρήση χρονικών βημάτων. Τα επιταχυνσιογραφήματα σεισμικών δονήσεων που χρησιμοποιούνται προκύπτουν είτε από πραγματικές καταγραφές είτε είναι τεχνητά, με κατάλληλα χαρακτηριστικά που επιβάλλει ο κανονισμός.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές εκτιμήσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκρισή της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η χρονοϊστορία μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρ' όλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση αποτελεί την ακριβέστερη μέθοδο ανάλυσης για την αποτίμηση της αντισεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κατασκευών, αλλά και τον έλεγχο της ανελαστικής συμπεριφοράς κατασκευών, αμέσως μετά το σχεδιασμό τους. Ωστόσο, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων (εξαιτίας της ευαισθησίας που, όπως προαναφέρθηκε, έχει η απόκριση του φορέα σε αυτά) και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς, ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων άλλων μεθόδων ανάλυσης.

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι υπάρχουν συγκεκριμένες ομοιότητες μεταξύ της ανάλυσης pushover και της ανάλυσης time-history, καθώς και ουσιώδεις διαφορές, σχετικά με τη δυνατότητα εφαρμογής τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών και με την άμεση ή έμμεση σύγκριση των τιμών των μεγεθών απόκρισης που παρέχουν οι δύο μέθοδοι. Η σύγκριση των μεγεθών απόκρισης (μετακινήσεις, τάσεις-δυνάμεις, υστερητική ενέργεια, κ.λ.π.), όπως αυτά μεταβάλλονται με το χρόνο για συγκεκριμένη σεισμική διέγερση, είναι

ανέφικτη. Παρ' όλα αυτά, μπορούν να γίνουν συγκεκριμένες συγκρίσεις μεταξύ παρεμφερών μεγεθών απόκρισης που προκύπτουν από την εφαρμογή της time-history και της pushover, όπως:

- σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων, οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης, και το αντίστροφο
- σύγκριση του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν σχηματιστεί στο κτίριο για δεδομένη τέμνουσα βάσης και το αντίστροφο

## **8.2 Επιλογή σεισμικών καταγραφών**

### **8.2.1 Κριτήρια επιλογής σεισμικών καταγραφών**

Η εδαφική κίνηση που δημιουργείται από ένα σεισμικό γεγονός εξαρτάται από ένα μεγάλο πλήθος παραγόντων που αφορούν τα χαρακτηριστικά του σεισμού και το μέσο διάδοσης των κυμάτων. Για να εξαχθούν έγκυρα και αξιόπιστα αποτελέσματα σε μια δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να γίνει όσο το δυνατόν πιο προσεκτική επιλογή των σεισμικών καταγραφών, οι οποίες θα πρέπει να δημιουργούν μια δυσμενή και ταυτόχρονα ρεαλιστική φόρτιση για την κατασκευή.

Οι σεισμικές καταγραφές που επιλέγονται στην παρούσα εργασία είναι κυρίως παλμικές (κοντινού πεδίου), αλλά υπάρχει μία και μη-παλμική (μακρινού πεδίου) καθώς και ένα τεχνητό επιταχυνσιογράφημα. Σημειώνεται, ότι παλμικές ονομάζονται οι κινήσεις, όταν στη χρονοϊστορία της εδαφικής τους ταχύτητας φθάνουν ένας ή περισσότεροι παλμοί νωρίς και χαρακτηρίζονται από μεγάλο πλάτος. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στην κατευθυντικότητα λόγω της διάρρηξης ενός ρήγματος εντός μίας περιοχής κοντινού πεδίου και επηρεάζει δυσμενώς τις κατασκευές δημιουργώντας μεγαλύτερες ανελαστικές μετακινήσεις. Για τις παλμικές καταγραφές το κριτήριο επιλογής είναι ότι οι παλμοί κατευθυντικότητας επηρεάζουν σημαντικά την ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών για τις περιπτώσεις ιδιοπεριόδων:  $T_p/2 < T < T_p$ , όπου:

- $T$ : η θεμελιώδης περίοδος του μοντέλου του κτιρίου για την εκάστοτε περίπτωση διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων
- $T_p$ : η δεσπόζουσα περίοδος του πρώτου παλμού κάθε παλμικής καταγραφής

Με δεδομένο ότι οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι είναι παρόμοιας τάξης μεγέθους για όλες τις περιπτώσεις (με εξαίρεση την περίπτωση 6 που δε συμμετέχουν τα πανέλα στο φέροντα οργανισμό και είναι ελαφρώς μεγαλύτερη, βλ.Κεφ.4.3), οι σεισμικές καταγραφές επιλέγονται έτσι ώστε η δεσπόζουσα περίοδος του πρώτου παλμού τους να κυμαίνεται μεταξύ:  $T < T_p < 2T$ , κάτι που αποτελεί και το δυσμενέστερο σενάριο. Ταυτόχρονα γίνεται η προσπάθεια να καλυφθούν από αυτό το κριτήριο οι θεμελιώδεις ιδιοπερίόδους όλων των εξεταζόμενων περιπτώσεων (και της 6 και των υπολοίπων με παρόμοια αποτελέσματα).

Έτσι, λοιπόν, επιλέγονται, τελικά, για τη διέγερση βάσης, τέσσερις παλμικές καταγραφές και μια μη-παλμική, από τη βάση δεδομένων του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), οι οποίες έχουν καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες για δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Επιπλέον, επιλέγεται και μια τεχνητή ημι-φασματική χρονοϊστορία, προσαρμοσμένη στο φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Οι καταγραφές αυτές παρουσιάζονται αναλυτικά (όσα στοιχεία ενδιαφέρουν στην εργασία) στην επόμενη ενότητα (Κεφ.8.2.2), με το αντίστοιχο επιταχυνσιογράφημά τους, το ελαστικό φάσμα απόκρισης ψευδο-επιταχύνσεων για απόσβεση 5% και το ελαστικό φάσμα απόκρισης ψευδο-ταχυτήτων για απόσβεση 5%

(όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα SeismoSignal). Σημειώνεται ότι η αρίθμηση των καταγραφών έχει διατηρηθεί αυτούσια όπως δίνεται στη βάση δεδομένων σεισμικών καταγραφών του PEER.

### 8.2.2 Σεισμικές καταγραφές

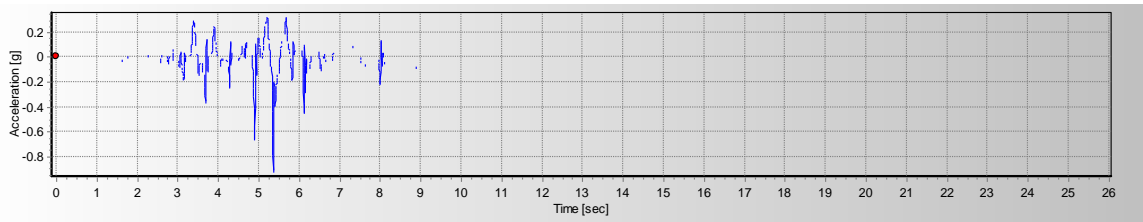
- Παλμικές καταγραφές

1α) Καταγραφή: 00250L

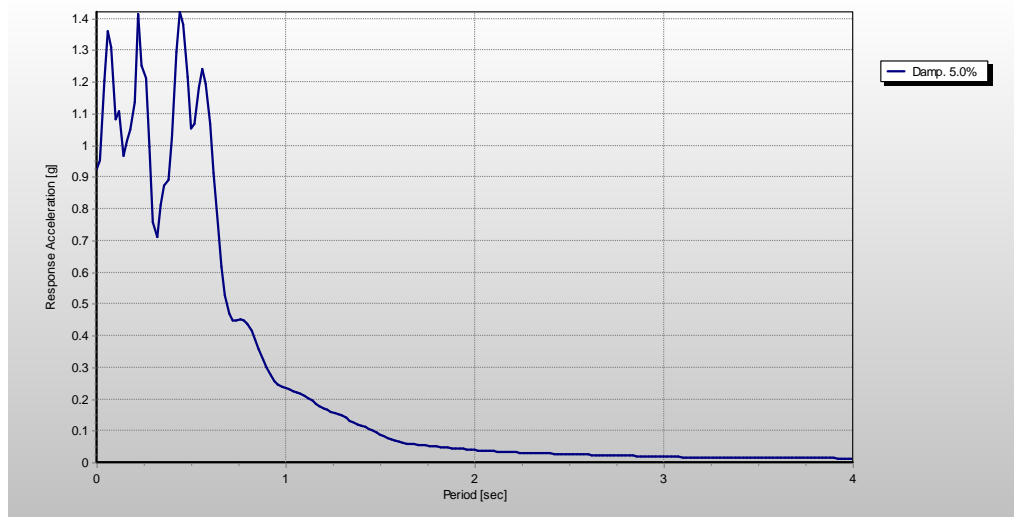
Σεισμός: Mammoth Lakes 05/27/80

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=0^\circ$  (δεσπόζων παλμός σε αυτή τη διεύθυνση)

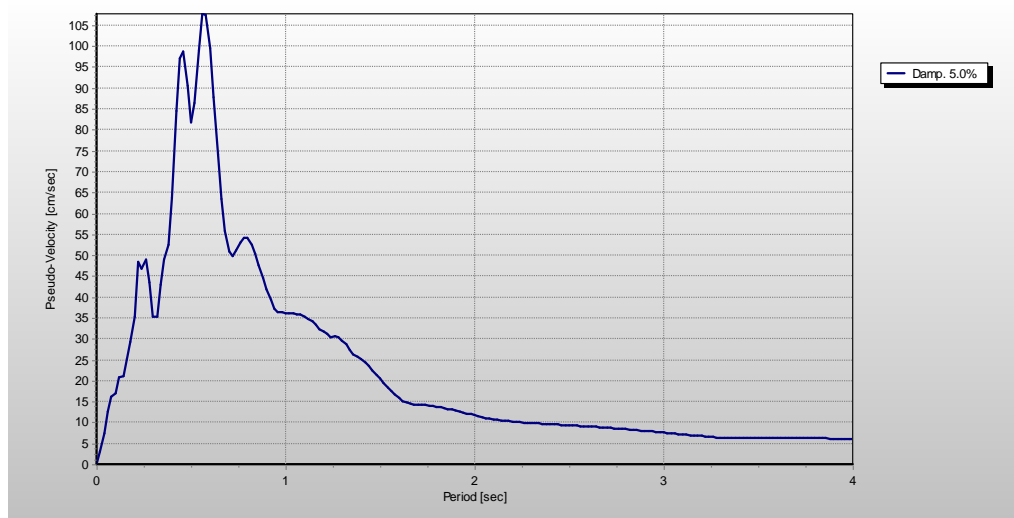
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 0.6\text{sec}$



**Σχ. 8.1:** Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 00250L



**Σχ. 8.2:** Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00250L



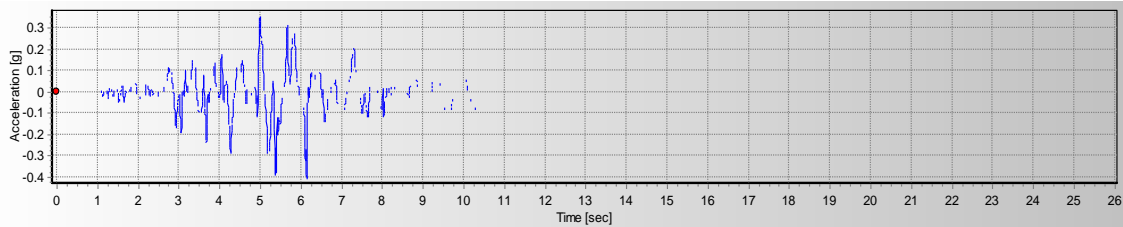
**Σχ. 8.3:** Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00250L

1β) Καταγραφή: 00250T

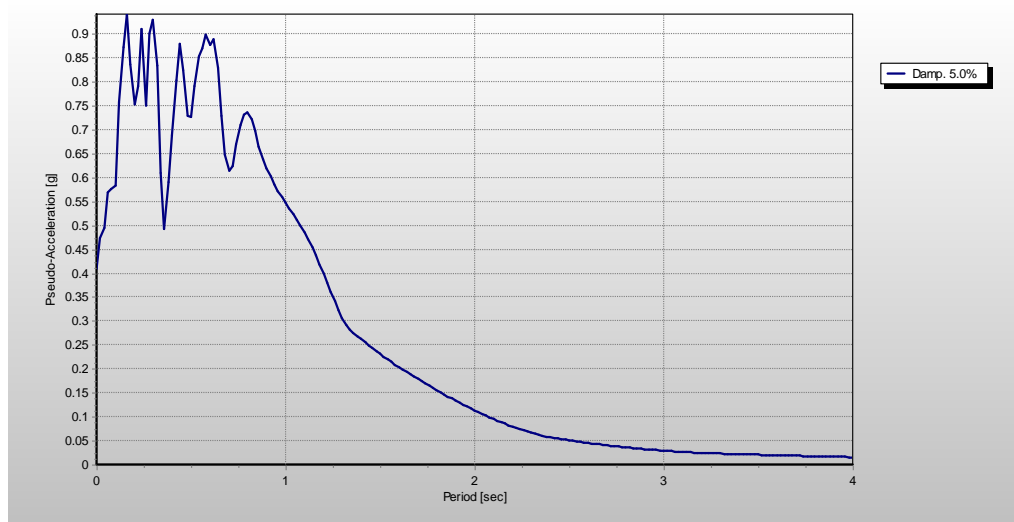
Σεισμός: Mammoth Lakes 05/27/80

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=90^\circ$

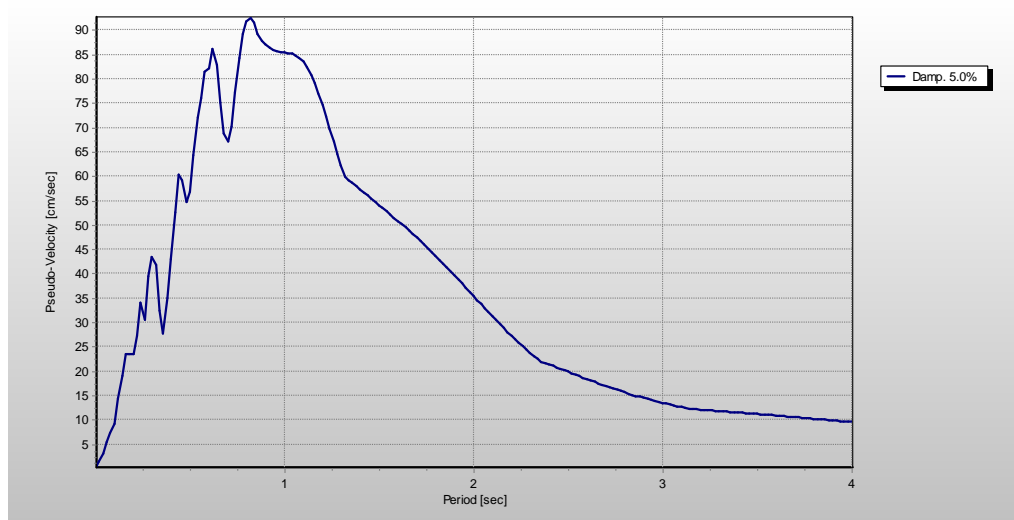
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 0.6\text{sec}$



Σχ. 8.4: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 00250T



Σχ. 8.5: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00250T



Σχ. 8.6: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00250T

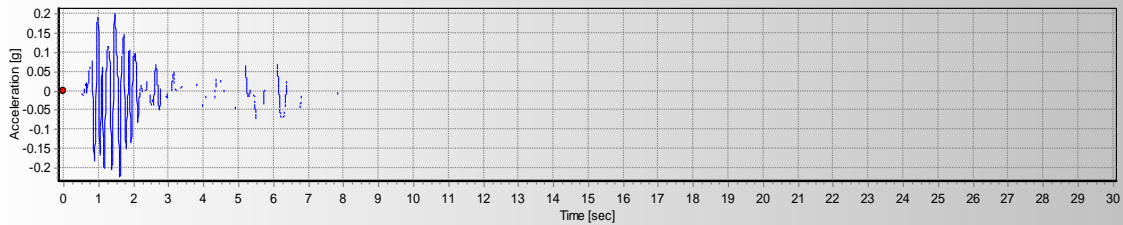


2α) Καταγραφή: 00459L

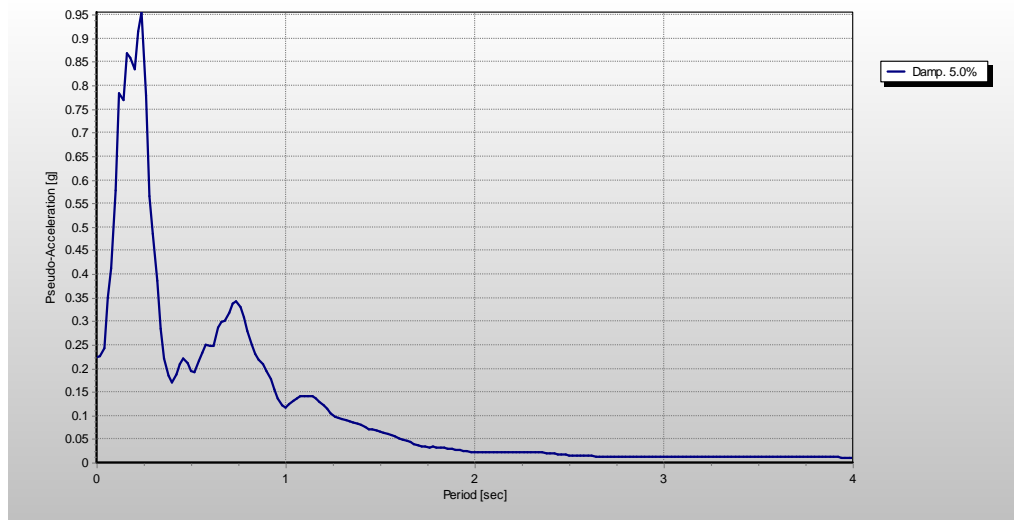
Σεισμός: Morgan Hill 04/24/84

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=0^\circ$

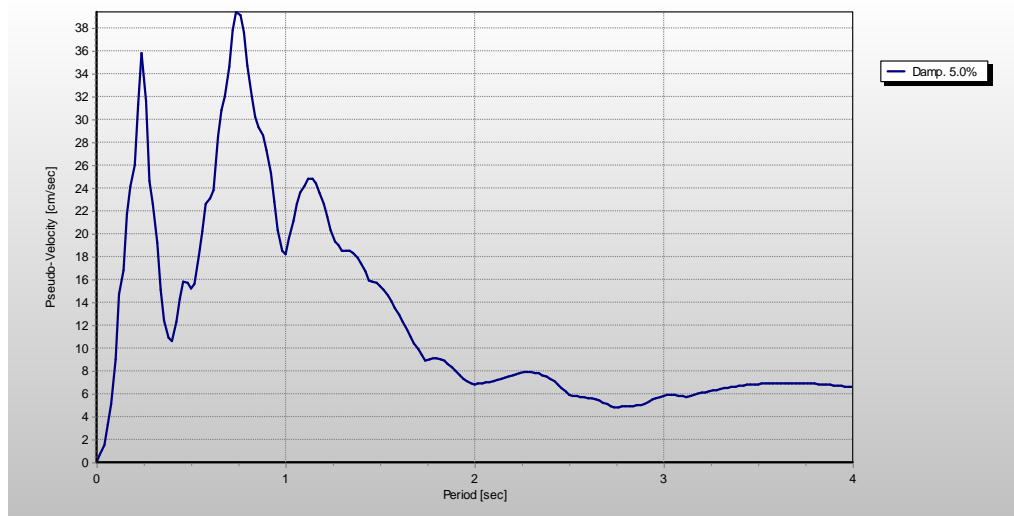
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 1.2\text{sec}$



Σχ. 8.7: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 00459L



Σχ. 8.8: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00459L



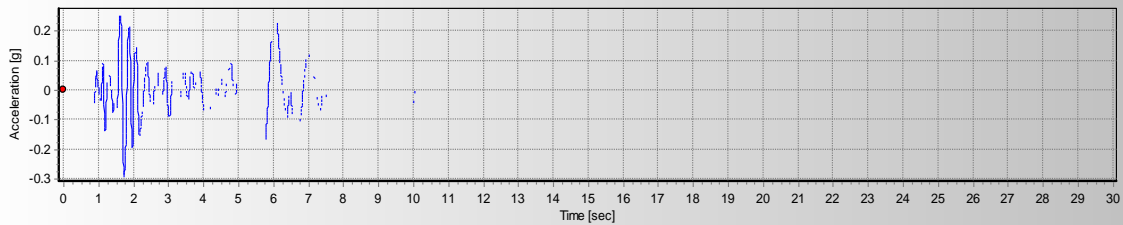
Σχ. 8.9: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00459L

2β) Καταγραφή: 00459T

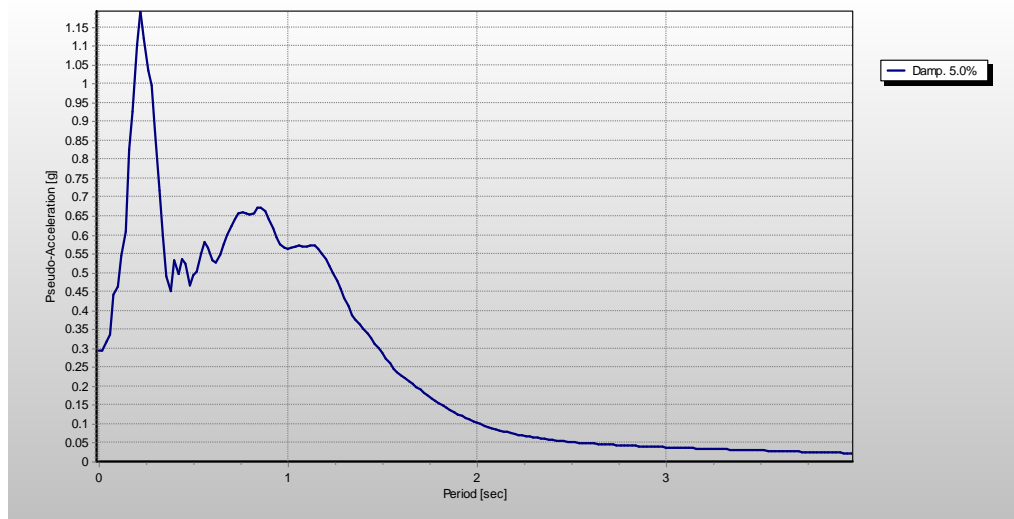
Σεισμός: Morgan Hill 04/24/84

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=90^\circ$  (δεσπόζων παλμός σε αυτή τη διεύθυνση)

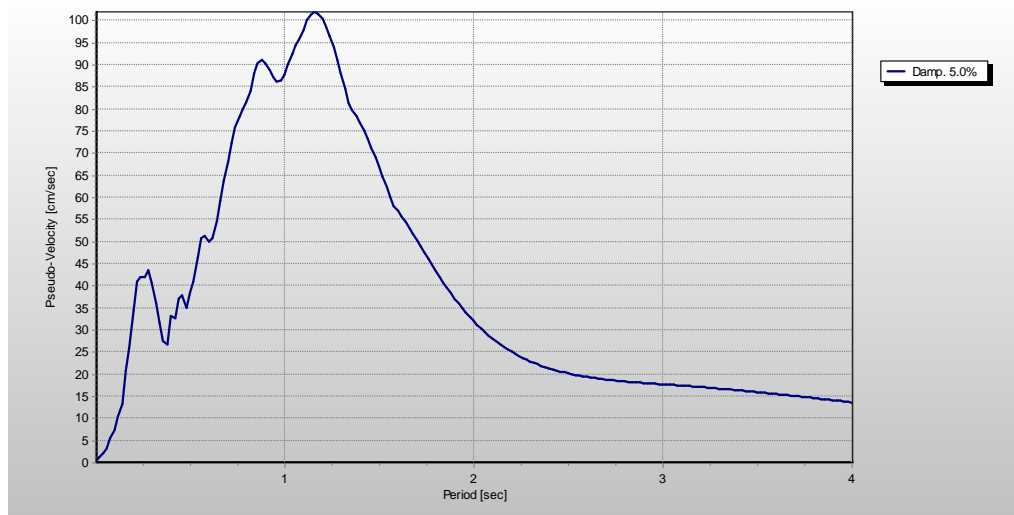
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 1.2\text{sec}$



Σχ. 8.10: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 00459T



Σχ. 8.11: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00459T



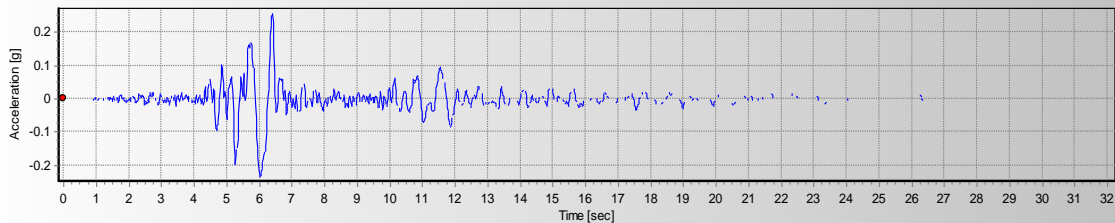
Σχ. 8.12: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00459T

3α) Καταγραφή: 00645L

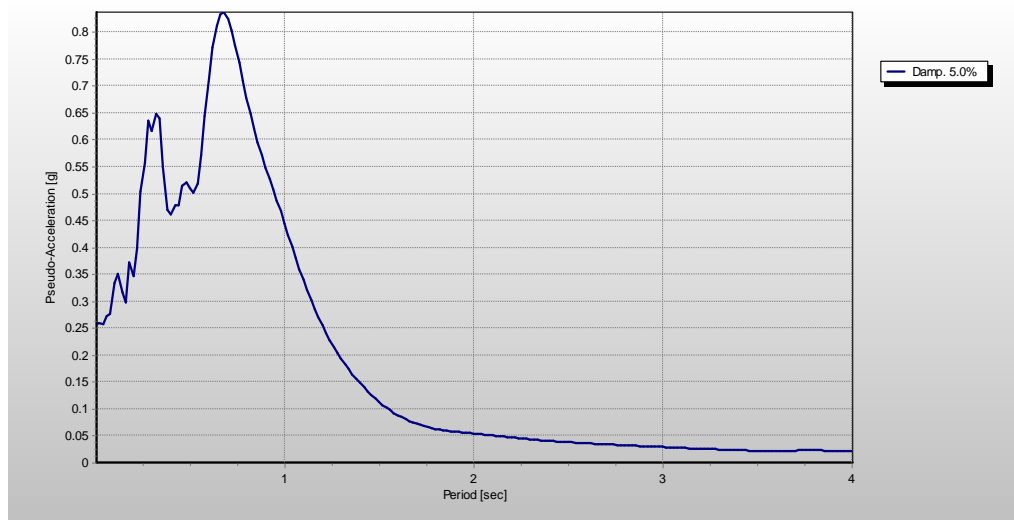
Σεισμός: Whittier 10/01/87

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=0^\circ$  (δεσπόζων παλμός σε αυτή τη διεύθυνση)

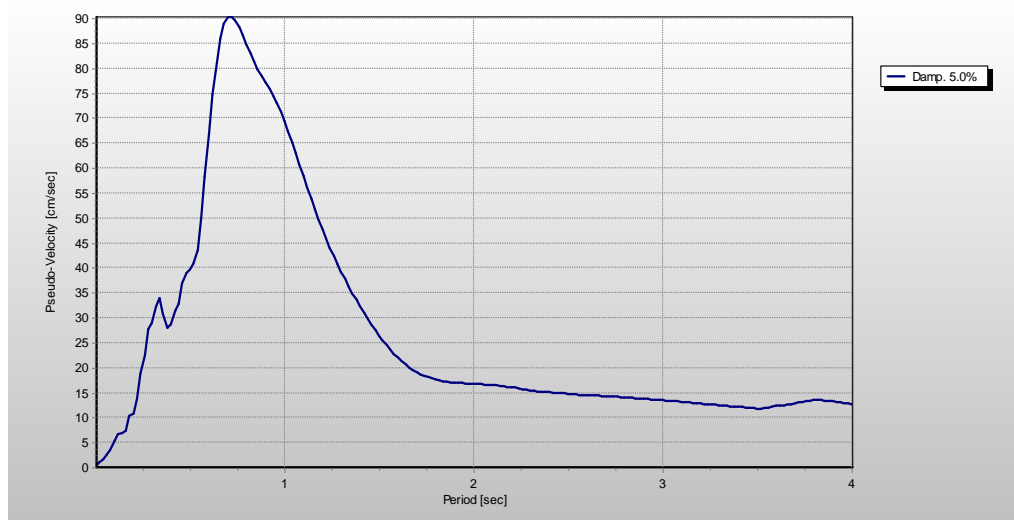
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 0.78\text{sec}$



Σχ. 8.13: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 00645L



Σχ. 8.14: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00645L



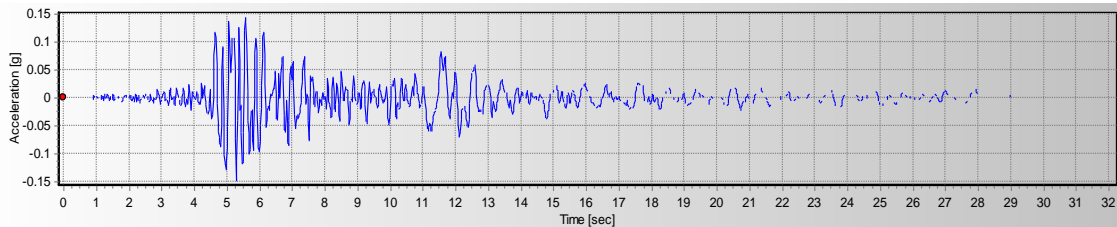
Σχ. 8.15: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00645L

3β) Καταγραφή: 00645T

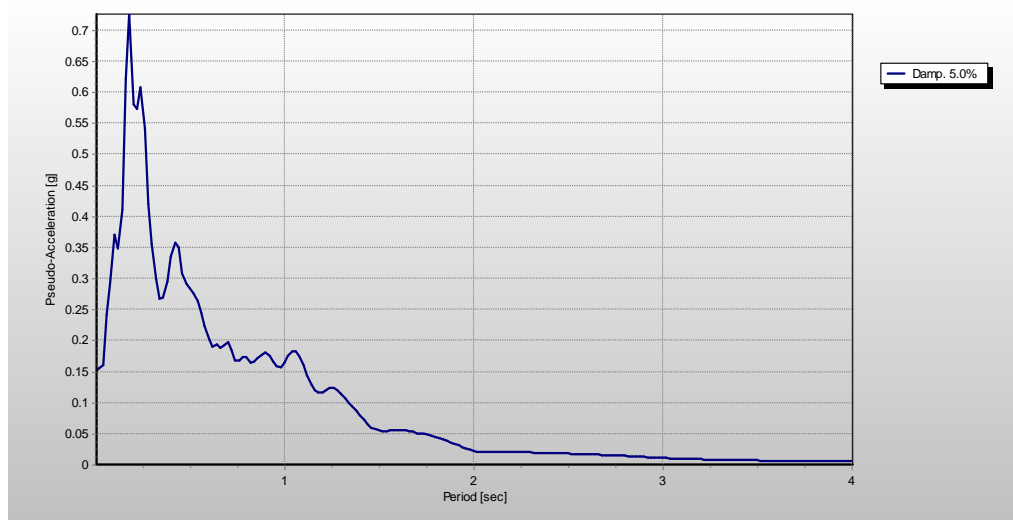
Σεισμός: Whittier 10/01/87

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=90^\circ$

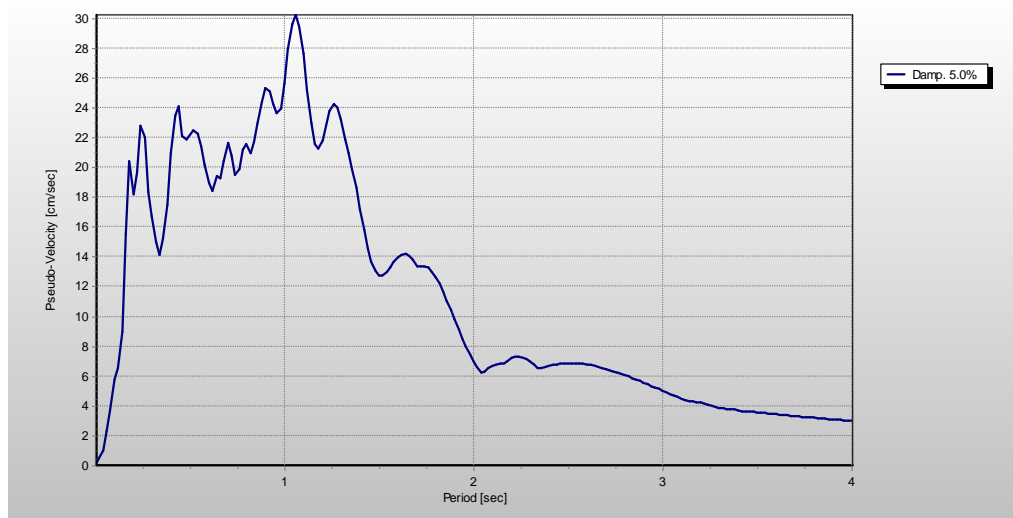
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 0.78\text{sec}$



Σχ. 8.16: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 00645T



Σχ. 8.17: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00645T



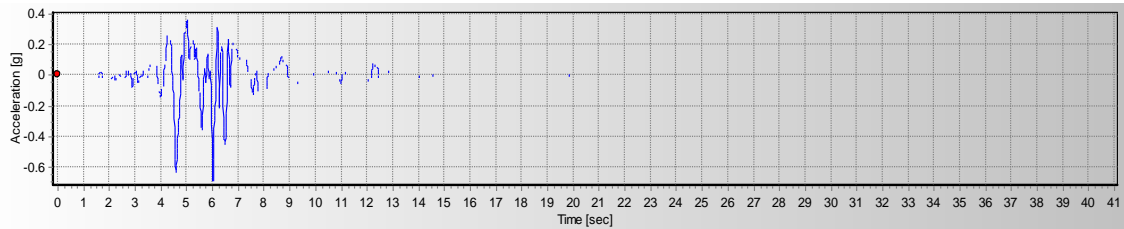
Σχ. 8.18: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 00645T

4α) Καταγραφή: 01119L

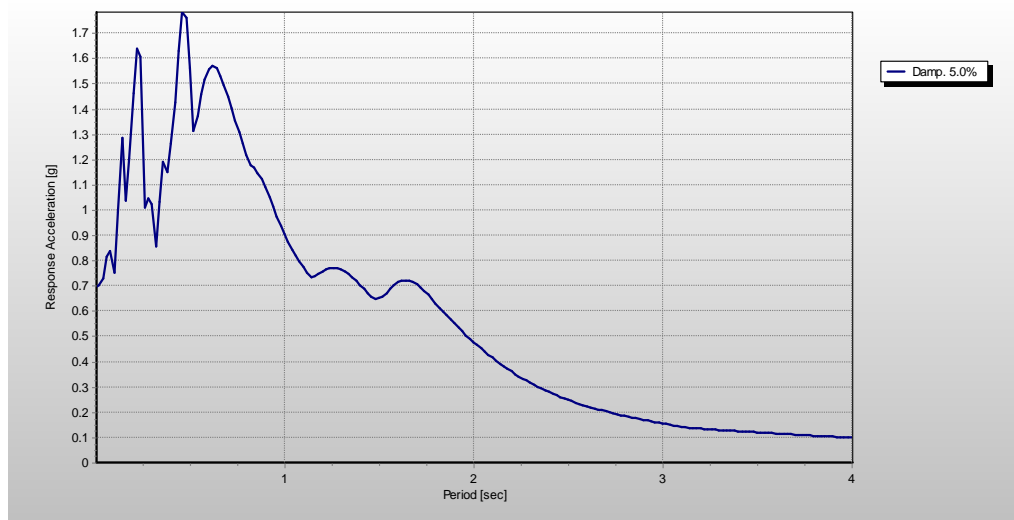
Σεισμός: Kobe 01/16/95

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=0^\circ$  (δεσπόζων παλμός σε αυτή τη διεύθυνση)

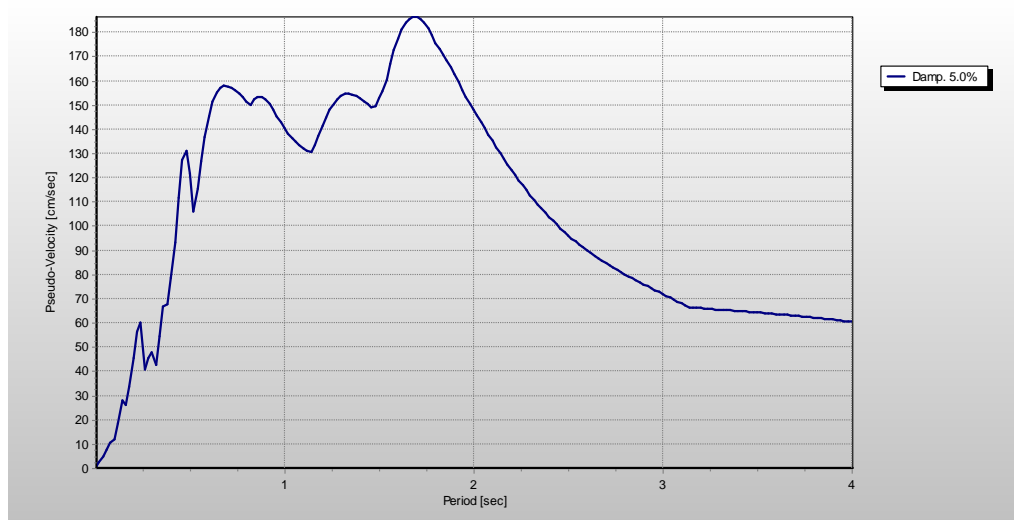
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 1.75\text{sec}$



Σχ. 8.19: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 01119L



Σχ. 8.20: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 01119L



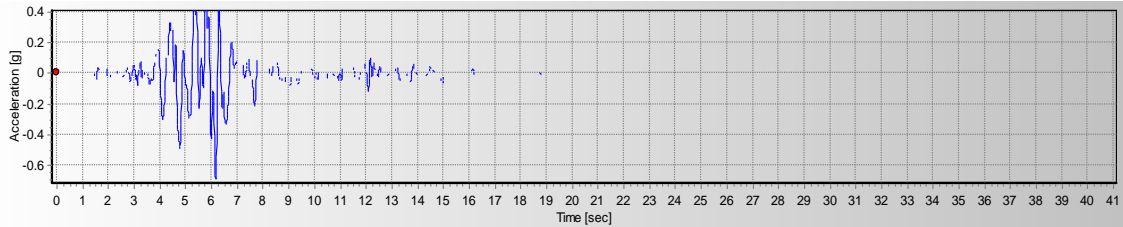
Σχ. 8.21: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 01119L

4β) Καταγραφή: 01119T

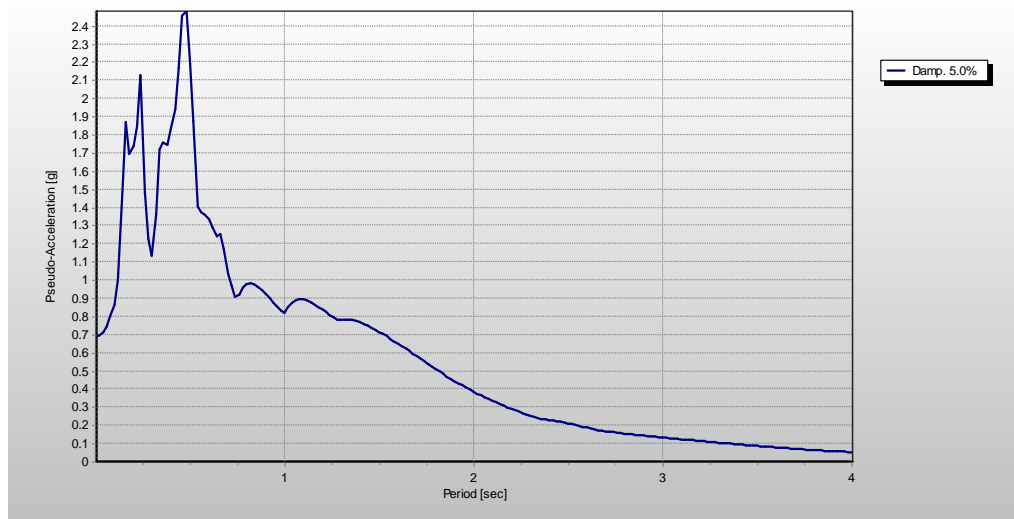
Σεισμός: Kobe 01/16/95

Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=90^\circ$

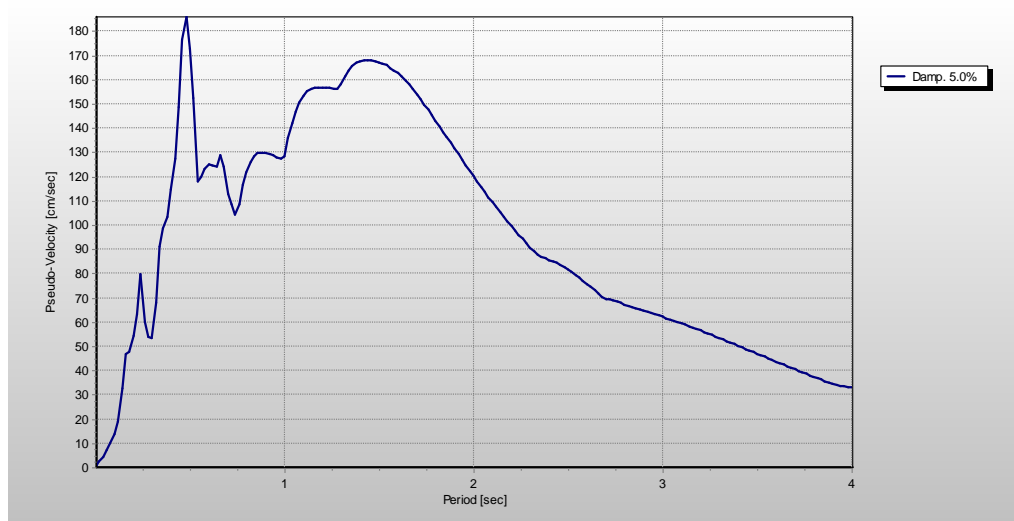
Δεσπόζουσα περίοδος  $T_p: 1.75\text{sec}$



Σχ. 8.22: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή 01119T



Σχ. 8.23: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 01119T



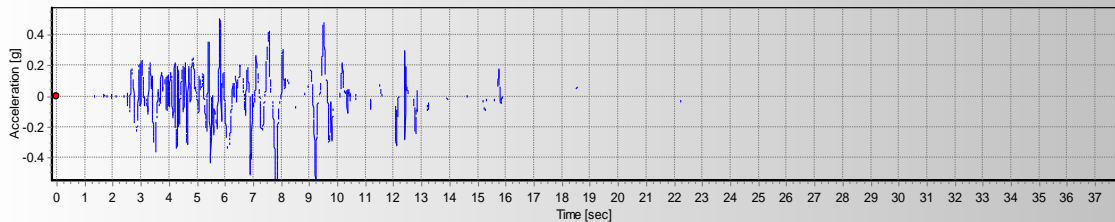
Σχ. 8.24: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή 01119T

• **Μη-παλμικές καταγραφές**

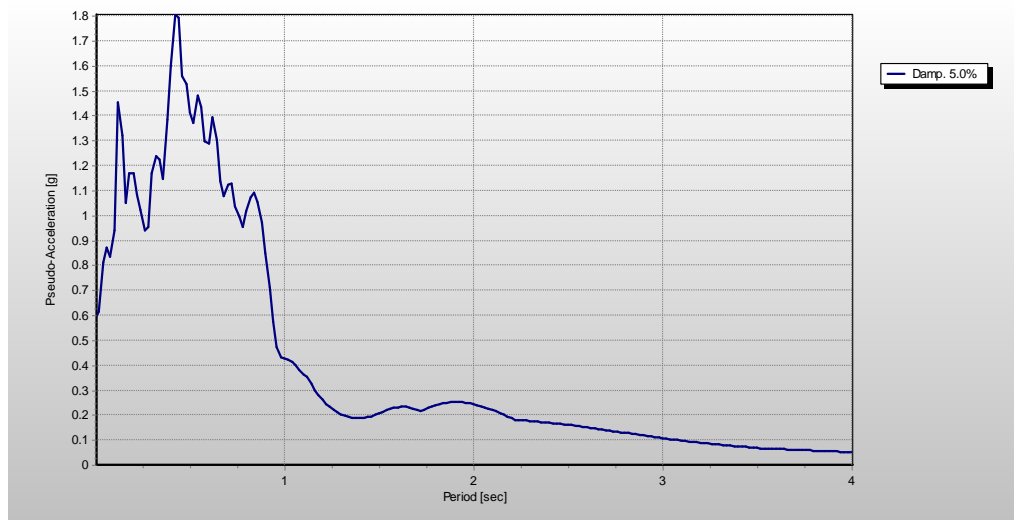
5α) Καταγραφή: (nr)00160L

Σεισμός: Imperial Valley 10/15/79

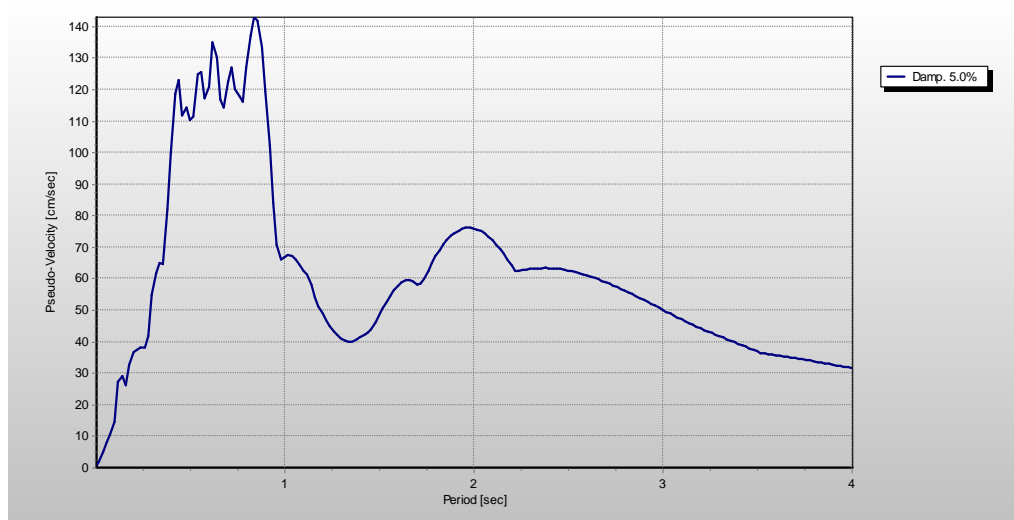
Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=0^\circ$



Σχ. 8.25: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή (nr)00160L



Σχ. 8.26: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή (nr)00160L

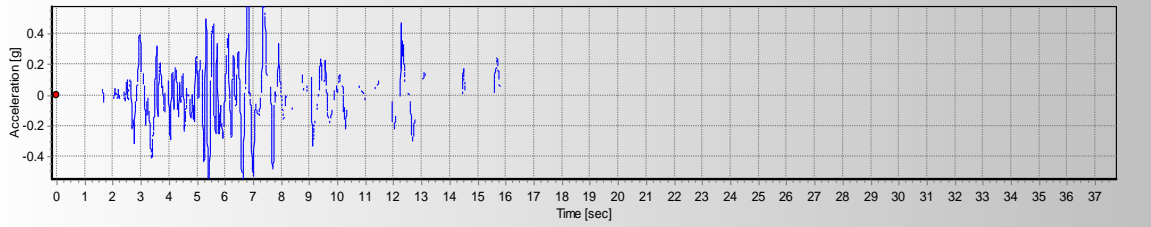


Σχ. 8.27: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή (nr)00160L

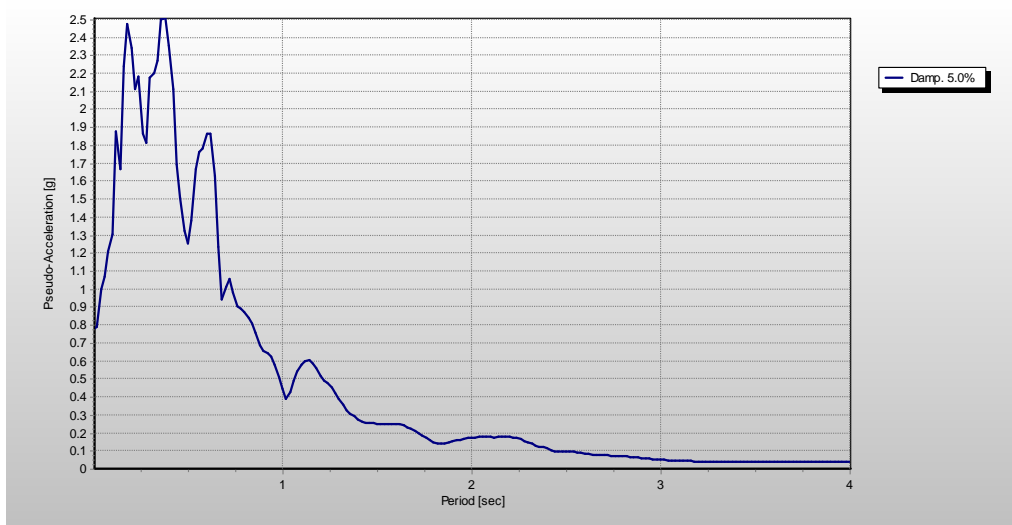
5β) Καταγραφή: (nr)00160T

Σεισμός: Imperial Valley 10/15/79

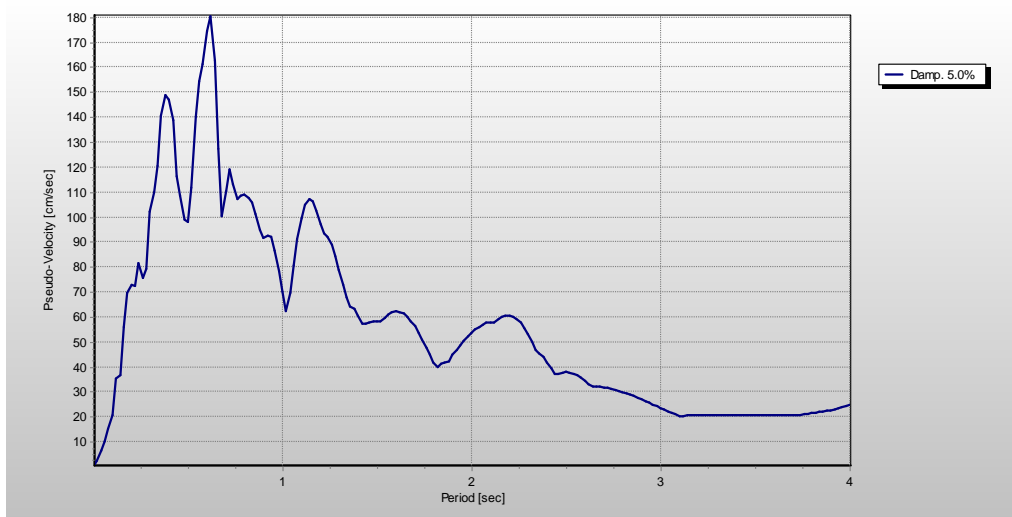
Διεύθυνση σεισμικής συνιστώσας:  $\varphi=90^\circ$



Σχ. 8.28: Επιταχυνσιογράφημα για σεισμική καταγραφή (nr)00160T



Σχ. 8.29: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή (nr)00160T

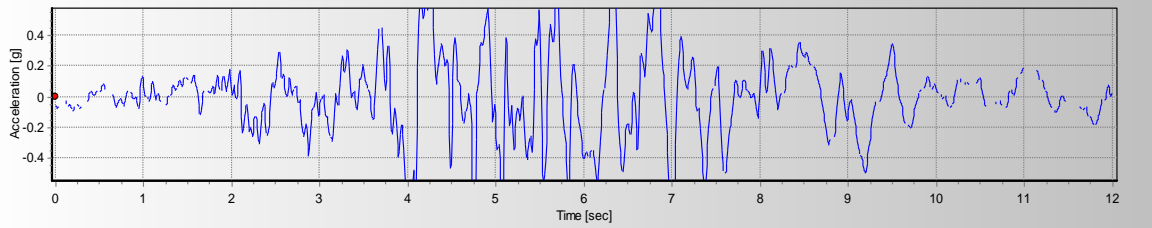


Σχ. 8.30: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυντήτων ( $\zeta=5\%$ ) για σεισμική καταγραφή (nr)00160T

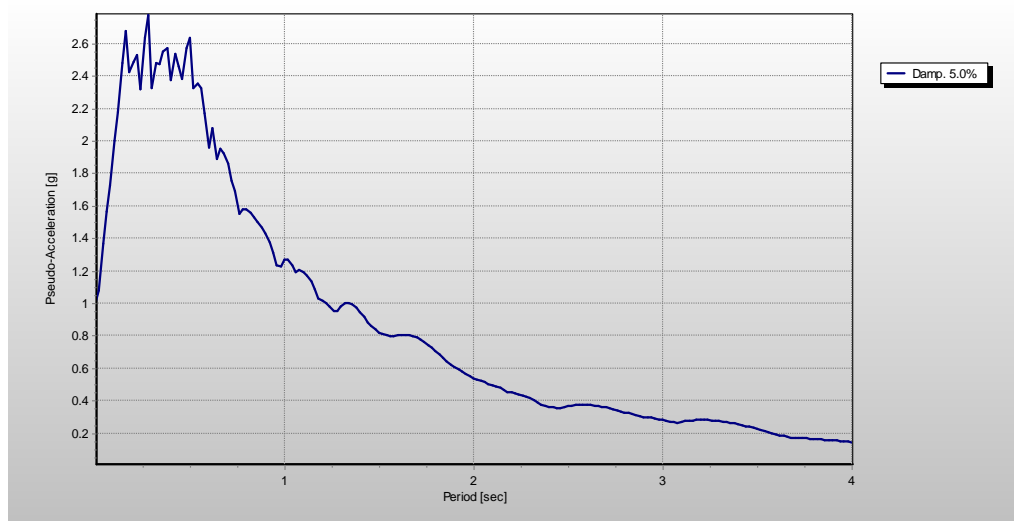


• **Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα**

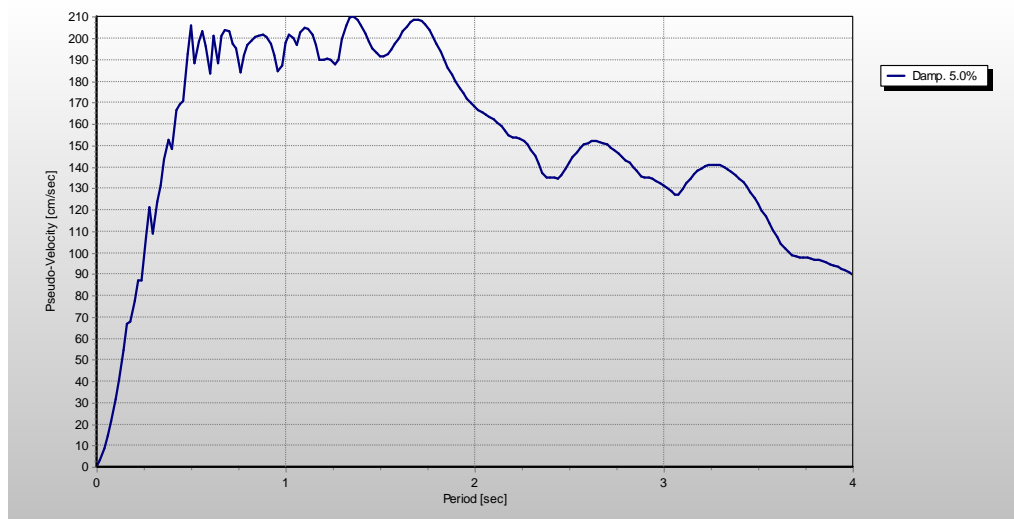
β) τροποποιημένο επιταχυνσιογράφημα Tolmezzo με βάση τον Ευρωκώδικα 8 για  $a_g=1g$  και έδαφος κατηγορίας A ( $S=1$ )



Σχ. 8.31: Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα Tolmezzo ( $a_g=1g$ ,  $S=1$ )

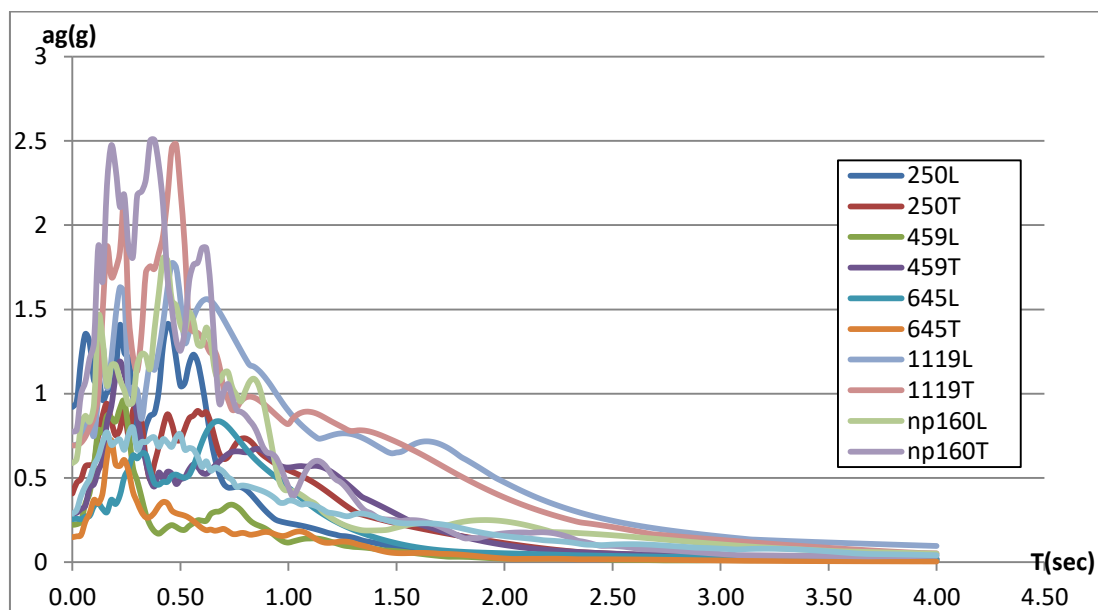


Σχ. 8.32: Ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για τεχνητό επιταχυνσιογράφημα Tolmezzo ( $a_g=1g$ ,  $S=1$ )



Σχ. 8.33: Ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων ( $\zeta=5\%$ ) για τεχνητό επιταχυνσιογράφημα Tolmezzo ( $a_g=1g$ ,  $S=1$ )

Ακολουθεί ένα συγκεντρωτικό διάγραμμα των ελαστικών φασμάτων ψευδο-επιταχύνσεων για όλες τις σεισμικές καταγραφές που παρουσιάστηκαν:



Σχ. 8.34: Ελαστικά φάσματα ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) για όλες τις σεισμικές καταγραφές

### 8.2.3 Επεξεργασία των σεισμικών καταγραφών

Ακολουθώς, γίνεται επεξεργασία των σεισμικών καταγραφών, ώστε να αναχθούν στην εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.24g$  (ζώνη σεισμική επικινδυνότητας 2) και στο συντελεστή εδάφους  $S=1.2$  (έδαφος κατηγορίας B). Η αναγωγή, δηλαδή, γίνεται στα δεδομένα που είχαν χρησιμοποιηθεί για τη φασματική ανάλυση κατά τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων των πανέλων πλαγιοκαλύψεων και των οπλισμών των υποστρωμάτων. Με την επεξεργασία, που γίνεται στο πρόγραμμα Excel, δημιουργούνται νέα προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα. Τα βήματα που ακολουθούνται για τη διαδικασία αυτή είναι (για κάθε σεισμική καταγραφή) τα ακόλουθα:

- Γίνεται εισαγωγή του ελαστικού φάσματος απόκρισης ψευδο-επιταχύνσεων ( $\zeta=5\%$ ) από το πρόγραμμα SeismoSignal στο πρόγραμμα Excel.
- Υπολογίζεται η ενεργός τιμή επιτάχυνσης EPA από τη σχέση των Newmark-Hall και McGuire:  $EPA=PSA_{BC}/2.5$  [12], όπου:
  - $PSA_{BC}$ : μέση τιμή των φασματικών επιταχύνσεων για απόσβεση  $\zeta=5\%$ , στην περιοχή περιόδων από 0.1 έως 0.5sec περίπου
  - συντελεστής 2.5: συντελεστής με τον οποίο διαιρούνται οι φασματικές τιμές και αντιστοιχεί σε σειμούς κανονικής διάρκειας
- Υπολογίζεται ο συντελεστής αναγωγής του εκάστοτε επιταχυνσιογραφήματος σε εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.24g$  και συντελεστή εδάφους  $S=1.2$ . Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται από τη σχέση:  $\text{συντελεστής} = \frac{1.2 \cdot 0.24}{EPA} = \frac{2.5 \cdot 1.2 \cdot 0.24}{PSABC}$ . Έτσι, για κάθε σεισμική καταγραφή προκύπτουν οι εξής συντελεστές:
  - [00250L] → 0.575 / [00250T] → 0.800
  - [00459L] → 1.217 / [00459T] → 0.865
  - [00645L] → 1.299 / [00645T] → 1.506

- [01119L]→0.487 / [01119T]→ 0.359
- [np00160L]→0.481 / [np00160T]→0.310
- [Tolmezzo]→0.288
- Πολλαπλασιάζονται οι τιμές των επιταχύνσεων, από τα επιταχυνσιογραφήματα των αρχικών σεισμικών καταγραφών, με τους αντίστοιχους συντελεστές που προέκυψαν και δημιουργούνται τα προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα.
- Δημιουργούνται πρόσθετα επιταχυνσιογραφήματα με διπλάσιες τιμές επιταχύνσεων, σε σχέση με τα προσαρμοσμένα, που θα εισαχθούν και αυτά σε ξεχωριστά μοντέλα για εξέταση της απόκρισης του κτιρίου.

### **8.3 Προσομοίωση μοντέλων δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history)**

#### **8.3.1 Χωρικό προσομοίωμα και γεωμετρία**

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του φορέα είναι το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000v.15 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures). Από αυτό δημιουργείται κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των διαφορών μεγεθών απόκρισης της κατασκευής.

Για να καθοριστεί πλήρως η παραμόρφωση του συστήματος στο χώρο, λαμβάνονται υπόψη έξι βαθμοί ελευθερίας για κάθε κόμβο, ως προς το ορθογωνικό σύστημα συντεταγμένων  $O_{xyz}$  (ορίζεται με παρόμοιο τρόπο, όπως στο Κεφ.3.2.1) . Οι έξι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν σε τρεις μεταθέσεις κατά τους άξονες x, y, z και τρεις στροφές με διανύσματα παράλληλα προς τους ίδιους άξονες.

Η προσομοίωση γίνεται με γραμμικά στοιχεία («*frame sections*»), ακόμα και για τα στοιχεία των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, και με ελατήρια, που έχουν τη λειτουργία των συνδέσεων. Επιπλέον, ορίζονται οι αντίστοιχες μη-γραμμικές ιδιότητες στα υλικά, οι κατάλληλες πλαστικές αρθρώσεις και οι φορτίσεις για τις δυναμικές μη-γραμμική αναλύσεις χρονοϊστορίας που θα γίνουν. Τα παραπάνω αναπαριστούν σε ικανοποιητικό βαθμό τις ιδιότητες του φορέα και την πραγματική κατανομή της ακαμψίας στην κατασκευή. Λεπτομέρειες για το πώς γίνεται αυτή η προσομοίωση θα αναπτυχθούν στη συνέχεια. Διευκρινίζεται, όμως, ότι επειδή τα μοντέλα αυτά έχουν αρκετά παρόμοια χαρακτηριστικά με τα μοντέλα διαστασιολόγησης που περιγράφηκαν αναλυτικά στο Κεφ.3.2, και παρόμοιες μη-γραμμικές ιδιότητες με αυτές που περιγράφηκαν αναλυτικά στα Κεφ.5.2, Κεφ.7.2, θα δοθεί έμφαση στα σημεία που διαφοροποιούνται.

Πρέπει να σημειωθεί ότι για κάθε περίπτωση διάταξης πανέλων πλαγιοκαλύψεων χρησιμοποιούνται όλες οι χρονοϊστορίες των καταγραφών που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Συγκεκριμένα, για κάθε καταγραφή κάθε περίπτωσης δημιουργούνται: ένα μοντέλο που εισάγονται τα (προσαρμοσμένα) επιταχυνσιογραφήματα των δύο διευθύνσεων και ένα μοντέλο όπου υπάρχει αντιστροφή στις διευθύνσεις των δύο επιταχυνσιογραφημάτων. Για την περίπτωση του τεχνητού, που έχει επιταχυνσιογράφημα μόνο κατά τη μια διεύθυνση, δημιουργούνται: ένα μοντέλο που εισάγεται κατά τον άξονα x και ένα που εισάγεται κατά τον άξονα y. Δημιουργούνται, δηλαδή, 12 μοντέλα για κάθε περίπτωση, αφού οι σεισμικές καταγραφές είναι 6. Ωστόσο, θα ληφθούν υπόψη και σεισμοί διπλάσιου μεγέθους από τους δοθέντες, άρα η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για τα αντίστοιχα επιταχυνσιογραφήματα

(η δημιουργία τους αναφέρθηκε στο Κεφ.8.2.3). Τελικά, δημιουργούνται 24 μοντέλα για κάθε μια από τις έξι περιπτώσεις, δηλαδή συνολικά 144 μοντέλα για όλες τις περιπτώσεις.

### **8.3.2. Προσομοίωση υλικών**

- Σκυρόδεμα («C45/55 mean»)

Αποτελεί το βασικό υλικό όλων των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν στα μοντέλα. Είναι κατηγορίας C45/55 και τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως και οι μη12-γραμμικές του ιδιότητές του (κατά τον Ευρωκώδικα 2), είναι ακριβώς ίδια με αυτά που ορίστηκαν για το σκυρόδεμα στο Κεφ.6.2.2.

- Χάλυβας («B500C mean»)

Χρησιμοποιείται σαν υλικό του οπλισμού των υποστυλωμάτων. Είναι κατηγορίας B500C και τα χαρακτηριστικά μεγέθη του, όπως και οι μη-γραμμικές ιδιότητές του (κατά τους Κανονισμούς), είναι ακριβώς ίδια με αυτά που ορίστηκαν για το χάλυβα στο Κεφ.5.2.2 (βλ.Σχ.5.18, Σχ.5.19).

### **8.3.3 Προσομοίωση γραμμικών στοιχείων**

Και σε αυτά τα μοντέλα, για τους λόγους που έχουν προαναφερθεί, όλα τα γραμμικά στοιχεία θεωρούνται αρηγμάτωτα, με εξαίρεση τα υποστυλώματα της περίπτωσης 6. Στα στοιχεία αυτά, με βάση τη διαδικασία που ακολουθήθηκε στο Κεφ.7.2.3, εισάγεται σαν «*property modifier*» ένας μειωτικός συντελεστής των ροπών αδράνειάς τους,  $I_2$  και  $I_3$  (βλ.Σχ.7.4)

Στη συνέχεια, ακολουθεί η προσομοίωση όλων των γραμμικών στοιχείων που χρησιμοποιούνται (εκτός από τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων που αναλύονται ξεχωριστά).

- Δοκός οροφής διπλού T («TT beam»)

Ορίζεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που ορίζεται και η δοκός οροφής διπλού T στο Κεφ.3.2.3 (βλ.Σχ.3.1), με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

- Δοκός («beam»)

Ορίζεται όπως ακριβώς και η δοκός στο Κεφ.3.2.3, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

- Δοκός θεμελίωσης («connection beam»)

Ορίζεται με τον ίδιο τρόπο που ορίζεται και η δοκός θεμελίωσης στο Κεφ.3.2.3, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

- Υποστώλωμα («column»)

Ορίζεται όπως ακριβώς το υποστώλωμα στο Κεφ.7.2.3.

### **8.3.4 Προσομοίωση πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων προσομοιώνονται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που αναλύθηκε στο Κεφ.3.2.4 (βλ.Σχ.3.2), αποτελούμενα από πέντε επιμέρους γραμμικά στοιχεία: τέσσερα κατακόρυφα ελατήρια στις θέσεις των συνδέσεων και δύο, μηδενικού μήκους, στροφικά ελατήρια στις άκρες του κυρίου στοιχείου (τα οποία έχουν τη λειτουργία των συνδέσεων του πανέλου και ουσιαστικά αντιπροσωπεύουν την ανελαστική συμπεριφορά του). Επιπλέον, το βάρος του κάθε πανέλου πλαγιοκάλυψης ορίζεται ξεχωριστά και δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος των επιμέρους γραμμικών στοιχείων, με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε και στο Κεφ.3.2.4. Τα γραμμικά στοιχεία που περιλαμβάνονται τελικά στο μοντέλο του πανέλου πλαγιοκάλυψης είναι τα ακόλουθα:

- Κύριο στοιχείο πανέλου («panel»)

Ορίζεται όπως ακριβώς και το κύριο στοιχείο πανέλου («panel») στο Κεφ.3.2.4, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

- Δευτερεύων στοιχείο πανέλου («panel\_f»)

Ορίζεται με τον ίδιο τρόπο που ορίζεται και το δευτερεύων στοιχείο πανέλου («panel\_f») στο Κεφ.3.2.4, με σκυρόδεμα «C45/55\_mean».

### **8.3.5 Προσομοίωση ελατηρίων συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων**

- Ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλασιίου («connection panel-frame»)

Ορίζεται όπως ακριβώς και το ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλασιίου στο Κεφ.3.2.5 (βλ.Σχ.3.3).

- Στροφικό ελατήριο σύνδεσης πανέλου-πλασιίου («panel-x/y-01/02/...-d/u»)

Η ονομασία του κάθε ελατηρίου γίνεται με τον ίδιο τρόπο, όπως περιγράφηκε στο Κεφ.3.2.5. Επιπλέον, το κάθε ελατήριο ορίζεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που γίνεται ο ορισμός και στο Κεφ.7.2.5 (βλ.Σχ.7.7), ακολουθώντας το νόμο ροπών-στροφών, ανάλογα με τον εκάστοτε οπλισμό σύνδεσης που χρησιμοποιείται (τιμές που έχουν υπολογιστεί στο Κεφ.6.4 (Πίν.6.1-Πίν.6.3)). Και εδώ η καμπύλη ροπών-στροφών τροποποιείται έτσι ώστε να μηδενίζονται οι τιμές των ροπών κατά την αστοχία.

### **8.3.6 Ορισμός ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων**

Οι πλαστικές αρθρώσεις, που θα τοποθετηθούν στη βάση κάθε υποστυλώματος, έχουν κοινές ιδιότητες μεταξύ τους. Ορίζονται από τους πίνακες της FEMA-356 για υποστυλώματα από σκυρόδεμα (βλ.Σχ.7.9), με κρίσιμη την αστοχία της αλληλεπίδρασης της αξονικής δύναμης  $P$  με τις ροπές κάμψης  $M_2$  και  $M_3$  (αφού οι ράβδοι υποβάλλονται σε τέτοιες φορτίσεις), με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όπως στο Κεφ.7.2.6 (βλ.Σχ.7.10). Έτσι, προκύπτουν οι νόμοι ροπών-στροφών αυτόματα από το πρόγραμμα, οι οποίοι βασίζονται στους πίνακες της FEMA-356 και προσαρμόζονται στις ιδιότητες των υποστυλωμάτων του μοντέλου (όπως στο Σχ.7.11).

### **8.3.7 Σχεδιασμός μοντέλου time-history**

Ο σχεδιασμός του προσομοιώματος στο SAP2000v.15 γίνεται σύμφωνα με την περιγραφή που έγινε και τα σχέδια που παρουσιάστηκαν εκτενέστερα στο Κεφάλαιο 2, δηλαδή με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, όπως στο Κεφ.3.2.6. Έτσι, τα σημεία που απαιτούν προσοχή είναι:

- Τα στοιχεία δοκού οροφής διπλού  $T$  εισάγονται μετατοπισμένα στο πρόγραμμα (με βάση το κάτω κεντρικό άκρο τους), κατά 0.8m συνολικά προς τα πάνω, και στους δύο ακραίους κόμβους τους, ενώ ταυτόχρονα υπάρχει και μια μικρή αξονική μετατόπιση, της τάξεως των 0.05m, όλου του στοιχείου της δοκού οροφής προς την πλευρά της περιμέτρου του μοντέλου (βλ.Σχ.3.5). Οι λόγοι που ορίζονται οι μετατοπίσεις αυτές κατά την εισαγωγή τους, αναλύονται στο Κεφ.3.2.6 (βλ.Σχ.3.4).
- Στα στοιχεία οροφής διπλού  $T$  επιτρέπεται η στροφή ως προς τον παράλληλο στο επίπεδο της οροφής άξονα. Επομένως, ελευθερώνονται οι κάμψεις  $M_3$  και στα δύο άκρα (κατά τη σύμβαση των τοπικών αξόνων του στοιχείου) και η στρέψη  $T$  στο ένα.
- Οι δοκοί του ορόφου («beam») είναι ελεύθερες να κάμπτονται ως προς τις δύο διευθύνσεις του επιπέδου της διατομής τους, λόγω του τύπου σύνδεσής τους με τα υποστυλώματα, άρα ελευθερώνονται οι ροπές  $M_2$ ,  $M_3$  και στα δύο άκρα τους.

- Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων τελικά έχουν ύψος όσο και τα υποστυλώματα, δηλαδή 7.5m, αντί για 9m που έχουν στην πραγματικότητα.
- Τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων είναι ελεύθερα να στρέφονται, επομένως ελευθερώνονται όλες οι ροπές ( $T$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ ) στα άκρα των δευτερευόντων στοιχείων πανέλου («panel\_f»), που βρίσκονται οι συνδέσεις.
- Στα στροφικά ελατήρια μηδενικού μήκους πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στον προσανατολισμό των τοπικών αξόνων τους, ώστε η διεύθυνση της εντός-επιπέδου στροφής να συμπίπτει σε όλα τα ελατήρια της ίδιας διεύθυνσης (κυρίως για πρακτικούς λόγους).
- Τα ελατήρια σύνδεσης πανέλου-πλαϊσίου θεωρούνται ότι έχουν ένα πολύ μικρό μήκος, που ορίζεται στα 0.01m.
- Τοποθετούνται οι πλαστικές αρθρώσεις για τα υποστυλώματα, με τις ιδιότητες που ορίστηκαν παραπάνω, στη βάση των στοιχείων αυτών.
- Θεωρώντας ότι οι θεμελιώσεις είναι ισχυρές, τοποθετούνται πακτώσεις σε όλους τους κόμβους που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων.

Χαρακτηριστικές εικόνες της αρχικής προσομοίωσης του μοντέλου pushover της περίπτωσης 1 (δηλαδή με πανέλα πλαγιοκάλυψης παντού), με το πρόγραμμα SAP2000v.15 δίνονται στα Σχ.3.6-Σχ.3.8.

### 8.3.8 Προσομοίωση φορτίσεων

Το πρόγραμμα υπολογίζει από μόνο του τα ίδια βάρη των στοιχείων με βάση τη γεωμετρία τους και το ειδικό βάρος των υλικών, όπως έχουν οριστεί από το χρήστη. Για να γίνει αυτό (και ονομάζοντας «*DEAD 1*» τα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος των στοιχείων) πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD 1* → *1* και *LIVE* → *0*. Επιπλέον, ονομάζοντας «*DEAD 0*» τα φορτία που προέρχονται από τα εξωτερικά μόνιμα φορτία, πρέπει να τεθεί στα «*Load Patterns*» σαν πολλαπλασιαστής ίδιου βάρους: *DEAD 0* → *0*.

Η επιβολή των φορτίων στο σύστημα, για τη στατική μη-γραμμική ανάλυση γίνεται σε δύο φάσεις.

#### α) Κατακόρυφα φορτία

- Μόνιμα φορτία (*G*)

Όπως έχει προαναφερθεί, τα μοναδικά εξωτερικά μόνιμα φορτία που ασκούνται στο κτίριο είναι αυτά που προέρχονται από το βάρος των υλικών, που χρησιμοποιούνται κυρίως για την υδατοστεγανότητα ( $0.4\text{kN/m}^2$ ), ενώ έχει βρεθεί ότι τα φορτία αυτά λαμβάνονται στο μοντέλο ομοιόμορφα κατανομημένα ανά μέτρο μήκους της κάθε δοκού οροφής, με φορτίο: *DEAD 0* =  $60\text{kN}/40\text{m} = 1.5\text{kN/m}$ .

Τα φορτία από το ίδιο βάρος των επιμέρους στοιχείων του κτιρίου, υπολογίζονται από το πρόγραμμα, μέσω του ορισμού των «*Load Patterns*». Εξαιρέση αποτελούν τα στοιχεία των πανέλων που τους έχει οριστεί μηδενικό βάρος και αντί του βάρους έχουν προστεθεί συγκεντρωμένες μάζες.

- Κινητά φορτία (*Q*)

Δεν υπάρχουν κινητά φορτία στην υπάρχουσα κατασκευή.

Τα κατακόρυφα («*DEAD-NL*»), δηλαδή τα μόνιμα φορτία από το ίδιο βάρος και τα πρόσθετα μόνιμα, επιβάλλονται σε πρώτη φάση (σαν στατική μη-γραμμική ανάλυση), ώστε να δημιουργηθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Οι παράμετροι που λαμβάνονται για τον ορισμό των κατακόρυφων φορτίων είναι ακριβώς ίδιες με τις αντίστοιχες στα μοντέλα pushover (Κεφ.7.2.8-βλ.Σχ.7.12,Σχ.5.30,Σχ.5.31), ενώ ο έλεγχος γίνεται και εδώ είτε μέσω της μετακίνησης  $U_1$  (για φόρτιση κατά τον άξονα  $x$ ) είτε μέσω της  $U_2$  (για φόρτιση κατά τον άξονα  $y$ ), στον πάνω κόμβο του πρώτου από αριστερά γωνιακού υποστυλώματος της εξωτερικής σειράς των υποστυλωμάτων, κατά τη διαμήκη έννοια (δηλαδή, αυτού που βρίσκεται στην αρχή των αξόνων).

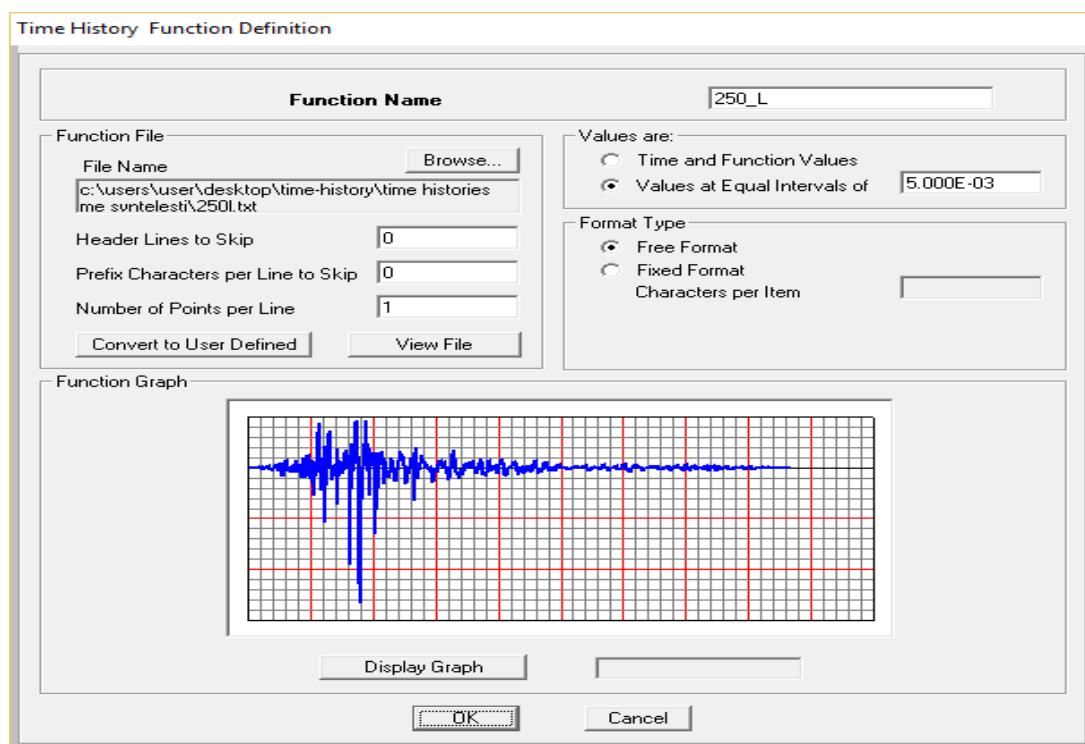
### β) Φορτία από χρονοϊστορίες

Ο ορισμός της δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης με επιταχυνσιογράφημα στο SAP2000, απαιτεί, αρχικά, τη δημιουργία ή εισαγωγή των χρονοϊστοριών και στη συνέχεια τον καθορισμό του τύπου της φόρτισης που προκαλείται από αυτές, σε μια διαδικασία δυο βημάτων.

- Εισαγωγή χρονοϊστοριών

Αρχικά, στο παράθυρο εισαγωγής της χρονοϊστορίας επιλέγεται το αρχείο που περιλαμβάνει τη μια (προσαρμοσμένη) χρονοϊστορία που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη σεισμική καταγραφή. Στη συνέχεια, καθορίζονται οι απαιτούμενες παράμετροι ώστε να γίνει η σωστή ανάγνωσή του (χρονικό βήμα, γραμμές που θα παραληφθούν, κ.λ.π.). Τέλος, εμφανίζεται το διάγραμμα της χρονοϊστορίας (Σχ.8.35), όπου γίνεται ένας αρχικός έλεγχος κατά πόσο έχει την ίδια μορφή, τον ίδιο συνολικό χρόνο και τα αντίστοιχα μεγέθη επιταχύνσεων (πολλαπλασιασμένα με τον εκάστοτε συντελεστή), σε σχέση με το επιταχυνσιογράφημα για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση (βλ.Κεφ.8.2.2).

Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται και για τη δεύτερη (προσαρμοσμένη) χρονοϊστορία που αντιστοιχεί στην ίδια σεισμική καταγραφή (με εξαίρεση την περίπτωση του τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος που έχει μόνο μια χρονοϊστορία).



Σχ. 8.35: Εισαγωγή χρονοϊστορίας στο SAP2000v.15

- Ορισμός δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας

Το λογισμικό παρέχει δύο τύπους δυναμικών μη-γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας φόρτισης: α) την ιδιομορφική μέθοδο («*modal method*») και β) τη μέθοδο άμεσης ολοκλήρωσης («*direct-integration method*»). Σε όλες τις αναλύσεις χρονοϊστορίας που διενεργούνται στην εργασία αυτή, εφαρμόζεται η μέθοδος άμεσης ολοκλήρωσης, η οποία αποτελεί μια μη-γραμμική δυναμική μέθοδο, στην οποία ολοκληρώνεται η διαφορική εξίσωση που περιγράφει τη δυναμική απόκριση μιας κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή  $t$ .

Το σημείο εκκίνησης της φόρτισης αυτής είναι η ολοκλήρωση της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης της κατακόρυφης φόρτισης, προκειμένου το σύστημα να βρίσκεται ήδη σε μια κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης από το ίδιο βάρος του και τα κατακόρυφα μόνιμα φορτία. Ακόμα, οι επιμέρους φορτίσεις ορίζονται σαν επιταχύνσεις που προέρχονται από τις χρονοϊστορίες που ορίστηκαν παραπάνω, με διεύθυνση κατά το διαμήκη άξονα  $U_1$  για τη μια και κατά τον εγκάρσιο άξονα  $U_2$  για την άλλη, ανάλογα με το εξεταζόμενο μοντέλο. Οι επιταχύνσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή μεγέθυνσης 9.81, για να μετατραπούν οι μονάδες επιτάχυνσης από  $g$  (όπως δίνονται στις καταγραφές) σε  $m/s^2$ . Επιπλέον, καθορίζεται η πυκνότητα των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν μέσω της επιλογής του χρονικού βήματος και του συνολικού αριθμού των βημάτων, τα οποία, στην εργασία αυτή, σε κάθε μοντέλο, τίθενται ίσα με τα αντίστοιχα των χρησιμοποιούμενων χρονοϊστοριών.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	250_L	9.81
Accel	U2	250_T	9.81

Σχ. 8.36: Ορισμός δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο μοντέλο του κτιρίου για τα φορτία από τις χρονοϊστορίες στο SAP2000v.15

Για τη διενέργεια των μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, είναι απαραίτητος ο καθορισμός του μητρώου απόσβεσης κάθε μοντέλου. Το μητρώο απόσβεσης υπολογίζεται ως ένα ποσοστό του μητρώου μάζας συν ένα ποσοστό του μητρώου δυσκαμψίας (ιξώδης αναλογική απόσβεση), δηλαδή ως:  $C_j = c_M \cdot M_j + c_K \cdot K_j$ , όπου:

- $c_M$  και  $c_K$ : οι συντελεστές αναλογίας του μητρώου μάζας και δυσκαμψίας
- $M_j$ : το μητρώο μάζας
- $K_j$ : το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας



Οι συντελεστές  $c_M$  και  $c_K$  μπορούν υπολογίζονται από το πρόγραμμα, αφού δοθούν οι δύο ιδιοπερίοδοι και οι επιθυμητοί λόγοι ιξώδους απόσβεσης για καθεμιά από αυτές, που στην παρούσα εργασία λμβάνονται  $\zeta=5\%$  (Σχ.8.37). Οι δύο ιδιοπερίοδοι που δίνονται αντιστοιχούν στις δύο πρώτες κύριες ιδιομορφές, όπως υπολογίστηκαν στο Κεφ.4.3 για κάθε περίπτωση. Σημειώνεται ότι η απόσβεση ορίζεται ως χαρακτηριστικό της δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας και δεν έχει οριστεί ως ιδιότητα των υλικών.

Σχ. 8.37: Καθορισμός παραμέτρων απόσβεσης για δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας στο SAP2000v.15

Για την άμεση ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων που περιγράφουν τη δυναμική συμπεριφορά των κατασκευών σε κάθε χρονική στιγμή  $t$ , επιλέγεται η μέθοδος Hilber - Hughes – Taylor για μηδενική τιμή του συντελεστή  $\alpha$  (διότι είναι και η προτεινόμενη μέθοδος ολοκλήρωσης στα εγχειρίδια του λογισμικού, καθώς με αυτή επιτυγχάνεται καλύτερη ακρίβεια).

Τέλος, επιλέγονται οι υπόλοιπες μη-γραμμικές παράμετροι όπως καθορίζονται από το πρόγραμμα, καθώς κρίνονται επαρκείς (Σχ.8.38).

Σχ. 8.38: Παράμετροι δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας στο SAP2000v.15

### 8.3.9 Ορισμός μαζών

Για να υπολογιστεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου από το πρόγραμμα, ορίζεται να λαμβάνεται από το ίδιο βάρος των στοιχείων («DEAD1»-για όλα τα στοιχεία εκτός από τα πανέλα), τις πρόσθετες μάζες (των πανέλων) και τα φορτία, υπό το συνδυασμό  $G+0.3Q$  (δηλαδή τα εξωτερικά μόνιμα «DEAD0»). Ο ορισμός των μαζών φαίνεται στο Σχ.3.10.

### 8.3.10 Προσομοίωση μοντέλων time-history εξεταζόμενων διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων

Τα μοντέλα time-history για όλες τις περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων έχουν τα χαρακτηριστικά που αναπτύχθηκαν παραπάνω. Η μόνη διαφορά είναι στο σχεδιασμό του εκάστοτε προσομοιώματος, ανάλογα με την κατανομή των πανέλων, που όμως, γίνεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που παρουσιάστηκε στο Κεφ.3.3, για κάθε περίπτωση (βλ.Σχ.3.11-Σχ.3.20).

## 8.4 Παρουσίαση και σύγκριση αποτελεσμάτων δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history)

Στις δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας που έγιναν, επειδή το σημείο αναφοράς είναι στον πάνω κόμβο του πρώτου από αριστερά γωνιακού υποστυλώματος της εξωτερικής σειράς των υποστυλωμάτων (αυτού που βρίσκεται στην αρχή των αξόνων), η μετακίνηση της κορυφής αντιπροσωπεύει σε μεγάλο βαθμό και τη μετακίνηση της κορυφής των πανέλων. Επιπλέον, η τέμνουσα βάσης (όπως θα επιβεβαιωθεί και στη συνέχεια) αναλαμβάνεται σε μεγάλο βαθμό από τα πανέλα. Επομένως, σε συνδυασμό με τους ανελαστικούς νόμους που έχουν εισαχθεί στα ελατήρια των συνδέσεων, στις πλαστικές αρθρώσεις και στα μέλη του κτιρίου, τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι αντιπροσωπευτικά της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν και εξετάζονται αφορούν μεγέθη όπως είναι: οι μέγιστες μετακινήσεις της κορυφής των υποστυλωμάτων, οι μέγιστες δυνάμεις των συνδέσεων, οι τέμνουσες δυνάμεις (ολικές αλλά και σε επιμέρους στοιχεία) και οι πλαστιμότητες (τοπικές και γενικές). Τα μεγέθη αυτά παρουσιάζονται αναλυτικά σε συγκεντρωτικούς πίνακες για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (Κεφ.8.4.1). Επιπλέον, κρίνεται σκόπιμο να υπολογιστούν και να παρουσιαστούν σε διαγράμματα τα ζεύγη μετακινήσεων κόμβου ελέγχου-τέμνουσας βάσης για μέγιστη μετακίνηση και μέγιστη τέμνουσα αντίστοιχα, τα οποία συγκρίνονται με τις αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις στατικές μη-γραμμικές αναλύσεις (pushover) (Κεφ.8.4.2). Ακόμα, γίνεται μια σύγκριση, μεταξύ των εξεταζόμενων περιπτώσεων, των τοπικών πλαστιμοτήτων με των δυσμενέστερων (ως προς την καταπόνηση) υποστυλωμάτων, που αποτελούν σημαντικά μεγέθη απόκρισης (Κεφ.8.4.3). Τέλος, γίνεται μια σύνοψη των συμπερασμάτων που προέκυψαν από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) (Κεφ.8.4.4).

### 8.4.1 Συγκεντρωτικοί πίνακες μεγεθών απόκρισης

Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζονται αναλυτικά, σε πίνακες, τα μεγέθη απόκρισης για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, υποβαλλόμενα στις σεισμικές καταγραφές που έχουν προαναφερθεί (όπως προκύπτουν από την τροποποίηση και το διπλασιασμό). Συγκεκριμένα, τα μεγέθη που παρατίθενται είναι:

- οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων και οι αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις οροφής (κατά τις διευθύνσεις x και y): α) της εξωτερικής σειράς κατά το διαμήκη άξονα (x), β) της εξωτερικής σειράς κατά τον εγκάρσιο άξονα (y), γ) της εσωτερικής σειράς
- οι μέγιστες δυνάμεις που αναπτύσσονται στις συνδέσεις (κατά τις διευθύνσεις x και y): α) δοκού-υποστυλώματος (οριζόντιες), β) πανέλου-δοκού (κατακόρυφες)
- οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις (κατά τις διευθύνσεις x και y): α) βάσης (ολικές), β) υποστυλωμάτων: i. ολικές ii. της εξωτερικής σειράς κατά το διαμήκη άξονα (x), iii. της εξωτερικής σειράς κατά τον εγκάρσιο άξονα (y), iv. της εσωτερικής σειράς, γ) πανέλων
- οι πλαστιμότητες  $\mu$  (κατά τις διευθύνσεις x και y) σε όρους μετακινήσεων: α) τοπικές του δυσμενέστερου υποστυλώματος, β) γενικές κτιρίου

Στη συνέχεια, ακολουθούν οι συγκεντρωτικοί πίνακες των μεγθών απόκρισης (Πίν.8.1-Πίν.8.24). Διευκρινίζεται ότι δίπλα από την ονομασία κάθε περίπτωσης, στους πίνακες αυτούς, αναφέρεται το ποσοστό κάλυψης των πανέλων ανά διεύθυνση.

Πίνακας 8.1: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες [περίπτωση 1: 100%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.007	0.081	0.007	0.052	0.008	0.037	0.007	0.058	0.007	0.072	0.007	-
drift [%]	0.093	1.080	0.093	0.693	0.107	0.493	0.093	0.773	0.093	0.960	0.093	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.075	0.009	0.031	0.006	0.066	0.004	0.084	0.005	0.079	0.006	0.082	-
drift [%]	1.000	0.120	0.413	0.080	0.880	0.053	1.120	0.067	1.053	0.080	1.093	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.019	0.081	0.011	0.052	0.030	0.037	0.023	0.058	0.021	0.072	0.031	-
drift [%]	0.253	1.080	0.147	0.693	0.400	0.493	0.307	0.773	0.280	0.960	0.413	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	621.47		394.95		289.45		375.55		472.03		171.45	
F <sub>max,v</sub> πανέλου-δοκού [kN]	322.92		240.40		285.95		378.00		279.51		264.78	
V <sub>base</sub> [kN]	5553.12	7793.72	5527.35	6285.00	8688.80	4157.41	7457.20	5265.80	7501.62	5231.49	6660.22	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	718.58	2204.50	427.94	2005.26	1138.27	1381.46	1105.32	1346.46	834.19	2008.93	1097.95	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	12.94	28.29	7.74	31.91	13.10	33.23	14.82	25.57	11.12	38.40	16.49	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	17.73	170.27	22.68	168.51	22.04	91.61	18.75	105.81	23.47	183.11	17.95	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	56.40	27.80	39.35	13.99	85.57	11.32	140.21	5.40	53.62	15.04	78.72	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	50.58	170.63	26.00	172.44	74.64	92.98	51.06	107.26	49.26	185.08	73.23	-
V <sub>max</sub> πανέλου [kN]	110.76	115.92	91.45	89.43	132.97	69.90	116.08	87.93	122.27	67.59	111.53	-
$\mu$ τοπική	0.485	0.524	0.200	0.336	0.427	0.239	0.543	0.375	0.511	0.465	0.530	-
$\mu$ γενική	0.520	1.029	0.512	0.659	0.640	0.486	0.552	0.601	0.592	0.682	0.584	-

Πίν. 8.1: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 1)

Πίνακας 8.2: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 1: 100%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.005	0.062	0.005	0.042	0.007	0.109	0.007	0.086	0.007	0.079	-	0.068
drift [%]	0.067	0.827	0.067	0.560	0.093	1.453	0.093	1.147	0.093	1.053	-	0.907
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.056	0.005	0.042	0.005	0.051	0.011	0.082	0.008	0.049	0.006	-	0.008
drift [%]	0.747	0.067	0.560	0.067	0.680	0.147	1.093	0.107	0.653	0.080	-	0.107
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.018	0.062	0.018	0.042	0.017	0.110	0.025	0.086	0.023	0.079	-	0.068
drift [%]	0.240	0.827	0.240	0.560	0.227	1.467	0.333	1.147	0.307	1.053	-	0.907
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	391.48		296.17		847.35		625.61		505.26		509.63	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	211.47		199.14		576.46		505.18		253.90		234.16	
V <sub>base</sub> [kN]	5451.28	5273.33	5143.15	3901.15	5567.98	9921.48	6220.64	7650.72	6720.11	5964.38	-	6774.17
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1038.78	1866.48	715.28	1358.75	630.53	2947.90	1436.67	2595.95	1012.79	2318.09	-	1899.21
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	19.06	35.39	13.91	34.83	11.32	29.71	23.10	33.93	15.07	38.87	-	28.04
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	18.85	151.40	12.89	109.90	28.72	202.81	23.56	199.38	18.35	188.06	-	136.30
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	153.14	14.40	80.86	10.15	44.10	27.19	170.53	21.17	79.48	15.57	-	14.07
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	19.82	155.09	36.27	112.10	33.14	198.11	50.37	196.35	59.53	182.38	-	139.81
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	69.73	84.37	61.83	82.01	118.69	151.11	111.50	119.70	113.58	90.63	-	85.29
μ τοπική	0.362	0.401	0.271	0.271	0.330	0.711	0.530	0.556	0.317	0.511	-	0.439
μ γενική	0.392	0.624	0.400	0.543	0.560	1.283	0.496	0.937	0.528	0.682	-	0.867

Πίν. 8.2: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 1)

Πίνακας 8.3: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους [περίπτωση 1: 100%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.013	0.121	0.023	0.118	0.018	0.094	0.014	0.123	0.015	0.134	0.011	-
drift [%]	0.173	1.613	0.307	1.573	0.240	1.253	0.187	1.640	0.200	1.787	0.147	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.138	0.012	0.082	0.022	0.169	0.009	0.140	0.011	0.164	0.010	0.140	-
drift [%]	1.840	0.160	1.093	0.293	2.253	0.120	1.867	0.147	2.187	0.133	1.867	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.039	0.134	0.031	0.118	0.059	0.094	0.043	0.124	0.042	0.134	0.040	-
drift [%]	0.520	1.787	0.413	1.573	0.787	1.253	0.573	1.653	0.560	1.787	0.533	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	764.55		783.79		584.46		818.97		778.17		204.03	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	653.52		539.93		553.75		616.27		701.83		505.71	
V <sub>base</sub> [kN]	11033.23	10310.64	11011.64	11609.59	16323.41	8288.86	14361.29	9546.72	14783.36	8759.63	12451.20	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1294.54	2934.12	501.37	3130.58	2562.35	2606.80	1841.99	2248.75	1672.48	2124.94	1952.34	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	11.73	28.46	4.55	26.97	15.70	31.45	12.83	23.56	11.31	24.26	15.68	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	35.00	223.65	34.61	193.60	48.58	182.33	38.52	196.04	44.75	199.20	28.54	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	117.03	32.34	78.33	30.41	162.39	29.10	216.33	7.50	160.15	31.11	204.48	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	87.83	261.18	46.40	201.04	154.69	162.38	95.51	212.08	97.57	196.29	108.77	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	190.22	154.00	164.57	167.16	233.91	147.75	202.32	169.79	228.28	161.15	168.30	-
μ τοπική	0.892	0.866	0.530	0.763	1.092	0.608	0.905	0.801	1.060	0.866	0.905	-
μ γενική	1.072	1.364	1.016	1.330	1.448	1.018	1.072	1.203	1.232	1.122	0.896	-

Πίν. 8.3: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 1)

Πίνακας 8.4: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 1: 100%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.010	0.105	0.010	0.078	0.014	0.180	0.013	0.171	0.013	0.110	-	0.127
drift [%]	0.133	1.400	0.133	1.040	0.187	2.400	0.173	2.280	0.173	1.467	-	1.693
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.116	0.009	0.086	0.009	0.171	0.034	0.134	0.016	0.087	0.009	-	0.012
drift [%]	1.547	0.120	1.147	0.120	2.280	0.453	1.787	0.213	1.160	0.120	-	0.160
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.036	0.105	0.036	0.079	0.023	0.183	0.052	0.204	0.047	0.110	-	0.127
drift [%]	0.480	1.400	0.480	1.053	0.307	2.440	0.693	2.720	0.627	1.467	-	1.693
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	666.91		593.18		1785.33		1321.78		704.19		744.05	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	642.96		353.40		794.64		667.38		641.56		454.10	
V <sub>base</sub> [kN]	10102.15	7444.77	10273.69	7553.62	10793.84	13358.13	11632.72	11406.57	11562.84	9314.51	-	11340.70
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	732.75	2357.39	1348.89	2556.58	433.91	3506.57	1458.37	3329.71	1417.53	2235.10	-	2989.76
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	7.25	31.67	13.13	33.85	4.02	26.25	12.54	29.19	12.26	24.00	-	26.36
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	35.28	168.60	25.00	184.19	32.64	227.24	38.13	205.74	31.65	212.79	-	209.90
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	65.70	19.46	161.55	21.26	191.74	74.14	197.22	42.58	144.60	22.89	-	21.66
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	47.48	168.30	73.46	181.39	69.53	206.02	178.19	209.50	96.84	196.08	-	210.39
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	153.50	161.38	149.62	119.55	190.28	245.51	210.51	168.98	195.89	131.99	-	122.06
μ τοπική	0.750	0.679	0.556	0.511	1.105	1.183	0.866	1.318	0.562	0.711	-	0.821
μ γενική	0.800	0.994	0.800	1.087	1.104	2.301	1.048	1.758	0.976	1.075	-	1.376

Πίν. 8.4: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 1)

Πίνακας 8.5: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες [περίπτωση 2: 66.7%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.008	0.082	0.006	0.056	0.011	0.037	0.010	0.057	0.010	0.072	0.009	-
drift [%]	0.107	1.093	0.080	0.747	0.147	0.493	0.133	0.760	0.133	0.960	0.120	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.078	0.008	0.031	0.005	0.067	0.004	0.086	0.005	0.077	0.006	0.080	-
drift [%]	1.040	0.107	0.413	0.067	0.893	0.053	1.147	0.067	1.027	0.080	1.067	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.022	0.082	0.010	0.056	0.029	0.037	0.026	0.057	0.023	0.072	0.029	-
drift [%]	0.293	1.093	0.133	0.747	0.387	0.493	0.347	0.760	0.307	0.960	0.387	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	506.20		377.35		262.19		388.26		459.65		145.70	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	319.41		239.43		364.83		418.77		340.34		333.68	
V <sub>base</sub> [kN]	5226.72	8082.88	3896.66	5996.65	8283.05	3932.31	7324.16	5109.13	6940.72	5387.83	7101.47	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	876.42	2326.10	150.32	1890.41	1339.53	1259.10	1312.34	1337.98	1114.38	2075.87	1355.56	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	16.77	28.78	3.86	31.52	16.17	32.02	17.92	26.19	16.06	38.53	19.09	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	17.90	184.92	8.65	141.71	28.92	87.74	25.90	104.63	25.56	161.11	24.06	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	59.11	26.16	26.13	14.53	80.67	9.78	153.43	4.57	72.79	14.80	124.61	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	51.04	190.93	13.59	147.20	75.74	90.45	58.71	108.02	63.87	165.18	74.80	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	115.96	111.28	87.13	89.61	179.07	64.85	162.05	83.55	162.82	86.30	152.19	-
μ τοπική	0.504	0.530	0.200	0.362	0.433	0.239	0.556	0.368	0.498	0.465	0.517	-
μ γενική	0.443	0.978	0.322	0.629	0.609	0.442	0.563	0.582	0.552	0.675	0.540	-

Πίν. 8.5: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες (περίπτωση 2)

Πίνακας 8.6: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 2: 66.7%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.007	0.066	0.007	0.038	0.006	0.113	0.009	0.085	0.009	0.078	-	0.071
drift [%]	0.093	0.880	0.093	0.507	0.080	1.507	0.120	1.133	0.120	1.040	-	0.947
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.061	0.006	0.044	0.004	0.050	0.010	0.080	0.008	0.047	0.006	-	0.007
drift [%]	0.813	0.080	0.587	0.053	0.667	0.133	1.067	0.107	0.627	0.080	-	0.093
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.021	0.066	0.017	0.038	0.015	0.114	0.027	0.085	0.025	0.079	-	0.071
drift [%]	0.280	0.880	0.227	0.507	0.200	1.520	0.360	1.133	0.333	1.053	-	0.947
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	404.87		268.18		761.89		610.99		495.05		499.04	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	280.69		265.44		520.02		514.79		312.03		227.55	
V <sub>base</sub> [kN]	4890.63	5392.05	5364.63	3518.18	4010.47	9607.47	6328.00	7647.64	5663.56	5980.51	-	6770.20
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	906.62	1944.68	905.85	1185.25	463.86	2710.22	1238.81	2583.73	1011.98	2324.85	-	1768.94
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	18.54	36.07	16.89	33.69	11.57	28.21	19.58	33.78	17.87	38.87	-	26.13
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	21.33	168.35	18.15	112.53	11.76	198.25	24.44	196.86	21.64	184.18	-	143.29
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	171.05	13.43	86.06	9.04	64.80	25.58	116.94	20.67	93.63	14.39	-	14.28
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	33.22	172.50	45.76	106.24	22.16	206.46	73.38	202.04	49.17	198.20	-	149.11
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	80.44	91.11	119.43	58.29	83.79	150.96	123.03	163.01	138.69	88.78	-	83.40
μ τοπική	0.394	0.427	0.284	0.246	0.323	0.737	0.517	0.549	0.304	0.511	-	0.459
μ γενική	0.379	0.640	0.379	0.454	0.368	1.164	0.477	0.920	0.460	0.687	-	0.827

Πίν. 8.6: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 2)



Πίνακας 8.7: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους [περίπτωση 2: 66.7%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.016	0.149	0.011	0.121	0.022	0.084	0.020	0.113	0.020	0.131	0.016	-
drift [%]	0.213	1.987	0.147	1.613	0.293	1.120	0.267	1.507	0.267	1.747	0.213	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.157	0.012	0.061	0.011	0.177	0.008	0.121	0.008	0.159	0.009	0.146	-
drift [%]	2.093	0.160	0.813	0.147	2.360	0.107	1.613	0.107	2.120	0.120	1.947	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.047	0.142	0.019	0.121	0.057	0.084	0.048	0.114	0.046	0.131	0.048	-
drift [%]	0.627	1.893	0.253	1.613	0.760	1.120	0.640	1.520	0.613	1.747	0.640	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	952.71		753.32		580.72		680.84		766.44		216.16	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	788.06		541.65		626.66		613.18		820.36		521.74	
V <sub>base</sub> [kN]	10167.33	9672.47	7794.18	11229.57	15480.88	7823.90	14140.70	8340.33	13642.12	8662.69	12941.62	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1600.21	2080.37	411.95	3107.90	2710.03	2403.14	2174.96	2717.52	1732.43	2154.03	2315.89	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	15.74	21.51	5.29	27.68	17.51	30.72	15.38	32.58	12.70	24.87	17.89	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	43.36	205.82	17.20	191.48	59.53	172.09	50.33	184.97	49.43	142.53	42.81	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	183.66	118.44	52.27	28.68	168.79	5.44	220.89	32.29	179.23	27.99	188.67	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	120.44	186.88	27.15	201.61	134.64	170.20	111.35	179.97	109.28	150.17	127.64	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	257.46	162.04	155.70	168.23	309.76	127.09	285.92	135.95	296.73	150.68	256.51	-
μ τοπική	1.015	0.963	0.394	0.782	1.144	0.543	0.782	0.737	1.028	0.847	0.944	-
μ γενική	0.897	1.316	0.638	1.269	1.282	0.931	1.057	0.955	1.126	1.048	0.943	-

Πίν. 8.7: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 2)

Πίνακας 8.8: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 2: 66.7%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		nr160T(x)-nr160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.014	0.111	0.013	0.082	0.012	0.170	0.018	0.178	0.016	0.158	-	0.128
drift [%]	0.187	1.480	0.173	1.093	0.160	2.267	0.240	2.373	0.213	2.107	-	1.707
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.122	0.008	0.094	0.008	0.093	0.024	0.131	0.013	0.086	0.009	-	0.010
drift [%]	1.627	0.107	1.253	0.107	1.240	0.320	1.747	0.173	1.147	0.120	-	0.133
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.041	0.111	0.034	0.083	0.030	0.175	0.056	0.203	0.050	0.152	-	0.129
drift [%]	0.547	1.480	0.453	1.107	0.400	2.333	0.747	2.707	0.667	2.027	-	1.720
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	666.05		534.49		1362.57		976.06		824.82		712.39	
F <sub>max,v</sub> πανέλου-δοκού [kN]	718.96		445.87		701.66		782.87		731.36		441.16	
V <sub>base</sub> [kN]	9171.87	7656.47	10668.51	6870.84	8020.66	12921.20	11508.15	11480.06	9998.55	8842.62	-	11375.95
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1826.38	2524.70	1742.97	2234.81	928.62	3695.28	1410.64	3354.87	1815.77	2406.60	-	2921.71
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	19.91	32.97	16.34	32.53	11.58	28.60	12.26	29.22	18.16	27.22	-	25.68
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	37.18	127.87	36.16	179.57	23.45	223.48	49.83	203.96	50.99	211.02	-	211.04
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	160.77	43.58	171.70	23.74	129.58	72.62	166.14	43.15	178.67	18.79	-	21.89
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	98.99	133.43	91.72	176.18	44.28	219.28	149.17	209.57	120.59	209.88	-	212.69
V <sub>max</sub> πανέλου [kN]	227.03	166.08	220.41	111.90	149.06	256.26	296.56	171.33	234.20	124.10	-	123.37
μ τοπική	0.788	0.717	0.608	0.536	0.601	1.131	0.847	1.312	0.556	1.021	-	0.834
μ γενική	0.747	0.978	0.770	0.908	0.713	2.212	1.046	1.537	0.856	1.071	-	1.176

Πίν. 8.8: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 2)

Πίνακας 8.9: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες [περίπτωση 3: 75%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.007	0.085	0.007	0.053	0.009	0.038	0.008	0.054	0.008	0.066	0.008	-
drift [%]	0.093	1.133	0.093	0.707	0.120	0.507	0.107	0.720	0.107	0.880	0.107	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.077	0.009	0.031	0.005	0.067	0.004	0.085	0.005	0.081	0.006	0.083	-
drift [%]	1.027	0.120	0.413	0.067	0.893	0.053	1.133	0.067	1.080	0.080	1.107	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.020	0.087	0.010	0.054	0.029	0.039	0.025	0.055	0.023	0.068	0.031	-
drift [%]	0.267	1.160	0.133	0.720	0.387	0.520	0.333	0.733	0.307	0.907	0.413	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	620.21		374.82		298.47		376.39		487.96		160.63	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	342.29		282.05		363.17		421.34		332.72		327.60	
V <sub>base</sub> [kN]	5266.39	9061.06	4968.79	5783.84	8254.57	3776.72	7119.33	4750.53	7084.59	5649.31	6693.56	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1030.40	2690.90	244.09	1843.28	1274.83	1129.78	1165.56	1189.42	1025.74	2065.24	1172.42	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	19.57	29.70	4.91	31.87	15.44	29.91	16.37	25.04	14.48	36.56	17.52	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	18.47	186.47	12.86	130.59	25.31	79.04	21.17	88.07	22.26	171.01	20.48	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	105.39	29.87	34.38	14.24	83.26	9.65	142.63	5.66	73.76	15.91	85.61	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	55.00	203.88	21.82	149.84	78.03	85.38	52.70	96.77	57.19	185.53	72.90	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	130.05	131.21	109.07	87.94	169.84	64.20	146.60	81.68	152.28	92.93	139.96	-
μ τοπική	0.498	0.562	0.200	0.349	0.433	0.252	0.549	0.335	0.524	0.439	0.536	-
μ γενική	0.514	1.061	0.464	0.605	0.650	0.445	0.579	0.547	0.586	0.696	0.564	-

Πίν. 8.9: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες (περίπτωση 3)

Πίνακας 8.10: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 3: 75%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.006	0.070	0.005	0.034	0.007	0.111	0.008	0.080	0.008	0.074	-	0.067
drift [%]	0.080	0.933	0.067	0.453	0.093	1.480	0.107	1.067	0.107	0.987	-	0.893
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.058	0.006	0.042	0.005	0.052	0.011	0.081	0.008	0.049	0.007	-	0.007
drift [%]	0.773	0.080	0.560	0.067	0.693	0.147	1.080	0.107	0.653	0.093	-	0.093
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.018	0.072	0.018	0.034	0.014	0.112	0.026	0.081	0.025	0.075	-	0.069
drift [%]	0.240	0.960	0.240	0.453	0.187	1.493	0.347	1.080	0.333	1.000	-	0.920
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	456.75		260.58		797.65		631.89		481.89		554.62	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	262.29		243.61		480.15		526.04		318.99		218.97	
V <sub>base</sub> [kN]	4995.38	6048.53	5141.71	3063.39	4670.51	9962.00	6168.17	7957.39	6184.93	6191.22	-	6811.64
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	851.61	2121.05	806.50	1046.77	897.89	3057.38	1337.63	2691.23	1036.92	2478.70	-	2073.52
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	17.05	35.07	15.69	34.17	19.22	30.69	21.69	33.82	16.77	40.04	-	30.44
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	19.42	179.14	14.72	69.47	29.75	193.33	20.37	178.27	20.63	183.57	-	143.14
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	200.72	15.69	80.29	8.62	113.95	28.20	101.23	21.92	81.57	16.30	-	14.75
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	30.19	202.72	42.31	76.37	99.70	207.09	71.19	201.15	57.57	202.53	-	169.26
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	81.05	96.00	107.14	53.69	126.55	165.64	147.43	129.87	143.08	94.04	-	85.90
μ τοπική	0.375	0.465	0.271	0.220	0.336	0.724	0.524	0.524	0.317	0.485	-	0.446
μ γενική	0.400	0.707	0.386	0.513	0.493	1.232	0.493	0.958	0.507	0.741	-	0.776

Πίν. 8.10: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 3)

Πίνακας 8.11: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονιότητες διπλάσιου μεγέθους [περίπτωση 3: 75%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.015	0.147	0.023	0.112	0.020	0.076	0.017	0.110	0.018	0.128	0.019	-
drift [%]	0.200	1.960	0.307	1.493	0.267	1.013	0.227	1.467	0.240	1.707	0.253	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.135	0.014	0.082	0.011	0.151	0.008	0.116	0.009	0.164	0.010	0.178	-
drift [%]	1.800	0.187	1.093	0.147	2.013	0.107	1.547	0.120	2.187	0.133	2.373	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.042	0.124	0.030	0.114	0.059	0.078	0.045	0.112	0.046	0.130	0.062	-
drift [%]	0.560	1.653	0.400	1.520	0.787	1.040	0.600	1.493	0.613	1.733	0.827	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	939.80		737.64		596.93		721.30		797.53		300.32	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	772.87		504.09		623.31		578.59		889.89		591.19	
V <sub>base</sub> [kN]	10275.97	9892.37	9863.01	10922.35	15520.92	6127.87	13653.42	8878.69	13648.12	9039.28	14440.83	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1656.32	3065.25	382.20	3034.03	2727.70	1647.18	2053.76	2808.64	1621.55	3088.02	1744.60	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	16.12	30.99	3.88	27.78	17.57	26.88	15.04	31.63	11.88	34.16	12.08	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	38.94	208.70	25.15	186.90	55.12	104.39	43.11	187.13	46.36	197.83	47.88	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	183.80	31.97	68.52	27.93	180.79	14.67	222.58	32.50	190.47	20.95	122.92	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	101.33	229.48	33.86	211.52	166.94	91.80	105.87	192.30	99.81	223.33	104.01	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	261.93	172.50	198.11	164.03	304.09	89.94	273.61	142.19	298.45	189.28	285.54	-
μ τοπική	0.873	0.950	0.530	0.737	0.976	0.504	0.750	0.724	1.060	0.840	1.150	-
μ γενική	1.050	1.597	0.921	1.209	1.436	0.890	1.121	1.027	1.271	1.163	1.307	-

Πίν. 8.11: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονιότητες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 3)

Πίνακας 8.12: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 3: 75%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.012	0.123	0.011	0.077	0.014	0.154	0.016	0.172	0.016	0.117	-	0.165
drift [%]	0.160	1.640	0.147	1.027	0.187	2.053	0.213	2.293	0.213	1.560	-	2.200
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.118	0.009	0.090	0.009	0.091	0.025	0.134	0.015	0.085	0.011	-	0.015
drift [%]	1.573	0.120	1.200	0.120	1.213	0.333	1.787	0.200	1.133	0.147	-	0.200
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.037	0.122	0.035	0.079	0.025	0.192	0.055	0.202	0.048	0.127	-	0.122
drift [%]	0.493	1.627	0.467	1.053	0.333	2.560	0.733	2.693	0.640	1.693	-	1.627
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	740.80		519.21		1400.26		1001.20		796.26		1469.99	
F <sub>max,v</sub> πανέλου-δοκού [kN]	830.29		425.35		746.54		852.12		681.28		1213.79	
V <sub>base</sub> [kN]	9574.22	7951.36	10257.11	6139.25	9054.15	13072.80	11512.81	11850.17	11115.99	9031.92	-	11152.08
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	673.85	2673.18	1601.64	1972.66	568.93	3664.63	1380.73	3390.27	1880.92	2889.50	-	3051.54
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	7.04	33.62	15.61	32.13	6.28	28.03	11.99	28.61	16.92	31.99	-	27.36
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	28.48	192.32	29.23	137.12	51.67	226.09	42.20	198.46	45.54	189.65	-	204.54
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	147.23	26.46	161.83	9.41	128.86	76.44	174.90	46.17	144.18	35.87	-	22.44
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	39.32	208.49	83.46	158.40	70.18	213.98	168.71	216.82	105.16	208.71	-	226.11
V <sub>max</sub> πανέλου [kN]	180.48	127.86	195.95	104.08	256.46	245.22	286.36	180.67	252.88	164.47	-	126.28
μ τοπική	0.763	0.795	0.582	0.511	0.588	1.241	0.866	1.306	0.549	0.821	-	1.066
μ γενική	0.843	1.049	0.771	1.038	1.014	2.258	1.107	1.711	1.043	1.198	-	1.665

Πίν. 8.12: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 3)

Πίνακας 8.13: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονιότητες [περίπτωση 4: 87.5%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.007	0.084	0.005	0.055	0.010	0.037	0.008	0.056	0.008	0.071	0.008	-
drift [%]	0.093	1.120	0.067	0.733	0.133	0.493	0.107	0.747	0.107	0.947	0.107	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.076	0.009	0.030	0.006	0.065	0.004	0.082	0.005	0.076	0.006	0.078	-
drift [%]	1.013	0.120	0.400	0.080	0.867	0.053	1.093	0.067	1.013	0.080	1.040	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.020	0.084	0.010	0.055	0.028	0.037	0.024	0.056	0.021	0.071	0.028	-
drift [%]	0.267	1.120	0.133	0.733	0.373	0.493	0.320	0.747	0.280	0.947	0.373	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	615.48		381.33		266.25		372.73		477.90		152.64	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	314.45		218.15		364.47		362.25		310.07		323.39	
V <sub>base</sub> [kN]	5214.50	8532.03	4412.69	6029.34	8325.59	3980.76	7292.16	5134.71	6942.12	5594.69	6238.68	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	531.91	2470.29	272.54	1900.87	1238.01	1155.05	1130.44	1326.25	829.53	2095.53	1026.44	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	10.20	28.95	6.18	31.53	14.87	29.02	15.50	25.83	11.95	37.46	16.45	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	21.27	170.83	9.07	142.76	26.22	85.07	21.60	105.70	21.82	166.41	18.06	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	57.83	48.46	33.12	14.82	81.42	10.05	140.36	5.74	54.44	15.56	104.25	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	39.73	182.21	23.82	149.76	76.67	89.90	51.58	107.46	45.03	168.24	56.68	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	117.68	116.68	84.49	86.79	173.41	62.59	147.49	83.83	144.57	89.78	123.88	-
μ τοπική	0.491	0.543	0.194	0.355	0.420	0.239	0.530	0.362	0.491	0.459	0.504	-
μ γενική	0.505	1.013	0.339	0.633	0.679	0.449	0.592	0.575	0.563	0.690	0.577	-

Πίν. 8.13: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονιότητες (περίπτωση 4)

Πίνακας 8.14: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 4: 87.5%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.006	0.068	0.005	0.036	0.006	0.119	0.008	0.084	0.008	0.079	-	0.070
drift [%]	0.080	0.907	0.067	0.480	0.080	1.587	0.107	1.120	0.107	1.053	-	0.933
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.057	0.006	0.042	0.004	0.049	0.011	0.080	0.008	0.046	0.006	-	0.007
drift [%]	0.760	0.080	0.560	0.053	0.653	0.147	1.067	0.107	0.613	0.080	-	0.093
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.019	0.068	0.017	0.036	0.015	0.120	0.024	0.084	0.023	0.079	-	0.070
drift [%]	0.253	0.907	0.227	0.480	0.200	1.600	0.320	1.120	0.307	1.053	-	0.933
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	425.89		270.90		812.28		627.38		499.68		524.14	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	265.49		241.17		544.16		464.22		305.95		227.00	
V <sub>base</sub> [kN]	5175.49	5535.41	5146.92	3439.40	4425.90	9962.36	5963.38	7866.26	6042.62	6210.36	-	6960.20
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	843.05	1977.84	761.95	1167.76	825.93	3041.69	986.99	2667.46	967.67	2392.82	-	1962.92
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	16.29	35.73	14.80	33.95	18.66	30.53	16.55	33.91	16.01	38.53	-	28.20
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	19.39	179.90	14.87	89.34	12.56	199.40	20.90	199.43	19.94	185.67	-	150.31
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	198.79	15.53	81.24	9.40	130.71	27.29	77.74	21.23	85.79	15.17	-	14.96
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	29.16	188.39	39.80	91.16	33.67	202.13	66.55	206.23	52.86	201.48	-	154.97
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	82.12	92.06	106.46	57.65	92.86	153.23	149.78	122.88	137.71	90.08	-	86.90
μ τοπική	0.368	0.439	0.271	0.233	0.317	0.776	0.517	0.543	0.297	0.511	-	0.452
μ γενική	0.397	0.667	0.397	0.449	0.419	1.220	0.505	0.944	0.505	0.713	-	0.829

Πίν. 8.14: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 4)



Πίνακας 8.15: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους [περίπτωση 4: 87.5%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.014	0.119	0.011	0.118	0.022	0.075	0.017	0.114	0.017	0.133	0.016	-
drift [%]	0.187	1.587	0.147	1.573	0.293	1.000	0.227	1.520	0.227	1.773	0.213	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.131	0.022	0.060	0.011	0.142	0.007	0.146	0.011	0.156	0.009	0.191	-
drift [%]	1.747	0.293	0.800	0.147	1.893	0.093	1.947	0.147	2.080	0.120	2.547	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.041	0.119	0.020	0.118	0.057	0.075	0.044	0.114	0.041	0.133	0.053	-
drift [%]	0.547	1.587	0.267	1.573	0.760	1.000	0.587	1.520	0.547	1.773	0.707	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	816.56		760.32		532.50		712.97		742.06		283.72	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	689.53		507.28		618.51		669.16		902.76		539.44	
V <sub>base</sub> [kN]	10490.67	9236.00	8825.29	11335.99	15391.30	6461.47	13671.27	9730.51	13715.33	8697.45	12336.50	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	868.52	2872.78	452.68	3068.30	2587.24	1728.06	1927.41	2364.46	1619.10	2166.56	2053.83	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	8.28	31.10	5.13	27.07	16.81	26.74	14.10	24.30	11.81	24.91	16.65	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	41.46	182.98	18.14	198.65	57.23	135.54	42.08	178.83	43.67	172.69	35.93	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	111.37	74.06	66.25	29.13	162.84	14.89	221.28	6.37	186.24	30.78	203.36	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	77.71	169.60	27.62	205.68	171.73	125.23	96.56	187.94	97.47	166.53	113.45	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	229.09	167.43	149.74	168.24	309.96	91.76	266.92	173.09	285.38	151.77	231.97	-
μ τοπική	0.847	0.769	0.388	0.763	0.918	0.485	0.944	0.737	1.008	0.860	1.234	-
μ γενική	1.032	1.346	0.671	1.277	1.429	0.794	1.177	1.220	1.205	1.036	1.112	-

Πίν. 8.15: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 4)

Πίνακας 8.16: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 4: 87.5%(x)-100%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.012	0.113	0.011	0.069	0.013	0.202	0.016	0.178	0.014	0.116	-	0.131
drift [%]	0.160	1.507	0.147	0.920	0.173	2.693	0.213	2.373	0.187	1.547	-	1.747
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.117	0.009	0.088	0.008	0.092	0.031	0.131	0.015	0.080	0.010	-	0.010
drift [%]	1.560	0.120	1.173	0.107	1.227	0.413	1.747	0.200	1.067	0.133	-	0.133
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.037	0.113	0.034	0.069	0.027	0.203	0.052	0.225	0.045	0.125	-	0.131
drift [%]	0.493	1.507	0.453	0.920	0.360	2.707	0.693	3.000	0.600	1.667	-	1.747
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	707.10		539.74		1684.23		1296.55		743.25		720.66	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	895.80		420.41		1185.20		946.99		1108.73		479.42	
V <sub>base</sub> [kN]	9863.49	7370.27	10266.69	6803.47	8863.36	13248.52	11221.61	11783.31	11153.04	9123.54	-	11580.84
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	715.84	2301.14	1506.28	2289.05	460.25	3834.92	1410.89	3281.86	1810.92	2405.88	-	3013.92
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	7.26	31.22	14.67	33.65	5.19	28.95	12.57	27.85	16.24	26.37	-	26.03
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	25.06	208.56	29.71	182.05	42.92	229.94	46.38	199.85	51.27	216.00	-	217.33
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	161.47	17.13	164.95	21.86	186.67	75.70	191.28	44.31	149.81	10.45	-	22.75
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	38.17	186.06	79.31	179.34	59.98	224.48	160.88	209.00	118.60	215.58	-	216.38
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	148.65	153.73	195.36	106.40	173.66	255.38	279.87	174.37	236.61	123.35	-	127.75
μ τοπική	0.756	0.730	0.569	0.446	0.595	1.312	1.219	1.454	0.517	0.808	-	0.847
μ γενική	0.780	0.967	0.794	0.898	0.855	2.279	1.126	1.646	0.960	1.151	-	1.174

Πίν. 8.16: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 4)

Πίνακας 8.17: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες [περίπτωση 5: 100%(x)-75%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.007	0.080	0.006	0.060	0.008	0.037	0.007	0.058	0.008	0.070	0.008	-
drift [%]	0.093	1.067	0.080	0.800	0.107	0.493	0.093	0.773	0.107	0.933	0.107	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.078	0.013	0.033	0.009	0.070	0.006	0.086	0.008	0.084	0.009	0.077	-
drift [%]	1.040	0.173	0.440	0.120	0.933	0.080	1.147	0.107	1.120	0.120	1.027	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.021	0.080	0.011	0.060	0.030	0.036	0.023	0.058	0.022	0.070	0.032	-
drift [%]	0.280	1.067	0.147	0.800	0.400	0.480	0.307	0.773	0.293	0.933	0.427	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	614.93		350.72		279.54		381.49		452.84		176.30	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	448.69		317.48		284.31		422.66		358.79		282.38	
V <sub>base</sub> [kN]	6104.87	7220.15	5043.33	6251.62	8598.20	3997.12	7220.41	5072.87	7889.55	4989.44	7274.12	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	990.83	2565.38	281.09	2000.44	1262.69	1247.03	908.15	1424.80	1024.19	1984.10	877.73	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	16.23	35.53	5.57	32.00	14.69	31.20	12.58	28.09	12.98	39.77	12.07	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	15.25	194.00	11.82	153.29	21.89	92.21	18.98	116.32	24.17	162.80	31.29	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	189.37	34.94	42.39	56.78	97.38	16.80	79.21	19.77	176.49	21.93	116.75	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	47.77	199.52	24.31	134.01	81.53	93.69	51.76	118.48	56.76	175.81	75.20	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	97.07	216.98	86.31	156.15	132.67	111.83	117.19	129.91	126.72	154.21	131.42	-
μ τοπική	0.504	0.517	0.213	0.388	0.452	0.239	0.556	0.375	0.543	0.452	0.498	-
μ γενική	0.379	1.024	0.302	0.688	0.440	0.500	0.396	0.579	0.429	0.719	0.434	-

Πίν. 8.17: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 5)

Πίνακας 8.18: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 5: 100%(x)-75%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.005	0.060	0.005	0.044	0.007	0.114	0.007	0.087	0.007	0.078	-	0.068
drift [%]	0.067	0.800	0.067	0.587	0.093	1.520	0.093	1.160	0.093	1.040	-	0.907
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.061	0.008	0.043	0.006	0.056	0.019	0.085	0.013	0.053	0.010	-	0.011
drift [%]	0.813	0.107	0.573	0.080	0.747	0.253	1.133	0.173	0.707	0.133	-	0.147
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.018	0.060	0.019	0.044	0.014	0.114	0.026	0.087	0.026	0.078	-	0.068
drift [%]	0.240	0.800	0.253	0.587	0.187	1.520	0.347	1.160	0.347	1.040	-	0.907
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	366.19		296.28		826.10		614.99		492.94		488.69	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	292.06		234.09		569.19		561.89		334.49		385.89	
V <sub>base</sub> [kN]	5454.66	5051.39	5037.39	3940.88	5795.49	9368.36	6519.18	7559.64	6352.42	5973.14	-	6515.89
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	648.85	1826.38	677.68	1286.36	371.75	3106.35	946.86	2568.71	848.81	2320.02	-	2179.90
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	11.90	36.16	13.45	32.64	6.41	33.16	14.52	33.98	13.36	38.84	-	33.46
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	11.65	148.71	12.59	110.92	11.22	200.39	25.60	201.60	23.59	197.23	-	131.21
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	130.47	21.94	83.75	16.34	61.30	45.22	167.60	34.31	97.38	25.24	-	22.27
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	20.26	150.38	38.23	113.08	31.66	203.37	71.72	199.67	57.02	202.44	-	134.57
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	78.37	143.69	83.13	108.77	107.13	277.85	124.62	219.40	111.40	163.30	-	145.44
μ τοπική	0.394	0.388	0.278	0.284	0.362	0.737	0.549	0.562	0.343	0.504	-	0.439
μ γενική	0.275	0.633	0.269	0.477	0.390	1.408	0.374	0.993	0.357	0.735	-	0.790

Πίν. 8.18: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονόιστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 5)

Πίνακας 8.19: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονιότητες διπλάσιου μεγέθους [περίπτωση 5: 100%(x)-75%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.014	0.122	0.011	0.131	0.018	0.083	0.014	0.117	0.016	0.133	0.018	-
drift [%]	0.187	1.627	0.147	1.747	0.240	1.107	0.187	1.560	0.213	1.773	0.240	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.134	0.027	0.065	0.019	0.175	0.013	0.110	0.013	0.171	0.014	0.171	-
drift [%]	1.787	0.360	0.867	0.253	2.333	0.173	1.467	0.173	2.280	0.187	2.280	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.042	0.122	0.022	0.131	0.060	0.083	0.040	0.118	0.044	0.133	0.063	-
drift [%]	0.560	1.627	0.293	1.747	0.800	1.107	0.533	1.573	0.587	1.773	0.840	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	719.18		797.05		576.67		689.40		755.79		320.52	
F <sub>max,v</sub> πάνελου-δοκού [kN]	721.99		572.13		617.65		559.95		806.06		597.63	
V <sub>base</sub> [kN]	12083.05	8404.31	10085.76	11356.28	16481.62	7963.21	13680.39	8040.21	14830.89	8196.65	14488.36	-
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	1582.66	2777.20	464.07	3250.58	2588.05	2570.87	1715.00	2499.94	1803.66	2157.58	2185.70	-
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	13.10	33.04	4.60	28.62	15.70	32.28	12.54	31.09	12.16	26.32	15.09	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	42.49	206.74	13.71	195.45	48.68	183.65	34.87	184.18	51.19	163.39	95.50	-
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	184.06	21.11	84.75	47.54	193.94	43.06	217.52	34.08	224.11	37.76	280.54	-
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	96.86	205.39	28.61	201.14	173.89	181.56	89.67	175.53	106.34	172.93	167.78	-
V <sub>max</sub> πάνελου [kN]	198.42	275.96	156.65	284.21	233.60	227.53	197.28	215.28	231.84	236.27	237.06	-
μ τοπική	0.866	0.788	0.420	0.847	1.131	0.536	0.711	0.763	1.105	0.860	1.105	-
μ γενική	0.769	1.329	0.605	1.454	1.000	1.001	0.748	1.017	0.863	1.095	1.011	-

Πίν. 8.19: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονιότητες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 5)

Πίνακας 8.20: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 5: 100%(x)-75%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.010	0.103	0.010	0.082	0.014	0.189	0.015	0.182	0.008	0.111	-	0.161
drift [%]	0.133	1.373	0.133	1.093	0.187	2.520	0.200	2.427	0.107	1.480	-	2.147
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.118	0.013	0.091	0.012	0.163	0.097	0.139	0.027	0.076	0.014	-	0.018
drift [%]	1.573	0.173	1.213	0.160	2.173	1.293	1.853	0.360	1.013	0.187	-	0.240
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.035	0.105	0.037	0.082	0.030	0.189	0.055	0.239	0.029	0.112	-	0.157
drift [%]	0.467	1.400	0.493	1.093	0.400	2.520	0.733	3.187	0.387	1.493	-	2.093
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	657.76		594.54		1902.31		1219.60		694.12		775.42	
F <sub>max,v</sub> πανέλου-δοκού [kN]	645.35		436.33		1432.09		686.09		570.46		565.42	
V <sub>base</sub> [kN]	10712.43	7853.11	10143.03	7591.68	11444.24	12215.24	12104.43	11025.42	7935.79	8597.93	-	10328.46
V <sub>tot</sub> υποστ. [kN]	906.69	2731.23	1289.63	2544.84	1001.09	3739.39	1425.89	3514.38	908.01	3038.37	-	3036.66
ποσοστό επί της V <sub>base</sub> [%]	8.46	34.78	12.71	33.52	8.75	30.61	11.78	31.88	11.44	35.34	-	29.40
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [kN]	29.43	212.18	25.70	182.22	63.54	222.96	42.78	211.94	25.75	220.84	-	207.57
V <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [kN]	203.00	19.63	167.98	34.64	209.94	132.70	190.35	52.96	109.46	36.70	-	33.66
V <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [kN]	41.49	215.79	72.49	179.82	72.78	233.38	165.99	210.97	51.11	207.54	-	208.39
V <sub>max</sub> πανέλου [kN]	157.66	238.53	153.35	209.29	201.57	437.38	222.91	298.78	133.32	234.46	-	215.22
μ τοπική	0.763	0.679	0.588	0.530	1.053	1.222	0.898	1.545	0.491	0.724	-	1.041
μ γενική	0.533	1.009	0.539	0.946	0.775	2.182	0.775	1.931	0.440	1.087	-	1.400

Πίν. 8.20: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 5)

Πίνακας 8.21: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες [περίπτωση 6: 0%(x)-0%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.032	0.122	0.046	0.133	0.146	0.085	0.157	0.121	0.141	0.145	0.124	-
drift [%]	0.427	1.627	0.613	1.773	1.947	1.133	2.093	1.613	1.880	1.933	1.653	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.032	0.118	0.047	0.129	0.148	0.083	0.159	0.116	0.141	0.143	0.125	-
drift [%]	0.427	1.573	0.627	1.720	1.973	1.107	2.120	1.547	1.880	1.907	1.667	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.032	0.122	0.047	0.133	0.148	0.085	0.159	0.121	0.141	0.145	0.125	-
drift [%]	0.427	1.627	0.627	1.773	1.973	1.133	2.120	1.613	1.880	1.933	1.667	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	57.64		68.15		28.40		76.32		27.46		28.41	
V <sub>base</sub> [kN]	2524.59	3478.14	1946.73	4575.60	3015.66	2254.70	5445.25	4395.96	2812.14	2661.62	4201.14	-
μ τοπική	0.207	0.788	0.304	0.860	0.957	0.549	1.028	0.782	0.911	0.937	0.808	-
μ γενική	0.169	0.503	0.244	0.760	0.529	0.338	0.827	0.619	0.464	0.489	0.654	-

Πίν. 8.21: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες (περίπτωση 6)

Πίνακας 8.22: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 6: 0%(x)-0%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.121	0.033	0.129	0.047	0.086	0.148	0.121	0.157	0.144	0.141	-	0.123
drift [%]	1.613	0.440	1.720	0.627	1.147	1.973	1.613	2.093	1.920	1.880	-	1.640
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.122	0.031	0.132	0.045	0.086	0.146	0.122	0.152	0.145	0.140	-	0.119
drift [%]	1.627	0.413	1.760	0.600	1.147	1.947	1.627	2.027	1.933	1.867	-	1.587
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.122	0.033	0.132	0.047	0.086	0.148	0.122	0.157	0.145	0.141	-	0.123
drift [%]	1.627	0.440	1.760	0.627	1.147	1.973	1.627	2.093	1.933	1.880	-	1.640
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	21.04		24.40		42.22		112.58		37.68		80.31	
V <sub>base</sub> [kN]	3300.70	2861.98	4536.06	2067.37	2180.06	3097.97	4432.22	5451.52	2649.91	2966.25	-	4299.08
μ τοπική	0.788	0.213	0.853	0.304	0.556	0.957	0.788	1.015	0.937	0.911	-	0.795
μ γενική	0.531	0.167	0.782	0.239	0.292	0.518	0.639	0.816	0.476	0.481	-	0.636

Πίν. 8.22: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 6)

Πίνακας 8.23: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους [περίπτωση 6: 0%(x)-0%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250L(x)-250T(y)		459L(x)-459T(y)		645L(x)-645T(y)		1119L(x)-1119T(y)		np160L(x)-np160T(y)		Tolmezzo(x)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.062	0.204	0.073	0.231	0.240	0.133	0.280	0.335	0.252	0.260	0.255	-
drift [%]	0.827	2.720	0.973	3.080	3.200	1.773	3.733	4.467	3.360	3.467	3.400	-
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.063	0.194	0.074	0.222	0.244	0.126	0.281	0.325	0.253	0.257	0.257	-
drift [%]	0.840	2.587	0.987	2.960	3.253	1.680	3.747	4.333	3.373	3.427	3.427	-
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.063	0.204	0.074	0.231	0.244	0.134	0.281	0.335	0.253	0.260	0.257	-
drift [%]	0.840	2.720	0.987	3.080	3.253	1.787	3.747	4.467	3.373	3.467	3.427	-
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	115.27		136.29		56.81		147.52		52.24		56.21	
V <sub>base</sub> [kN]	5049.21	6215.23	3893.47	6710.61	5429.75	4523.13	7385.59	6977.68	5924.31	5623.24	6741.95	-
μ τοπική	0.407	1.318	0.481	1.493	1.577	0.866	1.816	2.165	1.635	1.680	1.661	-
μ γενική	0.327	1.038	0.387	1.189	1.063	0.677	1.471	1.742	1.044	1.123	1.151	-

Πίν. 8.23: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους (περίπτωση 6)

Πίνακας 8.24: Μεγέθη απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση [περίπτωση 6: 0%(x)-0%(y)]												
Εξεταζόμενα μεγέθη απόκρισης	250T(x)-250L(y)		459T(x)-459L(y)		645T(x)-645L(y)		1119T(x)-1119L(y)		np160T(x)-np160L(y)		Tolmezzo(y)	
	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)	U <sub>1</sub> (x)	U <sub>2</sub> (y)
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς x [m]	0.203	0.059	0.233	0.073	0.131	0.243	0.308	0.274	0.259	0.252	-	0.253
drift [%]	2.707	0.787	3.107	0.973	1.747	3.240	4.107	3.653	3.453	3.360	-	3.373
d <sub>max</sub> υποστ. εξωτ. σειράς y [m]	0.205	0.057	0.234	0.069	0.132	0.232	0.364	0.266	0.260	0.249	-	0.250
drift [%]	2.733	0.760	3.120	0.920	1.760	3.093	4.853	3.547	3.467	3.320	-	3.333
d <sub>max</sub> υποστ. εσωτ. σειράς [m]	0.205	0.059	0.234	0.073	0.132	0.243	0.237	0.274	0.260	0.253	-	0.253
drift [%]	2.733	0.787	3.120	0.973	1.760	3.240	3.160	3.653	3.467	3.373	-	3.373
F <sub>max,h</sub> δοκού-υποστ. [kN]	42.07		48.77		84.43		178.66		75.37		153.02	
V <sub>base</sub> [kN]	5742.45	5423.99	6669.35	4134.76	4383.66	5547.72	6899.55	7202.50	5399.81	5732.53	-	6843.54
μ τοπική	1.325	0.381	1.512	0.472	0.853	1.571	2.353	1.771	1.680	1.635	-	1.635
μ γενική	1.069	0.308	1.225	0.371	0.687	1.030	1.885	1.425	0.994	0.961	-	1.120

Πίν. 8.24: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγεθών απόκρισης για προσαρμοσμένες χρονοϊστορίες διπλάσιου μεγέθους σε αντίστροφη διεύθυνση (περίπτωση 6)

Με βάση τους παραπάνω πίνακες, για τις μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων κατά το διαμήκη άξονα x, των περιπτώσεων 1-5, προκύπτει ότι οι μέγιστες αναπτύσσονται στα υποστυλώματα των εξωτερικών εγκάρσιων πλευρών και μάλιστα έχουν αξιοσημείωτη διαφορά με τις αντίστοιχες των άλλων σειρών. Οι αμέσως μεγαλύτερες εντοπίζονται στα εσωτερικά υποστυλώματα, και διαφέρουν αισθητά, σε σχέση με αυτές των εξωτερικών υποστυλωμάτων των διαμήκων πλευρών, λόγω της συνεισφοράς των πανέλων στην ακαμψία κατά αυτή τη διεύθυνση, άρα και τη συνεπακόλουθη μείωση των αντίστοιχων μετακινήσεων. Σε ότι αφορά τις μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων κατά τον εγκάρσιο άξονα y, φαίνεται ότι οι μέγιστες είναι πρακτικά ίδιες σε αυτά των εξωτερικών διαμήκων πλευρών και των εσωτερικών (κάποιες φορές υπάρχει ελάχιστη διαφοροποίηση είτε στη μια είτε στην άλλη περίπτωση), διαφέροντας σημαντικά από αυτές των υποστυλωμάτων των εξωτερικών εγκάρσιων πλευρών. Ωστόσο, στην περίπτωση 6 (όπου τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων δεν είναι σταθερά συνδεδεμένα με το φέροντα οργανισμό του φορέα), οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων είναι πρακτικά ίδιες σε όλες τις σειρές, τόσο για τη διεύθυνση x, όσο και για τη διεύθυνση y.

Παρόμοια συμπεράσματα με τις μετακινήσεις ισχύουν και για τις τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων (που υπολογίστηκαν μόνο για τις περιπτώσεις 1-5). Συγκεκριμένα, κατά τη διεύθυνση x, οι μέγιστες τέμνουσες παρουσιάζονται στα υποστυλώματα των εξωτερικών εγκάρσιων πλευρών και στη συνέχεια στα εσωτερικά. Αντίστοιχα, κατά τη διεύθυνση y, είναι πρακτικά ίδιες στα υποστυλώματα των εξωτερικών διαμήκων πλευρών και των εσωτερικών, διαφοροποιούμενες σημαντικά από αυτές των υποστυλωμάτων των εξωτερικών εγκάρσιων πλευρών. Συνεπώς, η κατανομή των μέγιστων τεμνουσών δυνάμεων είναι ίδια με αυτή των μέγιστων μετακινήσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων, κάτι αναμενόμενο να συμβεί.

Σε ότι αφορά το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα, φτάνει το πολύ μέχρι 15% κατά τη διεύθυνση x και το πολύ μέχρι 35% κατά τη διεύθυνση y, με εξαίρεση ελάχιστες περιπτώσεις. Οπότε, πρακτικά επιβεβαιώνεται η θεώρηση που είχε γίνει κατά τις προσομοιώσεις των μοντέλων: ότι στην πλευρική αντίσταση του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων συμβάλλουν ως επί το πλείστον τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων, εφ' όσον ένας επαρκής αριθμός είναι σταθερά συνδεδεμένος με την υπόλοιπη κατασκευή. Συνεπώς, το στατικό σύστημα της κατασκευής, σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις με πανέλα στο



φέροντα οργανισμό (περιπτώσεις 1-5), μπορεί προσεγγιστικά να θεωρηθεί ως (στατικό σύστημα) τοιχωμάτων. Επιπλέον, να σημειωθεί ότι το ποσοστό της τέμνουσας δύναμης που αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα κατά τον άξονα  $y$  είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο κατά τον άξονα  $x$  (σχεδόν διπλάσιο), κάτι που είναι αναμενόμενο, λόγω του μικρότερου αριθμού υποστυλωμάτων κατά αυτή την έννοια.

Αναφορικά με τις οριζόντιες δυνάμεις των συνδέσεων δοκών-υποστυλωμάτων και τις κατακόρυφες των συνδέσεων πανέλων-δοκών, παρατηρείται ότι αναπτύσσονται μεγάλες τιμές. Η ύπαρξη, ωστόσο, τέτοιων τιμών, δεν επηρεάζει την ανάλυση και δεν οδηγεί τα μοντέλα σε πρόωρη αστοχία, καθώς έχει θεωρηθεί κατά την προσομοίωση ότι οι συνδέσεις αυτές είναι επαρκώς αντοχής. Για τις οριζόντιες δυνάμεις σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων, ειδικότερα, αξίζει να σημειωθεί ότι οι τιμές τους ξεπερνούν τις αντοχές των τυπικών συνδέσεων που υλοποιούνται με πείρους και χρειάζεται πιθανότατα κάποιος εναλλακτικός τρόπος σύνδεσης. Εξάιρεση, βέβαια, στην παραπάνω διαπίστωση, αποτελούν οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων του πλαισιωτού κτιρίου που δε συνδέονται τα πανέλα με το υπόλοιπο στατικό σύστημα (περίπτωση 6) και στις οποίες αναπτύχθηκαν λογικές τιμές, κατά πολύ μικρότερες από τις προαναφερθείσες. Συνεπώς, μπορεί να βγει το συμπέρασμα ότι η παρουσία πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής επιδρά δυσμενώς στις δυνάμεις που ασκούνται στις συνδέσεις της και κατά συνέπεια ο φορέας κινδυνεύει πρωτίστως με αστοχία των συνδέσεων αυτών.

Οι πλαστιμότητες (εξετάζονται αναλυτικότερα και στη συνέχεια στα Κεφ.8.4.2, Κεφ.8.4.3) παρουσιάζουν, γενικά, μικρές τιμές (ως επί το πλείστον μικρότερες της μονάδας), για τις περιπτώσεις 1-5, κατά τις απλά προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές που εισάγονται ως διέγερση βάσης στην κατασκευή, δηλαδή τα κτίρια, κατά κανόνα, συμπεριφέρονται ελαστικά. Ακόμα όμως και για διπλάσιες καταγραφές, λίγες είναι οι περιπτώσεις που εμφανίζεται διαρροή. Γενικά, παρουσιάζονται παρόμοιες τιμές μεταξύ αυτών των περιπτώσεων, κάτι που δείχνει ότι δεν υπάρχει σημαντική επίδραση στην απόκριση του κτιρίου, με βάση τον τρόπο που διατάσσονται τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στις πλευρές του. Ωστόσο, σημαντικές διαφορές, σε σχέση με τις υπόλοιπες περιπτώσεις, παρουσιάζονται για το φορέα που τα πανέλα δεν είναι σταθερά συνδεδεμένα με το υπόλοιπο σύστημα (περίπτωση 6), όπου οι πλαστιμότητες είναι αρκετά μεγαλύτερες. Αυτό δείχνει ότι όταν τα πανέλα δε σχεδιάζονται ως φέροντα στοιχεία, αλλά ως σύστημα επένδυσης, οδηγούν την κατασκευή σε πιο μεγάλες καταπονήσεις.

Σαν γενική εικόνα, παρατηρείται ότι οι περιπτώσεις 1-5 παρουσιάζουν τιμές παρεμφερούς τάξης μεγέθους και τα χαρακτηριστικά της απόκρισής τους είναι σε σημαντικό βαθμό παρόμοια. Υπάρχουν, δηλαδή, παντού διαφορές, αλλά είναι μικρές και σε καμία περίπτωση δε δείχνουν κάποια σαφή τάση προς μια διαφοροποίηση της συμπεριφοράς του κτιρίου. Με άλλα λόγια, η χωρική κατανομή των πανέλων δε φαίνεται να έχει κάποια αξιοσημείωτη επίδραση στην απόκριση του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίσεων.

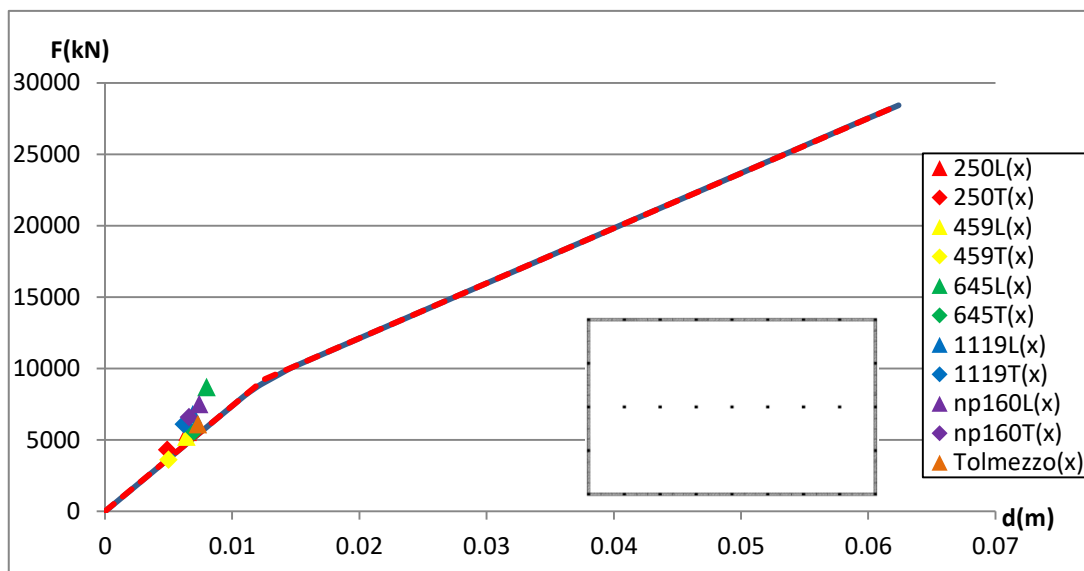
#### **8.4.2 Ζεύγη μετακινήσεων κόμβου ελέγχου-τέμνουσας βάσης για μέγιστη μετακίνηση και μέγιστη τέμνουσα**

Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα (για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για κάθε σεισμική καταγραφή και για τις δύο διευθύνσεις), των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας που αφορούν τα ζεύγη: α) μέγιστη μετακίνηση κόμβου ελέγχου  $D_{,max}$ -ταυτόχρονη (με τη  $D_{,max}$ ) τιμή τέμνουσας βάσης  $V_{b(D,max)}$ , β) ταυτόχρονη (με τη  $V_{bmax}$ ) τιμή μετακίνησης κόμβου ελέγχου  $D_{(Vbmax)}$ -μέγιστη τέμνουσα βάσης  $V_{bmax}$ . Τα ζεύγη αυτά, αφού υπολογιστούν, εισάγονται ως σημεία σε διαγράμματα

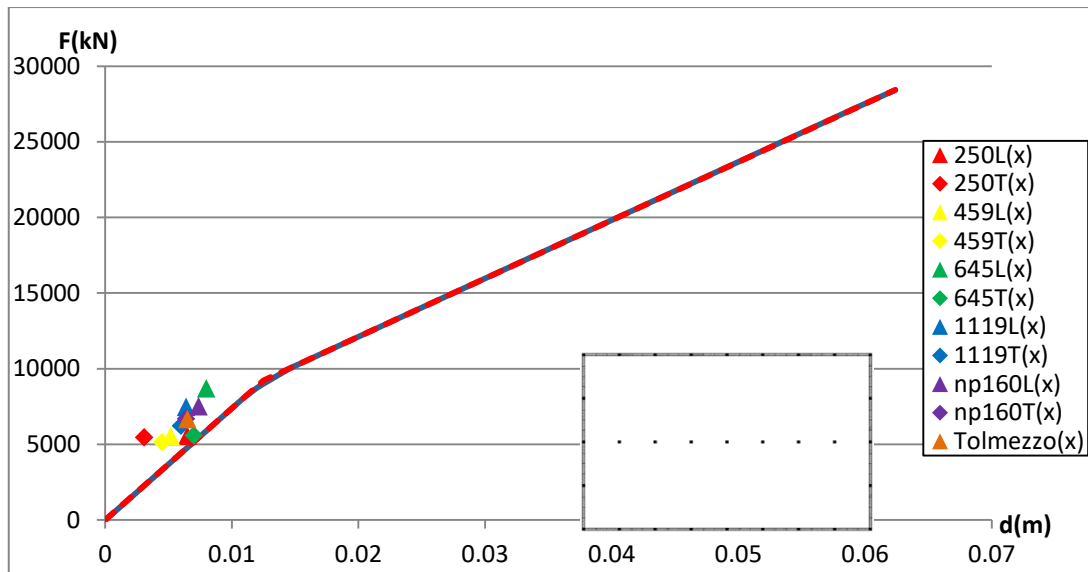
οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης, που είναι τοποθετημένες και οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας από τη στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover).

Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι αφ' ενός μεν μια εποπτεία της απόκρισης που θα έχει κάθε περίπτωση υπό τα φορτία των σεισμών, αφετέρου δε να γίνει μια σύγκριση μεταξύ των δύο αυτών αναλύσεων προκειμένου να φανεί κατά πόσο υπάρχει κάποια συσχέτιση μεταξύ των αποτελεσμάτων που προέκυψαν. Σημειώνεται ότι οι καμπύλες ικανότητας των στατικών μη-γραμμικών αναλύσεων έχουν διγραμμικοποιηθεί με την ίδια ακριβώς μέθοδο που αναλύθηκε στο Κεφ.6.3 (διακεκομμένη κόκκινη γραμμή στα διαγράμματα που ακολουθούν), και με βάση το εκάστοτε σημείο διαρροής ( $\delta_y$ ) που προκύπτει, υπολογίζονται οι γενικές πλαστιμότητες κάθε ζεύγους  $D_{,max}-V_b(D_{,max})$  κάθε μοντέλου ανάλυσης, ως:  $\mu=D_{,max}/\delta_y$  (οι αναλυτικές τιμές για κάθε περίπτωση παρατίθενται στους Πίν.8.1-Πίν.8.24).

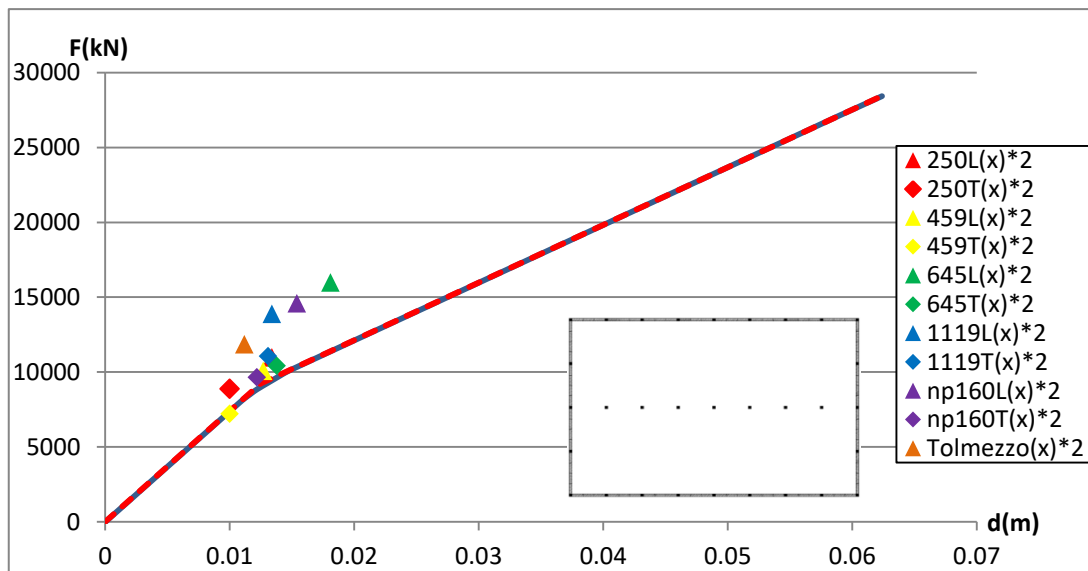
Στη συνέχεια, ακολουθούν τα διαγράμματα που περιγράφηκαν παραπάνω (Σχ.8.39-Σχ.8.86). Διευκρινίζεται ότι τα σύμβολα «α», «β» στην περιγραφή κάθε διαγράμματος, αναφέρονται σε προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές όπως προέκυψαν (το «α») και διπλάσιου μεγέθους (το «β») αντίστοιχα. Ακόμα, σε κάθε διάγραμμα δίνεται ένα σκαρίφημα κάτοψης με τη χωρική κατανομή των πανέλων στην εκάστοτε περίπτωση.



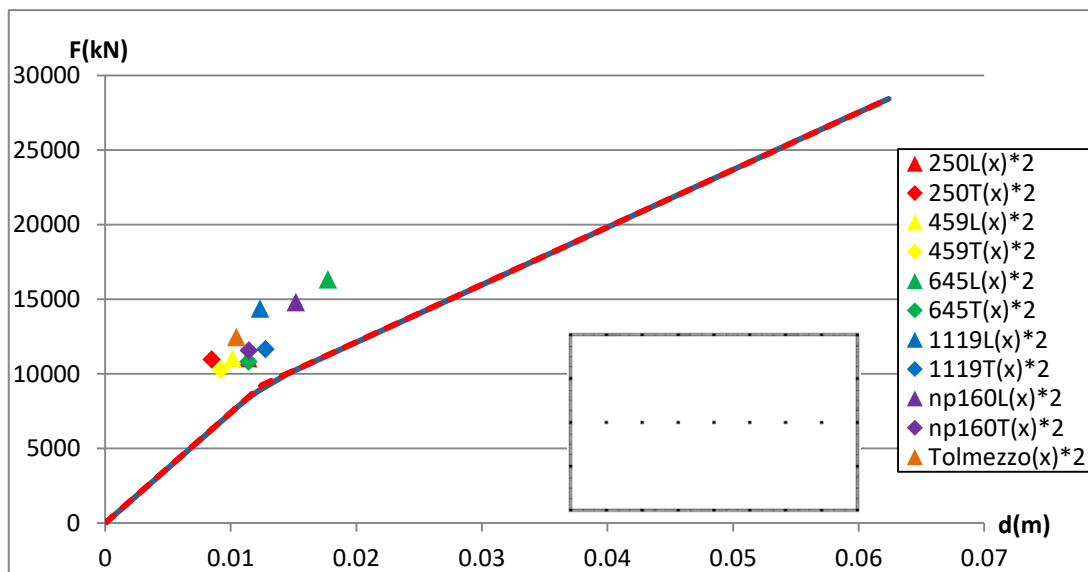
Σχ. 8.39: Αποτελέσματα [ $D_{,max}-V_b(D_{,max})$ ] για περίπτωση 1α κατά τη διεύθυνση x



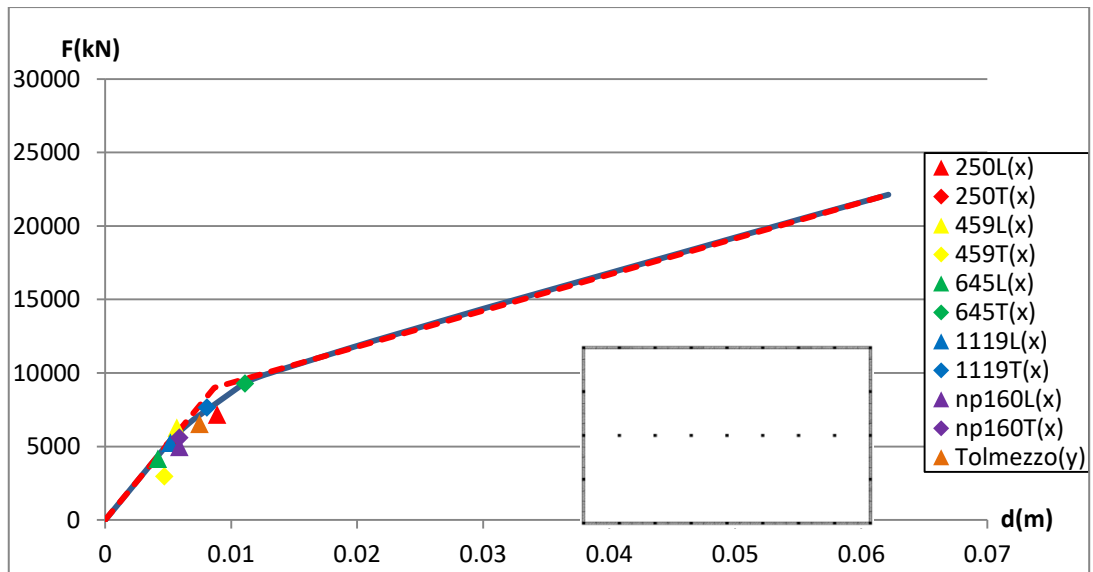
Σχ. 8.40: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)} - V_{b,max}]$  για περίπτωση 1α κατά τη διεύθυνση x



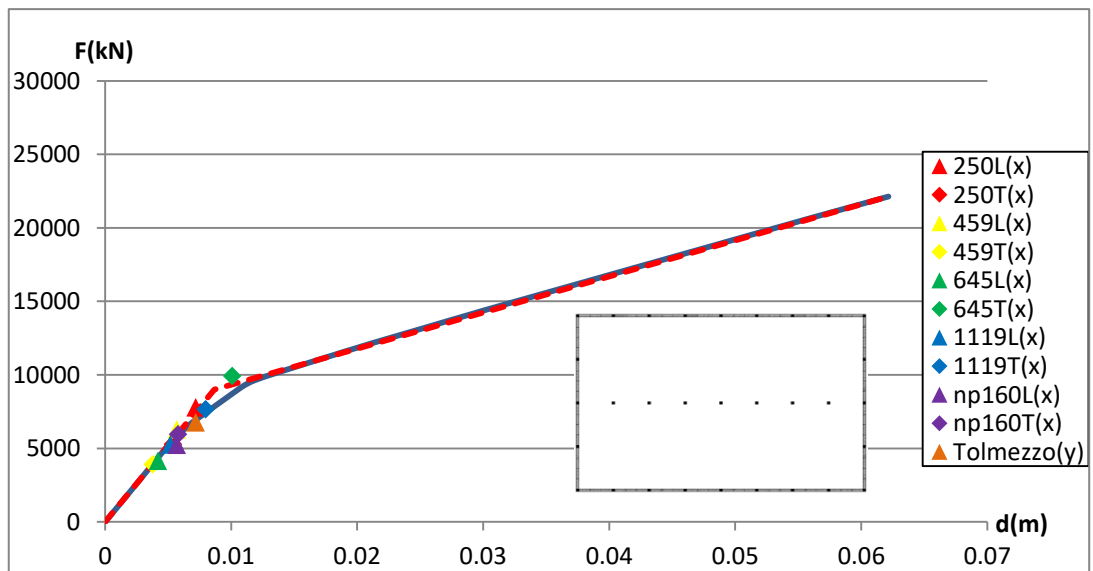
Σχ. 8.41: Αποτελέσματα  $[D_{,max} - V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 1β κατά τη διεύθυνση x



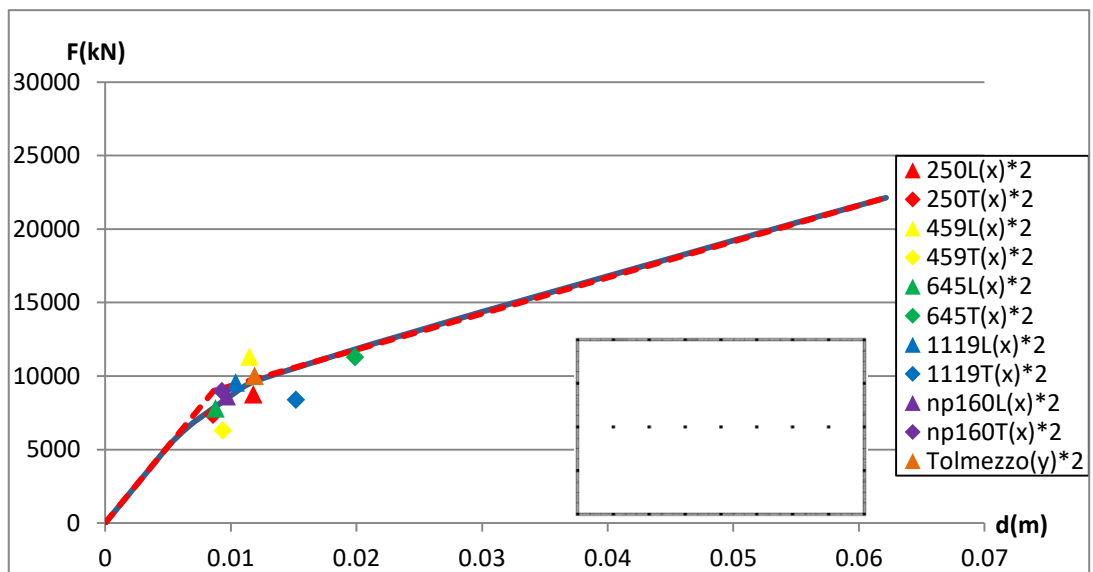
Σχ. 8.42: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)} - V_{b,max}]$  για περίπτωση 1β κατά τη διεύθυνση x



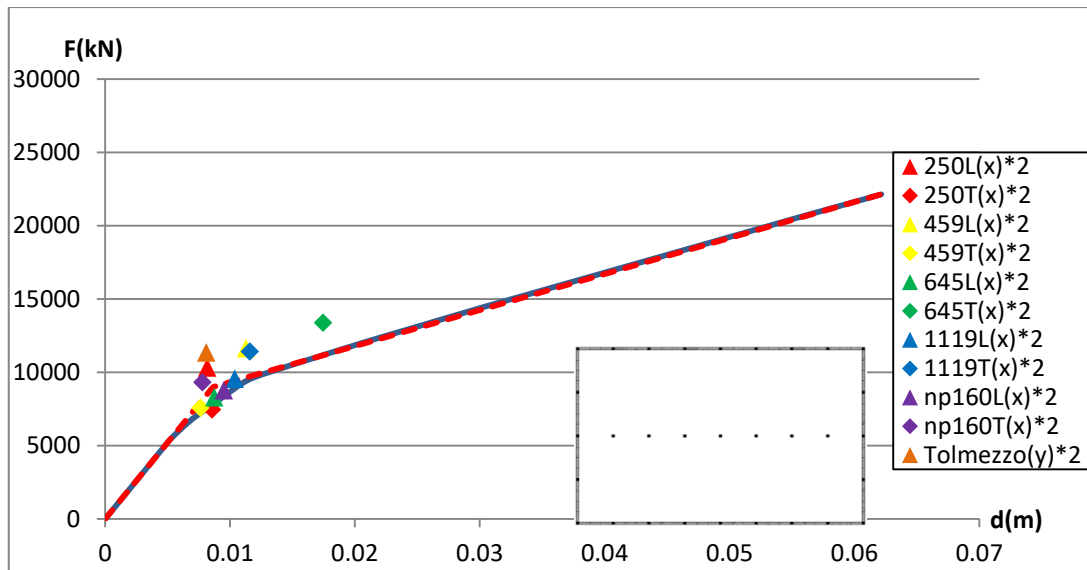
Σχ. 8.43: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 1α κατά τη διεύθυνση y



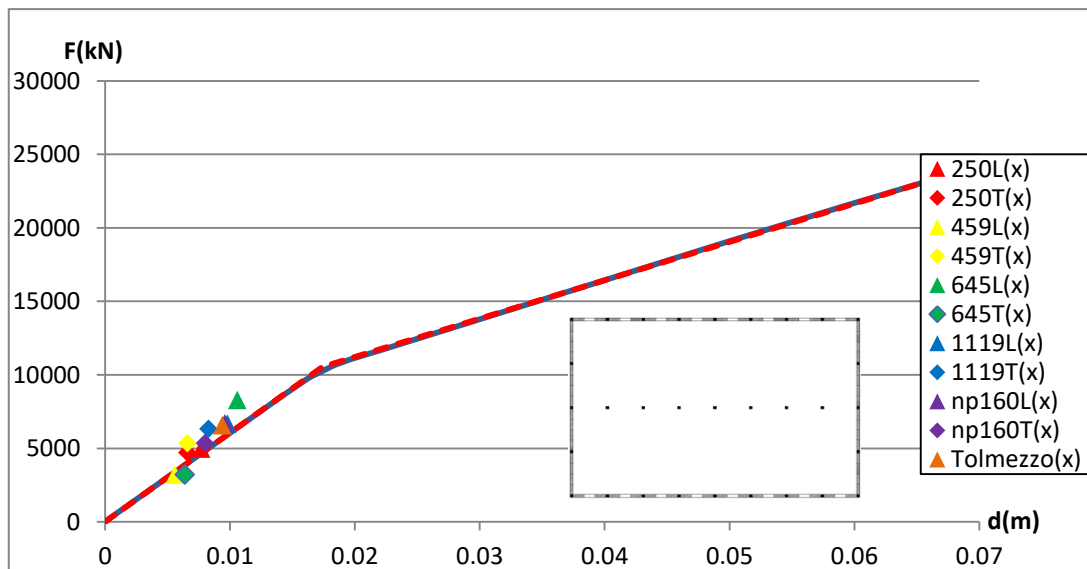
Σχ. 8.44: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 1α κατά τη διεύθυνση y



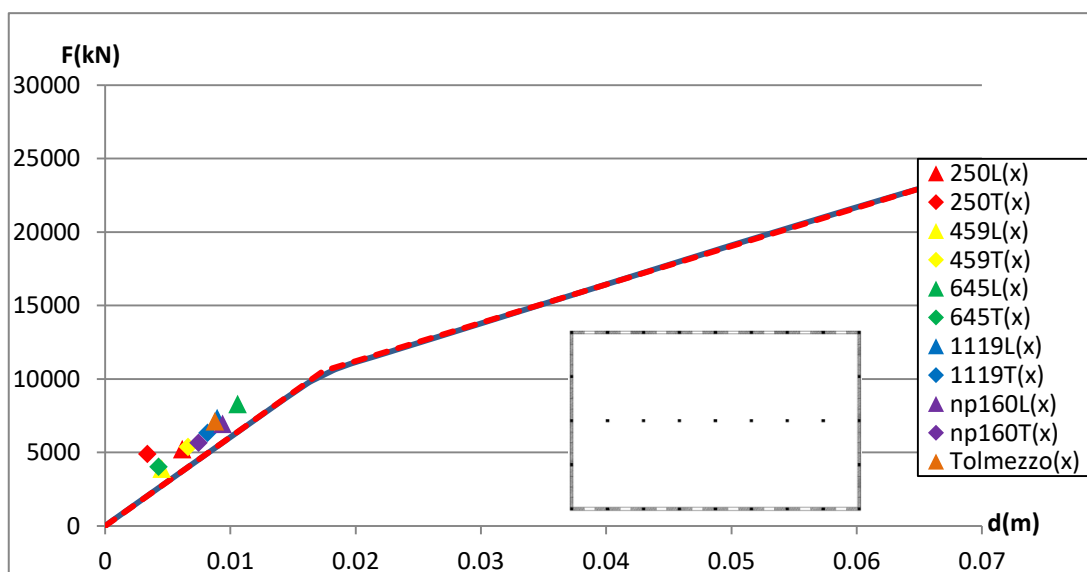
Σχ. 8.45: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 1β κατά τη διεύθυνση y



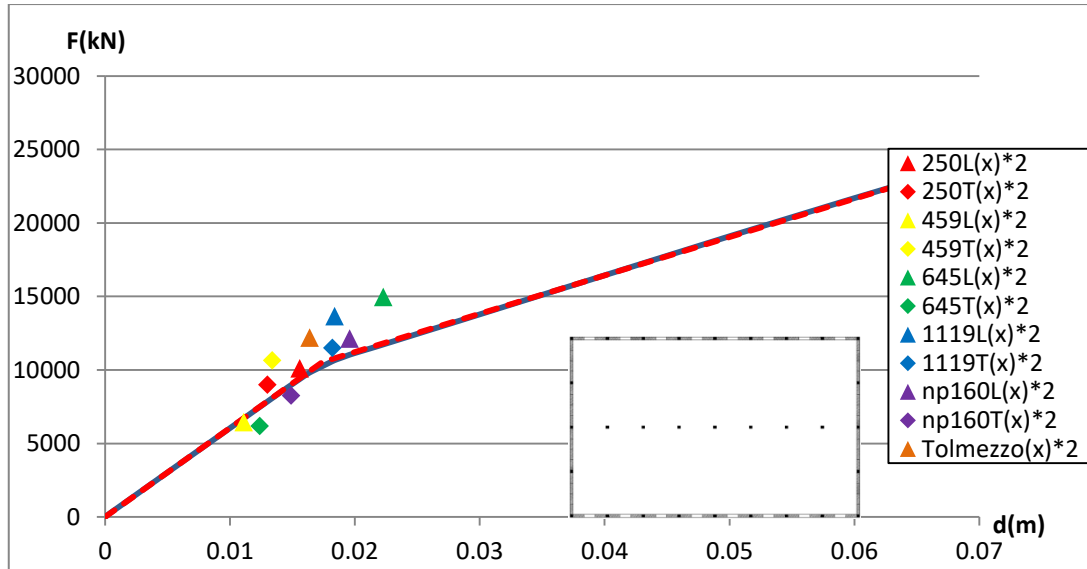
Σχ. 8.46: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 1β κατά τη διεύθυνση y



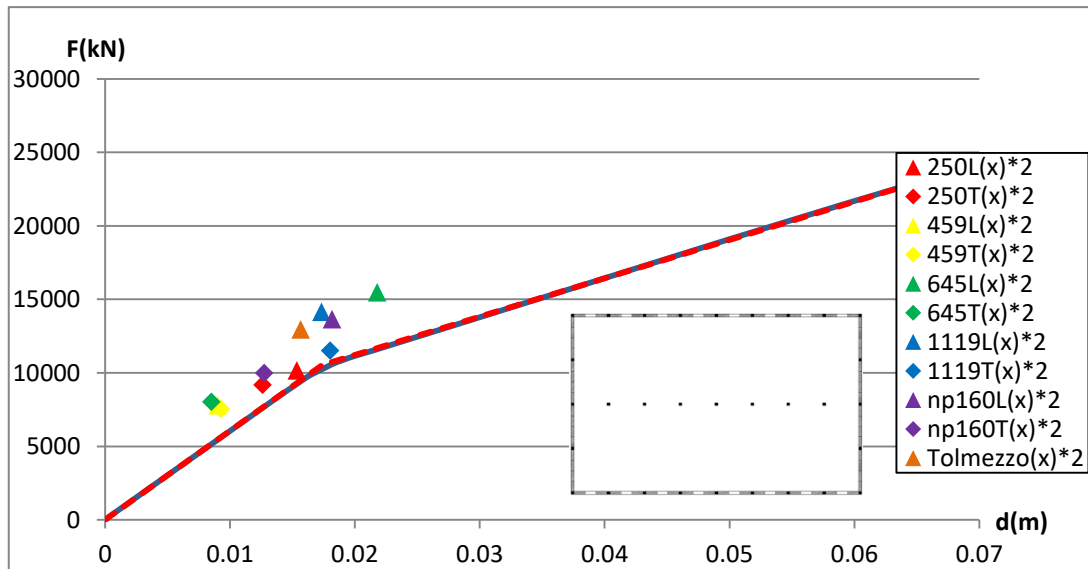
Σχ. 8.47: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 2α κατά τη διεύθυνση x



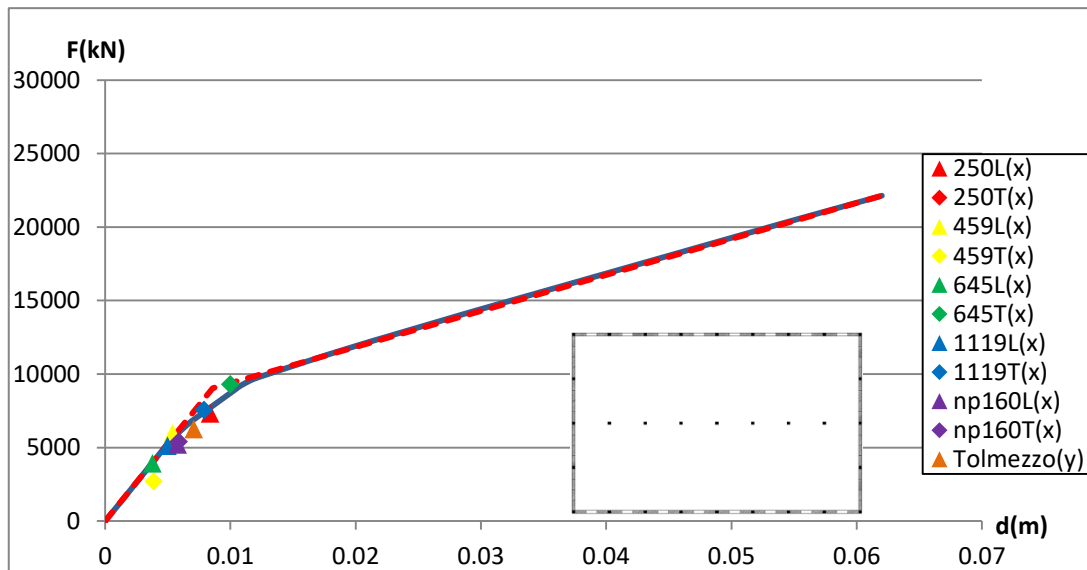
Σχ. 8.48: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 2α κατά τη διεύθυνση x



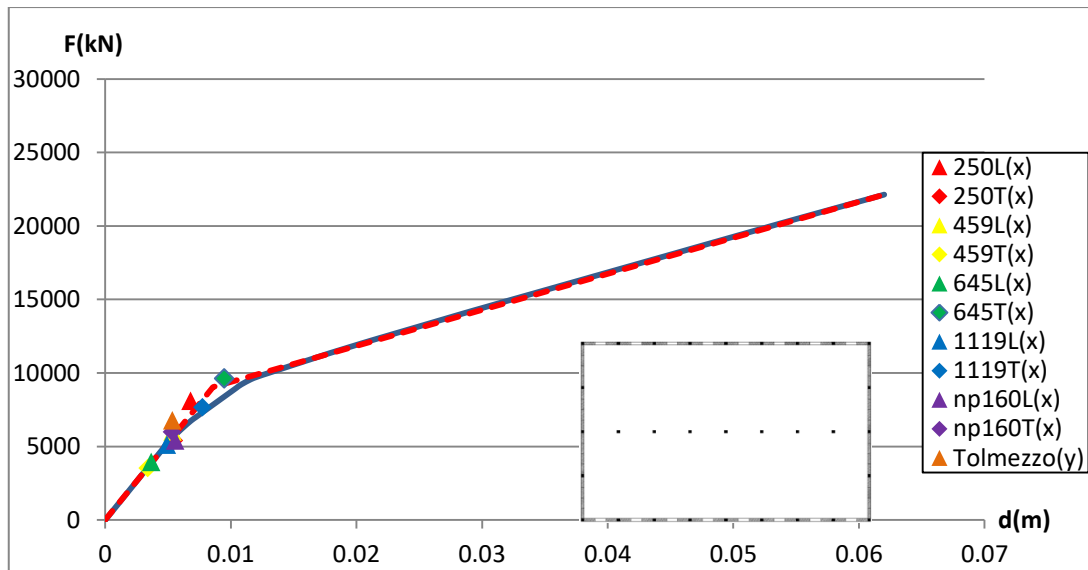
Σχ. 8.49: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 2β κατά τη διεύθυνση x



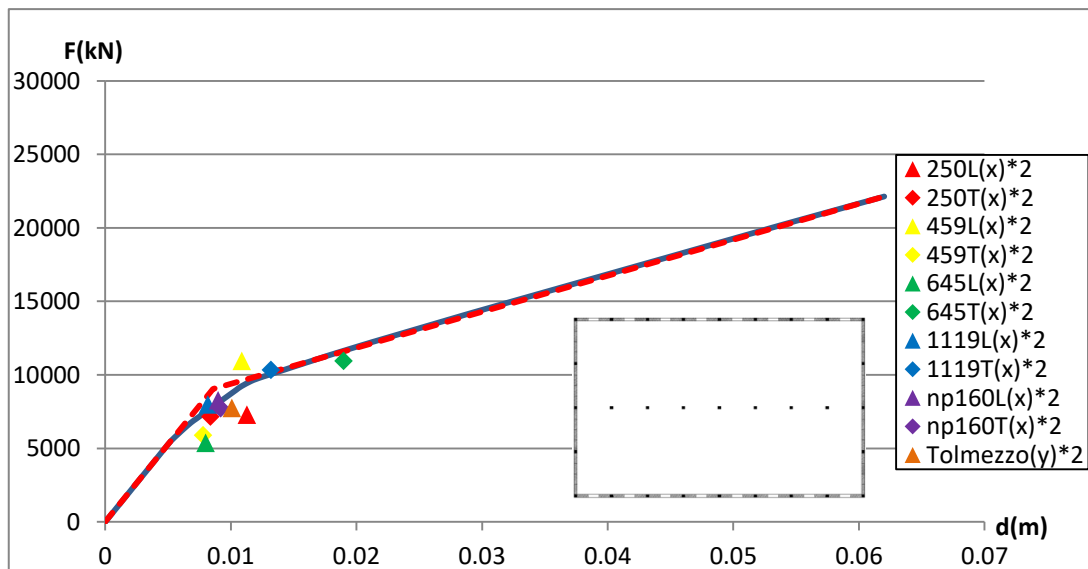
Σχ. 8.50: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 2β κατά τη διεύθυνση x



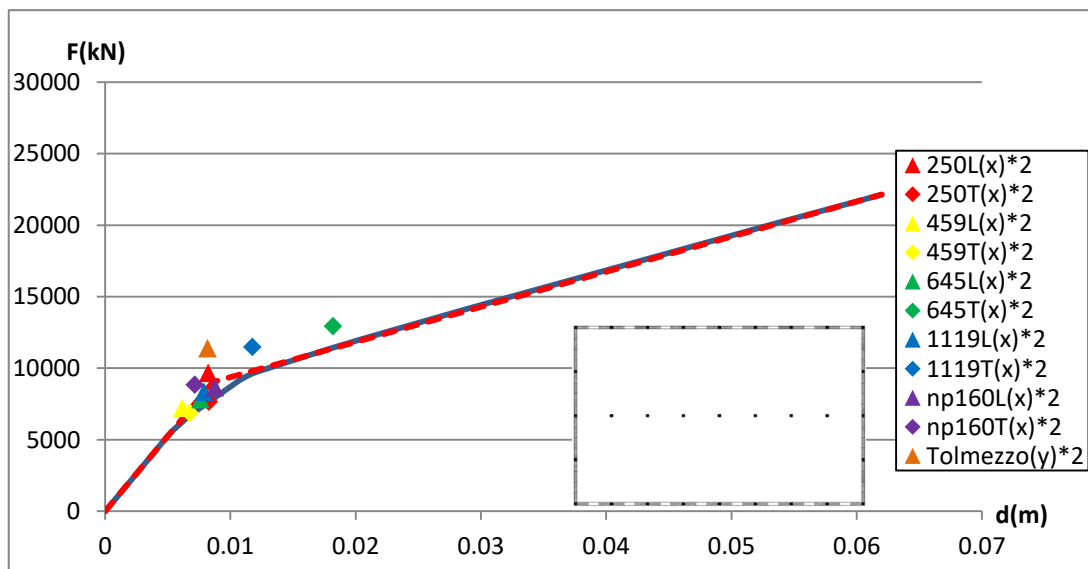
Σχ. 8.51: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 2α κατά τη διεύθυνση y



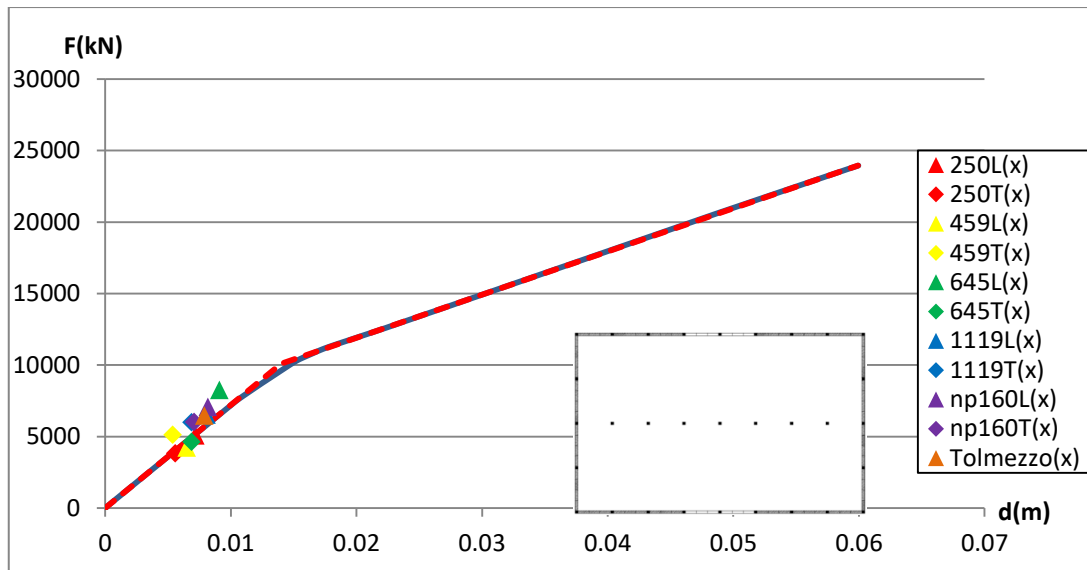
Σχ. 8.52: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 2α κατά τη διεύθυνση  $y$



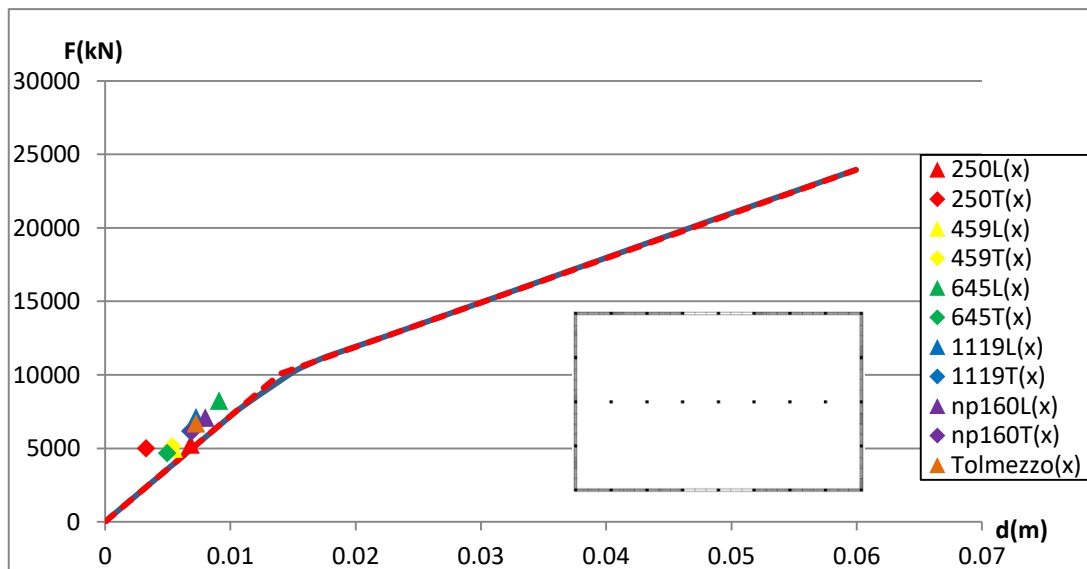
Σχ. 8.53: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 2β κατά τη διεύθυνση  $y$



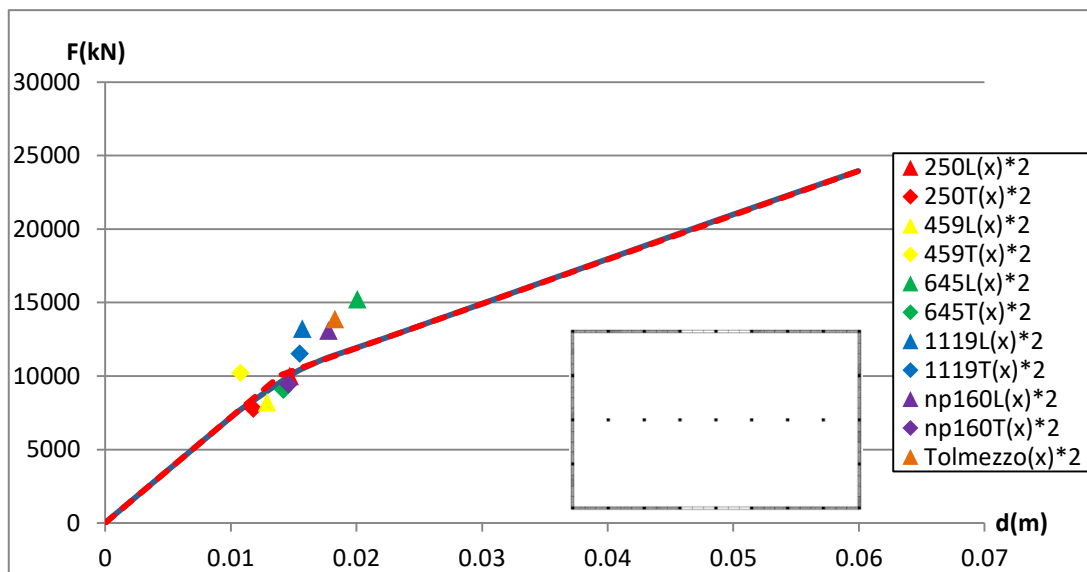
Σχ. 8.54: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 2β κατά τη διεύθυνση  $y$



Σχ. 8.55: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 3α κατά τη διεύθυνση x

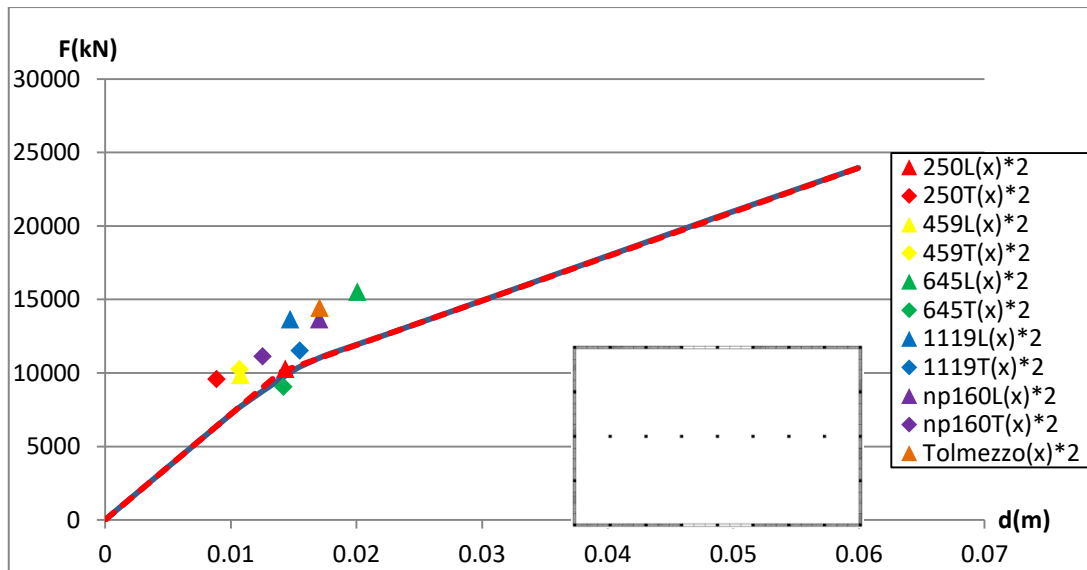


Σχ. 8.56: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 3α κατά τη διεύθυνση x

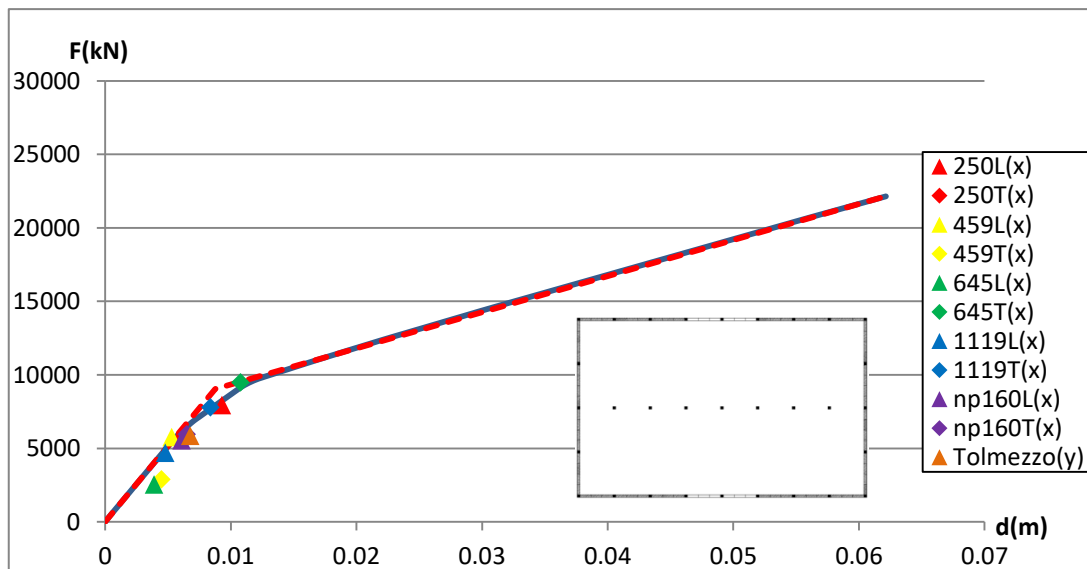


Σχ. 8.57: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 3β κατά τη διεύθυνση x

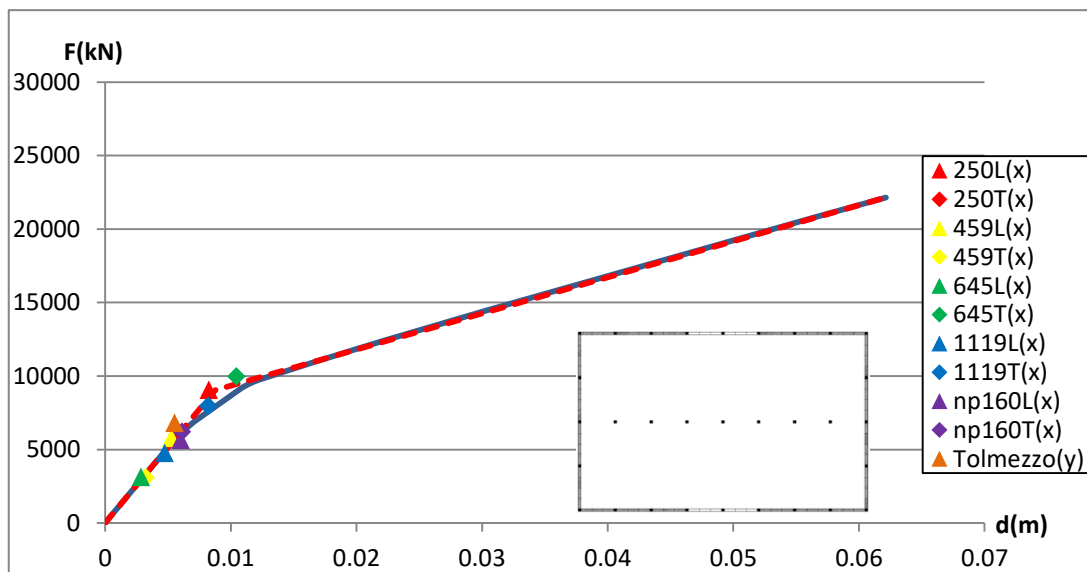




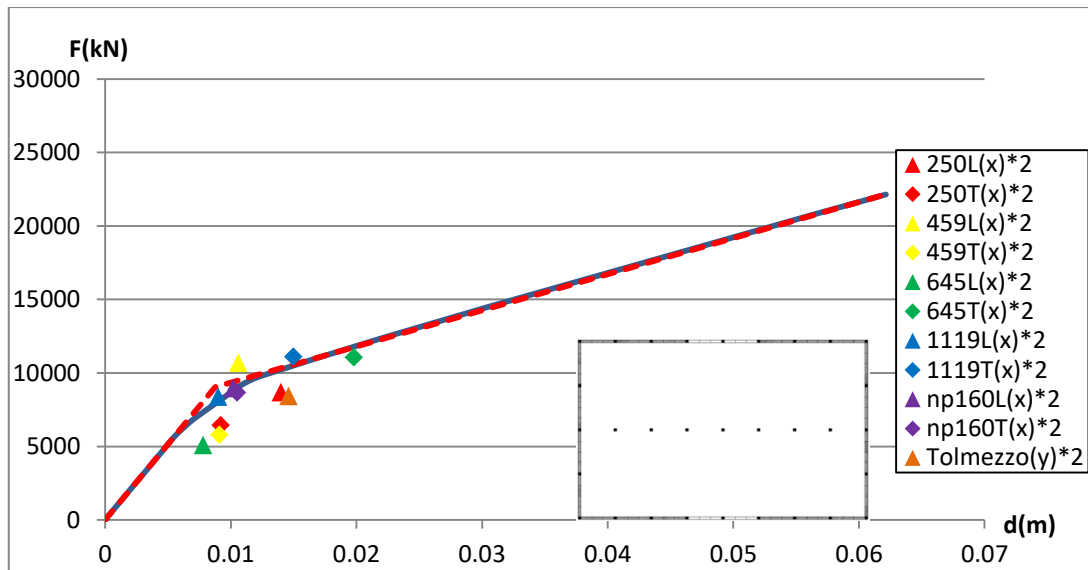
Σχ. 8.58: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 3β κατά τη διεύθυνση x



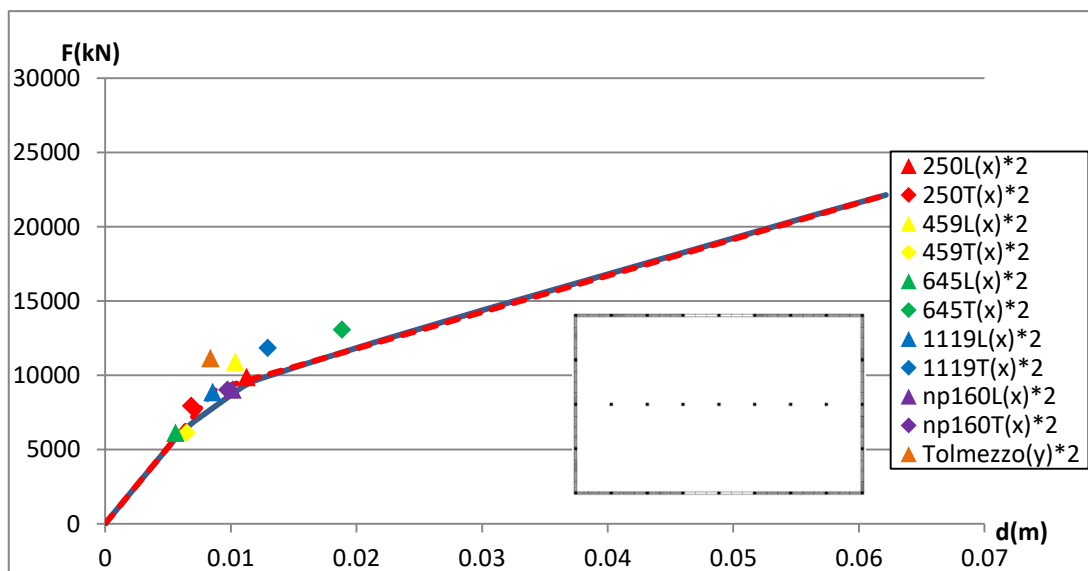
Σχ. 8.59: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 3α κατά τη διεύθυνση y



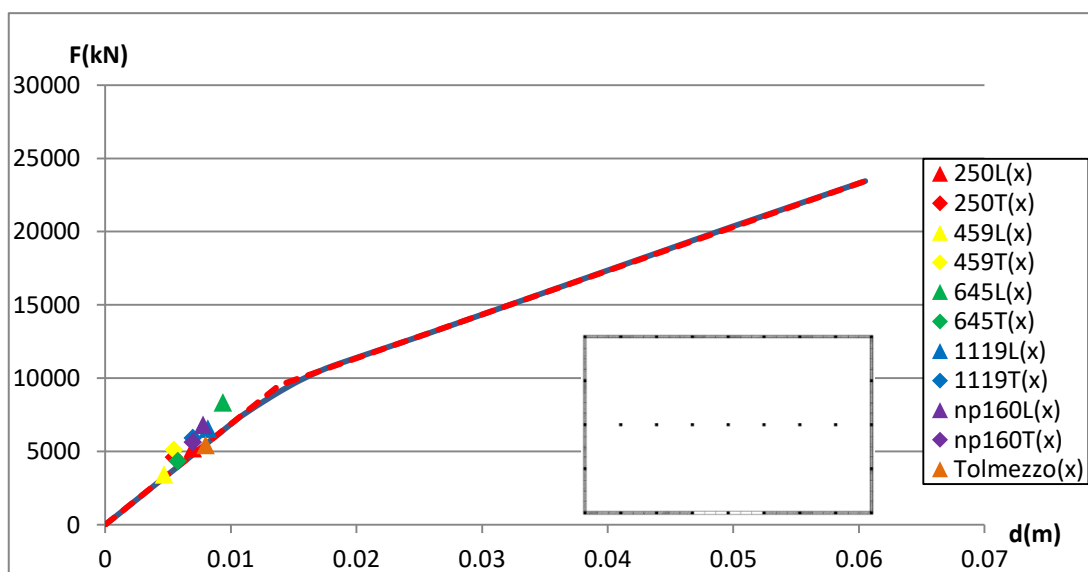
Σχ. 8.60: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 3α κατά τη διεύθυνση y



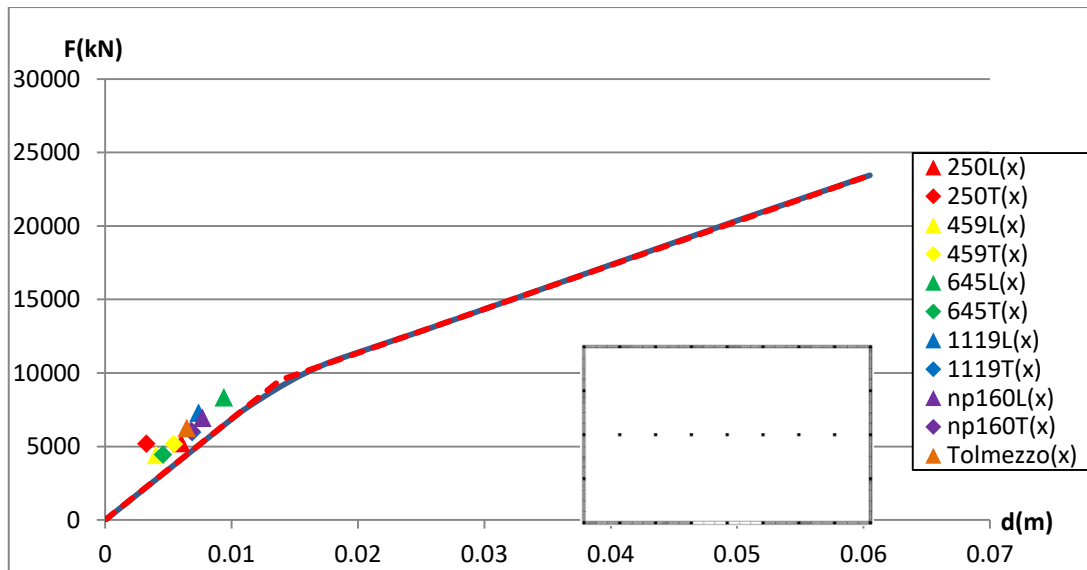
Σχ. 8.61: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 3β κατά τη διεύθυνση y



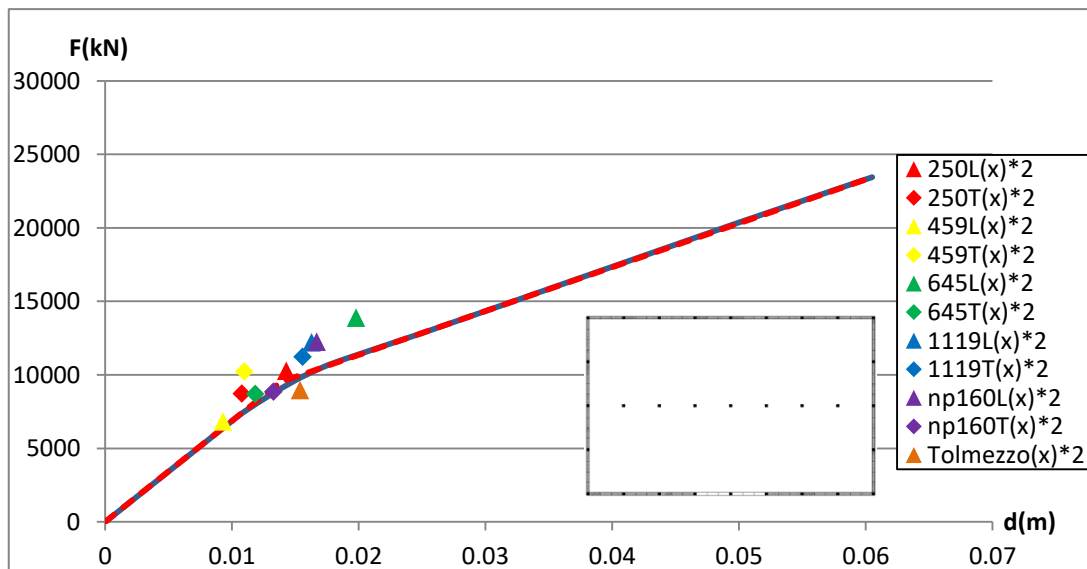
Σχ. 8.62: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 3β κατά τη διεύθυνση y



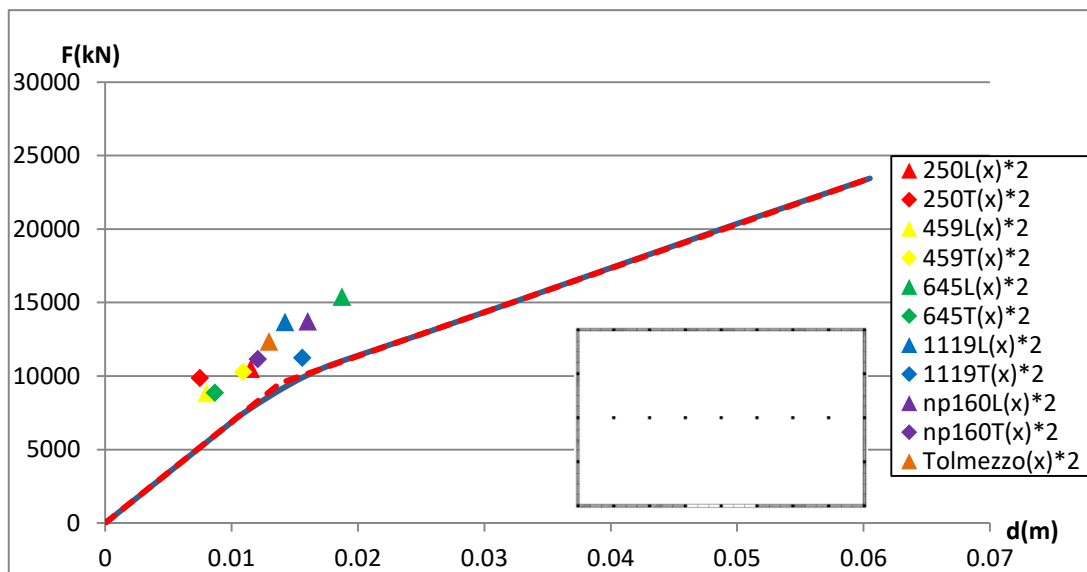
Σχ. 8.63: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 4a κατά τη διεύθυνση x



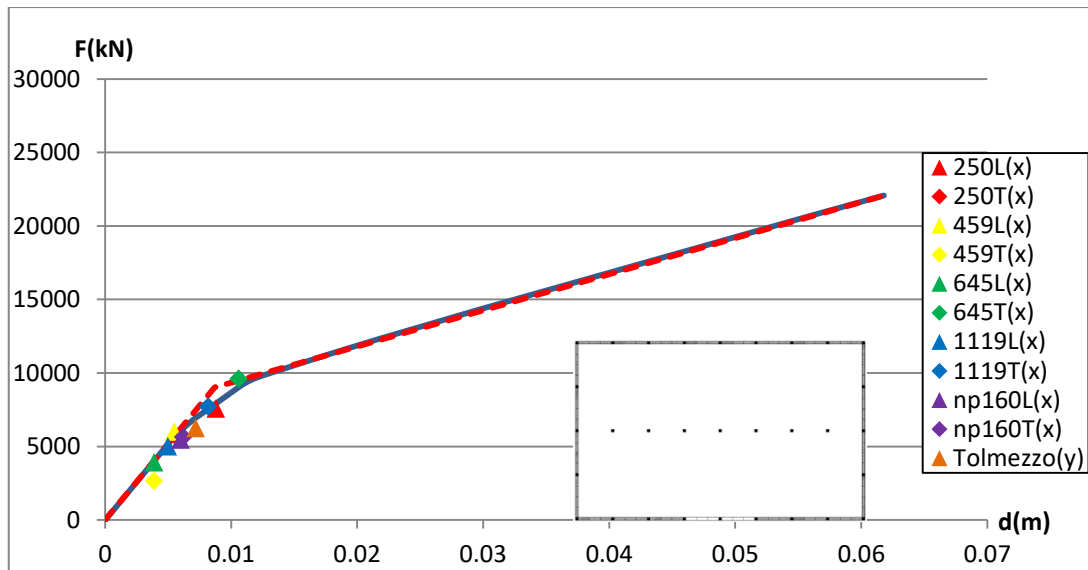
Σχ. 8.64: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})} - V_{b,max}]$  για περίπτωση 4α κατά τη διεύθυνση x



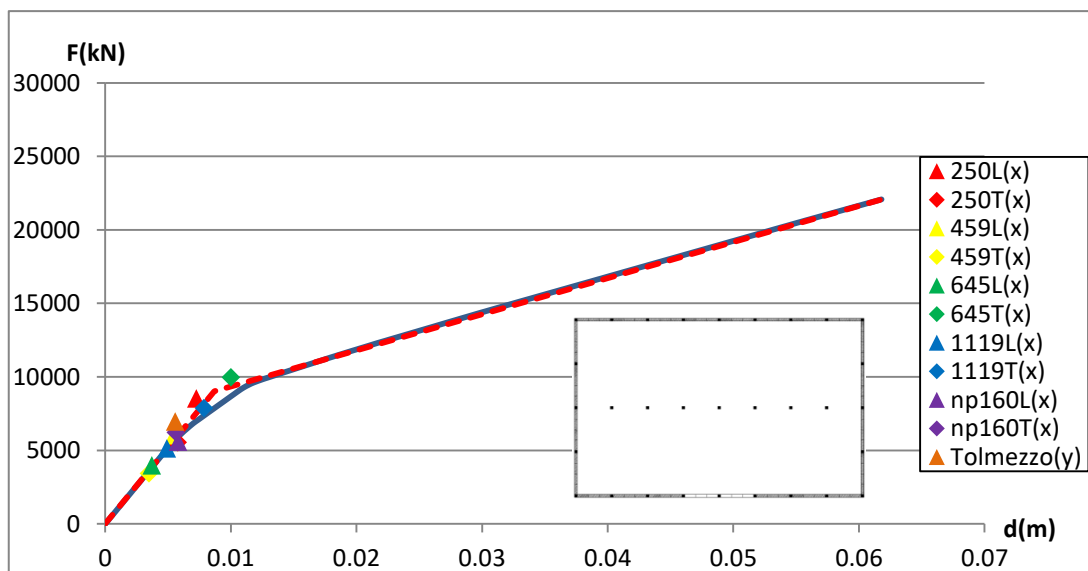
Σχ. 8.65: Αποτελέσματα  $[D_{,max} - V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 4β κατά τη διεύθυνση x



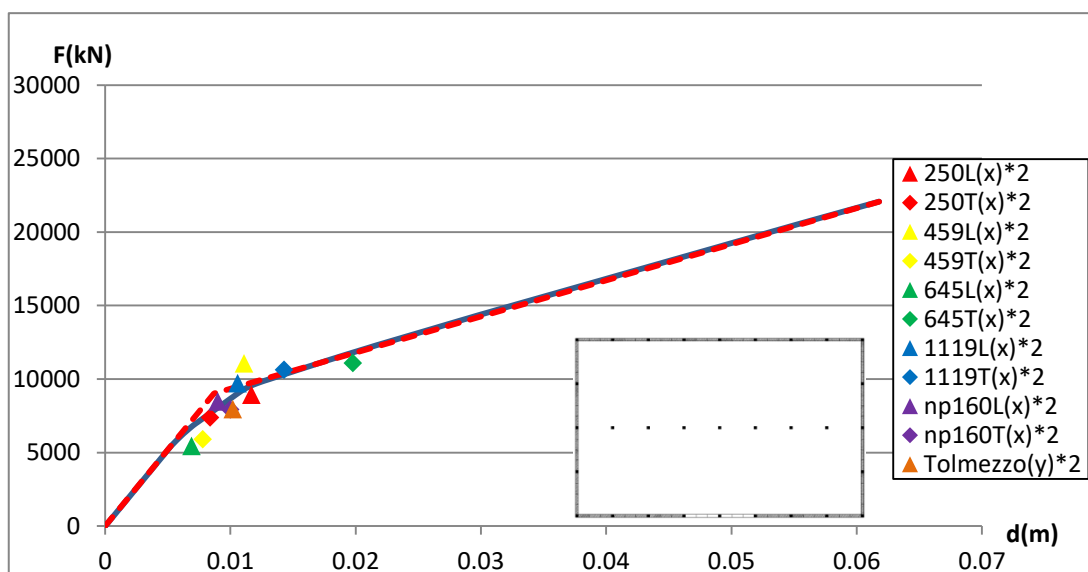
Σχ. 8.66: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})} - V_{b,max}]$  για περίπτωση 4β κατά τη διεύθυνση x



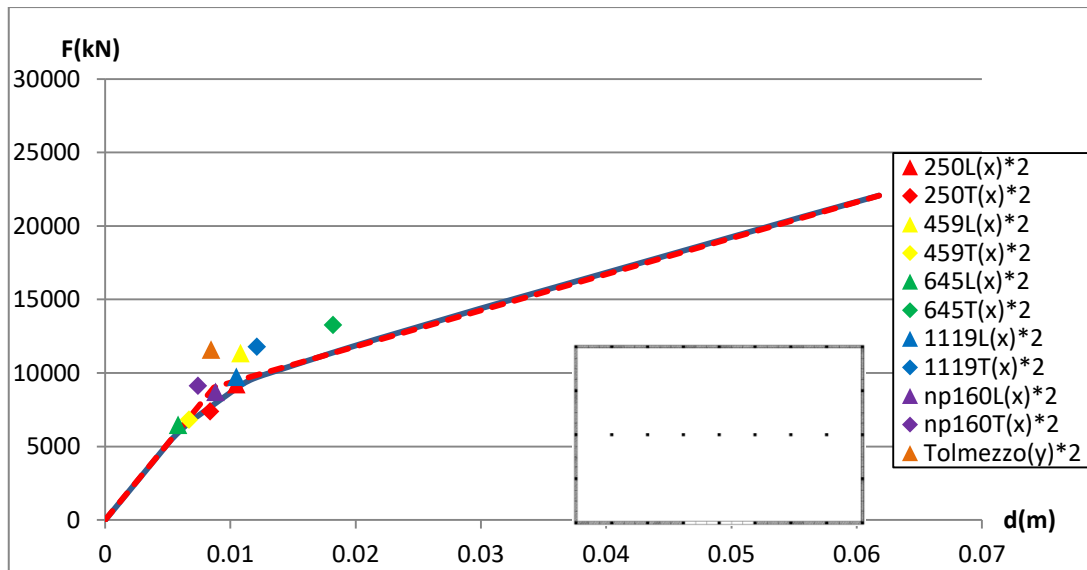
Σχ. 8.67: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 4α κατά τη διεύθυνση y



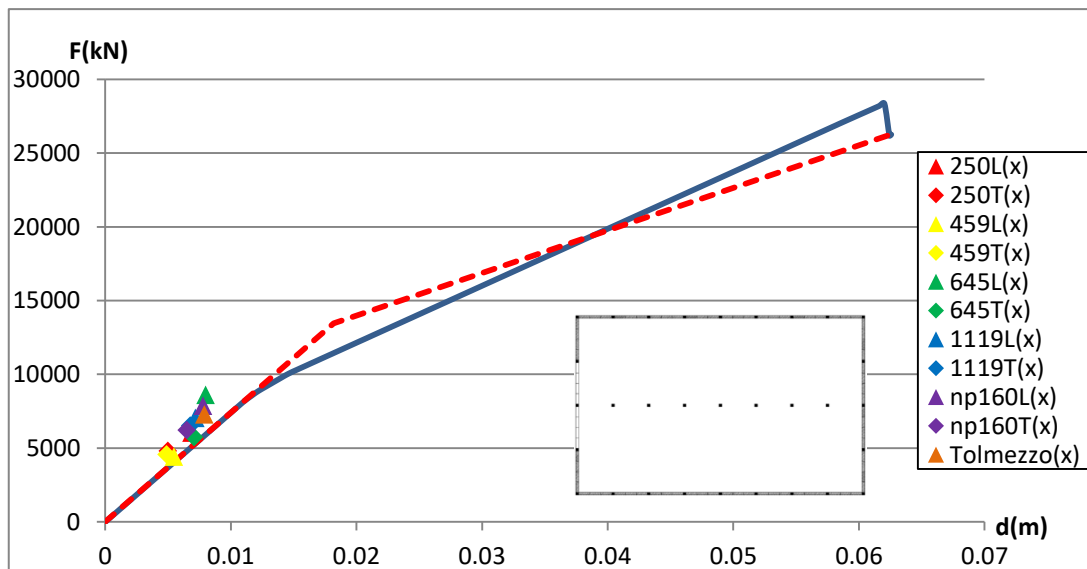
Σχ. 8.68: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 4α κατά τη διεύθυνση y



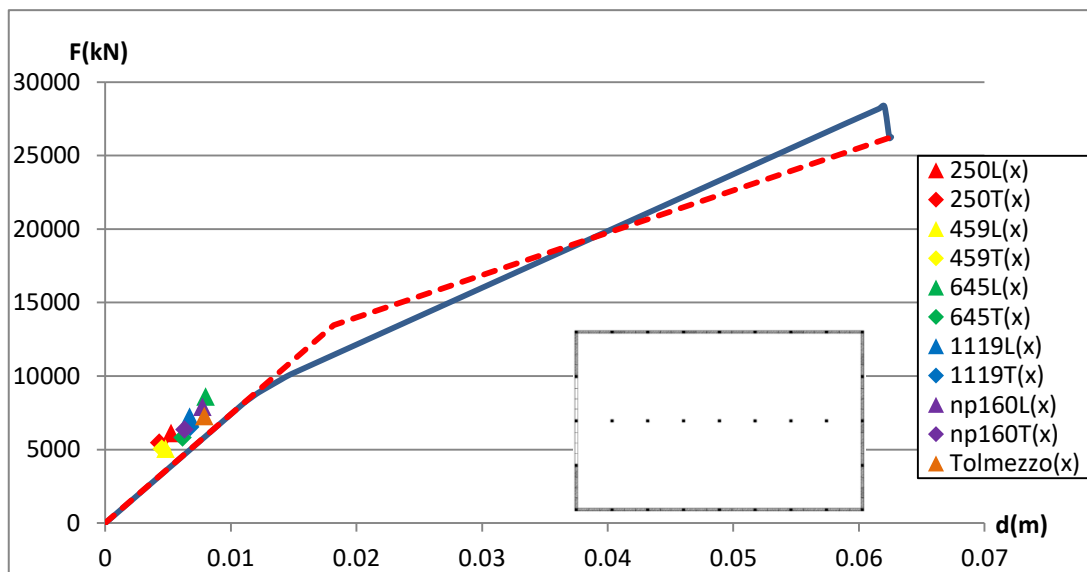
Σχ. 8.69: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 4β κατά τη διεύθυνση y



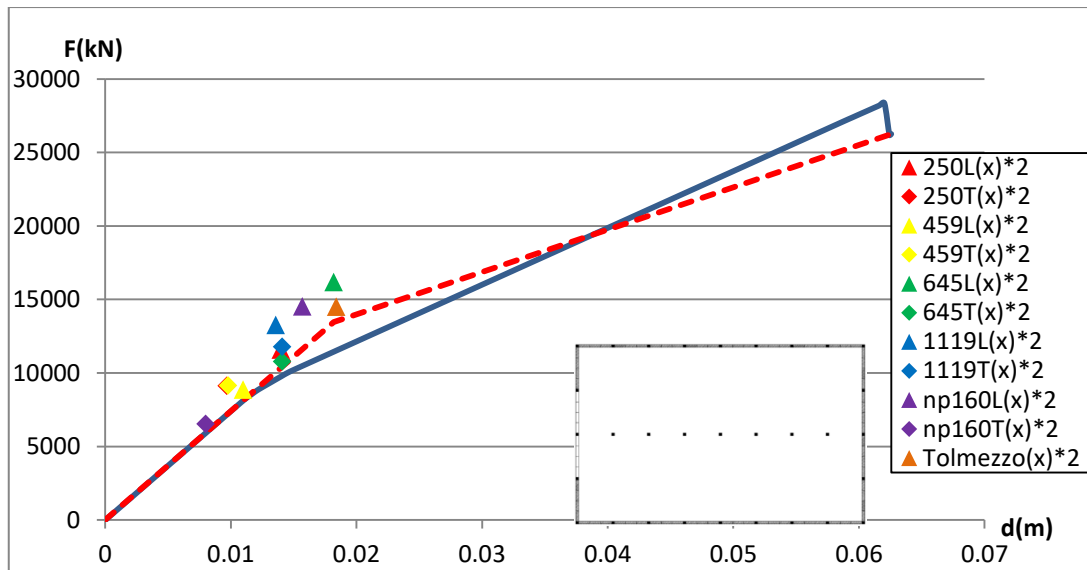
Σχ. 8.70: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})} - V_{b,max}]$  για περίπτωση 4β κατά τη διεύθυνση y



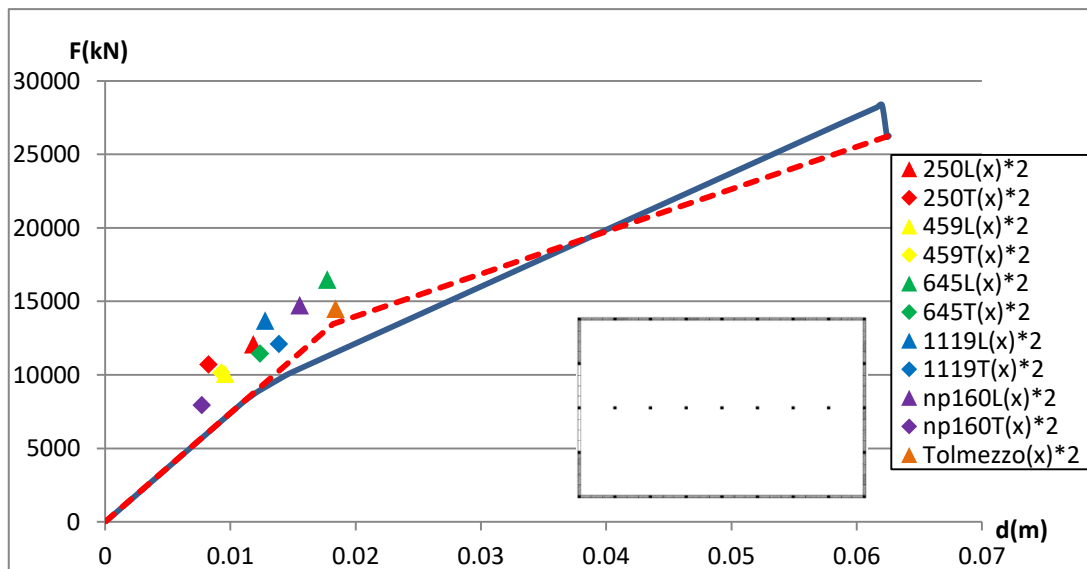
Σχ. 8.71: Αποτελέσματα  $[D_{,max} - V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 5α κατά τη διεύθυνση x



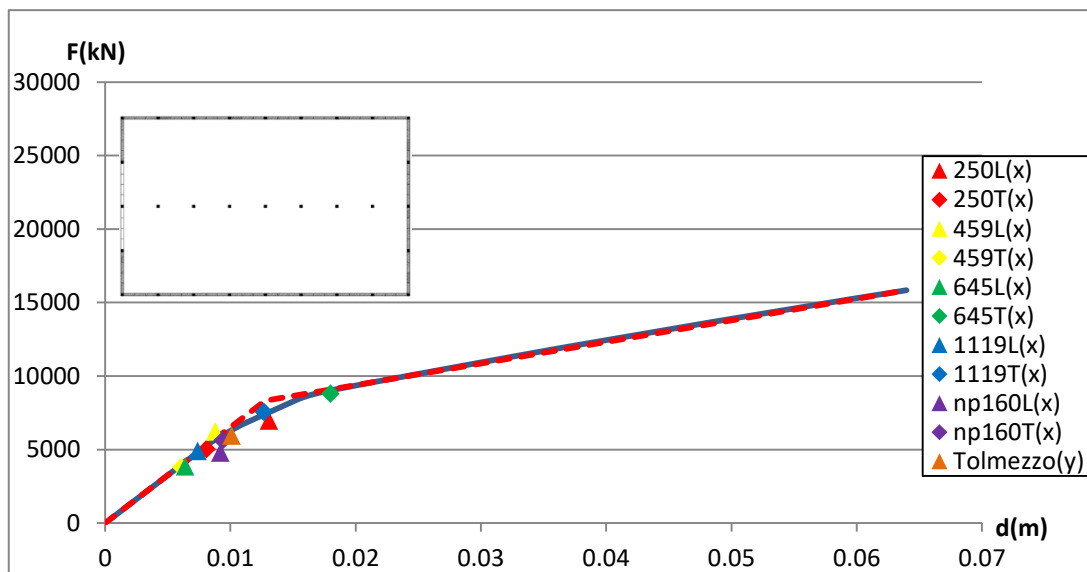
Σχ. 8.72: Αποτελέσματα  $[D_{(v_{b,max})} - V_{b,max}]$  για περίπτωση 5α κατά τη διεύθυνση x



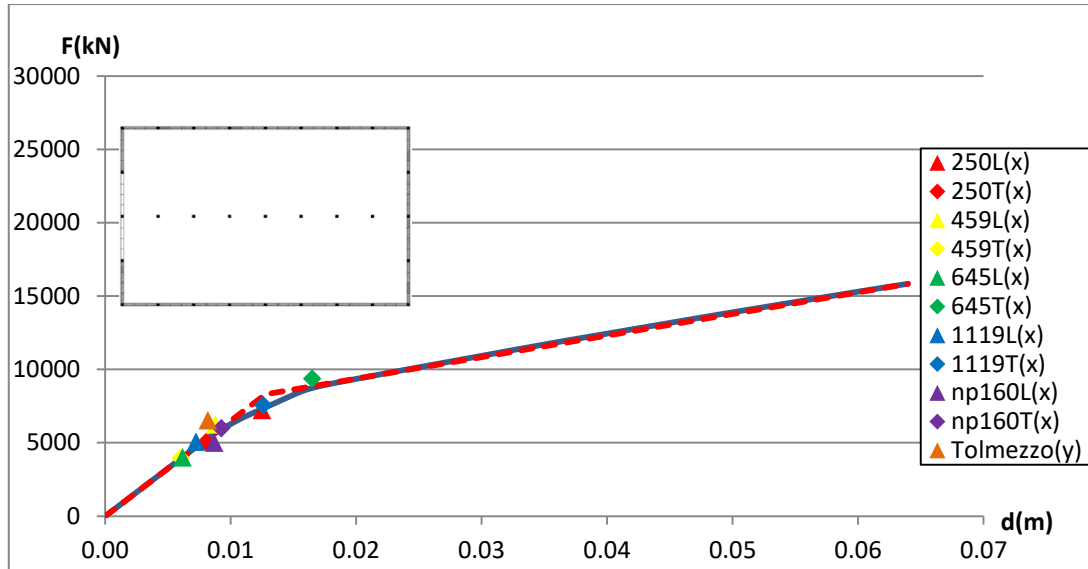
Σχ. 8.73: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 5β κατά τη διεύθυνση  $x$



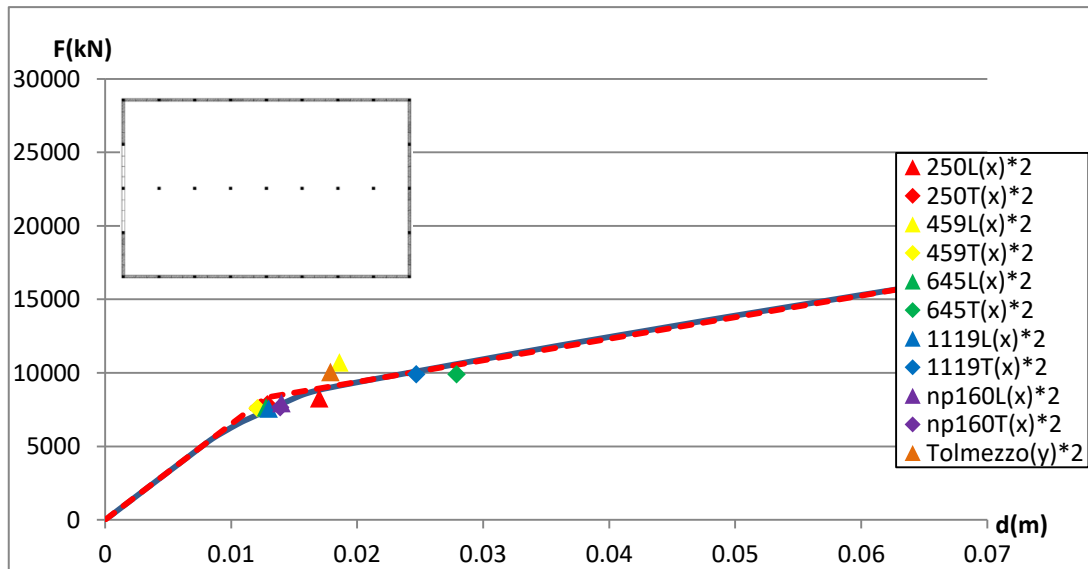
Σχ. 8.74: Αποτελέσματα  $[D_{(v_b,max)}-V_{b,max}]$  για περίπτωση 5β κατά τη διεύθυνση  $x$



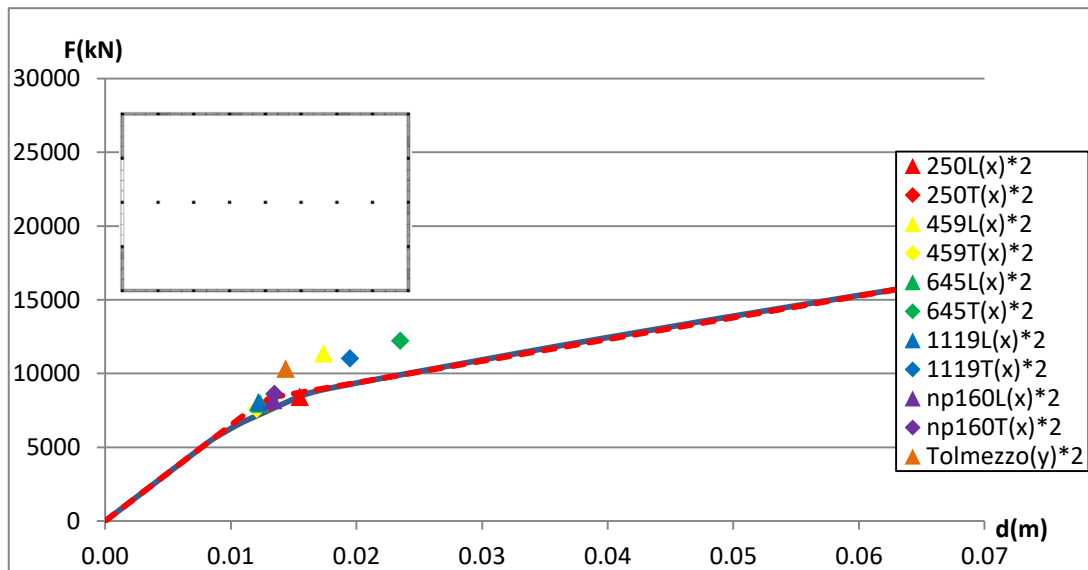
Σχ. 8.75: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 5α κατά τη διεύθυνση  $y$



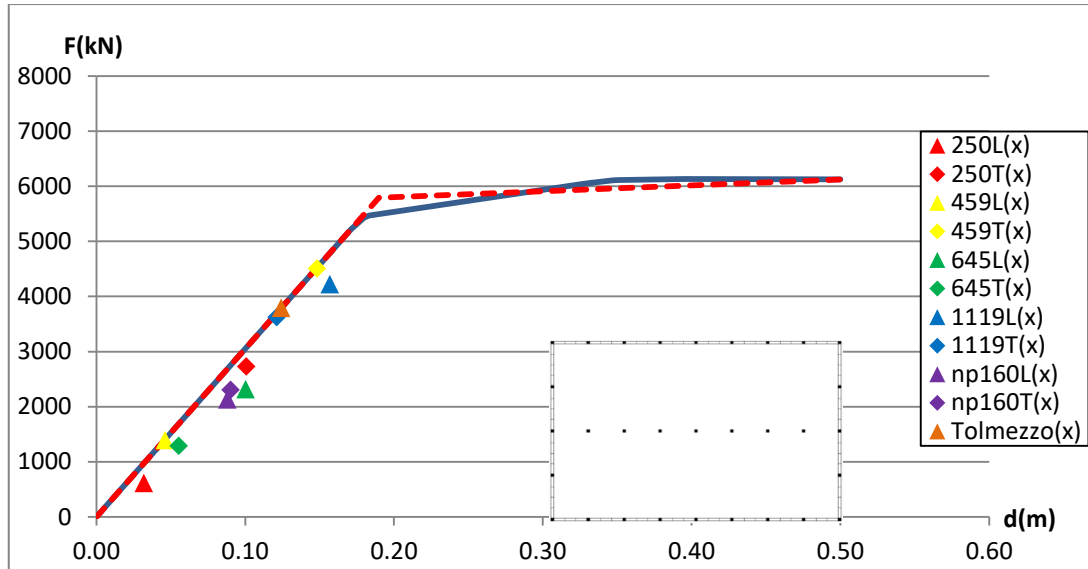
Σχ. 8.76: Αποτελέσματα  $[D(v_{b,max})-V_{b,max}]$  για περίπτωση 5α κατά τη διεύθυνση y



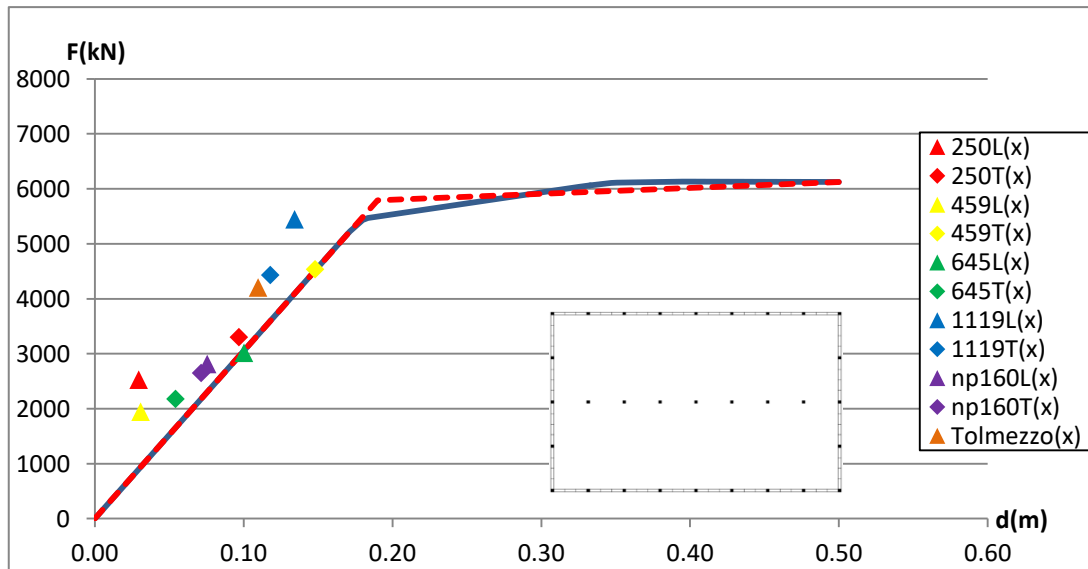
Σχ. 8.77: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 5β κατά τη διεύθυνση y



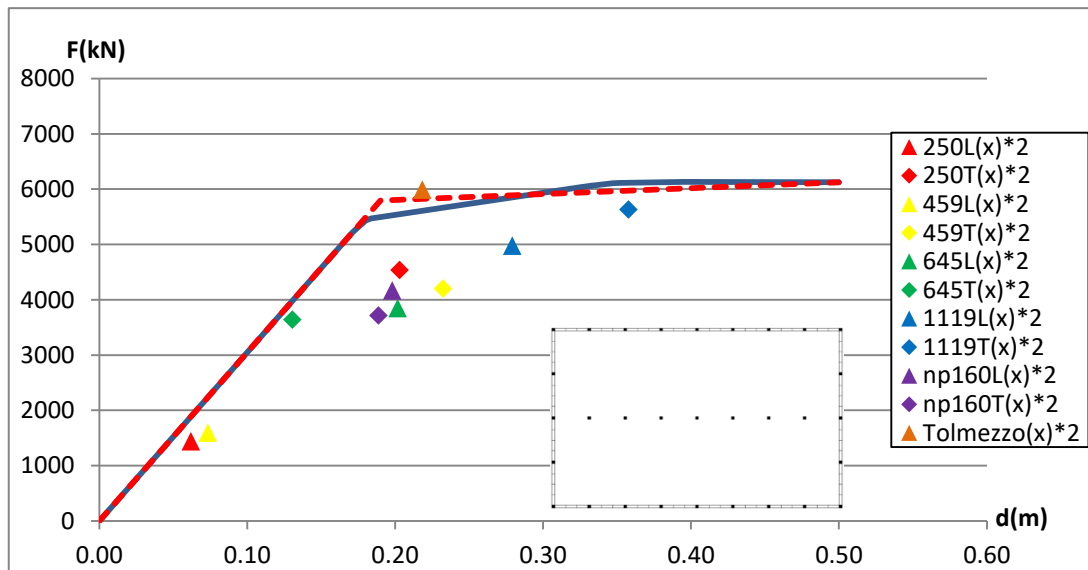
Σχ. 8.78: Αποτελέσματα  $[D(v_{b,max})-V_{b,max}]$  για περίπτωση 5β κατά τη διεύθυνση y



Σχ. 8.79: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 6α κατά τη διεύθυνση x

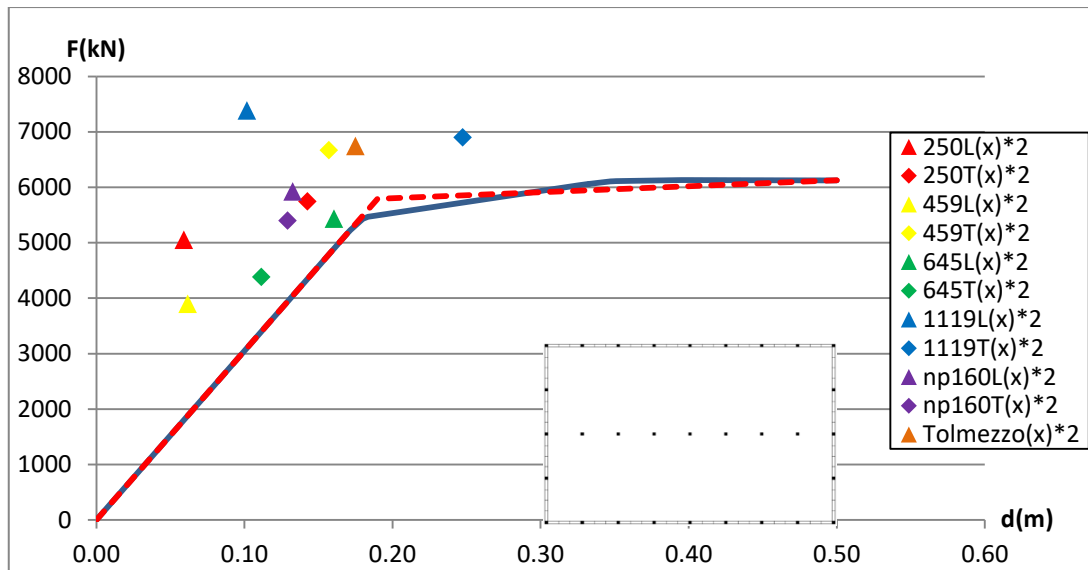


Σχ. 8.80: Αποτελέσματα  $[D(v_{b,max})-V_{b,max}]$  για περίπτωση 6α κατά τη διεύθυνση x

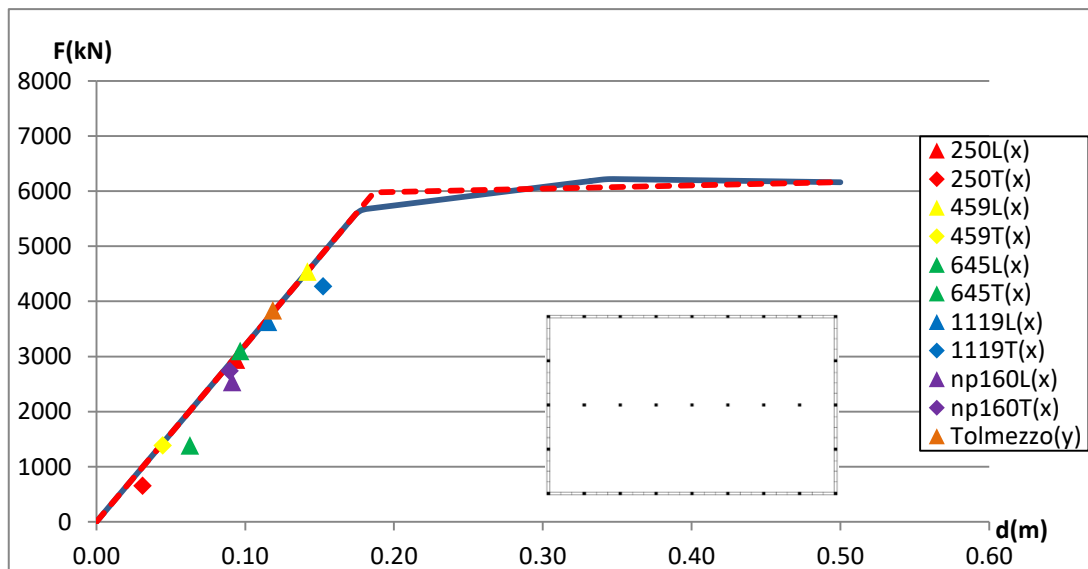


Σχ. 8.81: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 6β κατά τη διεύθυνση x

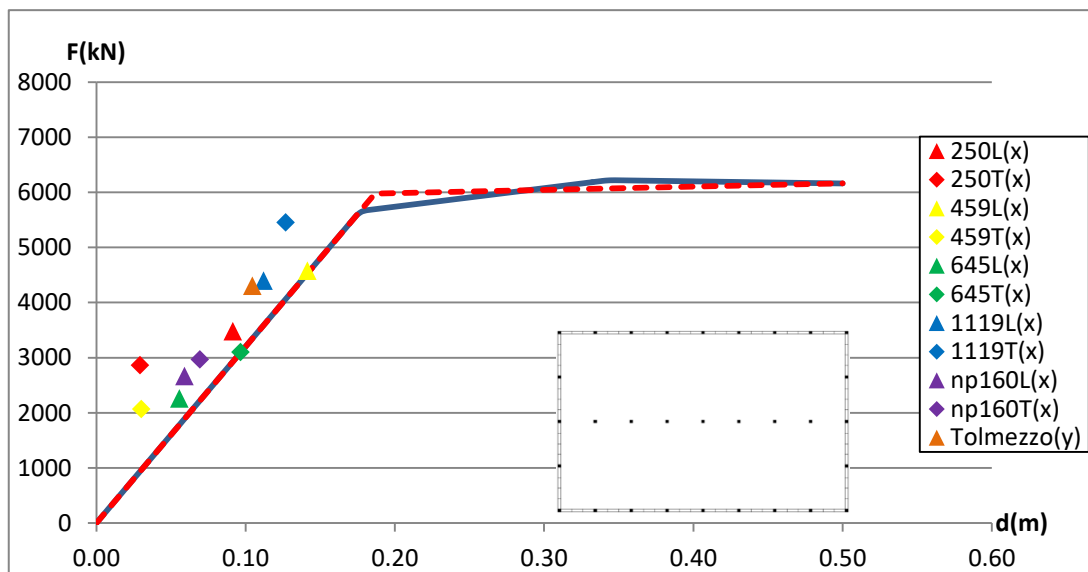




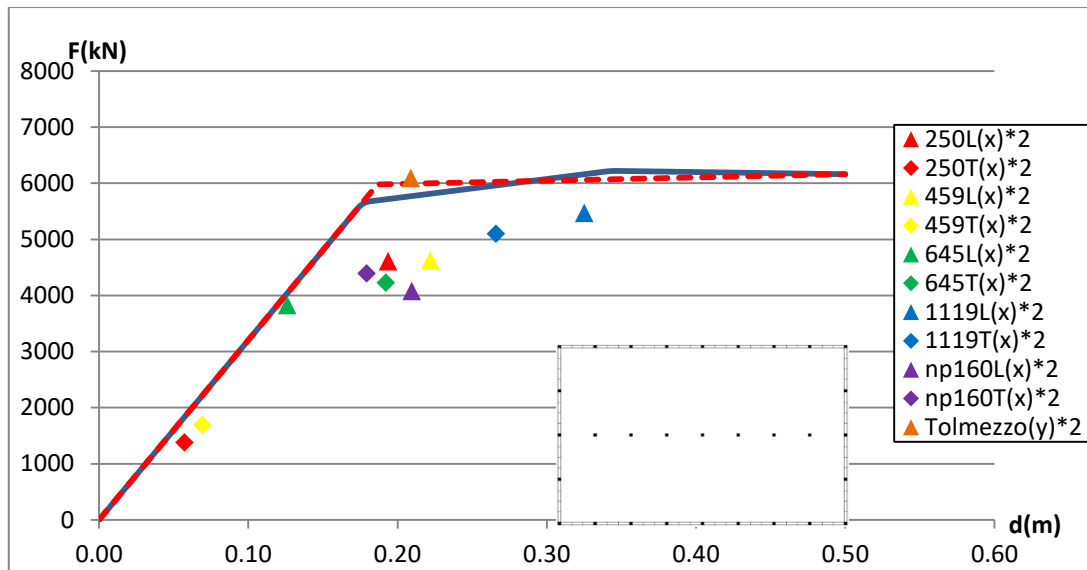
Σχ. 8.82: Αποτελέσματα  $[D(v_{b,max})-V_{b,max}]$  για περίπτωση 6β κατά τη διεύθυνση x



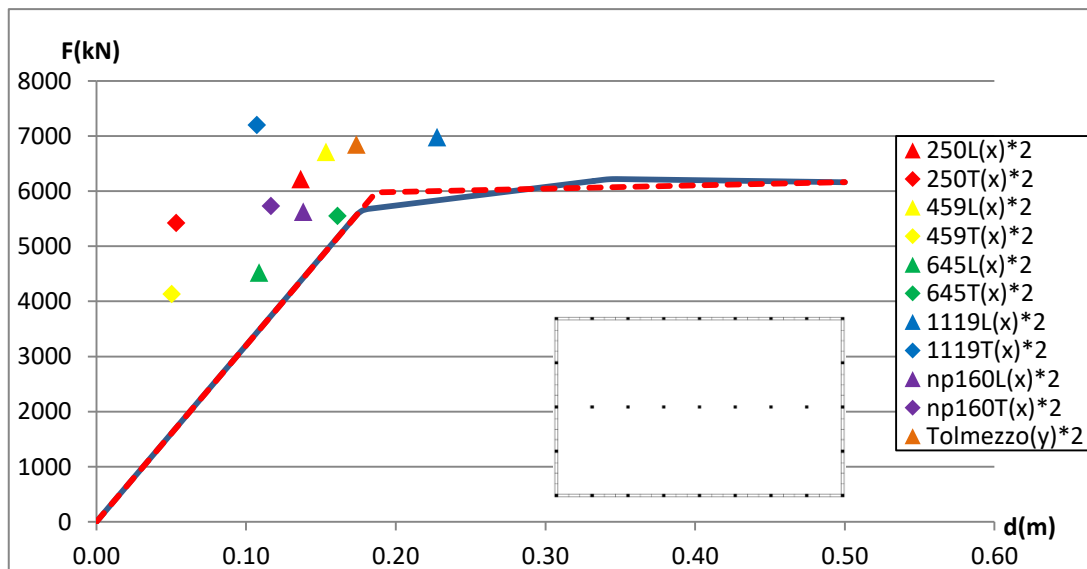
Σχ. 8.83: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_{b(D,max)}]$  για περίπτωση 6α κατά τη διεύθυνση y



Σχ. 8.84: Αποτελέσματα  $[D(v_{b,max})-V_{b,max}]$  για περίπτωση 6α κατά τη διεύθυνση y



Σχ. 8.85: Αποτελέσματα  $[D_{,max}-V_b(D_{,max})]$  για περίπτωση 6β κατά τη διεύθυνση  $y$



Σχ. 8.86: Αποτελέσματα  $[D(v_{b,max})-V_{b,max}]$  για περίπτωση 6β κατά τη διεύθυνση  $y$

Όπως προαναφέρθηκε, τα ζεύγη  $\{D-V_b\}$ , που προκύπτουν από τις δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (time-history), τοποθετήθηκαν στο ίδιο διάγραμμα με τις καμπύλες ικανότητας που εξήχθησαν από τη στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover), ώστε να γίνει μια σύγκριση των δύο μεθόδων ανάλυσης. Η έλλειψη πλήρους ταύτισης που παρατηρείται σε πρώτη φάση, οφείλεται πιθανότατα στο γεγονός ότι κατά την ανάλυση pushover οι δυνάμεις κατανέμονται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή, ενώ στην ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιούνται και οι ανώτερες ιδιομορφές. Ειδικότερα, για τις περιπτώσεις 1-5 (με επαρκή, δηλαδή, αριθμό πινέλων πλαγιοκαλύψεων, θεωρούμενων ως τμήμα του φέροντος οργανισμού) ισχύει ότι: α) για τη διεύθυνση  $x$ , τόσο τα ζεύγη  $D_{,max}-V_b$ , όσο και τα ζεύγη  $D-V_{b,max}$  προσεγγίζουν αρκετά την καμπύλη ικανότητας, με την τελευταία να αποτελεί ένα κάτω όριο για αυτά (μεγαλύτερη προσέγγιση των ζευγών  $D_{,max}-V_b$ ), β) για τη διεύθυνση  $y$ , παρατηρείται και πάλι προσέγγιση των σημείων με την καμπύλη ικανότητας, με τη διαφοροποίηση, πλέον, ότι για τα ζεύγη  $D_{,max}-V_b$ , η καμπύλη ικανότητας αποτελεί, ως επί το πλείστον, ένα άνω όριο. Αντίθετα, στην περίπτωση 6 (χωρίς πινέλα πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό), στα μοντέλα που παρουσιάζεται ανελαστική συμπεριφορά, παρ' ότι

γενικώς μπορεί να διαπιστωθεί ότι η καμπύλη ικανότητας αποτελεί ένα άνω όριο για τα ζεύγη  $D_{,max}-V_b$  και ένα κάτω όριο για τα ζεύγη  $D-V_{b,max}$ , τα σημεία φαίνεται να αποκλίνουν σημαντικά από αυτή. Με άλλα λόγια, η καμπύλη αντίστασης φαίνεται να συνιστά μια μέση κατάσταση μεταξύ ενός άνω (ζεύγη  $D-V_{b,max}$ ) και ενός κάτω (ζεύγη  $D_{,max}-V_b$ ) ορίου.

Από τα παραπάνω διαγράμματα, είναι φανερό ότι για τις περιπτώσεις 1-5 και απλά προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές («α»), η κατασκευή γενικά συμπεριφέρεται ελαστικά, με εξαίρεση κάποια μεμονωμένα μοντέλα, που και πάλι οριακά ξεπερνούν το όριο διαρροής. Επιπλέον, για τις προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές διπλάσιου μεγέθους («β»), η πλειονότητα των μοντέλων βρίσκεται κοντά στο όριο διαρροής, ενώ αρκετά το ξεπερνούν (όσο λιγότερα πάνε είναι συνδεδεμένα ανά πλευρά, τόσο περισσότερα μοντέλα διαρρέουν στην αντίστοιχη διεύθυνση). Μεταξύ αυτών παρατηρούνται και ελάχιστες περιπτώσεις όπου αναπτύσσονται γενικές πλαστιμότητες μεγαλύτερες του  $\mu=1.5$  (π.χ. 645T(x),1119T(x) κατά y). Άρα, πρακτικά, ακόμα και για διπλασιασμό των σεισμικών μεγεθών τα μοντέλα συμπεριφέρονται σε μεγάλο βαθμό ελαστικά.

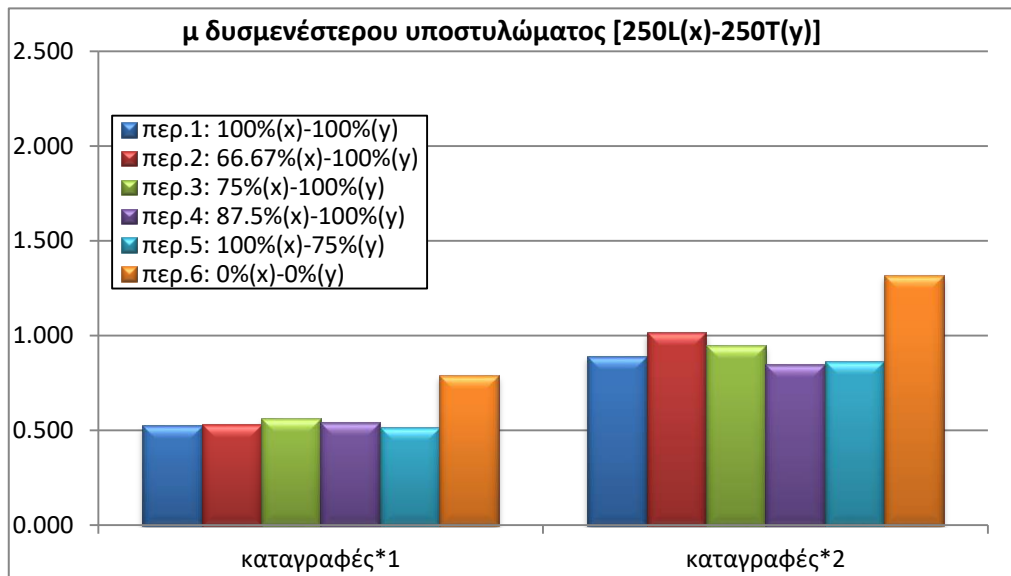
Ένα ακόμα συμπέρασμα που προκύπτει εξετάζοντας τις περιπτώσεις 1-5, είναι ότι, σε γενικές γραμμές, τα μοντέλα σε ίδιες σεισμικές διεγέρσεις, παρουσιάζουν παρόμοια αποτελέσματα, άρα και παρόμοια γενική πλαστιμότητα. Η παραπλήσια αυτή συμπεριφορά εξηγείται από το γεγονός ότι οι επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις δεν ωθούν τις κατασκευές σε σημαντικά ανελαστική απόκριση, οπότε έχοντας πρακτικά ίδια ελαστική δυσκαμψία (όπως προκύπτει από τις καμπύλες ικανότητας-βλ.Σχ.7.28,Σχ.7.29), παρουσιάζουν ομοιότητες στη συμπεριφορά. Συνεπώς, δεν προκύπτει κάποια σημαντική τάση για διαφοροποίηση της απόκρισης της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις, ανάλογα με τη χωρική κατανομή των σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό πινέλων πλαγιοκαλύψεων.

Όσο για την περίπτωση 6, οι απλά προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές («α») οδηγούν όλα τα αντίστοιχα μοντέλα σε ελαστική συμπεριφορά. Αντίστοιχα, για τις προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές διπλάσιου μεγέθους («β»), η πλειονότητα των ζευγών απόκρισης των μοντέλων βρίσκεται κοντά στο όριο διαρροής, ενώ αρκετά το ξεπερνούν. Ακόμα, σημειώνεται ότι οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου (που αντιπροσωπεύουν σε μεγάλο βαθμό τις μετακινήσεις της κορυφής των πινέλων), οι οποίες προκύπτουν για όλες τις καταγραφές της συγκεκριμένης περίπτωσης, είναι αισθητά υψηλότερες από τις αντίστοιχες των υπολοίπων. Ωστόσο, η διαφοροποίηση αυτή δεν αποτυπώνεται στις γενικές πλαστιμότητες, που γενικά είναι παρόμοιας τάξης μεγέθους, διότι η μετακίνηση διαρροής  $\delta_y$  για τις καμπύλες ικανότητας της περίπτωσης 6 είναι πολύ μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες των περιπτώσεων 1-5. Με βάση τα παραπάνω, βγαίνει το συμπέρασμα ότι ναι μεν το κτίριο δε φαίνεται να κινδυνεύει στο σύνολό του, αλλά υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αστοχίας των συνδέσεων πινέλου-δοκού, λόγω των μεγάλων μετακινήσεων που δημιουργούνται εκεί. Για την πληρέστερη κατανόηση της απόκρισης του κτιρίου, επιλέγεται μια περαιτέρω διερεύνηση των αποτελεσμάτων, με βάση την πλαστιμότητα του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος, η οποία περιγράφεται και παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα (Κεφ.8.4.3).

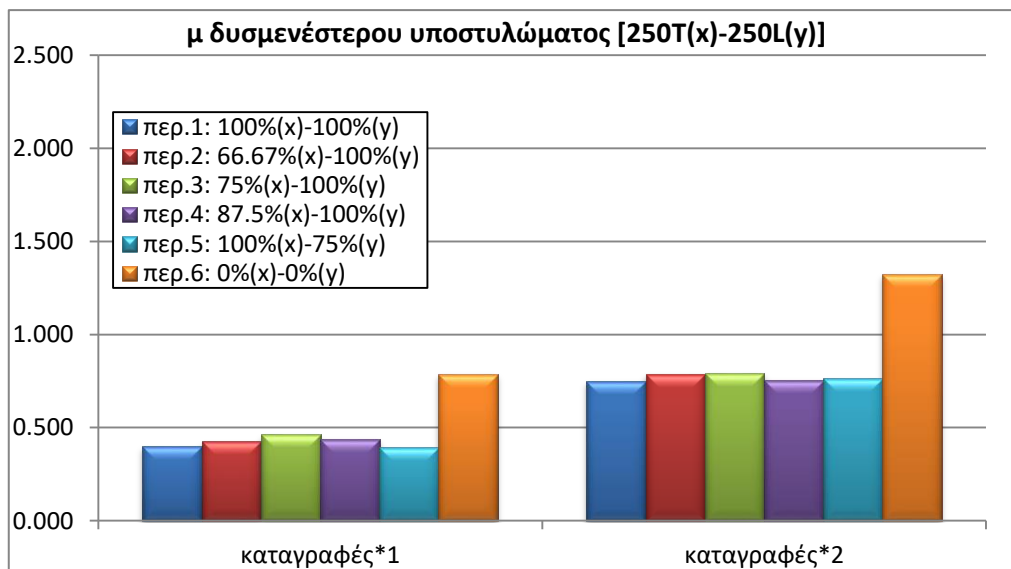
#### **8.4.3 Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων δυσμενέστερων υποστυλωμάτων**

Ένα σημαντικό μέγεθος που εκφράζει σε μεγάλο βαθμό την απόκριση μιας κατασκευής σε φορτία σεισμού είναι η πλαστιμότητα του δυσμενέστερου υποστυλώματός της. Ως δυσμενέστερο, στην παρούσα εργασία, θεωρείται το υποστύλωμα στην κορυφή του οποίου αναπτύσσεται η μέγιστη μετακίνηση. Έτσι, λοιπόν, για κάθε ένα από τα μοντέλα που δημιουργήθηκαν για τις αναλύσεις χρονοϊστοριών, αφού βρεθεί το δυσμενέστερο υποστύλωμα και η μέγιστη μετακίνησή του  $\delta_{,max}$  (κατά τις διευθύνσεις x και y), υπολογίζεται

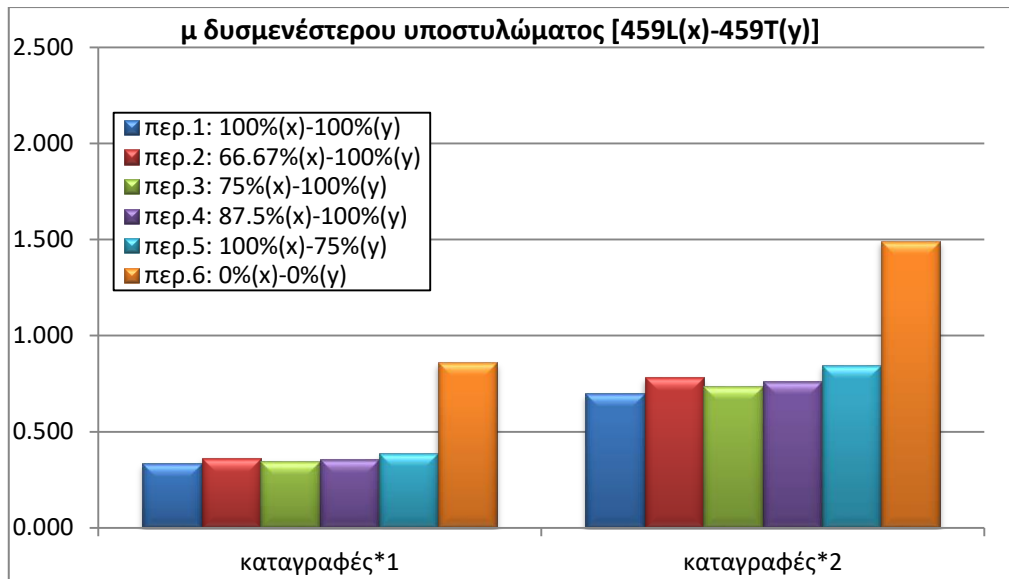
η πλαστιμότητά του σε όρους μετακινήσεων από τη σχέση:  $\mu = \delta_{\max} / \delta_y$ , όπου η μετακίνηση διαρροής  $\delta_y$  υπολογίζεται με βάση τη γωνία στροφής χορδής διαρροής  $\theta_y$ , (όπως έχει οριστεί στο Κεφ.7.2.3). Στη συνέχεια, σε κάθε μοντέλο, επιλέγεται η πλαστιμότητα των δύο διευθύνσεων με την υψηλότερη τιμή (φαινονται αναλυτικά στους Πίν.8.1-Πίν.8.24), η οποία τοποθετείται στο αντίστοιχο διάγραμμα σύγκρισης. Στα διαγράμματα αυτά γίνονται συγκρίσεις μεταξύ των τοπικών πλαστιμοτήτων όλων των περιπτώσεων, ανά συνδυασμό σεισμικών καταγραφών (για απλά προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα, όσο και για διπλάσιου μεγέθους). Τα διαγράμματα αυτά φαίνονται παρακάτω (Σχ.8.87-Σχ.8.98).



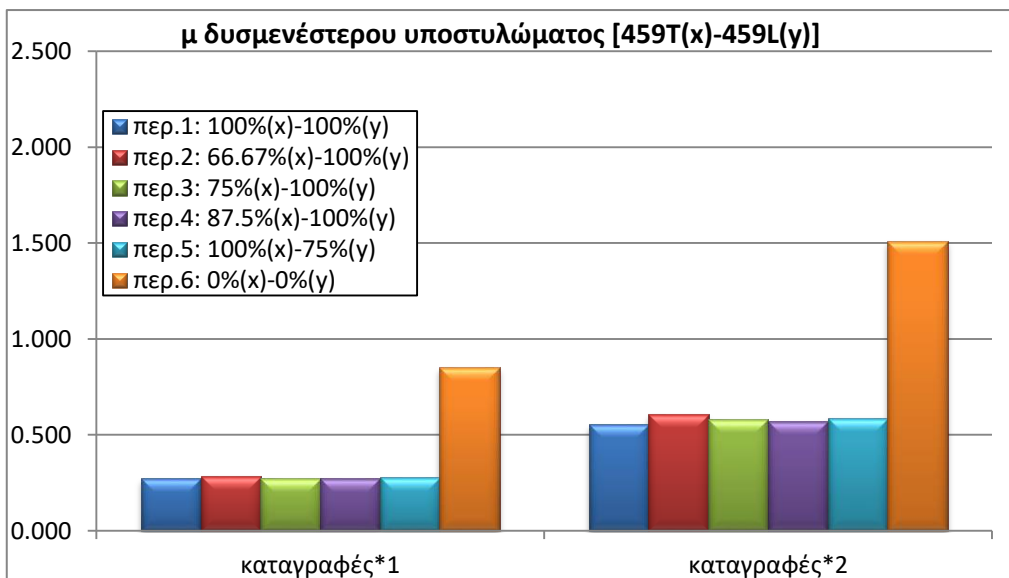
Σχ. 8.87: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:250L(x)-250T(x)]



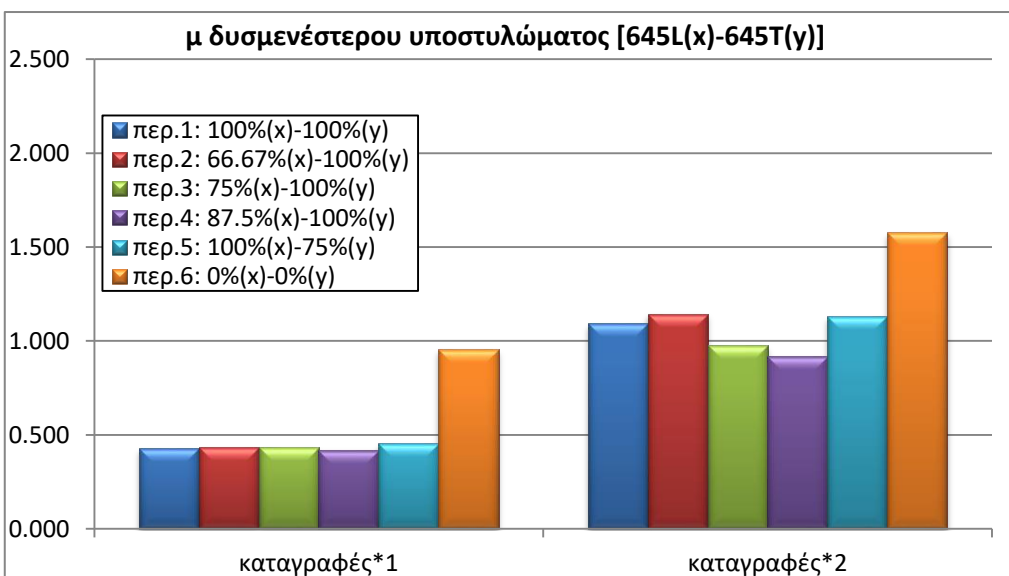
Σχ. 8.88: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:250T(x)-250L(x)]



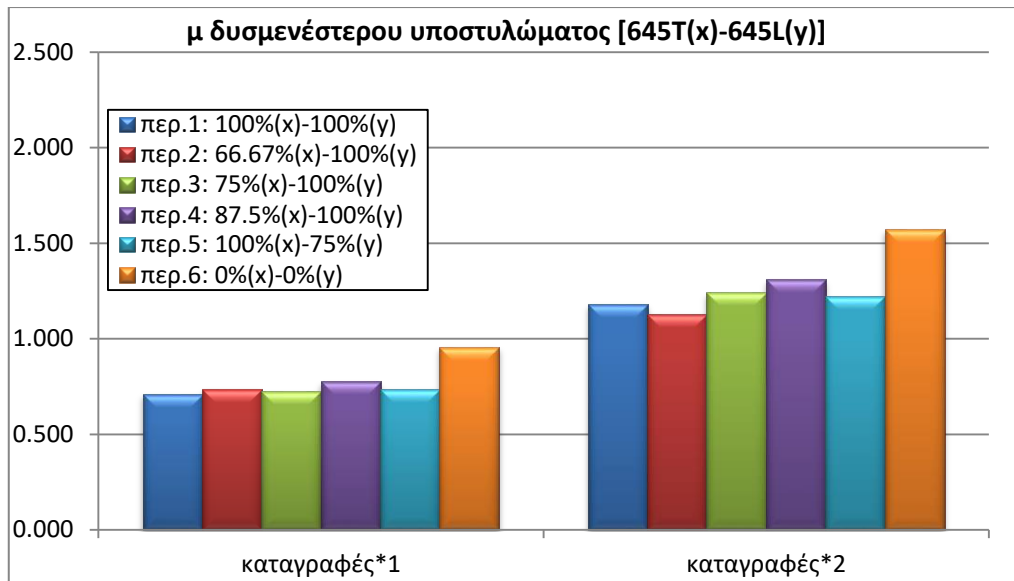
Σχ. 8.89: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:459L(x)-459T(x)]



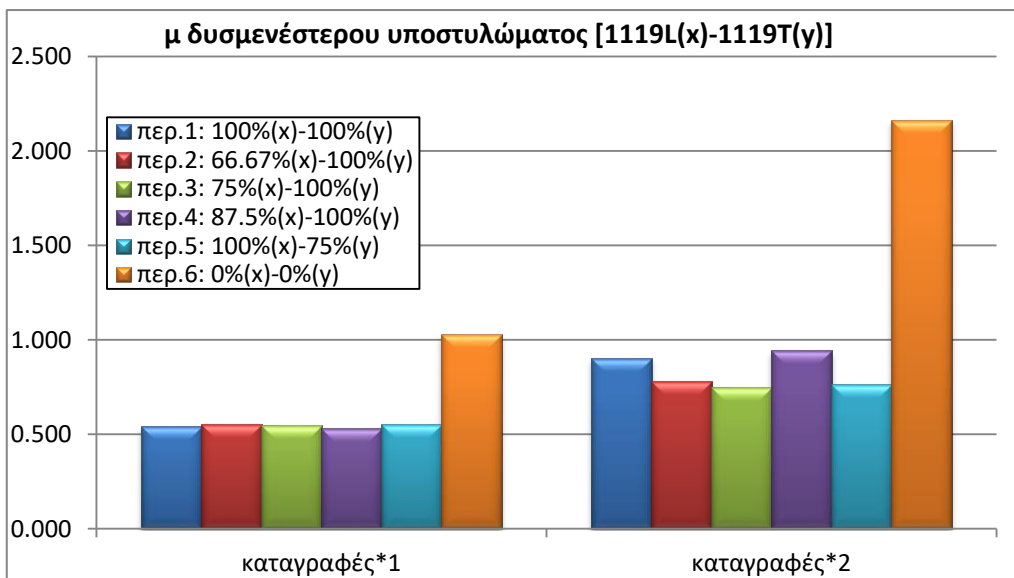
Σχ. 8.90: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:459T(x)-459L(x)]



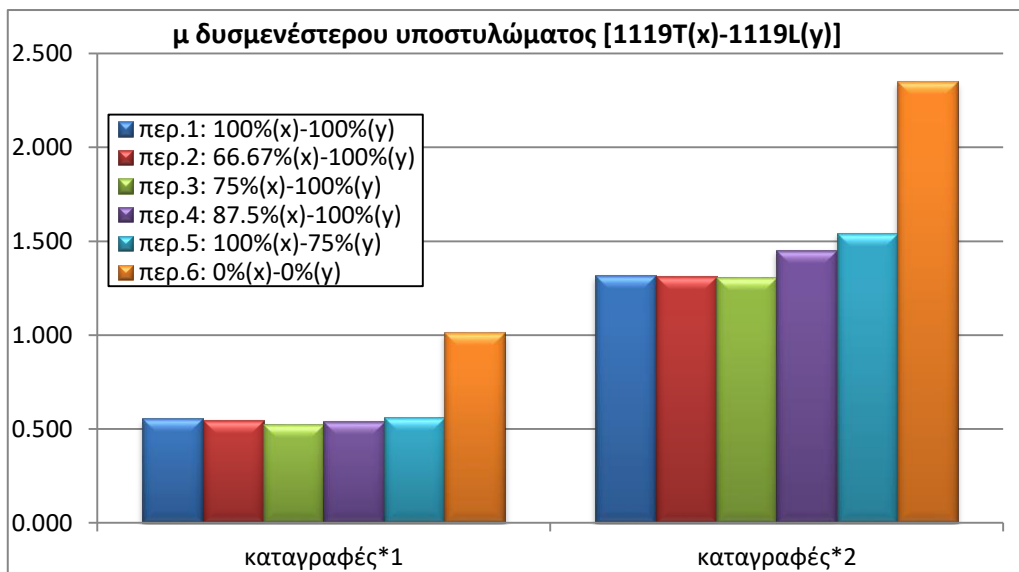
Σχ. 8.91: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:645L(x)-645T(x)]



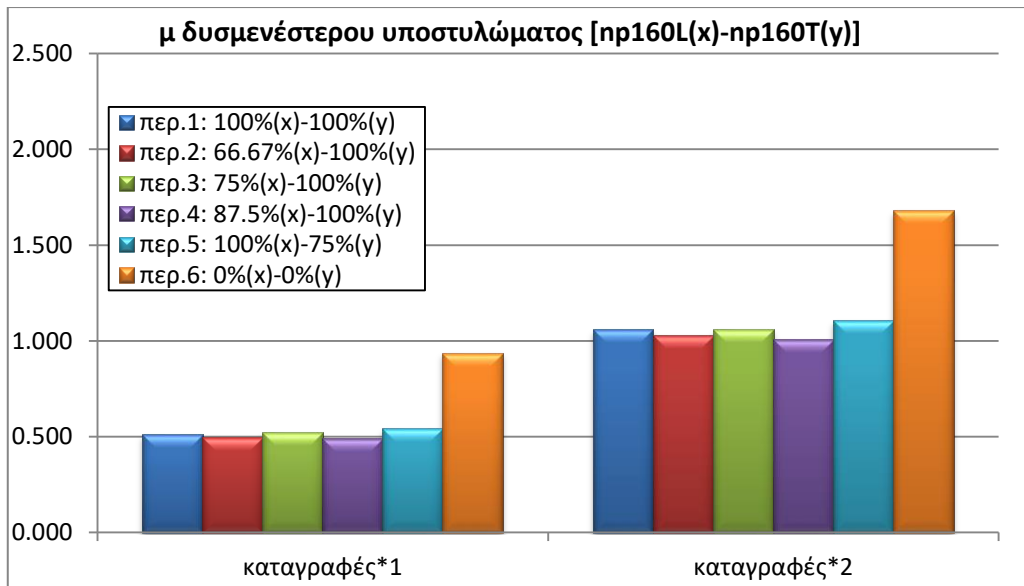
Σχ. 8.92: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:645T(x)-645L(x)]



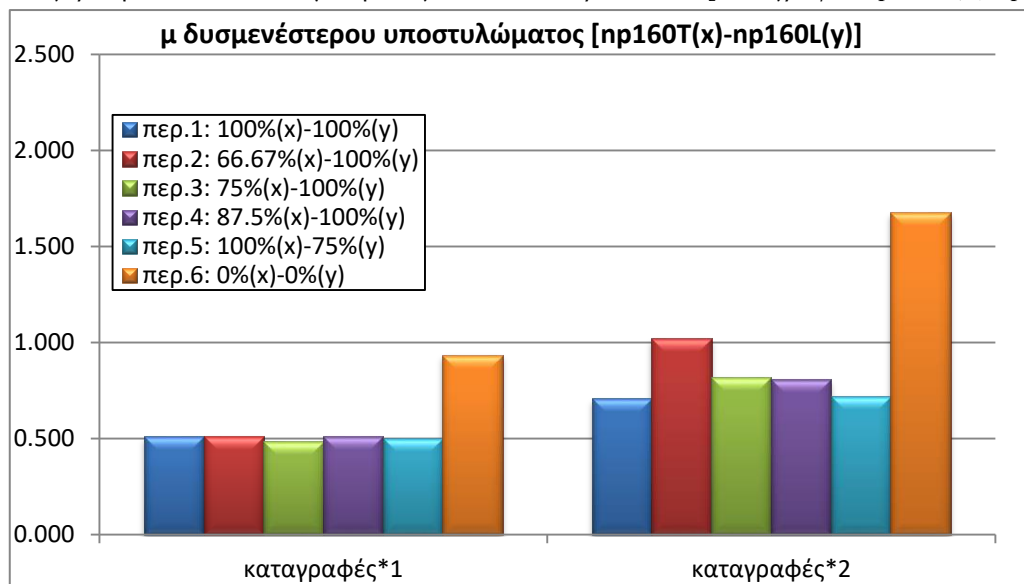
Σχ. 8.93: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:1119L(x)-1119T(x)]



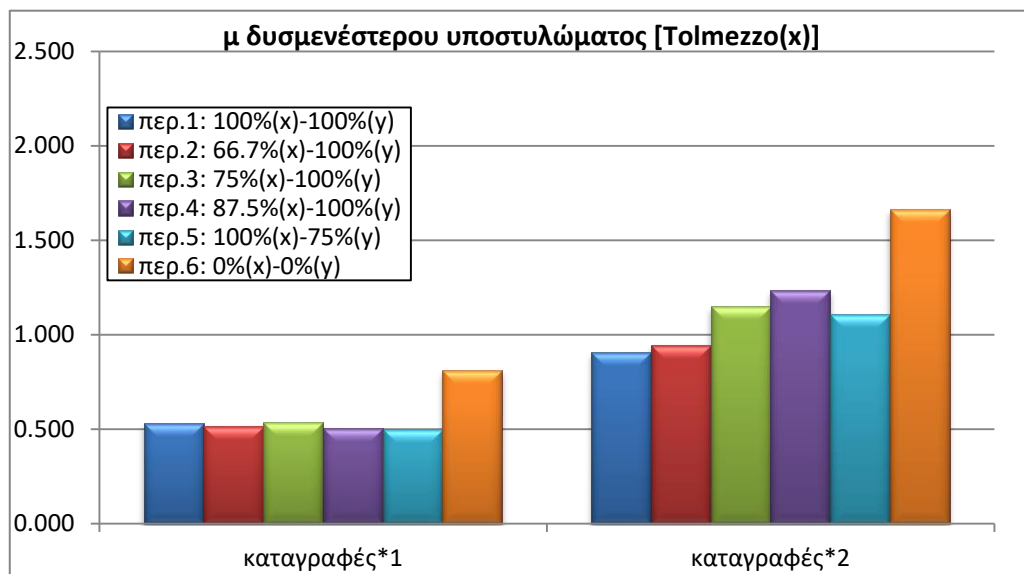
Σχ. 8.94: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:1119T(x)-1119L(x)]



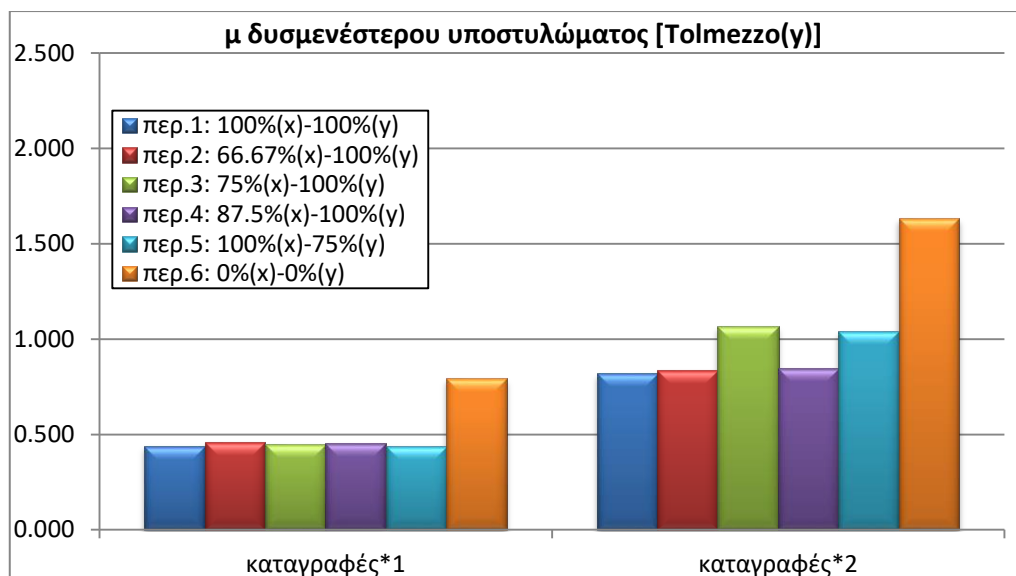
Σχ. 8.95: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:nr160L(x)-nr160T(x)]



Σχ. 8.96: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφές:nr160T(x)-nr160L(x)]



Σχ. 8.97: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφή:Tolmezzo(x)]



Σχ. 8.98: Σύγκριση τοπικών πλαστιμοτήτων για όλες τις περιπτώσεις [καταγραφή: Tolmezzo(y)]

Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα, για τις περιπτώσεις 1-5, δηλαδή γι' αυτές που οι πλευρές του κτιρίου καλύπτονται από μεγάλο αριθμό φερόντων πανέλων, τα μοντέλα συμπεριφέρονται ελαστικά, ακόμα και για προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα διπλάσιου μεγέθους. Υπάρχουν, βέβαια, κάποιες καταγραφές, για διπλάσιες χρονοϊστορίες, που η τοπική πλαστιμότητα των μοντέλων έχει τιμές από  $\mu=1$  έως  $\mu=1.5$ . Ωστόσο, αυτές είναι πολύ λίγες, ενώ και οι τιμές που αναφέρθηκαν είναι πολύ μικρές. Πρακτικά, δηλαδή, για όλες τις καταγραφές τα μοντέλα των περιπτώσεων 1-5 συμπεριφέρονται ως ελαστικά.

Επιπλέον, παρατηρούνται, ανά καταγραφή, παρόμοιες τιμές τοπικών πλαστιμοτήτων. Υπάρχουν, βέβαια, σε όλα τα διαγράμματα κάποιες διαφοροποιήσεις, επειδή, όμως, είναι πολύ μικρές και δεν ακολουθούν κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο, δεν μπορεί να εξαχθεί κάποιο σαφές συμπέρασμα σχετικά με το ποια περίπτωση από αυτές είναι δυσμενέστερη. Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι τα μοντέλα σε αυτές τις περιπτώσεις, όπως προαναφέρθηκε, συμπεριφέρονται ως επί το πλείστον ελαστικά. Επιπροσθέτως, όπως έχει φανεί και από τη σύγκριση των καμπυλών ικανότητας, ανά διεύθυνση (βλ. Σχ.7.28, Σχ.7.29), ο ελαστικός κλάδος μεταξύ των περιπτώσεων έχει παρόμοια (και πολλές φορές ίδια) κλίση, οι δυνάμεις διαρροής  $F_y$  δε διαφέρουν σημαντικά, ενώ και η κλίση του μετελαστικού κλάδου έχει μεν διαφορά, αλλά όχι ιδιαίτερα μεγάλη. Ως αποτέλεσμα των παραπάνω, όταν τα μοντέλα συμπεριφέρονται είτε ελαστικά είτε ανελαστικά, αλλά κοντά στο όριο διαρροής (όπως εδώ), οι διαφορές μεταξύ των πλαστιμοτήτων να είναι, πρακτικά, αμελητέες.

Όσον αφορά την περίπτωση 6, στην οποία τα πάνελα δε συνεισφέρουν με τη δυσκαμψία τους στη δυσκαμψία της κατασκευής, σε όλες τις καταγραφές υπάρχει μια αισθητά αυξημένη τιμή της τοπικής πλαστιμότητας που παρουσιάζουν τα μοντέλα, σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές των τοπικών πλαστιμοτήτων των άλλων περιπτώσεων. Η διαφορά αυτή ποικίλει αρκετά, ανάλογα με την εκάστοτε καταγραφή:

- κυμαίνεται από 35% έως 200% (με μέσο όρο σχετικής διαφοράς: 83%) για απλά προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές
- κυμαίνεται από 30% έως 150% (με μέσο όρο σχετικής διαφοράς: 64%) για προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές διπλάσιου μεγέθους

Συνεπώς, με βάση αυτή τη σύγκριση, επιβεβαιώνεται το συμπέρασμα που είχε προκύψει και από τις στατικές μη-γραμμικές αναλύσεις, ότι, δηλαδή, η απόκριση μιας κατασκευής με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό



της είναι αισθητά καλύτερη συγκριτικά με την περίπτωση που τα πανέλα θεωρούνται μόνο συστήματα επένδυσης και δε συνεισφέρουν στην ακαμψία του κτιρίου.

#### **8.4.4 Συμπεράσματα από δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history)**

Συνοπτικά, τα σημαντικότερα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν με βάση τα αποτελέσματα της δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) στα μοντέλα του κτιρίου, για τις διάφορες περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, είναι τα ακόλουθα:

- για τις περιπτώσεις που οι πλευρές του κτιρίου καλύπτονται από μεγάλο αριθμό φερόντων πανέλων (περιπτώσεις 1-5), τα μοντέλα συμπεριφέρονται, γενικά, ελαστικά, ακόμα και για προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα διπλάσιου μεγέθους
- για την περίπτωση χωρίς πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό (περίπτωση 6), οι απλά προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές οδηγούν τα μοντέλα σε ελαστική συμπεριφορά, ενώ οι καταγραφές διπλάσιου μεγέθους τα ωθούν κοντά στο όριο διαρροής, με αρκετά να το ξεπερνούν
- στις περιπτώσεις που το ποσοστό κάλυψης των πλευρών του κτιρίου από πανέλα πλαγιοκαλύψεων σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό είναι μεγάλο, η χωρική κατανομή τους δεν επηρεάζει ουσιαστικά την απόκριση της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις, διότι, όπως αποδεικνύεται από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, τα εξεταζόμενα μεγέθη είναι γενικά της ίδιας τάξεως
- η απόκριση μιας κατασκευής με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων συμμετεχόντων στο στατικό της σύστημα, είναι αισθητά καλύτερη συγκριτικά με την περίπτωση που τα πανέλα λαμβάνονται μόνο ως συστήματα επένδυσης και δε συνεισφέρουν στην ακαμψία του κτιρίου (κάτι που επιβεβαιώνεται τόσο από τα αποτελέσματα των μεγεθών απόκρισης των συγκριτικών πινάκων (βλ. Πίν.8.1-8.24), όσο και από τη σύγκριση των τοπικών πλαστιμοτήτων, οι οποίες για την περίπτωση των παισιωτών συστημάτων (περίπτωση 6) εμφανίζονται αυξημένες σε σχέση με τις υπόλοιπες κατά μέσο όρο: 83% για απλές καταγραφές και 64% για καταγραφές διπλάσιου μεγέθους)
- όταν τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων δεν είναι σταθερά συνδεδεμένα με το φέροντα οργανισμό, μπορεί το κτίριο να μην κινδυνεύει στο σύνολό του, για τους εξεταζόμενους σεισμούς, αλλά οι συνδέσεις πανέλου-δοκού ενδεχομένως να αστοχήσουν, λόγω των μεγάλων μετακινήσεων που αναπτύσσονται στην περιοχή
- για τις περιπτώσεις με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής (περιπτώσεις 1-5), κατά τη διαμήκη διεύθυνση  $x$ , οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων αναπτύσσονται σε αυτά των εξωτερικών εγκάρσιων πλευρών και οι αμέσως μεγαλύτερες εντοπίζονται στα εσωτερικά υποστυλώματα
- για τις περιπτώσεις με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, κατά την εγκάρσια διεύθυνση  $y$ , οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων αναπτύσσονται τόσο σε αυτά των εξωτερικών διαμήκων πλευρών, όσο και αυτά των εσωτερικών (πρακτικά ίδιες τιμές)
- για την περίπτωση που δε συμμετέχουν τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο στατικό σύστημα του κτιρίου (περίπτωση 6), οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων είναι πρακτικά ίδιες σε όλες τις σειρές, τόσο για τη διεύθυνση  $x$ , όσο και για τη διεύθυνση  $y$

- η κατανομή των μέγιστων τεμνουσών δυνάμεων είναι ίδια με αυτή των μέγιστων μετακινήσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων
- στις περιπτώσεις που λαμβάνεται επαρκής αριθμός πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίων, το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα, φτάνει το πολύ μέχρι 15% κατά τη διεύθυνση x και το πολύ μέχρι 35% κατά τη διεύθυνση y, άρα, σε αυτές τις περιπτώσεις, το στατικό σύστημα της κατασκευής, μπορεί προσεγγιστικά να θεωρηθεί ως (στατικό σύστημα) τοιχωμάτων
- η συνεισφορά πανέλων πλαγιοκαλύψεων στη συνολική ακαμψία της κατασκευής φαίνεται να έχει αρνητική επίδραση στις οριζόντιες δυνάμεις σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων, σε τέτοιο βαθμό ώστε το κτίριο, εφ' όσων επιλέγονται συνδέσεις πείρων, κινδυνεύει κυρίως με αστοχία των συνδέσεων αυτών (ενδείκνυται η εφαρμογή διαφορετικού τύπου σύνδεσης)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

#### **9.1 Εισαγωγή**

Στην παρούσα εργασία έγινε μια προσπάθεια διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς ενός μονώροφου βιομηχανικού κτιρίου (ως ένα τυπικό προκατασκευασμένο κτίριο), ανάλογα με τη διάταξη των, σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό, πανέλων πλαγιοκαλύψεων στις πλευρές του. Η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με χρήση των ακόλουθων τριών μεθόδων (με ιδιαίτερη έμφαση στις β και γ):

- α) Ιδιομορφική ανάλυση
- β) Στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover)
- γ) Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (time-history)

Επιπλέον, στο πλαίσιο της διαδικασίας μόρφωσης των μοντέλων του βιομηχανικού κτιρίου, έγινε προσαρμογή των ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων σε πραγματικές (πειραματικές) τιμές, προκειμένου να εξαχθούν οι κατάλληλοι νόμοι ροπών-στροφών. Κατά τη διαδικασία αυτή, διενεργήθηκε μια επιπρόσθετη διερεύνηση στον τρόπο και το μέγεθος που η αλλαγή της κάθε εξεταζόμενης παραμέτρου (βλ.Κεφ.9.3), καθώς και της μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής του χάλυβα της ράβδου  $f_{ym}$ , επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας των μοντέλων ανάλυσης που προσομοιώνουν το πείραμα.

Στο τελευταίο αυτό μέρος της εργασίας, που έχει ανακεφαλαιωτικό χαρακτήρα, συγκεντρώνονται τα συμπεράσματα από τα αποτελέσματα των διαδικασιών διερεύνησης που προαναφέρθηκαν. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ο ρόλος που έχει η συμμετοχή των πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό ενός προκατασκευασμένου κτιρίου από σκυρόδεμα, καθώς και η επίδραση της χωρικής κατανομής τους στην απόκριση του φορέα.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου, παρουσιάζονται συνοπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις παραπάνω μεθόδους.

#### **9.2 Διερεύνηση με ιδιομορφική ανάλυση**

Στην περίπτωση που αμελείται η συμβολή των πανέλων στη συνολική ακαμψία του κτιρίου (περίπτωση β), οι δύο κύριες ιδιομορφές προέκυψαν για μετακινήσεις κατά τους άξονες x και y αντίστοιχα, με μεγάλα ποσοστά δρώσας μάζας και στις δύο. Ωστόσο, στις υπόλοιπες περιπτώσεις (με πανέλα σταθερά συνδεδεμένα με το φέροντα οργανισμό) δεν παρατηρήθηκαν κυρίαρχες ιδιομορφές σε κάθε διεύθυνση, λόγω των χαμηλών ποσοστών δρώσας ιδιομορφικής μάζας. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η πρώτη κύρια ιδιομορφή ήταν μεταφορική κατά τον άξονα y, αποτελώντας ταυτόχρονα και την πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου. Κατά το διαμήκη άξονα (x), όμως, η δεύτερη κύρια ιδιομορφή συνέπιπτε με μία

ανώτερη ιδιομορφή του κτιρίου, οδηγώντας σε μειωμένη τιμή αντίστοιχης κύριας ιδιοπεριόδου.

Γενικά, τα μεγέθη των κυρίων ιδιοπεριόδων βρέθηκαν αρκετά μικρά, λόγω του τύπου της κατασκευής, της σύνδεσης των στοιχείων, της παρουσίας παραμορφώσιμου διαφράγματος στην οροφή, αλλά κυρίως λόγω της σημαντικής συμβολής των πανέλων στην ολική ακαμψία της κατασκευής. Παρατηρείται, ακόμα, ότι τα μεγέθη των κύριων ιδιοπεριόδων μεταξύ των περιπτώσεων που συμμετέχουν τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο στατικό σύστημα (περιπτώσεις 1-5), είναι, πρακτικά, της ίδιας τάξης μεγέθους, κάτι που δείχνει ότι η δημιουργία κάποιων ανοιγμάτων ή η θέση τους, δε διαφοροποιεί σημαντικά την ιδιομορφική απόκριση του κτιρίου. Τέλος, όσον αφορά τον πλαισιωτό φορέα (χωρίς τη συμμετοχή των πανέλων-περίπτωση 6), οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι έχουν παρόμοια τάξη μεγέθους, λαμβάνοντας, ωστόσο, μεγαλύτερες τιμές συγκριτικά με τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

### **9.3 Αποτελέσματα προσαρμογής ιδιοτήτων των συνδέσεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων σε πειραματικά αποτελέσματα**

Οι τιμές των παραμέτρων που χρειάστηκε να ληφθούν για τη βέλτιστη προσαρμογή των καμπυλών ικανότητας από τις αναλύσεις, στις καμπύλες οριζόντιας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης των αντίστοιχων πειραμάτων βρέθηκε ότι είναι οι ακόλουθες:

- συντελεστής  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού:  $\alpha=0.07 \text{ m}^{-1}$
- μέση αντοχή συνάφειας:  $f_{bd}=f_{cm}/8$  (ανάλογα με τη μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος στο εκάστοτε πείραμα-για ακριβείς τιμές βλ.Κεφ.5.2.5)
- κλίση μετελαστικού κλάδου διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων πλαστικών αρθρώσεων τέτοια, ώστε:  $f_{tm}/f_{ym}=1.1$

Στη συνέχεια, στα πλαίσια κάλυψης τυχόν αβεβαιοτήτων, έγινε διερεύνηση στον τρόπο και το μέγεθος που η αλλαγή της κάθε παραμέτρου, από τις τρεις προαναφερθείσες, διατηρώντας τις άλλες δύο σταθερές, επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας των μοντέλων πειραμάτων. Συγκεκριμένα, προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- συντελεστής  $\alpha$  ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού:
  - όσο μεγαλύτερος είναι, ( μεγαλύτερες ακαμψίες των ελατηρίων σύνδεσης πανέλου-δοκού («GAP»)), τόσο αυξάνεται η κλίση του ελαστικού κλάδου
  - στις καμπύλες ικανότητας με μεγαλύτερο συντελεστή  $\alpha$ , η διαρροή συμβαίνει για μεγαλύτερη δύναμη και μικρότερη μετακίνηση
  - με την αύξηση του συντελεστή  $\alpha$ , μειώνεται η μέγιστη μετακίνηση των καμπυλών ικανότητας (οφείλεται κατά βάση στην κλίση του ελαστικού σκέλους)
  - η μέγιστη αντοχή είναι μεγαλύτερη για τους ενδιάμεσες τιμές συντελεστές  $\alpha$  (οι χαμηλής τιμής έχουν μικρή αρχική κλίση και οι υψηλής τιμής έχουν μικρό μετελαστικό κλάδο)
- μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$ :
  - όσο μεγαλύτερη είναι η μέση αντοχή συνάφειας  $f_{bd}$ , άρα και οι τάσεις διαρροής του μη-γραμμικού νόμου των ελατηρίων σύνδεσης ράβδου-σκυροδέματος («bond»), τόσο μεγαλύτερη (έστω και ελάχιστα) είναι η κλίση του ελαστικού κλάδου

- τα σημεία διαρροής πρακτικά έχουν παρόμοιες τιμές ανάμεσα στις διάφορες περιπτώσεις
- με την αύξηση της μέσης αντοχής συνάφειας  $f_{bd}$ , μειώνεται η μέγιστη μετακίνηση των καμπυλών ικανότητας, ενώ αυξάνεται οριακά η τέμνουσα βάσης (για ίδιες μετακινήσεις)
- κλίση μετελαστικού κλάδου διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων πλαστικών αρθρώσεων:
  - με εξαίρεση την καμπύλη για λόγο  $f_{tm}/f_{ym}=1.01$  (πρακτικά πλήρως πλαστική συμπεριφορά, με πολύ μεγάλη μέγιστη μετακίνηση), οι υπόλοιπες έχουν παραμορφωσιακή ικανότητα, ανάλογη με την κλίση τους μετά τη διαρροή (όσο αυξάνεται η κλίση, τόσο βελτιώνεται και η παραμορφωσιακή ικανότητά τους), ενώ το ίδιο ισχύει και για την αντοχή τους

Ακολουθώντας, έγινε μια επιπλέον διερεύνηση στο κατά πόσο η αλλαγή της μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής του χάλυβα της ράβδου  $f_{ym}$ , επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας των μοντέλων πειραμάτων και ποιά ακριβώς είναι η επιρροή της σε αυτή. Προέκυψε ότι όσο μεγαλύτερη είναι η  $f_{ym}$ , τόσο μεγαλύτερη ικανότητα μέγιστης μετακίνησης, αντοχή διαρροής και οριακή αντοχή έχουν οι καμπύλες ικανότητας. Όσον αφορά την κλίση του ελαστικού κλάδου, δε φαίνεται να επηρεάζεται καθόλου από τη μεταβολή της μέσης εφελκυστικής αντοχής διαρροής  $f_{ym}$  όντας πρακτικά ίδια για όλες τις περιπτώσεις.

#### **9.4 Διερεύνηση με στατική μη-γραμμική ανάλυση (pushover)**

Τα σημαντικότερα συμπεράσματα που εξήχθησαν, με βάση τα αποτελέσματα της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (pushover) στα μοντέλα του κτιρίου, για τις διάφορες περιπτώσεις διάταξης των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, είναι τα εξής:

- η μέγιστη αντοχή του κτιρίου σε οριζόντια φορτία, με βάση τις καμπύλες ικανότητας, βελτιώνεται ανάλογα με τον αριθμό των πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, κατά την εκάστοτε διεύθυνση (κάτι που επαληθεύεται τόσο από τη σύγκριση των περιπτώσεων μεταξύ τους, όσο και από τη σύγκριση των διευθύνσεων φόρτισης για κάθε περίπτωση)
- η απόκριση του κτιρίου είναι αισθητά χειρότερη στην περίπτωση που δε λαμβάνονται τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό (κατασκευή με πλαισιωτό στατικό σύστημα), καθώς η καμπύλη αντίστασης έχει σημαντικά μικρότερη φέρουσα ικανότητα (περίπου 20-25% σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις) και πολύ μεγαλύτερη μέγιστη μετακίνηση (κάτι που επιβεβαιώνεται και από τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας)
- για τις περιπτώσεις που οι πλευρές του κτιρίου καλύπτονται από μεγάλο αριθμό φερόντων πανέλων (περιπτώσεις 1-5), τα μοντέλα συμπεριφέρονται, ως επί το πλείστον, ελαστικά, ακόμα και για προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα διπλάσιου μεγέθους
- για την περίπτωση που δε συμμετέχουν τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο στατικό σύστημα του κτιρίου (περίπτωση 6), οι απλά προσαρμοσμένες σεισμικές καταγραφές οδηγούν τα μοντέλα σε ελαστική συμπεριφορά, ενώ οι καταγραφές διπλάσιου μεγέθους τα ωθούν κοντά στο όριο διαρροής, με αρκετά μάλιστα να το ξεπερνούν

- η μέγιστη μετακίνηση δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από τη διάταξη των πανέλων, με την προϋπόθεση, βέβαια, να συμμετέχουν σε ικανοποιητικό βαθμό στο στατικό σύστημα (κάτι που επιβεβαιώνεται και από τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας)
- η απόκριση του κτιρίου, λαμβάνοντας ως κριτήριο αξιολόγησης τη μέγιστη αντοχή των καμπυλών ικανότητας, βελτιώνεται περαιτέρω (σε πολύ μικρό βαθμό) και από τη συμμετρική διάταξη των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, ως προς τον άξονα της διεύθυνσης φόρτισης
- κατά τη φόρτιση της κατασκευής σε οποιαδήποτε εκ των δύο διευθύνσεων (x και y) δεν αναπτύσσονται στροφές

### **9.5 Διερεύνηση με δυναμική μη-γραμμική ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history)**

Συνοπτικά, τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προέκυψαν, με βάση τα αποτελέσματα της δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) στα μοντέλα του κτιρίου, για τις διάφορες περιπτώσεις χωρικής κατανομής των πανέλων πλαγιοκαλύψεων, συνοψίζονται ως εξής:

- στις περιπτώσεις που το ποσοστό κάλυψης των πλευρών του κτιρίου από πανέλα πλαγιοκαλύψεων σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό είναι επαρκώς μεγάλο (περιπτώσεις 1-5), η χωρική κατανομή των πανέλων δεν επηρεάζει ουσιαστικά την απόκριση της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις, διότι από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν παρόμοια χαρακτηριστικά και ίδιας τάξης μεγέθους τιμές (ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι η εν γένει ελαστική συμπεριφορά που αναπτύσσουν τα μοντέλα, για τις σεισμικές καταπονήσεις που επιλέχθηκαν και η οποία, όπως απορρέει από τις καμπύλες ικανότητας, είναι παραπλήσια σε όλες αυτές τις περιπτώσεις-υπενθυμίζεται ότι αξιοσημείωτη διαφοροποίηση παρατηρείται μόνο στο μετελαστικό κλάδο των καμπυλών αυτών)
- η απόκριση μιας κατασκευής με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμβάλλουν στην ακαμψία του κτιρίου, είναι αισθητά καλύτερη, συγκριτικά με την περίπτωση που τα πανέλα λαμβάνονται μόνο ως συστήματα επένδυσης (κάτι που επιβεβαιώνεται τόσο από τα αποτελέσματα των μεγεθών απόκρισης των συγκριτικών πινάκων (βλ. Πίν.8.1-8.24), όσο και από τη σύγκριση των τοπικών πλαστιμοτήτων, οι οποίες για την περίπτωση των πλαισιωτών συστημάτων (περίπτωση 6) εμφανίζονται αυξημένες σε σχέση με τις υπόλοιπες κατά μέσο όρο: 83% για απλές καταγραφές και 64% για καταγραφές διπλάσιου μεγέθους)-το συμπέρασμα αυτό επαληθεύεται και από τη στατική μη-γραμμική ανάλυση
- για την περίπτωση που τα πανέλα πλαγιοκαλύψεων δε συμβάλλουν με την ακαμψία τους στο στατικό σύστημα του φορέα (περίπτωση 6), βγαίνει το συμπέρασμα ότι ναί μεν το κτίριο δε φαίνεται να κινδυνεύει στο σύνολό του, αλλά υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αστοχίας των συνδέσεων πανέλου-δοκού, λόγω των μεγάλων μετακινήσεων που αναπτύσσονται στην περιοχή
- για τις περιπτώσεις με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής (περιπτώσεις 1-5), κατά τη διαμήκη διεύθυνση x, οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων (και οι τέμνουσες δυνάμεις

σε αυτά) εντοπίζονται σε αυτά των εξωτερικών εγκάρσιων πλευρών, ενώ οι αμέσως μεγαλύτερες αναπτύσσονται στα εσωτερικά υποστυλώματα

- για τις περιπτώσεις με μεγάλο αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, κατά την εγκάρσια διεύθυνση  $y$ , οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων (και οι τέμνουσες δυνάμεις σε αυτά) αναπτύσσονται τόσο σε αυτά των εξωτερικών διαμήκων πλευρών, όσο και αυτά των εσωτερικών (πρακτικά ίδιες τιμές)
- για την περίπτωση χωρίς πανέλα πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό (περίπτωση  $\delta$ ), οι μέγιστες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων είναι πρακτικά ίδιες σε όλες τις σειρές, τόσο για τη διεύθυνση  $x$ , όσο και για τη διεύθυνση  $y$
- στις περιπτώσεις που λαμβάνεται επαρκής αριθμός πανέλων πλαγιοκαλύψεων που συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίων, το στατικό σύστημα της κατασκευής, λαμβάνεται προσεγγιστικά ως (στατικό σύστημα) τοιχωμάτων (συγκεκριμένα, προκύπτει ότι το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα, φτάνει το πολύ μέχρι 15% κατά τη διεύθυνση  $x$  και το πολύ μέχρι 35% κατά τη διεύθυνση  $y$ )
- η παρουσία πανέλων πλαγιοκαλύψεων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής επιδρά δυσμενώς στις δυνάμεις που ασκούνται στις οριζόντιες συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, σε τέτοιο βαθμό ώστε ο φορέας, εφ' όσων οι συνδέσεις υλοποιούνται με το συμβατικό τρόπο (πείροι), να κινδυνεύει πρωτίστως με αστοχία των συνδέσεων αυτών (πιθανόν το πρόβλημα αυτό λύνεται με την επιλογή διαφορετικού τύπου σύνδεσης)

## 9.6 Επίλογος

Στην παρούσα εργασία και μέσω της εξέτασης κάποιων χαρακτηριστικών διατάξεων πανέλων πλαγιοκαλύψεων σε ένα τυπικό μονώροφο βιομηχανικό προκατασκευασμένο κτίριο με στοιχεία από σκυρόδεμα, προέκυψαν κάποια σημαντικά συμπεράσματα, σχετικά με την απόκριση της κατασκευής σε πλευρικά και σεισμικά φορτία. Επιπλέον, έγινε μια σύγκριση μεταξύ των διατάξεων αυτών, ενώ, κατά τη διαδικασία της προσομοίωσης του μη-γραμμικού μοντέλου, πραγματοποιήθηκαν και κάποιες περαιτέρω διερευνήσεις σε χαρακτηριστικές παραμέτρους που αφορούν τη σύνδεση των πανέλων με την υπόλοιπη κατασκευή.

Οι μέθοδοι διερεύνησης που χρησιμοποιήθηκαν για το κτίριο κατέληξαν σε παρεμφερή συμπεράσματα, με βασικότερο το ότι μια κατασκευή με επαρκή αριθμό πανέλων πλαγιοκαλύψεων, σταθερά συνδεδεμένων με το φέροντα οργανισμό της, έχει αισθητά καλύτερη απόκριση (με εξαίρεση τις δυνάμεις των συνδέσεων), συγκριτικά με μια αντίστοιχη που τα πανέλα σχεδιάζονται μόνο ως στοιχεία εξωτερικής επένδυσης. Ωστόσο, δε φαίνεται να προκύπτει κάποιο συμπέρασμα σχετικά με το ποια διάταξη είναι η ευμενέστερη, σε ποια θέση της περιμέτρου συνιστάται να τοποθετούνται τα ανοίγματα, καθώς και αν πρέπει να προτιμάται μια συμμετρική κατανομή των πανέλων κατά μήκος των πλευρών. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό αποδίδεται κυρίως στην, σε γενικές γραμμές, ελαστική συμπεριφορά που παρουσιάζουν τα κτίρια, ακόμα και σε καταγραφές διπλάσιου μεγέθους. Παρ' όλο που θα ήταν εύλογο να ειπωθεί (με βάση τις προκύπτουσες καμπύλες ικανότητας) ότι θα υπήρχε, πράγματι, διαφοροποίηση σε ακόμα μεγαλύτερους σεισμούς και πιθανόν να ήταν διακριτή η καλύτερη απόκριση της κατασκευής υπό κάποια ή κάποιες διατάξεις πανέλων πλαγιοκαλύψεων, κάτι τέτοιο δε θα ήταν ρεαλιστικό, αφού ήδη οι προσαρμοσμένοι σεισμοί διπλάσιου μεγέθους που χρησιμοποιήθηκαν, θεωρούνται αρκετά ισχυροί και μάλλον απίθανο

να συμβούν στη διάρκεια ζωής του έργου. Έτσι, η επιλογή της εκάστοτε διάταξης πινέλων πλαγιοκαλύψεων σε ένα μονώροφο προκατασκευασμένο κτίριο επαφίεται στην κρίση του μελετητή, που σε συνδυασμό με άλλους παράγοντες, όπως το κόστος κατασκευής τους, το κόστος αποκατάστασης τυχόν βλαβών που πιθανόν να δημιουργηθούν στις συνδέσεις ή τα φέροντα στοιχεία έπειτα από ένα σεισμό, οι τυχόν κατασκευαστικές, αρχιτεκτονικές, λειτουργικές ή περιβαλλοντικές απαιτήσεις της κατασκευής κ.λ.π., θα κληθεί να λάβει την τελική απόφαση για τον κατάλληλο σχεδιασμό.





## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ**

### **Βιβλία-Διδακτικές Σημειώσεις**

- [1] Chopra A.K. (2007), «*Δυναμική των κατασκευών: Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική*», Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα
- [2] Cladding Research Institute (1995), «*Literature Review on Seismic performance of Building Cladding Systems*», Emeryville, California, U.S.A.
- [3] Elliott K.S., Tovey A.K. (1992), «*Precast concrete frame buildings*»-design guide, British Cement Association (BCA)
- [4] Hunt J., Stojadinovic B. (2010), «*Seismic Performance Assessment and Probabilistic Repair Cost Analysis of Precast Concrete Cladding Systems for Multistory Buildings*»-Pacific Earthquake Research Center (PEER) report, Berkeley, California, U.S.A.
- [5] International Federation for Structural Concrete (fib) (2008), «*Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*»-Fib Bulletin 45
- [6] International Federation for Structural Concrete (fib) (2003), «*Seismic design of precast concrete building structures*»-Fib Bulletin 27
- [7] Paulau T., Priestley M.I.N. (1996), «*Αντισεισμικός Σχεδιασμός κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία*», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [8] Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), «*Designing with Precast and Prestressed Concrete*»-guide
- [9] Κίρτας Ε., Παναγόπουλος Γ. (2015), «*Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή: Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sap2000*», Σέρρες
- [10] Τάσιος Θ.Π. (2012), «*Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων*», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
- [11] Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ. (2005), «*Ωπλισμένο Σκυρόδεμα*», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα
- [12] Ψυχάρης Ι. (2016), «*Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας: Τεύχος 1*», Αθήνα
- [13] Ψυχάρης Ι. (2015), «*Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας: Τεύχος 2*», Αθήνα

### **Δημοσιεύσεις-Άρθρα**

- [14] Baird A., Diaferia R., Palermo A., Pampanin S. (2011) «*Parametric Investigation of Seismic Interaction Between Precast Concrete Cladding Systems and Moment Resisting Frames*»
- [15] Bournas D., Negro P., Taucer F. (2013), «*Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening*»
- [16] Colombo A., Negro P., Toniolo G. (2014) «*The influence of claddings on the seismic response of precast structures: the safecladding project*»-Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey, 25-29 August

## Βιβλιογραφικές Αναφορές

- [17] Isakovic T., Zoubek B., Lopatic J., Fischinger M. (2014) «*Experimental research of typical cladding panel connections in industrial buildings*»-Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey, 25-29 August
- [18] Magliulo G., Ercolino M., Manfredi G. (2014), «*Influence of cladding panels on the first period of one-story precast buildings*», Naples, Italy
- [19] Psycharis I., Fischinger M. et al. (2015), «*SAFECLADDING: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones, Deliverable 6.3: Updates on numerical and experimental analyses of typical integrated arrangements*»-research for SME associations
- [20] Psycharis I., Kalyviotis I., Mouzakis P. (2014) «*Experimental and numerical investigation of fixed connections of RC cladding walls to precast buildings*»-Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey, 25-29 August
- [21] Psycharis I. (2015), «*SAFECLADDING: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones, Integrated systems*»-Training Session, Ispra, Italy, 18-19 June
- [22] Toniolo G. et al. (2015), «*SAFECLADDING: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones, Deliverable 6.1: Design guidelines for precast structures with cladding panels*»-research for SME associations
- [23] Toniolo G. et al. (2015), «*SAFECLADDING: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones, Deliverable 6.2: Design guidelines for wall panel connections*»-research for SME associations

## Κανονισμοί

- [24] CEN (2001), «*Eurocode 0: Basis of structural design*», EN 1990: 2002+A1:2005
- [25] CEN (2004), «*Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings*», EN 1992-1-1: 2004
- [26] CEN (2004), «*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*», EN 1998-1: 2004
- [27] CEN (2004), «*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 2: Bridges*», EN 1998-2: 2004
- [28] CEN (2005), «*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*», EN 1998-3: 2005
- [29] FEMA 356, (2000) «*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*» ASCE , Washington, D.C.
- [30] Ο.Α.Σ.Π. (2013), «*Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*»-1η αναθεώρηση, Ιούλιος 2013

