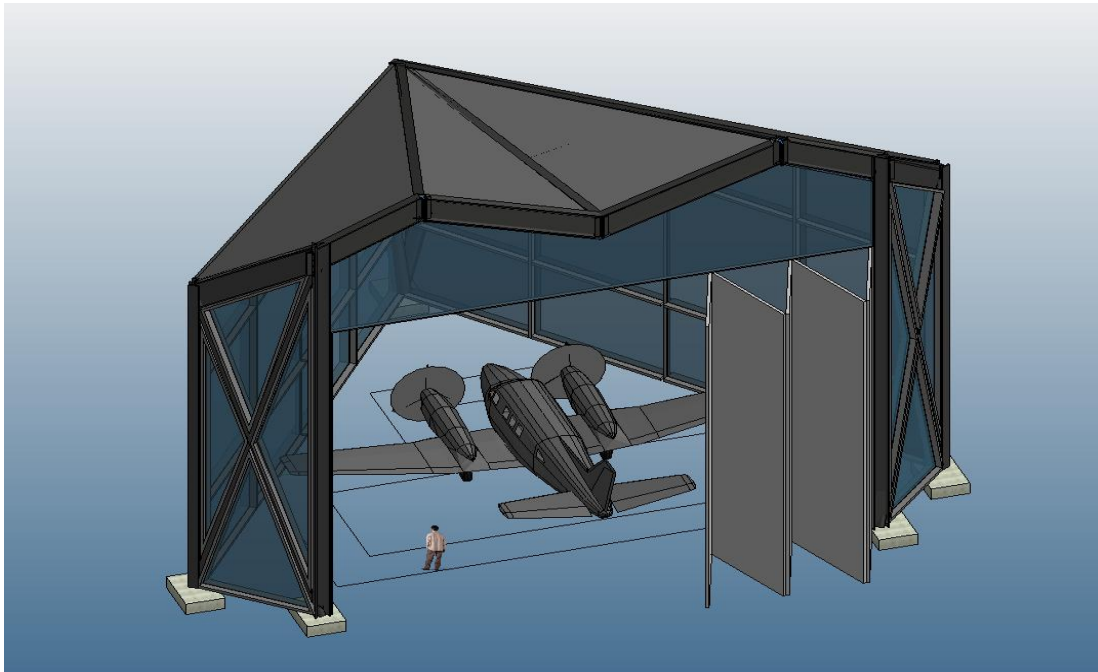




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και Ανάλυση Υποστέγου Χώρου Στάθμευσης Αεροσκαφών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
Άννα Ε. Σαπουντζάκη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούλιος 2020
ΕΜΚ ΔΕ 2020/18

Σαπουντζάκη Α. Ε. (2020)
Σχεδιασμός και ανάλυση υποστέγου χώρου στάθμευσης αεροσκαφών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/18
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sapountzaki A. E. (2020).
Design and analysis of a shelter in a parking area of aircrafts
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/18
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	7
Abstract	8
Ευχαριστίες.....	9
1 Εισαγωγή	10
2 Περιγραφή του φορέα.....	11
2.1 Αρχικός αρχιτεκτονικός σχεδιασμός	11
2.2 Τελική μορφή του φορέα.....	12
2.2.1 Υποστυλώματα.....	12
2.2.2 Δοκοί	13
2.2.3 Τεγίδες.....	13
2.2.4 Κατακόρυφοι Χιαστί Σύνδεσμοι	13
2.2.5 Επικάλυψη Οροφής.....	14
2.2.6 Πλαγιοκάλυψη.....	15
3 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	17
3.1 Μόνιμες Δράσεις	17
3.1.1 Ίδιο βάρος φορέα.....	17
3.1.2 Ίδιο βάρος επικάλυψης.....	17
3.2 Κινητές Δράσεις	19
3.2.1 Φορτία Ανέμου.....	19
3.2.2 Φορτία Χιονιού	19
3.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων	19
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	19
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	20
4 Έλεγχος και σύνδεση πάνελ	21
4.1 Λειτουργία εντός επιπέδου	21
4.2 Λειτουργία κάθετα στο επίπεδο των πάνελ	22
4.3 Προσομοίωση του πάνελ στο λογισμικό SAP2000.....	23
4.4 Έλεγχος επικάλυψης	24
5 Έλεγχοι Μελών.....	29
5.1 Έλεγχοι διατομής.....	29
5.1.1 Δοκοί , υποστυλώματα, τεγίδες.....	29
5.1.2 Χιαστί σύνδεσμοι	37
5.2 Έλεγχοι Μέλους	40
5.2.1 Έλεγχος λυγισμού υποστυλωμάτων	40
5.2.2 Έλεγχος λυγισμού δοκών	43
5.2.3 Έλεγχος λυγισμού τεγίδων	59
5.2.4 Έλεγχος λυγισμού χιαστί συνδέσμων.....	61
6 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	63
7 Θεμελίωση.....	67

7.1	Χαλύβδινο πέλμα και αγκύρια.....	67
7.2	Φέρουσα ικανότητα εδάφους.....	71
7.3	Συνολικό υπολογιστικό μοντέλο θεμελίωσης.....	72
7.3.1	Δείκτες εμπέδησης θεμελίου.....	73
7.3.2	Δείκτες εμπέδησης πεδילוδοκών.....	74
7.4	Έλεγχοι και όπλιση θεμελίωσης.....	75
7.4.1	Έλεγχος τάσεων.....	75
7.4.2	Έλεγχος καθιζήσεων.....	75
7.4.3	Όπλιση πεδילוδοκού.....	76
7.4.4	Όπλισμός θεμελίου.....	79
8	Σύνδεσεις.....	81
8.1	Σύνδεση ζυγώματος ΝΟ και υποστυλώματος 2.....	81
8.2	Σύνδεση ζυγώματος ΜΝ- Υποστυλώματος.....	83
8.3	Σύνδεση ζυγωμάτων ΚΟ, ΚΛ.....	85
8.4	Σύνδεση τεγίδας και κυκλικού υποστυλώματος με τη δοκό ΝΟ.....	91
8.5	Σύνδεση ζυγωμάτων ΝΟ, ΚΟ, ΛΟ.....	94
9	Αρχιτεκτονικά Σχέδια.....	97
10	Βιβλιογραφία.....	104

Πίνακας εικόνων

Σχήμα 2.1:Κάτοψη υποστέγων.....	11
Σχήμα 2.2:Όψεις υποστέγου για την επιλογή κλίσεων	12
Σχήμα 2.3:Ιδιαίτερα τεχνικά χαρακτηριστικά οροφής.....	15
Σχήμα 4.1:Σύνδεση τεγίδας-επικάλυψης.....	22
Σχήμα 4.2:Πάχος ECOPANEL RL	23
Σχήμα 4.3:Μέγιστες ορθές τάσεις οροφής στην ΟΚΑ.....	25
Σχήμα 4.4:Μέγιστες διατμητικές τάσεις οροφής στην ΟΚΑ	26
Σχήμα 4.5:Μέγιστες ορθές τάσεις στην ΟΚΛ.....	27
Σχήμα 4.6:Μέγιστες διατμητικές τάσεις στην ΟΚΛ	28
Σχήμα 5.1:Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην ΟΚΑ	37
Σχήμα 5.2:Διάγραμμα διατμητικής δύναμης z-z στην ΟΚΑ.....	38
Σχήμα 5.3: Διάγραμμα διατμητικής δύναμης y-y στην ΟΚΑ	38
Σχήμα 5.4:Διάγραμμα ροπών κάμψης y-y στην ΟΚΑ	39
Σχήμα 5.5:Διάγραμμα ροπών κάμψης z-z στην ΟΚΑ.....	39
Σχήμα 5.6:1 ^η ιδιομορφή λυγισμού.....	40
Σχήμα 5.7:2 ^η ιδιομορφή λυγισμού.....	41
Σχήμα 5.8:3 ^η ιδιομορφή λυγισμού.....	41
Σχήμα 5.9:4 ^η ιδιομορφή λυγισμού.....	42
Σχήμα 5.10: Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΜΝ.....	54
Σχήμα 5.11: Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΛΜ.....	55
Σχήμα 5.12: Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΚΛ.....	56
Σχήμα 5.13:Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΚΟ.....	57
Σχήμα 5.14:Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΛΟ.....	58
Σχήμα 5.15:Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΝΟ.....	59
Σχήμα 5.16:Έλεγχοι προγράμματος για τις τεγίδες.....	61
Σχήμα 6.1:Κατακόρυφη παραμόρφωση στην ΟΚΛ.....	65
Σχήμα 6.2:Οριζόντια παραμόρφωση στην ΟΚΛ.....	66
Σχήμα 7.1:Κατακόρυφη παραμόρφωση θεμελίωσης στην ΟΚΑ	76
Σχήμα 7.2:Όπλιση πεδιλοδοκού	77
Σχήμα 7.3:Διάγραμμα ροπών κάμψης z-z θεμελίωσης στην ΟΚΑ.....	78
Σχήμα 7.4: Διάγραμμα ροπών κάμψης y-y θεμελίωσης στην ΟΚΑ	78
Σχήμα 7.5: Διάγραμμα διατμητικής δύναμης z-z θεμελίωσης στην ΟΚΑ.....	79
Σχήμα 7.6:Όπλιση θεμελίου	80
Σχήμα 8.1:Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού ΝΟ, ΜΝ και υποστυλώματος 2-Κάτοψη	84
Σχήμα 8.2:Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού ΝΟ, ΜΝ και υποστυλώματος 2-Όψη 1.....	84
Σχήμα 8.3: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού ΝΟ, ΜΝ και υποστυλώματος 2-Όψη 2.....	85
Σχήμα 8.4: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Κάτοψη	89
Σχήμα 8.5: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Όψη 1.....	89
Σχήμα 8.6: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Όψη 2.....	90
Σχήμα 8.7: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Όψη 2.....	90
Σχήμα 8.8: Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικού υποστυλώματος, δοκού ΝΟ και τεγίδας- Όψη 1.....	93
Σχήμα 8.9:Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικού υποστυλώματος, δοκού ΝΟ και τεγίδας- Όψη 2.....	93

Σχήμα 8.10:Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικού υποστυλώματος, δοκού ΝΟ και τεγίδας- Όψη 3.....	94
Σχήμα 8.11 Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ- Κάτοψη	95
Σχήμα 8.12 :Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ- Όψη 1	96
Σχήμα 8.13:Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ- Όψη	96
Σχήμα 9.1:Βόρεια Όψη.....	97
Σχήμα 9.2:Νότια Όψη	98
Σχήμα 9.3:Κάτοψη	99
Σχήμα 9.4:Κάτοψη πάνελ.....	100
Σχήμα 9.5:Τομή 1	101
Σχήμα 9.6:Τομή 2.....	102
Σχήμα 9.7:Δυτική Όψη.....	103

Πίνακας πινάκων

Πίνακας 3.1: Τεχνικά χαρακτηριστικά ECOPANEL RL	18
Πίνακας 3.2: Ισοδύναμο πάχος χαλυβδόφυλλου	18
Πίνακας 4.1: Σύνδεση επικάλυψης.....	21
Πίνακας 4.2: Μέγιστο άνοιγμα ECOPANEL RL80.....	23
Πίνακας 4.3: Έλεγχοι πάνελ στην ΟΚΑ.....	24
Πίνακας 4.4: Έλεγχοι επικάλυψης στην ΟΚΑ	25
Πίνακας 4.5: Έλεγχοι πάνελ στην ΟΚΛ.....	26
Πίνακας 4.6: Έλεγχοι επικάλυψης στην ΟΚΛ	27
Πίνακας 5.1: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΜΝ	Πίνακας 5.2: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΛΜ
Πίνακας 5.3: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΚΛ	Πίνακας 5.4: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΚΟ..
Πίνακας 5.5: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΛΟ	Πίνακας 5.6: : Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΝΟ.....
Πίνακας 5.7: Έλεγχοι διατομής υποστυλώματος 1	Πίνακας 5.8: : Έλεγχοι διατομής υποστυλώματος 2
.....	35
Πίνακας 5.9: Έλεγχοι διατομής κυκλικού υποστυλώματος	Πίνακας 5.10: Έλεγχοι διατομής τεγίδων
Πίνακας 5.11: Έλεγχος διατομής χιαστί συνδέσμων.....	37
Πίνακας 5.12: Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος 1	42
Πίνακας 5.13: Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος 2	43
Πίνακας 5.14: Έλεγχος λυγισμού κυκλικού υποστυλώματος	43
Πίνακας 5.15: Συντελεστές C_1, C_2, C_3	44
Πίνακας 5.16: Συντελεστές C_1, C_2, C_3	45
Πίνακας 5.17: Συντελεστές k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.....	46
Πίνακας 5.18: Συντελεστές k_{ij} για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις	46
Πίνακας 5.19: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής.....	47
Πίνακας 5.20: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΜΝ	48
Πίνακας 5.21: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΛΜ	49
Πίνακας 5.22: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΚΛ	50
Πίνακας 5.23: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΚΟ	51
Πίνακας 5.24: : Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΛΟ.....	52
Πίνακας 5.25: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΝΟ	53
Πίνακας 5.27: Έλεγχοι μέλους τεγίδων.....	60
Πίνακας 5.28: Έλεγχος μέλους χιαστί συνδέσμων.....	62
Πίνακας 6.1: Έλεγχος ζυγώματος ΜΝ στην ΟΚΛ.....	63
Πίνακας 6.2: Έλεγχος ζυγώματος ΛΜ στην ΟΚΛ.....	63
Πίνακας 6.3: Έλεγχος ζυγώματος ΚΛ στην ΟΚΛ	64
Πίνακας 6.4 : Έλεγχος ζυγώματος ΚΟ στην ΟΚΛ	64
Πίνακας 6.5 : Έλεγχος ζυγώματος ΛΟ στην ΟΚΛ	64
Πίνακας 6.6: Έλεγχος ζυγώματος ΝΟ στην ΟΚΛ	64
Πίνακας 6.7: Έλεγχος υποστυλώματος 1 στην ΟΚΛ.....	65
Πίνακας 6.8: Έλεγχος υποστυλώματος 2 στην ΟΚΛ.....	65
Πίνακας 6.9: Έλεγχος κυκλικού υποστυλώματος στην ΟΚΛ	65
Πίνακας 7.1: Διαστάσεις ενεργού θεμελίου	68
Πίνακας 7.2: Άντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	68

Πίνακας 7.3:Ενεργός επιφάνεια έδρασης.....	68
Πίνακας 7.4:Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη	69
Πίνακας 7.5:Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκυσμένων ινών	69
Πίνακας 7.6:Αντοχή κοιλία σε εφελκυσμό.....	70
Πίνακας 7.7:Ενεργός επιφάνεια	71
Πίνακας 7.8:Αντοχή έδρασης σε κάμψη	71
Πίνακας 7.9:Συντελεστές φέρουσας ικανότητας.....	72
Πίνακας 7.10:Συντελεστές σχήματος.....	72
Πίνακας 7.11:Φέρουσα ικανότητα εδάφους.....	72
Πίνακας 7.12:Ελατήρια προσομοίωσης εδάφους.....	73
Πίνακας 7.13:Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων υποστυλωμάτων 1, 2	74
Πίνακας 7.14: Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων απέναντι υποστυλωμάτων 1	74
Πίνακας 7.15: Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων απέναντι υποστυλωμάτων 2	74
Πίνακας 7.16: Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων υποστυλωμάτων 1, κυκλικού	75
Πίνακας 7.17:Έλεγχος τάσεων	75
Πίνακας 7.18:Έλεγχος καθιζήσεων.....	76
Πίνακας 7.19:Όπλιση κορμού πεδιολοδοκού.....	76
Πίνακας 7.20:Όπλιση πελμάτων πεδιολοδοκού	77
Πίνακας 7.21:Σύνδετες κορμού πεδιολοδοκού	77
Πίνακας 7.22: Όπλιση κορμού θεμελίου.....	79
Πίνακας 7.23: Όπλιση πελμάτων πεδιολοδοκού	79
Πίνακας 7.24:Σύνδετες κορμού θεμελίου	80
Πίνακας 8.1:Σύνδεση ζυγώματος ΝΟ και υποστυλώματος 2.....	82
Πίνακας 8.2:Σύνδεση ζυγώματος ΜΝ και υποστυλώματος 2.....	83
Πίνακας 8.3:Σύνδεση ζυγωμάτων ΚΟ, ΚΛ.....	86
Πίνακας 8.4:Σύνδεση τεγίδας και κυκλικού υποστυλώματος με τη δοκό ΝΟ	91
Πίνακας 8.5:Σύνδεση ζυγωμάτων ΝΟ, ΚΟ, ΛΟ.....	95

Σχεδιασμός και ανάλυση υποστέγου χώρου στάθμευσης αεροσκαφών

Σαπουντζάκη Α. Ε. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός καθώς και η ανάλυση δυο όμοιων υπόστεγων για τη στάθμευση και τη συντήρηση δυο αεροσκαφών. Πρόκειται για ‘Υπόστεγα εν σειρά’ και συνεπώς απαιτείται πλάτος στο άνοιγμα των φτερών 12.2m, πλάτος 4.12m στην πίσω πλευρά και ελεύθερο ύψος 7.95m.

Βασική ιδέα στη διαδικασία του σχεδιασμού του υπόστεγου αποτέλεσε η απόδοση μορφής σαΐτας στην ανωδομή του φορέα. Σημαντική παράμετρο αποτέλεσε η απουσία ενδιάμεσων υποστυλωμάτων και η αυξημένη απαίτηση σε ελεύθερο ύψος. Ιδιαίτερη βαρύτητα δόθηκε στην επιλογή των κλίσεων των διαδοχικών πτυχώσεων της οροφής του φορέα, καθώς και της εγκάρσιας κλίσης.

Αφού πραγματοποιήθηκε ο αρχικός σχεδιασμός του υπόστεγου, χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του το λογισμικό SAP2000. Η διαδικασία αυτή ξεκίνησε με την εισαγωγή των φορτίων και την αρχική επιλογή των διατομών με κριτήριο τα επιτρεπτά όρια των βελών.

Στη συνέχεια αποφασίστηκε για την κάλυψη της οροφής να χρησιμοποιηθεί πάνελ τύπου σάντουιτς και υπολογίστηκε η απαιτούμενη κατηγορία από τις διαθέσιμες στο εμπόριο, καθώς και η σύνδεση της με τις τεγίδες και τα ζυγώματα. Κατόπιν ολοκληρώθηκε η ακριβής διαστασιολόγηση της ανωδομής και η επιλογή της μορφής των υποστυλωμάτων.

Επόμενο βήμα της ανάλυσης ήταν η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης του φορέα. Αποτελείται από τα θεμέλια και τη σύνδεση τους μέσω πεδιλοδοκών, τα οποία εισάχθηκαν στο ήδη υπάρχον μοντέλο στο λογισμικό SAP2000. Τέλος, ελατήρια κατάλληλης δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του εδάφους.

Οι υπολογισμοί ολοκληρώθηκαν με το σχεδιασμό των συνδέσεων του φορέα, κοχλιώσεων και συγκολλήσεων. Το σύνολο των σχεδίων συντίθεται από τρεις όψεις, κάτοψη, δύο τομές, προοπτική απεικόνιση, κατασκευαστικές λεπτομέρειες και σχέδια οπλισμού της θεμελίωσης.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020/18

Design and analysis of a shelter in a parking area of aircrafts

Sapountzaki A. E. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of the current dissertation is the design as well as the analysis of two identical sheds for the parking and maintenance of two aircrafts. Their type is ‘Sheds in a row’ and thus 12.2m width for the wings, 4.12m width along the rest of the aircraft and 7.95m free height are required.

The basic idea of the hangar’s designing process was for the roof to obtain a shuttle-like shape. A crucial parameter was the absence of intermediate pillars and the increased demand for free height. Special attention was paid to the selection of the inclination of the successive roof’s folds, as well as to that of the transverse inclination.

After the initial design of the shed, the SAP2000 software was used for its analysis and dimensioning. First step of the process was the modeling of the structure with the foreseen loads and the preliminary selection of the cross sections based on the permissible limits for the deflections.

Sandwich panels were decided to be used for the roof and the required commercially available category, as well as its connection to the purlins and beams were calculated. Afterwards, the superstructure’s definite dimensioning and the choice of the columns’ form were completed.

The analysis was continued with the dimensioning of the foundation. It consists of the footings and their connection through foundation beams, which were added to the existing model in the SAP2000 software. Springs of appropriate stiffness were used for the ground simulation.

The project calculations were followed through with the connections’ design and more specifically that of welds and bolts. The drawings are comprised of three views, one plan view, two sections, a perspective view, construction details and reinforcement drawings of the foundation

Ευχαριστίες

Ευχαριστώ πολύ τους Καθηγητές μου, κύριο Ιωάννη Βάγια για την πολύτιμη βοήθεια του και κύριο Κώστα Καραδήμα για την πολύ σημαντική συνεισφορά του στην επιλογή του θέματος και τις συμβουλές του στο μετέπειτα σχεδιασμό. Ευχαριστώ και τους δυο για την άψογη συνεργασία τους και για το ενδιαφέρον τους.

Ευχαριστώ πολύ την οικογένεια μου για την συνεχόμενη στήριξη της.

1 Εισαγωγή

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας αποτέλεσε η μελέτη δυο όμοιων διπλανών υποστέγων για την επισκευή και τη συντήρηση δυο αεροσκαφών με μέγιστο άνοιγμα φτερών 12.20 m, μήκος 8.10 m και ύψος 7.95 m. Η είσοδος και η έξοδος των αεροσκαφών γίνεται επί της πλέον υπήνεμου πλευράς.

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτέλεσε ο σχεδιασμός τόσο από άποψη αρχιτεκτονική όσο και από άποψη στατικής επάρκειας μιας κατασκευής. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ολοκληρώθηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000 (version 21) και ο έλεγχος επάρκειας των διατομών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Στα πλαίσια του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα REVIT 2017.

Η κάτοψη του κτίσματος που μελετήθηκε έχει συνολικό εμβαδό 474.46 m² και για τις δυο θέσεις στάθμευσης, μέγιστου μήκους 18.31 m και πλάτους 22.94 m έκαστη.

Σημαντική παράμετρος για το σχεδιασμό αποτέλεσε η αυξημένη απαίτηση σε ελεύθερο ύψος σε συνδυασμό με την κατά μήκος και την εγκάρσια κλίση της οροφής, οι οποίες οδήγησαν σε αύξηση του ύψους των υποστυλωμάτων στην όψη της εισόδου. Επίσης η αδυναμία τοποθέτησης εσωτερικών υποστυλωμάτων, σε συνδυασμό με το μεγάλο μήκος της κατασκευής δημιούργησε υψηλές απαιτήσεις στις διατομές των δοκών.

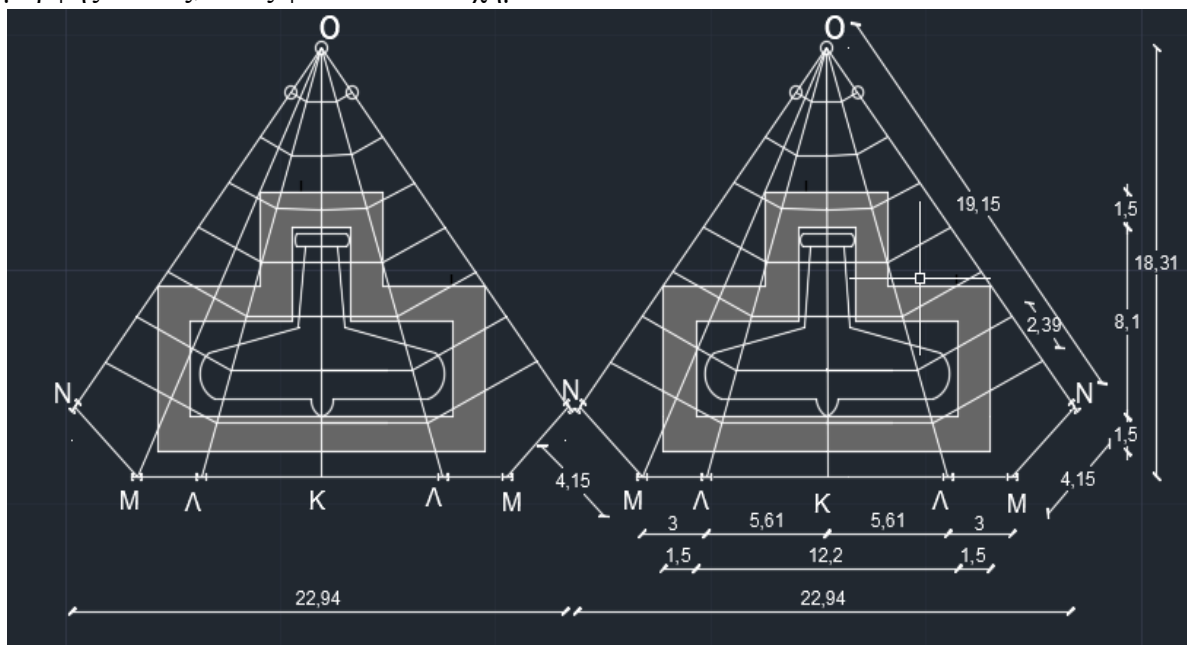
Λόγω του μεγάλου ανοίγματος και της απουσίας ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής προτιμήθηκε η επιλογή του χάλυβα ως δομικό υλικό και η χρήση ελαφριών υλικών για την επικάλυψη. Ο χάλυβας επιλέχθηκε ως δομικό υλικό, λόγω μικρού ίδιου βάρους, το οποίο συνεπάγεται μικρότερη επιβάρυνση στη θεμελίωση, μικρές σεισμικές δυνάμεις και ελεγχόμενη απόκριση της κατασκευής σε συνθήκες σεισμού. Το τελευταίο είναι αποτέλεσμα της μεγάλης ολκιμότητας του χάλυβα. Οι φορείς από χάλυβα χαρακτηρίζονται επίσης από την ταχύτητα στην κατασκευή και την ευκολία στην επισκευή, για το οποίο αποτελεί προϋπόθεση ο ποιοτικός έλεγχος των συγκολλήσεων και των κοχλιώσεων.

Η εκπόνηση της εργασίας ξεκίνησε με την αρχική επιλογή της μορφής του φορέα. Στη συνέχεια ακολούθησε η επιλογή του τύπου της επικάλυψης και των διατομών του φορέα μέσω στατικής ανάλυσης. Ακολούθως διαστασιολογήθηκε η θεμελίωση της κατασκευής και πραγματοποιήθηκαν τα απαιτούμενα σχέδια για το φορέα.

2 Περιγραφή του φορέα

2.1 Αρχικός αρχιτεκτονικός σχεδιασμός

Η κάτοψη κάθε θέσης αεροσκάφους έχει μορφή πενταγώνου μέγιστου μήκους 18.31m και πλάτους 22.94m. Το σχήμα της κάτοψης του κάθε υποστέγου οφείλεται στην επιλογή της απόδοσης στην οροφή μορφής σαΐτας, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη υποστέγων

Για τον ίδιο λόγο δόθηκαν στα επιμέρους τμήματα της οροφής (ΛΚΟ και ΛΜΝΟ) κλίσεις διαφορετικού μέτρου και φοράς. Συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι τρεις παρακάτω εναλλακτικές λύσεις, που φαίνονται στο σχήμα 2.2, σχετικά με τις επιμέρους εγκάρσιες κλίσεις των τμημάτων της οροφής. Τελικά επιλέχθηκε κλίση είκοσι μοιρών για τα δυο μεσαία φύλλα ΛΚΟ αντίθετης φοράς μεταξύ τους και κλίση εικοσιπέντε μοιρών για τα δυο ακραία φύλλα ΛΜΝΟ, αντίθετης φοράς μεταξύ τους. Η επιλογή αυτή έγινε για την αποφυγή έντονων κλίσεων και την ευδιάκριτη διαφοροποίηση των κλίσεων των διαδοχικών φύλλων.



Σχήμα 2.2: Όψεις υποστέγου για την επιλογή κλίσεων

Στην οροφή δόθηκε επίσης κατά μήκος κλίση 30%, δηλαδή περίπου δεκαεπτά μοίρες, θέτοντας ως χαμηλότερο το σημείο Ο.

2.2 Τελική μορφή του φορέα

2.2.1 Υποστυλώματα

Στο παρόν υπόστεγο επιλέχθηκε να τοποθετηθούν υποστυλώματα στα σημεία Ο, Μ, Ν. Στις θέσεις Μ, Λ βρίσκεται μονόστυλο υποστυλώμα διατομής Ι. Λόγω της σημαντικής καταπόνησης των υποστυλωμάτων και στις δυο διευθύνσεις επιλέχθηκε διατομή ΗΕΜ450. Στο μπροστινό άκρο όμως λόγω μεγάλης καταπόνησης επιλέχθηκε να τοποθετηθούν τρεις στύλοι κοίλης κυκλικής διατομής CHS50.8x2.5. Οι δυο από αυτούς είναι κεκλιμένοι και καταλήγουν στη δοκό ΝΟ κάτω από το άκρο της πλησιέστερης τεγίδας, ενώ ο τρίτος στύλος είναι κατακόρυφος. Το ελάχιστο υψόμετρο της κατασκευής

εμφανίζεται στο σημείο Ο, όπου ο κατακόρυφος στύλος έχει ύψος 9.905m. Τα υποστυλώματα στα σημεία Μ έχουν υψόμετρο 16.041m, ενώ τα υψηλότερα σημεία της κατασκευής είναι στα σημεία Ν, όπου τα υποστυλώματα έχουν υψόμετρο 13.044m. Προσοχή επίσης δόθηκε στον προσανατολισμό των υποστυλωμάτων ώστε ο ισχυρός άξονα στο σημείο Ν να λειτουργεί στο μεγαλύτερο πλαίσιο εκ των δυο στα οποία ανήκει το υποστυλώμα (διεύθυνση ΝΟ). Ομοίως προσανατολίστηκαν τα υπόλοιπα υποστυλώματα, ώστε για την παραλαβή των μεγάλων φορτίων να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες των διατομών. Τα υποστυλώματα στο πρώτο στάδιο μελέτης της κατασκευής, πριν το σχεδιασμό και τη σύνδεση τους με τη θεμελίωση, θεωρούνται πακτωμένα στο έδαφος.

2.2.2 Δοκοί

Στην παρούσα κατασκευή τοποθετούνται κεφαλοδοκοί περιμετρικά σε όλα τα σημεία της και εσωτερικές δοκοί από κάθε σημείο αλλαγής κλίσης έως το σημείο Ο. Συγκεκριμένα στην κατασκευή υπάρχουν τα εξής ζυγώματα ΜΝ, ΛΜ, ΚΛ, ΚΟ, ΛΟ. Μέσω των κεφαλοδοκών μεταφέρονται οι οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης στα κατακόρυφα αντιανέμια συστήματα. Λόγω της μεγάλης καταπόνησης στα σημεία σύνδεσης δοκών διαφορετικών κλίσεων χωρίς την παρεμβολή υποστυλώματος, καθώς και λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων ήταν αδύνατη η επιλογή διατομής κανονικού τύπου (ΗΕΒ, ΙΡΒ) ή ελαφρού τύπου (ΗΕΑ, ΙΡΒΙ). Λόγω της σημαντικής καταπόνησης της διατομής και στις δυο διευθύνσεις επιλέχθηκε η ενισχυμένου τύπου διατομή ΗΕΜ900 για όλα τα ζυγώματα.

2.2.3 Τεγίδες

Από το ζύγωμα ΟΝ στο ζύγωμα ΟΛ και από το ΟΛ στο ΟΚ διατάσσονται τεγίδες ανά 2.39m και 2.28m αντίστοιχα. Η απόσταση των τεγίδων είναι συνήθως σταθερή και καθορίστηκε από την αντοχή του πάνελ της επικάλυψης. Λόγω της απουσίας ωφέλιμων φορτίων και του μικρού ίδιου βάρους του πάνελ προέκυψαν μικρές απαιτήσεις σε διατομή για τις τεγίδες και επιλέχθηκε ΗΕΑ280. Οι τεγίδες έχουν ως κύριο σκοπό τη στήριξη του επιστεγάσματος και τη μεταφορά των φορτίων από τα εδραζόμενα σε αυτές φύλλα επικάλυψης.

2.2.4 Κατακόρυφοι Χιαστί Σύνδεσμοι

Ανάμεσα στα υποστυλώματα στα σημεία Μ και Ν επιλέχθηκε να διαταχθούν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι διατομής CHS27.3x1.0. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψιάς αποσκοπούν στην παραλαβή των οριζόντιων φορτίων.

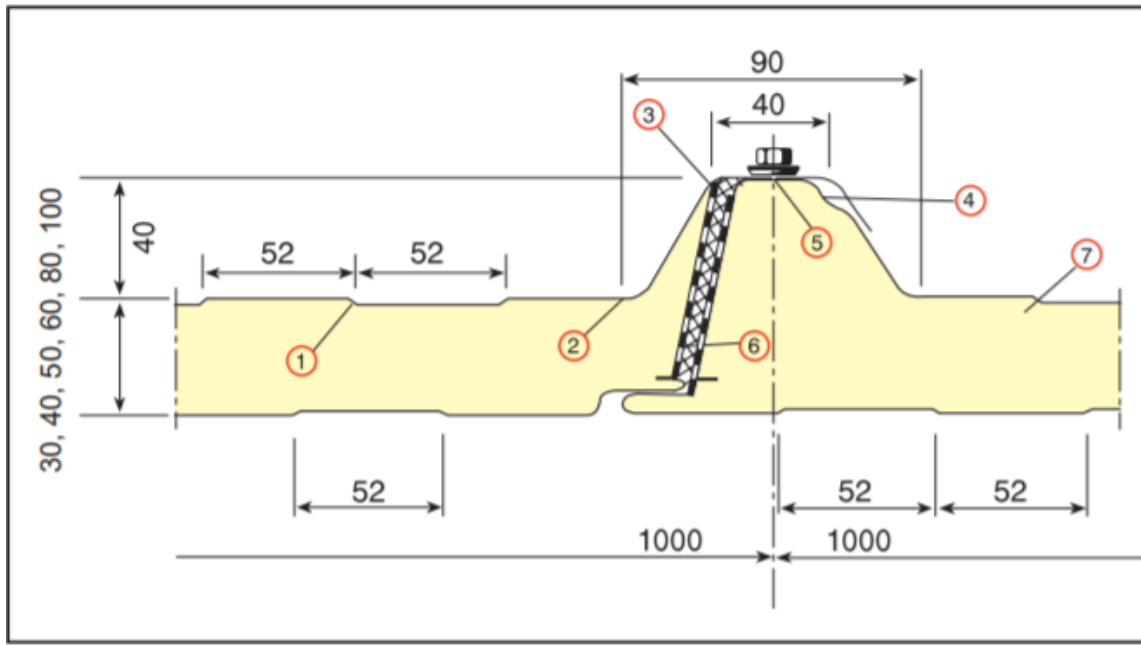
2.2.5 Επικάλυψη Οροφής

Για την επικάλυψη της οροφής επιλέχθηκε η χρήση μεταλλικών πάνελ τύπου σάντουιτς έναντι της τοποθέτησης πλάκας σκυροδέματος, με στόχο τη μείωση του ίδιου βάρους της επικάλυψης. Επειδή η διατήρηση ανεκτών συνθηκών θερμοκρασίας, αλλά και η μείωση του περιβαλλοντικού κόστους, αποτελούν στοιχειώδεις απαιτήσεις των σύγχρονων κτιρίων, η θερμομόνωση του κελύφους κρίθηκε απαραίτητη. Λόγω του σχήματος της οροφής ήταν αδύνατη η τοποθέτηση οριζόντιων χιαστί συνδέσμων σε αυτήν και επομένως δημιουργήθηκε η ανάγκη εξασφάλισης της διαφραγματικής λειτουργίας μέσω της διατμητικής σύνδεσης των πάνελ με τις δοκούς. Επίσης υπάρχει η απαίτηση τα φύλλα της επικάλυψης να έχουν επαρκή αγκύρωση και αντοχή, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν στις τεγίδες τα φορτία. Ωστόσο τα στοιχεία αυτά δεν θεωρούνται φέροντα στοιχεία.

Η επιλογή του πάνελ τύπου σάντουιτς έναντι της απλής μορφής φύλλων επικάλυψης (χαλυβδόφυλλο), έγινε για λόγους θερμο-ηχομόνωσης. Τα θερμομονωτικά πάνελ οροφής είναι σύνθετα μονολιθικά πάνελ που αποτελούνται από δυο ελάσματα και σκληρό αφρό πολουρεθάνης. Το εξωτερικό έλασμα των πάνελ είναι από γαλβανισμένο και προβαμμένο χάλυβα, τραπεζοειδούς διατομής, ενώ το εσωτερικό έλασμα είναι είτε από γαλβανισμένο και προβαμμένο χάλυβα, ελαφρά διαμορφωμένο ή επίπεδο, είτε φύλλο ενισχυμένου πολυεστέρα. Τα θερμομονωτικά πετάσματα παράγονται σε τυποποιημένες διαστάσεις σε δυο τύπους για επιστεγάσεις και για πλαγιοκαλύψεις και συνοδεύονται από ειδικά τεμάχια και εξαρτήματα τοποθέτησης και στερέωσης. Στην παρούσα κατασκευή επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί πάνελ πάχους ογδόντα χιλιοστά, το οποίο προέκυψε από τη φόρτιση και τη φέρουσα ικανότητα του πάνελ. Τα φύλλα επικάλυψης παράγονται σε λωρίδες ενός μέτρου και μήκους το πολύ δώδεκα μέτρων. Οι διαστάσεις αυτές προκύπτουν, εκτός των άλλων και για λειτουργικούς λόγους, ώστε να είναι εύκολη η φορτοεκφόρτωση τους στα οχήματα μεταφοράς και η ανέγερση τους από τα συνεργεία. Τα φύλλα επικάλυψης έχουν κατά μήκος της μεγάλης τους διάστασης φαρδύ αυλάκι για την ευκολότερη διακίνηση των τοποθετητών στη στέγη. Επίσης διαθετούν ειδική διαμόρφωση του εσωτερικού τραπεζιού της αλληλοεπικάλυψης για εξασφάλιση υδατοστεγανότητας σε περίπτωση έντονης βροχόπτωσης.

Όσον αφορά την πυροπροστασία προβλέπεται θερμομονωτικό υλικό ώστε να μην ευνοείται η μετάδοση της φλόγας και των θερμών ατμών, ούτε να παράγεται μεγάλη ποσότητα τοξικών αερίων κατά την καύση του. Τα χαλυβδοελάσματα γενικά κατατάσσονται στην κατηγορία των άκαυστων υλικών, ενώ ο συνδυασμός τους με μονωτικά υλικά βελτιώνει τις ιδιότητες με μονωτικά υλικά βελτιώνει τις ιδιότητες του στην παρεχόμενη πυροπροστασία. Για λόγους πυροπροστασίας δεν συνίσταται η επικόλληση των μονωτικών υλικών στις λαμαρίνες επικάλυψης με θερμά ασφαλτικά υλικά και η στερέωση τους γίνεται μηχανικά. Τέλος σημαντική παράμετρο στην επιλογή της επικάλυψης αποτέλεσε η απαιτούμενη ηχομόνωση, λόγω του παραγόμενου θορύβου από τη λειτουργία των μηχανημάτων της συντήρησης των αεροσκαφών. Η ηχομονωτική ικανότητα της στέγης κυρίως ως προς τους ήχους μέσης συχνότητας βελτιώνεται σημαντικά με τη χρήση διάτρητων χαλυβδόφυλλων και την προσθήκη παπλώματος ή σκληρών πλακών από υαλοβάμβακα μεταξύ των μεταλλικών φύλλων. Το ηχομονωτικό πάπλωμα πρέπει

να προστατεύεται σε κάθε περίπτωση με φράγμα υδρατμών ή ενσωματωμένο φύλλο αλουμινίου από την πλευρά του εσωτερικού χώρου. Το φράγμα υδρατμών συγκρατείται μεταξύ της επένδυσης και του σκελετού της.



- ① Φαρδύ αυλάκι για την ευκολότερη διακίνηση των τοποθετητών στη στέγη.
- ② Μεγάλης ακτίνας διαμόρφωση των ακμών στα ελάσματα για την αποφυγή δημιουργίας ρηγματώσεων στη βαφή.
- ③ Αφρώδης ταινία στο θηλυκό μέρος της κατά πλάτος αλληλοεπικάλυψης για επίτευξη αεροστεγανότητας.
- ④ Ειδική διαμόρφωση του εσωτερικού τραπεζιού της αλληλοεπικάλυψης για εξασφάλιση υδατοστεγανότητας σε περιπτώσεις έντονης βροχόπτωσης.
- ⑤ Αυλάκι στην κορυφή του τραπεζιού για τη διευκόλυνση της στερέωσης των πάνελ.
- ⑥ Πλευρική αλουμινοταινία για αποτροπή διαφυγής των αερίων από τις κυψέλες πολυουρεθάνης κατά την ωρίμανση του αφρού, με αποτέλεσμα την καλύτερη θερμομονωτική συμπεριφορά του πάνελ στο πέρασμα του χρόνου.
- ⑦ Αφρός CFC Free & HCFC Free μη επιβαρυντικός για το περιβάλλον και μη καταστροφικός για το όζον.

Σχήμα 2.3: Ιδιαίτερα τεχνικά χαρακτηριστικά οροφής

2.2.6 Πλαγιοκάλυψη

Για την κάλυψη των όψεων της παρούσας κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν υαλοπετάσματα, τα οποία είναι αυτοφερόμενες κατασκευές και τοποθετούνται με ελάχιστη προετοιμασία. Στο φέροντα

οργανισμό, δηλαδή στο σκελετό, αυτών των στοιχείων όψης δόθηκε η μορφή καννάβου κατακόρυφων στοιχείων και οριζόντιων στοιχείων (τραβέρσες). Το υλικό της κατασκευής τους επιλέχθηκε να είναι ένα κράμα αλουμινίου. Τα στοιχεία πλήρωσης των υαλοπετασμάτων είναι υαλοπίνακες διαφόρων τύπων, ανάλογα με τις ανάγκες για θερμομόνωση, ηχομόνωση κτλ της κατασκευής. Το μέγιστο ύψος που σχεδιάστηκε να αντέχουν οι υαλοπίνακες χωρίς την παρεμβολή ενδιάμεσης τρεβέρσας είναι τα 6m. Επίσης στερεώνονται με τη χρήση ελαστικών παρεμβυσμάτων, ανθεκτικών στο χρόνο, επιτυγχάνοντας αυξημένη υδατοστεγανότητα. Τα υαλοπετάσματα που χρησιμοποιήθηκαν χαρακτηρίζονται συμβατικά, διότι οι υαλοπίνακες στερεώνονται με πλάκα πίεσης στο πλαίσιο που δημιουργείται από τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία.

3 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

3.1 Μόνιμες Δράσεις

Μόνιμες θεωρούνται οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να ενεργήσουν στην κατασκευή και η διαφοροποίηση του μεγέθους τους κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι αμελητέα (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις).

3.1.1 Ίδιο βάρος φορέα

Το ίδιο βάρος των φερόντων στοιχείων του φορέα υπολογίστηκε και κατανεμήθηκε ομοιόμορφα αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000, δεδομένου των εισαχθέντων στοιχείων για τα υλικά και τις διατομές των μελών. Συγκεκριμένα στην παρούσα κατασκευή χρησιμοποιήθηκε για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τις τεγίδες χάλυβας ποιότητας S235 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Μέτρο Ελαστικότητας $E=210.000 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson $\nu=0.3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=1.2 \times 10^{-5}$
- $f_y=235 \text{ MPa}$
- $f_u= 360 \text{ MPa}$

3.1.2 Ίδιο βάρος επικάλυψης

Για την επικάλυψη χρησιμοποιήθηκαν θερμομονωτικά πάνελ οροφής CORE και συγκεκριμένα επιλέχθηκε το RL 80 (υπογραμμισμένο στον πίνακα 3.1), το οποίο έχει βάρος 10.22 kg/m^2 και γι' αυτό λήφθηκαν υπόψη στην κατασκευή πρόσθετα μόνιμα φορτία μέτρου $0,1 \text{ KN/m}^2$.

Πίνακας 3.1: Τεχνικά χαρακτηριστικά ECOPANEL RL

ΤΥΠΟΣ ΠΑΝΕΛ	ΠΑΧΗ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ (mm)		ΠΑΧΟΣ ΠΑΝΕΛ (mm)	ΒΑΡΟΣ ΠΑΝΕΛ (kg/m ²)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΡΜΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ U (W/m ² K)	ΜΕΓΙΣΤΟ ΜΗΚΟΣ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ (m)
	ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ				
RL 30	0,45	0,40	30	8,32	0,65	16.0
RL 40	0,45	0,40	40	8,70	0,50	
RL 50	0,45	0,40	50	9,08	0,41	
RL 60	0,45	0,40	60	9,46	0,35	
RL 80	0,45	0,40	80	10,22	0,26	
RL 100	0,45	0,40	100	10,98	0,21	

Επειδή το πάνελ σάντουιτς είναι μια διατομή αποτελούμενη από δυο εμβαδά/πέλματα για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία. Αρχικά η δυσκαμψία των πανελ προσδιορίστηκε από τη σχέση:

$$B_S = \frac{E_{F1} A_{F1} E_{F2} A_{F2} e^2}{(E_{F1} A_{F1} + E_{F2} A_{F2}) B} \quad (3.1)$$

,όπου E_F , A_F το μέτρο ελαστικότητας και το εμβαδόν των μεταλλικών επιδερμίδων, e η μεταξύ τους απόσταση και B το εξεταζόμενο πλάτος. Στη συνέχεια υπολογίστηκε το ισοδύναμο πάχος συμπαγούς μεταλλικής διατομής, όπως φαίνεται στον πίνακα 3.2, από τη σχέση:

$$t_{eq} = \left(\frac{12B_S}{EB}\right)^{1/3} \quad (3.2)$$

Τέλος το ίδιο βάρος λαμβάνεται υπόψη από το πρόγραμμα, ορίζοντας επιδερμίδα από χάλυβα S235 με τις ιδιότητες που αναφέρθηκαν παραπάνω και πάχος t_{eq} .

Πίνακας 3.2:Ισοδύναμο πάχος χαλυβδόφυλλου

<u>Δυσκαμψία πάνελ σάντουιτς</u>	
Af (mm ²)	90572100
e (mm)	80
B (mm)	6590
Bs (kNmm)	9015978392
<u>ισοδύναμο πάχος μετάλλου</u>	
t _{eq} (mm)	43.2

3.2 Κινητές Δράσεις

Κινητές δράσεις σε κατασκευές όπως τα μεταλλικά υπόστεγα είναι τα φορτία χιονιού και ανέμου, τα οποία μελετήθηκαν και αναλύονται παρακάτω.

3.2.1 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία ανέμου ανήκουν στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις, για τις οποίες πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν η ταυτόχρονη επιρροή με τις άλλες μεταβλητές δράσεις, όπως το χιόνι. Οι δράσεις λόγω ανέμου, σε αντίθεση με τις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, είναι μια πολύ σημαντική φόρτιση στην περίπτωση των μονώροφων μεταλλικών κατασκευών. Αν και η δράση ανέμου είναι φαινόμενο χρονικά μεταβαλλόμενο, η δυναμική φύση του φαινομένου δεν λαμβάνεται υπόψη και ο άνεμος θεωρείται για τις συνήθεις κατασκευές στατικό φορτίο. Στο φορτίο του ανέμου για την παρούσα κατασκευή δόθηκε προσεγγιστικά η τιμή $w = 1 \text{ KN/m}^2$, στην οριζόντια διεύθυνση κατανεμημένο στην οροφή.

3.2.2 Φορτία Χιονιού

Το φορτίο του χιονιού λήφθηκε υπ' όψιν εμπειρικά ίσο με 0.7 KN/m^2 κατακόρυφα κατανεμημένο επί της στέγης του υπόστεγου.

3.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Οι συνδυασμοί φορτίσεων ορίζονται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του. Οι έλεγχοι αντοχής του φορέα σε κάμψη, διάτμηση, αξονική δύναμη, αλληλεπιδράσεις αυτών σε μέλη και συνδέσεις πραγματοποιήθηκαν στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Σε αυτούς τους ελέγχους συμπεριλήφθηκαν και οι έλεγχοι ευστάθειας των μελών (σε λυγισμό). Οι συνδυασμοί που λήφθηκαν υπ' όψιν στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

- $1.35(G+G')+1.5S$
- $1.35(G+G')+1.5S+0.9W$

- $1.35(G+G')+1.5W$
- $1.35(G+G')+1.5W+0.9S$
- $1.35(G+G')+0.9W+0.9S$

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχονται τα βέλη και οι παραμορφώσεις του φορέα. Οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις του φέροντος οργανισμού, ενδέχεται να έχουν δυσμενή επίδραση στην επιδιωκόμενη λειτουργία της κατασκευής, ακόμα και όταν βρίσκονται μέσα στα όρια που αφορούν στη στατική επάρκεια του δομήματος βάσει της οριακής κατάστασης αστοχίας. Η παράβλεψη ελέγχων λειτουργικότητας μπορεί να επιφέρει απαράδεκτο αισθητικό αποτέλεσμα και αντίστοιχο αίσθημα ανασφάλειας στο χρήστη. Οι συνδυασμοί που λήφθηκαν υπ' όψιν στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι εξής:

- $1.00(G+G')+0.6W$
- $1.00(G+G')+0.6S$
- $1.00(G+G')+0.6W+0.6S$
- $1.00(G+G')+1.00W$
- $1.00(G+G')+1.00S$

4 Έλεγχος και σύνδεση πάνελ

4.1 Λειτουργία εντός επιπέδου

Όπως προαναφέρθηκε για την επικάλυψη της οροφής χρησιμοποιήθηκαν θερμομονωτικά πάνελ, τα οποία μείωσαν το ίδιο βάρος της οροφής. Δημιουργήθηκε όμως η απαίτηση υπολογισμού της διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία εξασφαλίζεται με τη διαμήκη σύνδεση μεταξύ των πάνελ και τη σύνδεση τους με τις περιμετρικές δοκούς. Αρχικά επιλέχθηκε ο τύπος του πάνελ (ECOPANEL RL80) και τοποθετήθηκαν περιμετρικές δοκοί σε κάθε τμήμα της στέγης. Στη συνέχεια υπολογίστηκε η διαμήκης διάτμηση μεταξύ των επιμέρους πάνελ πλάτους ενός μέτρου και μεταξύ των ακραίων πάνελ και των περιμετρικών δοκών. Διατάχθηκαν κοχλίες σύνδεσης σε κατάλληλες αποστάσεις, ώστε να παραληφθεί η διαμήκης διάτμηση.

Για τα φύλλα έγινε η θεώρηση ότι εδράζονται παράλληλα στο μήκος του διαφράγματος και ότι το φύλλο συνδέεται και στις τέσσερις πλευρές με τη φέρουσα κατασκευή στη στάθμη των τεγίδων. Επίσης έγινε η παραδοχή ότι τα πλαίσια έχουν αρθρωτές συνδέσεις, ώστε τα οριζόντια φορτία να παραλαμβάνονται μόνο από το διάφραγμα μεταξύ των ζευκτών. Στη συνέχεια, στον πίνακα 4.1 παραθέτονται ο υπολογισμός της συνολικής ευκαμψίας του φύλλου, ο έλεγχος του βέλους στη μέση του διαφράγματος υπό τα φορτία λειτουργίας καθώς και ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής του διαφράγματος για αστοχία της διαμήκου ένωσης και της σύνδεσης φύλλου/διατμητικών συνδέσμων στα ακραία φατώματα.

Πίνακας 4.1: Σύνδεση επικάλυψης

Επικάλυψη: Τραπεζοειδές γαλβδόφυλλο					
χάλυβας S280GD+ZA			L (mm)	20220	
f_y (N/mm ²)	280		n	1	
f_u (N/mm ²)	360		n_b	2	
E (KN/mm ²)	205		n_f	2	
			n_p	7	
a (mm)	20220		n_s	9	
A (mm ²)	9730		n_{sc}	16	
b (mm)	6590		n_{sh}	7	
d (mm)	333.33		α_1	0.85	για $n_p=4$ τεγίδες ανά μήκος φύλλου
F_p (KN)	2.5	για βίδες	α_2	0.5	για $n_p=7$ τεγίδες ανά πέρασμα
F_s (KN)	1.25	διαμέτρου 5.5mm	α_3	0.64	για $n_p=7$ τεγίδες ανά πέρασμα
F_{sc} (KN)	2.5		α_4	1.6	
I/d	0.270003		β_1	0.13	
h/d	0.240002	K1	β_2	1	
θ	17.35402	0.1145	β_3	1	
		για μέσο σύνδεσης σε κάθε αυλάκωση	ρ	333.33	

<u>Συνολική ευκαμψία</u>		<u>Βέλος στο μέσο</u>			<u>Διατμητική αντοχή</u>	
c _{1,1}	4.05847	P (max)	88.08		α) Διαμήκης ένωση	
c _{1,2}	0.05759	Δ_{max}	28.8		V _{ult}	13.525
c _{2,1}	0.0447	$\Delta_a < \Delta_{max}$	33.0167	TRUE	β) Σύνδεση φύλλου/διατμητικών συνδέσεων	
c _{2,2}	0.15371					
c _{2,3}	0.075				V _{ult}	40
c ₃	0.01272					
c (mm/KN)	4.4022				V*	13.525
					1) V* <	46.336401 TRUE
					2) V* <	32159.091 TRUE

Σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες επιλέχθηκε τελικά να τοποθετηθούν βίδες από χάλυβα διαμέτρου 5.5 χιλιοστά και να τοποθετηθεί ένα μέσο σύνδεσης σε κάθε αυλάκωση, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1:Σύνδεση τεγίδας-επικάλυψης

4.2 Λειτουργία κάθετα στο επίπεδο των πάνελ



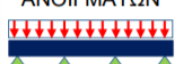
Το γεγονός ότι πρόκειται για ελαφριά στέγη καθιστά τα φορτία του χιονιού και του ανέμου κρίσιμα έναντι του φορτίου του σεισμού. Τα πάνελ μπορούν να παραλάβουν συγκεκριμένο φορτίο ανάλογα με την απόσταση των στηρίξεων. Το συνολικό κατανεμημένο φορτίο λόγω χιονιού, ανέμου και πρόσθετων μόνιμων που πρέπει να φέρει το πάνελ υπολογίστηκε περίπου ίσο με 2kN/m² και συνεπώς επιλέχθηκε διάταξη τεγίδων ανά 2.39m, σύμφωνα με τον πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2:Μέγιστο άνοιγμα ECOPANEL RL80

ECOPANEL RL 80

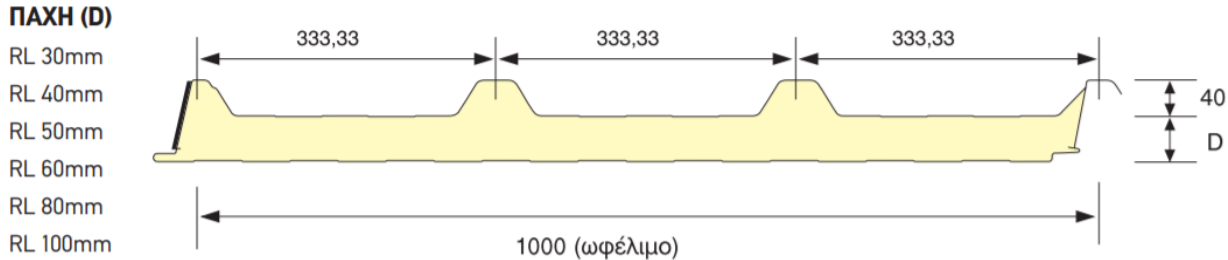
ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ / ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

ΠΑΧΗ ΧΑΛΥΒΔΟΕΛΑΣΜΑΤΩΝ t=0.45/0.40mm

ΤΥΠΟΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΟΜΑΔΑ ΧΡΩΜΑΤΩΝ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΑ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ (daN/m ²)												
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	350	400
		ΜΕΓΙΣΤΑ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ (m)												
ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗ 	I-II-III	5.39	4.50	3.85	3.31	2.90	2.59	2.32	2.10	1.92	1.77	1.65	1.45	1.30
ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ 	I-II-III	3.84	3.26	2.86	2.57	2.35	2.17	2.02	1.90	1.79	1.69	1.62	1.45	1.30
ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ 	I-II-III	4.34	3.67	3.22	2.88	2.63	2.44	2.26	2.10	1.92	1.77	1.65	1.45	1.30

Ο συγκεκριμένος τύπος πάνελ που επιλέχθηκε για την κατασκευή έχει μια πλευρά τραπεζοειδή, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.2, και επομένως αναπτύσσεται ορθότροπη συμπεριφορά.

ECOPANEL® RL (οροφής)



Σχήμα 4.2:Πάχος ECOPANEL RL

4.3 Προσομοίωση του πάνελ στο λογισμικό SAP2000

Η προαναφερθείσα επικάλυψη προσομοιάστηκε στο πρόγραμμα σαν ‘shell element’, διότι καλύπτει λειτουργία εντός και εκτός επιπέδου. Ο τύπος της συγκεκριμένης επιφάνειας στο πρόγραμμα ορίστηκε να είναι ‘shell-thick’, ώστε να ληφθούν υπ’ όψιν και διατμητικές παραμορφώσεις (έχουν σημασία κυρίως σε περιπτώσεις που το πάχος είναι μεγαλύτερο από το 1/10 του ανοίγματος). Στη συνέχεια έπρεπε να οριστεί ένα ισοδύναμο πάχος για τη λειτουργία εντός επιπέδου και ένα για την καμπτική λειτουργία του επιφανειακού στοιχείου. Ορίστηκε λοιπόν το πάχος για τη λειτουργία εντός επιπέδου ίσο με το πάχος μόνο του συνδεδεμένου φύλλου, δηλαδή 80mm, υπέρ της ασφαλείας (θα μπορούσε και να

ληφθεί ίσο με το άθροισμα των παχών του πάνω και του κάτω φύλλου) . Το πάχος για τη λειτουργία εκτός επιπέδου ορίστηκε ίσο με $t_{eq} = 40\text{mm}$, όπως έχει αναφερθεί παραπάνω. Η πρώτη τιμή χρησιμοποιείται από το πρόγραμμα για τον υπολογισμό της δυσστησίας, ενώ η δεύτερη για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας.

4.4 Έλεγχοι επικάλυψης

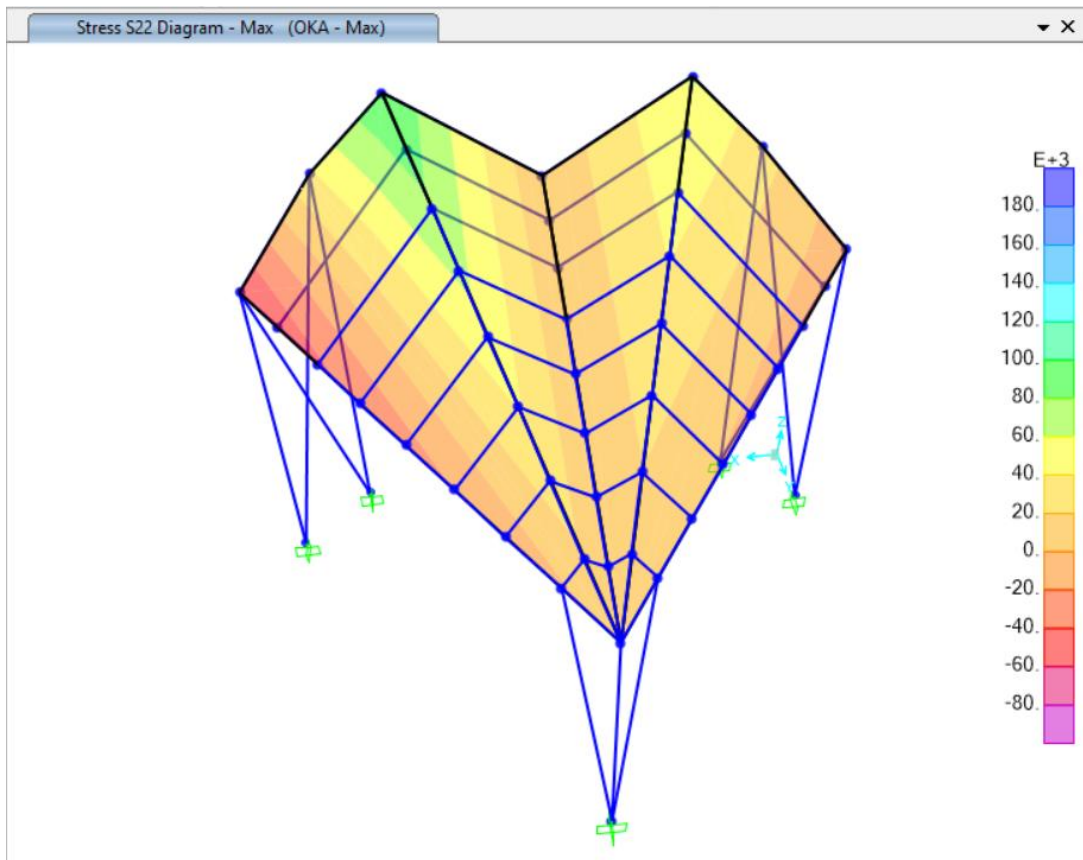
Πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι που αναγράφονται στον πίνακα 4.3 και 4.5, σε οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αντίστοιχα. Για τους ελέγχους αυτούς χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές των ορθών και διατμητικών τάσεων που προέκυψαν από την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000 και τα αποτελέσματα της παρουσιάζονται στα σχήματα 4.3, 4.4, 4.5, 4.6.

Πίνακας 4.3:Έλεγχοι πάνελ στην ΟΚΑ

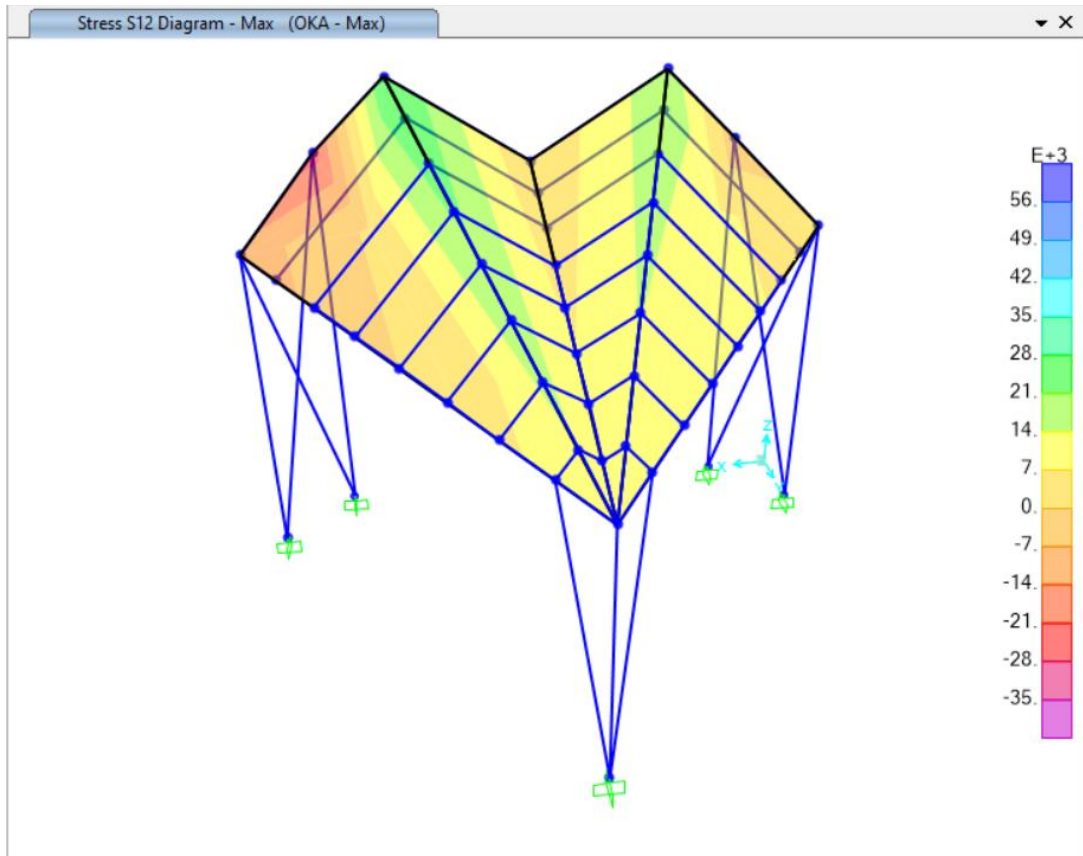
	ΕΛΕΓΧΟΣ	ΣΥΝΘΗΚΗ	ΣΧΟΛΙΑ
1	ΔΙΑΡΡΟΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ	$\sigma_{F,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$	$\gamma_M=1.1$
2	ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΟΥΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ	$\tau_{F,Ed} \leq \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_M}$	
3	ΡΥΤΙΔΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ	$\sigma_{F,Ed} \leq \frac{\sigma_w}{\gamma_M}$	$\gamma_M=1.25$
4	ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΠΥΡΗΝΑ	$\tau_{C,Ed} \leq \frac{f_{cv}}{\gamma_M}$	$\gamma_M=1.5$
5	ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΠΥΡΗΝΑ ΣΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΣΤΗΡΙΞΗ	$R_{S,Ed} \leq \frac{L_s + 0.5ke}{\gamma_M} f_{cc}$	L_s =πλάτος στήριξης e =απόσταση μεταξύ κ.β.μεταλλικών επιφανειών $k=0.5$ $\gamma_M=1.4$
6	ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΠΥΡΗΝΑ ΣΕ ΕΝΔΙΑΜΕΣΗ ΣΤΗΡΙΞΗ	$R_{S,Ed} \leq \frac{L_s + ke}{\gamma_M} f_{cc}$	

Πίνακας 4.4: Έλεγχοι επικάλυψης στην ΟΚΑ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΟΚΑ					
ΔΙΑΡΡΟΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ					
$\sigma_{F,Ed}$ (kN/m ²)	208589.3	<	f_y/γ_M	254545	TRUE
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΟΥΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ					
$\tau_{F,Ed}$ (kN/m ²)	61588.54	<	$f_y/\sqrt{3}/\gamma_M$	146962	TRUE
ΡΥΤΙΔΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ					
$\sigma_{F,Ed}$ (kN/m ²)	208589.3	<	σ_w/γ_M	233050	TRUE
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΠΥΡΗΝΑ					
Δεν απαιτείται, διότι η τέμνουσα παραλαμβάνεται από το χαλυβδόφυλλο					
ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΠΥΡΗΝΑ ΣΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΣΤΗΡΙΞΗ					
$R_{s,Ed}$ (kN/m)	17.00881	<	$(L_s+0.5k_e)/\gamma_M * f_{cc}$	17.2993	TRUE
(μέγιστο κατανεμημένο φορτίο σε τεγίδα)					



Σχήμα 4.3: Μέγιστες ορθές τάσεις οροφής στην ΟΚΑ



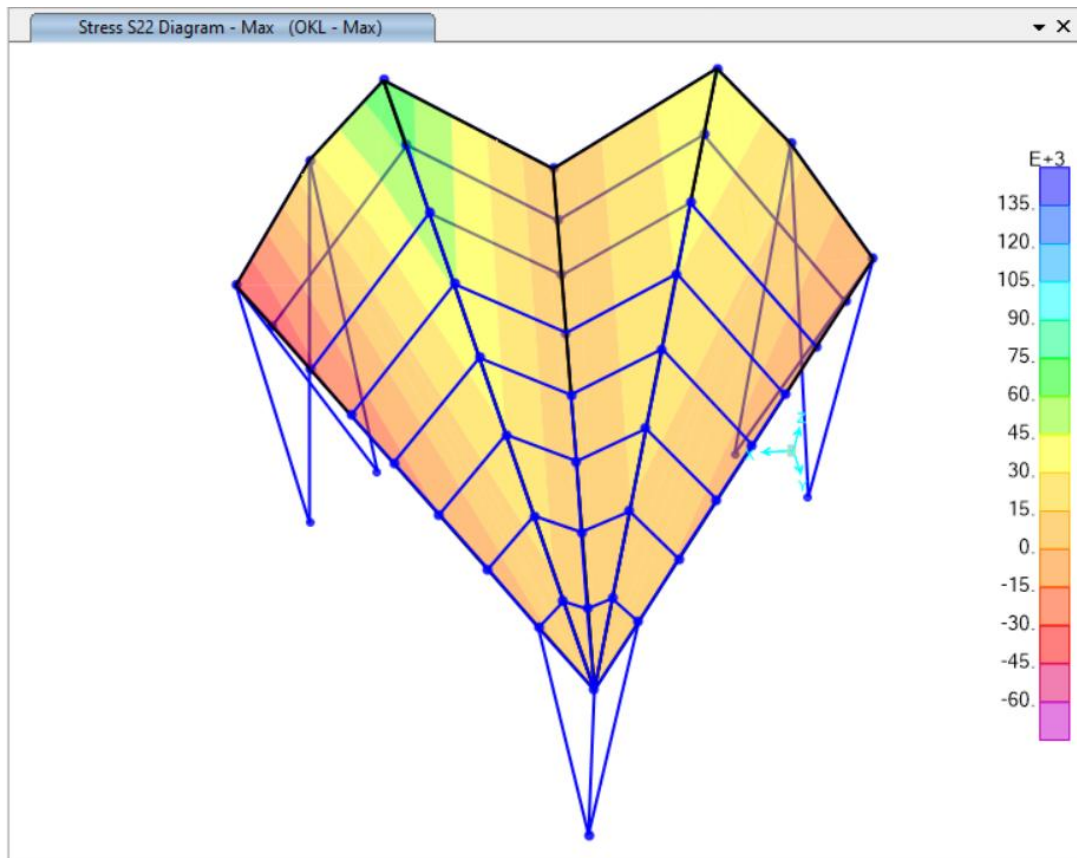
Σχήμα 4.4:Μέγιστες διατμητικές τάσεις οροφής στην ΟΚΑ

Πίνακας 4.5:Έλεγχοι πάνελ στην ΟΚΛ

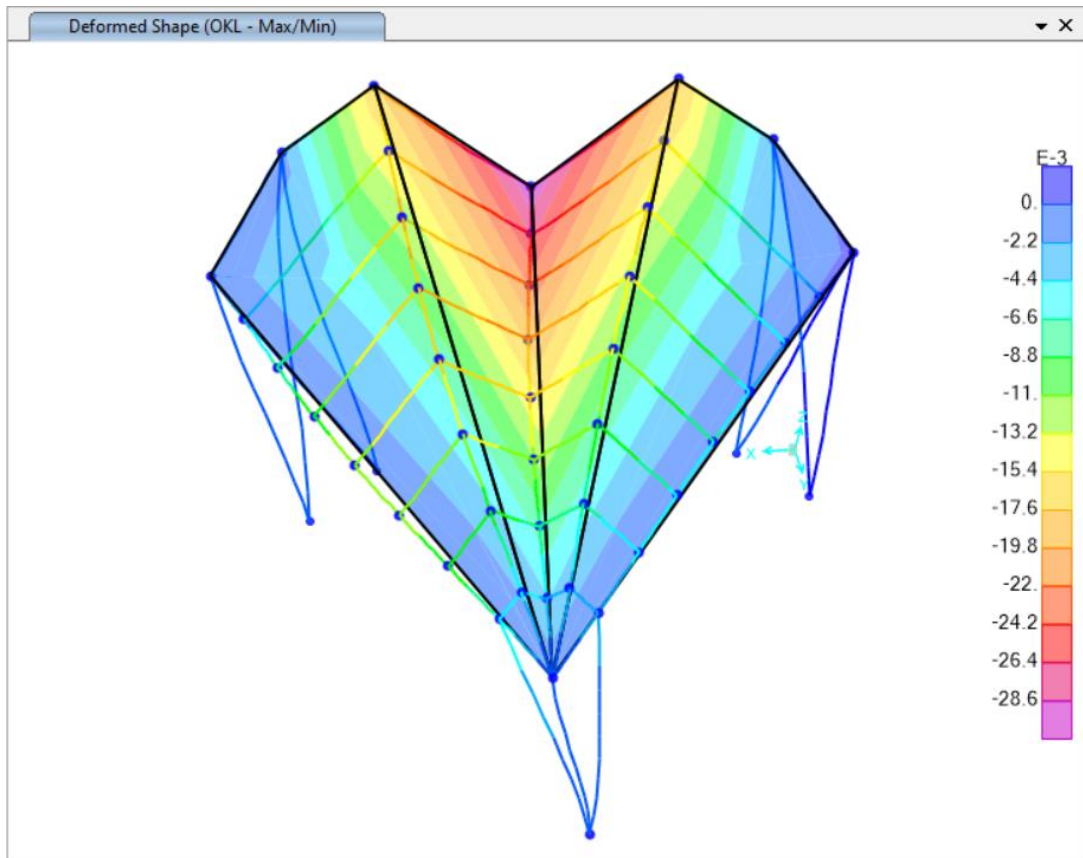
	ΈΛΕΓΧΟΣ	ΣΥΝΘΗΚΗ	ΣΧΟΛΙΑ
1	ΔΙΑΡΡΟΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ	$\sigma_{F,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$	$\gamma_{M,ser}=1.0$
2	ΡΥΤΙΔΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ	$\sigma_{F,Ed} \leq \frac{\sigma_w}{\gamma_{M,ser}}$	$\gamma_{M,ser}=1.1$
3	ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΠΥΡΗΝΑ	$\tau_{C,Ed} \leq \frac{f_{Cv}}{\gamma_{M,ser}}$	$\gamma_{M,ser}=1.1$
4	ΜΕΓΙΣΤΟ ΒΕΛΟΣ	$\delta \leq L/100$	L=άνοιγμα

Πίνακας 4.6: Έλεγχοι επικάλυψης στην ΟΚΛ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΟΚΛ					
ΔΙΑΡΡΟΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ					
$\sigma_{F,Ed}$ (kN/m ²)	148800.6	<	$f_y/\gamma_{M,ser}$	280000	TRUE
ΡΥΤΙΔΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ					
$\sigma_{F,Ed}$ (kN/m ²)	148800.6	<	$\sigma_w/\gamma_{M,ser}$	233050	TRUE
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΠΥΡΗΝΑ					
Δεν απαιτείται, διότι η τέμνουσα παραλαμβάνεται από το χαλυβδόφυλλο					
ΜΕΓΙΣΤΟ ΒΕΛΟΣ					
δ	0.0305	<	L/100	0.2113	TRUE



Σχήμα 4.5: Μέγιστες ορθές τάσεις στην ΟΚΛ



Σχήμα 4.6:Μέγιστες διατμητικές τάσεις στην ΟΚΑ

Η δρώσα τάση και το μέγιστο βέλος στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα. Στα σύνθετα πάνελ όταν μια επιφάνεια είναι τραπεζοειδής, η συνολική τέμνουσα παραλαμβάνεται μερικώς από το συνδεόμενο φύλλο και μερικώς από τον πυρήνα. Η παρούσα κατασκευή όμως σχεδιάστηκε έτσι ώστε ολόκληρη η τέμνουσα να αναλαμβάνεται από το συνδεόμενο χαλβδόφυλλο και για αυτό δεν προέκυψε απαίτηση ελέγχου της διάτμησης του πυρήνα. Ο έλεγχος της σύνθλιψης του πυρήνα (δυσμενέστερος στην ακραία στήριξη) έγινε με τη μέγιστη κατακόρυφη αντίδραση που εμφανίστηκε ,λόγω της επικάλυψης, στις τεγίδες στην ΟΚΑ σε μορφή κατανεμημένου φορτίου.

5 Έλεγχοι Μελών

5.1 Έλεγχοι διατομής

5.1.1 Δοκοί , υποστυλώματα, τεγίδες

Οι δοκοί είναι τα οριζόντια δομικά στοιχεία με κύρια καταπόνηση την κάμψη και η διαστασιολόγηση τους καθορίζεται κυρίως από την ικανότητα παραλαβής των καμπτικών φορτίων και την αποτροπή εμφάνισης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Τα υποστυλώματα μεταβιβάζουν στη θεμελίωση τα φορτία που δέχονται από τις δοκούς, καθώς και τις οριζόντιες δυνάμεις που επιβάλλονται σ αυτούς από την επίδραση του ανέμου. Για το λόγο αυτό είναι στοιχεία, τα οποία κυρίως καταπονούνται σε θλιπτικές δυνάμεις, οι οποίες θεωρούνται ότι κατανέμονται ομοιόμορφα σε ολόκληρη την επιφάνεια της διατομής. Ο έλεγχος ευστάθειας σε λυγισμό είναι συνήθως ο καθοριστικός και κρίσιμος έλεγχος για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων.

Για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τις τεγίδες πραγματοποιήθηκαν στην οριακή κατάσταση αστοχίας οι εξής έλεγχοι :

➤ Θλίψης με τη σχέση

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό και ισούται για διατομές χωρίς σπές με

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

➤ Εφελκυσμού με τη σχέση

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.3)$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη και ισούται με

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3} \quad (5.4)$$

➤ Μονοαξονικής κάμψης με τη σχέση

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και ισούται με

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2} \quad (5.6)$$

➤ Τέμνουσας με τη σχέση

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

όπου $V_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα και για πλαστικό σχεδιασμό ισούται με:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (5.8)$$

και A_v η επιφάνεια διάτμησης

➤ Κάμψης και τέμνουσας

Συγκεκριμένα απαιτείται, όταν η δρώσα τέμνουσα είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής. Στην παρούσα κατασκευή δεν χρειάστηκε να γίνει η συγκεκριμένη απομείωση.

➤ Κάμψης και αξονικής δύναμης

Για διατομές I διπλής συμμετρίας, όπως οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί στις δοκούς και τα υποστυλώματα του υπόστεγου δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής, λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δυο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (5.9)$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.10)$$

όπου h_w είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων και t_w είναι το πάχος του κορμού. Τα παραπάνω κριτήρια δεν επαληθεύθηκαν στο ένα υποστύλωμα και γι' αυτό δημιουργήθηκε η απαίτηση μείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης. Εφόσον πρόκειται για διατομή κατηγορίας I το κριτήριο σχεδιασμού είναι

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.11)$$

όπου $M_{N,Rd}$ η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής και υπολογίστηκε από τις σχέσεις

$$M_{N,y,Rd} = \min \left(\frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0,5a}; M_{pl,y,Rd} \right) \quad (5.12)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], \text{ για } n > a \quad (5.13)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (5.14)$$

$$a = \min \left(\frac{A-2bt_f}{A}; 0,5 \right) \quad (5.15)$$

➤ Διαξονικής κάμψης με τη σχέση

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^a + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^b \leq 1,0 \quad (5.16)$$

Όπου $a = 2$ και $\beta = \max(5n; 1)$ για διατομές I

Στους επόμενους πίνακες 5.1-5.10 παραθέτονται οι έλεγχοι διατομής του κάθε μέλους:

Πίνακας 5.1: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος MN

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΚΑΤ2	ΚΟΡΜΟΣ		
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ2	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ			
Avz	214.8		
Vpl,rd	2914.35		
Ved	185.106	TRUE	
0.5*Vpl,rd	1457.17	TRUE	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
Npl,rd	9964		
0.25*Npl,rd	2491		
Ned	1700.64	TRUE	δεν χρειάζεται απομείωση
Ned <	1899.98	TRUE	
Mpl,rd,z	453.315	TRUE	
Mpl,rd,y	3393.87		
Med,y	778.513	TRUE	
n	0.17068		
β	1		
a	0.43019		
M _{N,y,Rd}	3393.87		
M _{N,z,Rd}	453.315		
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
0.126828 <1		TRUE	

Πίνακας 5.2: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΛΜ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΚΑΤ2	ΚΟΡΜΟΣ		
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ2	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ			
Avz	214.8		
Vpl,rd	2914.35		
Ved	570.926	TRUE	
0.5*Vpl,rd	1457.17	TRUE	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
Npl,rd	9964		
0.25*Npl,rd	2491		
Ned	675.065	TRUE	δεν χρειάζεται απομείωση
Ned <	1899.98	TRUE	
Mpl,rd,z	453.315	TRUE	
Mpl,rd,y	3393.87		
Med,y	1189.04	TRUE	
n	0.06775		
β	1		
a	0.43019		
M _{N,y,Rd}	3393.87		
M _{N,z,Rd}	453.315		
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
0.226302 <1		TRUE	

Πίνακας 5.3: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΚΛ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		
ΚΑΤ2	ΚΟΡΜΟΣ	
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ2
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		
Avz	214.8	
Vpl,rd	2914.35	
Ved	39.166	TRUE
0.5*Vpl,r	1457.17	TRUE
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
Npl,rd	9964	
0.25*Npl	2491	
Ned	29.066	TRUE δεν χρειάζεται απομείωση
Ned <	1899.98	TRUE
Mpl,rd,z	453.315	TRUE
Mpl,rd,y	3393.87	
Med,y	1195.87	TRUE
n	0.00292	
β	1	
a	0.43019	
M _{N,y,Rd}	3393.87	
M _{N,z,Rd}	453.315	
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
0.15888 <1		TRUE

Πίνακας 5.4: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΚΟ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		
ΚΑΤ2	ΚΟΡΜΟΣ	
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ2
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		
Avz	214.8	
Vpl,rd	2914.35	
Ved	86.181	TRUE
0.5*Vpl,r	1457.17	TRUE
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
Npl,rd	9964	
0.25*Npl	2491	
Ned	51.167	TRUE δεν χρειάζεται απομείωση
Ned <	1899.98	TRUE
Mpl,rd,z	453.315	TRUE
Mpl,rd,y	3393.87	
Med,y	339.032	TRUE
n	0.00514	
β	1	
a	0.43019	
M _{N,y,Rd}	3393.87	
M _{N,z,Rd}	453.315	
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
0.17516 <1		TRUE

Πίνακας 5.5: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΛΟ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΚΑΤ2	ΚΟΡΜΟΣ		
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ2	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ			
Avz	214.8		
Vpl,rd	2914.3487		
Ved	181.384	TRUE	
0.5*Vpl,	1457.1743	TRUE	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
Npl,rd	9964		
0.25*Np	2491		
Ned	85.858	TRUE	δεν χρειάζεται απομείωση
Ned <	1899.975	TRUE	
Mpl,rd,z	453.315	TRUE	
Mpl,rd,y	3393.87		
Med,y	529.0237	TRUE	
n	0.0086168		
β	1		
a	0.4301887		
M _{N,y,Rd}	3393.87		
M _{N,z,Rd}	453.315		
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
0.1974 <1		TRUE	

Πίνακας 5.6: Έλεγχοι διατομής ζυγώματος ΝΟ

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΚΑΤ2	ΚΟΡΜΟΣ		
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ2	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ			
Avz	214.8		
Vpl,rd	2914.35		
Ved	808.414	TRUE	
0.5*Vpl,r	1457.17	TRUE	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
Npl,rd	9964		
0.25*Npl	2491		
Ned	285.441	TRUE	δεν χρειάζεται απομείωση
Ned <	1899.98	TRUE	
Mpl,rd,z	453.315	TRUE	
Mpl,rd,y	3393.87		
Med,y	689.771	TRUE	
n	0.02865		
β	1		
a	0.43019		
M _{N,y,Rd}	3393.87		
M _{N,z,Rd}	453.315		
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
0.23685 <1		TRUE	

Πίνακας 5.7: Έλεγχοι διατομής υποστυλώματος 1

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		
ΚΑΤ1	ΚΟΡΜΟΣ	
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ1
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		
Avz	119.4	
Vpl,rd	1619.99	
Ved	83.375	TRUE
0.5*Vpl,rd	809.994	TRUE
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
Npl,rd	7872.5	
0.25*Npl,	1968.13	
Ned	1326.57	TRUE
Ned <	848.82	FALSE
Mpl,rd,z	281.53	TRUE
Mpl,rd,y	935.77	
Med,y	694.292	TRUE
n	0.16851	
β	1	
a	0.26687	
$M_{N,y,Rd}$	897.895	TRUE
$M_{N,z,Rd}$	276.463	TRUE
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
0.85168 <1		TRUE

Πίνακας 5.8: Έλεγχοι διατομής υποστυλώματος 2

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		
ΚΑΤ1	ΚΟΡΜΟΣ	
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ1
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		
Avz	119.4	
Vpl,rd	1619.99	
Ved	79.376	TRUE
0.5*Vpl,r	809.994	TRUE
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
Npl,rd	7872.5	
0.25*Npl	1968.13	
Ned	611.529	TRUE
Ned <	848.82	TRUE
Mpl,rd,z	281.53	TRUE
Mpl,rd,y	935.77	
Med,y	481.773	TRUE
n	0.07768	
β	1	
a	0.26687	
$M_{N,y,Rd}$	935.77	
$M_{N,z,Rd}$	281.53	
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ		
0.42509 <1		TRUE

Πίνακας 5.9: Έλεγχοι διατομής κυκλικού υποστυλώματος

Πίνακας 5.10: Έλεγχοι διατομής τεγίδων

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΚΑΤ1			
ΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣ			
Avz	241.279		
Vpl,rd	3273.61		
Ved	101.527	TRUE	
0.5*Vpl,rd	1636.8	TRUE	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ			
Npl,rd	8906.5		
0.25*Npl,r	2226.63		
Ned	1264.04	TRUE	
n	0.14192		
Mpl,rd	1371.7	TRUE	
Med	541.425	TRUE	
Mn	1322.06		

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΚΑΤ1	ΚΟΡΜΟΣ		
ΚΑΤ1	ΠΕΛΜΑΤΑ	ΑΡΑ ΚΑΤ1	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ			
Avz	31.78		
Vpl,rd	431.183		
Ved	77.083	TRUE	
0.5*Vpl,r	215.591	TRUE	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
Npl,rd	2286.55		
0.25*Npl	571.638		
Ned	77.133	TRUE	
Ned <	184.24	TRUE	
Mpl,rd,z	121.73	TRUE	
Mpl,rd,y	261.32		
Med,y	81.3851	TRUE	
n	0.03373		
β	1		
a	0.2518		
$M_{N,y,Rd}$	261.32		
$M_{N,z,Rd}$	121.73		
ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ			
0.36999 <1		TRUE	

5.1.2 Χιαστί σύνδεσμοι

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους πραγματοποιήθηκε μόνο έλεγχος της δρώσας αξονικής δύναμης, ώστε να ισχύει

$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$, όπου

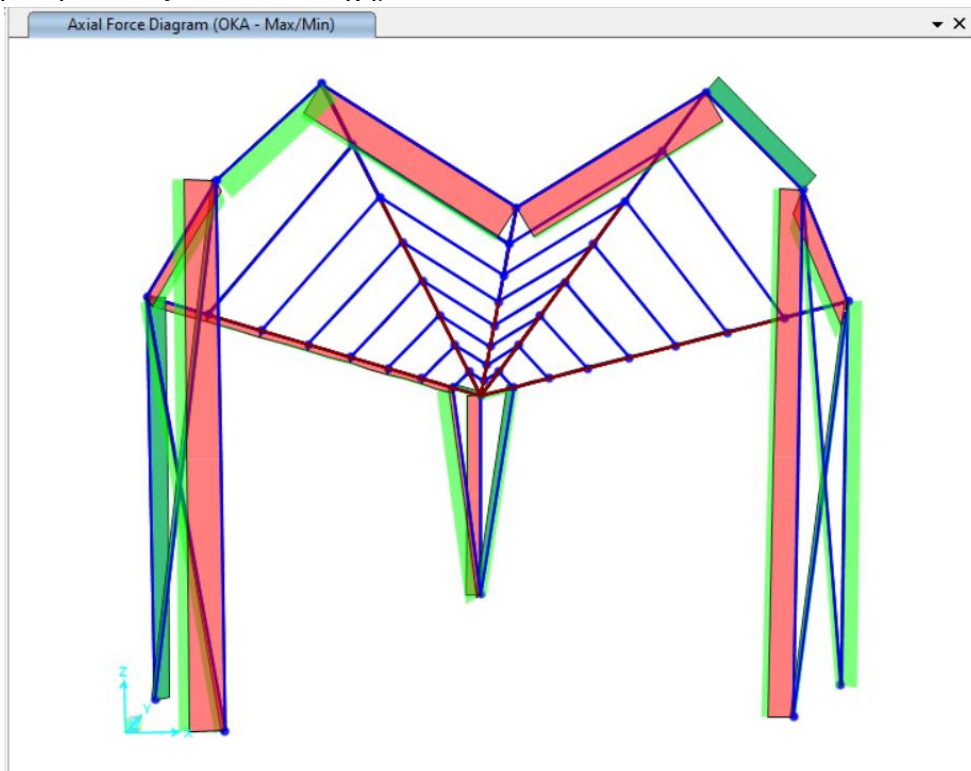
$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.17)$$

Αναλυτικά ο έλεγχος:

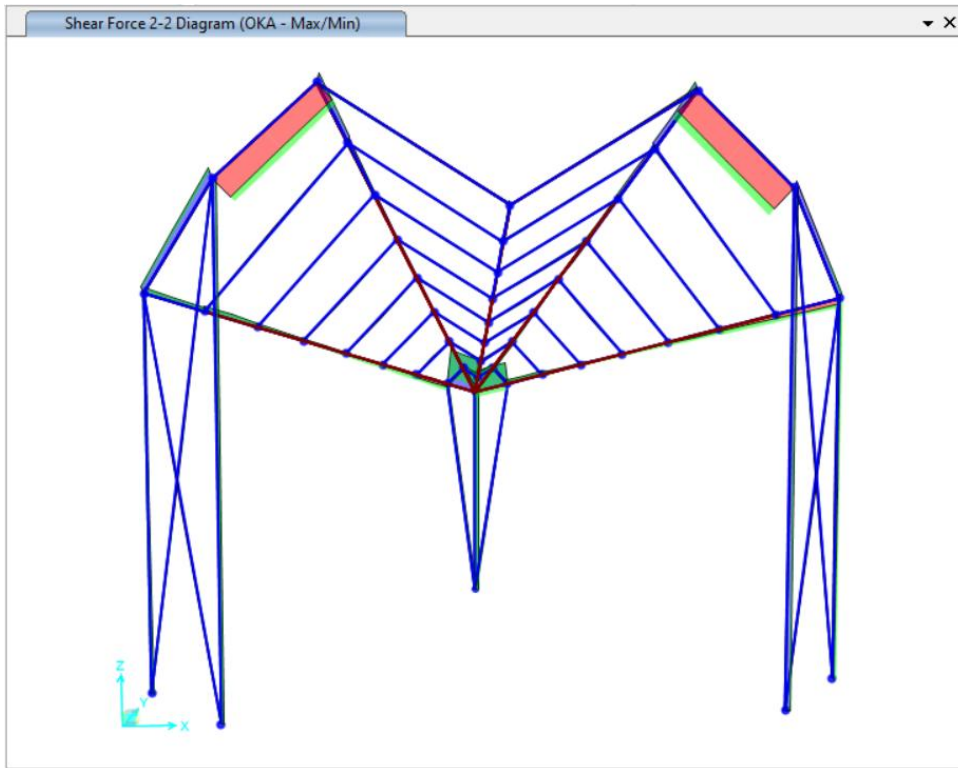
Πίνακας 5.11: Έλεγχος διατομής χιαστί συνδέσμων

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
$N_{pl,rd}$	1941.1		
$N_{\chi i a s t i}$	609.416	$< N_{pl,rd}$	TRUE

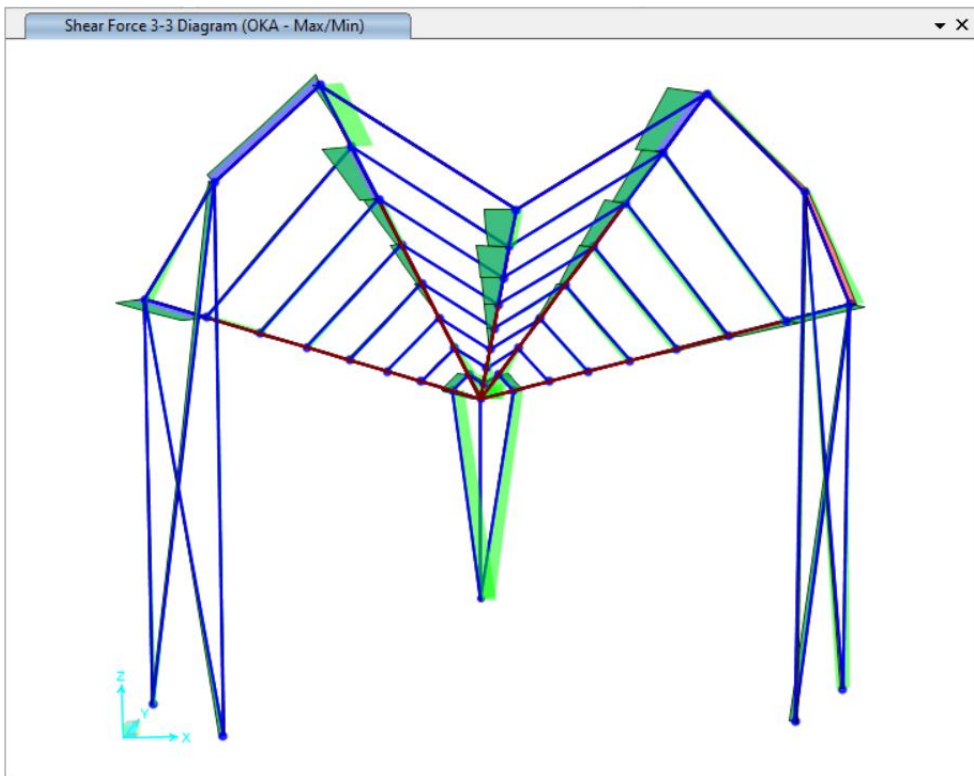
Τα εντατικά μεγέθη για όλους τους παραπάνω ελέγχους αντλήθηκαν από την ανάλυση της κατασκευής στο λογισμικό SAP2000. Παρακάτω παρουσιάζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα αξονική δύναμη στο σχήμα 5.1, η διατμητική δύναμη στον άξονα z-z στο σχήμα 5.2, διατμητική δύναμη στον άξονα y-y στο σχήμα 5.3, η καμπτική ροπή στον άξονα y-y στο σχήμα 5.4 και η καμπτική ροπή στον άξονα z-z στο σχήμα 5.5.



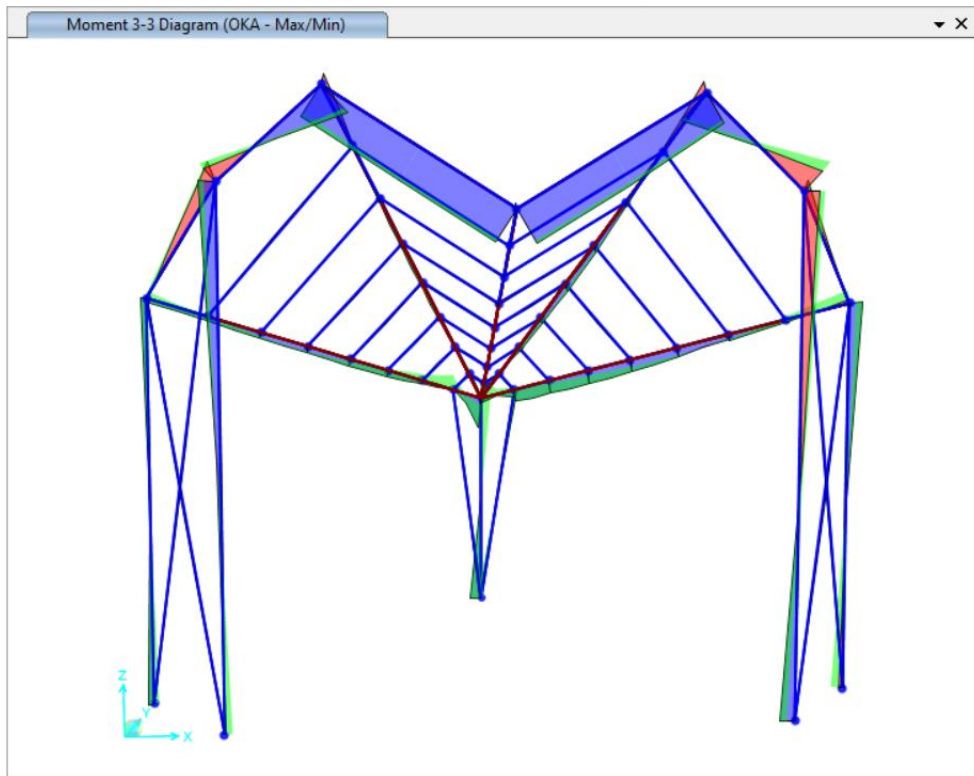
Σχήμα 5.1: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην OKA



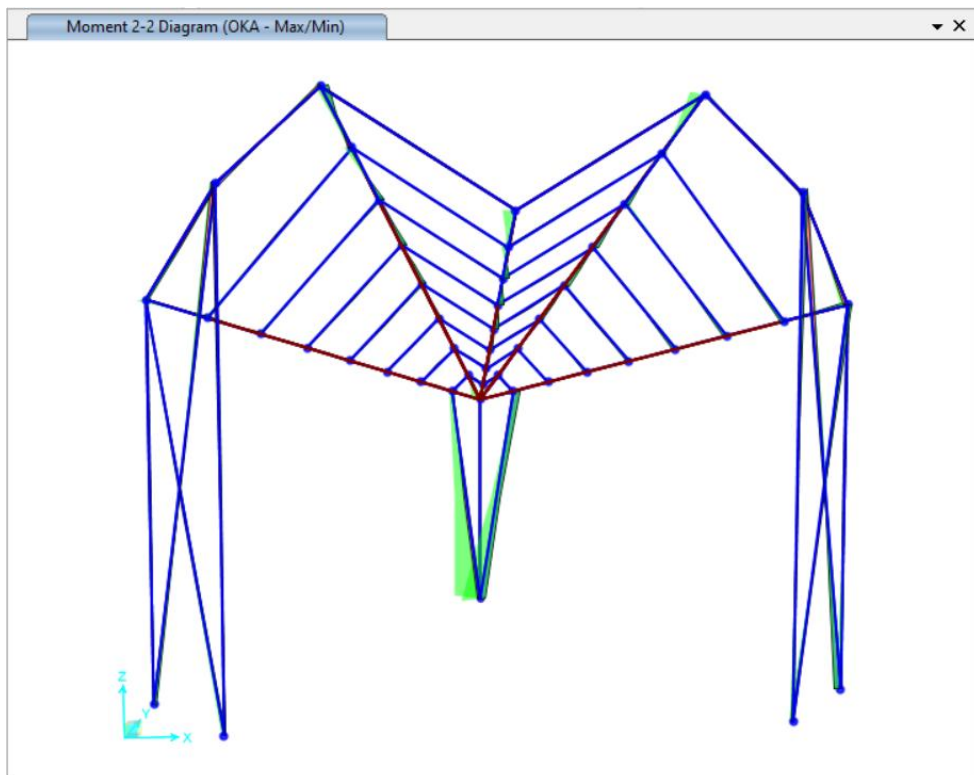
Σχήμα 5.2: Διάγραμμα διατμητικής δύναμης z-z στην ΟΚΑ



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα διατμητικής δύναμης y-y στην ΟΚΑ



Σχήμα 5.4: Διάγραμμα ροπών κάμψης y-y στην ΟΚΑ



Σχήμα 5.5: Διάγραμμα ροπών κάμψης z-z στην ΟΚΑ

5.2 Έλεγχοι Μέλους

5.2.1 Έλεγχος λυγισμού υποστυλωμάτων

Ο έλεγχος του λυγισμού των υποστυλωμάτων επιλέχθηκε να γίνει με τη Γενική Μέθοδο του Ευρωκώδικα 3, αφού προηγηθεί ο υπολογισμός ιδιοτιμών και ιδιομορφών μέσω γραμμικής ανάλυσης. Για την εφαρμογή της μεθόδου αρχικά υπολογίστηκε η ανηγμένη λυγηρότητα από τη σχέση:

$$\lambda_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{crit}}} \quad (5.18)$$

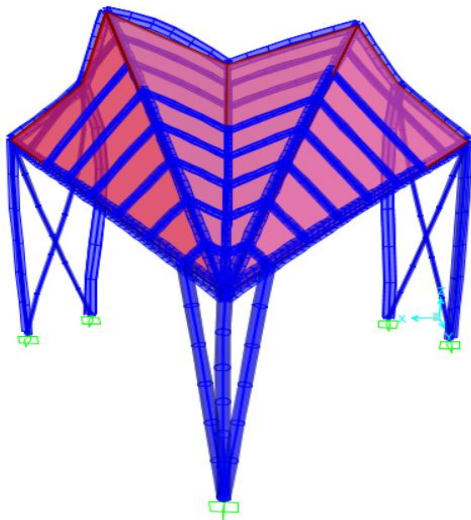
όπου $a_{ult,k}$ είναι ο πολλαπλασιαστής φορτίων για να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή των διατομών και υπολογίστηκε ως

$$a_{ult,k} = \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{A f_y} + \frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y} f_y} + \frac{M_{Ed,z}}{W_{pl,z} f_y}} \quad (5.19)$$

a_{crit} είναι ο πολλαπλασιαστής φορτίων εντός επιπέδου για να επιτευχθεί η πρώτη ιδιομορφή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (κρίσιμος συντελεστής λυγισμού), ο οποίος υπολογίστηκε μέσω της γραμμικής ανάλυσης λυγισμού που έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000 και αντιστοιχεί στην ιδιομορφή στην οποία το υποστύλωμα λυγίζει κατά τον άξονα yy και zz αντίστοιχα.

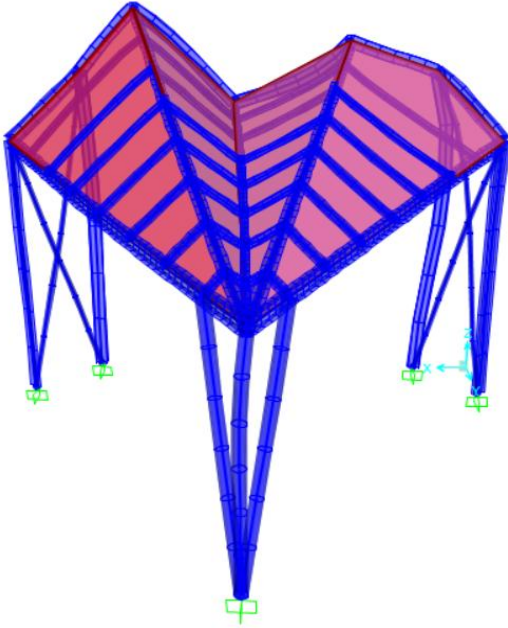
Οι τέσσερις πρώτες ιδιομορφές φαίνονται παρακάτω στα σχήμα 5.6-5.9:

➤ 1^η ιδιομορφή



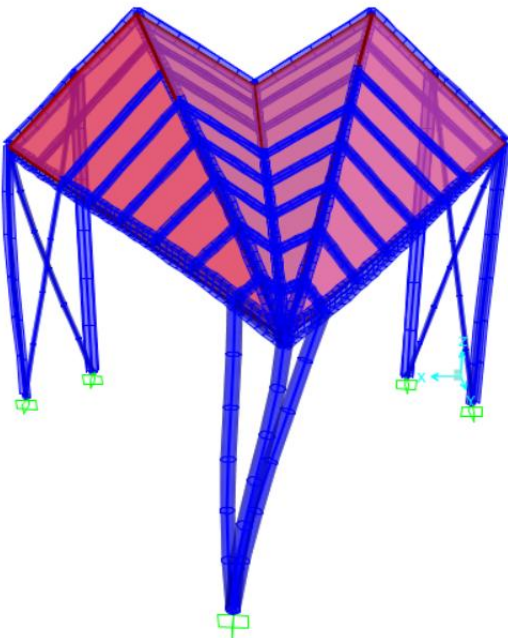
Σχήμα 5.6: 1^η ιδιομορφή λυγισμού

➤ 2^η ιδιομορφή



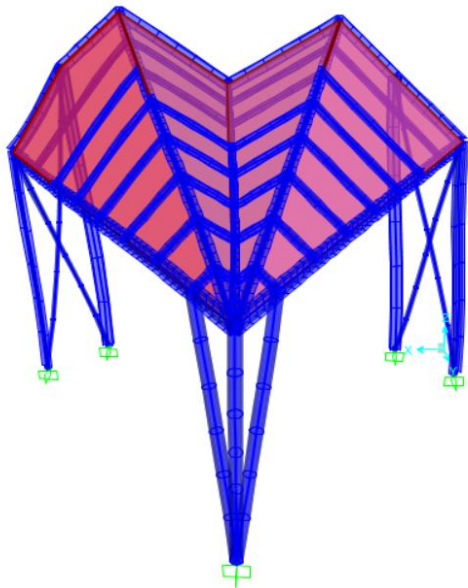
Σχήμα 5.7: 2^η ιδιομορφή λυγισμού

➤ 3^η ιδιομορφή



Σχήμα 5.8: 3^η ιδιομορφή λυγισμού

➤ 4^η ιδιομορφή



Σχήμα 5.9: 4^η ιδιομορφή λυγισμού

Από τις παραπάνω εικόνες προέκυψαν τα ακόλουθα δεδομένα και αντίστοιχα χρησιμοποιήθηκε για την κάθε περίπτωση ο συντελεστής α_{crit} . Το υποστυλώμα 1 λυγίζει κατά τη διεύθυνση y-y στην 1η ιδιομορφή και κατά την z-z στην 2η. Το υποστυλώμα 2 λυγίζει κατά τη διεύθυνση y-y στην 3η ιδιομορφή και κατά την z-z στην 1η. Τέλος τα τρία μπροστινά κυκλικά υποστυλώματα λυγίζουν κατά τη διεύθυνση y-y στην 1η ιδιομορφή και κατά την z-z στην 4η.

Στη συνέχεια ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε με την ανίσωση:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (5.20)$$

, όπου $\chi_{op} = \min(\chi, \chi_{LT})$

Παρακάτω παρατίθενται στον πίνακα 5.12 ο έλεγχος του λυγισμού του υποστυλώματος 1, στον πίνακα 5.13 του υποστυλώματος 2 και στον πίνακα 5.14 του κυκλικού υποστυλώματος:

Πίνακας 5.12: Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος 1

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ			
διεύθυνση y-y		διεύθυνση z-z	
α_{crit}	4.034	α_{crit}	29.0548
a_{ult}	5.605	a_{ult}	5.60482
λ_{op-}	1.179	λ_{op-}	0.43921
α	0.21	α	0.21
Φ_{LT}	1.298	Φ_{LT}	0.62157
X_{LT}	0.544	X_{LT}	0.94216
X_{op}	0.544	X_{op}	0.94216
	3.046429 >1		5.28063 >1
	TRUE		TRUE

Πίνακας 5.13: Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος 2

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ			
διεύθυνση y-y		διεύθυνση z-z	
α_{crit}	31.9339	α_{crit}	4.59652
a_{ult}	11.8444	a_{ult}	11.8444
λ_{op-}	0.60902	λ_{op-}	1.60525
α	0.21	α	0.21
Φ_{LT}	0.7284	Φ_{LT}	1.93596
X_{LT}	0.88654	X_{LT}	0.33133
X_{op}	0.88654	X_{op}	0.33133
10.50062 >1		3.9244 >1	
TRUE		TRUE	

Πίνακας 5.14: Έλεγχος λυγισμού κυκλικού υποστυλώματος

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ			
διεύθυνση y-y		διεύθυνση z-z	
α_{crit}	4.59652	α_{crit}	36.6653
a_{ult}	6.855414	a_{ult}	6.94207
λ_{op-}	1.221244	λ_{op-}	0.43513
α	0.49	α	0.49
Φ_{LT}	1.495923	Φ_{LT}	0.65227
X_{LT}	0.423758	X_{LT}	0.87858
X_{op}	0.423758	X_{op}	0.87858
2.905037008 >1		6.09916 >1	
TRUE		TRUE	

5.2.2 Έλεγχος λυγισμού δοκών

Για τον έλεγχο του λυγισμού των δοκών δεν ήταν εφικτό να εφαρμοστεί η γενική μέθοδος, επειδή η ανάλυση με το λογισμικό δεν έδωσε ιδιομορφές που να αντιστοιχούν σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό των δοκών. Ο έλεγχος του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών έγινε κατά EN1993-1-1 πραγματοποιήθηκε με τις σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.20)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.21)$$

, διότι πρόκειται για μέλη σταθερής διατομής, καταπονούμενα ταυτόχρονα από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπές κάμψης περί τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής. Στις παραπάνω σχέσεις οι

ροπές μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα λήφθηκαν ίσες με μηδέν γιατί οι διατομές είναι κατηγορίας 2. Οι μειωτικοί συντελεστές χ_y, χ_z υπολογίστηκαν με βάση το μήκος λυγισμού των δοκών σε κάθε άξονα. Συγκεκριμένα για τα ζυγώματα ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ λήφθηκε το μήκος λυγισμού στον άξονα zz ίσο με την απόσταση των τεγίδων, ενώ σε όλες τις άλλες περιπτώσεις το μήκος λυγισμού θεωρήθηκε ίσο με το μήκος των δοκών. Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} λόγω καμπτικού λυγισμού υπολογίστηκε μέσω των σχέσεων:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (5.22)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + a_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad (5.23)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (5.24)$$

Όπου η κρίσιμη ελαστική ροπή για διατομή με δυο άξονες συμμετρίας και φορτία που δρουν στο κέντρο βάρους υπολογίστηκε από τη σχέση:


$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad (5.25)$$

Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2, C_3 λήφθηκαν από τους πίνακες 5.15-5.19:

Πίνακας 5.15: Συντελεστές C_1, C_2, C_3

Συνθήκες φόρτισης και στηρίξεως	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Πίνακας 5.16: Συντελεστές C_1, C_2, C_3

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +\frac{1}{4}$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +\frac{1}{2}$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +\frac{3}{4}$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -\frac{1}{4}$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -\frac{1}{2}$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -\frac{3}{4}$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} υπολογίστηκαν σύμφωνα με τη μέθοδο 2 (EN1993-1-1 Παρ. Β) από τους πίνακες:

Πίνακας 5.17: Συντελεστές k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Πίνακας Β.1: Μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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


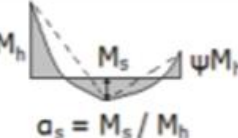
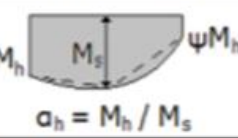
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 5.18: Συντελεστές k_{ij} για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Πίνακας Β.2: Μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

Πίνακας 5.19: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροής

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

Οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης N_{ed} , καθώς και των μέγιστων ροών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους M_y, E_d , M_z, E_d προέκυψαν κατά κύριο λόγο από το συνδυασμό $1.35(G+G') + 1.5W$ της οριακής κατάστασης αστοχίας.

Παρακάτω παραθέτονται οι έλεγχοι του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών MN στον πίνακα 5.20, ΛΜ στον πίνακα 5.21, ΚΛ στον πίνακα 5.22, ΚΟ στον πίνακα 5.23, ΛΟ στον πίνακα 5.24 και ΝΟ στον πίνακα 5.25.

Πίνακας 5.20: Έλεγχος μέλους ζυγώματος MN

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ				
L_y	512.044			
L_z	512.044			
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ				
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y		καμπύλη α		ΛΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y
λ_y	13.95215			X_y 1.011167
λ_y	0.148585	a	0.21	Φ_y 0.50564
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z		καμπύλη b		ΛΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z
λ_z	77.58242			X_z 0.708138
λ_z	0.826224	a	0.34	Φ_z 0.947781
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ				
k	1			M_{cr} 1453654
G	8077			
K_w	1			λ_{LT} 0.483189 > 0.2
ψ	0			α_{LT} 0.34 καμπύλη b
C_1	1.879			Φ_{LT} 0.664878
C_2	0			χ_{LT} 0.891587
C_3	0.939			
I_T	1680			
I_w	34746000			
I_z	18450			
L_T	512.044			
z_a	45.5			
z_s	0			
z_g	45.5			
z_j	0			
C_{MY}	0.536	a_s	0.42	
C_{MZ}	0.488	a_s	0.36	
C_{MLT}	0.536			
K_{yy}	0.531348			
K_{zy}	0.915726			
K_{zz}	0.611789			
K_{yz}	0.367073			
1ος ΕΛΕΓΧΟΣ				
0.33274 < 1				
2ος ΕΛΕΓΧΟΣ				
0.52 < 1				

Πίνακας 5.21: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΛΜ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ					
L_y	410.229				
L_z	410.229				
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y		καμπύλη α		ΛΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y	
λ_y	11.1779			X_y	1.01755
λ_y	0.11904	a	0.21	Φ_y	0.49858
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z		καμπύλη b		ΛΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z	
λ_z	62.15591			X_z	0.80476
λ_z	0.661937	a	0.34	Φ_z	0.79761
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
k	1				
G	8077		M_{cr}	3256988	
K_w	1				
ψ	-0.93				
C_1	2.878		λ_{LT}	0.3228	> 0.2
C_2	0		α_{LT}	0.34	καμπύλη b
C_3	0.26352		Φ_{LT}	0.57298	
I_T	1680		χ_{LT}	0.95568	
I_w	34746000				
I_z	18450				
L_T	410.229				
z_a	45.5				
z_s	0				
z_g	45.5				
z_j	0				
C_{MY}	0.4	a_s	0.05		
C_{MZ}	0.4	ψ	-0.78		
C_{MLT}	0.4				
K_{yy}	0.397844				
K_{zy}	0.943875				
K_{zz}	0.424376				
K_{yz}	0.254626				

Πίνακας 5.22: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΚΛ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ				
L_y	657.271			
L_z	657.271			
ΔΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ				
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y		καμπύλη α	ΔΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y	
λ_y	17.909292		X_y	1.00203
λ_y	0.1907273	a	0.21	Φ_y 0.51721
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z		καμπύλη b	ΔΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z	
λ_z	99.586515		X_z	0.55914
λ_z	1.0605593	a	0.34	Φ_z 1.20869
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΔΥΓΙΣ				
k	1			
G	8077		M_{cr}	517368
K_w	1			
ψ	0.98			
C_1	1		λ_{LT}	0.80993 > 0.2
C_2	0		α_{LT}	0.34 καμπύλη
C_3	1		Φ_{LT}	0.93168
I_T	1680		χ_{LT}	0.71831
I_w	34746000			
I_z	18450			
L_T	657.271			
z_a	45.5			
z_s	0			
z_g	45.5			
z_j	0			
C_{MY}	0.999	a_h	0.98	
C_{MZ}	0.844	a_s	0.61	
C_{MLT}	0.999			
K_{yy}	0.998973			
K_{zy}	0.9992613			
K_{zz}	0.8501646			
K_{yz}	0.5100987			
1ος ΕΛΕΓΧΟΣ				
	0.4929523			< 1
2ος ΕΛΕΓΧΟΣ				
	0.524918			< 1

Πίνακας 5.23: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΚΟ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ			
L_y	1911.624		
L_z	238.953		
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ			
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y		καμπύλη α	ΛΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y
λ_y	52.087847		X_y 0.90637
λ_y	0.5547162	a	Φ_y 0.6911
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z		καμπύλη b	ΛΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z
λ_z	36.205		X_z 0.93176
λ_z	0.3855698	a	Φ_z 0.60588
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
k	1		
G	8077	M_{cr}	94129.3
K_w	1		
C_1	1.285	λ_{LT}	1.89883 > 0.2
C_2	1.562	α_{LT}	0.34 καμπύλη b
C_3	0.753	Φ_{LT}	2.59157
I_T	1680	χ_{LT}	0.22961
I_w	34746000		
I_z	18450		
L_T	1911.624		
z_a	45.5		
z_s	0		
z_g	45.5		
z_i	0		
C_{MY}	0.4	a_s	-0.19
C_{MZ}	0.6	ψ	0
C_{MLT}	0.792	ψ	0.48
K_{yy}	0.4008039		
K_{zy}	0.9989832		
K_{zz}	0.6005659		
K_{yz}	0.3603396		
1ος ΕΛΕΓΧΟΣ			
0.23957 < 1			
2ος ΕΛΕΓΧΟΣ			
0.54 < 1			

Πίνακας 5.24: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΛΟ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ					
L_y	2112.896				
L_z	264.112				
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y		καμπύλη α		ΛΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y	
λ_y	57.5721			X_y	0.88495
λ_y	0.613121	a	0.21	Φ_y	0.73134
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z		καμπύλη b		ΛΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z	
λ_z	40.01697			X_z	0.91556
λ_z	0.426166	a	0.34	Φ_z	0.62926
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
k	1				
G	8077	M_{cr}	87885.3		
K_w	1				
C_1	1.285	λ_{LT}	1.96512	> 0.2	
C_2	1.562	α_{LT}	0.34	καμπύλη b	
C_3	0.753	Φ_{LT}	2.73092		
I_T	1680	χ_{LT}	0.21611		
I_w	34746000				
I_z	18450				
L_T	2112.896				
z_a	45.5				
z_s	0				
z_g	45.5				
z_j	0				
C_{MY}	0.628	a_s	-0.66		
C_{MZ}	0.504	a_s	0.38		
C_{MLT}	0.648	a_s	0.56		
K_{yy}	0.630526				
K_{zy}	0.997635				
K_{zz}	0.505197				
K_{yz}	0.303118				
1ος ΕΛΕΓΧΟΣ					
0.51699 < 1					
2ος ΕΛΕΓΧΟΣ					
0.82 < 1					

Πίνακας 5.25: Έλεγχοι μέλους ζυγώματος ΝΟ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ			
L_y	1696.261		
L_z	242.323		
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ			
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y		καμπύλη α	ΛΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y
λ_y	46.2196458		X_y 0.92667
λ_y	0.492222	a	0.21 Φ_y 0.65182
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z		καμπύλη b	ΛΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z
λ_z	36.7156061		X_z 0.92963
λ_z	0.39100752	a	0.34 Φ_z 0.60891
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
k	1		
G	8077	M_{cr}	102238
K_w	1		
C_1	1.285	λ_{LT}	1.82197 > 0.2
C_2	1.562	α_{LT}	0.34 καμπύλη b
C_3	0.753	Φ_{LT}	2.43553
I_T	1680	χ_{LT}	0.24681
I_w	34746000		
I_z	18450		
L_T	1696.261		
z_a	45.5		
z_s	0		
z_g	45.5		
z_i	0		
C_{MY}	0.439	a_s	-0.39
C_{MZ}	0.448	ψ	-0.27
C_{MLT}	0.776	a_s	0.31
K_{yy}	0.44296584	a_s	0.72
K_{zy}	0.99100752		
K_{zz}	0.45051281		
K_{yz}	0.27030769		
1ος ΕΛΕΓΧΟΣ			
0.44855 < 1			
2ος ΕΛΕΓΧΟΣ			
0.93 < 1			

Οι αντίστοιχοι έλεγχοι λυγισμού των ζυγμάτων πραγματοποιήθηκαν για επαλήθευση και με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 και φαίνονται στο σχήμα 5.10 για τη δοκό ΜΝ, στο σχήμα 5.11 για τη δοκό ΛΜ, στο σχήμα 5.12 για τη δοκό ΚΛ, στο σχήμα 5.13 για τη δοκό ΚΟ, στο σχήμα 5.14 για τη δοκό ΛΟ και στο σχήμα 5.15 για τη δοκό ΝΟ.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62) Units KN, m, C

D/C Ratio: 0.555 = 0.198 + 0.317 + 0.04 < 0.95 OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + N_{Ed} e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, R_k/\gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_z, R_k/\gamma_{M1})} \quad (EC3 6.3.3(4)-6.62)$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity			
Axial	-1395.066	9964.	9964.			
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
	9964.	10990.08	29659.889	29659.889	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	450903.847	0.149	0.506	1.	9964.
MajorB(y-y)	a	450903.847	0.149	0.506	1.	9964.
Minor (z-z)	b	14584.811	0.827	0.948	0.708	7053.878
MinorB(z-z)	b	14584.811	0.827	0.948	0.708	7053.878
Torsional TF	b	29659.889	0.58	0.733	0.847	8441.135

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity	
Major (y-y)	-271.069	-960.842	3393.4	3393.4	3393.4	2916.182	
Minor (z-z)	23.253	23.253	453.315	453.315	453.315		
Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
LTB	b	0.34	0.554	0.714	0.859	1.425	11046.556
Factors	kyy	kzy	kzz				
	0.692	0.465	0.963	0.775			
	Ved Force	Vpl, Rd Capacity	Ved/Vpl, Rd Ratio	rho Factor			
Major (z)	119.693	2914.347	0.041	1.			
Minor (y)	6.97	3387.861	0.002	1.			

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	119.693	2.645	2914.347	0.041	OK
Minor (y)	6.97	2.645	3387.861	0.002	OK
	Vpl, Rd Capacity	Eta Factor	Lambdabar Ratio	Chi Factor	
Minor (y)	2914.347	1.2	0.457	1.2	
Major (y)	3387.861	1.2	0.	1.	

Σχήμα 5.10: Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΜΝ

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							Units	KN, m, C
D/C Ratio: 0.478 = 0. + 0.426 + 0.053 < 0.95							OK	
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)								
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)								
AXIAL FORCE DESIGN								
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
		Force	Capacity	Capacity				
Axial		603.812	9964.	9964.				
		Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
		9964.	10990.08	40748.003	40748.003	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	a	0.21	702498.344	0.119	0.499	1.	9964.	
MajorB(y-y)	a	0.21	702498.344	0.119	0.499	1.	9964.	
Minor (z-z)	b	0.34	22722.816	0.662	0.798	0.805	8017.251	
MinorB(z-z)	b	0.34	22722.816	0.662	0.798	0.805	8017.251	
Torsional TF	b	0.34	40748.003	0.494	0.672	0.887	8834.528	
MOMENT DESIGN								
		Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)		228.673	1374.821	3393.4	3393.4	3393.4	3230.206	
Minor (z-z)		0.165	59.684	453.315	453.315	453.315		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
LTB	b	0.34	0.333	0.578	0.952	2.7	30617.337	
		kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors		0.4	0.24	1.	0.4			
		Ved	Vp1,Rd	Ved/Vp1,Rd	rho			
		Force	Capacity	Ratio	Factor			
Major (z)		564.778	2914.347	0.194	1.			
Minor (y)		29.017	3387.861	0.009	1.			
SHEAR DESIGN								
		Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status		
		Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
Major (z)		564.778	2.962	2914.347	0.194	OK		
Minor (y)		29.017	2.962	3387.861	0.009	OK		
		Vp1,Rd	Eta	Lambdabar	Chi			
		Capacity	Factor	Ratio	Factor			
Minor (y)		2914.347	1.2	0.457	1.2			
Major (y)		3387.861	1.2	0.	1.			

Σχήμα 5.11: Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΛΜ

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							Units
D/C Ratio: 0.697 = 0.207 + 0.46 + 0.03 < 0.95 OK							
= $N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, E_d + N_{Ed} e_{Ny})/(\chi_{LT} M_y, R_k/\gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, E_d + N_{Ed} e_{Nz})/(M_z, R_k/\gamma_{M1})$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)							
AXIAL FORCE DESIGN							
		N _{ed}	N _{c, Rd}	N _{t, Rd}			
		Force	Capacity	Capacity			
Axial		-1152.249	9964.	9964.			
		N _{p1, Rd}	N _{u, Rd}	N _{cr, T}	N _{cr, TF}	An/Ag	
		9964.	10990.08	21848.472	21848.472	1.	
	Curve	Alpha	N _{cr}	LambdaBar	Phi	Chi	N _{b, Rd}
Major (y-y)	a	0.21	273659.151	0.191	0.517	1.	9964.
MajorB(y-y)	a	0.21	273659.151	0.191	0.517	1.	9964.
Minor (z-z)	b	0.34	8851.703	1.061	1.209	0.559	5568.738
MinorB(z-z)	b	0.34	8851.703	1.061	1.209	0.559	5568.738
Torsional TF	b	0.34	21848.472	0.675	0.809	0.797	7945.944
MOMENT DESIGN							
		M _{ed}	M _{ed, span}	M _{c, Rd}	M _{v, Rd}	M _{n, Rd}	M _{b, Rd}
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)		1131.896	1153.679	3393.4	3393.4	3393.4	2439.079
Minor (z-z)		-13.626	-13.626	453.315	453.315	453.315	
	Curve	Alpha _{LT}	LambdaBar _{LT}	Phi _{LT}	Chi _{LT}	C1	M _{cr}
LTB	b	0.34	0.809	0.931	0.719	1.	5182.548
		k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}		
Factors		0.987	0.604	0.972	1.007		
		V _{ed}	V _{p1, Rd}	V _{ed} /V _{p1, Rd}	rho		
		Force	Capacity	Ratio	Factor		
Major (z)		19.846	2914.347	0.007	1.		
Minor (y)		1.397	3387.861	4.123E-04	1.		
SHEAR DESIGN							
		V _{ed}	T _{ed}	V _{c, Rd}	Stress	Status	
		Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)		19.846	0.272	2914.347	0.007	OK	
Minor (y)		1.397	0.272	3387.861	0.	OK	
		V _{p1, Rd}	Eta	LambdaBar	Chi		
		Capacity	Factor	Ratio	Factor		
Minor (y)		2914.347	1.2	0.457	1.2		
Major (y)		3387.861	1.2	0.	1.		

Σχήμα 5.12: Έλεγχος προγράμματος για το ζύγωμα ΚΛ

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							Units
D/C Ratio:	0.2 = 0.002 + 0.103 + 0.094 < 0.95					OK	kN, m, C
	$= N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, E_d + N_{Ed} e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y, R_k / \gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, E_d + N_{Ed} e_{Nz}) / (M_z, R_k / \gamma_{M1})$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)						
AXIAL FORCE DESIGN							
	N _{ed} Force	N _{c,Rd} Capacity	N _{t,Rd} Capacity				
Axial	-17.878	9964.	9964.				
	N _{pl,Rd} 9964.	N _{u,Rd} 10990.08	N _{cr,T} 101037.732	N _{cr,TF} 101037.732	An/Ag	1.	
	Curve	Alpha	N _{cr}	LambdaBar	Phi	Chi	N _{b,Rd}
Major (y-y)	a	0.21	2070500.522	0.069	0.489	1.	9964.
MajorB(y-y)	a	0.21	2070500.522	0.069	0.489	1.	9964.
Minor (z-z)	b	0.34	66971.835	0.386	0.606	0.932	9283.468
MinorB(z-z)	b	0.34	66971.835	0.386	0.606	0.932	9283.468
Torsional TF	b	0.34	101037.732	0.314	0.569	0.959	9554.855
MOMENT DESIGN							
	M _{ed} Moment	M _{ed, span} Moment	M _{c,Rd} Capacity	M _{v,Rd} Capacity	M _{n,Rd} Capacity	M _{b,Rd} Capacity	
Major (y-y)	-344.271	-344.271	3393.4	3393.4	3393.4	3281.025	
Minor (z-z)	-71.508	-71.508	453.315	453.315	453.315		
	Curve	Alpha _{LT}	LambdaBar _{LT}	Phi _{LT}	Chi _{LT}	C _I	M _{cr}
LTB	b	0.34	0.292	0.558	0.967	1.295	39687.912
	k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}			
Factors	0.768	0.359	0.986	0.599			
	V _{ed} Force	V _{pl,Rd} Capacity	V _{ed/Vpl.Rd} Ratio	rho Factor			
Major (z)	88.742	2914.347	0.03	1.			
Minor (y)	37.52	3387.861	0.011	1.			
SHEAR DESIGN							
	V _{ed} Force	T _{ed} Torsion	V _{c,Rd} Capacity	Stress Ratio	Status Check		
Major (z)	88.742	0.058	2914.347	0.03	OK		
Minor (y)	37.52	0.058	3387.861	0.011	OK		
	V _{pl,Rd} Capacity	Eta Factor	LambdaBar Ratio	Chi Factor			
Minor (y)	2914.347	1.2	0.457	1.2			
Major (y)	3387.861	1.2	0.	1.			

Σχήμα 5.13: Έλεγχοι προγράμματος για το ζύγωμα ΚΟ

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							Units
D/C Ratio: 0.263 = 0.002 + 0.152 + 0.109 < 0.95 OK							kN, m, C
= $N_{ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, E_d + N_{Ed} e_{Ny})/(\chi_{LT} M_y, R_k/\gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, E_d + N_{Ed} e_{Nz})/(M_z, R_k/\gamma_{M1})$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)							
AXIAL FORCE DESIGN							
		N _{ed} Force	N _{c, Rd} Capacity	N _{t, Rd} Capacity			
Axial		-18.46	9964.	9964.			
		N _{pl, Rd}	N _{u, Rd}	N _{cr, T}	N _{cr, TF}	An/Ag	
		9964.	10990.08	84480.838	84480.838	1.	
	Curve	Alpha	N _{cr}	LambdaBar	Phi	Chi	N _{b, Rd}
Major (y-y)	a	0.21	1694816.839	0.077	0.49	1.	9964.
MajorB(y-y)	a	0.21	1694816.839	0.077	0.49	1.	9964.
Minor (z-z)	b	0.34	54820.075	0.426	0.629	0.915	9121.925
MinorB(z-z)	b	0.34	54820.075	0.426	0.629	0.915	9121.925
Torsional TF	b	0.34	84480.838	0.343	0.583	0.948	9445.403
MOMENT DESIGN							
		M _{ed} Moment	M _{ed, span} Moment	M _{c, Rd} Capacity	M _{v, Rd} Capacity	M _{n, Rd} Capacity	M _{b, Rd} Capacity
Major (y-y)		-279.302	-497.108	3393.4	3393.4	3393.4	3277.064
Minor (z-z)		35.117	107.354	453.315	453.315	453.315	
	Curve	Alpha _{LT}	LambdaBar _{LT}	Phi _{LT}	Chi _{LT}	C _I	M _{cr}
LTB	b	0.34	0.296	0.56	0.966	1.531	38834.994
		k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}		
Factors		0.649	0.277	1.	0.462		
		V _{ed} Force	V _{pl, Rd} Capacity	V _{ed} /V _{pl, Rd} Ratio	rho Factor		
Major (z)		159.343	2914.347	0.055	1.		
Minor (y)		52.239	3387.861	0.015	1.		
SHEAR DESIGN							
		V _{ed} Force	T _{ed} Torsion	V _{c, Rd} Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)		159.343	1.953	2914.347	0.055	OK	
Minor (y)		52.239	1.953	3387.861	0.015	OK	
		V _{pl, Rd} Capacity	Eta Factor	LambdaBar Ratio	Chi Factor		
Minor (y)		2914.347	1.2	0.457	1.2		
Major (y)		3387.861	1.2	0.	1.		

Σχήμα 5.14: Έλεγχος προγράμματος για το ζύγμα ΛΟ

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							Units
D/C Ratio: 0.499 = 0.016 + 0.429 + 0.054 < 0.95							OK
= $N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, E_d + N_{Ed} e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y, R_k / \gamma_{M1})$							
+ $k_{zz} (M_z, E_d + N_{Ed} e_{Nz}) / (M_z, R_k / \gamma_{M1})$							(EC3 6.3.3(4)-6.62)
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned	Nc, Rd	Nt, Rd			
		Force	Capacity	Capacity			
Axial		-148.992	9964.	9964.			
		Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
		9964.	10990.08	98517.099	98517.099	1.	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0.21	2013306.186	0.07	0.489	1.	9964.
MajorB(y-y)	a	0.21	2013306.186	0.07	0.489	1.	9964.
Minor (z-z)	b	0.34	65121.843	0.391	0.609	0.93	9262.195
MinorB(z-z)	b	0.34	65121.843	0.391	0.609	0.93	9262.195
Torsional TF	b	0.34	98517.099	0.318	0.571	0.957	9540.123
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)		1450.116	1450.116	3393.4	3393.4	3393.4	3348.784
Minor (z-z)		-2.306	-41.123	453.315	453.315	453.315	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	b	0.34	0.237	0.534	0.987	2.024	60407.624
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.455	0.355	0.991	0.591		
		Ved	Vpl, Rd	Ved/Vpl, Rd	rho		
		Force	Capacity	Ratio	Factor		
Major (z)		809.522	2914.347	0.278	1.		
Minor (y)		13.513	3387.861	0.004	1.		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status	
		Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)		809.522	0.485	2914.347	0.278	OK	
Minor (y)		13.513	0.485	3387.861	0.004	OK	
		Vpl, Rd	Eta	LambdaBar	Chi		
		Capacity	Factor	Ratio	Factor		
Minor (y)		2914.347	1.2	0.457	1.2		
Major (y)		3387.861	1.2	0.	1.		

Σχήμα 5.15: Έλεγχος προγράμματος για το ζύγωμα NO

5.2.3 Έλεγχος λυγισμού τεγίδων

Ο έλεγχος του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των τεγίδων έγινε ομοίως με τον έλεγχο των δοκών. Η μόνη διαφορά στη διαδικασία ελέγχου των τεγίδων ήταν ότι, επειδή στηρίζουν πλευρικά τις δοκούς, ελέγχθηκαν με μια πρόσθετη αξονική δύναμη ίση με $N_{Ed}/100$, όπου N_{Ed} η αξονική δύναμη των δοκών που στηρίζουν. Σε περιπτώσεις που η τεγίδα στήριζε δυο δοκούς λήφθηκε η μέγιστη αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{Ed} των δυο δοκών.

Παρακάτω παρατίθεται ο έλεγχος λυγισμού των τεγίδων στον πίνακα 5.27:

Πίνακας 5.26: Έλεγχοι μέλους τεγίδων

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ					
I_y	768				
I_z	768				
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΕΣ					
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y καμπύλη b			ΛΥΓΙΣΜΟΣ Y-Y		
λ_y	64.5378		X_y	0.79083	
λ_y	0.6873	a	0.34	Φ_y	0.81903
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z καμπύλη c			ΛΥΓΙΣΜΟΣ Z-Z		
λ_z	109.714		X_z	0.44912	
λ_z	1.16842	a	0.49	Φ_z	1.41986
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
k	1				
G	8077	M_{cr}	54374.9		
K_w	1				
ψ	0.31				
C_1	1.5054	λ_{LT}	0.69325	> 0.2	
C_2	0	α_{LT}	0.21	καμπύλη a	
C_3	0.9806	Φ_{LT}	0.79209		
I_T	62.4	χ_{LT}	0.85089		
I_w	785400				
I_z	4760				
L_T	768				
z_a	13.5				
z_s	0				
z_g	13.5				
z_j	0				
C_{MY}	0.728	a_s	0.66		
C_{MZ}	0.4	a_s	0		
C_{MLT}	0.728				
K_{yy}	0.74313				
K_{zy}	0.98164				
K_{zz}	0.44206				
K_{yz}	0.26524				
1ος ΕΛΕΓΧΟΣ					
0.38706 < 1					
2ος ΕΛΕΓΧΟΣ					
0.56 < 1					

Ομοίως ο έλεγχος του λυγισμού των τεγίδων πραγματοποιήθηκε και με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 και φαίνεται στο σχήμα 5.16:

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62) Units KN, m, C

D/C Ratio: 0.339 = 0.035 + 0.212 + 0.092 < 0.95 OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(\chi_{z} N_{Rk}/\gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})} \quad (EC3 6.3.3(4)-6.62)$$

AXIAL FORCE DESIGN

	N _{ed} Force	N _c , R _d Capacity	N _t , R _d Capacity			
Axial	-79.549	2286.55	2286.55			
	N _{pl} , R _d	N _u , R _d	N _{cr} , T	N _{cr} , TF	An/Ag	
	2286.55	2522.016	74188.603	74188.603	1.	
Curve	Alpha	N _{cr}	LambdaBar	Phi	Chi	N _b , R _d
Major (y-y)	b	0.34	235373.364	0.099	0.488	1. 2286.55
MajorB(y-y)	b	0.34	235373.364	0.099	0.488	1. 2286.55
Minor (z-z)	c	0.49	82010.485	0.167	0.506	1. 2286.55
MinorB(z-z)	c	0.49	82010.485	0.167	0.506	1. 2286.55
Torsional TF	c	0.49	74188.603	0.176	0.509	1. 2286.55

MOMENT DESIGN

	M _{ed} Moment	M _{ed} , span Moment	M _c , R _d Capacity	M _v , R _d Capacity	M _n , R _d Capacity	M _b , R _d Capacity	
Major (y-y)	33.205	72.32	261.32	261.32	261.32	261.32	
Minor (z-z)	-1.092	-20.632	121.73	121.73	121.73		
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	M _{cr}
	a	0.21	0.111	0.497	1.	1.989	21353.462
Factors	k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}			
	0.568	0.326	0.767	0.544			
	V _{ed} Force	V _{pl} , R _d Capacity	V _{ed} /V _{pl} , R _d Ratio	rho Factor			
Major (z)	72.031	431.182	0.167	1.			
Minor (y)	35.482	1055.298	0.034	1.			

SHEAR DESIGN

	V _{ed} Force	T _{ed} Torsion	V _c , R _d Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	72.031	0.016	431.182	0.167	OK
Minor (y)	35.482	0.016	1055.298	0.034	OK
	V _{pl} , R _d Capacity	Eta Factor	LambdaBar Ratio	Chi Factor	
Minor (y)	431.182	1.2	0.353	1.2	
Major (y)	1055.298	1.2	0.	1.	

Σχήμα 5.16: Έλεγχοι προγράμματος για τις τεγίδες

5.2.4 Έλεγχος λυγισμού χιαστί συνδέσμων

Ο έλεγχος του λυγισμού των χιαστί συνδέσμων πραγματοποιήθηκε με τη Γενική Μέθοδο του Ευρωκώδικα 3. Το μήκος λυγισμού θεωρήθηκε ίσο με το διαγώνιο μήκος του ενός μέλους και υπολογίστηκε ως

$$L_{cr} = (L_x^2 + L_y^2)^{1/2}$$

και προέκυψε ίσο με: $L_{lug} = 8.28457 \text{ m}$

Υπολογίστηκε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού της διατομής με βάση τη σχέση:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (5.26)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα με βάση τη σχέση:

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} \quad (5.27)$$

Και ομοίως ο μειωτικός συντελεστής:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad (5.28)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad (5.29)$$

Στη συνέχεια ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία με αυτή του ελέγχου του λυγισμού των υποστυλωμάτων για τον υπολογισμό των a_{crit} , a_{ult} , λ_{op} , χ_{op} .

Ο έλεγχος αυτός παραθέτεται στον πίνακα 5.28:

Πίνακας 5.27: Έλεγχος μέλους χιαστί συνδέσμων

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΟΚΑ					
N_{ed}	$M_{ed,y}$	$M_{ed,z}$			
609.416	22.1181	35.6288			
ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ					
N_{cr}	λ_{-}	a	Φ	x	
2160.37	0.94789	0.49	1.13249	0.57072	
a_{crit}	a_{ult}	λ_{op-}	a	Φ	x
31.9339	3.16518	0.31483	0.76	0.59319	0.91245
χ_{op}					
0.57072	1.64221	>1	TRUE		

6 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σε κτιριακές κατασκευές ελέγχονται τα βέλη των δοκών, καθώς και οι οριζόντιες παραμορφώσεις της στέγης. Συγκεκριμένα για τις δοκούς ελέγχθηκαν η μέγιστη παραμόρφωση, λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό αρχικό βέλος, η οποία συμβολίζεται με δ_{\max} και η παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων, η οποία συμβολίζεται με δ_2 . Τα όρια των βελών, τα οποία αντλήθηκαν από τον Ευρωκώδικα (EN1993-1-1/1992) είναι για τις στέγες γενικά:

➤ $\delta_{\max} < L/200$

➤ $\delta_2 < L/250$

, όπου L το άνοιγμα της δοκού.

Οι οριζόντιες παραμορφώσεις της στέγης ελέγχθηκαν τα οριζόντια βέλη στην κορυφή των υποστυλωμάτων, τα οποία για μονώροφα κτίρια πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση $\delta < h/300$.

Οι τιμές των μέγιστων κατακόρυφων και οριζόντιων βελών υπολογίστηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000 για το συνδυασμό φόρτισης της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας και φαίνονται στο σχήμα 6.1 και 6.2 αντίστοιχα.

Παρακάτω παραθέτονται οι έλεγχοι όλων των μελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, στον πίνακα 6.1 για το ζύγωμα MN, στον πίνακα 6.2 για το ζύγωμα ΛΜ, στον πίνακα 6.3 για το ζύγωμα ΚΛ, στον πίνακα 6.4 για το ζύγωμα ΚΟ, στον πίνακα 6.5 για το ζύγωμα ΛΟ, στον πίνακα 6.6 για το ζύγωμα ΝΟ, στους πίνακες 6.7 και 6.8 για τα υποστυλώματα 1,2 και στον πίνακα 6.9 για το κυκλικό υποστύλωμα.

Πίνακας 6.1: Έλεγχος ζυγώματος MN στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Κατακόρυφες παραμορφώσεις					
$\delta_{\max,z}$	0.0021	<	L/200	0.025602	TRUE
$\delta_{2,z}$	0.0007	<	L/250	0.020482	TRUE

Πίνακας 6.2: Έλεγχος ζυγώματος ΛΜ στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Κατακόρυφες παραμορφώσεις					
$\delta_{\max,z}$	0.0191	<	L/200	0.02051	TRUE
$\delta_{2,z}$	0.0017	<	L/250	0.01641	TRUE

Πίνακας 6.3: Έλεγχος ζυγώματος ΚΛ στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Κατακόρυφες παραμορφώσεις					
$\delta_{\max,z}$	0.0325	<	L/200	0.03286	TRUE
$\delta_{2,z}$	0.0024	<	L/250	0.02629	TRUE

Πίνακας 6.4 :Έλεγχος ζυγώματος ΚΟ στην ΟΚΛ

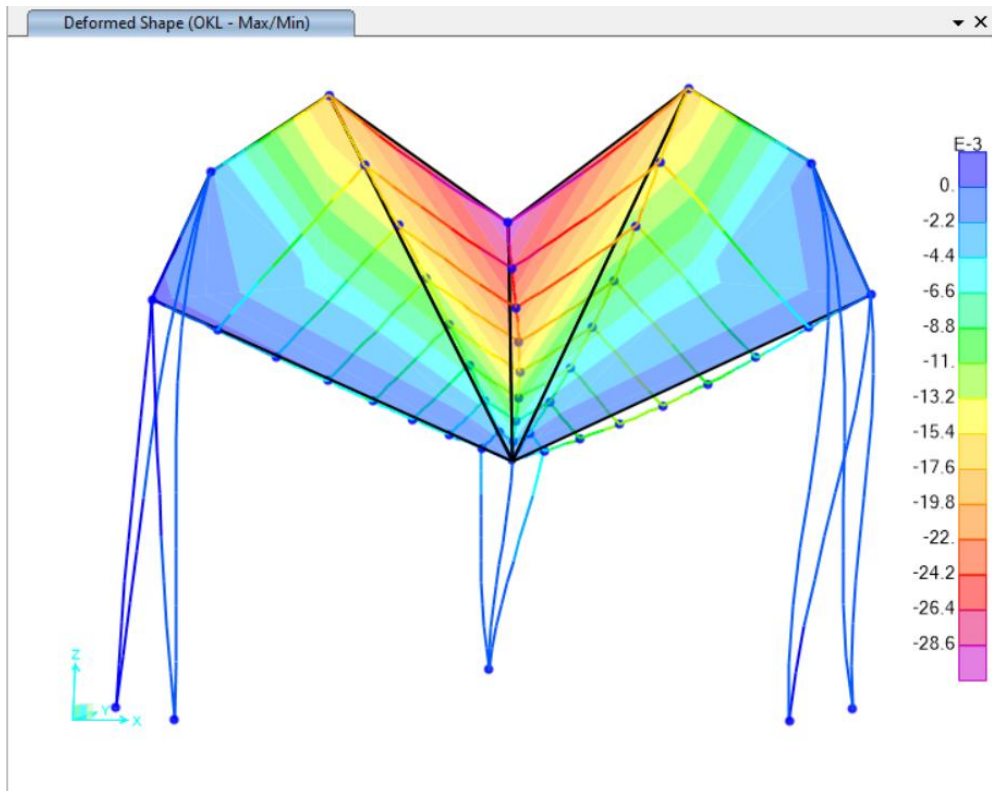
ΟΚΛ					
Κατακόρυφες παραμορφώσεις					
$\delta_{\max,z}$	0.0325	<	L/200	0.09558	TRUE
$\delta_{2,z}$	0.0024	<	L/250	0.07646	TRUE

Πίνακας 6.5 :Έλεγχος ζυγώματος ΛΟ στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Κατακόρυφες παραμορφώσεις					
$\delta_{\max,z}$	0.0191	<	L/200	0.10564	TRUE
$\delta_{2,z}$	0.003	<	L/250	0.08452	TRUE

Πίνακας 6.6:Έλεγχος ζυγώματος ΝΟ στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Κατακόρυφες παραμορφώσεις					
$\delta_{\max,z}$	0.012	<	L/200	0.08481	TRUE
$\delta_{2,z}$	0.0124	<	L/250	0.06785	TRUE



Σχήμα 6.1: Κατακόρυφη παραμόρφωση στην ΟΚΛ

Πίνακας 6.7: Έλεγχος υποστυλώματος 1 στην ΟΚΛ

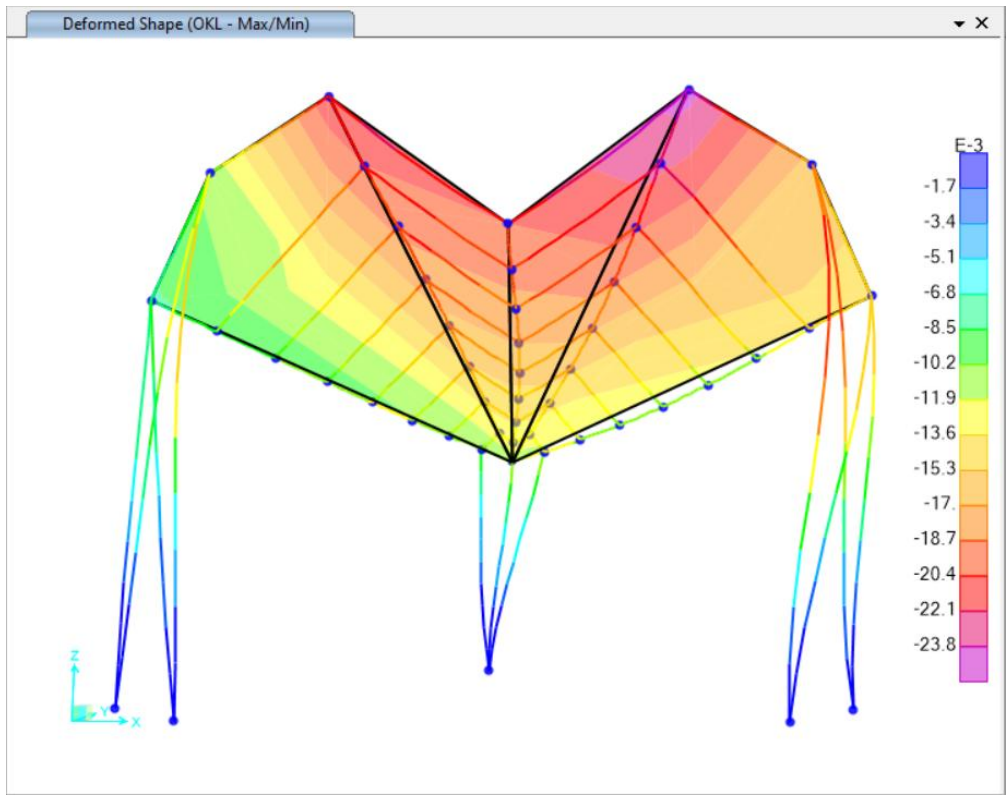
ΟΚΛ					
Οριζόντιες παραμορφώσεις					
δ_{\max}	0.028	<	$h/300$	0.05347	TRUE

Πίνακας 6.8: Έλεγχος υποστυλώματος 2 στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Οριζόντιες παραμορφώσεις					
δ_{\max}	0.0258	<	$h/300$	0.04348	TRUE

Πίνακας 6.9: Έλεγχος κυκλικού υποστυλώματος στην ΟΚΛ

ΟΚΛ					
Οριζόντιες παραμορφώσεις					
δ_{\max}	0.0302	<	$h/300$	0.03302	TRUE



Σχήμα 6.2:Οριζόντια παραμόρφωση στην ΟΚΛ

7 Θεμελίωση

Η θεμελίωση μεταλλικών κατασκευών γίνεται με έδραση των στύλων σε κατασκευές από σκυρόδεμα, οι οποίες όμως παρουσιάζουν θλιπτική αντοχή πολύ μικρότερη από το χάλυβα. Για το λόγο αυτό απαιτείται η κατανομή των φορτίων σε μεγαλύτερη επιφάνεια και επιλέγεται η διαμόρφωση πέλματος υποστυλώματος, δηλαδή πεδύλου. Οι απαιτήσεις που πρέπει να πληροί μια επιτυχημένη έδραση στύλου είναι η μεταφορά θλιπτικών, τεμνουσών δυνάμεων και καμπτικών ροπών και η εξισορρόπηση ανοχών κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση. Στην παρούσα κατασκευή επιλέχθηκε η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων σε χαλύβδινο πέλμα με τη χρήση αγκυρίων, η έδραση τους σε θεμέλια σκυροδέματος και η σύνδεση των θεμελίων αυτών με πεδιλοδοκούς. Η πλάκα έδρασης παραλαμβάνει τις θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στη βάση του στύλου, οι οποίες καθόρισαν στη συνέχεια και το πάχος της.

7.1 Χαλύβδινο πέλμα και αγκύρια

Η τυπική διαδικασία σύνδεσης της ανωδομής με το θεμέλιο είναι η ενσωμάτωση σε αυτό, κατά τη φάση σκυροδέτησης, των αγκυρίων επί των οποίων, κατά τη φάση ανέγερσης, συνδέεται κοχλιωτά η πλάκα έδρασης του υποστυλώματος. Προκειμένου να διατηρηθούν κατά τη σκυροδέτηση τα αγκύρια σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις, συνδέονται με επίπεδη πλάκα (καλίμπρα) μικρού πάχους, της οποίας συνήθως η τελική ανώτερη επιφάνεια συμπίπτει με την επιφάνεια του σκυροδέματος. Σε πακτωμένη έδραση τα αγκύρια διατάσσονται εκτός των πελμάτων της διατομής ώστε να δημιουργηθούν οι απαραίτητοι μοχλοβραχίονες για την αντιμετώπιση των ροπών. Τα μεταλλικά υποστυλώματα του κτιρίου έχουν σχεδιαστεί πακτωμένα στο έδαφος. Θεωρήθηκε λοιπόν πλάκα έδρασης διαστάσεων 700x700x50 mm και θεμέλιο διαστάσεων 2000x2000x1000 mm. Τα υποστυλώματα της παρούσης κατασκευής είναι διατομής HEM450. Επιλέχθηκαν λοιπόν 12 αγκύρια M24 ποιότητας 8.8 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Εμβαδόν σπειρώματος $A_s = 3.53\text{cm}^2$
- $f_{yb} = 640\text{MPa}$
- $f_{ub} = 800\text{MPa}$
- ποιότητα σκυροδέματος C20/25

Ορίστηκαν επίσης οι διαστάσεις ενεργού θεμελίου από τις σχέσεις :

$$A_{c0} = b_1 d_1 \quad (7.1)$$

$$A_{c1} = b_2 d_2 \quad (7.2)$$

και υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα εμβαδά. Οι παραπάνω υπολογισμοί φαίνονται στον πίνακα 7.1:

Πίνακας 7.1: Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

b_2 (mm)	1400	($\max b_2 = 3b_1$)	
d_2 (mm)	1400	($\max d_2 = 3d_1$)	
$h > b_2 - b_1$	700	TRUE	
$h > d_2 - d_1$	700	TRUE	
A_{c0}	490000		
A_{c1}	1960000		

Υπολογίστηκε στη συνέχεια η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος από τη σχέση:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 f_{cd} A_{c0} \quad (7.3)$$

και η αντοχή επαφής της έδρασης ως:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rdu}}{b_{eff} l_{eff}} \quad (7.4)$$

λαμβάνοντας το συντελεστή υλικού του κόμβου $\beta_j = 2/3$ υποθέτοντας αντοχή κονιάματος μεγαλύτερη του 0.2 και επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30mm ισχύει $0.2 \min(d_1; b_1) = 140 > 30\text{mm}$
Αναλυτικά οι υπολογισμοί αυτοί φαίνονται στον πίνακα 7.2:

Πίνακας 7.2: Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος

F_{RdU}	11106666.7		
β_j	0.67	για πάχος κονιάματος 30mm	
f_{jd} (Mpa)	15.11		

Η ενεργός επιφάνεια έδρασης υπολογίστηκε από τις σχέσεις και παρουσιάζεται στον πίνακα 7.3:

$$A_{eff} = (300 + 2c)^2 - (300 + 2c - t_w - 2c)(300 - 2t_f - 2c) \quad (7.5)$$

όπου c το ενεργό πλάτος έδρασης για το οποίο:

$$c \leq t \left(\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}} \right)^{0,5} \quad (7.6)$$

Πίνακας 7.3: Ενεργός επιφάνεια έδρασης

c	113.84
A_{eff}	335292.426

Ακολούθως ελέγχθηκε η αντοχή της έδρασης σε θλίψη, η οποία ισούται με

$$N_{Rd} = A_{eff} f_{jd} \quad (7.7)$$

Το ενεργό μήκος του θεμελίου υπό την επίδραση των εφελκόμενων αγκυρίων βρέθηκε:

➤ για μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ 2m_x + 0,625e_x + 0,5w \cdot 8) \\ \frac{b_p}{2} \end{cases}$$

➤ για κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + 2e \cdot 9) \\ \pi m_x + w \end{cases}$$

$$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,nc} \quad (7.10)$$

$$\Sigma l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} \quad (7.11)$$

Αναλυτικά οι υπολογισμοί αυτοί παρουσιάζονται στον πίνακα 7.4:

Πίνακας 7.4: Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη

N_{Rd}	5,066.64	> Ned	TRUE
e_x	45		
w	478		
bp	1522		
mx	54.6862915		
leff,cp	182.497583		
leff,nc	261.802052		
$\Sigma leff,1$	182.497583		
$\Sigma leff,2$	182.497583		

Η ροπή αντοχής τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκόμενων αγκυρίων υπολογίστηκε ως και φαίνεται στον πίνακα 7.5:

$$L_b = 8d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5t_f > \frac{8,8m_x^3 A_s}{\Sigma l_{eff,1} t_f^3} \quad (7.12)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.13)$$

$$n = e_{min} < 1,25m_x \quad (7.14)$$

Πίνακας 7.5: Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκόμενων ινών

Lb	292	>	$8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s / (\Sigma l_{eff,1} \cdot t^3)$	22.2703	TRUE
Mpl.Rd	2680.43325				
n	45	<	$1.25 m_x$	68.35786438	TRUE

Στη συνέχεια υπολογίστηκε η αντοχή του κοχλία σε εφελκυσμό και ελέγχθηκαν τρεις μορφές αστοχίας του, οι υπολογισμοί των οποίων φαίνονται στον πίνακα 7.6.

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.15)$$

➤ 1^η μορφή αστοχίας:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{0,4 M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (7.16)$$

➤ 2^η μορφή αστοχίας:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m} \quad (7.17)$$

➤ 3^η μορφή αστοχίας:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} \quad (7.18)$$

Πίνακας 7.6: Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό

$F_{t,Rd}$	203.328
1η μορφή αστοχίας:	
$F_{T1,Rd}$	1960.58879
2η μορφή αστοχίας:	
$F_{T2,Rd}$	1649.54877
3η μορφή αστοχίας:	
$F_{T3,Rd}$	813.312
Τελική αντοχή:	
$F_{T,Rd}$	813.312

Από τις εξισώσεις ισορροπίας για ταυτόχρονη συνύπαρξη θλιπτικής δύναμης και ροπής:

$$N_{Rd} = A_{eff} f_{jd} - \Sigma f_{t,Rd} \quad (7.19)$$

$$M_{Rd} = A_{eff} f_{jd} r_c + \Sigma F_{t,Rd} r_b \quad (7.20)$$

$$r_c = \frac{b_f}{2} + c - \frac{x_0}{2} \quad (7.21)$$

$$r_b = \frac{b_f}{2} + m_x + 0,8 a \sqrt{2} \quad (7.22)$$

υπολογίστηκε η ενεργός επιφάνειες A_{eff} και το ενεργό πλάτος στον πίνακα 7.7

$$A_{eff} = x_0(2c + b_f) \quad (7.23)$$

, το οποίο ελέγχθηκε με τη σχέση: $x_0 < t_f + 2c$

Πίνακας 7.7:Ενεργός επιφάνεια

$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - \Sigma f_t \cdot R_{d}$					
$A_{eff} \text{ (cm}^2\text{)}$	3,891.15				
$A_{eff} = x_0 \cdot (2 \cdot c + b_f)$					
x_0	72.78	<	$t_f + 2c$	26.77	FALSE άρα
$x_0 \text{ (mm)}$	267.68				

Τέλος υπολογίστηκε η ροπή αντοχής της έδρασης που αντιστοιχεί στη δρώσα αξονική δύναμη, στον πίνακα 7.8

Πίνακας 7.8:Αντοχή έδρασης σε κάμψη

$r_c \text{ (mm)}$	486.68			
$r_b \text{ (mm)}$	89.9			
M_{Rd}	2,934.77	>	Med	TRUE

7.2 Φέρουσα ικανότητα εδάφους

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους έγινε με τη Μέθοδο του Ευρωκώδικα EC-7 (Παράρτημα D) και κατά DIN 4017. Για το σκοπό αυτό έγιναν οι εξής παραδοχές για το έδαφος:

- χαρακτηριστική τιμή ειδικού βάρους $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
- συνοχή εδάφους $c_k = 20 \text{ kPa}$
- γωνία τριβής εδάφους $\varphi = 25^\circ$, στραγγιζόμενη φόρτιση, ξηρό έδαφος
- επιφόρτιση $q = 0$

Με βάση αυτές τις παραδοχές και τις σχέσεις:

$$N_q = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi) \exp(\pi \tan\varphi) \quad (7.24)$$

$$N_c = \frac{1}{\tan\varphi(N_q - 1)} \quad (7.25)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi \quad (7.26)$$

υπολογίστηκαν οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας στον πίνακα 7.9:

Πίνακας 7.9: Συντελεστές φέρουσας ικανότητας

N _c	20.72
N _q	10.66
N _γ	9.01

Επίσης έγιναν οι εξής παραδοχές για το θεμέλιο:

- φόρτιση κατακόρυφη $\theta = 0$, οπότε για τους συντελεστές απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο ισχύει $i_c = i_\gamma = i_q = 1$
- κεντρική φόρτιση $e = 0$, οπότε $b' = b = 2m$
- οριζόντια βάση $\alpha = 0$, οπότε για τους συντελεστές λοξότητας βάσης πεδίου ισχύει $b_c = b_\gamma = b_q = 1$

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι συντελεστές σχήματος του πεδίου, οι οποίοι παρουσιάζονται στον πίνακα 7.10, με βάση τις σχέσεις:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin\varphi \quad (7.27)$$

$$s_c = \frac{s_q N_{q-1}}{N_{q-1}} \quad (7.28)$$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0,3B}{L} \quad (7.29)$$

Πίνακας 7.10: Συντελεστές σχήματος

s _q	1.42262
s _c	1.46637
s _γ	0.7

Τέλος υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα της επιφανειακής θεμελίωσης (πεδίου) κατά DIN 4017, η οποία φαίνεται στον πίνακα 7.11:

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c + (q + \gamma D) N_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2 \gamma B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma} \quad (7.30)$$

Πίνακας 7.11: Φέρουσα ικανότητα εδάφους

p _u (KN/m)	1037.1
P _u (KN)	2074.21

7.3 Συνολικό υπολογιστικό μοντέλο θεμελίωσης

Στόχος για την ανάλυση της θεμελίωσης ήταν να δημιουργηθεί ένα συνολικό υπολογιστικό μοντέλο για τη θεμελίωση, το οποίο να περιλαμβάνει τα πέδιλα, τις πεδילוδοκούς και τα ελατήρια του εδάφους. Τα παραπάνω στοιχεία της θεμελίωσης επιλέχθηκε να προστεθούν στο υπάρχον συνολικό μοντέλο του υποστέγου, ώστε να είναι πιο ακριβής η ανάλυση και τα επιβαλλόμενα φορτία της ανωδομής. Προστέθηκε λοιπόν στη βάση των υποστυλωμάτων η πλάκα έδρασης 0.9x0.9x0.05m χάλυβα S235, στρώση κονιάματος πάχους 0.03m κάτω από την πλάκα έδρασης, θεμέλιο μορφής ανεστραμμένου ταυ

με διαστάσεις κάτοψης 2.0x2.0m συνολικού ύψους 1.0m και διαστάσεις κορμού 1.5x1.5x0.3m. Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στη θεμελίωση είναι C20/25. Στη συνέχεια ενώθηκαν περιμετρικά όλα τα θεμέλια και εσωτερικά μόνο τα αντικριστά θεμέλια με πεδιλοδοκούς μορφής ανεστραμμένου ταυ και διαστάσεις κάτοψης 2.5x2.5m συνολικού ύψους 1.0m και διαστάσεις κορμού 0.3x0.3x0.7m. Για να προσομοιωθεί η ενδοσιμότητα του εδάφους τοποθετήθηκαν ελατήρια στα θεμέλια και στις συνδετήριες δοκούς. Για να υπολογιστούν λοιπόν οι δείκτες εμπέδησης θεμελίωσης, έγιναν οι επόμενες παραδοχές για το έδαφος:

➤ $V_s = 450 \text{ m/s}$

➤ $\rho = 2 \text{ t/m}^3$

➤ $\nu = 0.33$

και από τη σχέση

$$G = \rho V_s^2 \tag{7.31}$$

εκτιμήθηκε

G (Kpa)	405000
---------	--------

7.3.1 Δείκτες εμπέδησης θεμελίου

Για τον υπολογισμό των δεικτών εμπέδησης των θεμελίων διαστάσεων LxB χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις:

$$K_z = \frac{GL}{1-\nu \left[0,73 + 1,54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,75} \right]} \tag{7.32}$$

$$K_{rL} = \frac{GLB^2}{(12^{0,75}(1-\nu)) \left(2,4 + \frac{0,5B}{L} \right)} \tag{7.33}$$

$$K_{rB} = \frac{3GL^{2,4}B^{0,6}}{12^{0,75}(1-\nu)} \tag{7.34}$$

και προέκυψαν οι σταθερές των ελατηρίων για την προσομοίωση του εδάφους που φαίνονται στον πίνακα 7.12, $C_{N,\pi\epsilon\delta}$ για το μεταφορικό ελατήριο κατά z, $C_{M,x}$ για το στρωφικό ελατήριο γύρω από τον άξονα x και $C_{M,y}$ για το στρωφικό ελατήριο γύρω από τον άξονα y

Πίνακας 7.12:Ελατήρια προσομοίωσης εδάφους

$C_{N,\pi\epsilon\delta}$ (KN/m)	2744328
$C_{M,x}$ (KNm/rad)	2175115
$C_{M,y}$ (KNm/rad)	2250119

Για να υλοποιηθεί η προσομοίωση αυτή στο λογισμικό SAP2000, ορίστηκαν στη βάση κάθε θεμελίου ελατήρια σταθεράς $C_{N,\pi\epsilon\delta}$ για το μεταφορικό βαθμό ελευθερίας 3, $C_{M,x}$ για το στρωφικό βαθμό ελευθερίας 1, $C_{M,y}$ για το στρωφικό βαθμό ελευθερίας 2 και δεσμεύτηκαν ο μεταφορικός βαθμός ελευθερίας 1, 2 και ο στρωφικός βαθμός ελευθερίας 3.

7.3.2 Δείκτες εμπέδησης πεδιλοδοκών

Για το υπολογισμό των δεικτών εμπέδησης των πεδιλοδοκών δημιουργήθηκαν αρχικά στο συνολικό μοντέλο οι τέσσερις πεδιλοδοκοί (ένωση των θεμελίων στα σημεία MN, MM, NN και NO) και μετρήθηκε το μήκος τους. Οι δοκοί αντιμετωπίστηκαν ως επιμήκη θεμέλια διαστάσεων LxB και με χρήση των σχέσεων:

$$K_z = \frac{2GL}{1-\nu[0,73+1,54(x)^{0,75}]} \quad (7.34)$$

$$\text{όπου } x = \frac{A_b}{4L^2} = \frac{2L2B}{4L^2} = \frac{B}{L}$$

υπολογίστηκαν οι συνολικές σταθερές των ελατηρίων. Επιλέχθηκε στη συνέχεια η τοποθέτηση των ελατηρίων στις δοκούς να γίνει ανά μέτρο, οπότε ανάλογα με το μήκος της κάθε πεδιλοδοκού εκτιμήθηκε ο αριθμός των απαιτούμενων ελατηρίων. Με τον αριθμό αυτό διαιρέθηκε η συνολική δυσκαμψία των ελατηρίων και βρέθηκε η σταθερά κάθε ενός ελατηρίου.

Παρακάτω στους πίνακες 7.13-7.16 παραθέτονται οι υπολογισμοί των ελατηρίων κάθε πεδιλοδοκού:

Πίνακας 7.13:Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων υποστυλωμάτων 1, 2

L (m)	2.1517
B (m)	2.5
x	1.16187
Kz (KN/m)	6382086
ελατήρια ανά 1m → 3 ελατήρια	
C _N (KN/m)	2127362

Πίνακας 7.14: Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων απέναντι υποστυλωμάτων 1

L (m)	15.21
B (m)	2.5
x	0.16437
Kz (KN/m)	2.1E+07
ελατήρια ανά 1m → 16 ελατήρια	
C _N (KN/m)	1295838

Πίνακας 7.15: Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων απέναντι υποστυλωμάτων 2

L (m)	22.43
B (m)	2.5
x	0.11146
Kz (KN/m)	2.8E+07
ελατήρια ανά 1m → 23 ελατήρια	
C _N (KN/m)	1210905

Πίνακας 7.16: Ελατήρια πεδιλοδοκού ένωσης θεμελίων υποστυλωμάτων 1, κυκλικού

L (m)	17.13	
B (m)	2.5	
x	0.14594	
Kz (KN/m)	2.3E+07	
ελατήρια ανά 1m → 18 ελατήρια		
C _N (KN/m)	1258244	

Για να υλοποιηθεί η προσομοίωση των πεδιλοδοκών στο λογισμικό SAP2000 αρχικά έγινε διακριτοποίηση κάθε μιας σε τρία γραμμικά στοιχεία: ένα κεντρικό με διαστάσεις διατομής πεδιλοδοκού και στα δυο ακραία με περισσότερο δύσκαμπτα χαρακτηριστικά, καθώς χρησιμοποιήθηκαν για να προσομοιάσουν το σώμα του θεμελίου. Σε κάθε άκρο των γραμμικών στοιχείων της πεδιλοδοκού επιλέχθηκε να δοθεί δύσκαμπτο τμήμα μήκους 1m.

7.4 Έλεγχοι και όπλιση θεμελίωσης

7.4.1 Έλεγχος τάσεων

Για τον έλεγχο των τάσεων της θεμελίωσης βρέθηκε με χρήση του προγράμματος SAP2000 η μέγιστη εδαφική αντίδραση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφαλείας του εδάφους. Η τιμή αυτή πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 1.5, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EC7, έλεγχος ο οποίος επαληθεύεται στον πίνακα 7.17.

Πίνακας 7.17: Έλεγχος τάσεων

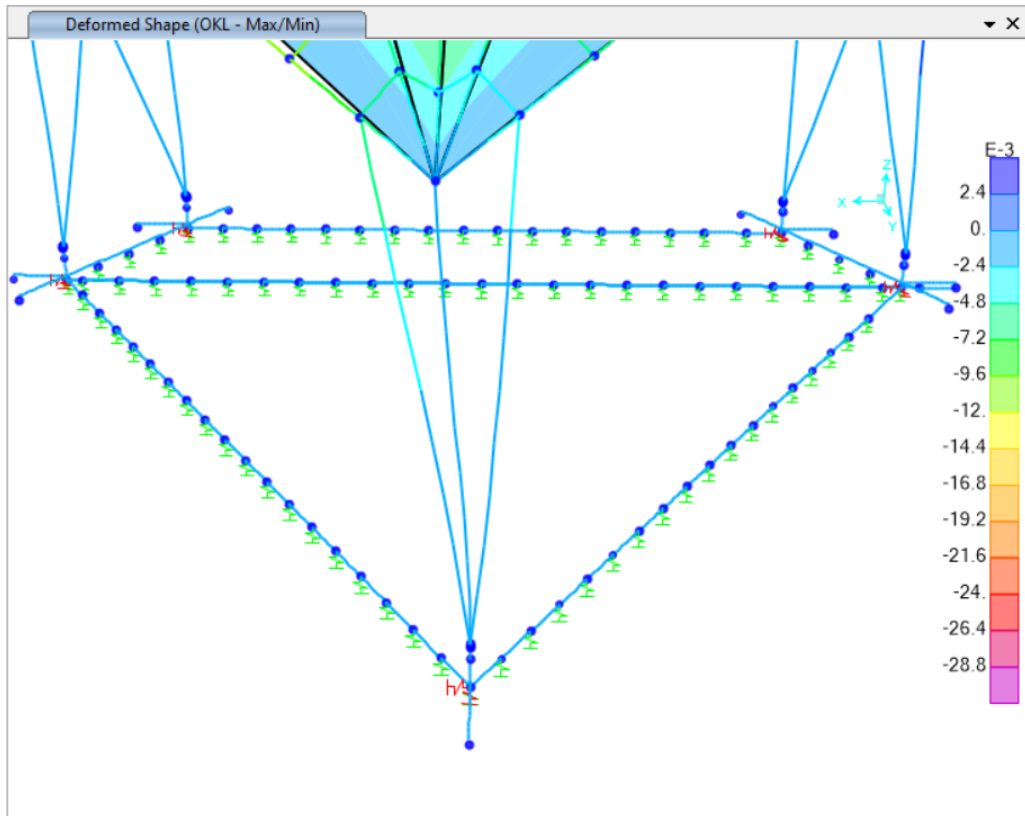
P (KN)	1168.84		
FS	1.77459	> 1.5	TRUE

7.4.2 Έλεγχος καθιζήσεων

Κατά τη θεωρία, δε προβλέπεται η δημιουργία σοβαρών καταστροφών όταν τα θεμέλια της κατασκευής καθιζάνουν ομοιόμορφα. Ωστόσο όταν οι καθιζήσεις ξεπερνούν κάποιες συγκεκριμένες τιμές μπορεί να δημιουργηθούν αισθητικά και λειτουργικά προβλήματα. Ο EC7 μέρος 1(ANNEX-H) επιτρέπει πιο συντηρητικά, συνολικές καθιζήσεις ως και 50 mm για συνήθεις κατασκευές με ανεξάρτητες θεμελιώσεις. Πιο σοβαρά προβλήματα στις κατασκευές δημιουργούνται λόγω διαφορετικών καθιζήσεων των θεμελίων, γι' αυτό επιλέχθηκε να ενωθούν όλα τα θεμέλια με πεδιλοδοκούς. Από την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000 που φαίνεται στο σχήμα 7.1 προέκυψε η τιμή του πίνακα 7.18 για τη μέγιστη εδαφική καθίζηση.

Πίνακας 7.18: Έλεγχος καθιζήσεων

ρ_{max}	0.003	<0.05	TRUE
--------------	-------	-------	-------------



Σχήμα 7.1: Κατακόρυφη παραμόρφωση θεμελίωσης στην ΟΚΛ

7.4.3 Όπλιση πεδιλοδοκού

Η όπλιση της πεδιλοδοκού φαίνεται στο σχήμα 7.2 και αποτελείται από το διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό:

➤ Διαμήκης οπλισμός

Ο διαμήκης οπλισμός της πεδιλοδοκού υπολογίζεται παρακάτω στους πίνακες 7.19 και 7.20 για τον κορμό και τα πέλματα αντίστοιχα.

Πίνακας 7.19: Όπλιση κορμού πεδιλοδοκού

My-y,max (KNm)	1173.41	
μ_{sd}	0.22944	
ω	0.51	
As (cm ²)	63.1465	10Φ22

Πίνακας 7.20:Όπλιση πελμάτων πεδίοδοκού

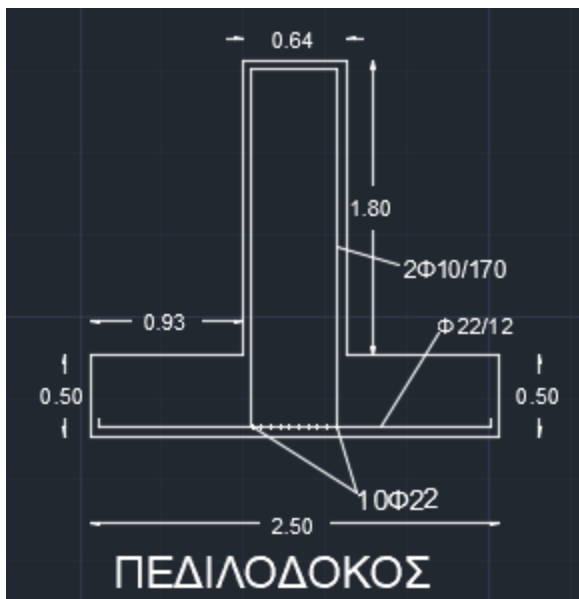
Mz-z,max (KNm)	256.7996	
μ_{sd}	0.11189525	
ω	0.471	
As (cm ² /m)	55.2483	Φ22/12

➤ Εγκάρσιος οπλισμός:

Στον επόμενο πίνακα 7.21 υπολογίζονται οι συνδετήρες του κορμού της πεδίοδοκού

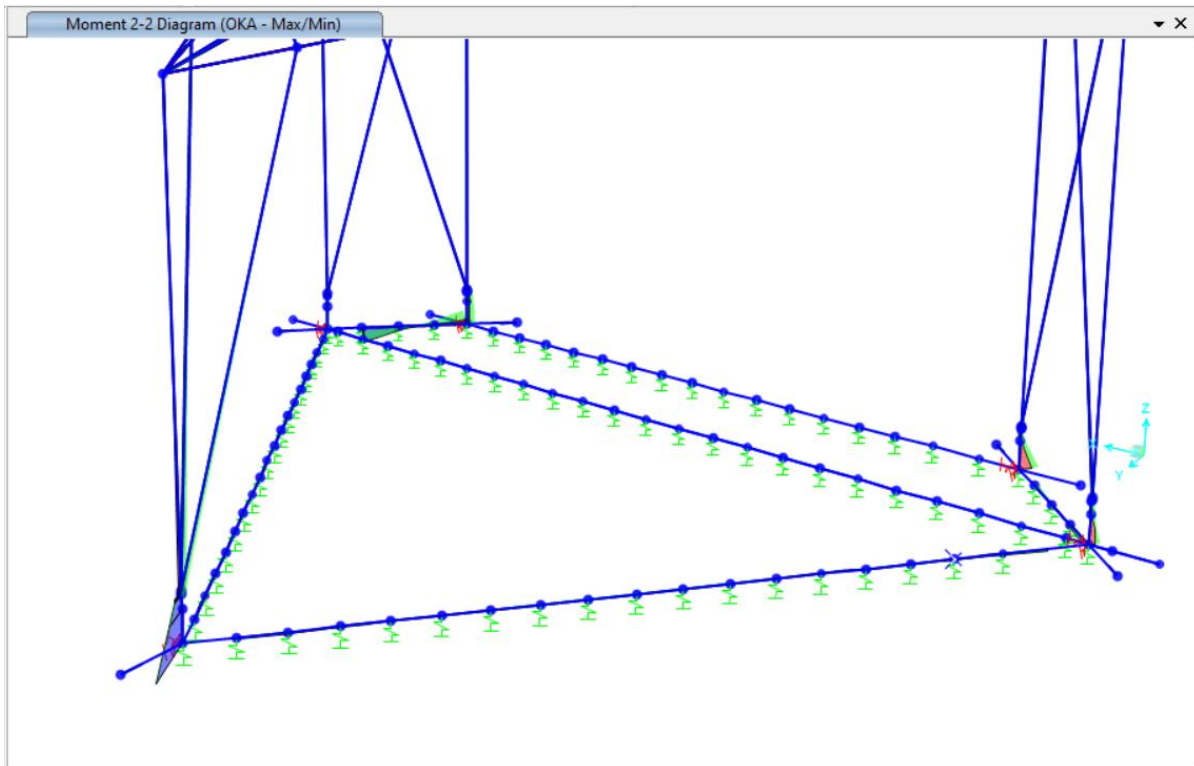
Πίνακας 7.21:Σύνδετήρες κορμού πεδίοδοκού

Q	824.349			
Asw/s	0.00089	➔	s	0.17699737 2Φ10/170

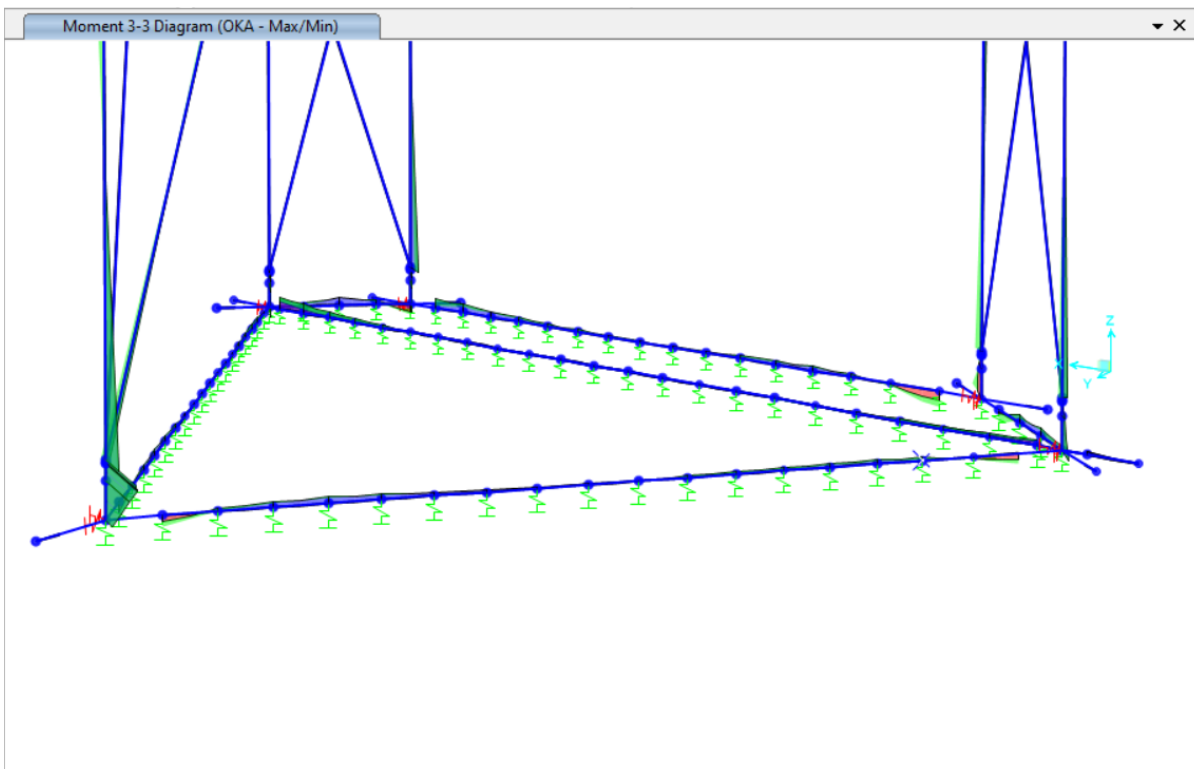


Σχήμα 7.2:Όπλιση πεδίοδοκού

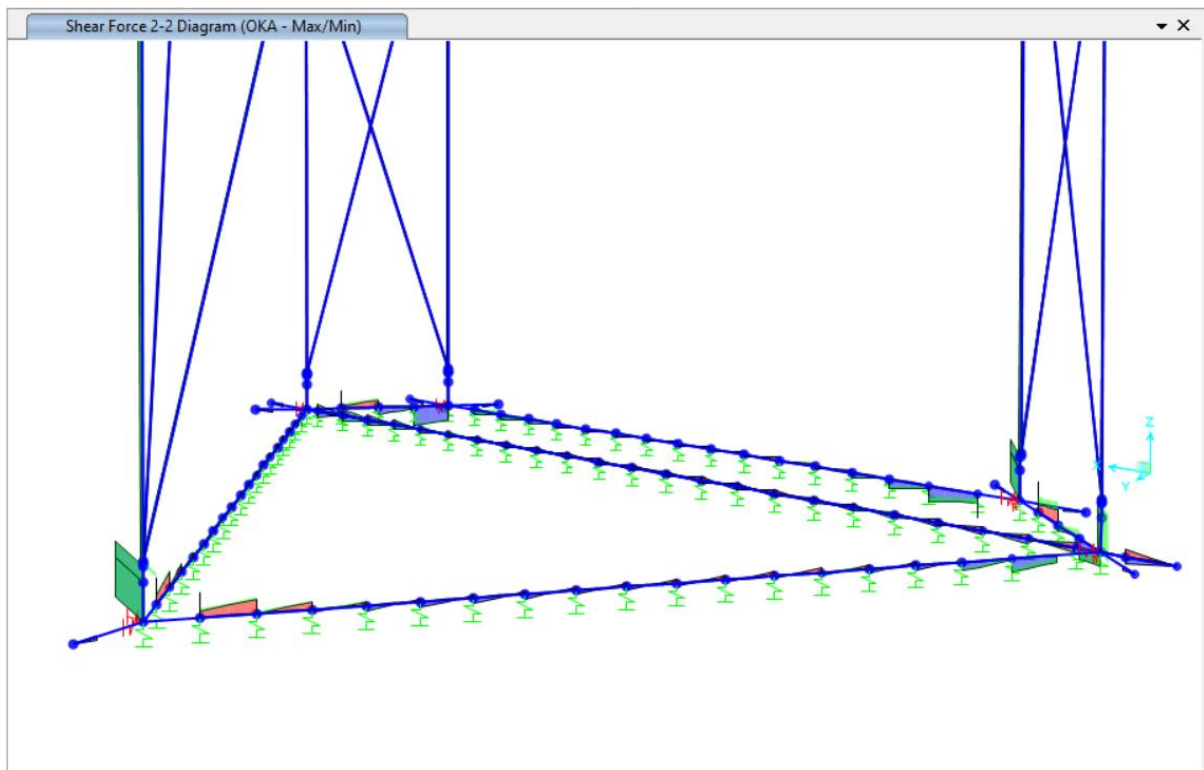
Παρακάτω φαίνονται τα εντατικά μεγέθη της θεμελίωσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας και συγκεκριμένα στο σχήμα 7.3 η καμπτική ροπή στον άξονα z-z, στο σχήμα 7.4 η καμπτική ροπή στον άξονα y-y και στο σχήμα 7.5 η διατμητική δύναμη στον άξονα z-z.



Σχήμα 7.3: Διάγραμμα ροπών κάμψης z-z θεμελίωσης στην ΟΚΑ



Σχήμα 7.4: Διάγραμμα ροπών κάμψης y-y θεμελίωσης στην ΟΚΑ



Σχήμα 7.5: Διάγραμμα διατμητικής δύναμης z-z θεμελίωσης στην OKA

7.4.4 Οπλισμός θεμελίου

Η όπλιση του θεμελίου φαίνεται στο σχήμα 7.6 και αποτελείται από το διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό:

➤ Διαμήκης οπλισμός:

Ο διαμήκης οπλισμός του θεμελίου υπολογίζεται παρακάτω στους πίνακες 7.22 και 7.23 για τον κορμό και τα πέλματα αντίστοιχα.

Πίνακας 7.22: Οπλιση κορμού θεμελίου

$M_{y-y,max}$ (KNm)	977.003	
μ_{sd}	0.06368	
ω	0.06	
A_s (cm ²)	22.287	6Φ22

Πίνακας 7.23: Οπλιση πελμάτων πεδίοιοδοκού

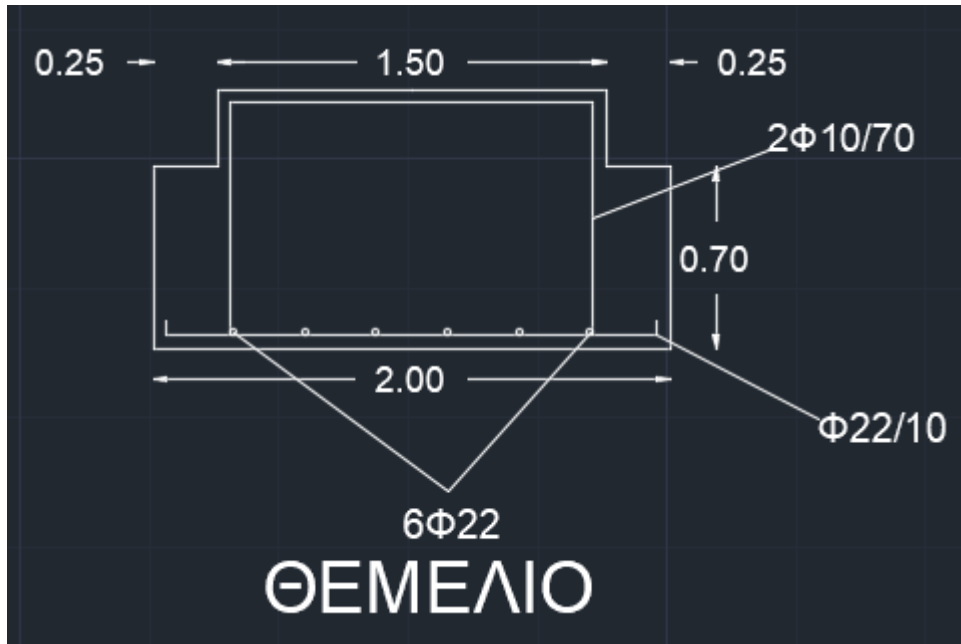
$M_{z-z,max}$ (KNm)	1663.92	
μ_{sd}	0.34749	
ω	0.445	
A_s (cm ² /m)	75.3978	Φ22/10

➤ Εγκάρσιος οπλισμός

Στον επόμενο πίνακα 7.24 υπολογίζονται οι συνδετήρες του κορμού του θεμελίου.

Πίνακας 7.24: Συνδετήρες κορμού θεμελίου

Q	1269.05				
Asw/s	0.002	➔	s	0.07867	2Φ10/70



Σχήμα 7.6: Οπλισση θεμελίου

8 Σύνδεσεις

Οι συνδέσεις χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά των εσωτερικών δυνάμεων από το ένα στοιχείο στο άλλο. Η μόρφωση και οι συνδέσεις των επιμέρους στοιχείων αποτελούν θεμελιώδες στοιχείο του σχεδιασμού διότι:

- οφείλουν να αντικαθίστανται και να μεταβιβάζουν σημαντικά φορτία
- οι διάφορες τεχνικές συναρμολόγησης (συγκόλληση, κοχλίωση, κομβοελάσματα) πρέπει να είναι προσαρμοσμένες στις απαιτήσεις της μελέτης
- συμμετέχουν στη συνολική αισθητική της κατασκευής, όπως και τα μεταλλικά δομικά στοιχεία

Για τη σύνδεση των μελών του υποστέγου προτιμήθηκαν γενικώς οι κοχλιώσεις, αλλά εφαρμόστηκαν και πολλές συγκολλήσεις σε περιπτώσεις που απαιτούνταν. Ένας από τους πιο σημαντικούς λόγους για την επιλογή αυτή αποτέλεσε ότι οι κοχλιώσεις επιτυγχάνονται κυρίως σε εργοταξιακή σύνδεση, ενώ οι συγκολλήσεις σε εργοστασιακή. Για την επιτυχία της συγκόλλησης απαιτούνται ελεγχόμενες συνθήκες περιβάλλοντος και γι αυτό αποφεύγεται η εφαρμογή της στο εργοτάξιο. Το είδος και ο τρόπος εκτέλεσης της συγκόλλησης επιλέχθηκαν από τις απαιτήσεις μηχανικής συμπεριφοράς και αισθητικής, από τη φύση και τη μορφή και τα πάχη των επιφανειών, την κατηγορία του χάλυβα. Η συγκόλληση επιτυγχάνεται γενικά με ισχυρή θέρμανση και πίεση των επιφανειών ή των άκρων των στοιχείων που πρόκειται να συγκολληθούν και προσθήκη υλικού χαμηλότερου σημείου τήξης από το χάλυβα με πολύ υψηλή θερμοκρασία. Ο τύπος της συγκόλλησης που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί είναι οι εξωραφές, οι οποίες προτιμώνται για τη σύνδεση τεμαχίων που σχηματίζουν T, γωνία ή επικαλύπτονται. Λόγω της απουσίας προεργασίας αποτελούν την οικονομικότερη μέθοδο ραφής.

8.1 Σύνδεση ζυγώματος ΝΟ και υποστυλώματος 2

Για την υλοποίηση αυτής της σύνδεσης αρχικά επιλέχθηκε να συγκολληθεί μια πλάκα 304.5x1000x6mm στην ακραία διατομή του ζυγώματος ΝΟ με εξωραφή πάχους 6mm. Στη συνέχεια η πλάκα αυτή επιλέχθηκε να κοχλιωθεί στο υποστύλωμα 2, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.1-8.3. Οι υπολογισμοί της σύνδεσης παραθέτονται παρακάτω στον πίνακα 8.1:

Πίνακας 8.1: Σύνδεση ζυγώματος ΝΟ και υποστυλώματος 2

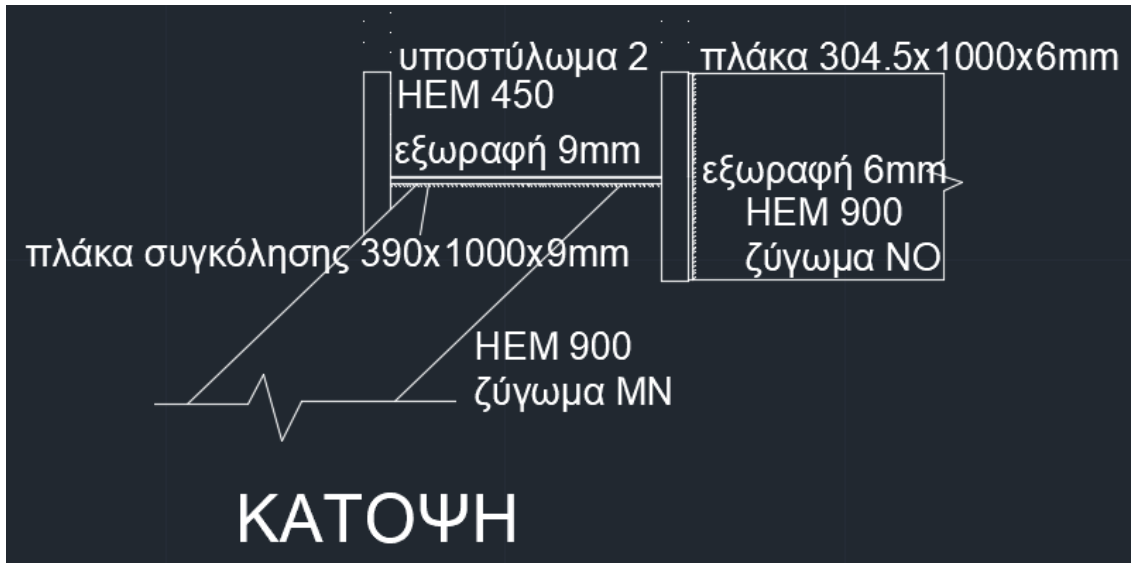
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ 304.5x1000x6mm στο ζύγωμα ΝΟ						
εξωραφή 6mm						
<i>Πλάκα συγκόλλησης</i>						
b(cm)	30.45					
h(cm)	100					
A(cm ²)	3045					
t	6					
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm				
f _u	36					
d(cm)	0.6					
Περίμετρος(cm)	270.6					
A _w (cm ²)	162.36					
A _{wv} (cm ²)	92.4					
I _w (cm ⁴)	120697.7482					
σ ₁ (KN/cm ²)	27.76070148	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE	
τ(KN/cm ²)	8.749069264					
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	31.62744356	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE	
ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ						
επιλέγονται M12 8.8						
d	p	A	d ₀	As	A ₁	dm
12	1.75	113	13	84.3	76.3	20.5
				f _{yb}	f _{ub}	γ _{μ2}
				640	800	1.25
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ						
m	1					
α _v	0.6					
n	8					
F _{v,rd}	347.136	>	285.441	TRUE		
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ						
e ₁	200	> min=	15.6	e ₁	200	< max = 200
e ₂	82.3	> min=	15.6	e ₂	82.3	< max = 200
p ₁	200	> min=	28.6	p ₁	200	< max = 200
p ₂	140	> min=	31.2	p ₂	70	<max= 200
a _d	5.128205128					
a _d	4.878205128					
f _{ub} /f _u	2.222222222					
a _b	1					
2,8*e ₂ /d ₀ -1,7	16.02615385					
k ₁	2.5					
2,8*p ₂ /d ₀ -1,7	28.45384615					
k ₁	2.5					
F _{b,rd}	2764.8	>	808.414	TRUE		
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ						
F _{t,Rd}	48.5568					
F _{tot}	388.4544	>	285.441	TRUE		

8.2 Σύνδεση ζυγώματος MN- Υποστυλώματος

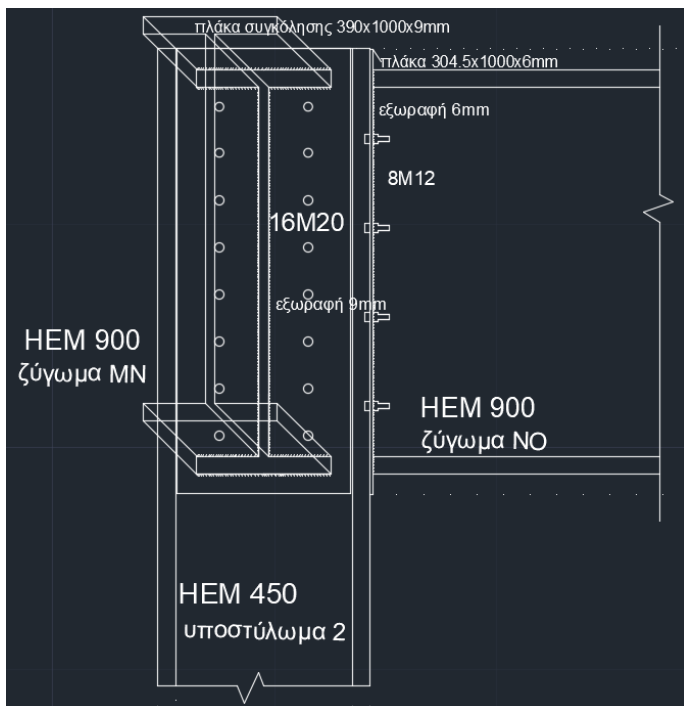
Για την υλοποίηση αυτής της σύνδεσης αρχικά επιλέχθηκε να συγκολληθεί μια πλάκα 390x1000x9mm στην ακραία διατομή του ζυγώματος MN με εξωραφή πάχους 9mm. Στη συνέχεια η πλάκα αυτή επιλέχθηκε να κοχλιωθεί στο υποστύλωμα, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.1-8.3. Οι υπολογισμοί της σύνδεσης παραθέτονται παρακάτω στον πίνακα 8.2:

Πίνακας 8.2:Σύνδεση ζυγώματος MN και υποστυλώματος 2

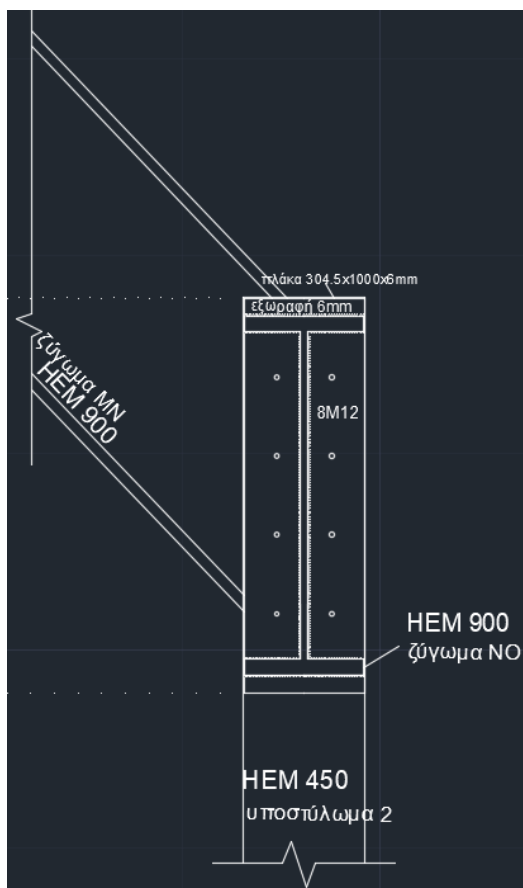
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ 390x1000x9mm στο ζύγωμα N0						
εξωραφή 9mm						
Πλάκα συγκόλλησης						
b(cm)	39					
h(cm)	100					
A(cm ²)	3900					
t	9					
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm				
f _u	36					
d(cm)	0.9					
Περίμετρος(cm)	270.6					
A _w (cm ²)	243.54					
A _v w (cm ²)	138.6					
I _w (cm ⁴)	181046.6222					
σ _l (KN/cm ²)	26.54830661	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE	
τ(KN/cm ²)	1.335541126					
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	26.64889481	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE	
ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ						
επιλέγονται M20 8.8						
d	p	A	d ₀	A _s	A _l	dm
20	2.5	314	22	245	225	32.5
				f _y b	f _u b	γ _{μ2}
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ				640	800	1.25
m	1					
α _v	0.6					
n	16					
F _{v,rd}	1929.216	>	1700.636	TRUE		
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ						
e ₁	130	> min=	26.4	e ₁	130	< max = 200
e ₂	100	> min=	26.4	e ₂	100	< max = 200
p ₁	106	> min=	48.4	p ₁	106	< max = 200
p ₂	200	> min=	52.8	p ₂	70	<max= 200
a _d	1.96969697					
a _d	1.356060606					
f _u b/f _u	2.222222222					
a _b	1					
2,8*e ₂ /d ₀ -1,7	11.02727273					
k ₁	2.5					
2,8*p ₂ /d ₀ -1,7	23.75454545					
k ₁	2.5					
F _{b,rd}	9216	>	611.529	TRUE		
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ						
F _{t,Rd}	141.12					
F _{tot}	2257.92	>	1700.636	TRUE		



Σχήμα 8.1: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού NO, MN και υποστυλώματος 2-Κάτοψη



Σχήμα 8.2: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού NO, MN και υποστυλώματος 2-Όψη 1



Σχήμα 8.3: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού NO, MN και υποστυλώματος 2-Όψη 2

8.3 Σύνδεση ζυγωμάτων ΚΟ και ΚΛ

Για να υλοποιηθεί αυτή η σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν αρχικά δυο γωνιακά διαστάσεων $(400 \times 1000) \times (200 \times 1000) \times 10 \text{mm}$ το καθένα. Η μια πλευρά αυτών συγκολλήθηκε σε κάθε ένα από τα ζυγώματα ΚΛ με εξωραφή πάχους 10mm. Στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκε πλάκα $400 \times 1000 \times 5 \text{mm}$, η οποία συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 5mm στο ζύγωμα ΚΟ. Σε αυτή την πλάκα κοχλιώθηκε η άλλη πλευρά των δυο γωνιακών που προαναφέρθηκαν, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.4-8.7. Οι υπολογισμοί της σύνδεσης παραθέτονται παρακάτω στον πίνακα 8.3:

Πίνακας 8.3:Σύνδεση ζυγμάτων ΚΟ, ΚΛ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ (400x1000)x(200x1000)x10mm					
η μια πλευρά του γωνιακού συγκολλάται στο ζύγωμα ΚΛ και η άλλη κοχλιώνεται σε πλάκα συγκολλημένη στο ζύγωμα ΚΟ					
εξωραφή 10mm					
<i>Πλάκα συγκόλλησης</i>					
b(cm)	40				
h(cm)	100				
A(cm ²)	4000				
t	10				
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm			
f _u	36				
d(cm)	1				
Περίμετρος(cm)	270.6				
A _w (cm ²)	270.6				
A _{nw} (cm ²)	154				
I _w (cm ⁴)	201163				
σ ₁ (KN/cm ²)	27.1561	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE
τ(KN/cm ²)	0.25432				
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	27.1597	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ 400x1000x5mm στο ζύγωμα ΚΟ					
εξωραφή 5mm					
<i>Πλάκα συγκόλλησης</i>					
b(cm)	40				
h(cm)	100				
A(cm ²)	4000				
t	5				
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm			
f _u	36				
d(cm)	0.5				
Περίμετρος	270.6				
A _w (cm ²)	135.3				
A _{nw} (cm ²)	77				
I _w (cm ⁴)	100581				
σ ₁ (KN/cm ²)	15.715	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE
τ(KN/cm ²)	1.11923				
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	15.8341	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE

ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

επιλέγονται M12 8.8

d	p	A	d ₀	As	A1	dm
12	1.75	113	13	84.3	76.3	20.5
				fyb	fub	γ _{μ2}
				640	800	1.25

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

m	1				
α _v	0.6				
n	8				
Fv,rd	347.136	>	29.066	TRUE	

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ

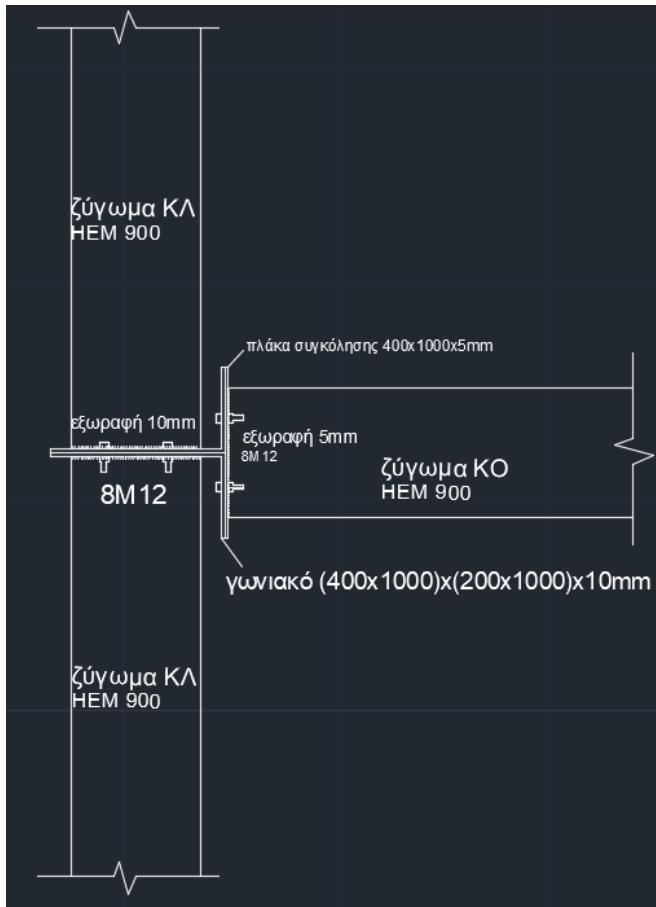
e ₁	200	> min=	15.6		e ₁	200	< max =	200
e ₂	100	> min=	15.6		e ₂	100	< max =	200
p ₁	200	> min=	28.6		p ₁	200	< max =	200
p ₂	200	> min=	31.2		p ₂	70	<max=	200

a _d	5.12821				
a _d	4.87821				
fub/fu	2.22222				
a _b	1				
2,8*e ₂ /d ₀ -1,7	19.8385				
k ₁	2.5				
2,8*p ₂ /d ₀ -1,7	41.3769				
k ₁	2.5				
Fb,rd	691.2	>	39.166	TRUE	

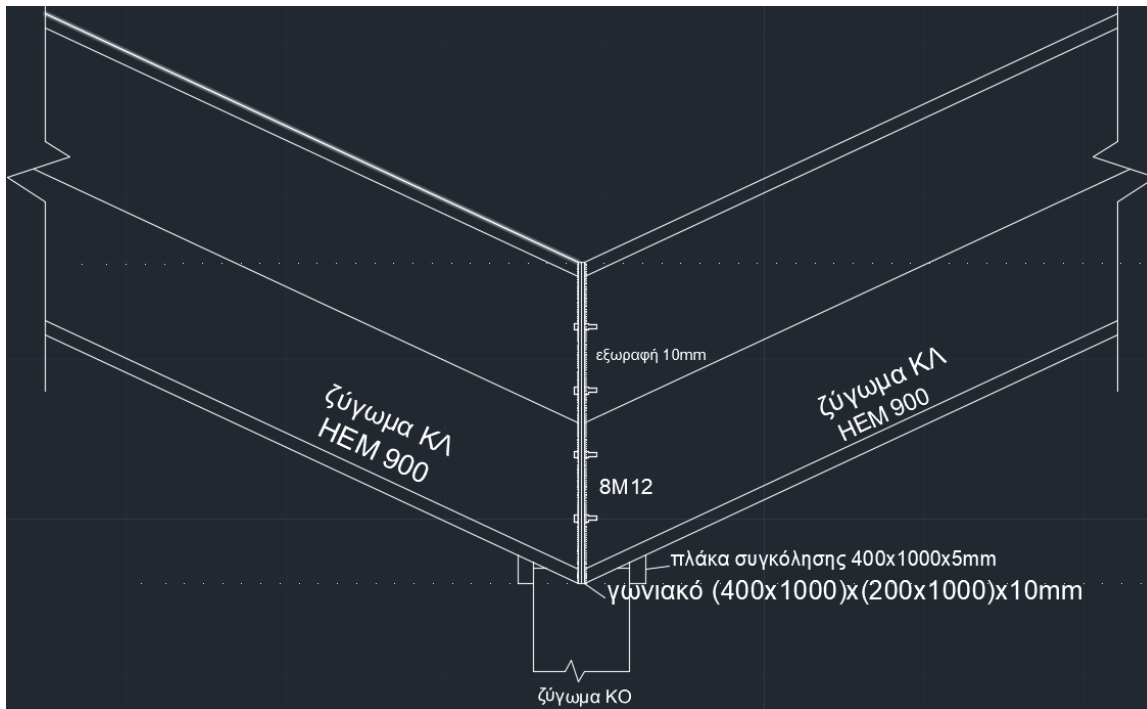
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

Ft,Rd	48.5568				
Ftot	388.454	>	29.066	TRUE	

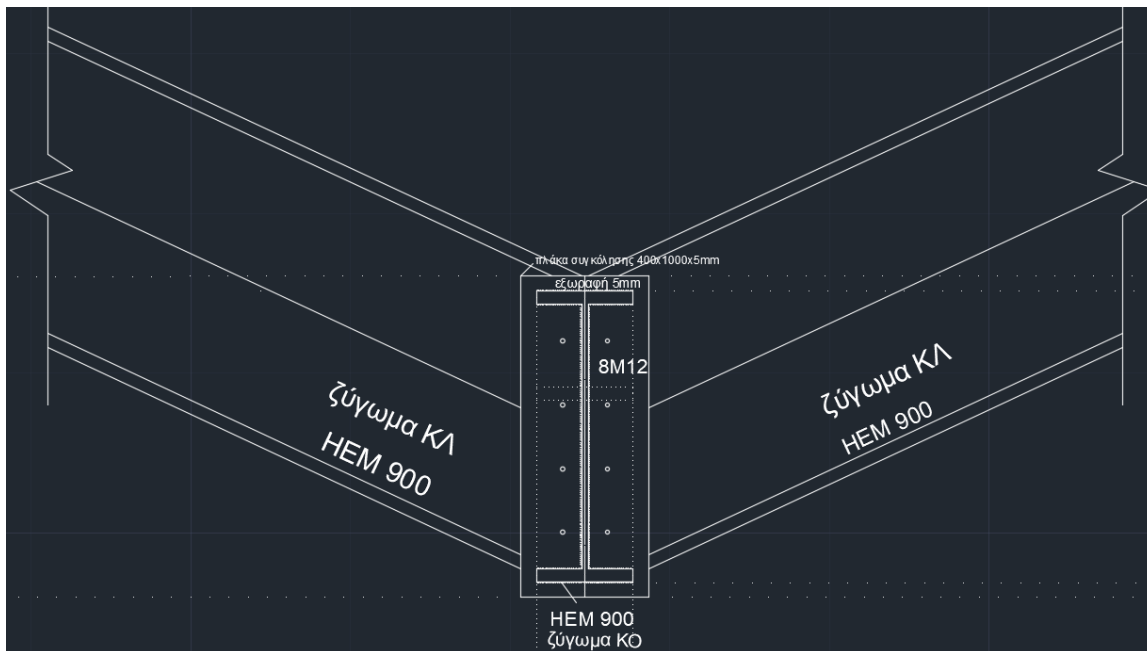
ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ-ΠΛΑΚΑΣ							
επιλέγονται M12 8.8							
d	p	A	do	As	A1	dm	
12	1.75	113	13	84.3	76.3	20.5	
				fyb	fub	γμ2	
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ				640	800	1.25	
m	1						
αv	0.6						
n	8						
Fv,rd	347.136	>	51.167	TRUE			
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ							
e1	200	> min=	15.6		e1,1	200	< max = 40
e2	100	> min=	15.6		e2	100	< max = 40
p1	200	> min=	28.6		p1,1	200	< max = 70
p2	200	> min=	31.2		p2	70	<max= 70
ad	5.12821						
ad	4.87821						
fub/fu	2.22222						
ab	1						
2,8*e2/d0-1,7	19.8385						
k1	2.5						
2,8*p2/d0-1,7	41.3769						
k1	2.5						
Fb,rd	345.6	>	86.181	TRUE			
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ							
Ft,Rd	48.5568						
Ftot	388.454	>	51.167	TRUE			



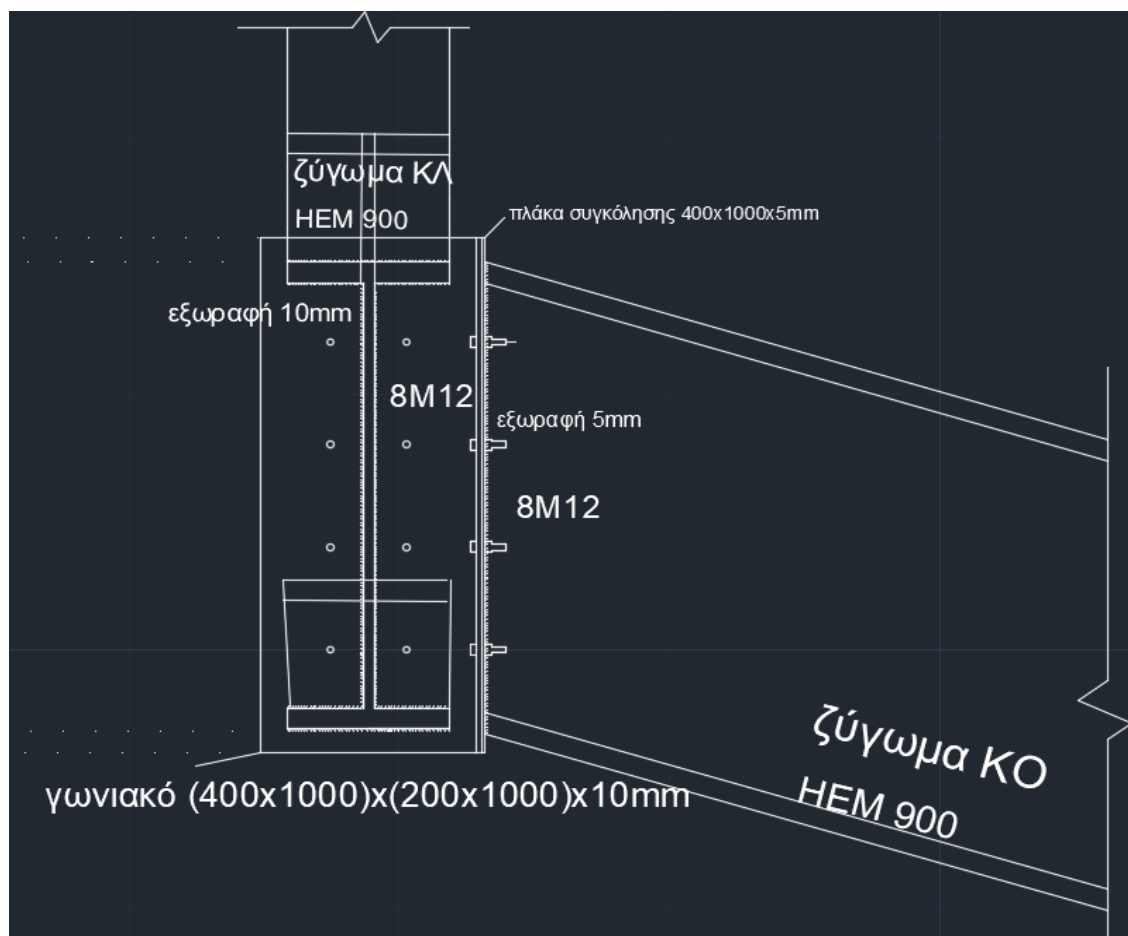
Σχήμα 8.4: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Κάτοψη



Σχήμα 8.5: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Όψη 1



Σχήμα 8.6: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Οψη 2



Σχήμα 8.7: Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΛ, ΚΟ-Οψη 2

8.4 Σύνδεση τεγίδας και κυκλικού υποστυλώματος με τη δοκό ΝΟ

Για να υλοποιηθεί η σύνδεση της τεγίδας με τη δοκό ΝΟ συγκολλήθηκε η πρώτη στον κορμό της διατομής της δεύτερης, με εξωραφή 4mm. Για να συνδεθεί και το κυκλικό υποστύλωμα στη δοκό, συγκολλήθηκε αρχικά πλάκα 600x600x6mm στην ακραία διατομή του, η οποία στη συνέχεια κοχλιώθηκε στο κάτω πέλμα της δοκού. Η δυσκολία που παρουσιάστηκε σε αυτή τη σύνδεση ήταν ότι η περίμετρος του υποστυλώματος ήταν μεγαλύτερη από το πλάτος του πέλματος της δοκού. Για το λόγο αυτό τοποθετήθηκαν οι κοχλίες της σύνδεσης αναγκαστικά στο εσωτερικό της διατομής του υποστυλώματος, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.8-8.10. Οι υπολογισμοί της σύνδεσης παραθέτονται παρακάτω στον πίνακα 8.4:

Πίνακας 8.4:Σύνδεση τεγίδας και κυκλικού υποστυλώματος με τη δοκό ΝΟ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΤΕΓΙΔΑΣ-ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΝΟ					
εξωραφή 4mm					
t	4				
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm			
f _u	36				
d(cm)	0.4				
Περίμετρος(cm)	149.6				
A _w (cm ²)	59.84				
A _{nw} (cm ²)	15.68				
I _w (cm ⁴)	4586.11				
σ ₁ (KN/cm ²)	25.2461	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE
τ(KN/cm ²)	4.91601				
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	26.6433	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ 600x600x6mm ΣΤΟ ΚΥΚΛΙΚΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ					
εξωραφή 6mm					
b(cm)	60				
h(cm)	60				
A(cm ²)	3600				
t	6				
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm			
f _u	36				
d(cm)	0.6				
Περίμετρος(cm)	96.8867				
A _w (cm ²)	58.132	A _{nw} (cm ²)	37.008		
I _w (cm ⁴)	32000.7				
σ ₁ (KN/cm ²)	22.174	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE
τ(KN/cm ²)	2.74338				
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	22.6774	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE

ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΟ ΖΥΓΩΜΑ ΝΟ

επιλέγονται M22 8.8

d	p	A	d ₀	As	A1	dm
22	2.5	380	24	303	282	34.5
				f _{yb}	f _{ub}	γ _{μ2}
				640	800	1.25

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

m	1			
α _v	0.6			
n	10			
F _{v,rd}	1459.2	>	1264.037	TRUE

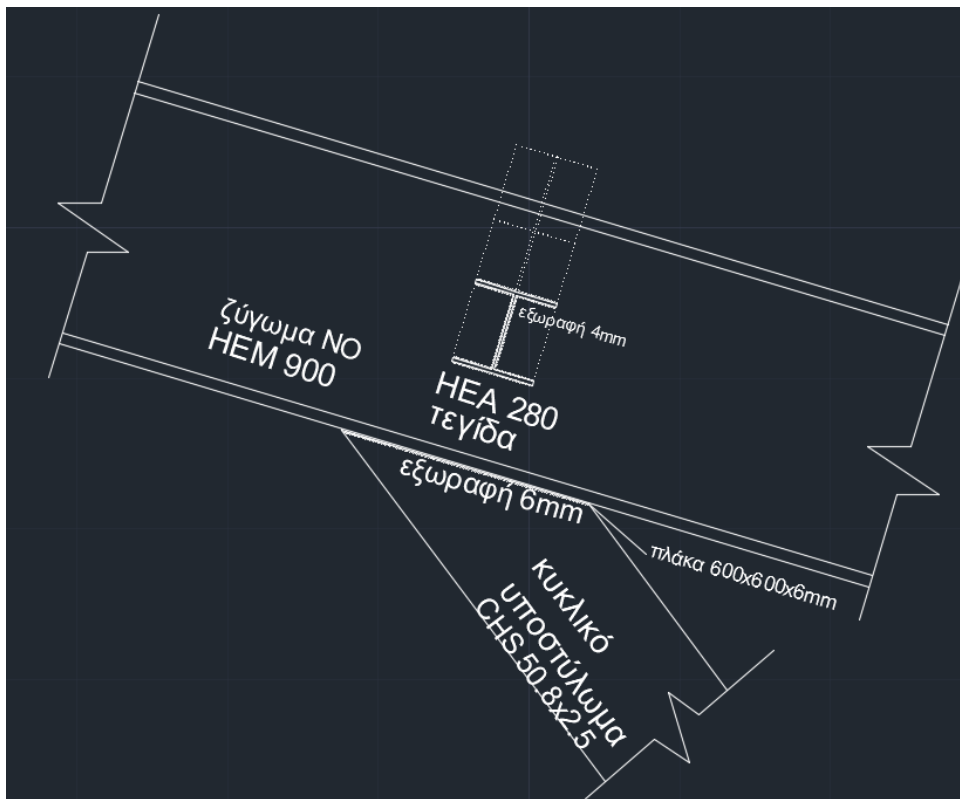
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ

e ₁	171.3	> min=	28.8		e ₁	171.3	< max =	200
e ₂	61	> min=	28.8		e ₂	61	< max =	200
p ₁	65	> min=	52.8		p ₁	65	< max =	200
p ₂	180	> min=	57.6		p ₂	70	<max=	200

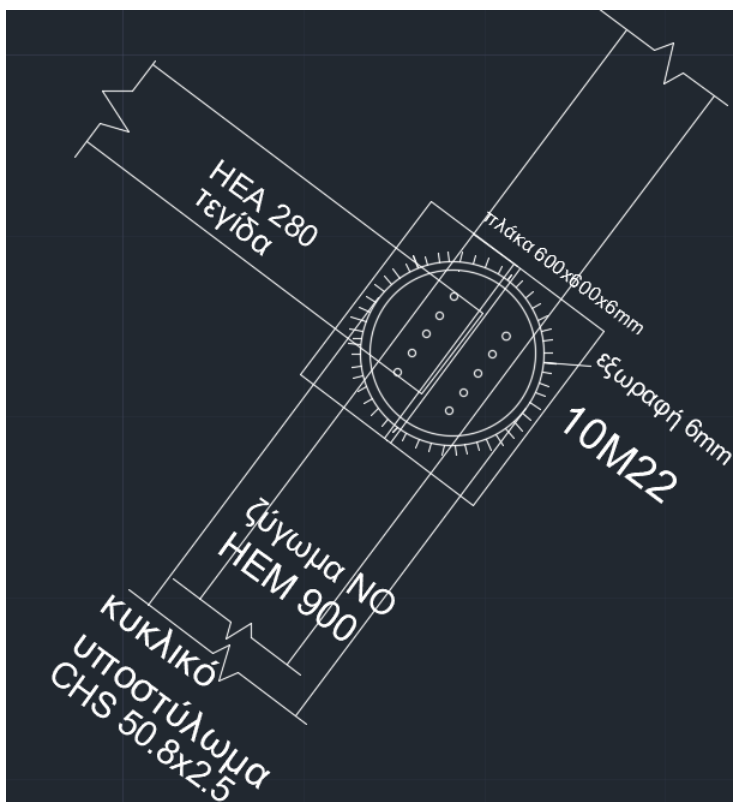
a _d	2.37917			
a _d	0.65278			
f _{ub} /f _u	2.22222			
a _b	0.65278			
2,8*e ₂ /d ₀ -1,7	5.41667			
k ₁	2.5			
2,8*p ₂ /d ₀ -1,7	19.3			
k ₁	2.5			
F _{b,rd}	4136	>	101.527	TRUE

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

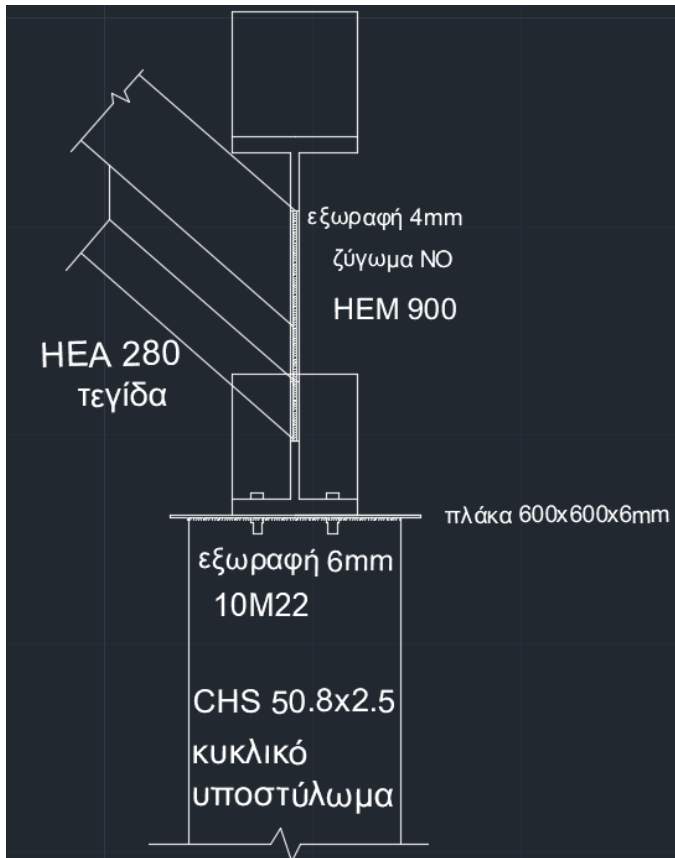
F _{t,Rd}	174.528			
F _{tot}	1745.28	>	1264.037	TRUE



Σχήμα 8.8: Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικού υποστυλώματος, δοκού NO και τεγίδας- Όψη 1



Σχήμα 8.9: Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικού υποστυλώματος, δοκού NO και τεγίδας- Όψη 2



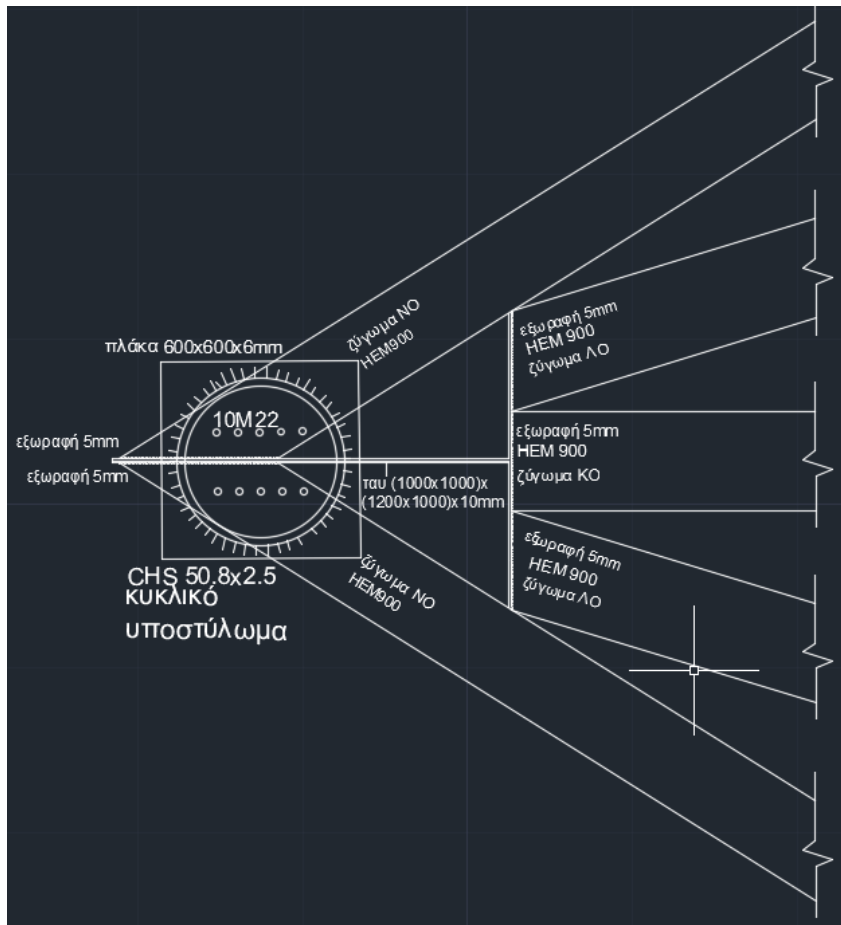
Σχήμα 8.10:Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικού υποστυλώματος, δοκού ΝΟ και τεγίδας- Όψη 3

8.5 Σύνδεση ζυγωμάτων ΝΟ, ΚΟ, ΛΟ

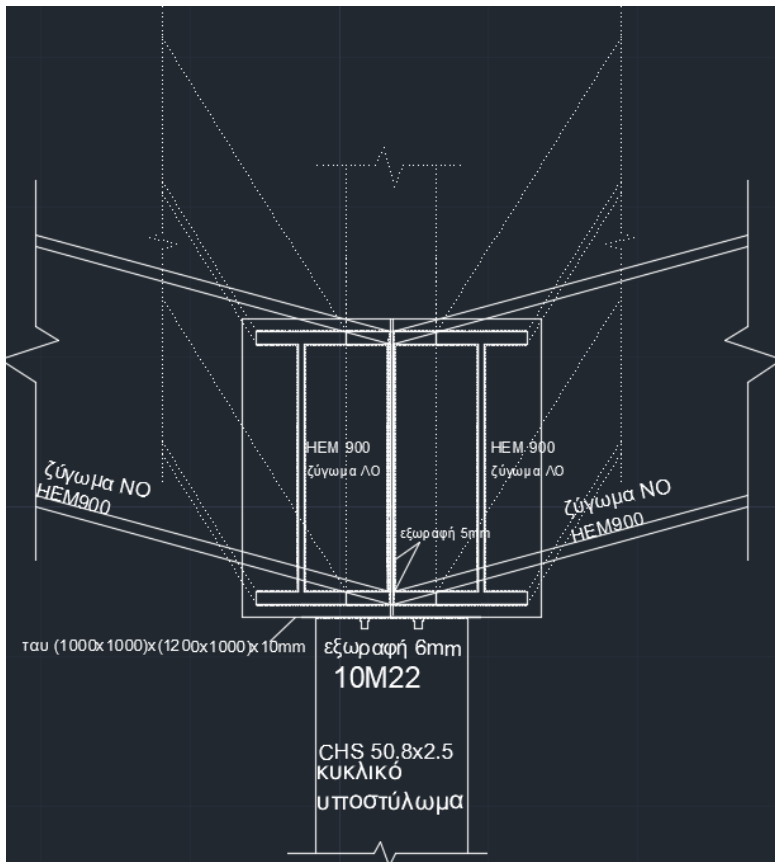
Για να υλοποιηθεί αυτή η σύνδεση συγκολλήθηκαν οι δοκοί σε δυο ενωμένα γωνιακά ελάσματα, τα οποία σχηματίζουν μια διατομή μορφής Ταυ. Στον κορμό της παραπάνω διατομής συγκολλήθηκαν οι δυο συμμετρικές δοκοί ΝΟ και στο πέλαμα οι συμμετρικές δοκοί ΛΟ και η δοκός ΚΟ. Στις ακραίες διατομές των δοκών ΝΟ και ΛΟ έγινε κατάλληλη διαμόρφωση λόγω της κλίσης των μελών, όπως φαίνεται στα σχήματα 8.11-8.13. Οι υπολογισμοί της σύνδεσης παραθέτονται παρακάτω στον πίνακα 8.5:

Πίνακας 8.5:Σύνδεση ζυγμάτων ΝΟ, ΚΟ, ΛΟ

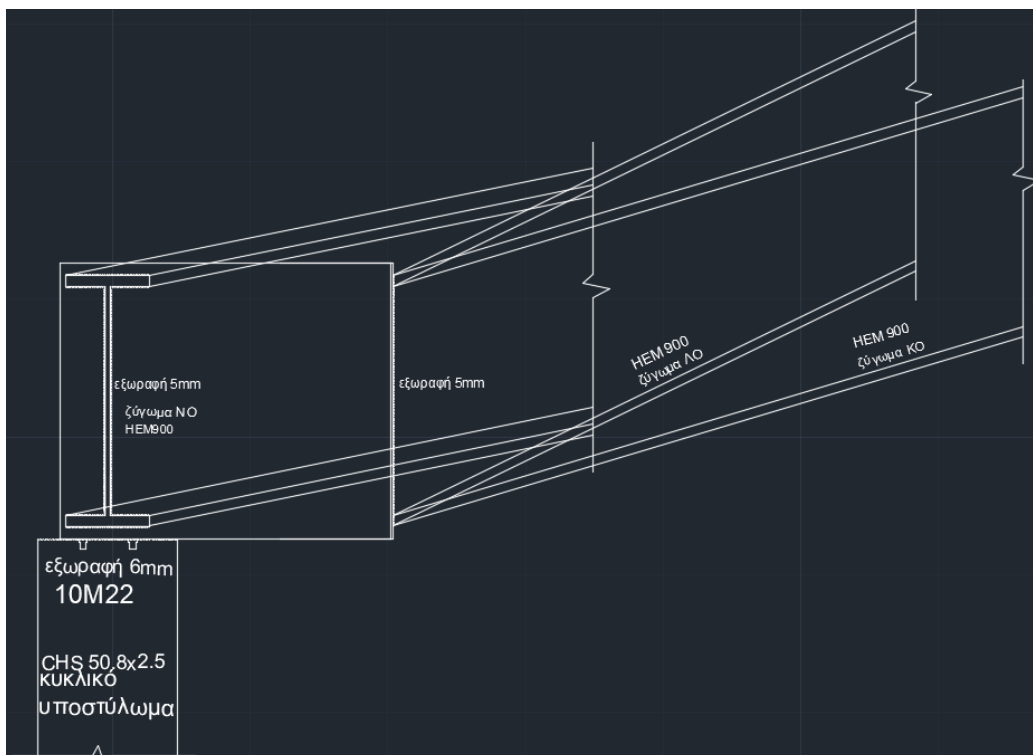
εξωραφή 5mm					
Πλάκα συγκόλλησης					
b(cm)	100				
h(cm)	100				
A(cm ²)	10000				
t	5				
f _y	21.5	απομειωμένο f _y λόγω t>40mm			
f _u	36				
d(cm)	0.5				
Περίμετρος(cm)	270.6				
A _w (cm ²)	135.3				
A _{nv} (cm ²)	77				
I _w (cm ⁴)	663414.8				
σ ₁ (KN/cm ²)	12.16814	<	f _u /γ _{μ2}	28.8	TRUE
τ(KN/cm ²)	10.49888				
√(σ ₁ ² +3*τ ²)	21.8802	<	f _u /(γ _{μ2} *0.8)	36	TRUE



Σχήμα 8.11 Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ- Κάτοψη

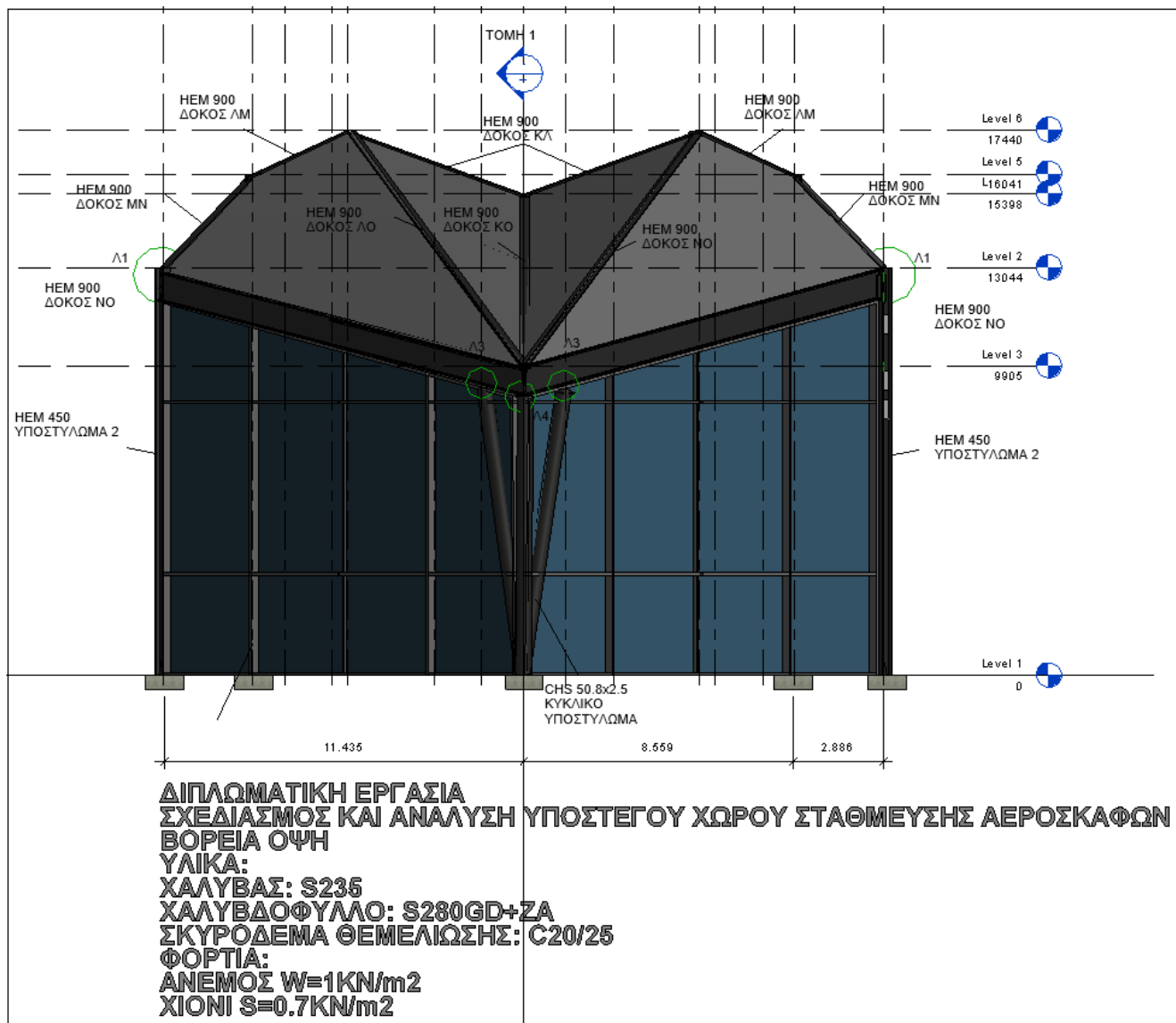


Σχήμα 8.12 :Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ- Όψη 1

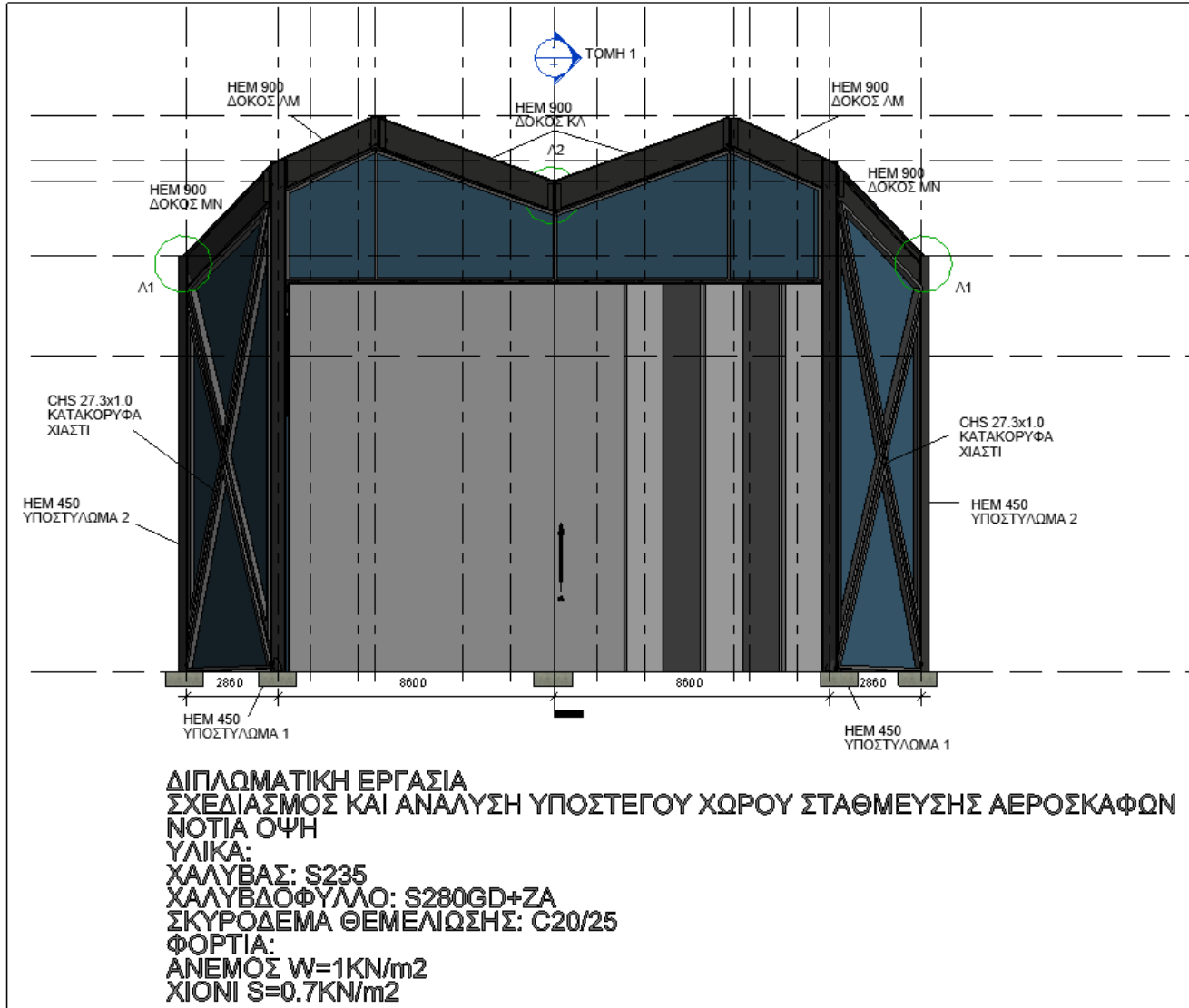


Σχήμα 8.13:Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκών ΚΟ, ΛΟ, ΝΟ- Όψη

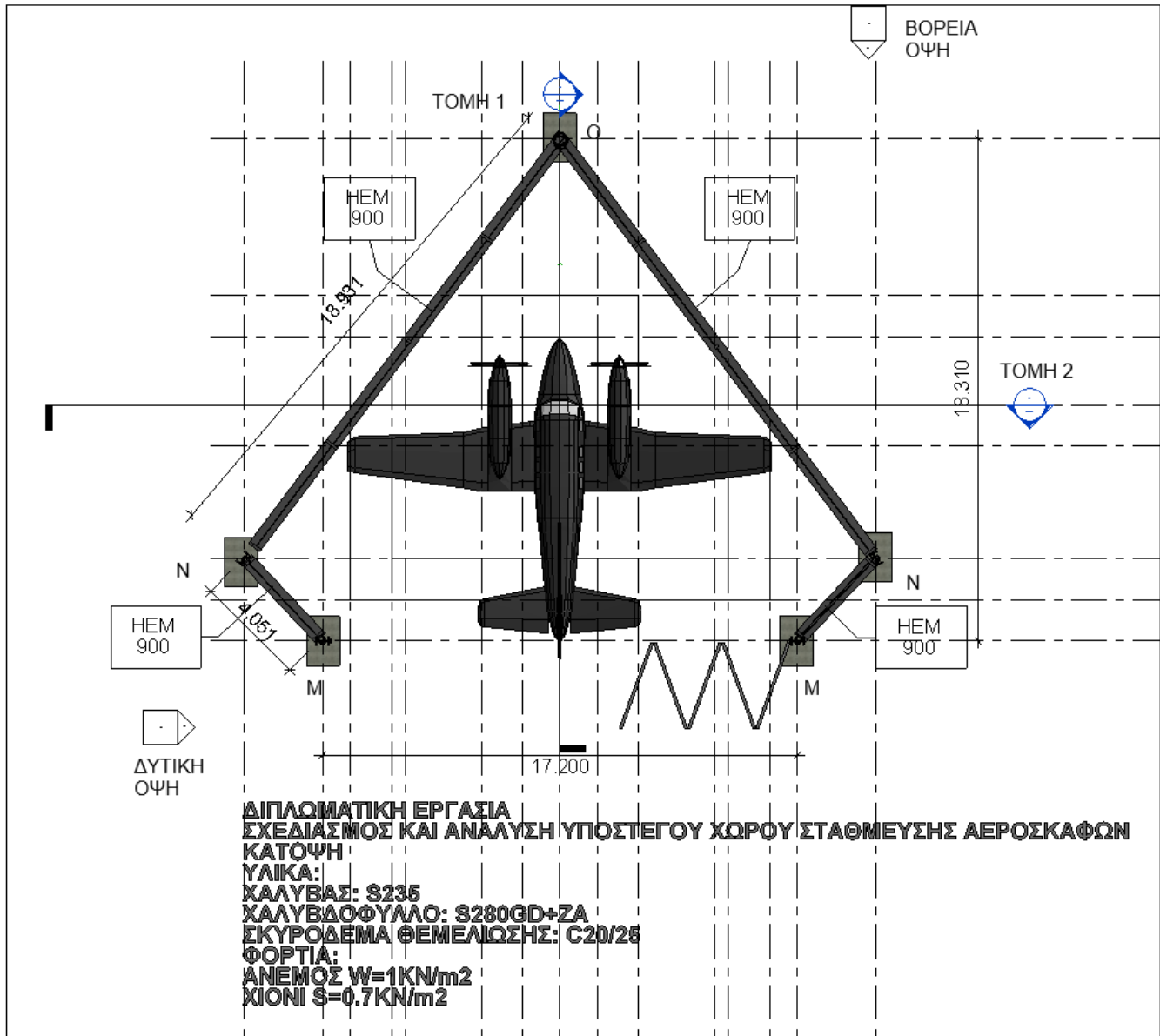
9 Αρχιτεκτονικά Σχέδια



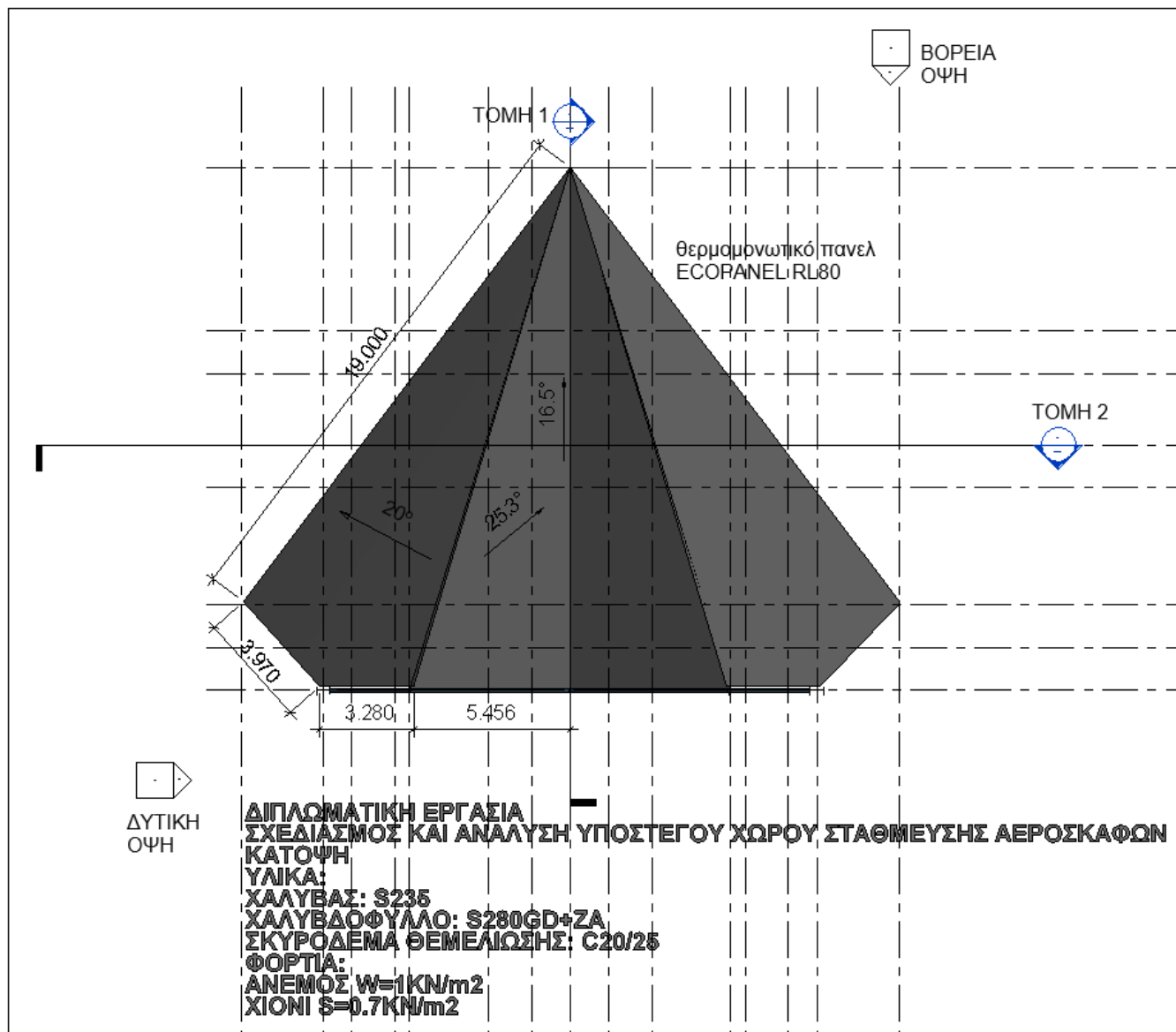
Σχήμα 9.1: Βόρεια Όψη



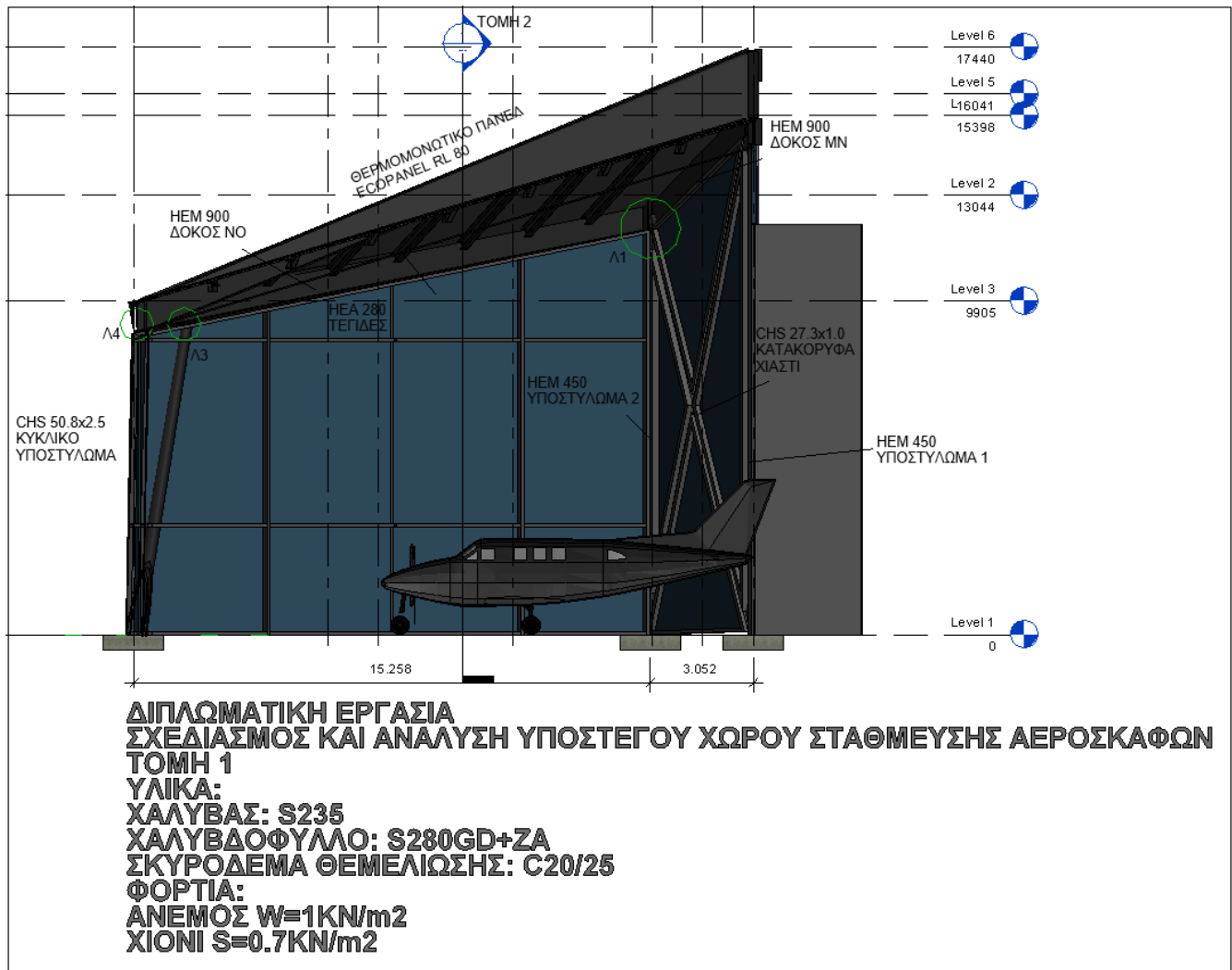
Σχήμα 9.2:Νότια Όψη



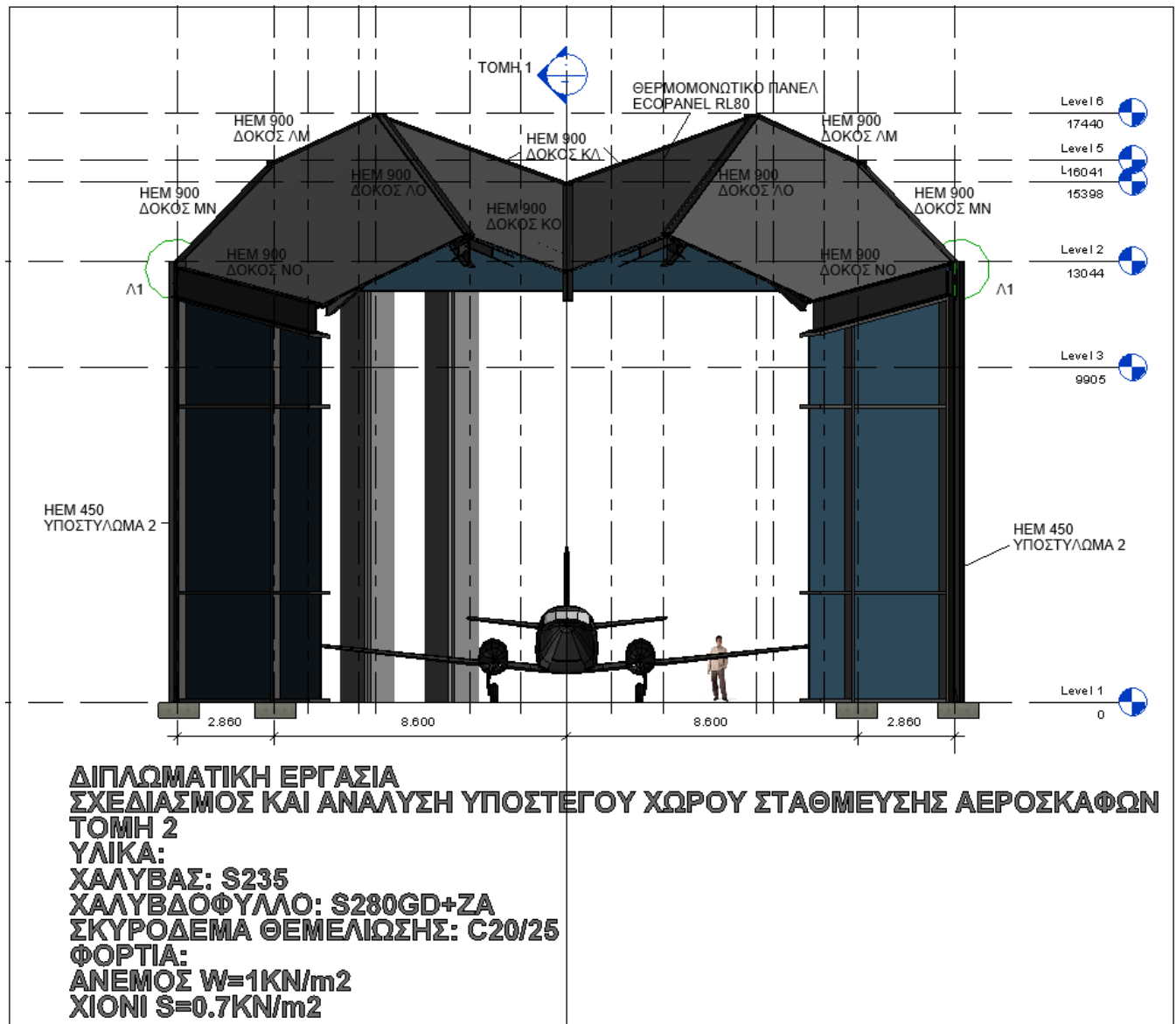
Σχήμα 9.3:Κάτοψη



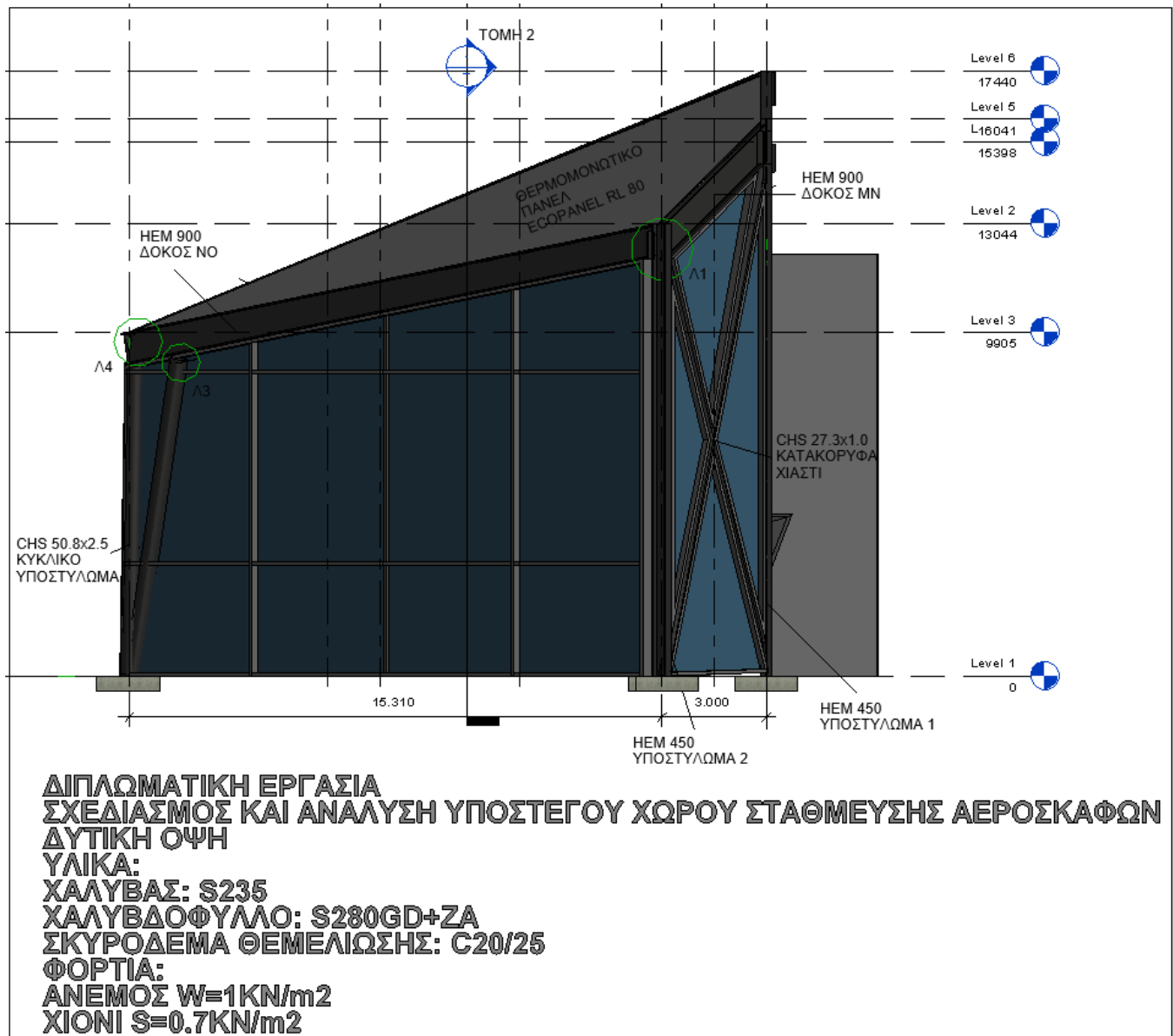
Σχήμα 9.4:Κάτοψη πάνελ



Σχήμα 9.5: Τομή 1



Σχήμα 9.6: Τομή 2



Σχήμα 9.7: Δυτική Όψη

10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Dubina D. (2004) «Σιδηρές Κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α, Θανόπουλος Π. (2016) «Σχεδιασμός συμμίκτων γεφυρών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
6. Βάγιας Ι. (2011) «Σχεδιασμός πάνελ σάντουιτς, Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές»
7. Ιστοσελίδα εταιρείας ELASTRON, πάνελ οροφής CORE
8. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»,Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες-Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
9. Κτίριο Τεχνικό Περιοδικό, «Μεταλλικά Κτίρια»
10. Ιστοσελίδα εταιρείας CSI (Computers and Structures,Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000: <http://www.csiberkeley.com/support/watch-andlearn>
11. Α. Γ. Αναγνωστόπουλος, Β.Π. Παπαδόπουλος (2016) «Σχεδιασμός των Θεμελιώσεων», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα