

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι.) ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΕΝΤΕ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ 157,30m

ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ,

ΣΤΗ ΔΕΞΙΑ ΠΑΡΑΓΛΑΥΚΙΑ ΑΡΤΗΡΙΑ ΠΑΤΡΩΝ, ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ



ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ – ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:

Δρ. Διονυσία – Πηνελόπη Κοντονή

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός

Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι.

ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ:

Καρούζος Παναγιώτης

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Φτάνοντας στην ολοκλήρωση της Πτυχιακής μου Εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την Εισηγήτρια και Επιβλέπουσα της παρούσας Εργασίας, Δρ. Διονυσία – Πηνελόπη Κοντονή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι. για την σημαντική της βοήθεια καθώς και για τη συμβολή της στην εκπόνηση της εν λόγω Πτυχιακής Εργασίας. Αναμφίβολα, η συνεχής καθοδήγηση και υπομονή της ήταν καθοριστική και άκρως απαραίτητη. Επίσης ευχαριστώ τον κ. Σωτήρη Μηλιτσόπουλο, Πολιτικό Μηχανικό ΠΕ με Α βαθμό, επιβλέποντα Μηχανικό του έργου του Ανισόπεδου Κόμβου για τη βοήθεια του και την προθυμία του στην παροχή στοιχείων.

Πάτρα, Μάρτιος 2016,

Καρούζος Παναγιώτης

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Θέμα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας είναι η πλήρης και αναλυτική μελέτη με τη χρήση Η/Υ, μιας γέφυρας που αποτελείται από πέντε ανοίγματα συνολικού μήκους 157,30m και έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο και προεντεταμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών. Οι κανονισμοί σύμφωνα με τους οποίους πραγματοποιήθηκε η μελέτη είναι: DIN-Fachbericht 100 για το σκυρόδεμα, DIN-Fachbericht 101 για δράσεις σε γέφυρες, DIN-Fachbericht 102 για γέφυρες από σκυρόδεμα, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000/2003). Επίσης, χρησιμοποιήθηκαν οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachbericht στην Ελλάδα, την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103 104, τη μελέτη των οδικών έργων καθώς και οδηγίες για τη μελέτη των γεφυρών με σεισμική μόνωση.

Υπεύθυνη δήλωση σπουδαστή: Ο κάτωθι υπογεγραμμένος σπουδαστής έχει επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνει υπεύθυνα ότι είναι συγγραφέας αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολόκληρου του κειμένου, έχει δε αναφέρει στην Βιβλιογραφία του όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποίησε και έλαβε ιδέες ή δεδομένα. Δηλώνει επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχει ενσωματώσει στην εργασία του προερχόμενο από Βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχει πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχει αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Ο σπουδαστής



Καρούζος Παναγιώτης

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ.....	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο	9
ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ	9
1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	9
1.2 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	10
1.2.1 Τύποι γεφυρών.....	12
1.2.1.1 Γέφυρες σε δοκούς	12
1.2.1.2 Αμφιπροέχουσες γέφυρες	13
1.2.1.3 Τοξωτές γέφυρες.....	13
1.2.1.4 Καλωδιωτές γέφυρες	14
1.2.1.5 Κρεμαστές γέφυρες.....	15
1.3 ΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ	17
1.3.1 Γενικά.....	17
1.3.2 Μόρφωση φορέα.....	18
1.3.2.1 Συνεχείς φορείς.....	18
1.3.2.2 Αμφιέριστοι φορείς.....	19
1.3.2.3 Φορείς με αρμούς σε ενδιάμεσες θέσεις ανοιγμάτων (δοκοί Gerber)	20
1.3.3 Σύνδεση φορέα-βάθρων	20
1.3.3.1 Με μονολιθική σύνδεση	20
1.3.3.2 Σύνδεση με εφέδρανα	21
1.3.3.3 Σεισμικοί σύνδεσμοι (seismic links ή stoppers)	22
1.3.4 Διαμόρφωση βάθρων.....	23
1.3.4.1 Πολύστιλα βάθρα.....	23
1.3.4.2 Τοιχοειδή βάθρα.....	24
1.3.4.3 Μονόστιλα βάθρα.....	24
1.3.4.4 Κοίλα βάθρα.....	24
1.3.5 Διαμόρφωση θεμελίωσης.....	25
1.3.5.1 Επιφανειακή θεμελίωση	25
1.3.5.2 Θεμελίωση με πασσάλους.....	26
1.3.5.3 Θεμελίωση με κολωνοπασσάλους.....	26
1.3.5.4 Θεμελίωση με φρέατα	27
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο	28
ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ	28
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	28
2.1.1 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ	29
2.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	30
2.2.1 Έλεγχος λειτουργικότητας	30
2.2.2 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	30
2.3 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ	31
2.3.1 Σκυρόδεμα.....	31
2.3.1.1 Συστολή ξήρανσης.....	32
2.3.2 Φυσικοί λίθοι.....	33
2.3.3 Τεχνητοί λίθοι	33
2.3.4 Χάλυβας	33
2.3.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	33
2.4 ΣΕΙΣΜΟΣ	34
2.4.1 Το ελαστικό φάσμα.....	34

2.4.2 Το φάσμα σχεδιασμού και ο συντελεστής συμπεριφοράς q.....	35
2.4.3 Συνδυασμός οριζοντίων συνιστωσών μεταξύ τους και της σεισμικής δράσης με κατακόρυφες.....	36
2.4.4 Σεισμική μόνωση.....	37
2.4.5 Βλάβες από σεισμούς.....	38
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο	40
ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΕΝΤΕ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΜΗΚΟΥΣ 157,30m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ,ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ.....	40
3.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ – ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	40
3.2 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ.....	40
3.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ.....	41
3.3.1 Υλικά Κατασκευής.....	41
3.3.2 Φορτία.....	42
3.3.3 Σεισμική Φόρτιση.....	42
3.3.4 Έδαφος.....	42
3.3.5 Ονομαστικές επικαλύψεις οπλισμών.....	42
3.3.6 Κατηγορίες έκθεσης στοιχείων σκυροδέματος.....	43
3.3.7 Κανονισμοί.....	43
3.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ.....	43
3.4.1 Γενική περιγραφή ανωδομής.....	43
3.4.2 Περιγραφή μεσοβάθρων.....	44
3.4.3 Περιγραφή Ακροβάθρου.....	45
3.4.4 Περιγραφή Θεμελίωσης.....	45
3.4.5 Αρμοί.....	46
3.4.6 Εφέδρανα.....	46
3.4.7 Προένταση.....	46
3.4.8 Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος.....	47
3.4.9 Οδόστρωμα.....	48
3.4.10 Πεζοδρόμια - Σηθαία ασφαλείας.....	48
3.4.11 Φάσεις κατασκευής.....	48
3.5 ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ.....	49
3.5.1 Περιγραφή εδάφους – Στοιχεία γεωτρήσεων.....	49
3.5.2 Σεισμική διέγερση.....	49
3.5.3 Οριζόντιος και κατακόρυφος δείκτης εδάφους.....	49
3.6 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	49
3.6.1 Στατική ανάλυση.....	49
3.6.2 Σεισμική ανάλυση.....	50
3.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	51
3.6.3.1 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (Θεμελιώδεις συνδυασμοί – Εκτός σεισμού).....	51
3.6.3.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σεισμός.....	52
3.6.3.3 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας –Τυχηματικές δράσεις σχεδιασμού.....	52
3.6.3.4 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Σπάνιος συνδυασμός.....	52
3.6.3.5 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Συχνός συνδυασμός.....	52
3.6.3.6 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Οιονεί - Μόνιμος συνδυασμός.....	52
3.7 ΈΛΕΓΧΟΙ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	52
3.7.1 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα.....	52
3.7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης.....	53
3.7.3 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού.....	53
3.8 ΈΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	53
3.8.1 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού.....	53
3.8.2 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα προέντασης.....	53
3.8.3 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα.....	53

3.8.4 Έλεγχος απόθλιψης σκυροδέματος	54
3.8.5 Έλεγχος ρηγμάτωσης	54
3.8.6 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος	54
3.9 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΒΑΘΡΩΝ	54
3.9.1 Προσομοίωμα	54
3.9.2 Βασικές φορτίσεις.....	55
3.9.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα, G_0	55
3.9.2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία, G_1	55
3.9.2.3 Κινητά Φορτία, L	55
3.9.2.4 Προένταση, P	56
3.9.2.5 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας [ΔT_N]	56
3.9.2.6 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας [ΔT_N]	57
3.9.2.7 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – άνω παρειά θερμότερη της κάτω [ΔT_M]	57
3.9.2.9 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς [ΔT_N]	57
3.9.2.10 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς, ΔT_N	57
3.9.2.11 Συνδυασμός ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας και διαφοράς θερμοκρασίας [T]	57
3.9.2.12 Διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων [PS]	58
3.9.2.13 Φορτία από άνεμο [W]	58
3.9.2.14 Τροχοπέδηση [BR].....	58
3.9.2.15 Ερπυσμός και συστολή ξήρανσης [CS].....	58
Φορτίσεις σεισμού.....	58
Σεισμός σχεδιασμού (EQ).....	58
Υποχώρηση στήριξης μεσοβάθρου M5.Δ (Τυχηματική Δράση) (A).....	58
Υπολογιζόμενες φορτίσεις	58
3.9.5 Έλεγχοι διατομών.....	61
3.10 ΑΝΑΛΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	61
3.10.1 Προσομοίωμα	61
3.10.2 Βασικές φορτίσεις.....	62
3.10.2.1 Ίδιο βάρος (LC 1)	62
3.10.2.2 Ίδιο βάρος επίχωσης (LC 1)	62
3.10.2.3 Αδρανειακή δύναμη κεφαλόδεσμου (LCs 11, 12 και 13).....	62
3.10.2.4 Αδρανειακή δύναμη επίχωσης (LCs 21, 22 και 23)	62
3.10.2.5 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 101~112)	63
3.10.2.6 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 401~412)	63
3.10.2.7 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 201~212).....	63
3.10.2.8 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.0$ (LC 301~312).....	63
3.10.2.9 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.5$ (LC 501~512).....	63
3.10.3 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	63
3.10.4 Έλεγχοι διατομών.....	64
3.11 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ	64
3.11.1 Προσομοίωμα	64
3.11.2 Βασικές φορτίσεις.....	65
3.11.2.1 Ίδιο βάρος ακροβάθρου (LC 1).....	65
3.11.2.2 Ίδιο βάρος γαιών (LC 2)	65
3.11.2.3 Οριζόντιες ωθήσεις (LC 5 ~ LC 8).....	66
3.11.2.4 Κινητό στο επίχωμα (LC 41 ~ LC 53)	66
3.11.2.5 Όχημα στο θωράκιο (LC 61 ~ LC 63).....	66
3.11.2.6 Πρόσκρουση στο στήθαιο ασφαλείας (LCs 81,91).....	66
3.11.2.7 Αδρανειακή για διεύθυνση X (LC 101,102)	66
3.11.2.8 Πρόσθετες ωθήσεις για διεύθυνση X (LC 105,106)	67
3.11.2.9 Αδρανειακή για διεύθυνση Y (LCs 111, 112).....	67
3.11.2.10 Πρόσθετες ωθήσεις για διεύθυνση Y (LCs 117, 118, 127, 128)	68
3.11.2.11 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 201~212)	68

3.11.2.12 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 301~312)	68
3.11.2.13 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 401~412)	68
3.11.2.14 Φορτία από ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό (LC 501~512)	68
3.11.3 Υπολογιζόμενες φορτίσεις	69
3.11.4 Έλεγχοι διατομών	69
3.12 ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	69
3.13 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ	70
3.13.1 ΧΩΜΑΤΟΥΡΓΙΚΑ	70
3.13.2 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΑ	72
3.13.3 ΣΙΔΗΡΟΠΛΙΣΜΟΙ	74
3.13.4 ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ	75
3.13.5 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΑ	75
3.13.6 ΜΟΝΩΣΕΙΣ	75
3.13.7 ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ	77
3.13.8 ΔΙΑΦΟΡΑ	78
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°	81
ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ-ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	81
4.1 ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	81
4.1.1 Γενικές πληροφορίες – Γεωτρήσεις στην περιοχή των τεχνικών	81
4.1.2 Στρωματογραφία	82
4.1.3 Έλεγχοι ρευστοποίησης	83
4.1.4 Χαρακτηριστικά στρώσεων – στατιστική επεξεργασία – τυπική τομή	83
4.2 ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΒΑΘΡΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ	84
4.2.1 Θεωρήσεις και Μέθοδος Θεμελίωσης	84
4.2.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλων σε κατακόρυφα φορτία	85
4.2.3 Καθίζηση πασσάλου και πασσαλο-ομάδων	86
4.2.4 Αντίσταση του πασσάλου σε οριζόντια φόρτιση	88
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5°	91
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ – ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ	91
5.1 ΑΠΟΣΠΑΣΜΑ ΤΕΥΧΟΥΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ	91
SOFISTIK	91
5.2 ΑΠΟΣΠΑΣΜΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SOFISTIK	212
5.2.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M1.Δ	212
5.2.3 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M3.Δ	270
5.2.3 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M3.Δ	270
5.2.4 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M4.Δ	299
5.3 ΑΠΟΣΠΑΣΜΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SOFISTIK	328
5.3.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης ακροβάθρου A1.Δ	328
5.4 ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ	411
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6°	413
ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	413
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7°	424
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	424
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	426
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	427
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	464

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η κατασκευή που έχει σκοπό την αποκατάσταση της συνέχειας μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου (σιδηροδρομική), μιας ροής πεζών (πεζογέφυρα) ή ενός αγωγού (π.χ. υδατογέφυρα, γέφυρα καλωδίων κλπ.), πάνω από ένα εμπόδιο ονομάζεται γέφυρα. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες (άλλες οδοί-που, αν υπάρχει και σύνδεση, η γέφυρα ή οι γέφυρες εντάσσονται στον ανισόπεδο κυκλοφοριακό κόμβο που σχηματίζεται-ή σιδηροδρομικές γραμμές), τεχνητές υδατικές ροές, εδαφικές ταπεινώσεις (χαράδρες, κοιλάδες).

Από τα αρχαία χρόνια, η αποκατάσταση της συνέχειας μιας οδού πάνω από μια υδάτινη ροή αποτελούσε σημαντικό πρόβλημα. Έτσι, ο άνθρωπος αναγκάστηκε να το αντιμετωπίσει, δηλαδή να κατασκευάσει γέφυρες από τους Προϊστορικούς ακόμη Χρόνους. Η δυσκολία του έργου απαιτούσε (και εξακολουθεί, αν και σε άλλη κλίμακα, να απαιτεί) την επιστράτευση ιδιαίτερων ικανοτήτων του ανθρώπου, που συγκεκριμένα είναι: η γνώση των χαρακτηριστικών του εμποδίου και της διαχρονικής μεταβολής τους, η γνώση των υλικών κατασκευής, επινοητικότητα, τεχνική δεξιότητα και εμπειρία, αξιοποίηση πολλών τεχνολογικών εξελίξεων στο πιο σύγχρονο, για την κάθε εποχή, στάδιό τους.

Οι πρώτες τεχνητές γέφυρες κατασκευάστηκαν από τον άνθρωπο με δύο τρόπους:

- α) με την τοποθέτηση μεγάλων, επίπεδων λίθων, πάνω από τις φυσικές ροές.
- β) με μεγάλους κορμούς δέντρων, που γεφύρωναν μικρά ρεύματα.

Σχετικά σύντομα θα έγινε αντιληπτό ότι η τοποθέτηση δύο ή και περισσότερων κορμών δεμένων μεταξύ τους με σχοινιά έδινε μια πολύ πιο αποτελεσματική κατασκευή. Και οι δύο τρόποι παρείχαν ιδιαίτερα περιορισμένες δυνατότητες.

Οι άνθρωποι που ζούσαν στους λιμναίους οικισμούς αντιλήφθηκαν πρώτοι τη δυνατότητα που προσέφεραν τα φυσικά σχοινιά.

Ο άνθρωπος της νεολιθικής εποχής πιστεύεται ότι το 4.000 π.Χ. ήταν ήδη ώριμος να μμηθεί τα φυσικά τόξα. Έτσι, επεξεργάζεται μεγάλους λίθους και τους τοποθετεί σε μορφές τόξων.

Πολύ πιο πρόσφατα, από τις αρχές του 19ου αιώνα, χρησιμοποιήθηκε στη γεφυροποιία και ο σίδηρος, αρχικά ως χυτοσίδηρος, αλλά πολύ πιο γρήγορα ως χάλυβας. Οι πολύ υψηλές αντοχές του χάλυβα επέτρεψαν, ήδη από το δεύτερο μισό του 19ου αιώνα, την κατασκευή πολύ μεγάλων γεφυρών. Σημαντικότερη επίδραση στη γεφυροποιία άσκησε η ανάπτυξη του σιδηροδρόμου. Είναι βέβαιο ότι η ανάπτυξη της γεφυροποιίας και του σιδηροδρόμου αλληλοστηρίχθηκαν και συμβάδισαν χρονικά.

Περίπου στο τέλος του 19ου αιώνα και στις αρχές του 20ου ένα νέο υλικό χρησιμοποιήθηκε: το οπλισμένο σκυρόδεμα. Το υλικό αυτό και η χρονικά παράλληλη εμφάνιση και ανάπτυξη του αυτοκινήτου έδωσαν νέες σημαντικές δυνατότητες κατασκευής γεφυρών. Παρόλα αυτά, οι βασικοί τύποι γεφυρών δεν άλλαξαν. Βέβαια η ποικιλία των νέων υλικών και οι εξαιρετικές δυνατότητες τους επέτρεψαν θαυμαστά επιτεύγματα, φθάνοντας σε γέφυρες με άνοιγμα μεγαλύτερο από 1 χιλιόμετρο ενώ, συντέλεσαν και στην σημαντική αύξηση της ζωής των γεφυρών.

1.2 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.2.1 Τύποι γεφυρών

α)Ανόλογα με το υλικό κατασκευής διακρίνονται σε:

- ▶ Ξύλινες
- ▶ Λίθινες
- ▶ Από σκυρόδεμα (άοπλο, οπλισμένο, προεντεταμένο)
- ▶ Μεταλλικές (χάλυβας, αλουμίνιο)
- ▶ Σύμμικτες



α. Γέφυρα ξύλινη



β. Γέφυρα λίθινη



γ. Γέφυρα από σκυρόδεμα



δ. Γέφυρα μεταλλική



ε. Σύμμικτη γέφυρα

Σχήμα 1.1: Είδη γεφυρών.

β) Ανάλογα με τη χρήση τους οι γέφυρες διακρίνονται σε:

- ▶ Πεζογέφυρες
- ▶ Οδικές
- ▶ Σιδηροδρομικές
- ▶ Ειδικές γέφυρες

γ) Ανάλογα με τη στατική λειτουργία του φορέα ή του φέροντος συστήματος οι γέφυρες διακρίνονται σε:

- ▶ Γέφυρες σε δοκούς
- ▶ Αμφιπροέχουσες γέφυρες
- ▶ Τοξωτές γέφυρες
- ▶ Καλωδιωτές γέφυρες
- ▶ Κρεμαστές γέφυρες

1.2.1.1 Γέφυρες σε δοκούς

Η κατασκευή γέφυρας σε δοκούς είναι σχετικά απλή κι αυτός είναι ο σημαντικότερος λόγος για τον οποίο αυτού του είδους οι γέφυρες είναι οι πιο συνήθεις, με χαρακτηριστικό παράδειγμα το σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας όπου συναντώνται ως επί το πλείστον, τέτοιου είδους γέφυρες. Αποτελούνται από οριζόντιες αμφιαρθρωτές δοκούς που υποστηρίζονται στα άκρα τους με στηρίξεις. Όταν τα ανοίγματα είναι περισσότερα από ένα οι ενδιάμεσες υποστυλώσεις είναι γνωστές ως πυλώνες. Τα ανοίγματα τους κειμένεται συνήθως στα 70 μέτρα πλην ελάχιστων εξεραίσεων όπως, το άνοιγμα της Rio - Niteroi Bridge, μιας γέφυρας με κιβωτοειδή διατομή και μήκος ανοίγματος που φτάνει τα 300 μέτρα.



Σχήμα 1.2: Lake Pontchartrain Causeway στη Νότιο Λουιζιάνα.

1.2.1.2 Αμφιπροέχουσες γέφυρες

Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται από προβόλους - οριζόντιες δοκούς που στηρίζονται σε ένα μόνο μέλος. Οι περισσότερες αμφιπροέχουσες γέφυρες αποτελούνται από ένα ζευγάρι συνεχών και παράλληλων ανοιγμάτων που εκτείνονται από τις αντίθετες πλευρές των προβλητών ώστε να συναντηθούν στο κέντρο του εμποδίου που η γέφυρα διασχίζει. Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες έχουν παρόμοιο τρόπο κατασκευής με τις γέφυρες σε δοκούς. Στο Κεμπέκ του Καναδά βρίσκεται η μεγαλύτερη αρθρωτή γέφυρα έχοντας μήκος 549 μέτρα.



Σχήμα 1.3: Γέφυρα Κεμπέκ, Καναδάς.

1.2.1.3 Τοξωτές γέφυρες

Οι τοξωτές γέφυρες έχουν στηρίγματα σε κάθε άκρο. Το βάρος της γέφυρας μεταφέρεται και ωθεί τα βάθρα σε κάθε πλευρά. Τα πρώτα γνωστά τοξωτά γεφύρια κατασκευάστηκαν στον ελλαδικό χώρο με πιο γνωστά τα γεφύρια στην ήπειρο και πιο συγκεκριμένα το γεφύρι της Άρτας. Μάλιστα, πρόσφατα ολοκληρώθηκε στα όρια των νομών Μεσσηνίας – Αρκαδίας μια μεγάλη τοξοτή γέφυρα, η γέφυρα της Τσάκωνας όπου συγκαταλέγεται μεταξύ των μεγαλύτερων τοξωτών γεφυρών παγκοσμίως. Αποτελείται από δύο ακρόβαθρα και ένα μεσόβαθρο. Πρόκειται για μια τοξωτή γέφυρα μήκους 400 μέτρων κι ένα έργο εξαιρετικής πολυπλοκότητας, τόσο ως προς την θεμελίωση, όσο και ως προς την ανωδομή.



Σχήμα 1.4: Γέφυρα Τσάκωνας, Ελλάδα.

1.2.1.4 Καλωδιωτές γέφυρες

Οι καλωδιωτές γέφυρες αποτελούνται από περισσότερους στύλους- πυλώνες, οι οποίοι στηρίζουν με καλώδια το οδόστρωμα. Τα καλώδια είναι υψηλής αντοχής ώστε να μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στους πυλώνες μέσω αξονικού εφελκυσμού. Σ' αυτόν τον τύπο γέφυρας, τα καλώδια ανάρτησης αναρτώνται κατευθείαν από το οδόστρωμα στους πυλώνες και έτσι δεν χρειάζονται τα δυο κύρια καλώδια και οι άκρες αντιστήριξης του προηγούμενου τύπου.

Οι δυνάμεις και το βάρος του καταστρώματος μεταφέρονται μέσω των καλωδίων στους πύργους και στη συνέχεια στο έδαφος. Στην καλωδιωτή λύση οι κύριες δοκοί αναρτώνται μέσω δοκών στα βάθρα, τα οποία είναι ενισχυμένα σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις και έχουν μεγαλύτερο ύψος. Τα κατακόρυφα φορτία του καταστρώματος αναλαμβάνονται από την κύρια δοκό, που καταπονείται πολύ λιγότερο από ότι η αντίστοιχη αμφιέριστη, η οποία μεταφέρει ένα τμήμα των φορτίων απευθείας στα βάθρα και το υπόλοιπο ποσοστό τους στους αναρτήρες. Για λόγους ευκολότερης σύγκρισης με τα άλλα δύο μοντέλα οι αναρτήρες είναι κοίλης κυκλικής διατομής και όχι τένοντες προεντάσεως, τουλάχιστον στη φάση προμελέτης. Τα καλώδια σε αυτό τον τύπο γέφυρας είναι λοξά ως προς το κατάστρωμα.

Αυτές οι γέφυρες αποδείχτηκαν ιδανικές για μεγαλύτερες αποστάσεις, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά. Σε μια καλωδιωτή γέφυρα, απαιτείται λιγότερο καλώδιο και οι πύργοι που κατέχουν τα καλώδια είναι αναλογικά μικρότεροι.

Η διάδοση της χρήσης του χάλυβα στις κατασκευές, ήταν αυτή που πριν από ένα αιώνα έδωσε την ώθηση στην κατασκευή καλωδιωτών και κρεμαστών γεφυρών.

Η οικονομικότητα της κατασκευής μεγιστοποιείται για ανοίγματα της τάξης των 150 -800 m. Από εκεί και πάνω (>1500m) επιλέγεται συνήθως κρεμαστός φορέας. Το στατικό σύστημα παίζει πρωταρχικό ρόλο. Εδώ οι εξελίξεις στην τεχνολογία των υλικών είναι ο κρίσιμος παράγοντας επιλογής. Τα βασικά στατικά συστήματα στις αναρτημένες από ευθύγραμμα καλώδια γέφυρες είναι ουσιαστικά τρία:

- Κατάστρωμα μεγάλης ακαμψίας αναρτώμενο από λίγα καλώδια σε συνδυασμό με μικρών διαστάσεων λυγηρούς πυλώνες
- Πυλώνες μεγάλης ακαμψίας που δύνανται να αναλάβουν μεγάλες ροπές σε συνδυασμό με ελαφρύ κατάστρωμα, στηριζόμενο από πολλά καλώδια
- Αγκυρωμένα σε ακρόβαθρα καλώδια τα οποία διέρχονται από την κορυφή των (εύκαμπτων) πυλώνων και αναρτούν το κατάστρωμα



Σχήμα 1.5: Γέφυρα Χαρίλαος Τρικούπης, Ελλάδα.

1.2.1.5 Κρεμαστές γέφυρες

Σε αυτόν τον τύπο γέφυρας τα καλώδια που φέρουν αποκλειστικά το βάρος του καταστρώματος κάθετα ως προς το κατάστρωμα. Στις σύγχρονες γέφυρες, τα καλώδια κρέμονται από τους πύργους που είναι συνημμένα σε κιβώτια ή φρεάτια.

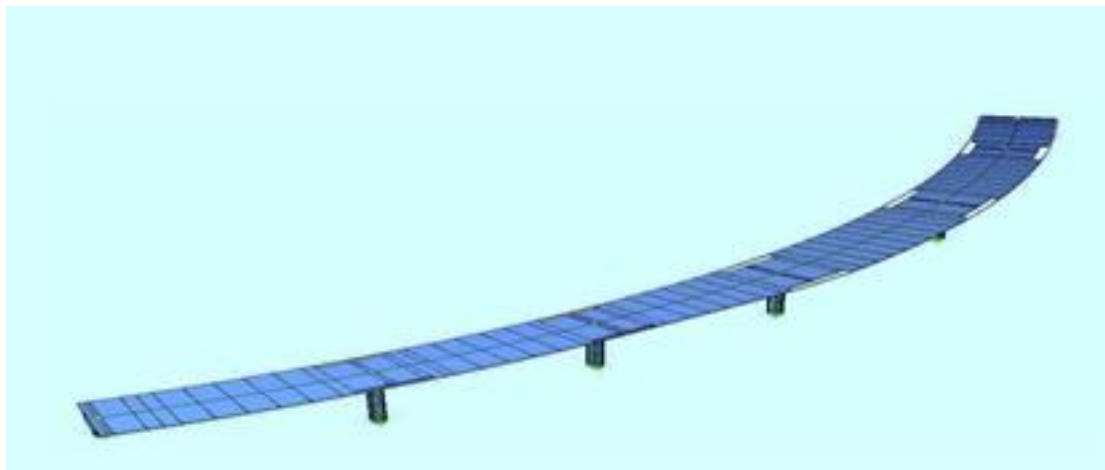
Τα κιβώτια ή φρεάτια εμφυτεύονται στον πυθμένα μιας λίμνης ή ενός ποταμού. Η κυριότερη χρήση των κρεμαστών γεφυρών γίνεται για τη διάβαση υδάτινων εμποδίων τα οποία διασχίζονται από πλοία. Η πιο γνωστή κρεμαστή γέφυρα είναι η περίφημη Γέφυρα της Χρυσής Πύλης στο Σαν Φρανσίσκο.



Σχήμα 1.6: Γέφυρα της Χρυσής Πύλης, Σαν Φρανσίσκο.

δ) Ανάλογα με την μορφή σε κάτοψη διακρίνονται σε:

- ▶ Ορθές
- ▶ Λοξές



Σχήμα 1.7: Προσομοίωμα λοξής γέφυρας.

ε) Ανάλογα με τη δυνατότητα μετακίνησης οι γέφυρες διακρίνονται σε:

- ▶ Σταθερές
- ▶ Κινητές (οριζόντια περιστρεφόμενες, περιστροφικά ανυψούμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, κυλιόμενες)

Η πλειοψηφία των γεφυρών είναι σταθερές όπως, όλα τα παραπάνω σχήματα. Οι κινητές γέφυρες σχεδιάστηκαν για να διευκολύνουν τη κυκλοφορία των πλοίων που υπό άλλες συνθήκες δεν θα χωρούσαν κάτω από τη γέφυρα λόγω του μεγάλου ύψους τους. Συνήθως κινούνται με ηλεκτρική ενέργεια ενώ, χρησιμοποιούνται και από τον στρατό.



Σχήμα 1.8: Κινητή γέφυρα του Πύργου, Λονδίνο.

1.3 ΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.3.1 Γενικά

Οι γέφυρες είναι απλές κατασκευές από στατική άποψη. Είναι όμως ευαίσθητες σε σεισμούς και κακός σχεδιασμός είναι δυνατόν να οδηγήσει σε σημαντικές βλάβες. Σε αυτό συμβάλλει και η μικρή υπερστατικότητα που συνήθως διαθέτουν ως απόρροια της απλότητας της στατικής τους λειτουργίας. Από αντισεισμική άποψη, η μικρή υπερστατικότητα αποτελεί μειονέκτημα σε περίπτωση που θα συμβεί κάποιος ισχυρός σεισμός ο οποίος θα οδηγήσει την κατασκευή πέραν του ορίου διαρροής. Γι' αυτό και η αυστηρή τήρηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών είναι πολύ σημαντική.

Το κυριότερο αντικείμενο της αντισεισμικής μελέτης μιας γέφυρας είναι ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων που θα αναπτυχθούν και ο τρόπος κατανομής τους στα βάρθρα. Στον προσδιορισμό του σεισμικού φορτίου συμμετέχει κυρίως η μάζα του φορέα και δευτερευόντως η μάζα των βάρθρων, η οποία συνήθως

είναι αρκετά μικρότερη. Όσον αφορά την κατανομή του φορτίου στα βάθρα, αυτή επηρεάζεται από τους παρακάτω παράγοντες:

- Τη διαμόρφωση του φορέα στη διαμήκη διεύθυνση (συνεχής ή με αρμούς).
- Τον τρόπο σύνδεσης φορέα-βάθρων.
- Την δυσκαμψία των βάθρων, λαμβάνοντας υπόψη την δυστένεια των εφεδράνων, εάν υπάρχουν.
- Την ελαστικότητα της θεμελίωσης.

Εκτός όμως από τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων και τη διαστασιολόγηση των βάθρων και του φορέα, ο αντισεισμικός σχεδιασμός των γεφυρών περιλαμβάνει και άλλους ελέγχους, οι οποίοι πολλές φορές είναι κρίσιμοι για την ασφάλεια της κατασκευής, όπως:

- Έλεγχο μετακινήσεων για την εξασφάλιση έναντι κινδύνου πτώσης και για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων και των αρμών.
- Κατασκευαστικές διατάξεις για την εξασφάλιση πλαστικής συμπεριφοράς.
- Έλεγχο κινδύνου αστοχίας της θεμελίωσης ή της επίχωσης πίσω από τα ακρόβαθρα.
- Έλεγχο δυνατότητας ρευστοποίησης του εδάφους και κατολισθήσεων στην περιοχή του έργου, που μπορούν να δημιουργήσουν σημαντικές εντάσεις στην κατασκευή.

1.3.2 Μόρφωση φορέα

1.3.2.1 Συνεχείς φορείς

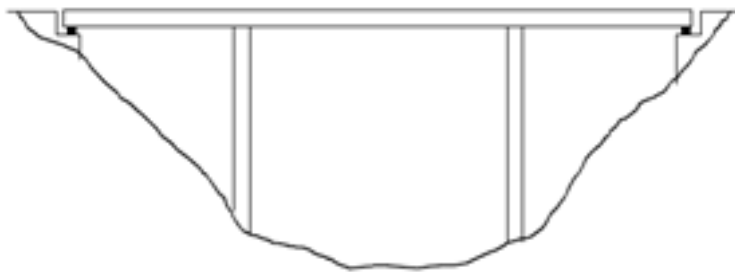
Πλεονεκτήματα:

- Καλή στατική συμπεριφορά εξαιτίας της καλής κατανομής των ροπών στις στηρίξεις και τα ανοίγματα
- Ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά επειδή το κατάστρωμα λειτουργεί διαφραγματικά και η κίνηση όλων των βάθρων είναι παρόμοια.
- Πρακτικά ανύπαρκτος ο κίνδυνος πτώσης του καταστρώματος.

Μειονεκτήματα:

- Ευαισθησία του φορέα σε διαφορικές καθιζήσεις των βάθρων και τεκτονικές κινήσεις των βάθρων.

- Για σχετικά άκαμπτους φορείς, οι σεισμικές φορτίσεις συνήθως οδηγούν σε μεγάλες εντάσεις που να καθιστούν την εφαρμογή συνεχούς φορέα απαγορευτική.
- Σε περιπτώσεις εύκαμπτων φορέων και μεγάλων ανοιγμάτων, δημιουργούνται και σημαντικές ταλαντώσεις στην εγκάρσια διεύθυνση κατά τη διάρκεια του σεισμού, με δυσμενή επίπτωση στα βάθρα.



Σχήμα 1.9: Γέφυρα με συνεχή φορέα.

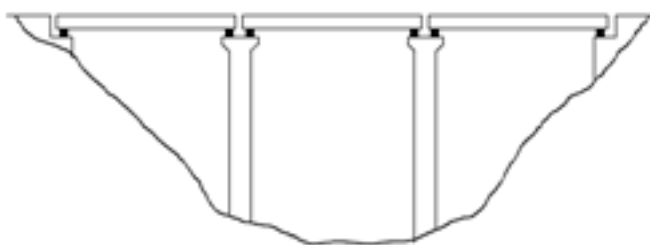
1.3.2.2 Αμφιέριστοι φορείς

Πλεονεκτήματα:

- Ο φορέας μπορεί να παραλάβει μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις των βάθρων και τε-κτονικές κινήσεις.
- Επιτρέπεται η προκατασκευή (προκατασκευασμένες δοκοί).

Μειονεκτήματα:

- Μεγάλες ροπές στο μέσον των ανοιγμάτων λόγω κατακόρυφων φορτίων.
- Κίνδυνος πτώσης του καταστρώματος κατά την διάρκεια σεισμών (πλατιές επίπεδες περιοχές).
- Μη καθαρή σεισμική απόκριση
 - Ασυγχρόνιστη κίνηση καταστρωμάτων (διαφορετικές ιδιοπερίοδοι).
 - Κίνδυνος σύγκρουσης παρακείμενων καταστρωμάτων.



Σχήμα 1.10: Γέφυρα με αμφιέριστους φορείς.

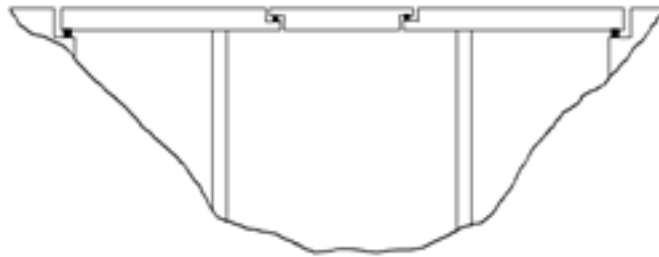
1.3.2.3 Φορείς με αρμούς σε ενδιάμεσες θέσεις ανοιγμάτων (δοκοί Gerber)

Πλεονεκτήματα:

- Καλύτερη εξισορρόπηση ροπών μεταξύ ανοιγμάτων και στηρίξεων για στατικά κατακόρυφα φορτία.

Μειονεκτήματα:

- Υπαρκτός κίνδυνος πτώσης καταστρώματος εξαιτίας περιορισμένου μήκους έδρασης.
- Απαιτούνται ειδικά συστήματα σύνδεσης και στήριξης για να μειωθεί ο κίνδυνος πτώσης του φορέα.



Σχήμα 1.11: Γέφυρα με φορέα τύπου δοκού Gerber.

1.3.3 Σύνδεση φορέα-βάθρων

Ο τρόπος σύνδεσης του φορέα με τα βάθρα παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική συμπεριφορά. Οι συνηθέστεροι τρόποι σύνδεσης είναι:

1.3.3.1 Με μονολιθική σύνδεση

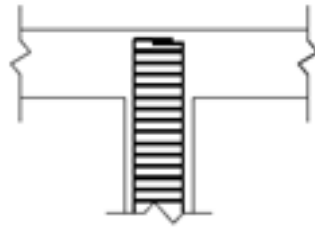
Πλεονεκτήματα:

- Αύξηση της υπερστατικότητας του συστήματος και επομένως καλύτερη συμπεριφορά μετά τη διαρροή των βάθρων.
- Μείωση των σεισμικών ροπών του βάθρου, λόγω αμφίπακτης συμπεριφοράς.
- Μικρές σεισμικές μετακινήσεις, λόγω αύξησης της δυσκαμψίας της κατασκευής.
- Οδηγεί σε οικονομικότερες λύσεις, αφού επιτρέπεται η χρήση συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς $\eta > 1$.

Μειονεκτήματα:

- Πρόσθετες ροπές στο φορέα, ίσες συνολικά με τη ροπή στην κεφαλή του βάθρου.
- Σημαντική καταπόνηση των βάθρων από θερμοκρασιακές μεταβολές, συρρίκνωση του φορέα, προένταση και ερπυσμό.

- Σε φορείς μικρού ύψους, μπορεί η αγκύρωση του σπλισμού του βάρου να είναι ανεπαρκής.



Σχήμα 1.12: Μονολιθική σύνδεση φορέα-βάθρου.

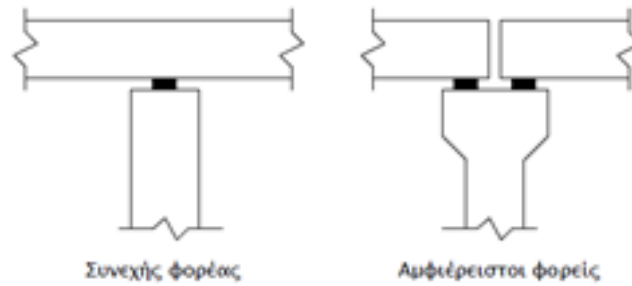
1.3.3.2 Σύνδεση με εφέδρανα

Πλεονεκτήματα:

- Δεν μεταφέρονται ροπές στο φορέα από τα βάθρα.
- Οδηγεί σε εύκαμπτα συστήματα με αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων. Γι' αυτό και τα εφέδρανα θεωρούνται είδος σεισμικής μόνωσης.
- Για μονόστυλα βάθρα, οι σεισμικές ροπές στη βάση είναι περίπου ίσες στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, γεγονός που οδηγεί σε απλό και οικονομικό σχεδιασμό του βάρου.
- Δεν καταπονούνται τα βάθρα από θερμοκρασιακές μεταβολές, συρρίκνωση του φορέα, προένταση και ερπυσμό.

Μειονεκτήματα:

- Επειδή η κατασκευή είναι εύκαμπτη, οι σεισμικές μετακινήσεις είναι μεγάλες, γεγονός που εγκυμονεί κινδύνους πτώσης του φορέα και οδηγεί σε μεγάλα εφέδρανα και αρμούς.
- Το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης οφείλεται στην ελαστική παραμόρφωση των εφεδράνων, συνεπώς τα βάθρα διαστασιολογούνται με συντελεστή συμπεριφοράς $q \approx 1$. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με τη συμπεριφορά των βάρων ως μονόπακτων, οδηγεί σε αρκετά μεγάλες διατομές.
- Σε μαλακά εδάφη, η μεγάλη ιδιοπερίοδος της κατασκευής μπορεί να οδηγήσει σε συντονισμό με το έδαφος, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων μετακινήσεων και ελαστικών σεισμικών δυνάμεων.



Σχήμα 1.13: Στήριξη φορέων στα βάθρα μέσω εφεδράνων.

Τύποι εφεδράνων:

- **Ελαστομεταλλικά**, τα οποία επιτρέπουν τις οριζόντιες μετακινήσεις, αλλά διαθέτουν και οριζόντια δυστένεια, ανάλογη με τις διαστάσεις τους, η οποία όμως είναι αρκετά μικρότερη από αυτή των βάθρων.
- **Εγκιβωτισμένου ελαστομερούς** (rot bearings), τα οποία εμποδίζουν τις οριζόντιες μετακινήσεις και επιτρέπουν μόνο στροφές.
- **Ολίσθησης**. Μπορούν να είναι ελαστομεταλλικά ή rot bearings, διαθέτουν όμως και μηχανισμό ολίσθησης σε μία ή όλες τις διευθύνσεις.

Υπάρχουν και άλλοι τύποι εφεδράνων, όπως κυλινδρικά, σφαιρικά κλπ, που χρησιμοποιούνται σε ειδικές περιπτώσεις. Η επιλογή του τύπου των εφεδράνων που θα χρησιμοποιηθούν σε κάθε περίπτωση εξαρτάται τόσο από στατικούς, όσο και από σεισμικούς παράγοντες. Τα εφέδρανα παίζουν σημαντικό ρόλο στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα βάθρα.

1.3.3.3 Σεισμικοί σύνδεσμοι (seismic links ή stoppers)

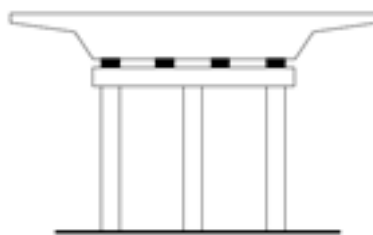
Σεισμικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται για τη μείωση των μετακινήσεων σε περίπτωση χρήσης ελαστομεταλλικών εφεδράνων ή εφεδράνων ολίσθησης. Συνήθως έχουν τη μορφή προσκρουστήρων, διατμητικών τórμων-εντορμιών, κοχλιών, καλωδίων σύνδεσης κλπ. Σε πολλές περιπτώσεις εφαρμόζονται με διάκενο, ώστε να ενεργοποιούνται μόνο σε περίπτωση σεισμού. Έτσι, ο φορέας μπορεί να κινείται ελεύθερα για θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξήρανσης, προένταση, ερπυσμό κλπ. Πολλές φορές, το διάκενο είναι μεγαλύτερο από την υπολογιστική σεισμική μετακίνηση, οπότε οι σεισμικοί σύνδεσμοι είναι γενικώς ανενεργοί και τοποθετούνται μόνο υπέρ της ασφαλείας, για την αποφυγή του κινδύνου πτώσης του φορέα σε ισχυρό σεισμό. Σεισμικοί σύνδεσμοι είναι υποχρεωτικοί σε περίπτωση αρμού στο μέσον του ανοίγματος.

Ο υπολογισμός των σεισμικών συνδέσμων πρέπει να γίνεται με την ικανοτική ένταση του βάρου, ώστε να εξασφαλισθεί ότι θα λειτουργήσουν σε ένα ισχυρό σεισμό. Εάν οι σεισμικοί σύνδεσμοι έχουν διάκενο και ενεργοποιούνται μετά από κάποια μετακίνηση του φορέα, η σεισμική ανάλυση δεν είναι εύκολη. Η δυσκολία προέρχεται από το γεγονός ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά, αφού αλλάζει απότομα η δυσκαμψία της μόλις ενεργοποιηθούν οι σύνδεσμοι. Έτσι, η φασματική μέθοδος δεν ισχύει και ο ακριβής τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος είναι η βήμα-βήμα ολοκλήρωση στο χρόνο, λαμβάνοντας υπόψη τη μεταβολή της δυσκαμψίας. Σε τέτοιες αναλύσεις, βέβαια, υπάρχει το πρόβλημα της σωστής επιλογής των σεισμικών διεγέρσεων που θα χρησιμοποιηθούν. Η φασματική μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί με την εφαρμογή κάποιας ισοδύναμης δυσκαμψίας του συστήματος (εφαρμογή ισοδύναμου ελατηρίου).

1.3.4 Διαμόρφωση βάθρων

1.3.4.1 Πολύστυλα βάθρα

Τα πολύστυλα βάθρα είναι μορφής πλαισίου στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας. Έχουν γενικώς καλή σεισμική συμπεριφορά, λόγω της υπερστατικότητας που διαθέτουν. Στη διαμήκη διεύθυνση τα βάθρα αυτά συμπεριφέρονται ως μονόστυλα. Σε λοξούς ή καμπύλους φορείς, η στροφή περί κατακόρυφο άξονα, που συμβαίνει στο φορέα, μπορεί να προκαλέσει στρέψη και πρόσθετη καμπτική καταπόνηση στους στύλους και στη δοκό σύνδεσης (κεφαλόδεσμος), λόγω διαφορετικής οριζόντιας μετακίνησης στα δύο άκρα του βάρου. Για μονολιθική σύνδεση φορέα-βάθρου, δεν απαιτείται κεφαλόδεσμος και η πλαισιακή λειτουργία εξασφαλίζεται μέσω του φορέα.

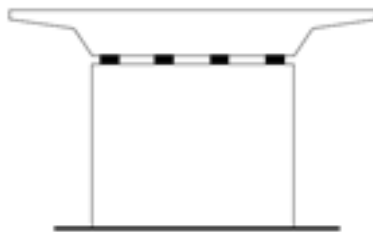


Σχήμα 1.14: Πολύστυλο βάθρο.

1.3.4.2 Τοιχοειδή βάθρα

Τα τοιχοειδή βάθρα (Σχήμα 1.9) διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία στην εγκάρσια διεύθυνση, ενώ στη διαμήκη διεύθυνση συμπεριφέρονται ως μονόστυλα.

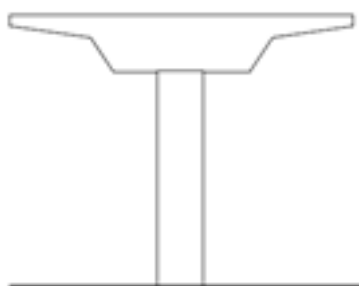
Γενικώς, δεν παρουσιάζουν προβλήματα στη σεισμική τους συμπεριφορά. Κινδυνεύουν όμως περισσότερο από διατμητική αστοχία, γι' αυτό και υπολογίζονται για συντελεστή συμπεριφοράς κοντά στη μονάδα.



Σχήμα 1.15: Τοιχοειδές βάθρο.

1.3.4.3 Μονόστυλα βάθρα

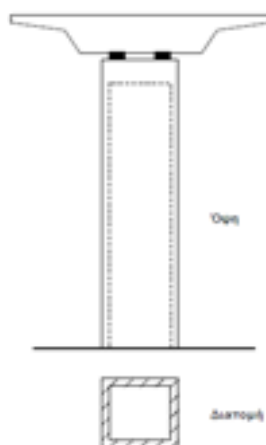
Τα μονόστυλα βάθρα (Σχήμα 1.10) δεν διαθέτουν υπερστατικότητα, γι' αυτό και υπάρχει αυξημένος κίνδυνος κατάρρευσης σε περίπτωση που θα πάθουν σημαντικές ζημιές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η κατάρρευση του αυτοκινητοδρόμου Hanshin στο σεισμό του Kobe το 1995 (βλ. Σχήμα 1.14). Το πρόβλημα μειώνεται σημαντικά όταν μονόστυλα βάθρα χρησιμοποιούνται ως μεσόβαθρα σε γέφυρες μικρού συνολικού μήκους, οι οποίες εδράζονται σε ικανοποιητικό πλάτος στα ακρόβαθρα, με αποτέλεσμα αστοχίες τέτοιου τύπου ουσιαστικά να μη μπορούν να συμβούν.



Σχήμα 1.16: Μονόστυλο βάθρο.

1.3.4.4 Κοίλα βάθρα

Κοίλα βάρθρα (Σχήμα 1.11) χρησιμοποιούνται για μεγάλα ύψη, συνήθως μεγαλύτερα των 20 m. Οι εξωτερικές τους διαστάσεις είναι της τάξης μερικών μέτρων και το πάχος των τοιχωμάτων είναι συνήθως 30×50 cm. Λόγω των μεγάλων εξωτερικών τους διαστάσεων διαθέτουν σημαντική δυσκαμψία, παρά το μεγάλο τους ύψος. Γενικώς δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερα προβλήματα στη σεισμική συμπεριφορά.

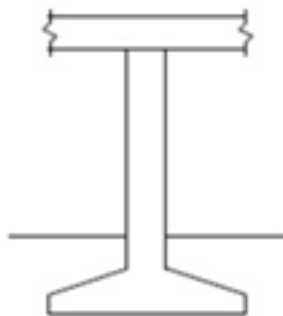


Σχήμα 1.17: Κοίλο βάρθρο.

1.3.5 Διαμόρφωση θεμελίωσης

1.3.5.1 Επιφανειακή θεμελίωση

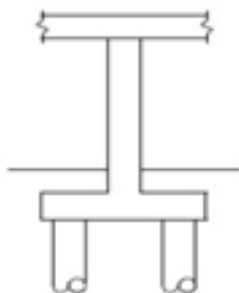
Η επιφανειακή θεμελίωση εφαρμόζεται σε καλά εδάφη, επειδή οι αναπτυσσόμενες τάσεις εδάφους για τους συνδυασμούς με σεισμό προκύπτουν αρκετά μεγάλες. Οι πιθανές διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ γειτονικών βάρθρων είναι συνήθως μεγαλύτερες απ' ό,τι για θεμελίωση με πασσάλους, γεγονός που επιβαρύνει σημαντικά συνεχείς φορείς. Συνήθως απαιτούνται σημαντικές εκσκαφές, επειδή οι διαστάσεις των πεδίων είναι αρκετά μεγάλες. Από στατική και δυναμική άποψη, η επιφανειακή θεμελίωση σε σκληρά εδάφη λειτουργεί σχεδόν ως πάκτωση. Για μαλακά εδάφη συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη και η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.



Σχήμα 1.18: Μονόστυλο βάθρο.

1.3.5.2 Θεμελίωση με πασσάλους

Η θεμελίωση με πασσάλους χρησιμοποιείται πολύ συχνά σε γέφυρες, επειδή παρέχει μεγαλύτερη ασφάλεια έναντι αστοχίας, σε σύγκριση με την επιφανειακή θεμελίωση, και μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις. Σε περιπτώσεις μαλακών και χαλαρών εδαφών, η θεμελίωση με πασσάλους είναι συνήθως η μόνη πρόσφορη λύση. Έχει το πλεονέκτημα της ταχύτητας κατασκευής και των μικρών απαιτούμενων εκσκαφών. Από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς, ο τρόπος αυτός θεμελίωσης οδηγεί σε αρκετά άκαμπτες συνθήκες στήριξης. Συνιστάται όμως να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο υπολογισμού η, έστω και μικρή, ευκαμψία που παρουσιάζει σε οριζόντιες μετακινήσεις και στροφές, ιδιαίτερα όταν εφαρμόζεται σε μαλακά εδάφη.

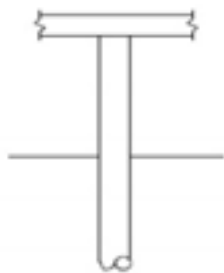


Σχήμα 1.19: Μονόστυλο βάθρο.

1.3.5.3 Θεμελίωση με κολωνοπασσάλους

Κολωνοπάσσαλοι ονομάζονται οι κυκλικοί στύλοι βάθρων, οι οποίοι συνεχίζουν εντός του εδάφους ως πάσσαλοι, χωρίς την παρεμβολή κεφαλόδεσμου. Η λύση αυτή προσφέρει το πλεονέκτημα της εύκολης κατασκευής, ενώ η μή κατασκευή κεφαλόδεσμου οδηγεί σε σημαντική οικονομία. Από άποψη δυναμικής

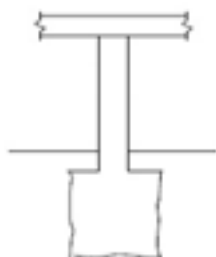
συμπεριφοράς, η ευκαμψία των πασσάλων δημιουργεί συνθήκες ελαστικής πάκτωσης στη βάση των στύλων. Η ελαστικότητα αυτή της θεμελίωσης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο υπολογισμού, ιδιαίτερα για μαλακά εδάφη.



Σχήμα 1.20: Μονόστυλο βάθρο.

1.3.5.4 Θεμελίωση με φρέατα

Η θεμελίωση με φρέατα χρησιμοποιείται σε σκληρά ή βραχώδη εδάφη, όπου η κατασκευή πασσάλων δεν είναι δυνατή. Η παραλαβή των φορτίων γίνεται μερικώς μέσω της επιφάνειας έδρασης και μερικώς από τις πλευρικές τριβές που αναπτύσσονται. Σε σύγκριση με την επιφανειακή θεμελίωση, απαιτούνται μικρότερες εκσκαφές σε έκταση, αλλά μεγαλύτερες σε βάθος. Επομένως η επιλογή αυτού του τρόπου θεμελίωσης θα πρέπει να γίνεται με τεchnοοικονομικά κριτήρια. Στα μειονεκτήματα της μεθόδου θα πρέπει να συμπεριληφθεί και η ασάφεια που υπάρχει στον τρόπο παραλαβής των κατακόρυφων και σεισμικών φορτίων. Στη δυναμική ανάλυση, η θεμελίωση αυτή μπορεί να λαμβάνεται ως πάκτωση.



Σχήμα 1.21: Μονόστυλο βάθρο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις από τους ισχύοντες κανονισμούς, τους οποίους ο μελετητής είναι υποχρεωμένος να ακολουθήσει, ώστε να εξασφαλισθεί η μη αστοχία αλλά και η σωστή λειτουργία της κατασκευής. Οι τιμές των φορτίων αλλά και οι συντελεστές ασφαλείας αυτών προκύπτουν από στατιστική ανάγνωση των αποκλίσεων των δυσμενέστερων καταστάσεων, που μπορεί να προκύψουν τόσο από πλευράς καταπονήσεων όσο και από πλευράς αντοχής των μελών. Σκοπός όλης αυτής της διαδικασίας είναι η σωστή μεταφορά των φορτίων, που δρουν στη γέφυρα, με ασφάλεια στη θεμελίωση. Οι κατηγορίες φορτίων είναι οι εξής :

Μόνιμα Φορτία (G)

- Ιδία βάρη κατασκευής
- Ιδία βάρη επικαλύψεων
- Ιδία βάρη κιγκλιδωμάτων
- Δυνάμεις προέντασης

Κινητά Φορτία (Q)

- Ομοιόμορφα κατανεμημένο κατακόρυφο
- Συγκεντρωμένο φορτίο για γενικές και τοπικές επιδράσεις
- Οριζόντιο φορτίο που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας
- Δράσεις Ανέμου F_w
- Φορτίο Χιονιού F_s
- Θερμοκρασιακές Μεταβολές T

Τυχηματικά Φορτία (F)

- Πρόσκρουση οχήματος σε βάθρο

Σεισμικά Φορτία (E)

- Σεισμική δύναμη κατά τις 3 διευθύνσεις

Ταλάντωση

- Αρμονική διέγερση επί του καταστρώματος.

Εκτός των κατακόρυφων φορτίων τα οποία είναι σημαντικά για τον σχεδιασμό κάθε είδους κατασκευής υπάρχουν κάποια είδη οριζόντιων φορτίσεων τα οποία είναι εξίσου σημαντικά και χρήσιμα για την κατασκευή γεφυρών στον ελλαδικό χώρο. Στην Ελλάδα λοιπόν σημαντικές είναι οι φορτίσεις εξαιτίας του ανέμου ενώ, εξαιρετικά κρίσιμη είναι η φόρτιση των κατασκευών εξαιτίας σεισμικών φορτίσεων.

2.1.1 Φορτία ανέμου

Το μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 (EC1) περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για οδικές γέφυρες και τα επιμέρους στοιχεία τους, για ανοίγματα έως 200 m. Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους στη δράση του ανέμου, μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μίας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονεί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική.

Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο βάσει της πρώτης, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο μέρος 1-4 του EC1.

Οι τιμές που δίνονται στο πληροφοριακό παράρτημα Α του μέρους 1-4 του EC1 για την Ελλάδα είναι οι μεγαλύτερες σε όλο τον Ευρωπαϊκό χώρο. Είναι προφανές λοιπόν ότι είναι ιδιαίτερα σημαντικό να λαμβάνονται υπόψη οι φορτίσεις του ανέμου και μάλιστα, οι χαρακτηριστικές τιμές που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές για τον άνεμο να είναι συνειδητά και συντηρητικά οι τιμές που ανταποκρίνονται στην ελληνική πραγματικότητα.

Ο Άνεμος γενικότερα, παίζει σημαντικό ρόλο στις κατασκευές και πολλές φορές τείνει να γίνει το σημαντικότερο μέγεθος καταπόνησης. Η τιμή της έντασής του διαφέρει ανάλογα με τη γεωγραφική θέση, τη φυσική θέση, την τοπογραφία, τις διαστάσεις της κατασκευής, τη μέση ταχύτητα ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, την κλίση της προσπίπτουσας επιφάνειας και τις διεύθυνσης του ανέμου. Αν και η δύναμη του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενη και μπορεί να προκαλέσει και δυναμική καταπόνηση, τα φορτία ανέμου θεωρούνται στατικά.

2.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

2.2.1 Έλεγχος λειτουργικότητας

Για κάθε φόρτιση πρέπει η τιμή σχεδιασμού των καταπονήσεων λόγω δράσεων να υπολογίζεται ως συνδυασμός των συντελεστών δράσεων, οι οποίες δρουν ταυτόχρονα ως:

- Μόνιμες και παροδικές καταστάσεις
- Τυχηματικές καταστάσεις
- Κατάσταση λόγω Σεισμού ή γενικότερα λόγω ταλαντώσεων

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται ο εξής έλεγχος:

$$E_d \leq C_d$$

Όπου:

E_d: Ονομαστική τιμή ή συνάρτηση ορισμένων κριτηρίων που αφορούν την συμπεριφορά του φορέα και που σχετίζονται με τις απαιτήσεις που λαμβάνονται υπόψη στον έλεγχο.

C_d: Τιμή σχεδιασμού της επίδρασης πάνω σε κριτήρια που σχετίζονται με την συμπεριφορά του φορέα (π.χ. μετακίνηση, επιτάχυνση) λόγω των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται με βάση έναν κανόνα συνδυασμού όπως περιγράφεται παρακάτω.

2.2.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

Ο συνδυασμός φορτίσεων, ο οποίος πρέπει να εξεταστεί για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, εξαρτάται από το είδος της επίδρασης πάνω σε κριτήρια που αφορούν την συμπεριφορά του φορέα. Αμέσως παρακάτω δίνονται ορισμένοι συνδυασμοί, που καθορίζονται από την αντιπροσωπευτική τιμή της δεσπόζουσας δράσης. Για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας (λειτουργικότητας) θα λαμβάνονται ίσοι με 1,0 αν δεν καθορίζεται σε άλλο σημείο τίποτα διαφορετικό. Τρεις συνδυαστικοί κανόνες για δράσεις στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

α) Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k_i}$$

β) Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + \Psi_{1,1} \times Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k_i}$$

γ) Οιονεί – μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k_i}$$

δ) Μη συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + \Psi'_1 \times Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{1,i} \times Q_{k_i}$$

όπου:

Σ : Άθροισμα φορτίων

G_{k_j} : Χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P_k : Χαρακτηριστική τιμή προέντασης

Q_{k_i} : Χαρακτηριστική τιμή δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

Q_{k_i} : Χαρακτηριστική τιμή μη δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

Ψ : Συντελεστής συνδυασμού

2.3 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

Εκτός όμως από τα φορτία των γεφυρών καθώς και τους ελέγχους για τους διάφορους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων της εξίσου σημαντικά είναι, τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή της. Τα υλικά αυτά θα πρέπει να ελέγχονται πριν την κατασκευή ώστε να έχουν επαρκή σκληρότητα και αντοχή (σύμφωνα με το πρότυπο του EN1993-) για τους ακόλουθους λόγους:

- Το δομικό στοιχείο πρέπει να έχει την απαραίτητη πλαστικότητα και για την πρόληψη ψαθυρής αστοχίας στις χαμηλότερες θερμοκρασίες λειτουργίας κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.
- Να μην χρειάζονται περαιτέρω έλεγχοι για ψαθυρή αστοχία, αν πληρούνται οι προϋποθέσεις που δίνονται στον EN1993-1-2.

2.3.1 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμών 28 ημερών. Ο Ευρωκώδικας 2 δίδει δύο τιμές εκ των οποίων η πρώτη αντιστοιχεί στην αντοχή κυλινδρικού και η δεύτερη στην αντοχή κυβικού δοκιμίου. Ο παρακάτω πίνακας περιέχει για τις διάφορες ποιότητες σκυροδέματος τις εξής τιμές:

- f_{ck} : θλιπτική αντοχή κυλινδρικού 28 ημερών.
- f_{ctm} : μέση εφελκυστική αντοχή.
- $f_{ctk0.05}$ και $f_{ctk0.95}$: χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής 5% και 95%.

Πίνακας 2.1: Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος σε N/m^2

Ποιότητα σκυροδέματος	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk0.05}$	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk0.95}$	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.5$$

Όταν υπολογίζονται οι αντοχές χρησιμοποιείται ως οριακή αντοχή σκυροδέματος η τιμή $0,85 f_{cd}$ ώστε, να λαμβάνεται υπόψη η μείωση λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων φόρτισης.

2.3.1.1 Συστολή ξήρανσης

Κατά την ξήρανση του σκυροδέματος αποβάλλεται ένα σημαντικό μέρος του νερού, που χημικά είναι αδέσμευτο, με αποτέλεσμα τη μείωση του όγκου του. Το φαινόμενο αυτό χαρακτηρίζεται ως συστολή ξηράνσεως. Αν τεθεί το σκυρόδεμα μέσα στο νερό θα παραλάβει πρόσθετο νερό με αποτέλεσμα την αύξηση των διαστάσεων λόγω διόγκωσης. Η εξάτμιση του νερού συνεχίζεται και μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος. Το φαινόμενο της συστολής ξήρανσης δεν εξαρτάται από φορτία. Οι εξωτερικές στρώσεις της επιφάνειας ρηγματώνονται από τις εμφανιζόμενες λόγω ξήρανσης εφελκυστικές τάσεις. Μέσα στον πυρήνα του σκυροδέματος προκαλούνται αυτεντάσεις. Το φαινόμενο της συστολής ξηράνσεως αυξάνει με την αύξηση της ποιότητας και της ποσότητας του τσιμέντου, με την αύξηση του υδατοτσιμεντοσυντελεστή (ποσότητα νερού προς τσιμέντο) και των πόρων του σκυροδέματος.

2.3.2 Φυσιικοί λίθοι

Ανθεκτικοί φυσικοί λίθοι, όπως ο γρανίτης, ο πορφυρίτης, ο βασάλτης, ο διορίτης, το μάρμαρο κ.α., χρησιμοποιήθηκαν με μεγάλη επιτυχία στη γεφυροποιία και μάλιστα στα βάθρα και σε θολωτές κατασκευές, άλλοτε σαν φέροντα στοιχεία και άλλοτε σαν επένδυση. Σήμερα χρησιμοποιούνται ελάχιστα λόγω του μεγάλου κόστους κατασκευής τους. Ωστόσο, τα ιδιαίτερα προσόντα των φυσικών λίθων, όπως η αισθητική τους υπεροχή, η μεγάλη αντοχή σε διάβρωση από το νερό και την άμμο, καθώς και η καλύτερη γήρανση τους σε σύγκριση με το μονότονο και απωθητικό σκυρόδεμα συνιστά επιτακτική τη συχνότερη χρήση τους.

2.3.3 Τεχνητοί λίθοι

Οι τεχνητοί λίθοι χρησιμοποιούνται συχνότερα στην γεφυροποιία και είναι οικονομικοί λόγω της δυνατότητας κατασκευής τους κοντά στο εργοτάξιο. Οι λίθοι αυτοί χρησιμοποιούνται σαν επένδυση σε τοιχοποιίες και βάθρα. Χαρακτηριστικοί λίθοι είναι οι οπτοί και άνοπτοι πλίνθοι, τα κεραμικά πλακίδια επένδυσης τοίχων, οι τσιμεντόλιθοι κ.α.

2.3.4 Χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10080 και τις ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959 και 971. Οι χάλυβες κατά ΕΛΟΤ 971 είναι συγκολλησιμοι ενώ του ΕΛΟΤ 959 συγκολλησιμοι υπό προϋποθέσεις. Η συνήθης ποιότητα είναι Β500C. Το επιτρεπόμενο πάχος ελασμάτων για τις ελληνικές προδιαγραφές είναι 70mm και μπορεί να αυξηθεί μέχρι 150mm για θερμομηχανικώς επεξεργασμένους χάλυβες. Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων δίνεται από τη σχέση:

$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s = f_{ys} / 1.5$$

2.3.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Μια παράμετρος η οποία επηρεάζει τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών της κατασκευής και να διαφοροποιήσει την αντοχή της είναι, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Οι τελευταίες είναι

έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα στις διατομές των στοιχείων οδηγεί στην παραμόρφωση των στοιχείων και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής (με οποιοδήποτε τρόπο) οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας και παροδικές (π.χ. φάση ανέγερσης).

Προκειμένου να εξασφαλισθεί η ασφαλής μεταφορά των πρόσθετων δράσεων και να αντιμετωπισθεί η επαύξηση της έντασης στην κατασκευή, ανάλογοι έλεγχοι πρέπει να γίνονται και στα στοιχεία στήριξης της κατασκευής (π.χ. εφέδρανα).

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών κατατάσσονται ως ακολούθως:

i) Χαλύβδινο κατάστρωμα:

- χαλύβδινη κιβωτοειδής διατομή
- χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα

ii) Σύμμικτο κατάστρωμα

iii) Κατάστρωμα από Ω.Σ.:

- πλάκα από Ω.Σ.
- δοκός από Ω.Σ.
- κιβωτοειδής διατομή από θεώρηση θερμικών δράσεων

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των θερμικών δράσεων θα πρέπει να προσδιορίζονται από τη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας και τις συνιστώσες θερμοκρασιακής διαφοράς.

2.4 ΣΕΙΣΜΟΣ

2.4.1 Το ελαστικό φάσμα

Η σεισμική δράση για το σχεδιασμό γεφυρών ορίζεται με βάση το ελαστικό φάσμα με απόσβεση $\zeta = 5\%$ και πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια (μέση περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια) που ορίζει ο Κανονισμός (ΕΑΚ 2000). Το φάσμα αυτό πολλαπλασιάζεται επί:

- Το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , που κατά την εγκύκλιο Ε39/99 του ΥΠΕΧΩΔΕ παίρνει τις εξής τιμές:
- $\gamma = 1$ σε γέφυρες αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων

- $\gamma = 1.3$ σε μεγάλες γέφυρες (για τις οποίες όμως γίνεται, συνήθως, ειδική μελέτη για τον καθορισμό του φάσματος σχεδιασμού για την συμβατικά διάρκεια ζωής του έργου) ή για γέφυρες πολύ σημαντικές για τη διατήρηση των επικοινωνιών. (Σε χώρες με πυκνό δίκτυο αυτοκινητοδρόμων, κάποιοι από αυτούς χαρακτηρίζονται κρίσιμοι για τη διατήρηση των επικοινωνιών και οι γέφυρές τους σχεδιάζονται με $\gamma=1$).

- $\gamma = 0.85$ σε γέφυρες οδών με μικρή σημασία για τις επικοινωνίες (σε επαρχιακούς ή αγροτικούς δρόμους). Για την περίπτωση αυτή ο Ευρωκώδικας 8 δίνει $\gamma = 0.7$

Για το σχεδιασμό το ελαστικό φάσμα διαιρείται με:

- Το συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιγράφεται παρακάτω.

2.4.2 Το φάσμα σχεδιασμού και ο συντελεστής συμπεριφοράς q

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (μετά τον πολλαπλασιασμό με γ) διαιρείται με το συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος αντικατοπτρίζει τη δυνατότητα της γέφυρας να αναπτύσσει με ασφάλεια ανακυκλιζόμενες ανελαστικές μετακινήσεις.

Η τιμή του q ισούται περίπου με την ανεκτή τιμή του συνολικού δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων της γέφυρας. Υπενθυμίζεται ότι ο δείκτης αυτός ισούται με το λόγο της μέγιστης μετακίνησης ισοδύναμου (προς τη γέφυρα) μονοβάθμιου συστήματος με ελαστοπλαστική συμπεριφορά, προς τη μετακίνηση του συστήματος στη διαρροή του (δηλαδή στο σημείο του διαγράμματος δυνάμεων-μετακινήσεων του ισοδύναμου ελαστοπλαστικού συστήματος όπου τελειώνει ο 1ος ελαστικός κλάδος και αρχίζει ο 2ος και οριζόντιος).

Η ανεκτή τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων δίνει σημαντικό περιθώριο έναντι αστοχίας της γέφυρας από ανακυκλιζόμενη δράση, όπως ο σεισμός.

Ο φορέας του καταστρώματος των γεφυρών απαιτείται κατά κανόνα να παραμείνει ελαστικός υπό το σεισμό σχεδιασμού. Τέλος, ο φορέας του καταστρώματος έχει γενικά πολύ μεγάλη καμπτική αντοχή από το σχεδιασμό του για τα κατακόρυφα φορτία, και ως εκ τούτου είναι σχεδόν ανέφικτο να σχεδιασθεί το σύνολο του φορέα (περιλαμβανομένων των βάθρων) έτσι ώστε στο σεισμό η ανελαστική συμπεριφορά να συμβεί στο φορέα του καταστρώματος. Έτσι, οι γέφυρες σχεδιάζονται ώστε η τυχόν ανελαστική συμπεριφορά και οι σεισμικές βλάβες να περιορίζονται στα βάθρα. Εφόσον μάλιστα ο σχεδιασμός των βάθρων

φροντίσει ώστε οι τυχόν βλάβες σ' αυτά να μην συμβούν σε περιοχές αφανείς και δυσπρόσιτες (π.χ αν η διατομή και η αντοχή τους κάτω από την επιφάνεια του εδάφους ή του νερού είναι μεγαλύτερη, ώστε οι τυχόν βλάβες να συμβούν πάνω από αυτήν), οι βλάβες μπορούν να εντοπισθούν και να επισκευασθούν εύκολα, χωρίς ουσιαστική διακοπή της κυκλοφορίας στη γέφυρα.

Συμπερασματικά, οι γέφυρες σχεδιάζονται ώστε να σχηματίζονται στα βάθρα (στη βάση τους, όπου συνδέονται με το στοιχείο θεμελίωσης ή αυξάνεται η διατομή τους, και στην κορυφή τους, αν συνδέονται εκεί μονολιθικά με το φορέα του καταστρώματος) "πλαστικές αρθρώσεις", δηλ. περιοχές όπου συγκεντρώνονται οι ανελαστικές καμπτικές παραμορφώσεις. Τότε οι γέφυρες σχεδιάζονται για τιμή δείκτη συμπεριφοράς q μεγαλύτερη του 1. Η τιμή του q προκύπτει από την ανεκτή τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων των βάρων καθ' εαυτών.

Εναλλακτικά, για σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα βάθρα, μπορεί η γέφυρα να σχεδιάζεται έτσι ώστε το σύνολο σχεδόν των λόγω σεισμού οριζοντίων μετακινήσεων του φορέα του καταστρώματος ως προς το έδαφος να εντοπίζεται στη διεπιφάνεια στήριξης του φορέα πάνω στα βάθρα. Στη διεπιφάνεια αυτή μπορεί να προβλέπεται ολίσθηση του φορέα ως προς την κορυφή των βάρων, ή να τοποθετούνται εφέδρανα που επιτρέπουν τη σχεδόν ανεμπόδιση οριζόντια μετακίνηση του φορέα ως προς την κορυφή των βάρων και τη στροφή του περί οριζόντιο άξονα (συνήθως και ως προς τον κάθετο, και ως προς τον παράλληλο προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας). Τα εφέδρανα αυτά αντιστοιχούν περίπου σε ιδεατή κύλιση μεταξύ φορέα και κορυφής των βάρων. Συνήθως τα εφέδρανα αυτά είναι ελαστομερή (ή, ακριβέστερα, ελαστομεταλλικά, καθότι αποτελούνται από εναλλασσόμενες οριζόντιες στρώσεις ελαστομερούς και χάλυβα) και έχουν ελαστική συμπεριφορά μέχρι το σεισμό σχεδιασμού και (λίγο παραπάνω). Για γέφυρες στις οποίες ο φορέας συνδέεται με τα ακρόβαθρα έτσι ώστε να ακολουθεί την κίνησή τους (μονολιθική ή αρθρωτή σύνδεση) και τα ακρόβαθρα είναι εγκιβωτισμένα σε φυσικό έδαφος κατά το 80% της επιφάνειά τους: $q = 1$ (μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης, αντί της φασματικής, για το σχεδιασμό).

2.4.3 Συνδυασμός οριζοντίων συνιστωσών μεταξύ τους και της σεισμικής δράσης με κατακόρυφες.

Οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης θεωρούνται σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις: Τη “διαμήκη” (που ορίζεται από τα μέσα των ακροβάθρων) και την κάθετη σ’ αυτήν “εγκάρσια”. Χρησιμοποιείται γενικά διαφορετική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q στις δύο αυτές διευθύνσεις, ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης του φορέα καταστρώματος με τα βάθρα, το λόγο διάτμησης των βάθρων, κ.α, στην υπόψη διεύθυνση.

Τα αποτελέσματα (ένταση, μετακινήσεις, κ.α) των δύο οριζοντίων συνιστωσών της σεισμικής δράσης συνδυάζονται (επαλληλίζονται) με λόγο 0.3:1 (δηλ. 30% των αποτελεσμάτων της μιας με το 100% αυτών της άλλης), ή και με τον κανόνα της ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS).

Ταυτόχρονα με το σεισμό θεωρούνται ότι δρουν το σύνολο των μονίμων δράσεων (ίδια βάρη, κ.α.) συν ένα κλάσμα ψ_2 των φορτίων κυκλοφορίας. Κατά την Εγκύκλιο Ε39/99, το κλάσμα αυτό ισούται με $\psi_2 = 0.2$ για οδικές γέφυρες και με $\psi_2 = 0.3$ για σιδηροδρομικές. Ο Ευρωκώδικας 8 συνιστά τις τιμές αυτές για γέφυρες με έντονη κυκλοφορία, αλλά με εφαρμογή τους μόνο στα ομοιόμορφα φορτία q_i και q_r (όχι στα φορτία Q_i των τριών οχημάτων, τα οποία αγνοούνται). Για “κανονικές” γέφυρες με συνήθη κυκλοφορία και για πεζογέφυρες, ο Ευρωκώδικας 8 συνιστά $\psi_2 = 0$.

2.4.4 Σεισμική μόνωση

Σεισμική μόνωση, με χρήση διαφόρων μηχανισμών, κυρίως στις θέσεις σύνδεσης φορέα - βάθρων, εφαρμόζεται αρκετά συχνά σε γέφυρες. Σκοπός της είναι η μείωση των σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων της κατασκευής. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται είτε με αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος, είτε με αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής είτε με συνδυασμό των δύο μεθόδων. Η πρώτη μέθοδος έχει το μειονέκτημα ότι οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις, ενώ με τη δεύτερη επιτυγχάνεται ταυτόχρονα μείωση των δυνάμεων και των μετακινήσεων. Επειδή η αύξηση της απόσβεσης επιτυγχάνεται με χρήση ειδικών εφεδράνων μεγάλης απόσβεσης ή με ειδικούς μηχανισμούς πρόσθετης απόσβεσης, απαιτείται συνεχής έλεγχος και συντήρηση, ώστε να εξασφαλισθεί ότι οι μηχανισμοί απόσβεσης θα λειτουργήσουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Εάν οι μηχανισμοί αυτοί δεν λειτουργήσουν, η κατασκευή θα δεχθεί πολύ μεγαλύτερες δυνάμεις από αυτές για τις οποίες έχει σχεδιαστεί με μεγάλη πιθανότητα σοβαρών ζημιών. Ένα

άλλο μειονέκτημα είναι ότι οι μηχανισμοί απόσβεσης μπορούν να υποστούν βλάβες κατά τη διάρκεια ισχυρού σεισμού, γι' αυτό απαιτείται έλεγχος και πιθανή αντικατάστασή τους αμέσως μετά το σεισμό, ώστε να μπορέσουν να λειτουργήσουν κατά τη διάρκεια των μετασεισμών.

2.4.5 Βλάβες από σεισμούς

Οι συνηθέστερες βλάβες που παρατηρούνται σε γέφυρες μετά από σεισμούς είναι:

- Πτώση του φορέα ή σημαντική μόνιμη μετατόπισή του. Οφείλεται σε ανεπαρκές μήκος έδρασης μεταξύ φορέα και βάθρου. Συνήθως παρατηρείται σε γέφυρες πολλών αμφιέριστων ανοιγμάτων με ψηλά βάθρα, όπου διπλανοί φορείς μπορούν να κινηθούν εκτός φάσης. Η λοξότητα συνεισφέρει δυσμενώς, επειδή προστίθεται και η επιρροή της στροφής.
- Καμπτική αστοχία των βάθρων, η οποία τις περισσότερες φορές οφείλεται σε ανεπαρκή αντοχή και πλαστιμότητα. Συνήθως παρατηρείται σε γέφυρες που έχουν υπολογιστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς, χωρίς ιδιαίτερη φροντίδα για την εξασφάλιση πλαστικής συμπεριφοράς στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, αφού η ανάλυση γινόταν με ελαστική θεώρηση.



Σχήμα 2.2: Αστοχία καμπτικού τύπου.

- Διατμητική αστοχία βάθρων. Συνήθως ακολουθείται από ψαθυρή θραύση και απότομη μείωση της αντοχής. Πειράματα και αξιολόγηση ζημιών παλαιότερων σεισμών έχουν δείξει ότι η διατμητική αντοχή μειώνεται σε διατομές που έχουν

περάσει στην πλαστική περιοχή λόγω κάμψης. Γι' αυτό, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων.



Σχήμα 2.3: Αστοχία διατμητικού τύπου.

- Μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις και στροφές βάθρων λόγω κακών εδαφικών συνθηκών. Σε αμμώδη εδάφη υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης με αποτέλεσμα την απώλεια στήριξης του βάθρου.
- Αστοχία του επιχώματος πίσω από τα ακρόβαθρα, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική ένταση και μετακινήσεις του ακροβάθρου.
- Βλάβες στη θεμελίωση. Δεν υπάρχουν πολλές αναφορές τέτοιων βλαβών, επειδή ο έλεγχος μετά από σεισμό απαιτεί εκσκαφή και δεν είναι εύκολος. Ακόμη δυσκολότερος είναι ο έλεγχος ζημιών σε θεμελίωση με πασσάλους.



Σχήμα 2.4: Αστοχία ακρόβαθρου λόγω ρευστοποίησης εδάφους θεμελίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΕΝΤΕ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ 157.3m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ

3.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ – ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η παρούσα μελέτη αναφέρεται στην **ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ** του **ΤΕΧΝΙΚΟΥ Τ1**, που βρίσκεται από **Χ.Θ. 0+182.30** έως **Χ.Θ. 0+338.05** της **Δεξιάς Παραγλαύκιας Αρτηρίας** και εντάσσεται στο έργο **«ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΠΑΡΑΓΛΑΥΚΙΩΝ ΑΡΤΗΡΙΩΝ ΜΕ ΤΟ ΝΕΟ ΛΙΜΑΝΙ ΠΑΤΡΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΚΒΟΛΗΣ ΧΕΙΜΑΡΡΟΥ ΔΙΑΚΟΝΙΑΡΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 0+001,50 ΕΩΣ Χ.Θ. 0+050,00»**.

Η μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Τηλέμαχο Παναγιωτάκο Δρ. Πολιτικό Μηχανικό της εταιρείας **«DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.»** στα πλαίσια της υπ. αριθμό πρωτοκόλλου **ΤΠ / ΦΚ 06 / ΜΕ1 / ΟΙΚ2281 / 14 - 10 - 2011** εντολής ανάθεσης του **Υπουργείου ΥΠΟ.ΜΕ.ΔΙ / Γ.Γ.Δ.Ε. / Ε.Υ.Δ.Ε. – Μ.Ε.Δ.Ε.**

3.2 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

Η σύνδεση των Παραγλαύκιων Αρτηριών με το Λιμάνι πραγματοποιείται με επέκταση των υφιστάμενων αρτηριών οι οποίες ανυψώνονται για να γεφυρώσουν ανισόπεδα την υφιστάμενη σιδηροδρομική Γραμμή Πάτρας – Πύργου, στη συνέχεια κινούνται δεξιόστροφα αρχίζοντας να συγκλίνουν και καταλήγουν να κινούνται παράλληλα άνωθεν της οδού Ακτής Δυμαίων και της μελλοντικής διπλής σιδηροδρομικής γραμμής. Η ερυθρά μειώνεται σταδιακά μέχρι το ύψος του φυσικού εδάφους οπότε και συνδέεται με το οδικό δίκτυο του λιμανιού (Σχήμα 3.1).

Ο Κλάδος Γ εξυπηρετεί την κίνηση από το Νέο Λιμάνι προς Πύργο ή Πάτρα. Ο Κλάδος Δ εξυπηρετεί την κίνηση από Πάτρα ή Πύργο προς την Ευρεία Παράκαμψη Πατρών. Οι κινήσεις που εξυπηρετούσαν οι κλάδοι Α και Β θα πραγματοποιούνται μέσω του ισόπεδου κόμβου «Πειραιϊκής – Πατραϊκής» Ο Ανισόπεδος Κόμβος που δημιουργείται για την σύνδεση των Παραγλαύκιων Αρτηριών με το λιμάνι και την παραλιακή λεωφόρο της Ακτής Δυμαίων είναι τύπου σταυρού και μορφής μισού τριφυλλιού. Το έργο αποτελείται από τα παρακάτω τεχνικά έργα τα οποία διαχωρίζονται μεταξύ τους με αρμούς:

(i) Γέφυρα Δεξιάς Παραγλαύκιας Αρτηρίας (τεχνικά Τ1, Τ2, Τ3, Τ4, Τ5)

(ii) Γέφυρα Αριστερής Παραγλαύκιας Αρτηρίας (τεχνικά Τ6, Τ7, Τ8, Τ9, Τ10)

- (iii) Γέφυρα Κλάδου Γ (τεχνικό T17)
- (iv) Γέφυρα Κλάδου Δ (τεχνικά T15, T16)
- (v) Επέκταση Υφιστάμενης Γέφυρας Ακτής Δυμαίων
- (vi) Τοίχοι Αντιστήριξης



Σχήμα 3.1: Διάταξη τεχνικών.

3.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

3.3.1 Υλικά Κατασκευής

- Προεντεταμένο σκυρόδεμα: Φορέας ανωδομής C40/50
- Οπλισμένο σκυρόδεμα:
 - i) Μεσόβαθρα C30/37
 - ii) Ακρόβαθρα, Κεφαλόδεσμοι C20/25
 - iii) Πάσσαλοι C20/25
 - iv) Πλάκες πρόσβασης C20/25

v) Τοίχοι αντιστήριξης, πτερυγότοιχοι C20/25

vi) Πεζοδρόμια C35/45

- Άοπλο σκυρόδεμα:

i) Ρύσεων, προστασίας μόνωσης C12/15

ii) Εξομάλυνσης C12/15

- Χάλυβας οπλισμού γενικά: Bst 500s

- Χάλυβας προέντασης: Y1860S7 1600/1860

3.3.2 Φορτία

- Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25.0 kN/m³

- Ίδιο βάρος άοπλου σκυροδέματος 24.0 kN/m³

- Ίδιο βάρος ασφαλτικών 24.0 kN/m³

- Ίδιο βάρος γαιών 20.0 kN/m³

- Κινητά φορτία κατά DIN-FB 101

- Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας +30.0°C / -23.0°C

- Διαφορά θερμοκρασίας (tu-to) +10.0°C / -5.0°C

3.3.3 Σεισμική Φόρτιση

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (A=0.24g)

- Κατηγορία εδάφους Γ (T1=0.2s, T2=0.8s)

- Συντελεστής σπουδαιότητας γ=1.00

- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς: Διαμήκης α_x=1.50, Εγκάρσιος α_y=1.50,

Κατακόρυφος α_z=1.00

3.3.4 Έδαφος

- Γωνία εσωτερικής τριβής υλικών μεταβατικού επιχώματος φ=30°

- Συνοχή υλικού μεταβατικού επιχώματος c=0

- Γωνία τριβής γαιών – τοιχώματος από σκυρόδεμα δ=0

- Λοιπές παράμετροι εδάφους: Σύμφωνα με την γεωτεχνική έκθεση

3.3.5 Ονομαστικές επικαλύψεις οπλισμών

- Γενικά 45mm

- Επιφάνειες σκυροδετούμενες επί εδάφους 55mm

- Πάσσαλοι 100mm

3.3.6 Κατηγορίες έκθεσης στοιχείων σκυροδέματος

- Φορέας καταστρώματος από προεντεταμένο σκυρόδεμα C
- Φορέας καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα D
- Μεσόβαθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα D
- Στοιχεία θεμελίωσης από οπλισμένο σκυρόδεμα E

3.3.7 Κανονισμοί

- DIN – Fachbericht 100: Σκυρόδεμα (συμπληρωματικά ως προς τον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος)
- DIN – Fachbericht 101: Δράσεις σε γέφυρες
- DIN – Fachbericht 102: Γέφυρες από σκυρόδεμα
- Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachberichte στην Ελλάδα (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007)
- Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104 (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007) ΕΑΚ 2000. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000, Υπ. Απόφαση Δ17α/141/3/ΦΝ 2184Β'/20-12-1999 & Φ.Ε.Κ 781/18-06-2003), όπως επίσης και το ΦΕΚ/ Β' 1154/12-8-2003 – Δ17α/115/9/ΦΝ 275
- Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων – (ΟΜΟΕ-Τεχνικών Έργων Οδοποιίας (Έργα Πολιτικού Μηχανικού), 2003)
- Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση (Ιούνιος 2007)

3.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ

3.4.1 Γενική περιγραφή ανωδομής

Το τεχνικό T1 βρίσκεται στην Δεξιά Παραγλαύκια Αρτηρία, μεταξύ της Χ.Θ. 0+182.30 και Χ.Θ. 0+338.05 και έχει συνολικό μήκος 157.30m από αρμό σε αρμό. Ο φορέας του Τεχνικού T1 χωρίζεται από το τεχνικό T2 με αρμό διαστολής στην θέση του μεσοβάθρου Μ5.Δ. Πρόκειται για γέφυρα με φορέα κιβωτιοειδούς διατομής από προεντεταμένο σκυρόδεμα πέντε ανοιγμάτων 25.73m+31.25m+35.50m+34.50m+29.07m, πλάτους 14.16m από το οποίο 1.03m καταλαμβάνονται από το αριστερό πεζοδρόμιο, 1.63m από το δεξιό πεζοδρόμιο, και το υπόλοιπο πλάτος από την επιφάνεια κυκλοφορίας πλάτους 11.50m. Οριζοντιογραφικά η χάραξη της οδού ακολουθεί αρχικά ευθύγραμμη χάραξη από το ακρόβαθρο Α1.Δ μέχρι την θέση του μεσοβάθρου Μ3.Δ και

στην συνέχεια αριστερόστροφη καμπύλη με μεταβλητή ακτίνα καμπυλότητας μέχρι το μεσόβαθρο Μ5.Δ. Μηκοτομικά η οδός ακολουθεί παραβολική χάραξη με ανοδική μεταβλητή κλίση από 6.2% έως 2.2% περίπου.

Ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από μονοκύψελο κιβώτιο ύψους 2.5m από προεντεταμένο σκυρόδεμα C40/50. Το πλάτος της άνω πλάκας είναι 13.66m και το πλάτος της κάτω πλάκας είναι 7.00m. Το πάχος της άνω πλάκας είναι 0.30m ενώ στην σύνδεση της με τους κορμούς μορφώνεται πάχυνση με μεταβλητό πάχος έως 0.60m. Το πάχος της κάτω πλάκας είναι 0.25m ενώ στην σύνδεση της με τους κορμούς μορφώνεται πάχυνση με μεταβλητό πάχος έως 0.45m. Οι κορμοί έχουν ελάχιστο πάχος 0.50m ενώ κοντά στις στηρίξεις μορφώνονται παχύνσεις μέχρι πάχους 0.90m. Ο φορέας του καταστρώματος στηρίζεται μέσω εφεδράνων στις εξής θέσεις αξόνων στήριξης: ακρόβαθρο Α1.Δ Χ.Θ. 0+182.30 (3 εφέδρανα), μεσόβαθρο Μ1.Δ Χ.Θ. 0+208.07 (4 εφέδρανα), μεσόβαθρο Μ2.Δ Χ.Θ. 0+239.32 (4 εφέδρανα), μεσόβαθρο Μ3.Δ Χ.Θ. 0+274.80 (4 εφέδρανα), μεσόβαθρο Μ4.Δ Χ.Θ. 0+309.21 (4 εφέδρανα), και μεσόβαθρο Μ5.Δ Χ.Θ. 0+338.05 (2 εφέδρανα).

3.4.2 Περιγραφή μεσοβάθρων

Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από ένα στύλο και κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37. Το μεσόβαθρο Μ1.Δ έχει ορθογωνική διατομή διαστάσεων 7.00m x 2.50m. Τα υπόλοιπα μεσόβαθρα Μ2.Δ έως Μ5.Δ και έχουν ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 4.00m x 2.50m. Τα μεσόβαθρα έχουν συνολικό ύψος 2.75m για το Μ1.Δ, 4.55m για το Μ2.Δ, 6.50m για το Μ3.Δ, 7.90m για το Μ4.Δ, και 8.40m για το Μ5.Δ.

Στην κορυφή των μεσοβάθρων Μ2.Δ έως Μ5.Δ διαμορφώνεται κεφαλή για την έδραση του φορέα μέσω των εφεδράνων με μεταβλητό ύψος από 1.0m έως 2.0m. Το πλάτος της κεφαλής κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι 7.0m. Το μήκος της κεφαλής κατά την διαμήκη διεύθυνση είναι 2.50m για τα μεσόβαθρα από Μ2.Δ, έως Μ4.Δ και 4.40m για το μεσόβαθρο Μ5.Δ. Στο μεσόβαθρο Μ1.Δ η έδραση των εφεδράνων πραγματοποιείται απ' ευθείας στον κορμό ορθογωνικής διατομής. Η κεφαλή του μεσοβάθρου Μ5.Δ είναι κοινή, πάνω στην οποία εδράζονται το Τεχνικό 1 και το Τεχνικό 2.

3.4.3 Περιγραφή Ακροβάθρου

Το ακρόβαθρο Α1.Δ είναι τοιχοειδές στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25, πλάτους 13.20m, πάχους 3.6m, και συνολικού ύψους περίπου 6.9m στον άξονα της γέφυρας. Το θωράκιο έχει πάχος 0.60m και ύψος περίπου 3.5m. Ανάμεσα στο θωράκιο και το ακρόβαθρο διαμορφώνεται χώρος επιθεώρησης πλάτους 1.0m. Πίσω από το θωράκιο κατασκευάζονται πλάκες πρόσβασης από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 οι οποίες εδράζονται πάνω στο θωράκιο μέσω κατάλληλου προβόλου. Σε κάθε ακρόβαθρο κατασκευάζονται 3 πλάκες πρόσβασης πάχους 0.25m και διαστάσεων κάτοψης 3.97m x 3.50m που διαχωρίζονται μεταξύ τους με αρμό πάχους 0.02m. Κάθετα στο θωράκιο κατασκευάζονται ανηρτημένοι πτερυγότοιχοι για την συγκράτηση του επιχώματος της οδοποιίας πάχους 0.60m και μήκους 5.05m.

3.4.4 Περιγραφή Θεμελίωσης

Η θεμελίωση του τεχνικού στις θέσεις του ακροβάθρου Α1.Δ και των μεσοβάθρων Μ1.Δ, Μ2.Δ, Μ3.Δ, Μ4.Δ και Μ5.Δ πραγματοποιείται μέσω καννάβου πασσάλων Φ120 από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 οι οποίοι ενώνονται στην κεφαλή τους με κεφαλόδεσμους πάχους 2.0m από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25. Η διάταξη των πασσάλων, το μήκος των πασσάλων και οι διαστάσεις κάτοψης των κεφαλοδέσμων σε κάθε θέση θεμελίωσης βάθρου έχουν ως εξής:

Πίνακας 3.1: Στοιχεία θεμελίωσης μεσοβάθρων.

Μεσόβαθρο	Διάταξη πασσάλων (πλήθος διαμήκως x πλήθος εγκαρσίως)	Μήκος πασσάλων	Διαστάσεις κάτοψης κεφαλόδεσμου (μήκος διαμήκως x πλάτος εγκαρσίως)
A1.Δ	3 x 4	36.0m	9.6m x 13.2m
M1.Δ	3 x 4	36.7m	9.6m x 13.2m
M2.Δ	3 x 4	36.2m	9.6m x 13.2m
M3.Δ	3 x 4	36.2m	9.6m x 13.2m
M4.Δ	3 x 4	36.2m	9.6m x 13.2m
M5.Δ	3 x 4	35.2m	9.6m x 13.2m

Η θεμελίωση του βάθρου M5.Δ είναι κοινή με το Τεχνικό T2. Οι παραπάνω ποσότητες αναφέρονται συνολικά για την κοινή θεμελίωση των τεχνικών.

Για την αποφυγή του φαινομένου της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης γύρω από τους πασσάλους των βάθρων A1.Δ, M1.Δ, M2.Δ, M3.Δ, M4.Δ, και M5.Δ προβλέπεται σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη η κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση. Ειδικά για το μεσόβαθρο M5.Δ κατασκευάζονται χαλικοπάσσαλοι μόνο περιμετρικά του κεφαλοδέσμου σε τρεις σειρές. Κάτω από την επιφάνεια έδρασης των κεφαλοδέσμων των βάθρων προβλέπεται η διάστρωση στρώσης χαλίκων πάχους 0.30m, ίδιων ιδιοτήτων με το υλικό των χαλικοπασσάλων, για την πραγματοποίηση της στράγγισης. Στην διεπιφάνεια μεταξύ στρώσης στράγγισης και επίχωσης προβλέπεται η τοποθέτηση γεωφάσματος διαχωρισμού.

Στο επίχωμα πίσω από το ακρόβαθρο A1.Δ προβλέπεται σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη θεμελίωσης του επιχώματος η κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση, στρώσης χαλίκων πάχους 0.50m καθώς και πλαστικά στραγγιστήρια.

3.4.5 Αρμοί

Στα άκρα του καταστρώματος τοποθετούνται αρμοί συστολοδιαστολής: στο ακρόβαθρο A1.Δ αρμός τύπου ALGAFLEX T250AS ή ανάλογος, με ικανότητα μετακίνησης $\pm 125\text{mm}$, χωρίς προρύθμιση και στο μεσόβαθρο M5.Δ αρμός τύπου ALGAFLEX TM400 ή ανάλογου τύπου, με ικανότητα μετακίνησης $\pm 200\text{mm}$, χωρίς προρύθμιση. Για τις προδιαγραφές τους βλέπε σχέδιο λεπτομερειών της μελέτης.

3.4.6 Εφέδρανα

Για την έδραση του φορέα σε κάθε βάθρο και στο ακρόβαθρο χρησιμοποιούνται απλά αγκυρούμενα ελαστομεταλλικά ορθογωνικά εφέδρανα τύπου ALGABLOC NB4 1100x1100/354(234) ή ανάλογου τύπου. Συνολικά τοποθετούνται 21 εφέδρανα. Για τις προδιαγραφές τους βλέπε σχέδιο λεπτομερειών της μελέτης.

3.4.7 Προένταση

Η προένταση του φορέα της ανωδομής πραγματοποιείται μονόπλευρα και

σύμφωνα με τις φάσεις κατασκευής με δώδεκα (12) τένοντες, έξι ανά κορμό, από χάλυβα προέντασης 1600/1860 (κατά EN 10138). Το σύστημα προέντασης που χρησιμοποιήθηκε κατά την μελέτη είναι BBV SYSTEMS ή ανάλογο και συγκεκριμένα τένοντες τύπου BBV L27 (27 κλώνοι). Χαρακτηριστικά συστήματος προέντασης:

- Συντελεστής τριβής: 0.20
- Συντελεστής αθέλητης κλίσης: 0.30deg/m
- Ολίσθηση σφήνας κατά την αγκύρωση: 5mm
- Διάμετρος σωλήνα περιβλήματος: 125mm
- Ελάχιστο ευθύγραμμο μήκος στην αγκύρωση: 1.20m
- Ελάχιστη ακτίνα καμπυλότητας: 10.10m
- Ελάχιστη επικάλυψη καλωδίων: 110mm
- Ελάχιστη αξονική απόσταση μεταξύ τενόντων: 220mm
- Ονομαστική διάμετρος κλώνου τένοντα: 0.6" = 15.2mm
- Επιφάνεια κλώνου: 150mm²
- Βασική δύναμη προέντασης κλώνου: $F_p = 0.65 \times (1860 \times 150) = 0.65 \times 265.5 \text{ kN} = 181.35 \text{ kN}$
- Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα προέντασης: 195Gpa

Η εφαρμογή της προέντασης προβλέπεται να γίνει όταν το σκυρόδεμα αποκτήσει αντοχή κυλίνδρου $f_{cm,0,cyl}$ τουλάχιστον 38MPa όπως ορίζεται από τις προδιαγραφές του συστήματος προέντασης. Η τιμμεντένεση των σωλήνων περιβολής των τενόντων προβλέπεται να γίνει το ταχύτερο δυνατό μέσα στο επόμενο 24ωρο. Οι περιοχές αγκύρωσης (φωλιές) πληρώνονται με σκυρόδεμα κατηγορίας τουλάχιστον C25/30.

3.4.8 Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος

Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος:

- Όλες οι ορατές επιφάνειες (φορείς ανωδομής, βάθρα) διαμορφώνονται με επιφανειακό τελείωμα ΤΥΠΟΥ Γ.
- Όλες οι αφανείς επιφάνειες (θεμελιώσεις) και οι επιφάνειες που έρχονται σε επαφή με γαίες, διαμορφώνονται με επιφανειακό τελείωμα ΤΥΠΟΥ Α και μονώνονται με διπλή ασφαλτική επάλειψη.
- Σε όλες τις ορατές επιφάνειες των μεσοβάθρων και ακροβάθρων τοποθετείται αντιρρυπαντική επάλειψη.

3.4.9 Οδόστρωμα

Προβλέπονται τρεις στρώσεις ασφαλτικών η ανώτερη εκ των οποίων αντιολισθηρή, πάχους 4cm. Κάτω από τις στρώσεις ασφαλτικών γίνεται στεγάνωση με ειδική στεγανωτική μεμβράνη. Το συνολικό πάχος των ασφαλτικών είναι ίσο με 14cm.

3.4.10 Πεζοδρόμια - Σηθαιία ασφαλείας

Τα πεζοδρόμια του φορέα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C35/45. Το τμήμα του γείσου του πεζοδρομίου μέχρι την άνω στάθμη του φορέα καταστρώματος σκυροδετείται ταυτόχρονα με τον φορέα από σκυρόδεμα C40/50. Το εσωτερικό (αριστερό) πεζοδρόμιο έχει πλάτος 1.03m και το εξωτερικό (δεξιό) 1.63m. Κατά μήκος και των δύο πεζοδρομίων τοποθετείται σηθαιίο ασφαλείας τύπου ΣΤΕ-9. Κατά μήκος των πεζοδρομίων διαμορφώνονται αρμοί ανά περίπου 7.10m, με εύρος 0.02m.

3.4.11 Φάσεις κατασκευής

Οι φάσεις κατασκευής του τεχνικού περιλαμβάνουν εν γένει τις παρακάτω φάσεις:

1. Γενική εκσκαφή στην περιοχή του τεχνικού μέχρι την στάθμη εργασίας.
2. Κατασκευή χαλικοπασσάλων.
3. Κατασκευή των φρεατοπασσάλων.
4. Κατασκευή στρώσης στράγγισης και γεφυφάσματος διαχωρισμού.
5. Κατασκευή των κεφαλοδέσμων θεμελίωσης.
6. Κατασκευή των μεσοβάθρων και της κεφαλής τους.
7. Κατασκευή του ακροβάθρου. Η κατασκευή του θωρακίου και των πτερυγοτοίχων του ακροβάθρου προβλέπεται να ολοκληρωθεί μετά την προένταση του φορέα.
8. Επανεπίχωση κεφαλόδεσμων.
9. Κατασκευή του φορέα της ανωδομής σε φάσεις εδραζόμενου επί των τελικών εφεδράνων. Η κατασκευή του φορέα γίνεται από το μεσόβαθρο M5.Δ προς το ακρόβαθρο A1.Δ σε φάσεις του ενός ανοίγματος. Οι τένοντες του επόμενου ανοίγματος συνδέονται με τους τένοντες του κατασκευασμένου τμήματος μέσω κατάλληλων συνδέσμων.
10. Κατασκευή του μεταβατικού επιχώματος μέχρι την βάση του θωρακίου.

11. Σκυροδέτηση του υπόλοιπου τμήματος των ακροβάθρων (θωράκιο και πτερυγότοιχοι).
12. Κατασκευή του υπόλοιπου τμήματος του μεταβατικού επιχώματος. Κατασκευή των πλακών πρόσβασης.
13. Κατασκευή των πεζοδρομίων και των στηθαίων ασφαλείας.
14. Κατασκευή του οδοστρώματος.
Φάσεις κατασκευής οι οποίες δεν αλληλεπιδρούν η μία με την άλλη μπορούν να υλοποιούνται με διαφορετική σειρά από την αναγραφόμενη.

3.5 ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

3.5.1 Περιγραφή εδάφους – Στοιχεία γεωτρήσεων

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.5.2 Σεισμική διέγερση

Το έδαφος στην περιοχή του τεχνικού είναι κατηγορίας Γ σύμφωνα με την γεωτεχνική έκθεση.

3.5.3 Οριζόντιος και κατακόρυφος δείκτης εδάφους

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.6 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.6.1 Στατική ανάλυση

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα της ανωδομής, των ακροβάθρων και της θεμελίωσης γίνεται με κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων τα οποία αποδίδουν με ικανοποιητική προσέγγιση την κατανομή των δυσκαμψιών, των μαζών και των συνθηκών στήριξης.

Ο φορέας της ανωδομής και τα μεσόβαθρα προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού με κατάλληλη διακριτοποίηση. Στις θέσεις των στηρίξεων του καταστρώματος στα μεσόβαθρα και το ακρόβαθρο εισάγονται ελατήρια κατάλληλης δυσκαμψίας τα οποία προσομοιώνουν τα προβλεπόμενα εφέδρανα. Η θεμελίωση των μεσόβαθρων αναλύονται με ανεξάρτητα προσομοιώματα όπου εισάγονται ως φορτίσεις οι αντιδράσεις των κορμών των μεσόβαθρων.

Οι κεφαλόδεσμοι των θεμελιώσεων προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους. Οι πάσσαλοι της θεμελίωσης προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού εδραζόμενα επί συνεχούς ελαστικής στήριξης η οποία αποδίδει την ενδοσιμότητα του εδάφους σε συμφωνία με την γεωτεχνική αξιολόγηση.

Το ακρόβαθρο αναλύεται με ανεξάρτητο προσομοίωμα όπου εισάγονται ως φορτίσεις οι αντιδράσεις της ανωδομής. Ο κορμός και ο κεφαλόδεσμος της θεμελίωσης του ακροβάθρου προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους. Οι πάσσαλοι της θεμελίωσης προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού εδραζόμενα επί συνεχούς ελαστικής στήριξης η οποία αποδίδει την ενδοσιμότητα του εδάφους.

Η στατική ανάλυση γίνεται γενικά με τη πλήρη δυσκαμψία των στοιχείων (δυσκαμψία σταδίου I). Για την στατική ανάλυση χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SOFISTIK.

3.6.2 Σεισμική ανάλυση

Η σεισμική ανάλυση της ανωδομής (κατάστρωμα και βάθρα) πραγματοποιείται στο παραπάνω προσομοίωμα σύμφωνα την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης με χρήση του φάσματος σχεδιασμού που προβλέπει ο ΕΑΚ 2003 και οι «Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση» για την περιοχή του έργου.

Η διαστασιολόγηση των βάθρων σε κάμψη γίνεται με θεώρηση συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.5$, ενώ για την διαστασιολόγηση των βάθρων σε τέμνουσα καθώς και του φορέα καταστρώματος γίνεται θεώρηση συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.0$, σύμφωνα με τις §6.3(2) και §6.3(4) των «Οδηγιών για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση».

Η ανάλυση για σεισμικές φορτίσεις γίνεται γενικά με τη πλήρη δυσκαμψία των στοιχείων (δυσκαμψία σταδίου I). Για την δυσκαμψία των εφεδράνων, γίνεται θεώρηση άνω και κάτω ορίου. Με την ανάλυση κάτω ορίου (Lower Bound) υπολογίζονται μέγιστες μετακινήσεις ενώ με την ανάλυση άνω ορίου (Upper Bound) υπολογίζονται μέγιστες δυνάμεις.

Εκτός από την μάζα της γέφυρας λαμβάνεται υπόψη πρόσθετη μάζα που αντιστοιχεί στο 20% του ομοιόμορφου φορτίου κυκλοφορίας. Η επαλληλία

των επιπονήσεων και των μετακινήσεων των ιδιομορφών γίνεται με εφαρμογή της μεθόδου πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC).

Με βάση την δυναμική σεισμική ανάλυση γίνεται ο προσδιορισμός του σπλισμού των στοιχείων της γέφυρας και ο προσδιορισμός αρμών και εφεδράνων. Για την σεισμική ανάλυση ακροβάθρου χρησιμοποιούνται οι αντιδράσεις της ανωδομής που αντιστοιχούν στον σεισμικό συνδυασμό καθώς και η αδράνεια των αντίστοιχων στοιχείων του ακροβάθρου. Ομοίως πραγματοποιείται και η σεισμική ανάλυση της θεμελίωσης των μεσοβάθρων. Για την σεισμική ανάλυση χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SOFISTIK.

3.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Κατά την ανάλυση του τεχνικού, εφαρμόζεται συνδυασμοί φορτίσεων, όπως αυτοί ορίζονται στα DIN-FB 100, DIN-FB 101, DIN-FB 102 και στις Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104.

Οι Συνδυασμοί Φορτίσεων παρατίθενται παρακάτω για:

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Οριακή Κατάσταση Λειτουργίας

3.6.3.1 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (Θεμελιώδεις συνδυασμοί – Εκτός σεισμού)

Λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων από τους ακόλουθους

όπου:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j} \times G_{k_j} + \gamma_P \times P_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q1} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k_i}$$

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ: υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_k : είναι μία μόνιμη δράση

P: είναι η δράση προέντασης

Q_{k1} : είναι η κύρια μεταβλητή δράση

Q_{ki} : είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση.

3.6.3.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σεισμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + \gamma_1 \times A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k_i}$$

είναι η σεισμική δράση

Οι συντελεστές $\Psi_{i,j}$ λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.3 Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας – Τυχηματικές δράσεις σχεδιασμού

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j} \times G_{k_j} + \gamma_{PA} \times P_k + A_d + \Psi_{1,1} \times Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k_i}$$

είναι η τυχηματική δράση

3.6.3.4 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Σπάνιος συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k_i}$$

3.6.3.5 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Συχνός συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + A_d + \Psi_{1,1} \times Q_{k_1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k_i}$$

3.6.3.6 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Οιονεί - Μόνιμος συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{k_j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k_i}$$

3.7 ΈΛΕΓΧΟΙ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

3.7.1 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.2 για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει την τιμή $0.45f_{ck}$ επιτρέποντας έτσι παραδοχή γραμμικού ερπυσμού. Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει το $0.60f_{ck}$.

3.7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης

Πραγματοποιείται έλεγχος ρηγμάτωσης σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.0.3 πίνακας 4.118, με τα παρακάτω όρια ανάλογα με την κατηγορία απαίτησης κάθε στοιχείου:

- Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας απαίτησης E: εύρος ρωγμής 0.3mm υπό τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων.
- Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας απαίτησης D: εύρος ρωγμής 0.2mm υπό τον συχνό συνδυασμό δράσεων.

3.7.3 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.3 υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η εφελκυστική τάση στον χαλαρό οπλισμό δεν υπερβαίνει την τιμή $0.8f_{yk} = 400\text{MPa}$.

3.8 ΈΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

3.8.1 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.3 υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η εφελκυστική τάση στον χαλαρό οπλισμό δεν υπερβαίνει την τιμή $0.8f_{yk} = 400\text{MPa}$.

3.8.2 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα προέντασης

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.4, ελέγχεται ότι, υπό τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων και για την μέση τιμή της προέντασης, η εφελκυστική τάση στον χάλυβα προέντασης δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.6 f_{pk}$.

3.8.3 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.2 για τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει την τιμή $0.45f_{ck}$ επιτρέποντας έτσι παραδοχή γραμμικού ερπυσμού. Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει το $0.60f_{ck}$.

3.8.4 Έλεγχος απόθλιψης σκυροδέματος

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.2.1, για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων, ελέγχεται η απόθλιψη σκυροδέματος στην προσκείμενη προς τον τένοντα, ακραία ίνα της διατομής.

3.8.5 Έλεγχος ρηγμάτωσης

Έλεγχος ρηγμάτωσης για προεντεταμένο σκυρόδεμα κατηγορίας απαίτησης C: εύρος ρωγμής 0.2mm υπό τον συχνό συνδυασμό δράσεων και έλεγχος απόθλιψης υπό τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων.

3.8.6 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση αστοχίας σπλισμένου σκυροδέματος

Πραγματοποιούνται έλεγχοι οριακής κατάστασης αστοχίας σε αξονική, καμπτική και διατμητική καταπόνηση σύμφωνα με το DIN-FB 102.

3.9 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΒΑΘΡΩΝ

3.9.1 Προσομοίωμα

Ο φορέας ανωδομής προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία δοκού. Σε κάθε στοιχείο δοκού λαμβάνονται οι ιδιότητες της αντίστοιχης διατομής. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα προσομοιώνονται με κατάλληλα ελατήρια. Τα στοιχεία κάθε επιμέρους τμήματος του φορέα ομαδοποιούνται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.2: Ενότητες στοιχείων φορέα (groups).

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	GROUP
ΦΟΡΕΑΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	11 έως 15
ΚΟΡΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	1 έως 6
ΚΕΦΑΛΗ	53 έως 56
ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΑ	21 έως 26 31 έως 36
	41 έως 46



Σχήμα 3.2: Προσομοίωμα φορέα ανωδομής.

3.9.2 Βασικές φορτίσεις

Όλες οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί τους καθορίζονται από τα DIN-FB 100, DIN-FB 101 και DIN-FB 102 για τους στατικούς συνδυασμούς και από τις Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104 για τους συνδυασμούς με σεισμό.

3.9.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα, G_0

Υπολογίζεται εσωτερικά από το πρόγραμμα ανάλυσης με βάση τις διατομές των μελών, που έχουν περιγραφεί και το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος $\gamma_B = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

3.9.2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία, G_1

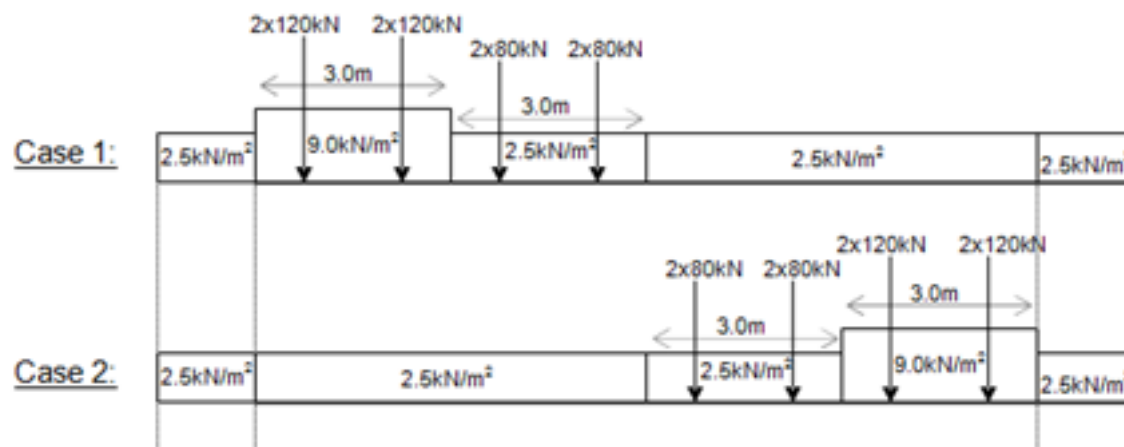
Ως πρόσθετα μόνιμα φορτία λαμβάνονται τα φορτία καταστρώματος και πιο συγκεκριμένα οι ασφαλτικές στρώσεις ελάχιστου πάχους 14cm, το σκυρόδεμα ρύσεων ή διαμόρφωσης επικλίσεων εφόσον υπάρχει, το φορτίο των πεζοδρομίων και το φορτίο των στηθαίων ασφαλείας.

3.9.2.3 Κινητά Φορτία, L

Οι ονομαστικές λωρίδες κυκλοφορίας καθορίζονται με βάση τον Πίνακα 4.1 §4.2.3. του DIN-FB 101. Ως συμβατικό πλάτος οδοστρώματος w μέσα στο οποίο τοποθετούνται οι λωρίδες κυκλοφορίας λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο η απόσταση μεταξύ των συστημάτων συγκράτησης των οχημάτων. Για συμβατικό

πλάτος οδοστρώματος $w > 6.0\text{m}$ τοποθετούνται $n_1 = \text{int}(w/3)$ λωρίδες κυκλοφορίας με πλάτος ονομαστικής λωρίδας 3.0m και πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας $w - n_1 \times 3.0\text{m}$.

Οι τιμές των φορτίων των πρότυπων φορτίσεων κινητών λαμβάνονται σύμφωνα με το DIN-FB 101. Εξετάζονται δύο περιπτώσεις σχετικά με την θέση των λωρίδων κυκλοφορίας κατά πλάτος της γέφυρας όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Εξεταζόμενες θέσεις κατά πλάτος της γέφυρας.

Οι περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα μέσω δυσμενούς φόρτισης των γραμμών επιρροής των μελών του φορέα τόσο στην διαμήκη όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση (κατά αντιστοιχία με τις επιφάνειες επιρροής επιφανειακών φορέων). Στις φορτίσεις αυτές έχει ληφθεί υπόψη και η επιρροή του φορτίου τροχοπέδησης.

3.9.2.4 Προένταση, P

Η φόρτιση της προέντασης επιλύεται επιπλέον στο τελικό σύστημα λαμβάνοντας υπόψη την κατάλληλη διατομή του φορέα (πριν την τσιμεντένεση). Οι άμεσες και οι χρόνιες απώλειες προέντασης στη θέση x υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$T_x = T_0 e^{-\mu\alpha - \mu\beta x}$$

Όπου T_0 η προένταση στη θέση εφαρμογής της, α η διαφορά της κλίσης του καλωδίου στη θέση x ως προς τη κλίση του καλωδίου στη θέση εφαρμογής της, μ ο συντελεστής τριβής και β ο συντελεστής αθέλητης κλίσης.

3.9.2.5 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας $[\Delta T_N]$

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.3 και τις «Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachberichte στην Ελλάδα», για τύπο καταστρώματος 3 (σκυρόδεμα), και $T_{max}=+45^{\circ}\text{C}$ είναι $T_{e,max} = T_{max}=+45.0^{\circ}\text{C}$. Για $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ προκύπτει τιμή ομοιόμορφης αύξησης θερμοκρασίας $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = +30.0^{\circ}\text{C}$

3.9.2.6 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας [ΔT_N]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.3 και τις «Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachberichte στην Ελλάδα», για τύπο καταστρώματος 3 (σκυρόδεμα), και $T_{min}=-15^{\circ}\text{C}$ είναι $T_{e,min} = T_{min} + 7^{\circ}\text{C} = -8.0^{\circ}\text{C}$ Για $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ προ-κύπτει τιμή ομοιόμορφης μείωσης θερμοκρασίας $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$

3.9.2.7 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – άνω παρειά θερμότερη της κάτω [ΔT_M]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.4 για τύπο καταστρώματος κιβωτιοειδούς διατομής από σκυρόδεμα: Άνω παρειά θερμότερη της κάτω κατά $\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C}$

6.2.8 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – κάτω παρειά θερμότερη της άνω [ΔT_M]. Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.4 για τύπο καταστρώματος κιβωτιοειδούς διατομής από σκυρόδεμα: Κάτω παρειά θερμότερη της άνω κατά $\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C}$

3.9.2.9 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς (ΔT_N)

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.3.3(4) η τιμή της $\Delta T_{N,exp}$ προσαυξάνεται κατά 20°C . Η φόρτιση αυτή εισάγεται για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων στην θέση των αρμών συστολοδιαστολής και των εφεδράνων.

3.9.2.10 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς, (ΔT_N)

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.3.3(4) η τιμή της $\Delta T_{N,con}$ προσαυξάνεται κατά 20°C . Η φόρτιση αυτή εισάγεται για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων στην θέση των αρμών συστολοδιαστολής και των εφεδράνων.

3.9.2.11 Συνδυασμός ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας και διαφοράς θερμοκρασίας [T].

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ V §6.3.1.5(1) εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας ΔT_N και διαφοράς ΔT_M

$$\Delta T_N + 0.75 \Delta T_M$$
$$0.35 \Delta T_N + \Delta T_M$$

3.9.2.12 Διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων [PS]

Λαμβάνεται κατακόρυφη βύθιση 20mm στην θέση στήριξης στο ακρόβαθρο και στην βάση κάθε μεσοβάθρου. Λαμβάνεται υπόψη υποχώρηση οποιασδήποτε στήριξης εάν αυτή δίνει δυσμενή αποτελέσματα.

3.9.2.13 Φορτία από άνεμο [W]

Οι τιμές της ανεμοπίεσης υπολογίζονται σύμφωνα με το DIN-FB 101 παράρτημα N και τις Οδηγίες Για Την Εφαρμογή Των Κανονισμών Din-Fachberichte. Στην Ελλάδα λαμβάνεται βασική τιμή ταχύτητας ανέμου 33m/s και κατηγορία εδάφους 0 (παραθαλάσσια ζώνη).

3.9.2.14 Τροχοπέδηση [BR]

Λαμβάνεται φορτίο τροχοπέδησης σύμφωνα με DIN-FB 101, κεφ. IV §4.4.1.

$$Q_{lk} = 0,6a_{ql} \cdot (2Q_{lk}) \div 0,10a_{ql} \cdot q_{lk} \cdot w_l \cdot L \text{ και } 360a_{ql} \leq Q_{lk} \leq 900\text{kN}$$

Σημειώνεται ότι το φορτίο τροχοπέδησης έχει ενσωματωθεί στον υπολογισμό των φορτίσεων από κινητό φορτίο.

3.9.2.15 Ερπυσμός και συστολή ξήρανσης [CS]

Λαμβάνεται η επίδραση της συστολής ξήρανσης και του ερπυσμού έως χρόνο άπειρο. Ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης υπολογίζονται αναλυτικά ως συνάρτηση του χρόνου σύμφωνα με το DIN-FB 102 για κάθε στοιχείο της κατασκευής με βάση το ενεργό πάχος του ($d_{\text{eff}}=2A/u$, όπου A το εμβαδόν της διατομής και u το ανάπτυγμα της εκτεθειμένης επιφάνειας σε ξήρανση). Για τον υπολογισμό του ερπυστικού συντελεστή λαμβάνονται ακόμα υπόψη η μέση σχετική ατμοσφαιρική υγρασία (R=70%), η ενεργός ηλικία του σκυροδέματος κατά την επιβολή της τάσης t_0 , και η μέση θερμοκρασία $T=200^\circ\text{C}$. Σημειώνεται ότι στην φόρτιση του ερπυσμού και συστολής ξήρανσης περιλαμβάνονται οι χρόνιες απώλειες της προέντασης λόγω των παραπάνω φαινομένων καθώς και λόγω της χαλάρωσης του χάλυβα προέντασης.

911~912, 921~922, 931~932	Έλεγχοι καταστρώματος σε κατάσταση λειτουργίας - οιονεί μόνιμος συνδυασμός - συχνός συνδυασμός - χαρακτηριστικός συνδυασμός
8701~8714	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας
8301~8314	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός
8401~8414	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – συχνός συνδυασμός
8501~8514	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – μόνιμος συνδυασμός
3000~3098	Ιδιομορφές φορέα (ανάλυση άνω ορίου)
3101~3108	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Χ
3201~3208	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Υ
3301~3308	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Ζ
3500~3598	Ιδιομορφές φορέα (ανάλυση κάτω ορίου)
3151~3158	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Χ
3251~3258	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Υ
3351~3358	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Ζ

9001~9012	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση φορέα (άνω ορίου – σεισμός σχεδιασμού $q=1.0$)
9101~9112	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση βάθρων (άνω ορίου – σεισμός σχεδιασμού $q=1.5$)
9121~9122	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση μετακινήσεων εφεδράνων (κάτω ορίου)
9131~9132	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση
9141~9142	δυνάμεων εφεδράνων (άνω ορίου)

3.9.5 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τις παραγράφους 3.6.1 έως 3.8.6 του παρόντος.

3.10. ΑΝΑΛΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ

3.10.1 Προσομοίωμα

Ο κεφαλόδεσμος της θεμελίωσης των μεσόβαθρων προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους ενώ οι πάσσαλοι με γραμμικά στοιχεία δοκού. Τα στοιχεία κάθε επιμέρους τμήματος της θεμελίωσης ομαδοποιούνται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3.4). Η γεωμετρία του προσομοιώματος της θεμελίωσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.4.

Πίνακας 3.4: Ενότητες στοιχείων θεμελίωσης μεσοβάθρου (groups).

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	GROUP
ΕΛΑΤΗΡΙΑ ΑΙΧΜΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ	0
ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΣ	1
ΑΚΑΜΠΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ	2
ΠΑΣΣΑΛΟΙ	3



Σχήμα 3.4: Προσομοίωμα θεμελίωσης μεσοβάθρου.

3.10.2 Βασικές φορτίσεις

3.10.2.1 Ίδιο βάρος (LC 1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος του κεφαλόδεσμου.

3.10.2.2 Ίδιο βάρος επίχωσης (LC 1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος της επίχωσης επάνω στον κεφαλόδεσμο.

3.10.2.3 Αδρανειακή δύναμη κεφαλόδεσμου (LCs 11, 12 και 13)

Λαμβάνεται αδρανειακή δύναμη του κεφαλόδεσμου στις διευθύνσεις X, Y και Z.

Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $a = (Rd(t))/g = 0.24$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ίσες με την μάζα του φορέα / χώματος πολλαπλασιασμένη επί τον σεισμικό συντελεστή a .

3.10.2.4 Αδρανειακή δύναμη επίχωσης (LCs 21, 22 και 23)

Λαμβάνεται αδρανειακή δύναμη της επίχωσης του κεφαλόδεσμου στις διευθύνσεις X, Y και Z.

Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους

$$a = \frac{Rd(t)}{g} = 0.24$$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ίσες με την μάζα του φορέα / χώματος πολλαπλασιασμένη επί τον σεισμικό συντελεστή α .

3.10.2.5 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 101~112)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας.

3.10.2.6 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 401~412)

Λαμβάνονται φόρτιση από την συνισταμένη των εφεδράνων που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας –οιονεί μόνιμος συνδυασμός.

3.10.2.7 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 201~212)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

3.10.2.8 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.0$ (LC 301~312)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής (ικανοτικά μεγέθη $q=1.0$).

3.10.2.9 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.5$ (LC 501~512)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής (σεισμικός συνδυασμός με $q=1.5$).

3.10.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Από την ανάλυση του φορέα στο τελικό σύστημα με την κατάλληλη διατομή προκύπτουν οι εξής περιβάλλουσες φορτίσεων για την διαστασιολόγηση των στοιχείων:

Πίνακας 3.5: Συνδυασμοί φορτίσεων θεμελίωσης μεσοβάθρου.

Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
1201~1212 1101~1116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – οιονείμόνιμος συνδυασμός
2201~2212 2101~2116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας
3201~3212 3101~3116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας – Σεισμικός συνδυασμός (σεισμός σχεδιασμού με $q=1.0$).
4001~4002	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός
4201~4212	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας –
4101~4116	Σεισμικός συνδυασμός (σεισμός σχεδιασμού με $q=1.5$).

Στις παραπάνω φορτίσεις οι 1201 έως 1212 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών στοιχείων δοκού. Οι 1101 έως 1116 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών επιφανειακών στοιχείων κελύφους.

3.10.4 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τις παραγράφους 3.6.1 έως 3.8.6 του παρόντος.

3.11 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ

3.11.1 Προσομοίωμα

Ο κορμός του ακροβάθρου προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους ενώ οι πάσσαλοι με γραμμικά στοιχεία δοκού. Τα στοιχεία κάθε επιμέρους τμήματος του ακροβάθρου ομαδοποιούνται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3.6). Η γεωμετρία του προσομοιώματος των ακροβάθρων παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.5.

Πίνακας 3.6: Ενότητες στοιχείων ακροβάθρου (groups).

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	GROUP
ΕΛΑΤΗΡΙΑ ΑΙΧΜΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ	0
ΘΩΡΑΚΙΟ	1
ΚΟΡΜΟΣ, ΠΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	2,3
ΑΡΙΣΤΕΡΟΣ/ ΔΕΞΙΑ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΟΣ	4,5
ΑΡΙΣΤΕΡΟΣ / ΔΕΞΙΑ ΤΟΙΧΟΣ	6,7
ΠΑΣΣΑΛΟΙ	9
ΒΟΗΘΗΤΙΚΑ ΑΚΑΜΠΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	8,101,102,103



Σχήμα 3.5: Προσομοίωμα ακροβάθρου.

3.11.2 Βασικές φορτίσεις

3.11.2.1 Ίδιο βάρος ακροβάθρου (LC 1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος του ακροβάθρου των πεζοδρομίων και της πλάκας πρόσβασης που εδράζεται στο θωράκιο.

3.11.2.2 Ίδιο βάρος γαιών (LC 2)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος γαιών πάνω στον κεφαλόδεσμο

3.11.2.3 Οριζόντιες ωθήσεις (LC 5 ~ LC 8)

Λαμβάνονται οριζόντιες ωθήσεις ηρεμίας στον κορμό του βάθρου και τους πτερυγότοιχους.

3.11.2.4 Κινητό στο επίχωμα (LC 41 ~ LC 53)

Λαμβάνεται πρόσθετη ώθηση στο ακρόβαθρο λόγω θεώρησης κινητού φορτίου στο επίχωμα, για τρεις (3) θέσεις του κινητού κατά πλάτος.

Για $\theta = 60^\circ$ και μήκος κατανομής $b_x = 5.00$ m, πλάτος κατανομής $b_y = 2 \times 3.00 = 6.00$ m

$$\rho_{60+30} = 0.8 \times (600 + 400) / (5.00 \times 6.00) = 26.67 \text{ kN/m}^2 \quad z_0 = 5.00 \times \tan 60^\circ = 8.65 \text{ m}$$

(βάθος επιρροής φορτίου) $k_0 = 0.500$

Σε βάθος $z = 0.0$ m το φορτίο που ασκείται στο ακρόβαθρο είναι $\rho_0 = k_0 \times \rho = 13.34$ kN/m²

Σε βάθος $z = 8.65$ m το φορτίο που ασκείται στο ακρόβαθρο είναι $\rho_z = k_0 \times \rho \times (1 - z/z_0) \Rightarrow \rho_z = 0.00$ kN/m²

3.11.2.5 Όχημα στο θωράκιο (LC 61 ~ LC 63)

Λαμβάνεται φόρτιση από κινητά φορτία στο θωράκιο τρεις (3) θέσεις του κινητού κατά πλάτος.

Γίνεται θεώρηση ενός άξονα της πρότυπης φόρτισης ανά λωρίδα κυκλοφορίας (κύρια και δευτερεύουσα). Εφαρμόζεται επίσης σε όλο το πλάτος στέψης του θωρακίου το ομοιόμορφο φορτίο της κύριας λωρίδας 9.0 kN/m² καθώς και το φορτίο 2.5 kN/m² στο υπόλοιπο πλάτος του ακροβάθρου. Λαμβάνεται επίσης οριζόντιο φορτίο 0.6x0.8x300 στην κύρια λωρίδα.

3.11.2.6 Πρόσκρουση στο στηθαίο ασφαλείας (LCs 81,91)

Λαμβάνεται φορτία πρόσκρουσης στο στηθαίο ασφαλείας το οποίο αγκυρώνεται στο πεζοδρόμιο των πτερυγότοιχων. Θεωρείται εγκάρσιο φορτίο 200kN το οποίο εφαρμόζονται σε ύψος 1.0m από την βάση του στηθαίου.

3.11.2.7 Αδρανειακή για διεύθυνση X (LC 101,102)

Λαμβάνεται αδρανειακή δύναμη στην διεύθυνση Χ για τον φορέα και το χώμα πάνω στον κεφαλόδεσμο.

Ανοιγμένος σεισμικός συντελεστής: _____

$$a = \frac{Rd(t)}{g} = 0.24$$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ίσες με την μάζα του φορέα / χώματος πολλαπλασιασμένη επί τον σεισμικό συντελεστή α .

3.11.2.8 Πρόσθετες ωθήσεις για διεύθυνση Χ (LC 105,106)

Λαμβάνονται πρόσθετες ωθήσεις σεισμού στην διεύθυνση Χ τύπου Mononobe-Okabe. Η συνολική ώθηση λόγω σεισμού κατά Mononobe-Okabe είναι:

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

Όπου για ενεργητικές καταστάσεις είναι:

$$K = \frac{\sin^2(\Psi - \varphi_d - \theta)}{\cos\theta \times \sin^2\Psi \times \sin(\Psi - \varphi_d - \delta_d) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_d + \delta_d) \times \sin(\varphi_d - \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \theta - \delta_d) \times \sin(\Psi + \beta)}} \right]^2}$$

και για παθητικές καταστάσεις είναι:

$$K = \frac{\sin^2(\Psi + \varphi_d - \theta)}{\cos\theta \times \sin^2\Psi \times \sin(\Psi + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_d) \times \sin(\varphi_d + \beta - \theta)}{\sin(\Psi + \beta) \times \sin(\Psi + \theta)}} \right]^2}$$

Στις άνω σχέσεις εφαρμόζονται οι ακόλουθες τιμές:

$$\psi = 90^\circ, \beta = 0, \varphi'_d = \tan^{-1}(\tan\phi/\gamma_\phi), \delta = 0, \delta_0 = \tan^{-1}(\tan\delta/\gamma_\phi) = 0, \gamma_\phi = 1.00$$

$$\text{Και } k_h = \alpha g \cdot S, k_n = \pm 0.5 \cdot k_h$$

3.11.2.9 Αδρανειακή για διεύθυνση Υ (LCs 111, 112)

Λαμβάνεται αδρανειακή δύναμη στην διεύθυνση Υ για τον φορέα και το χώμα πάνω στον κεφαλόδεσμο.

Ανοιγμένος σεισμικός συντελεστής: _____

$$a = \frac{Rd(t)}{g} = 0.24$$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

3.11.2.10 Πρόσθετες ωθήσεις για διεύθυνση Y (LCs 117, 118, 127, 128)

Λαμβάνονται πρόσθετες ωθήσεις σεισμού στην διεύθυνση Y τύπου Mononobe-Okabe. Η συνολική ώθηση λόγω σεισμού κατά Mononobe-Okabe είναι:

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

Όπου για ενεργητικές καταστάσεις είναι:

$$K = \frac{\sin^2(\Psi - \varphi_d - \theta)}{\cos\theta \times \sin^2\Psi \times \sin(\Psi - \varphi_d - \delta_d) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_d + \delta_d) \times \sin(\varphi_d - \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \theta - \delta_d) \times \sin(\Psi + \beta)}} \right]^2}$$

και για παθητικές καταστάσεις είναι:

$$K = \frac{\sin^2(\Psi + \varphi_d - \theta)}{\cos\theta \times \sin^2\Psi \times \sin(\Psi + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_d) \times \sin(\varphi_d + \beta - \theta)}{\sin(\Psi + \beta) \times \sin(\Psi + \theta)}} \right]^2}$$

3.11.2.11 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 201~212)

Λαμβάνονται φόρτιση από την συνισταμένη των εφεδράνων που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός.

3.11.2.12 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 301~312)

Λαμβάνονται φόρτιση από την συνισταμένη των εφεδράνων που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός.

3.11.2.13 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 401~412)

Λαμβάνονται φόρτιση από την συνισταμένη των εφεδράνων που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

3.11.2.14 Φορτία από ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό (LC 501~512)

Λαμβάνονται φόρτιση από την συνισταμένη των εφεδράνων που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής.

3.11.3 Υπολογιζόμενες φορτίσεις

Από την ανάλυση του φορέα στο τελικό σύστημα προκύπτουν οι εξής περιβάλλουσες φορτίσεων για την διαστασιολόγηση των στοιχείων:

Πίνακας 3.7: Συνδυασμοί φορτίσεων ακροβάθρου.

Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
1901~1916 2901~2912	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κα-τάστασης λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός
1101~1116 2101~2112 3101~3102	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κα-τάστασης λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός
1301~1316 2301~2312	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας
1501~1516 2501~2512 3501~3502	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας - Σεισμικός συνδυασμός (σεισμός σχεδιασμού).
1401~1416 2401~2412	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας – Τυχηματικός συνδυασμός.

Στις παραπάνω φορτίσεις οι 2101 έως 2112 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών στοιχείων δοκού. Οι 1101 έως 1116 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών επιφανειακών στοιχείων κελύφους. Οι 3101 έως 3102 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών ελατηρίων αιχμής πασσάλων.

3.11.4 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με όσα αναφέρονται στις παραγράφους 3.6.1 έως 3.8.6 του παρόντος.

3.12 ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Για την αποχέτευση του καταστρώματος βλέπε σχετική υδραυλική μελέτη.

3.13 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ

3.13.1ΧΩΜΑΤΟΥΡΓΙΚΑ

Γενικές εκσκαφές απο στάθμη φυσικού εδάφους

	εμβαδόν διατομής * πλάτος	όγκος
ακρόβαθρο Α1.	$26.41*20.21*3.29+(6.85*21.89)$	1906
μεσόβαθρο Μ1.	$25.56*21.97*2.44+(6.85*22.82)$	1527
μεσόβαθρο Μ2.	$25.54*21.93*2.42+(6.85*22.82)$	1512
μεσόβαθρο Μ3.	$25.52*21.93*2.4+(6.85*22.82)$	1499
μεσόβαθρο Μ4.	$25.56*21.94*2.44+(6.85*22.82)$	1525
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΕΚΣΚΑΦΩΝ:		7968 m³

Επανεπίχωση

	εμβαδόν διατομής * πλάτος	όγκος(m ³)
ακρόβαθρο Α1.	$26.41*20.21*3.29+(6.85*21.89)$	719
μεσόβαθρο Μ1.	$25.56*21.97*2.44+(6.85*22.82)$	1098
μεσόβαθρο Μ2.	$5.54*21.93*2.42+(6.85*22.82)$	1086
μεσόβαθρο Μ3.	$25.52*21.93*2.4+(6.85*22.82)$	1073
μεσόβαθρο Μ4.	$25.56*21.94*2.44+(6.85*22.82)$	1099
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ:		5074 m³

Μεταβατική επίχωση

	επιφάνεια	πλάτος	όγκος (m ³)
Μεταβατικό επίχωμα ακρόβαθρο Α1.	10.2	12.00	122
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ:			122 m³

Φρεατοπάσσαλος Φ1.20

	πληθος	διάμετρος	μήκος	συνολ. όγκος (m ³)	συνολικό μήκος(m)
ακρόβαθρο Α1.	12	1.2	36.0	488.6	432.0
μεσόβαθρο Μ1.	12	1.2	36.7	498.1	440.4
μεσόβαθρο Μ2.	12	1.2	36.2	491.3	434.4
μεσόβαθρο Μ3.	12	1.2	36.2	491.3	434.4
μεσόβαθρο Μ4.	12	1.2	36.2	491.3	434.4
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΟΓΚΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:				2460.5 m³	
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:					2175.6 m³

Χαλικοπάσσαλος Φ1.00

	πληθος	διάμετρος	μήκος	συνολ. όγκος(m ³)	συνολικό μήκος(m)
ακρόβαθρο Α1.	75	1.0	8.0	471.2	600
μεσόβαθρο Μ1.	74	1.0	12.0	697.4	888
μεσόβαθρο Μ2.	74	1.0	12.0	697.4	888
μεσόβαθρο Μ3.	75	1.0	11.0	648.0	825
μεσόβαθρο Μ4.	78	1.0	11.0	673.9	858
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΟΓΚΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:				3187.9 m³	
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:					4059m

Στρώση αμμοχάλικου με ιδιότητες στραγγιστηρίου

	πλάτος	μήκος	πάχος	όγκος (m ³)
ακρόβαθρο Α1.	21.9	22.8	0.3	149.7
μεσόβαθρο Μ1.	19.2	22.8	0.3	131.3
μεσόβαθρο Μ2.	19.2	22.8	0.3	131.3
μεσόβαθρο Μ3.	19.2	22.8	0.3	131.3
μεσόβαθρο Μ4.	19.2	22.8	0.3	131.3
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟΥ ΜΕ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΟΥ				675 m³

Γεώφασμα διαχωρισμού υλικών

	πλάτος	μήκος	επιφάνει
ακρόβαθρο Α1.	16.6	22	364.1
μεσόβαθρο Μ1.	19.5	23.1	451.3
μεσόβαθρο Μ2.	19.5	23.1	451.3
μεσόβαθρο Μ3.	19.5	23.1	451.3
μεσόβαθρο Μ4.	19.5	23.1	451.3
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ ΥΛΙΚΩΝ:			2169.3 m²

3.13.2 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΑ

Σκυρόδεμα C12/15 άοπλο, εξομαλυντικών στρώσεων

		επιφάνεια(m ²)	πάχος	όγκος (m ³)
στρώση καθαριότητας ακρόβαθρο Α1.		136	0.1	13.6
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο Μ1.		136	0.1	13.6
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο Μ2.		136	0.1	13.6
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο Μ3.		136	0.1	13.6
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο Μ4.		136	0.1	13.6
		επιφάνεια(m ²)	πλάτος	
πλήρωση με άοπλο σκυρόδεμα ακρόβαθρο Α1.		7.5	13.2	99
στρώσεις καθαριότητας:	μήκος	πλάτος	πάχος	
πλακες πρόσβασης ακροβάθρου Α1.	12	3.5	0.1	4.2
Σκυρόδεμα διαμόρφωσης ρύσεων φορέα ανωδομής				0
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:				171.2 m³

Σκυρόδεμα C20/25 οπλισμένο

	μήκος	πλάτος	πάχος	όγκος
κεφαλόδεσμος ακροβάθρου Α1.	9.6	13.2	2	253.4
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου Μ1.	9.6	13.2	2	253.4
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου Μ2.	9.6	13.2	2	253.4
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου Μ3.	9.6	13.2	2	253.4
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου Μ4.	9.6	13.2	2	253.4
πλάκα πρόσβασης ακροβάθρου Α1.	12	3.50	0.25	10.5
	όγκος		όγκος	
κορμός-θωράκιο ακροβάθρου Α1.	8.6*13.2			
πτερυγότοιχοι ακροβάθρου Α1.	19.25*0.6+22.32*0.6			
πλευρικοί τοίχοι ακροβάθρου Α1.	5.57*0.3+9.6*0.3			
Σύνολο ακροβάθρου Α1.			143	
ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΕΡΙΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΣΤΟ ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΤΩΝ ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΩΝ				
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ				1420.7 m³

Σκυρόδεμα C30/37 οπλισμένο

	ύψος (m)	εμβαδον διατομής (m ²)	όγκος(m ³)
κορμός μεσόβαθρου Μ1.	2.75	1.75	48.1
κορμός μεσόβαθρου Μ2.	2.55	8.66	22.1
κορμός μεσόβαθρου Μ3.	4.5	8.66	39.0
κορμός μεσόβαθρου Μ4.	5.9	8.66	51.1.
	μήκος (m)	εμβαδον εγκάρσιας τομής	
κεφαλή μεσοβάθρου Μ1.	0	0	0
κεφαλή μεσοβάθρου Μ2.	2.5	13	32.5
κεφαλή μεσοβάθρου Μ3.	2.5	13	32.5
κεφαλή μεσοβάθρου Μ4.	2.5	13	32.5
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:			257.8(m³)

Σκυρόδεμα C35/45 οπλισμένο

	συν. επιφάνεια m ²	μήκος (m)	όγκος
--	-------------------------------	-----------	-------

αριστερό πεζοδρόμιο φορέα	0.5	158.5	79.3
δεξί πεζοδρόμιο φορέα	0.7	156.5	109.6
αριστερό πεζοδρόμιο ακρόβαθρο Α1.	0.8	6.05	4.8
δεξί πεζοδρόμιο ακρόβαθρο Α1.	1.2	6.05	7.3
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:			200.9 m³

Σκυρόδεμα C40/50 προεντεταμένο

	όγκος(m³)
Φορέας Καταστρώματος	1894
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ: 1894 m³	

3.13.3 ΣΙΔΗΡΟΠΛΙΣΜΟΙ

Σιδηρός σπλισμός (BSt 500s)

	όγκος	βάρος(kg)	ποσότητα σπλισμού
Πάσσαλοι Α1.	488.6	67805.2	138.8
Πάσσαλοι Μ1.	498.1	68316.5	137.2
Πάσσαλοι Μ2.	491.3	67828.5	138.1
Πάσσαλοι Μ3.	491.3	67828.5	138.1
Πάσσαλοι Μ4.	491.3	67828.5	138.1
Κεφαλόδεσμος Μ1.	253.4	35229.7	139.0
Κεφαλόδεσμος Μ2.	253.4	36003.7	142.1
Κεφαλόδεσμος Μ3.	253.4	37007.9	146.0
Κεφαλόδεσμος Μ4.	253.4	37007.9	146.0
Ακρόβαθρο Α1.	419.1	54038.2	129.0
Μεσόβαθρο Μ1.	48.1	3222.6	67.0
Μεσόβαθρο Μ2.	54.6	9348.3	171.3
Μεσόβαθρο Μ3.	71.5	11706.6	163.8
Μεσόβαθρο Μ4.	83.6	12866.4	153.9
σύνολο υποδομής	4151.1	576038.4	138.8
φορέας ανωδομής - 1η φάση		27795.3	
φορέας ανωδομής - 2η φάση		28157.9	

φορέας ανωδομής - 3η φάση		29317.0	
φορέας ανωδομής - 4η φάση		30194.6	
φορέας ανωδομής - 5η φάση		16420.7	
φορέας ανωδομής - κατά πλάτος τομές		292412.6	
σύνολο φορέα ανωδομής	2082.8	424298	203.7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ :		1000336 kg	

3.13.4 ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

Σκληρός χάλυβας προέντασης 1600/1860

	επιφάνεια κλώνου	αριθμός κλώνων	συνολικό μήκος τενόντων (m)	βάρος(kg)
τένοντες 27T15	150	27	1891.8	60145
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ :				60145 kg

3.13.5 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΑ

Επιφανειακό τελείωμα τύπου Γ

	επιφάνεια(m ²)	
κατάστρωμα (κάτω εμφανής επιφ.)	$16.9 \cdot 156.8 =$	2649.9
πεζοδρόμιο αριστερά	$2.08 \cdot 162.7 =$	338.4
πεζοδρόμιο δεξιά	$2.77 \cdot 164.7 =$	456.2
Μεσόβαθρο Μ1.	$1.3 \cdot 13.2 + 15.3 + 17.95 + 2.15 \cdot 0.3 + 2.7 \cdot 0.3 =$	51.9
Μεσόβαθρο Μ1.	$19 \cdot 2.4 =$	45.6
Μεσόβαθρο Μ2.	$13 \cdot 2 + 1 \cdot 2.5 \cdot 2 + 1.41 \cdot 2.5 \cdot 2 + (5 \cdot 2.5 - 8.66) + 10.85 \cdot 2.23 =$	66.1
Μεσόβαθρο Μ3.	$13 \cdot 2 + 1 \cdot 2.5 \cdot 2 + 1.41 \cdot 2.5 \cdot 2 + (5 \cdot 2.5 - 8.66) + 10.85 \cdot 4.19 =$	87.4
Μεσόβαθρο Μ4.	$13 \cdot 2 + 1 \cdot 2.5 \cdot 2 + 1.41 \cdot 2.5 \cdot 2 + (5 \cdot 2.5 - 8.66) + 10.85 \cdot 5.58 =$	102.4
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΟΣ ΤΥΠΟΥ Γ:		3797.9
Αντιρρυπαντική επάλειψη		3797.9 m²

3.13.6 ΜΟΝΩΣΕΙΣ

Διπλή ασφαλτική επάλειψη

	επιφάνεια(m ³)	
Ακρόβαθρο Α1.	$36.02+40.8+19.25+22.32+(5.7+6.3)*0.6+(2+3.8+0.67+2+2.2+4.81)*13.2+3.5*12=$	371.9
Μεσόβαθρο Μ1.	$(13.2+13.2+9.6+9.6)*2+(126.7-17.5)+19*0.35=$	207.1
Μεσόβαθρο Μ2.	$(13.2+13.2+9.6+9.6)*2+(126.7-8.66)+10.85*0.32=$	212.7
Μεσόβαθρο Μ3.	$(13.2+13.2+9.6+9.6)*2+(126.7-8.66)+10.85*0.31=$	212.6
Μεσόβαθρο Μ4.	$(13.2+13.2+9.6+9.6)*2+(126.7-8.66)+10.85*0.32=$	212.7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΟΣ ΤΥΠΟΥ Γ:		1217.0

Στεγάνωση με ειδικές μεμβράνες

	επιφάνεια(m ²)
επιφάνεια οδοστρώματος	1811.3
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:	1811.3 m²

Υλικό μόρφωσης αρμού τύπου Flexcell ή ανάλογο

	θέσεις	μήκος	πάχος	επιφάνεια(m ²)
πλάκες πρόσβασης ακροβάθρου Α1.	4	3.5	0.25	3.5
πλάκες πρόσβασης εγκάρσια	1	12	0.25	3
πεζοδρόμια αριστερά	21	1	0.45	9.45
πεζοδρόμια δεξιά	21	1	0.65	13.65
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:				29.6 m²

Σφράγιση οριζόντιων αρμών με PLASTIC 77 ή ανάλογο

	θέσεις	μήκος	συνολικο μήκος (m)

πλάκες πρόσβασης ακροβάθρου Α1.	4	3.5	14
πλάκες πρόσβασης εγκάρσια	1	12	12
πεζοδρόμια αριστερά	21	1.03	21.63
πεζοδρόμια δεξιά	21	1.63	34.23
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:	81.9 m		

Σφράγιση κατακόρυφων-κεκλιμένων αρμών με PLASTIJOINT ή ανάλογου

	θέσεις	μήκος	συνολικο μήκος (m)
πεζοδρόμια αριστερά	21	1.06	22.26
πεζοδρόμια δεξιά	21	1.06	22.26
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:	44.5 m		

3.13.7 ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ

Σωλήνας PVC Φ200 στραγγιστηρίων

	μήκος(m)
Ακρόβαθρο Α1.	22.5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:	22.5 m

Γεωϋφασμα στραγγιστηρίων

	μήκος(m)	Περίμετρος (m)	επιφάνεια(m ²)
	22.5	2.00	45
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΓΕΩΨΦΑΣΜΑΤΟΣ:	45 m²		

Υλικό πλήρωσης στραγγιστηρίων

	μήκος(m)	Επιφάνεια	Όγκος
	22.5	0.23	5.2
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΥΛΙΚΟΥ ΠΛΗΡΩΣΗΣ:	5.2 m³		

3.13.8ΔΙΑΦΟΡΑ

Στηθαίο ασφαλείας ΣΤΕ-9

	μήκος(m)
αριστερή οριογραμμή	162.7
δεξιά οριογραμμή	164.7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΣΤΕ-9:	327.4 m

Αρμοί διαστολής- συστολής συνολικού εύρους μετακίνησης Dk=60mm

	Dk=60mm	μήκος επι οδοστρώματος (m)	συν. ανηγμένο μήκος
ακρόβαθρο Α1. , αναγωγή σε Dk=60mm	250	11.5	47.92
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:			47.92 m

Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

επιφάνεια κάτοψης	συνολικό ύψος	πλήθος	όγκος(ι)
1.21	0354	21	8995.14
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΠΛΗΘΟΣ:			8995.14m

Ασφαλτική ισωπεδωτική στρώση πάχους 0.05m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια(m ²)
επιφάνεια οδοστρώματος	1	1811.3
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:		1811.3 m²

Ασφαλτική στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.05m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια(m ²)
επιφάνεια οδοστρώματος	1	1811.3
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:		1811.3 m²

Αντιολισθηρή στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.04m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια(m ²)
επιφάνεια οδοστρώματος	1	1811.3
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:		1811.3 m²

α/α	Κωδικός Άρθρου	Είδος εργασιών	Άρθρο αναθεώρησης	Μονάδα	Ποσότητα
		ΧΩΜΑΤΟΥΡΓΙΚΑ			
		ΕΚΣΚΑΦΕΣ			
1	ΝΑΟΔΟ Α\Α02	Εκσκαφή σε έδαφος γαιώδες - ημιβραχώδες	ΝΟΔΟ 1123.Α	m ³	7968
		ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ			
2	ΝΑΟΔΟ Α\Α20	Κατασκευή επιχωμάτων	ΝΟΔΟ 1530	m ³	5074
3	ΝΑΟΔΟ Α\Β04.2	Μεταβατικά επιχώματα τεχνικών έργων και επιχώματα ζώνης αγωγών από κοκκώδη υλικά	ΥΔΡ 6068	m ³	122
		ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΟ			
4	ΝΑΟΔΟ Α\Β26.4	Φρεατοπάσσαλος Φ1.20m	ΝΟΔΟ 2731	m	2176
		ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΙ			
5	ΝΑΟΔΟ Α\Β72	Χαλικοπάσσαλος Φ1.00m		m	4059
6		Στρώση αμμοχάλικου με ιδιότητες στραγγιστηρίου		m ³	675
7	ΝΑΟΔΟ Α\Β64.2	Γεώφασμα διαχωρισμού υλικών			m ²
		ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			2169
		ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			
8	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.2.2	Σκυρόδεμα C12/15 (B10) κοιτοστρώσεων, περιβλημάτων αγωγών, εξομαλυντικών στρώσεων κλπ	ΟΔΟ-2531	m ³	171.2
9	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.4.5	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C20/25 βάρων, πλακών πρόσβασης, τοίχων, θωρακίων, κλπ	ΝΟΔΟ 2551	m ³	1420.7
10	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.5.1	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C30/37 βάρων για το ύψος τους μέχρι 10m από το έδαφος, θωρακίων, προσκεφαλαίων, δοκών έδρασης, κεφαλόδεσμων	ΝΟΔΟ 2551	m ³	257.8
11	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.6.1	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C35/45 κορμών, μεσοβάρων, με ολισθαίνοντα ή αναριχώμενο ξυλότυπο.	ΝΟΔΟ 2565	m ³	200.9
12	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.6.2.2	Σκυρόδεμα προεντεταμένο, κατηγορίας C40/50 κιβωτιοειδών φορέων επί ικριωμάτων 7.0<H<15.0	ΝΟΔΟ 2566	m ³	1894.0
		ΟΠΛΙΣΜΟΙ			
13	ΝΑΟΔΟ Α\Β30.2	Σιδηρούς οπλισμός STIII (S400) ή ST IV (S500s) εκτός υπόγειων έργων	ΝΟΔΟ 2612	kgr	100033 6
		ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ			
14	ΝΑΟΔΟ Α\Β31.2	Σκληρός χάλυβας προέντασης 170/190	ΝΟΔΟ 2602	kgr	60145
		ΜΟΝΩΣΕΙΣ			
		ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ			
15	ΝΑΟΔΟ Α\Β36	Μόνωση με διπλή ασφαλτική επάλειψη	ΝΟΔΟ 2411	m ²	1217.0
16	ΝΑΟΔΟ Α\Β38	Στεγάνωση με ειδικές μεμβράνες	ΝΟΔΟ 2412	m ²	1811.3
17	ΝΑΟΔΟ Α\Β32	Διαμόρφωση επιφανειών σκυροδέματος τύπου Γ	ΥΔΡ 6403	m ²	3797.9
18	ΝΑΟΔΟ Α\Β35	Αντιρρυπαντική επάλειψη	ΟΙΚ 7902	m ²	3797.9

α/α	Κωδικός Άρθρου	Είδος εργασιών	Άρθρο αναθεώρησης	Μονάδα	Ποσότητα
		ΧΩΜΑΤΟΥΡΓΙΚΑ			
		ΕΚΣΚΑΦΕΣ			
1	ΝΑΟΔΟ Α\Α02	Εκσκαφή σε έδαφος γαιώδες - ημιβραχώδες	ΝΟΔΟ 1123.Α	m ³	7968
		ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ			
2	ΝΑΟΔΟ Α\Α20	Κατασκευή επιχωμάτων	ΝΟΔΟ 1530	m ³	5074
3	ΝΑΟΔΟ Α\Β04.2	Μεταβατικά επιχώματα τεχνικών έργων και επιχώματα ζώνης αγωγών από κοκκώδη υλικά	ΥΔΡ 6068	m ³	122
		ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΟ			
4	ΝΑΟΔΟ Α\Β26.4	Φρεατοπάσσαλος Φ1.20m	ΝΟΔΟ 2731	m	2176
		ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΙ			
5	ΝΑΟΔΟ Α\Β72	Χαλικοπάσσαλος Φ1.00m		m	4059
6		Στρώση αμμοχάλικου με ιδιότητες στραγγιστηρίου		m ³	675
7	ΝΑΟΔΟ Α\Β64.2	Γεώφασμα διαχωρισμού υλικών			m ²
		ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			2169
		ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			
8	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.2.2	Σκυρόδεμα C12/15 (B10) κοιτοστρώσεων, περιβλημάτων αγωγών, εξομαλυντικών στρώσεων κλπ	ΟΔΟ-2531	m ³	171.2
9	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.4.5	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C20/25 βάρων, πλακών πρόσβασης, τοίχων, θωρακίων, κλπ	ΝΟΔΟ 2551	m ³	1420.7
10	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.5.1	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C30/37 βάρων για το ύψος τους μέχρι 10m από το έδαφος, θωρακίων, προσκεφαλαίων, δοκών έδρασης, κεφαλόμεσμων	ΝΟΔΟ 2551	m ³	257.8
11	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.6.1	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C35/45 κορμών, μεσοβάρων, με ολισθαίνοντα ή αναριχώμενο ξυλότυπο.	ΝΟΔΟ 2565	m ³	200.9
12	ΝΑΟΔΟ Α\Β29.6.2.2	Σκυρόδεμα προεντεταμένο, κατηγορίας C40/50 κιβωτιοειδών φορέων επί ικριωμάτων 7.0<H<15.0	ΝΟΔΟ 2566	m ³	1894.0
		ΟΠΛΙΣΜΟΙ			
13	ΝΑΟΔΟ Α\Β30.2	Σιδηρούς οπλισμός STIII (S400) ή ST IV (S500s) εκτός υπόγειων έργων	ΝΟΔΟ 2612	kgr	1000336
		ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ			
14	ΝΑΟΔΟ Α\Β31.2	Σκληρός χάλυβας προέντασης 170/190	ΝΟΔΟ 2602	kgr	60145
		ΜΟΝΩΣΕΙΣ			
		ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ			
15	ΝΑΟΔΟ Α\Β36	Μόνωση με διπλή ασφαλτική επάλειψη	ΝΟΔΟ 2411	m ²	1217.0
16	ΝΑΟΔΟ Α\Β38	Στεγάνωση με ειδικές μεμβράνες	ΝΟΔΟ 2412	m ²	1811.3
17	ΝΑΟΔΟ Α\Β32	Διαμόρφωση επιφανειών σκυροδέματος τύπου Γ	ΥΔΡ 6403	m ²	3797.9
18	ΝΑΟΔΟ Α\Β35	Αντιρρυπαντική επάλειψη	ΟΙΚ 7902	m ²	3797.9

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ- ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

4.1 ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

4.1.1 Γενικές πληροφορίες – Γεωτρήσεις στην περιοχή των τεχνικών

Η παρούσα μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Ηλία Αλκαλάη, Πολιτικό Μηχανικό για την εταιρεία Για Εργον, τον Απρίλιο 2013 στην Αθήνα. Στην θέση που προβλέπεται να κατασκευαστεί ο ανισόπεδος κόμβος σύνδεσης του λιμένα Πάτρας με τις Παραγλαύκιες αρτηρίες, εκτελέστηκαν από την εταιρεία «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ Ε.Π.Ε» το 2007, δεκατέσσερις (14) ερευνητικές δειγματοληπτικές γεωτρήσεις με ονομασία Γ1 έως και Γ14. Η αξιολόγηση των γεωτρήσεων έγινε από την εταιρεία «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ Α.Ε» στο τεύχος ΓΕΩΤ-1, το οποίο παραδόθηκε στον Ανάδοχο από την υπηρεσία.

Στην παρούσα φάση, εκτελέστηκε ένα συμπληρωματικό πρόγραμμα έρευνας από τον Ανάδοχο του έργου των εδαφοτεχνικών πληροφοριών σε θέσεις στις οποίες δεν υπήρχαν στοιχεία από την προηγούμενη έρευνα. Το συμπληρωματικό ερευνητικό πρόγραμμα προέβλεπε την εκτέλεση οκτώ (8) νέων γεωτρήσεων, με την ονομασία ΓΝ1 έως ΓΝ8, σε διάφορες θέσεις βάθρων τεχνικών του κόμβου.

Όλες οι νέες γεωτρήσεις έφθασαν μέχρι βάθους 45m από την επιφάνεια του εδάφους. Η αναλυτική παρουσίαση των παραπάνω εργασιών έγινε στα τεύχη RPT-GEO-001 Τεύχος 1 (Οκτώβριος 2011) και Τεύχος 2 (Μάρτιος 2012), τα οποία έχουν υποβληθεί στην υπηρεσία. Η αναφορά των παραπάνω τευχών στις υπόλοιπες παραγράφους της μελέτης θα γίνεται με την ονομασία ΓΕΩΤ/Ν-1 και ΓΕΩΤ/Ν-2.

Το τεχνικό Τ1 και το τεχνικό Τ6 προβλέπεται να κατασκευαστούν στην ίδια περιοχή όπου, κατά την προηγούμενη φάση των εργασιών είχαν εκτελεστεί οι γεωτρήσεις Γ7 με βάθος 40m κοντά στις θέσεις των μεσοβάθρων Μ4.Α του τεχνικού Τ6 και Μ4.Δ του τεχνικού Τ1. Εκτελέστηκε επίσης, η γεώτρηση Γ8 πλησίον της θέσης Μ2.Α του Τ6 και Μ2.Δ του Τ1. Στην παρούσα φάση πραγματοποιήθηκε η γεώτρηση ΓΝ1 έχοντας βάθος 45m στην περιοχή των Α1.Δ και Α1.Α των Τ1 και Τ6 αντίστοιχα. Η θέση των παραπάνω γεωτρήσεων (Γ7, Γ8, ΓΝ1) παρουσιάζεται στο απόσπασμα οριζοντιογραφίας των τεχνικών Τ1 και Τ6 που υπάρχει στο παράρτημα της μελέτης.

Το τελευταίο μεσόβαθρο Μ5.Δ του Τ1 έχει κοινή θεμελίωση με το πρώτο βάθρο του τεχνικού Τ2. Για τον αυτό η μελέτη που αφορά τη θεμελίωση του Μ5.Δ θα υποβληθεί στο τεύχος της μελέτης του τεχνικού Τ2 κι ως εκ τούτου δεν λαμβάνει χώρα στην παρούσα εργασία.

Στις επόμενες παραγράφους του τεύχους γίνεται η αξιολόγηση των εδαφοτεχνικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων της παρούσας (ΓΝ1) αλλά και της προηγούμενης φάσης και στη συνέχεια εκπονείται η μελέτη θεμελίωσης των βάθρων Α1.Δ, Μ1.Δ, Μ2.Δ, Μ3.Δ και Μ4.Δ του τεχνικού Τ1 καθώς, και η μελέτη θεμελίωσης του επιχώματος πρόσβασης στο ακρόβαθρο Α1.Δ.

4.1.2 Στρωματογραφία

Με βάση τα ευρήματα των ερευνητικών εργασιών στην περιοχή κατασκευής του έργου εμφανίζονται οι ακόλουθοι εδαφικοί σχηματισμοί:

Εξαιτίας των τεχνικών επιχωματώσεων αμμοχαλικώδους σύστασης παρατηρείται η πρώτη στρώση με βάθος από 1.4m (Γ7) ως 3.2m (ΓΝ1) από την επιφάνεια του εδάφους. Τα υλικά των επιχώσεων είναι μέσης πυκνότητας.

Στην συνέχεια και φτάνοντας μέχρι σε βάθος που κειμένεται απο 4.4m (Γ7) ως 7m (ΓΝ1) παρατηρούνται τεφρές λυώδης Άμμοι και αμμώδης Ιλύες με χαλαρή έως και μέση πυκνότητα. Συνεχίζοντας σε βάθος που κυμένεται απο 8.4m (Γ7) ως 9.2m (ΓΝ1) διαπιστώνεται ότι το έδαφος αποτελείται από τεφρά λυώδη αμμοχάλικα, μέσης πυκνότητας έως πυκνά. Φτάνοντας σε βάθος από 9.3m (ΓΝ1) ως 12.5m (Γ8) το έδαφος αποτελείται από τεφρές λυώδης Άμμοι και αμμώδης Ιλύες χαλαρές έως μέσης πυκνότητας. Αυτή είναι η δεύτερη στρώση.

Κάτω από τους παραπάνω σχηματισμούς και φτάνοντας μέχρι σε βάθος 33m εμφανίζονται τεφρές Άργιλοι μαλακές έως στιφές ενώ τέλος, μέχρι το τέλος του βάθους των γεωτρήσεων εμφανίζεται σχηματισμός αποτελούμενος από καστανές-καστανέρυθρες αμμώδης αργίλους στιφές ως σκληρές, στις οποίες εμφανίζονται ενστρώσεις μεταβλητού πάχους από πυκνά αργιλώδη αμμοχάλικα.

Στο Παράρτημα παρουσιάζεται ενδεικτική κατά μήκος των γεωτρήσεων τοποθετημένη στο σχέδιο της κατά μήκος τομής του τεχνικού Τ1, στην οποία παρουσιάζονται με λεπτομέρεια οι εδαφικές στρώσεις που συναντήθηκαν σε κάθε θέση των γεωτρήσεων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

4.1.3 Έλεγχοι ρευστοποίησης

Λόγω της παρουσίας αμμοίλυωδών στρώσεων μικρής αντοχής και σε μικρά βάθη (μικρότερα από 16.0m) και της υψηλής σεισμικότητας της περιοχής παρουσιάζεται κίνδυνος ρευστοποίησης στις παραπάνω εδαφικές στρώσεις στην περίπτωση εκδήλωσης ενός ισχυρού σεισμού.

Οι υπολογισμοί για την εκτίμηση της πιθανότητας ρευστοποίησης στις αμμώδεις και αμμοίλυδεις στρώσεις, έγιναν με την θεώρηση σεισμικής επιτάχυνσης $a = 0.24g$, όπως προβλέπεται από τους Ελληνικούς κανονισμούς για την περιοχή του έργου (Πάτρα) και για ένα μέγεθος σεισμού $M_w = 7.5$ το οποίο αντιστοιχεί σε 6.9 περίπου της κλίμακας Richter. Οι σχετικοί υπολογισμοί έγιναν με δυο (2) διαφορετικές μεθοδολογίες που εφαρμόζονται σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική. Τα αναλυτικά αποτελέσματα και οι σχέσεις υπολογισμού της κάθε μεθοδολογίας που εφαρμόστηκε, παρουσιάζονται επίσης στο Παράρτημα της παρούσας έκθεσης.

Σύμφωνα με τους παραπάνω υπολογισμούς κίνδυνος ρευστοποίησης εδαφικών στρώσεων εμφανίζεται σε αμμο-ιλυδεις σχηματισμούς που κυμαίνεται μέχρι βάθους από 9.3m έως 12.5 m των γεωτρήσεων ΓΝ1, Γ7 και Γ8 αντίστοιχα. Στους εδαφικούς των πυκνών ιλυωδών αμμοχάλικων δεν εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης.

4.1.4 Χαρακτηριστικά στρώσεων – στατιστική επεξεργασία – τυπική τομή

Στο Παράρτημα δίνονται συγκεντρωτικοί πίνακες με τα αποτελέσματα όλων των επί τόπου εργαστηριακών δοκιμών που έγιναν στην γεώτρηση Γ6. Μάλιστα, στην Γ6 παρουσιάζονται τα ίδια εδαφικά στρώματα με αυτά των γεωτρήσεων που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Γίνεται επεξεργασία των αποτελεσμάτων των δοκιμών και προσδιορίζονται χαρακτηριστικές αντιπροσωπευτικές τιμές για τα μηχανικά χαρακτηριστικά κάθε στρώσης, με τη χρήση και εμπειρικών ή αναλυτικών σχέσεων συσχετισμού μεταξύ των εδαφικών παραμέτρων από τη διεθνή βιβλιογραφία. Επίσης, δίνονται διαγράμματα μεταβολής των κυριότερων χαρακτηριστικών με το βάθος.

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, στο Παράρτημα, πριν από τους υπολογισμούς στη θέση κάθε βάθρου της γέφυρας, παρουσιάζεται σχέδιο στο οποίο εμφανίζεται η τυπική στρωματογραφία υπολογισμού καθώς και οι παράμετροι εδάφους οι οποίοι λήφθηκαν στους υπολογισμούς της θεμελίωσης και

οι οποίες προέκυψαν από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των γεωτρήσεων που εκτελέστηκαν.

4.2 Μελέτη Θεμελίωσης βάθρων τεχνικών

4.2.1 Θεωρήσεις και Μέθοδος Θεμελίωσης

Η παρουσία επιφανειακών στρώσεων χαμηλής αντοχής και υψηλής συμπιεστότητας μέχρι βάθη που φθάνουν και τα 33.0m περίπου, επιβάλλει τη βαθιά θεμελίωση των βάθρων της γέφυρας, μέσω μεγάλης διαμέτρου και μήκους έγχυτους πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι πάσσαλοι σχεδιάζονται, ώστε να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία της ανωδομής, με επαρκή ασφάλεια έναντι αστοχίας του εδάφους, στατική επάρκεια της διατομής και περιορισμό των μετακινήσεων σε ανεκτά επίπεδα, με βάση και τις σχετικές εκτιμήσεις και τους εδαφοτεχνικούς υπολογισμούς που παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν. Για την ασφαλή έδραση καθώς τον περιορισμό των συνολικών και διαφορικών καθιζήσεων των βάθρων σε ανεκτά επίπεδα, οι πάσσαλοι θα διέρχονται μέσα από τον ανώτερο αργιλικό σχηματισμό, ο οποίος αποτελείται από τεφρές αργίλους χαμηλής αντοχής και υψηλής συμπιεστότητας και θα εδράζονται εντός των βαθύτερων αργιλικών σχηματισμών οι οποίοι εντοπίστηκαν σε βάθος της τάξης των 32.5m έως 33.0m και οι οποίοι αποτελούνται από καστανές αργίλους υψηλότερης αντοχής και χαμηλής συμπιεστότητας.

Σύμφωνα με τους ελέγχους ρευστοποίησης, στην περιοχή του τεχνικού εμφανίζονται πιθανά ρευστοποιημένες στρώσεις. Λόγω της ρευστοποίησης, πέραν της απώλειας αντοχής της στρώσης διαπιστώνεται σημαντική μείωση της ακαμψίας της, με αποτέλεσμα την αύξηση της συμπιεστότητας και την εκδήλωση συμπληρωματικών καθιζήσεων από το ίδιο βάρος του υπερκείμενου εδάφους. Μη ρευστοποιούμενες στρώσεις που υπέρκεινται στρώσης που ρευστοποιείται, όχι μόνον δεν συμμετέχουν στην φέρουσα ικανότητα των πασσάλων αλλά αντίθετα ασκούν στο πάσσαλο επιβαρυντική κατακόρυφη δύναμη από αρνητική τριβή. Όταν η αρνητική αυτή δράση είναι μεγάλη μπορεί να προκαλέσει ανεπίτρεπτες καθιζήσεις των πασσάλων, πέραν των οφειλόμενων στα μόνιμα φορτία.

Έχοντας ως στόχο την αποφυγή επιπλέον καθιζήσεων από τα φορτία αρνητικών τριβών των ρευστοποιούμενων στρώσεων παρουσιάζεται η αναγκαιότητα της αύξησης του βάθους έδρασης των πασσάλων στα βάθρα στα οποία υπάρχει πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους. Πιο συγκεκριμένα, προβλέπεται η κατασκευή χαλικοπασσάλων διαμέτρου Φ100cm σε κάναβο 1.8x1.8m για την αποφυγή της ρευστοποίησης στην περιοχή γύρω και κάτω από το βάθρο. Η διάταξη των χαλικοπασσάλων παρουσιάζεται στα σχέδια της μελέτης καθώς και στο απόσπασμα της οριζοντιογραφίας που υπάρχει στο Παράρτημα.

Η βελτίωση και ο αυξημένος συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης με την προτεινόμενη γεωμετρία χαλικοπασσάλων παρουσιάζεται στο Παράρτημα μετά τα φύλλα των υπολογισμών των ελέγχων ρευστοποίησης.

4.2.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλων σε κατακόρυφα φορτία

Στο Παράρτημα παρουσιάζονται αναλυτικοί υπολογισμοί φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφα φορτία για πασσάλους με μήκη που φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί. Η διάμετρος των πασσάλων είναι Φ120cm. Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN 1054 (Ιαν. 2005) με βάση τις παραμέτρους των στρώσεων που παρουσιάζονται στα σχέδια της μελέτης.

Τα βάθρα θεμελιώνονται με πάσσαλο-ομάδες όπως φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 4.1: Θεμελίωση πασσάλων.

Τεχνικό	Βάθρο	Αρ. Πασσάλ.	L _p (m)	ΧΛΚΠ (ρευστ.)	Αποστ. πασσάλων
T1	A1.Δ	3X4= 12	36.0	NAI	3.60
	M1.Δ	3X4= 12	36.7	NAI	3.60
	M2.Δ	3X4= 12	36.2	NAI	3.60
	M3.Δ	3X4= 12	36.2	NAI	3.60
	M4.Δ	3X4= 12	36.2	NAI	3.60

Τα αποτελέσματα, οι καμπύλες φορτίου υποχωρήσεων, η οριακή φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πασσάλου και τα επιτρεπόμενα κατακόρυφα φορτία σε θλίψη και εφελκυσμό ανάλογα με το συντελεστή ασφαλείας παρουσιάζονται στο Παράρτημα.

Τα επιτρεπόμενα φορτία σε στατική φόρτιση λαμβάνονται με Συντελεστή Ασφαλείας 2 σύμφωνα με το DIN 1054 και σε σεισμική φόρτιση με 1.3 σε θλίψη και 1.5 σε εφελκυσμό για τον έλεγχο και διαστασιολόγηση του δυσμενέστερου πασσάλου της ομάδας. Με βάση τα αποτελέσματα των υπολογισμών προκύπτει ότι πάσσαλοι διαμέτρου $\Phi 120\text{cm}$ και μήκους $36.2 \div 36.7$ κατά περίπτωση, φέρουν τα φορτία της ανωδομής, όπως υπολογίστηκαν από το στατικό μελετητή με ασφάλεια έναντι φέρουσας ικανότητας του εδάφους όπως φαίνεται στον πίνακα:

Πίνακας 4.2: Φέρουσα ικανότητα πασσάλων.

Βάθρο	Στατικά φορτία (MN) (Φορτ.<Φ.Ι.)		Σεισμικά φορτία (MN) (Φορτ.<Φ.Ι.)	
	Θλίψη	Εφελκυσμός	Θλίψη	Εφελκυσμός
A1.Δ	2.28<2.78	-	3.71<4.28	-
M1.Δ	2.38<2.77	-	3.56<4.26	-
M2.Δ	2.82<3.36	-	3.96<5.14	-
M3.Δ	2.83<3.36	-	4.40<5.17	-
M4.Δ	2.71<3.36	-	4.81<5.18	-

4.2.3 Καθίζηση πασσάλου και πασσαλο-ομάδων

Με τη θεμελίωση με πασσάλους η έδραση του τεχνικού γίνεται σε μεγάλο βάθος και σε υψηλής δυσκαμψίας εδαφικές στρώσεις, με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η ελαχιστοποίηση των υποχωρήσεων.

Για τη στατική προσομοίωση της ενδοσιμότητας του μεμονωμένου πασσάλου σε κατακόρυφη διεύθυνση μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατακόρυφο ελατήριο με τιμή του δείκτη δυσκαμψίας k_v , όπως προκύπτει από υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα για τους πασσάλους των βάθρων. Οι καμπύλες φορτίου υποχώρησης με βάση τις καμπύλες του DIN 1054 είναι συντηρητικές και για τον λόγο αυτό προκύπτουν μεγαλύτερες υποχωρήσεις και μικρότερες τιμές της σταθεράς k_v σε σχέση με τις παρατηρούμενες στην πράξη (π.χ. τις τιμές που προκύπτουν με βάση τη μεθοδολογία που προτείνεται από τη FHWA 1999 και οι οποίες παρουσιάζονται επίσης στο Παράρτημα).

Η παραπάνω διαφορά προκύπτει κυρίως λόγω της αυξημένης μετακίνησης που υπολογίζεται με βάση το DIN για την εκδήλωση της οριακής τριβής, σε αντίθεση με

την παρατηρούμενη στην πράξη από σχετικές δοκιμές φόρτισης πασσάλων κατά τις οποίες η οριακή τριβή σε αργιλικά εδάφη αναπτύσσεται με μετακινήσεις μικρότερες από 1.0% D (δηλαδή 12 χιλιοστών για D = 1.2m). Για τον παραπάνω λόγο, για τις στατικές επιλύσεις όπου η μικρότερη ενδοσιμότητα οδηγεί σε δυσμενέστερο υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, προτείνεται να χρησιμοποιηθούν τιμές του $k_v \sim 3\div 4 \times k_{v,DIN}$ (με βάση τις σχετικές τιμές που δίνονται στο Παράρτημα).

Στο Παράρτημα, παρουσιάζονται επίσης υπολογισμοί για τις αναμενόμενες υποχωρήσεις λόγω της μακροχρόνιας στερεοποίησης των αργιλικών σχηματισμών που συναντώνται στην περιοχή της έδρασης των πασσάλων.

Η αναμενόμενη καθίζηση της πασσαλομάδας εκτιμάται με αναλυτικούς υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα. Οι υπολογισμοί γίνονται με θεώρηση ισοδύναμης κοιτόστρωσης (equivalent raft), εδραζόμενη σε βάθος ίσο με τα 2/3 του πακτωμένου τμήματος των πασσάλων και κατανομή τάσεων σύμφωνα με τα αναφερόμενα από τους Ρουίλος, 1993, Tomlinson, 1994 και FHWA-IF-99-025,1999.

Για τον υπολογισμό των υποχωρήσεων λόγω της μακροχρόνιας στερεοποίησης των αργιλικών σχηματισμών κάτω από τα μόνιμα φορτία των βάθρων, χρησιμοποιήθηκαν οι παράμετροι συμπιεστότητας των αργιλικών στρώσεων σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών που εκτελέστηκαν.

Για την ισοδύναμη κοιτόστρωση υπολογίζονται οι καθιζήσεις σε βάθος επιρροής τέτοιο, ώστε η πρόσθετη επιβαλλόμενη τάση λόγω του μόνιμου φορτίου, να μην ξεπερνά το 10% της αρχικής in situ ενεργού τάσης:

$$\Delta q_{net,group} \leq \sim 10\% \sigma'_{v0}$$

Οι υπολογισμοί των αναμενόμενων καθιζήσεων των πασσαλο-ομάδων λόγω στερεοποίησης, έγιναν για τα δυσμενέστερα βάθρα με τα μεγαλύτερα μόνιμα κατακόρυφα φορτία. Τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.3: Καθίζηση πασσάλων

Τεχνικό	Βάθος	Αρ. Πασσάλ.	L_p (m)	ΧΛΚΠ (ρευστ.)	Φορτίο (MN)	Καθίζηση (cm)
T1	M3.Δ	3X4= 12	36.2	NAI	21.0	2.4
	M3.Δ	3X4= 12	36.2	NAI	22.2	2.8

4.2.4 Αντίσταση του πασσάλου σε οριζόντια φόρτιση

Για τον υπολογισμό της αντίστασης του πασσάλου σε οριζόντια φορτία μπορεί να γίνει προσομοίωση της αντίδρασης του εδάφους με ελαστικές στηρίξεις στην πλευρική επιφάνεια του πασσάλου. Η δυσκαμψία των ελατηρίων αυτών υπολογίζεται βάσει του δείκτη εδάφους k_h .

Για την στρωματογραφία που αναμένεται να συναντηθεί στη θέση του έργου και την προβλεπόμενη από την εκπονούμενη μελέτη διάταξη των πασσάλων μπορούν να ληφθούν, σύμφωνα με τα σχετικά αναφερόμενα Terzaghi (1955) και Tomlinson (1990).

Οι προτεινόμενες τιμές του δείκτη k_h σε κάθε εδαφική στρώση με το βάθος z από την κεφαλή των πασσάλων, παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί. Το βάθος έναρξης (0.00) της οριζόντιας αντίστασης του εδάφους αντιστοιχεί στην εκάστοτε στάθμη έδρασης του κεφαλόδεσμου των πασσάλων του βάθρου.

Βάθρο Α1.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -1.67

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	Ε (Μρα)	n _h (MN/m ³)	K _{h_{z1}}	K _{h_{z2}}
		Από (m)	Έως (m)	h (m)					
1	(2a)	0.0	4.7	4.7	Γραμμ. Αυξ.		1.0	1.9	5.0
2	(2b)	7.0	8.5	1.5	Γραμμ. Αυξ.		3.0	17.5	21.25
3	(2c)	8.5	9.5	1.0	Γραμμ. Αυξ.		2.0	14.2	15.83
4	(3a)	9.5	25.5	16.0	Σταθερή	8.0		8.0	8.0
5	(3b)	25.5	33.0	7.5	Σταθερή	15.0		15.0	15.0
6	(4)	33.0	39.0	6.0	Σταθερή	22.5		22.5	22.5

Βάθρο Μ1.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.83

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	Ε (Μρα)	nh (MN/m ³)	Kh _{z1}	Kh _{z2}
		Από (m)	Έως (m)	h (m)					
1	(2a)	0.0	3.9	3.9	Γραμμ. Αυξ.		1.0	1.9	5.8
2	(2b)	7.0	8.5	1.5	Γραμμ. Αυξ.		3.0	15.5	19.25
3	(2c)	8.5	9.5	1.0	Γραμμ. Αυξ.		2.0	12.8	14.5
4	(3a)	9.5	25.5	16.0	Σταθερή	8.0		8.0	8.0
5	(3b)	25.5	33.0	7.5	Σταθερή	15.0		15.0	15.0
6	(4)	33.0	39.0	6.0	Σταθερή	22.5		22.5	22.5

Βάθρο Μ2.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.75

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	Ε (Μρα)	nh (MN/m ³)	Kh _{z1}	Kh _{z2}
		Από (m)	Έως (m)	h (m)					
1	(2a)	0.0	2.2	2.2	Γραμμ. Αυξ.		1.0	2.08	3.92
2	(2b)	7.0	11.0	4.0	Γραμμ. Αυξ.		3.0	11.7 5	21.75
3	(2c)	8.5	12.5	4.0	Γραμμ. Αυξ.		2.0	14.5	21.17
4	(3a)	9.5	22.5	13.0	Σταθερή	8.0		8.0	8.0
5	(3b)	25.5	32.5	7.0	Σταθερή	15.0		15.0	15.0
6	(4)	33.0	39.0	6.0	Σταθερή	22.5		22.5	22.5

Βάθρο Μ3.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.80

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	Ε (Μρα)	nh (MN/m ³)	Kh _{z1}	Kh _{z2}
		Από (m)	Έως (m)	h (m)					
1	(2a)	0.0	2.2	2.2	Γραμμ. Αυξ.		1.0	2.08	3.92
2	(2b)	7.0	11.8	4.8	Γραμμ. Αυξ.		3.0	11.7 5	21.75
3	(2c)	8.5	10.8	2.3	Γραμμ. Αυξ.		2.0	15.8	19.67
4	(3a)	9.5	23.5	14.0	Σταθερή	8.0		8.0	8.0
5	(3b)	25.5	31.5	6.0	Σταθερή	15.0		15.0	15.0
6	(4)	33.0	39.0	6.0	Σταθερή	22.5		22.5	22.5

Βάθρο Μ4.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.87

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	Ε (Μρα)	nh (MN/m ³)	Kh _{z1}	Kh _{z2}
		Από (m)	Έως (m)	h (m)					
1	(2a)	0.0	2.1	2.2	Γραμμ. Αυξ.		1.0	2.08	3.83
2	(2b)	7.0	11.8	4.8	Γραμμ. Αυξ.		3.0	11.5	21.5
3	(2c)	8.5	10.8	2.3	Γραμμ. Αυξ.		2.0	15.7	19.5
4	(3a)	9.5	23.5	14.0	Σταθερή	8.0		8.0	8.0
5	(3b)	25.5	31.5	6.0	Σταθερή	15.0		15.0	15.0
6	(4)	33.0	39.0	6.0	Σταθερή	22.5		22.5	22.5

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ - ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

Σημείωση: Η μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Τηλέμαχο Παναγιωτάκο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό της τεχνικής εταιρείας «DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.».

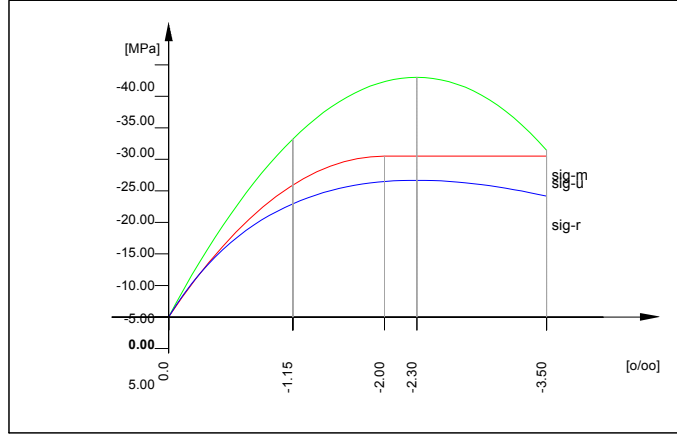
5.1 Απόσπασμα τεύχους υπολογισμών ανωδομής με το λογισμικό SOFiSTiK

MATERIALS - SECTIONS

No. 2 C 30/37 (DIN 1045-1)

Is only valid within the defined stress range

0.000	0.00	27148
-1.150	-17.91	7543
-2.300	-21.68	0
-3.500	-19.15	-3789
Safetyfactor		1.30



No. 9 C 30/37 (DIN 1045-1)

Youngs-modulus	E	28309 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc 25.50 [MPa]
Shear-modulus	G	11796 [MPa]	Nomin. strength	fcn 30.00 [MPa]
Compression modulus		15727 [MPa]	Tens. strength	fctm 2.90 [MPa]
Weight		0.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk 2.03 [MPa]
Weight buoyancy		0.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk 3.77 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fbd 3.04 [MPa]
			Service strength	38.00 [MPa]
			Fatigue strength	14.96 [MPa]

Stress-Strain for serviceability
 Is only valid within the defined stress range

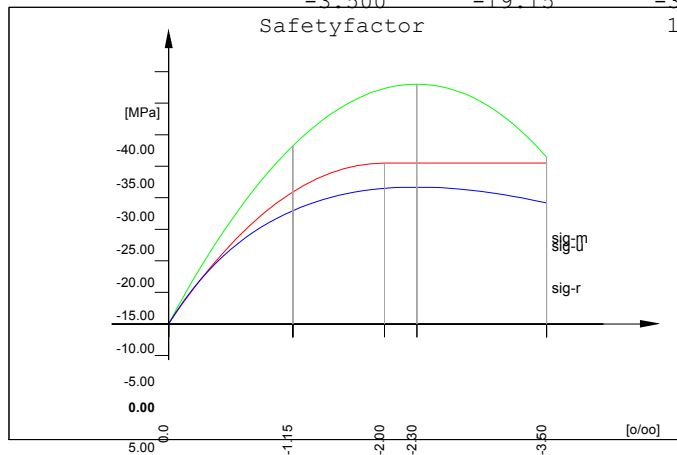
eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	31939
-1.150	-28.17	16798
-2.300	-38.00	0
-3.500	-26.48	-19566
Safetyfactor		1.50

Stress-Strain for ultimate load
 Is only valid within the defined stress range

eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	25500
-2.000	-25.50	0
-3.500	-25.50	0
Safetyfactor		1.50

Stress-Strain of calc. mean values
 Is only valid within the defined stress range

eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	27148
-1.150	-17.91	7543
-2.300	-21.68	0
-3.500	-19.15	-3789
Safetyfactor		1.30



MATERIALS - SECTIONS

No. 11 Bst 500 SA (DIN 1045-1)

Youngs-modulus	E	200000	[MPa]	Safetyfactor	1.15	[-]
Poisson-Ratio	mu	0.30	[-]	Yield stress	fy	500.00 [MPa]
Shear-modulus	G	76923	[MPa]	Compr.yield val.	fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus		166667	[MPa]	Tens. strength	ft	550.00 [MPa]
Weight		78.5	[kN/m3]	Compr. strength	fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5	[kN/m3]	Ultim. plast. strain		25.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.		1.20E-05	[1/°K]	relative bond coeff.		1.00 [-]
max. thickness		32.00	[mm]	EC2 bondcoeff. K1		0.80 [-]
				Hardening modulus		0.00 [MPa]
				Proportional limit		500.00 [MPa]
				Dynamic stress range		169.57 [MPa]

Stress-Strain for serviceability
 Is also extended beyond the defined stress range

eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
1000.000	550.00	0
25.000	550.00	0
2.500	500.00	2222
0.000	0.00	200000
-2.500	-500.00	200000
-25.000	-550.00	2222
-1000.000	-550.00	0

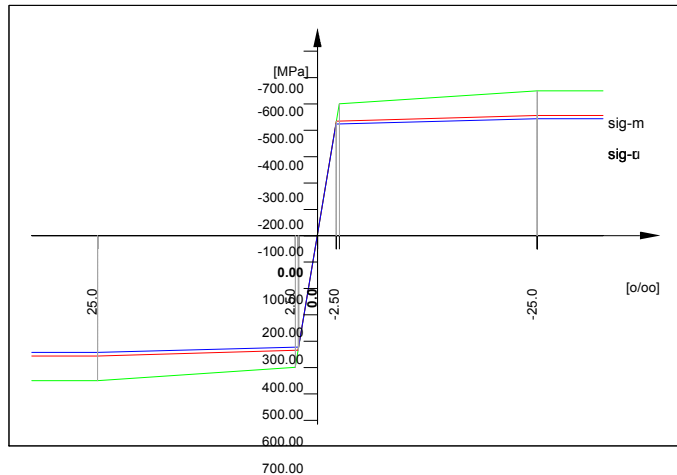
Stress-Strain for ultimate load
 Is also extended beyond the defined stress range

eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
1000.000	456.52	0
25.000	456.52	0
2.174	434.78	952
0.000	0.00	200000
-2.174	-434.78	200000
-25.000	-456.52	952
-1000.000	-456.52	0

Stress-Strain of calc. mean values
 Is also extended beyond the defined stress range

eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
1000.000	444.23	0
25.000	444.23	0
2.115	423.08	924
0.000	0.00	200000
-2.115	-423.08	200000
-25.000	-444.23	924
-1000.000	-444.23	0

Safetyfactor (1.15)



No. 12 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Youngs-modulus	E	195000	[MPa]	Safetyfactor	1.15	[-]
Poisson-Ratio	mu	0.30	[-]	Yield stress	fy	1670.00 [MPa]
Shear-modulus	G	75000	[MPa]	Compr.yield val.	fyc	1670.00 [MPa]
Compression modulus		162500	[MPa]	Tens. strength	ft	1860.00 [MPa]
Weight		78.5	[kN/m3]	Compr. strength	fc	1860.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5	[kN/m3]	Ultim. plast. strain		60.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.		1.20E-05	[1/°K]	relative bond coeff.		0.70 [-]
Relaxation	CEB-1990	Class 2		EC2 bondcoeff. K1		1.60 [-]
Relaxation	0.70*fpk	2.50	[%]	Hardening modulus		0.00 [MPa]
				Proportional limit		1366.10 [MPa]
				Dynamic stress range		160.87 [MPa]

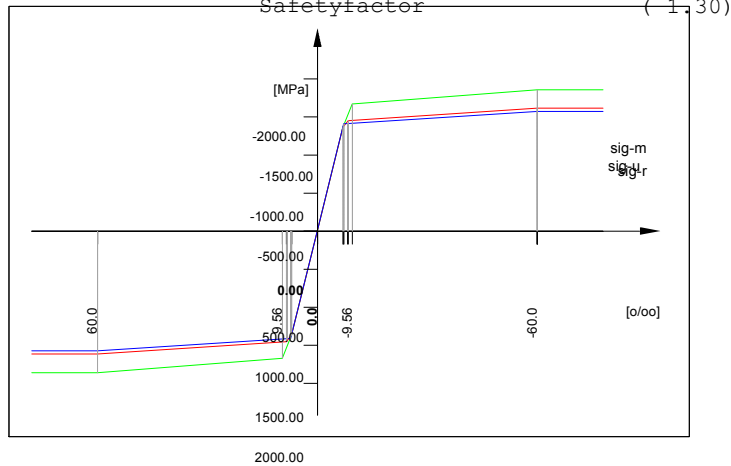
Stress-Strain for serviceability
 Is also extended beyond the defined stress range

eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
1000.000	1860.00	0

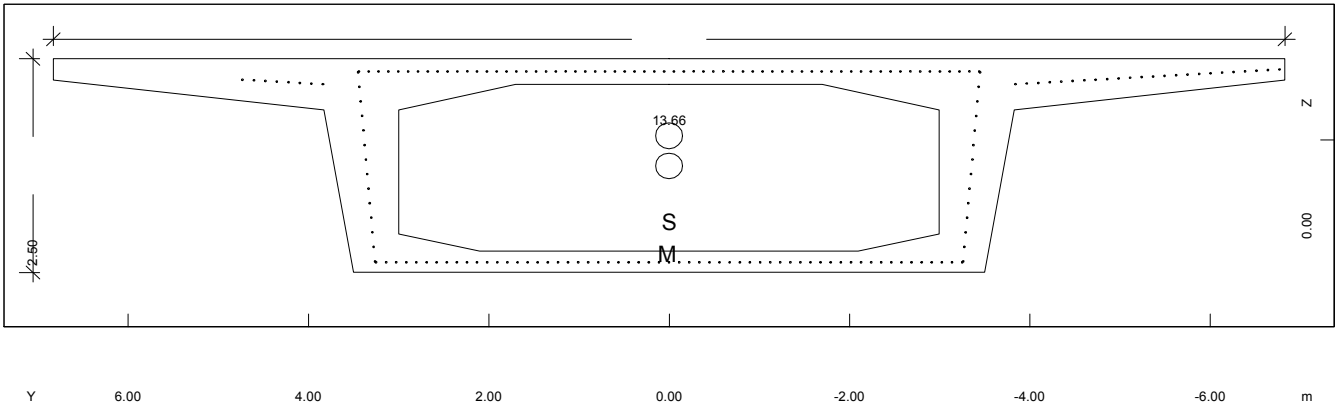
MATERIALS - SECTIONS

No. 12 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

defined stress range	60.000	1860.00	0
	9.564	1670.00	3767
	7.006	1366.10	118782
	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-9.564	-1670.00	118782
	-60.000	-1860.00	3767
	-1000.000	-1860.00	0
Safetyfactor			1.15
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1617.39	0
defined stress range	60.000	1617.39	0
	8.447	1452.17	3205
	7.006	1366.10	59715
	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-8.447	-1452.17	59715
	-60.000	-1617.39	3205
	-1000.000	-1617.39	0
Safetyfactor			(1.15)
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1573.85	0
defined stress range	60.000	1573.85	0
	8.247	1413.08	3106
	7.247	1413.08	0
	0.000	0.00	195000
	-7.247	-1413.08	195000
	-8.247	-1413.08	0
	-60.000	-1573.85	3106
	-1000.000	-1573.85	0
Safetyfactor			(1.30)



Cross section No. 1 - ΚΙΒΩΤΙΟ-ΑΝΟΙΓΜΑ



Static properties of cross section

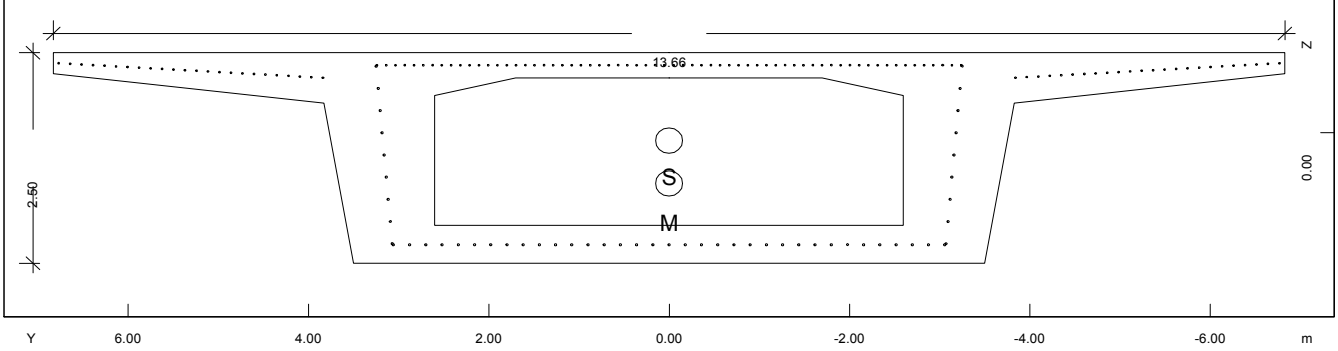
No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]

MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
1	=	KIBQTIO-ANOITMA						
	1	9.9430E+00		7.866E+00	0.000	0.000	31387	248.57
	11	1.887E+01		1.225E+02	-0.048	0.304	13078	

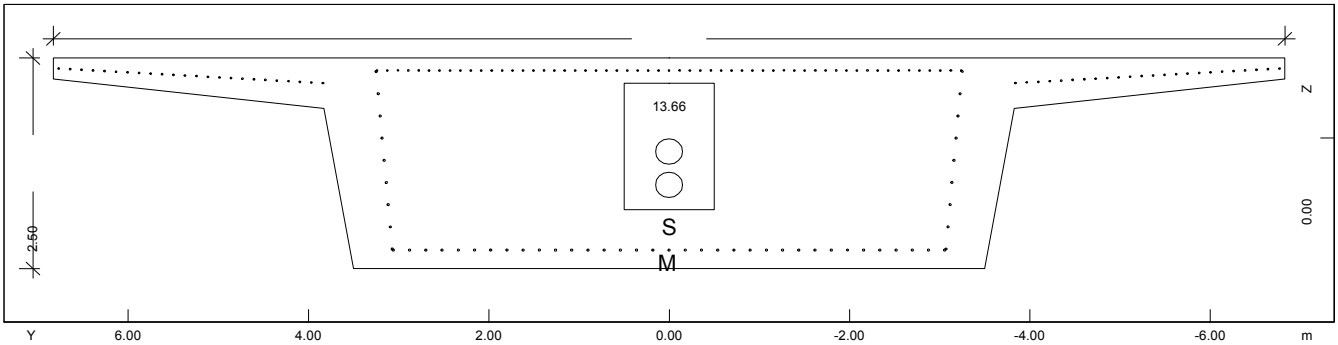
Cross section No. 2 - KIBQTIO-ENIEX



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
2	=	KIBQTIO-ENIEX						
	1	1.2162E+01		9.608E+00	0.000	0.000	31387	304.05
	11	2.215E+01		1.342E+02	0.096	0.603	13078	

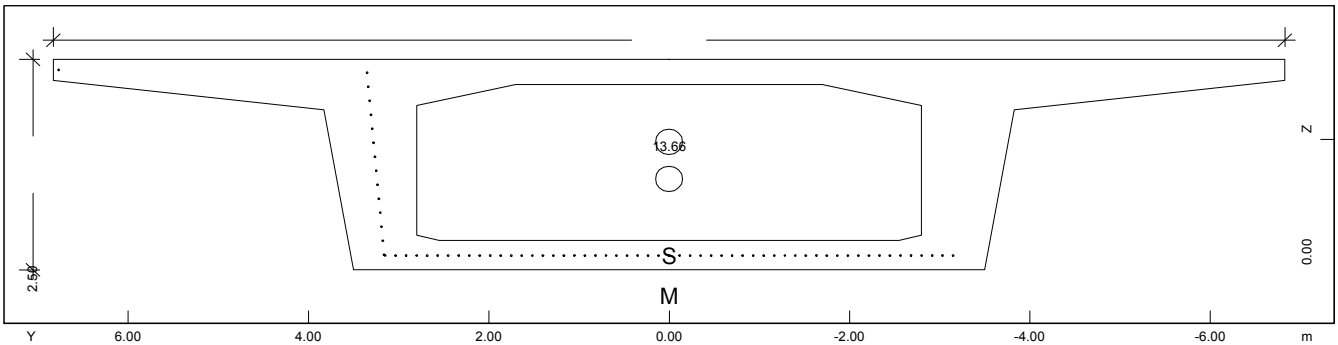
Cross section No. 3 - KIBQTIO-ETHP



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
3	=	KIBQTIO-ETHP						
	1	1.9573E+01		1.163E+01	0.000	0.000	31387	489.33
	11	2.808E+01		1.536E+02	0.162	0.557	13078	

Cross section No. 4 - KIBQTIO-ENAIAMEEH

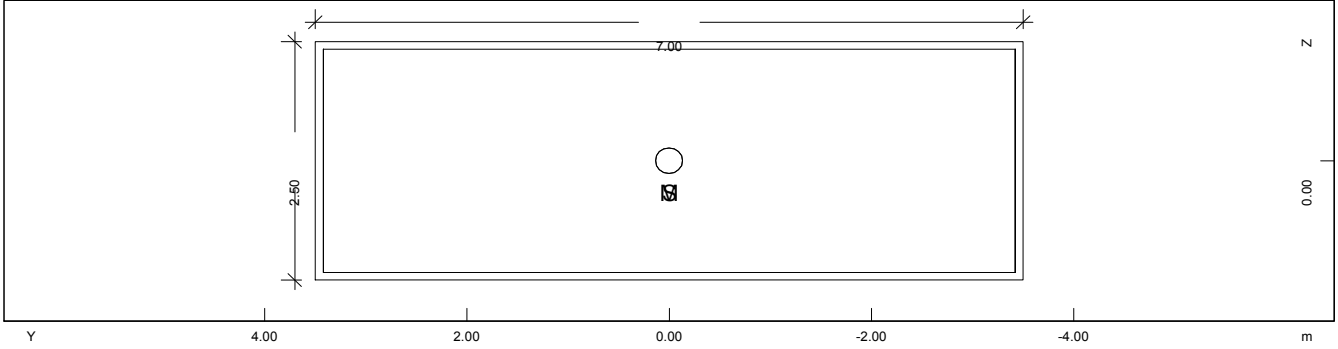


MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
4	=	KIBΩTIO-ENΔIAMEΣH						
	1	1.1003E+01		8.800E+00	0.000	0.000	31387	275.07
	11	2.074E+01		1.284E+02	0.030	0.472	13078	

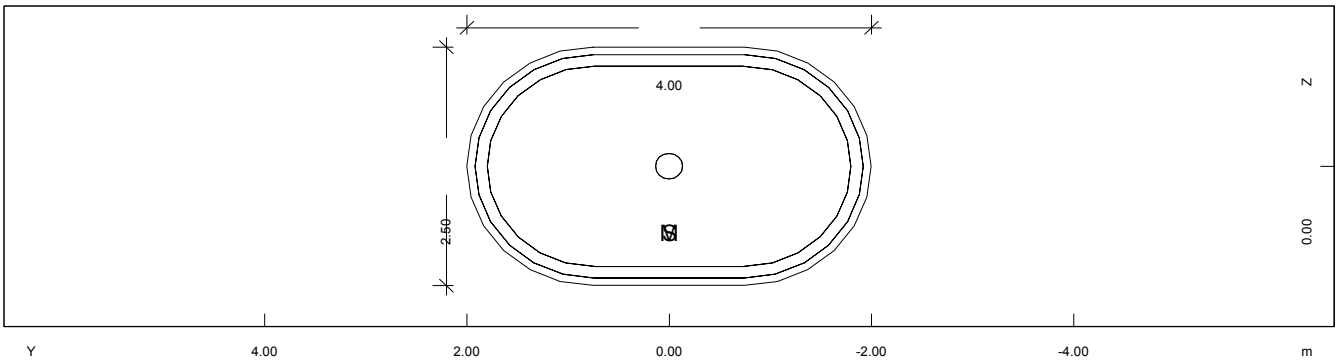
Cross section No. 21 - BA@PO-M1.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
21	=	BA@PO-M1.D						
	2	1.7500E+01		9.115E+00	0.000	0.000	28309	437.50
	11	2.829E+01		7.146E+01	0.000	0.000	11796	

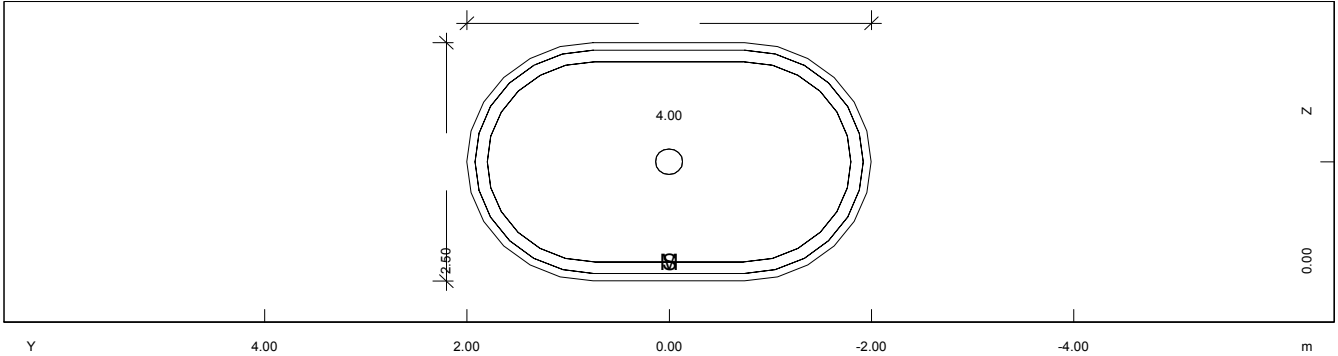
Cross section No. 22 - BA@PO-M2.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
22	=	BA@PO-M2.D						
	2	8.6029E+00		3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
	11	1.060E+01		9.147E+00	0.000	0.000	11796	

Cross section No. 23 - BA@PO-M3.D

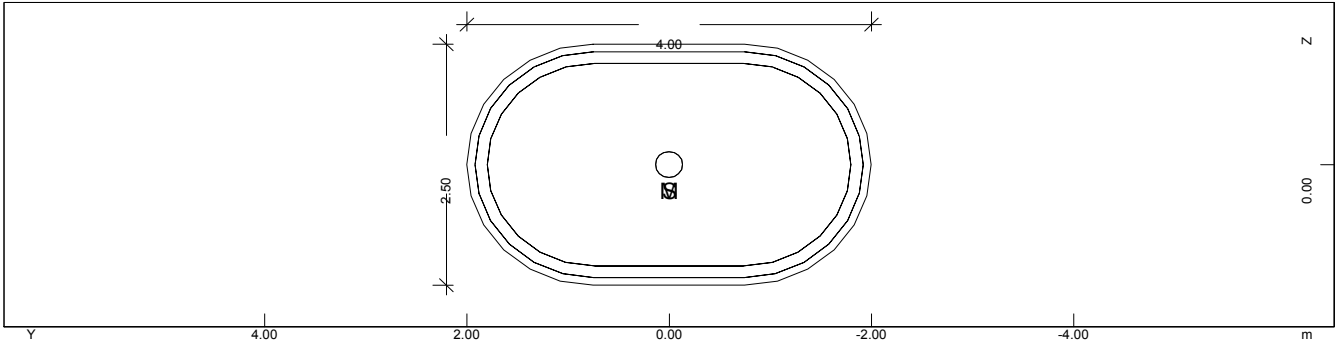


MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
23	=	BA@PO-M3.D						
	2	8.6029E+00		3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
	11	1.060E+01		9.147E+00	0.000	0.000	11796	

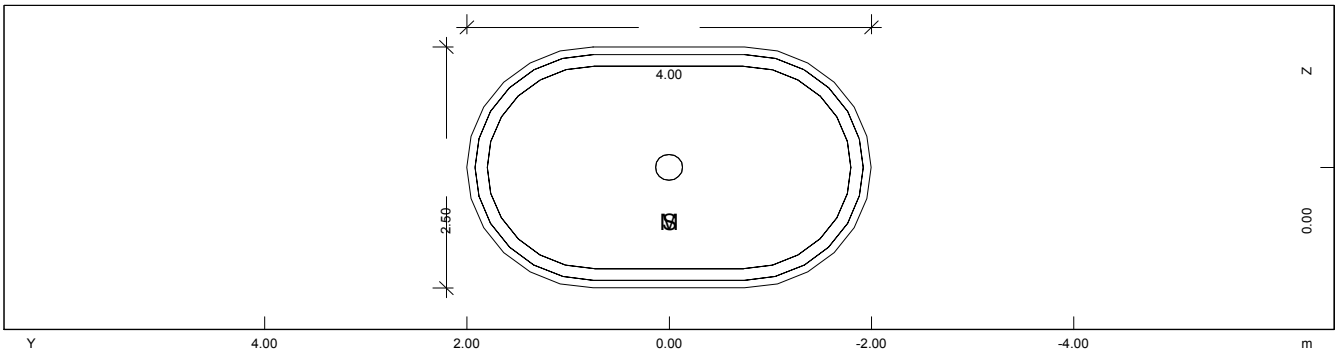
Cross section No. 24 - BA@PO-M4.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
24	=	BA@PO-M4.D						
	2	8.6029E+00		3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
	11	1.060E+01		9.147E+00	0.000	0.000	11796	

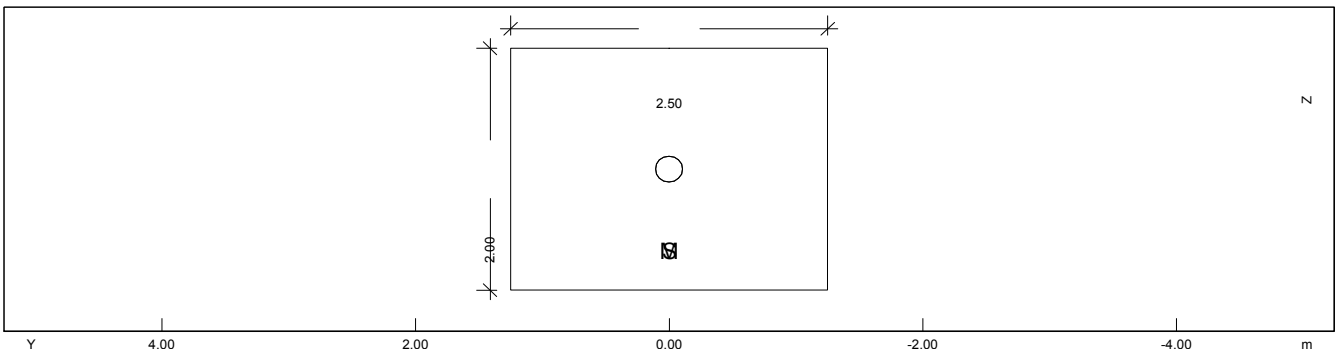
Cross section No. 25 - BA@PO-M5.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
25	=	BA@PO-M5.D						
	2	8.6029E+00		3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
	11	1.060E+01		9.147E+00	0.000	0.000	11796	

Cross section No. 41 - KE@-BA@POY-M2.D-(1)

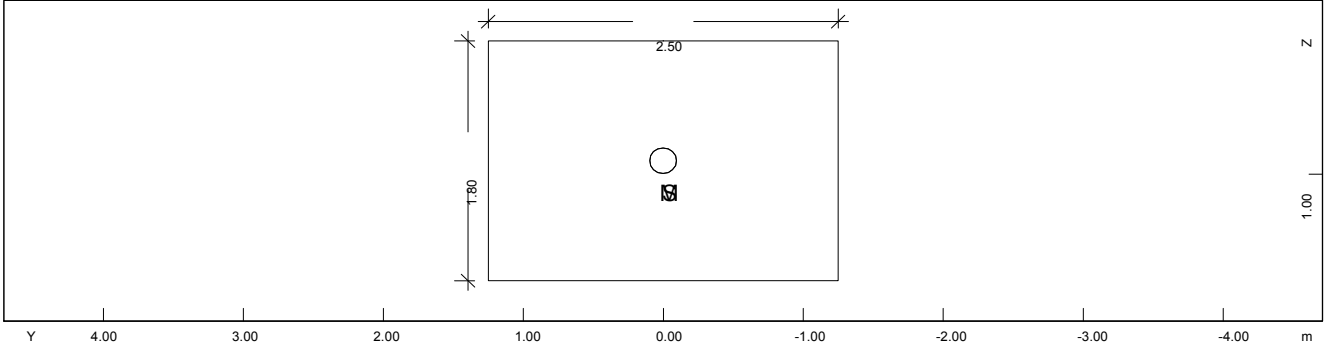


MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
41	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(1)						
	2	5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	28309	125.00
	11	3.436E+00		2.604E+00	1.000	1.000	11796	

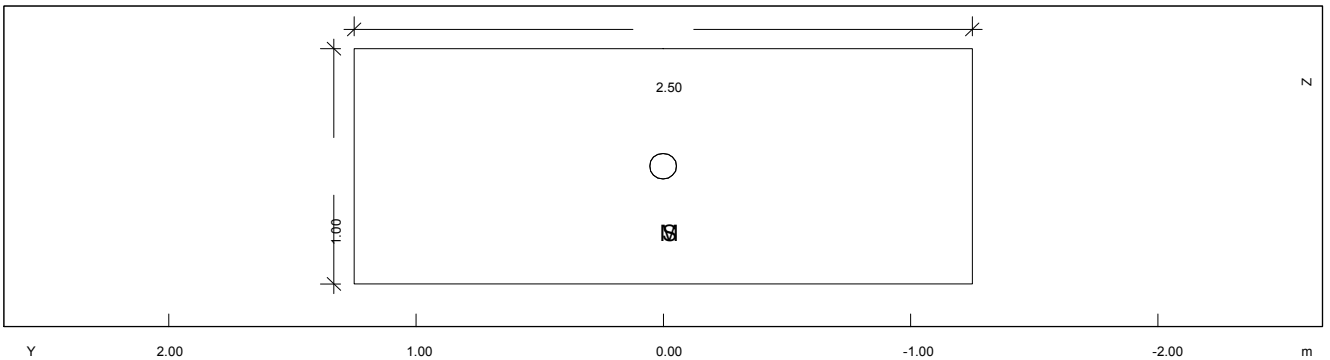
Cross section No. 42 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
42	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(2)						
	2	4.5000E+00		1.215E+00	0.000	0.000	28309	112.50
	11	2.711E+00		2.344E+00	0.900	0.900	11796	

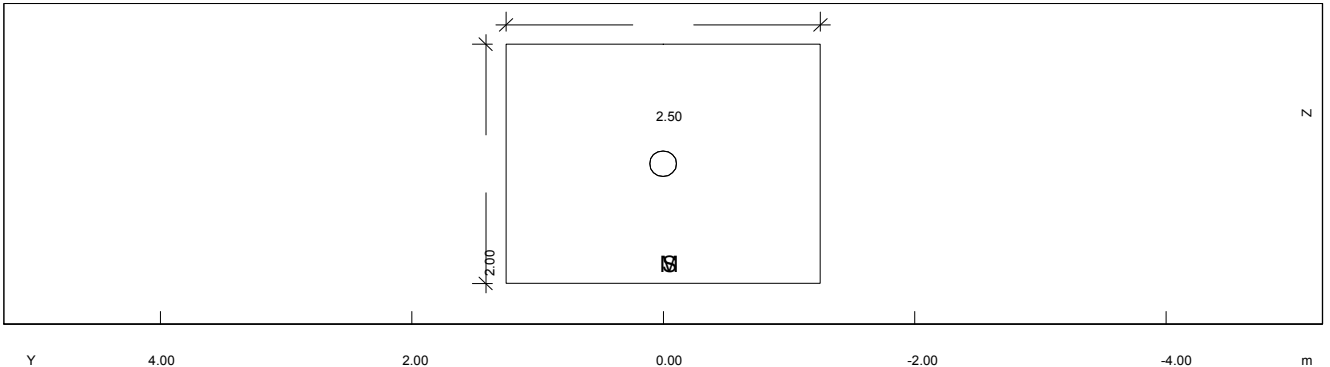
Cross section No. 43 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(3)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
43	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(3)						
	2	2.5000E+00		2.083E-01	0.000	0.000	28309	62.50
	11	6.240E-01		1.302E+00	0.500	0.500	11796	

Cross section No. 51 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(1)



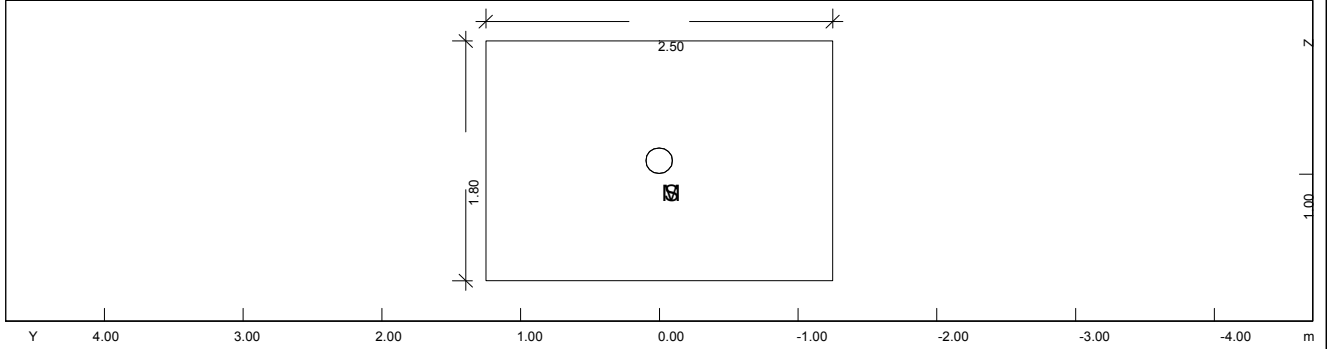
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
51	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(1)						
	2	5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	28309	125.00
	11	3.436E+00		2.604E+00	1.000	1.000	11796	

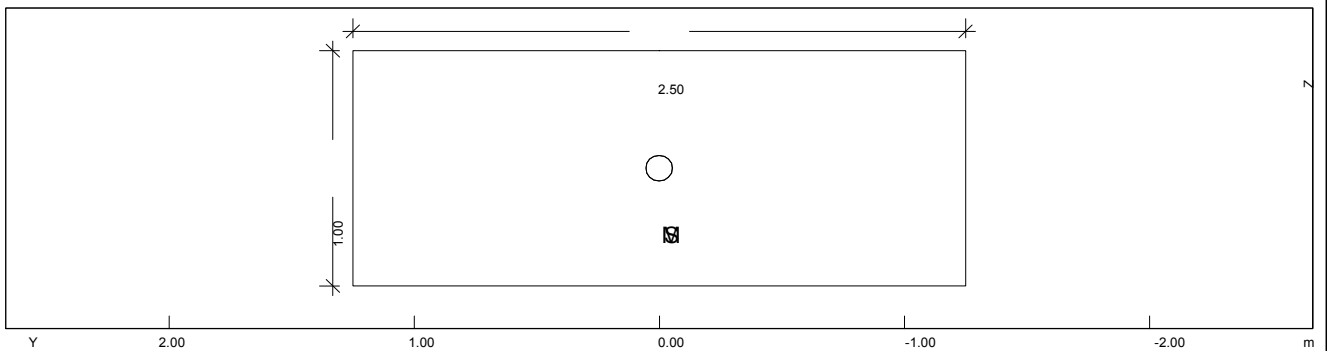
Cross section No. 52 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
52	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(2)						
	2	4.5000E+00		1.215E+00	0.000	0.000	28309	112.50
	11	2.711E+00		2.344E+00	0.900	0.900	11796	

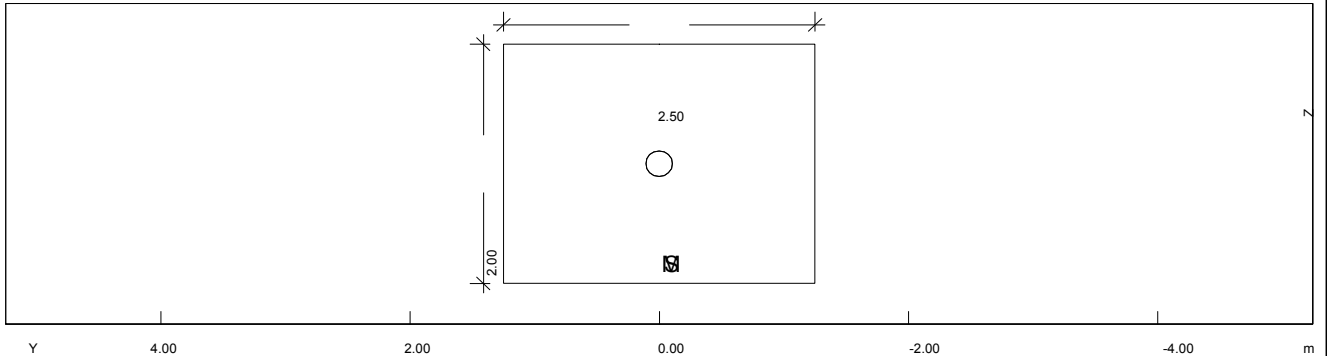
Cross section No. 53 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(3)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
53	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(3)						
	2	2.5000E+00		2.083E-01	0.000	0.000	28309	62.50
	11	6.240E-01		1.302E+00	0.500	0.500	11796	

Cross section No. 61 - KEΦ-BA@POY-M4.D-(1)



STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS

Default design code is DIN Fachbericht 102 Massivbrücken (2003) (Germany)
 Klasse(Tab.4.118): D
 Wind zone : Binnenland

Materials

- No. 1 C 40/50 (DIN 1045-1)
- No. 2 C 30/37 (DIN 1045-1)
- No. 9 C 30/37 (DIN 1045-1)
- No. 11 BSt 500 SA (DIN 1045-1)
- No. 12 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Cross section No. 1

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
1	1	9.9430E+06		7.866E+12	0.0	0.0	31387	248.57
		9.435E+12		1.225E+14	-47.7	304.0	13078	

Cross section No. 2

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
2	1	1.2162E+07		9.608E+12	0.0	0.0	31387	304.05
		1.107E+13		1.342E+14	95.6	603.3	13078	

Cross section No. 3

Static properties of cross section

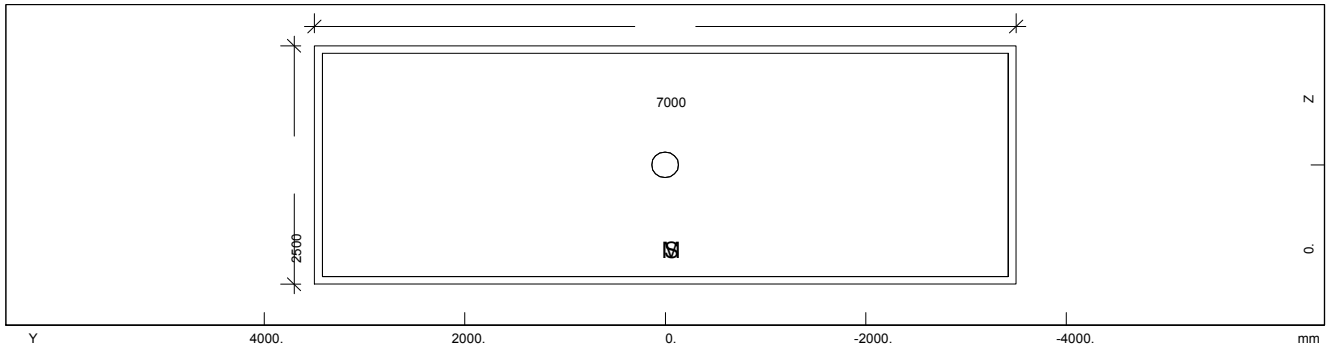
No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
3	1	1.9573E+07		1.163E+13	0.0	0.0	31387	489.33
		1.404E+13		1.536E+14	162.0	557.3	13078	

Cross section No. 4

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
4	1	1.1003E+07		8.800E+12	0.0	0.0	31387	275.07
		1.037E+13		1.284E+14	30.3	471.7	13078	

Cross section No. 21 - BA@PO-M1.D

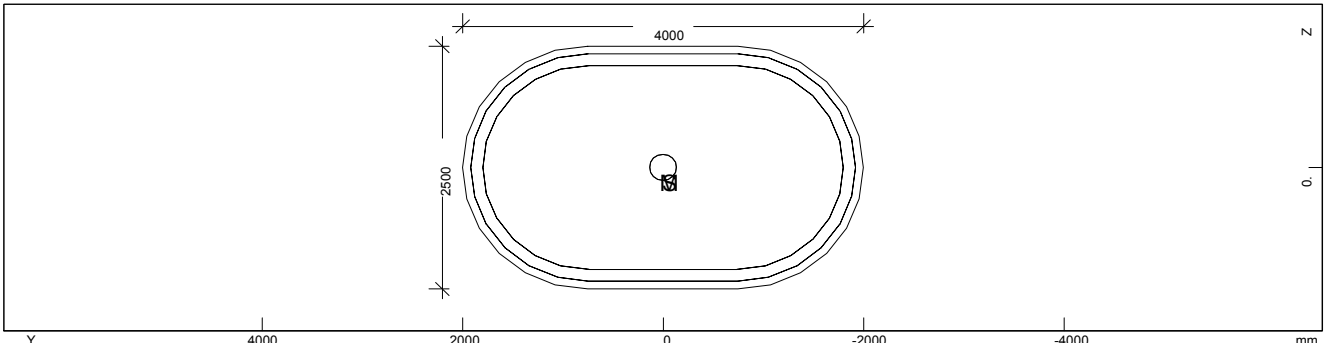


Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
21	=	BA@PO-M1.D						
	2	1.7500E+07		9.115E+12	0.0	0.0	28309	437.50
	11	2.829E+13		7.146E+13	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 22 - BA@PO-M2.D

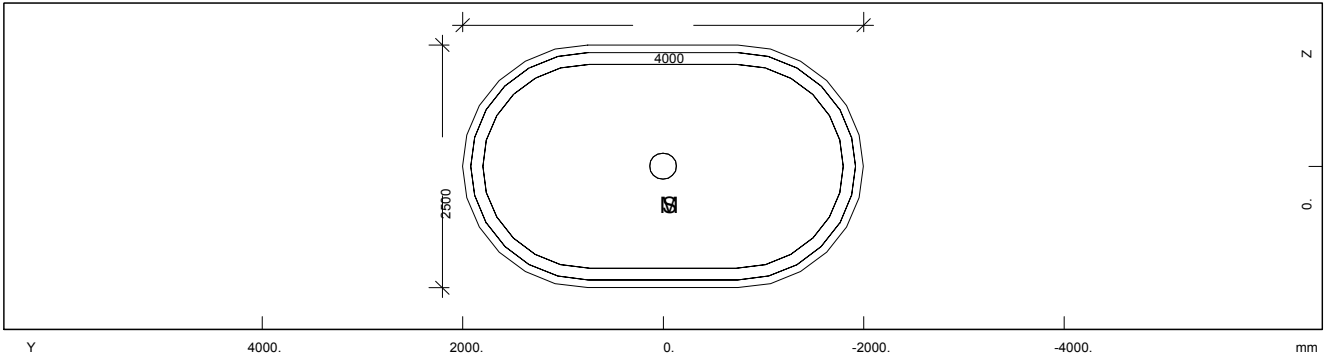
STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
22	=	BA@PO-M2.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

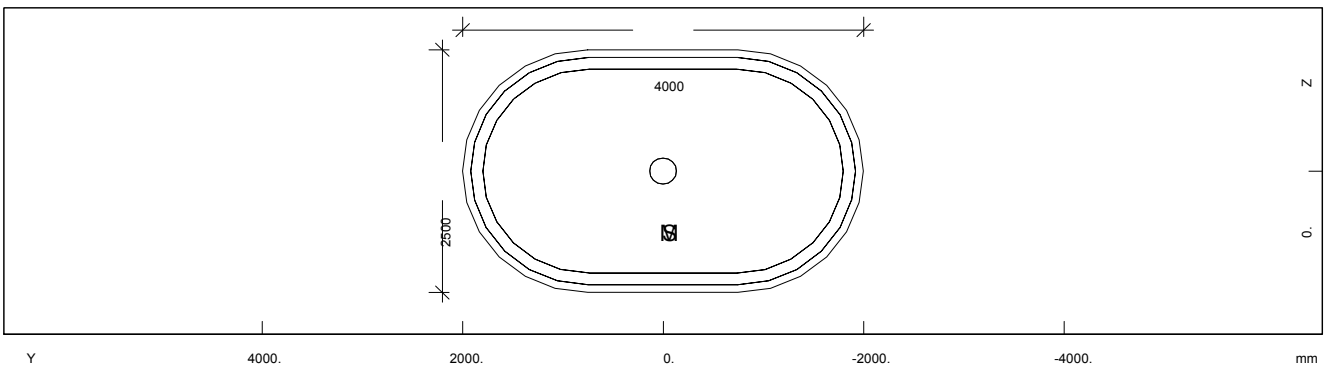
Cross section No. 23 - BA@PO-M3.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
23	=	BA@PO-M3.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 24 - BA@PO-M4.D

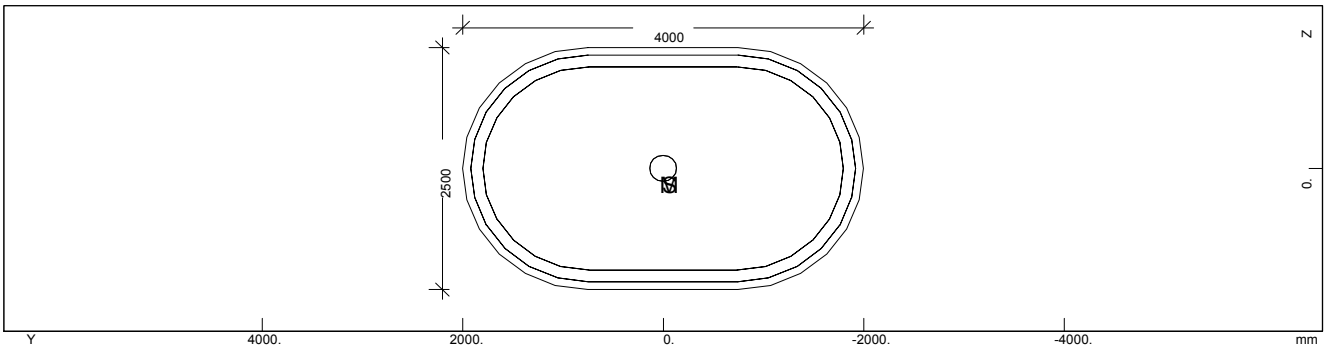


Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
24	=	BA@PO-M4.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 25 - BA@PO-M5.D

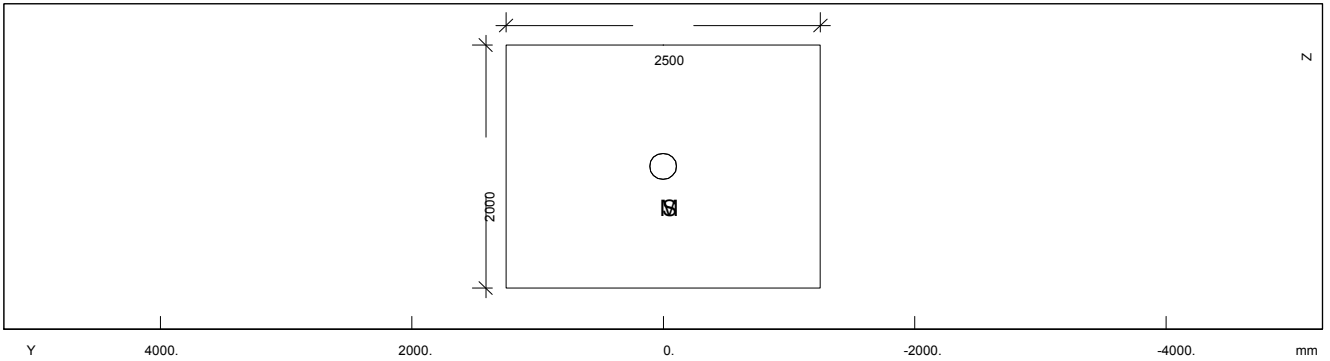
STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
25	=	BA@PO-M5.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

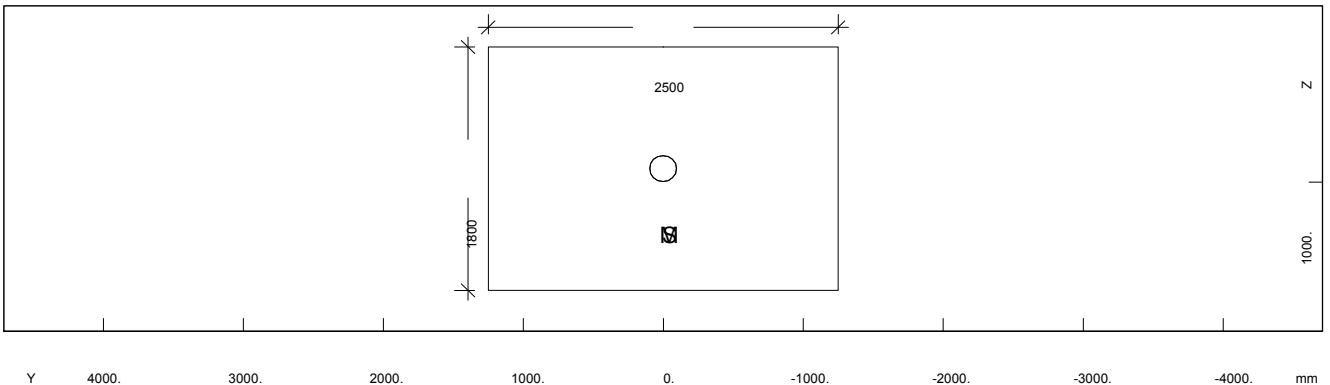
Cross section No. 41 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
41	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(1)						
	2	5.0000E+06		1.667E+12	0.0	0.0	28309	125.00
	11	3.436E+12		2.604E+12	1000.0	1000.0	11796	

Cross section No. 42 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(2)



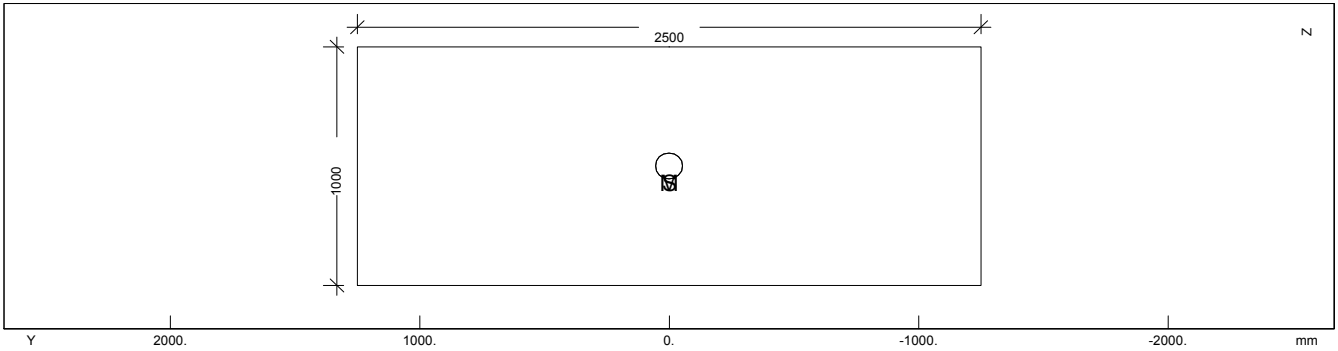
Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
42	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(2)						
	2	4.5000E+06		1.215E+12	0.0	0.0	28309	112.50
	11	2.711E+12		2.344E+12	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 43 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

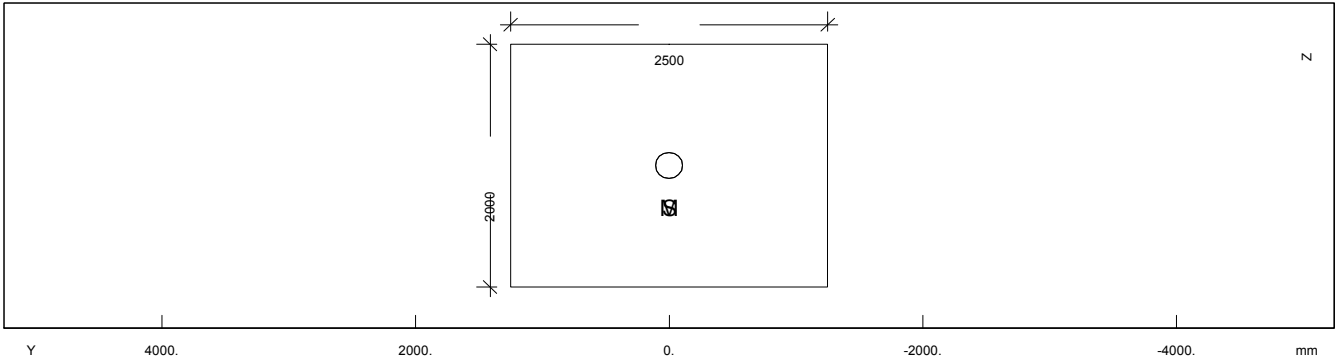
STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
43	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(3)						
	2	2.5000E+06		2.083E+11	0.0	0.0	28309	62.50
	11	6.240E+11		1.302E+12	500.0	500.0	11796	

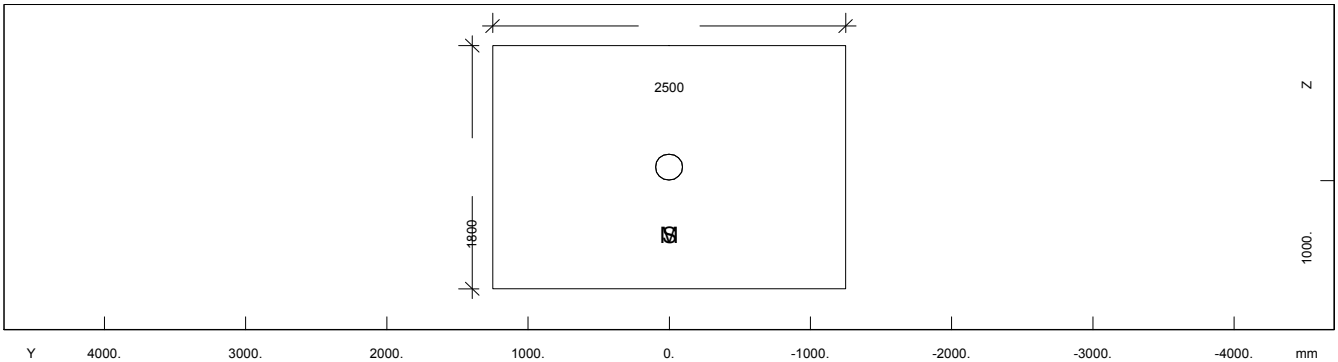
Cross section No. 51 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
51	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(1)						
	2	5.0000E+06		1.667E+12	0.0	0.0	28309	125.00
	11	3.436E+12		2.604E+12	1000.0	1000.0	11796	

Cross section No. 52 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(2)

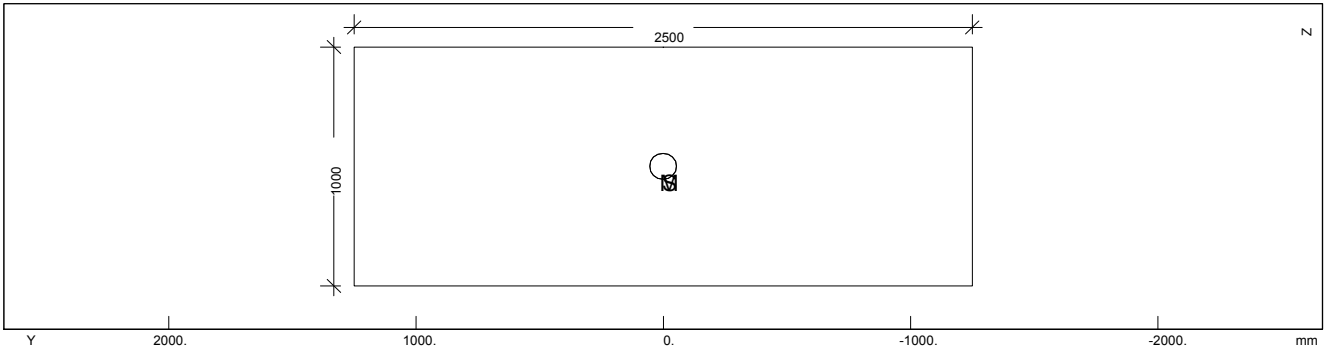


Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
52	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(2)						
	2	4.5000E+06		1.215E+12	0.0	0.0	28309	112.50
	11	2.711E+12		2.344E+12	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 53 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(3)

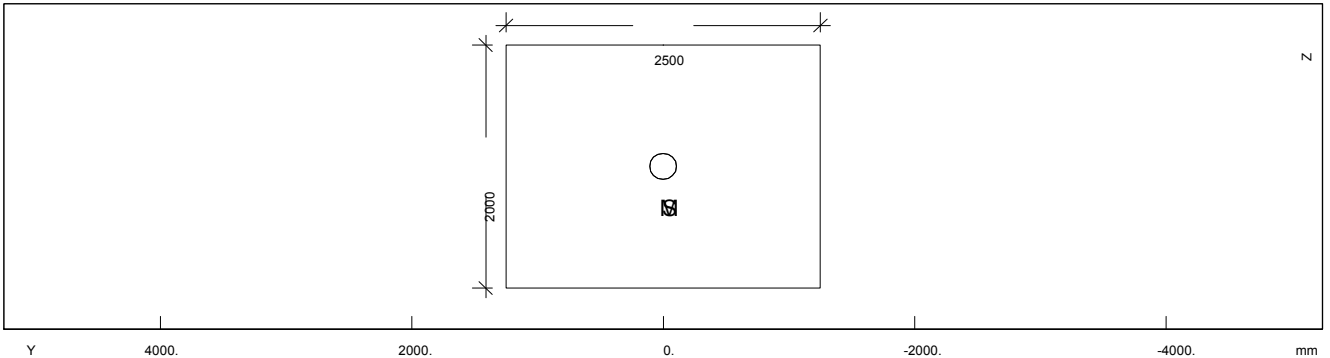
STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
53	=	KEΦ-BA@POY-M3.D- (3)						
	2	2.5000E+06		2.083E+11	0.0	0.0	28309	62.50
	11	6.240E+11		1.302E+12	500.0	500.0	11796	

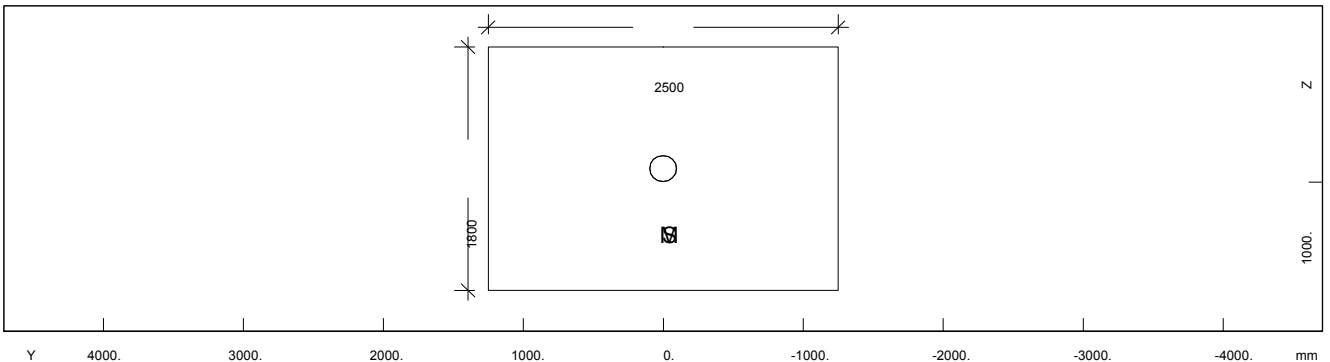
Cross section No. 61 - KEΦ-BA@POY-M4.D- (1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
61	=	KEΦ-BA@POY-M4.D- (1)						
	2	5.0000E+06		1.667E+12	0.0	0.0	28309	125.00
	11	3.436E+12		2.604E+12	1000.0	1000.0	11796	

Cross section No. 62 - KEΦ-BA@POY-M4.D- (2)

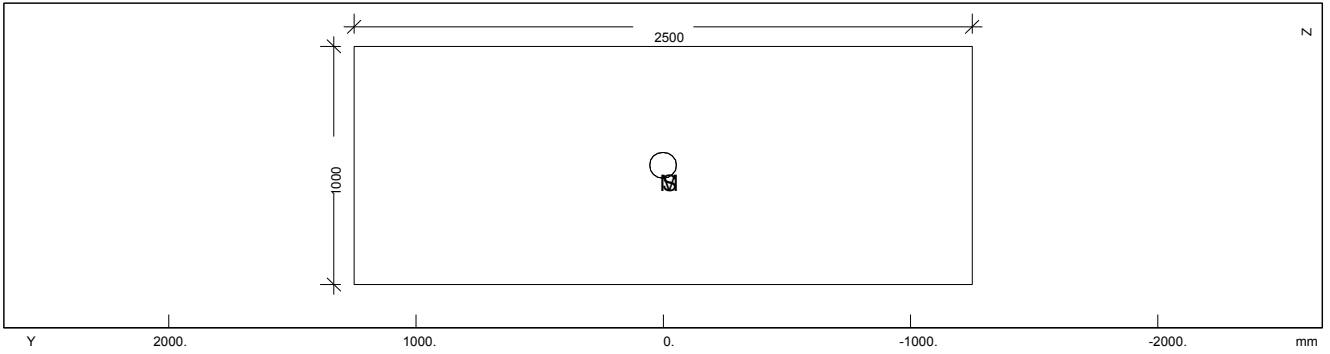


Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
62	=	KEΦ-BA@POY-M4.D- (2)						
	2	4.5000E+06		1.215E+12	0.0	0.0	28309	112.50
	11	2.711E+12		2.344E+12	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 63 - KEΦ-BA@POY-M4.D- (3)

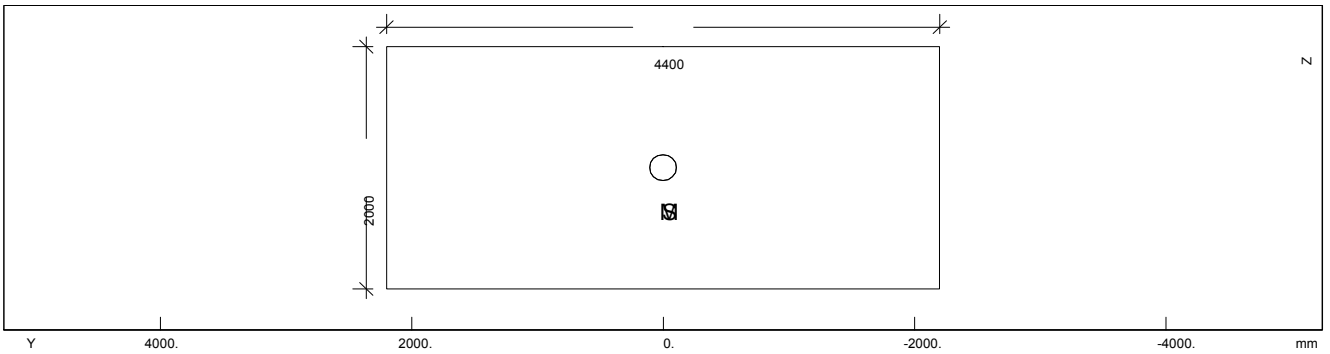
STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
63	=	KEΦ-BA@POY-M4.D-(3)						
	2	2.5000E+06		2.083E+11	0.0	0.0	28309	62.50
	11	6.240E+11		1.302E+12	500.0	500.0	11796	

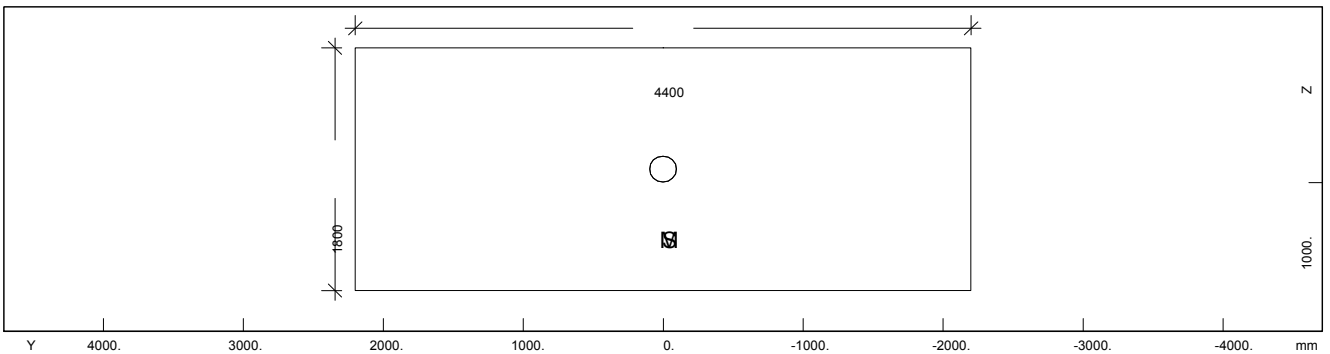
Cross section No. 71 - KEΦ-BA@POY-M5.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
71	=	KEΦ-BA@POY-M5.D-(1)						
	2	8.8000E+06		2.933E+12	0.0	0.0	28309	220.00
	11	8.385E+12		1.420E+13	1000.0	1000.0	11796	

Cross section No. 72 - KEΦ-BA@POY-M5.D-(2)



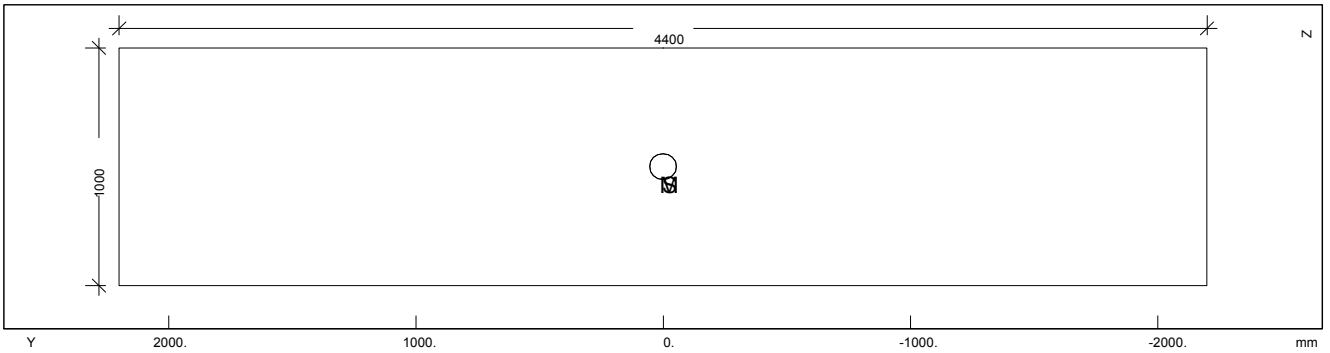
Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
72	=	KEΦ-BA@POY-M5.D-(2)						
	2	7.9200E+06		2.138E+12	0.0	0.0	28309	198.00
	11	6.356E+12		1.278E+13	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 73 - KEΦ-BA@POY-M5.D-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 1
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
73	=	KEΦ-BAΘΠΟΥ-M5.D-(3)						
	2	4.4000E+06		3.667E+11	0.0	0.0	28309	110.00
	11	1.261E+12		7.099E+12	500.0	500.0	11796	

Cross section No. 100 - AKAMITH

Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
100	=	AKAMITH						
	9	1.0000E+09		1.000E+17	0.0	0.0	28309	0.00
		1.267E+17		1.000E+17	0.0	0.0	11796	

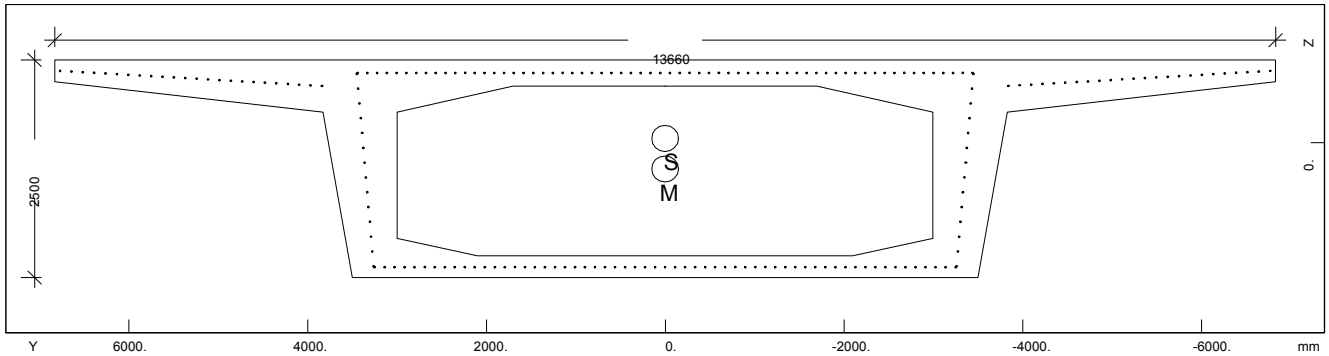
STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Default design code is DIN Fachbericht 102 Massivbrücken (2003) (Germany)
 Klasse (Tab.4.118): D
 Wind zone : Binnenland

Materials

- No. 1 C 40/50 (DIN 1045-1)
- No. 2 C 30/37 (DIN 1045-1)
- No. 9 C 30/37 (DIN 1045-1)
- No. 11 BSt 500 SA (DIN 1045-1)
- No. 12 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

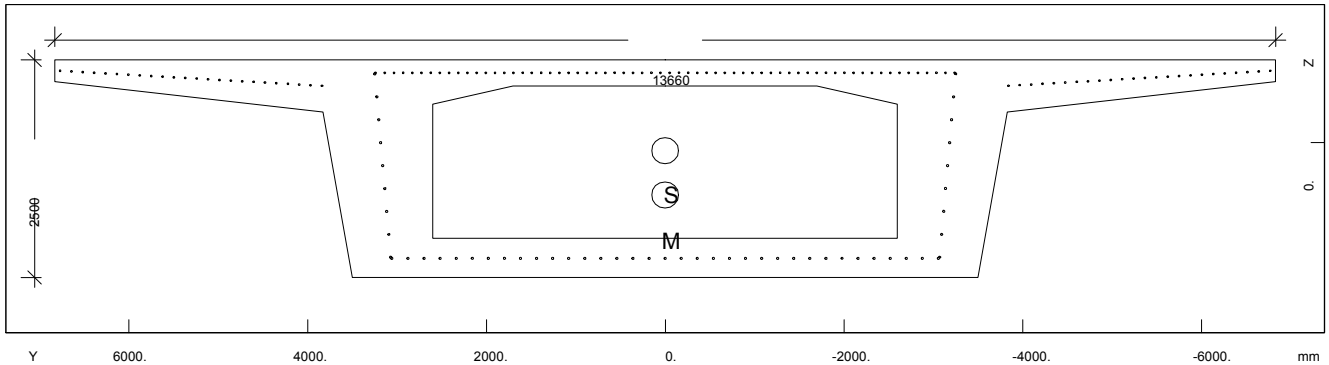
Cross section No. 1 - ΚΙΒΩΤΙΟ-ΑΝΟΙΓΜΑ



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
1	=	KIBOTIO-ANOITMA						
	1	9.9430E+06		7.866E+12	0.0	0.0	31387	248.57
	11	1.887E+13		1.225E+14	-47.7	304.0	13078	

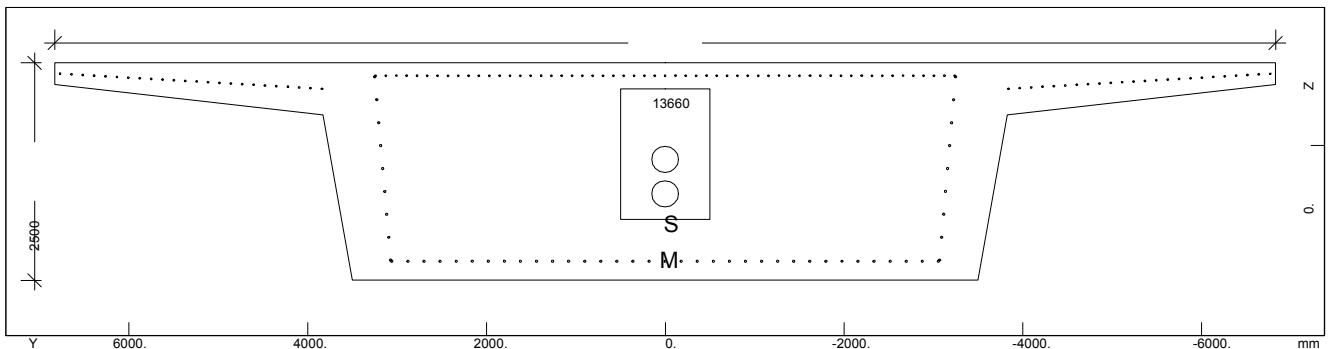
Cross section No. 2 - ΚΙΒΩΤΙΟ-ΕΝΙΞ



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
2	=	KIBOTIO-ENIEX						
	1	1.2162E+07		9.608E+12	0.0	0.0	31387	304.05
	11	2.215E+13		1.342E+14	95.6	603.3	13078	

Cross section No. 3 - ΚΙΒΩΤΙΟ-ΣΤΗΠ

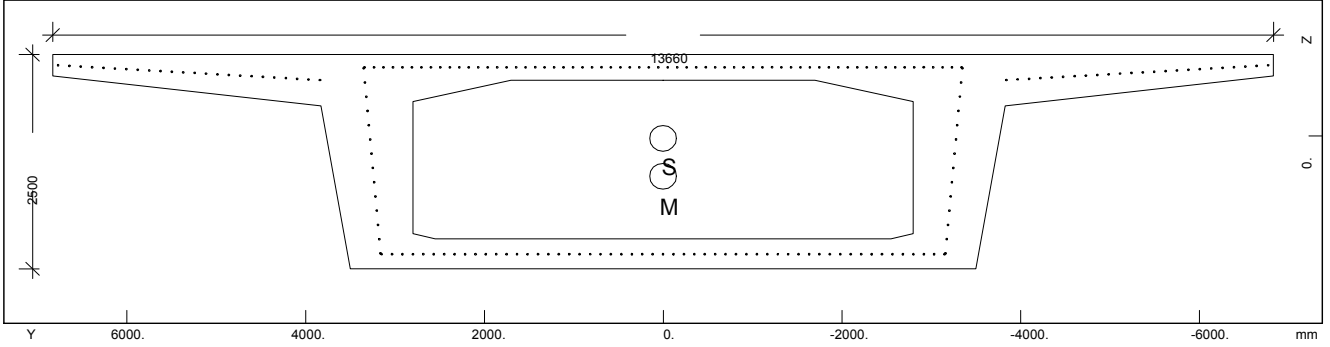


STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
3	=	KIBQTIO-ETHP						
	1	1.9573E+07		1.163E+13	0.0	0.0	31387	489.33
	11	2.808E+13		1.536E+14	162.0	557.3	13078	

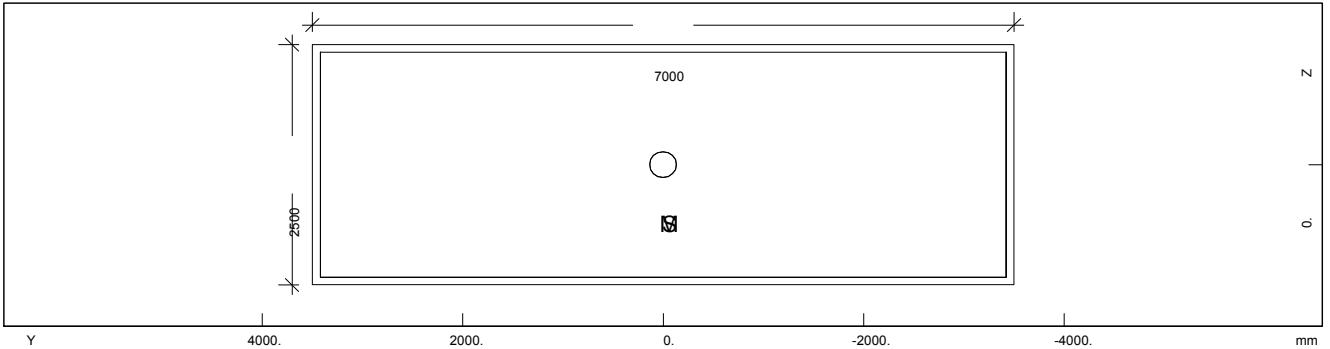
Cross section No. 4 - KIBQTIO-ENAIAMEEH



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
4	=	KIBQTIO-ENAIAMEEH						
	1	1.1003E+07		8.800E+12	0.0	0.0	31387	275.07
	11	2.074E+13		1.284E+14	30.3	471.7	13078	

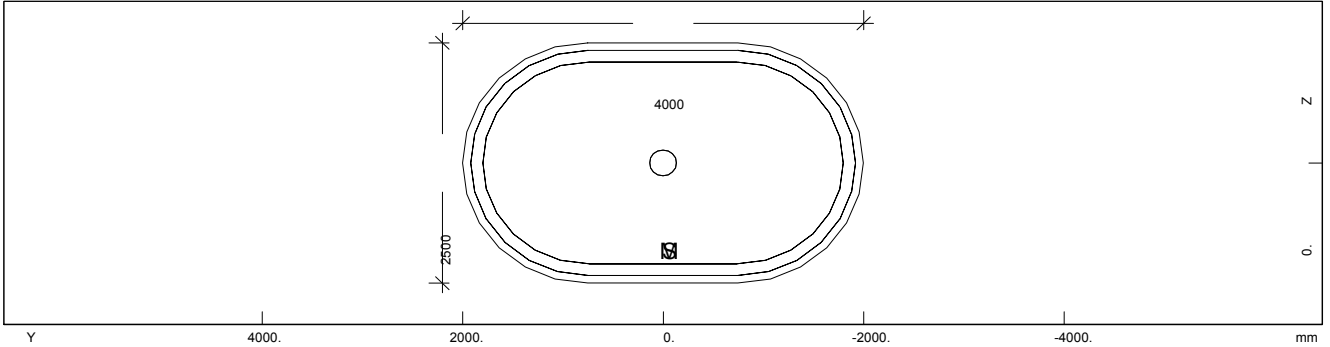
Cross section No. 21 - BA@PO-M1.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
21	=	BA@PO-M1.D						
	2	1.7500E+07		9.115E+12	0.0	0.0	28309	437.50
	11	2.829E+13		7.146E+13	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 22 - BA@PO-M2.D



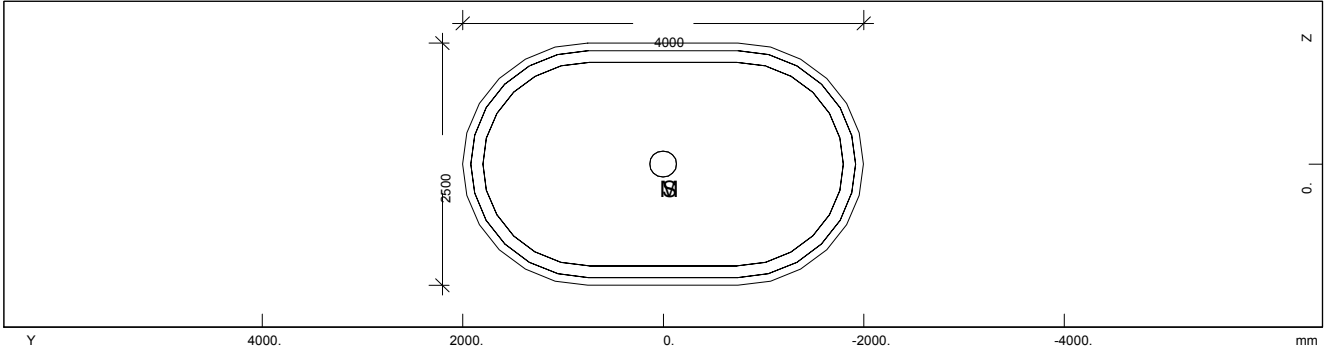
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
22	=	BA@PO-M2.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

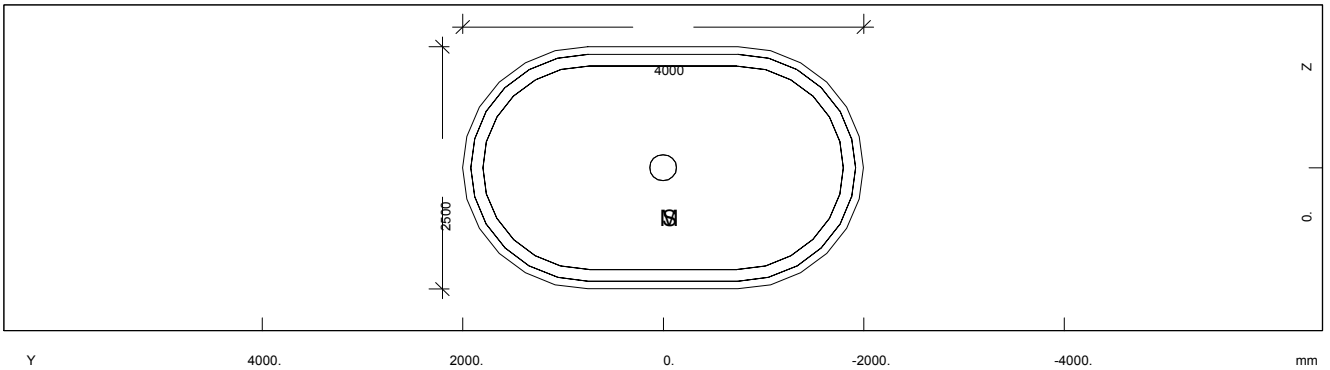
Cross section No. 23 - BA@PO-M3.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
23	=	BA@PO-M3.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

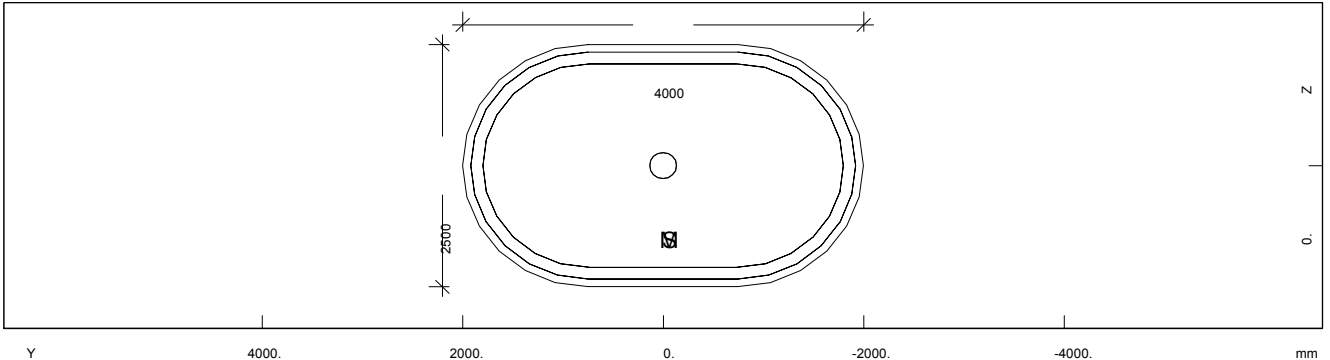
Cross section No. 24 - BA@PO-M4.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
24	=	BA@PO-M4.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 25 - BA@PO-M5.D

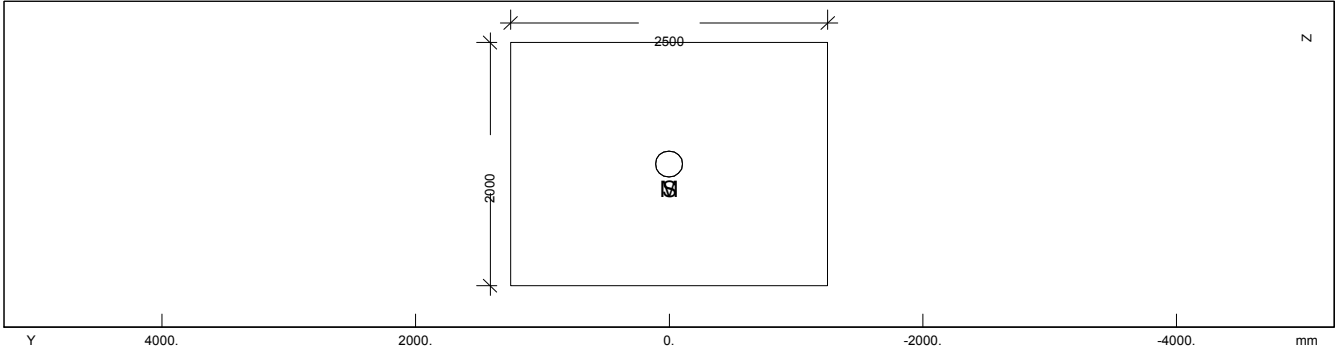


STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
25	=	BA@PO-M5.D						
	2	8.6029E+06		3.827E+12	0.0	0.0	28309	215.07
	11	1.060E+13		9.147E+12	0.0	0.0	11796	

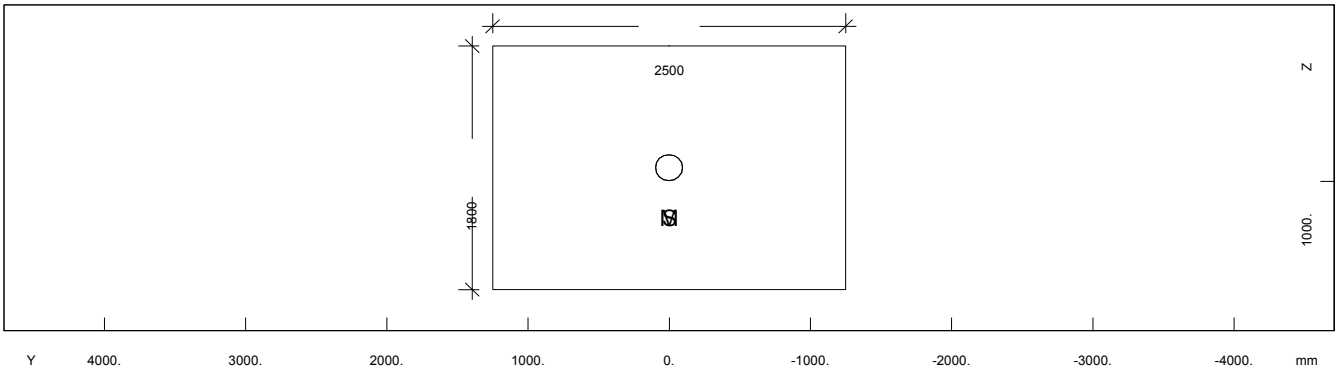
Cross section No. 41 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
41	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(1)						
	2	5.0000E+06		1.667E+12	0.0	0.0	28309	125.00
	11	3.436E+12		2.604E+12	1000.0	1000.0	11796	

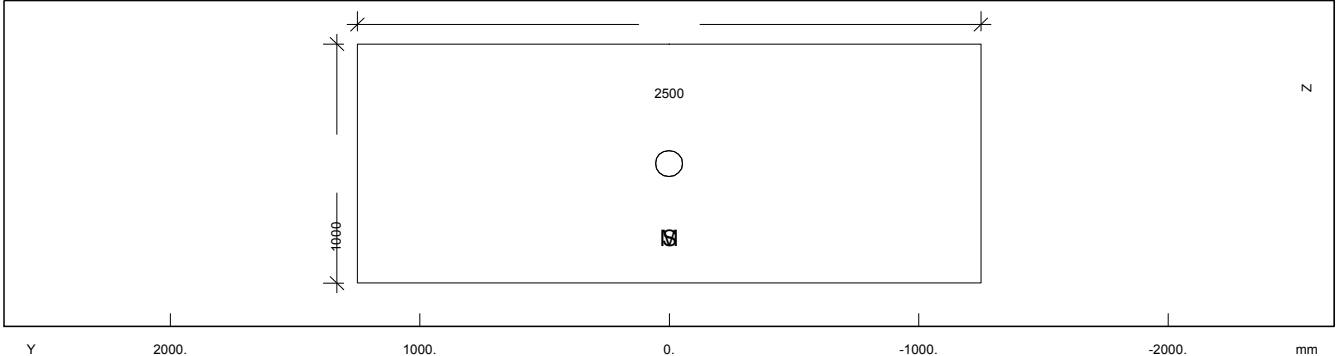
Cross section No. 42 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
42	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(2)						
	2	4.5000E+06		1.215E+12	0.0	0.0	28309	112.50
	11	2.711E+12		2.344E+12	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 43 - KEΦ-BA@POY-M2.D-(3)

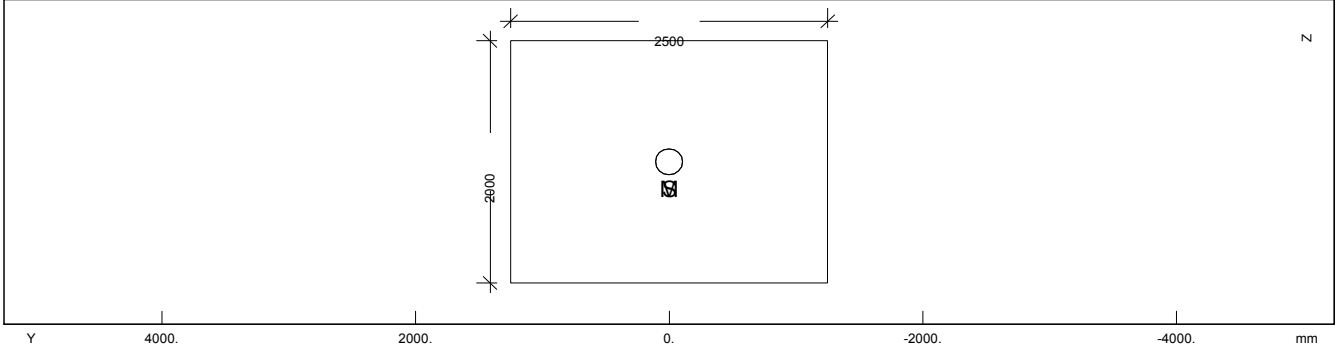


STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
43	=	KEΦ-BA@POY-M2.D-(3)						
	2	2.5000E+06		2.083E+11	0.0	0.0	28309	62.50
	11	6.240E+11		1.302E+12	500.0	500.0	11796	

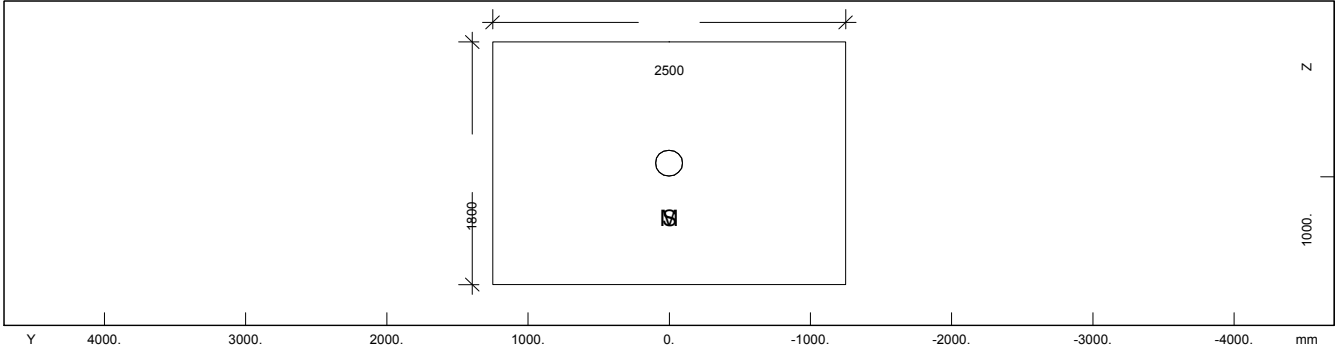
Cross section No. 51 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
51	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(1)						
	2	5.0000E+06		1.667E+12	0.0	0.0	28309	125.00
	11	3.436E+12		2.604E+12	1000.0	1000.0	11796	

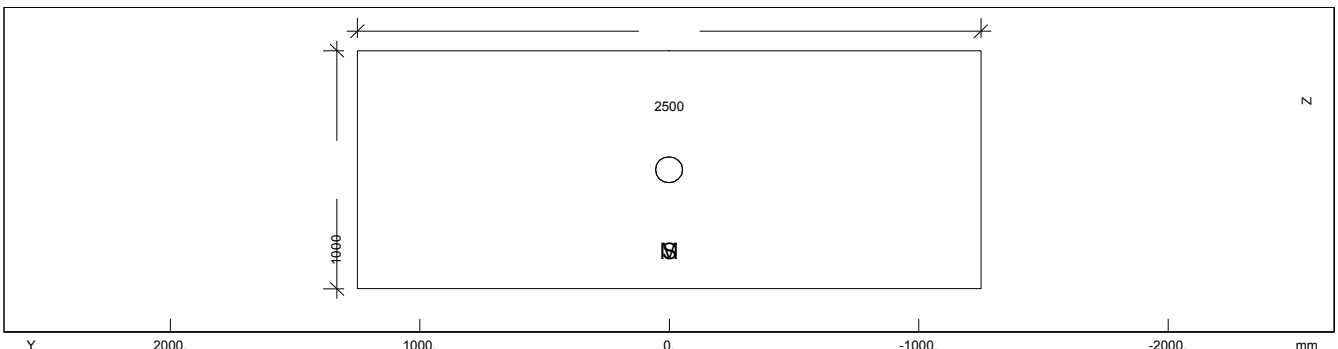
Cross section No. 52 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
52	=	KEΦ-BA@POY-M3.D-(2)						
	2	4.5000E+06		1.215E+12	0.0	0.0	28309	112.50
	11	2.711E+12		2.344E+12	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 53 - KEΦ-BA@POY-M3.D-(3)

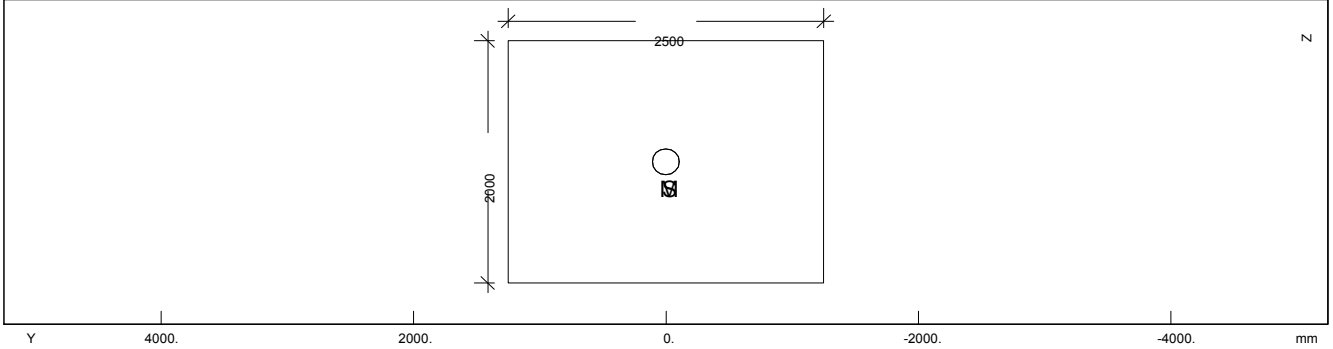


STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
53	=	KEΦ-BAΦPOY-M3.D-(3)						
	2	2.5000E+06		2.083E+11	0.0	0.0	28309	62.50
	11	6.240E+11		1.302E+12	500.0	500.0	11796	

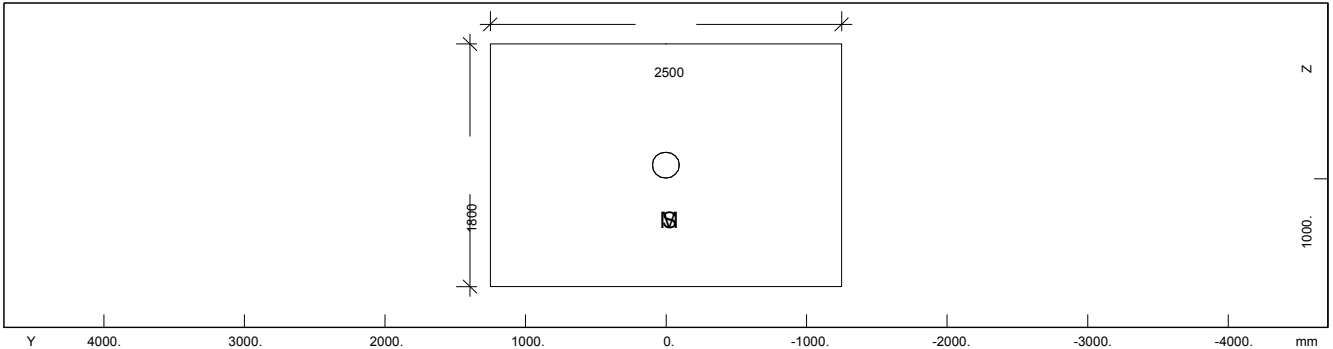
Cross section No. 61 - KEΦ-BAΦPOY-M4.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
61	=	KEΦ-BAΦPOY-M4.D-(1)						
	2	5.0000E+06		1.667E+12	0.0	0.0	28309	125.00
	11	3.436E+12		2.604E+12	1000.0	1000.0	11796	

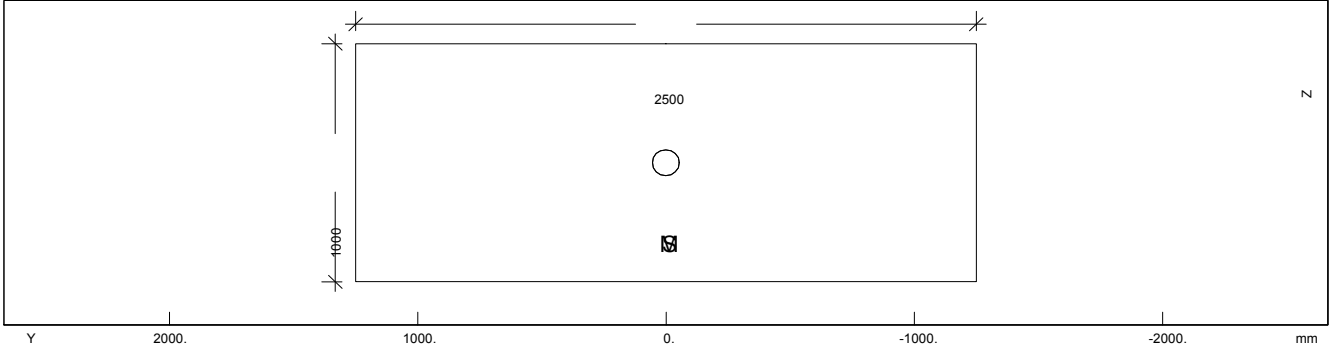
Cross section No. 62 - KEΦ-BAΦPOY-M4.D-(2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
62	=	KEΦ-BAΦPOY-M4.D-(2)						
	2	4.5000E+06		1.215E+12	0.0	0.0	28309	112.50
	11	2.711E+12		2.344E+12	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 63 - KEΦ-BAΦPOY-M4.D-(3)

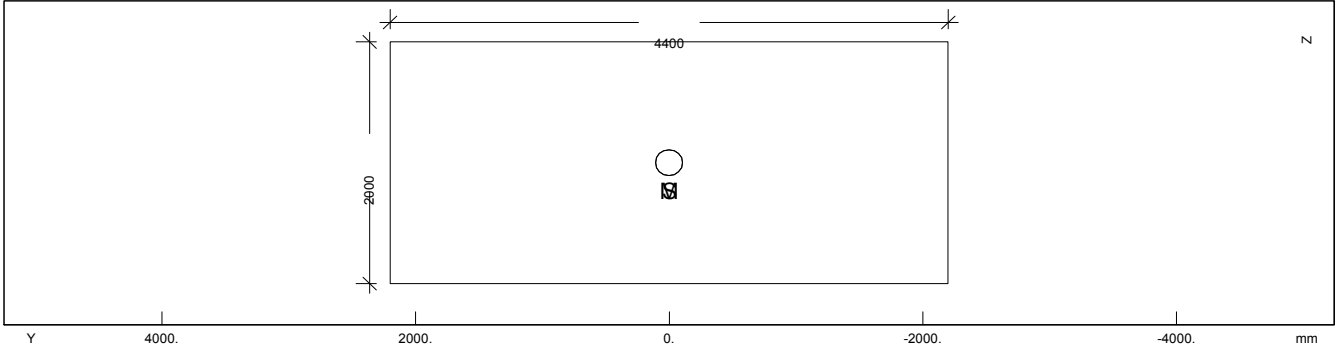


STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
63	=	KEΦ-BA@POY-M4.D-(3)						
	2	2.5000E+06		2.083E+11	0.0	0.0	28309	62.50
	11	6.240E+11		1.302E+12	500.0	500.0	11796	

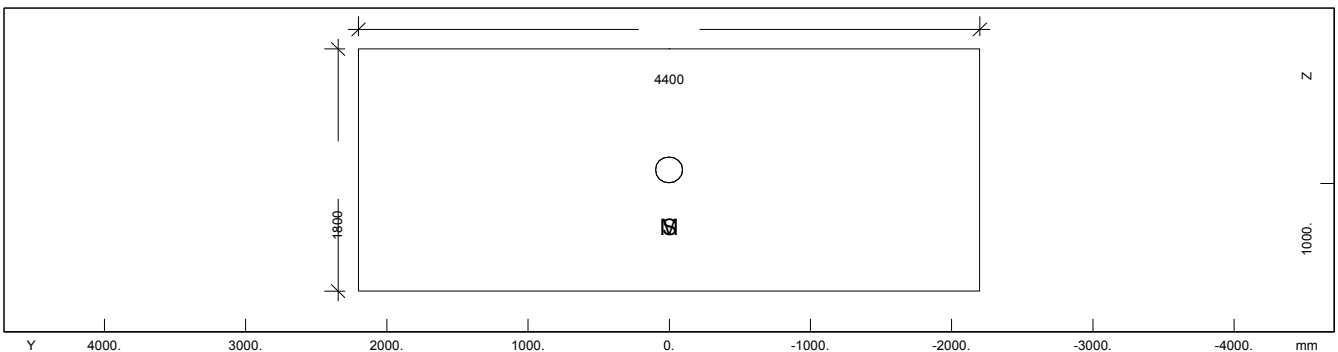
Cross section No. 71 - KEΦ-BA@POY-M5.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
71	=	KEΦ-BA@POY-M5.D-(1)						
	2	8.8000E+06		2.933E+12	0.0	0.0	28309	220.00
	11	8.385E+12		1.420E+13	1000.0	1000.0	11796	

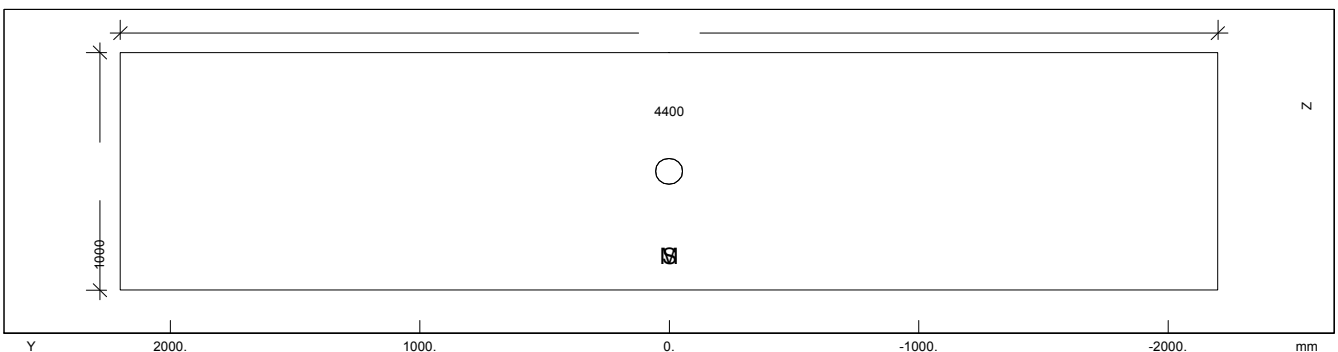
Cross section No. 72 - KEΦ-BA@POY-M5.D-(2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
72	=	KEΦ-BA@POY-M5.D-(2)						
	2	7.9200E+06		2.138E+12	0.0	0.0	28309	198.00
	11	6.356E+12		1.278E+13	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 73 - KEΦ-BA@POY-M5.D-(3)



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 1
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

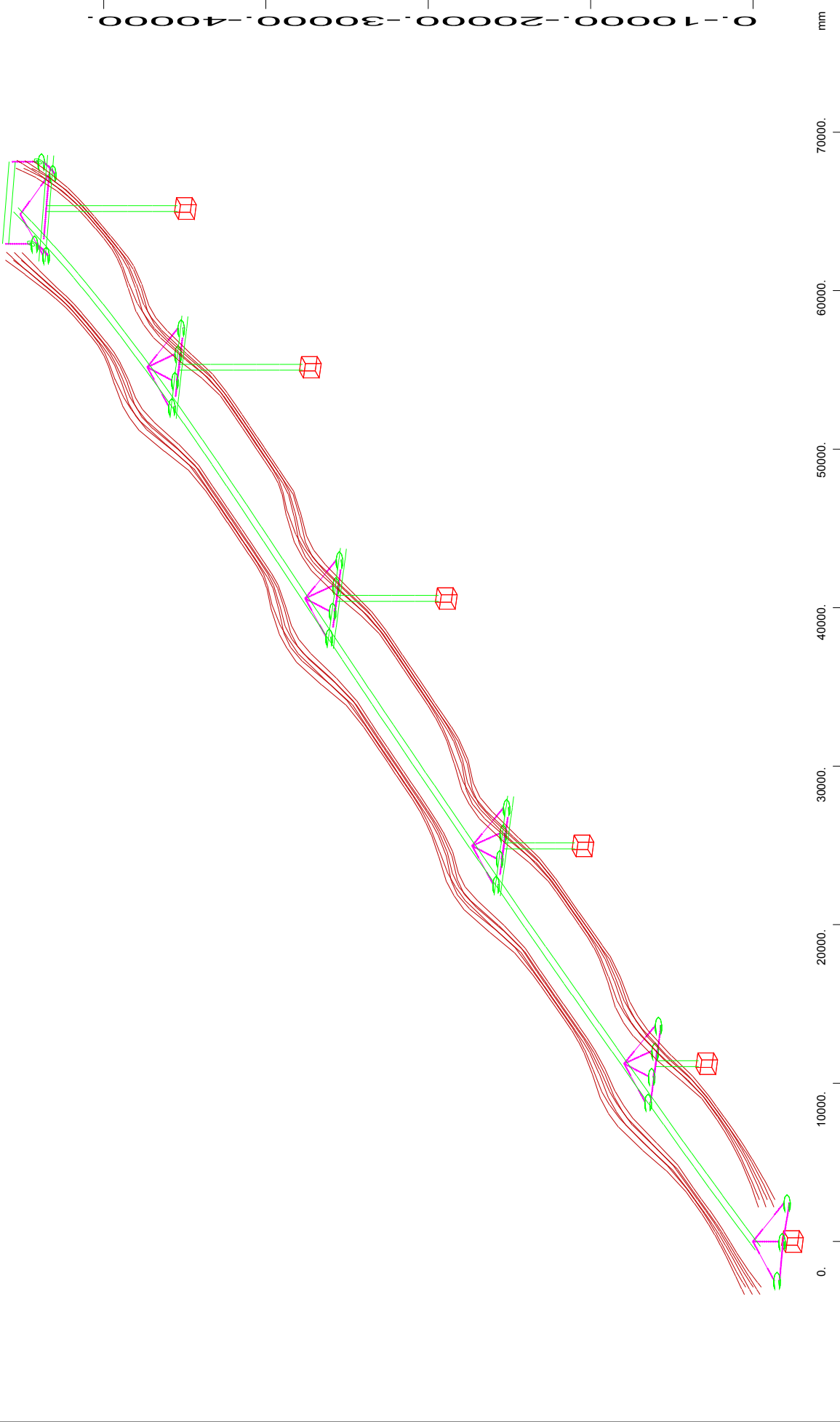
Static properties of cross section

No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
73	=	KEΦ-BAΘΠOY-M5.D-(3)						
	2	4.4000E+06		3.667E+11	0.0	0.0	28309	110.00
	11	1.261E+12		7.099E+12	500.0	500.0	11796	

Cross section No. 100 - AKAMΠTH

Static properties of cross section

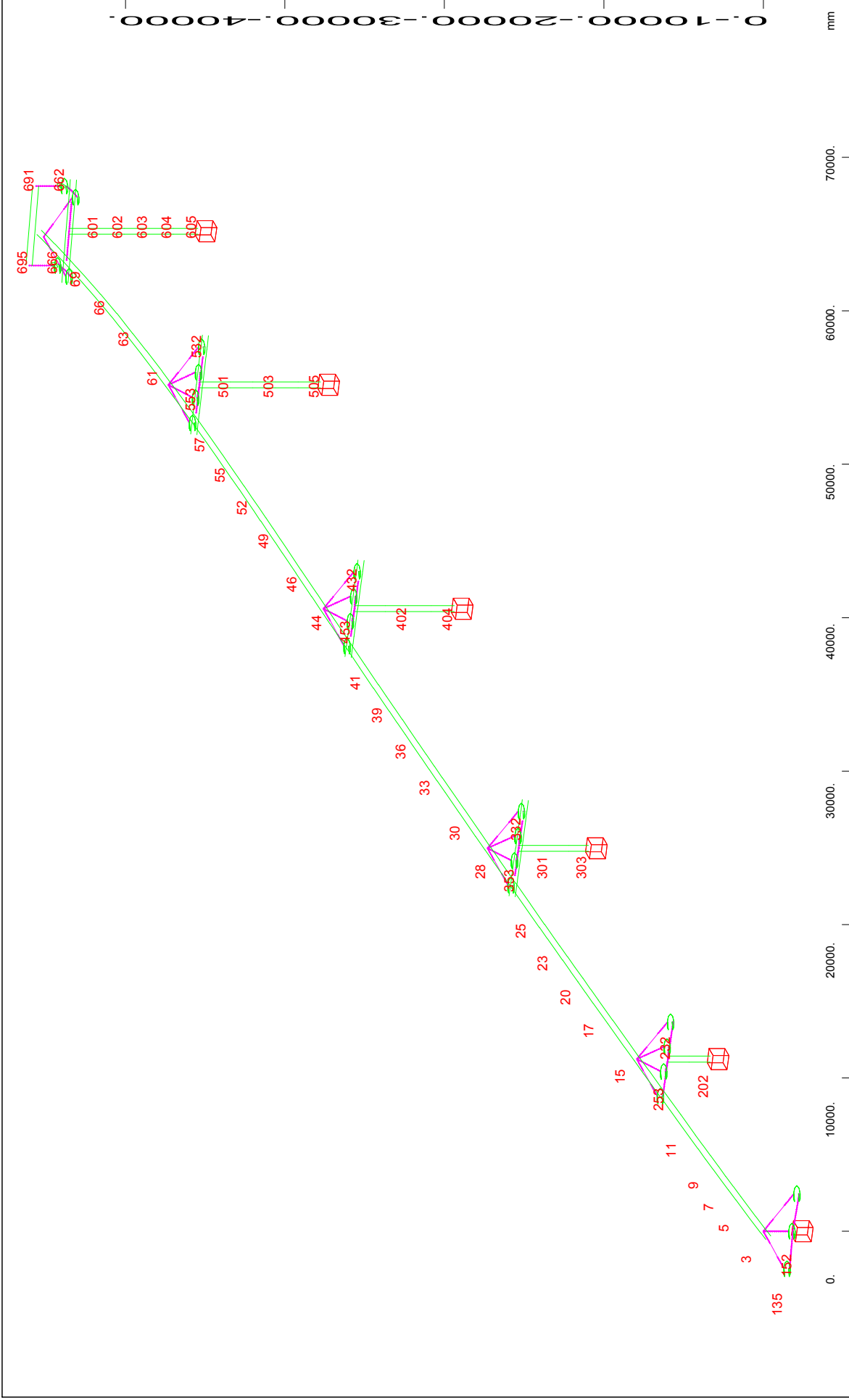
No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
100	=	AKAMΠTH						
	9	1.0000E+09		1.000E+17	0.0	0.0	28309	0.00
		1.267E+17		1.000E+17	0.0	0.0	11796	



Structure
X Y Z

M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1
STRUCTURE



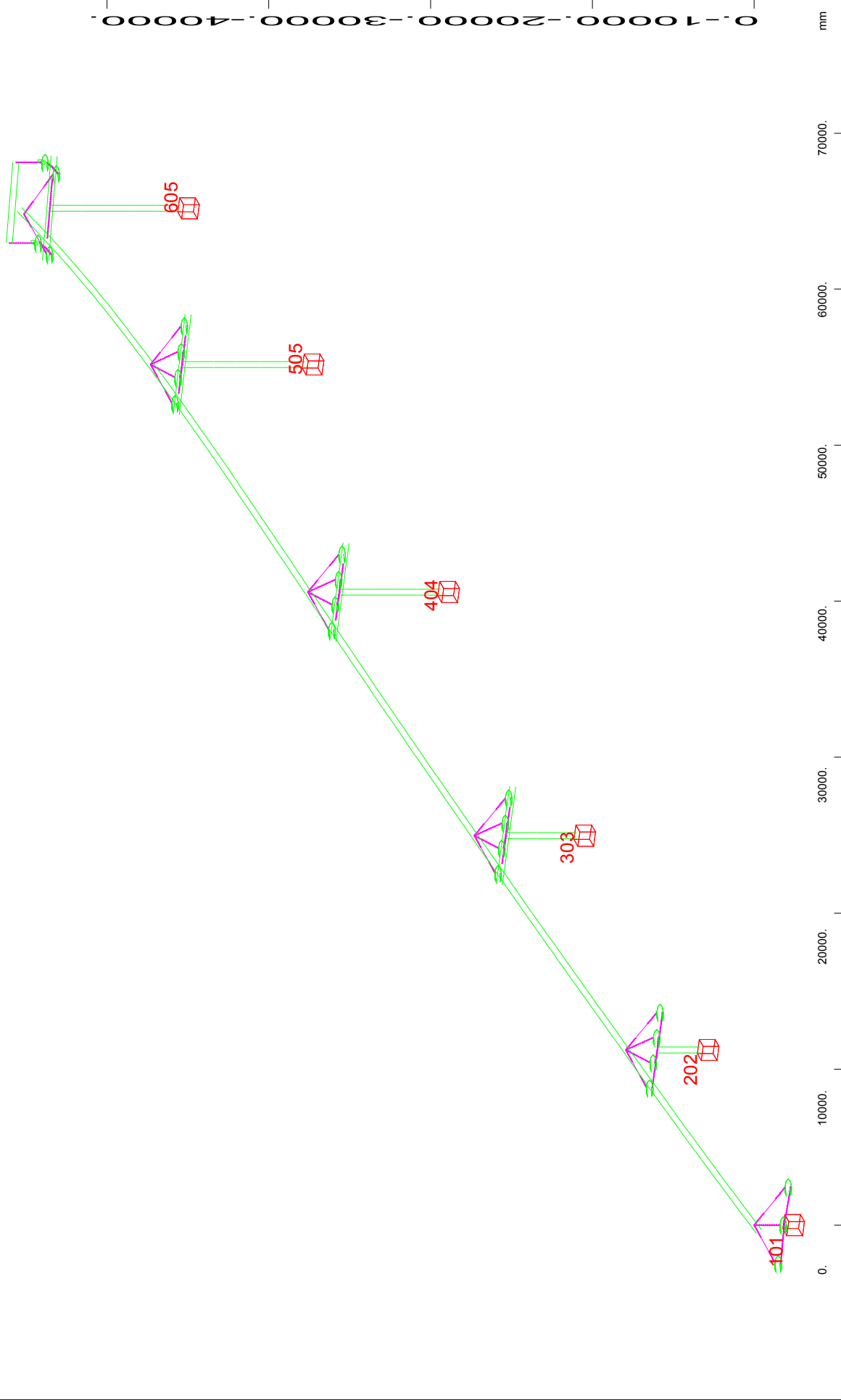
Numbers of nodes (Max=695)

X
Y
Z

M 1 : 343
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1

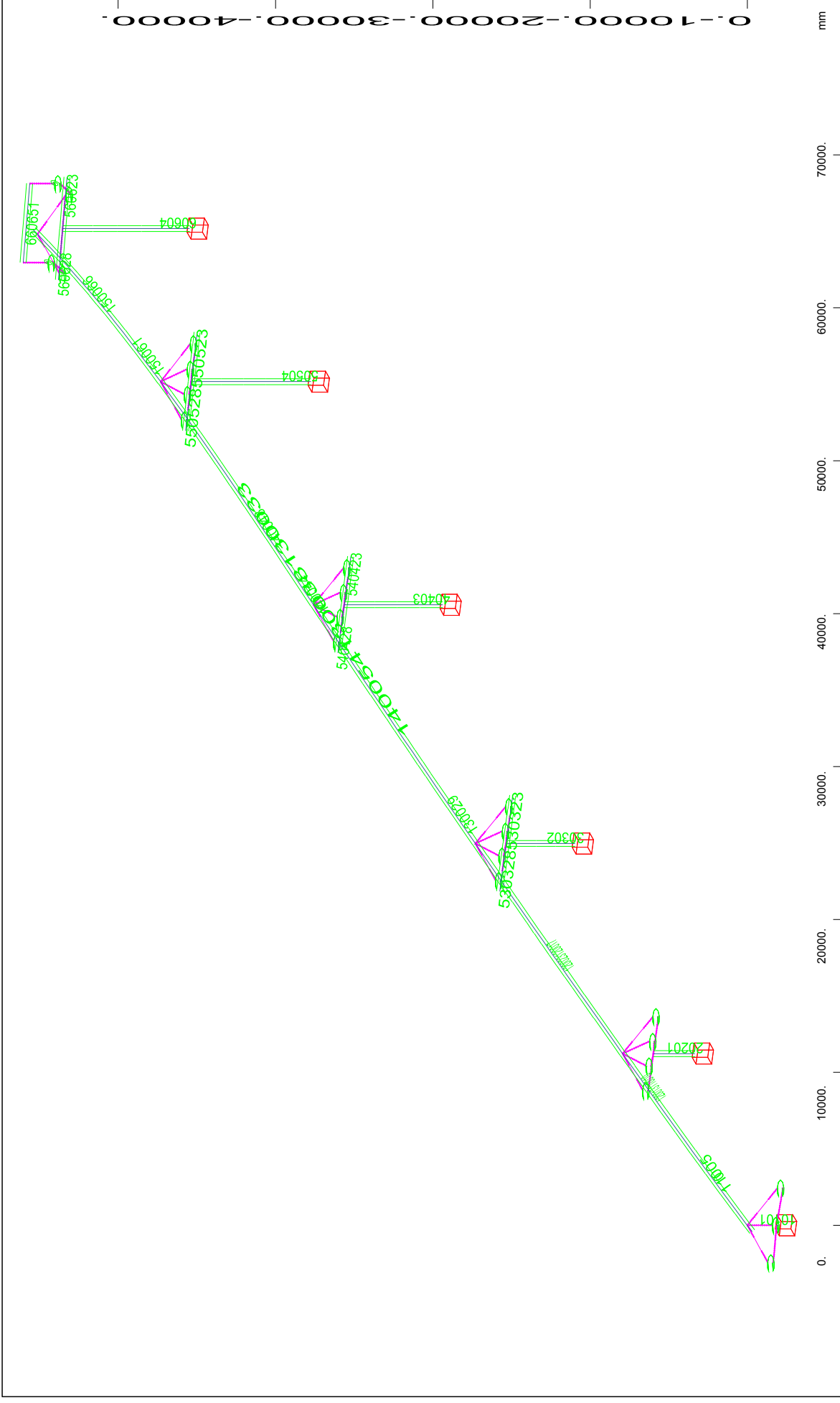
STRUCTURE



Numbers of fixed nodes (Max=605)

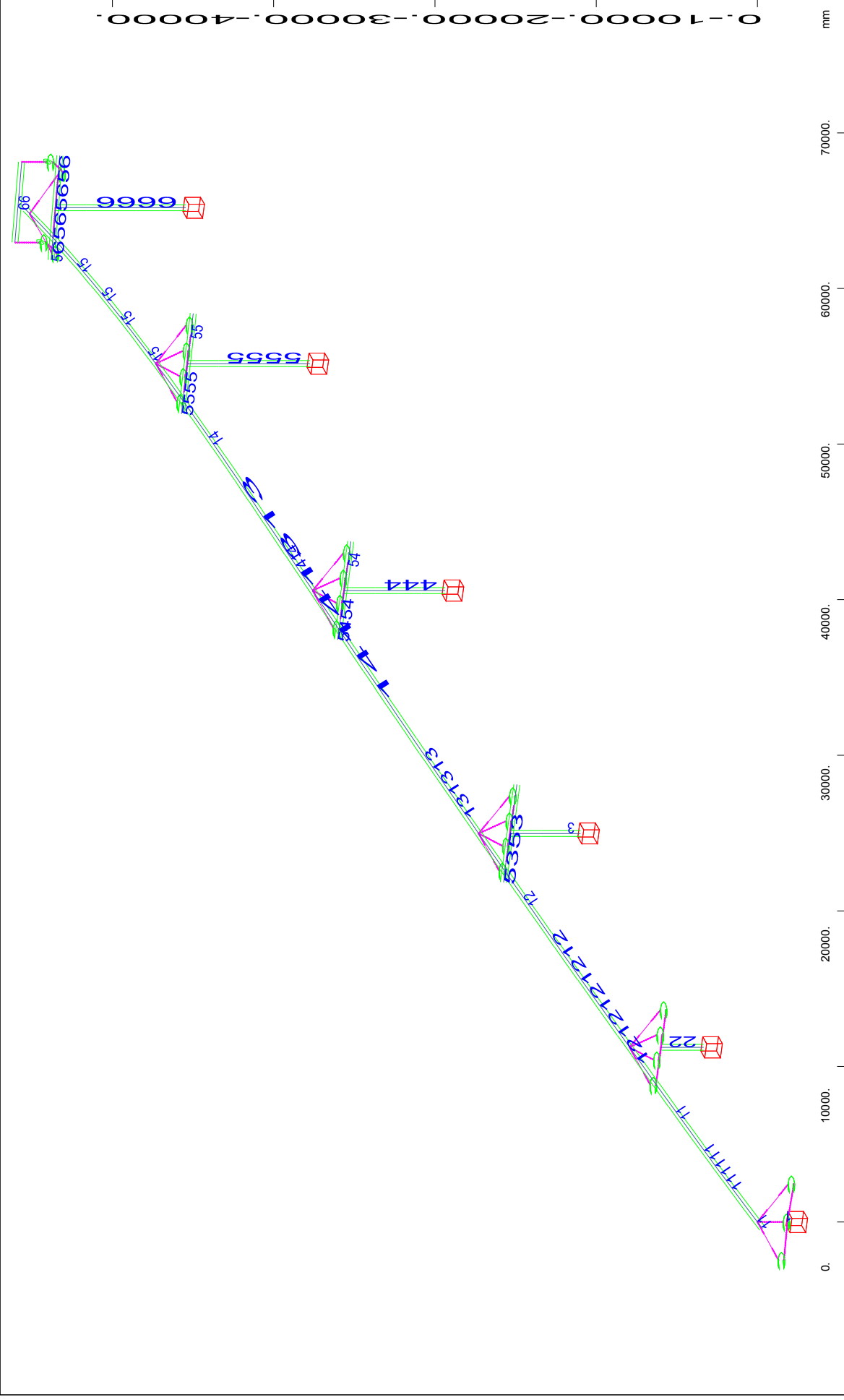
M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1
STRUCTURE



Beam Elements , Number of element (Max=660651)

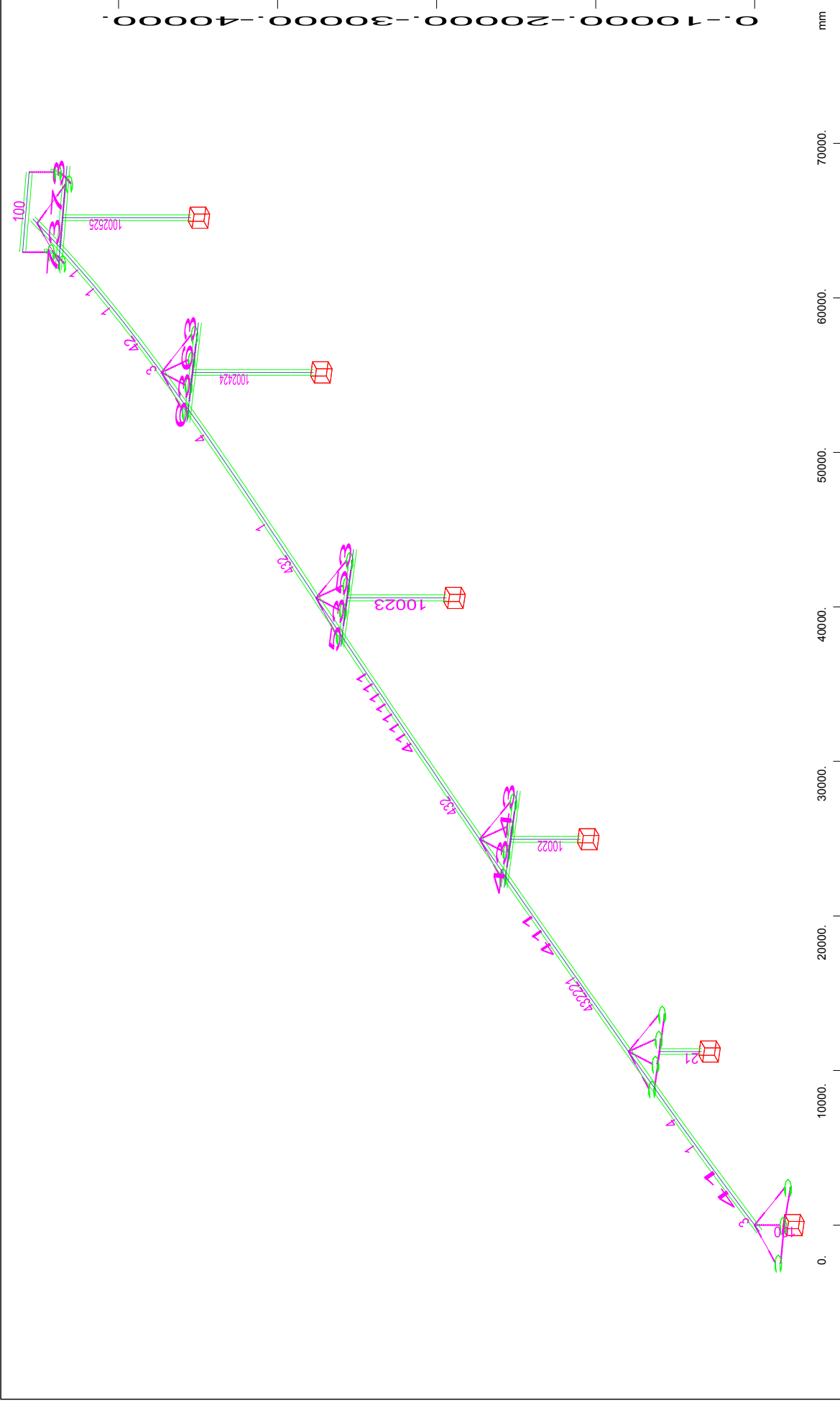
M 1 : 344
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Beam Elements , Number of group (Max=66)

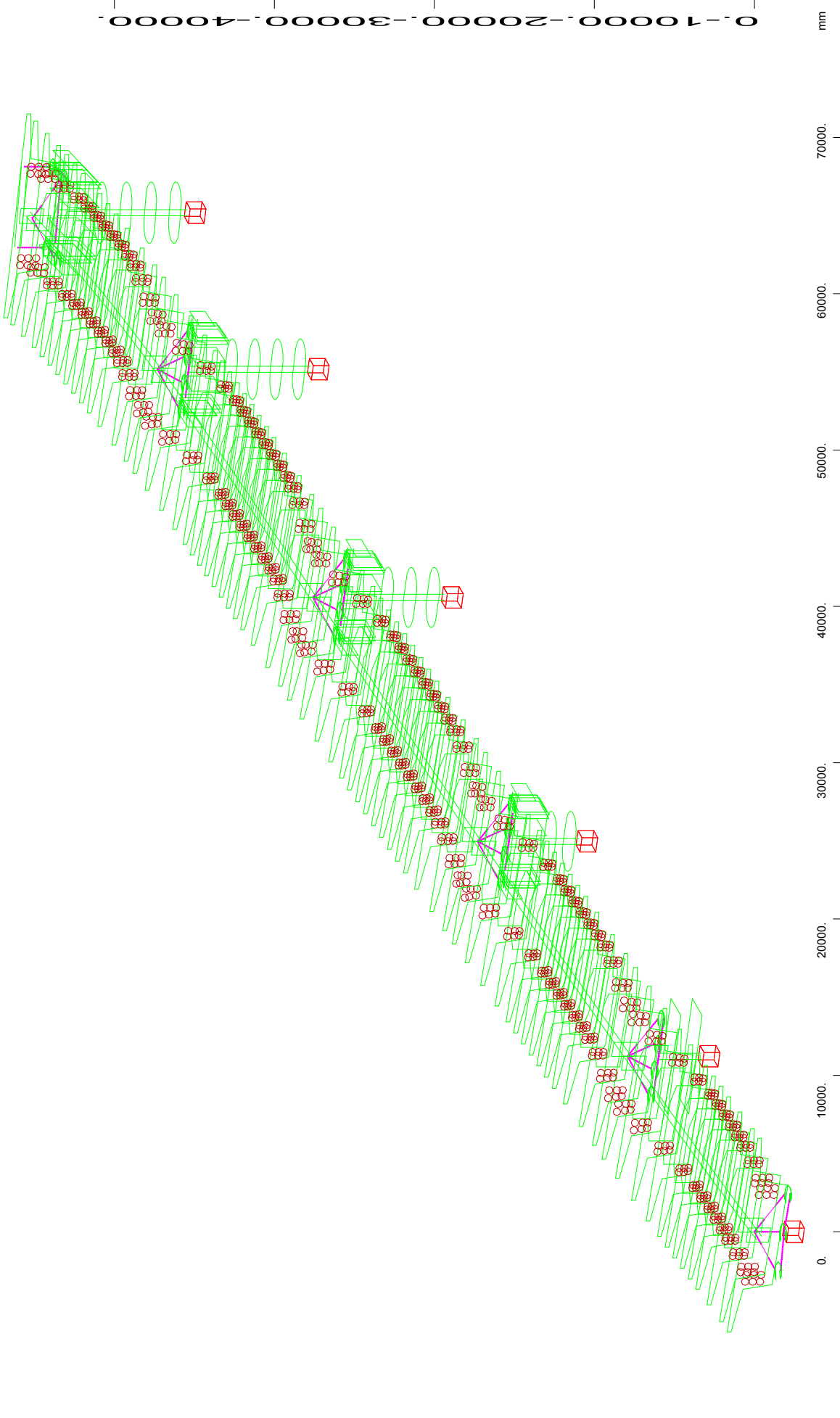
M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1
STRUCTURE



Beam Elements , Numbers of cross section (Max=100)

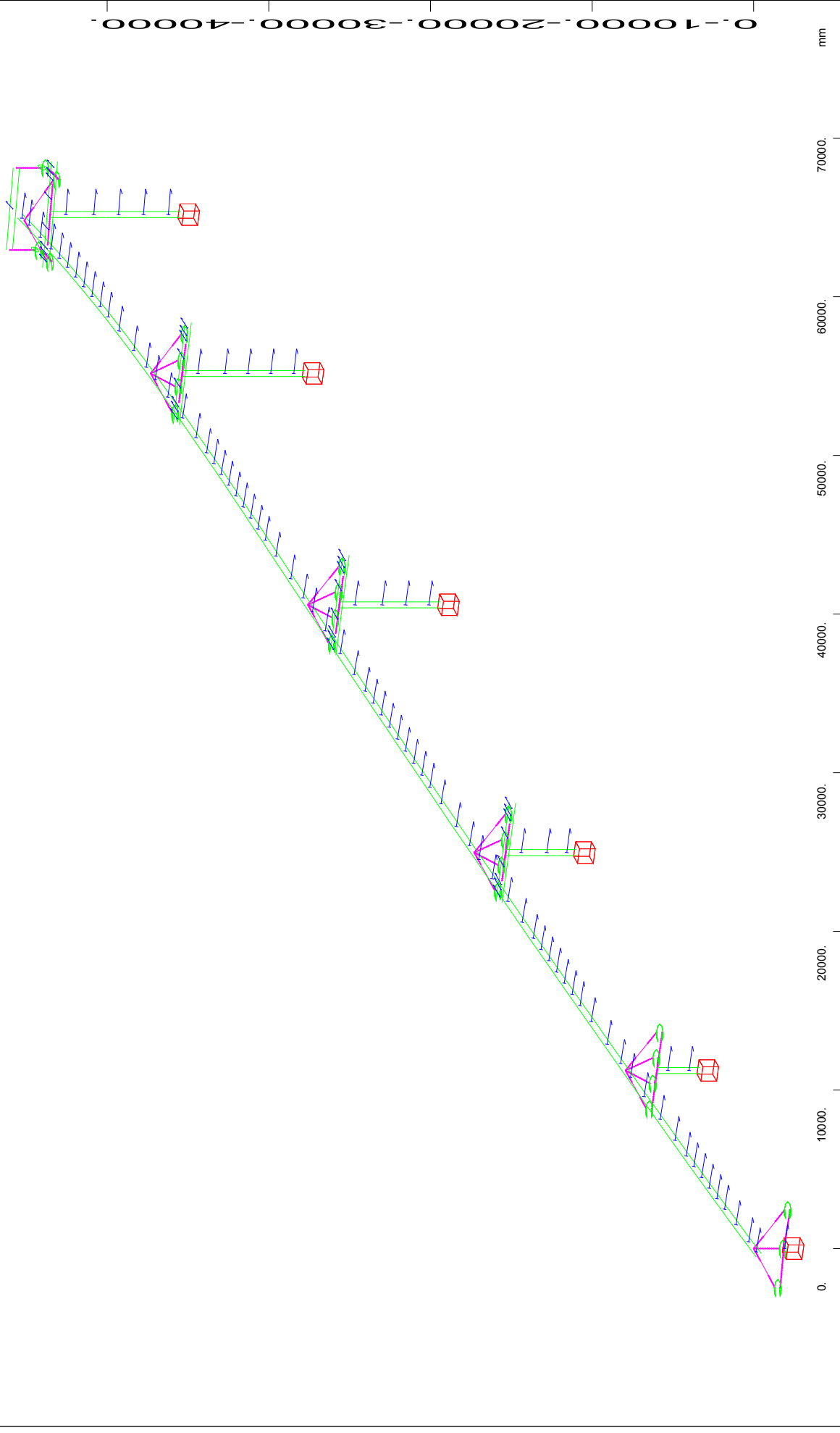
M 1 : 34.1
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



Beam Elements , Contour of Cross section

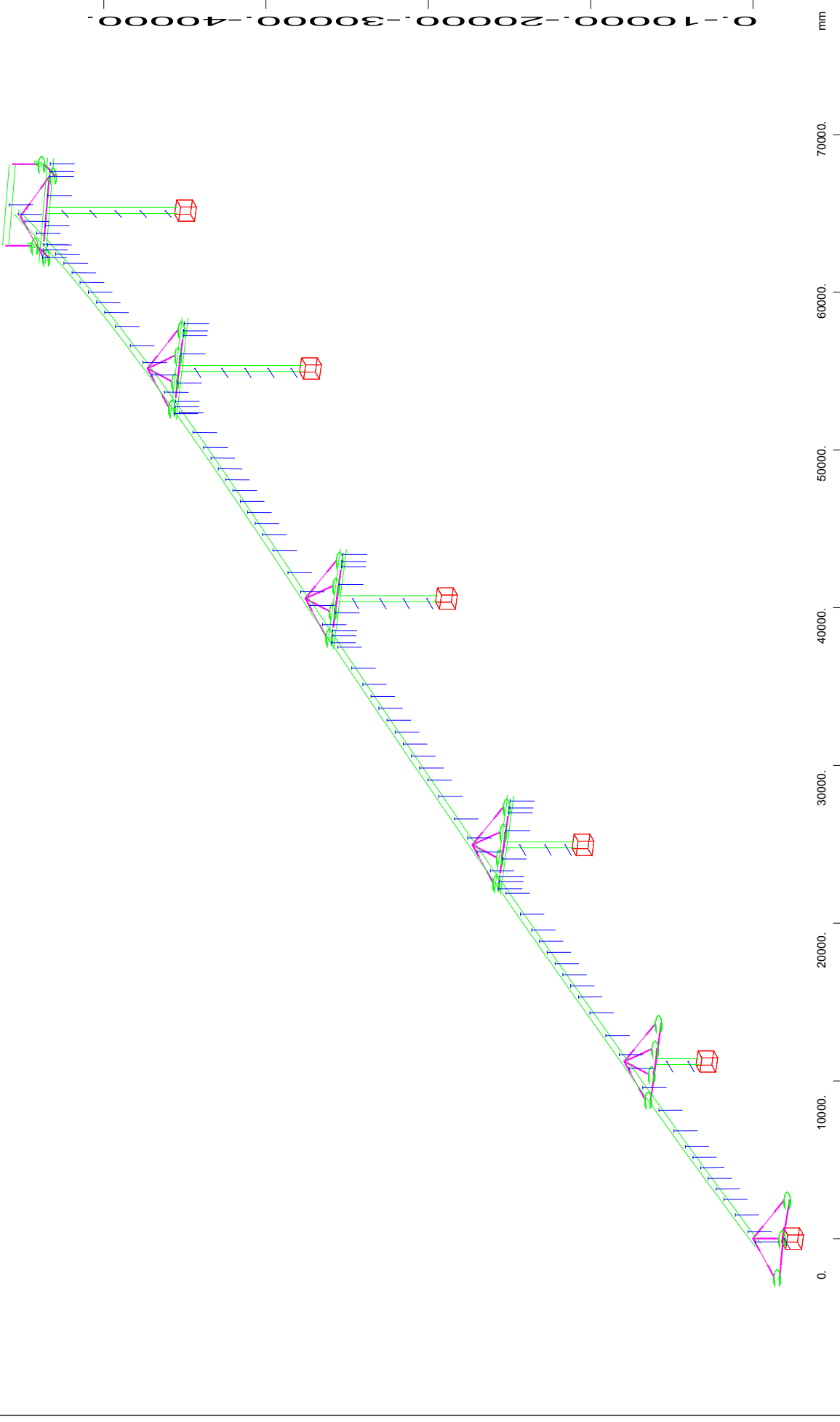
X
Y
Z

M 1 : 342
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



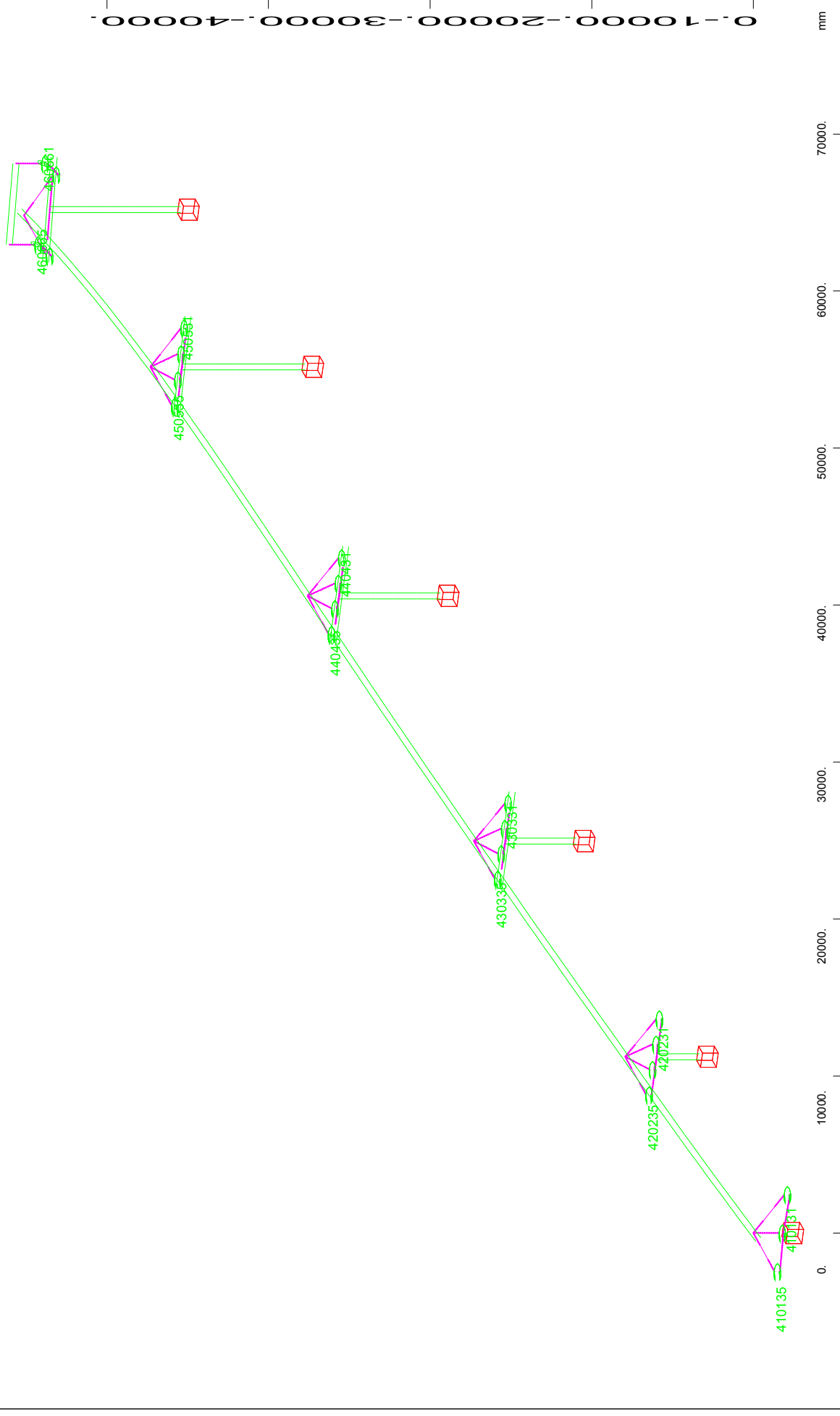
M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Beam Elements, Local direction Y (
X
Y
Z



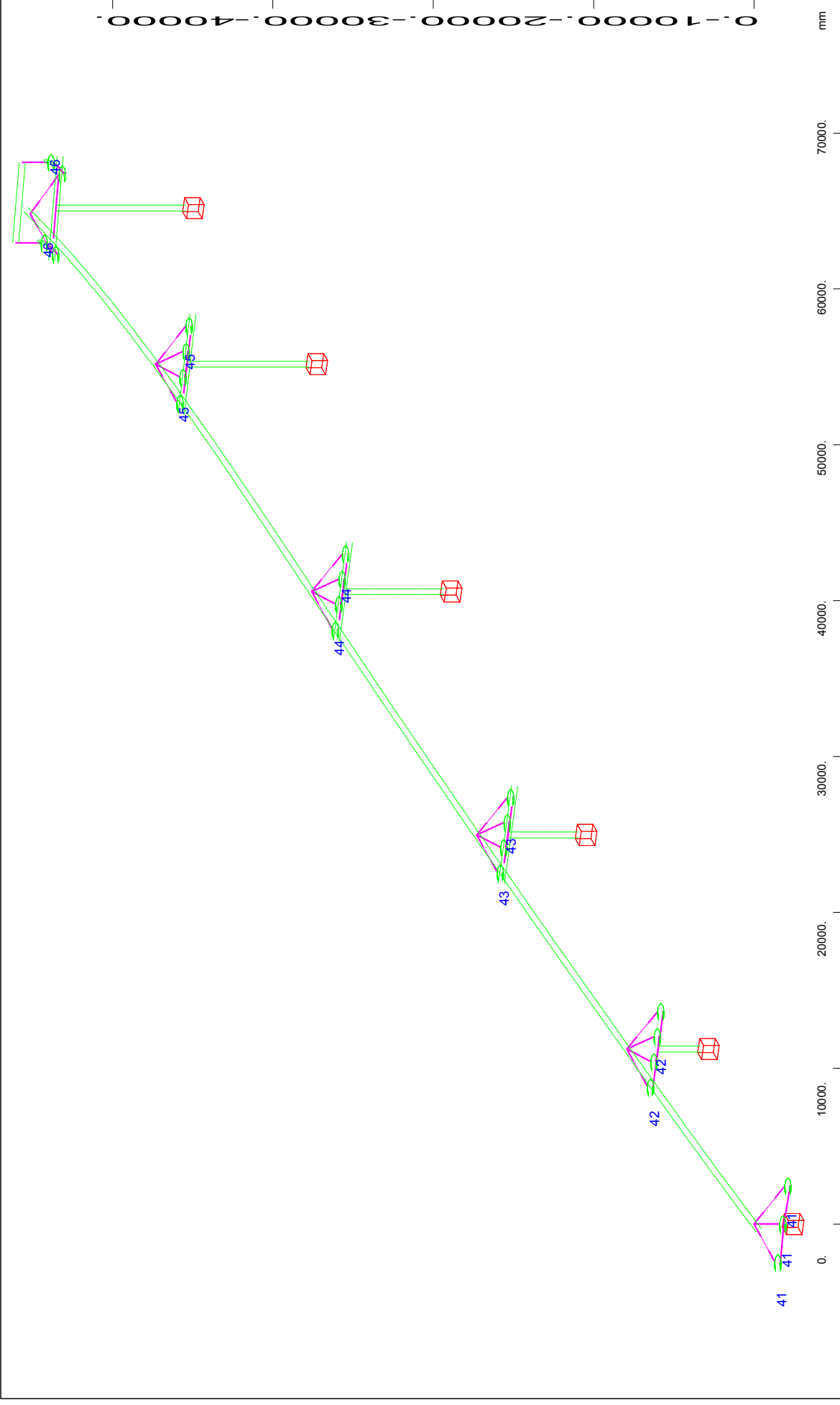
X₁ Beam Elements , Local direction Z ()
Y₁
Z

M 1 : 338
X* 0.502
Y* 0.906
Z* 0.962



Spring Elements , Number of element (Max=460665)
 X_Y
 Z

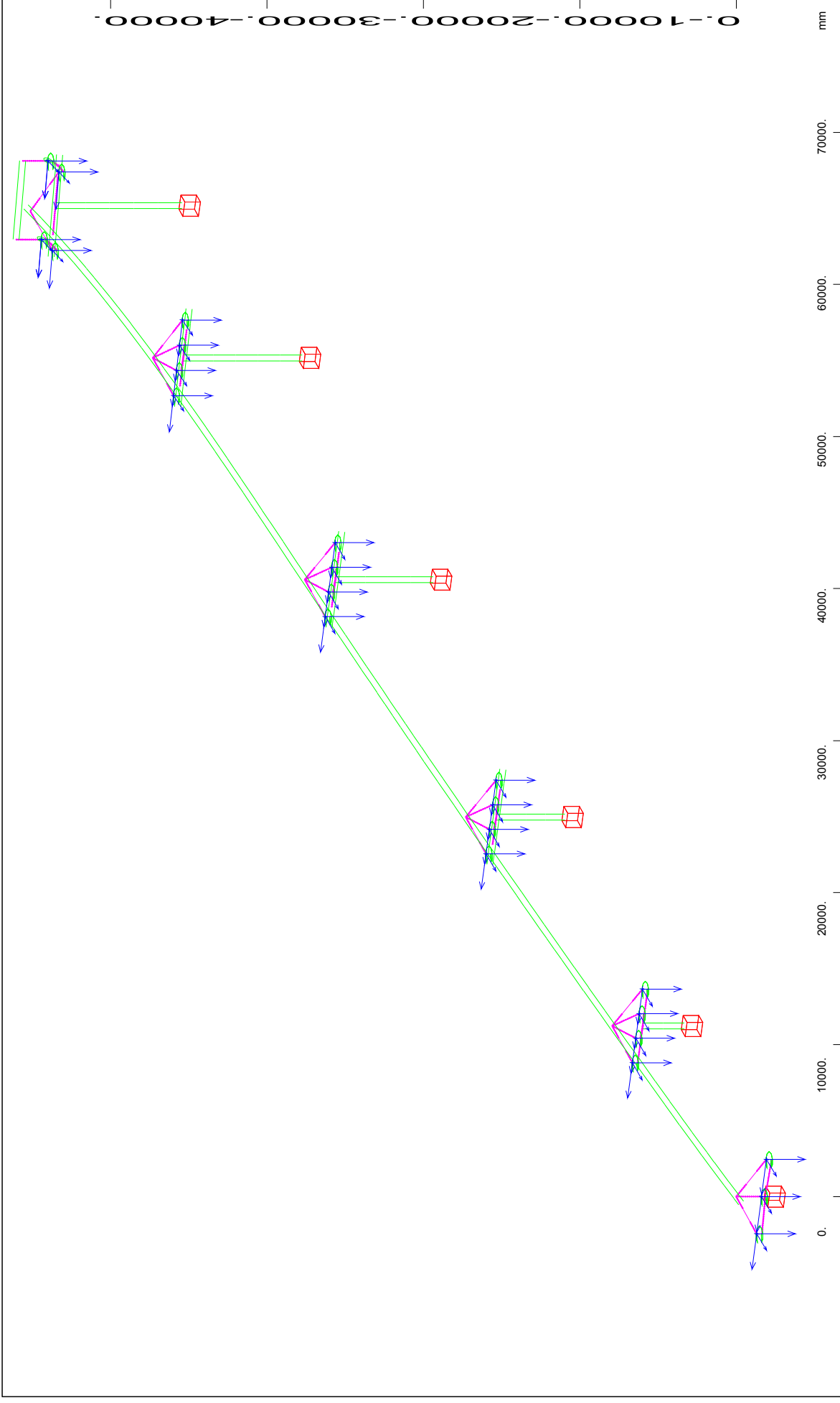
M 1 : 338
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Spring Elements , Number of group (Max=46)

M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1
STRUCTURE



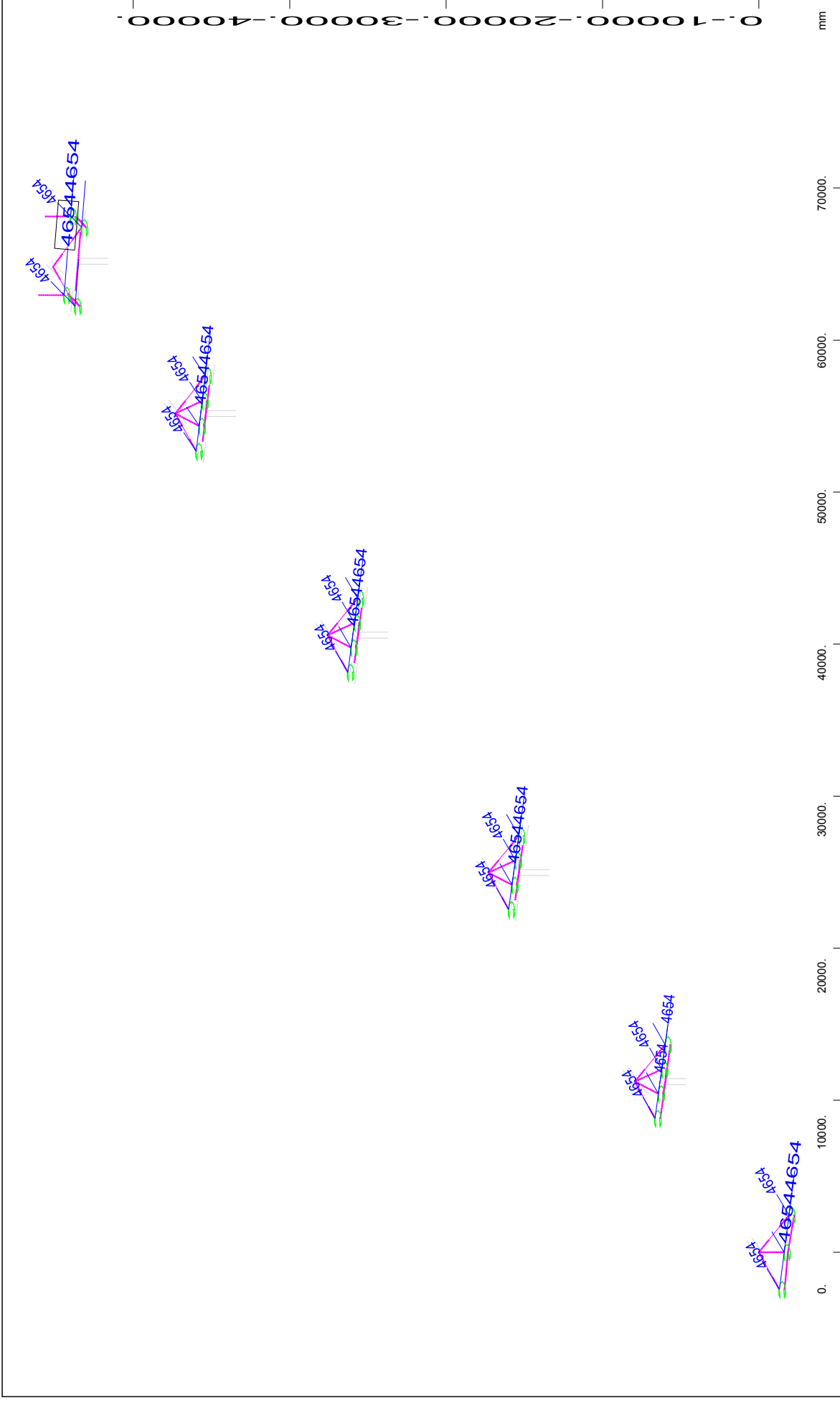
M 1 : 346
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



Direction of Spring ('

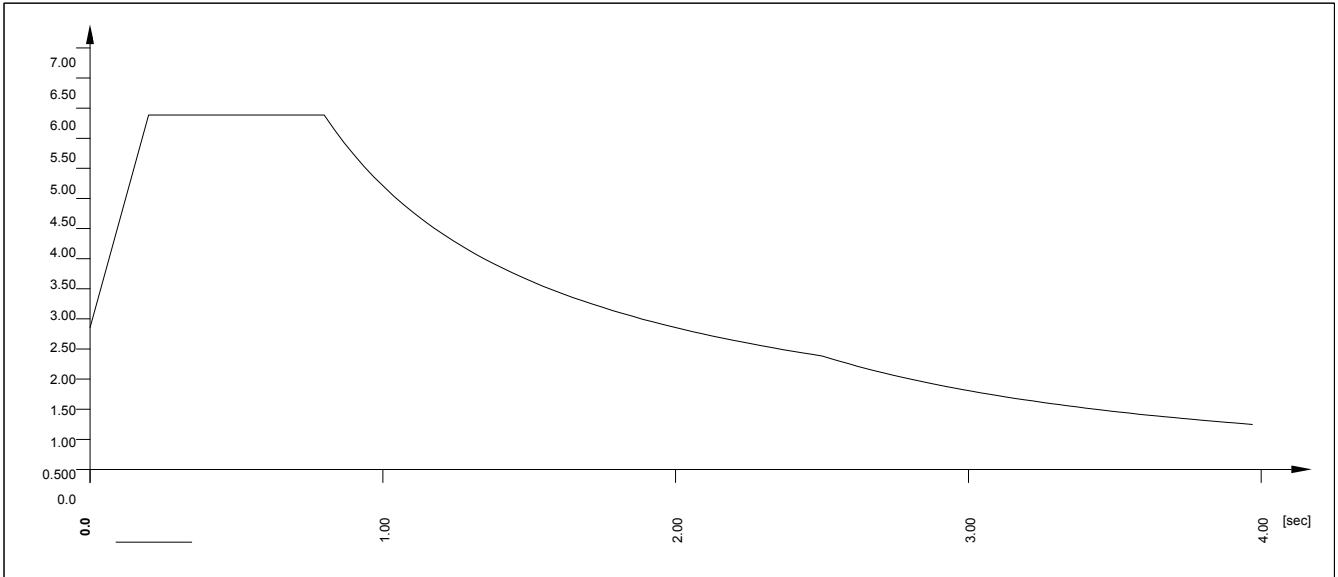


STRUCTURE 1
STRUCTURE



X Y Z
 Sector of system Spring Elements Group 31...36 41...46
 Spring constant, 1 cm 3D = 5000. kN/m (Max=4654.)
 M 1 : 346
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
 DESIGN SPECTRA



Load Case 3998

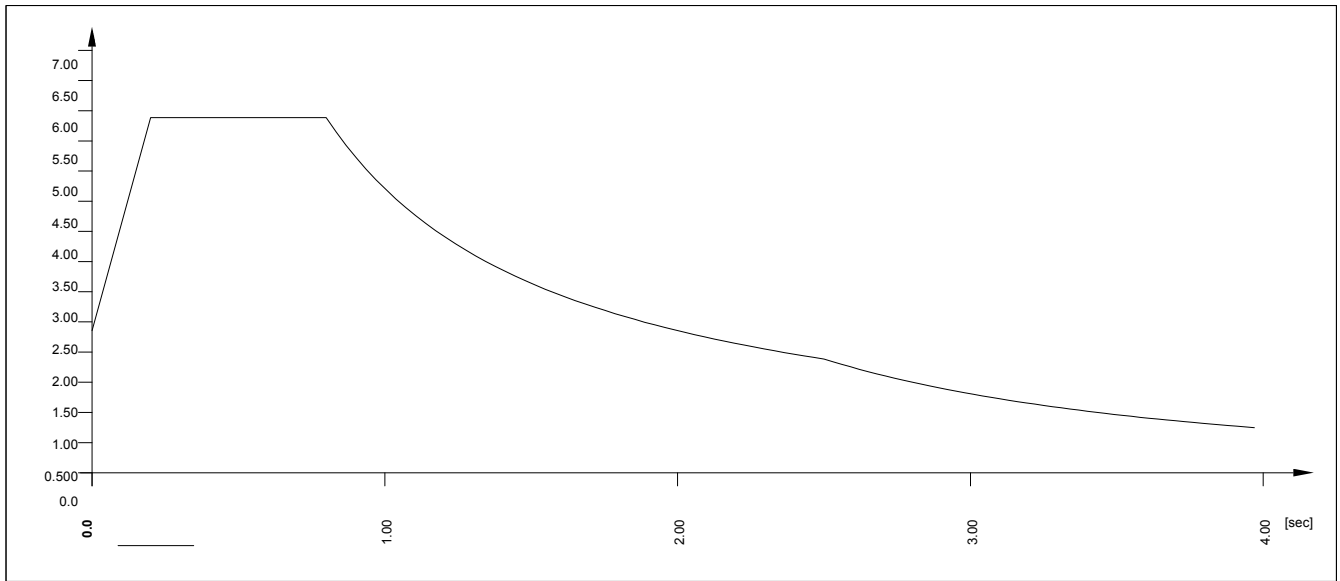
Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-XX 0.000
 Factor dead weight DL-YY 0.000
 Factor dead weight DL-ZZ 0.000

Response spectra ELASTIC SPECTRUM-Y

D[-] SA[-] SB[-] MIN[-] TB[sec] TC[sec] TD[sec] TE[sec] K1[-] K2[-] A[m/sec2]
 auto

time [sec]	Factor [-]	time [sec]	Factor [-]	time [sec]	Factor [-]	time [sec]	Factor [-]
0.000	2.354	0.200	5.886	0.790	5.886	0.800	5.886
0.834	5.646	0.868	5.425	0.902	5.220	0.936	5.031
0.970	4.854	1.004	4.690	1.038	4.536	1.072	4.393
1.106	4.258	1.140	4.131	1.174	4.011	1.208	3.898
1.242	3.791	1.276	3.690	1.310	3.595	1.344	3.504
1.378	3.417	1.412	3.335	1.446	3.256	1.480	3.182
1.514	3.110	1.548	3.042	1.582	2.976	1.616	2.914
1.650	2.854	1.684	2.796	1.718	2.741	1.752	2.688
1.786	2.637	1.820	2.587	1.854	2.540	1.888	2.494
1.922	2.450	1.956	2.407	1.990	2.366	2.024	2.326
2.058	2.288	2.092	2.251	2.126	2.215	2.160	2.180
2.194	2.146	2.228	2.113	2.262	2.082	2.296	2.051
2.330	2.021	2.364	1.992	2.398	1.964	2.432	1.936
2.466	1.909	2.500	1.884	2.530	1.839	2.560	1.796
2.590	1.755	2.620	1.715	2.650	1.676	2.680	1.639
2.710	1.603	2.740	1.568	2.770	1.534	2.800	1.502
2.830	1.470	2.860	1.439	2.890	1.409	2.920	1.381
2.950	1.353	2.980	1.326	3.010	1.299	3.040	1.274
3.070	1.249	3.100	1.225	3.130	1.202	3.160	1.179
3.190	1.157	3.220	1.135	3.250	1.115	3.280	1.094
3.310	1.074	3.340	1.055	3.370	1.037	3.400	1.018
3.430	1.001	3.460	0.983	3.490	0.966	3.520	0.950
3.550	0.934	3.580	0.919	3.610	0.903	3.640	0.888
3.670	0.874	3.700	0.860	3.730	0.846	3.760	0.833
3.790	0.820	3.820	0.807	3.850	0.794	3.880	0.782
3.910	0.770	3.940	0.758	3.970	0.747		

STRUCTURE 1
 DESIGN SPECTRA



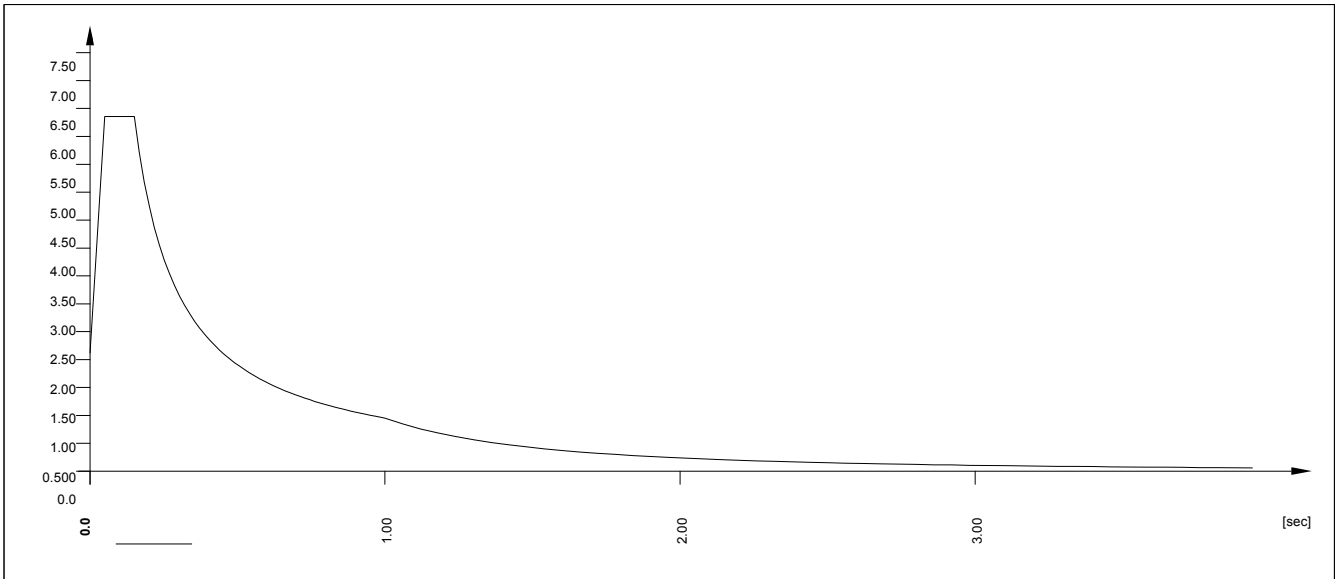
Load Case 3999

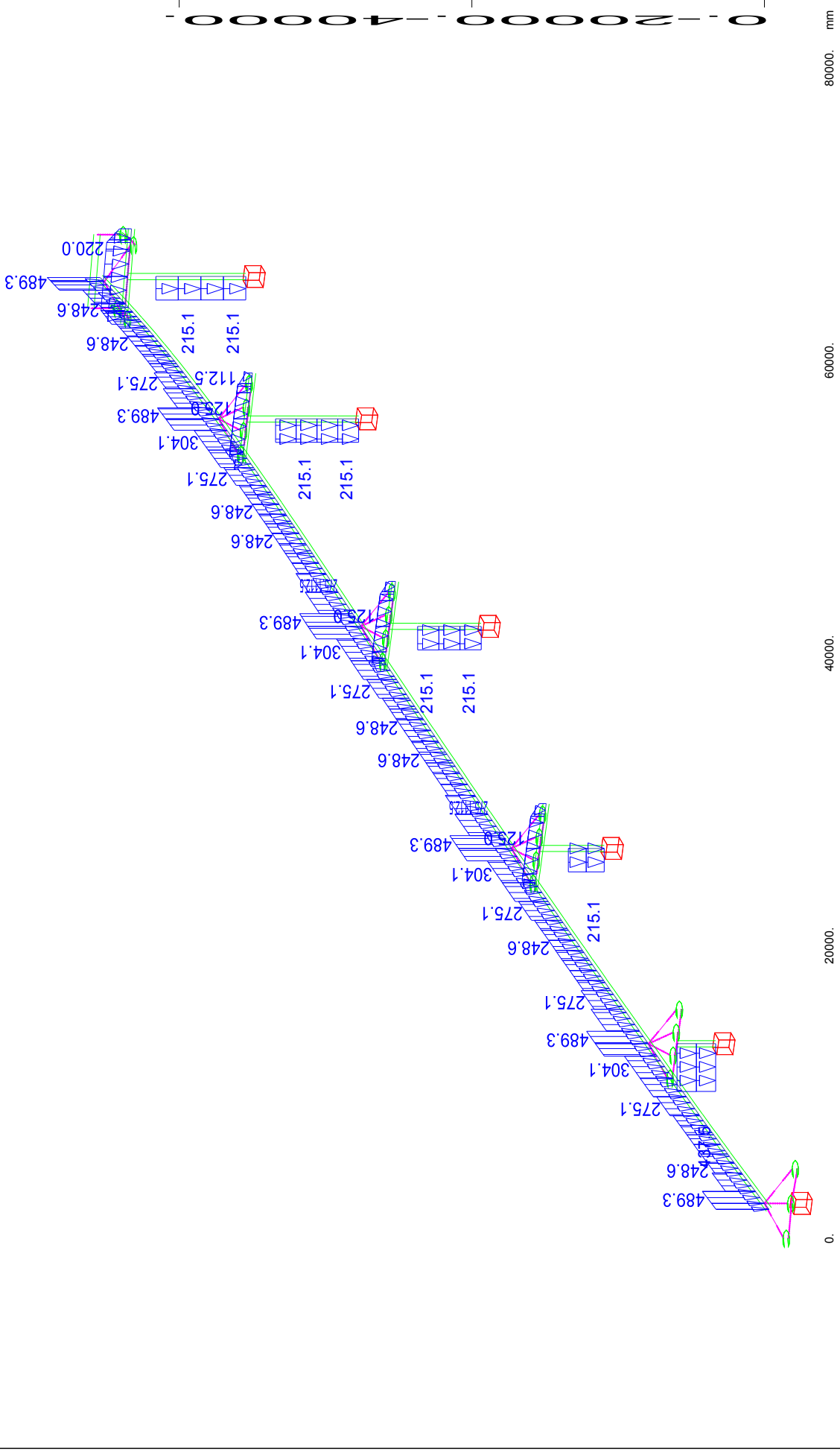
Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-XX 0.000
 Factor dead weight DL-YY 0.000
 Factor dead weight DL-ZZ 0.000

Response spectra ELASTIC SPECTRUM-Z

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec2]
auto										
time	Factor	time	Factor	time	Factor	time	Factor	time	Factor	
[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	
0.000	2.119	0.050	6.357	0.140	6.357	0.150	6.357			
0.167	5.710	0.184	5.182	0.201	4.744	0.218	4.374			
0.235	4.058	0.252	3.784	0.269	3.545	0.286	3.334			
0.303	3.147	0.320	2.980	0.337	2.829	0.354	2.694			
0.371	2.570	0.388	2.458	0.405	2.354	0.422	2.260			
0.439	2.172	0.456	2.091	0.473	2.016	0.490	1.946			
0.507	1.881	0.524	1.820	0.541	1.763	0.558	1.709			
0.575	1.658	0.592	1.611	0.609	1.566	0.626	1.523			
0.643	1.483	0.660	1.445	0.677	1.408	0.694	1.374			
0.711	1.341	0.728	1.310	0.745	1.280	0.762	1.251			
0.779	1.224	0.796	1.198	0.813	1.173	0.830	1.149			
0.847	1.126	0.864	1.104	0.881	1.082	0.898	1.062			
0.915	1.042	0.932	1.023	0.949	1.005	0.966	0.987			
0.983	0.970	1.000	0.954	1.060	0.849	1.120	0.760			
1.180	0.685	1.240	0.620	1.300	0.564	1.360	0.516			
1.420	0.473	1.480	0.435	1.540	0.402	1.600	0.372			
1.660	0.346	1.720	0.322	1.780	0.301	1.840	0.282			
1.900	0.264	1.960	0.248	2.020	0.234	2.080	0.220			
2.140	0.208	2.200	0.197	2.260	0.187	2.320	0.177			
2.380	0.168	2.440	0.160	2.500	0.153	2.560	0.145			
2.620	0.139	2.680	0.133	2.740	0.127	2.800	0.122			
2.860	0.117	2.920	0.112	2.980	0.107	3.040	0.103			
3.100	0.099	3.160	0.095	3.220	0.092	3.280	0.089			
3.340	0.085	3.400	0.082	3.460	0.080	3.520	0.077			
3.580	0.074	3.640	0.072	3.700	0.070	3.760	0.067			
3.820	0.065	3.880	0.063	3.940	0.061					

STRUCTURE 1
DESIGN SPECTRA



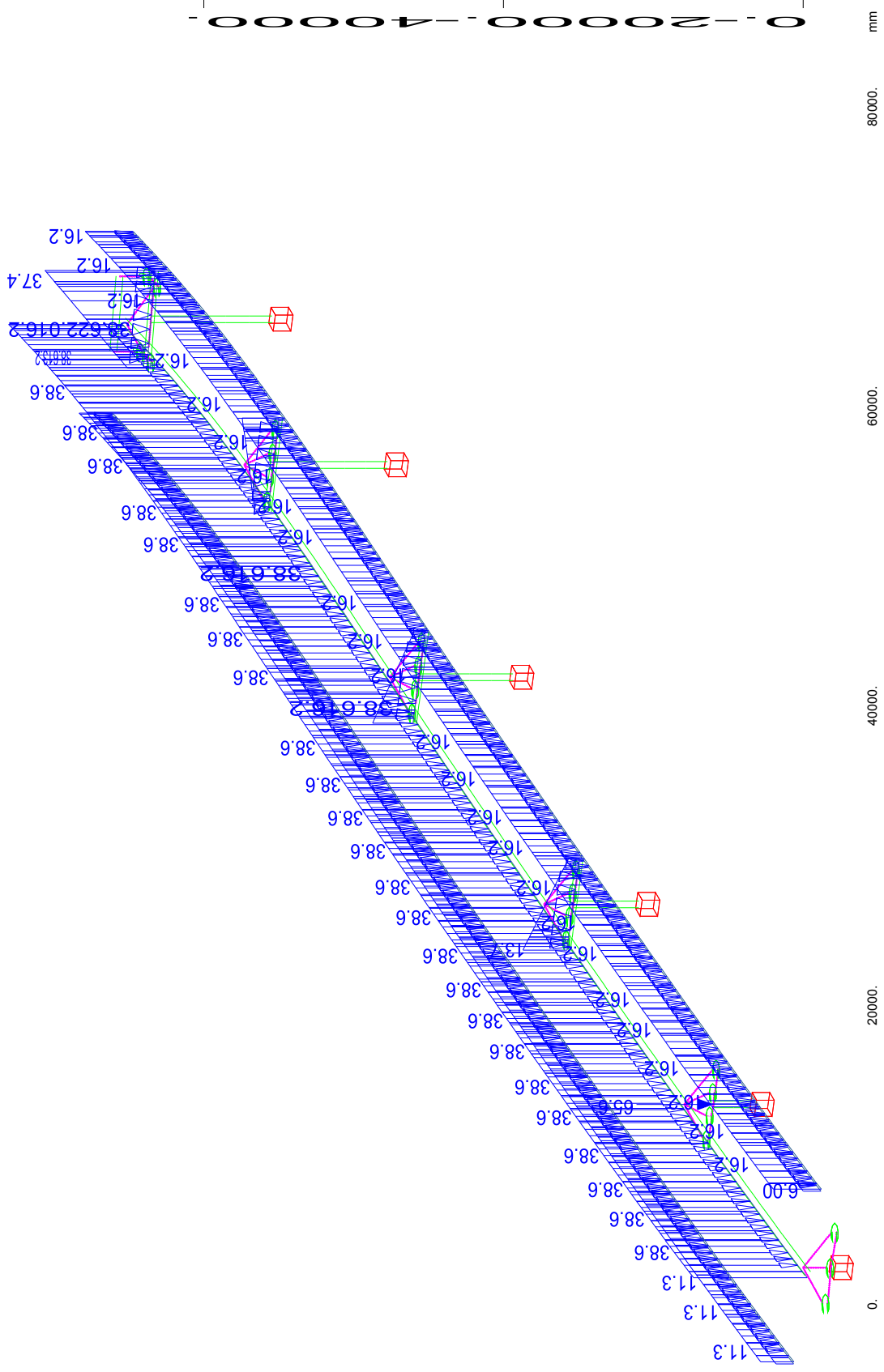



All loads, Loadcase 1001 SELF WEIGHT , (1 cm 3D = unit) Beam dead load in global Z (Unit=500.0 kN/m)


M 1 : 384
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : -0.962

(Max=489.3)

STRUCTURE 1
 LOADS

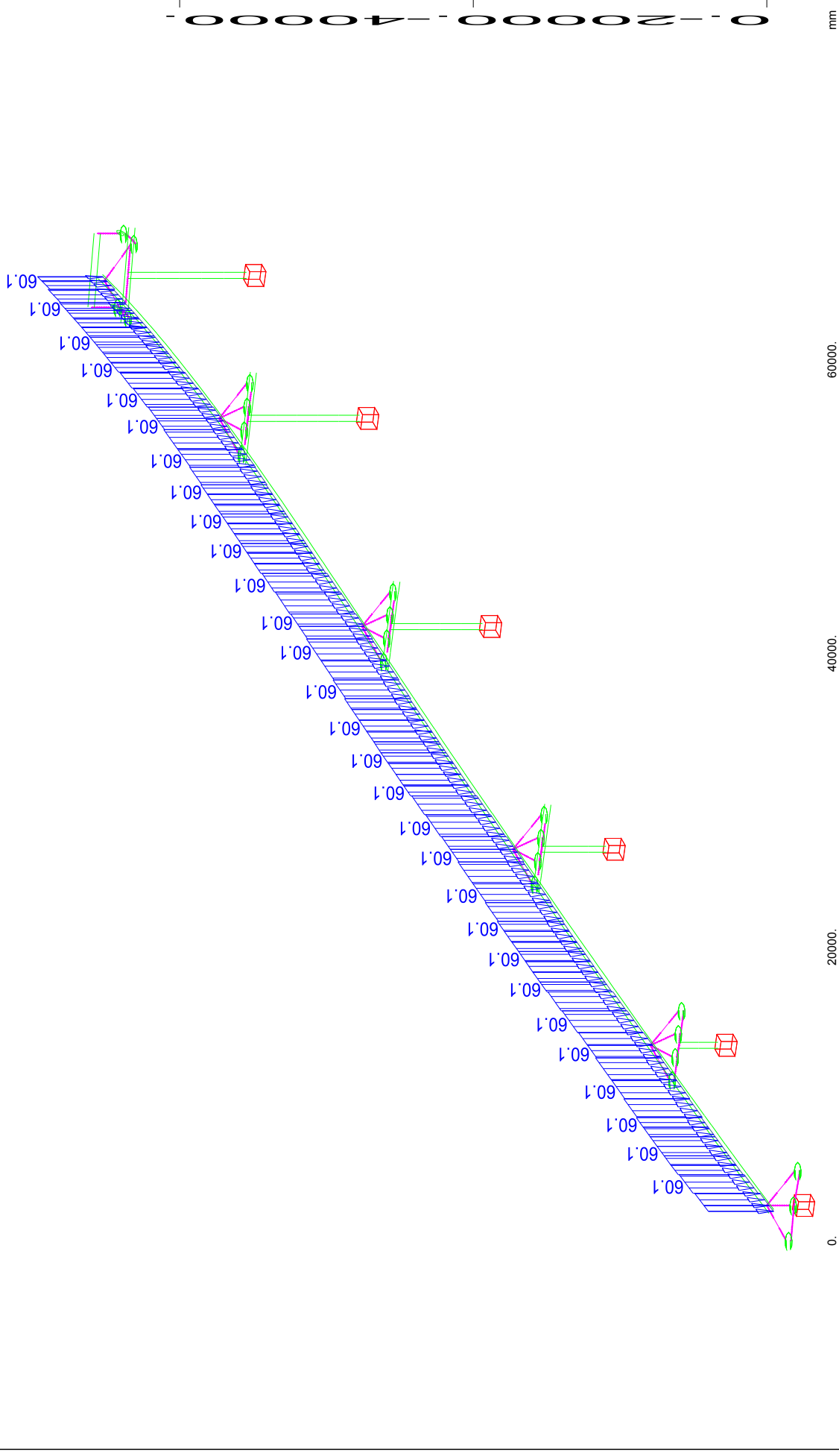



 All loads, Loadcase 1002 ADDI. DEAD (1 cm 3D = unit) Nodal load (force) vector (Unit=50.0 kN (Unit=20.0 kN/m)) (Max=65.6)

 Beam line load (force) in global Z

M 1 : 408
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
LOADS



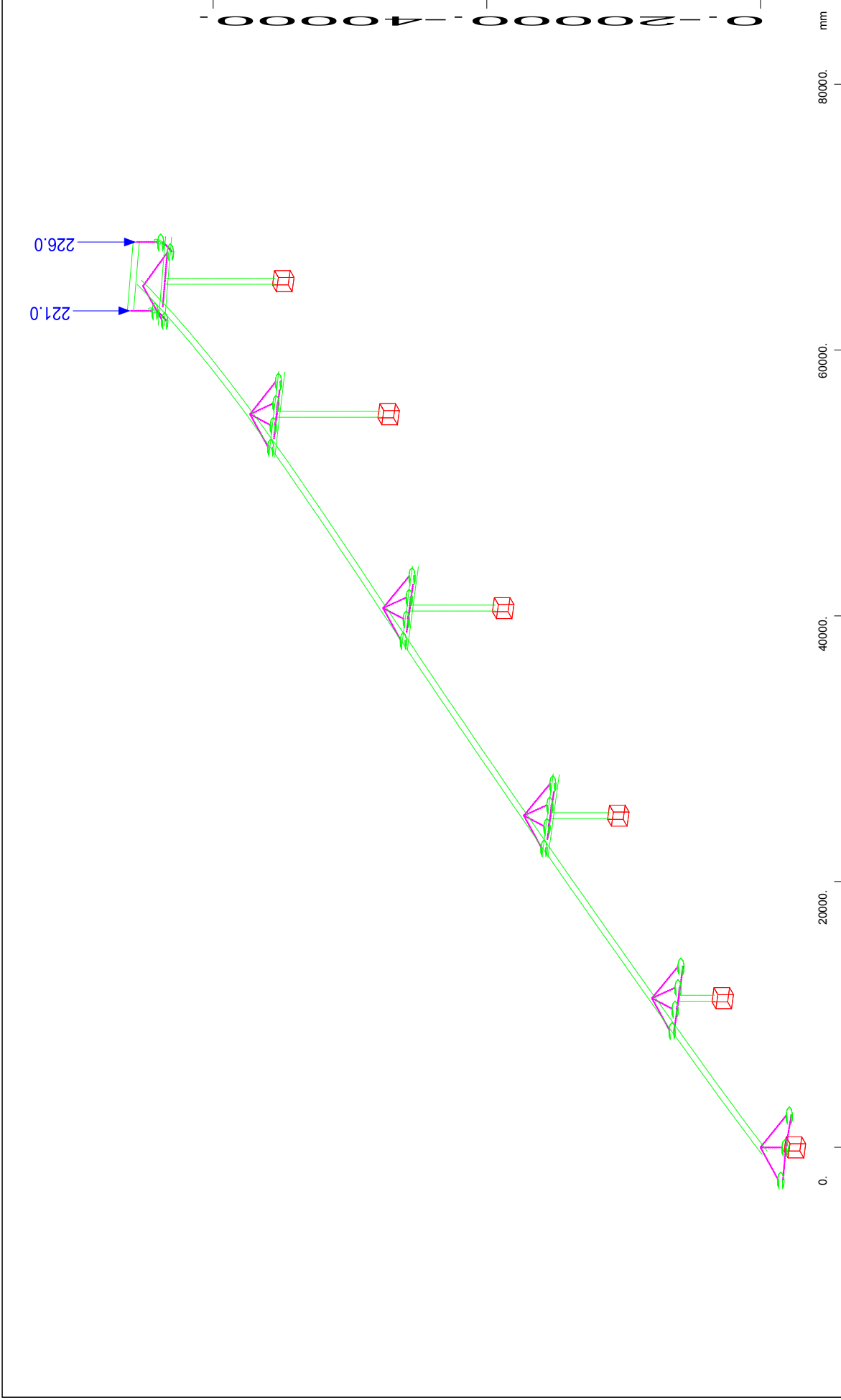
X
Y
Z

All loads, Loadcase 1003 UNIFORM LIVE LOAD , (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Z (Unit=50.0 kN/m)

Max=60.1

M 1 : 383
X* 0.502
Y* 0.906
Z* 0.962

STRUCTURE 1
LOADS



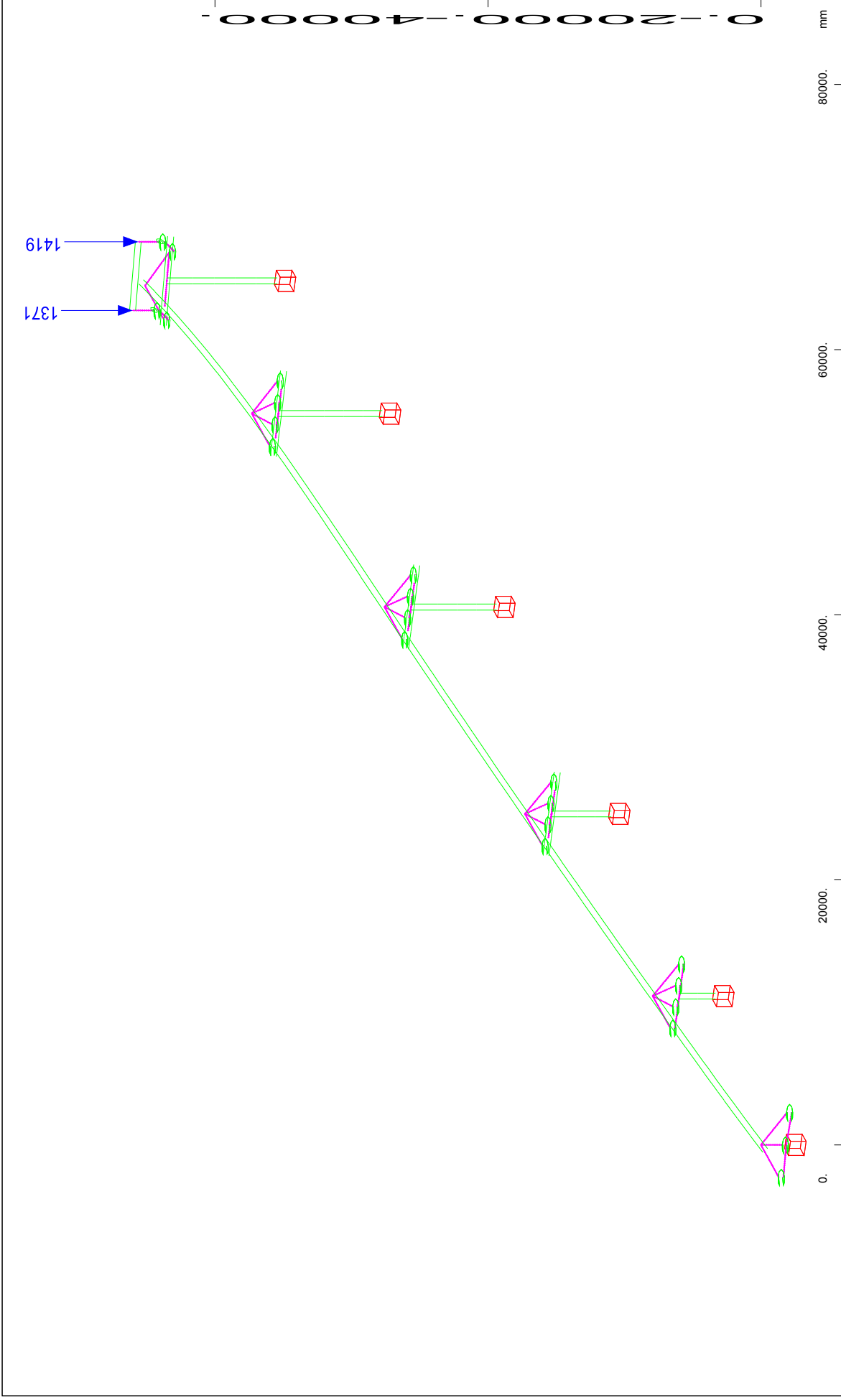
X
Y
Z

All loads, Loadcase 1005 UNIFORM LIVE NEXT STRUCTURE , (1 cm 3D = unit) Nodal load (force) vector (Unit=200.0 kN

→ (Max=226.0)

M 1 : 396
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1
LOADS



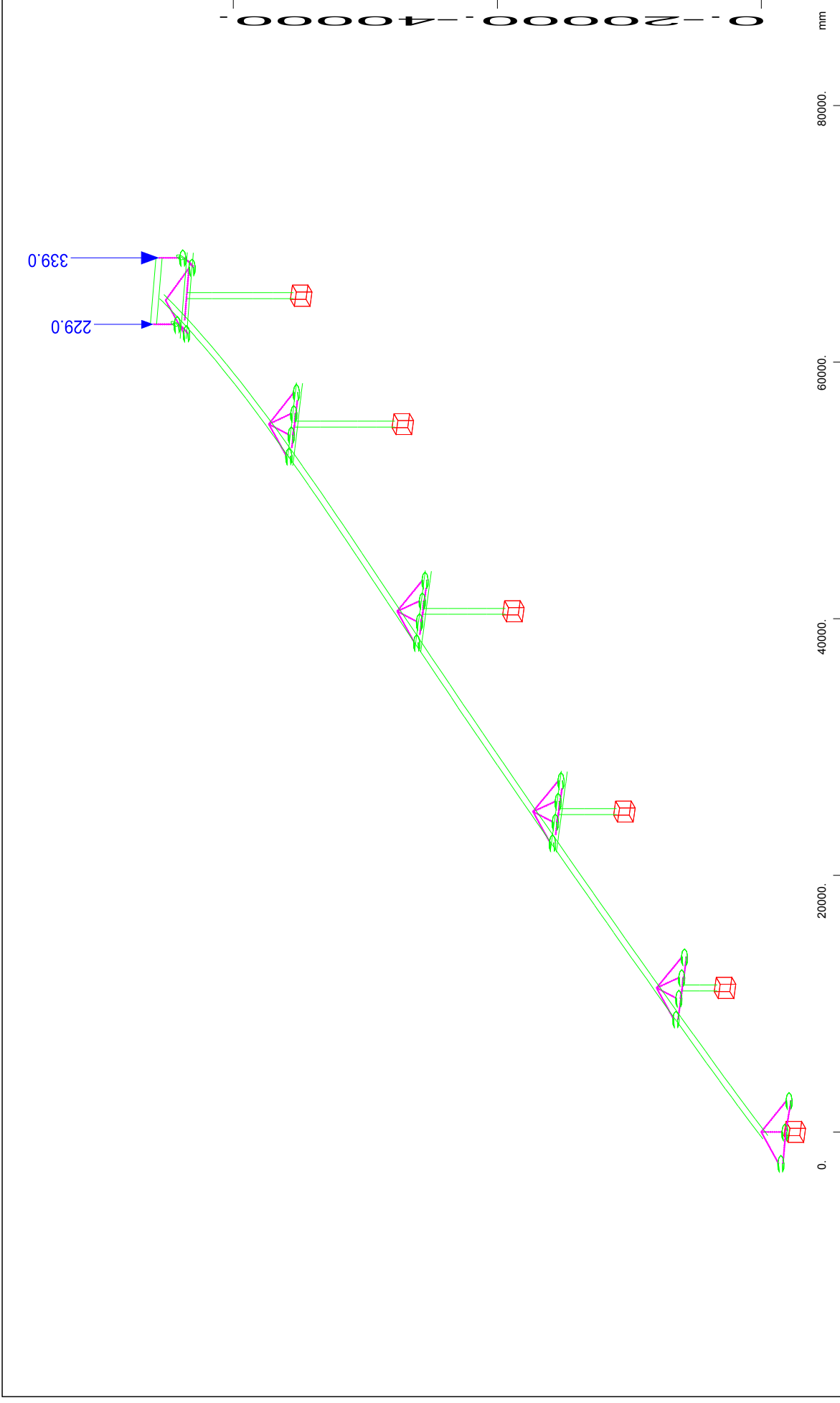
All loads, Loadcase 1102 SELF WEIGHT NEXT STRUCTURE , (1 cm 3D = unit) Nodal load (force) vector (Unit=1000. kN

(Max=1419.)

M 1 : 937
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

X
Y
Z

STRUCTURE 1
LOADS



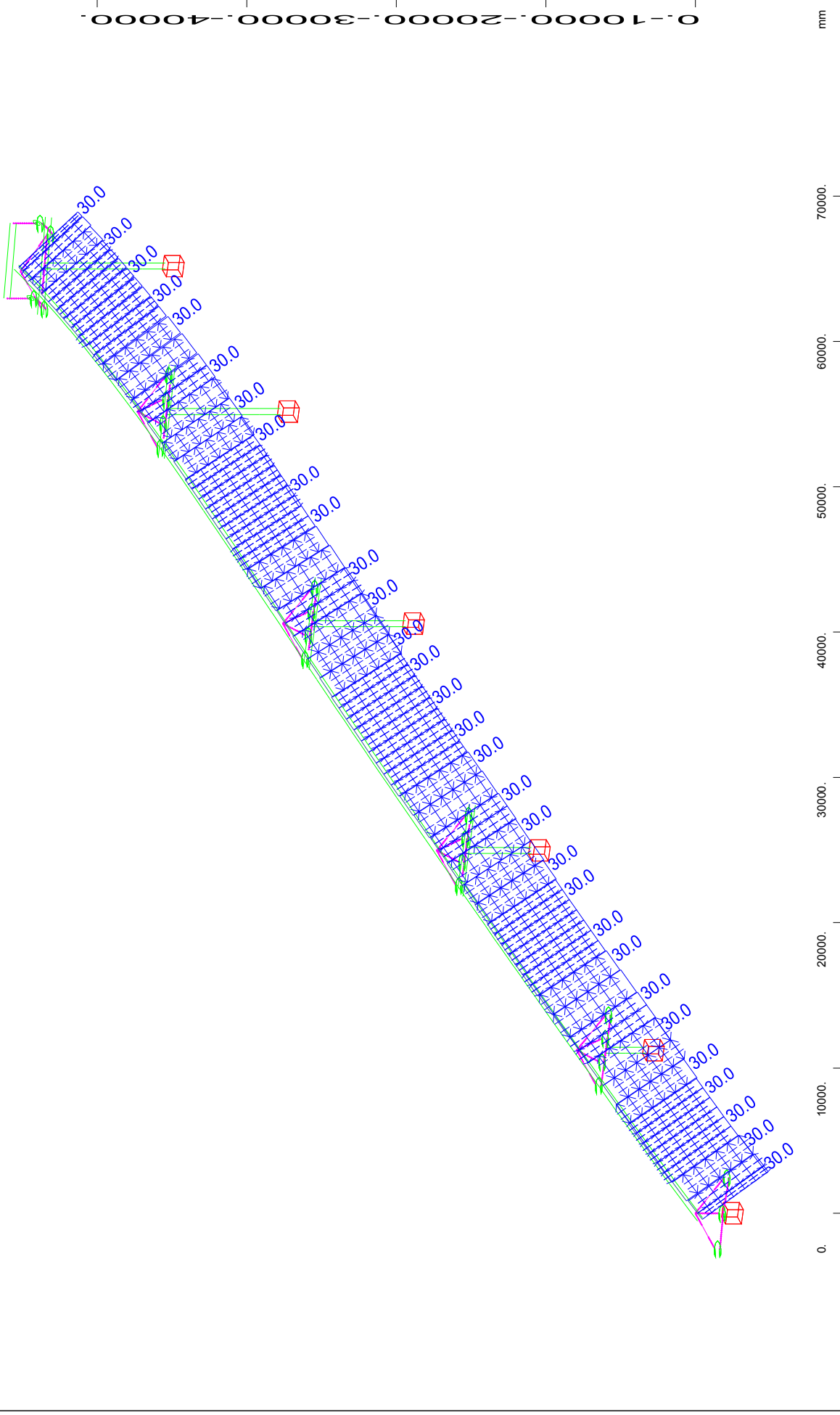
X
 Y
 Z

All loads, Loadcase 1104 ADDITIONAL DEAD NEXT STRUCTURE , (1 cm 3D = unit) Nodal load (force) vector (Unit=200.0 kN)

(Max=339.0)

M 1 : 410
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

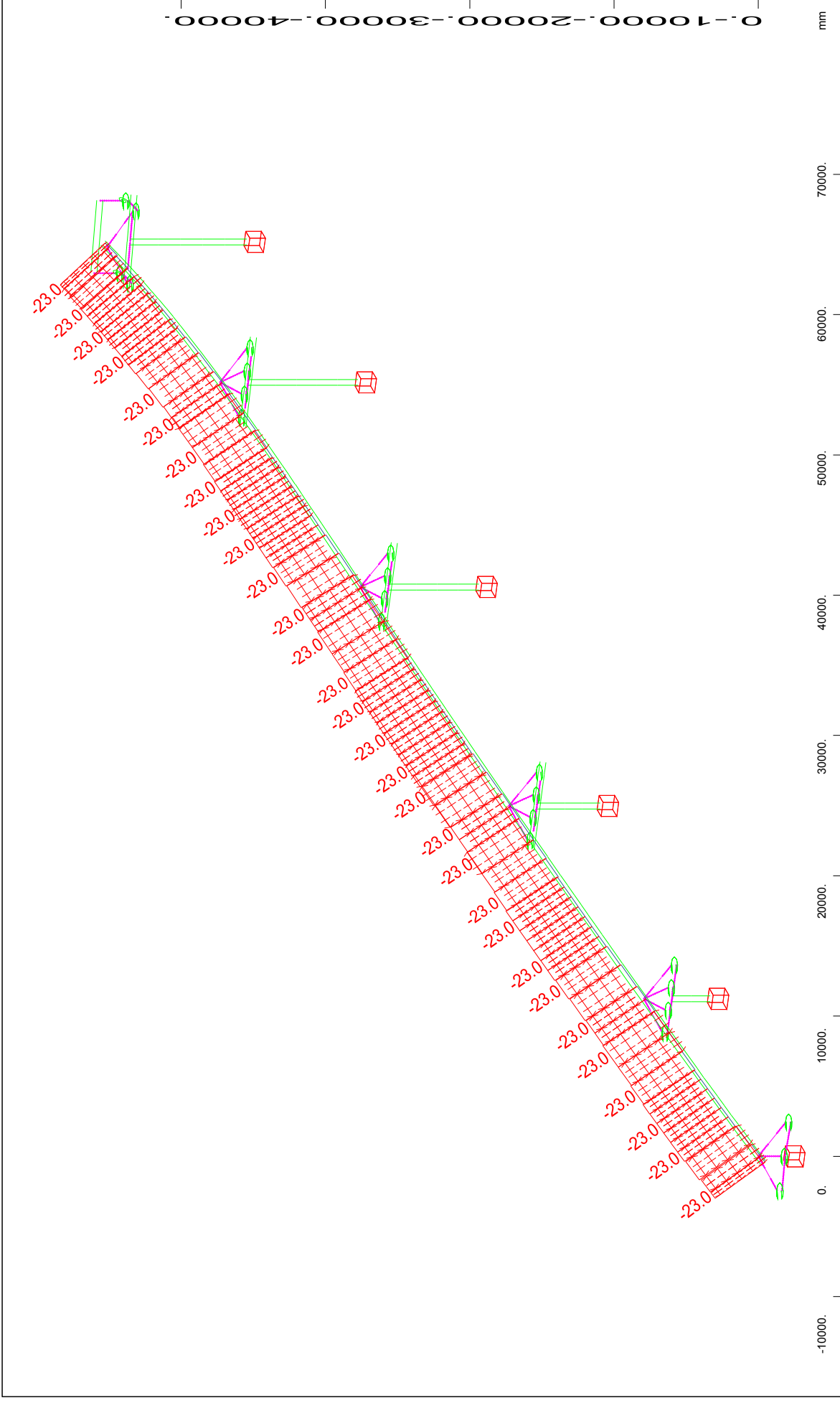
STRUCTURE 1
LOADS



All loads, Loadcase 1011 TEMPERATURE +30 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=20.0 °C)

M 1 : 366
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

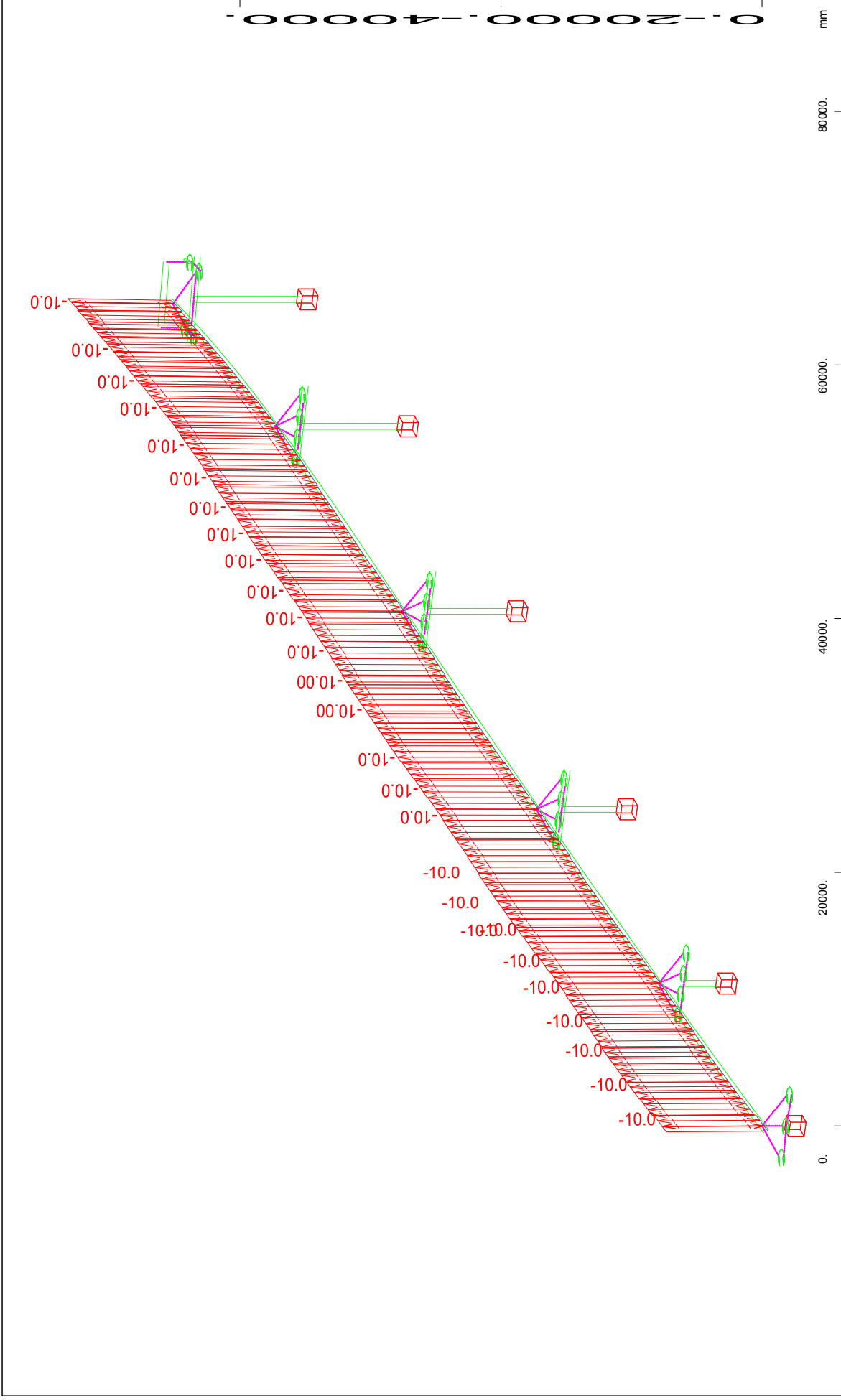
STRUCTURE 1
LOADS



All loads, Loadcase 1012 TEMPERATURE -23 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=20.0 °C)

M 1 : 375
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

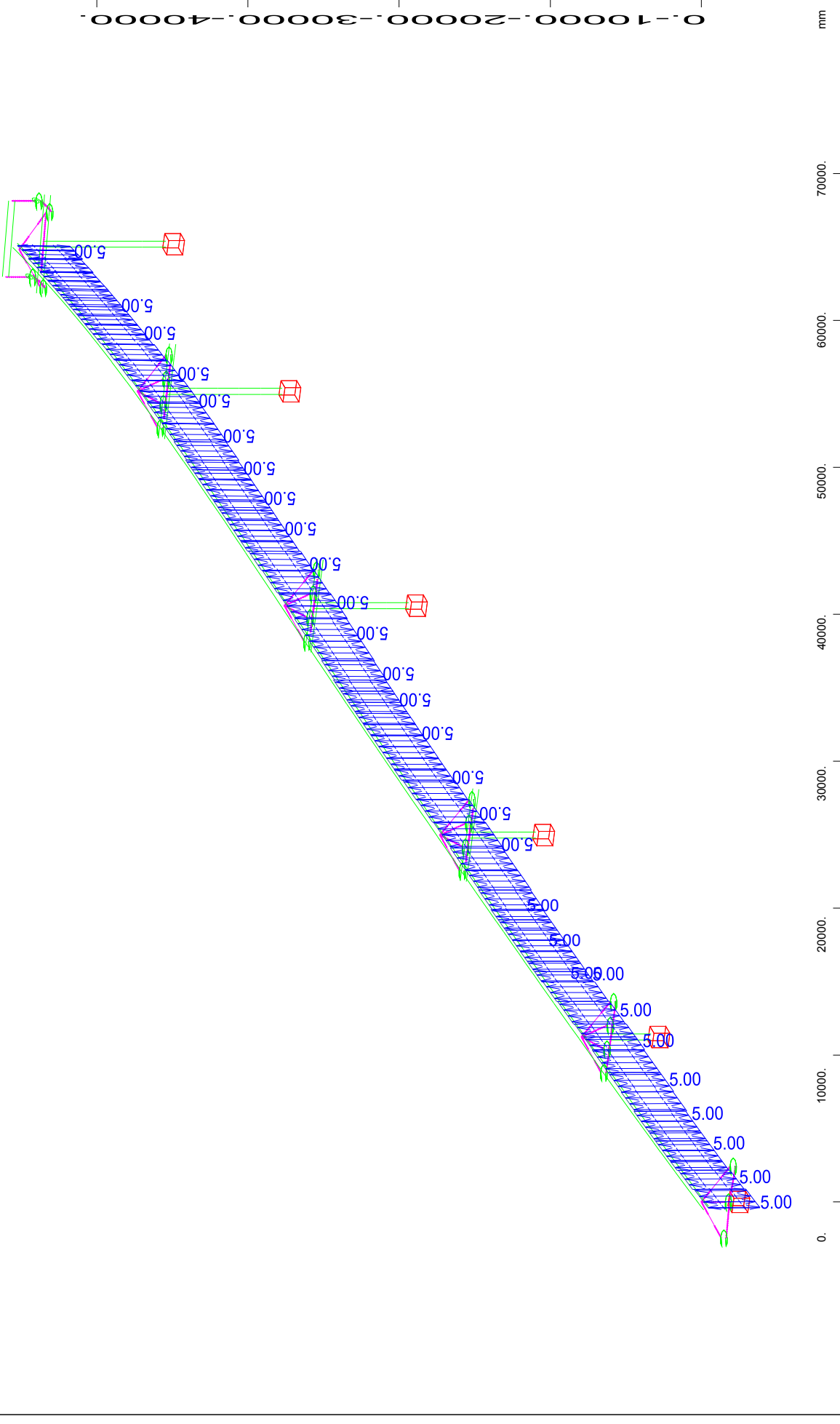
STRUCTURE 1
 LOADS



All loads, Loadcase 1013 LINEAR TEMP. DIFF. +10 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (temperature difference) in local z (Unit=5.00 °C)
 (Min=-10.0) (Max=0)

M 1 : 415
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

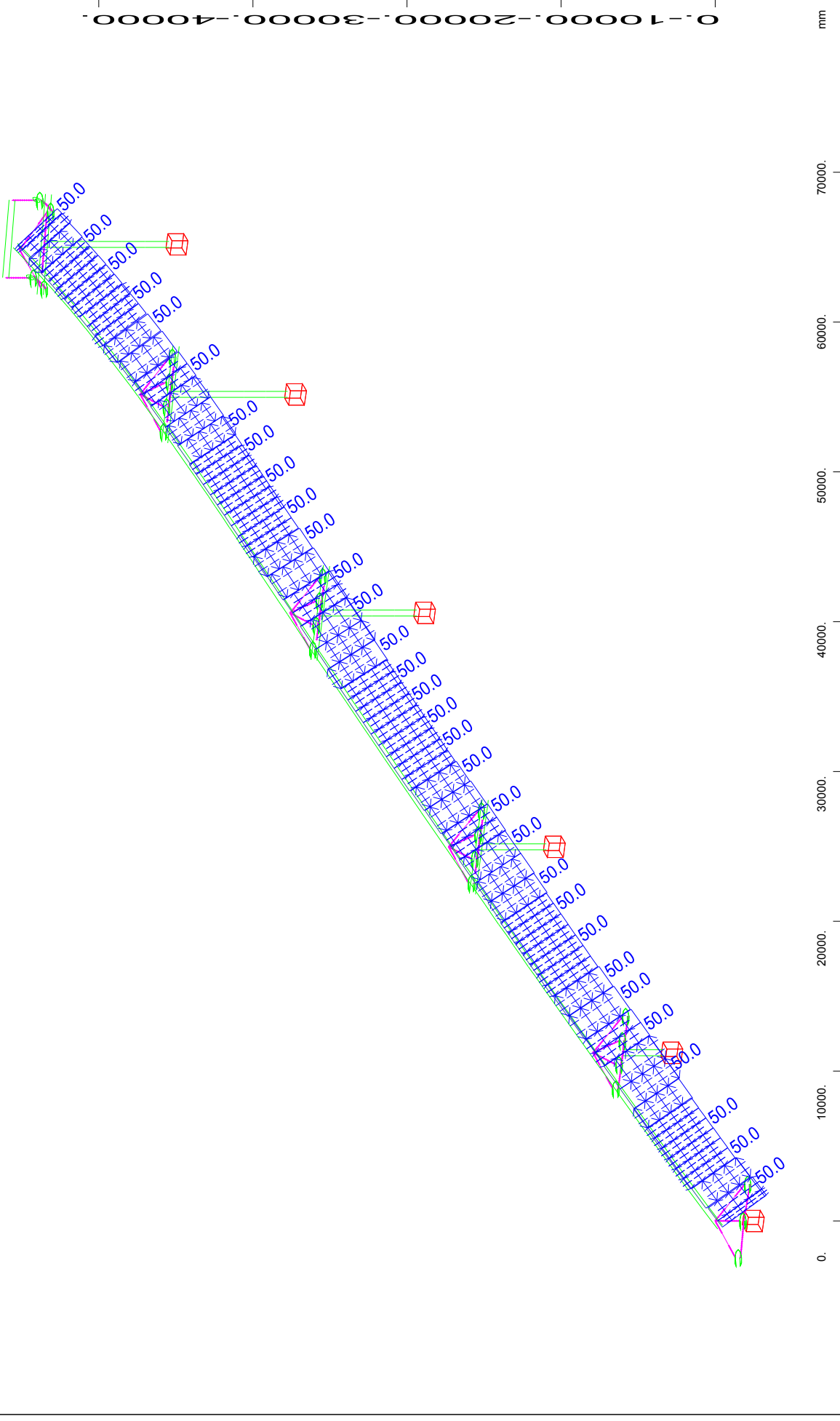
STRUCTURE 1
 LOADS



All loads, Loadcase 1014 LINEAR TEMP. DIFF. -5 , (1 cm 3D = unit) (Max=5.00)

M 1 : 363
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

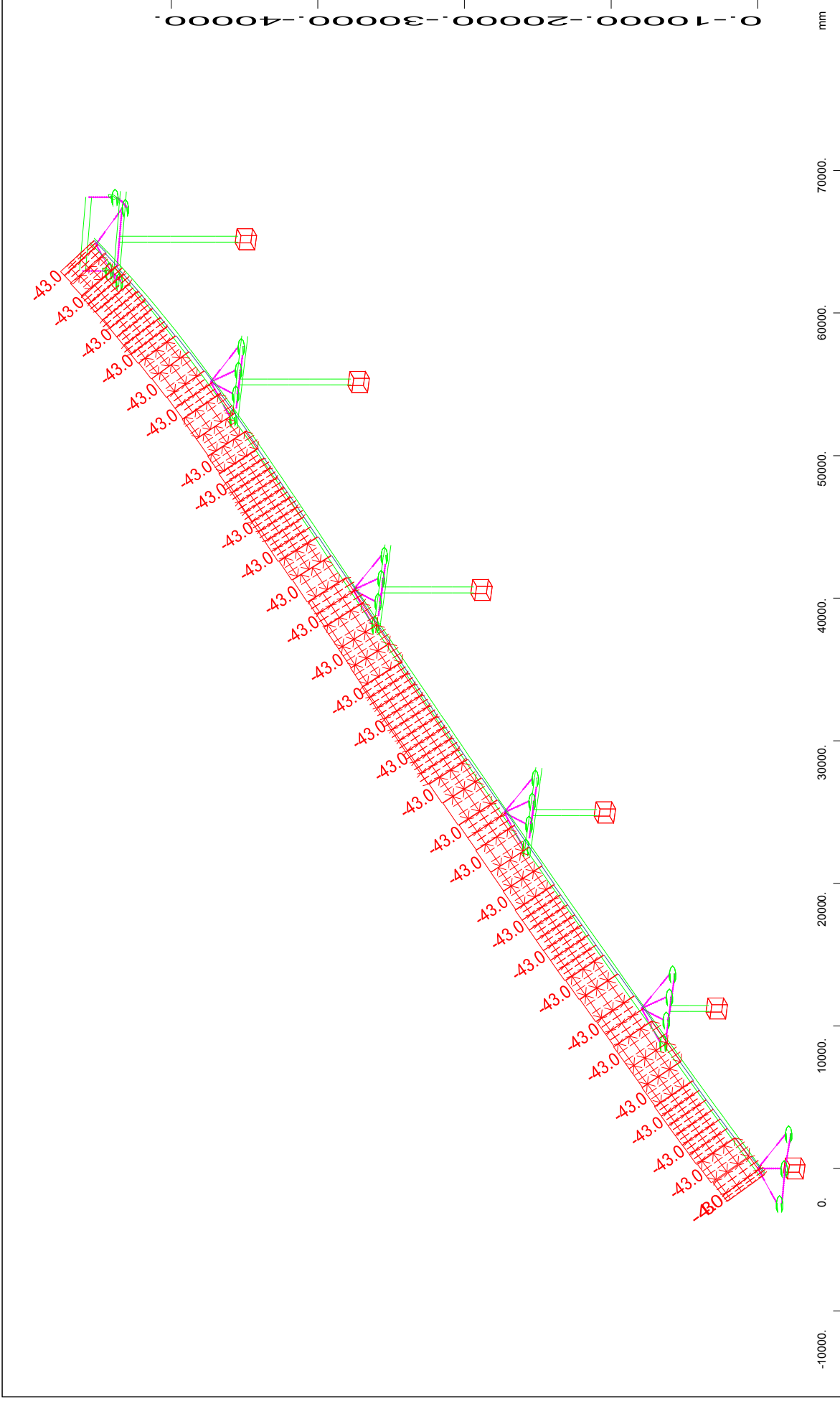
STRUCTURE 1
 LOADS



All loads, Loadcase 1015 TEMPERATURE +50 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=50.0 °C)

M 1 : 356
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

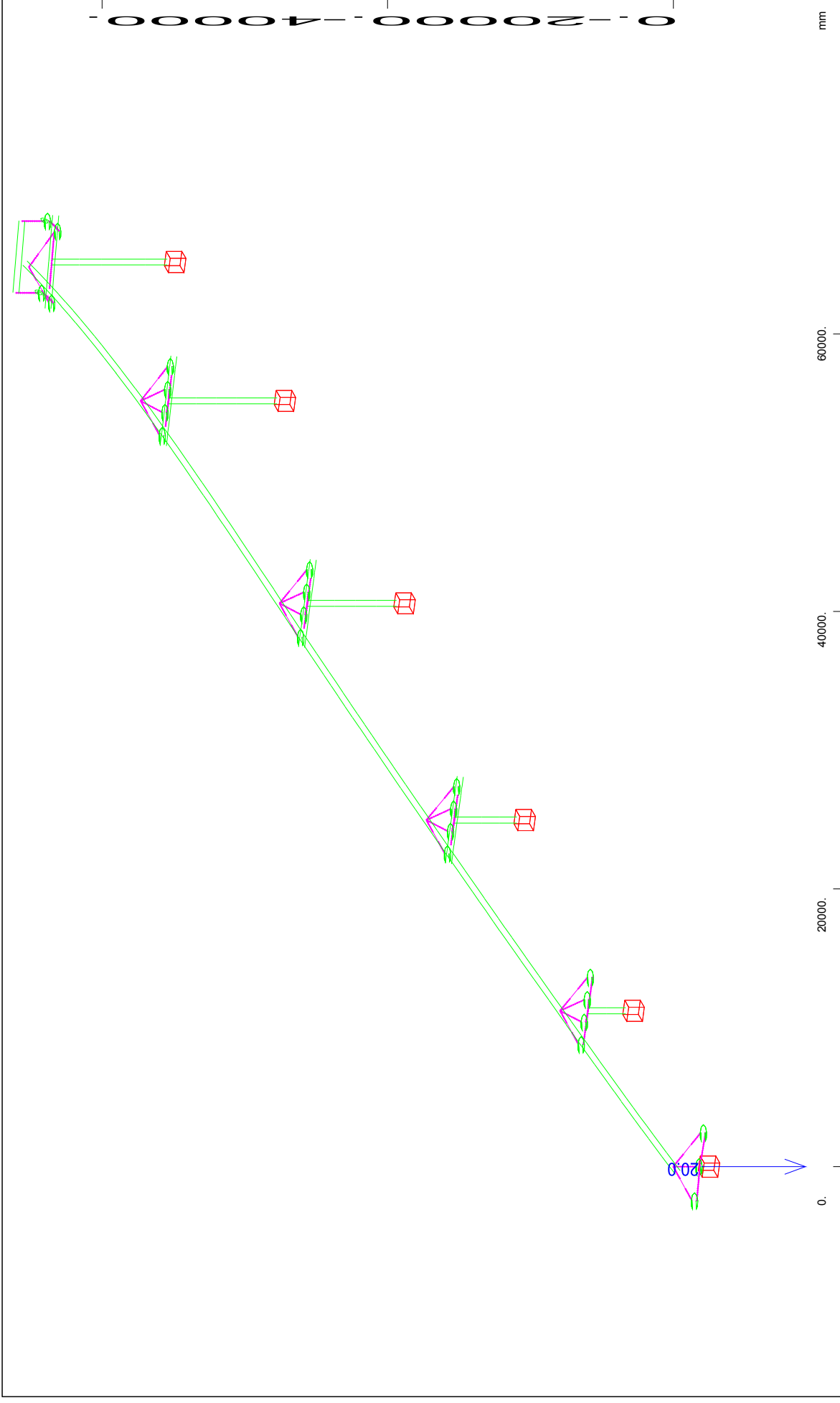
STRUCTURE 1
LOADS



All loads, Loadcase 1016 TEMPERATURE -43 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=50.0 °C)

M 1 : 369
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
LOADS



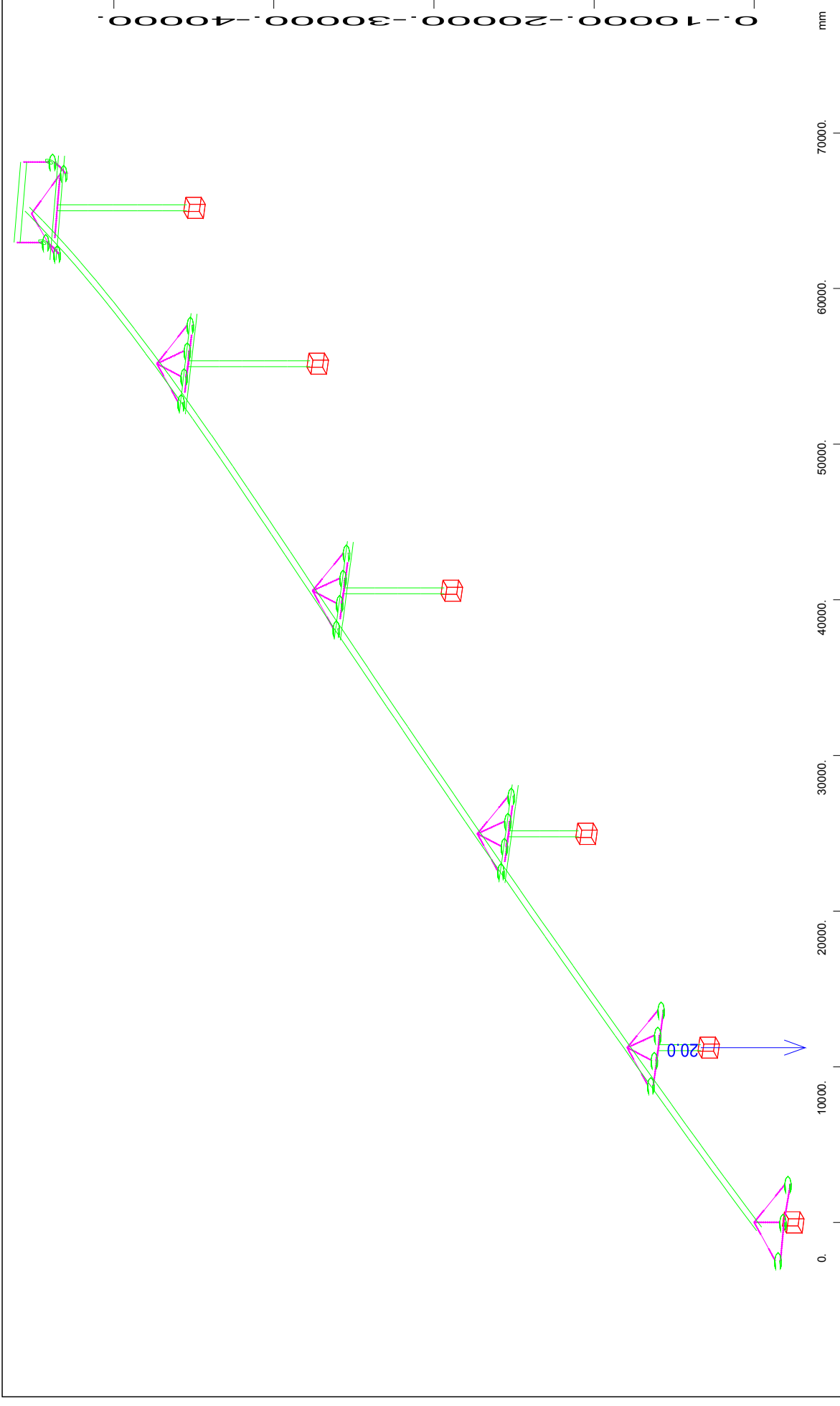
All loads, Loadcase 1020 SUPPORT SETTLEMENT - 1 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=10.0 mm)

M 1 : 379
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=20.0)

X
Y
Z

STRUCTURE 1
LOADS

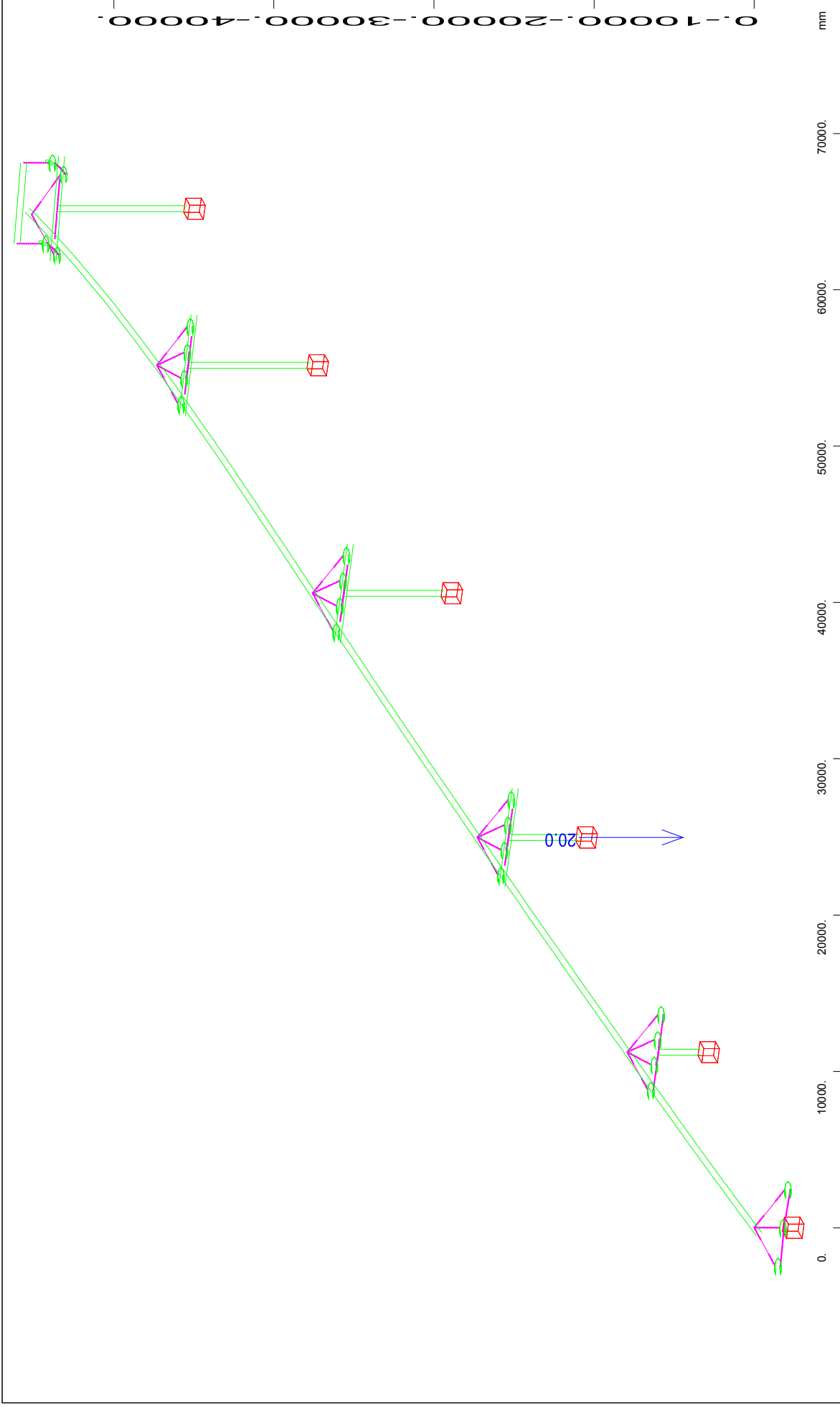


All loads, Loadcase 1021 SUPPORT SETTLEMENT - 2 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=10.0 mm)

(Max=20.0)



STRUCTURE 1
LOADS



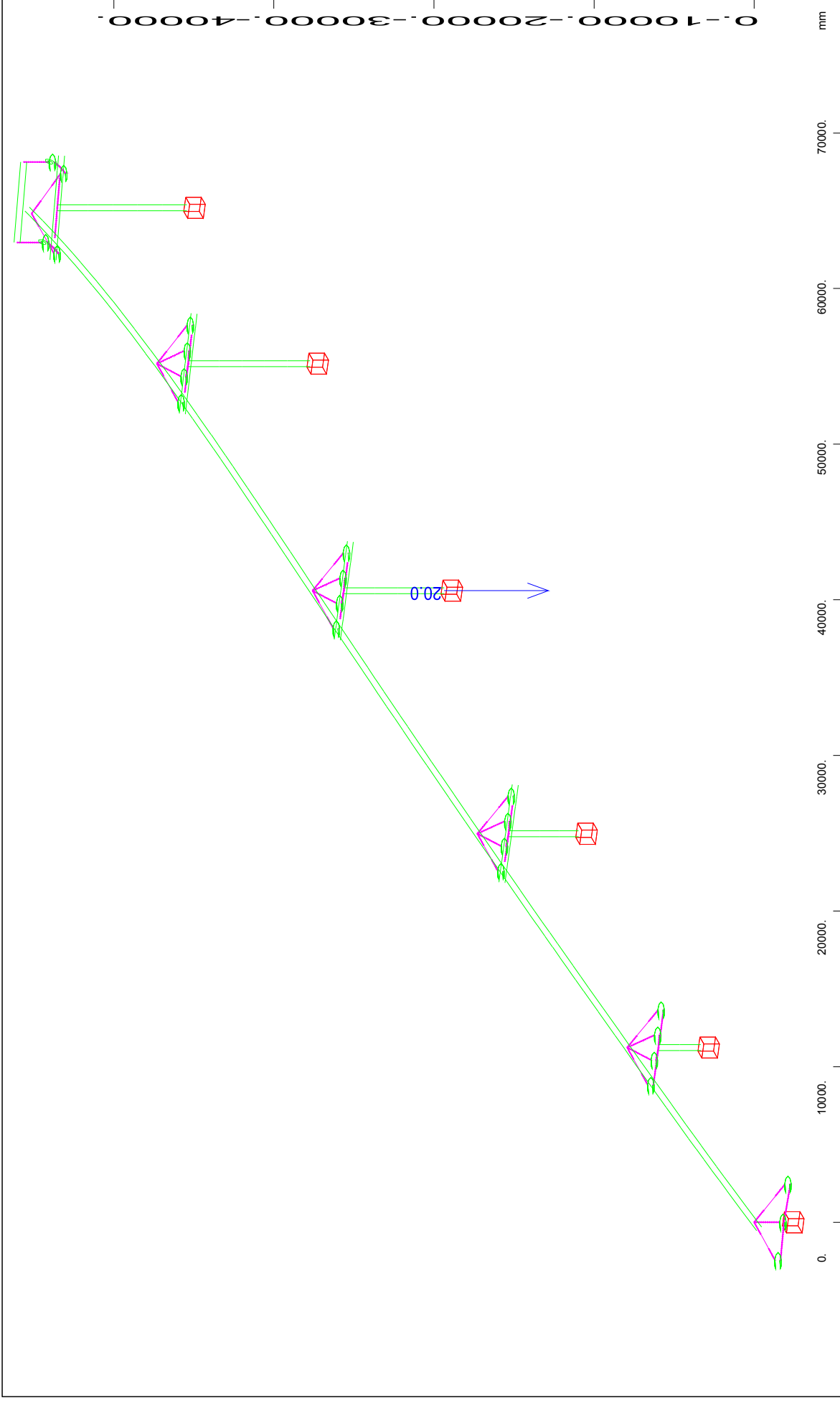
All loads, Loadcase 1022 SUPPORT SETTLEMENT - 3 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=10.0 mm)

\vec{X}
 \vec{Y}
 \vec{Z}

M 1 : 338
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=20.0)

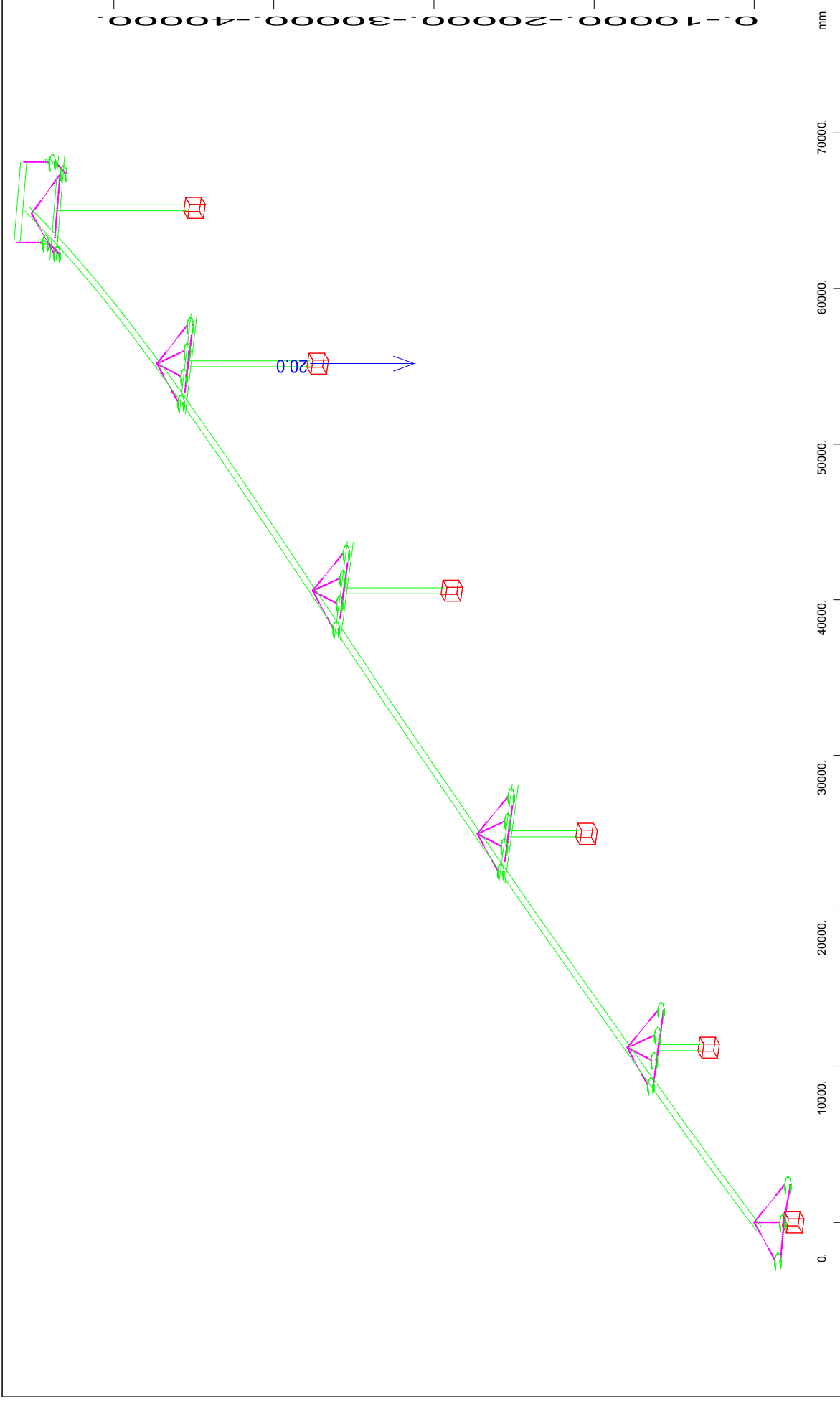
STRUCTURE 1
LOADS



All loads, Loadcase 1023 SUPPORT SETTLEMENT - 4 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=10.0 mm)

X
Y
Z

M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



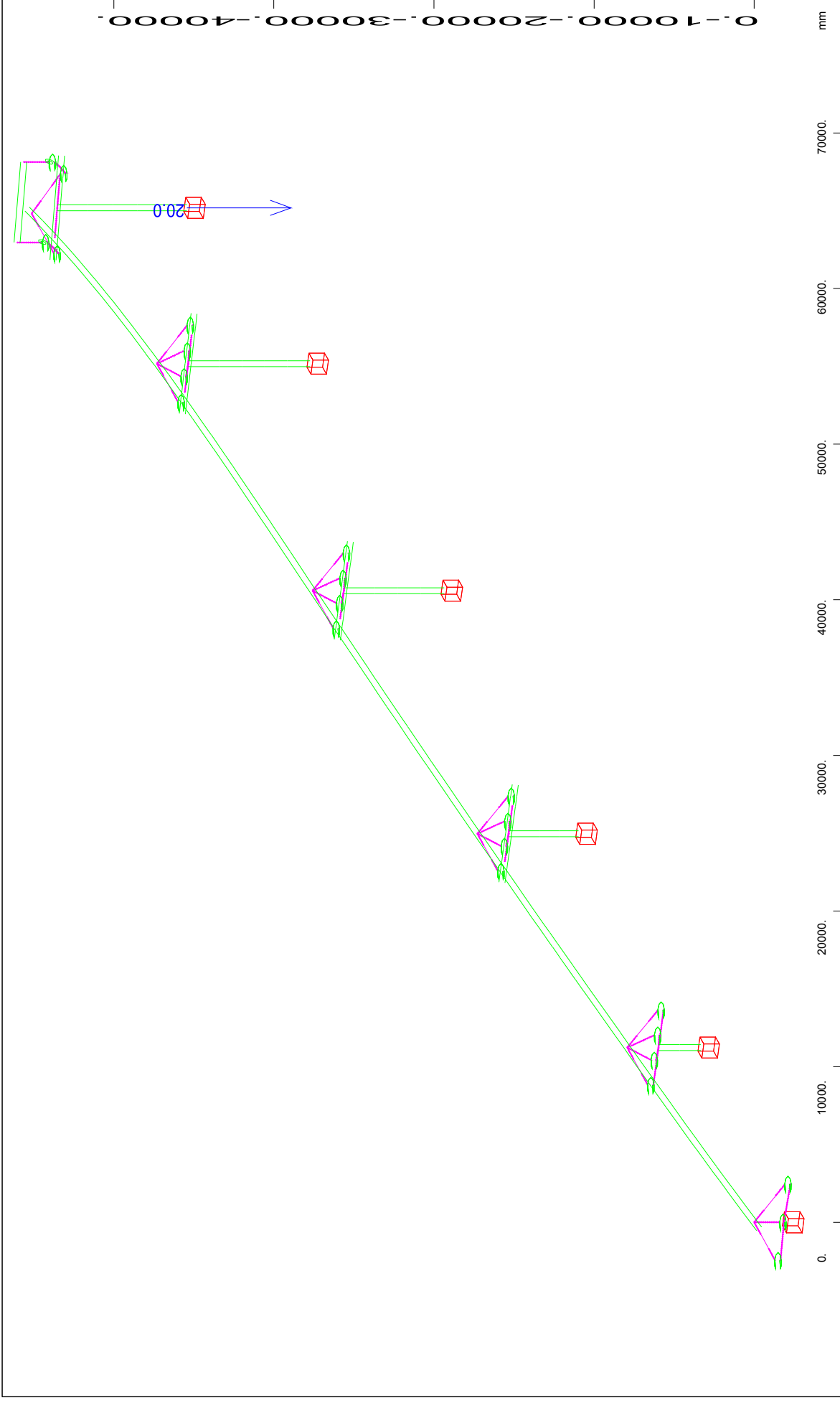
All loads, Loadcase 1024 SUPPORT SETTLEMENT - 5 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=10.0 mm

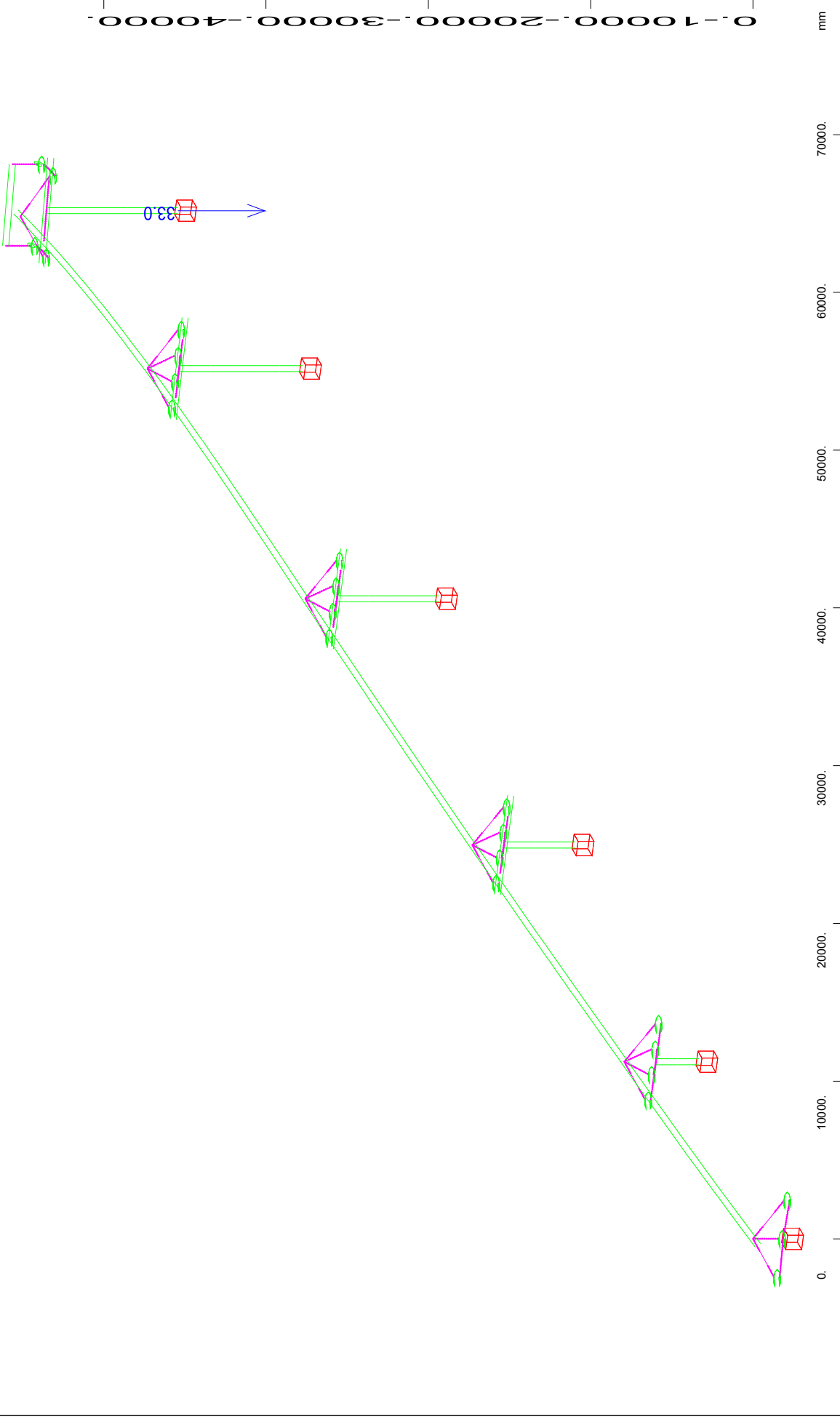
(Max=20.0)

M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

X
Y
Z

STRUCTURE 1
LOADS



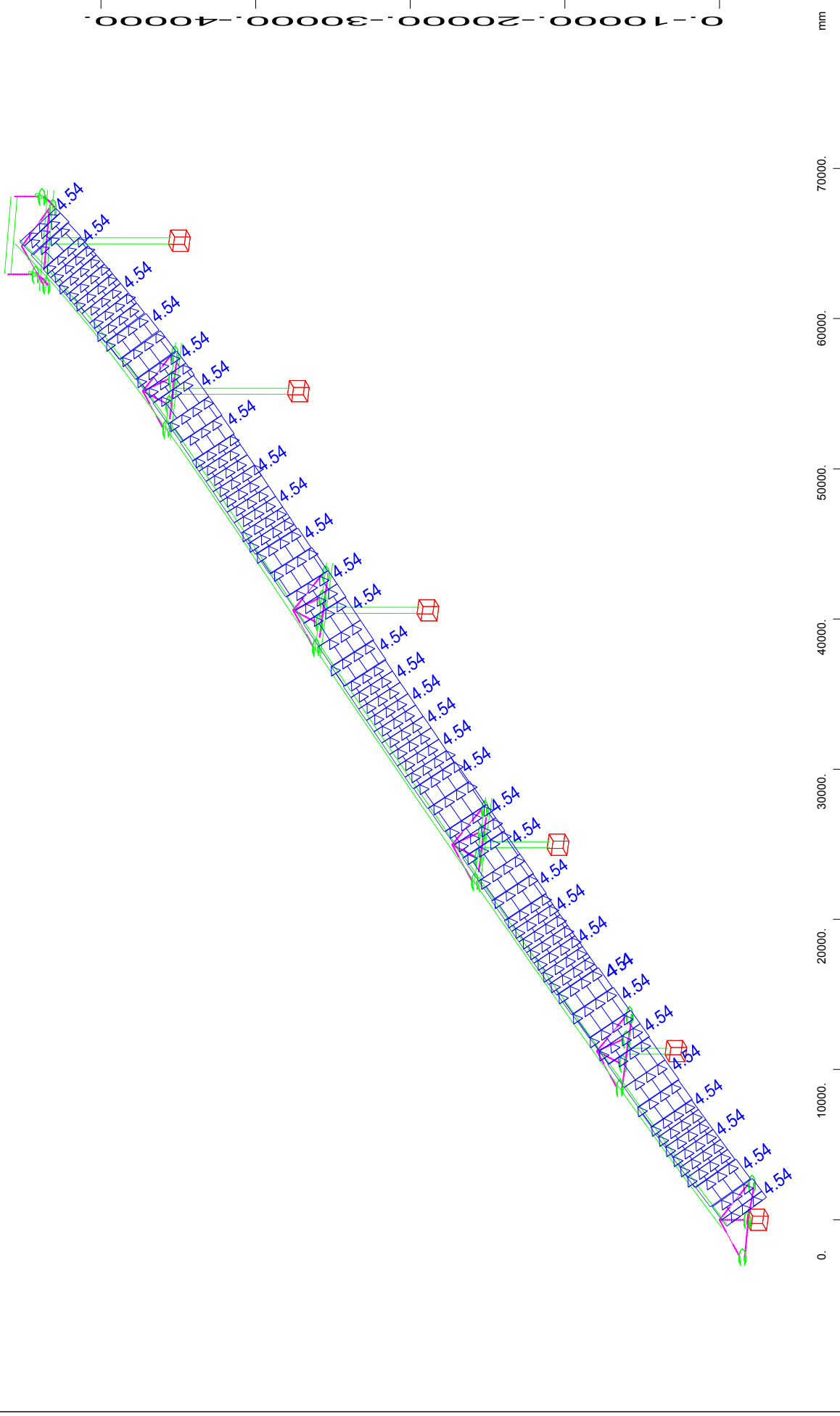


X_Y
Z

All loads, Loadcase 1029 ADD. SUPP. SETT. - M5.D , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=20.0 mm)

M 1 : 338
X* 0.502
Y* 0.906
Z* 0.962

(Max=33.0)



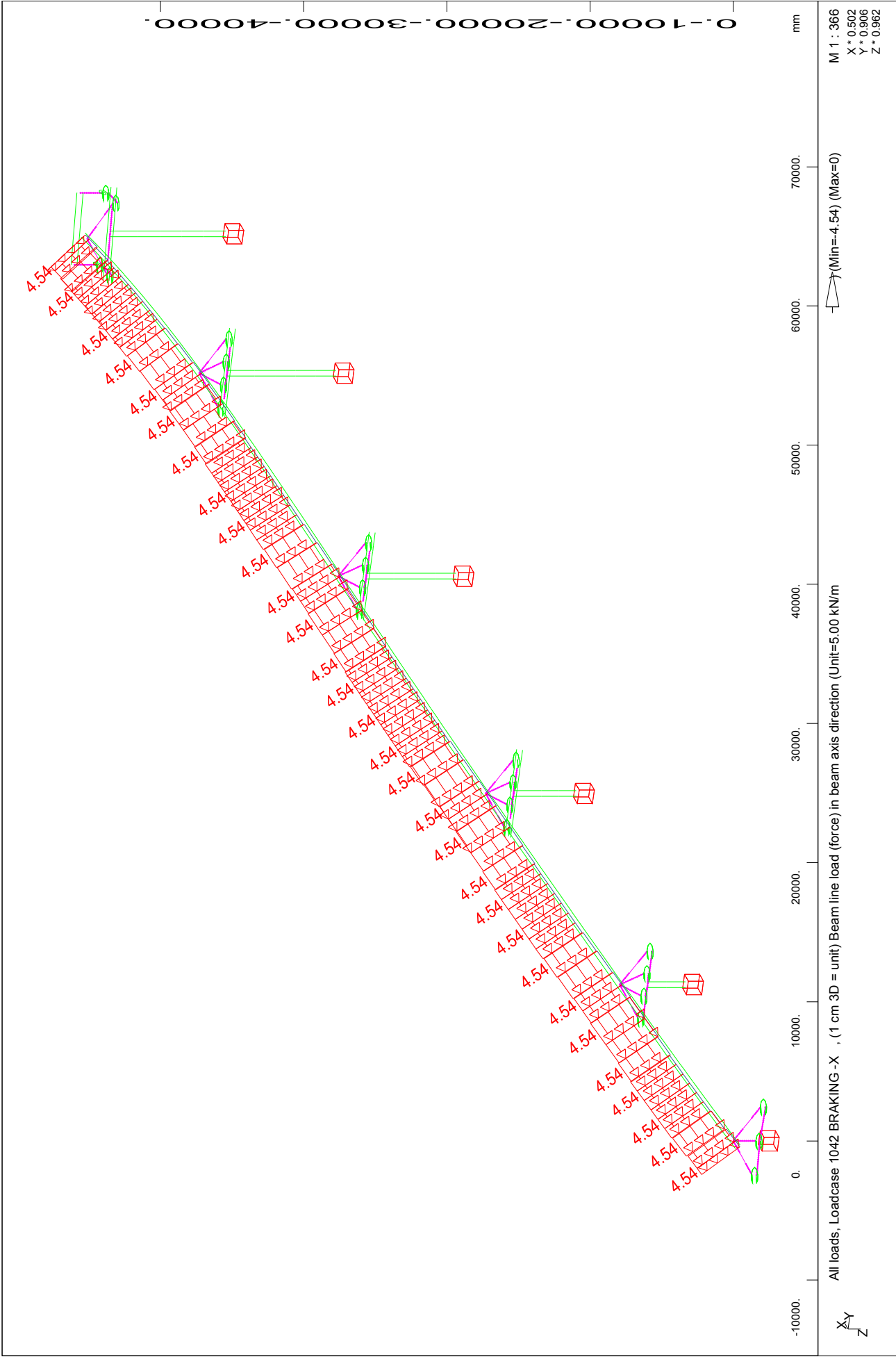
X
Y
Z

All loads, Loadcase 1041 BRAKING + X , (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in beam axis direction (Unit=5.00 kN/m)

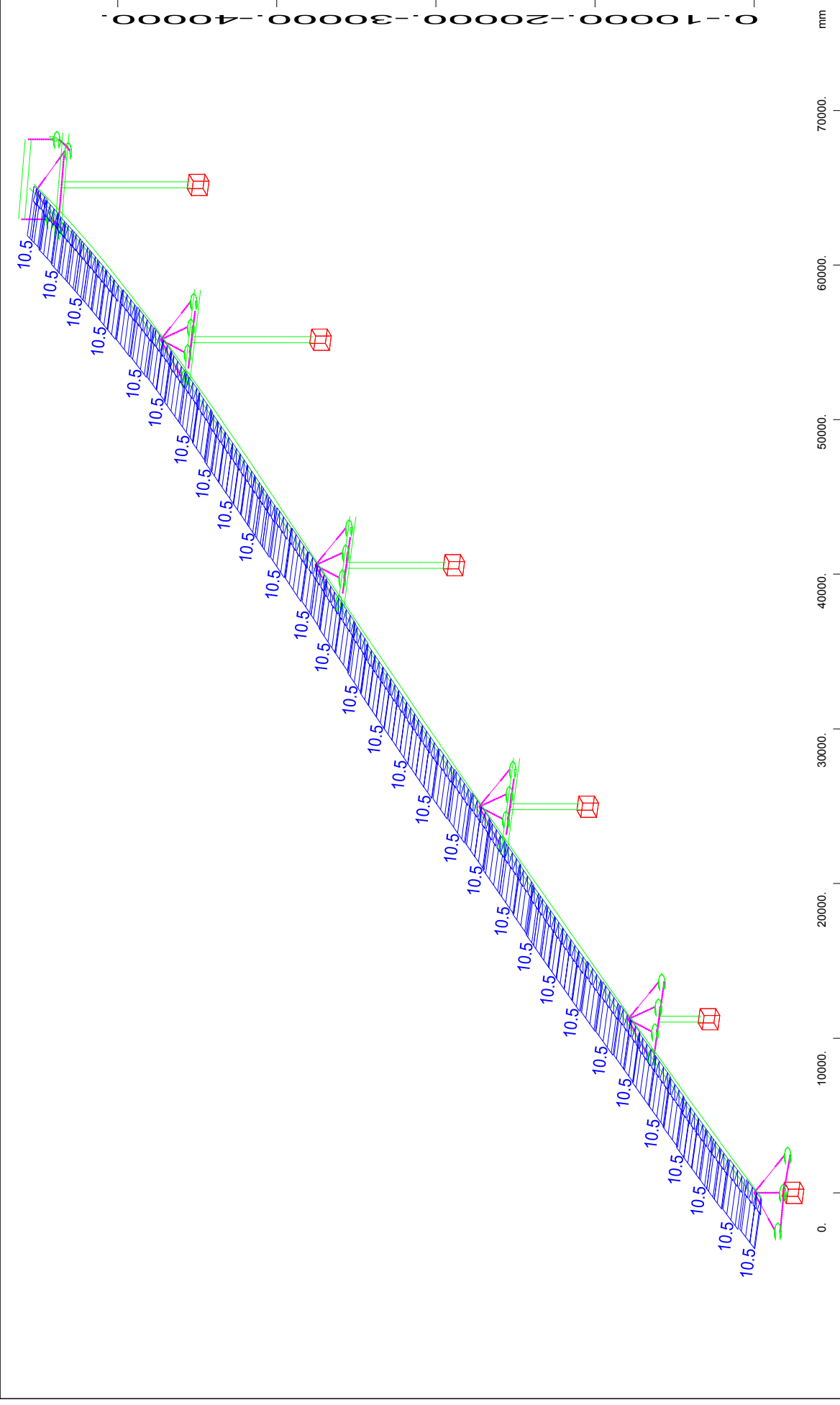
(Max=4.54)

M 1 : 354
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 1
LOADS



STRUCTURE 1
LOADS

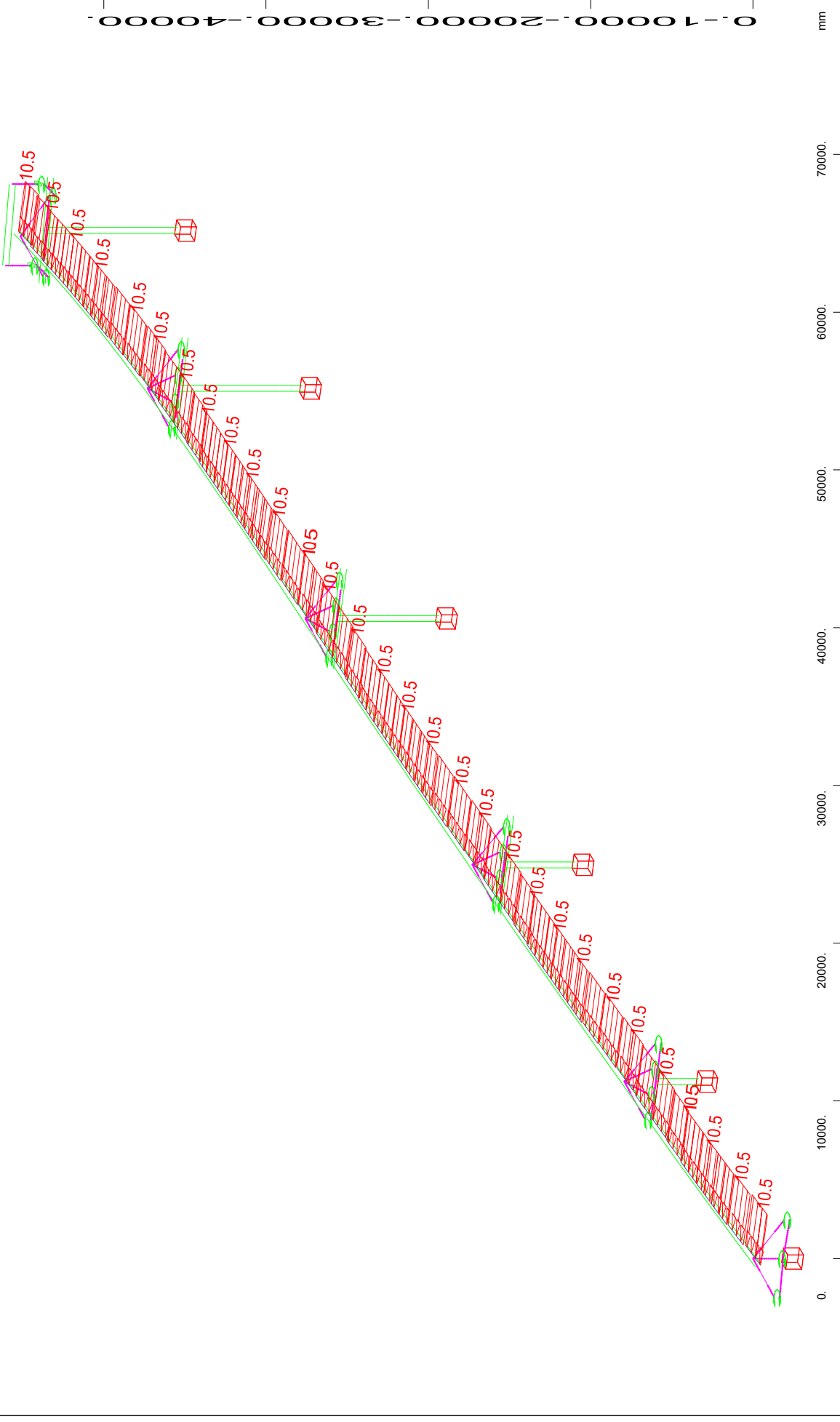


M 1 : 34.1
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

All loads, Loadcase 1031 WIND UNLOADED +Y , (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m)

X
Y
Z

STRUCTURE 1
 LOADS

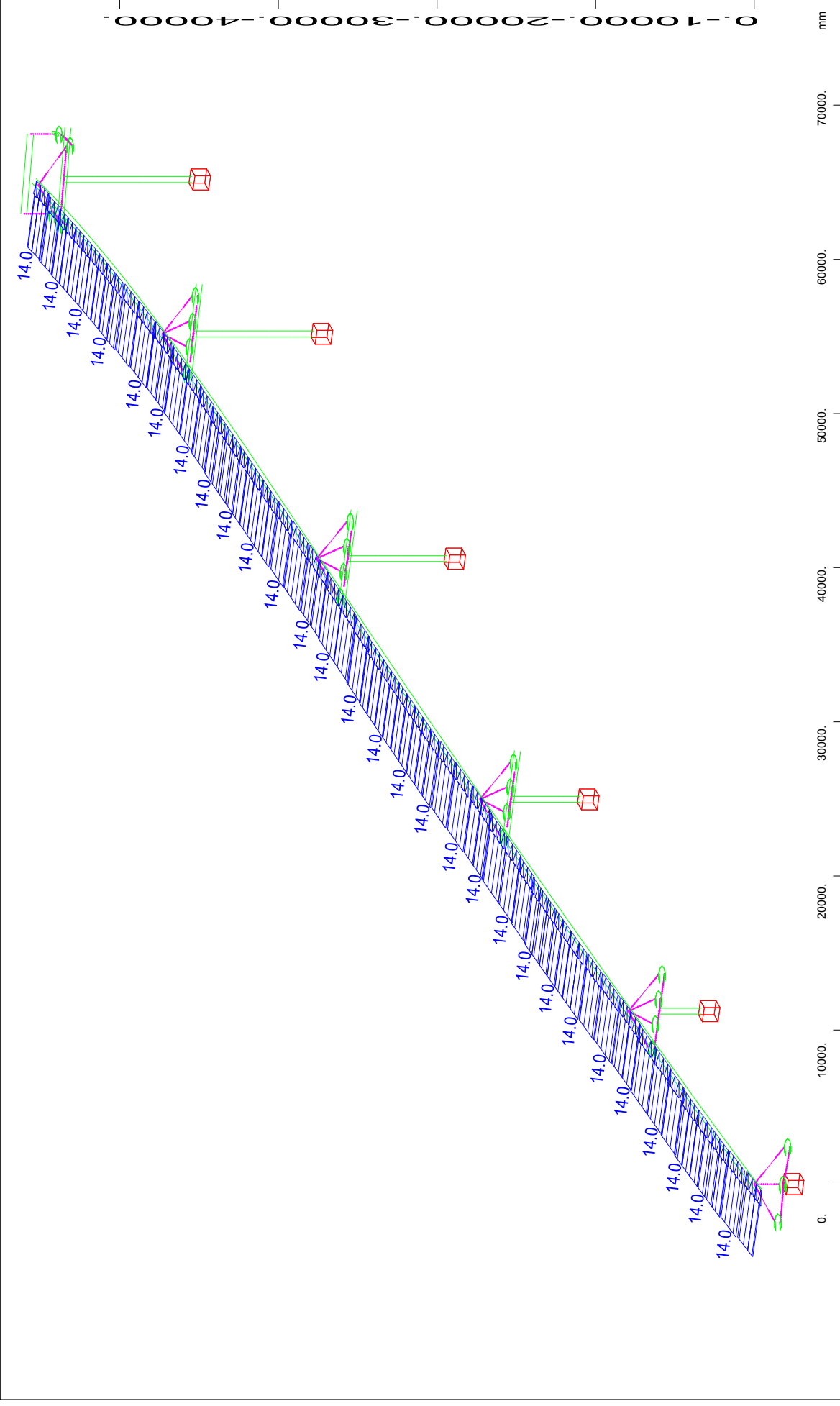


All loads, Loadcase 1032 WIND UNLOADED -Y , (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m)

M 1 : 338
X* 0.502
Y* 0.906
Z* 0.962

(Min=-10.5) (Max=0)

STRUCTURE 1
LOADS

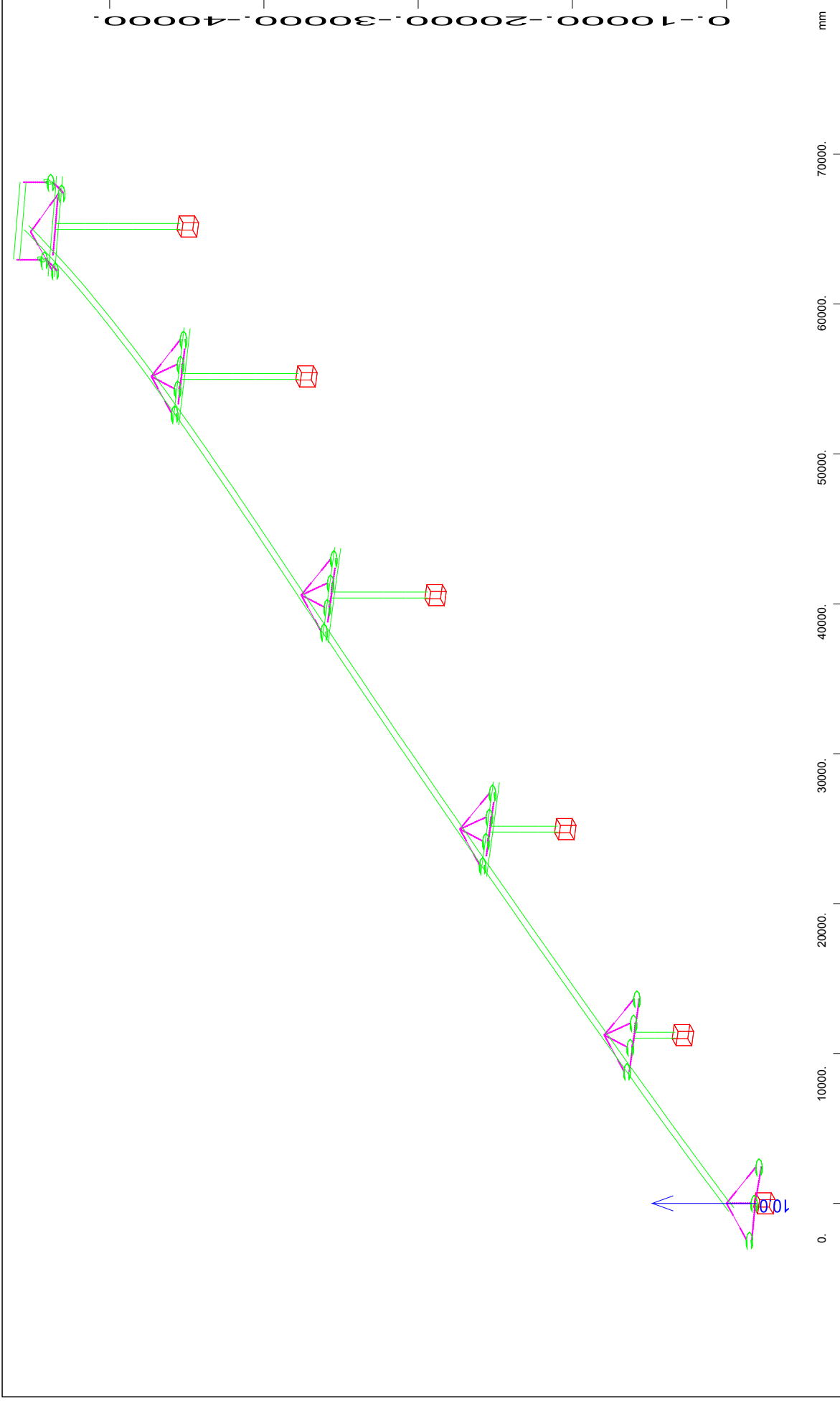


All loads, Loadcase 1033 WIND LOADED +Y , (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m)

M 1 : 342
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=14.0)

STRUCTURE 1
LOADS



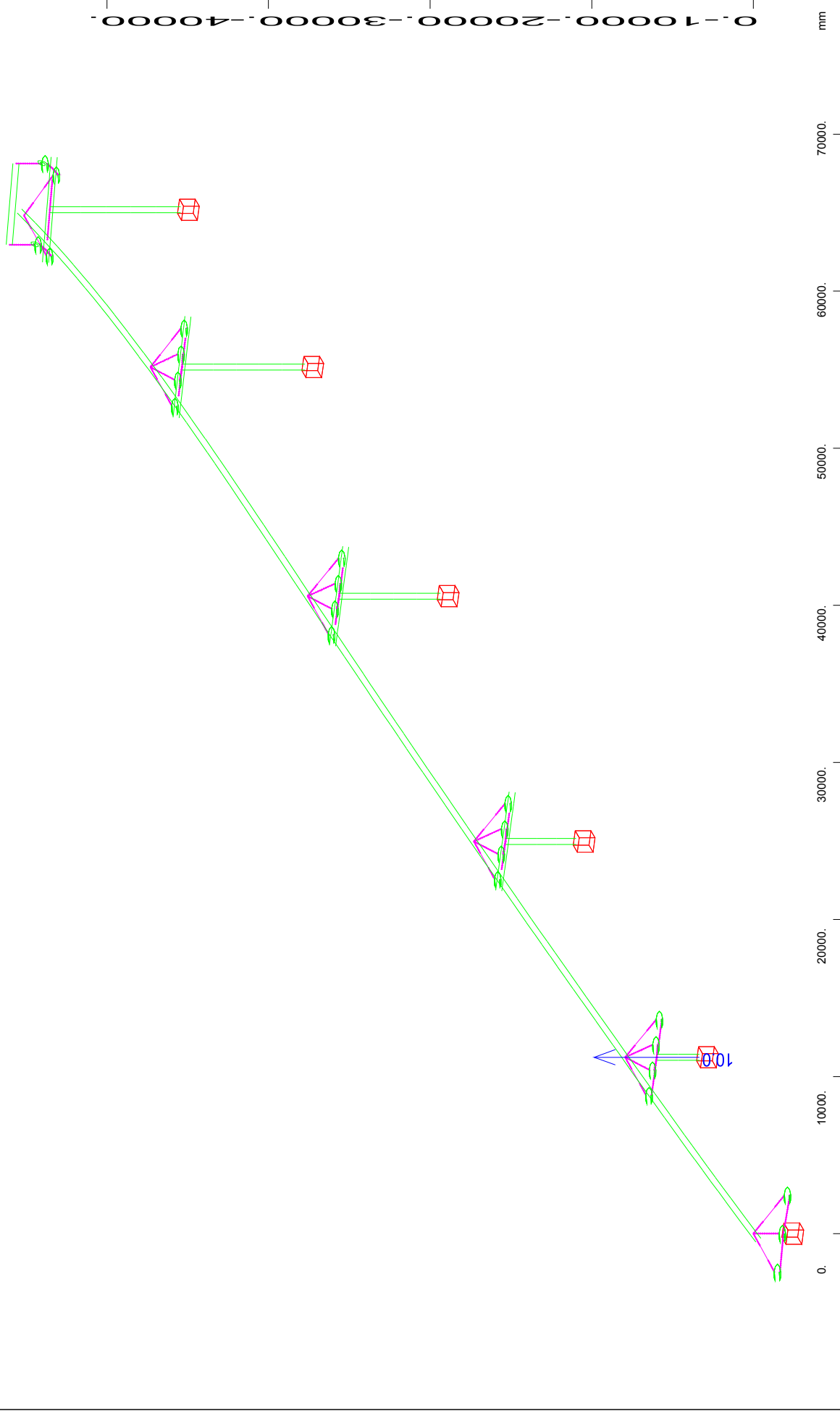
X
Y
Z

All loads, Loadcase 1051 BEARING REPLACEMENT - 1 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm

(Max=10.0)

M 1 : 351
X : 0.502
Y : 0.906
Z : 0.962

STRUCTURE 1
LOADS

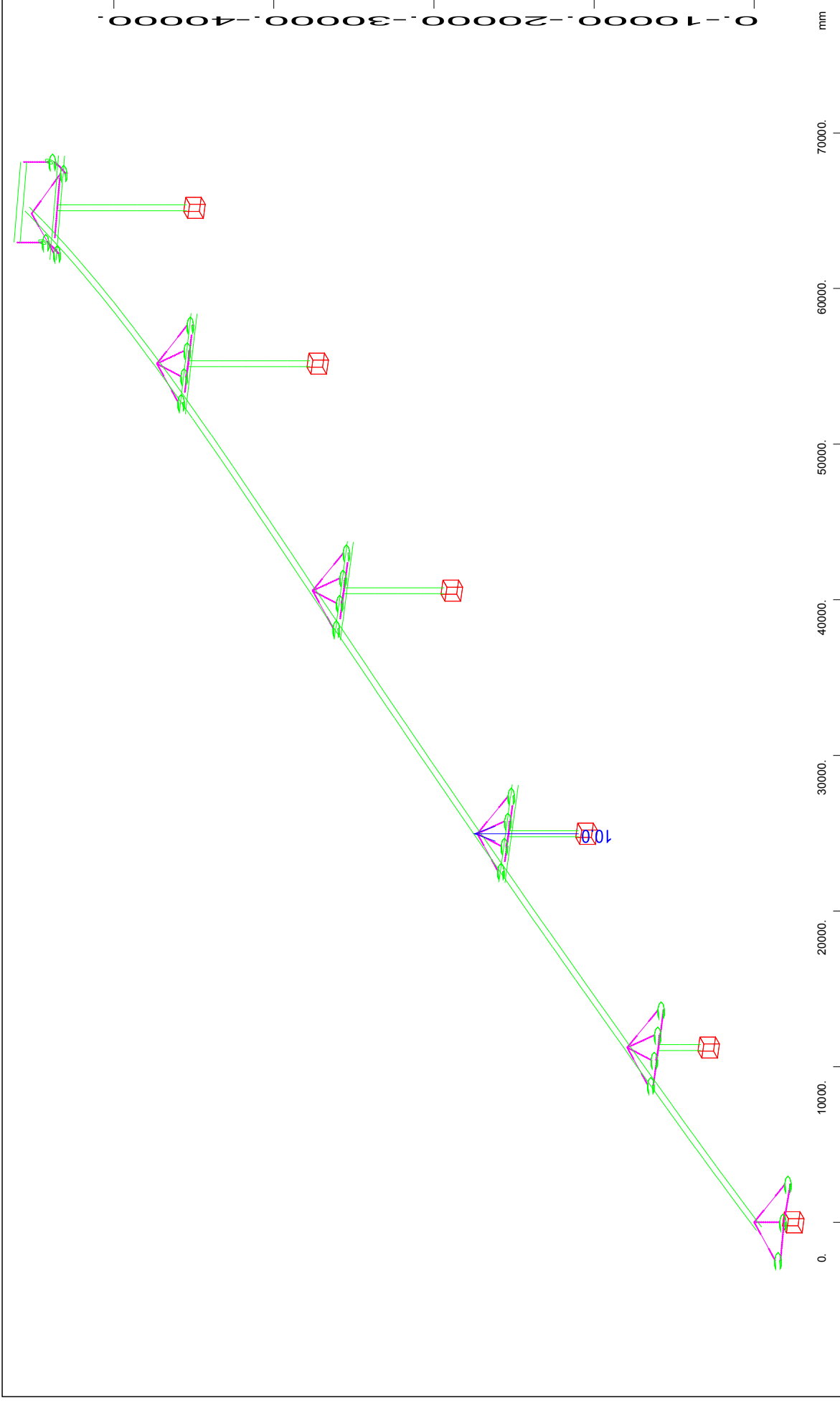


M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

X
Y
Z

All loads, Loadcase 1052 BEARING REPLACEMENT - 2 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm)

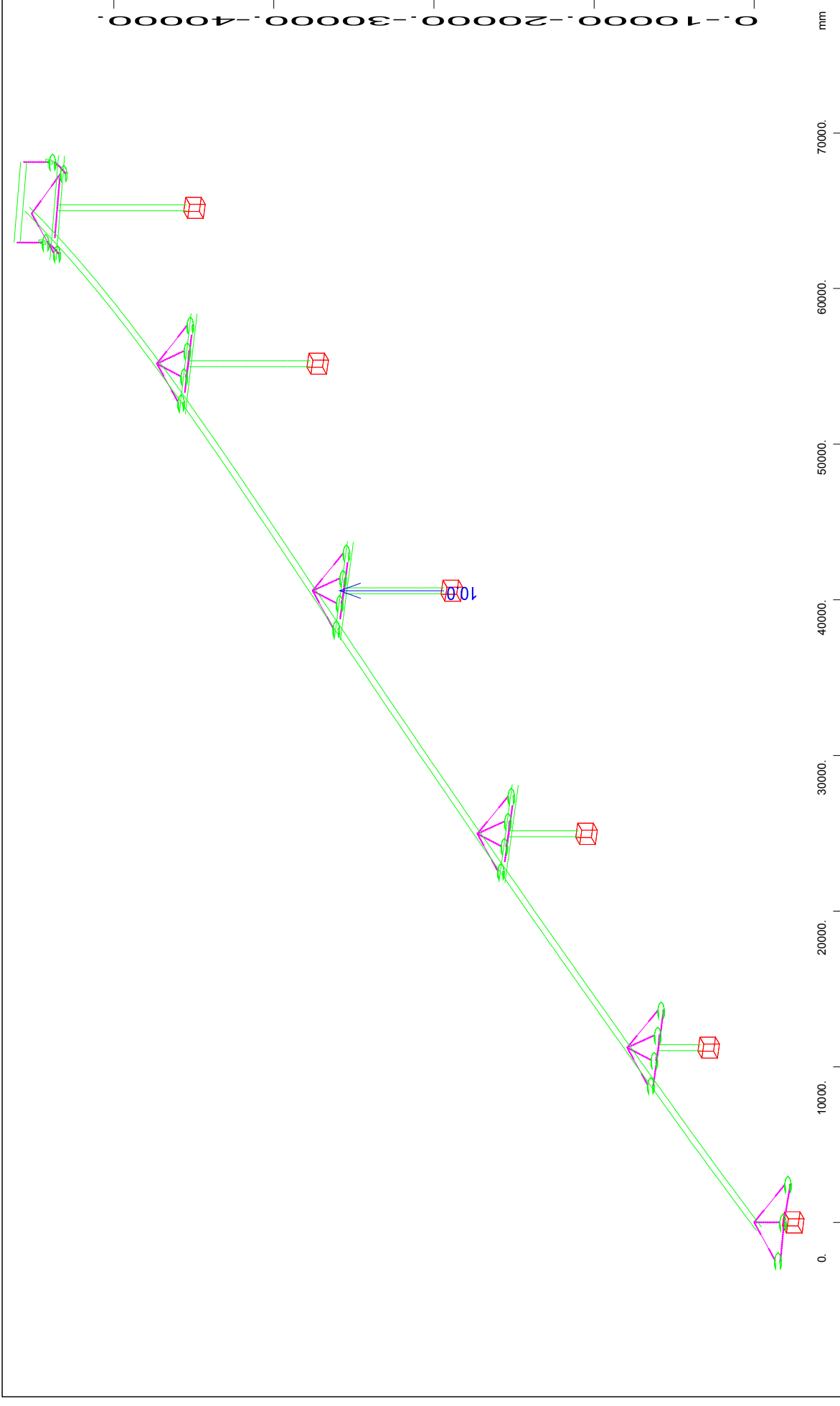
(Max=10.0)



All loads, Loadcase 1053 BEARING REPLACEMENT - 3 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm)

M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

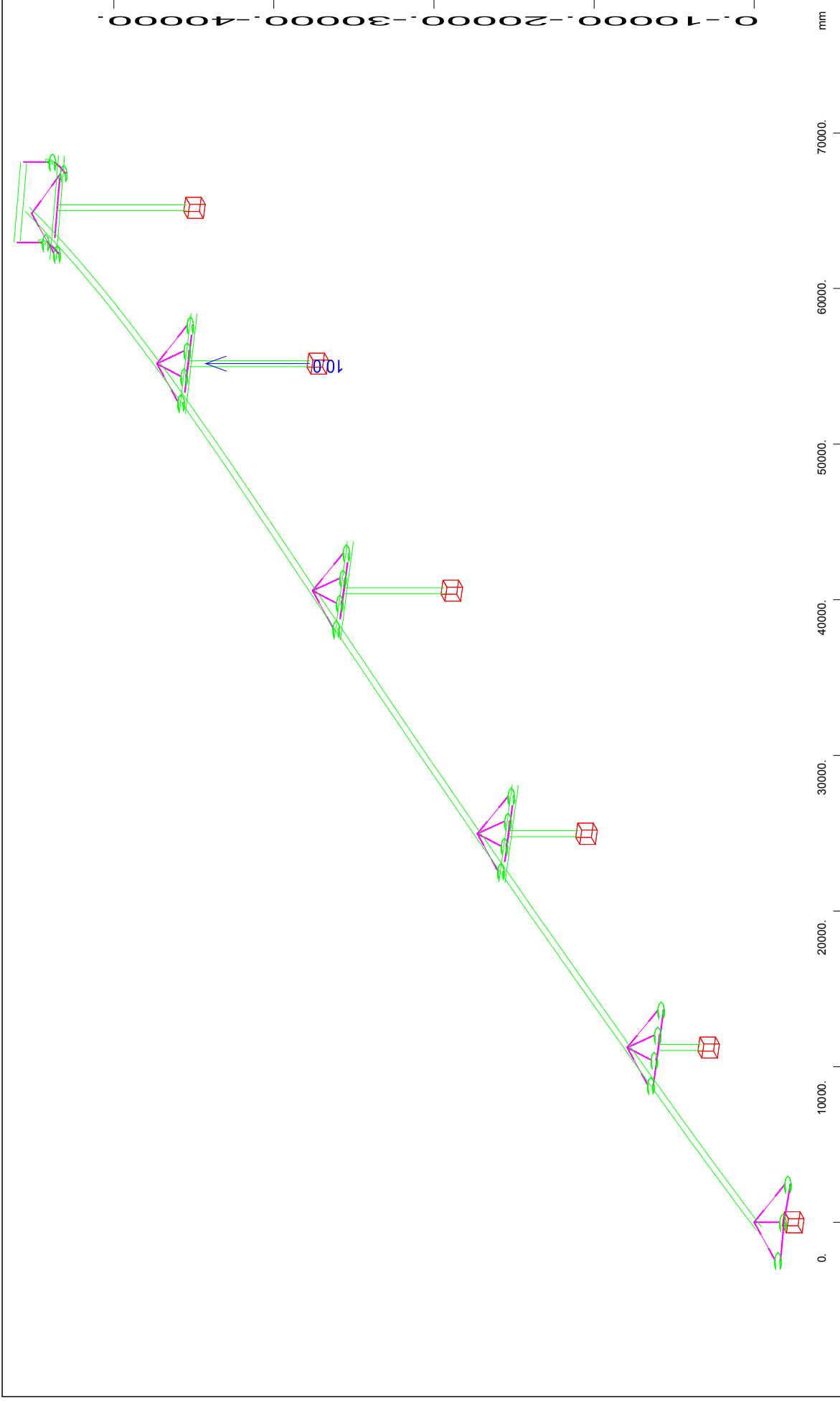
(Max=10.0)



All loads, Loadcase 1054 BEARING REPLACEMENT - 4 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm)

M 1 : 338
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
LOADS

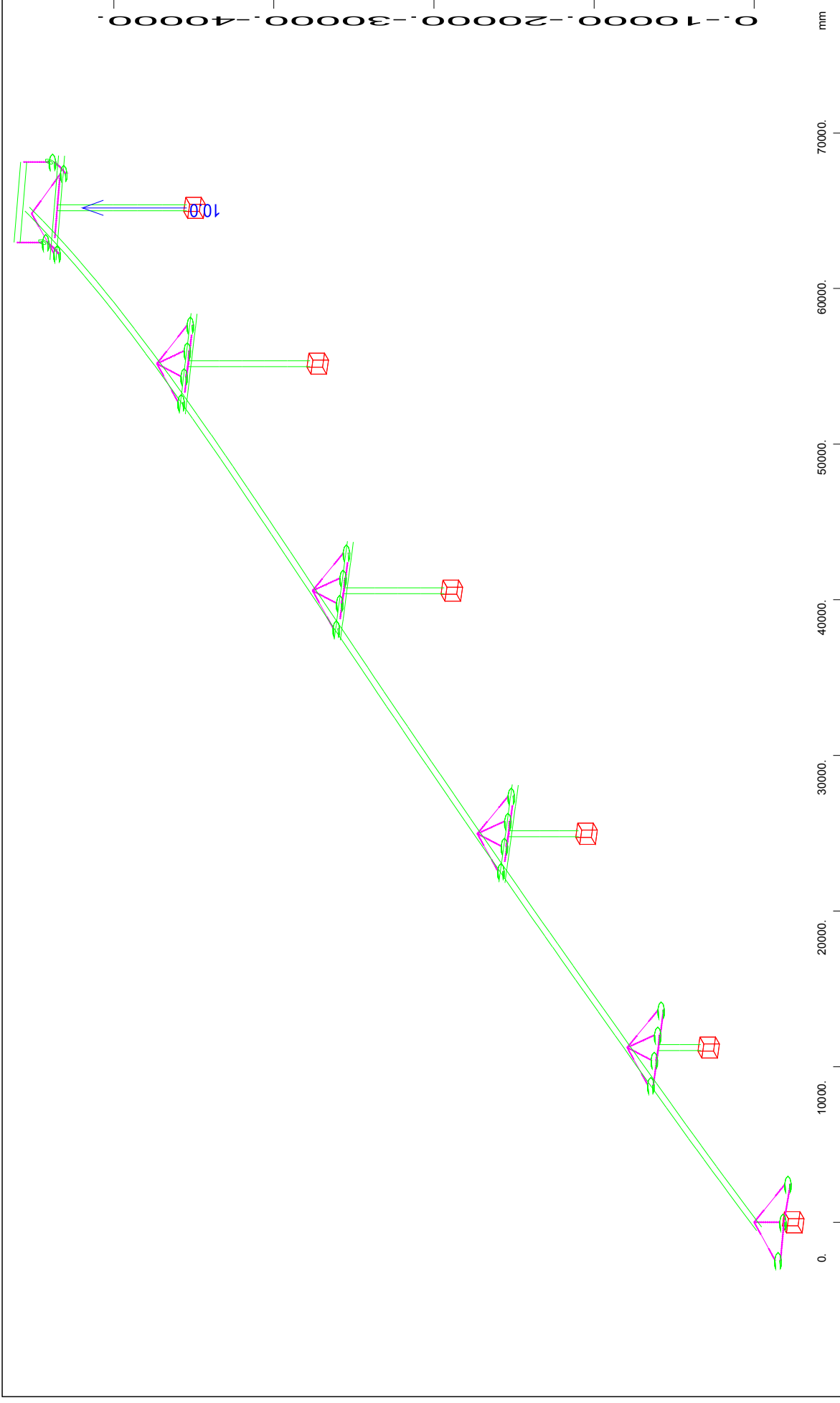


X
Y
Z

All loads, Loadcase 1055 BEARING REPLACEMENT - 5 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm)

(Max=10.0)

M 1 : 338
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



X
 Y
 Z

All loads, Loadcase 1056 BEARING REPLACEMENT - 6, (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5,00 mm)

(Max=10.0)

M 1 : 338
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
LOADS

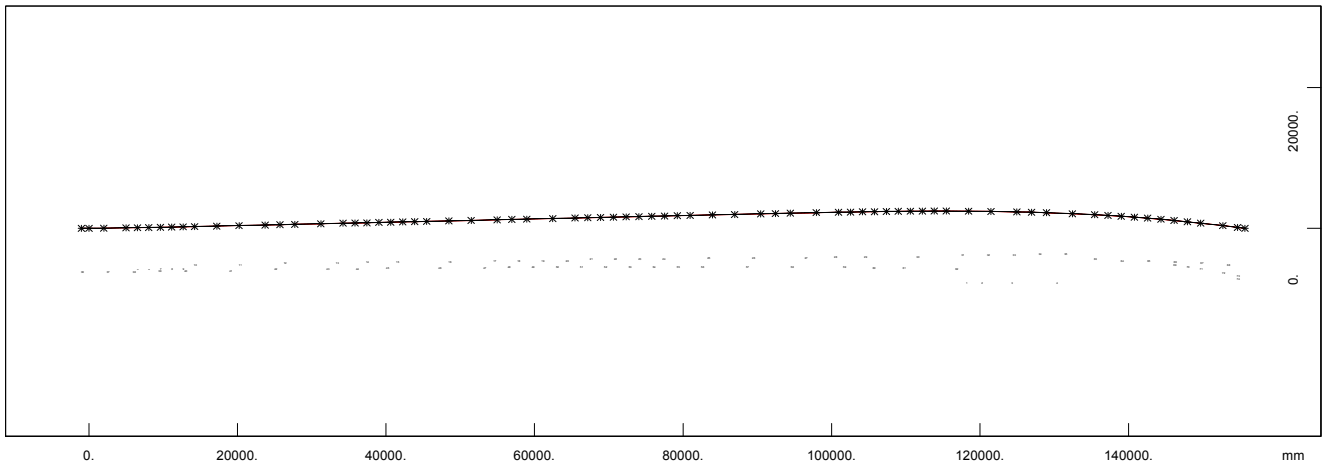
STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Dimensions for Life Loads

No.	S[-]	x[mm]	yc[mm]	yr[mm]	yl[mm]	l-phi[mm]	l/R[1/km]
AXIS.22	140.237	140154	1450	5450	-50	156979	0.000
	142.027	141954	1450	5450	-50	156979	0.000
	143.817	143753	1450	5450	-50	156979	0.000
	145.607	145553	1450	5450	-50	156979	0.000
	147.397	147353	1450	5450	-50	156979	0.000
	149.187	149153	1450	5450	-50	156979	0.000
	150.977	150953	1450	5450	-50	156979	0.000
	153.978	153967	1450	5450	-50	156979	0.000
	155.979	155982	1450	5450	-50	156979	0.000
	156.979	156989	1450	5450	-50	156979	0.000

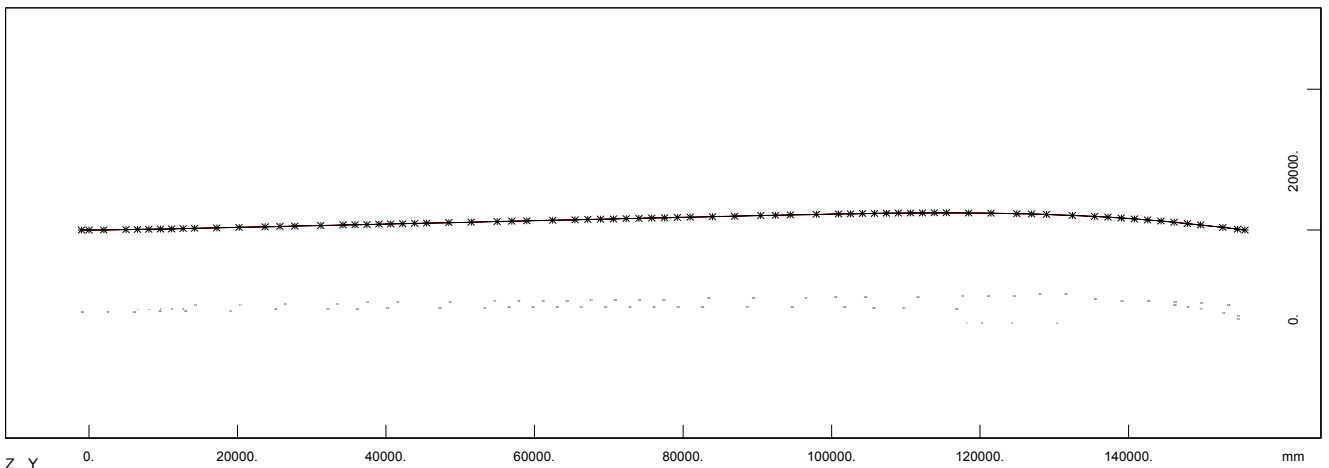
Neighbour nodes to lane AXIS.0 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						



Neighbour nodes to lane AXIS.1 (DX = 0.500)

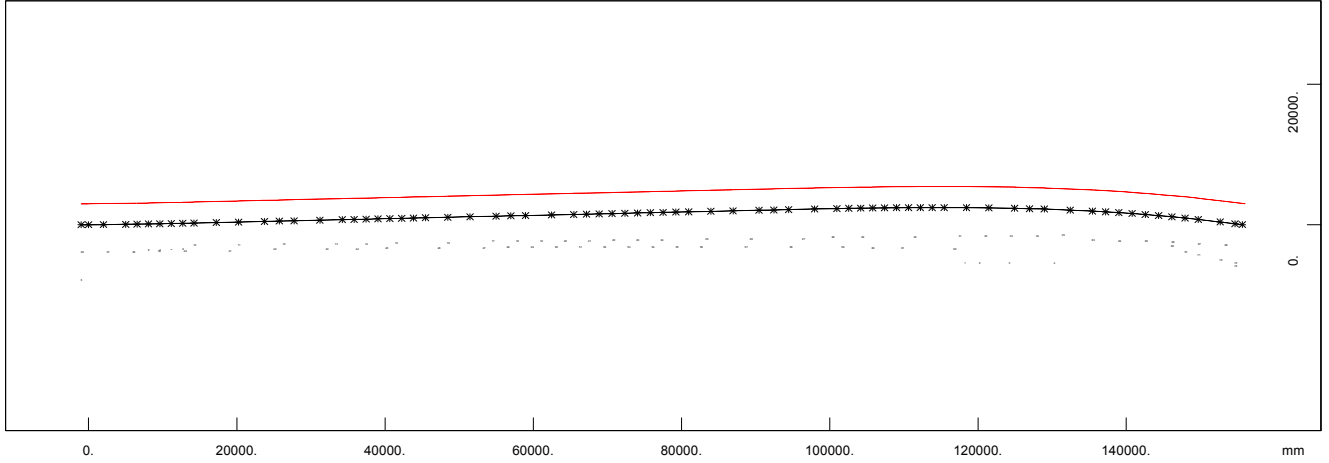
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						



STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

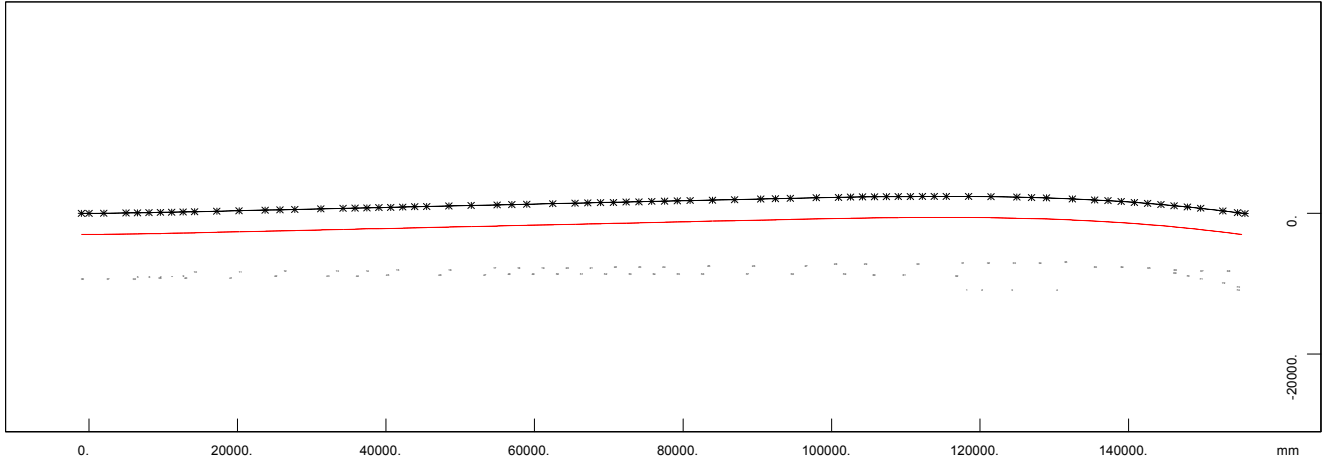
Neighbour nodes to lane AXIS.2 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						



Neighbour nodes to lane AXIS.3 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						

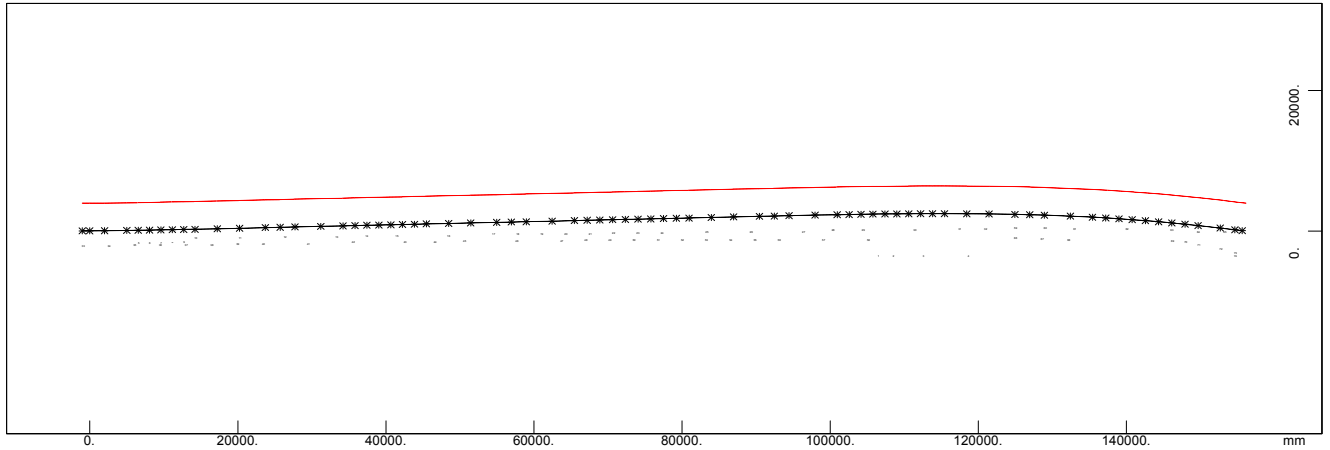


Neighbour nodes to lane AXIS.10 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						

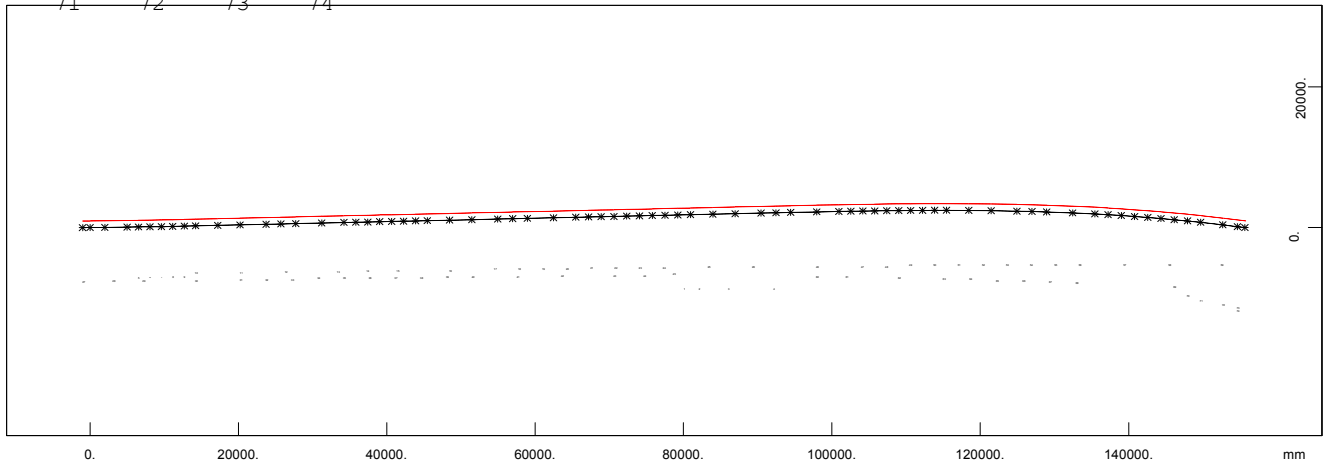
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS



Neighbour nodes to lane AXIS.11 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						

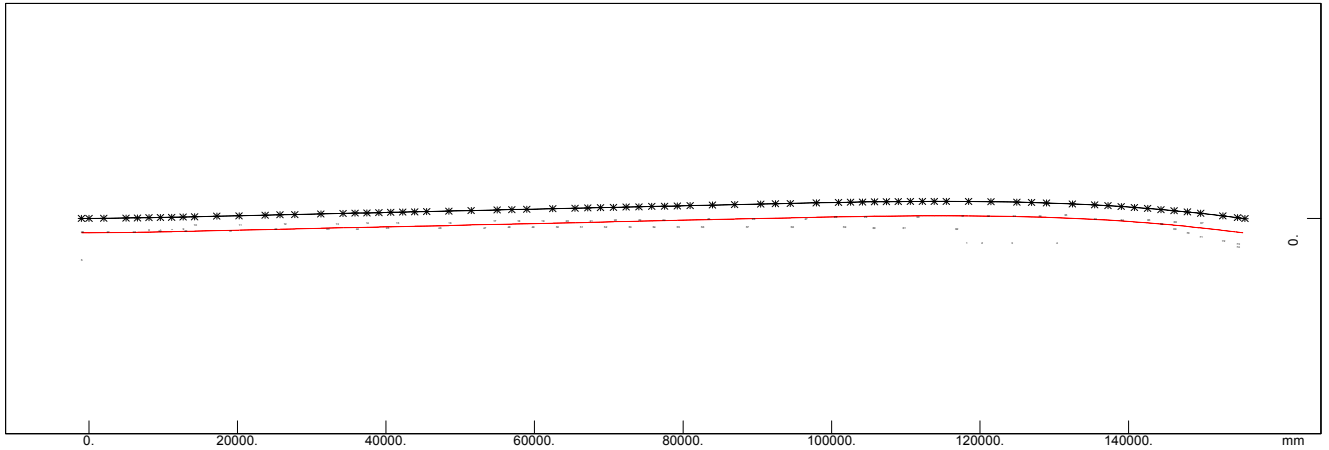


Neighbour nodes to lane AXIS.12 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						

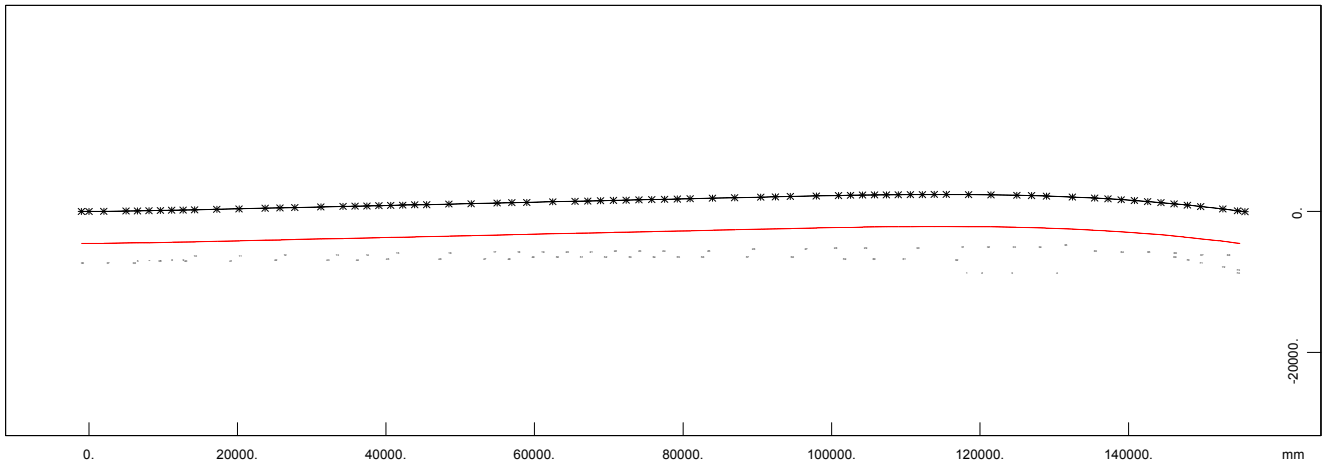
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS



Neighbour nodes to lane AXIS.20 (DX = 0.500)

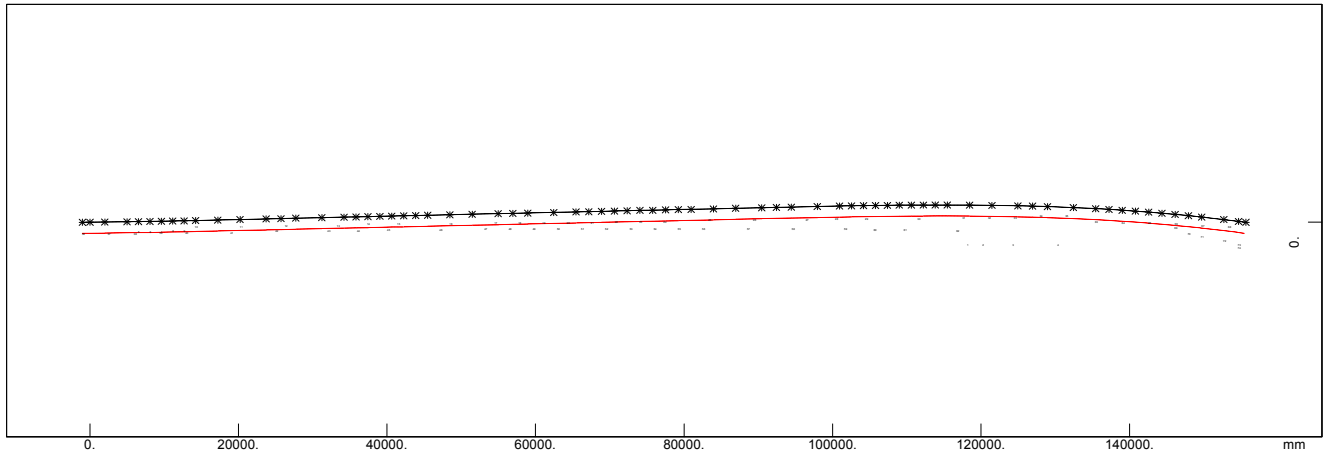
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						



Neighbour nodes to lane AXIS.21 (DX = 0.500)

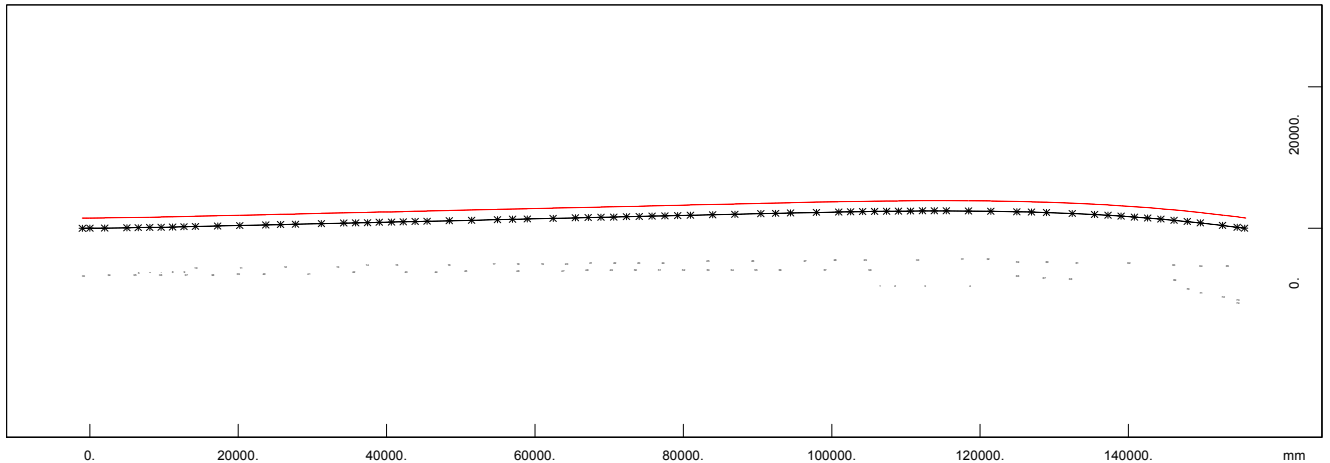
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						

STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS



Neighbour nodes to lane AXIS.22 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74						



Load Train 50 (L) LM4 5kN/m2

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train 200 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

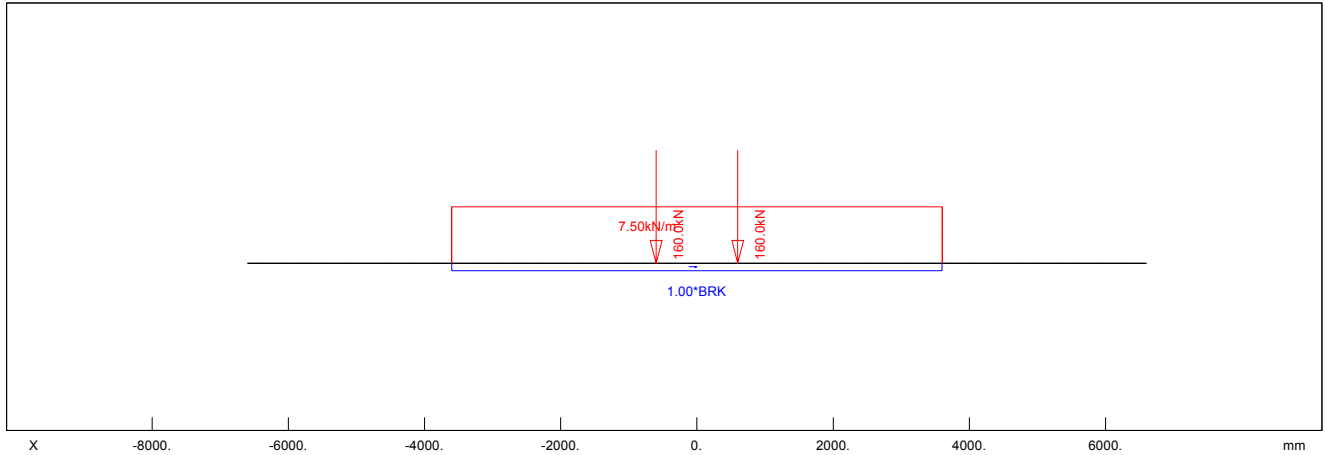
Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1	
Load Train	200.000 [-]
Axle load	160.0 [kN]
Traffic Lane	2.50 [kN/m2]
Residual Area	2.50 [kN/m2]
Brake load	2.5 [kN]
Total factor	1.000 [-]
Width of loading	3000 [mm]

STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load Train

Fact.centrifugal 1.000 [-]



Load elements of Load Train

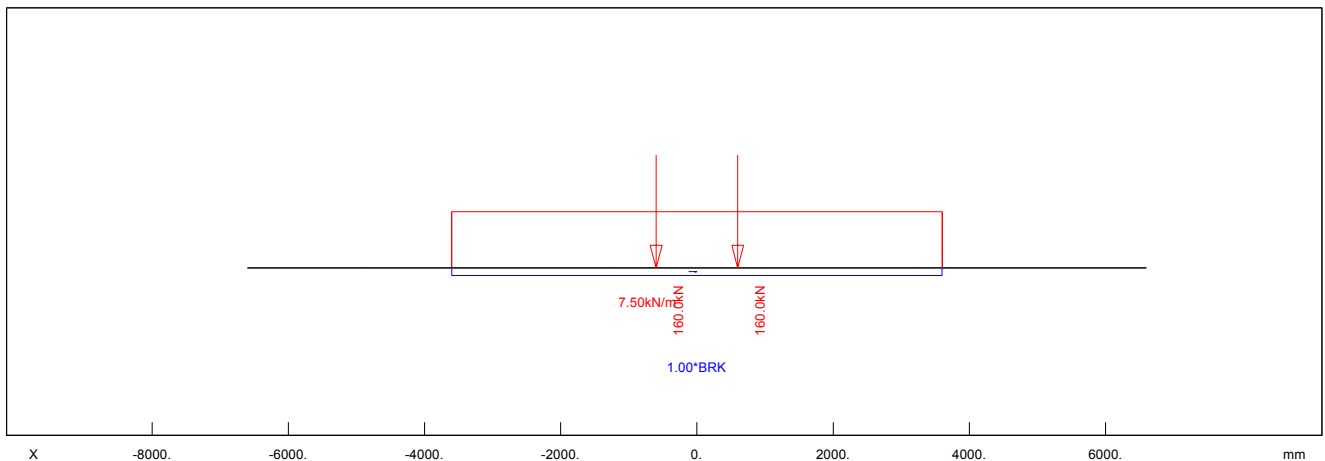
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
									b/l-Wh		400	400

Load Train 201 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 160.0 [kN]
 Traffic Lane 2.50 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]
 Loading travels in both directions
 Wind loading in unfavourable direction



STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load elements of Load Train

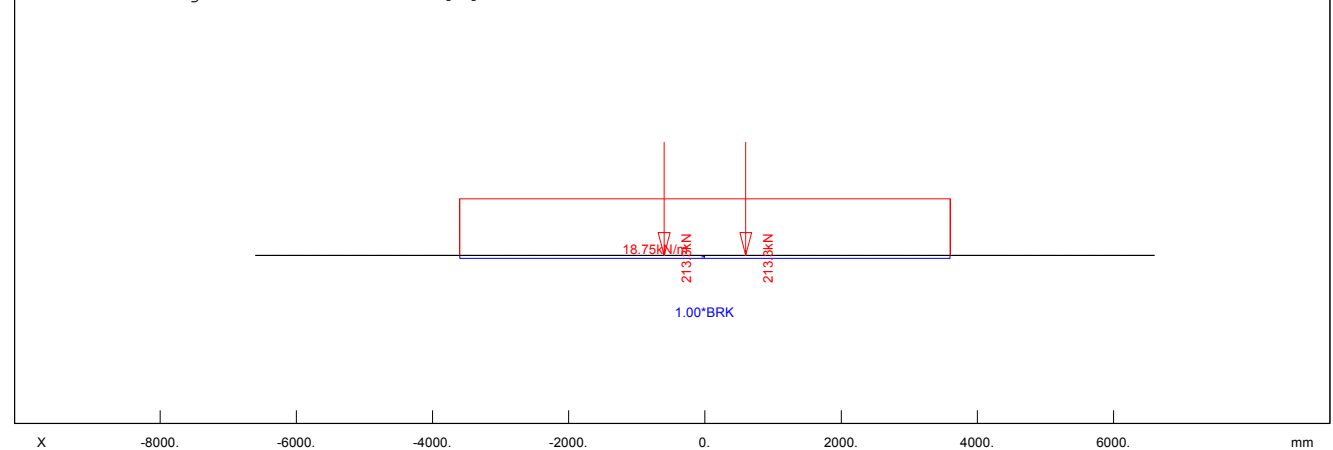
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400

Load Train 202 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 213.3 [kN]
 Traffic Lane 6.25 [kN/m2]
 Residual Area 6.25 [kN/m2]
 Brake load 2.5 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	18.75	1.0*BRK	0.00	18.75	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400

Load Train 300 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

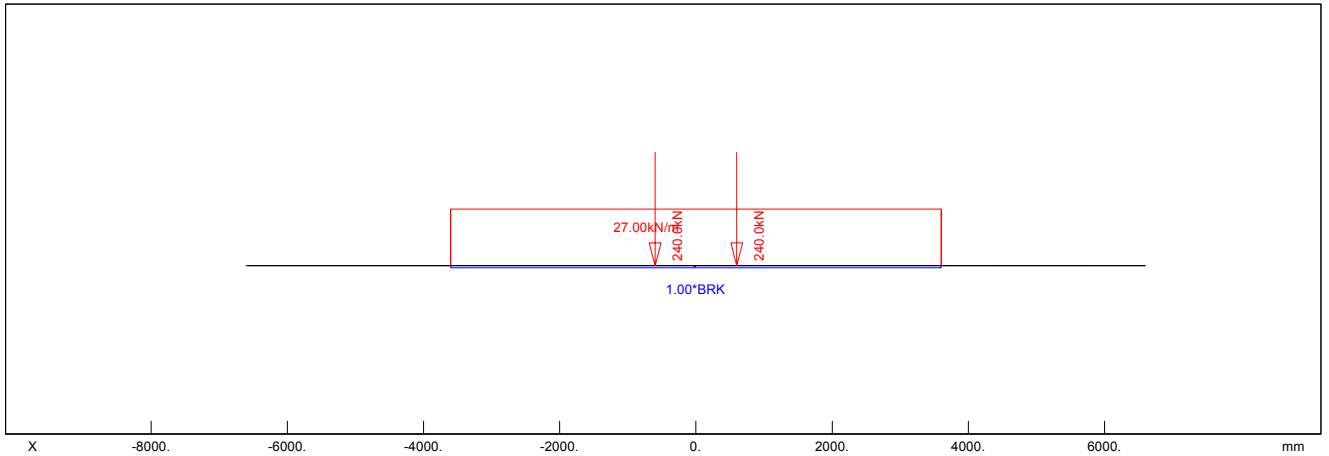
LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Axle load 240.0 [kN]
 Traffic Lane 9.00 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Brake load 2.5 [kN]
 Total factor 1.000 [-]

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load Train

Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



Load elements of Load Train

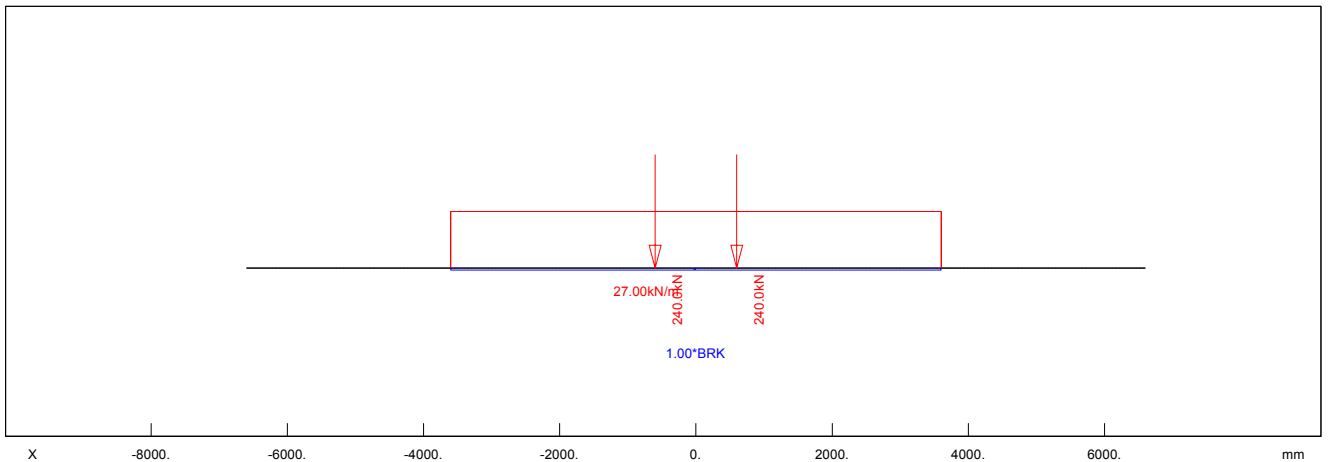
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	27.00	1.0*BRK	0.00	27.00	0.0			0	0	0	3000	
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
									b/l-Wh		400	400

Load Train 301 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Axle load 240.0 [kN]
 Traffic Lane 9.00 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load elements of Load Train

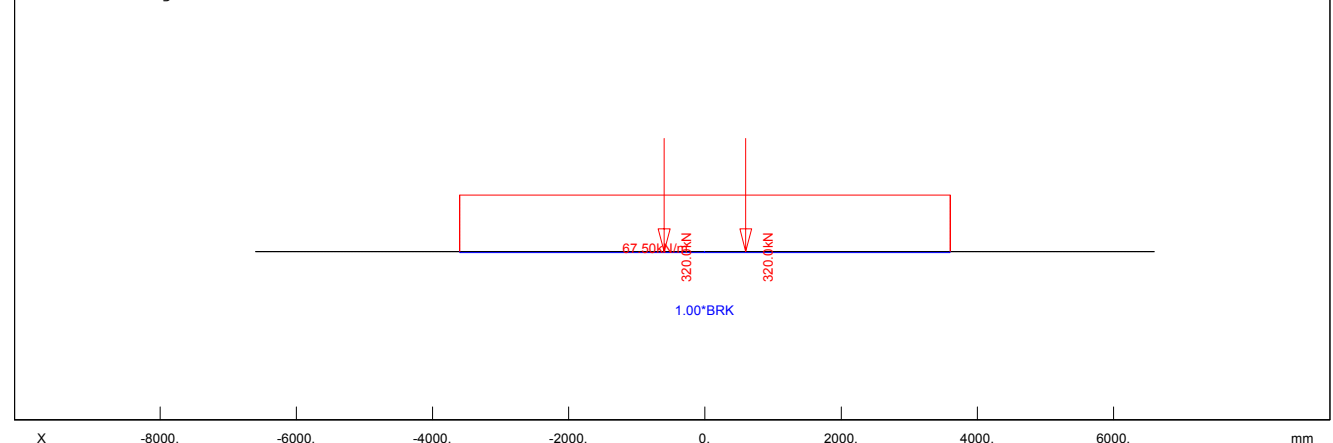
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	27.00	1.0*BRK	0.00	27.00	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400

Load Train 302 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Axle load 320.0 [kN]
 Traffic Lane 22.50 [kN/m2]
 Residual Area 6.25 [kN/m2]
 Brake load 2.5 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]
 Loading travels in both directions
 Wind loading in unfavourable direction



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	67.50	1.0*BRK	0.00	67.50	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400

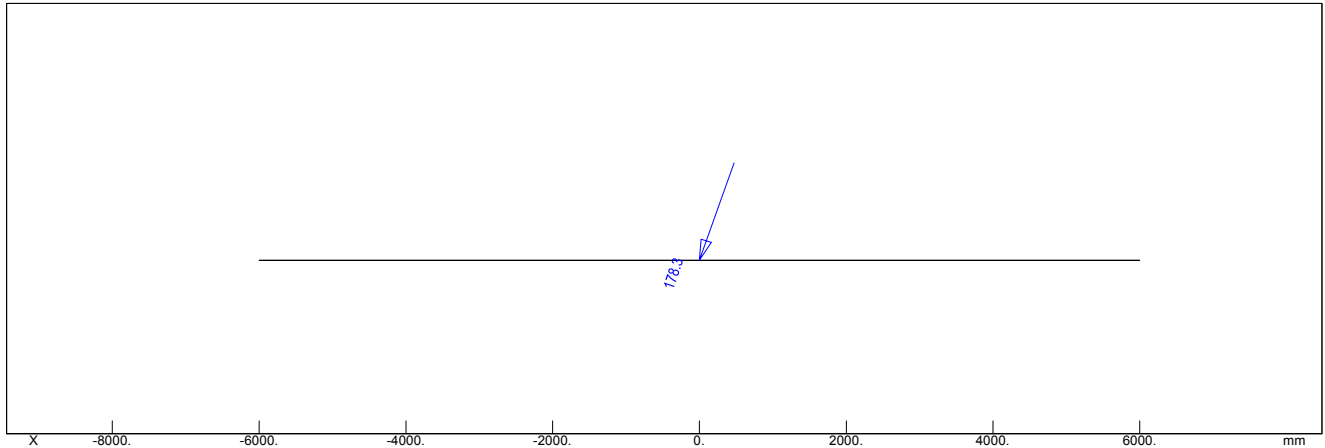
Load Train 998 (L) TRANS. BRAKING & CENTRIFUGAL

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

USER User defined
 Total factor 1.000 [-]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]

STRUCTURE 1
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS



Load elements of Load Train

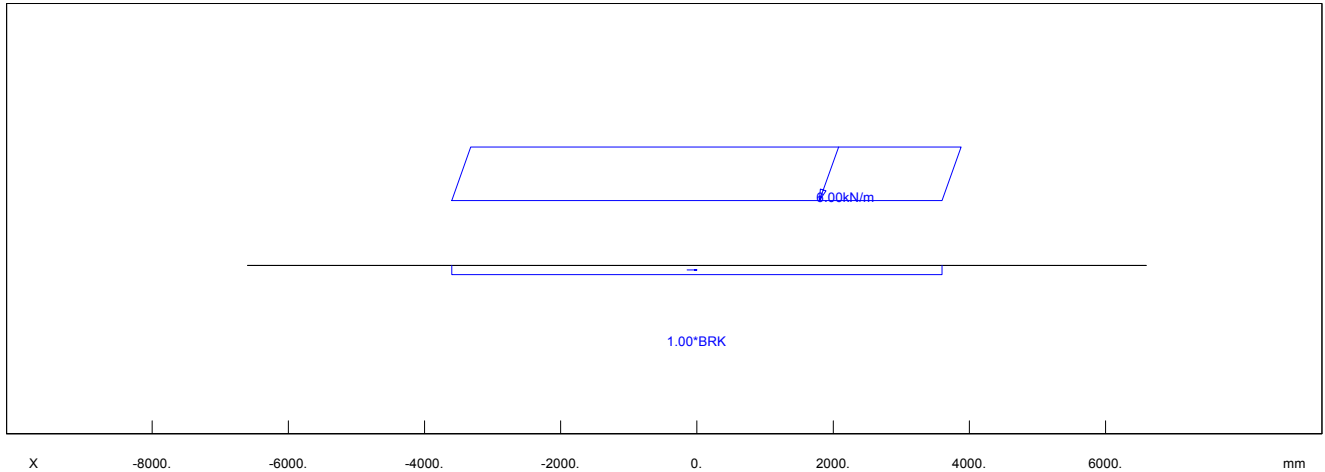
	Pv [kN]	Pl [kN]	Pw [kN]	Pf [kN]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
E	0.0	0.0	178.3	0.0	0.0	0		0	0	0		

Load Train 999 (L) WIND ON LANE

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3	Load model LM1
Load Train	300.000 [-]
Wind Pressure	3.00 [kN/m ²]
Wind Load Height	2000 [mm]
Total factor	1.000 [-]
Width of loading	3000 [mm]
Fact.centrifugal	1.000 [-]



Load elements of Load Train

	Pv [kN/m]	Pl [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
p	0.00	1.0*BRK	6.00	0.00	0.0			0	1000	0	3000	
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	600		0	0	b/1-Wh	400	400
										0	-2000	
										b/1-Wh	400	400

STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Dimensions for Life Loads

No.	S [-]	x [mm]	yc [mm]	yr [mm]	yl [mm]	l-phi [mm]	l/R [1/km]
AXIS.22	133.655	133537	1450	5450	-50	156979	0.000
	136.656	136552	1450	5450	-50	156979	0.000
	138.447	138354	1450	5450	-50	156979	0.000
	140.237	140154	1450	5450	-50	156979	0.000
	142.027	141954	1450	5450	-50	156979	0.000
	143.817	143753	1450	5450	-50	156979	0.000
	145.607	145553	1450	5450	-50	156979	0.000
	147.397	147353	1450	5450	-50	156979	0.000
	149.187	149153	1450	5450	-50	156979	0.000
	150.977	150953	1450	5450	-50	156979	0.000
	153.978	153967	1450	5450	-50	156979	0.000
	155.979	155982	1450	5450	-50	156979	0.000
	156.979	156989	1450	5450	-50	156979	0.000

Load Train 50 (L) LM4 5kN/m2

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

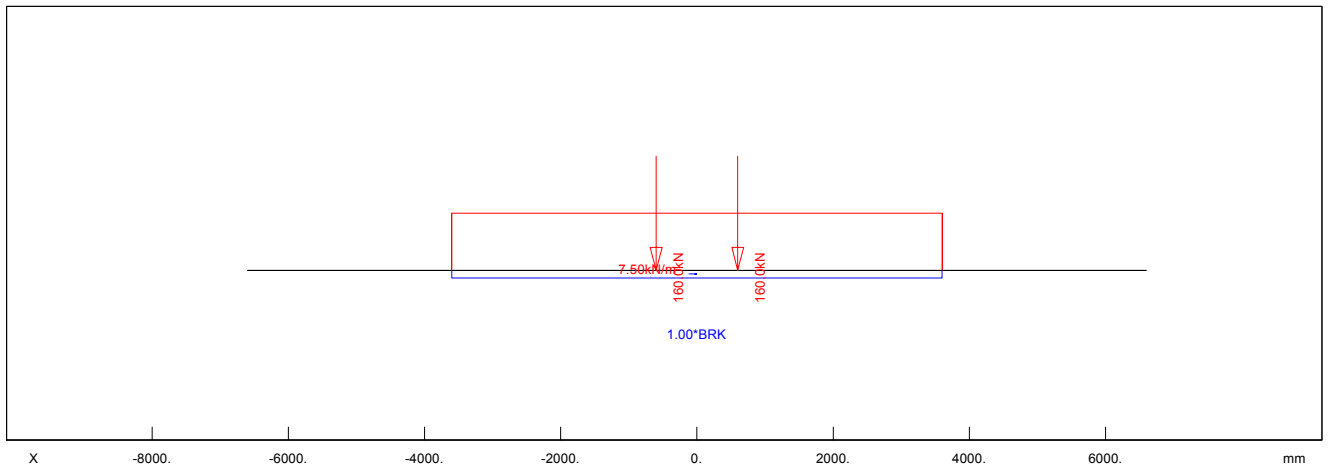
Load Train 200 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1	
Load Train	200.000 [-]
Axle load	160.0 [kN]
Traffic Lane	2.50 [kN/m2]
Residual Area	2.50 [kN/m2]
Brake load	2.5 [kN]
Total factor	1.000 [-]
Width of loading	3000 [mm]
Fact.centrifugal	1.000 [-]

SOFISTIK AG - www.sofistik.com



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
p	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
E	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400

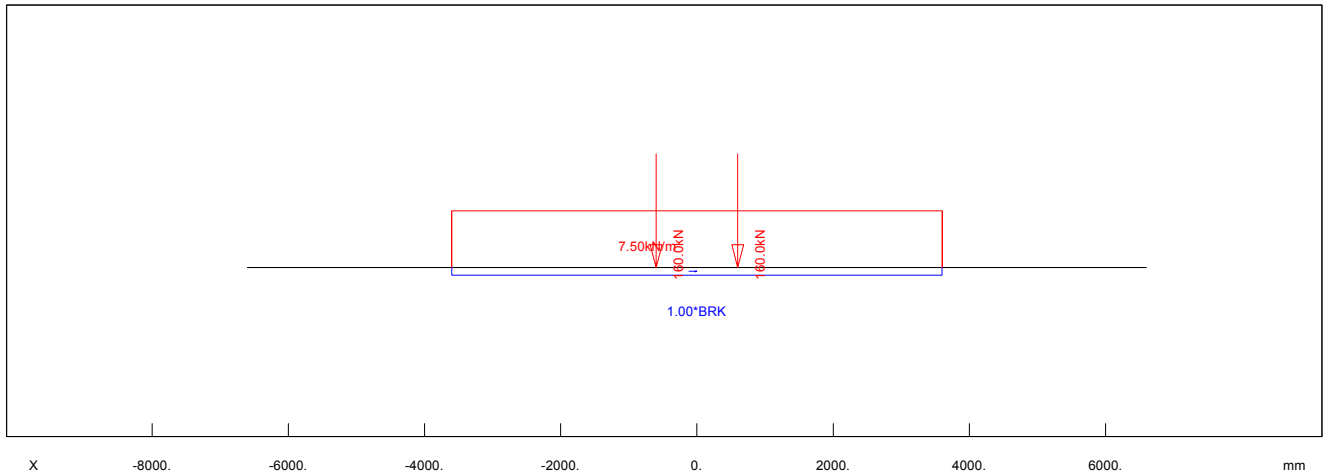
STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Load Train 201 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 160.0 [kN]
 Traffic Lane 2.50 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]
 Loading travels in both directions
 Wind loading in unfavourable direction



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh	0	400	400
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh	0	400	400

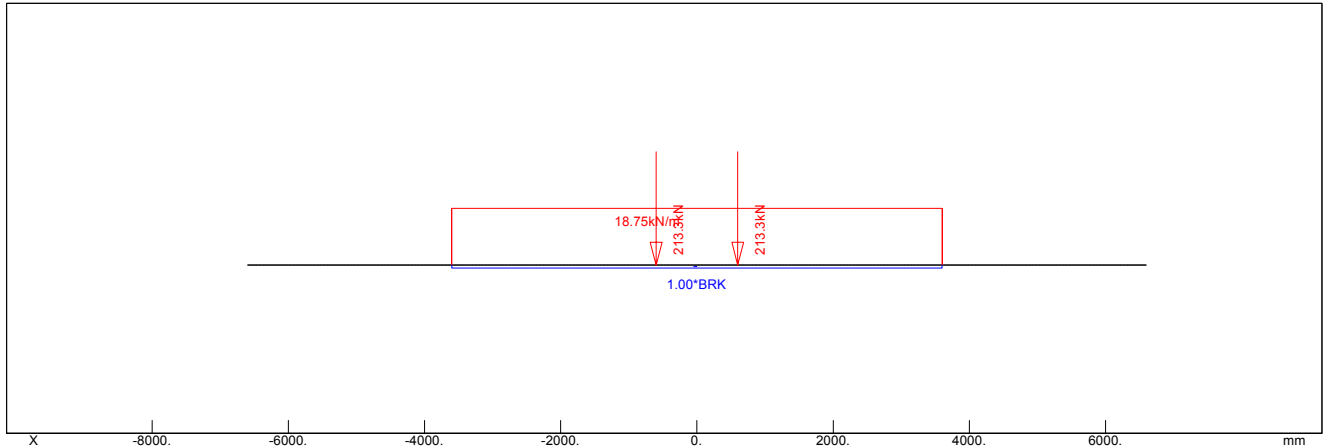
Load Train 202 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 213.3 [kN]
 Traffic Lane 6.25 [kN/m2]
 Residual Area 6.25 [kN/m2]
 Brake load 2.5 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]

STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



Load elements of Load Train

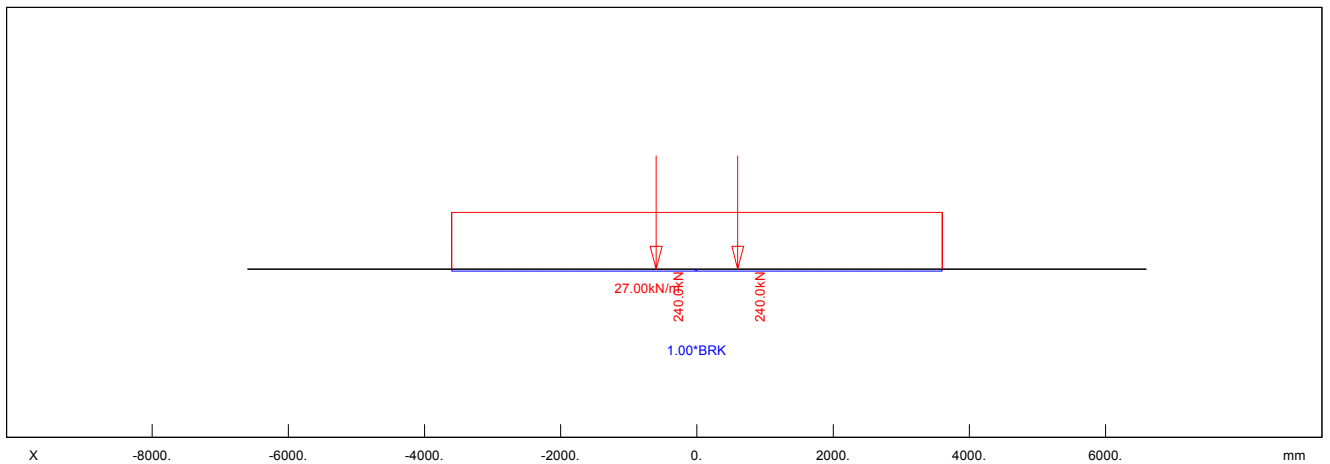
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	18.75	1.0*BRK	0.00	18.75	0.0			0	0	0	3000	
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
									b/l-Wh		400	400

Load Train 300 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1	
Load Train	300.000 [-]
Axle load	240.0 [kN]
Traffic Lane	9.00 [kN/m2]
Residual Area	2.50 [kN/m2]
Brake load	2.5 [kN]
Total factor	1.000 [-]
Width of loading	3000 [mm]
Fact.centrifugal	1.000 [-]



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	27.00	1.0*BRK	0.00	27.00	0.0			0	0	0	3000	

STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Load elements of Load Train

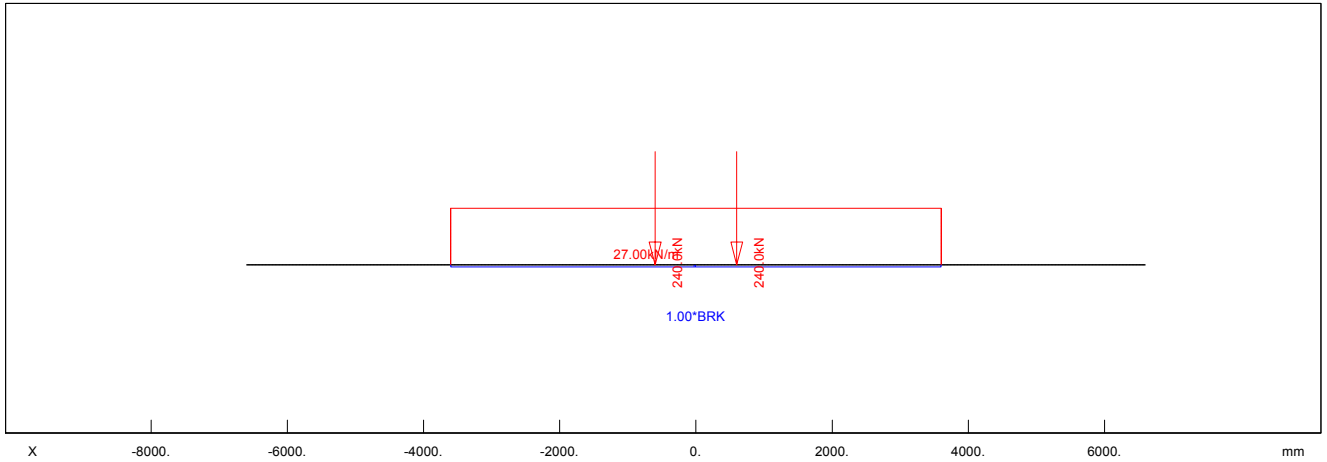
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600	0	0	0	-2000
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600	0	0	0	-2000
									b/l-Wh	400
									b/l-Wh	400

Load Train 301 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3	Load model LM1
Load Train	300.000 [-]
Axle load	240.0 [kN]
Traffic Lane	9.00 [kN/m ²]
Residual Area	2.50 [kN/m ²]
Total factor	1.000 [-]
Width of loading	3000 [mm]
Fact.centrifugal	1.000 [-]



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	27.00	1.0*BRK	0.00	27.00	0.0			0	0	0	3000	
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	400
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600		0	0	0	-2000	400
											b/l-Wh	400
											b/l-Wh	400

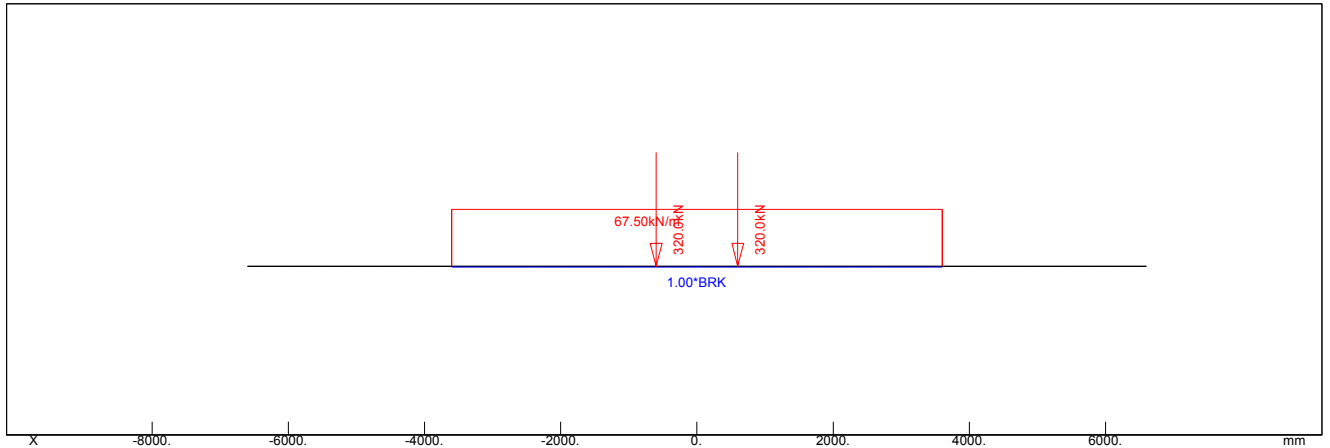
Load Train 302 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3	Load model LM1
Load Train	300.000 [-]
Axle load	320.0 [kN]
Traffic Lane	22.50 [kN/m ²]
Residual Area	6.25 [kN/m ²]
Brake load	2.5 [kN]
Total factor	1.000 [-]
Width of loading	3000 [mm]
Fact.centrifugal	1.000 [-]
Loading travels in both directions	
Wind loading in unfavourable direction	

STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



Load elements of Load Train

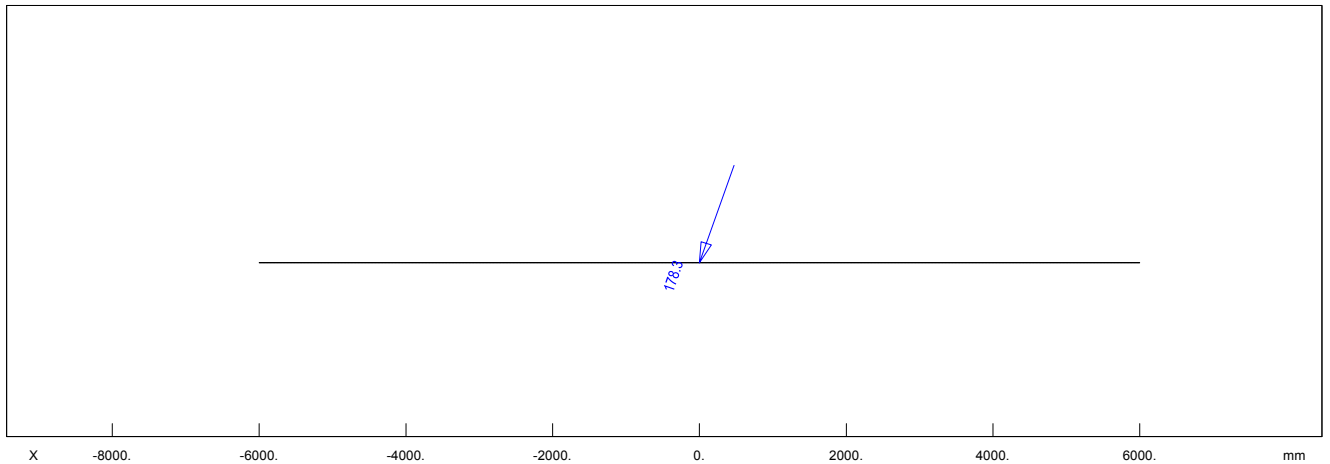
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	67.50	1.0*BRK	0.00	67.50	0.0			0	0	0	3000	
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
									b/l-Wh		400	400

Load Train 998 (L) TRANS. BRAKING & CENTRIFUGAL

unfavourable safety factor	1.500
favourable safety factor	0.000
Combination coefficient psi-0	0.750 (rare)
Combination coefficient psi-1'	0.800 (non frequent)
Combination coefficient psi-1	0.750 (frequent)
Combination coefficient psi-2	0.200 (permanent)

Load Train

USER	User defined
Total factor	1.000 [-]
Fact.centrifugal	1.000 [-]



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	0.0	0.0	178.3	0.0	0.0	0		0	0	0		

Load Train 999 (L) WIND ON LANE

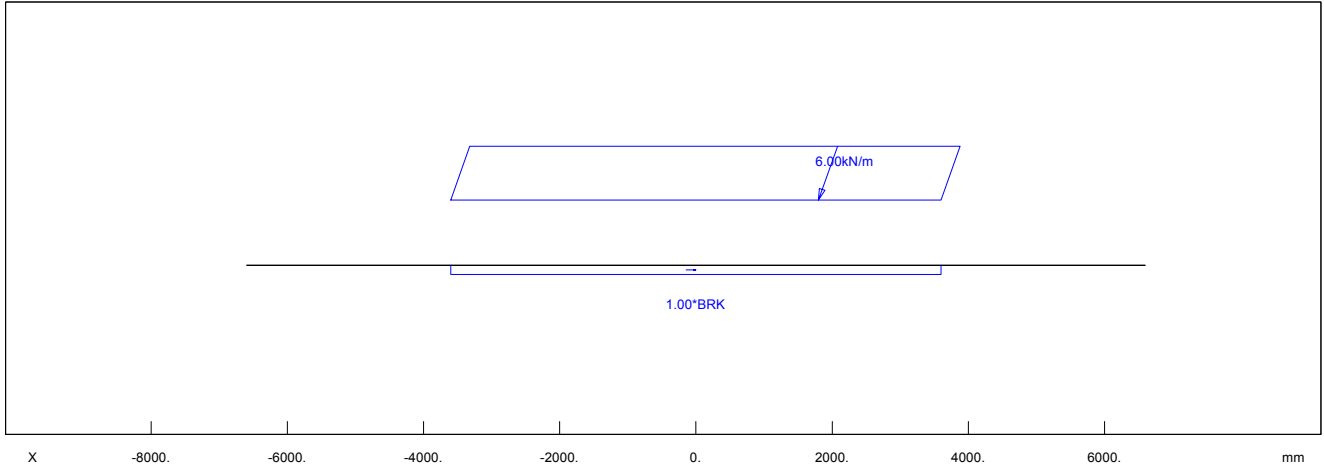
STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Load Train 999 (L) WIND ON LANE

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Wind Pressure 3.00 [kN/m²]
 Wind Load Height 2000 [mm]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]

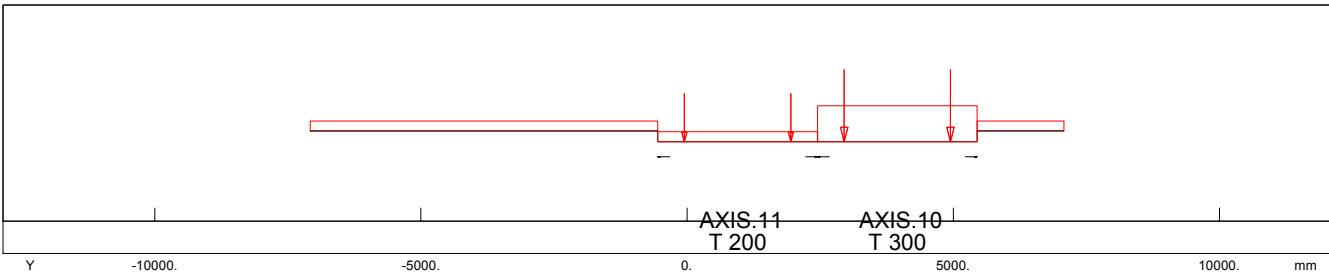


Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	0.00	1.0*BRK	6.00	0.00	0.0			0	1000	0	3000	
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	-600	0	0	0	0	-2000	
											b/l-Wh	400
											0	-2000
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	600	0	0	0	0	b/l-Wh	400

Evaluation : Case 1 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.10	300 TS 300kN	1.00	2.50	0.0	0			
AXIS.11	200 TS 200kN	1.00	2.50	0.0	0	synchronized with AXIS.10		

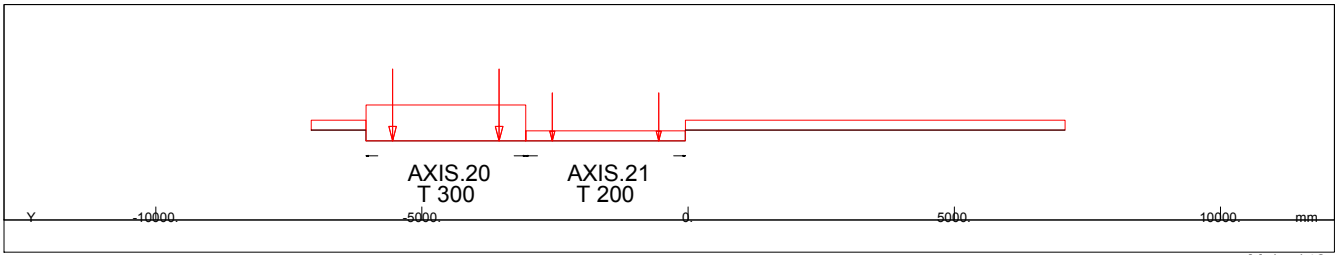


Evaluation : Case 2 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.20	300 TS 300kN	1.00	2.50	0.0	0			
AXIS.21	200 TS 200kN	1.00	2.50	0.0	0	synchronized with AXIS.20		

M 1 : 142

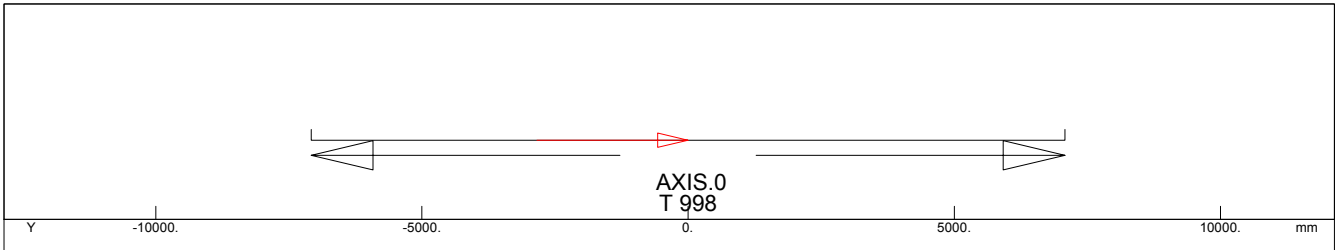
STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



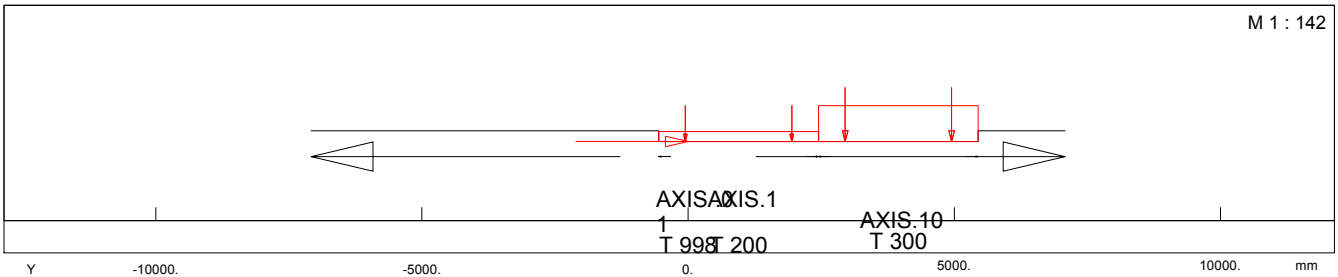
M 1 : 142

Evaluation : Case 3 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.0	998 TRANS. BRAKING &	1.00	0.00	0.0	0	0	synchronized with AXIS.10	
AXIS.10	300 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0	0		
AXIS.11	200 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	0	synchronized with AXIS.10	



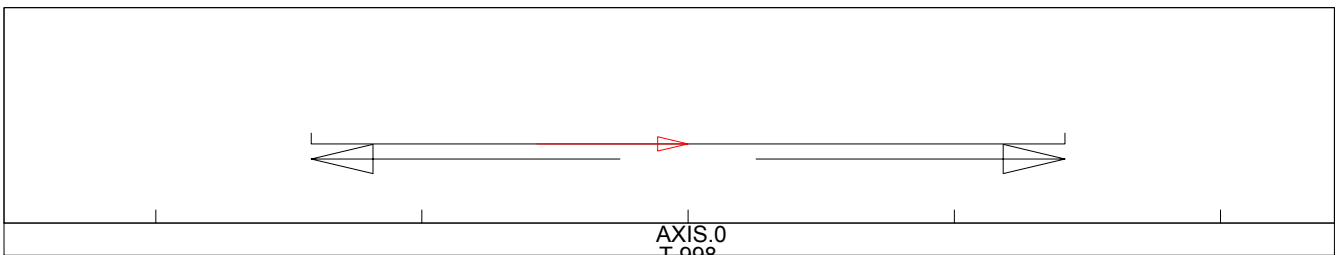
M 1 : 142



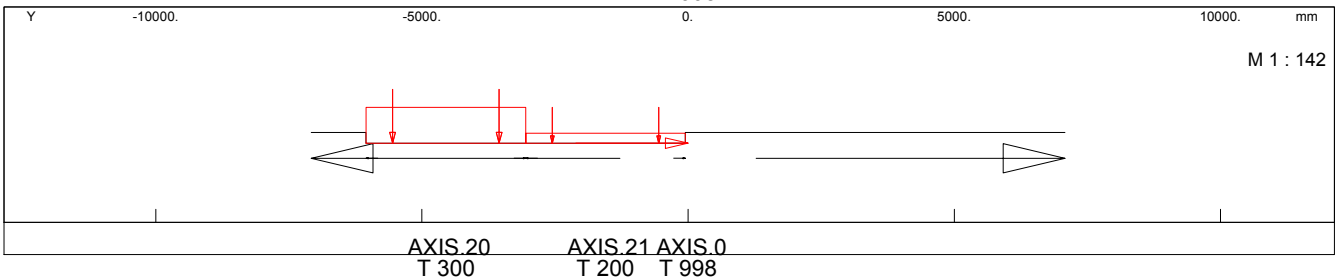
M 1 : 142

Evaluation : Case 4 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.0	998 TRANS. BRAKING &	1.00	0.00	0.0	0	0	synchronized with AXIS.20	
AXIS.20	300 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0	0		
AXIS.21	200 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	0	synchronized with AXIS.20	



M 1 : 142

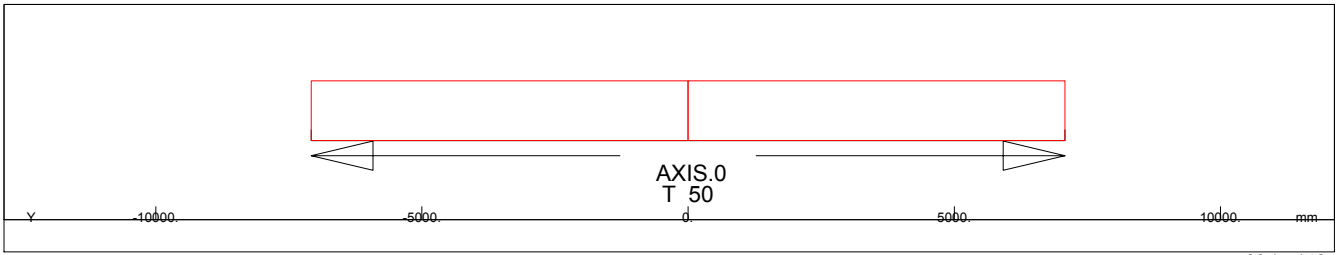


M 1 : 142

Evaluation : Case 5 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.0	50 LM4 5kN/m ²	1.00	5.00	0.0	0	0		

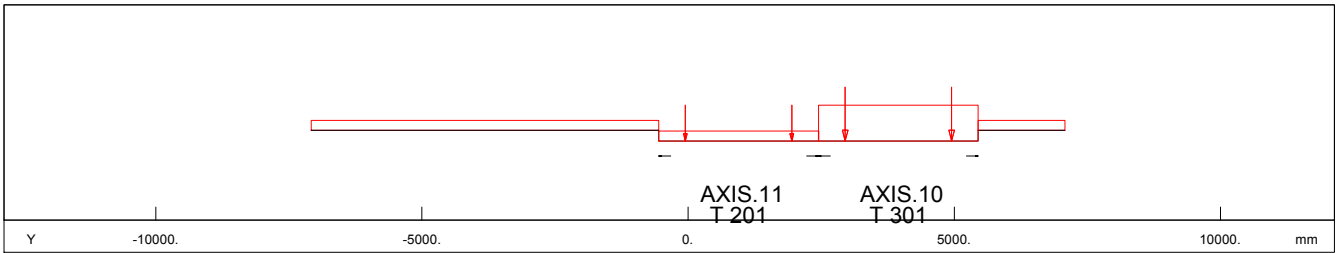
STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



M 1 : 142

Evaluation : Case 1 Traffic-FREQ.

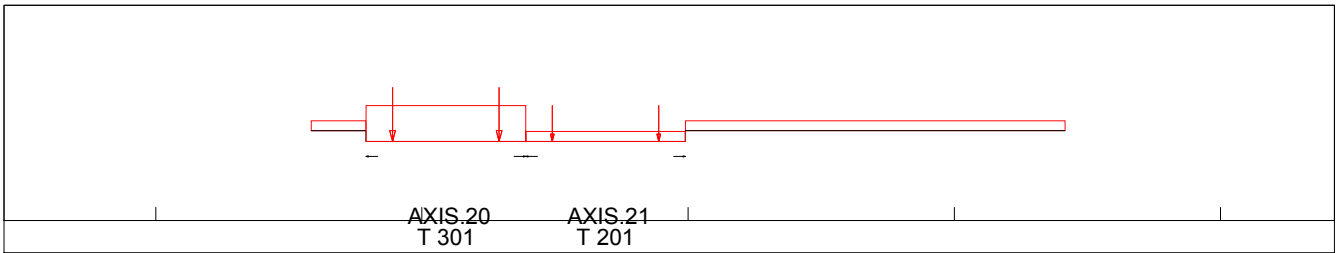
Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.10	301 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0			
AXIS.11	201 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with AXIS.10		



M 1 : 142

Evaluation : Case 2 Traffic-FREQ.

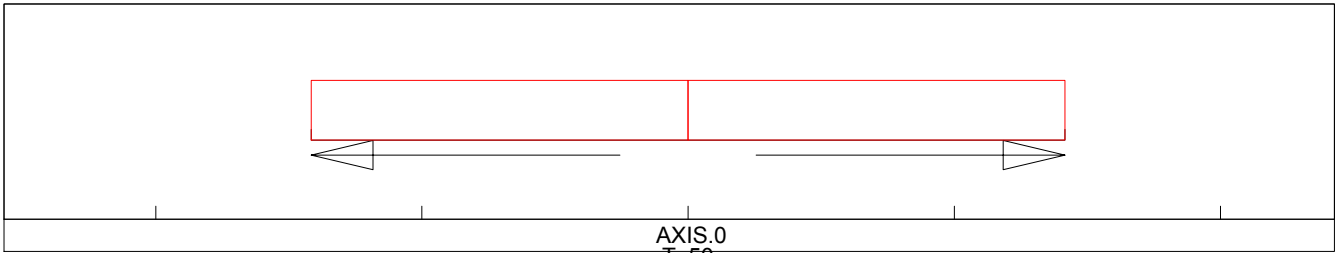
Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.20	301 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0			
AXIS.21	201 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with AXIS.20		



M 1 : 142

Evaluation : Case 3 Traffic-FREQ.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.0	50 LM4 5kN/m ²	0.40	2.00	0.0	0			

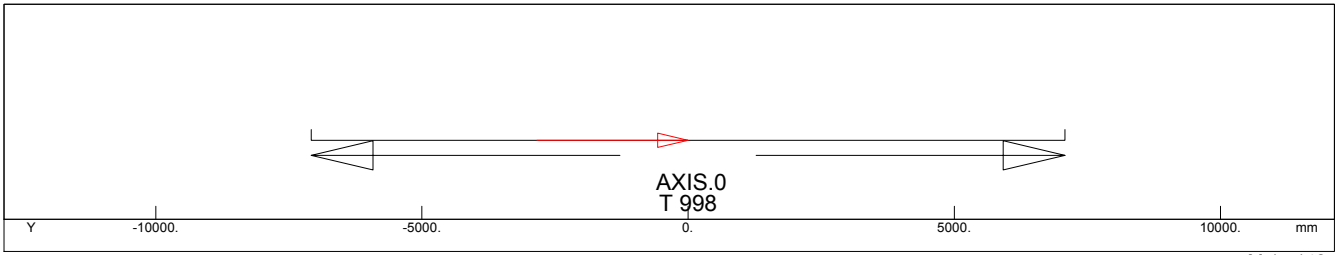


M 1 : 142

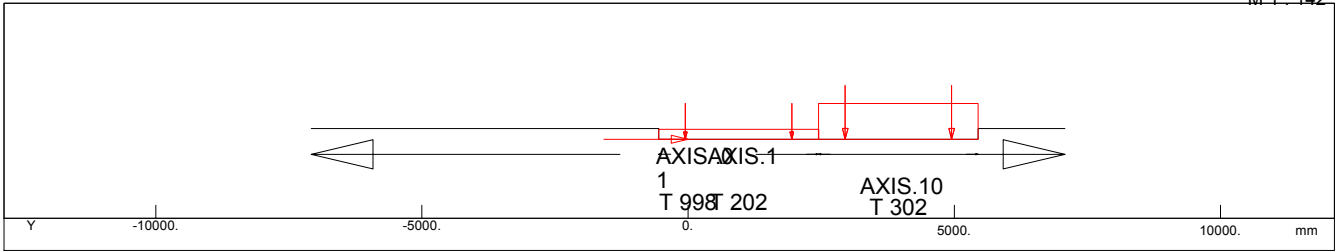
Evaluation : Case 1 TRAFFIC-BEARINGS REPLACEMENT

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.0	998 TRANS. BRAKING &	0.50	0.00	0.0	0	synchronized with AXIS.10		
AXIS.10	302 TS 300kN	0.50	1.25	0.0	0			
AXIS.11	202 TS 200kN	0.50	1.25	0.0	0	synchronized with AXIS.10		

STRUCTURE 1
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



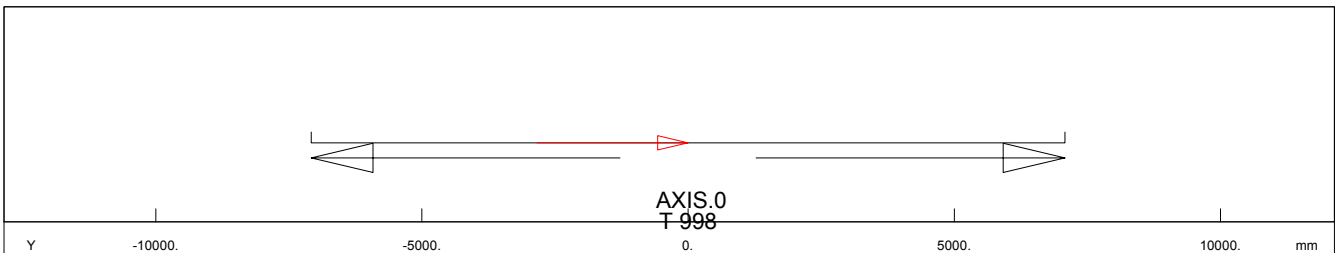
M 1 : 142



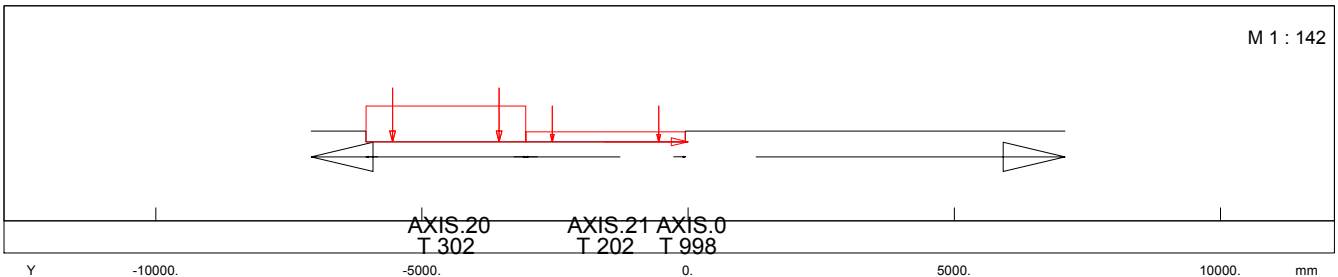
M 1 : 142

Evaluation : Case 2 TRAFFIC-BEARINGS REPLACEMENT

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.0	998 TRANS. BRAKING &	0.50	0.00	0.0	0	synchronized with AXIS.20		
AXIS.20	302 TS 300kN	0.50	1.25	0.0	0			
AXIS.21	202 TS 200kN	0.50	1.25	0.0	0	synchronized with AXIS.20		



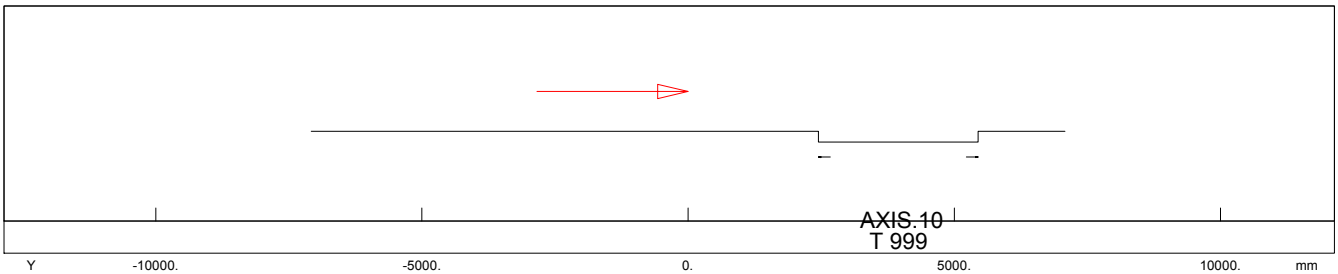
M 1 : 142



M 1 : 142

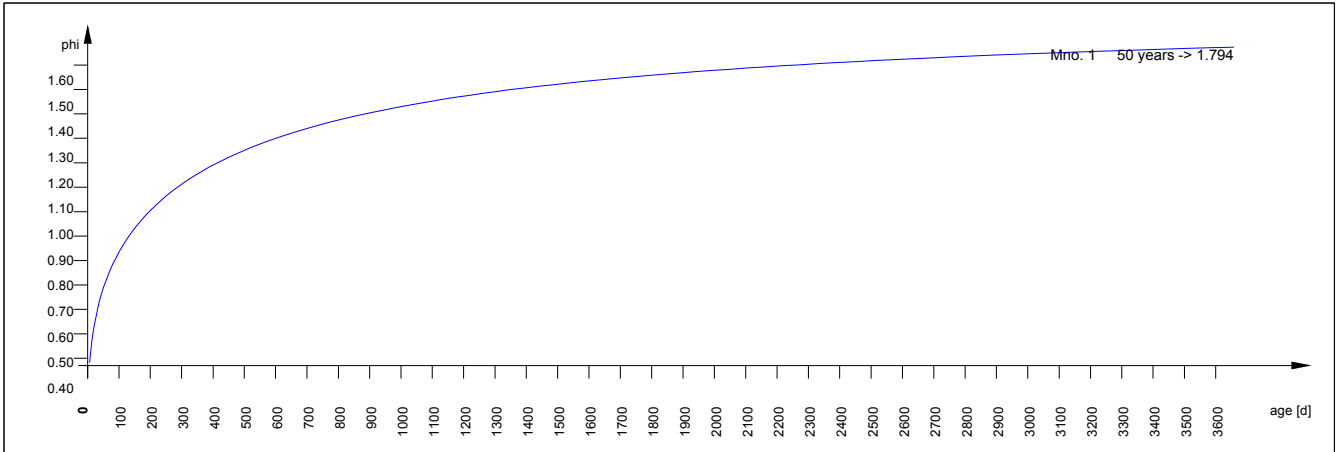
Evaluation : Case 1 WIND LOAD ON TRAFFIC LANES

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
AXIS.10	999 WIND ON LANE	1.00	0.00	0.0	0			

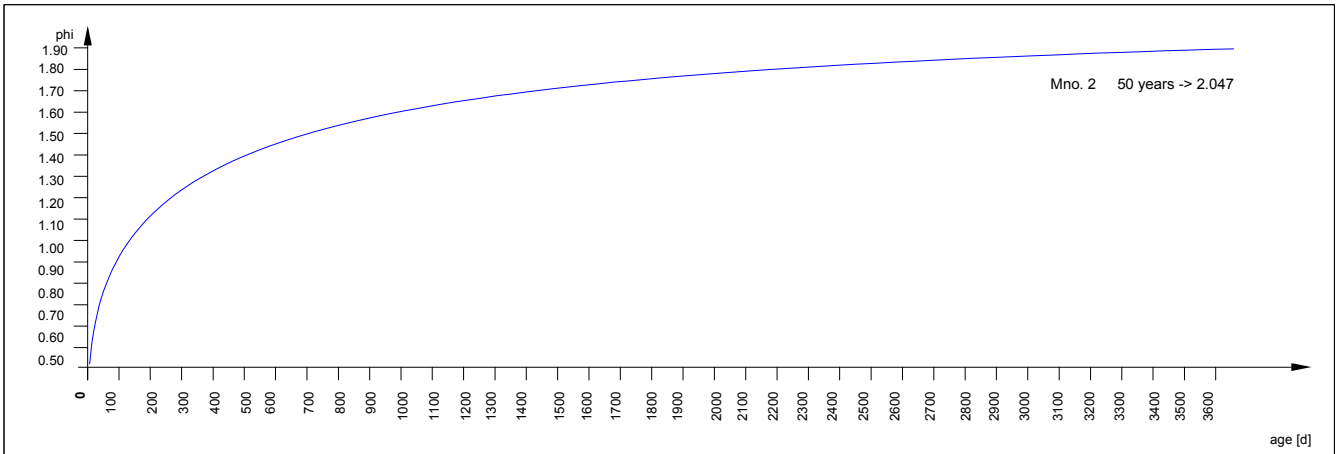


M 1 : 142

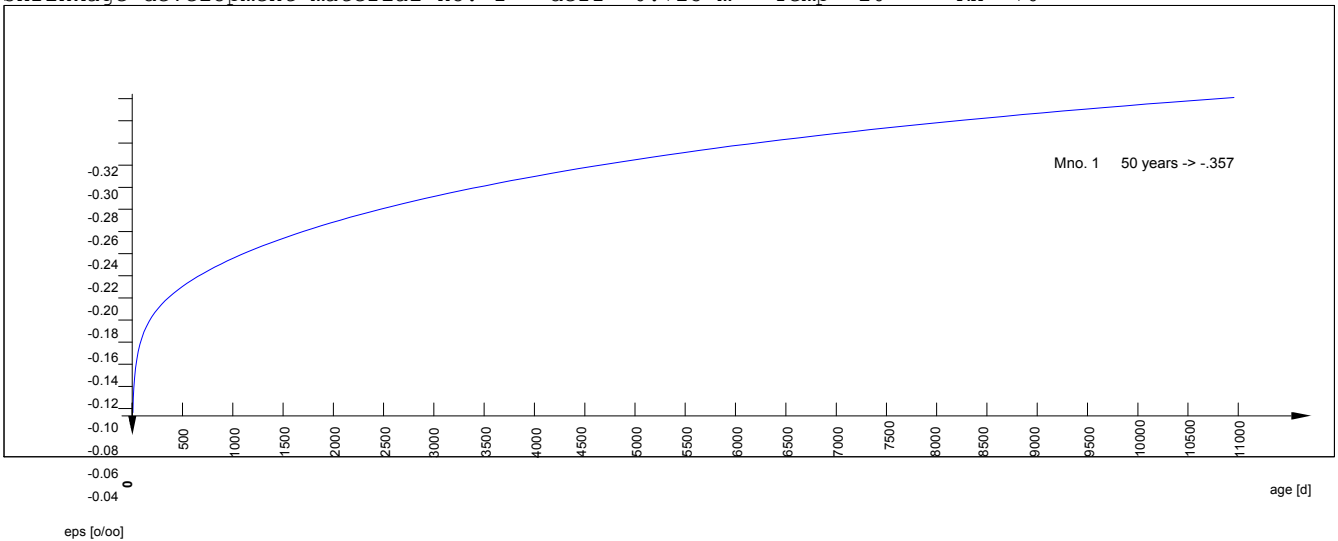
STRUCTURE 1
 CONSTRUCTION STAGES



Creep development material no. 2 deff= 1.842 m T0= 7 d Temp= 20 ° RH= 70

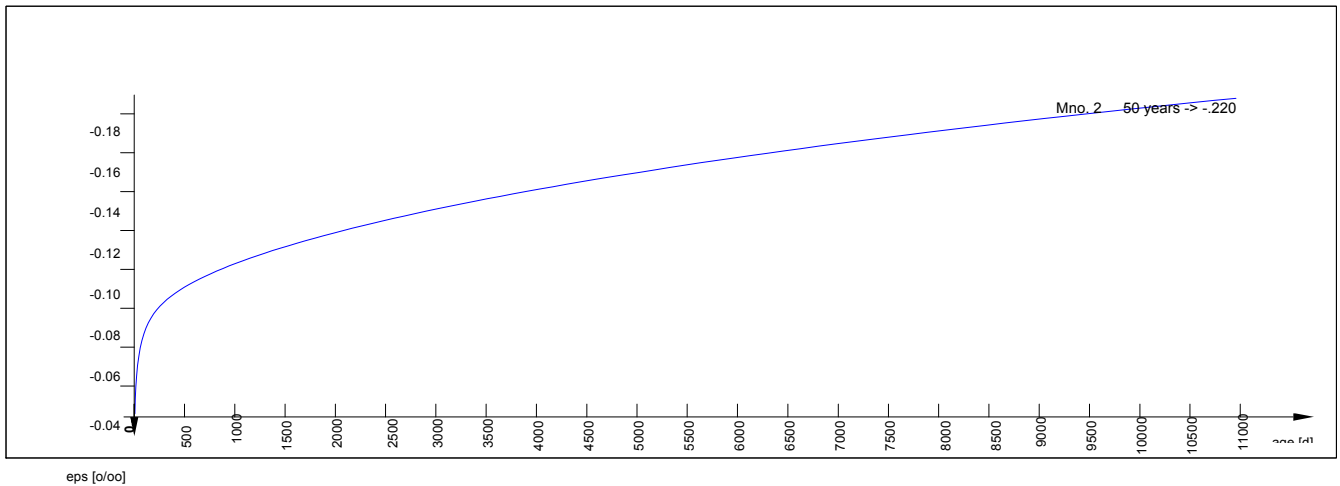


Shrinkage development material no. 1 deff= 0.725 m Temp= 20 ° RH= 70



Shrinkage development material no. 2 deff= 1.842 m Temp= 20 ° RH= 70

STRUCTURE 1
 CONSTRUCTION STAGES



Creep values are evaluated according to the design code of the database.

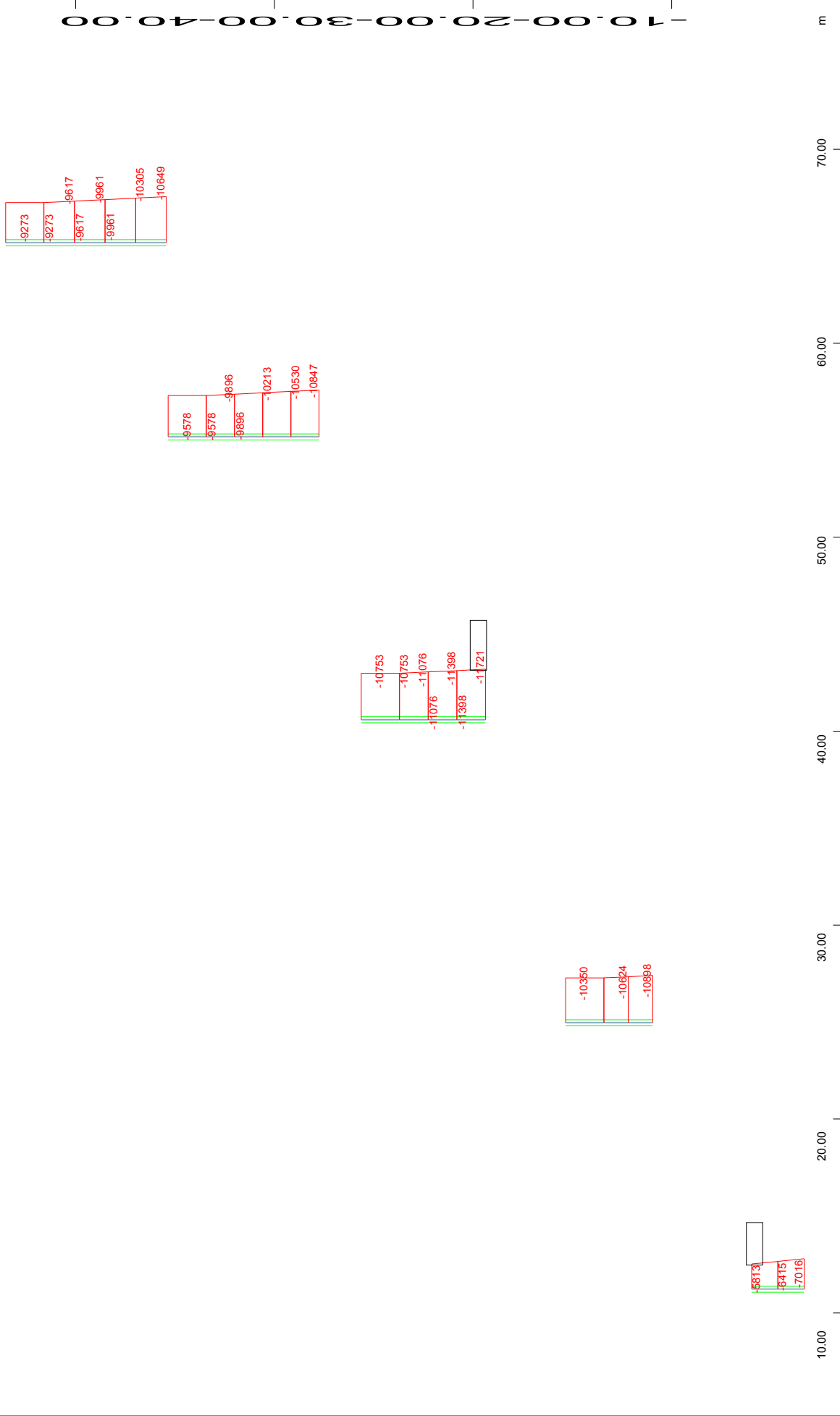
Creep Values

Grp	Mno	Type	deff [mm]	T0 d	CS 15	CS 25	CS 35	CS 45	CS 55	CS 200	CS 201	CS 202	CS 203	CS 204	CS 205
			Time	--->	40	40	40	40	40	140	236	396	663	1115	1869
			RH %	--->	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
			Temp	--->	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
2	2	beam	1842.	7	-	-	-	0.71	0.16	0.28	0.22	0.19	0.16	0.12	0.09
3	2	beam	1588.	7	-	-	0.72	0.16	0.11	0.22	0.20	0.18	0.15	0.12	0.09
4	2	beam	1588.	7	-	0.72	0.16	0.11	0.08	0.19	0.18	0.17	0.15	0.12	0.09
5	2	beam	1588.	7	0.72	0.16	0.11	0.08	0.07	0.16	0.17	0.16	0.14	0.11	0.09
6	2	beam	1588.	7	0.72	0.16	0.11	0.08	0.07	0.16	0.17	0.16	0.14	0.11	0.09
11	1	beam	725.0	7	-	-	-	0.64	0.34	0.22	0.18	0.14	0.11	0.07	
12	1	beam	725.0	7	-	-	-	0.64	0.14	0.25	0.20	0.16	0.13	0.10	0.07
13	1	beam	725.0	7	-	-	0.64	0.14	0.09	0.20	0.18	0.15	0.13	0.10	0.07
14	1	beam	725.0	7	-	0.64	0.14	0.09	0.07	0.17	0.16	0.14	0.12	0.10	0.07
15	1	beam	725.0	7	0.64	0.14	0.09	0.07	0.06	0.14	0.14	0.13	0.12	0.09	0.07
53	2	beam	957.0	7	-	-	0.74	0.16	0.11	0.23	0.21	0.19	0.16	0.13	0.09
54	2	beam	957.0	7	-	0.74	0.16	0.11	0.08	0.19	0.19	0.17	0.15	0.12	0.09
55	2	beam	957.0	7	0.74	0.16	0.11	0.08	0.07	0.17	0.17	0.16	0.14	0.12	0.09
56	2	beam	1155.	7	0.73	0.16	0.11	0.08	0.07	0.17	0.17	0.16	0.14	0.12	0.09

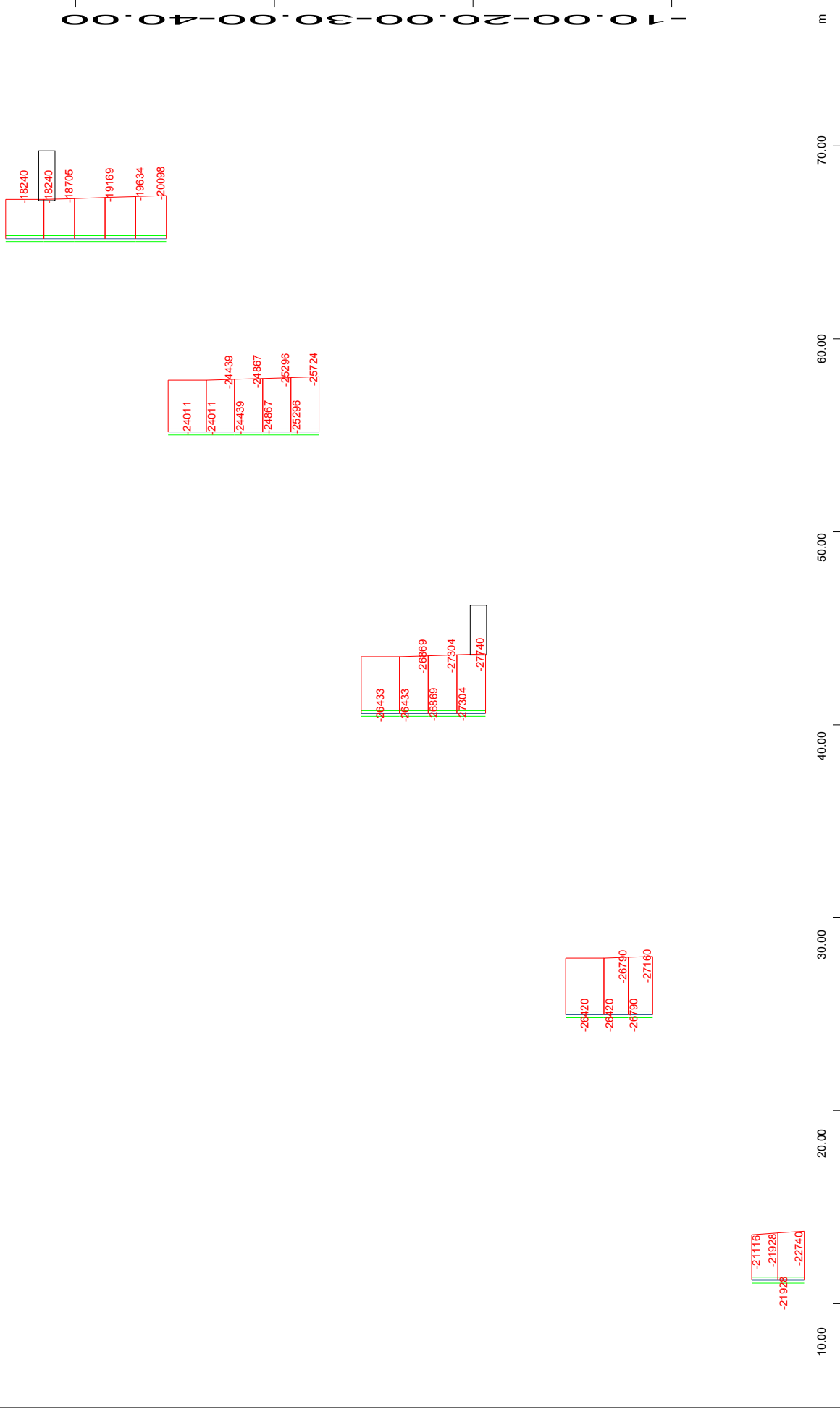
Creep Values

Grp	Mno	Type	deff [mm]	T0 d	CS 206	CS 207	CS 208	CS 209	total
			Time	--->	3139	5266	8840	14836	32081
			RH %	--->	70	70	70	70	
			Temp	--->	20	20	20	20	
2	2	beam	1842.	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.07 / 1.13 **
3	2	beam	1588.	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.09 / 1.13 **
4	2	beam	1588.	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.09 / 1.13 **
5	2	beam	1588.	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.09 / 1.13 **
6	2	beam	1588.	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.09 / 1.13 **
11	1	beam	725.0	7	0.05	0.03	0.02	0.01	1.81 / 1.10 **
12	1	beam	725.0	7	0.05	0.03	0.02	0.01	1.81 / 1.10 **
13	1	beam	725.0	7	0.05	0.03	0.02	0.01	1.81 / 1.10 **
14	1	beam	725.0	7	0.05	0.03	0.02	0.01	1.81 / 1.10 **
15	1	beam	725.0	7	0.05	0.03	0.02	0.01	1.81 / 1.10 **
53	2	beam	957.0	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.17 / 1.13 **
54	2	beam	957.0	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.17 / 1.13 **
55	2	beam	957.0	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.17 / 1.13 **
56	2	beam	1155.	7	0.06	0.04	0.03	0.02	2.14 / 1.13 **

** For the ** marked elements, the creep value will be additionally divided by the printed factor in AQB due to the problem of the reference E-modulus [Ecm/Ec0]. Please refer to Heft 525 Deutscher Ausschuss fuer Stahlbeton S. 65ff.

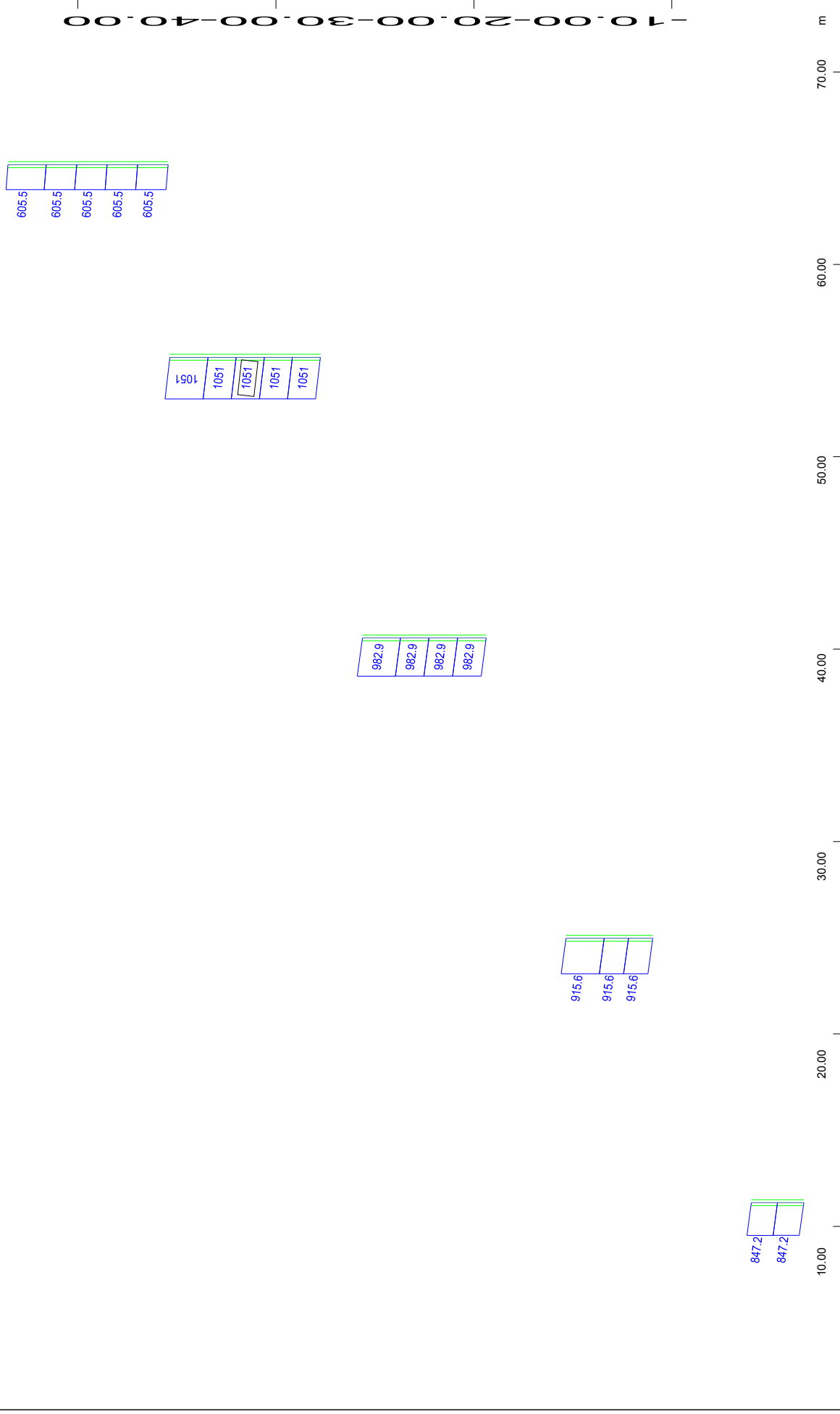


$\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$ Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8701 MAX-N BEAM ULS , 1 cm 3D = 12344. kN (Min=-11721.) (Max=-5813.)
 M 1 : 275
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8702 MIN-N BEAM ULS , 1 cm 3D = 24688. kN (Min=-27740.) (Max=-18240.)
 M 1 : 275
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force V_y , Loadcase 8703 MAX-VY BEAM ULS , 1 cm 3D = 1234. kN (Max=1051.)

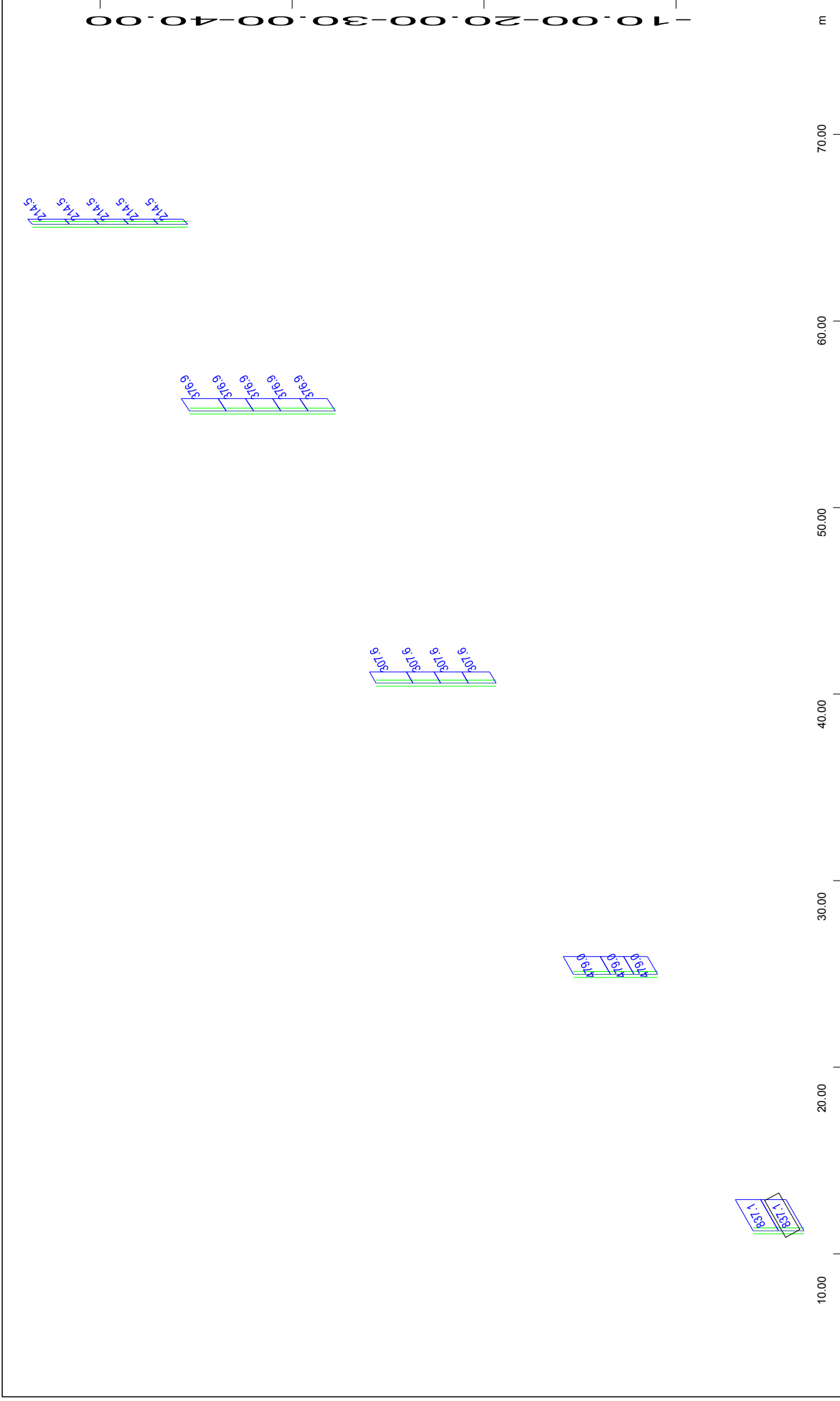
M 1 : 276
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



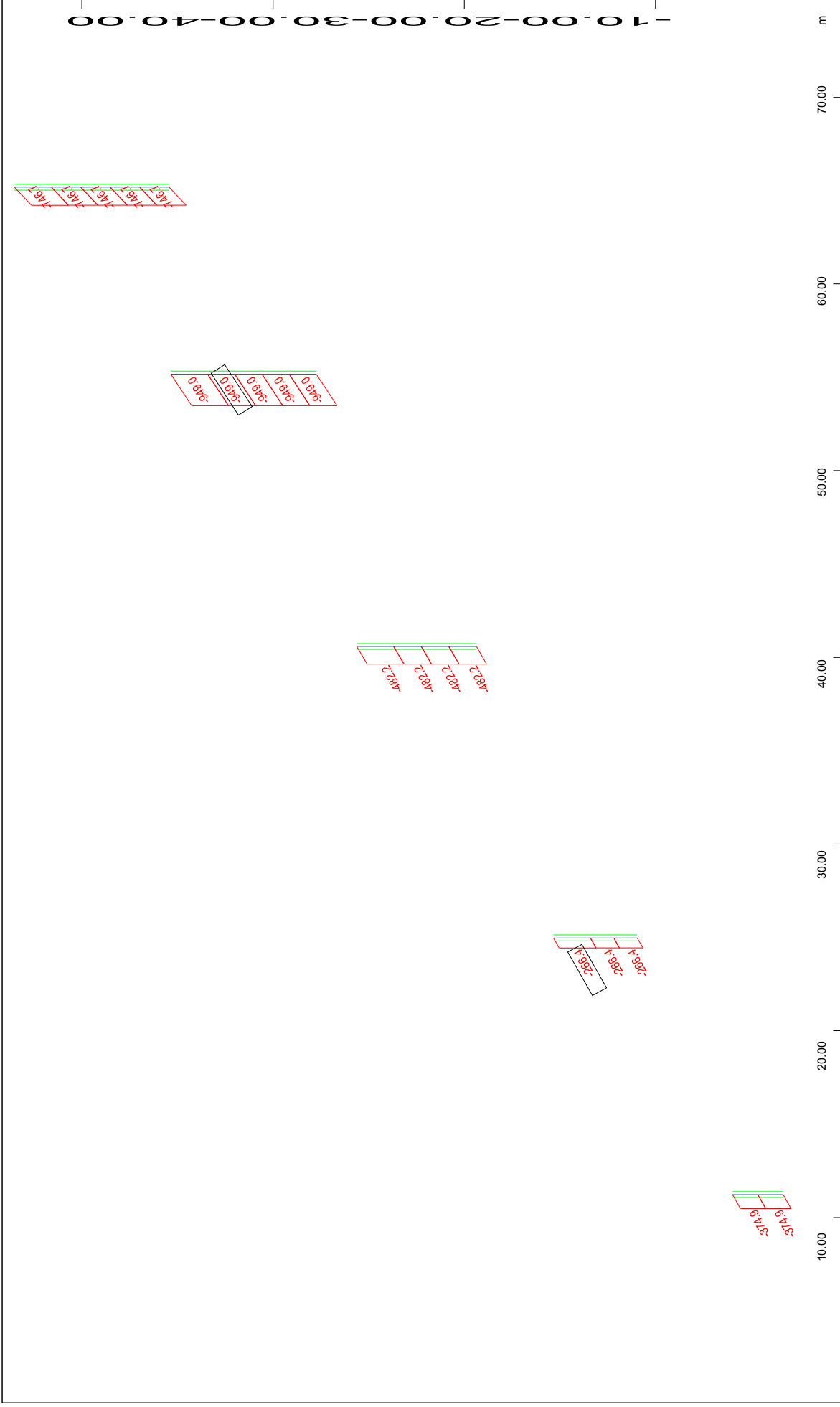
M 1 : 278
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

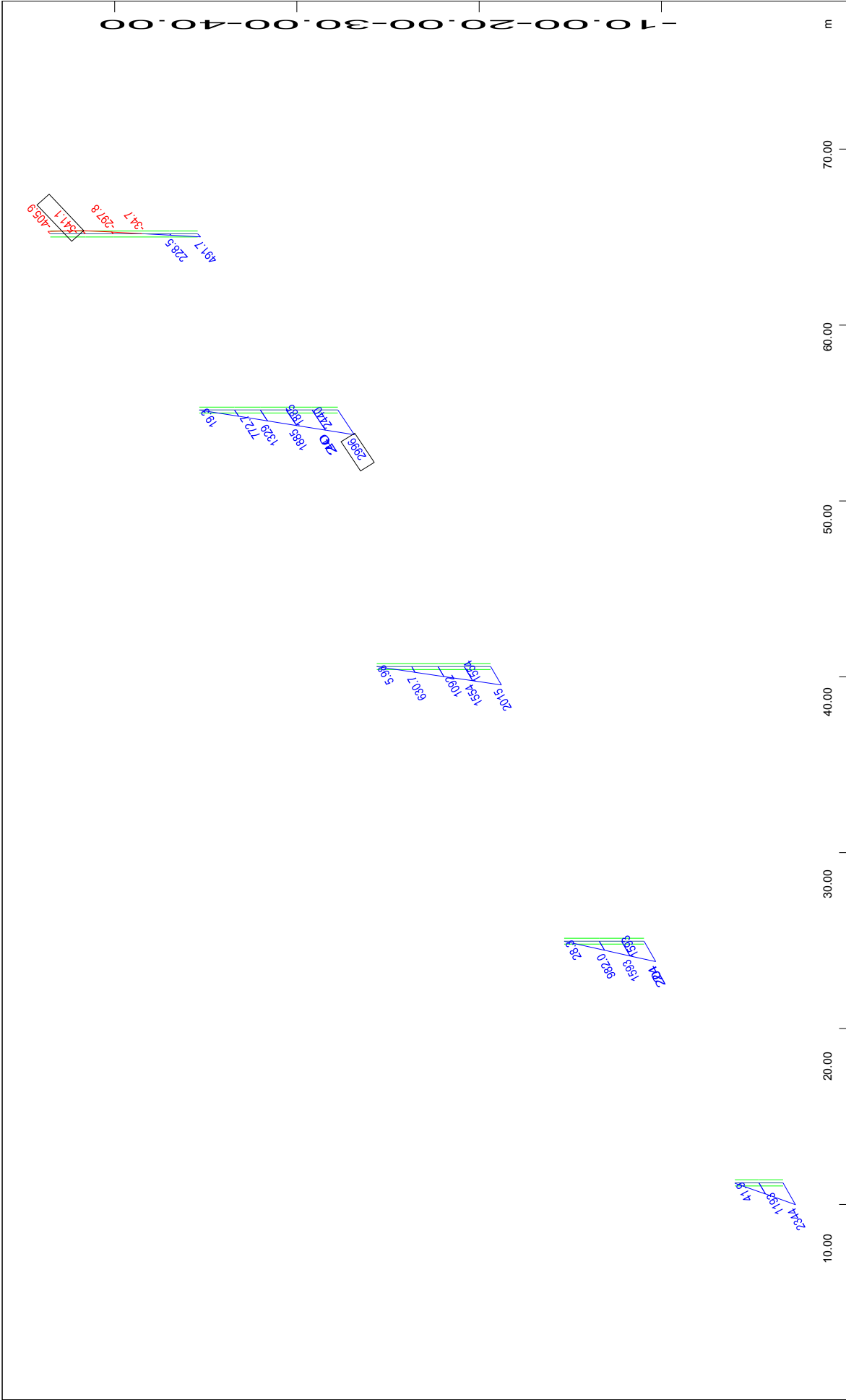



 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8705 MAX-VZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 617.2 kN (Max=837.1)

M 1 : 282
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8706 MIN-VZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 617.2 kN (Min=-949.0) (Max=-266.4)
 M 1 : 283
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

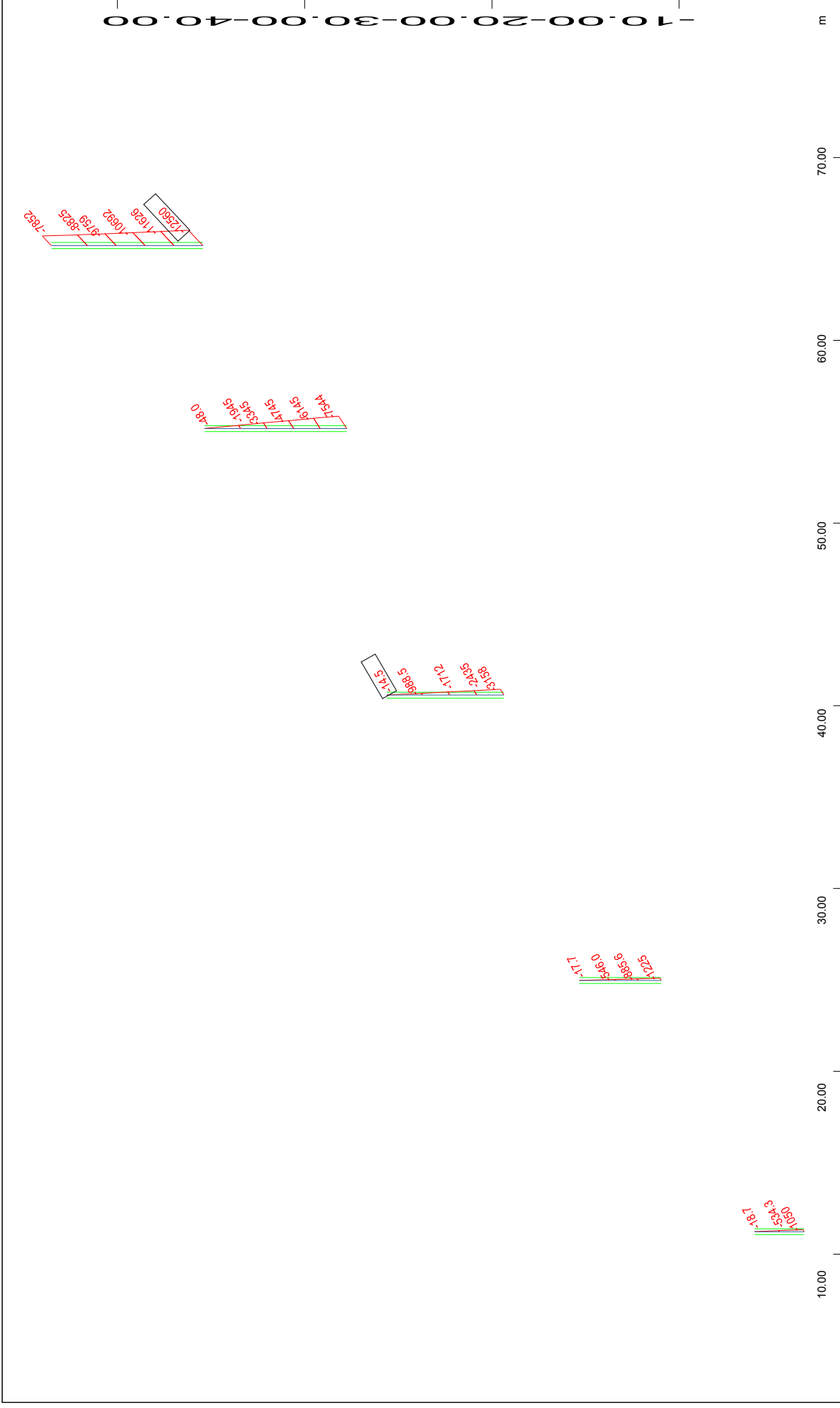


M 1 : 299
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

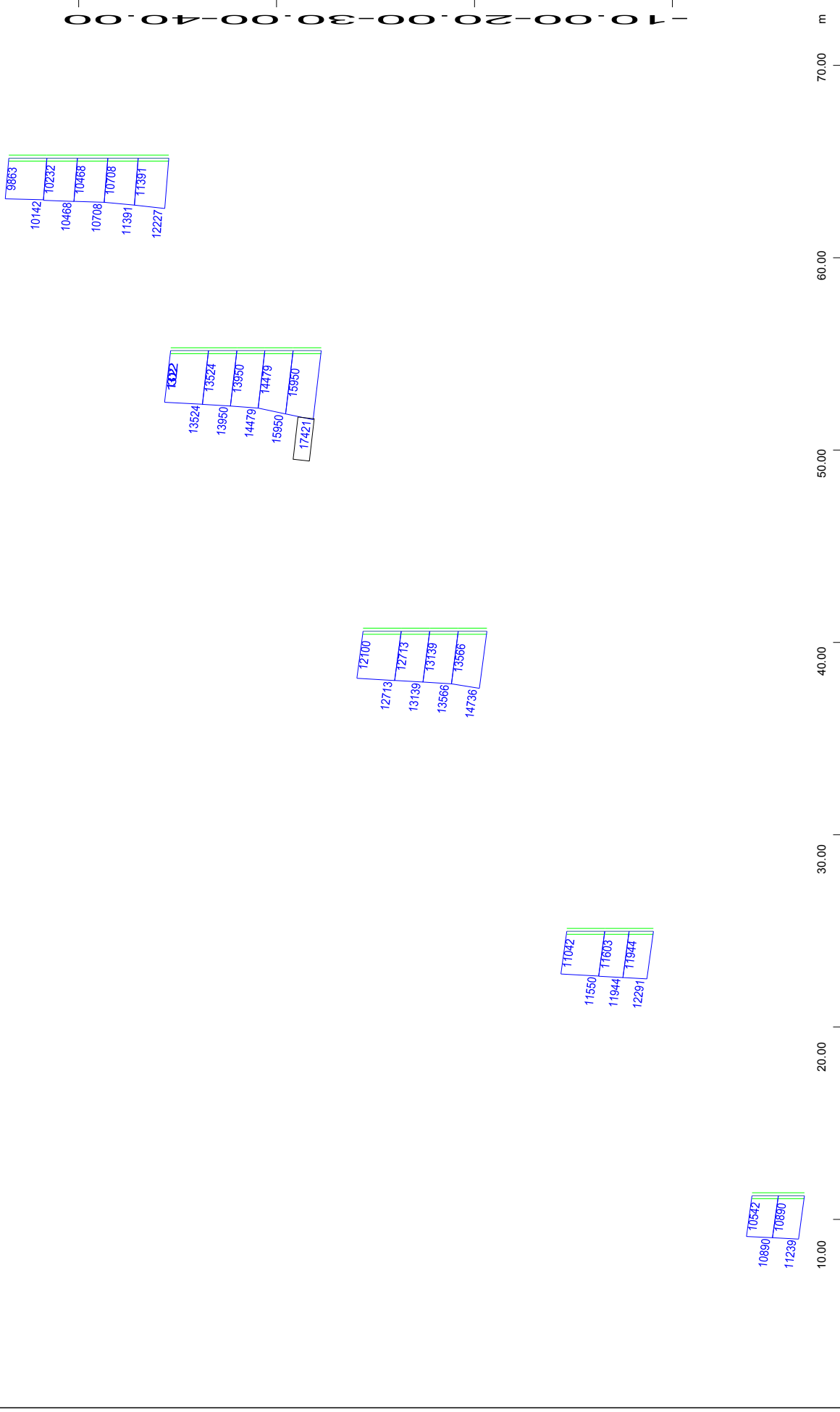
Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8709 MAX-MY BEAM ULS , 1 cm 3D = 2469. kNm (Min=-541.1) (Max=2996.)

X
 Y
 Z

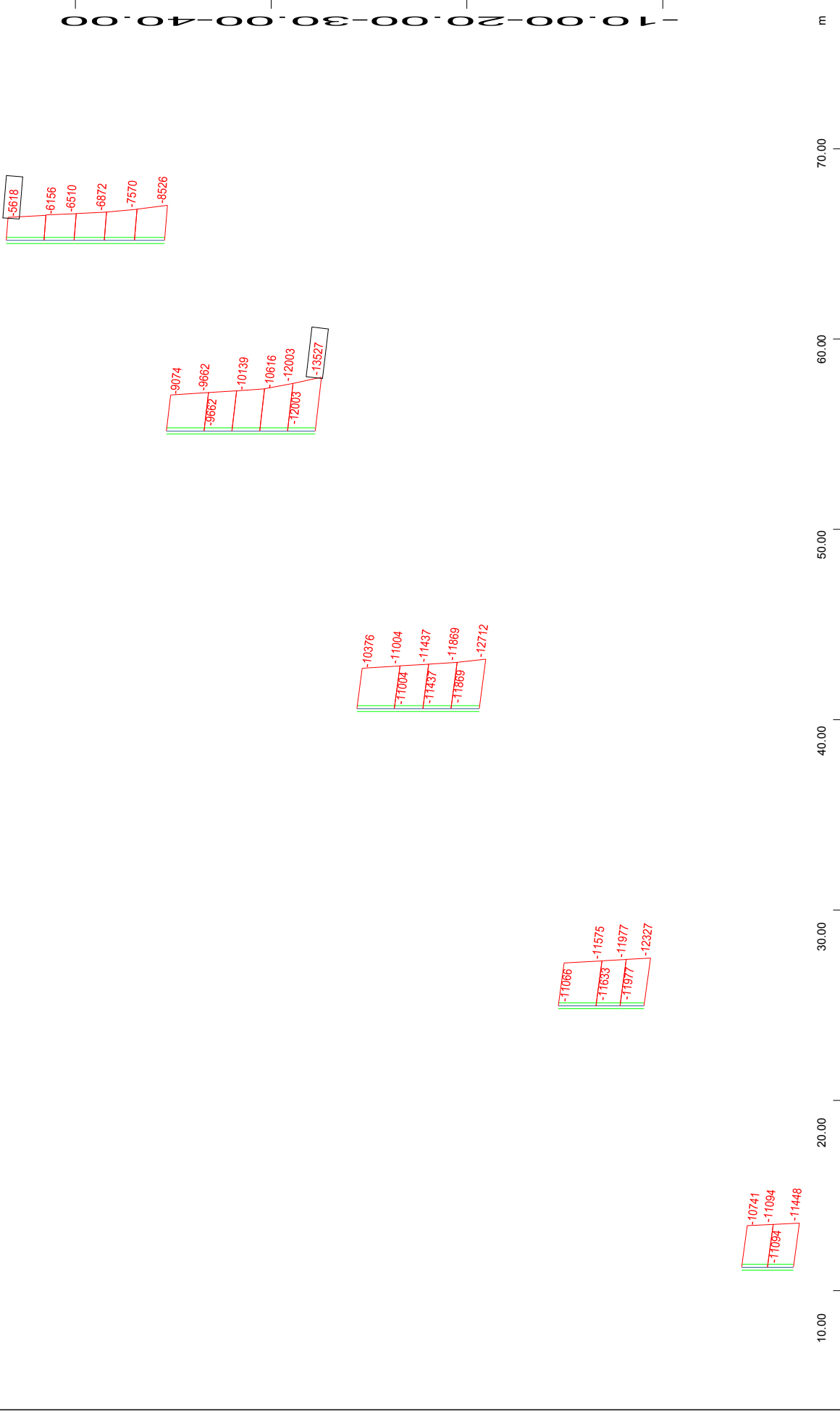
STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8710 MIN-MY BEAM ULS , 1 cm 3D = 12344. kNm (Min=-12560.) (Max=-14.5)
 M 1 : 289
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

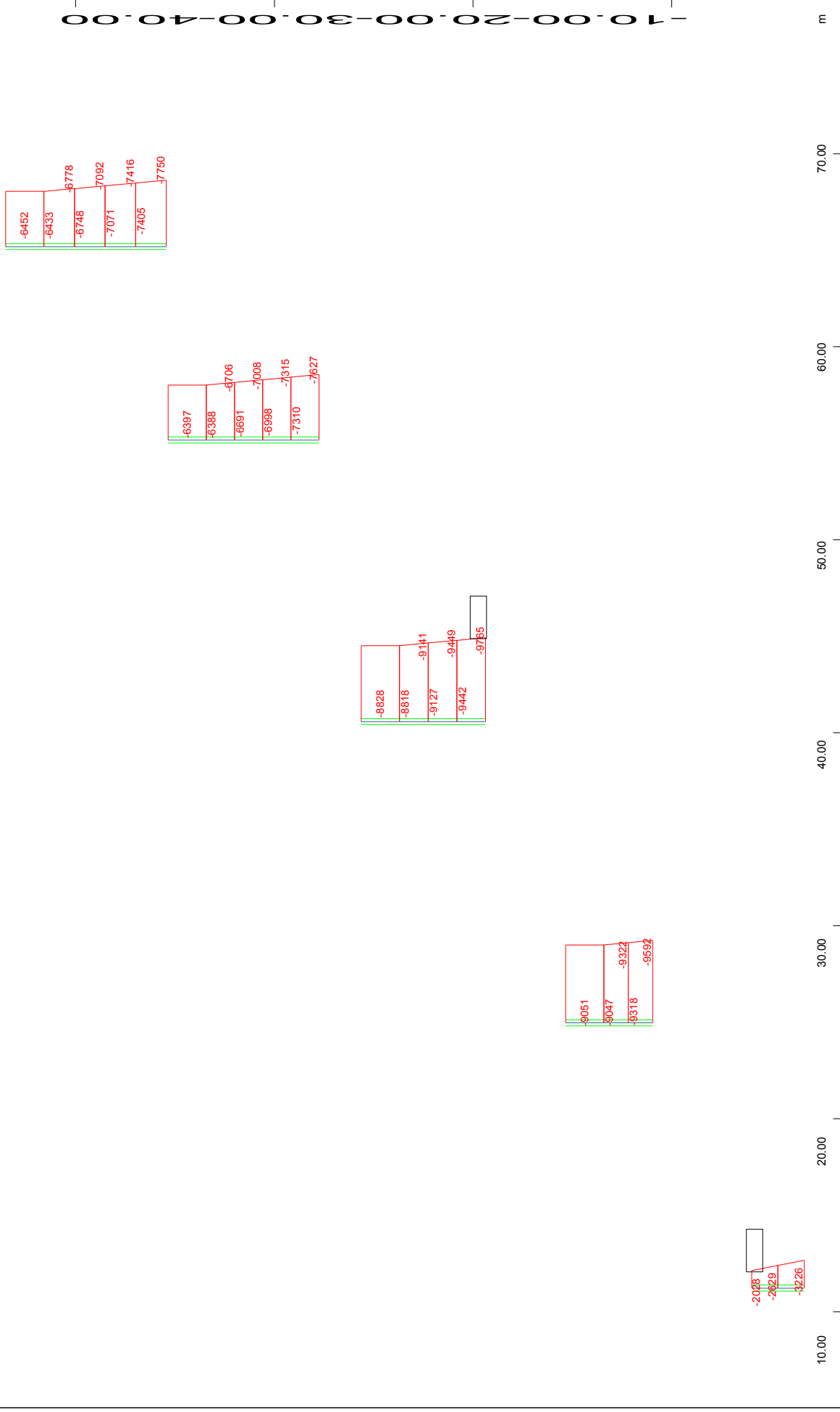


Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8711 MAX-MZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 12344. kNm (Max=17421.)
 M 1 : 276
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962




 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment M_z , Loadcase 8712 MIN-MZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 12344. kNm (Min= -13527.) (Max=-5618.)

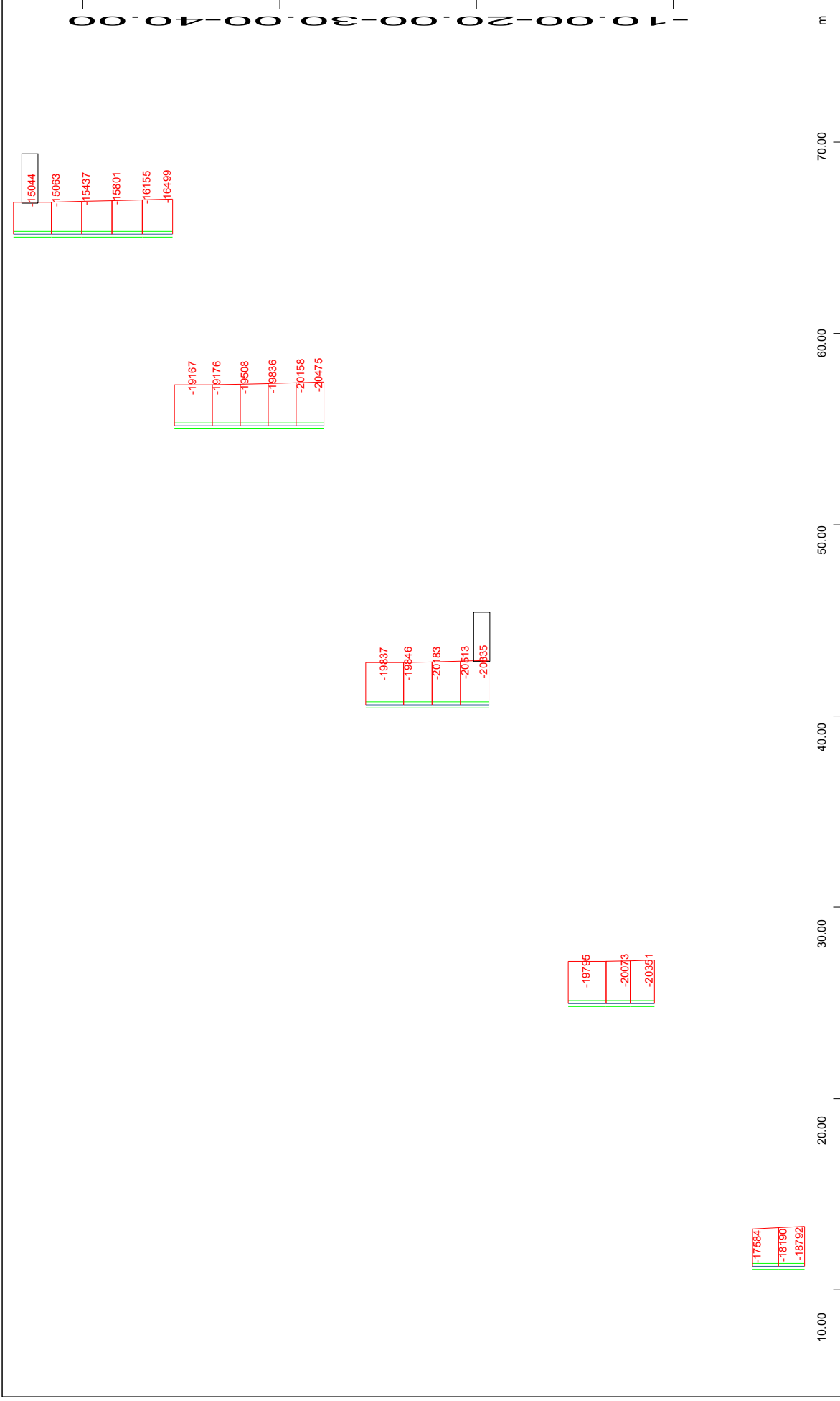
M 1 : 279
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



M 1 : 275
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

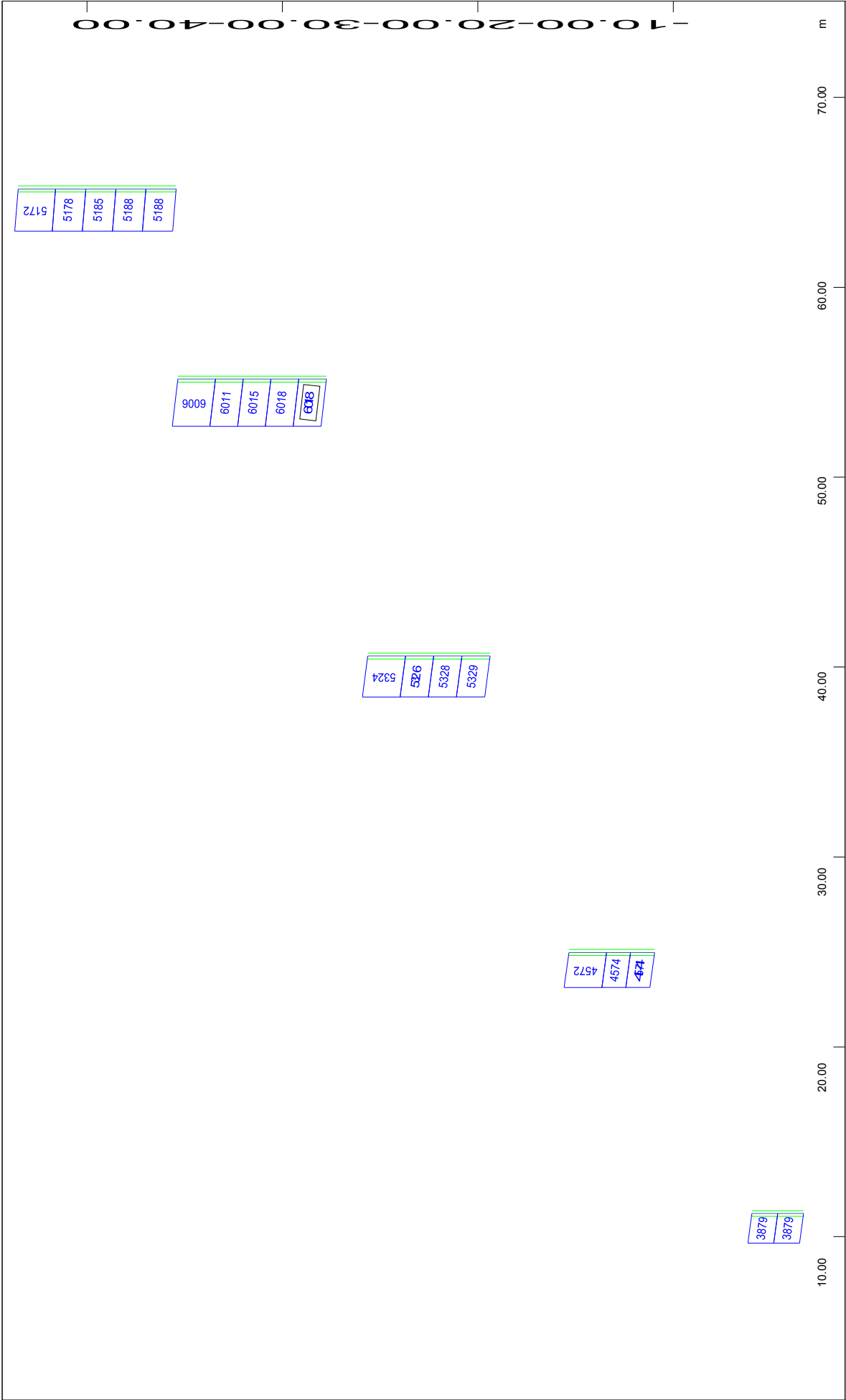
Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 9001 MAX-N BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 6172. kN (Min=-9765.) (Max=-2028.)

STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

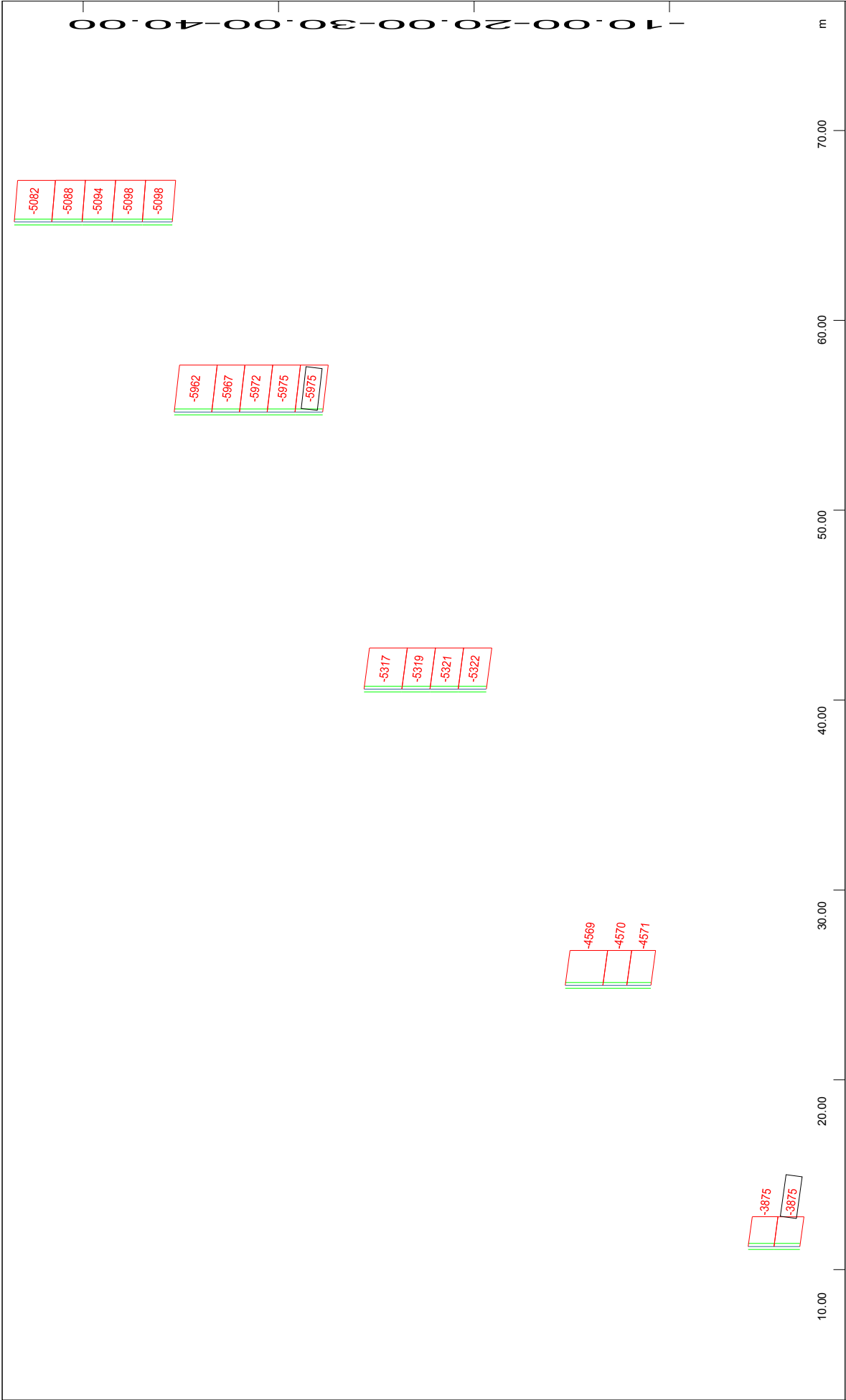


Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 9002 MIN-N BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 24688. kN (Min=-20835.) (Max=-15044.)
 M 1 : 275
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

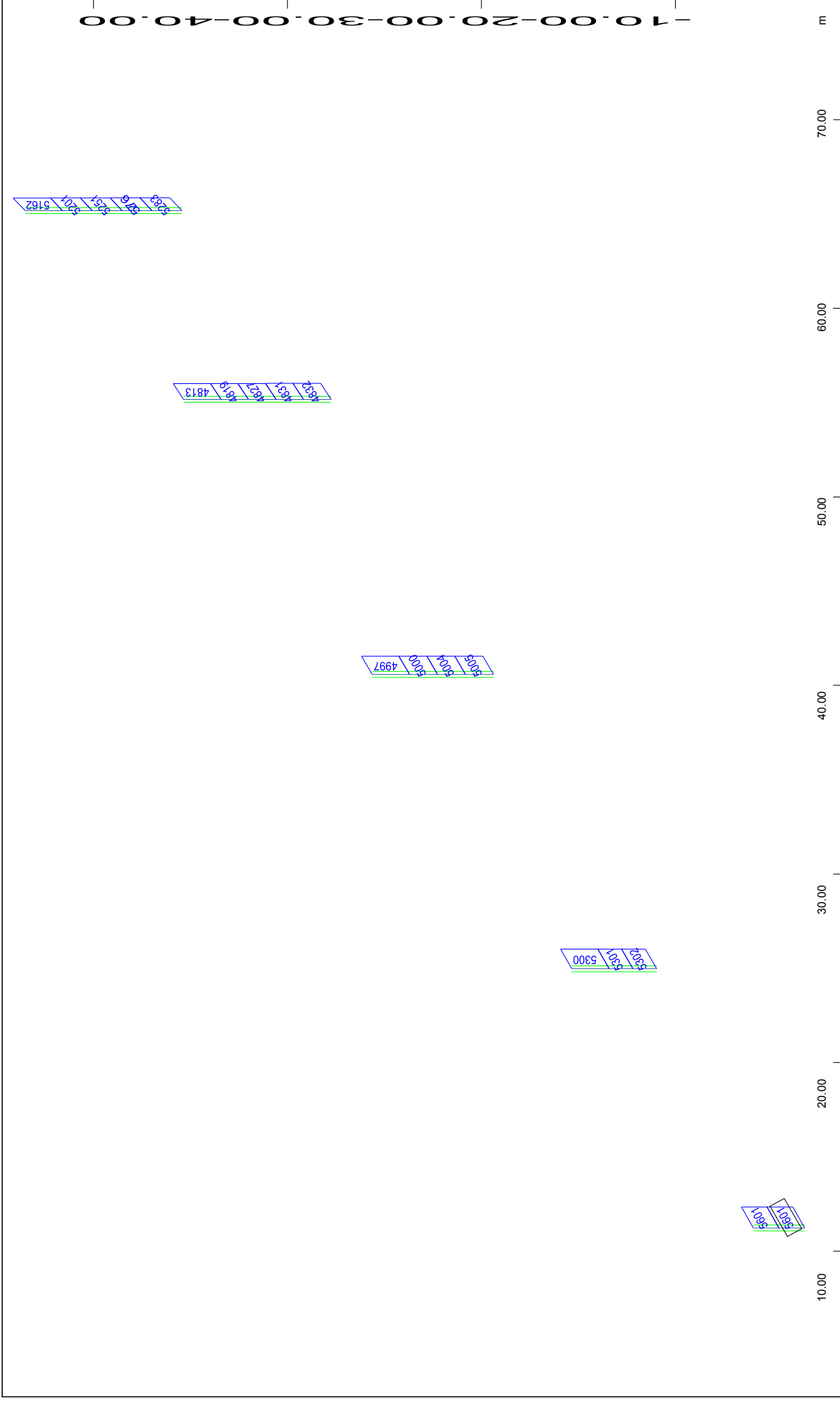
STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN




 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 9003 MAX-VY BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 6172. kN (Max=6018.)
 M 1 : 277
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

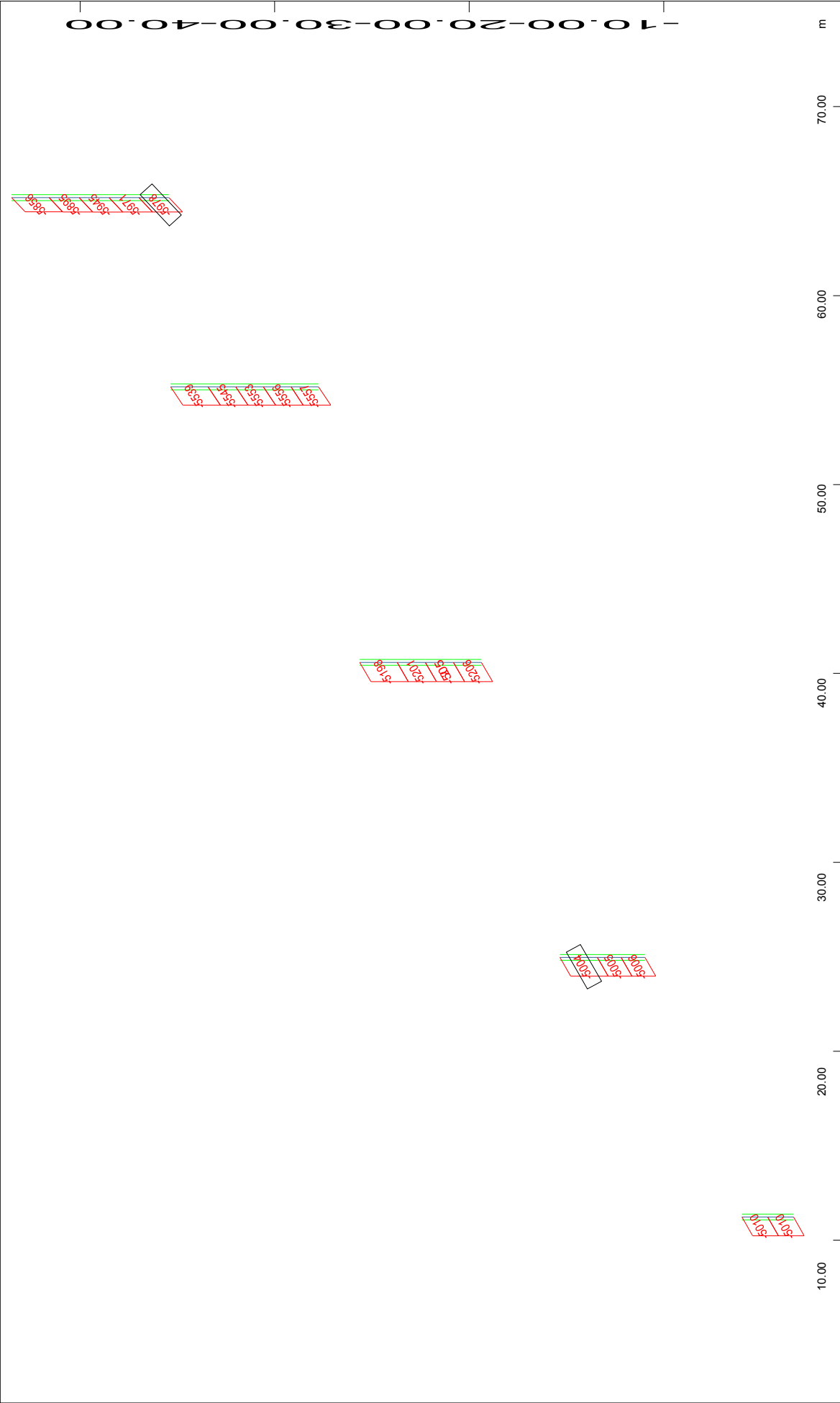



 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 9004 MIN-VY BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 6172. kN (Min=-5975.) (Max=-3875.)
 M 1 : 277
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



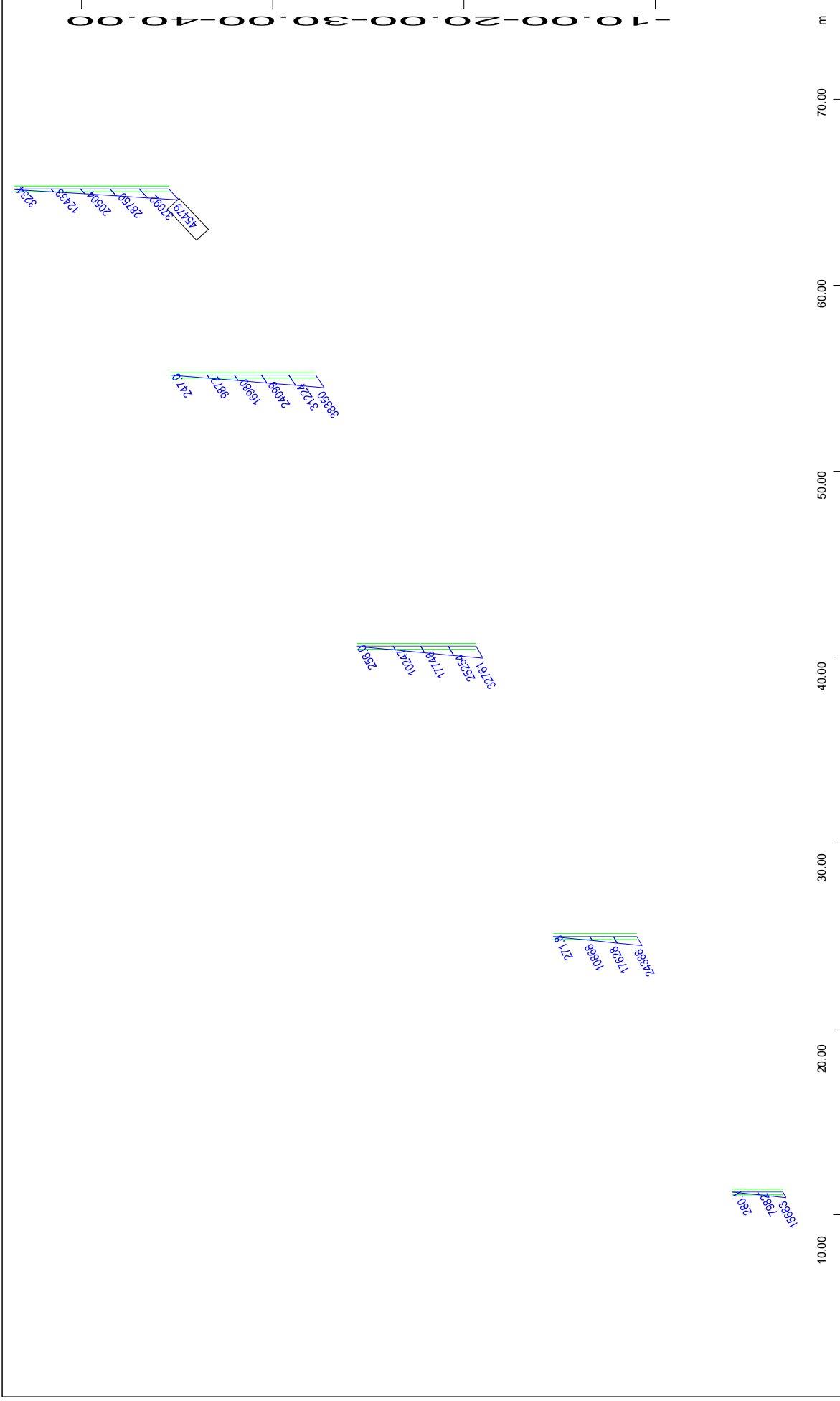

 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 9005 MAX-VZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 6172. kN (Max=5601.)
 M 1 : 279
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



M 1 : 279
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

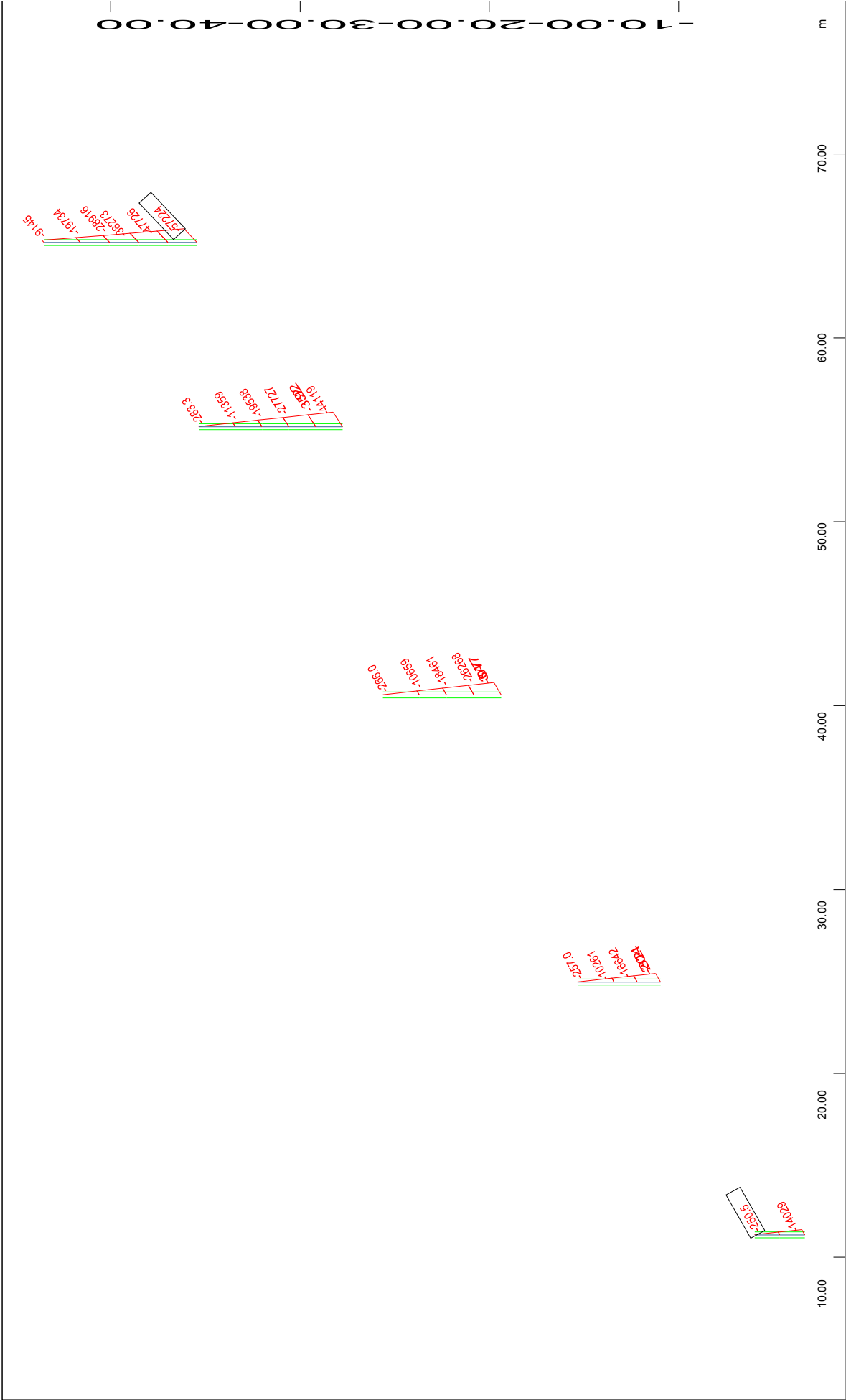
Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 9006 MIN-VZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 6172. kN (Min=-5978.) (Max=-5004.)



Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 9009 MAX-MY BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Max=45479.)

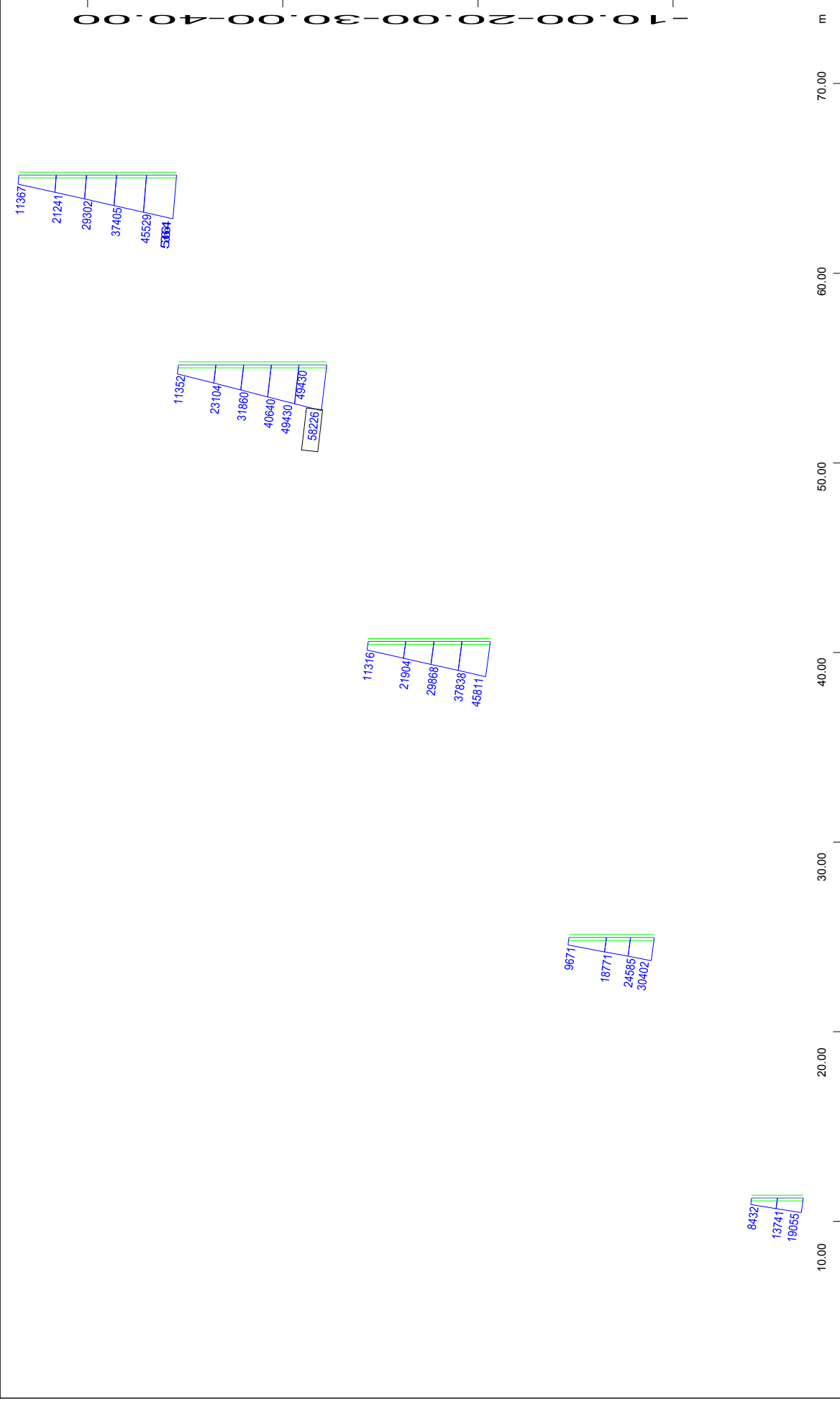
M 1 : 283
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN




 M 1 : 286
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 9010 MIN-MY BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Min=-57224.) (Max=-250.5)




 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9011 MAX-MZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Max=58226.)
 M 1 : 278
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

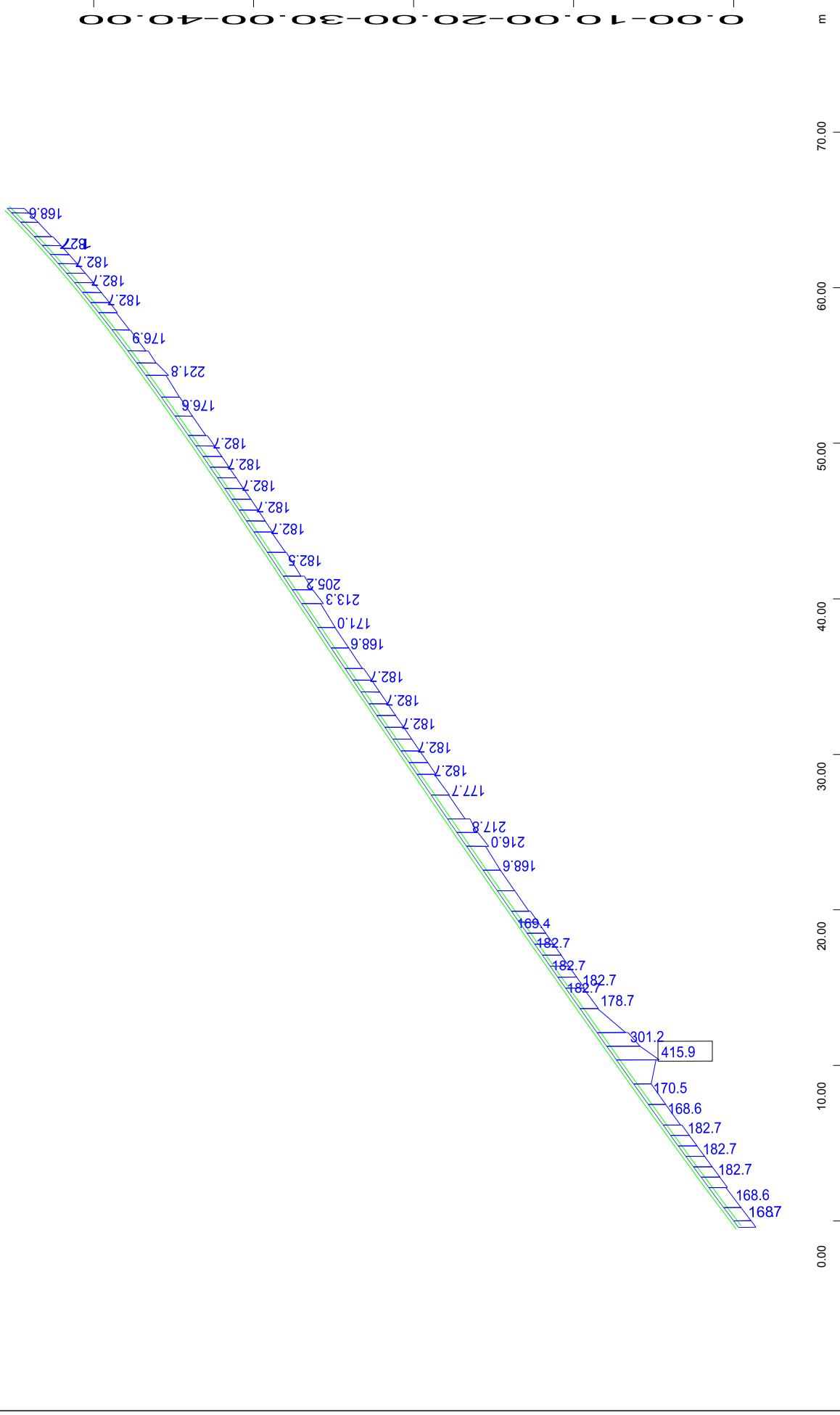
STRUCTURE 1
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

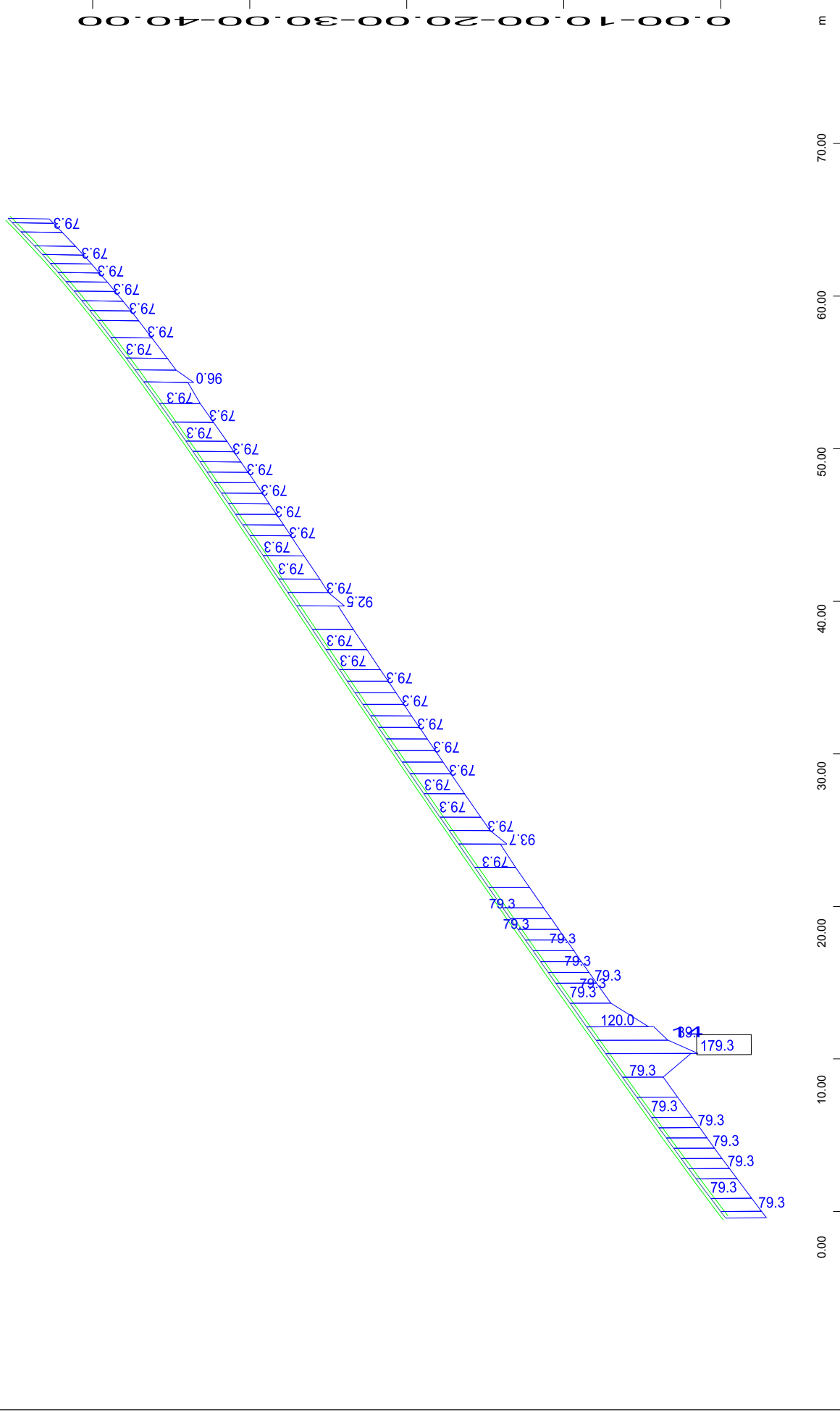


Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9012 MIN-MZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Min=-54397.) (Max=-7047.)

M 1 : 278
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

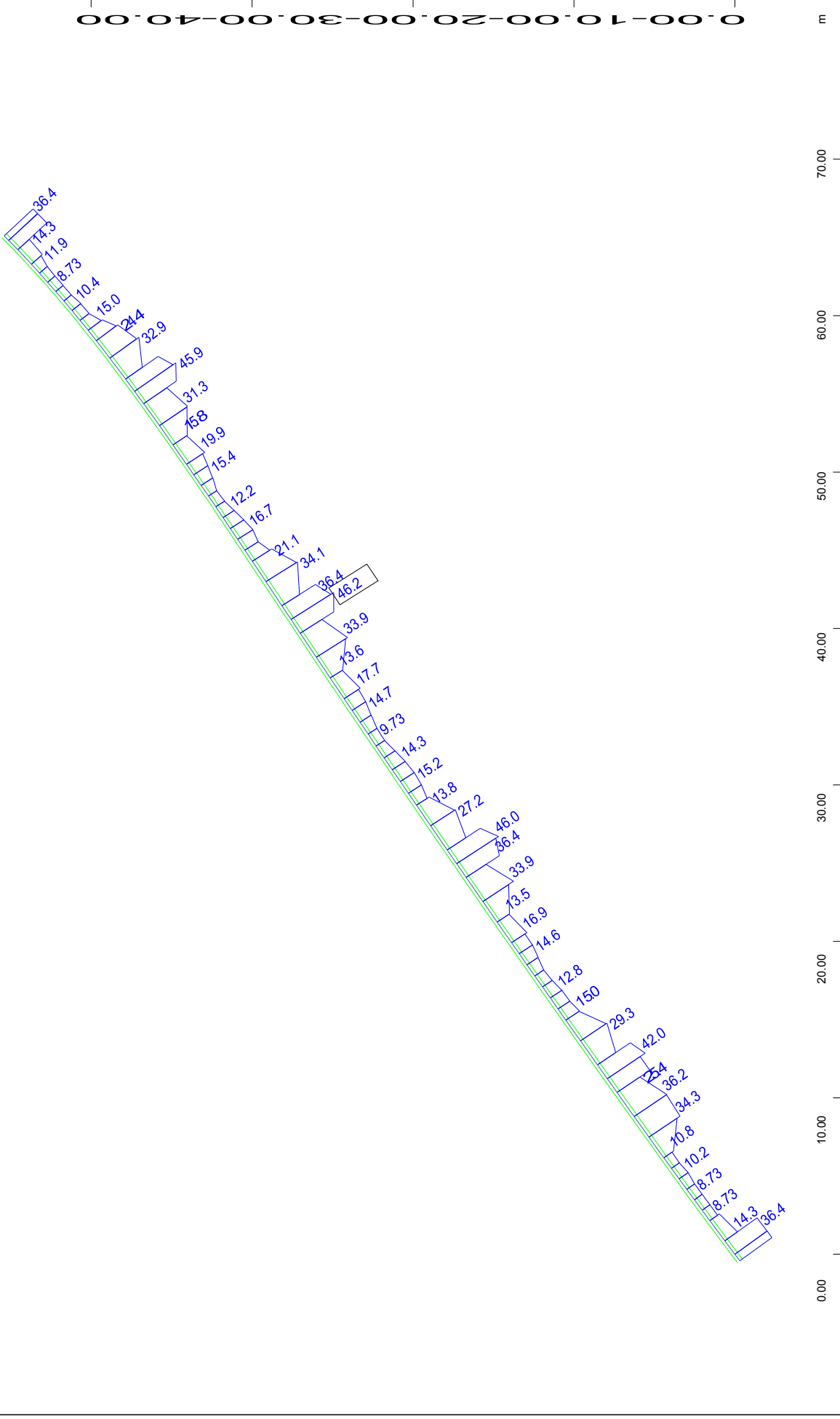




M 1 : 348
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11...15
 Beam Elements, Longitudinal Reinforcements Lay. 3, Design Case 104, 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=179.3)

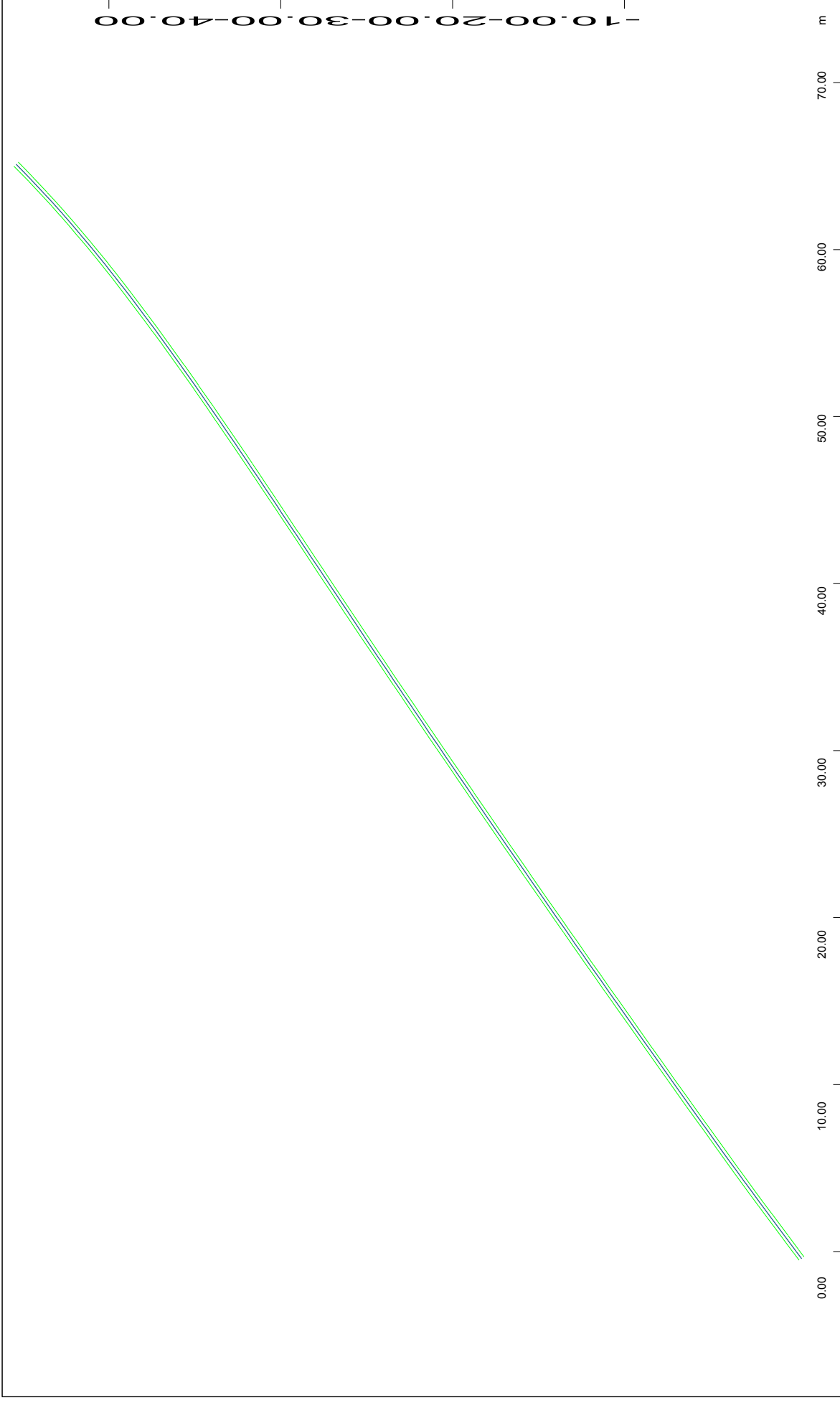
STRUCTURE 1
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, LAY3=WEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)



M 1 : 34.1
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11...15
 Beam Elements , Stirrup Reinforcements Lay. 1, Design Case 103 , 1 cm 3D = 50.0 cm2/m (Max=46.2)

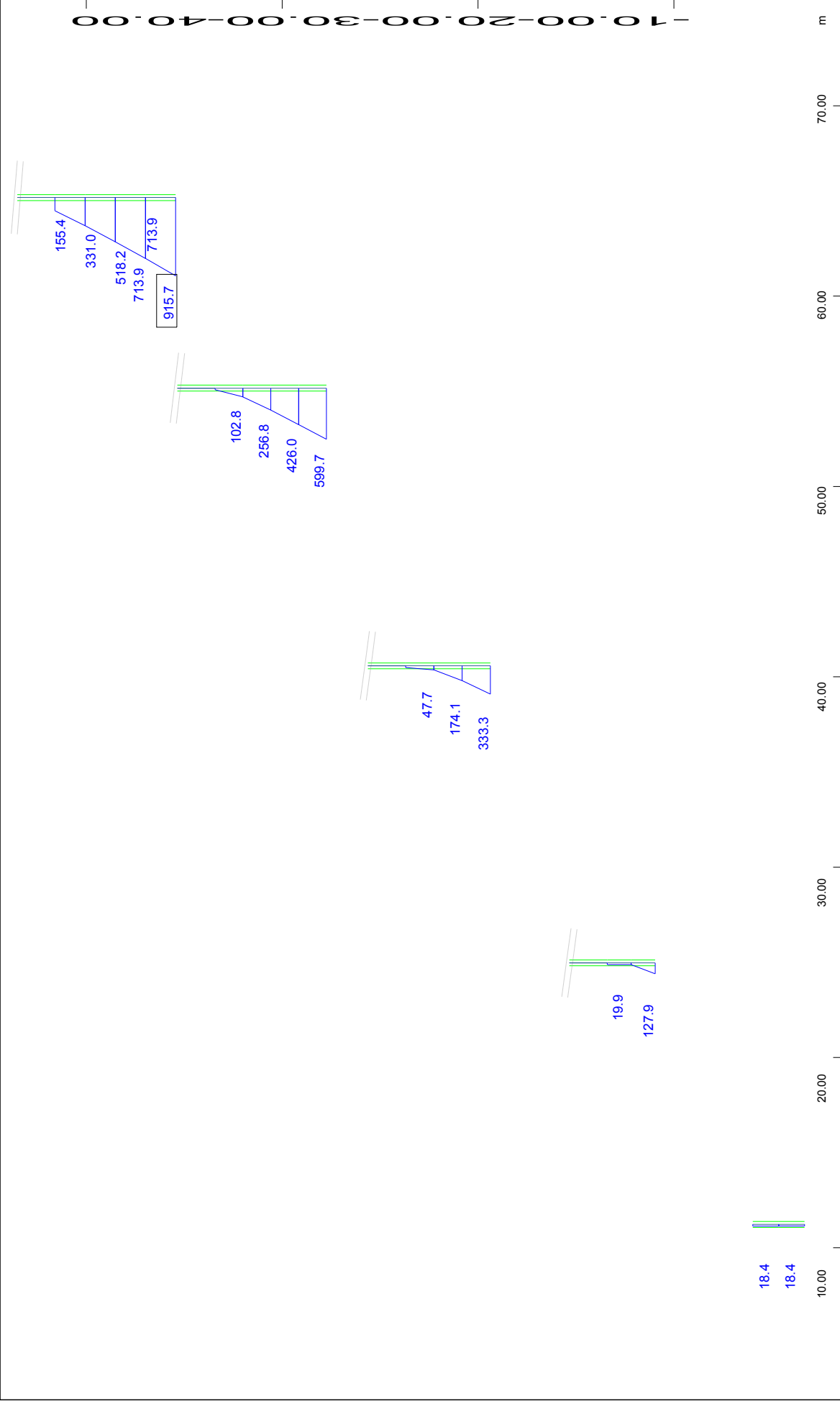
STRUCTURE 1
 DECK REQUIRED SHEAR REINFORCEMENT: LAY1=MAIN, LAY2=TRANSVERSE




 Sector of system Beam Elements Group 11...15
 Beam Elements , Stirrup Reinforcements Lay. 2, Design Case 103 , 1 cm 3D = 0 cm2/m (Max=0)

M 1 : 315
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

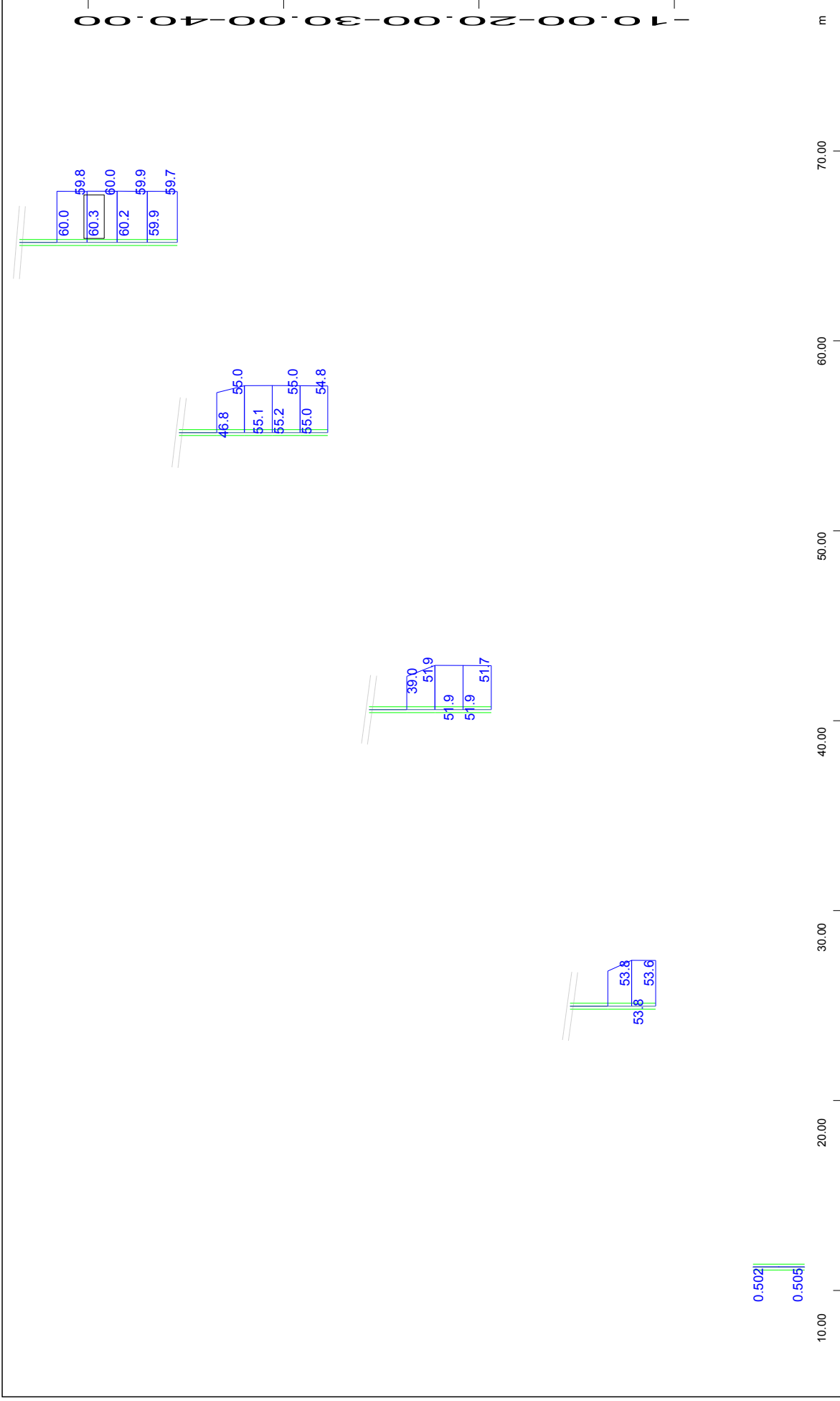
STRUCTURE 1
DECK REQUIRED SHEAR REINFORCEMENT: LAY1=MAIN, LAY2=TRANSVERSE




 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 617.2 cm2 (Max=915.7)

M 1 : 277
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
PIER REQUIRED REINFORCEMENT



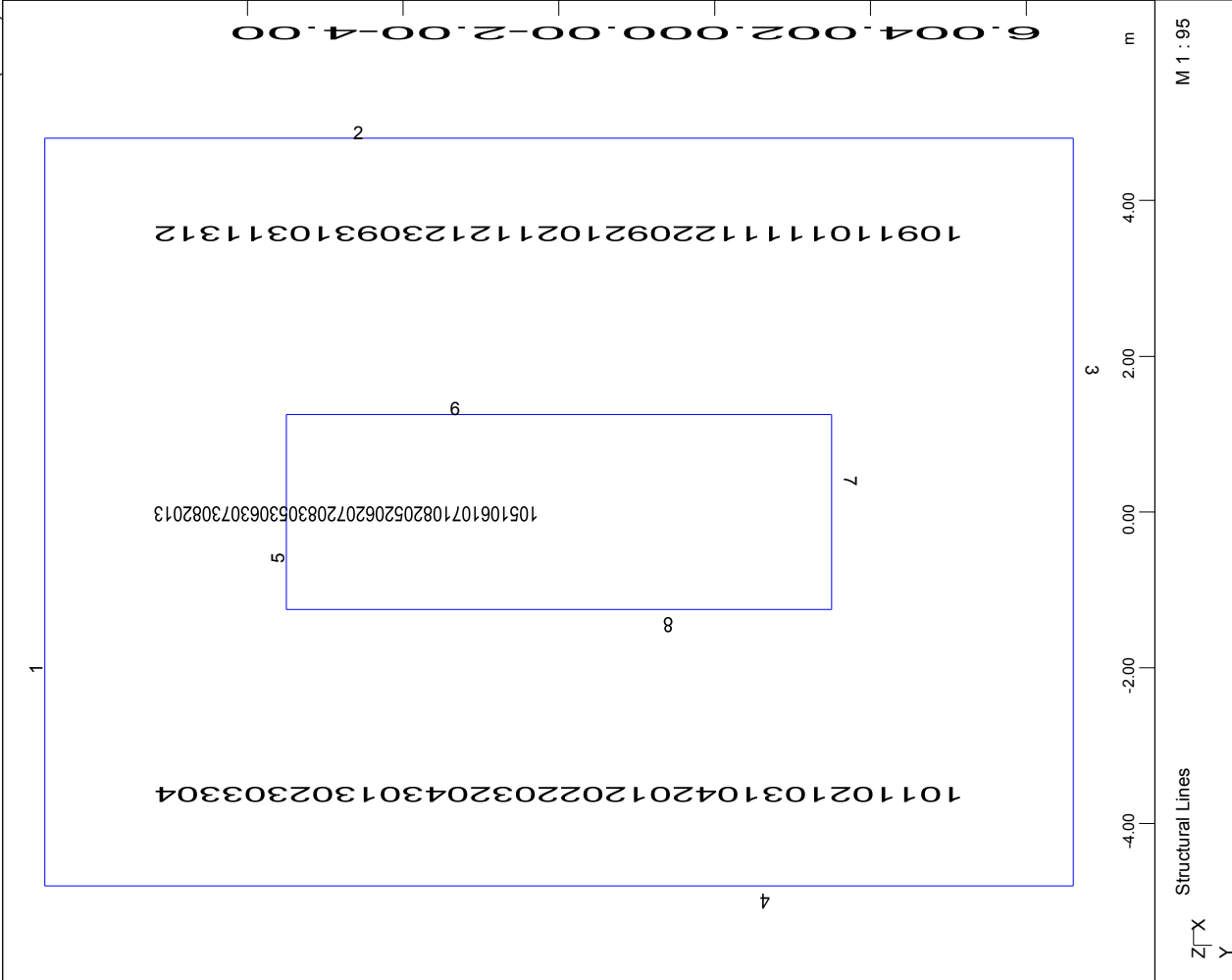
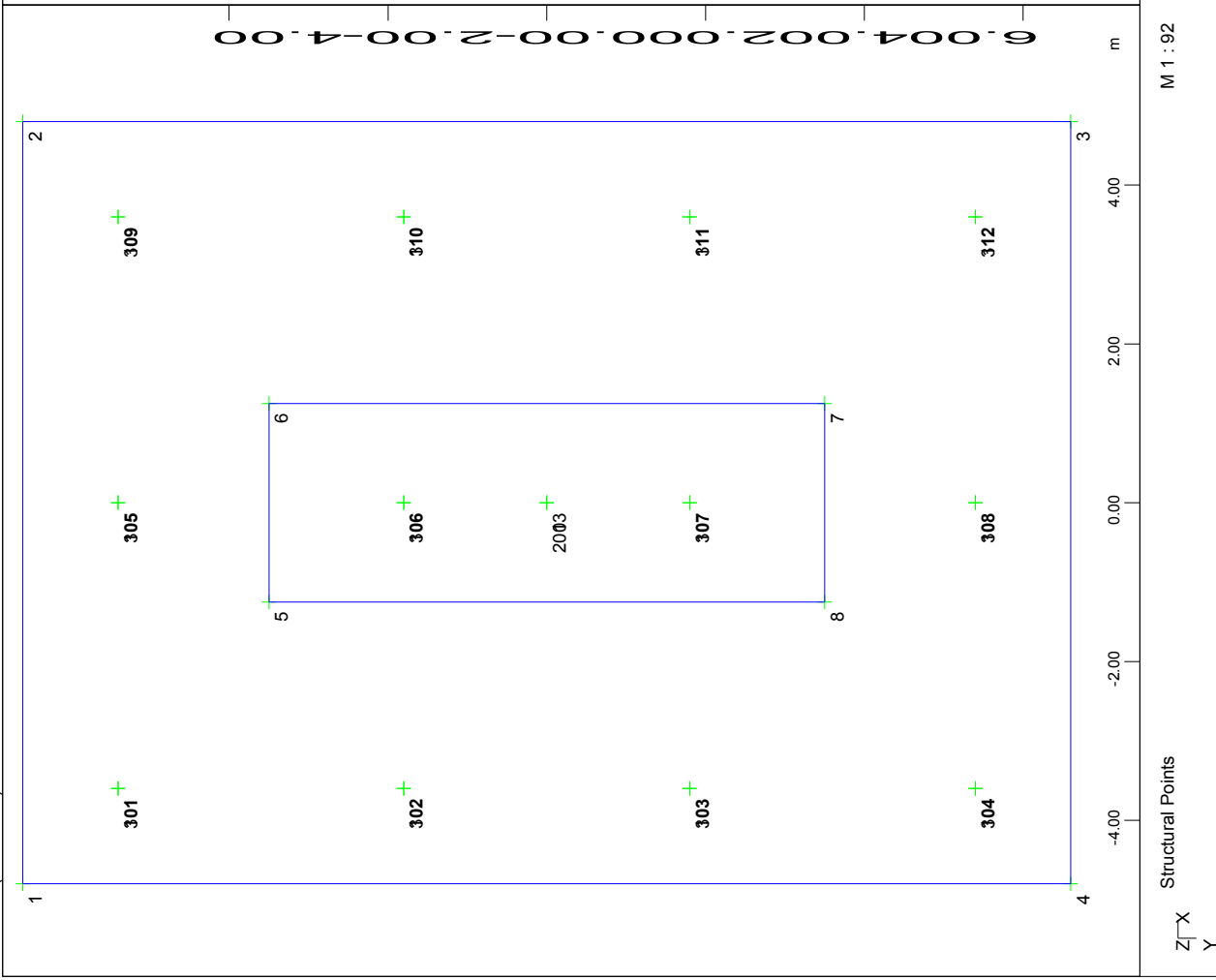

 Sector of system Beam Elements Group 2...6
 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1 cm 3D = 61.7 cm²/m (Max=60.3)

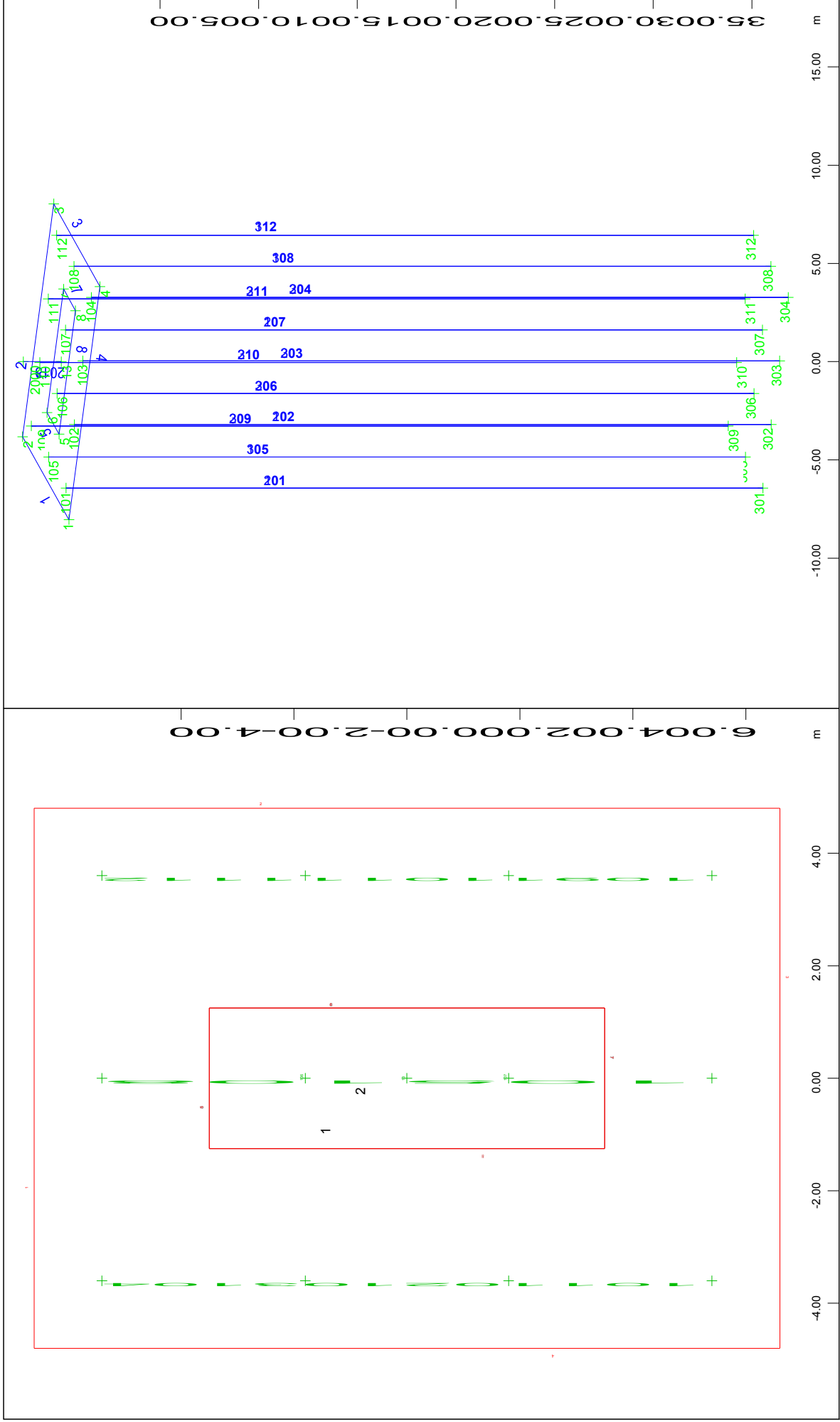
M 1 : 277
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 1
PIER REQUIRED REINFORCEMENT

5.2 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσοβάθρου με το λογισμικό SOFiSTiK

5.2.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M1.Δ





Structural Areas

Structural points and lines

M 1 : 95

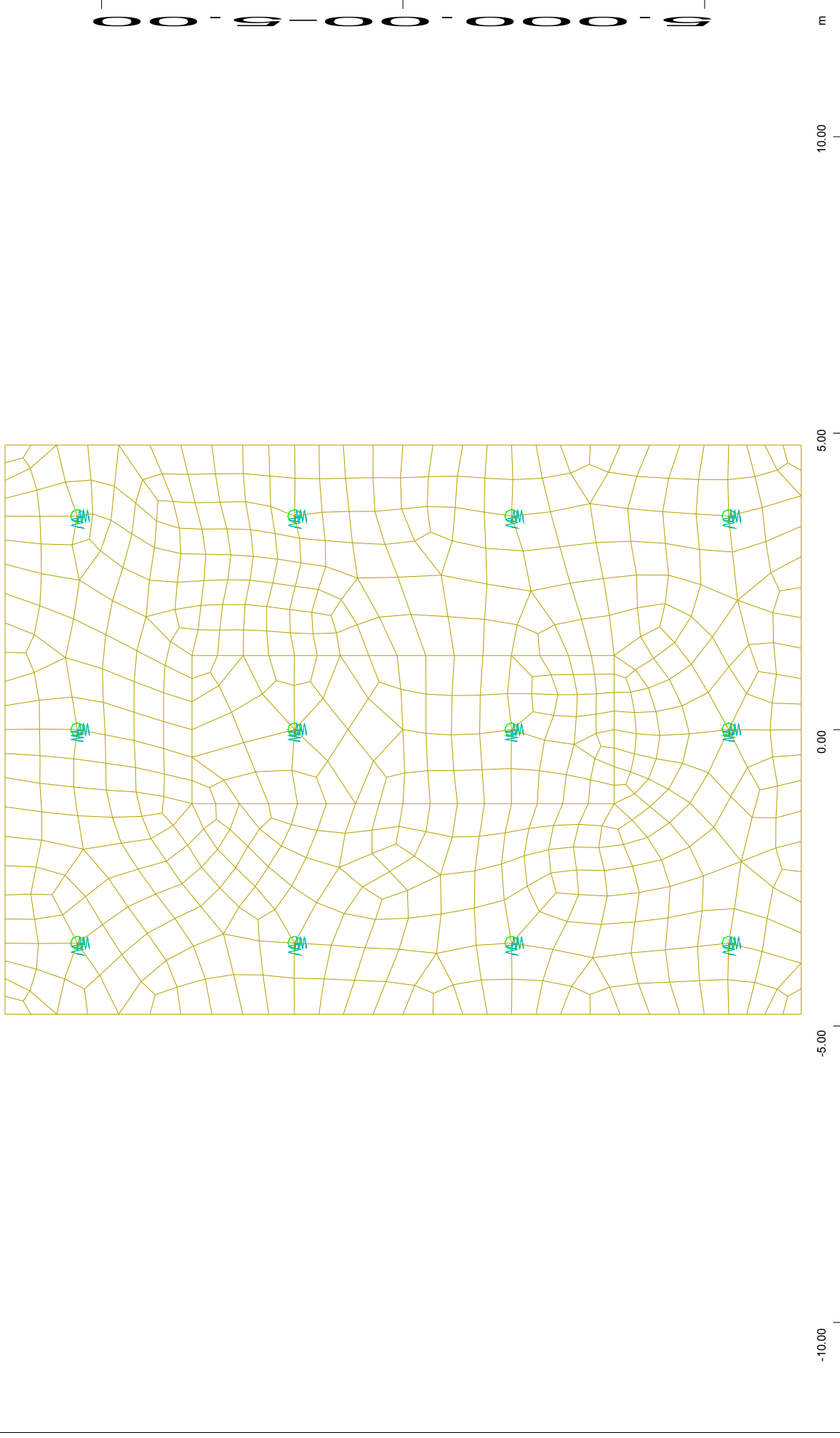
M 1 : 272

X* 0.502

Y* 0.906

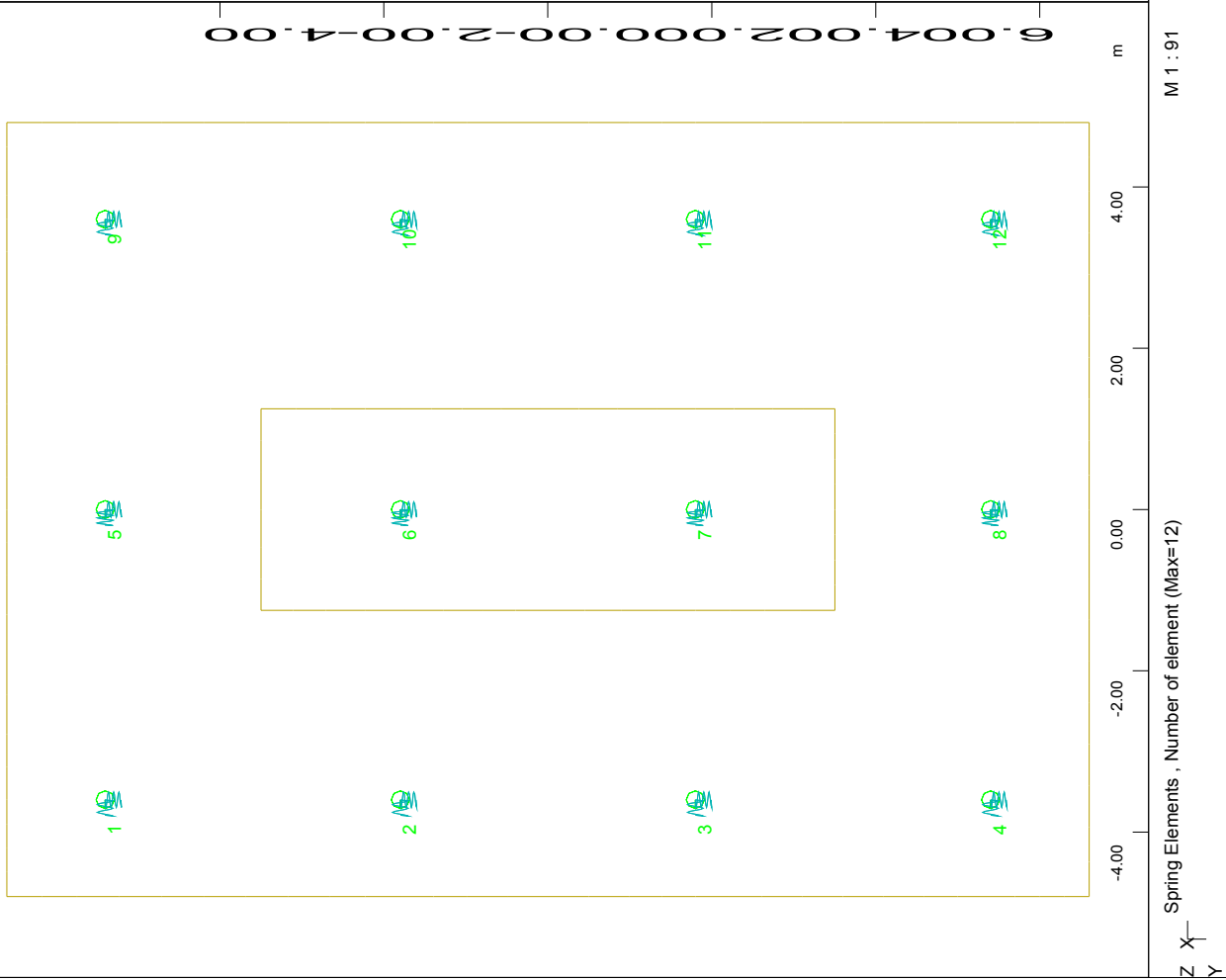
Z* 0.962

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



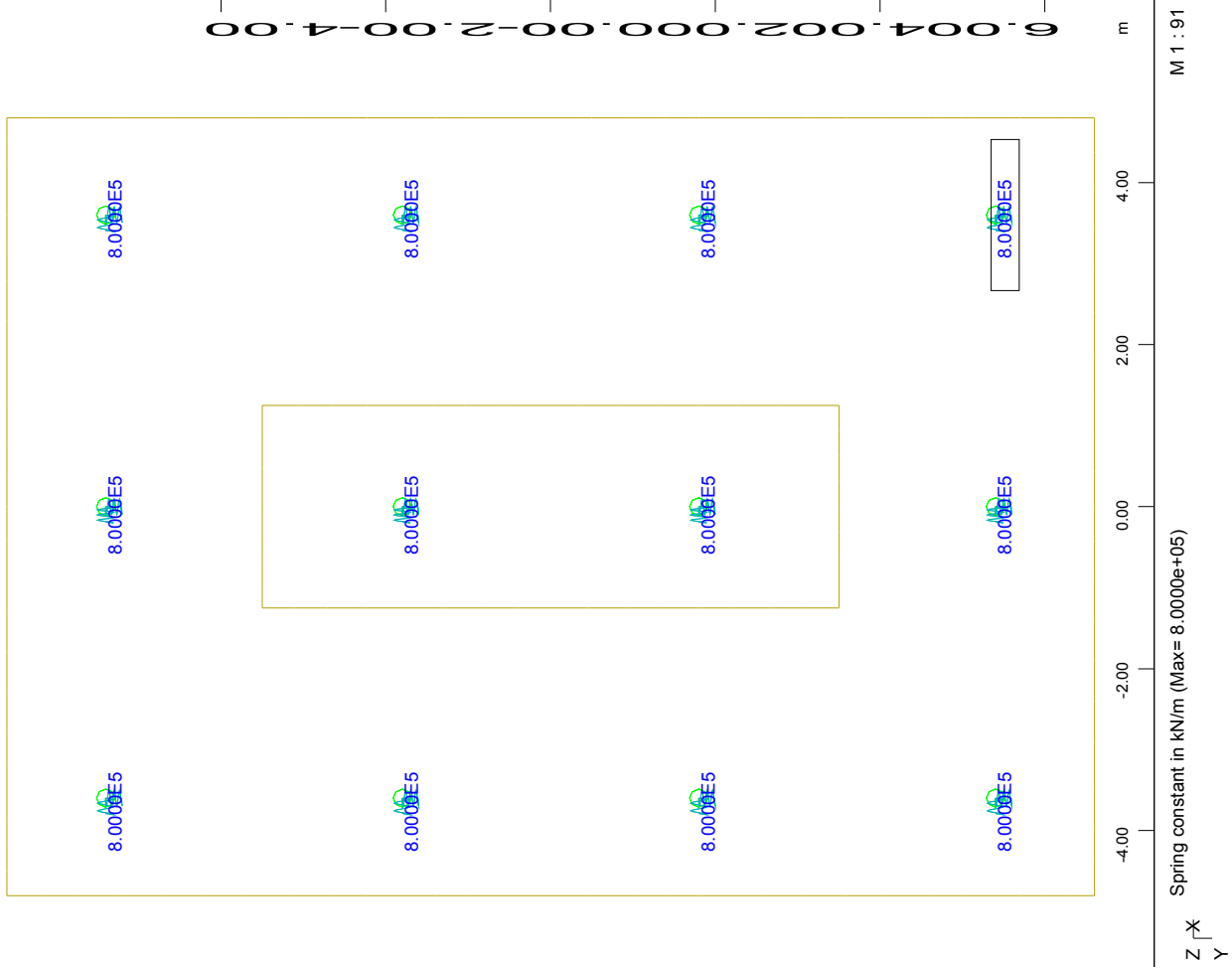
Structure
Z X
Y
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH



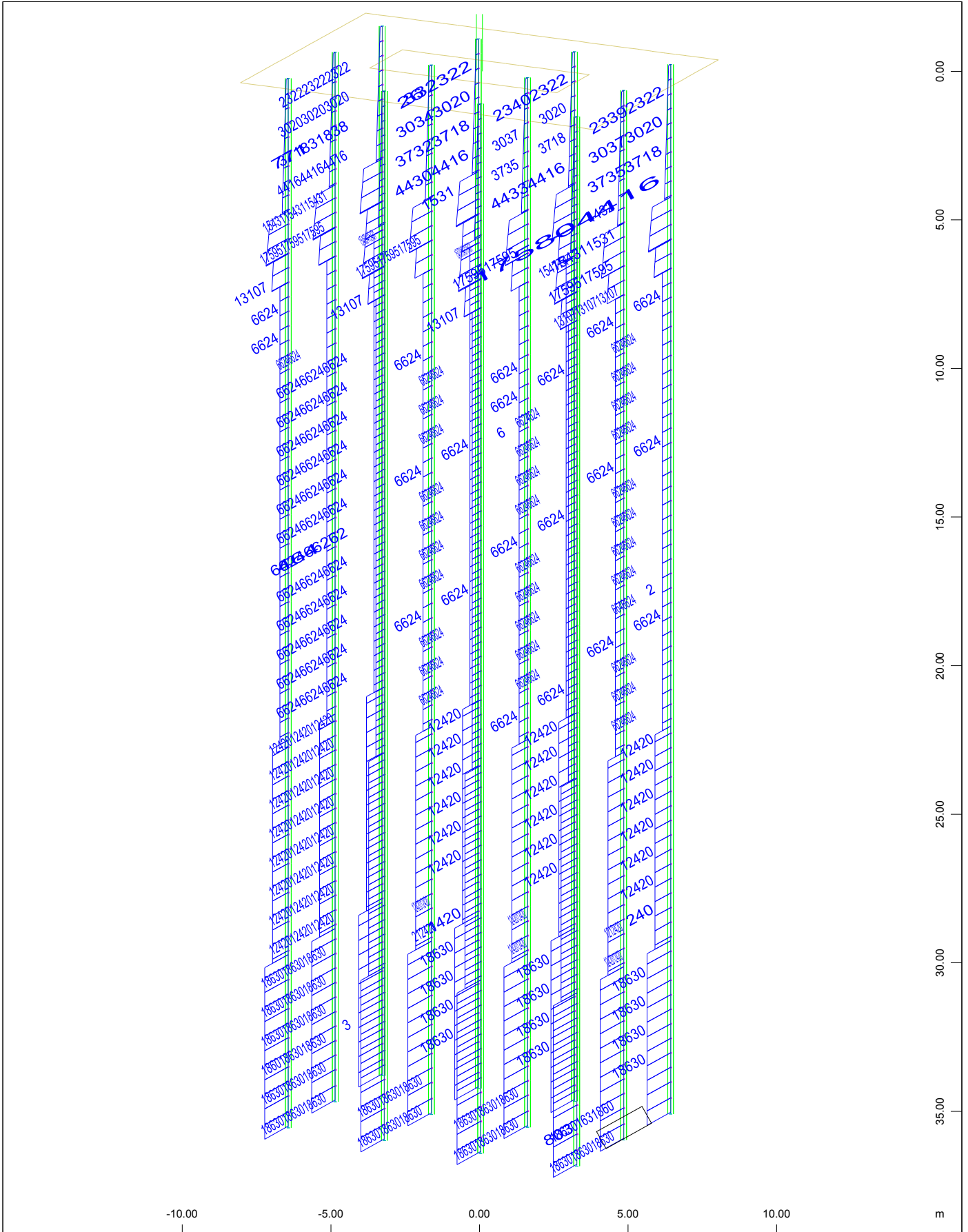
Spring Elements , Number of element (Max=12)

M 1 : 91



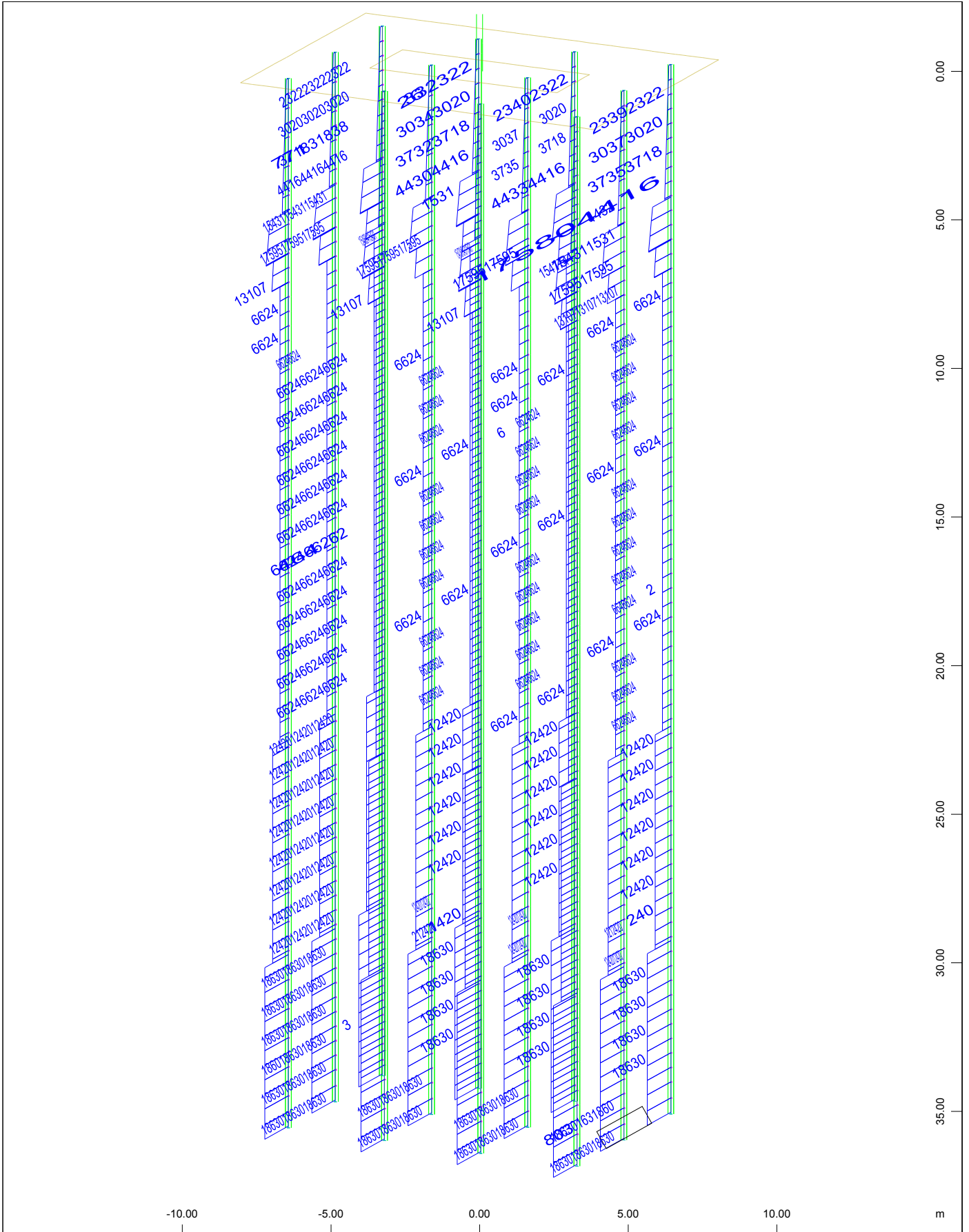
Spring constant in kN/m (Max= 8.00000e+05)

M 1 : 91



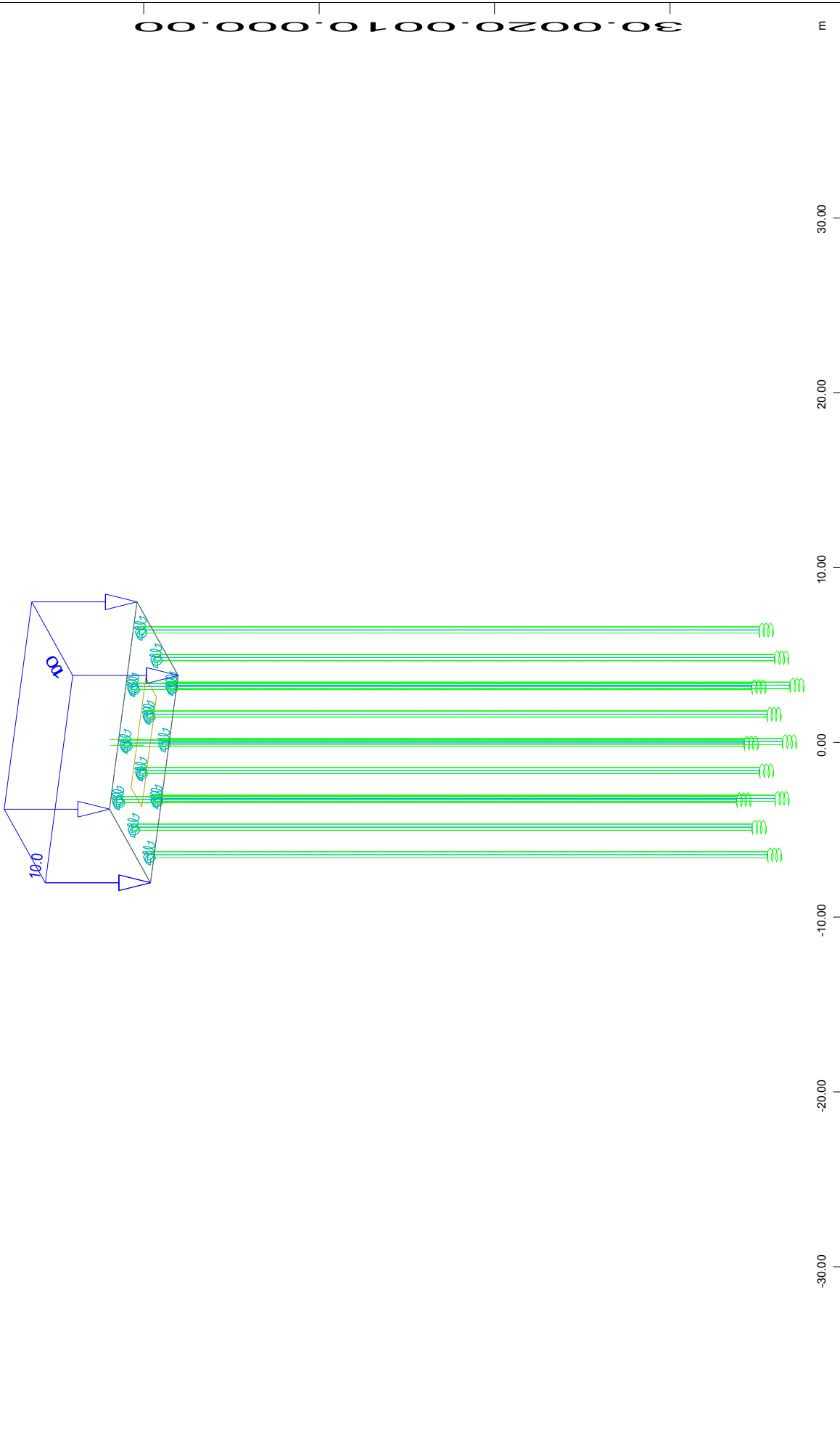
Sector of system Group 0...3 11 21
Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 18047. kN/m2
(Max=18630.)

M 1 : 175
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

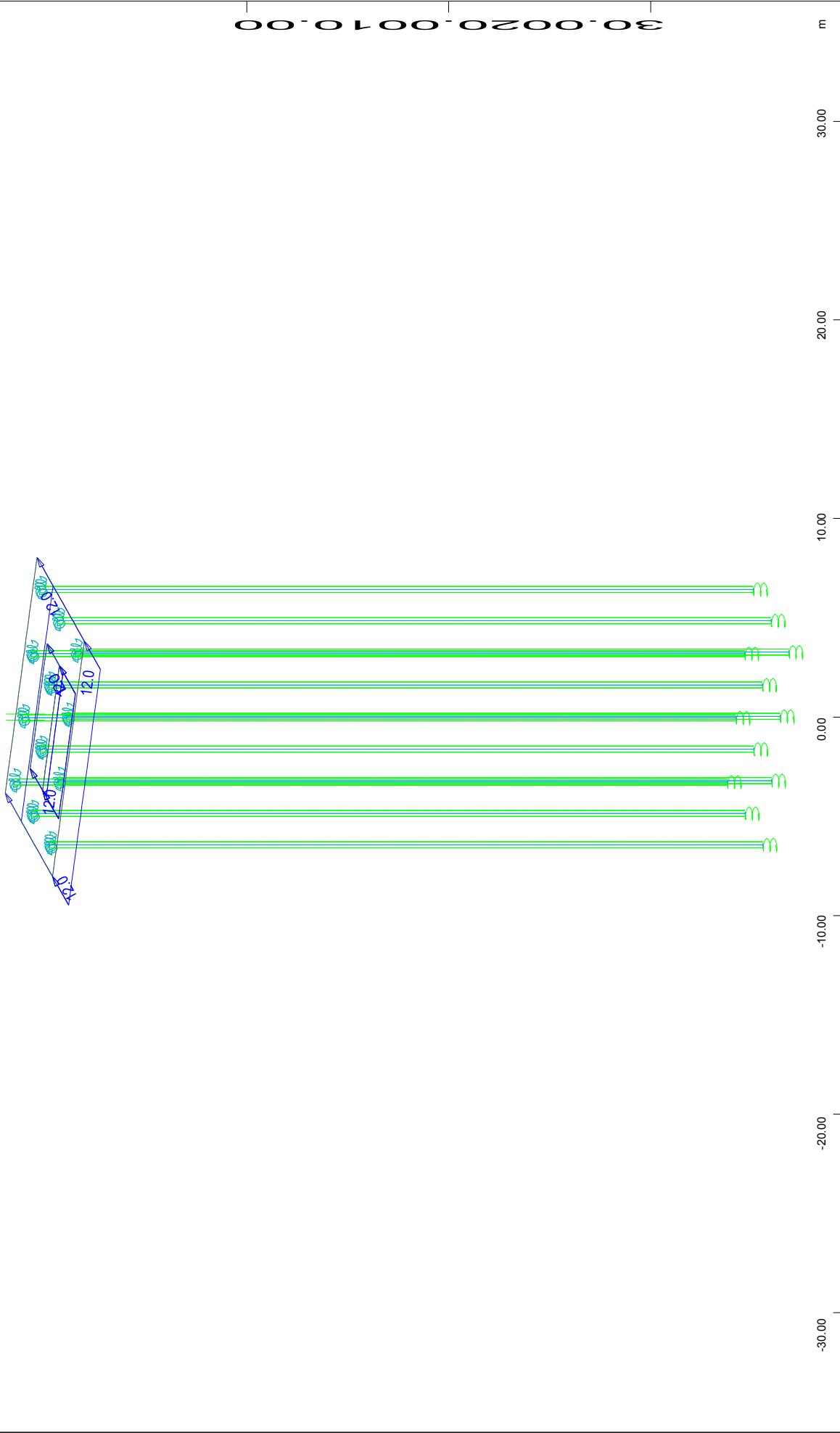


Sector of system Group 0...3 11 21
 Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 18047. kN/m2
 (Max=18630.)

M 1 : 175
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

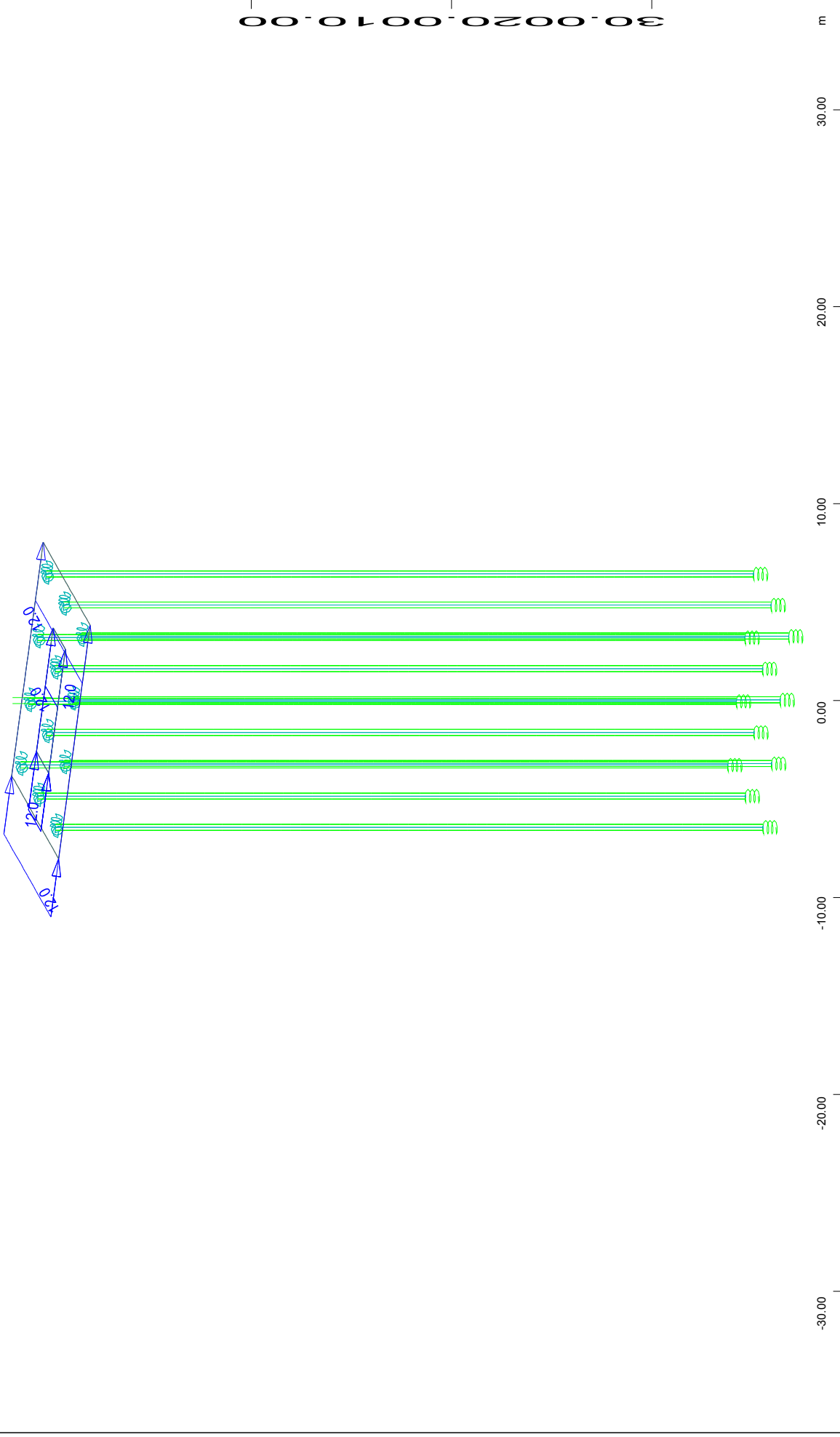


FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



X_Y
 Z
 All loads, Loadcase 11 PILE CAP INERTIA + X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=10.0 kN/m2)
 M 1 : 271
 X* 0.502
 Y* 0.906
 Z* 0.962
 (Max=12.0)

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



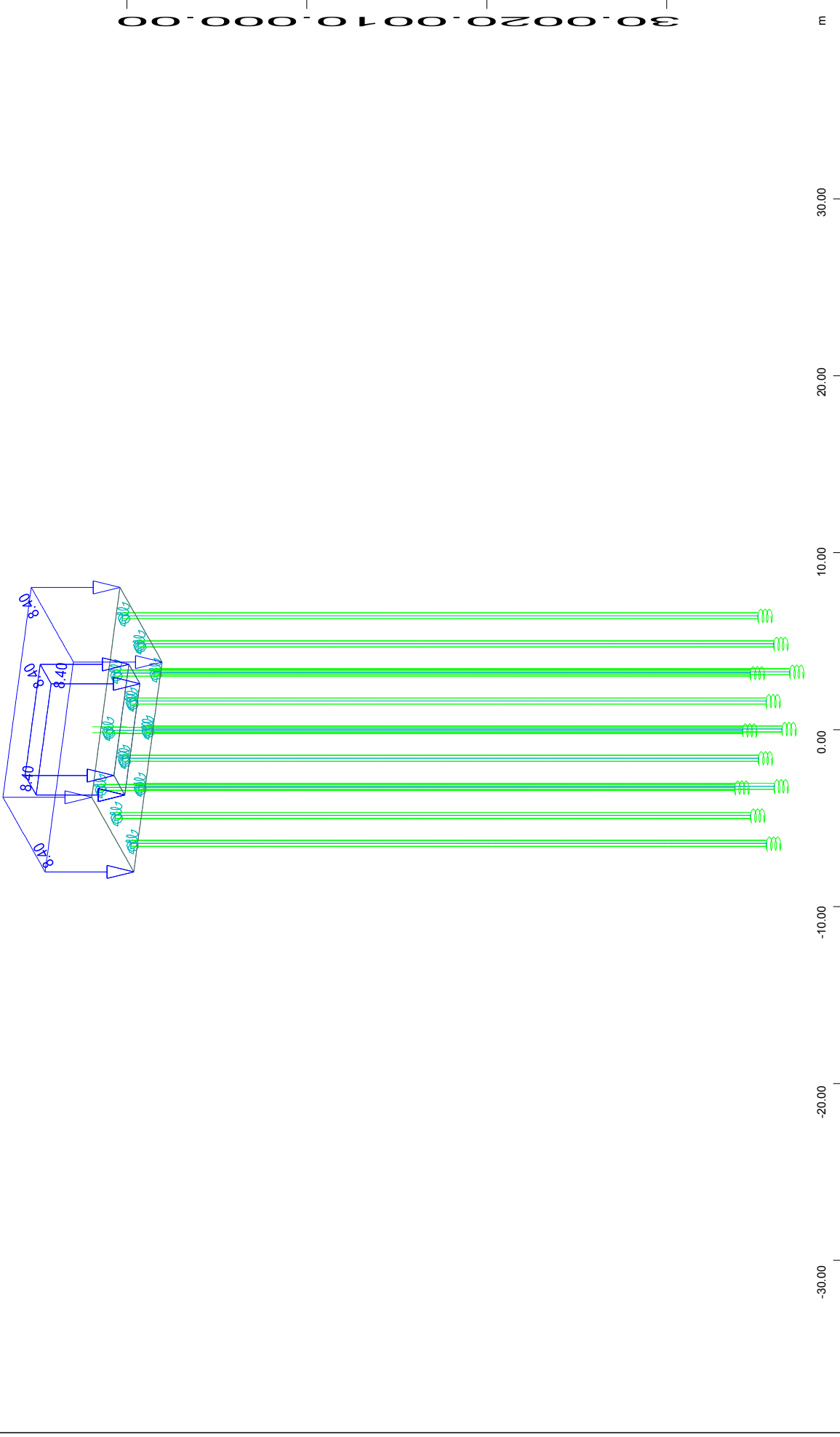
All loads, Loadcase 12 PILE CAP INERTIA + Y , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m2)

X ←
Y ↓
Z ↑

(Max=12.0)

M1 : 274
X* 0.502
Y* 0.906
Z* 0.962

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

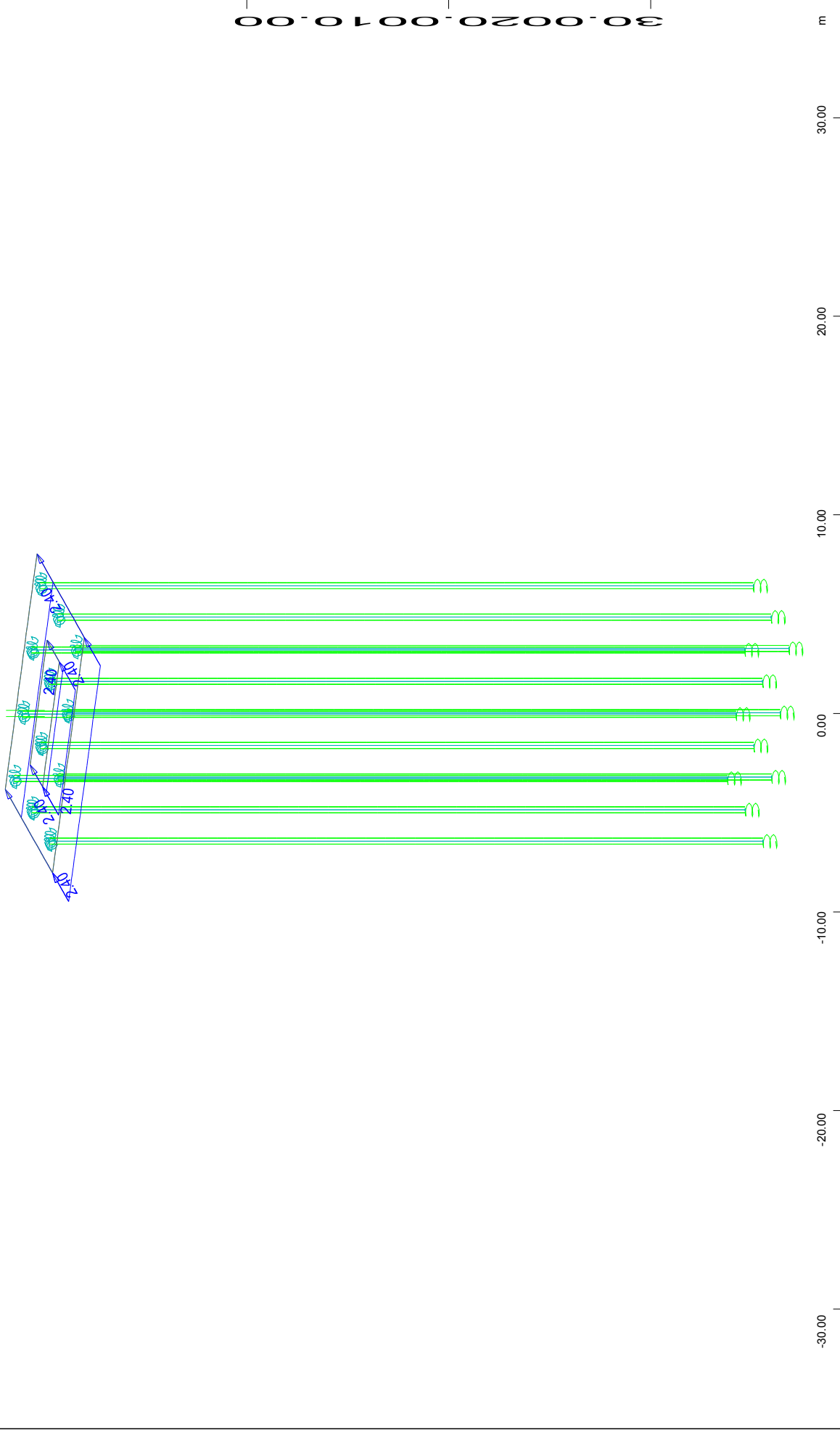


All loads, Loadcase 13 PILE CAP INERTIA + Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=5.00 kN/m2)

M 1 : 305
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=8.40)

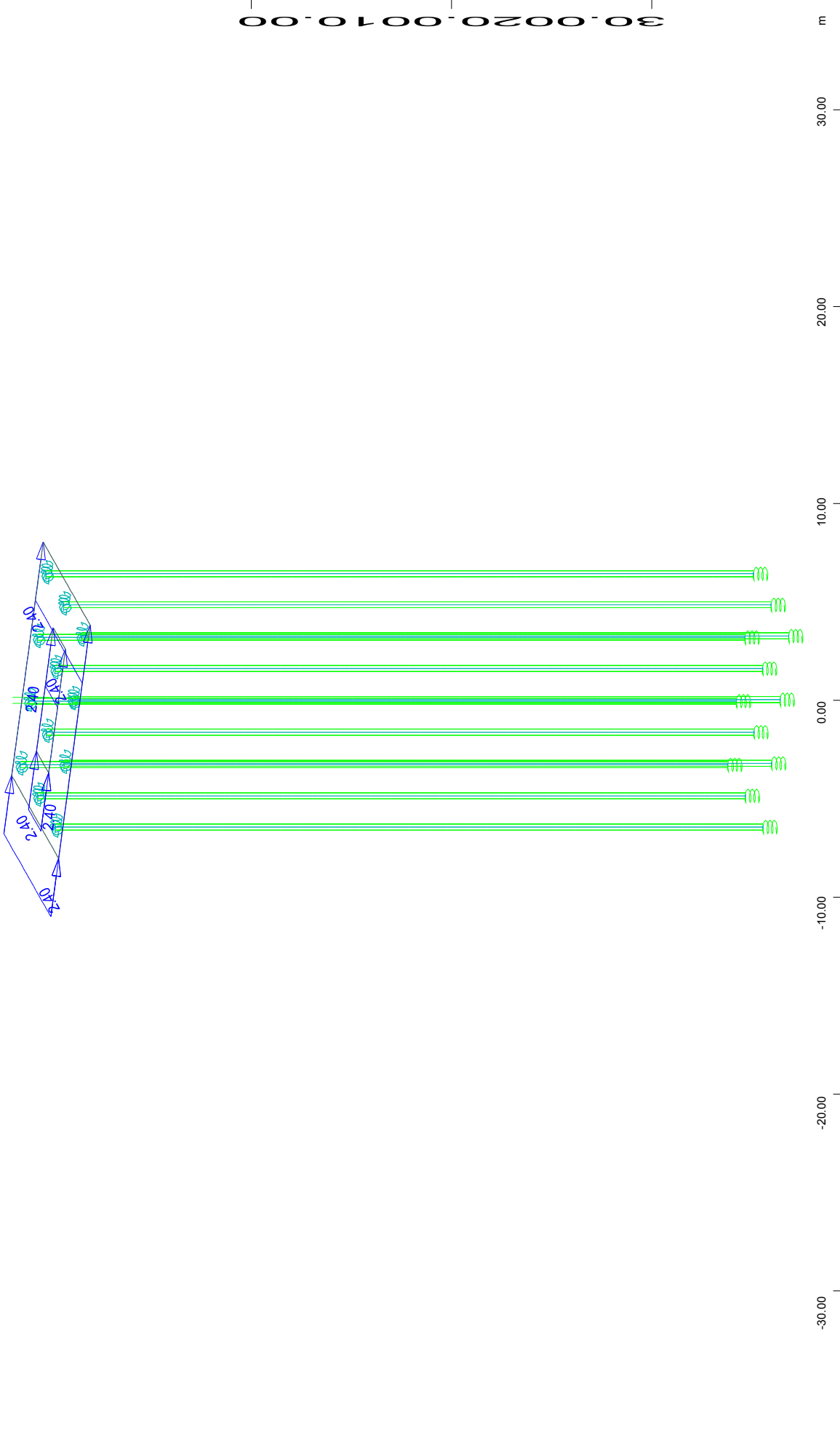
FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



All loads, Loadcase 21 SOIL INERTIA +X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=2.00 kN/m2)

M 1 : 271
X* 0.502
Y* 0.906
Z* 0.962

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

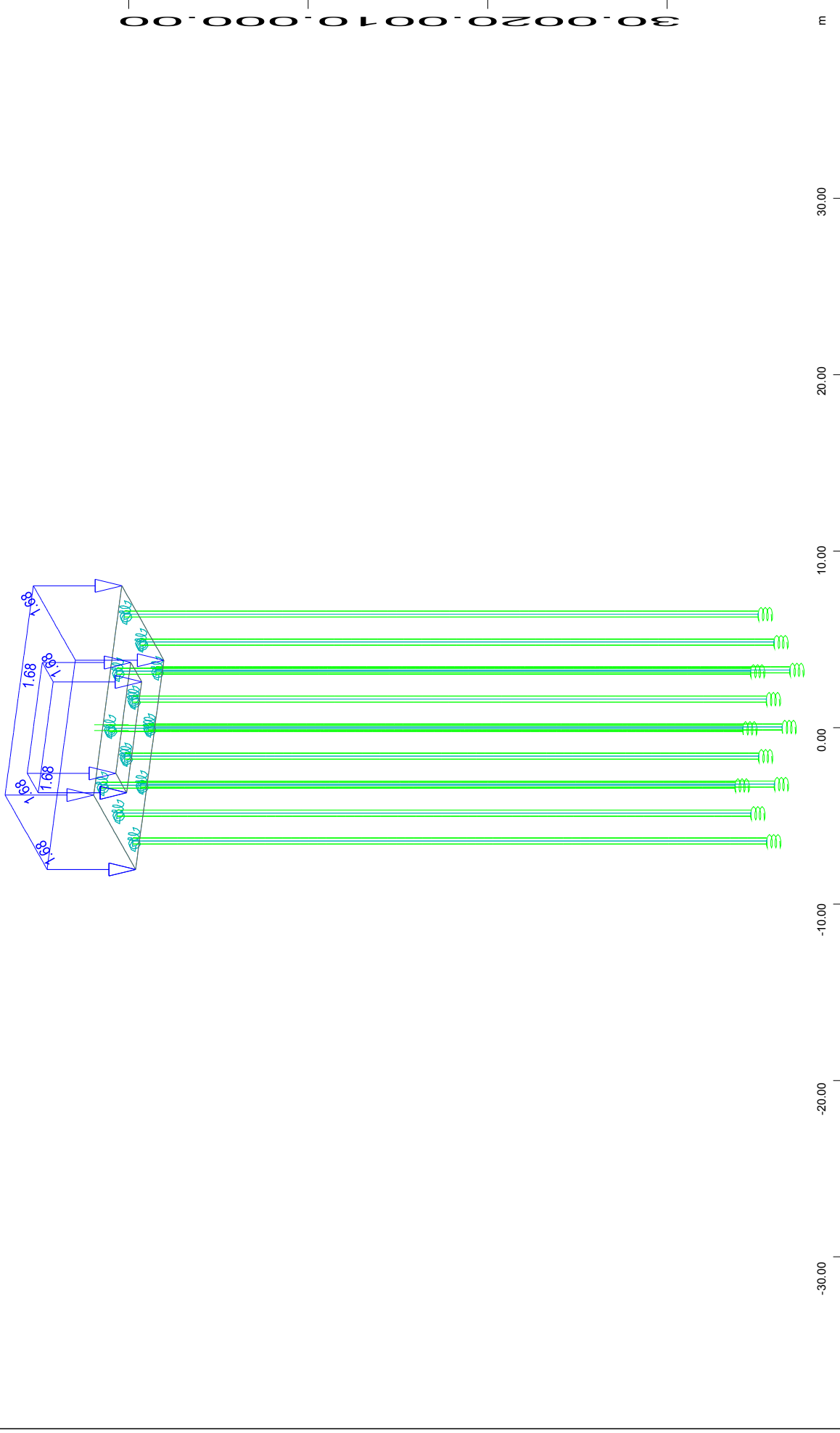


All loads, Loadcase 22 SOIL INERTIA + Y , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=2.00 kN/m2)

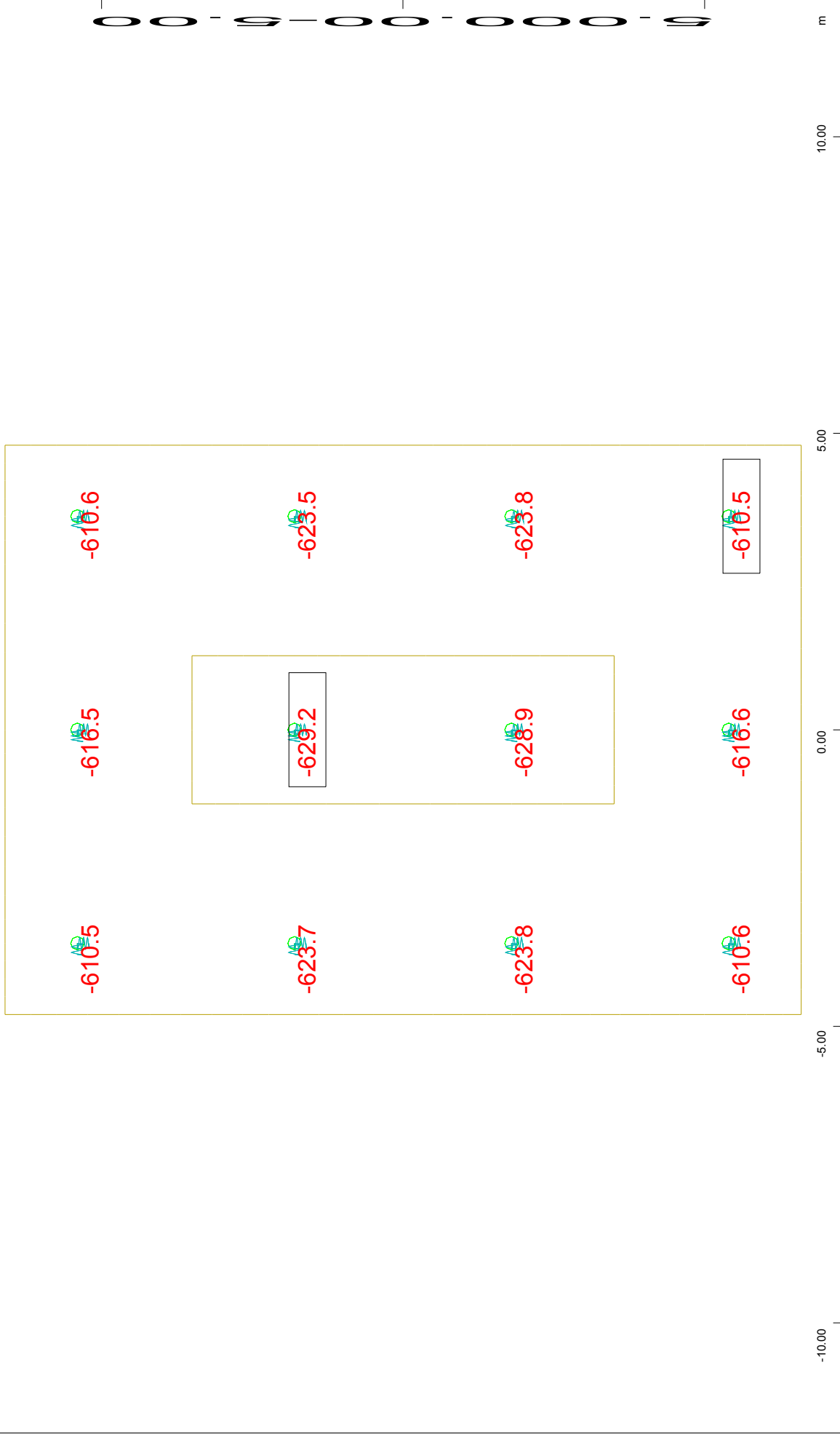
(Max=2.40)

M 1 : 274
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



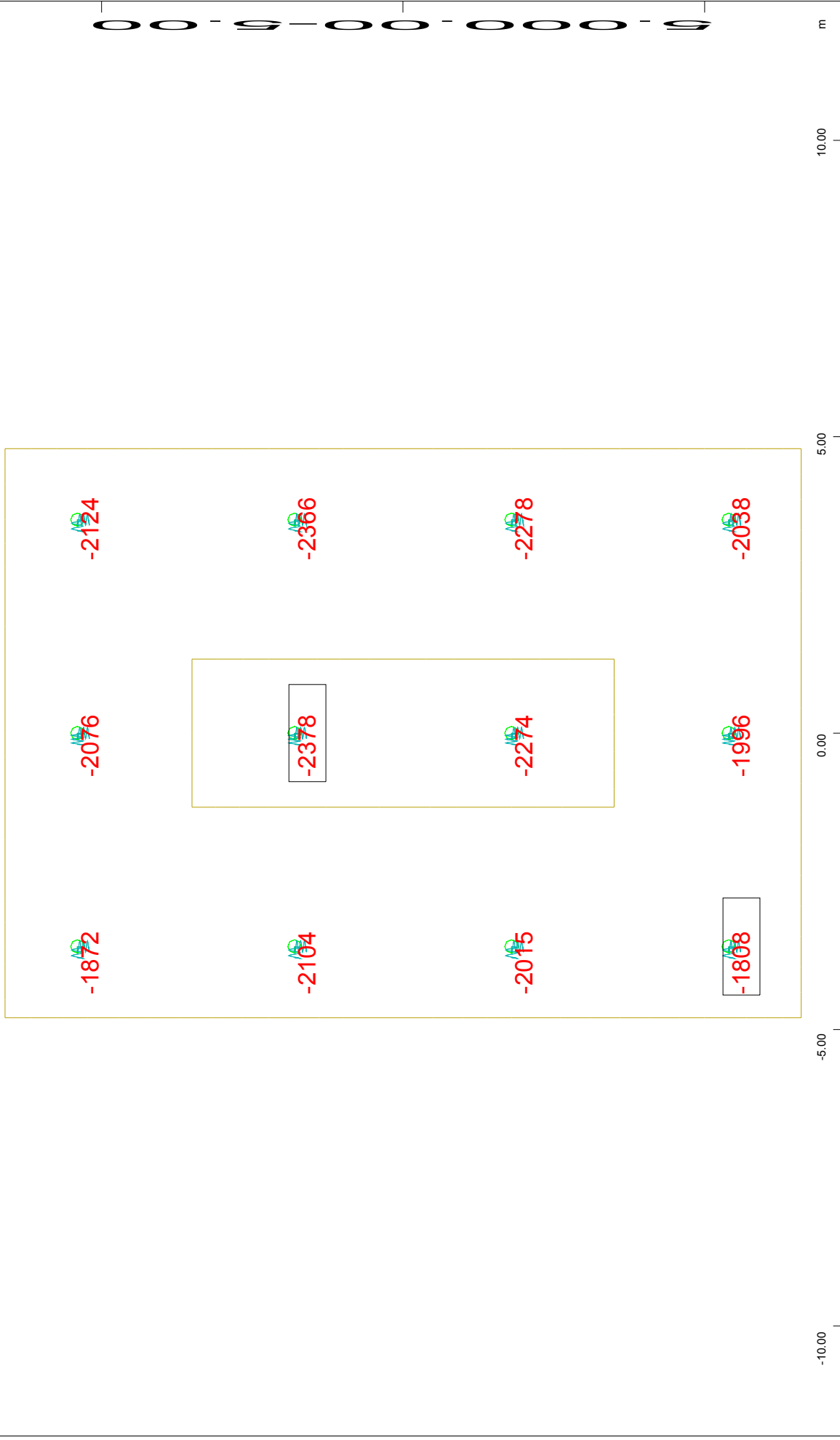
FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



Spring force in kN, Loadcase 4001 MAX-P SPR1 SLS COMB (Min=-629.2) (Max=-610.5) (total: -7428)

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION

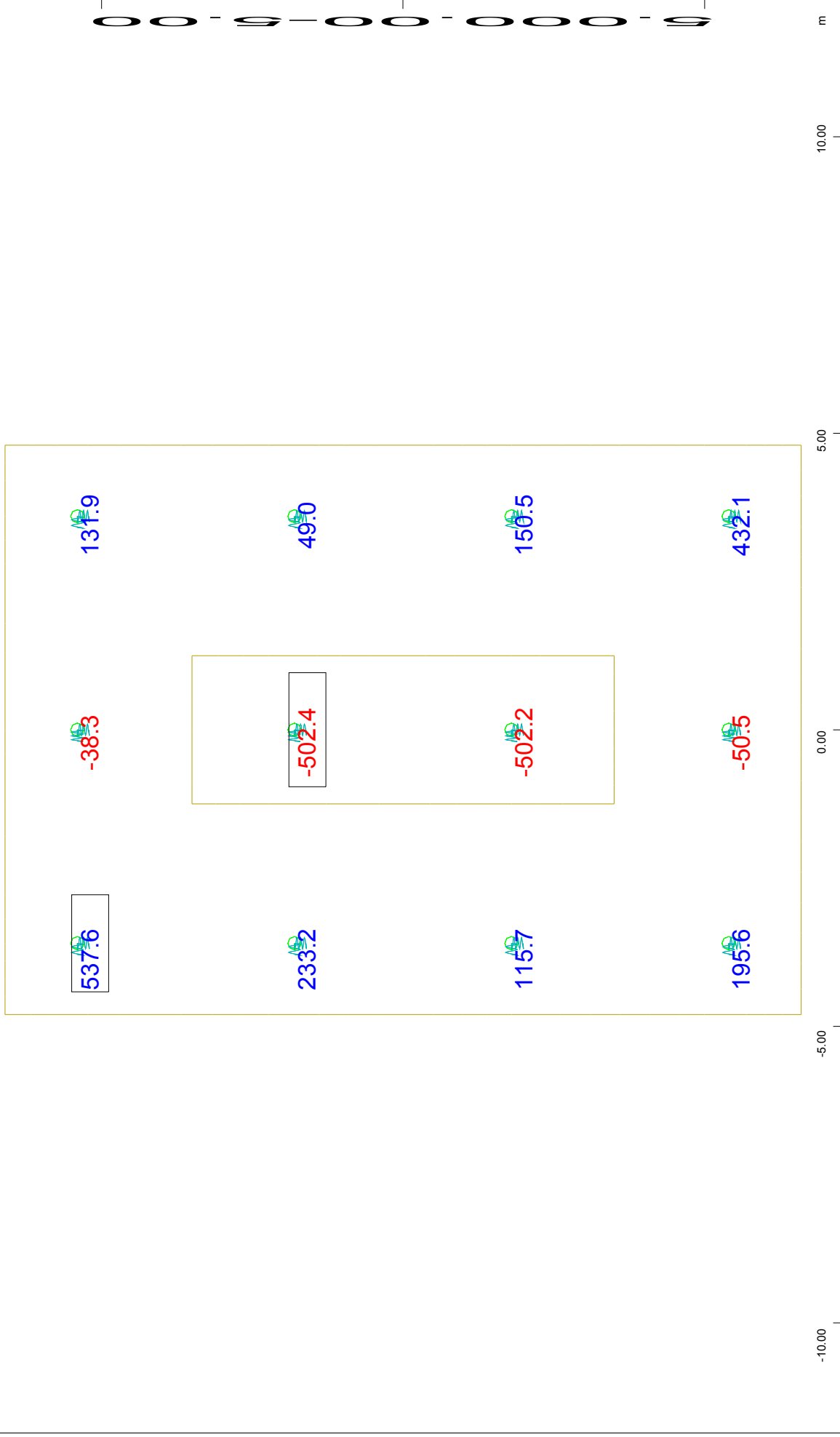


Spring force in kN, Loadcase 4002 MIN-P SPRI SLS COMB (Min=-2378.) (Max=-1808.) (total: -25329.)

M 1 : 91



FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION

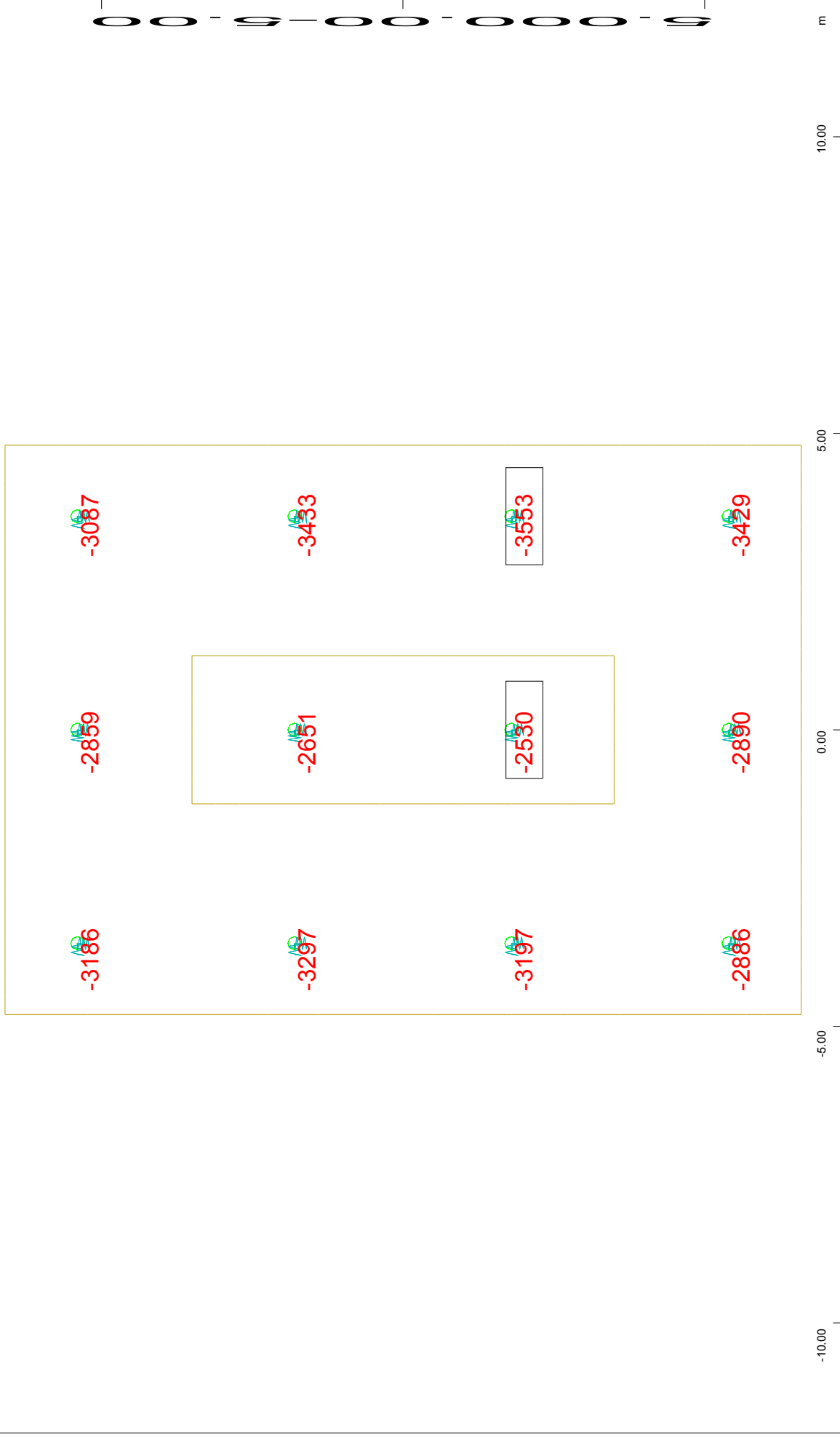


Spring force in kN, Loadcase 3301 MAX-P SPR1 EQ COMB (q=1.0) (Min=-502.4) (Max=537.6) (total: 752.3)

M 1 : 91



FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
 PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION

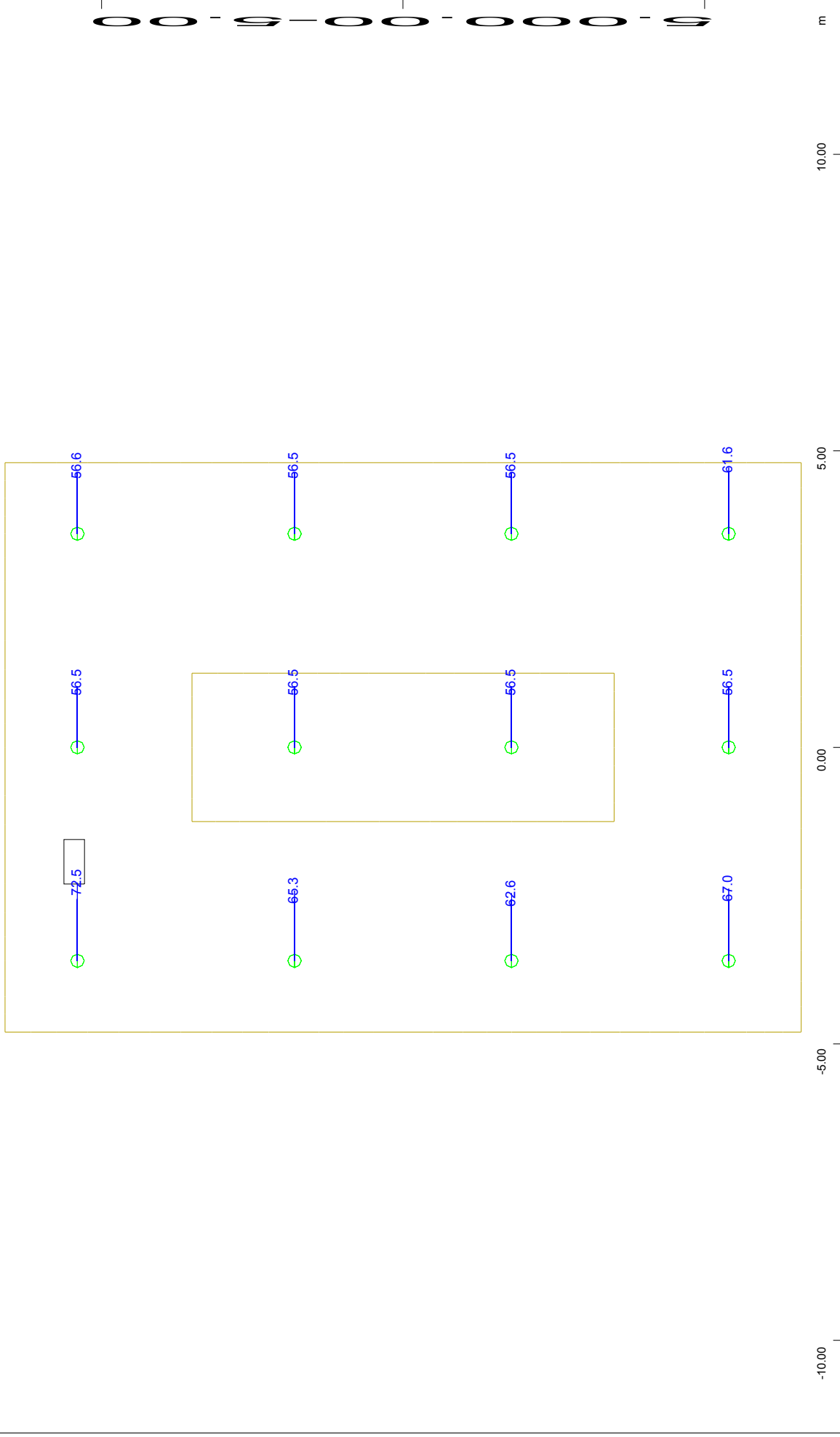


Spring force in kN, Loadcase 3302 MIN-P SPR1 EQ COMB (q=1.0) (Min=-3553.) (Max=-2530.) (total: -36997.)

M 1 : 91

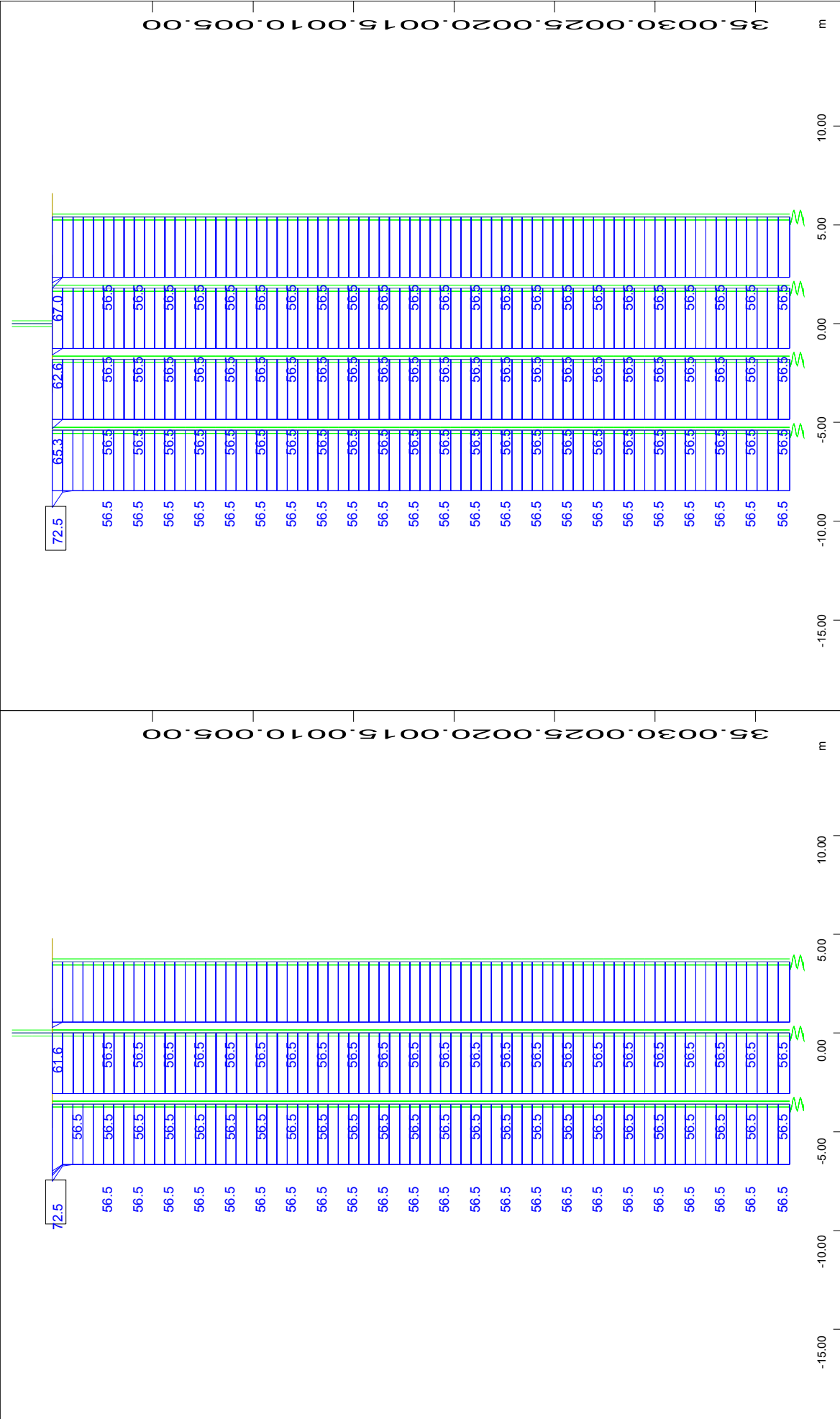


FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



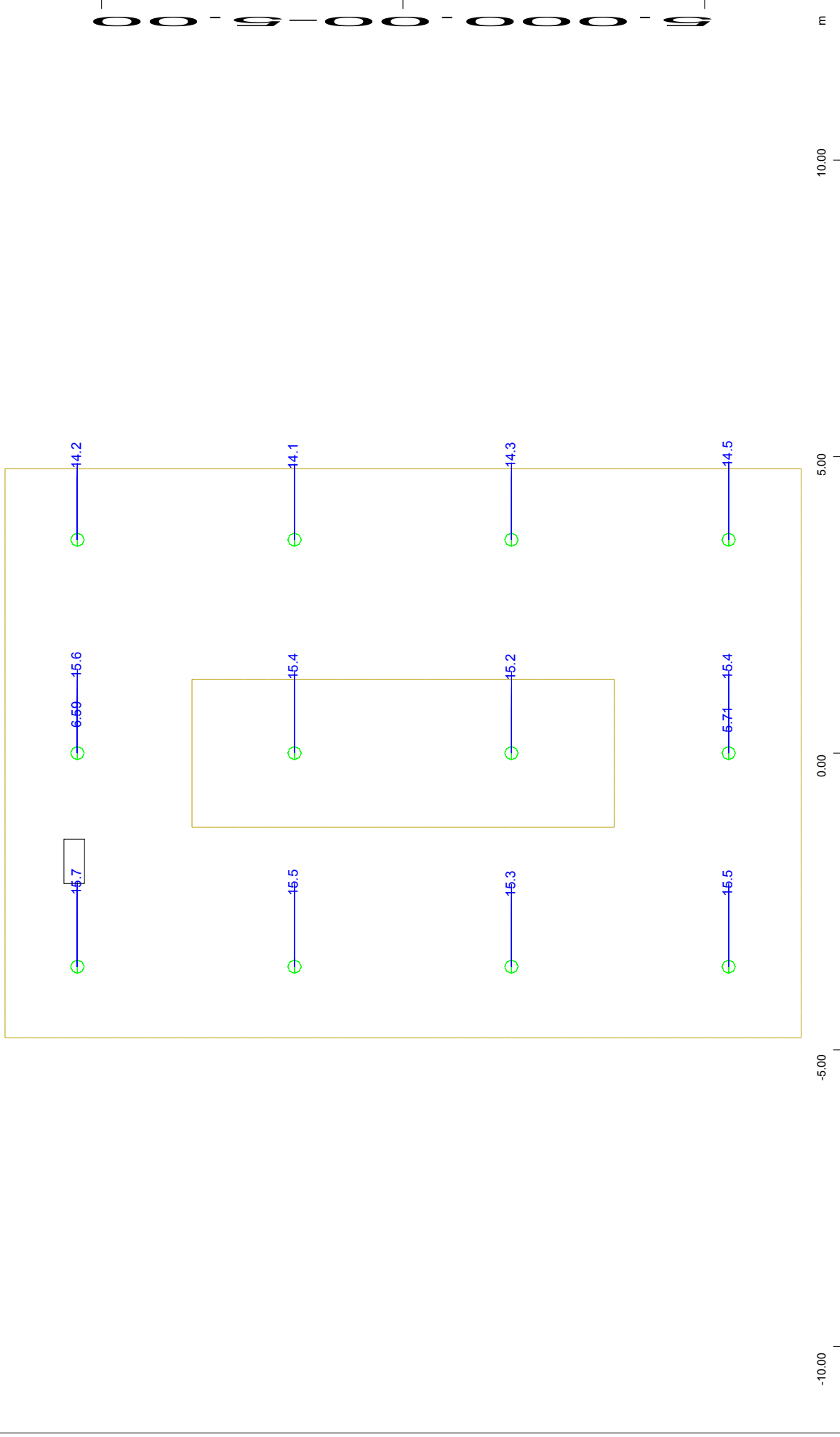
Sector of system Group 0...3
Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=72.5)
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



Y X Z Sector of system Group 0...3 M 1 : 270
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design
 Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=72.5)

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH

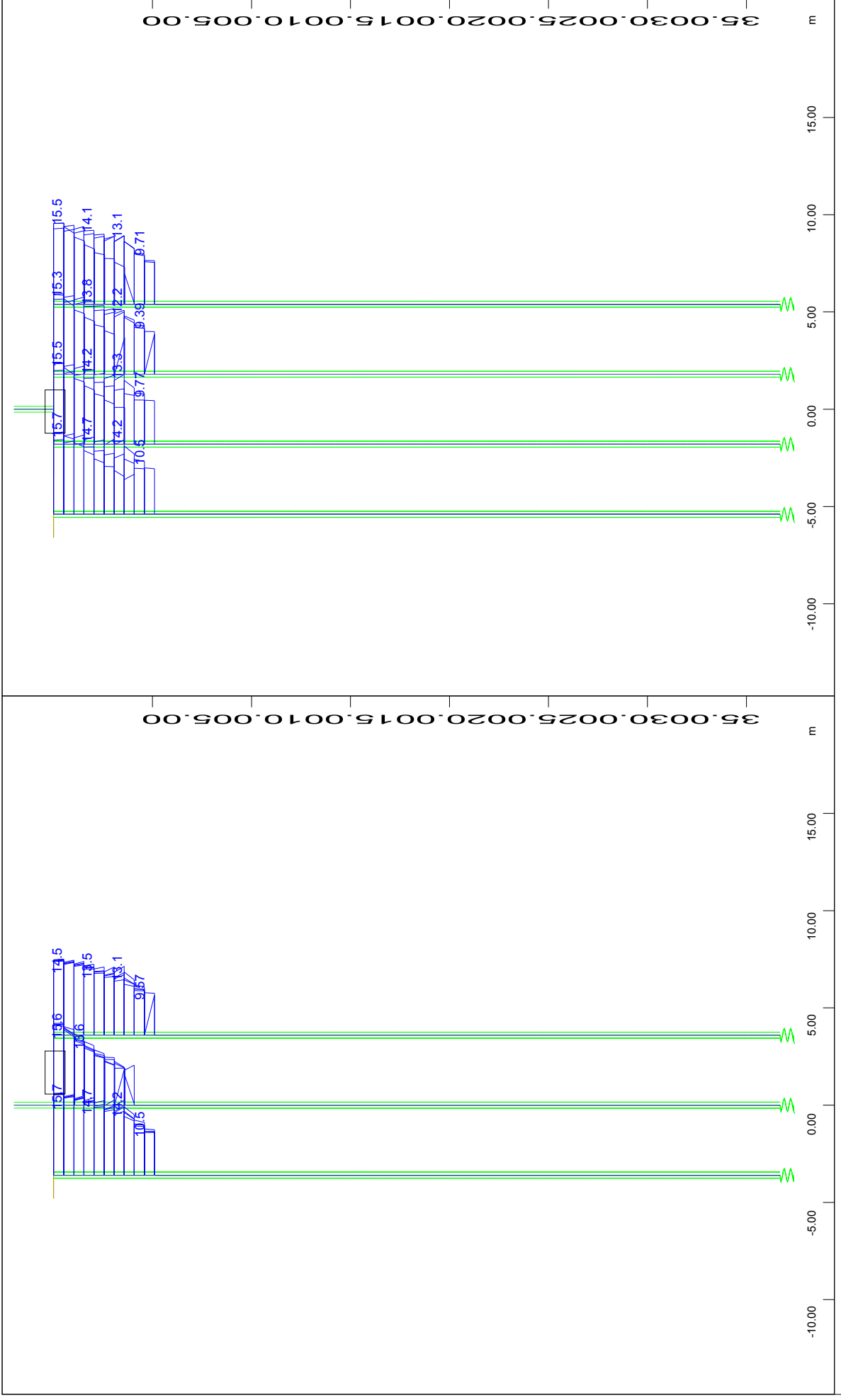


Sector of system Group 0...3

Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm2/m (Max=15.7)

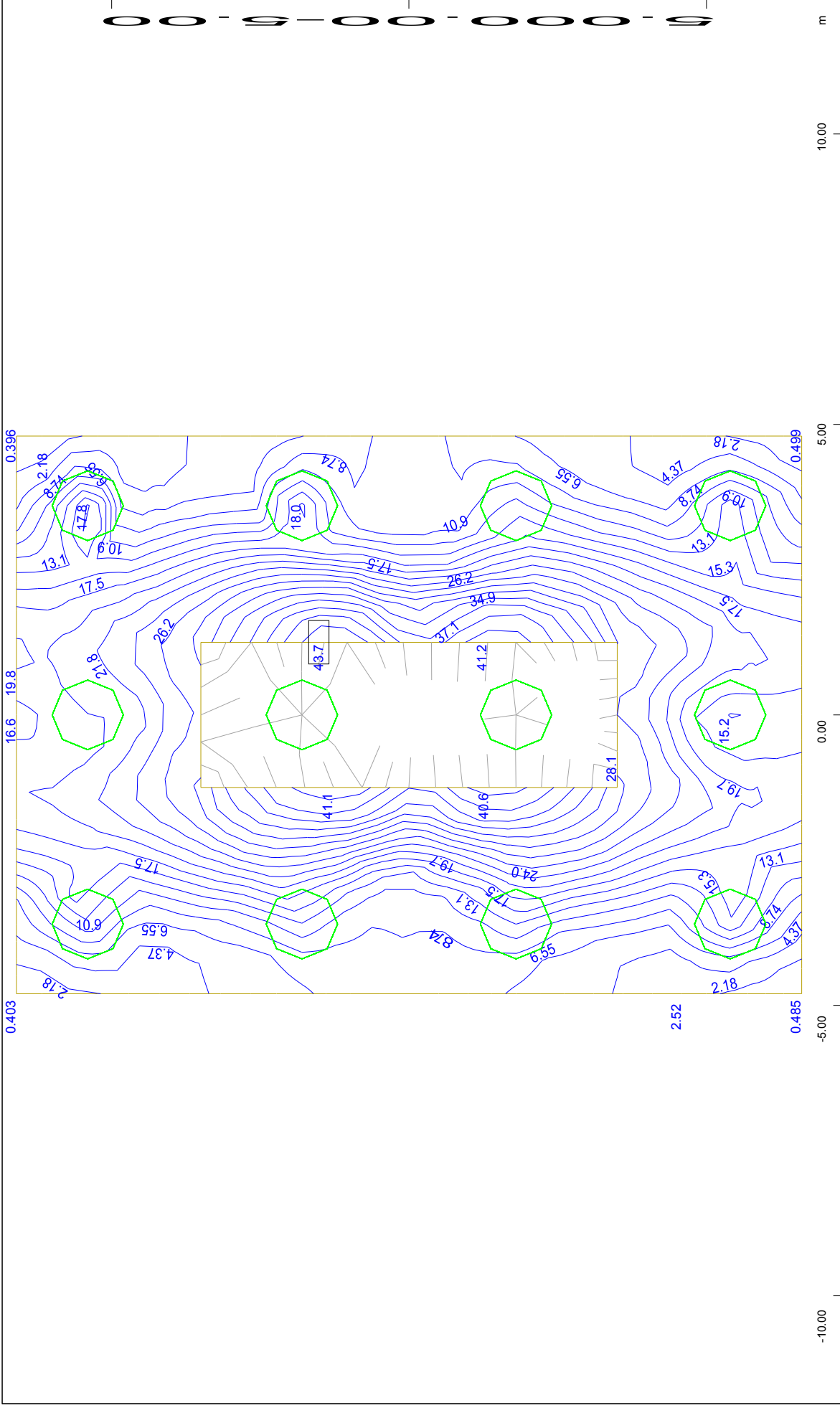
FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE

M 1 : 91



Y X Z Sector of system Group 0...3 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm2/m (Max=15.7) M 1 : 270

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH M 1 : 270

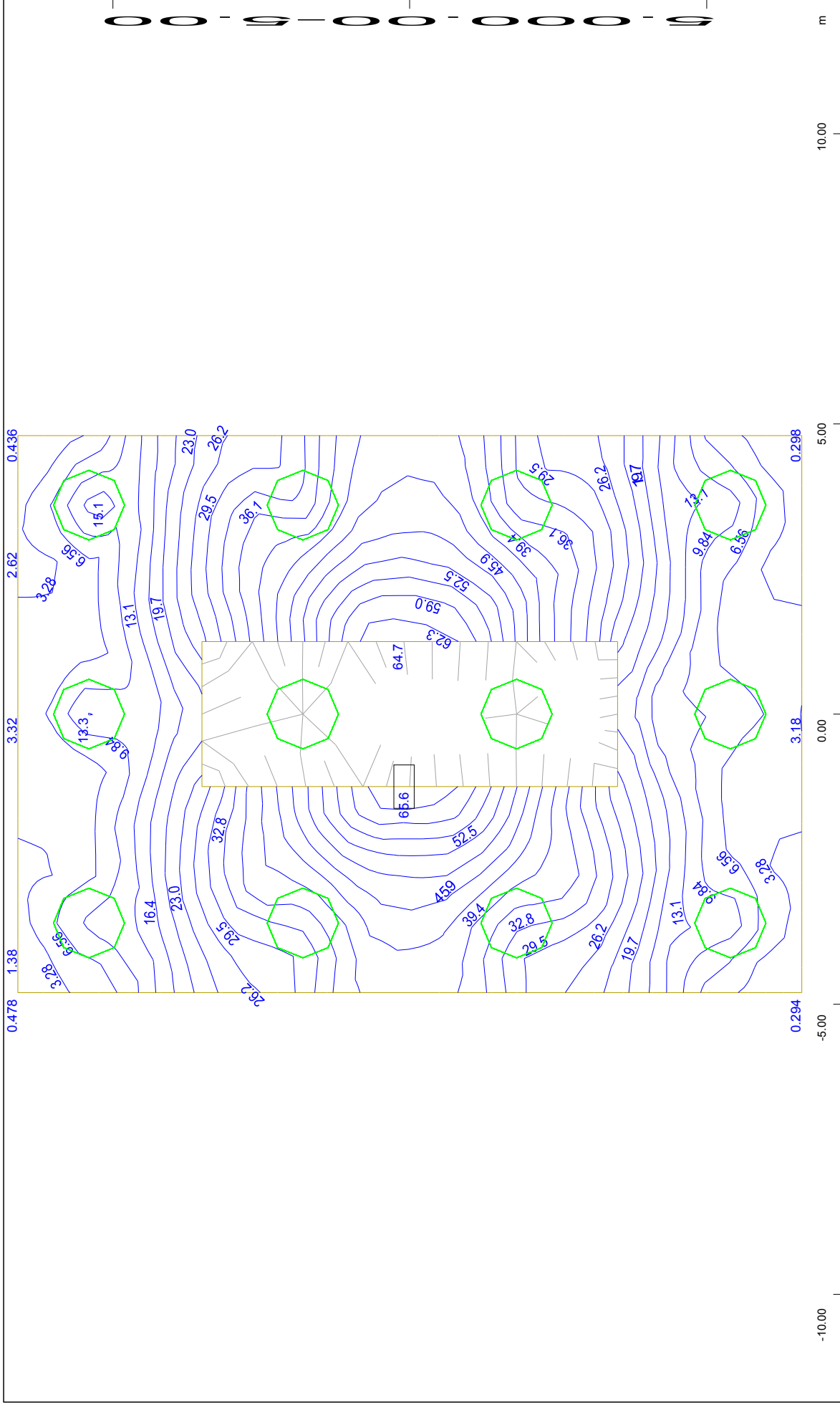


Z X
Y

Sector of system Group 1 3
lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section
;-Design Case 104 , from 0 to 43.7 step 2.18 cm2/m

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM LONGITUDINAL

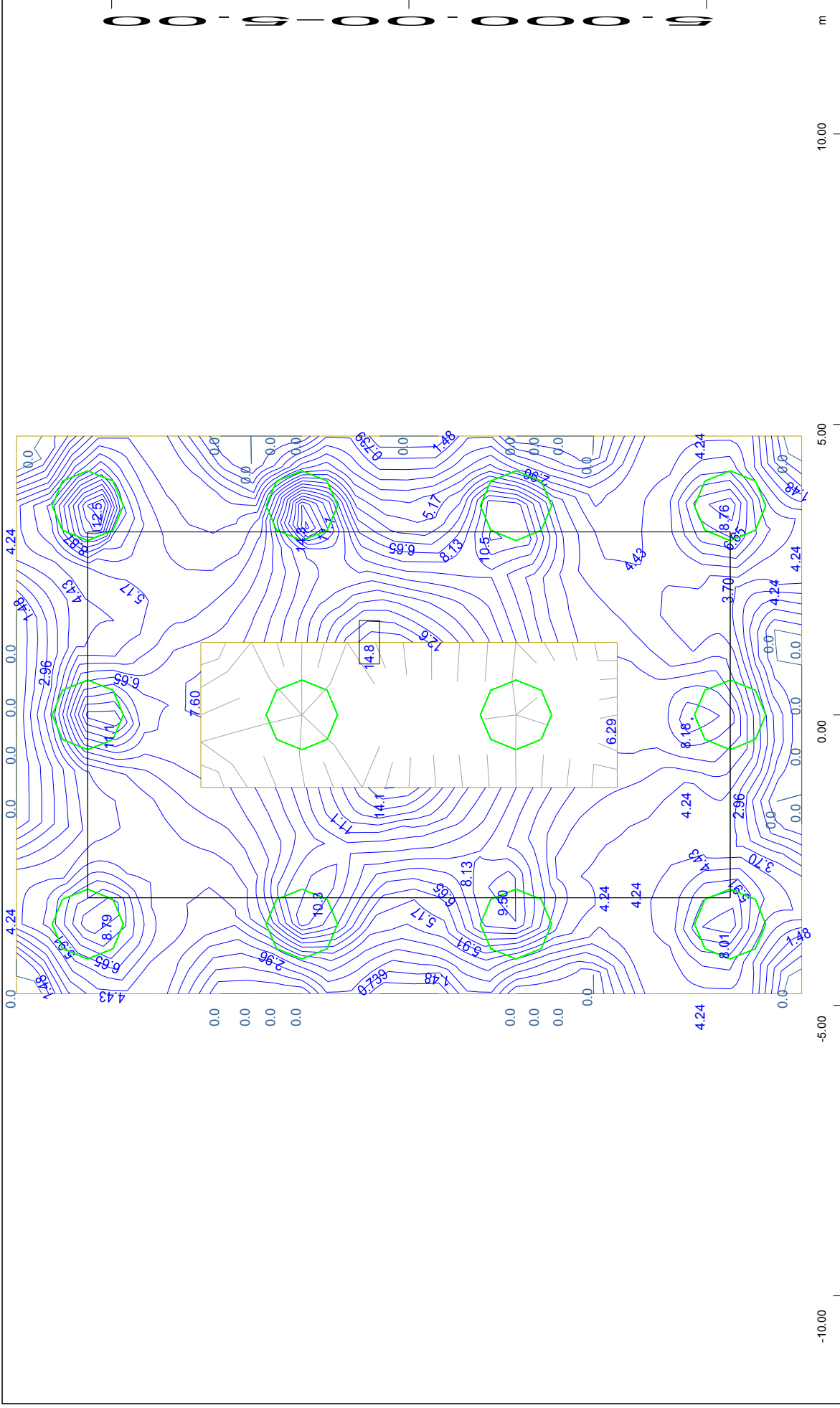


Z X Sector of system Group 1 3
Y lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

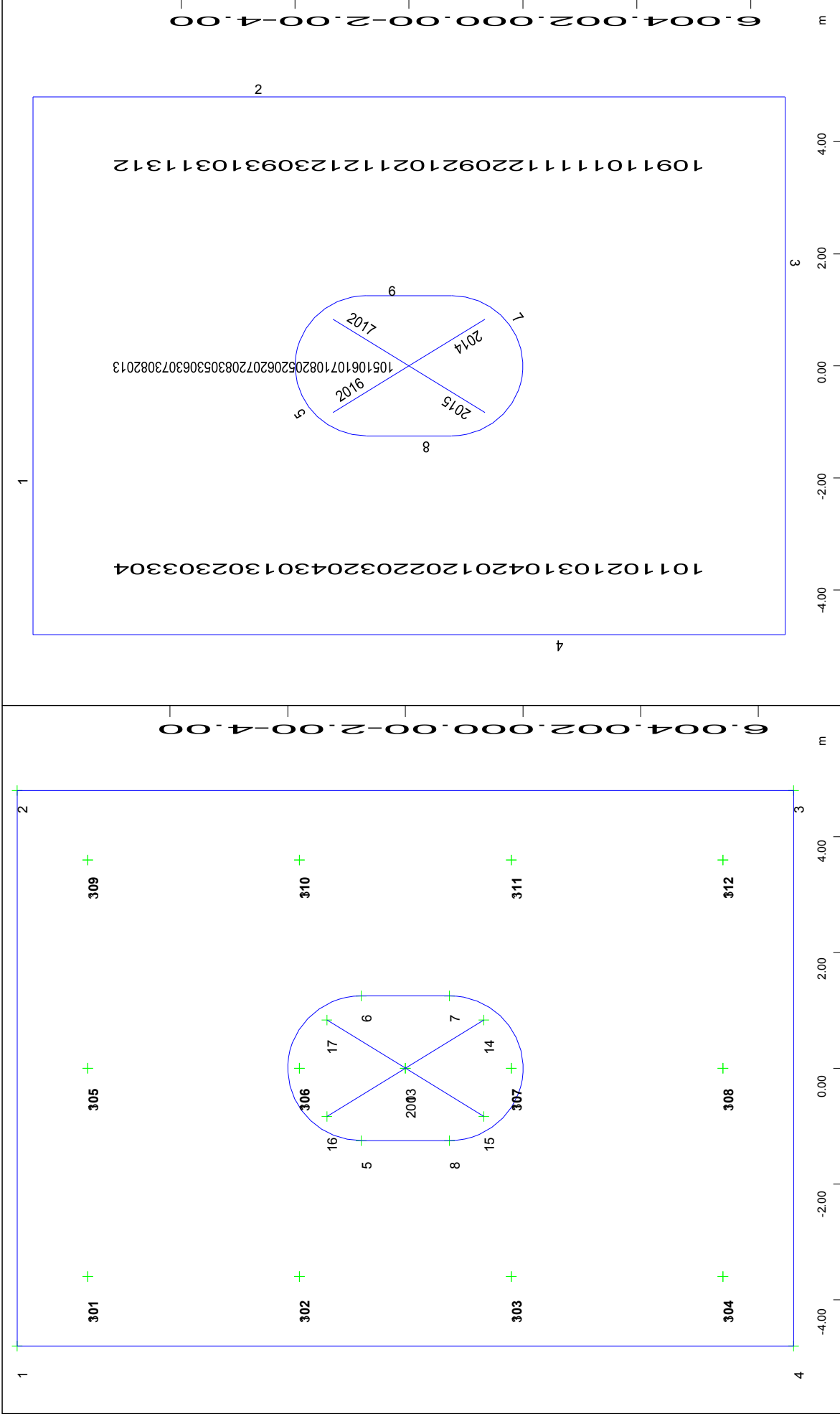
, Design Case 104 , from 0 to 65.6 step 3.28 cm2/m

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M1.D - STRUCTURE 1
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE



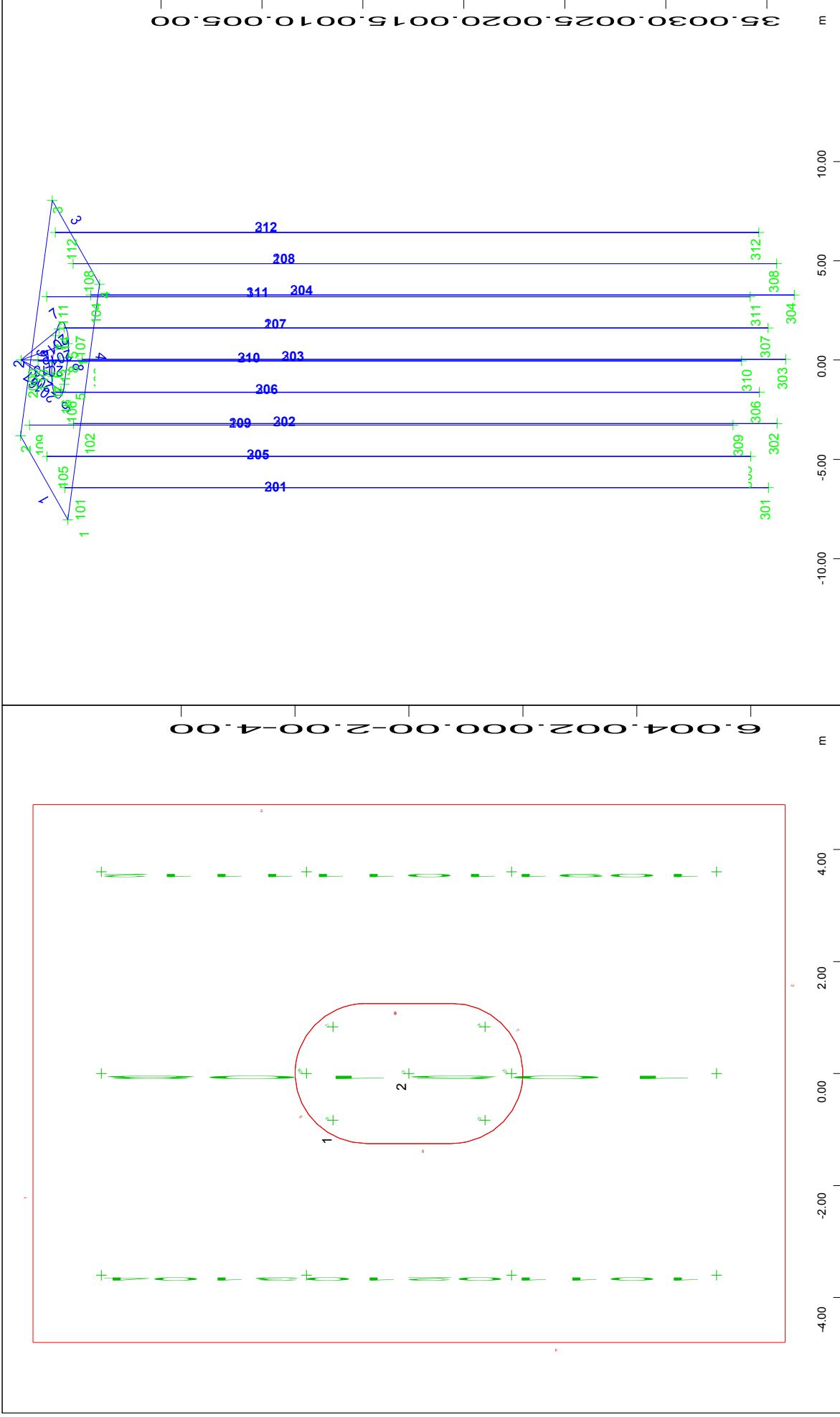
5.2.2 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου Μ2.Δ



Structural Points M 1 : 92

Structural Lines M 1 : 95

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 GEOMETRIC POINTS AND LINES



Structural Areas

M 1 : 95

Structural points and lines

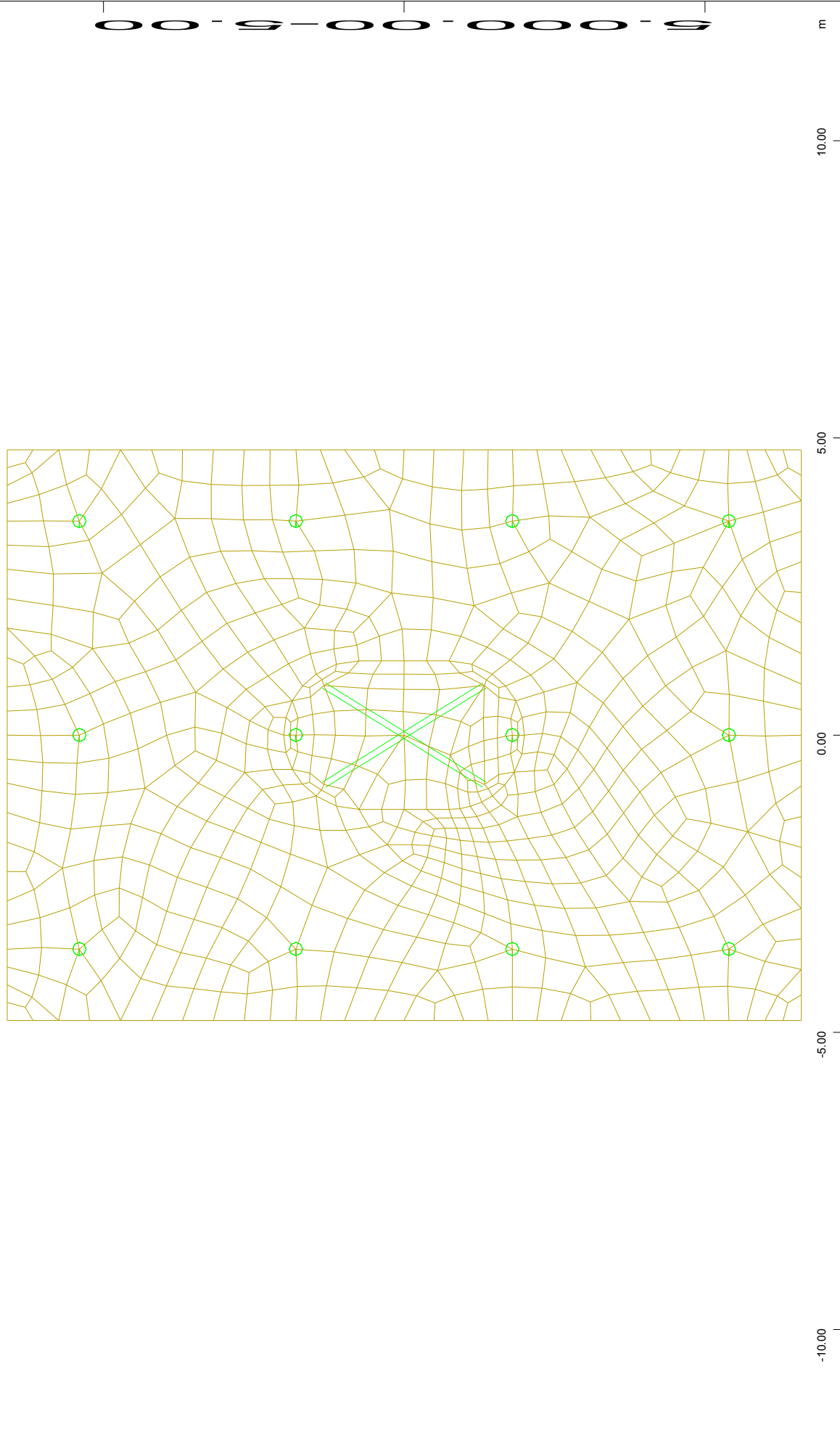
M 1 : 268

X * 0.502

Y * 0.906

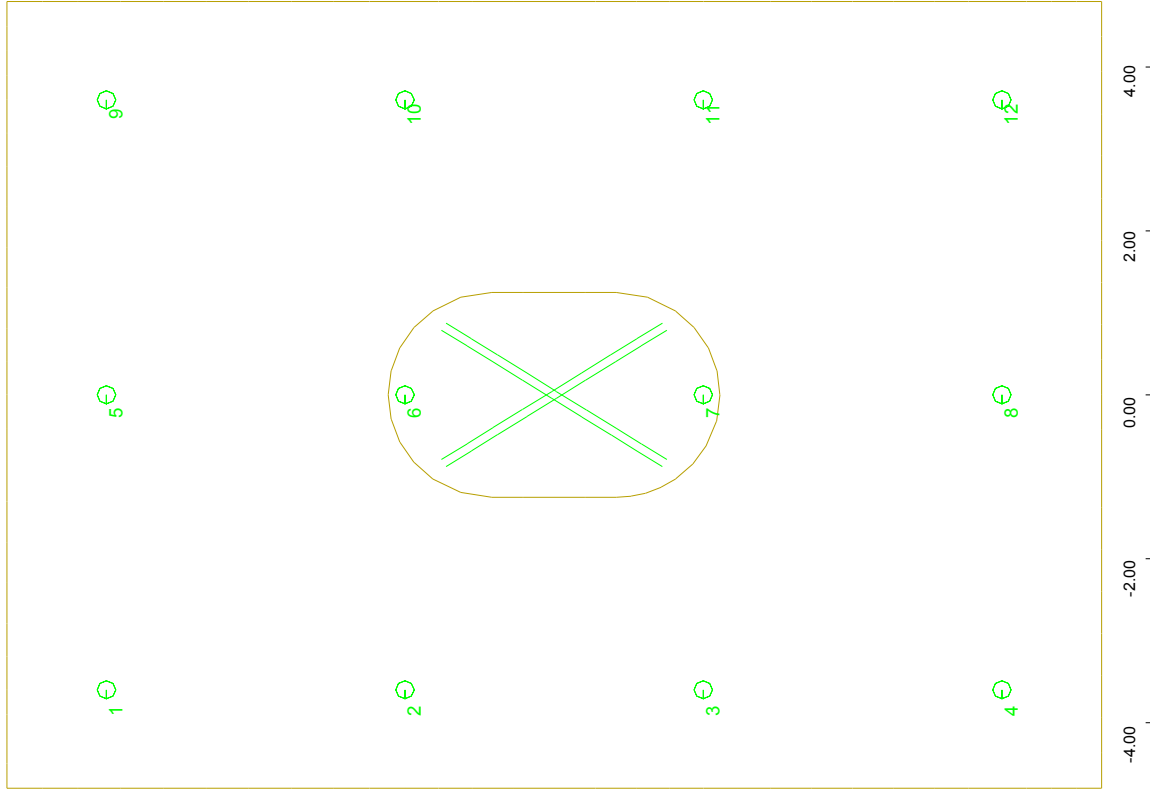
Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



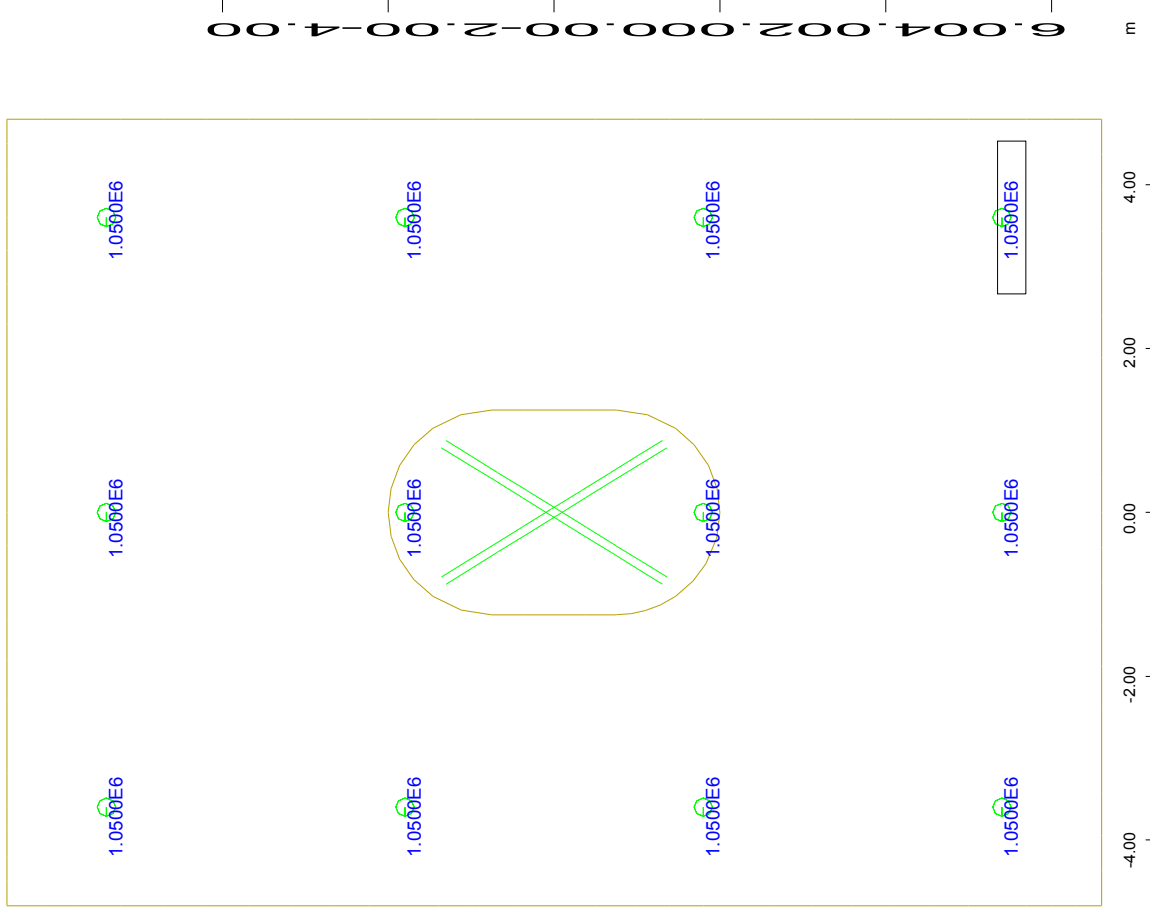
Z
Y
Structure

M 1 : 91



Spring Elements , Number of element (Max=12)

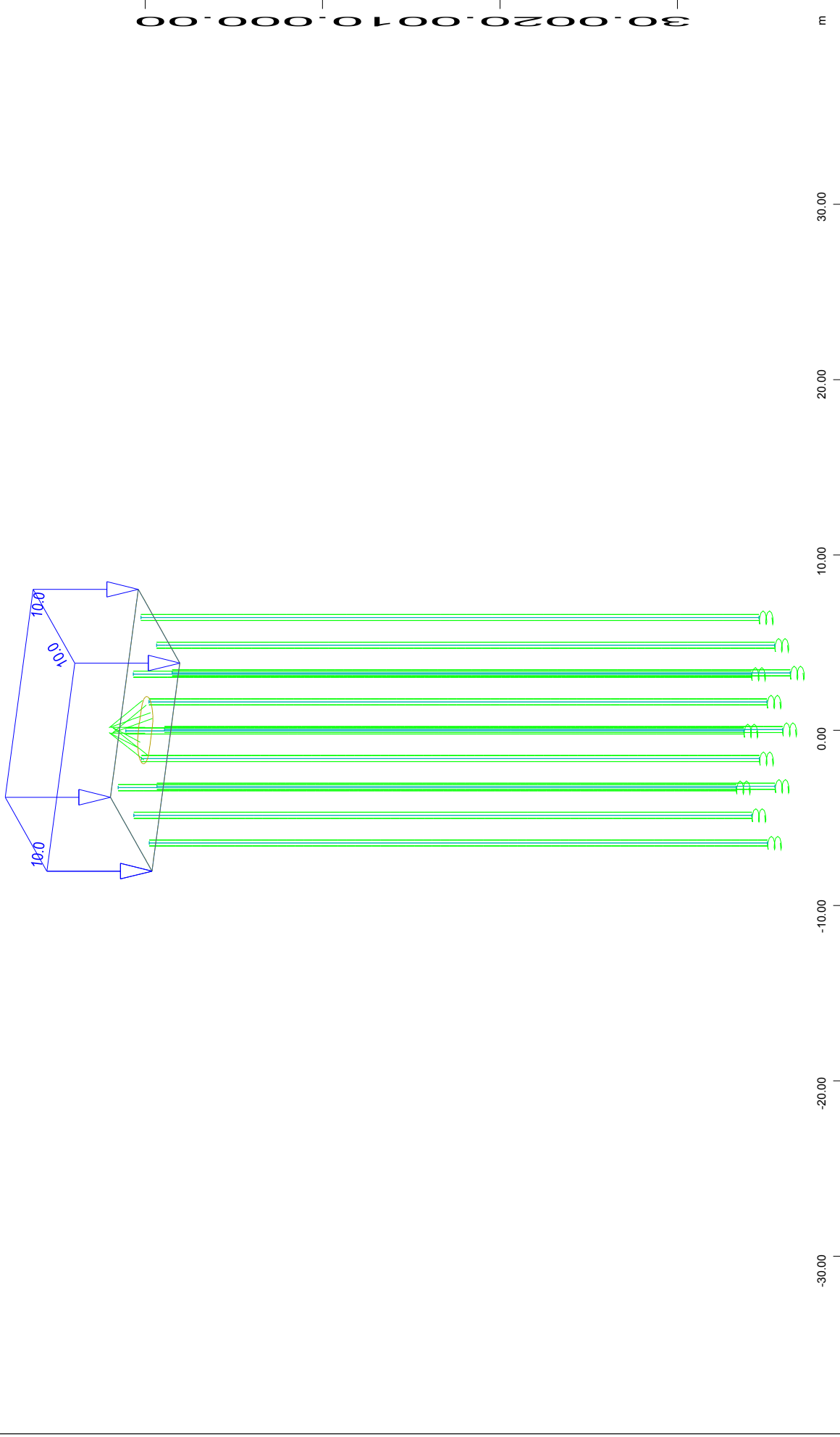
M 1 : 91



Spring constant in kN/m (Max= 1.0500e+06)

M 1 : 91





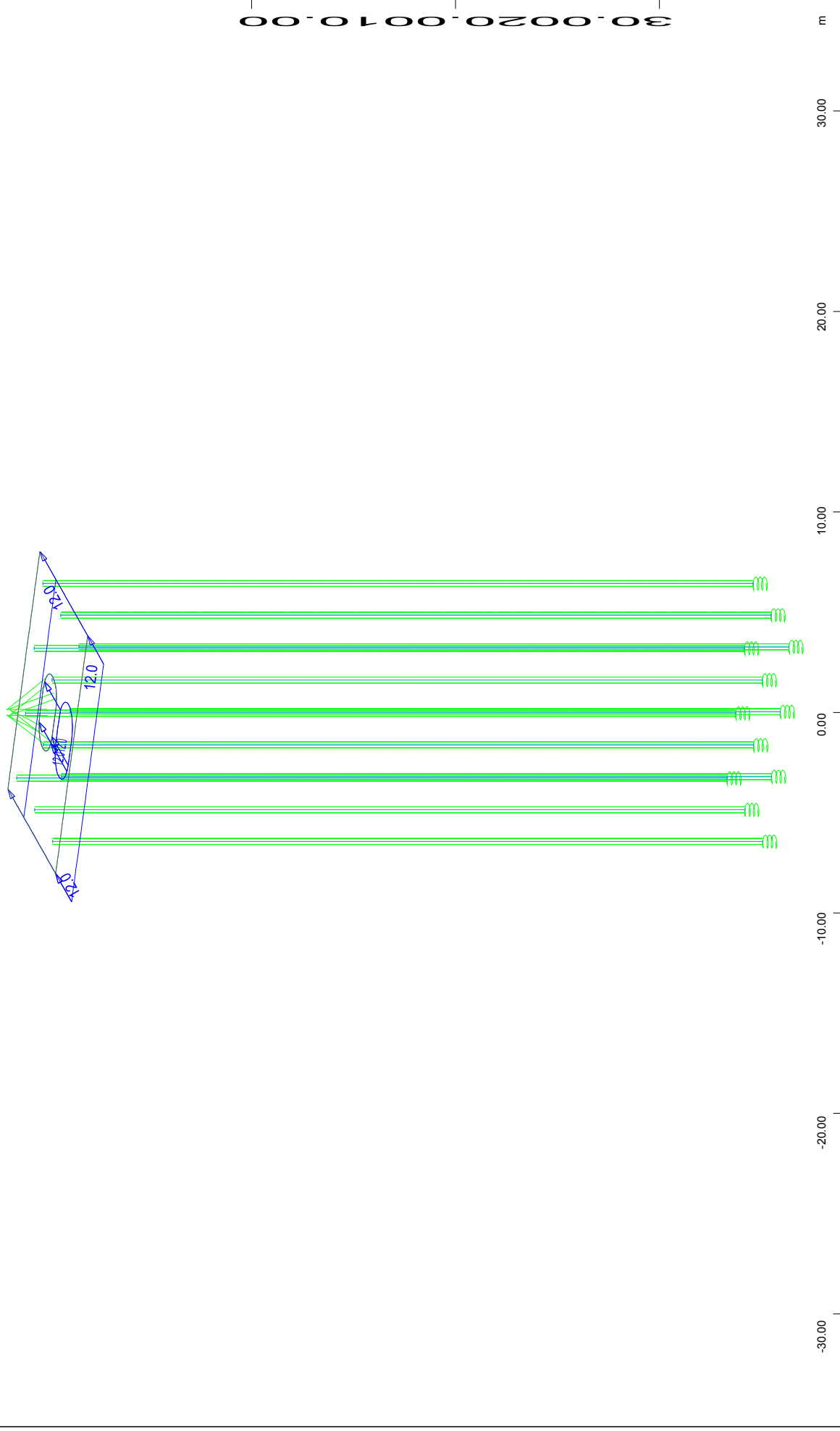
All loads, Loadcase 2 SOIL SELF-WEIGHT , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=5.00 kN/m2)

M 1 : 308
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=10.0)

X
Y
Z

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



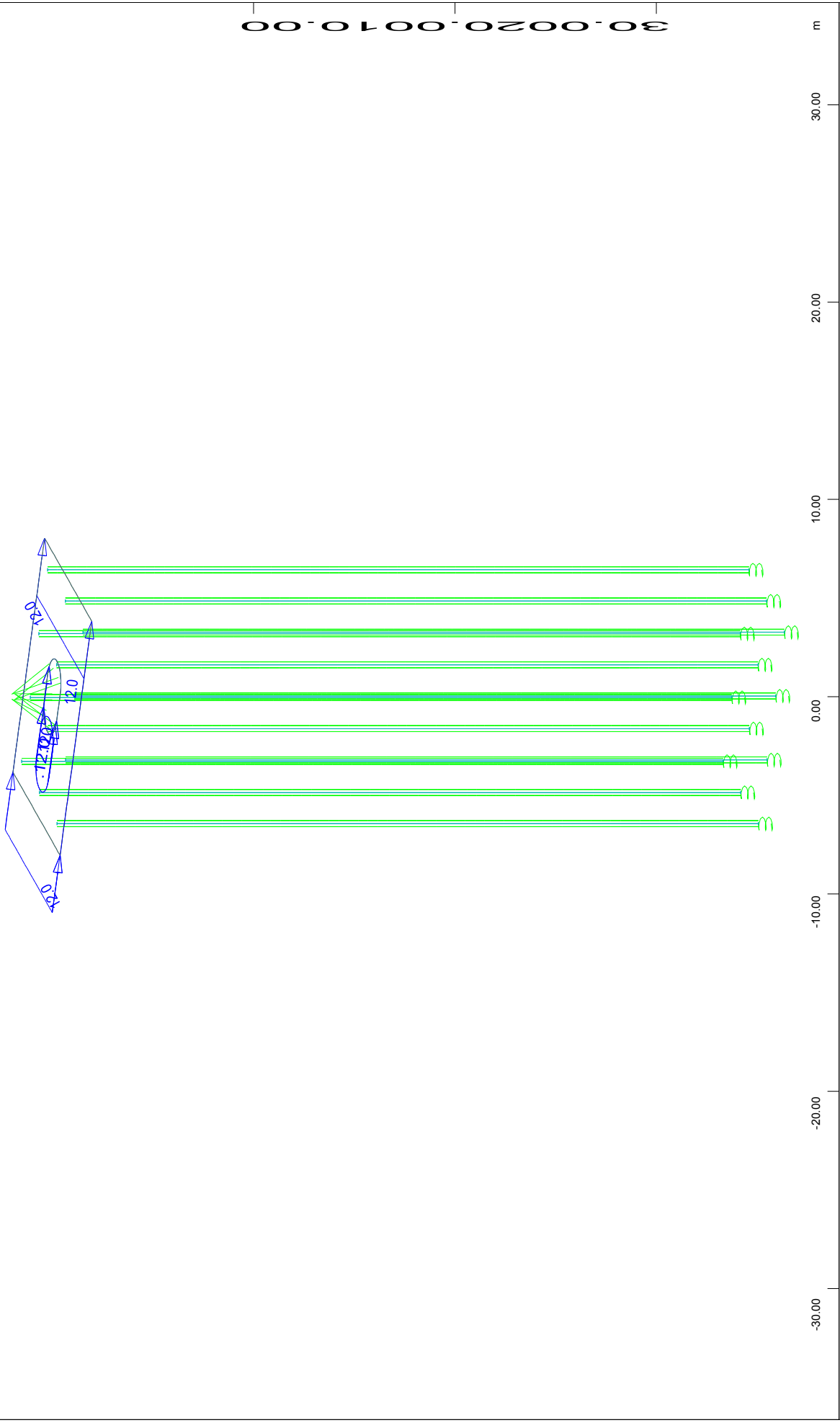
M 1 : 268
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=12.0)

All loads, Loadcase 11 PILE CAP INERTIA +X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=10.0 kN/m2)

X_Y
Z

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

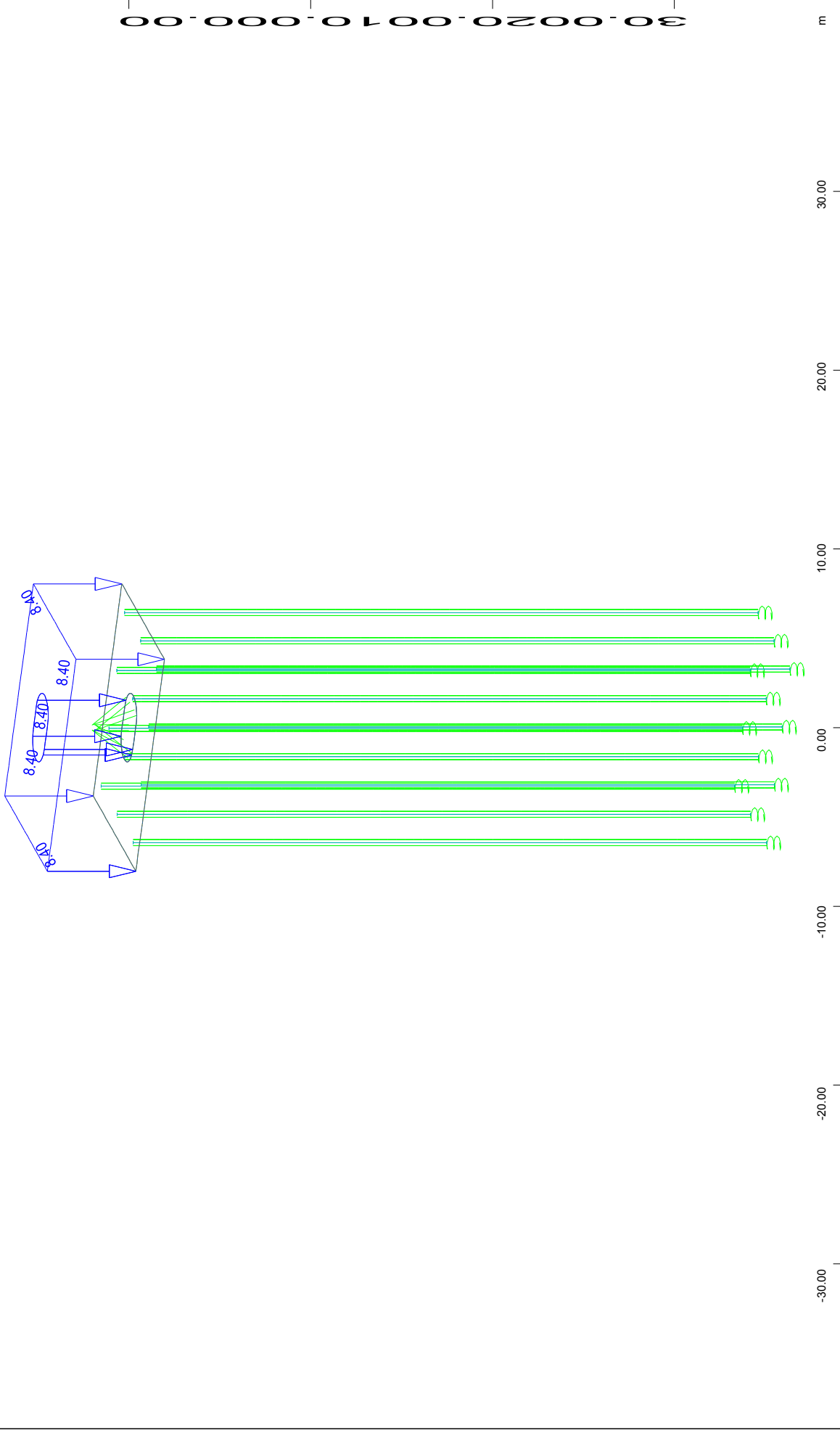


All loads, Loadcase 12 PILE CAP INERTIA + Y , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m2)

M 1 : 270
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=12.0)

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS

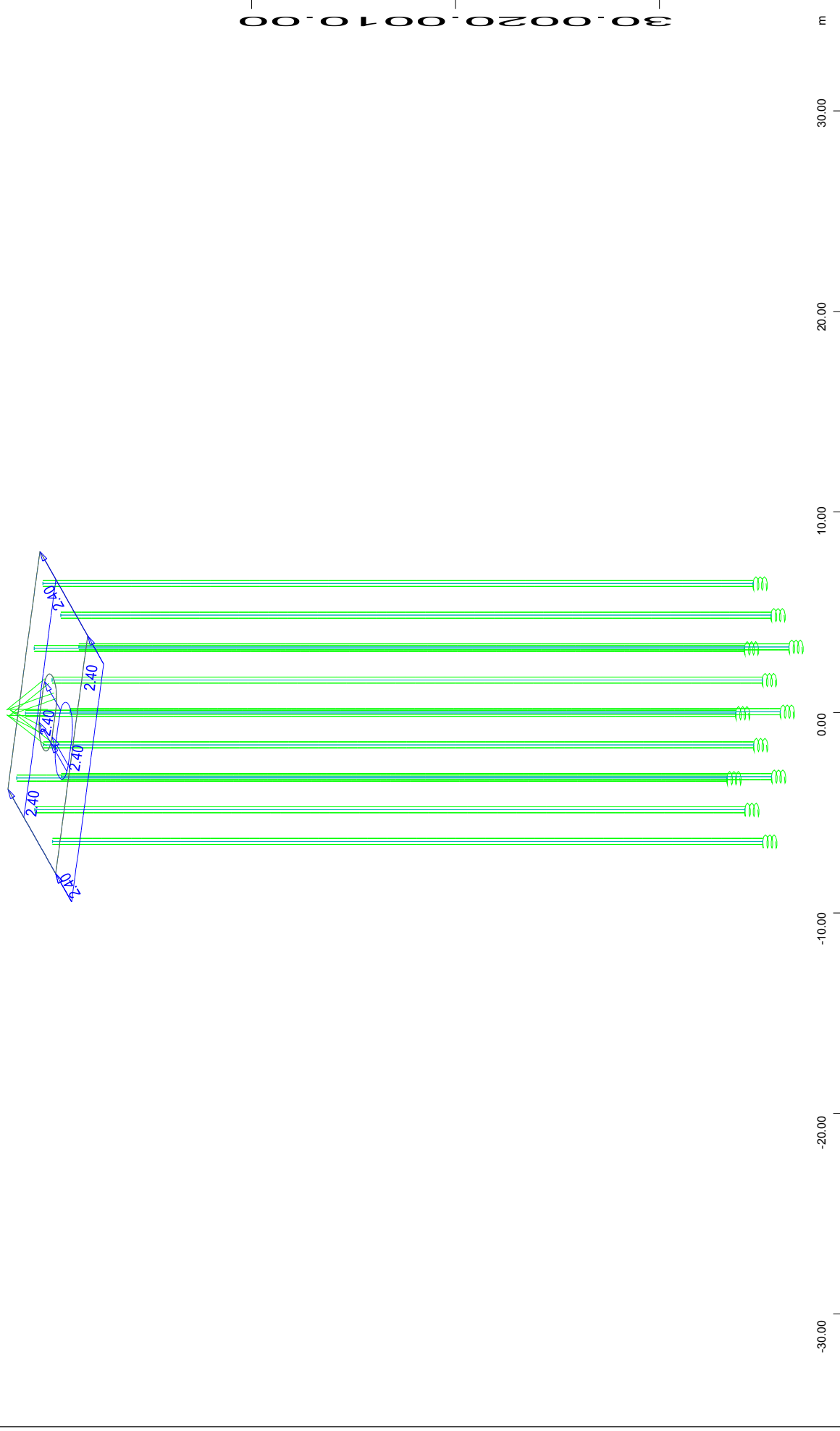


M 1 : 301
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

All loads, Loadcase 13 PILE CAP INERTIA + Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=5.00 kN/m2)

X_Y←
 Z

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS

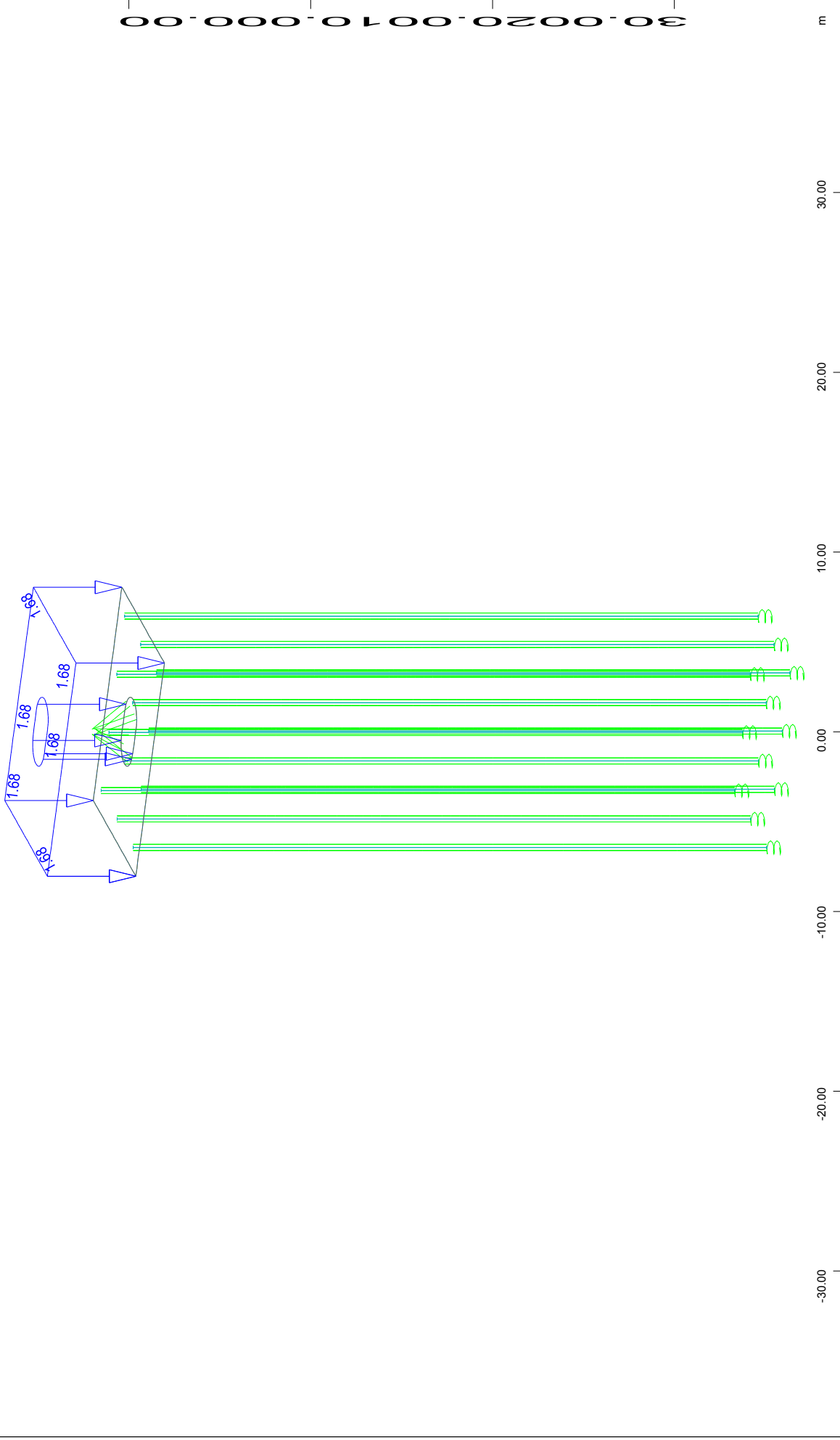


All loads, Loadcase 21 SOIL INERTIA +X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=2.00 kN/m²)

M 1 : 268
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=2.40)

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS



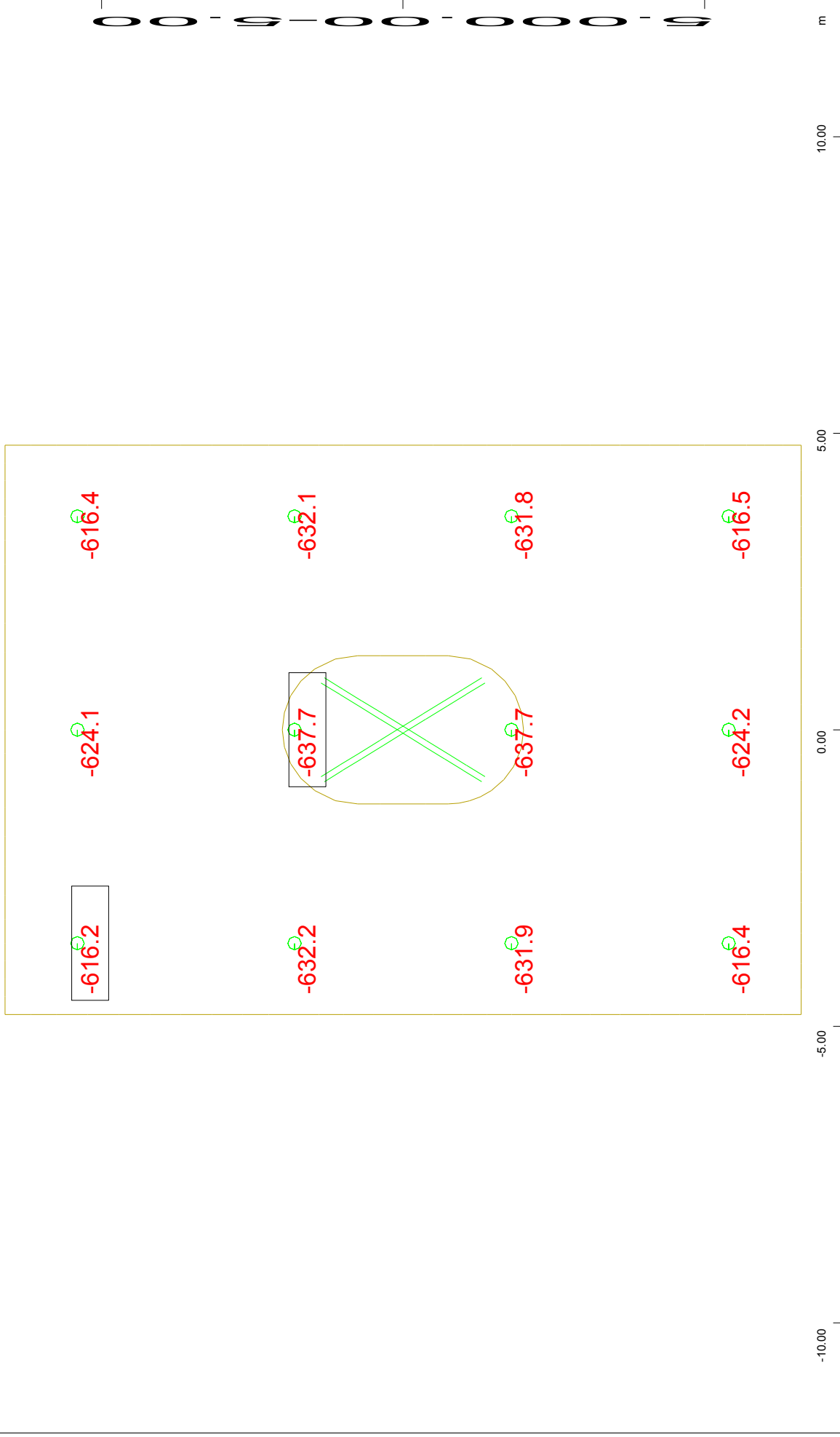
X
 Y
 Z

All loads. Loadcase 23 SOIL INERTIA +Z . (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=1.00 kN/m2)

M 1 : 301
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=1.68)

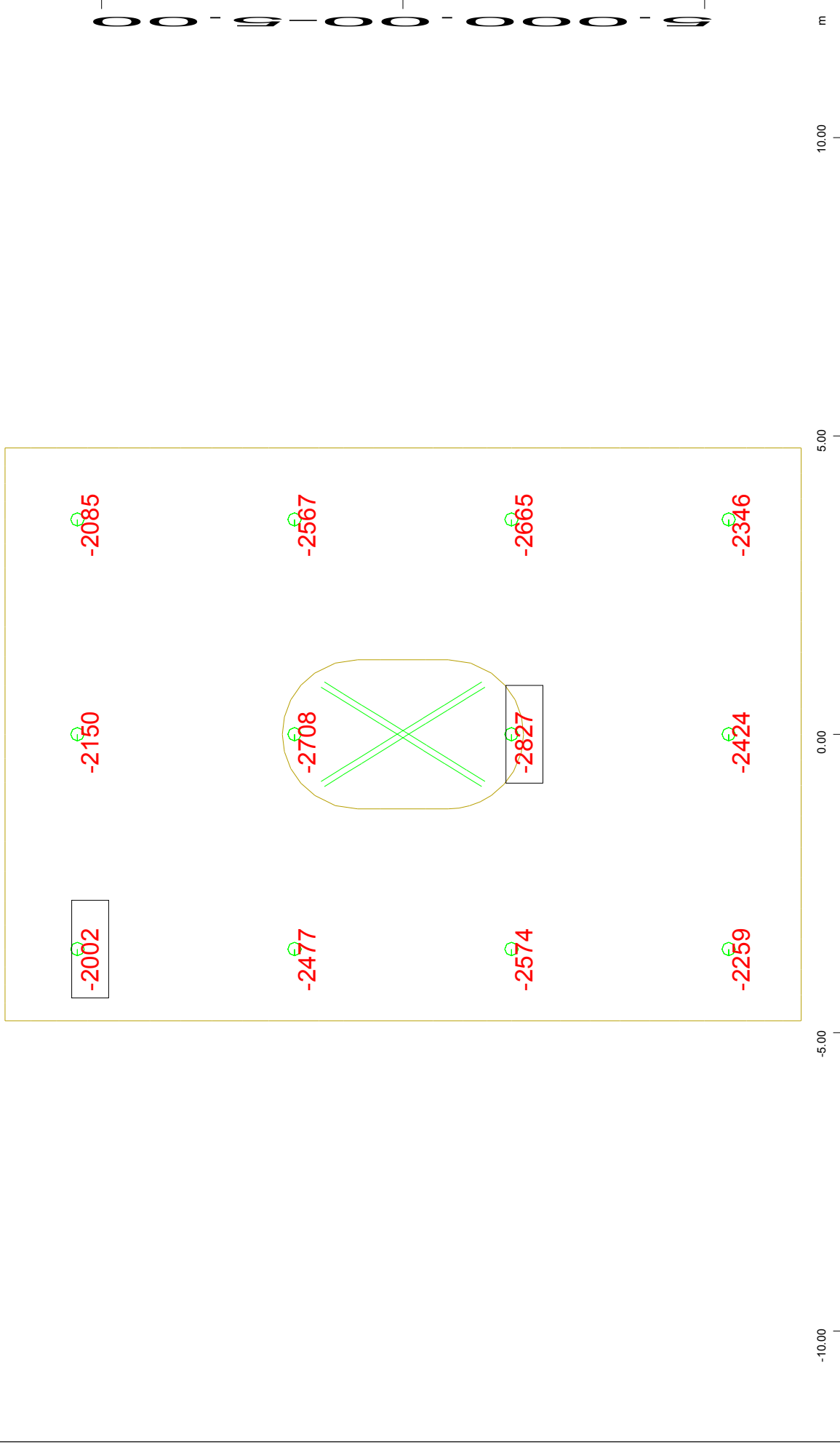
FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



Spring force in kN, Loadcase 4001 MAX-P SPR1 SLS COMB (Min=-637.7) (Max=-616.2) (total: -7517.)

M 1 : 91

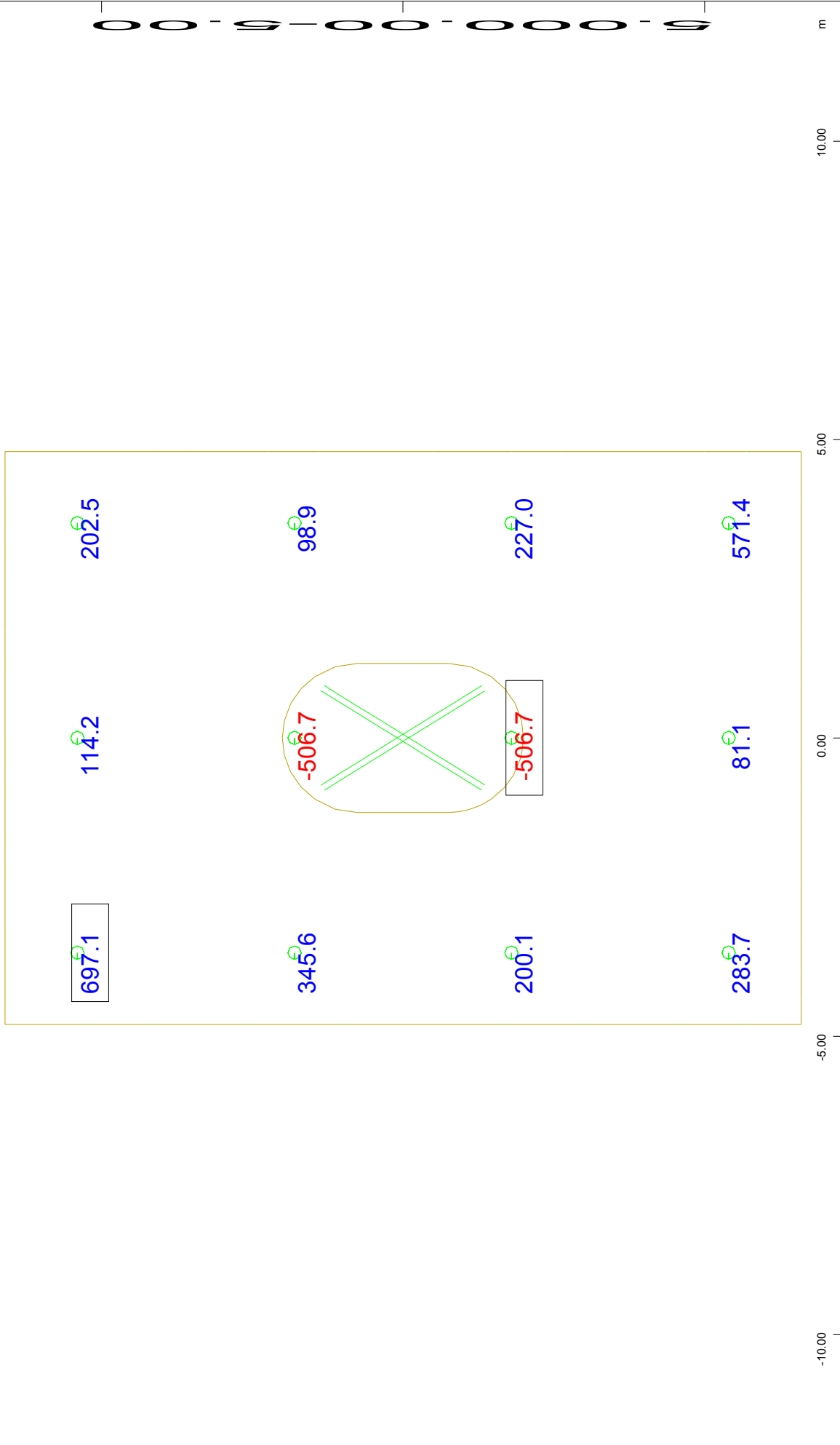
FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



Spring force in kN, Loadcase 4002 MIN-P SPRI SLS COMB (Min=-2827.) (Max=-2002.) (total: -29085.)

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION

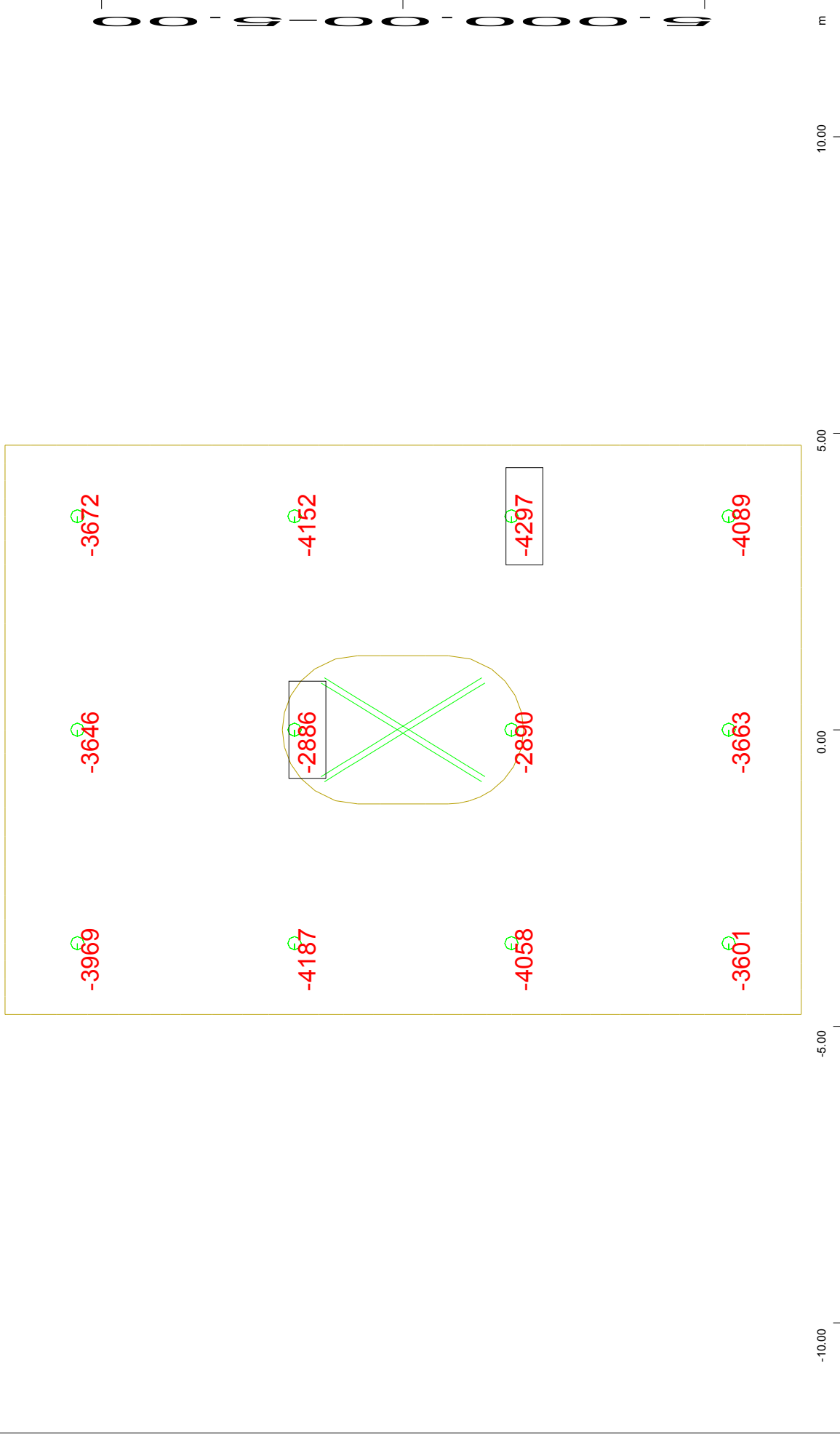


Spring force in kN, Loadcase 3301 MAX-P SPRI EQ COMB (q=1.0) (Min=-506.7) (Max=697.1) (total: 1808.)

Z
Y

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION

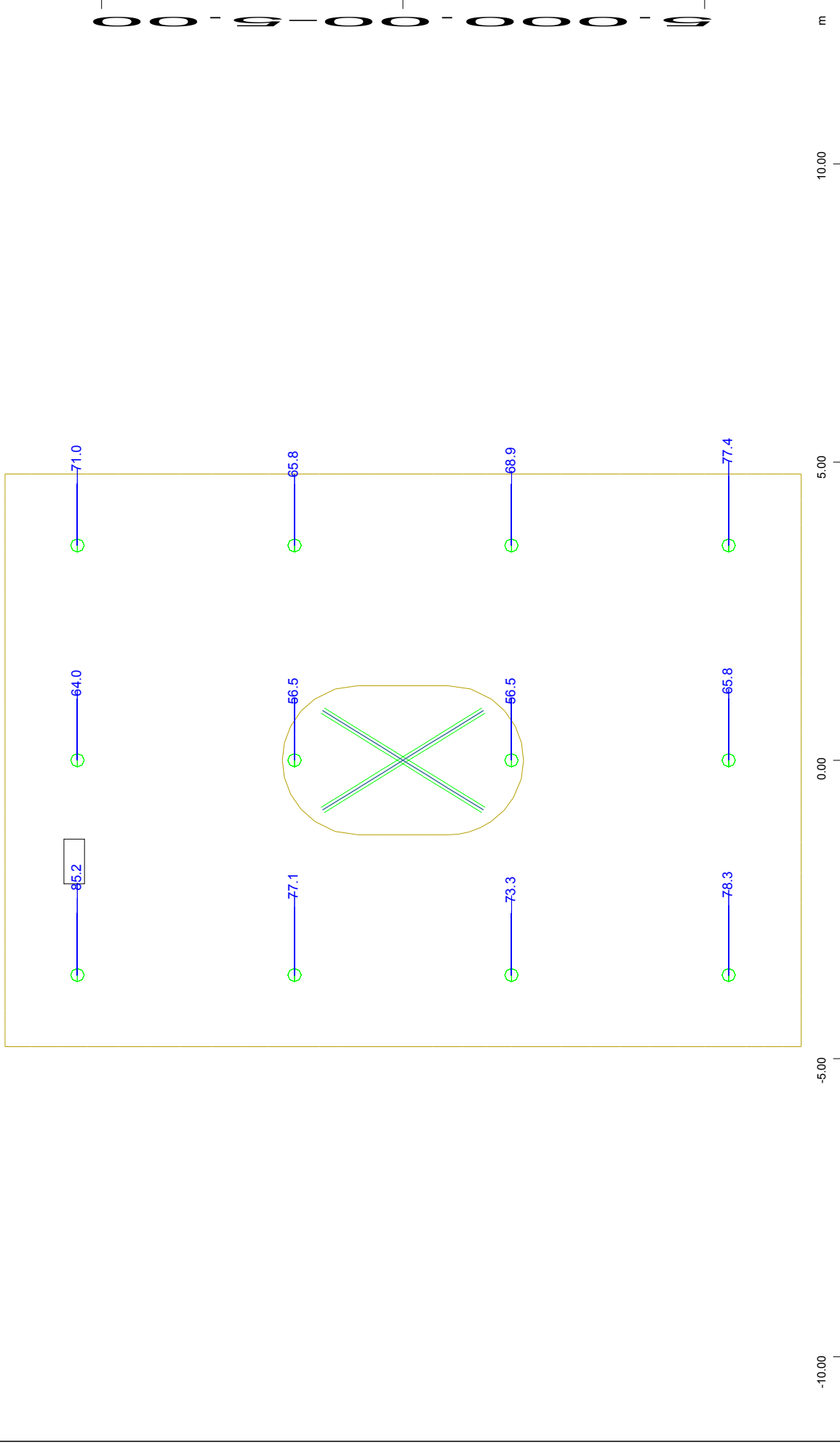


Spring force in kN, Loadcase 3302 MIN-P SPR1 EQ COMB (q=1.0) (Min=-4297,) (Max=-2886) (total: -45111.)

M 1 : 91

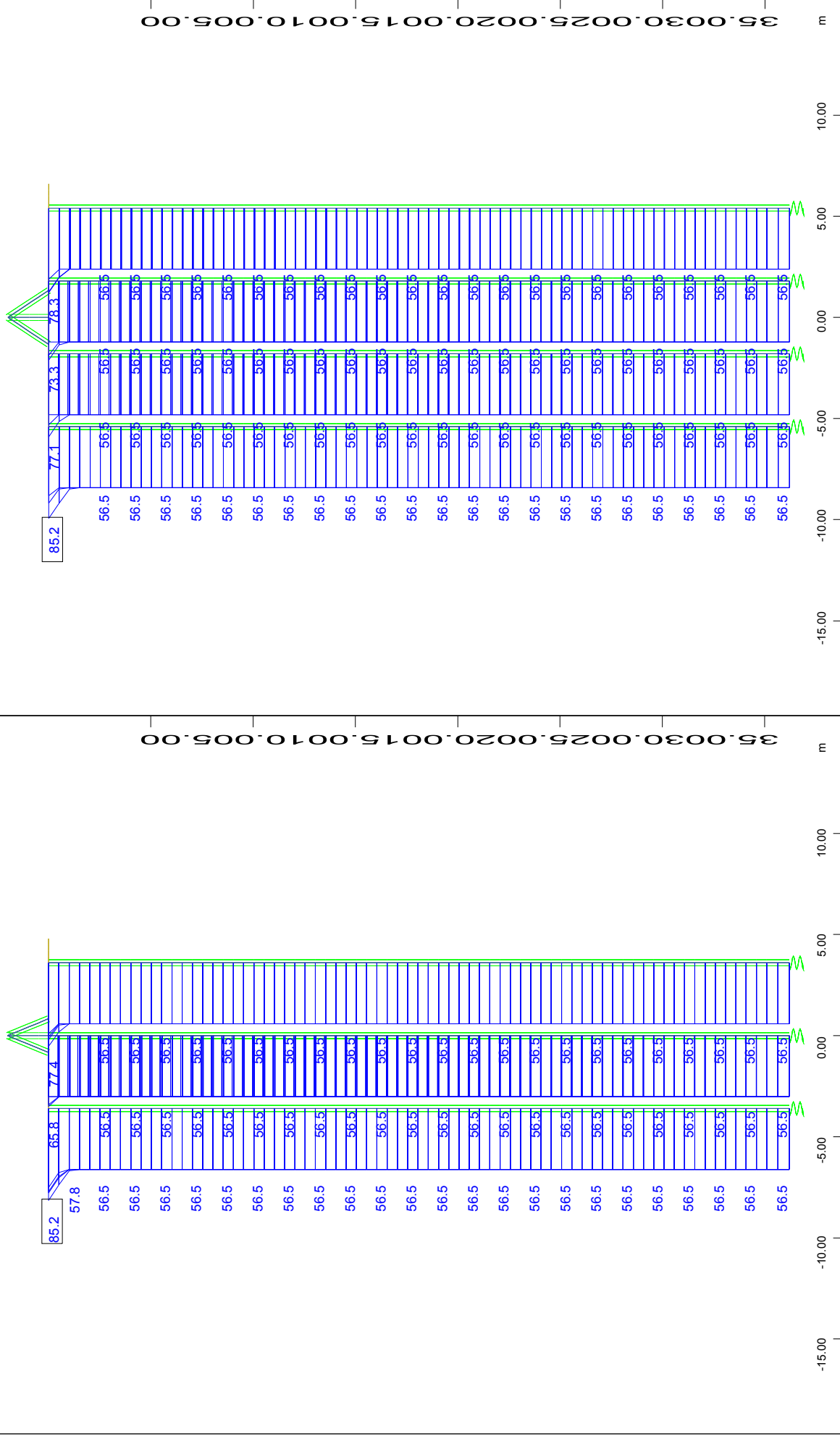
Z X
Y

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



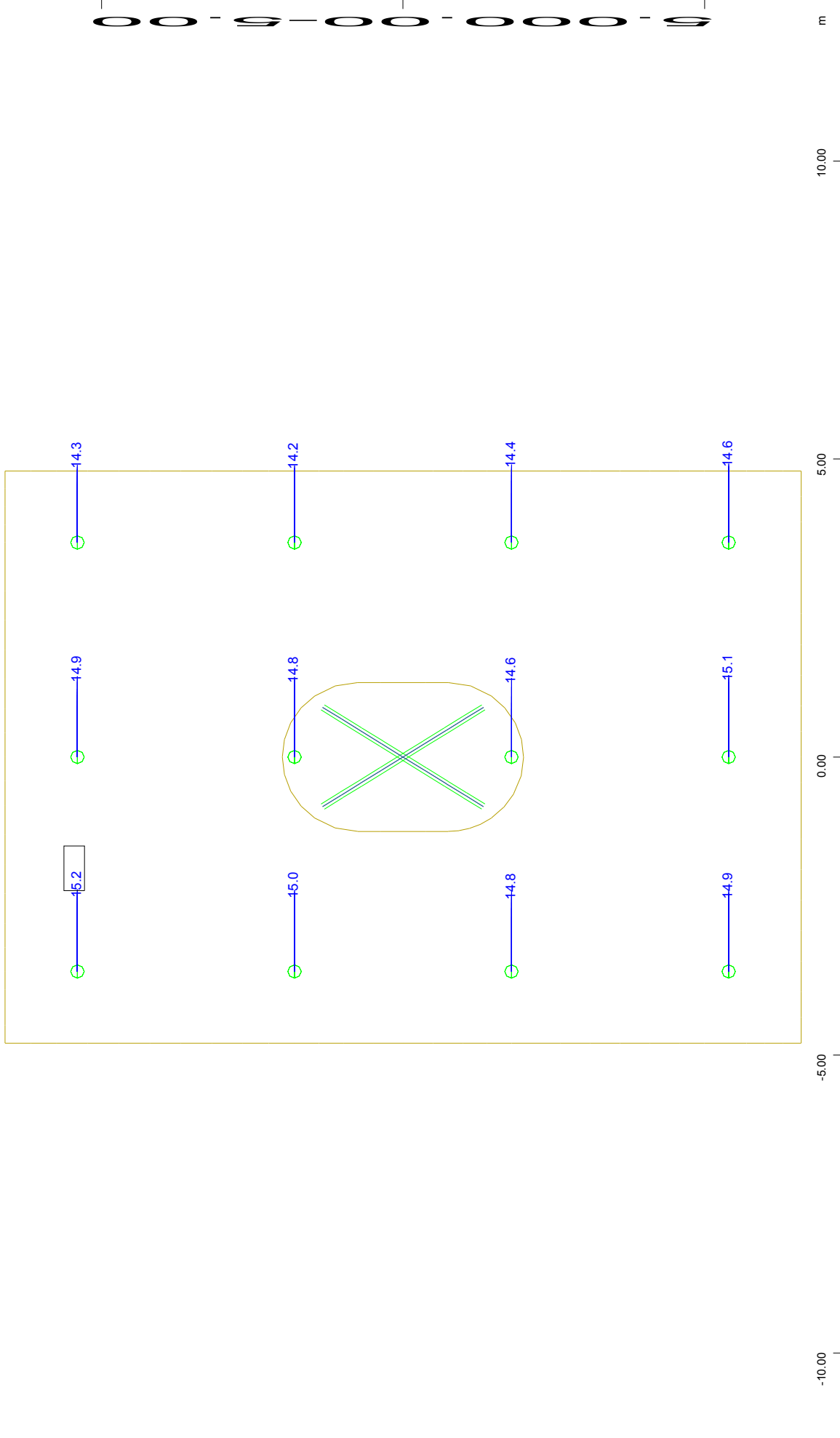
Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=85.2)
 M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



Y X Z Sector of system Group 0...3 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=85.2) M 1 : 267

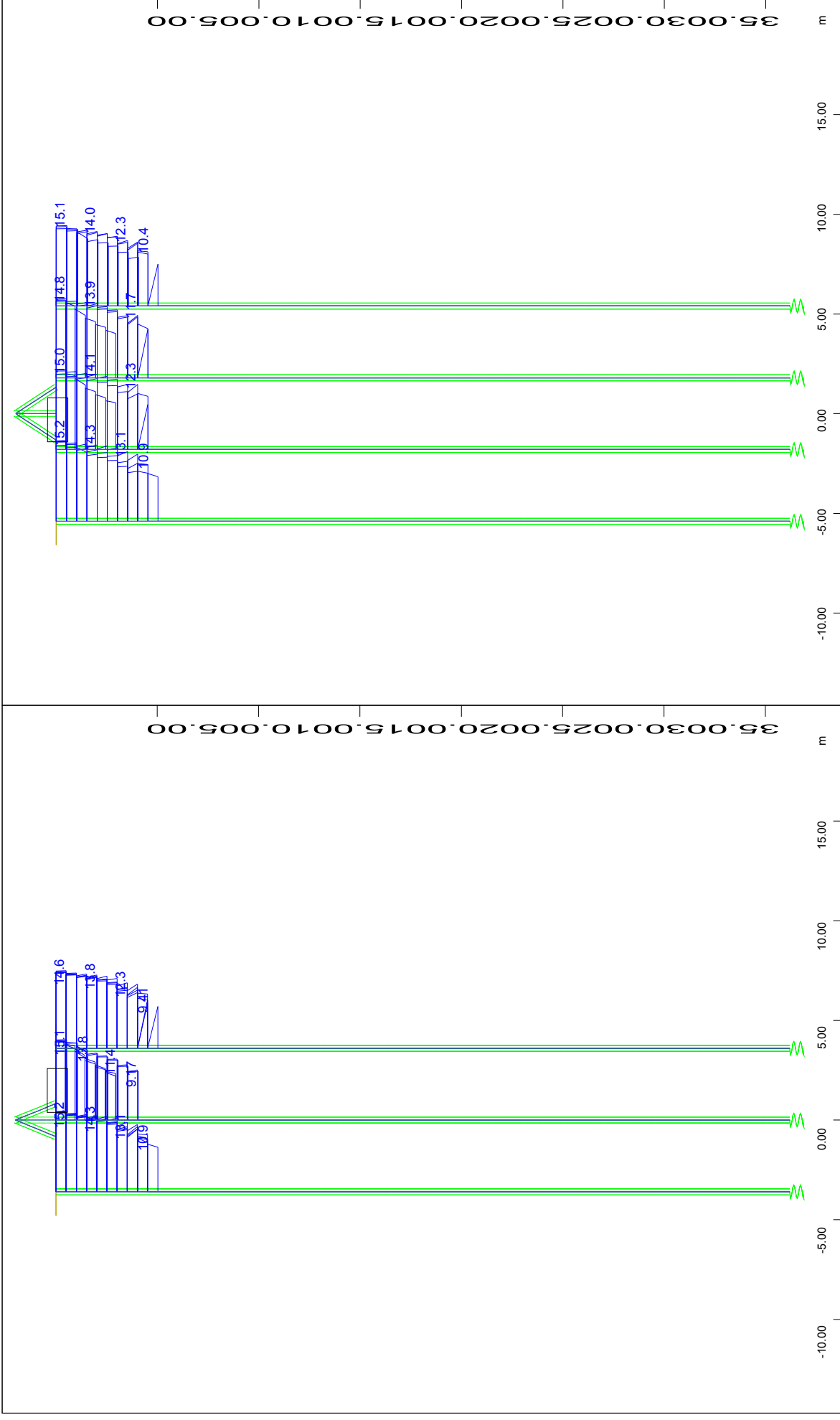
FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



Sector of system Group 0...3
Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm²/m (Max=15.2)

M 1 : 91

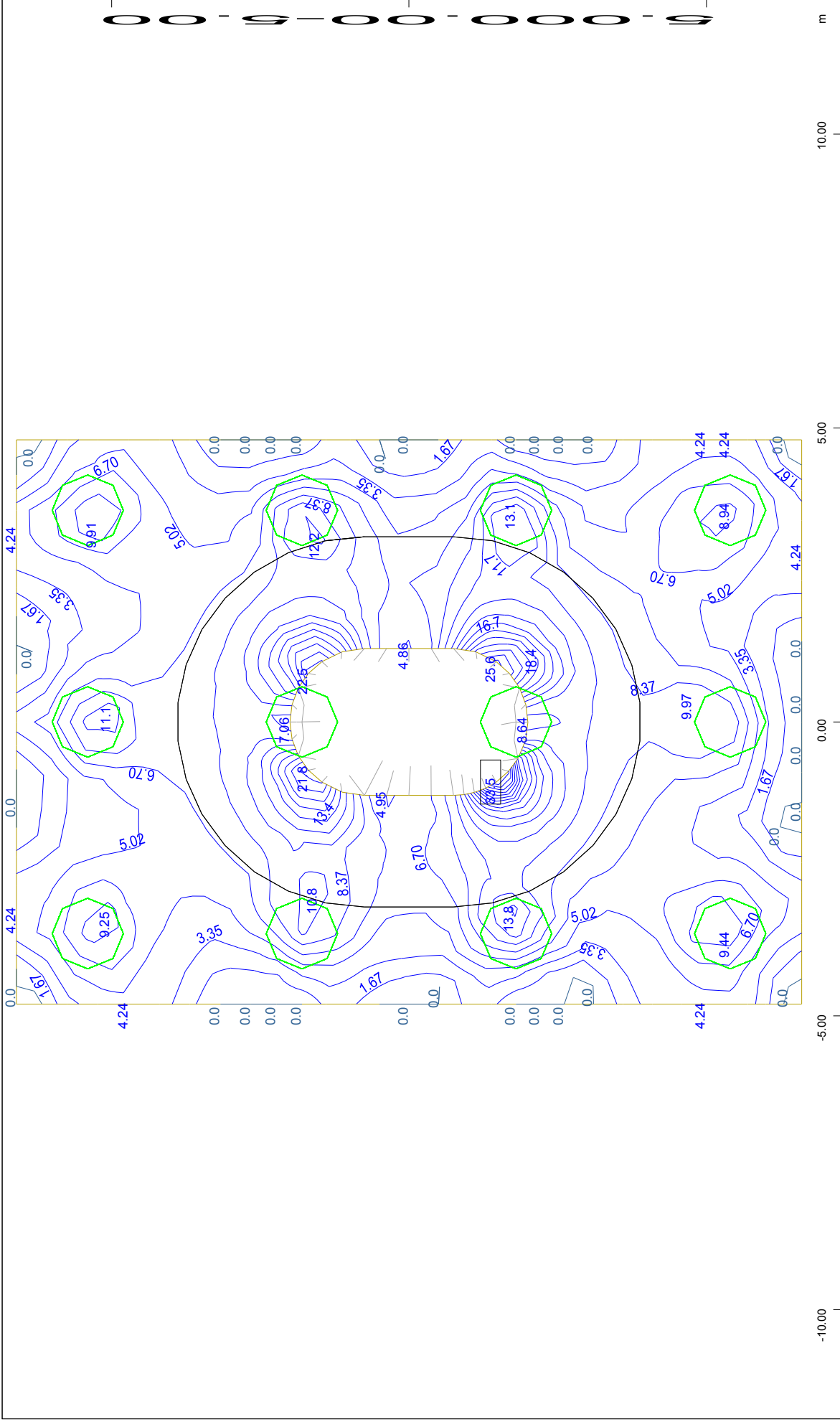
FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



Y X Z
 Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case
 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm²/m (Max=15.2)

M 1 : 267
 Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case
 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm²/m (Max=15.2)

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH

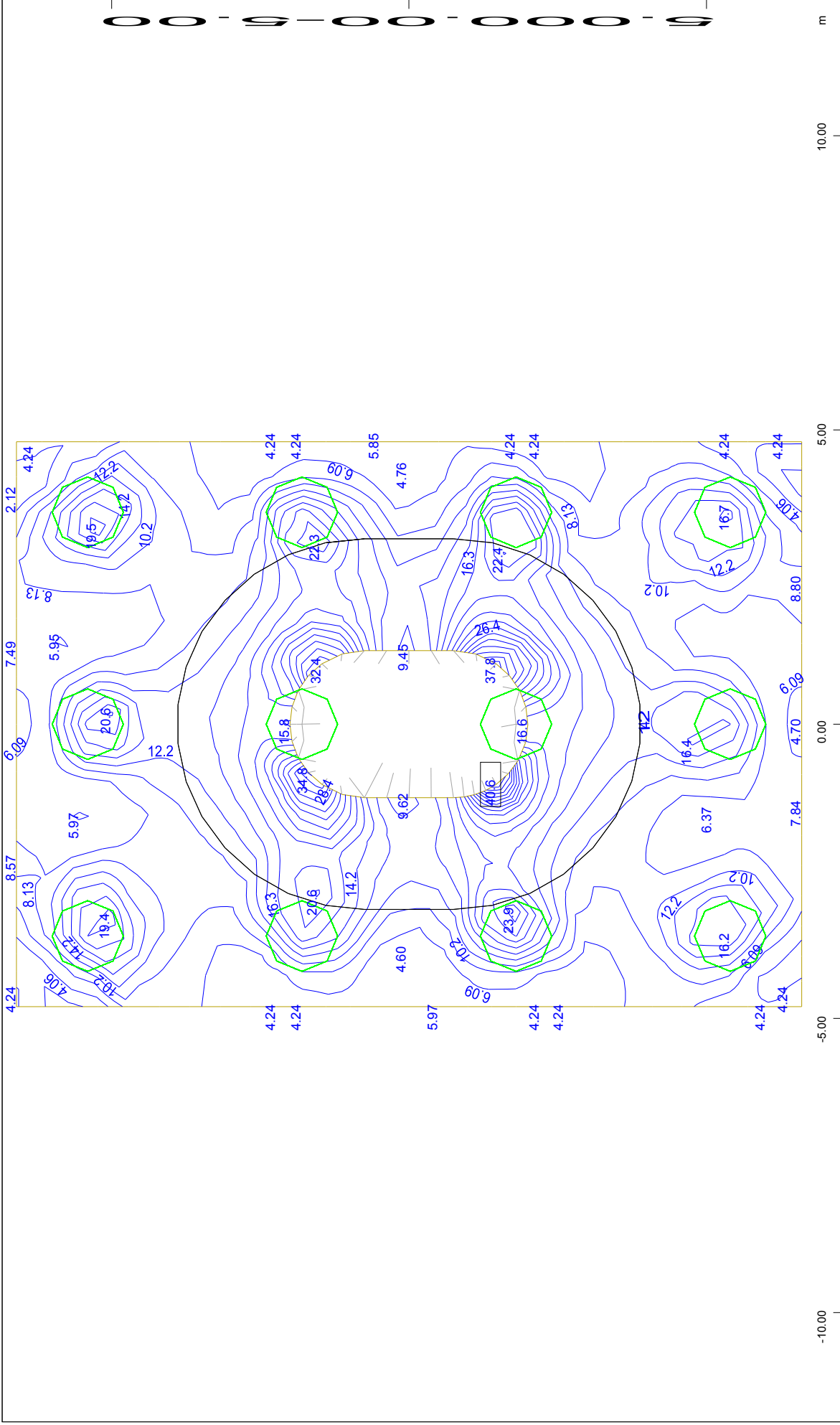


Z ✕ Sector of system Group 1 3
 Y ✕ Shear reinforcement from middle of element
 Y ✕ Beam Elements , Contour of Cross section

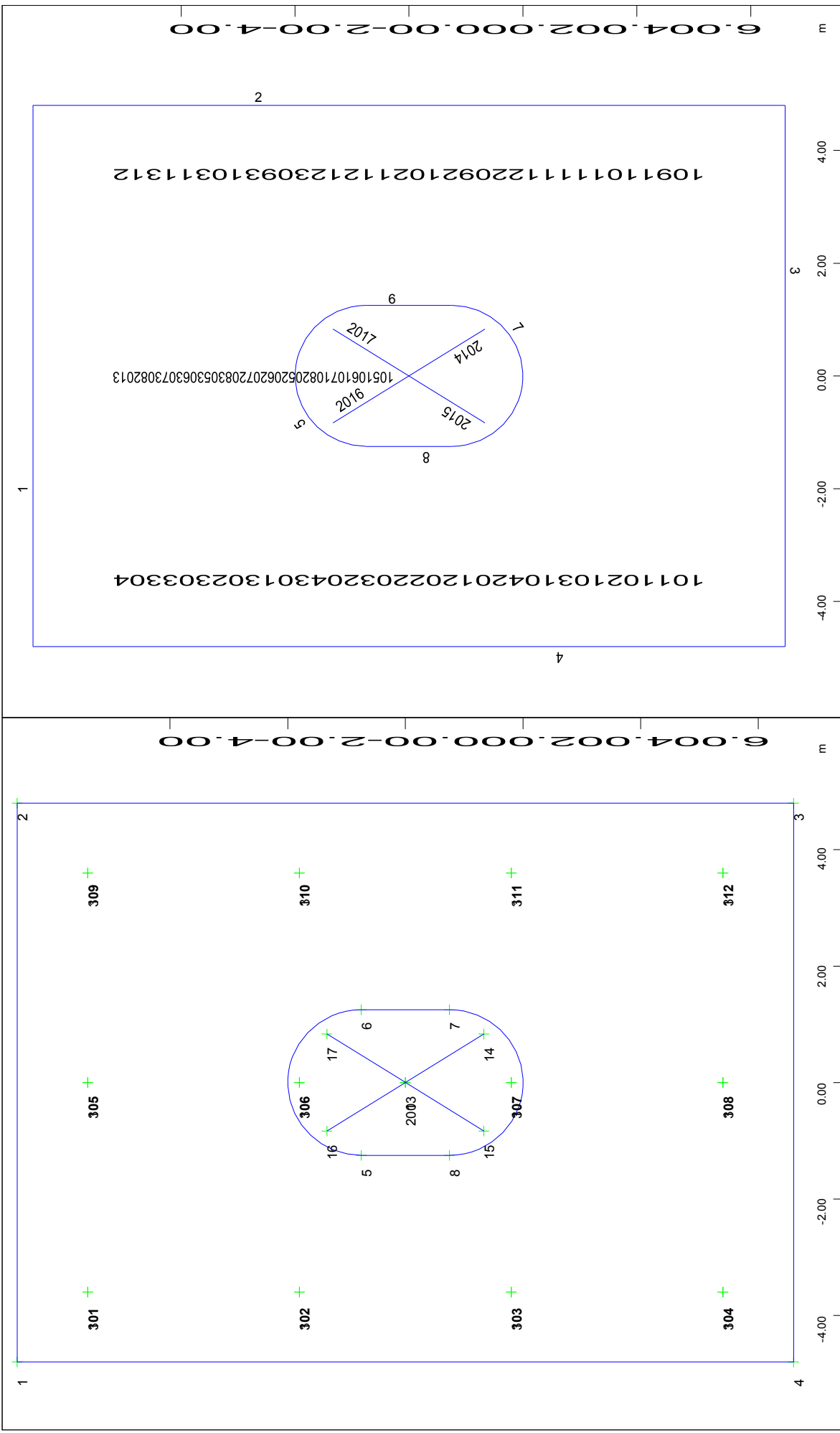
○ Design Case 2 , from 0 to 33.5 step 1.67 cm²/m²

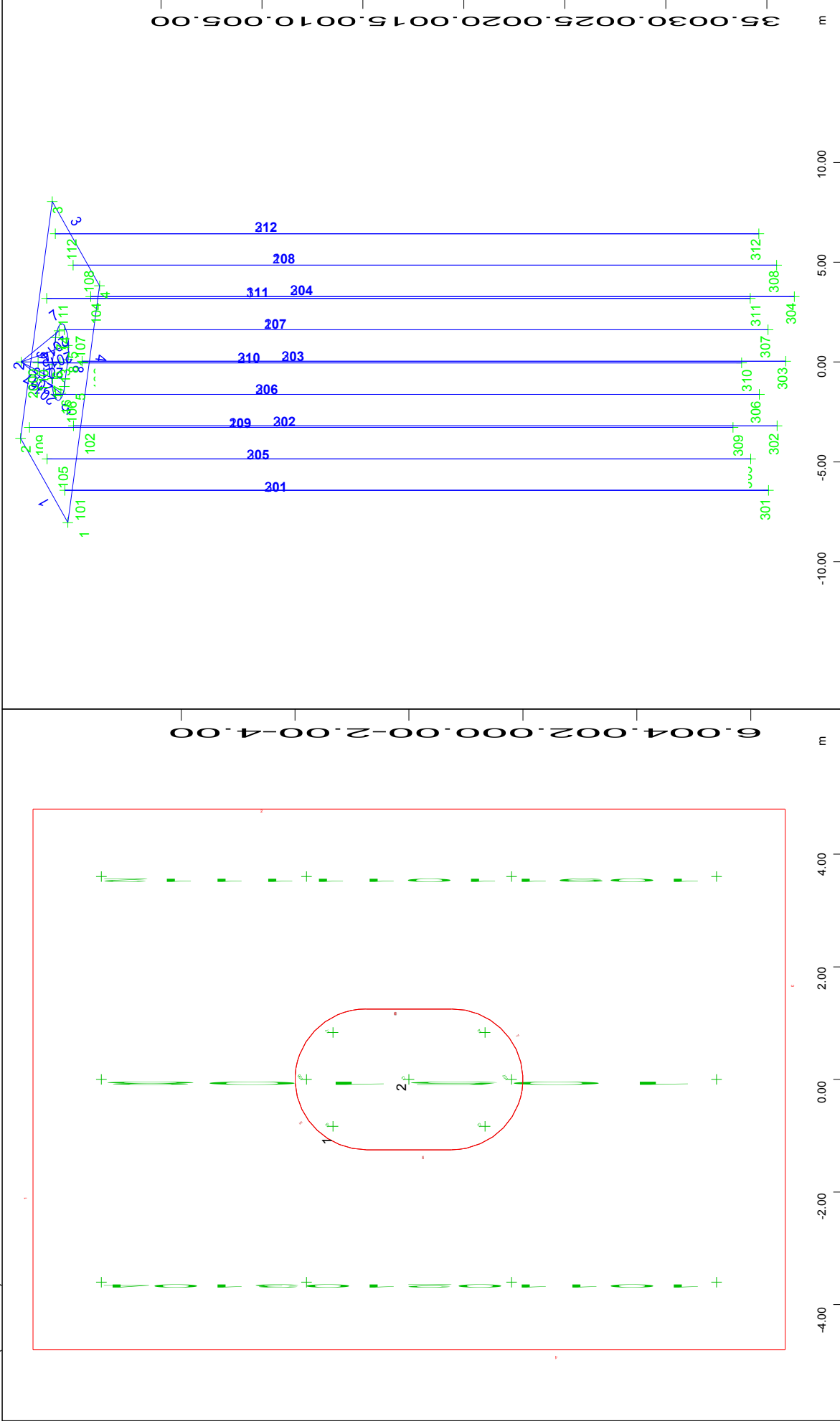
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M2.D - STRUCTURE 1
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION



5.2.3 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου Μ3.Δ





Structural Areas

M 1 : 95

Structural points and lines

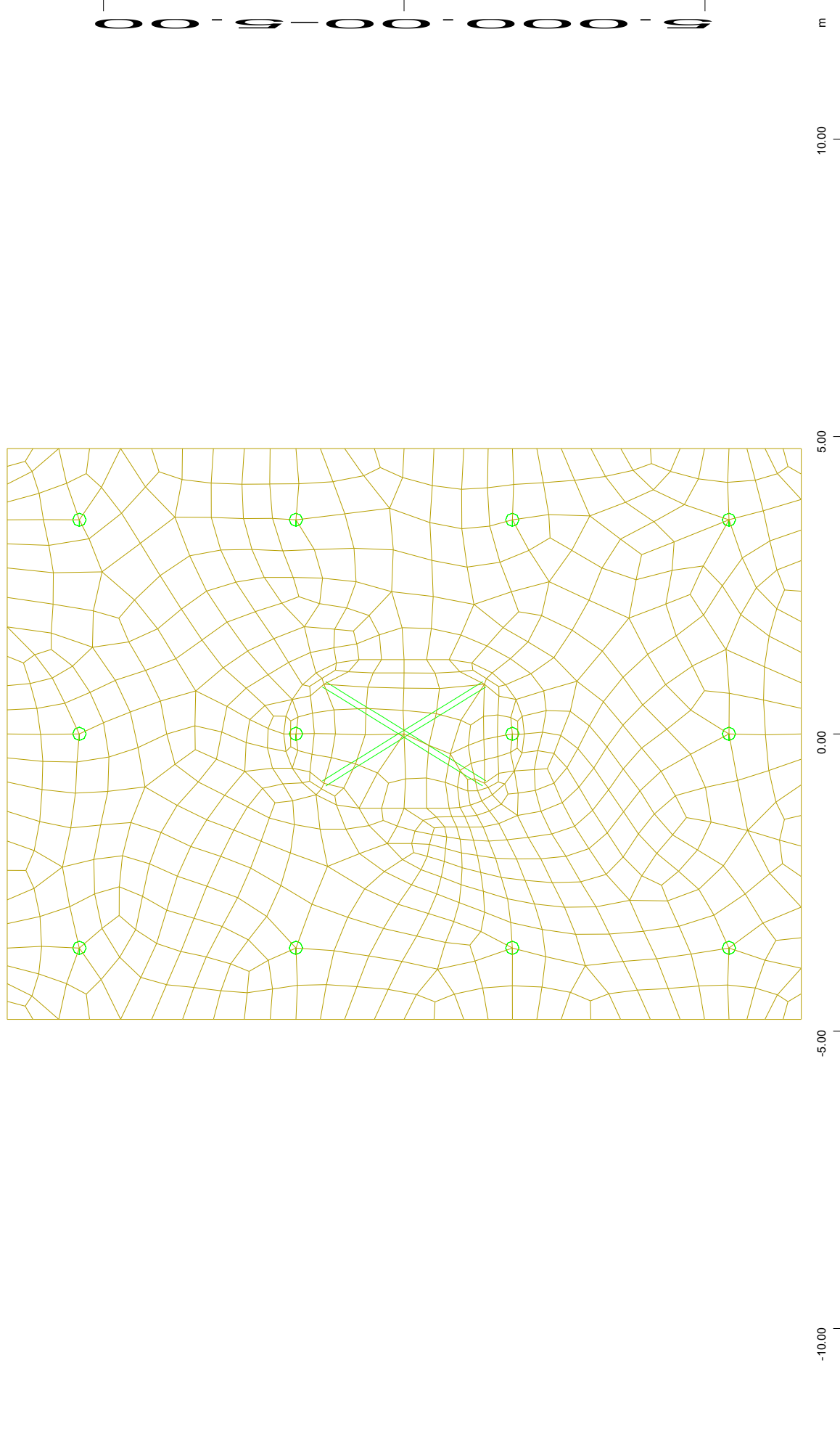
M 1 : 268

X * 0.502

Y * 0.906

Z * 0.962

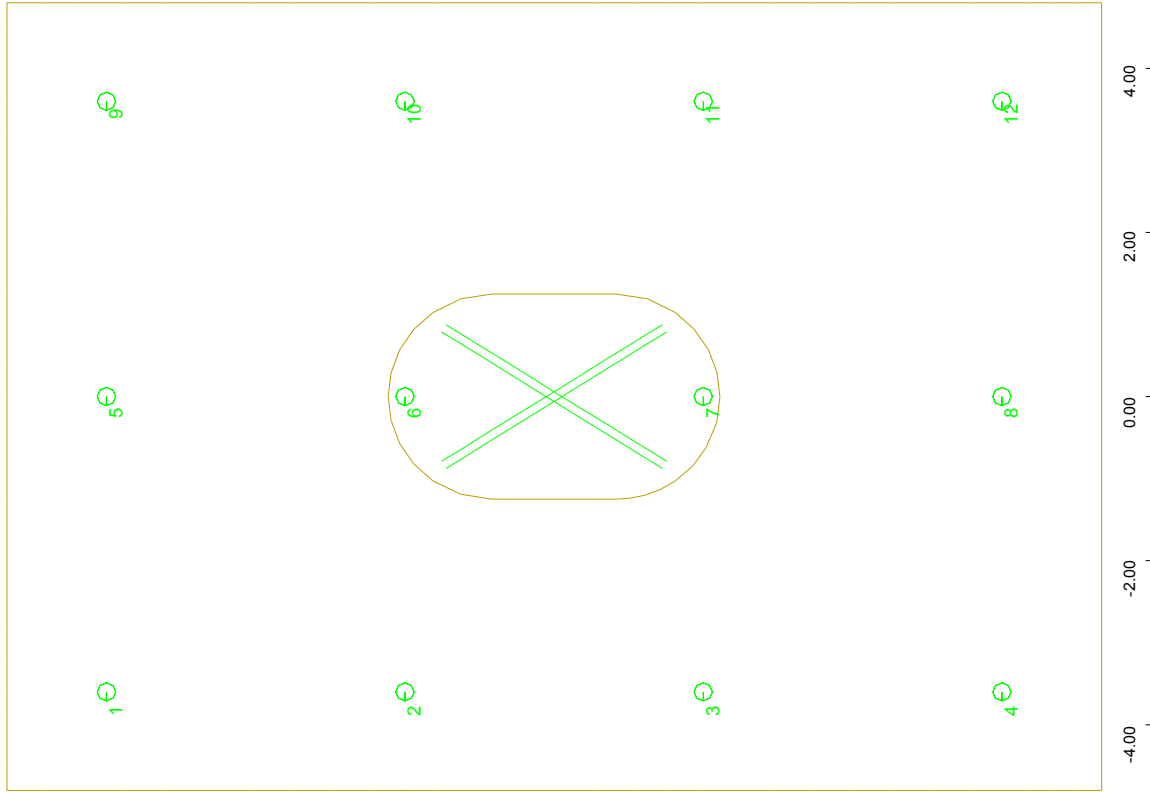
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



Structure
Z
Y

M 1 : 91

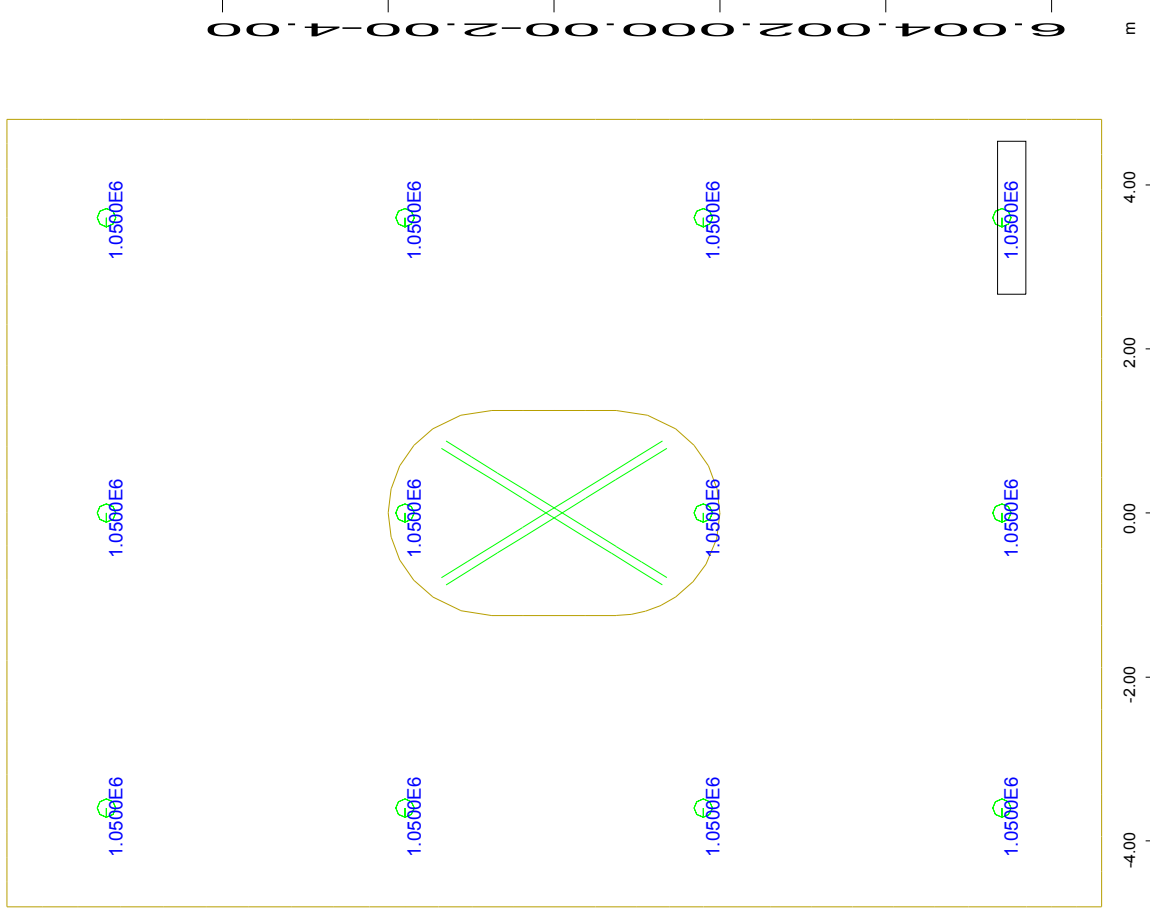
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH



Spring Elements , Number of element (Max=12)

M 1 : 91

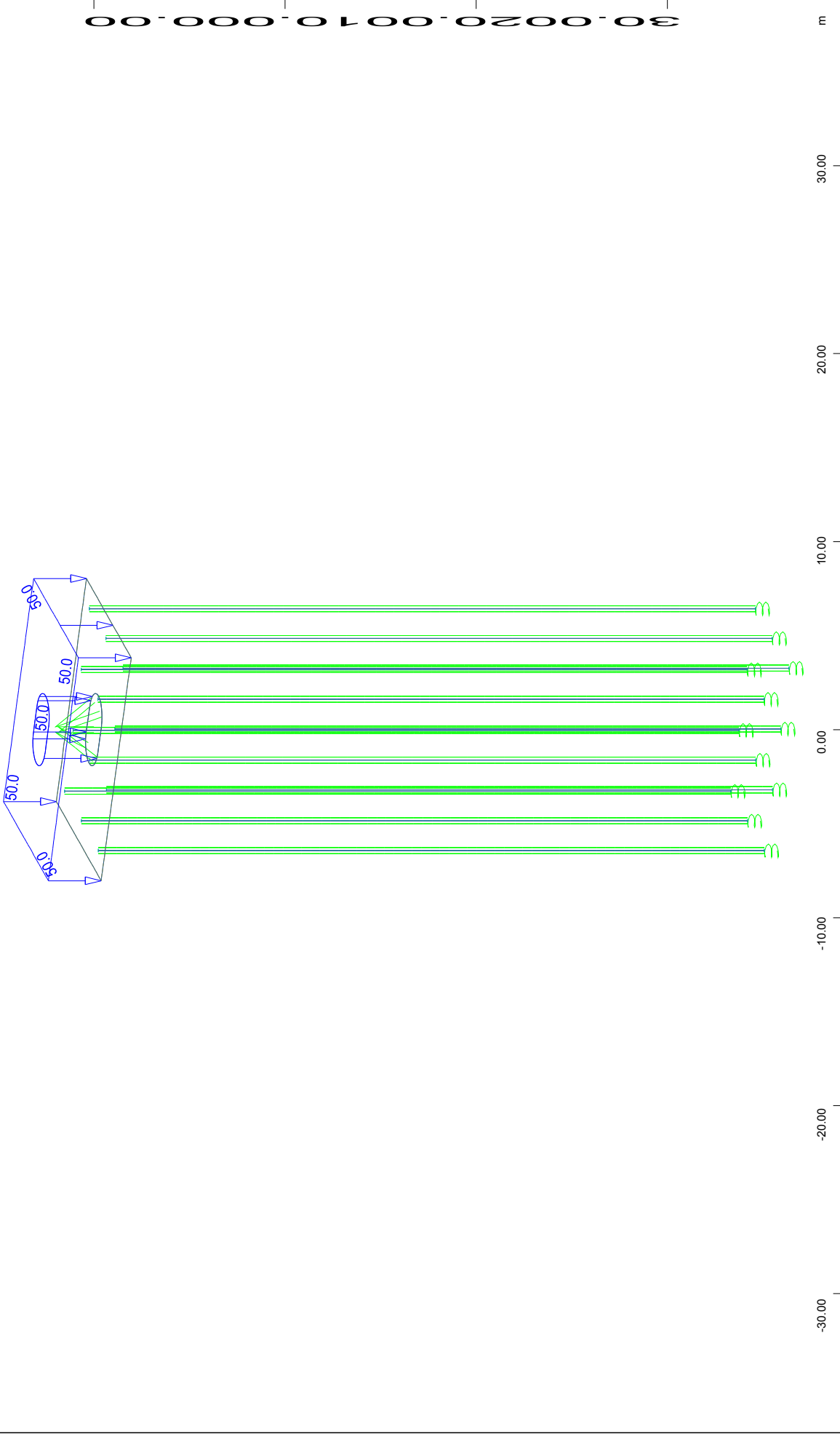
Z
Y



Spring constant in kN/m (Max= 1.0500e+06)

M 1 : 91

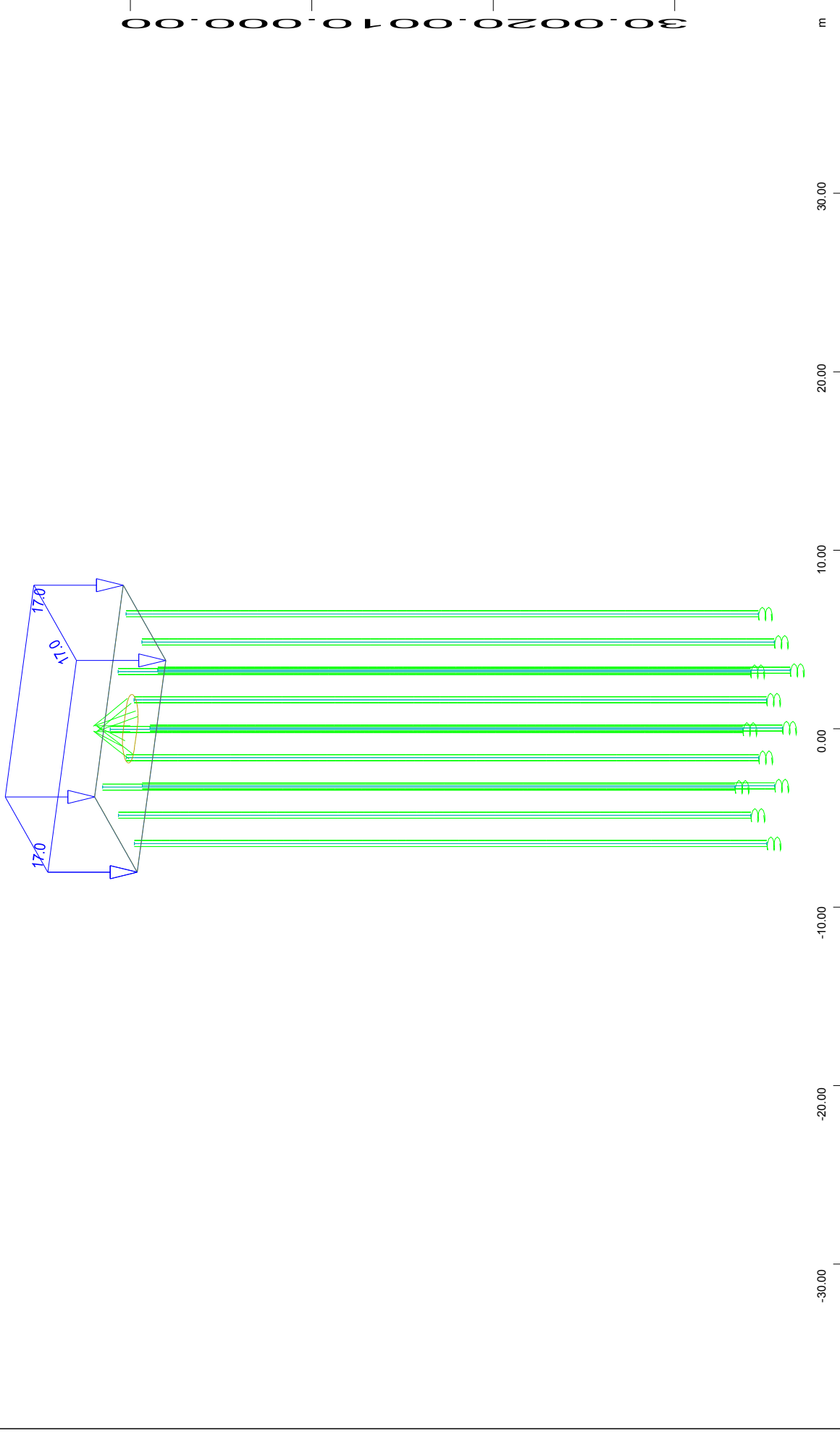
Z
Y



X ← All loads, Loadcase 1 PILE CAP SELF-WEIGHT , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Elements (Unit=50.0 kN/m²)
 Y ← load in global Z (Unit=0 kN/m)
 Z ← Free area load (force) in global Z (Unit=50.0 kN/m²)

M 1 : 287
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
LOADINGS GRAPHS

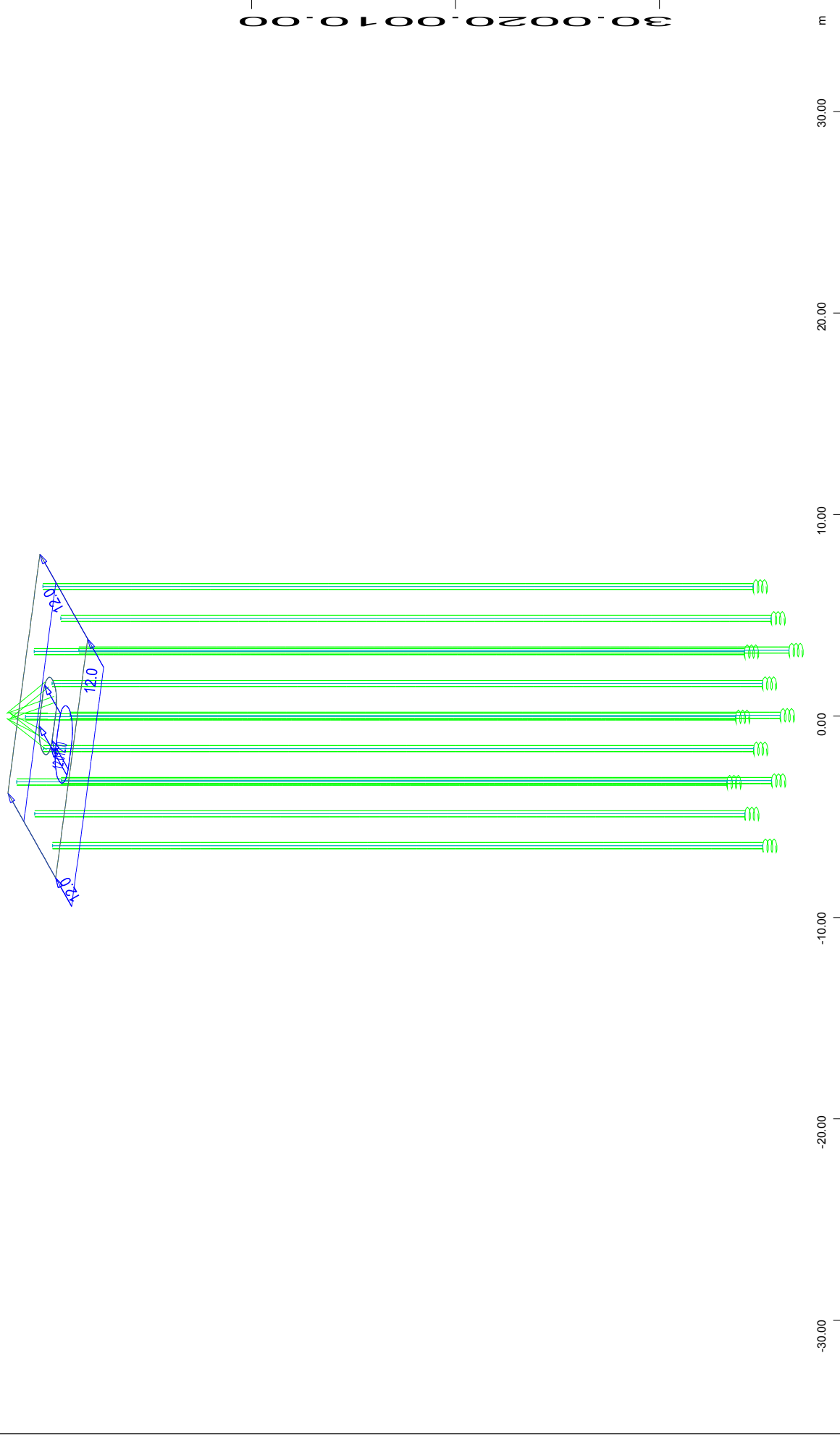


$X \leftarrow$
 $Y \swarrow$
 $Z \downarrow$

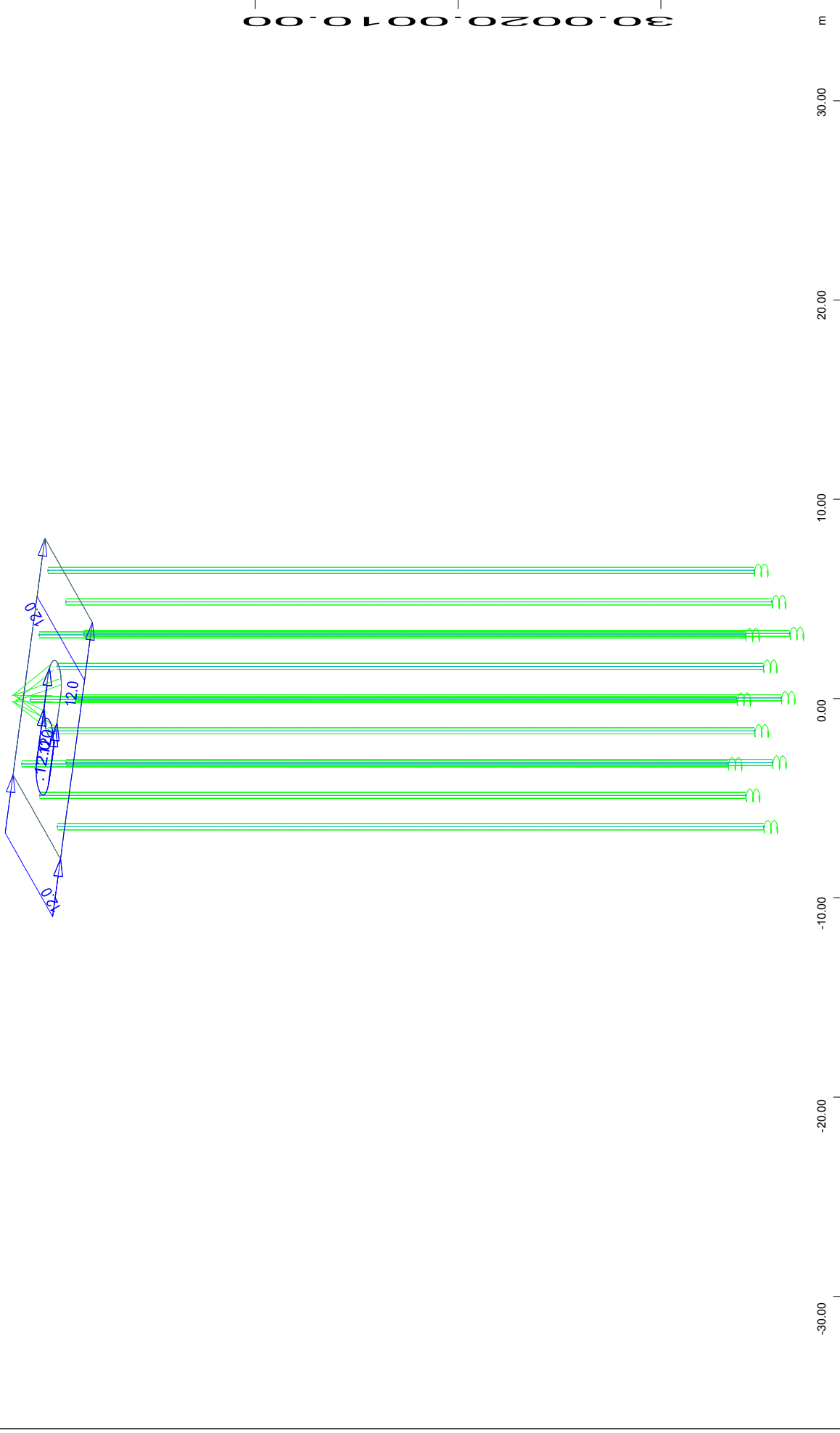
All loads, Loadcase 2 SOIL SELF-WEIGHT, (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=10.0 kN/m²)

M 1 : 301
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : 0.962

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



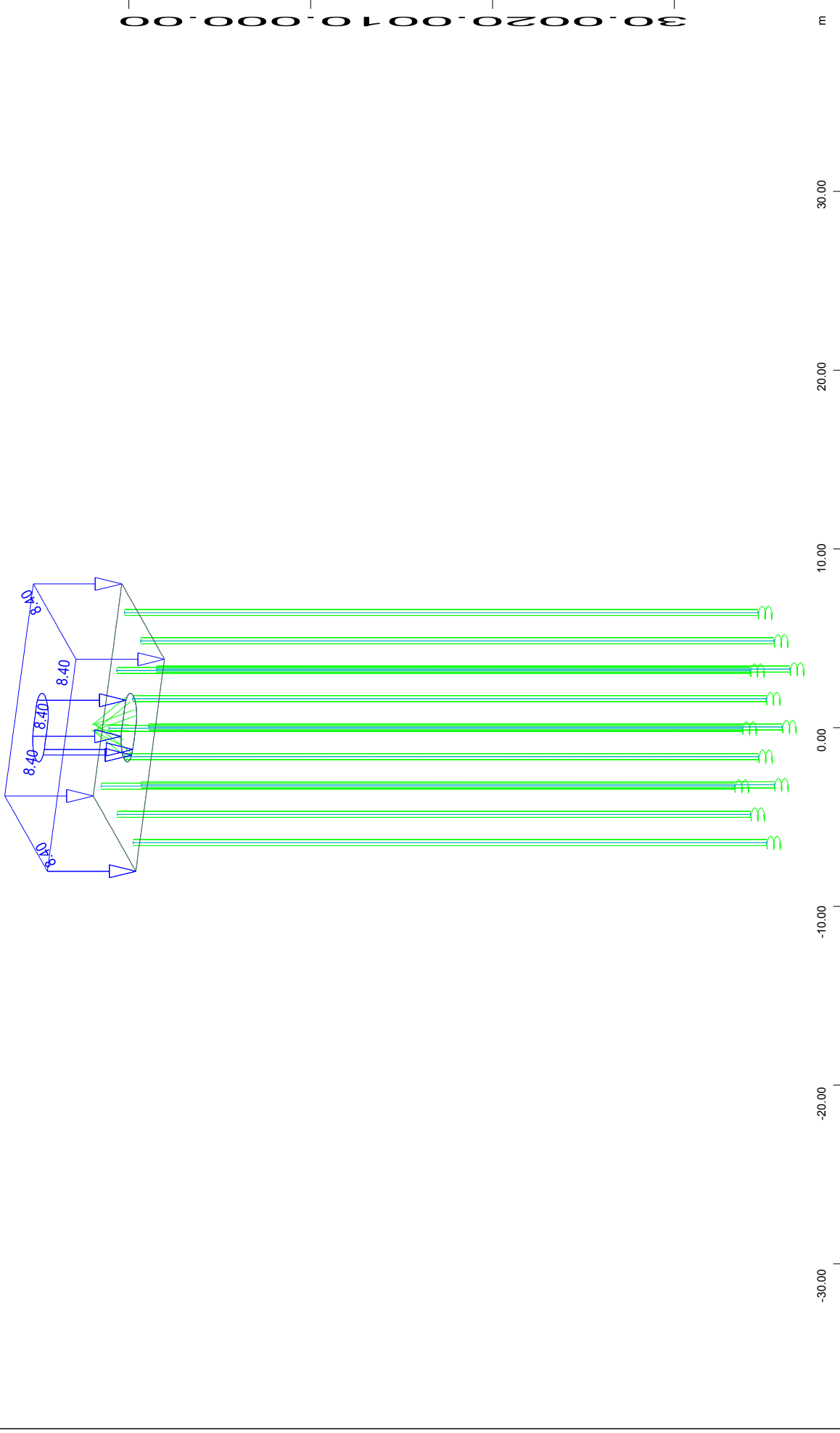
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



All loads, Loadcase 12 PILE CAP INERTIA + Y , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m²)

M 1 : 270
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

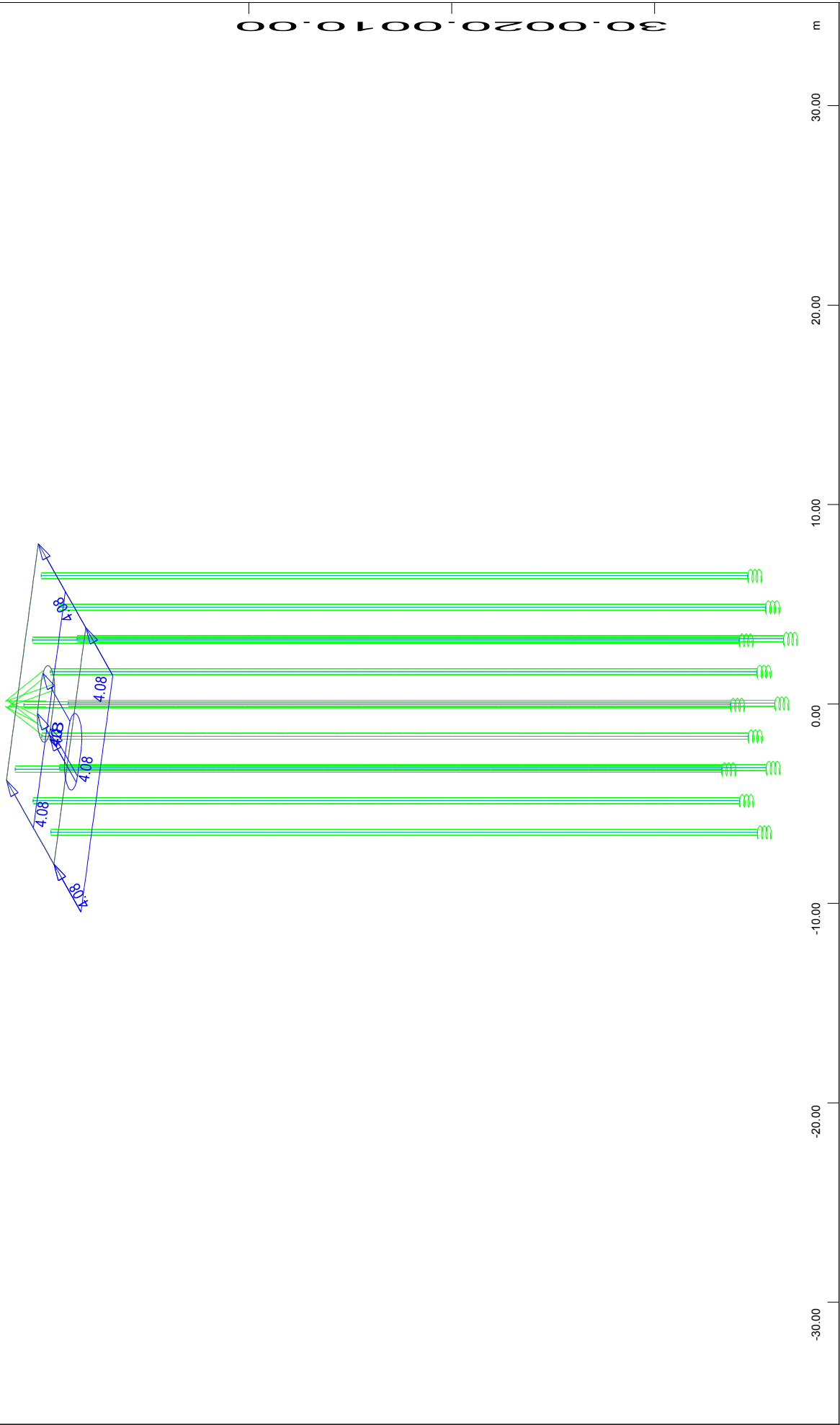
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS



All loads, Loadcase 13 PILE CAP INERTIA + Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=5.00 kN/m²)

M 1 : 301
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

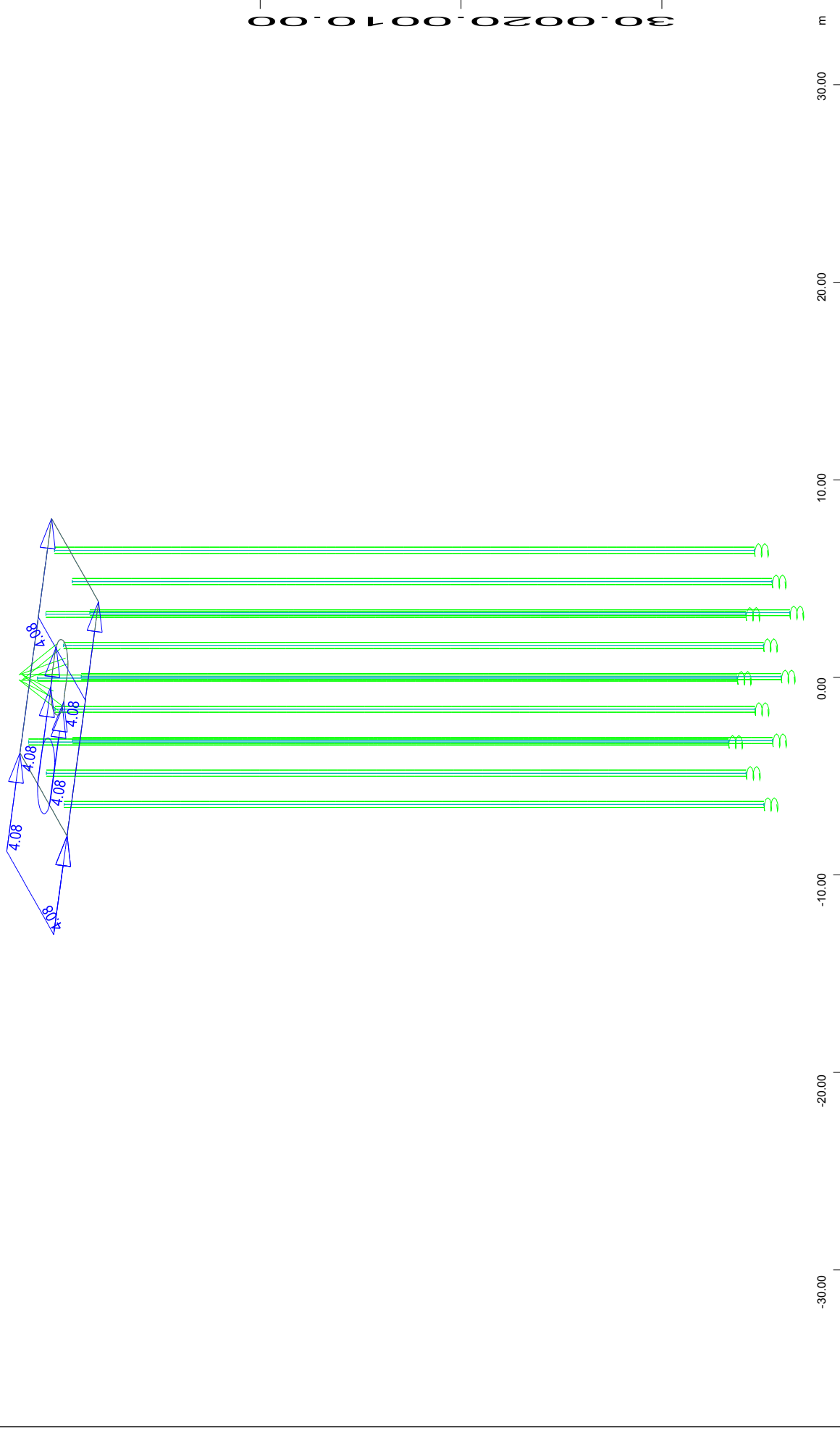


All loads, Loadcase 21 SOIL INERTIA +X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=2.00 kN/m²)

M 1 : 268
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=4.08)

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS

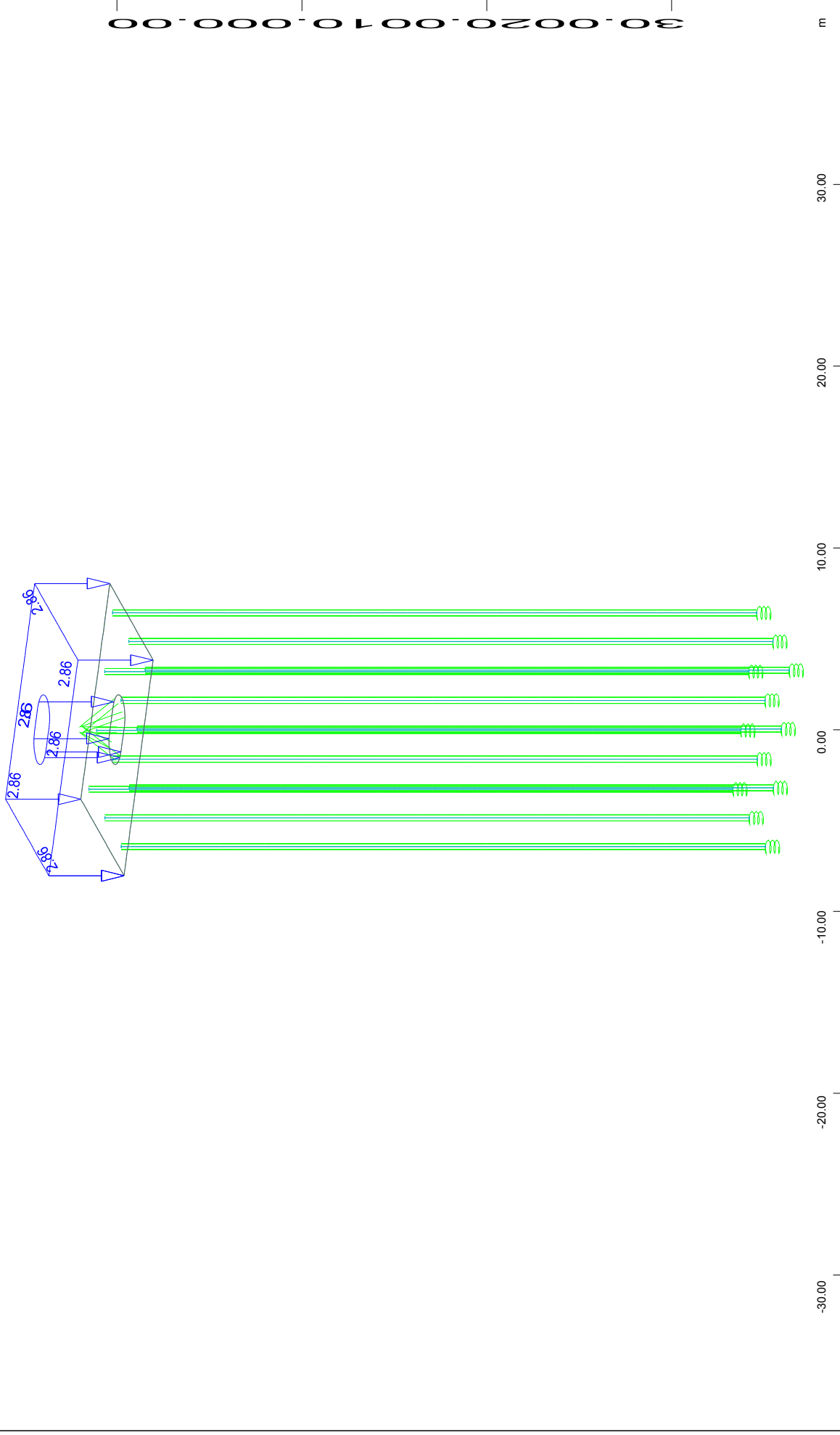


All loads, Loadcase 22 SOIL INERTIA +Y₁ (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=2.00 kN/m²)

M 1 : 272
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=4.08)

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



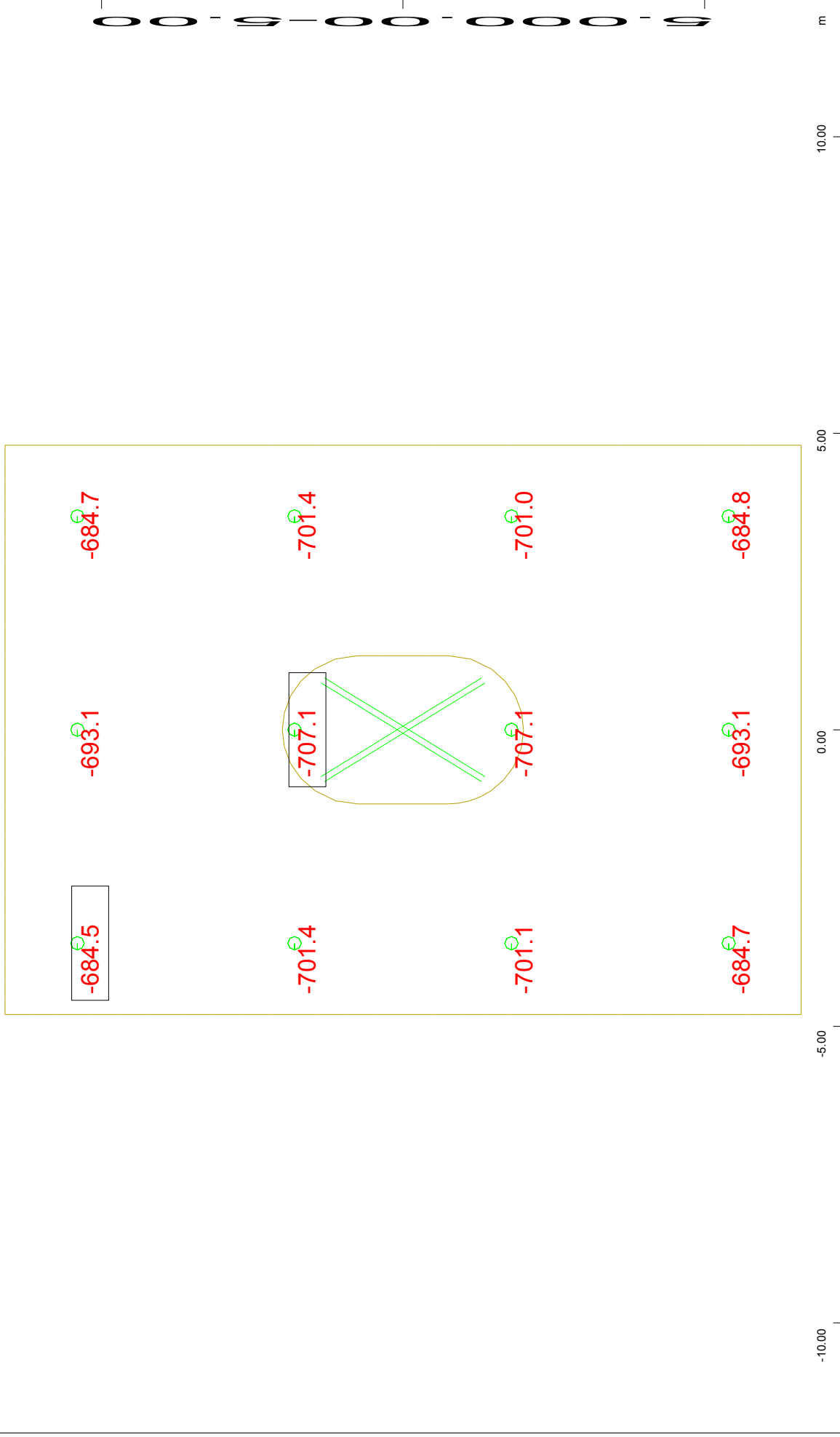
M 1 : 296
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

X
Y
Z

All loads. Loadcase 23 SOIL INERTIA +Z . (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=2.00 kN/m2)

(Max=2.86)

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

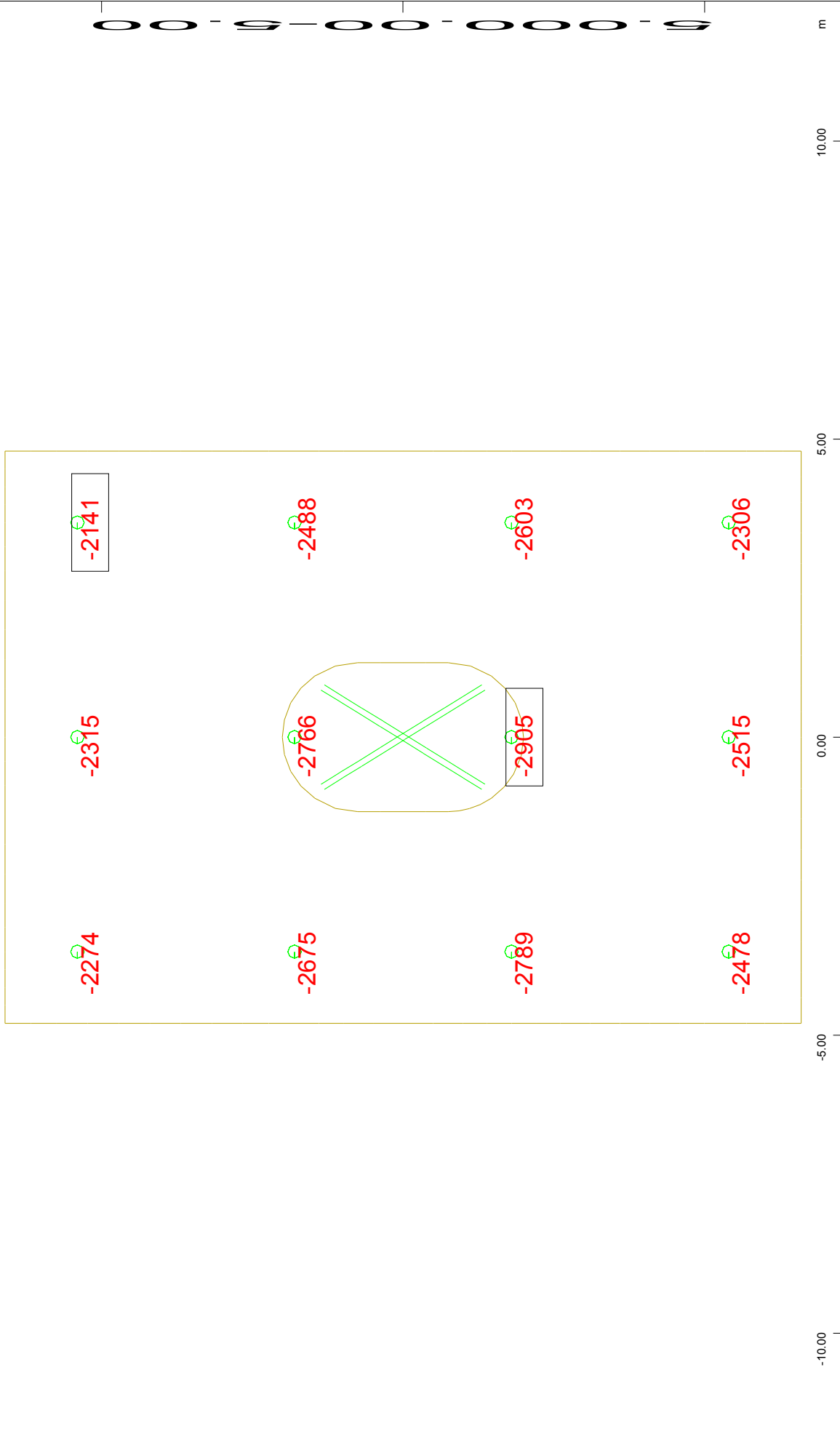


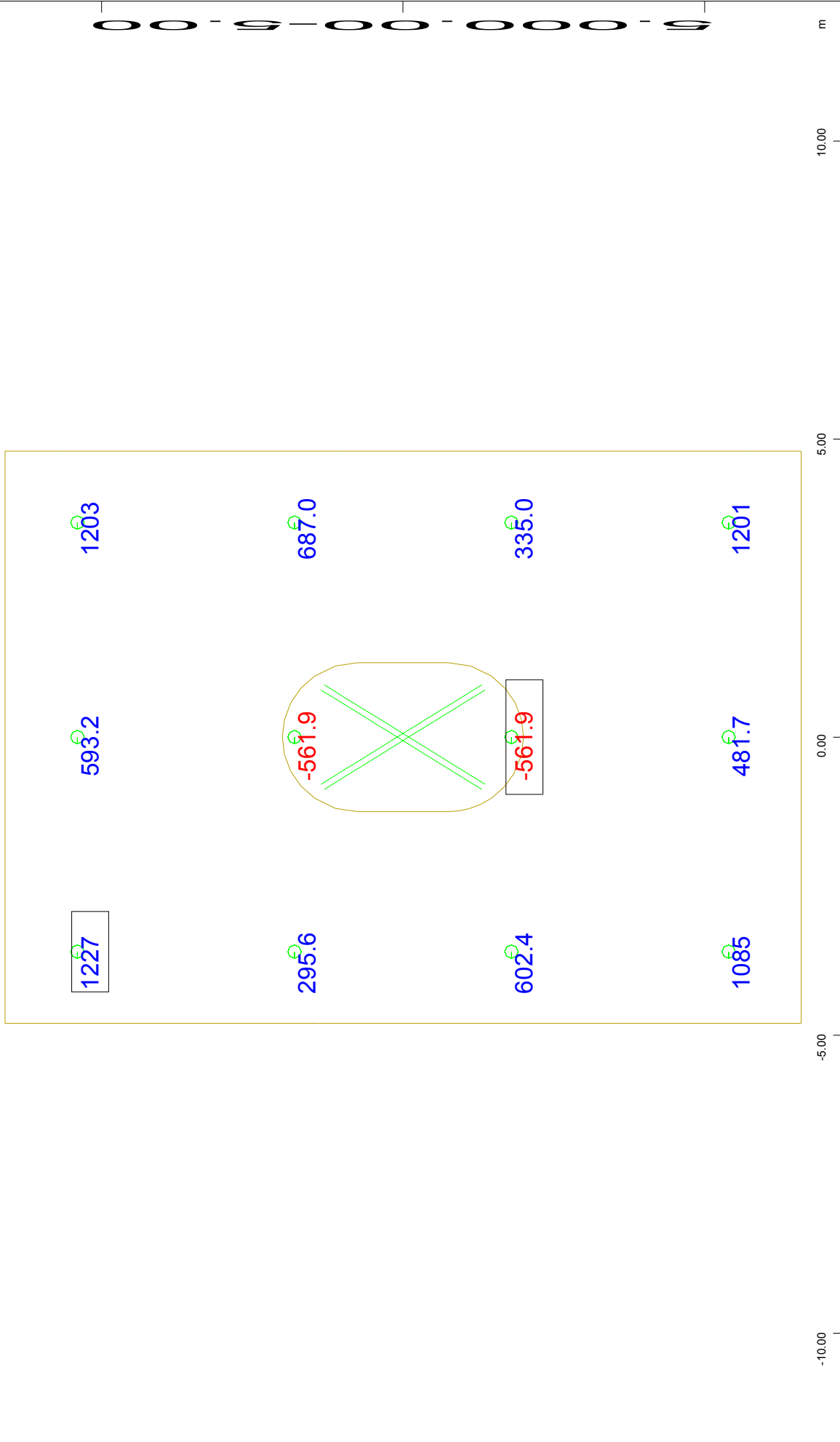
Spring force in kN, Loadcase 4001 MAX-P SPR1 SLS COMB (Min=-707.1) (Max=-684.5) (total: -8344)



M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



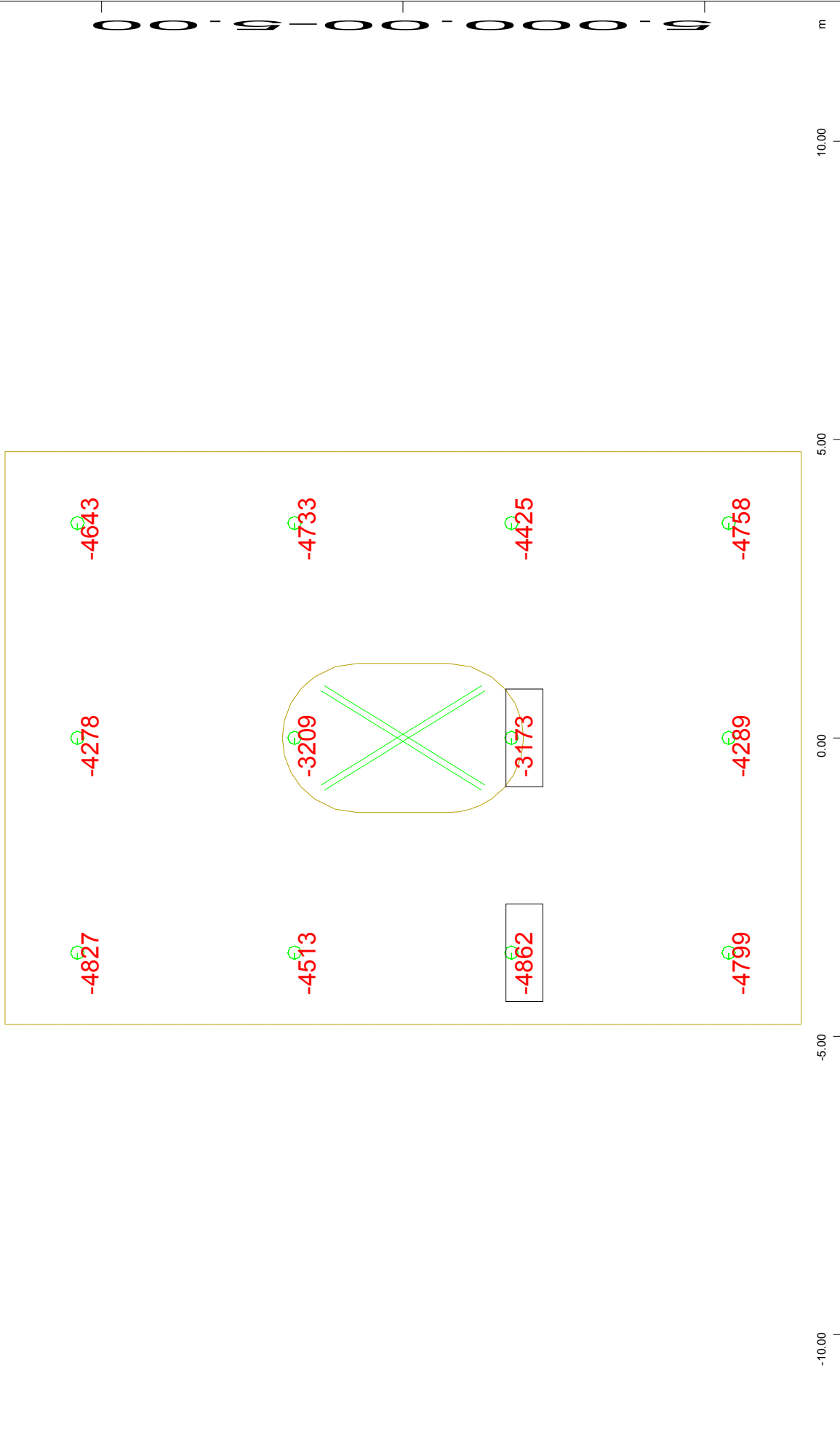


Spring force in kN, Loadcase 3301 MAX-P SPRI EQ COMB (q=1.0) (Min=-561.9) (Max=1227.) (total: 6587.)

M 1 : 91



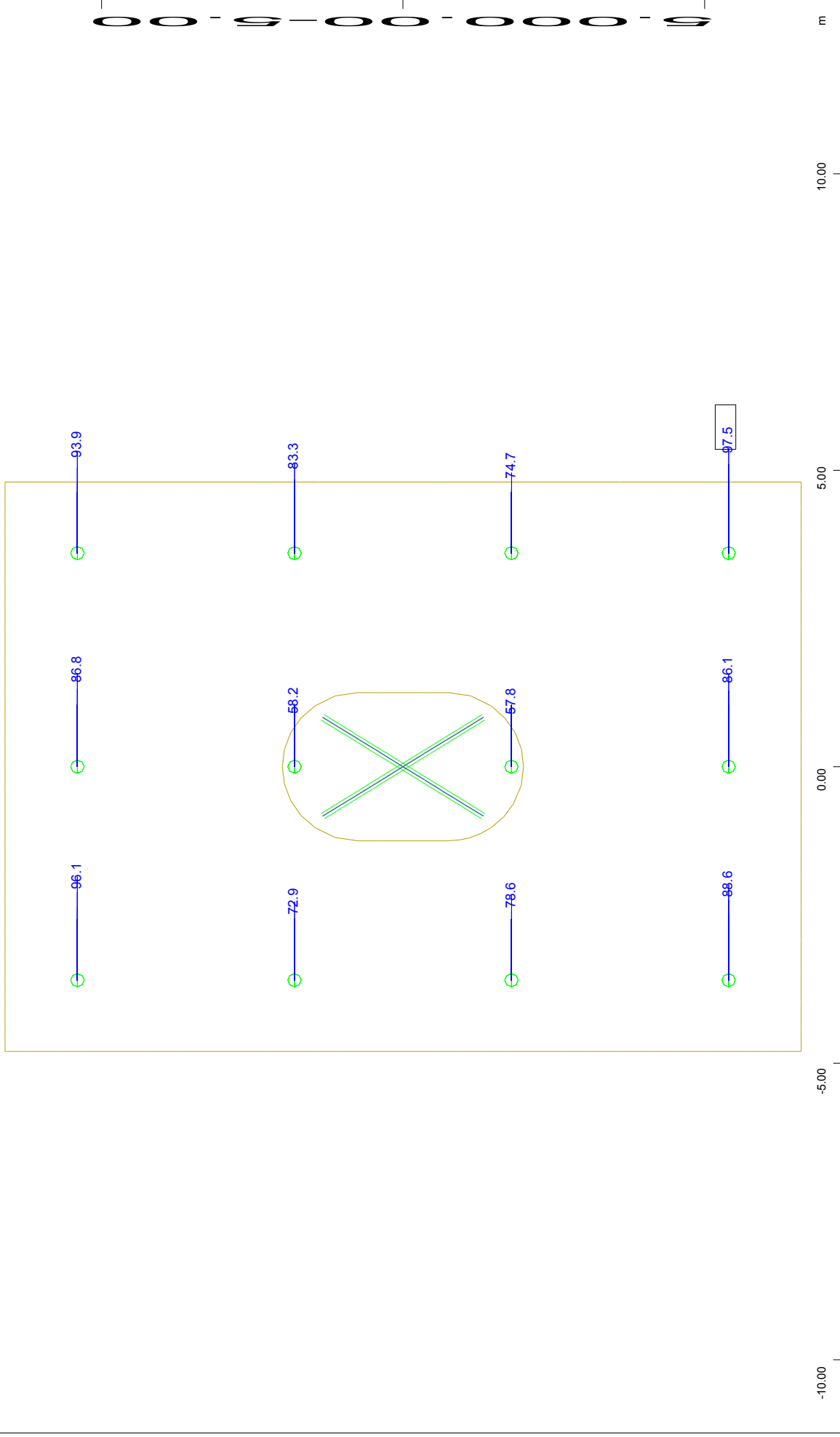
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION



Spring force in kN, Loadcase 3302 MIN-P SPRI EQ COMB (q=1.0) (Min=-4862.) (Max=-3173.) (total: -52509.)

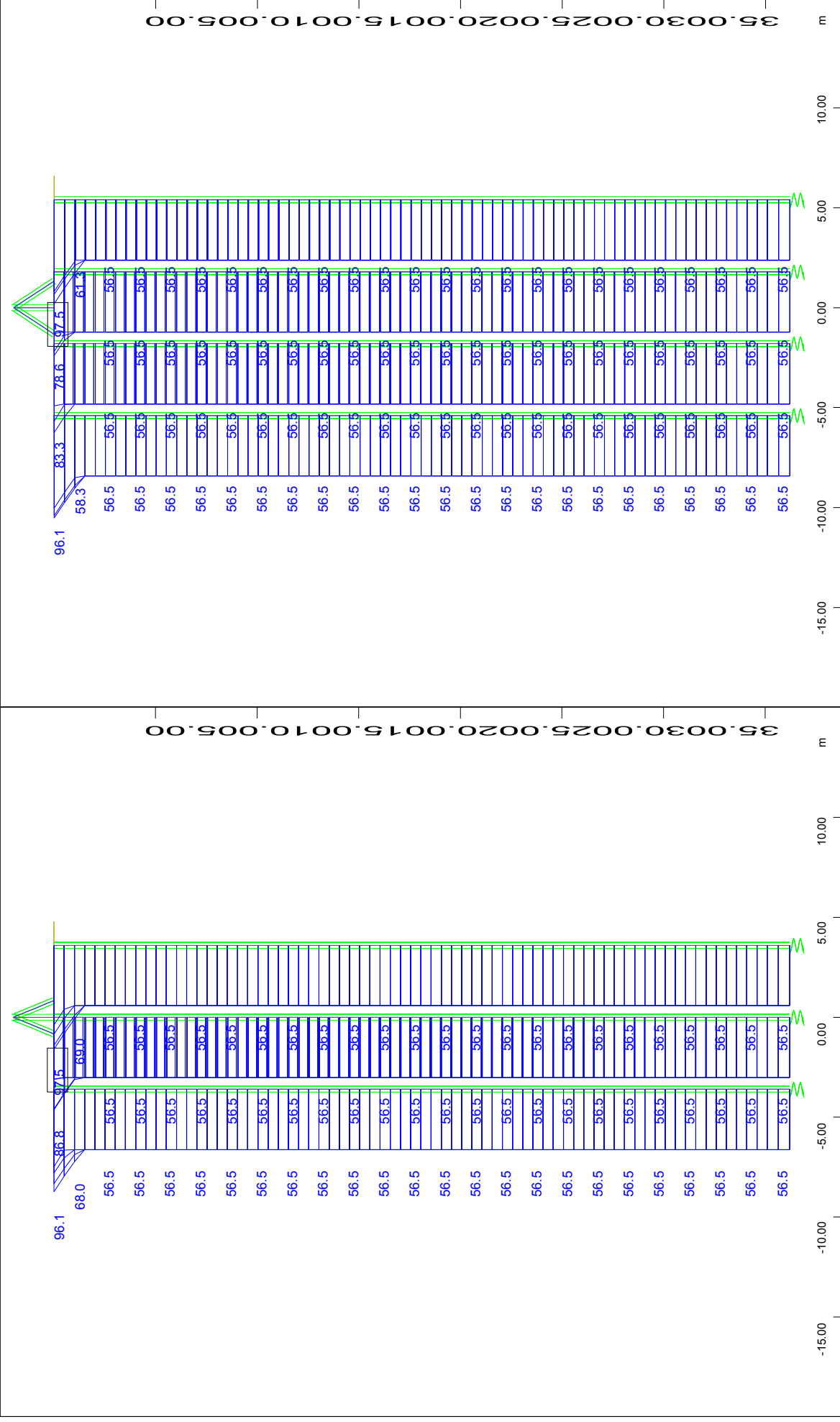
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



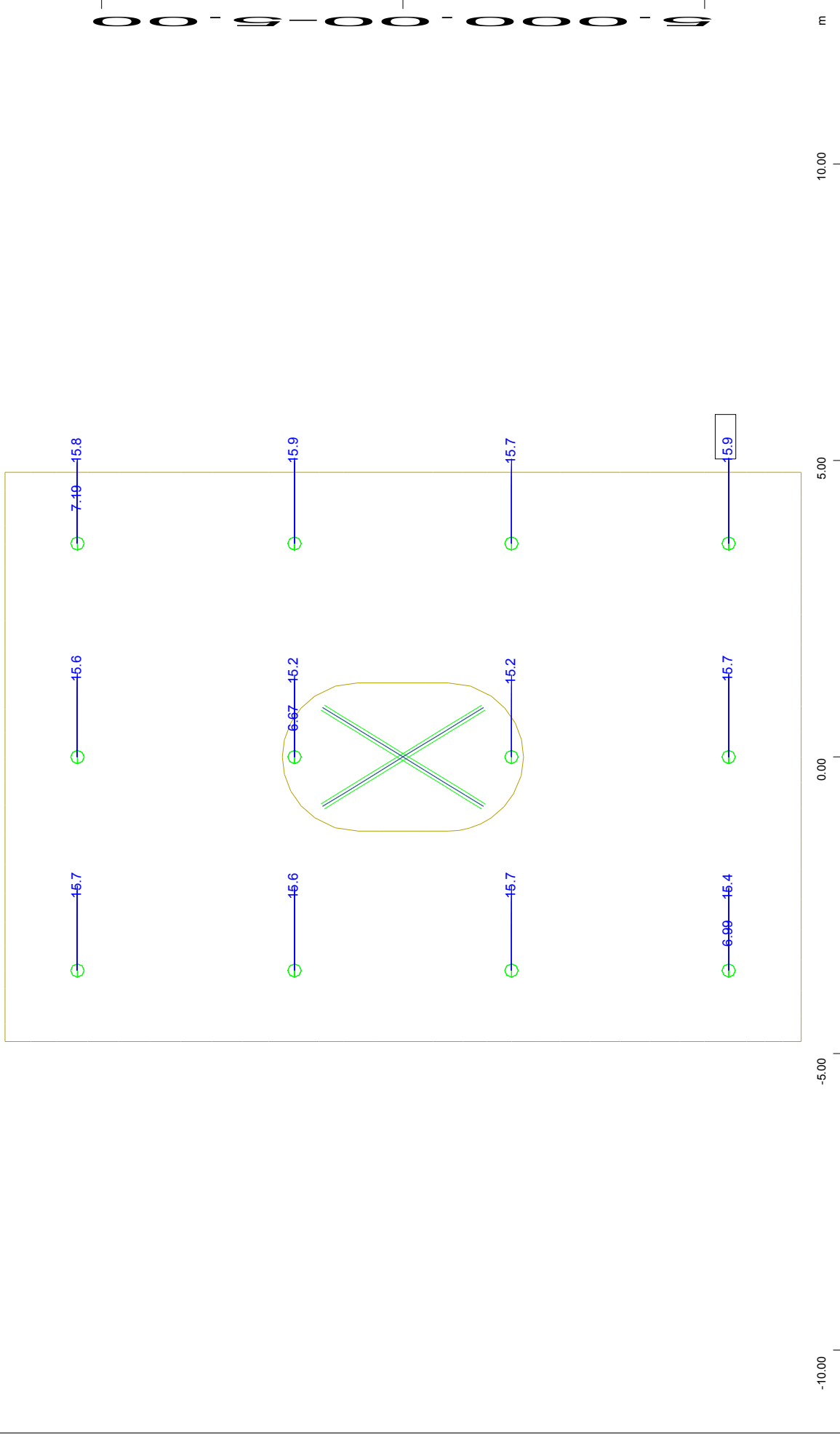
Sector of system Group 0...3
Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=97.5)
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



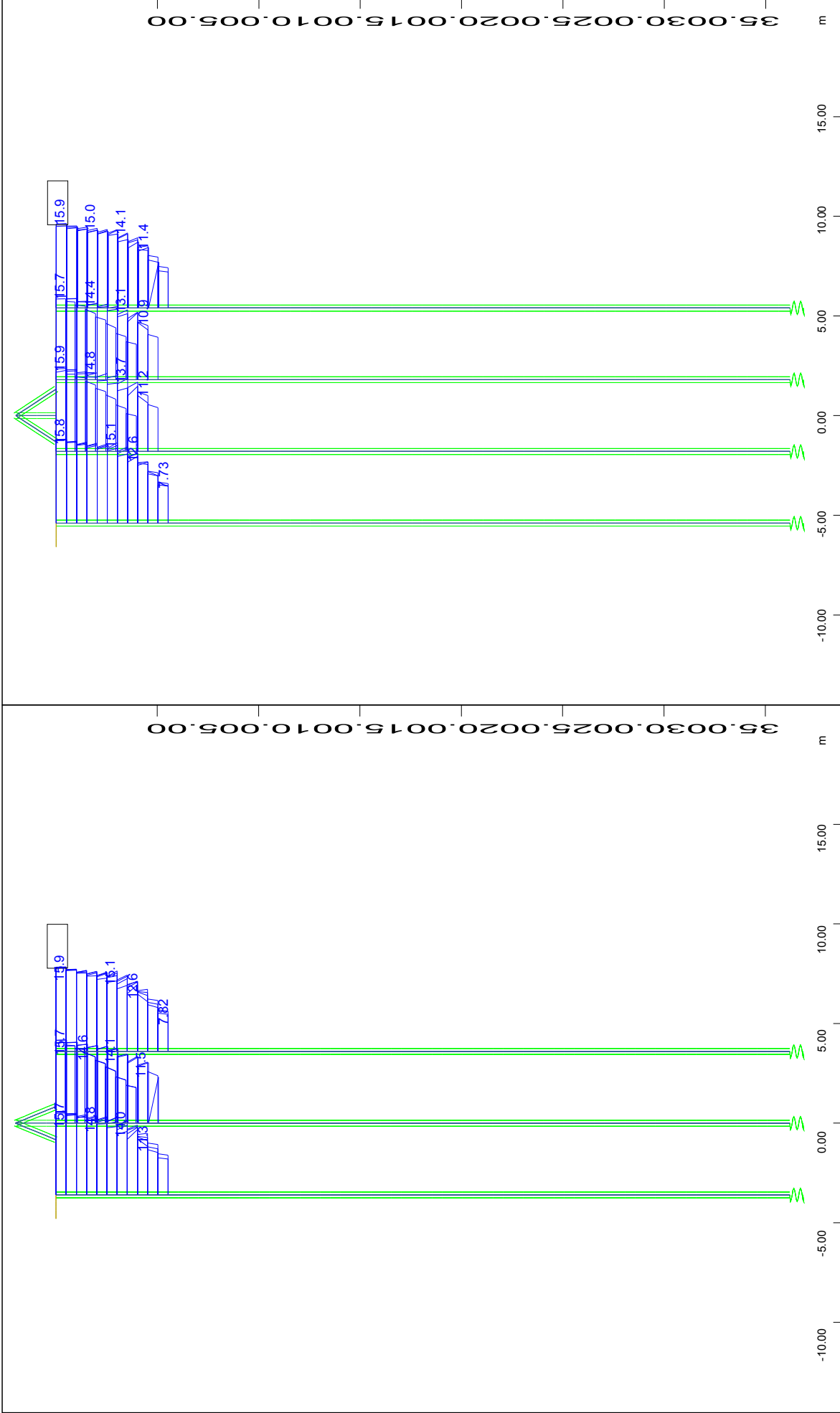
Y X Z Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design
 Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=97.5)

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm²/m (Max=15.9)
 M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE

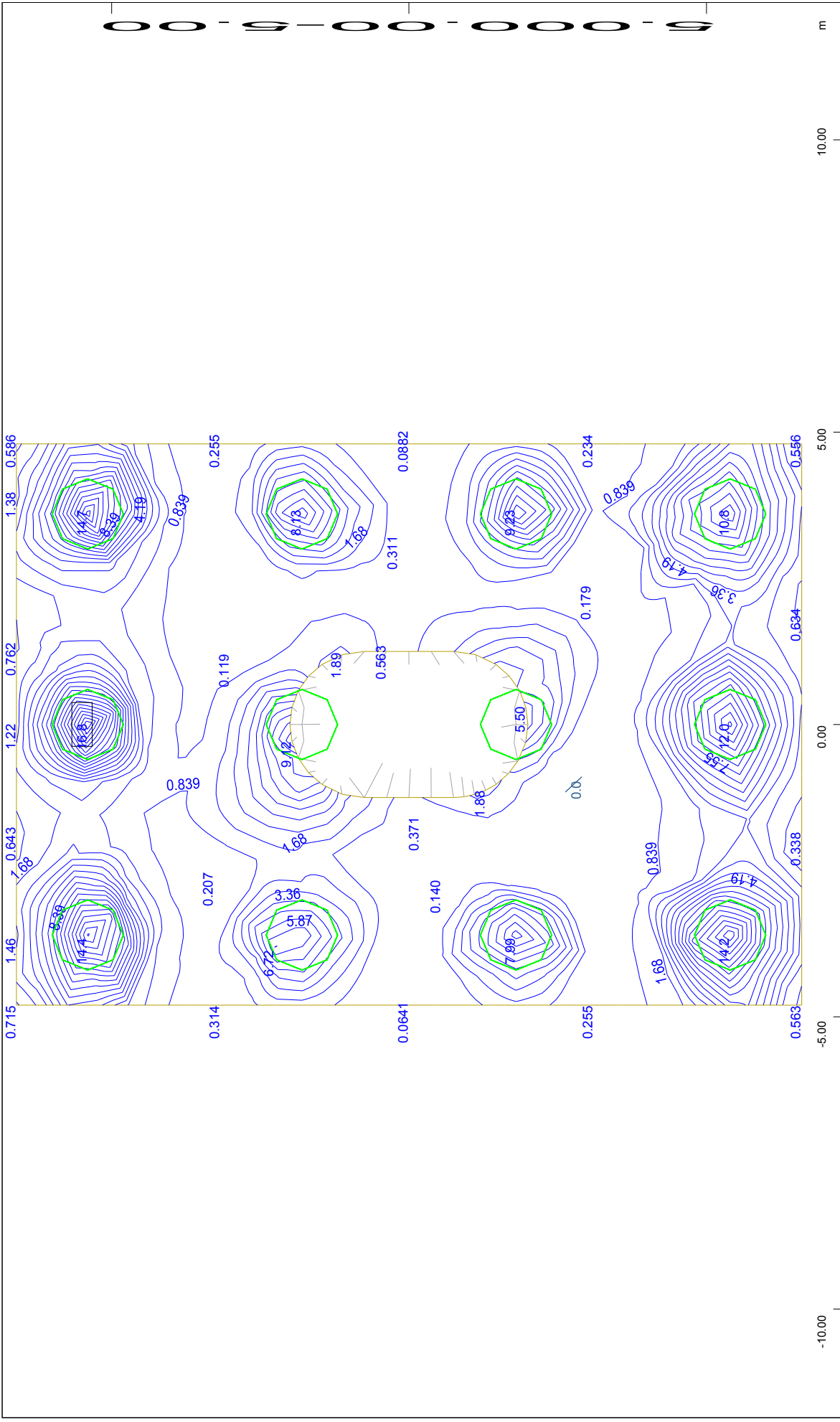


Y X Z Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case
 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm²/m (Max=15.9)

M 1 : 267

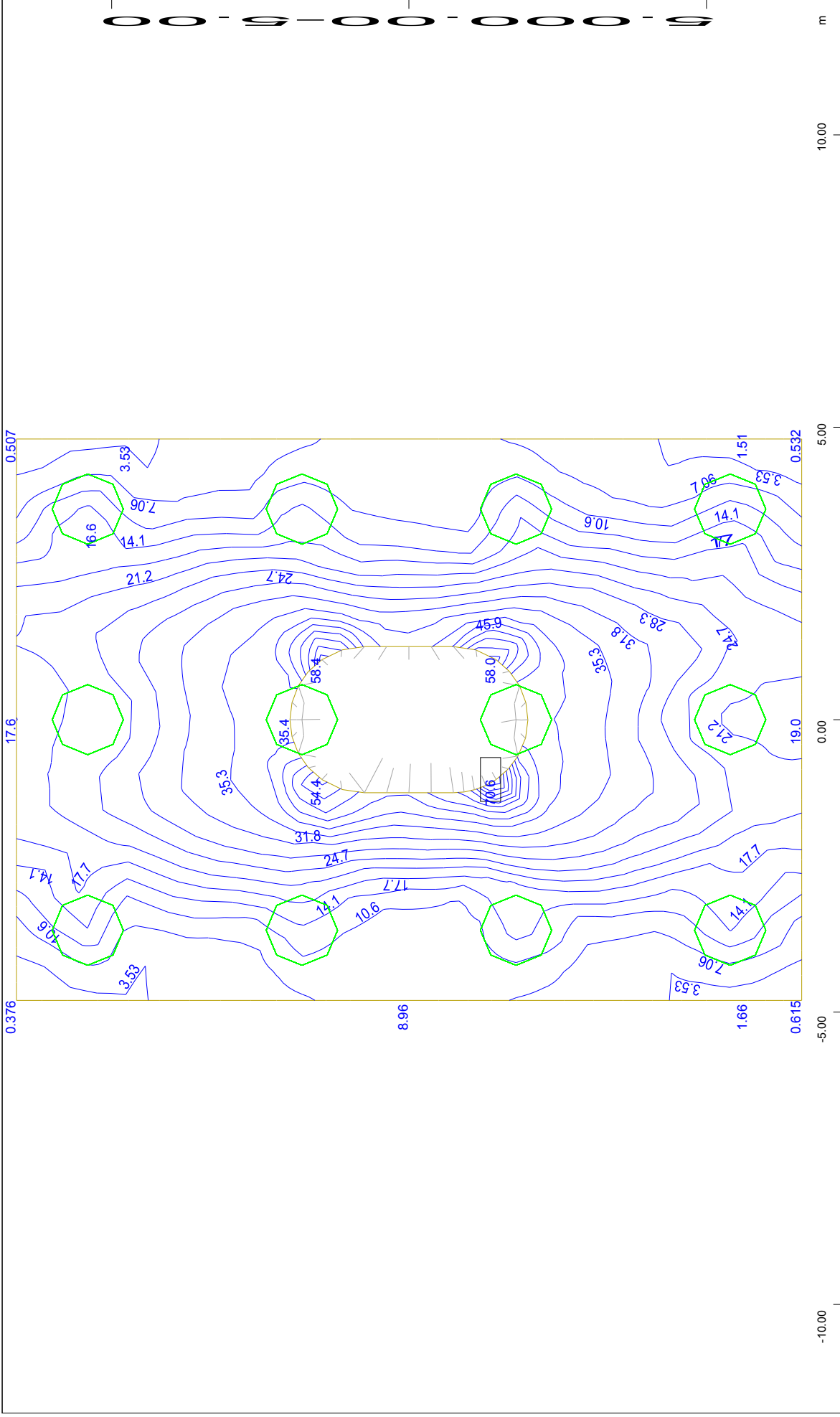
M 1 : 267

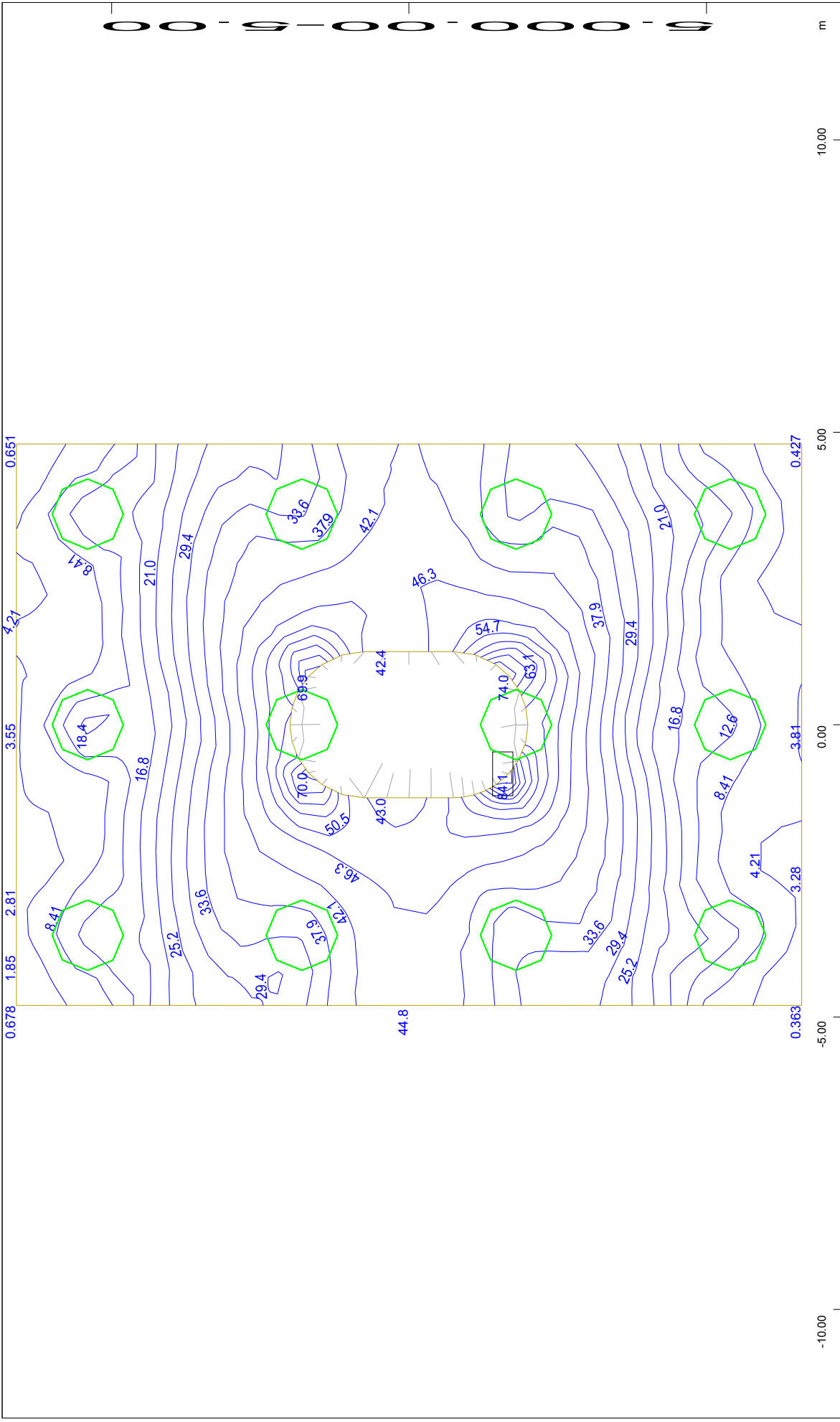
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



Z X
Y
Sector of system Group 1 3
upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section
Design Case 104 , from 0 to 16.8 step 0.839 cm2/m
M 1 : 91

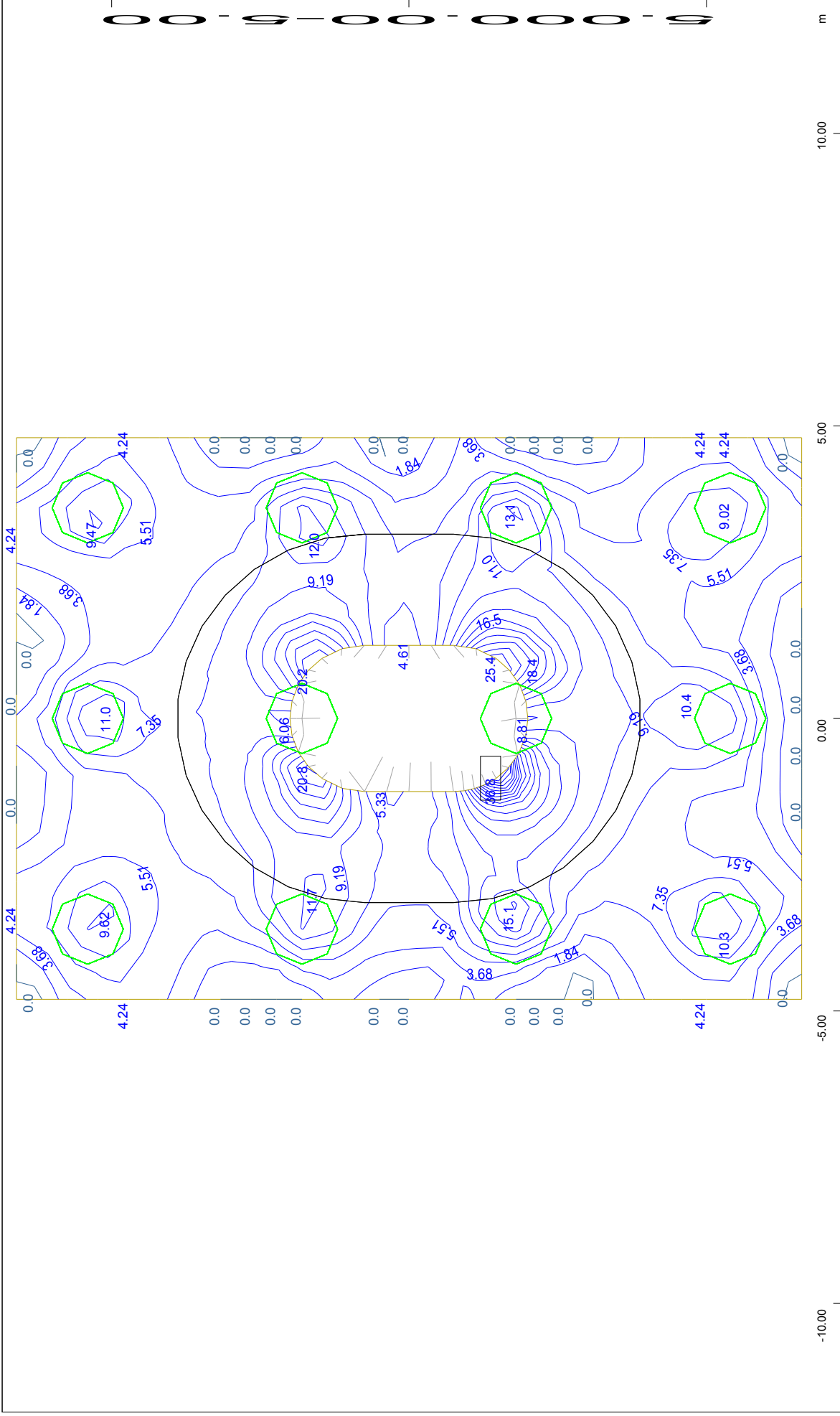
FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: TOP TRANSVERSE





Z X
Y Y
Sector of system Group 1 3
lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section
Design Case 104 , from 0 to 84.1 step 4.21 cm2/m
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE



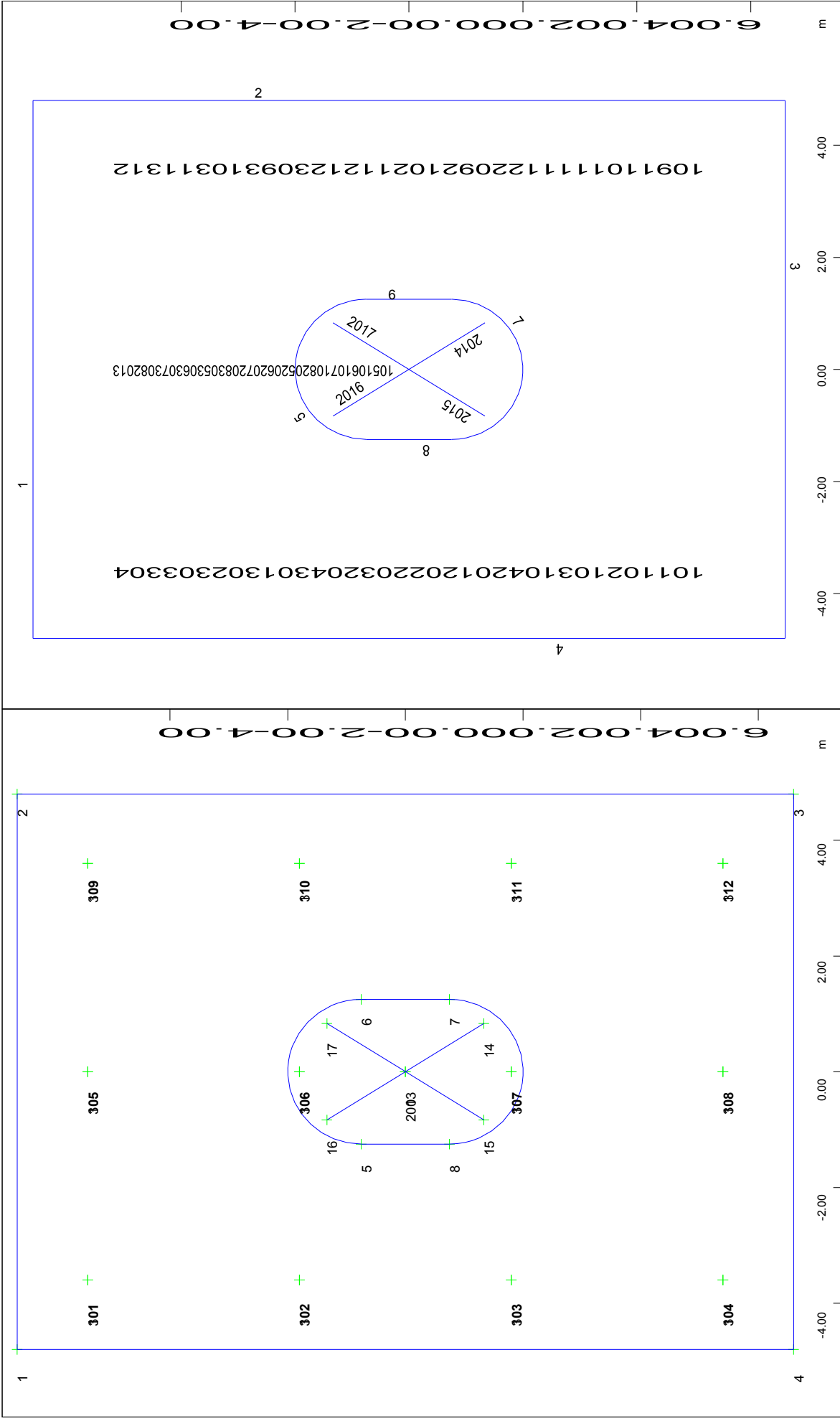
Z X Shear reinforcement from middle of element
 Y Beam Elements , Contour of Cross section

Design Case 2 , from 0 to 36.8 step 1.84 cm²/m²

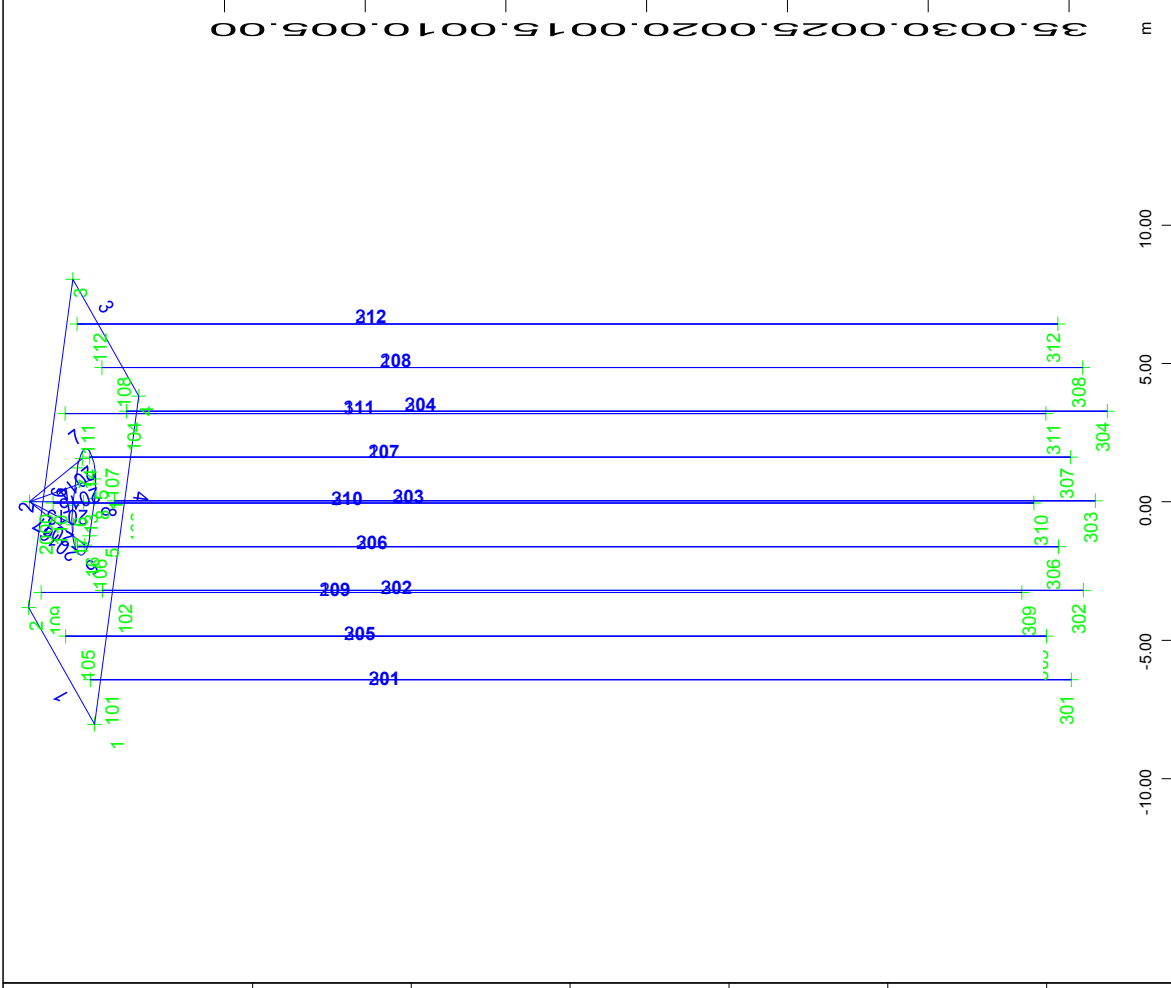
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M3.D - STRUCTURE 1
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION

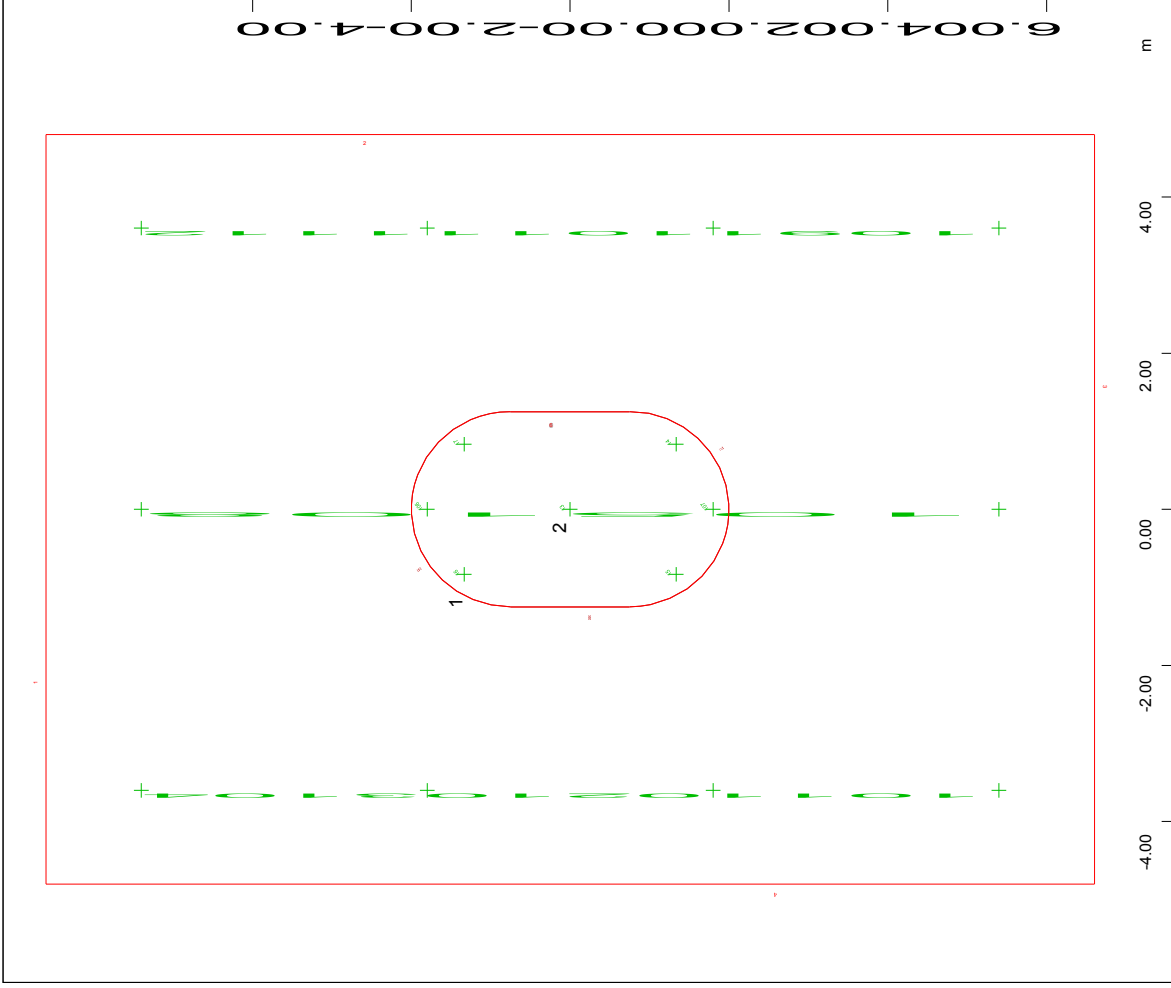
5.2.4 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου Μ4.Δ



FOUNDATIONS OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
GEOMETRIC POINTS AND LINES



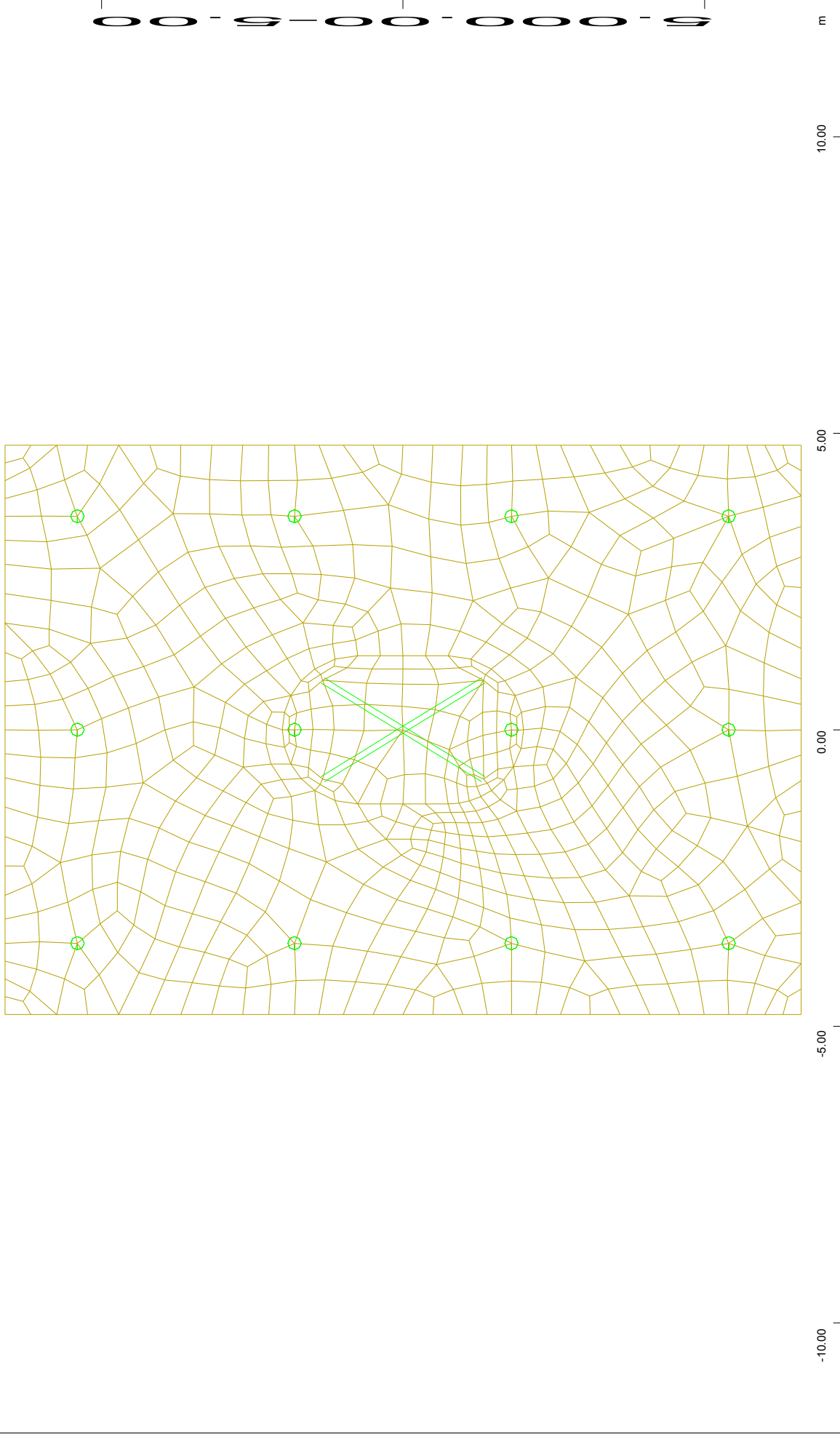
M 1 : 268
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



M 1 : 95

Structural Areas
 Z X
 Y

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES

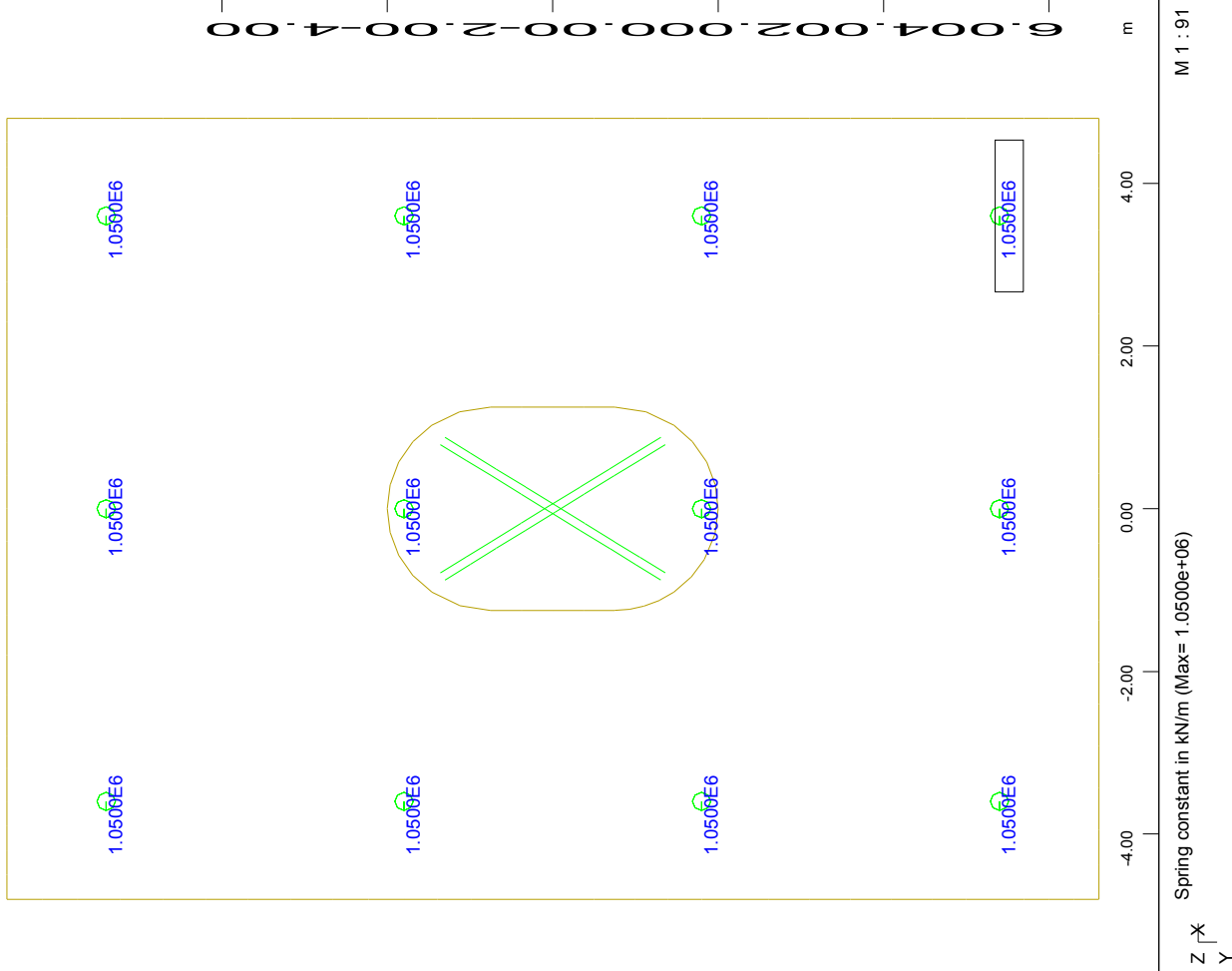
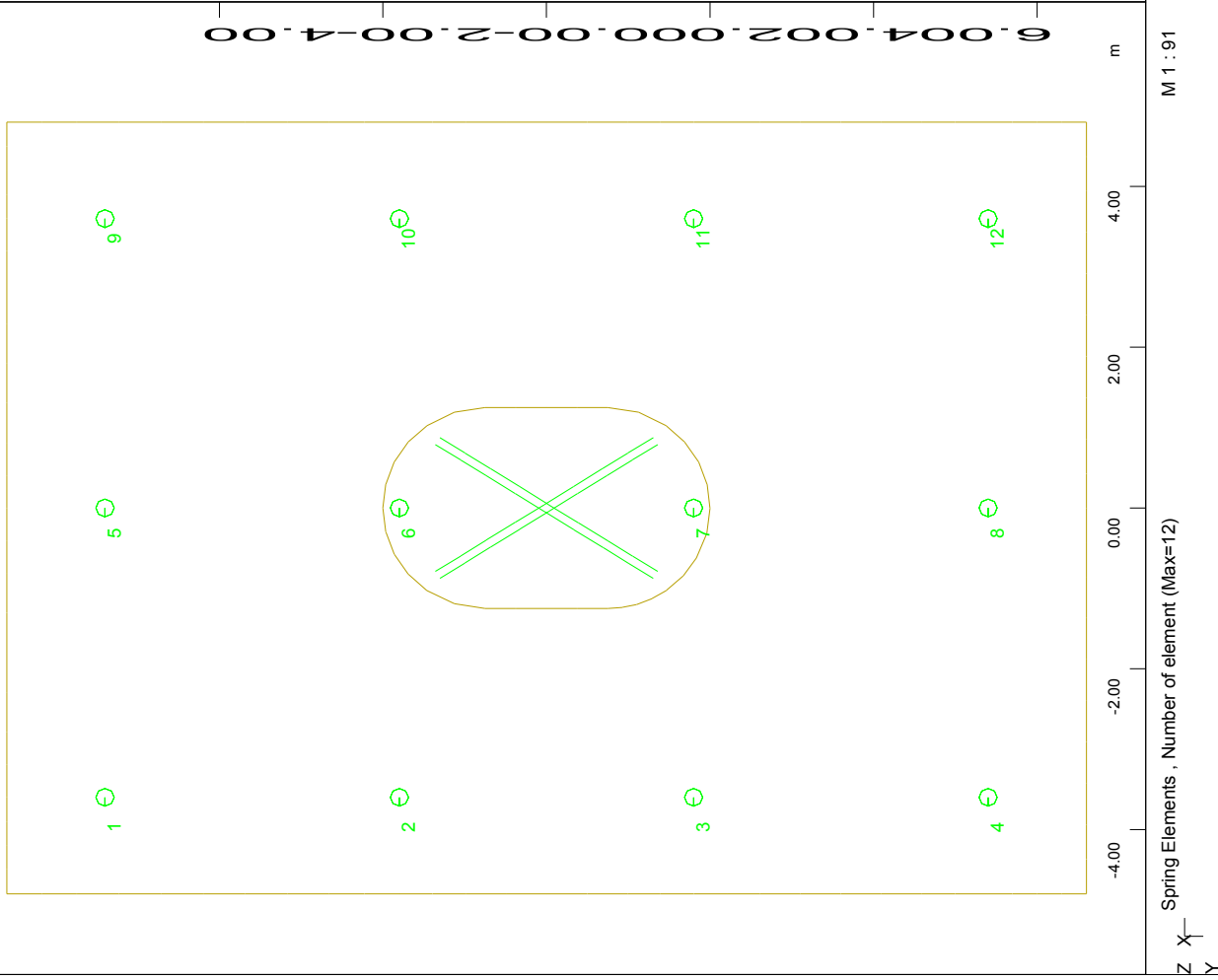


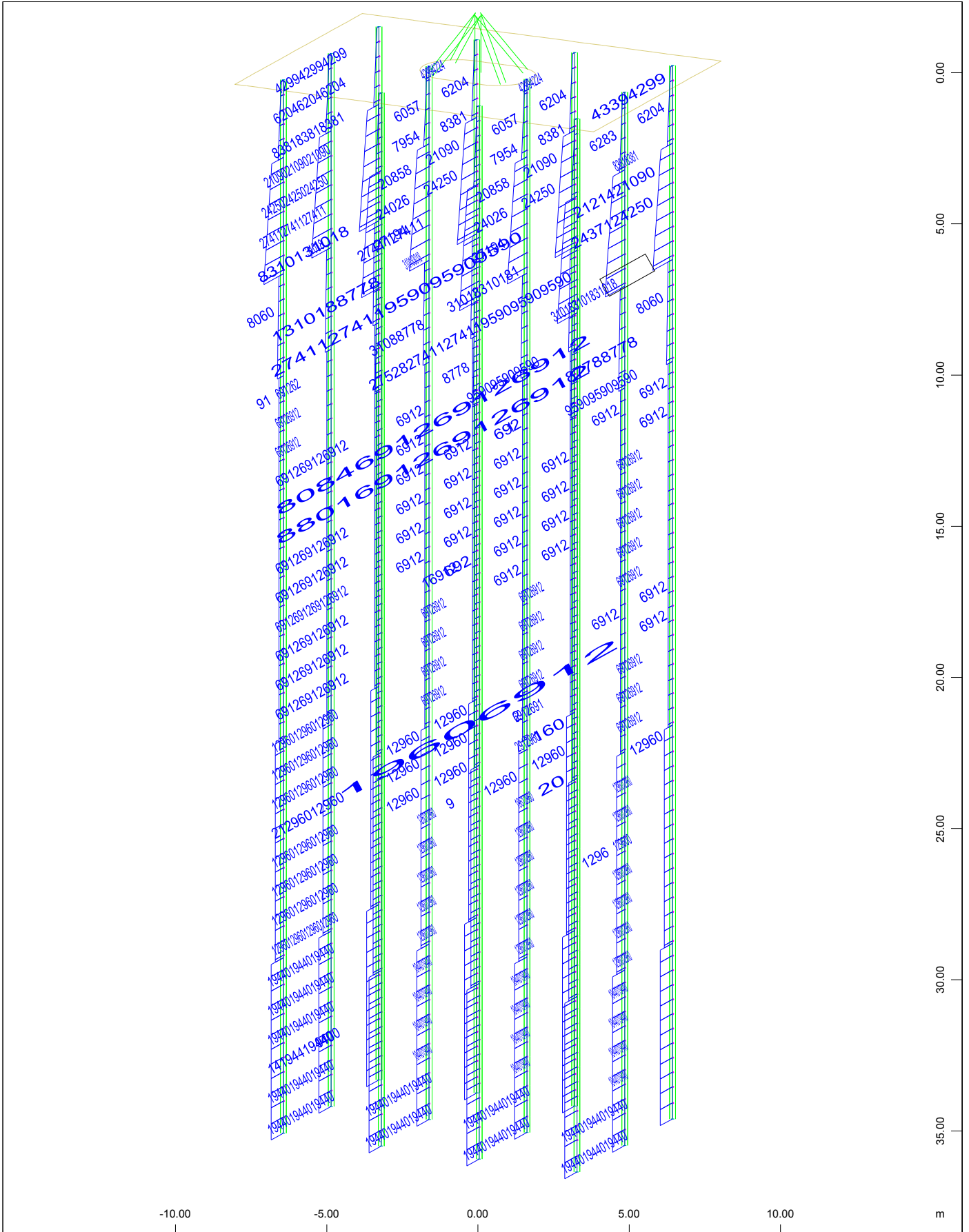
Structure

Z X
Y

M 1 : 91

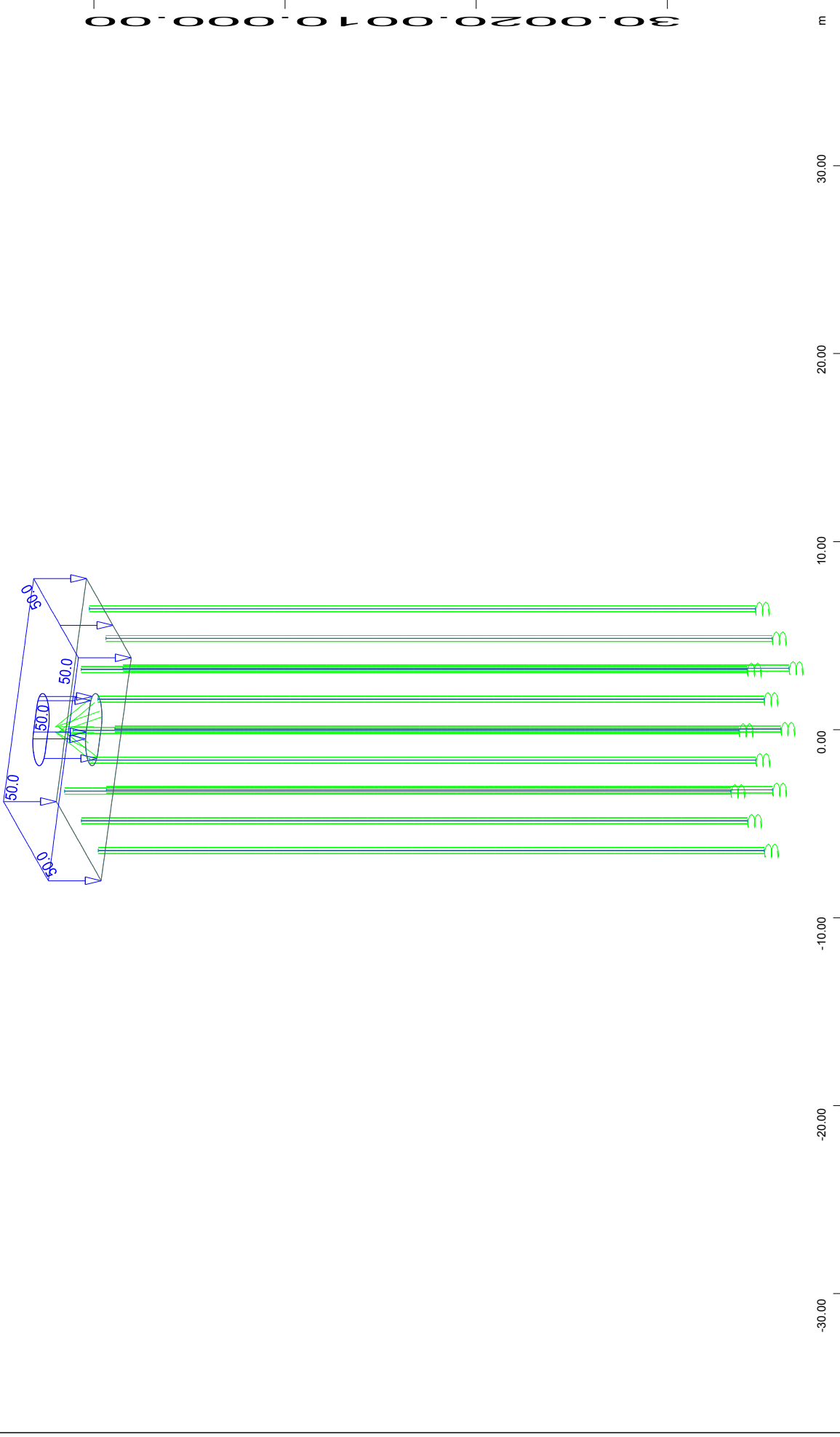
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH





Sector of system Group 0...3 11 21
 Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 36094. kN/m2
 (Max=31018.)

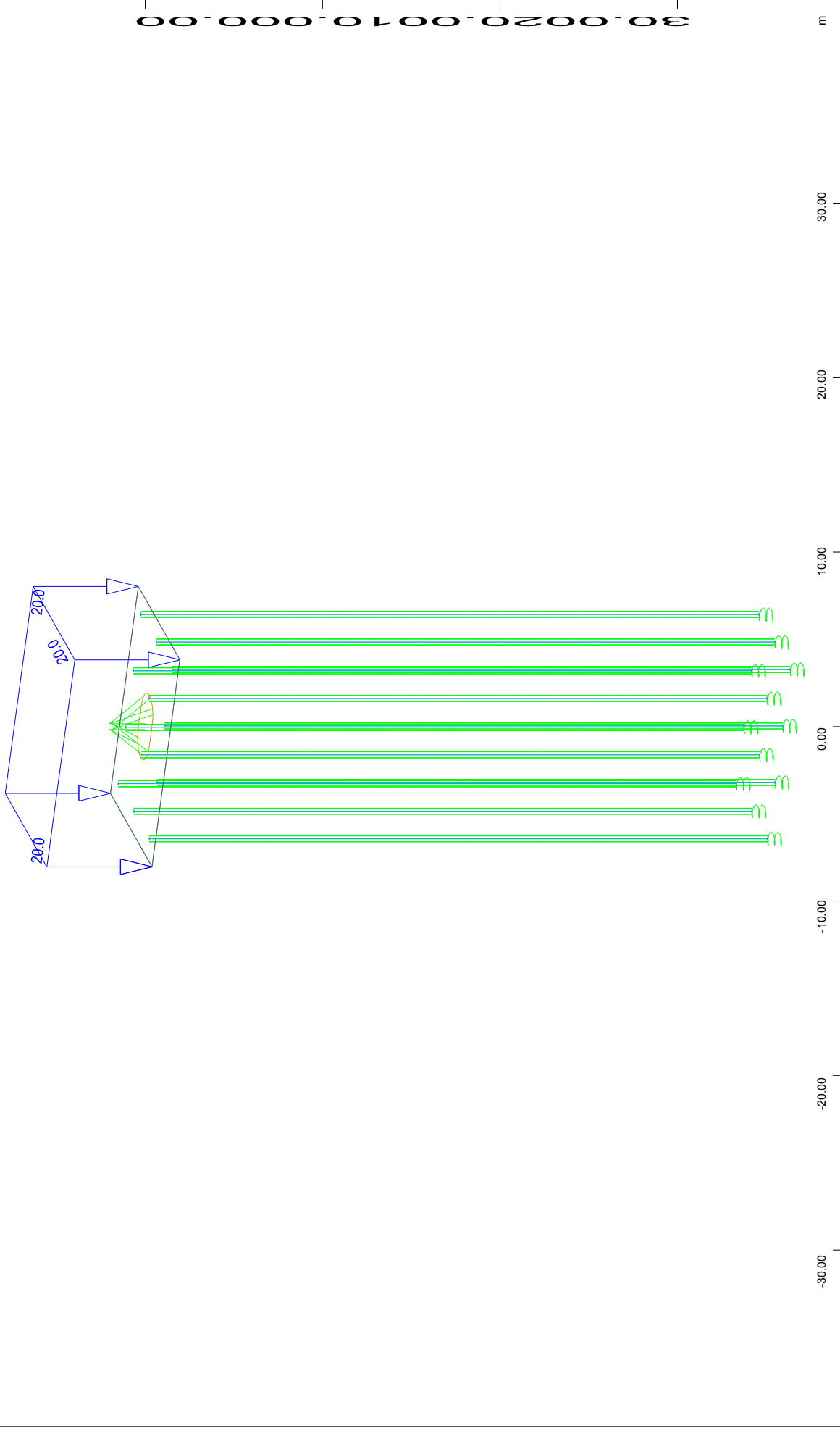
M 1 : 172
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



30.00020.00010.000.00

X_YZ
 All loads, Loadcase 1 PILE CAP SELF-WEIGHT , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Elements (Unit=50.0 kN/m2
 load in global Z (Unit=0 kN/m
 Free area load (force) in global Z (Unit=50.0 kN/m2
 M 1 : 287
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
LOADINGS GRAPHS



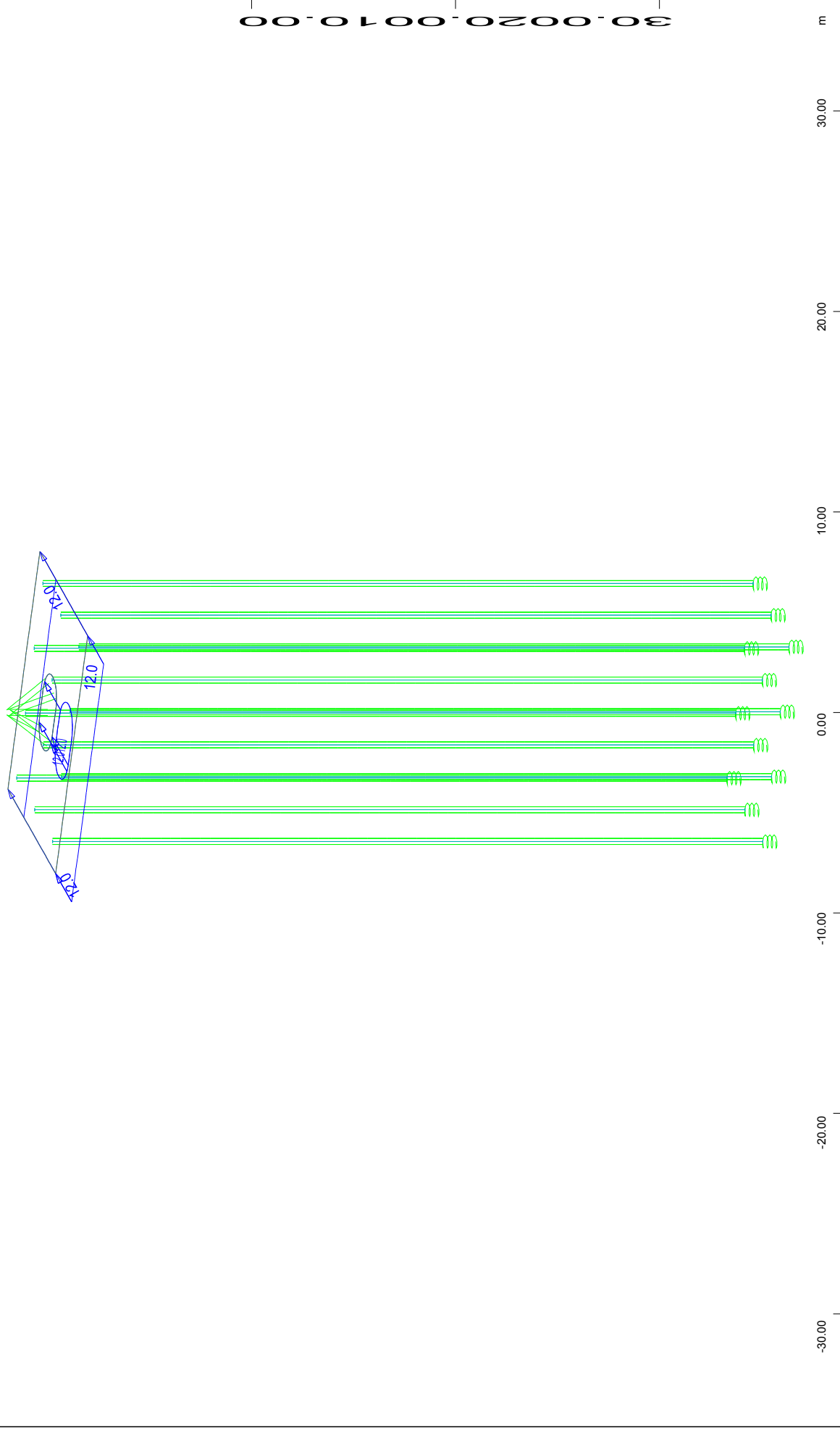
X \leftarrow
 Y \leftarrow
 Z \leftarrow

All loads, Loadcase 2 SOIL SELF-WEIGHT, (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=10.0 kN/m2)

M 1 : 308
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=20.0)

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

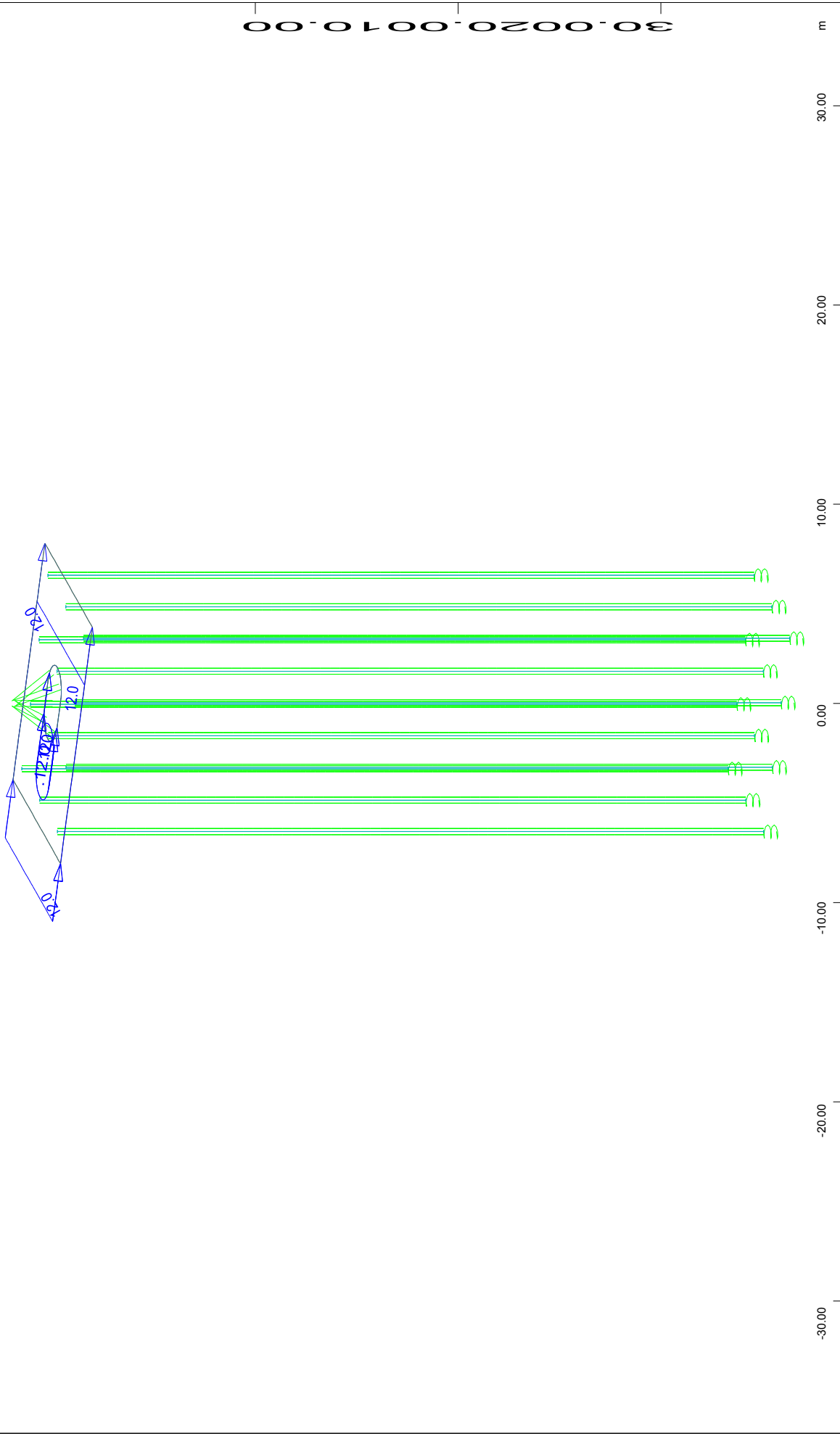


M 1 : 268
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

All loads, Loadcase 11 PILE CAP INERTIA +X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=10.0 kN/m2)

X ←
 Y ↓
 Z ↑

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS

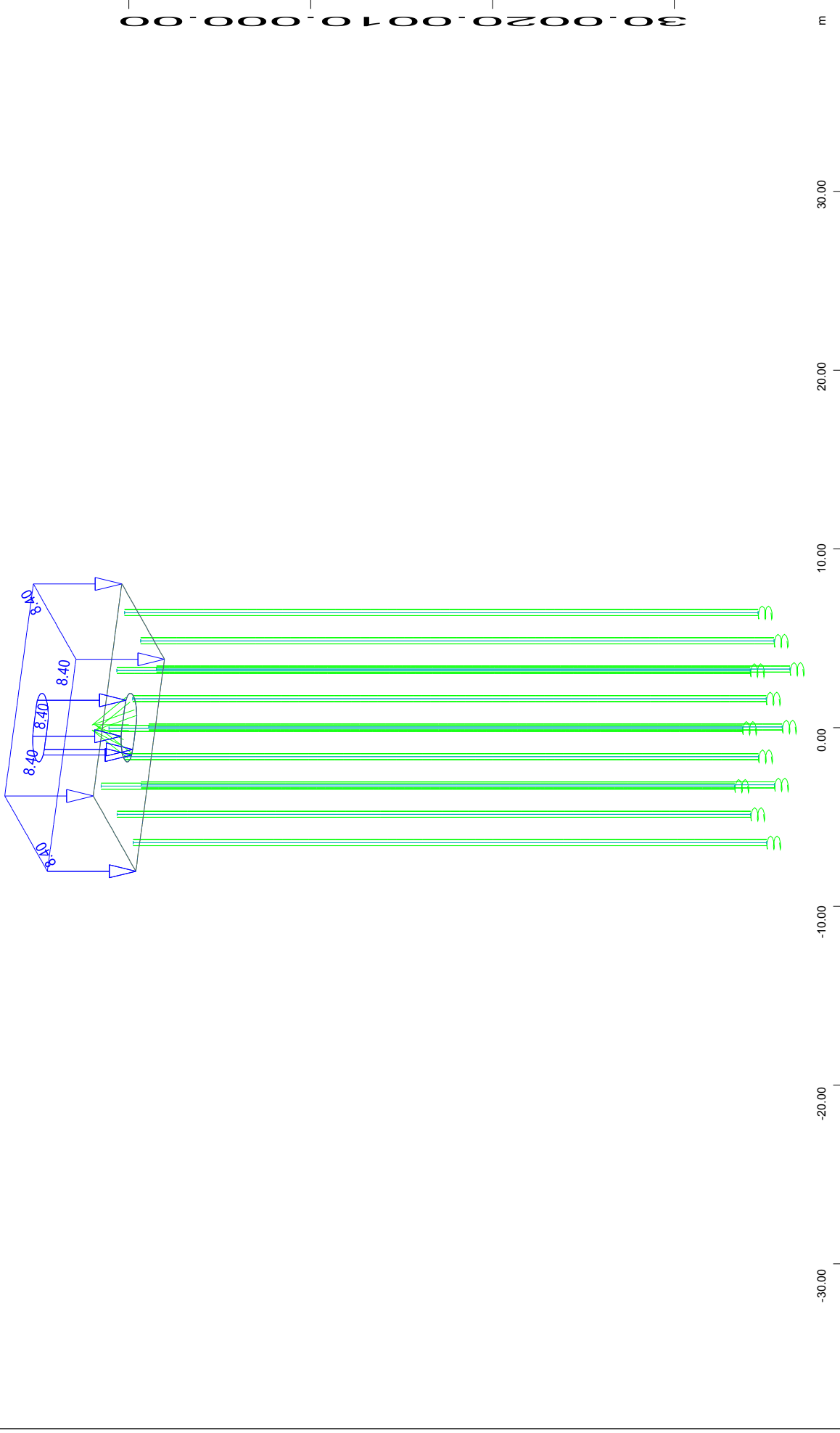


All loads, Loadcase 12 PILE CAP INERTIA + Y , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m²)

M 1 : 270
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

(Max=12.0)

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS

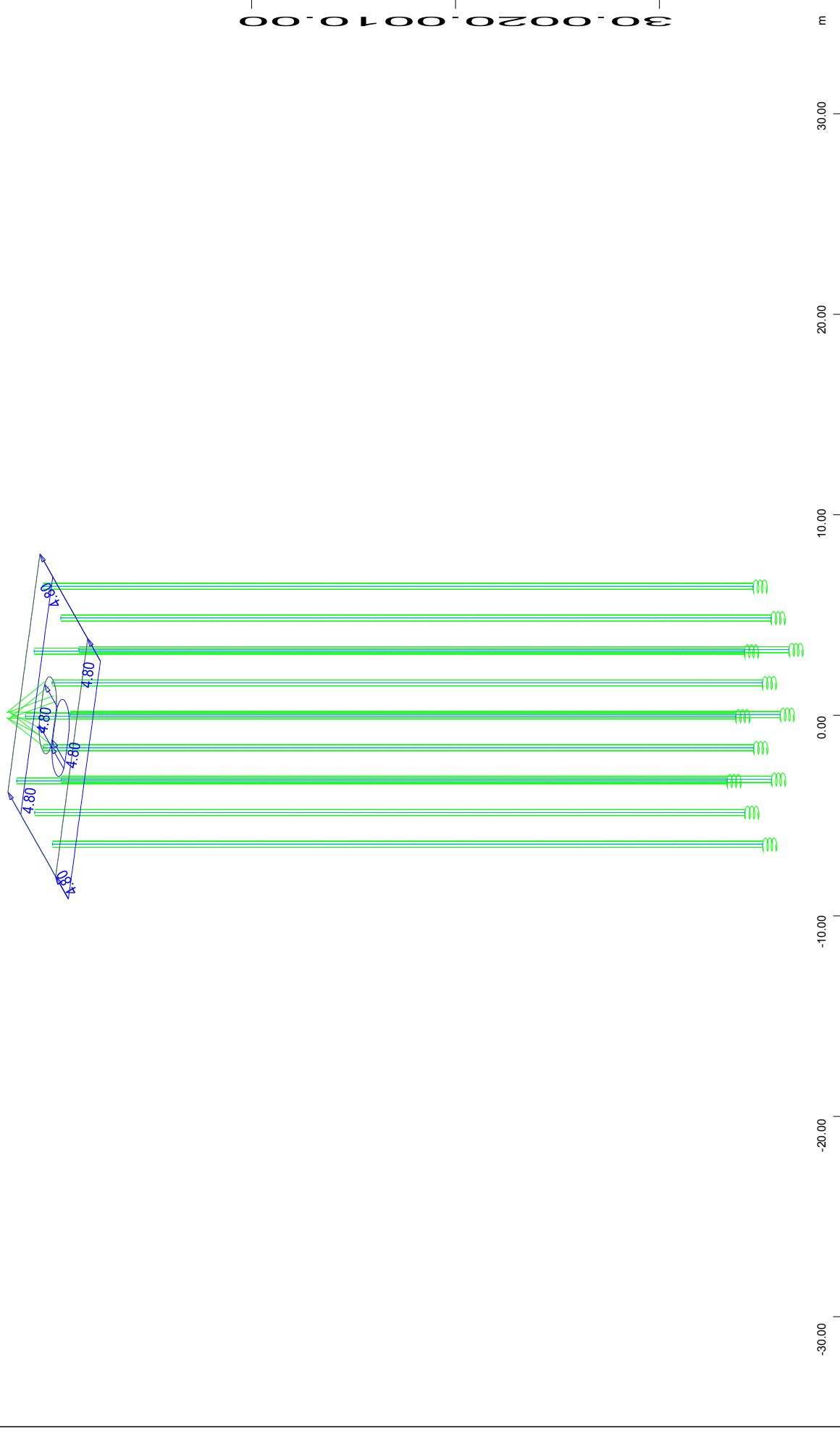


All loads, Loadcase 13 PILE CAP INERTIA + Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=5.00 kN/m2)

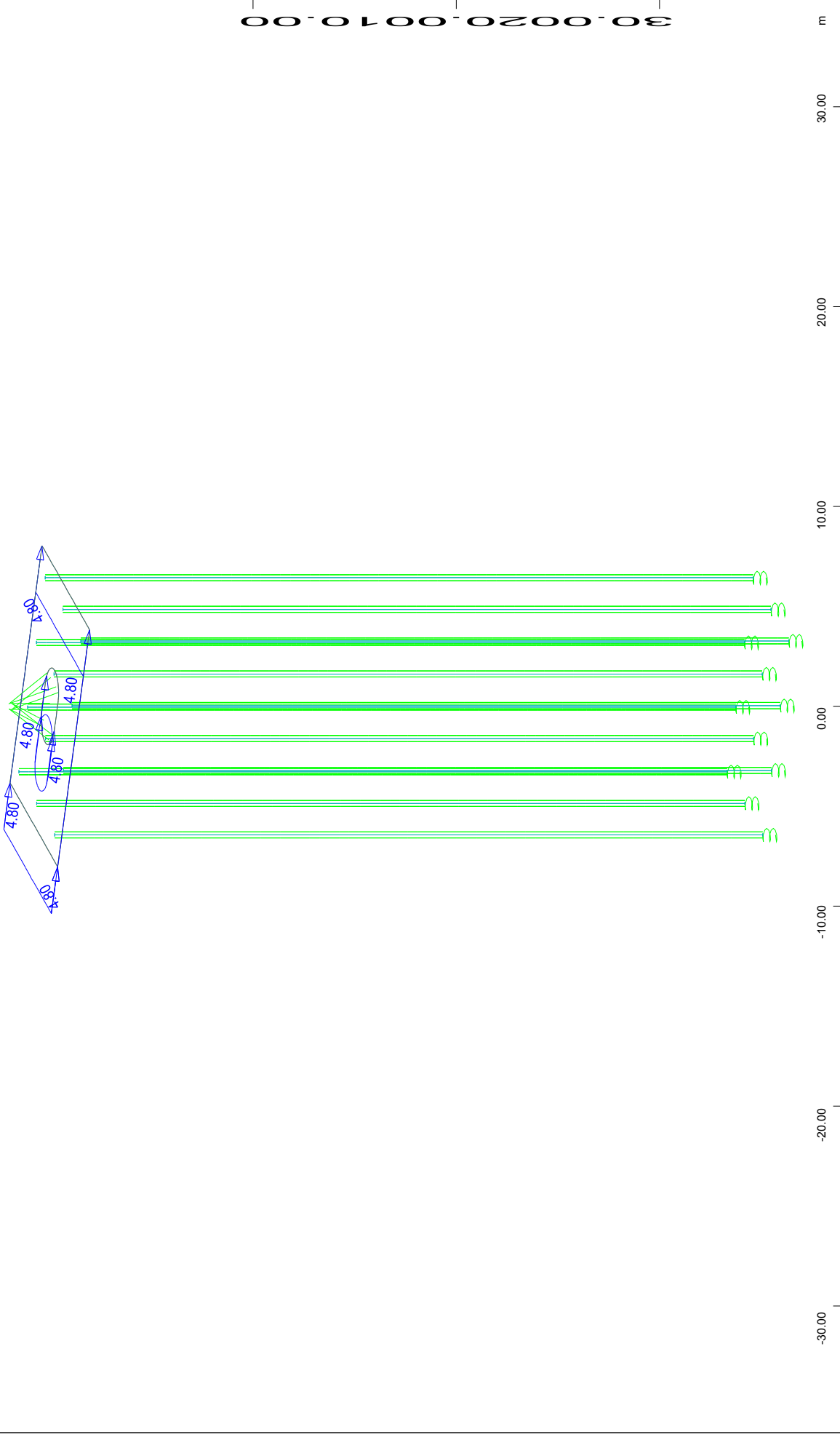
M 1 : 301
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

(Max=8.40)

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS

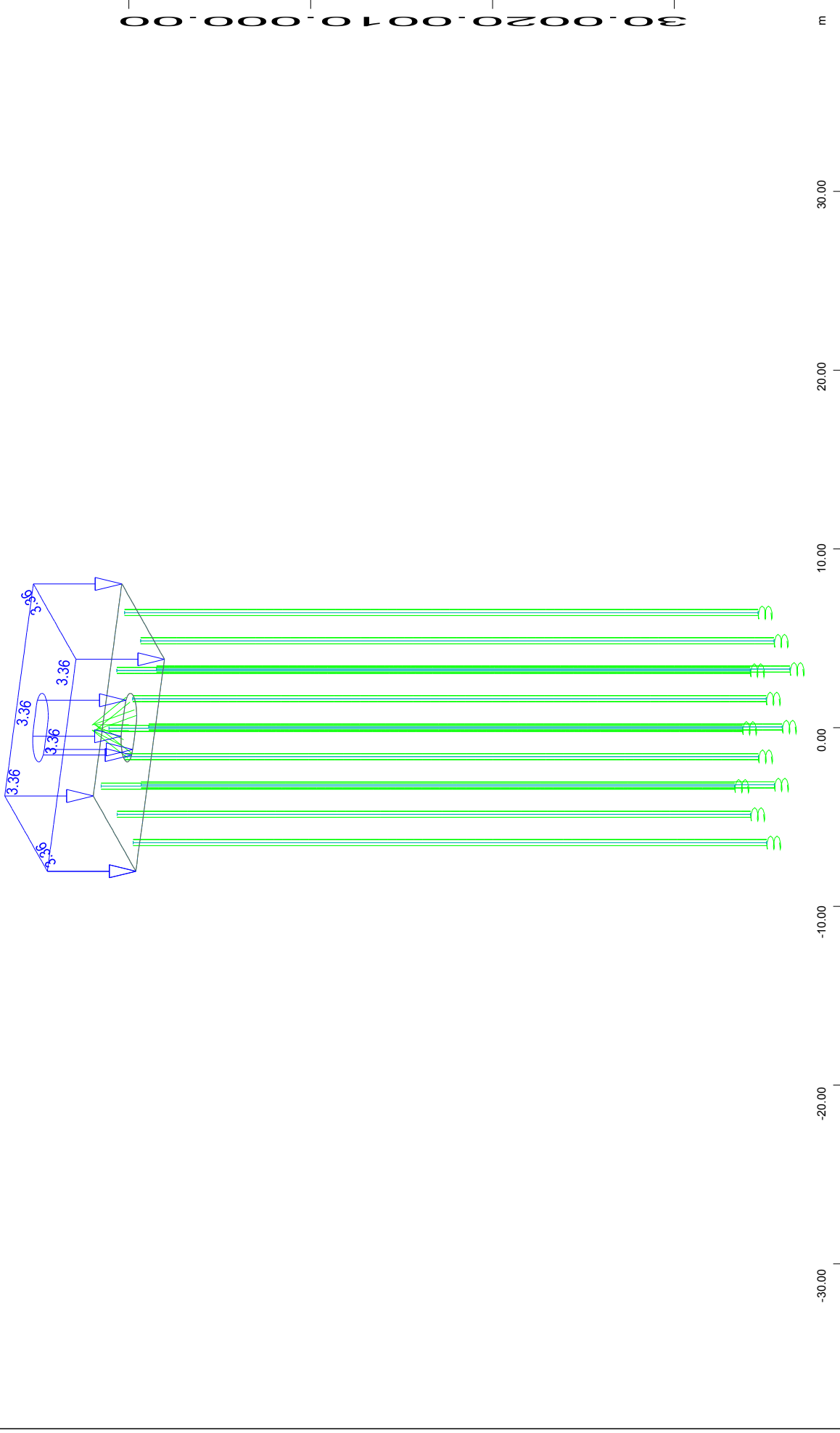


X ←
 Y ↓
 Z ↑

All loads, Loadcase 22 SOIL INERTIA + Y , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=5.00 kN/m2)

M 1 : 270
 X* 0.502
 Y* 0.906
 Z* 0.962

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP LOADINGS



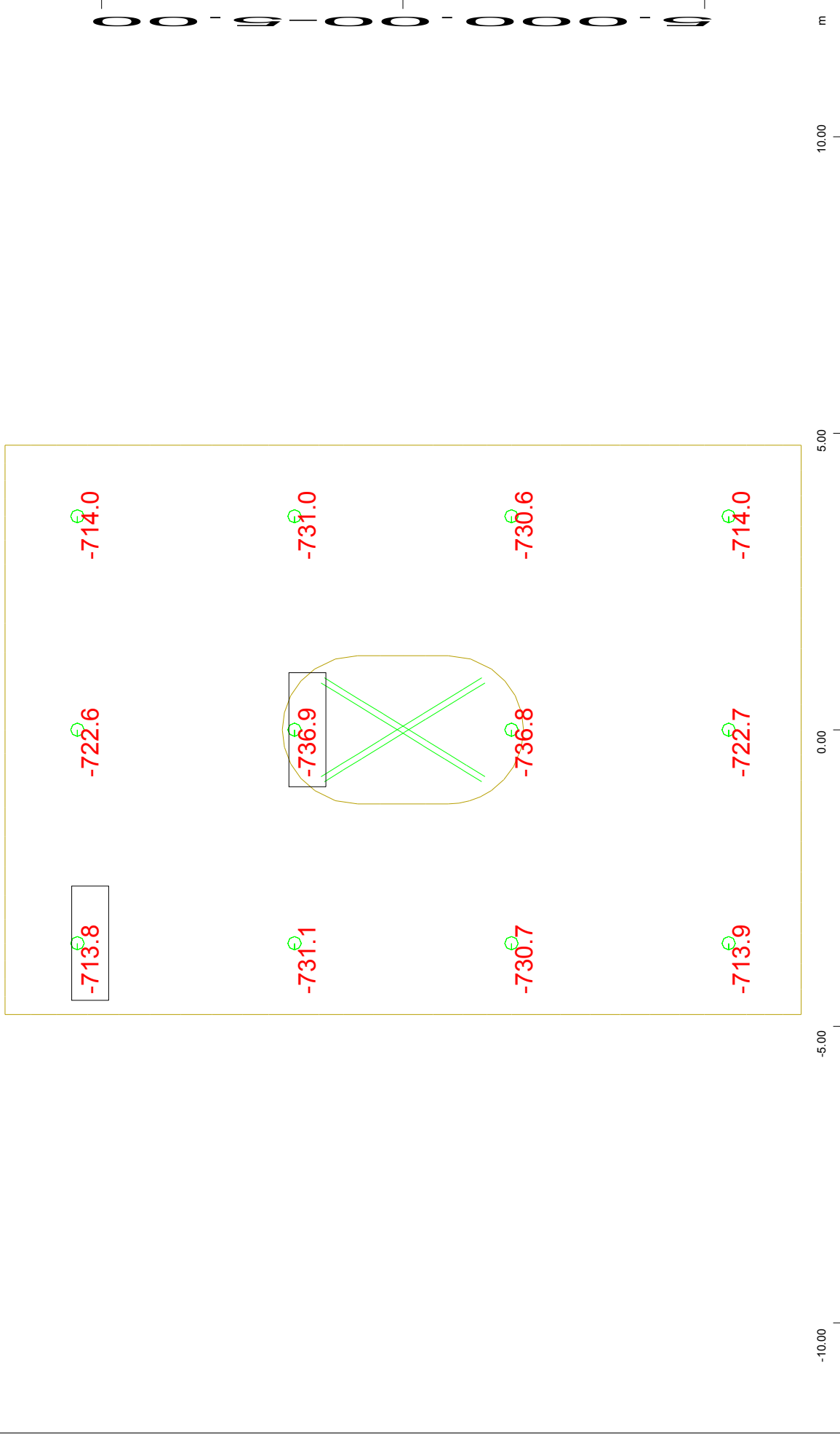
M 1 : 301
X*0.502
Y*0.906
Z*0.962

(Max=3.36)

All loads. Loadcase 23 SOIL INERTIA +Z . (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=2.00 kN/m2)

X
Y
Z

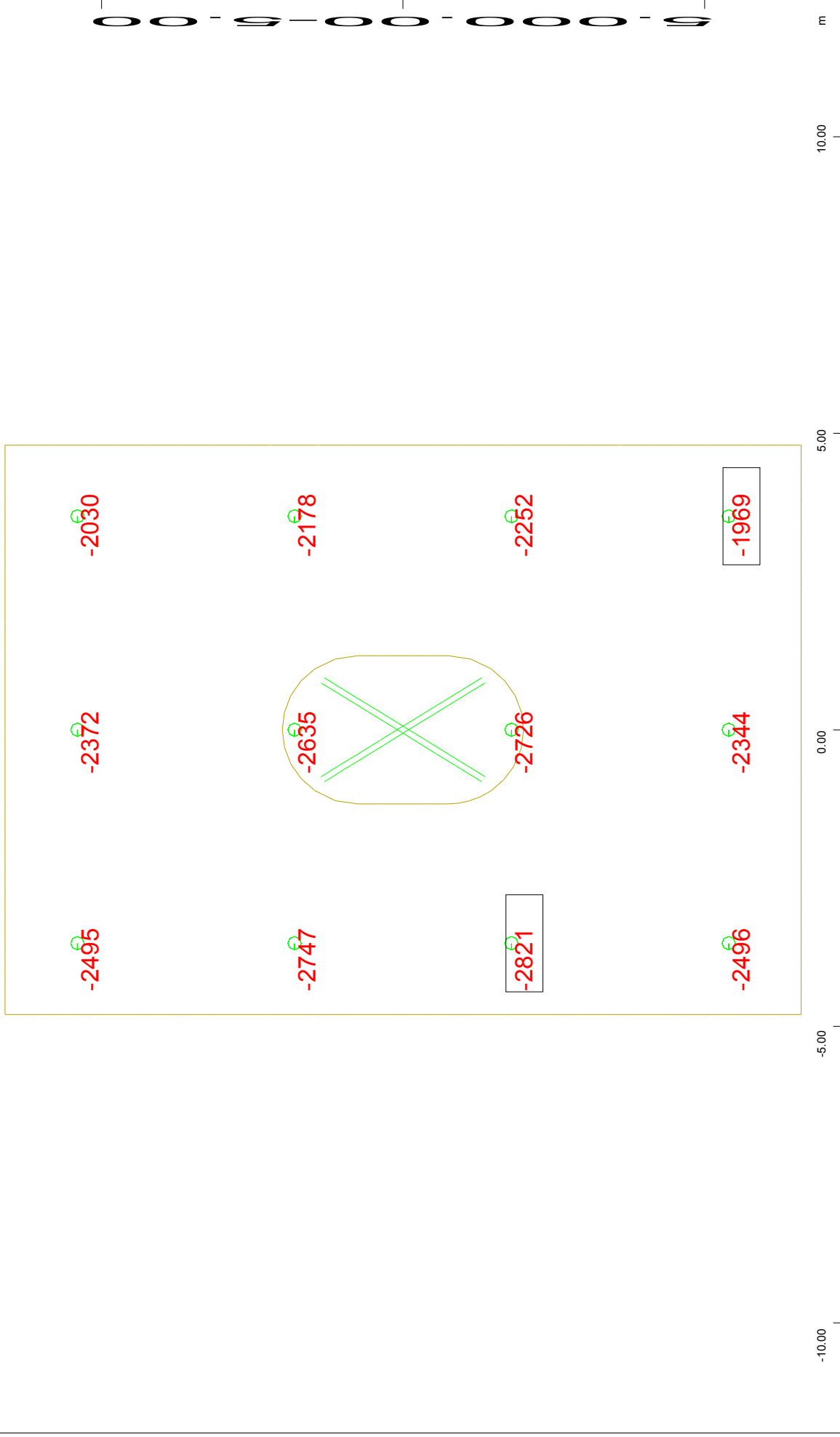
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAP LOADINGS



Spring force in kN, Loadcase 4001 MAX-P SPR1 SLS COMB (Min=-736.9) (Max=-713.8) (total: -8698.)

M 1 : 91

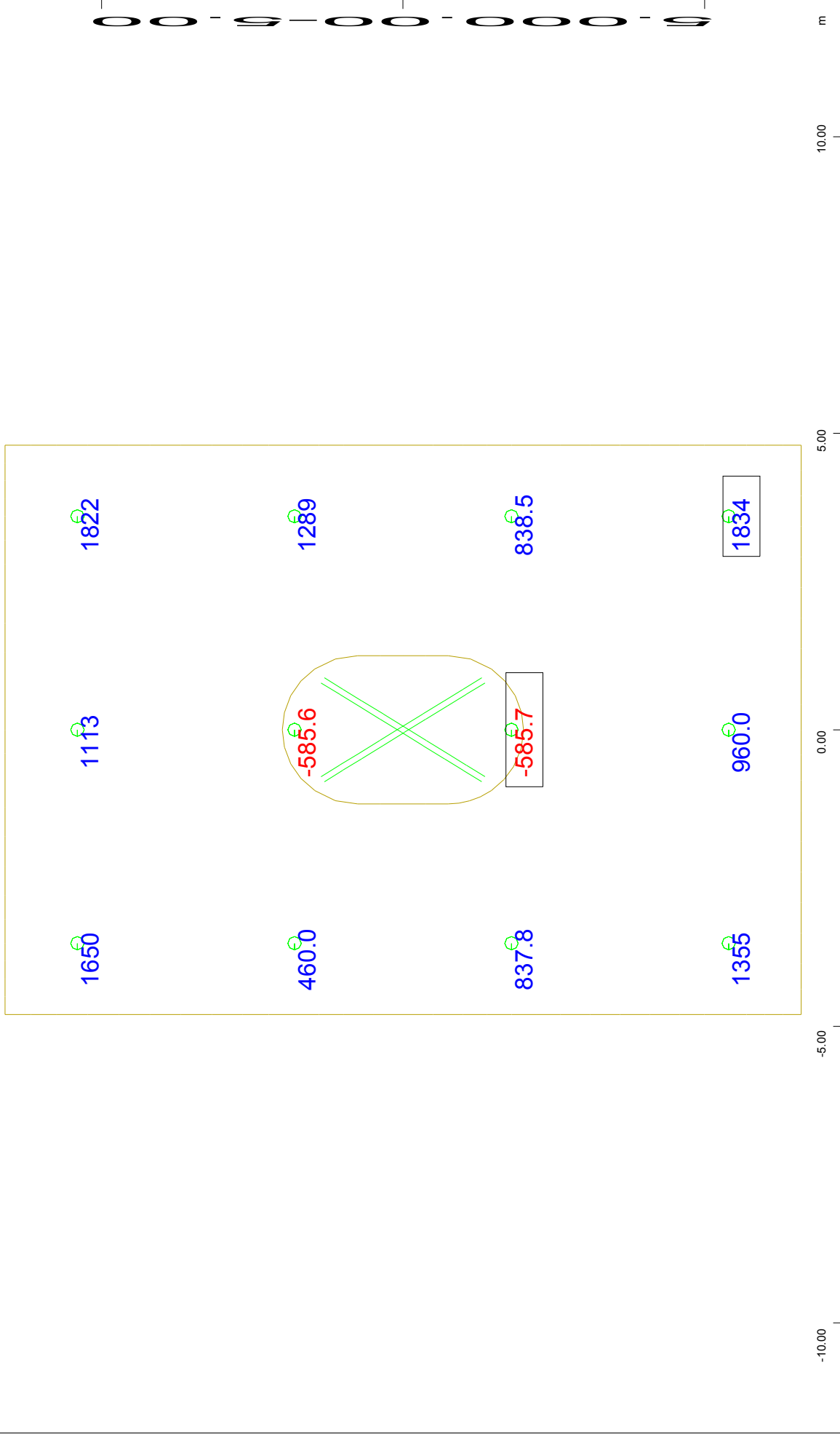
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



Spring force in kN, Loadcase 4002 MIN-P SPRI SLS COMB (Min=-2821) (Max=-1969) (total: -29064.)

M 1 : 91

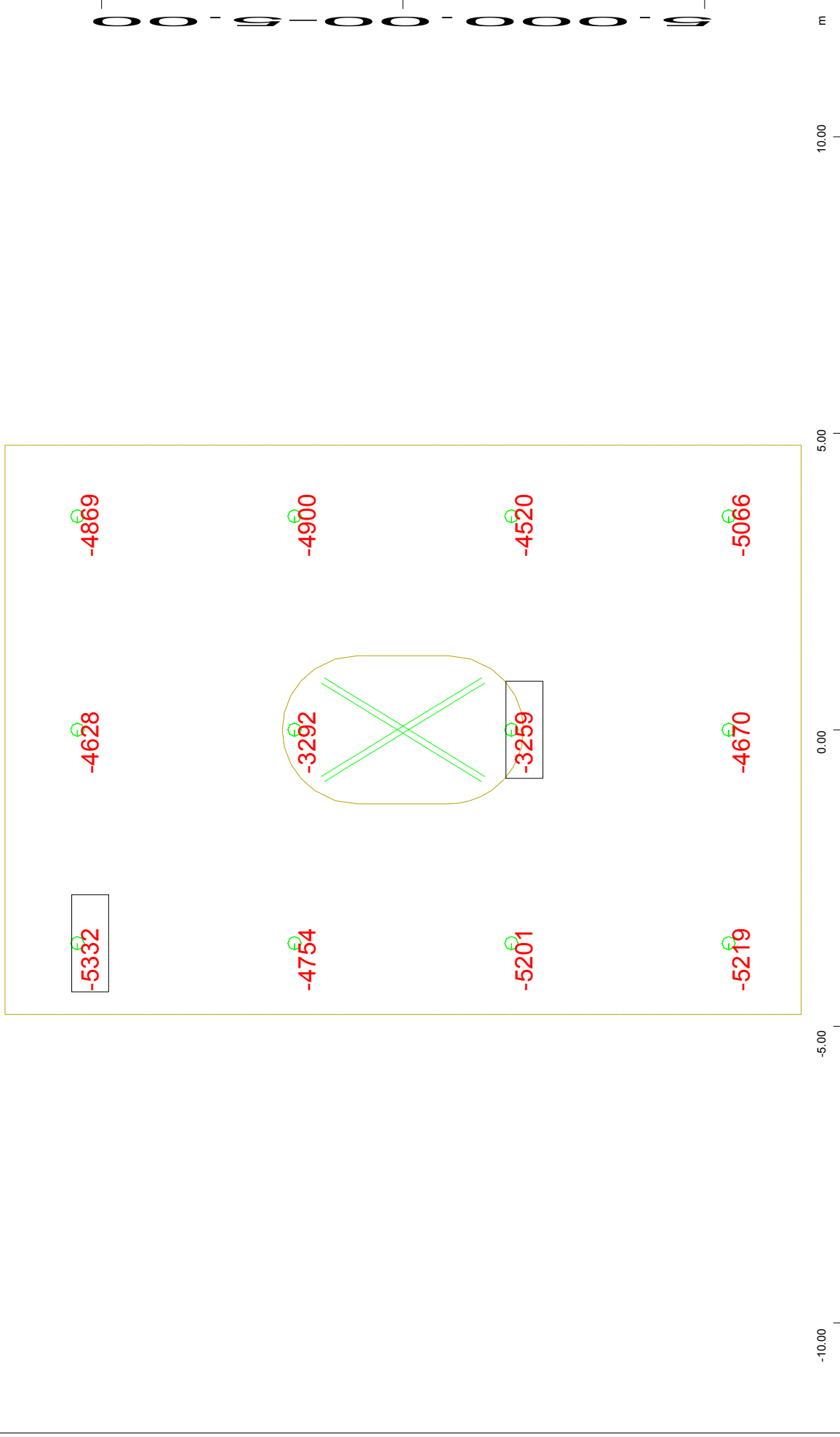
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION



Spring force in kN, Loadcase 3301 MAX-P SPRI EQ COMB (q=1.0) (Min=-585.7) (Max=1834.) (total: 10986.)

M 1 : 91

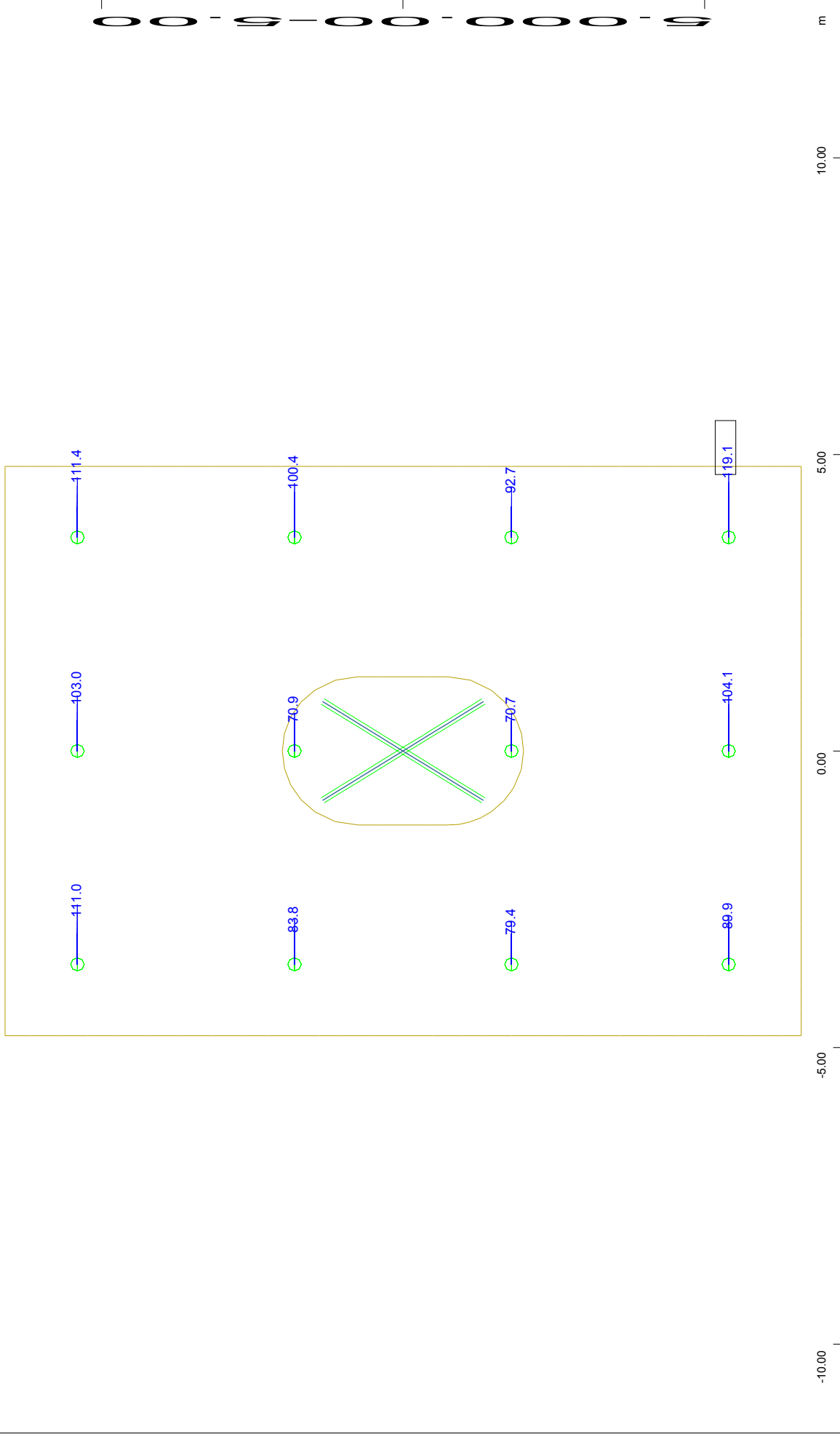
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION



Spring force in kN. Loadcase 3302 MIN-P SPR1 EQ COMB (q=1.0) (Min=-5332.) (Max=-3259.) (total: -55710.)

Z X
Y

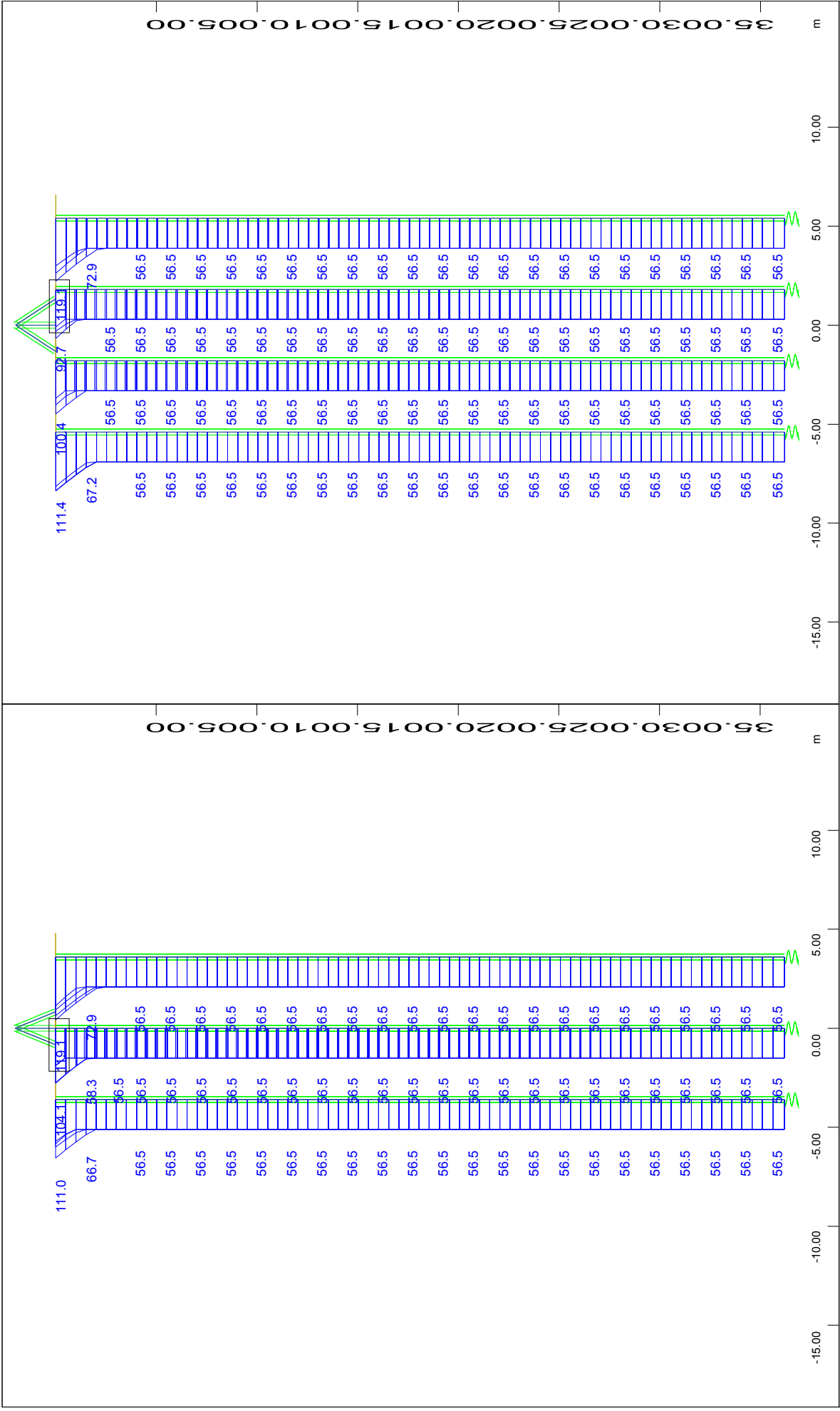
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



Sector of system Group 0...3

Z X Y Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=119.1)

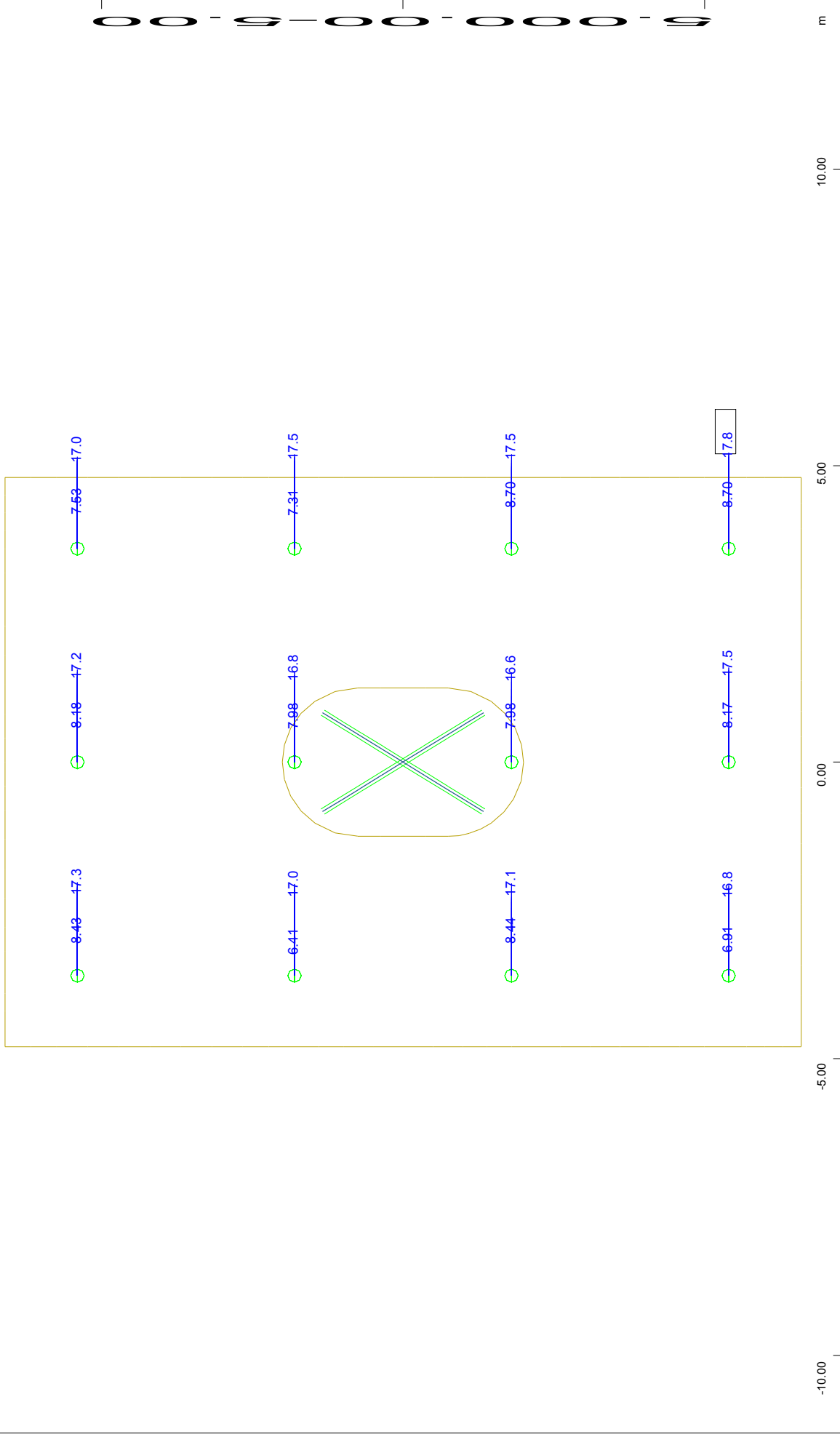
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



Y X Z
 Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design
 Case 104 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=119.1)

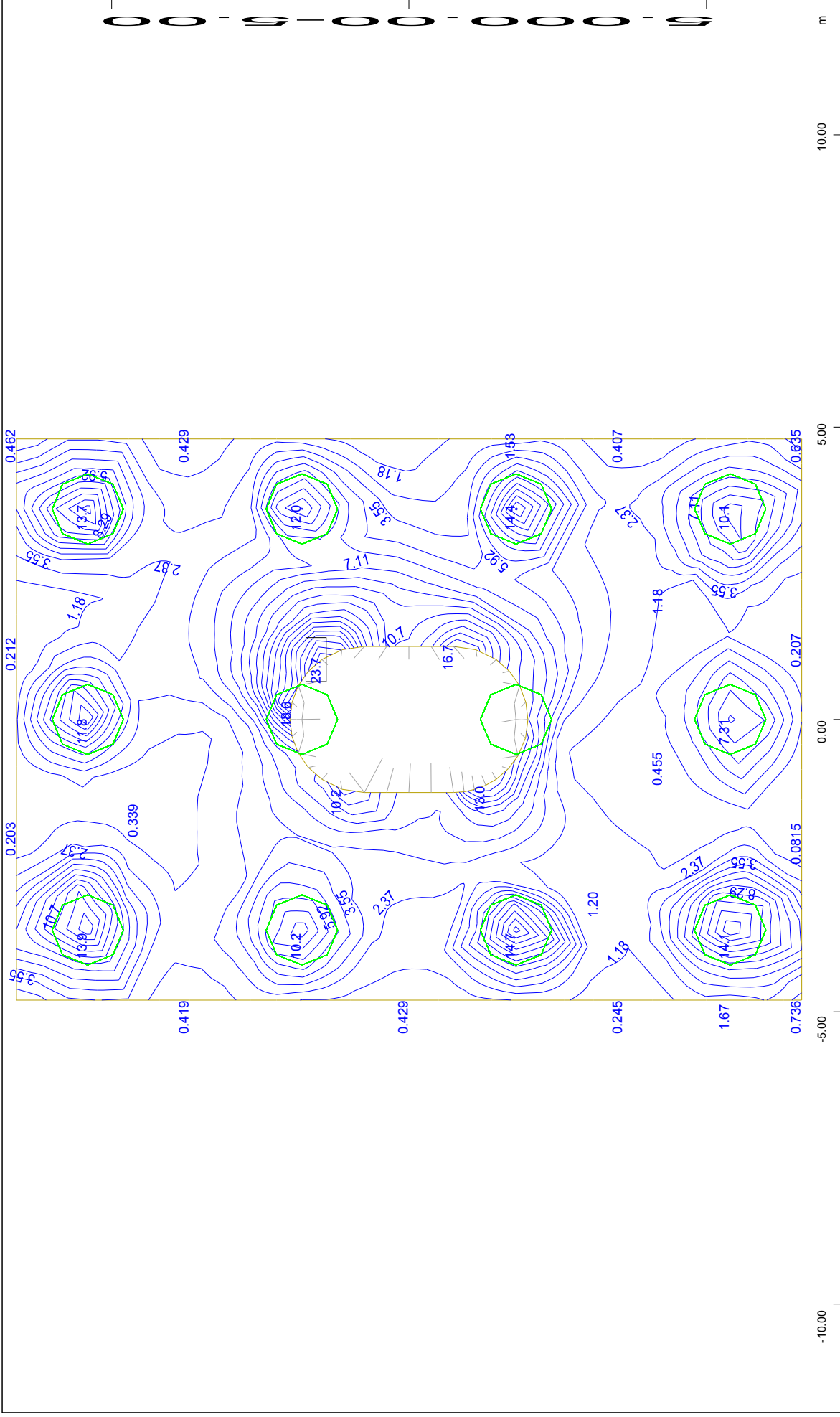
M 1 : 267
 Sector of system Group 0...3
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design
 Case 104 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=119.1)

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



Sector of system Group 0...3
Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm2/m (Max=17.8)
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE

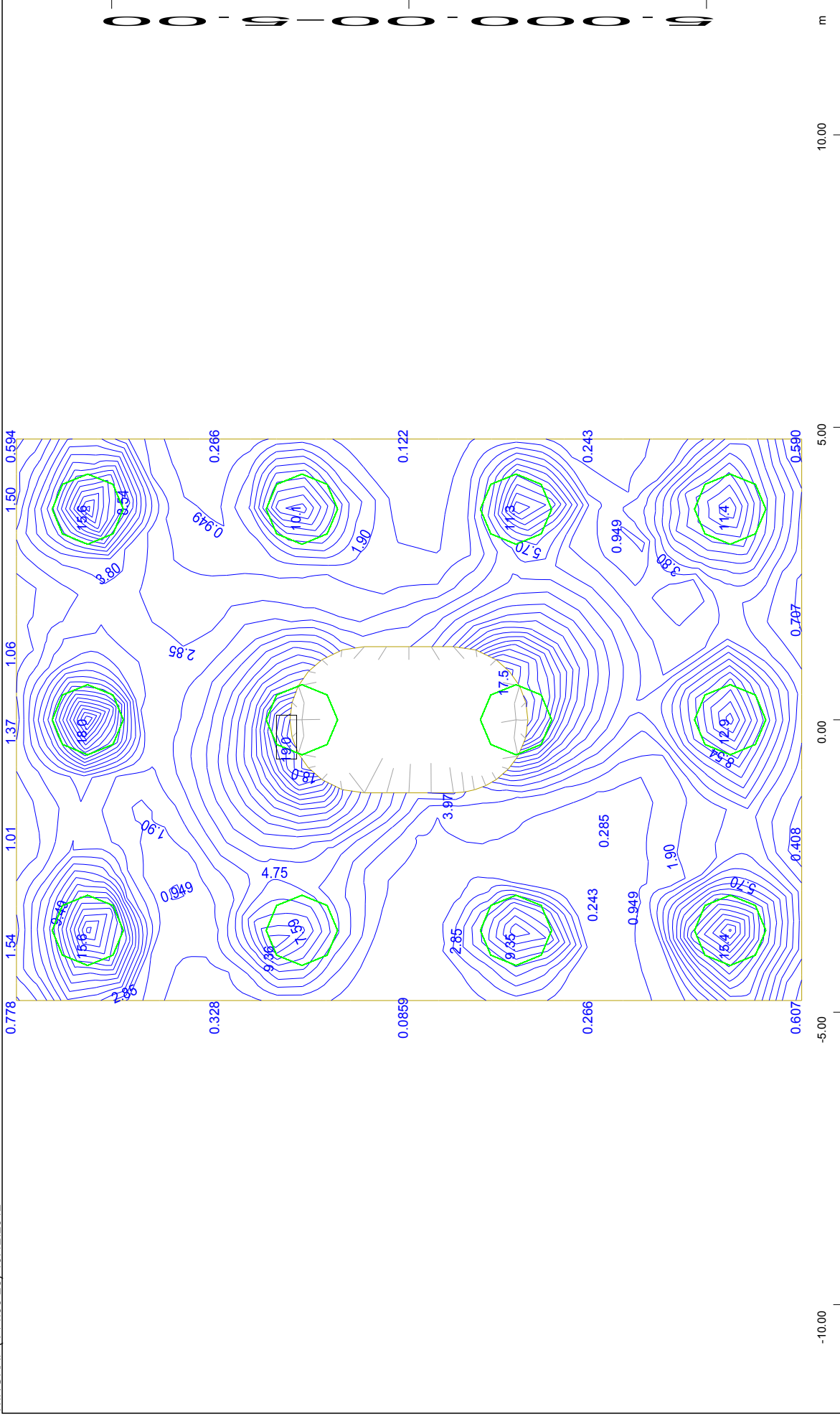


Z X Sector of system Group 1 3
 Y upper Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section

Design Case 104 , from 0 to 23.7 step 1.18 cm2/m

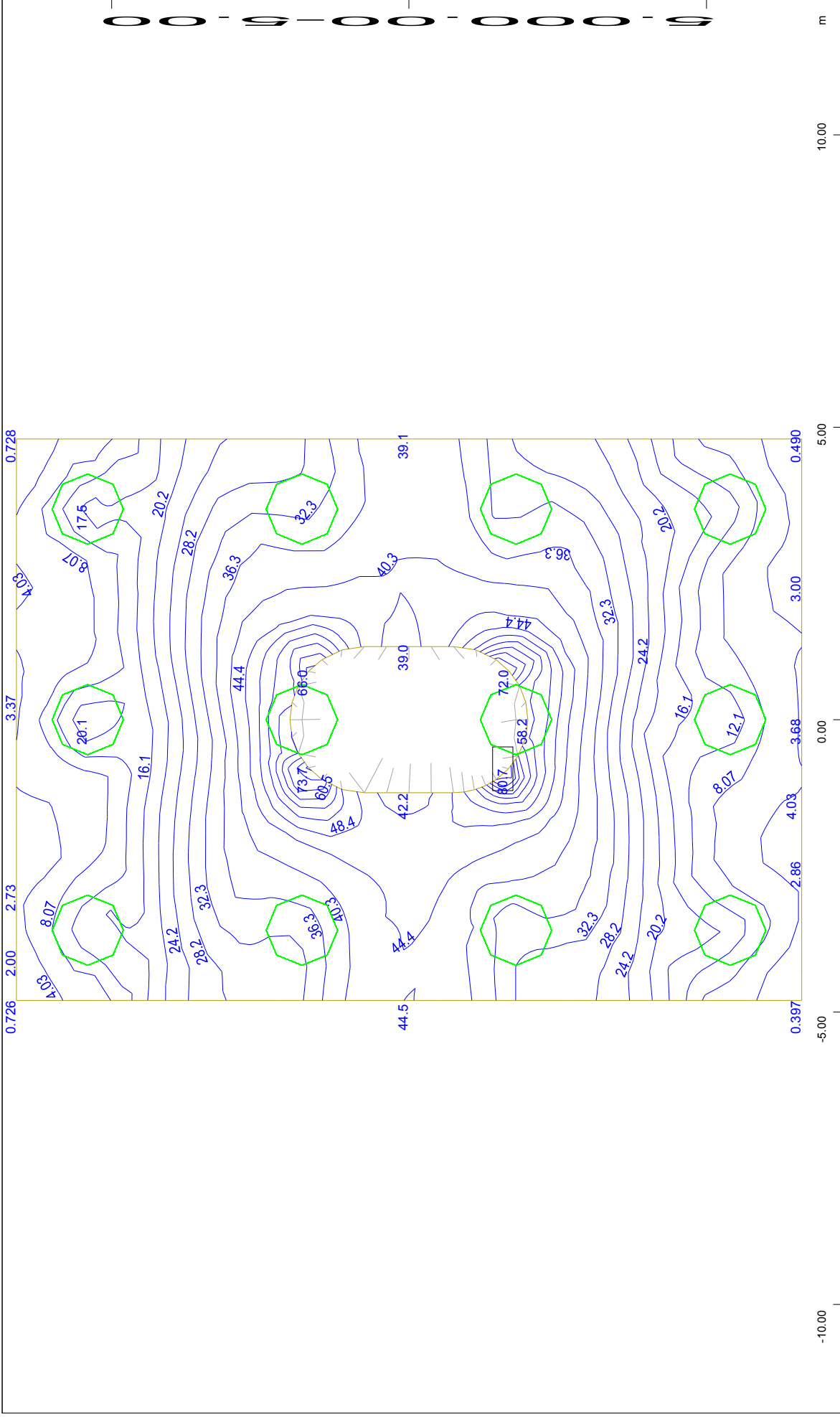
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 PILE CAP REINFORCEMENT: TOP LONGITUDINAL



Sector of system Group 1 3
 upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section
 , Design Case 104 , from 0 to 19.0 step 0.949 cm2/m
 M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: TOP TRANSVERSE



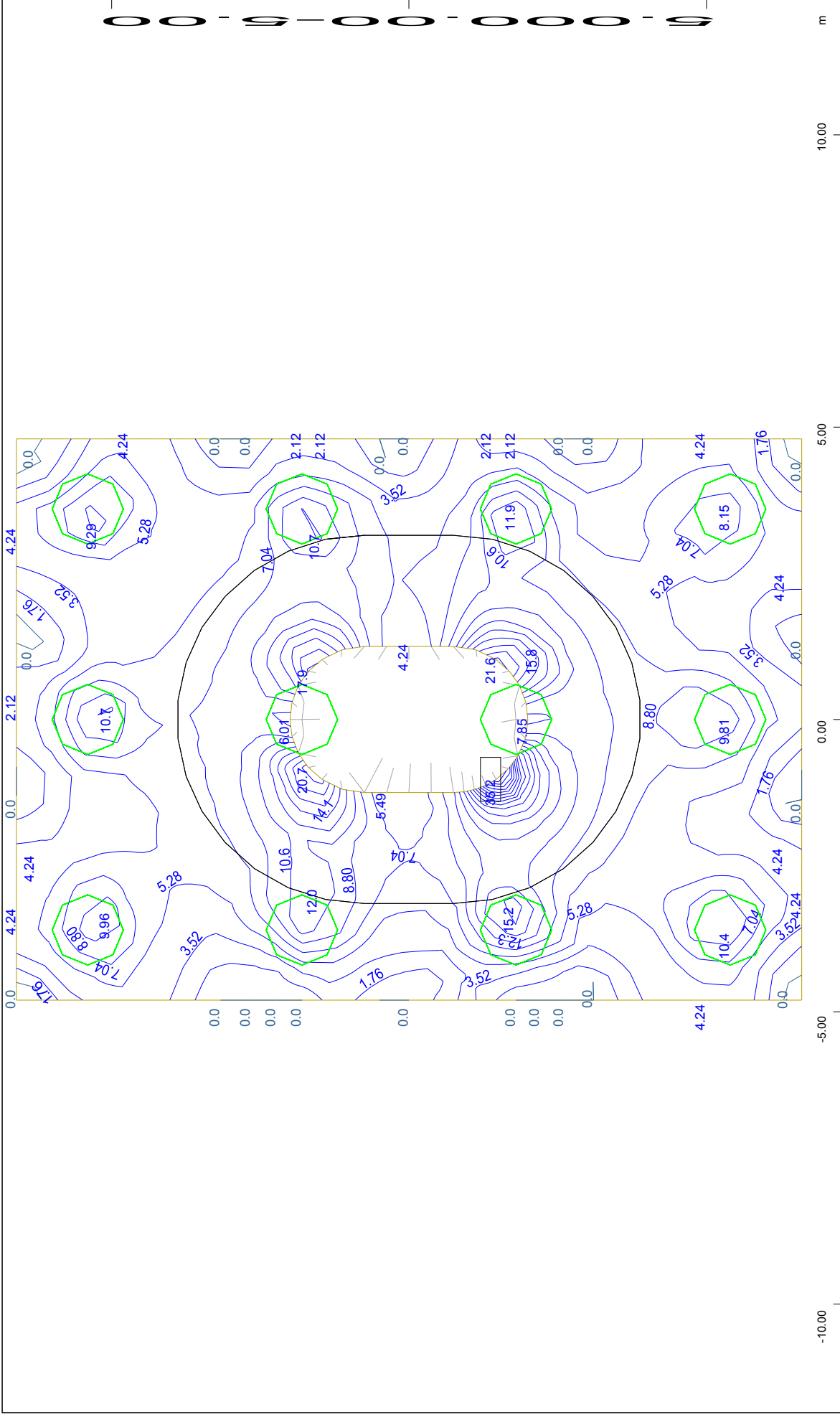
Z X
Y lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

, Design Case 104 , from 0 to 80.7 step 4.03 cm2/m

Sector of system Group 1 3

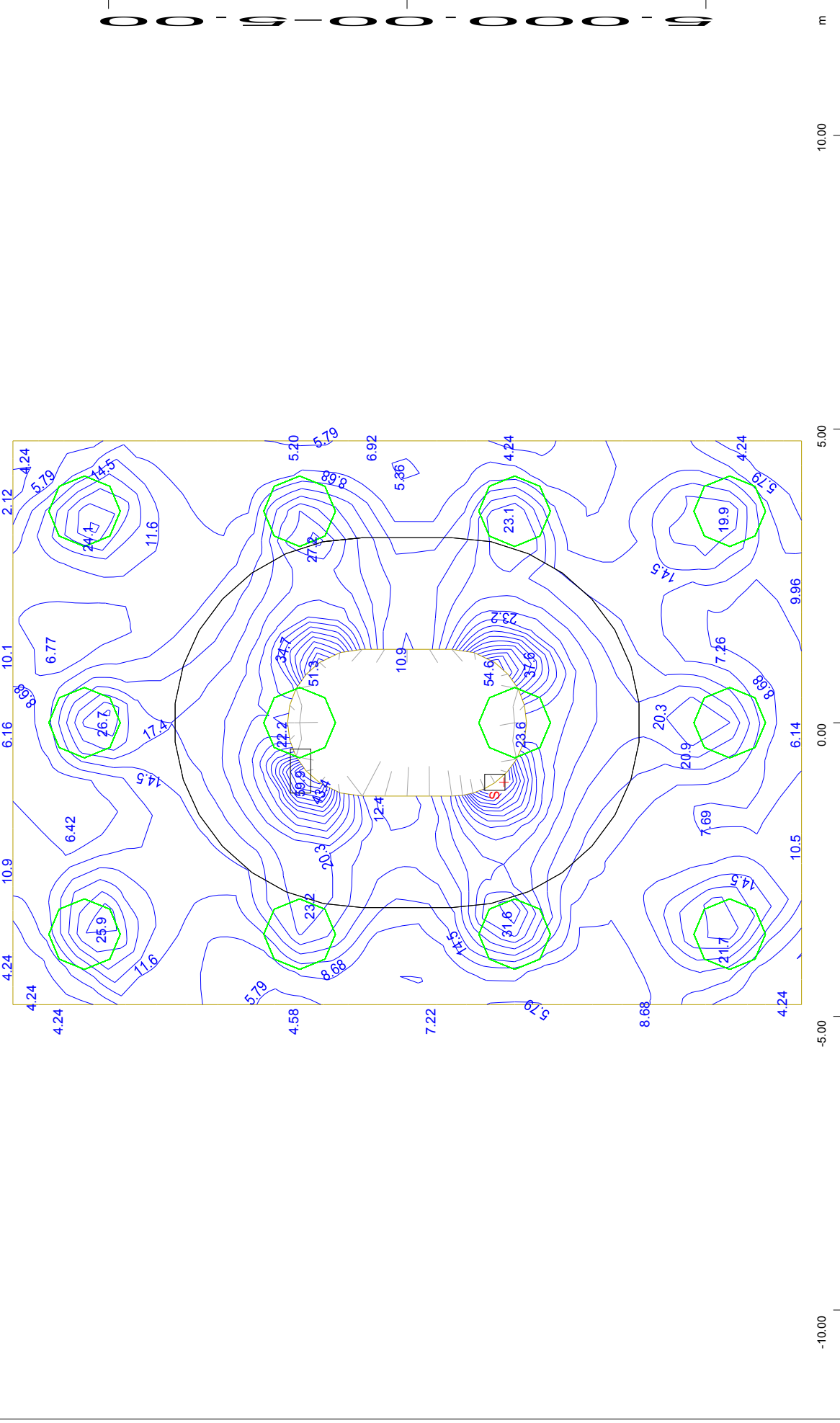
FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE

M 1 : 91



Sector of system Group 1 3
 Design Case 2 , from 0 to 35.2 step 1.76 cm²/m²
 M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION



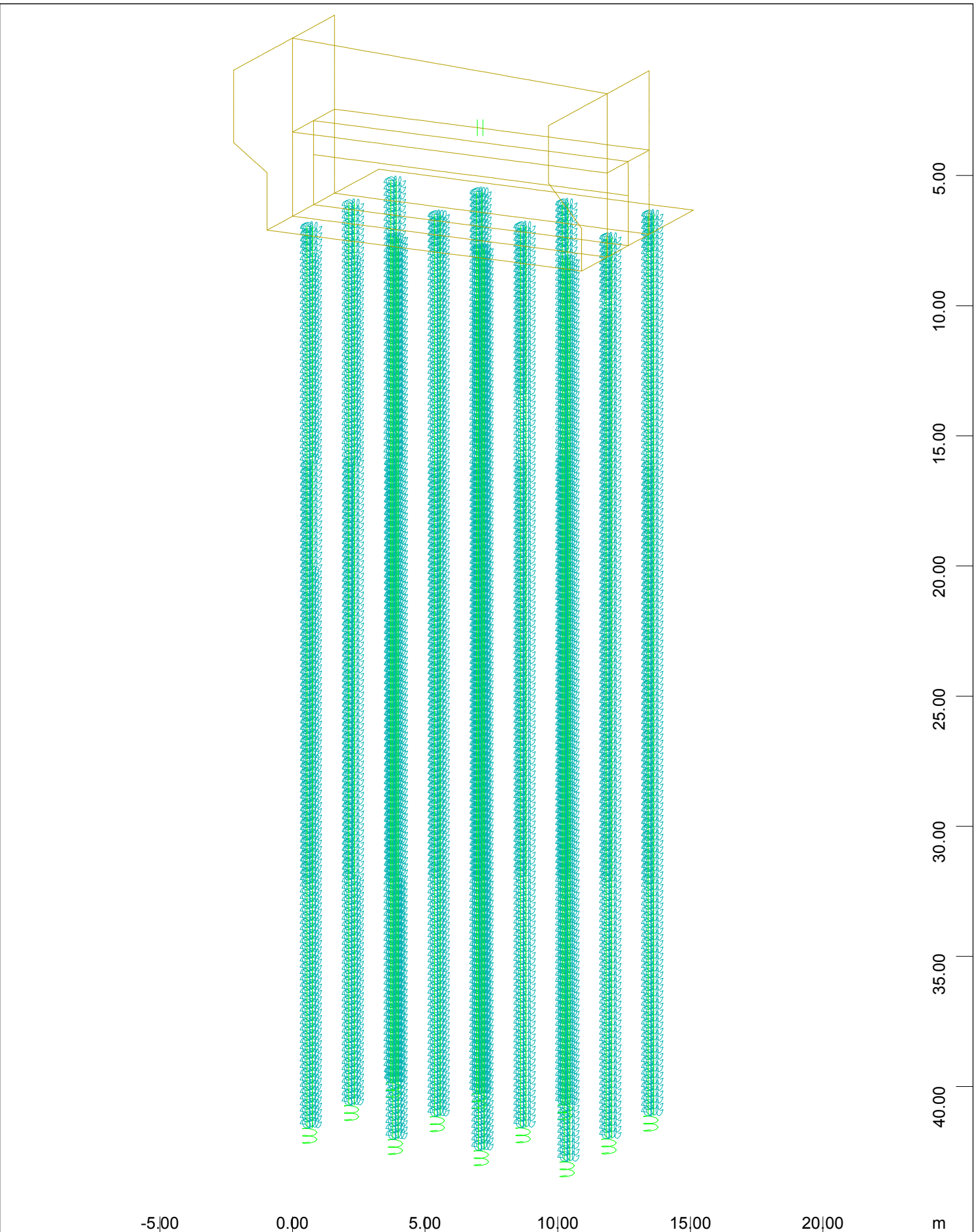
Design Case 3 ULS design , from middle of element(in cm2/m2), Design error shear problem (=S) in Elements , from 2.00 to 59.9 step 2.89

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M4.D - STRUCTURE 1
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR EQ COMBINATION

5.3 Απόσπασμα θεμελίωσης ακροβάθρου με το λογισμικό SOFiSTiK

5.3.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης ακροβάθρου A1.Δ



-5.00

0.00

5.00

10.00

15.00

20.00

m

5.00

10.00

15.00

20.00

25.00

30.00

35.00

40.00

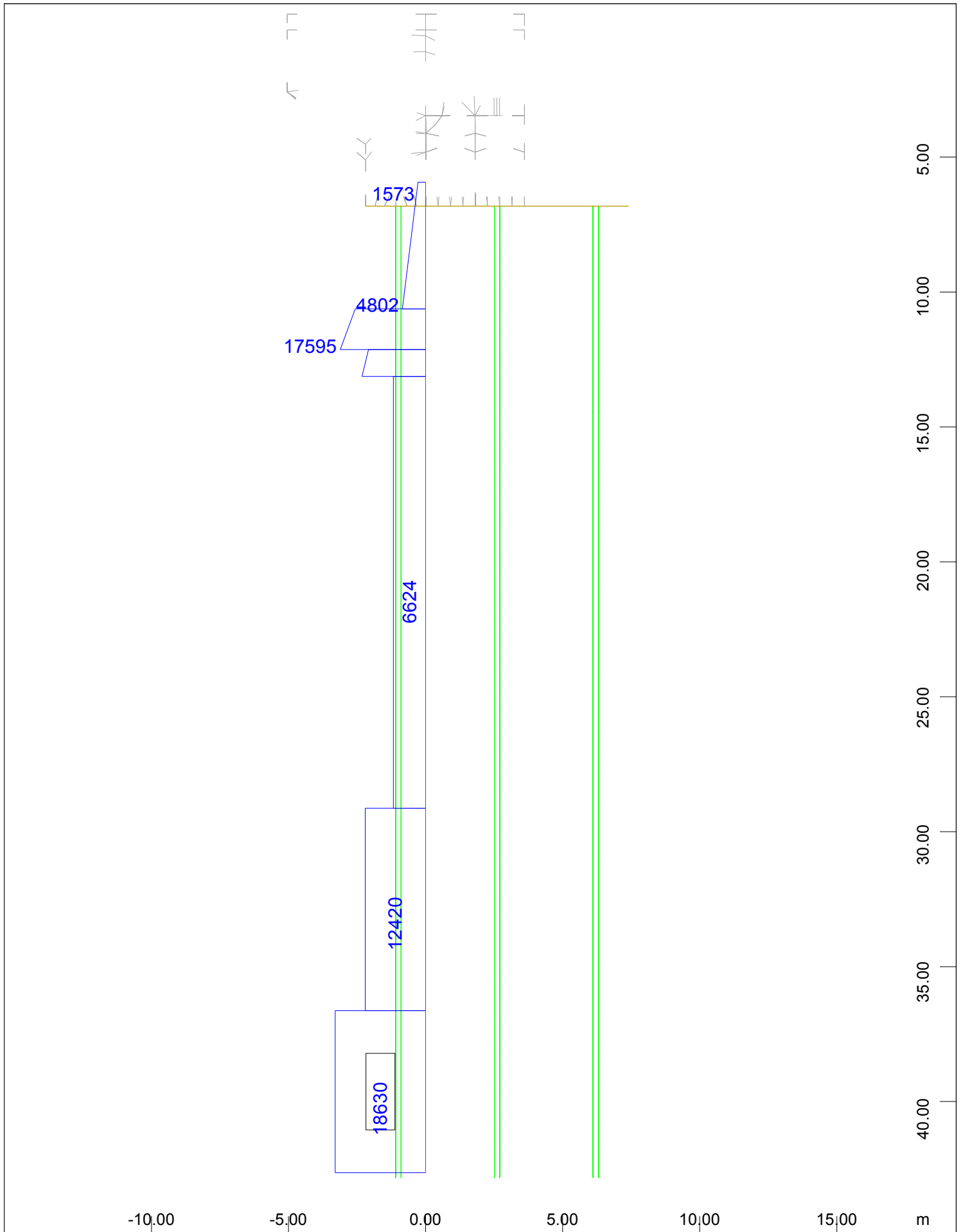
Contour
x
y
z

M 1 : 187

X * 0.502

Y * 0.906

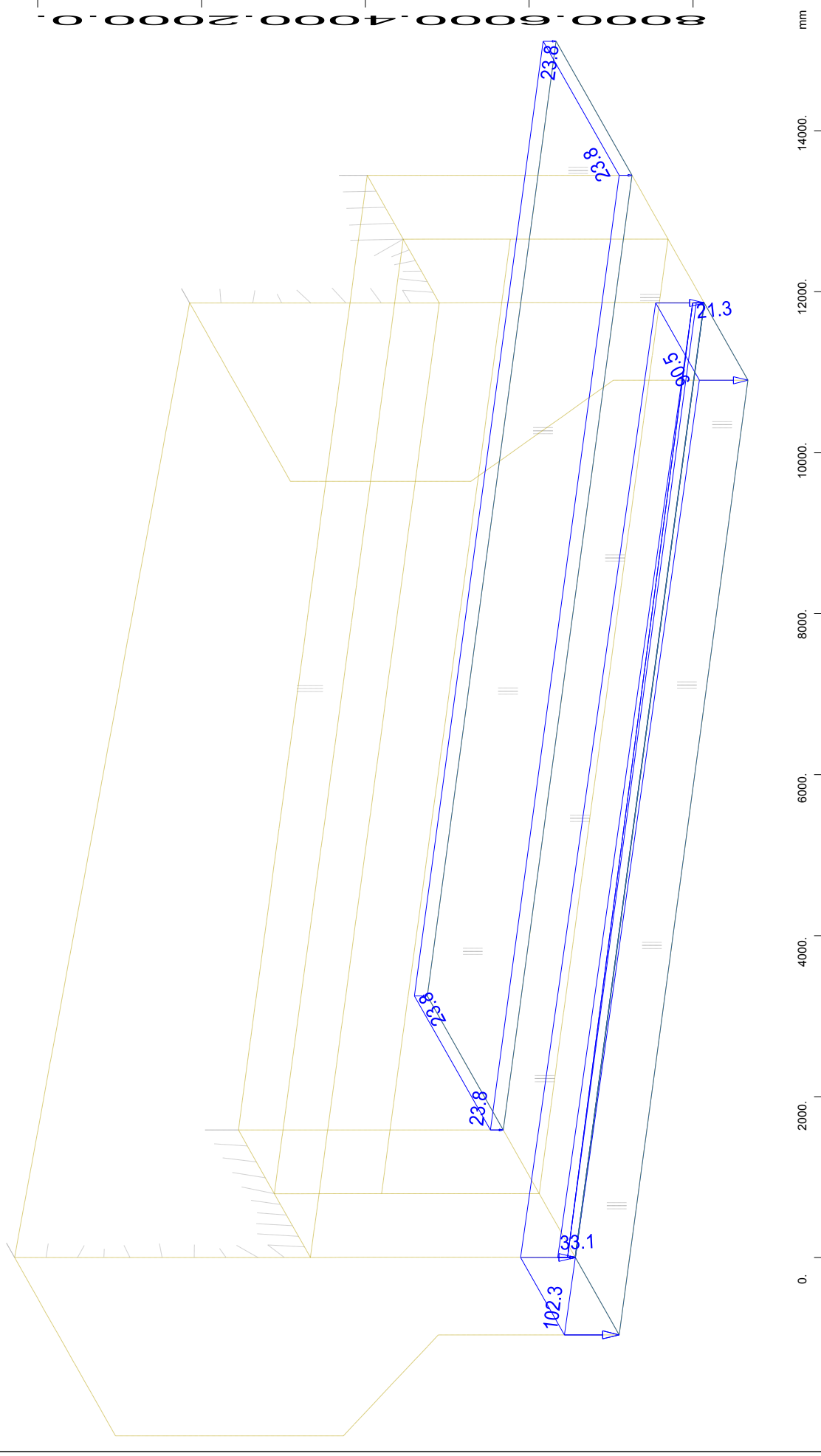
Z * 0.962



Y-X
Z

Sector of system Group 3 9 103
Basic transverse modulus at 0 degree, 1 cm 3D = 10000. kN/m² (M)

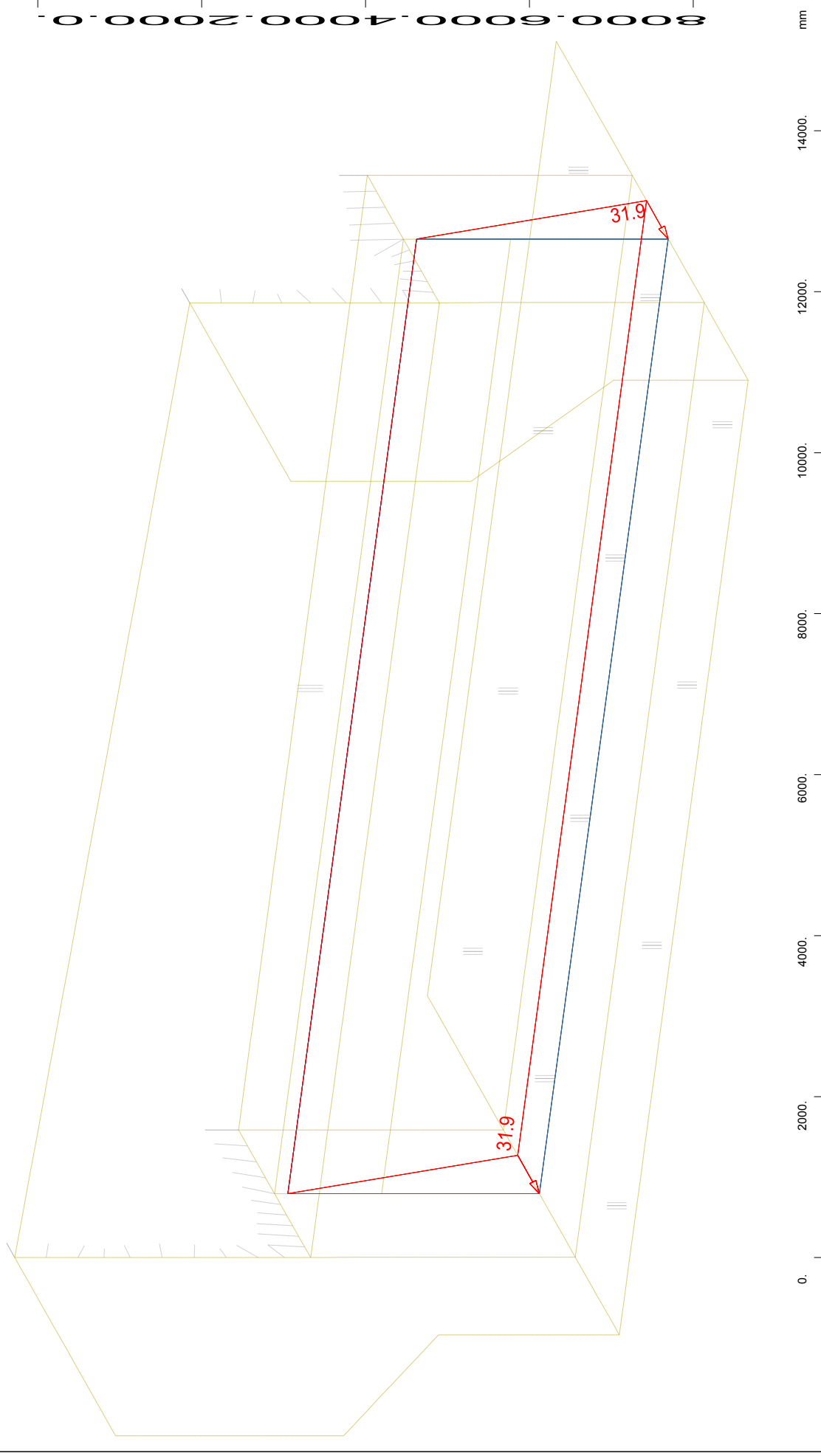
M 1 : 177



M 1 : 68
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

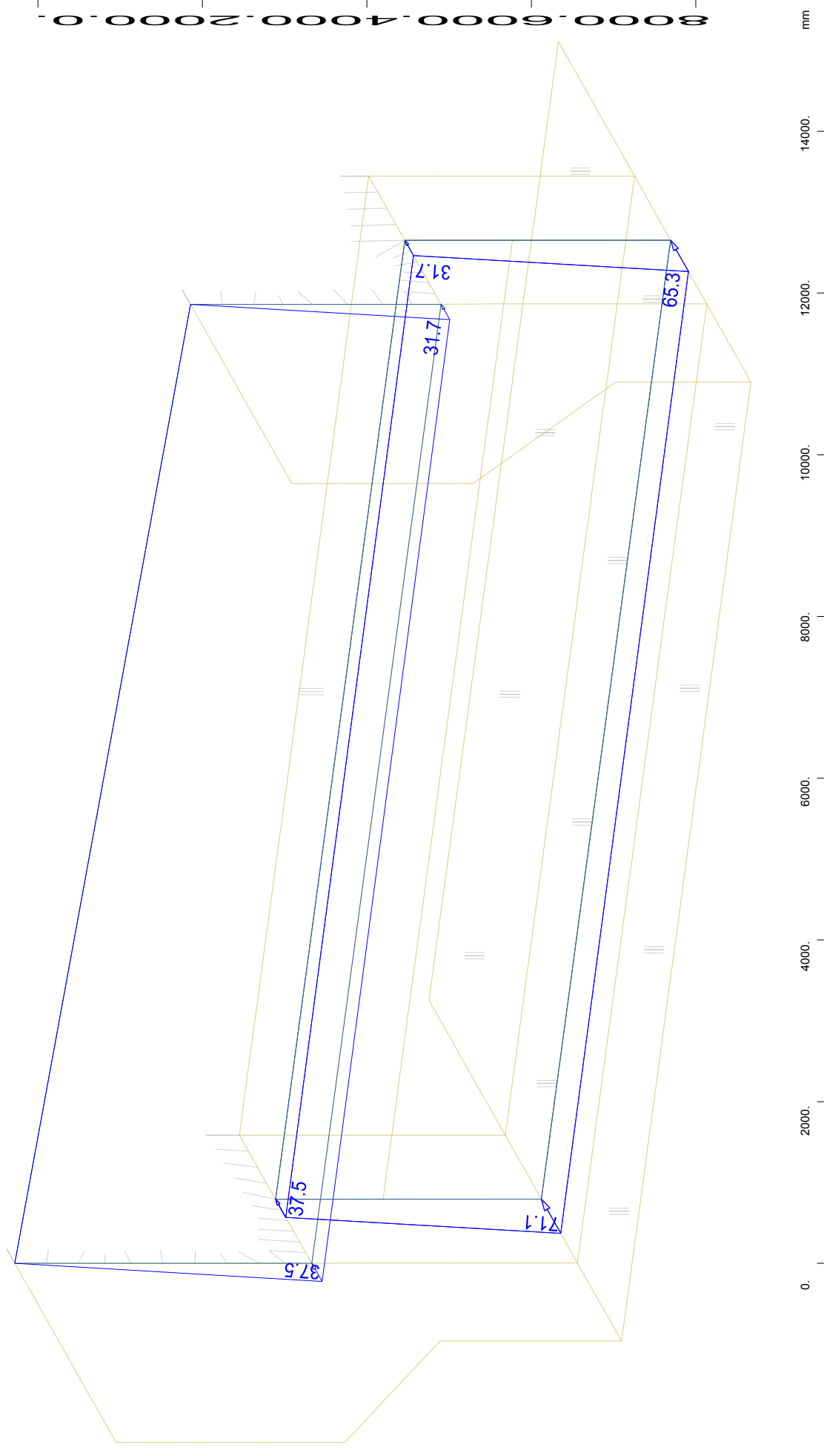
→ (Max=102.3)

Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101 ...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 2 SOIL SELF WEIGHT , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=100.0 kN/m2)



Sector of system Quadrilateral Elements Group 1...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 5 SOIL PRESSURE - FRONT , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=20.0 kN/m²)
 Z (Min=-31.9) (Max=0)

M 1 : 68
 X* 0.502
 Y* 0.906
 Z* 0.962



Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 6 SOIL PRESSURE - BACK , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=50.0 kN/m2)
 Z

M 1 : 68
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

← (Max=71.1)

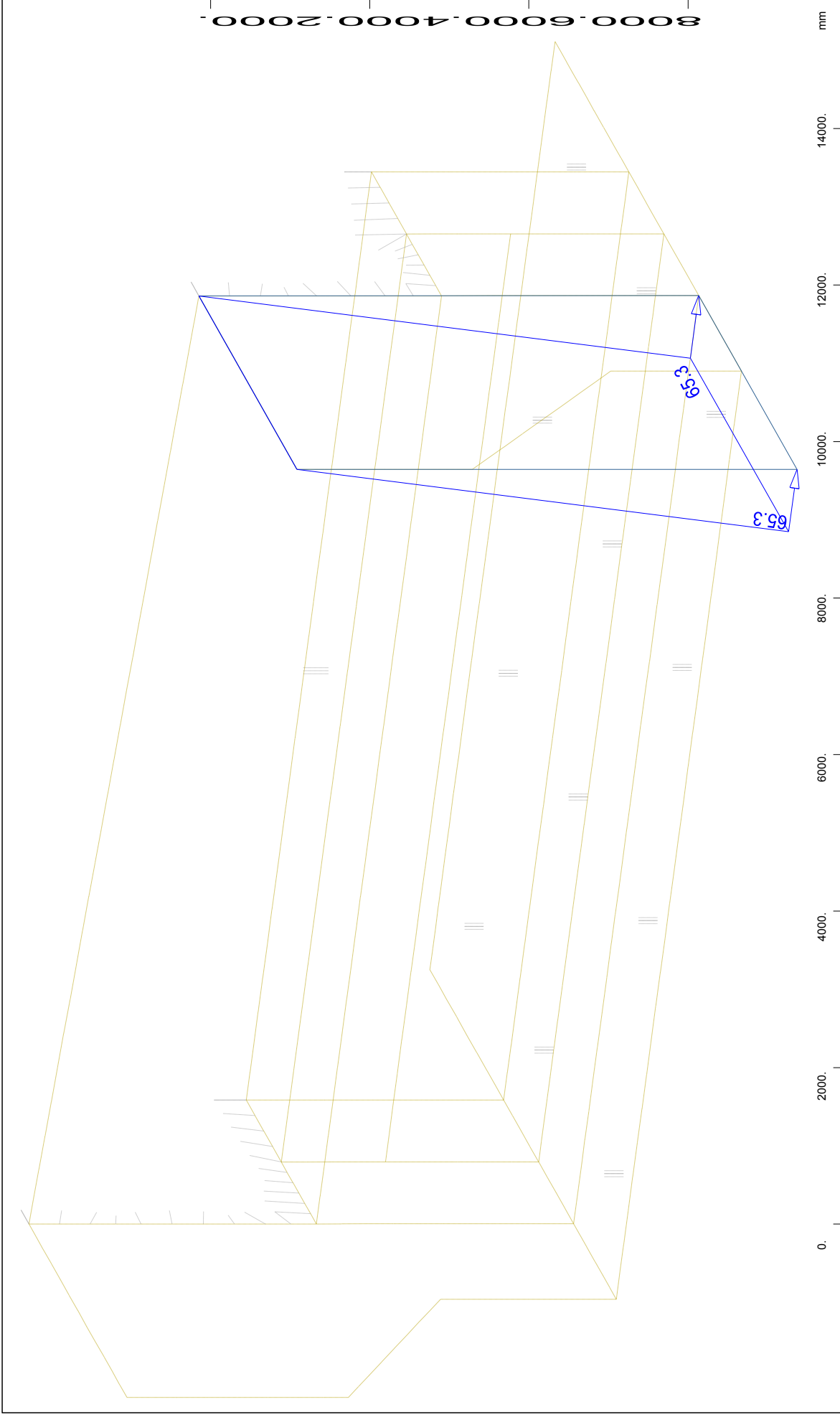


Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 7 SOIL PRES - LF WING WALL , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=50.0 kN/m2)
 Z (Min=-71.1) (Max=0)

M 1 : 68
 X* 0.502
 Y* 0.906
 Z* 0.962

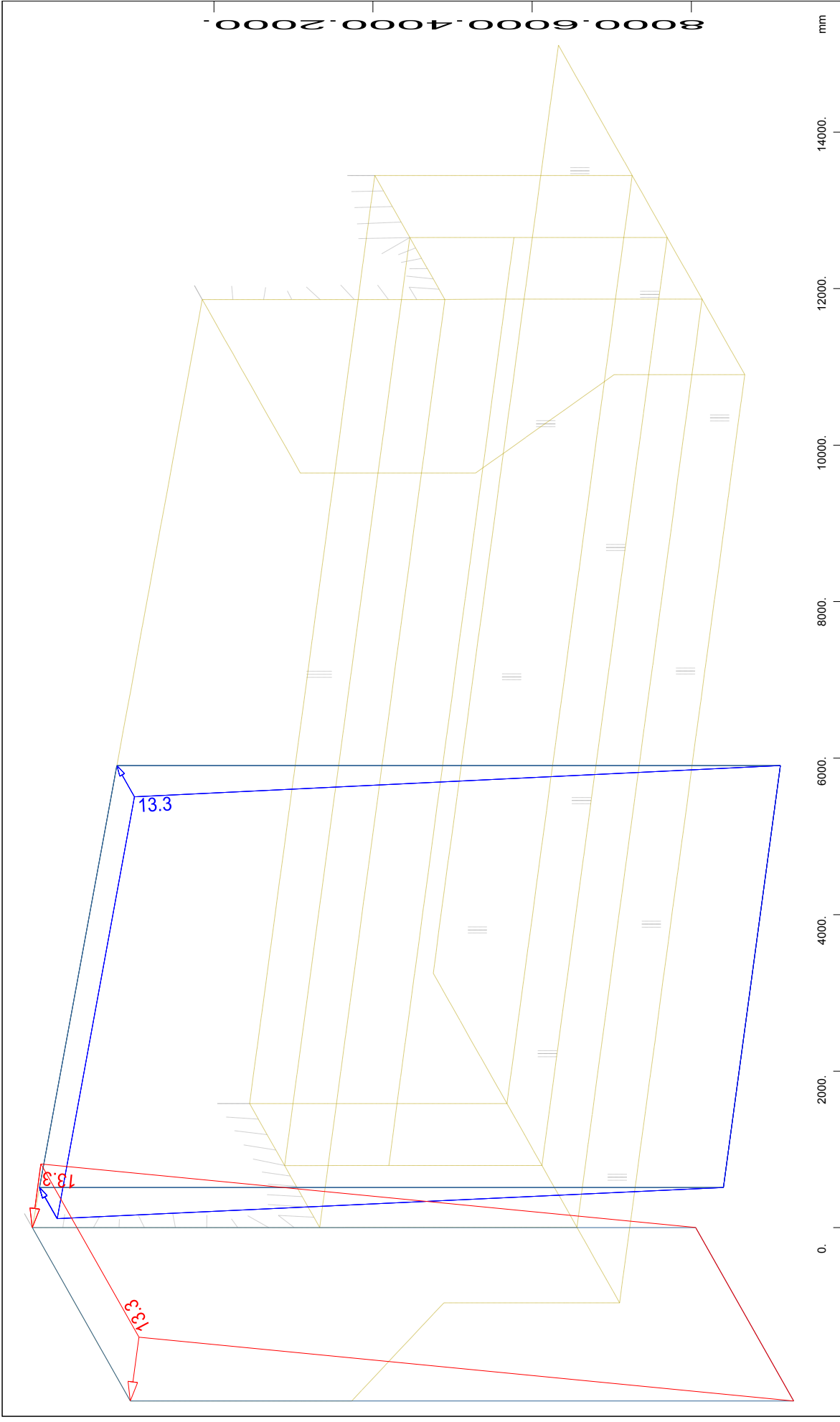
ABUTMENT A1.D - STRUCTURE 1

Load Graphs



Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 8 SOIL PRES - RH WING WALL , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=50.0 kN/m²)
 Z (Max=65.3)

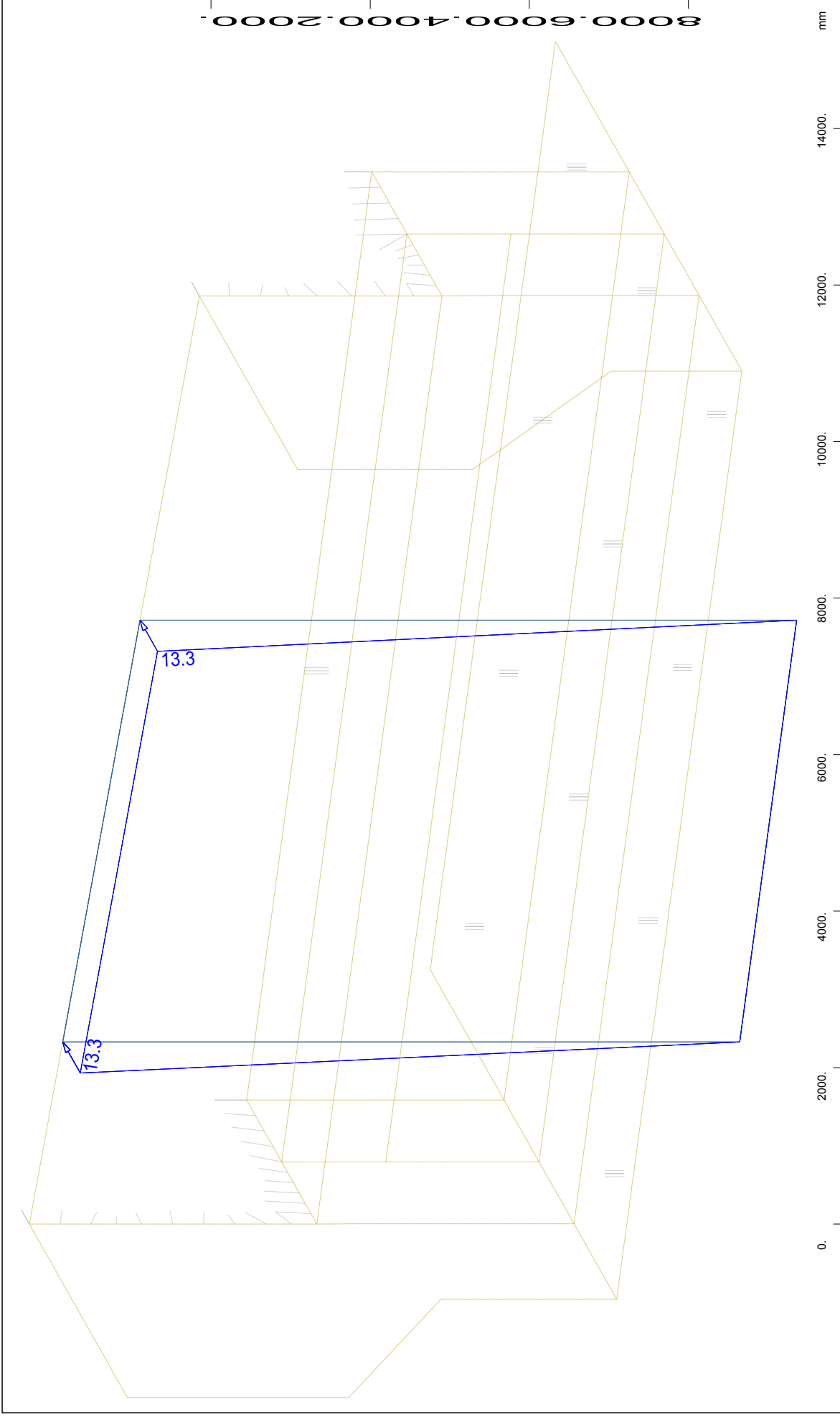
M 1 : 68
 X : 0.502
 Y : 0.906
 Z : 0.962



Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
X_Y ← All loads, Loadcase 41 VEH AT SOIL (1) , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=10.0 kN/m2)
Z load (force) on projection in global Y (Unit=10.0 kN/m2) (Min=-13.3) (Max=13.3)

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Free area



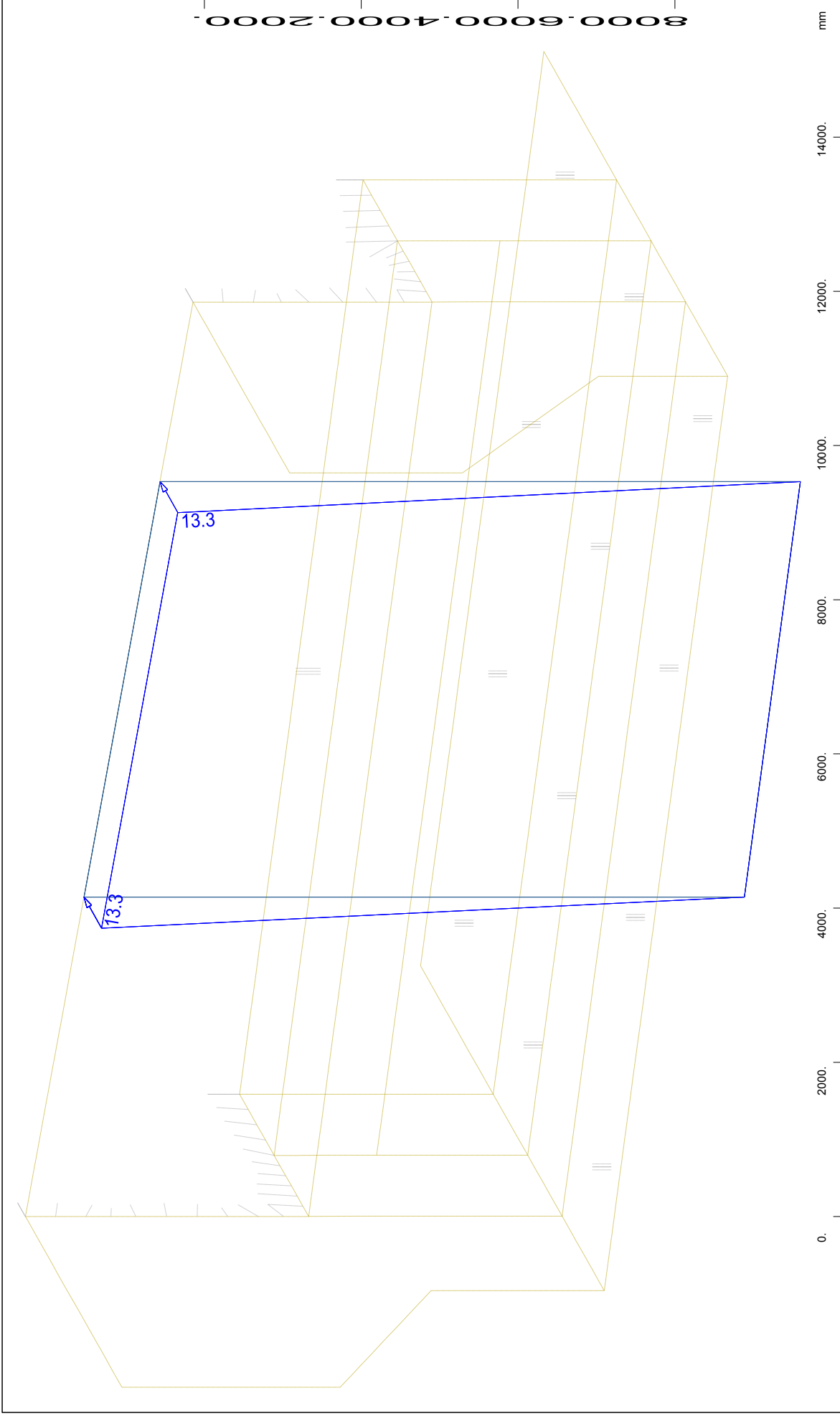
Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
X_YZ
All loads, Loadcase 42 VEH AT SOIL (2) , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=10.0 kN/m2)

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

13.3

13.3

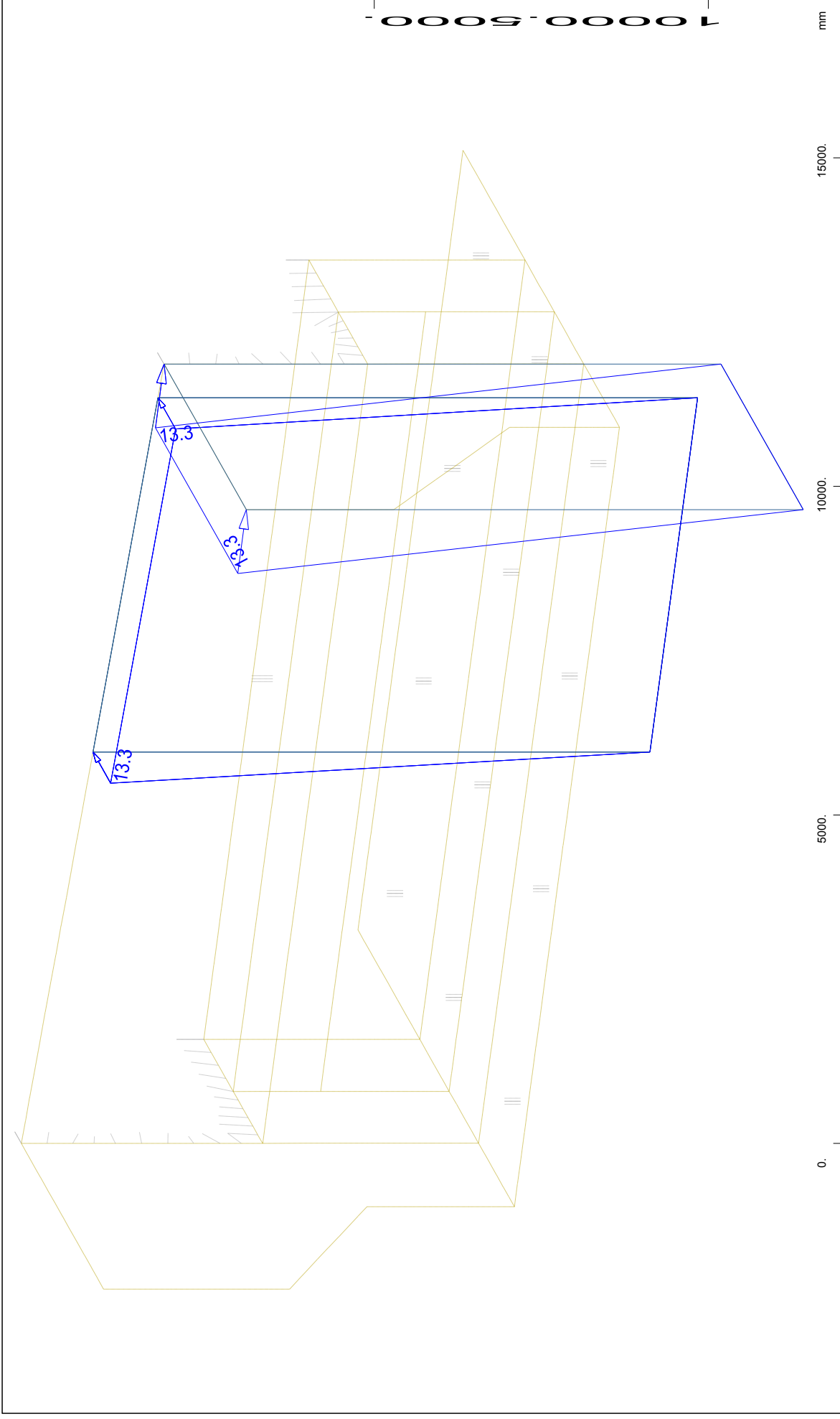
(Max=13.3)



Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 43 VEH AT SOIL (3) , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=10.0 kN/m2)
 Z

M 1 : 69
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

← (Max=13.3)

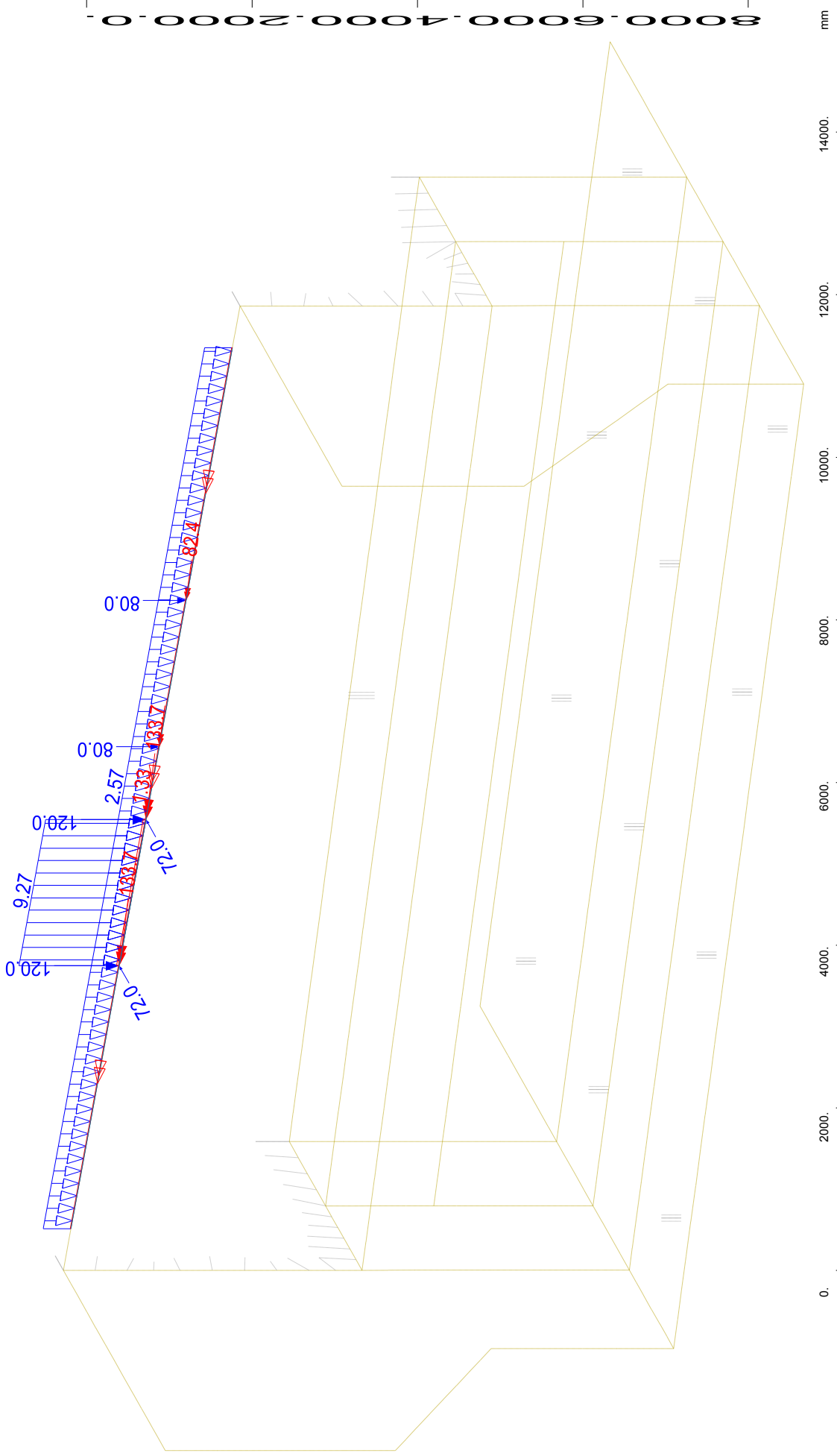


Sector of system Quadriateral Elements Group 1...5 8 101...103
 X Y Z
 All loads, Loadcase 44 VEH AT SOIL (4) , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=10.0 kN/m2)
 load (force) on projection in global X (Unit=10.0 kN/m2) (Max=13.3)

M 1 : 81
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Free area

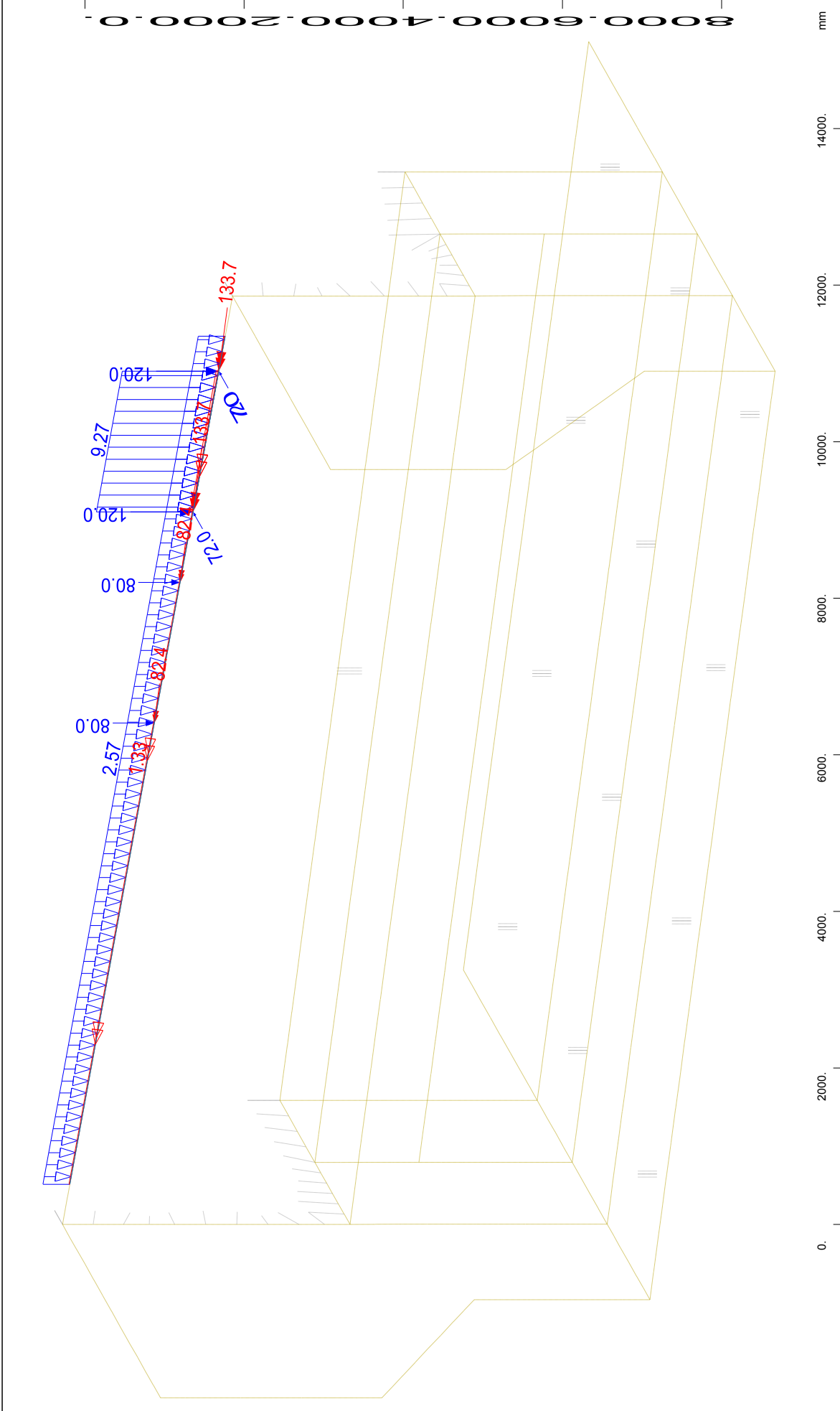
ABUTMENT A1.D - STRUCTURE 1
 Load Graphs



Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101 ...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 62 VEH AT UPSTAND WALL (2) , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global X (Unit=100.0 kN
 (force) in global Z (Unit=100.0 kN
 Z
 M 1 : 68
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

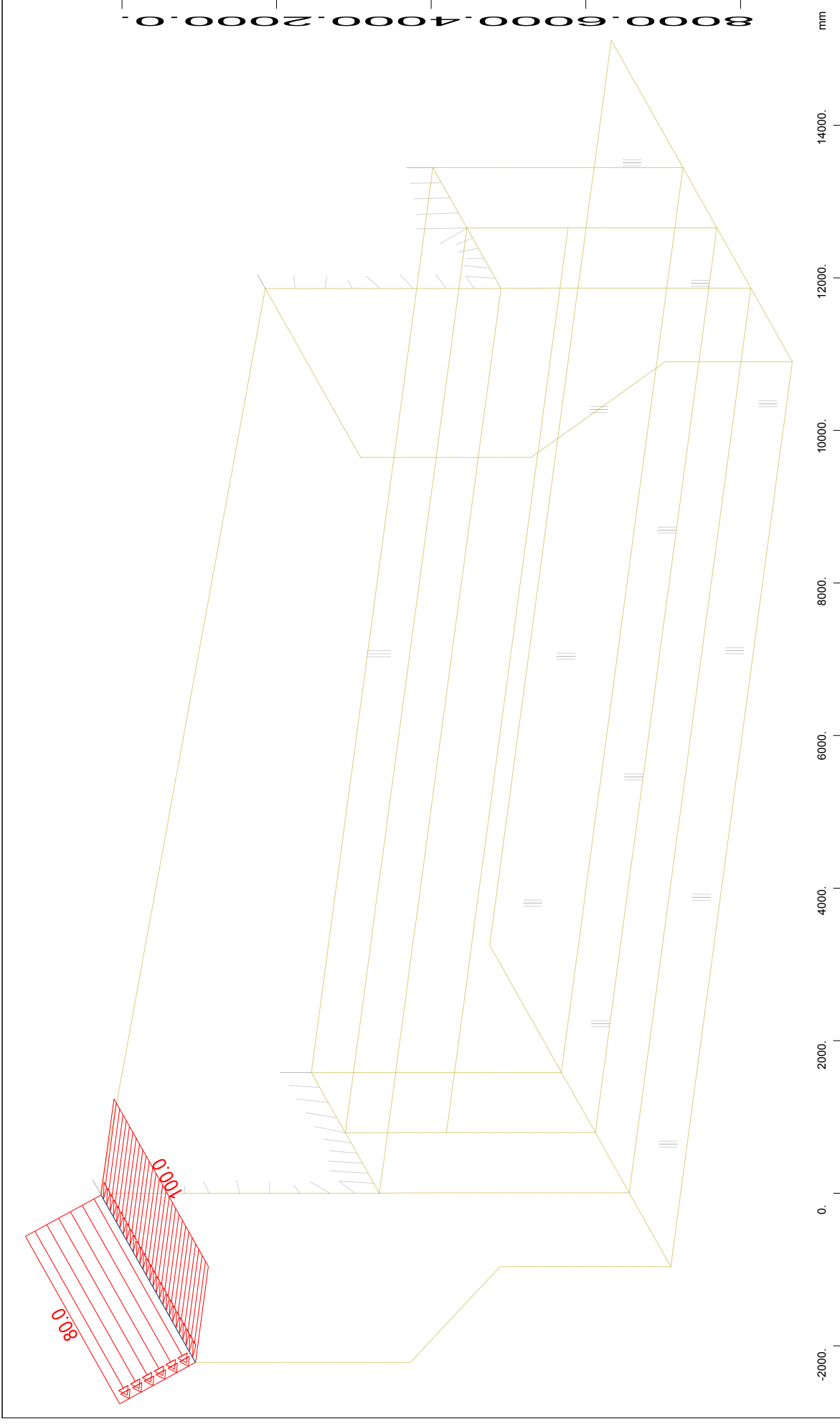
ABUTMENT A1.D - STRUCTURE 1

Load Graphs



Sector of system Quadrilateral Elements Group 1...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 64 VEH AT UPSTAND WALL (4) , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global X (Unit=100.0 kN (force) in global Z (Unit=100.0 kN
 Z → Free single load (moment) about global Y (Unit=100.0 kNm/m
 → Free line load (force) in global Z
 → Free single load

M 1 : 68
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

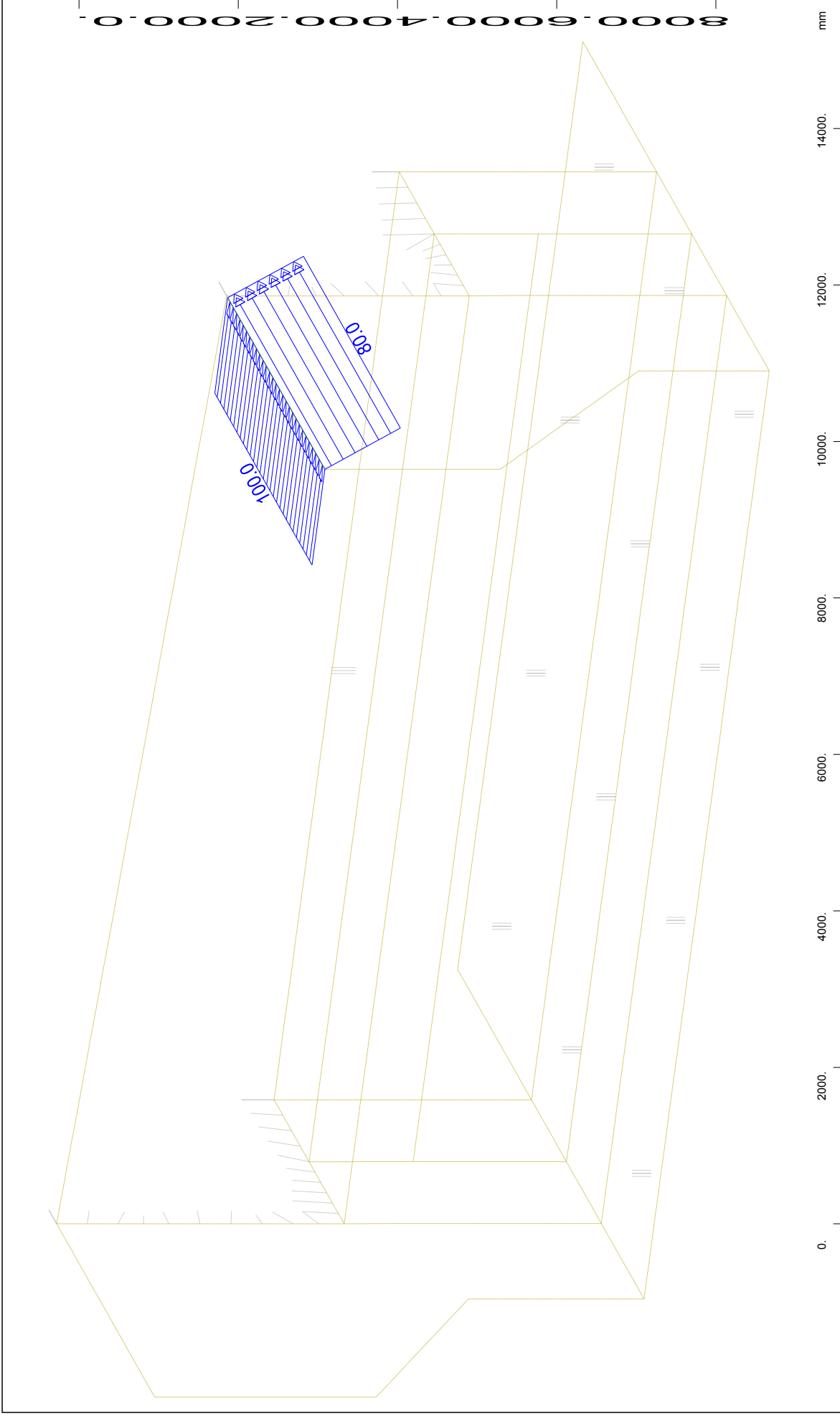


X
 Y
 Z

M 1 : 70
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

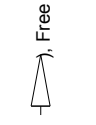
Free

Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101 ...103
 All loads, Loadcase 81 IMPACT AT LF WING WALL , (1 cm 3D = unit) Free line load (force) on projection in global Y (Unit=50.0 kN/m
 line load (moment) about global X (Unit=50.0 kNm/m) (Min=-100.0) (Max=0)

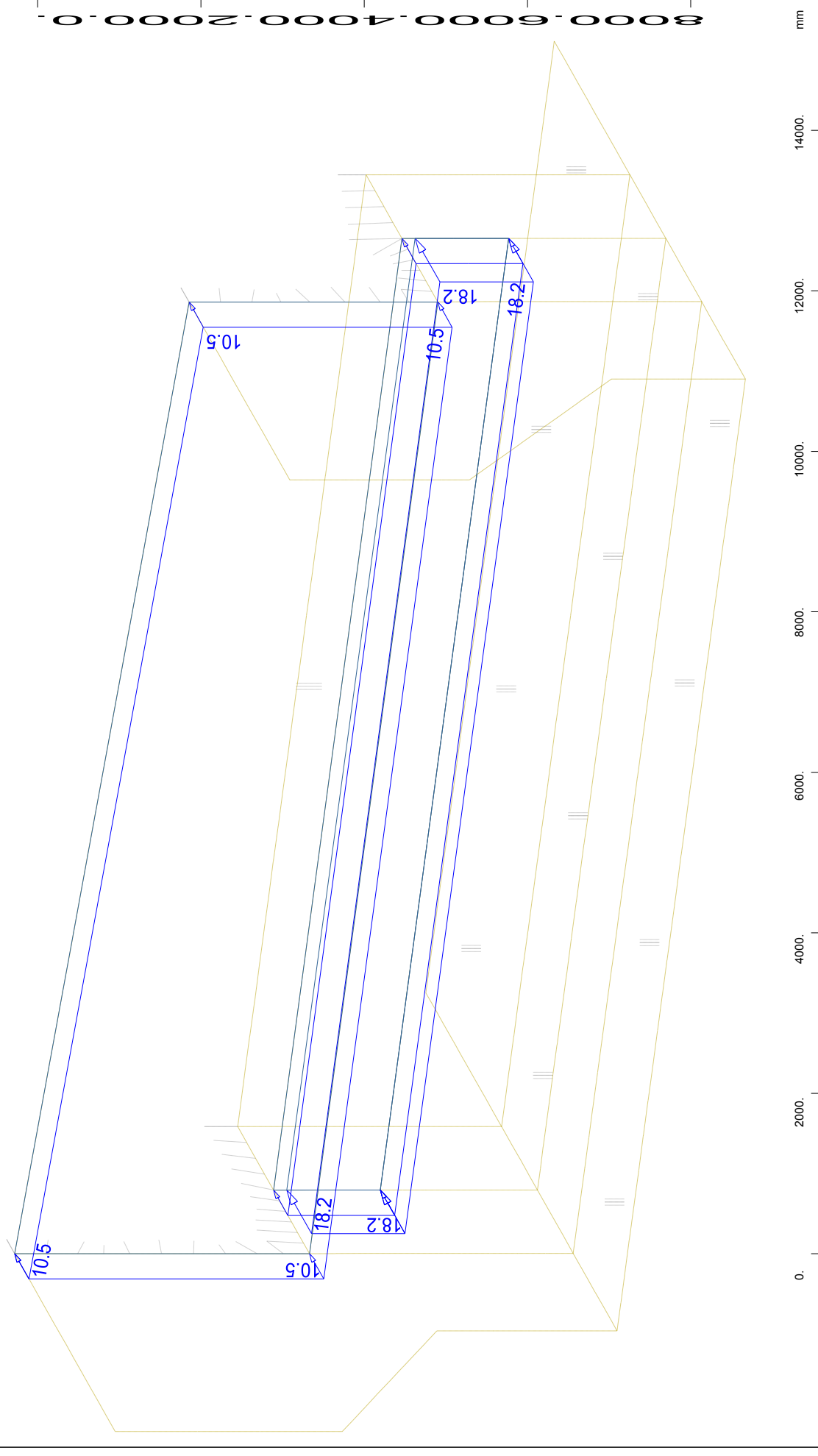


Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 X_Y ← All loads, Loadcase 91 IMPACT AT RH WING WALL , (1 cm 3D = unit) Free line load (force) on projection in global Y (Unit=50.0 kN/m)
 Z line load (moment) about global X (Unit=50.0 kNm/m) (Max=100.0)

M 1 : 68
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Free



Sector of system Quadriateral Elements Group 1 ...5 8 101...103

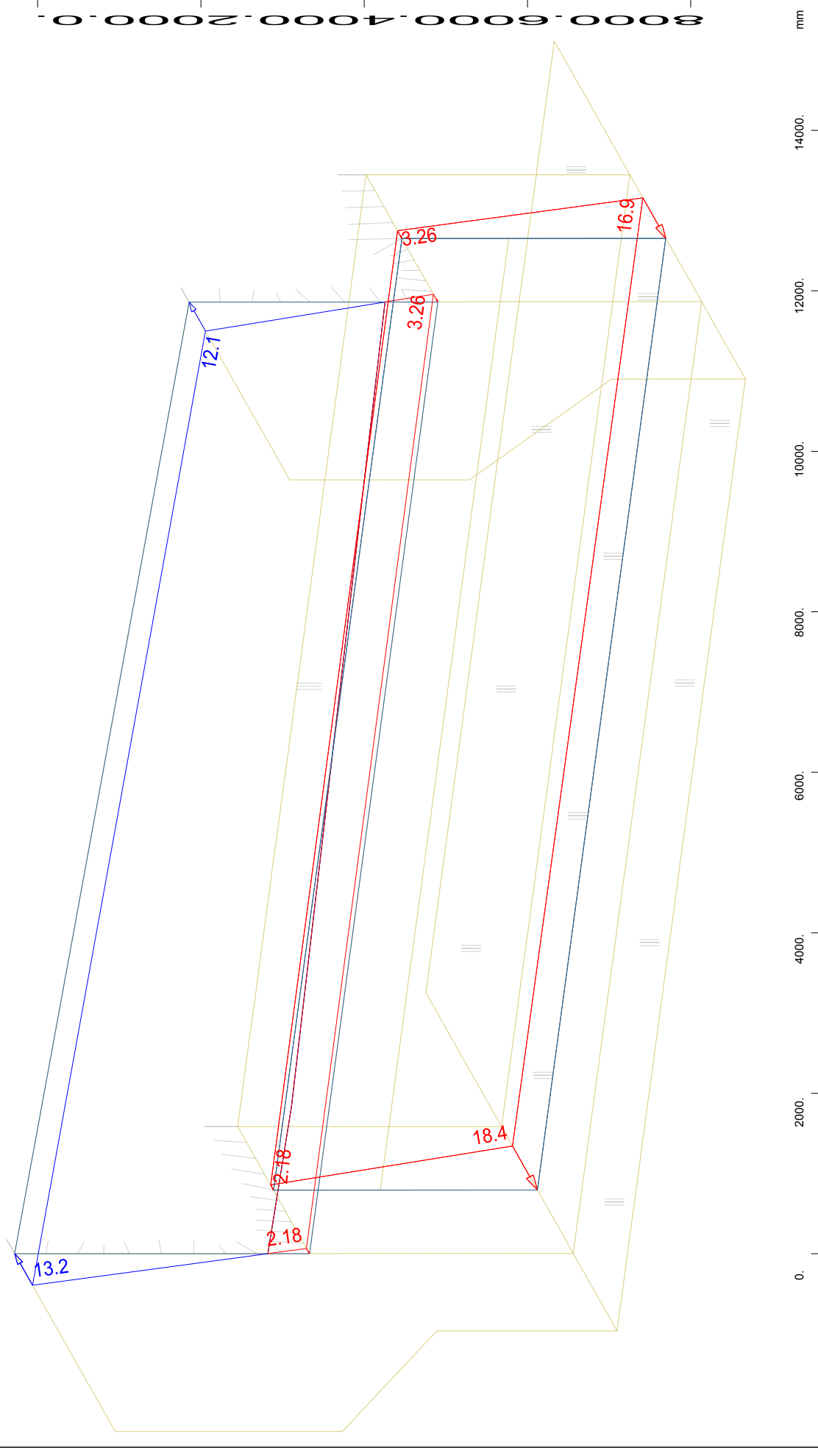
X_Y Z All loads, Loadcase 102 SOIL INERTIA - X , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global X (Unit=10.0 kN/m2

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

→ (Max=18.2)

ABUTMENT A1.D - STRUCTURE 1

Load Graphs



Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101...103

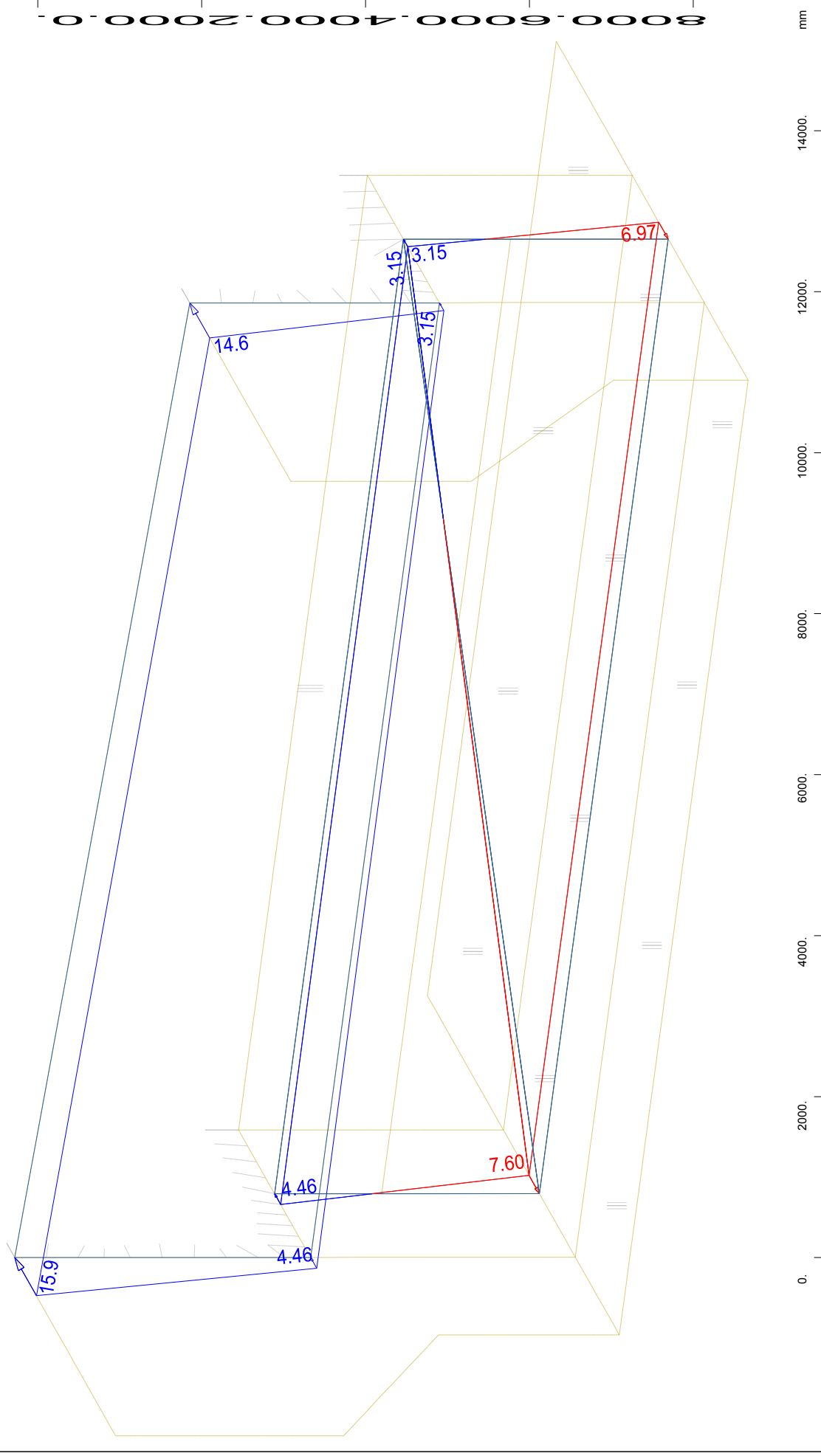
X_Y ← All loads, Loadcase 105 ADD SOIL PRESSURE X_i-Z_i , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=10.0 kN/m²
Z (Min=-18.4) (Max=13.2)

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



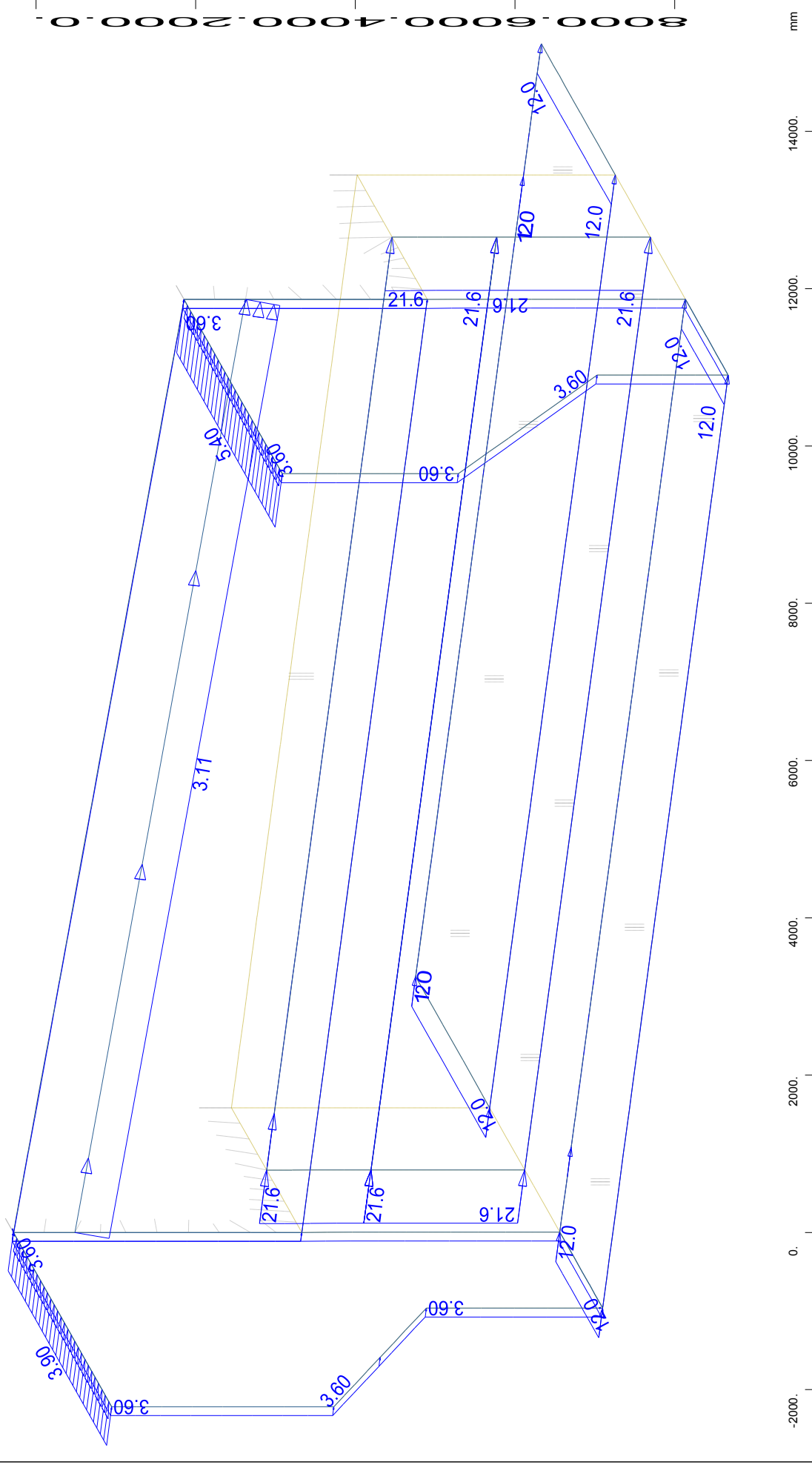
ABUTMENT A1.D - STRUCTURE 1

Load Graphs



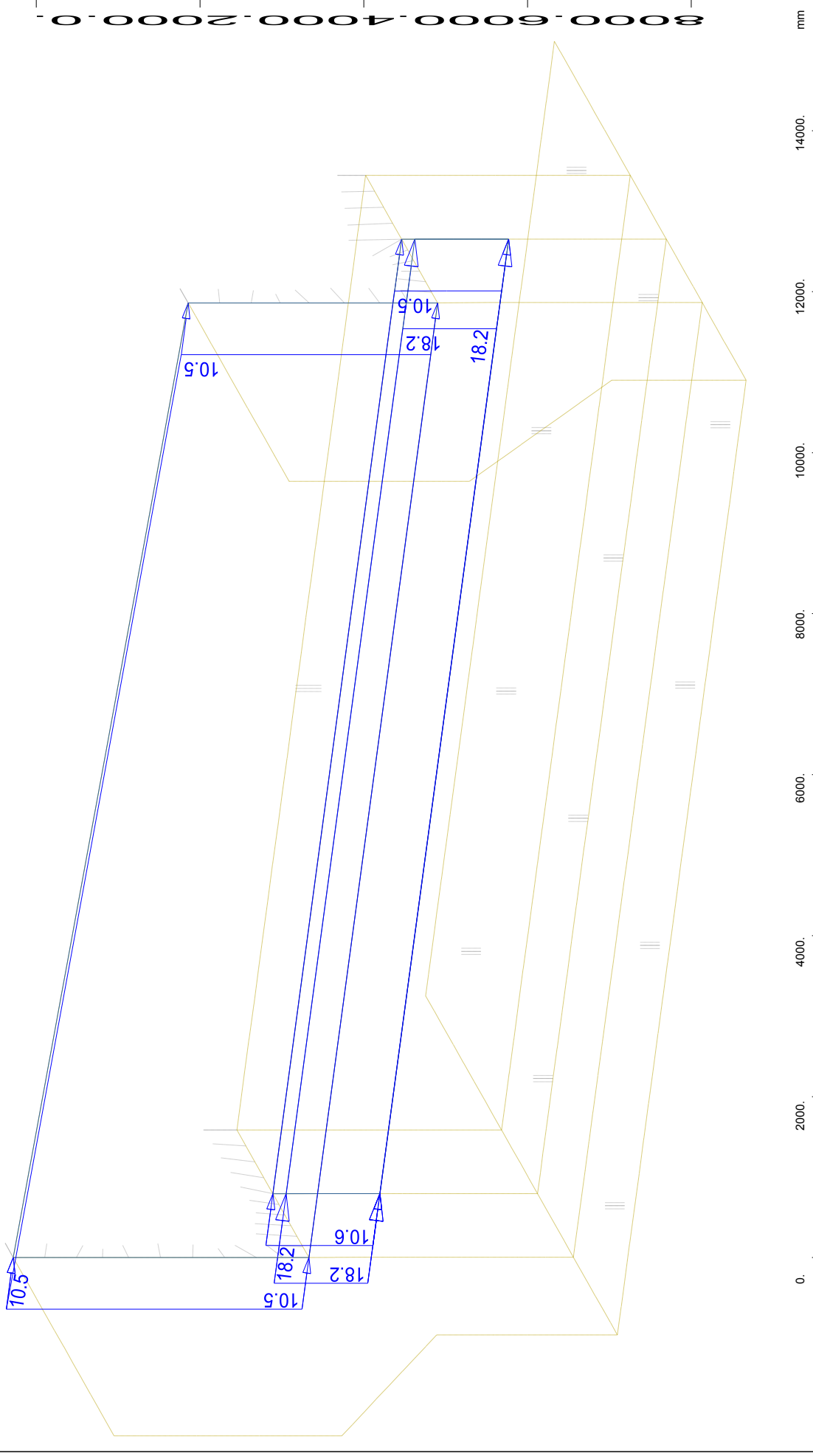
Sector of system Quadrilateral Elements Group 1...5 8 101...103
X_Y ← All loads, Loadcase 106 ADD SOIL PRESSURE X+Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global X (Unit=10.0 kN/m²
Z (Min=-7.60) (Max=15.9)

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



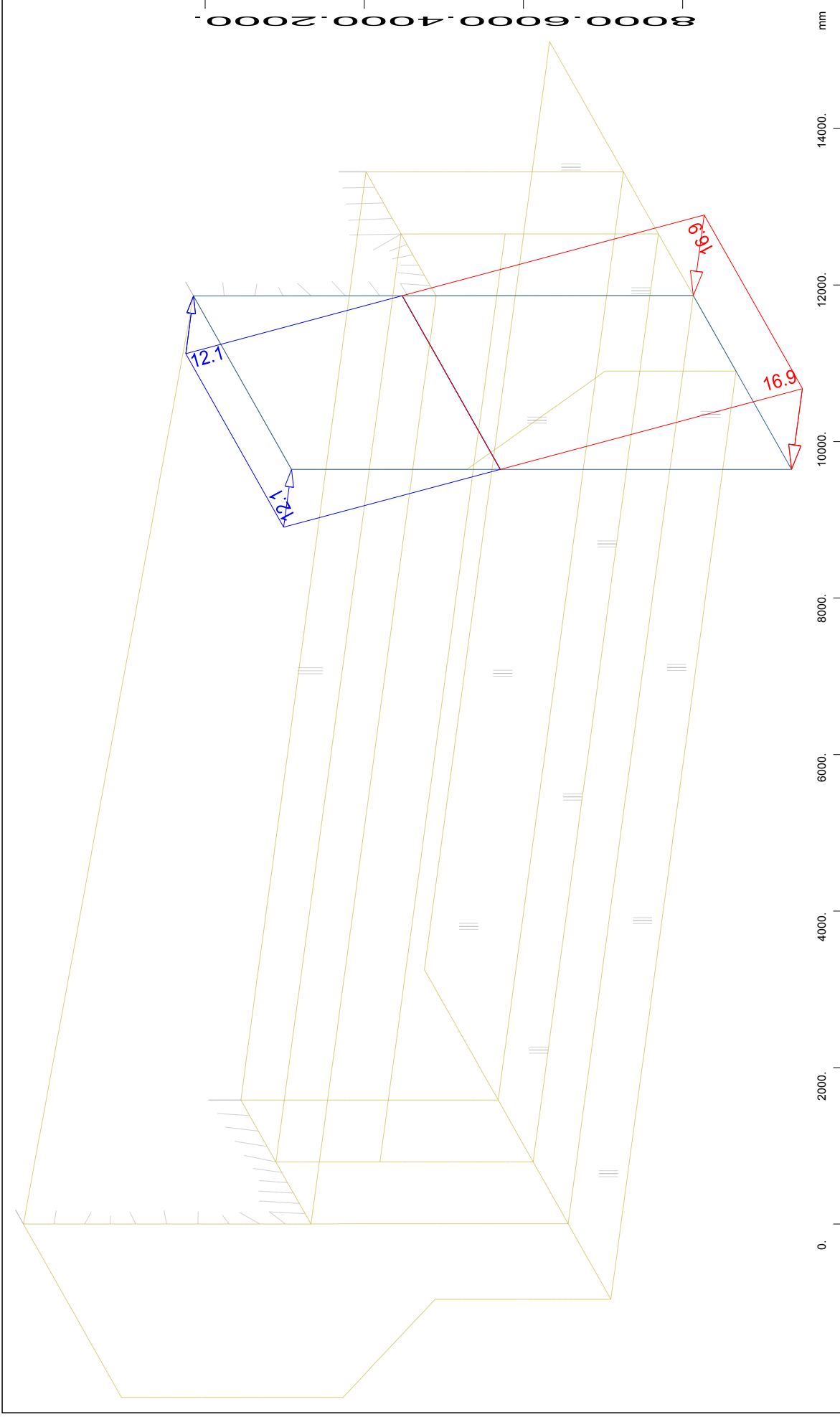
Sector of system Quadrilateral Elements Group 1...5 8 101...103
 All loads, Loadcase 111 ABUTMENT INERTIA - Y , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Y in Elements (Unit=20.0 kN/m²
 load (force) in global Y (Unit=5.00 kN/m) ; Free area load (force) in global Y (Unit=20.0 kN/m²)

M 1 : 70
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



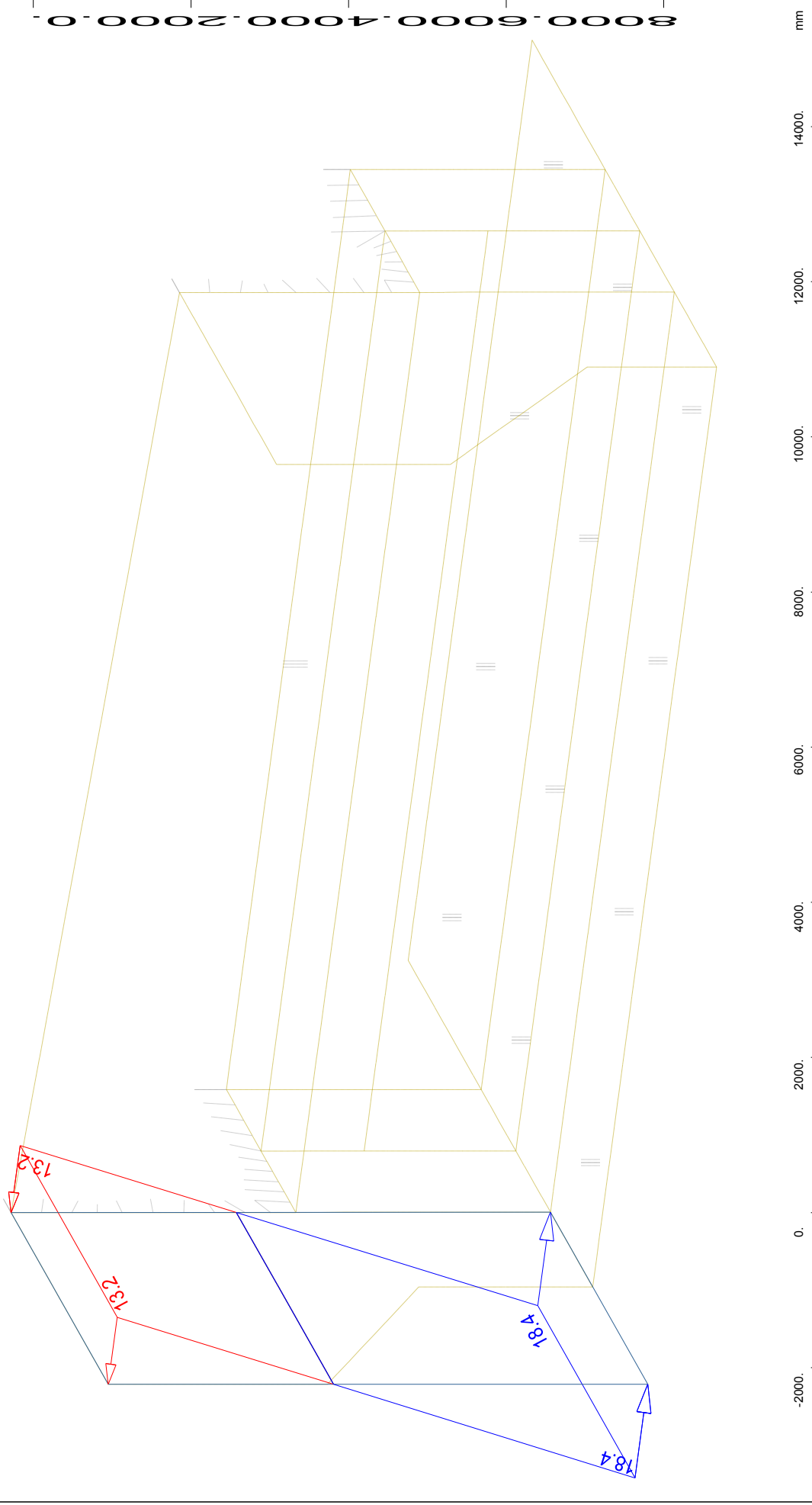
Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
X_Y ← All loads, Loadcase 112 SOIL INERTIA - Y_Z (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m²)
M 1 : 68
X* : 0.502
Y* : 0.906
Z* : 0.962





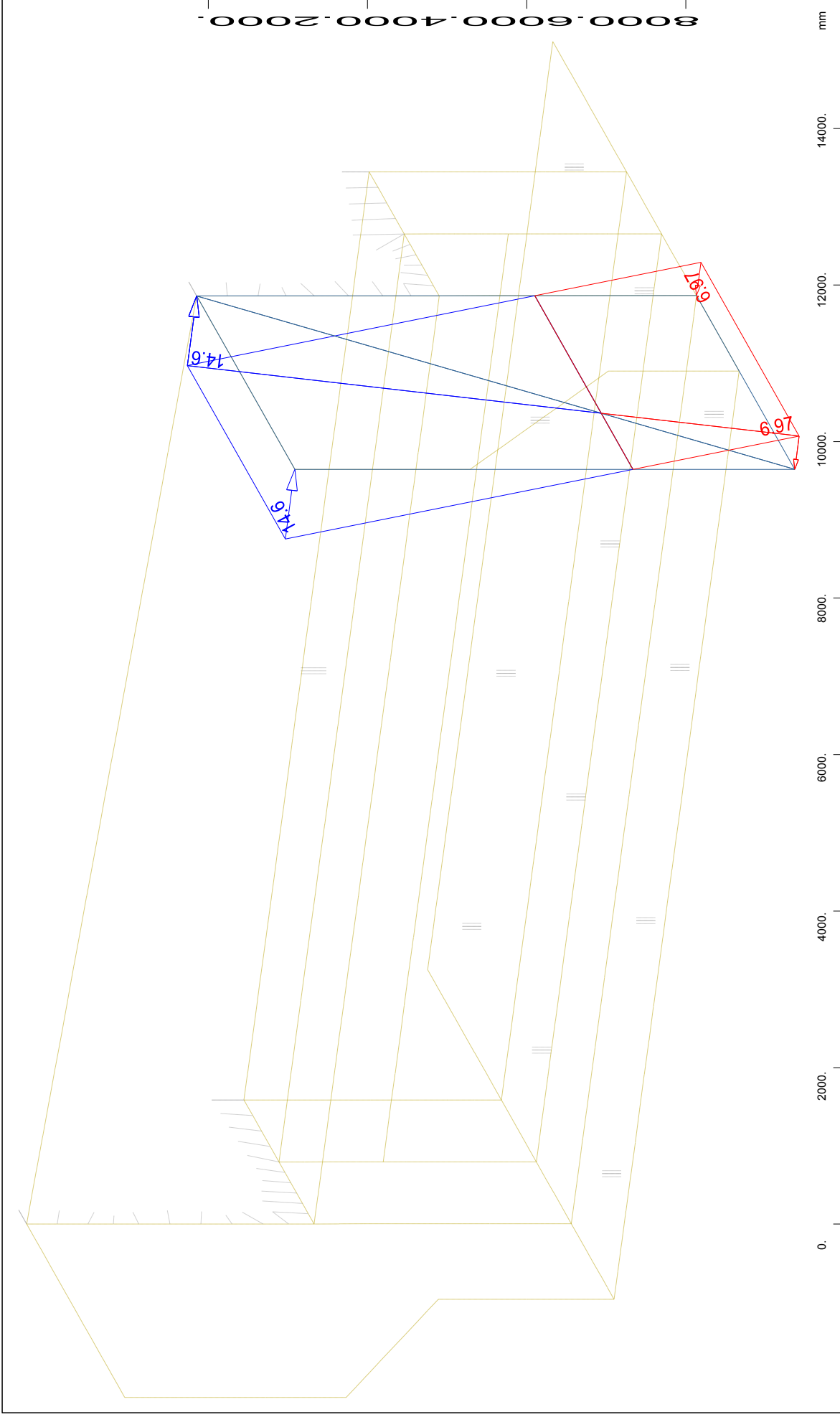
Sector of system Quadrilateral Elements Group 1...5 8 101...103
X_Y ← All loads, Loadcase 117 ADD SOIL PRESSURE +Y/Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=10.0 kN/m2 (Min=-16.9) (Max=12.1))
Z

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 All loads, Loadcase 118 ADD SOIL PRESSURE -Y/-Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=10.0 kN/m2
 (Min=-13.2) (Max=18.4)

M 1 : 73
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



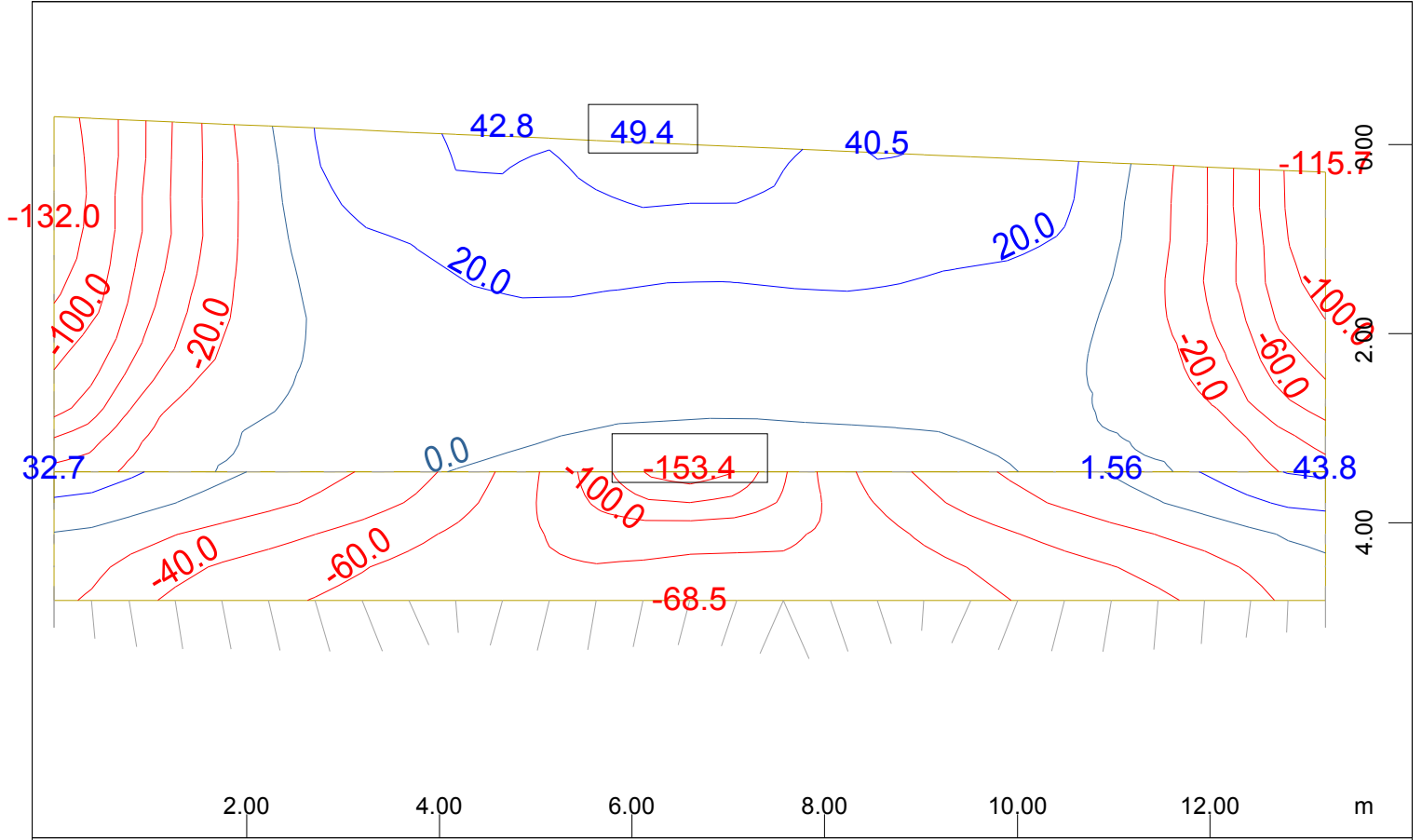
Sector of system Quadrilateral Elements Group 1...5 8 101...103
X_Y ← All loads, Loadcase 127 ADD SOIL PRESSURE +Y/+Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=10.0 kN/m²)
Z (Min=-6.97) (Max=14.6)

M 1 : 68
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

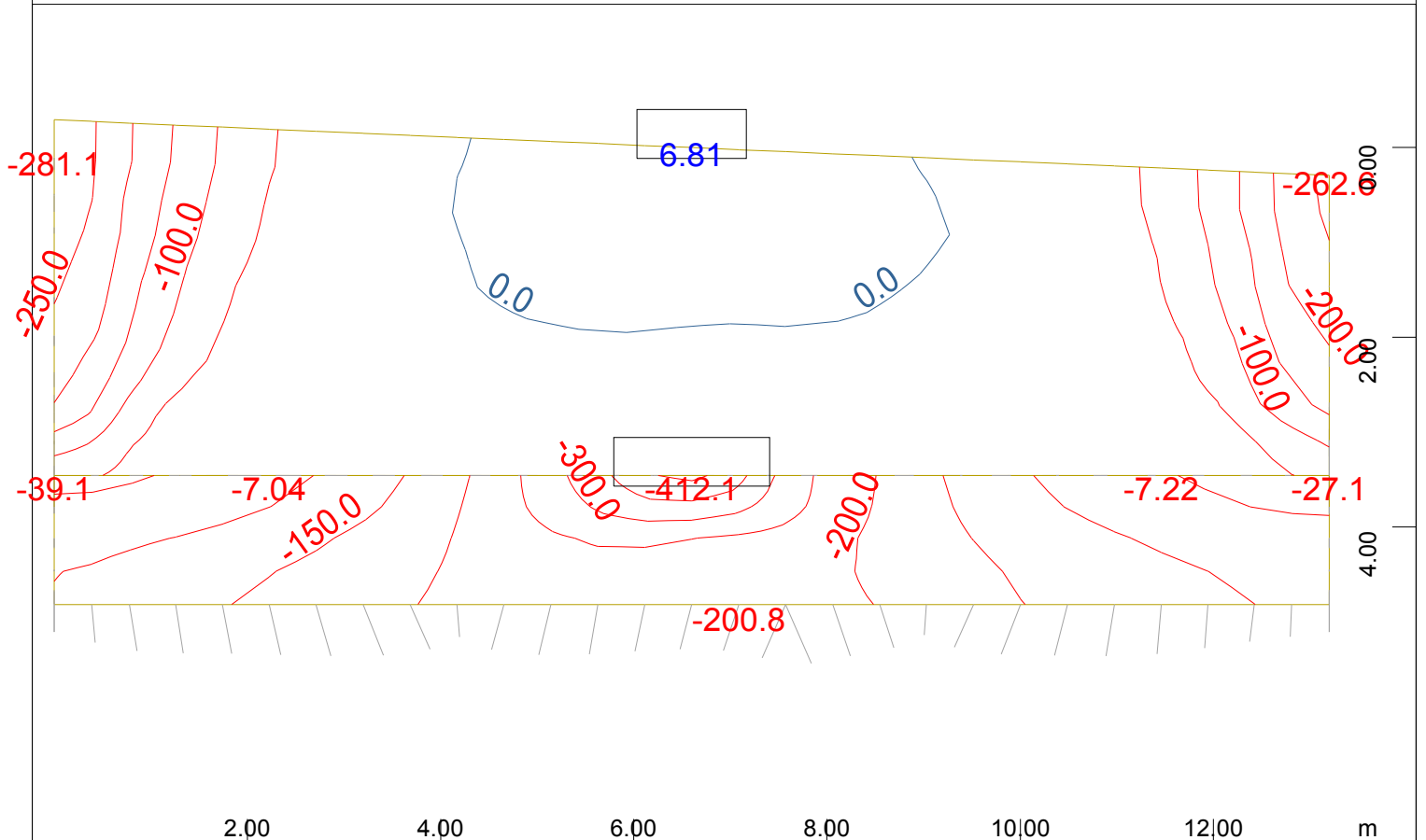


Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 ...5 8 101...103
 All loads, Loadcase 128 ADD SOIL PRESSURE -Y/Z , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) on projection in global Y (Unit=10.0 kN/m2)
 (Min=-15.9) (Max=7.60)

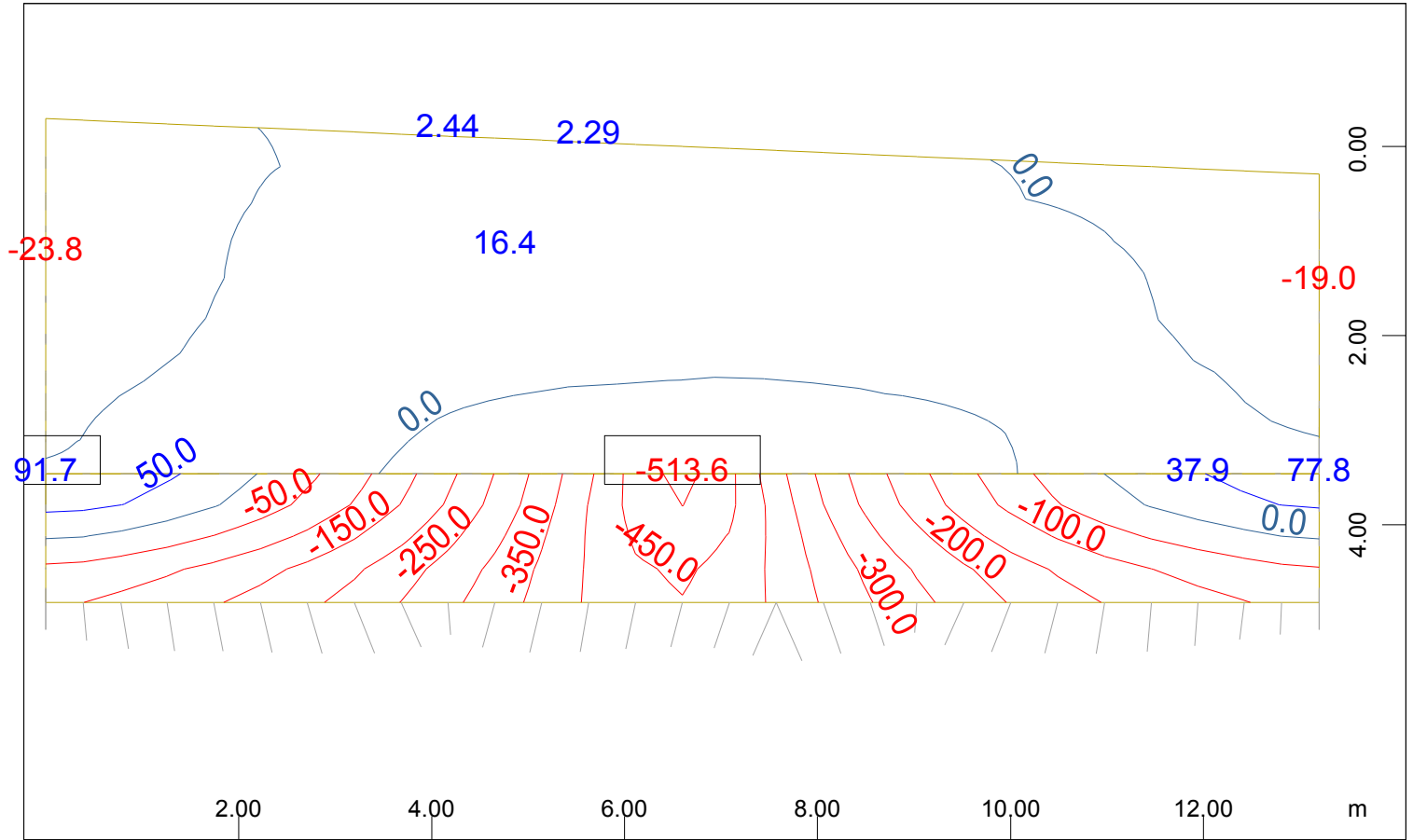
M 1 : 70
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



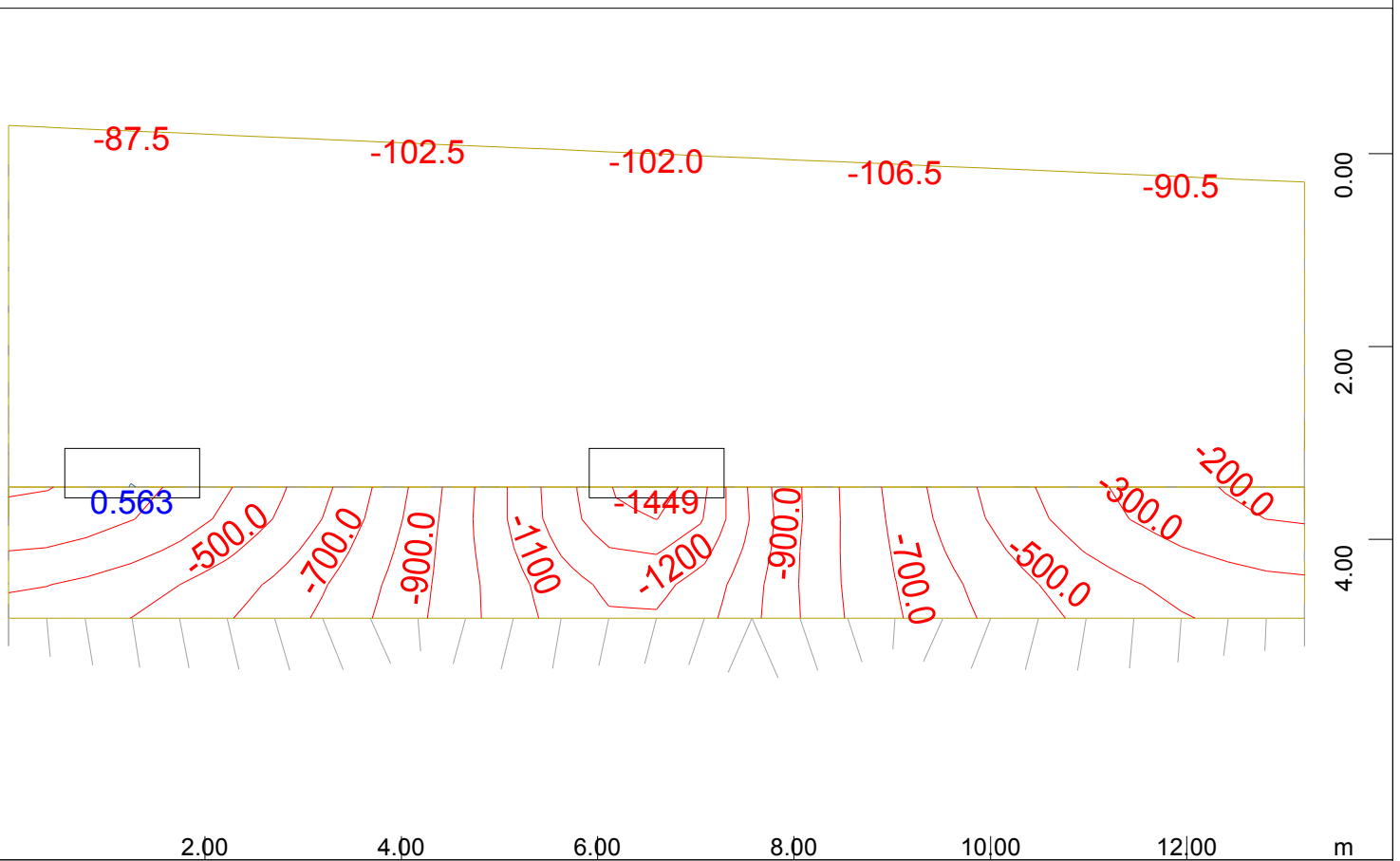
$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 Bending moment m-xx in local x from middle of element \leftrightarrow , Loadcas



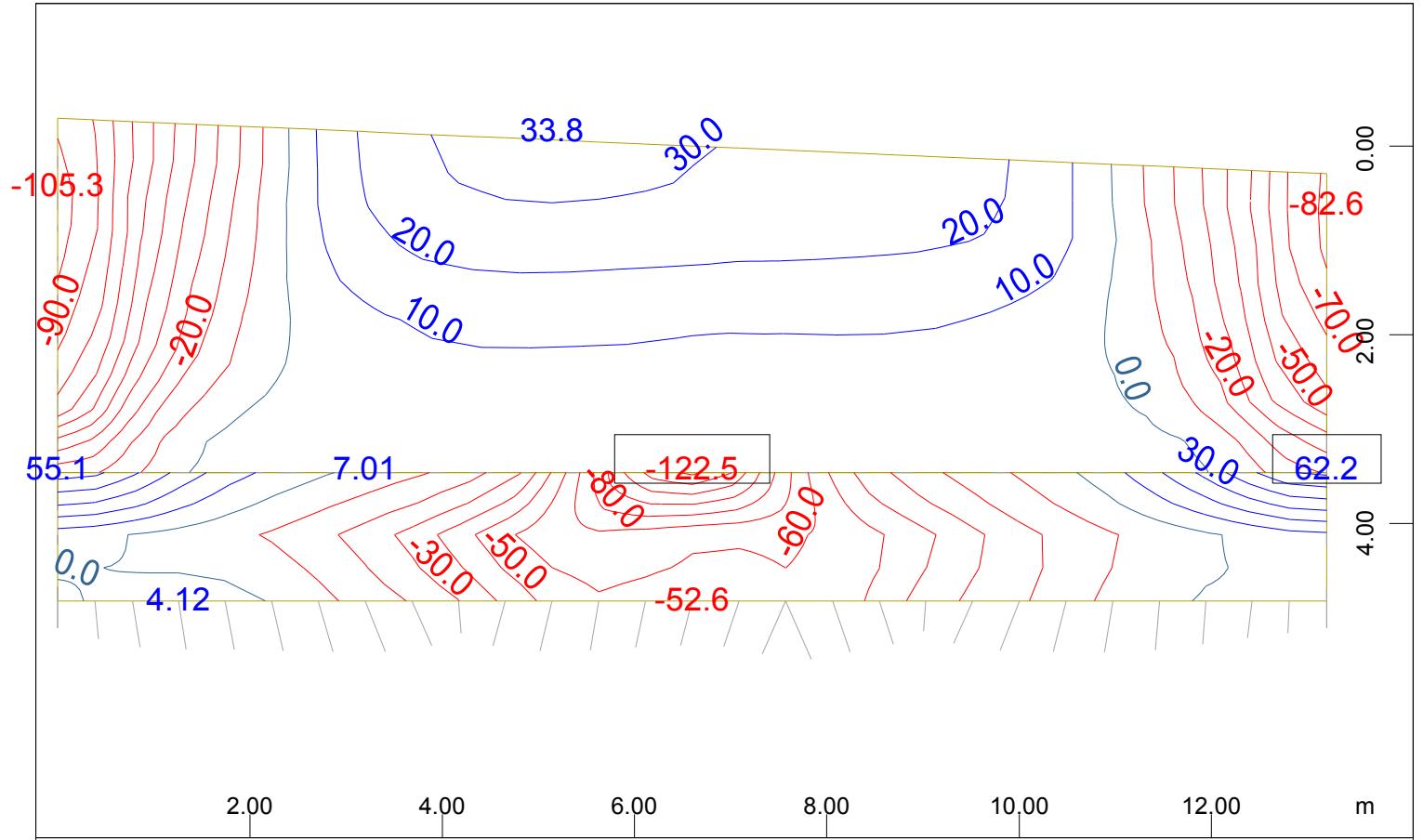
$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 Bending moment m-xx in local x from middle of element \leftrightarrow , Loadcas



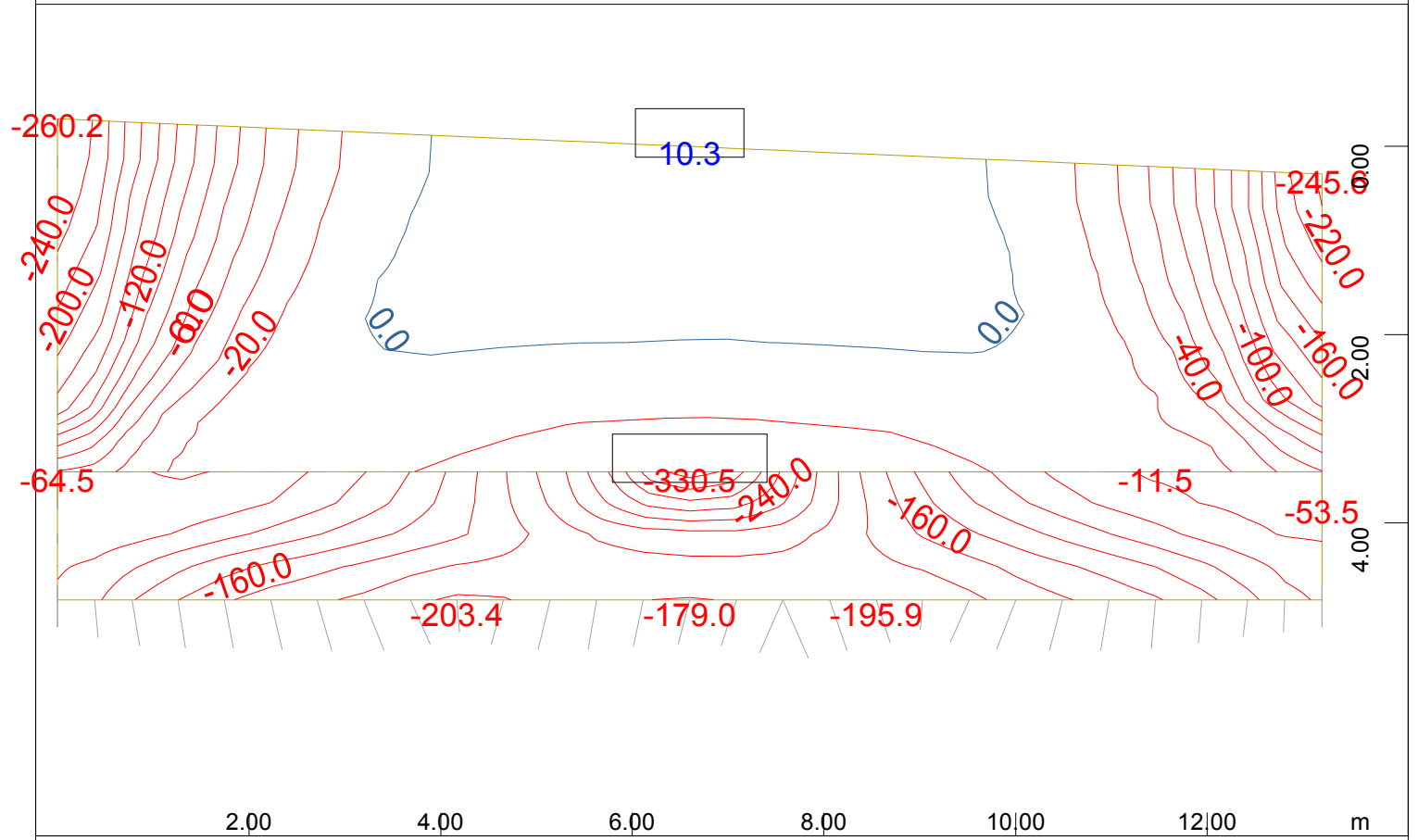
$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 Bending moment m-yy in local y from middle of element \updownarrow , Loadcas



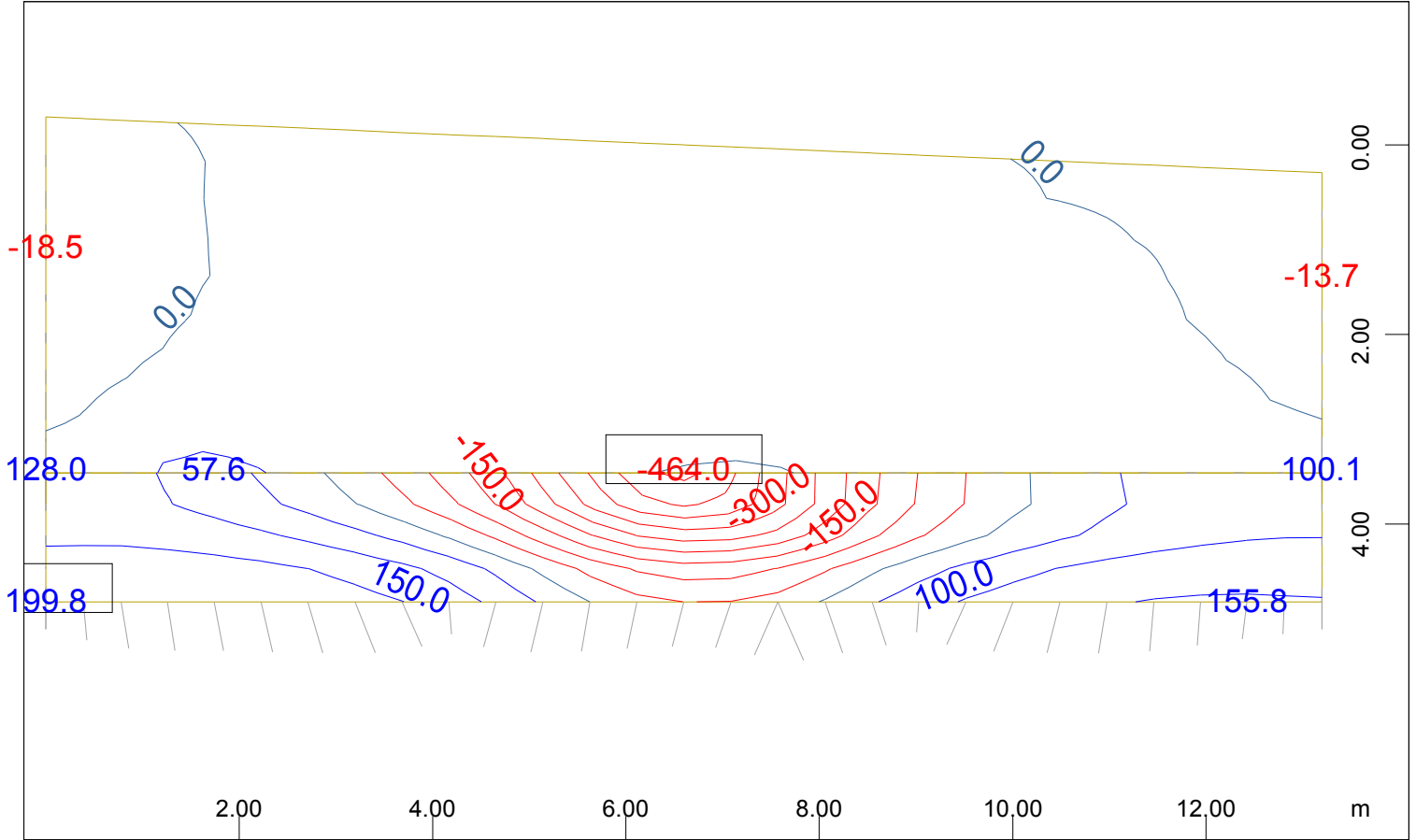
$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 Bending moment m-yy in local y from middle of element \updownarrow , Loadcas



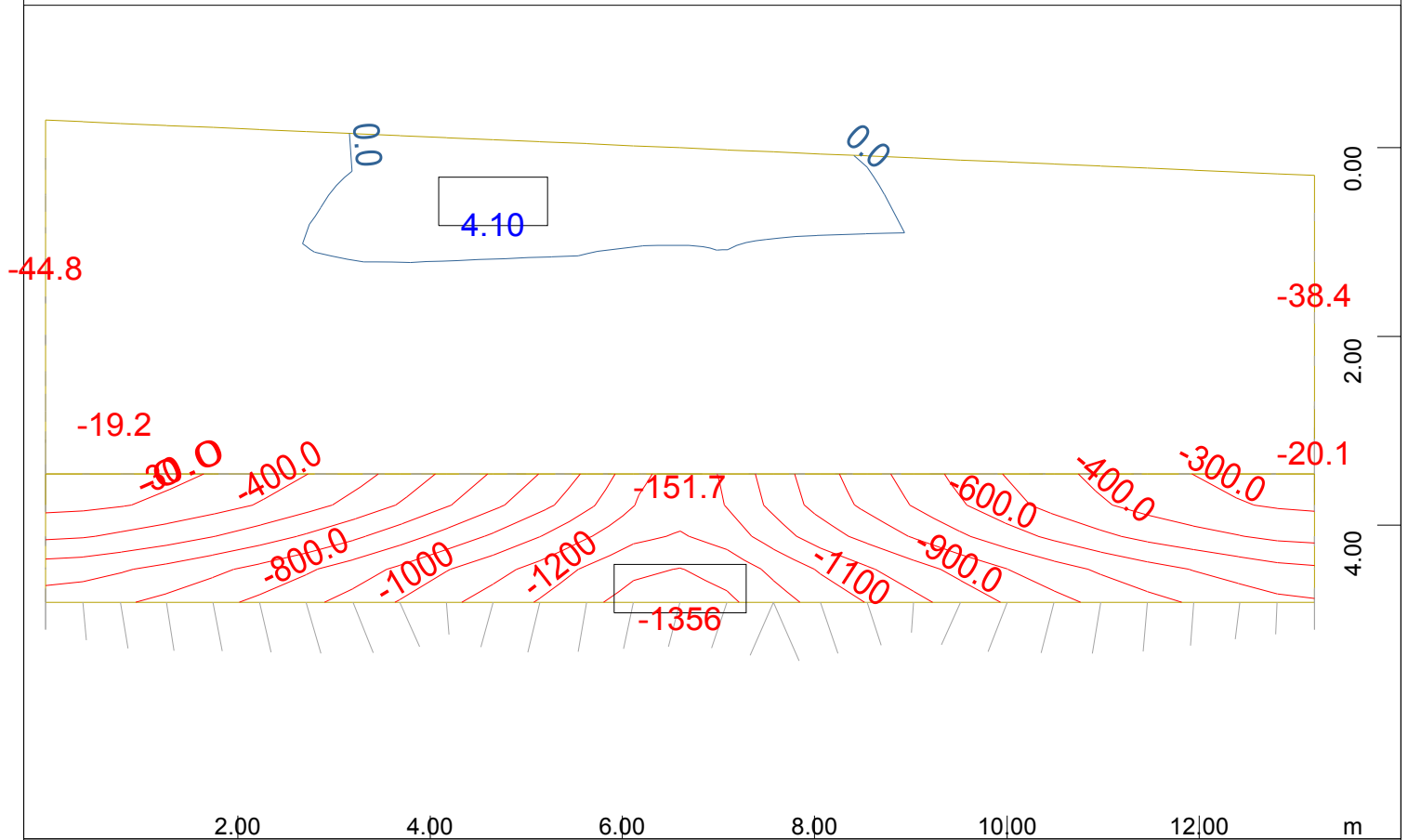
\bar{x} - \bar{y} Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 \bar{z} Bending moment m-xx in local x from middle of element ↔, Loadcas



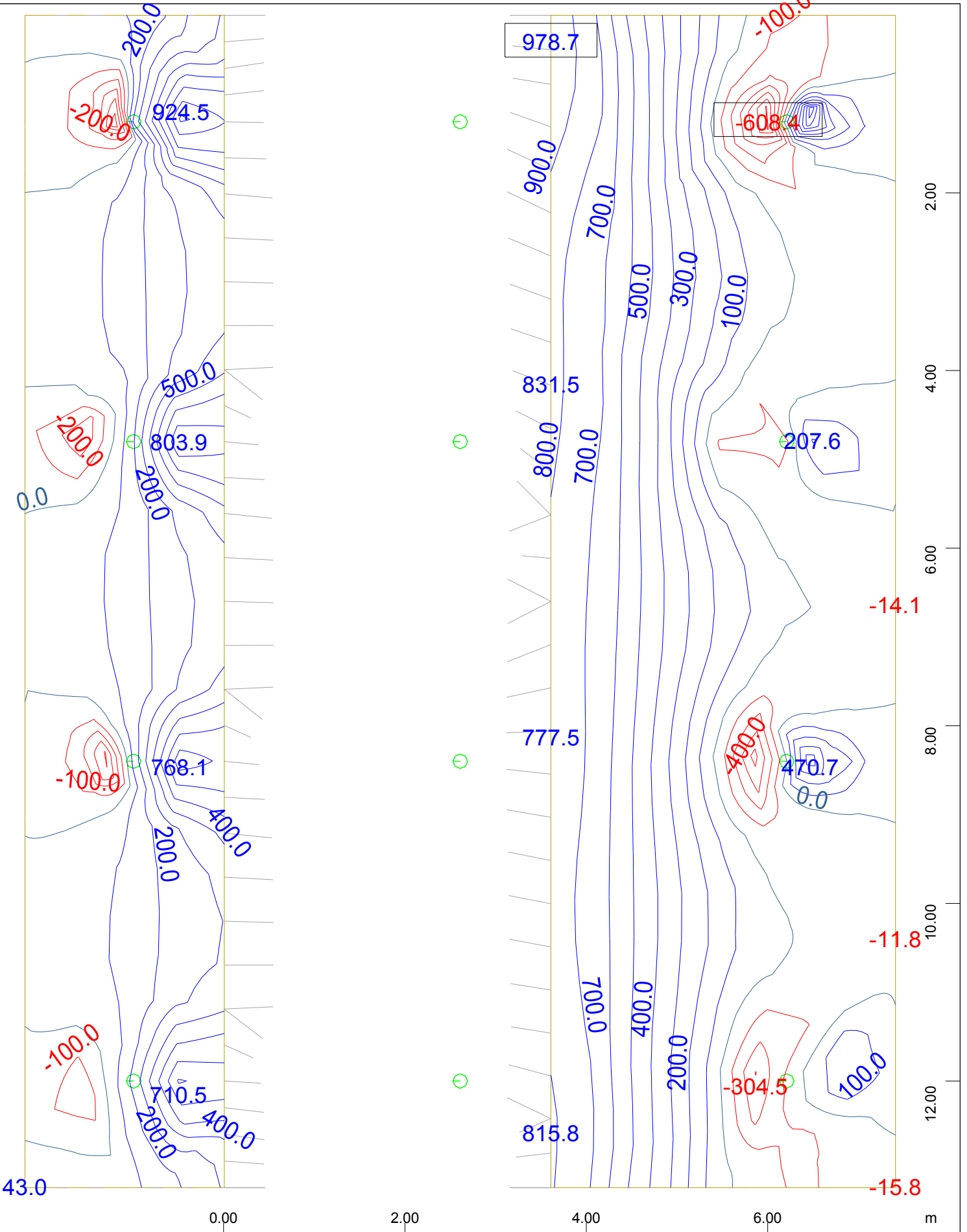
\bar{x} - \bar{y} Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 \bar{z} Bending moment m-xx in local x from middle of element ↔, Loadcas



$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 Bending moment m-yy in local y from middle of element ↕ , Loadcas

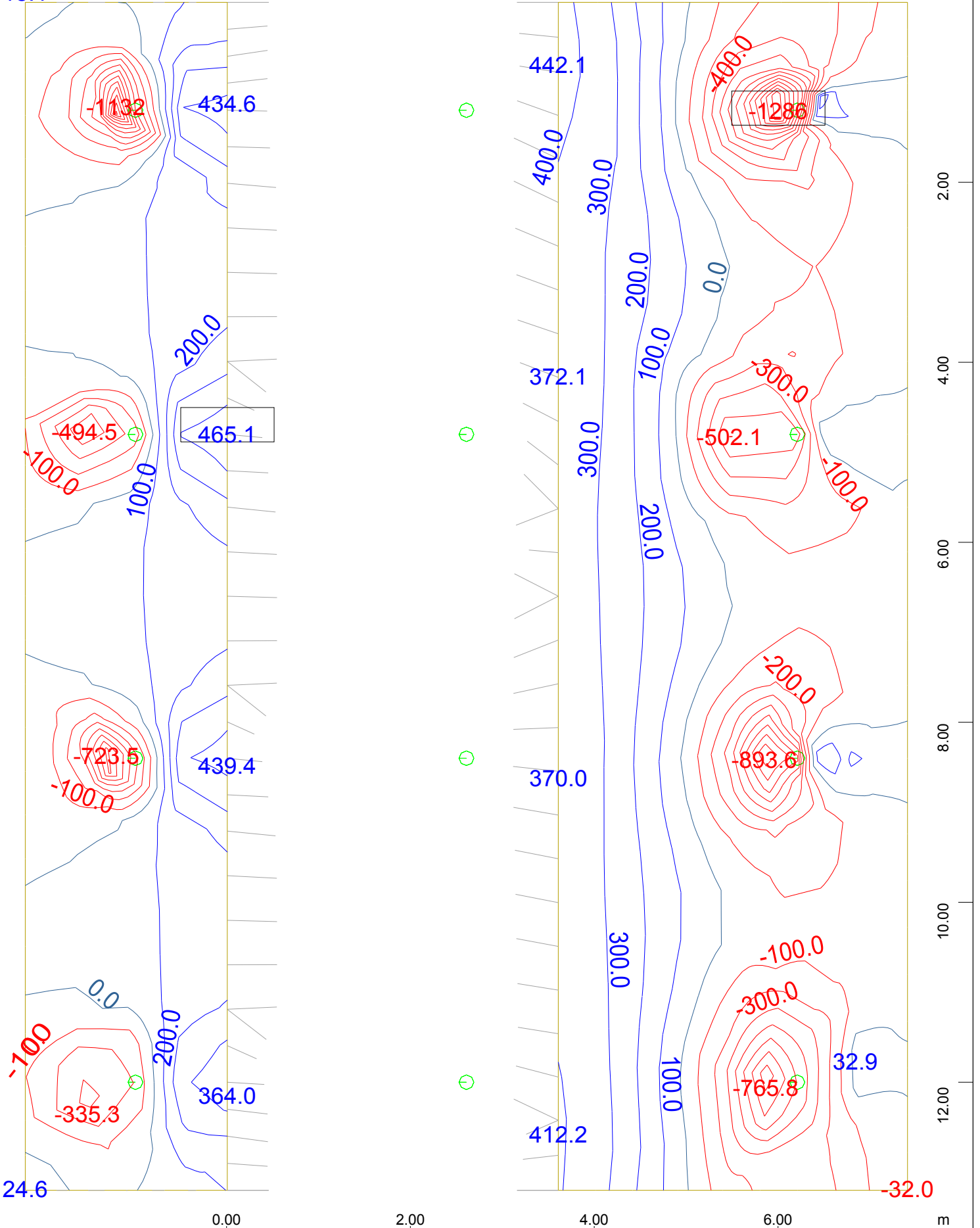


$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2 M 1 : 73
 Bending moment m-yy in local y from middle of element ↕ , Loadcas



z x Sector of system Group 0 3
 y Bending moment m-xx in local x from middle of element
 ↔, Loadcase 1301
 M 1 : 54

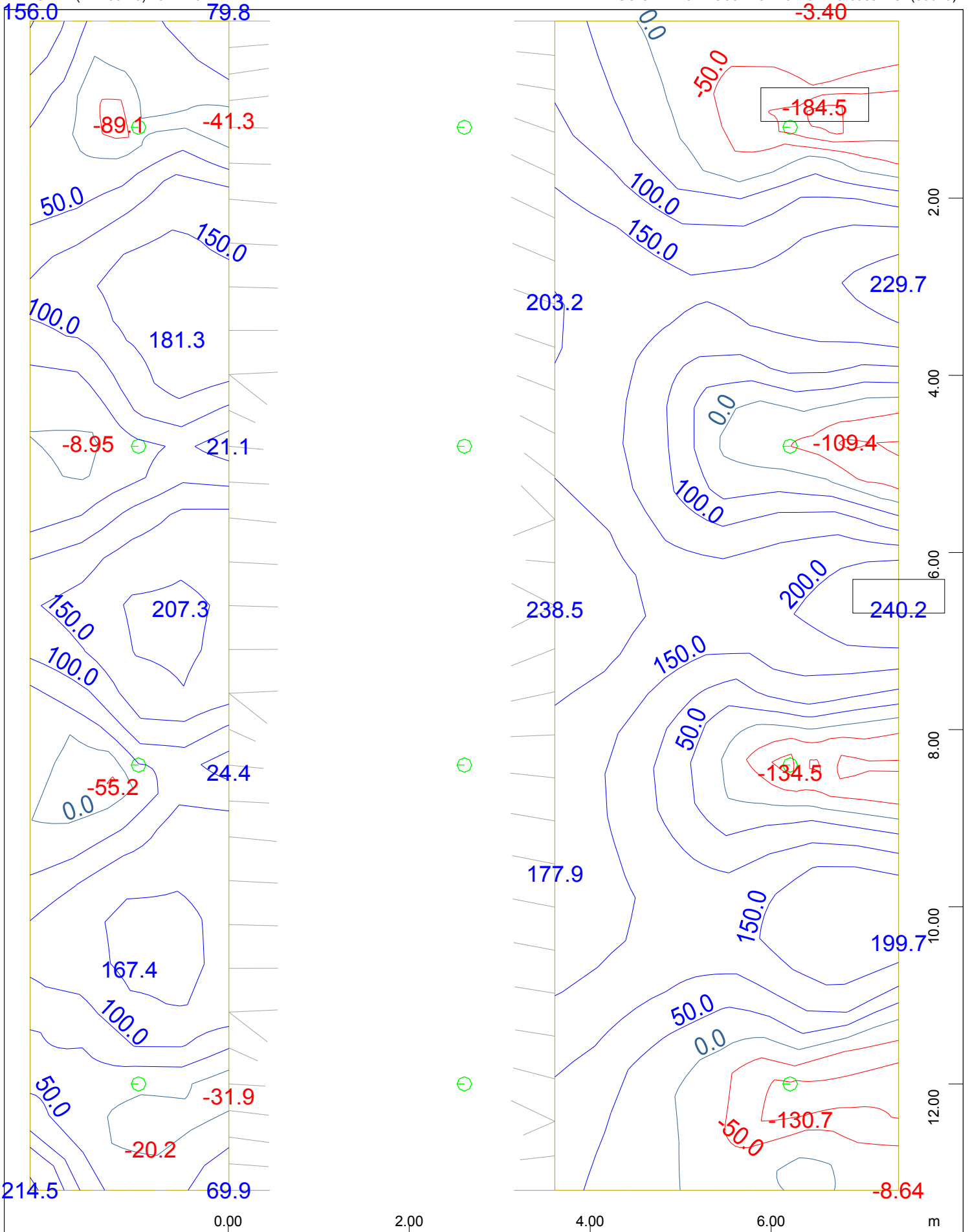
18.1



Sector of system Group 0 3
 Bending moment m-xx in local x from middle of element

↔, Loadcase 1302

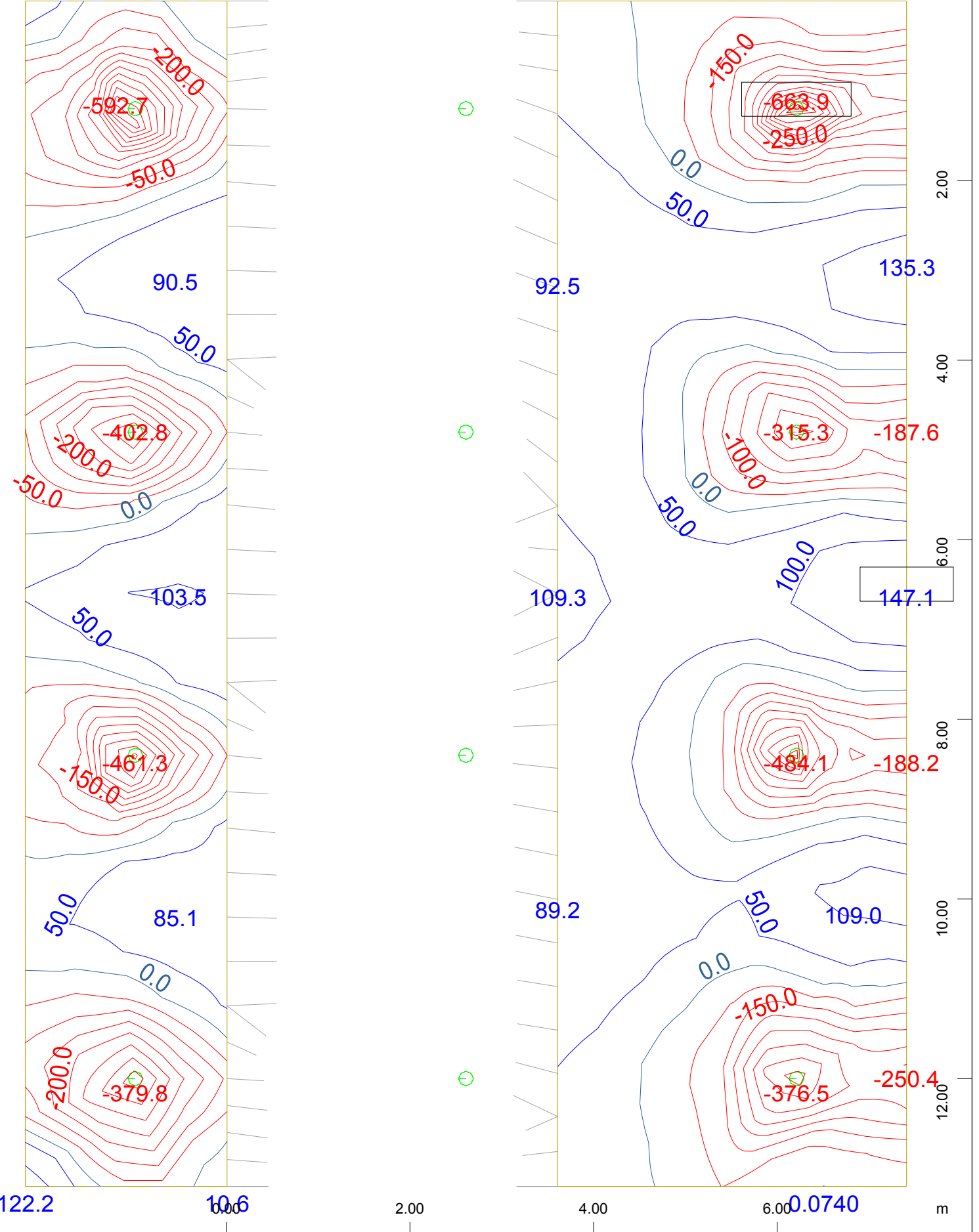
M 1 : 54



$\begin{matrix} z \\ \downarrow \\ x \\ \leftarrow \\ y \end{matrix}$ Sector of system Group 0 3
 Bending moment m-yy in local y from middle of element ↕ , Loadcase 1303
M 1 : 54

94.1 24.1

-12.5



122.2 10.6

2.00

4.00

6.00

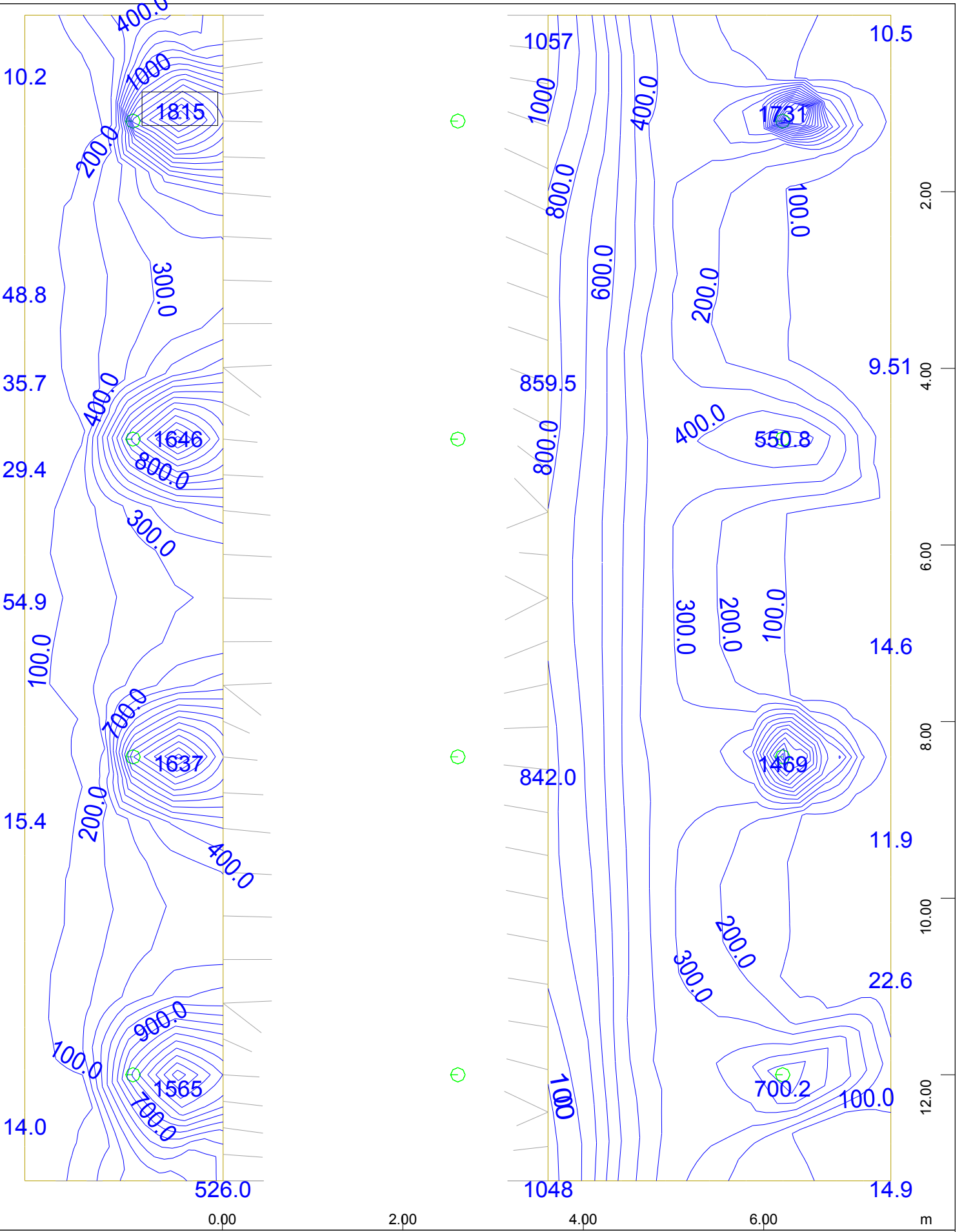
0.0740

m

z-x
y Bending moment m-yy in local y from middle of element

↕ , Loadcase 1304

M 1 : 54



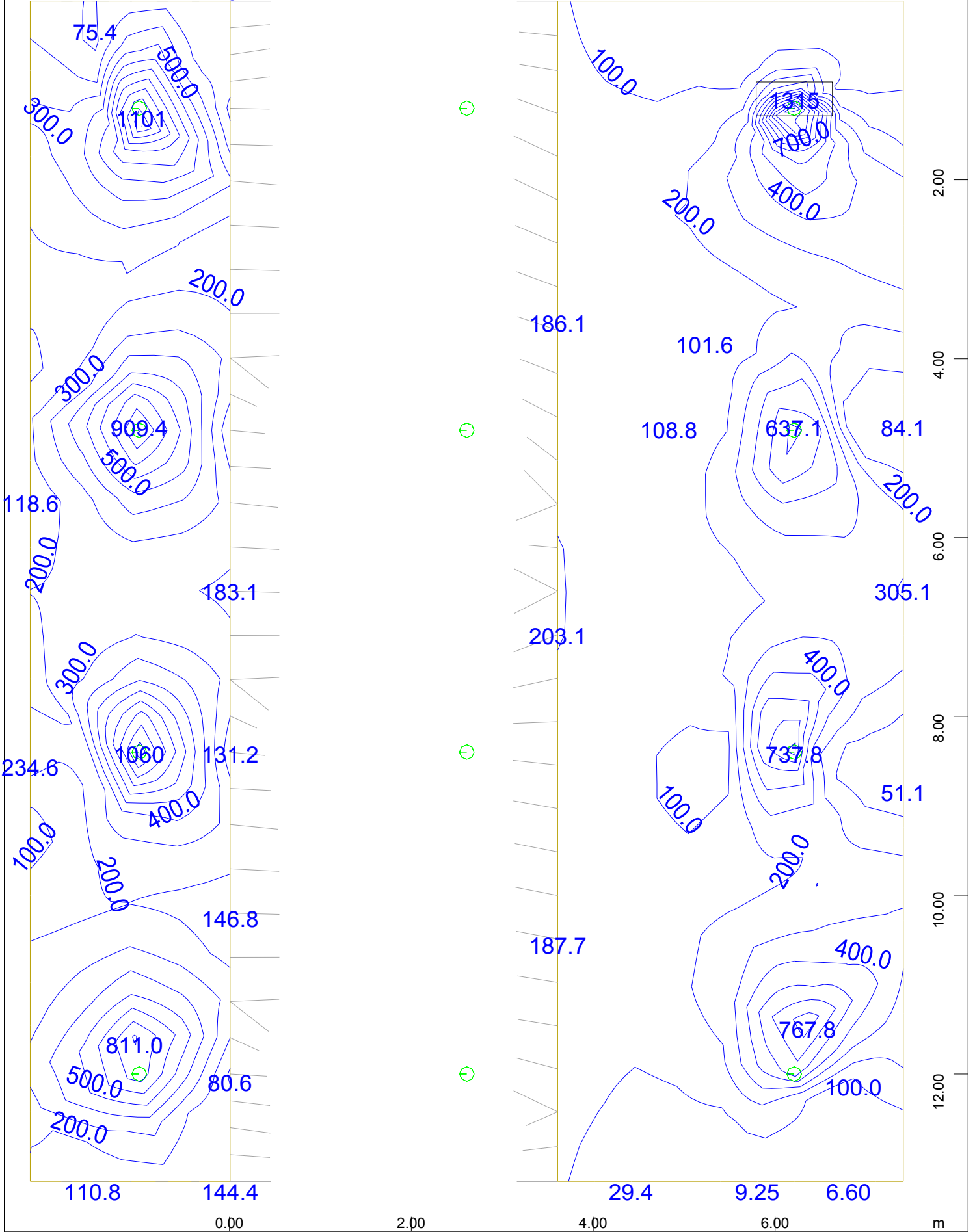
$\begin{matrix} z \\ \downarrow \\ y \end{matrix}$
 $\begin{matrix} x \\ \rightarrow \end{matrix}$
 Sector of system Group 0 3
 Bending moment m-xx in local x from middle of element

M 1 : 54
 ↔, Loadcase 1501

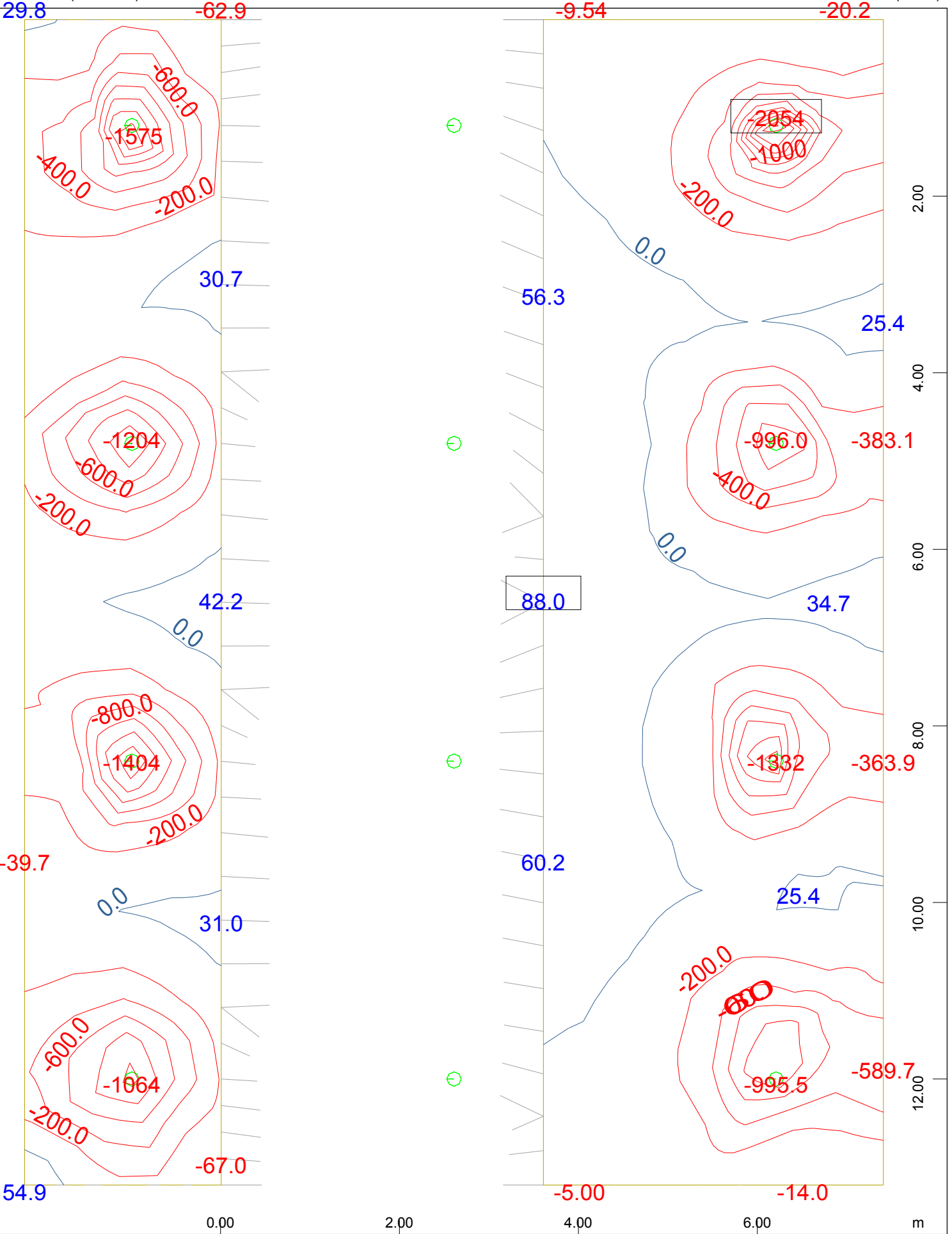
159.2

5.30

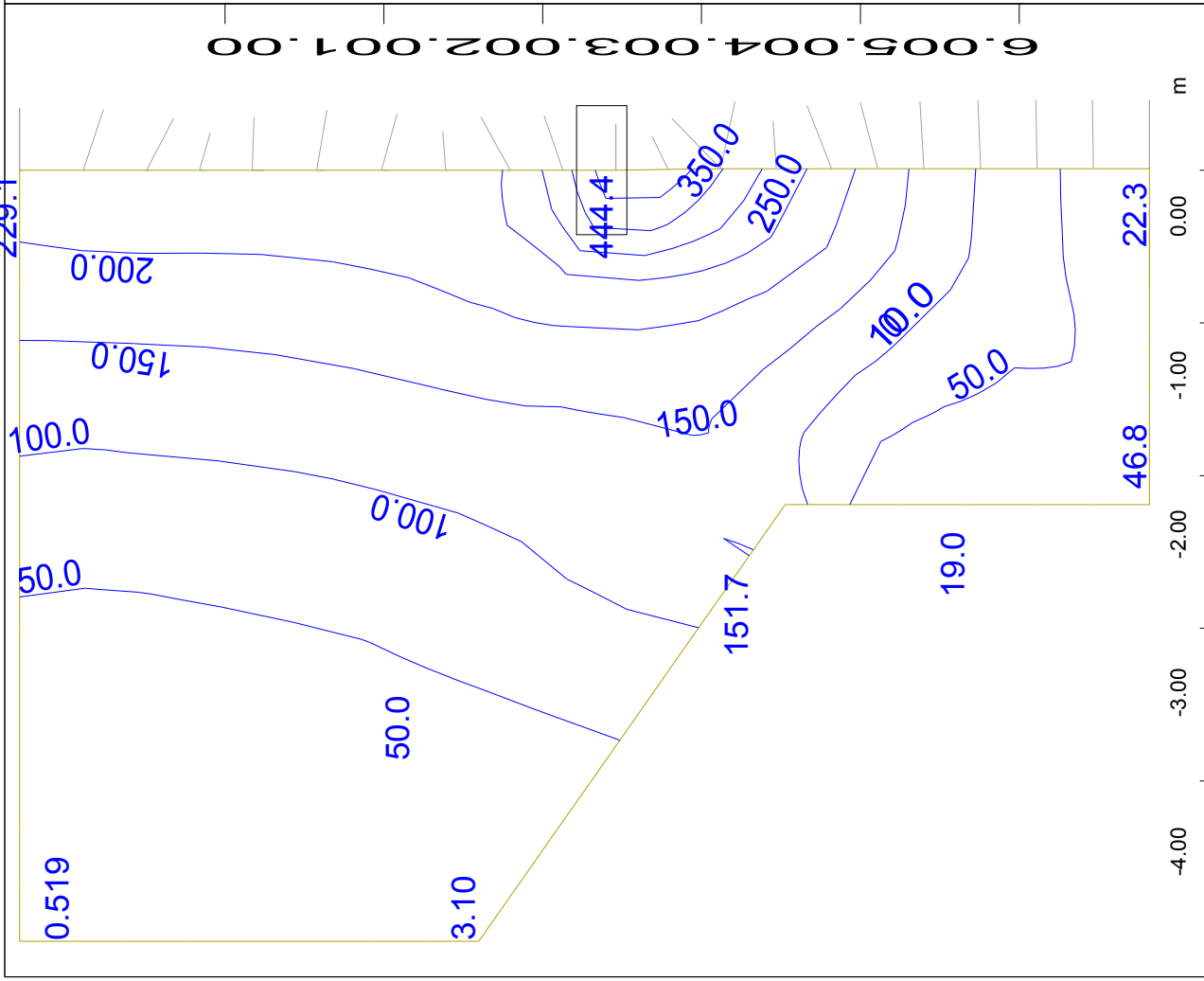
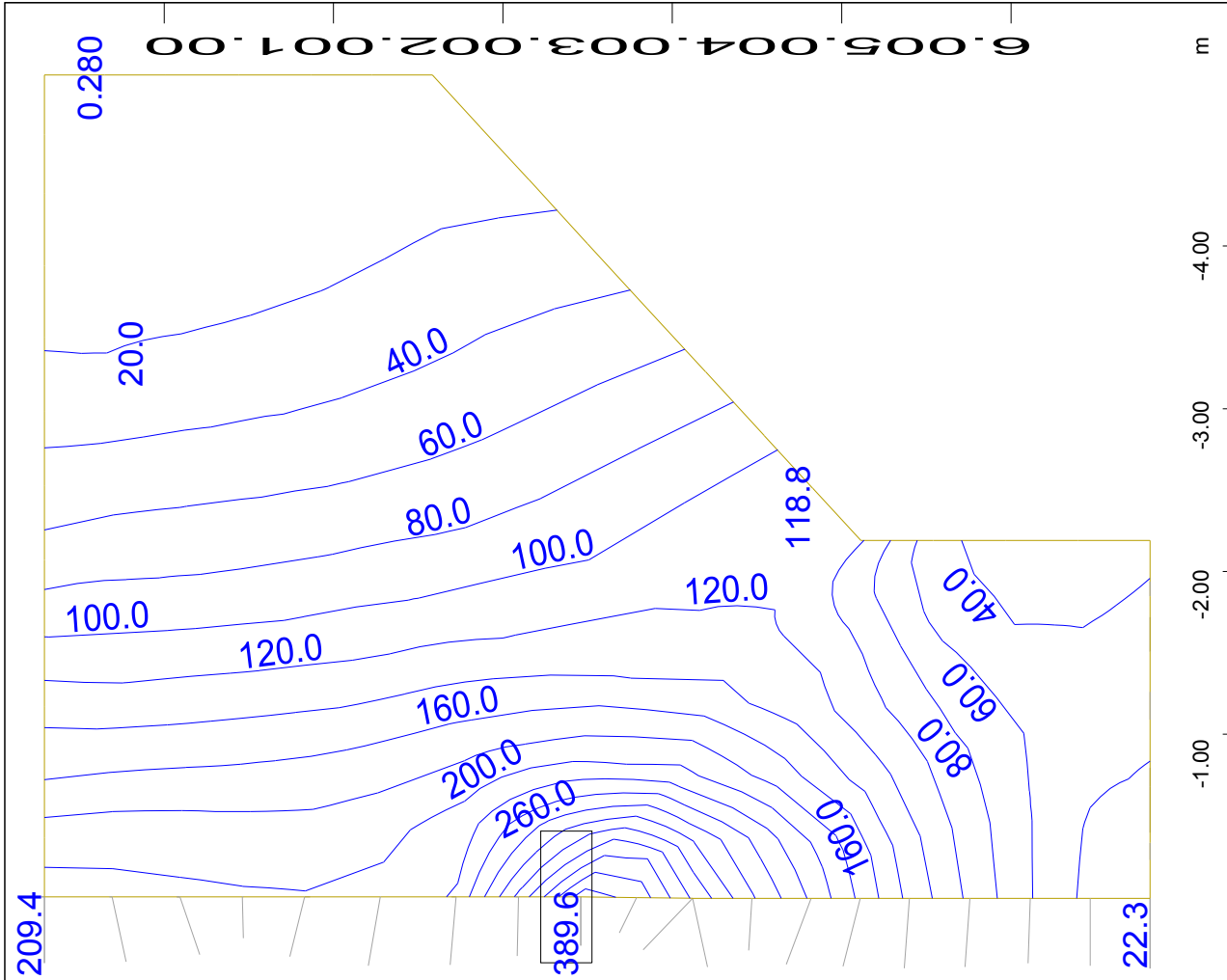
6.16



z x Sector of system Group 0 3 M 1 : 54
 y Bending moment m-yy in local y from middle of element ⇕ , Loadcase 1503

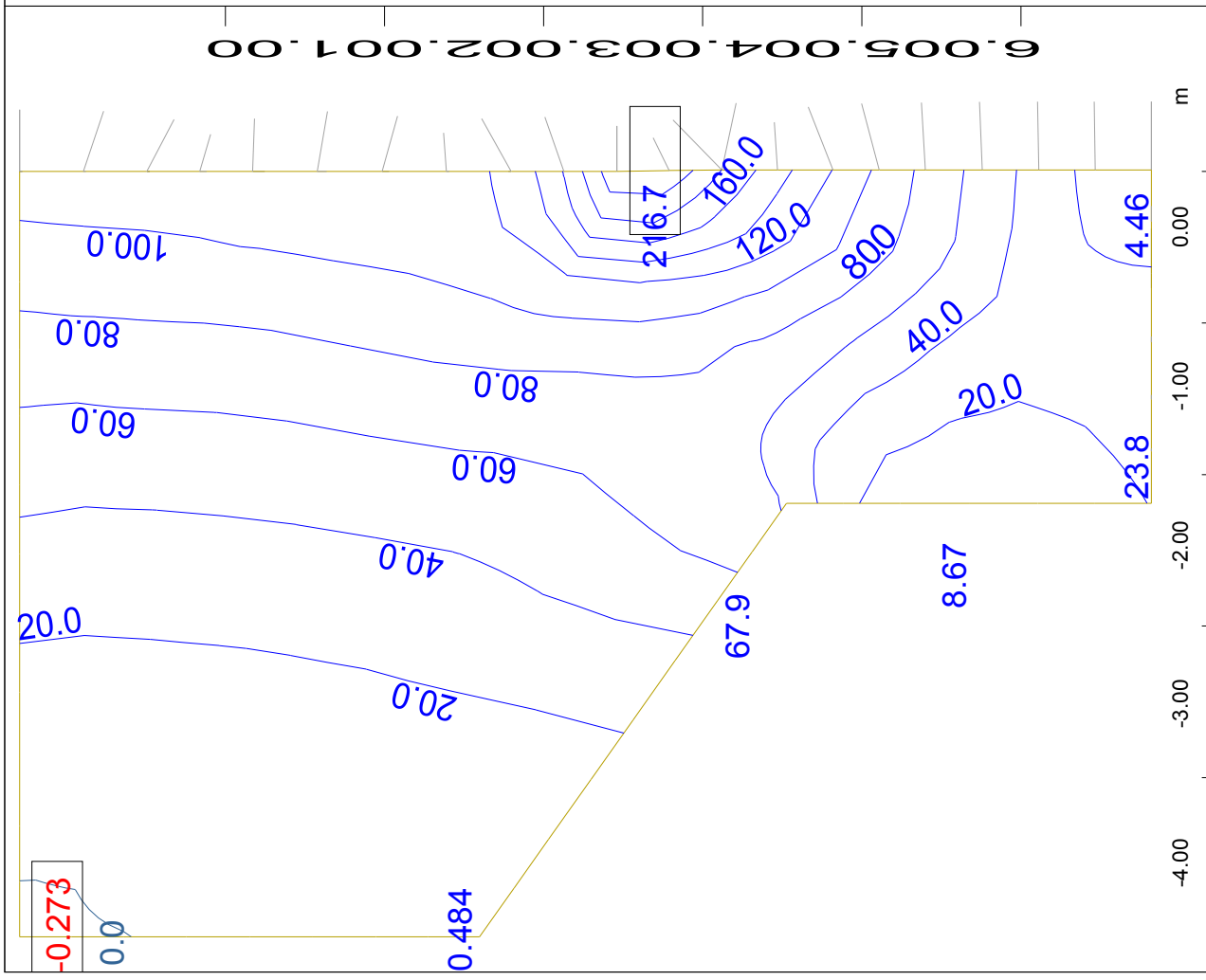
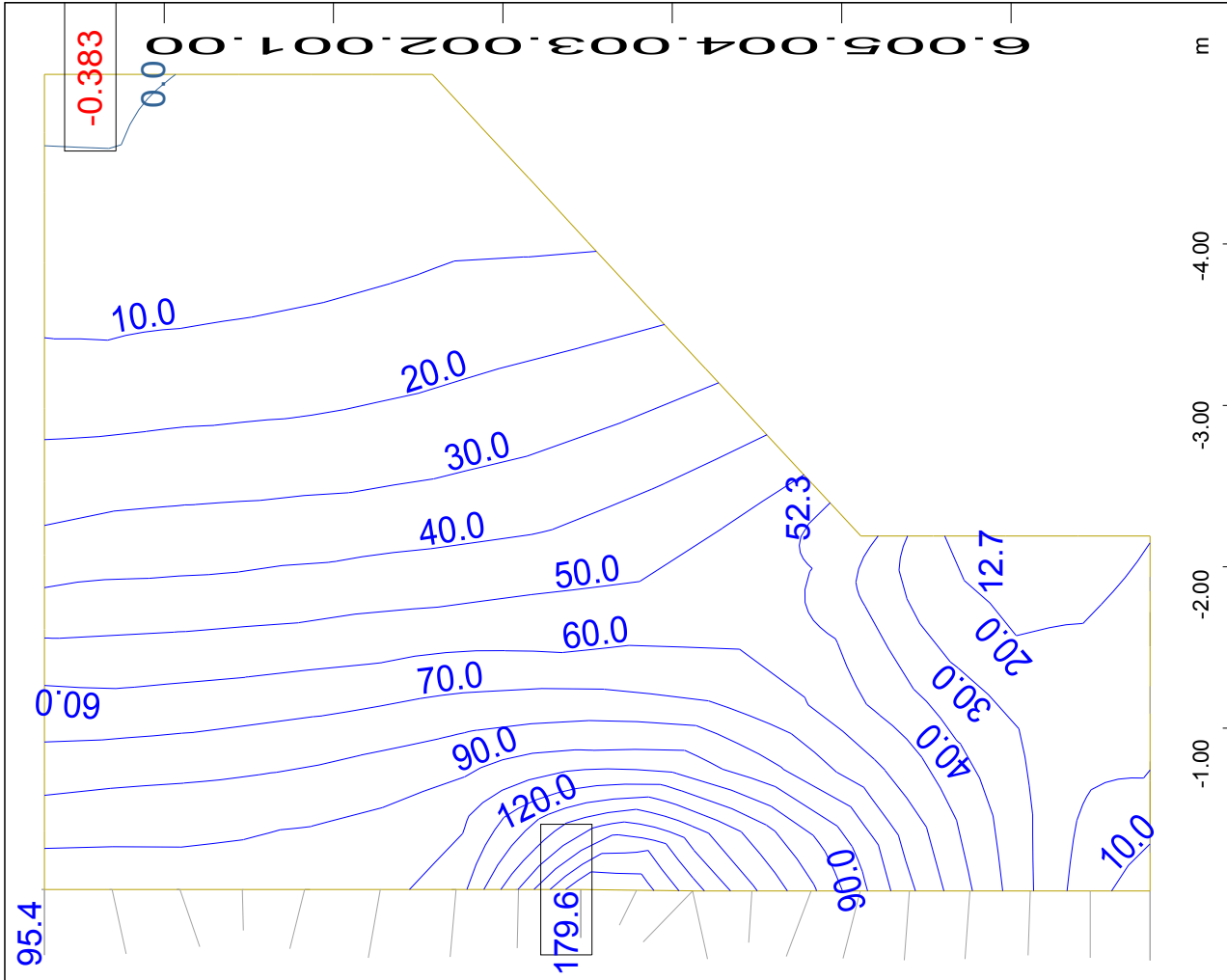


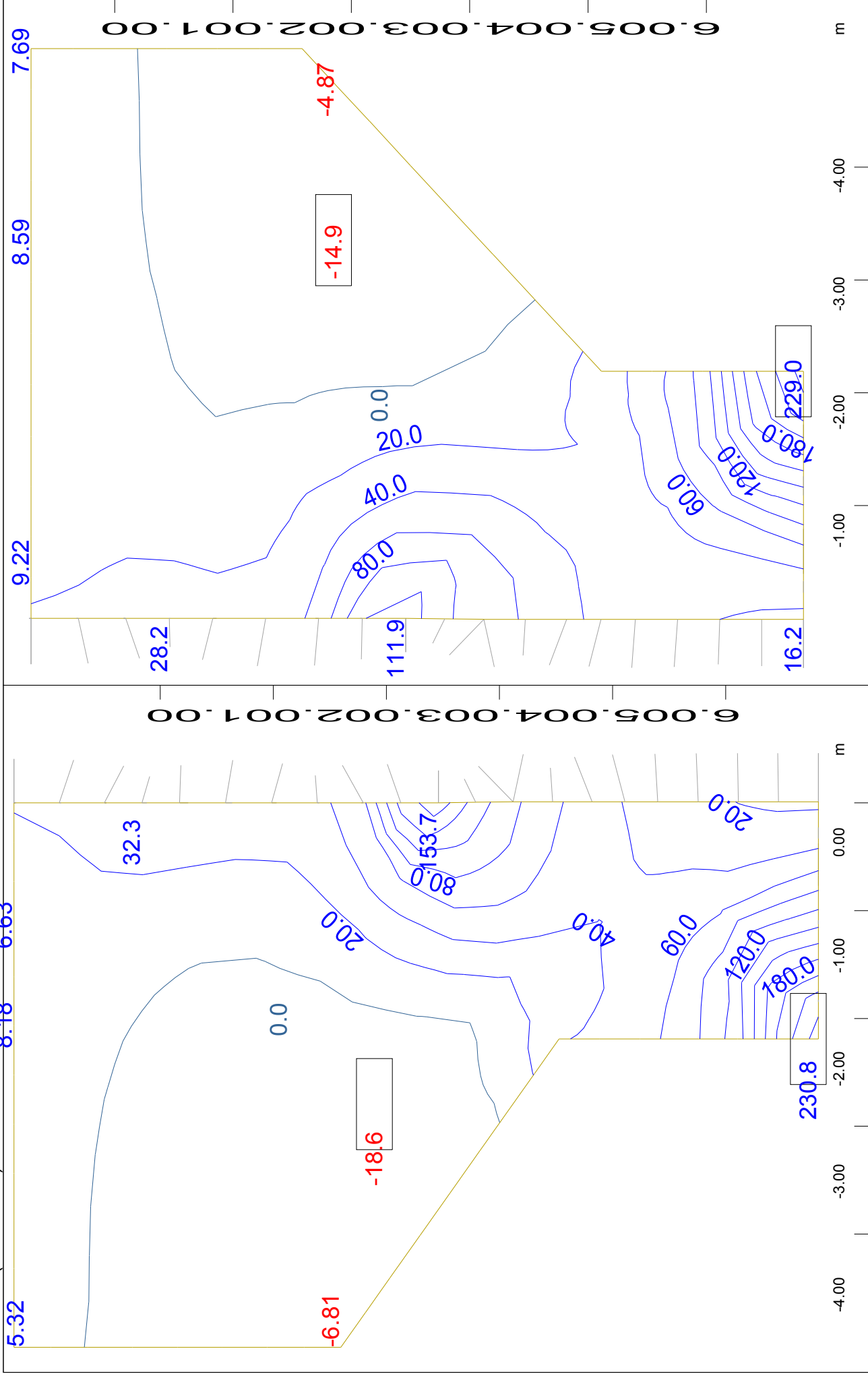
z-x Sector of system Group 0 3
 Y Bending moment m-yy in local y from middle of element
 ↕ , Loadcase 1504
 M 1 : 54



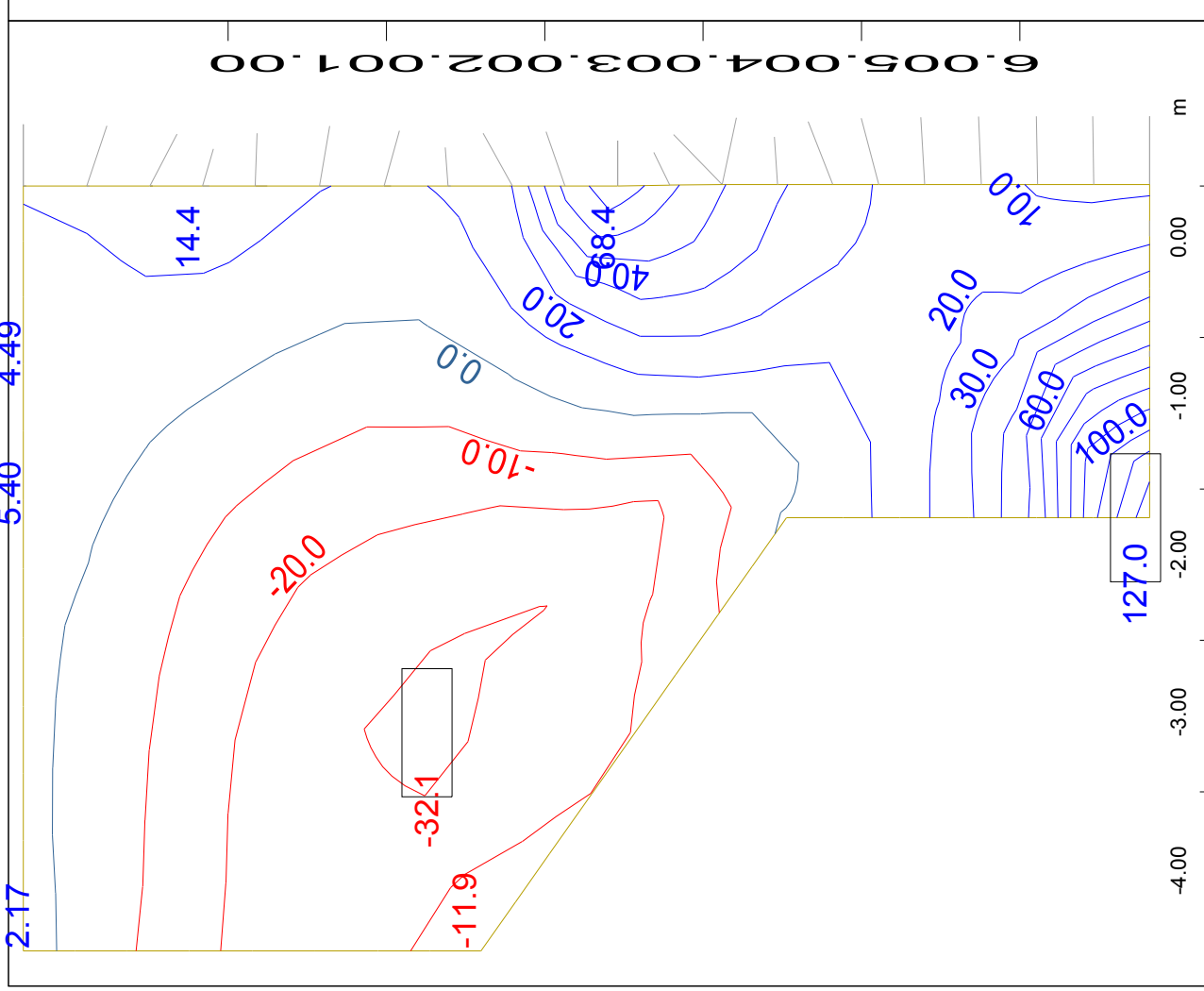
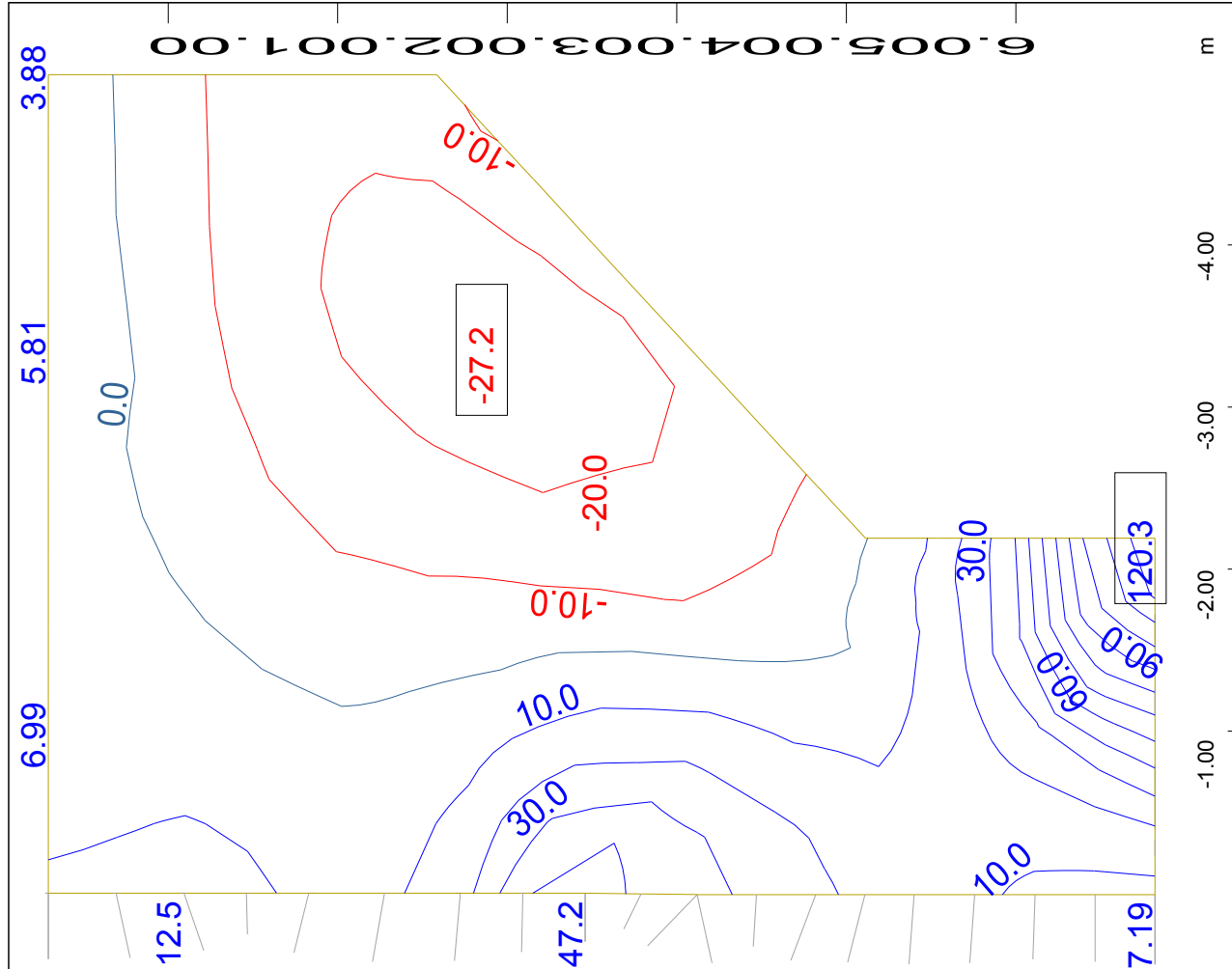
M 1 : 43
Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
Bending moment m-xx in local x from middle of element
↔ Loadcase

M 1 : 45
Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
Bending moment m-xx in local x from middle of element
, Loadcase



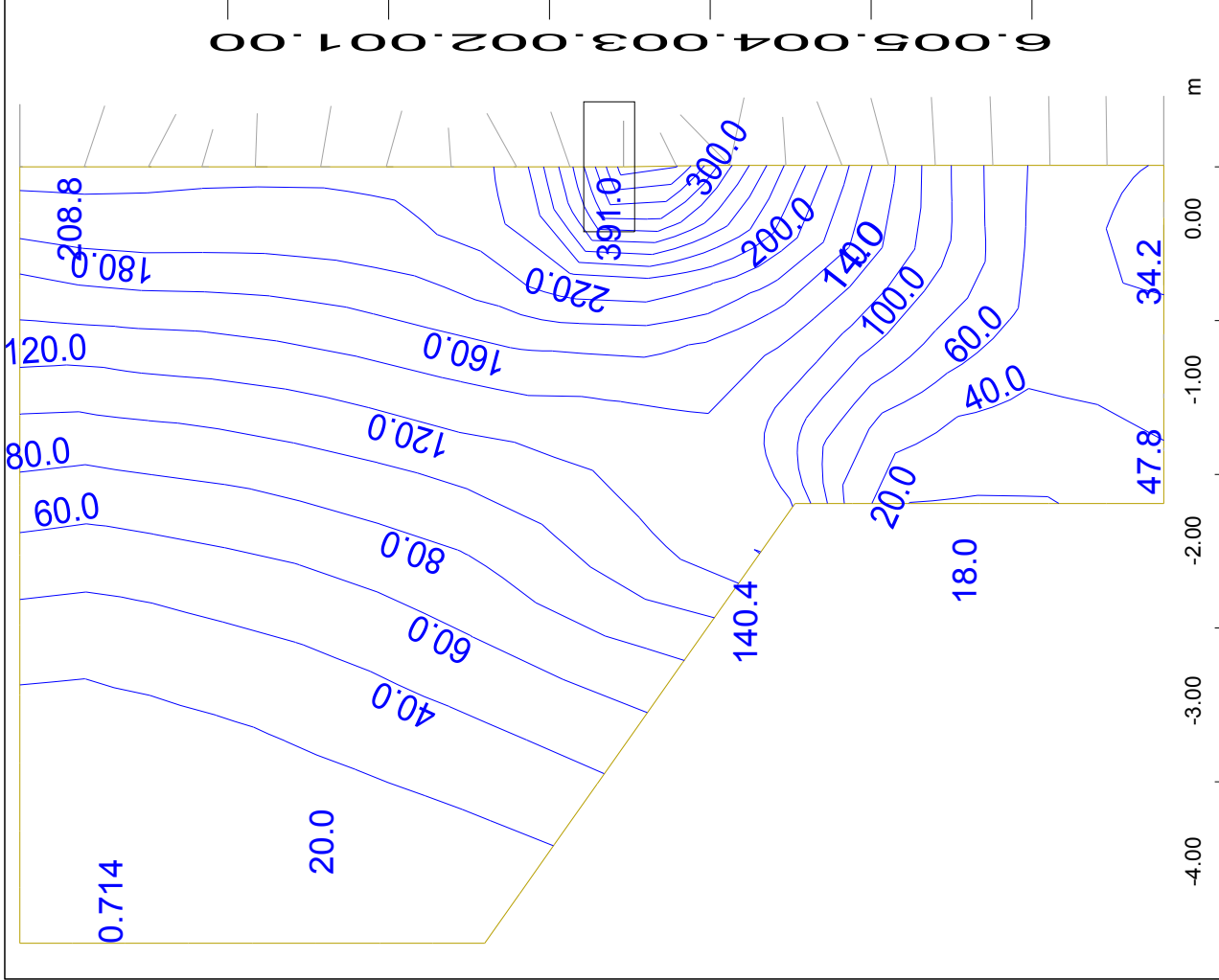
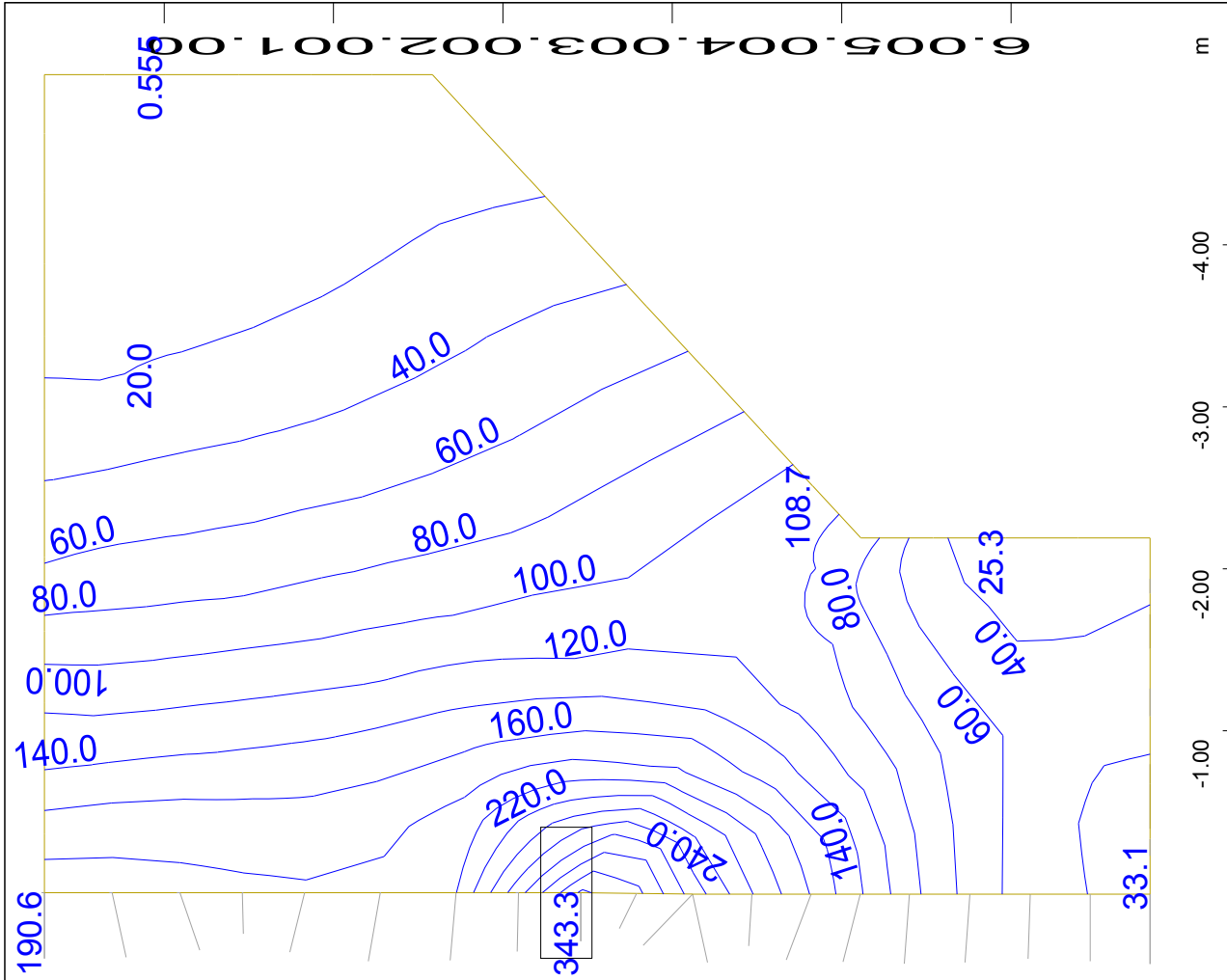


X Y Z X Y Z
 ↓, Loadcase ↓, Loadcase



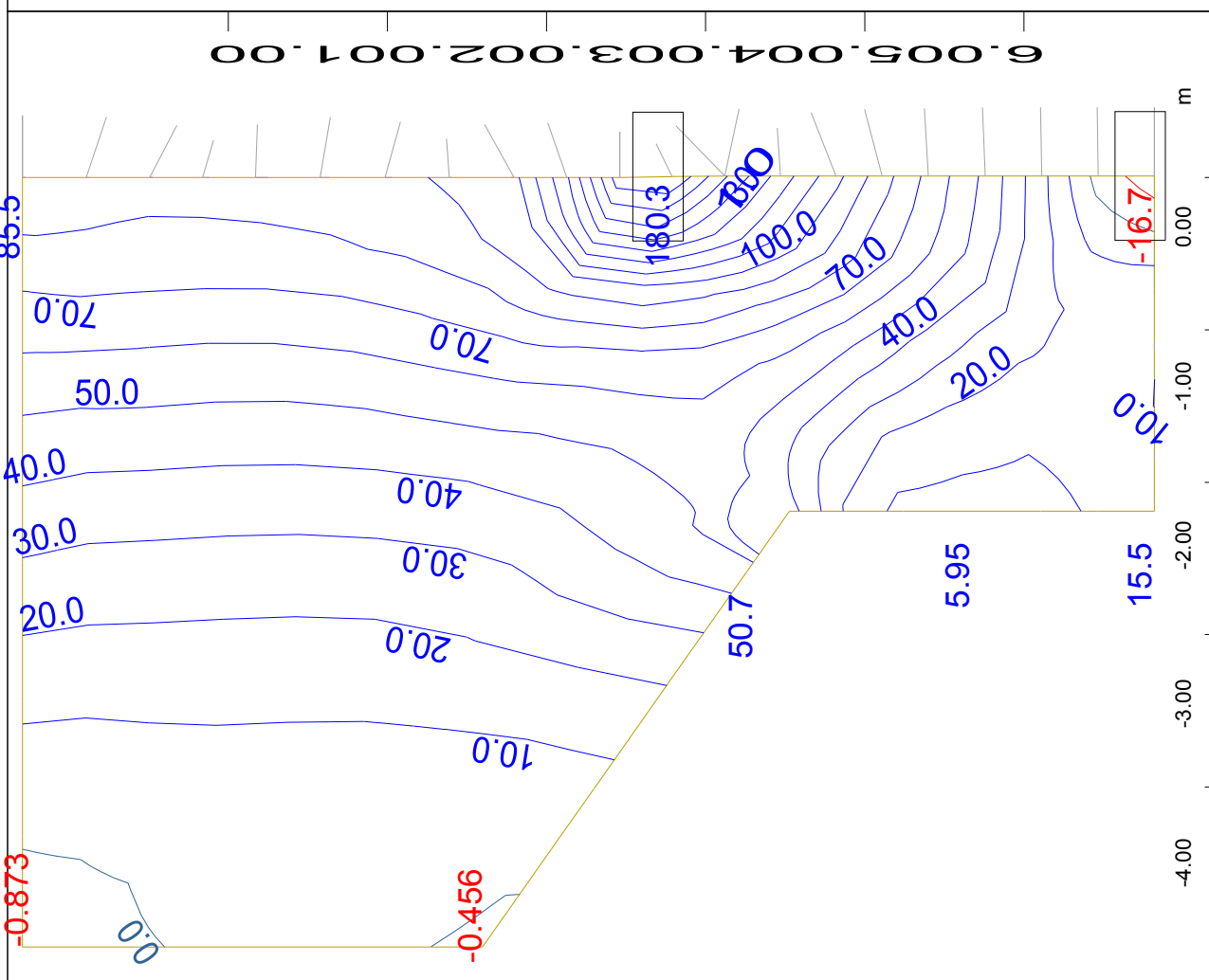
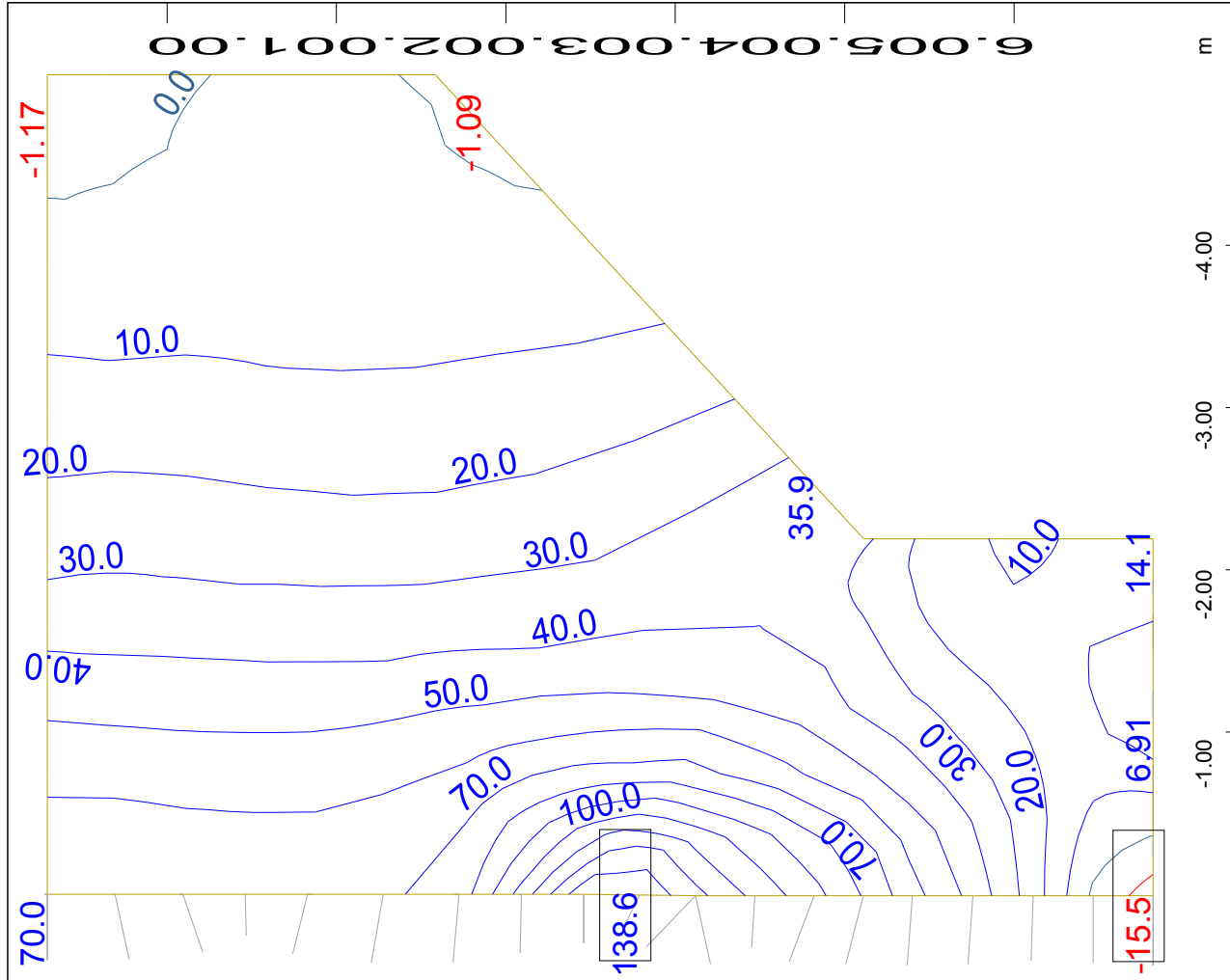
X Y Z
 Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
 Bending moment m-yy in local y from middle of element
 M 1 : 43
 ↓, Loadcase

X Y Z
 Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 Bending moment m-yy in local y from middle of element
 M 1 : 45
 ↓, Loadcase



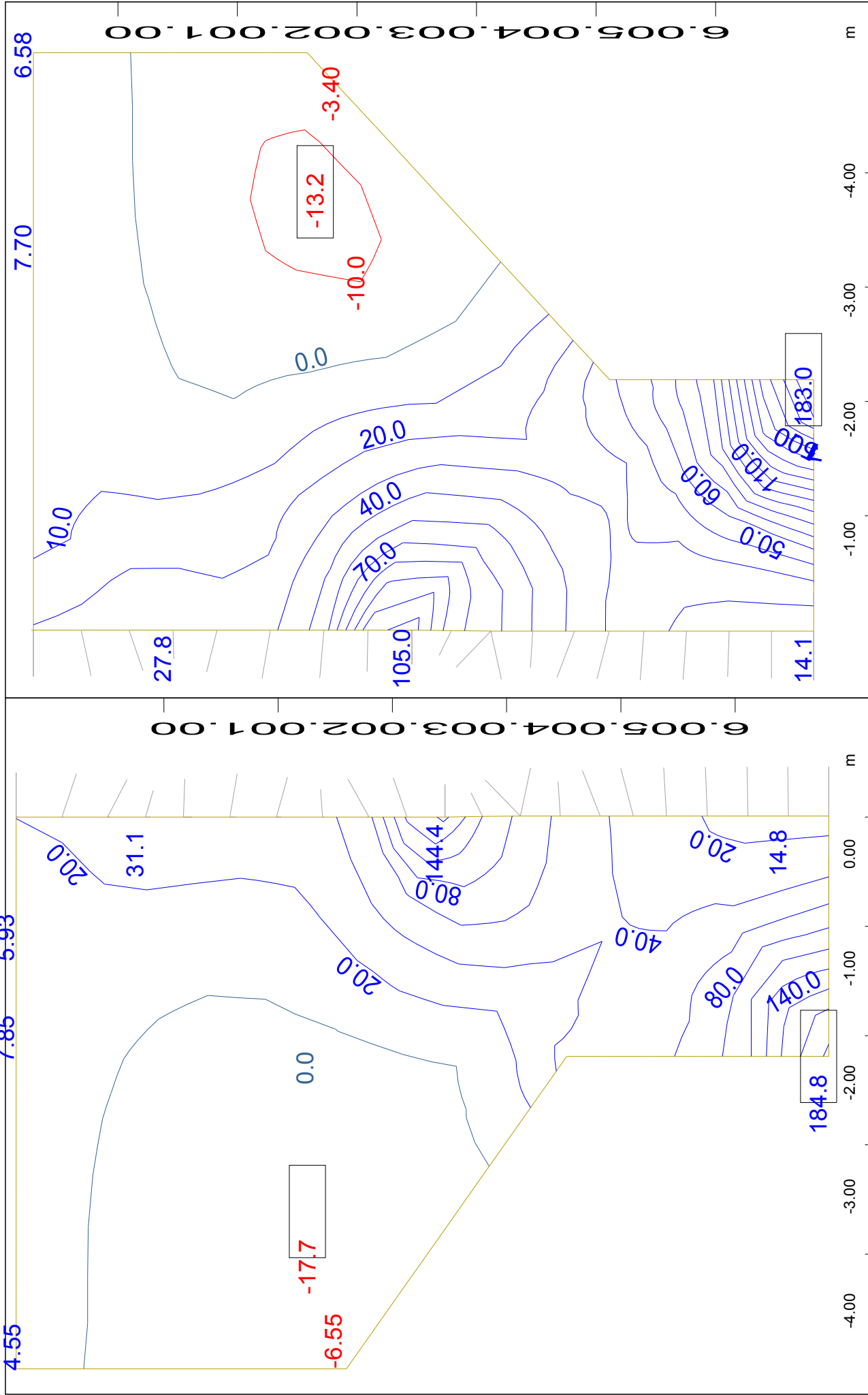
X Y Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
Bending moment m-xx in local x from middle of element
↔ Loadcase
M 1 : 43

X Y Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
Bending moment m-xx in local x from middle of element
, Loadcase
M 1 : 45



Y X Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
Bending moment m-xx in local x from middle of element
Loadcase
M 1 : 45

Y X Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
Bending moment m-xx in local x from middle of element
Loadcase
M 1 : 43



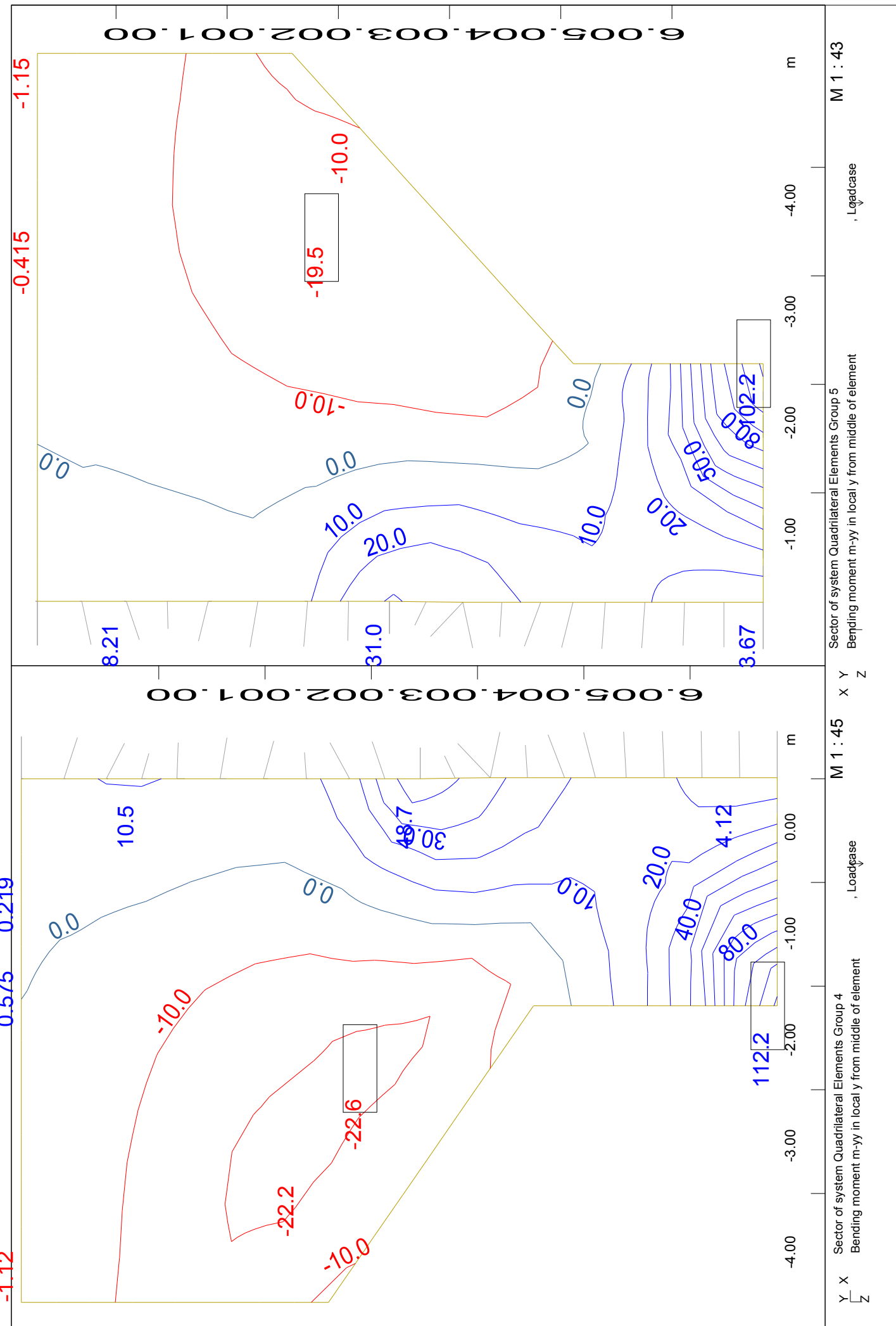
X
 Y
 Z

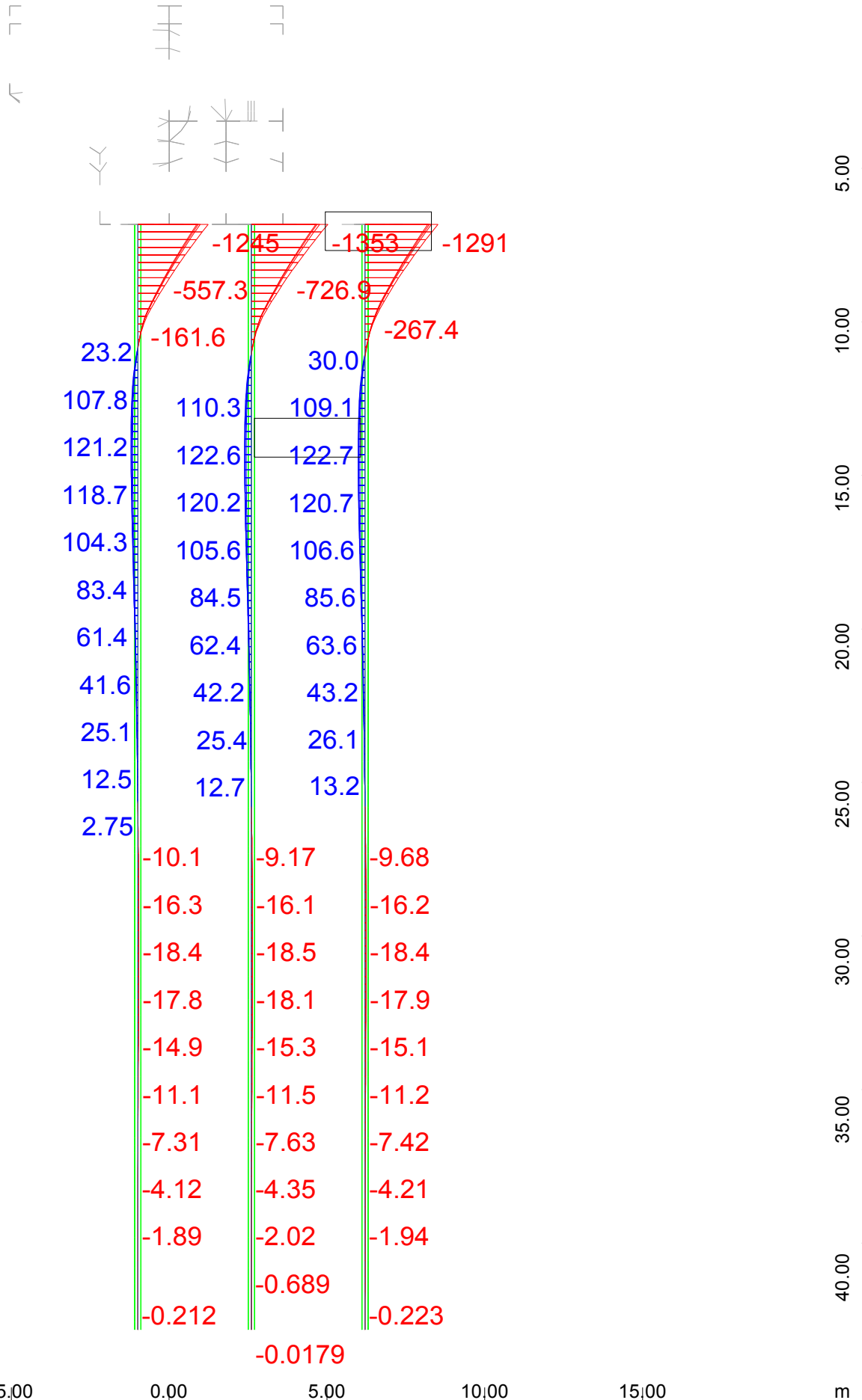
Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 Bending moment m-yy in local y from middle of element

Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
 Bending moment m-yy in local y from middle of element

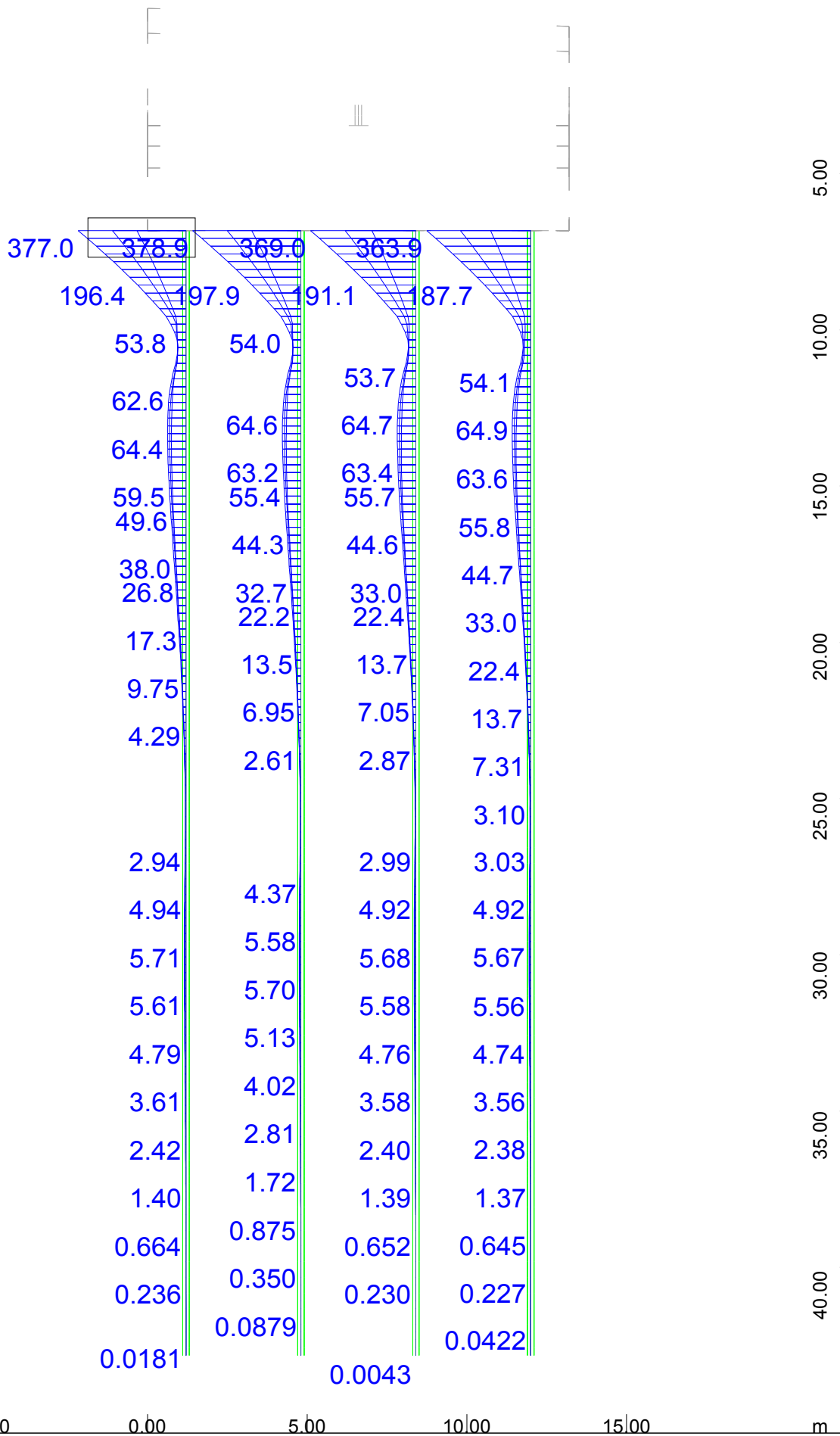
M 1 : 45
 M 1 : 43

↕ , Loadcase

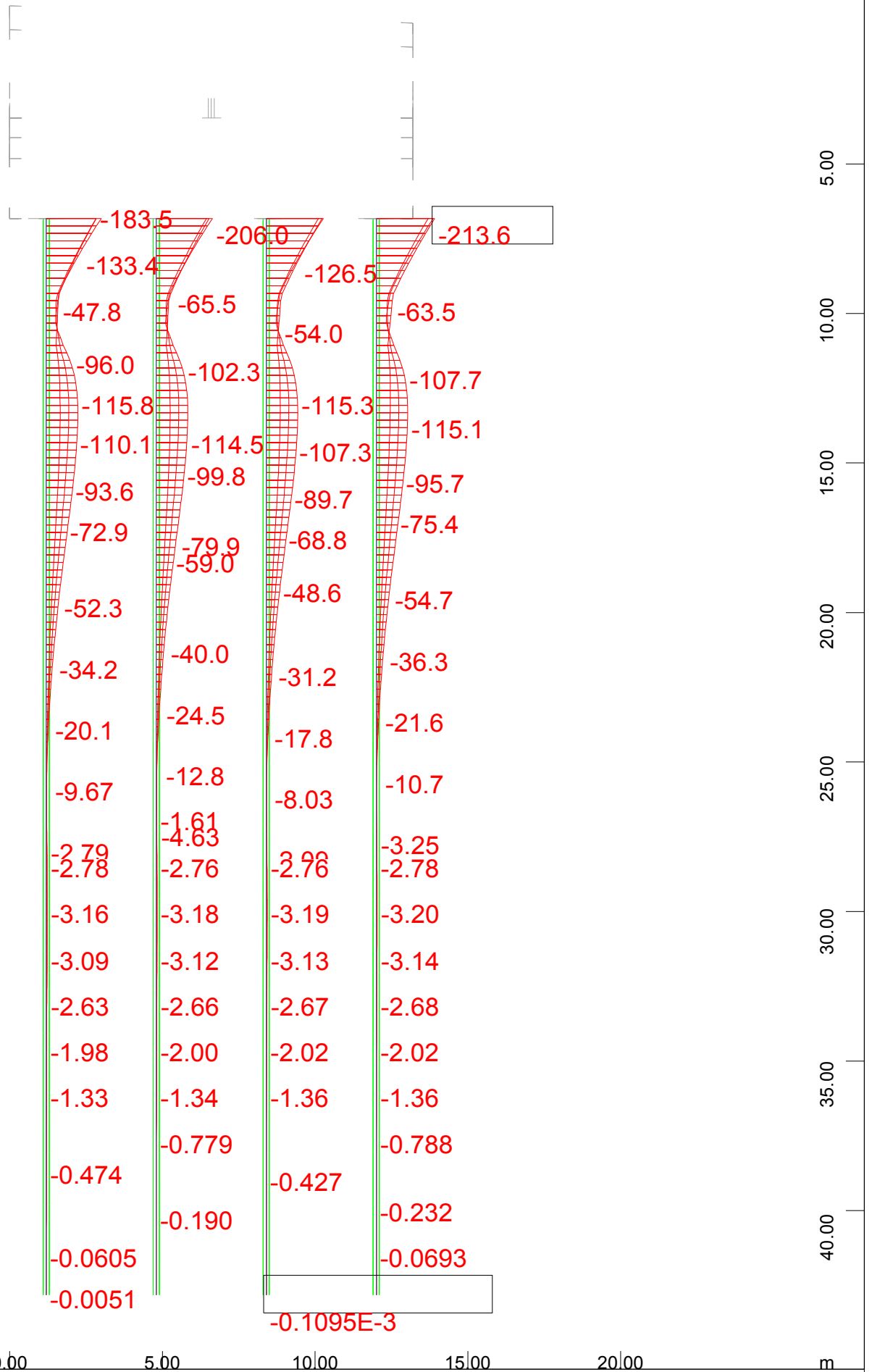




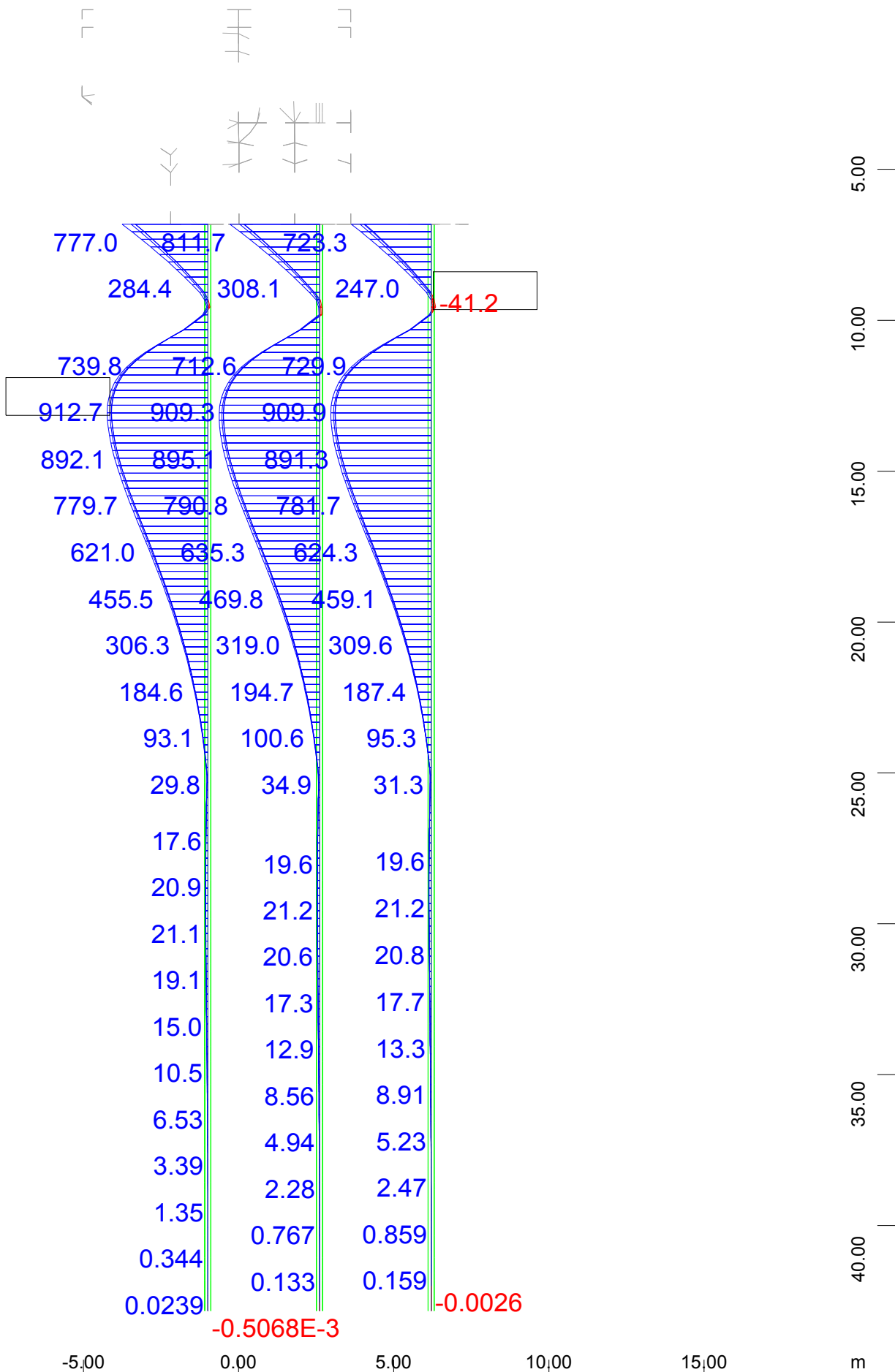
Y-X Sector of system Beam Elements Group 9
 Z Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2310 MIN-MY BEAM UL
 M 1 : 179



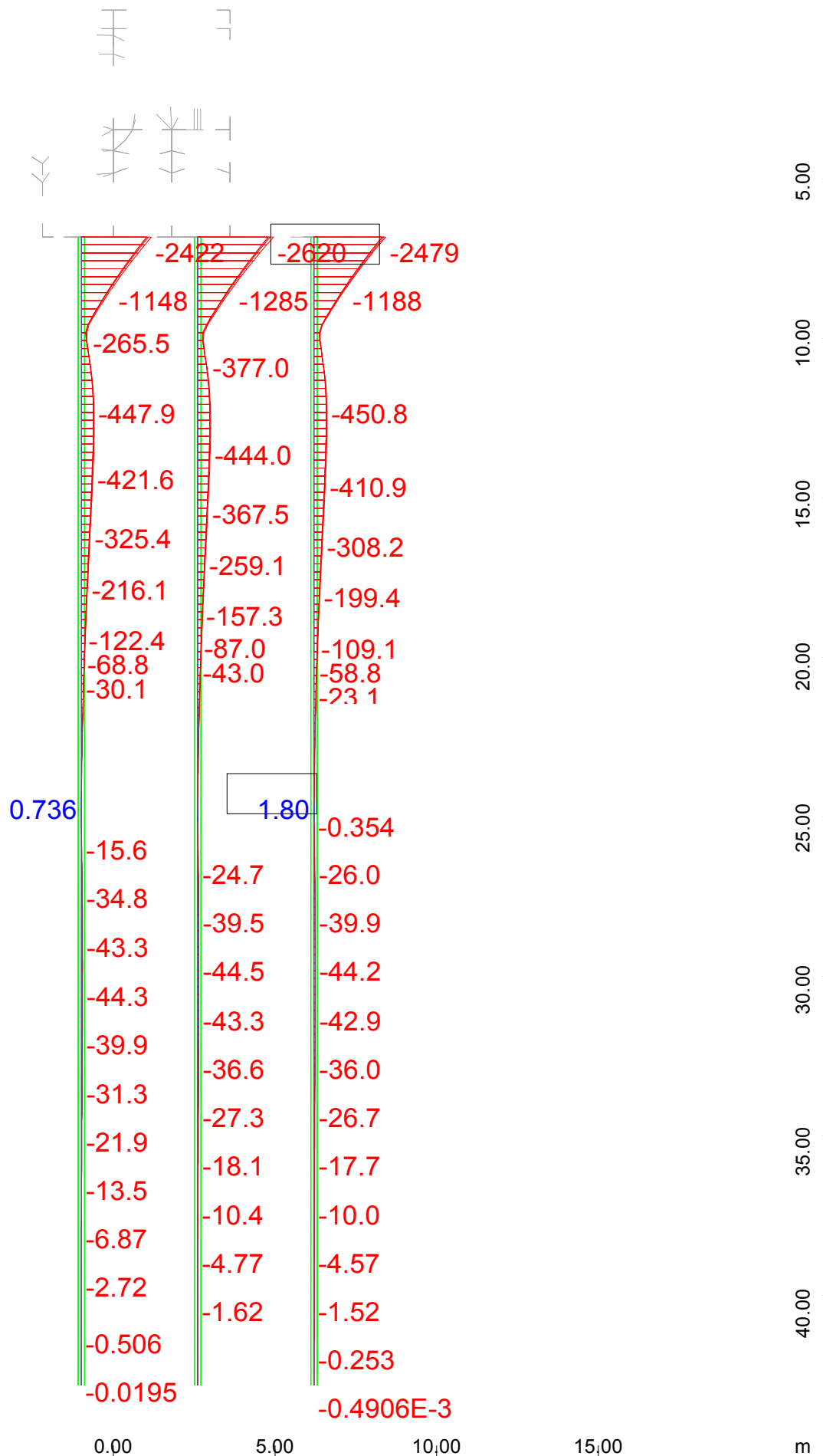
X-Y Sector of system Beam Elements Group 9
 Z Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 2311 MAX-MZ BEAM UL
 M 1 : 179

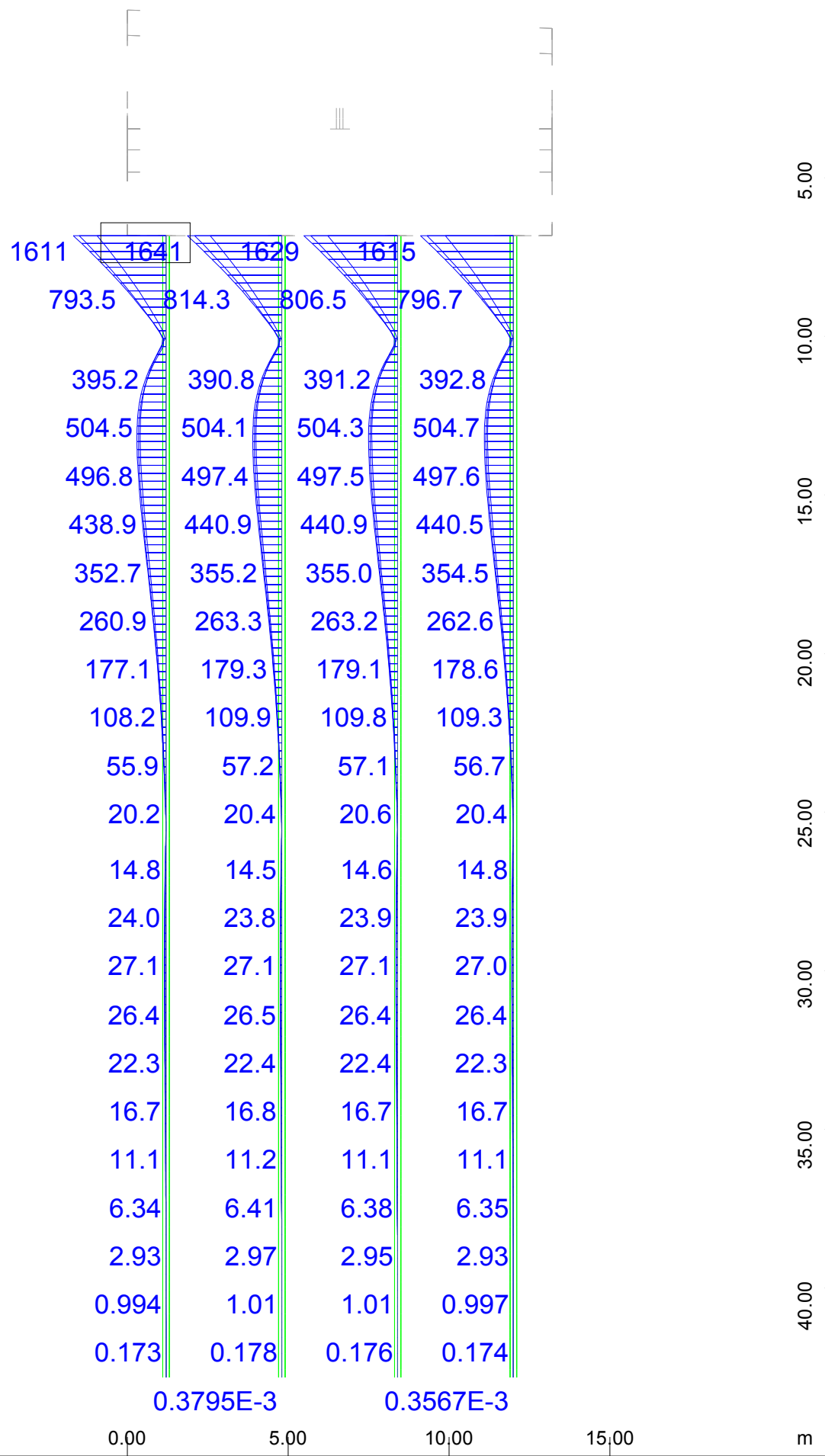


Sector of system Beam Elements Group 9
Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 2312 MIN-MZ BEAM UL
M 1 : 179



Y-x Sector of system Beam Elements Group 9
 z Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2509 MAX-MY BEAM UL
 M 1 : 178





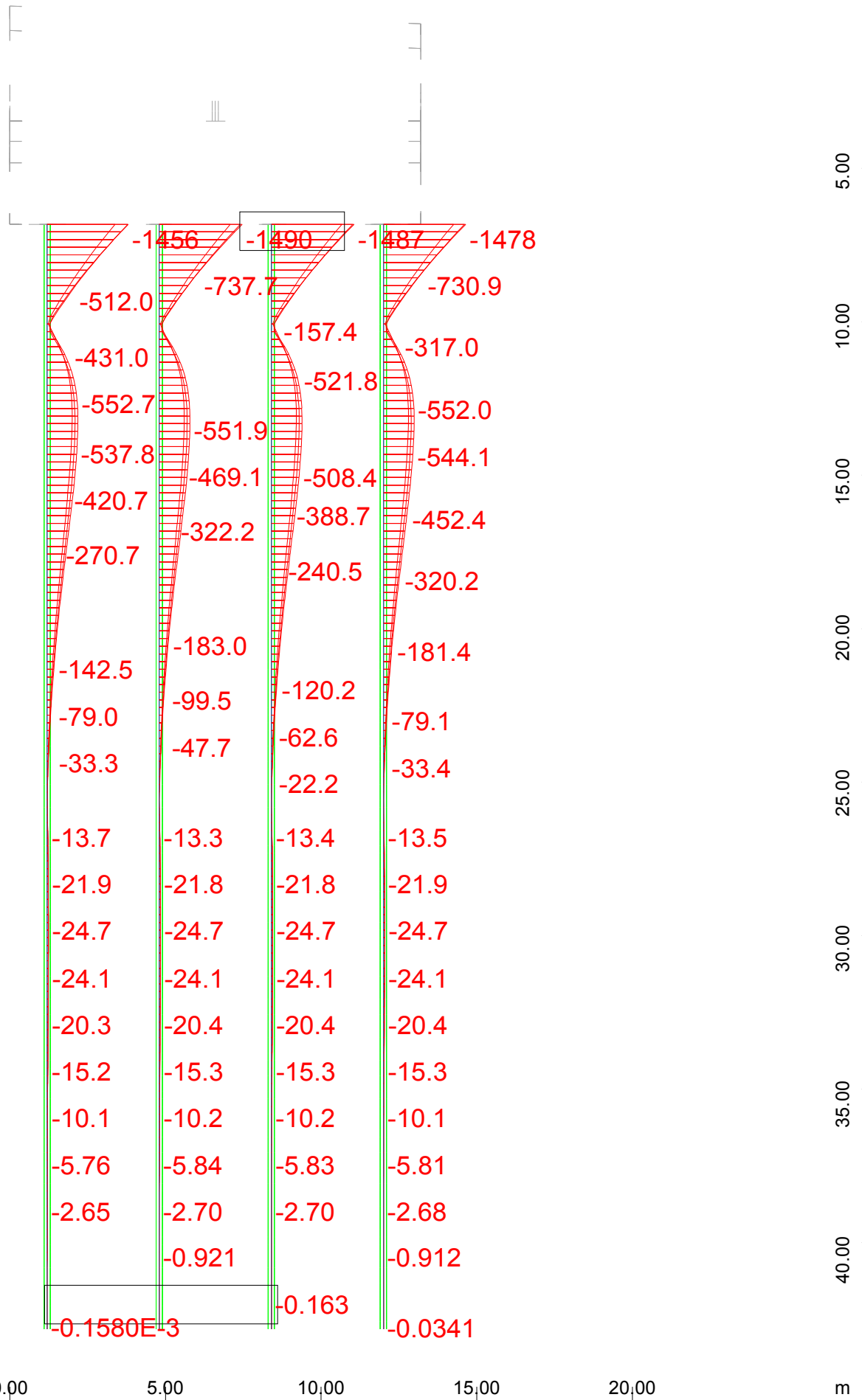
-5.00 0.00 5.00 10.00 15.00 m

0.3795E-3 0.3567E-3

X-Y Sector of system Beam Elements Group 9

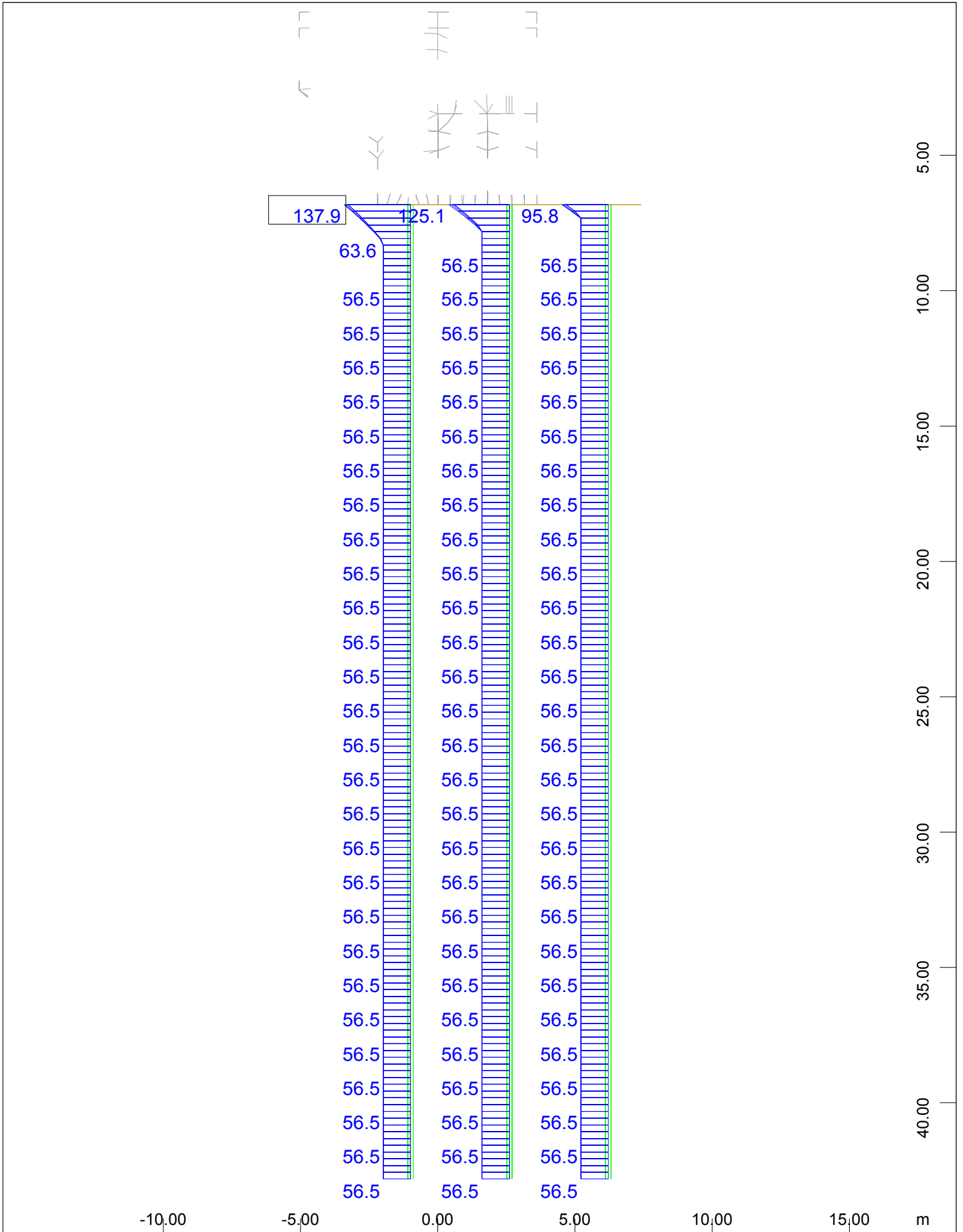
M 1 : 179

Z Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 2511 MAX-MZ BEAM UL



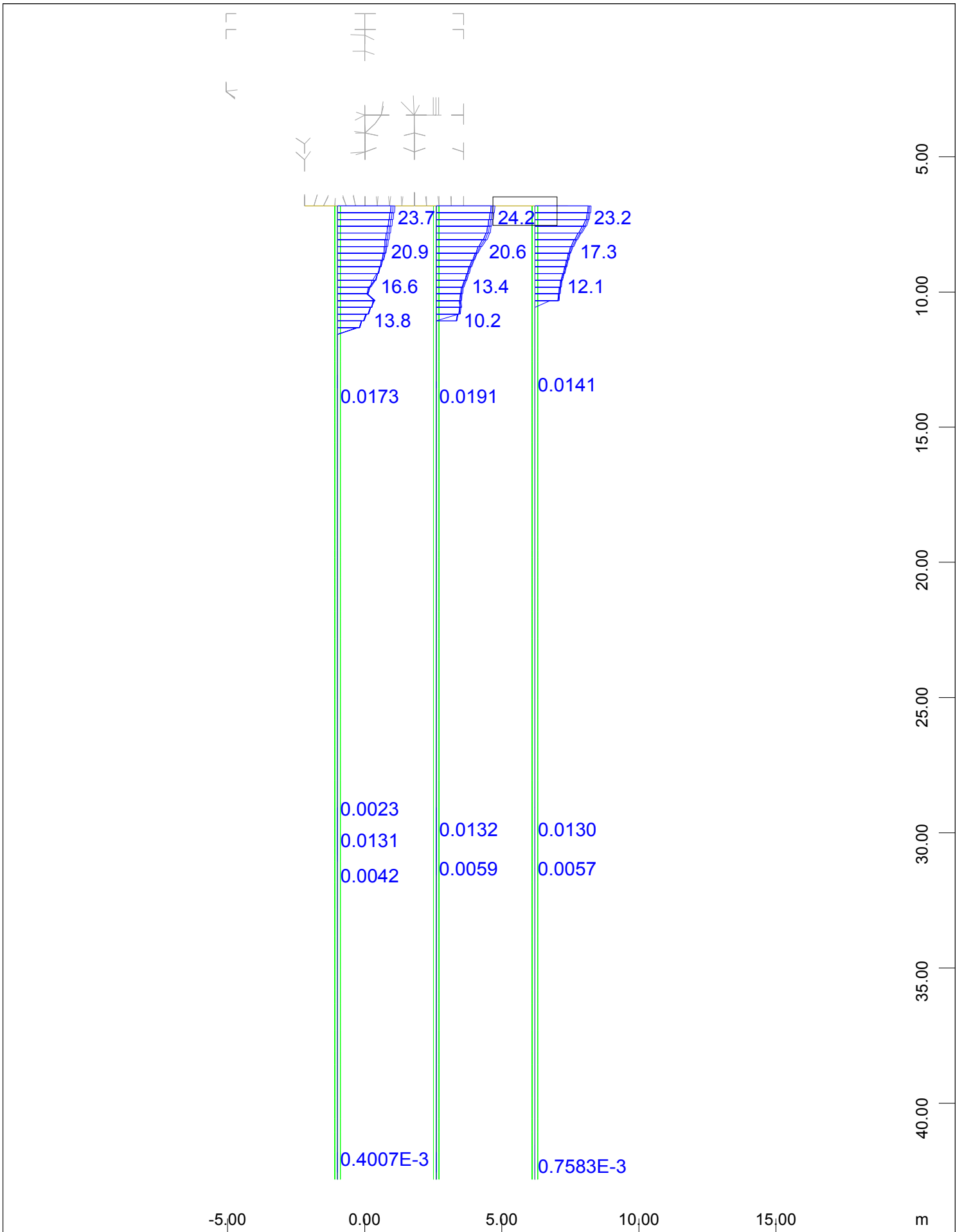
Sector of system Beam Elements Group 9
Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 2512 MIN-MZ BEAM UL

M 1 : 179



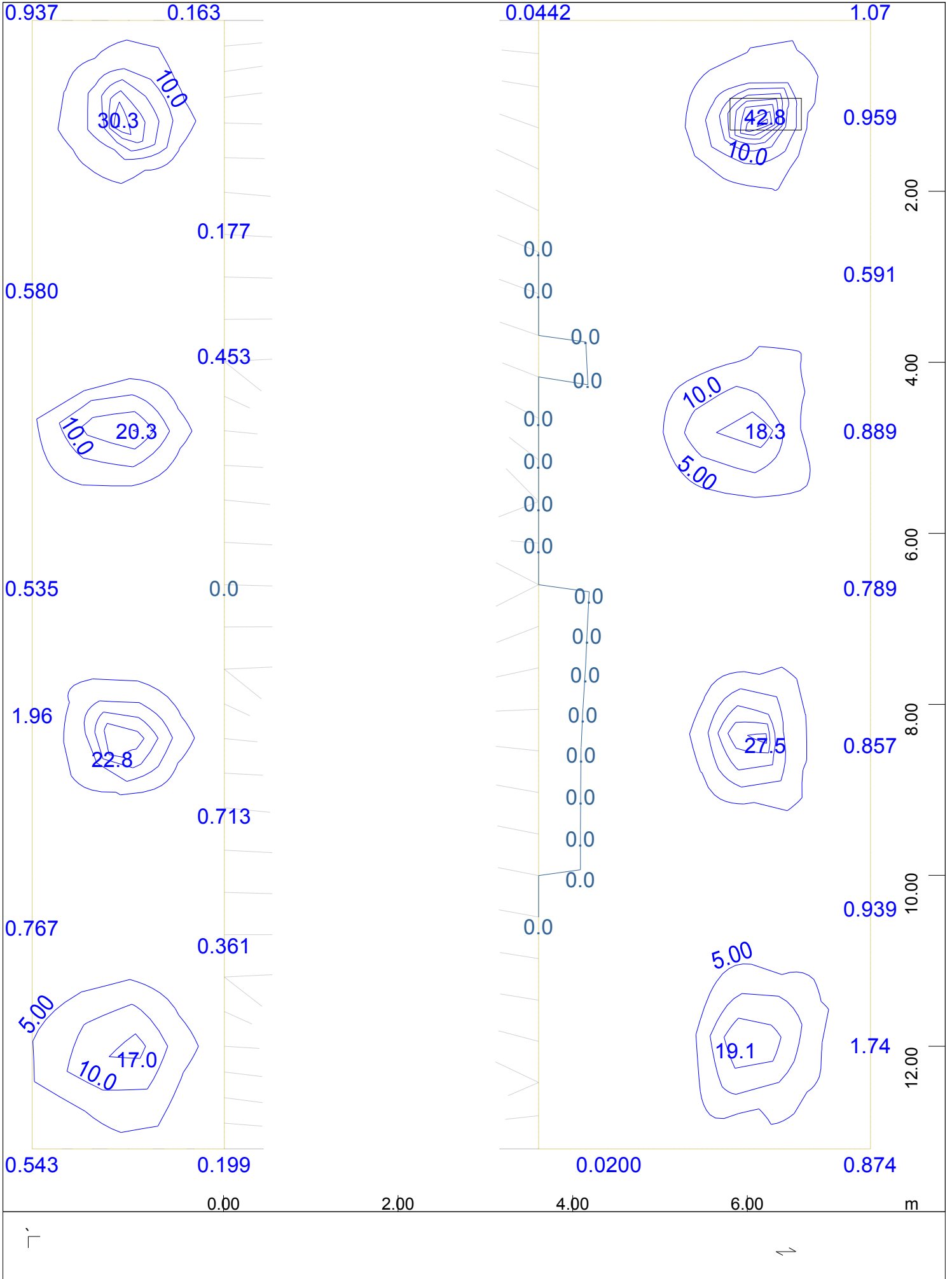
Y-X Sector of system Group 3 9 103
z Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104

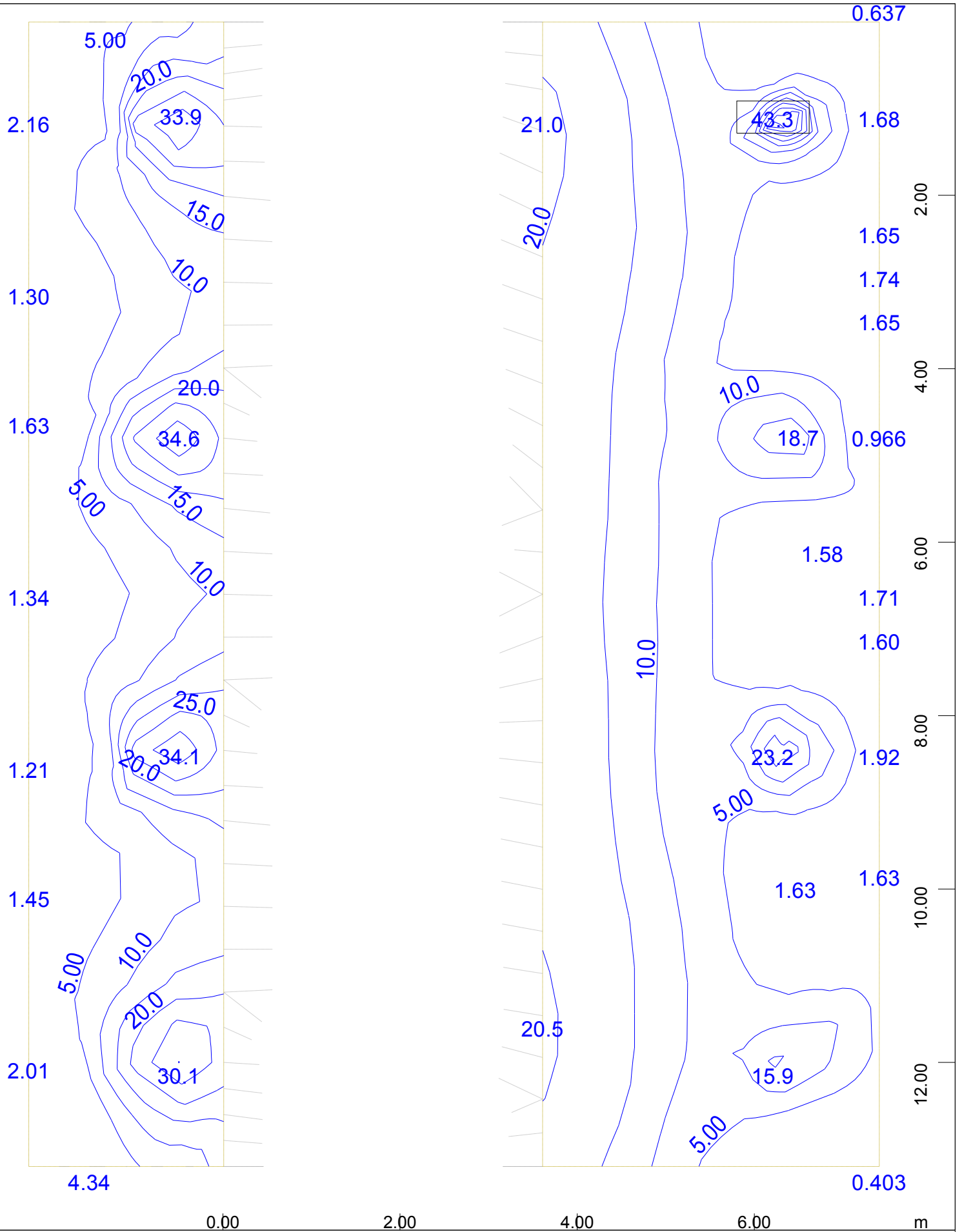
M 1 : 177



$\begin{matrix} \text{Y} \\ \text{X} \\ \text{z} \end{matrix}$
 Sector of system Group 3 9 103
 Beam Elements , Shear reinforcements (maximum), Design Case 103 , 1

M 1 : 177

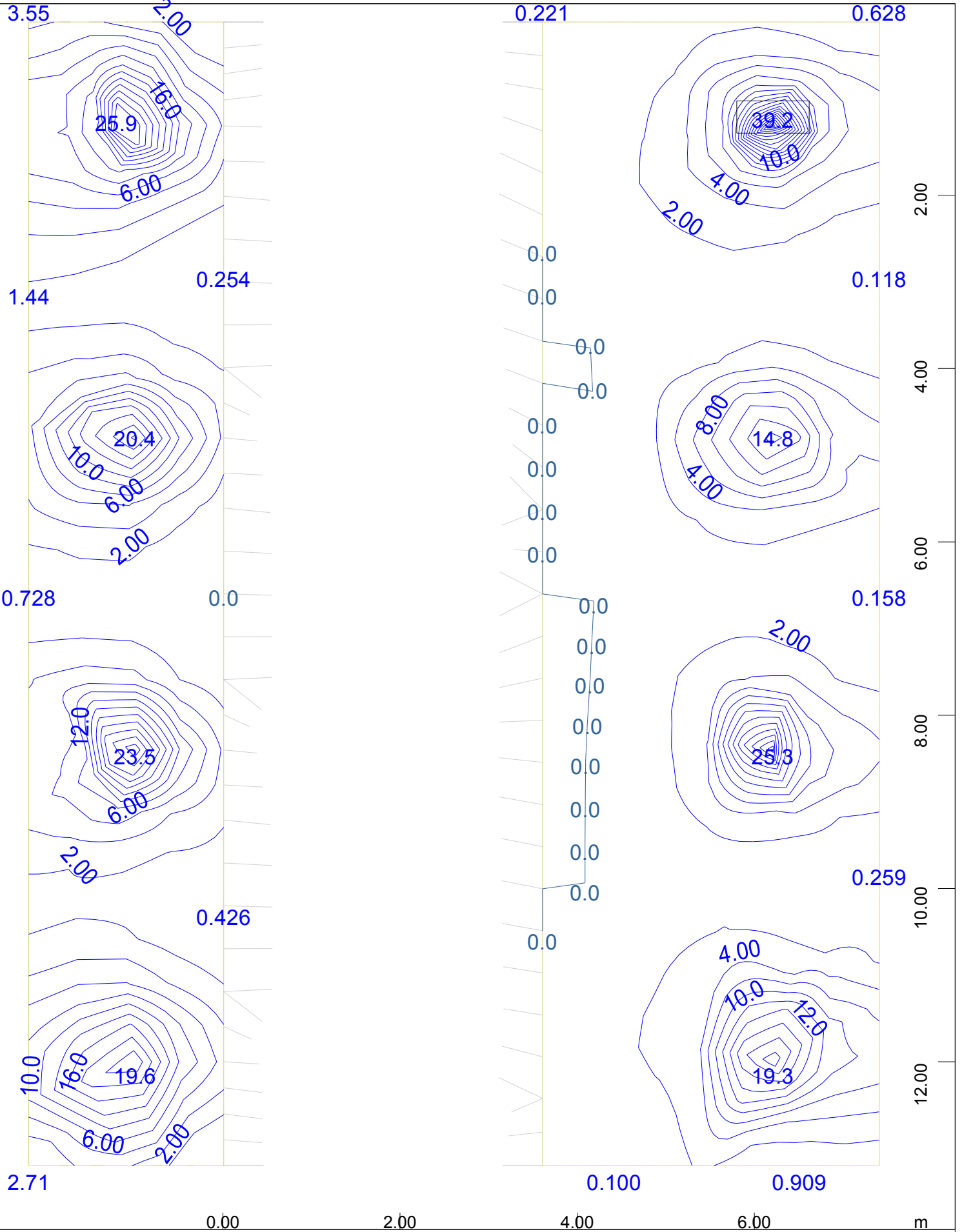




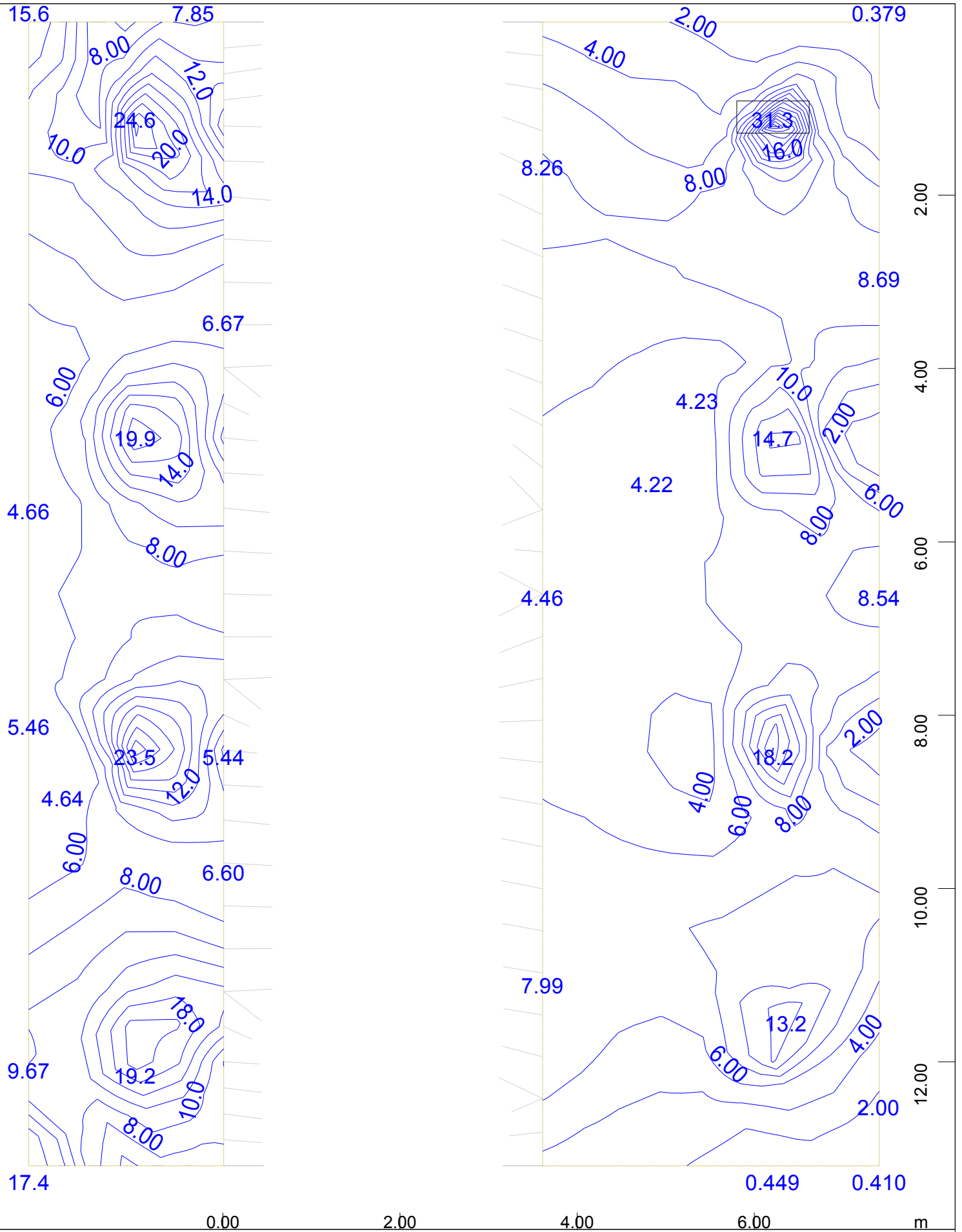
\bar{x} Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
 \bar{y} lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element

\rightarrow , Des

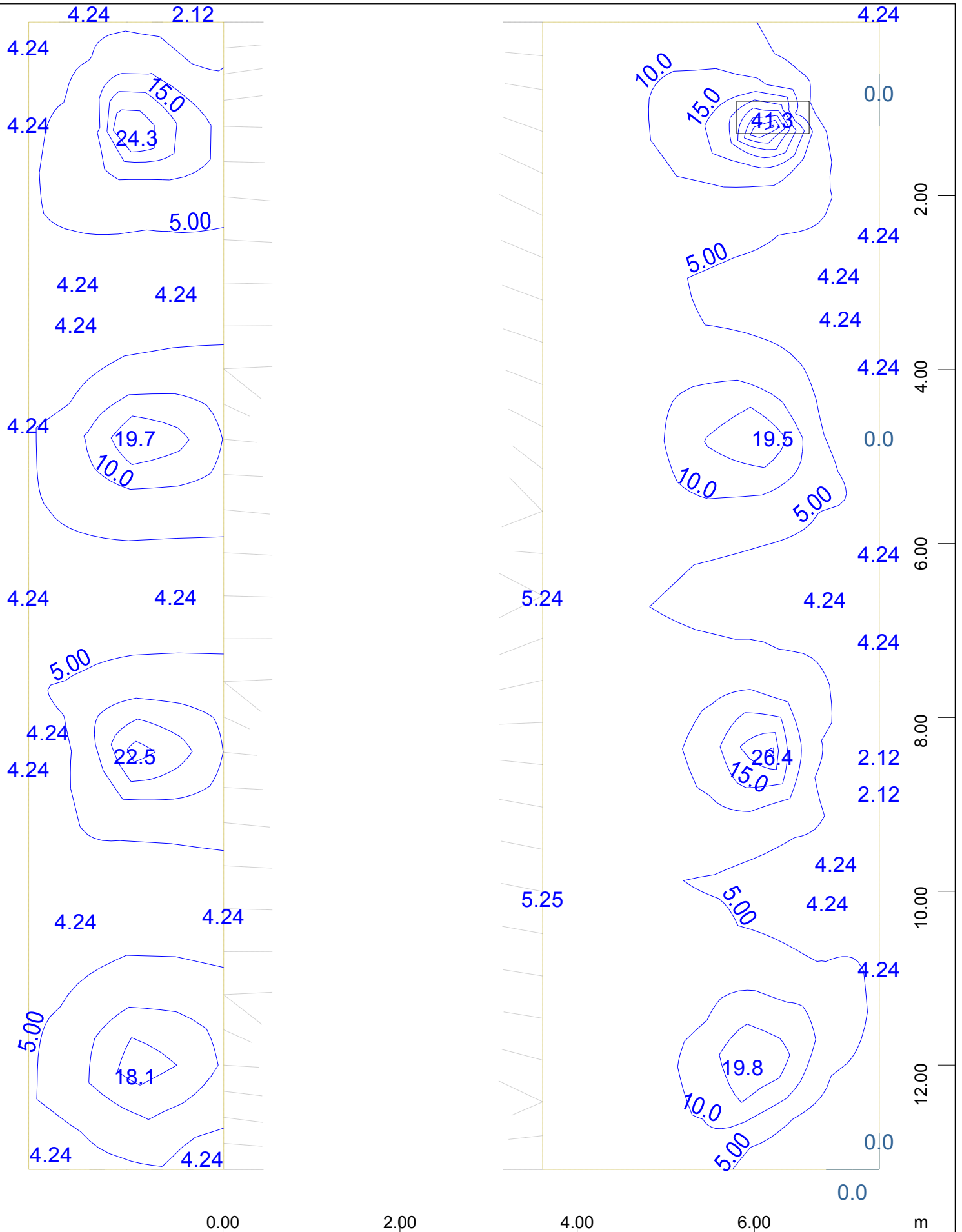
M 1 : 55



\bar{x} Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
 \bar{y} upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
 Design
 M 1 : 55



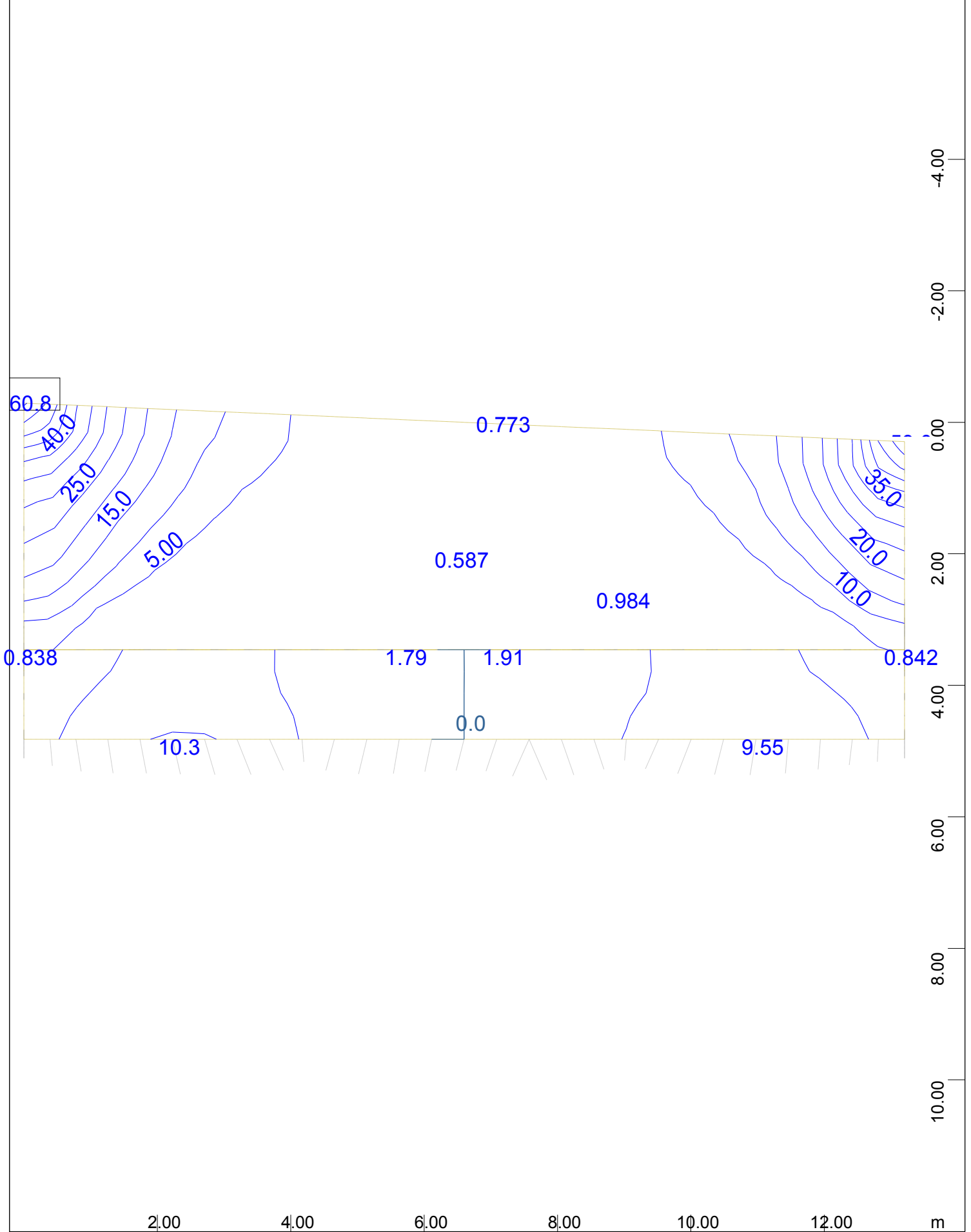
\bar{z} -x Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
 Y lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
 Design
 M 1 : 55



Z X Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
 Y Shear reinforcement from middle of element

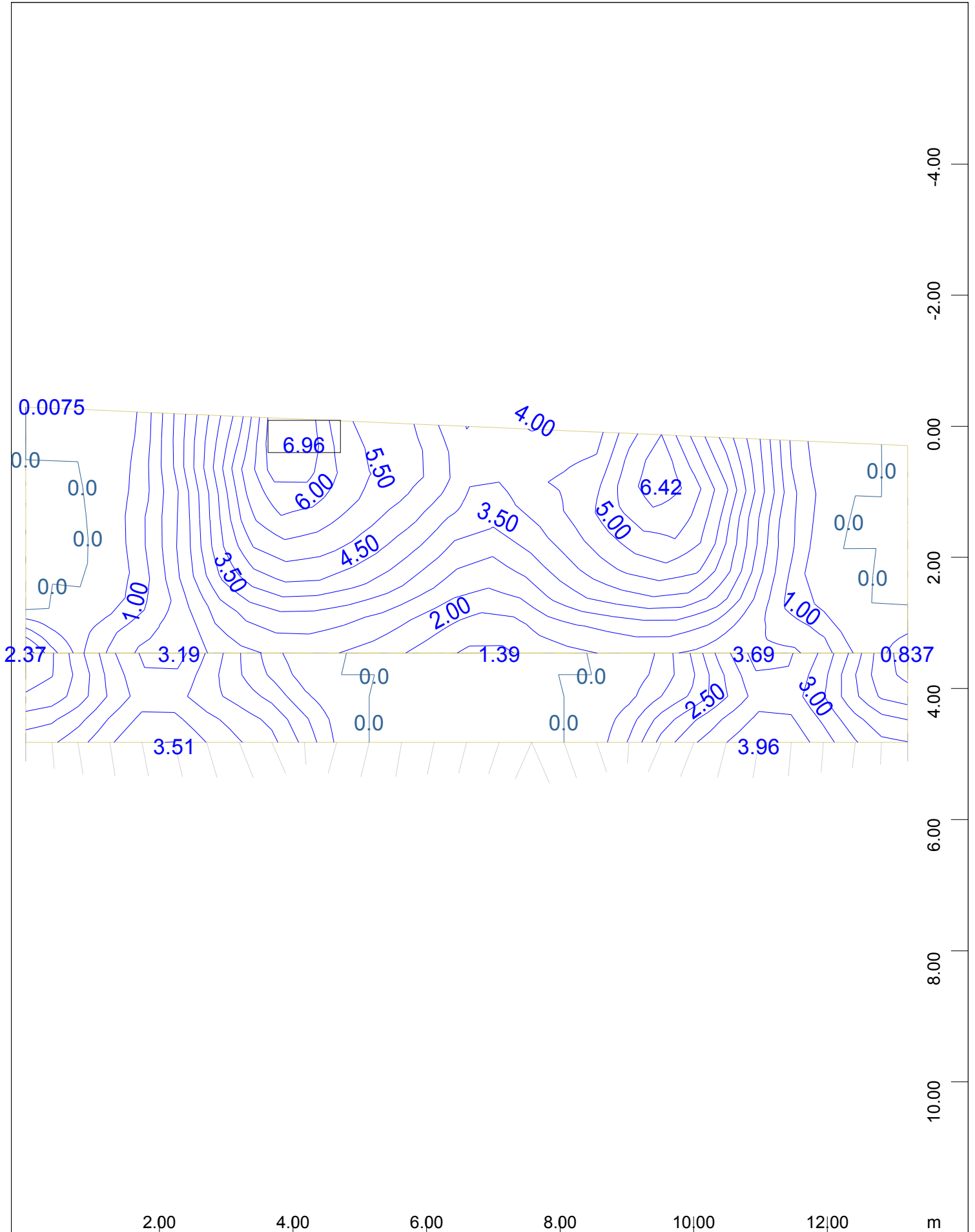
○, Design Case 103, from 0

M 1 : 55



x y Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2
z upper Principal reinforcements (1st layer) from middle of element

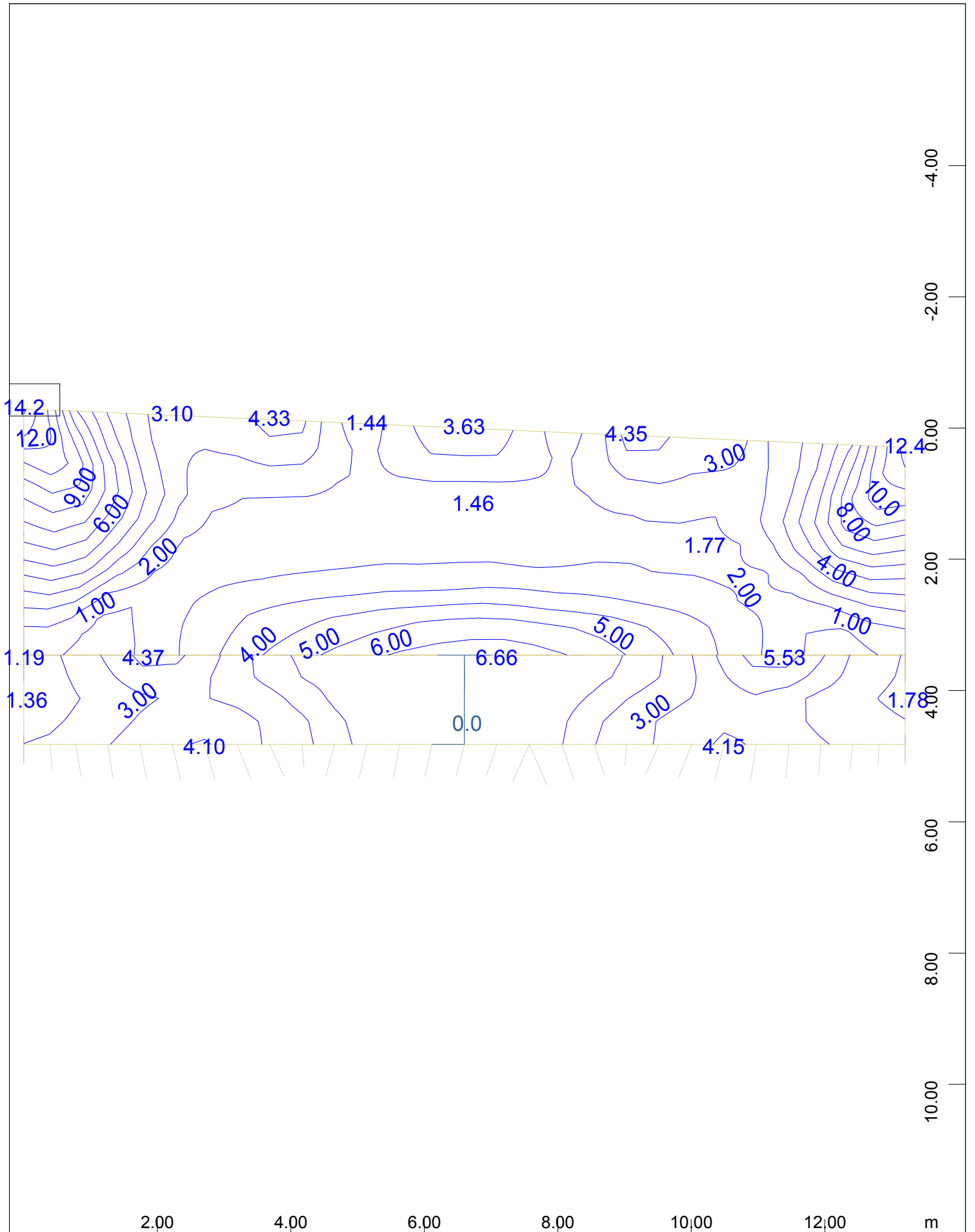
M 1 : 73
Des



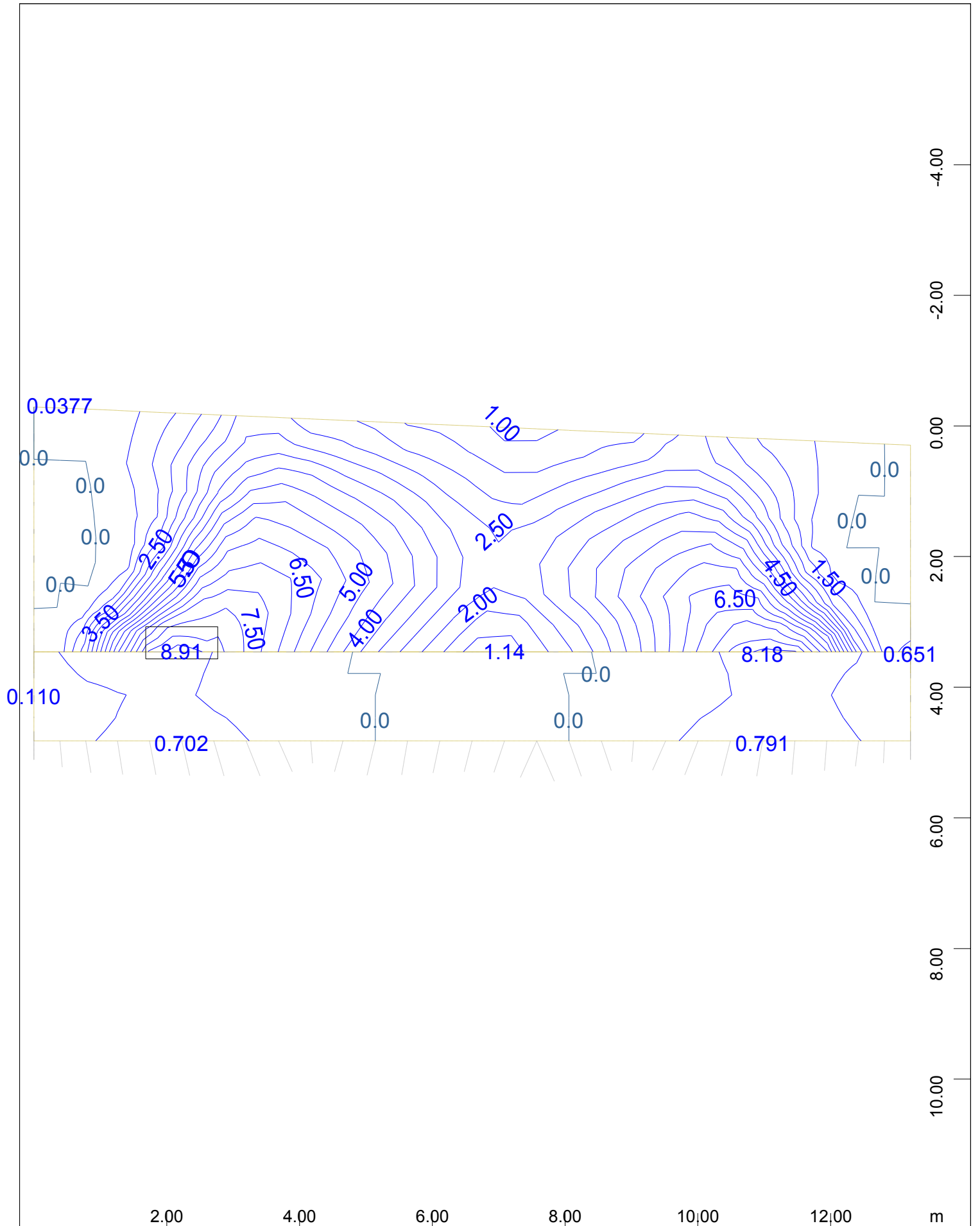
x-y Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2
z lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element

↔, Des

M 1 : 73



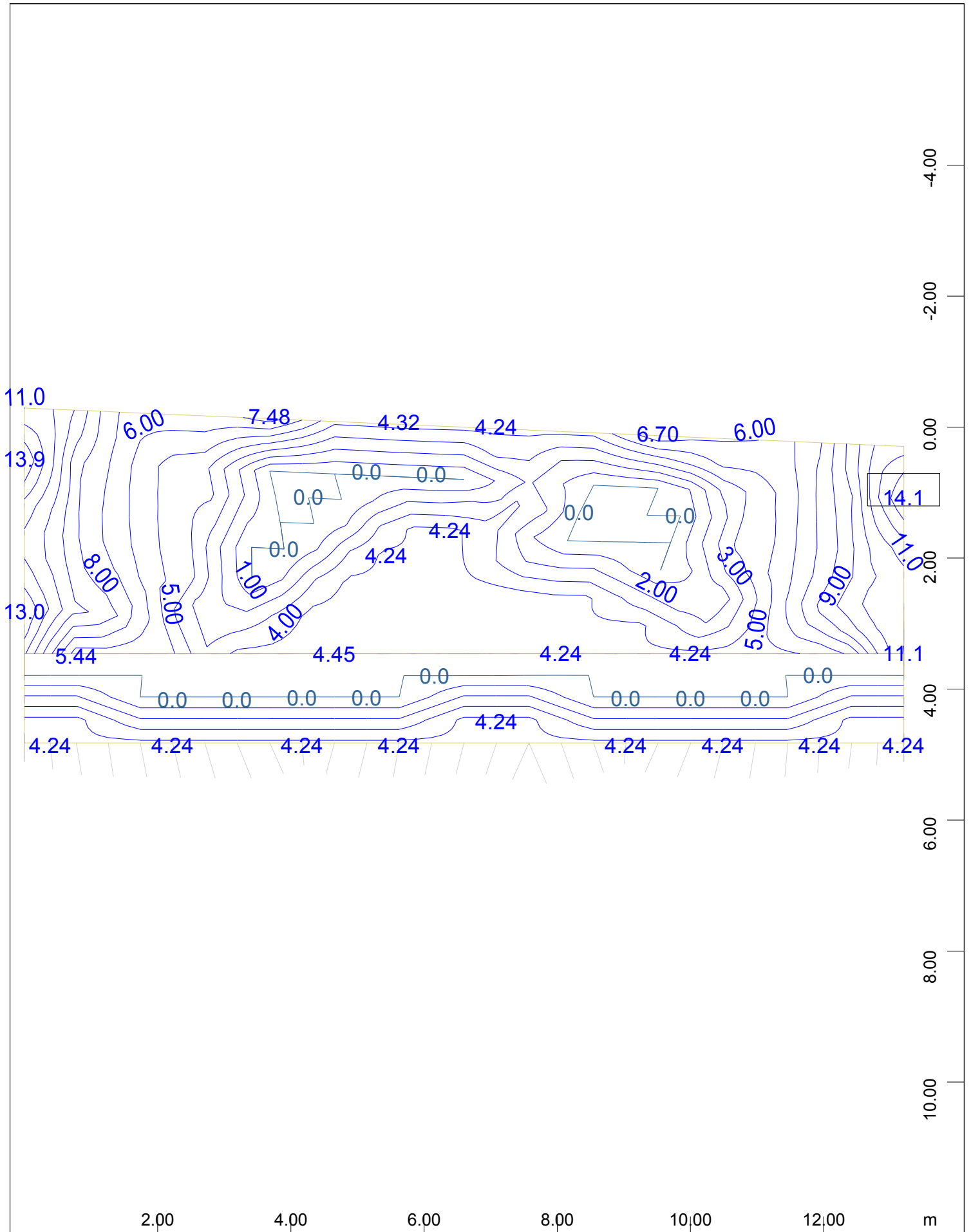
Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2
upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
M 1 : 73
↓ , Design



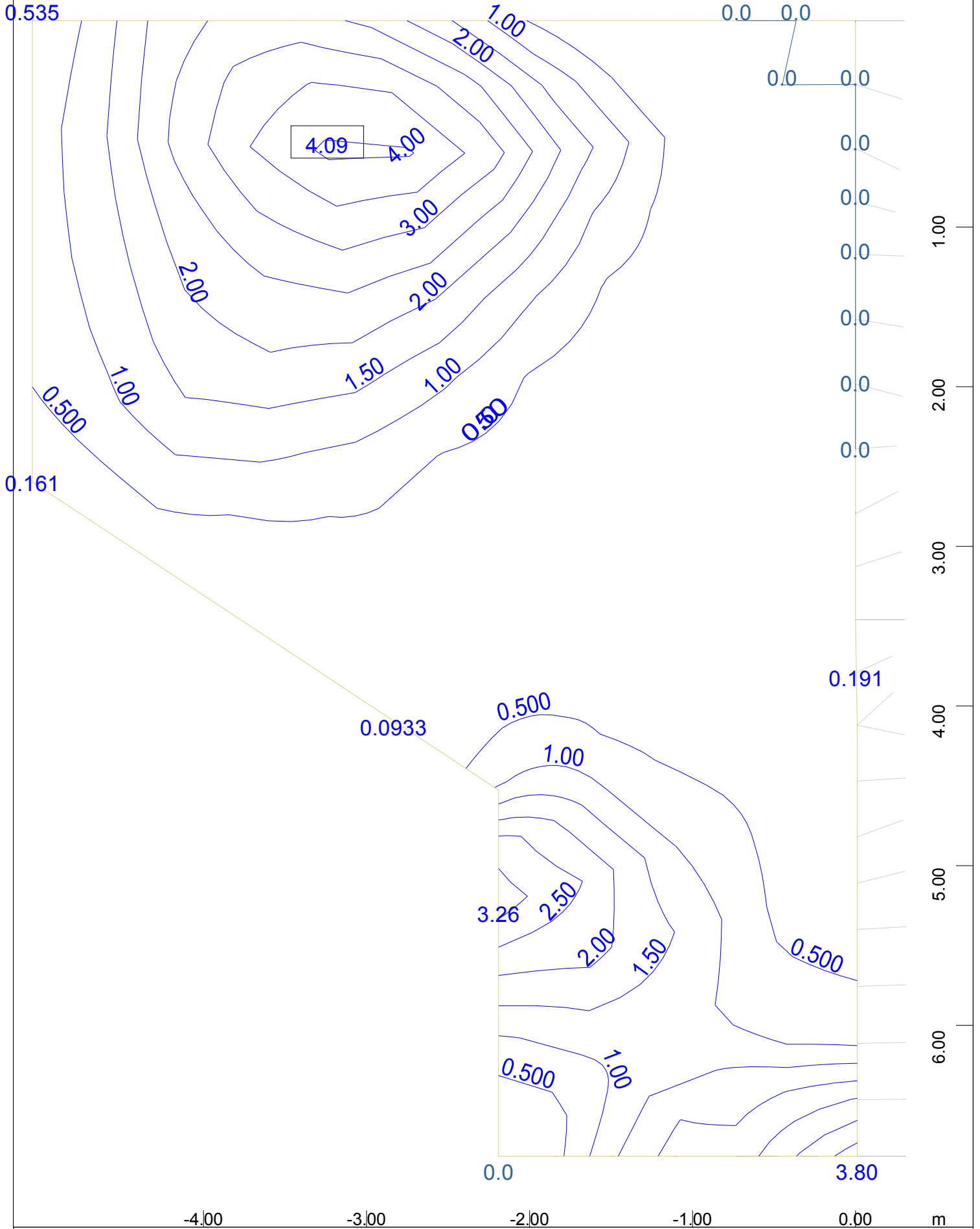
$\begin{matrix} x \\ y \\ z \end{matrix}$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2
 lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element

\downarrow , Design

M 1 : 73



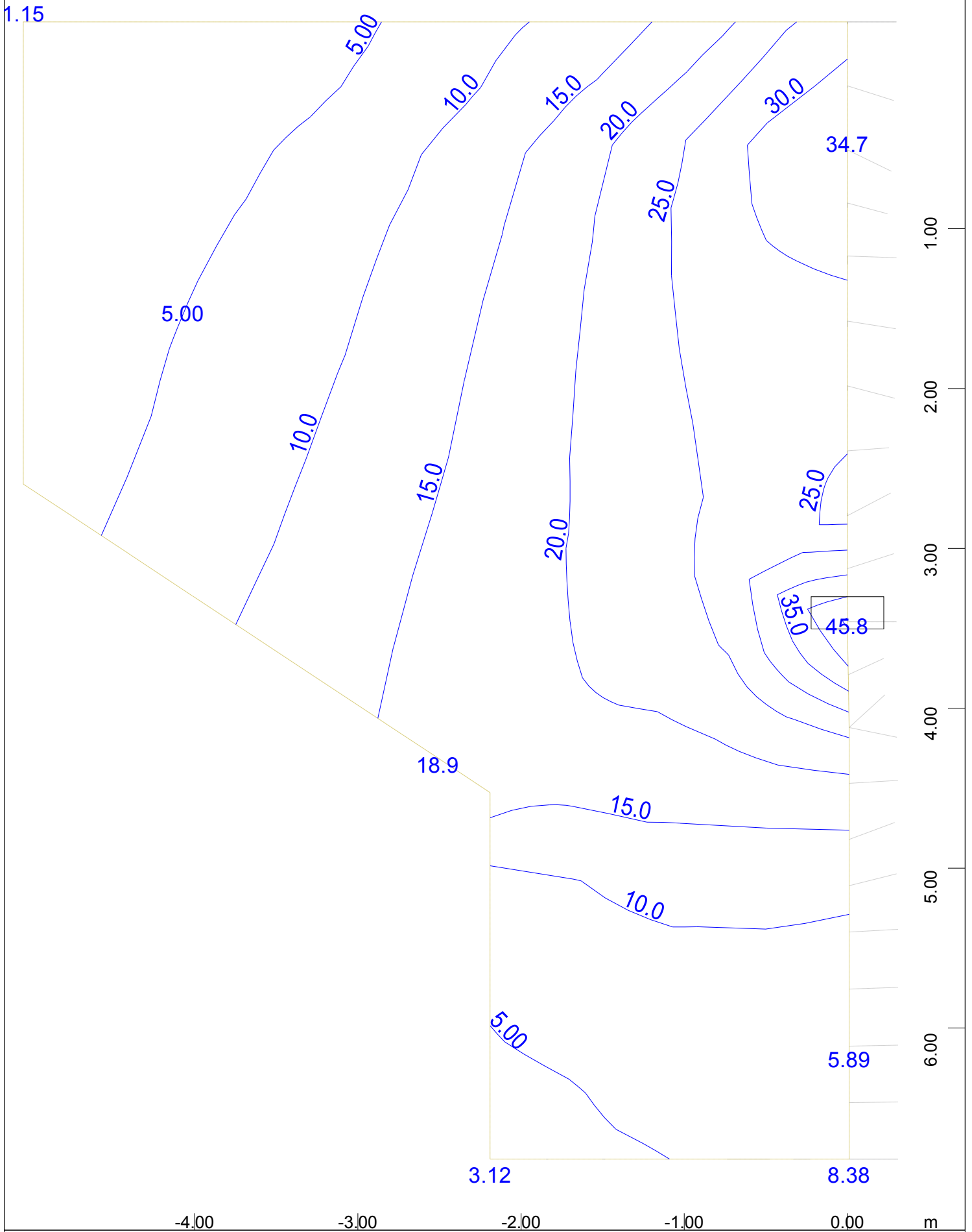
$x-y$ Sector of system Quadrilateral Elements Group 1 2
 z Shear reinforcement from middle of element M 1 : 73



ψ_x Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 z upper Principal reinforcements (1st layer) from middle of element

↖, Des

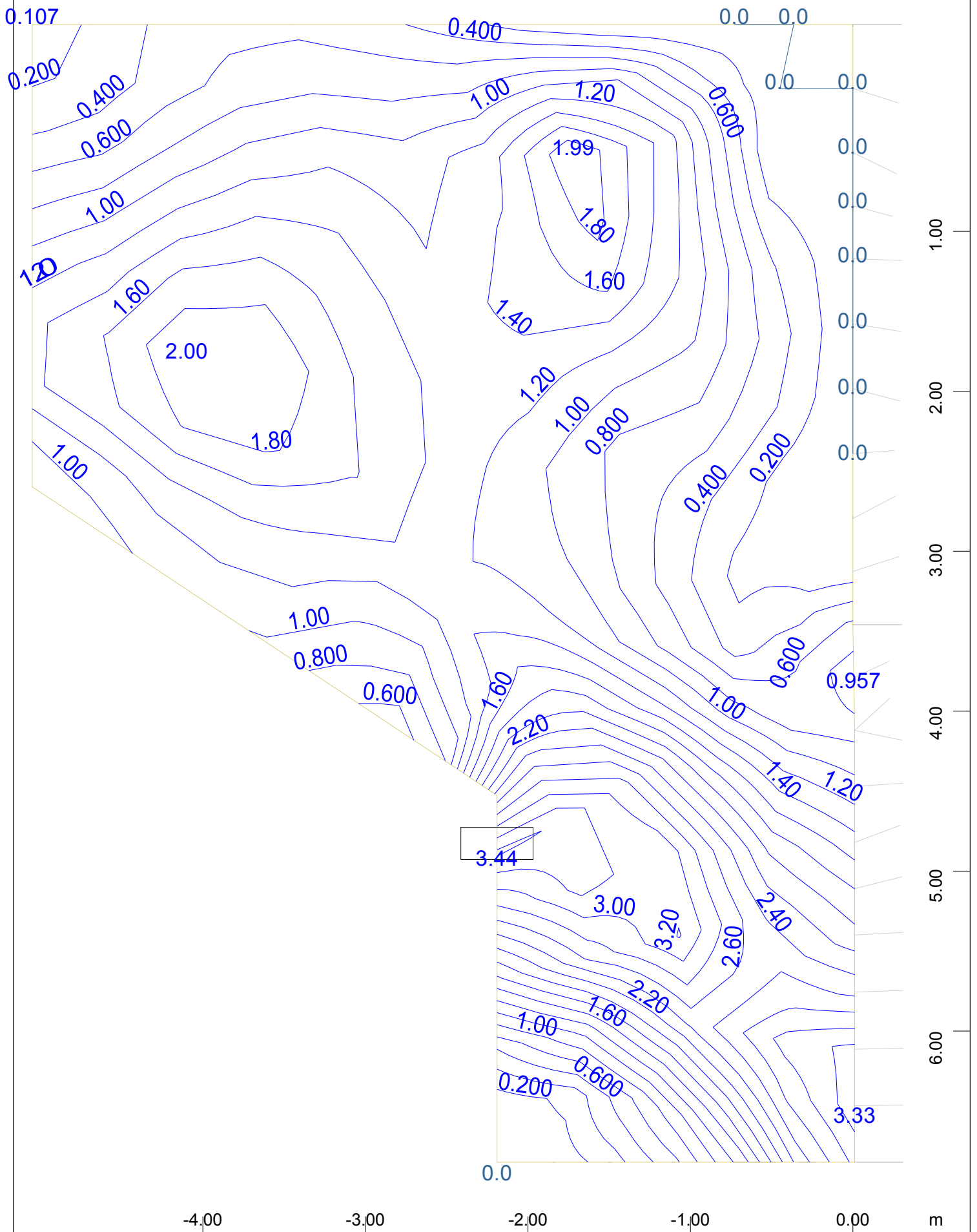
M 1 : 30



Y-x Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
z lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element

M 1 : 30

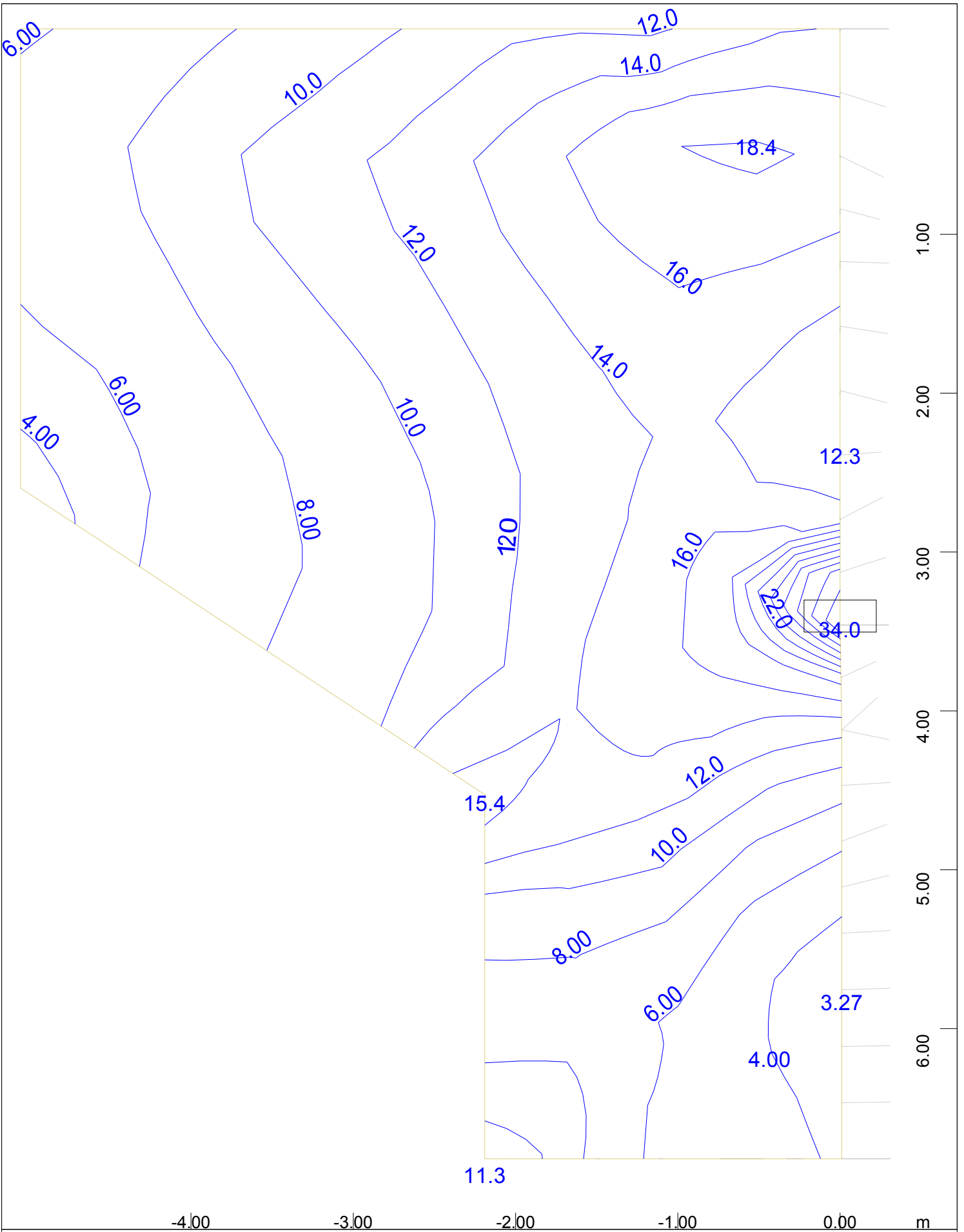
↗, Des



Y-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
Z upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element

Design

M 1 : 30



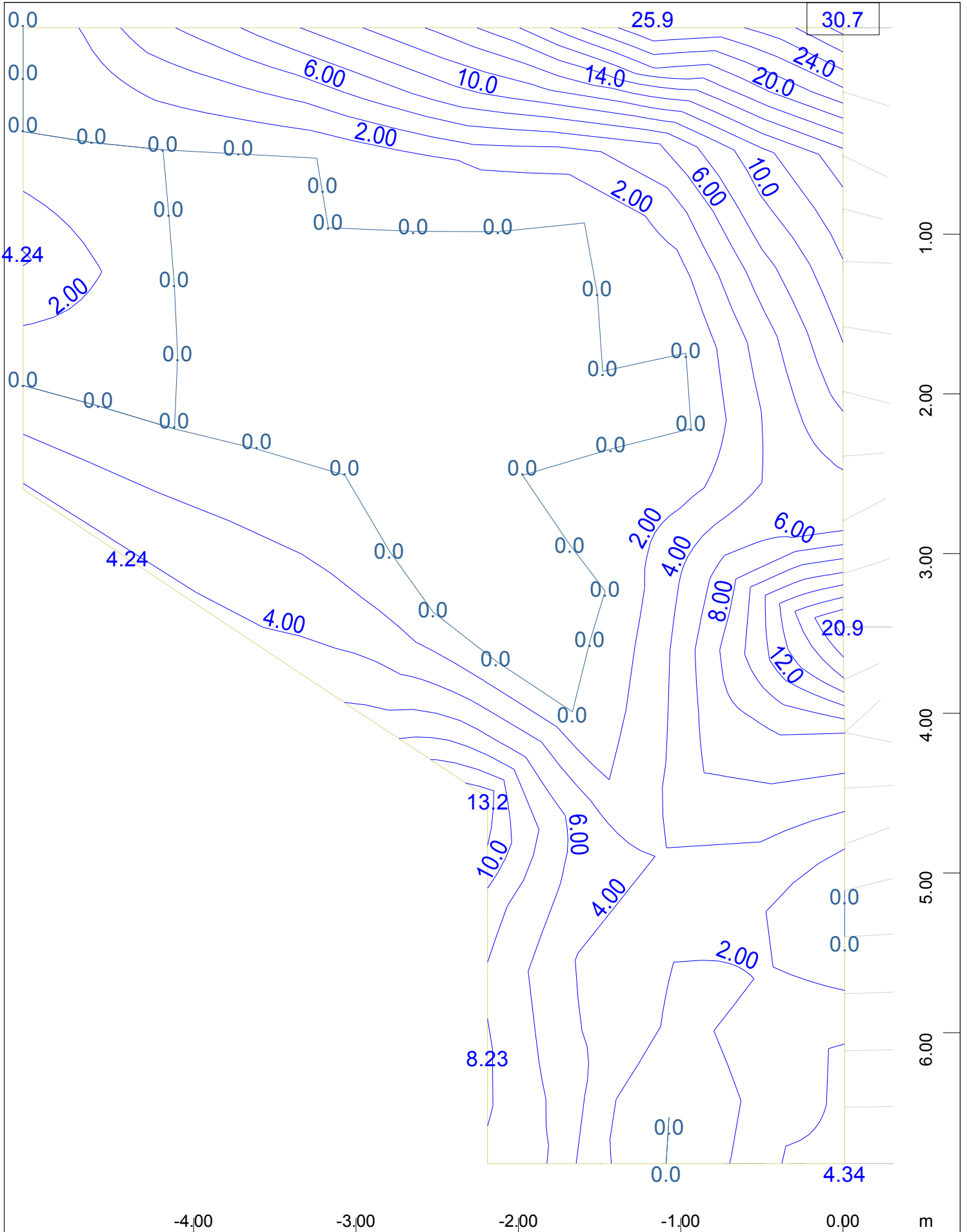
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00

-4.00 -3.00 -2.00 -1.00 0.00 m

Y-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
Z lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element

Design

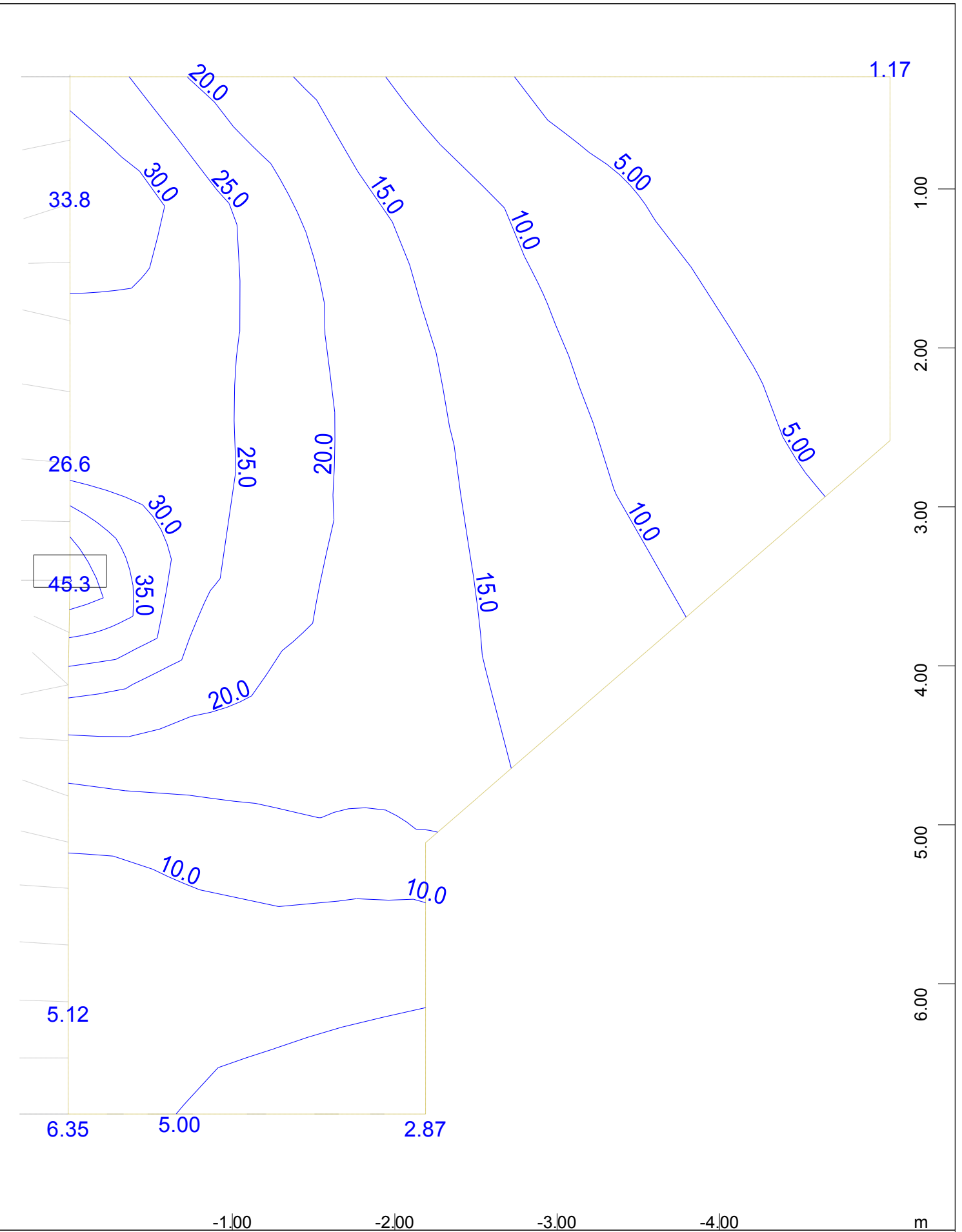
M 1 : 30



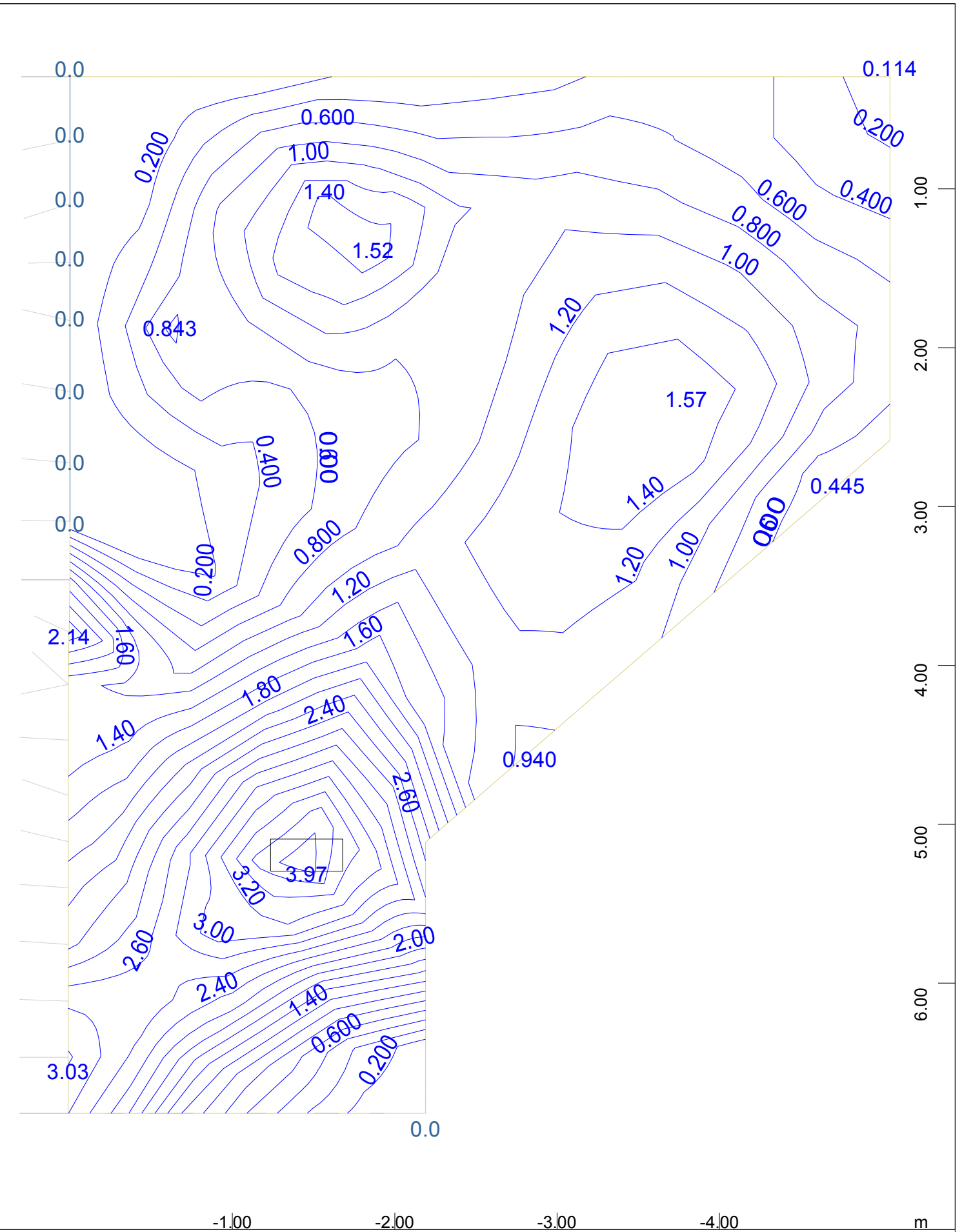
Y-X
Z Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
Shear reinforcement from middle of element

○, Design Case 103 , from 0

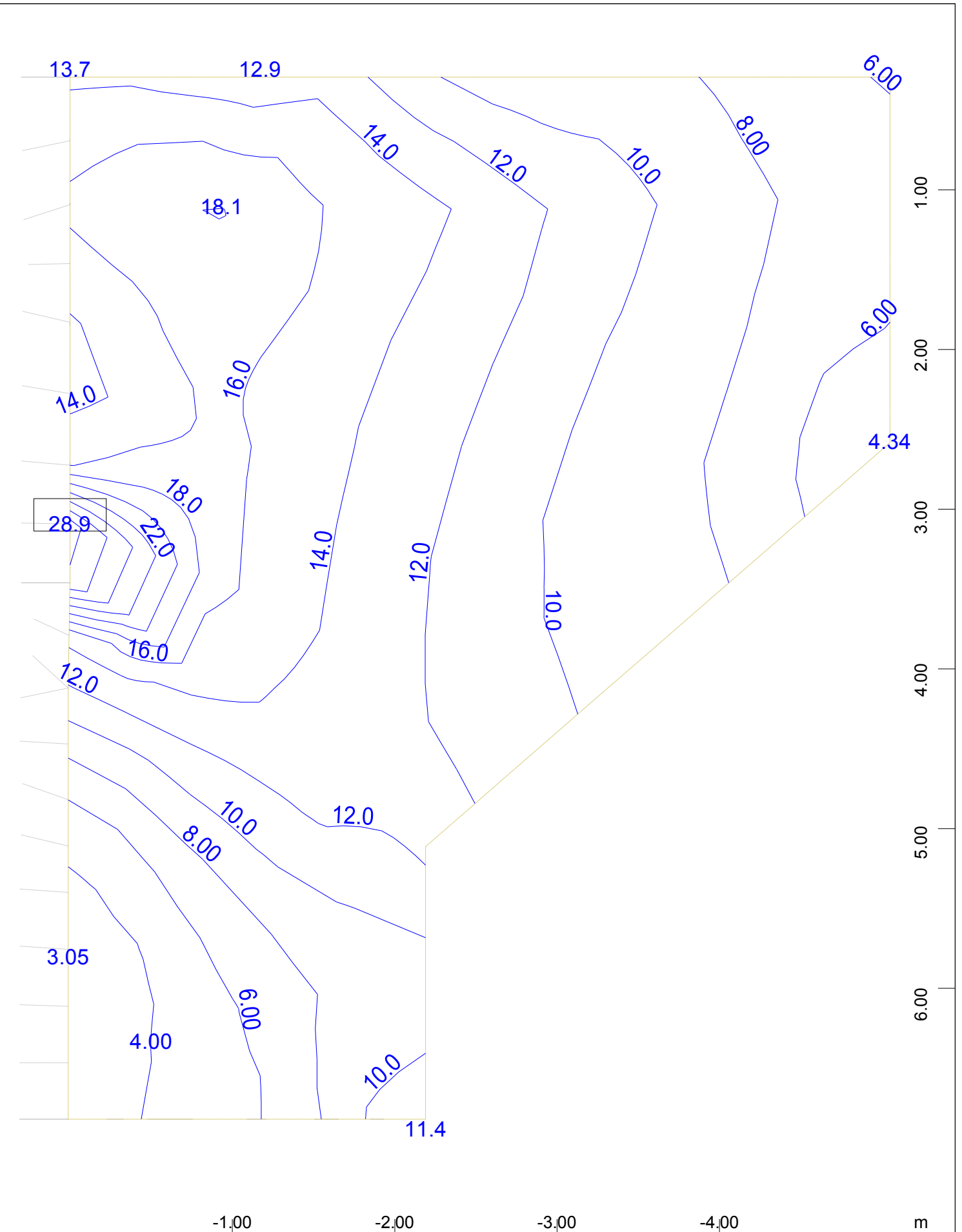
M 1 : 30



x-y Sector of system Quadrilateral Elements Group 5 M 1 : 30
z lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element ↗, Des



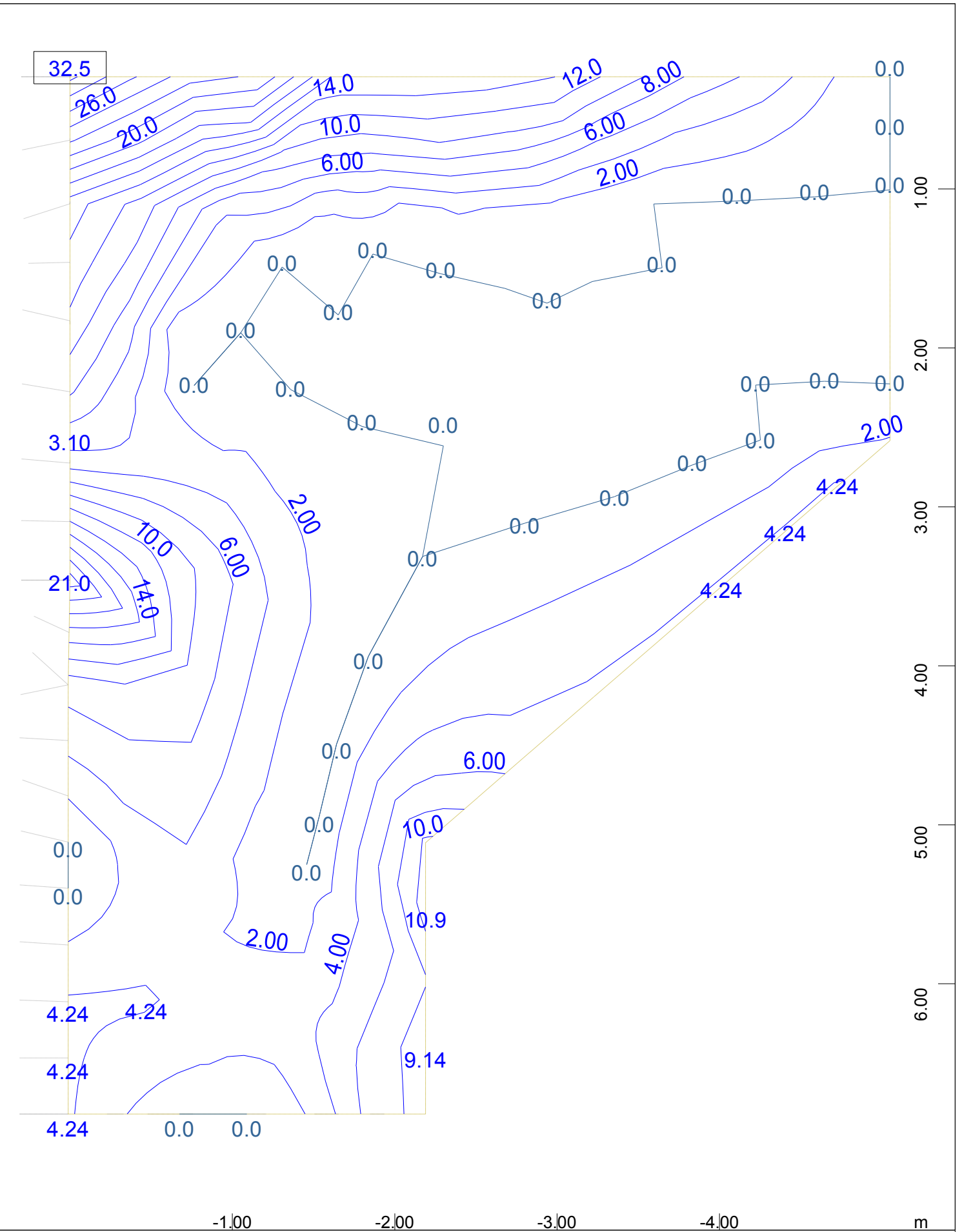
x-y Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
z upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element M 1 : 30
↑ , Design



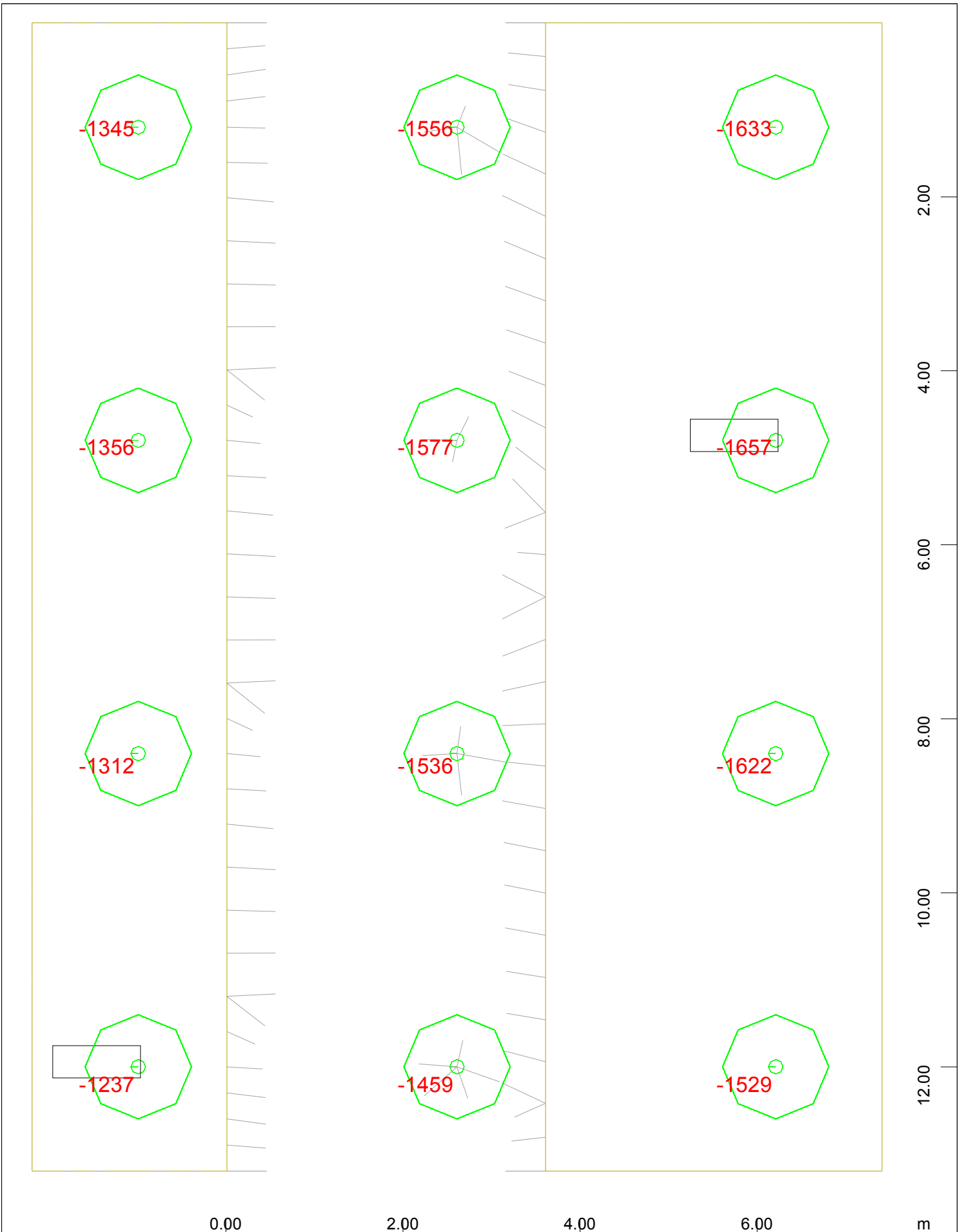
x-y Sector of system Quadrilateral Elements Group 5
z lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element

↓ , Design

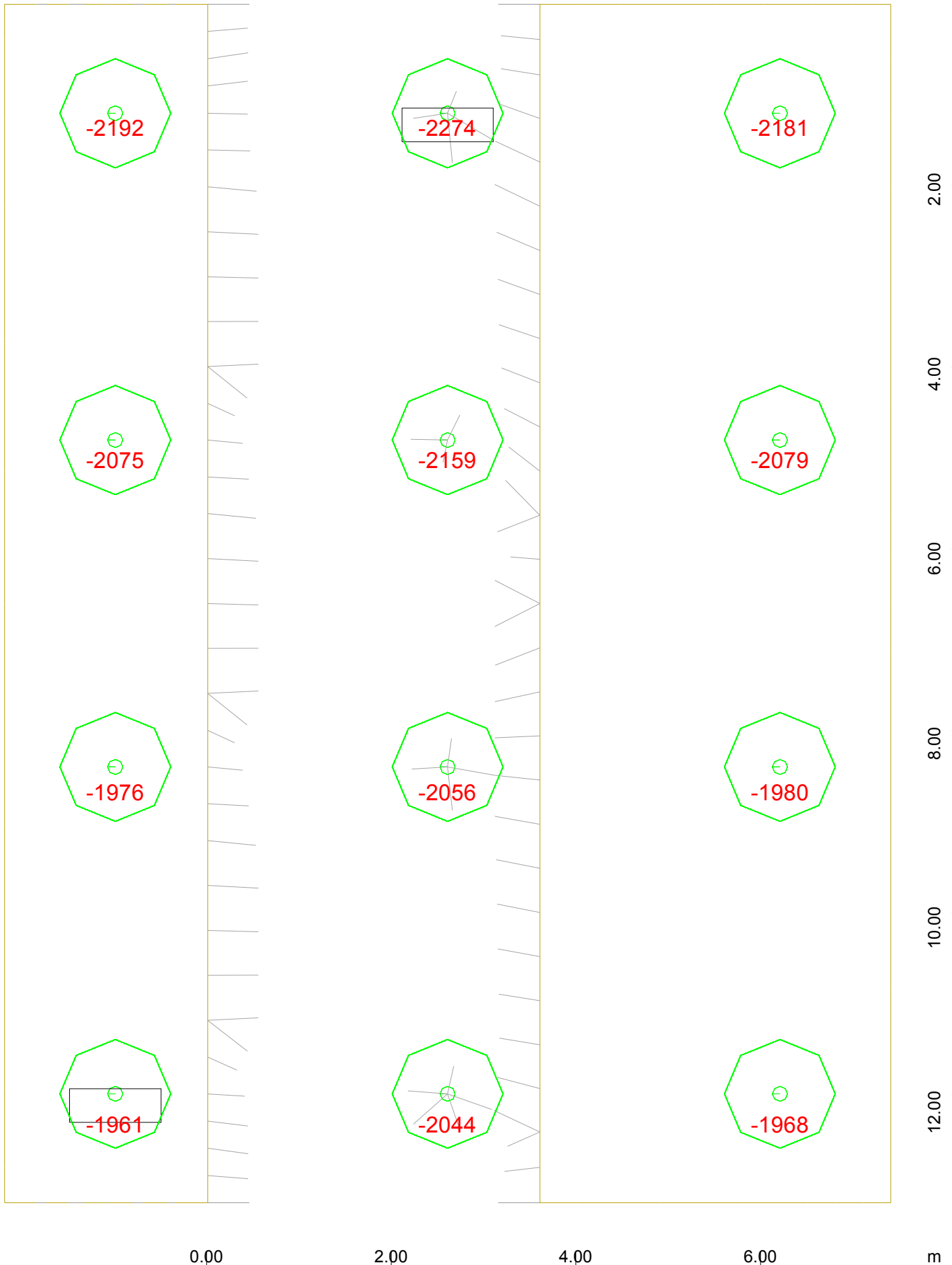
M 1 : 30



x y z Sector of system Quadrilateral Elements Group 5 M 1 : 30
Shear reinforcement from middle of element
↔, Design Case 103, from 0



Sector of system Group 0 3 9
Spring force in kN, Loadcase 3101 MAX-P SPRI SLS-RARE (Min=-1) M 1 : 55

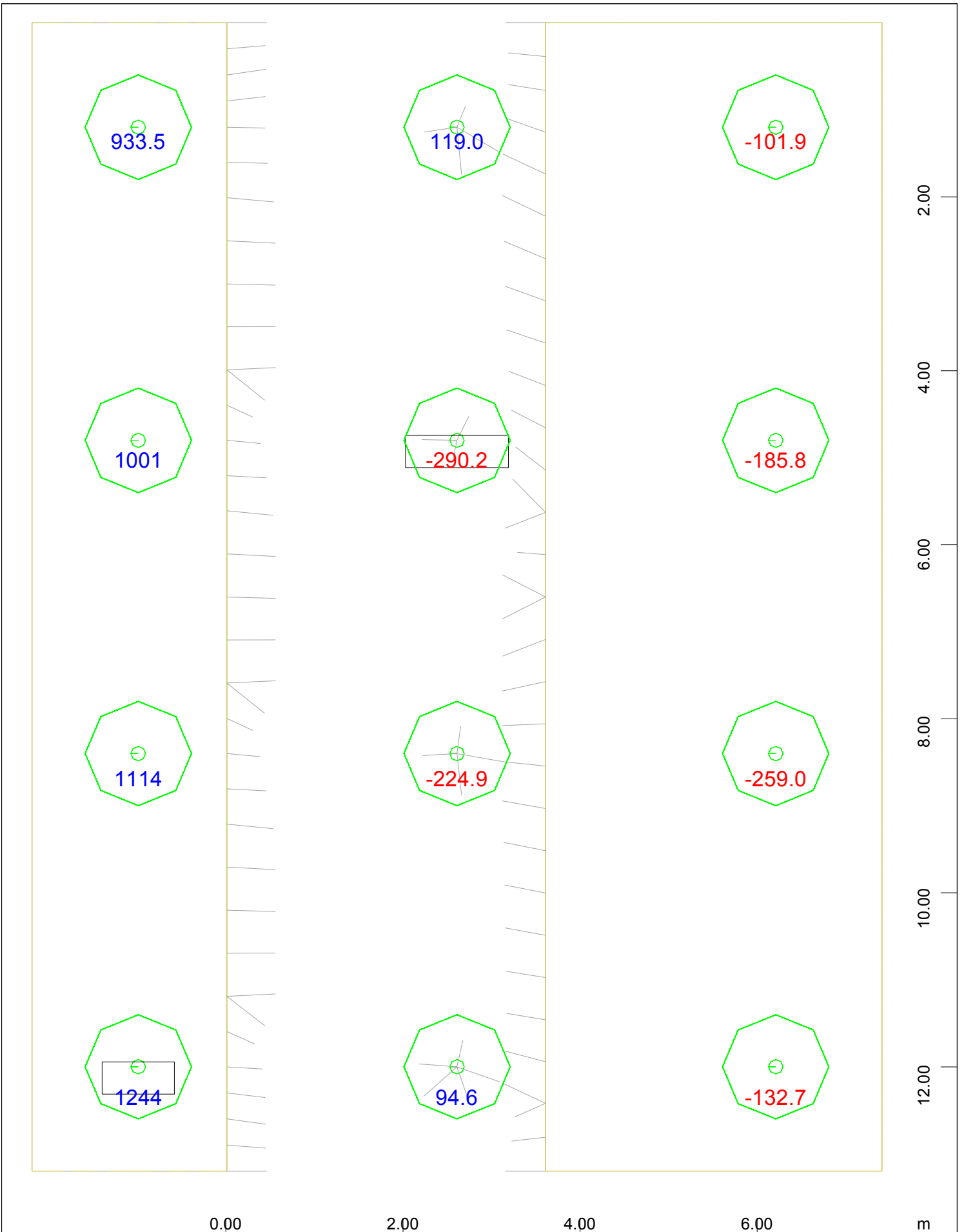


0.00 2.00 4.00 6.00 m

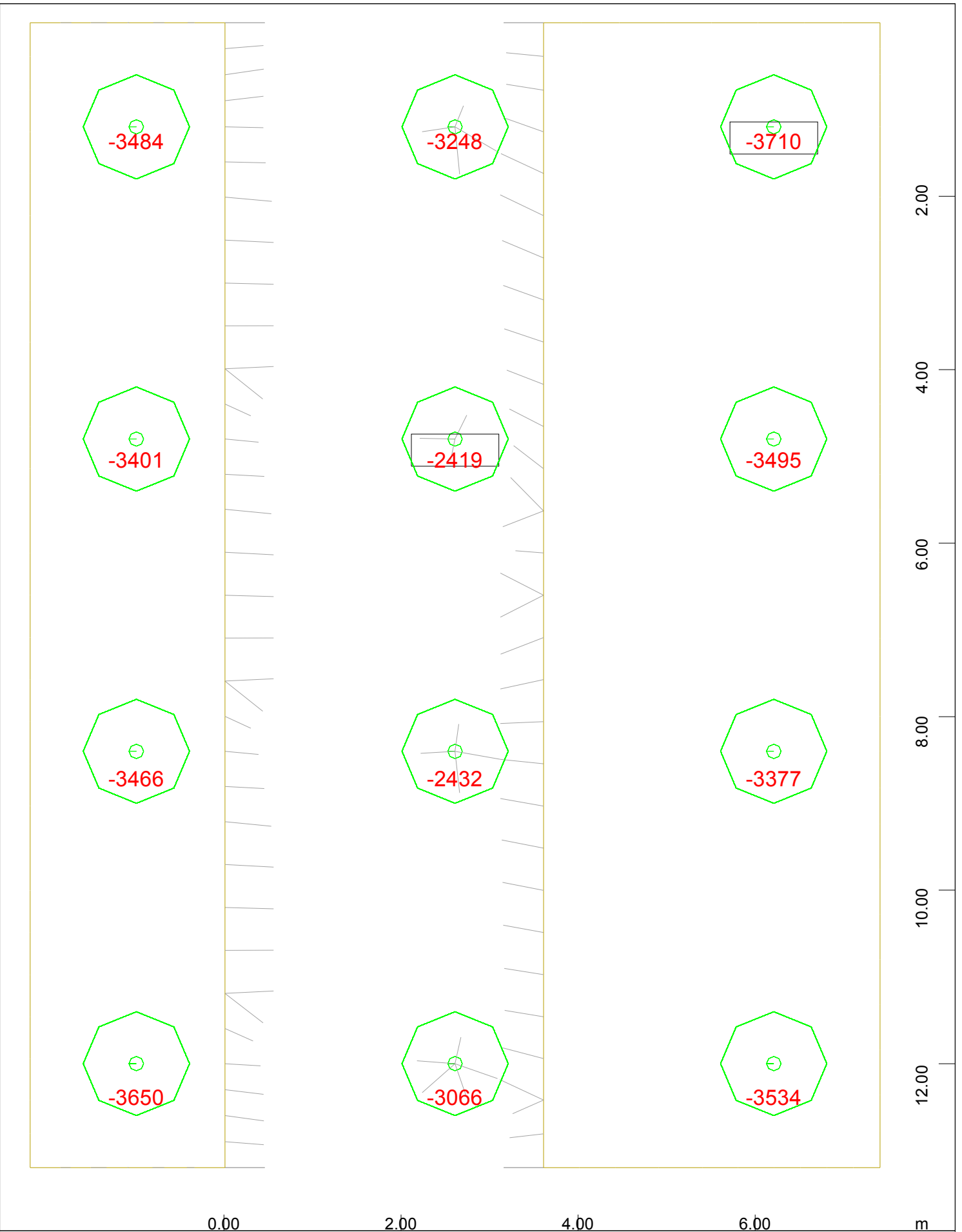


Sector of system Group 0 3 9
Spring force in kN, Loadcase 3102 MIN-P SPRI SLS-RARE (Min=-2)

M 1 : 55



z-x Sector of system Group 0 3 9
Y Spring force in kN, Loadcase 3501 MAX-P SPRI ULS-EQ (Min=-290) M 1 : 55



-3484

-3248

-3710

-3401

-2419

-3495

-3466

-2432

-3377

-3650

-3066

-3534

0.00 2.00 4.00 6.00 m

2.00
4.00
6.00
8.00
10.00
12.00

z-x Sector of system Group 0 3 9 M 1 : 55
y Spring force in kN, Loadcase 3502 MIN-P SPRI ULS-EQ (Min=-371)

5.4 Τεχνικά σχέδια

1. ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΟΜΗ
2. ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ
3. ΣΧΕΔΙΟ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
4. ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΕΣ
5. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Δ
6. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Δ
7. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Δ
8. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ8.Δ
9. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ5.Δ
10. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ6.Δ
11. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ7.Δ ΚΑΙ Μ8.Δ
12. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ5.Δ
13. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ6.Δ
14. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ7.Δ
15. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ8.Δ
16. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Δ
17. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Δ
18. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Δ
19. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ8.Δ
20. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
21. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
22. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ
23. ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ
24. ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ

25. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ
ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

26. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

27. ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ

Τα τεχνικά σχέδια της Μελέτης παρατίθενται στο Παράρτημα-Β της Πτυχιακής Εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Οι παρακάτω φωτογραφίες της γέφυρας λήφθηκαν στα πλαίσια εκπόνησης της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας από τον σπουδαστή Κ. Καρούζο Παναγιώτη.



Φωτ. 6.1: Βορειοδυτική όψη της παρούσας γέφυρας T1 πέντε ανοιγμάτων μήκους 157.3m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφένδρανα, στη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών. Διακρίνονται το ακρόβαθρο A1.Δ και όλα τα μεσόβαθρα της γέφυρας T1, M1.Δ, M2.Δ, M3.Δ, M4.Δ και M5.Δ.



Φωτ. 6.2: Ανατολική όψη ακροβάθρου Α1.Δ .



Φωτ. 6.3: Δυτική όψη μεσοβάθρου Μ1.Δ (αποτελείται από ένα στύλο και έχει ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m).



Φωτ. 6.4: Δυτική όψη μεσοβάθρου M2.Δ (αποτελείται από ένα σύλο και έχει ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m) και ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



Φωτ. 6.5: Δυτική όψη μεσοβάθρου M3.Δ (αποτελείται από ένα σύλο και έχει ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m) σε πρώτο πλάνο.



Φωτ. 6.6: Δυτική όψη του μεσόβαθρου Μ4.Δ.Σε δεύτερο πλάνο διακρίνονται οι γέφυρες Τ6 και Τ7.



Φωτ. 6.7: Δυτική όψη του μεσόβαθρου Μ5.Δ με ύψος 8,40 m.Αριστερά φαίνεται η παρούσα γέφυρα Τ1 και δεξιά η Τ2.



Φωτ. 6.8: Θέση τοποθέτησης εφεδράνων και αρμός μεταξύ της παρούσας γέφυρας T1 και της T2(Δεξιά).



Φωτ. 6.9: Το κατάστρωμα της παρούσας γέφυρας T1 πριν την ασφαλτόστρωση.



Φωτ. 6.10: Οδοστρωτήρας με δύο κυλίνδρους κατά τη διάρκεια συμπύκνωσης της ασφαλτικής στρώσης.



Φωτ. 6.11: Στην παραπάνω φωτογραφία απεικονίζονται τα εφέδρα που χρησιμοποιήθηκαν στο σύνολο του έργου του ανισόπεδου δρόμου.



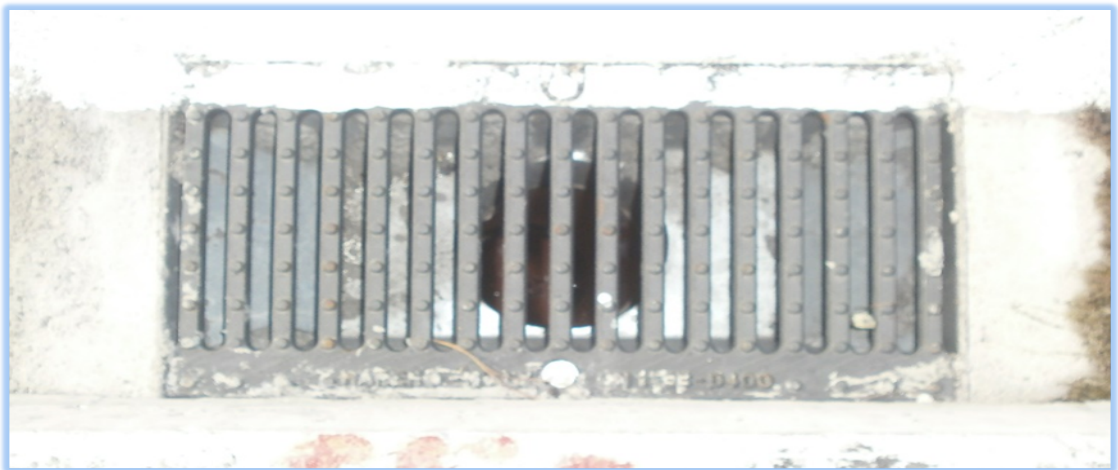
Φωτ. 6.12: Στην παραπάνω φωτογραφία απεικονίζεται ο σπουδαστής κ. Καρούζος Παναγιώτης.



Φωτ. 6.13: Λεπτομέρεια του αρμού μεταξύ της γέφυρας T1 και T2 μετά την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης του καταστρώματος.



Φωτ. 6.14: Αγωγός παροχέτευσης όμβριων υδάτων.



Φωτ. 6.15 Αγωγός υδροδότησης όμβριων υδάτων, με την τοποθέτηση εσχάρας μετά την ολοκλήρωση του έργου.



Φωτ. 6.16: Λάμπα ηλεκτροφωτισμού

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στο τομέα του υπολογισμού κατασκευών ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (H/Y) έχει γίνει το σημαντικότερο εργαλείο για να βοηθήσει τον μηχανικό να ολοκληρώσει την εργασία του σε μικρότερο χρόνο και με μεγαλύτερη ακρίβεια.
2. Τα πλεονεκτήματα επίλυσης φορέων με H/Y προβάλλονται ιδιαίτερα σε περιπτώσεις φορέων με πολλά μέλη όπου η επίλυση με κλασικές μεθόδους θα ήταν μακροχρόνια και κουραστική.
3. Ο μελετητής μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα H/Y που χρησιμοποιεί πράγμα που απαιτεί να γνωρίζει πολύ καλά την κλασική στατική. Ο έλεγχος επιβάλλεται για την ασφάλεια της κατασκευής.
4. Υπάρχει μια πληθώρα προγραμμάτων H/Y που μπορεί κανείς να επιλέξει ανάλογα με τις ανάγκες του. Τα προγράμματα αυτά συνεχώς εξελίσσονται και ο βαθμός αξιοπιστίας τους ανεβαίνει.
5. Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη αναλυτική μελέτη γέφυρας πέντε ανοιγμάτων συνολικού μήκους 157.3m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών, με τη χρήση H/Y.
6. Από τα σπουδαιότερα τμήματα της μελέτης και της κατασκευής ήταν η θεμελίωση του τεχνικού στις θέσεις των μεσοβάθρων M1.Δ, M2.Δ, M3.Δ και M4.Δ, M5.Δ και του ακροβάθρου A1.Δ που πραγματοποιείται μέσω καννάβου πασσάλων Φ1.20 οι οποίοι ενώνονται στην κεφαλή τους με κεφαλοδέσμους πάχους 2.0m. Για την αποφυγή του φαινομένου της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης γύρω από τους πασσάλους των βάθρων προβλέπεται σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη η κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση.

7. Η επιλογή του τύπου της γέφυρας και της μεθόδου κατασκευής επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τον προϋπολογισμό του έργου. Ο μελετητής βάσει της πείρας και των γνώσεων του καλείται να κάνει τη σωστή επιλογή.

8. Κάθε μελέτη τεχνικού έργου οφείλει να συμμορφώνεται με τους ισχύοντες κανονισμούς υλικών, φορτίσεων, ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Για την μελέτη της παρούσας γέφυρας λήφθηκαν υπόψη οι κανονισμοί: DIN–Fachbericht 101, DIN–Fachbericht 102, ΕΑΚ 2000/2003, Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων, Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό DIN–FB 102, 103, 104.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Υπολογισμός Κατασκευών με Η/Υ», Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1995 & 1999.
2. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, Επιστημονικά Εκπαιδευτικά Προγράμματα Η/Υ ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού, Πάτρα 1985 – 2016.
3. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Πολιτικός Μηχανικός & Η/Υ», «Εισαγωγή στους Η/Υ», «Εισαγωγή στο διαδίκτυο (internet) και στις υπηρεσίες του» (Διδακτικές Σημειώσεις), «Ασκήσεις Προγραμματισμού Η/Υ I & II» (Φύλλα Έργου), Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε, Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας, Πάτρα, 1999-2016.
4. EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών.
5. EN 1992 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα.
6. ΕΑΚ 2000/2003 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000. Υπ. Απόφαση Δ17α/141/3/ΦΝ 2184Β'/20-12-1999 & Φ.Ε.Κ 781/18- 0602003, Όπως επίσης και το ΦΕΚ/Β' 1154/12-8-2003 – Δ17α/115/9/ΦΝ 275).
7. DIN–Fachbericht 101: Δράσεις σε γέφυρες.
8. DIN–Fachbericht 102: Γέφυρες από σκυρόδεμα.
9. Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων – (ΟΜΟΕ – Τεχνικών Έργων Οδοποιίας (Έργα Πολιτικού Μηχανικού), 2003).
10. Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN–Fachbericht (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007).
11. ΙΩΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ, «Διδακτικές Σημειώσεις για τα Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2011.
12. ΙΩΑΝΝΗΣ Κ. ΒΑΓΙΑΣ, «Σύμμικτες Γέφυρες, Οδηγός Σχεδιασμού με βάση τα DIN–Fachbericht και τους Ευρωκώδικες», εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2006.
13. ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ, «ΓΕΦΥΡΟΠΟΙΙΑ», Τμήμα πολιτικών Έργων Υποδομής, Αλεξάνδρειο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Θεσσαλονίκης Σχολή, Τεχνολογικών Εφαρμογών Θεσσαλονίκη, 2012.
14. Πηγές διαδικτύου <https://el.wikipedia.org/wiki>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

α/α	ΤΙΤΛΟΣ
1.	Απόσπασμα τοπογραφικού – Θέσεις ερευνητικών γεωτρήσεων
2.	Απόσπασμα τοπογραφικού – Θέσεις Χαλικοπασσάλων
3.	Ενδεικτική τομή γεωτρήσεων
4.	Συγκεντρωτικοί πίνακες αποτελεσμάτων – διαγράμματα εδαφικών παραμέτρων
5.	Υπολογισμοί
6.	Τεχνικό Τ1 – Ακρόβαθρο Α1.Δ και Μεσόβαθρο Μ1.Δ
7.	Τεχνικό Τ1 – Μεσόβαθρο Μ2.Δ
8.	Τεχνικό Τ1 – Μεσόβαθρα Μ3.Δ και Μ4.Δ
9.	Έλεγχοι Ρευστοποίησης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

1. ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΟΜΗ
2. ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ
3. ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΕΣ
4. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ Α1.Δ
5. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1.Δ
6. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ2.Δ
7. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ3.Δ
8. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Δ
9. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Α1.Δ
10. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ1.Δ
11. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ2.Δ, Μ3.Δ ΚΑΙ Μ4.Δ
12. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ Α1.Δ
13. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ1.Δ
14. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ2.Δ
15. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ3.Δ
16. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ4.Δ
17. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1.Δ
18. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ2.Δ
19. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ3.Δ
20. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Δ
21. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ 1 ^η ΦΑΣΗ
22. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ 2 ^η ΦΑΣΗ
23. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ 3 ^η ΦΑΣΗ
24. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ 4 ^η ΦΑΣΗ
25. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ 5 ^η ΦΑΣΗ
26. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
27. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ
28. ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ