



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΜΑΘΗΜΑ: ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II

Υπεύθυνος καθηγητής:

Νικόλαος Πνευματικός

ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΞΑΜΗΝΟΥ

«Μελέτη και Σχεδιασμός Πενταόροφου Μεταλλικού Ξενοδοχείου»



Μελετητές εργασίας:

Ιοφιάδης Κωνσταντίνος

Ανδριανού Άρης

Κατσαμάκος Κωνσταντίνος

Παπασταύρος Γεώργιος-Εφραίμ

Χρηστάκος Κυριάκος

Λυχούδης Γεώργιος

Περιεχόμενα

Εισαγωγή	5
ΒΗΜΑ 1 - Αρχιτεκτονική σύλληψη του φορέα	5
1.1 Αρχιτεκτονική Περιγραφή του Ξενοδοχείου Γενική Περιγραφή & Χωροθέτηση	5
1.2 Μορφολογία & Όγκος	5
1.3 Κατακόρυφη Επικοινωνία & Προσβασιμότητα	5
1.4 Λειτουργική Οργάνωση ανά Επίπεδο	6
1.5 Αρχιτεκτονικά Σχέδια	7
1.5.1 Κατόψεις	7
1.5.2 Όψεις	9
1.5.3 Τομές	11
ΒΗΜΑ 2 - Στατική σύλληψη του φορέα	12
2.1 Μόρφωση Φέροντος Οργανισμού	12
2.2 Ποιοτική Διαδρομή και Ανάλυση Φορτίων	12
2.3 Καταπόνηση Μελών	12
2.4 Σχεδιαστικά Σκαριφήματα	12
2.4.1 Σκαριφήματα Φέροντος Οργανισμού	13
2.4.2 Σκαριφήματα Φέροντος Οργανισμού με Βελάκια	15
ΒΗΜΑ 3. Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων	17
3.1 Υπολογισμός Φορτίων	17
3.1.1 Μόνιμα φορτία	17
3.1.2 Κινητά φορτία	19
3.1.3 Φορτίο χιονιού	20
3.1.4 Φορτίο ανέμου	21
3.1.5 Σεισμική δράση	26
3.1.6 Θερμοκρασιακή μεταβολή	28
3.2 Υπολογισμός συνδυασμών φορτίσεων	29
3.2.1 Σενάριο 1: Συνδυασμός Μονιμα+Κινητα+Χιονι(ΟΚΑ και ΟΚΛ)	29
3.2.1 Σενάριο 2: Συνδυασμός Άνεμος(δυσμενής) + Μόνιμα(ευμενής) (ΟΚΑ και ΟΚΛ)	34
3.3.1 Σενάριο 1	37
3.3.2 Σενάριο 2	41
ΒΗΜΑ 4. Ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής	45
4.1 Αριθμητικό Προσομοίωμα της Κατασκευής	46
4.2 Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίων	48
4.3 Πίνακες Φορτίων και Συνδυασμών	51
4.4 Αντιδράσεις Στήριξης, Διαγράμματα, Παραμορφώσεις	52
4.4.1 Αντιδράσεις Στήριξης	52
4.4.2 Παραμορφώσεις	52
4.4.3 Διαγράμματα Ροπών	54

4.4.4 Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων και Διαγράμματα.....	55
4.4.5 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΑ ΜΕΛΗ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ.....	58
4.5 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (SLS) - Έλεγχος Βελών και Μετατοπίσεων.....	62
4.6 Δουλειά με το χέρι	62
4.7 Σύγκριση Εντατικών Μεγεθών	66
ΒΗΜΑ 5. Σχεδιασμός της μεταλλικής κατασκευής	67
5.1 Δουλειά με υπολογιστή.....	67
5.2 Δουλειά με το χέρι	68
5.3 Αλλαγή Τοποθέτησης Χιαστής	75
ΒΗΜΑ 6. Διαστασιολόγηση συνδέσεων.....	75
ΒΗΜΑ 7. Σχεδιασμός.....	82
7.1 Σχέδια.....	82
7.1.1 Κατόψεις.....	82
7.1.2 Όψεις	83
7.1.3 Τομές.....	84
7.1.4 Λεπτομέρειες Συνδέσεων	84
ΒΗΜΑ 8.....	87
8.1 Εισαγωγή & Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά.....	87
8.2 Γεωτεχνικοί Έλεγχοι (EN 1997-1).....	87
8.3 Στατικοί Έλεγχοι και Υπολογισμός Οπλισμών (EN 1992-1-1).....	88
8.4 Προμέτρηση Υλικών Τυπικού Πεδίλου.....	88
ΒΗΜΑ 9.....	89
9.1 Αναγνώριση των βασικών μεταλλικών στοιχείων	89
9.2 Υπολογισμός συνολικών μηκών	89
9.3 Μετατροπή μήκους σε βάρος	89
9.4 Συνολικό βάρος χάλυβα	90
9.5 Κοστολόγηση	90
9.6 Παραδοχές.....	90
9.7 Συνοπτικά	90
ΒΗΜΑ 10 - Χρονοδιάγραμμα και Προϋπολογισμός.....	91
10.1 Μεθοδολογία Βήματος	91
10.1.1 Από πού πήραμε τα στοιχεία	91
10.1.2 Πώς φτιάξαμε το GANTT	92
10.1.3 Πώς υπολογίσαμε τον προϋπολογισμό	92
10.1.4 Συνοπτικά	92
10.2 Εισαγωγή - Γενική Περιγραφή Έργου	92
10.2.1 Περιγραφή Φάσεων Κατασκευής	92
10.3 Χρονοδιάγραμμα Έργου - GANTT.....	94
10.3.1 Προσεγγιστικός Προϋπολογισμός Έργου	95

ΒΗΜΑ 11.....	100
11.1 Γεωμετρική Τεκμηρίωση Επιλογής Γερανού	101
Καθήκοντα και Συνεισφορά Μελών Ομάδας.....	105
Βιβλιογραφία	105
Επίλογος	106

Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε κατά τη διάρκεια του 6^{ου} εξαμήνου, του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, στο πλαίσιο του μαθήματος των Μεταλλικών Κατασκευών II. Κύριος στόχος της εργασίας ήταν ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός μεταλλικού κτιρίου και η ομάδα μας επέλεξε την κατασκευή ενός ξενοδοχείου.

ΒΗΜΑ 1 - Αρχιτεκτονική σύλληψη του φορέα

Αρχικά να γίνει μια αρχιτεκτονική περιγραφή και λειτουργία της κατασκευής. Να οριοθετηθούν οι διαστάσεις και οι χώροι από τους οποίους αποτελείται. Να γίνουν αρχιτεκτονικές κατόψεις, όψεις, τομές σε σκαριφήματα όπου θα φαίνονται όλα τα γεωμετρικά και τα λειτουργικά στοιχεία. Αρχιτεκτονική «σύλληψη» του φορέα.

1.1 Αρχιτεκτονική Περιγραφή του Ξενοδοχείου Γενική Περιγραφή & Χωροθέτηση

Πρόκειται για ένα σύγχρονο ξενοδοχειακό συγκρότημα πέντε ορόφων (ισόγειο + τέσσερις όροφοι), το οποίο χτίζεται σε ένα προνομιακό οικόπεδο της παραθαλάσσιας ζώνης του Σουνίου, στην κάτω άκρη της Αττικής.

Στον σχεδιασμό ακολουθήσαμε γραμμές σύγχρονης αρχιτεκτονικής, με εμφανείς επιρροές από τα κινήματα του μοντερνισμού και του μινιμαλισμού. Στόχος ήταν να υπάρχει αρκετή διαφάνεια στις όψεις, καθαρή γεωμετρία και πρωτίστως σεβασμός στον περιβάλλοντα χώρο.

Ο κύριος άξονας ανάπτυξης του κτηρίου έχει προσανατολισμό προς τα Νότια κάτι που μας επιτρέπει να εκμεταλλευτούμε όσο γίνεται καλύτερα τη θέα στη θάλασσα, αλλά και να εφαρμόσουμε έναν πιο ευνοϊκό βιοκλιματικό σχεδιασμό με φυσικό φωτισμό.

1.2 Μορφολογία & Όγκος

Η κάτοψη του κτηρίου είναι ορθογωνική, με διαστάσεις 60,00m × 12,00m, και το συνολικό του ύψος φτάνει τα 17,50m. Αυτό που το κάνει να ξεχωρίζει μορφολογικά είναι οι δύο διακριτοί κάθετοι όγκοι: ένας ανατολικά και ένας δυτικά, οι οποίοι λειτουργούν σαν δύο «πυργίσκοι». Οι δύο αυτοί όγκοι ενώνονται στον τρίτο όροφο με μία μεταλλική, υαλοστεγή γέφυρα που αφήνει τα δικτυώματά της εμφανή. Η κίνηση αυτή δίνει στο κτήριο ένα ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό ενδιαφέρον και ταυτόχρονα δημιουργεί ημιυπαίθριους χώρους διέλευσης και θέασης στους ενδιάμεσους ορόφους.

Στα δώματα των δύο πυργίσκων τοποθετήσαμε πανοραμικά Bar, με αλουμινένια σκιαστικά πλαίσια (Πέργκολα). Αυτά προσδίδουν στο σύνολο χαρακτήρα boutique hotel και αναβαθμίζουν την εμπειρία της φιλοξενίας. Ο όγκος ολοκληρώνεται με αυστηρά ορθογωνικά ανοίγματα και λιτές όψεις.

1.3 Κατακόρυφη Επικοινωνία & Προσβασιμότητα

Οι ένοικοι και το προσωπικό κινούνται μεταξύ των ορόφων μέσα από δύο ανεξάρτητους κατακόρυφους πυρήνες, έναν σε κάθε πτέρυγα. Κάθε πυρήνας διαθέτει τόσο κλιμακοστάσιο όσο και ανελκυστήρα, ώστε να διασφαλίζεται πλήρης προσβασιμότητα για άτομα με αναπηρία και ταυτόχρονα να πληρούνται οι απαιτήσεις πυρασφάλειας και εκκένωσης.

1.4 Λειτουργική Οργάνωση ανά Επίπεδο

Ισόγειο - Κοινόχρηστοι & Υποστηρικτικοί Χώροι (11 χώροι)

Στεγάζει το σύνολο των δημόσιων λειτουργιών του ξενοδοχείου:

- **Ρεσεψιόν - Lounge:** κύριος χώρος υποδοχής, με διπλό ύψος και οπτική επαφή με τον εξωτερικό χώρο μέσω μεγάλων υαλοστασίων.
- **Δύο (2) Γραφεία Διοίκησης:** για τη διεύθυνση και τη διαχείριση του ξενοδοχείου.
- **Αίθουσα Παρουσιάσεων:** πολυδύναμος χώρος συνεδρίων και εκδηλώσεων.
- **Εστιατόριο:** με άμεση σύνδεση στον εξωτερικό χώρο.
- **Κουζίνα:** επαγγελματικού τύπου, σε άμεση γειτνίαση με το εστιατόριο.
- **Αίθουσα Ψυχαγωγίας:** με μπιλιάρδο, darts και ποδοσφαιράκια.
- **Δύο (2) Δημόσιες Τουαλέτες** (ανδρών & γυναικών).
- **Δύο (2) Βοηθητικούς Χώρους** (υπηρεσιακοί).

1ος Όροφος - Ζώνη Διαμονής Μεγάλης Πληρότητας (19 χώροι)

- **Δώδεκα (12) Δίκλινα Δωμάτια** διαμοιρασμένα στις δύο πτέρυγες.
- **Δύο (2) Δημόσιες Τουαλέτες** κοινόχρηστες.
- **Δύο (2) Βοηθητικούς Χώρους** (λινοθήκη/υπηρεσιακός εξοπλισμός).
- **Δύο (2) Διάδρομοι** κυκλοφορίας, έναν σε κάθε πτέρυγα.
- **Εξωτερικός Χώρος** - βεράντα με αστικό αστικό εξοπλισμό (παγκάκια, πράσινο).

2ος Όροφος - Ενδιάμεσο Επίπεδο Διαμονής (15 χώροι)

- **Οκτώ (8) Δίκλινα Δωμάτια** διαμοιρασμένα στις δύο πτέρυγες.
- **Δύο (2) Δημόσιες Τουαλέτες.**
- **Δύο (2) Βοηθητικούς Χώρους.**
- **Δύο (2) Διάδρομοι.**
- **Δύο (2) Εξωτερικοί Χώροι** - βεράντες με οπτική φυγή προς τον ορίζοντα.

3ος Όροφος - Όροφος Γέφυρας & Premium Διαμονής (15 χώροι)

Αποτελεί τον πιο διακριτικό αρχιτεκτονικά όροφο, καθώς φιλοξενεί τη μεταλλική υαλοστεγή **γέφυρα** που διασυνδέει τις δύο πτέρυγες. Περιλαμβάνει:

- **Τέσσερα (4) Δίκλινα Δωμάτια** διαμοιρασμένα στις δύο πτέρυγες.
- **Δύο (2) Δημόσιες Τουαλέτες.**
- **Δύο (2) Βοηθητικούς Χώρους.**
- **Δύο (2) Διάδρομοι.**
- **Τέσσερις (4) Εξωτερικοί Χώροι** για καθιστικά και εστίαση σε ανοιχτό χώρο.
- **Γέφυρα Διασύνδεσης** - κατασκευή μεταλλικού δικτυωτού φορέα με υαλοπετάσματα, που λειτουργεί τόσο ως λειτουργικό στοιχείο όσο και ως αρχιτεκτονικό σημείο-αναφοράς.

4ος Όροφος - Δώμα & Roof Top (6 χώροι)

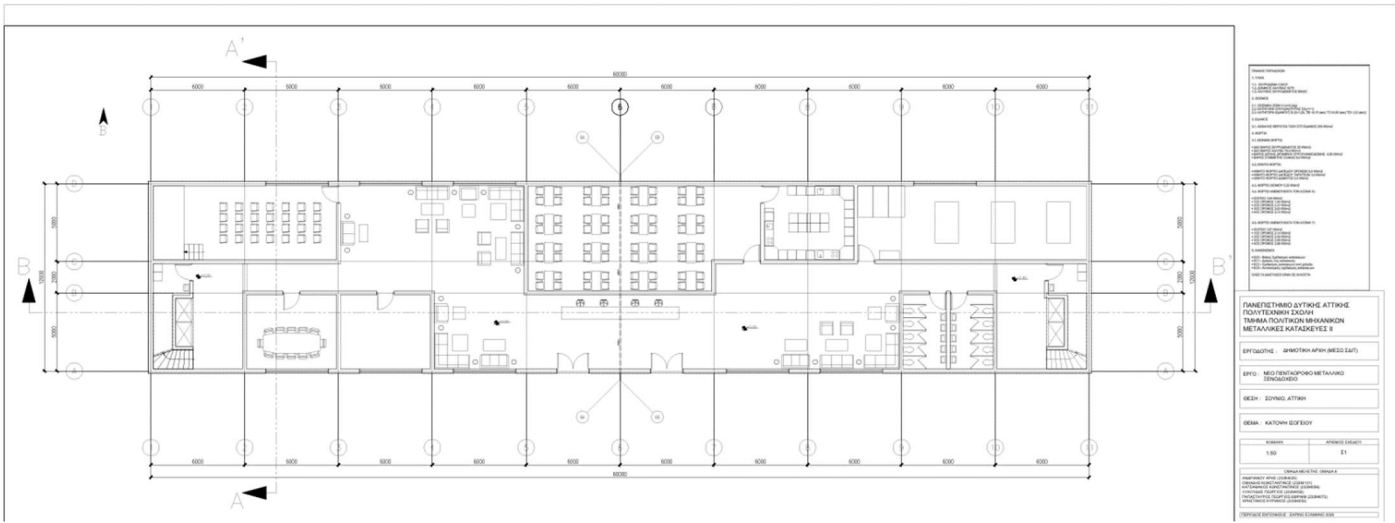
Ο τελευταίος όροφος αποτελεί χώρο αναψυχής και θέας, όπου κυριαρχούν τα γυάλινα Bar στους δύο πυργίσκους, όπως απεικονίζονται στο μοντέλο. Περιλαμβάνει:

- **Δύο (2) Δημόσιες Τουαλέτες** εξυπηρέτησης των χώρων εστίασης.
- **Δύο (2) Βοηθητικούς Χώρους** υποστήριξης του.
- **Δύο (2) Εξωτερικοί Χώροι** - roof top terraces με πανοραμική θέα στον Σαρωνικό.

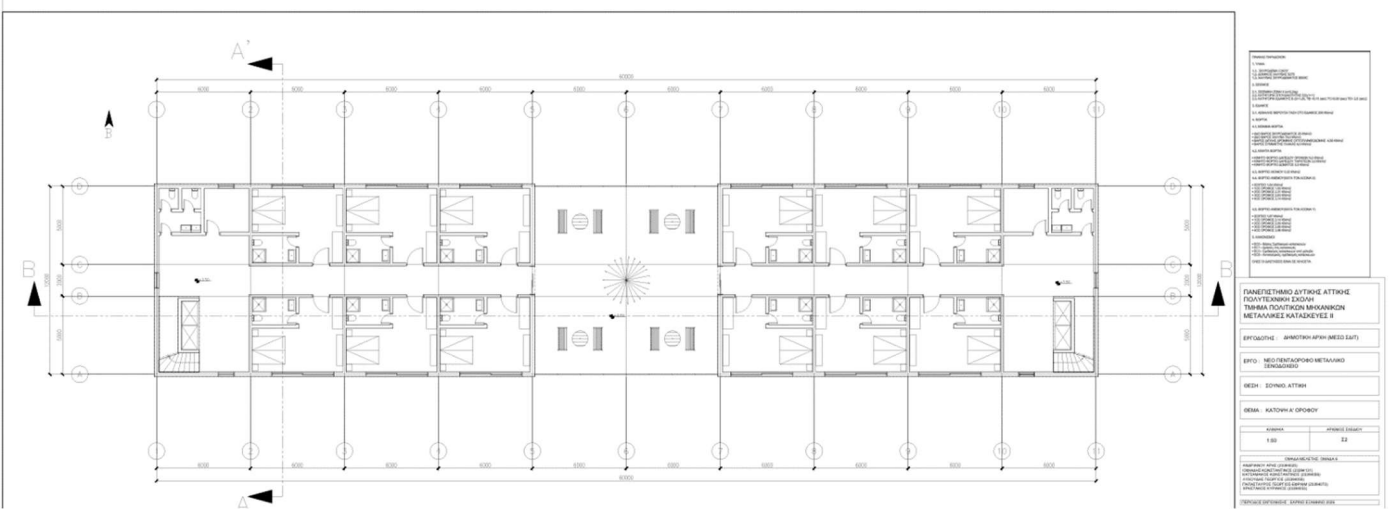
1.5 Αρχιτεκτονικά Σχέδια

1.5.1 Κατόψεις

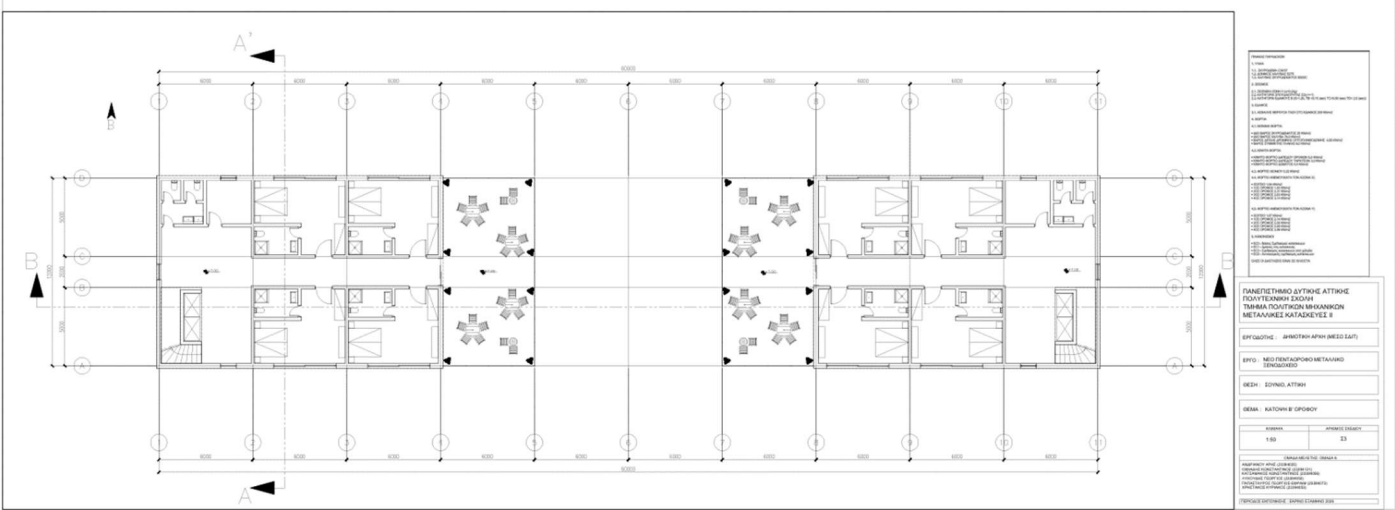
Κάτοψη Ισογείου



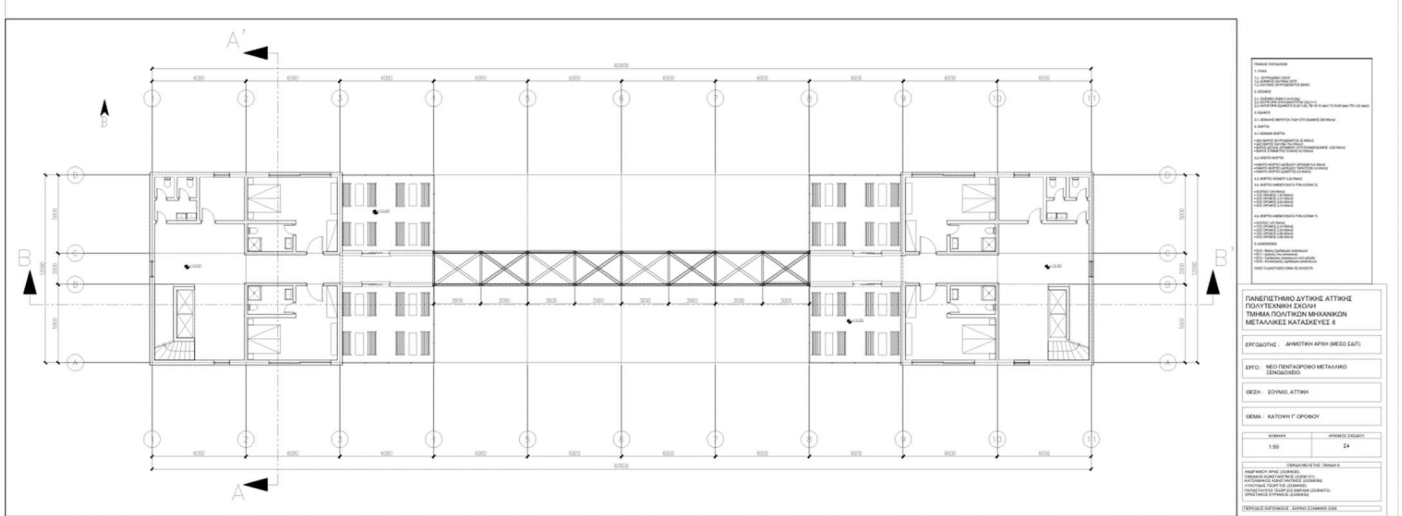
Κάτοψη 1^{ου} Ορόφου



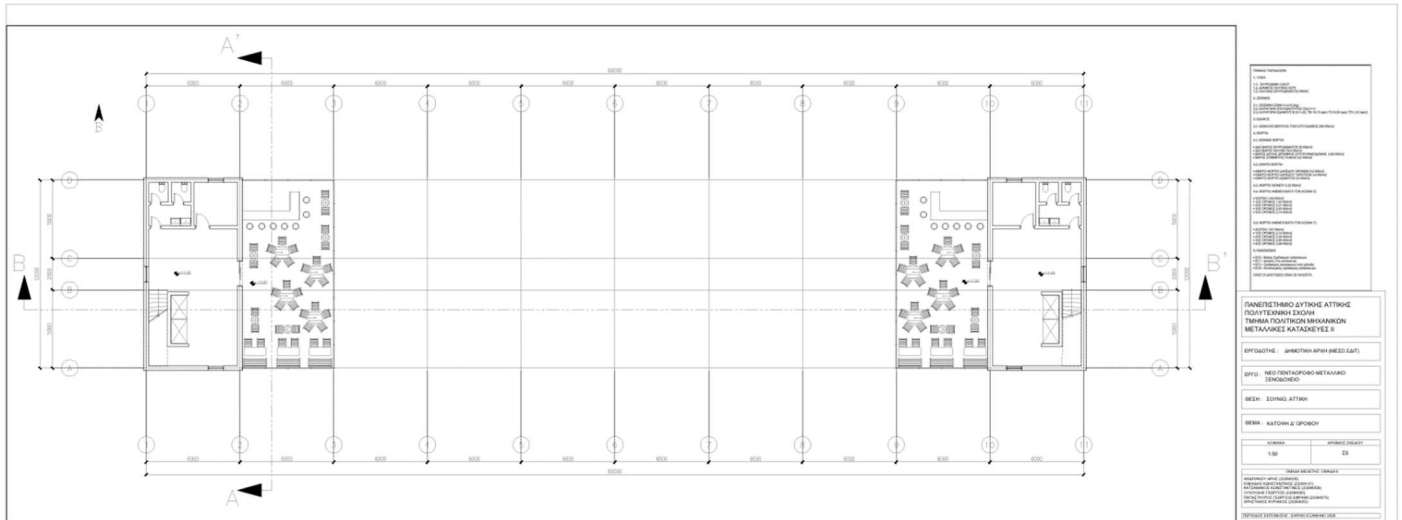
Κάτοψη 2^{ου} Ορόφου



Κάτοψη 3^{ου} Ορόφου

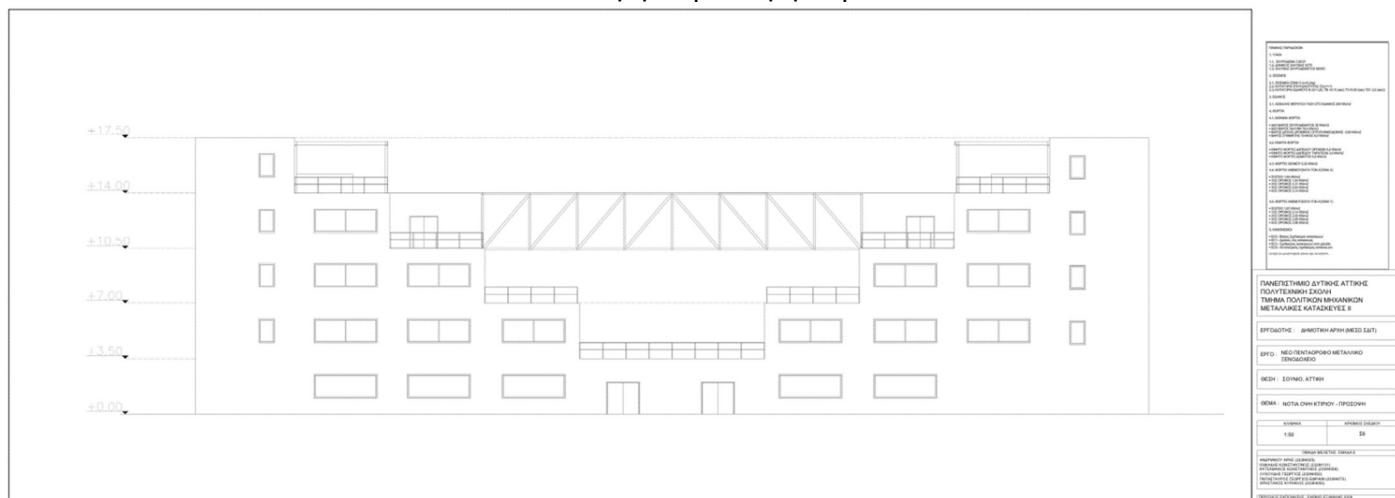


Κάτοψη 4^{ου} Ορόφου

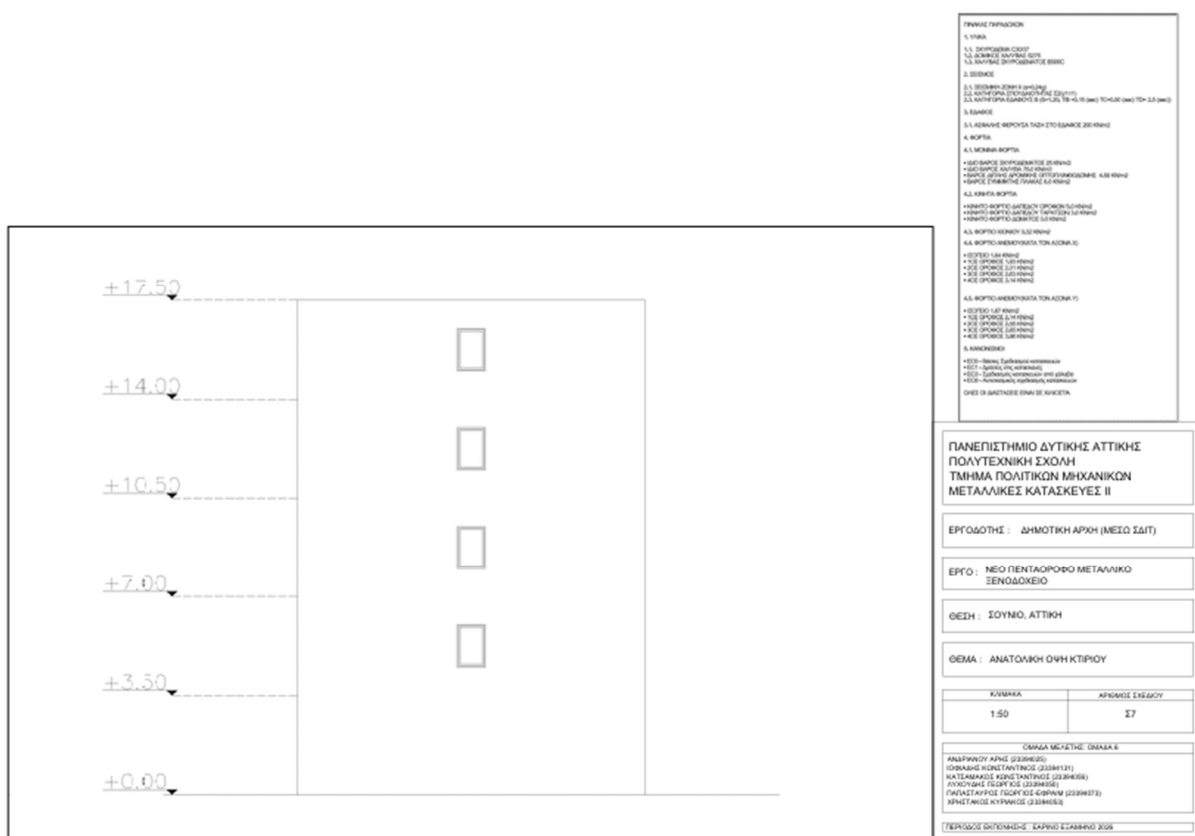


1.5.2 Όψεις

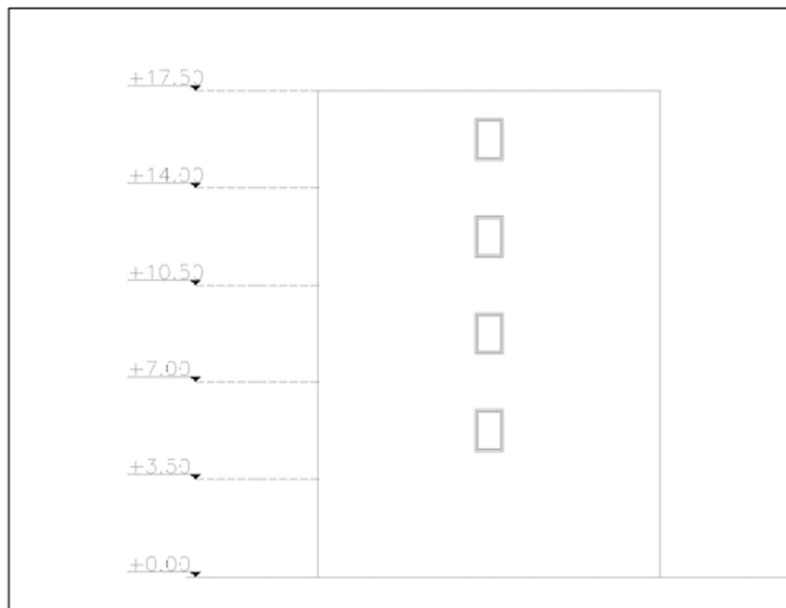
Νότια όψη - Πρόσοψη κτιρίου



Ανατολική Όψη Κτιρίου



Βόρεια Όψη Κτιρίου

[illegible]

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΝΕΙΩ ΣΔΙΤ)

ΕΡΓΟ: ΝΕΟ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ
ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΟ

ΘΕΣΗ : ΣΟΥΝΙΟ, ΑΤΤΙΚΗ

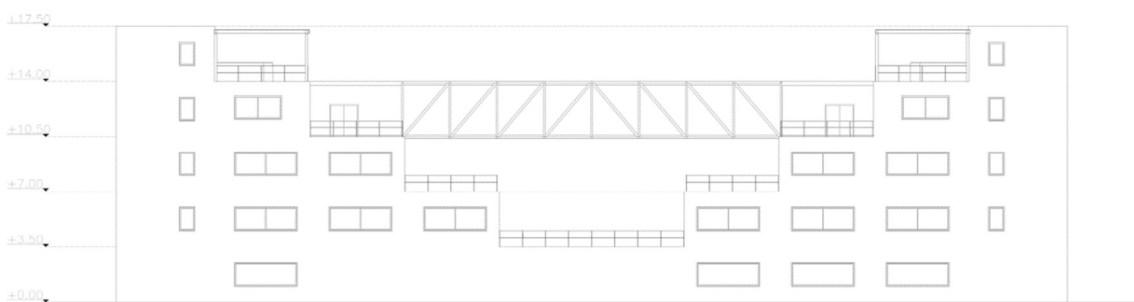
ΘΕΜΑ : ΔΥΤΙΚΗ ΟΥΝ ΚΤΙΡΙΟΥ

K/MAKA	APRONIJE INŠTAČOV
1:50	Σ8

CHAZA MCFEHE, CHAZA 6

ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΡΧΗΣ (2339405)
ΙΩΑΝΝΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (2339412)
ΚΑΤΑΜΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (2339408)
ΛΥΚΟΥΔΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (2339406)
ΠΑΛΑΤΑΥΡΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ-ΘΩΡΑΚ (2339411)
ΧΡΗΣΤΑΝΟΣ ΚΥΡΙΑΚΟΣ (2339403)

TEPCO'S GREENHOUSE GAS EMISSION STATEMENT 2016

[illegible]

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II

ΕΡΧΟΜΕΘΕ : ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΣΟ ΣΔΤ)

ΕΡΓΟ: ΝΕΟ ΠΕΝΤΑΘΡΟΝΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ
ΤΕΝΟΛΟΜΕΝΟ

QEDH : IOYNO, ATTBN

ГЕМА : БОПЕЛА ОВН КТИРНОУ

1.50	29
------	----

OMEGA WEATHER CHANNEL

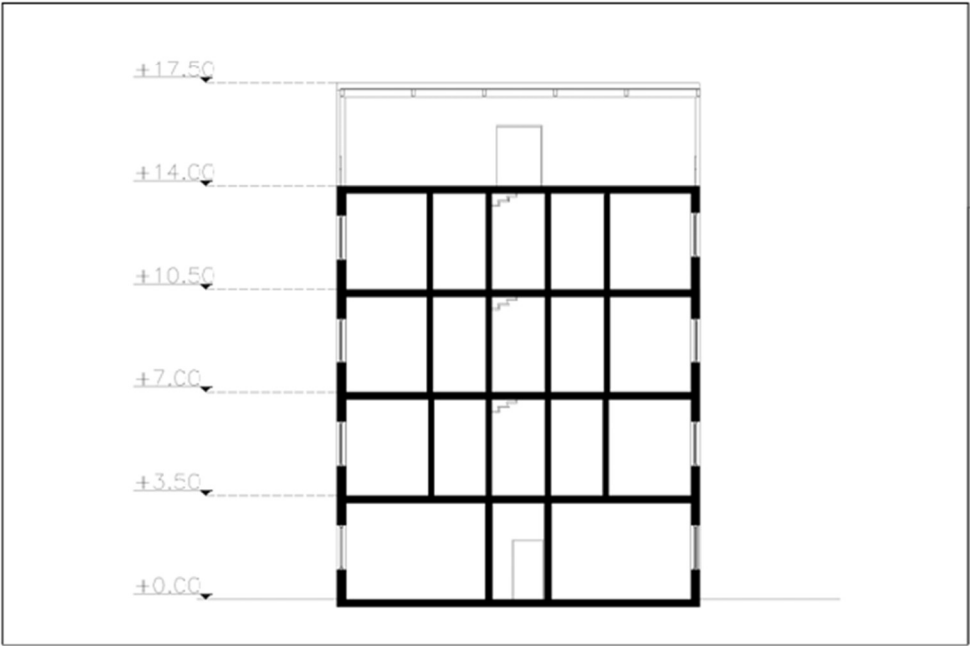
KAPITANU APNE (JABUKE)
 KAPITANU KINIKANTINE (JABUKE)
 KATAPANE KINIKANTINE (JABUKE)
 KAPITANU KINIKANTINE

CONTACT: POC: RICHARD GORDON (202)475-
5741/AMBI: 202-475-7344

100% SATISFACTION GUARANTEE - Express Refund 30 Days

1.5.3 Τομές

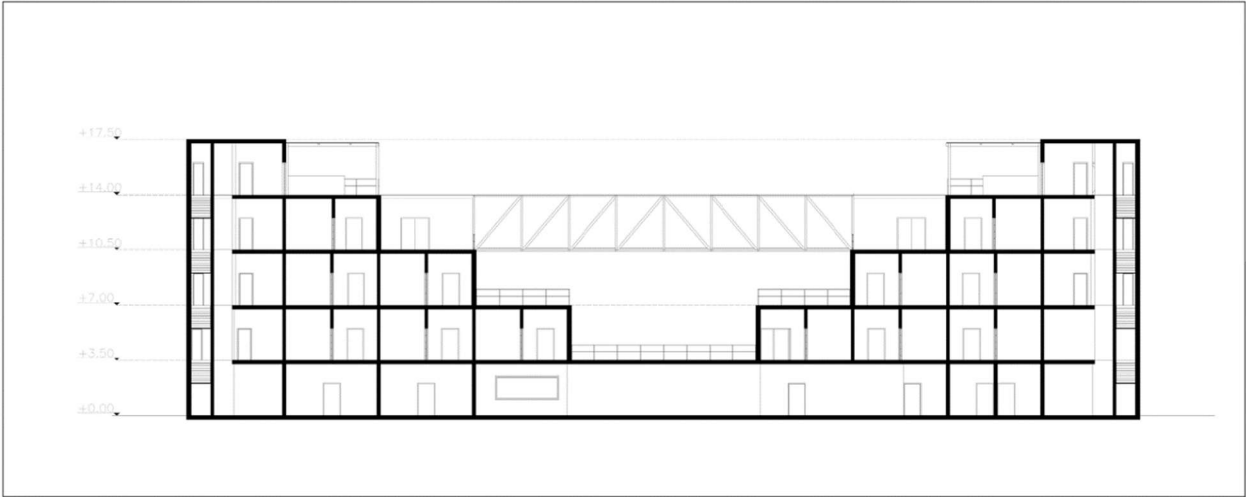
Τομή Α-Α



ΓΡΑΦΕΙΟ ΠΡΟΒΛΕΣΕΩΝ	
1. ΣΥΝΑ	
1.1. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΝΑ	
1.2. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΝΑ	
1.3. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΝΑ	
2. ΣΥΝΑ	
2.1. ΣΥΝΑ	
2.2. ΣΥΝΑ	
2.3. ΣΥΝΑ	
3. ΣΥΝΑ	
3.1. ΣΥΝΑ	
3.2. ΣΥΝΑ	
3.3. ΣΥΝΑ	
4. ΣΥΝΑ	
4.1. ΣΥΝΑ	
4.2. ΣΥΝΑ	
4.3. ΣΥΝΑ	
4.4. ΣΥΝΑ	
4.5. ΣΥΝΑ	
4.6. ΣΥΝΑ	
4.7. ΣΥΝΑ	
4.8. ΣΥΝΑ	
4.9. ΣΥΝΑ	
4.10. ΣΥΝΑ	
4.11. ΣΥΝΑ	
4.12. ΣΥΝΑ	
4.13. ΣΥΝΑ	
4.14. ΣΥΝΑ	
4.15. ΣΥΝΑ	
4.16. ΣΥΝΑ	
4.17. ΣΥΝΑ	
4.18. ΣΥΝΑ	
4.19. ΣΥΝΑ	
4.20. ΣΥΝΑ	
4.21. ΣΥΝΑ	
4.22. ΣΥΝΑ	
4.23. ΣΥΝΑ	
4.24. ΣΥΝΑ	
4.25. ΣΥΝΑ	
4.26. ΣΥΝΑ	
4.27. ΣΥΝΑ	
4.28. ΣΥΝΑ	
4.29. ΣΥΝΑ	
4.30. ΣΥΝΑ	
4.31. ΣΥΝΑ	
4.32. ΣΥΝΑ	
4.33. ΣΥΝΑ	
4.34. ΣΥΝΑ	
4.35. ΣΥΝΑ	
4.36. ΣΥΝΑ	
4.37. ΣΥΝΑ	
4.38. ΣΥΝΑ	
4.39. ΣΥΝΑ	
4.40. ΣΥΝΑ	
4.41. ΣΥΝΑ	
4.42. ΣΥΝΑ	
4.43. ΣΥΝΑ	
4.44. ΣΥΝΑ	
4.45. ΣΥΝΑ	
4.46. ΣΥΝΑ	
4.47. ΣΥΝΑ	
4.48. ΣΥΝΑ	
4.49. ΣΥΝΑ	
4.50. ΣΥΝΑ	
4.51. ΣΥΝΑ	
4.52. ΣΥΝΑ	
4.53. ΣΥΝΑ	
4.54. ΣΥΝΑ	
4.55. ΣΥΝΑ	
4.56. ΣΥΝΑ	
4.57. ΣΥΝΑ	
4.58. ΣΥΝΑ	
4.59. ΣΥΝΑ	
4.60. ΣΥΝΑ	
4.61. ΣΥΝΑ	
4.62. ΣΥΝΑ	
4.63. ΣΥΝΑ	
4.64. ΣΥΝΑ	
4.65. ΣΥΝΑ	
4.66. ΣΥΝΑ	
4.67. ΣΥΝΑ	
4.68. ΣΥΝΑ	
4.69. ΣΥΝΑ	
4.70. ΣΥΝΑ	
4.71. ΣΥΝΑ	
4.72. ΣΥΝΑ	
4.73. ΣΥΝΑ	
4.74. ΣΥΝΑ	
4.75. ΣΥΝΑ	
4.76. ΣΥΝΑ	
4.77. ΣΥΝΑ	
4.78. ΣΥΝΑ	
4.79. ΣΥΝΑ	
4.80. ΣΥΝΑ	
4.81. ΣΥΝΑ	
4.82. ΣΥΝΑ	
4.83. ΣΥΝΑ	
4.84. ΣΥΝΑ	
4.85. ΣΥΝΑ	
4.86. ΣΥΝΑ	
4.87. ΣΥΝΑ	
4.88. ΣΥΝΑ	
4.89. ΣΥΝΑ	
4.90. ΣΥΝΑ	
4.91. ΣΥΝΑ	
4.92. ΣΥΝΑ	
4.93. ΣΥΝΑ	
4.94. ΣΥΝΑ	
4.95. ΣΥΝΑ	
4.96. ΣΥΝΑ	
4.97. ΣΥΝΑ	
4.98. ΣΥΝΑ	
4.99. ΣΥΝΑ	
4.100. ΣΥΝΑ	

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II	
ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΣΟ ΣΔΙΤ)	
ΕΡΓΟ : ΜΕΣΟ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΕΝΟΔΟΧΕΙΟ	
ΘΕΣΗ : ΣΟΥΜΟ, ΑΤΤΙΚΗ	
ΘΕΜΑ : ΤΟΜΗ Α-Α	
ΚΥΜΑΚΑ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΕΝΔΕΛΟΥ
150	Σ10
ΣΥΝΑΚΤΗΡΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	
ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΡΧΑΝΤΙΔΗΣ (22384020) ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ (22384131) ΚΑΤΑΜΑΡΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384358) ΛΥΣΙΩΝΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (22384561) ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (22384673) ΑΡΧΑΝΤΙΔΗΣ ΚΥΡΙΑΚΟΣ (22384856)	
ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ - ΕΚΔΟΣ ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2018	

Τομή Β-Β



ΓΡΑΦΕΙΟ ΠΡΟΒΛΕΣΕΩΝ	
1. ΣΥΝΑ	
1.1. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΝΑ	
1.2. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΝΑ	
1.3. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΣΥΝΑ	
2. ΣΥΝΑ	
2.1. ΣΥΝΑ	
2.2. ΣΥΝΑ	
2.3. ΣΥΝΑ	
3. ΣΥΝΑ	
3.1. ΣΥΝΑ	
3.2. ΣΥΝΑ	
3.3. ΣΥΝΑ	
4. ΣΥΝΑ	
4.1. ΣΥΝΑ	
4.2. ΣΥΝΑ	
4.3. ΣΥΝΑ	
4.4. ΣΥΝΑ	
4.5. ΣΥΝΑ	
4.6. ΣΥΝΑ	
4.7. ΣΥΝΑ	
4.8. ΣΥΝΑ	
4.9. ΣΥΝΑ	
4.10. ΣΥΝΑ	
4.11. ΣΥΝΑ	
4.12. ΣΥΝΑ	
4.13. ΣΥΝΑ	
4.14. ΣΥΝΑ	
4.15. ΣΥΝΑ	
4.16. ΣΥΝΑ	
4.17. ΣΥΝΑ	
4.18. ΣΥΝΑ	
4.19. ΣΥΝΑ	
4.20. ΣΥΝΑ	
4.21. ΣΥΝΑ	
4.22. ΣΥΝΑ	
4.23. ΣΥΝΑ	
4.24. ΣΥΝΑ	
4.25. ΣΥΝΑ	
4.26. ΣΥΝΑ	
4.27. ΣΥΝΑ	
4.28. ΣΥΝΑ	
4.29. ΣΥΝΑ	
4.30. ΣΥΝΑ	
4.31. ΣΥΝΑ	
4.32. ΣΥΝΑ	
4.33. ΣΥΝΑ	
4.34. ΣΥΝΑ	
4.35. ΣΥΝΑ	
4.36. ΣΥΝΑ	
4.37. ΣΥΝΑ	
4.38. ΣΥΝΑ	
4.39. ΣΥΝΑ	
4.40. ΣΥΝΑ	
4.41. ΣΥΝΑ	
4.42. ΣΥΝΑ	
4.43. ΣΥΝΑ	
4.44. ΣΥΝΑ	
4.45. ΣΥΝΑ	
4.46. ΣΥΝΑ	
4.47. ΣΥΝΑ	
4.48. ΣΥΝΑ	
4.49. ΣΥΝΑ	
4.50. ΣΥΝΑ	
4.51. ΣΥΝΑ	
4.52. ΣΥΝΑ	
4.53. ΣΥΝΑ	
4.54. ΣΥΝΑ	
4.55. ΣΥΝΑ	
4.56. ΣΥΝΑ	
4.57. ΣΥΝΑ	
4.58. ΣΥΝΑ	
4.59. ΣΥΝΑ	
4.60. ΣΥΝΑ	
4.61. ΣΥΝΑ	
4.62. ΣΥΝΑ	
4.63. ΣΥΝΑ	
4.64. ΣΥΝΑ	
4.65. ΣΥΝΑ	
4.66. ΣΥΝΑ	
4.67. ΣΥΝΑ	
4.68. ΣΥΝΑ	
4.69. ΣΥΝΑ	
4.70. ΣΥΝΑ	
4.71. ΣΥΝΑ	
4.72. ΣΥΝΑ	
4.73. ΣΥΝΑ	
4.74. ΣΥΝΑ	
4.75. ΣΥΝΑ	
4.76. ΣΥΝΑ	
4.77. ΣΥΝΑ	
4.78. ΣΥΝΑ	
4.79. ΣΥΝΑ	
4.80. ΣΥΝΑ	
4.81. ΣΥΝΑ	
4.82. ΣΥΝΑ	
4.83. ΣΥΝΑ	
4.84. ΣΥΝΑ	
4.85. ΣΥΝΑ	
4.86. ΣΥΝΑ	
4.87. ΣΥΝΑ	
4.88. ΣΥΝΑ	
4.89. ΣΥΝΑ	
4.90. ΣΥΝΑ	
4.91. ΣΥΝΑ	
4.92. ΣΥΝΑ	
4.93. ΣΥΝΑ	
4.94. ΣΥΝΑ	
4.95. ΣΥΝΑ	
4.96. ΣΥΝΑ	
4.97. ΣΥΝΑ	
4.98. ΣΥΝΑ	
4.99. ΣΥΝΑ	
4.100. ΣΥΝΑ	

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II	
ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΣΟ ΣΔΙΤ)	
ΕΡΓΟ : ΜΕΣΟ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΕΝΟΔΟΧΕΙΟ	
ΘΕΣΗ : ΣΟΥΜΟ, ΑΤΤΙΚΗ	
ΘΕΜΑ : ΤΟΜΗ Β-Β	
ΚΥΜΑΚΑ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΕΝΔΕΛΟΥ
150	Σ11
ΣΥΝΑΚΤΗΡΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	
ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΡΧΑΝΤΙΔΗΣ (22384020) ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ (22384131) ΚΑΤΑΜΑΡΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384358) ΛΥΣΙΩΝΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (22384561) ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (22384673) ΑΡΧΑΝΤΙΔΗΣ ΚΥΡΙΑΚΟΣ (22384856)	
ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ - ΕΚΔΟΣ ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2018	

ΒΗΜΑ 2 - Στατική σύλληψη του φορέα

Στη συνέχεια να γίνει η στατική 'σύλληψη' του φορέα της κατασκευής. Με βάση τα αρχιτεκτονικά σχέδια του 1ου βήματος να γίνει η μόρφωση του φέροντος οργανισμού και των δομικών στοιχείων που αναλαμβάνουν τα φορτία της κατασκευής. Να περιγράψετε το στατικό σύστημα της κατασκευής και να γίνουν σχετικά σκαριφήματα. Να περιγράψετε ποιοτικά τη διαδρομή των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων προς το έδαφος. Να δείξετε ποιοτικά τον τρόπο ανάληψης των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων, να αναφέρετε την καταπόνηση των μελών. Να σχεδιάσετε τα σχετικά σκαριφήματα του στατικού συστήματος και στη συνέχεια σε νέα σκαριφήματα τις διαδρομές των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων. Δηλαδή να γίνουν το χωρικό πλαίσιο καθώς και τα επίπεδα πλαίσια και προς τις δυο κατευθύνσεις που αποτελούν τον φορέα.

2.1 Μόρφωση Φέροντος Οργανισμού

Η στατική σύλληψη και διαμόρφωση του μεταλλικού φορέα υλοποιήθηκε στο AutoCAD. Το στατικό σύστημα είναι ένα σύμπλεγμα χωρικών πλαισίων που αποτελείται από δύο αντικριστά κλιμακωτά τμήματα, τα οποία συνδέονται στο ανώτερο επίπεδο με ένα κεντρικό δικτύωμα (γέφυρα). Ο σκελετός απαρτίζεται από κατακόρυφα υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, καθώς και σύστημα διαγώνιων και οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας.

2.2 Ποιοτική Διαδρομή και Ανάληψη Φορτίων

Τα φορτία της κατασκευής μεταφέρονται με ασφάλεια στο έδαφος θεμελίωσης μέσω της συνεργασίας του πλαισιακού συστήματος και των διαγώνιων συνδέσμων. Οι κατακόρυφες δράσεις μεταβιβάζονται διαδοχικά από τα πατώματα στις δοκούς και έπειτα στα υποστυλώματα, ενώ οι οριζόντιες δράσεις παραλαμβάνονται από τους συνδέσμους δυσκαμψίας, καταλήγοντας στη βάση της θεμελίωσης.

2.3 Καταπόνηση Μελών

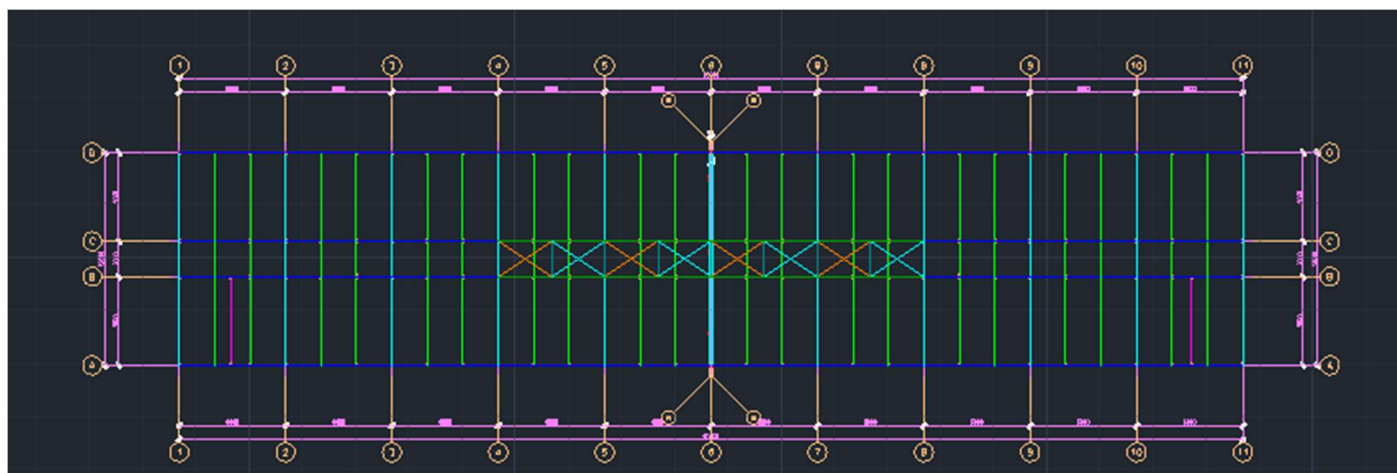
- **Δοκοί (Κύριες & Δευτερεύουσες):** Κάμψη και διάτμηση.
- **Υποστυλώματα:** Αξονική θλίψη και κάμψη.
- **Διαγώνιοι Σύνδεσμοι & Δικτύωμα:** Αποκλειστικά αξονικές δυνάμεις (εφελκυσμός ή θλίψη).

2.4 Σχεδιαστικά Σκαριφήματα

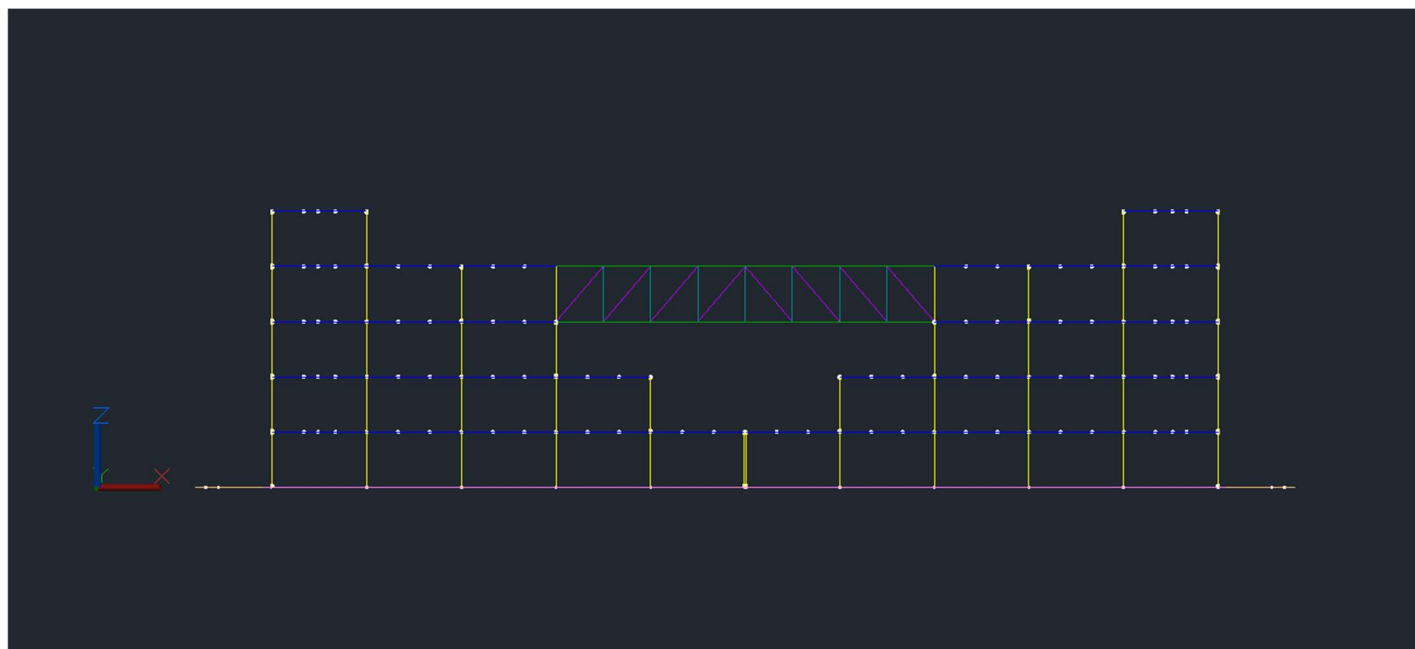
Το εξαγόμενο τρισδιάστατο μοντέλο από το AutoCAD αποτελεί το βασικό χωρικό σκαρίφημα της κατασκευής. Από αυτό εξάγονται τα αντίστοιχα επίπεδα πλαίσια (κατά τις διευθύνσεις X και Y), πάνω στα οποία σχεδιάζονται διανυσματικά οι διαδρομές όλων των φορτίων.

2.4.1 Σκαριφήματα Φέροντος Οργανισμού

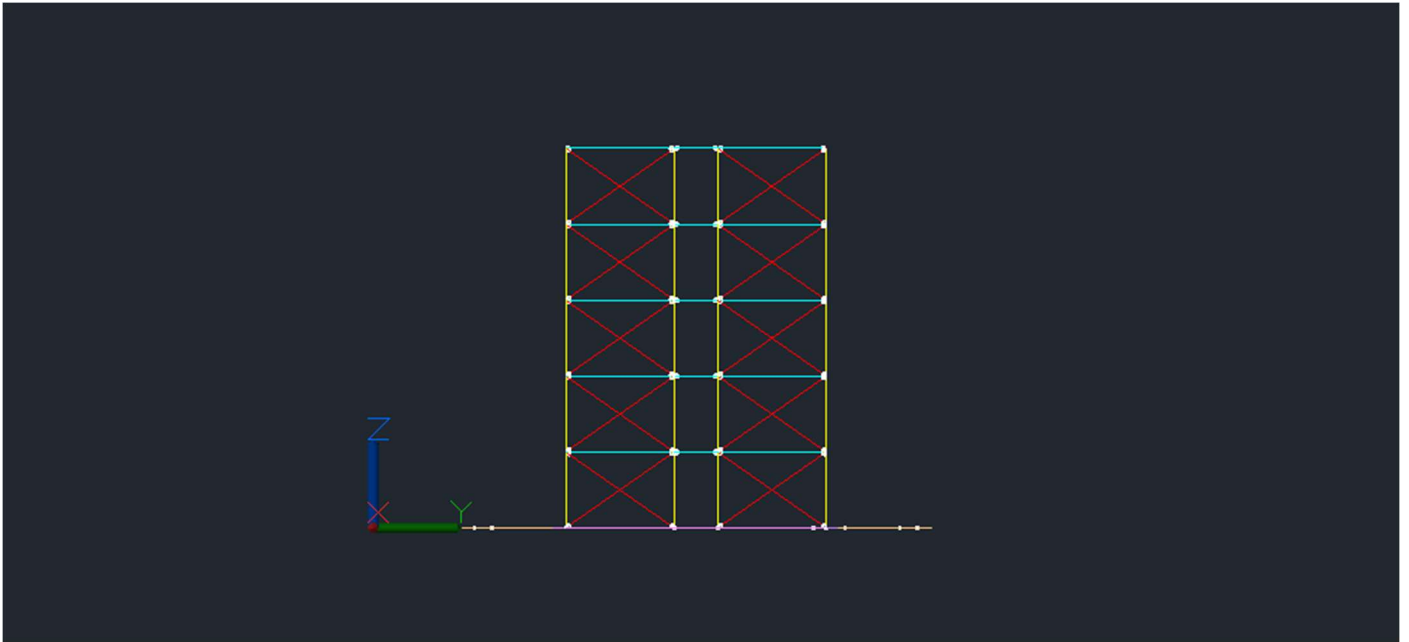
Κάτοψη



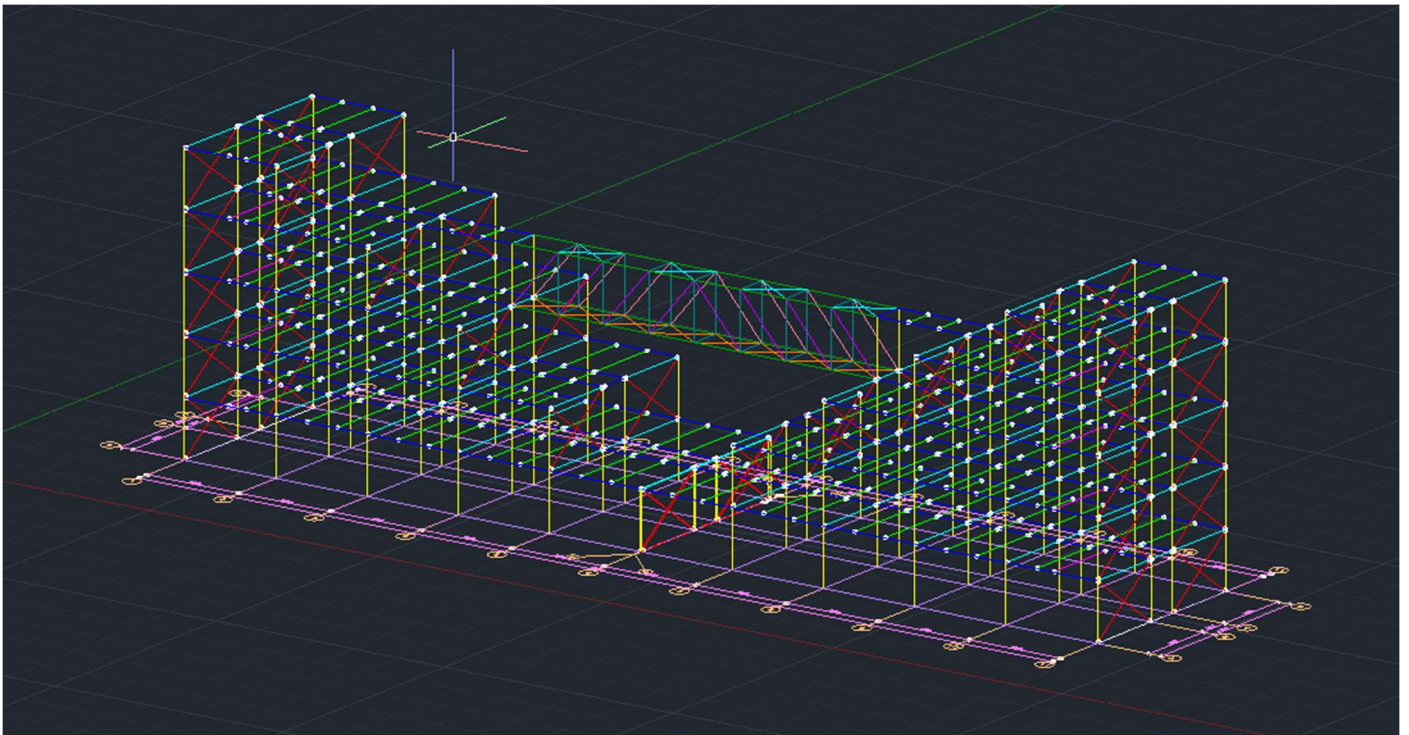
Πρόσοψη



Πλάγια Όψη

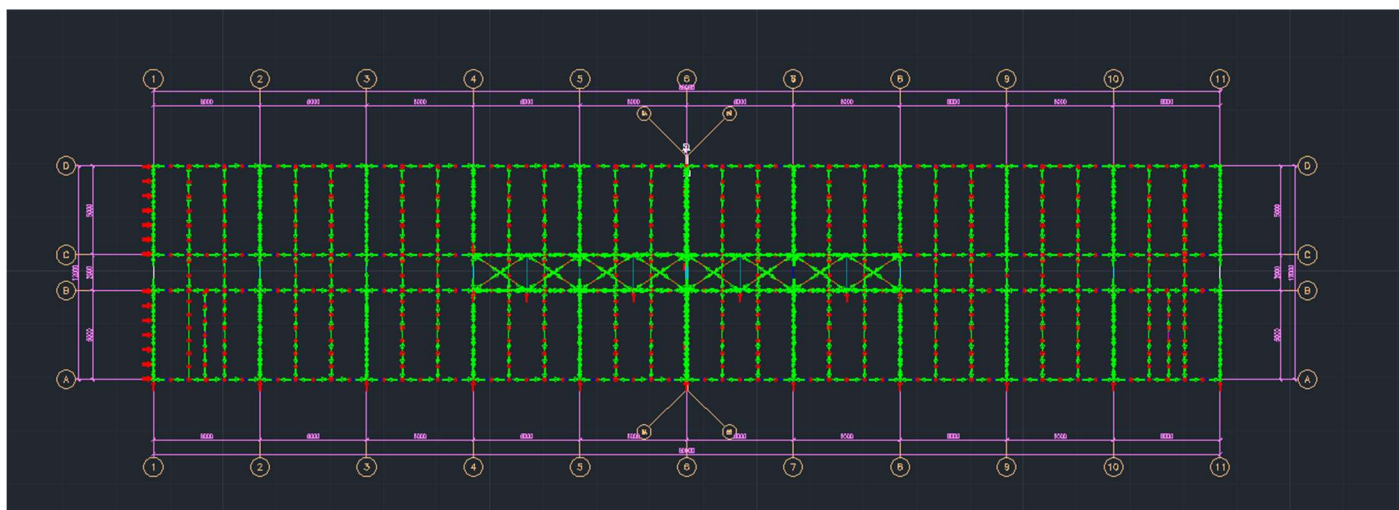


Προοπτικό

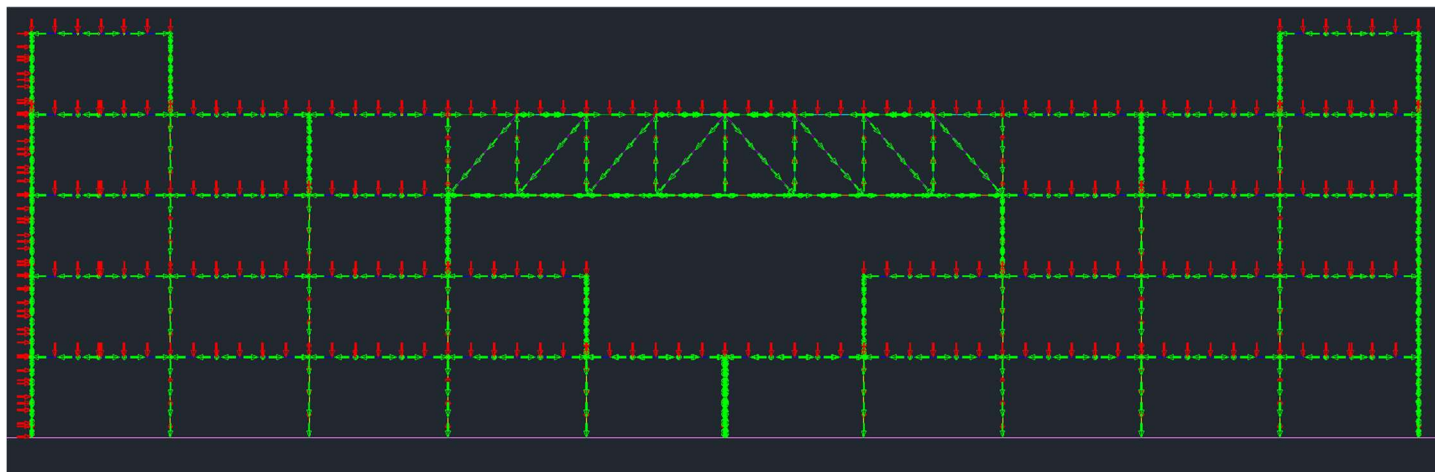


2.4.2 Σκαριφήματα Φέροντος Οργανισμού με Βελάκια

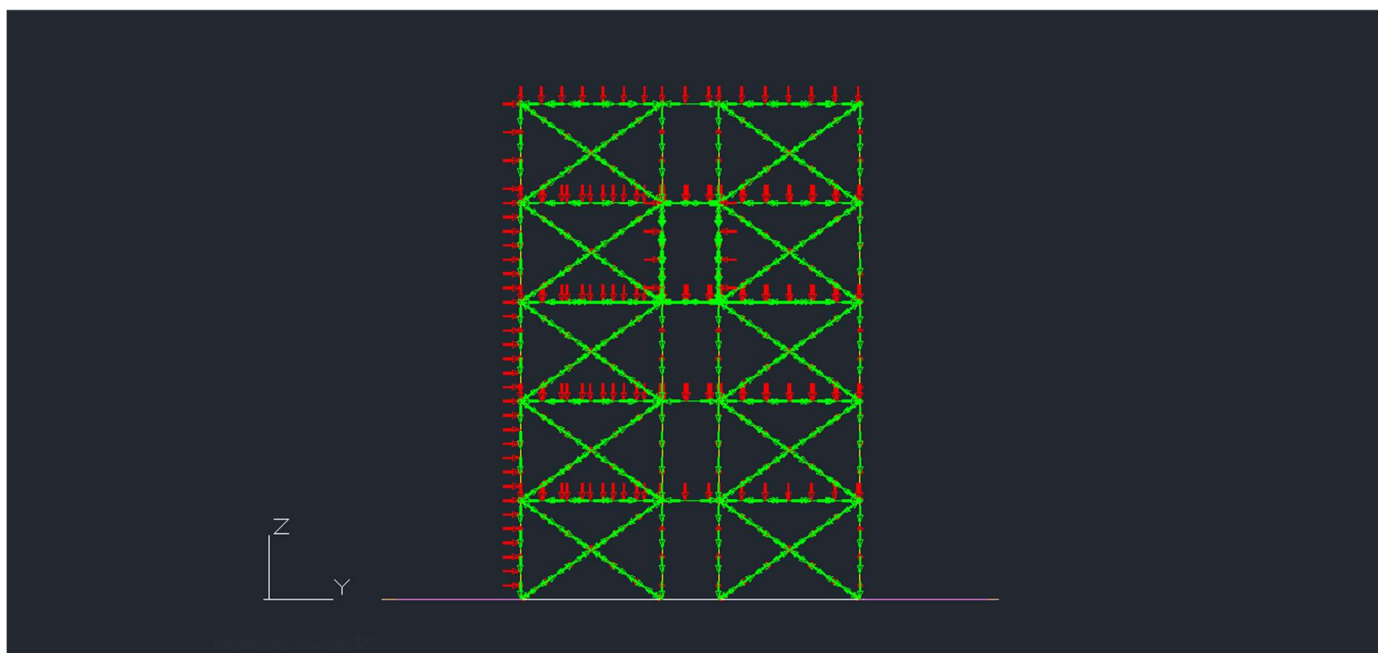
Κάτοψη



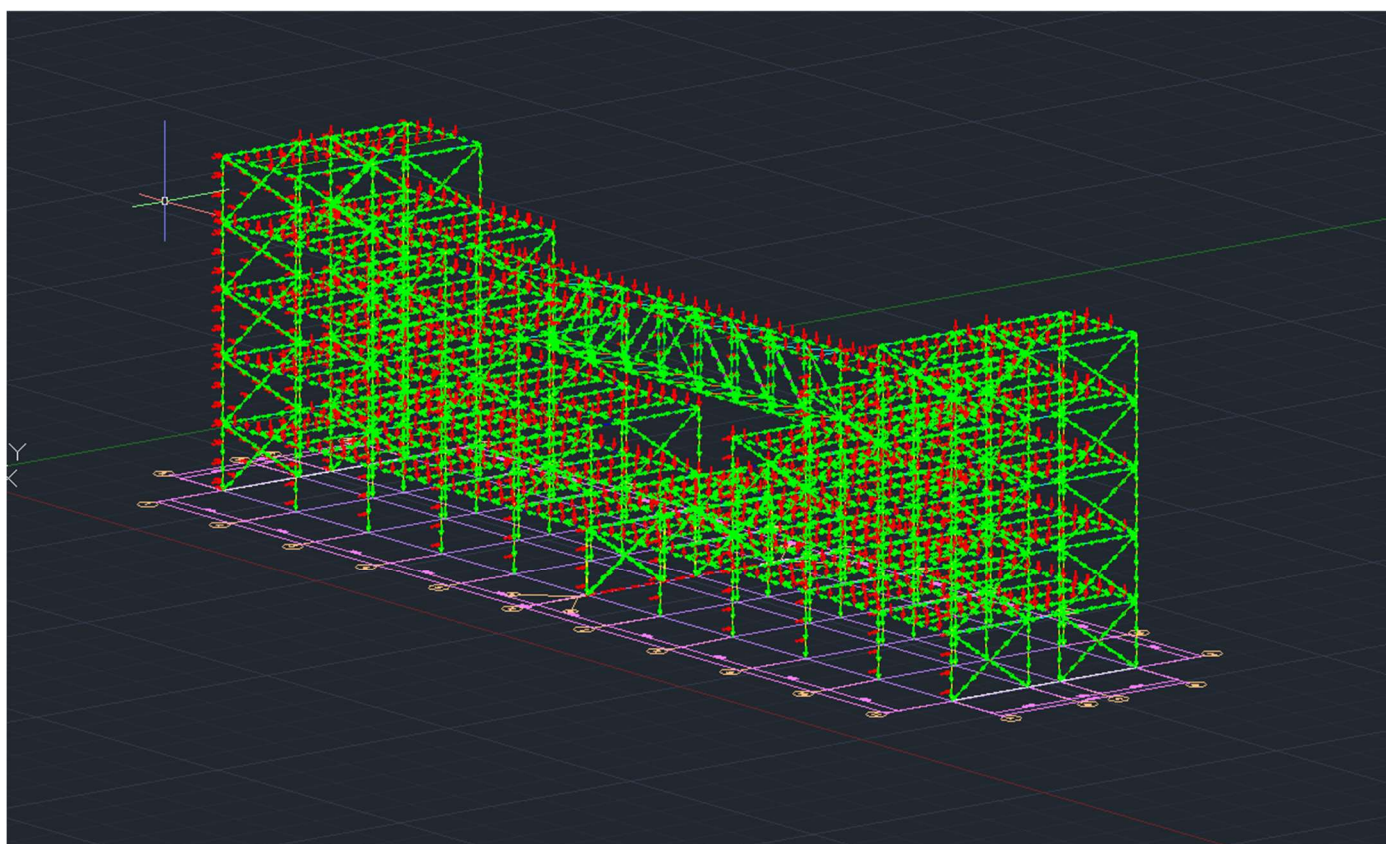
Πρόσοψη



Πλάγια Όψη



Προοπτικό



ΒΗΜΑ 3. Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων

Με βάση τον κανονισμό φορτίσεων των Ευρωκωδίκων EC0, EC1 και EC8 να υπολογιστούν αριθμητικά τα κατακόρυφα φόρτια (μόνιμα, κινητά και χιόνι), οριζόντια (άνεμος, σεισμός) και η θερμοκρασιακή μεταβολή. Να εφαρμοστούν οι συνδυασμοί φορτίσεων και οι δυσμενείς φορτίσεις στην ΟΚΑ και ΟΚΛ στα στατικά προσομοιώματα της κατασκευής που προέκυψαν στο 2ο βήμα και να δοθούν νέα σκαριφήματα με τις τιμές των επιφανειακών και γραμμικών φορτίων από δυο συνδυασμούς φορτίσεων καθώς και αντίστοιχων δυσμενών φορτίσεων για κάθε συνδυασμό.

3.1 Υπολογισμός Φορτίων

3.1.1 Μόνιμα φορτία

Μόνιμα φορτία

Περιγραφή δομικών στοιχείων

- Σύμμικτα πλάκα (Σχ.3.1)
 - Υλικό: Σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 επί χαλυβδούκλινου ΣΥΜΜΙΚΤΟ
 - Πάχος: Συνολικό πάχος πλάκας και επιφωρίσεων 250mm
 - $g_F = 0,145m \cdot 25kN/m^3 + 0,05kN/m^2 + 0,02m \cdot 20kN/m^3 + 0,01m \cdot 20kN/m^3 + 0,50kN/m^2$
 - $g_F = 6,0kN/m^2$
- Εξωτερικό τοίχο ποίτα (300mm), ημεσμή $\rightarrow 2 \cdot 2,10kN/m^2$
 - Διπλή δρομμή οπτοπλινθοδομής με μόνωση $\rightarrow$ δεν απαιτούνται μεταλλικές ραβδίες
 - Η κομποποίηση είναι αυτοφερόμενη $\rightarrow$ δεν απαιτούνται μεταλλικές ραβδίες
 - $g_T = 4,20kN/m^2 + 0,38kN/m^2 = 4,58kN/m^2$ ημεσμή $= 14,89kN/m$
- Εσωτερικά χωρίσματα (200mm)
 - Τύπος: Ελαφριά ξηρά δόμηξη (γυψοσανίδες)

* - Βάσει του Ευρωκώδικα, το ίδιο βάρος του χαλυβδούκλινου ενσωματώνεται στον υπολογισμό μέσω της χρήσης του ειδικού βάρους οπλισμένου σκυροδέματος ($25,0kN/m^3$), ενώ τα ελαφρά χωρίσματα ξηράς δόμηξης προσομοιώνονται ως προεπιτο ποδόναμο ή ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ($1,20kN/m^2$) επί της επιμέρους πλάκας.

• Τα φρέγια του αεανδέρ εκχεδιάζονται ως αυτοφερόμενο μεταλλικό σύστημα που εδράζεται απευθείας στη θεμελίωση, απορροφώντας τη μεταφορά φορτίων στις δοκούς και φαινόμενα σφρέξης

4. Σκάλα

- Θωρήσει πλήρως προκατασκευασμένη
- $g_S = 1,50kN/m^2 + 1,80kN/m^2 + 0,20kN/m^2 = 3,5kN/m^2$

5. Πέργκολα στον τέταρο όροφο (μεταξύ 72m, ανατέτα)

- $g_P = 0,3kN/m^2 + 0,5kN/m^2 = 0,8kN/m^2$

6. Δώμα (4^{ος} όροφος)

- Το δώμα θεωρείται βασό. Για λόγους κατασκευαστικής τυποποιήεις και ομοιομορφίας του σκελετού, η πλάκα διατηρεί το συνολικό πάχος των 250mm. Εντός του διαθέσιμου ύψους των χαλυβδούκλινων ενσωματώνονται οι κλίτες, η θερμομόνωση και εσχάτως. $g_D = 5,50kN/m^2$

Επιπρόσθετα μόνιμα φορτία

Ίδιο βάρος χάλυβα S275

Υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό

Για τα μόνιμα φορτία παίρνω $g_K = 1,0kN/m^2$

Μόνιμα φορτία στην Γέφυρα

Πλάτωμα: $0,15m \cdot 25kN/m^3 + 1,50kN/m^2 = 5,25kN/m^2$

Οροφή: $0,10m \cdot 25kN/m^3 + 0,50kN/m^2 = 3,00kN/m^2$

Τοίχοι: (υαλοπίνακες 10mm): $0,88kN/m \cdot 2 = 1,76kN/m$

$\Sigma g_T = 5,25kN/m^2 \cdot 48m^2 + 3,00kN/m^2 \cdot 48m^2 + 1,76kN/m \cdot 2 \cdot 4m$

$\Sigma g_T = 938,24kN$

$\Sigma g_T = 44,4kN/m^2$

Σκαρίφημα επιπρόσθετων μόνιμων φορτίων

Φορτία από την ΓΕΦΥΡΑ

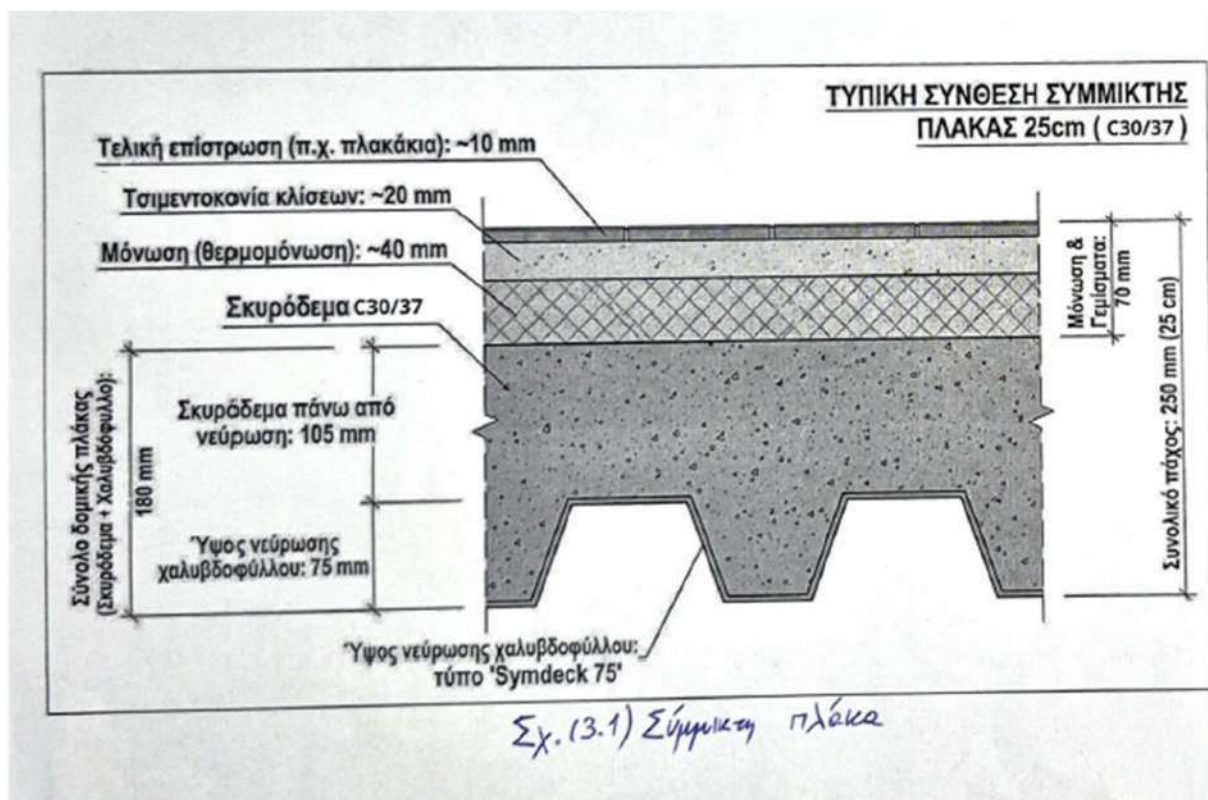
$g_{\text{τοίχοι}} = 1,76kN/m$

$g_{\text{πλάτωμα}} + g_{\text{τοίχοι}} + g_{\text{σκελετός}} + g_{\text{χαλιδός}} = 6,0kN/m^2 + 14,89kN/m + 3,5kN/m^2 + 1,4kN/m^2$

$g_{\text{τοίχοι}} = 1,76kN/m$

$g_{\text{πλάτωμα}} + g_{\text{τοίχοι}} + g_{\text{σκελετός}} + g_{\text{χαλιδός}} = 6,0kN/m^2 + 14,89kN/m + 3,5kN/m^2 + 1,4kN/m^2$

* Όπως πέργκολας (παραδοχή μελέτης): λόγω της μεγάλης επιφάνειας της πέργκολας είναι εννοείται ως συνολικός ως ποδόναμο αυτοφερόμενο φορτίο (κN/m²) όπως και για δώματα, τονορτία, ή φέρουν της θεωρείται ως ποδόναμο αυτοφερόμενο φορτίο (κN/m²)



3.

ΟΡΟΦΟΣ	ΕΜΒΛΑΔΟΝ (ΕΜΜΗΝΕΙ)	ΜΗΚΟΣ ΕΞΕΤ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ
4 ^{ος}	144 m ²	36 m	1967,93 kN
3 ^{ος}	216 m ²	58 m	2516,16 kN
2 ^{ος}	216 m ²	60 m	2833,80 kN
1 ^{ος}	360 m ²	72 m	3516,36 kN
ΙΣΟΓΕΙΟ	360 m ²	72 m	3617,86 kN

$$G_{ΣΣ} = 360 \text{ m}^2 (6,00 \text{ kN/m}^2 + 1,00 \text{ kN/m}^2) + 7,57 \text{ m}^2 \cdot 3,5 \text{ kN/m}^2 + 14,88 \text{ kN/m} \cdot 72 \text{ m}$$

$$G_{ΣΣ} = 3617,86 \text{ kN}$$

3.1.2 Κινητά φορτία

Κινητά φορτία

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (για το ένα κτίριο)

Στέγη 4ου ορόφου

E(δωματίου) = 26,33

	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
-	H	77,49	0,5	38,75

4^{ος} όροφος

Χώρος	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
Διάδρομος	C3	37,41	5,0	187,05
WC	A	6,63	2,0	13,26
Βοηθ. Χώρος	A	7,70	2,0	15,40
Εξ. Χώρος (μπαρ)	C1	70,20	3,0	210,60
Σκάλα	C3	7,57	5,0	37,85

3^{ος} όροφος

Χώρος	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
Δωμάτια (2)	A	52,66	2,0	105,32
Διάδρομος	C3	48,81	5,0	244,05
WC	A	6,63	2,0	13,26
Βοηθ. Χώρος	A	7,70	2,0	15,40
Ενδιάμεσο δώμα	C3	9,95	3,0	29,84
Εξ. Χώρος	C1	57,50	3,0	172,50
Γέφυρα	C3	48,00	5,00	240,00
Σκάλα	C3	7,57	5,0	37,85
Στέγη Ενδ. Δώματος	H	13,38	0,5	6,69

2^{ος} όροφος

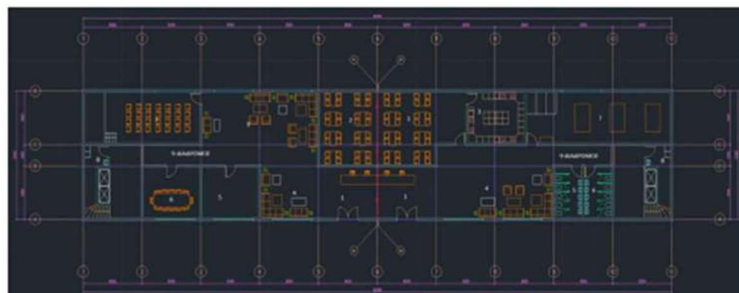
Χώρος	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
Δωμάτια (4)	A	105,32	2,0	210,64
Διάδρομος	C3	59,19	5,0	295,95
WC	A	6,63	2,0	13,26
Βοηθ. Χώρος	A	7,70	2,0	15,40
Εξ. Χώρος	C1	70,20	3,0	210,60
Σκάλα	C3	7,57	5,0	37,85

1^{ος} όροφος

Χώρος	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
Δωμάτια (6)	A	157,98	2,0	315,96
Διάδρομος	C3	69,98	5,0	349,90
WC	A	6,63	2,0	13,26
Βοηθ. Χώρος	A	7,70	2,0	15,40
Εξ. Χώρος	C1	70,20	3,0	210,60
Σκάλα	C3	7,57	5,0	37,85

Σελίδα 1

Κινητά φορτία



ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ – Ισόγειο

Άξονες 1-6

Αριθμηση	Χώρος	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
1	Ρεσεψιόν	C3	28,95	5,0	144,75
2	Εσπιατόριο	C1	39,57	3,0	118,71
3	Χώρος Αναμονής	C2	58,45	5,0	292,25
4	Χώρος Αναμονής	C2	28,63	5,0	143,15
5	Αιθ. Συνεδριάσεων	C2	27,24	5,0	136,20
6	Αιθ. Συνεδριάσεων	C2	27,24	5,0	136,20
7	Αιθ. Συνεδριάσεων	C2	55,62	5,0	278,10
8	Βοηθ. Χώρος	A	4,39	2,0	8,78
9	Διάδρομος	C3	52,94	5,0	264,70
10	Σκάλα	C3	7,57	5,0	37,85

Άξονες 6-11

Αριθμηση	Χώρος	Κατηγορία	Εμβαδό (m ²)	q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
1	Ρεσεψιόν	C3	28,95	5,0	144,75
2	Εσπιατόριο	C1	54,28	3,0	162,84
3	Κουζίνα	A	27,14	2,0	54,28
4	Χώρος Αναμονής	C2	57,60	5,0	288,00
5	WC	A	13,05	2,0	26,10
6	WC	A	13,05	2,0	26,10
7	Χώρος Αναμονής	C2	69,30	5,0	346,50
8	Βοηθ. Χώρος	A	4,39	2,0	8,78
9	Διάδρομος	C3	52,94	5,0	264,70
10	Σκάλα	C3	7,57	5,0	37,85

Σελίδα 2

3.1.3 Φορτίο χιονιού

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ (ΕΝ 1991-1-3)

1. Παράμετροι Σχεδιασμού

- Κλιματική ζώνη: Ζώνη Ι
- Χαρακτηριστική τιμή χιονιού στο έδαφος: $S_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Συντελεστής έκθεσης: $C_e = 1,0$
- Θερμικός συντελεστής: $C_t = 1,0$
- Ύψος ορόφου + πλάκας (h) = 3,50 m

2. Συντελεστές Μορφής Στέγης (μ)

- Χωρίς συσσώρευση: $\mu_1 = 0,8$
- Με συσσώρευση : $\mu_2 = 2,0$

(Μήκος συσσώρευσης: $l_s = 2 * h = 2 * 3,50 = 7,00\text{m}$)

3. Τιμές Φόρτισης

3.1 Δώμα:

- Ομοιόμορφο φορτίο: $s = 0,80 * 0,40 = 0,32 \text{ kN/m}^2$
- Πτώση φορτίου ανά μέτρο: $\frac{0,80 - 0,32}{7} = 0,068 \text{ kN/m}^2$

3.2 Σκαλοπάτια επαφή με τοίχο:

- Στην επαφή με τον τοίχο: $s_{max} = 2,00 * 0,40 = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- Σε απόσταση 7,00m: $s = 0,32 \text{ kN/m}^2$

3.3 Δώμα ισογείου:

- Κεντρική Ζώνη Επικάλυψης (5m έως 7m): Σε αυτό το τμήμα των 2 μέτρων, οι «ουρές» των δύο τριγώνων συσσώρευσης προστίθενται στο βασικό ομοιόμορφο φορτίο ($0,32 \text{ kN/m}^2$). Λόγω των αντίρροπων κλίσεων των δύο τριγώνων, το άθροισμα παραμένει σταθερό, διαμορφώνοντας ένα ομοιόμορφο φορτίο ύψους $0,46 \text{ kN/m}^2$.

3.1.4 Φορτίο ανέμου

Δράση ανέμου (με βάση EC1-1-4)

$V_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ - θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου

$V_b = 33 \text{ m/s}$ - βασική ταχύτητα ανέμου

Κατηγορία εδάφους - 0 $\Rightarrow z_0 = 0.003 \text{ m}$ $z_{min} = 1.0 \text{ m}$

Συντελεστής τραχύτητας:

$z_{0,e} = 0.05 \text{ m}$

$$\text{συντελεστής } k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,e}} \right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{0.003}{0.05} \right)^{0.07} = 0.156$$

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z_{top} = 3.5 \text{ m}$) $> z_{min}$

$$C_{r,z}(3.5) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{3.5}{0.003} \right) \approx 1.10$$

Σε υψος οροφής ισχυρό
η ταχύτητα ανέμου θα είναι
10% μεγαλύτερη από την
βασική $\rightarrow 36.3 \text{ m/s}$

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z_{top} = 7 \text{ m}$) $> z_{min}$

$$C_{r,z}(7) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{7}{0.003} \right) = 1.21 \rightarrow \text{ταχύτητα ανέμου } 39.9 \text{ m/s}$$

2^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z_{top} = 10.5 \text{ m}$) $> z_{min}$

$$C_{r,z}(10.5) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{10.5}{0.003} \right) = 1.27 \rightarrow \text{ταχύτητα ανέμου } 41.5 \text{ m/s}$$

3^{ος} ΟΡΟΦΟΣ + ΓΕΦΥΡΑ ($z = 14 \text{ m}$) $> z_{min}$

$$C_{r,z}(14) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{14}{0.003} \right) = 1.32 \rightarrow \text{ταχύτητα ανέμου } 43.5 \text{ m/s}$$

4^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 17.5 \text{ m}$) $> z_{min}$

$$C_{r,z}(17.5) = 0.156 \cdot \ln \left(\frac{17.5}{0.003} \right) = 1.35 \rightarrow \text{ταχύτητα ανέμου } 44.5 \text{ m/s}$$

Συντελεστής ανάγλυφου: $\Phi < 0.05 \Rightarrow C_0(z) = 1$

Ένταση ετροβιλισμού

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 3.5 \text{ m}$)

$$I_{v,z} = \frac{1}{C_0(z) \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1}{\ln \left(\frac{3.5}{0.003} \right)} = 0.142$$

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 7 \text{ m}$)

$$I_{v,z} = \frac{1}{\ln \left(\frac{7}{0.003} \right)} = 0.129$$

3^{ος} ΟΡΟΦΟΣ + ΓΕΦΥΡΑ ($z = 14 \text{ m}$)

$$I_{v,z} = \frac{1}{\ln \left(\frac{14}{0.003} \right)} = 0.118$$

2^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 10.5 \text{ m}$)

$$I_{v,z} = \frac{1}{\ln \left(\frac{10.5}{0.003} \right)} = 0.123$$

4^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 17.5 \text{ m}$)

$$I_{v,z} = \frac{1}{\ln \left(\frac{17.5}{0.003} \right)} = 0.115$$

Πίεση ταχύτητας αερίων ($\rho_{air} = 1.25 \text{ kg/m}^3$)

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 3.5 \text{ m}$)

$$q_p(3.5 \text{ m}) = (1 + I_{v,z}) \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot V_{m,z}^2 = (1 + 0.142) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 36.3^2 = 1642 \text{ N/m}^2$$

$$q_{p,e} = 1.64 \text{ kN/m}^2$$

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 7 \text{ m}$)

$$q_p(7 \text{ m}) = (1 + 0.129) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 39.9^2 = 1893.5 \text{ N/m}^2 \Rightarrow q_{p,1} = 1.89 \text{ kN/m}^2$$

2^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 10.5 \text{ m}$)

$$q_p(10.5 \text{ m}) = (1 + 0.123) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 41.5^2 = 2042.9 \text{ N/m}^2 \Rightarrow q_{p,2} = 2.04 \text{ kN/m}^2$$

3^{ος} ΟΡΟΦΟΣ + ΓΕΦΥΡΑ ($z = 14 \text{ m}$)

$$q_p(14 \text{ m}) = (1 + 0.118) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 43.5^2 = 2165.49 \text{ N/m}^2 \Rightarrow q_{p,3} = 2.14 \text{ kN/m}^2$$

4^{ος} ΟΡΟΦΟΣ ($z = 17.5 \text{ m}$)

$$q_p(17.5 \text{ m}) = (1 + 0.115) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 44.5^2 = 2238.55 \text{ N/m}^2 \Rightarrow q_{p,4} = 2.24 \text{ kN/m}^2$$

Πίεση ανέμων σε επιφάνειες (κοιτά τον άξονα y)

$$w_{q,y} = q_m(z_e) C_{pe}$$

$$1 \text{ ΣΟΓΕΙΟ } (60 \times 12 \times 3,5 \text{ m})$$

$$h = 3,5 \text{ m}$$

$$b = 60 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{3,5}{12} = 0,29$$

ΠΙΝΑΚΕΣ:
Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη D (προηγμένη όψη) $\rightarrow C_{pe,10} = +0,71$

Ζώνη E (υπηγμένη ζώνη) $\rightarrow C_{pe,10} = -0,31$

Κτίριο με $h \leq b \Rightarrow$ 0 προηγμένης τοίχος θεωρείται ως ένα γνήσιο.

$C_{pe,10}$ - για επιφάνειες $\geq 10 \text{ m}^2$

$$w_{q,y,D} = 1,64 \text{ kN/m}^2 \cdot (+0,71) = 1,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow w_{q,y,tot} = 1,16 + 0,51 = 1,67 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{q,y,E} = 1,64 \cdot (-0,31) \text{ kN/m}^2 = -0,51 \text{ kN/m}^2$$

1ος ΟΡΟΦΟΣ (24x12x2) με $h = 4 \text{ m}$

$$\frac{h}{d} = \frac{4}{12} = 0,33$$

γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεση τιμή

Ζώνη D: από +0,7 έως +0,8

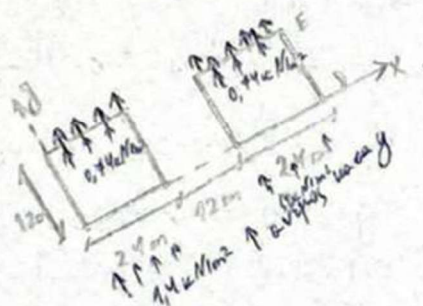
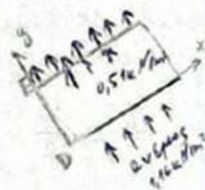
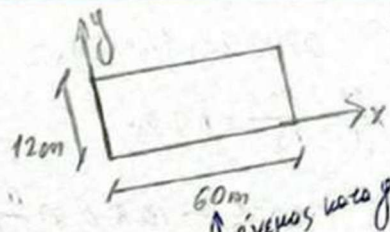
Ζώνη E: από -0,3 έως -0,5

$$C_{pe,D} = 0,71 + (0,8 - 0,71) \frac{0,33 - 0,25}{1 - 0,25} = +0,74$$

$$3 \quad C_{pe,E} = -0,3 + (-0,5 - (-0,3)) \cdot \frac{0,33 - 0,25}{1 - 0,25} = -0,39$$

$$w_{q,y,D} = 1,89 \cdot (+0,74) = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{q,y,E} = 1,89 \cdot (-0,39) = -0,74 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow w_{q,y,tot} = 1,4 - 0,74 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$



2^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (18x12)x2 με h=10,5m

$$\frac{h}{d} = \frac{10,5}{12} = 0,875$$

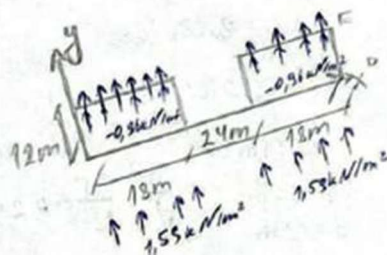
$$C_{pe,D} = 0,7 + (0,8 - 0,7) \frac{0,875 - 0,25}{1 - 0,25} = +0,78$$

$$C_{pe,E} = -0,3 + (-0,5 - (-0,3)) \frac{0,875 - 0,25}{1 - 0,25} = -0,47$$

$$W_{ey,D2} = 2,04(+0,78) = 1,59 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ey,tot2} = 2,55 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ey,E2} = 2,04(-0,47) = -0,96 \text{ kN/m}^2$$



3^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (ΧΩΡΙΣ ΓΕΦΥΡΑ) (18x12)x2 με h=14m

• Για την απλοποίηση των υπολογισμών της ανέμοπιέσης στον 3^ο όροφο θεωρούμε ως υπολογιστικό μονάδο δύο ορθογώνια τμήματα 18m x 12m. Η παραδοχή αυτή γίνεται προς την πλευρά της ασφάλειας καθώς η χρήση μιας ενιαίας περιβάλλουσας κάτοψης υπερκαλύπτει το πραγματικό περίγραμμα των δύο κτιριακών όγκων και τον διαδρομούν σύνδεσης.

$$\frac{h}{d} = \frac{14}{12} = 1,17$$

$$1 < 1,17 < 5$$

$$C_{pe,D} = +0,8$$

$$C_{pe,E} = -0,5 + (-0,7 - (-0,5)) \frac{1,17 - 1}{5 - 1} = -0,51$$

$$W_{ey,D3} = 2,17(+0,8) = 1,74 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ey,tot3} = 2,85 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ey,E3} = 2,17(-0,51) = -1,11 \text{ kN/m}^2$$

4^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (6x12)x2 με h=17,5m

$$\frac{h}{d} = \frac{17,5}{12} = 1,46$$

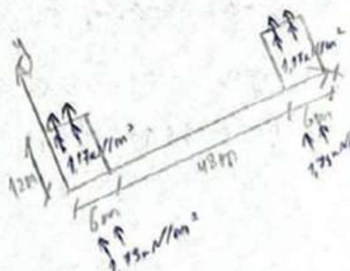
$$C_{pe,D} = +0,8$$

$$C_{pe,E} = -0,5 + (-0,7 - (-0,5)) \frac{1,46 - 1}{5 - 1} = -0,523$$

$$W_{ey,D4} = 2,24 \cdot 0,8 = 1,79 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ey,tot4} = 2,86 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ey,E4} = 2,24(-0,523) = -1,17 \text{ kN/m}^2$$



Πίεση ανέμου σε επιφανείες (κατά τον άξονα x)

$$w_{e,i} = q_p(z_0) C_{pe}$$

ΙΣΟΓΕΙΟ (60x12x3,5)

$$h = 3,5 \text{ m}$$

$$b = 12 \text{ m}$$

$$d = 60 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{3,5}{60} = 0,058 \rightarrow$$

$$D: C_{pe,D} = +0,7$$

$$E: C_{pe,E} = -0,3$$

$$w_{e,i,D} = 1,89 \cdot 0,7 = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,tot,D} = 1,64 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,E} = 1,89 \cdot (-0,3) = -0,57 \text{ kN/m}^2$$

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (24x12)x2 με h=7m

$$h = 7 \text{ m}$$

$$d = 24 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7}{24} = 0,29 \rightarrow$$

$$D: C_{pe,D} = +0,7$$

$$E: C_{pe,E} = -0,31$$

$$w_{e,i,D} = 1,89 \cdot 0,7 = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,tot,D} = 1,93 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,E} = 1,89 \cdot (-0,31) = -0,59 \text{ kN/m}^2$$

2^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (18x12)x2 με h=10,5m

$$h = 10,5 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10,5}{18} = 0,58 \rightarrow$$

$$D: C_{pe,D} = +0,74$$

$$E: C_{pe,E} = -0,33$$

$$w_{e,i,D} = 2,04 \cdot 0,74 = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,tot,D} = 2,31 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,E} = 2,04 \cdot (-0,33) = -0,67 \text{ kN/m}^2$$

3^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (ΧΩΡΙΣ ΓΕΦΥΡΑ) (18x12)x2 με h=14m

$$h = 14 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{14}{18} = 0,78$$

$$C_{pe,D} = 0,7 + (0,8 - 0,7) \frac{0,78 - 0,25}{1 - 0,25} = +0,77$$

$$C_{pe,E} = -0,3 + (-0,5 - (-0,3)) \frac{0,78 - 0,25}{1 - 0,25} = -0,44$$

$$w_{e,i,D} = 2,17 \cdot 0,77 = 1,67 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,tot,D} = 2,63 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,E} = 2,17 \cdot (-0,44) = -0,95 \text{ kN/m}^2$$

4^{ος} ΟΡΟΦΟΣ (6x12)x2 με h=17,5m

$$\frac{h}{d} = \frac{17,5}{6} = 2,92$$

$$C_{pe,D} = +0,8$$

$$C_{pe,E} = -0,5 + (-0,7 - (-0,5)) \frac{2,92 - 1}{5 - 1} = -0,60$$

$$w_{e,i,D} = 2,24 \cdot 0,8 = 1,79 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,tot,D} = 3,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,i,E} = 2,24 \cdot (-0,60) = -1,34 \text{ kN/m}^2$$

! Αεροδυναμική συμπεριφορά ανωδομής κατά τη διεύθυνση X:

Σε αντίθεση με το 16ό γκρο (d=60m) στους ορόφους άνω της στάθμης των +3,5m δημιουργείται ένα σημαντικό αρχιτεκτονικό μενόμετρο μεταξύ των δύο κυρίαρχων όγκων. Το διακέννο αυτό είναι επιθυμητό για να διακόψει την αεροδυναμική συνέχεια της ροής ανέμου.

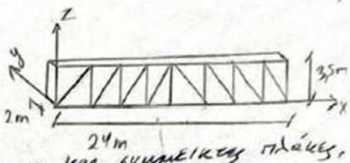
Υπό της ασφάλειας, κάθε κυρίαρχο τμήμα μελετάται ως ανεξάρτητο εμπόδιο. Αυτό αυξάνει τον λόγο h/d ανά όγκο, δίνοντας δυσμενέστερους συντελεστές πίεσης (C_{pe}) και εξασφαλίζοντας των φέροντα οργανισμό έναντι του ανέμου.

Εσωτερική πίεση

Καθώς δεν υπάρχει διαπόρνεο όψη στο κύριο και η αμνηστία εκτίμηση των δόκων ανοιγμάτων μ δεν είναι δυνατή σε αυτό το στάδιο, συντελεστές C_{pi} θα πρέπει να λαμβάνονται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3. Για τον υπολογισμό του κύριου φέροντος οργανισμού, οι δυνάμεις αυτές αλληλοαναγράφονται εις αντίθετα παριέτες, αλλά θα ληφθούν υπόψη στον τοπικό σχεδιασμό των στοιχείων επικάλυψης.

Δράση ανέμου στην γέφυρα

! Η συνδεδεμένη γέφυρα έχει άνοιγμα 24m και εκτείνεται από τη βάση +10,5m έως +14,0m. Αποτελείται από μεταλλικό δίκτυο, πλήρως κλειστό με υποστηρίγματα και ευθυμετρείς πλάκες.



• Κατά τον άξονα Y

$$h = 14m \quad \frac{h}{d} = \frac{14}{2} = 7 \Rightarrow c_{pe} D = +0,8$$

$$b = 24m \quad c_{pe} E = -0,7$$

$$d = 2m$$

$$q_p(14m) = 2,17 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow W_{tot,y} = 2,17 \cdot 0,8 - (-0,7) \cdot 2,17 = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{tot,y} = 24m \cdot 3,5m = 84m^2 \quad F_{w,y} = 3,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 84m^2 = \underline{\underline{273,84 \text{ kN}}}$$

• Κατά τον άξονα X

Συντελεστής επιβλής και επιράνεια A_{fr} :

$c_{fr} = 0,04$ για πολύ τραχιά επιφάνεια (νεοφάνεια)

$$A_{fr1} = 2 \cdot h \cdot b = 2 \cdot 3,5 \cdot 24 = 168m^2 - \text{δύο πλευρικές κατακόρυφες όψεις (αριστερά και δεξιά)}$$

3,5m - ύψος γέφυρας

$$A_{fr2} = 24m \cdot 2m = 48m^2 - \text{οροφή της γέφυρας}$$

$$A_{fr3} = 48m^2 - \text{πάτωμα της γέφυρας} \quad A_{fr,tot} = 48 \cdot 2 + 168 = 264m^2$$

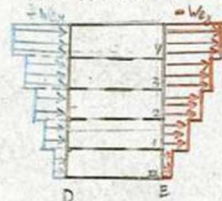
$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z) A_{fr}$$

$$F_{fr2} = 0,04 \cdot 2,17 \text{ kN/m}^2 \cdot 264m^2 = 22,92 \text{ kN}$$

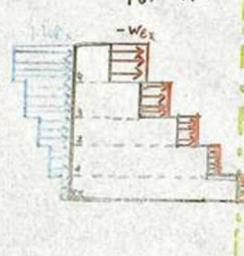
Συγκεντρωτικός Πίνακας Ανεμοπίεσης

Όροφος	$z_e(m)$	$q_p(z_e) (kN/m^2)$	$W_{tot,x} (kN/m^2)$	$W_{tot,y} (kN/m^2)$
ΙΣΟΓΕΙΟ	3,5	1,64	1,64	1,67
1 ^η	7,0	1,89	1,93	2,14
2 ^η	10,5	2,04	2,31	2,55
3 ^η	14,0	2,17	2,63	2,85
4 ^η	17,5	2,24	3,14	2,96
ΓΕΦΥΡΑ	14,0	2,17	$F_{fr,x} = 22,92 \text{ kN}$	$3,26 \Rightarrow F_{w,y} = 273,84 \text{ kN}$

ΔΡΑΣΗ ΑΝΕΜΟΥ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Y



ΔΡΑΣΗ ΑΝΕΜΟΥ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ X



3.1.5 Σεισμική δράση

Σεισμική δράση

- Κατηγορία Σπουδαιότητας: Σ2 ($\gamma_1=1$)
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ($a_g R=0,24g$)
- Κατηγορία Εδάφους: B ($S=1,20, T_A=0,15sec, T_E=0,50sec, T_D=2,5sec$)

! Παρόλο που η γεωγραφική θέση των έργων (Σούνιο, Δήμος Λαριναίων) κατατάσσεται σε ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Σ1 με $a_g R=0,10g$ βάσει των Εθνικών Προσπαθήσεων, για την ακριβή υπολογισμό της σεισμικής δράσης και τη διαστασίωση των φέροντων οργανισμών ελήφθησαν υπ όψη τα δεδομένα της εκτίμησης. Σε εκτίμηση, οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν με τα δυνάμενα δεδομένα της ζώνης II ($a_g R=0,24g$)

• Ο κεντρικός σεισμικός αρμός χωρίζει το κτίριο σε δύο στατικές ανεξάρτητα τμήματα μήκους 30m, διαβεβαιώνοντας την ελεύθερη ταλάντωση των φορέων και αποτρέποντας τη μεταφορά εντατικών μεγεθών από σεισμικές και θερμικές δράσεις.

Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς φ

- Κατά τον άξονα Χ: Δεν έχουμε συνδέσμους δικαμφίας

$$\varphi_x = 4,00$$

- Κατά τον άξονα Υ: Έχουμε διαγώνιους συνδέσμους

$$\varphi_y = 3,00$$

Πάσα σχεδιασμού

$$S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{\varphi}$$

$$S_{dx} = 0,24g \cdot 1,20 \cdot \frac{2,5}{4} = 0,18g$$

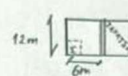
$$S_{dy} = 0,24g \cdot 1,20 \cdot \frac{2,5}{3} = 0,24g$$

Υπολογισμός Σεισμικού Βάρους (W)

$$W_i = G_i + 0,3 \cdot Q_i$$

$$! \text{Εμβαδόν κλίμακας ορόφου} = 2,9m \cdot 5m = 14,5m^2$$

4ος ΟΡΟΦΟΣ Κινητά φορτία:



$$Q_4 = 18,05kN + 13,26kN + 15,40kN + 210,60kN + 37,85kN$$

$$Q_4 = 464,16kN$$

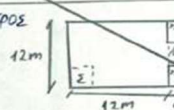
Μόνιμα φορτία:

$$G_4 = 129,5m^2(6,00kN/m^2 + 7,00kN/m^2) + 70,20m^2 \cdot 0,8kN/m^2 + 14,88kN/m \cdot 3,6m + 72m^2 \cdot 5,50kN/m^2 = 1894,34kN$$

$$G_{\text{σώματα}} = 13,38m^2 \cdot 5,50kN/m^2 = 73,58kN \quad G_{\text{εξοπλ}} = 1987,93kN$$

$$W_4 = 1567,93kN + 464,16kN \cdot 0,3 = 2107,17kN$$

3ος ΟΡΟΦΟΣ



Κινητά φορτία:

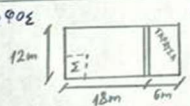
$$Q_3 = 105,32kN + 244,05kN + 13,26kN + 15,40kN + 172,50kN + \frac{240kN + 27,85kN + 29,89kN}{2} = 738,22kN$$

Μόνιμα φορτία:

$$G_3 = 204,5m^2(6,00kN/m^2 + 1,00kN/m^2) + 7,57m^2 \cdot 3,5kN/m^2 + 18,88kN/m \cdot 5,8m + \frac{432,29kN}{2}$$

$$G_3 = 2516,16kN \quad W_3 = 2516,16kN + 0,3 \cdot 738,22kN = 2737,63kN$$

2ος ΟΡΟΦΟΣ



Κινητά φορτία:

$$Q_2 = 210,14kN + 255,95kN + 13,26kN + 15,40kN + 210,60kN + 37,85kN$$

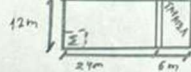
$$Q_2 = 783,70kN$$

$$G_2 = 273,5m^2(6,00kN/m^2 + 1,00kN/m^2) + 7,57m^2 \cdot 3,5kN/m^2 + 14,88kN/m \cdot 6,0m$$

$$G_2 = 2833,80kN$$

$$W_2 = 2833,80kN + 0,3 \cdot 783,70kN = 3068,94kN$$

1ος ΟΡΟΦΟΣ



Κινητά φορτία:

$$Q_1 = 315,95kN + 349,30kN + 13,26kN + 15,40kN + 210,60kN + 37,85kN = 841,97kN$$

Μόνιμα φορτία:

$$G_1 = 345,5m^2(6,00kN/m^2 + 1,00kN/m^2) + 7,57m^2 \cdot 3,5kN/m^2 + 14,88kN/m \cdot 7,2m$$

$$G_1 = 3516,36kN$$

$$W_1 = 3516,36kN + 0,3 \cdot 841,97kN = 3762,25kN$$

ΙΣΟΓΕΙΟ ($\approx 0, \infty$)

• Η πλάκα του ισογείου εδράζεται απευθείας στο έδαφος.
Ακολουθώντας πλήρως την εδαφική κίνηση δεν απέκτινται εδαφικές δυνάμεις στην ανώδομη, συνεπώς η μάζα της εξαιρείται από το δυναμικό Προσπομώμα και τον υπολογισμό της Τέμνουσας Βάσης (V_0)

$$W_{tot} = 11712,97 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 11712,97 \text{ kN} \cdot 0,18 = 2108,33 \text{ kN}$$

$$V_{0y} = 11712,97 \text{ kN} \cdot 0,24 = 2811,11 \text{ kN}$$

Κατανομή σεισμικών δυνάμεων

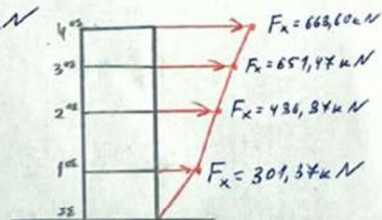
$$F_i = V_0 \cdot \frac{z_i W_i}{\sum (z_i \cdot W_i)}$$

ΟΡΟΦΟΣ	z_i (m)	W_i (kN)	$W_i \cdot z_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
4 ^{ος}	14	2104,18	29500,52	668,60	891,47
3 ^{ος}	10,5	2737,63	28745,12	651,47	868,63
2 ^{ος}	7	3068,91	21482,37	436,87	649,17
1 ^{ος}	3,5	3799,25	13297,38	301,37	401,83
Σύνολο		11712,97	93025,39		

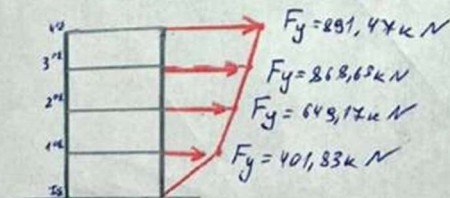
$$F_{ix} = 2108,33 \text{ kN} \cdot \frac{29500,52}{93025,39} = 668,60 \text{ kN}$$

$$F_{iy} = 2811,11 \text{ kN} \cdot \frac{29500,52}{93025,39} = 891,47 \text{ kN}$$

Κατανομή Σεισμικών φορέων
Κατά τον άξονα X



Κατανομή σεισμικών φορέων
κατά τον άξονα Y



3.1.6 Θερμοκρασιακή μεταβολή

Θερμοκρασιακές μεταβολές

EC1-1-5

• Θερμοκρασίες εσωτερικού περιβάλλοντος

Καλοκαίρι - $T_{in} = 20^{\circ}\text{C}$

Χειμώνας - $T_{in} = 25^{\circ}\text{C}$

! Για τους δύο κύριους πύργους (μήκους 30m έκαστος), η επίρροή των θερμικών δράσεων δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών. Όπως ορίζεται στον EC1-1-5, η θερμοκρασιακή επέκταση-συστολή παραλαμβάνεται πλήρως και ελεύθερα μέσω του κεντρικού κατασκευαστικού αρμού διαστολής, αποφεύγοντας την υπερτάση του φέροντος οργανισμού.

Θερμοκρασιακές μεταβολές στην χέφυρα

• Σχετική απορροφητικότητα επιφάνειας - Σκούρα (0,9)

* Επιλέγεται ο συντελεστής απορροφητικότητας 0,9 για την χέφυρα, παρά την ύπαρξη υαλοκασιών, λαμβάνοντας υπόψη το φαινόμενο του θερμοκηπίου.

Η ηλιακή ακτινοβολία εγκλωβίζεται στο εσωτερικό, προκαλώντας υπερθέρμανση του χαλύβδινου εκλεktού σε επίπεδα σημαντικά υψηλότερα από την θερμοκρασία περιβάλλοντος. Η παραδοχή αυτή γίνεται υπό της ασφαλείας για τον ακριβή προσδιορισμό των θερμικών μετασχηματισμών.

• Τούτ: Λαμβάνουμε το δυσμενέστερο περιβάλλον: Καλοκαίρι, Νοτιοδυτικός προανατολισμός δοχών Σούνιο, Αετικό

$$T_{out} = T_{max} + 42^{\circ}\text{C}$$

$$T_{out} = 86^{\circ}\text{C} - \text{καλοκαίρι}$$

$$T_{out} = -5^{\circ}\text{C} - \text{χειμώνας}$$

$$T_k = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} = \frac{20 + 86}{2} = 53^{\circ}\text{C}$$

$$T_x = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} = \frac{25 + (-5)}{2} = 10^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max} = 44^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -5^{\circ}\text{C}$$

$$T_o = 15^{\circ}\text{C} - \text{θερμοκρασία } T_o \text{ όταν μετακινούμαστε}$$

$$\Delta T_{u, \text{καλοκαίρι}} = T - T_o = 53^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = +38^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{u, \text{χειμώνας}} = T - T_o = 10^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = -5^{\circ}\text{C}$$

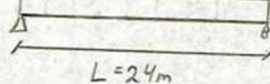
• Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής χάλυβα: $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^{\circ}\text{C}^{-1}$

• Μήκος χέφυρας: $L = 24\text{m}$ ή 24.000mm

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_u \cdot L \Rightarrow \text{Καλοκαίρι (Επιμήκυνση):}$$

$$\Delta L_{\text{max}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (+38) \cdot 24000 = +10,94\text{mm}$$

$$\Delta L_{\text{min}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (-5) \cdot 24000 = -1,44\text{mm}$$



$\Delta L = 10,94\text{mm}$

→ Χειμώνας (Συστολή):

$$\Delta L_{\text{min}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (-5) \cdot 24000 = -1,44\text{mm}$$

3.2 Υπολογισμος συνδυασμών φορτίσεων

3.2.1 Σενάριο 1: Συνδυασμος Μονιμα+Κινητα+Χιονι(ΟΚΑ και ΟΚΛ)

Συνδυασμοί, σενάριο 1: Φορτία πιάζουν από πάνω.

ΟΚΑ

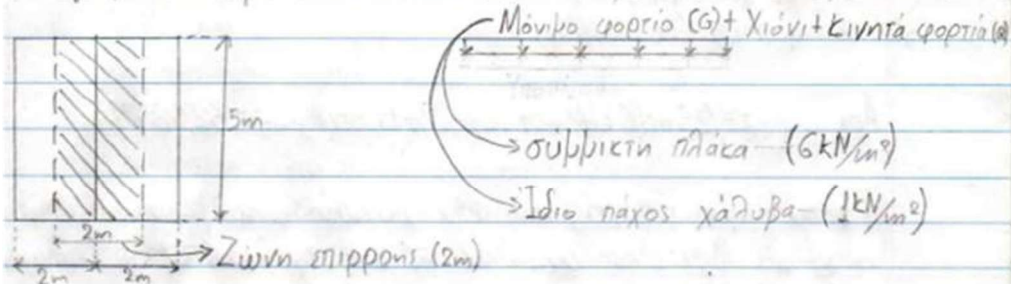
Το ενδεχόμενο που εφιστάμε σχετίζεται με την κρίσιμη κατάσταση φόρτισης όπου η δράση του χιονιού ασκεί μια κατακόρυφη δύναμη προς το κέντρο της γης.

Στην παρούσα κατάσταση δεν υπάρχει δύναμη η οποία να αντρέπει το κτίριο μας.

Η συνάρτηση που υπολογίζουμε τον δυοβενι συνδυασμό των δράσεων, είναι:

$$E_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 0 \cdot 0,6 \cdot W \Rightarrow E_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S$$

Υπολογισμός δευτερεύουσας δοκού ($Z = 10,5m$) εντός των αράων 1-2-C-D



Δεν υπάρχει κατακόρυφο φορτίο χιονιού καθώς η δοκός δεν βρίσκεται στην περιοχή του δώματος, αλλά βρίσκεται ανάμεσα σε δυο ορόφους.

Οπότε $S=0$. Επομένως η τεχίδα υπόκειται μόνο σε οριζοντιώδη φορτία βαρύτητας με αποτέλεσμα να έχουμε έλεγχο παραμόρφωσης της κορφής: $E_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S$ όπου είναι και η πιο κρίσιμη για την διαστασιολόγηση. Χρειάζεται όμως να προσθέσουμε και τα κινητά φορτία, οπότε:

Για λόγους ασφαλείας θα πάρουμε σε ολόκληρη την ζώνη επιρροής

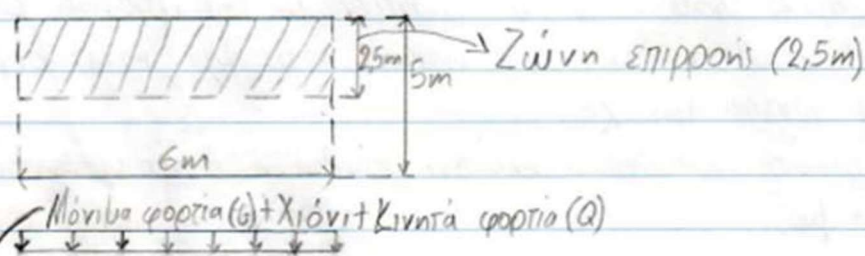
το μεγαλύτερο q_k . Άρα $q_{kmax} = q_{κατοικία} = 5 kN/m^2$

$$\text{Οπότε } Q = 2m \cdot 5 kN/m^2 = 10 kN/m$$

Με βάση όλα τα παραπάνω:

$$E_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 2m(6 kN/m^2 + 1 kN/m^2) + 1,5 \cdot 10 kN/m = 33,9 kN/m$$

- Υπολογισμός κύριας δοκού ($Z=10,5m$) πάνω στον άξονα D από τον άξονα 1 έως τον άξονα 2.



- Συμβλητική πλάκα ($6kN/m^2$)
- Χαλύβας ($1kN/m^2$)
- Τοιχοποιία ($14,88kN/m$)

Αρα $G = 2,5m \cdot (6kN/m^2 + 1kN/m^2) + 14,88kN/m = 32,38kN/m$

Η κατακόρυφη αναρρόφηση του χιονιού είναι μηδενική καθώς η δοκός βρίσκεται ανάμεσα σε δύο ορόφους. Οπότε παίρνουμε υπόψη μας μόνο τα Μόνιμα και Έκιντα φορτία.

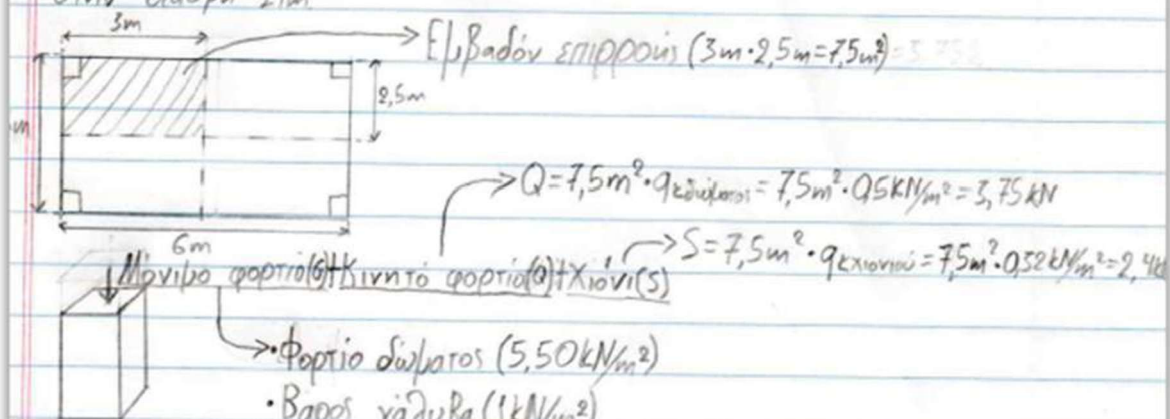
Για λόγους ασφαλείας θα πάρουμε σε όλο το μήκος την ζώνη επιρροής το μεγαλύτερο q_k . Αρα $q_{kmax} = q_{kwc} = q_{k\text{χιόνι}} = 2kN/m^2$

Οπότε $Q = 2,5m \cdot 2kN/m^2 = 5kN/m$

Με βάση όλα τα παραπάνω:

$E_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 32,38kN/m + 1,5 \cdot 5kN/m = 51,21kN/m$

- Υπολογισμός υποστηλώματος στην διασταύρωση των αξόνων D και I στην στάθμη 14m.



$$\text{Άρα } G = (5,5\text{kN/m}^2 + 1\text{kN/m}^2) \cdot 7,5\text{m}^2 = 48,75\text{kN}$$

Επειδή έχουμε και κινητό φορτίο και χιόνι, θα πάρουμε δύο περιπτώσεις:

Πρώτη περίπτωση, κύριο φορτίο το Κινητό φορτίο:

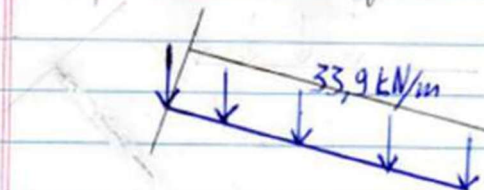
$$Ed_1 = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot S \cdot \psi_{0,5} = 1,35 \cdot 48,75 + 1,5 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 2,4 \cdot 0,5 = 73,24\text{kN!}$$

Δεύτερη περίπτωση, κύριο φορτίο το φορτίο χιονιού:

$$Ed_2 = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot Q \cdot \psi_{0,5} = 1,35 \cdot 48,75 + 1,5 \cdot 2,4 + 1,5 \cdot 3,75 \cdot 0,5 = 73,35\text{kN!}$$

Σκαριφήματα:

- Δευτερεύουσα δοκός (τεχίδα)



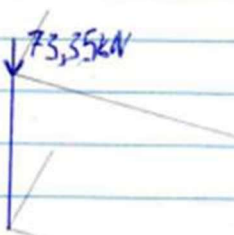
- Υποστήλωμα πρώτο σενάριο (Κύριο το Κινητό)



- Κύρια δοκός



- Υποστήλωμα δεύτερο σενάριο (Κύριο του χιονιού)



Υπολογισμός Κατακόρυφων φορτίων

Έλεγχος βελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Σενάριο φόρτισης: Μόνιμα + Κινητά + Χιονιά

* Όλες τις περιπτώσεις το βλεπόμενο στοιχείο καταπονείται και από το ίδιο βάρος του κάλυψας ως μόνιμο φορτίο ($q_s = 1.0 \text{ kN/m}^2$)

1) Τερίδα / Δευτερεύουσα δοκός ($z = 10.50 \text{ m}$, μεταξύ των αξόνων 1-2 & 3)

Η τερίδα που θα μελετηθεί βρίσκεται σε ενδιάμεσο όροφο, συνεπώς, δε φέρει φορτίο χιονιού ($s = 0$). Επομένως, η μελέτη σε Ο.Κ.Π. θα βασιστεί αποκλειστικά στα μόνιμα (G) και στα κινητά (Q) φορτία.



• Πλάτος επιφανείας τερίδας: $L_e = 2.0 \text{ m}$

• Έκταση επιφανειακών φορτίων:

- Μόνιμα φορτία (G):

$$G = (g_{\text{πλακάς}} + g_{\text{κάλυψας}}) \cdot L_e \Rightarrow$$

$$\Rightarrow G = (6.0 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \text{ kN/m}^2) \cdot 2.0 \text{ m} \Rightarrow G = 14.0 \text{ kN/m}$$

Κινητά φορτία (Q):

Η τερίδα «τρέχει» κάτω από τους χείλους των διαδρόμων και των WC. Ο κάθε χείλος χαρακτηρίζεται από διαφορετική κινητή φορτίση: Διαδρόμων $= 5.0 \text{ kN/m}^2$ και $q_{\text{WC}} = 2.0 \text{ kN}$ θα προσηλωθούν η μελέτη με τη δυσμενέστερη φορτίση $q_k = q_{\text{WC}} \Rightarrow q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{Συνολικά: } Q = q_k \cdot L_e = 5.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.0 \text{ m} \Rightarrow Q = 10.0 \text{ kN/m}$$

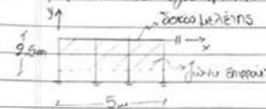
• Συνδυασμός φορτίσεων:

$$q_{\text{συν}} = 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot s = 1.0 \cdot 14.0 \text{ kN/m} + 1.0 \cdot 10.0 \text{ kN/m} + 1.0 \cdot 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{\text{συν}} = 24.0 \text{ kN/m}$$

2) Δοκός / Κύρια δοκός ($z = 10.50 \text{ m}$, κατά μήκος του άξονα D)

Η δοκός που θα μελετηθεί αποτελεί κύριο φέρον στοιχείο της περιέκλεισης του κτιρίου, σε ενδιάμεσο όροφο. Επομένως, δε φέρει φορτίο χιονιού ($s = 0$), όμως καταπονείται από το φορτίο της ηλιακής σε συνδυασμό με το γραμμικό φορτίο της εξωτερικής ταξινόμησης.



• Πλάτος επιφανείας δοκός: $L_e = 2.5 \text{ m}$

• Έκταση επιφανειακών φορτίων

- Μόνιμα φορτία (G):

Η δοκός δέχεται το φορτίο των γυμνών οροφών $g_n = 6.0 \text{ kN/m}^2$ και το γραμμικό φορτίο της εξωτερικής ταξινόμησης $g_t = 14.89 \text{ kN/m}$

$$\text{Τέλικα: } G = (g_n + g_t) \cdot L_e + g_t = (6.0 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \text{ kN/m}^2) \cdot 2.5 \text{ m} + 14.89 \text{ kN/m} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow G = 32.39 \text{ kN/m}$$

Κινητά φορτία (Q):

Η δοκός εφάπτεται των χείρων των WC και των Βαλκονιών χείρων, τα οποία είναι κοινή επιφανειακή φορτίση $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Επομένως: } Q = q_k \cdot L_e = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.5 \text{ m} \Rightarrow Q = 5.0 \text{ kN/m}$$

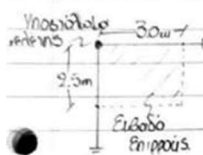
• Συνδυασμός φορτίσεων:

$$q_{\text{συν}} = 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot s = 1.0 \cdot 32.39 \text{ kN/m} + 1.0 \cdot 5.0 \text{ kN/m} + 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{\text{συν}} = 37.39 \text{ kN/m}$$

3) Υποστυλώματα ($z = 14.00\text{m}$, βλνν τομή των σ'όλων D-1)

Το υποστυλώμα που θα λειτηνεί αποτελεί κύριο κατακόρυφο στοιχείο, του τελευταίου ορόφου του κτιρίου. Το υποστυλώμα αυτό θα παραλληλβάνει μόνιμα και κινητά φορτία του δώματος καθώς και τα φορτία του χιονιού.



• Εμβαδό επιφράς: $A_e = 2.5\text{m} \cdot 3.0\text{m} = 7.5\text{m}^2$

• Έχουμε κατακόρυφων φορτίων:

- Μόνιμα φορτία (N_G)

Το υποστυλώμα δέχεται τα φορτία του πλάκας του δώματος: $g_d = 5.50\text{ kN/m}^2$

Έτσι: $N_G = (g_d + g_x) \cdot A_e = (5.50\text{ kN/m}^2 + 1.0\text{ kN/m}^2) \cdot 7.5\text{m}^2 \Rightarrow N_G = 48.75\text{ kN}$

- Κινητά φορτία (N_Q)

Το δάμα είναι βατό, συνεπώς δέχεται κινητό φορτίο χιονιού $q_k = 0.5\text{ kN/m}^2$

Έχουμε: $N_Q = q_k \cdot A_e = 0.5\text{ kN/m}^2 \cdot 7.5\text{m}^2 \Rightarrow N_Q = 3.75\text{ kN}$

- Φορτίο χιονιού (N_S):

Έχει υπολογιστεί φορτίο χιονιού $s = 0.32\text{ kN/m}^2$

Συνεπώς: $N_S = s \cdot A_e = 0.32\text{ kN/m}^2 \cdot 7.5\text{m}^2 \Rightarrow N_S = 2.4\text{ kN}$

• Συνδυασμοί φορτίσεων

Το υποστυλώμα δέχεται φορτίσεις που προέρχονται από δύο διαφορετικά κινητά φορτία. Η περίπτωση να δράσουν και τα δύο αυτά φορτία ταυτοχρόνως, με τη μέγιστη τιμή τους, είναι στατιστικά απίθανη και δι' αυτό διακρίνουμε δύο διαφορετικά βεβαια χρησιμοποιώντος της συντελεστής ομοιόμορφου δράσης (ψ_0)

Περίπτωση 1: μόνιμα φορτία + κύριο το κινητό + συνδυαστικό το χιόνι ($\psi_0 = 0.5$)

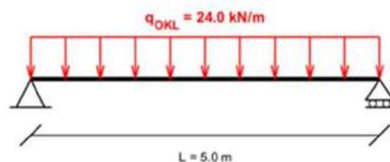
$N_{\text{act1}} = N_G + N_Q + \psi_0 \cdot N_S = 48.75\text{ kN} + 3.75\text{ kN} + 0.5 \cdot 2.4\text{ kN} \Rightarrow N_{\text{act1}} = 53.70\text{ kN}$

Περίπτωση 2: μόνιμα φορτία + κύριο το χιόνι + συνδυαστικό το κινητό ($\psi_0 = 0.7$)

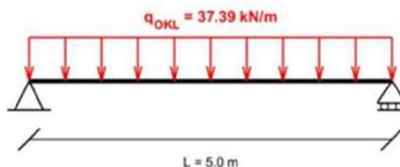
$N_{\text{act2}} = N_G + N_S + \psi_0 \cdot N_Q = 48.75\text{ kN} + 2.4\text{ kN} + 0.7 \cdot 3.75\text{ kN} \Rightarrow N_{\text{act2}} = 53.78\text{ kN}$

Συνεπώς, η μέγιστη αξονική δύναμη που θα δέχεται το υποστυλώμα θα είναι $N_{\text{act}} = 53.78\text{ kN}$

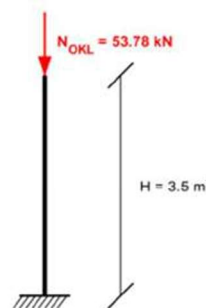
1) Τεγίδα - Δευτερεύουσα δοκός



2) Δοκός - Κύρια δοκός



3) Υποστυλώμα



3.2.1 Σενάριο 2: Συνδυασμός Άνεμος(δυσμενής) + Μόνιμα(ευμενής) (ΟΚΑ και ΟΚΛ)

Έλεγχος έναντι Ανατροπής Υπερπαχής (ΟΚΑ)

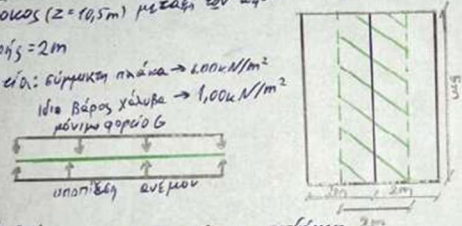
Το παρόν ενάρτιο εξετάζει την κρίσιμη κατάσταση φόρτισης, όπου η δράση ανέμου τείνει να ανατρέψει ή να ανυψώσει τον μεταλλικό φυλάκιο. Σε αυτήν την περίπτωση, η μόνη δύναμη που ανθίσταται και διατηρεί την ισορροπία του κτιρίου είναι το ίδιο βάρος των μόνιμων φορτίων, το οποίο έχει εγγενή επίδραση σε αυτήν την περίπτωση.

Ο δυσμενής συνδυασμός δράσεων υπολογίζεται ως εξής:

$$E_d = 1,50 \cdot W + 1,00 \cdot C$$

1. Δευτερεύοντα δοκός ($z=10,5m$) μεταξύ των αξόνων 1-2-C-D

- Ζώνη επιρροής = 2m
- Μόνιμα φορτία: σύμμεκτη πλάκα $\rightarrow 1,00 kN/m^2$
 ίδιο βάρος χάλυβα $\rightarrow 1,00 kN/m^2$



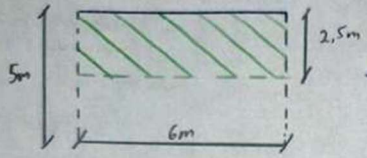
• Φορτίο ανέμου:
 Λόγω του ότι η δοκός ανήκει σε ενδιάμεσο όροφο (και όχι σε δώμα), η κατακόρυφη συνιστώσα υπερπαχής του ανέμου είναι μηδενική ($w=0$). Συνεπώς, η τεχνικά υπομένεται αποκλειστικά σε θλιπτική φορτία βαρύτητας, καθιστώντας τον έλεγχο παραμικρής (1,35G + 1,50Q) πιο κρίσιμο γι'α την διασφάλισή της.

$$E_d = 1,50 \cdot 2m \cdot (1,35 \cdot 6,00 kN/m^2 + 1,50 \cdot 1,00 kN/m^2) = 27 kN/m$$

$$E_d = 1,50 \cdot 0 + 1,00 \cdot 2m \cdot (6,00 kN/m^2 + 1,00 kN/m^2) = 14 kN/m$$

2. Κύρια δοκός ($z=10,5m$) πάνω στον άξονα D από των άξονα 1 έως τον άξονα 2.

- Είναι ακραία κύρια δοκός



• Ζώνη επιρροής = 2,5m

• Μόνιμα φορτία: σύμμεκτη πλάκα = 6,00 kN/m²
 τοιχοποιία = 14,88 kN/m
 χάλυβας = 1 kN/m²

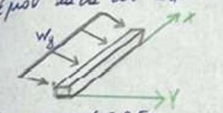
$$g_{tot} = 6,00 kN/m^2 \cdot 2,5m + 14,88 kN/m + 1 kN/m^2 \cdot 2,5m$$

$$g_{tot} = 29,88 + 2,5 kN/m = 32,38 kN/m$$

• Φορτίο Ανέμου

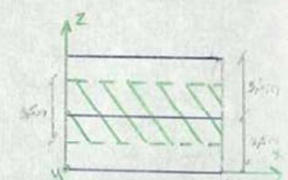
Επειδή η δοκός ανήκει σε ενδιάμεσο όροφο, η κατακόρυφη αναρρόφηση είναι μηδενική (και, υποπίπτει ανέμου (εντός) όμως, αποτελώντας τμήμα της εξωτερικής περιμέτρου, παραλαμβάνει πλήρως την οριζόντια ανεμοπίεση κατά τον άξονα Y.

• Πίεση ανέμου κατά τον άξονα Y



• Ζώνη επιρροής = 3,5m

$$w_{tot}(z=10,5m) = 2,55 kN/m^2$$

$$w_y = 2,55 kN/m^2 \cdot 3,5m = 8,925 kN/m$$


Συνδυασμοί φορτίων:

Κατά τον άξονα Z

$$E_d = 1,00 \cdot 32,38 kN/m + 1,50 \cdot 0 kN/m = 32,38 kN/m$$

Κατά τον άξονα Y

$$E_d = 1,50 \cdot 8,925 kN/m = 13,39 kN/m$$

3. Υποστέλιωμα (στην διατομή των αξόνων D και 1, με ελάτρωση 14,00m)

• είναι ακραίο υποστέλιωμα

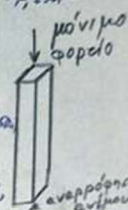
• Εμβαδόν επιρροής = $2,5m \cdot 3m = 7,5m^2$

• Μόνιμα φορτία: Δάπεδο $\rightarrow 5,50kN/m^2$

Ιδιο βάρος χάλυβα $\rightarrow 1kN/m^2$

$$g_{tot} = (5,50kN/m^2 + 1,00kN/m^2) \cdot 7,5m^2$$

$$g_{tot} = 48,75kN$$



• Άνεμος

Ευθύμενη κατακόρυφη αναρρόφηση ανέμου στο δάπεδο (ε=113%)

Για τον έλεγχο του γωνιακού υποστελίσματος είναι απαραίτητο, λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του ανέμου ως εξής. Δεδομένου ότι η γωνιακή περιοχή (ζώνη F) παρουσιάζει τις δυσμενέστερες τιμές αναρρόφησης, υποθέτουμε μία συντηρητική προέγχεση για όλη την επιφάνεια του δώματος.

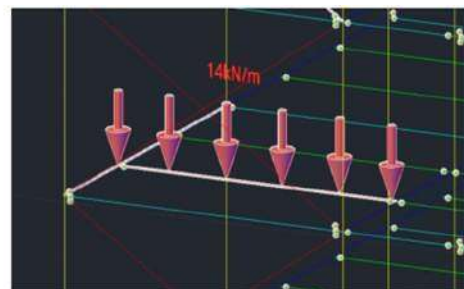
• Πίεση ταχύτητας αέρα (4ος όροφος): $q_p = 2,24kN/m^2$

• Συντελεστής εξωτερικής πίεσης (F) $\rightarrow C_{pe,10} = -1,30$

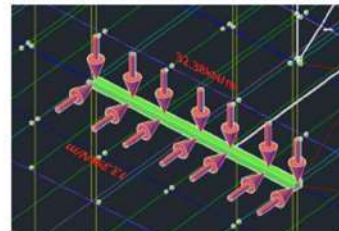
• Συνολική πίεση αναρρόφησης (υποπίεση): $W_{totF} = q_p \cdot C_{pe,10} = -4,03kN/m^2$

$$W_{tot} = W_{totF} \cdot 7,5m^2 = 30,23kN$$

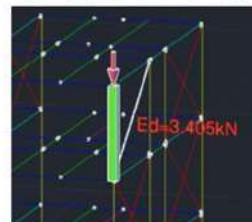
$$E_{tot} = E_d = -1,50 \cdot 30,23 + 1,00 + 48,75kN = 3,405kN$$



Δευτερεύουσα δοκός (Τοξίδα): Έλεγχος σε ΟΚΑ με συνδυασμό Άνεμος (δυσμενής) και Μόνιμα (ευμενής)



Κύρια δοκός: Έλεγχος σε ΟΚΑ με συνδυασμό Άνεμος (δυσμενής) και Μόνιμα (ευμενής)



Υποστέλιωμα: Έλεγχος σε ΟΚΑ με συνδυασμό Άνεμος (δυσμενής) και Μόνιμα (ευμενής)

4. Χιαστί (ευνδέσμος δοκαριών, κατακόρυφος) - στον άξονα 1 μεταξύ των αξόνων D και C

• σε ελάτρωση 14,00m

• $W_{totg} = 2,96kN/m^2$

• Μήκος όψης $\rightarrow 6m$ (4ος όροφος)

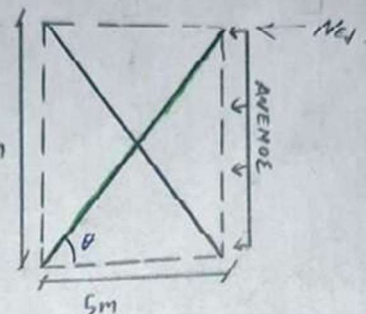
• Ζώνη επιρροής = $3,5m$

$$F_{tot} = 2,96kN/m^2 \cdot 6m \cdot 3,5m = 62,16kN$$

• Έχουμε δύο ευνδέσμους δοκαριών

$$F = \frac{F_{tot}}{2} = 31,08kN$$

• Μήκος του διαγώνιου μέλους: $\sqrt{3,5^2 + 5^2} = 6,1m$



$$\cos \theta = 0,82 \rightarrow \theta = 34,9^\circ$$

$$N_{Ed} = 1,50 \cdot \left(\frac{31,08kN}{0,82} \right) = 56,85kN$$



Σύνδεσμος Χιαστί: Έλεγχος σε ΟΚΑ με συνδυασμό Άνεμος (δυσμενής) και Μόνιμα (ευμενής)

Έλεγχος GE Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (OKL)

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας ελέγχουμε τις παραμορφώσεις χρησιμοποιώντας τον Χαρακτηριστικό Συνδυασμό δράσεων, όπου οι επιμέρους συντελεστές είναι ίσοι με τη μονάδα.

Ο συνδυασμός δράσεων υπολογίζεται ως εξής:

$$E_d = 1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W$$

Δευτερεύουσα δοκός ($Z=10,5m$) μεταξύ των άξονων 1-2-C-D

- Μόνιμα φορτία (G): $14,00 \text{ kN/m}$
- Φορτίο ανέμου (W): Λόγω του ότι η δοκός ανήκει σε ειδικό όροφο, η κατακόρυφη συνιστώσα υπαρχής του ανέμου είναι μηδενική ($W=0$).
- Συνδυασμός φορτίων: $E_d = 1,00 \cdot 14,00 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 0 = 14,00 \text{ kN/m}$

Κύρια δοκός ($Z=10,5m$) πάνω στον άξονα D από τον άξονα 1 έως τον άξονα 2.

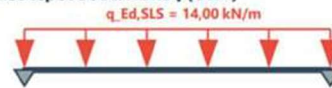
- Μόνιμα φορτία (G): $g_{tot} = 32,38 \text{ kN/m}$
- Φορτίο Ανέμου (W): $W_y = 8,925 \text{ kN/m}$

Συνδυασμοί φορτίων:

- Κατά τον άξονα Z:
 $E_{dz} = 1,00 \cdot 32,38 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 0 = 32,38 \text{ kN/m}$

- Κατά τον άξονα Y:
 $E_{dy} = 1,00 \cdot 8,925 \text{ kN/m} = 8,925 \text{ kN/m}$

1. Δευτερεύουσα Δοκός (OKL)



2. Κύρια Δοκός D (OKL)



3. Υποστήλωμα Δώματος (OKL)



4. Χιαστί Σύνδεσμος (OKL)



3) Υποστήλωμα (στην διασταύρωση των άξονων D και 1, στο στάθμη $14,00m$)

- Μόνιμα φορτία (G - θλίψη): $g_{tot} = 48,75 \text{ kN}$
- Άνεμος (W - Υπαρχή - Εμελυσμός): $W_{tot} = 30,23 \text{ kN}$

• Συνδυασμός φορτίων:

$$E_d = 1,00 \cdot 48,75 \text{ kN} - 1,00 \cdot 30,23 \text{ kN} = +18,52 \text{ kN} \text{ (θλιπτική δύναμη)}$$

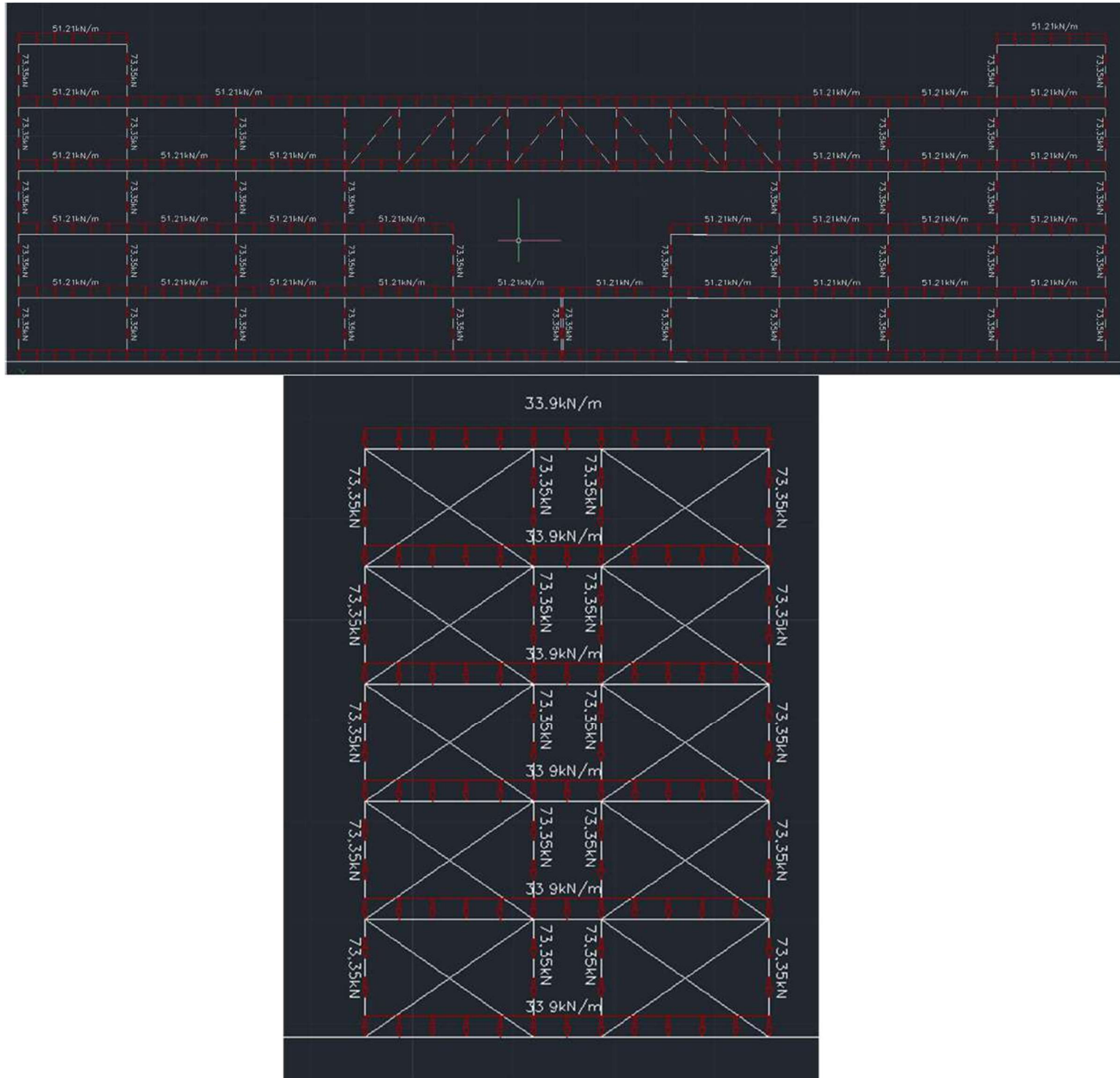
4) Χιαστί (σύνδεσμος δακαμψίας, κατακόρυφος) - στον άξονα 1 μεταξύ των άξονων D και C)

- Οριζόντια δύναμη ανέμου ανά σύνδεσμο: $F = 31,08 \text{ kN}$
- Γωνία διαγώνιου μέλους: $\cos \theta = 0,82$ ($\theta = 34,9^\circ$)
- Αξονική δύναμη διαγώνιου μέλους (W):

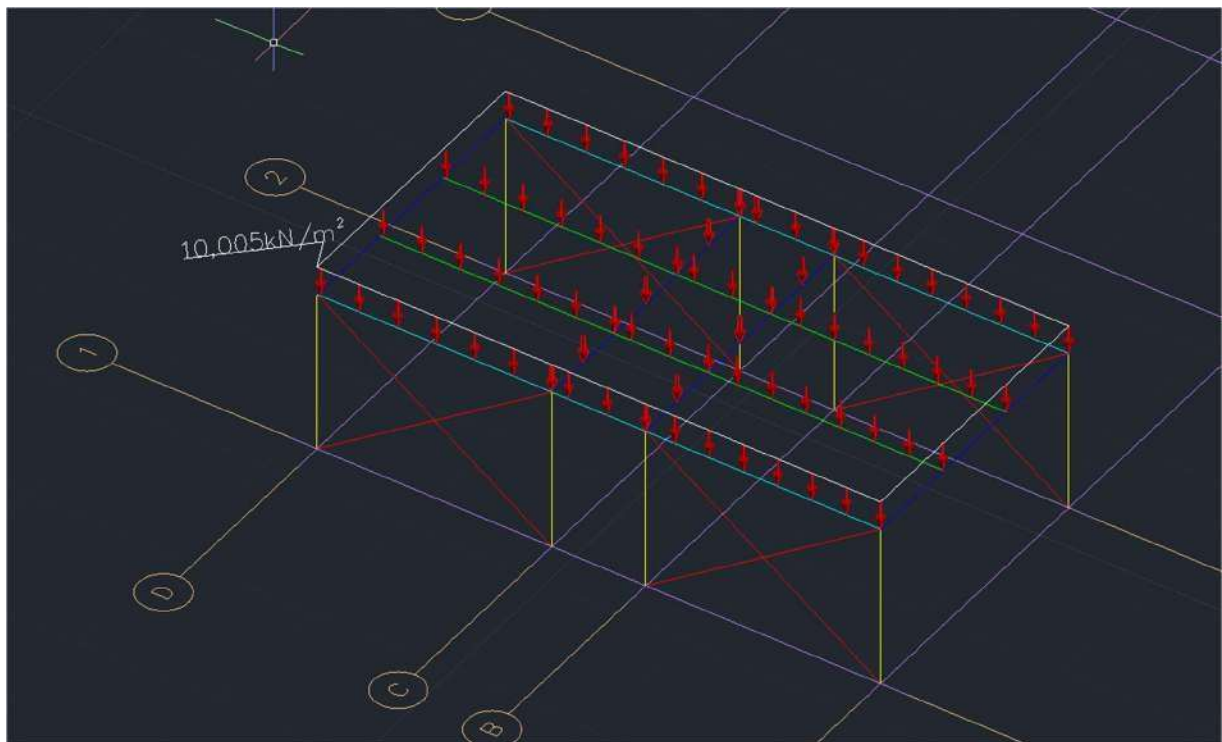
$$N_{ed} = 1,00 \left(\frac{31,08}{0,82} \right) = 37,90 \text{ kN}$$

3.3 Σκαριφήματα με τις τιμές των επιφανειακών και γραμμικών φορτίων από δυο συνδυασμούς φορτίσεων καθώς και αντίστοιχων δυσμενών φορτίσεων για κάθε συνδυασμό.

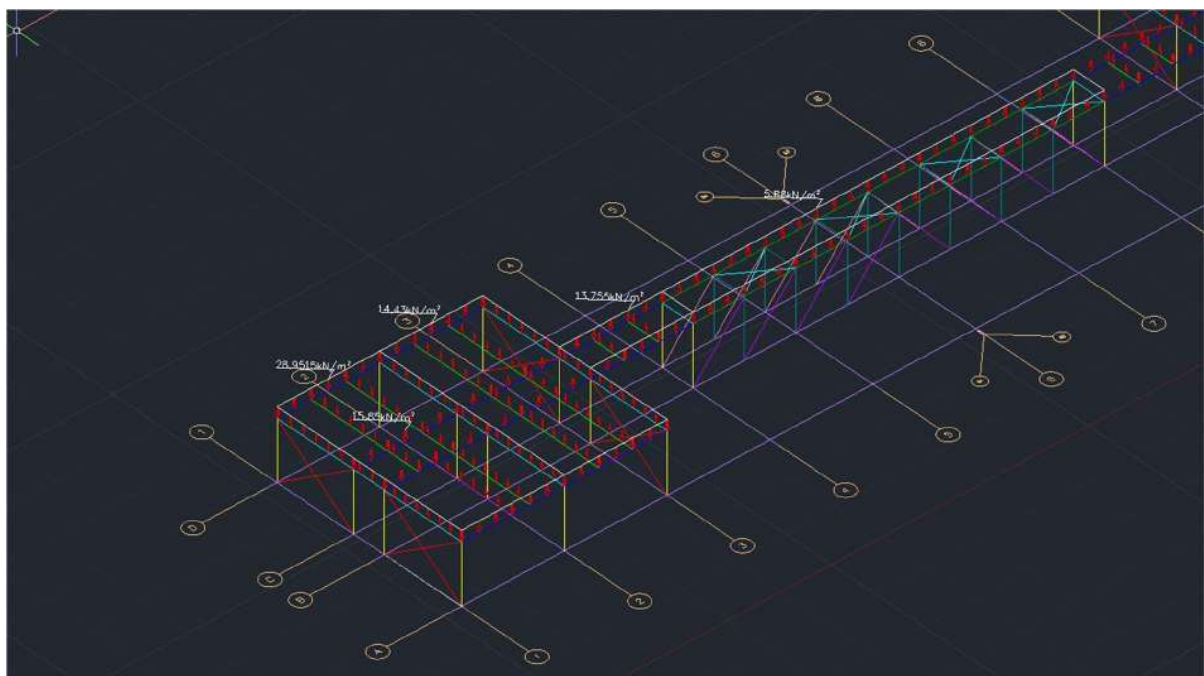
3.3.1 Σενάριο 1



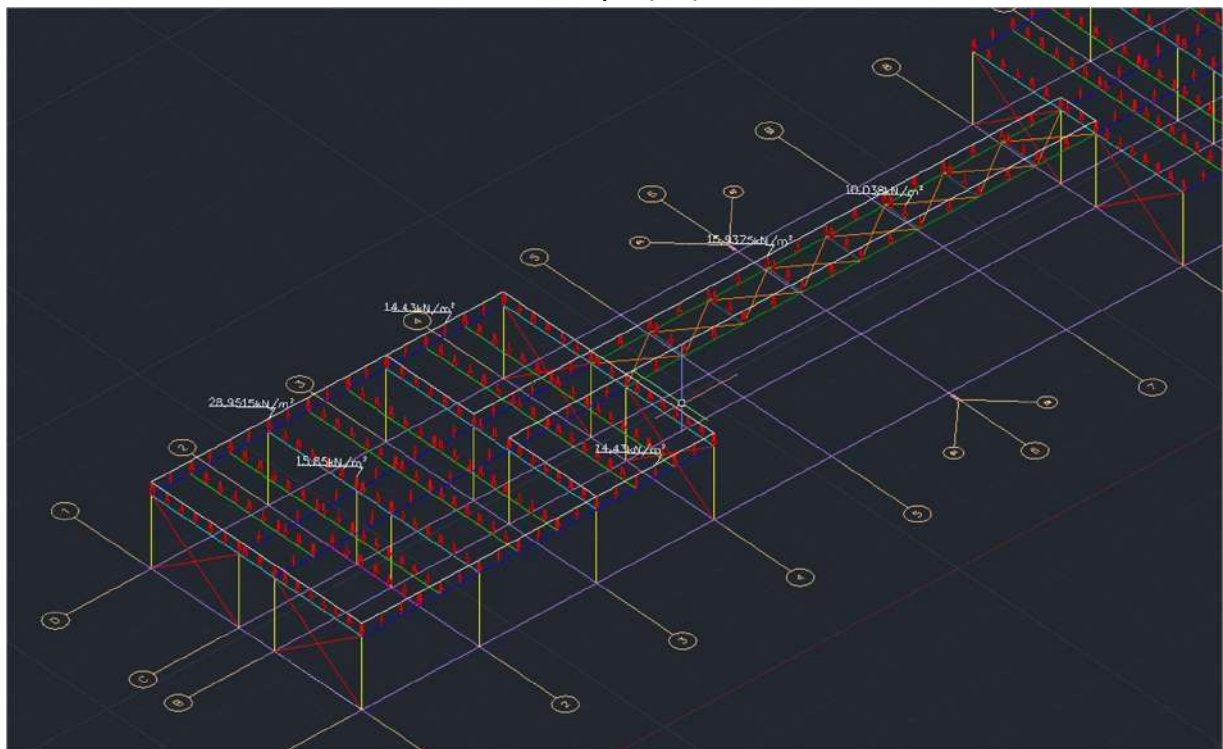
4^{ος} Όροφος



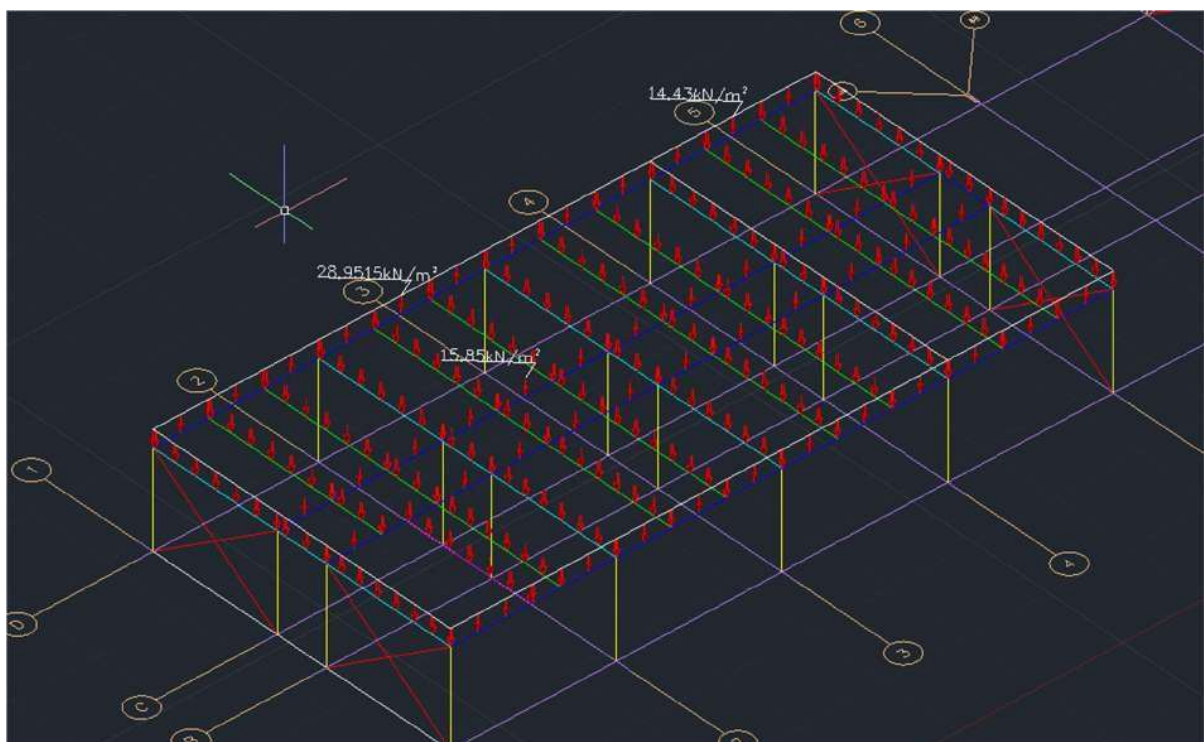
3^{ος} Όροφος



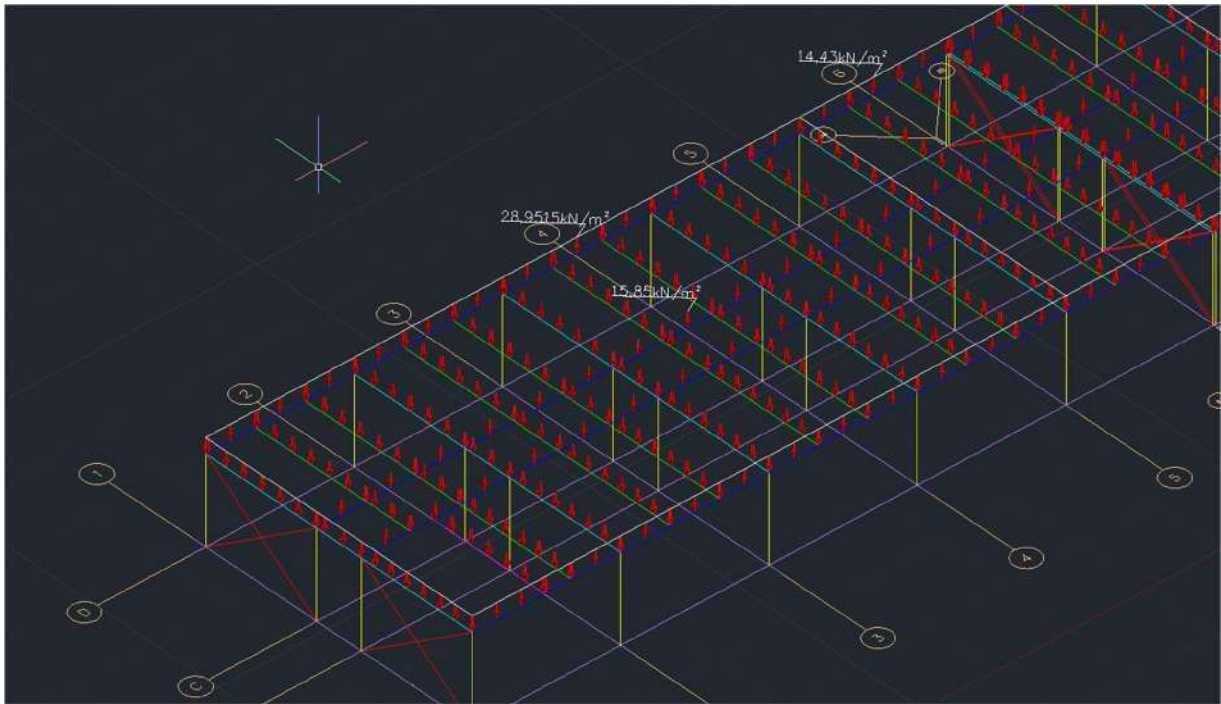
2^{ος} Όροφος



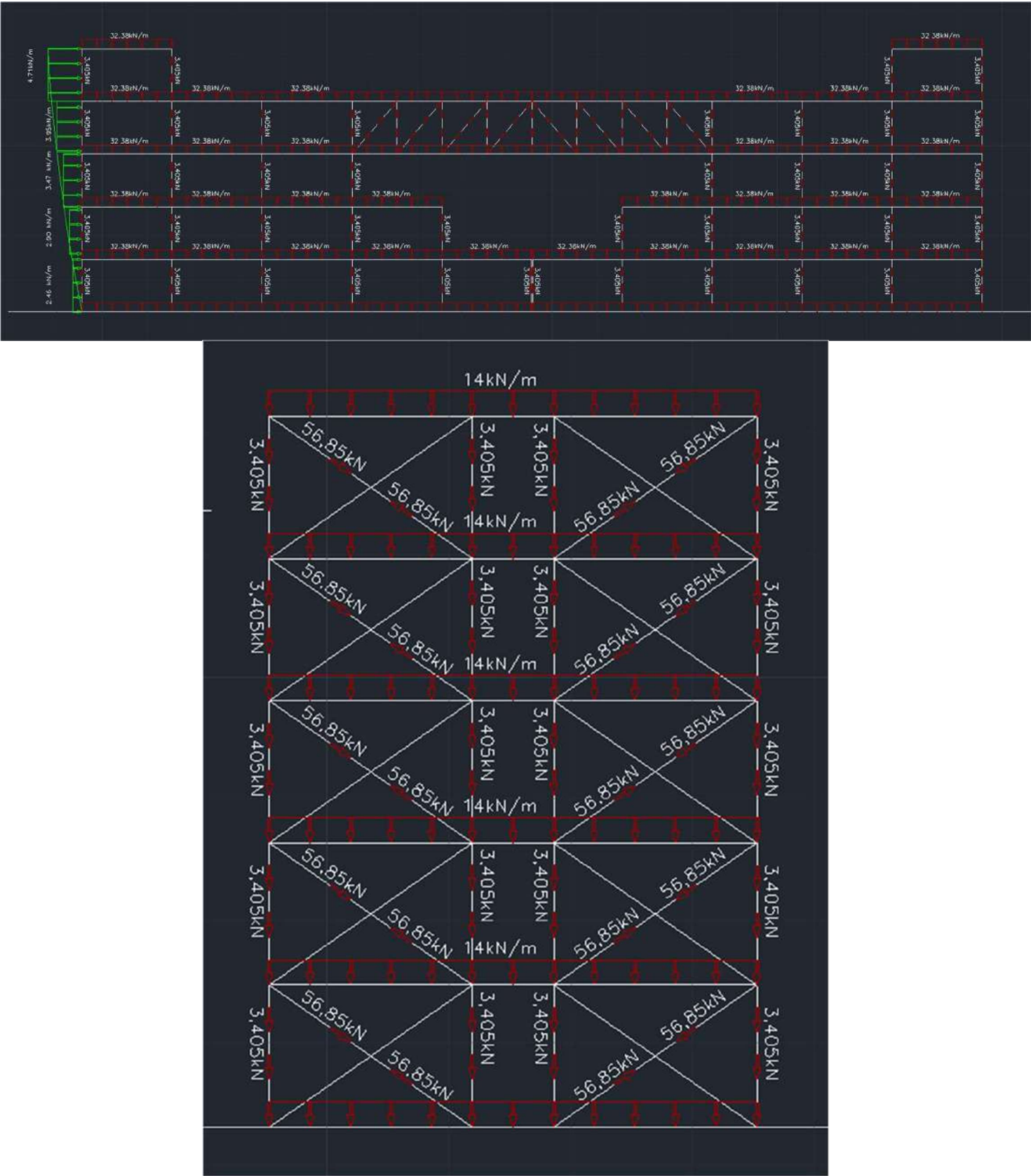
1^{ος} Όροφος



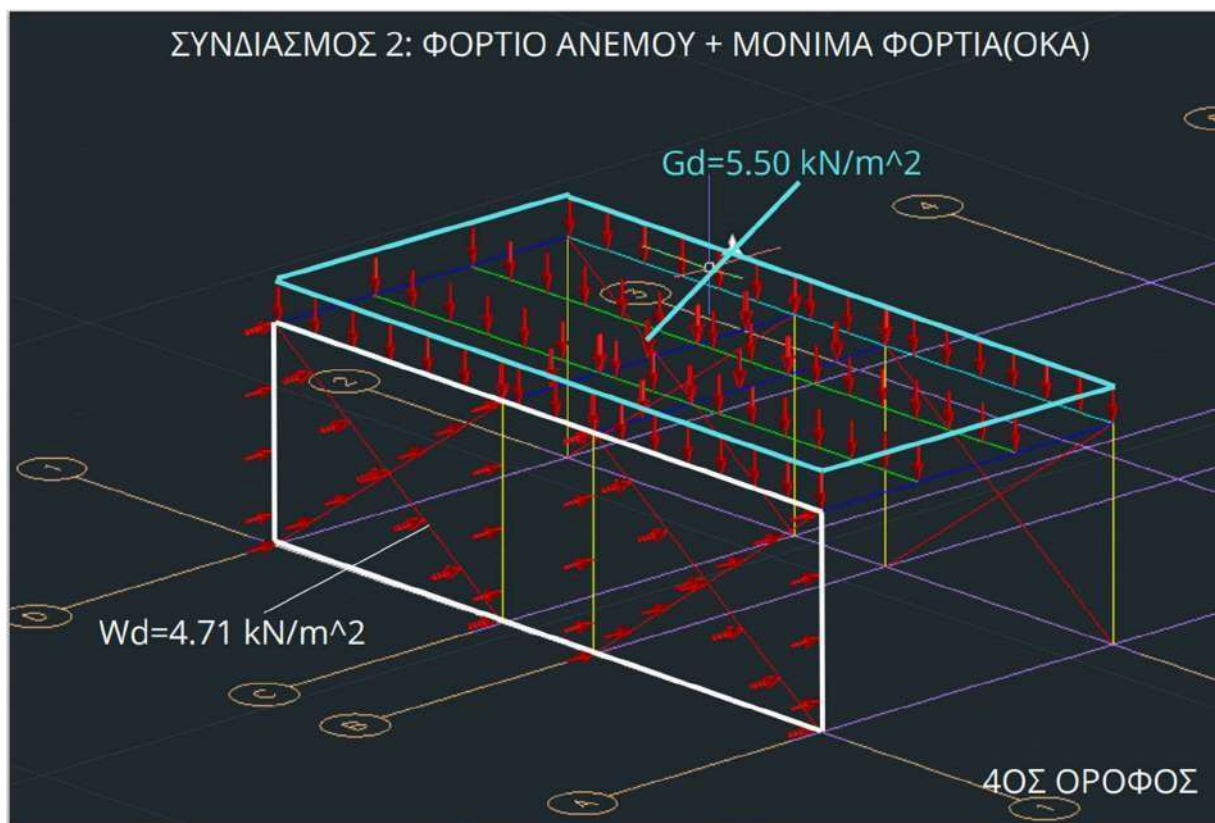
Ισόγειο



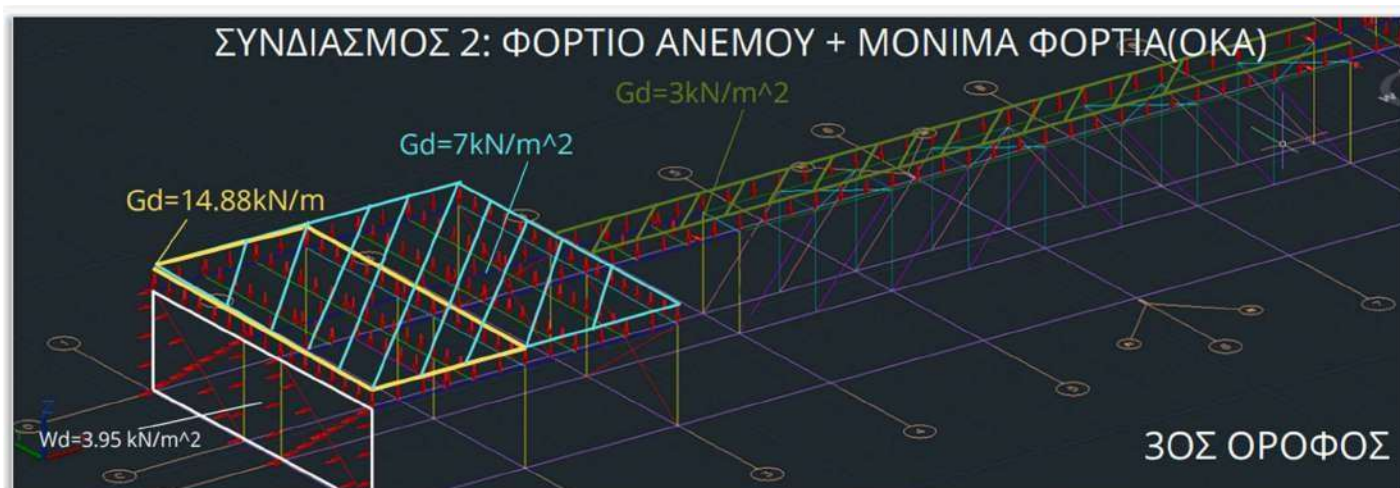
3.3.2 Σενάριο 2



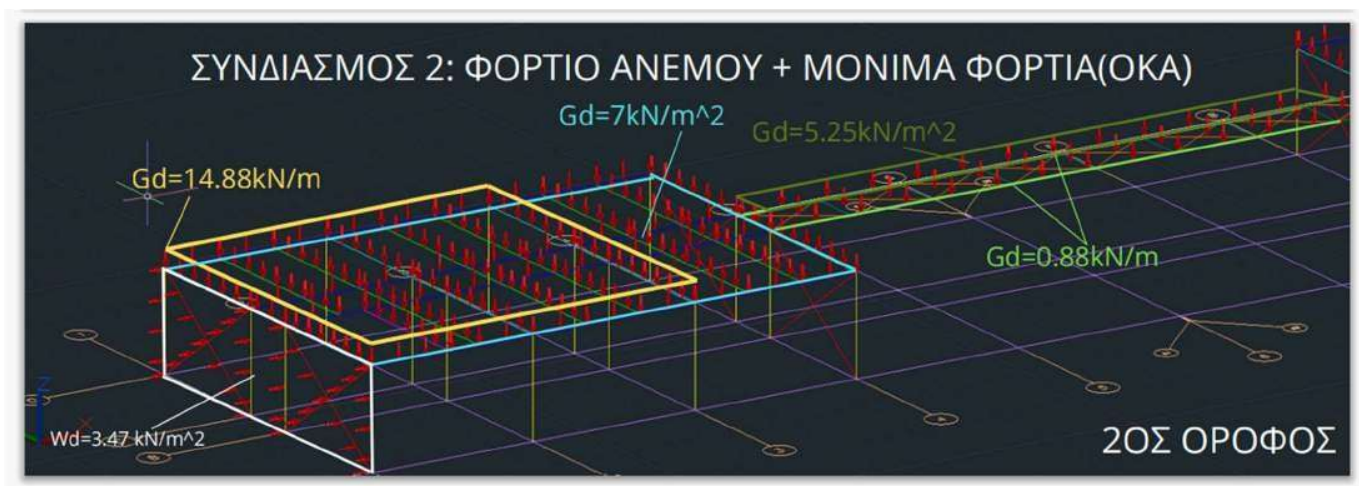
4^{ος} Όροφος



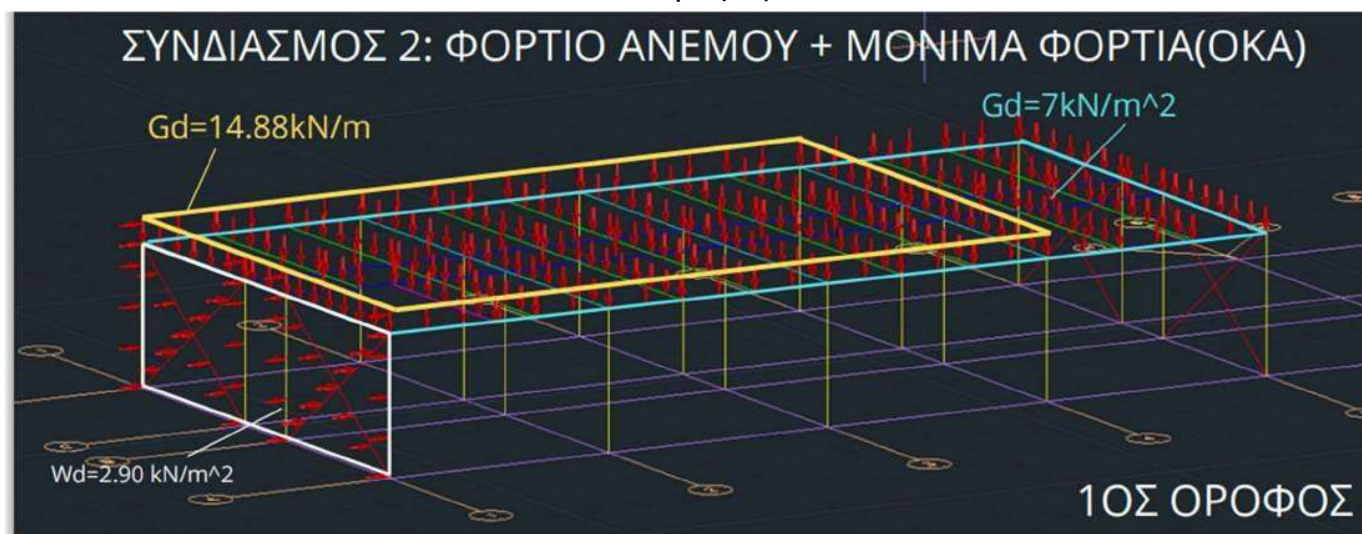
3^{ος} Όροφος



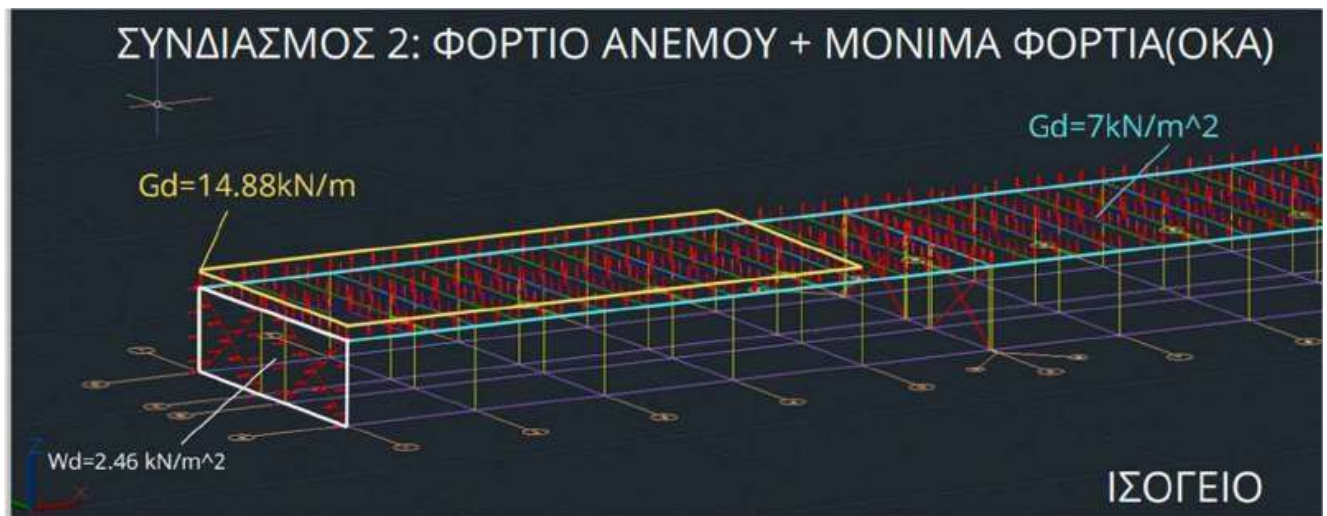
2^{ος} Όροφος



1^{ος} Όροφος



Ισόγειο



ΒΗΜΑ 4. Ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής

Δουλειά με υπολογιστή: Να γίνει το αριθμητικό προσομοίωμα της κατασκευής σε ένα πρόγραμμα Η/Υ και να πραγματοποιηθεί η στατική επίλυση για μόνιμα, κινητά, σεισμικά φορτία και θερμοκρασιακή μεταβολή. Να παρουσιαστούν οι αντιδράσεις στήριξης και τα διαγράμματα ροπών, τεμνουσών, αξονικών δυνάμεων σε ενδεικτικά μέλη της κατασκευής (π.χ. τεγίδα, πλαίσιο, διαγώνιοι σύνδεσμοι). Ακόμη να υπολογιστούν τα κατακόρυφα και τα οριζόντια βέλη της κατασκευής και να παρουσιαστούν οι τιμές τους σε χαρακτηριστικά σημεία, (π.χ. βέλος στο μέσο δοκού πλαισίου και οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του κτιρίου). **Να γίνουν οι απαραίτητοι έλεγχοι για την ορθότητα των αποτελεσμάτων του προγράμματος.**

Δουλειά με το 'χέρι': Με χρήση απλοποιημένων μοντέλων προσομοιωμάτων και τρόπου φόρτισης από κατάλληλη επιφάνεια επιρροής φορτίων του στοιχείου (π.χ. συνεχής δοκός, πρόβολος, κατακόρυφο υποστύλωμα) να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη για μια δοκό, ένα υποστύλωμα και σε ένα διαγώνιο μέλος. **Να συγκρίνετε τα εντατικά μεγέθη που υπολογίσατε με το χέρι με τα αντίστοιχα που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα.**

Σε αυτό το βήμα δημιουργήσαμε το αριθμητικό μοντέλο της κατασκευής στο Autodesk Robot, βασισμένοι στον σκελετό που είχαμε ετοιμάσει στο Βήμα 2. Αρχικά, ορίσαμε τις στηρίξεις και τις συνδέσεις σε όλα τα μέλη, βάζοντας πακτώσεις και αρθρώσεις όπου χρειαζόταν. Στη συνέχεια προσθέσαμε τη γέφυρα, η οποία, όπως φαίνεται και στο screenshot, από τη μία πλευρά εδράζεται με κύλιση και από την άλλη με άρθρωση. Για να «διαβάσει» σωστά το πρόγραμμα τα εξωτερικά φορτία, προσθέσαμε cladding panels. Ειδικά στα πάνελ που δέχονται τα φορτία από τις σύμμικτες πλάκες, επιλέξαμε μονόδρομη διανομή (one-way), ώστε το φορτίο να μεταφέρεται σωστά στις δευτερεύουσες δοκούς.

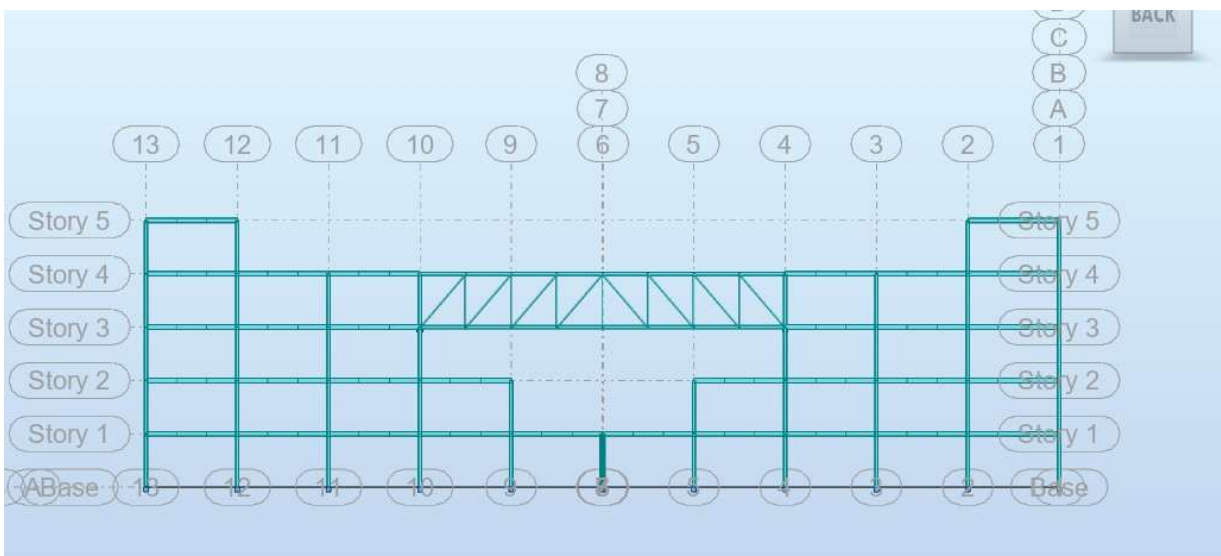
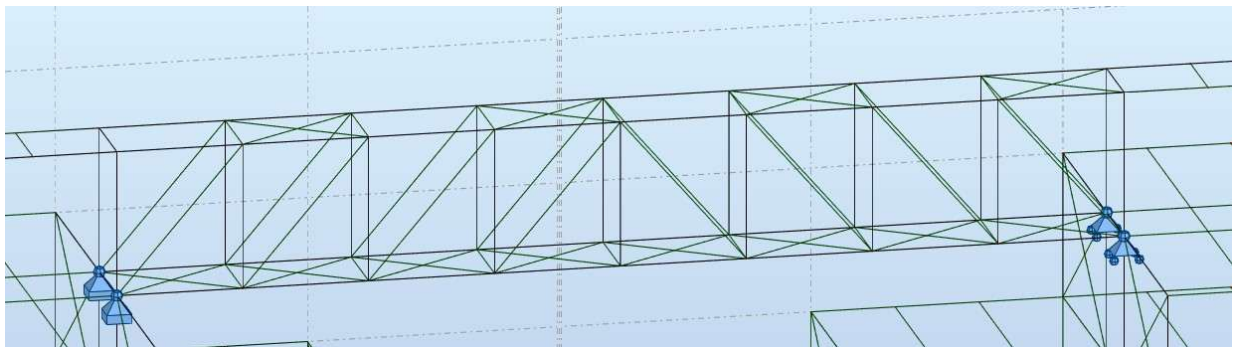
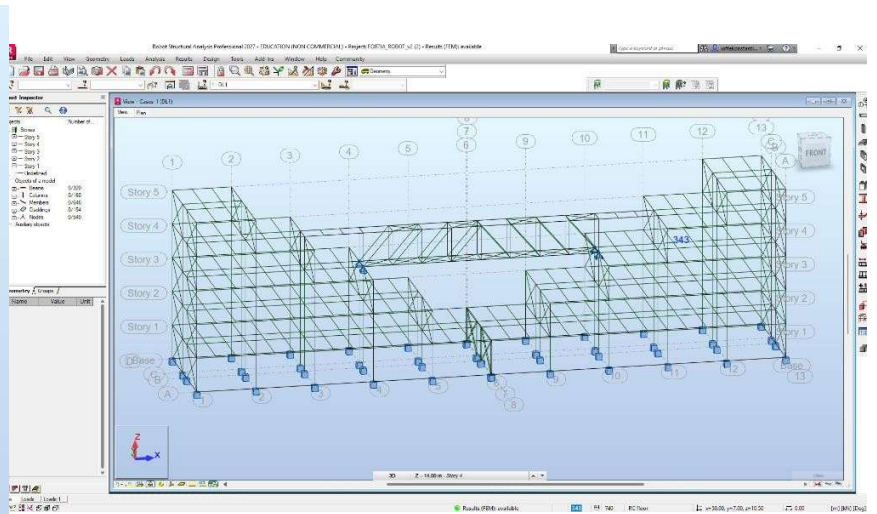
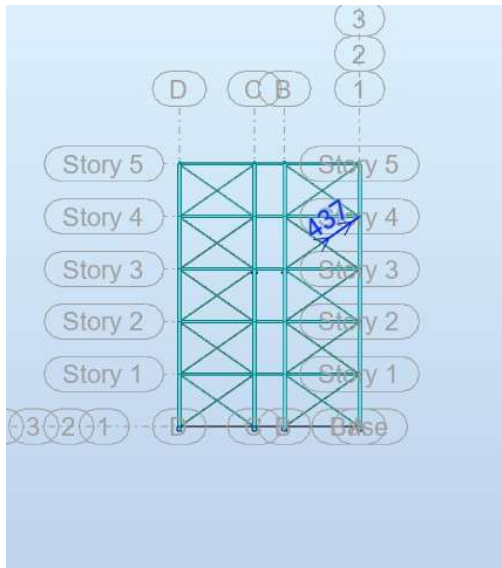
Μετά, περάσαμε στο μοντέλο τα φορτία που είχαμε υπολογίσει αναλυτικά στο Βήμα 3. Συγκεκριμένα βάλαμε:

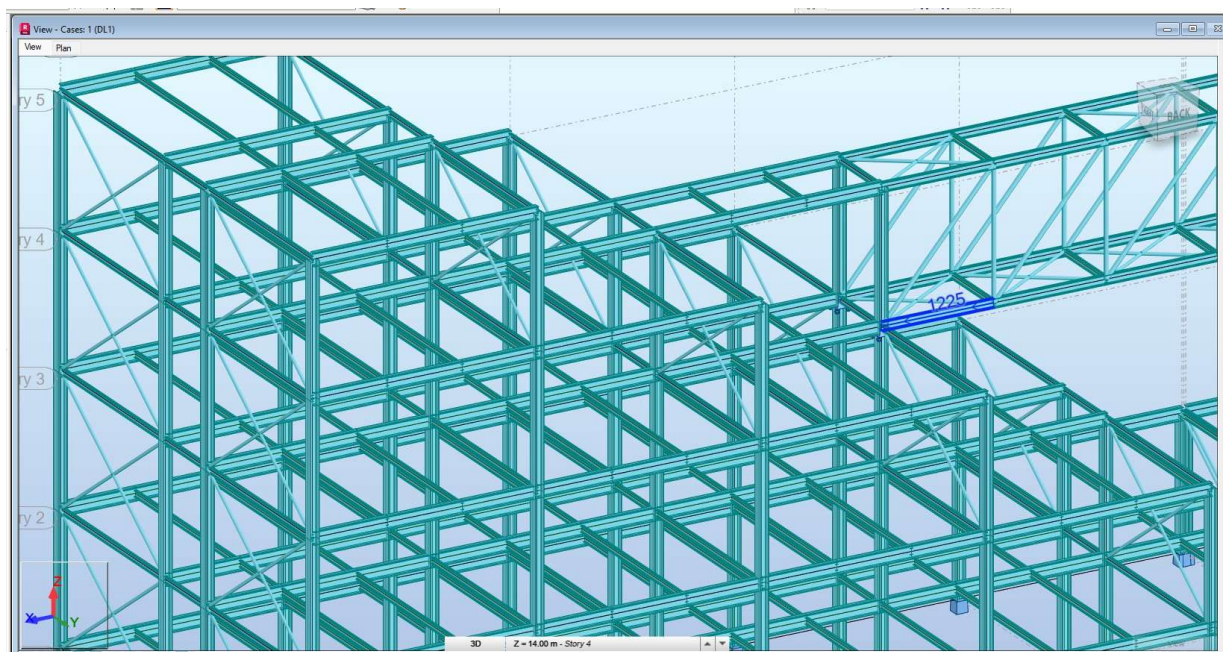
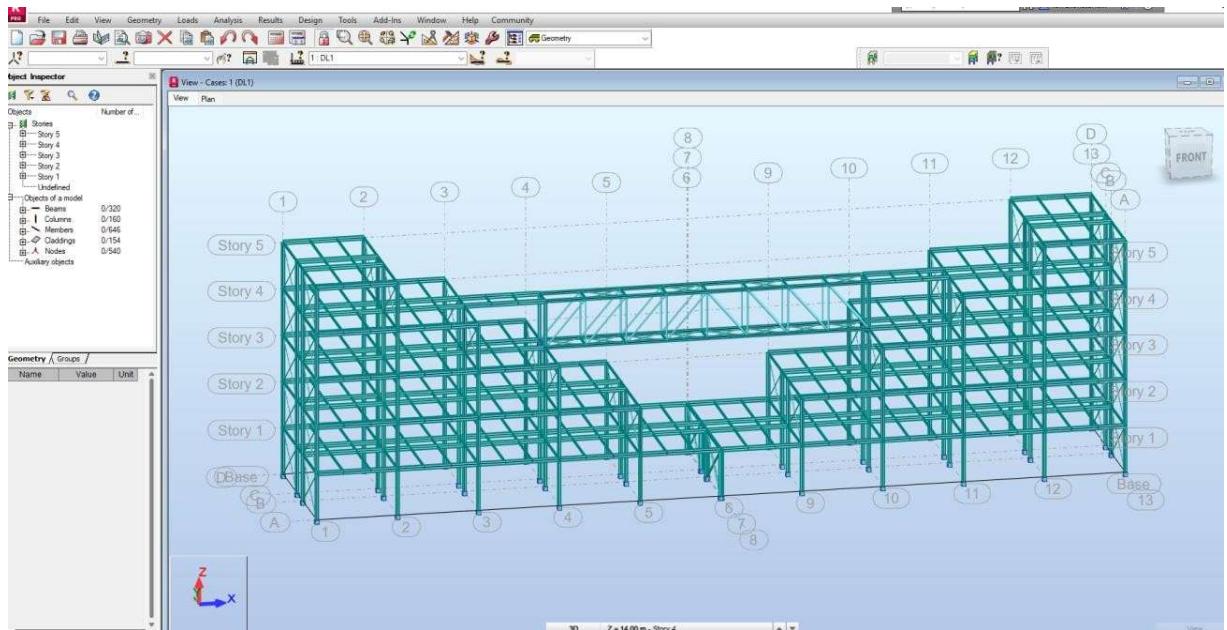
- Ίδιο βάρος και μόνιμα φορτία
- Κινητά φορτία
- Χιόνι
- Φορτίο ανέμου σε δύο διευθύνσεις
- Θερμοκρασιακές μεταβολές

Βάση αυτών, δημιουργήσαμε πάνω από 400 συνδυασμούς φόρτισης σε ΟΚΑ και ΟΚΛ. Αφού τρέξαμε την επίλυση με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (FEM), εξάγαμε τα αποτελέσματα που φαίνονται στους πίνακες και στα διαγράμματα παρακάτω. Μέσα από αυτά, ελέγξαμε τις αντιδράσεις στήριξης, τα εντατικά μεγέθη (ροπές, τέμνουσες, αξονικές δυνάμεις) και τα βέλη κάμψης σε βασικά σημεία του φορέα.

Τέλος, για να είμαστε σίγουροι ότι τα αποτελέσματα του Robot βγάζουν νόημα, κάναμε κάποιους ελέγχους με το χέρι. Τα νούμερα συμφώνησαν απόλυτα, πράγμα που επιβεβαιώνει ότι το αριθμητικό μας μοντέλο δουλεύει σωστά.

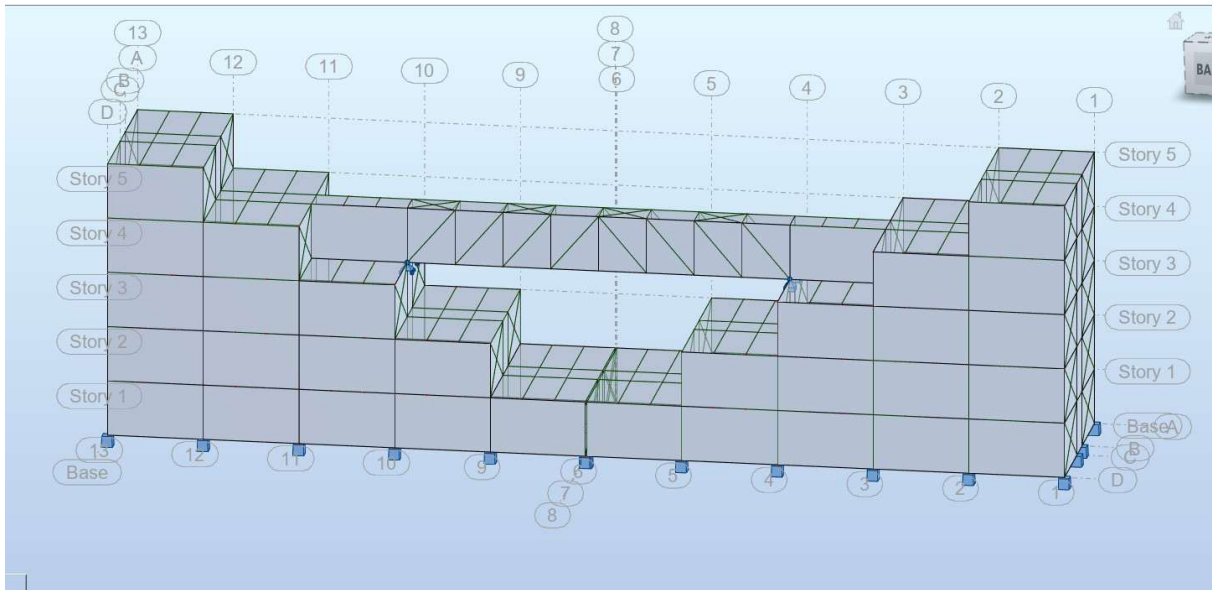
4.1 Αριθμητικό Προσομοίωμα της Κατασκευής



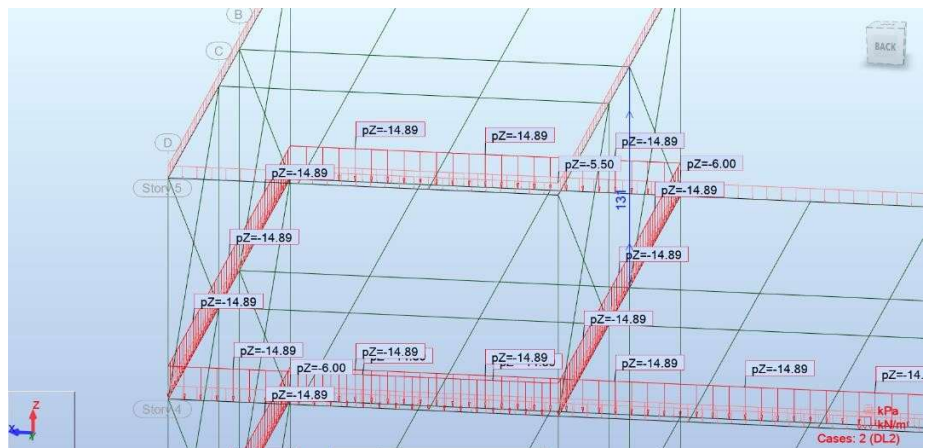
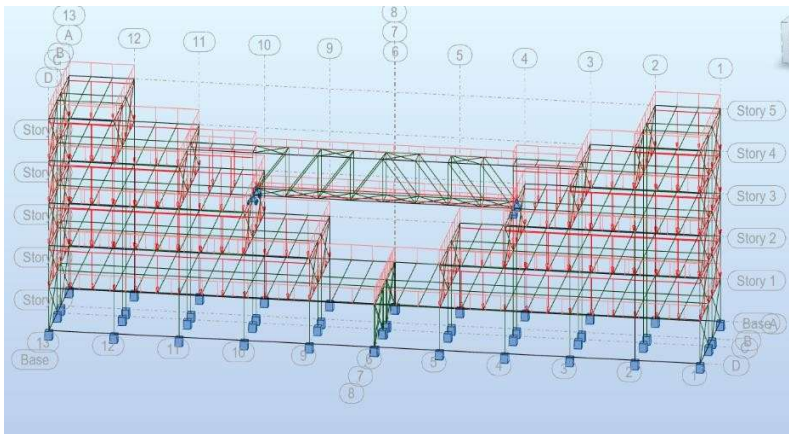


4.2 Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίων

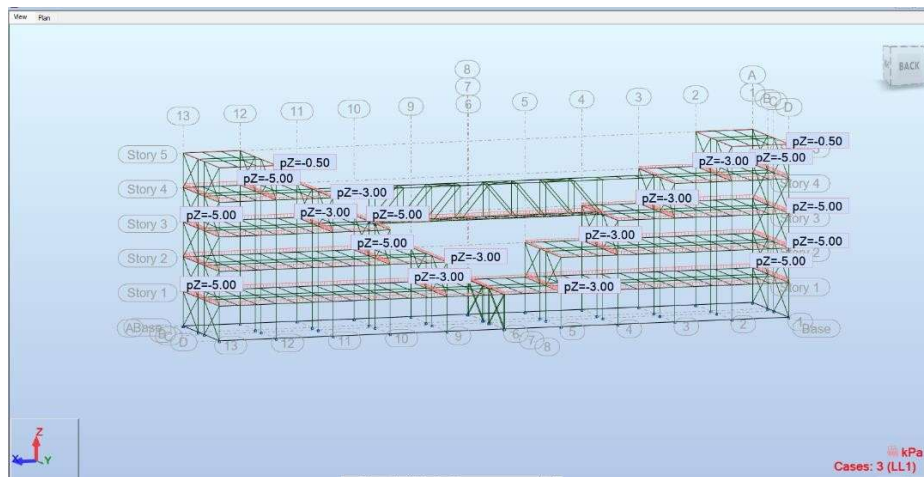
Cladding Panels



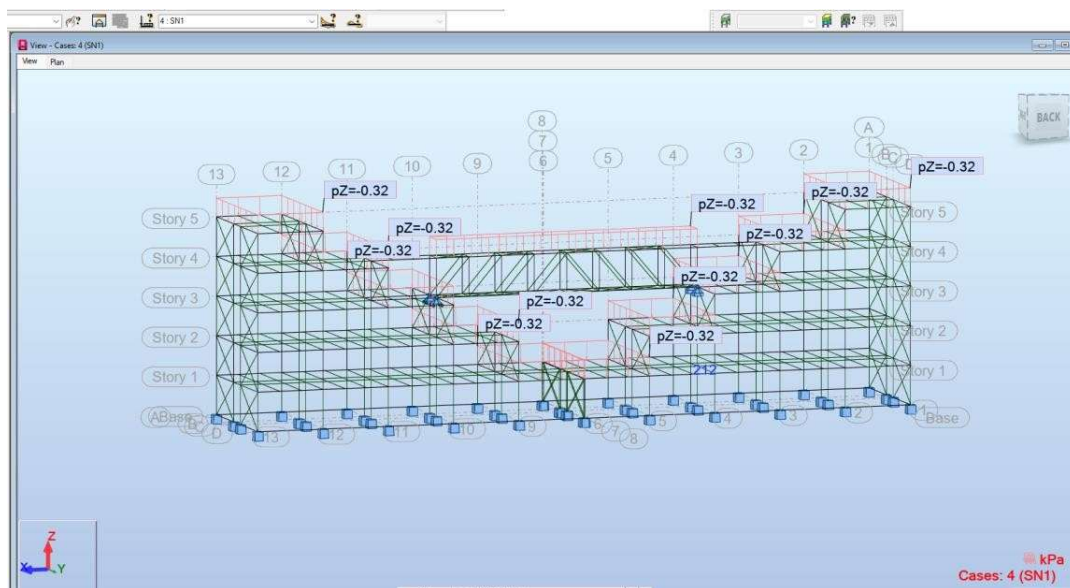
Μόνιμα Φορτία



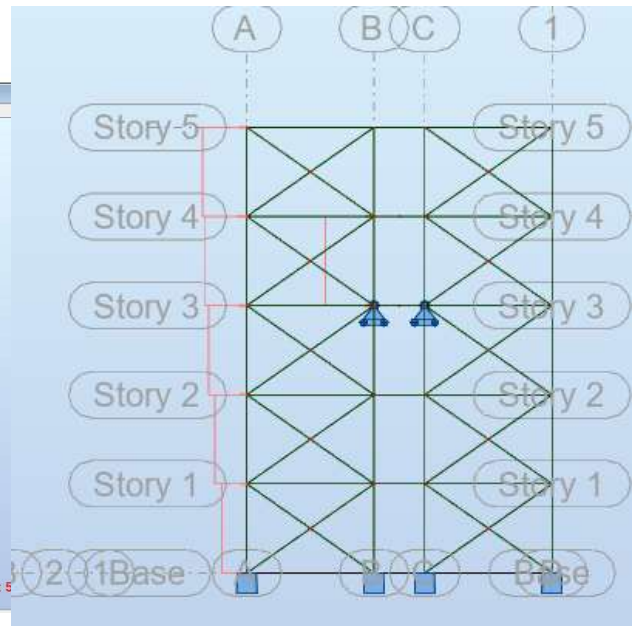
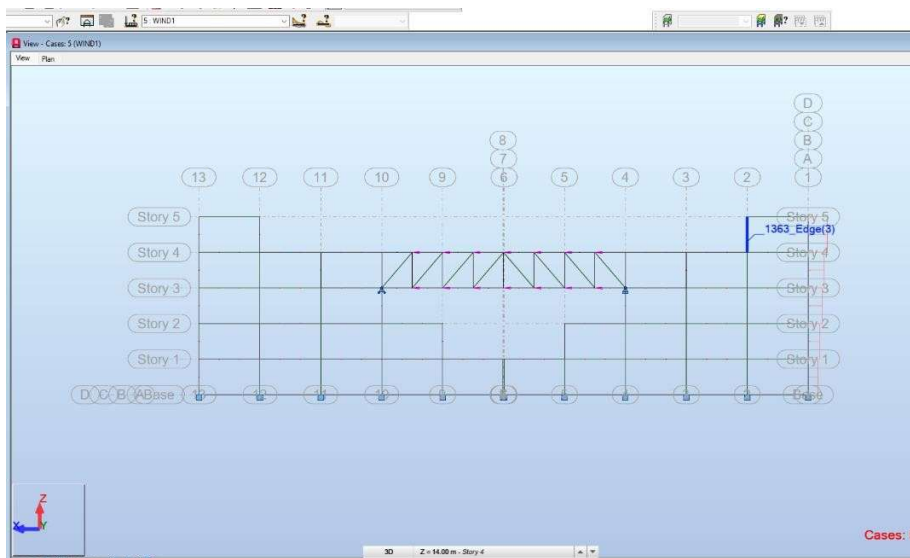
Κινητά Φορτία



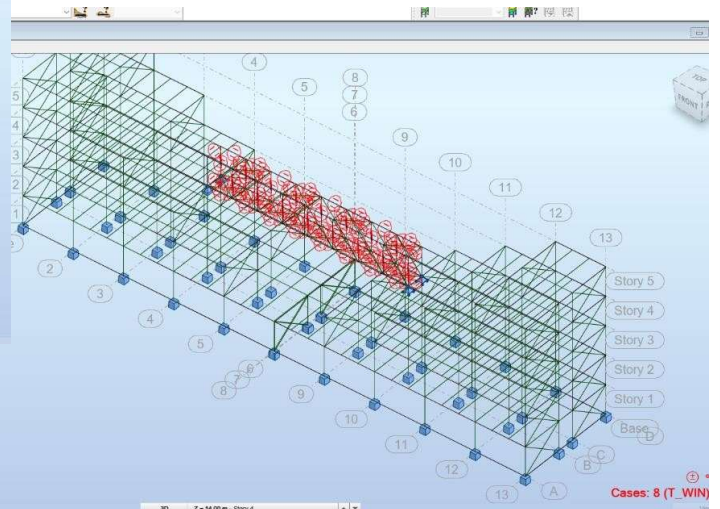
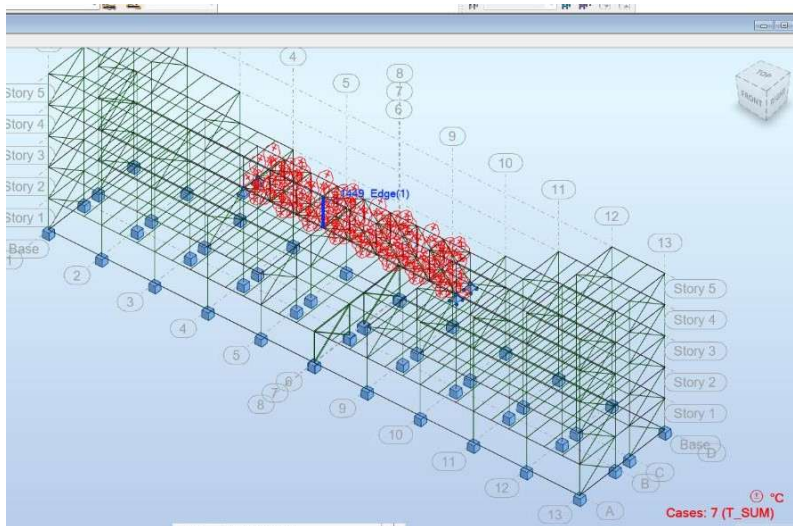
Φορτίο Χιονιού



Φορτίο ανέμου σε δύο κατευθύνσεις



Θερμοκρασιακή μεταβολή



4.3 Πίνακες Φορτίων και Συνδυασμών

8 : T WIN

- 1 : DL1
- 2 : DL2
- 3 : LL1
- 4 : SN1
- 5 : WIND1
- 6 : WIND2
- 7 : T SUM
- 8 : T WIN**
- 9 : ULS
- 10 : ULS+
- 11 : ULS-
- 12 : SLS
- 13 : SLS+
- 14 : SLS-
- 15 : FIRE
- 16 : FIRE+
- 17 : FIRE-

Simple Cases
 Code Combinations
 ULS Code Combinations
 SLS Code Combinations
 FIRE Code Combinations

Combinations/Comp.	Definition
ULS/1	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 8^{*}1.50$
ULS/2	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/3	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.50 + 4^{*}0.75 + 6^{*}0.90 + 7^{*}0.90$
ULS/4	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 4^{*}0.75 + 6^{*}0.90 + 7^{*}1.50$
ULS/5	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.00 + 4^{*}0.75 + 6^{*}0.90 + 7^{*}1.50$
ULS/6	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 5^{*}0.90 + 7^{*}1.50$
ULS/7	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 3^{*}1.50 + 4^{*}0.75 + 5^{*}0.90 + 7^{*}0.90$
ULS/8	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 4^{*}0.75 + 6^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/9	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 6^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/10	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.50 + 4^{*}0.75 + 6^{*}0.90$
ULS/11	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 5^{*}1.50 + 7^{*}0.90$
ULS/12	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 5^{*}1.50 + 7^{*}0.90 + 8^{*}0.90$
ULS/13	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 4^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/14	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.50 + 4^{*}0.75 + 8^{*}0.90$
ULS/15	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.50 + 4^{*}0.75 + 7^{*}0.90$
ULS/16	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 4^{*}0.75 + 6^{*}1.50$
ULS/17	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 4^{*}0.75 + 5^{*}1.50$
ULS/18	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 6^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/19	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 7^{*}1.50 + 8^{*}1.50$
ULS/20	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 6^{*}1.50 + 7^{*}0.90 + 8^{*}0.90$
ULS/21	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.00 + 7^{*}1.50$
ULS/22	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.00 + 4^{*}0.75 + 5^{*}1.50 + 7^{*}0.90$
ULS/23	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 4^{*}0.75 + 5^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/24	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.50 + 6^{*}0.90 + 8^{*}0.90$
ULS/25	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.25 + 6^{*}1.50 + 7^{*}0.90 + 8^{*}0.90$
ULS/26	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.00 + 3^{*}1.05 + 4^{*}0.75 + 6^{*}1.50 + 8^{*}0.90$
ULS/27	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.00 + 3^{*}1.50 + 4^{*}0.75 + 5^{*}0.90$
ULS/28	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.35 + 7^{*}0.90$
ULS/29	$1^{*}1.25 + 2^{*}1.00 + 4^{*}1.50 + 7^{*}0.90$
ULS/30	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 5^{*}1.50 + 7^{*}0.90$
ULS/31	$1^{*}1.00 + 2^{*}1.25 + 3^{*}1.05 + 5^{*}1.50 + 8^{*}0.90$

[illegible]

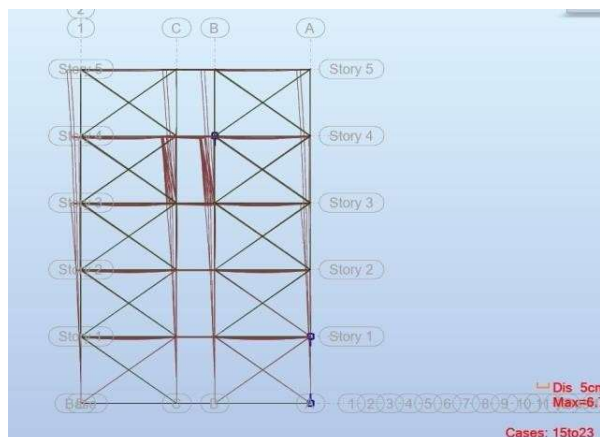
4.4 Αντιδράσεις Στήριξης, Διαγράμματα, Παραμορφώσεις

4.4.1 Αντιδράσεις Στήριξης

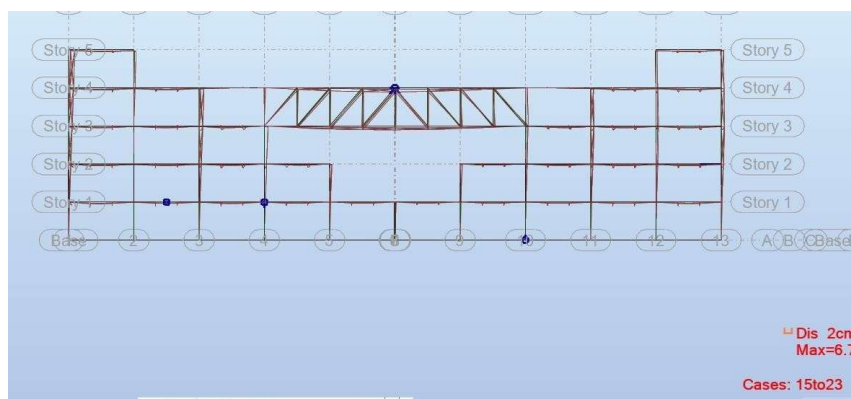
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	1072.36	1254.36	1730.88	55.25	33.57	0.12
Node	1415	1414	106	114	133	99
Case	ULS/303	ULS/647	ULS/303	ULS/420	ULS/368	ULS/303
MIN	-989.56	-1356.18	-448.23	-1.67	-78.65	-0.15
Node	1414	1415	101	113	675	115
Case	ULS/420	ULS/659	6	ULS/203	ULS/296	ULS/301

4.4.2 Παραμορφώσεις

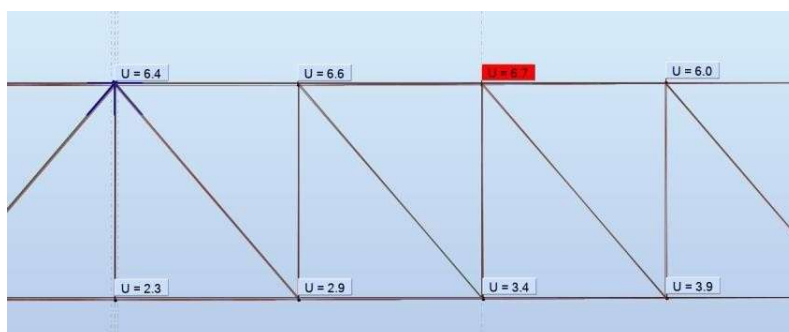
Κατά τον Άξονα Y



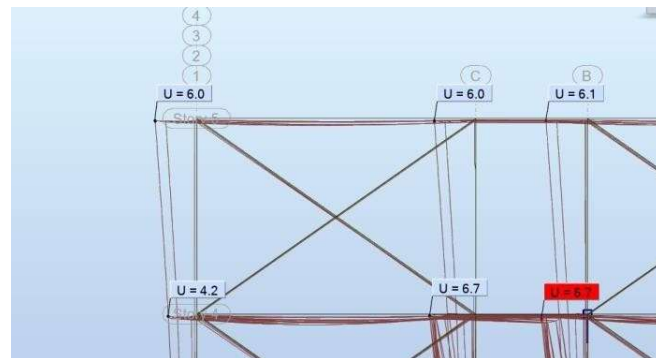
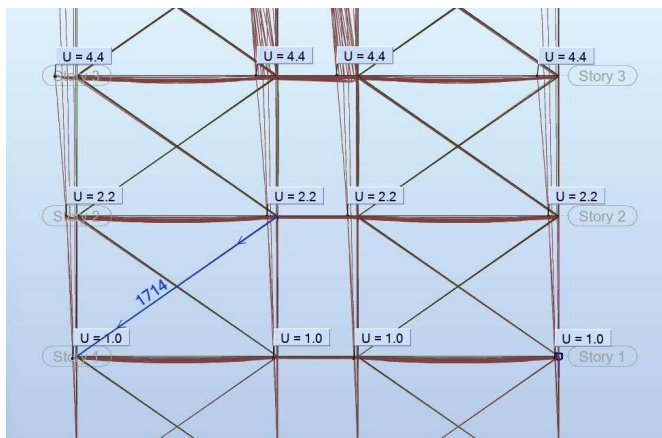
Κατά τον Άξονα X



Μέγιστη Παραμόρφωση στο Άνω Πέλμα της Γέφυρας



Οριζόντια Μετατόπιση στην Κορυφή του Κτιρίου



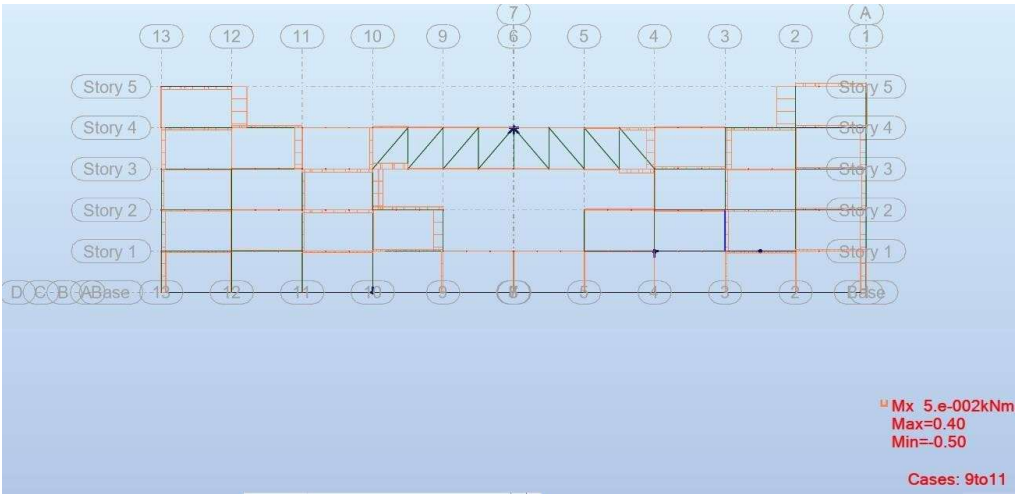
Μέγιστη Μετατοπίσεις

Displacements: 1 - Cases: 16 17 19 20 22 23						
	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Deg)	RY (Deg)	RZ (Deg)
MAX	2.0	6.7	0.1	0.19	0.15	0.63
Node	142	1437	1432	1434	334	124
Case	SLS:CHR/29	SLS:CHR/36	SLS:CHR/116	SLS:CHR/35	SLS:CHR/20	SLS:CHR/36
MIN	-0.3	-0.1	-1.3	-0.40	-0.15	-0.64
Node	170	232	1400	1412	286	438
Case	SLS:CHR/96	SLS:CHR/54	SLS:CHR/37	SLS:CHR/38	SLS:CHR/20	SLS:CHR/55

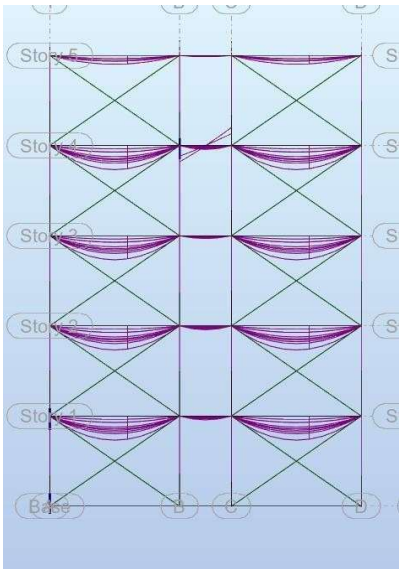
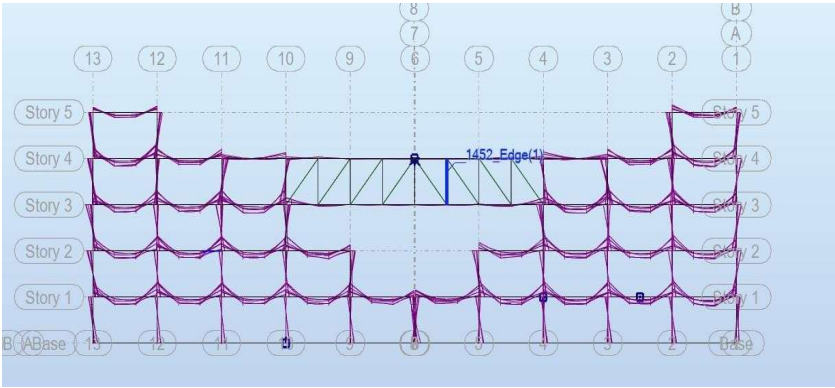
Μέγιστα Βέλη Κάμψης

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0.0	0.0	0.0
Member	657	657	657
Case	SLS:CHR/9	SLS:CHR/3	SLS:CHR/16
MIN	-0.0	-0.1	0.0
Member	657	657	657
Case	SLS:CHR/115	SLS:CHR/57	SLS:CHR/52

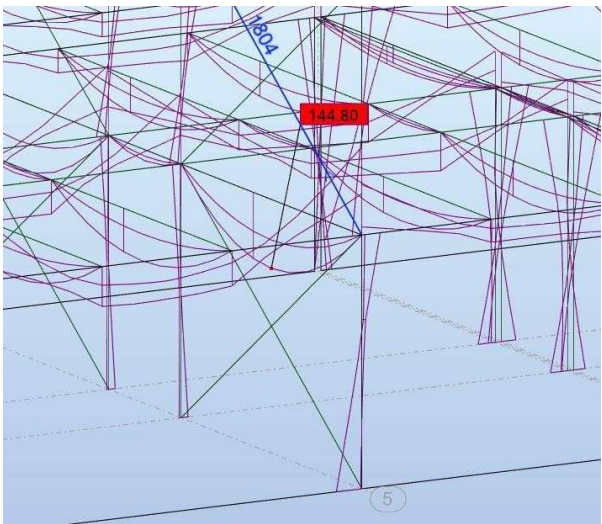
4.4.3 Διαγράμματα Ροπών



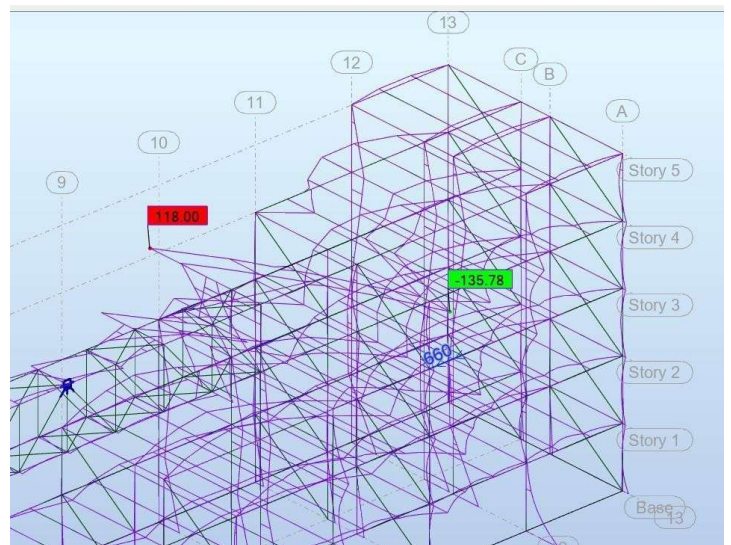
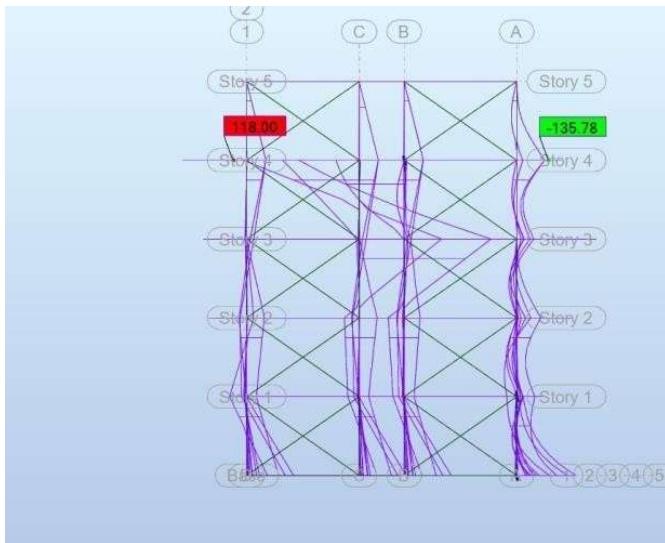
Κατά τον Άξονα Χ



Κατά τον Άξονα Υ

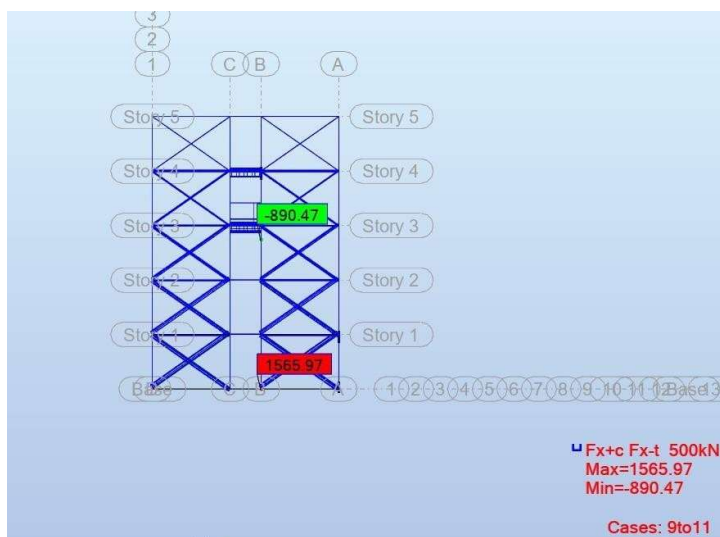
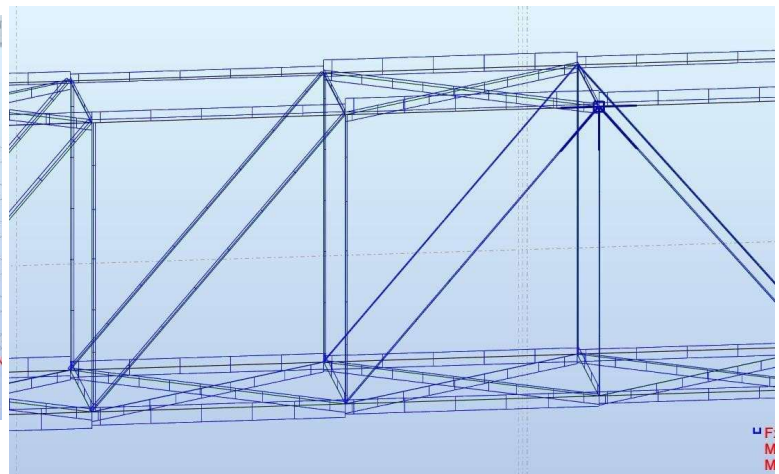
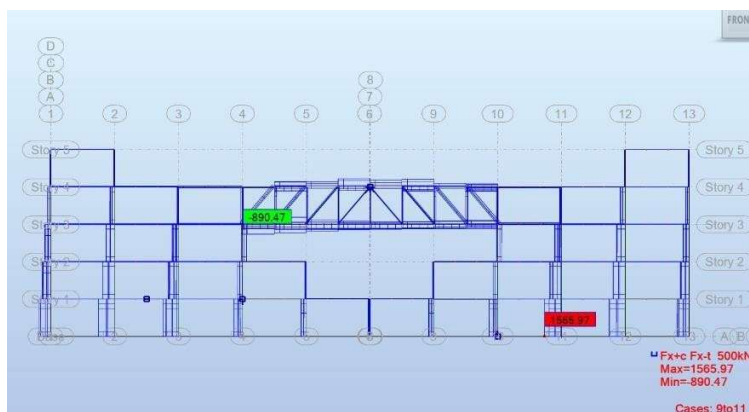


Κατά τον Άξονα Z

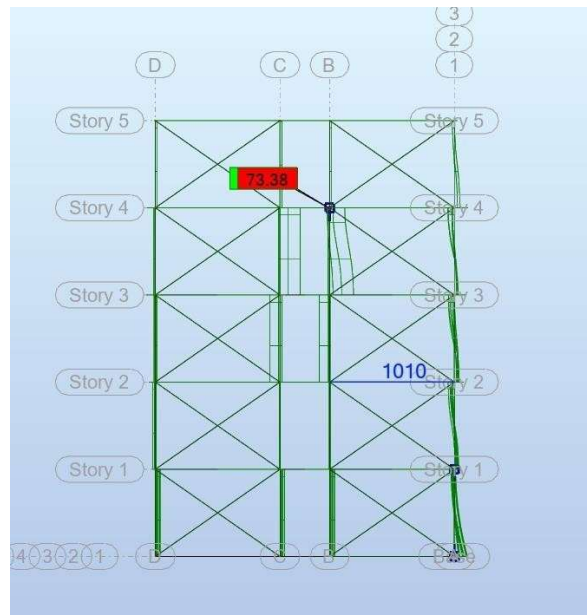
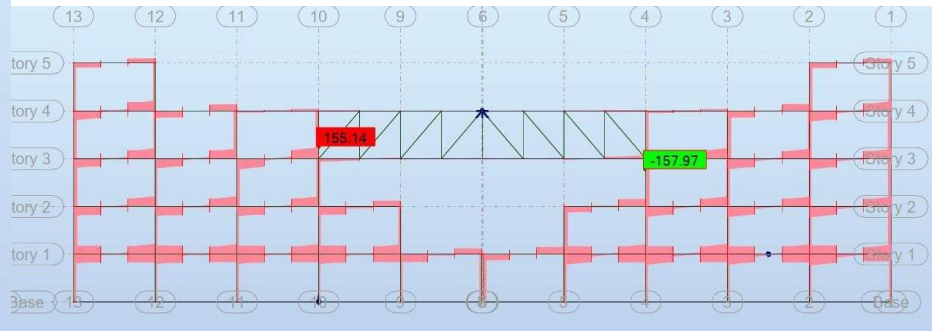
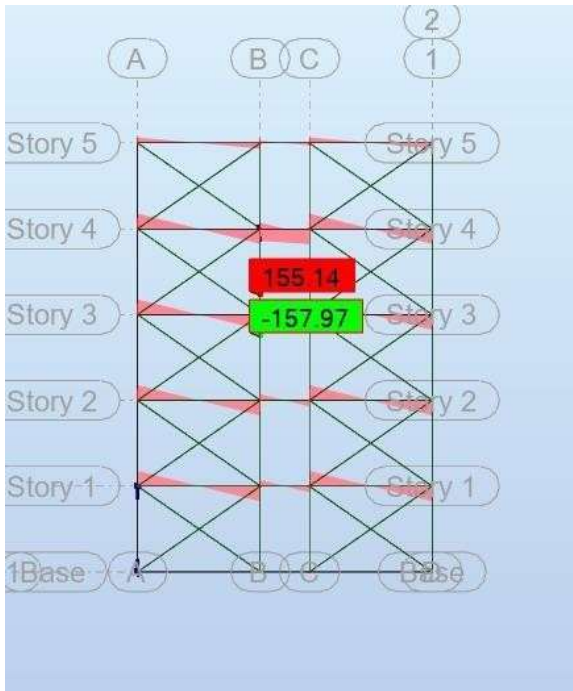
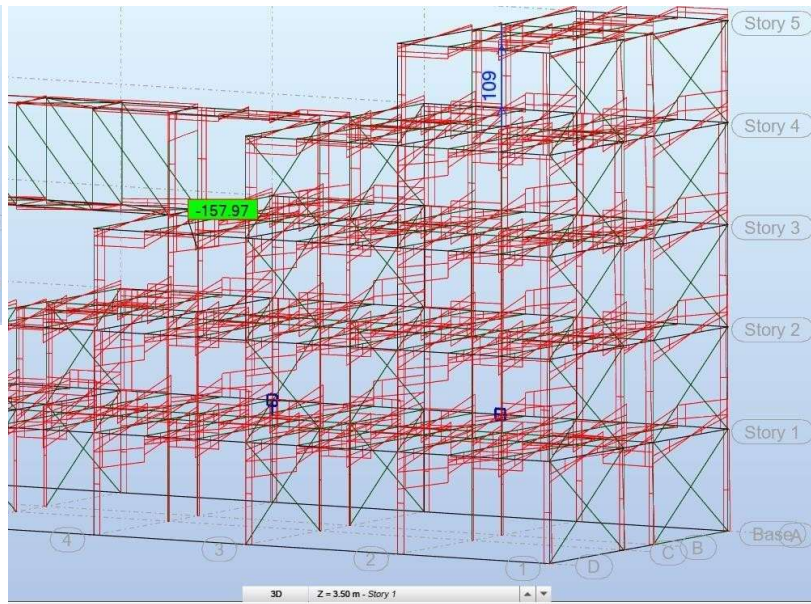


4.4.4 Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων και Διαγράμματα

Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων



Διαγράμματα Τεμνουσών



Καθολικά Ακρότατα Τάσεων

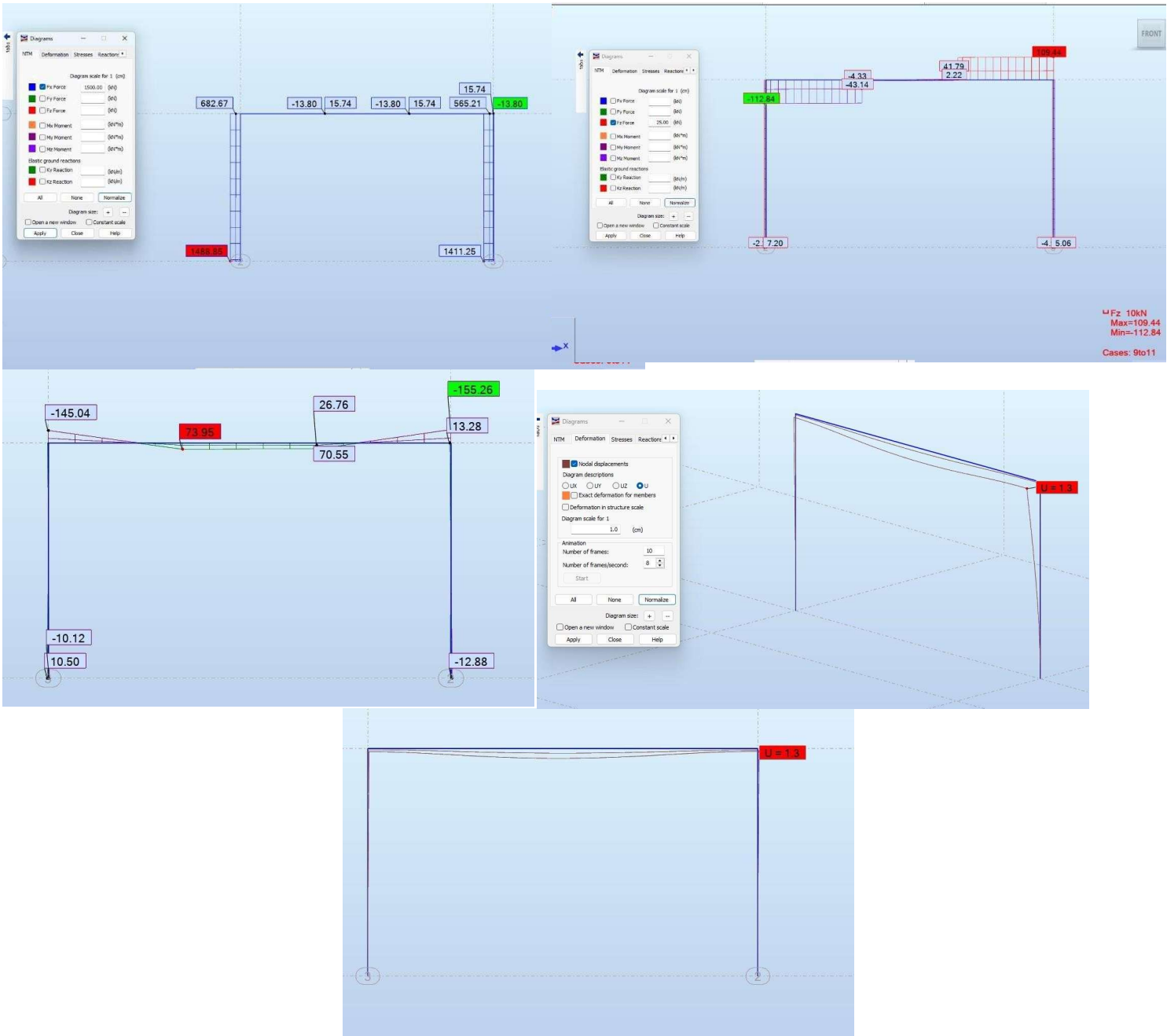
Stresses:1 - Cases: 10 11							
	S max (MPa)	S min (MPa)	S max(My) (MPa)	S max(Mz) (MPa)	S min(My) (MPa)	S min(Mz) (MPa)	Fx/Ax (MPa)
MAX	399.68	143.61	164.17	322.81	0.00	0.00	143.61
Member	681	336	135	904	302	302	336
Node	182	1414	5	182	25	23	1414
Case	ULS/304	ULS/518	ULS/207	ULS/419	ULS/304	ULS/596	ULS/518
MIN	-142.37	-401.37	-0.00	-0.00	-164.17	-322.81	-142.37
Member	1685	681	336	616	135	904	1685
Node	1394	182	1414	444	5	182	1394
Case	ULS/530	ULS/304	ULS/193	ULS/388	ULS/207	ULS/419	ULS/530

Καθολικά Ακρότατα Εντατικών Μεγεθών

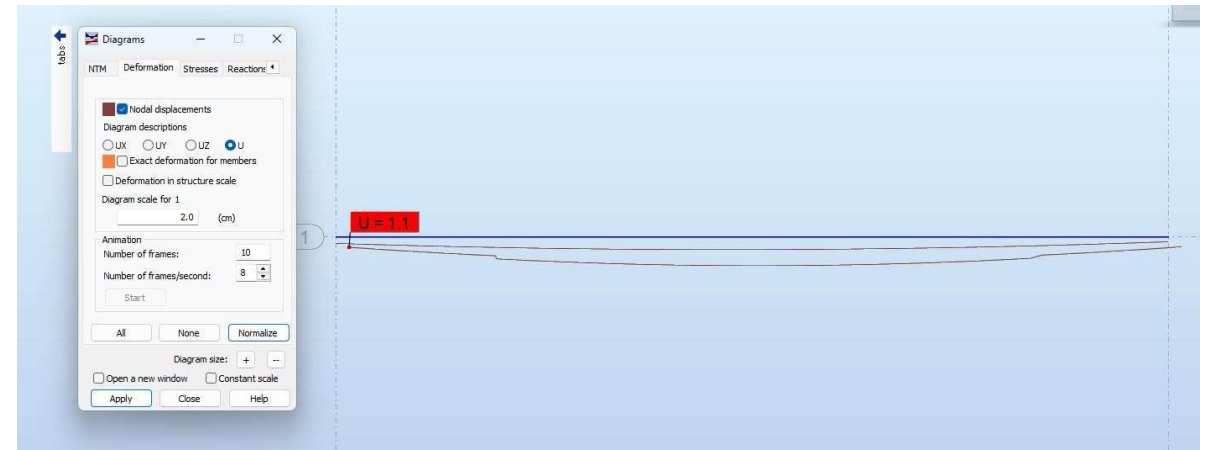
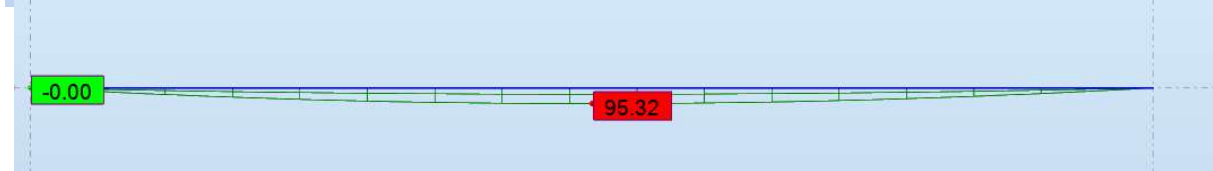
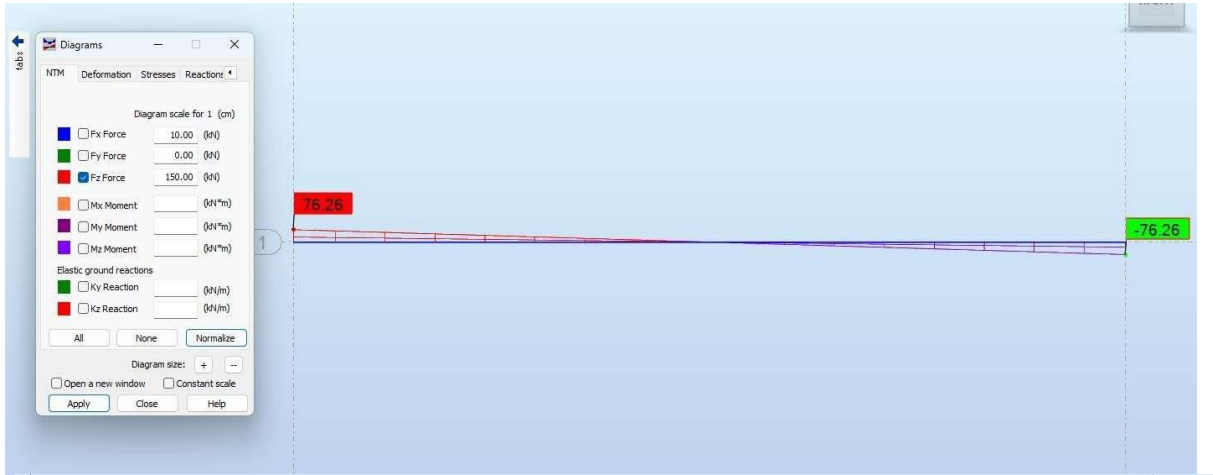
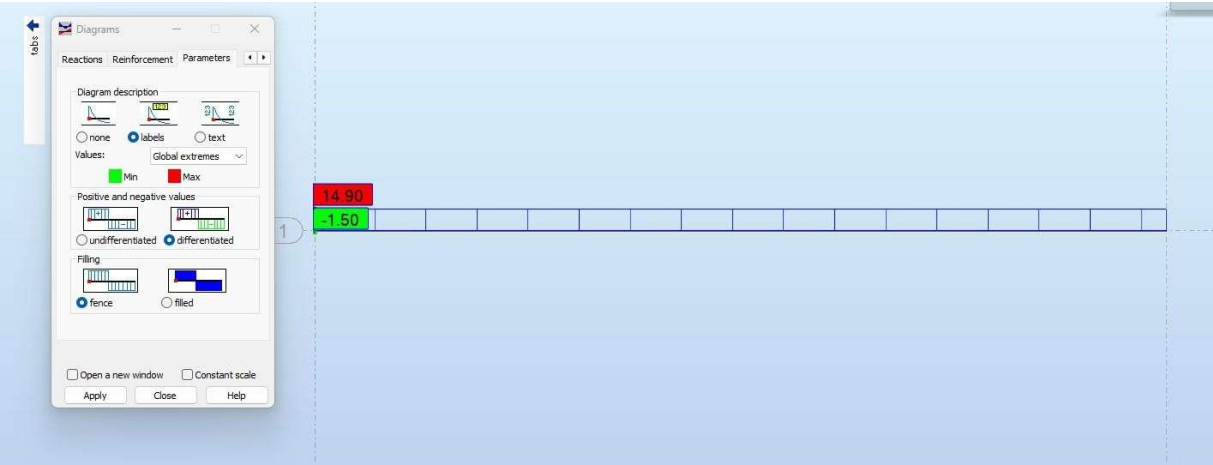
Forces:1 - Cases: 10 11						
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	1565.97	73.38	155.14	0.40	108.55	118.00
Member	54	1260	597	130	110	878
Node	102	1392	1412	176	158	1409
Case	ULS/301	ULS/305	ULS/212	ULS/336	ULS/304	ULS/402
MIN	-890.47	-81.69	-157.97	-0.50	-206.78	-135.78
Member	140	1267	464	107	135	904
Node	1414	1393	1414	147	5	182
Case	ULS/304	ULS/339	ULS/212	ULS/415	ULS/207	ULS/419

4.4.5 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΑ ΜΕΛΗ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ

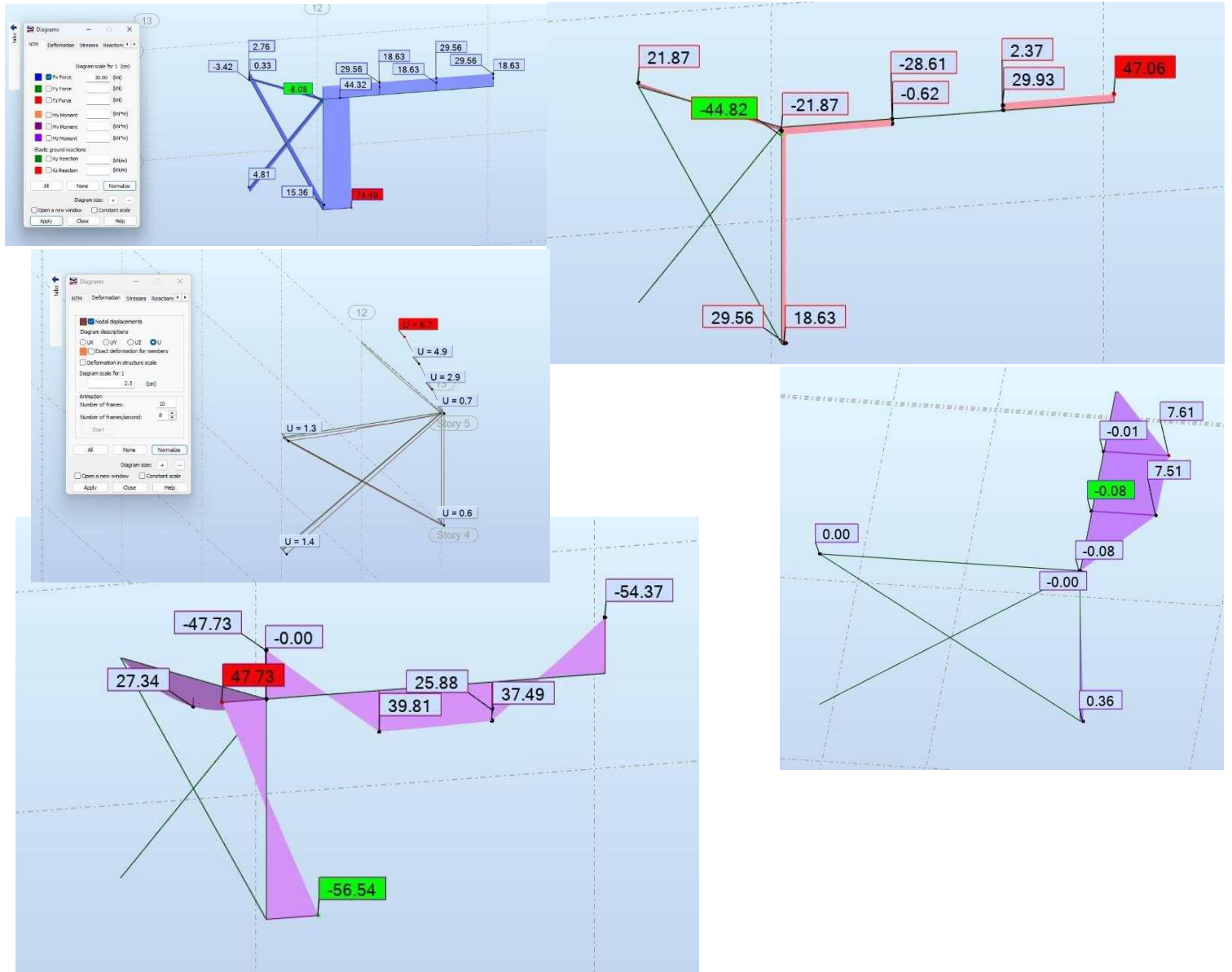
Πλαίσιο του Ισογείου



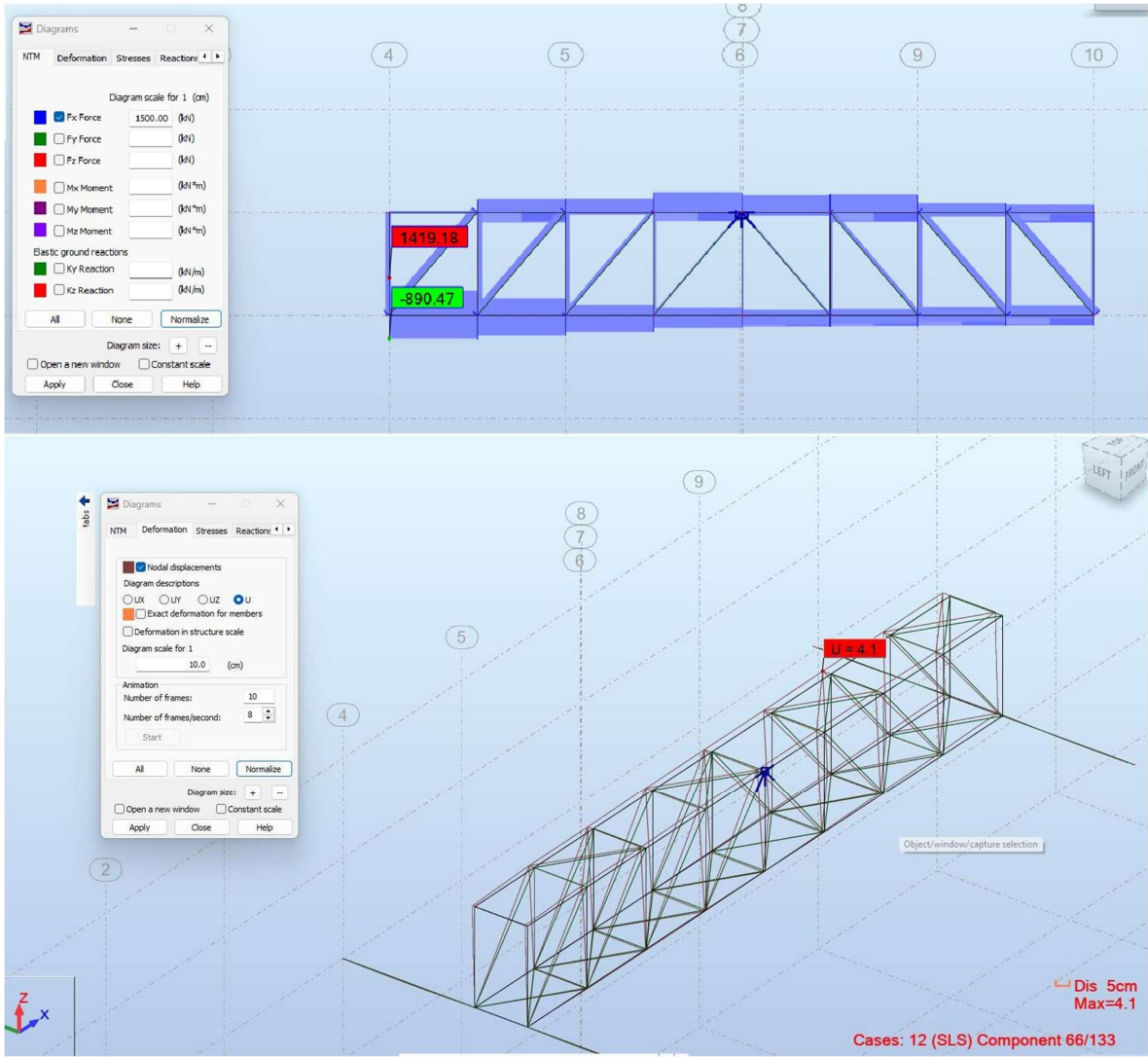
Δευτερεύουσα Δοκός



Κορυφή του Κτιρίου



Γέφυρα



4.5 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (SLS) - Έλεγχος Βελών και Μετατοπίσεων.

Στα πλαίσια του ελέγχου της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (SLS) κατά τον Ευρωκώδικα 3, εξετάστηκαν τα κατακόρυφα βέλη κάμψης των δοκών με βάση το όριο $L/300$. Ενδεικτικά, για μια κύρια δοκό ανοίγματος 6 μέτρων (600 εκατοστά), η μέγιστη επιτρεπόμενη βύθιση υπολογίζεται στα 2.0 εκατοστά (600 / 300). Οι πραγματικές παραμορφώσεις στο προσομοίωμα υπολείπονται του ορίου αυτού, επιβεβαιώνοντας την επάρκεια της δυσκαμψίας των διατομών. Παράλληλα, ελέγχθηκαν οι οριζόντιες μετατοπίσεις για την προστασία των στοιχείων πλήρωσης. Για το συνολικό ύψος του κτιρίου των 17.5 μέτρων (1750 εκατοστά), το όριο κορυφής είναι $H/500$, δηλαδή 3.5 εκατοστά (1750 / 500). Για τη σχετική μετατόπιση μεταξύ των ορόφων, με τυπικό ύψος 3.5 μέτρα (350 εκατοστά), το όριο είναι $h/300$, δηλαδή 1.16 εκατοστά (350 / 300). Καθώς καμία τιμή από την ανάλυση δεν υπερβαίνει τα παραπάνω κριτήρια, ο φορέας κρίνεται απόλυτα επαρκής ως προς τη λειτουργικότητά του.

4.6 Δουλειά με το χέρι

Με τη χρήση απλοποιημένων στατικών μοντέλων και επιφανειών επιρροής φορτίων, πραγματοποιήθηκε ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών (ροπές, τέμνουσες, αξονικές δυνάμεις) για τέσσερα βασικά δομικά στοιχεία της κατασκευής. Τα μέλη αυτά περιλαμβάνουν την κύρια δοκό, τη δευτερεύουσα δοκό, τον σύνδεσμο δυσκαμψίας και το υποστύλωμα. Στη συνέχεια, σχεδιάστηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών, αποτυπώνοντας την κατανομή της φόρτισης σε κάθε στοιχείο. Τέλος, πραγματοποιήθηκε συγκριτική αξιολόγηση των χειρόγραφων υπολογισμών με τα αποτελέσματα του λογισμικού, επιβεβαιώνοντας την ακρίβεια της στατικής επίλυσης.

Δευτερεύουσα δοκός

Βήμα 4)

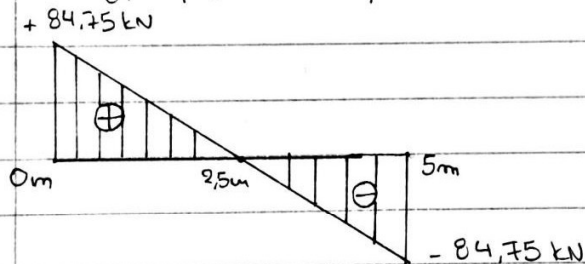
Δευτερεύουσα Δοκός

- Μήκος ανοίγματος $L = 5,0\text{m}$
- Μόνιμα φορτία: $G = 14,0\text{ kN/m}$
- Κινητά φορτία: $Q = 10,0\text{ kN/m}$
- $q_{Ed} = 1,35 \cdot 14,0 + 1,50 \cdot 10,0 = 33,9\text{ kN/m}$

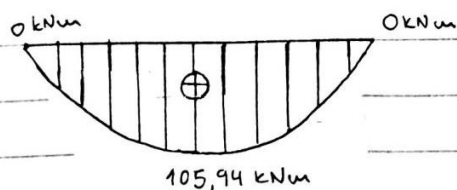
- $V_{Ed}(\max) = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{33,9 \cdot 5,0}{2} = 84,75\text{ kN}$

- $M_{Ed}(\max) = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{33,9 \cdot 5,0^2}{8} = 105,94\text{ kNm}$

- Διάγραμμα Τεμνουσών (V)



- Διάγραμμα Καμπύων Ροπών (M)



Κυρία δόκος

Κυρία δόκος

Τελικό φορτίο σχεδιασμού

$$q = E_d = 51,21 \text{ kN/m}$$

Το σπινθη είναι $l = 6 \text{ m}$

Αξφίνα κεν δόκος

Η Μέγιστη ζεφνωση δύννη

$$V_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{51,21 \cdot 6}{2} = 153,63 \text{ kN}$$

Η Μέγιστη ροπή πκτωσης

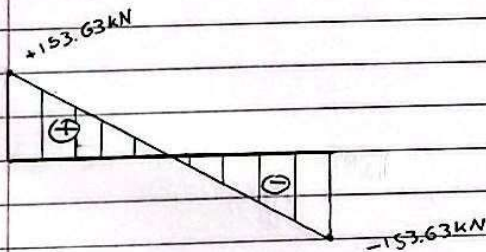
$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{51,21 \cdot 6^2}{12} = 153,63 \text{ kNm}$$

Η Μέγιστη ροπή στω άνοιγμα

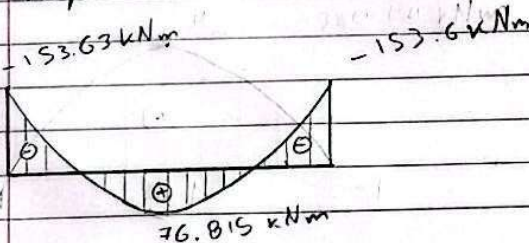
$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{51,21 \cdot 6^2}{24} = 76,815 \text{ kNm}$$

Διαγράφα

Τε φνωσης Δυνάσεων (V)



Κυβητικων Ροών (M)

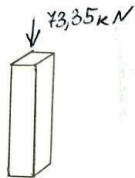


Υποστήλωμα

Βήμα 4

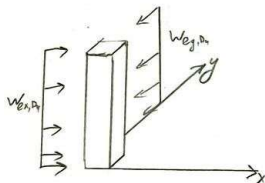
Υποστήλωμα (δύτην διασταύρωση των αξόνων D και 1 έτην δαύθυμ 14m)

Από τον συνδυασμό (μονιμα + κινήτα + χιόνι (κύριο του χιονισού)) δε ΟΚΑ έχω:



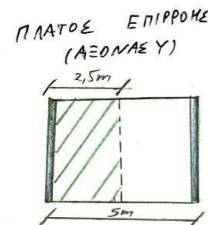
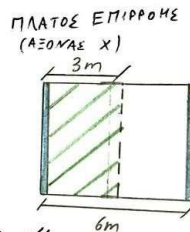
$$N_{Ed} = 73,35 \text{ kN}$$

Οριζόντιο φορτίο ανέμου (4^η οροφής)



$$w_{ex,D4} = 1,79 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{ey,D4} = 1,79 \text{ kN/m}^2$$



$$W = 1,79 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 5,37 \text{ kN/m}$$

$$W_{Ed} = 5,37 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 8,055 \text{ kN/m}$$

Το υποστήλωμα είναι αμφίπακτο (ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ X)

$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{8,055 \text{ kN/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{2} = 14,1 \text{ kN}$$

$$M_{max(ακρο)} = \frac{qL^2}{12} = \frac{8,055 \text{ kN/m} \cdot (3,5 \text{ m})^2}{12} = 8,22 \text{ kNm}$$

$$M_{max_m} = \frac{qL^2}{24} = \frac{8,055 \text{ kN/m} \cdot (3,5 \text{ m})^2}{24} = 4,11 \text{ kNm}$$

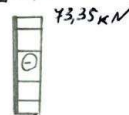
ΤΟ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ ΕΙΧΕ ΕΚΕΙ ΠΑΚΤΟΤΗΤΑ ΑΡΧΙΣΤΗ ΚΑΤΑΝ ΛΕΩΝΑ Y

$$M_1 = \frac{qL^2}{8} = \frac{8,055 \text{ kN/m} \cdot (3,5 \text{ m})^2}{8} = 12,33 \text{ kNm}$$

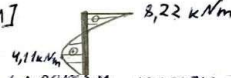
$$V_1 = \frac{5 \cdot 8,055 \text{ kN/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{8} = 17,62 \text{ kN}$$

$$V_{op0} = - \frac{3 \cdot 8,055 \text{ kN/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{8} = -10,57 \text{ kN}$$

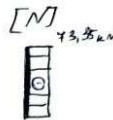
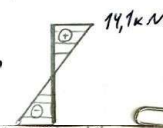
$$M_{max} = \frac{9 \cdot 8,055 \text{ kN/m} \cdot (3,5 \text{ m})^2}{128} = 6,94 \text{ kNm}$$



[Q]



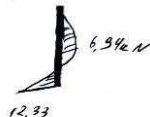
[M]



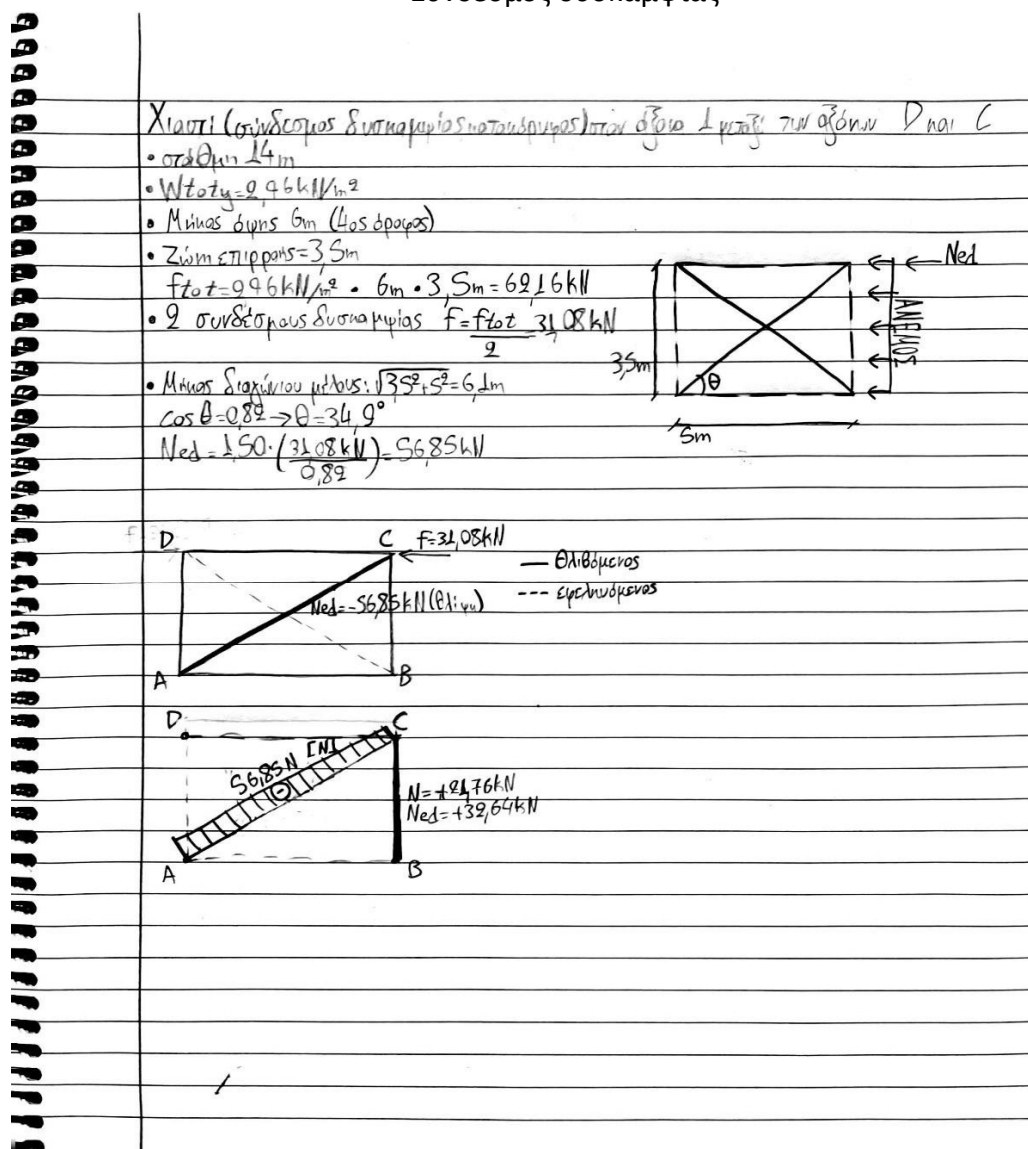
[Q]



[M]



Συνδεσμος δυσκαμψίας



4.7 Σύγκριση Εντατικών Μεγεθών

Τα αποτελέσματα των χειρόγραφων υπολογισμών για την κύρια και τη δευτερεύουσα δοκό παρουσιάζουν μεγάλη σύγκλιση με εκείνα του λογισμικού, επιβεβαιώνοντας την ορθότητα της στατικής προσέγγισης. Η μικρή απόκλιση της τάξεως των 5-10 kN, με τις τιμές του προγράμματος να εμφανίζονται ελαφρώς αυξημένες, είναι απόλυτα φυσιολογική και οφείλεται κυρίως στις παραδοχές διακριτοποίησης του φορέα και στον αυτόματο υπολογισμό του ιδίου βάρους των μελών από το λογισμικό.

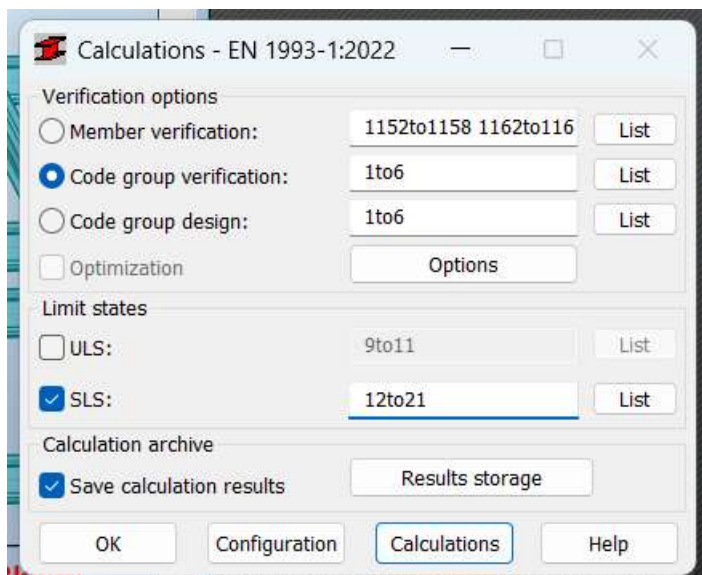
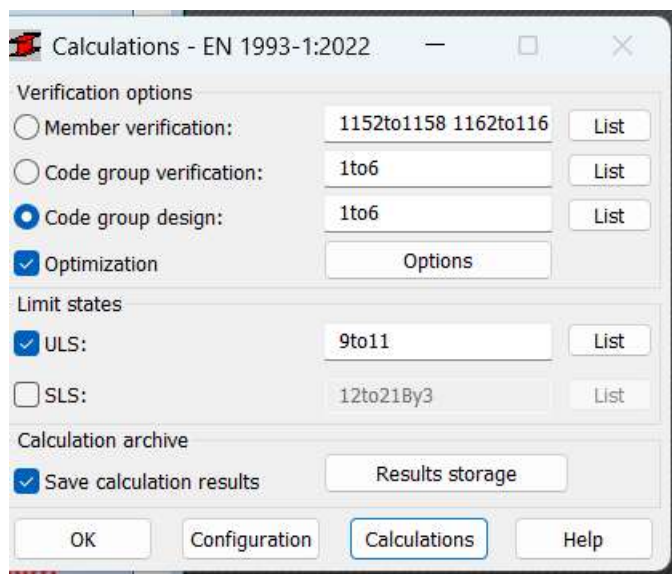
ΒΗΜΑ 5. Σχεδιασμός της μεταλλικής κατασκευής

Δουλειά με υπολογιστή: Με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν στο βήμα 4 να γίνει ο σχεδιασμός - διαστασιολόγηση. Οι έλεγχοι όλων των μελών της κατασκευής να γίνουν στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ΟΚΑ, και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ΟΚΛ.

Δουλειά με το 'χέρι': Με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν στο 4ο βήμα να γίνει διαστασιολόγηση (εύρεση διατομής) και ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ΟΚΑ, για μια δοκό, ένα υποστύλωμα πλαισίου και έναν διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας. **Να συγκρίνετε τις διατομές που υπολογίσατε με το χέρι με τις αντίστοιχες διατομές που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα.**

5.1 Δουλειά με υπολογιστή

Με βάση τα εντατικά μεγέθη, πραγματοποιήσαμε τη διαστασιολόγηση των μελών στο Autodesk Robot. Στην Ο.Κ.Α., προέκυψαν οι εξής τελικές διατομές: HEB 280 για τα υποστυλώματα, HEA 300 για τις δοκούς, IPE 300 για τις τεγίδες, κυκλική διατομή TRON 168x6.3 για τα χιαστί και HEA 260 για τα μέλη της γέφυρας. Όλες επαρκούν πλήρως, με τον μέγιστο λόγο εξάντλησης να φτάνει το 0.89. Στην Ο.Κ.Λ., οι παραμορφώσεις βρίσκονται εντός επιτρεπτών ορίων, με τη μέγιστη μετακίνηση να αγγίζει το 0.95 του ορίου.



STEEL DESIGN

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Α.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 1 Ypostylwmata

MEMBER: 66

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 9 ULS /301/ 1*1.25 + 2*1.25 + 3*1.05 + 4*0.75 + 6*1.50 + 7*0.90 + 8*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEB 280

h=28.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=110.78 cm ²	Az=41.09 cm ²	Ax=131.36 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=19270.30 cm ⁴	Iz=6594.52 cm ⁴	Ix=148.00 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=1534.53 cm ³	Wplz=717.58 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 1323.56 kN	My,Ed = -0.07 kN*m	Mz,Ed = -55.25 kN*m	Vy,Ed = -33.92 kN
Nc,Rd = 3612.51 kN	My,Ed,max = 1.64 kN*m	Mz,Ed,max = -55.25 kN*m	Vy,T,Rd = 1757.79 kN
Nb,Rd = 3244.81 kN	My,c,Rd = 422.00 kN*m	Mz,c,Rd = 197.34 kN*m	Vz,Ed = 0.49 kN
	MN,y,Rd = 302.58 kN*m	MN,z,Rd = 191.34 kN*m	Vz,T,Rd = 652.21 kN
			Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.50 m	Lam_y = 0.40
Lcr,y = 4.20 m	Xy = 0.93
Lamy = 34.68	kzy = 0.58



About z axis:

Lz = 3.50 m	Lam_z = 0.40
Lcr,z = 2.45 m	Xz = 0.90
Lamz = 34.58	kzz = 0.69

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.37 < 1.00$ (8.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00$ (8.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.29 < 1.00$ (8.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.83} = 0.10 < 1.00$ (8.2.9.1.(9))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (8.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (8.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (8.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (8.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 34.68 < \lambda_{b,max} = 210.00$ $\lambda_{b,z} = 34.58 < \lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE

STEEL DESIGN

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.52 < 1.00$ (8.3.3.5))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.60 < 1.00$ (8.3.3.5))

Section OK !!!

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 2 Xiasti

MEMBER: 1752 Beam_1752

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.10 m

LOADS:

Governing Load Case: 9 ULS /303/ 1*1.25 + 2*1.25 + 3*1.05 + 4*0.75 + 6*1.50 + 7*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: TRON 168x6.3

h=16.8 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

A_y=20.41 cm²

A_z=20.41 cm²

A_x=32.06 cm²

tw=0.6 cm

I_y=1053.42 cm⁴

I_z=1053.42 cm⁴

I_x=2106.84 cm⁴

W_{ply}=165.42 cm³

W_{plz}=165.42 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N_{Ed} = 292.18 kN

N_{c,Rd} = 881.74 kN

N_{b,Rd} = 452.77 kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L_y = 6.10 m

Lam_y = 1.23

L_{cr,y} = 6.10 m

X_y = 0.51

Lam_y = 106.48



About z axis:

L_z = 6.10 m

Lam_z = 1.23

L_{cr,z} = 6.10 m

X_z = 0.51

Lam_z = 106.48

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.33 < 1.00$ (8.2.4.(1))

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 106.48 < \lambda_{b,max} = 210.00$

$\lambda_{b,z} = 106.48 < \lambda_{b,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.65 < 1.00$ (8.3.1.(1))

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 3 Dokoi

MEMBER: 681

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 9 ULS /304/ 1*1.25 + 2*1.25 + 3*1.05 + 4*0.75 + 6*1.50 + 8*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 300

h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm ²	Az=37.28 cm ²	Ax=112.53 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	Ix=75.30 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1383.40 cm ³	Wplz=641.18 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -9.54 kN	My,Ed = -98.65 kN*m	Mz,Ed = -135.53 kN*m	Vy,Ed = -63.94 kN
Nt,Rd = 3094.52 kN	My,pl,Rd = 380.44 kN*m	Mz,pl,Rd = 176.32 kN*m	Vy,T,Rd = 1502.06 kN
	My,c,Rd = 380.44 kN*m	Mz,c,Rd = 176.32 kN*m	Vz,Ed = 81.86 kN
	MN,y,Rd = 380.44 kN*m	MN,z,Rd = 176.32 kN*m	Vz,T,Rd = 590.95 kN
	Mb,Rd = 380.44 kN*m		Tt,Ed = 0.05 kN*m
			Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 12762.62 kN*m	Curve,LT -	XLT = 1.00
Lcr,low=2.00 m	Lam_LT = 0.17	fi,LT = 0.52	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$\begin{aligned} N_{Ed}/N_{t,Rd} &= 0.00 < 1.00 \quad (8.2.3.(1)) \\ My_{Ed}/M_{N,y,Rd} &= 0.26 < 1.00 \quad (8.2.9.1.(2)) \\ Mz_{Ed}/M_{N,z,Rd} &= 0.77 < 1.00 \quad (8.2.9.1.(2)) \\ (My_{Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} &= 0.84 < 1.00 \quad (8.2.9.1.(9)) \\ Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} &= 0.04 < 1.00 \quad (8.2.6-7) \\ Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} &= 0.14 < 1.00 \quad (8.2.6-7) \\ \tau_{ty,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3})gM0) &= 0.01 < 1.00 \quad (8.2.6) \\ \tau_{tz,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3})gM0) &= 0.00 < 1.00 \quad (8.2.6) \end{aligned}$$

Global stability check of member:

$$My_{Ed}/Mb_{Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (8.3.2.1.(1))$$

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 4 Tegides

MEMBER: 328

POINT: 2

COORDINATE: $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 9 ULS /201/ $1*1.25 + 2*1.25 + 3*1.50 + 4*0.75 + 5*0.90 + 7*0.90 + 8*0.90$

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



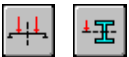
SECTION PARAMETERS: IPE 300

$h=30.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0 \text{ cm}$	$A_y=36.16 \text{ cm}^2$	$A_z=25.68 \text{ cm}^2$	$A_x=53.81 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=8356.11 \text{ cm}^4$	$I_z=603.78 \text{ cm}^4$	$I_x=19.47 \text{ cm}^4$
$t_f=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=628.40 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=125.22 \text{ cm}^3$	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = -25.04 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 144.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{t,Rd} = 1479.83 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 172.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{y,c,Rd} = 172.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$MN_{y,Rd} = 172.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{b,Rd} = 172.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 1231.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curve,LT -	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=1.00 \text{ m}$	$\Lambda_{m_LT} = 0.37$	$f_{i,LT} = 0.59$	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (8.2.3.(1))$$
$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.84 < 1.00 \quad (8.2.5.(1))$$

Global stability check of member:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.84 < 1.00 \quad (8.3.2.1.(1))$$

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 5 Pelmata gefyras

MEMBER: 1676 Simple member_1676

POINT: 3

COORDINATE: x =

1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 9 ULS /303/ 1*1.25 + 2*1.25 + 3*1.05 + 4*0.75 + 6*1.50 + 7*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 260

$h=25.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0$ cm	$A_y=73.54$ cm ²	$A_z=28.76$ cm ²	$A_x=86.82$ cm ²
$t_w=0.8$ cm	$I_y=10455.00$ cm ⁴	$I_z=3667.56$ cm ⁴	$I_x=46.30$ cm ⁴
$t_f=1.3$ cm	$W_{ply}=919.86$ cm ³	$W_{plz}=430.18$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 271.60$ kN	$M_{y,Ed} = -79.11$ kN*m	$M_{z,Ed} = 71.50$ kN*m	$V_{y,Ed} = -30.79$ kN
$N_{c,Rd} = 2387.53$ kN	$M_{y,Ed,max} = -79.11$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 71.50$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1155.94$ kN
$N_{b,Rd} = 1969.98$ kN	$M_{y,c,Rd} = 252.96$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 118.30$ kN*m	$V_{z,Ed} = -39.17$ kN
	$MN_{y,Rd} = 252.96$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 118.30$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 453.83$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.15$ kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 3.00$ m	$\lambda_{m,y} = 0.31$
$L_{cr,y} = 3.00$ m	$X_y = 0.96$
$\lambda_{m,y} = 27.34$	$k_{zy} = 0.55$



About z axis:

$L_z = 3.00$ m	$\lambda_{m,z} = 0.53$
$L_{cr,z} = 3.00$ m	$X_z = 0.83$
$\lambda_{m,z} = 46.16$	$k_{zz} = 0.96$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00$ (8.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.31 < 1.00$ (8.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.60 < 1.00$ (8.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.70 < 1.00$ (8.2.9.1.(9))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (8.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00$ (8.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.02 < 1.00$ (8.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.01 < 1.00$ (8.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{m,y} = 27.34 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 46.16 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y*N_{c,Rd}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rd}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rd}/gM1) = 0.75 < 1.00$ (8.3.3.(5))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{c,Rd}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rd}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rd}/gM1) = 0.89 < 1.00$ (8.3.3.(5))

Section OK !!!

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 6 DOKOI GEFYRAS

MEMBER: 1260 TEGIDES_1_1260

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 2.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 9 ULS /303/ 1*1.25 + 2*1.25 + 3*1.05 + 4*0.75 + 6*1.50 + 7*0.90

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 260

$h=25.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0$ cm	$A_y=73.54$ cm ²	$A_z=28.76$ cm ²	$A_x=86.82$ cm ²
$tw=0.8$ cm	$I_y=10455.00$ cm ⁴	$I_z=3667.56$ cm ⁴	$I_x=46.30$ cm ⁴
$tf=1.3$ cm	$W_{ply}=919.86$ cm ³	$W_{plz}=430.18$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 9.14$ kN	$M_{y,Ed} = -108.45$ kN*m	$M_{z,Ed} = -73.48$ kN*m	$V_{y,Ed} = 73.31$ kN
$N_{c,Rd} = 2387.53$ kN	$M_{y,Ed,max} = -108.45$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -73.48$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 1165.62$ kN		
$N_{b,Rd} = 2199.30$ kN	$M_{y,c,Rd} = 252.96$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 118.30$ kN*m	$V_{z,Ed} = -117.09$ kN
	$MN_{y,Rd} = 252.96$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 118.30$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 456.10$ kN
	$M_{b,Rd} = 252.96$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.03$ kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 6504.29$ kN*m	Curve,LT -	$XLT = 1.00$
$L_{cr,low} = 2.00$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.20$	$\phi_{i,LT} = 0.53$	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 2.00$ m	$\lambda_{m_y} = 0.21$
$L_{cr,y} = 2.00$ m	$X_y = 1.00$
$\lambda_{my} = 18.23$	$k_{zy} = 0.24$



About z axis:

$L_z = 2.00$ m	$\lambda_{m_z} = 0.35$
$L_{cr,z} = 2.00$ m	$X_z = 0.92$
$\lambda_{mz} = 30.77$	$k_{zz} = 0.40$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (8.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.43 < 1.00$ (8.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.62 < 1.00$ (8.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.80 < 1.00$ (8.2.9.1.(9))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (8.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.26 < 1.00$ (8.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (8.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (8.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{m,y} = 18.23 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 30.77 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.43 < 1.00$ (8.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00$ (8.3.3.(5))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.36 < 1.00$ (8.3.3.(5))

Section OK !!!

Member		Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 Ypostylwmata							
66		HEB 280	S275	34.68	34.58	0.60	9 ULS /301/
Code group : 2 Xiasti							
1752 Beam_175		TRON 168x6.	S275	106.48	106.48	0.65	9 ULS /303/
Code group : 3 Dokoi							
681		HEA 300	S275	15.70	26.71	0.84	9 ULS /304/
Code group : 4 Tegides							
328		IPE 300	S275	40.12	149.27	0.84	9 ULS /201/
Code group : 5 Pelmata gefyras							
1676 Simple me		HEA 260	S275	27.34	46.16	0.89	9 ULS /303/
Code group : 6 DOKOI GEFYRAS							
1260 TEGIDES_		HEA 260	S275	18.23	30.77	0.81	9 ULS /303/

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Λ

STEEL DESIGN

CODE: *EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Code Group Verification*

CODE GROUP: *1 Ypostylwmata*

MEMBER: *21 Column_21*

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEB 280

ht=28.0 cm

bf=28.0 cm

tw=1.1 cm

tf=1.8 cm

Ay=100.80 cm²

Iy=19270.30 cm⁴

Wely=1376.45 cm³

Az=29.40 cm²

Iz=6594.52 cm⁴

Welz=471.04 cm³

Ax=131.36 cm²

Ix=148.00 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): *Not analyzed*



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.3 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 12 SLS /8/ $1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 8*0.60$

$v_y = 2.2 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.3 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 12 SLS /56/ $1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.00 + 7*0.60$

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 3 Dokoi

MEMBER: 880 Beam_880

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 300

ht=29.0 cm			
bf=30.0 cm	Ay=84.00 cm ²	Az=24.65 cm ²	Ax=112.53 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	Ix=75.30 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wely=1259.55 cm ³	Welz=420.64 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.2 cm < uy max = L/200.00 = 1.0 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /36/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*0.50 + 6*1.00 + 7*0.60

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.0 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /36/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*0.50 + 6*1.00 + 7*0.60



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 4 Tegides

MEMBER: 541 Beam_541

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: IPE 300

ht=30.0 cm			
bf=15.0 cm	Ay=32.10 cm ²	Az=21.30 cm ²	Ax=53.81 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm ⁴	Iz=603.78 cm ⁴	Ix=19.47 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=557.07 cm ³	Welz=80.50 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 1.9 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /44/ 1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.50 + 5*1.00 + 7*0.60

uz = 1.2 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50 + 7*0.60 + 8*0.60



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 5 Pelmata gefyras

MEMBER: 1225 PELMA_1_1225 POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 260

ht=25.0 cm			
bf=26.0 cm	Ay=65.00 cm ²	Az=18.75 cm ²	Ax=86.82 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=46.30 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=836.40 cm ³	Welz=282.12 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.3 cm < uy max = L/200.00 = 1.5 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /56/ 1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.00 + 7*0.60

uz = 0.1 cm < uz max = L/200.00 = 1.5 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /11/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50 + 5*0.60 + 7*0.60



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2022, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 6 DOKOI GEFYRAS

MEMBER: 1267 GEFYRA_1_1267 POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 260

ht=25.0 cm			
bf=26.0 cm	Ay=65.00 cm ²	Az=18.75 cm ²	Ax=86.82 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm ⁴	Iz=3667.56 cm ⁴	Ix=46.30 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=836.40 cm ³	Welz=282.12 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.0 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /37/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*0.50 + 6*1.00 + 8*0.60

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.0 cm Verified

Governing Load Case: 12 SLS /50/ 1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.50 + 6*1.00 + 7*0.60 + 8*0.60



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
Code group : 1 Ypostylwmata										
21 Column_21	OK HEB 280	S275	-	-	-	-	0.01	12 SLS /8/	0.95	12 SLS /56/
Code group : 3 Dokoi										
880 Beam_880	OK HEA 300	S275	0.22	12 SLS /36/	0.02	12 SLS /36/	-	-	-	-
Code group : 4 Tegides										
541 Beam_541	OK IPE 300	S275	0.75	12 SLS /44/	0.49	12 SLS /1/	-	-	-	-
Code group : 5 Pelmata gefyras										
1225 PELMA_1_	OK HEA 260	S275	0.17	12 SLS /56/	0.07	12 SLS /11/	-	-	-	-
Code group : 6 DOKOI GEFYRAS										
1267 GEFYRA_1	OK HEA 260	S275	0.05	12 SLS /37/	0.01	12 SLS /50/	-	-	-	-

5.2 Δουλειά με το χέρι

Για τον έλεγχο του έργου μας, υπολογίσαμε με το χέρι τρία κύρια μέλη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και τα συγκρίναμε με τα αποτελέσματα του Robot. Στο υποστύλωμα για φορτίο 2025.32 kN είχαμε απόλυτη ταύτιση, αφού τόσο στο χέρι όσο και στο πρόγραμμα προέκυψε η διατομή HEB 280. Στην κύρια δοκό όμως υπάρχει μια διαφορά, καθώς με το χέρι για απλή κάμψη μας κάλυπτε η HEA 240, ενώ το πρόγραμμα ζήτησε την HEA 300. Αυτό συμβαίνει επειδή στο πραγματικό 3D μοντέλο το Robot λαμβάνει υπόψη επιπλέον μικρές ροπές και στρέψη, που εμείς δεν υπολογίσαμε στο χαρτί. Η μεγαλύτερη απόκλιση εμφανίστηκε στα χιαστί, όπου ο δικός μας υπολογισμός έβγαλε την κυκλική διατομή CHS 76.1x2.9. Εμείς στο χέρι πήραμε το μισό μήκος λυγισμού (3.05 m), θεωρώντας ότι το εφελκόμενο μέλος κρατάει το θλιβόμενο ακριβώς στη μέση. Το Robot όμως πρότεινε μια πολύ μεγαλύτερη διατομή, την TRON 168x6.3. Το πρόγραμμα έλεγξε το στοιχείο σε όλο του το γεωμετρικό μήκος των 6.1 μέτρων χωρίς να λάβει υπόψη τη στήριξη στη μέση, και γι' αυτό προέκυψε αυτή η διαφορά.

Κύρια Δοκός

Βήμα 5. Δουλειά με το χέρι

Κύρια δοκός (πάνω στον άξονα D από τον άξονα 1 έως τον άξονα 2. $z = 10,5\text{m}$)

- Αν και υπάρχει οριζόντια αντιστήριξη $E_d y = 13,38\text{ kN/m}$, η κύρια δοκός δεν ελέγχεται σε διαφανική κάμψη. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη της σύμμικτης πλάκας η οποία λειτουργεί ως δύσκαμπτο διάφραγμα. Έτσι, η δοκός καταπονείται μόνο στον ισχυρό της άξονα y-y

$$M_{max, Ed} = 153,63\text{ kNm}$$

$$M_{max, μέση} = 76,815\text{ kNm}$$

$$L = 6\text{m}$$

$$V_{max} = 153,63\text{ kN}$$

$$q = 51,21\text{ kN/m}$$

• Αμφοτεροκαμψη

$$S_{275} (f_y = 27,5\text{ kN/cm}^2)$$

• Έλεγχος σε κάμψη (άξονας y-y)

$$M_{pl, y, Rd} \geq M_{Ed}$$

$$\frac{W_{pl, y, fy}}{\gamma_{M0}} \geq M_{Ed} \Rightarrow W_{pl, y} \geq \frac{M_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{153,63\text{ kNm} \cdot 1,25}{27,5\text{ kN/cm}^2}$$

$$W_{pl, y} \geq 558,65\text{ cm}^3 \Rightarrow \text{Επιλέγω την διατομή HEA 240:}$$

• Δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτική λυγισμός καθώς το άνω θλιβόμενο πλάκα της δοκού θεωρείται πλήρως ελαστικά λυγισμένο έναντι πλευρικής μεταθέσεως λόγω της συνύψωσης με την σύμμικτη πλάκα επικουρότητας

$$W_{pl, y} = 744,6\text{ cm}^3$$

$$A = 76,80\text{ cm}^2$$

• Κατηγορία 1.

• Έλεγχος σε διάτμηση

$$A_{vz} = 25,18\text{ cm}^2$$

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{25,18\text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{27,5\text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}}\right)}{1,00} = 398,78\text{ kN}$$

$$V_{pl, Rd} > V_{Ed} = 153,63\text{ kN} \rightarrow \text{Η διατομή HEA 240 ΕΠΑΡΚΕΙ.}$$

Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και διάτμησης:

$$0,5 V_{pl, Rd} = 199,39\text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 153,63\text{ kN} < 199,39\text{ kN} \Rightarrow \text{ΕΠΑΡΚΕΙ}$$

Δευτερεύουσα Δοκός

Βήμα 5. Δουλειά με το χέρι

Δευτερεύουσα δοκός

• Σε απόσταση $z=10,5m$ μεταξύ των αξόνων 1-2-C-D.

$$q_{ED} = 33,9 \text{ kN/m} \quad V_{ED, \max} = 84,75 \text{ kN} \quad M_{ED, \max} = 105,84 \text{ kNm}$$

• αμπίερηση δοκός

• Χαλύβες S275 ($f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$)

• Έλεγχος σε κάμψη (άξονας y-y)

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{ED, \max}}{f_y} = \frac{105,84 \text{ kNm} \cdot 1,00}{27,5 \text{ kN/cm}^2} = 385,24 \text{ cm}^3$$

Επιλέγω την διατομή IPE 270: $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$

$$A = 45,80 \text{ cm}^2$$

Κατηγορία 1.

• Έλεγχος σε διάτμηση

$$A_{vz} = 22,10 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{22,10 \text{ cm}^2 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}}}{1,00} = 350,88 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{ED} = 84,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{Η διατομή IPE 270 ΕΠΑΡΚΕΙ}$$

! Δεν απαιτείται έλεγχος σε ερεπτοκαμπτικό λυγισμό, καθώς το ενώ θλιβόμενο μέγεθος δοκού θεωρείται πλήρως εξασφαλισμένο έναντι πλευρικής μετάθεσης λόγω της σύνδεσης με την κυρτή πλάκα εκτροδίσματος. Συνεπώς, $\chi_{LT} = 1,0$.

Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και διάτμησης

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 350,88 \text{ kN} = 175,44 \text{ kN}$$

$$V_{ED} < 175,44 \text{ kN} \rightarrow \text{ΕΠΑΡΚΕΙ}$$

Διαγώνιος Σύνδεσμος Δυσκαμψίας

ΒΗΜΑ 5. Δουλειά με το χέρι

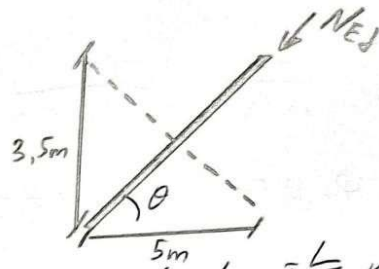
Διαγώνιος σύνδεσμος δυσκαμψίας

• Στον άξονα 1 μεταξύ των αξόνων D και C (σε απόσταση 14,00m)

$$N_{ED} = 56,85 \text{ kN}$$

• Μήκος του μέλους: $L = \sqrt{5^2 + 3,5^2} = 6,1 \text{ m}$

$$\angle \theta = 34,9^\circ$$



! Για τον υπολογισμό επιλέγεται μήκος λυγισμού $L_{cr} = \frac{L}{2}$, καθώς το εφελκόμενο μέλος του χιρώει παρέχει επαρκή πλευρική εξασφάλιση στο μέσον του θλιβόμενου. Ο έλεγχος επικεντρώνεται αποκλειστικά στον λυγισμό, διότι αποτελεί τη δυσμενέστερη κατάσταση αστοχίας με σχέση με την απλή θλίψη διατομής ή τον εφελκισμό. Τέλος, θεωρείται ότι τα άκρα των διαγωνίων λειτουργούν ως αρθρώσεις, εξασφαλίζοντας την καθαρή διανωματική συμπεριφορά των συστήματος με μεταβίβαση μόνο αξονικών δυνάμεων

$$\frac{N_{ED}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$L_{cr} = \frac{6,1 \text{ m}}{2} = 3,05 \text{ m}$$

Χάλυβας S275 $\Rightarrow f_y = 27,5 \text{ N/mm}^2$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$A \geq \frac{N_{ED} \cdot \gamma_{M1}}{\chi \cdot f_y}, \text{ εκτιμούμε } \chi = 0,4$$

$$A \geq \frac{56,85 \text{ kN} \cdot 1,00}{0,4 \cdot 27,5 \text{ N/mm}^2} = 5,168 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{διατομή CHS} \rightarrow \text{CHS } 60,3 \times 2,9$$

$$\alpha_e = 0,49$$

$$A = 5,23 \text{ cm}^2$$

$$i = 2,03 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{3,05 \text{ m}}{0,0203 \text{ m}} = 150,25$$

CHS 60,3 x 2,9 (Κατηγορία 1; καμπύλη λυγισμού C)

$$\varphi = 0,5(1 + 0,49(1,73 - 0,2) + 0,49^2) = 2,37$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\chi = \frac{1}{2,37 + \sqrt{2,37^2 - 1,73^2}} = 0,25$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot 0,924 = 86,8$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,25 \cdot 5,23 \cdot 27,5}{1} = 35,95 \text{ kN} < N_{ED} \text{ (ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ)}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{3,05 \text{ m}}{0,0203 \text{ m} \cdot 86,8} = 1,73$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΤΟΜΗ CHS 76,1 x 2,9: $A = 6,67 \text{ cm}^2$, $i = 2,58 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{3,05 \text{ m}}{0,0258 \text{ m}} = 117,76$$

$$E = 0,924$$

$$\lambda_1 = 86,8$$

$$\bar{\lambda}_r = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{3,05 \text{ m}}{0,0258 \text{ m} \cdot 86,8} = 1,357$$

$$\Phi = 0,5(1 + 0,49(1,357 - 0,2) + 1,357^2) = 1,704$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,704 + \sqrt{1,704^2 - 1,357^2}} = 0,365$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,365 \cdot 6,67 \text{ cm}^2 \cdot 235 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 56,85 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{56,85 \text{ kN}}{66,95 \text{ kN}} = 0,849 \leq 1,0 \rightarrow \text{CHS } 76,1 \times 2,9 \text{ ΕΠΑΡΚΕΙ}$$

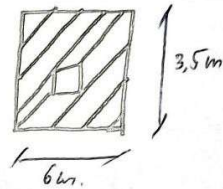
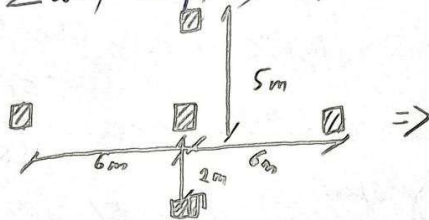
Υποστήλωμα

Βήμα 5. Δουλεύω με το χέρι

Υποστήλωμα στο ισόγειο

• Στην διαβρωμένη των αξόνων 2 και C.

$$\Sigma \omega \nu \eta \text{ επιρροής} = 3,5 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 21 \text{ m}^2$$



Μόνιμα φορτία:

1. Συμμετική πλάκα $\rightarrow 6,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 21 \text{ m}^2 = 126 \text{ kN}$ ανα όροφο.

2. Δώμα $\rightarrow 5,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 57,75 \text{ kN}$
(τελευταίος όροφος)

3. Τοιχοποιία $\rightarrow 14,89 \text{ kN/m} \cdot (3 \text{ m} + 3 \text{ m}) \cdot 3 = 144,25 \text{ kN}$ ανα όροφο

4. Ιδίο βάρος $\rightarrow 1 \text{ kN/m}^2 \cdot 21 \text{ m}^2 = 21 \text{ kN}$ ανα όροφο
 $G_k = 1024 \text{ kN}$

Φορτίο χιονιού

$$0,32 \text{ kN/m}^2 \cdot 21 \text{ m}^2 = 6,72 \text{ kN}$$

Κινητά φορτία

$$q = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 21 \text{ m}^2 = 105 \text{ kN}$$
 ανα όροφο.

Στεγνή των 4^{ου} ορόφου $\rightarrow$ ο.σ. $5,25 \text{ kN}$

$$Q_k = 425,25 \text{ kN}$$

Οριακή κατάσταση ακεραιότητας

1^ο Σενάριο: $1,35G + 1,5Q + 1,5\psi_0 \cdot S_k$

$$1,35 \cdot 1024 \text{ kN} + 1,5 \cdot 425,25 \text{ kN} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,72 \text{ kN} = 2025,32 \text{ kN}$$

2^ο Σενάριο: $1,35G + 1,5S_k + 1,5 \cdot \psi_{0,2} \cdot q$

$$1,35 \cdot 1024 \text{ kN} + 1,5 \cdot 6,72 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 425,25 \text{ kN} = 1838,99 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 2025,32 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 2025,32 \text{ kN}$$

$$f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (5275)}$$

$$\varepsilon = 0,924$$

$$\lambda_1 = 86,8$$

$$L_{cr} = L = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Μέλος: } c_f = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 110,75 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_p} = 6,15$$

$$6,15 \leq 8 \cdot 0,924 = 7,316$$

↓
Class 1

Έλεγχος σε λυγισμό

$$N_{B,Rd} \geq N_{Ed}$$

$$N_{B,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ υποθέτω } \chi = 0,6$$

$$A \geq \frac{2025,32 \text{ kN} \cdot 1}{0,6 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2} = 122,74 \text{ cm}^2$$

Επιλέγω από την σειρά HEB την διατομή HEB 280

$$A = 131,4 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 7,09 \text{ mm}$$

$$h = 280 \text{ mm}$$

$$b = 280 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,0 \leq 1,2 \text{ και } c_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{έχω κομψύλη λυγισμού C.}$$

$$\alpha = 0,49$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{3,5 \text{ m}}{0,00709} = \frac{3500 \text{ mm}}{7,09 \text{ mm}} = 49,37$$

$$\chi_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{49,37}{86,8} = 0,569$$

$$\varphi = 0,5 [1 + 0,49 (0,569 - 0,2) + 0,569^2] = 0,752$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,752 + \sqrt{0,752^2 - 0,569^2}} = 0,803$$

$$N_{B,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,803 \cdot 131,4 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 2901,6 \text{ kN} > N_{Ed} \rightarrow \text{ΕΜΑΡΚΕΙ}$$

Έλεγχος έναντι εφελκυστικού λυγισμού

! Για διπλά συμμετρικές διατομές (όπως το HEB 280) το κέντρο διάτμησης ταυρίζεται με το κέντρο βάρους ($y_0 = z_0 = 0$). Επομένως, ο καμπυλοελαστικός λυγισμός δεν υφίσταται ως ανεξάρτητη μορφή αστοχίας. Ο καθαρός εφελκυστικός λυγισμός ελέγχεται συγκρίνοντας το ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρέψης ($N_{cr,T}$) με το αντίστοιχο της κάμψης ($N_{cr,z}$)

$$N_{cr,T} > N_{cr,z} \quad \text{ΠΡΕΠΕΙ}$$

Ιδιότητες διατομής HEB280

$$i_y = 12,11 \text{ cm}$$

$$i_z = 7,08 \text{ cm}$$

$$I_t = 145,3 \text{ cm}^4 \quad (\text{σταθερά στρέψης})$$

$$I_w = 1,130 \cdot 10^6 \text{ cm}^6 \quad (\text{σταθερά στρέβλωσης})$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$L_T = L_w = 350 \text{ cm}$$

$$G = 8074 \text{ kN/cm}^2$$

Πολική ακτίνα αδράνειας

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 = 12,11^2 + 7,08^2 = 196,78 \text{ cm}^2$$

Ελαστικό κρίσιμο φορτίο σε εφελκυστικό λυγισμό ($N_{cr,T}$)

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_T^2} \right) = \frac{1}{196,78 \text{ cm}^2} \left(8074 \cdot 145,3 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1,130 \cdot 10^6}{350^2} \right)$$

$$N_{cr,T} = 15485 \text{ kN}$$

Ελαστικό κρίσιμο φορτίο σε καμπτικό λυγισμό περί τον ορθονόμο άξονα ($N_{cr,z}$)

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_z^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 6585}{350^2} = 11162 \text{ kN}$$

Συμπέρασμα: Επειδή $N_{cr,T} > N_{cr,z}$, προκύπτει ότι το υποδοτέλωμα θα αστοχήσει πρώτα λόγω καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα Z-Z. Επομένως, ο εφελκυστικός λυγισμός δεν είναι κρίσιμος και αρκεί ο έλεγχος καμπτικού λυγισμού που πραγματοποιήθηκε προηγουμένως

5.3 Αλλαγή Τοποθέτησης Χιαστής

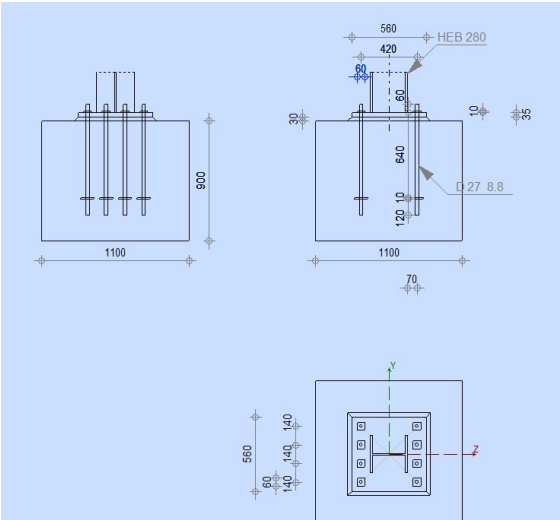
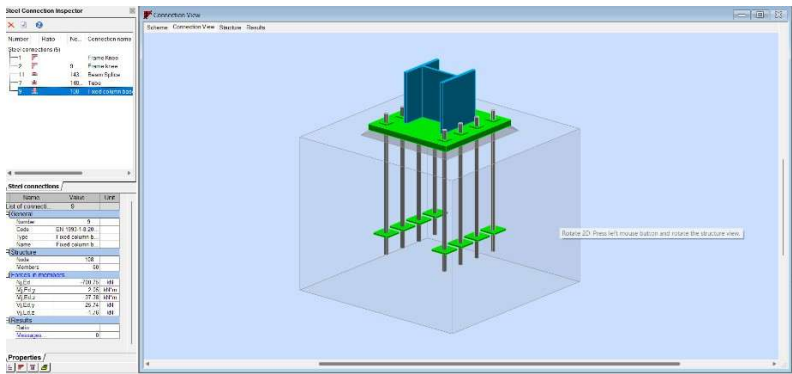
Κατά την διάρκεια επιλογής διατομών για το κτίριο μας, φτάσαμε στο συμπέρασμα ότι χρειαζοταν άμεση αλλαγή στις θέσεις των χιαστί καθώς στις θέσεις που τα είχαμε βάλει δεν ευνοούσαν την λειτουργική στατικότητα του κτιρίου. Μετά από μια πιο εντατική έρευνα μετακινήσαμε ολα τα χιαστί εκτός από αυτά που βρίσκονταν στα πλάγια του κτιρίου και τοποθετήσαμε νέα χιαστί ώστε να αποκατασταθεί η σταθερότητα και ή λειτουργική διαμοίραση των φορτίων σε όλον τον μεταλλικό σκελετό. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την ελάττωση της διατομής των υποστυλωμάτων από ΗΕΒ1100 σε ΗΕΒ280 ενώ οι υπόλοιπες διατομές παρέμειναν ίδιες και την αισθητή μείωση μετατόπισης του κτιρίου.

ΒΗΜΑ 6. Διαστασιολόγηση συνδέσεων

Να γίνει η **διαστασιολόγηση συνδέσεων**. Μια σύνδεση έδρασης υποστυλώματος, μια σύνδεση δοκού υποστυλώματος, μια σύνδεση συνέχειας δοκού στην μέση του ανοίγματος του πλαισίου και μια σύνδεση διαγωνίου με τον κόμβο δοκού υποστυλώματος.

Η διαστασιολόγηση για τις τέσσερις χαρακτηριστικές συνδέσεις (έδραση, δοκός-υποστύλωμα, συνέχεια δοκού και κόμβος διαγωνίου) πραγματοποιήθηκε συνδυαστικά τόσο στο Autodesk Robot όσο και στο IDEA StatiCa. Μετά την ολοκλήρωση του ελέγχου επάρκειας και στα δύο λογισμικά, οριστικοποιήσαμε την τελική μορφή των κόμβων. Τέλος, με βάση αυτά τα αποτελέσματα, δημιουργήσαμε τα πλήρη κατασκευαστικά σχέδια λεπτομερειών στο AutoCAD.

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ



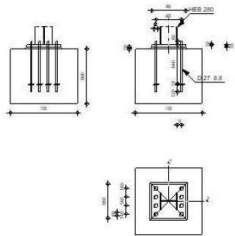


Robot Structural Analysis Professional 2027

Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0.78



GEOMETRY

COLUMN

Section:	HEB 280	
Member no.:	60	
L_e	3.50	[m] Column length
α	0.00	[Deg] Inclination angle
h_c	280	[mm] Height of column section
b_{fc}	280	[mm] Width of column section
t_{wc}	10	[mm] Thickness of the web of column section
t_{fc}	18	[mm] Thickness of the flange of column section
r_c	24	[mm] Radius of column section fillet
A_c	131.36	[cm ²] Cross-sectional area of a column
I_{yc}	19270.30	[cm ⁴] Moment of inertia of the column section
Material:	S275	
f_{yk}	275.00	[MPa] Resistance
f_{yk}	430.00	[MPa] Yield strength of a material

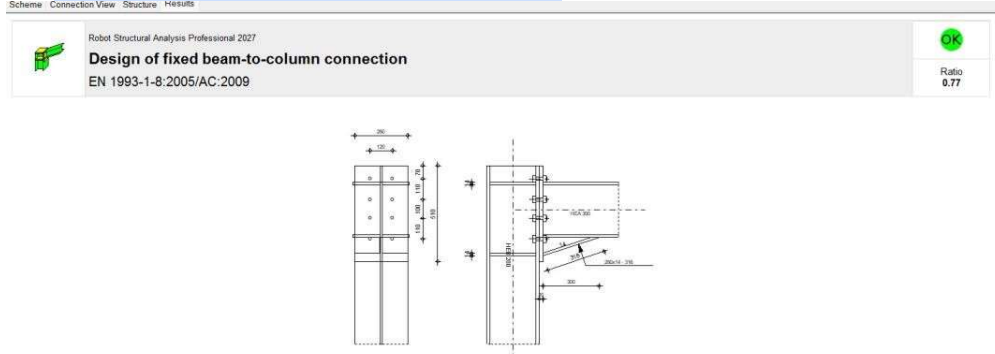
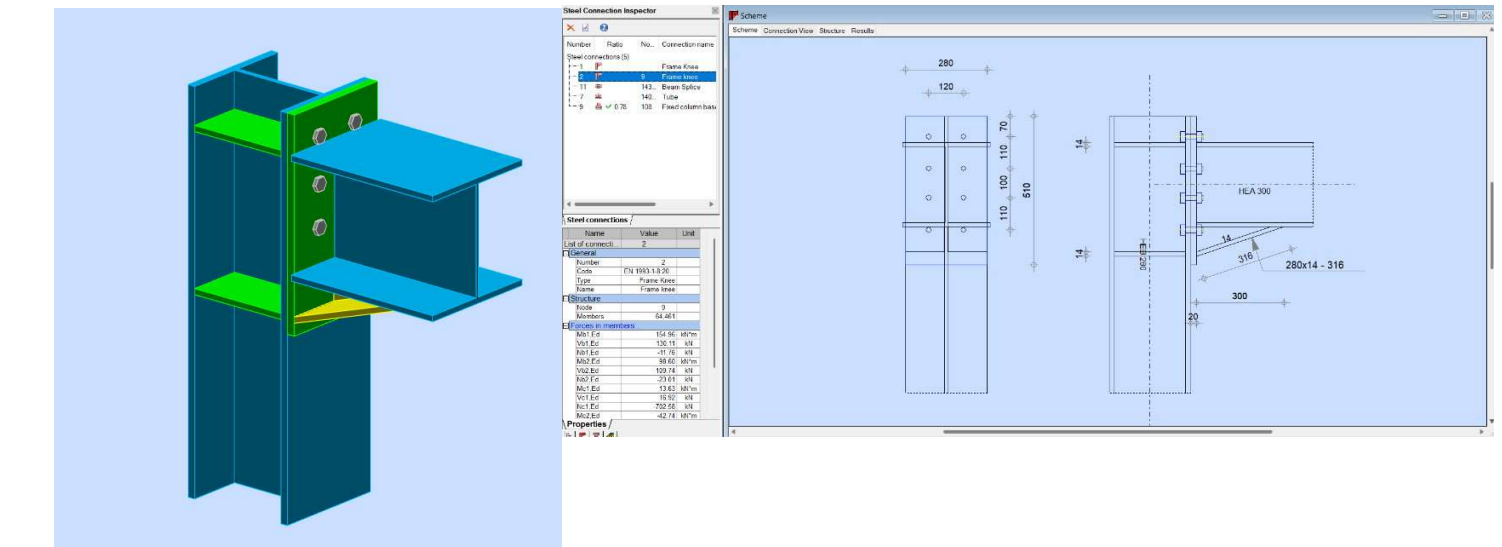
COLUMN BASE

l_{pd}	560	[mm] Length
b_{pd}	560	[mm] Width
t_{pd}	35	[mm] Thickness
Material:	S275	
f_{yk}	275.00	[MPa] Resistance
f_{yk}	430.00	[MPa] Yield strength of a material

GENERAL

Connection no.:	9
Connection name:	Fixed column base
Structure node:	108
Structure members:	60

ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ



GENERAL

Connection no.: 2
Connection name: Frame knee
Structure node: 9
Structure members: 64, 461

COLUMN

Section: HEB 280
Member no.: 64
 $\alpha = -90.00$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 280$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 280$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 10$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 18$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 24$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 131.36$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 19270.30$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: S275
 $f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance

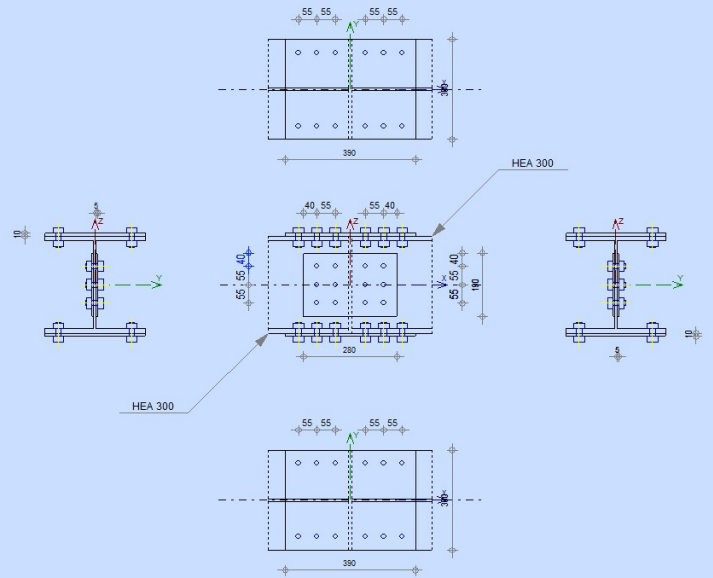
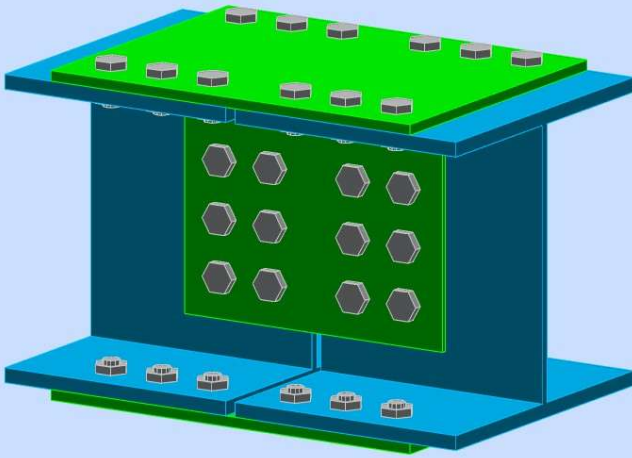
BEAM

Section: HEA 300
Member no.: 461
 $\alpha = -0.00$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 290$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 300$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 8$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 14$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 112.53$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{xb} = 18263.50$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
Material: S275
 $f_{yb} = 275.00$ [MPa] Resistance

BOLTS

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.
 $d = 18$ [mm] Bolt diameter
Class = 10.9 Bolt class
 $F_{tRd} = 138.24$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 4$ Number of bolt rows
 $h_1 = 70$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_1 = 120$ [mm]
Vertical spacing $p_1 = 110; 100; 110$ [mm]

ΣΥΝΔΕΣΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΗ ΜΕΣΗ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ



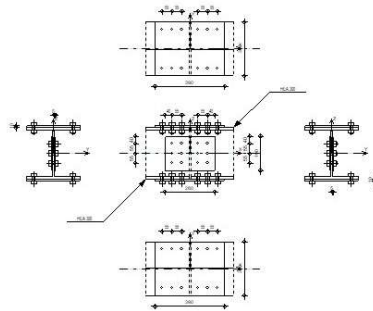
Robot Structural Analysis Professional 2027

Calculation of the beam-to-beam splice connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0.87



GENERAL

Connection no.: 11
Connection name: Beam Splice
Structure node: 1439
Structure members: 148, 149

SPLICE PLATE

Type: bilateral

l_{pw} =	280	[mm]	Plate length
h_{pw} =	190	[mm]	Plate height
t_{pw} =	5	[mm]	Plate thickness
Material: S275			
f_{ypw} =	275.00	[MPa]	Design resistance
f_{upw} =	430.00	[MPa]	Tensile resistance

UPPER EXTERNAL PLATE

l_{pe} =	390	[mm]	Plate length
h_{pe} =	300	[mm]	Plate height
t_{pe} =	10	[mm]	Plate thickness
Material: S275			
f_{ype} =	275.00	[MPa]	Design resistance
f_{upe} =	430.00	[MPa]	Tensile resistance

LOWER EXTERNAL PLATE

l_{pe} =	390	[mm]	Plate length
h_{pe} =	300	[mm]	Plate height
t_{pe} =	10	[mm]	Plate thickness
Material: S275			
f_{ype} =	275.00	[MPa]	Design resistance
f_{upe} =	430.00	[MPa]	Tensile resistance

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	5.6		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d_0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
A_s =	1.57	[cm ²]	Effective section area of a bolt
A_v =	2.01	[cm ²]	Area of bolt section
f_{yb} =	300.00	[MPa]	Yield strength of bolt
f_{ub} =	500.00	[MPa]	Bolt tensile resistance
n_h =	1		Number of bolt columns
n_v =	3		Number of bolt rows
e_1 =	40	[mm]	Level of first bolt
p_1 =	55	[mm]	Vertical spacing

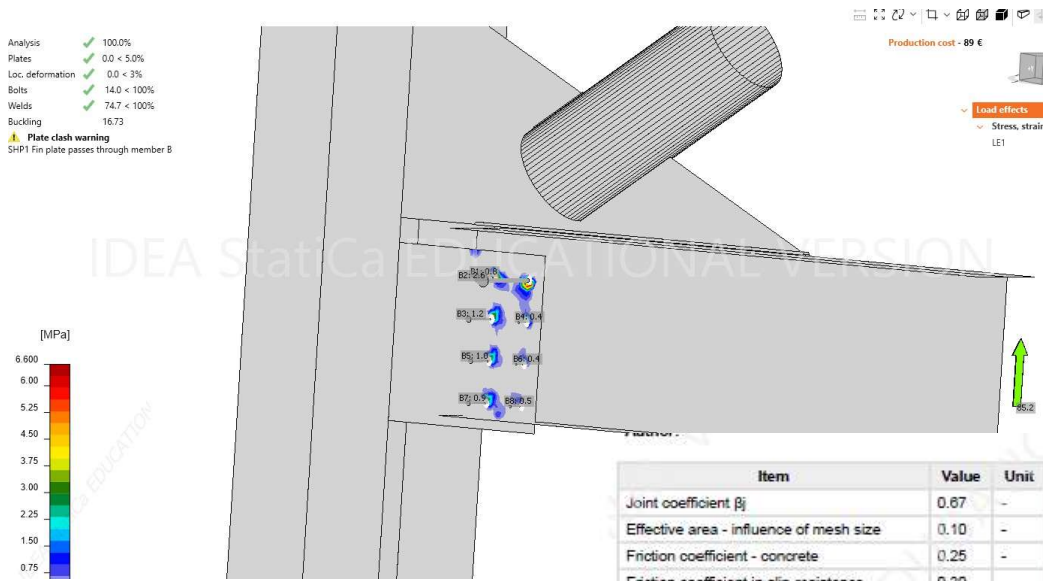
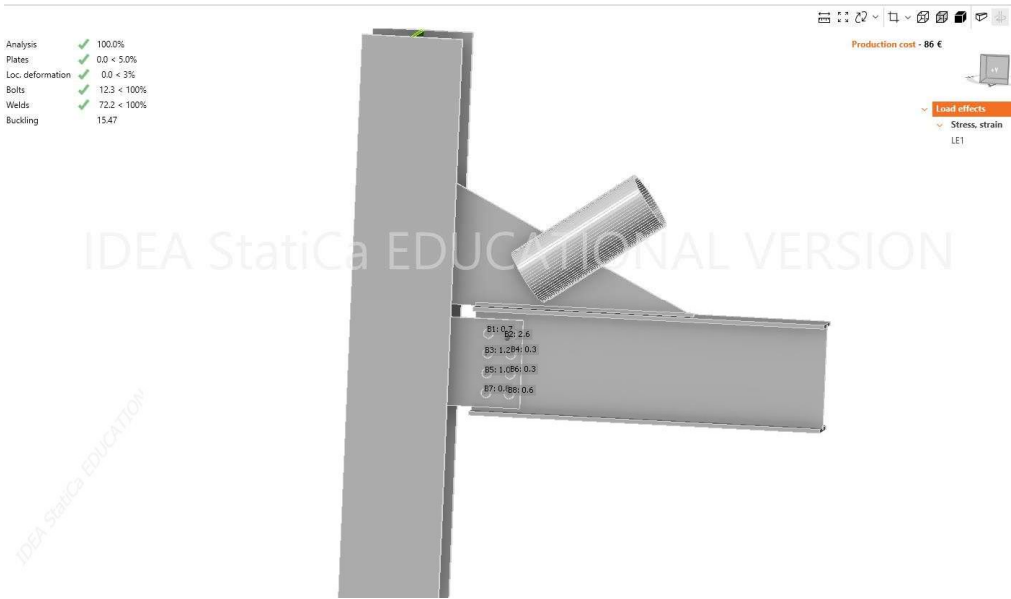
RIGHT SIDE**BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

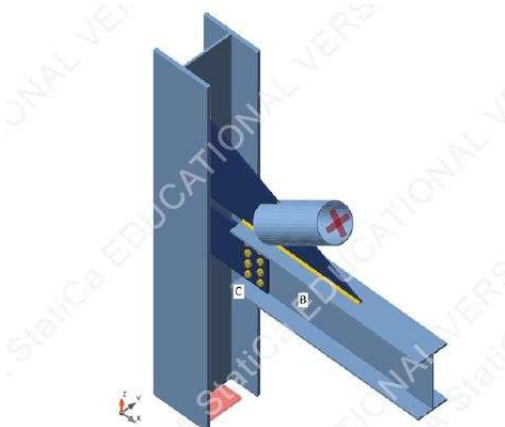
Connection category A

Class =	5.6		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d_0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
A_s =	1.57	[cm ²]	Effective section area of a bolt
A_v =	2.01	[cm ²]	Area of bolt section
f_{yb} =	300.00	[MPa]	Yield strength of bolt
f_{ub} =	500.00	[MPa]	Bolt tensile resistance
n_h =	2		Number of bolt columns
n_v =	3		Number of bolt rows
e_1 =	40	[mm]	Level of first bolt
p_2 =	55	[mm]	Horizontal spacing
p_1 =	55	[mm]	Vertical spacing

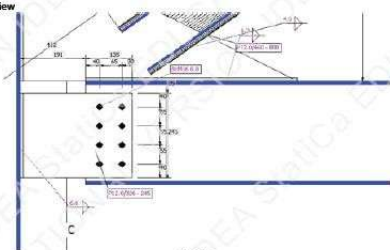
ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΜΕ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ



Item	Value	Unit	Reference
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8:2005 – 8.2.5(7)
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8:2005
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8:2005 – Table 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5:2006
Detailing	Yes		
Distance between bolts $[d_0]$	2.20	-	EN 1993-1-8:2005 – Table 3.3
Distance between bolts and edge $[d_0]$	1.20	-	EN 1993-1-8:2005 – Table 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4:2018
Local deformation check	Yes		
Local deformation limit	0.03	-	C/DECT DG 1, 3 – 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8:2005 – 5.2.2.5



XIASTI, Axonometric view



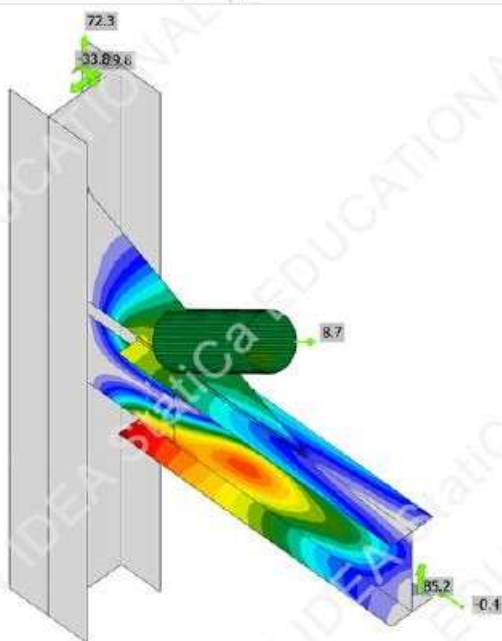
Cross-sections

Name	Material
1 - HEB200	S 275
2 - IPE300	S 275
3 - CHS108.3/6.3	S 275



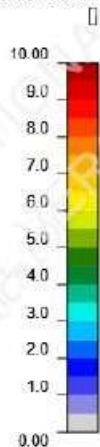
Equivalent stress, LE1

Bolts



First buckling mode shape, LE1

Normalized deflection



ΒΗΜΑ 7. Σχεδιασμός

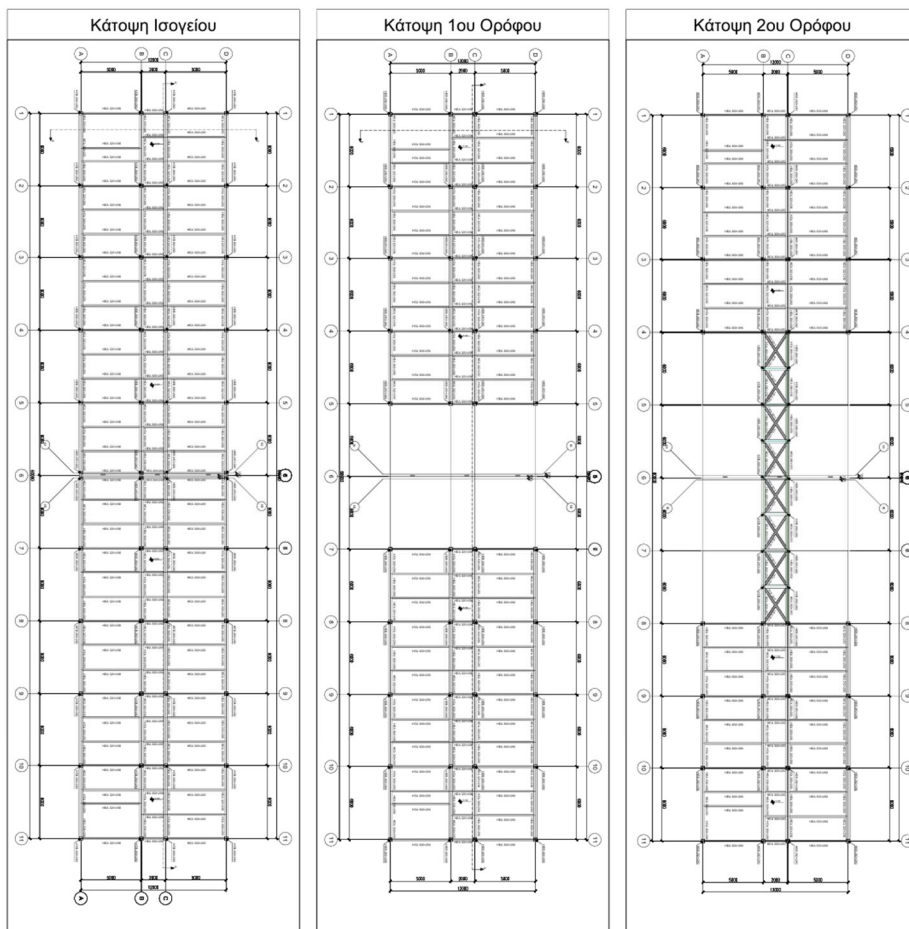
Με βάση τις διατομές να γίνει η **κατασκευή σχεδίων ξυλοτύπων** γενικής διάταξης της μεταλλικής κατασκευής σε κάτοψη, σε όψη, σε τομή για κάθε ξεχωριστό πλαίσιο και στις δύο διευθύνσεις καθώς και τα σχέδια λεπτομερειών συνδέσεων. Τα σχέδια γενικής διάταξης σε μονογραμμικά σχέδια σε κλίμακα 1:50 και τα σχέδια των συνδέσεων σε κλίμακα 1:5 ή 1:2. Τα σχέδια θα πρέπει να περιλαμβάνουν όλες τις επαρκείς πληροφορίες για την κατασκευή του έργου.

Σε αυτό το βήμα έγινε η σχεδίαση των ξυλοτύπων και η απεικόνιση των λεπτομεριών στις ζητούμενες κλίμακες. Τα σχέδια βασίστηκαν από τα δεδομένα του Βήματος 5 & 6. Σειρά σχεδίασης: Ξεκινήσαμε φτιάχνοντας το grid του σχεδίου, μετά βάλαμε την μεταλλικό σκελετό του κτηρίου στο Autocad, ύστερα προσθέσαμε τις λεπτομέρειες και τις ονομασίες τις κάθε διατομής σε Text. Τέλος μεταφέραμε όλα τα σχέδια σε ξεχωριστά layouts μεγέθους A0, προσθέσαμε σε κάθε layout από έναν πίνακα με όλες τις απαραίτητες πληροφορίες και προσαρμόσαμε κάθε σχέδιο στην απαιτούμενη κλίμακα.

7.1 Σχέδια

7.1.1 Κατόψεις

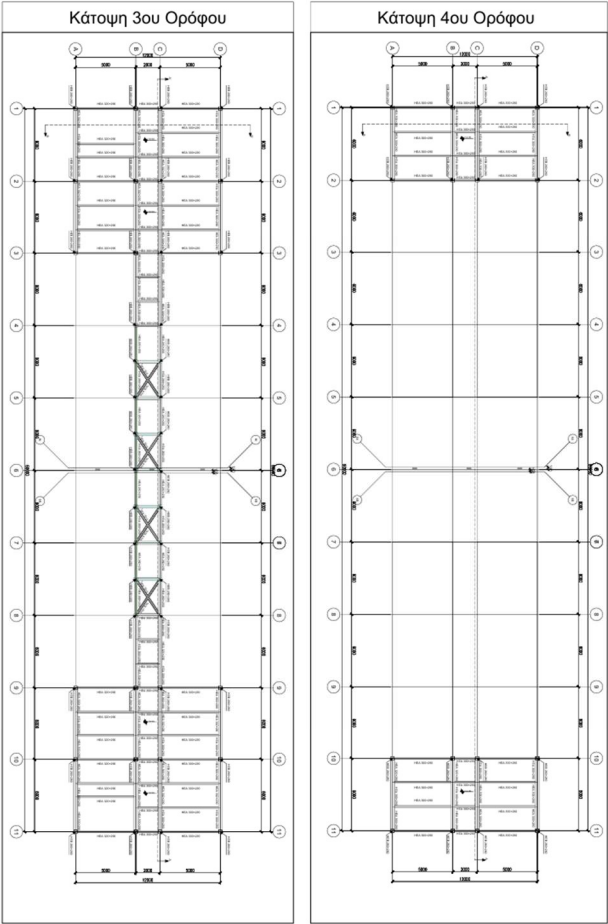
Κάτοψη Ισόγειου, 1^{ου}, 2^{ου} Ορόφου



ΓΡΑΦΕΙΟ ΠΑΡΑΛΟΓΩΓΗΣ	
1. ΤΙΤΛΟΣ	1.1. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
2. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	2.1. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
3. ΣΕΙΡΑ	3.1. ΣΕΙΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
4. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	4.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
5. ΕΚΔΟΣΗ	5.1. ΕΚΔΟΣΗ
6. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	6.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
7. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	7.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
8. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	8.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
9. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	9.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
10. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	10.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
11. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	11.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
12. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	12.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
13. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	13.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
14. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	14.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
15. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	15.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
16. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	16.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
17. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	17.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
18. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	18.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
19. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	19.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
20. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	20.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
21. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	21.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
22. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	22.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
23. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	23.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
24. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	24.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
25. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	25.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
26. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	26.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
27. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	27.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
28. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	28.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
29. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	29.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
30. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	30.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
31. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	31.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
32. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	32.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
33. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	33.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
34. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	34.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
35. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	35.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
36. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	36.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
37. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	37.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
38. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	38.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
39. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	39.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
40. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	40.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
41. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	41.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
42. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	42.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
43. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	43.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
44. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	44.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
45. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	45.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
46. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	46.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
47. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	47.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
48. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	48.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
49. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	49.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
50. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	50.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
51. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	51.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
52. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	52.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
53. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	53.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
54. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	54.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
55. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	55.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
56. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	56.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
57. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	57.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
58. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	58.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
59. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	59.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
60. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	60.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
61. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	61.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
62. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	62.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
63. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	63.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
64. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	64.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
65. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	65.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
66. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	66.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
67. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	67.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
68. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	68.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
69. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	69.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
70. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	70.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
71. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	71.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
72. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	72.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
73. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	73.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
74. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	74.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
75. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	75.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
76. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	76.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
77. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	77.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
78. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	78.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
79. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	79.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
80. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	80.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
81. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	81.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
82. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	82.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
83. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	83.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
84. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	84.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
85. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	85.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
86. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	86.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
87. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	87.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
88. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	88.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
89. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	89.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
90. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	90.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
91. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	91.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
92. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	92.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
93. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	93.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
94. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	94.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
95. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	95.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
96. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	96.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
97. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	97.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
98. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	98.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
99. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	99.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ
100. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ	100.1. ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΣ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ	
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ	
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ	
ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II	
ΕΡΓΩΔΟΤΗΣ :	ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΣΟ ΣΔΠ)
ΕΡΓΟ :	ΝΕΟ ΠΕΝΤΑΔΕΚΑΚΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ :	ΣΟΥΝΙΟ, ΑΤΤΙΚΗ
ΘΕΜΑ :	ΚΑΤΩΝΗ ΕΞΑΓΩΓΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ, Α, Β ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
1:100	Σ3
ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΟΜΑΔΑ 6	
ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΡΧΗΣ (2234425)	
ΟΦΕΛΙΑΣ ΚΟΝΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ (2234431)	
ΚΑΤΑΡΑΚΤΗΣ ΚΟΝΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ (2234435)	
ΑΝΔΡΕΑΣ ΠΕΤΡΟΥΣ (2234435)	
ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΕΦΡΑΙΜ (2234437)	
ΠΡΟΣΤΑΣΗΣ ΚΥΡΙΑΚΟΥ (2234437)	
ΤΕΡΚΟΠΟΥΛΟΣ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ (2234437)	
ΤΕΡΚΟΠΟΥΛΟΣ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ (2234437)	

Κάτοψη 3^{ου}, 4^{ου} Ορόφου

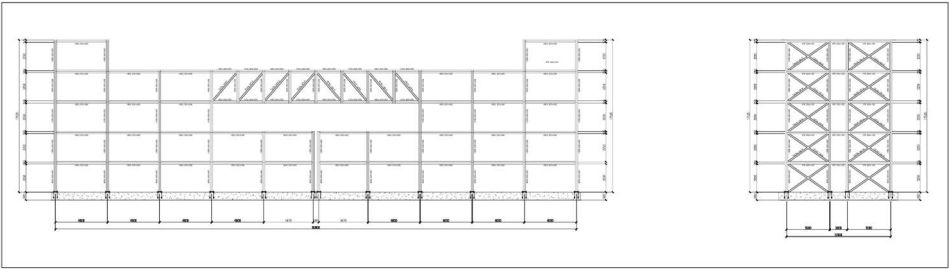


ΤΙΤΛΟΣ ΠΡΟΤΥΠΟΥ
1. ΤΙΤΛΟΣ
2. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
3. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
4. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
5. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
6. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
7. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
8. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
9. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
10. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
11. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
12. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
13. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
14. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
15. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
16. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
17. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
18. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
19. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
20. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
21. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
22. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
23. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
24. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
25. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
26. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
27. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
28. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
29. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
30. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
31. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
32. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
33. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
34. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
35. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
36. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
37. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
38. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
39. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
40. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
41. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
42. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
43. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
44. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
45. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
46. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
47. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
48. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
49. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
50. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
51. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
52. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
53. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
54. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
55. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
56. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
57. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
58. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
59. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
60. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
61. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
62. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
63. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
64. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
65. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
66. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
67. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
68. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
69. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
70. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
71. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
72. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
73. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
74. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
75. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
76. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
77. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
78. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
79. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
80. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
81. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
82. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
83. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
84. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
85. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
86. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
87. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
88. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
89. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
90. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
91. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
92. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
93. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
94. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
95. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
96. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
97. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
98. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
99. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
100. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II
ΕΡΓΑΣΙΟΤΗΣ: ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΙΟ ΣΔ/Τ)
ΕΡΓΟ: ΝΕΟ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΕΝΟΣΟΧΕΙΟ
ΘΕΣΗ: ΣΟΥΝΙΟ, ΑΤΤΙΚΗ
ΘΕΜΑ: ΚΑΤΩΦΗ ΕΥΛΟΓΥΠΤΩΝ Γ. Δ. ΟΡΟΦΟΥ
ΚΩΔΙΚΑΣ: 1:100
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟ ΣΧΕΔΙΟ: 54
ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΟΜΑΔΑ 1
ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΡΧΑΝΤΕΛΗΣ (22384003)
ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ ΚΟΝΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384131)
ΚΑΤΑΡΑΚΙΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384005)
ΛΥΚΟΔΑΚΗΣ ΠΕΤΡΟΣ (22384006)
ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΠΕΤΡΟΣ (22384007)
ΧΡΗΣΤΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384003)
ΠΕΡΙΟΧΗ ΕΚΠΟΝΗΣΗΣ: ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΕΛΛΗΝΙΚΟ 2020

7.1.2 Όψεις

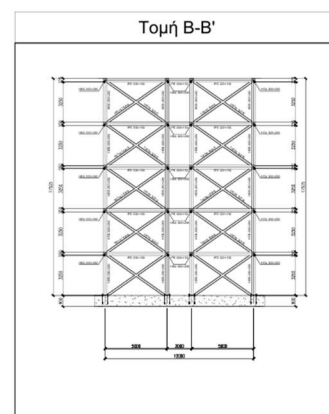
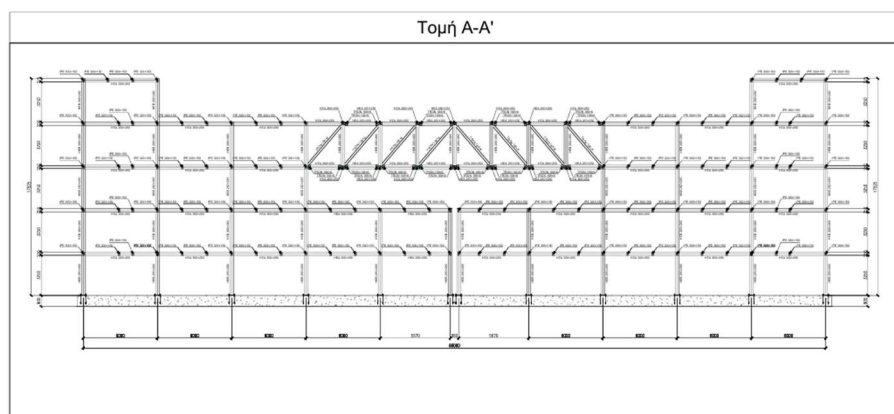
Ανατολική & Βόρεια Όψη Κτιρίου



ΤΙΤΛΟΣ ΠΡΟΤΥΠΟΥ
1. ΤΙΤΛΟΣ
2. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
3. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
4. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
5. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
6. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
7. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
8. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
9. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
10. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
11. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
12. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
13. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
14. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
15. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
16. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
17. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
18. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
19. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
20. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
21. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
22. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
23. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
24. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
25. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
26. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
27. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
28. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
29. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
30. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
31. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
32. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
33. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
34. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
35. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
36. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
37. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
38. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
39. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
40. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
41. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
42. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
43. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
44. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
45. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
46. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
47. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
48. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
49. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
50. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
51. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
52. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
53. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
54. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
55. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
56. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
57. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
58. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
59. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
60. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
61. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
62. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
63. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
64. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
65. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
66. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
67. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
68. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
69. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
70. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
71. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
72. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
73. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
74. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
75. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
76. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
77. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
78. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
79. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
80. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
81. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
82. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
83. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
84. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
85. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
86. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
87. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
88. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
89. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
90. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
91. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
92. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
93. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
94. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
95. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
96. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
97. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
98. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
99. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
100. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II
ΕΡΓΑΣΙΟΤΗΣ: ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΙΟ ΣΔ/Τ)
ΕΡΓΟ: ΝΕΟ ΠΕΝΤΑΟΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΕΝΟΣΟΧΕΙΟ
ΘΕΣΗ: ΣΟΥΝΙΟ, ΑΤΤΙΚΗ
ΘΕΜΑ: ΟΝΕΙΣ ΕΥΛΟΓΥΠΤΩΝ
ΚΩΔΙΚΑΣ: 1:100
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟ ΣΧΕΔΙΟ: 52
ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΟΜΑΔΑ 1
ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΡΧΑΝΤΕΛΗΣ (22384003)
ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ ΚΟΝΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384131)
ΚΑΤΑΡΑΚΙΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384005)
ΛΥΚΟΔΑΚΗΣ ΠΕΤΡΟΣ (22384006)
ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΠΕΤΡΟΣ (22384007)
ΧΡΗΣΤΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (22384003)
ΠΕΡΙΟΧΗ ΕΚΠΟΝΗΣΗΣ: ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΕΛΛΗΝΙΚΟ 2020

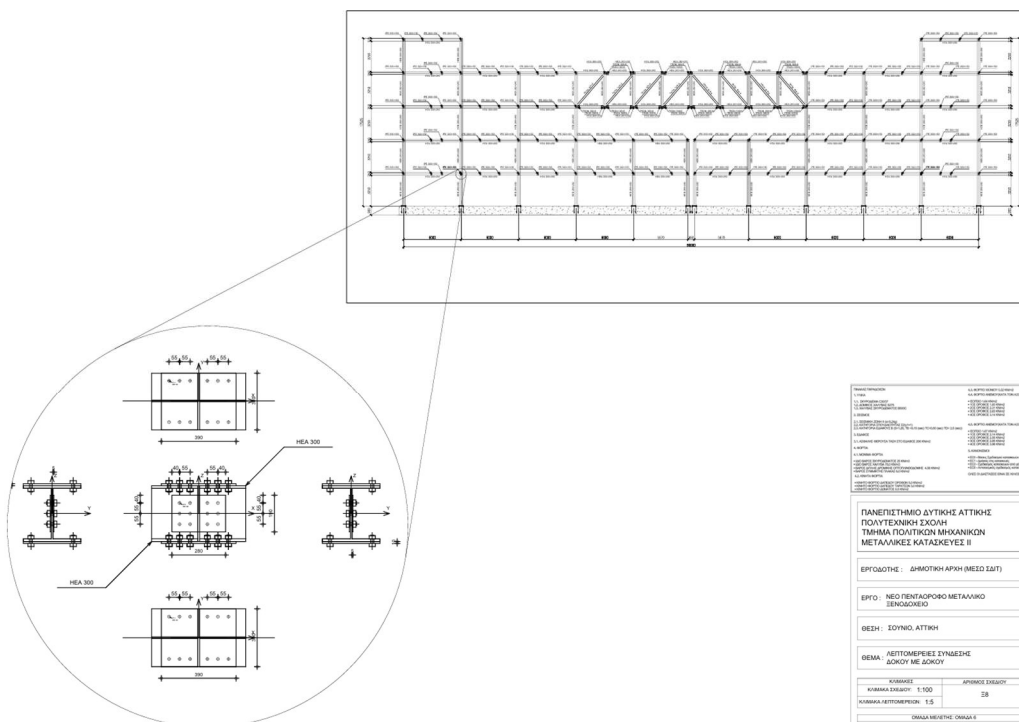
7.1.3 Τομές

[illegible]

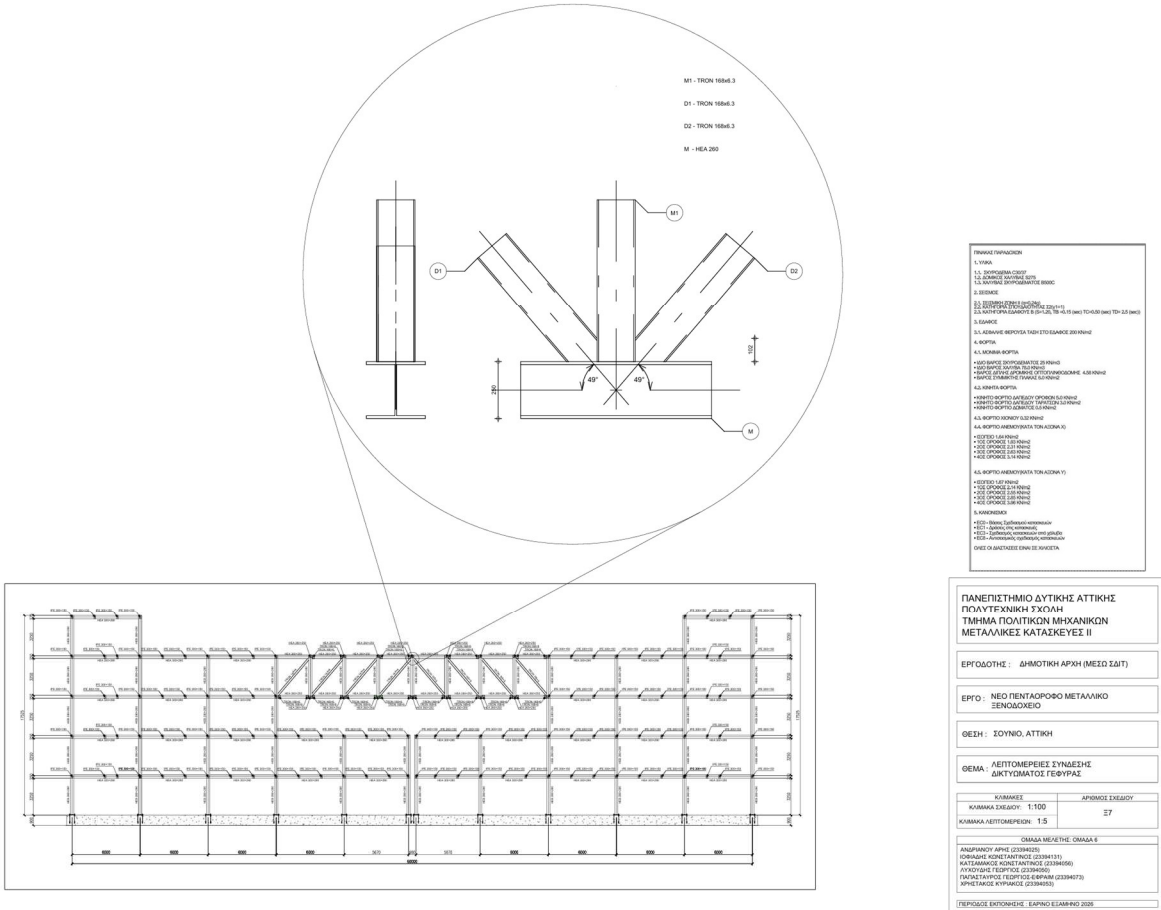
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II	
ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΙΟΙΚΗΤΗ ΑΡΧΗ (ΜΕΣΟ ΣΔΓ)	
ΕΡΓΟ : ΝΕΟ ΠΕΝΤΑΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΕΝΟΚΕΚΙΟ	
ΘΕΣΗ : ΣΟΥΝΙΟ, ΑΤΤΙΚΗ	
ΘΕΜΑ : ΤΟΜΕΣ ΣΥΣΤΟΛΩΝ	
ΚΩΔΙΚΑΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
1:100	Σ1
ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΟΜΑΔΑ 6 ΑΝΤΙΚΑΝΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (233944025) ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΟΝΤΑΡΙΝΟΣ (233941331) ΑΝΔΡΕΑΣ ΚΑΡΑΓΕΩΡΓΙΟΥ (233940606) ΑΥΓΟΥΣΤΙΝΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ (233940605) ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ (233940473) ΧΡΗΣΤΟΣ ΚΥΡΙΑΚΟΣ (233940623)	
ΠΡΩΤΟΚΟΛΛΟ ΕΚΔΟΣΗΣ: ΕΛΛΗΝΟ ΕΛΛΗΝΟ 2008	

7.1.4 Λεπτομέρειες Συνδέσμων

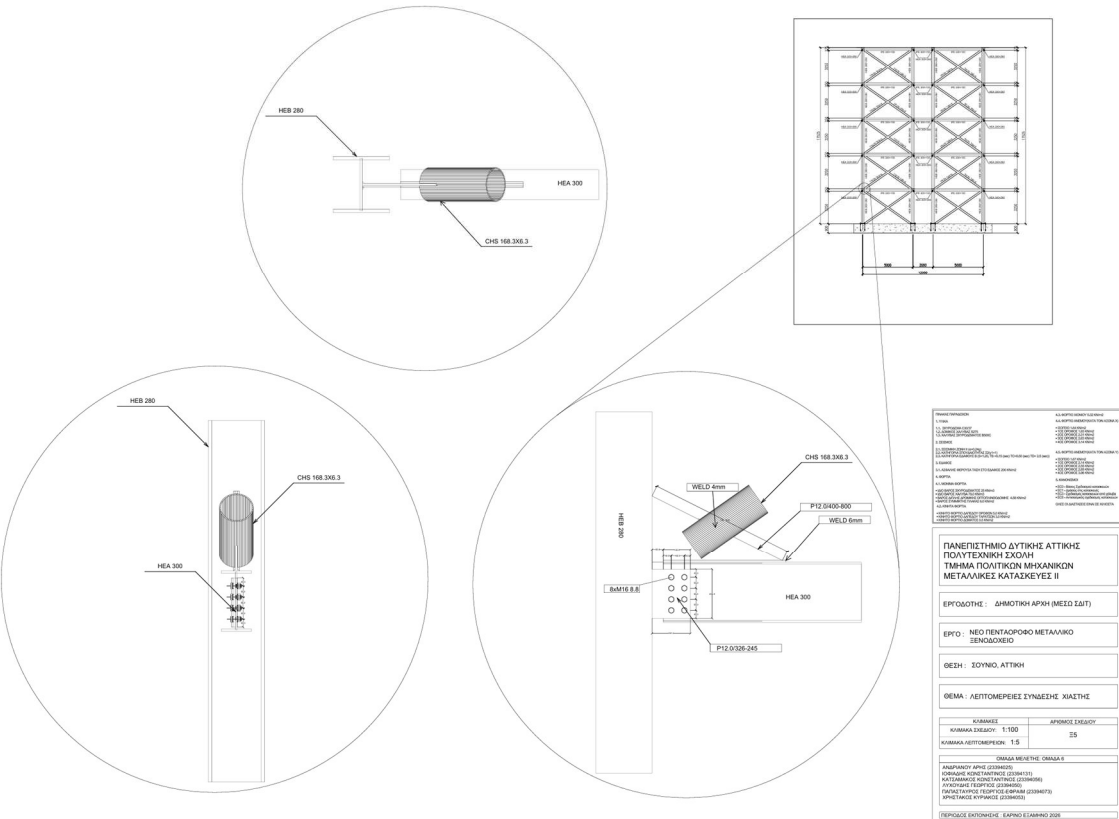
Λεπτομέρειες Σύνδεσης Δοκού με Δοκού

[illegible]

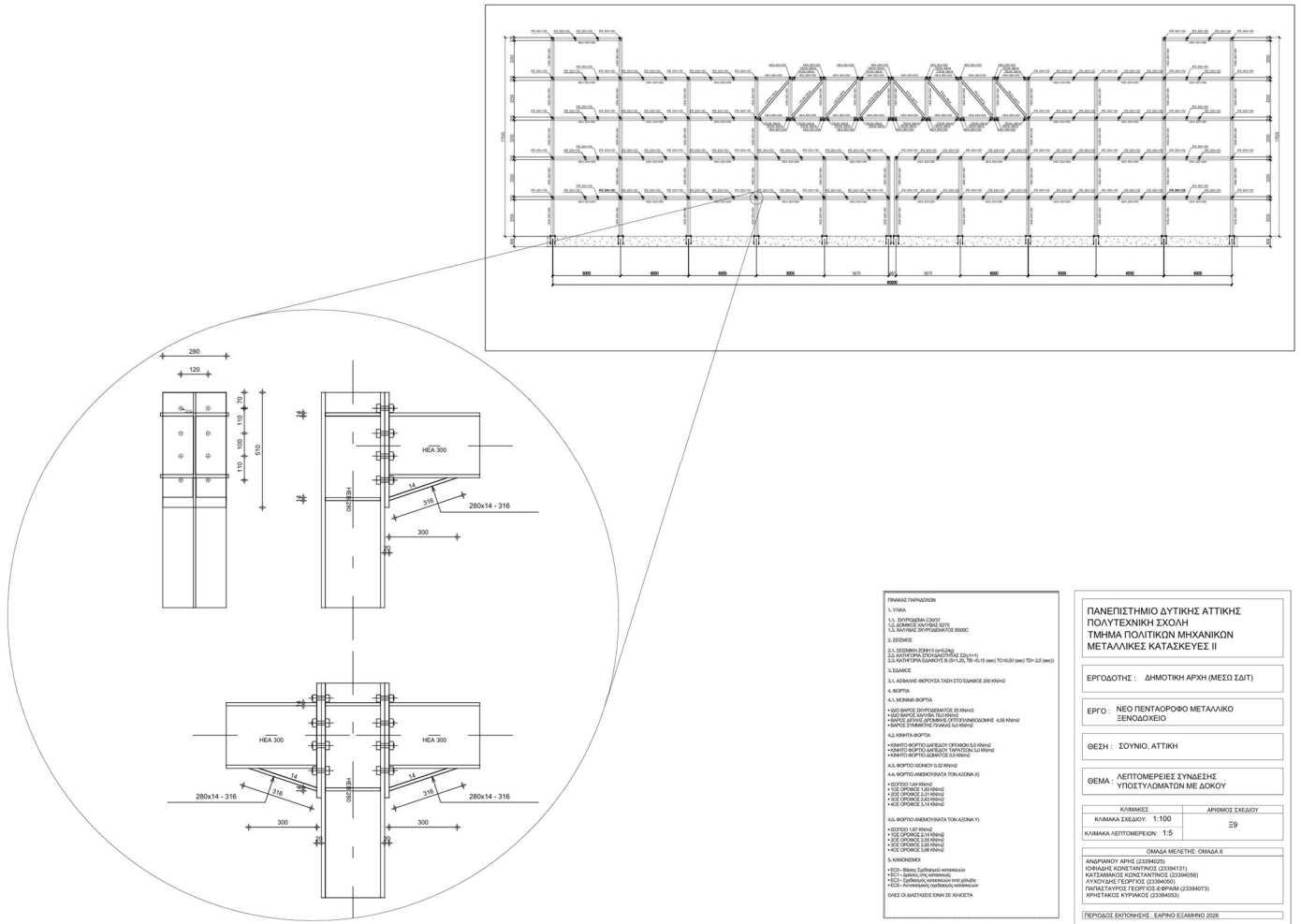
Λεπτομέριες Σύνδεσης Δικτυώματος Γέφυρας



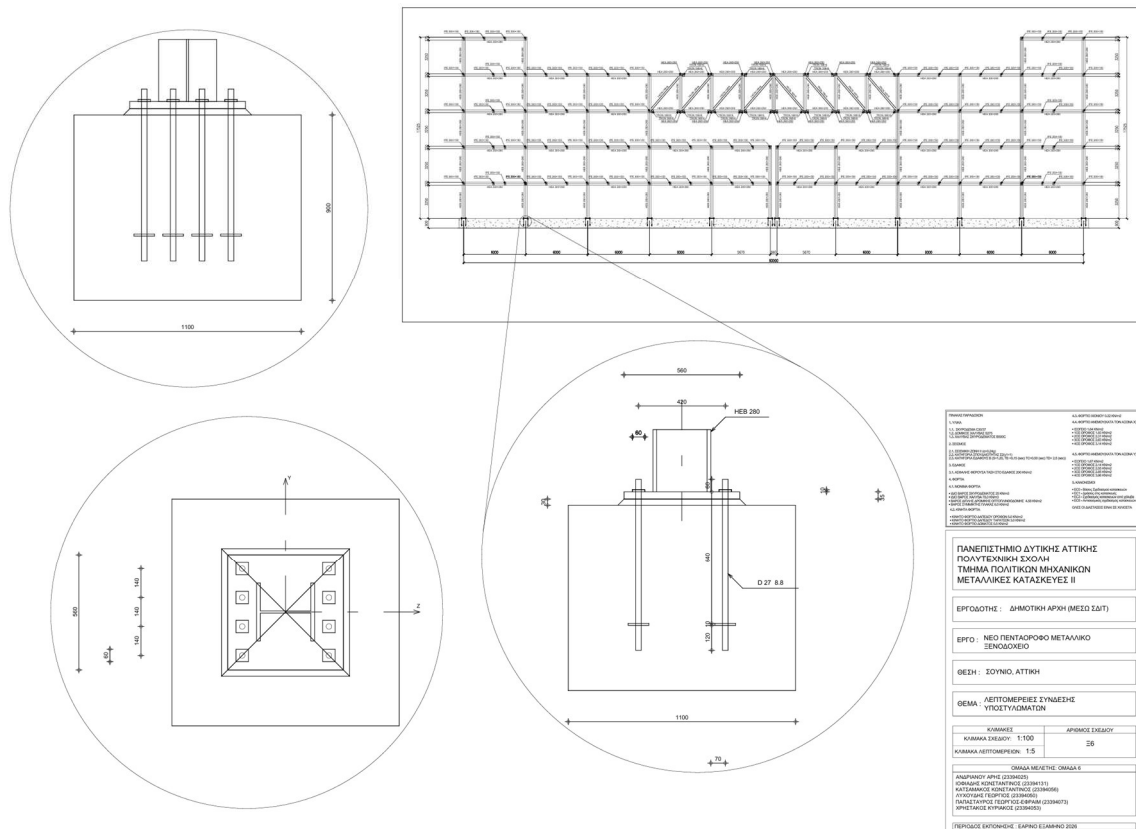
Λεπτομέριες Σύνδεσης Χιαστής



Λεπτομέριες Σύνδεσης Υποστυλωμάτων με Δοκού



Λεπτομέρειες Σύνδεσης Υποστυλωμάτων



ΒΗΜΑ 8

Με βάση τα φορτία που μεταφέρονται στα υποστυλώματα να γίνει εκτίμηση τυπικών διαστάσεων ενός θεμελίου ή πεδιλοδοκού της κατασκευής και να υπολογισθούν οι οπλισμοί.

8.1 Εισαγωγή & Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

Η μελέτη και η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού Autodesk Robot Structural Analysis. Βάσει των φορτίων που μεταφέρονται από την ανωδομή (μόνιμα, κινητά, χιόνι, άνεμος και θερμοκρασιακές μεταβολές) στη βάση των υποστυλωμάτων, επιλέχθηκε η μορφή του μεμονωμένου πεδίου (Spread footing).

Οι διαστάσεις του τυπικού πεδίου (Foundation112) που επιλέχθηκαν για την ασφαλή παραλαβή και μεταβίβαση των φορτίων στο έδαφος είναι:

- Διαστάσεις Πέλματος:** 2.70 m x 2.70 m (τετραγωνική κάτοψη).
- Συνολικό Ύψος Πεδίου:** Το ύψος του πέλματος είναι 0.35 m, ενώ το τραπεζοειδές/ορθογωνικό τμήμα (λαιμός) έχει ύψος 0.85 m.
- Διαστάσεις Λαιμού (Pier):** 0.50 m x 0.50 m.
- Σκυρόδεμα Εξομάλυνσης:** Πάχους 0.05 m.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, σύμφωνα με τις γενικές παραδοχές του έργου, είναι σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 και δομικός χάλυβας οπλισμού κατηγορίας B500C.

8.2 Γεωτεχνικοί Έλεγχοι (EN 1997-1)

Το έδαφος θεμελίωσης θεωρήθηκε αργιλικό (Clay). Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7, διενεργήθηκαν οι εξής γεωτεχνικοί έλεγχοι για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης, οι οποίοι ικανοποιούνται πλήρως:

- Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας (Τάση Εδάφους):** Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος (0.17 MPa) είναι μικρότερη από την οριακή (0.18 MPa), εξασφαλίζοντας συντελεστή ασφαλείας $1.058 > 1.00$.
- Έλεγχος Ολίσθησης (Sliding):** Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης υπολογίστηκε σε $20.0 > 1.00$, εξασφαλίζοντας την ευστάθεια του πεδίου.
- Έλεγχος Ανατροπής (Rotation):** Οι συντελεστές ασφαλείας έναντι ανατροπής περί τους άξονες X και Y είναι 12.36 και 10.9 αντίστοιχα, τιμές που υπερκαλύπτουν την απαίτηση (> 1.00).
- Έλεγχος Καθιζήσεων (Settlement):** Η υπολογιζόμενη μέση καθίζηση είναι μόλις 0.2 cm, τιμή η οποία είναι αποδεκτή καθώς υπολείπεται σημαντικά της οριακής επιτρεπόμενης των 5.0 cm (Συντελεστής ασφαλείας 26.37).

8.3 Στατικοί Έλεγχοι και Υπολογισμός Οπλισμών (EN 1992-1-1)

Η διαστασιολόγηση του οπλισμού έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος έναντι διάτρησης (Punching) στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS), ο οποίος ικανοποιείται με συντελεστή ασφαλείας 1.188.

Οι απαιτούμενοι οπλισμοί που προέκυψαν από την ανάλυση στο λογισμικό και τοποθετούνται στο πέδιλο είναι οι εξής:

- **Κύριος Οπλισμός Πέλματος (Κάτω):** Τοποθετούνται 13 ράβδοι Φ14 κατά την διεύθυνση X και 13 ράβδοι Φ14 κατά την διεύθυνση Y.
- **Οπλισμός Πέλματος (Άνω):** Τοποθετούνται 10 ράβδοι Φ14 κατά την διεύθυνση X και 10 ράβδοι Φ14 κατά την διεύθυνση Y.
- **Οπλισμός Λαιμού (Pier):** Ως διαμήκης οπλισμός τοποθετούνται ράβδοι Φ12 (2 ανά πλευρά), ενώ για τον εγκάρσιο οπλισμό (συνδετήρες) τοποθετούνται 7 ράβδοι Φ14.

8.4 Προμέτρηση Υλικών Τυπικού Πεδίλου

- **Όγκος Σκυροδέματος (C30/37):** 2.76 m³.
- **Επιφάνεια Ξυλοτύπου:** 5.48 m².
- **Συνολικό Βάρος Χάλυβα (B500C):** 174.70 kg.

Για την πληρέστερη παρουσίαση της μελέτης, ακολουθεί παρακάτω το αυτούσιο τεύχος αποτελεσμάτων που εξήχθη από το υπολογιστικό πρόγραμμα, το οποίο περιλαμβάνει όλα τα διαγράμματα και τις αναλυτικές επιλύσεις.

1 Spread footing: Foundation112

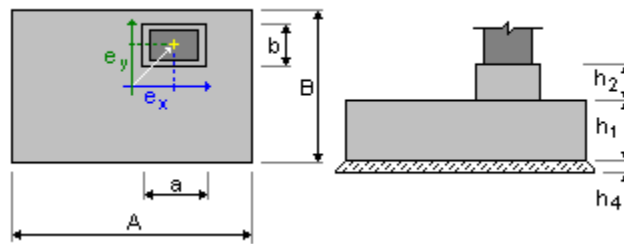
Number of identical elements: 1

1.1 Basic data

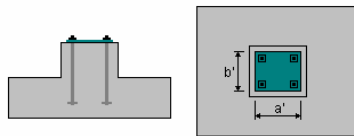
1.1.1 Assumptions

- Geotechnic calculations according to : EN 1997-1:2004/A1:2013
- Concrete calculations according to : EN 1992-1-1:2004/A1:2014
- Shape selection : without limits

1.1.2 Geometry:



A	= 2,70 (m)	a	= 0,50 (m)
B	= 2,70 (m)	b	= 0,50 (m)
h1	= 0,35 (m)	ex	= -0,00 (m)
h2	= 0,85 (m)	ey	= -0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 20,0 (cm)
b'	= 20,0 (cm)
Cnom1	= 6,0 (cm)
Cnom2	= 6,0 (cm)
Cover deviations: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)	

1.1.3 Materials

- Concrete: C30/37; Characteristic strength = 30,00 MPa
Unit weight = 2501,36 (kG/m3)
Rectangular stress distribution [3.1.7(3)]
- Longitudinal reinforcement: type B500C Characteristic strength = 500,00 MPa
Ductility class: C
Horizontal branch of the stress-strain diagram
- Transversal reinforcement: type B500C Characteristic strength = 500,00 MPa
- Additional reinforcement: type B500C Characteristic

1.1.4 Loads:

Foundation loads:

Case	Nature	Group	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
DL1	dead load(Structural)	112	32,03	0,03	-0,00	0,00	-0,01
DL2	dead load(Non-structural)	112	397,75	-1,06	-0,00	0,00	-1,30
LL1	live load(Category A)	112	158,38	-0,22	-0,00	0,00	-0,34
SN1	snow(Snow H<1000 m above sea level)	112		4,79	0,08		
0,00	0,05						
WIND1_X	wind	112	9,38	15,95	0,00	-0,00	35,67
WIND2_Y	wind	112	-2,63	-0,19	20,86	-20,49	-0,14
T_SUM	temperature	112	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00
T_WIN	temperature	112	-0,00	-0,00	-0,00	0,01	-0,00

Backfill loads:

Case	Nature	Q1 (kN/m2)
------	--------	---------------

1.2 Geotechnical design

1.2.1 Assumptions

- Cohesion reduction coefficient: 0,00
 - Smooth precast foundation 6.5.3(10)
 - Sliding with soil pressure considered: for X and Y directions
 - Design approach: 1
- A1 + M1 + R1
- $\gamma_{\phi'}$ = 1,00
- $\gamma_{c'}$ = 1,00
- γ_{cu} = 1,00
- γ_{qu} = 1,00
- γ_{γ} = 1,00
- $\gamma_{R,v}$ = 1,00
- $\gamma_{R,h}$ = 1,00
- A2 + M2 + R1
- $\gamma_{\phi'}$ = 1,25
- $\gamma_{c'}$ = 1,25
- γ_{cu} = 1,40
- γ_{qu} = 1,40
- γ_{γ} = 1,00
- $\gamma_{R,v}$ = 1,00
- $\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Soil:

Soil level:	N_1	= 0,00 (m)
Column pier level:	N_a	= 0,00 (m)
Minimum reference level:	N_f	= -1,25 (m)

Clay

- Soil level: 0.00 (m)
- Unit weight: 2243.38 (kG/m³)
- Unit weight of solid: 2753.23 (kG/m³)
- Internal friction angle: 25.00 (Deg)
- Cohesion: 0.06 (MPa)

1.2.3 Limit states

Stress calculations

Soil type under foundation: not layered

Design combination

ULS A1 : 1.35DL1+1.35DL2+1.05LL1+1.50WIND1_X+0.75SN1+0.90T_SUM+0.90T_WIN

Load factors: **1.35** * Foundation weight

1.35 * Soil weight

Calculation results: On the foundation level

Weight of foundation and soil over it: $G_r = 269,26$ (kN)

Design load:

$N_r = 1033,43$ (kN) $M_x = 0,02$ (kN*m) $M_y = 78,27$ (kN*m)

Allowable stress calculation method: Semi-empirical - stress limit

Load eccentricity:

$|e_B| = 0,08$ (m) $|e_L| = 0,00$ (m)

Equivalent foundation dimensions:

$B' = B - 2|e_B| = 2,55$ (m)

$L' = L - 2|e_L| = 2,70$ (m)

$q_u = 0.20$ (MPa)

$p_{le}^* = 0,17$ (MPa)

$D_e = D_{min} - d = 1,20$ (m)

$k_p = 0,89$

$q'_0 = 0,03$ (MPa)

$q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'_0 = 0,18$ (MPa)

Stress in soil: $q_{ref} = 0.17$ (MPa)

Safety factor: $q_{lim} / q_{ref} = 1.058 > 1$

Uplift

Uplift in ULS

Design combination

ULS A1 : 1.00DL1+1.00DL2+1.50WIND1_X+0.90T_WIN

Load factors: **1.00** * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Contact area: $s = 0,05$

$s_{lim} = 0,17$

Sliding

Design combination

ULS A1 : 1.00DL1+1.00DL2+1.50WIND2_Y

Load factors: **1.00** * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: $Gr = 199,45$ (kN)

Design load:

$N_r = 625,29$ (kN) $M_x = -68,28$ (kN*m) $M_y = -3,08$ (kN*m)

Equivalent foundation dimensions: $A_ = 2,70$ (m) $B_ = 2,70$ (m)

Sliding area: $7,29$ (m²)

Foundation/soil friction coefficient: $\tan(\delta_d) = 0,30$

Cohesion: $c_u = 0.06$ (MPa)

Soil pressure considered:

$H_x = -1,31$ (kN) $H_y = 31,29$ (kN)

$P_{px} = 26,25$ (kN) $P_{py} = -26,25$ (kN)

$P_{ax} = -4,32$ (kN) $P_{ay} = 4,32$ (kN)

Sliding force value $H_d = 9,36$ (kN)

Value of force preventing foundation sliding:

- On the foundation level: $R_d = 187,20$ (kN)

Stability for sliding: $20 > 1$

Average settlement

Soil type under foundation: not layered

Design combination

SLS : 1.00DL1+1.00DL2+1.00LL1+1.00WIND1_X+1.00SN1+1.00T_SUM

Load factors: **1.00** * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: $Gr = 199,45$ (kN)

Average stress caused by design load: $q = 0,11$ (MPa)

Thickness of the actively settling soil: $z = 4,05$ (m)

Stress on the level z :

- Additional: $\sigma_{zd} = 0,02$ (MPa)

- Caused by soil weight: $\sigma_{\gamma} = 0,12$ (MPa)

Settlement:

- Original $s' = 0,2$ (cm)

- Secondary $s'' = 0,0$ (cm)

- TOTAL $S = 0,2$ (cm) $< S_{adm} = 5,0$ (cm)

Safety factor: $26.37 > 1$

Settlement difference

Design combination

SLS : 1.00DL1+1.00DL2+1.00WIND1_X+1.00SN1

Load factors: **1.00** * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Settlement difference: $S = 0,1 \text{ (cm)} < S_{adm} = 5,0 \text{ (cm)}$

Safety factor: $56.36 > 1$

Rotation

About OX axis

Design combination

ULS A1 : 1.00DL1+1.00DL2+1.50WIND2_Y

Load factors: **1.00** * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: $Gr = 199,45 \text{ (kN)}$

Design load:

$N_r = 625,29 \text{ (kN)}$ $M_x = -68,28 \text{ (kN*m)}$ $M_y = -3,08 \text{ (kN*m)}$

Stability moment: $M_{stab} = 844,14 \text{ (kN*m)}$

Rotation moment: $M_{renv} = 68,28 \text{ (kN*m)}$

Stability for rotation: $12.36 > 1$

About OY axis

Design combination:

ULS A1 : 1.00DL1+1.00DL2+1.50WIND1_X

Load factors: **1.00** * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: $Gr = 199,45 \text{ (kN)}$

Design load:

$N_r = 643,31 \text{ (kN)}$ $M_x = 0,01 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 79,67 \text{ (kN*m)}$

Stability moment: $M_{stab} = 868,46 \text{ (kN*m)}$

Rotation moment: $M_{renv} = 79,67 \text{ (kN*m)}$

Stability for rotation: $10.9 > 1$

1.3 RC design

1.3.1 Assumptions

- Exposure: X0
- Structure class: S1

1.3.2 Analysis of punching and shear

Punching

Design combination	ULS :	
1.35DL1+1.35DL2+1.50LL1+0.90WIND1_X+0.75SN1+0.90T_SUM+0.90T_WIN		
Load factors:	1.35 * Foundation weight	
	1.35 * Soil weight	
Design load:		
Nr = 1099,07 (kN)	Mx = 0,02 (kN*m)	My = 45,11 (kN*m)
Length of critical circumference:	4,81 (m)	
Punching force:	628,41 (kN)	
Section effective height	heff = 0,28 (m)	
Reinforcement ratio:	$\rho = 0.26 \%$	
Shear stress:	0,51 (MPa)	
Admissible shear stress:	0,60 (MPa)	
Safety factor:	1.188 > 1	

1.3.3 Required reinforcement

Spread footing:

bottom:

ULS : 1.35DL1+1.35DL2+1.50LL1+0.90WIND1_X+0.75SN1+0.90T_SUM
My = 230,59 (kN*m) $A_{sx} = 7,22 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.35DL1+1.35DL2+1.50LL1+0.90WIND2_Y+0.75SN1+0.90T_SUM
Mx = 226,15 (kN*m) $A_{sy} = 7,07 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_{s \text{ min}} = 4,22 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

top:

ULS : 1.00DL1+0.00DL2+1.50WIND1_X+0.90T_WIN
My = -21,14 (kN*m) $A'_{sx} = 4,22 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ULS : 1.00DL1+0.00DL2+1.50WIND2_Y
Mx = -20,12 (kN*m) $A'_{sy} = 4,22 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_{s \text{ min}} = 4,22 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Column pier:

Longitudinal reinforcement	A	= 6,22 (cm ²)	$A_{\text{min.}}$	= 5,00 (cm ²)
	A	= 2 * (Asx + Asy)		
	Asx	= 1,33 (cm ²)	Asy	= 1,78 (cm ²)

1.3.4 Provided reinforcement

Spread footing:

Bottom:

Along X axis:

13 B500C 14 $l = 2,80 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot -1,19 + 12 \cdot 0,20$

Along Y axis:

13 B500C 14 $l = 2,80 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot -1,19 + 12 \cdot 0,20$

Top:

Along X axis:

10 B500C 14 $l = 2,58 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot -1,12 + 9 \cdot 0,25$

Along Y axis:

10 B500C 14 $l = 2,58 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot -1,12 + 9 \cdot 0,25$

Pier

Longitudinal reinforcement

Along X axis:

2 B500C 12 $l = 2,87 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot -0,13 + 1 \cdot 0,27$

Along Y axis:

2 B500C 12 $l = 2,92 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot -0,13 + 1 \cdot 0,27$

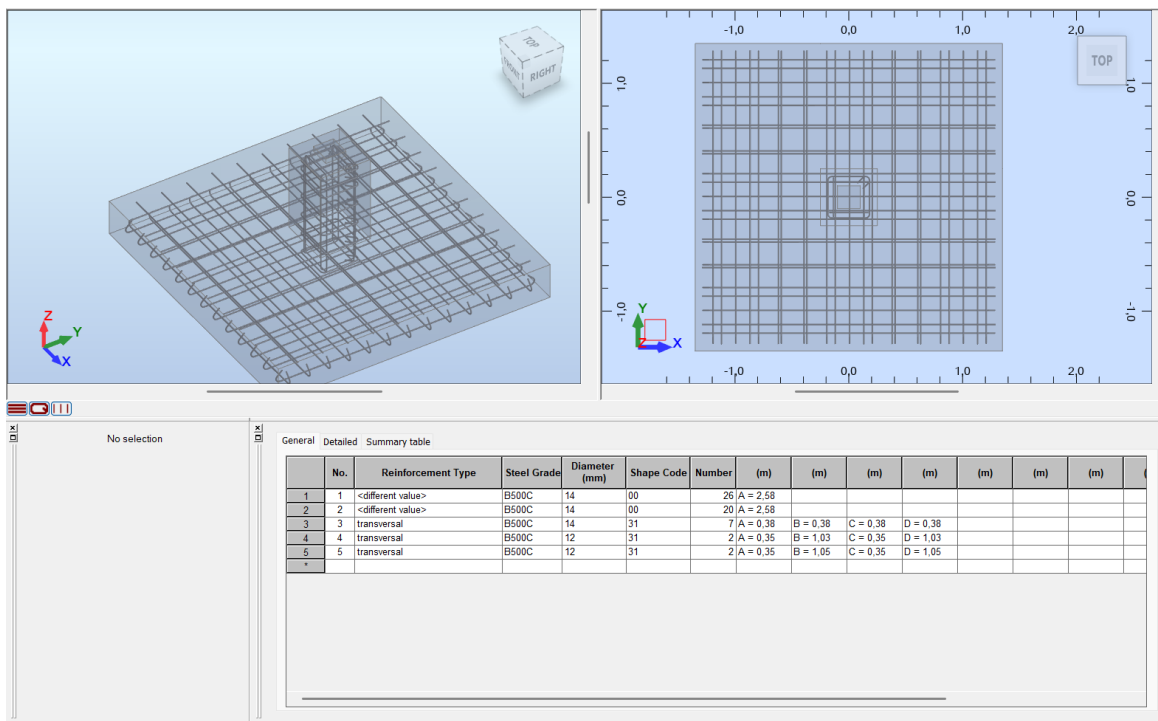
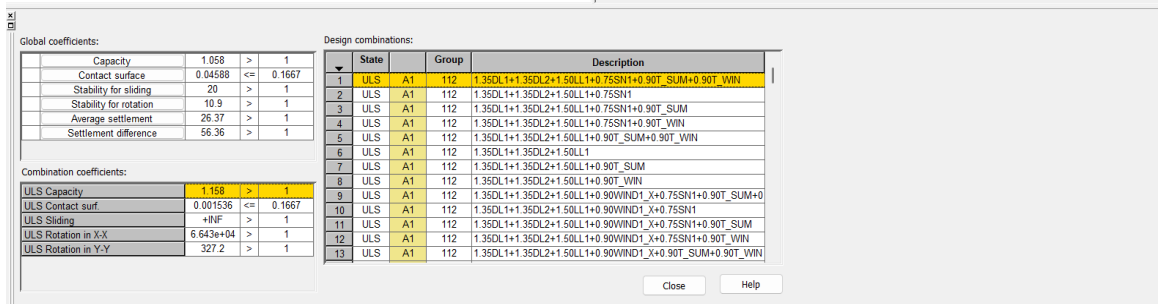
Transversal reinforcement

7 B500C 14 $l = 1,65 \text{ (m)}$ $e = 1 \cdot 0,11 + 4 \cdot 0,20 + 2 \cdot 0,09$

2 Material survey:

- Concrete volume $= 2,76 \text{ (m}^3\text{)}$
- Formwork $= 5,48 \text{ (m}^2\text{)}$
- Steel B500C
 - Total weight $= 174,70 \text{ (kG)}$
 - Density $= 63,21 \text{ (kG/m}^3\text{)}$
 - Average diameter $= 13,8 \text{ (mm)}$
 - Survey according to diameters:

Diameter	Length (m)	Number of identical elements:
12	2,87	2
12	2,92	2
14	1,65	7
14	2,58	20
14	2,80	26



ΒΗΜΑ 9

Με βάση τα σχέδια που συνταχτήκαν στο 7ο βήμα να γίνει αναλυτική **προμέτρηση των υλικών** που θα χρησιμοποιηθούν (οι ποσότητες χάλυβα σε (kg) και αναγωγή του χάλυβα σε ένα τετραγωνικό μετρό κάτοψης κτιρίου, (Kg χάλυβα/m²). Να προμετρηθούν άλλα υλικά που ενδεχόμενα απαιτούνται πχ βαφή (απλή, αντιδιαβρωτική, πυραντίστασης) μεταλλικών κατασκευών, πάνελ πλαγιοκάλυψης και επικάλυψης. Αφού υπολογιστούν τα κιλά του χάλυβα με βάση τις τιμές της αγοράς να συνταχθεί ο προϋπολογισμός του έργου που να περιλαμβάνει το κόστος υλικών.

9.1 Αναγνώριση των βασικών μεταλλικών στοιχείων

Από τα σχέδια/μοντέλο διαχωρίστηκαν οι κύριες κατηγορίες:

- Δοκάρια → HEA 300
- Υποστυλώματα → HEB 280
- Τεγίδες → IPE 300
- Χιαστί σύνδεσμοι και γέφυρα → TRON 168×63
- Πέλματα και δοκοί γέφυρας → HEA 260

9.2 Υπολογισμός συνολικών μηκών

Για κάθε κατηγορία υπολογίστηκε το συνολικό αναπτυγμένο μήκος των στοιχείων:

Στοιχείο	Συνολικό μήκος (m)
Δοκάρια HEA 300	1.228
Υποστυλώματα HEB 280	574
Τεγίδες IPE 300	688
Χιαστί & γέφυρα TRON 168×63	649,2
Πέλματα & δοκοί γέφυρας HEA 260	173

9.3 Μετατροπή μήκους σε βάρος

Χρησιμοποιήθηκαν τα θεωρητικά βάρη των διατομών (kg/m) από πίνακες χαλυβοδιατομών.

Παράδειγμα:

HEA 300

Βάρος διατομής = 88 kg/m

Μήκος = 1.228 m

Άρα:

$1.228 * 88 = 108.064 \text{ kg}$

Η ίδια διαδικασία εφαρμόστηκε σε όλα τα στοιχεία.

9.4 Συνολικό βάρος χάλυβα

Στοιχείο	Βάρος (kg)
Δοκάρια	108.064
Υποστυλώματα	59.122
Τεγίδες	29.033,6
Χιαστί & γέφυρα	16.294,92
Πέλματα & δοκοί γέφυρας	11.798,6
Συνολικό βάρος χάλυβα:	224.313,12 , kg

9.5 Κοστολόγηση

Για κάθε κατηγορία εφαρμόστηκε διαφορετική τιμή μονάδας (€/kg), ανάλογα με τη διατομή και την πολυπλοκότητα κατασκευής.

Παράδειγμα:

Δοκάρια ΗΕΑ 300

$$108.064 * 1,60 = 172.902,40 \text{ €}$$

Υποστυλώματα ΗΕΒ 280

$$59.122 * 1,70 = 100.507,40 \text{ €}$$

9.6 Παραδοχές

Τα βάρη προέκυψαν από θεωρητικά βάρη διατομών (kg/m). Τα μήκη υπολογίστηκαν στον άξονα των στοιχείων. Δεν έχει προστεθεί επιπλέον ποσοστό φύρας ή απωλειών κοπής, εκτός αν θεωρείται ενσωματωμένο στις τιμές μονάδας. Οι τιμές μονάδας περιλαμβάνουν προμήθεια, κατεργασία και τοποθέτηση του χάλυβα.

9.7 Συνοπτικά

Η προμέτρηση έγινε με τη λογική:

Μήκος στοιχείου → Βάρος διατομής (kg/m) → Συνολικά kg → Τιμή μονάδας (€/kg) → Τελική αξία (€).

Αυτή είναι η τυπική μεθοδολογία προμέτρησης μεταλλικών κατασκευών σε στάδιο προϋπολογισμού.

Προμέτρηση Και Ενδεικτικός Προϋπολογισμός Έργου							ΤΙΜΕΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΤΕΛΙΚΗ ΑΞΙΑ
ΧΑΛΥΒΑΣ	ΧΡΗΣΗ	ΤΥΠΟΣ	Kg / m	ΜΕΤΡΑ	Kg			
	ΔΟΚΑΡΙΑ	HEA 300	88,0	1.228,0	108.064,00	1,60	172.902,40 €	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	HEB 280	103,0	574,0	59.122,00	1,70	100.507,40 €	
	ΤΕΓΙΔΕΣ	IPE 300	42,2	688,0	29.033,60	1,60	46.453,76 €	
	ΧΙΑΣΤΗ ΚΑΙ ΓΕΦΥΡΑ	TRON 168X63	25,1	649,2	16.294,92	1,65	26.886,62 €	
	ΠΕΛΑΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΟΚΟΙ ΓΕΦΥΡΑΣ	HEA 260	68,2	173,0	11.798,60	1,60	18.877,76 €	
	ΣΥΝΟΛΟ:				224.313,12 kg			
ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ	ΥΛΙΚΟ	ΤΥΠΟΣ						
	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C 30 / 37			367,92 m³	140,00	51.508,80 €	
	ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	75mm	5,9 kg / m²	2044 m²	12.059,60 kg	1,80	21.707,28 €	
	ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗ 1 XPS 20mm				2.044,00 m²	12,00	24.528,00 €	
	ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗ 2 PIR 20mm				2.044,00 m²	18,00	36.792,00 €	
	ΤΣΙΜΕΝΤΟΚΟΝΙΑ				40,88 m³	110,00	4.496,80 €	
	ΚΟΛΛΑ	SUPER MAX 30			15.000,00 kg	0,45	6.750,00 €	
ΠΛΑΚΑΚΙΑ	Concrete Look πορσελανάτο			2.500,00 m²	20,00	50.000,00 €		
ΠΑΡΑΔΩΧΗ :	Σε όλους τους χώρους του ξενοδοχείου, δηλαδή σε ολόκληρη την επιφάνεια του κτιρίου, προβλέπεται η τοποθέτηση ενιαίου τύπου πλακιδίου δαπέδου. Επίσης παρατηρείται αύξηση στο εμβαδόν των πλακιδίων, διότι έχουν συνυπολογιστεί τα εμβαδά από τις σκάλες, καθώς και το σοβατεπί.							

ΜΠΟΓΙΑ ΧΑΛΥΒΑ	ΣΤΡΩΣΕΙΣ			ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΕ kg	m ²			
	ΑΜΟΒΟΛΗ			224.313	1.401,96 m ²	25,00		35.048,93 €
	ΑΝΤΙΔΙΑΒΡΩΤΙΚΟ ΑΣΤΑΡΙ	Jotun Penguard Primer		224.313	1.401,96 m ²	10,00		14.019,57 €
	ΕΝΔΙΑΜΕΣΗ ΣΤΡΩΣΗ	Hempel Hempadur Mastic		224.313	1.401,96 m ²	16,00		22.431,31 €
	ΤΕΛΙΚΟ ΧΡΩΜΑ	Jotun Hardtop XP		224.313	1.401,96 m ²	14,00		19.627,40 €
ΠΑΡΑΔΩΧΗ_1 :	ΣΕ ΤΕΤΟΙΟΥ ΕΙΔΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΣΥΝΗΘΙΖΕΤΑΙ ΑΥΤΗ Η ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΓΙΑ ΜΕΓΙΣΤΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΤΟ ΧΡΟΝΟ							
ΠΑΡΑΔΩΧΗ_2 :	Λαμβάνουμε τη μέση ειδική επιφάνεια του μεταλλικού φορέα ίση με 25 m ² ανά έναν τόνο χάλυβα. Και λαμβάνουμε τη μέση πρακτική κατανάλωση βαφής ίση με 0,25 kN / m ² (συμπεριλαμβανομένων των τεχνολογικών απωλειών λόγω ψεκασμού).							
ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ	ΥΛΙΚΑ							
	ΣΟΒΑΣ	15mm	4200 m ²	20 kg / m ²	84.000,00 kg	0,22		18.480,00 €
	ΤΟΥΒΛΑ	10cm	4200 m ²	70 ΤΟΥΒΛΑ / m ²	294.000,00 ΤΟΥΒΛΑ	0,45		132.300,00 €
	ΜΟΝΩΤΙΚΟ ΥΛΙΚΟ	XPS 80mm			4.200,00 m ²	32,00		134.400,00 €

ΠΑΝΩ ΠΛΑΚΑ ΓΕΦΥΡΑΣ	ΥΛΙΚΑ	ΤΥΠΟΣ						
	ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	75mm	5,9 kg / m ²	48 m ²	283,20 kg	1,80		509,76 €
	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C 30 / 37	0,1 m	48 m ²	4,80 m ³	140,00		672,00 €
	ΜΟΝΩΣΗ ΥΓΡΗ (PRIMER)		0,3 L / m ²	48 m ²	14,40 L	4,00		57,60 €
	ΑΣΦΑΛΤΟΠΑΝΑ UV PROTECTION		0,4 L / m ²	48 m ²	48,00 m ²	7,00		336,00 €
					19,20 L	6,50		124,80 €
ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑ ΓΕΦΥΡΑΣ	ΥΛΙΚΑ	ΤΥΠΟΣ						
	ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	75mm	5,9 kg / m ²	48 m ²	283,20 kg	1,80		509,76 €
	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C 30 / 37	0,15 m	48 m ²	7,20 m ³	140,00		1.008,00 €
	ΜΟΝΩΣΗ	Πολυσουρεθανική μεμβράνη	1,5 L / m ²	48 m ²	72,00 L	12,50		900,00 €
	ΤΡΙΜΕΝΤΟΚΟΝΙΑ ΚΟΛΛΑ	SUPER MAX 30	0,02m	48 m ²	0,96 m ³	110,00		105,60 €
	ΠΛΑΚΑΚΙΑ	Concrete Look πορσελανάτο			357,00 kg	0,45		160,65 €
					51,00 m ²	20,00		1.020,00 €
ΓΥΑΛΙΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	Laminated glass	15mm			84,00 m ²	200,00		16.800,00 €

ΒΗΜΑ 10 - Χρονοδιάγραμμα και Προϋπολογισμός

Να γίνει η **περιγραφή των φάσεων κατασκευής** και των **εργασιών** κατασκευής και να συνταχθεί ένα χρονοδιάγραμμα του έργου (εκσκαφές, θεμελίωση, μεταφορά μελών, μοντάρισμα με γερανούς, καλυψη ανωδομής με πάνελ, δίκτυα, κ.α.) σε μορφή GANNT. Επιπλέον με βάση τις εργασίες και τα υλικά να γίνει και ένας προσεγγιστικός προϋπολογισμός όλου του έργου που να περιλαμβάνει το κόστος υλικών (όπως υπολογιστηκε στο 9ο βήμα), το κόστος εργασιών κατασκευής, το κόστος ασφάλειας καθώς και το εργολαβικό κέρδος και τα απρόοπτα.

10.1 Μεθοδολογία Βήματος

10.1.1 Από πού πήραμε τα στοιχεία

Χρησιμοποιήσαμε τα αποτελέσματα που είχαμε ήδη από προηγούμενα βήματα: τις διατομές που βγήκαν από τους ελέγχους αντοχής (HEB 280, HEA 300, IPE 300 κ.λπ.), τα στοιχεία της θεμελίωσης (πέδιλα 2,70×2,70m) και κυρίως την προμέτρηση υλικών του Βήματος 9, η οποία μας έδωσε τις ακριβείς ποσότητες (κιλά χάλυβα, m³ σκυροδέματος, m² πάνελ κ.λπ.) και τις τιμές μονάδας. Δηλαδή το κόστος υλικών στον προϋπολογισμό δεν είναι κάτι που επινοήσαμε - προκύπτει κατευθείαν από το Βήμα 9.

10.1.2 Πώς φτιάξαμε το GANTT

Χωρίσαμε την κατασκευή σε 5 λογικές φάσεις: προετοιμασία εργοταξίου, εκσκαφές & θεμελίωση, μοντάρισμα του σκελετού, κάλυψη/βαφή/δίκτυα και τέλος αποπεράτωση. Η σειρά αυτή είναι λογική γιατί έτσι χτίζεται πραγματικά ένα μεταλλικό κτήριο - δεν μπορείς να μονταρίσεις πριν θεμελιώσεις, ούτε να βάλεις τοιχοποιία πριν κλείσει η οροφή.

Παρατηρήσαμε όμως ότι κάποιες εργασίες μπορούν να γίνουν παράλληλα για να μη χάνεται χρόνος - π.χ. η κατεργασία και βαφή των μελών στο εργοστάσιο μπορεί να ξεκινήσει όσο ακόμα γίνεται η θεμελίωση, αφού είναι διαφορετικός χώρος δουλειάς. Αυτό το συνυπολογίσαμε στο χρονοδιάγραμμα και έτσι προέκυψε μια συνολική διάρκεια περίπου 26 εβδομάδων (6,5 μήνες).

10.1.3 Πώς υπολογίσαμε τον προϋπολογισμό

Το κόστος υλικών (Α) είναι σχεδόν 1-προς-1 από το Βήμα 9: ποσότητα επί τιμή μονάδας για κάθε υλικό (χάλυβας, σκυρόδεμα, τοιχοποιία, βαφή κ.λπ.), και προσθέσαμε ξεχωριστά το κόστος της θεμελίωσης που δεν ήταν μέσα στο αρχείο της προμέτρησης.

Το κόστος εργασιών (Β) το εκτιμήσαμε εμείς, γιατί δεν προκύπτει από καμία προηγούμενη μελέτη - π.χ. πόσο κοστίζει το μοντάρισμα ανά τόνο χάλυβα, πόσο η εκσκαφή ανά m^3 .

Οι υπόλοιπες τρεις κατηγορίες (ασφάλεια, εργολαβικό κέρδος, απρόοπτα) δεν υπολογίζονται με ποσότητα×τιμή αλλά ως ποσοστά, όπως συνηθίζεται σε τέτοιους προϋπολογισμούς: 2,5% για ασφάλεια πάνω στο Α+Β, 15% κέρδος πάνω στο Α+Β+Γ και 10% απρόοπτα πάνω στο σύνολο Α+Β+Γ+Δ. Κάθε ποσοστό υπολογίζεται πάνω στο άθροισμα που έχει ήδη βγει πιο πάνω, όχι ξανά πάνω στο αρχικό κόστος.

10.1.4 Συνοπτικά

Η λογική είναι ότι τίποτα στο Βήμα 10 δεν είναι τυχαίο - οι διατομές που βγήκαν από τους ελέγχους καθόρισαν τις ποσότητες της προμέτρησης, κι αυτές με τη σειρά τους καθόρισαν το μεγαλύτερο μέρος του κόστους και τη διάρκεια του μοντάρισματος στο χρονοδιάγραμμα. Όλα τα βήματα της μελέτης συνδέονται μεταξύ τους.

Παρακάτω παρουσιάζουμε αναλυτικά τη λύση: την περιγραφή των φάσεων κατασκευής, το χρονοδιάγραμμα GANTT και τον πλήρη προϋπολογισμό του έργου.

10.2 Εισαγωγή - Γενική Περιγραφή Έργου

Το έργο αφορά στη μελέτη και κατασκευή μεταλλικού κτηρίου πέντε (5) ορόφων, συνολικού ύψους 17,50 μέτρων ($5 \times 3,50$ m/όροφο), με εσωτερική γέφυρα μεταξύ των ορόφων. Η κάτοψη του κτηρίου ακολουθεί ακανόνιστη διάταξη κατά τους άξονες 1-13 (κατεύθυνση Χ) και Α-Δ (κατεύθυνση Υ), με συνολικό αριθμό ορόφων πέντε και βάση διαχωρισμένη από μεμονωμένα πέδιλα.

Ο φέρων οργανισμός αποτελείται αποκλειστικά από χαλύβδινα μέλη ποιότητας S275, με κύριες διατομές ΗΕΒ 280 (υποστυλώματα), ΗΕΑ 300 (κύριες δοκοί), ΙΡΕ 300 (τεγίδες δαπέδων), ΗΕΑ 260 (πέλματα και δοκοί εσωτερικής γέφυρας) και κυκλικά κοίλα ΤΡΟΝ 168×6.3 για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η θεμελίωση υλοποιείται με μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων $2,70 \times 2,70$ m από σκυρόδεμα C30/37 και οπλισμό B500C, σύμφωνα με τους ελέγχους του Βήματος 9.

Στο παρόν βήμα περιγράφονται αναλυτικά οι φάσεις κατασκευής, παρουσιάζεται το χρονοδιάγραμμα σε μορφή GANTT και συντάσσεται ο συνολικός προϋπολογισμός του έργου, ο οποίος βασίζεται στα αποτελέσματα της προμέτρησης υλικών που εκπονήθηκε στο Βήμα 9.

10.2.1 Περιγραφή Φάσεων Κατασκευής

Η κατασκευή του έργου οργανώνεται σε πέντε (5) διαδοχικές φάσεις, μερικές εκ των οποίων εκτελούνται παράλληλα ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη αξιοποίηση του διαθέσιμου χρόνου και πόρων.

Φάση 1 - Προπαρασκευαστικές Εργασίες (Εβδομάδες 1-3)

Η πρώτη φάση περιλαμβάνει την αποψίλωση και καθαρισμό του οικοπέδου, την εγκατάσταση του εργοταξίου (γραφεία, αποθήκες, περίφραξη) και τη σύνδεση στα δίκτυα ΔΕΗ και ΕΥΔΑΠ για τις ανάγκες του εργοταξίου.

- Εγκατάσταση & οργάνωση εργοταξίου (σταθμός φύλαξης, αποθήκες, διαδρομές κίνησης)
- Προσωρινή ηλεκτροδότηση & υδροδότηση εργοταξίου
- Τοποθέτηση μεταλλικής περίφραξης & πινακίδων σήμανσης

Φάση 2 - Εκσκαφές & Θεμελίωση (Εβδομάδες 2-9)

Η θεμελίωση εκτελείται με εκσκαφή χαλαρής αργίλου σε βάθος 1,25 m από τη στάθμη εδάφους. Για κάθε πέδιλο τοποθετείται στρώση σκυροδέματος καθαριότητας πάχους 5 cm πριν από την εγκατάσταση του ξυλοτύπου και του οπλισμού. Τα πέδιλα σκυροδετούνται με C30/37 και αφήνονται να ωριμάσουν για τουλάχιστον 14 ημέρες πριν ξεκινήσει το μοντάρισμα.

- Γενικές χωματουργικές εργασίες (~650 m³ εκσκαφής)
- Εκσκαφή μεμονωμένων θέσεων πεδίων (2,70 × 2,70 m)
- Εγκατάσταση ξυλοτύπου, τοποθέτηση οπλισμού B500C
- Σκυροδέτηση πεδίων C30/37 & περίοδος ωρίμανσης

Φάση 3 - Κατεργασία & Μοντάρισμα Μεταλλικού Σκελετού (Εβδομάδες 2-17)

Η φάση αυτή ξεκινά παράλληλα με τη θεμελίωση, καθώς η κατεργασία των μεταλλικών μελών στο εργοστάσιο δεν απαιτεί ολοκλήρωση της θεμελίωσης. Εφαρμόζεται ο πλήρης κύκλος αντιδιαβρωτικής προστασίας (αμοβολή, αντιδιαβρωτικό αστάρι, ενδιάμεση στρώση και τελικό χρώμα) και στη συνέχεια το μοντάρισμα πραγματοποιείται από τη βάση προς την κορυφή, ανά όροφο.

- Τοποθέτηση υποστυλωμάτων ισογείου - HEB 280
- Κύριες δοκοί HEA 300 & τεγίδες IPE 300 (1ος-2ος όροφος)
- Διαγώνιοι σύνδεσμοι TRON 168×6.3 & πέλματα γέφυρας HEA 260
- Ανωδομή 3ου-5ου ορόφου

Φάση 4 - Κέλυφος, Βαφή & Δίκτυα Η/Μ (Εβδομάδες 15-24)

Μετά την ολοκλήρωση της ανωδομής αρχίζει η εκτέλεση της συμμικτής πλάκας σε κάθε επίπεδο. Παράλληλα αρχίζει η τοιχοδομία πλήρωσης στα εξωτερικά ανοίγματα, ενώ οι Η/Μ εγκαταστάσεις εκτελούνται ταυτόχρονα ανά ζώνη.

- Τοποθέτηση χαλυβδόφυλλου & σκυροδέτηση συμμικτής πλάκας
- Εκτέλεση τοιχοποιίας πλήρωσης
- Εγκατάσταση ηλεκτρολογικών & HVAC δικτύων
- Σωληνώσεις υδραυλικών & δικτύου πυρόσβεσης

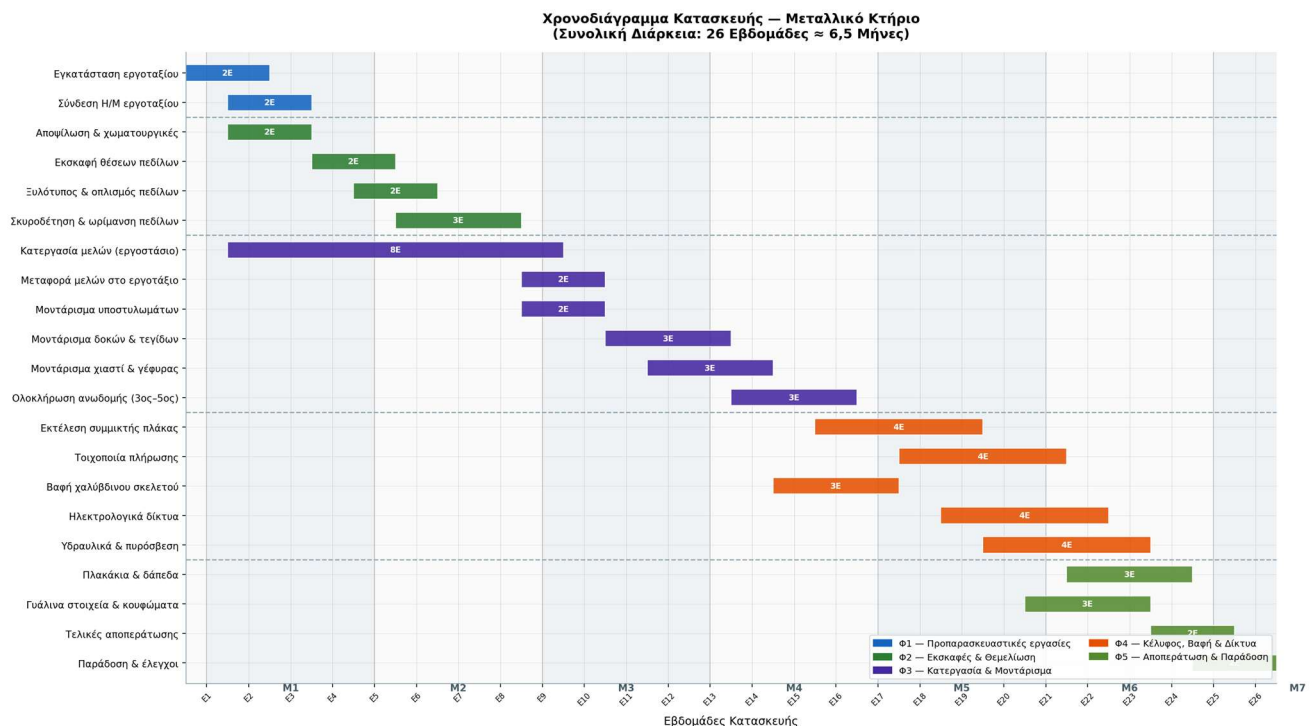
Φάση 5 - Αποπεράτωση & Παράδοση (Εβδομάδες 21-26)

Στη φάση αυτή ολοκληρώνονται οι εργασίες φινιρίσματος, εγκαθίστανται τα γυάλινα στοιχεία και τα κουφώματα, εκτελούνται οι δοκιμές δικτύων και η τελική επιθεώρηση πριν από την παράδοση.

- Επικάλυψη δαπέδων με πλακάκια
- Τοποθέτηση γυάλινων στοιχείων & κουφωμάτων
- Δοκιμές Η/Μ εγκαταστάσεων & έλεγχος πυρόσβεσης
- Τεχνικός φάκελος & παράδοση έργου

10.3 Χρονοδιάγραμμα Έργου - GANTT

Το παρακάτω χρονοδιάγραμμα GANTT απεικονίζει τη χρονική κατανομή όλων των εργασιών του έργου σε ορίζοντα 26 εβδομάδων (περίπου 6,5 μήνες). Τα χρωματικά διαφορετικά τμήματα αντιστοιχούν στις πέντε φάσεις που περιγράφηκαν στην ενότητα 2.



Πίνακας 1: Χρονοδιάγραμμα GANTT - 26 εβδομάδες / 5 φάσεις κατασκευής

10.3.1 Προσεγγιστικός Προϋπολογισμός Έργου

Ο προϋπολογισμός συντάσσεται βάσει των αποτελεσμάτων της προμέτρησης (Βήμα 9) και ακολουθεί τη δομή: (Α) Κόστος Υλικών, (Β) Κόστος Εργασιών, (Γ) Κόστος Ασφάλειας, (Δ) Εργολαβικό Κέρδος και (Ε) Απρόοπτα.

A.1 Μεταλλικός Σκελετός - Κόστος Υλικού Χάλυβα

Χρήση / Διατομή	kg/m	Μέτρα (m)	Συνολικά (kg)	Τιμή (€/kg)	Αξία (€)
Δοκάρια - HEA 300	88 kg/m	1.228 m	108.064 kg	1,60	172.902
Υποστυλώματα - HEB 280	103 kg/m	574 m	59.122 kg	1,70	100.507
Τεγίδες - IPE 300	42,2 kg/m	688 m	29.034 kg	1,60	46.454
Χιαστί & Γέφυρα - TRON 168x6.3	25,1 kg/m	649 m	16.295 kg	1,65	26.887
Πέλματα & Δοκοί Γέφυρας - HEA 260	68,2 kg/m	173 m	11.799 kg	1,60	18.878
Σύνολο A.1 - Χάλυβας S275					365.628 €

A.2 Συμμικτή Πλάκα & Δάπεδα

Υλικό / Τύπος	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Αξία (€)
Σκυρόδεμα C30/37 (συμμικτή πλάκα)	367,92 m³	140 €/m³	51.509
Χαλυβδόφυλλο 75mm	12.060 kg	1,80 €/kg	21.707
Θερμομόνωση XPS 20mm	2.044 m²	12,00 €/m²	24.528
Θερμομόνωση PIR 20mm	2.044 m²	18,00 €/m²	36.792
Τσιμεντοκονία	40,88 m³	110 €/m³	4.497
Κόλλα Super Max 30	15.000 kg	0,45 €/kg	6.750
Πλακάκια Concrete Look πορσελανάτο	2.500 m²	20,00 €/m²	50.000
Σύνολο A.2 - Συμμικτή Πλάκα & Δάπεδα			195.783 €

A.3 Αντιδιαβρωτική Προστασία

Εργασία / Υλικό	Επιφάνεια (m ²)	Τιμή (€/m ²)	Αξία (€)
Αμολογή (αμμοβολή επιφανειών)	1.402 m ²	25,00 €/m ²	35.049
Αντιδιαβρωτικό αστάρι - Jotun Penguard Primer	1.402 m ²	10,00 €/m ²	14.020
Ενδιάμεση στρώση - Hempel Hempadur Mastic 45880	1.402 m ²	16,00 €/m ²	22.431
Τελικό χρώμα - Jotun Hardtop XP	1.402 m ²	14,00 €/m ²	19.627
Σύνολο A.3 - Αντιδιαβρωτική Προστασία			91.127 €

A.4 Τοιχοποιία Πλήρωσης

Υλικό / Εργασία	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Αξία (€)
Σοβάς 15mm	84.000 kg	0,22 €/kg	18.480
Τούβλα 10cm	294.000 τεμ.	0,45 €/τεμ.	132.300
Μονωτικό XPS 80mm	4.200 m ²	32,00 €/m ²	134.400
Σύνολο A.4 - Τοιχοποιία Πλήρωσης			285.180 €

A.5 Πλάκες Γέφυρας

Πάνω πλάκα γέφυρας (48 m²):

Υλικό	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Αξία (€)
Χαλυβδόφυλλο 75mm (πάνω πλάκα)	283 kg	1,80 €/kg	510
Σκυρόδεμα C30/37 (h=0,10m)	4,80 m ³	140 €/m ³	672
Μόνωση υγρή - primer	14,4 L	4,00 €/L	58
Ασφαλτόπανα	48 m ²	7,00 €/m ²	336
UV Protection	19,2 L	6,50 €/L	125

Κάτω πλάκα γέφυρας (48 m²):

Υλικό	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Αξία (€)
Χαλυβδόφυλλο 75mm (κάτω πλάκα)	283 kg	1,80 €/kg	510
Σκυρόδεμα C30/37 (h=0,15m)	7,20 m³	140 €/m³	1.008
Πολυουρεθανική μεμβράνη	72 L	12,50 €/L	900
Τσιμεντοκονία (h=0,02m)	0,96 m³	110 €/m³	106
Κόλλα Super Max 30	357 kg	0,45 €/kg	161
Πλακάκια Concrete Look (γέφυρα)	51 m²	20,00 €/m²	1.020
Σύνολο A.5 - Πλάκες Γέφυρας			5.404 €

A.6 Γυάλινα Στοιχεία

Υλικό	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Αξία (€)
Laminated glass 15mm	84 m²	200 €/m²	16.800
Σύνολο A.6 - Γυάλινα Στοιχεία			16.800 €

A.7 Θεμελίωση (Μεμονωμένα Πέδιλα)

Υλικό	Ποσότητα	Τιμή μονάδας	Αξία (€)
Σκυρόδεμα C30/37 (40 × 2,76 m³)	110 m³	140 €/m³	15.400
Οπλισμός B500C (40 × 175 kg)	7,0 t	1.300 €/t	9.100
Ξυλότυπος πεδίων	219 m²	3,00 €/m²	657
Σύνολο A.7 - Θεμελίωση			25.157 €

Β. Κόστος Εργασιών Κατασκευής

Εργασία	Μονάδα	Τιμή μον.	Αξία (€)
Εγκατάσταση & αποξήλωση εργοταξίου	κεφ.	-	8.000
Εκσκαφές θεμελίων (χαλαρή άργιλος)	650 m³	10 €/m³	6.500
Ξυλότυπος, σκυροδέτηση & οπλισμός πεδίων	κεφ.	-	25.000
Μεταφορά & εκφόρτωση μεταλλικών μελών	224 t	75 €/t	16.800
Μοντάρισμα με γερανούς + εργατικά	224 t	300 €/t	67.200
Εκτέλεση συμμετρικής πλάκας & δαπέδων	κεφ.	-	25.000
Τοιχοδομία, σοβατίσματα & επιχρίσματα	κεφ.	-	30.000
Δίκτυα Η/Μ (ηλεκτρολογικά, υδραυλικά, HVAC, πυρόσβεση)	κεφ.	-	75.000
Τελικές αποπεράτωσης (γυαλίνα, κουφώματα, καθαρισμοί)	κεφ.	-	25.000
Σύνολο Β - Εργασίες Κατασκευής			278.500 €
Άθροισμα Α + Β			1.264.667 €

Γ. Κόστος Ασφάλειας (2,5% επί Α+Β)

Ασφάλεια εργοταξίου & προσωπικού	31.617 €
Άθροισμα Α + Β + Γ	1.296.284 €

Δ. Εργολαβικό Κέρδος (15% επί Α+Β+Γ)

Εργολαβικό κέρδος	194.443 €
Άθροισμα Α + Β + Γ + Δ	1.490.727 €

Ε. Απρόοπτα (10% επί Α+Β+Γ+Δ)

Απρόοπτα	149.073 €
ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΝΟΛΟ ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ (χωρίς ΦΠΑ)	1.639.800 €
ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΝΟΛΟ (με ΦΠΑ 24%)	2.033.352 €

Σύνοψη Προϋπολογισμού

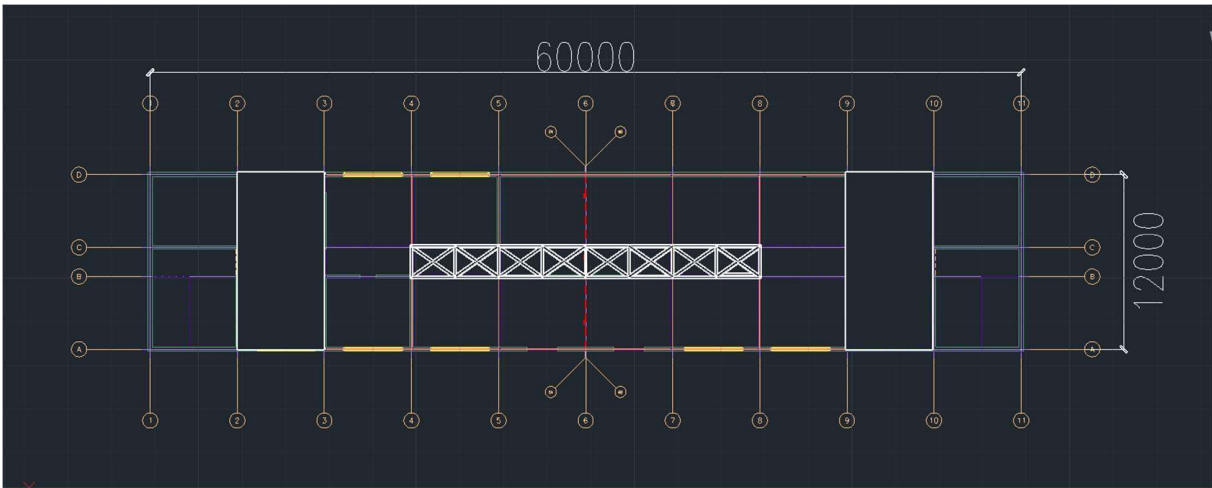
	Κατηγορία	Ποσό (€)	Ποσοστό
A	Κόστος Υλικών (Βήμα 9)	985.479 €	60,1%
B	Κόστος Εργασιών Κατασκευής	278.500 €	17,0%
Γ	Κόστος Ασφάλειας	31.617 €	1,9%
Δ	Εργολαβικό Κέρδος	194.443 €	11,9%
Ε	Απρόοπτα	149.073 €	9,1%
ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΝΟΛΟ (χωρίς ΦΠΑ)		1.639.800 €	100,0%

ΒΗΜΑ 11

Να γίνει η μελέτη ανέγερσης, (εύρεση της θέσης, του τύπου και της ανυψωτικής ικανότητας του γερανού) και σχέδια ανέγερσης. Επιπλέον να γίνει και ένα πρόγραμμα συντήρησης για αντιμετώπιση των διαβρώσεων από περιβαλλοντικές συνθήκες και φωτιά συσχετισμένο με τις επιλογές των υλικών που έγιναν στο 9ο βήμα.

Προμέτρηση Και Ενδεικτικός Προϋπολογισμός Έργου								
ΧΑΛΥΒΑΣ	ΧΡΗΣΗ	ΤΥΠΟΣ	Kg / m	ΜΕΤΡΑ	Kg		ΤΙΜΕΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΤΕΛΙΚΗ ΑΞΙΑ
	ΔΟΚΑΡΙΑ	HEA 300	88.0	1,228.0	108,064.00		1.60	172,902.40 €
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	HEB 280	103.0	574.0	59,122.00		1.70	100,507.40 €
	ΓΕΠΙΔΕΣ	IPE 300	42.2	688.0	29,033.60		1.60	46,453.76 €
	ΧΙΑΣΤΗ ΚΑΙ ΓΕΦΥΡΑ	TRON 168X63	25.1	649.2	16,294.92		1.65	26,886.62 €
	ΠΕΛΜΑΤΑ ΚΑΙ ΔΟΚΟΙ ΓΕΦΥΡΑΣ	HEA 260	68.2	173.0	11,798.60		1.60	18,877.76 €
				ΣΥΝΟΛΟ:	224,313.12 kg			
ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ	ΥΛΙΚΟ	ΤΥΠΟΣ						
	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C 30 / 37			367.92 m³		140.00	51,508.80 €
	ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	75mm	5,9 kg / m²	2044 m²	12,059.60 kg		1.80	21,707.28 €
	ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗ 1	XPS 20mm			2,044.00 m²		12.00	24,528.00 €
	ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗ 2	PIR 20mm			2,044.00 m²		18.00	36,792.00 €
	ΤΣΙΜΕΝΤΟΚΟΝΙΑ				40.88 m³		110.00	4,496.80 €
	ΚΟΛΛΑ	SUPER MAX 30			15,000.00 kg		0.45	6,750.00 €
	ΠΛΑΚΑΚΙΑ	Concrete Look πορσελάνάτο			2,500.00 m²		20.00	50,000.00 €

Βάσει της προμέτρησης που πραγματοποιήθηκε κατά το 9ο βήμα της εργασίας, το βαρύτερο προς ανύψωση μέλος είναι το τμήμα υποστυλώματος HEB 280. Με την παραδοχή ανέγερσης της υποστύλωσης σε διώροφα τμήματα (L=7.0m), το καθαρό βάρος ανέρχεται σε 721 kg. Συνυπολογίζοντας το βάρος των παρελκόμενων ανύψωσης (συρματόσχοινα, άγκιστρα κ.λπ.), το μέγιστο φορτίο σχεδιασμού για την επιλογή γερανού ορίζεται με ασφάλεια στον **1.0 τόνο**



Διαστάσεις του κτιρίου(σχεδιο σε mm)

Λόγω των μεγάλων διαστάσεων του κτιρίου σε κάτοψη (12m x 60m), για την ορθολογική και ασφαλή ανέγερση του μεταλλικού σκελετού επιλέγεται η λύση των **δύο θέσεων εργασίας** του γερανού κατά μήκος της κύριας όψης. Το κτίριο χωρίζεται σε δύο ζώνες των 30m.

11.1 Γεωμετρική Τεκμηρίωση Επιλογής Γερανού

11.1.1 Υπολογισμός Μέγιστης Ακτίνας Δράσης (Επίπεδο Κάτοψης)

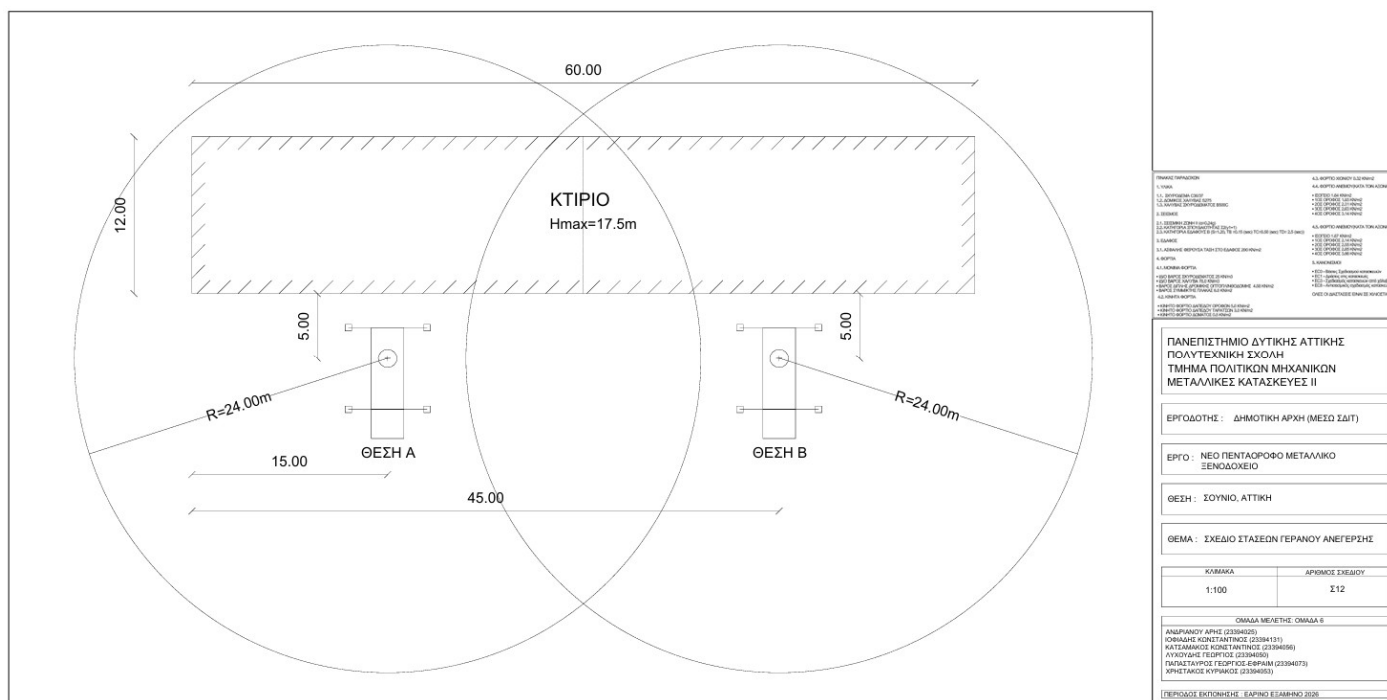
Λόγω του μεγάλου μήκους του κτιρίου (60m), το έργο χωρίζεται σε δύο ζώνες επιρροής των 30 μέτρων η καθεμία. Ο γερανός τοποθετείται στο κέντρο της κάθε ζώνης, αφήνοντας απόσταση ασφαλείας 5 μέτρων από την κύρια όψη.

Για να προσεγγίσει το άγκιστρο το πιο απομακρυσμένο σημείο (γωνία) της ζώνης του, σχηματίζεται ένα νοητό ορθογώνιο τρίγωνο στο έδαφος:

- Η μία κάθετη πλευρά είναι η μισή απόσταση της ζώνης κατά μήκος της όψης (15 μέτρα).
- Η δεύτερη κάθετη πλευρά είναι το πλάτος του κτιρίου (12m) συν την απόσταση του γερανού από αυτό (5m), δηλαδή συνολικά 17 μέτρα.

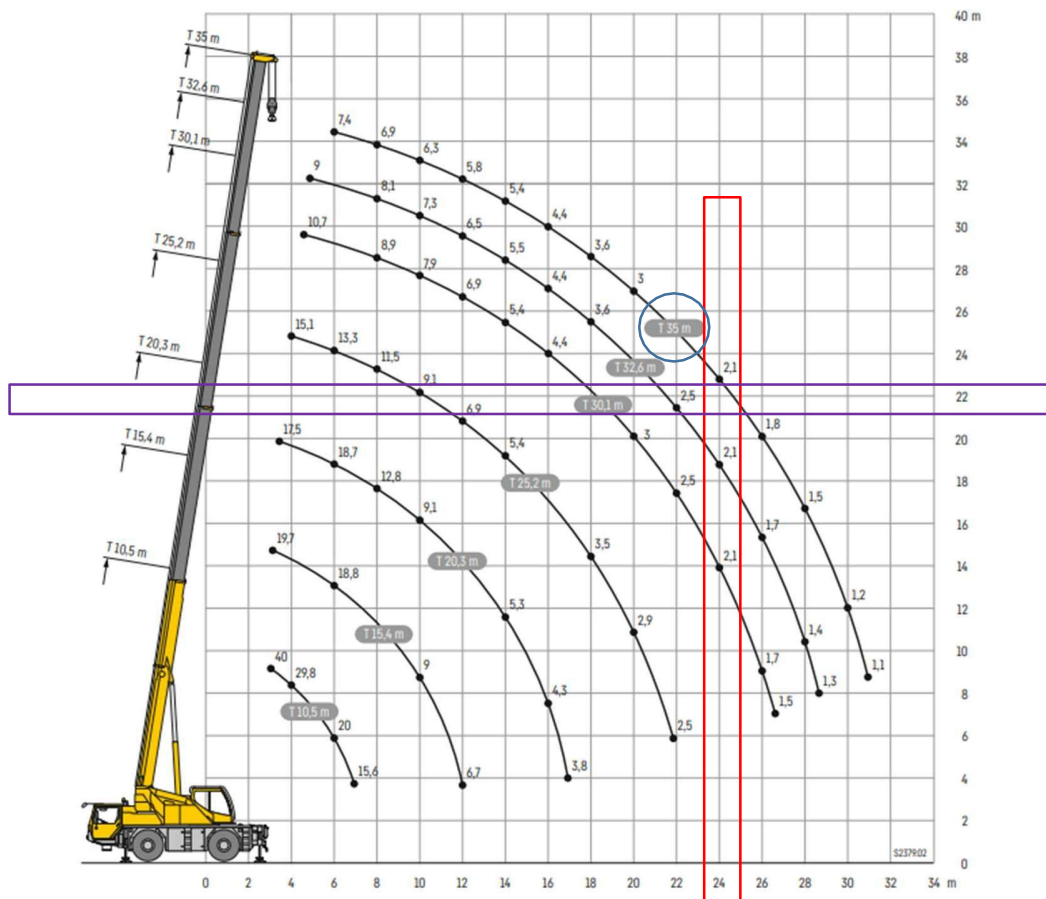
Η υποθέτινσα αυτού του τριγώνου μάς δίνει την πραγματική απόσταση από το κέντρο του γερανού έως το πιο απομακρυσμένο υποστήλωμα. Βάσει γεωμετρίας προκύπτει απόσταση 22.7m. Για λόγους ασφαλείας και αποφυγής ταλαντώσεων του φορτίου, η μέγιστη ακτίνα δράσης (Radius) στρογγυλοποιείται στα **24.0 μέτρα**.

Η ακριβείς θέσεις του γερανού και οι ζώνες επιρροής του, φαίνονται στο ακόλουθο σχέδιο στάσεων.



11.1.2 Υπολογισμός Απαιτούμενου Μήκους Βέλους (Επίπεδο Όψης)

Γνωρίζοντας πλέον ότι ο γερανός θα εργάζεται σε μέγιστη ακτίνα 24 μέτρων, πρέπει να εξασφαλιστεί ότι το βέλος φτάνει στο απαιτούμενο ύψος. Το συνολικό ύψος του πενταώροφου μεταλλικού φορέα είναι 17.5 μέτρα. Για να αποφευχθεί η πρόσκρουση των μελών κατά την τοποθέτησή τους, αλλά και για να υπάρξει επαρκής χώρος για τα συρματόσχοινα και το μπλοκ του άγκιστρου, προστίθεται ένα περιθώριο 4.5 μέτρων. Άρα, το ελάχιστο απαιτούμενο ύψος ανύψωσης ορίζεται στα **22.0 μέτρα**.



Ανατρέχοντας στο διάγραμμα υψών ανύψωσης του κατασκευαστή για το μοντέλο **Liebherr LTM 1040-2.1**, διαπιστώνεται ότι για να καλυφθούν ταυτόχρονα αυτές οι δύο συντεταγμένες (24m ακτίνα / 22m ύψος), απαιτείται η πλήρης ανάπτυξη του τηλεσκοπικού βέλους στα 35.0 μέτρα.

LTM 1040-2.1

Mobile crane



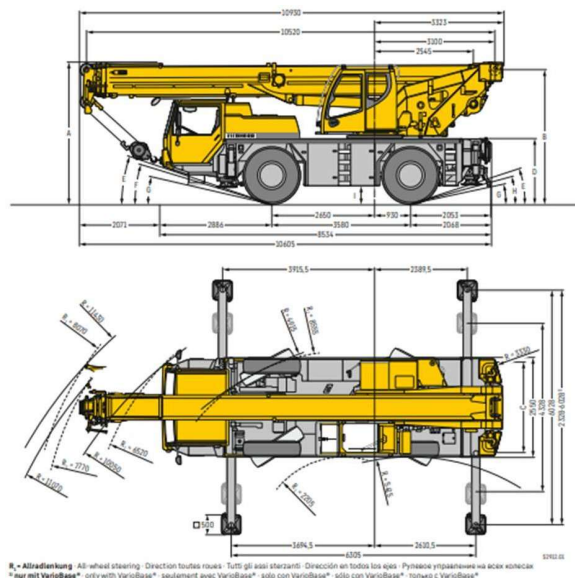
LTM 1040-2.1 - More lifting capacity on two axles.

The LTM 1040-2.1 delivers outstanding lifting capacities over its entire operating range. Its long, 4-piece telescopic boom can be extended with infinite adjustment and quickly to any length using a time-tested hydro-mechanical telescoping system. The telescoping process can also be completed whilst there is a load on the boom. A folding jib can be used to achieve a radius of up to 39 metres. In comparison to the slightly smaller LTM 1030-2.1, this mobile crane can handle five tonnes more on its hook.

	METRIC	IMPERIAL
Max. load capacity	40 t	
Telescopic boom	35 m	
Max. hoist height	44 m	
Max. radius	39 m	
Number of axles	2	

HYD FUEL →

☐ Compare ☐ Add to list



ΠΗΓΗ: www.liebherr.com

Traglasten

T

Lifting capacities • Forces de levage • Portate • Tablas de carga • Грузоподъемность



	10,5 m		15,4 m		20,3 m		25,2 m		30,1 m		32,6 m		35 m	
	*			**		**		**		**		**		**
2,5	40													2,5
3	35,4	30,6	19,7	15,4										3
3,5	32,9	28,2	20,2	15,5	17,5	13,1								3,5
4	29,8	25,6	20,6	15,6	18	13	15,1	10,4						4
4,5	26,7	23,5	21,2	15,9	18,3	13	14,8	10,3	10,7	7,5				4,5
5	24,3	21,6	21,3	16,1	18,8	12,8	14,3	10,2	10,6	7,4	9	5,6		5
6	20	18,5	18,8	16,4	18,7	12,5	13,3	10	10,2	7,2	8,8	5,4	7,4	3,7
7	15,6	15,4	15,7	15,6	15,3	12,4	12,4	9,9	9,6	7	8,5	5,2	7,2	3,5
8			13	13	12,8	12,3	11,5	9,7	8,9	6,8	8,1	5	6,9	3,3
9			10,7	10,7	10,8	10,8	10,4	9,2	8,4	6,5	7,7	4,8	6,6	2,8
10			9	9	9,1	9,1	9,1	8,9	7,9	6	7,3	4,6	6,3	2,6
11			7,7	7,7	7,8	7,8	7,9	7,9	7,4	5,8	6,9	4,5	6,1	2,5
12			6,7	6,7	6,8	6,8	6,9	6,9	6,9	5,7	6,5	4,3	5,8	2,4
13					6	6	6,1	6,1	6,1	5,6	6,1	4,2	5,6	2,3
14					5,3	5,3	5,4	5,4	5,4	5,3	5,5	4,1	5,4	2,2
15					4,7	4,7	4,8	4,8	4,9	4,9	4,9	3,9	4,9	2,1
16					4,3	4,3	4,3	4,3	4,4	4,4	4,4	3,8	4,4	2
17					3,8	3,8	3,9	3,9	3,9	3,9	4	3,7	4	1,9
18							3,5	3,5	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	1,8
19							3,2	3,2	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	1,6
20							2,9	2,9	3	3	3	3	3	1,4
21							2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,8	1,2
22							2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	1,1
23									2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	0,9
24									2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	0,8
25									1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	0,7
26									1,7	1,7	1,7	1,7	1,8	
27									1,5	1,5	1,6	1,6	1,6	
28											1,4	1,4	1,5	
29											1,3	1,3	1,3	
30													1,2	
31													1,1	

* nach hinten - over rear - en arrière - sul posteriore - hacia atrás - стрела повернута назад

** teleskopierbare Lasten - telescopic loads - capacités de levage en télescopage - portate del braccio in estensione - cargas telescópicas - телекопирование под нагрузкой

t.196_00226_00_000 / 00009_00_000

- Βάσει του πίνακα δυναμικότητας η πραγματική ανυψωτική ικανότητα του γερανού ανέρχεται σε 2.1 tn. Η ικανότητα αυτή υπερκαλύπτει με ασφάλεια το μέγιστο βάρος.

Σημειώνεται ότι το βάρος σχεδιασμού (1.0 tn) υπερβαίνει το επιτρεπόμενο τηλεσκοπικό φορτίο (0.8 tn). Συνεπώς, η ανέγερση θα γίνεται με σταθερό μήκος βέλους 35m και η ανύψωση θα πραγματοποιείται αποκλειστικά μέσω του βαρούλκου, χωρίς τηλεσκόπηση υπό φορτίο, διασφαλίζοντας την επάρκεια της στατικής ικανότητας (2.1 tn).

Συντελεστής χρησιμοποίησης: $1.0/2.1=48\%$

- Επιλογή Υλικών(με βάση το βήμα 9)

ΜΠΟΓΙΑ ΧΑΛΥΒΑ	ΣΤΡΩΣΕΙΣ	
	ΑΜΟΒΟΛΗ	
	ΑΝΤΙΔΙΑΒΡΩΤΙΚΟ ΑΣΤΑΡΙ	Jotun Penguard Primer
	ΕΝΔΙΑΜΕΣΗ ΣΤΡΩΣΗ	Hempel Hempadur Mastic 45880
	ΤΕΛΙΚΟ ΧΡΩΜΑ	Jotun Hardtop XP

Για την προστασία του μεταλλικού φορέα από περιβαλλοντικές συνθήκες εφαρμόζεται το σύστημα βαφής που κοστολογήθηκε στην προμέτρηση: εποξειδικό υπόστρωμα/ενδιάμεση στρώση **Hempel Hempadur Mastic** και τελικό χρώμα πολουρεθάνης **Jotun Hardtop XP** για αντοχή στην UV ακτινοβολία. Παράλληλα, για την εξασφάλιση της απαιτούμενης πυραντίστασης των φερόντων στοιχείων, προβλέπεται η εφαρμογή **διογκούμενου χρώματος** πριν την τελική βαφή.

11.1.3 Χρονοδιάγραμμα Συντήρησης

Για την εξασφάλιση της μέγιστης διάρκειας ζωής της κατασκευής, προτείνεται το ακόλουθο πρόγραμμα συντήρησης:

- **Ανά 1-2 έτη (Τακτικός Έλεγχος):** Οπτικός έλεγχος όλης της μεταλλικής κατασκευής. Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στους κόμβους σύνδεσης (κοχλιώσεις, συγκολλήσεις) και στις βάσεις των υποστυλωμάτων στο ισόγειο, όπου συγκεντρώνεται υγρασία. Έλεγχος του διογκούμενου χρώματος για τυχόν ρωγμές ή αποφλοιώσεις.
- **Ανά 5-7 έτη (Τοπικές Επιδιορθώσεις):** Καθαρισμός και τοπική επαναβαφή (touch-up) στα σημεία όπου έχει φθαρεί η τελική επίστρωση (π.χ. από χτυπήματα ή έντονη τοπική καταπόνηση), ώστε να μην προχωρήσει η οξείδωση στο υπόστρωμα.
- **Ανά 15-20 έτη (Γενική Συντήρηση):** Πλήρης επαναβαφή της τελικής στρώσης πολουρεθάνης (Jotun Hardtop XP) στις εκτεθειμένες επιφάνειες, για την ανανέωση της προστασίας έναντι της ηλιακής ακτινοβολίας και των ρύπων, σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευαστή του χρώματος.

Βιβλιογραφία

- «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ» Ιωάννης Κ. Βάγιας, Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος, Γεώργιος Ι. Ιωαννίδης.
- «ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ» Θεόδωρος Λ. Καραβασίλης.

Επίλογος

Η Εξαμηνιαία εργασία των Μεταλλικών Κατασκευών II ήταν η μεγαλύτερη εργασία που μας έχει δοθεί έως τώρα στην ακαδημαϊκή μας πορεία. Μας βοήθησε στο να καταλάβουμε καλύτερα τον τρόπο με τον οποίο πρέπει να λειτουργεί ομάδα. Αποκτίσαμε ουσιαστικές γνώσεις επάνω στον τομέα των Μεταλλικών Κατασκευών και είμαστε πολύ ευχαριστημένη με το τελικό αποτέλεσμα, ευχαριστούμε.