



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

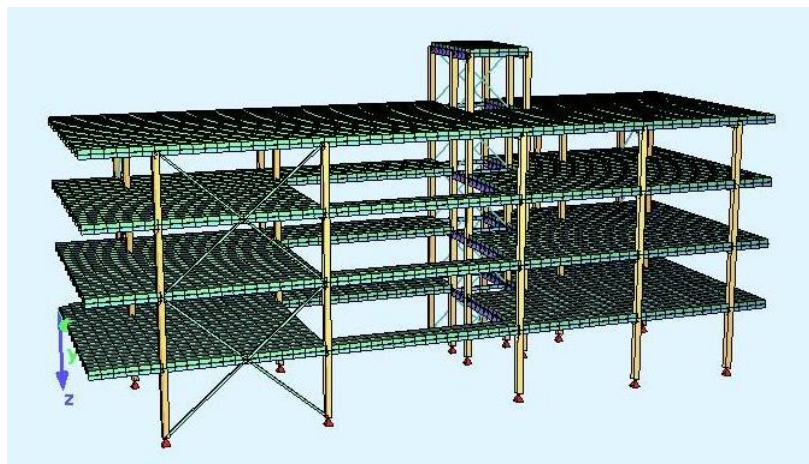
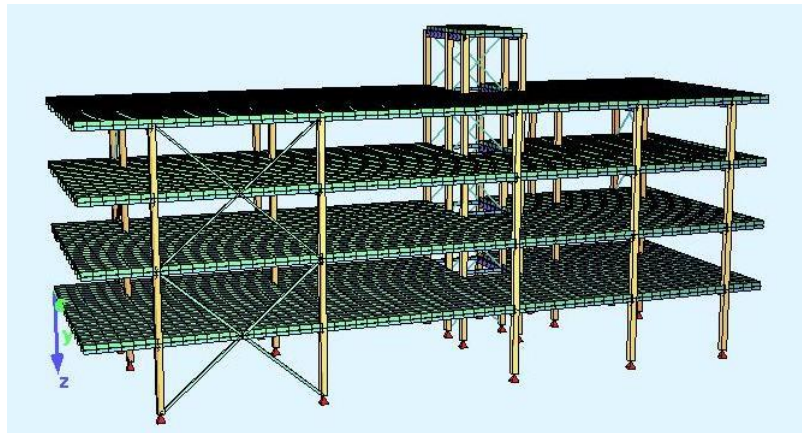
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**

**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

### **ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ ΚΑΙ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**



**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΗΣ Κ. ΒΑΓΙΑΣ**

**ΕΚΠΟΝΗΣΗ: ΞΑΝΘΗ ΓΙΑΤΑΓΑΝΑ**

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2011

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου προς τον Καθηγητή κ. Ι. Βάγια για την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπό μου αναθέτοντάς μου τη μελέτη και τη διεκπεραίωση της διπλωματικής αυτής εργασίας, αλλά και για την πολύτιμη και ουσιαστική συμβολή του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω την Υποψήφια Διδάκτορα κα. Μαρία-Ελένη Δάσιου για την καθοδήγηση και την άμεση βοήθειά της, καθώς και την παροχή επιστημονικού υλικού απαραίτητου για τη συγγραφή της παρούσας εργασίας.

Γιαταγάννα Ξανθή  
Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

**ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ**

<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....</b>	<b>2</b>
<b>ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ .....</b>	<b>3</b>
<b>ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ .....</b>	<b>7</b>
<b>ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ.....</b>	<b>10</b>
<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....</b>	<b>13</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....</b>	<b>14</b>
1.1 Γενικά Στοιχεία .....	14
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....</b>	<b>18</b>
2.1 Γενικά.....	18
2.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις .....	18
2.3 Μόνιμα Φορτία.....	19
2.4 Κινητά Φορτία.....	20
2.4.1 Μεταβολή της θερμοκρασίας .....	20
2.4.2 Φορτία Χιονιού.....	20
2.4.3 Ανεμοπίεση.....	23
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....</b>	<b>25</b>
3.1 Οριακές καταστάσεις.....	25
3.2 Καταστάσεις σχεδιασμού .....	26
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	26
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ .....</b>	<b>30</b>
4.1 Εισαγωγή.....	30
4.2 Κανονικότητα .....	32
4.2.1 Κανονικότητα σε κάτοψη.....	32
4.2.2 Κανονικότητα σε όψη.....	33
4.3 Υπολογισμός σεισμικών δράσεων.....	35
4.4 Σεισμικός συνδυασμός .....	42
4.5 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης .....	43
4.6 Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων .....	44

4.7 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.....	45
4.8 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων.....	46
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ.....</b>	<b>50</b>
5.1 Γενικά.....	50
5.2 Χαλυβδόφυλλα.....	52
5.3 Αντοχές σύμμικτων πλακών.....	56
5.3.1 Γενικά.....	56
5.3.2 Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης.....	59
5.3.3 Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης.....	61
5.3.4 Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων.....	61
5.3.5 Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης.....	62
5.3.6 Αντοχή έναντι διάτμησης.....	64
5.4 Δυσκαμψία σύμμικτων πλακών.....	65
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΩΝ.....</b>	<b>67</b>
6.1 Κατάταξη Διατομών.....	67
6.2 Αντοχή Διατομών.....	72
6.2.1 Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό.....	72
6.2.2 Έλεγχος διατομής σε θλίψη.....	72
6.2.3 Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα.....	73
6.2.4 Έλεγχος διατομής σε κάμψη.....	73
6.2.5 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα.....	74
6.2.6 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη.....	75
6.3 Έλεγχος μελών.....	76
6.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.....	77
6.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός.....	86
6.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη.....	88
6.4 Ανάλυση και έλεγχος μελών.....	93
6.5 Έλεγχοι βέλους καμπτόμενης δοκού κατά ΕΚ3.....	94



6.6 Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωση λεπτομερειών για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα.....	100
6.7. Διαστασιολόγηση δοκών και υποστυλωμάτων .....	101
6.8 Ικανοτικός δοκών και υποστυλωμάτων.....	107
6.9 Έλεγχος αντοχής των διαγωνίων.....	109
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ .120</b>	
7.1 Σύγκριση μορφής ιδιομορφών.....	120
7.1.1 Κτίριο με κανονικότητα .....	120
7.1.2 Κτίριο χωρίς κανονικότητα .....	131
7.2 Σύγκριση ποσοστών μάζας.....	137
7.2 Σύγκριση περιόδων.....	140
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ .....</b>	<b>143</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>147</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. SOFISTIK .....</b>	<b>148</b>
ΠΑ.1 Γενικά .....	148
ΠΑ.2 Υποπρογράμματα εισόδου.....	148
ΠΑ.3 Υποπρογράμματα εξόδου .....	155
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....</b>	<b>156</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ .....</b>	<b>158</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ.....</b>	<b>163</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....</b>	<b>168</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ .....</b>	<b>170</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Θ ΜΑΖΕΣ ΠΟΥ ΘΑ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΟΥΝ ΣΤΟ PROG DYNA ...</b>	<b>172</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ .....</b>	<b>174</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Κ DYNA - ΦΑΣΜΑ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ ΚΑΤΑ Υ -ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ.....</b>	<b>176</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Λ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ.....</b>	<b>178</b>

<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Μ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ .....</b>	<b>179</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ν ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΙΑ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ .....</b>	<b>180</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>182</b>

## ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

<b>Εικόνα 1.1:</b> Όψη κατά x και των δύο κτιρίων από υποπρόγραμμα WinGRAF .....	14
<b>Εικόνα 1.2:</b> Όψη κατά y και των 2 κτιρίων από υποπρόγραμμα WinGRAF .....	15
<b>Εικόνα 1.3:</b> Κάτοψη κτιρίου με κανονικότητα από υποπρόγραμμα WinGRAF .....	15
<b>Εικόνα 1.4:</b> Κάτοψη κτιρίου χωρίς κανονικότητα από υποπρόγραμμα WinGRAF.....	16
<b>Εικόνα 1.5:</b> Κτίριο με κανονικότητα ,κάτοψη ισογείου από AutoCAD με αρίθμηση Quad και διαστάσεις.....	17
<b>Εικόνα 1.6:</b> κτίριο χωρίς κανονικότητα ,κάτοψη ισογείου από AutoCAD με αρίθμηση Quad και διαστάσεις .....	17
<b>Εικόνα 2.1:</b> Χάρτης απεικόνισης ζωνών χιονιού.....	22
<b>Εικόνα 2.2:</b> Τιμές του $c_d$ για κτίρια από χάλυβα .....	23
<b>Εικόνα 4.1:</b> Διακριτά και συνεχή συστήματα.....	31
<b>Εικόνα 4.2:</b> Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας.....	37
<b>Εικόνα 4.3:</b> Φάσμα τύπου 1.....	39
<b>Εικόνα 4.4:</b> Συνιστώμενα τύπου 1 ελαστικά φάσματα απόκρισης για τους τύπους εδάφους A έως E (5% απόσβεση).....	41
<b>Εικόνα 5.1:</b> Διάταξη σύμμικτης πλάκας.....	50
<b>Εικόνα 5.2:</b> Εξασφάλιση διατημητικής σύνδεσης μεταλλικών φύλλων-σκυροδέματος στις σύμμικτες πλάκες .....	52
<b>Εικόνα 5.3:</b> Τύποι χαλυβδοφύλλων.....	54
<b>Εικόνα 5.4:</b> Ελάχιστα πλάτη έδρασης χαλυβδοφύλλων.....	54
<b>Εικόνα 5.5:</b> Ενεργός διατομή χαλυβδόφυλλων .....	56
<b>Εικόνα 5.6:</b> Ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών .....	57
<b>Εικόνα 5.7:</b> Κατανομή συγκεντρωμένων φορτίων.....	58
<b>Εικόνα 5.8:</b> Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα .....	59
<b>Εικόνα 5.9:</b> Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα.....	60
<b>Εικόνα 5.10:</b> Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές.....	61
<b>Εικόνα 5.11:</b> Κρίσιμη περίμετρος για διάτρηση της σύμμικτης πλάκας.....	64
<b>Εικόνα 5.12:</b> Συμβολισμοί για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας .....	65
<b>Εικόνα 6.1:</b> Καμπύλη Euler.....	78
<b>Εικόνα 6.2:</b> Αστοχία από διαρροή.....	78
<b>Εικόνα 6.3:</b> Αλληλεπίδραση λυγισμού – διαρροής .....	79
<b>Εικόνα 6.4:</b> Καμπύλες λυγισμού .....	81
<b>Εικόνα 6.5:</b> Γραφική απεικόνιση βελών κάμψης .....	94

<b>Εικόνα 6.6:</b> Απεικόνιση βελών κάμψης .....	99
<b>Εικόνα 6.7:</b> Εύρεση βέλων κάμψης δοκοί κατά x .....	99
<b>Εικόνα 6.8:</b> Παράδειγμα εφαρμογής του.....	100
<b>Εικόνα 7.1:</b> 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά.....	121
<b>Εικόνα 7.2:</b> 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά.....	122
<b>Εικόνα 7.3:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά.....	123
<b>Εικόνα 7.4:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά.....	124
<b>Εικόνα 7.5:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά.....	124
<b>Εικόνα 7.6:</b> 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά $T_1 = 0,717\text{sec}$ .....	125
<b>Εικόνα 7.7:</b> 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά $T_1 = 0,717\text{sec}$ .....	126
<b>Εικόνα 7.8:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά $T_2 = 0,628\text{sec}$ .....	127
<b>Εικόνα 7.9:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά $T_2 = 0,628\text{sec}$ .....	128
<b>Εικόνα 7.10:</b> 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά $T_3 = 0,533 \text{ sec}$ .....	129
<b>Εικόνα 7.11:</b> 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά $T_3 = 0,533 \text{ sec}$ .....	130
<b>Εικόνα 7.12:</b> 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	131
<b>Εικόνα 7.13:</b> 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	132
<b>Εικόνα 7.14:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	133
<b>Εικόνα 7.15:</b> 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	134
<b>Εικόνα 7.16:</b> 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	135
<b>Εικόνα 7.17:</b> 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	136
<b>Εικόνα 7.18:</b> 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	136
<b>Εικόνα ΠΑ.1:</b> Περιβάλλον εργασίας TEDDY.....	148
<b>Εικόνα ΠΑ.2:</b> Κάποια από τα Quad με ANIMATOR.....	149
<b>Εικόνα ΠΑ.3:</b> Quad 3 <sup>ov</sup> ορόφων με ANIMATOR .....	150
<b>Εικόνα ΠΑ.4:</b> Ονομασία των Quad.....	150
<b>Εικόνα ΠΑ.5:</b> Τριώροφη κατασκευή .....	151

<b>Εικόνα ΠΑ.6:</b> Τριώροφο με WinGRAF.....	151
<b>Εικόνα ΠΑ.7:</b> Προσθήκη δοκών και υποστυλωμάτων 4 <sup>ου</sup> ορόφου.....	152
<b>Εικόνα ΠΑ.8:</b> Υποπρόγραμμα PS.....	154
<b>Εικόνα ΠΓ.1:</b> Τομή $x = 3$ .....	158
<b>Εικόνα ΠΓ.2:</b> Τομή $x = 30$ .....	159
<b>Εικόνα ΠΓ.3:</b> Τομή $y = 0$ .....	160
<b>Εικόνα ΠΓ.4:</b> Τομή $y = 3$ .....	161
<b>Εικόνα ΠΓ.5:</b> Τομή $y = 11$ .....	162
<b>Εικόνα ΠΔ.1:</b> Τομή $x = 3$ .....	163
<b>Εικόνα ΠΔ.2:</b> Τομή $x = 30$ .....	164
<b>Εικόνα ΠΔ.3:</b> Τομή $y = 0$ .....	165
<b>Εικόνα ΠΔ.4:</b> Τομή $y = 3$ .....	166
<b>Εικόνα ΠΔ.5:</b> Τομή $y = 11$ .....	167

## ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

<b>Πίνακας 3.1:</b> Πίνακας συνδυασμού δράσεων $\psi_2$ και EC 8 .....	29
<b>Πίνακας 4.1:</b> Κατηγορία σπουδαιότητας.....	36
<b>Πίνακας 4.2:</b> Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.....	36
<b>Πίνακας 4.3:</b> Κατηγορίες εδάφους και $v_{s,30}$ .....	38
<b>Πίνακας 4.4:</b> Ποσοστό Απόσβεσης $\zeta$ .....	40
<b>Πίνακας 4.5:</b> Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων $T_B, T_C, T_D$ (sec) .....	40
<b>Πίνακας 4.6:</b> Τιμές του $\psi_2$ .....	42
<b>Πίνακας 4.7:</b> Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς.....	46
<b>Πίνακας 4.8:</b> Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.....	47
<b>Πίνακας 4.9:</b> Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλαστικών στοιχείων ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς .....	47
<b>Πίνακας 6.1:</b> Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στρωφική ικανότητα.....	68
<b>Πίνακας 6.2:</b> Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής .....	71
<b>Πίνακας 6.3:</b> Συντελεστής $\lambda_1$ .....	80
<b>Πίνακας 6.4:</b> Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού .....	80
<b>Πίνακας 6.5:</b> Μειωτικός συντελεστής $\chi$ .....	82
<b>Πίνακας 6.6:</b> Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή .....	83
<b>Πίνακας 6.7:</b> Έλεγχος $i$ κτίριο με κανονικότητα.....	84
<b>Πίνακας 6.8:</b> Έλεγχος $i$ κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	85
<b>Πίνακας 6.9:</b> Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i, M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$ .....	88
<b>Πίνακας 6.10:</b> Συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{ij}$ μέθοδος 1 .....	89
<b>Πίνακας 6.11:</b> Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής μέθοδος 1.....	91
<b>Πίνακας 6.12:</b> Συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{ij}$ μέθοδος 2 .....	92
<b>Πίνακας 6.13:</b> Συντελεστές $C_m$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής μέθοδος 2.....	92
<b>Πίνακας 6.14:</b> Συντελεστές ασφαλείας .....	93
<b>Πίνακας 6.15:</b> Όρια διαρροής και αστοχίας.....	93
<b>Πίνακας 6.16:</b> Όρια βελών κάμψης.....	94
<b>Πίνακας 6.17:</b> Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο με κανονικότητα διεύθυνση $x$ .....	97
<b>Πίνακας 6.18:</b> Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο με κανονικότητα διεύθυνση $y$ .....	97
<b>Πίνακας 6.19:</b> Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο χωρίς κανονικότητα διεύθυνση $x$ .....	98
<b>Πίνακας 6.20:</b> Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο χωρίς κανονικότητα διεύθυνση $y$ .....	98

<b>Πίνακας 6.21:</b> Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού κτίριο με κανονικότητα	102
<b>Πίνακας 6.22:</b> Στοιχεία διατομής IPE 160	103
<b>Πίνακας 6.23:</b> Στοιχεία διατομής IPE 330	103
<b>Πίνακας 6.24:</b> Στοιχεία διατομής NE 280 B	104
<b>Πίνακας 6.25:</b> Στοιχεία διατομής IPE 270	104
<b>Πίνακας 6.26:</b> Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού κτίριο χωρίς κανονικότητα	105
<b>Πίνακας 6.27:</b> Στοιχεία διατομής IPE 180	106
<b>Πίνακας 6.28:</b> Στοιχεία διατομής IPE 200	106
<b>Πίνακας 6.29:</b> Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού από κτίριο με κανονικότητα	108
<b>Πίνακας 6.30:</b> Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού από κτίριο χωρίς κανονικότητα	108
<b>Πίνακας 6.31:</b> Μέγιστες αξονικές κτίριο με κανονικότητα	109
<b>Πίνακας 6.32:</b> $N_{pl,Rd}$ χιαστών κτίριο με κανονικότητα	110
<b>Πίνακας 6.33:</b> Υπολογισμός $\Omega$ και συντελεστή εκμετάλλευσης κτίριο με κανονικότητα	110
<b>Πίνακας 6.34:</b> Στοιχεία διατομής D 48.3 / 4 mm	111
<b>Πίνακας 6.35:</b> Στοιχεία διατομής D 42.4 / 2.6 mm	111
<b>Πίνακας 6.36:</b> Στοιχεία διατομής D 48.3 / 3.2 mm	112
<b>Πίνακας 6.37:</b> Στοιχεία διατομής D 88.9 / 5 mm	112
<b>Πίνακας 6.38:</b> Στοιχεία διατομής U100	113
<b>Πίνακας 6.39:</b> Στοιχεία διατομής U50	113
<b>Πίνακας 6.40:</b> Στοιχεία διατομής U140	114
<b>Πίνακας 6.41:</b> Στοιχεία διατομής U80	114
<b>Πίνακας 6.42:</b> Στοιχεία διατομής U65	115
<b>Πίνακας 6.43:</b> Στοιχεία διατομής 2U100	115
<b>Πίνακας 6.44:</b> Στοιχεία διατομής 2U120	116
<b>Πίνακας 6.45:</b> Στοιχεία διατομής HE 100 B	116
<b>Πίνακας 6.46:</b> Μέγιστες αξονικές κτίριο χωρίς κανονικότητα	117
<b>Πίνακας 6.47:</b> $N_{pl,Rd}$ χιαστών κτίριο χωρίς κανονικότητα	117
<b>Πίνακας 6.48:</b> Υπολογισμός $\Omega$ και συντελεστή εκμετάλλευσης κτίριο χωρίς κανονικότητα	118
<b>Πίνακας 6.49:</b> Στοιχεία διατομής HE 120 B	119
<b>Πίνακας 7.1:</b> Ποσοστό δράσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση x κτίριο με κανονικότητα	137

<b>Πίνακας 7.2:</b> Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση y κτίριο με κανονικότητα.....	138
<b>Πίνακας 7.3:</b> Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση x κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	139
<b>Πίνακας 7.4:</b> Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση y κτίριο χωρίς κανονικότητα.....	140
<b>Πίνακας 7.5:</b> Περίοδος και συχνότητα ιδιομορφών κτίριο με κανονικότητα .....	140
<b>Πίνακας 7.6:</b> Περίοδος και συχνότητα ιδιομορφών κτίριο χωρίς κανονικότητα .....	142



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Οι μεταλλικές κατασκευές αποτελούν ιδιαίτερα ελκυστικές λύσεις για μια μεγάλη ποικιλία κτιριακών εφαρμογών λόγω της δυνατότητας κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων, της καλής αντισεισμικής συμπεριφοράς, της γρήγορης κατασκευής και του χαμηλού κόστους. Παράλληλα, η έως χθες αντιπάθεια των αρχιτεκτόνων στο “*industrial looking*” του δομικού χάλυβα έχει σήμερα αντικατασταθεί από την προώθησή του σε εμφανή σημεία της κατασκευής αξιοποιώντας την ποικιλία των μεταλλικών διατομών, τις διαφορετικές μορφές των συστημάτων δυσκαμψίας (Χ, Λ, Κ κ.α.) και τη δυνατότητα άψογης συνεργασίας με το οπλισμένο σκυρόδεμα. Έτσι, τις τελευταίες δύο δεκαετίες εμφανίζονται στην Ελλάδα σε μεγάλης κλίμακας κτιριακές εγκαταστάσεις (βλ. Ολυμπιακά έργα), γέφυρες, χώρους στάθμευσης και πολύ συχνά σε συμβατικές κατασκευές.

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη δυο παραπλήσιων τετραώροφων κατασκευών εκ των οποίων η μια παρουσιάζει κανονικότητα σε κάτοψη ενώ η άλλη όχι, και η σύγκρισή τους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας καθώς και η σύγκριση της συμπεριφορά τους σε σεισμό. Ο φορέας εισήχθη παραμετρικά. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι το Sofistik. Η ανάλυση των σεισμικών δυνάμεων γίνεται με χιαστί συνδέσμους.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

### 1.1 Γενικά Στοιχεία

#### Κτίριο με κανονικότητα σε κάτοψη

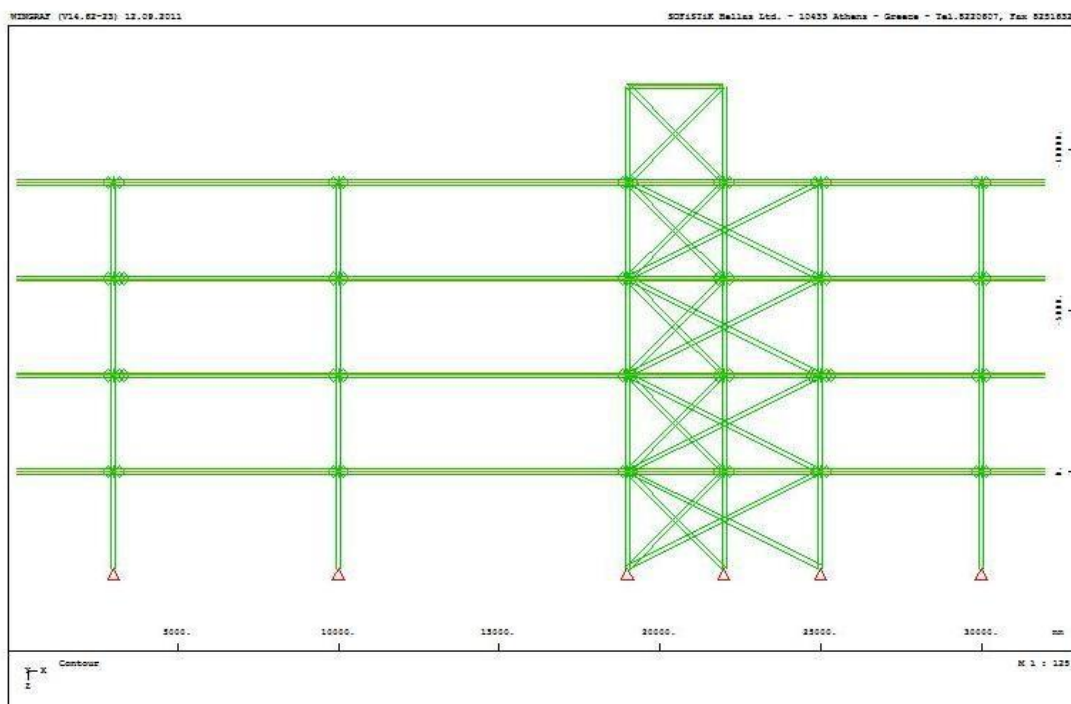
Ο μεταλλικός σκελετός του κτιρίου απαρτίζεται από:

- υποστυλώματα διατομής HEB 280 και χάλυβα S 355
- δοκούς κατά την διεύθυνση x διατομής IPE 160 και χάλυβα S 355
- δοκούς κατά την διεύθυνση y διατομής IPE 330 και χάλυβα S 355
- δευτερεύουσες δοκοί κατά την διεύθυνση x διατομής IPE 270 και χάλυβα S 235
- Η πλάκα είναι σύμμικτη πάχους 20 cm και αποτελείται από σκυρόδεμα C25/30,  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ ,  $E = 31 \text{ GPa}$  και οπλισμό πλακών χάλυβα B500C.

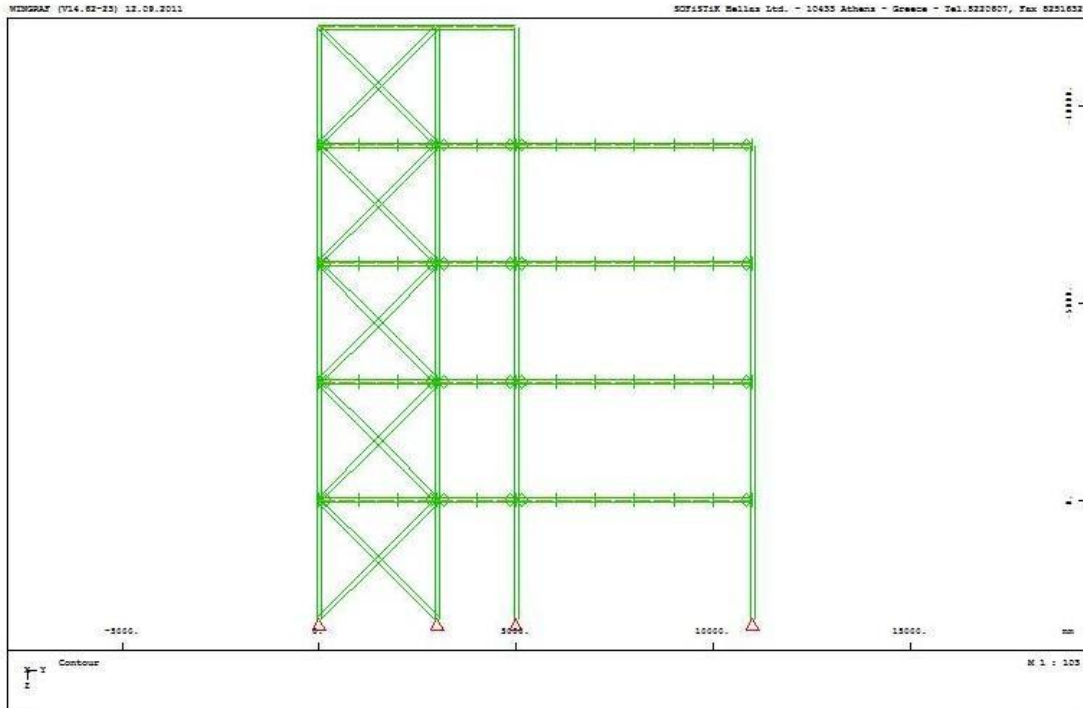
Ύψος ορόφου: 3 m

Συνολική επιφάνεια ανά όροφο: 352 m<sup>2</sup>

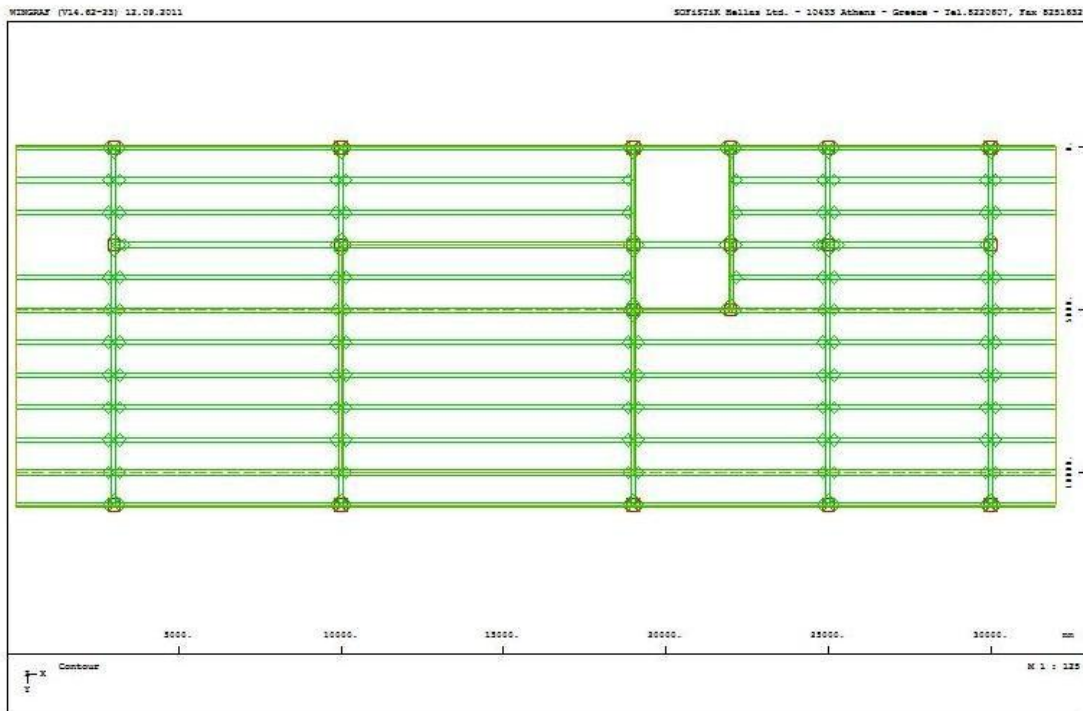
Αριθμός ορόφων: 3



**Εικόνα 1.1:** Όψη κατά x και των δύο κτιρίων από υποπρόγραμμα WinGRAF



Εικόνα 1.2: Όψη κατά y και των 2 κτιρίων από υποπρόγραμμα WinGRAF



Εικόνα 1.3: Κάτοψη κτιρίου με κανονικότητα από υποπρόγραμμα WinGRAF

**Κτίριο χωρίς κανονικότητα σε κάτοψη**

Ο μεταλλικός σκελετός του κτιρίου απαρτίζεται από:

- υποστυλώματα διατομής HEB 280 και χάλυβα S 355
- δοκούς κατά την διεύθυνση x διατομής IPE 180 και χάλυβα S 355
- δοκούς κατά την διεύθυνση y διατομής IPE 330 και χάλυβα S 355
- δευτερεύουσες δοκοί κατά την διεύθυνση x διατομής IPE 200 και χάλυβα S 235
- Η πλάκα είναι σύμμικτη πάχους 20 cm και αποτελείται από σκυρόδεμα C25/30,  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ ,  $E = 31 \text{ GPa}$  και οπλισμό πλακών χάλυβα B500C.

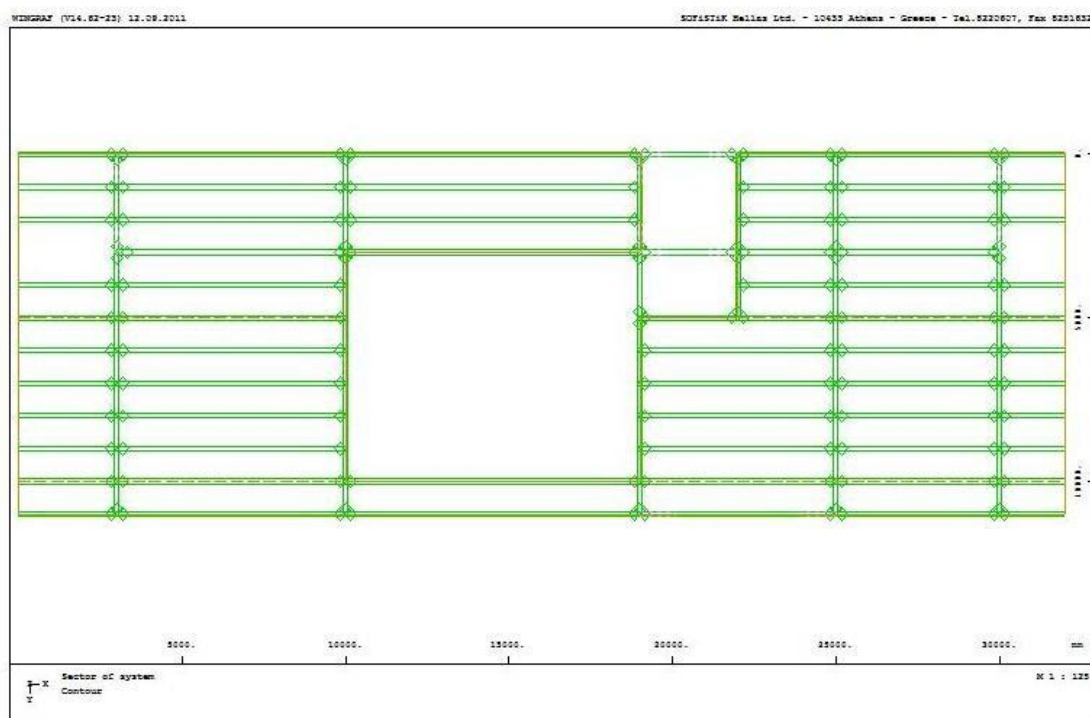
Ύψος ορόφου: 3 m

Συνολική επιφάνεια ανά όροφο:  $271 \text{ m}^2$

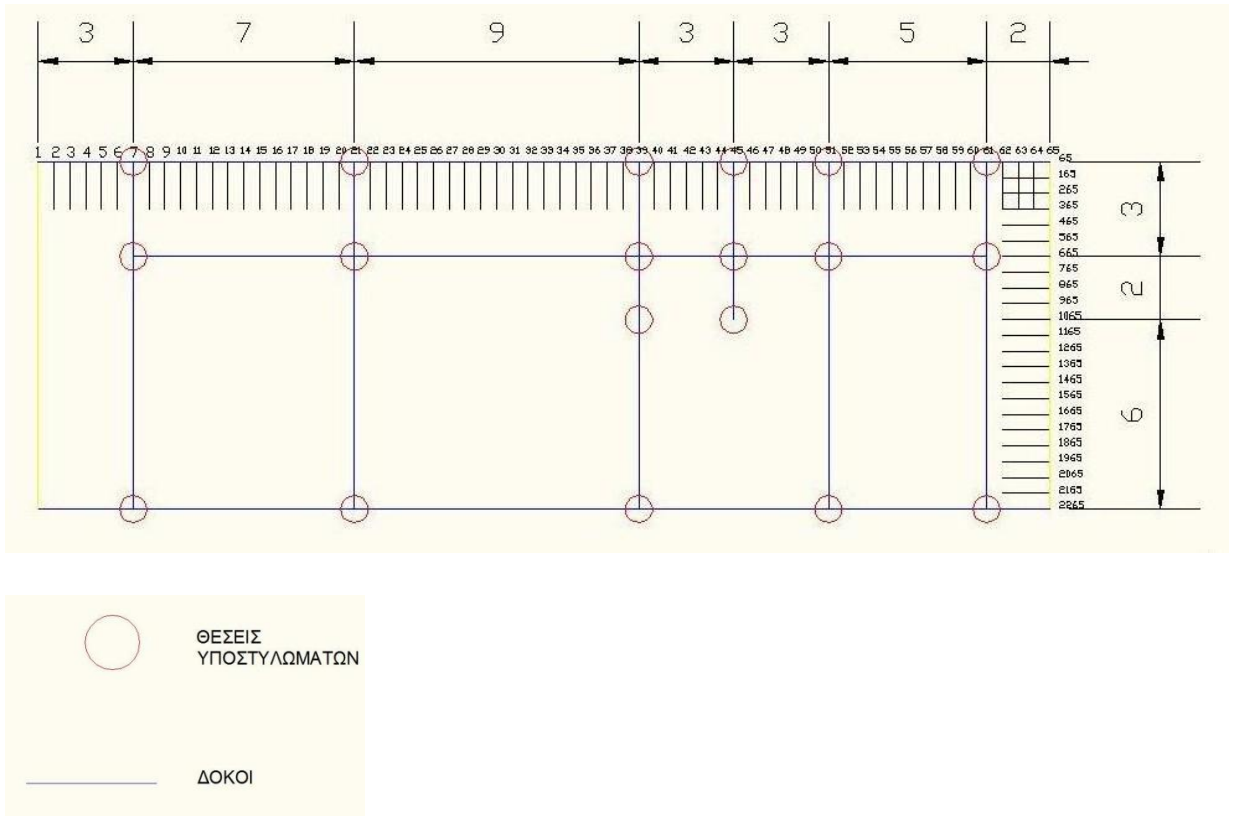
Συνολική επιφάνεια κάτοψης:  $352 \text{ m}^2$

Αριθμός ορόφων: 3

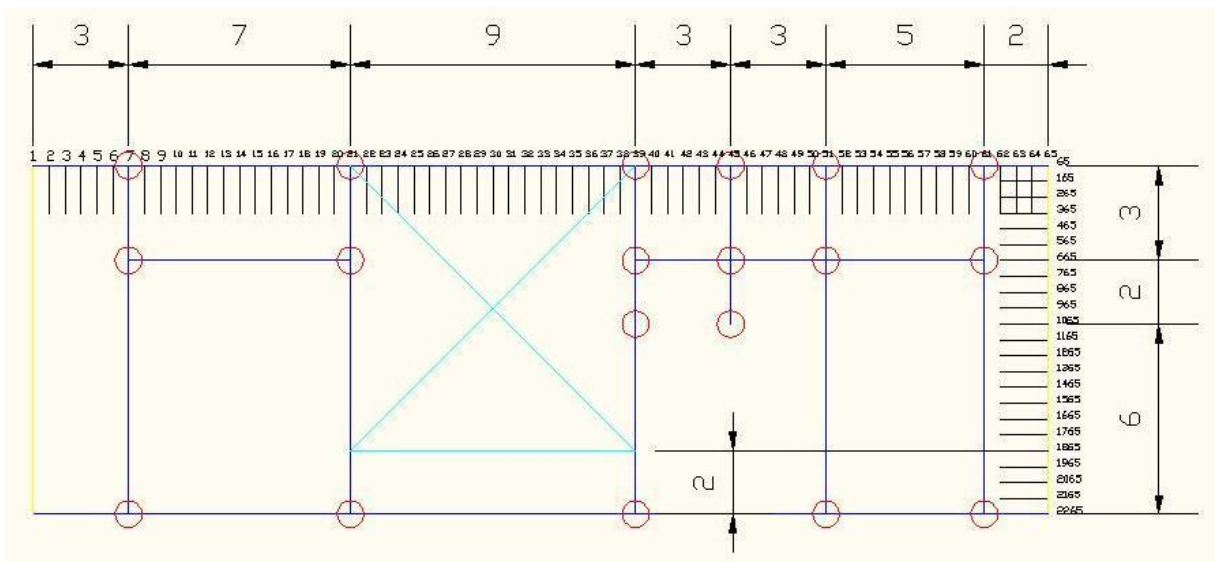
Το μέγεθος της οπής είναι  $81 \text{ m}^2$ , το επιτρεπόμενο μέγεθος της οπής για να μην δημιουργείται πρόβλημα κανονικότητας είναι ίσο με 5% της συνολικής επιφάνειας του ορόφου δηλαδή περίπου  $18 \text{ m}^2$



**Εικόνα 1.4:** Κάτοψη κτιρίου χωρίς κανονικότητα από υποπρόγραμμα WinGRAF



**Εικόνα 1.5:** Κτίριο με κανονικότητα ,κάτοψη ισογείου από AutoCAD με αρίθμηση Quad και διαστάσεις



**Εικόνα 1.6:** κτίριο χωρίς κανονικότητα ,κάτοψη ισογείου από AutoCAD με αρίθμηση Quad και διαστάσεις

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 2.1 Γενικά

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν επ' αυτής.

Στον Ελλαδικό χώρο ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα μέσω των Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (πχ. χιόνι, άνεμος κλπ). Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας γίνεται χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως εξής :

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, πχ κατά τη φάση ανέγερσης ή κατασκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, πχ σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

### 2.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται

με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- Έμμεσες π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες, π.χ. ίδιο βάρος
- Ελεύθερες π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε

- Στατικές
- Δυναμικές

### **2.3 Μόνιμα Φορτία**

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία είναι φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Σε αυτά περιλαμβάνονται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (όπως φέροντα στοιχεία, υλικό στέγασης, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές υδραυλικές εγκαταστάσεις κλπ). Τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και σε δευτερεύοντα.

Ως κύρια ορίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των μονίμων. Ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα μικρότερης τάξης μεγέθους μόνιμα φορτία.

**Για την επίλυση της κατασκευής μας εκτιμήθηκε ότι τα συνολικά μόνιμα φορτία ανά όροφο θα είναι  $g = 2\text{KN/m}^2$**

**Χωριστά λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος των μελών με συντελεστή 1,00.**

## 2.4 Κινητά Φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Τα μεταβλητά αυτά φορτία θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Στα κινητά φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται: η μεταβολή της θερμοκρασίας, το φορτίο χιονιού, ο άνεμος, και οι σεισμικές δυνάμεις.

### 2.4.1 Μεταβολή της θερμοκρασίας

Μία κατασκευή υποβάλλεται στη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (πχ γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (πχ κτίρια). Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (πχ χειμώνας – καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής και της θετικής ενεργού θερμοκρασίας.

### 2.4.2 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν



υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι συσσωρεύεται επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους

### Προσδιορισμός φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i * C_e * C_t$$

Όπου:

$\mu_i$  ο συντελεστής μορφής χιονιού

$C_e = 1$  ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες.

$C_t = 1$  ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

$s_k$  = η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

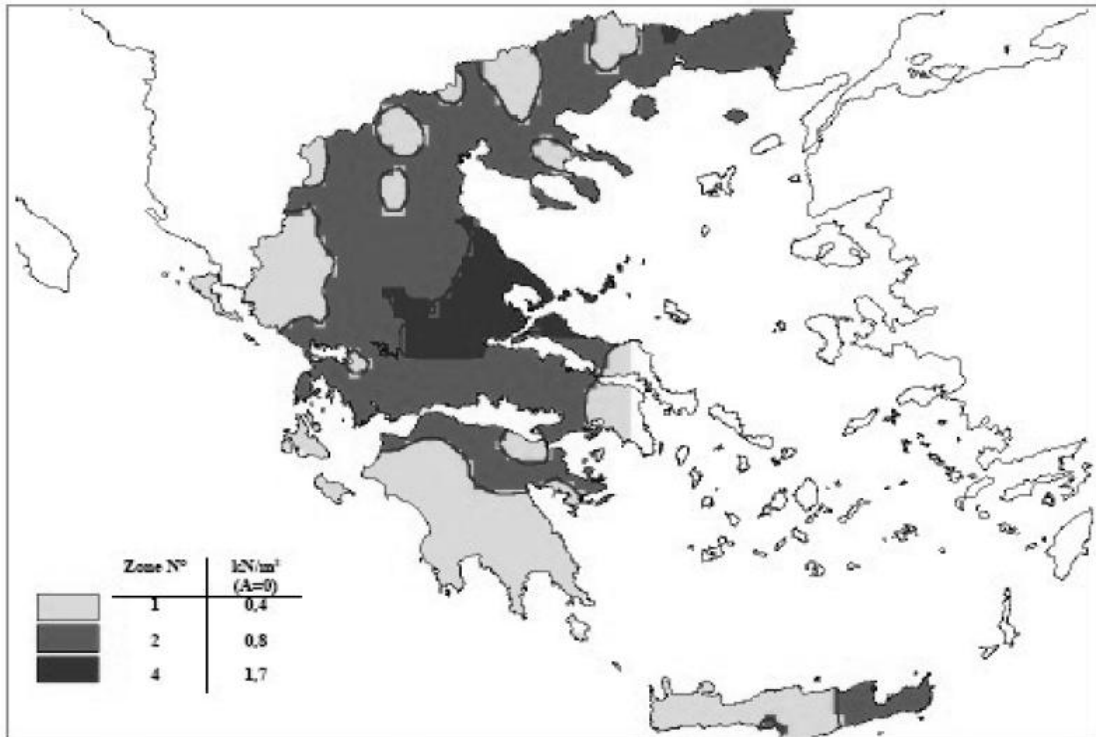
### Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού ( $s_k$ ) επί του εδάφους

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_k$ , ο των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

**Ζώνη I ( $s_{k,0}=0,4 \text{ KN/m}^2$ )** Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

**Ζώνη II ( $s_{k,0}=0,8 \text{ KN/m}^2$ )** Υπόλοιπη χώρα

**Ζώνη III ( $s_{k,0}=1,7 \text{ KN/m}^2$ )** Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια



**Εικόνα 2.1:** Χάρτης απεικόνισης ζωνών χιονιού

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} [1 + (A/917)^2]$$

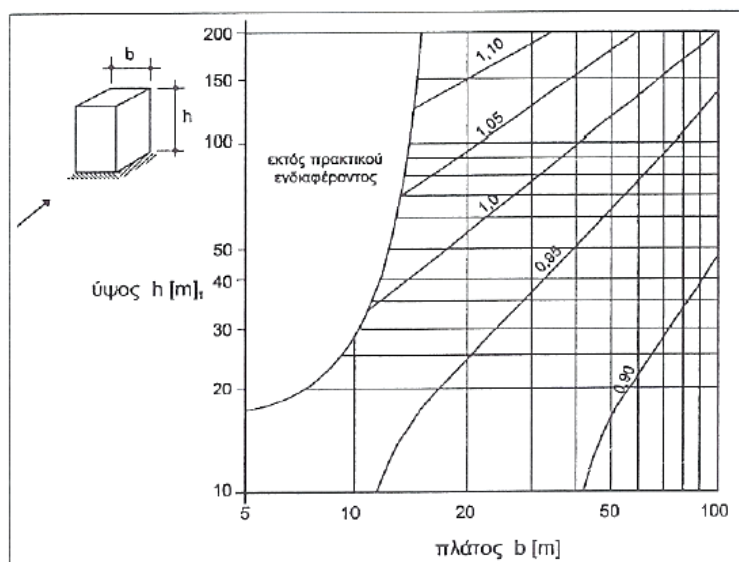
Όπου:

$s_{k,0}$  = η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ για  $A=0$ ), σε  $\text{KN/m}^2$

$A$  = το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m.

### 2.4.3 Ανεμοπίεση

Τα φορτία του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις και παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα αφού σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν την βασική φόρτιση.



**Εικόνα 2.2:** Τιμές του  $c_d$  για κτίρια από χάλυβα

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες.
- **Φυσική θέση:** Ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές παρά σε πιο προστατευμένες όπως αποτελούν τα κέντρα πόλεων. Αυτό αποδίδεται στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή

γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi = H/Lu$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, την τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων στις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης και γειτονικών κατασκευών καθώς και φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων. Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Στο μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα της κατασκευής με βάση τις οριακές καταστάσεις και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.

### 3.1 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας: αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες – απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους της, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας: αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής λόγω φαινομένων σχετιζόμενα με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις κλπ.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τον Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμούς ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους. Η επιλογή κατάλληλων μέτρων και κατάλληλου δομικού συστήματος συμβάλλει αρκετά στην αποφυγή αυτού του κινδύνου.

### 3.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθες:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Οι δράσεις που καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών και για τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού είναι:

Μόνιμα φορτία:

- α) ίδιο βάρος κατασκευής G
- β) βάρος επικαλύψεων
- γ) μηχανολογικά φορτία

Κινητά φορτία:

- α) φορτία χιονιού S
- β) φορτία ανέμου W
- γ) θερμοκρασιακά φορτία
- δ) κινητό φορτίο διαδρόμων επίσκεψης

Φορτία σεισμού E

### 3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων όπως

ορίζει το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

**Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{P,P} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} ( \text{ή } \psi_{2,1} ) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

**Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

“+” σημαίνει “επαλληλία με ”

$G_{kj}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$P_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,i}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων  $i$

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$A_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gj}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_p$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Qi}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$

$\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$ ,  $\psi_{2,i}$  είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (βλ. Πιν.)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ).

Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι:

#### **α) Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές**

- Για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{G,\text{inf}} = 1,00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- Για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (ή } 0 \text{ για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)}$$

#### **β) Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,0$**

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.



Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διάφορων ανεξάρτητων δράσεων.

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α (κατοικίες)	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β (γραφεία)	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C (αίθουσες συναθροίσεων)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D (καταστήματα)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E (αποθηκευτικοί χώροι)	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F (βάρος οχημάτων $\leq 30\text{KN}$ )	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G (βάρος οχημάτων $\leq 160\text{KN}$ )	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H (στέγες)	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια	0,6	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια	0,6	0,5	0

**Πίνακας 3.1:** Πίνακας συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$  και EC 8

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

### 4.1 Εισαγωγή

Ως σεισμός, ορίζεται η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σ' ορισμένο μέρος της στερεάς Γης, από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της. Σύμφωνα με τη δεσπόζουσα σήμερα επιστημονική αντίληψη, την παροδική διατάραξη αποτελεί η σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών του σεισμογόνου ρήγματος και τις εδαφικές δονήσεις αποτελούν τα σεισμικά κύματα που παράγονται στο ρήγμα, διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνεια της όπου γίνονται αισθητά, προκαλούν βλάβες και καταγράφονται από τους σεισμογράφους.

### *Αδρανειακές δυνάμεις*

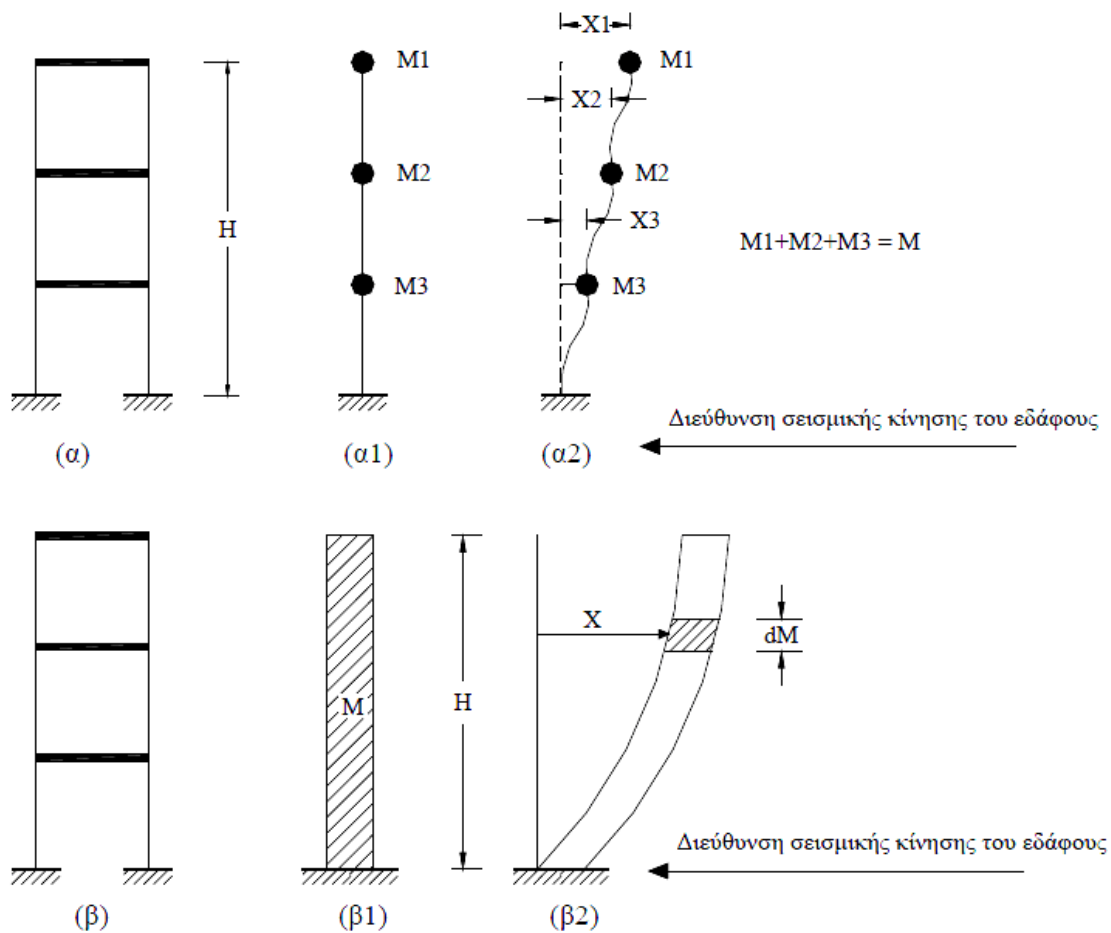
Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη επ' αυτού, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, περί μιας αρχικής θέσης ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Επομένως ο σεισμός δεν επιβάλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του εδάφους στο οποίο εδράζεται αυτή.

### *Σεισμικές κινήσεις εδάφους*

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους συνίστανται σε δύο οριζόντιες (σεισμός κατά  $x$ , σεισμός κατά  $\psi$ ), κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες οι οποίες μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς τη κατασκευή καθώς και μία κατακόρυφη (σεισμός κατά  $z$ ). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρείται ότι είναι στατικούς ανεξάρτητες μεταξύ τους.

**Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης**

Υιοθετείται η παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα). Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη και τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού όπου αυτές εμφανίζονται, αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή προσέγγιση αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύοντα έργα πολιτικού μηχανικού.



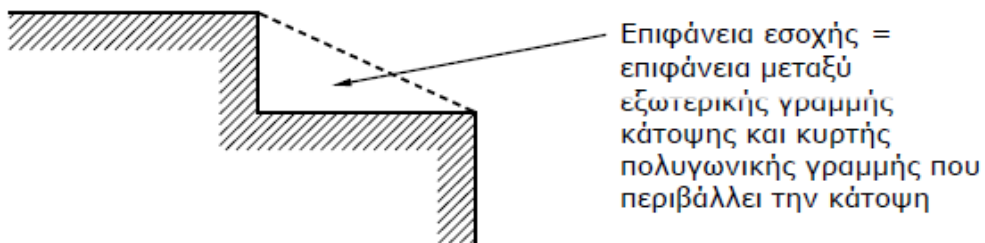
**Εικόνα 4.1:** Διακριτά και συνεχή συστήματα

## 4.2 Κανονικότητα

### 4.2.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι παρακάτω όροι:

- Κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη κτίριο, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά:
  - στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και
  - στην κατανομή της μάζας.
- Αρκετά μεγάλη δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους, (η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων). Κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά.
- Λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη:  $\lambda \leq 4$ , όπου  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ .
- Κάθε πλάκα ορόφου πρέπει να οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο:
  - οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της
  - σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου



- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η στατική εκκεντρότητα  $e_o$  και η ακτίνα δυστρεψίας  $r$  πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \text{ (για διεύθυνση ανάλυσης } y \text{ – ανάλογα για } x \text{)}$$

$$r_x \geq ls$$

$e_{ox}$  = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση  $x$  (κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης)

$r_x$  = ακτίνα δυστρεψίας

$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση } y}}$$

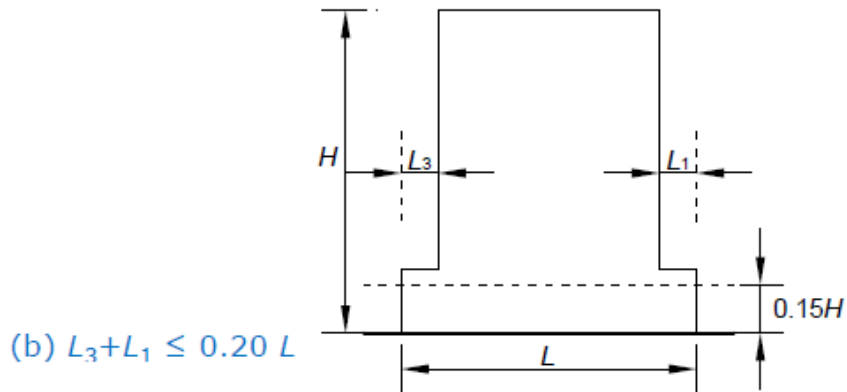
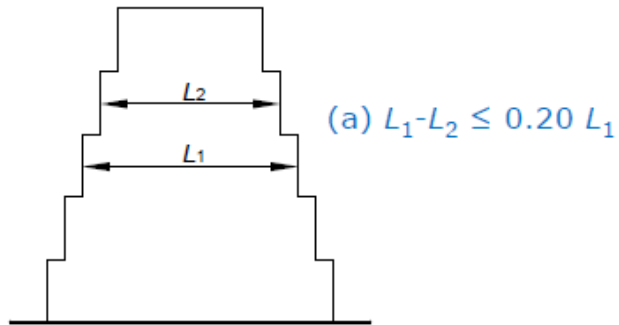
$l_s$  = ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδράνειας πλάκας ως προς το κέντρο μάζας}}{\text{μάζα ορόφου}}}$$

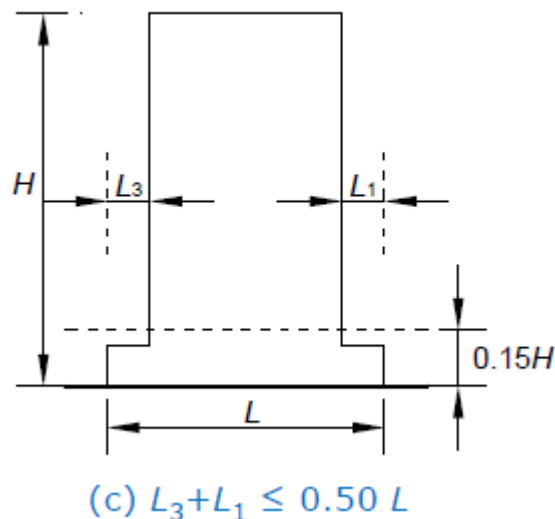
#### 4.2.2 Κανονικότητα σε όψη

Πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι παρακάτω όροι:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές.
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων (κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή)
- Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20 % της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στη διεύθυνση της εσοχής.



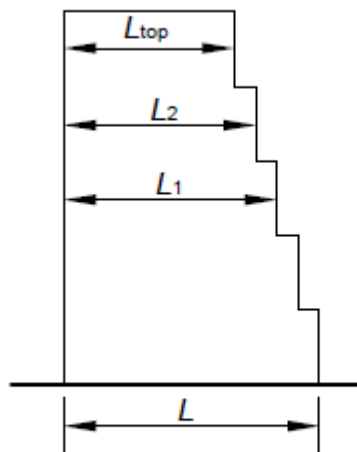
- Για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος  $< 15\%$  του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από  $50\%$  της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη.



Σε τέτοια περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον  $75\%$  των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που

θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους

- Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30 % της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10 % της προηγούμενης διάστασης κάτοψης.



$$(d) \quad L - L_2 \leq 0.30 L \quad \text{και} \\ L_1 - L_2 \leq 0.10 L_1$$

### 4.3 Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σεισμικές ζώνες – εδαφική επιτάχυνση

- Έχουν υιοθετηθεί οι τρεις ζώνες του ΕΑΚ2003.
- Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR} = 475$  έτη (10 % πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).
- Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$  και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α είναι:  $a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$

Κατηγορία σπουδαιότητας	$\gamma_i$
I	0,80
II	1,00
III	1,20
IV	1,40

**Πίνακας 4.1:** Κατηγορία σπουδαιότητας

**I** Κτίρια ήσσονος σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικών κτιρίων.

**II** Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.

**III** Κτίρια των οποίων η σεισμική αντίσταση έχει σημασία ενόψει των συνεπειών που συνδέονται με την κατάρρευση, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνελεύσεων, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.

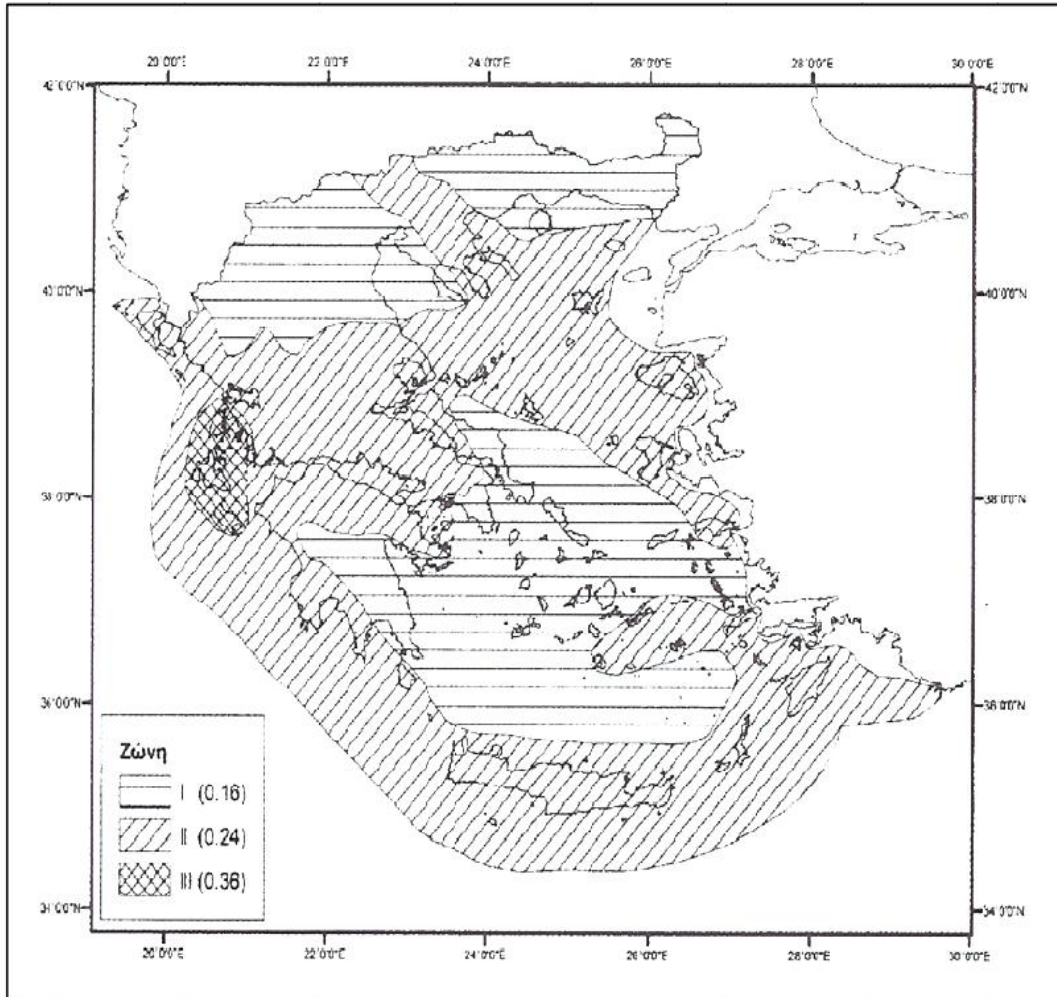
**IV** Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί ηλεκτροπαραγωγής, κτλ.

- Για τις τιμές της  $a_{gR}$  έχουν υιοθετηθεί οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης του ΕΑΚ2003 ακόμη

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$a_{gr}(g)$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

**Πίνακας 4.2:** Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας





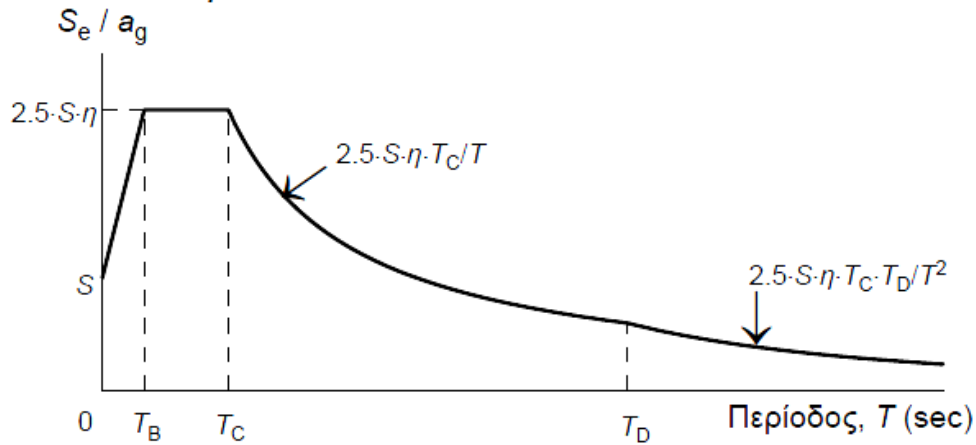
Εικόνα 4.2: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (κρούσεις/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$			

**Πίνακας 4.3:** Κατηγορίες εδάφους και  $v_{s,30}$

**Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση**

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται φάσμα τύπου 1, που έχει τη μορφή του παρακάτω σχήματος.



**Εικόνα 4.3:** Φάσμα τύπου 1

Για την οριζόντια συνιστώσα, οι σχέσεις που δίνουν την ελαστική επιτάχυνση σε κάθε περιοχή είναι:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

Όπου

S=συντελεστής εδάφους

n=συντελεστής .Για  $\xi = 5\%$ ,  $n = 1$ .Για διαφορετικές τιμές του  $\xi$

Συντελεστής απόσβεσης

$$n = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

### Ποσοστό Απόσβεσης $\zeta$

Οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Είδος κατασκευής		$\zeta\%$
Μεταλλική	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

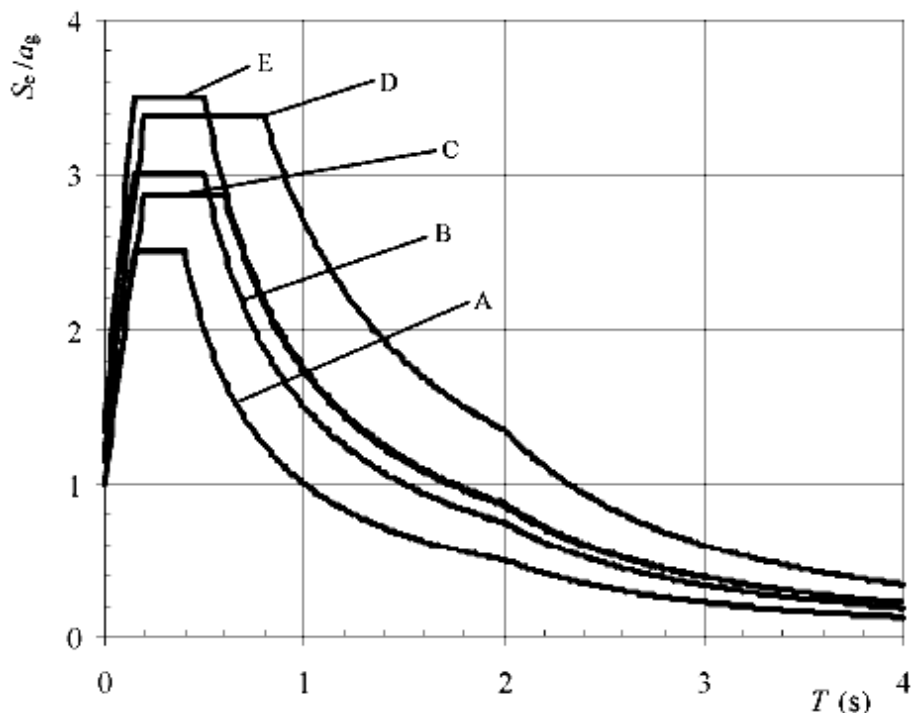
**Πίνακας 4.4:** Ποσοστό Απόσβεσης  $\zeta$

### Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους $S$

Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα τύπου 1 ελαστικά φάσματα απόκρισης ορίζονται ως εξής:

Έδαφος	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

**Πίνακας 4.5:** Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων  $T_B, T_C, T_D$  (sec)



**Εικόνα 4.4:** Συνιστώμενα τύπου 1 ελαστικά φάσματα απόκρισης για τους τύπους εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα , η τιμή του  $\beta$  ορίζεται σε  $\beta = 0,2$

- Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που δίνονται στα κεφάλαια που αναφέρονται στα διάφορα υλικά, περιέχουν και την επιρροή συντελεστή απόσβεσης διάφορου του 5 %. Γι' αυτό δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης,  $\eta$ .
- Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετικός στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

- Η κατηγορία πλαστιμότητας είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις

#### 4.4 Σεισμικός συνδυασμός

Χωρικός συνδυασμός σεισμικών δράσεων (όταν μπορεί να αμεληθεί η κατακόρυφη συνιστώσα):

$$A_{ED} = \pm E_x \pm 0.3 \cdot E_y \text{ ή } A_{ED} = \pm 0.3 \cdot E_x \pm E_y$$

Σεισμικός συνδυασμός δράσεων:

$$E_d = \sum G_{k,j} "+" P "+" A_{ED} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου:

"+" = σε συνδυασμό με

$G_{k,j}$  = χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης j

P = προένταση

$A_{ED}$  = σεισμική δράση σχεδιασμού

$Q_{k,i}$  = χαρακτηριστική τιμή μεταβλητής δράσης i

$\psi_{2,i}$  = συντελεστής συνδυασμού μεταβλητής δράσης i σύμφωνα με παρακάτω πίνακα:

Δράσεις	$\psi_2$
A κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,3
B χώροι γραφείων	0,3
Γ χώροι συνάθροισης	0,6
D χώροι καταστημάτων	0,6
E χώροι αποθήκευσης	0,8
F χώροι κυκλοφορίας οχημάτων για βάρος $\leq 30KN$	0,6
G χώροι κυκλοφορίας οχημάτων για βάρος $> 30KN$ και $\leq 160KN$	0,3
H στέγες	0
Φορτία χιονιού πάνω σε κτίρια	
Για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000m$	0,20
Για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000m$	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτίρια	0

Πίνακας 4.6: Τιμές του  $\psi_2$

Στο σεισμικό συνδυασμό δεν συμπεριλαμβάνονται δράσεις καταναγκασμού.

#### 4.5 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Αυτό το είδος της ανάλυσης που μπορούν να εφαρμόζονται σε κτίρια των οποίων η απόκριση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές των ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από το θεμελιώδη ιδιομορφή.

Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι πληρούται σε κτίρια που πληρούν τις ακόλουθες δύο προϋποθέσεις:

α) έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης  $T_1$  στις δύο κύριες διευθύνσεις μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές.

$$T_1 \leq 4 \cdot T_C$$

$$T_1 \leq 2,0s$$

Όπου  $T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

Τέμνουσα δύναμη βάσης:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

όπου:

$T_1$  = θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην εξεταζόμενη διεύθυνση

$S_d(T_1)$  = φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για περίοδο  $T_1$

$m$  = συνολική μάζα κτιρίου

$\lambda$  = διορθωτικός συντελεστής:

$\lambda = 0,85$  εάν  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  και το κτίριο έχει πάνω από 2 ορόφους

$\lambda = 1,00$  σε κάθε άλλη περίπτωση

Για κτίρια με ύψος  $H \leq 40$  m, η ιδιοπερίοδος  $T_1$  (σε sec) μπορεί να προσεγγιστεί από τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

α) 
$$T_1 = C_t \cdot H \cdot 3/4$$

όπου

$C_t = 0,085$  για χαλύβδινα πλαίσια

$C_t = 0,075$  για πλαίσια από σκυρόδεμα και για χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους

$C_t = 0,050$  για κάθε άλλο φορέα

Εναλλακτικά, για κτίρια με τοιχώματα:

$$C_t = 0,075 / (A_C \cdot (1/2))$$

όπου

$$A_C = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + I_{wi}/h)]^2$$

$A_C$  = συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον 1ο όροφο πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης (σε  $m^2$ )

$A_i$  = δρώσα επιφάνεια του τοιχώματος  $i$  στον 1ο όροφο πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης (σε  $m^2$ )

β) 
$$T_1 = 2 \cdot d^{(1/2)}$$

όπου

$d$  = οριζόντια ελαστική μετακίνηση του δώματος (σε  $m$ ) για οριζόντια φορτία ίσα με τα φορτία βαρύτητας

#### 4.6 Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων

Οι βασικές μορφές λειτουργία κατά την οριζόντια κατεύθυνση της ανάλυσης της κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας μεθόδους δομικής δυναμικής ή μπορεί να προσεγγίζονται με οριζόντιες μετακινήσεις αυξάνοντας γραμμικά κατά μήκος του ύψους του κτιρίου.

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή, στα δύο επίπεδα προσομοιώματα, των οριζόντιων δυνάμεων  $F_i$  σε όλους τους ορόφους.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_j}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Όπου

$F_i$  = η οριζόντια δύναμη που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  = η σεισμική τέμνουσα βάσεως, σύμφωνα με την έκφραση



$s_i s_j =$  οι μετατοπίσεις των μαζών στη θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i m_j$  είναι οι μάζες των ορόφων

Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, η οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$  θα πρέπει να λαμβάνονται από την έκφραση .

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_j}{\sum z_j \cdot m_j}$$

όπου:

$z_i z_j$  είναι τα ύψη των μαζών  $m_i m_j$  πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπόγειου).

Οι οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$  που καθορίζονται σύμφωνα με την παρούσα διάταξη πρέπει να είναι κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζοντίων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

#### 4.7 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Αυτό το είδος της ανάλυσης που πρέπει να εφαρμόζονται σε κτίρια που δεν πληρούν τους όρους που δίδονται για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

Θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση.

Οι απαιτήσεις που αναφέρονται παραπάνω μπορεί να θεωρείται ότι πληρούνται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- α) Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90 % της συνολικής μάζας του φορέα.
- β) λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5 % της συνολικής μάζας .

#### 4.8 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης  $i$  και  $j$  (που περιλαμβάνουν και στρεπτικές και μεταφορικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθεί ως ανεξάρτητες μεταξύ τους, εφόσον οι περίοδοι τους  $T_i$  και  $T_j$  ικανοποιούν (με  $T_j \leq T_i$ ) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i$$

Όταν όλες οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να θεωρηθούν ως ανεξάρτητες μεταξύ τους, η μέγιστη τιμή  $E_E$  ενός εντατικού σεισμικού μεγέθους μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$E_E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

όπου

$E_E$  είναι το σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (δύναμη, μετακίνηση κλπ)

$E_{Ei}$  είναι η τιμή του ίδιου σεισμικού μεγέθους λόγω της ιδιομορφικής ταλάντωσης  $i$ .

Αν  $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$  δεν ικανοποιείται, υιοθετούνται πιο ακριβείς μέθοδοι για τον συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως ο "Πλήρης Τετραγωνικός συνδυασμός" -"Complete Quadratic Combination" που χρησιμοποιήθηκε και σ αυτήν την διπλωματική εργασία.

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	$\leq 4$ επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 6.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 6.2

**Πίνακας 4.7:** Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

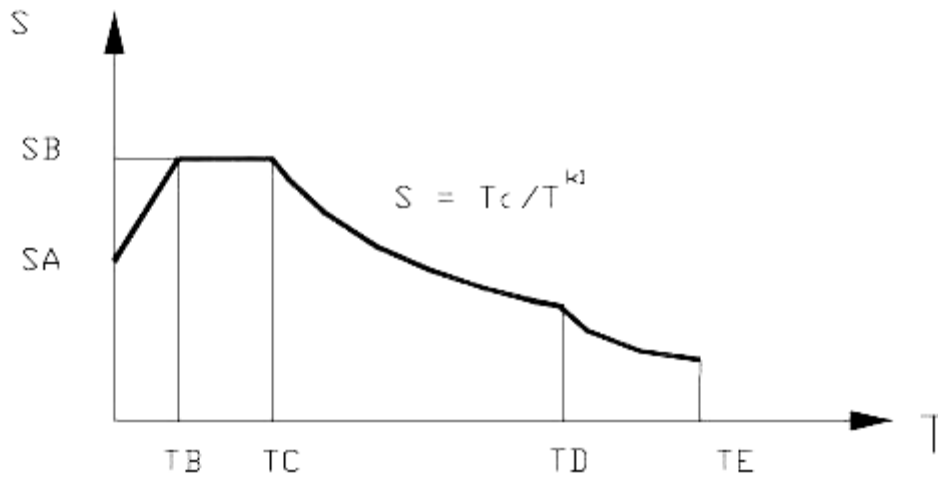
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις  Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο  Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα  Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)		
	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_v/\alpha_1$

**Πίνακας 4.8:** Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

**Πίνακας 4.9:** Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλαστικών στοιχείων ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς

Για την ανάλυση της κατασκευής



- $S = 1,2$
- Επιτάχυνση για  $T = 0$   $SA = 1,2 \cdot 0,16 \cdot 9,81$
- Σταθερή επιτάχυνση  $SB = 1,2 \cdot 0,16 \cdot 9,81 \cdot 2,5/4$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I- Σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A = 0,16 g$
- Τύπος φάσματος 1
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου II
- Απόσβεση 5 %
- Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων  $T_B = 0,15 \text{ sec}$   $T_C = 0,50 \text{ sec}$
- Έδαφος κατηγορίας B
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 4,00$  χαλύβδινου πλαισίου με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα .

Για την ανάλυση χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σεισμικοί συνδυασμοί:

- $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + E_x - 0,3E_y$
- $G + 0,3Q - E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q - E_x - 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$
- $G + 0,3Q + E_y - 0,3E_x$
- $G + 0,3Q - E_y + 0,3E_x$
- $G + 0,3Q - E_y - 0,3E_x$

Οι μάζες σεισμού προέκυψαν από το σεισμικό συνδυασμό:

$$E_{x,y} = \Sigma G \text{ "+" } \Sigma \psi Q$$

$$\Psi = 0,3 \text{ με } \varphi = 1,00 \text{ για το δώμα}$$

$$\Psi = 0,8 \cdot 0,3 \text{ με } \varphi = 0,80 \text{ για λοιπούς ορόφους με συσχετισμένες χρήσεις}$$

όπου:

G: Δράσεις οφειλόμενες στα μόνιμα φορτία του δομήματος συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους του.

Q: Δράσεις οφειλόμενες στα κινητά φορτία του δομήματος.

$E_{x,y}$ : Οι μάζες σεισμού όπως ορίζονται παραπάνω.

Τμήματα του προγράμματος που αφορούν στον σεισμό στα ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

**Παράρτημα Θ** Μάζες που θα χρησιμοποιηθούν στο **PROG DYNA**

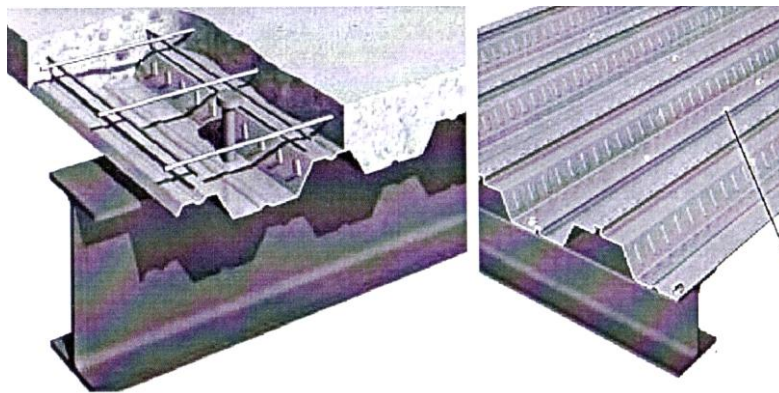
**Παράρτημα Ι** Σεισμικά κατακόρυφα φορτία

**Παράρτημα Κ** dyna-φάσμα κατά x και κατά y -περιβάλλουσες από σεισμικούς συνδυασμούς

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

### 5.1 Γενικά

Η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει δημοφιλής τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στην αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών σε οικονομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από στρατζαριστά χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, ενώ η παραλαβή των λοιπών φορτίων μετά τη πήξη του σκυροδέματος γίνεται από την σύμμικτη πλάκα. Στη πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός.



Εικόνα 5.1: Διάταξη σύμμικτης πλάκας

Τα χαλυβδόφυλλα αποτελούν ένα βασικό συστατικό στοιχείο των πλακών και ικανοποιούν μια σειρά από απαιτήσεις, όπως

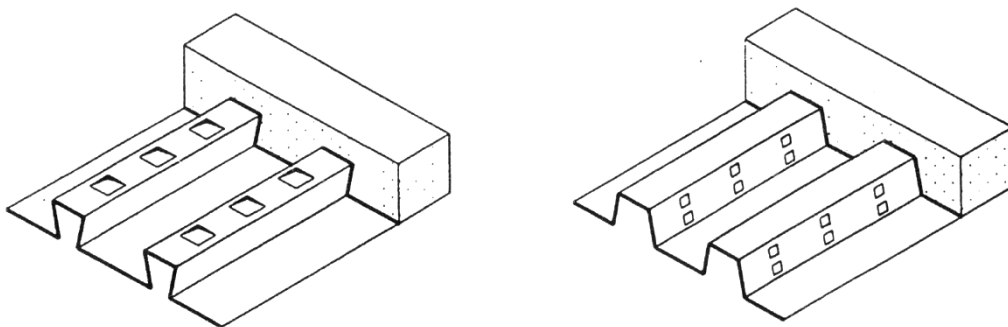
- Χρησιμεύουν ως επιφάνεια εργασίας και τύπος για την πλάκα, παραλαμβάνοντας τα φορτία διάστρωσης.
- Λειτουργούν ως διαφράγματα κατά την διάρκεια της συναρμολόγησης και ευσταθοποιούν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού.
- Με το μεγάλο μήκος τους επί περισσότερων δοκών εξασφαλίζουν τη λειτουργία μιας συνεχούς δοκού.
- Δημιουργούν μια σύμμικτη δράση με την πλάκα και παραλαμβάνουν από κοινού τα φορτία.
- Χρησιμοποιούνται για την ανάρτηση διαφόρων στοιχείων.

- Κατανέμουν τις παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης και εμποδίζουν μια εκτεταμένη ρηγμάτωση.

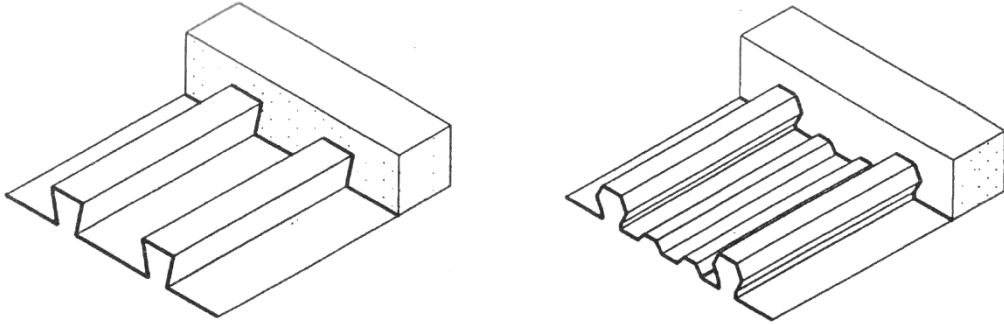
Τα κύρια πλεονεκτήματα σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες από σκυρόδεμα είναι:

- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

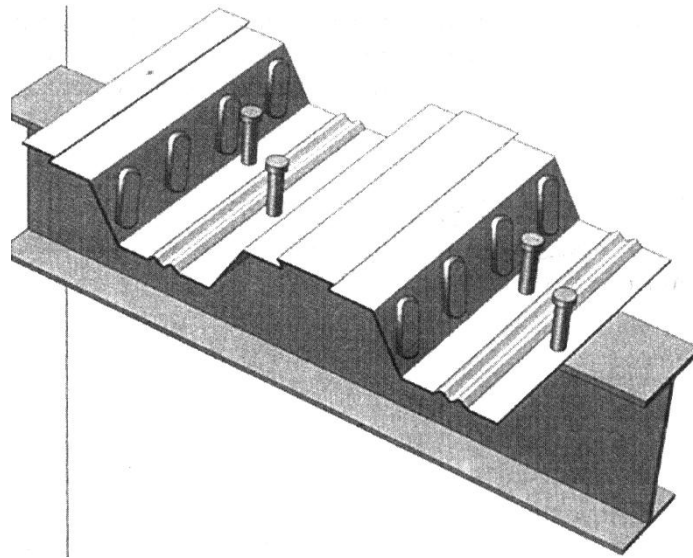
Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης είναι σημαντική η εξασφάλιση της μεταφοράς της διαμήκουσ διάτμησης μεταξύ των μεταλλικών φύλλων και του σκυροδέματος. Αυτό γίνεται είτε με μηχανικό τρόπο μέσω πρόβλεψης κατάλληλων εγκοπών στα μεταλλικά φύλλα ή, σπανιότερα, συγκόλληση χαλύβδινου πλέγματος στα φύλλα (βλέπε σχήμα α που ακολουθεί), είτε μέσω τριβής όπου όμως θα πρέπει η αυλάκωση των φύλλων να είναι τέτοια ,ώστε να περιορίζεται το σκυρόδεμα μεταξύ των αυλακώσεων για να αποφεύγεται η αποκόλλησή του από την πλάκα (βλέπε σχήμα β που ακολουθεί). Στα άκρα της πλάκας αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες δυνάμεις διαμήκουσ διάτμησης, η αγκύρωση ενισχύεται είτε με πρόσθετους διατμητικούς συνδέσμους ,είτε με κατάλληλη παραμόρφωση του μεταλλικού φύλλου (βλέπε σχήμα γ).



Σχήμα α



Σχήμα β



Σχήμα γ

**Εικόνα 5.2:** Εξασφάλιση διατμητικής σύνδεσης μεταλλικών φύλλων-σκυροδέματος στις σύμμικτες πλάκες

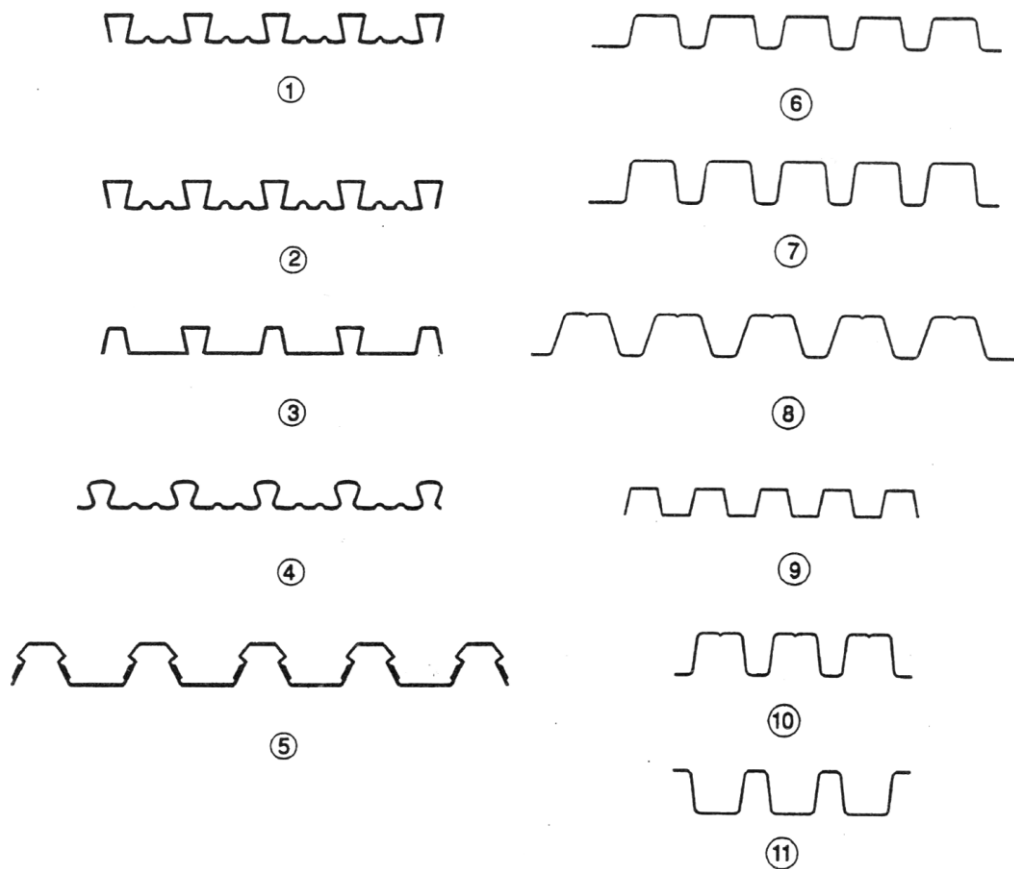
## 5.2 Χαλυβδόφυλλα

Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα, των λεγόμενων coils. Τα πάχη τους κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 0,5 και 2 mm. Για την προστασία έναντι διάβρωσης προβλέπεται γαλβανισμός των επιφανειών τους λόγω του μικρού τους πάχους. Το πάχος της στρώσης γαλβανισμού ανά πλευρά είναι περίπου ίσο με 0,2 mm. Η παραγωγή τους είναι συνεχής, τα φύλλα όμως κόβονται για λόγους μεταφοράς σε κατάλληλα μήκη. Τα ύψη τους κυμαίνονται συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ 45 και 75 mm. Τα πλάτη του κάτω πέλματος κυμαίνονται μεταξύ 150 και 300 mm. Για μεγαλύτερα ανοίγματα μπορεί να προβλεφθεί προσωρινή

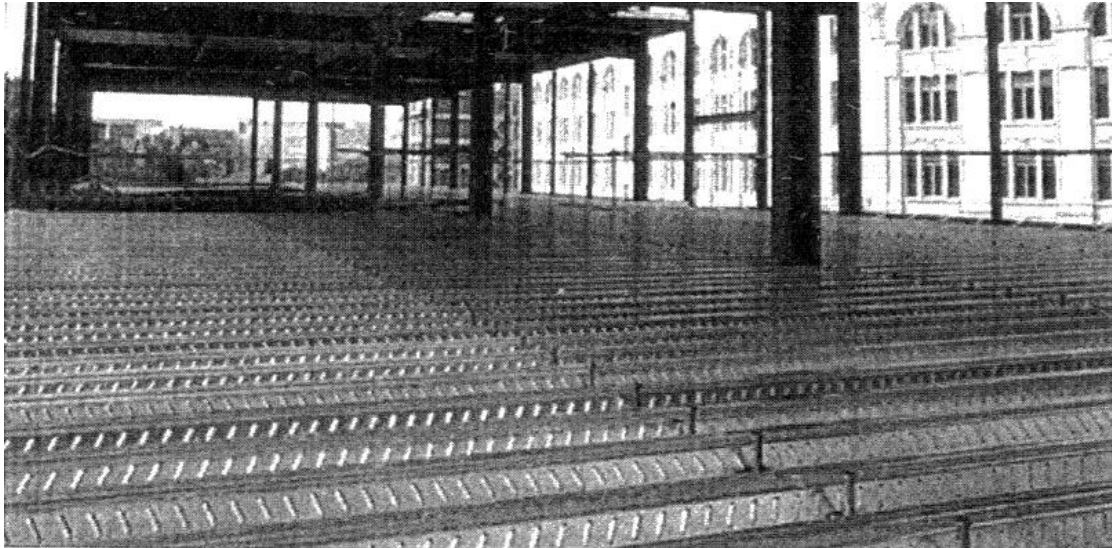


στήριξη στο μέσο ή στα τρίτα του ανοίγματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Τα χαλυβδόφυλλα απαντώνται σε δύο τύπους ,στη μορφή χελιδονιού και στην τραπεζοειδή (Σχήμα 3) Λόγω των συχνά μεγάλων τιμών των λόγων b/t και τον κίνδυνο τοπικού λυγισμού προβλέπονται εγκοπές που λειτουργούν ως νευρώσεις στα πέλματα και στον κορμό.

Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων γίνεται συνήθως κάθετα στις δοκούς. Οι διατμητικοί ήλοι προς εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης συγκολλώνται κατά κανόνα δια μέσω των φύλλων στα πέλματα των δοκών (Σχ. γ). Σε αυτή τη περίπτωση πρέπει το μέγιστο πάχος των φύλλων να είναι 1,25 mm και τα φύλλα να είναι καθαρά και ελεύθερα από υγρασία. Τέλος πρέπει να απομακρυνθεί κάθε χρώμα ή λοιπή επίστρωση από το πέλμα της σιδηροδοκού στη θέση της συγκόλλησης. Για μεγαλύτερα πάχη είναι δυνατή όμως και η διάνοιξη οπών από τις οποίες θα διέλθουν οι ήλοι.

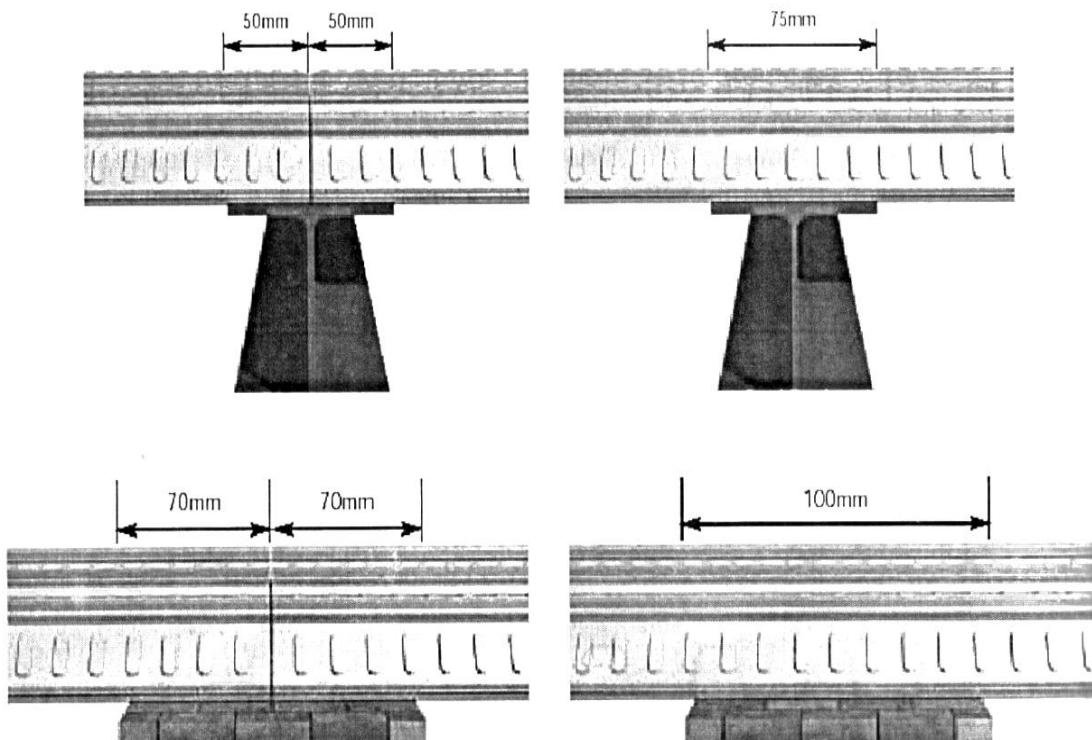


Τύποι χαλυβδόφυλλων



**Εικόνα 5.3:** Τύποι χαλυβδοφύλλων

Το ελάχιστο πλάτος έδρασης αμφιερίστων χαλυβδόφυλλων είναι 50 mm αν η έδραση γίνεται σε χάλυβα ή σκυρόδεμα, ή 70mm αν η έδραση γίνεται σε άλλο υλικό όπως π.χ. φέρουσα τοιχοποιία ή ξύλο (Σχ. δ).



*Σχήμα δ*

**Εικόνα 5.4:** Ελάχιστα πλάτη έδρασης χαλυβδοφύλλων

Τα αντίστοιχα ελάχιστα πλάτη έδρασης όμως της σύμμικτης πλάκας είναι 75 και 100 mm, λίγο μεγαλύτερα δηλαδή από τα αντίστοιχα πλάτη των χαλυβδόφυλλων. Αν γίνεται δηλαδή υπερκάλυψη των φύλλων στις θέσεις των στηρίξεων, τότε τα ελάχιστα πλάτη υπερκάλυψης είναι 25 και 30 mm ,ανάλογα με το υλικό του φορέα στήριξης ως ανωτέρω.

Τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν στη φάση κατασκευής –πριν δηλαδή την πήξη του έγχυτου σκυροδέματος –κατακόρυφα και πιθανόν οριζόντια φορτία ως ακολούθως

- Τα ίδια βάρη τους
- Τα ίδια βάρη του σκυροδέματος
- Τα κατακόρυφα φορτία κατά τη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος
- Οριζόντια φορτία αν προβλέπεται να εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία κατά τη φάση της κατασκευής

Τα ίδια βάρη προσδιορίζονται από τις ονομαστικές διαστάσεις των στοιχείων. Λόγω παραμορφώσεων των φύλλων είναι όμως πιθανό το πραγματικό πάχος της πλάκας σκυροδέματος να προκύψει μεγαλύτερο από την ονομαστική τιμή. Ο Ευρωκώδικας 4 αναφέρει ότι η αύξηση του πάχους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη αν το βέλος του φύλλου δ λόγω ιδίου βάρους του και βάρους του σκυροδέματος ξεπερνά το 1/180 ή τα 20 mm. Αυτό γίνεται αυξάνοντας π.χ. το πάχος της πλάκας κατά 0,7δ.

Το φορτίο διάστρωσης αποτελείται σύμφωνα με τον EC 4 από ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $0,75 \text{ KN/m}^2$  συν ένα κινητό φορτίο  $0,75 \text{ KN/m}^2$  που δρα σε επιφάνεια  $3 \times 3 \text{ m}$ .

Τα οριζόντια φορτία προέρχονται κυρίως από πλευρικές δυνάμεις εκτροπής άλλων δομικών στοιχείων, την ευστάθεια των οποίων εξασφαλίζουν τα χαλυβδόφυλλα. Τιμές των φορτίων αυτών προσδιορίζονται κατά την ανάλυση των στοιχείων ή από σχετικές προδιαγραφές.

Ο προσδιορισμός των αντιστάσεων των χαλυβδόφυλλων γίνεται με βάση προδιαγραφές και κανονισμούς για τη μελέτη λεπτότοιχων χαλύβδινων στοιχείων με εν ψυχρώ διαμόρφωση. Τέτοιες προδιαγραφές είναι το μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 3, η γερμανική οδηγία DAST-Richtlinie 015, κ.λ.π. Η σύγκριση των δρώντων εντατικών

μεγεθών με τις αντίστοιχες αντοχές των χαλυβδόφυλλων θα δείξει, αν στη φάση κατασκευής χρειάζεται ενδιάμεση υποστήριξη των χαλυβδοφυλλων, πράγμα που συμβαίνει για μεγάλα ανοίγματα.

Ας αναφερθεί εδώ αναφέρεται ότι από τη στατική άποψη τα χαλυβδόφυλλα αποτελούν συνήθως διατομές κατηγορίας 4, η αντίσταση των οποίων για φορτία κάθετα στο επίπεδο τους βρίσκεται με θεώρηση ενεργών επιφανειών στα θλιβόμενα πλακοειδή τμήματα της διατομής. Ο υπολογισμός δηλαδή γίνεται για την υποκατάστατη, ενεργό διατομή στη θέση της πλήρους διατομής (Εικόνα 5.5).



**Εικόνα 5.5:** Ενεργός διατομή χαλυβδόφυλλων

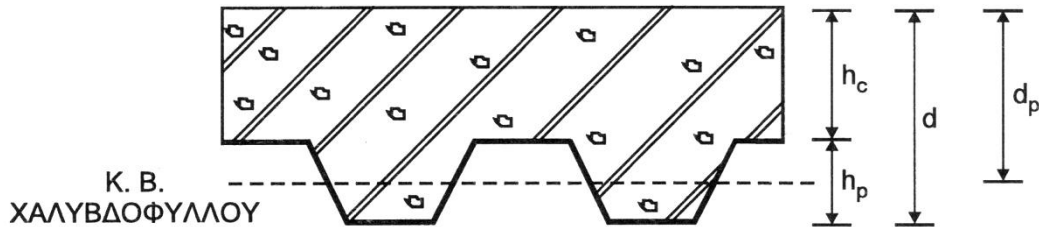
Μετά τον προσδιορισμό της καμπτικής ροπής αντοχής  $M_{Rd}$ , βρίσκεται η τέμνουσα αντοχής  $V_{Rd}$  και η αλληλεπίδραση αυτών. Επίσης βρίσκεται η αντίσταση έναντι συγκεντρωμένων φορτίων  $P_{Rd}$  και η αλληλεπίδραση με τις ροπές  $M_{Rd}$ . Η αντίσταση και δυσκαμψία των χαλυβδόφυλλων για φορτία παράλληλα στο επίπεδο τους βρίσκεται σε συνάρτηση της αντοχής και της δυσκαμψίας τόσο του ίδιου του χαλυβδόφυλλου, όσο και του τρόπου σύνδεσης του με τις δοκούς, η οποία επηρεάζει σημαντικά τη συμπεριφορά.

### 5.3 Αντοχές σύμμικτων πλακών

#### 5.3.1 Γενικά

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φορτία τόσο κάθετα όσο και παράλληλα στο επίπεδο τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως «πλάκες», στη δεύτερη περίπτωση ως «διαφράγματα». Για φορτία κάθετα στο επίπεδο τους λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Από στατική άποψη συμπεριφέρονται ως «δοκοί» για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και, επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκουσ διάτμησης. Στην περίπτωση επιβολής σημαντικών συγκεντρωμένων δυνάμεων υπάρχει κίνδυνος διάτρησης της πλάκας, έναντι της οποίας πρέπει να προσδιορισθεί η αντίσταση.

Στις επόμενες παραγράφους θα παρουσιασθεί η μεθοδολογία προσδιορισμού των σχετικών αντοχών στη βάση των προδιαγραφών του Ευρωκώδικα 4. Για τα ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών ισχύουν οι εξής περιορισμοί (Εικόνα 5.6).



**Εικόνα 5.6:** Ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών

Συνολικό ελάχιστο πάχος:  $\min d = 80 \text{ mm}$ .

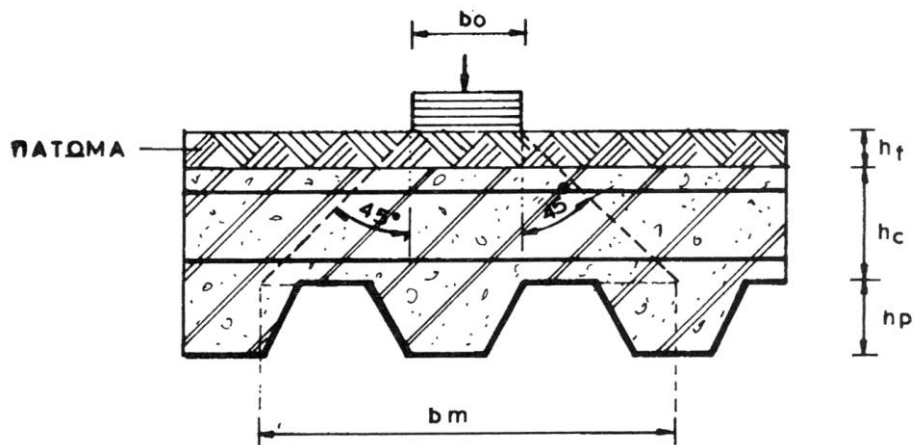
Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο:  $\min h_c = 40 \text{ mm}$ .

Εάν οι αυλακώσεις της πλάκας είναι παράλληλες στη διεύθυνση της σιδηροδοκού και η πλάκα συμμετέχει στη λειτουργία της δοκού, ή αν η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία – πράγμα που ισχύει πάντα στα κτίρια – τότε τα αντίστοιχα ελάχιστα πάχη είναι:

$\min d = 90 \text{ mm}$ ,  $\min h_c = 50 \text{ mm}$ .

Ο προσδιορισμός των δρώντων εντατικών μεγεθών γίνεται με ελαστική ανάλυση, επειδή οι διατομές των χαλυβδόφυλλων είναι συνήθως κατηγορίας 3 ή 4. Επιτρέπεται όμως η ανακατανομή των ροπών στηρίξεων μέχρι 30 % αν η ανάλυση βασίζεται σε αρηγιάτωτες διατομές.

Για κατανεμημένα φορτία, η ανάλυση βασίζεται σε πλάτος πλάκας ίσο με το ένα φάτνωμα του χαλυβδόφυλλου. Συγκεντρωμένα φορτία κατανέμονται υπό γωνία 45°. Το πλάτος κατανομής τους στην άνω στάθμη του χαλυβδόφυλλου είναι συνεπώς ίσο με (Εικόνα 5.7):



Εικόνα 5.7: Κατανομή συγκεντρωμένων φορτίων

$$b_m = b_0 + 2 \cdot (h_c + h_f)$$

όπου

$b_0$  = πλάτος συγκεντρωμένου φορτίου,

$h_c, h_f$  = ύψος πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο και το ύψος πατώματος αντιστοίχως

Σε περίπτωση που διατάσσεται κατάλληλος εγκάρσιος οπλισμός διανομής κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία, τότε η πλάκα συμμετέχει στην παραλαβή της έντασης από συγκεντρωμένα φορτία σε πλάτος μεγαλύτερο από  $b_m$ . Το αυξημένο πλάτος δίνεται από τις σχέσεις :

α) για τις ροπές κάμψης και την διαμήκη διάτμηση:

- αμφιέριστες δοκοί και ακραίο φάτνωμα συνεχών δοκών:

$$b_{em} = b_m + 2 I_p [1 - (I_p/I)] \leq \text{πλάτος πλάκας}$$

- εσωτερικά φαντώματα συνεχών δοκών:

$$b_{em} = b_m + 1,33 I_p [1 - (I_p/I)] \leq \text{πλάτος πλάκας}$$

β) για τις τέμνουσες:

$$b_{ev} = b_m + I_p [1 - (I_p/I)] \leq \text{πλάτος πλάκας}$$

όπου

$l_p$  = απόσταση συγκεντρωμένου φορτίου από το πλησιέστερο στήριγμα.

$l$  = άνοιγμα πλάκας στο υπόψη φάτνωμα.

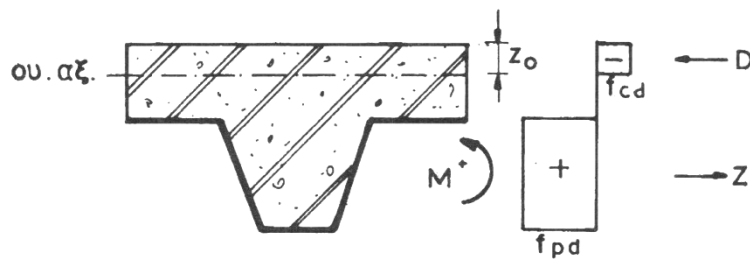
Το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διανομής είναι 2 % ανηγμένο στο πάχος της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Ο οπλισμός αυτός εκτείνεται σε πλάτος  $b_{em}$  και έχει μήκη αγκύρωσης πέραν του πλάτους αυτού ίσα με  $l_b$ . Τυχόν υπάρχων εγκάρσιος οπλισμός πλάκας από άλλους λόγους συνυπολογίζεται στον ανωτέρω ελάχιστο οπλισμό.

### 5.3.2 Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης

Η παραλαβή θετικών ροπών κάμψης γίνεται μέσω θλίψης του σκυροδέματος και εφελκυσμού του χαλυβδόφυλλου. Η σχετική πλαστική ροπή αντοχής βρίσκεται εξετάζοντας ένα φάτνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους  $b$  στην οριακή κατάσταση, ακολουθώντας την αντίστοιχη μεθοδολογία των δοκών (Σχ. 5.8).

- Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα

Αποτελεί την πιο συνηθισμένη περίπτωση σύμμικτων πλακών, ιδιαίτερα όταν το ύψος του χαλυβδόφυλλου είναι μικρό.



**Εικόνα 5.8:** Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές.  
Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα

Θλιπτική δύναμη:  $D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_p \cdot f_{pd}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη:

$$D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_p f_{pd}}{b f_{cd}} \leq h_c$$

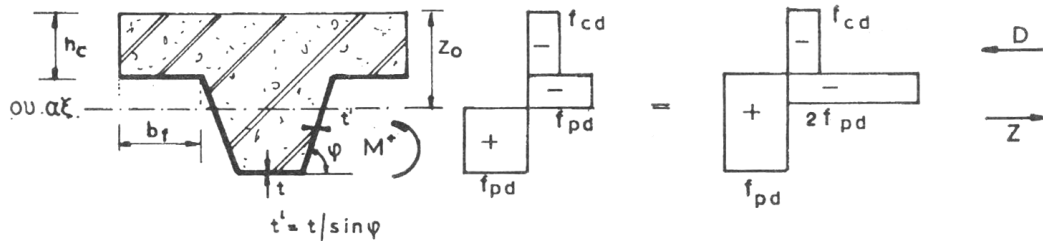
Πλαστική ροπή  $M_{pl,Rd}^+ = Z(z_p - \frac{z_0}{2})$

όπου:

$A_p$  = εμβαδό χάλυβα χαλυβδόφυλλων,

$z_p$  = θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου.

- Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα



**Εικόνα 5.9:** Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα

Ο υπολογισμός γίνεται με βάση το δεξιά διάγραμμα τάσεων. Προσεγγιστικώς, και αν αγνοηθεί η συμβολή του σκυροδέματος εντός του χαλυβδόφυλλου, η πλαστική οριακή ροπή βρίσκεται ως εξής:

Θλιπτική δύναμη:  $D = 2f_{pd} \cdot 2b_f \cdot t + 2f_{pd} t'(z_0 - h_c - t) + f_{cd} b h_c$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_p f_{pd}$

Θέση ουδέτερου άξονα:  $z_0 = h_c + t + \frac{Z - f_{cd} b h_c - 2f_{pd} 2b_f t}{2f_{pd} t} > h_{ct} t$

Πλαστική ροπή:  $M_{pl,Rd}^+ = Z(z_p - \frac{h_c}{2}) - 2f_{pd} \cdot 2b_f \cdot (\frac{h_c+t}{2}) - 2f_{pd} \cdot t' \cdot (z_0 - h_c - t) (\frac{t+z_0}{2})$

όπου:

$A_p$  = εμβαδόν χαλυβδόφυλλου,

$t$  = πάχος χαλυβδόφυλλου,

$t' = 2t/\sin\phi$ ,

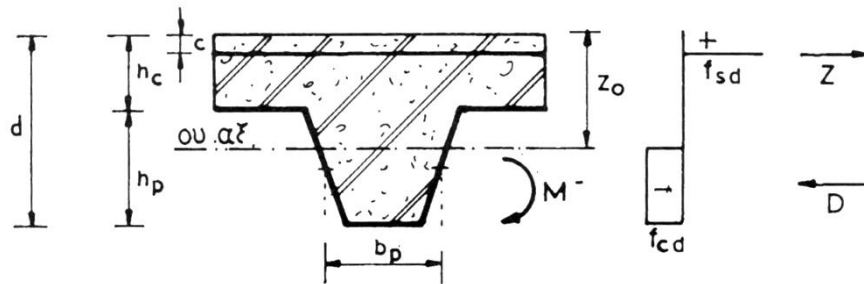
$z_p$  = κέντρο βάρους χαλυβδόφυλλου,

και τα υπόλοιπα σύμβολα δίνονται στο Σχ. 5.9.



### 5.3.3 Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούμενη από τον σιδηροπλισμό της πλάκας και το σκυρόδεμα, όπου προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται (Σχ.5.10).



**Εικόνα 5.10:** Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές

Θλιπτική δύναμη:  $D = b_p (d - z_0) f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_s f_{sd}$

Θέση ουδέτερου άξονα:  $z_0 = d - \frac{Z}{b_p f_{cd}}$

Πλαστική ροπή:  $M_{pl,Rd}^+ = Z (z_0 - c + \frac{d-z_0}{2})$

όπου:

$A_s$  = εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας,

$b_p$  = μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου,

$c$  = επικάλυψη οπλισμού πλάκας

και τα υπόλοιπα σύμβολα δίνονται στο Σχ.5.10.

### 5.3.4 Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων

Η αντοχή της πλάκας έναντι τεμνουσών δίνεται από αντίστοιχο τύπο αντοχής στοιχείων  $V_{Rd1}$  σύμφωνα με τον Ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος, όπου τα χαλυβδόφυλλα συμβάλλουν ως διαμήκης εφελκυσμένος οπλισμός. Η ισοδύναμη δοκός έχει διαστάσεις  $b_0 \times d_p$  όπου:

$b_0$  = μέσο πλάτος κυψέλης

$d_p$  = ισοδύναμο ύψος πλάκας (Σχ.5.6),

οπότε η αντίσταση σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = b_0 d_p \tau_{Rd} k_v (1.2 + 40 \rho)$$

όπου:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk0.05}/\gamma_c$$

$$\rho = A_p / b_0 d_p < 2\% = \text{ποσοστό διαμήκους } \langle\langle \text{οπλισμού} \rangle\rangle$$

$$A_p = \text{εμβαδόν χαλυβδόφυλλου}$$

$$k_v = 1.6 - d_p \geq 1, d_p \text{ σε [m]}$$

### 5.3.5 Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης

Η διαμήκης διάτμηση δημιουργείται στη διεπιφάνεια χαλυβδόφυλλων-σκυροδεματος σύμμικτων πλακών ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως στη διεπιφάνεια πλάκας σκυροδέματος-σιδηροδοκου στις σύμμικτες δοκούς

- Σύμμικτες πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση

Η μεταφορά της διαμήκους διάτμησης εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαμόρφωση των χαλυβδόφυλλων με εγκοπές κλπ., ώστε να αυξάνεται η συνάφεια μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος.

Συνεπώς η σχετική αντίσταση πρέπει να προσδιορισθεί μέσω κατάλληλων πειραμάτων. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων εκδίδονται πιστοποιητικά καταλληλότητας για τα διάφορα χαλυβδόφυλλα, τα οποία περιγράφουν το είδος και το πεδίο εφαρμογής τους, εφόσον επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν ως σύμμικτες πλάκες. Ο Ευρωκώδικας 4 δίνει και μια αναλυτική σχέση προσδιορισμού της αντίστασης σε διαμήκη διάτμηση εφόσον χρησιμοποιηθούν αποτελέσματα πειραμάτων όπως περιγράφονται από τον κανονισμό. Από τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζονται δυο χαρακτηριστικές τάσεις  $m$  και  $k$ , η δε αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση δίνεται από τη σχέση:

$$V_{1,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_v} \left( \frac{m A_p}{b l_s} + k \right)$$

όπου:

$b$  = χαρακτηριστικό πλάτος της πλάκας,

$d_p$  = ύψος της πλάκας(Σχ.5.6),

$A_p$  = εμβαδόν χαλυβδόφυλλου,

$\gamma_v$  = 1,25 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας,

$l_s$  = διατμητικό άνοιγμα πλάκας.

Το διατμητικό άνοιγμα είναι ένα ισοδύναμο μήκος του φορέα στο αναπτύσσεται σταθερά τέμνουσα, έτσι ώστε σε κάθε κρίσιμο μήκος του φορέα το εμβαδόν του ισοδύναμου διαγράμματος τεμνουσών να είναι ίσο με το εμβαδόν του πραγματικού διαγράμματος τεμνουσών.

Έτσι για αμφιέριστη δοκό υπό ομοιόμορφο φορτίο  $q$  στην οποία το κρίσιμο μήκος είναι ίσο με το μισό άνοιγμα, το διατμητικό άνοιγμα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$l_s \left( \frac{ql}{2} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{ql}{2} \right) \frac{1}{2} \rightarrow l_s = 1/4$$

Για το συγκεντρωμένο φορτίο, τα διατμητικά ανοίγματα στις δυο κρίσιμες περιοχές εκατέρωθεν του φορτίου είναι ίσα με τις αποστάσεις του φορτίου από τα στηρίγματα.

- Σύμμικτες πλάκες με ακραία αγκύρωση

Η αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση προσδιορίζεται πειραματικά ή αναλυτικά ως το άθροισμα της αντίστασης της πλάκας χωρίς ακραίες αγκυρώσεις σύμφωνα με την προηγούμενη παράγραφο και της αντίστασης των ακραίων αγκυρώσεων. Η τελευταία δίνεται για την περίπτωση χρήσης διατμητικών ήλων ως ακραίων αγκυρώσεων από τη σχέση:

$$V_{1,Rd} = \min\{P_{Rd} , P_{b,Rd}\}$$

όπου:

$P_{Rd}$  = αντίσταση διατμητικού ήλου

$P_{b,Rd} = k_{\phi} d_3 t f_{pd} =$  αντίσταση χαλυβδόφυλλου

$k_{\phi} = 1 + a / d_3 \leq 4,0$

$d_3 =$  διάμετρος ραφής στη βάση του συνδέσμου από πινάκα ή  $1,10 d_s$  για ήλους άλλης διαμέτρου,

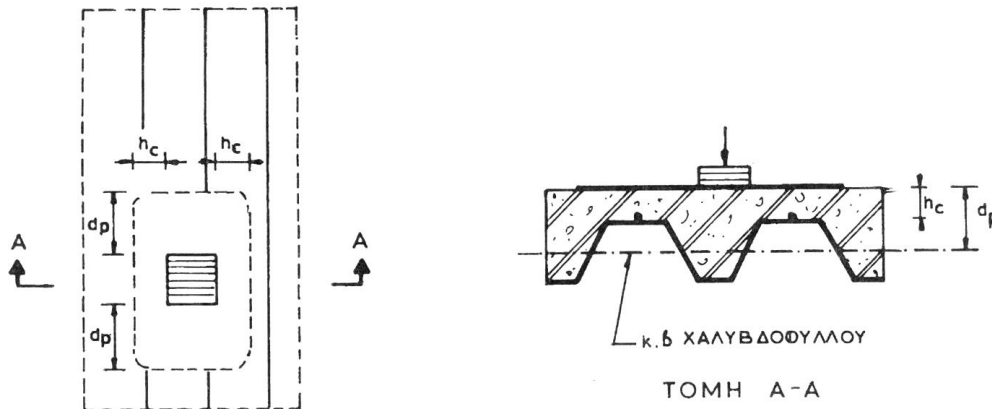
$t =$  πάχος φύλλου,

$a =$  απόσταση ήλου από το άκρο του φύλλου  $\geq 2d_3$ .

Ο EC4 προτείνει και μια άλλη μέθοδο προσδιορισμού της αντοχής σε διαμήκη διάτμηση στη βάση της μερικής διατμητικής σύνδεσης.

### 5.3.6 Αντοχή έναντι διάτρησης

Οι σύμμικτες πλάκες κινδυνεύουν, όπως οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, από διάτρηση στην περιοχή εφαρμογής συγκεντρωμένων φορτίων. Η αντοχή σε διάτρηση προσδιορίζεται με διαδικασίες ανάλογες αυτών που ακολουθούνται για τις πλάκες σκυροδέματος (Σχ.5.11).



**Εικόνα 5.11:** Κρίσιμη περίμετρος για διάτρηση της σύμμικτης πλάκας

Η σχετική αντοχή σε διάτρηση με τα σύμβολα του Σχ.5.11 και της παρ. 5.3.4 δίνεται από τη σχέση:

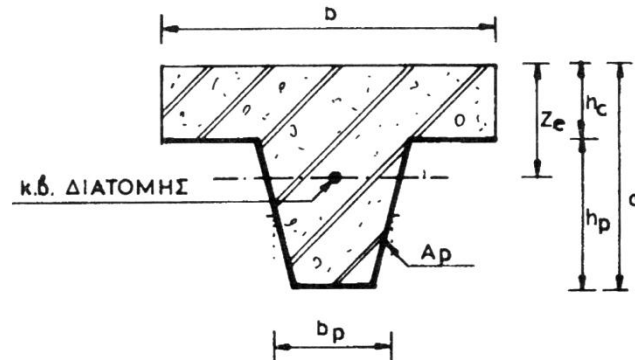
$$V_{p,Rd} = C_p h_c \tau_{Rd} k_v (1.2+40\rho)$$

όπου:

$C_p =$  περίμετρος κρίσιμης διατομής.

#### 5.4 Δυσκαμψία σύμμικτων πλακών

Η δυσκαμψία σύμμικτων πλακών EI βρίσκεται με μεθόδους αντίστοιχες αυτών των σύμμικτων δοκών, όπου δηλαδή η επιφάνεια του σκυροδέματος εισέρχεται στους υπολογισμούς μειωμένη με το συντελεστή  $\eta$ . Η δυσκαμψία μπορεί να προσδιορισθεί για την αρηγμάτωση διατομή, όπου όλη η διατομή του σκυροδέματος λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς ή τη ρηγματωμένη διατομή, όπου αγνοείται η συμβολή του σκυροδέματος που βρίσκεται στην εφελκυσόμενη ζώνη.



Εικόνα 5.12: Συμβολισμοί για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας

- Αρηγμάτωση διατομή

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_p + \frac{b h_c}{\eta} + \frac{b_p h_p}{\eta}$$

$$\text{Κέντρο βάρους S: } z_e = \frac{A_p z_p + \frac{b h_c^2}{2\eta} + \frac{b_p h_p}{\eta} (h_c + \frac{h_p}{2})}{A_e}$$

$$\text{Ροπή αδρανείας: } I_e = I_{p,0} + A_p (z_e - z_p)^2 + \frac{b h_c^3}{12\eta} + \frac{b h_c}{\eta} (z_e - \frac{h_c}{2})^2 + \frac{b_p h_p}{\eta} (z_e - h_c - h_p/2)^2$$

όπου:

$A_p$  = εμβαδόν χαλυβδόφυλλου,

$I_{p,0}$  = ροπή αδρανείας χαλυβδόφυλλου ως προς το κέντρο βάρους του,

$z_p$  = θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου,

$b_p$  = μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου.

- Ρηγματωμένη διατομή

Αν το κέντρο βάρους  $z_e$  είναι πάνω από το χαλυβδόφυλλο τότε:

Εμβαδόν διατομής: 
$$A_e = A_p + \frac{b z_e}{\eta}$$

Κέντρο βάρους S: 
$$z_e = \frac{A_p z_p + \frac{b z_e^2}{2\eta}}{A_p + \frac{b z_e}{\eta}}$$

από την οποία προκύπτει : 
$$z_e = \frac{A_p}{\frac{b}{\eta}} \left( \sqrt{1 + \frac{2b z_p}{\eta A_p}} - 1 \right) \leq h_c$$

Ροπή αδρανείας: 
$$I_e = I_{p,0} + A_p (z_e - z_p)^2 + \frac{b z_e^3}{3\eta}$$

Με βάση τις ως άνω προσδιορισθείσες δυσκαμψίες  $E_a I_e$  γίνεται η στατική ανάλυση και προσδιορίζονται τα βέλη των χαλυβδόφυλλων για τους ελέγχους λειτουργικότητας.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΩΝ

### 6.1 Κατάταξη Διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- *Διατομές κατηγορίας 1:* Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- *Διατομές κατηγορίας 2:* Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- *Διατομές κατηγορίας 3:* Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- *Διατομές κατηγορίας 4:* Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Στον πίνακα 6.1 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στρωφής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: η πλαστική ροπή ( $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ )

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή ( $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$ )

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού ( $M_0 < M_{el}$ )

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλαμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1,2 και 3 λαμβάνονται από τον πίνακα 6.2.

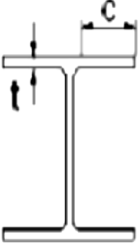
Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στροφική Ικανότητα	Κατηγορία
	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Επαρκής 	1
	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Περιορισμένη 	2
	Ελαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Καμία 	3
	Ελαστική ροπή της ενεργού διατομής 	Καμία 	4
$M_{el}$ ελαστική ροπή αντοχής της διατομής $M_{pl}$ πλαστική ροπή αντοχής της διατομής $M$ δρώσα ροπή $\Phi$ στροφή (καμπυλότητα) της διατομής $\Phi_{pl}$ στροφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή			

**Πίνακας 6.1:** Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στροφική ικανότητα




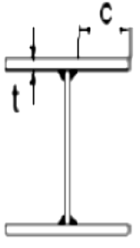
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f}$	f	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

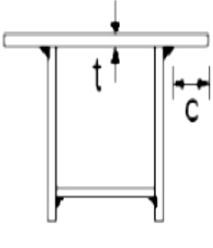
**Προεξέχοντα πέλματα**



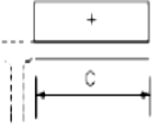
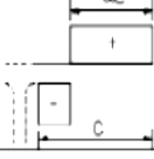
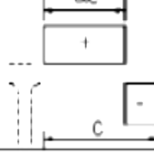
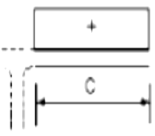
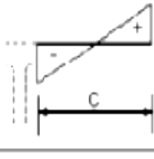
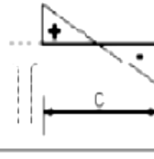
Ελατές διατομές

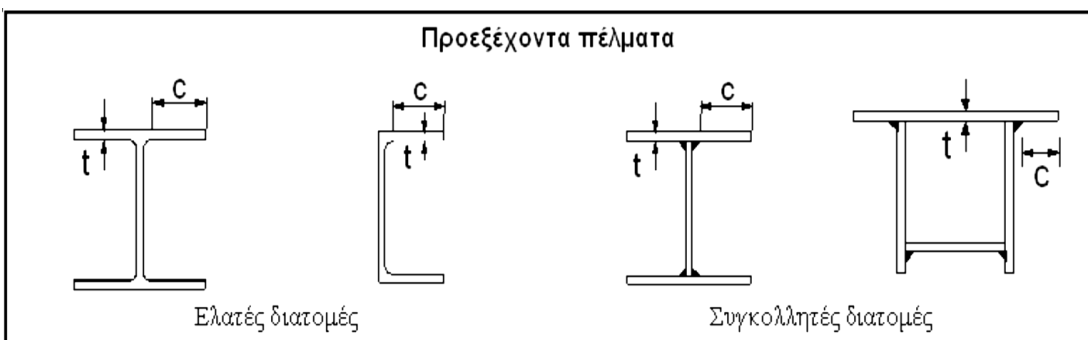


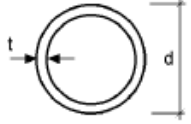


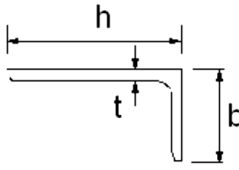
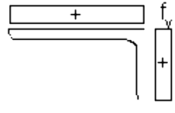


Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{a\sqrt{a}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{a\sqrt{a}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3		Για $k_s$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



Σωληνωτές διατομές				
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη			
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$			
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	$\varepsilon$	1.00	0.92	0.81
	$\varepsilon^2$	1.00	0.85	0.66

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>	<p>Γωνιακά</p> 	<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη	
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)		
3	$h/t \leq 15\varepsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11.5\varepsilon$	

**Πίνακας 6.2:** Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής

## 6.2 Αντοχή Διατομών

### 6.2.1 Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

όπου

$N_{t,Rd}$  είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανομένη ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

όπου:

$A$  το εμβαδόν της πλήρους διατομής

$f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M_0}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα.

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στη θέση των οπών των συνδέσμων:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}$$

όπου:

$A_{net}$  το εμβαδόν της καθαρής διατομής

$f_u$  η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

$\gamma_{M_2}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

δηλαδή:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}, \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} \right\}$$

### 6.2.2 Έλεγχος διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

όπου

$N_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη και για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 είναι ίση με:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

για διατομές κατηγορίας 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

### 6.2.3 Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

όπου είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό η είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

### 6.2.4 Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:  $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$  όπου  $M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη, η οποία ισούται με:

για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

για διατομές κατηγορίας 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

### 6.2.5 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται. Όταν ή δρώσα τέμνουσα δύναμη VED είναι μεγαλύτερη από το 50 % της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:

$$(1 - \rho) \cdot f_y \text{ όπου } \rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \left( W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

αλλά πρέπει

$$M_{y,v,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

### 6.2.6 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

όπου:

$M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης.

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{MO}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν  $N_{Ed} \leq \frac{f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{MO}}$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0,5 \cdot \alpha) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq \alpha : M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > \alpha : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-\alpha}{1-\alpha} \right)^2 \right]$$

$$\text{όπου : } n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} , \alpha = (A - 2bt_f)/A, \alpha \leq 0,5$$

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5\alpha_w) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5\alpha_f) \text{ αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

όπου  $\alpha_w = (A - 2b_f)/A$  και  $\alpha_f = (A - 2ht_w)/A$  αλλά  $\alpha_w, \alpha_f \leq 0,5$

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

στο οποίο οι εκθέτες  $\alpha$  και  $\beta$  είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα, η ακριβέστερα:

για διατομές I και H:  $\alpha = 2$ ,  $\beta = 5n$ ,  $\beta \geq 1$

για κοίλες κυκλικές διατομές:  $\alpha = 2$  και  $\beta = 2$

για ορθογωνικές διατομές  $\alpha = \beta \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2}$  αλλά  $\alpha = \beta \leq 6$

όπου  $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$

### 6.3 Έλεγχος μελών

Στη παράγραφο 6.2 παρουσιάστηκε η αντοχή των διατομών σε διάφορα είδη καταπονήσεων και στους συνδυασμούς τους. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους (π.χ. εφελκυσμός, κάμψη πλευρικά προστατευμένων δοκών). Σε πολλές άλλες περιπτώσεις όμως διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (λυγισμός). Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους παρατηρείται δε, γενικά, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.



Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

### 6.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Ξέρουμε ότι

Καμπύλη Euler

$$P_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{EI}{L^2} \rightarrow \frac{P_{cr}}{A} = \pi^2 \cdot \frac{EI/A}{L^2}$$

$$\sigma_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{i^2}{L^2} = \pi^2 \cdot \frac{E}{(L/i)^2}$$

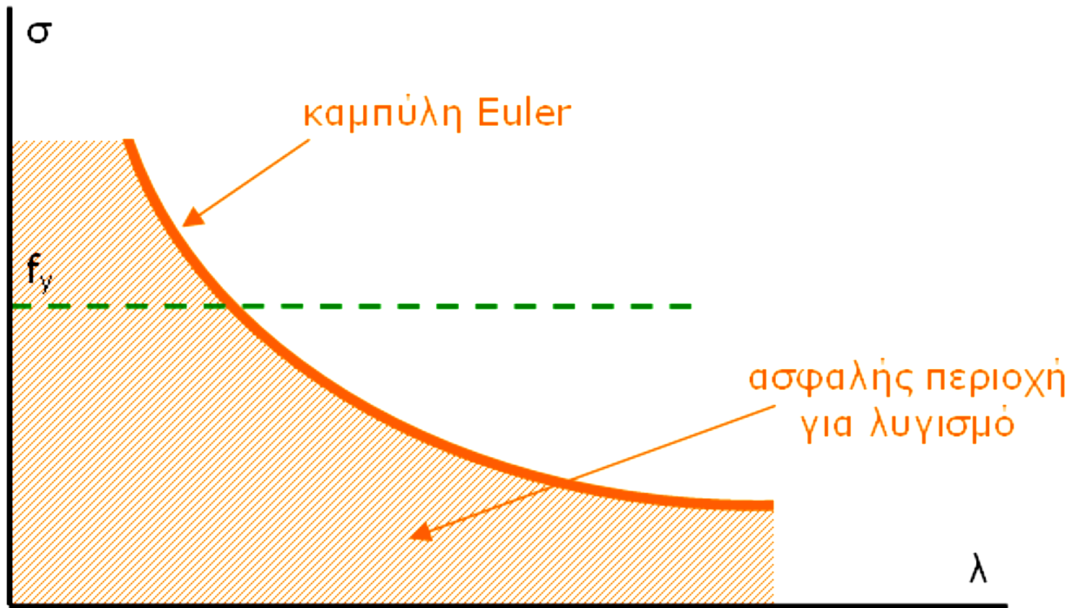
Όπου  $\lambda$  η λυγηρότητα της ράβδου

$$\lambda = L/i$$

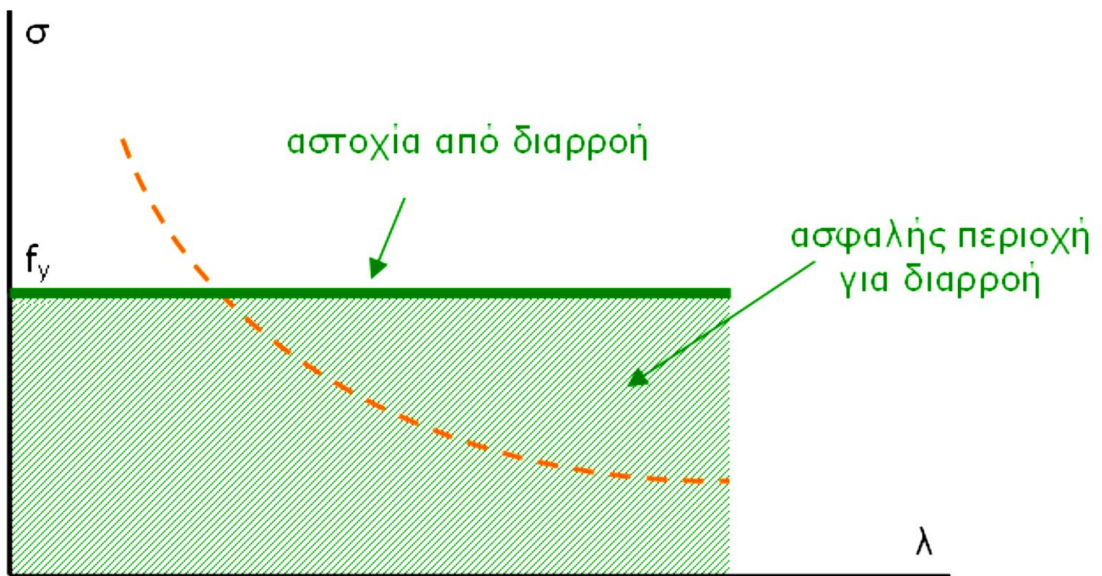
$i$  = η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Τελικά

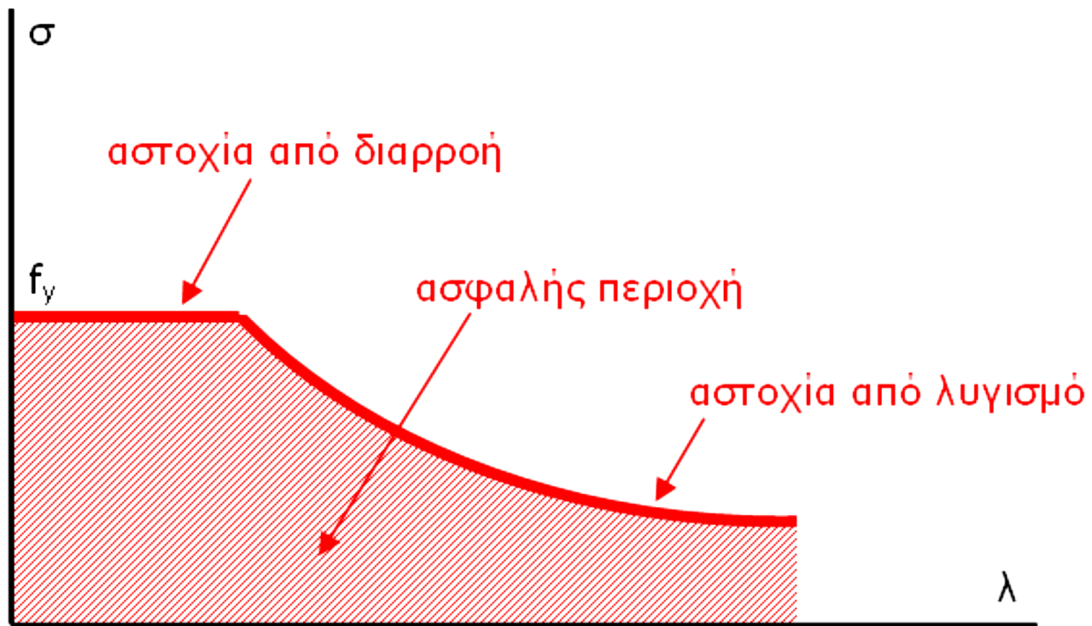
$$\sigma_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$$



Εικόνα 6.1: Καμπύλη Euler



Εικόνα 6.2: Αστοχία από διαρροή



Εικόνα 6.3: Αλληλεπίδραση λυγισμού – διαρροής

$$\text{Όπου } \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y}$$

Ποιότητα χάλυβα	S235	S275	S355
$\lambda_1$	93,9	86,8	76,4

**Πίνακας 6.3:** Συντελεστής  $\lambda_1$

Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του. Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους δίνεται από την σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2,3}$$

$\chi$ : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$\text{όπου } \Phi = 0,5 [ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 ]$$

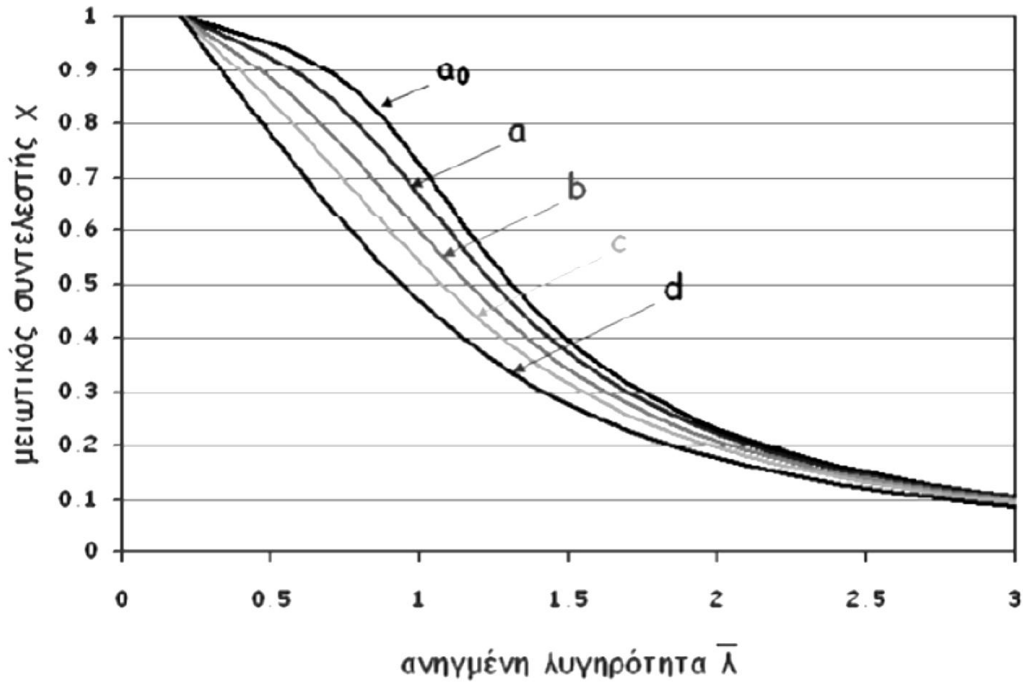
$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{A f_y}}{\sqrt{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$\alpha$  = είναι συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον πίνακα 6-3

$L_{cr}$  = το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	$\alpha_0$	$\alpha$	$b$	$c$	$d$
Συντελεστές ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

**Πίνακας 6.4:** Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

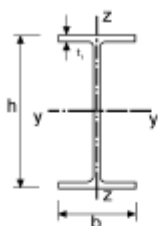
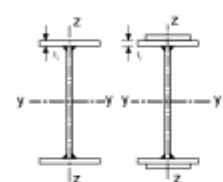

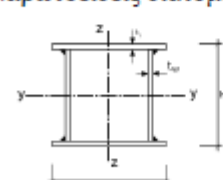



Εικόνα 6.4: Καμπύλες λυγισμού

	$\alpha_0$	$\alpha$	$b$	$c$	$d$
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9859	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9701	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9513	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,9276	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8961	0,8477	0,7837	0,7264	0,6431
0,8	0,8533	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7961	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1	0,7253	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,6482	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5732	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,5053	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4461	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3953	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3520	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,3150	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289

1,8	0,2833	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2559	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2	0,2323	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2117	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1937	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1779	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1639	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1515	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1404	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1305	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1216	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1136	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1063	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

**Πίνακας 6.5:** Μειωτικός συντελεστής  $\chi$

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού
<p>Πρότυπες διατομές I</p> 	$h/b > 1.2 :$ $t_f \leq 40\text{mm}$ $40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	a b
	$h/b < 1.2 :$ $t_f \leq 100\text{mm}$ $t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
		y-y z-z	b c
		y-y z-z	d d
<p>Συγκολλητές διατομές I</p> 	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40\text{mm}$	y-y z-z	c d
<p>Κοίλες διατομές</p> 	Εν θερμώ έλαση	Οποιονδήποτε	a
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $f_{yb}$	Οποιονδήποτε	b
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $f_{ya}$	Οποιονδήποτε	c
<p>Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές</p> 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Οποιονδήποτε	d
	Μεγάλα πάχη ραφής $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	y-y z-z	c c
<p>U – L – T και συμπαγείς διατομές</p> 		Οποιαδήποτε	c

Πίνακας 6.6: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

**Ακόμη σε πλαίσια με διαγώνιους X συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  θα πρέπει να περιορίζεται σε  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$**

**Το 1,3 όριο αποσκοπεί στο να μην λυγίσει η μία ράβδος ενώ η άλλη εφελκύεται .**

**Το 2,0 όριο αποσκοπεί στο να μην είναι ο γιαστί υπερβολικά δύσκαμπτος.**

**Κτίριο με κανονικότητα**

ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	i	L
X1	2UPN 120	1,59	2,121
X2	UPN 140	1,75	2,121
X3	UPN 100	1,47	2,121
X4	UPN 50	1,13	2,121
X5	HEB 120	3,06	4,610
X6	TUBE 88,9*5	2,97	4,610
X7	2UPN 100	1,47	2,121
X8	UPN 100	1,47	2,121
X9	UPN 65	1,25	2,121
X10	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X11	UPN 80	1,33	2,121
X12	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X13	TUBE 48,3*3,2	1,60	2,121
X14	TUBE 42,4*2,6	1,41	2,121
X15	UPN 80	1,33	2,121
X16	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X17	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X18	TUBE 42,4*2,6	1,41	2,121

**Πίνακας 6.7:** Έλεγχος i κτίριο με κανονικότητα

**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	i	L
X1	2UPN 120	1,59	2,121
X2	UPN 140	1,75	2,121
X3	UPN 100	1,47	2,121



X4	UPN 65	1,25	2,121
X5	HEB 100	2,53	4,610
X6	TUBE 88,9*5	2,97	4,610
X7	2UPN 100	1,47	2,121
X8	UPN 100	1,47	2,121
X9	UPN 80	1,33	2,121
X10	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X11	UPN 80	1,33	2,121
X12	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X13	TUBE 48,3*3,2	1,60	2,121
X14	TUBE 42,4*2,6	1,41	2,121
X15	UPN 80	1,33	2,121
X16	TUBE 48,3*4,0	1,57	2,121
X17	TUBE 48,3*3,2	1,60	2,121
X18	TUBE 42,4*2,6	1,41	2,121

**Πίνακας 6.8:** Έλεγχος  $i$  κτίριο χωρίς κανονικότητα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία με  $\lambda_1 = 93,9$  λόγο S235 εμφανίζονται χιαστί με:

- $L=2,121$  (Το μήκος της μισής μίας εκ των δύο ράβδων του χιαστί)

$$\text{Όπου έχω } 1,3 < \frac{2,121 \cdot 100}{93,9 \cdot i} < 2$$

$$1,3 < \frac{2,26}{i} < 2$$

$$0,575 < \frac{1}{i} < 0,885$$

$$1,74 > i > 1,13$$

- $L=4,61$

$$\text{Όπου έχω } 1,3 < \frac{4,61 \cdot 100}{93,9 \cdot i} < 2$$

$$1,3 < \frac{4,91}{i} < 2$$

$$0,265 < \frac{1}{i} < 0,407$$

$$3,77 > i > 2,48$$

### 6.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

όπου  $M_{Ed}$  η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

και  $M_{b,Rd}$  η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_Y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$  για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

$$\chi = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \chi \leq 1,0$$

όπου

$$\Phi_{LT} = 0,5 [ 1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 ]$$

$\alpha_{LT}$  συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_y f_y}{M_{cr}}} \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

όπου  $M_{cr}$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή σε πλευρικό λυγισμό

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT}$  μίας δοκού είναι μικρότερη από 0,40 οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left( \frac{k}{k_\psi} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 - (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\}$$

όπου :

$C_1, C_2, C_3$  : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και τις συνθήκες στήριξης. Οι τιμές τους προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος  $L$  μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή  $k$ .

$k, k_w$ : συντελεστές ενεργού μήκους πλευρικού λυγισμού. Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0. Ο συντελεστής  $k$  αφορά στη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου  $I/L$  ενός θλιβόμενου στοιχείου. Ο συντελεστής  $k_w$  αφορά στη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσο προς 1,0 εκτός και αν έχουν ληφθεί ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει  $z_j=0$  και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει:

$$C_2=0 \text{ και } z_g=0.$$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη ( $C_1=1.00$ ), δίνεται από τη σχέση:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

όπου :  $E$  μέτρο ελαστικότητας

$I_t$  είναι η σταθερά στρέψης

$I_w$  είναι η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$  είναι η ροπή αδράνειας κατά τον ασθενή άξονα της διατομής

$L$  είναι το μήκος της δοκού μεταξύ των σημείων πλευρικής

εξασφάλισης

$\nu$  είναι ο λόγος Poisson για το υλικό

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

**6.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη**

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$ : Οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα.

$\Delta M_{y,Ed}$  και  $\Delta M_{z,Ed}$ : Οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

$x_y$  και  $x_z$ : Οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$\chi_{LT}$ : Ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

$k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}$  και  $k_{zy}$ : οι συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

Κατηγορία	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

**Πίνακας 6.9:** Τιμές για  $N_{Rk} = f_y A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  και  $\Delta M_{i,Ed}$

Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση  $\chi_{LT} = 1,0$

Μέλη κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται σε συνδυασμένη μονοαξονική κάμψη και θλίψη και δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

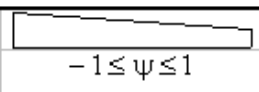
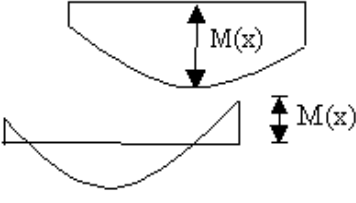
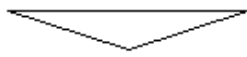

Μέθοδος 1<sup>η</sup> Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
$k_{yz}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{W_z}{W_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

Πίνακας 6.10: Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  μέθοδος 1

Βοηθητικοί συντελεστές	
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{eLy}}{W_{ply}}$
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{eLz}}{W_{plz}}$
$w_y = \frac{W_{ply}}{W_{eLy}} \leq 1,5$	$\mu \varepsilon \ b_{LT} = 0,5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{\chi_{LT}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}}$
$w_z = \frac{W_{plz}}{W_{eLz}} \leq 1,5$	$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{ply,Rd}}$
$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$	$C_{my} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{eLy}}{W_{ply}}$
$C_{my} \text{ βλέπε Πίνακα A.2}$	$\mu \varepsilon \ d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{ply,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{plz,Rd}}$
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{mz} = 1 + (w_z - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{eLz}}{W_{plz}}$
	$\mu \varepsilon \ e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{ply,Rd}}$

$\bar{\lambda}_{max} = \max \left\{ \frac{\bar{\lambda}_y}{\bar{\lambda}_z} \right\}$
$\bar{\lambda}_0 = \text{ανηγγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό λόγω σταθερής κομπετικής ροπής, δηλ. } \psi = 1,0 \text{ στον Πίνακα A.2}$
$\bar{\lambda}_{LT} = \text{ανηγγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό}$
$\text{Εάν } \bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,T}} \right)} : C_{mz} = C_{mz,0}$
$C_{mz,0} = C_{mz,0}$
$C_{mz,T} = 1,0$
$\text{Εάν } \bar{\lambda}_0 > 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,T}} \right)} : C_{mz} = C_{mz,0} + (1 - C_{mz,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon} a_{LT}}$
$C_{mz} = C_{mz,0}$
$C_{mz,T} = C_{mz,0} \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,T}} \right)}} \geq 1$
$\varepsilon_y = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{\alpha,y}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$
$\varepsilon_y = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{\alpha,y}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$
$N_{\alpha,y} = \text{ελαστική δύναμη κομπετικού λυγισμού περί τον άξονα } y-y$
$N_{\alpha,z} = \text{ελαστική δύναμη κομπετικού λυγισμού περί τον άξονα } z-z$
$N_{\alpha,T} = \text{ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού}$
$I_T = \text{σταθερά στρέψης St. Venant}$
$I = \text{ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα } y-y$

Διάγραμμα ροπής			$C_{mi,0}$
$M_1$		$\psi M_1$	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_1 + 0,36(\psi_1 - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
			$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  \delta_x }{L^2  M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$  $M_{i,Ed}(x)$ είναι η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ ή $M_{z,Ed}$ $ \delta_x $ είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του
			$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
			$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

**Πίνακας 6.11:** Συντελεστές  $C_{mi,0}$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής μέθοδος 1


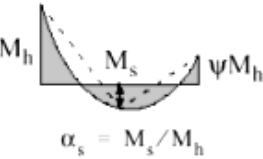
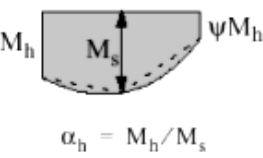
Μέθοδος 2<sup>η</sup> Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I διατομές RHS	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη  $M_{y,Ed}$  ο συντελεστής  $k_{zy}$  μπορεί να είναι  $k_{zy} = 0$ .

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{xy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{xy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 6.12: Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  μέθοδος 2

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		$C_{my}$ και $C_{mz}$ και $C_{mLT}$	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
 $\psi M$	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $M_h$ $M_s$ $\psi M_h$ $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $M_h$ $M_s$ $\psi M_h$ $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα $C_{my}$ , $C_{mz}$ και $C_{mLT}$ πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{mLT}$	y-y	y-y		

Πίνακας 6.13: Συντελεστές  $C_m$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής μέθοδος 2



#### 6.4 Ανάλυση και έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού των μελών από τα οποία αποτελείται το στέγαστρο, ο έλεγχος θα γίνει ενδεικτικά σε ένα περιορισμένο αριθμό, με βάση τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης των διατομών όπως προέκυψαν από την ανάλυση.

Σε κάθε πίνακα φαίνονται οι ιδιότητες της διατομής που έχει επιλεγθεί, τα εντατικά μεγέθη για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης (συνδυασμός σχεδιασμού) και οι αντίστοιχες αντοχές, απομειωμένες όπου πρέπει λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, μαζί με τους συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ( $K, L, k, k_{LT}$ )

Όταν η αξονική δύναμη  $N_{sd}$  είναι εφελκυστική, τότε ο έλεγχος μέλους γίνεται μόνο ως προς τον πλευρικό λυγισμό λόγω εφελκυστικής αξονικής. ( $M_{eff, sd} \leq M_{b, Rd}$ , όπου  $M_{b, Rd}$  η αντοχή σε πλευρικό λυγισμό, όπως καθορίζεται από την παράγραφο 5.5.2 του EC3 και  $M_{eff, sd} = M_{y, sd} - W_{el, y} \psi N_{sd} / a$  όπου  $\psi = 0,8$  και  $y$  ο ισχυρός άξονας).

Για τους παρακάτω ελέγχους ισχύουν τα εξής

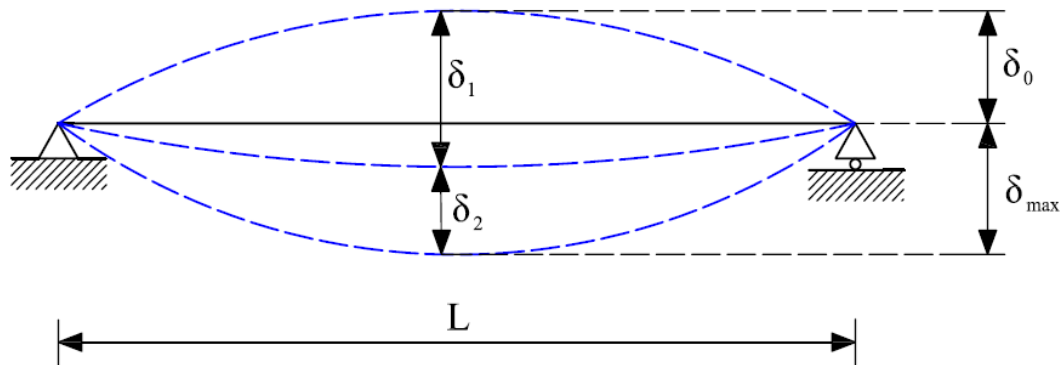
Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας	
$\gamma_{M0}$ (αντοχή διατομών τάξης 1,2,3)	1,1
$\gamma_{M1}$ (αντοχή διατομών τάξης 4)	1,1
$\gamma_{M1}$ (αντοχή λυγισμού μέλους)	1,1
$\gamma_{M2}$ (αντοχή καθαρής διατομής στη θέση των οπών)	1,25

Πίνακας 6.14: Συντελεστές ασφαλείας

Ποιότητα χάλυβα μέλους	
Ποιότητα χάλυβα	<b>S355</b>
Όριο διαρροής πέλματος	<b>0,355</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Όριο αστοχίας πέλματος	<b>0,510</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Όριο διαρροής κορμού	<b>0,355</b> (KN/m <sup>2</sup> )
Όριο αστοχίας κορμού	<b>0,510</b> (KN/m <sup>2</sup> )

Πίνακας 6.15: Όρια διαρροής και αστοχίας

6.5 Έλεγχοι βέλους καμπτόμενης δοκού κατά ΕΚ3



Εικόνα 6.5: Γραφική απεικόνιση βελών κάμψης

$\delta_1$  βέλος κάμψης που οφείλεται στα μόνιμα φορτία

$\delta_2$  βέλος κάμψης που οφείλεται στα κινητά φορτία

$\delta_0$  αντιβέλος

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

$$\delta_{max} \leq \delta_{max,επιτρ}$$

$$\delta_2 \leq \delta_{2,επιτρ}$$

Συνθήκες φορτίσεως	$\delta_{max,επιτρ}$	$\delta_{2,επιτρ}$
Γενικότερα για στέγες	$L/200$	$L/250$
Γενικότερα για πατώματα	$L/250$	$L/300$
Βατές στέγες	$L/250$	$L/300$
Πατώματα με ψαθυρά δάπεδα ή ψαθυρά διαχωριστικά	$L/250$	$L/350$
Όταν η $\delta_{max,επιτρ}$ έχει επιρροή στην εμφάνιση	$L/250$	

Πίνακας 6.16: Όρια βελών κάμψης

### Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Ο έλεγχος του βέλους δοκών σε φάση σκυροδέτησης και φάση λειτουργίας του κτιρίου.

Τμήμα του προγράμματος που αφορά τα φόρτια στην οριακή κατάσταση της λειτουργικότητας 1 x μόνιμα + 1 x κινητά.

Φάση σκυροδέτησης: βέλος κάμψης ( $\delta_1$ ) λόγω του ίδιου βάρους της δοκού και του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος της πλάκας ( $\gamma=26 \text{ KN/m}^3$ ).

Φάση λειτουργίας του κτιρίου: βέλη ( $\delta_2$ ) πρόσθετων μόνιμων και ( $\delta_3$ ) ωφέλιμων φορτίων.

Έλεγχος λειτουργικότητας:  $\delta_{ολ} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 < L/250$

Αν δεν ικανοποιείται ο παραπάνω έλεγχος πρέπει να επιλεγεί μεγαλύτερη χαλύβδινη διατομή ή να προβλεφθεί κατάλληλο αντιβέλος ή προσωρινή στήριξη στη φάση σκυροδέτησης.

Μέγιστο βέλος απλά εδραζόμενης:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot q \cdot \frac{l^4}{EI}$$

Για τις κύριες δοκούς κατά y όπου η διατομή τους είναι IPE 330 το  $G = 49,1 \text{ kg/m} = 49,1 \cdot 0,01 \text{ KN/m} = 0,49 \text{ KN/m}$  και το  $I_y = 11770 \text{ cm}^2$

και  $EI = 2,1 \cdot 10^8 \text{ KN/m}^2 \cdot 11770 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2$

$\gamma = 26 \text{ Kgr/m}^3$  διότι το σκυρόδεμα έχει αρκετό νερό μέσα στην φάση της κατασκευής.

Κτίριο με κανονικότητα

$L=2 \rightarrow q=3 \cdot 0,2 \cdot 26 + 0,49 = 15,6 + 0,49 = 16,1 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = \text{αμελητέο}$

$L=3 \rightarrow q=6 \cdot 0,2 \cdot 26 + 0,49 = 31,2 + 0,49 = 31,7 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = 0,17 \text{ mm}$

$L=6 \rightarrow q=7,5 \cdot 0,2 \cdot 26 + 0,49 = 39 + 0,49 = 39,5 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = 3,00 \text{ mm}$

$L=8 \rightarrow q=8 \cdot 0,2 \cdot 26 + 0,49 = 41,6 + 0,49 = 42,1 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = 9,00 \text{ mm}$

Κτίριο με κανονικότητα

$$L=2 \rightarrow q=3 \cdot 0,2 \cdot 26+0,49 = 15,6+0,49 = 16,1 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = \text{αμελητέο}$$

$$L=3 \rightarrow q=6 \cdot 0,2 \cdot 26+0,49 = 31,2+0,49 = 31,7 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = 0,17 \text{ mm}$$

$$L=6 \rightarrow q=3 \cdot 0,2 \cdot 26+0,49 = 15,6+0,49 = 16,1 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = 1,00 \text{ mm}$$

$$L=8 \rightarrow q=5,5 \cdot 0,2 \cdot 26+0,49 = 28,6+0,49 = 29,1 \text{ KN/m} \rightarrow \delta_1 = 6,00 \text{ mm}$$

Τμήμα του προγράμματος που αφορά στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι στο

**Παράρτημα Η Φόρτιση για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

**Κτίριο με κανονικότητα**

*Κατά την διεύθυνση x*

L (m)	max( $\delta_1$ ) (mm)	max( $\delta_2+\delta_3$ ) (mm)	$\delta_1+\delta_2+\delta_3$ (mm)	$\delta_{max}$ (mm)
2	αμελητέο	10,1	10,1	2000/250=8
3	αμελητέο	13,6	13,6	12
5	αμελητέο	9,06	9,06	20
6	αμελητέο	6,54	6,54	24
7	αμελητέο	13,4	13,4	28
9	αμελητέο	22,8	22,8	36

**Πίνακας 6.17:** Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο με κανονικότητα διεύθυνση x

*Κατά την διεύθυνση y*

L (m)	max( $\delta_1$ ) (mm)	max( $\delta_2+\delta_3$ ) (mm)	$\delta_1+\delta_2+\delta_3$ (mm)	$\delta_{max}$ (mm)
2	αμελητέο	3,18	3,18	8
3	0,17	4,60	4,77	12
6	3,00	11,60	14,60	24
8	9,00	24,8	33,80	32

**Πίνακας 6.18:** Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο με κανονικότητα διεύθυνση y

**\*Το άθροισμα  $\delta_1+\delta_2+\delta_3$  είναι μεγαλύτερο από  $\delta_{max}$  η λύση είναι κατά την φάση της σκυροδέτησης να παρέχουμε προσωρινή υποστήριξη .**

**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

*Κατά την διεύθυνση x*

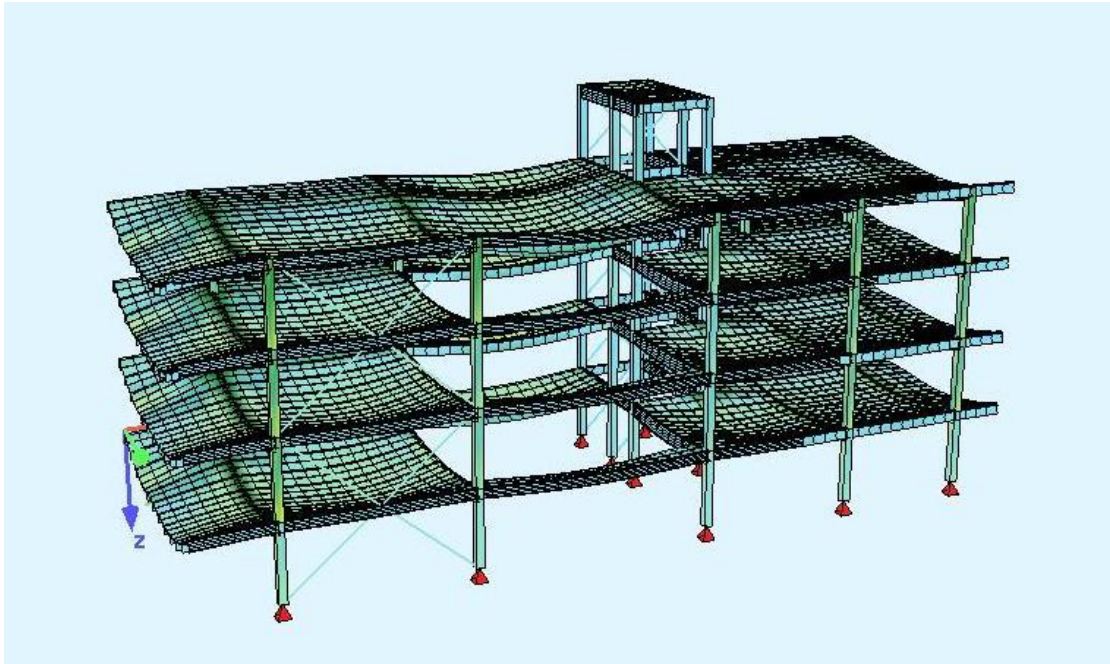
<b>L (m)</b>	<b>max(<math>\delta_1</math>) (mm)</b>	<b>max(<math>\delta_2+\delta_3</math>) (mm)</b>	<b><math>\delta_1+\delta_2+\delta_3</math> (mm)</b>	<b><math>\delta_{max}</math> (mm)</b>
2	αμελητέο	8,88	8,88	2000/250=8
3	αμελητέο	13,90	13,90	12
5	αμελητέο	8,08	8,08	20
6	αμελητέο	6,02	6,02	24
7	αμελητέο	10,8	10,8	28
9	αμελητέο	9,68	9,68	36

**Πίνακας 6.19:** Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο χωρίς κανονικότητα διεύθυνση x

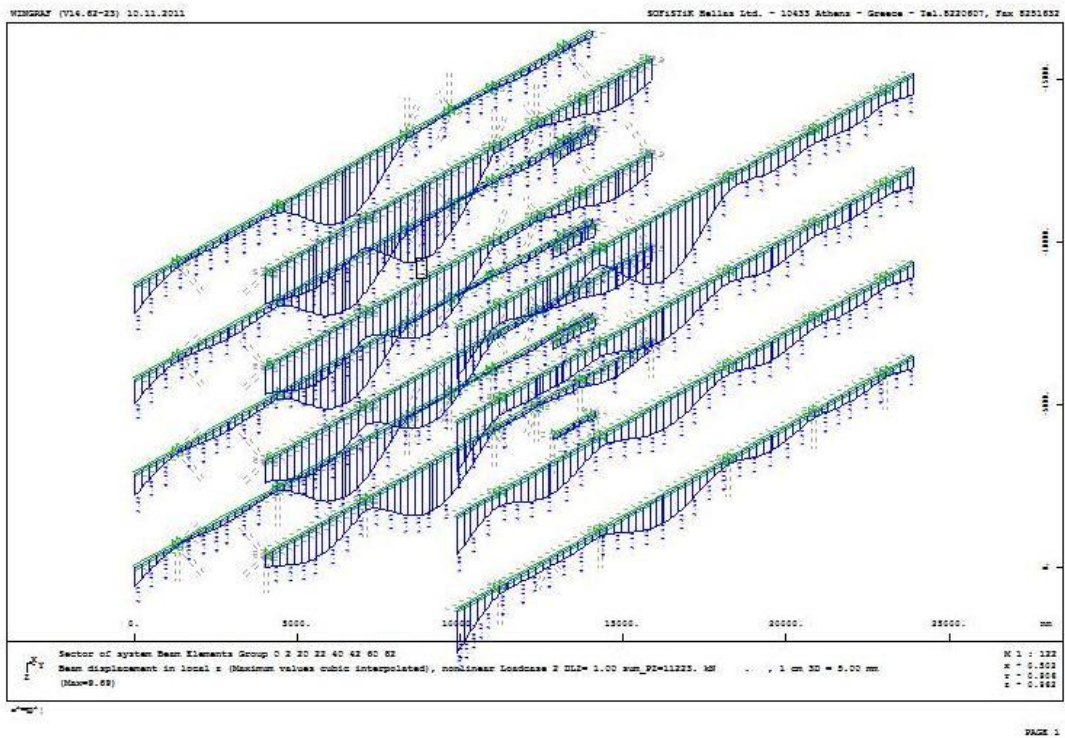
*Κατά την διεύθυνση y*

<b>L (m)</b>	<b>max(<math>\delta_1</math>) (mm)</b>	<b>max(<math>\delta_2+\delta_3</math>) (mm)</b>	<b><math>\delta_1+\delta_2+\delta_3</math> (mm)</b>	<b><math>\delta_{max}</math> (mm)</b>
2	αμελητέο	1,33	1,33	8
3	0,17	3,31	3,48	12
6	1,00	5,66	6,66	24
8	6,00	12,40	18,40	32

**Πίνακας 6.20:** Έλεγχος βελών κάμψης κτίριο χωρίς κανονικότητα διεύθυνση y



Εικόνα 6.6: Απεικόνιση βελών κάμψης



Εικόνα 6.7: Εύρεση βέλων κάμψης δοκοί κατά x

### 6.6 Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωση λεπτομερειών για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα

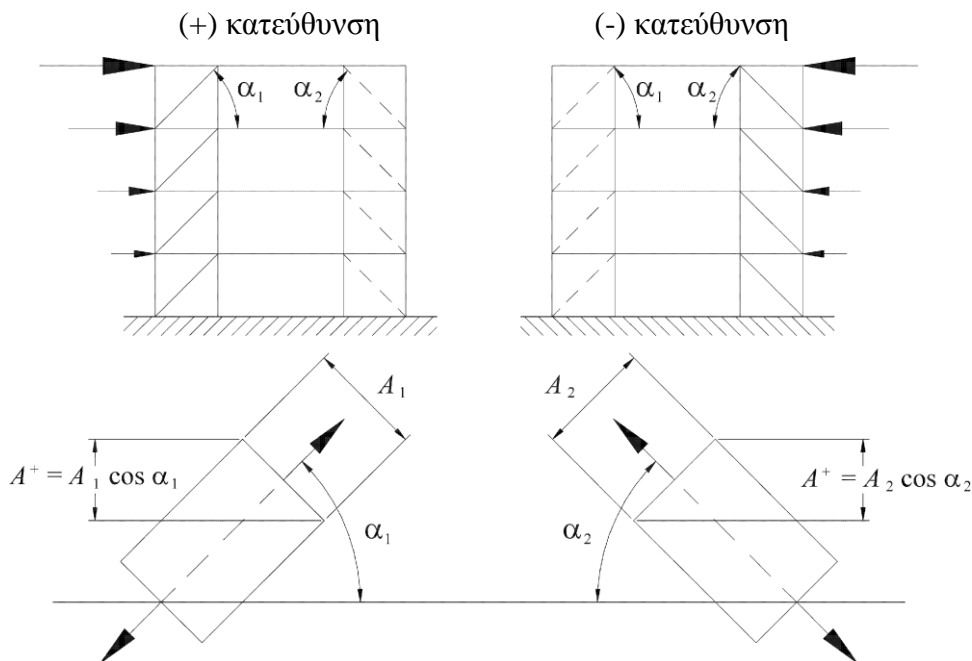
#### Κριτήρια σχεδιασμού

##### Έλεγχος διάταξης

Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Προς τούτο, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

όπου  $A^+$  και  $A^-$  είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (βλέπε Σχ. 6.8).



Εικόνα 6.8: Παράδειγμα εφαρμογής του



### Διαγώνια μέλη

Σε πλαίσια με  $X$  διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ , όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν χρειάζεται να γίνει αυτός ο έλεγχος διότι έχω ίδια γωνία στην κατεύθυνση .

### 6.7.Διαστασιολόγηση δοκών και υποστυλωμάτων

Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού ή συντελεστής εκμετάλλευσης.

Ορίζεται ως το πηλίκο του εντατικού μεγέθους που καταπονεί την διατομή προς την αντίστοιχη τιμή που αντέχει η διατομή, προφανώς το ζητούμενο είναι αυτή η τιμή να είναι μικρότερη της μονάδας.

Οι αριθμοί 1,2,3,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17 που αναφέρονται παραπάνω είναι τα NUMBER OF CROSS SECTION μέσω των οποίων ομαδοποιούνται τα διάφορα στοιχεία της κατασκευής. Ο αριθμός 4 αντιστοιχεί στο σκυρόδεμα οι υπόλοιποι αναφέρονται παρακάτω.

Με βάση τον παρακάτω πίνακα έχουμε:

**Κτίριο με κανονικότητα**

*Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού*

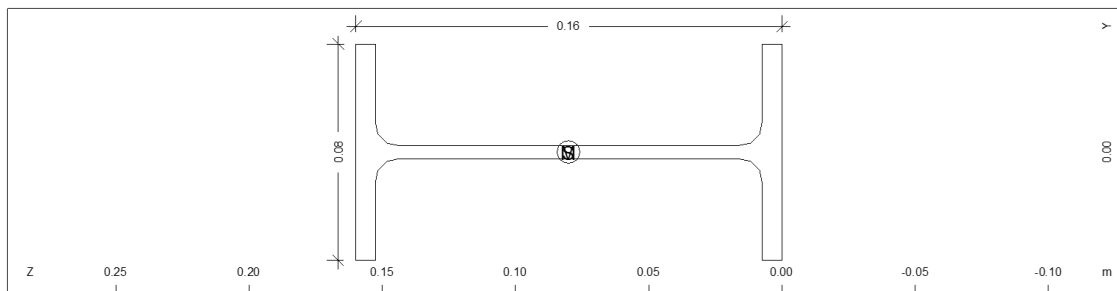
*(Maximum degree of utilization)*

		<b>N sig-c</b>	<b>V<sub>y</sub> sig-t</b>	<b>V<sub>z</sub> tau</b>	<b>M<sub>t</sub> sig-*</b>	<b>M<sub>y</sub> tend.</b>	<b>M<sub>z</sub> As-l</b>	<b>M<sub>b</sub> As-v</b>	<b>M<sub>t2</sub> crack</b>	<b>Total sigdyn</b>	<b>Lamda tau-*</b>
Cross sect.	1	0.646	0.008	0.205	0.075	0.314	0.073	0.000	0.000	0.646	28.382
IPE 160		0.699	0.366	0.206	0.699	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	2	0.554	0.109	0.106	0.006	0.920	0.176	0.000	0.000	0.920	0.645
HE 280 B		1.514	1.360	0.111	1.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	3	0.835	0.015	0.676	0.082	0.602	0.097	0.000	0.000	1.264	8.142
IPE 330		1.311	1.275	0.678	1.311	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	5	0.367	0.000	0.004	0.004	0.095	0.011	0.000	0.000	0.367	1.889
D 48.3 / 4mm		0.496	0.371	0.005	0.496	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	6	0.811	0.016	0.376	0.073	0.436	0.089	0.000	0.000	0.811	9.441
IPE 270		1.055	0.777	0.378	1.055	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	7	0.114	0.000	0.002	0.005	0.033	0.011	0.000	0.000	0.114	0.455
D 42.4 / 2.6mm		0.104	0.132	0.006	0.132	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	8	0.034	0.000	0.002	0.003	0.019	0.008	0.000	0.000	0.034	0.128
D 48.3 / 3.2mm		0.053	0.053	0.004	0.053	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	9	0.136	0.011	0.003	0.029	0.030	0.272	0.000	0.000	0.272	0.911
D 88.9 / 5mm		0.461	0.374	0.038	0.461	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	10	0.253	0.000	0.022	0.009	0.190	0.003	0.000	0.000	0.253	1.646
U 100		0.423	0.272	0.027	0.423	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	11	0.371	0.000	0.012	0.009	0.142	0.004	0.000	0.000	0.371	3.895
U 50		0.552	0.373	0.017	0.552	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	12	0.287	0.001	0.050	0.012	0.342	0.029	0.000	0.000	0.342	1.382
U 140		0.516	0.342	0.056	0.516	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	13	0.049	0.001	0.004	0.012	0.031	0.029	0.000	0.000	0.049	0.384
U 80		0.087	0.017	0.014	0.087	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	14	0.275	0.000	0.009	0.008	0.098	0.002	0.000	0.000	0.275	2.420
U 65		0.362	0.243	0.015	0.362	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	15	0.161	0.000	0.017	0.001	0.150	0.003	0.000	0.000	0.161	0.559
2U 100		0.342	0.026	0.017	0.342	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	16	0.196	0.000	0.026	0.002	0.234	0.003	0.000	0.000	0.234	0.620
2U 120		0.477	0.095	0.027	0.477	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	17	0.186	0.008	0.009	0.018	0.025	0.241	0.000	0.000	0.246	1.317
HE 120 B		0.568	0.272	0.024	0.568	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
TOTAL SYSTEM		0.835	0.109	0.676	0.082	0.920	0.272	0.000	0.000	1.264	28.382
		1.514	1.360	0.678	1.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Πίνακας 6.21:** Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού κτίριο με κανονικότητα

- Διαστασιολόγηση δοκών κατά τη διεύθυνση x

Επιλέχθηκε **IPE 160 (NCS 1) S355**

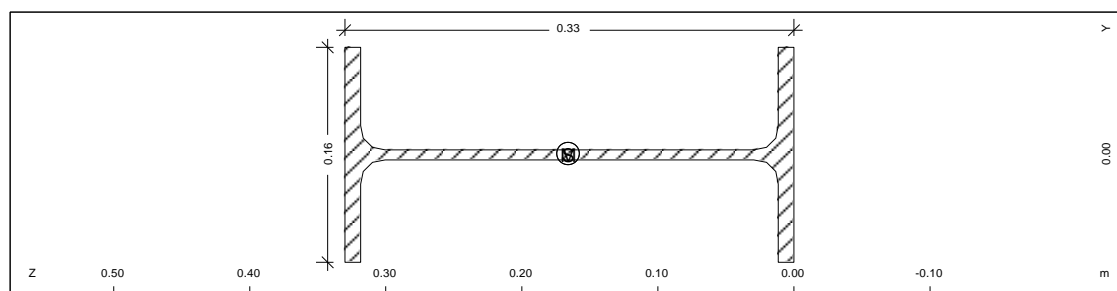


ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	IPE 160
h=160mm	$I_y=869,3\text{cm}^4$
b=82mm	$W_{ei,y}=108,7\text{cm}^3$
$t_w=5,0\text{mm}$	$W_{pl,y}=123,9\text{cm}^3$
$t_f=7,4\text{mm}$	$i_z=1,84\text{ cm}$
r=9mm	$I_z=68,31\text{cm}^4$
$A=20,09\text{cm}^2$	$W_{el,z}=16,66\text{cm}^3$
$i_y=6,58\text{ cm}$	$W_{pl,z}=26,10\text{cm}^3$

Πίνακας 6.22: Στοιχεία διατομής IPE 160

- Διαστασιολόγηση δοκών κατά τη διεύθυνση y

Επιλέχθηκε **IPE 330 (NCS 3) S355**

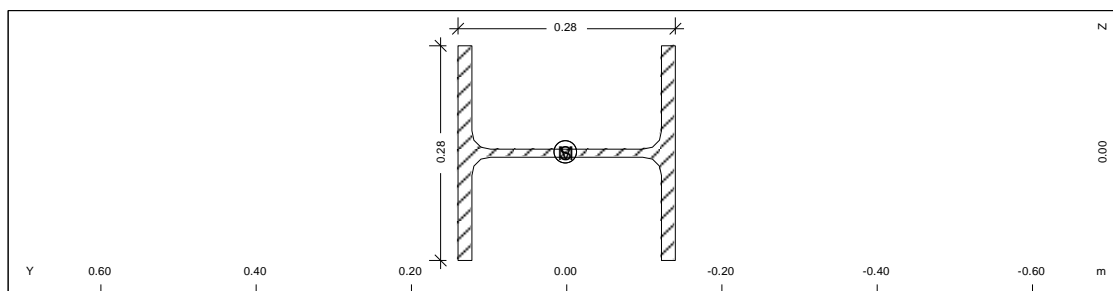


ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	IPE 330
h=330mm	$I_y=11770\text{cm}^4$
b=160mm	$W_{ei,y}=713,1\text{cm}^3$
$t_w=7,5\text{mm}$	$W_{pl,y}=804,3\text{cm}^3$
$t_f=11,5\text{mm}$	$i_z=3,55\text{ cm}$
r=18mm	$I_z=788,1\text{cm}^4$
$A=62,61\text{cm}^2$	$W_{el,z}=98,52\text{cm}^3$
$i_y=13,71\text{ cm}$	$W_{pl,z}=153,7\text{cm}^3$

Πίνακας 6.23: Στοιχεία διατομής IPE 330

- Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Επιλέχθηκε **HE 280B (NCS 2) S355**

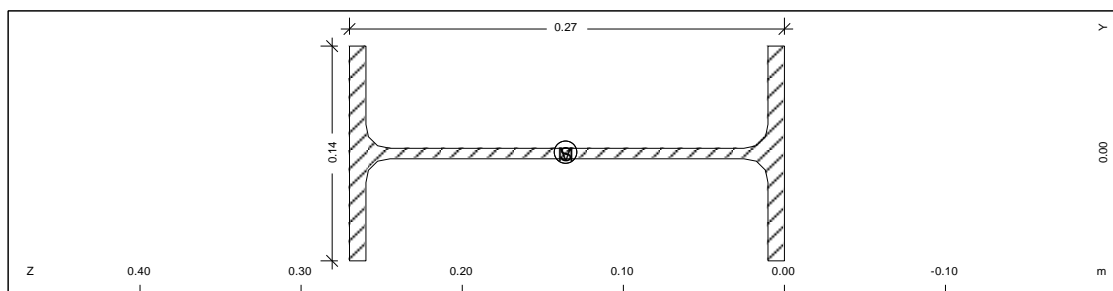


ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	HE 280 B
h=280mm	$I_y=19270,0\text{cm}^4$
b=280mm	$W_{ei,y}=1376,0\text{cm}^3$
$t_w=10,5\text{mm}$	$W_{pl,y}=1534\text{cm}^3$
$t_f=18,0\text{mm}$	$i_z=7,09\text{cm}$
r=24mm	$I_z=6595\text{cm}^4$
$A=131,40\text{cm}^2$	$W_{el,z}=471,0\text{cm}^3$
$i_y=12,11\text{cm}$	$W_{pl,z}=717,6\text{cm}^3$

Πίνακας 6.24: Στοιχεία διατομής HE 280 B

- Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών

Επιλέχθηκε **IPE 270 (NCS 6) S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	IPE 270
h=270mm	$I_y=5790\text{cm}^4$
b=135mm	$W_{ei,y}=428,9\text{cm}^3$
$t_w=6,6\text{mm}$	$W_{pl,y}=484,0\text{cm}^3$
$t_f=10,2\text{mm}$	$i_z=3,55\text{cm}$
r=15mm	$I_z=419,9\text{cm}^4$
$A=45,95\text{cm}^2$	$W_{el,z}=62,20\text{cm}^3$
$i_y=11,23\text{cm}$	$W_{pl,z}=96,95\text{cm}^3$

Πίνακας 6.25: Στοιχεία διατομής IPE 270

**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

*Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού*

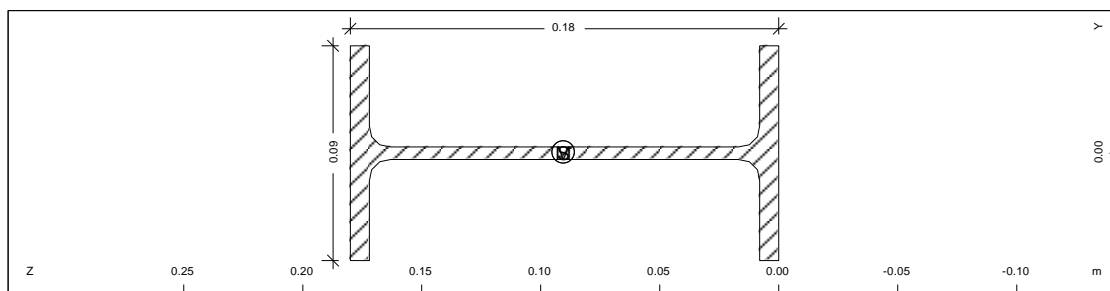
*(Maximum degree of utilization)*

		N sig-c	V <sub>y</sub> sig-t	V <sub>z</sub> tau	M <sub>t</sub> sig-*	M <sub>y</sub> tend.	M <sub>z</sub> As-1	M <sub>b</sub> As-v	M <sub>t2</sub> crack	Total sigdyn	Lamda tau-*
Cross sect.	1	0.874	0.020	0.300	0.095	0.454	0.121	0.000	0.000	0.874	31.228
IPE 180		0.914	0.690	0.301	0.914	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	2	0.413	0.068	0.094	0.015	0.852	0.137	0.000	0.000	0.852	0.480
HE 280 B		1.432	1.269	0.098	1.432	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	3	0.817	0.020	0.664	0.122	0.630	0.148	0.000	0.000	1.259	7.962
IPE 330		1.317	1.332	0.669	1.332	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	5	0.353	0.000	0.004	0.005	0.093	0.017	0.000	0.000	0.353	1.818
D 48.3 / 4mm		0.480	0.357	0.007	0.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	6	0.747	0.015	0.272	0.085	0.452	0.089	0.000	0.000	0.747	14.212
IPE 200		0.965	1.030	0.273	1.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	7	0.126	0.000	0.002	0.005	0.049	0.015	0.000	0.000	0.126	0.665
D 42.4 / 2.6mm		0.172	0.158	0.006	0.172	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	8	0.050	0.000	0.002	0.007	0.024	0.016	0.000	0.000	0.050	0.250
D 48.3 / 3.2mm		0.070	0.031	0.008	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	9	0.117	0.012	0.003	0.048	0.033	0.321	0.000	0.000	0.321	0.783
D 88.9 / 5mm		0.475	0.427	0.058	0.476	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	10	0.254	0.000	0.023	0.010	0.199	0.005	0.000	0.000	0.254	1.655
U 100		0.453	0.289	0.028	0.453	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	11	0.299	0.002	0.053	0.012	0.361	0.032	0.000	0.000	0.361	1.442
U 140		0.541	0.369	0.059	0.541	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	12	0.237	0.001	0.012	0.013	0.115	0.035	0.000	0.000	0.237	1.862
U 80		0.339	0.231	0.017	0.339	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	13	0.356	0.000	0.014	0.009	0.174	0.005	0.000	0.000	0.356	3.142
U 65		0.575	0.402	0.019	0.575	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	14	0.156	0.000	0.016	0.002	0.146	0.004	0.000	0.000	0.156	0.542
2U 100		0.334	0.028	0.017	0.334	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	15	0.196	0.000	0.028	0.003	0.249	0.007	0.000	0.000	0.249	0.623
2U 120		0.502	0.118	0.029	0.502	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross sect.	16	0.164	0.007	0.008	0.021	0.024	0.285	0.000	0.000	0.295	1.625
HE 100 B		0.594	0.343	0.027	0.594	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
TOTAL SYSTEM		0.874	0.068	0.664	0.122	0.852	0.321	0.000	0.000	1.259	31.228
		1.432	1.332	0.669	1.432	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Πίνακας 6.26:** Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού κτίριο χωρίς κανονικότητα

- Διαστασιολόγηση δοκών κατά τη διεύθυνση x

Επιλέχθηκε **IPE 180 (NCS 1) S355**

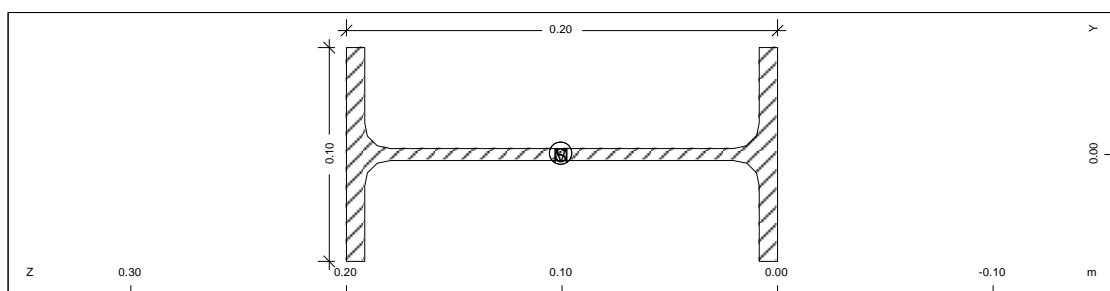


ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	IPE 180
h=180mm	$I_y=1317\text{cm}^4$
b=91mm	$W_{ei,y}=146,3\text{cm}^3$
$t_w=5,3\text{mm}$	$W_{pl,y}=166,4\text{cm}^3$
$t_f=8,0\text{mm}$	$i_z=2,05\text{cm}$
r=9mm	$I_z=100,9\text{cm}^4$
$A=23,95\text{cm}^2$	$W_{el,z}=22,16\text{cm}^3$
$i_y=166,4\text{cm}$	$W_{pl,z}=34,60\text{cm}^3$

Πίνακας 6.27: Στοιχεία διατομής IPE 180

- Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών

Επιλέχθηκε **IPE 200 (NCS 6) S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	IPE 200
h=200mm	$I_y=1943\text{cm}^4$
b=100mm	$W_{ei,y}=194,3\text{cm}^3$
$t_w=5,6\text{mm}$	$W_{pl,y}=220,6\text{cm}^3$
$t_f=8,5\text{mm}$	$i_z=2,24\text{cm}$
r=12mm	$I_z=142,4\text{cm}^4$
$A=28,48\text{cm}^2$	$W_{el,z}=28,47\text{cm}^3$
$i_y=8,26\text{cm}$	$W_{pl,z}=44,61\text{cm}^3$

Πίνακας 6.28: Στοιχεία διατομής IPE 200

Όλα τα υπόλοιπα στοιχεία όμοια με πριν.

### 6.8 Ικανοτικός δοκών και υποστυλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει αν πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής  $\gamma_{ov}=1,25$  διότι ο έλεγχος γίνεται για  $\gamma_{ov}$  ποιότητα χάλυβα της παραγγελίας (S355)

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Τμήματα του προγράμματος που αφορούν στον ικανοτικό δοκών και υποστυλωμάτων στα:

**Παράρτημα Λ Κτίριο με κανονικότητα ικανοτικός δοκών και υποστυλωμάτων**

**Παράρτημα Μ Κτίριο χωρίς κανονικότητα ικανοτικός δοκών και υποστυλωμάτων**

**Παράρτημα Ν Διαστασιολόγηση για ικανοτικό δοκοί και υποστυλώματα σε επαφή με χιαστί**

**Κτίριο με κανονικότητα**

		N sig-c	V <sub>y</sub> sig-t	V <sub>z</sub> tau	M <sub>t</sub> sig-*	M <sub>y</sub> tend.	M <sub>z</sub> As-1	M <sub>b</sub> As-v	M <sub>t2</sub> crack	Total sigdyn	Lamda a tau-*
Cross section IPE 160	1	0.177	0.003	0.039	0.012	0.066	0.019	0.000	0.000	0.177	3.907
		0.261	0.107	0.042	0.261	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross section HEB 280	2	0.474	0.069	0.063	0.105	0.512	0.134	0.000	0.000	0.512	0.552
		0.853	0.780	0.126	0.853	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross section IPE 330	3	0.149	0.007	0.059	0.010	0.064	0.028	0.000	0.000	0.149	1.057
		0.169	0.126	0.059	0.169	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Total		0.474	0.069	0.063	0.105	0.512	0.134	0.000	0.000	0.512	3.907
		0.853	0.780	0.126	0.853	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Πίνακας 6.29:** Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού από κτίριο με κανονικότητα

**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

		N sig-c	V <sub>y</sub> sig-t	V <sub>z</sub> tau	M <sub>t</sub> sig-*	M <sub>y</sub> tend.	M <sub>z</sub> As-1	M <sub>b</sub> As-v	M <sub>t2</sub> crack	Total sigdyn	Lamda a tau-*
Cross section IPE 180	1	0.183	0.002	0.033	0.012	0.061	0.016	0.000	0.000	0.183	4.970
		0.262	0.083	0.035	0.262	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross section HEB 280	2	0.495	0.080	0.067	0.135	0.548	0.137	0.000	0.000	0.548	0.576
		0.895	0.822	0.174	0.895	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross section IPE 330	3	0.156	0.007	0.063	0.012	0.067	0.030	0.000	0.000	0.156	1.057
		0.169	0.144	0.063	0.169	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Total		0.495	0.080	0.067	0.135	0.548	0.137	0.000	0.000	0.548	4.970
		0.895	0.822	0.174	0.895	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Πίνακας 6.30:** Μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού από κτίριο χωρίς κανονικότητα



### 6.9 Έλεγχος αντοχής των διαγωνίων

Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, θα πρέπει να ελέγχεται ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων  $\Omega_i$  δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25% της ελάχιστης αυτής τιμής.

Για να συμμετέχουν όσο το δυνατόν περισσότερες διαγώνιες στην απορρόφηση ενέργειας, θα πρέπει οι υπεραντοχές να μην διαφέρουν πολύ μεταξύ τους.

#### Κτίριο με κανονικότητα

$$\max\Omega/\min\Omega = 1,286/1,029 = 1,249 < 1,25$$

#### Κτίριο χωρίς κανονικότητα

$$\max\Omega/\min\Omega = 1,286/1,030 = 1,248 < 1,25$$

#### Κτίριο με κανονικότητα

LC	130	131	150	151	MAX N
ΧΙΑΣΤΙ					
X1	90,1	214,2	215,9	346,0	346,0
X2	77,4	139,3	135,6	201,2	201,2
X3	63,2	99,2	101,6	140,1	140,1
X4	43,7	57,7	57,5	72,5	72,5
X5	159,7	263,0	43,3	134,5	263,0
X6	75,8	122,4	37,4	74,2	122,4
X7	120,2	187,9	175,8	248,3	248,3
X8	80,2	111,4	102,2	135,2	135,2
X9	55,3	72,8	68,3	86,6	86,6
X10	39,8	48,0	46,7	55,2	55,2
X11	96,4	104,7	33,7	41,1	104,7
X12	53,8	56,6	22,6	28,8	56,6
X13	46,3	45,7	20,9	21,6	46,3
X14	27,0	19,1	11,2	9,64	27,0
X15	86,6	107,8	24,8	45,9	107,8
X16	45,6	57,3	16,7	26,1	53,7
X17	50,1	57,5	19,8	26,0	57,5
X18	20,1	28,9	9,67	11,7	28,9

Πίνακας 6.31: Μέγιστες αξονικές κτίριο με κανονικότητα

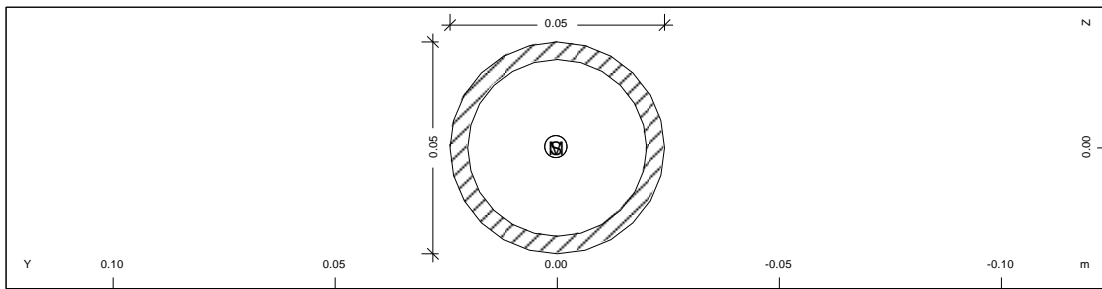
ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	A	$N_{pl,Rd}$	ΘΕΣΗ
X1	2UPN 120	2x17	726,36	Ισόγειο
X2	UPN 140	20,4	435,82	1 <sup>ος</sup> όροφος
X3	UPN 100	13,5	288,41	2 <sup>ος</sup> όροφος
X4	UPN 50	7,12	152,10	3 <sup>ος</sup> όροφος
X5	HEB 100	24,04	556,30	Ισόγ. - 1 <sup>ος</sup> όρ.
X6	TUBE 88,9*5	13,2	282,00	2 <sup>ος</sup> όρ. - 3 <sup>ος</sup> όρ
X7	2UPN 100	2x13,5	576,82	Ισόγειο
X8	UPN 100	13,5	288,41	1 <sup>ος</sup> όροφος
X9	UPN 65	9,03	192,90	2 <sup>ος</sup> όροφος
X10	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	3 <sup>ος</sup> όροφος
X11	UPN 80	11,0	235,00	Ισόγειο
X12	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	1 <sup>ος</sup> όροφος
X13	TUBE 48,3*3,2	4,53	96,77	2 <sup>ος</sup> όροφος
X14	TUBE 42,4*2,6	3,25	69,43	3 <sup>ος</sup> όροφος
X15	UPN 80	11,0	235,00	Ισόγειο
X16	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	1 <sup>ος</sup> όροφος
X17	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	2 <sup>ος</sup> όροφος
X18	TUBE 42,4*2,6	3,25	69,43	3 <sup>ος</sup> όροφος

Πίνακας 6.32:  $N_{pl,Rd}$  χιαστών κτίριο με κανονικότητα

ΧΙΑΣΤΙ	MAX N	$\Omega$	1/ $\Omega$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ
X1	346,0	1,050	0,953
X2	201,2	1,083	0,923
X3	140,1	1,029	0,972
X4	72,5	1,049	0,953
X5	263,0	1,058	0,946
X6	122,4	1,152	0,868
X7	248,3	1,162	0,861
X8	135,2	1,067	0,938
X9	86,6	1,114	0,898
X10	55,2	1,078	0,928
X11	104,7	1,122	0,891
X12	56,6	1,051	0,951
X13	46,3	1,045	0,957
X14	27,0	1,286	0,778
X15	107,8	1,090	0,917
X16	53,7	1,108	0,903
X17	57,5	1,035	0,966
X18	28,9	1,201	0,832

Πίνακας 6.33: Υπολογισμός  $\Omega$  και συντελεστή εκμετάλλευσης κτίριο με κανονικότητα

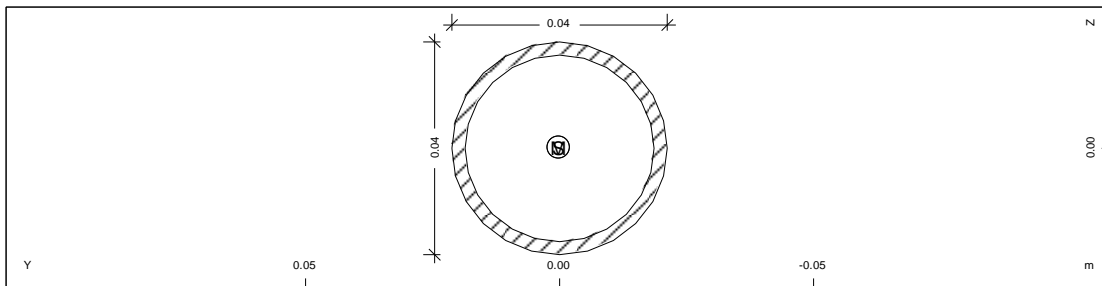
**Cross section No. 5 - D 48.3 / 4 mm S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	D 48.3 / 4 mm
T=4mm	I=13,8cm <sup>4</sup>
A=5,57cm <sup>2</sup>	i=1,57cm
M= 4,37kg/m	W= 5,70cm <sup>3</sup>

Πίνακας 6.34: Στοιχεία διατομής D 48.3 / 4 mm

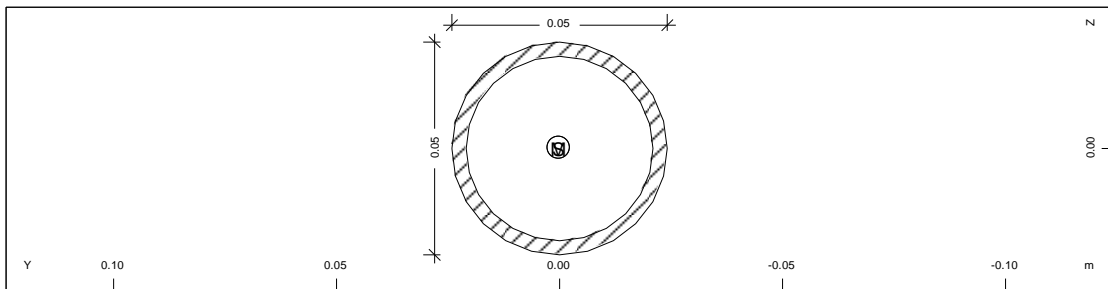
**Cross section No. 7 - D 42.4 / 2.6 mm S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	D 42.4 / 2.6 mm
T=2,6mm	I=6,46cm <sup>4</sup>
A=3,25cm <sup>2</sup>	i=1,41cm
M=2,55 kg/m	W= 3,05cm <sup>3</sup>

Πίνακας 6.35: Στοιχεία διατομής D 42.4 / 2.6 mm

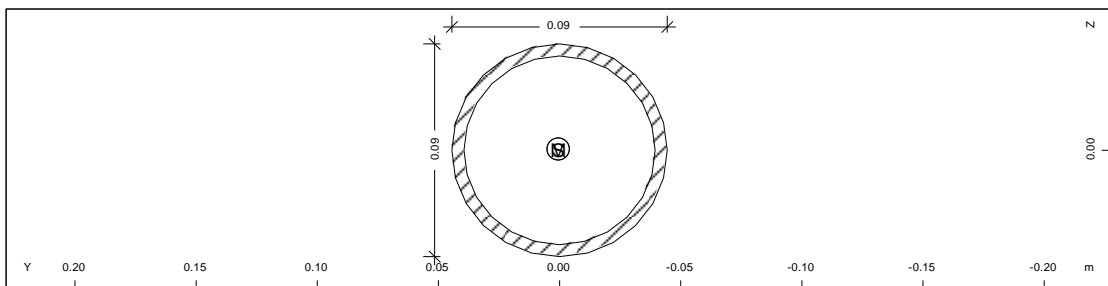
**Cross section No. 8 - D 48.3 / 3.2 mm S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	D 48.3 / 3.2 mm
T=3,2mm	I=11,6cm <sup>4</sup>
A=4,53cm <sup>2</sup>	i=1,60cm
M= 3,56kg/m	W= 4,80cm <sup>3</sup>

Πίνακας 6.36: Στοιχεία διατομής D 48.3 / 3.2 mm

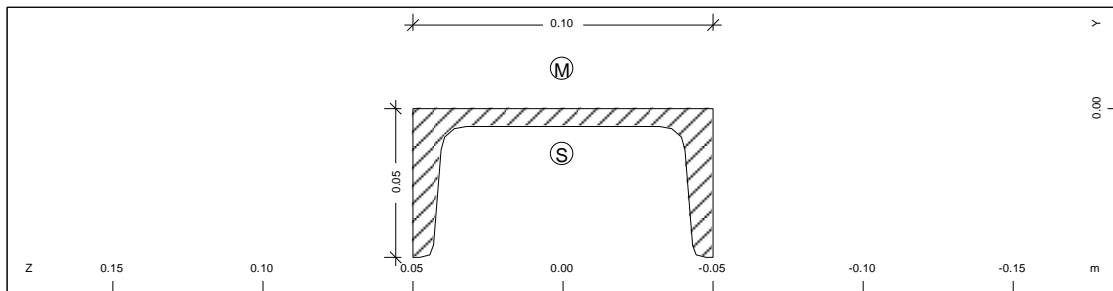
**Cross section No. 9 - D 88.9 / 5 mm S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	D 88.9 / 5 mm
T=5mm	I=116cm <sup>4</sup>
A=13,2cm <sup>2</sup>	i=2,97cm
M=10,3 kg/m	W=26,2cm <sup>3</sup>

Πίνακας 6.37: Στοιχεία διατομής D 88.9 / 5 mm

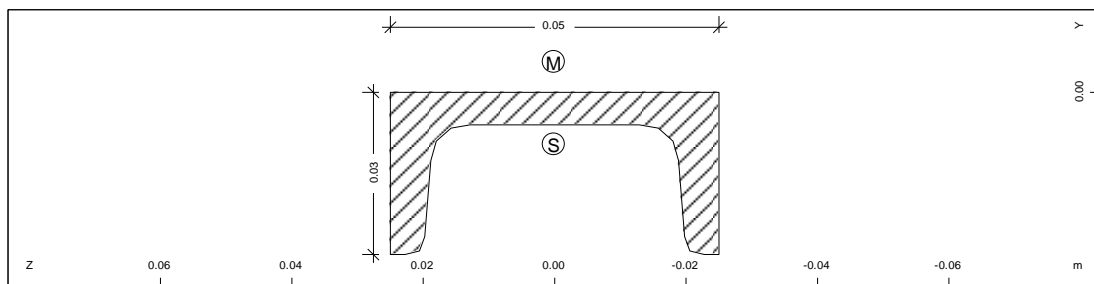
**Cross section No. 10 - U 100 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	U 100
h=100mm	$i_y=3,91\text{cm}$
b=50mm	$I_y=206\text{cm}^4$
$t_s=6\text{mm}$	$W_{,y}=41,2\text{cm}^3$
$t_g=8,5\text{mm}$	$i_z=1,47\text{cm}$
$r_2=4,5\text{mm}$	$I_z=29,3\text{cm}^4$
$A=13,5\text{cm}^2$	$W_{,z}=8,49\text{cm}^3$

Πίνακας 6.38: Στοιχεία διατομής U100

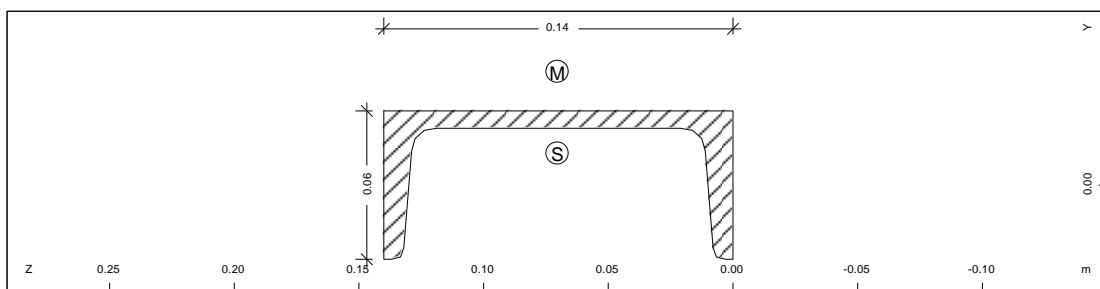
**Cross section No. 11 - U 50 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	U 50
h=50mm	$i_y=1,92\text{cm}$
b=38mm	$I_y=26,4\text{cm}^4$
$t_s=5\text{mm}$	$W_{,y}=10,6\text{cm}^3$
$t_g=7\text{mm}$	$i_z=1,13\text{cm}$
$r_2=3,5\text{mm}$	$I_z=9,12\text{cm}^4$
$A=7,12\text{cm}^2$	$W_{,z}=3,75\text{cm}^3$

Πίνακας 6.39: Στοιχεία διατομής U50

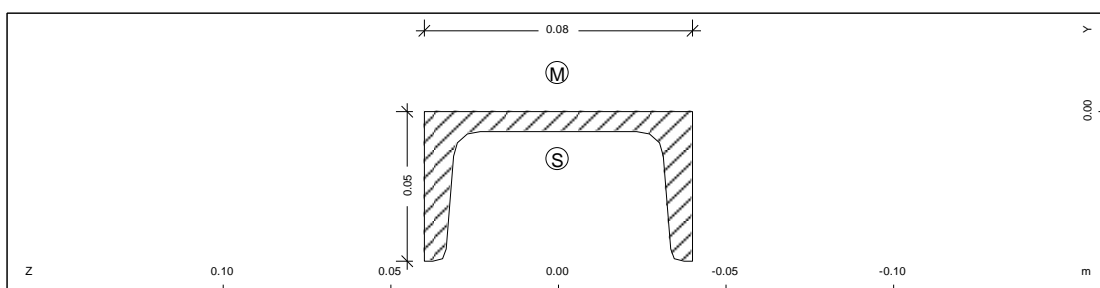
**Cross section No. 12 - U 140 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	U 140
h=140mm	$i_y=5,45\text{cm}$
b=60mm	$I_y=605\text{cm}^4$
$t_s=7\text{mm}$	$W_{y,y}=86,4\text{cm}^3$
$t_g=10\text{mm}$	$i_z=1,75\text{cm}$
$r_2=5\text{mm}$	$I_z=62,7\text{cm}^4$
$A=20,4\text{cm}^2$	$W_{z,z}=14,8\text{cm}^3$

Πίνακας 6.40: Στοιχεία διατομής U140

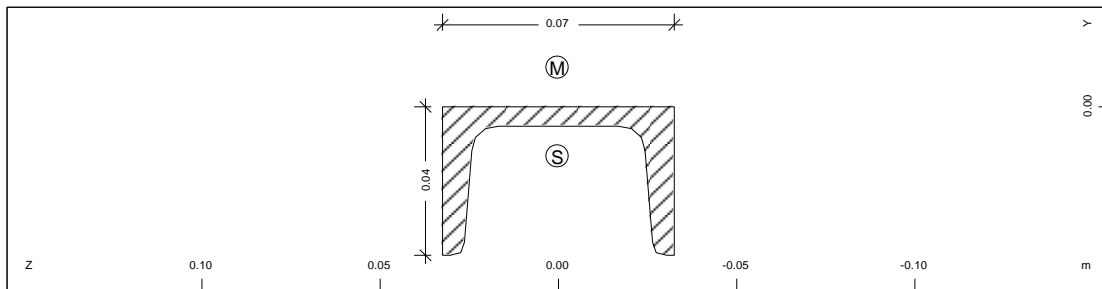
**Cross section No. 13 - U 80 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	U 80
h=80mm	$i_y=3,10\text{cm}$
b=45mm	$I_y=106\text{cm}^4$
$t_s=6\text{mm}$	$W_{y,y}=26,5\text{cm}^3$
$t_g=8\text{mm}$	$i_z=1,33\text{cm}$
$r_2=4\text{mm}$	$I_z=19,4\text{cm}^4$
$A=11,0\text{cm}^2$	$W_{z,z}=6,36\text{cm}^3$

Πίνακας 6.41: Στοιχεία διατομής U80

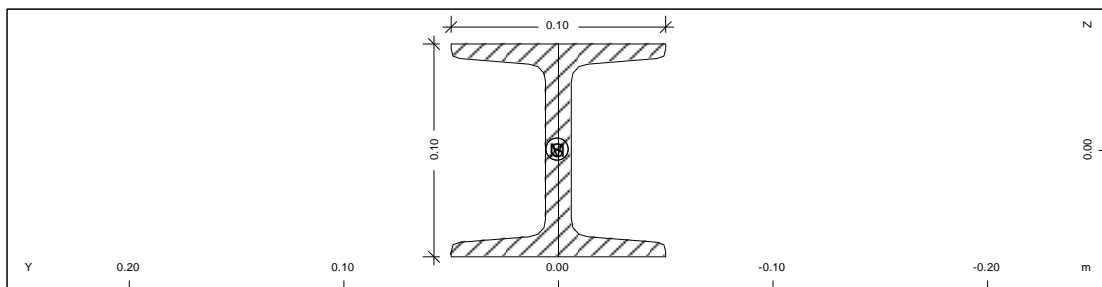
**Cross section No. 14 - U 65 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	U 65
h=65mm	$i_y=2,52\text{cm}$
b=42mm	$I_y=57,5\text{cm}^4$
$t_s=6\text{mm}$	$W_{,y}=17,7\text{cm}^3$
$t_g=5,5\text{mm}$	$i_z=1,25\text{cm}$
$r_2=4\text{mm}$	$I_z=14,1\text{cm}^4$
$A=9,03\text{cm}^2$	$W_{,z}=5,07\text{cm}^3$

**Πίνακας 6.42:** Στοιχεία διατομής U65

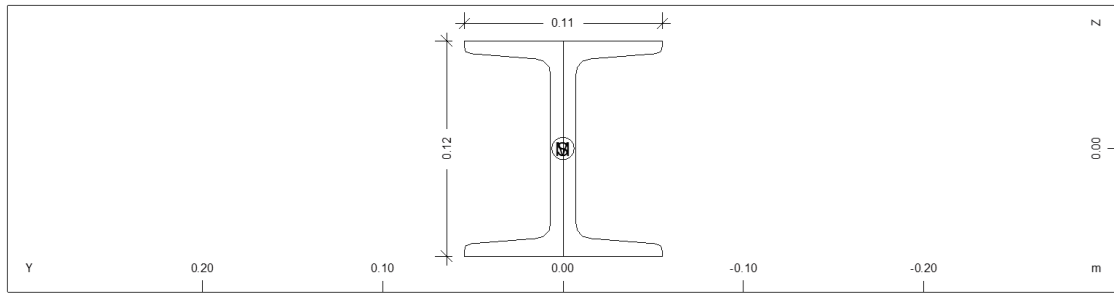
**Cross section No. 15 - 2U 100 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	2U 100
h=100mm	$i_y=3,91\text{cm}$
b=50mm	$I_y=206\text{cm}^4$
$t_s=6\text{mm}$	$W_{,y}=41,2\text{cm}^3$
$t_g=8,5\text{mm}$	$i_z=1,47\text{cm}$
$r_2=4,5\text{mm}$	$I_z=29,3\text{cm}^4$
$A=27\text{cm}^2$	$W_{,z}=8,49\text{cm}^3$

**Πίνακας 6.43:** Στοιχεία διατομής 2U100

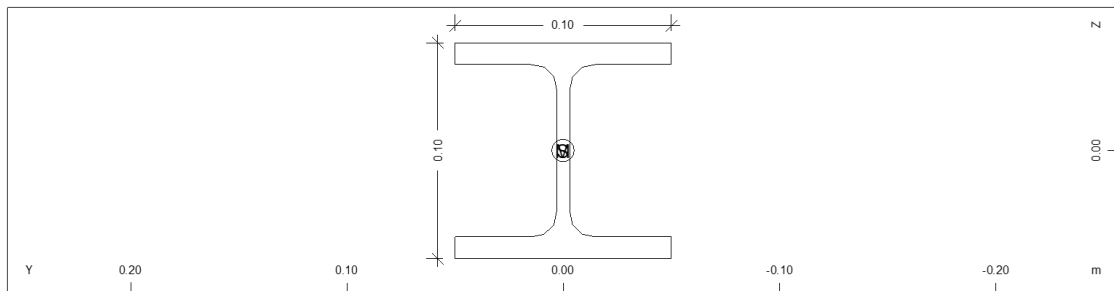
**Cross section No. 16 - 2U 120 S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	2U 120
h=120mm	$i_y=4,62\text{cm}$
b=55mm	$I_y=364\text{cm}^4$
$t_s=7\text{mm}$	$W_{,y}=60,7\text{cm}^3$
$t_g=9\text{mm}$	$i_z= 1,59\text{cm}$
$r_2=4,5\text{mm}$	$I_z=43,2\text{cm}^4$
$A=34\text{cm}^2$	$W_{,z}=11,1\text{cm}^3$

**Πίνακας 6.44:** Στοιχεία διατομής 2U120

**Cross section No. 17 - HE 100 B S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	HE 100 B
h=100mm	$I_y=449,5\text{cm}^4$
b=100mm	$W_{ei,y}=89,91\text{cm}^3$
$t_w=6\text{mm}$	$W_{pl,y}=104,20\text{cm}^3$
$t_f=10\text{mm}$	$i_z=2,53\text{cm}$
r=12mm	$I_z=167,3\text{cm}^4$
$A=26,04\text{cm}^2$	$W_{el,z}=33,45\text{cm}^3$
$i_y=4,16\text{cm}$	$W_{pl,z}=51,42\text{cm}^3$

**Πίνακας 6.45:** Στοιχεία διατομής HE 100 B



**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

LC	130	131	150	151	MAX N
<b>ΧΙΑΣΤΙ</b>					
X1	87,6	212,7	188,9	319,1	319,1
X2	79,2	152,1	127,9	205,2	205,2
X3	72,3	109,0	108,8	148,4	148,4
X4	53,0	64,5	69,7	80,9	80,9
X5	193,8	307,2	51,7	157,4	307,2
X6	66,4	116,4	30,4	66,4	116,4
X7	120,3	187,3	168,1	239,5	239,5
X8	84,4	121,7	104,9	140,0	140,0
X9	61,3	83,1	74,6	97,3	97,3
X10	40,4	48,6	47,5	56,0	56,0
X11	86,3	96,1	30,0	39,6	96,1
X12	48,4	52,2	22,1	25,9	52,2
X13	43,1	43,5	19,7	18,3	43,5
X14	27,1	24,0	10,7	8,91	27,1
X15	78,0	96,3	24,9	43,0	96,3
X16	40,4	49,4	12,3	22,2	49,4
X17	37,0	42,2	13,4	17,3	42,2
X18	19,6	27,0	6,12	7,99	27,0

Πίνακας 6.46: Μέγιστες αξονικές κτίριο χωρίς κανονικότητα

ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	A	$N_{pl,Rd}$	ΘΕΣΗ
X1	2UPN 120	2x17	726,36	Ισόγειο
X2	UPN 140	20,4	435,82	1 <sup>ος</sup> όροφος
X3	UPN 100	13,5	317,25	2 <sup>ος</sup> όροφος
X4	UPN 65	9,03	192,90	3 <sup>ος</sup> όροφος
X5	HEB 120	34,01	726,57	Ισόγ.- 1 <sup>ος</sup> όρ.
X6	TUBE 88,9*5,0	13,2	282,00	2 <sup>ος</sup> όρ.- 3 <sup>ος</sup> όρ
X7	2UPN 100	2x13,5	576,82	Ισόγειο
X8	UPN 100	13,5	288,41	1 <sup>ος</sup> όροφος
X9	UPN 80	11,0	235,00	2 <sup>ος</sup> όροφος
X10	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	3 <sup>ος</sup> όροφος
X11	UPN 80	11,0	235,00	Ισόγειο
X12	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	1 <sup>ος</sup> όροφος
X13	TUBE 48,3*3,2	4,53	96,77	2 <sup>ος</sup> όροφος
X14	TUBE 42,4*2,6	3,25	69,43	3 <sup>ος</sup> όροφος
X15	UPN 80	11,0	235,00	Ισόγειο
X16	TUBE 48,3*4,0	5,57	118,99	1 <sup>ος</sup> όροφος
X17	TUBE 48,3*3,2	4,53	96,77	2 <sup>ος</sup> όροφος
X18	TUBE 42,4*2,6	3,25	69,43	3 <sup>ος</sup> όροφος

Πίνακας 6.47:  $N_{pl,Rd}$  χιαστών κτίριο χωρίς κανονικότητα

ΧΙΑΣΤΙ	MAX N	Ω	1/Ω ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ
X1	319,1	1,138	0,879
X2	205,2	1,062	0,942
X3	148,4	1,069	0,936
X4	80,9	1,192	0,839
X5	307,2	1,183	0,846
X6	116,4	1,211	0,826
X7	239,5	1,204	0,830
X8	140,0	1,030	0,971
X9	97,3	1,208	0,828
X10	56,0	1,062	0,941
X11	96,1	1,223	0,818
X12	52,2	1,140	0,877
X13	43,5	1,112	0,899
X14	27,1	1,281	0,781
X15	96,3	1,220	0,820
X16	49,4	1,204	0,830
X17	42,2	1,147	0,872
X18	27,0	1,286	0,778

Πίνακας 6.48: Υπολογισμός Ω και συντελεστή εκμετάλλευσης κτίριο χωρίς κανονικότητα

**Cross section No. 5 - D 48.3 / 4 mm S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 7 - D 42.4 / 2.6 mm S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 8 - D 48.3 / 3.2 mm S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 9 - D 88.9 / 5 mm S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 10 - U 100 S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 11 - U 140 S235** → Όμοια με κανονικό

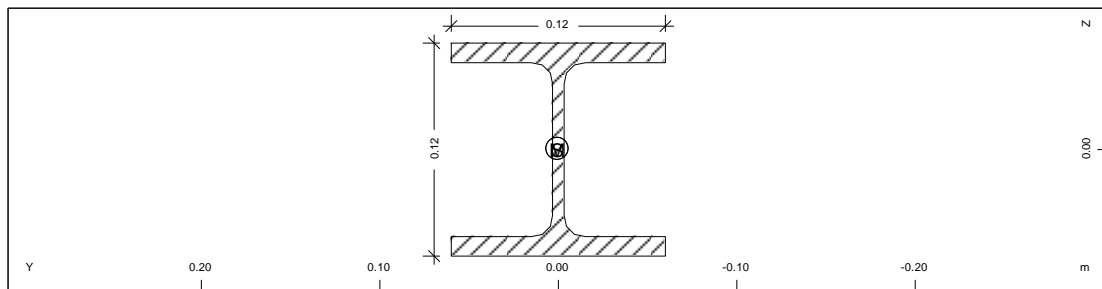
**Cross section No. 12 - U 80 S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 13 - U 65 S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 14 - 2U 100 S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 15 - 2U 120 S235** → Όμοια με κανονικό

**Cross section No. 16 - HE 120 B S235**



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	HE 120 B
$h=120\text{mm}$	$I_y=864,4\text{cm}^4$
$b=120\text{mm}$	$W_{ei,y}=144,1\text{cm}^3$
$t_w=6,5\text{mm}$	$W_{pl,y}=165,20\text{cm}^3$
$t_f=11\text{mm}$	$i_z=3,06\text{cm}$
$r=12\text{mm}$	$I_z=317,5\text{cm}^4$
$A=34,01\text{cm}^2$	$W_{el,z}=52,92\text{cm}^3$
$i_y=5,04\text{cm}$	$W_{pl,z}=80,97\text{cm}^3$

**Πίνακας 6.49:** Στοιχεία διατομής HE 120 B

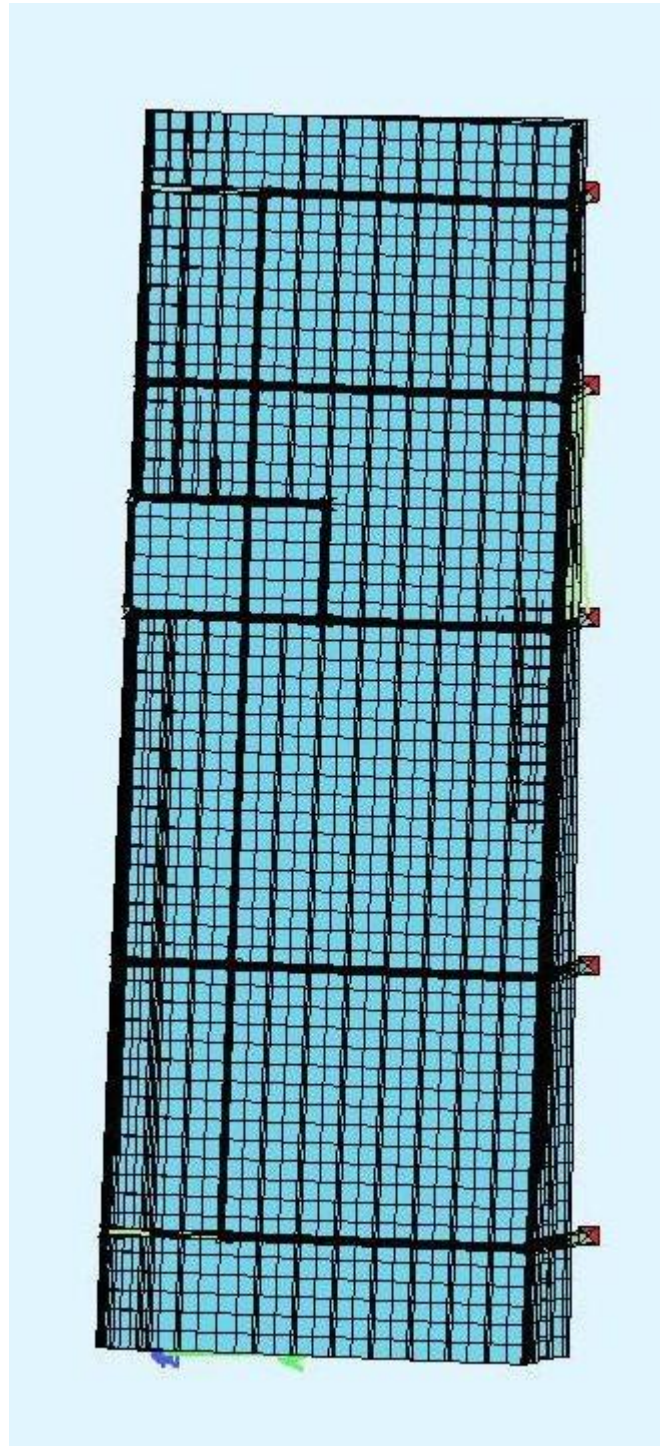
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

### 7.1 Σύγκριση μορφής ιδιομορφών

#### 7.1.1 Κτίριο με κανονικότητα

Στην προτελευταία δοκιμή πρόεκυπταν ιδιομορφές που δεν ήταν ικανοποιητικές, διότι προσπαθώ συνήθως να έχω τις δυο πρώτες ιδιομορφές μετακινησιακές κατά  $x$  και κατά  $y$  αντίστοιχα, προκειμένου να μην υφίστανται τα μέλη μου σύνθετη καταπόνηση και εξαντλώ τους συντελεστές εκμετάλλευσης, κι μας προέκυψαν όλες με στροφή. Εκτιμώ ότι είχα κάνει λάθος τοποθέτηση των χιαστί συνδέσμων δηλαδή δεν είχαν τοποθετηθεί συμμετρικά και δημιουργούσαν πόλο περιστροφής. Όπως φαίνεται παρακάτω

1<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ

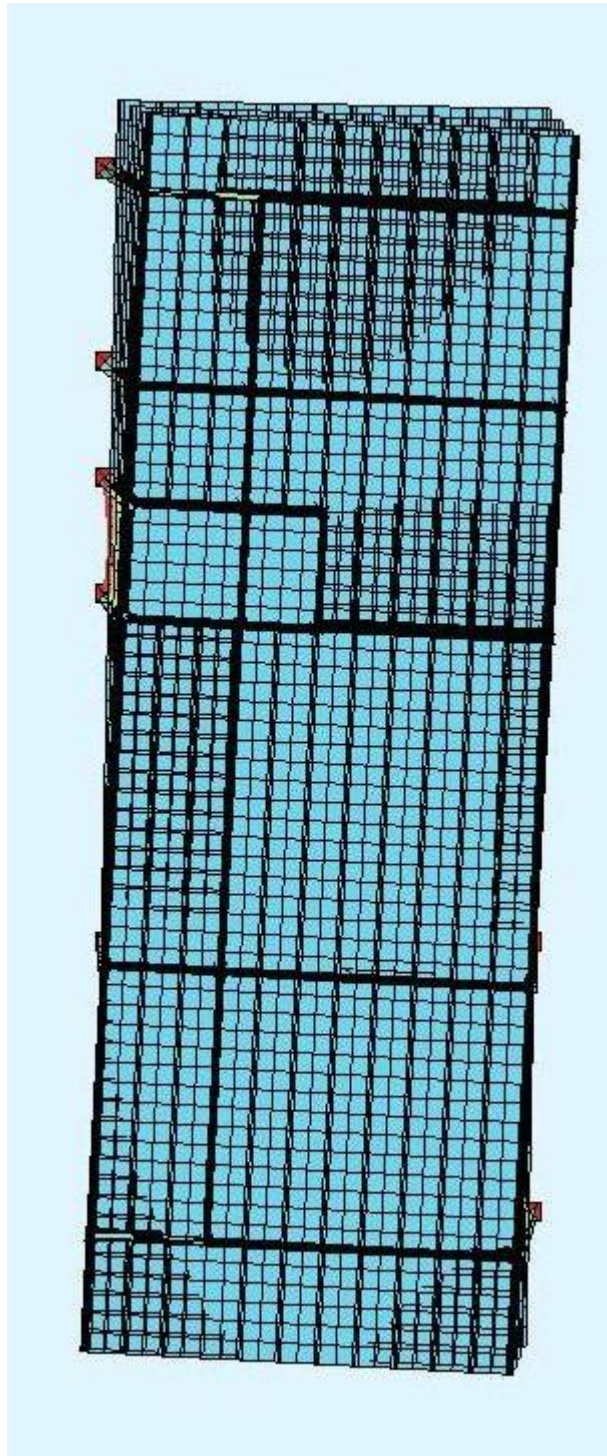


**Εικόνα 7.1:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά



**Εικόνα 7.2:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά

2<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ



**Εικόνα 7.3:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά





**Εικόνα 7.4:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά

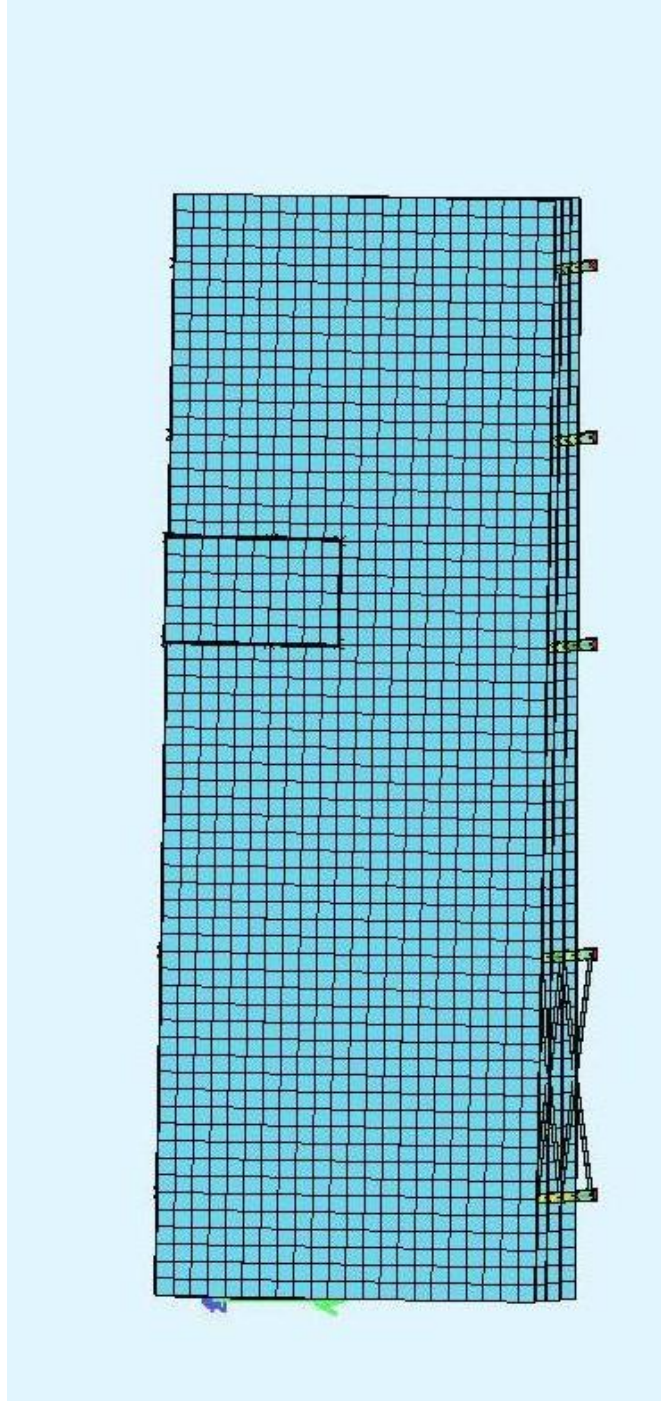


**Εικόνα 7.5:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο με κανονικότητα χωρίς ικανοποιητική συμπεριφορά

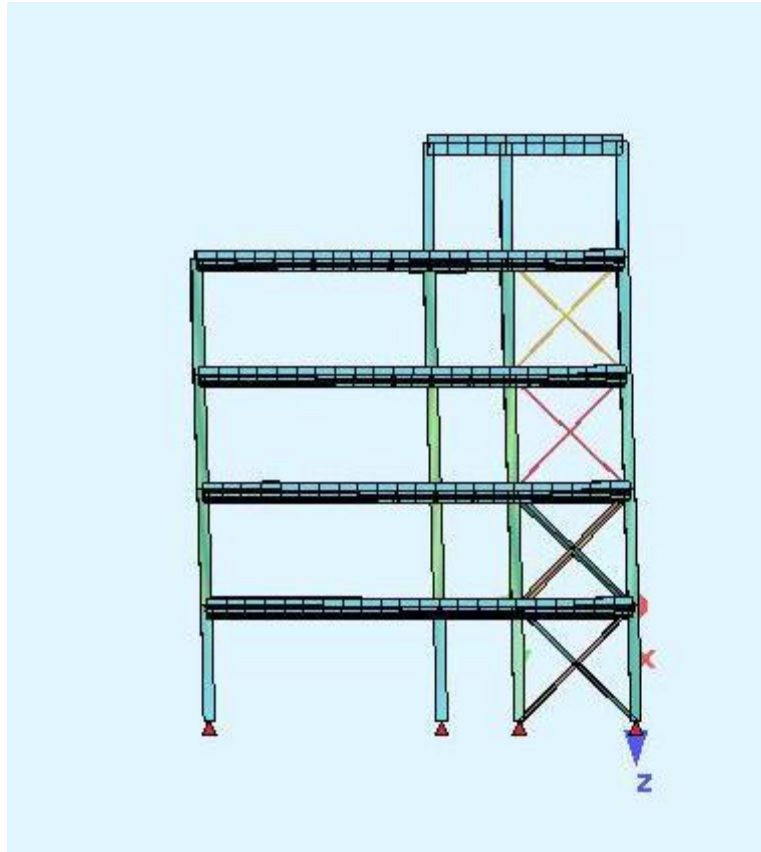


Αλλάζοντας τις θέσεις των χιαστί συνδέσμων έχω σωστή μορφή ιδιομορφών την παρακάτω:

1<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ

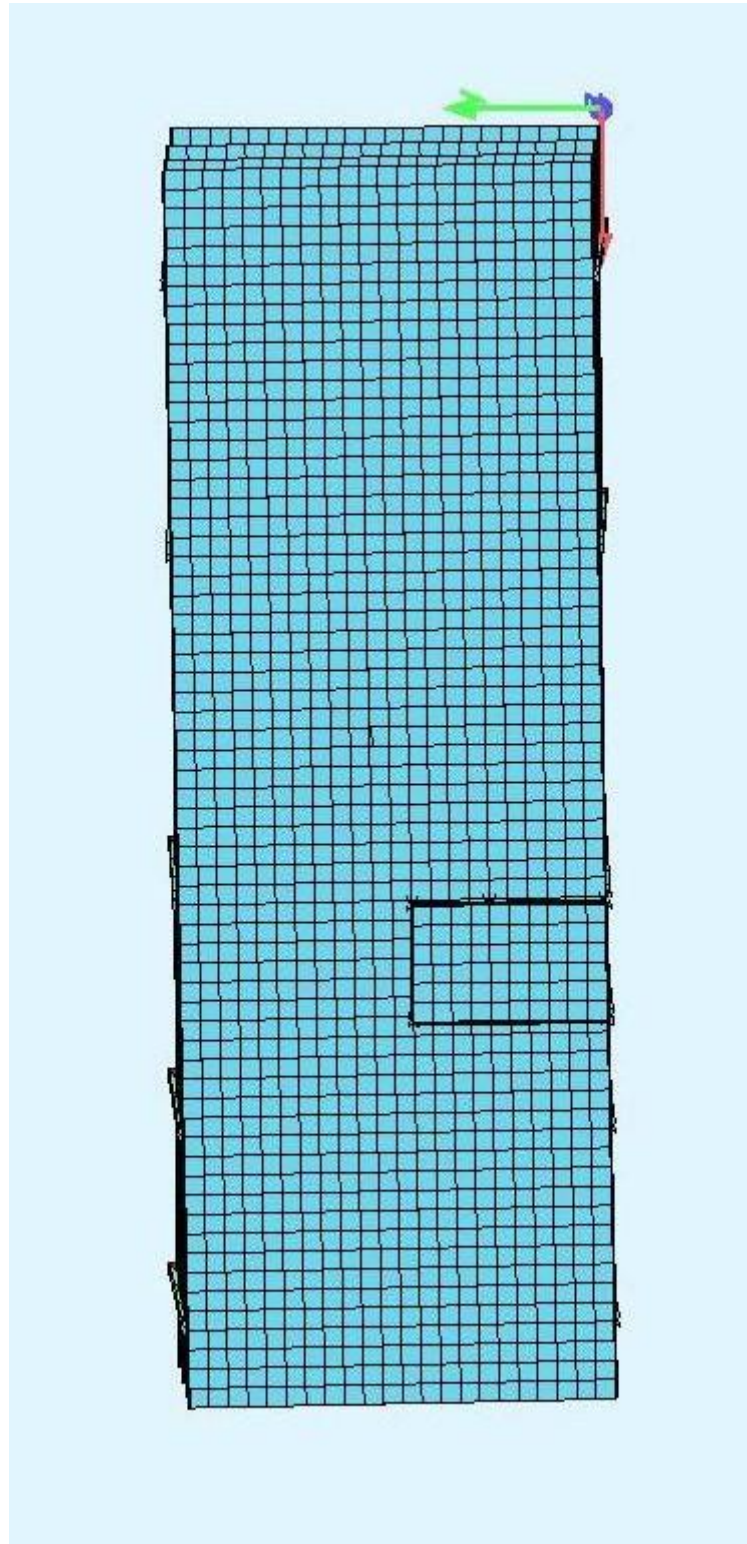


**Εικόνα 7.6:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά  $T_1 = 0,717\text{sec}$

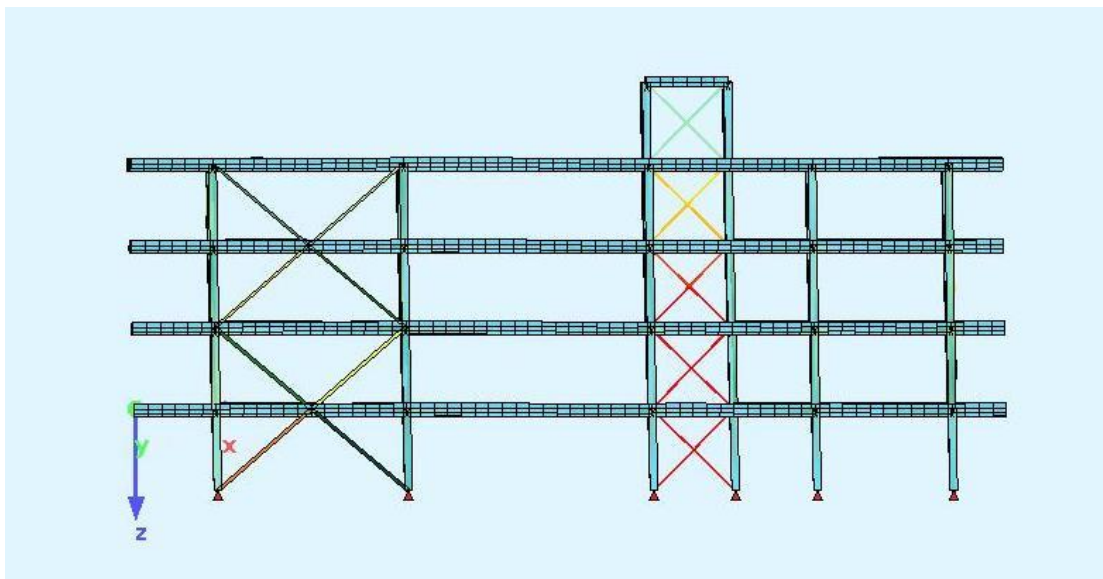


**Εικόνα 7.7:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά  $T_1 = 0,717\text{sec}$

2<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ



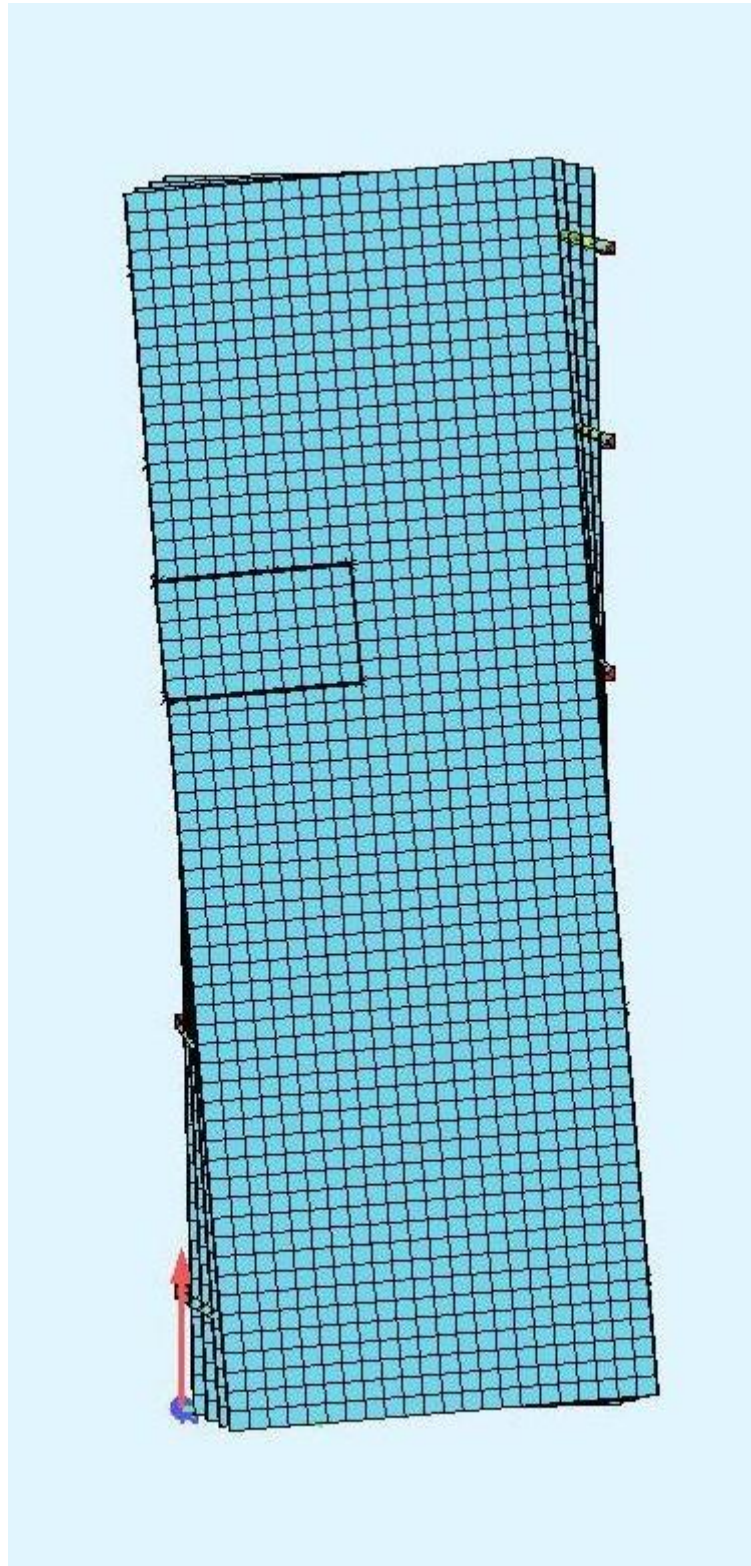
**Εικόνα 7.8:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά  $T_2 = 0,628\text{sec}$



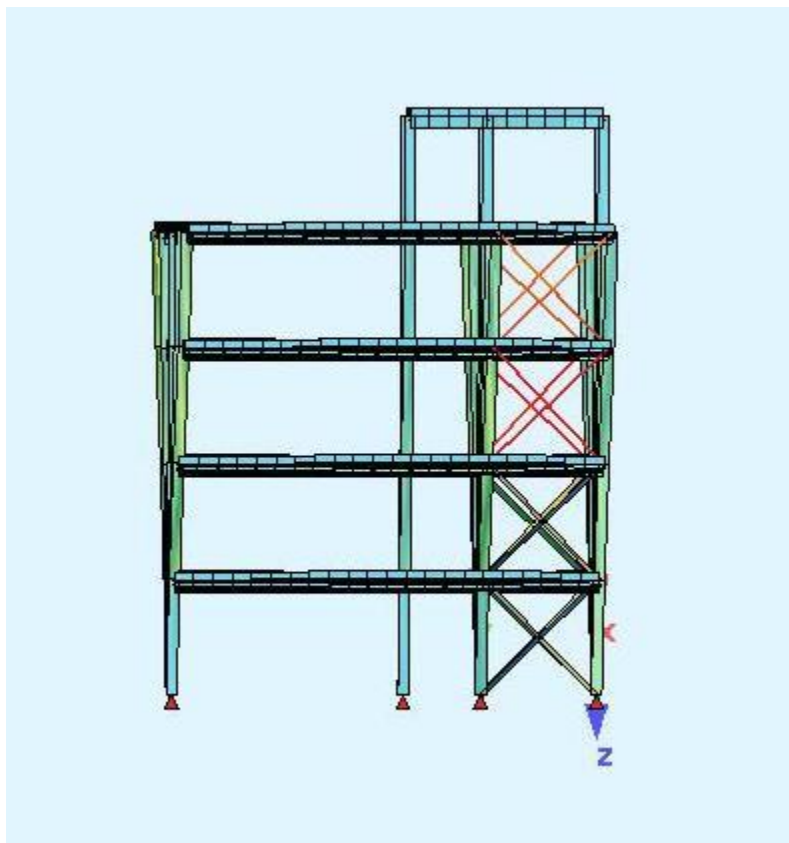
**Εικόνα 7.9:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά  $T_2 = 0,628\text{sec}$



3<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ



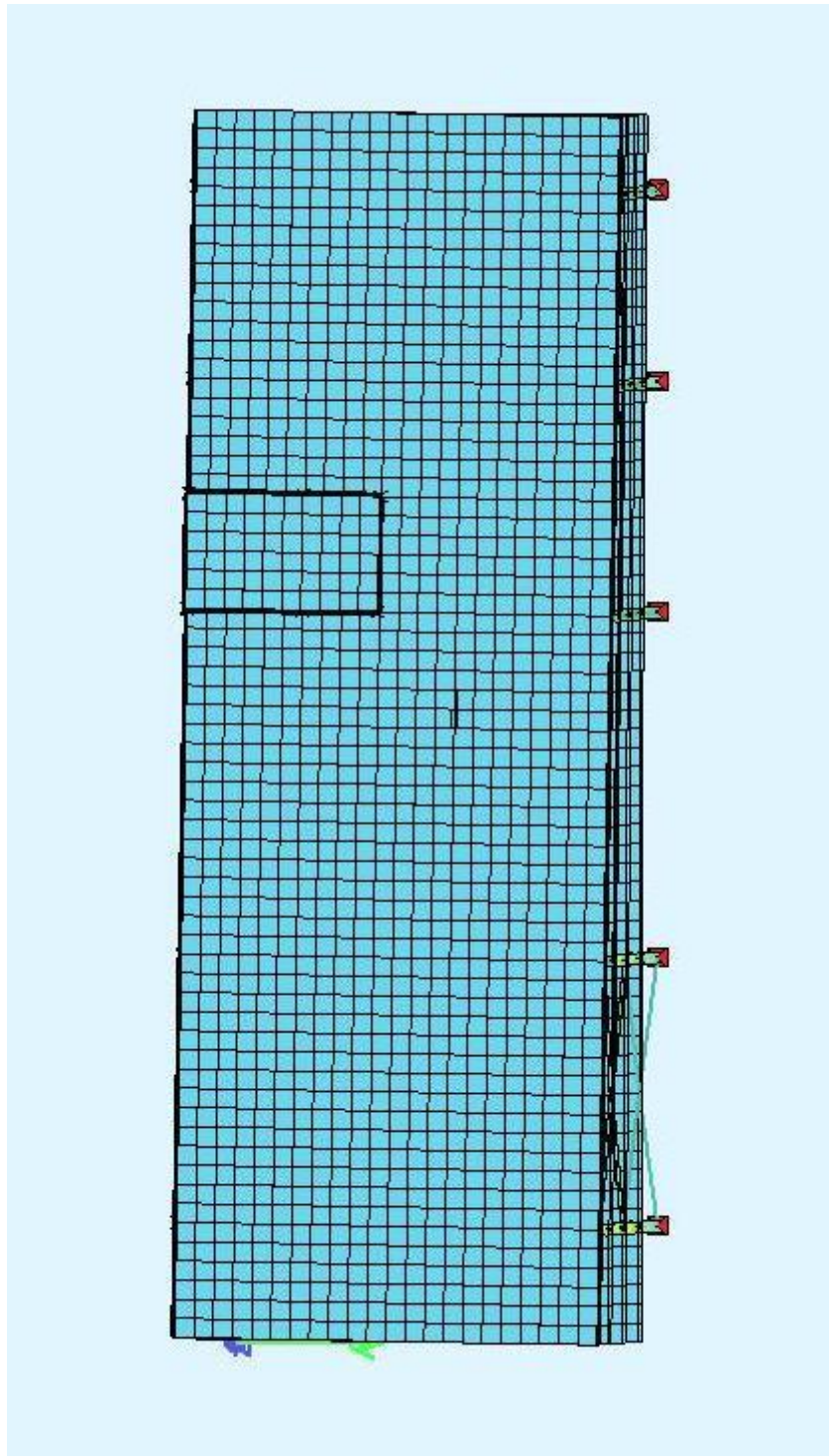
**Εικόνα 7.10:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά  $T_3 = 0,533 \text{ sec}$



**Εικόνα 7.11:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο με κανονικότητα ικανοποιητική συμπεριφορά  $T_3 = 0,533$  sec

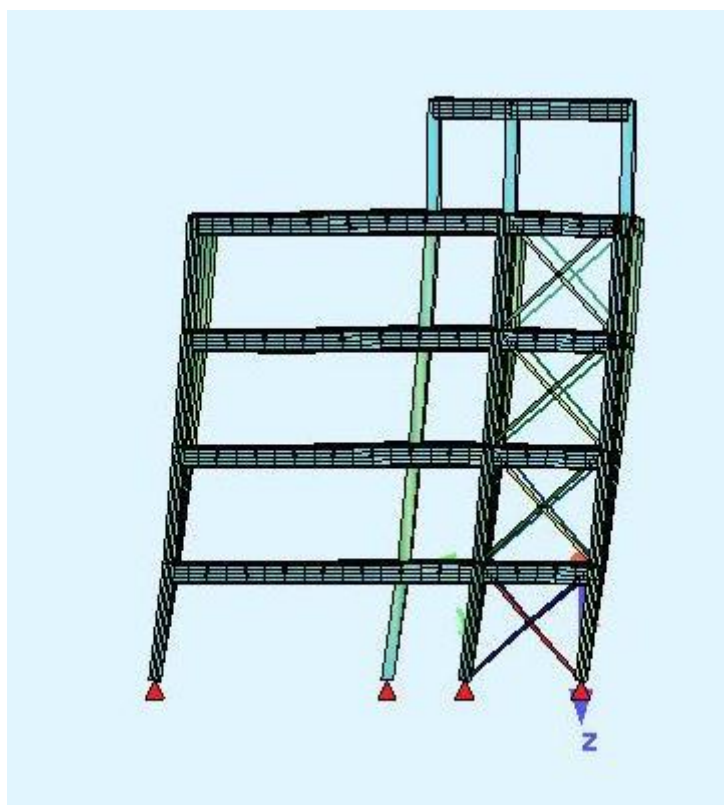
**7.1.2 Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

1<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ



**Εικόνα 7.12:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο χωρίς κανονικότητα

$$T_1 = 0,685 \text{ sec}$$

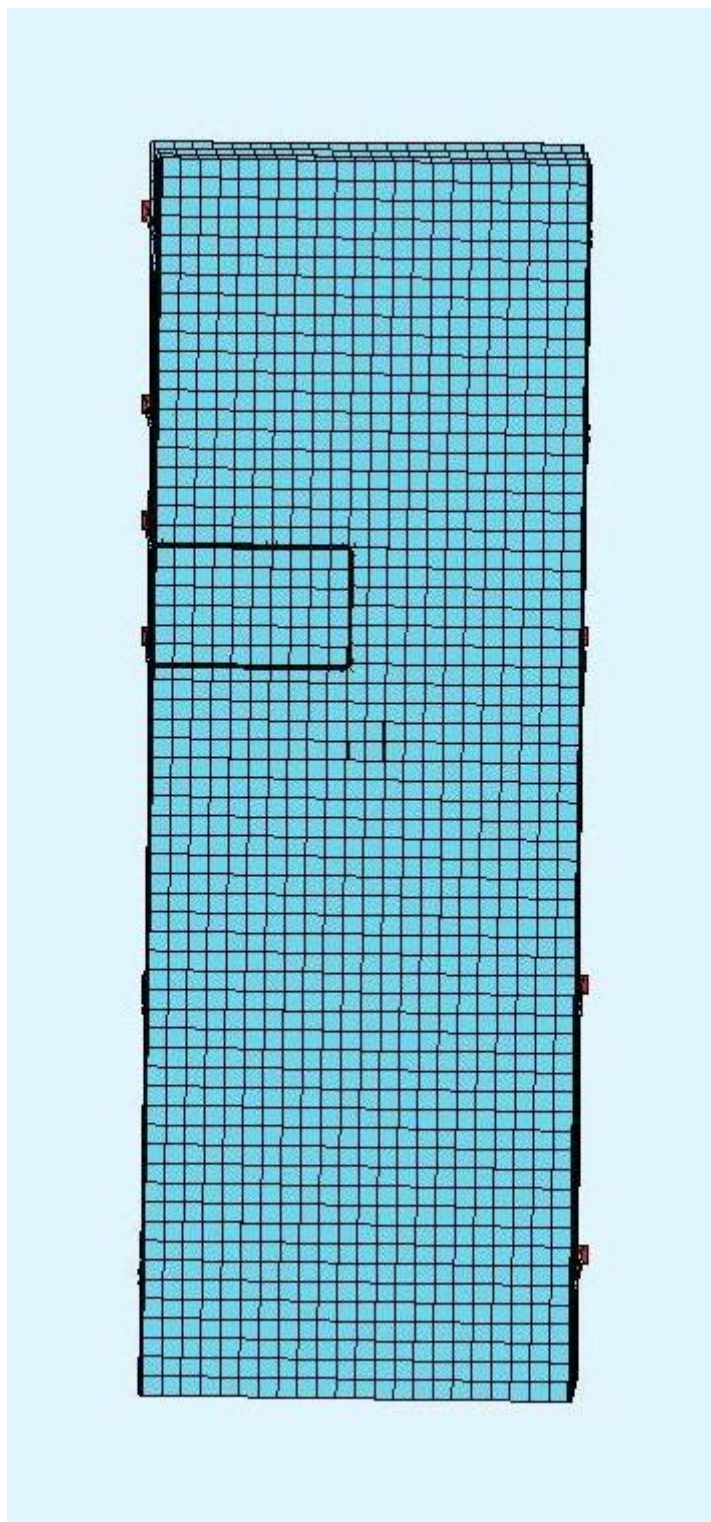


Εικόνα 7.13: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα

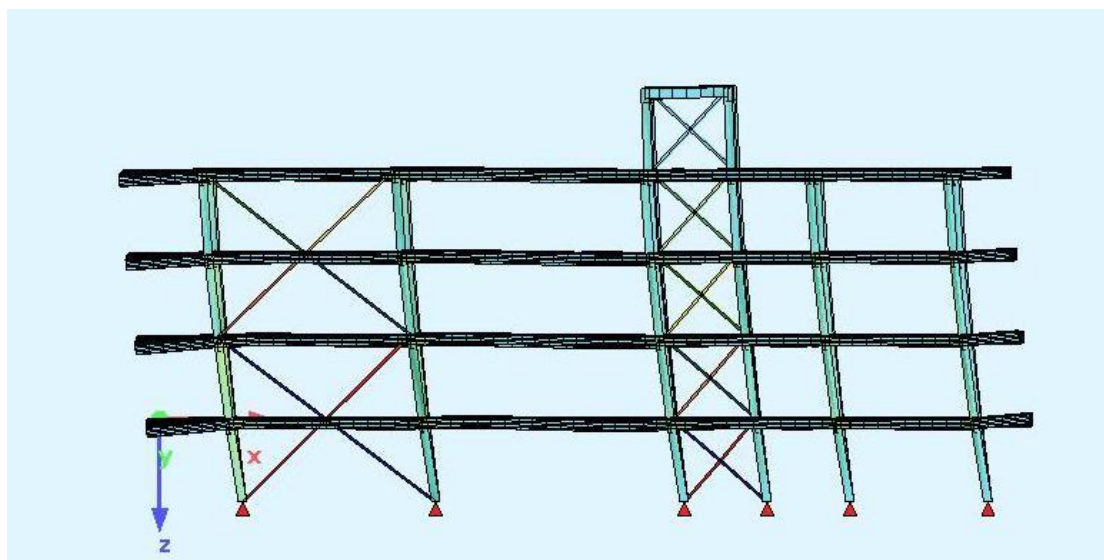
$$T_1 = 0,685 \text{ sec}$$



2<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ



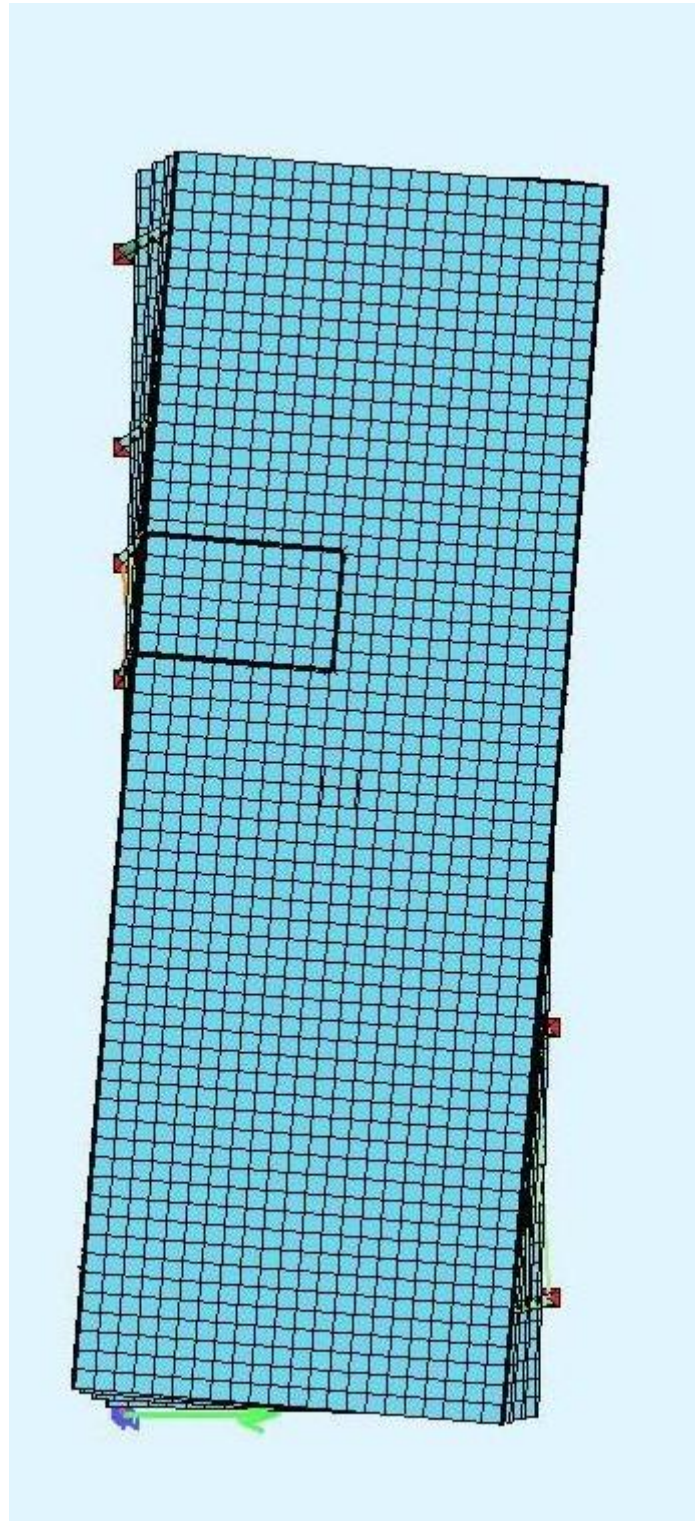
**Εικόνα 7.14:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο χωρίς κανονικότητα  
 $T_2 = 0,622 \text{ sec}$



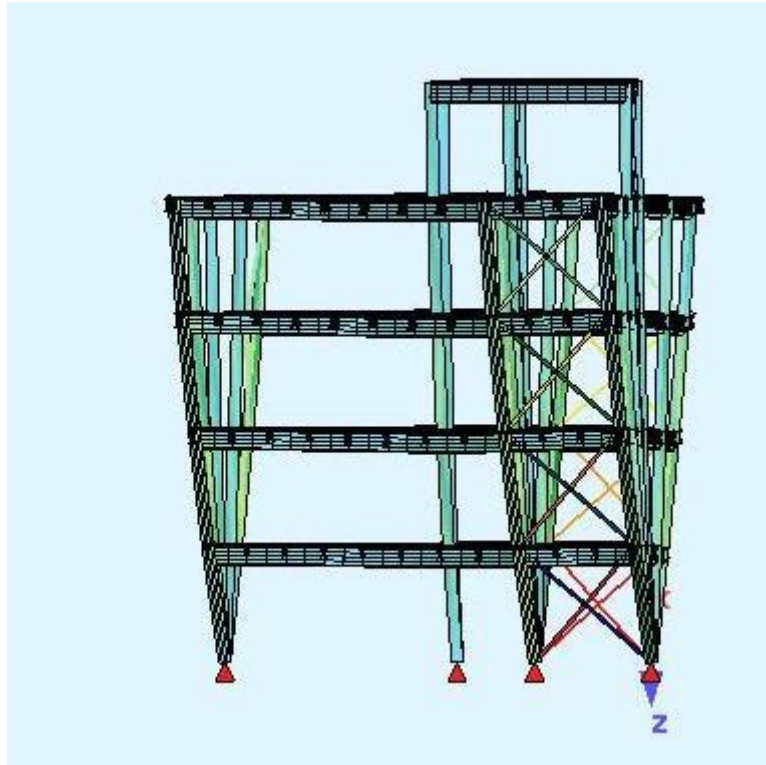
Εικόνα 7.15: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα

$$T_2 = 0,622 \text{ sec}$$

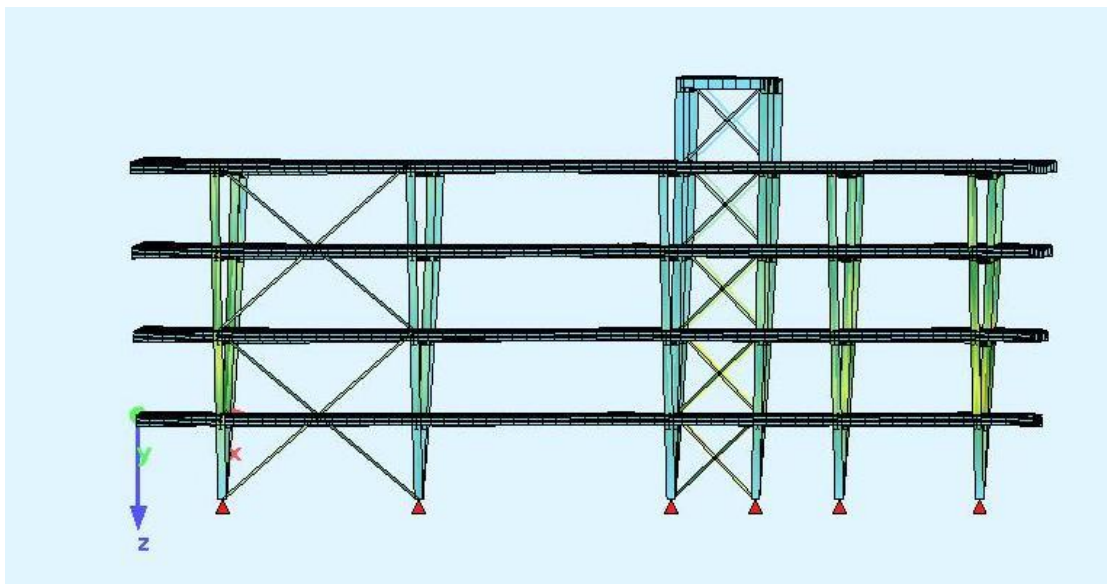
3<sup>η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ



**Εικόνα 7.16:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή σε κάτοψη (άξονες x-y) κτίριο χωρίς κανονικότητα  
 $T_3 = 0,529 \text{ sec}$



Εικόνα 7.17: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες y-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα  
 $T_3 = 0,529 \text{ sec}$



Εικόνα 7.18: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή σε όψη (άξονες x-z) κτίριο χωρίς κανονικότητα  
 $T_3 = 0,529 \text{ sec}$

7.2 Σύγκριση ποσοστών μάζας

Κτίριο με κανονικότητα

ΣΕΙΣΜΟΣ X -X		
mode	[0/0]	sum
1	0,0	0,0
2	72,4	72,4
3	12,6	85,0
4	0,0	85,0
5	10,6	95,6
6	1,0	96,6
7	0,0	96,6
8	0,0	96,6
9	0,0	96,6
10	0,0	96,6
11	0,0	96,6
12	0,0	96,6
13	0,0	96,6
14	0,0	96,6
15	0,0	96,6

Πίνακας 7.1: Ποσοστό δράσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση x κτίριο με κανονικότητα

ΣΕΙΣΜΟΣ Y -Y		
mode	[0/0]	sum
1	80,5	80,5
2	0,0	80,5
3	0,2	80,7
4	13,2	93,9
5	0,0	93,9
6	0,5	94,4
7	0,0	94,4

8	0,1	94,5
9	3,0	97,5
10	0,2	97,7

**Πίνακας 7.2:** Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση y κτίριο με κανονικότητα

**Ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη είναι τέτοιος ώστε να συγκεντρώνεται το 90% της ταλαντούμενης μάζας και στις 2 διευθύνσεις.**



**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

<b>ΣΕΙΣΜΟΣ X -X</b>		
<b>mode</b>	<b>[0/0]</b>	<b>sum</b>
1	0,0	0,0
2	77,0	77,0
3	9,1	86,1
4	0,1	86,2
5	9,9	<b>96,1</b>
6	0,6	96,7
7	0,0	96,7
8	0,1	96,8
9	0,0	96,8
10	0,0	96,8
11	0,1	96,9
12	0,0	96,9
13	0,0	96,9
14	0,0	96,9
15	0,0	96,9

**Πίνακας 7.3:** Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση x κτίριο χωρίς κανονικότητα

<b>ΣΕΙΣΜΟΣ Y -Y</b>		
<b>mode</b>	<b>[0/0]</b>	<b>sum</b>
1	80,8	80,8
2	0,0	80,8
3	0,0	80,8
4	13,4	94,2
5	0,1	<b>94,3</b>
6	0,0	94,3
7	0,0	94,3
8	0,0	94,3

9	0,0	94,3
10	0,0	94,3

**Πίνακας 7.4:** Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την διεύθυνση y κτίριο χωρίς κανονικότητα

## 7.2 Σύγκριση περιόδων

### Κτίριο με κανονικότητα

<b>ΣΕΙΣΜΟΣ X-X/Y-Y</b>				
<b>no</b>	<b>LC</b>	<b>Omega ω [1/sec]</b>	<b>Frequency f [Hertz]</b>	<b>Period T [sec]</b>
1	100	8.764	1.395	0.717
2	101	10.006	1.593	0.628
3	102	11.798	1.878	0.533
4	103	25.042	3.986	0.251
5	104	28.338	4.510	0.222
6	105	33.522	5.335	0.187
7	106	35.819	5.701	0.175
8	107	37.370	5.948	0.168
9	108	40.117	6.385	0.157
10	109	41.041	6.532	0.153
11	110	41.415	6.591	0.152
12	111	41.685	6.634	0.151
13	112	42.012	6.686	0.150
14	113	42.025	6.689	0.150
15	114	42.344	6.739	0.148

**Πίνακας 7.5:** Περίοδος και συχνότητα ιδιομορφών κτίριο με κανονικότητα



όπου:

κυκλική ιδιοσυχνότητα  $\omega$

συχνότητα  $f = \frac{1}{T}$

ιδιοπερίοδος  $T = \frac{2\pi}{\omega}$

με

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \dots$$

και αντίστοιχα

$$T_1 > T_2 > T_3 > \dots$$

**Κτίριο χωρίς κανονικότητα**

<b>ΣΕΙΣΜΟΣ X-X/Y-Y</b>				
<b>no</b>	<b>LC</b>	<b>Omega [1/sec]</b>	<b>Frequency [Hertz]</b>	<b>Period [sec]</b>
1	100	9.175	1.460	0.685
2	101	10.096	1.607	0.622
3	102	11.888	1.892	0.529
4	103	27.728	4.413	0.227
5	104	29.377	4.676	0.214
6	105	34.543	5.498	0.182
7	106	35.947	5.721	0.175
8	107	36.380	5.790	0.173
9	108	39.195	6.238	0.160
10	109	39.705	6.319	0.158
11	110	40.372	6.425	0.156
12	111	41.847	6.660	0.150
13	112	43.338	6.898	0.145
14	113	43.895	6.986	0.143
15	114	44.002	7.003	0.143

**Πίνακας 7.6:** Περίοδος και συχνότητα ιδιομορφών κτίριο χωρίς κανονικότητα

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ

Ως προς αναφορά τις ιδιομορφές του κανονικού κτιρίου διαλέχτηκε η θέση τους με δοκιμές στην προτελευταία δοκιμή, που εικόνες της παρατίθενται στο κεφάλαιο 7, πρόεκυπταν ιδιομορφές που δεν ήταν τελείως ικανοποιητικές(παρόλα αυτά αποδεκτές), διότι είχαν όλες στροφή. Κατά το σχεδιασμό ενός κτιρίου επιθυμητό είναι οι δυο πρώτες ιδιομορφές να είναι μετακινησιακές κατά x και κατά y αντίστοιχα ,προκειμένου να μην υφίστανται τα μέλη σύνθετη καταπόνηση λόγω της στροφής και να εξαντλούνται οι συντελεστές εκμετάλλευσης ευκολότερα. Η συμπεριφορά αυτή του κτιρίου οφείλεται στη θέση των χιαστί συνδέσμων δηλαδή στη μη συμμετρική τοποθέτηση τους ,δημιουργώντας έτσι πόλο περιστροφής (λόγο κακής κατανομής της ακαμψίας). Αλλάζοντας τις θέσεις των χιαστί συνδέσμων και δημιουργώντας έναν χιαστί ο οποίος εκτείνεται ανά δύο ορόφους προκύπτει σωστότερη μορφή ιδιομορφών.

Τόσο στο κτίριο με κανονικότητα όσο και στο κτίριο χωρίς κανονικότητα ενώ τοποθετήθηκαν στις ίδιες θέσεις οι χιαστί σύνδεσμοι οι ιδιομορφές είναι διαφορετικές. Στο κτίριο με κανονικότητα οι δύο πρώτες είναι καθαρά μετακινησιακές και η τρίτη στροφική .Στο κτίριο χωρίς κανονικότητα οι δυο πρώτες είναι μετακινησιακές αλλά όχι καθαρά, έχουν και στροφή. Θεωρώ ότι αυτή η διαφορά συμπεριφοράς οφείλεται στο γεγονός ότι η τρύπα μειώνει τη διαφραγματική λειτουργία της πλάκας στο κτίριο χωρίς κανονικότητα.

Ένα ακόμη συμπέρασμα που αφορά και τα δυο κτίρια είναι το ότι στον σεισμό κατά x στην πρώτη ιδιομορφή χρησιμοποιείται το 0% της μάζας τόσο στο κτίριο με κανονικότητα όσο και χωρίς κανονικότητα ενώ στην δεύτερη ιδιομορφή χρησιμοποιείται μεγάλο ποσοστό της μάζας της τάξης των 72,4 % στο κτίριο με κανονικότητα και 77 % στο κτίριο χωρίς κανονικότητα. Ενώ στον σεισμό κατά y στην πρώτη ιδιομορφή χρησιμοποιείται μεγάλο ποσοστό της μάζας της τάξης των 80,5 % στο κτίριο με κανονικότητα και 80,8 % στο κτίριο χωρίς κανονικότητα και στην δεύτερη ιδιομορφή το 0 % και στα δύο κτίρια. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι μετακινησιακή κατά y ενώ η δεύτερη κατά x. Ως προς αναφορά στις υπόλοιπες ιδιομορφές εμφανίζουν μικρό ποσοστό μάζας και στις δύο διευθύνσεις .

Ένα άλλο σημαντικό στοιχείο είναι ότι πρέπει στις πέντε πρώτες ιδιομορφές να έχει συγκεντρωθεί το 90 % τις δρώσας ιδιομορφικής μάζας. Στο κτίριο με κανονικότητα στις 5 πρώτες ιδιομορφές συγκεντρώνεται το 95,6 % της μάζας όπως φαίνεται στον Πίνακα 7.1 και στο κτίριο χωρίς κανονικότητα συγκεντρώνεται το 96,1 % της μάζας όπως φαίνεται στον Πίνακα 7.4.

Ο μέγιστος βαθμός χρησιμοποίησης του παραγωγικού ή συντελεστής εκμετάλλευσης ,ορίζεται ως το πηλίκο του εντατικού μεγέθους που καταπονεί την διατομή προς την αντίστοιχη τιμή που αντέχει η διατομή, προφανώς το ζητούμενο είναι αυτή η τιμή αυτή να είναι μικρότερη της μονάδας. Στην διαστασιολόγηση των δοκών κύριων και δευτερευουσών κατά x, κύριων κατά y και υποστυλωμάτων παρατηρούμε μέσω της Ursula του προγράμματος Sofistik ότι οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι οι εξής:

κτίριο με κανονικότητα

Κύριες δοκοί κατά x	IPE 160→0,646
Δευτερεύουσες δοκοί κατά x	IPE 270→0,811
Κύριες δοκοί κατά y	IPE 330→0,835
Υποστυλώματα	HEB280→0,920

κτίριο χωρίς κανονικότητα

Κύριες δοκοί κατά x	IPE 180→0,874
Δευτερεύουσες δοκοί κατά x	IPE 200→0,747
Κύριες δοκοί κατά y	IPE 330→0,817
Υποστυλώματα	HEB280→0,852

Άρα το κτίριο με κανονικότητα έχει μικρότερη ανάγκη στις κύριες δοκούς κατά x και μεγαλύτερη ανάγκη στις δευτερεύουσες δοκούς γι αυτό και επιλέχθηκαν διαφορετικές διατομές για καθένα από τα δύο κτίρια. Για τα υποστυλώματα και τις κύριες δοκούς κατά y που διαλέχθηκε η ίδια διατομή στα δύο κτίρια ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι μικρότερος για το μη κανονικό κτίριο. Σε γενικές γραμμές οι απαιτήσεις του μη κανονικού κτιρίου γι αυτά τα στοιχεία είναι μικρότερες. Αυτή η συμπεριφορά εξηγείται από το γεγονός ότι στο μη κανονικό κτίριο τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι κατά πολύ μικρότερα, λόγω της ύπαρξης της τρύπας.

Ως προς αναφορά στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αν ο έλεγχος δεν ικανοποιείται δηλαδή το άθροισμα  $\delta_1 + \delta_2 + \delta_3$  είναι μεγαλύτερο από  $\delta_{\max}$ , οι λύσεις είναι κατά την φάση της σκυροδέτησης να παρέχουμε προσωρινή υποστήριξη ή να προβλεφθεί κατάλληλο αντιβέλος η να επιλεγεί μεγαλύτερη χαλύβδινη διατομή. Ακολουθήθηκε η πρώτη λύση, αυτή της παροχής προσωρινής υποστήριξης.

Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, θα πρέπει να ελέγχεται ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων  $\Omega_i$  δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25 % της ελάχιστης αυτής τιμής. Δηλαδή για να συμμετέχουν όσο το δυνατόν περισσότερες διαγώνιες στην απορρόφηση ενέργειας, θα πρέπει οι υπεραντοχές να μην διαφέρουν πολύ μεταξύ τους. Ο λόγος  $\Omega$  όπου  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  προφανώς είναι μεγαλύτερος της μονάδας.

Στο κτίριο με κανονικότητα

$$\max\Omega = 1,286 \text{ και } \min\Omega = 1,029$$

$$\text{άρα } \max\Omega / \min\Omega = 1,286 / 1,029 = 1,249 < 1,25$$

Στο κτίριο χωρίς κανονικότητα

$$\max\Omega = 1,286 \text{ και } \min\Omega = 1,030$$

$$\max\Omega / \min\Omega = 1,286 / 1,030 = 1,248 < 1,25$$

Οι παραπάνω τιμές είναι σχεδόν ίδιες ,οι διατομές δεν είναι οι ίδιες σε όλα τα χιαστί αν και στα περισσότερα ταυτίζονται. Το κτίριο χωρίς κανονικότητα έχει μεγαλύτερες απαιτήσεις σε διατομές χιαστί συνδέσμων.

Για τον ικανοτικό δοκών και υποστυλωμάτων πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

όπως έχει αναφερθεί παραπάνω.

Το  $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής και λαμβάνεται ίσος με 1,25 διότι ο έλεγχος γίνεται για  $\gamma_{ov}$  ποιότητα χάλυβα της παραγγελίας (S355) ενώ έχει χρησιμοποιηθεί S235.Μπορούσε να είχε χρησιμοποιηθεί S355 και τότε το  $\gamma_{ov}$  θα λαμβάνονταν ίσο με 1. Άφου και τα  $\Omega$  είναι σχεδόν ίδια και το γινόμενο  $1,1 \gamma_{ov} \Omega$  είναι σχεδόν το ίδιο για τα δύο κτίρια. Από την Ursula προκύπτουν για τις δοκούς και

τα υποστυλώματα που επικοινωνούν με τους χιαστί συνδέσμους, συντελεστές εκμετάλλευσης που αφορούν την ανταπόκριση τους στο σεισμό.

κτίριο με κανονικότητα

Κύριες δοκοί κατά x	IPE 160→0,177
Κύριες δοκοί κατά y	IPE 330→0,149
Υποστυλώματα	HEB280→0,512

κτίριο χωρίς κανονικότητα

Κύριες δοκοί κατά x	IPE 180→0,183
Κύριες δοκοί κατά y	IPE 330→0,156
Υποστυλώματα	HEB280→0,548

Στον έλεγχο αυτό μετέχουν τα στοιχεία που περιλαμβάνουν τους συνδέσμους. Τα δοκάρια και τα υποστυλώματα έχουν διαστασιολογηθεί για τα στατικά φορτία για αυτό κι αυτοί οι συντελεστές, που αφορούν στον σεισμό, είναι μικροί. Πιο δυσμενή συμπεριφορά παρουσιάζει το μη κανονικό κτίριο αν και οι διαφορές των συντελεστών είναι μικρές, αφού το φορτίο είναι σχεδόν ίδιο λόγω της μικρής απόκλισης του Ω.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### Σεισμική συμπεριφορά

Ανάμεσα στα δύο κτίρια καλύτερη συμπεριφορά στο σεισμό εμφανίζει το κτίριο με κανονικότητα διότι οι δύο πρώτες ιδιομορφές του είναι μετακνησιακές εν αντιθέσει με το κτίριο χωρίς κανονικότητα που δεν έχει καμία μετακνησιακή ιδιομορφή, λόγο της ύπαρξης της τρύπας που μειώνει τη διαφραγματική λειτουργία της πλάκας. Ένας ακόμη λόγος που προτιμάται το κτίριο με κανονικότητα είναι ότι απαιτούνται μικρότερες διατομές χιαστών απ' ότι στο κτίριο χωρίς κανονικότητα. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης που προκύπτουν από τον ικανοτικό δοκών και υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτεροι για το κτίριο με κανονικότητα.

### Οριακές καταστάσεις αστογίας

Κρίνοντας από τους συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών και των υποστυλωμάτων που αναφέρονται στο κεφάλαιο 8 και 6 οι απαιτήσεις του μη κανονικού κτιρίου γι αυτά τα στοιχεία είναι μικρότερες. Αυτή η συμπεριφορά εξηγείται από το γεγονός ότι στο μη κανονικό κτίριο τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι κατά πολύ μικρότερα, λόγο της ύπαρξης της τρύπας.

### Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ικανοποιείται στα περισσότερα ανοίγματα δηλαδή το άθροισμα  $\delta_1 + \delta_2 + \delta_3$  είναι μικρότερο από  $\delta_{max}$ . Σε λίγες από τα ανοίγματα δεν ικανοποιείται ο έλεγχος. Οι λύσεις γι αυτό το πρόβλημα είναι κατά την φάση της σκυροδέτησης να παρέχουμε προσωρινή υποστήριξη ή να προβλεφθεί κατάλληλο αντιβέλος η να επιλεγεί μεγαλύτερη χαλύβδινη διατομή. Ακολουθήθηκε η πρώτη λύση ,αυτή της παροχής προσωρινής υποστήριξης.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. SOFISTIK

### ΠΑ.1 Γενικά

Για την επίλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFISTIK το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο για την επίλυση μεταλλικών φορέων όσο και από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Το SOFISTIK αποτελείται από ένα σύνολο υποπρογραμμάτων, το TEDDY είναι το “κέντρο έλεγχου” όλων των υποπρογραμμάτων του SOFISTIK. Στην εικόνα φαίνεται το περιβάλλον εργασίας TEDDY.

```

SOFISTIK Teddy - [C:\zanth\diplomatikh3_expKAN.dat]
File Edit View Block Extras SOFISTIK Windows Help
diplomatikh3_expKAN.dat Line 12258 of 12276 Column 33
diplomatikh3_expKAN.dat
  * aqua : ΤΡΙΓΩΡΟΦΟ
  * sofmeha : ΤΡΙΓΩΡΟΦΟ
  * ase : LC NO 1 FACT 1.0 DLZ 1.35
  * asq : DIASTASIOLOGISI
  * ase : LC 400 FACT 1.00 DLX 0.00
  * dyna : eige
  * dyna : ULS seismic xx
  * maxoma : Περιβόλουςες από στατ
  * end
ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30*2 ETYP QUAD $ΦΟΡΤΙΖΩ ΕΛΛΟ ΑΠΟ QUAD 1 ΕΛ
ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00*2 ETYP QUAD
LETT#J 100+#J
ENDLOOP
END
-prog dyna urs:488
head eige
ECHO FULL yes
MASS -400 $ MAZES A ΑΠΟ LC 400 ΤΟΥ ASE
eige 10 type lanc lc 100 $ 20 ΓΙΑΓΙΟΜΟΡΦΕΣ ΑΠΘΘ. ΣΤΟ 100
end
-PROG DYNA urs:489
HEAD ULS seismic xx
eige neig 10 type rest
lc 30
resp sa 1.2*0.16*9.81 sb 1.2*0.16*9.81*2.5/1.5 tb 0.15 tc 0.50 k1 1
acce ax 1
extr type max styp
beam 50 CQC $ M,Q,N ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗ ΣΤΗ ΦΟΡΤ 50
s 50 CQC $ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗ ΣΤΗ ΦΟΡΤ 50
a 50 CQC $ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗ ΣΤΗ ΦΟΡΤ 50
END
RESP. TYPE CLAS MOD SA SB SMIN TB TC TO TE K1 K2 ZONE AG AH AV TITL
DYNΑ Ena

```

Εικόνα ΠΑ.1: Περιβάλλον εργασίας TEDDY

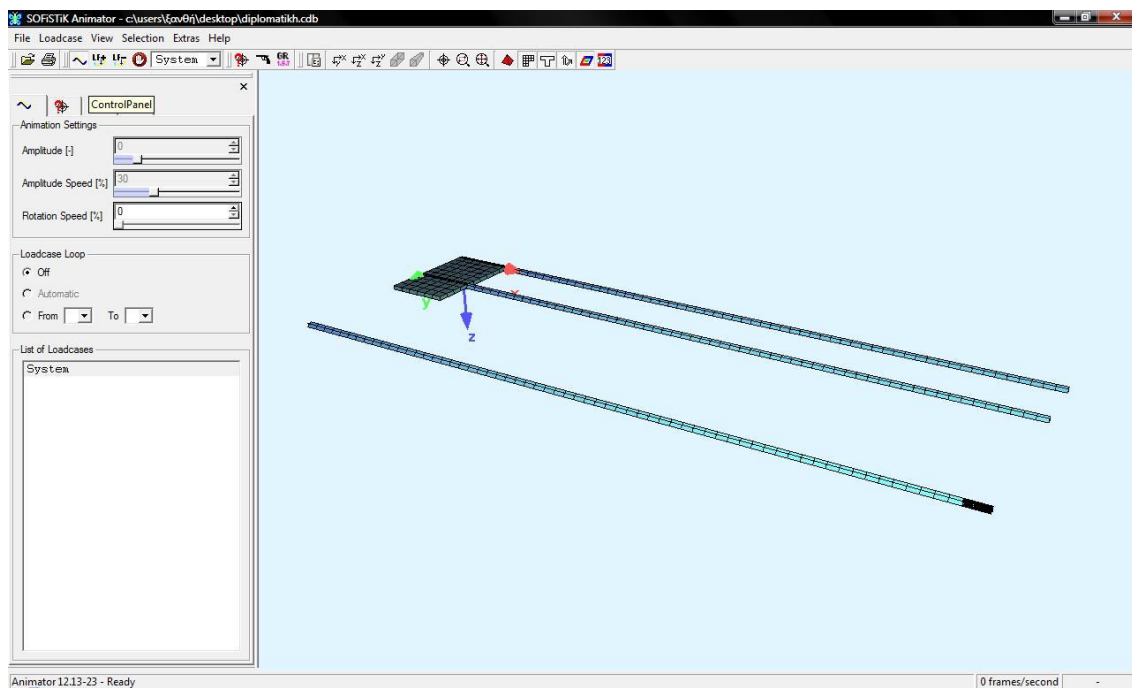
### ΠΑ.2 Υποπρογράμματα εισόδου

Τα υποπρογράμματα εισόδου που χρησιμοποιήθηκαν για την εισαγωγή των δεδομένων και την επίλυση της κατασκευής είναι τα παρακάτω:

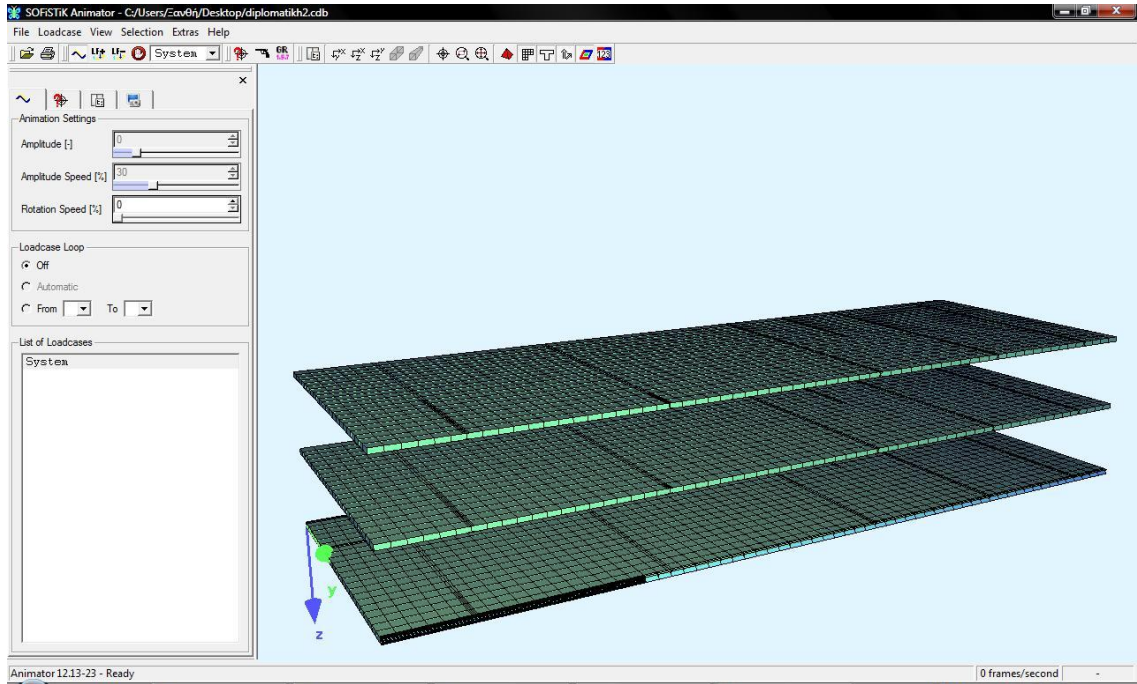
- Υποπρόγραμμα AGUA : Καθορίζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή καθώς και οι διάφορες διατομές που συναντούμε στην κατασκευή (χαλύβδινες πρότυπες διατομές καθώς και διατομές των μελών από σκυρόδεμα του προσομοιώματος).



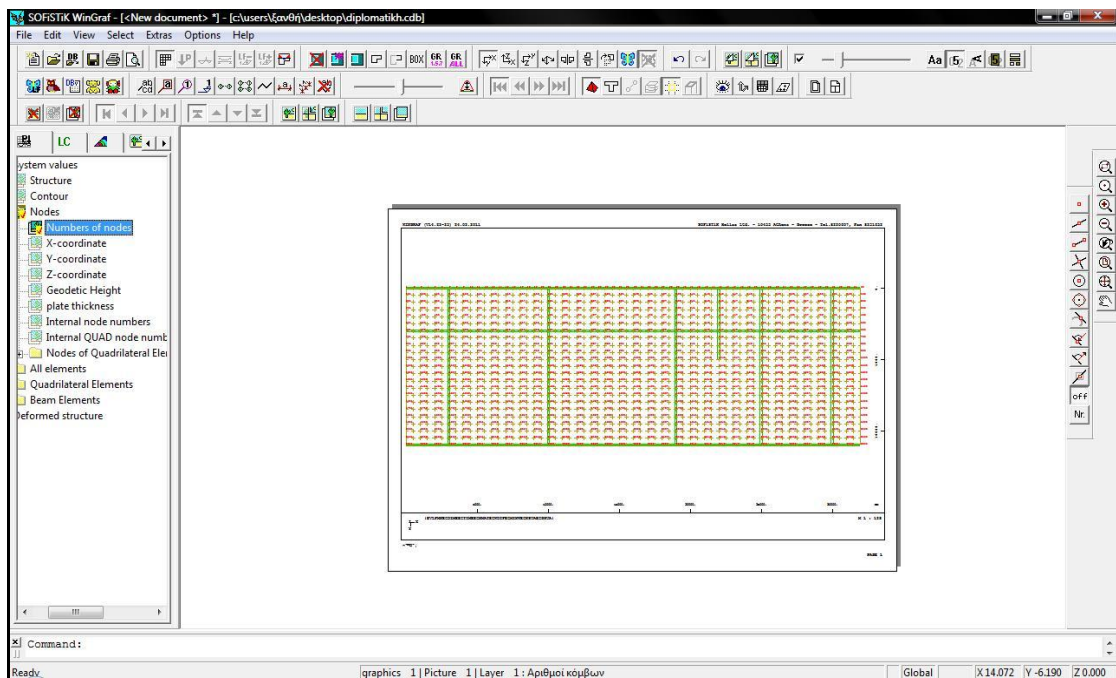
- Υποπρόγραμμα GENF:Εδώ ορίζεται η γεωμετρία της κατασκευής. Αρχικά εισάγουμε τις συντεταγμένες των κόμβων της κατασκευής (NODE).Η αρίθμηση των κόμβων έγινε έτσι ώστε να διακρίνεται ο όροφος και η θέση στην οποία βρίσκονται. Στην συνέχεια δημιουργούνται τα μέλη της κατασκευής (BEAM) ορίζοντας τους κόμβους των άκρων τους καθώς και το είδος της διατομής τους. Η αρίθμηση των μελών έγινε με την ίδια λογική της αρίθμησης των κόμβων έτσι ώστε να διακρίνεται το είδος του μέλους (υποστύλωμα, δοκός κατά x,δοκός κατά y) καθώς και ο όροφος στον οποίο βρίσκονται και η ακριβής τους θέση σ' αυτόν. Ακόμη για σωστή κατανομή των δυνάμεων ,επειδή έχω σύμμικτη πλάκα, χωρίζω την πλάκα( ανά 0,5 μέτρα στο παράδειγμα μου) και κατά τις 2 διευθύνσεις. Σχηματίζονται έτσι τετράγωνα ( QUAD)τα οποία ορίζονται από τους κόμβους των τεσσάρων κορυφών τους και ακολουθούν ίδια λογική αρίθμησης.



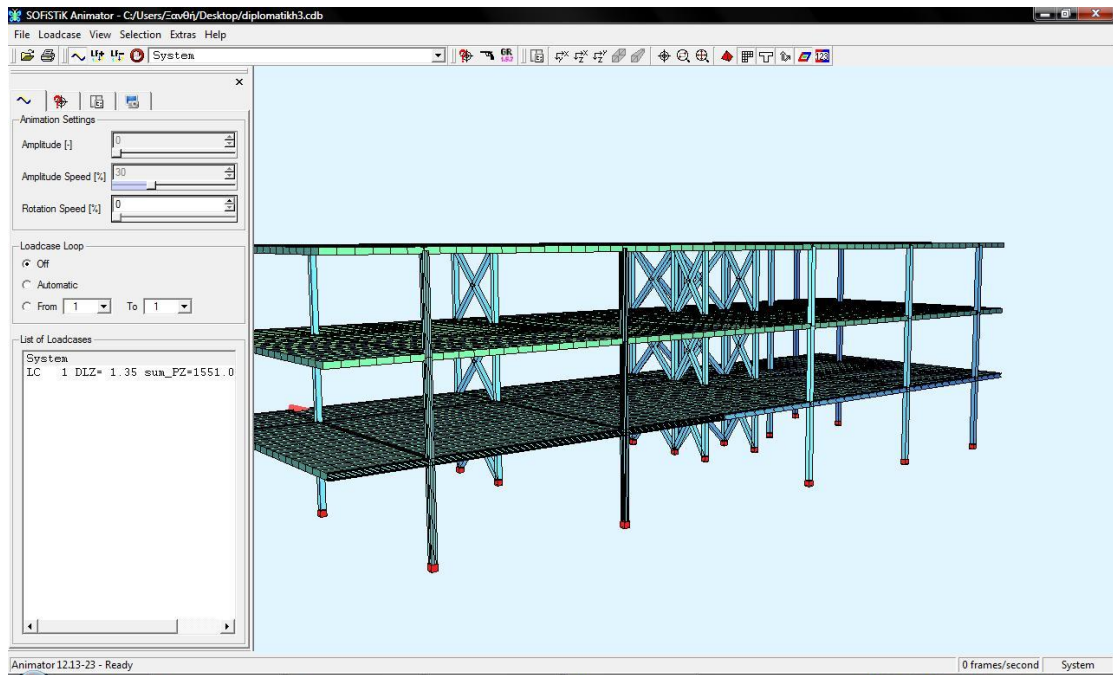
**Εικόνα ΠΑ.2:** Κάποια από τα Quad με ANIMATOR



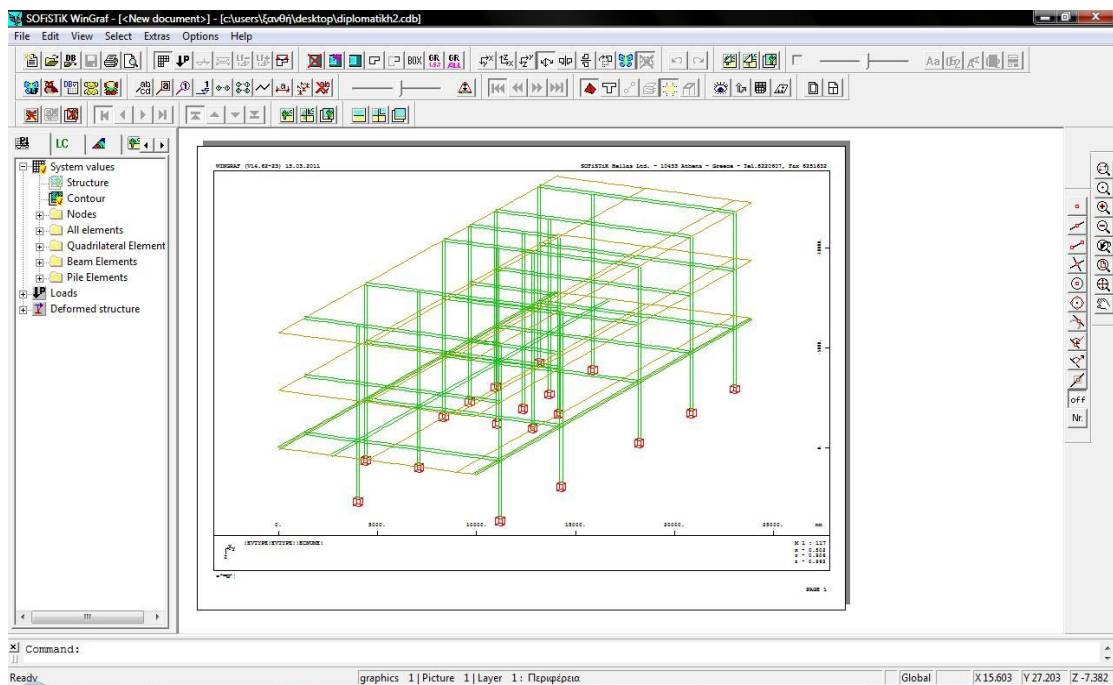
Εικόνα ΠΑ.3: Quad 3<sup>ov</sup> ορόφων με ANIMATOR



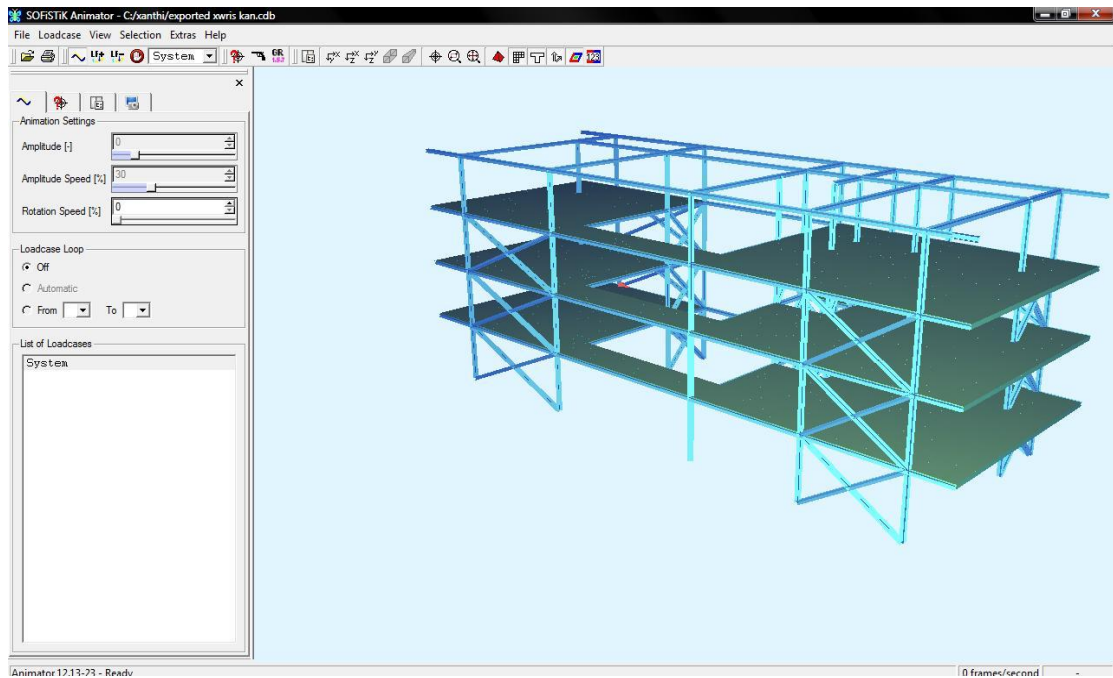
Εικόνα ΠΑ.4: Ονομασία των Quad



Εικόνα ΠΑ.5: Τριώροφη κατασκευή



Εικόνα ΠΑ.6: Τριώροφο με WinGRAF



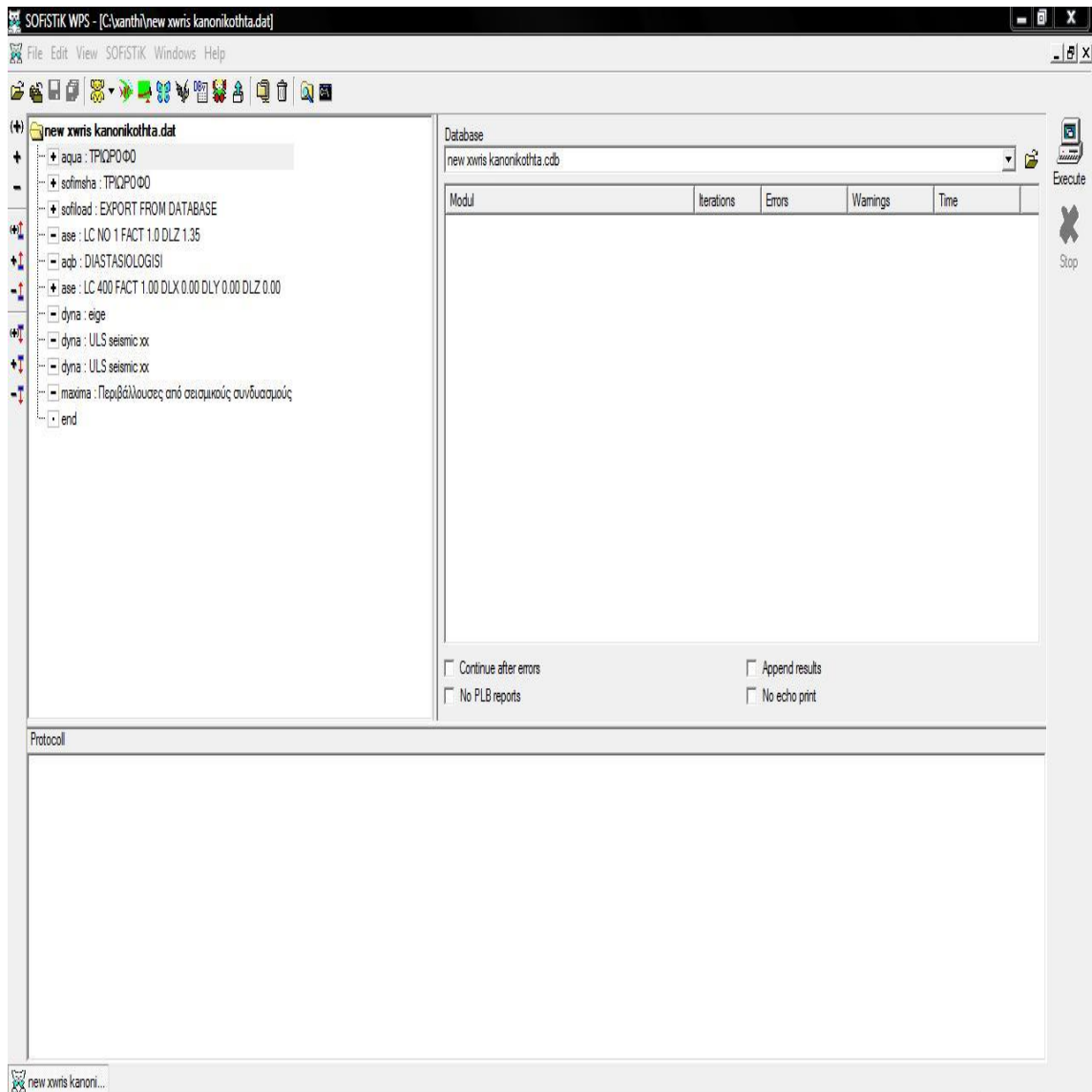
**Εικόνα ΠΑ.7:** Προσθήκη δοκών και υποστυλωμάτων 4<sup>ου</sup> ορόφου

- **Υποπρόγραμμα ASE:** Εφόσον έχει καθοριστεί η γεωμετρία της κατασκευής προηγουμένως στο υποπρόγραμμα αυτό επιβάλλονται στην κατασκευή τα στατικά φορτία και φορτία σεισμού. Μέσω του υποπρογράμματος αυτού δίνεται η δυνατότητα επίσης να ληφθούν υπόψη τα ίδια βάρη των μελών της κατασκευής (DLZ). Κάθε είδος φορτίου εισάγεται ως ξεχωριστή κατάσταση φόρτισης LC (load case) έτσι ώστε να είναι δυνατός ο συνδυασμός τους στη συνέχεια. Μέσω των εντολών UL, NL μπορούμε να επιβάλουμε κατανομημένα φορτία στα μέλη και συγκεντρωμένα στους κόμβους αντίστοιχα.
- **Υποπρόγραμμα AQB:** Σε αυτό το υποπρόγραμμα ασχολούμαστε με τη διαστασιολόγηση (με βάση τα αποτελέσματα του προγράμματος MAXIMA) μέσω του συντελεστή εκμετάλλευσης (το αδιάστατο πηλίκο 2 ομοίων μεγεθών π.χ. τάσεων, εντατικών μεγεθών, του οποίου η τιμή πρέπει να είναι μικρότερη από τη μονάδα για να αντέχει η κατασκευή μου). Τα μήκη λυγισμού δηλώνονται εδώ. Λόγω του κατακερματισμού των δοκών η κάθε δοκός πολλαπλασιάζεται με το πηλίκο του ανοίγματος του πραγματικού της προς την απόσταση ανά την οποία έκοβα την δοκό για τις ανάγκες του σχεδιασμού

(BETA). Για τα υποστυλώματα παίρνω BETA ίσο με τη μονάδα διότι δεν τα έχω κατακερματίσει και για τα χιαστί παίρνω το μισό μήκος λυγισμού δηλαδή BETA 0,5. Κάνοντας level all effects διαπιστώνω ποίο είναι το μέγεθος που καταπονεί περισσότερο τη διατομή μου και σε ποιο συγκεκριμένο σημείο εμφανίζεται ο μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης. Έτσι μπορούμε να επαναπροσδιορίσουμε τις διατομές τις οποίες έχουμε επιλέξει.

- **Υποπρόγραμμα DYNA:** Εδώ καθορίζονται οι δυναμικές φορτίσεις της κατασκευής. Ορίζουμε την μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο της κατασκευής (MASS), τον αριθμό των ιδιομορφών, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και την διεύθυνση της, τον συντελεστή απόσβεσης της κατασκευής και το φάσμα του σεισμού. Τέλος ορίζουμε την μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών που θα χρησιμοποιήσουμε. Τρέχουμε το υποπρόγραμμα DYNA τόσες φορές όσες οι θεωρούμενες διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης. (κατά x-x, κατά y-y, κατά z-z). Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης εξάγονται σε διαφορετικές (loadcases) ιδεατές φορτίσεις για τις διάφορες ιδιομορφές ανά διεύθυνση σεισμού. Τα τελικά αποτελέσματα των μεγίστων σεισμικών αποκρίσεων της κατασκευής εξάγονται επίσης σε διαφορετικές ιδεατές φορτίσεις που αντιστοιχούν στα εντατικά μεγέθη των καμπτομένων μελών, τα εντατικά μεγέθη των μελών που εντείνονται μόνο αξονικά (TRUSS) και τις μετατοπίσεις των κόμβων.
- **Υποπρόγραμμα MAXIMA:** κατασκευάζεται η περιβάλλουσα όλων των συνδυασμών φόρτισης (στατικών και δυναμικών) που λήφθηκαν υπόψη στο σχεδιασμό της κατασκευής. Έτσι προσδιορίζονται τα μέγιστα και ελάχιστα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Τα αποτελέσματα εξάγονται σε διαφορετικές ιδεατές φορτίσεις ανάλογα με το είδος του εντατικού ή του παραμορφωσιακού μεγέθους.

Η ανάλυση πραγματοποιείται μέσω του υποπρογράμματος PS οπότε εμφανίζεται στην οθόνη το παρακάτω παράθυρο.



**Εικόνα ΠΑ.8:** Υποπρόγραμμα PS

Το πρόγραμμα τρέχει πατώντας το κουμπί execute, ακόμη μπορούμε να επιλέξουμε ποια από τα υποπρογράμματα επιθυμούμε να τρέχουμε.

### ΠΑ.3 Υποπρογράμματα εξόδου

Τα υποπρογράμματα εξόδου που χρησιμοποιήθηκαν για τη λήψη των αποτελεσμάτων της επίλυσης είναι τα παρακάτω:

- Υποπρόγραμμα DBVIEW  
Εμφανίζει τα εντατικά μεγέθη των μελών στις διάφορες διατομές .
- Υποπρόγραμμα Animator  
Παρουσιάζει γραφικά την κατασκευή καθώς και τον τρόπο παραμόρφωσής της υπό τις διάφορες φορτίσεις.
- Υποπρόγραμμα WinGRAF  
Δίνει τη δυνατότητα γραφικής παρουσίασης όλων των δεδομένων που είναι καταχωρημένα στη μνήμη του προγράμματος. Συγκεκριμένα παρουσιάζει τα δεδομένα της κατασκευής (γεωμετρία, αρίθμηση κόμβων, αρίθμηση μελών, στηρίξεις, τοπικά συστήματα συντεταγμένων), τις φορτίσεις, τα αποτελέσματα των φορτίσεων (διαγράμματα εντατικών μεγεθών, παραμορφωσιακές καταστάσεις).
- Υποπρόγραμμα Win GKX
- Υποπρόγραμμα Win AQUA  
Γραφική παρουσίαση των διατομών και των ιδιοτήτων τους
- Υποπρόγραμμα LST  
Παρουσίαση των αποτελεσμάτων
- Υποπρόγραμμα Erg  
Παρουσίαση των αποτελεσμάτων

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ**

Ο φορέας εισήχθη παραμετρικά και κατόπιν κάναμε export

**Εισαγωγή των κόμβων των Quad και των δοκών**

LET#j 0

LET#l 0

LOOP 3

LET#i 0

LET#K 0

LOOP 23

NODE NO X Y Z

(1+#K+#j 65+#K+#j 1) (0 0.5) 0+#i 0-#l

LET#i 0.5+#i

LET#K 100+#K

ENDLOOP

BEAM NO (1+#j 64+#j 1) NA (1+#j 1) NE (2+#j 1) NCS 1

BEAM NO (607+#j 660+#j 1) NA (607+#j 1) NE (608+#j 1) NCS 1

BEAM NO (2201+#j 2264+#j 1) NA (2201+#j 1) NE (2202+#j 1) NCS 1

BEAM NO (10007+#j 12107+#j 100) NA ( 7+#j 100) NE (107+#j 100) NCS 1

BEAM NO (10021+#j 12121+#j 100) NA (21+#j 100) NE (121+#j 100) NCS 1

BEAM NO (10039+#j 12139+#j 100) NA (39+#j 100) NE (139+#j 100) NCS 1

BEAM NO (10045+#j 10945+#j 100) NA (45+#j 100) NE (145+#j 100) NCS 1

BEAM NO (10051+#j 12151+#j 100) NA (51+#j 100) NE (151+#j 100) NCS 1

BEAM NO (10061+#j 12161+#j 100) NA (61+#j 100) NE (161+#j 100) NCS 1

LET#I 0

LOOP 22

QUAD NO (1+#I+#j 64+#I+#j 1) N1 (1+#I+#j 1) N2 (2+#I+#j 1) N3 (102+#I+#j 1)

N4 (101+#I+#j 1) MNO 4

LET#I #I+100

ENDLOOP

LET#J 20000+#J

LET#L 3+#L

ENDLOOP



**Εισαγωγή δευτερευουσών δοκών**

LET#I 0

LOOP 3

LET#j 0

loop 2

BEAM NO (130201+#j+#I 130264+#j+#I 1) NA ( 201+#j+#I 1) NE (202+#j+#I 1)

NCS 6

LET#J 200+#J

ENDLOOP

LET#j 0

loop 7

BEAM NO (130801+#j+#I 130864+#j+#I 1) NA ( 801+#j+#I 1) NE (802+#j+#I 1)

NCS 6

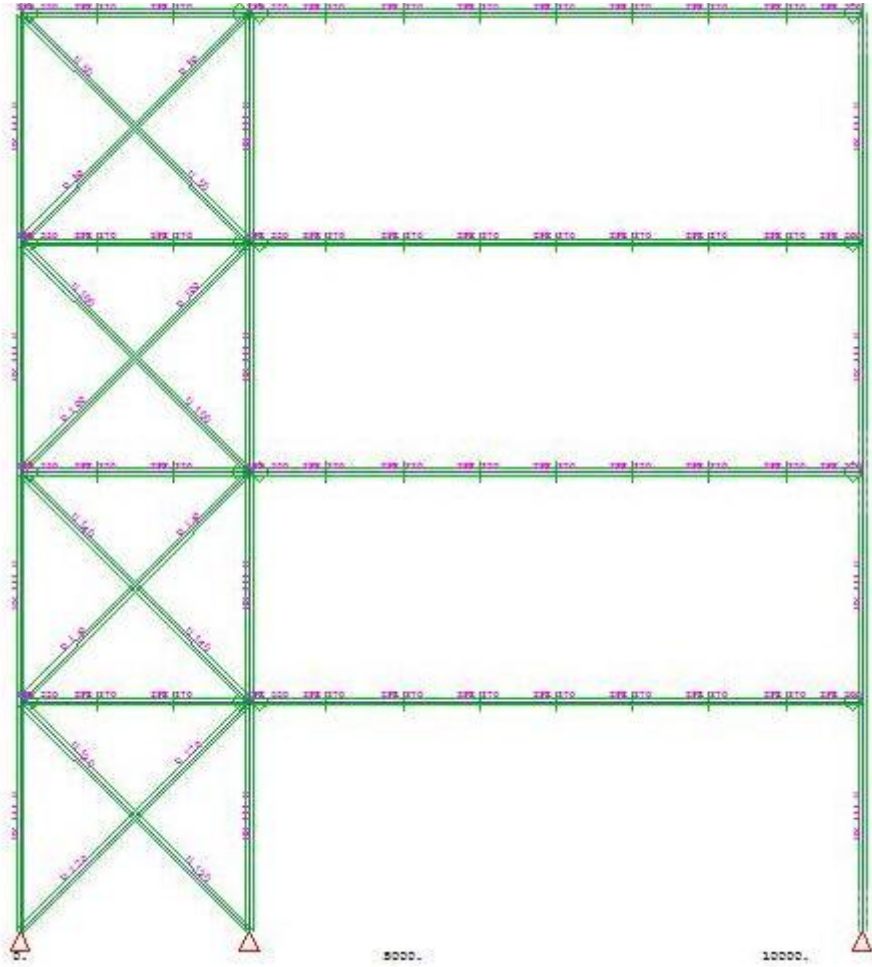
LET#J 200+#J

ENDLOOP

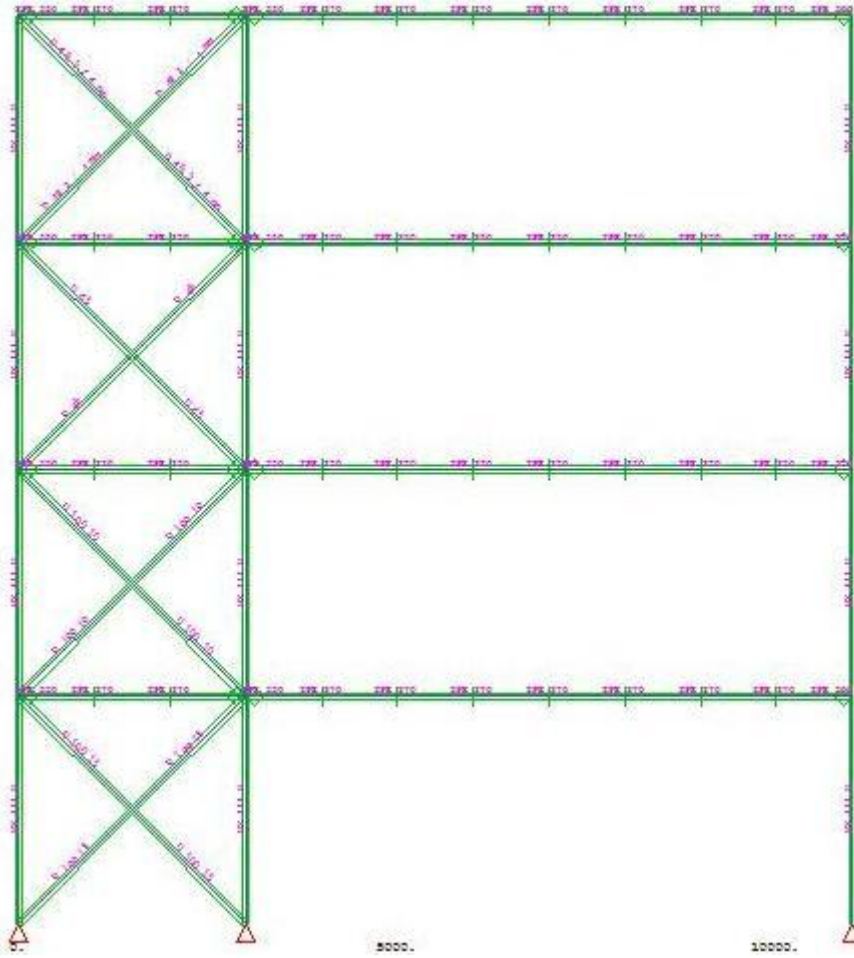
LET#I 20000+#I

ENDLOOP

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

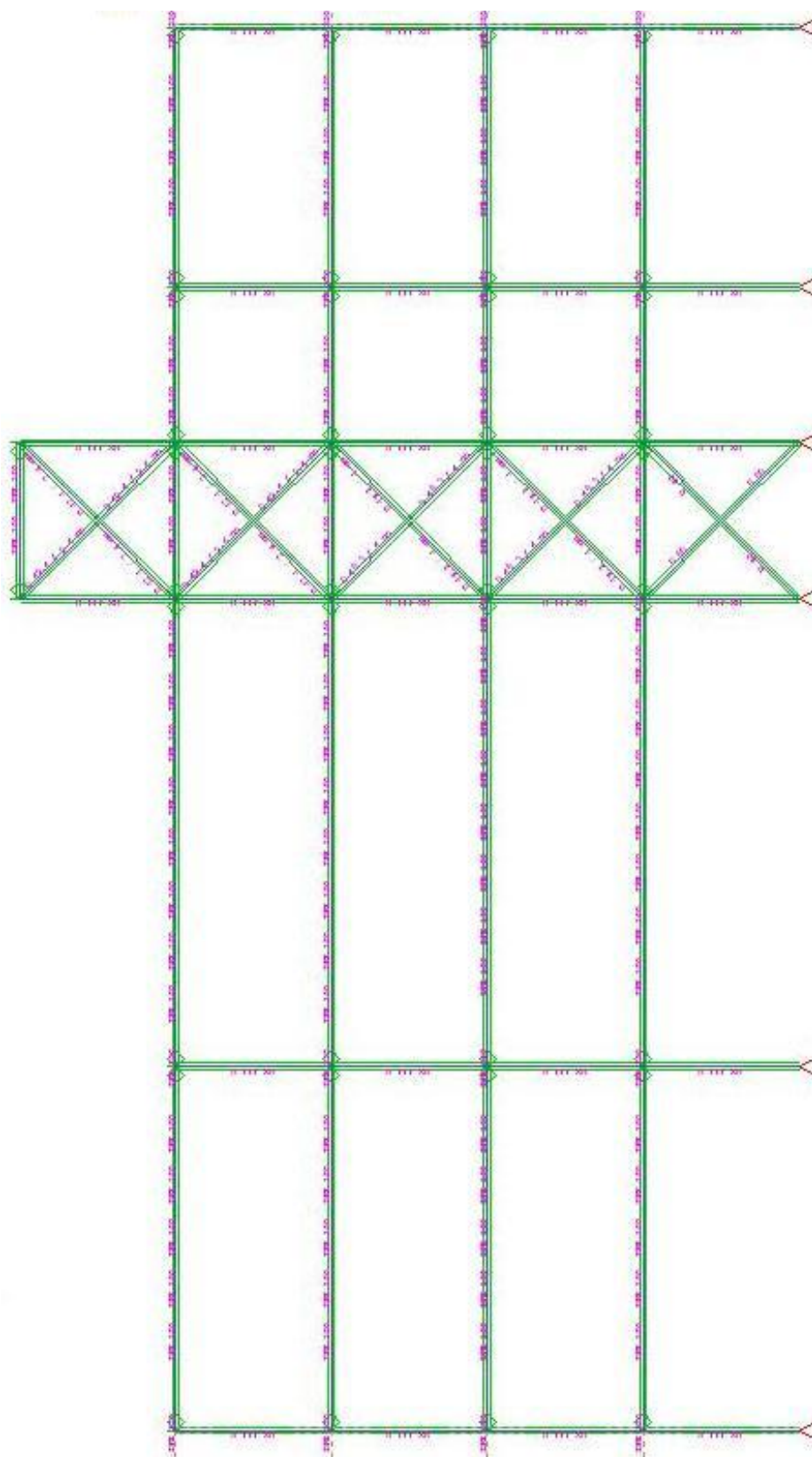


Εικόνα ΠΓ.1: Τομή x = 3



Εικόνα ΠΓ.2: Τομή x = 30

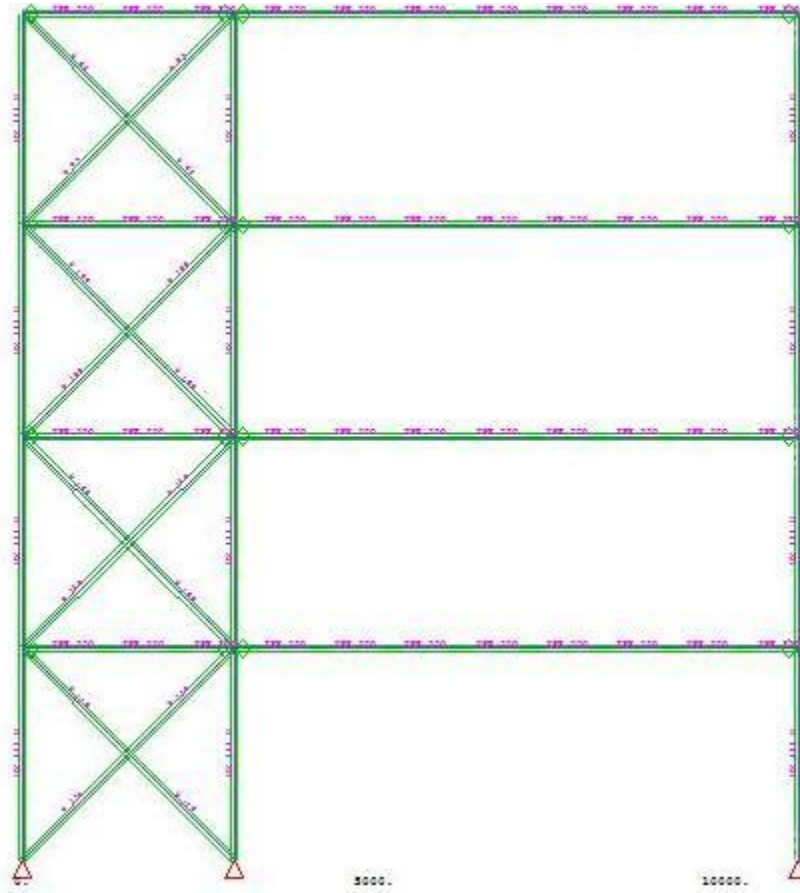




Εικόνα ΠΓ.4: Τομή  $y = 3$

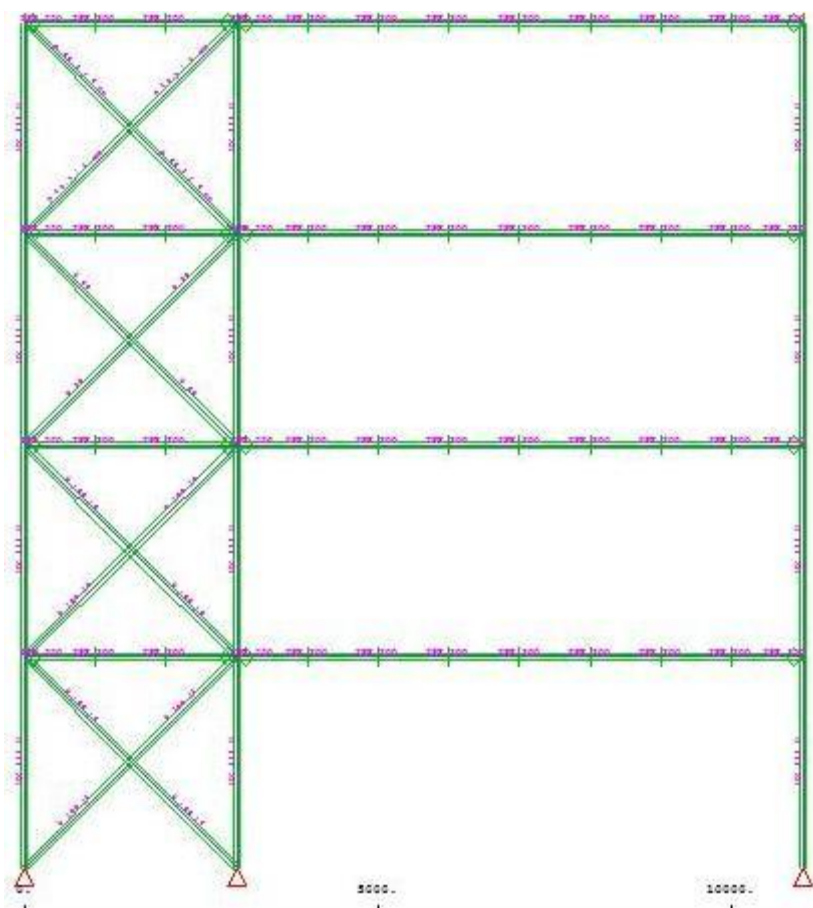


**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ**



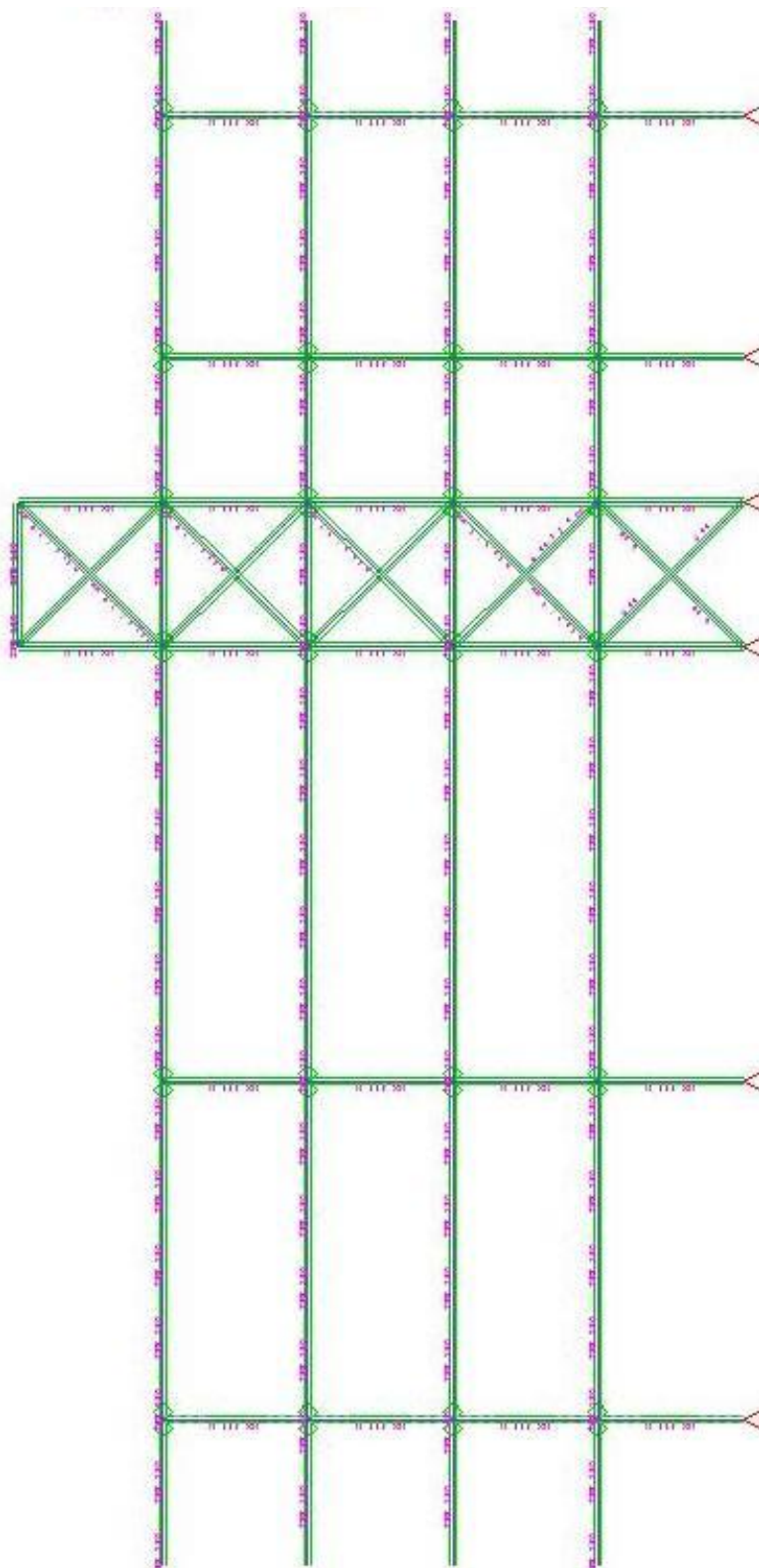
**Εικόνα ΠΔ.1:** Τομή  $x = 3$



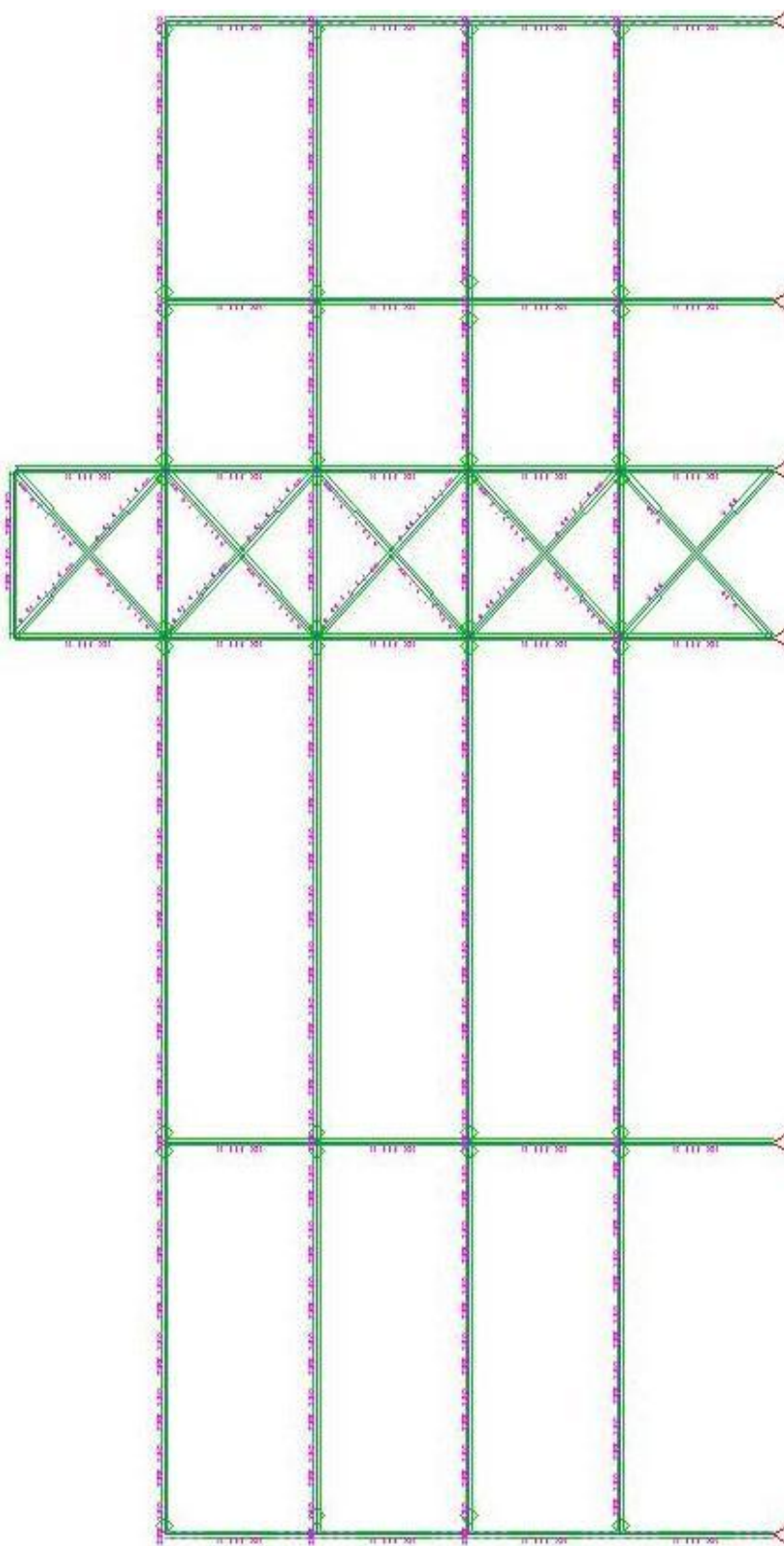


Εικόνα ΠΔ.2: Τομή x = 30

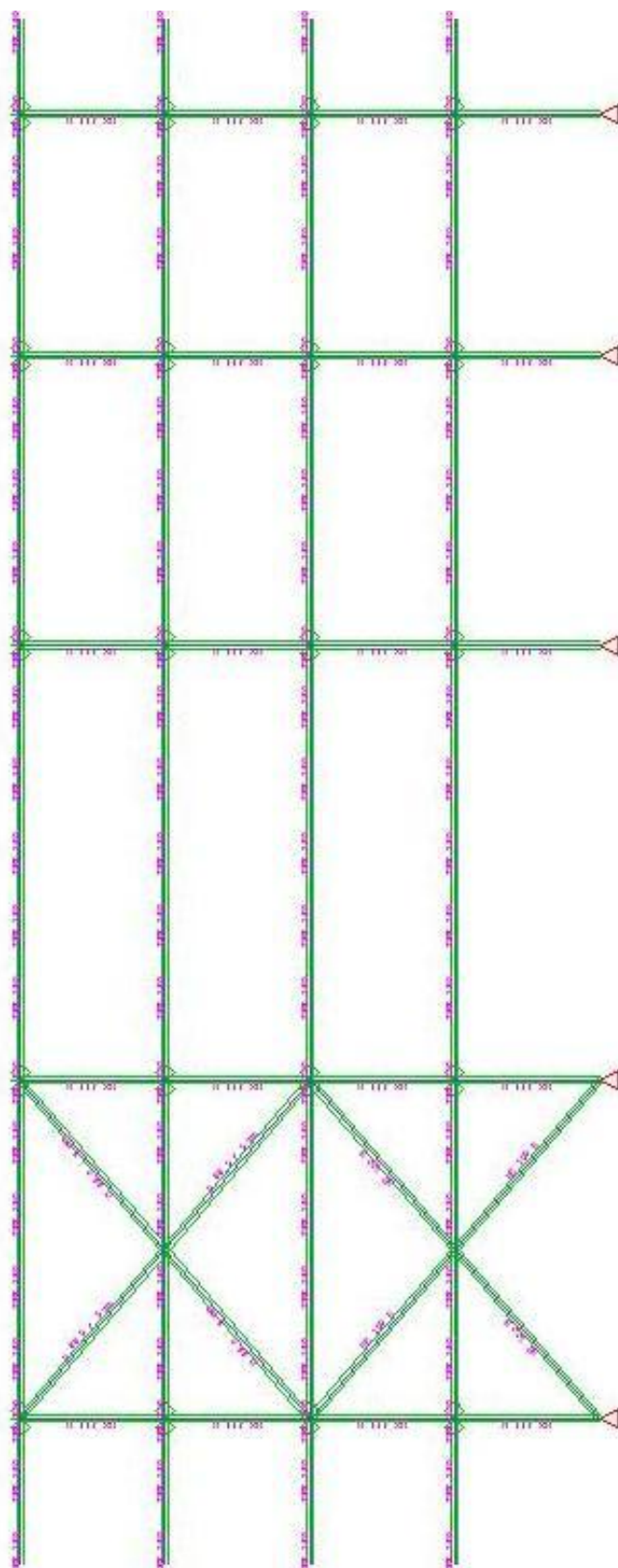




Εικόνα ΠΔ.3: Τομή  $y = 0$



Εικόνα ΠΔ.4: Τομή  $y = 3$



Εικόνα ΠΔ.5: Τομή  $y = 11$

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ  
ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

-PROG ASE urs:3

HEAD

SYST PROB NONL ITER 100

LC NO 1 FACT 1.0 DLZ 1.35

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 1.5\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 1.35\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.5\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.35\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.5\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.35\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.5\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.35\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 9

ELLO FROM 110001+#J TO 110006+#J INC 1 TYPE PZP P 1.5\*1 ETYP QUAD

ELLO FROM 110001+#J TO 110006+#J INC 1 TYPE PZP P 1.35\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

END

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η ΦΟΡΤΙΣΗ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ  
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ**

-PROG ASE urs:3

HEAD

SYST PROB NONL ITER 100

LC NO 2 FACT 1.0 DLZ 1.00

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

```
ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00*2 ETYP QUAD
LET#J 100+#J
ENDLOOP
LET#J 0
LOOP 9
ELLO FROM 110001+#J TO 110006+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00*1 ETYP QUAD
ELLO FROM 110001+#J TO 110006+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00*2 ETYP QUAD
LET#J 100+#J
ENDLOOP
END
```

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Θ ΜΑΖΕΣ ΠΟΥ ΘΑ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΟΥΝ ΣΤΟ  
PROG DYNA**

+PROG ASE urs:487

head

SYST PROB nonl

ctrl beam 3

LC 400 FACT 1.00 DLX 0.00 DLY 0.00 DLZ 0.00

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*0.80\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*0.80\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*0.80\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP



LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

END

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ**

-PROG ASE urs:3

HEAD

SYST PROB NONL ITER 100

LC NO 32 FACT 1.0 DLZ 1.00

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*0.80\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 1+#J TO 64+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*0.80\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 20001+#J TO 20064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*0.80\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 40001+#J TO 40064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

LET#J 0

LOOP 22

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 0.30\*2 ETYP QUAD

ELLO FROM 60001+#J TO 60064+#J INC 1 TYPE PZP P 1.00\*2 ETYP QUAD

LET#J 100+#J

ENDLOOP

END

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Κ ΔΥΝΑ - ΦΑΣΜΑ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ ΚΑΤΑ Υ -  
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ**

-prog dyna urs:488

head eige

ECHO FULL yes

MASS -400

eige 30 type lanc lc 100

end

-PROG DYNA urs:489

HEAD ULS seismic xx

eige neig 30 type rest

lc 30

resp sa 1.2\*0.16\*9.81 sb 1.2\*0.16\*9.81\*2.5/4 tb 0.15 tc 0.50 k1 1

acce ax 1

extr type max styp

beam 50 CQC

s 50 CQC

a 50 CQC

END

-PROG DYNA urs:501

HEAD ULS seismic yy

eige neig 10 type rest

lc 30

resp sa 1.2\*0.16\*9.81 sb 1.2\*0.16\*9.81\*2.5/4 tb 0.15 tc 0.50 k1 1

acce ay 1

extr type max styp

beam 51 CQC

s 51 CQC

a 51 CQC

END

-PROG MAXIMA urs:491

HEAD

comb 2 extr stan type desi

lc 32 g 1.00;

50 x1 1.00; 51 f 0.30

50 x1 1.00; 51 f -0.30

supp comb 2 extr mami beam n,vy,vz,my,mz,mt lc 130

END

-PROG MAXIMA urs:491

HEAD

comb 2 extr stan type desi

lc 32 g 1.00;

51 x1 1.00; 50 f 0.30

51 x1 1.00; 50 f -0.30

supp comb 2 extr mami beam n,vy,vz,my,mz,mt lc 150

END

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Λ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ  
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ**

-PROG MAXIMA urs:491

HEAD

comb 2 extr stan type desi

lc 32 g 1.00;

50 x1 1.72; 51 f 0.52

50 x1 1.72; 51 f -0.52

supp comb 2 extr mami beam n,vy,vz,my,mz,mt lc 170

END

-PROG MAXIMA urs:491

HEAD

comb 2 extr stan type desi

lc 32 g 1.00;

51 x1 1.72; 50 f 0.52

51 x1 1.72; 50 f -0.52

supp comb 2 extr mami beam n,vy,vz,my,mz,mt lc 190

END

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Μ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ  
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ**

-PROG MAXIMA urs:491

HEAD

comb 2 extr stan type desi

lc 32 g 1.00;

50 x1 1.72; 51 f 0.51

50 x1 1.72; 51 f -0.51

supp comb 2 extr mami beam n,vy,vz,my,mz,mt lc 170

END

-PROG MAXIMA urs:491

HEAD

comb 2 extr stan type desi

lc 32 g 1.00;

51 x1 1.72; 50 f 0.51

51 x1 1.72; 50 f -0.51

supp comb 2 extr mami beam n,vy,vz,my,mz,mt lc 190

END

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ν ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΙΑ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟ  
ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ**

**Κοινό και για τα 2 κτίρια**

+PROG AQB urs:512

HEAD COLUMNS CAPACITY DESIGN

BEAM (70001 70012 1)	BETA 1
(70021 70034 1)	BETA 1
(70044 70053 1)	BETA 1
(70071 70078 1)	BETA 1
(22207 22220 1)	BETA 14
(62207 62220 1)	BETA 14
(39 44 1)	BETA 6
(20039 20044 1)	BETA 6
(40039 40044 1)	BETA 6
(60039 60044 1)	BETA 6
(110001 110006 1)	BETA 6
(639 644 1)	BETA 6
(20639 20644 1)	BETA 6
(40639 40644 1)	BETA 6
(60639 60644 1)	BETA 6
(110601 110606 1)	BETA 6
(10001 10501 100)	BETA 6
(30001 30501 100)	BETA 6
(50001 50501 100)	BETA 6
(100001 100501 100)	BETA 6



(10055 10555 100) ΒΕΤΑ 6

(30055 30555 100) ΒΕΤΑ 6

(50055 50555 100) ΒΕΤΑ 6

(100055 100555 100) ΒΕΤΑ 6

LC (150 161 1)

STRE SMOD C STYP FF

END

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., « Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα », Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
2. Βάγιας Ι., « Σύμμικτες κατασκευές – από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα », Κλειδάριθμος, Αθήνα 2006.
3. Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις».
4. Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα».
5. Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Φορέων».
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., « Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3 – Τόμος Ι και ΙΙ », Κλειδάριθμος, Αθήνα 2007.
7. Αναστασιάδης Κ., « Αντισεισμικές κατασκευές Ι », Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 2007.
8. Chopra A., « Δυναμική των κατασκευών - Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική », Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα 2008.