



ΑΛΕΞΑΝΔΡΕΙΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ  
ΙΔΡΥΜΑ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.



ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Η ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ  
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Φοιτήτριες

ΜΟΥΣΑΜΑ ΔΗΜΗΤΡΑ  
(Α.Μ. 2014/0093)

ΤΖΑΤΖΟ ΕΛΕΝΗ  
(Α.Μ. 2014/0023)

Επιβλέπων

ΧΡΥΣΑΝΙΔΗΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2018

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία αφορά τη ανάλυση, διαστασιολόγηση και την εκτίμηση του κατασκευαστικού κόστους ενός πενταώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο κατασκευάζεται στις τρεις διαφορετικές ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

Η κάτοψη του κτιρίου που μελετάμε είναι μία συμβατική κάτοψη με συμπαγείς πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος. Οι διατομές των δομικών στοιχείων παραμένουν σταθερές, εκτός των υποστυλωμάτων των οποίων οι διατομές μειώνονται καθ' ύψος. Η προσομοίωση του φορέα πραγματοποιείται με το λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και επιλέγεται η δυναμική φασματική μέθοδος, ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς  $\eta$  υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC8. Η διαστασιολόγηση του κτιρίου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 και EC8 για τα δομικά στοιχεία του ισογείου, στις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Στη συνέχεια ακολουθεί η προμέτρηση του σκυροδέματος και του χάλυβα του ισογείου για κάθε ζώνη και η ανάλυση, σχολιασμός των αποτελεσμάτων.

Στόχος αυτής της πτυχιακής εργασίας είναι να καταδείξει πόσο επηρεάζεται το κόστος κατασκευής του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος από τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής.

“ Η επιρροή της σεισμικότητας στο κόστος κατασκευής πολυώροφου αντισεισμικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα ”

Λέξεις κλειδιά : Σεισμική επικινδυνότητα, κατασκευαστικό κόστος

## **ABSTRACT**

The present dissertation deals with the analysis, dimensioning and estimation of the construction cost of a five-storey reinforced concrete building constructed in the three different seismic hazard zones.

The ground plan of the building we are studying is a conventional floor plan with solid reinforced concrete slabs. The cross-sections of the structural members remain stable, except for the columns whose cross-sections are reduced in height. The simulation of the vector is performed with the SAP2000 software with linear elements and selected the modal response spectrum analyses, while the behavior factor  $q$  is calculated according to EC8. The building calculation is according to the EC2 and EC8 provisions for the ground floor building components in the three zones of seismic hazard. Next, the concrete and ground steel measurement for each zone is followed and the analysis, annotation of the results.

The aim of this dissertation is to demonstrate how much the cost of manufacturing the load bearing structure of a reinforced concrete building is affected by the seismic risk of the area. "The influence of seismicity on the construction cost of a multi-storey anti-seismic building from reinforced concrete"

Keywords: Seismic risk, construction costs

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	1
ABSTRACT.....	2
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	3
Κατάλογος σχημάτων .....	8
Κατάλογος πινάκων.....	11
1. ΠΛΑΚΕΣ.....	14
1.1 Ορισμός.....	14
1.2 Είδη πλακών.....	14
1.3 Ολόσωμες πλάκες .....	18
1.3.1 Φορτία πλακών.....	18
1.3.2 Κατανομή φορτίων.....	19
1.4 Η μέθοδος των οριακών καταστάσεων .....	23
1.4.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.) .....	23
1.4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) .....	24
1.5 Τιμές σχεδιασμού .....	24
1.5.1 Τιμές σχεδιασμού δράσεων.....	24
1.5.2 Συνδυασμοί δράσεων .....	25
1.5.2.1 Συνδυασμός δράσεων στις Ο.Κ.Α. ....	26
1.5.2.2 Συνδυασμός δράσεων στις Ο.Κ.Λ.....	27
1.5.2.3 Απλοποιήσεις για συνήθη οικοδομικά έργα .....	27
1.6 Διαφραγματική λειτουργία πλακών .....	28
1.7 Μέθοδοι ανάλυσης πλακών .....	29
1.7.1 Μέθοδος Marcus.....	30
1.7.2 Μέθοδος Czerny.....	32
1.7.2.1 Μέθοδος πεσσοειδών φορτίσεων.....	42
1.7.3 Μέθοδος συνεχών λωρίδων .....	43
1.7.4 Μέθοδος Pieper – Martens.....	43
1.8 Είδη όπλισης πλακών .....	45
1.8.1 Απλά οπλισμένες πλάκες .....	45
1.8.1.1 Πλάκες πρόβολοι.....	45
1.8.1.2 Διέρειστες πλάκες με δύο παράλληλες μεταξύ τους στηρίξεις.....	46
1.8.1.3 Τετραέρειστες πλάκες.....	46
1.8.2 Σταυροειδώς οπλισμένες πλάκες .....	47

1.9 Περιορισμοί σύμφωνα με τους κανονισμούς (ΕΚΩΣ 2000, EC 2) .....	48
1.9.1 Ελάχιστα πάχη πλακών κατά ΕΚΩΣ 2000 .....	48
1.9.2 Καθορισμός συνθηκών στήριξης .....	49
1.9.3 Κύριος οπλισμός πλακών .....	49
1.9.4 Δευτερεύων οπλισμός πλακών .....	50
1.9.5 Οπλισμός απόσχισης πλακών και τύπου «φουρκέτας».....	50
1.10 Συνήθειες βλάβες πλακών Ο/Σ .....	50
1.11 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα έναντι άλλων τύπων πλακών.....	51
1.12 Προγράμματα διαστασιολόγησης πλακών .....	52
1.12.1 ΒΕΤΟΝexpress .....	52
1.12.2 ΕΤΑΒS.....	52
1.12.3 SAFE.....	53
1.12.4 CEDRUS-5H .....	53
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	54
3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΦΟΡΕΑ.....	56
3.1 Ορισμός υλικών .....	56
3.2 Ορισμός διατομών δοκών .....	57
3.3 Ορισμός διατομών υποστυλωμάτων .....	60
3.4 Ορισμός διατομής τοιχωμάτων.....	61
3.5 Ορισμός διατομών υποστυλωμάτων .....	65
3.6 Ορισμός θεμελίωσης .....	65
4. ΦΟΡΤΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ .....	66
4.1 Κατακόρυφα φορτία .....	66
4.1.1 Δεδομένα φορτία κατασκευής.....	66
4.1.2 Υπολογισμός κατακόρυφων φορτίων δομικών στοιχείων .....	67
4.1.3 Υπολογισμός κατανεμημένου φορτίου δοκών .....	68
4.2 Σεισμικά φορτία .....	72
4.2.1 Δεδομένα φάσματος.....	72
4.2.2 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας .....	72
4.2.3 Έλεγχος κανονικότητας .....	75
4.2.4 Κατάταξη σε τύπο στατικού συστήματος .....	75
4.2.5 Κατηγορία πλαστιμότητας.....	75
4.2.6 Συντελεστής συμπεριφοράς q.....	75
4.2.7 Προσδιορισμός και ανάθεση φάσματος σχεδιασμού EC8 .....	80
4.2.8 Υπολογισμός και ανάθεση μάζας φορέα .....	83

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ .....	86
5.1 Γενικά.....	86
5.2 Ορισμός φασμάτων σχεδιασμού.....	86
5.3 Ορισμός - ανάθεση κατακόρυφων φορτίων .....	88
5.4 Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης .....	91
5.5 Ορισμός φασματικής ανάλυσης.....	92
5.6 Αποτελέσματα εντατικών μεγεθών .....	94
6. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ Ι .....	97
6.1 Διαστασιολόγηση πλάκας οροφής ισογείου.....	100
6.1.1 Στατική επίλυση πλακών.....	100
6.1.2 Υπολογισμός επικάλυψης πλακών .....	101
6.1.3 Περιορισμοί οπλισμού πλακών.....	101
6.1.4 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων.....	101
6.1.5 Διαστασιολόγηση στηρίξεων .....	102
6.1.6 Διαστασιολόγηση πλάκας οροφής δώματος.....	105
6.1.7 Στατική επίλυση πλακών.....	105
6.1.8 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων.....	106
6.1.9 Διαστασιολόγηση στηρίξεων .....	106
6.1.10 Υπολογισμός αγκυρώσεων πλακών στις δοκούς .....	109
6.2 Διαστασιολόγηση δοκών ισογείου Ζώνης Ι .....	111
6.2.1 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη.....	111
6.2.1.1 Περιορισμοί - κατασκευαστικές διατάξεις.....	111
6.2.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών .....	113
6.2.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση .....	116
6.2.2.1 Περιορισμοί - κατασκευαστικές διατάξεις.....	116
6.2.2.2 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών .....	117
6.2.2.3 Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού .....	121
6.2.2.4 Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης .....	121
6.2.2.5 Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης .....	122
6.2.3 Υπολογισμός αγκυρώσεων δοκών .....	124
6.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης Ι.....	127
6.3.1 Γεωμετρικές απαιτήσεις υποστυλωμάτων.....	127
6.3.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη .....	128
6.3.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε διάτμηση .....	130
6.3.3.1 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	130

6.3.3.2 Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού .....	131
6.3.3.3 Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης .....	132
6.3.3.4 Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης .....	133
6.3.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών.....	134
6.4 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης Ι .....	136
6.4.1 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T1, T2 .....	136
6.4.1.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων .....	136
6.4.1.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη .....	137
6.4.1.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση .....	138
6.4.1.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών.....	140
6.4.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T3, T10 .....	141
6.4.2.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων .....	141
6.4.2.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη .....	142
6.4.2.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση .....	143
6.4.2.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών.....	145
6.4.3 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T4, T5 .....	146
6.4.3.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων .....	146
6.4.3.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη .....	147
6.4.3.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση .....	148
6.4.3.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών.....	150
6.4.4 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T6, T7 .....	151
6.4.4.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων .....	151
6.4.4.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη .....	152
6.4.4.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση .....	153
6.4.4.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών.....	155
6.4.5 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T8, T9 .....	156
6.4.5.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων .....	156
6.4.5.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη .....	157
6.4.5.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση .....	158
6.4.5.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών.....	160
7. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΙΙ .....	155
7.1 Διαστασιολόγηση δοκών ισογείου Ζώνης ΙΙ .....	155
7.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη.....	155
7.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση .....	156
7.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης ΙΙ.....	158

7.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη .....	158
7.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε διάτμηση .....	158
7.3 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης II .....	159
7.3.1 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε κάμψη.....	159
7.3.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε διάτμηση.....	159
8. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ III .....	160
8.1 Διαστασιολόγηση δοκών ισογείου Ζώνης III .....	160
8.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη.....	160
8.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση .....	162
8.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης II.....	163
8.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη .....	163
8.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε διάτμηση .....	163
8.3 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης III .....	164
8.3.1 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε κάμψη.....	164
8.3.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε διάτμηση.....	164
9. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ .....	165
9.1 Προμέτρηση κτιρίου.....	165
9.1.1 Προμέτρηση σκυροδέματος.....	165
9.1.2 Προμέτρηση χάλυβα πλακών.....	166
9.1.3 Προμέτρηση χάλυβα δοκών για τις τρεις σεισμικές ζώνες .....	167
9.1.4 Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων για τις τρεις σεισμικές ζώνες...	170
9.1.5 Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων για τις τρεις σεισμικές ζώνες .....	172
9.2 Ανάλυση αποτελεσμάτων .....	175
9.2.1 Ανάλυση αποτελεσμάτων του σκυροδέματος .....	175
9.2.2 Ανάλυση αποτελεσμάτων του οπλισμού δομικών στοιχείων του ισογείου για τις τρεις σεισμικές ζώνες .....	176
10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	183
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ .....	184
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	189



## Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 1 : Ολόσωμη πλάκα .....	14
Σχήμα 2: Πλάκα με νευρώσεις μίας κατεύθυνσης .....	15
Σχήμα 3: Πλάκα με νευρώσεις δύο κατευθύνσεων .....	15
Σχήμα 4: Πλάκες ανώμαλου σχήματος.....	15
Σχήμα 5: Κατασκευή με κεκλιμένη πλάκα.....	16
Σχήμα 6: (α) Πλάκα χυτή επί τόπου (β) Προκατασκευασμένες πλάκες.....	16
Σχήμα 7: (α) Πλάκα προεντεταμένου σκυροδέματος (β) Οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος..	16
Σχήμα 8: Παράδειγμα πλακών με διαφορετική στατική λειτουργία .....	17
Σχήμα 9: (α) Παράδειγμα όπλισης πλάκας σε μία κατεύθυνση (β) Παράδειγμα όπλισης πλάκας σε δύο κατευθύνσεις .....	17
Σχήμα 10: (α) Μυκητοειδής πλάκα (β) συνήθης πλάκα.....	18
Σχήμα 11: Μεταφορά φορτίων .....	20
Σχήμα 13: Τρόποι στήριξης τετραέρειστων πλακών .....	21
Σχήμα 12: Κανόνας μερισμού των επιφανειών μίας πλάκας. Παραγόμενη τραπεζοειδής φόρτιση και ισοδύναμη ομοιόμορφη. ....	20
Σχήμα 14: Γεωμετρικά στοιχεία επιφανειών φόρτισης .....	22
Σχήμα 15: Παράδειγμα απλοποίησης φορτίων .....	22
Σχήμα 16: Παράδειγμα δυσμενής/ευμενής διάταξης φόρτισης σε συνεχή δοκό 5 ανοιγμάτων.....	26
Σχήμα 17: Κινήσεις Διαφράγματος.....	29
Σχήμα 18: Αμφιαρθρωτή λωρίδα πλάκας .....	31
Σχήμα 20: Αμφίπακτη λωρίδα πλάκας .....	31
Σχήμα 19: Μονόπακτη λωρίδα πλάκας.....	31
Σχήμα 21: Πεσοειδείς φορτίσεις πλακών.....	43
Σχήμα 22: Πλάκες πρόβολοι.....	46
Σχήμα 23: Διέρειστες πλάκες με παράλληλες στηρίξεις μεταξύ τους .....	46
Σχήμα 24: Τετραέρειστη πλάκα με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 2 .....	47
Σχήμα 25: Σταυροειδώς οπλισμένες πλάκες.....	48
Σχήμα 26: Συντελεστής α ανάλογα με τις συνθήκες έδρασης.....	49
Σχήμα 27: Κάτοψη κτιρίου.....	55
Σχήμα 28: Ορισμός υλικού .....	56
Σχήμα 29: Συνεργαζόμενο πλάτος.....	57
Σχήμα 30: Διατομή πλακοδοκού .....	58
Σχήμα 31: Διατομή ορθογωνικής δοκού .....	59
Σχήμα 32: Απομοίωση ιδιοτήτων λόγω ρηγματωμένης διατομής .....	60
Σχήμα 33: Διατομή υποστυλωμάτων 1 <sup>ου</sup> ορόφου .....	60
Σχήμα 34: Απομοίωση ιδιοτήτων στύλων λόγω ρηγματωμένης διατομής .....	61
Σχήμα 35: Διατομή τοιχώματος.....	62
Σχήμα 36: Απομείωση ιδιοτήτων ισοδύναμων στύλων ρηγματωμένης διατομής.....	62

Σχήμα 37: Σχεδιασμός T3 και T10 στο Section Designer .....	63
Σχήμα 38: Διατομή βραχίονα .....	64
Σχήμα 39: Αυξημένες γεωμετρικές ιδιότητες βραχίονα .....	64
Σχήμα 40: Ορισμός διαφράγματος.....	65
Σχήμα 41: Ανάθεση πακτώσεων στην βάση του κτιρίου .....	65
Σχήμα 42: Επιφάνειες φόρτισης δοκών .....	69
Σχήμα 43: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού .....	79
Σχήμα 44: Κατηγορίες σπουδαιότητας και συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων.....	80
Σχήμα 45: Φάσμα επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις X και Y ζώνης I.....	81
Σχήμα 46: Φάσμα επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις X και Y ζώνης II.....	81
Σχήμα 47: Φάσμα επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις X και Y ζώνης III.....	82
Σχήμα 48: Ανάθεση μάζας και ροπής στο Κ.Β. της πλάκας του 1 <sup>ου</sup> ορόφου .....	83
Σχήμα 49: Φάσματα σχεδιασμού για τις σεισμικές ζώνες I,II.....	85
Σχήμα 50: Φάσματα σχεδιασμού για την σεισμική ζώνη III .....	85
Σχήμα 51: Μορφές φόρτισης.....	86
Σχήμα 52: Φορτιστικές καταστάσεις .....	86
Σχήμα 53: Καθορισμός συνδυασμών δράσεων .....	87
Σχήμα 54: Σεισμικός συνδυασμός για σεισμό κατά X στη ζώνη I .....	87
Σχήμα 55: Σεισμικός συνδυασμός κατά Y στην ζώνη II.....	88
Σχήμα 56: Ανάθεση μονίμου και μεταβλητού κατανεμημένου φορτίου .....	88
Σχήμα 57: Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης φορέα.....	89
Σχήμα 58: Ορισμός δυναμικής φασματικής ανάλυσης για ζώνη I, διεύθυνση X.....	91
Σχήμα 59: Ορισμός Δυναμικής φασματικής ανάλυσης για ζώνη I, διεύθυνση Y.....	91
Σχήμα 60: Πλάκες τύπου 4, 5 <sup>α</sup> .....	97
Σχήμα 61: Διάταξη οπλισμών οροφής ισογείου .....	102
Σχήμα 62: Διάταξη οπλισμών οροφής δώματος.....	108
Σχήμα 63: Διάταξη οπλισμού δοκών Δ1-Δ2-Δ3-Δ4-Δ5.....	123
Σχήμα 64: Ποσοστό σκυροδέματα ανά όροφο .....	175
Σχήμα 65: Ποσοστό δομικών στοιχείων στο συνολικό σκυρόδεμα.....	175
Σχήμα 66: Συνολικό βάρος χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη.....	176
Σχήμα 67: Βάρος χάλυβα πλακών ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη.....	177
Σχήμα 68: Συνολικό βάρος δοκών ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη .....	177
Σχήμα 69: Συνολικό βάρος υποστυλωμάτων για κάθε σεισμική ζώνη.....	178
Σχήμα 70: Συνολικό βάρος τοιχωμάτων ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη .....	178
Σχήμα 71: Ποσοστιαία αύξηση συνολικού βάρους χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου μεταξύ των ζωνών.....	179
Σχήμα 72: Ποσοστιαία αύξηση συνολικού βάρους χάλυβα δοκών ισογείου μεταξύ των ζωνών.....	179
Σχήμα 73: Ποσοστιαία αύξηση συνολικού βάρους χάλυβα τοιχωμάτων ισογείου μεταξύ των ζωνών.....	180
Σχήμα 74: Ποσοστό χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου Ζώνης I .....	181

Σχήμα 75: Ποσοστό χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου Ζώνης II .....	181
Σχήμα 76: Ποσοστό χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου Ζώνης III .....	182

## Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 1: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ <sub>g</sub> .....	25
Πίνακας 2: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ <sub>d</sub> .....	25
Πίνακας 3: Συνδυασμοί δράσεων για συνήθη οικοδομικά έργα.....	28
Πίνακας 4: Συντελεστές κατανομής φορτίου για τετραέριστες πλάκες κατά Markus .....	32
Πίνακας 5: Τετραέριστες πλάκες με ελεύθερη σε στρέψη στήριξη των τεσσάρων πλακών 33	
Πίνακας 6: Τετραέριστες πλάκες με την μεγαλύτερη πλευρά πλήρως πακτωμένη και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη .....	34
Πίνακας 7: Τετραέριστες πλάκες με την μικρότερη πλευρά πλήρως πακτωμένη και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη .....	35
Πίνακας 8: Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση στις μεγαλύτερες πλευρές και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη .....	36
Πίνακας 9: Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση στις μικρότερες πλευρές και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη .....	37
Πίνακας 10: Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση σε δύο γειτονικές πλευρές και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη .....	38
Πίνακας 11: Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση σε τρεις πλευρές και η μικρότερη τέταρτη ελεύθερη σε στρέψη.....	39
Πίνακας 12: Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση σε τρεις πλευρές και η μεγαλύτερη τέταρτη ελεύθερη σε στρέψη.....	40
Πίνακας 13: Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση όλων των πλευρών .....	41
Πίνακας 14: Συντελεστές της μεθόδου Pieper-Martens .....	44
Πίνακας 15: Γεωμετρικά στοιχεία κάτοψης .....	54
Πίνακας 16: Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκών .....	57
Πίνακας 17: Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους στις στηρίξεις.....	58
Πίνακας 18: Μόνιμων φορτίων .....	66
Πίνακας 19: Ωφέλιμων φορτίων.....	66
Πίνακας 20 :Φορτία δομικών στοιχείων .....	67
Πίνακας 21: Κατανεμημένο φορτίο δοκών τυπικού ορόφου .....	70
Πίνακας 22: Κατανεμημένο φορτίο δοκών δώματος.....	71
Πίνακας 23: Δεδομένα φάσματος .....	72
Πίνακας 24: Έλεγχος δυστρεψίας.....	73
Πίνακας 25: Πίνακας ποσοστού παραλαβής σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα, ζώνης I .....	75
Πίνακας 26: Πίνακας ποσοστού παραλαβής σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα, ζώνη II .....	76
Πίνακας 27: Πίνακας ποσοστού παραλαβής σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα, ζώνη III .....	76
Πίνακας 28: Πίνακας υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς q.....	77
Πίνακας 29: Συντελεστής $\alpha_u / \alpha_1$ .....	77

Πίνακας 30: Συντελεστής $k_w$ .....	78
Πίνακας 31: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος τύπου 1 κατά EC8 .....	79
Πίνακας 32: Επιταχύνσεις σχεδιασμού .....	80
Πίνακας 33: Πίνακας υπολογισμού μάζας του φορέα στα επίπεδα των ορόφων .....	82
Πίνακας 34: Ζεύγη τιμών ιδιοπεριόδων - Φασματικής επιτάχυνσης για κάθε σεισμική ζώνη	84
Πίνακας 35: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή .....	90
Πίνακας 36: Ροπες σχεδιασμού δοκών για τις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.....	92
Πίνακας 37: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού N, M33, M22 κατακόρυφων στοιχείων ζώνης I	93
Πίνακας 38: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού N, M33, M22 κατακόρυφων στοιχείων ζώνης II	94
Πίνακας 39: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού N, M33, M22 κατακόρυφων στοιχείων ζώνης III	95
Πίνακας 40: Τέμνουσες σχεδιασμού κατακόρυφων στοιχείων για τις τρεις ζώνες .....	96
Πίνακας 41: Οπλισμός κάμψης δοκών οροφής ισογείου Ζώνης 1 .....	113
Πίνακας 42: Οπλισμός διάτμησης δοκών οροφής ισογείου Ζώνη 1 .....	117
Πίνακας 43: Οπλισμός κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης I.....	130
Πίνακας 44: Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης I .....	130
Πίνακας 45: Οπλισμός κάμψης τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης I .....	154
Πίνακας 46: Οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης I .....	154
Πίνακας 47: Οπλισμός κάμψης δοκών οροφής ισογείου Ζώνης II .....	155
Πίνακας 48: Οπλισμός διάτμησης δοκών οροφής ισογείου Ζώνης II.....	157
Πίνακας 49: Οπλισμός κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου ζώνης II .....	158
Πίνακας 50: Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης II .....	158
Πίνακας 52: Οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης II.....	159
Πίνακας 51: Οπλισμός κάμψης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης II .....	159
Πίνακας 53: Οπλισμός κάμψης δοκών ισογείου ζώνης III .....	160
Πίνακας 54: Οπλισμός διάτμησης δοκών οροφής ισογείου ζώνης III .....	162
Πίνακας 55: Οπλισμός κάμψης υποστυλωμάτων ζώνης III .....	163
Πίνακας 56: Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων ζώνης III .....	163
Πίνακας 57: Οπλισμός κάμψης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης III .....	164
Πίνακας 58: Οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης III.....	164
Πίνακας 59: Προμέτρηση όγκου σκυροδέματος για κάθε δομικό στοιχείο και όροφο .....	165
Πίνακας 60: Προμέτρηση χάλυβα πλακών τυπικού ορόφου.....	166
Πίνακας 61: Προμέτρηση χάλυβα δοκών Ζώνης I.....	167
Πίνακας 62: Προμέτρηση χάλυβα δοκών Ζώνης II.....	168
Πίνακας 63: Προμέτρηση χάλυβα δοκών Ζώνης III.....	169
Πίνακας 64: Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων Ζώνης I.....	170
Πίνακας 65: Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων Ζώνης II.....	170
Πίνακας 66: Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων Ζώνης III.....	171
Πίνακας 67: Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων Ζώνης I .....	172
Πίνακας 68: Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων Ζώνης II .....	173
Πίνακας 69: Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων Ζώνης III .....	174
Πίνακας 70: Βάρος χάλυβα δομικών στοιχείων για τις τρεις ζώνες .....	176

Πίνακας 1(παραρτήματος) : Εμβαδόν ράβδων οπλισμού πλακών σε πλάτος 1m .....	184
Πίνακας 2 (παραρτήματος) : Υπολογισμός ορθγ. διατομών για κάμψη χωρίς θλιβ. οπλισμό .....	185
Πίνακας 3 (παραρτήματος) : Υπολογισμός οπλισμού πλακοδοκών σε κάμψη .....	185
Πίνακας 4 (παραρτήματος) : Υπολογισμός οπλισμού πλακοδοκών σε κάμψη .....	186
Πίνακας 5 (παραρτήματος) : Ονομαστικές διατομές ράβδων οπλισμού (cm <sup>2</sup> ).....	186

# 1. ΠΛΑΚΕΣ

## 1.1 Ορισμός

Οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι επίπεδοι επιφανειακοί φορείς, σχετικά λεπτού πάχους, οι οποίοι φορτίζονται από φορτία κυρίως κάθετα στο επίπεδό τους και στηρίζονται γραμμικά ή σημειακά.

Οι πλάκες δέχονται άμεσα τα επιφανειακά φορτία βαρύτητας ή πίεσεως των κατασκευών και τα μεταφέρουν με καμπτική ή διατμητική λειτουργία στις δοκούς και στους σύλους της περιμέτρου τους, απ όπου τελικά καταλήγουν στο έδαφος. Οι πλάκες είναι οι πιο συνηθισμένες μορφές δομικών στοιχείων που συναντούνται:

- στα κτίρια, όπου σχηματίζουν τα δάπεδα των ορόφων.
- στις γέφυρες που σχηματίζουν τις πλάκες καταστρωμάτων.
- στα εδαφοτεχνικά έργα, αποτελούν τους τοίχους αντιστήριξης.
- στα υδραυλικά έργα, αποτελούν τα φράγματα και τις δεξαμενές νερού.
- στα τεχνικά έργα οδοποιίας, πλάκες πλακοσκεπών οχετών.

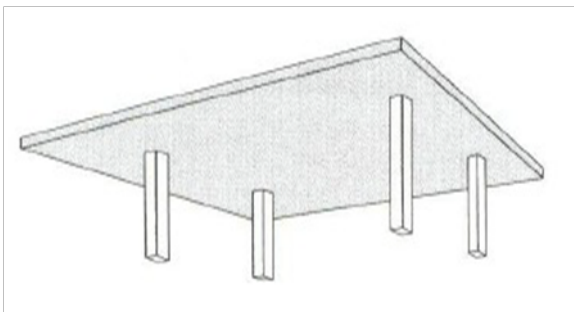
Κατά τον Ευρωκώδικα 2 είναι επίπεδα επιφανειακά δομικά στοιχεία στα οποία η ελάχιστη διάσταση της επιφάνειας (φατνώματος) δεν είναι μικρότερη από 5 φορές το συνολικό πάχος της πλάκας.

Οι πλάκες είναι το πλέον γνώριμο και οικείο στον άνθρωπο δομικό στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα, διότι επάνω σε αυτό κινείται, εργάζεται και εν γένει ζει τις περισσότερες ώρες της ημέρας. (Τσώνος, 2017)

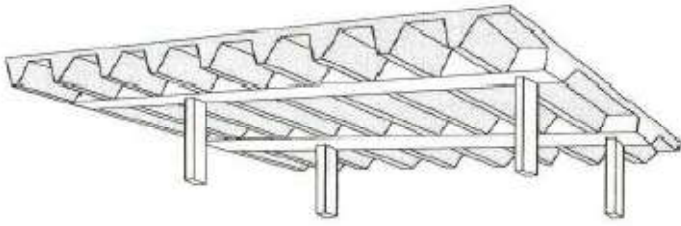
## 1.2 Είδη πλακών

Οι πλάκες παρουσιάζουν μια μεγάλη ποικιλία μορφών και τύπων στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η κατάταξή τους μπορεί να γίνει με διάφορα κριτήρια:

- Ανάλογα με την μορφή διατομής σε πλάκες ολόσωμες, πλάκες με νευρώσεις (Zoellner) και πλάκες με διάκενα.



Σχήμα 1 : Ολόσωμη πλάκα

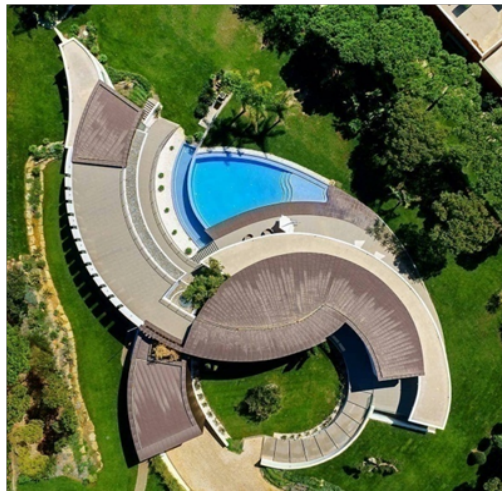
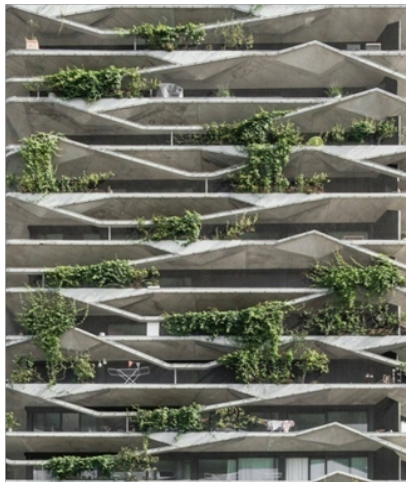


**Σχήμα 2:** Πλάκα με νευρώσεις μίας κατεύθυνσης

**Σχήμα 3:** Πλάκα με νευρώσεις δύο κατευθύνσεων



- Ανάλογα με το σχήμα τους σε κάτοψη σε ορθογωνικές, παραλληλόγραμμες, τριγωνικές, κυκλικές, δακτυλιοειδείς, πολυγωνικές και ανώμαλου σχήματος.



**Σχήμα 4:** Πλάκες ανώμαλου σχήματος



- Ανάλογα με την κλίση του επιπέδου της πλάκας σε οριζόντιες, κεκλιμένες, πτυχωτές και κατακόρυφες.



Σχήμα 5: Κατασκευή με κεκλιμένη πλάκα

- Ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής σε χυτές επί τόπου και προκατασκευασμένες.



(α)



(β)

Σχήμα 6: (α) Πλάκα χυτή επί τόπου (β) Προκατασκευασμένες πλάκες

- Ανάλογα με τον τύπο όπλισης σε οπλισμένες και προεντεταμένες.



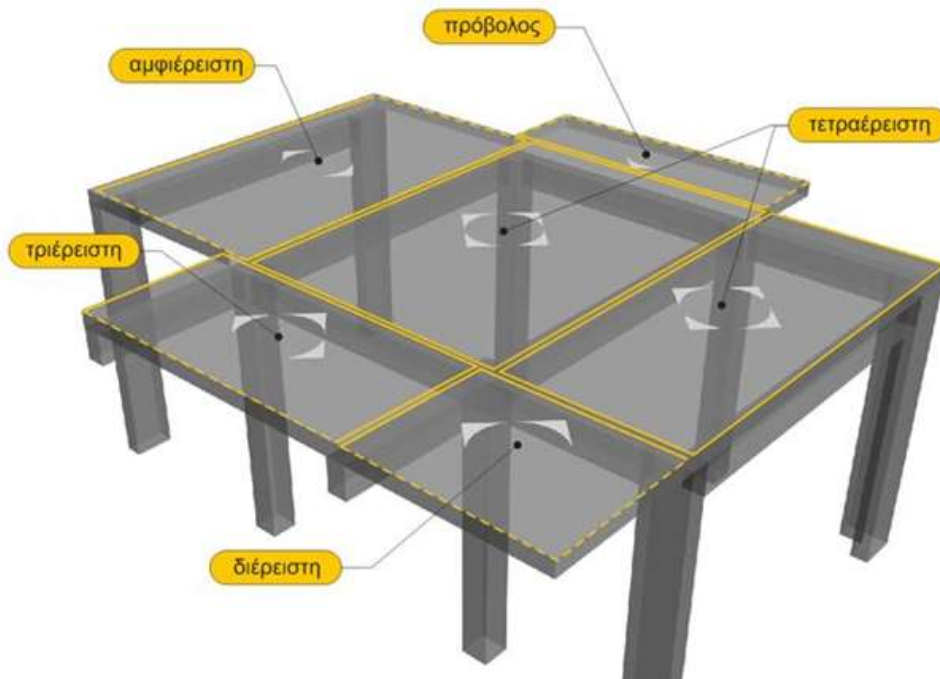
(α)



(β)

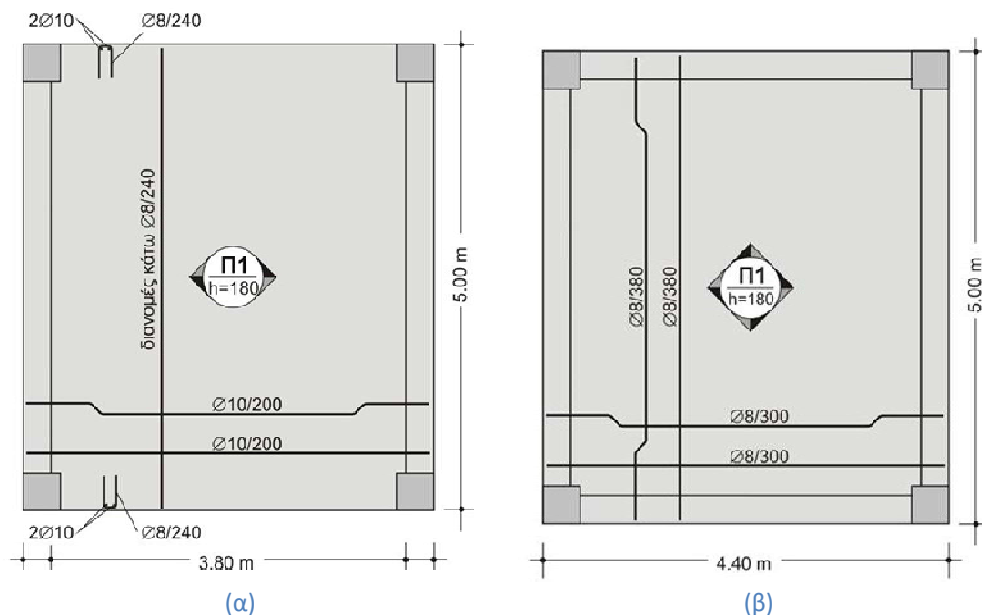
Σχήμα 7: (α) Πλάκα προεντεταμένου σκυροδέματος (β) Οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος

- Ανάλογα με την στατική τους λειτουργία σε πρόβολοι, αμφιέριστες, διέριστες, τριέριστες, τετραέριστες, μεμονωμένες και συνεχείς.



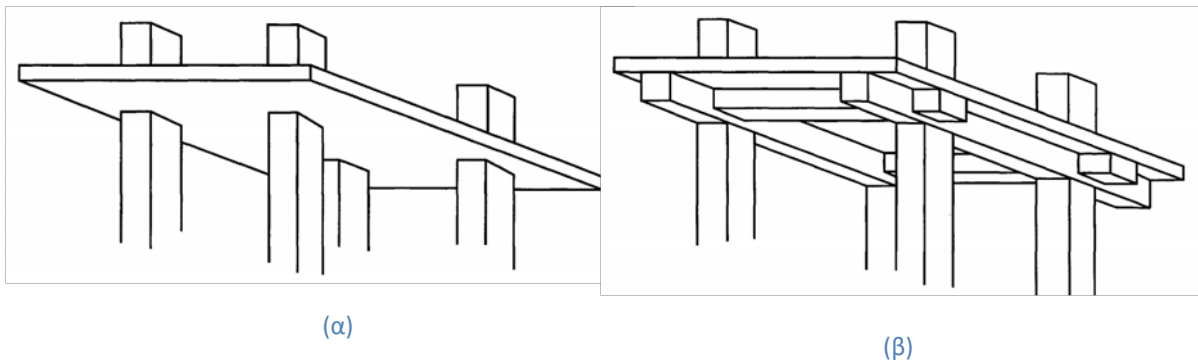
**Σχήμα 8:** Παράδειγμα πλακών με διαφορετική στατική λειτουργία

- Ανάλογα με την διάταξη του οπλισμού σε οπλισμένες κυρίως κατά τη μία διεύθυνση (απλά οπλισμένες) και σε οπλισμένες κατά δύο διευθύνσεις (σταυροειδώς οπλισμένες).



**Σχήμα 9:** (α) Παράδειγμα όπλισης πλάκας σε μία κατεύθυνση (β) Παράδειγμα όπλισης πλάκας σε δύο κατευθύνσεις

- Ανάλογα με τον τρόπο στήριξης σε μυκητοειδείς πλάκες (οι οποίες στηρίζονται απευθείας στα υποστυλώματα χωρίς την ύπαρξη δοκών) και σε πλάκες συνήθεις πλάκες (οι οποίες στηρίζονται σε δοκούς και τοιχώματα).



**Σχήμα 10:** (α) Μυκητοειδής πλάκα (β) συνήθεις πλάκα

- Ως προς τον σκοπό τον οποίο επιτελούν σε: πλάκες πατωμάτων, δωματίων, γεφυρών, τοίχων αντιστηρίξεως, δεξαμενών και κλιμακοστασίων.(Παναγόπουλος,2005)

### 1.3 Ολόσωμες πλάκες

Ολόσωμη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλάκα η οποία καθ' όλη την διατομή της είναι συμπαγής και στηρίζεται γραμμικά σε εγκάρσιες δοκούς. Τα φορτία που δέχεται κατανέμονται στις δοκούς, ανάλογα με την στατική λειτουργία της πλάκας. Το πάχος της πλάκας εξαρτάται κυρίως από τα φορτία και υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς.

#### 1.3.1 Φορτία πλακών

Τα φορτία τα οποία καταπονούν τις πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι κυρίως τα μόνιμα (G), τα μεταβλητά (Q) και τα ωφέλιμα τα οποία περιλαμβάνονται στα μεταβλητά. Είναι κατανεμημένα στην επιφάνεια των πλακών, δηλαδή είναι επιφανειακά φορτία και η έντασή τους εκφράζεται σε kNανά τετραγωνικό μέτρο κάτοψης της πλάκας ( $kN/m^2$ ).

Πιο συγκεκριμένα:

- Μόνιμα φορτία είναι το ίδιο βάρος της πλάκας, το βάρος της επικάλυψης του δαπέδου, βιομηχανικά δάπεδα και γενικά οιονεί μόνιμα φορτία.
- Μεταβλητά φορτία είναι φορτία που η θέση εφαρμογής τους μεταβάλλεται ή δρουν κάτω από ορισμένες συνθήκες π.χ. άνεμος, χιόνι, αλλά και η ένταση λόγω καταναγκασμών που προκαλούν οι θερμοκρασιακές μεταβολές στις πλάκες.
- Ωφέλιμα φορτία είναι συνήθως κινητά όπως το βάρος των ανθρώπων, των επίπλων, των μηχανημάτων κ.λ.π. αλλά και σε ορισμένες

περιπτώσεις υπάρχουν φορτία που θεωρούνται ότι είναι σχεδόν μόνιμα, ανάλογα με την χρήση του κτιρίου, όπως βάση μηχανήματος πάνω σε πλάκα.

- Τυχηματικές δράσεις είναι οι σεισμικές διεγέρσεις, οι κρούσεις, οι εκρήξεις, οι κατολισθήσεις.

Οι τιμές των κατακόρυφων φορτίων είναι:

- Ίδιο βάρος (G) : υπολογίζεται σε  $\text{kN/m}^2$  και η τιμή του προσδιορίζεται αν πολλαπλασιαστεί το ειδικό βάρος του σκυροδέματος  $25 \text{ kN/m}^3$  με το πάχος (ήσε μέτρα) της πλάκας.
- Φορτίο επικάλυψης δαπέδου: το βάρος της εξαρτάται από το υλικό επικάλυψης, πάτωμα, μάρμαρο, βιομηχανικό δάπεδο κ.λ.π. Οι τιμές δίνονται από τους κανονισμούς φορτίσεων δομικών έργων.
- Ωφέλιμα φορτία: δίνονται επίσης από τον κανονισμό φορτίσεων (Ενδεικτικές τιμές: δάπεδο κατοικιών  $20 \text{ kN/m}^2$ , κλιμακοστάσιο  $35 \text{ kN/m}^2$ , εξώστη  $50 \text{ kN/m}^2$  και χώρος συγκεντρώσεως ατόμων  $50 \text{ kN/m}^2$ ). Κατά την εκλογή του ωφέλιμου φορτίου μιας κατασκευής πρέπει να είναι γνωστή η σημερινή χρήση της κατασκευής και ενδεχόμενα η πιθανή μελλοντική της. Σε περίπτωση αμφιβολιών λαμβάνεται υπόψη το δυσμενέστερο φορτίο.

Είναι δυνατό πάνω στις πλάκες να εφαρμόζονται και συγκεντρωμένα (σημειακά) φορτία όπως από φυτευτά υποστυλώματα ή για παράδειγμα από το βάρος μεγάλων μηχανών. Στην πραγματικότητα τα φορτία αυτά είναι κατανεμημένα σε μια μικρή επιφάνεια οπότε ουσιαστικά λειτουργούν ως συγκεντρωμένα και η έντασή τους εκφράζεται σε kN.

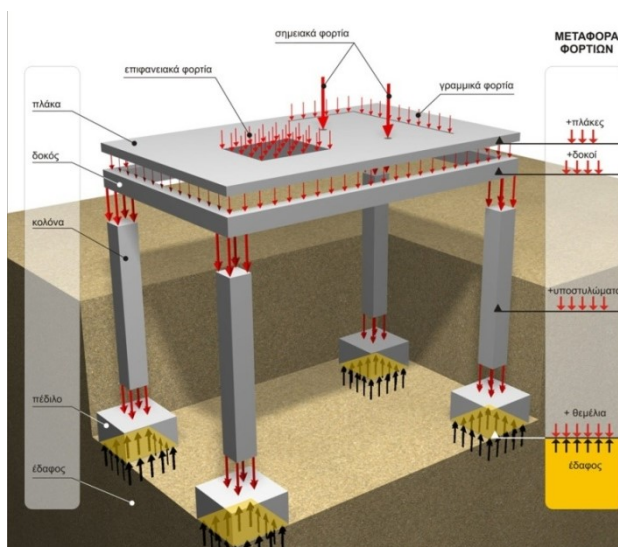
Το ολικό φορτίο μιας πλάκας προκύπτει από τον συνδυασμό των μόνιμων δράσεων (G) και των μεταβλητών (Q). Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των δράσεων δίνει το φορτίο σχεδιασμού από την σχέση:  $S_d = 1.35 G + 1.50 Q$  (Παναγόπουλος, 2005, Γεωργόπουλος, 2015)

### 1.3.2 Κατανομή φορτίων

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει και παραπάνω οι πλάκες είναι ένα από τα βασικότερα στοιχεία στο σκελετό ενός κτιρίου. Μαζί με τις δοκούς αποτελούν τα οριζόντια φέροντα στοιχεία ενώ στα κατακόρυφα ανήκουν οι κολόνες. Τα στοιχεία που απαρτίζουν την θεμελίωση του κτιρίου είναι τα πέδιλα, οι συνδετήριες δοκοί και οι πεδιλοδοκοί αλλά και οι κοιτοστρώσεις (πλάκες θεμελίωσης) και οι πάσσαλοι.

Η λειτουργία του σκελετού στηρίζεται στη λογική της διαδοχικής καταπόνησης. Οι πλάκες παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα, μεταβλητά). Στη συνέχεια τα μεταβιβάζουν στις δοκούς οι οποίες παραλαμβάνουν και τα φορτία των τοίχων που πατούν επάνω τους. Οι δοκοί μεταβιβάζουν τα φορτία στα

υποστυλώματα (δοκούς) που με τη σειρά τους τα μεταφέρουν στα θεμέλια. Τέλος τα θεμέλια (πέδιλα) μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος.

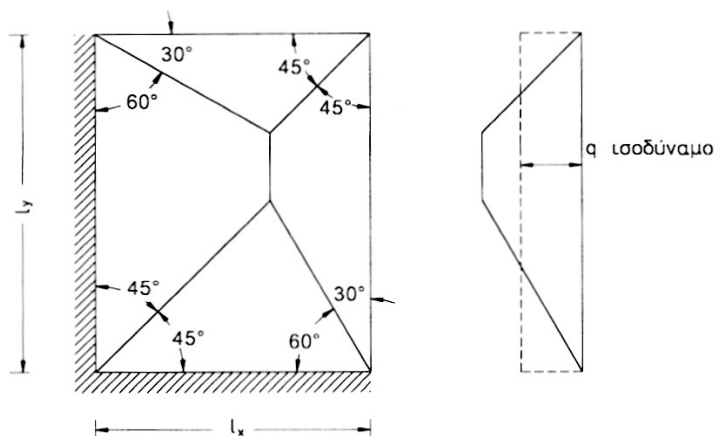


Σχήμα 11: Μεταφορά φορτίων

Οι αντιδράσεις των ομοιόμορφα κατανεμημένων πλακών ορθογωνικής κάτοψης που προκαλούνται από τα φορτία, μεταφέρονται στις στηρίξεις των πλακών και προκύπτουν προσεγγιστικά σύμφωνα με τον γεωμετρικό κανόνα μερισμού της επιφάνειας της πλάκας.

Σύμφωνα με τον κανόνα αυτό:

- Εφόσον σε μία γωνία συντρέχουν πλευρές ομοειδούς στήριξης (πάκτωση - πάκτωση ή έδραση - έδραση) η γωνία μερισμού είναι  $45^\circ$
- Εφόσον συντρέχουν μια πλήρως πακτωμένη με μία απλά εδραζόμενη οι γωνίες μερισμού είναι  $60^\circ$  και  $30^\circ$  αντίστοιχα
- Για μερική πάκτωση συνιστάται να λαμβάνονται ενδιάμεσες τιμές των γωνιών (κάτι που εφαρμόζεται εξαιρετικά σπάνια)

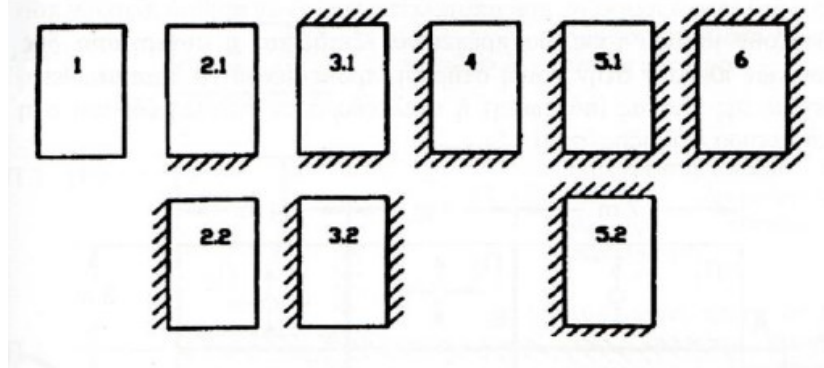


Σχήμα 12: Κανόνας μερισμού των επιφανειών μίας πλάκας.

Παραγόμενη τραπεζοειδής φόρτιση και ισοδύναμη ομοιόμορφη.

Ο κανόνας μερισμού ακολουθεί κατά προσέγγιση τις γραμμές της τυπικής εικόνας ρηγμάτωσης της κάτω επιφάνειας της πλάκας.

Ο γεωμετρικός μερισμός της επιφάνειας της πλάκας ανάλογα με το είδος στήριξης των πλευρών δίνει επιμέρους διαστάσεις της επιφάνειας φόρτισης και επηρεάζει τον υπολογισμό των δοκών από την τριγωνική ή τραπεζοειδή φόρτιση.



**Σχήμα 13:** Τρόποι στήριξης τετραέρειστων πλακών

**Στήριξη 1:**

Τετραέρειστη πλάκα με ελεύθερη σε στρέψη έδραση των 4 πλευρών της.

**Στήριξη 2:**

2.1 Τετραέρειστη πλάκα με πλήρη πάκτωση σε μια μικρή πλευρά, οι δε άλλες ελεύθερα σε στρέψη εδραζόμενες.

2.2 Τετραέρειστη πλάκα με πλήρη πάκτωση σε μια μεγάλη πλευρά, οι δε άλλες ελεύθερα σε στρέψη εδραζόμενες.

**Στήριξη 3:**

3.1 Τετραέρειστη πλάκα με πλήρη πάκτωση στις 2 απέναντι μικρές πλευρές, οι δε άλλες ελεύθερα σε στρέψη εδραζόμενες.

3.2 Τετραέρειστη πλάκα με πλήρη πάκτωση στις 2 απέναντι μεγάλες πλευρές, οι δε άλλες ελεύθερα σε στρέψη εδραζόμενες.

**Στήριξη 4:** Τετραέρειστη πλάκα με πλήρη πάκτωση στις 2 γειτονικών πλευρών, οι δε άλλες ελεύθερα σε στρέψη εδραζόμενες.

**Στήριξη 5:**

5.1 Τετραέρειστη πλάκα με ελεύθερη σε στρέψη μιας μικρής πλευράς, οι δε άλλες πλήρως πακτωμένες.

5.2 Τετραέρειστη πλάκα με ελεύθερη σε στρέψη μιας μεγάλης πλευράς, οι δε άλλες πλήρως πακτωμένες.

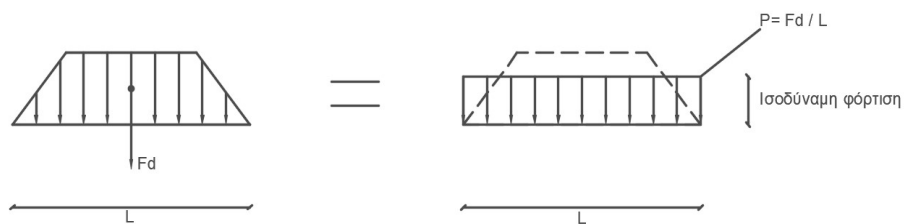
**Στήριξη 6:** Τετραέρειστη πλάκα με πλήρη πάκτωση όλων των πλευρών.

Ο τρόπος στήριξης και ο λόγος των πλευρών,  $\epsilon = l_y / l_x$ , καθορίζουν την κατανομή του φορτίου ρτης πλάκας, σε μερίδα  $\rho_x$  και  $\rho_y$ , στις αντίστοιχες διευθύνσεις, επομένως και το μέγεθος των ροπών.

α/α	είδος ορθογώνιου πλάκας	επιμέρους διαστάσεις της επιφανείας φόρτισης
1		$h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = 0,5 l_x$
2		$av \quad l_y/l_x < 1,366 \quad h_1 = h_2 = h_3 = 0,366 l_y$ $av \quad l_y/l_x \geq 1,366 \quad h_4 = 0,634 l_y$ $h_1 = h_2 = h_3 = 0,5 l_x$ $h_4 = 0,866 l_x$
3		$h_1 = 0,634 l_x$ $h_2 = h_3 = h_4 = 0,366 l_x$
4		$av \quad l_y/l_x < 1,732 \quad h_1 = h_2 = 0,289 l_y$ $av \quad l_y/l_x \geq 1,732 \quad h_3 = h_4 = 0,5 l_y$ $h_1 = h_2 = 0,5 l_x$ $h_3 = h_4 = 0,866 l_x$
5		$h_1 = h_2 = 0,5 l_x$ $h_3 = h_4 = 0,289 l_x$
6		$h_1 = h_4 = 0,634 l_x$ $h_2 = h_3 = 0,366 l_x$
7		$h_1 = h_2 = h_4 = 0,5 l_x$ $h_3 = 0,289 l_x$
8		$av \quad l_y/l_x < 1,268 \quad h_1 = h_3 = h_4 = 0,5 l_y$ $av \quad l_y/l_x \geq 1,268 \quad h_2 = 0,289 l_y$ $h_1 = h_3 = h_4 = 0,634 l_x$ $h_2 = 0,366 l_x$
9		$h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = 0,5 l_x$

Σχήμα 14: Γεωμετρικά στοιχεία επιφανείων φόρτισης

Σύμφωνα με την παραπάνω θεώρηση η φόρτιση των δοκών προκύπτει ιδιαίτερα πολύπλοκη (τριγωνική ή τραπεζοειδής). Για τη διευκόλυνση των στατικών υπολογισμών είναι δυνατή, σε κοινά οικοδομικά έργα, η προσεγγιστική μετατροπή του τριγωνικού ή τραπεζοειδούς φορτίου των δοκών σε ισοδύναμο ομοιόμορφο όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. (Παναγόπουλος, 2005, Κωνσταντινίδης, 2014)



Σχήμα 15: Παράδειγμα απλοποίησης φορτίων

## 1.4 Η μέθοδος των οριακών καταστάσεων

Κατά την διάρκεια ζωής ενός δομήματος, όπως αναφέραμε παραπάνω, θα δράσουν σε αυτό διάφορα φορτία, δυνάμεις (μόνιμες και μεταβλητές δράσεις).

Η κατασκευή θα πρέπει να έχει σχεδιαστεί και διαστασιολογηθεί κατάλληλα, ώστε να αντισταθεί στις δράσεις και να εξασφαλισθεί έτσι η φέρουσα ικανότητα και η λειτουργικότητά της.

Επομένως, η ανθεκτικότητα και η λειτουργικότητα ενός δομικού συστήματος επιτυγχάνεται εάν εφαρμοσθούν ορισμένες αρχές και ικανοποιηθούν κάποια κριτήρια, που αναφέρονται τόσο στην μόνωση και τη στατική του ανάλυση όσο και στην διαστασιολόγηση και υλοποίησή του όλου συστήματος.

Η βασική σχέση υπολογισμού με την οποία γίνονται οι διάφοροι έλεγχοι στην μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων έχει τη μορφή  $\sigma_{av} \leq \sigma_{επ}$  δηλώνοντας έτσι ότι η τάση που αναπτύσσεται ( $\sigma_{av}$ ) δεν πρέπει να ξεπερνά την επιτρεπόμενη τάση ( $\sigma_{επ}$ ).

Πλέον, η βασική σχέση έχει τη μορφή  $S_d \leq R_d$  όπου  $S_d$  είναι η δράση σχεδιασμού και  $R_d$  είναι η αντίσταση σχεδιασμού.

Ως δράσεις εννοούμε τις διάφορες φορτίσεις του φορέα και κατ' επέκταση τις διάφορες εσωτερικές δυνάμεις (εντατικά μεγέθη) που αναπτύσσονται λόγω των φορτίσεων που αντιστοιχούν στην εξεταζόμενη οριακή κατάσταση.

Ο όρος αντίσταση χρησιμοποιείται για να εκφράσει την δυνατότητα του φορέα να ανταπεξέλθει στις διάφορες φορτίσεις.

Επομένως αν σε μία κατασκευή οι δράσεις υπερνικήσουν τις αντιστάσεις και ο φορέας έρθει σε μια κατάσταση αστοχίας και δεν εκπληρώνει το σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε, τότε θεωρούμε ότι έχει επέλθει η οριακή κατάσταση.

Για το λόγο αυτό οι σύγχρονοι κανονισμοί ορίζουν δύο βασικές κατηγορίες οριακών καταστάσεων:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν στην μέγιστη φέρουσα ικανότητα - αντοχή.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, που συνδέονται με τα κριτήρια που διέπουν την κανονική χρήση.

Ο στόχος που επιδιώκεται να επιτευχθεί με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων είναι η δημιουργία ασφαλών και ανθεκτικών κατασκευών που ταυτόχρονα είναι λειτουργικές και δημιουργούν την αίσθηση της ασφάλειας στους χρήστες τους. Ταυτόχρονα με αυτά όμως ένας μηχανικός πρέπει να έχει υπόψη ότι βασική απαίτηση είναι να σχεδιάζονται οικονομικές και πρακτικά εφαρμόσιμες κατασκευές. (Γεωργόπουλος, 2005, Παναγόπουλος, 2005)

### 1.4.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι δυνατό να αφορούν μεμονωμένα δομικά στοιχεία ή την κατασκευή στο σύνολό της. Ως τέτοιες θεωρούνται οι ακόλουθες:



- Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής θεωρούμενης ως στερεού σώματος.
- Μετατροπή του μηχανισμού.
- Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές:
  - (α) έναντι μεγεθών ορθής έντασης (ροπή κάμψης και/ή αξονική δύναμη)
  - (β) έναντι διατμητικών καταπονήσεων (τέμνουσα, στρέψη, διάτρηση, συνάφεια, αγκύρωση).
- Οριακές καταστάσεις λυγισμού και ύβωσης. Πρόκειται για οριακές καταστάσεις αστοχίας λόγω παραμόρφωσης του φορέα. Σε λυγισμό εξετάζονται οι γραμμικοί φορείς και σε ύβωση οι επιφανειακοί.
- Οριακές καταστάσεις κόπωσης.  
(ΕΚΩΣ,2000)

#### 1.4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας προέρχονται από:

- Ρηγμάτωση ή και υπέρβαση των τάσεων.
- Παραμόρφωση.  
(ΕΚΩΣ,2000)

### 1.5 Τιμές σχεδιασμού

Οι τιμές με τις οποίες οι δράσεις και οι αντιστάσεις εισάγονται στους υπολογισμούς (δηλαδή στην ανίσωση  $S_d \leq R_d$ ) ονομάζονται τιμές σχεδιασμού και λαμβάνουν τον δείκτη d (design).

Οι τιμές σχεδιασμού  $S_d$  μιας δράσης προκύπτουν από τον πολλαπλασιασμό της χαρακτηριστικής της τιμής  $S_k$  επί τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_f$ .

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k$$

Οι τιμές σχεδιασμού  $R_d$  ενός μεγέθους αντίστασης προκύπτουν από την διαίρεση της χαρακτηριστικής του τιμής  $R_k$  με τους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_m$ .

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

Οι συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_f$  και  $\gamma_m$  έχουν τιμές μεγαλύτερες της μονάδας και η χρήση τους έχει την έννοια ότι για να υπάρχουν κάποια επιπλέον περιθώρια ασφάλειας στον σχεδιασμό μιας κατασκευής αυξάνονται οι δράσεις με κάποιον συντελεστή και ταυτόχρονα μειώνονται οι αντιστάσεις με έναν άλλον συντελεστή.

Ο δείκτης f αναφέρεται σε δράσεις, εντάσεις κ.λ.π. ενώ ο δείκτης m αναφέρεται σε αντοχές υλικών, διατομών κ.λ.π. (Γεωργόπουλος, 2005)

#### 1.5.1 Τιμές σχεδιασμού δράσεων

Όπως αναφέρει και στο κεφάλαιο 1.3.1 Φορτία πλακών οι δράσεις που δέχονται οι κατασκευές και ειδικότερα οι πλάκες, είναι οι μόνιμες και μεταβλητές.

Οι τιμές σχεδιασμού  $G_d$  των μόνιμων δράσεων δίνονται από την σχέση

$$G_d = \gamma_g * G_k$$

Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_g$  των μόνιμων δράσεων για τις εξεταζόμενες οριακές καταστάσεις δίνονται από τον παρακάτω πίνακα.

**Πίνακας 1:** Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_g$

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1.35	1.00
	Τυχηματικοί	1.00	1.00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1.00	1.00

Οι τιμές σχεδιασμού  $Q_d$  των μεταβλητών δράσεων είναι:

- Για τη δράση με την μεγαλύτερη επιρροή στην οριακή κατάσταση (κύρια δράση)

$$Q_d = \gamma_q * Q_k \text{ ή } \gamma_q * \psi_1 * Q_k$$

- Για όλες τις υπόλοιπες

$$Q_d = \gamma_q * \psi_1 * Q_k \text{ ή } \gamma_q * \psi_2 * Q_k$$

για τους βραχυχρόνιους (μάλλον σπάνιους) ή τους μακροχρόνιους (μάλλον συχνούς) συνδυασμούς αντιστοίχως.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_q$  των μεταβλητών δράσεων για τις εξεταζόμενες οριακές καταστάσεις δίνονται από τον παρακάτω πίνακα. (Γεωργόπουλος, 2005)

**Πίνακας 2:** Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_q$

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1.50	0.00
	Τυχηματικοί	1.00	0.00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1.00	0.00

### 1.5.2 Συνδυασμοί δράσεων

Ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας γίνεται μέσω της σχέσης  $S_d \leq R_d$ . Για την εξέταση της οριακής κατάστασης κάποιου μεγέθους (έντασης, παραμόρφωσης κ.λπ.) στη σχέση  $S_d \leq R_d$  εισέρχονται όλες οι πιθανές δράσεις (ευμενείς ή δυσμενείς) και συνδυάζονται κατάλληλα ώστε να προκύψει η κατάλληλη τιμή (συνήθως η δυσμενέστερη) με την οποία θα γίνει στην συνέχεια ο αντίστοιχος έλεγχος.

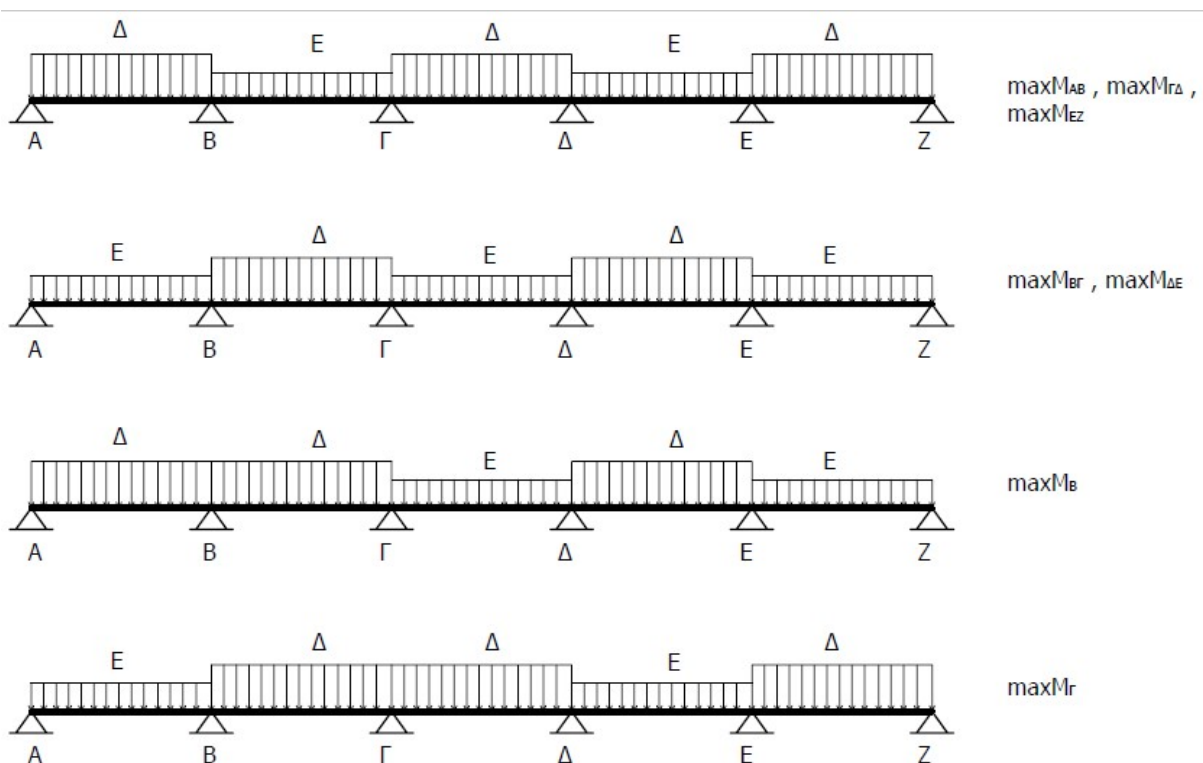
Δυσμενής είναι μια δράση όταν λόγω της θέσης και της έντασής της προκαλεί την δυσμενέστερη επίπτωση στο εξεταζόμενο μέγεθος. Ευμενής είναι μία δράση όταν προκαλεί την αντίθετη ακριβώς επίπτωση.

Όπως είναι φυσικό σε ένα φορέα τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη δεν προκύπτουν όταν εφαρμοσθούν οι δυσμενέστερες τιμές της δράσης σε όλα τα δομικά στοιχεία, αλλά όταν γίνει κατάλληλη κατανομή των δυσμενών και ευμενών δράσεων.

Ένας απλός κανόνας για την κατανομή των δράσεων σε μία συνεχή δοκό είναι ο εξής:

- Μέγιστη ροπή σε κάποιο άνοιγμα: Δυσμενές φορτίο στο συγκεκριμένο άνοιγμα, ευμενές στα διπλανά ανοίγματα και στη συνέχεια διαδοχική εναλλαγή δυσμενούς-ευμενούς.
- Μέγιστη ροπή σε κάποια στήριξη: Δυσμενές φορτίο στα ανοίγματα εκατέρωθεν της στήριξης, ευμενές στα αμέσως επόμενα ανοίγματα και στη συνέχεια διαδοχική εναλλαγή δυσμενούς-ευμενούς.

(Γεωργόπουλος, 2005)



Σχήμα 16: Παράδειγμα δυσμενής/ευμενής διάταξης φόρτισης σε συνεχή δοκό 5 ανοιγμάτων

### 1.5.2.1 Συνδυασμός δράσεων στις Ο.Κ.Α.

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται διάκριση μεταξύ βασικών και τυχηματικών δράσεων.

(α) Συνδυασμός βασικών δράσεων

Η δυσμενέστερη τιμή σχεδιασμού δράσεων  $S_d$  προσδιορίζεται εξετάζοντας τους βραχυχρόνιους συνδυασμούς:

$$S_d = S(\gamma_g * G_k + \gamma_{q,1} * Q_{k,1} + \sum \gamma_{q,i} * \psi_{1,i} * Q_{k,i} + \gamma_p * P_k)$$

όπου:

$i > 1$

$Q_{k,1}$  η χαρακτηριστική τιμή της βασικής μεταβλητής δράσης του υπόψη συνδυασμού

$Q_{k,i}$  οι χαρακτηριστικές τιμές των λοιπών μεταβλητών δράσεων

Κάθε μεταβλητή δράση  $Q_k$  λαμβάνεται διαδοχικά ως κύρια, εκτός εάν είναι προφανές ότι κάποιος από τους συνδυασμούς δεν είναι καθοριστικός (κρίσιμος).

(β) Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων

Η δυσμενέστερη τιμή σχεδιασμού δράσεων  $S_d$  προσδιορίζεται εξετάζοντας τους μακροχρόνιους συνδυασμούς:

$$S_d = S(A_d + G_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \gamma_p * P_k)$$

όπου:  $i > 1$

Στις τυχηματικές δράσεις εντάσσεται και ο σεισμός (E) ο οποίος δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή/και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις. Ειδικώς για το σεισμό εξετάζεται ο ακόλουθος συνδυασμός:

$$S_d = S(E + G_k + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \gamma_p * P_k)$$

(Γεωργόπουλος, 2005)

#### 1.5.2.2 Συνδυασμός δράσεων στις Ο.Κ.Λ.

Η δυσμενέστερη τιμή σχεδιασμού δράσεων  $S_d$  προσδιορίζεται εξετάζοντας τους βραχυχρόνιους συνδυασμούς:

$$S_d = S(G_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{1,i} * Q_{k,i} + \gamma_p * P_k)$$

και για τους μακροχρόνιους συνδυασμούς:

$$S_d = S(G_k + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \gamma_p * P_k)$$

όπου και στις δύο περιπτώσεις  $i > 1$ .

(Γεωργόπουλος, 2005)

#### 1.5.2.3 Απλοποιήσεις για συνήθη οικοδομικά έργα

Οι γενικές σχέσεις που αναφέρονται παραπάνω μπορούν να απλοποιηθούν σε πολύ απλούστερες για την περίπτωση των συνήθων οικοδομικών έργων, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

(Γεωργόπουλος, 2005)

**Πίνακας 3:** Συνδυασμοί δράσεων για συνήθη οικοδομικά έργα

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί δράσεων	Περίπτωση φόρτισης	Απλοποιημένος συνδυασμός $S_d$	Παρατηρήσεις
Αστοχίας	Βασικοί	Δυσμενής	$1.50G_k+1.50Q_k$	$i=1, \gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, P_k=0$
		Ευμενής	$G_k$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=0, P_k=0$
	Τυχηματικοί	-	$G_k+0.60Q_k+A_d$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=1.00, P_k=0, \psi_1=0.60$ για κατοικίες
	Τυχηματικοί με σεισμό	-	$G_k+0.30Q_k+E$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=1.00, P_k=0, \psi_2=0.30$ για κατοικίες
Λειτουργικότητας	Βραχυχρόνιοι	Δυσμενής	$G_k+Q_k$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=1.00, P_k=0$
		Ευμενής	$G_k$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=0.00, P_k=0$
	Μακροχρόνιοι	Δυσμενής	$G_k+0.60Q_k$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=1.00, P_k=0, \psi_1=0.60$ για κατοικίες
		Ευμενής	$G_k$	$i=1, \gamma_G=1.00, \gamma_Q=0.00, P_k=0$

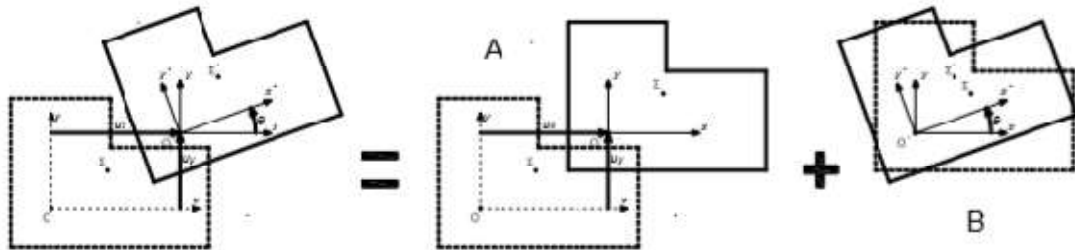
### 1.6 Διαφραγματική λειτουργία πλακών

Σε ένα φορέα η ύπαρξη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος προσδίδει σημαντική εντός του επιπέδου δυστένεια. Αποτελεί διαφραγματικό δίσκο χωρίς να παραμορφώνεται στο επίπεδό της. Ο διαφραγματικός περιορισμός αποτρέπει τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις των κόμβων και των κατακόρυφων στοιχείων. Η λειτουργία αυτή είναι επιθυμητή διότι εξασφαλίζεται η ενιαία μετακίνηση των κόμβων κατά την οριζόντια παραμόρφωση του χωρικού φορέα εντός του επιπέδου του διαφράγματος, χωρίς να μεταβάλλονται οι μεταξύ των κόμβων ενδοεπίπεδες αποστάσεις.

Εάν είναι γνωστό το διάνυσμα των μετακινήσεων  $u_o = \{u_{ox}, u_{oy}, \theta_o\}^T$  οποιουδήποτε σημείου αναφοράς (0), μπορεί να υπολογιστεί το αντίστοιχο διάνυσμα των μετακινήσεων και οποιουδήποτε άλλου σημείου πάνω στο διάφραγμα. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται η συνολική κίνηση του διαφράγματος κατά την μετακίνηση  $u_{ox}, u_{oy}$  και τη στροφή  $\theta$ . Η συνολική κίνηση αναλύεται :

- Σε μία μεταφορική κίνηση (A) όπου όλα τα σημεία έχουν την ίδια μετακίνηση κατά  $x$  και  $y$ .

- Σε μία στροφή (B) γύρω από το σημείο ο' κατά γωνία  $\theta$ . Όλα τα σημεία στρέφονται γύρω από το σημείο ο' και δέχονται πρόσθετες μετακινήσεις κατά τους άξονες  $x, y$ .



Σχήμα 17: Κινήσεις Διαφράγματος

Η απαίτηση για την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας τη πλάκας βάσει [EC8: &4.2.3.2(3),(4)] λαμβάνει τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη. Συγκεκριμένα αναφέρεται:

- Η διαμόρφωση της πλάκας (γεωμετρία) είναι συμπαγής, χωρίς ανωμαλίες στην περίμετρο της, γωνίες, εσοχές και προεξέχοντα πτερύγια μεγάλου μήκους. Κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, Χ και επιμήκειες πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά γιατί δεν είναι σαφής ως προς την δυστένεια εντός του επιπέδου τους. Η περιοχή μεταξύ περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- Το απαιτούμενο πάχος της πλάκας για την λειτουργία του διαφράγματος πρέπει να είναι τουλάχιστον 70mm [EC8: &5.10 (1)]
- Οι δύο διευθύνσεις των πλακών πρέπει να έχουν τον ελάχιστο οπλισμό βάσει EC2 για την εξασφάλιση της καμπτικής και διαφραγματικής λειτουργίας τους.

Επομένως όταν διασφαλιστούν οι παραπάνω απαιτήσεις κατά την προσομοίωση του φορέα με λογισμικό, συνίσταται η προσομοίωση του διαφράγματος με χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Στην αντίθετη περίπτωση η ανάλυση δεν είναι ρεαλιστική με μεγάλες αποκλίσεις που μεγαλώνουν όσο μεγαλύτερη είναι η συμμετρία του φορέα. Αποτέλεσμα της παραπάνω περίπτωσης είναι να οδηγήσει σε λανθασμένα αποτελέσματα για τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης του δομήματος.

## 1.7 Μέθοδοι ανάλυσης πλακών

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν να καθορισθούν με μεθόδους που έχουν ως βάση την ελαστική ανάλυση και την πλαστική ανάλυση, η οποία μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο για μετέλεγχο υφιστάμενης κατασκευής.

- Ελαστική ανάλυση  
 Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην θεωρία ελαστικότητας κατά την οποία υποτίθεται γραμμική σχέση μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων (νόμος Hooke).  
 Η γραμμική ανάλυση μπορεί να γίνει με βάση τις ονομαστικές διατομές και με τιμή του λόγου του Poisson μεταξύ 0,00 και 0,20. Τα αποτελέσματα της γραμμικής ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τους ελέγχους και

έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας και έναντι των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

- Πλαστική ανάλυση

Γενικώς η πλαστική ανάλυση εφαρμόζεται για τις Ο.Κ.Α. έναντι εξωτερικών φορτίων και μπορεί να γίνει με βάση τις στατικές ή κινηματικές μεθόδους με χρήση των οποίων προσδιορίζεται μία κατανομή ροπών που ικανοποιεί τις συνθήκες ισορροπίας.

Πολλοί επιστήμονες έχουν στηριχτεί στην ελαστική ανάλυση για να αναπτύξουν μεθόδους υπολογισμού των εντατικών μεγεθών των πλακών. Οι κυριότερες μέθοδοι αναλύονται στις παρακάτω παραγράφους.

(ΕΚΩΣ,2000)

### 1.7.1 Μέθοδος Marcus

Η μέθοδος Marcus είναι μία προσεγγιστική μέθοδος επίλυσης σταυροειδώς οπλισμένων τετραέρειστων πλακών που βασίζεται στην ελαστική θεωρία.

Για τον υπολογισμό των ροπών κάμψης με καθολική φόρτιση Ρτης πλάκας, μπορεί προσεγγιστικά η πλάκα να αντικατασταθεί από δύο κάθετα διασταυρούμενες λωρίδες (διεύθυνση x,y)με πλάτος  $b=1m$  στους άξονες συμμετρίας της πλάκας, ανοιγμάτων  $l_x$  ,  $l_y$ .

Το ομοιόμορφο φορτίο Ρ, κατανέμεται αντίστοιχα στις λωρίδες ως μερίδιο φορτίου  $p_x$  και  $p_y$ . Οι λωρίδες στις άκρες εδράζονται ελεύθερα σε στρέψη. Άλλες δυνατότητες είναι σε ένα ή και στα δύο άκρα πακτωμένες (μονόπακτη, αμφίπακτη λωρίδα), ανάλογα με το είδος στήριξης της πλάκας στις πλευρές.

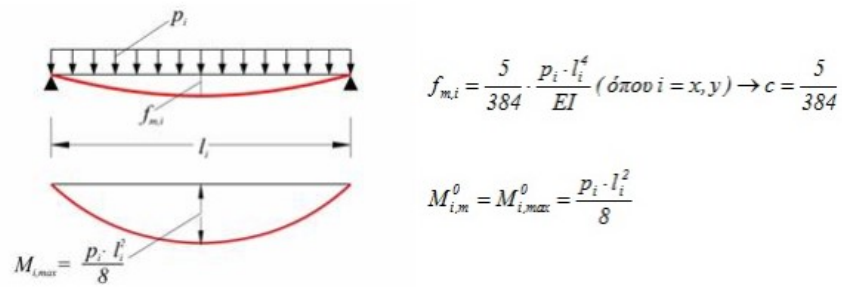
Η συνέχιση του υπολογισμού για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών προϋποθέτει, ότι είναι γνωστά τα μερίδια φόρτισης  $p_x$ ,  $p_y$ . Για τον προσδιορισμό τους απαιτούνται δύο εξισώσεις.

- Μία εξίσωση προκύπτει από το γεγονός ότι οι δύο λωρίδες θα παραλάβουν όλο το φορτίο Ρ ( $P=p_x + p_y$ )
- Η δεύτερη εξίσωση προκύπτει από την συνθήκη του συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Κάθε λωρίδα ως φορέας με την φόρτίσή του δίνει το διάγραμμα καμπτικής ροπής με την αντίστοιχη ελαστική γραμμή και το μέγιστο βέλος κάμψης  $f_x$  ,  $f_y$ .

Στο κοινό σημείο τομής των αξόνων των αλληλοκαλυπτόμενων λωρίδων θα πρέπει το βέλος κάμψης να είναι το ίδιο ( $f_x = f_y$ ) με την παραδοχή βέβαια ότι  $EJ_x = EJ_y$  , η διαφορά είναι σχετικά μικρή.

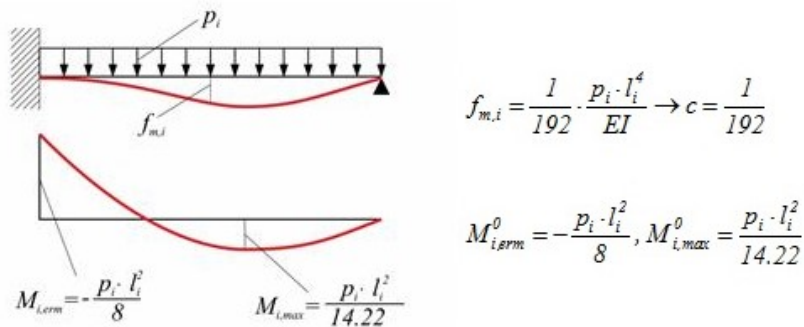
Το βέλος κάμψης και οι θεμελιώδεις ροπές  $M^0$  των ανοιγμάτων και των στηρίξεων, ανάλογα με τον τρόπο στήριξης κάθε λωρίδας ( $b=1m$ )μπορεί να είναι

- Αμφιαρθρωτή λωρίδα πλάκας:



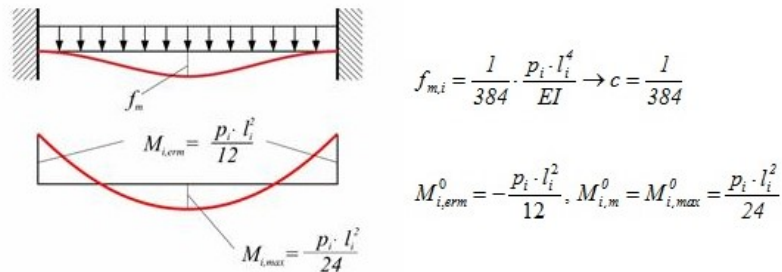
Σχήμα 18: Αμφιαρθρωτή λωρίδα πλάκας

- Μονόπακτη λωρίδα πλάκας:



Σχήμα 19: Μονόπακτη λωρίδα πλάκας

- Αμφίπακτη λωρίδα πλάκας:



Σχήμα 20: Αμφίπακτη λωρίδα πλάκας

Από τις δύο παραπάνω εξισώσεις προσδιορίζονται τα άγνωστα μερίδια φορτίων στις αντίστοιχες διευθύνσεις. Στην συνέχεια, εισάγοντας τα αδιάστατα μεγέθη  $\epsilon = l_y/l_x$ ,  $k_x$  και  $k_y$  οι οποίοι είναι συντελεστές κατανομής φορτίου, προκύπτουν τα ζητούμενα μερίδια φόρτισης στην μορφή:  $p_x = k_x \cdot p$ ,  $p_y = k_y \cdot p$ .

Οι συντελεστές  $k_x$  και  $k_y$  ανάλογα με τον τρόπο στήριξης των πλακών μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας τον παρακάτω πίνακα.



**Πίνακας 4:** Συντελεστές κατανομής φορτίου για τετραέρειστες πλάκες κατά Markus

Τρόπος στήριξης	1	2	3	4	5	6
$K_x = k$	$\frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$	$\frac{5ly^4}{2lx^4 + 5ly^4}$	$\frac{5ly^4}{lx^4 + 5ly^4}$	$\frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$	$\frac{2ly^4}{lx^4 + 2ly^4}$	$\frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$
$k_y$	$1 - k_x$					

Ωστόσο, για τις βασικές περιπτώσεις έδρασης μιας τετραέρειστης πλάκας έχουν συνταχθεί σχετικοί πίνακες με τους συντελεστές για τον γρήγορο υπολογισμό των ροπών κάμψης ανοιγμάτων και στηρίξεων, για τη χρήση τους μπορούμε να ανατρέξουμε στο Βιβλίο του Θεοφάνη Α. Γεωργόπουλου (2015) ,Κεφάλαιο 10 Πλάκες, Ωπλισμένο Σκυρόδεμα Τόμος Β΄, Πάτρα.

(Γεωργόπουλος, 2015)

### 1.7.2 Μέθοδος Czerny

Ο Czerny, βασιζόμενος στη θεωρία της ελαστικότητας (και για λόγο Poisson  $\nu=0$  ώστε να θεωρείται ρηγματωμένο σκυρόδεμα, δηλαδή σε στάδιο II) κατέταξε σε πίνακες τα ακριβή αποτελέσματα της ανάλυσης τετραέρειστων μεμονωμένων πλακών για όλους τους συνδυασμούς έδρασης των ορίων τους (Εικόνα 13: Τρόποι στήριξης τετραέρειστων πλακών) υπό ομοιόμορφο φορτίο και την παραδοχή  $ly/lx \geq 1$  και  $l_{\min} = lx$ .

Οι πίνακες αυτοί δίνουν λεπτομερή διαγράμματα ροπών  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$  και αντιδράσεων στήριξης  $q_x$ ,  $q_y$  ανάλογα με το λόγο πλευρών της κάθε πλάκας. Σε περίπτωση που για μια πλάκα ο λόγος πλευρών δεν αντιστοιχεί σε τιμή που δίνεται στον πίνακα μπορεί να γίνει γραμμική παρεμβολή μεταξύ των πλησιέστερων τιμών. Κατά την χρήση των πινάκων, ιδιαίτερη σημασία πρέπει να δίνεται:

- 1) Στις τιμές των ροπών και των αντιδράσεων στήριξης (τεμνουσών) στους πίνακες ώστε να είναι με τα πρόσημά τους.
- 2) Στις σχέσεις των ροπών υπάρχει το  $l^2x$ , ενώ των τεμνουσών το  $lx$  (χωρίς τετράγωνο).
- 3) Δεν υπάρχουν όλες οι τιμές σε όλα τα διαγράμματα γιατί κάποιες απλά δεν υφίστανται σε κάποιους τύπους πλακών.
- 4) Όπου υπάρχει ο όρος «er», πχ  $m_{x_{erm}}$ ,  $m_{y_{ermin}}$  κτλ, αναφέρεται σε πάκτωση.
- 5) Όπου υπάρχει ο όρος «m», πχ  $m_{xm}$ ,  $m_{y_{erm}}$  κτλ, αναφέρεται στη μέση της πλάκας.
- 6) Όπου υπάρχουν οι όροι «min» ή «max» , πχ  $m_{x_{max}}$ ,  $m_{y_{ermin}}$  κτλ, αναφέρονται στις ελάχιστες και μέγιστες τιμές οι οποίες δε συμβαίνουν απαραίτητα στο μέσο της πλευράς που αναφέρονται.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες Czerny για ομοιόμορφη φόρτιση τετραέρειστων πλακών.

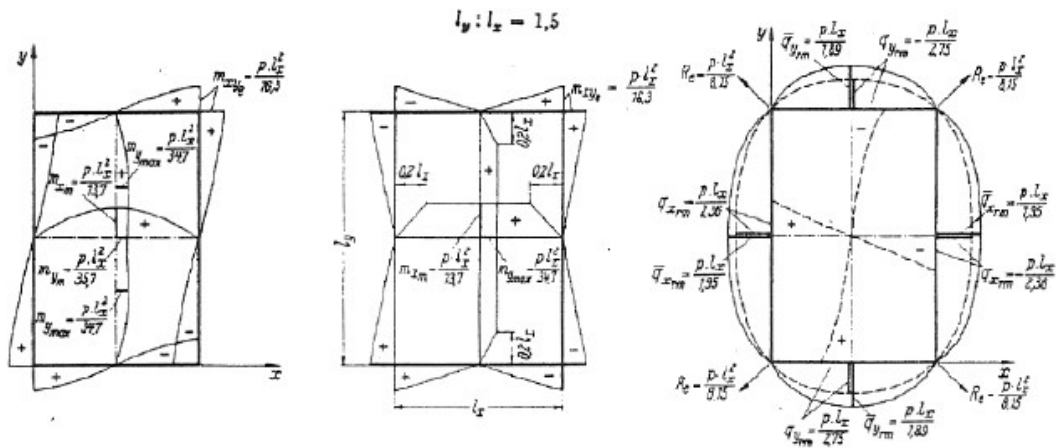
(Παναγόπουλος, 2005)

**Πίνακας 5:** Τετραέρειστες πλάκες με ελεύθερη σε στρέψη στήριξη των τεσσάρων πλακών

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{xlm}$	+	$p \cdot l_x^2$	27.20	24.50	22.40	20.70	19.10	17.80	16.80	15.80	15.00	14.30
$m_{yerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{ylm}$	+	$p \cdot l_x^2$	27.20	20.60	19.70	19.00	18.40	17.90	17.50	17.10	16.80	16.50
$q_{xerm}$	-	$p \cdot l_x$	2.19	2.15	2.11	2.07	2.04	2.02	2.00	1.98	1.97	1.96
$q_{yerm}$	+	$p \cdot l_x$	2.19	2.14	2.09	2.05	2.02	1.99	1.96	1.94	1.92	1.90

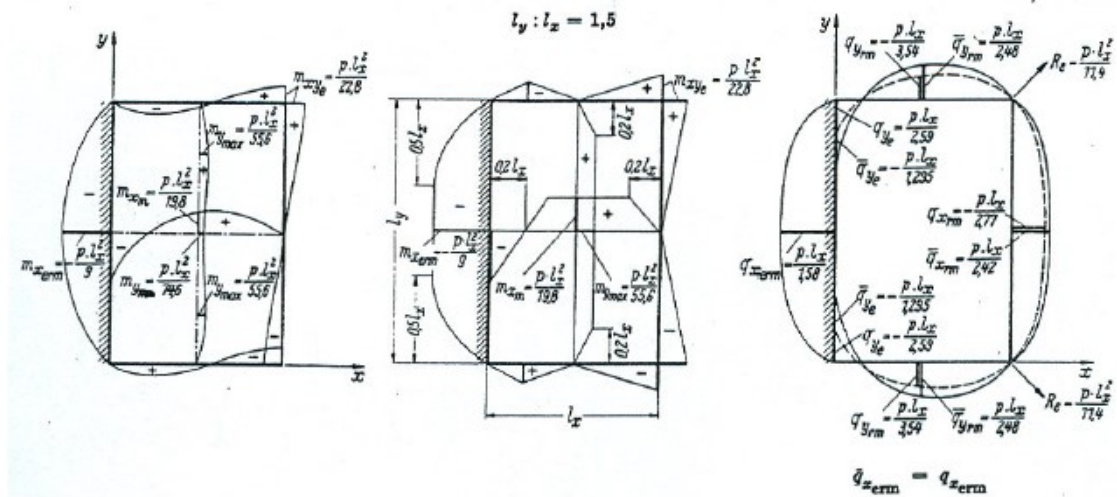
  

$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{xlm}$	+	$p \cdot l_x^2$	13.70	13.20	12.70	12.30	11.90	11.50	11.30	11.00	10.80	10.60
$m_{yerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{ylm}$	+	$p \cdot l_x^2$	34.70	16.10	15.90	15.70	15.60	15.50	15.40	15.30	15.30	15.20
$q_{xerm}$	-	$p \cdot l_x$	1.95	1.94	1.93	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92
$q_{yerm}$	+	$p \cdot l_x$	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.83	1.82	1.82	1.82



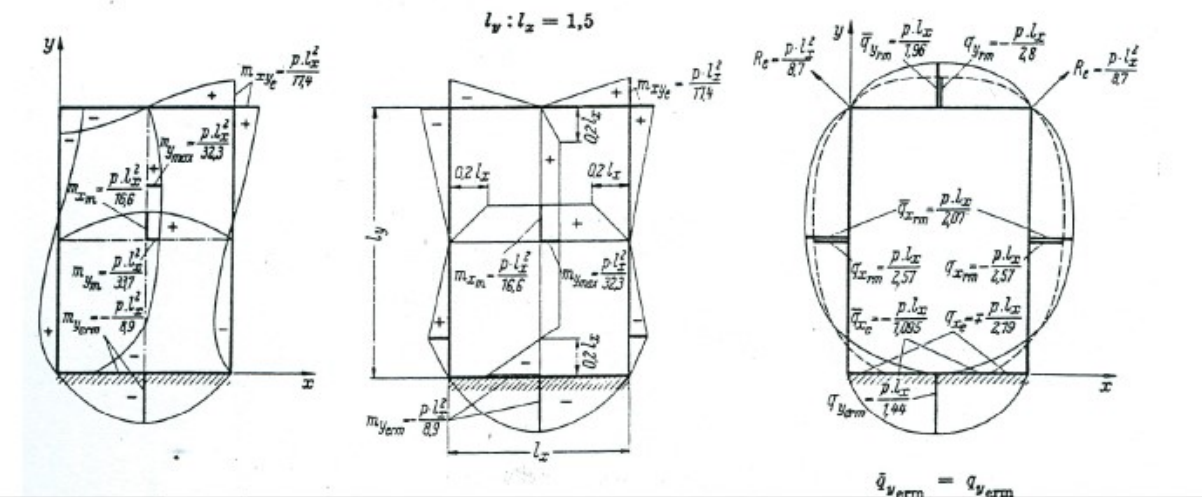
**Πίνακας 6:** Τετραέρειστες πλάκες με την μεγαλύτερη πλευρά πλήρως πακτωμένη και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	11.90	11.30	10.90	10.50	10.20	9.90	9.70	9.40	9.30	9.10	9.00
$m_{xlm}$	+	31.40	29.20	27.30	25.80	24.50	23.40	22.40	21.60	21.00	20.30	19.80
$m_{yerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{ylm}$	+	41.20	43.20	45.10	47.10	48.80	50.30	51.80	53.20	54.30	55.00	55.60
$q_{xerm}$	$p \cdot l_x$	2.47	2.44	2.42	2.41	2.41	2.40	2.40	2.40	2.41	2.41	2.42
$q_{yerm}$		2.59	2.56	2.54	2.52	2.51	2.50	2.50	2.49	2.49	2.48	2.48
$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	9.00	8.90	8.80	8.70	8.60	8.50	8.40	8.30	8.30	8.30	8.30
$m_{xlm}$	+	19.80	19.40	19.00	18.60	18.30	18.00	17.80	17.50	17.40	17.20	17.10
$m_{yerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{ylm}$	+	55.60	56.20	56.80	57.30	57.80	58.20	58.60	55.80	59.00	59.10	59.20
$q_{xerm}$	$p \cdot l_x$	2.42	2.42	2.43	2.43	2.44	2.45	2.46	2.47	2.49	2.49	2.50
$q_{yerm}$		2.48	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47



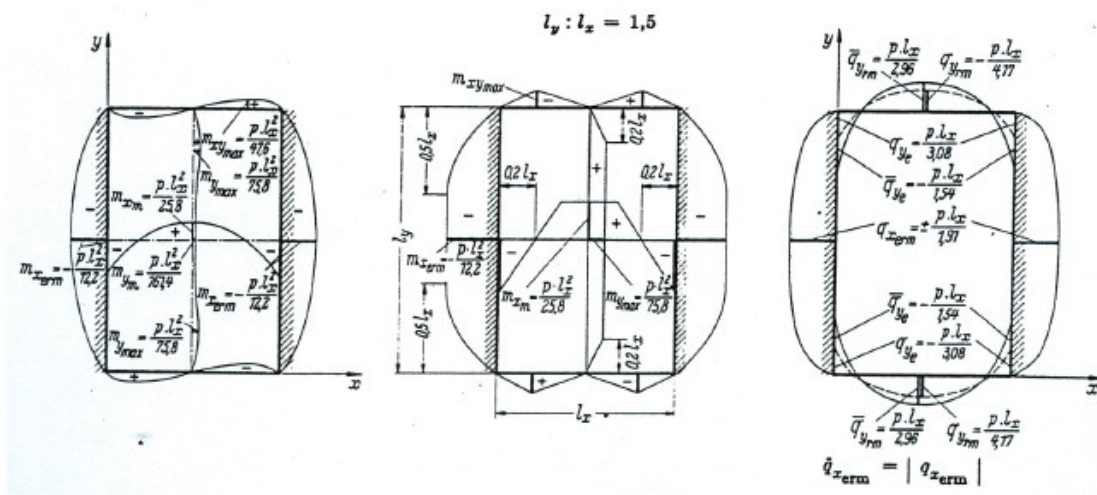
**Πίνακας 7:** Τετραέρειστες πλάκες με την μικρότερη πλευρά πλήρως πακτωμένη και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{xm}$	+	$p \cdot l_x^2$	41.20	36.50	31.90	28.30	25.90	23.40	21.70	20.10	18.80	17.50
$m_{yerm}$	-		11.90	11.30	10.90	10.40	10.10	9.80	9.60	9.30	9.20	9.00
$m_{ym}$	+		29.40	29.00	28.80	28.80	28.90	29.20	29.70	30.20	30.80	31.60
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	2.59	2.49	2.42	2.34	2.29	2.23	2.19	2.15	2.12	2.09
$q_{yerm}$			2.47	2.38	2.29	2.23	2.17	2.12	2.08	2.04	2.01	1.98
$l_y : l_x$			1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95
$m_{xerm}$	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{xm}$	+	$p \cdot l_x^2$	16.60	15.70	15.00	14.30	13.80	13.20	12.80	12.30	12.00	11.60
$m_{yerm}$	-		8.90	8.80	8.70	8.60	8.50	8.45	8.40	8.35	8.30	8.25
$m_{ym}$	+		32.30	33.00	33.60	34.30	34.90	35.60	36.20	36.90	37.50	38.20
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	2.07	2.05	2.03	2.01	1.99	1.98	1.97	1.96	1.96	1.95
$q_{yerm}$			1.96	1.94	1.92	1.90	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84



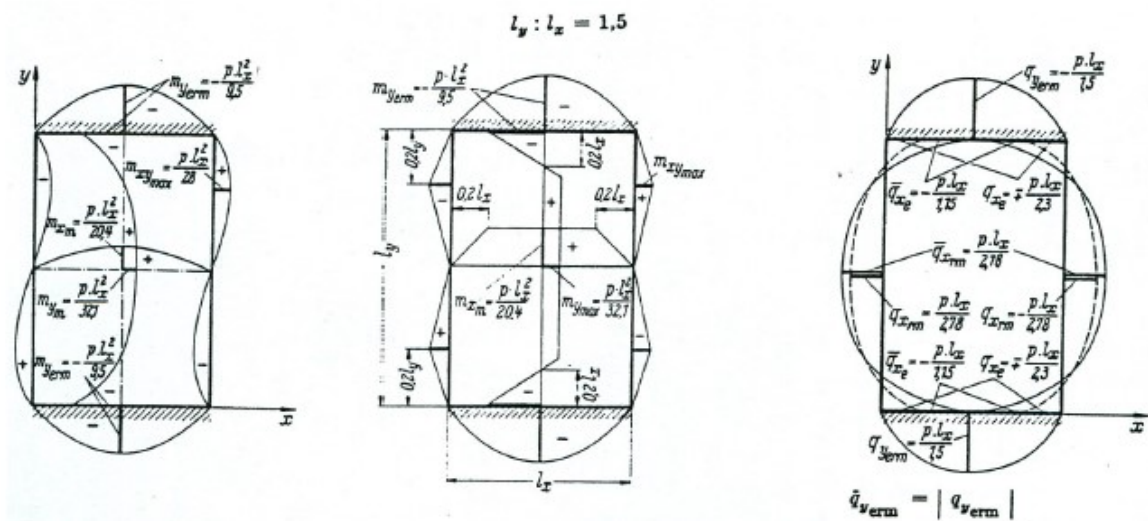
**Πίνακας 8:** Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση στις μεγαλύτερες πλευρές και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	14.30	13.80	13.50	13.20	13.00	12.70	12.60	12.40	12.30	12.20	12.20
$m_{xlm}$	+	$p \cdot l_x^2$	35.10	33.00	31.70	30.40	29.40	28.50	27.80	27.10	26.60	25.80
$m_{yerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{ylm}$	+	61.70	64.50	67.20	69.60	71.50	72.80	73.50	74.10	74.60	75.30	75.80
$q_{xerm}$	$p \cdot l_x$	1.94	1.92	1.91	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91
$q_{yerm}$		2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.96
$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	12.20	12.10	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
$m_{xlm}$	+	$p \cdot l_x^2$	25.80	25.40	25.20	24.90	24.70	24.50	24.40	24.30	24.20	24.10
$m_{yerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$m_{ylm}$	+	75.80	76.50	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
$q_{xerm}$	$p \cdot l_x$	1.91	1.91	1.92	1.92	1.93	1.93	1.94	1.94	1.95	1.95	1.95
$q_{yerm}$		2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97



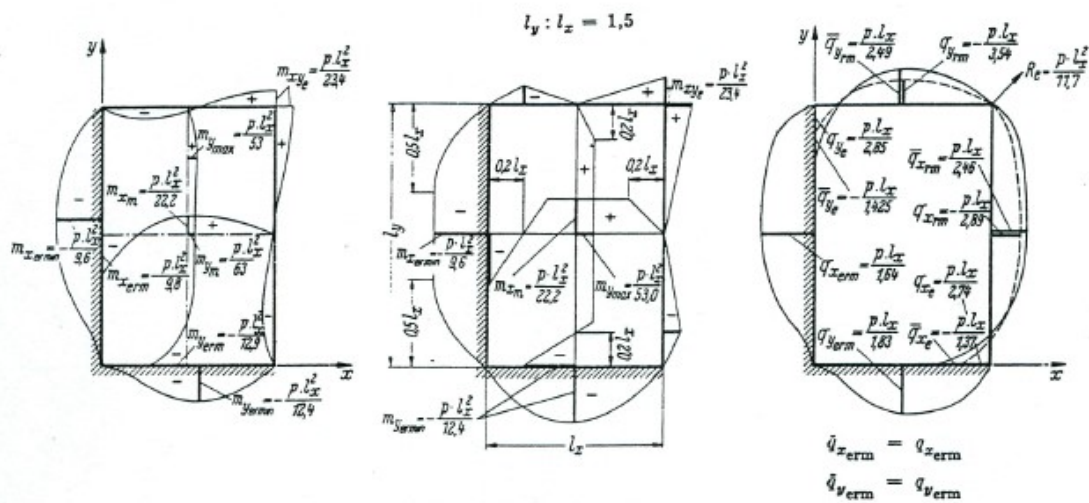
**Πίνακας 9:** Τετραέρειστες πλάκες με πλήρη πάκτωση στις μικρότερες πλευρές και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	
$m_{xerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
$m_{xim}$	+	$p \cdot l_x^2$	63.30	52.20	46.10	39.80	35.50	31.50	28.50	25.80	23.70	22.00	20.40
$m_{yerm}$	-		14.30	13.40	12.70	12.00	11.50	11.10	10.70	10.30	10.00	9.75	9.50
$m_{yim}$	+		35.10	33.70	32.90	32.20	31.70	31.30	31.20	31.20	31.40	31.70	32.10
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	2.95	2.82	2.71	2.60	2.52	2.44	2.38	2.32	2.27	2.22	2.18
$q_{yerm}$			1.94	1.86	1.80	1.74	1.69	1.65	1.61	1.58	1.55	1.52	1.50
$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	
$m_{xerm}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
$m_{xim}$	+	$p \cdot l_x^2$	20.40	19.00	17.90	16.90	16.00	15.20	14.60	13.90	13.40	12.90	12.50
$m_{yerm}$	-		9.50	9.30	9.20	9.05	8.90	8.80	8.70	8.60	8.50	8.40	8.40
$m_{yim}$	+		32.10	32.70	33.30	34.00	34.90	35.90	37.10	38.30	39.70	41.10	42.40
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	2.18	2.14	2.11	2.09	2.07	2.05	2.03	2.01	2.00	1.99	1.98
$q_{yerm}$			1.50	1.47	1.46	1.44	1.43	1.42	1.41	1.40	1.40	1.39	1.39



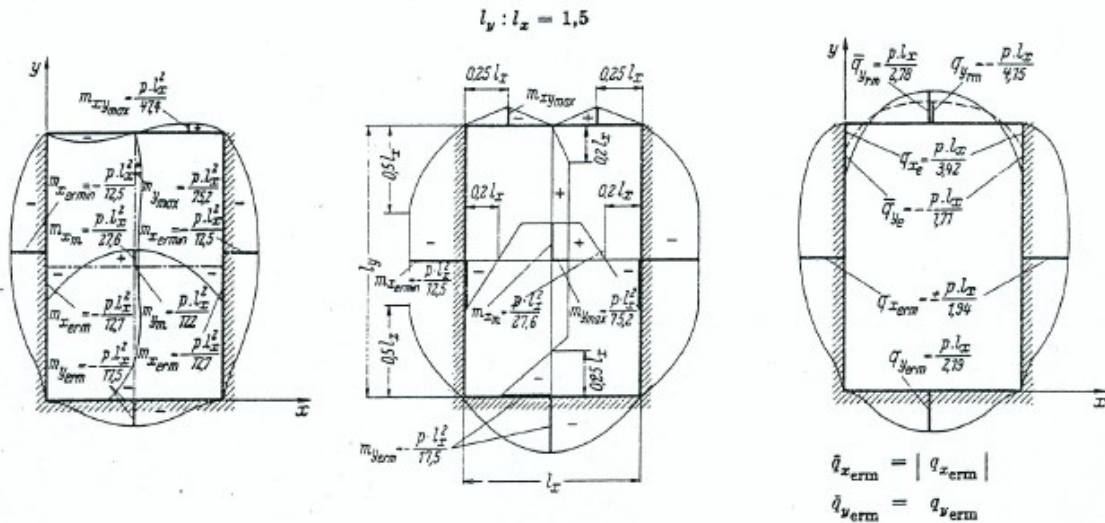
**Πίνακας 10:** Τετραέρειστες πλάκες με πλήρη πάκτωση σε δύο γειτονικές πλευρές και τις υπόλοιπες ελεύθερες σε στρέψη

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	14.30	13.80	12.70	12.00	11.50	11.10	10.70	10.30	10.00	9.80	9.60
$m_{xm}$	+	42.70	38.00	35.10	32.20	30.00	28.00	26.50	25.20	24.10	23.10	22.20
$m_{yerm}$	-	$\rho \cdot l_x^2$	14.30	13.80	13.60	13.30	13.10	12.90	12.80	12.70	12.60	12.50
$m_{ym}$	+		40.20	41.00	42.00	42.90	44.00	45.60	47.60	49.60	51.00	53.00
$q_{xerm}$		$\rho \cdot l_x$	1.96	1.89	1.83	1.78	1.75	1.72	1.69	1.67	1.65	1.64
$q_{yerm}$			1.96	1.93	1.90	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.84	1.83
$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	9.60	9.40	9.20	9.10	8.90	8.80	8.70	8.60	8.50	8.40	8.40
$m_{xm}$	+	22.20	21.60	21.00	20.40	19.90	19.50	19.10	18.70	18.40	18.10	17.90
$m_{yerm}$	-	$\rho \cdot l_x^2$	12.40	12.30	12.30	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20	12.20
$m_{ym}$	+		53.00	54.10	54.80	55.60	56.30	57.00	57.50	58.30	59.00	60.20
$q_{xerm}$		$\rho \cdot l_x$	1.64	1.63	1.63	1.62	1.62	1.61	1.60	1.60	1.59	1.58
$q_{yerm}$			1.83	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82



**Πίνακας 11:** Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση σε τρεις πλευρές και η μικρότερη τέταρτη ελεύθερη σε στρέψη

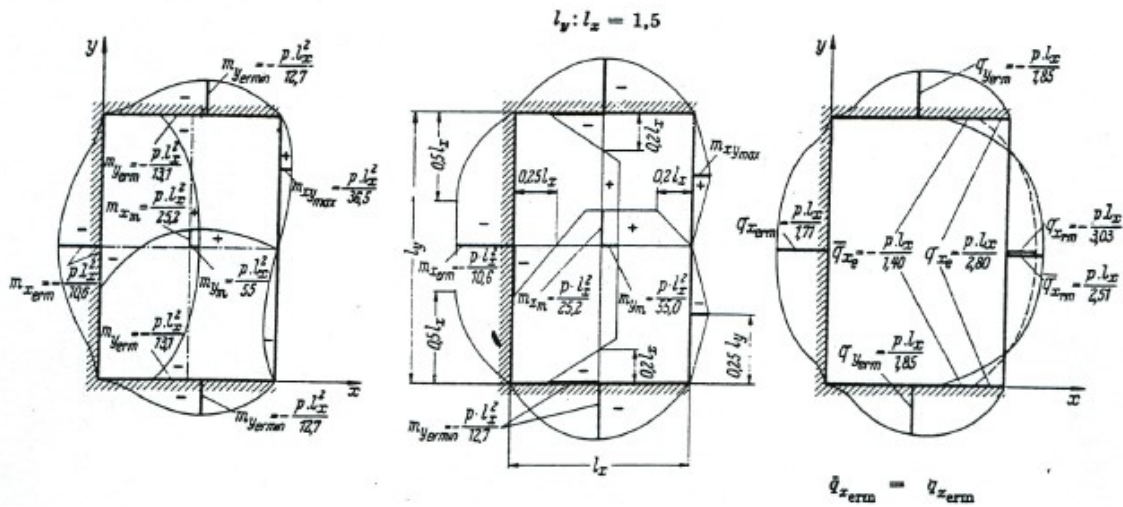
$m_{xerm}$	-	16.20	15.30	14.80	14.20	13.90	13.50	13.20	12.90	12.70	12.60	12.50
$m_{xlm}$	+	44.10	40.50	37.90	35.50	33.80	32.30	31.00	29.90	29.00	28.20	27.60
$m_{yerm}$	-	18.30	17.90	17.70	17.60	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
$m_{ylm}$	+	55.90	57.50	60.30	64.20	66.20	67.70	69.00	70.50	72.00	73.40	75.20
$q_{xerm}$		2.11	2.05	2.01	1.97	1.96	1.94	1.93	1.92	1.92	1.93	1.94
$q_{yerm}$		2.21	2.14	2.10	2.09	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.16	2.19
$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	12.50	12.40	12.30	12.20	12.20	12.10	12.10	12.00	12.00	12.00	12.00
$m_{xlm}$	+	27.60	27.00	26.50	26.10	25.70	25.30	25.10	24.90	24.70	24.60	24.50
$m_{yerm}$	-	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
$m_{ylm}$	+	75.20	76.90	78.70	80.50	82.50	84.60	86.80	89.20	91.70	94.30	97.00
$q_{xerm}$		1.94	1.94	1.94	1.94	1.94	1.94	1.94	1.94	1.95	1.95	1.95
$q_{yerm}$		2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.20	2.20	2.20	2.21	2.21	2.21





**Πίνακας 12:** Τετραέριστες πλάκες με πλήρη πάκτωση σε τρεις πλευρές και η μεγαλύτερη τέταρτη ελεύθερη σε στρέψη

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	18.30	16.60	15.40	14.40	13.50	12.70	12.20	11.60	11.20	10.90	10.60
$m_{xlm}$	+	55.90	51.60	46.10	41.40	37.50	34.20	31.80	29.60	28.00	26.40	25.20
$m_{yerm}$	-	$p \cdot l_x^2$	16.20	15.40	14.80	14.30	13.90	13.50	13.30	13.10	13.00	12.80
$m_{ylm}$	+		44.10	43.60	43.70	44.20	44.80	45.80	46.90	48.60	50.30	52.30
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	2.21	2.10	2.01	1.95	1.89	1.85	1.81	1.78	1.76	1.73
$q_{yerm}$			2.11	2.05	2.00	1.97	1.94	1.91	1.89	1.87	1.86	1.85
$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	10.60	10.30	10.10	9.90	9.70	9.50	9.40	9.20	9.00	8.90	8.80
$m_{xlm}$	+	25.20	24.20	23.30	22.50	21.70	21.10	20.50	20.00	19.50	19.10	18.70
$m_{yerm}$	-	$p \cdot l_x^2$	12.70	12.60	12.60	12.50	12.50	12.40	12.40	12.30	12.30	12.30
$m_{ylm}$	+		55.00	58.20	61.60	65.60	70.40	75.00	79.60	84.70	80.80	101.00
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	1.71	1.70	1.69	1.68	1.67	1.66	1.65	1.64	1.63	1.62
$q_{yerm}$			1.85	1.84	1.84	1.84	1.84	1.83	1.83	1.83	1.82	1.82

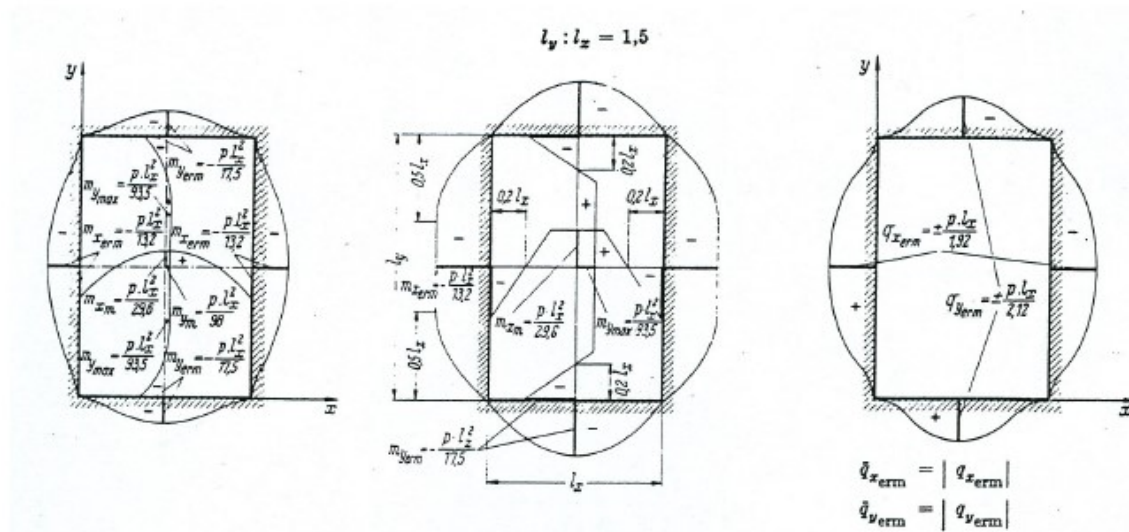


Πίνακας 13: Τετραέρειστες πλάκες με πλήρη πάκτωση όλων των πλευρών

$l_y : l_x$		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
$m_{xerm}$	-	19.40	18.20	17.10	16.30	15.50	14.90	14.50	14.00	13.70	13.40	13.20
$m_{xcm}$	+	$p \cdot l_x^2$	56.80	50.60	46.10	42.40	39.40	37.00	34.80	33.30	31.90	29.60
$m_{yerm}$	-	$p \cdot l_x^2$	19.40	18.80	18.40	18.10	17.90	17.70	17.60	17.50	17.50	17.50
$m_{ycm}$	+		56.80	58.20	60.30	62.60	65.80	69.40	73.60	78.40	83.40	89.40
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	2.24	2.17	2.10	2.05	2.01	1.98	1.96	1.94	1.92	1.92
$q_{yerm}$			2.24	2.20	2.16	2.14	2.12	2.11	2.10	2.09	2.09	2.10

$l_y : l_x$		1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00
$m_{xerm}$	-	13.20	13.00	12.80	12.70	12.50	12.40	12.30	12.20	12.10	12.00	12.00
$m_{xcm}$	+	$p \cdot l_x^2$	29.60	28.80	28.10	27.50	26.90	26.40	26.00	25.70	25.20	25.00
$m_{yerm}$	-	$p \cdot l_x^2$	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
$m_{ycm}$	+		93.50	96.10	98.10	99.90	101.30	102.40	103.30	104.00	104.60	105.00
$q_{xerm}$		$p \cdot l_x$	1.92	1.92	1.92	1.92	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91
$q_{yerm}$			2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.13	2.13



### 1.7.2.1 Μέθοδος πεσσοειδών φορτίσεων

Οι πίνακες Czerny αναφέρονται σε μεμονωμένες πλάκες. Στην πράξη όμως στις κατασκευές η ύπαρξη μεμονωμένων πλακών είναι σπάνια και συνήθως υπάρχουν συνεχόμενες πλάκες, μονολιθικά συνδεδεμένες μεταξύ τους, στη στάθμη των ορόφων της κατασκευής.

Η μέθοδος των πεσσοειδών φορτίσεων αντιμετωπίζει το πρόβλημα της στατικής ανάλυσης συνεχών σταυροειδώς οπλισμένων πλακών με απλό και γρήγορο τρόπο, αρκεί να τηρούνται ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Ο λόγος του ελάχιστου προς το μέγιστο άνοιγμα των πλακών κάθε στατικής τομής και κατά τις δύο διευθύνσεις πρέπει να είναι μεγαλύτερος ή ίσος του 0.75.

- Οι πλάκες πρέπει να έχουν κοινό πάχος.

Η μέθοδος υπολογίζει με ακρίβεια τα ακρότατα (μέγιστες και ελάχιστες τιμές) των ροπών ανοιγμάτων και στηριγμάτων και εφαρμόζεται ως εξής:

1. Από το μόνιμο και μεταβλητό φορτίο ( $g$ ,  $q$ ) κάθε πλάκας υπολογίζονται τα φορτία  $p_1$  και  $p_2$  σύμφωνα με τις εξισώσεις:

$$p_1 = 1,175g + 0,750q$$

$$p_2 = 0,175g + 0,750q$$

Το άθροισμα  $p_1 + p_2 = 1,35g + 1,50q$  ισούται με το δυσμενές φορτίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ενώ η διαφορά  $p_1 - p_2 = g$  ισούται με το αντίστοιχο ευμενές φορτίο.

2. Εφαρμόζεται σε όλες τις πλάκες καθολική φόρτιση  $p_1$ .
3. Υπολογίζονται οι τιμές των ροπών ανοιγμάτων και στηρίξεων από τους πίνακες Czerny χρησιμοποιώντας τον πραγματικό τύπο της κάθε πλάκας.
4. Εφαρμόζεται πεσσοειδής εναλλασσόμενη φόρτιση ίση με  $\pm p_2$  και υπολογίζονται οι ροπές των ανοιγμάτων θεωρώντας ότι οι πλάκες είναι τύπου 1 και οι ροπές των στηρίξεων θεωρώντας ότι όλες οι πλευρές έχουν απλή έδραση εκτός από τη στήριξη που εξετάζεται κάθε φορά όπου και θεωρείται πάκτωση.
5. Υπολογίζονται οι τελικές ροπές σχεδιασμού των ανοιγμάτων και των στηρίξεων από τις σχέσεις:

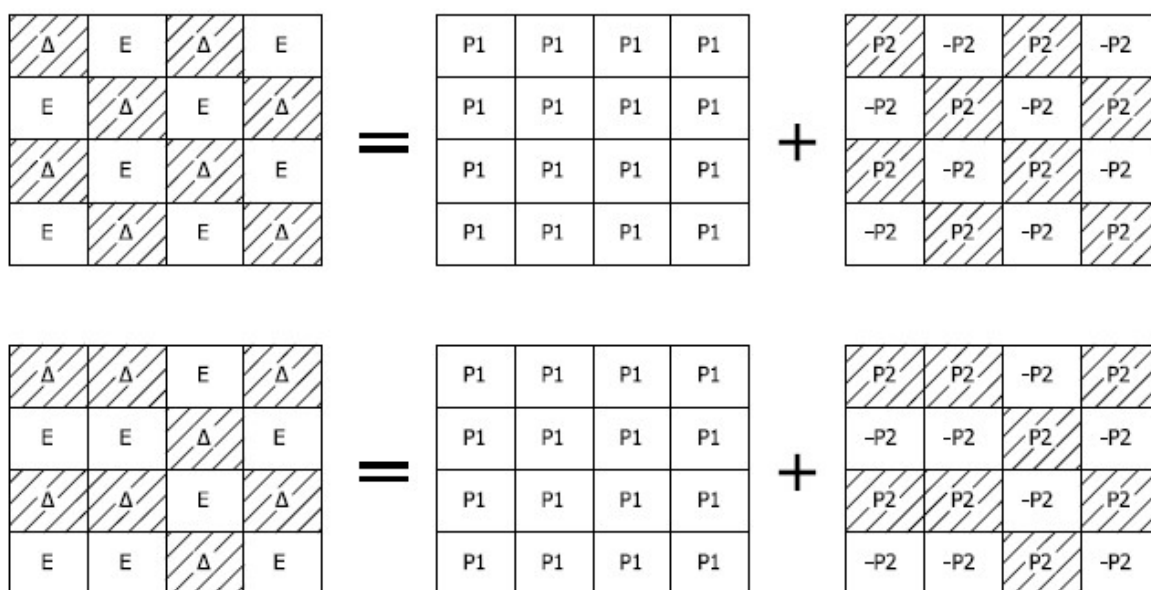
$$m_{x,max} = m_{x,P1} + m_{x,P2}$$

$$m_{x,min} = m_{x,P1} - m_{x,P2}$$

$$m_{y,max} = m_{y,P1} + m_{y,P2}$$

$$m_{y,min} = m_{y,P1} - m_{y,P2}$$

6. Για την κάθε στήριξη μεταξύ δύο πλακών λαμβάνεται ως τελική τιμή ροπής σχεδιασμού ο μέσος όρος των ροπών που προκύπτουν από τις εκατέρωθεν πλάκες. (Παναγόπουλος, 2005)



Σχήμα 21: Πεσσοειδείς φορτίσεις πλακών

### 1.7.3 Μέθοδος συνεχών λωρίδων

Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο σε ένα ξυλότυπο πλακών λαμβάνονται λωρίδες πλάτους  $b=1.0$  στις διευθύνσεις συνέχειας του φορέα,  $x, y$ . Ξεχωριστά για κάθε πλάκα υπολογίζονται τα μερίδια φόρτισης  $p_x, p_y$ , ανάλογα με τον τρόπο στήριξης της πλάκας και τον λόγο  $\epsilon$  των πλευρών. Στην συνέχεια, σύμφωνα με τις αρχές της στατικής (μέθοδος Cross) υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη και οι σπλισμοί των πλακών.

Η μέθοδος βρίσκει εφαρμογή και σε συνεχείς τετραέρειστες πλάκες με λόγο θεωρητικών ανοιγμάτων  $\min l / \max l$  μικρότερο του 0,75. (Γεωργόπουλος, 2015)

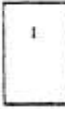

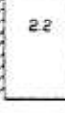

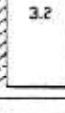

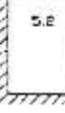

### 1.7.4 Μέθοδος Pieper – Martens

Η μέθοδος Pieper – Martens είναι μία προσεγγιστική μέθοδος που στηρίζεται στην μέθοδο Czerny (οι συντελεστές Pieper-Martens είναι ο μέσος όρος των αρνητικών ροπών πάκτωσης κατά Czerny). Ισχύει για την επίλυση συνεχών πλακών άνισων ανοιγμάτων με  $\min l / \max l < 0.75$ , για ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση και με ωφέλιμο φορτίο  $q_k$ , να μην είναι μεγαλύτερο από το διπλάσιο του ίδιου βάρους  $g$ .

Η μέθοδος αυτή στηρίζεται στις εξής παραδοχές:

- Περιμετρικά, θεωρούνται οι συνθήκες στήριξης που ισχύουν.
- Εσωτερικά, λαμβάνονται οι πλάκες με συνέχεια σαν να έχουν πάκτωση.

Πίνακας 14: Συντελεστές της μεθόδου Pieper-Martens

Τύπος Στήριξης	Συντελεστής	Λόγος ανοιγμάτων $\ell_y/\ell_x$ ή $\ell_y/\ell_x$											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\rightarrow \infty$
	$f_x$	27,2	22,4	19,1	16,8	15,0	13,7	12,7	11,9	11,3	10,8	10,4	8,0
	$f_y$	27,2	27,9	29,1	30,9	32,8	34,7	36,1	37,3	38,5	39,4	40,3	-
	$f_x^0$	20,0	16,6	14,5	13,0	11,9	11,1	10,6	10,2	9,8	9,5	9,3	8,0
	$f_y^0$	20,0	20,7	22,1	24,0	26,2	28,3	30,2	31,9	33,4	34,7	35,9	-
	$f_x$	32,8	26,3	22,0	18,9	16,7	15,0	13,7	12,8	12,0	11,4	10,9	8,0
	$f_y$	29,1	25,2	29,8	30,6	31,8	33,5	34,8	36,1	37,3	38,4	39,5	-
	$a_y$	11,9	10,9	10,1	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,3	8,2	8,0
	$f_x^0$	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	$f_y^0$	22,4	22,8	23,9	25,1	26,7	28,6	30,4	32,0	33,4	34,8	36,2	-
	$f_x$	29,1	24,6	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	14,4	13,8	13,3	12,9	10,2
	$f_y$	32,8	34,5	36,8	38,8	40,9	42,7	44,1	45,3	46,5	47,2	47,9	-
	$a_x$	11,9	10,9	10,2	9,7	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,3	8,0
	$f_x^0$	22,4	19,2	17,2	15,7	14,7	13,9	13,2	12,7	12,3	12,0	11,8	10,2
	$f_y^0$	26,4	28,1	30,3	32,7	35,1	37,3	39,1	40,7	42,2	43,3	44,8	-
	$f_x$	38,0	30,2	24,8	21,1	18,4	16,4	14,8	13,6	12,7	12,0	11,4	8,0
	$f_y$	30,6	30,2	30,3	31,0	32,2	33,8	35,9	38,3	41,1	44,9	46,3	-
	$a_y$	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,5	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	$f_x^0$	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,2
	$f_y^0$	26,7	27,6	29,2	31,4	33,8	36,2	38,1	39,8	41,4	42,8	44,2	-
	$f_x$	30,6	26,3	23,2	20,9	19,2	17,9	16,9	16,1	15,4	14,9	14,5	12,0
	$f_y$	38,0	35,5	41,4	43,5	45,6	47,6	49,1	50,3	51,3	52,1	52,9	-
	$a_x$	14,3	13,5	13,0	12,6	12,3	12,2	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
	$f_x^0$	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,2
	$f_y^0$	26,7	27,6	29,2	31,4	33,8	36,2	38,1	39,8	41,4	42,8	44,2	-
	$f_x$	33,6	28,2	24,4	21,8	19,8	18,3	17,2	16,3	15,6	15,0	14,6	12,0
	$f_y$	37,3	38,7	40,4	42,7	45,1	47,5	49,5	51,4	53,3	55,1	58,9	-
	$a_x$	16,2	14,8	13,9	13,2	12,7	12,5	12,3	12,2	12,1	12,0	12,0	12,0
	$a_x$	18,3	17,7	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
	$f_x$	37,3	30,3	25,3	22,0	19,5	17,7	16,4	15,4	14,6	13,9	13,4	10,2
	$f_y$	33,6	34,1	35,1	37,3	39,8	43,1	46,6	52,3	55,5	60,5	66,1	-
	$a_x$	18,3	15,4	13,5	12,2	11,2	10,6	10,1	9,7	9,4	9,0	8,9	8,0
	$a_x$	16,2	14,8	13,9	13,3	13,0	12,7	12,6	12,5	12,4	12,3	12,3	11,2
	$f_x$	36,8	30,2	25,7	22,7	20,4	18,7	17,5	16,5	15,7	15,1	14,7	12,0
	$f_y$	36,8	38,1	40,4	43,5	47,1	50,6	52,8	54,5	56,1	57,3	58,3	-
	$a_x$	19,4	17,1	15,5	14,5	13,7	13,2	12,8	12,5	12,3	12,1	12,0	12,0
	$a_x$	19,4	18,4	17,9	17,6	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5

Με την χρήση του παραπάνω πίνακα, γίνεται των ροπών στήριξης και ανοιγμάτων.

- Οι ροπές των στηρίξεων υπολογίζονται με βάση τις τιμές του πίνακα σε συνδυασμό με τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\text{Για } l_1 / l_2 \geq 5: m_x = \rho_{\text{ολ}} L x^2 / s_x \text{ και } m_y = \rho_{\text{ολ}} L x^2 / s_y$$

$$\text{Για } 0,2 \leq l_1 / l_2 \leq 5: m_s = (m_{s0.1} + m_{s0.2}) / 2 \geq 0.75 \min m_{s0}$$

- Οι ροπές των ανοιγματος υπολογίζονται με βάση τις τιμές του πίνακα σε συνδυασμό με τις παρακάτω εξισώσεις:

$$m_x = \rho_{\text{ολ}} L x^2 / f_x \text{ και } m_y = \rho_{\text{ολ}} L x^2 / f_y$$

(Γεωργόπουλος, 2015)

## 1.8 Είδη όπλισης πλακών

Όπως έχουμε αναφέρει και στην ενότητα 1.2 Είδη πλακών γίνεται διάκριση των πλακών ανάλογα με το τρόπο όπλισης. Στην πρώτη περίπτωση οι πλάκες οπλίζονται απλά κατά την μία διεύθυνση ενώ στην δεύτερη περίπτωση οπλίζονται σταυροειδώς. (Παναγόπουλος, 2005)

### 1.8.1 Απλά οπλισμένες πλάκες

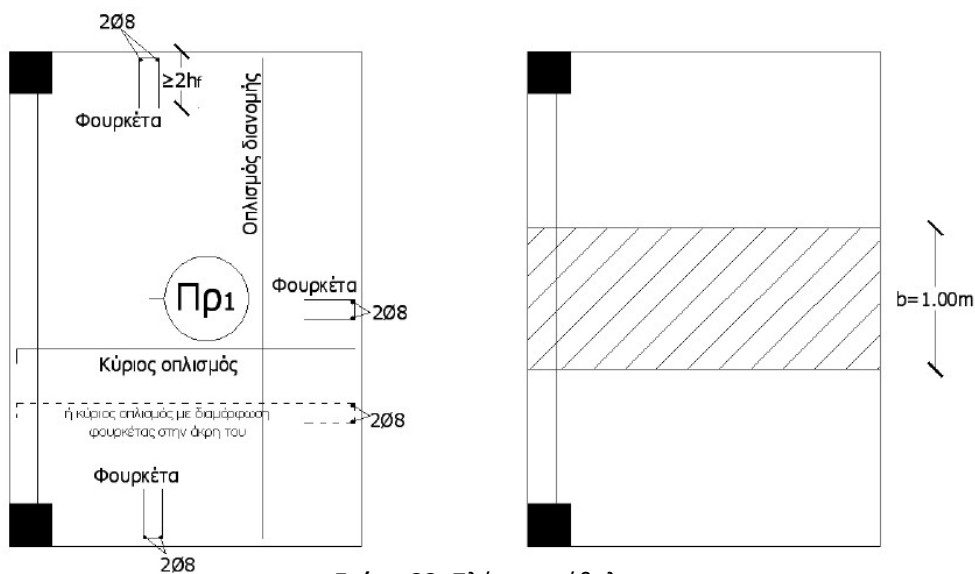
Στις απλά οπλισμένες πλάκες τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που δέχονται είναι τέτοια ώστε να απαιτείται κύριος οπλισμός μόνο στην μια διεύθυνση, ενώ στην κάθετη σε αυτή διεύθυνση να απαιτείται μόνο δευτερεύων οπλισμός (διανομής).

Τέτοιες περιπτώσεις είναι οι πλάκες πρόβολοι, οι διέρειστες πλάκες με δύο παράλληλες μεταξύ τους στηρίξεις, τριέρειστες πλάκες με λόγο πλευρών  $l_{\text{max}}/l_{\text{min}} \geq 2$  στις οποίες είναι ελεύθερη η μία μικρή πλευρά και οι τετραέρειστες με λόγο πλευρών  $l_{\text{max}}/l_{\text{min}} \geq 2$ . (Παναγόπουλος, 2005)

#### 1.8.1.1 Πλάκες πρόβολοι

Οι πλάκες αυτές οπλίζονται με κύριο οπλισμό κάθετα στην διεύθυνση της στήριξής τους. Ο οπλισμός τοποθετείται στο πάνω μέρος των προβόλων διότι εκεί παρουσιάζονται οι αρνητικές ροπές. Στην παράλληλη με την στήριξη διεύθυνση τοποθετείται δευτερεύων οπλισμός. Στα ελεύθερα άκρα τοποθετείται οπλισμός τύπου «φουρκέτας», στις γωνίες του οποίου υπάρχει διαμήκης οπλισμός τουλάχιστον 2Φ8. Ως οπλισμός φουρκέτας μπορεί να διαμορφωθεί κατάλληλα και ο υπάρχων οπλισμός.

Για τον στατικό υπολογισμό και την διαστασιολόγησή τους θεωρείται λωρίδα πάχους 1,00 m, οπότε ουσιαστικά λαμβάνεται μια ορθογωνική διατομή με ύψος ίσο με το πάχος της πλάκας  $h_f$  και πλάτος  $b=1.00\text{m}$ . Στην συνέχεια ακολουθεί η διαδικασία εκλογής οπλισμού που αντιστοιχεί σε αυτόν που θα τοποθετηθεί στην λωρίδα 1m. (Παναγόπουλος, 2005)

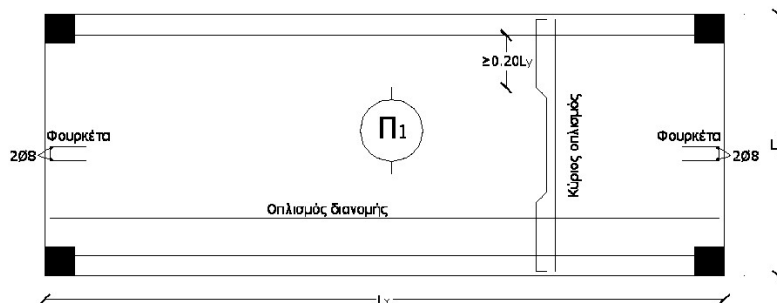


Σχήμα 22: Πλάκες πρόβολοι

### 1.8.1.2 Διέριστες πλάκες με δύο παράλληλες μεταξύ τους στηρίξεις

Στην περίπτωση αυτών των πλακών δεν έχει ιδιαίτερη σημασία αν οι στηρίξεις βρίσκονται στις μικρές ή στις μεγάλες πλευρές της πλάκας. Ο κύριος οπλισμός τοποθετείται κάθετα στην διεύθυνση των στηρίξεων και στην εγκάρσια διεύθυνση τοποθετείται οπλισμός διανομής στο κάτω πέλμα της πλάκας. Ένα τμήμα του κύριου οπλισμού (1/2) τοποθετείται ευθύγραμμα στο κάτω πέλμα ενώ το υπόλοιπο (1/2) «σπάει» και ανεβαίνει στις στηρίξεις. Στα ελεύθερα άκρα, όμοια με τους προβόλους τοποθετείται οπλισμός τύπου φουρκέτας.

Η διαδικασία υπολογισμού γίνεται και πάλι σε λωρίδα πλάτους 1.00 m. Στην περίπτωση που υπάρχουν συνεχόμενες πλάκες αυτού του τύπου ο υπολογισμός γίνεται θεωρώντας ότι το στατικό σύστημα είναι όμοιο με μιας συνεχούς δοκού πλάτους  $b=1.00$  m. (Παναγόπουλος, 2005)

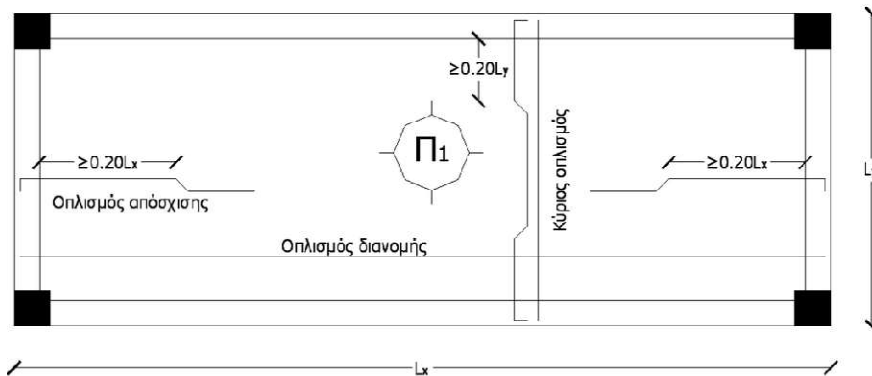


Σχήμα 23: Διέριστες πλάκες με παράλληλες στηρίξεις μεταξύ τους

### 1.8.1.3 Τετραέριστες πλάκες

Με τον ίδιο τρόπο οπλίζονται και οι τετραέρειστες πλάκες στις οποίες ο λόγος των πλευρών τους είναι μεγαλύτερος ή ίσος με το 2. Στις πλάκες αυτές τοποθετείται στις στηρίξεις των μικρών πλευρών και οπλισμός απόσχισης, ο οπλισμός αυτός καλείται να παραλάβει τις τυχόν (μικρές) αρνητικές ροπές που εμφανίζονται στην στήριξη η οποία μπορεί να θεωρηθεί ως μερική πάκτωση της πλάκας.

Η διαδικασία υπολογισμού γίνεται και πάλι σε λωρίδα πλάτους 1.00m, η λωρίδα αυτή θα είναι παράλληλη με τη μικρή διάσταση της πλάκας (ή των πλακών). (Παναγόπουλος, 2005)



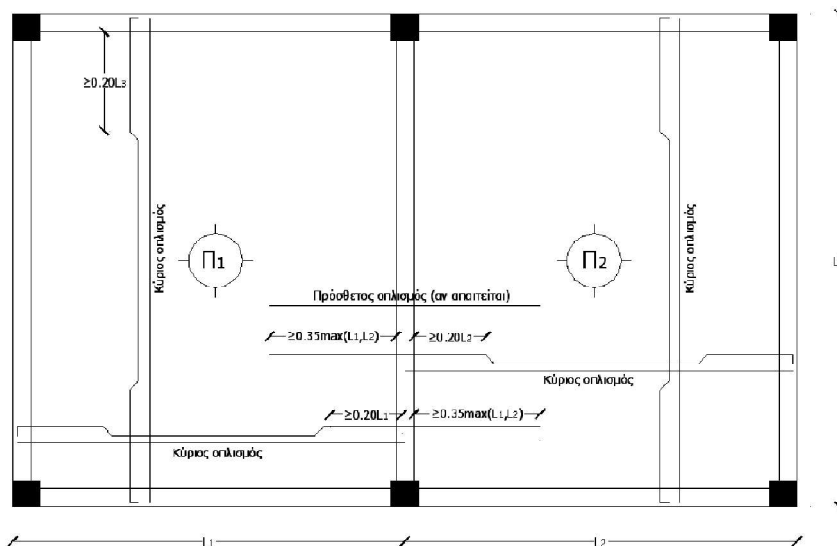
**Σχήμα 24:** Τετραέρειστη πλάκα με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 2

### 1.8.2 Σταυροειδώς οπλισμένες πλάκες

Σε μια ορθογωνική πλάκα, όταν οι διαστάσεις των πλευρών της είναι τέτοιες ώστε ο λόγος  $I_{max}/I_{min}$  να πλησιάζει τη μονάδα, η παραμόρφωσή της υπό ομοιόμορφη φόρτιση παρουσιάζει διπλή καμπυλότητα σε ολόκληρη την επιφάνεια της πλάκας. Οι καμπτικές ροπές που εμφανίζονται και στις δύο διευθύνσεις έχουν συγκρίσιμα μεγέθη (για ίσες διαστάσεις, οι ροπές είναι ίσες). Κατά συνέπεια στις πλάκες αυτές απαιτείται οπλισμός και κατά τις δύο διευθύνσεις. Αυτός είναι και ο λόγος που ονομάζονται «σταυροειδώς οπλισμένες».

Για τη στατική ανάλυση πλακών αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται διάφορες προσεγγίσεις όπως οι μέθοδοι που αναφέρθηκαν στην ενότητα 1.6 Μέθοδοι ανάλυσης πλακών (μέθοδος Markus, μέθοδος Czerny, μέθοδος Pieper-Martens). να δώσουν αποτελέσματα πολύ κοντά στην πραγματική συμπεριφορά των πλακών. (Παναγόπουλος, 2005)





Σχήμα 25: Σταυροειδώς οπλισμένες πλάκες

## 1.9 Περιορισμοί σύμφωνα με τους κανονισμούς (ΕΚΩΣ 2000, EC 2)

### 1.9.1 Ελάχιστα πάχη πλακών κατά ΕΚΩΣ 2000

Το πάχος της πλάκας πρέπει να είναι τουλάχιστον:

- Γενικά 70 mm
- Για πλάκες κυκλοφορίας επιβατικών αυτοκινήτων 100mm
- Για πλάκες κυκλοφορίας φορτηγών αυτοκινήτων 120mm
- Για πλάκες κατ'εξάιρεση βατές, όπως για εργασίες συντήρησης ή καθαρισμού 50 mm

Οι ελάχιστες αυτές τιμές που δίνει ο κανονισμός είναι πάρα πολύ μικρές και σπάνια χρησιμοποιούνται στην πράξη. Συνήθως τα απλά οικοδομικά έργα έχουν πλάκες της τάξης των 120-200 mm.

Συνήθως το πάχος των πλακών προκύπτει από τον έλεγχο των παραμορφώσεων. Για να απαλλαγεί μια πλάκα από τον έλεγχο των βελών κάμψης θα πρέπει να τηρούνται τα παρακάτω όρια καμπτικής λυγηρότητας ( $\alpha \cdot l/d$ ):

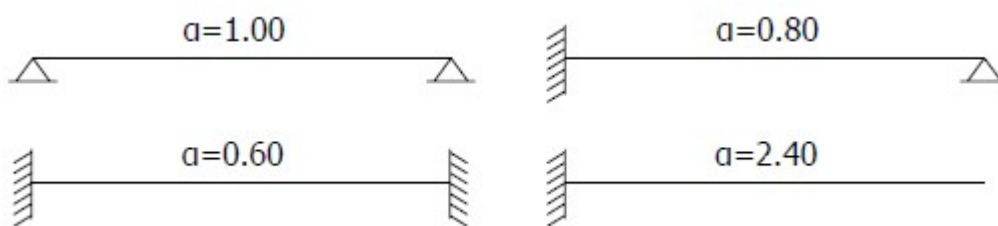
- Αμφιέριστες ή τετραέριστες πλάκες  $\alpha \cdot l/d \leq 30$
- Πλάκες που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά με λόγο  $(\alpha \cdot l)^2/d \leq 150$  (l και d σε

μέτρα) εκτός αν λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα οπότε μπορούν να εφαρμοστούν τα προηγούμενα όρια πλακών όπου:

d: το στατικό ύψος της πλάκας

l: το άνοιγμα της πλάκας (ο έλεγχος πρέπει να γίνεται σε κάθε διεύθυνση)

$\alpha$ : συντελεστής που λαμβάνεται από το παρακάτω εικόνα, ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης της πλάκας στην κάθε διεύθυνση



Σχήμα 26: Συντελεστής α ανάλογα με τις συνθήκες έδρασης

Ουσιαστικά από τις παραπάνω σχέσεις για τις συνήθεις πλάκες το ελάχιστο στατικό ύψος υπολογίζεται από τη σχέση:  $d \geq \frac{(a \cdot l)_{min}}{30}$

η οποία θα πρέπει να ελέγχεται και στις δύο διευθύνσεις της πλάκας.

Συνήθως, σε κοινά οικοδομικά έργα επιδιώκουμε να έχουμε κοινό πάχος σε όλες τις πλάκες ενός ορόφου οπότε τελικά επιλέγεται το d που προκύπτει για όλες τις πλάκες του ορόφου, συμπεριλαμβανομένων και των προβόλων. (Παναγόπουλος, 2005)

### 1.9.2 Καθορισμός συνθηκών στήριξης

Σε περίπτωση συνεχών πλακών η μεταξύ τους στήριξη θεωρείται πάντα ότι είναι πάκτωση ενώ οι εξωτερικές στηρίξεις θεωρούνται απλές εδράσεις.

Στην περίπτωση στήριξης μεταξύ προβόλων και πλακών γίνεται η εξής διάκριση:

- Αν  $I_{\pi\rho}/I_{\pi\lambda} \leq 0,25$  τότε θεωρείται απλή στήριξη.
- Αν  $I_{\pi\rho}/I_{\pi\lambda} \geq 0,33$  τότε θεωρείται πάκτωση.
- Για τιμές μεταξύ των δύο ορίων τότε η διαδικασία υπολογισμού επαναλαμβάνεται δύο φορές, μία για  $I_{\pi\rho}/I_{\pi\lambda} = 0,25$ , μία για  $I_{\pi\rho}/I_{\pi\lambda} = 0,33$  και στη συνέχεια γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των αποτελεσμάτων.

Προσοχή πρέπει να δίνεται στο ότι το μήκος  $I_{\pi\rho}$  είναι το μήκος της πλάκας το οποίο είναι κάθετο στην στήριξη του προβόλου. (Παναγόπουλος, 2005)

### 1.9.3 Κύριος οπλισμός πλακών

Η ελάχιστη διάμετρος ράβδων που χρησιμοποιείται ως κύριος οπλισμός στις πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι Φ8. Το συνολικό εμβαδόν των ράβδων του κύριου οπλισμού πρέπει να είναι μεγαλύτερο από:

$$A_{s,min} = 1.5\% \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = \frac{0.6 \cdot b \cdot d}{f_{yk}}$$

Το μέγιστο ποσοστό οπλισμού είναι  $\rho_{max} = 40\%$  πλην των θέσεων ενώσεων.

Η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από

$$S \leq \begin{cases} 1.5 * h \\ 200mm \end{cases}, \text{ ανεξαρτήτως του πάχους της πλάκας.}$$

Ελάχιστος οπλισμός λειτουργικότητας:

Ο ΕΚΟΣ2000 αναφέρει ότι σε περιοχές δομικών στοιχείων στις οποίες είναι δυνατό να αναπτυχθούν υψηλές εφελκυστικές τάσεις λόγω επιβαλλόμενων και παρεμποδιζόμενων παραμορφώσεων (λόγω συστολής ξήρανσης, θερμοκρασίας, καθιζήσεων κτλ) πρέπει να τοποθετείται ένα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού με υψηλή συνάφεια, ώστε η τάση του οπλισμού κατά την ενδεχόμενη ρηγμάτωση να παραμείνει μικρότερη από την τάση διαρροής. Το εμβαδόν αυτού του οπλισμού υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$A_{s,min}^{\lambdaειτ.} = k * f_{ctm} * \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

Όπου:

$$k = 0,5$$

$f_{ctm}$  η μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

$A_{ct}$  εφελκυσμένη ζώνη σκυροδέματος σταδίου 1 (το μισό της διατομής)

$$\sigma_s = 0,7 * f_{yk}$$

(Παναγόπουλος, 2005)

#### 1.9.4 Δευτερέων οπλισμός πλακών

Το εμβαδόν του οπλισμού διανομής πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με 20% του κύριου οπλισμού και τουλάχιστον  $\Phi 6/250mm$  ανεξαρτήτως ποιότητας χάλυβα. (Παναγόπουλος, 2005)

#### 1.9.5 Οπλισμός απόσχισης πλακών και τύπου «φουρκέτας»

Το εμβαδόν του οπλισμού απόσχισης πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με 60% του κύριου οπλισμού και τουλάχιστον  $\Phi 8/200mm$  ανεξαρτήτως ποιότητας χάλυβα ενώ ο ελάχιστος οπλισμός τύπου φουρκέτας είναι  $\Phi 6/250mm$  ανεξαρτήτως ποιότητας χάλυβα. (Παναγόπουλος, 2005)

### 1.10 Συνήθεις βλάβες πλακών Ο/Σ

Η βλάβη που συναντάται συχνότερα στις πλάκες είναι η ρηγμάτωση. Τα ρήγματα ανάλογα με την θέση στην οποία παρουσιάζονται διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- Ρήγματα παράλληλα ή κάθετα στους οπλισμούς σε τυχαίες θέσεις.  
Είναι ο συνηθέστερος τύπος βλάβης σε πλάκες. Συνήθως παρατηρείται διεύρυνση υφιστάμενων τριχοειδών ρηγμάτων λόγω κάμψης, θερμοκρασιακών μεταβολών ή συστολής ξήρανσης ενώ σπανιότερα οφείλεται σε καθιζήσεις στύλων. Αυτό το είδος ρηγμάτωσης δεν εγκυμονεί κινδύνους για την ευστάθεια του έργου.

- Ρήγματα κάθετα στους οπλισμούς σε κρίσιμες διατομές μεγάλων ανοιγμάτων ή μεγάλων προβόλων.  
Και σε αυτή την περίπτωση παρατηρείται διεύρυνση υφιστάμενων τριχοειδών ρηγμάτων λόγω κάμψης, θερμοκρασιακών μεταβολών ή συστολής ξήρανσης αλλά κατά κανόνα οφείλονται στη δράση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας. Ούτε αυτό το είδος ρηγμάτωσης εγκυμονεί κινδύνους για την ευστάθεια του έργου.
- Ρήγματα σε θέσεις ανωμαλιών κάτοψης (ανοίγματα)  
Τα ρήγματα αυτά κατά κανόνα οφείλονται στη δράση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας και δεν εγκυμονούν κινδύνους για την ευστάθεια του έργου.

Μία ακόμη βλάβη που εμφανίζεται στις πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η διάτρηση σε θέσεις σύνδεσης με υποστυλώματα. Οφείλεται σε ανεπάρκεια του πάχους και του οπλισμού της πλάκας και είναι βλάβη μεγάλης επικινδυνότητας. (Μανούκας, 2016-2017)

### **1.11 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα έναντι άλλων τύπων πλακών**

Οι συμπαγείς ολόσωμες πλάκες διαθέτουν τα εξής θετικά χαρακτηριστικά:

- Έχουν σχετικά μικρό πάχος (20 – 25 εκατοστά)
- Έχουν σταθερό πάχος σε όλη την έκτασή τους
- Η κατασκευή και η μελέτη τους είναι ευκολότερη σε σύγκριση με άλλα είδη πλακών
- Μικρότερο κόστος κατασκευής από άποψη εργατικών
- Η ποσότητα του ξυλοτύπου είναι λιγότερη
- Έχουν μικρό σχετικά ίδιο βάρος
- Είναι πιο ικανές στο να παραλάβουν εφελκυστικές τάσεις
- Δεν έχουν πρόβλημα διατμητικής αντοχής
- Έχουν καλύτερη σεισμική απόκριση σε σύγκριση με άλλα είδη πλακών

Ενώ στα αρνητικά χαρακτηριστικά τους, ανήκουν τα εξής:

- Χρησιμοποιούνται συχνότερα για μικρά ανοίγματα
- Λόγω των δοκαριών το ύψος οροφής είναι μικρότερο
- Απαιτείται μεγαλύτερη ποσότητα σκυροδέματος και οπλισμού
- Λόγω της ποσότητας των υλικών που απαιτείται για την κατασκευή τους έχουν μεγάλο βάρος

## 1.12 Προγράμματα διαστασιολόγησης πλακών

Οι παραδοσιακές μέθοδοι για την ανάλυση απλών συστημάτων πλακών είναι επίπονες, χρονοβόρες και συχνά μη εφαρμόσιμες για περίπλοκες γεωμετρίες ή φορτίσεις. Τα προγράμματα γενικής χρήσεως πεπερασμένων στοιχείων έχουν τη δυνατότητα να επεξεργαστούν περισσότερο πολύπλοκα μοντέλα, αλλά είναι συχνά δυσκίνητα, δύσχρηστα και επίσης παράγουν αποτελέσματα που δεν είναι άμεσα επεξεργάσιμα από τον μηχανικό.

### 1.12.1 BETONexpress

Είναι ένα πρόγραμμα της εταιρίας RUNET software Ε.Π.Ε. και προσφέρει τις παρακάτω τις υπηρεσίες:

- Υπολογισμός και διαστασιολόγηση τμημάτων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα, τοίχοι αντιστήριξης, βραχείς πρόβολοι, υψίκορμοι δοκοί.
- Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, έλεγχοι ρηγμάτωσης και παραμόρφωσης.
- Αντοχές διατομών πλακών, δοκών και υποστυλωμάτων με ενίσχυση με ανθρακονήματα και εποξειδικές.
- Τα τμήματα υπολογισμού είναι ανεξάρτητα μεταξύ τους. Για κάθε τμήμα, εισάγονται διαστάσεις και φορτίσεις και προκύπτει η διαστασιολόγηση, ένα αναλυτικότερο τεύχος υπολογισμών και πίνακες οπλισμών.
- Εξειδικευμένο σχεδιαστικό πακέτο για αυτόματη παραγωγή των σχεδίων της κατασκευής και των οπλισμών.
- Διαγράμματα και πίνακες διαστασιολόγησης βάσει του Ευρωκώδικα 2. Πίνακες  $K_d$ ,  $med \omega$ , μονοαξονικής και διαξονικής κάμψης. Διαγράμματα ελέγχου παραμορφώσεων.
- Διαστασιολόγηση πλακών και δοκών από ελαφροσκυρόδεμα.
- Δυνατότητα επιλογής μεταξύ των Ευρωκωδίκων και Ελληνικών Κανονισμών.
- Από τα τμήματα κατασκευών που υπολογίζετε, συνθέτετε το τεύχος καθώς και πίνακες οπλισμών.
- Πλήρης βοήθεια με αναφορές στους κανονισμούς και Ευρωκώδικες.
- Κείμενα κανονισμών. (RUNET, 2000)

### 1.12.2 ETABS

Το ETABS είναι ιδιαίτερα φιλικό και εύκολο στη μόρφωση του φορέα και την εισαγωγή φορτίσεων, προσφέροντας επιπλέον πολλές σύνθετες και υπερσύγχρονες δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης που δεν υπάρχουν σε άλλα εμπορικά πακέτα λογισμικού.

Οι βασικές εφαρμογές του λογισμικού είναι:

- Ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιριακών δομημάτων με μόρφωση συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψίας από στάθμη σε στάθμη, με χρήση μελών από διάφορα υλικά όπως χάλυβας, σύμμεικτες διατομές, διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα, ή από οποιοδήποτε υλικό ορίσει ο χρήστης.
- Τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου) με ευκολία στη χρήση σε σχέση με τα γενικά προγράμματα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων.

Το ETABS ανήκει στην εταιρία GSI ENGINEERING SOFTWARE και διατίθεται σε 2 εκδόσεις, PLUS και NONLINEAR, καλύπτοντας όσους θέλουν ένα πλήρες πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης κτιρίων, και όσους χρειάζονται επιπλέον εξειδικευμένες εφαρμογές με δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης.(GSI ENGINEERINGSOFTWARE, 2002)

### 1.12.3 SAFE

Στην ίδια εταιρία ανήκει και το λογισμικό SAFE. Βασιζόμενο στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, το πρόγραμμα προσφέρει ακρίβεια και ευελιξία που δεν μπορεί να συγκριθεί με καμία από τις αντίστοιχες παραδοσιακού υπολογισμού, ή με αντίστοιχα προγράμματα επίλυσης πλακών με γραμμικούς ραβδωτούς φορείς. Οι εφαρμογές του προγράμματος παρέχουν την δυνατότητα ανάλυσης και διαστασιολόγησης κανονικής και μη κανονικής γεωμετρίας πλακών και πλακών γενικής κοιτόστρωσης, δίνουν αποτελέσματα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων απλοποιημένων σε λωρίδες και σχεδιάζουν τους οπλισμούς με Ευρωκώδικα 2, Αμερικάνικους και διεθνείς κανονισμούς σε μορφή αναπτυγμάτων.(GSI ENGINEERINGSOFTWARE, 2002)

### 1.12.4 CEDRUS-5H

Το πρόγραμμα ανήκει στην Cubus Hellas Ltd.

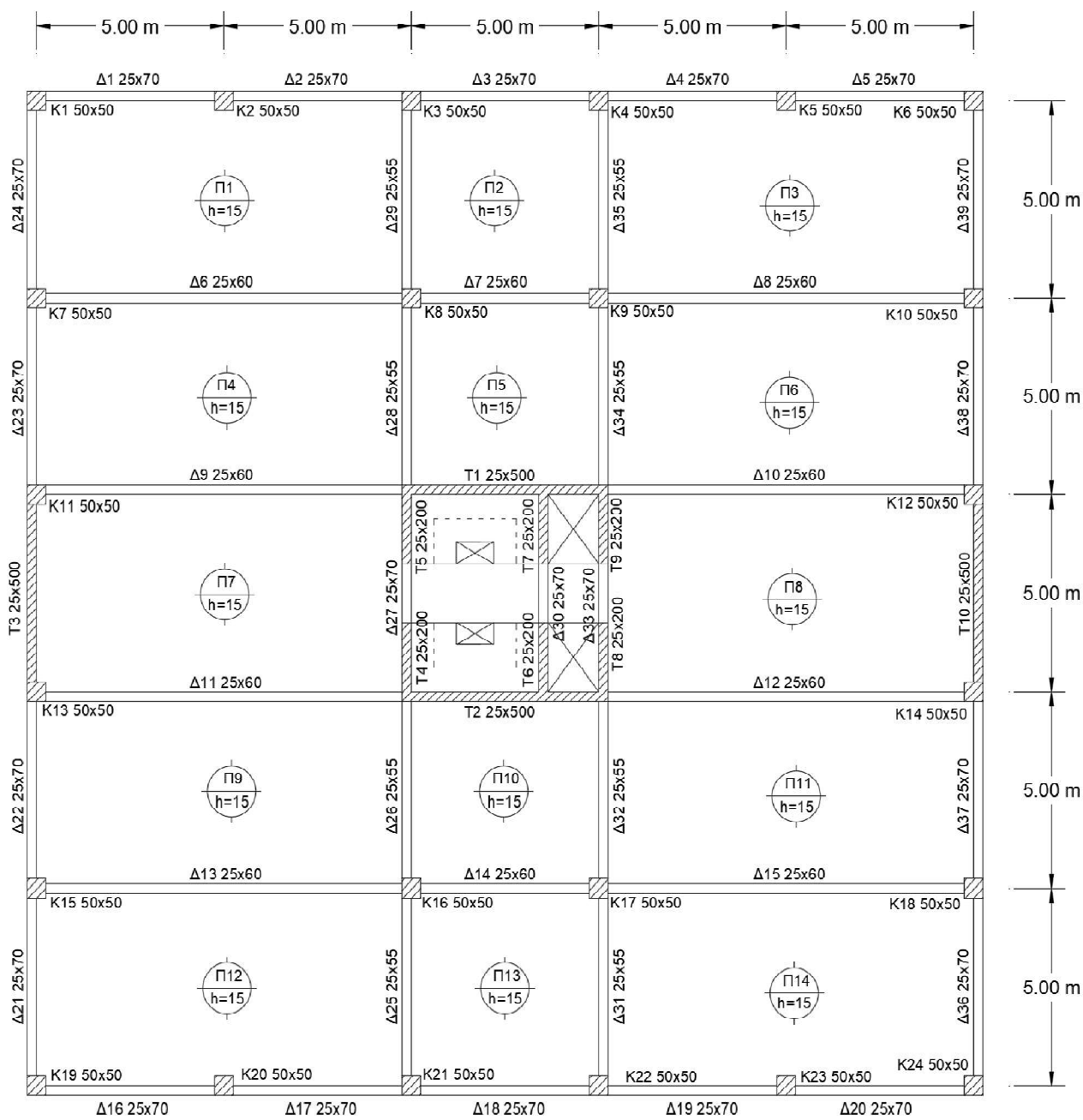
Το CEDRUS-5H μπορεί να αντιμετωπίσει όλων των μορφών πλάκες που στηρίζεται σε τυχούσα διάταξη γραμμικών και σημειακών στηρίξεων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Τα φορτία μπορεί να είναι σε οποιαδήποτε μορφή και θέση πάνω στην κάτοψη. Το πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων παράγεται εντελώς αυτόματα και σε σύντομο χρόνο έχουμε τα αποτελέσματα βυθίσεων, αντιδράσεων, εντατικών μεγεθών και οπλισμών. Με την συγκεκριμένη έκδοση του λογισμικού μας παρέχεται και η πλήρη αυτόματη μελέτη των ράβδων οπλισμού στην κάτοψη του ξυλοτύπου.(CUBUSHellasLtd, 2009)

## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στην παρούσα εργασία γίνεται η μελέτη ενός φορέα οπλισμένου σκυροδέματος στις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Πρόκειται για ένα πενταόροφο κτίριο, διπλά συμμετρικό, ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 25m x 25m, χωρίς υπόγειο. Στο κέντρο της κάτοψης υπάρχει ένας ισχυρός πυρήνας αποτελούμενος από 8 τοιχεία διαφορετικών διαστάσεων ( 6 κατά τον άξονα των Y και 2 κατά τον άξονα των X. Περιμετρικά της κάτοψης υπάρχουν 2 τοιχώματα κατά τον άξονα των Y, τα οποία στις άκρες τους έχουν κρυφοϋποστυλώματα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων του κτιρίου παραμένουν σταθερές για τον 1ο όροφο (ισόγειο) και τον 2ο , ενώ μειώνονται στους υπόλοιπους ορόφους. Οι διατομές των δοκών και των τοιχωμάτων παραμένουν σταθερές σε όλους τους ορόφους, εκτός των τοιχωμάτων T3 , T10 των οποίων οι διατομές μειώνονται καθώς εξαρτώνται από τα κρυφοϋποστυλώματα των άκρων τους. Παρακάτω δίνεται ένας συγκεντρωτικός πίνακας με τα γεωμετρικά στοιχεία της κάτοψης.

Πίνακας 15:Γεωμετρικά στοιχεία κάτοψης

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΨΟΣ (m)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ		ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ (m)	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ
		Περιμετρικές	Εσωτερικές		
1ος (ΙΣΟΓΕΙΟ)	4,5	25X70	25X60	25	50X50
2ος	3	25X70	25X60	25	50X50
3ος	3	25X70	25X60	25	45X45
4ος	3	25X70	25X60	25	40X40
5ος	3	25X70	25X60	25	35X35



Σχήμα 27: Κάτοψη κτιρίου



### 3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΦΟΡΕΑ

Για την προσομοίωση της κατασκευής επιλέγεται το πρόγραμμα SAP2000 v11.0.4 Advanced

#### 3.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ

Αρχικά, εισάγουμε στο πρόγραμμα τα υλικά κατασκευής του φορέα, τα οποία είναι:

- Σκυρόδεμα ποιότητας C30/37
- Χάλυβας ποιότητας B500C

Σύμφωνα με τον κανονισμό EC2 λαμβάνουμε το μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm}=32\text{GPa}$  και το ειδικό βάρος του σκυροδέματος  $\gamma_c=25\text{ kN/m}^3$ . Η τιμή του λόγου Poisson λαμβάνεται μηδενική, σύμφωνα με τις προδιαγραφές των κανονισμών για ρηγματωμένες διατομές σκυροδέματος, ενώ ο συντελεστής θερμικής διαστολής  $\alpha=10^{-5}\text{k}^{-1}$ .

Ο ορισμός των υλικών γίνεται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές:  
Define→Materials→Add New Material

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections:

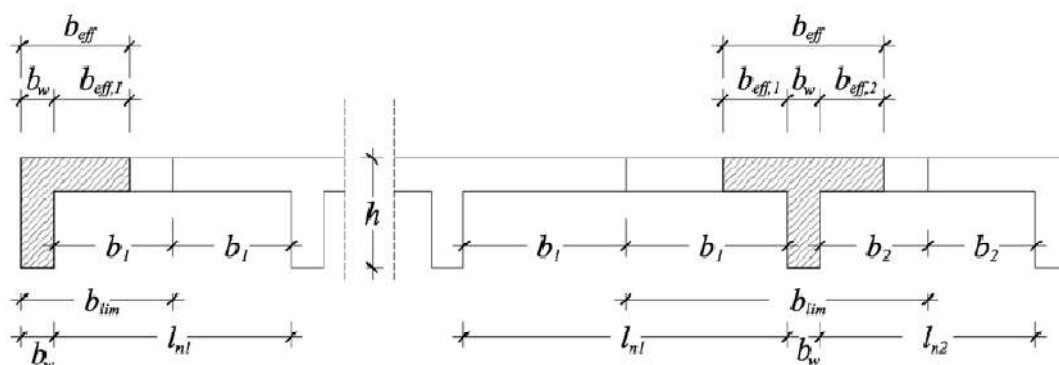
- General Data:** Material Name and Display Color: C30/37; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 25; Mass per Unit Volume: 0; Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 32000000; Poisson's Ratio, U: 0; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0; Shear Modulus, G: 16000000
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 300000; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: [empty field]

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχήμα 28: Ορισμός υλικού

### 3.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι δοκοί προσομοιώνονται με γραμμικό πεπερασμένο στοιχείο στο χώρο που τοποθετείται στο κεντροβαρικό άξονα του δομικού στοιχείου. Λόγω διασφαλισμένης της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών θεωρούνται ότι έχουν διατομή πλακοδοκού. Στην περίπτωση της πλακοδοκού εισάγεται η έννοια του συνεργαζόμενου πλάτους δοκού  $b_{eff}$  [EC2: &5.3.2.1(1)] , λόγω παραμόρφωσης ενός μέρους της πλάκας από την κάμψη της δοκού. Η τιμή τους συνεργαζόμενου πλάτους της δοκού προσδιορίζεται από το μήκος  $l_0$  μεταξύ διαδοχικών σημείων μηδενισμού των ροπών και από τα εκατέρωθεν ημιπλάτη  $b_1$  ,  $b_2$  των πλακών.



Σχήμα 29:Συνεργαζόμενο πλάτος

Παρακάτω υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας για κάθε δοκό του φορέα:

Πίνακας 16:Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκών

Δοκός	Μήκος L	$L_0$	$b_1$	$b_2$	$0,2 \cdot L_0$	$b_{eff,1}$ $5 \leq 3_1, 3_2, 4$	$b_{eff,2}$ $5 \leq 3_1, 3_2, 4$	$b_w$	b	$b_{eff}$ $5+6+7 \leq 8$	ΚΑΤΑ Χ
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20	5,000	4,250	2,375	0,000	0,850	0,900	0,000	0,250	2,625	1,100	
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19	5,000	3,500	2,375	0,000	0,700	0,825	0,000	0,250	2,625	0,950	
Δ7, Δ14	5,000	3,500	2,375	2,375	0,700	0,825	0,825	0,250	5,000	1,650	
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15	10,000	8,500	4,875	4,875	1,700	1,825	1,825	0,250	10,000	3,650	
Δοκός	Μήκος L	$L_0$	$b_1$	$b_2$	$0,2 \cdot L_0$	$b_{eff,1}$ $5 \leq 3_1, 3_2, 4$	$b_{eff,2}$ $5 \leq 3_1, 3_2, 4$	$b_w$	b	$b_{eff}$ $5+6+7 \leq 8$	ΚΑΤΑ Υ
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39	5,000	4,250	4,875	0,000	0,850	1,400	0,000	0,250	5,125	1,100	
Δ22, Δ23, Δ37, Δ38	5,000	3,500	4,875	0,000	0,700	1,325	0,000	0,250	5,125	0,950	
Δ25, Δ29, Δ31, Δ35	5,000	4,250	4,875	2,375	0,850	1,400	0,900	0,250	7,500	1,950	
Δ26, Δ28, Δ32, Δ34	5,000	3,500	4,875	2,375	0,700	1,325	0,825	0,250	7,500	1,650	

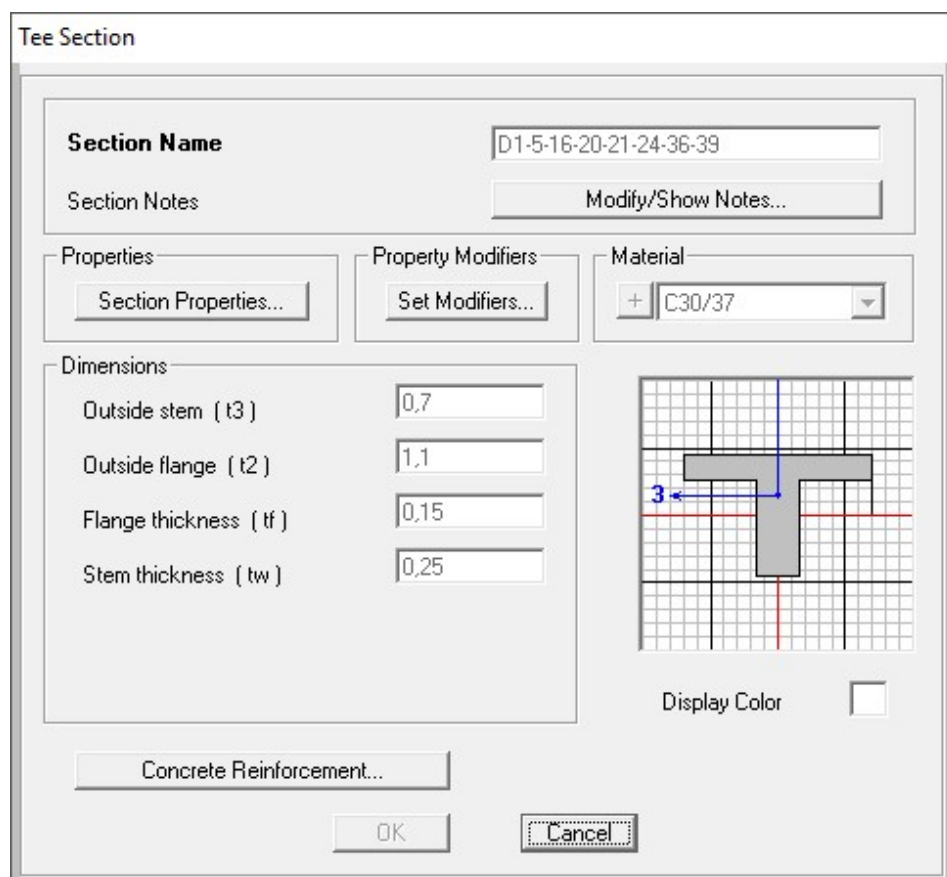
**Πίνακας 17:** Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους στις στηρίξεις

	L	L <sub>0</sub>	b <sub>1</sub> = b <sub>2</sub>	0.2L <sub>0</sub>	b <sub>eff,1</sub>	b <sub>eff,2</sub>	b <sub>w</sub>	b	b <sub>eff</sub> (m)
Στήριξη ακραία	5	2,5	2,375	0,5	0,725	-	0,25	2,625	0,75
Στήριξη Ενδιάμεση	5	2,5	2,375	0,5	0,725	0,725	0,25	2,625	1,25
Στήριξη ακραία	10	5	4,875	1	1,4875	-	0,25	5,125	1,25
Στήριξη Ενδιάμεση	10	5	4,875	1	1,4875	1,4875	0,25	5,125	1,5

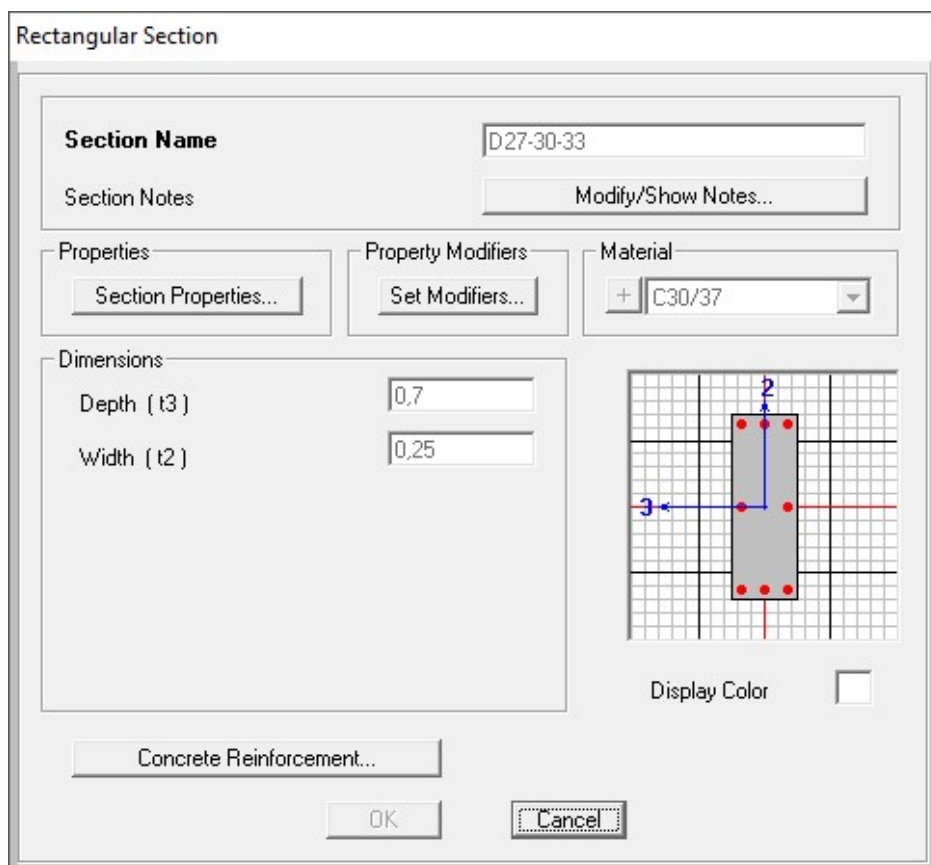
Κατά τον υπολογισμό ισχύουν:

- Το μήκος L<sub>0</sub> για ακραίο άνοιγμα δοκού είναι L<sub>0</sub>=0.85 \* L ενώ για ενδιάμεσο L<sub>0</sub>=0.7\*L
- Το b<sub>eff1</sub> και το b<sub>eff2</sub> πρέπει να είναι μικρότερα από τα ημιπλάτη b<sub>1</sub> και b<sub>2</sub>
- Το τελικό b<sub>eff</sub> είναι το άθροισμα των b<sub>eff1</sub> και b<sub>eff2</sub> και πρέπει να είναι μικρότερο από το άθροισμα των b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub> και b<sub>w</sub>.
- Για τις δοκούς του πυρήνα δεν υπολογίζεται συνεργαζόμενο πλάτος και θεωρείται ορθογωνική διατομή.

Ο ορισμός της πλακοδοκού και της ορθογωνικής δοκού γίνεται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές: Define → Frame Sections → Add New Property

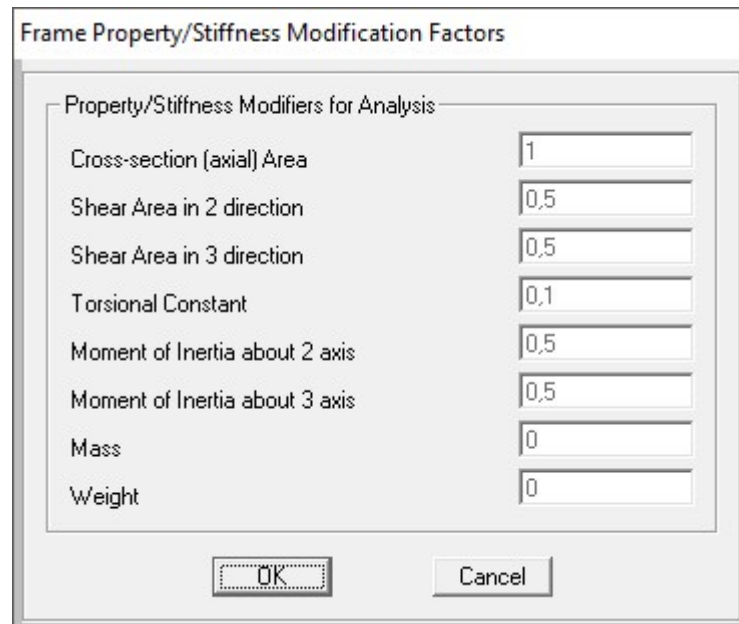


**Σχήμα 30:** Διατομή πλακοδοκού



**Σχήμα 31:** Διατομή ορθογωνικής δοκού

Σύμφωνα με τον EC8: &4.3.1(7), κατά την ανάλυση ενός φορέα για ρηγματωμένο διατομές (στάδιο II) των καμπτικών και διατμητικών στοιχείων γίνεται απομείωση των ιδιοτήτων τους. Η δυσκαμψία ( $EI$ ) και η δυσμησία ( $GA_s$ ) των δομικών στοιχείων λαμβάνονται ίσες με το 50% των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών (στάδιο I). Ενώ κατά τον EAK 2000: &3.2.3 (2) επισημαίνεται και η απομείωση της δυστρεψίας  $GIT$  των στοιχείων στο 1/10 της αρχικής τιμής. Η δυστένεια ( $EA$ ) δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο καθώς τα κατακόρυφα φορτία βρίσκονται υπό μόνιμη φόρτιση λόγω των φορτίων βαρύτητας και οι δοκοί συμπεριλαμβάνονται σε ατενείς πλάκες. Για τον καθορισμό των συντελεστών απομείωσης επιλέγεται η εντολή set modifiers της παραπάνω εικόνας.

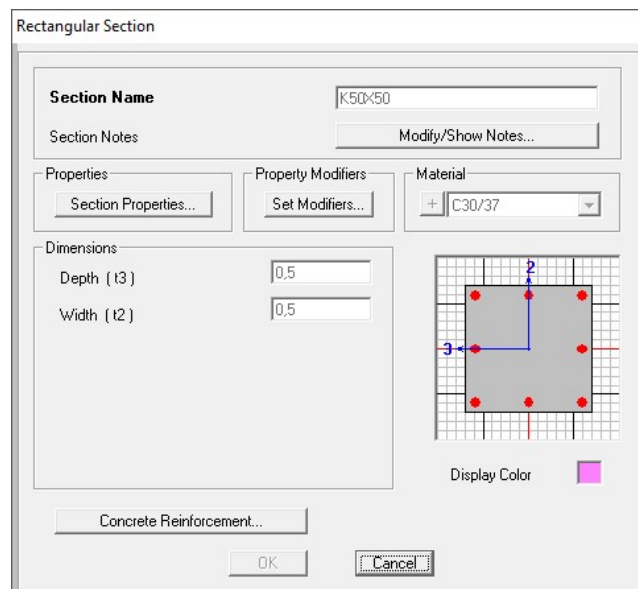


Σχήμα 32: Απομείωση ιδιοτήτων λόγω ρηγματωμένης διατομής

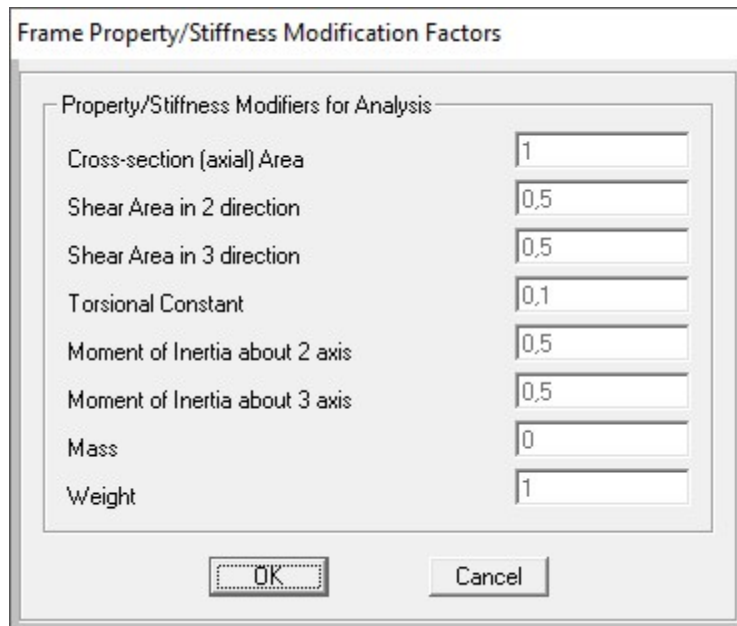
### 3.3 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Τα υποστυλώματα προσομοιώνονται όμοια με τις δοκούς, με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και με απομείωση των ιδιοτήτων τους λόγω ρηγματωμένης διατομής σκυροδέματος (στάδιο II).

Ο ορισμός τους γίνεται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές: Define → Frame Sections → Add New Property



Σχήμα 33: Διατομή υποστυλωμάτων 1<sup>ου</sup> ορόφου

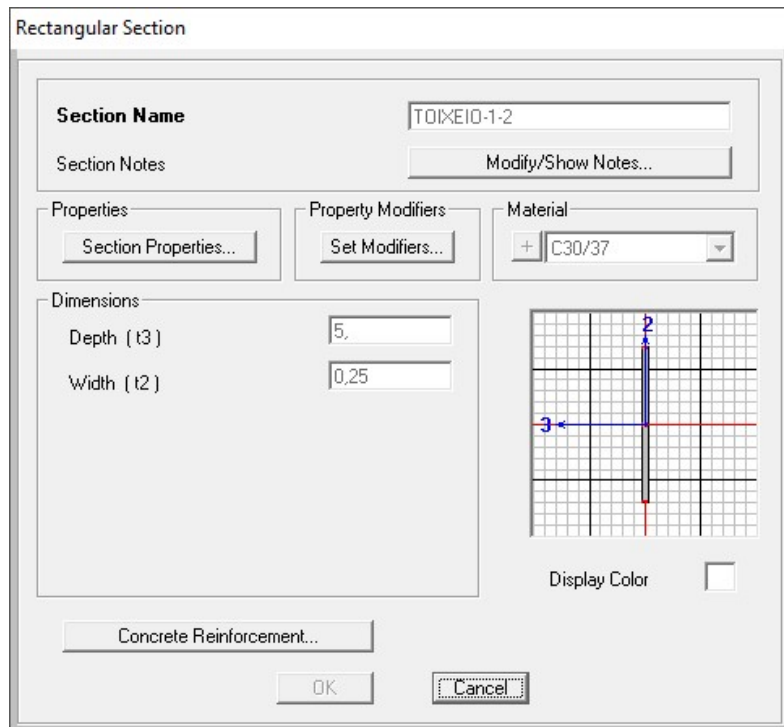


Σχήμα 34: Απομοίωση ιδιοτήτων στύλων λόγω ρηγματωμένης διατομής

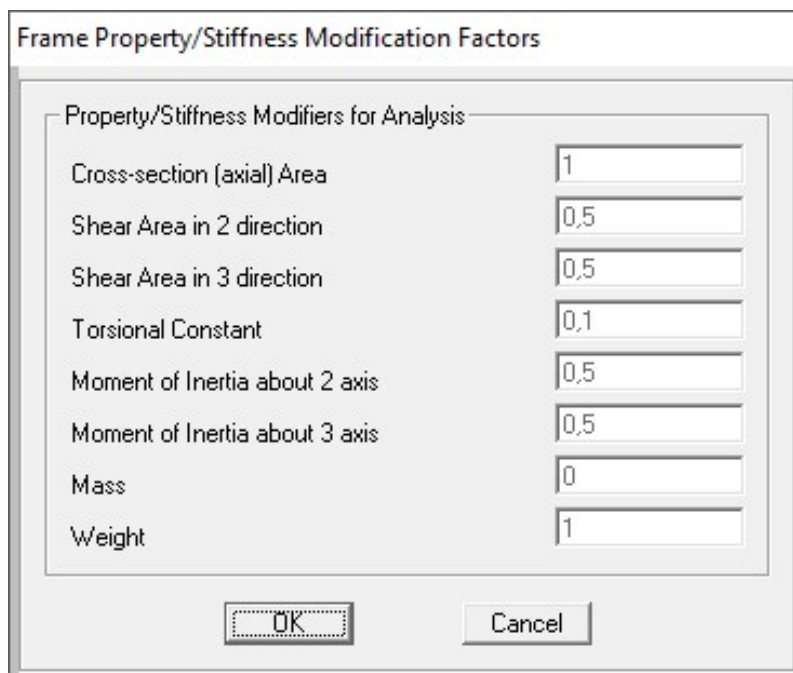
### 3.4 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων πραγματοποιείται με την βοήθεια του «ισοδύναμου πλαισιακού μοντέλου». Πρόκειται για την υποκατάσταση κάθε επίπεδου τοιχώματος με ένα γραμμικό στοιχείο (ισοδύναμος στύλος) που τοποθετείται στον κεντροβαρικό άξονα του τοιχώματος με απομειωμένες τις ιδιότητές του για ρηγματωμένες διατομές. Το πλάτος του τοιχώματος προσομοιώνεται μέσω άκαμπτων βραχιόνων μεταξύ του ισοδύναμου στύλου και των παρειών του τοιχώματος με αυξημένες τις γεωμετρικές ιδιότητές του.

Ο κορμός του τοιχώματος γίνεται με την εισαγωγή ορθογωνικής διατομής κατάλληλων διαστάσεων με τις εντολές: Define→Frame Sections→ Add New Property και η απομείωση των ιδιοτήτων με χρήση της εντολής Set Modifiers



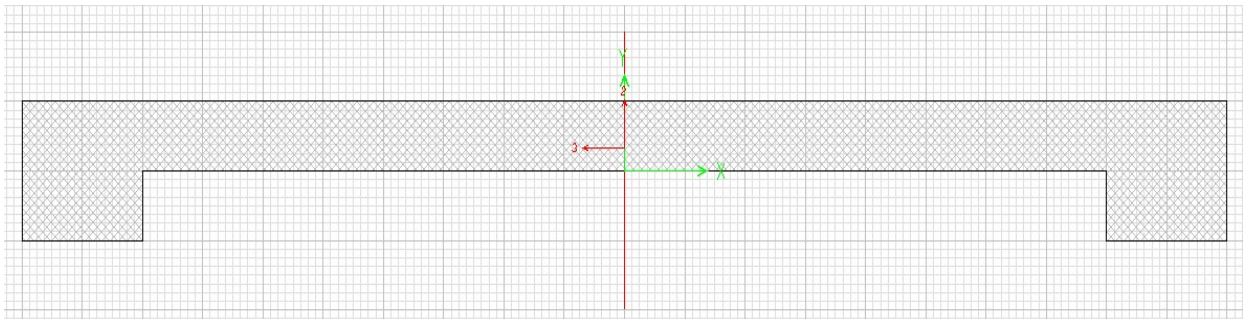
Σχήμα 35: Διατομή τοιχώματος



Σχήμα 36: Απομείωση ιδιοτήτων ισοδύναμων στύλων ρηγματωμένης διατομής

Για την προσομοίωση των ισοδύναμων στύλων των τοιχείων T3 και T10, χρησιμοποιείται η εντολή που υπάρχει στο παράθυρο Frame Sections με τα ακόλουθα βήματα:

Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer



Σχήμα 37: Σχεδιασμός T3 και T10 στο Section Designer

Για την δημιουργία των τμημάτων του στερεού βραχίονα στο επίπεδο των ορόφων γίνεται με διακριτοποίηση της δοκού σε επί μέρους τμήματα με τις εντολές:

Edit → Edit Lines → Divide Frames

Στον ορισμό του στερεού βραχίονα, το πάχος του ορίζεται όσο το πάχος του τοιχώματος και το ύψος του ίσο με το μέσο όρο των υψών του υποκείμενου και του υπερκείμενου ορόφου. Οι γεωμετρικές ιδιότητες δυσκαμψία, δυσμησία έχουν υψηλές τιμές με αντιπροσωπευτική τιμή ίση με 1000. Η δυσστρεψία των βραχιόνων υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$J = a * t^3 * h$$

Όπου,

$$a = \frac{1}{3} * \left[ 1 - \left( \frac{192 * t}{\pi^5 * h} \right) * \tanh \left( \frac{\pi * h}{2 * t} \right) \right]$$

h: ύψος από το μέσον του προηγούμενου ορόφου έως το μέσον του επόμενου,

t: πάχος του τοιχώματος

Ο ορισμός του γίνεται ακολουθώντας τις εντολές: Define → Frame Sections → Other → General



Rectangular Section

**Section Name** BRAX-10S

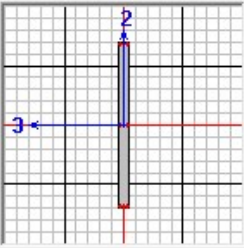
Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + C30/37

Dimensions

Depth (t3) 3,75

Width (t2) 0,25



Display Color

Σχήμα 38: Διατομή βραχίονα

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

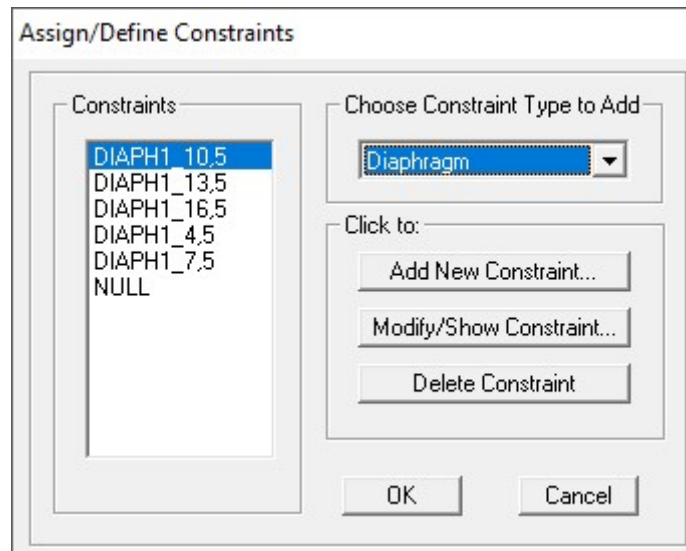
Cross-section (axial) Area	1000
Shear Area in 2 direction	1000
Shear Area in 3 direction	1000
Torsional Constant	0,018
Moment of Inertia about 2 axis	1000
Moment of Inertia about 3 axis	1000
Mass	0
Weight	0

Σχήμα 39: Αυξημένες γεωμετρικές ιδιότητες βραχίονα

### 3.5 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΕΙΑΣ

Οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος στις στάθμες των ορόφων εξασφαλίζουν την ύπαρξη διαφράγματος. Η εισαγωγή της διαφραγματικής λειτουργίας στο στις

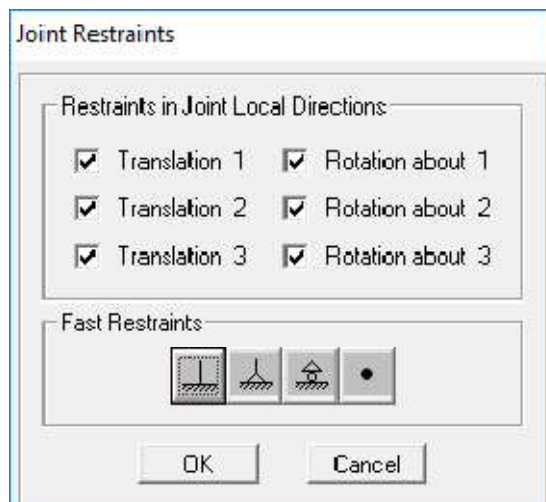
στάθμες των ορόφων της κατασκευής γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:  
Επιλογή όλων των κόμβων στην στάθμη του ορόφου → Assign → Joint → Constraints



Σχήμα 40: Ορισμός διαφράγματος

### 3.6 ΟΡΙΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Στο προσομοίωμα μας θεωρούμε ότι η βάση είναι πακτωμένη ώστε η ανωδομή και ο φορέας θεμελίωσης να μην αλληλοεπηρεάζονται. Για την ανάθεση της πάκτωσης στους κόμβους της βάσης ακολουθούμε τα εξής βήματα:  
Επιλογή όλων των κόμβων στην στάθμη του επιπέδου  $Z=0$  → Assign → Joint → Restraints → Δέσμευση και των έξι βαθμών ελευθερίας.



Σχήμα 41: Ανάθεση πακτώσεων στην βάση του κτιρίου

## 4. ΦΟΡΤΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

### 4.1 Κατακόρυφα φορτία

#### 4.1.1 Δεδομένα φορτία κατασκευής

Τα φορτία της βαρύτητας της κατασκευής σύμφωνα με τα οποία θα γίνει η προσομοίωση και η διαστασιολόγησή της, παρουσιάζονται παρακάτω.

Πίνακας 18: Μόνιμων φορτίων

ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (G)		
A/A	ΕΙΔΟΣ	ΤΙΜΗ
1	Επίστρωση δαπέδων	1,40 kN/m <sup>2</sup>
2	Διαχωριστικές πλινθοδομές	1,00 kN/m <sup>2</sup>
3	Τοιχοποιία μπατική	8,00 kN/m <sup>2</sup>
4	Επίστρωση δωματίων	3,50 kN/m <sup>2</sup>
5	Φορτίο στηθαίου δώματος	3,60 kN/m <sup>2</sup>

- Το φαινόμενο βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος θεωρείται ίσο με 25,00 kN/m<sup>3</sup>.
- Το φορτίο των διαχωριστικών πλινθοδομών θεωρείται ισοκατανεμημένο σε όλη την επιφάνεια της κάτοψης.
- Το φορτίο των μπατικών τοιχοποιιών ασκείται μόνο στις περιμετρικές δοκούς και άμεσα πάνω σε αυτές.
- Στην οροφή του δώματος σε όλη την περίμετρο θεωρείται ότι υπάρχει στηθαίο με ύψος ίσο με 0,90 μ.

Πίνακας 19: Ωφέλιμων φορτίων

ΩΦΕΛΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (Q)		
A/A	ΘΕΣΗ	ΤΙΜΗ
1	Οροφής, ισογείου, ορόφων, δώματος	2,00 kN/m <sup>2</sup>
2	Σκάλες	3,50 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.1.2 Υπολογισμός κατακόρυφων φορτίων δομικών στοιχείων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού των φορτίων των πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων όλων των ορόφων.

Πίνακας 20 :Φορτία δομικών στοιχείων

ΦΟΡΤΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ																	
Όροφοι	Πλάκες (t <sub>f</sub> =0,15)		Περιμ. δοκοί (25x70) g	Εσωτερικές δοκοί		Υποστυλώματα			T1,T2			T4,T5,T6,T7,T8,T9			T3,T10		
	g	q		25x60	25x70	b	h	g	μήκος	πάχος	g	μήκος	πάχος	g	μήκος	πάχος	g
1	6,15	2	11,4375	2,8125	3,4375	0,5	0,5	6,25	5	0,25	31,25	2	0,25	12,5	5	0,25	31,25
2	6,15	2	11,4375	2,8125	3,4375	0,5	0,5	6,25	5	0,25	31,25	2	0,25	12,5	5	0,25	31,25
3	6,15	2	11,4375	2,8125	3,4375	0,45	0,45	5,0625	5	0,25	31,25	2	0,25	12,5	5	0,25	31,25
4	6,15	2	11,4375	2,8125	3,4375	0,4	0,4	4	5	0,25	31,25	2	0,25	12,5	5	0,25	31,25
5	7,25	2	6,6775	2,8125	3,4375	0,35	0,35	3,0625	5	0,25	31,25	2	0,25	12,5	5	0,25	31,25

Ο υπολογισμός των φορτίων για τις πλάκες (πάχος πλάκας t<sub>f</sub>=0.15) γίνεται ως εξής:

- Για τους τυπικούς ορόφους (1ος,2ος,3ος,4ος):

$$g_{\text{πλ}} = g_{\text{IB-πλ}} + g_{\text{προσθ.}} = g_{\text{IB-πλ}} + (g_{\text{Επιστρω.δαπ.}} + g_{\text{Διαχωρ.πλινθ.}}) = t_f * \gamma_{\text{σκ.}} + g_{\text{Επιστρω.δαπ.}} + g_{\text{Διαχωρ.πλινθ.}} = 0,15*25 + 1,4 + 1 = 6,15 \text{ kN/m}^2$$

- Για το δώμα:

$$g_{\text{πλ}} = g_{\text{IB-πλ}} + g_{\text{προσθ.}} = g_{\text{IB-πλ}} + g_{\text{Επιστρω.δωμ.}} = t_f * \gamma_{\text{σκ.}} + g_{\text{Επιστρω.δωμ.}} = 0,15*25 + 3,5 = 7,25 \text{ kN/m}^2$$

Ο υπολογισμός των φορτίων των περιμετρικών δοκών με διαστάσεις 25 x 70 γίνεται ως εξής:

- Για τους τυπικούς ορόφους (1ος, 2ος,3ος,4ος):

$$g_{\text{Περ.Δοκ.}} = g_{\text{IB-Δοκ}} + g_{\text{προσθ.}} = b_{\text{Δοκ.}} * (h_{\text{Δοκ.}} - t_f) * \gamma_{\text{σκ.}} + g_{\text{Τοιχ.Μπατ.}} = 0,25 * (0,7 - 0,15) * 25 + 8 = 11,4375 \text{ kN/m}^2$$

- Για το δώμα:

$$g_{\text{Περ.Δοκ.}} = g_{\text{IB-Δοκ}} + g_{\text{Στηθ.}} = b_{\text{Δοκ.}} * (h_{\text{Δοκ.}} - t_f) * \gamma_{\text{σκ.}} + g_{\text{Στηθ.}} = 0,25 * (0,7 - 0,15) * 25 + 0,9*3,6 = 6,6775 \text{ kN/m}^2$$

Υπολογισμός των φορτίων των εσωτερικών δοκών με διαστάσεις 25 x 70:

- Για τους τυπικούς ορόφους (1<sup>ος</sup>, 2<sup>ος</sup>,3<sup>ος</sup>,4<sup>ος</sup>):

$$g_{\text{Εσωτ.Δοκ.}} = g_{\text{IB-Δοκ.}} = b_{\text{Δοκ.}} * (h_{\text{Δοκ.}} - t_f) * \gamma_{\text{σκ.}} = 0,25 * (0,7 - 0,15) * 25 = 3,4375 \text{ kN/m}^2$$

- Για το δώμα:

$$g_{\text{Εσωτ.Δοκ.}} = g_{\text{IB-Δοκ.}} = b_{\text{Δοκ.}} * (h_{\text{Δοκ.}} - t_f) * \gamma_{\text{σκ.}} = 0,25 * (0,7 - 0,15) * 25 = 3,4375 \text{ kN/m}^2$$

Υπολογισμός των φορτίων των υποστυλωμάτων:

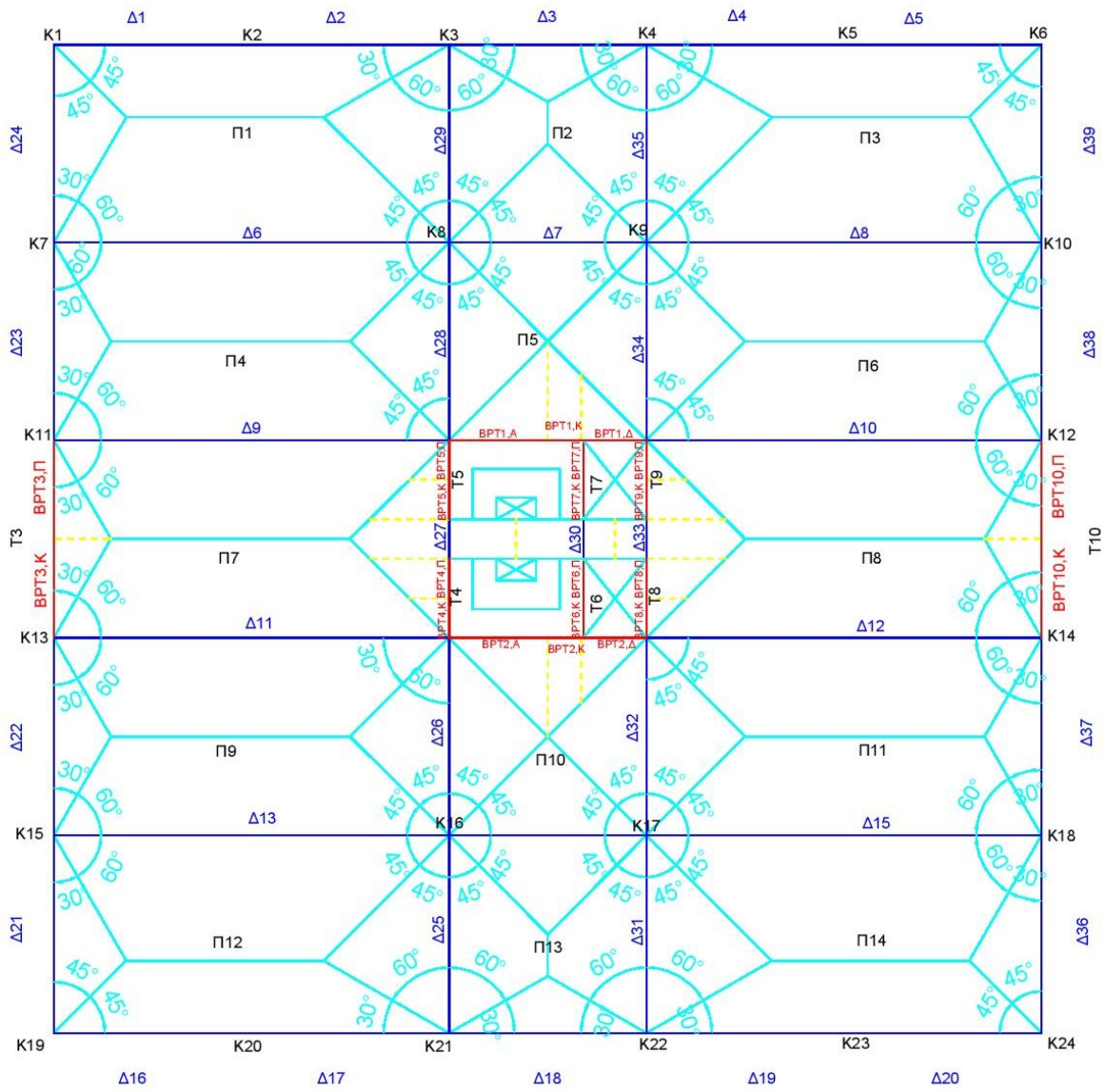
- Ο γενικός τύπος είναι:  $g_{\gamma\eta} = b * h * 25$  (τα αποτελέσματα τα οποία αλλάζουν σε κάθε όροφο, φαίνονται στον παραπάνω Πίνακα 4)

Υπολογισμός των φορτίων των τοιχωμάτων:

- T1, T2, T4, T5, T6, T7, T8, T9:  
 $g_{\text{τοιχ.}} = \text{μήκος τοιχ.} * \text{πάχος τοιχ.} * \gamma_{\sigma\kappa}$
- T3, T10:  
 $g_{\text{τοιχ.}} = [\text{μήκος τοιχ.} * \text{πάχος τοιχ.} + 2 * h * (b - \text{πάχος τοιχ.})] * \gamma_{\sigma\kappa}$

#### 4.1.3 Υπολογισμός κατανεμημένου φορτίου δοκών

Η μεταβίβαση των φορτίων από τις πλάκες στις στηρίξεις των πλακών δηλαδή στις δοκούς λαμβάνεται προσεγγιστικά σύμφωνα με τον γεωμετρικό κανόνα μερισμού της επιφάνειας της πλάκας έτσι όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 1.3.2. Παρακάτω παρατίθενται τα σχέδια με τις επιφάνειες φόρτισης, καθώς και οι πίνακες υπολογισμού του κατανεμημένου φορτίου στις δοκούς των τυπικών ορόφων και του δώματος.



**Σχήμα 42:** Επιφάνειες φόρτισης δοκών

Πίνακας 21: Καταναμημένο φορτίο δοκών τυπικού ορόφου

ΔΟΚΟΣ	g <sub>Δ τοιχ</sub> (kN/m)	g <sub>Δ IB</sub> (kN/m)	g <sub>πλ</sub> =6,15 kN/m <sup>2</sup> , q=2,0 <sup>-2</sup>				Σκάλες (g <sub>πλ</sub> =6,15 kN/m <sup>2</sup> , q=3,5)			ΣΥΝΟΛΟ	
			E (m <sup>2</sup> )	L <sub>Δ</sub> (m)	g <sub>Δ</sub> (kN/m)	q <sub>Δ</sub> (kN/m)	E (m <sup>2</sup> )	g	q	G <sub>Δ</sub>	Q <sub>Δ</sub>
Δ1	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ2	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ3	8	3,4375	3,61	5	4,4403	1,444				15,8778	1,444
Δ4	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ5	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ6		2,8125	43,85	10	26,96775	8,77				29,78025	8,77
Δ7		2,8125	12,5	5	15,375	5				18,1875	5
Δ8		2,8125	43,85	10	26,96775	8,77				29,78025	8,77
Δ9		2,8125	40,14	10	24,6861	8,028				27,4986	8,028
Δ10		2,8125	40,14	10	24,6861	8,028				27,4986	8,028
Δ11		2,8125	40,14	10	24,6861	8,028				27,4986	8,028
Δ12		2,8125	40,14	10	24,6861	8,028				27,4986	8,028
Δ13		2,8125	43,85	10	26,96775	8,77				29,78025	8,77
Δ14		2,8125	12,5	5	15,375	5				18,1875	5
Δ15		2,8125	43,85	10	26,96775	8,77				29,78025	8,77
Δ16	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ17	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ18	8	3,4375	3,61	5	4,4403	1,444				15,8778	1,444
Δ19	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ20	8	3,4375	6,87	5	8,4501	2,748				19,8876	2,748
Δ21	8	3,4375	4,58	5	5,6334	1,832				17,0709	1,832
Δ22	8	3,4375	3,61	5	4,4403	1,444				15,8778	1,444
Δ23	8	3,4375	3,61	5	4,4403	1,444				15,8778	1,444
Δ24	8	3,4375	4,58	5	5,6334	1,832				17,0709	1,832
Δ25		2,8125	15,5	5	19,065	6,2				21,8775	6,2
Δ26		2,8125	12,5	5	15,375	5				18,1875	5
Δ27		3,4375	3,95	1	24,2925	7,9				27,73	7,9
Δ28		2,8125	12,5	5	15,375	5				18,1875	5
Δ29		2,8125	15,5	5	19,065	6,2				21,8775	6,2
Δ30		3,4375	2,5	1	15,375	5				18,8125	5
Δ31		2,8125	15,5	5	19,065	6,2				21,8775	6,2
Δ32		2,8125	12,5	5	15,375	5				18,1875	5
Δ33		3,4375	3,05	1	18,7575	6,1				22,195	6,1
Δ34		2,8125	12,5	5	15,375	5				18,1875	5
Δ35		2,8125	15,5	5	19,065	6,2				21,8775	6,2
Δ36	8	3,4375	4,58	5	5,6334	1,832				17,0709	1,832
Δ37	8	3,4375	3,61	5	4,4403	1,444				15,8778	1,444
Δ38	8	3,4375	3,61	5	4,4403	1,444				15,8778	1,444
Δ39	8	3,4375	4,58	5	5,6334	1,832				17,0709	1,832
BT1,A			3,13	2,5	7,6998	2,504	2,42	5,9532	3,388	13,653	5,892
BT1,K			1,77	0,9	12,095	3,933333	0,4	2,733333	1,55555556	14,82833	5,488889
BT1,Δ			1,36	1,6	5,2275	1,7				5,2275	1,7
BT2,A			3,13	2,5	7,6998	2,504	2,42	5,9532	3,388	13,653	5,892
BT2,K			1,77	0,9	12,095	3,933333	0,4	2,733333	1,55555556	14,82833	5,488889
BT2,Δ			1,36	1,6	5,2275	1,7				5,2275	1,7
BT4,Π			1,5	1	9,225	3	1,21	7,4415	4,235	16,6665	7,235
BT4,K			0,5	1	3,075	1	0,5	3,075	1,75	6,15	2,75
BT5,Π			0,5	1	3,075	1	0,5	3,075	1,75	6,15	2,75
BT5,K			1,5	1	9,225	3	1,21	7,4415	4,235	16,6665	7,235
BT6,Π				1	0	0	1,21	7,4415	4,235	7,4415	4,235
BT6,K				1	0	0	0,5	3,075	1,75	3,075	1,75
BT7,Π				1	0	0	0,5	3,075	1,75	3,075	1,75
BT7,K				1	0	0	1,21	7,4415	4,235	7,4415	4,235
BT8,Π			1,5	1	9,225	3				9,225	3
BT8,K			0,5	1	3,075	1				3,075	1
BT9,Π			0,5	1	3,075	1				3,075	1
BT9,K			1,5	1	9,225	3				9,225	3
BT3,Π			1,805	2,5	4,4403	1,444				4,4403	1,444
BT3,K			1,805	2,5	4,4403	1,444				4,4403	1,444
BT10,Π			1,805	2,5	4,4403	1,444				4,4403	1,444
BT10,K			1,805	2,5	4,4403	1,444				4,4403	1,444

Πίνακας 22: Καταμεμημένο φορτίο δοκών δώματος

ΔΟΚΟΣ	g <sub>Δ</sub> στηθ (kN/m)	g <sub>Δ</sub> IB (kN/m)	g <sub>πλ</sub> =7,25 kN/m <sup>2</sup> , q=2,0 <sup>-2</sup>				Σκάλες (g <sub>πλ</sub> =6,15 kN/m <sup>2</sup> , q=3,5)			ΣΥΝΟΛΟ	
			E (m <sup>2</sup> )	L <sub>Δ</sub> (m)	g <sub>Δ</sub> (kN/m)	q <sub>Δ</sub> (kN/m)	E (m <sup>2</sup> )	g	q	G <sub>Δ</sub>	Q <sub>Δ</sub>
Δ1	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ2	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ3	3,24	3,4375	3,61	5	5,2345	1,444				11,912	1,444
Δ4	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ5	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ6		2,8125	43,85	10	31,79125	8,77				34,60375	8,77
Δ7		2,8125	12,5	5	18,125	5				20,9375	5
Δ8		2,8125	43,85	10	31,79125	8,77				34,60375	8,77
Δ9		2,8125	40,14	10	29,1015	8,028				31,914	8,028
Δ10		2,8125	40,14	10	29,1015	8,028				31,914	8,028
Δ11		2,8125	40,14	10	29,1015	8,028				31,914	8,028
Δ12		2,8125	40,14	10	29,1015	8,028				31,914	8,028
Δ13		2,8125	43,85	10	31,79125	8,77				34,60375	8,77
Δ14		2,8125	12,5	5	18,125	5				20,9375	5
Δ15		2,8125	43,85	10	31,79125	8,77				34,60375	8,77
Δ16	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ17	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ18	3,24	3,4375	3,61	5	5,2345	1,444				11,912	1,444
Δ19	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ20	3,24	3,4375	6,87	5	9,9615	2,748				16,639	2,748
Δ21	3,24	3,4375	4,58	5	6,641	1,832				13,3185	1,832
Δ22	3,24	3,4375	3,61	5	5,2345	1,444				11,912	1,444
Δ23	3,24	3,4375	3,61	5	5,2345	1,444				11,912	1,444
Δ24	3,24	3,4375	4,58	5	6,641	1,832				13,3185	1,832
Δ25		2,8125	15,5	5	22,475	6,2				25,2875	6,2
Δ26		2,8125	12,5	5	18,125	5				20,9375	5
Δ27		3,4375	3,95	1	28,6375	7,9				32,075	7,9
Δ28		2,8125	12,5	5	18,125	5				20,9375	5
Δ29		2,8125	15,5	5	22,475	6,2				25,2875	6,2
Δ30		3,4375	2,5	1	18,125	5				21,5625	5
Δ31		2,8125	15,5	5	22,475	6,2				25,2875	6,2
Δ32		2,8125	12,5	5	18,125	5				20,9375	5
Δ33		3,4375	3,05	1	22,1125	6,1				25,55	6,1
Δ34		2,8125	12,5	5	18,125	5				20,9375	5
Δ35		2,8125	15,5	5	22,475	6,2				25,2875	6,2
Δ36	3,24	3,4375	4,58	5	6,641	1,832				13,3185	1,832
Δ37	3,24	3,4375	3,61	5	5,2345	1,444				11,912	1,444
Δ38	3,24	3,4375	3,61	5	5,2345	1,444				11,912	1,444
Δ39	3,24	3,4375	4,58	5	6,641	1,832				13,3185	1,832
BT1,A			3,13	2,5	9,077	2,504	2,42	5,9532	3,388	15,0302	5,892
BT1,K			1,77	0,9	14,25833	3,933333	0,4	2,733333	1,55555556	16,99167	5,488889
BT1,Δ			1,36	1,6	6,1625	1,7				6,1625	1,7
BT2,A			3,13	2,5	9,077	2,504	2,42	5,9532	3,388	15,0302	5,892
BT2,K			1,77	0,9	14,25833	3,933333	0,4	2,733333	1,55555556	16,99167	5,488889
BT2,Δ			1,36	1,6	6,1625	1,7				6,1625	1,7
BT4,Π			1,5	1	10,875	3	1,21	7,4415	4,235	18,3165	7,235
BT4,K			0,5	1	3,625	1	0,5	3,075	1,75	6,7	2,75
BT5,Π			0,5	1	3,625	1	0,5	3,075	1,75	6,7	2,75
BT5,K			1,5	1	10,875	3	1,21	7,4415	4,235	18,3165	7,235
BT6,Π				1	0	0	1,21	7,4415	4,235	7,4415	4,235
BT6,K				1	0	0	0,5	3,075	1,75	3,075	1,75
BT7,Π				1	0	0	0,5	3,075	1,75	3,075	1,75
BT7,K				1	0	0	1,21	7,4415	4,235	7,4415	4,235
BT8,Π			1,5	1	10,875	3				10,875	3
BT8,K			0,5	1	3,625	1				3,625	1
BT9,Π			0,5	1	3,625	1				3,625	1
BT9,K			1,5	1	10,875	3				10,875	3
BT3,Π			1,805	2,5	5,2345	1,444				5,2345	1,444
BT3,K			1,805	2,5	5,2345	1,444				5,2345	1,444
BT10,Π			1,805	2,5	5,2345	1,444				5,2345	1,444
BT10,K			1,805	2,5	5,2345	1,444				5,2345	1,444



Τα αποτελέσματα των παραπάνω πινάκων προέκυψαν από τους τύπους:

$$g_{\Delta-ΠΛ} = g_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\Delta ΟΚ} \text{ και } q_{\Delta-ΠΛ} = q_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\Delta ΟΚ}$$

$$g_{\Delta-ΣΚ} = g_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\Delta ΟΚ} \text{ και } q_{\Delta-ΣΚ} = q_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\Delta ΟΚ}$$

Κατά την κατανομή των φορτίων, οι στερεοί βραχίονες των τοιχωμάτων παραλαμβάνουν τα κατανεμημένα φορτία που αντιστοιχούν στις πλάκες ενώ οι βραχίονες των τοιχωμάτων του πυρήνα παραλαμβάνουν επιπλέον και τα φορτία του κλιμακοστασίου:

$$\text{Από τις πλάκες: } g_{\text{Βραχ-ΠΛ}} = g_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\text{Βραχ}} \text{ και } q_{\text{Βραχ-ΠΛ}} = q_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\text{Βραχ}}$$

$$\text{Από τις σκάλες: } g_{\text{Βραχ-ΣΚ}} = g_{ΠΛ} * \text{εμβαδόν} / L_{\text{Βραχ}} \text{ και } q_{\text{Βραχ-ΣΚ}} = 3,5 * \text{εμβαδόν} / L_{\text{Βραχ}}$$

## 4.2 Σεισμικά φορτία

### 4.2.1 Δεδομένα φάσματος

Πίνακας 23: Δεδομένα φάσματος

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΦΑΣΜΑΤΟΣ EC8		
A/A	ΕΙΔΟΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ
1	Τύπος φάσματος	Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού 1
2	Κατηγορία εδάφους	B
3	$\beta$	0,2
4	Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους $\alpha$	Τρεις κατηγορίες : $\alpha=0,16$ , $\alpha=0,24$ , $\alpha=0,36$
5	Επιτάχυνση βαρύτητας g	9,81 m/sec <sup>2</sup>
6	Συντελεστής συμπεριφοράς $\eta$	Υπολογισμός βάσει EC8

### 4.2.2 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας

Για να μην είναι στρεπτικά ευαίσθητο το κτίριο θα πρέπει σύμφωνα με τον EC8: &4.2.3.2(6) να ικανοποιούνται για κάθε όροφο του κτιρίου οι παρακάτω συνθήκες :

Διεύθυνση ανάλυσης X :  $e_{ox} \leq 0,30 r_x$  και  $r_x \geq I_s$

Διεύθυνση ανάλυσης Y :  $e_{oy} \leq 0,30 r_y$  και  $r_y \geq I_s$

Παρακάτω παρατίθενται ο πίνακας υπολογισμού στρεπτικής ευαισθησίας του 1<sup>ου</sup> ορόφου.

Πίνακας 24: Έλεγχος δυστροπίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΣΤΡΟΠΙΑΣ 1ΟΥ ΟΡΟΦΟΥ														
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	lx	ly	lo	Kix	Kiy	xi	yi	Kiy*xi	Kix*yi	Xi	Yi	Xi^2*Kiy	Yi^2*Kix	Ki,ω
K1	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	0,0	25,0	0,0	548696,8	-12,5	12,5	3429355,28	3429355,28	0,0043
K2	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	5,0	25,0	109739,4	548696,8	-7,5	12,5	1234567,90	3429355,28	0,0043
K3	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	10,0	25,0	219478,7	548696,8	-2,5	12,5	137174,21	3429355,28	0,0043
K4	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	15,0	25,0	329218,1	548696,8	2,5	12,5	137174,21	3429355,28	0,0043
K5	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	20,0	25,0	438957,5	548696,8	7,5	12,5	1234567,90	3429355,28	0,0043
K6	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	25,0	25,0	548696,8	548696,8	12,5	12,5	3429355,28	3429355,28	0,0043
K7	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	0,0	20,0	0,0	438957,5	-12,5	7,5	3429355,28	1234567,90	0,0043
K8	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	10,0	20,0	219478,7	438957,5	-2,5	7,5	137174,21	1234567,90	0,0043
K9	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	15,0	20,0	329218,1	438957,5	2,5	7,5	137174,21	1234567,90	0,0043
K10	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	25,0	20,0	548696,8	438957,5	12,5	7,5	3429355,28	1234567,90	0,0043
K15	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	0,0	5,0	0,0	109739,4	-12,5	-7,5	3429355,28	1234567,90	0,0043
K16	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	10,0	5,0	219478,7	109739,4	-2,5	-7,5	137174,21	1234567,90	0,0043
K17	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	15,0	5,0	329218,1	109739,4	2,5	-7,5	137174,21	1234567,90	0,0043
K18	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	25,0	5,0	548696,8	109739,4	12,5	-7,5	3429355,28	1234567,90	0,0043
K19	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	0,0	0,0	0,0	0,0	-12,5	-12,5	3429355,28	3429355,28	0,0043
K20	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	5,0	0,0	109739,4	0,0	-7,5	-12,5	1234567,90	3429355,28	0,0043
K21	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	10,0	0,0	219478,7	0,0	-2,5	-12,5	137174,21	3429355,28	0,0043
K22	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	15,0	0,0	329218,1	0,0	2,5	-12,5	137174,21	3429355,28	0,0043
K23	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	20,0	0,0	438957,5	0,0	7,5	-12,5	1234567,90	3429355,28	0,0043
K24	0,005208	0,005208	0,010417	21947,87	21947,87	25,0	0,0	548696,8	0,0	12,5	-12,5	3429355,28	3429355,28	0,0043
T1	0,006510	2,604167	2,610677	2743484,22	6858,71	12,5	15,0	85733,9	41152263,4	0,0	2,5	0,00	17146776,41	1,0878
T2	0,006510	2,604167	2,610677	2743484,22	6858,71	12,5	10,0	85733,9	27434842,2	0,0	-2,5	0,00	17146776,41	1,0878
T3	5,033854	0,021685	5,055539	22844,78	5303155,01	0,0	12,5	0,0	285559,8	-12,5	0,0	828617969,82	0,00	2,1065
T4	0,166667	0,002604	0,169271	2743,48	175582,99	10,0	11,0	1755829,9	30178,3	-2,5	-1,5	1097393,69	6172,84	0,0705
T5	0,166667	0,002604	0,169271	2743,48	175582,99	10,0	14,0	1755829,9	38408,8	-2,5	1,5	1097393,69	6172,84	0,0705
T6	0,166667	0,002604	0,169271	2743,48	175582,99	13,5	11,0	2370370,4	30178,3	1,0	-1,5	175582,99	6172,84	0,0705
T7	0,166667	0,002604	0,169271	2743,48	175582,99	13,5	14,0	2370370,4	38408,8	1,0	1,5	175582,99	6172,84	0,0705
T8	0,166667	0,002604	0,169271	2743,48	175582,99	15,0	11,0	2633744,9	30178,3	2,5	-1,5	1097393,69	6172,84	0,0705
T9	0,166667	0,002604	0,169271	2743,48	175582,99	15,0	14,0	2633744,9	38408,8	2,5	1,5	1097393,69	6172,84	0,0705
T10	5,033854	0,021685	5,055539	22844,78	5303155,01	25,0	12,5	132578875,2	285559,8	12,5	0,0	828617969,82	0,00	2,1065
			Σύνολο:	5988076,4	12112482,9			151757201,6	74850955,0			1695447187,9	85359396,4	6,9

Δυσκαμψία κατασκευής :  $K_x = \sum K_{ix}$  και  $K_y = \sum K_{iy}$

Στροφική δυσκαμψία κατασκευής :  $K_{i\omega} = G \cdot I_p / H$

όπου  $G = E/2(1+\nu)$  ( $\nu = 0,2$  για μη ρηγματωμένο σκυρόδεμα)

Κέντρο ελαστικής στροφής :  $X_{ΚΕΣ} = \sum X_i \cdot K_{iy} / \sum K_{iy} = 12,529$  και  $Y_{ΚΕΣ} = \sum Y_i \cdot K_{ix} / \sum K_{ix} = 12,5$

Κέντρο μάζας :  $X_{KM} = 12,5$  και  $Y_{KM} = 12,5$

Εκκεντρότητες :

X φόρτιση

Για την φόρτιση κατά X δεν υπάρχει στατική εκκεντρότητα διότι  $e_{oy} = |Y_{ΚΕΣ} - Y_{ΚΕΣ}| = 0$

Y φόρτιση

Για την φόρτιση κατά Y η στατική εκκεντρότητα είναι :

$e_{ox} = |X_{ΚΕΣ} - X_{ΚΕΣ}| = |12,529 - 12,5| = 0,0290 \text{ m}$

Η δυστροπία του 1<sup>ου</sup> ορόφου ως προς τον άξονα Z που διέρχεται από το κέντρο ελαστικής στροφής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K_{EZ} = \Sigma (x_i^2 K_{iy} + y_i^2 K_{ix} + K_{i\omega}) = 1780806591$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ

➤ Έλεγχος κατά χ

$$\text{Ακτίνα δυστροπίας ως προς το ελαστικό κέντρο : } r_{Ey} = \sqrt{\frac{K_{EZ}}{K_x}} = 17,2451 \text{ m}$$

$$\text{Ακτίνα αδρανείας του ορόφου : } I_s = \sqrt{\frac{I_x^2 + I_y^2}{12}} = 10,2062 \text{ m}$$

Έλεγχος

$$e_{oy} = 0 < 0.30 r_{ex} = 0.30 * 17,2451 = 5,1735 \text{ m}$$

$$r_{ey} = 17,2451 > I_s = 10,2062$$

Επομένως όροφος δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητος στη διεύθυνση χ

➤ Έλεγχος κατά Y

$$\text{Ακτίνα δυστροπίας ως προς το ελαστικό κέντρο : } r_{Ex} = \sqrt{\frac{K_{EZ}}{K_y}} = 12,1253 \text{ m}$$

$$\text{Ακτίνα αδρανείας του ορόφου : } I_s = \sqrt{\frac{I_x^2 + I_y^2}{12}} = 10,2062 \text{ m}$$

Έλεγχος

$$e_{ox} = 0 < 0.30 r_{ex} = 0.30 * 12,1253 = 3,6376 \text{ m}$$

$$r_{ex} = 12,1253 > I_s = 10,2062$$

Επομένως όροφος δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητος στη διεύθυνση Y

Επομένως μπορούμε να θεωρήσουμε ότι το κτίριο μας δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο.

#### 4.2.3 Έλεγχος κανονικότητας

##### Κανονικότητα καθ' ύψος

Σύμφωνα με τον EC8 για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό καθ' ύψος πρέπει να ικανοποιεί όλα τα κριτήρια που περιγράφονται στον EC8:&4.2.3.3

- Τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα, πυρήνες) ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την κορυφή.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.
- Το σύστημα μας δεν είναι πλαισιακό κατά την διεύθυνση X και Y.
- Δεν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος.

Με βάση τα παραπάνω το κτίριο μας θεωρείται κανονικό καθ' ύψος.

##### Κανονικότητα σε κάτοψη

Σύμφωνα με τον EC8 για να κριθεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη πρέπει να ικανοποιεί όλα τα κριτήρια που περιγράφονται στον EC8:&4.2.3.2.

- Συμμετρική κατανομή σε κάτοψη κατά τη διεύθυνση των αξόνων X,Y που αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας.
- Το περίγραμμα της πλάκας κάθε ορόφου είναι τετραγωνικό χωρίς εσοχές ή προεξοχές.
- Εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών
- Η λυγνρότητα του κτιρίου σε κάτοψη δεν είναι μεγαλύτερη του 4,  $\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 25/25=1<4$
- Για κάθε όροφο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης X,Y ισχύουν οι συνθήκες :

Διεύθυνση ανάλυσης X :  $e_{ox} \leq 0,30r_x$  και  $r_x \geq l_s$

Διεύθυνση ανάλυσης Y:  $e_{oy} \leq 0,30r_y$  και  $r_y \geq l_s$

#### 4.2.4 Κατάταξη σε τύπο στατικού συστήματος

Σύμφωνα με το EC8: &5.2.2.1(1) τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα κατατάσσονται σε κατηγορίες με βάση το ποσοστό της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα δομικά στοιχεία. Για τον υπολογισμό του ποσοστού παραλαβής της σεισμικής τέμνουσας από τα τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση γίνεται χρήση των παρακάτω σχέσεων:

Διεύθυνση X :  $\frac{\sum V_{b,τοιχ.(X)}}{V_{b,βάσης}}$  και διεύθυνση Y :  $\frac{\sum V_{b,τοιχ.(Y)}}{V_{b,βάσης}}$

Με βάση τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης του κτιρίου για κάθε σεισμική ζώνη, για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς και κατά τους άξονες X και Y προσδιορίστηκε το ποσοστό παραλαβής της σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα. Με αυτόν τον τρόπο αποδεικνύεται ότι το στατικό σύστημα που εξετάζουμε , είναι σύστημα τοιχωμάτων σε κάθε διεύθυνση και για κάθε σεισμική ζώνη.

**Πίνακας 25:** Πίνακας ποσοστού παραλαβής σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα, ζώνης I

<b>ΖΩΝΗ 1</b>		
	<b>G+0,3Q+Ex+0,3Ey</b>	<b>G+0,3Q+0,3Ex+Ey</b>
Τέμνουσα Βάσης	452,15	448,162
T1,T2 (κατά X)	414,274	
T3, T10 (κατά Y)		269,806
T4,T5,T6,T7,T8,T9(κατά Y)		170,15
Ποσοστό τοιχωμάτων	<b>91,6%&gt; 65%</b> <b>ΣΥΣΤΗΜΑ</b> <b>ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b>	<b>98,2%&gt;65%</b> <b>ΣΥΣΤΗΜΑ</b> <b>ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b>

**Πίνακας 26:** Πίνακας ποσοστού παραλαβής σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα, ζώνη II

<b>ΖΩΝΗ 2</b>		
	<b>G+0,3Q+Ex+0,3Ey</b>	<b>G+0,3Q+0,3Ex+Ey</b>
Τέμνουσα Βάσης	678,246	672,279
T1,T2 (κατά X)	620,436	
T3, T10 (κατά Y)		404,733
T4,T5,T6,T7,T8,T9(κατά Y)		255,236
Ποσοστό τοιχωμάτων	<b>91,5% &gt; 65%</b> <b>ΣΥΣΤΗΜΑ</b> <b>ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b>	<b>98,2% &gt; 65%</b> <b>ΣΥΣΤΗΜΑ</b> <b>ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b>

**Πίνακας 27:** Πίνακας ποσοστού παραλαβής σεισμικής δύναμης από τα τοιχώματα, ζώνη III

<b>ΖΩΝΗ 3</b>		
	<b>G+0,3Q+Ex+0,3Ey</b>	<b>G+0,3Q+0,3Ex+Ey</b>
Τέμνουσα Βάσης	904,342	896,395
T1,T2 (κατά X)	826,598	
T3, T10 (κατά Y)		539,66
T4,T5,T6,T7,T8,T9(κατά Y)		340,322
Ποσοστό τοιχωμάτων	<b>91,4% &gt; 65%</b> <b>ΣΥΣΤΗΜΑ</b> <b>ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b>	<b>98,2% &gt; 65%</b> <b>ΣΥΣΤΗΜΑ</b> <b>ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ</b>

#### 4.2.5 Κατηγορία κανονικότητας

Πλαστιμότητα είναι η ικανότητα της κατασκευής να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις πέρα από το όριο διαρροής χωρίς θραύση. Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος κατατάσσονται σε 3 κατηγορίες πλαστιμότητας :

- Κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή (ΚΠΧ)
- Κατηγορία πλαστιμότητας μεσαία (ΚΠΜ)
- Κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (ΚΠΥ)

Σύμφωνα με το ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EC8 δεν επιτρέπεται η κατηγορία κτιρίων χαμηλής πλαστιμότητας.

Τα κτίρια της συγκεκριμένης μελέτης θεωρούνται συνήθη και βάση EC8: & 4.2.5 ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας II με συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1=1$ .

Επιλέγεται για ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Z1 ( $\alpha_g = 0,16g$ ), Z2 ( $\alpha_g = 0,24g$ ), Z3 ( $\alpha_g = 0,36g$ ) και μέση κατηγορία πλαστιμότητας.

#### 4.2.6 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q \geq 1$  διαιρεί τις σεισμικές δράσεις κατά την ελαστική ανάλυση επιτρέποντας την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά το σεισμό σχεδιασμού. Εκφράζει την απαίτηση για το όριο εκμετάλλευσης της διαθέσιμης πλαστιμότητας και υπεραντοχής του Φ/Ο. Σύμφωνα με τον EC8: & 5.2.2.2(1), η ανώτατη

επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού (X,Y) καθορίζεται από τη σχέση :

$$\max q_{\text{επ}} = q_0 * k_w \geq 1.5$$

Όπου

$q_0$  : Η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς

$k_w$  : Μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από ορισμένα χαρακτηριστικά του δομικού συστήματος

Σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος οι βασικές τιμές του  $q_0$  κατά EC8: & 5.2.2.2(2) για τους διάφορους τύπους στατικών συστημάτων δίνονται στον παρακάτω πίνακα :

**Πίνακας 28:** Πίνακας υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$

ΤΥΠΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2	3
Σύστημα ανεστραμένου εκκρεμούς	1,5	2

Για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος η τιμή του συντελεστή  $q_0$  πρέπει να μειώνεται κατά 20%.

Για κτίρια κανονικά σε κάτοψη η τιμή του συντελεστή  $\alpha_u / \alpha_1$  κατά τον EC8:&5.2.2.2(5) δίνεται από τον ακόλουθο πίνακα :

**Πίνακας 29** Συντελεστής  $\alpha_u / \alpha_1$

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	$\alpha_u / \alpha_1$
Πλαισιακά συστήματα ή μεικτά συστήματα ισοδύναμα προς πλαισιακά :	
• Μονώροφα	1.1
• Πολυώροφα δίστυλα	1.2
• Πολυώροφα πολύστυλα	1.3
Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά μικτά συστήματα :	
• Συστήματα με δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση	1.0
• Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων	1.1
• Συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά μεικτά συστήματα	1.2

Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη η τιμή του συντελεστή  $\alpha_u / \alpha_1$  είναι ίση με τιμή μεταξύ της μονάδας 1.0 και της μέσης τιμής που δίνεται από τον παραπάνω πίνακα. Ο συντελεστής  $k_w$  εκφράζει την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα και θα λαμβάνει τιμή με βάση τον ακόλουθο πίνακα του EC8: &5.2.2.2(11)P:

Πίνακας 30: Συντελεστής  $k_w$

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	$k_w$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Πλαισιακά συστήματα</li> <li>• Συστήματα τοιχωμάτων ισοδύναμα προς πλαισιακά</li> </ul>	1.0
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Συστήματα τοιχωμάτων</li> <li>• Μεικτά συστήματα ισοδύναμα προς σύστημα τοιχωμάτων</li> <li>• Στρεπτικά ευαίσθητα συστήματα</li> </ul>	$0.5 \leq (1 + \alpha_o)/3 \leq 1$

Για τον προσδιορισμό του  $\alpha_o$  υπολογίζεται ανά διεύθυνση το συνολικό ύψος των τοιχωμάτων και διαιρείται με το συνολικό μήκος, EC8: &5.2.2.2(12):

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{L_{wi}}$$

- Φόρτιση κατά X (  $E_x$  )

Η τιμή του  $q_o$  για κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ) και για τύπο στατικού συστήματος ασύζευκτων τοιχωμάτων, λαμβάνεται από τον πίνακα (Πίνακας υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ ):  $q_o = 3$

Η τιμή του  $k_w$  για τα συστήματα τοιχωμάτων, λαμβάνεται από τον πίνακα (Συντελεστής  $k_w$ ):

$$0,5 < k_w = (1 + \alpha_o) / 3 < 1$$

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{2 \cdot 16,5}{2 \cdot 5} = 3,3$$

$$k_w = \frac{1 + \alpha_o}{3} = \frac{1 + 3,3}{3} = 1,433 > 1 \text{ άρα λαμβάνεται η τιμή } k_w = 1$$

$$\text{Επομένως } q_x = q_o \cdot k_w = 3 \cdot 1 \Rightarrow q_x = 3$$

- Φόρτιση κατά Y (  $E_y$  )

Η τιμή του  $q_o$  για κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ) και για τύπο στατικού συστήματος ασύζευκτων τοιχωμάτων, λαμβάνεται  $q_o = 3$ .

Η τιμή του  $k_w$  για τα συστήματα τοιχωμάτων, λαμβάνεται:  $0,5 < k_w = (1 + \alpha_o) / 3 < 1$

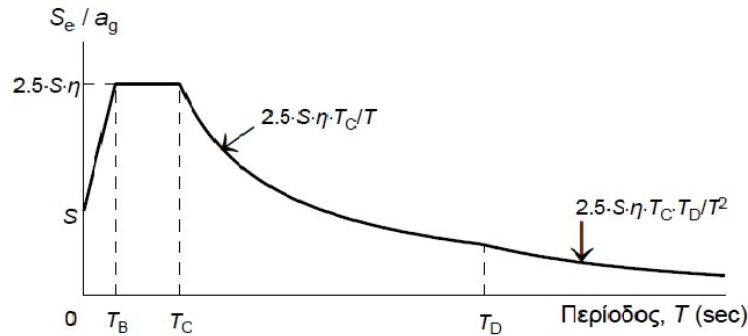
$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{8 \cdot 16,5}{2 \cdot 5 + 6 \cdot 2} = 6$$

$$k_w = \frac{1 + \alpha_o}{3} = \frac{1 + 6}{3} = 2,333 > 1 \text{ άρα λαμβάνεται η τιμή } k_w = 1$$

Επομένως  $q_y = q_o * k_w = 3 * 1 \Rightarrow q_y = 3$

#### 4.2.7 Προσδιορισμός και ανάθεση φάσματος σχεδιασμού EC8

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Η γενική μορφή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



**Σχήμα 43:** Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

Σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα διακρίνονται οι εξής περιοχές απόκρισης :

- Για  $T_B \leq T \leq T_C$  : Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- Για  $T_C \leq T \leq T_D$  : Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας
- Για  $T_D \leq T \leq 4,0$  : Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης

Το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων σύμφωνα με τον EC8: &3.2.2.5 χωρίζεται σε τέσσερις περιοχές ιδιοπεριόδων. Οι περιοχές αυτές είναι :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g * S * \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha_g * S * \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \alpha_g * S * \frac{2,5}{q} * \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta * \alpha_g$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \alpha_g * S * \frac{2,5}{q} * \left( \frac{T_C * T_D}{T^2} \right) \geq \beta * \alpha_g$$

Όπου :

$S_d(T)$  : Οι τιμές του φάσματος σχεδιασμού

$\alpha_g$  : Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B και  $\alpha_g = \gamma_1 * a_{gr}$

$T_B, T_C$  : Περίοδος στην αρχή και στο τέλος της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης

$T_D$  : Περίοδος που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  : Συντελεστής εδάφους, οι τιμές του οποίου δίνονται από τον παρακάτω πίνακα

$\beta = 0,2$  : Συντελεστής που θέτει ένα κατώτατο επίπεδο για το φάσμα σχεδιασμού

**Πίνακας 31:** Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος τύπου 1 κατά EC8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
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	5.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50



Επίσης τα κτίρια ταξινομούνται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις συνέπειες κατάρρευσης για ανθρώπινες ζωές και την σημασία τους για την ανθρώπινη ασφάλεια όπως αυτές φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία σπουδαιότητας	$\gamma_i$	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

**Σχήμα 44:** Κατηγορίες σπουδαιότητας και συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

Ο φορέας μας αναλύεται σε τρεις σεισμικές ζώνες. Για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα το  $\gamma_1 = 1$ , ενώ η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται από τη παρακάτω σχέση :  $\alpha_g = \gamma * \alpha_{gR} = \alpha_{gR}$ .

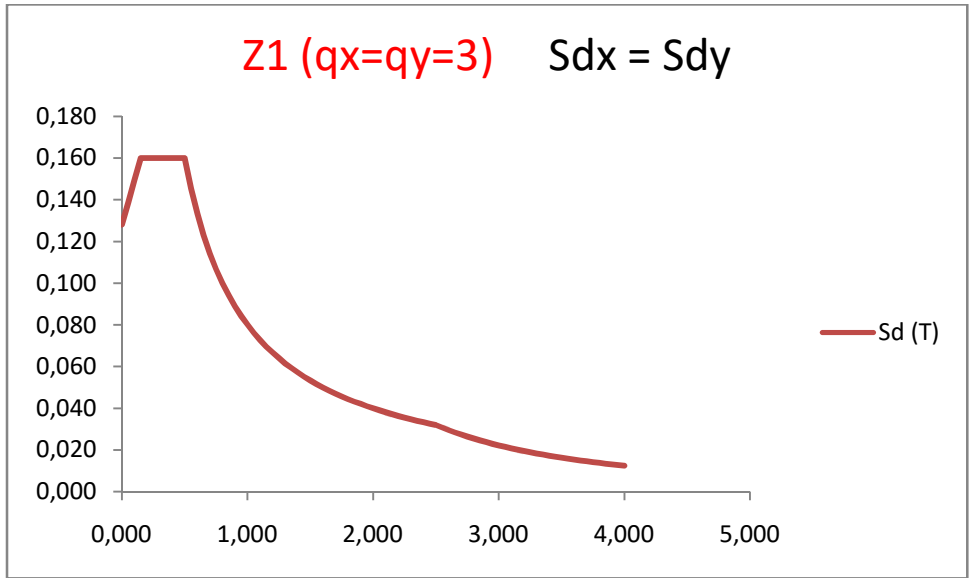
Οι επιταχύνσεις σχεδιασμού για τις τρεις σεισμικές ζώνες είναι :

**Πίνακας 32:** Επιταχύνσεις σχεδιασμού

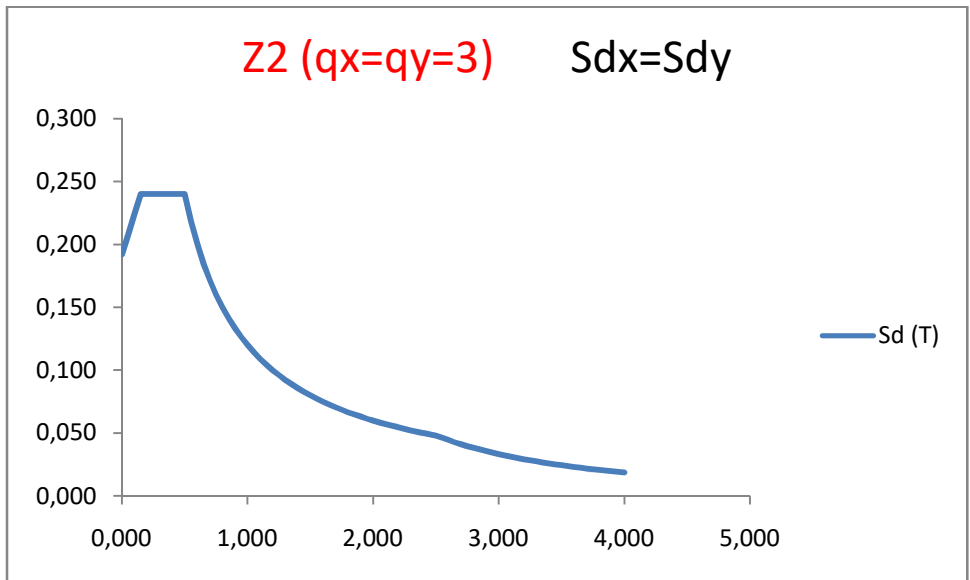
ΖΩΝΗ	$\alpha_{gR}$
Z1	0.16g
Z2	0.24g
Z3	0.36g

Κατά την μελέτη του φορέα μας λαμβάνεται υπόψη το οριζόντιο φάσμα απόκρισης τύπου1. Συνεπώς για έδαφος κατηγορίας B  $\rightarrow S = 1,20$  ,  $T_B = 0.15s$  ,  $T_D = 2,50s$

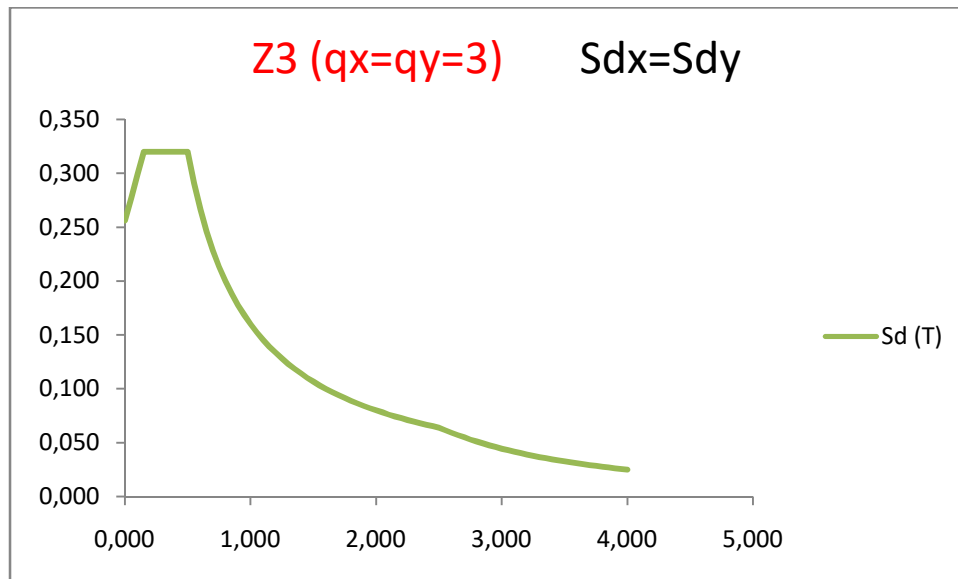
Παρακάτω παρουσιάζονται τα τρία διαφορετικά φάσματα του κτιρίου για τις ζώνες I, II, III.



**Σχήμα 45:** Φάσμα επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις X και Y ζώνης I



**Σχήμα 46:** Φάσμα επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις X και Y ζώνης II



Σχήμα 47: Φάσμα επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις X και Y ζώνης III

#### 4.2.8 Υπολογισμός και ανάθεση μάζας φορέα

Κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, κτίρια με διασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων, συγκεντρώνουν τη μάζα στα επίπεδα των ορόφων και συγκεκριμένα στο κέντρο μάζας τους.

Ο υπολογισμός γίνεται από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $G+3,3Q$  στα δομικά στοιχεία πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 33: Πίνακας υπολογισμού μάζας του φορέα στα επίπεδα των ορόφων

ΜΑΖΑ ΦΟΡΕΑ ΣΤΑ ΕΠΙΠΕΔΑ ΤΩΝ ΟΡΟΦΩΝ												
Όροφοι α/α	Πλάκες (hf = 0,15m)		Περιμετρικές δοκοί (25x70)	Εσωτερικές δοκοί G(kN)		Στύλοι G(kN)	Τοιχώματα G(kN)	ΣΥΝΟΛΟ				Jm (tn*m <sup>2</sup> )
	G(kN)	Q(kN)		(25x60)	(25x70)			G(kN)	Q(kN)	G+0,3Q	Μάζα m(tn)	
1	3843,75	1287,8	1109,375	337,5	10,31	562,5	750	6613,435	1287,8	6999,775	713,535	74326,527
2	3843,75	1287,8	1109,375	337,5	10,31	407,25	600	6308,185	1287,8	6694,525	682,418	71085,255
3	3843,75	1287,8	1109,375	337,5	10,31	326,25	600	6227,185	1287,8	6613,525	674,162	70225,164
4	3843,75	1287,8	1109,375	337,5	10,31	254,25	600	6155,185	1287,8	6541,525	666,822	69460,638
5	4531,25	1287,8	633,375	337,5	10,31	110,25	300	5922,685	1287,8	6309,025	643,122	66991,856

Η ροπή αδράνειας του ορόφου ως προς το κέντρο μάζας για κάθε πλάκα με ορθογωνικό σχήμα και διαστάσεις  $L_x$  και  $L_y$  προκύπτει από τη σχέση :

$$J_m = \frac{1}{12} * m * (L_x^2 + L_y^2) \text{ όπου } L_x = L_y = 25\text{m.}$$

Ο υπολογισμός της μάζας των μαζών των πλακών προκύπτει :  $G_{\pi\lambda} = g_{\pi\lambda} (\text{kn/m}) * E_{\pi\lambda} (\text{m}^2)$

$$Q_{\pi\lambda} = q_{\pi\lambda} * E_{\pi\lambda} + q_{\text{κλιμ}}$$

Ο υπολογισμός της μάζας των δοκών :  $G_{\text{δοκ}} = n * g_{\delta} * l_{\delta}$  (όπου n: ο αριθμός των δοκών)

Στα κατακόρυφα στοιχεία λαμβάνεται υπόψη η μάζα που αντιστοιχεί στο ήμισυ του ύψους του κάθε στοιχείου, εκατέρωθεν του ορόφου για το οποίο υπολογίζεται η μάζα και είναι :

$$G_{\text{στυλ.}} = n * g_{\text{στ.}} * H$$

Η θέση του κέντρου μάζας της κάτοψης στο οποίο γίνεται η εφαρμογή των σεισμικών φορτίων, θεωρείται πως συμπίπτει με το γεωμετρικό της κέντρο.

Η ανάθεση της μάζας και της ροπής αδράνειας στον κόμβο του γεωμετρικού κέντρου της κάθε πλάκας γίνεται ακολουθώντας τις παρακάτω εντολές : Assign→Joint→Masses

Joint Masses

Mass Direction

Coordinate System Global

Masses in Global Directions

Direction X 713,535

Direction Y 713,535

Direction Z 0.

Mom. of Inertia in Global Directions

Rotation about X 0.

Rotation about Y 0.

Rotation about Z 74326,53

Options

Add to Existing Masses

Replace Existing Masses

Delete Existing Masses

OK Cancel

**Σχήμα 48:** Ανάθεση μάζας και ροπής στο Κ.Β. της πλάκας του 1<sup>ου</sup> ορόφου

## 5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ

### 5.1 Γενικά

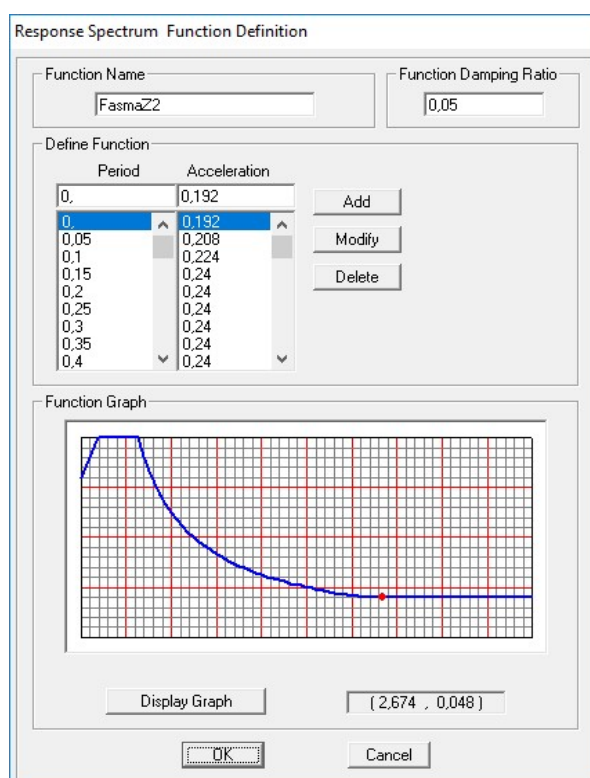
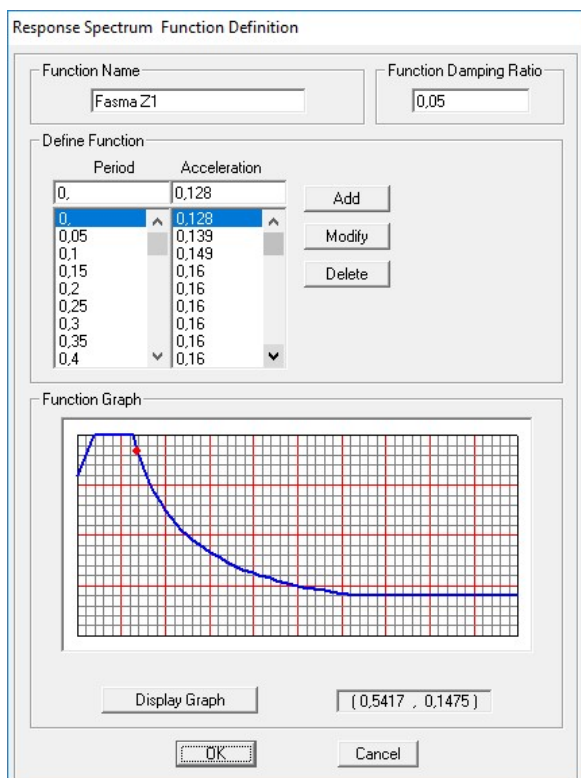
Η δυναμική φασματική μέθοδος ανάλυσης κατά τον EC8: &4.3.3.1(2)P είναι γενικής εφαρμογής. Πρόκειται για δυναμική ανάλυση με επαλληλία ιδιομορφών και χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού. Η μέγιστη απόκριση της κατασκευής προκύπτει από επαλληλία με κατάλληλη διαδικασία των μέγιστων αποκρίσεων των ιδιομορφών όπου η μέγιστη απόκριση της ιδιομορφής λαμβάνεται με βάση το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού.

### 5.2 Οπλισμός φασμάτων σχεδιασμού

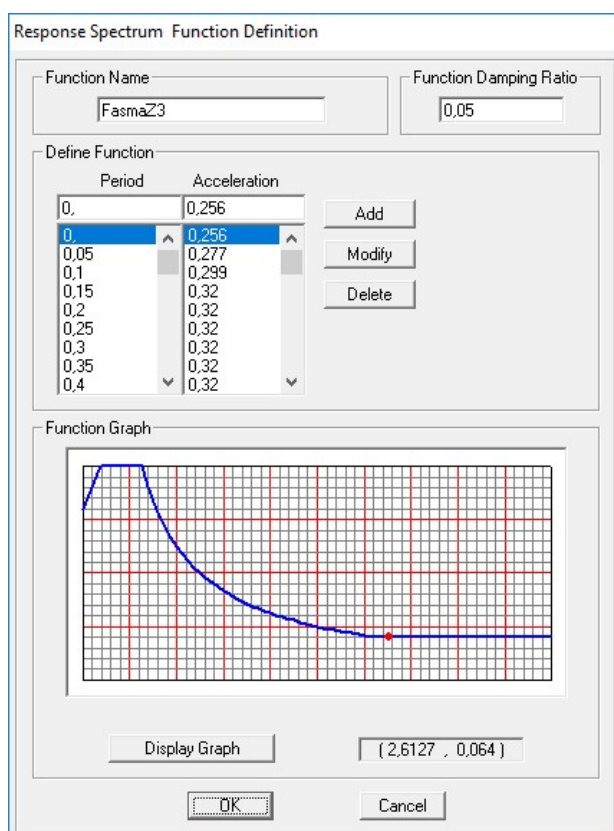
Για τον ορισμό των φασμάτων υπολογίζονται αρχικά τα ζεύγη των τιμών ιδιοπεριόδων-φασματικής επιτάχυνσης για κάθε ζώνη και στη συνέχεια εισάγονται στο πρόγραμμα οι τιμές για κάθε ζώνη με τις εντολές: Define → Functions → Response spectrum → Add new spectrum

**Πίνακας 34** Ζεύγη τιμών ιδιοπεριόδων - Φασματικής επιτάχυνσης για κάθε σεισμική ζώνη

T(s)	Ζώνη 1 Sd (T)	Ζώνη 2 Sd (T)	Ζώνη 3 Sd (T)
0,00	0,128	0,192	0,256
0,05	0,139	0,208	0,277
0,10	0,149	0,224	0,299
0,15	0,160	0,240	0,320
0,50	0,160	0,240	0,320
0,60	0,133	0,200	0,267
0,70	0,114	0,171	0,229
0,80	0,100	0,150	0,200
0,90	0,089	0,133	0,178
1,00	0,080	0,120	0,160
1,20	0,067	0,100	0,133
1,40	0,057	0,086	0,114
1,60	0,050	0,075	0,100
1,80	0,044	0,067	0,089
2,00	0,040	0,060	0,080
2,10	0,038	0,057	0,076
2,20	0,036	0,055	0,073
2,40	0,033	0,050	0,067
2,50	0,032	0,048	0,064



Σχήμα 49: Φάσματα σχεδιασμού για τις σεισμικές ζώνες I,II

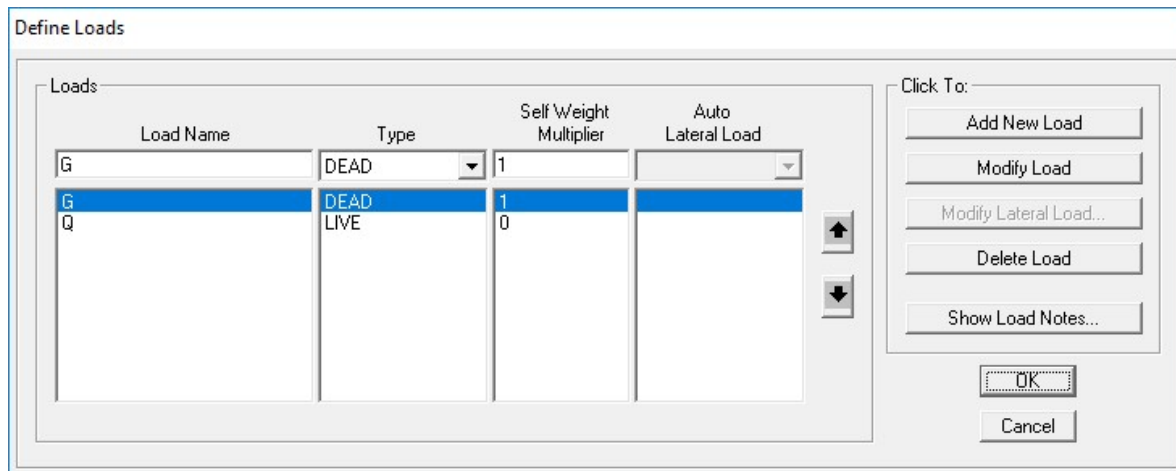


Σχήμα 50: Φάσματα σχεδιασμού για την σεισμική ζώνη III

### 5.3 Ορισμός – ανάθεση κατακόρυφων φορτιών

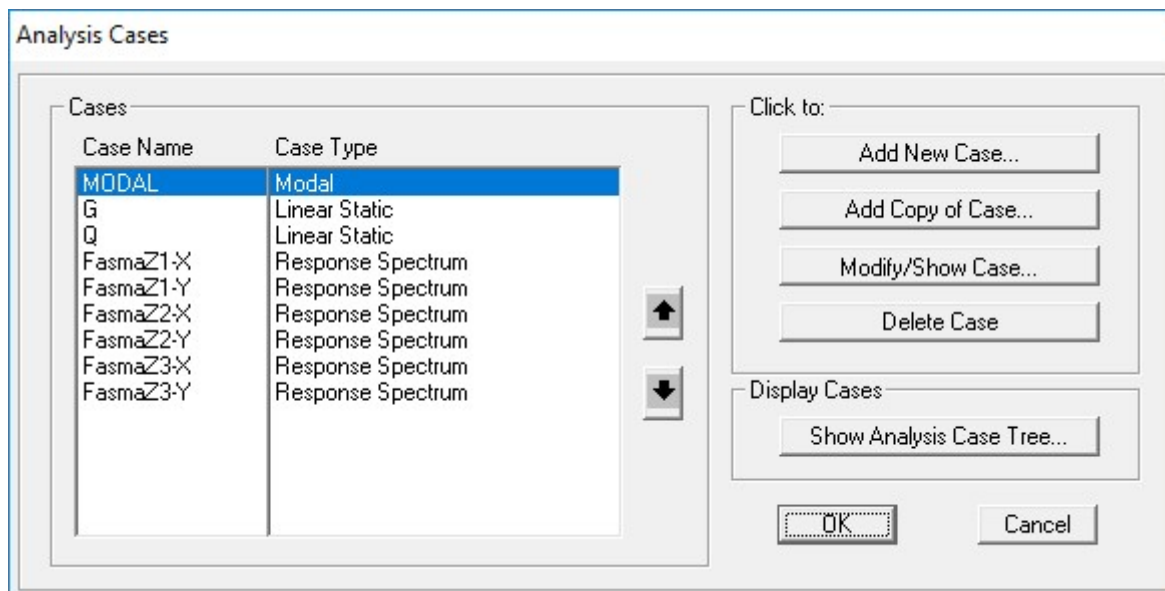
Για τον καθορισμό των φορτιών ακολουθούνται τα εξής βήματα :

- Καθορίζονται οι δύο μορφές φόρτισης (μόνιμα φορτία G και κινητά φορτία Q) με τις εντολές : Define → Loadcases



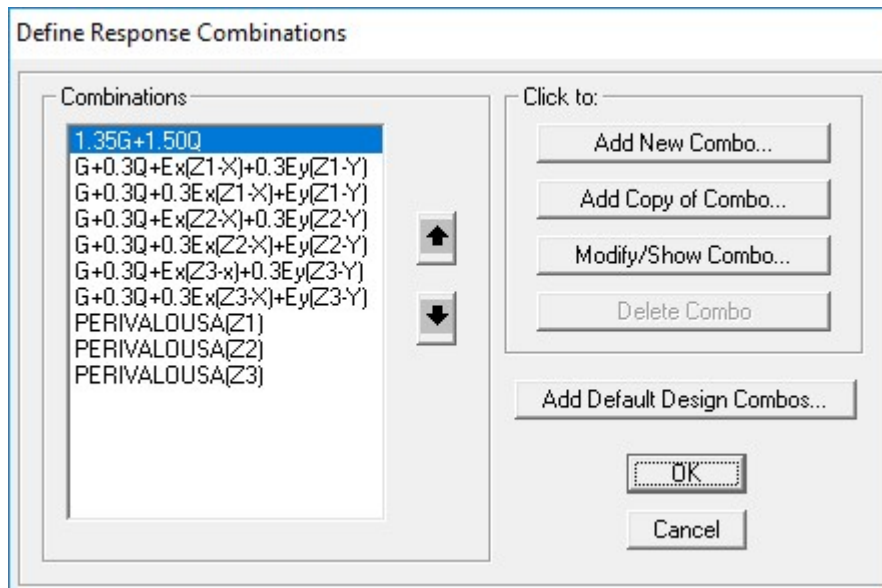
Σχήμα 51: Μορφές φόρτισης

- Καθορίζονται οι φορτιστικές καταστάσεις (G, Q, Modal και τα φάσματα σχεδιασμού) με τις εντολές : Define → AnalysisCases
- 

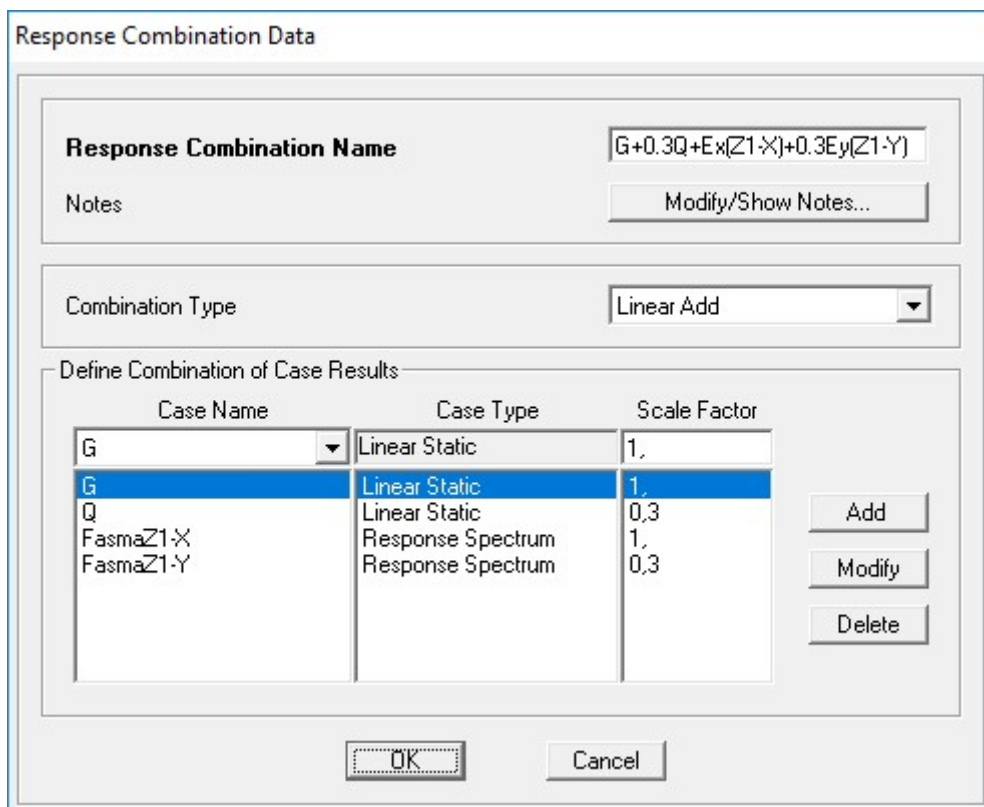


Σχήμα 52: Φορτιστικές καταστάσεις

- Καθορίζονται οι συνδυασμοί φόρτισης για τα κατακόρυφα και σεισμικά φορτία EN1990: &6.4.3.2 με τις εντολές : Define → Combinations



Σχήμα 53: Καθορισμός συνδυασμών δράσεων



Σχήμα 54: Σεισμικός συνδυασμός για σεισμό κατά X στη ζώνη Ι



**Response Combination Data**

**Response Combination Name**

Notes

Combination Type

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.
G	Linear Static	1.
Q	Linear Static	0,3
FasmaZ2-X	Response Spectrum	0,3
FasmaZ2-Y	Response Spectrum	1.

**Σχήμα 55:** Σεισμικός συνδυασμός κατά Y στην ζώνη II

- Ανάθεση κατανεμημένου φορτίου στον φορέα με τις εντολές : Assign → Frame loads → Distributed

Ανατίθεται το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο των δοκών στη μορφή φόρτισης G και το μεταβλητό κατανεμημένο φορτίο στη μορφή φόρτισης Q.

**Frame Distributed Loads**

Load Case Name  Units

Load Type and Direction  
 Forces  Moments  
 Coord Sys   
 Direction

Options  
 Add to Existing Loads  
 Replace Existing Loads  
 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,25"/>	<input type="text" value="0,75"/>	<input type="text" value="1,"/>
Load	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,"/>

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load  
 Load

**Frame Distributed Loads**

Load Case Name  Units

Load Type and Direction  
 Forces  Moments  
 Coord Sys   
 Direction

Options  
 Add to Existing Loads  
 Replace Existing Loads  
 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,25"/>	<input type="text" value="0,75"/>	<input type="text" value="1,"/>
Load	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="0,"/>

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load  
 Load

**Σχήμα 56:** Ανάθεση μόνιμου και μεταβλητού κατανεμημένου φορτίου

## 5.4 Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης

Για τον ορισμό των ιδιομορφών λαμβάνονται υπόψη για κάθε όροφο δύο μεταφορικές και μία στροφική κίνηση. Συνεπώς για το πενταόροφο κτίριο που μελετάμε ορίζονται 15 ιδιομορφές με τις εξής εντολές : Define→AnalysisCases→Modal

Analysis Case Data - Modal

Analysis Case Name: MODAL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Analysis Case Type: Modal

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case [dropdown]

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- Eigen Vectors
- Ritz Vectors

Number of Modes:

Maximum Number of Modes: 15

Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Frequency Shift (Center): 0.

Cutoff Frequency (Radius): 0.

Convergence Tolerance: 1.000E-09

Allow Automatic Frequency Shifting

[OK] [Cancel]

Σχήμα 57: Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης φορέα

Με βάση την παραπάνω ανάλυση προέκυψε το ποσοστό συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του φορέα, όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Σύμφωνα με τον EC: &3.3.3.3.1 στην δυναμική φασματική ανάλυση απαιτείται ενεργοποίηση ποσοστού μάζας τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου ανά διεύθυνση.

**Πίνακας 35:** Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή

		Ποσοστό δρώσας Ιδιομορφικής μάζας			Άθροισμα δρώσας Ιδιομορφικής μάζας		
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,441	0,821	0,000	0,000	0,821	0,000	0,000
2	0,410	0,000	0,014	0,781	0,821	0,014	0,781
3	0,384	0,000	0,805	0,014	0,821	0,819	0,795
4	0,128	0,156	0,000	0,000	0,977	0,819	0,795
5	0,114	0,000	0,000	0,167	0,977	0,819	0,962
6	0,110	0,000	0,151	0,000	0,977	0,970	0,962
7	0,065	0,018	0,000	0,000	0,995	0,970	0,962
8	0,055	0,000	0,000	0,031	0,995	0,971	0,993
9	0,054	0,000	0,024	0,000	0,995	0,995	0,993
10	0,045	0,004	0,000	0,000	0,999	0,995	0,993
11	0,037	0,001	0,000	0,000	1,000	0,995	0,993
12	0,036	0,000	0,000	0,006	1,000	0,995	0,999
13	0,036	0,000	0,005	0,000	1,000	0,999	0,999
14	0,029	0,000	0,000	0,001	1,000	0,999	1,000
15	0,029	0,000	0,001	0,000	1,000	1,000	1,000

Από τα αποτελέσματα του πίνακα προκύπτει ότι :

- Στην πρώτη ιδιομορφή ενεργοποιείται το 82% της μάζας και είναι μεταφορική κατά Χ.
- Στη δεύτερη ιδιομορφή ενεργοποιείται το 78% της μάζας και προκύπτει στρεπτική.
- Στην τρίτη ιδιομορφή ενεργοποιείται το 81% της μάζας και είναι μεταφορική κατά Υ.
- Η απαίτηση του Ευρωκώδικα για ενεργοποίηση του 90% της μάζας για κίνηση κατά Χ και Υ προκύπτει στην 6<sup>η</sup> ιδιομορφή.

## 5.5 Ορισμός φασματικής ανάλυσης

Για τον ορισμό της φασματικής ανάλυσης ακολουθούνται οι εξής εντολές :  
Define → Analysis Cases → Add new load Cases → Spectrum

The dialog box 'Analysis Case Data - Response Spectrum' is shown for the case 'FasmaZ1-X'. The 'Analysis Case Name' is 'FasmaZ1-X' and the 'Analysis Case Type' is 'Response Spectrum'. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. The 'Modal Analysis Case' is set to 'MODAL'. The 'Loads Applied' table contains two entries:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Fasma Z1	1.
Accel	U1	Fasma Z1	1.

The 'Other Parameters' section shows 'Modal Damping' set to 'Constant at 0,05'. Buttons for 'Add', 'Modify', 'Delete', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Σχήμα 58: Ορισμός δυναμικής φασματικής ανάλυσης για ζώνη I, διεύθυνση X

The dialog box 'Analysis Case Data - Response Spectrum' is shown for the case 'FasmaZ1-Y'. The 'Analysis Case Name' is 'FasmaZ1-Y' and the 'Analysis Case Type' is 'Response Spectrum'. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. The 'Modal Analysis Case' is set to 'MODAL'. The 'Loads Applied' table contains two entries:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Fasma Z1	1.
Accel	U2	Fasma Z1	1.

The 'Other Parameters' section shows 'Modal Damping' set to 'Constant at 0,05'. Buttons for 'Add', 'Modify', 'Delete', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Σχήμα 59: Ορισμός Δυναμικής φασματικής ανάλυσης για ζώνη I, διεύθυνση Y

## 5.6 Αποτελέσματα εντατικών μεγεθών

Πίνακας 36: Ροπες σχεδιασμού δοκών για τις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

ΔΟΚΟΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΖΩΝΗ I		ΖΩΝΗ II		ΖΩΝΗ III	
		Msd		Msd		Msd	
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Στηρ.ακραία	-19,9367	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-16,15	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-12,3638	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
		-35,0823	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-38,8687	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-42,6552	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	Άνοιγμα	39,8635	1,35G+1,50Q	39,8635	1,35G+1,50Q	39,8635	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-42,3278	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-39,2343	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-36,1407	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
		-54,7018	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-57,7954	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-60,8889	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Στηρ.ακραία						
	Άνοιγμα	32,9822	1,35G+1,50Q	32,9822	1,35G+1,50Q	32,9822	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-29,9495	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-27,2556	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-24,5618	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
		-40,7247	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-43,4186	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-46,1124	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
Δ7, Δ14 (X)	Στηρ.ακραία						
	Άνοιγμα	-39,9742	1,35G+1,50Q	-39,9742	1,35G+1,50Q	-39,9742	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση						
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Στηρ.ακραία	-220,7394	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-218,3461	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-215,9528	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
		-230,3124	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-232,7057	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-235,099	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	Άνοιγμα	275,5713	1,35G+1,50Q	275,5713	1,35G+1,50Q	275,5713	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-245,9083	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-243,8501	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-241,792	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
		-254,1408	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-256,1989	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-258,2571	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Στηρ.ακραία	-28,3256	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-25,16704	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-23,0152	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
		-38,9463	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-41,6015	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-44,2567	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
	Άνοιγμα	37,881	1,35G+1,50Q	37,881	1,35G+1,50Q	37,881	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-21,8833	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-20,2313	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-18,5792	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
		-28,4912	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-30,1432	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-31,7952	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
Δ22, Δ23, Δ37, Δ38 (Y)	Στηρ.ακραία						
	Άνοιγμα	22,7728	1,35G+1,50Q	22,7728	1,35G+1,50Q	22,7728	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-42,0017	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-36,8619	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-31,7222	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
		-62,5602	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-67,6999	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-72,8396	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
Δ25, Δ29, Δ31, Δ35 (Y)	Στηρ.ακραία	-40,5162	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-38,0803	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-35,6444	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
		-50,2597	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-52,6956	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-55,1315	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
	Άνοιγμα	53,3704	1,35G+1,50Q	53,3704	1,35G+1,50Q	53,3704	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-33,6483	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-31,5959	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-29,5435	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
		-41,8575	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-43,9099	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-45,9622	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
Δ26, Δ28, Δ32, Δ34 (Y)	Στηρ.ακραία						
	Άνοιγμα	31,8906	1,35G+1,50Q	31,8906	1,35G+1,50Q	31,8906	1,35G+1,50Q
	Στηρ.Ενδιάμεση	-51,8211	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-48,462	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-45,103	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
		-65,2572	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-68,6163	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-71,9754	G+0,3Q+0,3Ex+Ey

Πίνακας 37: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού N, M33, M22 κατακόρυφων στοιχείων ζώνης Ι

ΖΩΝΗ Ι											
ΣΤΥΛΟΙ	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	ΑΝΩ ΠΟΔΑΣ					ΚΑΤΩ ΠΟΔΑΣ				
		1,35G+1,50Q	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	1,35G+1,50Q	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	G+0,3Q+0,3Ex+Ey				
K1,K6,K19,K24	N	-760,558	-501,906	-524,82	-504,961	-521,765	-798,557	-530,031	-552,945	-533,086	-549,89
	M33	13,726	12,0546	6,2058	10,1998	8,0617	-7,2535	-0,4051	-9,156	-3,1578	-6,4032
	M22	-15,9289	-9,9298	-11,1236	-8,6091	-12,4443	7,7888	6,061	4,2335	8,1579	2,1366
K2,K5,K20,K23	N	-901,464	-602,104	-607,08	-603,364	-605,82	-933,433	-630,229	-635,205	-631,489	-633,945
	M33	0,4425	4,2838	-3,977	1,6821	-1,3753	-0,7582	4,5755	-5,3577	1,4581	-2,2403
	M22	-0,2425	-0,0741	-0,2311	0,1071	-0,4123	0,1186	0,7299	-0,5807	2,2581	-2,1089
K3,K4,K21,K22	N	-1233,452	-803,584	-808,945	-800,231	-812,298	-1271,42	-831,709	-837,07	-828,356	-840,423
	M33	-0,8812	3,4643	-4,4781	0,9633	-1,9763	-0,1115	4,8201	-4,9577	1,7516	-1,8892
	M22	-23,7324	-13,7879	-14,9742	-12,6134	-16,1486	11,6045	7,9489	6,1149	9,9845	4,0777
K8,K9,K16,K17	N	-2659,04	-1627,95	-1655,858	-1633,46	-1650,35	-2697,009	-1656,08	-1683,98	-1661,59	-1678,47
	M33	-88,6961	-50,4253	-57,235	-52,6682	-54,987	42,8279	30,5874	21,4224	27,5766	24,429
	M22	6,1725	5,4986	2,272	6,9455	0,771	-3,0182	-0,4836	-3,2896	1,7141	-5,4873
K7,K10,K15,K18	N	-1842,692	-1169,21	-1184,167	-1162,91	-1190,47	-1880,661	-1197,33	-1212,29	-1191,03	-1218,59
	M33	124,2908	77,5246	73,3836	76,1504	74,7578	-61,3164	-33,2834	-41,1385	-35,8667	-38,5551
	M22	3,6406	3,5903	1,3443	6,1325	-1,1978	-1,7801	-0,0352	-2,3778	2,6596	-5,0726
T3,T10	N	-2902,753	-1817,21	-1825,682	-1820,18	-1822,72	-2902,753	-1817,21	-1825,68	-1820,18	-1822,72
	M33	7,4672	6,7127	2,434	5,2152	3,9315	-5,8311	8,9584	-15,9747	0,2318	-7,2481
	M22	-7,36E-10	75,2972	-75,2972	250,9908	-250,991	8,18E-10	249,3035	-249,304	831,0117	-831,012
T1,T2	N	-3175,875	-1836,21	-2146,161	-1622,53	-2359,84	-3365,718	-1976,83	-2286,79	-1763154	-2500,47
	M33	-191,0661	14,922	-237,5935	-60,248	-162,424	-183,223	715,2259	-928,961	151,5659	-365,301
	M22	0,0688	0,0746	-0,1592	0,3409	-0,4254	-0,0342	0,8208	-0,8208	2,8239	-2,7819
T4,T5	N	-1323,033	-518,669	-1128,427	-695,747	-951,349	-1398,971	-574,919	-1184,68	-751,997	-1007,6
	M33	-0,1427	0,2442	-0,41	0,0163	-0,1822	-0,2016	1,4849	-1,7206	0,3767	-0,6124
	M22	-64,503	10,8328	-89,7361	15,0786	-93,9818	21,9994	48,6673	-21,7566	92,2599	-65,3492
T6,T7	N	-1132,697	-618,464	-809,211	-646,075	-781,06	-1208,635	-674,714	-865,461	-702,325	-837,85
	M33	-0,1425	0,2443	-0,4099	0,0164	-0,1821	-0,2017	1,4848	-1,7207	0,3766	-0,6124
	M22	36,9512	46,6924	-1,1919	67,3543	-21,8538	-12,6026	18,5464	-34,0785	67,9427	-83,4611
T8,T9	N	-978,648	-349,108	-897,52	-498,515	-748,113	-1054,585	-405,358	-953,77	-554,765	-804,363
	M33	-0,1423	0,2443	-0,4098	0,0164	-0,1822	-0,2017	1,485	-1,7206	0,3767	-0,6124
	M22	56,9457	81,1787	-11,6287	86,1184	-16,5684	-19,4219	22,1588	-45,8795	66,2533	-90,0535

Πίνακας 38: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού N, M33, M22 κατακόρυφων στοιχείων ζώνης II

ΖΩΝΗ II											
ΣΤΥΛΟΙ	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	ΑΝΩ ΠΟΔΑΣ					ΚΑΤΩ ΠΟΔΑΣ				
		1,35G+1,50Q	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	1,35G+1,50Q	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	G+0,3Q+0,3Ex+Ey				
K1,K6,K19,K24	N	-760,558	-496,177	-530,549	-500,759	-525,967	-798,557	-524,302	-558,674	-528,884	-554,092
	M33	13,726	13,517	4,7435	10,7361	7,5303	-7,2535	1,781	-11,3456	-2,3465	-7,2146
	M22	-15,9289	-9,6313	-11,422	-7,6319	-13,4032	7,7888	6,5179	3,7765	9,6634	0,6311
K2,K5,K20,K23	N	-901,464	-600,86	-608,324	-602,75	-606,434	-933,433	-628,985	-636,449	-630,875	-634,559
	M33	0,4425	6,3491	-6,0423	2,4495	-2,1365	-0,7582	7,057	-7,843	2,3827	-3,165
	M22	-0,2425	-0,0347	-0,2703	0,2373	-0,5422	0,1186	1,0576	-0,9085	3,3499	-3,2008
K3,K4,K21,K22	N	-1233,452	-802,244	-810,285	-797,215	-815,314	-1271,42	-830,369	-838,41	-825,34	-843,439
	M33	-0,8812	5,451	-6,464	1,6974	-2,712	-0,1115	7,2654	-7,4015	2,6619	-2,7995
	M22	-23,7324	-13,488	-15,2675	-11,7295	-17,0326	11,6045	8,4058	5,6547	11,4633	2,5988
K8,K9,K16,K17	N	-2659,04	-1620,97	-1662,94	-1629,24	-1654,57	-2697,009	-1649,1	-1690,96	-1657,36	-1682,7
	M33	-88,6961	-48,7177	-58,9375	-52,0872	-55,5731	42,8279	32,8787	19,131	28,3636	23,642
	M22	6,1725	6,2377	1,4789	8,4893	-0,7727	-3,0182	0,2179	-3,9911	3,5146	-7,2877
K7,K10,K15,K18	N	-1842,692	-1165,47	-1187,91	-1156,02	-1197,36	-1880,661	-1193,6	-1216,03	-1184,14	-1225,48
	M33	124,2908	78,5599	72,3482	76,4986	74,4096	-61,3164	-31,3195	-43,1024	-35,1946	-39,2273
	M22	3,6406	4,1519	0,7828	7,9652	-3,0306	-1,7801	0,5505	-2,9634	4,5928	-7,0057
T3,T10	N	-2902,753	-1815,1	-1827,8	-1819,54	-1823,35	-2902,753	-1815,1	-1827,8	-1819,54	-1823,35
	M33	7,4672	7,7832	1,3635	5,5363	3,6104	-5,8311	15,1921	-22,2085	2,1019	-9,1183
	M22	-7,36E-10	112,9491	-112,949	376,4971	-376,497	8,18E-10	373,9609	-373,961	1246,537	-1246,54
T1,T2	N	-3175,875	-1758,72	-2223,65	-1438,2	-2544,17	-3365,718	-1899,34	-2364,28	-1578,83	-2684,79
	M33	-191,0661	78,1234	-300,795	-34,682	-187,99	-183,223	1126,287	-1340,02	280,6623	-494,646
	M22	0,0688	0,1332	-0,2177	0,5327	-0,6173	-0,0342	1,2838	-1,2418	4,2255	-4,1834
T4,T5	N	-1323,033	-366,229	-1280,87	-631,845	-1015,25	-1398,971	-422,479	-1337,12	-688,095	-1071,5
	M33	-0,1427	0,4076	-0,5736	0,0659	-0,2319	-0,2016	2,2863	-2,522	0,6239	-0,8596
	M22	-64,503	35,977	-114,881	42,349	-121,252	21,9994	66,2747	-39,364	131,6657	-104,755
T6,T7	N	-1132,697	-570,777	-856,898	-612,193	-815,483	-1208,635	-627,027	-913,148	-668,443	-871,733
	M33	-0,1425	0,4077	-0,5735	0,066	-0,2318	-0,2017	2,2863	-2,5221	0,6239	-0,8597
	M22	36,9512	13,1648	-58,6654	44,1609	-89,6614	-12,6026	47,229	-37,7106	121,3154	-105,797
T8,T9	N	-978,648	-212,004	-1034,62	-436,114	-810,514	-1054,585	-268,254	-1090,87	-492,364	-866,764
	M33	-0,1423	0,4078	-0,5735	0,0661	-0,2318	-0,2017	2,2863	-2,5221	0,6239	-0,8597
	M22	56,9457	34,8332	-104,383	42,2453	-111,795	-19,4219	62,8904	-39,1697	129,0939	-105,373

Πίνακας 39: Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού N, M33, M22 κατακόρυφων στοιχείων ζώνης III

		ΖΩΝΗ III									
ΣΤΥΛΟΙ	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	ΑΝΩ ΠΟΔΑΣ					ΚΑΤΩ ΠΟΔΑΣ				
		1,35G+1,50Q	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	1,35G+1,50Q	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	G+0,3Q+0,3Ex+Ey				
K1,K6,K19,K24	N	-760,558	-490,449	-536,277	-496,558	-530,168	-798,557	-518,574	-564,402	-524,683	-558,293
	M33	13,726	14,9793	3,2812	11,2674	6,993	-7,2535	3,9706	-13,5317	-1,5351	-8,0259
	M22	-15,9289	-9,3328	-11,7205	-6,6912	-14,3621	7,7888	6,9748	3,3196	11,1688	-0,8744
K2,K5,K20,K22	N	-901,464	-599,616	-609,568	-602,135	-607,049	-933,433	-627,741	-637,693	-630,26	-635,174
	M33	0,4425	8,4144	-8,1076	3,2108	-2,904	-0,7582	9,5423	-10,3245	3,3074	-4,0896
	M22	-0,2425	0,0045	-0,3097	0,3672	-0,6724	0,1186	1,3584	-1,2361	4,4419	-4,2926
K3,K4,K21,K22	N	-1233,452	-800,904	-811,625	-794,198	-818,331	-1271,42	-829,029	-839,75	-829,029	-839,75
	M33	-0,8812	7,4369	-8,45	2,4331	-3,4462	-0,1115	9,7093	-9,8469	9,71	-9,8461
	M22	-23,7324	-13,1946	-15,5674	-10,8456	-17,9165	11,6045	8,866	5,1978	8,8644	5,1962
K8,K9,K16,K17	N	-2659,04	-1614	-1669,81	-1625,02	-1658,79	-2697,009	-1557,8	-1613,62	-1653,14	-1686,92
	M33	-88,6961	-47,0203	-60,6401	-51,5062	-56,149	42,8279	35,1701	16,8397	29,1526	22,8572
	M22	6,1725	7,0309	0,6857	10,033	-2,3164	-3,0182	0,9194	-4,6926	5,315	-9,0882
K7,K10,K15,K18	N	-1842,692	-1161,73	-1191,65	-1149,13	-1204,25	-1880,661	-1189,86	-1219,77	-1177,25	-1232,37
	M33	124,2908	79,5953	71,3128	76,8381	74,0528	-61,3164	-29,3517	-45,0625	-34,5186	-39,8956
	M22	3,6406	4,7134	0,2212	9,7979	-4,8633	-1,7801	1,1362	-3,5491	6,526	-8,9389
T3,T10	N	-2902,753	-1812,98	-1829,92	-1818,91	-1823,99	-2902,753	-1812,98	-1829,92	-1818,91	-1823,99
	M33	7,4672	8,8536	0,2931	5,8465	3,2784	-5,8311	21,4297	-28,4383	3,9759	-10,9845
	M22	-7,36E-10	150,601	-150,601	502,0033	-502,003	8,18E-10	498,6184	-498,618	1662,061	-1662,06
T1,T2	N	-3175,875	-1681,23	-2301,14	-1253,87	-2728,5	-3365,718	-1821,86	-2441,76	-1394,5	-2869,12
	M33	-191,0661	141,3248	-363,996	-9,116	-213,689	-183,223	1537,348	-1751,08	410,0076	-623,742
	M22	0,0688	0,1917	-0,2763	0,7246	-0,8092	-0,0342	1,7048	-1,6627	5,6271	-5,585
T4,T5	N	-1323,033	-213,789	-1433,31	-567,943	-1079,15	-1398,971	-270,039	-1489,56	-624,193	-1153,4
	M33	-0,1427	0,5714	-0,7371	0,1157	-0,2814	-0,2016	3,0879	-3,3233	0,8713	-1,1068
	M22	-64,503	140,0259	-61,1226	148,5226	-69,6194	21,9994	56,9714	-83,8821	144,1608	-171,072
T6,T7	N	-1132,697	-523,09	-904,585	-578,31	-849,365	-1208,635	-579,34	-960,835	-634,56	-905,615
	M33	-0,1425	0,5713	-0,7372	0,1156	-0,2815	-0,2017	3,0878	-3,3235	0,8712	-1,1069
	M22	36,9512	25,1378	-70,6383	66,468	-111,969	-12,6026	60,3864	-44,868	159,1698	-143,651
T8,T9	N	-978,648	-74,9	-1171,73	-373,713	-872,915	-1054,585	-131,15	-1227,98	-429,963	-929,165
	M33	-0,1423	0,5715	-0,737	0,1158	-0,2813	-0,2017	3,0878	-3,3234	0,8711	-1,107
	M22	56,9457	127,5877	-58,0377	137,4722	-67,9222	-19,4219	56,1807	-79,9014	144,4137	-168,214



**Πίνακας 40:** Τέμνουσες σχεδιασμού κατακόρυφων στοιχείων για τις τρεις ζώνες

	ΖΩΝΗ I			ΖΩΝΗ II			ΖΩΝΗ III		
	ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ		ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ		ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ		ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ
K1,K6,	V2	-1,47	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	-0,66	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,151	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
K19,K24	V3	4,572	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	5,12	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	5,667	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
K2,K5,	V2	1,899	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	2,91	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	3,921	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
K20,K23	V3	0,584	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	0,851	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	1,118	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
K3,K4,	V2	2,066	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	3,051	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2		G+0,3Q+Ex+0,3Ey
K21,K22	V3	5,807	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	6,332	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3		G+0,3Q+0,3Ex+Ey
K8,K9,	V2	19,516	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	20,403	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2		G+0,3Q+Ex+0,3Ey
K16,K17	V3	0,192	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	0,935	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3		G+0,3Q+0,3Ex+Ey
K7,K10,	V2	-23,702	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	-23,036	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2		G+0,3Q+Ex+0,3Ey
K15,K18	V3	0,932	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	1,769	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3		G+0,3Q+0,3Ex+Ey
T3,10	V2	19,516	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	7,254	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2		G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	V3	0,192	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	208,003	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3		G+0,3Q+0,3Ex+Ey
T1,2	V2	207,137	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	310,218	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	413,299	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	V3	67,444	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	1,034	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	1,384	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
T4,5	V2	0,418	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,631	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,843	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	V3	17,813	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	32,619	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	0,0107	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
T6,7	V2	0,418	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,63	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,843	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	V3	19,926	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	33,284	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	46,642	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
T8,9	V2	0,418	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,63	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	V2	0,843	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
	V3	18,357	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	32,736	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	V3	47,115	G+0,3Q+0,3Ex+Ey

## 6. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ Ι

### 6.1 Διαστασιολόγηση πλάκας οροφής ισογείου και ορόφων

Φορτία πλάκας:  $g_{\text{πλ-ισ}} = 6,15 \text{ kN/m}^2$ ,  $q = 2 \text{ kN/m}^2$ .

Η επίλυση θα γίνει με καθολικό φορτίο άρα:  $P = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 11,31 \text{ kN/m}^2$ .

Υπάρχουν δύο περιπτώσεις πλακών με διαφορετικό λόγο  $\varepsilon$ :

-Πλάκες (Π1, Π3, Π4, Π6, Π7, Π8, Π9, Π11, Π12, Π14):  $\varepsilon = I_{\text{max}}/I_{\text{min}} = 10/5 = 2$

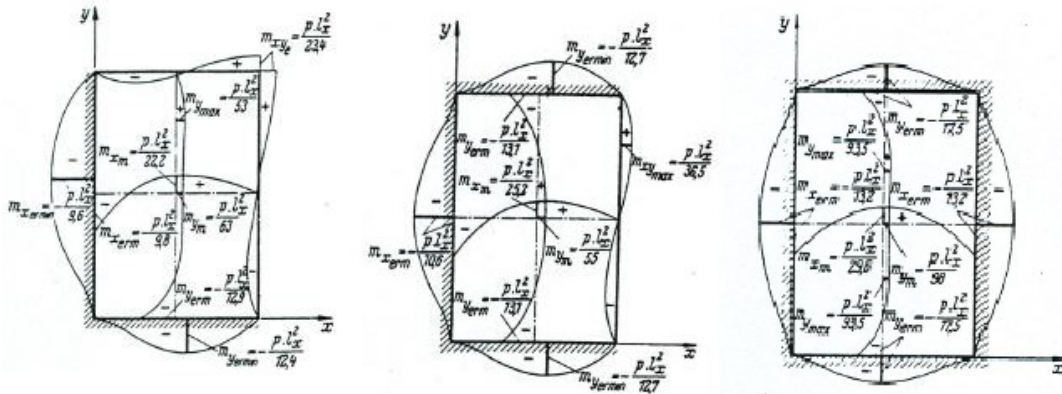
-Πλάκες (Π2, Π5, Π10, Π13):  $\varepsilon = I_{\text{max}}/I_{\text{min}} = 5/5 = 1$

Και στις δύο περιπτώσεις έχουμε  $\varepsilon \leq 2$  άρα λειτουργούν ως τετραέρειστες πλάκες. Ο υπολογισμός των πλακών πραγματοποιείται με πίνακες Cherny καθώς έχουν κοινό πάχος, ο λόγος των μονίμων και των κινητών πλακών μεταξύ γειτονικών πλακών κυμαίνεται από 0,8 έως 1,15 και ο λόγος του ελάχιστου προς το μέγιστο άνοιγμα των πλακών είναι μεγαλύτερο του 0,75.

Λόγω διπλής συμμετρίας της κάτοψης θα διαστασιολογηθούν οι μισές πλάκες και οι όμοιες τους θα έχουν τον ίδιο σπλισμό.

#### 6.1.1 Στατική επίλυση πλακών

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 1.3.2 και στο Κεφάλαιο 1.6.2, η κάτοψη έχει 3 τύπους πλακών:



Σχήμα 60: Πλάκες τύπου 4, 5<sup>α</sup>

- Τύπου 4 με λόγο πλευρών  $\varepsilon = 10/5 = 2$  : Π1, Π3, Π12, Π14

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 17,9 = 11,31 \cdot 5^2 / 17,9 = 15,79 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 60,2 = 11,31 \cdot 5^2 / 60,2 = 4,70 \text{ kN/m}$$

$$M_{x\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 8,4 = - 11,31 \cdot 5^2 / 8,4 = - 33,66 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 12,2 = - 11,31 \cdot 5^2 / 12,2 = - 23,18 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 5α με λόγο πλευρών  $\varepsilon = 5/5 = 1$  : Π2, Π13

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 44,1 = 11,31 \cdot 5^2 / 44,1 = 6,41 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 55,9 = 11,31 \cdot 5^2 / 55,9 = 5,06 \text{ kN/m}$$

$$M_{xerm} = - P * I_x^2 / 16,2 = - 11,31 * 5^2 / 16,2 = - 17,45 \text{ kN/m}$$

$$M_{yerm} = - P * I_x^2 / 18,3 = - 11,31 * 5^2 / 18,3 = - 15,45 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 5α με λόγο πλευρών  $\epsilon=10/5=2$  : Π4, Π6, Π9, Π11

$$M_{xm} = P * I_x^2 / 24,5 = 11,31 * 5^2 / 24,5 = 11,54 \text{ kN/m}$$

$$M_{ym} = P * I_x^2 / 97 = 11,31 * 5^2 / 97 = 2,92 \text{ kN/m}$$

$$M_{xerm} = - P * I_x^2 / 12 = - 11,31 * 5^2 / 12 = - 23,56 \text{ kN/m}$$

$$M_{yerm} = - P * I_x^2 / 17,5 = - 11,31 * 5^2 / 17,5 = - 16,16 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 6 με λόγο πλευρών  $\epsilon=5/5=1$  : Π5, Π10

$$M_{xm} = P * I_x^2 / 56,8 = 11,31 * 5^2 / 56,8 = 4,98 \text{ kN/m}$$

$$M_{ym} = P * I_x^2 / 56,8 = 11,31 * 5^2 / 56,8 = 4,98 \text{ kN/m}$$

$$M_{xerm} = - P * I_x^2 / 19,4 = - 11,31 * 5^2 / 19,4 = - 14,58 \text{ kN/m}$$

$$M_{yerm} = - P * I_x^2 / 19,4 = - 11,31 * 5^2 / 19,4 = - 14,58 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 6 με λόγο πλευρών  $\epsilon=10/5=2$  : Π7, Π8

$$M_{xm} = P * I_x^2 / 25 = 11,31 * 5^2 / 25 = 11,31 \text{ kN/m}$$

$$M_{ym} = P * I_x^2 / 105 = 11,31 * 5^2 / 105 = 2,69 \text{ kN/m}$$

$$M_{xerm} = - P * I_x^2 / 12 = - 11,31 * 5^2 / 12 = - 23,56 \text{ kN/m}$$

$$M_{yerm} = - P * I_x^2 / 17,5 = - 11,31 * 5^2 / 17,5 = - 16,16 \text{ kN/m}$$

- Στηρίξεις πλακών Π1-Π2, Π2-Π3, Π12-Π13, Π13-Π14:

$$M = -33,66 - 17,45 / 2 = -25,56 \text{ kN/m}$$

- Στηρίξεις πλακών Π1-Π4, Π3-Π6, Π9-Π12, Π11-Π14:

$$M = -23,18 - 16,16 / 2 = -19,67 \text{ kN/m}$$

- Στηρίξεις πλακών Π2-Π5, Π10-Π13:

$$M = -14,58 - 15,45 / 2 = -15,015 \text{ kN/m}$$

- Στηρίξεις πλακών Π4-Π5, Π5-Π6, Π9-Π10, Π10-Π11:

$$M = -23,56 - 14,58 / 2 = -19,07 \text{ kN/m}$$

- Στηρίξεις πλακών Π4-Π7, Π6-Π8, Π7-Π9, Π8-Π11:

$$M = -16,16 - 16,16 / 2 = -16,16 \text{ kN/m}$$

- Στηρίξεις πυρήνα για Τ1-Τ2:  $M = -14,58 \text{ kN/m}$

- Στηρίξεις πυρήνα για Τ3-Τ4-Τ5-Τ6-Τ7-Τ8-Τ9-Τ10:  $M = -16,16 \text{ kN/m}$

### 6.1.2 Υπολογισμός επικάλυψης πλακών

Για κατηγορία σκυροδέματος C30/37 κατά τον EC2: &4.4.1 επιλέγεται κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος XC1 (ξηρό περιβάλλον σκυρόδεμα στο εσωτερικό κτιρίων με χαμηλή υγρασία αέρα). Η κατηγορία κατασκευής είναι S4 (συνήθεις κατασκευές με χρόνο ζωής σχεδιασμού 50 χρόνια).

Η ονομαστική επικάλυψη είναι:  $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$

$$C_{min} = \max ( C_{min,b} , C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}, 10\text{mm} )$$

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα οι συνιστώμενες τιμές είναι:  $\Delta C_{dur,y} = 0\text{mm}$ ,

$$\Delta C_{dur,st} = 0\text{mm}, \Delta C_{dur,add} = 0\text{mm} \text{ και } \Delta C_{dev} = 10\text{mm}.$$

Άρα:

$$C_{min} = \max (10\text{mm} , 15\text{mm}, 10\text{mm}) = 15\text{mm} \text{ και}$$

$$C_{nom} = 1,5\text{cm} + 1,0\text{cm} = 2,5\text{cm}$$

$$\text{Για οπλισμό } \Phi 8: d_1 = C_{nom} + \Phi 8/2 = 2,5 + 0,8/2 = 3\text{cm}$$

Ως κάτω στρώση οπλισμού επιλέγεται ο οπλισμός που τοποθετείται κατά την διεύθυνση X-X και ως άνω στρώση οπλισμού ο οπλισμός κατά την διεύθυνση Y-Y.

$$\text{Τα υπολογιζόμενα στατικά ύψη είναι: } d_x = h_f - d_1 = 15 - 3 = 12\text{cm} \text{ και } d_y = 11\text{cm}$$

### 6.1.3 Περιορισμοί οπλισμού πλακών

Κατά τον EC2: &9.3.1.1 ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

$$1. A_{s,min} = 0,26 * b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 * 100 * 12 * \frac{2,9}{500} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 * b * d = 0,0013 * 100 * 12 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \left( 0,026 * b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right), (0,0013 * b * d) \right\} = \max (1,81 \text{ cm}^2, 1,56 \text{ cm}^2) \\ = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$2. A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * b * h_f = 0,04 * 100 * 15 = 60 \text{ cm}^2$$

$$3. S_{max,slab} = \min(2h, 250\text{mm}) = \min(2 * 150, 250) = 250\text{mm}$$

### 6.1.4 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων

Για να την διαστασιολόγηση των ανοιγμάτων επιλέγουμε την μέγιστη ροπή  $M_{sd}$  σχεδιασμού από τα αποτελέσματα της μεθόδου Cherny και την χρησιμοποιούμε ώστε να βρούμε την ανηγμένη τιμή της ροπής σχεδιασμού ( $\mu_{sd}$ ), η οποία πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή  $\mu_{lim} = 0,296$ . Στην συνέχεια ανάλογα με την τιμή  $\mu_{sd}$ , επιλέγουμε τιμή του  $\omega$  από πίνακες και βρίσκουμε τον απαιτούμενο οπλισμό για αυτές τις τιμές.

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος είναι:  $M_{sd} = 15,79 \text{ kN/m}$  (Ροπή σχεδιασμού για τις πλάκες τύπου 4 με  $\epsilon = 2$ ).

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}|}{b * d * f_{cd}} = \frac{15,79}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,055 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0576$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0576 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,18 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Άρα στα ανοίγματα τοποθετείται οπλισμός:  $A_s = 3,18 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 8/15,5 (3,24 \text{ cm}^2)$

### 6.1.5 Διαστασιολόγηση στηρίξεων

- Στηρίξεις πλακών Π1-Π2 = Π2-Π3 = Π12-Π13 = Π13-Π14:

$$M_{sd} = -25,56 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{25,56 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,08 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0849$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0849 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 4,69 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Από τις δύο πλάκες κάμπτονται :  $2 * \Phi 8/15,5 = 2 * 3,24 = 6,48 \text{ cm}^2 > 4,69 \text{ cm}^2$

Άρα ο οπλισμός από τις πλάκες επαρκεί και θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή:  **$\Phi 8/25 (2,01 \text{ cm}^2)$**

- Στηρίξεις πλακών Π1-Π4 = Π3-Π6 = Π9-Π12 = Π11-Π14:

$$M_{sd} = -19,67 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{19,67 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,073 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0772$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0772 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 4,26 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή:  **$\Phi 8/25 (2,01 \text{ cm}^2)$**

- Στηρίξεις πλακών Π2-Π5 = Π10-Π13:

$$M_{sd} = -15,015 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{15,015 * 0,9}{1 * 0,11^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,056 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0587$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0587 * 100 * 11 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 2,97 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή:  **$\Phi 8/25 (2,01 \text{ cm}^2)$**

- Στηρίξεις πλακών Π4-Π5 = Π5-Π6 = Π9-Π10 = Π10-Π11:

$$M_{sd} = -19,07 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{19,07 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,059 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,06192$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,06192 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,41 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

$$= 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πλακών Π4-Π7 = Π6-Π8 = Π7-Π9 = Π8-Π11:

$$M_{sd} = -16,16 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{16,16 * 0,9}{1 * 0,11^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,06 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,063$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,063 * 100 * 11 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,19 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

$$= 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πυρήνα για Τ1-Τ2:  $M_{sd} = -14,58 \text{ kN/m}$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{14,58 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,0455 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0474$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0474 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 2,61 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

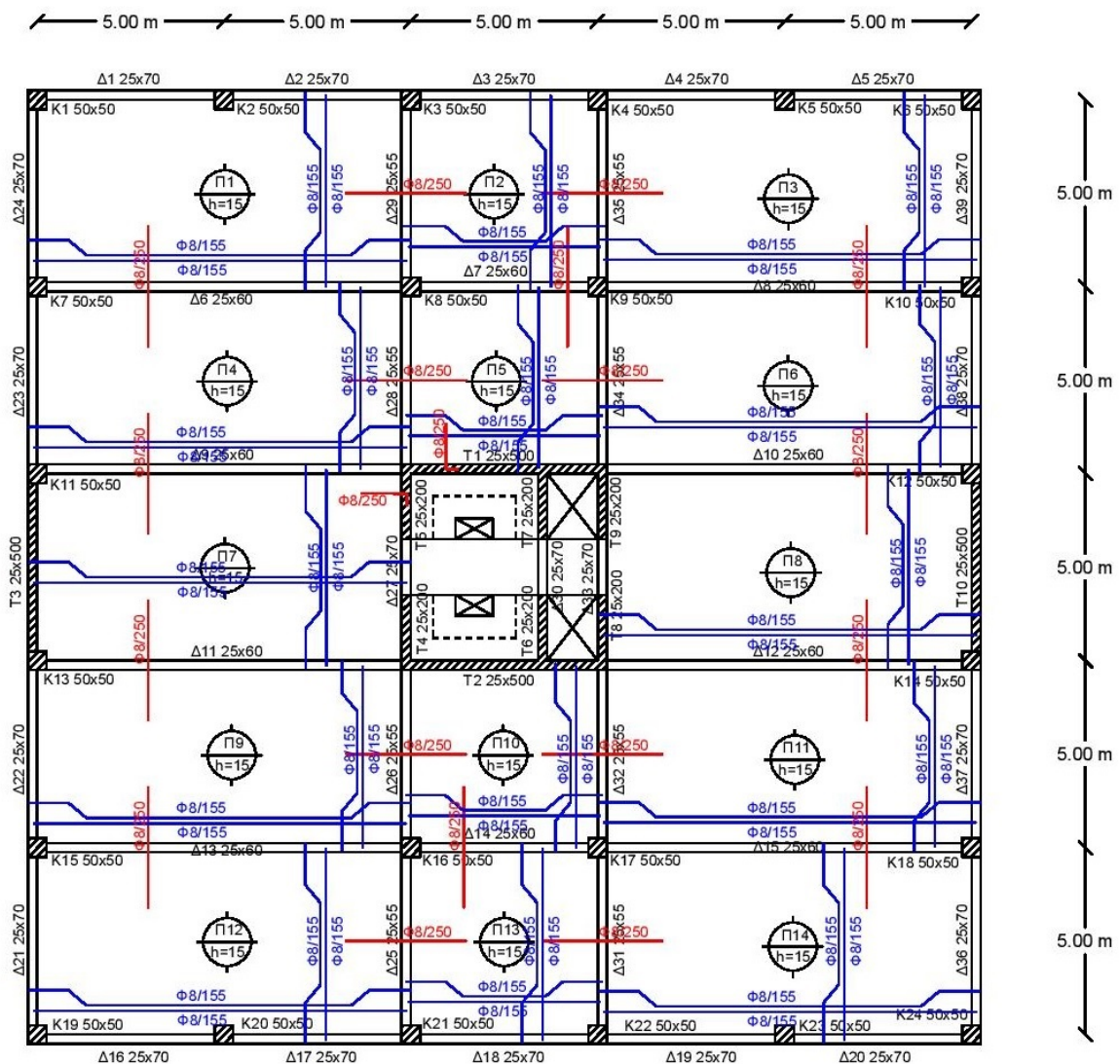
Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πυρήνα για T3-T4-T5-T6-T7-T8-T9-T10:  $M_{sd} = -16,16\text{kN/m}$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{16,16 * 0,9}{1 * 0,11^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,06 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,063$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,063 * 100 * 11 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,19 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος σπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**



Σχήμα 61: Διάταξη σπλισμών οροφής ισογείου

### 6.1.6 Διαστασιολόγηση πλάκας οροφής δώματος

Φορτία πλάκας:  $g_{\text{πλ-δωμ}} = 7,25 \text{ kN/m}^2$ ,  $q = 2 \text{ kN/m}^2$

Η επίλυση θα γίνει με καθολικό φορτίο άρα:  $P = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 12,79 \text{ kN/m}^2$

Υπάρχουν δύο περιπτώσεις πλακών με διαφορετικό λόγο  $\epsilon$ :

-Πλάκες (Π1, Π3, Π4, Π6, Π7, Π8, Π9, Π11, Π12, Π14):  $\epsilon = l_{\text{max}}/l_{\text{min}} = 10/5 = 2$

-Πλάκες (Π2, Π5, Π10, Π13):  $\epsilon = l_{\text{max}}/l_{\text{min}} = 5/5 = 1$

Ο υπολογισμός θα γίνει με πίνακες Cherny όπως έγινε και στον υπολογισμό των πλακών της οροφής ισογείου και ορόφων.

### 6.1.7 Στατική επίλυση πλακών

- Τύπου 4 με λόγο πλευρών  $\epsilon = 10/5 = 2$  : Π1, Π3, Π12, Π14

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 17,9 = 12,79 \cdot 5^2 / 17,9 = 17,863 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 60,2 = 12,79 \cdot 5^2 / 60,2 = 5,31 \text{ kN/m}$$

$$M_{x\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 8,4 = - 12,79 \cdot 5^2 / 8,4 = - 38,07 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 12,2 = - 12,79 \cdot 5^2 / 12,2 = - 26,21 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 5α με λόγο πλευρών  $\epsilon = 5/5 = 1$  : Π2, Π13

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 44,1 = 12,79 \cdot 5^2 / 44,1 = 7,25 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 55,9 = 12,79 \cdot 5^2 / 55,9 = 5,72 \text{ kN/m}$$

$$M_{x\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 16,2 = - 12,79 \cdot 5^2 / 16,2 = - 19,74 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 18,3 = - 12,79 \cdot 5^2 / 18,3 = - 17,48 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 5α με λόγο πλευρών  $\epsilon = 10/5 = 2$  : Π4, Π6, Π9, Π11

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 24,5 = 12,79 \cdot 5^2 / 24,5 = 13,05 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 97 = 12,79 \cdot 5^2 / 97 = 3,29 \text{ kN/m}$$

$$M_{x\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 12 = - 12,79 \cdot 5^2 / 12 = - 26,65 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 17,5 = - 12,79 \cdot 5^2 / 17,5 = - 18,27 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 6 με λόγο πλευρών  $\epsilon = 5/5 = 1$  : Π5, Π10

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 56,8 = 12,79 \cdot 5^2 / 56,8 = 5,63 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 56,8 = 12,79 \cdot 5^2 / 56,8 = 5,63 \text{ kN/m}$$

$$M_{x\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 19,4 = - 12,79 \cdot 5^2 / 19,4 = - 16,48 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 19,4 = - 12,79 \cdot 5^2 / 19,4 = - 16,48 \text{ kN/m}$$

- Τύπου 6 με λόγο πλευρών  $\epsilon = 10/5 = 2$  : Π7, Π8

$$M_{x\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 25 = 12,79 \cdot 5^2 / 25 = 12,79 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{m}} = P \cdot l_x^2 / 105 = 12,79 \cdot 5^2 / 105 = 3,05 \text{ kN/m}$$

$$M_{x\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 12 = - 12,79 \cdot 5^2 / 12 = - 26,65 \text{ kN/m}$$

$$M_{y\text{erm}} = - P \cdot l_x^2 / 17,5 = - 12,79 \cdot 5^2 / 17,5 = - 18,27 \text{ kN/m}$$



- Στηρίξεις πλακών Π1-Π2, Π2-Π3, Π12-Π13, Π13-Π14:  
 $M = -38,07 - 19,74 / 2 = -28,91 \text{ kN/m}$
- Στηρίξεις πλακών Π1-Π4, Π3-Π6, Π9-Π12, Π11-Π14:  
 $M = -26,21 - 18,27 / 2 = -22,44 \text{ kN/m}$
- Στηρίξεις πλακών Π2-Π5, Π10-Π13:  
 $M = -17,48 - 16,48 / 2 = -16,98 \text{ kN/m}$
- Στηρίξεις πλακών Π4-Π5, Π5-Π6, Π9-Π10, Π10-Π11:  
 $M = -26,65 - 16,48 / 2 = -21,57 \text{ kN/m}$
- Στηρίξεις πλακών Π4-Π7, Π6-Π8, Π7-Π9, Π8-Π11:  
 $M = -18,27 - 18,27 / 2 = -18,27 \text{ kN/m}$
- Στηρίξεις πυρήνα για Τ1-Τ2:  $M = -16,48 \text{ kN/m}$
- Στηρίξεις πυρήνα για Τ3-Τ4-Τ5-Τ6-Τ7-Τ8-Τ9-Τ10:  $M = -18,27 \text{ kN/m}$

#### 6.1.8 Διαστασιολόγηση ανοιγμάτων

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος είναι:  $M_{sd} = 17,863 \text{ kN/m}$  (Ροπή σχεδιασμού για τις πλάκες τύπου 4 με  $\epsilon=2$ ).

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}|}{b * d * f_{cd}} = \frac{17,863}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,062 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0652$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0652 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,59 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

$$= 1,81 \text{ cm}^2$$

Άρα στα ανοίγματα τοποθετείται οπλισμός:  $A_s = 3,59 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 8/13,5 (3,72 \text{ cm}^2)$

#### 6.1.9 Διαστασιολόγηση στηρίξεων

- Στηρίξεις πλακών  $\Pi 1-\Pi 2 = \Pi 2-\Pi 3 = \Pi 12-\Pi 13 = \Pi 13-\Pi 14:$

$$M_{sd} = -28,91 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{25,56 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,09 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0818$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0818 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

$$= 1,81 \text{ cm}^2$$

Από τις δύο πλάκες κάμπτονται :  $2 * \Phi 8/15,5 = 2 * 3,72 = 7,44 \text{ cm}^2 > 4,52 \text{ cm}^2$

Άρα ο οπλισμός από τις πλάκες επαρκεί και θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο

ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πλακών Π1-Π4 = Π3-Π6 = Π9-Π12 = Π11-Π14:

$$M_{sd} = -22,44 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{22,44 * 0,9}{1 * 0,11^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,083 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,085$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,085 * 100 * 11 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 4,30 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \\ = 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πλακών Π2-Π5 = Π10-Π13:

$$M_{sd} = -16,98 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{16,98 * 0,9}{1 * 0,11^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,063 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0663$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0663 * 100 * 11 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,35 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \\ = 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πλακών Π4-Π5 = Π5-Π6 = Π9-Π10 = Π10-Π11:

$$M_{sd} = -21,57 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{21,57 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,067 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,071$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,071 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \\ = 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πλακών Π4-Π7 = Π6-Π8 = Π7-Π9 = Π8-Π11:

$$M_{sd} = -18,27 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{18,27 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,068 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,072$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,072 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,97 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \\ = 1,81 \text{ cm}^2$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο

ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

- Στηρίξεις πυρήνα για T1-T2:  $M_{sd} = -16,48 \text{ kN/m}$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{16,48 * 0,9}{1 * 0,12^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,052 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,0546$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0546 * 100 * 12 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,01 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

Στηρίξεις πυρήνα για T3-T4-T5-T6-T7-T8-T9-T10:  $M_{sd} = -18,27 \text{ kN/m}$

$$\mu_{sd} = \frac{|M_{sd}| * 0,9}{b * d * f_{cd}} = \frac{18,27 * 0,9}{1 * 0,11^2 * \frac{30}{1,5}} = 0,068 < \mu_{lim} = 0,296 \rightarrow \omega = 0,072$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,072 * 100 * 11 * \frac{30/1,5}{500/1,15} = 3,65 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Παρόμοια με την προηγούμενη στήριξη θα τοποθετηθεί πρόσθετος οπλισμός ο ελάχιστος δηλαδή: **Φ8/25 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

#### 6.1.10 Υπολογισμός αγκυρώσεων πλακών στις δοκούς

1) Οριακή τάση συνάφειας  $f_{bd}$

Η τιμή σχεδιασμού για την οριακή τάση συνάφειας για ράβδους με νευρώσεις κατά τον EC2: &8.4.2 δίνεται από την σχέση:  $f_{bd} = 2,25 * n_1 * n_2 * f_{ctd}$

Όπου:

$f_{ctd}$ : Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1 * 2 / 1,5 = 1,34 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ct} = 1$ ,  $f_{ctk,0.05} = 2$  (EC2: πίνακας 3.1 για  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ )

- Για ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας ( $n_1 = 1$ )  
 $f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,34 = 3,015 \text{ MPa}$
- Για μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας ( $n_1 = 0,7$ )  
 $f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1 * 1,34 = 2,11 \text{ MPa}$

Οι ράβδοι της άνω παρειάς βρίσκονται σε περιοχή με μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας, ενώ οι ράβδοι της κάτω παρειάς βρίσκονται σε περιοχή με ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας.

2) Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού  $l_{b,net}$

Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης για αγκύρωση ευθύγραμμης ράβδου που καταπονείται με δύναμη ίση με  $A_s * \sigma_{yd}$  και με την παραδοχή σταθερής συνάφειας  $f_{bd}$  λαμβάνεται από την

σχέση του EC2: &8.4.3:  $l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}}$ . Όπου:

$\sigma_{yd}$ : Η τάση σχεδιασμού της ράβδου στη θέση όπου αρχίζει να μετράει η αγκύρωση

$$\sigma_{yd} = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

- Για ράβδους Φ8 και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (κάτω οπλισμός)

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} * \frac{434,78}{3,015} = 288,41 \text{ mm}$$

- Για ράβδους Φ8 και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (κάτω σπλισμός)

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} * \frac{434,78}{2,11} = 412,1 \text{ mm}$$

3) Μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού  $l_{b,rqd}$

Το μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού κατά τον EC2: &8.4.3 δίνεται από τη σχέση:

$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ . Όπου:

$\alpha_1$  : η επιρροή της μορφής των ράβδων,  $\alpha_1 = 1$

$\alpha_2$  : η επιρροή της ελάχιστης επικάλυψης σκυροδέματος,  $\alpha_2 = 1$

$\alpha_3$  : η επιρροή της περίσφιξης μέσω εγκάρσιου σπλισμού,  $\alpha_3 = 1$

- Άνω καμπτόμενοι σπλισμοί υπό γωνία 45° (Φ8/250)

Οι άνω καμπτόμενοι σπλισμοί είναι εφελκυσμένοι και η αγκύρωση τους υπολογίζεται για μη ευνοϊκές συνάφειας:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * l_{b,rqd} = 0,7 * 0,7 * 412,1 = 201,93 \geq l_{b,min}$$

$$\alpha_1 = 0,70 \text{ εάν } c_d > 3\Phi_w \Leftrightarrow 25 > 3 * 8 = 24 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 0,70, \text{ διότι } 1 - \frac{0,15(c_d - \Phi)}{\Phi} = 1 - \frac{0,15(2,5 - 0,8)}{0,8} = 0,68 < 0,70 \text{ ενώ πρέπει } \alpha_2 > 0,70$$

Κατά τον EC2: &8.4.3 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης  $l_{b,min}$ , για αγκυρώσεις υπό εφελκυσμό και μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας σιδήρων Φ8 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$l_{b,min} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * l_{b,rqd} = 0,3 * 412,1 = 123,63 \text{ mm} \\ 10 \Phi = 10 * 0,8 = 80 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 123,63 \text{ mm}$$

Πρέπει  $l_{b,d} \geq l_{b,min} \Leftrightarrow 201,93 \geq 123,63$  (ισχύει)

Άρα οι άνω καμπτόμενοι σπλισμοί Φ8 έχουν μήκος αγκύρωσης στις δοκούς  $l_{b,d} = 202 \text{ mm}$

- Κάτω σπλισμοί Φ8

Οι κάτω σπλισμοί είναι ευθύγραμμοι και θλιβόμενοι και η αγκύρωσή τους υπολογίζεται για ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας:

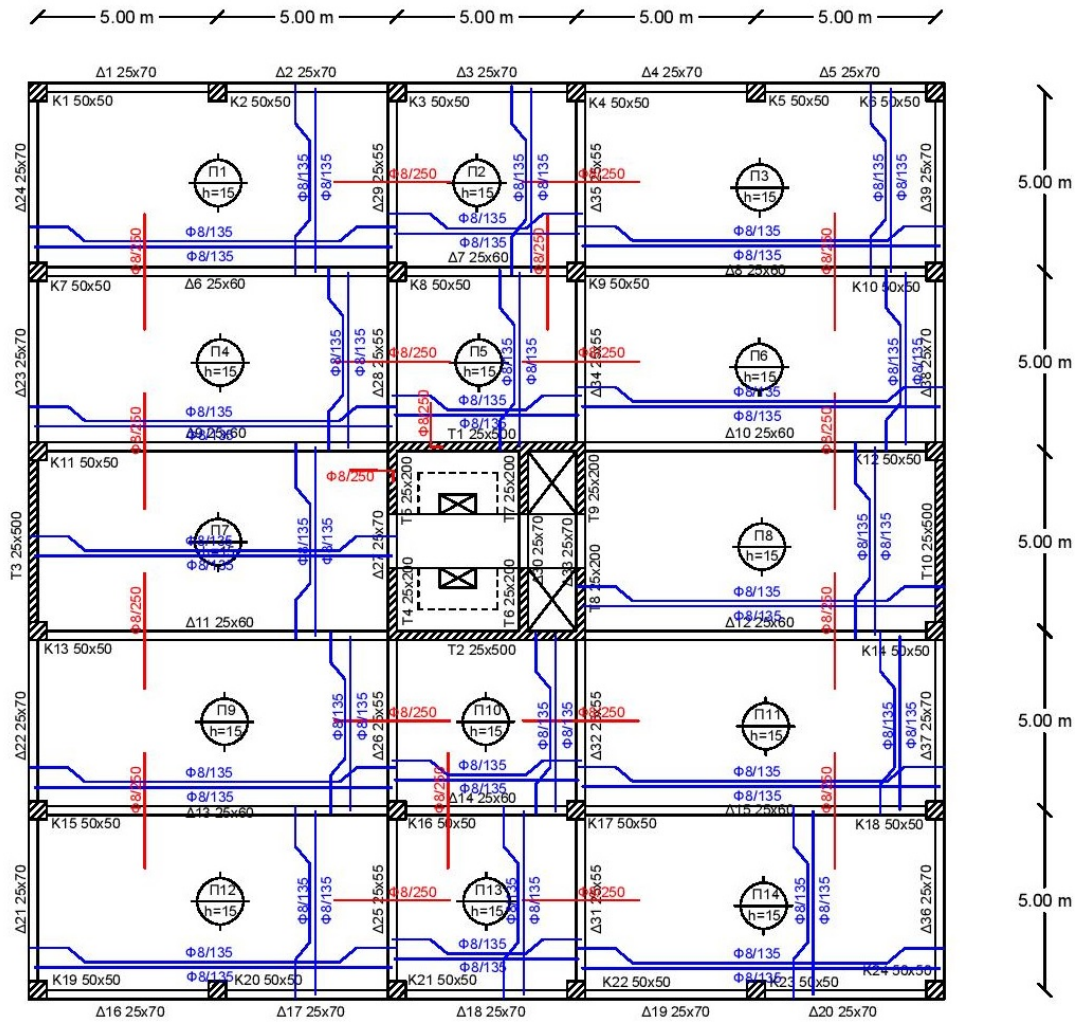
$$l_{bd} = 1 * 1 * 1 * l_{b,rqd} = 288,4 \text{ mm} \geq l_{b,min}$$

Κατά τον EC2: &8.4.3 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης  $l_{b,min}$ , για αγκυρώσεις υπό θλίψη και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας σιδήρων Φ8 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$l_{b,min} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 * l_{b,rqd} = 0,6 * 288,4 = 173,04 \text{ mm} \\ 10 \Phi = 10 * 0,8 = 80 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 173,04 \text{ mm}$$

Πρέπει  $l_{b,d} \geq l_{b,min} \Leftrightarrow 288,4 \geq 173,04$  (ισχύει)

Άρα οι κάτω σπλισμοί Φ8 έχουν μήκος αγκύρωσης στις δοκούς  $l_{b,d} = 288 \text{ mm}$



Σχήμα62: Διάταξη οπλισμών οροφής δώματος

## 6.2 Διαστασιολόγηση δοκών ισογείου ζώνης 1

### 6.2.1 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη

#### 6.2.1.1 Περιορισμοί και κατασκευαστικές διατάξεις (EC8: &5.4.3.1)

- Το ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού για τις περιμετρικές και για τις εσωτερικές δοκούς σε κάθε θέση ισούται:

$$\rho_{\min} = 0,5 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \frac{2,9}{500} = 0,0029$$

- Ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός για τις δοκούς σε κάθε θέση (άνοιγμα και στηρίξεις) ισούται με:

$$\Delta\text{δοκοί: } \begin{cases} (25 \times 70): A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d = 0,0029 * 25 * 65 = 4,72 \text{ cm} \\ (25 \times 60): A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d = 0,0029 * 25 * 55 = 3,99 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} (25 \times 70): 4\Phi 14 (6,16 \text{ cm}^2) \\ (25 \times 60): 4\Phi 14 (6,16 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

- Στις κρίσιμες περιοχές των δοκών το γεωμετρικό ποσοστό  $\rho$  του εφελκυσμένου διαμήκη οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνει:

$$\rho \leq \rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Όπου:  $\rho$  και  $\rho'$  το γεωμετρικό ποσοστό του εφελκυσμένου και του θλιβόμενου οπλισμού αντίστοιχα.

Ως κρίσιμες περιοχές ορίζονται τα τμήματα μήκους  $l_{cr} = h_w$  από τις παρειές των στηρίξεων.

$$l_{cr} = h_w \begin{cases} h_w = 0,7 \text{ m} \rightarrow l_{cr} = 0,7 \\ h_w = 0,6 \text{ m} \rightarrow l_{cr} = 0,6 \end{cases}$$

Άρα για κρίσιμες περιοχές και C30, B500C, έχουμε:

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από την σχέση:

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \text{ για } T_1 < T_c$$

$$\text{Για } T_1 = 0,441 \text{ (Πίνακας 34)} < T_c = 0,5 \text{ και } q_0 = 3 \rightarrow \mu_{\phi} = 1 + 2(3 - 1) \frac{0,5}{0,441} = 5,54$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{\frac{500}{1,15}}{200000} = 2,174 * 10^{-3}$$

Για περιμετρικές δοκούς ( $h=70\text{cm}$ )

$$\rho_{max} = \frac{A_s'}{b_w * d} + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{6,16}{25 * 65} + \frac{0,0018}{5,54 * 2,174 * 10^{-3}} * \frac{30/1,5}{500/1,15}$$

$$= 0,01085 \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,max} = 0,01085 * 25 * 65 = 17,63 \text{ cm}^2$$

Για εσωτερικές δοκούς ( $h=60\text{cm}$ )

$$\rho_{max} = \frac{A_s'}{b_w * d} + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{6,16}{25 * 55} + \frac{0,0018}{5,54 * 2,174 * 10^{-3}} * \frac{30/1,5}{500/1,15}$$

$$= 0,01133 \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,max} = 0,01133 * 25 * 55 = 15,58 \text{ cm}^2$$

- Στις μη κρίσιμες περιοχές και C30, B500C

Το μέγιστο γεωμετρικό ποσοστό είναι  $\rho_{max} = 4\%$ , και ο μέγιστος οπλισμός θα είναι:

$$\text{Για περιμετρικές δοκούς (} h=70\text{cm)}: A_{s,max} = 0,04 * b_w * d = 0,04 * 25 * 65 = 65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για εσωτερικές δοκούς (} h=60\text{cm)}: A_{s,max} = 0,04 * b_w * d = 0,04 * 25 * 55 = 55 \text{ cm}^2$$

- Στις κρίσιμες περιοχές τοποθετείται θλιβόμενος οπλισμός  $\rho'$  (στήριξη κάτω):  
 $\rho' \geq \rho'_{\text{απ}} + 0,5 \rho$ .  
 Όπου:  
 $\rho$ : Ο συνολικός εφελκυσμένος οπλισμός που τοποθετείται στη στήριξη (οπλισμός στήριξης άνω).  
 $\rho'_{\text{απ}}$ : ο θλιβόμενος οπλισμός που πιθανώς απαιτείται στη στήριξη.
- Υπολογισμός στατικού ύψους:

Πάχος επικάλυψης:  $C_{\text{nom}} = C_{\text{min}} + \Delta C_{\text{dev}} = 1,5\text{cm} + 1,0\text{cm} = 2,5 \text{ cm}$   
 Για κατηγορία σκυροδέματος C30/37 κατά τον EC2: &4.4.1 επιλέγεται κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος XC1 (ξηρό περιβάλλον σκυρόδεμα στο εσωτερικό κτιρίων με χαμηλή υγρασία αέρα). Θεωρείται κατηγορία κατασκευής S4 (συνήθεις κατασκευές με χρόνο ζωής σχεδιασμού 50 χρόνια).

$$d' = C_{\text{nom}} + \Phi_w + \Phi_1/2 = 25+8+7 \approx 50\text{mm}$$

$$d = h_w - d' = \begin{cases} d_{h=70} = 70 - 5 = 65\text{cm} \\ d_{h=60} = 60 - 5 = 55\text{cm} \end{cases}$$

### 6.2.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών

Λόγω διπλής συμμετρίας της κάτοψης του κτιρίου δημιουργούνται οι εξής ομάδες δοκών κατά την διεύθυνση X και Y:

Κατά X:

- Δ1-Δ2-Δ3-Δ4-Δ5 με Δ16-Δ17-Δ18-Δ19-Δ20
- Δ6-Δ8 με Δ13-Δ15
- Δ7-Δ14
- Δ9-Δ10-Δ11-Δ12

Κατά Y:

- Δ21-Δ22-Δ23-Δ24 με Δ36-Δ37-Δ38-Δ39
- Δ25-Δ26-Δ28-Δ29 με Δ31-Δ32-Δ34-Δ35
- Δ27 με Δ33
- Δ30

Τα ζεύγη των δοκών με τα εντατικά μεγέθη και τους οπλισμούς που προκύπτουν για τις δοκούς οροφής ισογείου, της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας I, παρουσιάζονται στον πίνακα 41. Επισημαίνεται ότι η διαστασιολόγηση των ανοιγμάτων γίνεται για τα εντατικά μεγέθη του συνδυασμού 1.35G+1.5Q και των στηρίξεων για τα εντατικά μεγέθη των σεισμικών συνδυασμών. Συγκεκριμένα οι ροπές των στηρίξεων των δοκών κατά X, προέρχονται από τον σεισμικό συνδυασμό G+0.3Q+Ex+0,3Ey και των δοκών κατά Y από τον σεισμικό συνδυασμό G+0.3Q+0,3Ex+Ey.

Ενδεικτικά ακολουθεί ο υπολογισμός της δοκού **Δ1**:

Διαστασιολόγηση ανοίγματος:

- Κάτω οπλισμός :  $M_{sd} = 39,8635 \text{ kNm} \rightarrow$  λειτουργία πλακοδοκού

$$\frac{h_f}{d} = \frac{15}{65} = 0,231$$

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{110}{25} = 4,4$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{39,8635}{1,1 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)} = 0,0043 < \mu_{lim} = 0,296$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω  $\omega=0,00435$  (από πίνακα παραρτήματος)

$$A_s = \omega * b_{eff} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00435 * 65 * 110 * \frac{\frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$< A_{s,min}(4,72\text{cm}^2) \rightarrow \mathbf{4\Phi 14(6,16\text{cm}^2)}$$

- Άνω οπλισμός: Με βάση την απαίτηση του ελάχιστου οπλισμού πρέπει να τοποθετηθεί οπλισμός  $\mathbf{4\Phi 14 (6,16 \text{ cm}^2)}$

#### Διαστασιολόγηση ακραίων στηρίξεων:

- Άνω οπλισμός:  $M_{sd} = -19,925\text{kNm} \rightarrow$  ορθογωνική διατομή

$$\mu_{sd} = \frac{0,9 * M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{0,9 * 19,925}{0,25 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)} = 0,008 < \mu_{lim} = 0,296$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω  $\omega=0,0081$  (από πίνακα παραρτήματος)

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0081 * 25 * 65 * \frac{\frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = 0,60 \text{ cm}^2 < A_{s,min}(4,72\text{cm}^2)$$

$$\rightarrow \mathbf{4\Phi 14(6,16\text{cm}^2)}$$

- Κάτω οπλισμός:  $M_{sd} = -35,0706\text{kNm} \rightarrow$  λειτουργία πλακοδοκού

$$\frac{h_f}{d} = \frac{15}{65} = 0,231$$

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{75}{25} = 3$$

$$\mu_{sd} = \frac{0,9 * M_{sd}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{0,9 * 35,0706}{0,75 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)} = 0,005 < \mu_{lim} = 0,296$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω  $\omega=0,00503$  (από πίνακα παραρτήματος)

$$A_s = \omega * b_{eff} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00503 * 110 * 65 * \frac{\frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$< A_{s,min}(4,72\text{cm}^2) \rightarrow \mathbf{4\Phi 14(6,16\text{cm}^2)}$$

#### Διαστασιολόγηση ενδιάμεσων στηρίξεων:



- Άνω οπλισμός:  $M_{sd} = -46,1557 \text{ kNm} \rightarrow$  ορθογωνική διατομή

$$\mu_{sd} = \frac{0,9 * M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{0,9 * 46,1557}{0,25 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)} = 0,02 < \mu_{lim} = 0,296$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω  $\omega = 0,0203$  (από πίνακα παραρτήματος)

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0203 * 25 * 65 * \frac{\frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = 1,52 \text{ cm}^2 < A_{s,min}(4,72 \text{ cm}^2)$$

$\rightarrow 4\Phi 14(6,16 \text{ cm}^2)$

- Κάτω οπλισμός:  $M_{sd} = -50,8968 \text{ kNm} \rightarrow$  λειτουργία πλακοδοκού

$$\frac{h_f}{d} = \frac{15}{65} = 0,231$$

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{125}{25} = 5$$

$$\mu_{sd} = \frac{0,9 * M_{sd}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{0,9 * 50,8968}{1,25 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)} = 0,004 < \mu_{lim} = 0,296$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω  $\omega = 0,0044$  (από πίνακα παραρτήματος)

$$A_s = \omega * b_{eff} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0044 * 65 * 110 * \frac{\frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = 1,50 \text{ cm}^2 < A_{s,min}(4,72 \text{ cm}^2)$$

$\rightarrow 4\Phi 14(6,16 \text{ cm}^2)$

Πίνακας 41: Οπλισμός κάμψης δοκών οροφής ισογείου Ζώνης 1

ΖΩΝΗ Ι										
ΔΟΚΟΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Msd	Είδος	d	bw-beff	μsd	ω	As (cm <sup>2</sup> )	Τοποθετούμενο	As' (cm <sup>2</sup> )
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Στηρ. Ακραία	-19,925	Ορθογωνική	65	25	0,008	0,0081	0,60	4Φ14 (min)	6,16
		-35,0706	Πλακοδοκός	65	75	0,005	0,005	1,13	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	39,8635	Πλακοδοκός	65	110	0,0043	0,0043	1,42	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-46,1557	Ορθογωνική	65	25	0,02	0,0203	1,52	4Φ14 (min)	6,16
		-50,8968	Πλακοδοκός	65	125	0,004	0,0044	1,64	4Φ14 (min)	6,16
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Στηρ. Ακραία	-45,025	Ορθογωνική	65	25	0,0192	0,02	1,50	4Φ14 (min)	6,16
		-55,4588	Πλακοδοκός	65	75	0,00788	0,008	1,78	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	32,9805	Πλακοδοκός	65	95	0,004	0,0041	1,18	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-33,2487	Ορθογωνική	65	25	0,014	0,0142	1,07	4Φ14 (min)	6,16
		-37,4316	Πλακοδοκός	65	125	0,003	0,0032	1,20	4Φ14 (min)	6,16
Δ7, Δ14 (X)	Στηρ. Ακραία	-81,3333	Ορθογωνική	55	25	0,0347	0,0354	2,24	4Φ14 (min)	6,16
		-91,2074	Πλακοδοκός	55	75	0,0130	0,0027	0,52	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-39,9687	Πλακοδοκός	55	165	0,003	0,0029	1,21	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-83,0433	Ορθογωνική	55	25	0,0354	0,0362	2,29	4Φ14 (min)	6,16
		-86,5152	Πλακοδοκός	55	125	0,0074	0,0074	2,35	4Φ14 (min)	6,16
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Στηρ. Ακραία	-220,7604	Ορθογωνική	55	25	0,094	0,0991	6,27	4Φ16	8,04
		-230,3335	Πλακοδοκός	55	125	0,020	0,0203	6,42	4Φ16	8,04
	Άνοιγμα	275,5725	Πλακοδοκός	55	365	0,009	0,009	8,33	5Φ16	10,05
	Στηρ. Ενδιάμεση	-248,5584	Ορθογωνική	55	25	0,106	0,1125	7,12	4Φ16	8,04
		-251,4449	Πλακοδοκός	55	150	0,018	0,0183	6,93	4Φ16	8,04
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Στηρ. Ακραία	-32,0246	Ορθογωνική	65	25	0,014	0,0142	1,06	4Φ14 (min)	6,16
		-35,3607	Πλακοδοκός	65	75	0,005	0,0051	1,14	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	38,0692	Πλακοδοκός	65	110	0,004	0,0041	1,36	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-21,5478	Ορθογωνική	65	25	0,009	0,0093	0,69	4Φ14 (min)	6,16
		-28,1557	Πλακοδοκός	65	125	0,002	0,0024	0,91	4Φ14 (min)	6,16
Δ22, Δ23, Δ37, Δ38 (Y)	Στηρ. Ακραία	-14,6957	Ορθογωνική	65	25	0,0063	0,0063	0,47	4Φ14 (min)	6,16
		-19,3109	Πλακοδοκός	65	75	0,00274	0,0028	0,62	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	22,6075	Πλακοδοκός	65	95	0,003	0,0028	0,81	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-43,3596	Ορθογωνική	65	25	0,02	0,0203	1,52	4Φ14 (min)	6,16
		-63,9182	Πλακοδοκός	65	125	0,005	0,0055	2,06	4Φ14 (min)	6,16
Δ25, Δ29, Δ31, Δ35 (Y)	Στηρ. Ακραία	-43,7407	Ορθογωνική	55	25	0,02	0,0203	1,28	4Φ14 (min)	6,16
		-47,011	Πλακοδοκός	55	75	0,007	0,0067	1,28	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	53,337	Πλακοδοκός	55	195	0,003	0,0033	1,61	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-33,7098	Ορθογωνική	55	25	0,014	0,0142	0,90	4Φ14 (min)	6,16
		-41,919	Πλακοδοκός	55	125	0,004	0,0036	1,14	4Φ14 (min)	6,16
Δ26, Δ28, Δ32, Δ34 (Y)	Στηρ. Ακραία	-21,0641	Ορθογωνική	55	25	0,009	0,0091	0,57	4Φ14 (min)	6,16
		-30,26	Πλακοδοκός	55	75	0,004	0,0043	0,82	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	31,9178	Πλακοδοκός	55	165	0,002	0,0023	0,97	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-51,5187	Ορθογωνική	55	25	0,02	0,0203	1,28	4Φ14 (min)	6,16
		-64,9549	Πλακοδοκός	55	125	0,004	0,0042	1,34	4Φ14 (min)	6,16
Δ27, Δ33 (Y)	Στηρ. Ακραία	12,5212	Ορθογωνική	65	25	0,005	0,0054	0,40	4Φ14 (min)	6,16
		-27,6012	Ορθογωνική	65	25	0,012	0,0121	0,91	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-6,1686	Ορθογωνική	65	25	0,003	0,0029	0,22	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	12,5212	Ορθογωνική	65	25	0,005	0,0054	0,40	4Φ14 (min)	6,16
		-27,6012	Ορθογωνική	65	25	0,012	0,0121	0,91	4Φ14 (min)	6,16
Δ30 (Y)	Στηρ. Ακραία	15,2585	Ορθογωνική	65	25	0,007	0,0066	0,49	4Φ14 (min)	6,16
		-24,4336	Ορθογωνική	65	25	0,010	0,0107	0,80	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-3,3304	Ορθογωνική	65	25	0,002	0,0016	0,12	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	15,2585	Ορθογωνική	65	25	0,007	0,0066	0,49	4Φ14 (min)	6,16
		-24,4336	Ορθογωνική	65	25	0,010	0,0107	0,80	4Φ14 (min)	6,16

## 6.2.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση

### 6.2.2.1 Περιορισμοί και κατασκευαστικές διατάξεις

a) Ελάχιστος οπλισμός συνδετήρων

Ο ελάχιστος οπλισμός κατά EC2: &9.2.2(5) είναι:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 8,76 * 10^{-4}$$

Για δίτμητους συνδετήρες Φ8:  $A_{sw}=2*0.503=1.01\text{cm}^2$

$$\text{Οπότε: } \rho_w = \frac{A_{sw}}{s*b_w} \leq \rho_{w,min} \Leftrightarrow s \leq \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min}*b_w} = \frac{1,01}{8,76*10^{-4}*25} = 46,12\text{cm}$$

b) Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων στην Ελλάδα: Φ8

c) Η θέση του πρώτου συνδετήρα μετά την παρειά του υποστυλώματος τοποθετείται σε απόσταση  $s_1 \leq 50\text{mm}$

d) Εντός κρίσιμης περιοχής:

Το κρίσιμο μήκος των δοκών κατά EC8: &5.4.3.1.2 (1) ορίζεται:

$$l_{cr} = h_w \begin{cases} h_w = 0,7\text{ m} \rightarrow l_{cr} = 0,7 \\ h_w = 0,6\text{ m} \rightarrow l_{cr} = 0,6 \end{cases}$$

Η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων κατά τον EC8: &5.4.3.1.2 (6) ισούται:

$$s_{max} \leq \left\{ 8d_b, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225\text{mm} \right\}$$

Για περιμετρικές δοκούς (h=70):

$$s_{max} \leq \min \left\{ 8d_b, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225\text{mm} \right\} = \min \left\{ 8 * 16, \frac{700}{4}, 24 * 8, 225\text{mm} \right\} \\ = \min \{ 128\text{mm}, 175\text{mm}, 192, 225\text{mm} \} \Leftrightarrow s_{cr} \leq 128\text{mm}$$

Για εσωτερικές δοκούς (h=60):

$$s_{max} \leq \min \left\{ 8d_b, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225\text{mm} \right\} = \min \left\{ 8 * 16, \frac{600}{4}, 24 * 8, 225\text{mm} \right\} \\ = \min \{ 128\text{mm}, 150\text{mm}, 192, 225\text{mm} \} \Leftrightarrow s_{cr} \leq 128\text{mm}$$

Επομένως οι ελάχιστοι συνδετήρες εντός κρίσιμων περιοχών είναι Φ8/125.

e) Εκτός κρίσιμης περιοχής:

Η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων κατά τον EC2: &9.2.2(6) ισούται:

$$s_{max} = 0,75d = \begin{cases} 0,75 * 65 = 48,75\text{cm} \\ 0,75 * 55 = 41,25\text{cm} \end{cases} \rightarrow S_{max} = 400\text{mm}$$

Επομένως οι ελάχιστοι συνδετήρες εκτός κρίσιμων περιοχών είναι Φ8/400

### 6.2.2.2 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών

Ο EC8 για να αποφύγει τις διατμητικές (ψαθυρές) αστοχίες επιτάσσει στα άκρα των μελών του, στα οποία είναι πιθανό να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις, να λαμβάνεται η τέμνουσα σχεδιασμού του ικανοτικού ελέγχου. Πιο συγκεκριμένα, λαμβάνονται οι εσωτερικές δυνάμεις στα άκρα του και τα εγκάρσια φορτία στο ενδιάμεσο του μήκους του. Οι ικανοτικές τέμνουσες σχεδιασμού προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$V_{CD,1} = V_{G+0,3Q} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd1}^- + M_{Rd2}^+}{l_n} \text{ και } V_{CD,2} = V_{G+0,3Q} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd1}^+ + M_{Rd2}^-}{l_n}$$

Όπου:

$\gamma_{Rd}$  : ο συντελεστής υπεραντοχής, για τις δοκούς λαμβάνεται η τιμή  $\gamma_{Rd} = 1,2$

$V_{G+0,3Q}$ : η τέμνουσα της δοκού για τον συνδυασμό G+0,3Q

$M_{Rd}$  : οι ροπές αντοχής των άκρων της δοκού

$l_n$  : το μήκος της δοκού  $l_n = 5 - \left(\frac{2*0,5}{2}\right) = 4,5m$  και  $l_n = 10 - \left(\frac{2*0,5}{2}\right) = 9,5m$

Ενδεικτικά ακολουθεί ο υπολογισμός της δοκού **Δ1**:

Ροπές αντοχής:

Ακραία στήριξη:

- Άνω οπλισμός  $\rightarrow A_s = 4\Phi 14$  ( $6,16cm^2$ ) και ορθογωνική διατομή

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bd f_{cd}} = \frac{6,16}{25 * 65} \frac{500/1,15}{30/1,5} = 0,0824 \rightarrow \mu_{Rd} = 0,0783$$

$$\text{Άρα } M_{Rd1}^+ = \mu_{Rd} b d^2 f_{cd} = 0,0783 * 0,25 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right) = 165,41 kNm$$

- Κάτω οπλισμός  $\rightarrow A_s = 4\Phi 14$  ( $6,16cm^2$ ) και πλακοδοκός

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bd f_{cd}} = \frac{6,16}{75 * 65} \frac{\frac{500}{1,15}}{\frac{30}{1,5}} = 0,0275 \rightarrow \mu_{Rd} = 0,02619$$

$$\frac{h_f}{d} = \frac{15}{65} = 0,231$$

$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{75}{25} = 3$$

Άρα:

$$M_{Rd1}^- = \mu_{Rd} b_{eff} d^2 f_{cd} = 0,02619 * 0,75 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right) = 165,98 kNm$$

Ενδιάμεση στήριξη:

- Άνω οπλισμός  $\rightarrow A_s = 4\Phi 14$  ( $6,16cm^2$ ) και ορθογωνική διατομή

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bd f_{cd}} = \frac{6,16}{25 * 65} \frac{500/1,15}{30/1,5} = 0,0824 \rightarrow \mu_{Rd} = 0,0783$$

$$\text{Άρα } M_{Rd2}^+ = \mu_{Rd} b d^2 f_{cd} = 0,0783 * 0,25 * 0,65^2 * \left(\frac{30000}{1,5}\right) = 165,41 kNm$$

- Κάτω οπλισμός  $\rightarrow A_s = 4\Phi 14$  (6,16cm<sup>2</sup>) και πλακοδοκός

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{b_{\text{eff}} d f_{cd}} = \frac{6,16}{125 * 65} \frac{\frac{500}{1,15}}{\frac{30}{1,5}} = 0,016 \rightarrow \mu_{Rd} = 0,01524$$

$$\frac{h_f}{d} = \frac{15}{65} = 0,231$$

$$\frac{b_{\text{eff}}}{b_w} = \frac{125}{25} = 5$$

Άρα:

$$M_{Rd2}^- = \mu_{Rd} b_{\text{eff}} d^2 f_{cd} = 0,01524 * 1,25 * 0,65^2 * \left( \frac{30000}{1,5} \right) = 160,98 \text{ kNm}$$

#### ΙΚΑΝΟΤΙΚΕΣ ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ:

$$V_{CD,1} = V_{G+0,3Q} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^- + M_{Rd}^+}{l_n} = 46,6 + 1,2 \frac{165,98 + 166,68}{4,5} = 134,97$$

$$V_{CD,2} = V_{G+0,3Q} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^+ + M_{Rd2}^-}{l_n} = 46,6 + 1,2 \frac{165,41 + 160,98}{4,5} = 133,64$$

**Πίνακας 42: Οπλισμός διάτμησης δοκών οροφής ισογείου Ζώνη 1**

ΖΩΝΗ I																						
Δοκοί	Διατομή	Οπλ. Κάμψης	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	bw-beff	M (αντοχ.)	d/c	G (KN/m)	Q (KN/m)	G+0,3Q	VG+0,3Q(KN)	Vcd παρειάς	VsD		VRd,max	ks2	VRd,c	z(cm)	S(cm)	Οπλισμός διάτμησης		
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	133,64	d(παρειά)	-43,3	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εντός κρίσι.	18,96	Φ8/125 (min)
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60		h(παρειά)	-41,752	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εκτός κρίσι.	25,00	Φ8/250
	Λοιπια	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	110		65	19,89	2,75	20,71	46,60		2,5m	6,598	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	134,97	d(παρειά)	55,805	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Ενδιάμεση	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60		h(παρειά)	54,256	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	133,64	d(παρειά)	-54,423	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εντός κρίσι.	19,15	Φ8/125 (min)
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	133,64	d(παρειά)	-52,874	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εκτός κρίσι.	25,33	Φ8/250
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	95		65	19,89	2,75	20,71	46,60		2,5m	-5,101	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Λοιπια	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	110		65	19,89	2,75	20,71	46,60		2,5m	-2,273	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	134,97	d(παρειά)	44,682	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Ενδιάμεση	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60		h(παρειά)	43,114	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	18,19	5,00	19,69	44,30	119,12	d(παρειά)	-55,002	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5	Εντός κρίσι.	18,18	Φ8/125 (min)
Δ7, Δ14 (X)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	75	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30		h(παρειά)	-53,4	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5	Εκτός κρίσι.	23,40	Φ8/230
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	165		55	18,19	5,00	19,69	44,30		2,5m	-2,273	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
	Λοιπια	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	165		55	18,19	5,00	19,69	44,30		2,5m	-2,273	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	18,19	5,00	19,69	44,30	118,99	d(παρειά)	53,978	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
	Ενδιάμεση	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	125	140,67	55	18,19	5,00	19,69	44,30		h(παρειά)	52,376	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	165		55	18,19	5,00	19,69	44,30		2,5m	-2,273	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Στηρ. Ακραία	4Φ16 (άνω)	8,04	0,0058473	25	183,62	55	29,78	8,77	32,41	153,95	200,07	d(παρειά)	-220,154	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	68,73	49,5	Εντός κρίσι.	10,82	Φ8/100
		4Φ16 (κάτω)	8,04	0,0058473	125	179,98	55	29,78	8,77	32,41	153,95		h(παρειά)	-217,486	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	68,73	49,5	Εκτός κρίσι.	20,10	Φ8/200
	Λοιπια	5Φ16 (κάτω)	10,05	0,0073091	365		55	29,78	8,77	32,41	153,95		2,5m	3,951	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	74,03	49,5			
		4Φ16 (άνω)	8,04	0,0058473	25	183,62	55	29,78	8,77	32,41	153,95	199,88	d(παρειά)	228,056	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	68,73	49,5			
	Ενδιάμεση	4Φ16 (κάτω)	8,04	0,0058473	150	181,5	55	29,78	8,77	32,41	153,95		h(παρειά)	225,388	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	68,73	49,5			
		4Φ16 (άνω)	8,04	0,0037908	25	165,41	65	17,07	1,83	17,62	39,65	126,68	d(παρειά)	-44,705	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εντός κρίσι.	20,20	Φ8/125 (min)
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65		h(παρειά)	-43,416	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εκτός κρίσι.	25,86	Φ8/260
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	110		65	17,07	1,83	17,62	39,65		2,5m	-3,491	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Λοιπια	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	17,07	1,83	17,62	39,65	128,02	d(παρειά)	37,835	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65		h(παρειά)	36,544	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Ενδιάμεση	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	15,88	1,44	16,31	36,70	123,74	d(παρειά)	-26,265	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εντός κρίσι.	20,68	Φ8/125 (min)
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	15,88	1,44	16,31	36,70		h(παρειά)	-25,085	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εκτός κρίσι.	26,10	Φ8/260
Δ22, Δ23, Δ37, Δ38 (Y)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	95		65	15,88	1,44	16,31	36,70		2,5m	11,497	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	15,88	1,44	16,31	36,70		h(παρειά)	48,078	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Λοιπια	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	15,88	1,44	16,31	36,70	125,07	d(παρειά)	49,258	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	128,23	d(παρειά)	-68,789	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5	Εντός κρίσι.	16,88	Φ8/125 (min)
	Ενδιάμεση	4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	75	140,21	55	21,88	6,20	23,74	53,41		h(παρειά)	-66,847	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5	Εκτός κρίσι.	22,51	Φ8/220
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	195		55	21,88	6,20	23,74	53,41		2,5m	-3,308	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
Δ25, Δ29, Δ31, Δ35 (Y)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	128,11	d(παρειά)	63,249	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	125	140,67	55	21,88	6,20	23,74	53,41		h(παρειά)	61,307	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
	Λοιπια	4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	165		55	18,19	5,00	19,69	44,30		2,5m	10,611	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	18,19	5,00	19,69	44,30	118,99	d(παρειά)	-43,88	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5	Εντός κρίσι.	18,18	Φ8/125 (min)
	Ενδιάμεση	4Φ14 (άνω)	6,16	0,00448	75	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30		h(παρειά)	-42,277	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5	Εκτός κρίσι.	23,40	Φ8/240
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,00448	165		55	18,19	5,00	19,69	44,30		2,5m	10,611	PERIVALOUSA (Z1)	450,62	1,60	62,89	49,5			
Δ26, Δ28, Δ32, Δ34 (Y)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	27,73	7,90	30,10	67,73	155,94	d(παρειά)	-52,229	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εντός κρίσι.	16,41	Φ8/125 (min)
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	27,73	7,90	30,10	67,73		h(παρειά)	-50,824	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εκτός κρίσι.	23,57	Φ8/240
	Λοιπια	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25		65	27,73	7,90	30,10	67,73		2,5m	37,279	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	27,73	7,90	30,10	67,73	155,94	d(παρειά)	52,329	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Ενδιάμεση	4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	27,73	7,90	30,10	67,73		h(παρειά)	50,824	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	133,92	d(παρειά)	28,651	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εντός κρίσι.	19,11	Φ8/125 (min)
Δ30 (Y)	Στηρ. Ακραία	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70		h(παρειά)	29,666	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5	Εκτός κρίσι.	25,10	Φ8/250
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25		65	18,81	5,00	20,31	45,70		2,5m	38,807	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
	Λοιπια	4Φ14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	133,92	d(παρειά)	48,963	PERIVALOUSA (Z1)	532,55	1,55	68,18	58,5			
		4Φ14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	16																

### 6.2.2.3 Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Οι διαστάσεις του κορμού πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:

$$EC2: \&6.2.3: V_{CD} < V_{R,max} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}. \text{ Όπου:}$$

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \text{ για } f_{ck} \leq 60 \text{ Μpa και } z=0,9d$$

Επιλέγεται υπέρ της ασφάλειας  $\theta=21,8^\circ \rightarrow \cot\theta=2,5$  και  $\tan\theta=0,40$

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 41.

Σημειώνεται πως ο έλεγχος επάρκειας  $V_{Rd,max} > V_{Ed}$  γίνεται για τέμνουσες  $V_{Ed}$  με σεισμό, χωρίς σεισμό και με την τέμνουσα του ικανοτικού ελέγχου.

Ενδεικτικά ακολουθεί υπολογισμός της δοκού **Δ1**:

$$V_{R,max} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,25 * 0,9 * 0,65 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 532,55 \text{ kN} > 133,64 \text{ kN}$$

### 6.2.2.4 Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης EC2: &6.2.3:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d.$$

Όπου:

$C_{Rd,c}$ : Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται  $C_{Rd,c} = 0,12$

$$k: k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1,55 \leq 2,0 \Rightarrow k = 1,55 \text{ (για περιμετρικές) και}$$

$$k: k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,6 \leq 2,0 \Rightarrow k = 1,6 \text{ (για εσωτερικές)}$$

$\rho_1$ : Ποσοστό εφελκυσμένου χάλυβα ( $\rho = \frac{A_s}{b*d}$ )

$\sigma_{cp} = N_{ED} / A_C = 0$  και  $k_1 = 0,15$

Υπολογίζεται η τιμή της  $V_{Rd,c}$  στις στηρίξεις και στο μέσο της κάθε δοκού και ελέγχεται η σχέση:  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ .

Εάν  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  απαιτείται οπλισμός διάτμησης.

Από τα αποτελέσματα του Πίνακα 41 προκύπτει για όλες τις δοκούς η απαίτηση οπλισμού διάτμησης.

Άνοιγμα:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \\ &= \left[ 0,12 * 1,55 * (100 * 0,003791 * 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0 \right] * 0,25 * 0,65 * 10^3 \\ &= 68,18 \text{ kN} > V_{cd, \text{παρειάς}} = 6,598 \text{ kN} \end{aligned}$$

Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης στο άνοιγμα της δοκού.

Ενδιάμεση στήριξη:

$$\begin{aligned}V_{Rd,c} &= \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \\ &= \left[ 0,12 * 1,55 * (100 * 0,003791 * 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0 \right] * 0,25 * 0,65 * 10^3 \\ &= 68,18 \text{ kN} < V_{cd,παρειάς} = 135,97 \text{ kN}\end{aligned}$$

Απαιτείται σπλισμός διάτμησης.



### 6.2.2.5 Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης

Σύμφωνα με τον EC2 & 6.2.3 γίνεται υπολογισμός του οπλισμού διάτμησης.

$$V_{Rds} \geq V_{Ed} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed}, \text{ όπου:}$$

$Z=0,9*d$  : Για περιμετρικές  $z=0,9*65=58,8$  και για εσωτερικές  $z=49,5$

$$f_{ywd} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Για δίτμητο συνδετήρα: } A_{sw} = 2 * 0.503 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Επιλέγεται γωνία  $\theta=45^\circ$  άρα  $\cot\theta = 1$ .

Ο υπολογισμός του οπλισμού διάτμησης θα γίνει σύμφωνα με τις ικανοτικές τέμνουσες, καθώς αυτές προκύπτουν μεγαλύτερες των τεμνουσών των σεισμικών συνδυασμών και του συνδυασμού χωρίς σεισμό. Καθώς οι τιμές των ικανοτικών τεμνουσών δεν διαφέρουν σημαντικά μεταξύ των άκρων των δοκών, γίνεται συμμετρική διάταξη των συνδετήρων με θεώρηση των δυσμενέστερων τιμών  $V_{cd}$ .

- Εντός κρίσιμων περιοχών ( $l_{cr} = h_w$ )  
ο υπολογισμός γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας με την ικανοτική τέμνουσα της παρειάς.
- Εκτός κρίσιμων περιοχών  
ο υπολογισμός γίνεται με την ικανοτική τέμνουσα σε απόσταση  $h_w$  από την παρειά. ( $V_{cd,max} = V_{cd} - V_{G+0,3Q} * h_w$ )

Τα αποτελέσματα του υπολογισμού των συνδετήρων αναφέρονται στον πίνακα 41.

Ενδεικτικά ακολουθεί υπολογισμός της δοκού Δ1:

Ακραία και ενδιάμεση στήριξη:

- Εντός κρίσιμων περιοχών – παρειά  
Η δυσμενέστερη τιμή της τέμνουσας στη παρειά του ικανοτικού σχεδιασμού είναι:

$$V_{cd} = 135,15 \text{ kN}$$

Η απόσταση των συνδετήρων υπολογίζεται:

$$\frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow s \leq \frac{A_{sw} * z * f_{yw} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$
$$= \frac{2 * 0,503 * 58,5 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^{-1}}{135,15} = 18,93 \text{ cm}$$

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες Φ8/125

- Εκτός κρίσιμων περιοχών

Η δυσμενέστερη τιμή της τέμνουσας σε απόσταση  $l_{cr} = 0,70$  σμείναι του ικανοτικού σχεδιασμού.

$$V_{cd,max} = V_{cd} - V_{G+0,3Q} * h_w = 135,15 - 46,60 * 0,70 = 102,53 \text{ kN}$$

Η απόσταση των συνδετήρων υπολογίζεται:

$$s \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}} = \frac{2 * 0,503 * 58,5 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^{-1}}{102,53} = 24,95 \text{ cm}$$

Τοποθετούνται συνδετήρες  $\Phi 8/250$

### 6.2.3 Υπολογισμός αγκυρώσεων πλακών στις δοκούς

1) Οριακή τάση συνάφειας  $f_{bd}$

Η τιμή σχεδιασμού για την οριακή τάση συνάφειας για ράβδους με νευρώσεις κατά τον EC2: &8.4.2 δίνεται από την σχέση:  $f_{bd} = 2,25 * n_1 * n_2 * f_{ctd}$

Όπου:

$f_{ctd}$ : Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1 * 2 / 1,5 = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} = 1, f_{ctk,0.05} = 2 \text{ (EC2: πίνακας 3.1 για } f_{ck} = 30 \text{ MPa)}$$

- Για ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας ( $n_1 = 1$ )

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,34 = 3,015 \text{ MPa}$$

- Για μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας ( $n_1 = 0,7$ )

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1 * 1,34 = 2,11 \text{ MPa}$$

Οι ράβδοι της άνω παρειάς βρίσκονται σε περιοχή με μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας, ενώ οι ράβδοι της κάτω παρειάς βρίσκονται σε περιοχή με ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας.

2) Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού  $l_{b,net}$

Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης για αγκύρωση ευθύγραμμης ράβδου που καταπονείται με δύναμη ίση με  $A_s * \sigma_{yd}$  και με την παραδοχή σταθερής συνάφειας

$$f_{bd} \text{ λαμβάνεται από την σχέση του EC2: &8.4.3 : } l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}}. \text{ Όπου:}$$

$\sigma_{yd}$ : Η τάση σχεδιασμού της ράβδου στη θέση όπου αρχίζει να μετράει η αγκύρωση

$$\sigma_{yd} = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

- Για ράβδους  $\Phi 14$  και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (κάτω οπλισμός)

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{434,78}{3,015} = 504,72 \text{ mm}$$

- Για ράβδους  $\Phi 16$  και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (κάτω οπλισμός)

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} * \frac{434,78}{3,015} = 576,83 \text{ mm}$$

- Για ράβδους Φ14 και μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (άνω οπλισμός)

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{434,78}{2,11} = 721,2 \text{ mm}$$

- Για ράβδους Φ16 και μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (άνω οπλισμός)

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} * \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} * \frac{434,78}{2,11} = 824,23 \text{ mm}$$

3)Μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού  $l_{b,rqd}$

Το μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού κατά τον EC2: &8.4.3 δίνεται από τη σχέση:

$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ . Όπου:

$\alpha_1$  : η επιρροή της μορφής των ράβδων,  $\alpha_1 = 1$

$\alpha_2$  : η επιρροή της ελάχιστης επικάλυψης σκυροδέματος,  $\alpha_2 = 1$

$\alpha_3$  : η επιρροή της περίσφιξης μέσω εγκάρσιου οπλισμού,  $\alpha_3 = 1$

- Άνω οπλισμοί Φ14

Οι άνω οπλισμοί είναι εφελκόμενοι και η αγκύρωση τους υπολογίζεται για μη ευνοϊκές συνάφειας:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * l_{b,rqd} = 0,7 * 0,7 * 412,1 = 201,93 \geq l_{b,min}$$

Κατά τον EC2: &8.4.3 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης  $l_{b,min}$ , για αγκυρώσεις υπό εφελκυσμό και μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας σιδήρων Φ8 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$l_{b,min} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * l_{b,rqd} = 0,3 * 721,12 = 216,36 \text{ mm} \\ 10 \Phi = 10 * 1,4 = 140 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 216,36 \text{ mm}$$

Πρέπει  $l_{b,d} \geq l_{b,min} \Leftrightarrow 721,2 \geq 216,36$  (ισχύει)

Άρα οι άνω οπλισμοί Φ14 έχουν μήκος αγκύρωσης στις δοκούς  $l_{b,d} = 721 \text{ mm}$

- Άνω οπλισμοί Φ16

Οι άνω οπλισμοί είναι εφελκόμενοι και η αγκύρωση τους υπολογίζεται για μη ευνοϊκές συνάφειας:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * l_{b,rqd} = 0,7 * 0,7 * 824,23 = 824,23 \geq l_{b,min}$$

Κατά τον EC2: &8.4.3 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης  $l_{b,min}$ , για αγκυρώσεις υπό εφελκυσμό και μη ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας σιδήρων Φ16 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$l_{b,min} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * l_{b,rqd} = 0,3 * 824,23 = 247,27 \text{ mm} \\ 10 \Phi = 10 * 1,6 = 160 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 247,27 \text{ mm}$$

Πρέπει  $l_{b,d} \geq l_{b,min} \Leftrightarrow 824,23 \geq 247,27$  (ισχύει)

Άρα οι άνω οπλισμοί Φ14 έχουν μήκος αγκύρωσης στις δοκούς  $l_{b,d} = 824 \text{ mm}$

- Κάτω οπλισμοί Φ14

Οι κάτω οπλισμοί είναι ευθύγραμμοι και θλιβόμενοι και η αγκύρωσή τους υπολογίζεται για ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας:

$$l_{bd} = 1 * 1 * 1 * l_{b,rqd} = 504,72 \text{mm} \geq l_{b,min}$$

Κατά τον EC2: &8.4.3 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης  $l_{b,min}$ , για αγκυρώσεις υπό θλίψη και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας σιδήρων Φ14 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$l_{b,min} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 * l_{b,rqd} = 0,6 * 504,72 = 302,83 \text{mm} \\ 10 \Phi = 10 * 1,4 = 140 \text{mm} \\ 100 \text{mm} \end{array} \right\} = 302,83 \text{mm}$$

Πρέπει  $l_{b,d} \geq l_{b,min} \Leftrightarrow 504,72 \geq 302,83$  (ισχύει)

Άρα οι κάτω οπλισμοί Φ14 έχουν μήκος αγκύρωσης στις δοκούς  $l_{b,d} = 505 \text{mm}$

- Κάτω οπλισμοί Φ16

Οι κάτω οπλισμοί είναι ευθύγραμμοι και θλιβόμενοι και η αγκύρωσή τους υπολογίζεται για ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας:

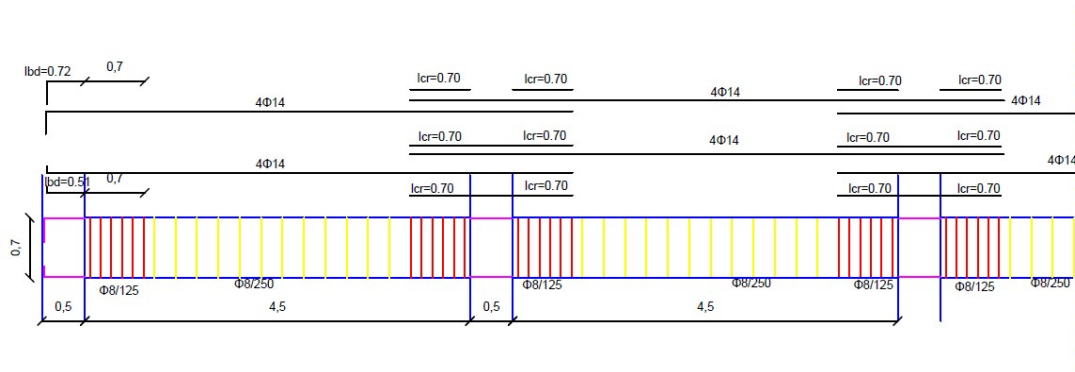
$$l_{bd} = 1 * 1 * 1 * l_{b,rqd} = 576,83 \text{mm} \geq l_{b,min}$$

Κατά τον EC2: &8.4.3 το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης  $l_{b,min}$ , για αγκυρώσεις υπό θλίψη και ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας σιδήρων Φ14 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$l_{b,min} > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 * l_{b,rqd} = 0,6 * 576,83 = 346,1 \text{mm} \\ 10 \Phi = 10 * 1,6 = 160 \text{mm} \\ 100 \text{mm} \end{array} \right\} = 346,1 \text{mm}$$

Πρέπει  $l_{b,d} \geq l_{b,min} \Leftrightarrow 576,83 \geq 346,1$  (ισχύει)

Άρα οι κάτω οπλισμοί Φ14 έχουν μήκος αγκύρωσης στις δοκούς  $l_{b,d} = 346,1 \text{mm}$



Σχήμα 63: Διάταξη οπλισμού δοκών Δ1-Δ2-Δ3-Δ4-Δ5

## 6.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ισογείου ζώνης I

### 6.3.1 Γεωμετρικές απαιτήσεις υποστυλωμάτων

#### ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΙΑΜΗΚΗ ΟΠΛΙΣΜΟ

- Η ελάχιστη διάμετρος διαμήκων οπλισμών EC8: &9.5.2(1) είναι  $\min\Phi_L=8\text{mm}$
- Θα πρέπει να τοποθετείται τουλάχιστον 3 ράβδοι ανά πλευρά κατά EC8: &5.4.3.2
- Η απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων  $b_i$  στην διατομή κατά EC8: &5.4.3.2 πρέπει να είναι :  $b_i \leq 20 \text{ cm}$
- Ο ελάχιστος και ο μέγιστος διαμήκης οπλισμός κατά EC8: &5.4.3.2 πρέπει :

$\rho_{\min} = 0.01 \leq \rho = A_{s,\text{tot}} / b \cdot h \leq \rho_{\max} = 0.04$ . Στην συγκεκριμένη περίπτωση :

$$A_{s,\min} = 0.01 \cdot 50^2 = 25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Τοποθετείται } 12\Phi 18 \text{ (30,54 cm)}$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot 50^2 = 100 \text{ cm}^2$$

#### Απαιτήσεις για τον εγκάρσιο οπλισμό (διάτμησης): EC8: &5.4.3.2.2 & EC8: &5.5.3.2.2

- Το κρίσιμο μήκος του υποστυλώματος δίνεται από την σχέση :

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c = 0.5m \\ \frac{l_{cr}}{6} = \frac{4.5 - 0.6}{0.45} = 0.65 \end{array} \right\} \rightarrow l_{cr} = 0,65m$$

Άρα κρίσιμες περιοχές θεωρούνται τα ακραία τμήματα του υποστυλώματος μήκους 65 cm.

- Η μικρότερη διάμετρος των συνδετήρων για όλο το μήκος του υποστυλώματος είναι :

$$d_{bw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} * d_{bl,\max} = \frac{1}{4} * 18 = 4.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{cr} = 0,65m$$

- Εντός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται :

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm} \\ 8d_{bl,\min} = \frac{8 * 18}{175} = 144 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{\max} = 144 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/140$$

- Εκτός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} b_{\min} = 500 \text{ mm} \\ 20d_{bl,\min} = \frac{20 * 18}{400} = 360 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{\max} = 360 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/360$$

- Εντός κρίσιμων περιοχών ο οπλισμός περίσφιξης πρέπει να είναι :  $\omega_{wd} \geq 0.08$

### 6.3.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη

Η διαστασιολόγηση έναντι διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη γίνεται με τη βοήθεια νομογραφημάτων σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8: & 3.2.7. Χρησιμοποιήθηκε νομογράφημα με κατανεμημένη διάταξη του οπλισμού στην περίμετρο της διατομής

και ισοκατανομή του εμβαδού στις τέσσερις πλευρές ( $A_{s,tot} / 4$ ). Στο παράρτημα παρατίθεται το νομογράφημα για λόγο  $d_1 / h = 0.10$ .

Τοποθετείται σταθερός διαμήκης οπλισμός καθ' ύψος του ισογείου, ο οποίος καλύπτει τη μέγιστη απαίτηση της κεφαλής και του πόδα.

- K1, K6, K19, K24

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό 1,35G+1.50Q, τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα, όπως αυτά παρουσιάζονται και στον πίνακα των εντατικών μεγεθών 36 :

$$N = -760,558 \text{ kN}, M_{33} = 13.726 \text{ kN}, M_{22} = -15,9289 \text{ kN}$$

$$A_{s,min} = 25\text{cm}^2 \rightarrow 12\Phi 18 (30,54 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s,max} = 100 \text{ cm}^2$$

$$C_{nom} = 2.5\text{cm} \rightarrow d_1 = C_{nom} + \Phi_w + \Phi_L / 2 = 25 + 8 + 18/2 \approx 50\text{mm}$$

$$d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

$$\mu_x = \frac{|M_{22}|}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{15,93}{0.5^3 * 30000/1.5} = 0,006$$

$$\mu_y = \frac{|M_{33}|}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{13,73}{0.5^3 * 30000/1.5} = 0,005$$

$$\nu = \frac{N}{A_c * f_{cd}} = \frac{-760,56}{0.5^2 * 30000/1.5} = -0,1521$$

Άρα  $\omega = 0$ .

Βάσει κανονισμού τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός : 12Φ 18 (30,54 cm<sup>2</sup>)

$$l_c / \text{διαστ} = 44/3 = 14,67 < 20\text{cm}$$

- K2, K5, K20, K23

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό G+0,3Q+Ex+0,3Ey, τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα :

$$N = -635,21\text{kN}, M_{33} = 5,35\text{kN}, M_{22} = -0,58\text{kN}$$

$$\mu_x = 0,00023$$

$$\mu_y = 0,0021$$

$$\nu = -0,127$$

Άρα  $\omega = 0$ .

Βάσει κανονισμού τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός : 12Φ 18 (30,54 cm<sup>2</sup>)

- K3, K4, K21, K22

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό 1,35G+1.50Q, τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα :

$$N = -1233,45\text{kN}, M_{33} = -0,88\text{kN}, M_{22} = -23,73\text{kN}$$

$$\mu_x = 0,0095$$

$$\mu_y = 0,00035$$

$$\nu = -0,25$$

Άρα  $\omega = 0$ .

Βάσει κανονισμού τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός : 12Φ 18 (30,54 cm<sup>2</sup>)

- K8, K9, K16, K17

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό 1,35G+1.50Q, τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα :

$$N = -2659,04\text{kN}, M_{33} = -88,70\text{kN}, M_{22} = 6,17\text{kN}$$

$$\mu_x = 0,0025$$

$$\mu_y = 0,035$$

$$v = -0,53$$

**Άρα  $\omega = 0$ .**

Βάσει κανονισμού τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός : 12Φ 18 (30,54 cm<sup>2</sup>)

- K7, K10, K15, K18

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό 1,35G+1.50Q, τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα :

$$N = -1842,69\text{kN}, M_{33} = 124,29\text{kN}, M_{22} = 3,64\text{kN}$$

$$\mu_x = 0,0015$$

$$\mu_y = 0,050$$

$$v = -0,37$$

**Άρα  $\omega = 0$ .**

Βάσει κανονισμού τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός : 12Φ 18 (30,54 cm<sup>2</sup>)

### 6.3.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

#### 6.3.3.1 Ικανοτικός σχεδιασμός

- K1, K6, K19, K24

$$\omega_{tot} = \frac{A_{stot}}{b * h} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{30,54}{50^2} * \frac{500 * 1,5}{30 * 1,15} = 0,266$$

$$\mu_x = 0,006$$

$$v_d = -0,1521$$

Άρα  $\mu_y = 0,13$ .

Η ροπή αντοχής είναι :  $M_R = \mu * b * h^2 * f_{cd} = 0,13 * 0,5^3 * (30000/1,5) = 325 \text{ kNm}$

Η ικανοτική τέμνουσα :  $V_{cd} = 1,1 * 2M_r / l_{cl} = 1,1 * [(2 * 325) / (4,5 - 0,7)] = 188,16 \text{ kN}$

- K2, K5, K20, K23

$$\omega_{tot} = 0,266$$

$$\mu_x = 0,00023$$

$$v_d = -0,127$$

Άρα  $\mu_y = 0,12$ .

Η ροπή αντοχής είναι :  $M_R = \mu * b * h^2 * f_{cd} = 0,12 * 0,5^3 * (30000/1,5) = 300 \text{ kNm}$

Η ικανοτική τέμνουσα :  $V_{cd} = 1,1 * 2M_r / l_{cl} = 1,1 * [(2 * 300) / (4,5 - 0,7)] = 173,68 \text{ kN}$

- K3, K4, K21, K22

$$\omega_{tot} = 0,266$$

$$\mu_x = 0,0094$$

$$v_d = -0,247$$

Άρα  $\mu_y = 0,16$ .

Η ροπή αντοχής είναι :  $M_R = \mu * b * h^2 * f_{cd} = 0,16 * 0,5^3 * (30000/1,5) = 400 \text{ kNm}$

Η ικανοτική τέμνουσα :  $V_{cd} = 1,1 \cdot 2M_r / l_{cl} = 1,1 \cdot [(2 \cdot 400) / (4,5 - 0,7)] = 213,58 \text{ kN}$

- K8, K9, K16, K17

$\omega_{tot} = 0,266$

$\mu_x = 0,0025$

$v_d = -0,532$

Άρα  $\mu_y = 0,18$ .

Η ροπή αντοχής είναι :  $M_R = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,18 \cdot 0,5^3 \cdot (30000/1,5) = 450 \text{ kNm}$

Η ικανοτική τέμνουσα :  $V_{cd} = 1,1 \cdot 2M_r / l_{cl} = 1,1 \cdot [(2 \cdot 450) / (4,5 - 0,6)] = 253,85 \text{ kN}$

- K7, K10, K15, K18

$\omega_{tot} = 0,266$

$\mu_x = 0,0015$

$v_d = -0,369$

Άρα  $\mu_y = 0,16$ .

Η ροπή αντοχής είναι :  $M_R = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,16 \cdot 0,5^3 \cdot (30000/1,5) = 400 \text{ kNm}$

Η ικανοτική τέμνουσα :  $V_{cd} = 1,1 \cdot 2M_r / l_{cl} = 1,1 \cdot [(2 \cdot 400) / (4,5 - 0,7)] = 213,58 \text{ kN}$

### 6.3.3.2 Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Πρέπει κατά τον EC8 : & 6.2.3 οι διαστάσεις του κορμού να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση :  $V_{ed} \leq V_{Rd,max}$ . Ο έλεγχος γίνεται για τις τέμνουσες χωρίς σεισμό , με σεισμό και για την ικανοτική τέμνουσα. Στην περίπτωση μας η ικανοτική τέμνουσα είναι η μεγαλύτερη και συνεπώς γίνεται η σύγκριση με αυτήν.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,5 \cdot 0,405 \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 837,93 \text{ kN}$$

$v_1 = 0,6$  για  $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$

$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,45 = 0,405 \text{ m}$

Επιλέγεται  $\theta = 21,8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,5$  και  $\tan\theta = 0,40$

K1,K6,K19,K24 :  $V_{Rd,max} = 837,93 > V_{cd} = 188,16 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K2,K5,K20,K23 :  $V_{Rd,max} = 837,93 > V_{cd} = 173,68 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K3,K4,K21,K22 :  $V_{Rd,max} = 837,93 > V_{cd} = 213,58 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K8,K9,K16,K17 :  $V_{Rd,max} = 837,93 > V_{cd} = 253,85 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K7,K10,K15,K18 :  $V_{Rd,max} = 837,93 > V_{cd} = 213,58 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

### 6.3.3.3 Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται κατά τον EC8: &6.2.2 από τη σχέση :

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

Όπου :  $C_{Rd,c}$  : Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται  $C_{Rd,c} = 0,12$



$$k: k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,6667 \leq 2,0$$

$\rho_1$ : Ποσοστό εφελκόμενου χάλυβα

$$\rho_1 = \frac{A_s(\pi\alpha\rho)}{b*d} = \frac{10,18}{50*45} = 4,52 * 10^{-3} \quad (A_s, \text{παρ.} = 4\phi 18 = 10,18 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma_{CP} = N_{ED, \max} / A_C = N_{ED, \max} / 0,5*0,5*10^3 = 4 \text{ MPa} \quad \text{και } k_1 = 0,15$$

Από τον πίνακα 44 προκύπτουν για τα υποστυλώματα τα παρακάτω αποτελέσματα:

K1, K6, K19, K24 :  $V_{Rd, c} = 209,99 > V_{cd} = 188,16 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K2, K5, K20, K23 :  $V_{Rd, c} = 193,06 > V_{cd} = 173,68 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K3, K4, K21, K22 :  $V_{Rd, c} = 273,83 > V_{cd} = 213,58 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K8, K9, K16, K17 :  $V_{Rd, c} = 466,28 > V_{cd} = 253,85 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

K7, K10, K15, K18 :  $V_{Rd, c} = 356,07 > V_{cd} = 213,58 \text{ kN}$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

#### 6.3.3.4 Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης

Ο οπλισμός διάτμησης κατά EC8 : & 6.2.3 υπολογίζεται από τη σχέση  $V_{Rd, s} \leq V_{Ed}$ . Όπου :

$V_{Ed}$  : Η ικανοτική τέμνουσα η οποία όπως φαίνεται στον πίνακα 44 είναι σημαντικά μεγαλύτερη των αντίστοιχων τιμών σχεδιασμού.

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow S \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$

Όπου :  $z = 0,9d = 0,9*0,45 = 0,405 \text{ m}$  και  $A_{sw} = 6\phi 8 \text{ } 3,02 \text{ cm}^2$  (εξάτμητος συνδετήρας)

Θεωρείται η δυσμενέστερη γωνία κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot\theta = 1$

- K1, K6, K19, K24

$$S \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}} = \frac{3,02 * 10^{-4} * 0,405 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^3}{188,16} = 0,283 \text{ mm}$$

Κρίσιμες περιοχές :  $S = 283 \text{ mm} > S_{\max} = 140 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/140$

Μη κρίσιμες περιοχές :  $S = 283 \text{ mm} < S_{\max} = 360 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/280$

- K2, K5, K20, K23  $\rightarrow S \leq 306 \text{ mm}$

Κρίσιμες περιοχές :  $S = 306 \text{ mm} > S_{\max} = 140 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/140$

Μη κρίσιμες περιοχές :  $S = 306 \text{ mm} < S_{\max} = 360 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/300$

- K3, K4, K21, K22  $\rightarrow S \leq 249 \text{ mm}$

Κρίσιμες περιοχές :  $S = 249 \text{ mm} > S_{\max} = 140 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/140$

Μη κρίσιμες περιοχές :  $S = 249 \text{ mm} < S_{\max} = 360 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/250$

- K8, K9, K16, K17  $\rightarrow S \leq 209 \text{ mm}$

Κρίσιμες περιοχές :  $S = 209 \text{ mm} > S_{\max} = 140 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/140$

Μη κρίσιμες περιοχές :  $S = 209 \text{ mm} < S_{\max} = 360 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/200$

- K7, K10, K15, K18  $\rightarrow S \leq 249 \text{ mm}$

Κρίσιμες περιοχές :  $S = 249 \text{ mm} > S_{\max} = 140 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/140$

Μη κρίσιμες περιοχές :  $S = 249 \text{ mm} < S_{\max} = 360 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/250$

### 6.3.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών

Σε στύλους κατηγορίας πλαστιμότητας ο έλεγχος επάρκειας περίσφιξης, EC8: &5.4.3.2.2(6), γίνεται μόνο στη κρίσιμη περιοχή, στον πόδα του ισογείου. Στη θέση αυτή πρέπει να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα  $\mu_\phi$ . Επομένως οι κλειστοί συνδετήρες πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 * \mu_\phi * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035 \text{ και } \omega_{wd} \geq 0,08. \text{ Όπου:}$$

$\mu_\phi$ : είναι η απαιτούμενη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων

$v_d$ : είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ( $v_d = N_{Ed}/A_c * f_{cd}$ )

$\varepsilon_{sy,d}$ : είναι η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στην διαρροή

$h_c$  : είναι το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή του  $\mu_\phi$  που χρησιμοποιείται στην (6)P της παρούσας)

$h_o$  : είναι το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

$b_c$ : είναι το πλάτος της συνολικής διατομής

$b_o$ : είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

$\alpha$  : ο συντελεστής απόδοσης περίσφιξης

a. Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες Φ8/140

Περισφιγμένο μήκος :  $b_{x0} = b_{y0} = b_x - 2c - 2\phi_w/2 = 0,5 - 2 * 0,025 - 0,008 = 0,442 \text{ m}$

Διατομή σκελών χάλυβα:  $A_{sw,x} = A_{sw,y} = 6\phi_8 = 6 * 0,503 = 3,02 \text{ cm}^2$

Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων :  $\rho_x = \rho_y = A_{sw,x}/b_{y0} * S = 3,02 / 44,2 * 14 = 4,88 * 10^{-3}$

Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων :  $\rho_w = 2 \min(\rho_x, \rho_y) = 2 * 4,88 * 10^{-3} = 9,76 * 10^{-3}$

Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων :

$\omega_{wd,prov} = \rho_w * (f_{yw}/f_c) = 9,76 * 10^{-3} * (500/30) = 0,1626$

b. Υπολογισμός συντελεστή πλαστιμότητας ( $\mu_\phi$ )

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από τη

σχέση :  $\mu_\phi = 1 + 2 * (q_o - 1) * \frac{T_c}{T_1}$  για  $T_1 < T_c$

Για  $T_1 = 0,441 < T_c = 0,5$  και  $q_o = 3 \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 * (3 - 1) * \frac{0,5}{0,441} = 5,535$

c. Υπολογισμός απόδοσης περίσφιξης ( $\alpha$ )

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_{x0} b_{y0}} = 1 - \frac{12 * 0,147^2}{6 * 0,442 * 0,442} = 0,779$$

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2 b_{x0}}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 b_{y0}}\right) = \left(1 - \frac{0,14}{2 * 0,442}\right)^2 = 0,708$$

Συντελεστής απόδοσης περίσφιξης :  $\alpha = a_n * a_s = 0,779 * 0,708 = 0,55$

d. Υπολογισμός απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων  $\omega_{wd,req}$

$$\omega_{wd} \geq \frac{30 * \mu_\phi * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035}{\alpha}$$

• K1, K6, K19, K24  $\rightarrow \omega_{wd,req} = 0,047 < 0,08 \rightarrow \omega_{w,req} = 0,08$

Είναι  $\omega_{wd,req}=0,08 < \omega_{wd,prov}=0,1626$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

- K2,K5,K20,K23  $\rightarrow \omega_{wd,req}=0,029 < 0,08 \rightarrow \omega_{w,req}=0,08$

Είναι  $\omega_{wd,req}=0,08 < \omega_{wd,prov}=0,1626$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

- K3,K4,K21,K22  $\rightarrow \omega_{wd,req}=0,116 > 0,08$

Είναι  $\omega_{wd,req}=0,116 < \omega_{wd,prov}=0,1626$  (ΕΠΑΡΚΕΙΑ)

- K8,K9,K16,K17  $\rightarrow \omega_{wd,req}=0,324 > 0,08$

Είναι  $\omega_{wd,req}=0,324 > \omega_{wd,prov}=0,1626$  (ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ)

- K7,K10,K15,K18  $\rightarrow \omega_{wd,req}=205 > 0,08$

Είναι  $\omega_{wd,req}=0,205 > \omega_{wd,prov}=0,1626$  (ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ)

**Πίνακας 43:** Οπλισμός κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης Ι

ΖΩΝΗ Ι												
ΣΤΥΛΟΙ	N(kN)	M33 (kNm)	M22 (kNm)	Vsd (kN)	μx	μy	vd	ω	As (cm <sup>2</sup> )	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ		
K1,K6,K19,K24	-760,558	13,726	-15,9289	4,578	0,0064	0,0055	-0,152	0	25 (min)	12Φ18	30,54	
K2,K5,K20,K23	-635,205	-5,3577	-0,5807	1,9	0,00023	0,0021	-0,127	0	25 (min)	12Φ18	30,54	
K3,K4,K21,K22	-1233,45	-0,8812	-23,7324	5,806	0,0095	0,00035	-0,247	0	25 (min)	12Φ18	30,54	
K8,K9,K16,K17	-2659,04	-88,6961	6,1725	19,514	0,0025	0,035	-0,532	0	25 (min)	12Φ18	30,54	
K7,K10,K15,K18	-1842,69	124,2908	3,6406	23,705	0,0015	0,05	-0,369	0	25 (min)	12Φ18	30,54	

**Πίνακας 44:** Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης Ι

ΖΩΝΗ Ι																		
ΣΤΥΛΟΙ	N(kN)	Vsd (kN)	vd	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	ωtot	μy	MR	Vcd(ικανοστ.)	VRd,max	σcp≤4(mpa)	Vrd,c	S (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		ωw,req≥0,08	ωw,prov	Οπλ.περισφ.	
K1,K6,K19,K24	-760,558	4,578	-0,152	12Φ18	30,54	0,266	0,13	325	188,16	837,93	3,04	209,99	0,283	Φ8/140 (κρισ.)	Φ8/280(μη κρισ.)	0,080	0,163	ΌΧΙ
K2,K5,K20,K23	-635,205	1,9	-0,127	12Φ18	30,54	0,266	0,12	300	173,68	837,93	2,54	193,06	0,306	Φ8/140 (κρισ.)	Φ8/300(μη κρισ.)	0,080	0,163	ΌΧΙ
K3,K4,K21,K22	-1233,452	5,806	-0,247	12Φ18	30,54	0,266	0,16	400	213,58	837,93	4,93	273,83	0,249	Φ8/140 (κρισ.)	Φ8/250(μη κρισ.)	0,116	0,163	ΌΧΙ
K8,K9,K16,K17	-2659,04	19,514	-0,532	12Φ18	30,54	0,266	0,18	450	253,85	837,93	10,64	466,28	0,209	Φ8/140 (κρισ.)	Φ8/200(μη κρισ.)	0,324	0,163	ΝΑΙ
K7,K10,K15,K18	-1842,692	23,705	-0,369	12Φ18	30,54	0,266	0,16	400	213,58	837,93	7,37	356,07	0,249	Φ8/140 (κρισ.)	Φ8/250(μη κρισ.)	0,205	0,163	ΝΑΙ

## 6.4 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων ισογείου ζώνης Ι

### 6.4.1 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T1, T2

#### 6.4.1.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων

- a. Τοίχωμα: Κατά τον EC8: &5.1.2 θεωρείται κάθε κατακόρυφο φέρων στοιχείο με λόγο διαστάσεων διατομής  $l_w / b_w > 4 \Leftrightarrow 5/0,25 = 20 > 4 \rightarrow$  Ισχύει

- b. Πάχος κορμού ( $b_{wo}$ ) τοιχώματος:

Κατά τον EC8: &5.4.1.2.3(1) για πλαστικά τοιχώματα απαιτείται πάχος κορμού:

$b_{wo} > \max(0.15, h_s/20)$  όπου  $h_s$  είναι το καθαρό ύψος του ορόφου

$b_{wo} = 0,25 > \max(0.15, 3.90/20) = 0,195m$  (Επάρκεια)

c. Το κρίσιμο ύψος  $h_{cr}$  πάνω από την βάση του τοιχώματος, EC8:&5.4.3.4.2(1),

$$\text{εκτιμάται από τις σχέσεις: } \begin{cases} h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) \\ h_{cr} = \min(2l_w, h_s), n \leq 6 \end{cases}, \text{ όπου:}$$

$h_w$ : συνολικό ύψος τοιχώματος,  $h_w = 16,5$  m

$h_s$ : το καθαρό ύψος ορόφου,  $h_s = 4,50 - 0,60 = 3,90$  m

$n$ : αριθμός ορόφου,  $n = 5$

$$\text{Άρα: } \begin{cases} h_{cr} = \max\left(5, \frac{16,5}{6}\right) = 5 \\ h_{cr} = \min(2 * 5, 3,9), n \leq 6 \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 3,90m$$

Ο EC2 δεν διευκρινίζει εάν το κρίσιμο ύψος πρέπει να καλύπτει πλήρη όροφο, στην συγκεκριμένη περίπτωση καλύπτει όλο το ύψος του ορόφου.

d. Το μήκος των περισφιγμένων άκρων ( $l_c$ ) κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (2,3,4,5,6) για να εξασφαλίζει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$ , απαιτείται στο κρίσιμο ύψος των τοιχωμάτων είναι:

$$l_c = \max(0.15l_w, 1.5b_w) = \max(0.15 * 5, 1.5 * 0.25) = \max(0.75, 0.375) = 0.75m$$

e. Πάχος περισφιγμένου άκρου ( $b_w$ ) κατά EC8: &5.4.3.4.2 (10)

$b_w \geq \max(0.2, h_s/15)$  εάν  $l_c \leq \max(2b_w, 0.2l_w)$  ή

$b_w \geq \max(0.2, h_s/10)$  εάν  $l_c > \max(2b_w, 0.2l_w)$

Στην συγκεκριμένη περίπτωση:  $l_c = 0,75 \leq \max(2 * 0,25, 0,2 * 5) = (0,5, 1) = 1 \rightarrow b_w \geq \max(0,2, h_s/15) = \max(0,2, 3,9/15) = 0,26 \approx 0,25$  (Επάρκεια)

#### 6.4.1.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Κατά τον EC8:&5.4.3.4.1 (3) στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να συνυπολογίζονται εκτός των διαμήκων ράβδων των άκρων και οι κατακόρυφοι οπλισμοί κορμού. Στην συγκεκριμένη μελέτη δεν υπολογίστηκε η συμβολή των κατακόρυφων οπλισμών κορμού καθώς δεν αποτιμάται η συμβολή τους από τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης. Χρησιμοποιήθηκαν νομογραφήματα με διάταξη τεσσάρων ράβδων στις γωνίες της διατομής. Στο παράρτημα παρουσιάζονται τα νομογραφήματα για λόγους  $b_1/b = 0.05, 0.10, 0.15$

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{smin} = 0.5 \% b_w l_c = 0.5 \% * 25 * 75 = 9.38 cm^2$  (ανά άκρο)
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{smax} = 4 \% b_w l_c = 4 \% * 25 * 75 = 75 cm^2$  (ανά άκρο)

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP 2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό  $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$ , τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα, όπως φαίνονται και στον πίνακα 37.

$N = -1976,83$  kN,  $M_{33} = 715.2259$  kNm,  $M_{22} = 0,8208$  kNm

$$\mu_x = \frac{|M_{22}|}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{0,8208}{5 * 0,25^2 * \frac{30000}{1,5}} = 0,00033$$

$$\mu_y = \frac{|M_{33}|}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{715.2259}{0.25 * 5^2 * 30000/1.5} = 0,29$$

$$v = \frac{N}{A_c * f_{cd}} = \frac{-1976,83}{0.5 * 0.25 * 30000/1.5} = -0,4$$

$$b_1/b = 404/5000 = 0.081 \approx 0.1$$

$$b_1 = l_c/2 + C_{nom} + \Phi_w/2 = 750/2 + 25 + 8/2 = 404\text{mm}$$

Άρα  $\omega=0$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός:  $A_{smin} = 9.38 \text{ cm}^2$  ανά άκρο  $\rightarrow A_{smin} = 18.76 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8\Phi 18 (20,32\text{cm}^2)}$

Ισχύει ότι:  $l_c / \text{διάστ.} = 750/5 = 150\text{mm} < 200\text{mm}$

#### 6.4.1.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Κατά τον EC8: &5.4.2.4 (6,7,8) σε λυγηρά τοιχώματα ( $h_w / l_w > 2$ ) λόγω αβεβαιοτήτων η τέμνουσα αυξάνεται κατά 50%. Άρα  $V_{sd,max} = 1.5 * V_{sd}$ .

Η διάτμηση των τοιχωμάτων ΚΠΜ κατά EC8: &5.4.3.4.1 υπολογίζεται από τις αντίστοιχες διατάξεις του EC2:&6.2. Για λυγηρά τοιχώματα η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού.

a. Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Πρέπει κατά τον EC8: &6.2.3οι διαστάσεις του κορμού να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ . Ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη τιμή:

$$V_{sd,max} = 1.5 * 207.135 = 310.71 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,25 * 4,5 * 0,6 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 4655.14 \text{ kN} > V_{sd,max} = 310,71\text{N}$$

$$v_1 = 0,6 \text{ για } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$z = 0,9d = 0,9 * 5 = 4,5\text{m}$$

$$\text{Επιλέγεται } \theta = 21,8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,5 \text{ και } \tan\theta = 0,40$$

b. Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται κατά τον EC8: &6.2.2 από την σχέση:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d.$$

Όπου:

$$C_{Rd,c} : \text{Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται } C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{4625}} = 1,21 \leq 2,0$$

$$\rho_1: \text{Ποσοστό εφελκυσμένου χάλυβα } \rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{9.42 * 10^2}{250 * 4625} = 8.14 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ED} / A_c = 2286,79 / 0,25 * 4625 = 1,98\text{m} < 0,2 * f_{cd} = 0,3 * 30 / 1,5 = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[ 0,12 * 1,21 * (100 * 8,14 * 10^{-4} * 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 1,98 \right] * 0,25 * 4625 = 569,48 \text{ kN} > V_{Sd,max} = 310.71 \text{ kN (Επάρκεια)}$$

c. Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού

Η τέμνουσα δύναμη σε λυγηρά τοιχώματα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού κατά EC2:&6.2.3 υπολογίζεται από τη σχέση:  $V_{Rd,s} \geq V_{Sd,max}$ . Όπου:

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow S \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$

$$= \frac{1,571 * 10^{-4} * 4,5 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^3 * 1}{310,71} = 0,99m$$

Θεωρείται η δυσμενέστερη γωνία κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot\theta = 1$

Κατά τον EC2: &9.6.3 σε όλο το ύψος του τοιχώματος τοποθετούνται:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{hmin} = \max(1\%, 0.25\rho_v) \\ s_h \leq 400mm \end{array} \right.$$

$$\rho_{min} = \max(1\%, 0.25 * 2\%) = 1\% \rightarrow A_{s,min}/m = 1\% * 25 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2/m \rightarrow 2\Phi 8/400$$

Επιλέγονται ράβδοι  $\Phi 10$ :  $A_s = 2 * 0.785 = 1.571 \text{ cm}^2$

d. Υπολογισμός απαιτούμενων κατακόρυφων οπλισμών κορμού

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά EC2: &9.6.2 σε όλο το ύψος του τοιχώματος:

$$\rho_{v,min} = 2\% \rightarrow A_{s,min}/m = 2\% * 25 * 100 = 5.0 \text{ cm}^2/m \rightarrow 2\Phi 8 = 2 * 0.503 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} = \min(3b_w, 400) = \min(3 * 250, 400) = 400 \text{ mm}$$

$$S \leq 200 \text{ mm}$$

Άρα  $S < 200$ , επιλέγονται  $2\Phi 8/200$  ( $5 * 1,006 = 5,03 \text{ cm}^2$ )

e. Οπλισμός συγκράτησης εσχάρων (σιγμοειδής οπλισμός)

Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετείται σύμφωνα με τον EC8: &5.5.3.4.5(14) σιγμοειδής οπλισμός  $4\Phi 8/m^2$  κάτοψης κορμού.

$$\text{Επιφάνεια κορμού} = (l_w - 2l_{cl}) * b_w = (5 - 2 * 0.75) * 0.25 \approx 1 \text{ m}^2$$

Επομένως τοποθετούνται  $4\Phi 8$  κατά μήκος του κορμού ανά  $50 \text{ cm}$  καθ' ύψος

#### 6.4.1.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών

Κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (9) η περίσφιξη των άκρων γίνεται με τις διατάξεις του EC8: &5.4.3.2.2 των υποστυλωμάτων.

Εντός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{192}{2} = 96 \text{ mm} \\ 8d_{bl,min} = \frac{8 * 20}{175} = 160 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 96 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/96$$

Εκτός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} b_{min} = 250 \text{ mm} \\ 20d_{bl,min} = 20 * 20 = 400 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 250 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/250$$

Η μικρότερη διάμετρος των συνδετήρων κατά τον EC8:5.4.3.5.3 (1) για όλο το μήκος του τοιχώματος είναι:

$$d_{bw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} * d_{bl,max} = \frac{1}{4} * 20 = 5 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow d_{bw} = \Phi 8$$

- a. Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες Φ8/96

Περισφιγμένο μήκος:

$$b_{x0} = l_c = 0.75 \text{ m}$$

$$b_{y0} = b_y - 2C_{nom} - 2\Phi/2 = 0,25 - 2 * 0,025 - 0,008 = 0,192 \text{ m}$$

Διατομή σκελών χάλυβα:

$$\text{XX διεύθυνση: } A_{sw,x} = 2\Phi 8 = 2 * 0,503 = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{YY διεύθυνση: } A_{sw,y} = 8\Phi 8 = 8 * 0,503 = 4,024 \text{ cm}^2$$

Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_x = \frac{A_{sw,x}}{b_{y0} * s} = \frac{1.02}{19.2 * 9.6} = 5.46 * 10^{-3}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sw,y}}{b_{x0} * s} = \frac{4.024}{75 * 9.6} = 5.59 * 10^{-3}$$

Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_w = 2 \min(\rho_x, \rho_y) = 2 \min(5.464 * 10^{-3}, 5.59 * 10^{-3}) = 10.93 * 10^{-3}$$

Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\omega_{wd,prov} = \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} = 10.93 * 10^{-3} \frac{500}{30} = 0.182$$

- b. Υπολογισμός συντελεστή πλαστιμότητας ( $\mu_\phi$ )

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από τη

$$\text{σχέση: } \mu_\phi = 1 + 2 * (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1} \text{ για } T_1 < T_c$$

$$\text{Για } T_1 = 0,441 < T_c = 0,5 \text{ και } q_0 = 3 \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 * (3 - 1) * \frac{0,5}{0,441} = 5,535$$

- c. Υπολογισμός απόδοσης περίσφιξης ( $\alpha$ )

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_{x0}b_{y0}} = 1 - \frac{0,2987}{6 * 0,75 * 0,192} = 0,6543$$

$$\text{Διεύθυνση X: } b_i = l_c / 5 = 0.75 / 5 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Διεύθυνση Y: } b_i = b_0 = 0.192 \text{ m}$$

$$\sum b_i^2 = 10 * 0.15^2 + 2 * 0.192^2 = 0.2987 \text{ m}^2$$

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{x0}}\right) * \left(1 - \frac{s}{2b_{y0}}\right) = \left(1 - \frac{0.096}{2 * 0.75}\right) * \left(1 - \frac{0.096}{2 * 0.192}\right) = 0.702$$

Συντελεστής απόδοσης περίσφιξης :  $\alpha = \alpha_n * a_s = 0,6543 * 0,702 = 0,46$

d. Υπολογισμός απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων  $\omega_{wd,req}$

$$\omega_{wd,req} \geq \frac{30 * \mu_\varphi * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035}{\alpha}$$

$$= \frac{30 * 5,535 * 0,0915 * 2,17 * 10^{-3} * \left(\frac{0,25}{0,192}\right) - 0,035}{0,46} = 0,017$$

$$< \omega_{wd,prov} = 0.08$$

Είναι:  $\omega_{wd,prov} = 0.182 > \omega_{wd,req} = 0.08$  (Επάρκεια)

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες **Φ8/96**

## 6.4.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T3, T10

### 6.4.2.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων

a. Τοίχωμα: Κατά τον EC8: &5.1.2 θεωρείται κάθε κατακόρυφο φέρων στοιχείο με λόγο διαστάσεων διατομής  $l_w / b_w > 4 \Leftrightarrow 5/0,25 = 20 > 4 \rightarrow$  Ισχύει

b. Πάχος κορμού ( $b_{w0}$ ) τοιχώματος:

Κατά τον EC8: &5.4.1.2.3(1) για πλαστικά τοιχώματα απαιτείται πάχος κορμού:

$b_{w0} > \max(0.15, h_s/20)$  όπου  $h_s$  είναι το καθαρό ύψος του ορόφου

$b_{w0} = 0,25 > \max(0.15, 3.80/20) = 0,19m$  (Επάρκεια)

c. Το κρίσιμο ύψος  $h_{cr}$  πάνω από την βάση του τοιχώματος, EC8:&5.4.3.4.2(1),

εκτιμάται από τις σχέσεις:  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right) \\ h_{cr} = \min(2l_w, h_s), n \leq 6 \end{array} \right.$ , όπου:

$h_w$ : συνολικό ύψος τοιχώματος,  $h_w = 16,5$  m

$h_s$ : το καθαρό ύψος ορόφου,  $h_s = 4,50 - 0,70 = 3,80$  m

$n$ : αριθμός ορόφου,  $n = 5$

Άρα:  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cr} = \max\left(5, \frac{16,5}{6}\right) = 5 \\ h_{cr} = \min(2 * 5, 3.8) = 3.8 \end{array} \right. \rightarrow h_{cr} = 3,80m$

OEC2 δεν διευκρινίζει εάν το κρίσιμο ύψος πρέπει να καλύπτει πλήρη όρορφο, στην συγκεκριμένη περίπτωση καλύπτει όλο το ύψος του ορόφου.



d. Το μήκος των περισφιγμένων άκρων ( $l_c$ ) κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (2,3,4,5,6) για να εξασφαλίζει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$ , απαιτείται στο κρίσιμο ύψος των τοιχωμάτων είναι:

$$l_c = \max(0.15l_w, 1.5b_w) = \max(0.15 \cdot 5, 1.5 \cdot 0.25) = \max(0.75, 0.375) = 0.75 \text{ m}$$

e. Πάχος περισφιγμένου άκρου ( $b_w$ ) κατά EC8: &5.4.3.4.2 (10)

$$b_w \geq \max(0.2, h_s/15) \text{ εάν } l_c \leq \max(2b_w, 0.2l_w) \text{ ή}$$

$$b_w \geq \max(0.2, h_s/10) \text{ εάν } l_c > \max(2b_w, 0.2l_w)$$

Στην συγκεκριμένη περίπτωση:  $l_c = 0,44 \leq \max(2 \cdot 0.25, 0.2 \cdot 5) = (0.5, 1) = 1 \rightarrow b_w \geq \max(0.2, h_s/15) = \max(0.2, 3.8/15) = 0.253 \approx 0.25$  (Επάρκεια)

$$l_c = 50 - 2 \cdot 2.5 - 0.8 = 44.2 \text{ cm}$$

#### 6.4.2.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Κατά τον EC8:&5.4.3.4.1 (3) στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να συνυπολογίζονται εκτός των διαμήκων ράβδων των άκρων και οι κατακόρυφοι οπλισμοί κορμού. Στην συγκεκριμένη μελέτη δεν υπολογίστηκε η συμβολή των κατακόρυφων οπλισμών κορμού καθώς δεν αποτιμάται η συμβολή τους από τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης. Χρησιμοποιήθηκαν νομογραφήματα με διάταξη τεσσάρων ράβδων στις γωνίες της διατομής. Στο παράρτημα παρουσιάζονται τα νομογραφήματα για λόγους  $b_1/b = 0.05, 0.10, 0.15$

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{smin} = 0.5 \% b_w l_c = 0.5 \% \cdot 50 \cdot 44,2 = 11,058 \text{ cm}^2$  (ανά άκρο)
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{smax} = 4 \% b_w l_c = 4 \% \cdot 50 \cdot 44,2 = 88,4 \text{ cm}^2$  (ανά άκρο)

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP 2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό  $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$ , τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα, όπως φαίνονται και στον πίνακα 37.

$$N = -1822.72 \text{ kN}, M_{33} = -7.2481 \text{ kNm}, M_{22} = -831.012 \text{ kNm}$$

$$\mu_x = \frac{|M_{22}|}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{831.012}{1.55 \cdot 5 \cdot \frac{30000}{1.5}} = 0,005$$

$$\mu_y = \frac{|M_{33}|}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{7.2481}{1.5 \cdot 0.5 \cdot 30000/1.5} = 0,0005$$

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-1822.72}{1.5 \cdot 30000/1.5} = -0,06$$

$$b_1/b = 250/5000 = 0.05$$

Άρα  $\omega = 0$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός:  $A_s = 11.05 \text{ cm}^2$  ανά άκρο  $\rightarrow A_{smin} = 22,10 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8\Phi 20}$  ( $\mathbf{25.12 \text{ cm}^2}$ )

Ισχύει ότι:  $l_c / \text{διάστ.} = 440/3 = 146.67 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$

#### 6.4.2.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Κατά τον EC8: &5.4.2.4 (6,7,8) σε λυγηρά τοιχώματα ( $h_w / l_w > 2$ ) λόγω αβεβαιοτήτων η τέμνουσα αυξάνεται κατά 50%. Άρα  $V_{sd,max} = 1.5 * V_{sd}$ .

Η διάτμηση των τοιχωμάτων ΚΠΜ κατά EC8: &5.4.3.4.1 υπολογίζεται από τις αντίστοιχες διατάξεις του EC2:&6.2. Για λυγηρά τοιχώματα η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού.

- a. Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Πρέπει κατά τον EC8: &6.2.3οι διαστάσεις του κορμού να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ . Ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη τιμή:

$$V_{sd,max} = 1.5 * 131.15 = 196.73 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,25 * 4,5 * 0,6 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 4655.14 \text{ kN} > V_{sd,max} = 196.73 \text{ kN}$$

(Επάρκεια)

$$v_1 = 0,6 \text{ για } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$z = 0,9d = 0,9 * 5 = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Επιλέγεται } \theta = 21,8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,5 \text{ και } \tan\theta = 0,40$$

- b. Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται κατά τον EC8: &6.2.2 από την σχέση:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d.$$

Όπου:

$$C_{Rd,c} : \text{Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται } C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{4625}} = 1,21 \leq 2,0$$

$$\rho_1 : \text{Ποσοστό εφελκόμενου χάλυβα } \rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{11,31 * 10^2}{250 * 4625} = 9,78 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ED} / A_c = 1822,72 / 0,25 * 4625 = 1,58 \text{ m} < 0,2 * f_{cd} = 0,3 * 30 / 1,5 = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[ 0,12 * 1,21 * (100 * 9,78 * 10^{-4} * 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 1,58 \right] * 0,25 * 4625 = 514,38 \text{ kN} > V_{sd,max} = 196.73 \text{ kN} \text{ (Επάρκεια)}$$

- c. Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού

Η τέμνουσα δύναμη σε λυγηρά τοιχώματα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού κατά EC2:&6.2.3 υπολογίζεται από τη σχέση:  $V_{Rd,s} \geq V_{sd,max}$ .

Όπου:

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow S \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$

$$= \frac{1,571 * 10^{-4} * 4,5 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^3 * 1}{196,73} = 1,56m$$

Θεωρείται η δυσμενέστερη γωνία κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot\theta = 1$

Κατά τον EC2: &9.6.3 σε όλο το ύψος του τοιχώματος τοποθετούνται:

$$\begin{cases} \rho_{hmin} = \max(1\%, 0,25\rho_v) \\ s_h \leq 400mm \end{cases}$$

$$\rho_{min} = \max(1\%, 0,25 * 2\%) = 1\% \rightarrow A_{s,min}/m = 1\% * 25 * 100 = 2,5cm^2/m \rightarrow 2\Phi 8/400$$

Επιλέγονται ράβδοι  $\Phi 10$ :  $A_s = 2 * 0,785 = 1,571cm^2$

d. Υπολογισμός απαιτούμενων κατακόρυφων οπλισμών κορμού

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά EC2: &9.6.2 σε όλο το ύψος του τοιχώματος:

$$\rho_{v,min} = 2\% \rightarrow A_{s,min}/m = 2\% * 25 * 100 = 5,0cm^2/m \rightarrow 2\Phi 8 = 2 * 0,503 = 1,02cm^2$$

$$S_{max} = \min(3b_w, 400) = \min(3 * 250, 400) = 400mm$$

$$S \leq 200mm$$

Άρα  $S < 200$ , επιλέγονται  $2\Phi 8/200$  ( $5 * 1,006 = 5,03cm^2$ )

e. Οπλισμός συγκράτησης εσχάρων (σιγμοειδής οπλισμός)

Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετείται σύμφωνα με τον EC8: &5.5.3.4.5(14) σιγμοειδής οπλισμός  $4\Phi 8/m^2$  κάτοψης κορμού.

$$\text{Επιφάνεια κορμού} = (l_w - 2l_{cl}) * b_w = (5 - 2 * 0,44) * 0,25 = 1,029 \approx 1m^2$$

Επομένως τοποθετούνται  $4\Phi 8$  κατά μήκος του κορμού ανά  $50cm$  καθ' ύψος.

#### 6.4.2.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών

Κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (9) η περίσφιξη των άκρων γίνεται με τις διατάξεις του EC8: &5.4.3.2.2 των υποστυλωμάτων.

Εντός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{442}{2} = 221mm \\ 8d_{bl,min} = 8 * 12 = 96mm \\ 175 \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 96mm \rightarrow \Phi 8/96$$

Εκτός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} b_{min} = 500mm \\ 20d_{bl,min} = 20 * 12 = 400mm \\ 400mm \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 240mm \rightarrow \Phi 8/240$$

Η μικρότερη διάμετρος των συνδετήρων κατά τον EC8: &5.4.3.5.3 (1) για όλο το μήκος του τοιχώματος είναι:

$$d_{bw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6mm \\ \frac{1}{4} * d_{bl,max} = \frac{1}{4} * 12 = 3mm \end{array} \right\} \rightarrow d_{bw} = \Phi 8$$

a. Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες  $\Phi 8/96$

Περισφιγμένο μήκος:

$$b_{x0} = b_{y0} = b_x - 2C_{nom} - 2\Phi/2 = 0,5 - 2 * 0,025 - 0,08 = 0,442\text{m}$$

Διατομή σκελών χάλυβα:

$$ΧΧ \text{ διεύθυνση} = ΥΥ \text{ διεύθυνση}: A_{sw,x} = A_{sw,y} = 6\Phi 8 = 6 * 0,503 = 3,02 \text{ cm}^2$$

Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_x = \rho_y = \frac{A_{sw,x}}{b_{y0} * s} = \frac{3,02}{44,2 * 9,6} = 7,117 * 10^{-3}$$

Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_w = 2 \min(\rho_x, \rho_y) = 2 * (7,117 * 10^{-3}) = 0,0142 * 10^{-3}$$

Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\omega_{wd,prov} = \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} = 0,0142 * 10^{-3} \frac{500}{30} = 0,237$$

b. Υπολογισμός συντελεστή πλαστιμότητας ( $\mu_\phi$ )

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από τη σχέση :  $\mu_\phi = 1 + 2 * (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$  για  $T_1 < T_c$

$$\text{Για } T_1 = 0,441 < T_c = 0,5 \text{ και } q_0 = 3 \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 * (3 - 1) * \frac{0,5}{0,441} = 5,535$$

c. Υπολογισμός απόδοσης περίσφιξης ( $\alpha$ )

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_{x0} b_{y0}} = 1 - \frac{2603,68}{6 * 44,2 * 44,2} = 0,0778$$

$$b_i = 4l_c / 12 = 4 * 44,2 / 12 = 14,73\text{m}$$

$$\sum b_i^2 = 12 * 14,73^2 = 2603,68\text{m}^2$$

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{x0}}\right) * \left(1 - \frac{s}{2b_{y0}}\right) = \left(1 - \frac{9,6}{2 * 44,2}\right) = 0,795$$

$$\text{Συντελεστής απόδοσης περίσφιξης : } \alpha = a_n * a_s = 0,0778 * 0,795 = 0,062$$

d. Υπολογισμός απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων  $\omega_{wd,req}$

$$\begin{aligned} \omega_{wd,req} &\geq \frac{30 * \mu_\phi * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035}{\alpha} \\ &= \frac{30 * 5,535 * 0,061 * 2,17 * 10^{-3} * \left(\frac{0,50}{0,442}\right) - 0,035}{0,62} = -0,016 \\ &< \omega_{wd,prov} = 0,08 \end{aligned}$$

Είναι:  $\omega_{wd,prov} = 0,184 > \omega_{wd,req} = 0,08$  (Επάρκεια)

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες  **$\Phi 8/96$**

### 6.4.3 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T4, T5

#### 6.4.3.1 Έλεγχος διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων

a. Τοίχωμα: Κατά τον EC8: &5.1.2 θεωρείται κάθε κατακόρυφο φέρων στοιχείο με λόγο διαστάσεων διατομής  $l_w / b_w > 4 \Leftrightarrow 2/0,25 = 8 > 4 \rightarrow$  Ισχύει

b. Πάχος κορμού ( $b_{wo}$ ) τοιχώματος:

Κατά τον EC8: &5.4.1.2.3(1) για πλάστιμα τοιχώματα απαιτείται πάχος κορμού:

$b_{wo} > \max(0.15, h_s/20)$  όπου  $h_s$  είναι το καθαρό ύψος του ορόφου

$b_{wo} = 0,25 > \max(0.15, 3.80/20) = 0,19\text{m}$  (Επάρκεια)

c. Το κρίσιμο ύψος  $h_{cr}$  πάνω από την βάση του τοιχώματος, EC8:&5.4.3.4.2(1),

εκτιμάται από τις σχέσεις:  $\begin{cases} h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) \\ h_{cr} = \min(2l_w, h_s), n \leq 6 \end{cases}$ , όπου:

$h_w$ : συνολικό ύψος τοιχώματος,  $h_w = 16,5\text{ m}$

$h_s$ : το καθαρό ύψος ορόφου,  $h_s = 4,50 - 0,70 = 3,80\text{ m}$

$n$ : αριθμός ορόφου,  $n = 5$

Άρα:  $\begin{cases} h_{cr} = \max\left(2, \frac{16,5}{6}\right) = 2.75 \\ h_{cr} = \min(2 * 5, 3.8), n \leq 6 \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 2.75\text{m}$

d. Το μήκος των περισφιγμένων άκρων ( $l_c$ ) κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (2,3,4,5,6) για να εξασφαλίζει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$ , απαιτείται στο κρίσιμο ύψος των τοιχωμάτων είναι:

$l_c = \max(0.15l_w, 1.5b_w) = \max(0.15 * 2, 1.5 * 0.25) = \max(0.3, 0.375) = 0.375\text{m}$

e. Πάχος περισφιγμένου άκρου ( $b_w$ ) κατά EC8: &5.4.3.4.2 (10)

$b_w \geq \max(0.2, h_s/15)$  εάν  $l_c \leq \max(2b_w, 0.2l_w)$  ή

$b_w \geq \max(0.2, h_s/10)$  εάν  $l_c > \max(2b_w, 0.2l_w)$

Στην συγκεκριμένη περίπτωση:  $l_c = 0,375 \leq \max(2 * 0.25, 0.2 * 2) = (0.5, 0.4) = 0.5 \rightarrow b_w \geq$

$\max(0.2, h_s/15) = \max(0.2, 3.8/15) = 0.26 \approx 0.25$  (Επάρκεια)

#### 6.4.3.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Κατά τον EC8:&5.4.3.4.1 (3) στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να συνυπολογίζονται εκτός των διαμήκων ράβδων των άκρων και οι κατακόρυφοι οπλισμοί κορμού. Στην συγκεκριμένη μελέτη δεν υπολογίστηκε η συμβολή των κατακόρυφων οπλισμών κορμού καθώς δεν αποτιμάται η συμβολή τους από τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης. Χρησιμοποιήθηκαν νομογραφήματα με διάταξη τεσσάρων ράβδων στις γωνίες της διατομής. Στο παράρτημα παρουσιάζονται τα νομογραφήματα για λόγους  $b_1/b = 0.05, 0.10, 0.15$

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{smin} = 0.5 \% b_w l_c = 0.5\% * 25 * 37.5 = 4.69 cm^2$  (ανά άκρο)
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{smax} = 4\% b_w l_c = 4\% * 25 * 37.5 = 37.5 cm^2$  (ανά άκρο)

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP 2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό G+0.3Q+0.3Ex+Ey, τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα, όπως φαίνονται και στον πίνακα 37.

N=-951.349kN ,  $M_{33}=-0.1822kNm$ ,  $M_{22}=-93.9818 kNm$

$$\mu_x = \frac{|M_{22}|}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{93.9818}{0.25 * 2^2 * \frac{30000}{1.5}} = 0,005$$

$$\mu_y = \frac{|M_{33}|}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{0.1822}{2 * 0.25^2 * 30000/1.5} = 0,000072$$

$$\nu = \frac{N}{A_c * f_{cd}} = \frac{-951.349}{2 * 0.25 * 30000/1.5} = -0,1$$

$$b_1/b = 216/5000 = 0.108 \approx 0.1$$

$$\text{όπου: } b_1 = l_c/2 + C_{nom} + \Phi_w/2 = 375/2 + 25 + 8/2 = 216.5mm$$

Άρα  $\omega = 0$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός:  $A_s = 4.69 cm^2$  ανά άκρο  $\rightarrow A_{smin} = 9.38 cm^2 \rightarrow 8\Phi 14$  (12.32cm<sup>2</sup>)

Ισχύει ότι:  $l_c / \text{διάστ.} = 375/3 = 125mm < 200mm$

#### 6.4.3.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Κατά τον EC8: &5.4.2.4 (6,7,8) σε λυγηρά τοιχώματα ( $h_w / l_w > 2$ ) λόγω αβεβαιοτήτων η τέμνουσα αυξάνεται κατά 50%. Άρα  $V_{sd,max} = 1.5 * V_{sd}$ .

Η διάτμηση των τοιχωμάτων ΚΠΜ κατά EC8: &5.4.3.4.1 υπολογίζεται από τις αντίστοιχες διατάξεις του EC2:&6.2. Για λυγηρά τοιχώματα η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού.

a. Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Πρέπει κατά τον EC8: &6.2.3οι διαστάσεις του κορμού να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ . Ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη τιμή:

$$V_{sd,max} = 1.5 * 41.365 = 62.05 kN$$

$$V_{Rdmax} = \frac{b_w * z * \nu_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,25 * 1.8 * 0,6 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 1862.07 kN > V_{sd,max} = 62.05 kN$$

(Επάρκεια)

$$\nu_1 = 0,6 \text{ για } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$z = 0,9 l_w = 0,9 * 2 = 1.8m$$

$$\text{Επιλέγεται } \theta = 21,8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,5 \text{ και } \tan\theta = 0,40$$

b. Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται κατά τον EC8: &6.2.2 από την σχέση:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d.$$

Όπου:

$C_{Rd,C}$ : Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται  $C_{Rd,C} = 0,12$

$k_1 = 0,15$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1812,5}} = 1,33 \leq 2,0$$

$$d = l_w - l_c / 2 = 2000 - 375 / 2 = 1812,5 \text{ mm}$$

$$\rho_1: \text{Ποσοστό εφελκόμενου χάλυβα } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,03 \cdot 10^2}{250 \cdot 1812,5} = 1,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ED} / A_c = 951,35 / 0,25 \cdot 1812,5 = 2,1 \text{ m} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,3 \cdot 30 / 1,5 = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,C} = \left[ C_{Rd,C} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[ 0,12 \cdot 1,33 \cdot (100 \cdot 1,33 \cdot 10^{-3} \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,1 \right] \cdot 0,25 \cdot 1812,5 = 257,44 \text{ kN} > V_{Sd,max} = 62,05 \text{ kN (Επάρκεια)}$$

c. Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού

Η τέμνουσα δύναμη σε λυγηρά τοιχώματα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού κατά EC2: &6.2.3 υπολογίζεται από τη σχέση:  $V_{Rd,s} \geq V_{Sd,max}$ .

Όπου:

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow S \leq \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}}$$
$$= \frac{1,006 \cdot 10^{-4} \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{500}{1,15}\right) \cdot 10^3 \cdot 1}{62,05} = 1,27 \text{ m}$$

Θεωρείται η δυσμενέστερη γωνία κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1$

Κατά τον EC2: &9.6.3 σε όλο το ύψος του τοιχώματος τοποθετούνται:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{hmin} = \max(1\%, 0,25\rho_v) \\ s_h \leq 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\rho_{min} = \max(1\%, 0,25 \cdot 2\%) = 1\% \rightarrow A_{s,min} / m = 1\% \cdot 25 \cdot 100 = 2,5 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \mathbf{2\Phi 8 / 400}$$

Επιλέγονται ράβδοι  $\Phi 10$ :  $A_s = 2 \cdot 0,785 = 1,571 \text{ cm}^2$

d. Υπολογισμός απαιτούμενων κατακόρυφων οπλισμών κορμού

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά EC2: &9.6.2 σε όλο το ύψος του τοιχώματος:

$$\rho_{v,min} = 2\% \rightarrow A_{s,min} / m = 2\% \cdot 25 \cdot 100 = 5,0 \text{ cm}^2 / m \rightarrow 2\Phi 8 = 2 \cdot 0,503 = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} = \min(3b_w, 400) = \min(3 \cdot 250, 400) = 400 \text{ mm}$$

$$S \leq 200 \text{ mm}$$

Άρα  $S < 200$ , επιλέγονται  $\mathbf{2\Phi 8 / 200}$  ( $5 \cdot 1,006 = 5,03 \text{ cm}^2$ )

e. Οπλισμός συγκράτησης εσχάρων (σιγμοειδής οπλισμός)

Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετείται σύμφωνα με τον EC8: &5.5.3.4.5(14) σιγμοειδής οπλισμός  $4\Phi / m^2$  κάτοψης κορμού.

$$\text{Επιφάνεια κορμού} = (l_w - 2l_{cl}) \cdot b_w = (5 - 2 \cdot 0,375) \cdot 0,25 \approx 0,5 \text{ m}^2$$

Επομένως τοποθετούνται  $4\Phi 8$  κατά μήκος του κορμού ανά  $30 \text{ cm}$  καθ' ύψος.

#### 6.4.3.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών

Κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (9) η περίσφιξη των άκρων γίνεται με τις διατάξεις του EC8: &5.4.3.2.2 των υποστυλωμάτων.

Εντός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{192}{2} = 96 \text{ mm} \\ 8d_{bl,min} = \frac{8 * 16}{175} = 128 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 96 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/96$$

Εκτός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} b_{min} = 250 \text{ mm} \\ 20d_{bl,min} = \frac{20 * 16}{400} = 320 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 250 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/250$$

Η μικρότερη διάμετρος των συνδετήρων κατά τον EC8:&5.4.3.5.3 (1) για όλο το μήκος του τοιχώματος είναι:

$$d_{bw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} * d_{bl,max} = \frac{1}{4} * 16 = 4 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow d_{bw} = \Phi 8$$

- a. Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες Φ8/96

Περισφιγμένο μήκος:

$$b_{x0} = b_x - 2C_{nom} - 2\Phi/2 = 0,25 - 2 * 0,025 - 0,008 = 0,192 \text{ m}$$

$$b_{y0} = l_c = 0,375 \text{ m}$$

Διατομή σκελών χάλυβα:

$$\text{XX διεύθυνση: } A_{sw,x} = 6\Phi 8 = 6 * 0,503 = 3,018 \text{ cm}^2$$

$$\text{YY διεύθυνση: } A_{sw,y} = 2\Phi 8 = 2 * 0,503 = 1,02 \text{ cm}^2$$

Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_x = \frac{A_{sw,x}}{b_{y0} * s} = \frac{3,018}{37,5 * 9,6} = 8,38 * 10^{-3}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sw,y}}{b_{x0} * s} = \frac{1,02}{19,2 * 9,6} = 5,46 * 10^{-3}$$

Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_w = 2 \min(\rho_x, \rho_y) = 2 * (8,38 * 10^{-3}, 5,46 * 10^{-3}) = 0,011$$

Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\omega_{wd,prov} = \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} = 0,011 * \frac{500}{30} = 0,184$$

- b. Υπολογισμός συντελεστή πλαστιμότητας ( $\mu_\phi$ )

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από τη

$$\text{σχέση: } \mu_\phi = 1 + 2 * (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1} \text{ για } T_1 < T_c$$

$$\text{Για } T_1 = 0,441 < T_c = 0,5 \text{ και } q_0 = 3 \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 * (3 - 1) * \frac{0,5}{0,441} = 5,535$$



c. Υπολογισμός απόδοσης περίσφιξης ( $\alpha$ )

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_{x0}b_{y0}} = 1 - \frac{0,1675}{6 * 0,192 * 0,375} = 0,612$$

$$B_x = b_{x0} = 0,192 \text{ m}$$

$$B_y = l_c / 3 = 0,375 / 3 = 0,125 \text{ m}$$

$$\sum b_i^2 = 6 * 0,192^2 + 2 * 0,192^2 = 0,654 \text{ m}^2$$

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{x0}}\right) * \left(1 - \frac{s}{2b_{y0}}\right) = \left(1 - \frac{0,096}{2 * 0,192}\right) * \left(1 - \frac{0,096}{2 * 0,375}\right) = 0,654$$

Συντελεστής απόδοσης περίσφιξης :  $\alpha = a_n * a_s = 0,612 * 0,654 = 0,4$

d. Υπολογισμός απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων  $\omega_{wd,req}$

$$\omega_{wd,req} \geq \frac{30 * \mu_{\varphi} * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035}{\alpha}$$

$$= \frac{30 * 5,535 * 0,1 * 2,17 * 10^{-3} * \left(\frac{0,50}{0,442}\right) - 0,035}{0,4} = 0,03$$

$$< \omega_{wd,prov} = 0,08$$

Είναι:  $\omega_{wd,prov} = 0,184 > \omega_{wd,req} = 0,08$  (Επάρκεια)

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες **Φ8/96**

#### 6.4.4 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T6, T7

##### 6.4.4.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων

a. Τοίχωμα: Κατά τον EC8: &5.1.2 θεωρείται κάθε κατακόρυφο φέρων στοιχείο με λόγο διαστάσεων διατομής  $l_w / b_w > 4 \Leftrightarrow 2 / 0,25 = 8 > 4 \rightarrow$  Ισχύει

b. Πάχος κορμού ( $b_{w0}$ ) τοιχώματος:

Κατά τον EC8: &5.4.1.2.3(1) για πλαστικά τοιχώματα απαιτείται πάχος κορμού:

$b_{w0} > \max(0,15, h_s / 20)$  όπου  $h_s$  είναι το καθαρό ύψος του ορόφου

$b_{w0} = 0,25 > \max(0,15, 3,90 / 20) = 0,195 \text{ m}$  (Επάρκεια)

c. Το κρίσιμο ύψος  $h_{cr}$  πάνω από την βάση του τοιχώματος, EC8:&5.4.3.4.2(1),

εκτιμάται από τις σχέσεις:  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right) \\ h_{cr} = \min(2l_w, h_s), n \leq 6 \end{array} \right.$ , όπου:

$h_w$ : συνολικό ύψος τοιχώματος,  $h_w = 16,5 \text{ m}$

$h_s$ : το καθαρό ύψος ορόφου,  $h_s = 4,50 - 0,60 = 3,90 \text{ m}$

$n$ : αριθμός ορόφου,  $n = 5$

Άρα:  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cr} = \max\left(2, \frac{16,5}{6}\right) = 2,75 \\ h_{cr} = \min(2 * 5, 3,9), n \leq 6 \end{array} \right\} \rightarrow h_{cr} = 2,75 \text{ m}$

- d. Το μήκος των περισφιγμένων άκρων ( $l_c$ ) κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (2,3,4,5,6) για να εξασφαλίζει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$ , απαιτείται στο κρίσιμο ύψος των τοιχωμάτων είναι:

$$l_c = \max(0.15l_w, 1.5b_w) = \max(0.15 \cdot 2, 1.5 \cdot 0.25) = \max(0.3, 0.375) = 0.375\text{m}$$

- e. Πάχος περισφιγμένου άκρου ( $b_w$ ) κατά EC8: &5.4.3.4.2 (10)

$$b_w \geq \max(0.2, h_s/15) \text{ εάν } l_c \leq \max(2b_w, 0.2l_w) \text{ ή}$$

$$b_w \geq \max(0.2, h_s/10) \text{ εάν } l_c > \max(2b_w, 0.2l_w)$$

$$\text{Στην συγκεκριμένη περίπτωση: } l_c = 0,375 \leq \max(2 \cdot 0,25, 0,2 \cdot 2) = (0,5, 0,4) = 0,5 \rightarrow b_w \geq \max(0,2, h_s/15) = \max(0,2, 3,8/15) = 0,26 \approx 0,25 \text{ (Επάρκεια)}$$

#### 6.4.4.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Κατά τον EC8:&5.4.3.4.1 (3) στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να συνυπολογίζονται εκτός των διαμήκων ράβδων των άκρων και οι κατακόρυφοι οπλισμοί κορμού. Στην συγκεκριμένη μελέτη δεν υπολογίστηκε η συμβολή των κατακόρυφων οπλισμών κορμού καθώς δεν αποτιμάται η συμβολή τους από τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης. Χρησιμοποιήθηκαν νομογραφήματα με διάταξη τεσσάρων ράβδων στις γωνίες της διατομής. Στο παράρτημα παρουσιάζονται τα νομογραφήματα για λόγους  $b_1/b = 0.05, 0.10, 0.15$

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{smin} = 0.5 \% b_w l_c = 0.5\% \cdot 25 \cdot 37.5 = 4.69\text{cm}^2$  (ανά άκρο)
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{smax} = 4\% b_w l_c = 4\% \cdot 25 \cdot 37.5 = 37.5\text{cm}^2$  (ανά άκρο)

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP 2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό  $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$ , τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα, όπως φαίνονται και στον πίνακα 37.

$$N = -837.85\text{kN}, M_{33} = -0.6124\text{kNm}, M_{22} = -83.4611\text{kNm}$$

$$\mu_x = \frac{|M_{22}|}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{83.4611}{0.25 \cdot 2^2 \cdot \frac{30000}{1.5}} = 0,0042$$

$$\mu_y = \frac{|M_{33}|}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{0.6124}{2 \cdot 0.25^2 \cdot 30000/1.5} = 0,00024$$

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-837.85}{2 \cdot 0.25 \cdot 30000/1.5} = -0,084$$

$$b_1/b = 216/5000 = 0.108 \approx 0.1$$

$$\text{όπου: } b_1 = l_c/2 + C_{nom} + \Phi_w/2 = 375/2 + 25 + 8/2 = 216.5\text{mm}$$

Άρα  $\omega = 0$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός:  $A_s = 4.69\text{cm}^2$  ανά άκρο  $A_{smin} = 9.38\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{8\Phi 14}$  ( $\mathbf{12.32\text{cm}^2}$ )

Ισχύει ότι:  $l_c / \text{διάστ.} = 375/2 = 187.5\text{mm} < 200\text{mm}$

#### 6.4.4.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Κατά τον EC8: &5.4.2.4 (6,7,8) σε λυγηρά τοιχώματα ( $h_w / l_w > 2$ ) λόγω αβεβαιοτήτων η τέμνουσα αυξάνεται κατά 50%. Άρα  $V_{sd,max} = 1.5 * V_{sd}$ .

Η διάτμηση των τοιχωμάτων ΚΠΜ κατά EC8: &5.4.3.4.1 υπολογίζεται από τις αντίστοιχες διατάξεις του EC2:&6.2. Για λυγηρά τοιχώματα η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού.

- a. Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Πρέπει κατά τον EC8: &6.2.3οι διαστάσεις του κορμού να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ . Ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη τιμή:

$$V_{sd,max} = 1.5 * 33.492 = 50.24 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan} = \frac{0,25 * 1,8 * 0,6 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 1862,07 \text{ kN} > V_{sd,max} = 50,24 \text{ kN}$$

(Επάρκεια)

$$v_1 = 0,6 \text{ για } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$z = 0,9 l_w = 0,9 * 2 = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Επιλέγεται } \theta = 21,8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,5 \text{ και } \tan\theta = 0,40$$

- b. Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται κατά τον EC8: &6.2.2 από την σχέση:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d.$$

Όπου:

$$C_{Rd,c}: \text{Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται } C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1812,5}} = 1,33 \leq 2,0$$

$$d = l_w - l_c / 2 = 2000 - 375 / 2 = 1812,5 \text{ mm}$$

$$\rho_1: \text{Ποσοστό εφελκόμενου χάλυβα } \rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{4,62 * 10^2}{250 * 1812,5} = 1,02 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ED} / A_c = 837,85 / 0,25 * 1812,5 = 1,85 \text{ m} < 0,2 * f_{cd} = 0,3 * 30 / 1,5 = 4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[ 0,12 * 1,33 * (100 * 1,02 * 10^{-3} * 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 1,85 \right] * 0,25 * 1812,5 = 230,73 \text{ kN} > V_{sd,max} = 50,24 \text{ kN} \text{ (Επάρκεια)}$$

- c. Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού

Η τέμνουσα δύναμη σε λυγηρά τοιχώματα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού κατά EC2:&6.2.3 υπολογίζεται από τη σχέση:  $V_{Rd,s} \geq V_{sd,max}$ .

Όπου:

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow S \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$

$$= \frac{1,006 * 10^{-4} * 1.8 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^3 * 1}{50.24} = 1,57m$$

Θεωρείται η δυσμενέστερη γωνία κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot\theta = 1$

Κατά τον EC2: &9.6.3 σε όλο το ύψος του τοιχώματος τοποθετούνται:

$$\begin{cases} \rho_{hmin} = \max(1\%, 0.25\rho_v) \\ s_h \leq 400mm \end{cases}$$

$$\rho_{min} = \max(1\%, 0.25 * 2\%) = 1\% \rightarrow A_{s,min}/m = 1\% * 25 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2/m \rightarrow \mathbf{2\Phi 8/400}$$

Επιλέγονται ράβδοι  $\Phi 10$ :  $A_s = 2 * 0.785 = 1.571 \text{ cm}^2$

d. Υπολογισμός απαιτούμενων κατακόρυφων οπλισμών κορμού

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά EC2: &9.6.2 σε όλο το ύψος του τοιχώματος:

$$\rho_{v,min} = 2\% \rightarrow A_{s,min}/m = 2\% * 25 * 100 = 5.0 \text{ cm}^2/m \rightarrow \mathbf{2\Phi 8} = 2 * 0.503 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} = \min(3b_w, 400) = \min(3 * 250, 400) = 400 \text{ mm}$$

$$S \leq 200 \text{ mm}$$

Άρα  $S < 200$ , επιλέγονται  $\mathbf{2\Phi 8/200}$  ( $5 * 1,006 = 5,03 \text{ cm}^2$ )

e. Οπλισμός συγκράτησης εσχάρων (σιγμοειδής οπλισμός)

Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετείται σύμφωνα με τον EC8: &5.5.3.4.5(14) σιγμοειδής οπλισμός  $4\Phi/m^2$  κάτοψης κορμού.

$$\text{Επιφάνεια κορμού} = (l_w - 2l_{cl}) * b_w = (5 - 2 * 0.375) * 0.25 \approx 0.5 \text{ m}^2$$

Επομένως τοποθετούνται  $4\Phi 8$  κατά μήκος του κορμού ανά  $30 \text{ cm}$  καθ' ύψος.

#### 6.4.4.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών

Κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (9) η περίσφιξη των άκρων γίνεται με τις διατάξεις του EC8: &5.4.3.2.2 των υποστυλωμάτων.

Εντός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{192}{2} = 96 \text{ mm} \\ 8d_{bl,min} = \frac{8 * 14}{175} = 112 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 96 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{\Phi 8/96}$$

Εκτός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} b_{min} = 250 \text{ mm} \\ 20d_{bl,min} = \frac{20 * 14}{400} = 280 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{max} = 250 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{\Phi 8/250}$$

Η μικρότερη διάμετρος των συνδετήρων κατά τον EC8: &5.4.3.5.3 (1) για όλο το μήκος του τοιχώματος είναι:

$$d_{bw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} * d_{bl,max} = \frac{1}{4} * 14 = 3.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow d_{bw} = \mathbf{\Phi 8}$$

- a. Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες Φ8/96

Περισφιγμένο μήκος:

$$b_{x0} = b_x - 2C_{nom} - 2\Phi/2 = 0,25 - 2*0,025 - 0,008 = 0,192\text{m}$$

$$b_{y0} = I_c = 0.375\text{m}$$

Διατομή σκελών χάλυβα:

$$\text{XX διεύθυνση: } A_{sw,x} = 3\Phi8 = 3*0,503 = 1.509\text{cm}^2$$

$$\text{YY διεύθυνση: } A_{sw,y} = 2\Phi8 = 2*0,503 = 1,02\text{ cm}^2$$

Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_x = \frac{A_{sw,x}}{b_{y0} * s} = \frac{1.509}{37.5 * 9.6} = 4.19 * 10^{-3}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sw,y}}{b_{x0} * s} = \frac{1.02}{19.2 * 9.6} = 5.46 * 10^{-3}$$

Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_w = 2\min(\rho_x, \rho_y) = 2*(4.19*10^{-3}, 5.46*10^{-3}) = 4.19*10^{-3}$$

Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\omega_{wd,prov} = \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} = 4.19 * 10^{-3} * \frac{500}{30} = 0.14$$

- b. Υπολογισμός συντελεστή πλαστιμότητας ( $\mu_\phi$ )

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από τη σχέση :  $\mu_\phi = 1 + 2*(\alpha_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$  για  $T_1 < T_c$

$$\text{Για } T_1 = 0,441 < T_c = 0,5 \text{ και } \alpha_0 = 3 \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2*(3-1) * \frac{0,5}{0,441} = 5.535$$

- c. Υπολογισμός απόδοσης περίσφιξης ( $\alpha$ )

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_{x0}b_{y0}} = 1 - \frac{0,2144}{6 * 0,192 * 0,375} = 0,5037$$

$$B_x = b_{x0} = 0.192\text{m}$$

$$B_x = I_c / 3 = 0.375/3 = 0.1875\text{m}$$

$$\sum b_i^2 = 6*0.1875^2 + 2*0.192^2 = 0.2144\text{m}^2$$

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{x0}}\right) * \left(1 - \frac{s}{2b_{y0}}\right) = \left(1 - \frac{0.096}{2 * 0.192}\right) * \left(1 - \frac{0.096}{2 * 0.375}\right) = 0.654$$

$$\text{Συντελεστής απόδοσης περίσφιξης : } \alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0,5037 * 0,654 = 0,329$$

- d. Υπολογισμός απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων  $\omega_{wd,req}$

$$\omega_{wd,req} \geq \frac{30 * \mu_{\phi} * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035}{\alpha}$$

$$= \frac{30 * 5,535 * 0,084 * 2,17 * 10^{-3} * \left(\frac{0,50}{0,442}\right) - 0,035}{0,329} = 0,013$$

$$< \omega_{wd,prov} = 0,08$$

Είναι:  $\omega_{wd,prov}=0,08 > \omega_{wd,req}=0,014$  (Επάρκεια)

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες **Φ8/96**

#### 6.4.5 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων T8, T9

##### 6.4.5.1 Έλεγχοι διαμόρφωσης διατομής των τοιχωμάτων

- a. Τοίχωμα: Κατά τον EC8: &5.1.2 θεωρείται κάθε κατακόρυφο φέρων στοιχείο με λόγο διαστάσεων διατομής  $l_w / b_w > 4 \Leftrightarrow 2/0,25 = 8 > 4 \rightarrow$  Ισχύει

- b. Πάχος κορμού ( $b_{wo}$ ) τοιχώματος:

Κατά τον EC8: &5.4.1.2.3(1) για πλάστιμα τοιχώματα απαιτείται πάχος κορμού:

$b_{wo} > \max(0,15, h_s/20)$  όπου  $h_s$  είναι το καθαρό ύψος του ορόφου

$b_{wo} = 0,25 > \max(0,15, 3,80/20) = 0,19\text{m}$  (Επάρκεια)

- c. Το κρίσιμο ύψος  $h_{cr}$  πάνω από την βάση του τοιχώματος, EC8:&5.4.3.4.2(1),

εκτιμάται από τις σχέσεις:  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right) \\ h_{cr} = \min(2l_w, h_s), n \leq 6 \end{array} \right.$ , όπου:

$h_w$ : συνολικό ύψος τοιχώματος,  $h_w = 16,5\text{ m}$

$h_s$ : το καθαρό ύψος ορόφου,  $h_s = 4,50 - 0,70 = 3,80\text{ m}$

$n$ : αριθμός ορόφου,  $n = 5$

Άρα:  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cr} = \max\left(2, \frac{16,5}{6}\right) = 2,75 \\ h_{cr} = \min(2 * 5, 3,8), n \leq 6 \end{array} \right\} \rightarrow h_{cr} = 2,75\text{m}$

- d. Το μήκος των περισφιγμένων άκρων ( $l_c$ ) κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (2,3,4,5,6) για να εξασφαλίζει την απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων  $\mu_{\phi}$ , απαιτείται στο κρίσιμο ύψος των τοιχωμάτων είναι:

$l_c = \max(0,15l_w, 1,5b_w) = \max(0,15 * 2, 1,5 * 0,25) = \max(0,3, 0,375) = 0,375\text{m}$

- e. Πάχος περισφιγμένου άκρου ( $b_w$ ) κατά EC8: &5.4.3.4.2 (10)

$b_w \geq \max(0,2, h_s/15)$  εάν  $l_c \leq \max(2b_w, 0,2l_w)$  ή

$b_w \geq \max(0,2, h_s/10)$  εάν  $l_c > \max(2b_w, 0,2l_w)$

Στην συγκεκριμένη περίπτωση:  $l_c = 0,375 \leq \max(2 \cdot 0,25, 0,2 \cdot 2) = (0,5, 0,4) = 0,5 \rightarrow b_w \geq \max(0,2, h_s/15) = \max(0,2, 3,8/15) = 0,26 \approx 0,25$  (Επάρκεια)

#### 6.4.5.2 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Κατά τον EC8: &5.4.3.4.1 (3) στην καμπτική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να συνυπολογίζονται εκτός των διαμήκων ράβδων των άκρων και οι κατακόρυφοι οπλισμοί κορμού. Στην συγκεκριμένη μελέτη δεν υπολογίστηκε η συμβολή των κατακόρυφων οπλισμών κορμού καθώς δεν αποτιμάται η συμβολή τους από τα νομογραφήματα διαστασιολόγησης. Χρησιμοποιήθηκαν νομογραφήματα με διάταξη τεσσάρων ράβδων στις γωνίες της διατομής. Στο παράρτημα παρουσιάζονται τα νομογραφήματα για λόγους  $b_1/b = 0,05, 0,10, 0,15$

- Ελάχιστος οπλισμός:  $A_{smin} = 0,5 \% b_w l_c = 0,5 \% \cdot 25 \cdot 37,5 = 4,69 \text{ cm}^2$  (ανά άκρο)
- Μέγιστος οπλισμός:  $A_{smax} = 4 \% b_w l_c = 4 \% \cdot 25 \cdot 37,5 = 37,5 \text{ cm}^2$  (ανά άκρο)

Από την ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SAP 2000 προέκυψαν για τον σεισμικό συνδυασμό  $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$ , τα παρακάτω δυσμενή αποτελέσματα, όπως φαίνονται και στον πίνακα 37.

$N = -804,363 \text{ kN}$ ,  $M_{33} = -0,6124 \text{ kNm}$ ,  $M_{22} = -90,0535 \text{ kNm}$

$$\mu_x = \frac{|M_{22}|}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{90,0535}{0,25 \cdot 2^2 \cdot \frac{30000}{1,5}} = 0,0045$$

$$\mu_y = \frac{|M_{33}|}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{0,6124}{2 \cdot 0,25^2 \cdot 30000/1,5} = 0,00025$$

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-804,363}{2 \cdot 0,25 \cdot 30000/1,5} = -0,08$$

$$b_1/b = 216/5000 = 0,108 \approx 0,1$$

$$\text{όπου: } b_1 = l_c/2 + C_{nom} + \Phi_w/2 = 375/2 + 25 + 8/2 = 216,5 \text{ mm}$$

Άρα  $\omega = 0$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός:  $A_s = 4,69 \text{ cm}^2$  ανά άκρο  $\rightarrow A_{smin} = 9,38 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8\Phi 14}$  ( $\mathbf{12,32 \text{ cm}^2}$ )

Ισχύει ότι:  $l_c / \text{διάστ.} = 375/3 = 125 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$

#### 6.4.5.3 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Κατά τον EC8: &5.4.2.4 (6,7,8) σε λυγηρά τοιχώματα ( $h_w / l_w > 2$ ) λόγω αβεβαιοτήτων η τέμνουσα αυξάνεται κατά 50%. Άρα  $V_{sd,max} = 1,5 \cdot V_{sd}$ .

Η διάτμηση των τοιχωμάτων ΚΠΜ κατά EC8: &5.4.3.4.1 υπολογίζεται από τις αντίστοιχες διατάξεις του EC2: &6.2. Για λυγηρά τοιχώματα η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού.

- Έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού

Πρέπει κατά τον EC8: &6.2.3 οι διαστάσεις του κορμού να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ . Ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη τιμή:

$$V_{sd,max} = 1,5 \cdot 39,118 = 58,677 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax} = \frac{b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,25 * 1,8 * 0,6 * \left(\frac{30000}{1,5}\right)}{2,5 + 0,4} = 1862,07 \text{ kN} > V_{sd,max} = 58,677 \text{ kN}$$

(Επάρκεια)

$v_1 = 0,6$  για  $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$

$z = 0,9l_w = 0,9 * 2 = 1,8 \text{ m}$

Επιλέγεται  $\theta = 21,8^\circ \rightarrow \cot\theta = 2,5$  και  $\tan\theta = 0,40$

b. Έλεγχος απαίτησης οπλισμού διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται κατά τον EC8: &6.2.2 από την σχέση:

$$V_{Rd,C} = \left[ C_{Rd,C} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d.$$

Όπου:

$C_{Rd,C}$ : Συντελεστής από δοκιμές λαμβάνεται  $C_{Rd,C} = 0,12$

$k_1 = 0,15$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1812,5}} = 1,33 \leq 2,0$$

$d = l_w - l_c / 2 = 2000 - 375 / 2 = 1812,5 \text{ mm}$

$\rho_1$ : Ποσοστό εφελευσμένου χάλυβα  $\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{6,03 * 10^2}{250 * 1812,5} = 1,33 * 10^{-3}$

$\sigma_{cp} = N_{ED} / A_c = 804,363 / 0,25 * 1812,5 = 1,78 \text{ m} < 0,2 * f_{cd} = 0,3 * 30 / 1,5 = 4 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,C} = \left[ C_{Rd,C} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[ 0,12 * 1,33 * (100 * 1,33 * 10^{-3} * 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 1,78 \right] * 0,25 * 1812,5 = 235,69 \text{ kN} > V_{sd,max} = 58,677 \text{ kN}$$

(Επάρκεια)

c. Υπολογισμός απαιτούμενων οριζόντιων οπλισμών κορμού

Η τέμνουσα δύναμη σε λυγηρά τοιχώματα αναλαμβάνεται μόνο από τις οριζόντιες ράβδους του κορμού κατά EC2: &6.2.3 υπολογίζεται από τη σχέση:  $V_{Rd,s} \geq V_{sd,max}$ .

Όπου:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * \cot\theta \geq V_{Ed} \Leftrightarrow S \leq \frac{A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$

$$= \frac{1,006 * 10^{-4} * 1,8 * \left(\frac{500}{1,15}\right) * 10^3 * 1}{58,677} = 1,34 \text{ m}$$

Θεωρείται η δυσμενέστερη γωνία κλίσης των ρηγμάτων  $\theta = 45^\circ \rightarrow \cot\theta = 1$

Κατά τον EC2: &9.6.3 σε όλο το ύψος του τοιχώματος τοποθετούνται:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{hmin} = \max(1\%, 0,25\rho_v) \\ s_h \leq 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\rho_{min} = \max(1\%, 0,25 * 2\%) = 1\% \rightarrow A_{s,min} / m = 1\% * 25 * 100 = 2,5 \text{ cm}^2 / m \rightarrow 2\Phi 8 / 400$

Επιλέγονται ράβδοι  $\Phi 10$ :  $A_s = 2 * 0,785 = 1,571 \text{ cm}^2$

d. Υπολογισμός απαιτούμενων κατακόρυφων οπλισμών κορμού



Τοποθετούνται οι ελάχιστοι οπλισμοί κατά EC2: &9.6.2 σε όλο το ύψος του τοιχώματος:

$$\rho_{v,\min}=2\% \rightarrow A_{s,\min}/m = 2\% * 25 * 100 = 5.0 \text{ cm}^2/m \rightarrow 2\Phi 8 = 2 * 0.503 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$S_{\max} = \min(3b_w, 400) = \min(3 * 250, 400) = 400 \text{ mm}$$

$$S \leq 200 \text{ mm}$$

Άρα  $S < 200$ , επιλέγονται **2Φ8/200** ( $5 * 1,006 = 5,03 \text{ cm}^2$ )

e. Οπλισμός συγκράτησης εσχάρων (σιγμοειδής οπλισμός)

Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετείται σύμφωνα με τον EC8: &5.5.3.4.5(14) σιγμοειδής οπλισμός  $4\Phi/m^2$  κάτοψης κορμού.

$$\text{Επιφάνεια κορμού} = (l_w - 2l_{cl}) * b_w = (5 - 2 * 0.375) * 0.25 \approx 0.5 \text{ m}^2$$

Επομένως τοποθετούνται 4Φ8 κατά μήκος του κορμού ανά 30cm καθ' ύψος.

#### 6.4.5.4 Οπλισμός περίσφιξης κρίσιμων περιοχών

Κατά τον EC8: &5.4.3.4.2 (9) η περίσφιξη των άκρων γίνεται με τις διατάξεις του EC8: &5.4.3.2.2 των υποστυλωμάτων.

Εντός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{192}{2} = 96 \text{ mm} \\ 8d_{bl,\min} = \frac{8 * 16}{175} = 128 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{\max} = 96 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/96$$

Εκτός των κρίσιμων περιοχών η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων λαμβάνεται:

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} b_{\min} = 250 \text{ mm} \\ 20d_{bl,\min} = \frac{20 * 16}{400} = 320 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow S_{\max} = 250 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8/250$$

Η μικρότερη διάμετρος των συνδετήρων κατά τον EC8: &5.4.3.5.3 (1) για όλο το μήκος του τοιχώματος είναι:

$$d_{bw} \geq \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} * d_{bl,\max} = \frac{1}{4} * 16 = 4 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow d_{bw} = \Phi 8$$

a. Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό για τους ελάχιστους συνδετήρες Φ8/96

Περισφιγμένο μήκος:

$$b_{x0} = b_x - 2C_{\text{nom}} - 2\Phi/2 = 0,25 - 2 * 0,025 - 0,008 = 0,192 \text{ m}$$

$$b_{y0} = l_c = 0.375 \text{ m}$$

Διατομή σκελών χάλυβα:

$$\text{XX διεύθυνση: } A_{sw,x} = 6\Phi 8 = 6 * 0,503 = 3,018 \text{ cm}^2$$

$$\text{YY διεύθυνση: } A_{sw,y} = 2\Phi 8 = 2 * 0,503 = 1,02 \text{ cm}^2$$

Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_x = \frac{A_{sw,x}}{b_{y0} * s} = \frac{3.018}{37.5 * 9.6} = 8.38 * 10^{-3}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sw,y}}{b_{x0} * s} = \frac{1.02}{19.2 * 9.6} = 5.46 * 10^{-3}$$

Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\rho_w = 2 \min(\rho_x, \rho_y) = 2 * (8.38 * 10^{-3}, 5.46 * 10^{-3}) = 0.011$$

Διατιθέμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\omega_{wd,prov} = \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} = 0.011 * \frac{500}{30} = 0.184$$

b. Υπολογισμός συντελεστή πλαστιμότητας ( $\mu_\phi$ )

Η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας καμπυλοτήτων δίνεται από τη σχέση :  $\mu_\phi = 1 + 2 * (q_o - 1) * \frac{T_c}{T_1}$  για  $T_1 < T_c$

$$\text{Για } T_1 = 0,441 < T_c = 0,5 \text{ και } q_o = 3 \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 * (3 - 1) * \frac{0,5}{0,441} = 5,535$$

c. Υπολογισμός απόδοσης περίσφιξης ( $\alpha$ )

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_n = 1 - \frac{\Sigma b_i^2}{6 b_{x_o} b_{y_o}} = 1 - \frac{0,1675}{6 * 0,192 * 0,375} = 0,612$$

$$B_x = b_{x_o} = 0,192 \text{ m}$$

$$B_x = l_c / 3 = 0,375 / 3 = 0,125 \text{ m}$$

$$\Sigma b_i^2 = 6 * 0,192^2 + 2 * 0,192^2 = 0,654 \text{ m}^2$$

Συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιξης στο επίπεδο της διατομής :

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2 b_{x_o}}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 b_{y_o}}\right) = \left(1 - \frac{0,096}{2 * 0,192}\right) * \left(1 - \frac{0,096}{2 * 0,375}\right) = 0,654$$

$$\text{Συντελεστής απόδοσης περίσφιξης : } \alpha = a_n * a_s = 0,612 * 0,654 = 0,4$$

d. Υπολογισμός απαιτούμενου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού συνδετήρων  $\omega_{wd,req}$

$$\omega_{wd,req} \geq \frac{30 * \mu_\phi * v_d * \varepsilon_{syd} * \left(\frac{b_c}{b_o}\right) - 0,035}{\alpha}$$

$$= \frac{30 * 5,535 * 0,08 * 2,17 * 10^{-3} * \left(\frac{0,50}{0,442}\right) - 0,035}{0,4} = 0,0063$$

$$< \omega_{wd,prov} = 0,008$$

Είναι:  $\omega_{wd,prov} = 0,184 > \omega_{wd,req} = 0,08$  (Επάρκεια)

Τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες **Φ8/96**

**Πίνακας 45:** Οπλισμός κάμψης τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης Ι

ΖΩΝΗ Ι											
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	M33 (kNm)	M22 (kNm)	Vsd (kN)	μx	μy	vd	ω	Asmin (cm2)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	
T3,T10	-1822,72	-7,2481	-831,012	131,15	0,0054	0,00048	-0,06	0	22,1	8Φ20	25,12
T1,T2	-2286,79	-928,961	-0,8208	207,14	0,00013	0,0074	-0,09	0	18,76	8Φ18	20,32
T4,T5	-951,349	-0,1822	-93,9818	41,365	0,0047	0,00007	-0,1	0	9,38	8Φ14	12,32
T6,T7	-837,85	-0,6124	-83,4611	33,492	0,004	0,0002	-0,08	0	9,38	8Φ14	12,32
T8,T9	-804,363	-0,6124	-90,0535	39,118	0,005	0,0002	-0,08	0	9,38	8Φ14	12,32

**Πίνακας 46:** Οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης Ι

ΖΩΝΗ Ι																			
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	Vsd (kN)	v	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	Vsd,max	VRd,max	d(mm)	k	ρ1	σcp<sup>4</sup>(mpa)	Vrd,c	S (m)	S τοποθ. (m)	Οριζ. Κορμού	Κατακ. Κορμού	ωw,req≥0,08	ωw,prov	Οπλ.περισφ.	
T3,T10	-1822,72	131,15	-0,06	10Φ12	11,31	196,73	4655,17	4625	1,21	0,000978	1,58	513,768	1,562433	0,4	2Φ10/400	2Φ8/200	0,08	0,237	Φ8/96
T1,T2	-2286,79	207,14	-0,09	3Φ20	9,42	310,71	4655,17	4625	1,21	0,000815	1,98	569,166	0,989249	0,4	2Φ10/400	2Φ8/200	0,08	0,182	Φ8/96
T4,T5	-951,349	41,365	-0,1	3Φ16	6,03	62,05	1862,07	1812,5	1,33	0,001331	2,10	257,427	1,268874	0,4	2Φ8/400	2Φ8/200	0,08	0,184	Φ8/96
T6,T7	-837,85	33,492	-0,084	3Φ14	4,62	50,24	1862,07	1812,5	1,33	0,001020	1,85	230,656	1,567149	0,4	2Φ8/400	2Φ8/200	0,08	0,14	Φ8/96
T8,T9	-804,363	39,118	-0,08	3Φ16	6,03	58,68	1862,07	1812,5	1,33	0,001331	1,78	235,379	1,34176	0,4	2Φ8/400	2Φ8/200	0,08	0,184	Φ8/96

## 7. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ II

### 7.1 Διαστασιολόγηση δοκών ισογείου Ζώνης II

#### 7.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία διαστασιολόγησης δοκών για την Ζώνη I, προκύπτουν και τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης για την Ζώνη II. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 47: Οπλισμός κάμψης δοκών οροφής ισογείου Ζώνης II

ΖΩΝΗ II										
ΔΟΚΟΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Msd	Είδος	d	bw-beff	μsd	ω	As (cm <sup>2</sup> )	Τοποθετούμενο	As' (cm <sup>2</sup> )
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Στηρ. Ακραία	-16,1386	Ορθογωνική	65	25	0,007	0,00694	0,52	4Φ14 (min)	6,16
		-38,8571	Πλακοδοκός	65	75	0,006	0,00557	1,25	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	39,8635	Πλακοδοκός	65	110	0,004	0,00433	1,42	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-44,9705	Ορθογωνική	65	25	0,02	0,0203	1,52	4Φ14 (min)	6,16
		-52,0821	Πλακοδοκός	65	125	0,004	0,00448	1,68	4Φ14 (min)	6,16
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Στηρ. Ακραία	-42,4165	Ορθογωνική	65	25	0,018	0,0183	1,37	4Φ14 (min)	6,16
		-58,0673	Πλακοδοκός	65	75	0,008	0,00833	1,87	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	32,9805	Πλακοδοκός	65	95	0,004	0,00415	1,18	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-32,2029	Ορθογωνική	65	25	0,014	0,0131	0,98	4Φ14 (min)	6,16
		-38,4774	Πλακοδοκός	65	125	0,003	0,00331	1,24	4Φ14 (min)	6,16
Δ7, Δ14 (X)	Στηρ. Ακραία	-78,8647	Ορθογωνική	55	25	0,034	0,0339	2,15	4Φ14 (min)	6,16
		-93,676	Πλακοδοκός	55	75	0,013	0,01364	2,59	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-39,9687	Πλακοδοκός	55	165	0,003	0,0029	1,21	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-82,1753	Ορθογωνική	55	25	0,035	0,0354	2,24	4Φ14 (min)	6,16
		-87,3832	Πλακοδοκός	55	125	0,007	0,00752	2,38	4Φ14 (min)	6,16
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Στηρ. Ακραία	-218,367	Ορθογωνική	55	25	0,093	0,0993	6,28	4Φ16	8,04
		-232,727	Πλακοδοκός	55	125	0,020	0,0203	6,42	4Φ16	8,04
	Άνοιγμα	275,5725	Πλακοδοκός	55	365	0,009	0,00902	8,33	5Φ16	10,05
	Στηρ. Ενδιάμεση	-247,836	Ορθογωνική	55	25	0,106	0,01071	0,68	4Φ16	8,04
		-252,167	Πλακοδοκός	55	150	0,018	0,0183	6,94	4Φ16	8,04
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Στηρ. Ακραία	-31,1905	Ορθογωνική	65	25	0,013	0,01364	1,02	4Φ14 (min)	6,16
		-36,1948	Πλακοδοκός	65	75	0,005	0,00519	1,16	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	38,0692	Πλακοδοκός	65	110	0,004	0,00414	1,36	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-19,8958	Ορθογωνική	65	25	0,008	0,00856	0,64	4Φ14 (min)	6,16
		-29,8077	Πλακοδοκός	65	125	0,003	0,00257	0,96	4Φ14 (min)	6,16
Δ22, Δ23, Δ37, Δ38 (Y)	Στηρ. Ακραία	-13,5418	Ορθογωνική	65	25	0,006	0,00583	0,44	4Φ14 (min)	6,16
		-20,4648	Πλακοδοκός	65	75	0,003	0,00294	0,66	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	22,6075	Πλακοδοκός	65	95	0,003	0,00284	0,81	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-38,2199	Ορθογωνική	65	25	0,02	0,0203	1,52	4Φ14 (min)	6,16
		-69,0579	Πλακοδοκός	65	125	0,006	0,00594	2,22	4Φ14 (min)	6,16
Δ25,	Στηρ.	-42,9231	Ορθογωνική	55	25	0,02	0,203	12,84	4Φ14 (min)	6,16

Δ29,Δ31, Δ35 (Υ)	Ακραία	-47,8286	Πλακοδοκός	55	75	0,007	0,00686	1,30	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	53,337	Πλακοδοκός	55	195	0,003	0,00327	1,61	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-31,6574	Ορθογωνική	55	25	0,013	0,01364	0,86	4Φ14 (min)	6,16
		-43,9714	Πλακοδοκός	55	125	0,004	0,00378	1,20	4Φ14 (min)	6,16
Δ26, Δ28,Δ32,Δ34 (Υ)	Στηρ. Ακραία	-18,7651	Ορθογωνική	55	25	0,008	0,0081	0,51	4Φ14 (min)	6,16
		-32,559	Πλακοδοκός	55	75	0,005	0,00467	0,89	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	31,9178	Πλακοδοκός	55	165	0,002	0,00231	0,97	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	-48,1597	Ορθογωνική	55	25	0,02	0,0203	1,28	4Φ14 (min)
			-68,3139	Πλακοδοκός	55	125	0,004	0,00445	0,00	4Φ14 (min)
Δ27, Δ33 (Υ)	Στηρ. Ακραία	22,5521	Ορθογωνική	65	25	0,010	0,0101	0,75	4Φ14 (min)	6,16
		-37,6322	Ορθογωνική	65	25	0,016	0,01622	1,21	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-6,1686	Ορθογωνική	65	25	0,003	0,00295	0,22	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	22,5521	Ορθογωνική	65	25	0,010	0,0101	0,75	4Φ14 (min)
			-37,6322	Ορθογωνική	65	25	0,016	0,01622	1,21	4Φ14 (min)
Δ30 (Υ)	Στηρ. Ακραία	25,1819	Ορθογωνική	65	25	0,011	0,01111	0,83	4Φ14 (min)	6,16
		-34,357	Ορθογωνική	65	25	0,015	0,0152	1,14	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-3,3304	Ορθογωνική	65	25	0,002	0,00159	0,12	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	25,1819	Ορθογωνική	65	25	0,011	0,01111	0,83	4Φ14 (min)
			-34,357	Ορθογωνική	65	25	0,015	0,0152	1,14	4Φ14 (min)

### 7.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση

Τα αποτελέσματα του σπλισμού διάτμησης της σεισμικής ζώνης II, παρουσιάζονται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 48: Οπλισμός διάτμησης δοκών οροφής ισογείου Ζώνης II

Δοκοί	Διατομή	Οπλ.Κάψιφής	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	bw-beff	M (ανισοξ.)	d (cm)	G (KN/m)	Q (KN/m)	G+0.3Q (KN)	Vd παρειαία	Vsd	Vrd,max k2	Vrd,c z(cm)	S(cm)	Οπλισμός διάτμησης
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	-43,3	532,55	68,18	58,5	Εντός κρία: 18,96
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	41,752	532,55	68,18	58,5	Εκτός κρία: 25,00
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	110	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	2,5m	532,55	68,18	58,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	55,805	532,55	68,18	58,5	
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	-54,423	532,55	68,18	58,5	Εντός κρία: 19,15
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	52,874	532,55	68,18	58,5	Εκτός κρία: 25,33
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	95	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	2,5m	532,55	68,18	58,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	43,682	532,55	68,18	58,5	
Δ7, Δ14 (X)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	18,19	5,00	19,69	44,30	-55,002	450,62	62,89	49,5	Εντός κρία: 18,18
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	75	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30	53,4	450,62	62,89	49,5	Εκτός κρία: 23,40
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	165	165,41	55	18,19	5,00	19,69	44,30	2,5m	450,62	62,89	49,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	125	140,67	55	18,19	5,00	19,69	44,30	52,376	450,62	62,89	49,5	
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Στηρ.	40D16 (κάτω)	8,04	0,0058473	25	179,98	55	29,78	8,77	32,41	153,95	-220,154	450,62	68,73	49,5	Εντός κρία: 10,82
	Ακρεια	40D16 (κάτω)	8,04	0,0058473	125	179,98	55	29,78	8,77	32,41	153,95	217,486	450,62	68,73	49,5	Εκτός κρία: 20,10
	Ανοηγια	50D16 (κάτω)	10,05	0,0073091	365	165,41	55	29,78	8,77	32,41	153,95	2,5m	450,62	68,73	49,5	
	Ενδιάμεση	40D16 (κάτω)	8,04	0,0058473	150	181,5	55	29,78	8,77	32,41	153,95	228,056	450,62	68,73	49,5	
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65	-43,416	532,55	68,18	58,5	Εντός κρία: 20,20
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	17,07	1,83	17,62	39,65	2,5m	532,55	68,18	58,5	Εκτός κρία: 25,86
	Ανοηγια	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	110	165,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65	2,5m	532,55	68,18	58,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	125	160,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65	37,835	532,55	68,18	58,5	
Δ22, Δ23, Δ37, Δ38 (Y)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	15,88	1,44	16,31	36,70	-26,265	532,55	68,18	58,5	Εντός κρία: 20,68
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	15,88	1,44	16,31	36,70	22,5388	532,55	68,18	58,5	Εκτός κρία: 26,10
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	95	165,98	65	15,88	1,44	16,31	36,70	2,5m	532,55	68,18	58,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	15,88	1,44	16,31	36,70	49,258	532,55	68,18	58,5	
Δ25, Δ29, Δ31, Δ35 (Y)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	-68,789	450,62	62,89	49,5	Εντός κρία: 16,88
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	75	140,21	55	21,88	6,20	23,74	53,41	66,847	450,62	62,89	49,5	Εκτός κρία: 22,51
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	195	165,41	55	21,88	6,20	23,74	53,41	2,5m	450,62	62,89	49,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	63,249	450,62	62,89	49,5	
Δ26, Δ28, Δ32, Δ34 (Y)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	-43,88	450,62	62,89	49,5	Εντός κρία: 18,18
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	75	140,21	55	21,88	6,20	23,74	53,41	42,277	450,62	62,89	49,5	Εκτός κρία: 23,40
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,00448	165	165,41	55	21,88	6,20	23,74	53,41	10,611	450,62	62,89	49,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (άνω)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	65,101	450,62	62,89	49,5	
Δ27, Δ33 (Y)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	17,73	7,90	30,10	67,73	-70,869	532,55	68,18	58,5	Εντός κρία: 16,41
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	17,73	7,90	30,10	67,73	69,464	532,55	68,18	58,5	Εκτός κρία: 23,57
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	17,73	7,90	30,10	67,73	2,5m	532,55	68,18	58,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	17,73	7,90	30,10	67,73	155,94	532,55	68,18	58,5	
Δ30 (Y)	Στηρ.	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	-58,211	532,55	68,18	58,5	Εντός κρία: 19,11
	Ακρεια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	75	165,98	65	18,81	5,00	20,31	45,70	58,211	532,55	68,18	58,5	Εκτός κρία: 25,10
	Ανοηγια	40D14 (κάτω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	2,5m	532,55	68,18	58,5	
	Ενδιάμεση	40D14 (άνω)	6,16	0,0037908	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	67,352	532,55	68,18	58,5	

## 7.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης II

### 7.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη

Η διαστασιολόγηση έναντι διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη γίνεται με τη βοήθεια νομογραφημάτων σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8: & 3.2.7. Χρησιμοποιήθηκε νομογράφημα με κατανεμημένη διάταξη του οπλισμού στην περίμετρο της διατομής και ισοκατανομή του εμβαδού στις τέσσερις πλευρές ( $A_{s,tot} / 4$ ). Στο παράρτημα παρατίθεται το νομογράφημα για λόγο  $d_1 / h = 0.10$ .

Τοποθετείται σταθερός διαμήκης οπλισμός καθ' ύψος του ισογείου, ο οποίος καλύπτει τη μέγιστη απαίτηση της κεφαλής και του πόδα.

Τα αποτελέσματα του οπλισμού κάμψης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Συγκρίνοντας τον πίνακα 45 με τον πίνακα 49 ο οπλισμός κάμψης των υποστυλωμάτων της σεισμικής ζώνης II είναι ίδιος με τον οπλισμό κάμψης υποστυλωμάτων της σεισμικής ζώνης I.

**Πίνακας 49:** Οπλισμός κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου ζώνης II

ΖΩΝΗ II											
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	M33 (kNm)	M22 (kNm)	Vsd (kN)	$\mu_x$	$\mu_y$	vd	$\omega$	As (cm <sup>2</sup> )	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	
T3,T10	-1823,35	-9,1183	-1246,54	196,73	0,008	0,0006	-0,06	0	22,1	8Φ20	25,12
T1,T2	-2364,28	-1340,02	-1,2418	310,216	0,0002	0,011	-0,09	0	18,76	8Φ18	20,32
T4,T5	-1015,25	-0,2319	-121,252	56,171	0,006	0,00009	-0,1	0	9,38	8Φ14	12,32
T6,T7	-871,733	-0,8597	-105,797	46,85	0,005	0,0003	-0,09	0	9,38	8Φ14	12,32
T8,T9	-866,764	-0,8597	-105,373	53,497	0,005	0,0003	-0,09	0	9,38	8Φ14	12,32

### 7.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε διάτμηση

Τα αποτελέσματα του οπλισμού διάτμησης διακρίνονται στον πίνακα ????. Όπως παρατηρείται:

- Ο έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού  $V_{ED} \leq V_{Rd,max}$  ικανοποιείται για όλα τα υποστυλώματα.
- Από τον έλεγχο απαίτησης οπλισμού διάτμησης  $V_{Rd,c} \leq V_{cd}$  προκύπτει για όλα τα υποστυλώματα η απαίτηση οπλισμού.
- Από τον έλεγχο του οπλισμού περίσφιξης προκύπτει η απαίτηση για οπλισμό στα υποστυλώματα: K8,K9,K16,K17,K7,K10,K5,K18.

**Πίνακας 50:** Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης II

ΖΩΝΗ II																		
ΣΤΥΛΟΙ	N(kN)	Vsd (kN)	vd	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ		$\omega_{tot}$	$\mu_y$	MR	Vcd (ικανστ.)	$V_{Rd,max}$	$\sigma_{cp} \leq 4$ (mpa)	Vrd,c	S (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		$\omega_{w,req} \geq 0,08$	$\omega_w$ , prov	Οπλ. περισφ.
K1,K6,K19,K24	-760,558	5,126	-0,152	12Φ18	30,54	0,266	0,13	325	188,16	837,93	3,04	209,99	0,283	Φ8/140 (κρυσ.)	Φ8/280(μη κρυσ.)	0,047	0,08	ΌΧΙ
K2,K5,K20,K23	-636,449	2,911	-0,127	12Φ18	30,54	0,266	0,12	300	173,68	837,93	2,55	193,23	0,306	Φ8/140 (κρυσ.)	Φ8/300(μη κρυσ.)	0,029	0,08	ΌΧΙ
K3,K4,K21,K22	-1233,452	6,331	-0,247	12Φ18	30,54	0,266	0,16	400	213,58	837,93	4,93	273,83	0,249	Φ8/140 (κρυσ.)	Φ8/250(μη κρυσ.)	0,116	0,163	ΌΧΙ
K8,K9,K16,K17	-2659,04	20,402	-0,532	12Φ18	30,54	0,266	0,18	450	253,85	837,93	10,64	466,28	0,209	Φ8/140 (κρυσ.)	Φ8/200(μη κρυσ.)	0,324	0,163	ΝΑΙ
K7,K10,K15,K18	-1842,692	23,038	-0,369	12Φ18	30,54	0,266	0,16	400	213,58	837,93	7,37	356,07	0,249	Φ8/140 (κρυσ.)	Φ8/250(μη κρυσ.)	0,205	0,163	ΝΑΙ

## 7.3 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης II

### 7.3.1 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε κάμψη

Πίνακας 51: Οπλισμός κάμψης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης II

ΖΩΝΗ II										
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	M33 (kNm)	M22 (kNm)	Vsd (kN)	$\mu_x$	$\mu_y$	vd	$\omega$	As (cm <sup>2</sup> )	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ
T3,T10	-1823,35	-9,1183	-1246,54	196,73	0,008	0,0006	-0,06	0	11,05 (min)	10Φ12 11,31
T1,T2	-2364,28	-1340,02	-1,2418	310,216	0,0002	0,011	-0,09	0	9,38 (min)	3Φ20 9,42
T4,T5	-1015,25	-0,2319	-121,252	56,171	0,006	0,00009	-0,1	0	4,69 (min)	3Φ16 6,03
T6,T7	-871,733	-0,8597	-105,797	46,85	0,005	0,0003	-0,09	0	4,69 (min)	3Φ14 4,62
T8,T9	-866,764	-0,8597	-105,373	53,497	0,005	0,0003	-0,09	0	4,69 (min)	3Φ16 6,03

### 7.3.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε διάτμηση

Πίνακας 52: Οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης II

ΖΩΝΗ II																			
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	Vsd (kN)	v	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ		Vsd,max	VRd,max	d(mm)	k	$\rho_1$	$\sigma_{crs4}$ ( MPa)	Vrd,c	S (m)	S τοποθ.	Οριζ. Κορμού	Κατακ. Κορμού	$\omega_w,req$ $\geq 0,0$	$\omega_w,prov$	Οπλ. περισφ.
T3,T10	-1823,35	196,73	-0,06	10Φ12	11,31	295,10	4655,17	4625	1,21	0,000978	1,58	513,863	1,042	0,4	2Φ12/400	2Φ8/200	0,08	0,182	Φ10/96
T1,T2	-2364,28	310,216	-0,09	3Φ20	9,42	465,324	4655,17	4625	1,21	0,000815	2,04	580,790	0,661	0,4	2Φ12/400	2Φ8/200	0,08	0,182	Φ10/96
T4,T5	-1015,25	56,171	-0,1	3Φ16	6,03	84,26	1862,07	1812,5	1,33	0,001331	2,24	267,012	0,934	0,4	2Φ10/400	2Φ8/200	0,08	0,409	Φ8/96
T6,T7	-871,733	46,85	-0,09	3Φ14	4,62	70,28	1862,07	1812,5	1,33	0,001020	1,92	235,738	1,12	0,4	2Φ10/400	2Φ8/200	0,08	0,409	Φ8/96
T8,T9	-866,764	53,497	-0,09	3Φ16	6,03	80,25	1862,07	1812,5	1,33	0,001331	1,91	244,740	0,981	0,4	2Φ10/400	2Φ8/200	0,08	0,409	Φ8/96



## 8. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ III

### 8.1 Διαστασιολόγηση δοκών ισογείου Ζώνης III

#### 8.1.1 Διαστασιολόγηση δοκών σε κάμψη

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία διαστασιολόγησης δοκών για την Ζώνη I, προκύπτουν και τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης για την Ζώνη III. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 53: Οπλισμός κάμψης δοκών ισογείου ζώνης III

ΖΩΝΗ III										
ΔΟΚΟΙ	ΔΙΑΤΟΜΗ	Msd	Είδος	d	bw-beff	μsd	ω	As (cm <sup>2</sup> )	Τοποθετούμενο	As' (cm <sup>2</sup> )
Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Στηρ. Ακραία	-12,3522	Ορθογωνική	65	25	0,005	0,00532	0,40	4Φ14 (min)	6,16
		-42,6435	Πλακοδοκός	65	75	0,006	0,00612	1,37	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	39,8635	Πλακοδοκός	65	110	0,004	0,00433	1,42	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	-43,7852	Ορθογωνική	65	25	0,02	0,0203	1,52	4Φ14 (min)
	-53,2674		Πλακοδοκός	65	125	0,005	0,00458	1,71	4Φ14 (min)	6,16
	Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Στηρ. Ακραία	-39,8081	Ορθογωνική	65	25	0,017	0,01724	1,29	4Φ14 (min)
-60,6757			Πλακοδοκός	65	75	0,009	0,0087	1,95	4Φ14 (min)	6,16
Άνοιγμα		32,9805	Πλακοδοκός	65	95	0,004	0,00415	1,18	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	-31,1572	Ορθογωνική	65	25	0,013	0,0132	0,98	4Φ14 (min)
-39,5231			Πλακοδοκός	65	125	0,003	0,0034	1,27	4Φ14 (min)	6,16
Δ7, Δ14 (X)		Στηρ. Ακραία	-76,3961	Ορθογωνική	55	25	0,033	0,03372	2,13	4Φ14 (min)
	-96,1446		Πλακοδοκός	55	75	0,014	0,0147	2,79	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-39,9687	Πλακοδοκός	55	165	0,003	0,0029	1,21	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	-81,3073	Ορθογωνική	55	25	0,035	0,0358	2,26	4Φ14 (min)
	-88,2512		Πλακοδοκός	55	125	0,008	0,00759	2,40	4Φ14 (min)	6,16
	Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Στηρ. Ακραία	-	Ορθογωνική	55	25	0,092	0,0982	6,21	4Φ16
215,9738			Πλακοδοκός	55	125	0,020	0,0203	6,42	4Φ16	8,04
Άνοιγμα		235,1201	Πλακοδοκός	55	125	0,020	0,0203	6,42	4Φ16	8,04
		275,5725	Πλακοδοκός	55	365	0,009	0,0096	8,87	5Φ16	10,05
Στηρ. Ενδιάμεση		-	Ορθογωνική	55	25	0,105	0,1106	7,00	4Φ16	8,04
		247,1152	Πλακοδοκός	55	150	0,018	0,0189	7,17	4Φ16	8,04
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Στηρ. Ακραία	-30,3564	Ορθογωνική	65	25	0,013	0,01315	0,98	4Φ14 (min)	6,16
		-37,0288	Πλακοδοκός	65	75	0,005	0,00531	1,19	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	38,0692	Πλακοδοκός	65	110	0,004	0,00414	1,36	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ. Ενδιάμεση	-18,2438	Ορθογωνική	65	25	0,008	0,0808	6,04	4Φ14 (min)
	-31,4597		Πλακοδοκός	65	125	0,003	0,00271	1,01	4Φ14 (min)	6,16
	Δ22, Δ23, Δ37, Δ38 (Y)	Στηρ. Ακραία	-12,388	Ορθογωνική	65	25	0,005	0,00533	0,40	4Φ14 (min)
-21,6186			Πλακοδοκός	65	75	0,003	0,0031	0,70	4Φ14 (min)	6,16
Άνοιγμα		22,6075	Πλακοδοκός	65	95	0,003	0,00284	0,81	4Φ14 (min)	6,16
		Στηρ.	-33,0802	Ορθογωνική	65	25	0,01	0,0101	0,75	4Φ14 (min)

	Ενδιάμεση	-74,1976	Πλακοδοκός	65	125	0,006	0,0085	3,18	4Φ14 (min)	6,16
Δ25, Δ29,Δ31, Δ35 (Υ)	Στηρ. Ακραία	-42,1055	Ορθογωνική	55	25	0,02	0,0203	1,28	4Φ14 (min)	6,16
		-48,6462	Πλακοδοκός	55	75	0,007	0,00698	1,32	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	53,337	Πλακοδοκός	55	195	0,003	0,00327	1,61	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-29,6051	Ορθογωνική	55	25	0,013	0,01315	0,83	4Φ14 (min)	6,16
		-46,0238	Πλακοδοκός	55	125	0,004	0,00396	1,25	4Φ14 (min)	6,16
Δ26, Δ28,Δ32,Δ34 (Υ)	Στηρ. Ακραία	-16,4661	Ορθογωνική	55	25	0,007	0,0735	4,65	4Φ14 (min)	6,16
		-34,858	Πλακοδοκός	55	75	0,005	0,005	0,95	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	31,9178	Πλακοδοκός	55	165	0,002	0,00231	0,97	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	-41,8006	Ορθογωνική	55	25	0,02	0,0203	1,28	4Φ14 (min)	6,16
		-71,673	Πλακοδοκός	55	125	0,005	0,005	1,48	4Φ14 (min)	6,16
Δ27, Δ33 (Υ)	Στηρ. Ακραία	32,5831	Ορθογωνική	65	25	0,014	0,0147	1,10	4Φ14 (min)	6,16
		-47,6631	Ορθογωνική	65	25	0,020	0,0203	1,52	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-6,1686	Ορθογωνική	65	25	0,003	0,0303	2,26	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	32,5831	Ορθογωνική	65	25	0,014	0,0147	1,10	4Φ14 (min)	6,16
		-47,6631	Ορθογωνική	65	25	0,020	0,0203	1,52	4Φ14 (min)	6,16
Δ30 (Υ)	Στηρ. Ακραία	35,1054	Ορθογωνική	65	25	0,015	0,0152	1,14	4Φ14 (min)	6,16
		-44,2804	Ορθογωνική	65	25	0,019	0,01928	1,44	4Φ14 (min)	6,16
	Άνοιγμα	-3,3304	Ορθογωνική	65	25	0,002	0,0202	1,51	4Φ14 (min)	6,16
	Στηρ. Ενδιάμεση	35,1054	Ορθογωνική	65	25	0,015	0,0152	1,14	4Φ14 (min)	6,16
		-44,2804	Ορθογωνική	65	25	0,019	0,01928	1,44	4Φ14 (min)	6,16

## 8.1.2 Διαστασιολόγηση δοκών σε διάτμηση

Πίνακας 54: Οπλισμός διάτμησης δοκών οροφής ισογείου ζώνης ΙΙΙ

Δοκοί	Διατομή	Οπλ.κλίμακας	$A_s (cm^2)$	$\rho$	bw-beff	M (αντοχή)	$\theta (cm)$	g (KN/m)	Q (KN/m)	G-3Q (KN)	Vd παραέστ.	Vsd	Vsdmax	$v_{Rd,c}$ z(cm)	S(cm)	Οπλισμός διάτμησης
Δ2, Δ3, Δ4, Δ1, Δ5, Δ16, Δ20 (X)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	43,3	532,55	1,55	68,18	Εντός κρ.ε. 18,96
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	75	165,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	41,752	532,55	1,55	68,18	Εκτός κρ.ε. 25,00
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	110	165,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	2,5m	532,55	1,55	68,18	08/250
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	125	160,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	134,97	532,55	1,55	68,18	08/250
Δ2, Δ3, Δ4, Δ17, Δ18, Δ19 (X)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	25	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	43,3	532,55	1,55	68,18	Εντός κρ.ε. 19,15
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	75	165,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	43,114	532,55	1,55	68,18	Εκτός κρ.ε. 25,33
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	95	165,41	65	19,89	2,75	20,71	46,60	2,5m	532,55	1,55	68,18	08/250
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	125	160,98	65	19,89	2,75	20,71	46,60	134,97	532,55	1,55	68,18	08/250
Δ7, Δ14 (X)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,00448	25	139,901	55	18,19	5,00	19,69	44,30	43,3	450,62	1,60	62,89	Εντός κρ.ε. 18,18
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,00448	75	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30	43,114	450,62	1,60	62,89	Εκτός κρ.ε. 23,40
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,00448	105	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30	2,5m	450,62	1,60	62,89	08/230
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,00448	125	140,67	55	18,19	5,00	19,69	44,30	118,99	450,62	1,60	62,89	08/230
Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ11, Δ12, Δ13, Δ15 (X)	Χτηρ.	40D16 (δωο)	8,04	0,005847273	25	189,62	55	29,78	8,77	32,41	153,95	200,07	450,62	1,60	68,73	Εντός κρ.ε. 10,82
	Αρμάλι	40D16 (κέρτο)	8,04	0,005847273	125	179,98	55	29,78	8,77	32,41	153,95	220,154	450,62	1,60	68,73	Εκτός κρ.ε. 20,10
	Άνομιμα	50D16 (κέρτο)	10,05	0,007309691	305	165,98	55	29,78	8,77	32,41	153,95	2,5m	450,62	1,60	68,73	08/200
	Ενδιάμεση	40D16 (δωο)	8,04	0,005847273	25	189,62	55	29,78	8,77	32,41	153,95	199,88	450,62	1,60	68,73	08/200
Δ21, Δ24, Δ36, Δ39 (Y)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	25	165,41	65	17,07	1,83	17,62	39,65	126,68	450,62	1,55	68,18	Εντός κρ.ε. 20,20
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	75	165,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65	126,68	450,62	1,55	68,18	Εκτός κρ.ε. 25,86
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	110	165,41	65	17,07	1,83	17,62	39,65	2,5m	450,62	1,55	68,18	08/260
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	125	160,98	65	17,07	1,83	17,62	39,65	123,74	450,62	1,55	68,18	08/260
Δ27, Δ33, Δ37, Δ38 (Y)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	25	165,41	65	15,88	1,44	16,31	36,70	126,07	450,62	1,55	68,18	Εντός κρ.ε. 20,68
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	75	165,98	65	15,88	1,44	16,31	36,70	126,07	450,62	1,55	68,18	Εκτός κρ.ε. 26,10
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	95	165,41	65	15,88	1,44	16,31	36,70	2,5m	450,62	1,55	68,18	08/220
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	125	160,98	65	15,88	1,44	16,31	36,70	125,07	450,62	1,55	68,18	08/220
Δ25, Δ29, Δ31, Δ35 (Y)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,00448	25	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	128,23	450,62	1,60	62,89	Εντός κρ.ε. 16,88
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,00448	75	140,21	55	21,88	6,20	23,74	53,41	128,23	450,62	1,60	62,89	Εκτός κρ.ε. 22,51
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,00448	105	140,21	55	21,88	6,20	23,74	53,41	2,5m	450,62	1,60	62,89	08/240
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,00448	125	139,901	55	21,88	6,20	23,74	53,41	128,11	450,62	1,60	62,89	08/240
Δ36, Δ32, Δ34 (Y)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,00448	25	139,901	55	18,19	5,00	19,69	44,30	43,3	450,62	1,60	62,89	Εντός κρ.ε. 18,18
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,00448	75	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30	43,114	450,62	1,60	62,89	Εκτός κρ.ε. 23,40
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,00448	105	140,21	55	18,19	5,00	19,69	44,30	2,5m	450,62	1,60	62,89	08/240
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,00448	125	140,67	55	18,19	5,00	19,69	44,30	118,99	450,62	1,60	62,89	08/240
Δ27, Δ33 (Y)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	25	165,41	65	27,73	7,90	30,10	67,73	155,94	450,62	1,55	68,18	Εντός κρ.ε. 16,41
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	75	165,98	65	27,73	7,90	30,10	67,73	155,94	450,62	1,55	68,18	Εκτός κρ.ε. 23,57
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	110	165,41	65	27,73	7,90	30,10	67,73	2,5m	450,62	1,55	68,18	08/210
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	125	160,98	65	27,73	7,90	30,10	67,73	133,92	450,62	1,55	68,18	08/210
Δ30 (Y)	Χτηρ.	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	25	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	68,475	450,62	1,55	68,18	Εντός κρ.ε. 19,11
	Αρμάλι	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	75	165,98	65	18,81	5,00	20,31	45,70	68,475	450,62	1,55	68,18	Εκτός κρ.ε. 25,10
	Άνομιμα	40D14 (κέρτο)	6,16	0,003790769	110	165,41	65	18,81	5,00	20,31	45,70	2,5m	450,62	1,55	68,18	08/250
	Ενδιάμεση	40D14 (δωο)	6,16	0,003790769	125	160,98	65	18,81	5,00	20,31	45,70	133,92	450,62	1,55	68,18	08/250

## 8.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ισογείου Ζώνης II

### 8.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε κάμψη

Η διαστασιολόγηση έναντι διαξονικής κάμψης με αξονική δύναμη γίνεται με τη βοήθεια νομογραφημάτων σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8: & 3.2.7. Χρησιμοποιήθηκε νομογράφημα με κατανεμημένη διάταξη του οπλισμού στην περίμετρο της διατομής και ισοκατανομή του εμβαδού στις τέσσερις πλευρές ( $A_{s,tot} / 4$ ). Στο παράρτημα παρατίθεται το νομογράφημα για λόγο  $d_1 / h = 0.10$ .

Τοποθετείται σταθερός διαμήκης οπλισμός καθ' ύψος του ισογείου, ο οποίος καλύπτει τη μέγιστη απαίτηση της κεφαλής και του πόδα.

Τα αποτελέσματα του οπλισμού κάμψης παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Συγκρίνοντας τον πίνακα 49 με τον πίνακα 55.ο οπλισμός κάμψης των υποστυλωμάτων της σεισμικής ζώνης II είναι ίδιος με τον οπλισμό κάμψης υποστυλωμάτων της σεισμικής ζώνης I.

**Πίνακας 55:** Οπλισμός κάμψης υποστυλωμάτων ζώνης III

ΖΩΝΗ III											
ΣΤΥΛΟΙ	N(kN)	M33 (kNm)	M22 (kNm)	Vsd (kN)	$\mu_x$	$\mu_y$	vd	$\omega$	As (cm <sup>2</sup> )	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	
K1,K6,K19,K24	-760,558	13,726	-15,9289	5,673	0,0064	0,0055	-0,15	0	25 (min)	12Φ18	30,54
K2,K5,K20,K23	-637,693	-10,3245	-1,2361	3,922	0,00049	0,0041	-0,13	0	25 (min)	12Φ18	30,54
K3,K4,K21,K22	-1233,452	-0,8812	-23,7324	6,855	0,0094	0,00035	-0,25	0	25 (min)	12Φ18	30,54
K8,K9,K16,K17	-2659,04	-88,6961	6,1725	21,289	0,0025	0,035	-0,53	0	25 (min)	12Φ18	30,54
K7,K10,K15,K18	-1842,692	124,2908	3,6406	27,372	0,0015	0,05	-0,37	0	25 (min)	12Φ18	30,54

### 8.2.2 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων σε διάτμηση

Τα αποτελέσματα του οπλισμού διάτμησης διακρίνονται στον πίνακα 56. Όπως παρατηρείται:

- Ο έλεγχος περιορισμού θλίψης σκυροδέματος κορμού  $V_{ED} \leq V_{Rd,max}$  ικανοποιείται για όλα τα υποστυλώματα.
- Από τον έλεγχο απαίτησης οπλισμού διάτμησης  $V_{Rd,c} \leq V_{cd}$  προκύπτει για όλα τα υποστυλώματα η απαίτηση οπλισμού.
- Από τον έλεγχο του οπλισμού περίσφιξης προκύπτει η απαίτηση για οπλισμό στα υποστυλώματα: K3,K4,K21,K22,K8,K9,K16,K17,K7,K10,K5,K18.

**Πίνακας 56:** Οπλισμός διάτμησης υποστυλωμάτων ζώνης III

ΖΩΝΗ III																		
ΣΤΥΛΟΙ	N(kN)	Vsd (kN)	vd	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	$\omega_{tot}$	$\mu_y$	MR	Vcd(κανον.)	V <sub>Rd,max</sub>	$\sigma_{cs4}$ (mpa)	V <sub>Rd,c</sub>	S (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$\omega_w, req \geq 0,08$	$\omega_w, prov$	Οπλ.περισφ.		
K1,K6,K19,K24	-760,558	5,673	-0,152	12Φ18	30,54	0,266	0,13	325	188,16	837,93	3,04	209,99	0,283	Φ8/140 (κρ.σ.)	Φ8/280(μ.κρ.σ.)	0,080	0,163	ΌΧΙ
K2,K5,K20,K23	-637,693	3,922	-0,127	12Φ18	30,54	0,266	0,12	300	173,68	837,93	2,55	193,40	0,306	Φ8/140 (κρ.σ.)	Φ8/300(μ.κρ.σ.)	0,080	0,163	ΌΧΙ
K3,K4,K21,K22	-1233,452	6,855	-0,247	12Φ18	30,54	0,266	0,16	400	213,58	837,93	4,93	273,83	0,249	Φ8/140 (κρ.σ.)	Φ8/250(μ.κρ.σ.)	0,116	0,163	ΝΑΙ
K8,K9,K16,K17	-2659,04	21,289	-0,532	12Φ18	30,54	0,266	0,18	450	253,85	837,93	10,64	466,28	0,209	Φ8/140 (κρ.σ.)	Φ8/200(μ.κρ.σ.)	0,324	0,163	ΝΑΙ
K7,K10,K15,K18	-1842,692	27,372	-0,369	12Φ18	30,54	0,266	0,16	400	213,58	837,93	7,37	356,07	0,249	Φ8/140 (κρ.σ.)	Φ8/250(μ.κρ.σ.)	0,205	0,163	ΝΑΙ

## 8.3 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων ισογείου Ζώνης III

### 8.3.1 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε κάμψη

Πίνακας 57: Οπλισμός κάμψης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης III

ΖΩΝΗ III										
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	M33 (kNm)	M22 (kNm)	Vsd (kN)	$\mu_x$	$\mu_y$	vd	$\omega$	As (cm <sup>2</sup> )	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ
T3,T10	-1823,99	-10,9845	-1662,06	262,315	0,01	0,0007	-0,06	0	22,1	8Φ20 25,12
T1,T2	-2441,76	-1751,08	-1,6627	413,297	0,0003	0,014	-0,1	0	18,76	8Φ18 20,32
T4,T5	-1079,15	-0,2814	-69,6194	70,977	0,003	0,0001	-0,11	0	9,38	8Φ14 12,32
T6,T7	-905,615	-1,1069	-143,651	60,208	0,007	0,0004	-0,09	0	9,38	8Φ14 12,32
T8,T9	-929,165	-1,107	-168,214	67,876	0,008	0,0004	-0,09	0	9,38	8Φ14 12,32

### 8.3.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων σε διάτμηση

Πίνακας 58: Οπλισμός διάτμησης τοιχωμάτων ισογείου ζώνης III

ΖΩΝΗ III																		
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	N(kN)	Vsd (kN)	v	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	Vsd,max	Vrd,max	d(mm)	k	$\rho_1$	$\sigma_{ps4}$ (mpa)	Vrd,c	S (m)	Στοποθ. (m)	Οριζ. Κορμού	Κατακ. Κορμού	$\omega_w, req \geq 0,08$	$\omega_w, pron$	Οπλ.περισφ.
T3,T10	-1823,99	262,315	-0,06	10Φ12 11,31	393,47	4655,17	4625	1,21	0,000978	1,58	513,959	0,781172	0,4	2Φ14/400	2Φ8/200	0,08	0,182	Φ12/96
T1,T2	-2441,76	413,297	-0,1	3Φ20 9,42	619,9455	4655,17	4625	1,21	0,000815	2,11	592,412	0,495801	0,4	2Φ14/400	2Φ8/200	0,08	0,182	Φ12/96
T4,T5	-1079,15	70,977	-0,11	3Φ16 6,03	106,47	1862,07	1812,5	1,33	0,001331	2,38	276,597	0,739492	0,4	2Φ12/400	2Φ8/200	0,08	0,409	Φ8/96
T6,T7	-905,615	60,208	-0,09	3Φ14 4,62	90,31	1862,07	1812,5	1,33	0,001020	2,00	240,820	0,871761	0,4	2Φ12/400	2Φ8/200	0,08	0,409	Φ8/96
T8,T9	-929,165	67,876	-0,09	3Φ16 6,03	101,81	1862,07	1812,5	1,33	0,001331	2,05	254,100	0,773277	0,4	2Φ12/400	2Φ8/200	0,08	0,409	Φ8/96

## 9. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

### 9.1 Προμέτρηση κτιρίου

Η μελέτη ενός κτιρίου εκτός από τα κατασκευαστικά σχέδια και τους στατικούς υπολογισμούς περιλαμβάνει και τον προϋπολογισμό, επιμέτρηση του έργου, για την εκτίμηση του κόστους κατασκευής. Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η επιμέτρηση των ποσοτήτων σκυροδέματος ( $m^3$ ) και του χάλυβα για τον φορέα που μελετήθηκε στις τρεις σεισμικές ζώνες.

#### 9.1.1 Προμέτρηση σκυροδέματος

Η ποσότητα του σκυροδέματος δεν αλλάζει για τις τρεις σεισμικές ζώνες, λόγω σταθερών διαστάσεων των δομικών στοιχείων.

**Πίνακας 59:** Προμέτρηση όγκου σκυροδέματος για κάθε δομικό στοιχείο και όροφο

ΟΡΟΦΟΣ	ΠΛΑΚΑ	ΔΟΚΟΙ	ΣΤΥΛΟΙ	ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	ΣΥΝΟΛΟ ( $m^3$ )
1ος	89,95	35,78	27	36	188,73
2ος	89,95	35,78	18	24	167,73
3ος	89,95	35,78	14,58	24	164,31
4ος	89,95	35,78	11,52	24	161,25
5ος	89,95	35,78	8,82	24	158,55
				<b>Σύνολο</b>	<b>840,57</b>



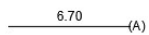
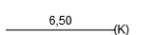


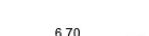
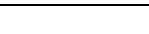
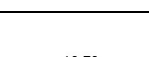
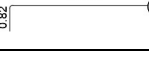
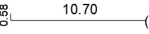

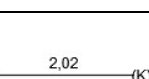
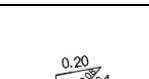
## 9.1.2 Προμέτρηση χάλυβα πλακών

Πίνακας 60: Προμέτρηση χάλυβα πλακών τυπικού ορόφου

Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Φ	S(mm)	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό μήκος (m)	Συνολικό βάρος (kg)
Π1, Π3, Π12, Π14 (τύπου 4, ε=2)		8	155	0,395	11,67	258	3010,86	1189,2897
		8	155	0,395	10,18	258	2626,44	1037,4438
		8	155	0,395	6,58	129	848,82	335,2839
		8	155	0,395	5,43	129	700,47	276,68565
Π2, Π13 (τύπου 5α, ε=1)		8	155	0,395	9,37	64	599,68	236,8736
		8	155	0,395	5,43	64	347,52	137,2704
		8	155	0,395	6,58	64	421,12	166,3424
		8	155	0,395	5,43	64	347,52	137,2704
Π4, Π6, Π9, Π11 (τύπου 5α, ε=2)		8	155	0,395	12,59	258	3248,22	1283,0469
		8	155	0,395	10,08	258	2600,64	1027,2528
		8	155	0,395	7,03	129	906,87	358,21365
		8	155	0,395	5,08	129	655,32	258,8514
Π5, Π10 (τύπου 6, ε=1)		8	155	0,395	7,03	129	906,87	358,21365
		8	155	0,395	5,08	129	655,32	258,8514
Π7, Π8 (τύπου 6, ε=2)		8	155	0,395	10,9	129	1406,1	555,4095
		8	155	0,395	10,18	129	1313,22	518,7219
		8	155	0,395	7,12	64	455,68	179,9936
		8	155	0,395	5,43	64	347,52	137,2704
Στηρίξεις μεταξύ πλακών με ε=2		8	250	0,395	5	160	800	316
Στηρίξεις μεταξύ πλακών με ε=1		8	250	0,395	2,5	200	500	197,5
Στηρίξεις πυρήνα T1,T2		8	250	0,395	1,47	40	58,8	23,226
Στηρίξεις T3,T10, T4, T5, T8, T9		8	250	0,395	2,72	72	195,84	77,3568
							<b>Σύνολο</b>	<b>9066,37</b>


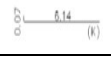
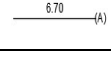
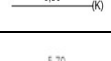
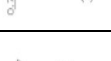
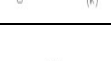
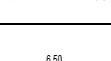
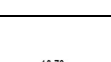
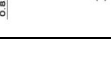
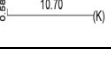
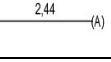
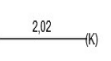
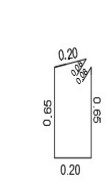
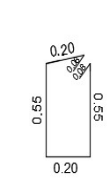
### 9.1.3 Προμέτρηση χάλυβα δοκών για τις τρεις σεισμικές ζώνες

Πίνακας 61: Προμέτρηση χάλυβα δοκών Ζώνης Ι


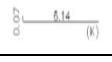
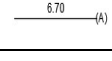
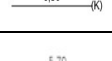

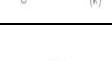
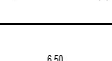
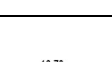
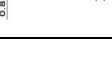
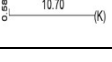
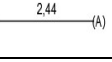
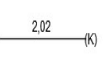
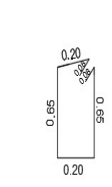
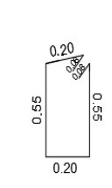
ΖΩΝΗ Ι								
Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Θέση (cm)	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
Δοκός		Περιμετρικές (25x70x500)	14	1,54	6,42	32	205,44	316,38
			14	1,54	6,21	32	198,72	306,03
		Περιμετρικές (25x70x500)	14	1,54	6,7	40	268	412,72
			14	1,54	6,5	40	260	400,40
		Εσωτερικές (25x60x500)	14	1,54	6,42	16	102,72	158,19
			14	1,54	6,21	16	99,36	153,01
		Εσωτερικές (25x60x500)	14	1,54	6,7	24	160,8	247,63
			14	1,54	6,5	24	156	240,24
		Εσωτερικές (25x60x1000)	16	2,01	11,52	32	368,64	740,97
			16	2,01	11,28	40	451,2	906,91
		Εσωτερικές (25x70x200)	14	1,54	2,44	12	29,28	45,09
			14	1,54	2,02	12	24,24	37,33
		Περιμετρικές	8	0,395	1,86	320	595,2	235,104
		Εσωτερικές	8	0,395	1,76	694	1221,44	482,47
<b>Σύνολο</b>							<b>4682,47</b>	



Πίνακας 62: Προμέτρηση χάλυβα δοκών Ζώνης II

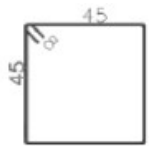
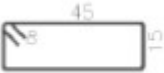
ΖΩΝΗ II								
Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Θέση (cm)	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
Δοκός		Περιμετρικές (25x70x500)	14	1,54	6,42	32	205,44	316,38
			14	1,54	6,21	32	198,72	306,03
		Περιμετρικές (25x70x500)	14	1,54	6,7	40	268	412,72
			14	1,54	6,5	40	260	400,40
		Εσωτερικές (25x60x500)	14	1,54	6,42	16	102,72	158,19
			14	1,54	6,21	16	99,36	153,01
		Εσωτερικές (25x60x500)	14	1,54	6,7	24	160,8	247,63
			14	1,54	6,5	24	156	240,24
		Εσωτερικές (25x60x1000)	16	2,01	11,52	32	368,64	740,97
			16	2,01	11,28	40	451,2	906,91
		Εσωτερικές (25x70x200)	14	1,54	2,44	12	29,28	45,09
			14	1,54	2,02	12	24,24	37,33
		Περιμετρικές	8	0,395	1,86	320	595,2	235,104
		Εσωτερικές	8	0,395	1,76	701	1233,76	487,34
<b>Σύνολο</b>								<b>4687,34</b>

**Πίνακας 63:** Προμέτρηση χάλυβα δοκών Ζώνης III

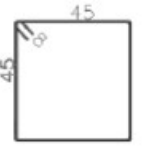
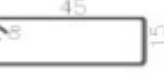
<b>ΖΩΝΗ III</b>								
Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Θέση (cm)	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
Δοκός		Περιμετρικές (25x70x500)	14	1,54	6,42	32	205,44	316,38
			14	1,54	6,21	32	198,72	306,03
		Περιμετρικές (25x70x500)	14	1,54	6,7	40	268	412,72
			14	1,54	6,5	40	260	400,40
		Εσωτερικές (25x60x500)	14	1,54	6,42	16	102,72	158,19
			14	1,54	6,21	16	99,36	153,01
		Εσωτερικές (25x60x500)	14	1,54	6,7	24	160,8	247,63
			14	1,54	6,5	24	156	240,24
		Εσωτερικές (25x60x1000)	16	2,01	11,52	32	368,64	740,97
			16	2,01	11,28	40	451,2	906,91
		Εσωτερικές (25x70x200)	14	1,54	2,44	12	29,28	45,09
			14	1,54	2,02	12	24,24	37,33
		Περιμετρικές	8	0,395	1,86	320	595,2	235,104
		Εσωτερικές	8	0,395	1,76	703	1237,28	488,73
<b>Σύνολο</b>							<b>4688,73</b>	

### 9.1.4 Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων για τις τρεις σεισμικές ζώνες

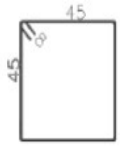
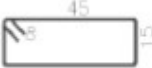
Πίνακας 64: Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων Ζώνης I

ΖΩΝΗ I							
Υποστυλώματα	Σκαρίφημα οπλισμού	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
Κ1 έως Κ20	12Φ18	18	1,998	4,50	240	1080,00	2157,84
		8	0,395	1,96	250	490,00	193,55
		8	0,395	1,36	500	680,00	268,60
<b>Σύνολο</b>						<b>2619,99</b>	

Πίνακας 65: Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων Ζώνης II

ΖΩΝΗ II							
Υποστυλώματα	Σκαρίφημα οπλισμού	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
Κ1 έως Κ20	12Φ18	18	1,998	4,50	240	1080,00	2157,84
		8	0,395	1,96	250	490,00	193,55
		8	0,395	1,36	500	680,00	268,60
<b>Σύνολο</b>						<b>2619,99</b>	

Πίνακας 66: Προμέτρηση χάλυβα υποστυλωμάτων Ζώνης III

ΖΩΝΗ III							
Υποστυλώματα	Σκαρίφημα οπλισμού	Φ	Βάρος (kgr/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
Κ1 έως Κ20	12Φ18	18	1,998	4,50	240	1080,00	2157,84
		8	0,395	1,96	250	490,00	193,55
		8	0,395	1,36	500	680,00	268,60
						<b>Σύνολο</b>	<b>2619,99</b>

### 9.1.5 Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων για τις τρεις σεισμικές ζώνες

Πίνακας 67: Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων Ζώνης Ι

ΖΩΝΗ Ι							
Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
T1, T2		18	2	4,5	32	144	288,00
		8	0,395	2,06	192	395,52	156,23
		8	0,395	0,86	576	495,36	195,67
		10	0,617	4,7	100	470	289,99
		8	0,395	4,5	50	225	88,88
		8	0,395	0,36	64	23,04	9,10
T3, T10		20	2,466	4,5	32	144	355,10
		8	0,395	1,96	192	376,32	148,65
		8	0,395	1,36	384	522,24	206,28
		10	0,617	4,7	100	470	289,99
		8	0,395	4,5	50	225	88,88
		8	0,395	0,36	64	23,04	9,10
T4, T5		14	1,21	4,5	32	144	174,24
		8	0,395	1,31	384	503,04	198,70
		8	0,395	0,81	384	311,04	122,86
		8	0,395	2	20	40	15,80
		8	0,395	4,5	40	180	71,10
		8	0,395	0,36	72	25,92	10,24
T6, T7		14	1,21	4,5	32	144	174,24
		8	0,395	1,31	192	251,52	99,35
		8	0,395	0,36	228	82,08	32,42
		8	0,395	1,7	20	34	13,43
		8	0,395	4,5	40	180	71,10
						<b>Σύνολο (kgr)</b>	<b>3109,35</b>

Πίνακας 68: Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων Ζώνης II

ΖΩΝΗ II							
Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Φ	Βάρος (kg/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
T1, T2		18	2	4,5	32	144	288,00
		10	0,617	2,06	192	395,52	244,04
		10	0,617	0,86	576	495,36	305,64
		10	0,617	4,7	100	470	289,99
		8	0,395	4,5	50	225	88,88
		8	0,395	0,36	64	23,04	9,10
T3, T10		20	2,466	4,5	32	144	355,10
		10	0,617	1,96	192	376,32	232,19
		10	0,617	1,36	384	522,24	322,22
		10	0,617	4,7	100	470	289,99
		8	0,395	4,5	50	225	88,88
		8	0,395	0,36	64	23,04	9,10
T4, T5		14	1,21	4,5	32	144	174,24
		8	0,395	1,31	384	503,04	198,70
		8	0,395	0,81	384	311,04	122,86
		8	0,395	2	20	40	15,80
		8	0,395	4,5	40	180	71,10
		8	0,395	0,36	72	25,92	10,24
T6, T7		14	1,21	4,5	32	144	174,24
		8	0,395	1,31	192	251,52	99,35
		8	0,395	0,36	228	82,08	32,42
		8	0,395	1,7	20	34	13,43
		8	0,395	4,5	40	180	71,10
						<b>Σύνολο (kg)</b>	<b>3506,60</b>

Πίνακας 69: Προμέτρηση χάλυβα τοιχωμάτων Ζώνης III

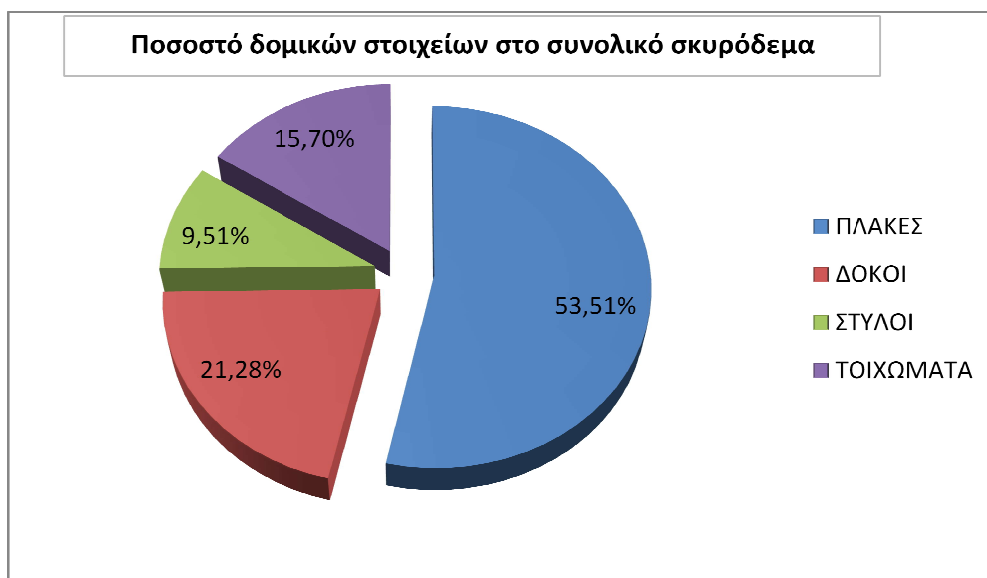
ΖΩΝΗ III							
Δομικό στοιχείο	Σκαρίφημα	Φ	Βάρος (kgr/m)	Μήκος (m)	Τεμάχια	Συνολικό Μήκος (m)	Συνολικό βάρος (Kgr)
T1, T2		18	2	4,5	32	144	288,00
		12	0,888	2,06	192	395,52	351,22
		12	0,888	0,86	576	495,36	439,88
		10	0,617	4,7	100	470	289,99
		8	0,395	4,5	50	225	88,88
		8	0,395	0,36	64	23,04	9,10
T3, T10		20	2,466	4,5	32	144	355,10
		12	0,888	1,96	192	376,32	334,17
		12	0,888	1,36	384	522,24	463,75
		10	0,617	4,7	100	470	289,99
		8	0,395	4,5	50	225	88,88
		8	0,395	0,36	64	23,04	9,10
T4, T5		14	1,21	4,5	32	144	174,24
		8	0,395	1,31	384	503,04	198,70
		8	0,395	0,81	384	311,04	122,86
		8	0,395	2	20	40	15,80
		8	0,395	4,5	40	180	71,10
		8	0,395	0,36	72	25,92	10,24
T6, T7		14	1,21	4,5	32	144	174,24
		8	0,395	1,31	192	251,52	99,35
		8	0,395	0,36	228	82,08	32,42
		8	0,395	1,7	20	34	13,43
		8	0,395	4,5	40	180	71,10
						<b>Σύνολο (kgr)</b>	<b>3991,54</b>

## 9.2 Ανάλυση αποτελεσμάτων

### 9.2.1 Ανάλυση αποτελεσμάτων του σκυροδέματος



Σχήμα 64: Ποσοστό σκυροδέματα ανά όροφο



Σχήμα 65: Ποσοστό δομικών στοιχείων στο συνολικό σκυρόδεμα

Από τα παραπάνω διαγράμματα συμπεραίνεται ότι ο 1<sup>ος</sup> όροφος έχει το μεγαλύτερο ποσοστό του σκυροδέματος ενώ παράλληλα το ποσοστό των υπόλοιπων ορόφων μειώνεται από όροφο σε όροφο. Επίσης, οι πλάκες καταλαμβάνουν το μεγαλύτερο



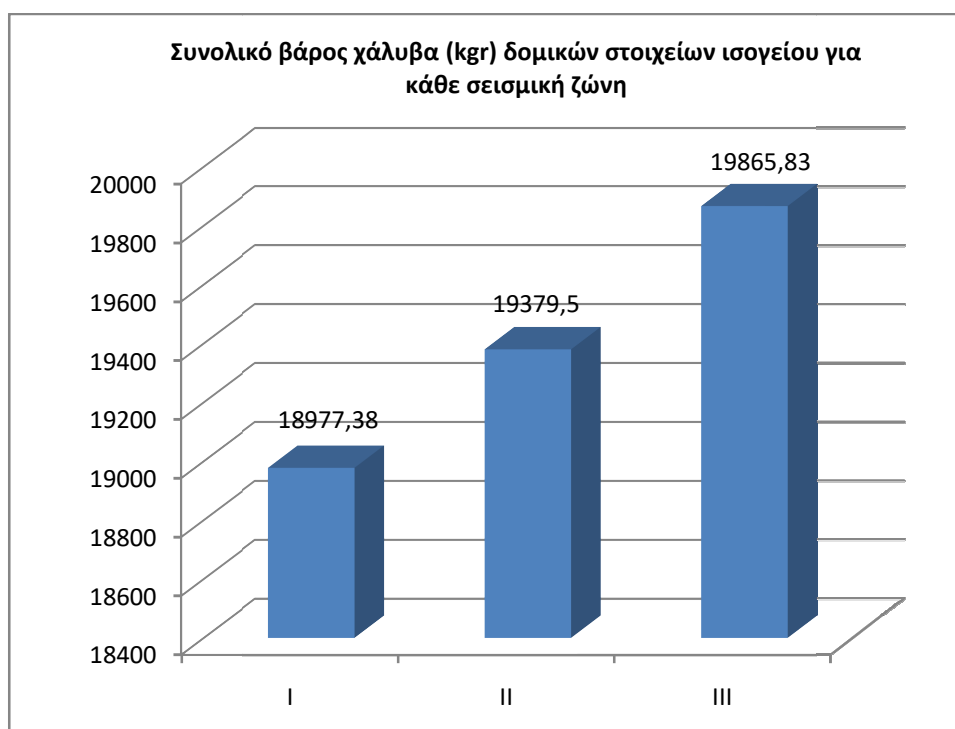
ποσοστό του συνόλου με ποσοστό 53,51% στην συνέχεια είναι οι δοκοί με 21,28% , τα τοιχώματα με 15,70% και τέλος τα υποστυλώματα με 9,51%.

### 9.2.2 Ανάλυση αποτελεσμάτων του οπλισμού δομικών στοιχείων του ισογείου για τις τρεις σεισμικές ζώνες

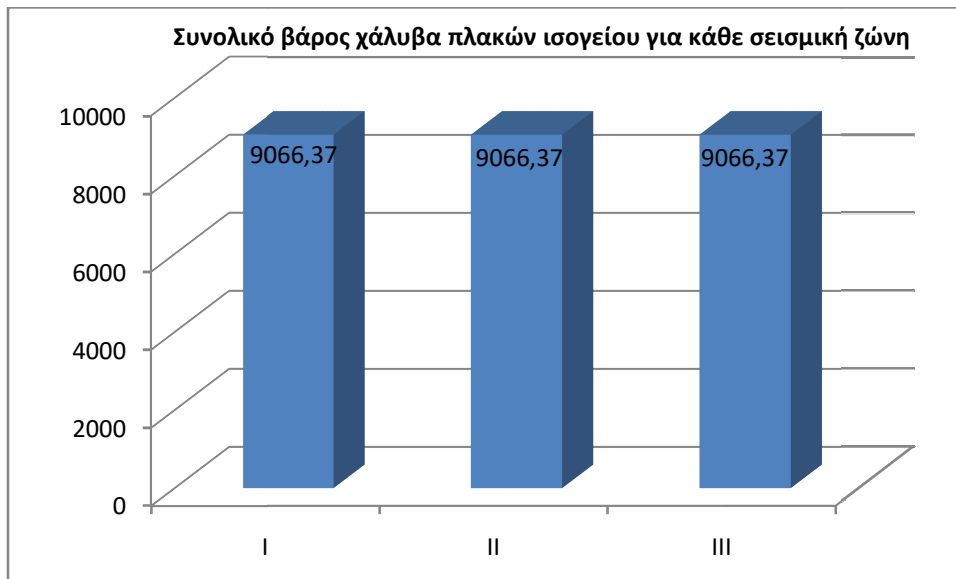
Ακολουθεί ο πίνακας του βάρους του οπλισμού των δομικών στοιχείων του ισογείου για κάθε ζώνη και τα αντίστοιχα διαγράμματα.

**Πίνακας 70:** Βάρος χάλυβα δομικών στοιχείων για τις τρεις ζώνες

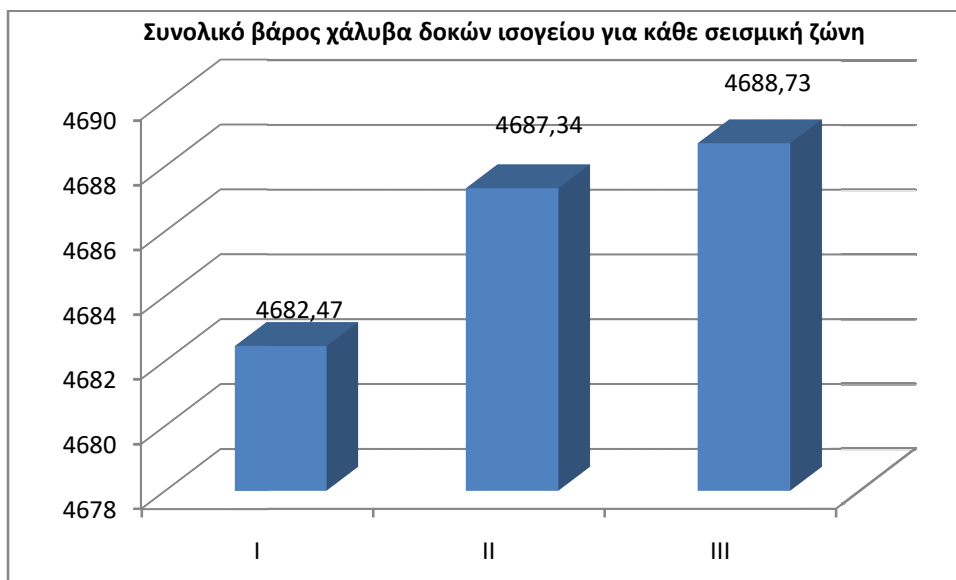
Ζώνη	Χάλυβας Πλακών	Χάλυβας δοκών	Χάλυβας υποστυλωμάτων	Χάλυβας τοιχωμάτων	Σύνολο
I	9066,37	4682,47	2119,19	3109,35	18977,38
II	9066,37	4687,84	2119,19	3506,6	19380
III	9066,37	4688,83	2119,19	3991,54	19865,93



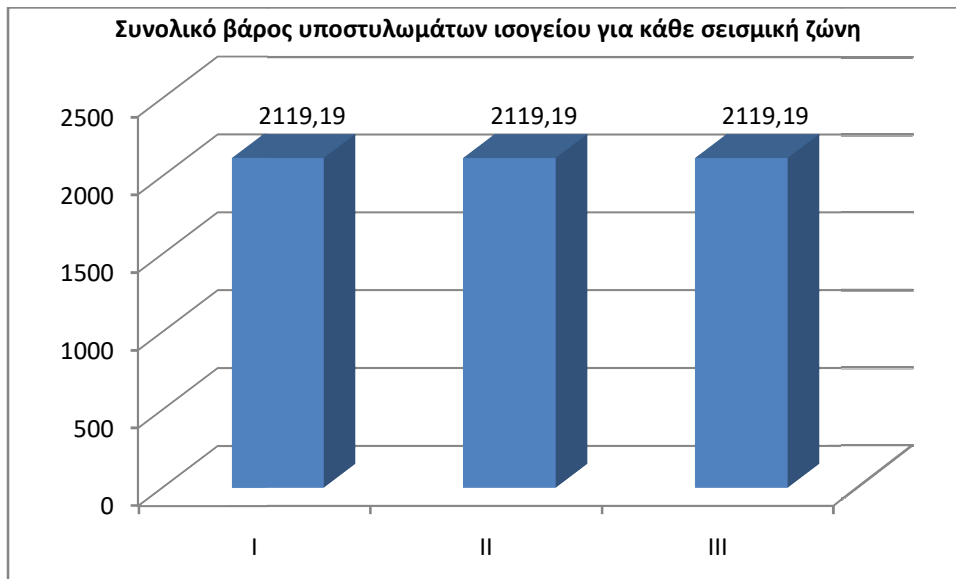
**Σχήμα 66:** Συνολικό βάρος χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη



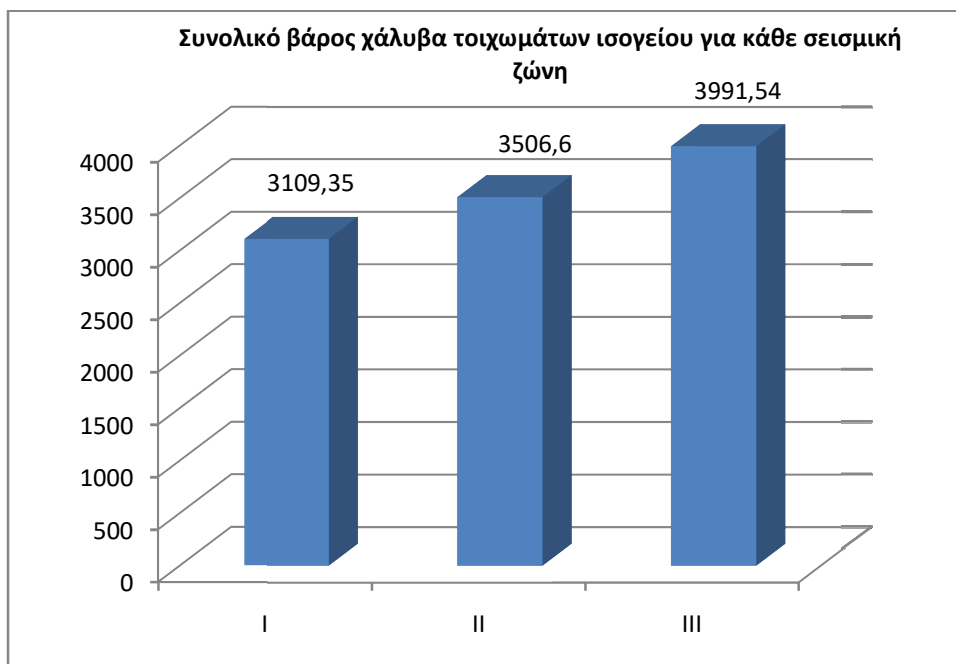
**Σχήμα 67:** Βάρος χάλυβα πλακών ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη



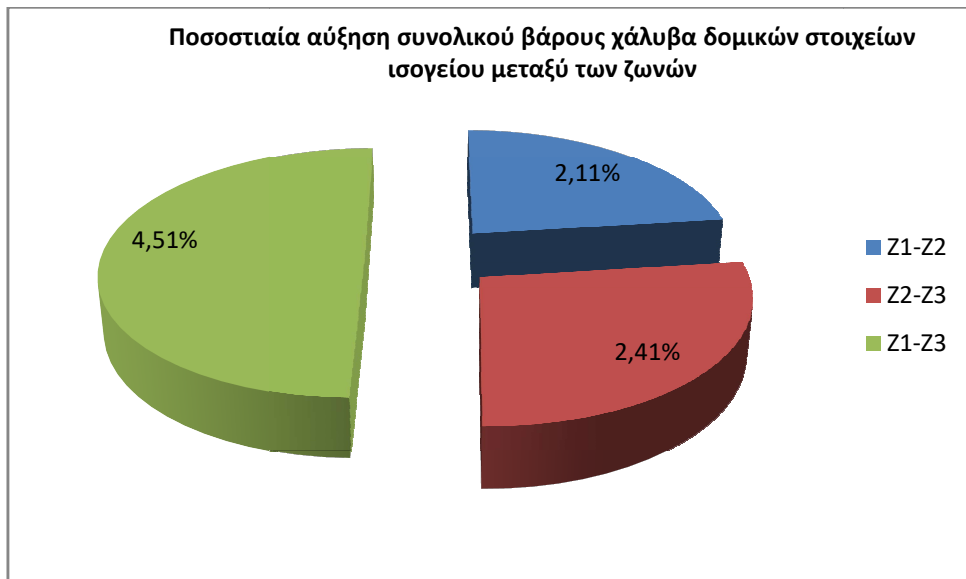
**Σχήμα 68:** Συνολικό βάρος δοκών ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη



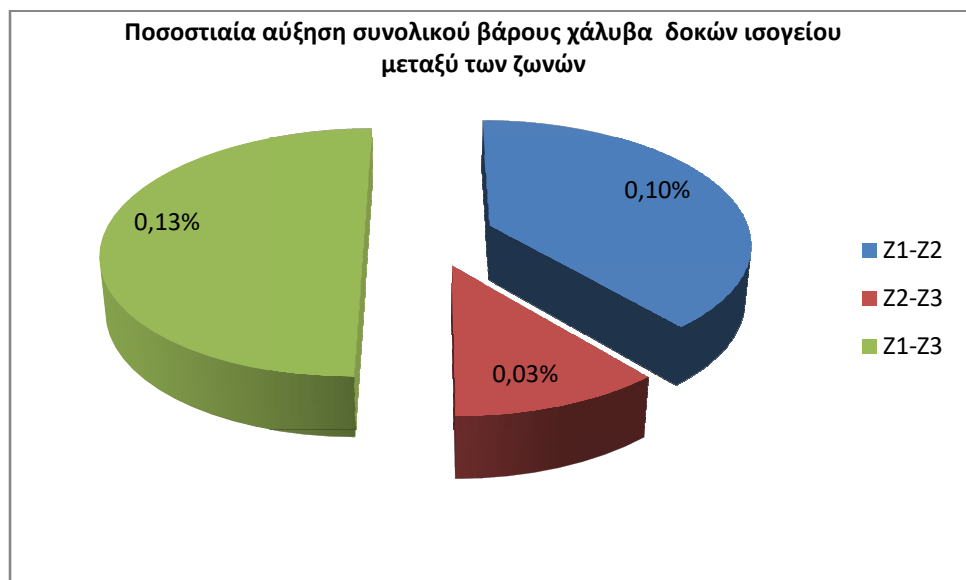
**Σχήμα 69:** Συνολικό βάρος υποστυλωμάτων για κάθε σεισμική ζώνη



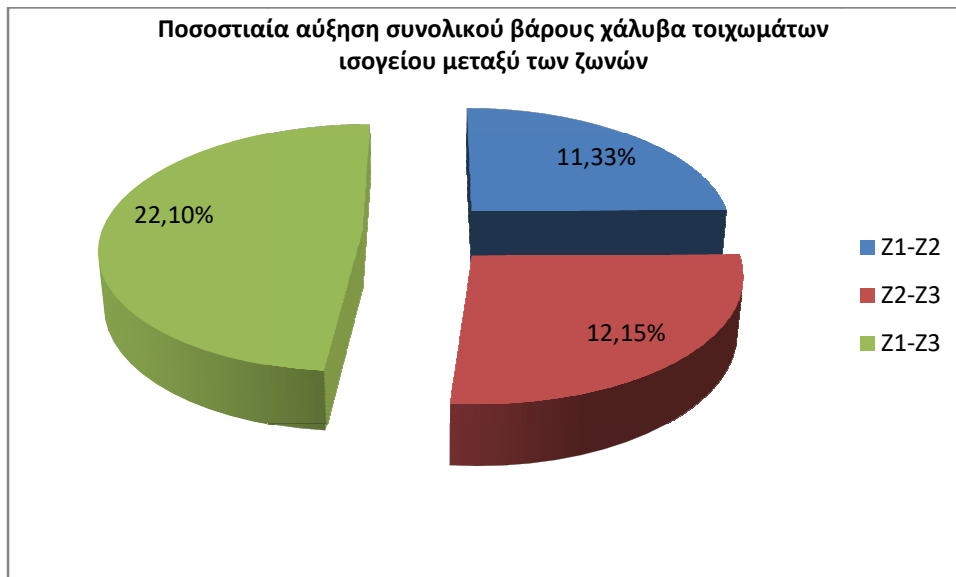
**Σχήμα 70:** Συνολικό βάρος τοιχωμάτων ισογείου για κάθε σεισμική ζώνη



**Σχήμα 71:** Ποσοστιαία αύξηση συνολικού βάρους χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου μεταξύ των ζωνών



**Σχήμα 72:** Ποσοστιαία αύξηση συνολικού βάρους χάλυβα δοκών ισογείου μεταξύ των ζωνών



**Σχήμα 73:** Ποσοστιαία αύξηση συνολικού βάρους χάλυβα τοιχωμάτων ισογείου μεταξύ των ζωνών

Από τα παραπάνω διαγράμματα εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

1) Η μετάβαση του φορέα από την Ζώνη I σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_g=0,16g$  στην Ζώνη II σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_g=0,24g$  επιφέρει:

- Αύξηση 2,11% του συνολικού βάρους του χάλυβα όλων των δομικών στοιχείων
- Αύξηση 0,10% του βάρους του χάλυβα των δοκών
- Αύξηση 11,33% του βάρους του χάλυβα των τοιχωμάτων

2) Η μετάβαση του φορέα από την Ζώνη II σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_g=0,24g$  στην Ζώνη III σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_g=0,36g$  επιφέρει:

- Αύξηση 2,41% του συνολικού βάρους του χάλυβα όλων των δομικών στοιχείων
- Αύξηση 0,03% του βάρους του χάλυβα των δοκών
- Αύξηση 12,15% του βάρους του χάλυβα των τοιχωμάτων

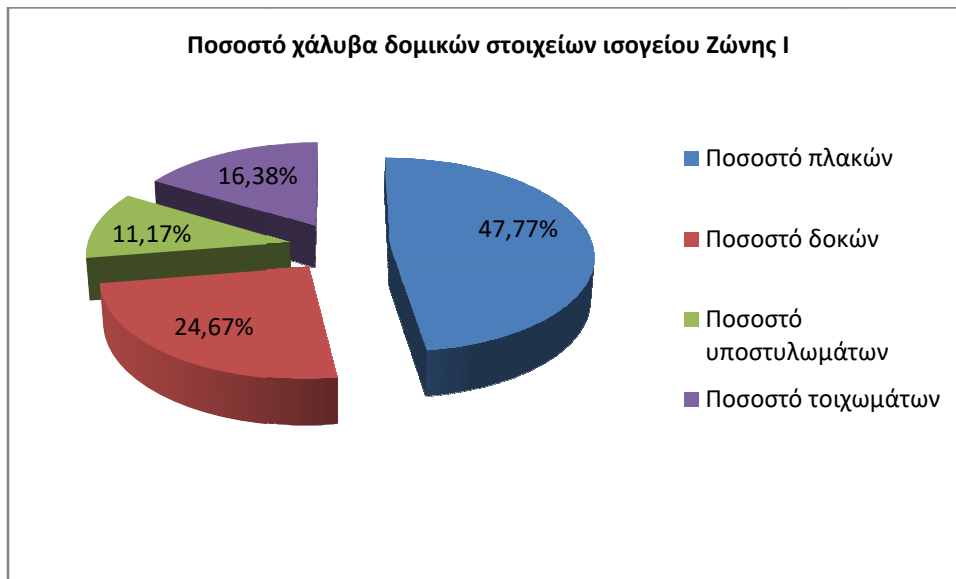
3) Η μετάβαση του φορέα από την Ζώνη I σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_g=0,16g$  στην Ζώνη III σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_g=0,36g$  επιφέρει:

- Αύξηση 4,51% του συνολικού βάρους του χάλυβα όλων των δομικών στοιχείων
- Αύξηση 0,13% του βάρους του χάλυβα των δοκών
- Αύξηση 22,10% του βάρους του χάλυβα των τοιχωμάτων

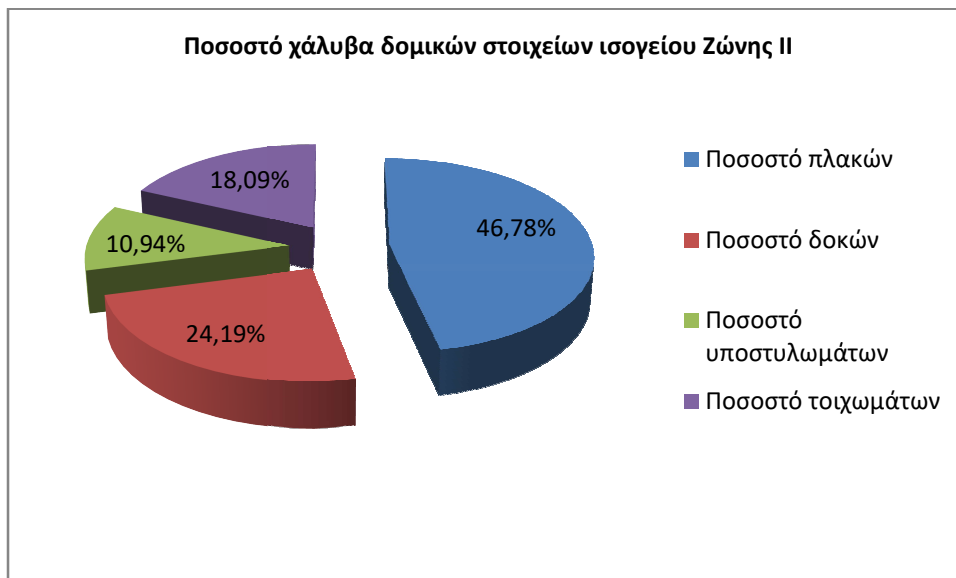
4) Η αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης από:

- Ζώνη I σε Ζώνη II είναι της τάξης του  $\frac{0,24-0,16}{0,16} 100 = 50\%$
- Ζώνη II σε Ζώνη III είναι της τάξης του  $\frac{0,36-0,24}{0,24} 100 = 50\%$
- Ζώνη I σε Ζώνη III είναι της τάξης του  $\frac{0,36-0,16}{0,16} 100 = 125\%$

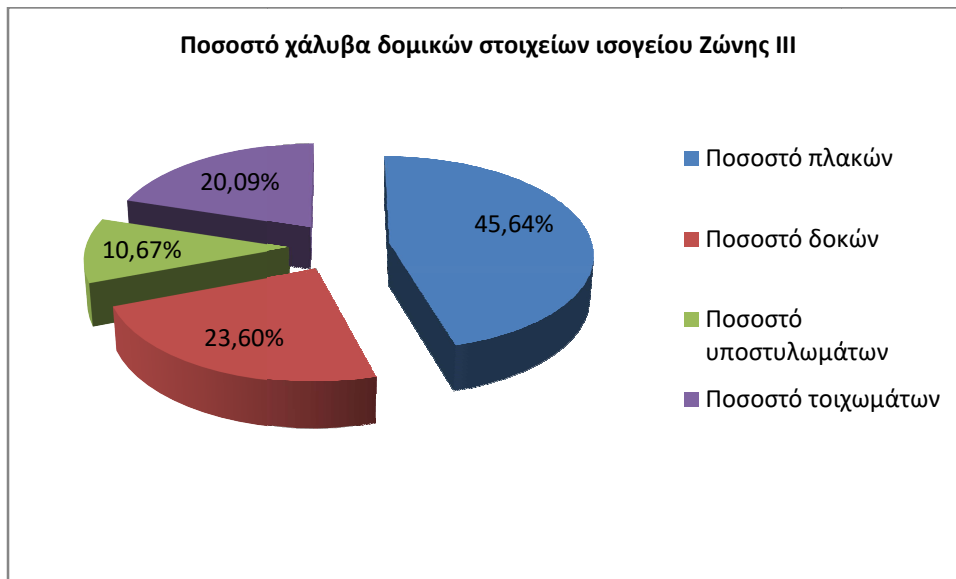
5) Το ποσοστό του βάρους των υποστυλωμάτων όπως και το ποσοστό των πλακών κατά την μετάβαση του φορέα σε κάθε ζώνη παραμένει αμετάβλητο. Στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (δοκοί και τοιχώματα) το ποσοστό του βάρους τους αυξάνεται από την Ζώνη I στην Ζώνη II και Ζώνη III, έτσι αυξάνεται και το συνολικό βάρος του χάλυβα του ισογείου.



**Σχήμα 74:** Ποσοστό χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου Ζώνης I



**Σχήμα 75:** Ποσοστό χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου Ζώνης II



**Σχήμα 76:** Ποσοστό χάλυβα δομικών στοιχείων ισογείου Ζώνης III

Με βάση τα διαγράμματα 74, 75 και 76 συμπεραίνεται:

- Οι πλάκες καταλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό τους σε χάλυβα στη Ζώνη I: 47,77% , στην Ζώνη II: 46,78% και στην Ζώνη III: 45,64%
- Οι δοκοί καταλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό τους σε χάλυβα στη Ζώνη I: 24,67% , στην Ζώνη II: 24,19% και στην Ζώνη III: 23,60%
- Τα υποστυλώματα καταλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό τους σε χάλυβα στη Ζώνη I: 11,17% , στην Ζώνη II: 10,94% και στην Ζώνη III: 10,67%
- Τα τοιχώματα καταλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό τους σε χάλυβα στη Ζώνη III: 20,09%, στην Ζώνη II: 18,09% και στην Ζώνη I: 16,38%

Από του πίνακες των οπλισμών συμπεραίνεται ότι οι δοκοί διατηρούν τον εγκάρσιο οπλισμό τους στην κρίσιμη περιοχή κατά την μετάβασή τους στις τρεις σεισμικές ζώνες ενώ στην μη κρίσιμη περιοχή από την Ζώνη I, στην Ζώνη II και στην Ζώνη III ο διαμήκης οπλισμός παρουσιάζει κάποιες αυξήσεις. Τα υποστυλώματα κατά την μετάβαση τους στις ζώνες ο οπλισμός τους παραμένει σταθερός. Τα τοιχώματα παρουσιάζουν αυξήσεις στον οπλισμό διάτμησης.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία εξετάστηκε ένα πενταόροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος χωρίς υπόγειο, ορθογωνικής συμβατικής κάτοψης στις τρεις σεισμικές ζώνες επικινδυνότητας, ZI, ZII, ZIII. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν συνοψίζονται ως εξής:

1. Κατά την αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης στο εξεταζόμενο κτίριο, παρατηρείται να κατέχει ο χάλυβας των τοιχωμάτων την μεγαλύτερη ποσοστιαία αύξηση του βάρους του.

Συγκεκριμένα κατά το πέρασμα από την :

- ZI ( $a_g = 0.16g$ )  $\rightarrow$  ZII ( $a_g = 0.24g$ ) αύξηση ποσοστού 11,33%
- ZII ( $a_g = 0.24g$ )  $\rightarrow$  ZIII ( $a_g = 0.36g$ ) αύξηση ποσοστού 12,15%
- ZI ( $a_g = 0.16g$ )  $\rightarrow$  ZIII ( $a_g = 0.36g$ ) αύξηση ποσοστού 22,10%

Ο χάλυβας των δοκών αυξάνεται πολύ λιγότερο :

- ZI ( $a_g = 0.16g$ )  $\rightarrow$  ZII ( $a_g = 0.24g$ ) αύξηση ποσοστού 0,10%
- ZII ( $a_g = 0.24g$ )  $\rightarrow$  ZIII ( $a_g = 0.36g$ ) αύξηση ποσοστού 0,03%
- ZI ( $a_g = 0.16g$ )  $\rightarrow$  ZIII ( $a_g = 0.36g$ ) αύξηση ποσοστού 0,13%

Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα που το ποσοστό βάρους τους παραμένει σταθερό. Συνεπώς κυρίαρχη θέση στον φορέα μας έχουν τα τοιχώματα καθώς το σύστημά μας είναι τοιχωματικό.

2. Η αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης από :

- Ζώνη I σε ζώνη II είναι της τάξης του 50% ενώ η ποσοστιαία αύξηση στην συνολική ποσότητα των υλικών είναι μόλις 2,11% δηλαδή πολλές φορές μικρότερη
- Ζώνη II σε ζώνη III είναι της τάξης του 50%, ενώ η ποσοστιαία αύξηση στην συνολική ποσότητα των υλικών είναι μόλις 2,41%
- Ζώνη I σε ζώνη III είναι της τάξης του 125%, ενώ η ποσοστιαία αύξηση στην συνολική ποσότητα των υλικών είναι μόλις 4,51%

3. Συμπερασματικά σε ένα κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, ισχυρών τοιχωμάτων, που σχεδιάζεται και διαστασιολογείται σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, η επιρροή της σεισμικής επικινδυνότητας στο κατασκευαστικό κόστος του κτιρίου δεν είναι σημαντική, εξαιτίας της μικρής ποσοστιαίας αύξησης του συνολικού κόστους των υλικών συγκριτικά με τις μεγάλες ποσοστιαίες αυξήσεις των αντίστοιχων σεισμικών επιταχύνσεων.



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πίνακας 71(παραρτήματος) : Εμβαδόν ράβδων σπλισμού πλακών σε πλάτος 1m

Αποστάσεις (cm)	Διάμετρος ράβδων (mm)										
	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	24
7.0	4.04	5.50	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.88	54.30	64.63
7.5	3.77	5.13	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.68	60.32
8.0	3.53	4.81	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	56.55
8.5	3.33	4.53	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	53.22
9.0	3.14	4.28	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	50.27
9.5	2.98	4.05	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	47.62
10.0	2.83	3.85	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	45.24
10.5	2.69	3.67	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	43.08
11.0	2.57	3.50	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	41.13
11.5	2.46	3.35	4.37	6.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	39.34
12.0	2.36	3.21	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	37.70
12.5	2.26	3.08	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	36.19
13.0	2.17	2.96	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	29.24	34.80
13.5	2.09	2.85	3.72	5.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	33.51
14.0	2.02	2.75	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	32.31
14.5	1.95	2.65	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	31.20
15.0	1.88	2.57	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	30.16
15.5	1.82	2.48	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	29.19
16.0	1.77	2.41	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	28.27
16.5	1.71	2.33	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	27.42
17.0	1.66	2.26	2.96	4.62	6.65	9.06	11.83	14.97	18.48	22.36	26.61
17.5	1.62	2.20	2.87	4.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	25.85
18.0	1.57	2.14	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	25.13
18.5	1.53	2.08	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	24.45
19.0	1.49	2.03	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	23.81
19.5	1.45	1.97	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	23.20
20.0	1.41	1.92	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	22.62
21.0	1.35	1.83	2.39	3.74	5.39	7.33	9.57	12.12	14.96	18.10	21.54
22.0	1.29	1.75	2.28	3.57	5.14	7.00	9.14	11.57	14.28	17.28	20.56
23.0	1.23	1.67	2.19	3.41	4.92	6.69	8.74	11.06	13.66	16.53	19.67
24.0	1.18	1.60	2.09	3.27	4.71	6.41	8.38	10.60	13.09	15.84	18.85
25.0	1.13	1.54	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	18.10
26.0	1.09	1.48	1.93	3.02	4.35	5.92	7.73	9.79	12.08	14.62	17.40
27.0	1.05	1.43	1.86	2.91	4.19	5.70	7.45	9.42	11.64	14.08	16.76
28.0	1.01	1.37	1.80	2.80	4.04	5.50	7.18	9.09	11.22	13.58	16.16
29.0	0.97	1.33	1.73	2.71	3.90	5.31	6.93	8.77	10.83	13.11	15.60
30.0	0.94	1.28	1.68	2.62	3.77	5.13	6.70	8.48	10.47	12.67	15.08
32.0	0.88	1.20	1.57	2.45	3.53	4.81	6.28	7.95	9.82	11.88	14.14
34.0	0.83	1.13	1.48	2.31	3.33	4.53	5.91	7.48	9.24	11.18	13.31
36.0	0.79	1.07	1.40	2.18	3.14	4.28	5.59	7.07	8.73	10.56	12.57
38.0	0.74	1.01	1.32	2.07	2.98	4.05	5.29	6.70	8.27	10.00	11.90
40.0	0.71	0.96	1.26	1.96	2.83	3.85	5.03	6.36	7.85	9.50	11.31
42.0	0.67	0.92	1.20	1.87	2.69	3.67	4.79	6.06	7.48	9.05	10.77
44.0	0.64	0.87	1.14	1.78	2.57	3.50	4.57	5.78	7.14	8.64	10.28
46.0	0.61	0.84	1.09	1.71	2.46	3.35	4.37	5.53	6.83	8.26	9.83
48.0	0.59	0.80	1.05	1.64	2.36	3.21	4.19	5.30	6.54	7.92	9.42
50.0	0.57	0.77	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	5.09	6.28	7.60	9.05

Πίνακας 72 (παραρτήματος) : Υπολογισμός ορθγ. διατομών για κάμψη χωρίς θλιβ. σπλισμό

$\mu_{sd}$	$\omega$	$\xi=x/d$	$\zeta=z/d$	$\epsilon_c$ (‰)	$\epsilon_s$ (‰)
0.01	0.0101	0.030	0.990	0.77	25.00
0.02	0.0203	0.044	0.985	1.15	25.00
0.03	0.0306	0.055	0.980	1.46	25.00
0.04	0.0410	0.066	0.976	1.76	25.00
0.05	0.0515	0.076	0.971	2.06	25.00
0.06	0.0621	0.086	0.967	2.37	25.00
0.07	0.0728	0.097	0.962	2.68	25.00
0.08	0.0836	0.107	0.957	3.01	25.00
0.09	0.0946	0.118	0.951	3.35	25.00
0.10	0.1058	0.131	0.946	3.20	23.29
0.11	0.1170	0.145	0.940	3.50	20.71
0.12	0.1285	0.159	0.934	3.50	18.55
0.13	0.1401	0.173	0.928	3.50	16.73
0.14	0.1519	0.188	0.922	3.50	15.16

Πίνακας 73 (παραρτήματος) : Υπολογισμός σπλισμού πλακοδοκών σε κάμψη

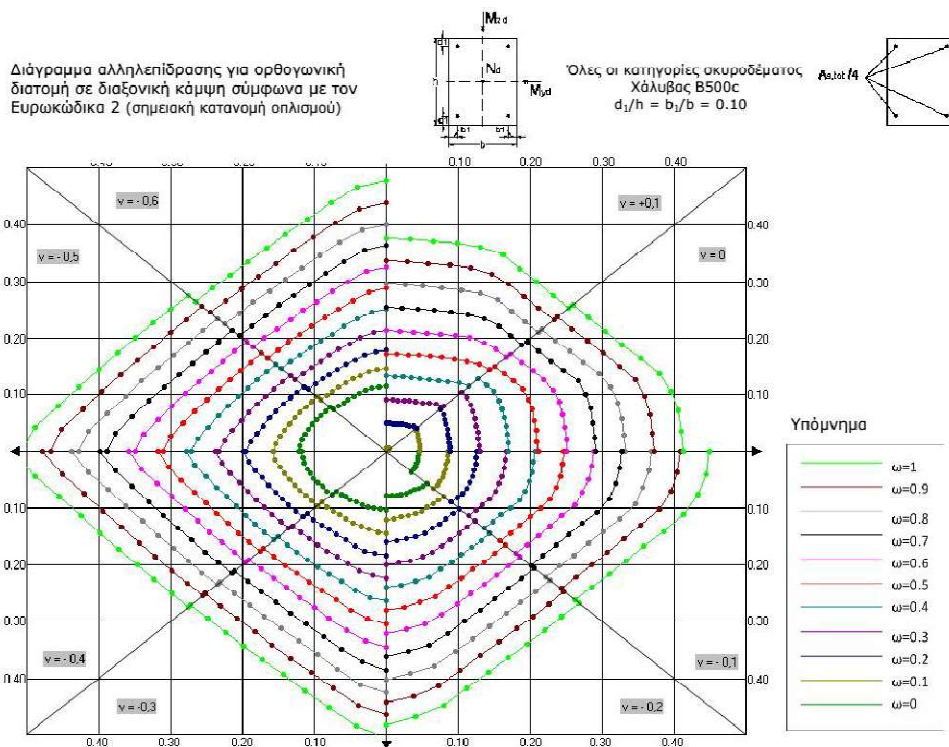
$\mu_{sd}$	$h_f/d=0.05$					$\mu_{sd}$	$h_f/d=0.10$					$\mu_{sd}$	$h_f/d=0.15$					
	$\omega$ για $b_{eff}/b_w=$						$\omega$ για $b_{eff}/b_w=$						$\omega$ για $b_{eff}/b_w=$					
	10	5	3	2	1		10	5	3	2	1		10	5	3	2	1	
0.02	0.020	0.020	0.020	0.020	0.021	0.02	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.02	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
0.04	0.041	0.041	0.041	0.041	0.042	0.04	0.042	0.042	0.042	0.042	0.04	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
0.06	0.065	0.063	0.063	0.063	0.063	0.06	0.063	0.063	0.063	0.063	0.06	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063
0.08		0.091	0.087	0.085	0.084	0.08	0.084	0.084	0.085	0.085	0.08	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085
0.10			0.114	0.110	0.107	0.10	0.111	0.108	0.108	0.107	0.107	0.10	0.107	0.107	0.107	0.107	0.107	0.107
0.12			0.146	0.137	0.131	0.12		0.138	0.134	0.132	0.131	0.12	0.130	0.130	0.130	0.130	0.130	0.131
0.14				0.166	0.155	0.14			0.164	0.158	0.155	0.14		0.157	0.155	0.155	0.155	0.155
0.16				0.199	0.179	0.16			0.200	0.188	0.179	0.16		0.192	0.184	0.182	0.179	0.179
0.18				0.237	0.206	0.18				0.220	0.206	0.18			0.219	0.211	0.206	0.206
0.20					0.233	0.20				0.259	0.233	0.20				0.244	0.233	0.233
0.22					0.261	0.22					0.261	0.22				0.283	0.261	0.261
0.24					0.291	0.24					0.291	0.24					0.291	0.291
0.26					0.323	0.26					0.323	0.26					0.323	0.323
0.28					0.357	0.28					0.357	0.28					0.357	0.357
0.30					0.394	0.30					0.394	0.30					0.394	0.394
0.32					0.434	0.32					0.434	0.32					0.434	0.434
$\mu_{lim}$	0.069	0.096	0.133	0.178	0.316	$\mu_{lim}$	0.104	0.128	0.159	0.198	0.316	$\mu_{lim}$	0.138	0.157	0.184	0.217	0.316	
$\omega_{lim}$	0.008	0.119	0.170	0.233	0.424	$\omega_{lim}$	0.119	0.153	0.198	0.254	0.424	$\omega_{lim}$	0.157	0.187	0.226	0.276	0.424	

**Πίνακας 74 (παραρτήματος) : Υπολογισμός σπλισμού πλακοδοκών σε κάμψη**

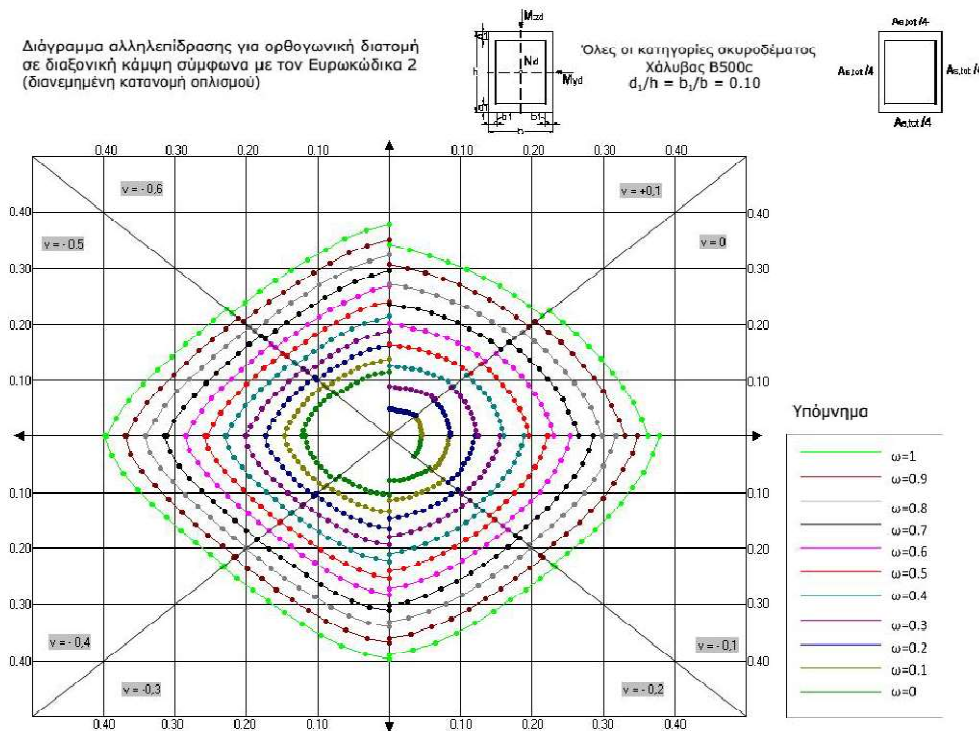
$\mu_{sd}$	$h_f/d=0.20$					$\mu_{sd}$	$h_f/d=0.30$					$\mu_{sd}$	$h_f/d=0.40$				
	$\omega$ για $b_{eff}/b_w=$						$\omega$ για $b_{eff}/b_w=$						$\omega$ για $b_{eff}/b_w=$				
	10	5	3	2	1		10	5	3	2	1		10	5	3	2	1
0.02	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.02	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.02	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
0.04	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.04	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.04	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
0.06	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.06	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.06	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063
0.08	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.08	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.08	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085
0.10	0.107	0.107	0.107	0.107	0.107	0.10	0.107	0.107	0.107	0.107	0.107	0.10	0.107	0.107	0.107	0.107	0.107
0.12	0.131	0.131	0.131	0.131	0.131	0.12	0.131	0.131	0.131	0.131	0.131	0.12	0.131	0.131	0.131	0.131	0.131
0.14	0.154	0.154	0.154	0.154	0.155	0.14	0.155	0.155	0.155	0.155	0.155	0.14	0.155	0.155	0.155	0.155	0.155
0.16	0.180	0.179	0.179	0.179	0.179	0.16	0.179	0.179	0.179	0.179	0.179	0.16	0.179	0.179	0.179	0.179	0.179
0.18		0.210	0.207	0.206	0.206	0.18	0.206	0.206	0.206	0.206	0.206	0.18	0.206	0.206	0.206	0.206	0.206
0.20			0.241	0.236	0.233	0.20	0.232	0.232	0.233	0.233	0.233	0.20	0.233	0.233	0.233	0.233	0.233
0.22				0.270	0.261	0.22	0.261	0.261	0.261	0.261	0.261	0.22	0.261	0.261	0.261	0.261	0.261
0.24				0.309	0.291	0.24		0.293	0.292	0.291	0.291	0.24	0.291	0.291	0.291	0.291	0.291
0.26					0.323	0.26			0.328	0.323	0.323	0.26	0.322	0.322	0.322	0.323	0.323
0.28					0.357	0.28				0.357	0.357	0.28		0.357	0.357	0.357	0.357
0.30					0.394	0.30					0.394	0.30				0.396	0.394
0.32					0.434	0.32					0.434	0.32					0.434
$\mu_{lim}$	0.169	0.186	0.207	0.234	0.316	$\mu_{lim}$	0.227	0.236	0.25	0.266	0.316	$\mu_{lim}$	0.273	0.278	0.284	0.292	0.316
$\omega_{lim}$	0.195	0.221	0.255	0.297	0.424	$\omega_{lim}$	0.272	0.289	0.311	0.34	0.424	$\omega_{lim}$	0.343	0.352	0.364	0.379	0.424

**Πίνακας 75 (παραρτήματος) : Ονομαστικές διατομές ράβδων σπλισμού (cm<sup>2</sup>)**

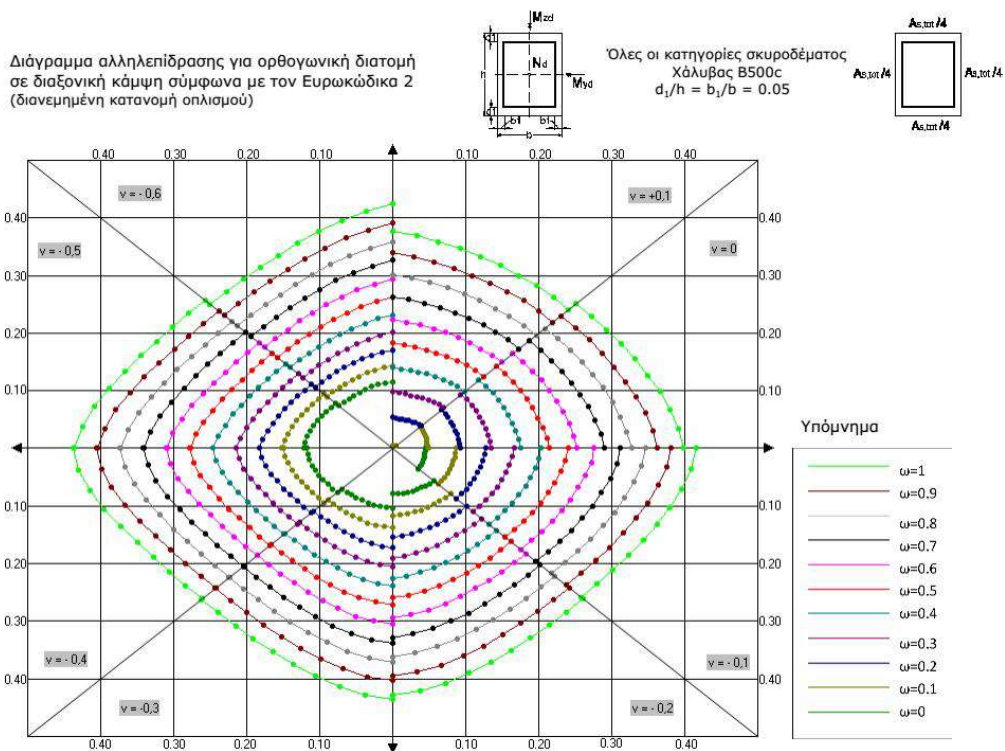
Διάμετ. mm	Βάρος Kg/m	Αριθμός Σιδήρων									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	0,28	0,56	0,83	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
7	0,302	0,38	0,77	1,15	1,84	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,395	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	1,998	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	2,984	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
24	3,551	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24
26	4,168	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09
28	4,834	6,16	13,32	18,47	24,63	30,79	36,98	43,10	49,26	55,42	61,58
30	5,550	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42



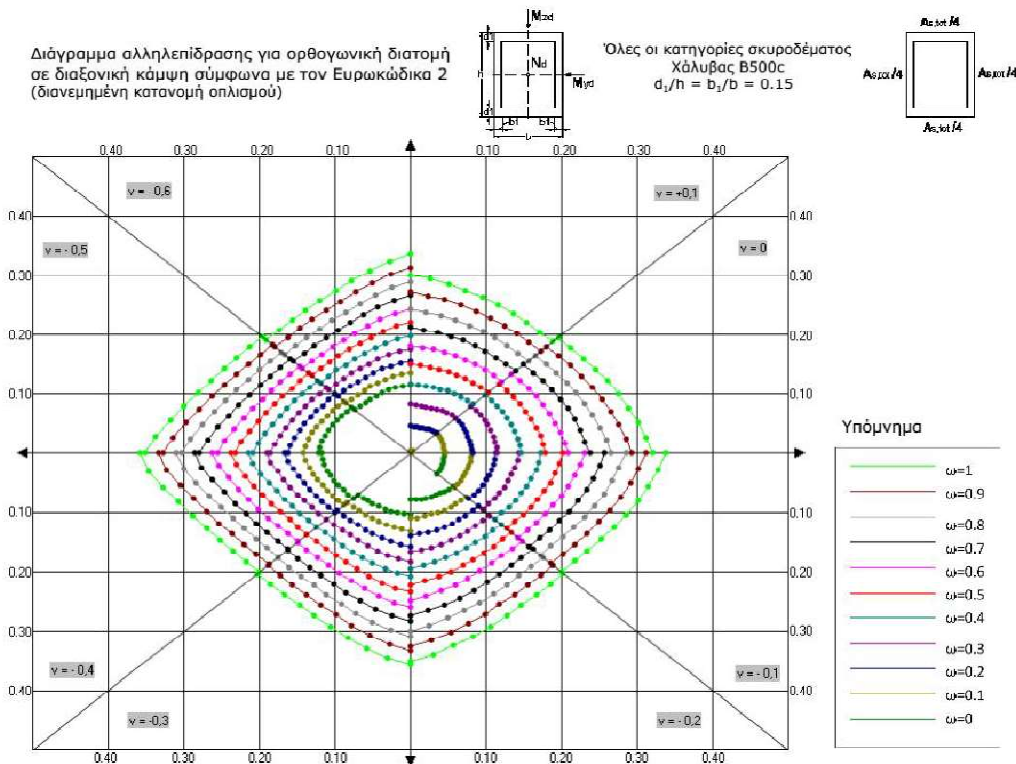
**Σχήμα 1 (παραρτήματος):** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθογωνική διατομή σε διαξονική κάμψη (B500C, σημειακή κατανομή οπλισμού,  $d_1/h=b_1/b=0.10$ )



**Σχήμα 2 (παραρτήματος):** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθογωνική διατομή σε διαξονική κάμψη (B500C, διανεμημένη κατανομή οπλισμού,  $d_1/h=b_1/b=0.10$ )



**Σχήμα 3(παραρτήματος):** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθγωνική διατομή σε διαξονική κάμψη (B500C, διανεμημένη κατανομή οπλισμού,  $d_1/h=b_1/b=0.05$ )



**Σχήμα 4 (παραρτήματος):** Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ορθγωνική διατομή σε διαξονική κάμψη (B500C, διανεμημένη κατανομή οπλισμού,  $d_1/h=b_1/b=0.15$ )

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Amazing architecture (2018), "Tower apartment skyscraper in Switzerland & Modern residence in Portugal", <http://www.instagram.com/amazing.architecture> [πρόσβαση 6/5/2018]
2. CUBUSHellasLtd, (2009), «CEDRUS-5H Σχεδίαση Οπλισμών Πλακών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα»,[http://www.cubushellas.gr/20-Stuff/03-logismiko/PDF/12%20CEDRUS-5H\\_GR.pdf](http://www.cubushellas.gr/20-Stuff/03-logismiko/PDF/12%20CEDRUS-5H_GR.pdf), [πρόσβαση 11/5/2018]
3. GSI ENGINEERING SOFTWARE, (2002), «ETABS», <http://www.gsi-eng.eu/index.asp?mod=articles&id=11>, [πρόσβαση 11/5/2018]
4. GSI ENGINEERING SOFTWARE, (2002), «SAFE», <http://www.gsi-eng.eu/index.asp?mod=articles&id=15>, [πρόσβαση 11/5/2018]
5. Interbeton (2015), "Έργα" <http://www.interbeton.gr> [πρόσβαση 6/5/2018]
6. LH Λογισμική (2009), «FESPA», <http://www.mechpedia.gr/wiki/Fespa>, [πρόσβαση 29/5/2018]
7. MARA (2010), "DESIGN OF REINFORCED CONCRETE SLAB" <http://www.mara.gov.my> [πρόσβαση 6/5/2018]
8. RUNET software and expert systems, (2000), «BETON express», <http://www.runet.gr/betonslab.htm>, [πρόσβαση 11/5/2018]
9. Γεωργόπουλος, Θ. Α., (2005), «Πλάκες», *Οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους κανονισμούς EC2 – ΕΚΩΣ-DIN 1045 Τόμος Α΄*, Πάτρα: Ιδιωτική έκδοση
10. Γεωργόπουλος, Θ. Α., (2015), «Πλάκες», *Οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους κανονισμούς EC2 – ΕΚΩΣ Τόμος Β΄*, Πάτρα: Ιδιωτική έκδοση
11. Γκαγκούσης, Π.Β. (2011), *Παραλλαγές Αντισεισμικής Μελέτης Πολυώροφου Κτιρίου Χωρίς Εσωτερικές Δικούς*, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
12. ΕΚΩΣ: Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (2000)
13. Ζέρης, Χ. (2016), "Πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα" Σχολή πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ
14. Κωνσταντίνιδης, Α. Κ., (2014), «Ολόσωμες Πλάκες, Τετραέριστες-Τριέριστες-Διέριστες», «Αντισεισμικά κτήρια από Ο.Σ.» Τόμος Β΄: «Στατική και Δυναμική Ανάλυση», Αθήνα: π-Systems INTERNATIONAL A.E
15. Κωνσταντίνιδης, Α.Κ. (2014), *Αντισεισμικά Κτίρια Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Τόμος Α, Η Τέχνη Της Κατασκευής Και Η Μελέτη*, Αθήνα, π-SYSTEMSINTERNATIONALA.E.
16. Μανούκας, (2017), *RCpathology*, [ Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ], Αλεξάνδρειο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα, Παθολογία – Επιθεώρηση ΤΕ, Εαρινό Εξάμηνο 2016-2017, Θεσσαλονίκη
17. Παναγόπουλος, Γ., Κίρτας, Ε., (2005), *Κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος 1*, [Σημειώσεις ΤΕΙ]. Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Σερρών, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών - Τμήμα Δομικών Έργων -Τομέας Δομοστατικών Εφαρμογών. «Οπλισμένο Σκυρόδεμα 1», Χειμερινό Εξάμηνο 2005-2006, Σέρρες

18. Τσώνος, Α.Δ.Γ., (2017), «Πλάκες», *Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες*, Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις Σοφία, σελ.359
19. Παναγόπουλος, Γ., Κίρτας Ε.,(2015) *Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή, Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000*, Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά Συγγράμματα και Βοηθήματα, Σέρρες
20. Γκιγκή, Α., (2018), *Μελέτη επιρροής της σεισμικής επικινδυνότητας στο κατασκευαστικό κόστος πολυώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος*, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Ελληνικά Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Σχολή Θετικών Επιστημών