



**ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ
(Τ.Ε.Ι.) ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ 102.77m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ, ΣΤΗΝ ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΑΡΑΓΛΑΥΚΙΑ ΑΡΤΗΡΙΑ ΠΑΤΡΩΝ, ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ



ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ – ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:

Δρ. Διονυσία – Πηνελόπη Κοντονή
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός
Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι.

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ:

Γιαννοπούλου Σοφία

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η αδιάκοπη καθοδήγηση, κριτική και συμπαράσταση της καθηγήτριας μου Εισηγήτριας και Επιβλέπουσας της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας,

Δρ. Διονυσίας - Πηνελόπης Κοντονή, Δρ. Πολιτικού Μηχανικού και Αν. Καθηγήτριας Τ.Ε.Ι. αποτέλεσαν τους καθοριστικούς παράγοντες για την ολοκλήρωση της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας. Για την ανεκτίμητη αυτή προσφορά της, νιώθω την ανάγκη να την ευχαριστήσω, ως ελάχιστο δείγμα αναγνώρισης του ειλικρινούς ενδιαφέροντός της.

Επίσης, οφείλω ένα θερμό ευχαριστώ και στον κ. Σωτήρη Μηλιτσόπουλο Πολιτικό Μηχανικό Π.Ε. με Α βαθμό, επιβλέποντα μηχανικό του έργου του Ανισόπεδου Κόμβου για την παροχή πληροφοριών σχετικά με την μελέτη της γέφυρας.

Προφανώς, οποιεσδήποτε παραλείψεις, αβλεψίες ή λάθη θα πρέπει να αποδοθούν αποκλειστικά στην συγγραφέα.

Μάιος 2017,

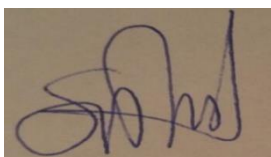
Γιαννοπούλου Σοφία

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το αντικείμενο της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας που εκπονήθηκε στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Δυτικής Ελλάδας, αποτελεί την πλήρη και αναλυτική περιγραφή και μελέτη γέφυρας τριών ανοιγμάτων με καμπυλότητα συνολικού μήκους 102.77m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στην αριστερή Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών άνωθεν της οδού Ακτής Δυμαίων, με χρήση Η/Υ. Για την στατική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFISTIK και έγινε μελέτη σύμφωνα με τους κανονισμούς : DIN – Fachbericht 100, DIN – Fachbericht 101, DIN – Fachbericht 102, 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 2000/2003 Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός, Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων, οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση.

Υπεύθυνη Δήλωση Σπουδάστριας: Η κάτωθι υπογεγραμμένη σπουδάστρια έχει επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνει υπεύθυνα ότι είναι συγγραφέας αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολοκλήρου του κειμένου, έχει δε αναφέρει στην Βιβλιογραφία της όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποίησε και έλαβε ιδέες ή δεδομένα. Δηλώνει επίσης ότι οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχει ενσωματώσει στην εργασία της 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 όνομά του και την πηγή προέλευσης.

Η σπουδάστρια



Γιαννοπούλου Σοφία

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο	9
ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	9
1.1 Ορισμός γέφυρας	9
1.2 Ιστορική Αναδρομή.....	9
1.3 Κριτήρια επιλογής τύπου γέφυρας	10
1.4 Τύποι γεφυρών	10
1.4.1 Καλωδιωτή γέφυρα	10
1.4.2 Κρεμαστή γέφυρα.....	11
1.4.3 Αμφιπροέχουσα γέφυρα	12
1.4.4 Τοξωτή γέφυρα	12
1.4.5 Κινητή γέφυρα	13
1.4.6 Γέφυρα σε δοκούς	14
1.4.7 Σύμμικτη γέφυρα	15
1.5 Γενικά τεχνικογεωλογικά-γεωτεχνικά στοιχεία που αφορούν την θεμελίωση γεφυρών	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο	17
ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ	17
2.1 Διαμόρφωση γεφυρών.....	17
2.2 Δράσεις	18
2.3 Φορτίσεις.....	19
2.3.1 Μόνιμα φορτία	19
2.3.2 Κινητά φορτία	19
2.3.3 Δράσεις ανέμου	20
2.3.4 Φορτία χιονιού.....	20
2.3.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	21
2.3.6 Σεισμικά φορτία	21
2.3.7 Ταλαντώσεις.....	22
2.3.8 Συνδυασμοί δράσεων	23
2.3.9 Συνδυασμός των συνιστωσών σεισμικής δράσης.....	27

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο	25
ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ 102.77m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ	25
3.1 Αντικείμενο-Συμβατικά στοιχεία.....	25
3.2 Γενική περιγραφή τεχνικών έργων.....	25
3.3 Παραδοχές.....	27
3.3.1 Υλικά κατασκευής.....	27
3.3.2 Φορτία.....	27
3.3.3 Σεισμική φόρτιση.....	27
3.3.4 Έδαφος.....	27
3.3.5 Ονομαστικές επικαλύψεις οπλισμών.....	28
3.3.6 Κατηγορίες έκθεσης στοιχείων σκυροδέματος.....	28
3.3.7 Κανονισμοί.....	28
3.4 Περιγραφή τεχνικού.....	28
3.4.1 Γενική περιγραφή ανωδομής.....	28
3.4.2 Περιγραφή μεσοβάθρων.....	29
3.4.3 Περιγραφή θεμελίωσης.....	29
3.4.4 Αρμοί.....	30
3.4.5 Εφέδρανα.....	30
3.4.6 Προένταση.....	31
3.4.7 Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος.....	31
3.4.8 Οδόστρωμα.....	32
3.4.9 Πεζοδρόμια-στηθαία ασφαλείας.....	32
3.4.10 Φάσεις κατασκευής.....	32
3.5 Γεωλογικές-γεωτεχνικές συνθήκες.....	33
3.5.1 Περιγραφή εδάφους-στοιχεία γεωτρήσεων.....	33
3.5.2 Σεισμική διέγερση.....	33
3.5.3 Οριζόντιος και κατακόρυφος δείκτης εδάφους.....	33
3.5.4 Έλεγχος θεμελίωσης.....	33
3.6 Στατική.....	33
3.6.1 Στατική ανάλυση.....	33
3.6.2 Σεισμική ανάλυση.....	34
3.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	34
3.6.3.1 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας.....	34
3.6.3.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σεισμός.....	35
3.6.3.3 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού.....	35

3.6.3.4 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Σπάνιος συνδυασμός	36
3.6.3.5 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Συχνός συνδυασμός	36
3.6.3.6 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Οιονεί-Μόνιμος συνδυασμός	37
3.7 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας οπλισμένου σκυροδέματος.....	37
3.7.1 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα	37
3.7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης	37
3.7.3 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού Οπλισμού	38
3.8 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας προεντεταμένου σκυροδέματος	38
3.8.1 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στο χάλυβα χαλαρού οπλισμού	38
3.8.2 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στο χάλυβα προέντασης.....	38
3.8.3 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα	38
3.8.4 Έλεγχος απόθλιψης σκυροδέματος.....	38
3.8.5 Έλεγχος ρηγμάτωσης	38
3.9 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος.....	38
3.10 Ανάλυση φορέα ανωδομής και βάρων.....	39
3.10.1 Προσομοίωμα	39
3.10.2 Βασικές φορτίσεις.....	41
3.10.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα, Go	41
3.10.2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία, G1	41
3.10.2.3 Κινητά Φορτία, L	41
3.10.2.4 Προένταση, P	42
3.10.2.5 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας [ΔΤΝ]	42
3.10.2.6 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας [ΔΤΝ].....	42
3.10.2.7 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – άνω παρειά θερμότερη της κάτω [ΔΤΜ]	42
3.10.2.8 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – κάτω παρειά θερμότερη της άνω [ΔΤΜ]	43
3.10.2.9 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμού [ΔΤΝ].....	43

3.10.2.10 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς [ΔΤΝ]	43
3.10.2.11 Συνδυασμός ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας και διαφοράς θερμοκρασίας [Τ]	43
3.10.2.12 Διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων [PS]	43
3.10.2.13 Φορτία από άνεμο [W]	43
3.10.2.14 Τροχοπέδηση [BR]	43
3.10.2.15 Ερπυσμός και συστολή ξήρανσης [CS]	44
3.11 Σεισμός σχεδιασμού (EQ)	44
3.12 Υπολογιζόμενες φορτίσεις	44
3.13 Έλεγχοι διατομών	47
3.14 ΑΝΑΛΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	47
3.14.1 Προσομοίωμα	47
3.14.2 Βασικές φορτίσεις	48
3.14.2.1 Ίδιο βάρος (LC1)	48
3.14.2.2 Ίδιο βάρος επίχωσης (LC1)	48
3.14.2.3 Αδρανειακή δύναμη κεφαλόδεσμου (LCs 11, 12 και 13)	48
3.14.2.4 Αδρανειακή δύναμη επίχωσης (LCs 21, 22 και 23)	48
3.14.2.5 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 101~112)	49
3.14.2.6 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 401~412)	49
3.14.2.7 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 201~212)	49
3.14.2.8 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.0$ (LC 301~312)	49
3.14.2.9 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.5$ (LC 501~512)	49
3.15 Συνδυασμοί φορτίσεων	49
3.16 Έλεγχοι διατομών	50
3.17 Υδραυλικά στοιχεία	50
3.18 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ	50
3.18.1 Χωματοουργικά	50
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο	60
ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ - ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	60
4.1 Εδαφοτεχνικά στοιχεία	60

4.1.1 Γενικές πληροφορίες – Γεωτρήσεις στην περιοχή των Τεχνικών	60
4.1.2 Στρωματογραφία	61
4.1.3 Έλεγχοι ρευστοποίησης	62
4.1.4 Χαρακτηριστικά στρώσεων – στατιστική επεξεργασία – τυπική τομή	62
4.2 Μελέτη Θεμελίωσης μεσόβαθρων τεχνικών	63
4.2.1 Θεωρήσεις και Μέθοδος Θεμελίωσης	63
4.2.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλων σε κατακόρυφα φορτία	64
4.2.3 Καθίζηση πασσάλου και πασσαλο-ομάδων	65
4.2.4 Αντίσταση του πασσάλου σε οριζόντια φόρτιση	66
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο	68
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ – ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ	68
5.1 Απόσπασμα τεύχους υπολογισμών ανωδομής με το λογισμικό SOFISTIK	68
5.2 Απόσπασμα τεύχους υπολογισμών μεσόβαθρων με το λογισμικό SOFISTIK	168
5.2.1 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσόβαθρου M4.A	168
5.2.2 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσόβαθρου M5.A	197
5.2.3 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσόβαθρου M6.A	204
5.2.4 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσόβαθρου M7.A	213
5.3 Τεχνικά Σχέδια	222
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο	223
ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	223
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο	233
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	233
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	235
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	237
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	274

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Γέφυρα είναι κάθε τεχνικό έργο με οποιαδήποτε διάταξη ανοιγμάτων που φέρει μια οδό πάνω από οποιαδήποτε τύπου εμπόδιο με απόσταση άνω των 6m. Οι γέφυρες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την γεφύρωση ξηρών ή υγρών κωλυμάτων, για την δημιουργία άνω και κάτω διαβάσεων σιδηροδρομικών γραμμών και οδών κάθε κατηγορίας και χρήσης.

1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Οι Γέφυρες είναι από τα αρχαιότερα έργα υποδομής που εφηύρε ο άνθρωπος, καθώς και ένα από τα σημαντικότερα. Από την πρωτόγονη μορφή της (ένας κορμός δένδρου εδραζόμενος σε δύο αντικριστές όχθες), μέχρι τις σύγχρονες μορφές της (Καλωδιωτές, Κρεμαστές, Δικτυωτές, Πρόβολοι κ.ο.κ.), η αναγκαιότητα του ανθρώπου να διευκολύνει τις μετακινήσεις του κάνοντας τις ταχύτερες και ασφαλέστερες, καθιστά την γέφυρα μια από τις σπουδαιότερες συλλήψεις του ανθρωπίνου νου, μια ιδέα που βοήθησε σημαντικά στην εξέλιξη του ανθρώπου. Οι εκάστοτε πληθυσμοί, που διέμεναν σε μια περιοχή με δύσβατη μορφολογία εδάφους (ποτάμια, χαράδρες, φαράγγια, κλπ) περιορίζονταν στις μετακινήσεις τους, αδυνατώντας να αλληλεπιδράσουν με τους γύρω οικισμούς.

Ακόμα και σε περιπτώσεις που τα φυσικά εμπόδια μπορούσαν να παρακαμφθούν, η διαδρομή ίσως να ήταν επισφαλής και χρονοβόρα. Έχοντας εξασφαλίσει συντομότερες και ασφαλέστερες διαδρομές, με την κατασκευή των Γεφυρών, στους γειτονικούς λαούς, το ανθρώπινο είδος ήταν ελεύθερο να ανταλλάξει αγαθά, ιδέες, ήθη και θεσμούς, ακόμα και πληθυσμούς. Η εμπορική και πολιτισμική άνθιση προωθούσε την καλή γειτνίαση και τον αργό σχηματισμό όλο και μεγαλύτερων οικισμών, ενίοτε και πόλεων, οδηγώντας στην δημιουργία νέων θεσμών (πολιτικών, νομικών, οικονομικών) παρέχοντας στους ανθρώπους ασφάλεια και ελευθερία να εξελιχθούν και να επεκταθούν.

1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας

Η οριστική επιλογή του υλικού και του είδους του φορέα δεν είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την εξέταση ορισμένων παραγόντων, οι κυριότεροι των οποίων είναι οι ακόλουθοι:

- Τα φυσικά χαρακτηριστικά της υπό μελέτη περιοχής (τοπογραφικά, γεωλογικά χαρακτηριστικά, έδαφος θεμελίωσης, υδρολογικά στοιχεία, σεισμολογικά χαρακτηριστικά, καιρικές συνθήκες, κλπ.)
- Ο σκοπός του έργου (είδος και πυκνότητα κυκλοφορίας, μελλοντική τοπικές συνθήκες (δυνατότητα πρόσβασης, προβλήματα κατασκευής, εργατοτεχνικό προσωπικό κλπ.). πρόβλεψη, ταχύτητα ανέγερσης, διάρκεια ζωής, αισθητικές απαιτήσεις κλπ.)
- Τοπικές συνθήκες (δυνατότητα πρόσβασης, προβλήματα κατασκευής, εργατοτεχνικό προσωπικό κλπ.)

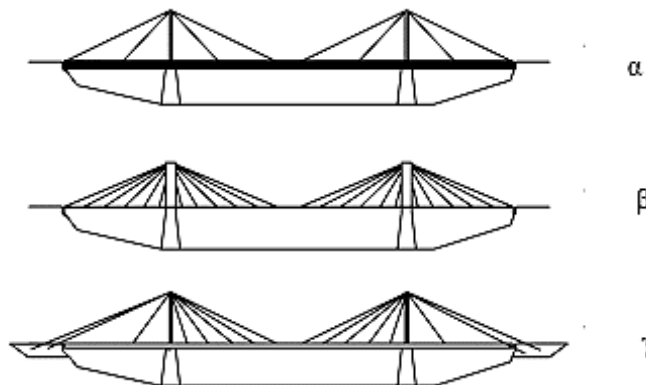
Μετά τη μελέτη των ανωτέρων συνιστωσών και λαμβανομένου υπόψη του οικονομικού παράγοντα, προσδιορίζεται η προσφορότερη/ενδεικνυόμενη λύση.

1.4 ΤΥΠΟΙ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.4.1 Καλωδιωτή γέφυρα

Οι καλωδιωτές γέφυρες έρχονται ουσιαστικά να καλύψουν το κενό μεταξύ των κρεμαστών γεφυρών και των συμβατικά κατασκευασμένων γεφυρών. Η οικονομικότητα της κατασκευής μεγιστοποιείται για ανοίγματα της τάξης των 150 - 800 m. Από εκεί και πάνω (>1500m) επιλέγεται συνήθως κρεμαστός φορέας. 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 λιγυρούς πυλώνες (α)
- Πυλώνες μεγάλης ακαμψίας που δύνανται να αναλάβουν μεγάλες ροπές σε συνδυασμό με ελαφρύ κατάστρωμα, στηριζόμενο από πολλά καλώδια (β)
- Αγκυρωμένα σε ακρόβαθρα καλώδια τα οποία διέρχονται από την κορυφή των (εύκαμπτων) πυλώνων και αναρτούν το κατάστρωμα (γ)





Σχήμα 1.1: Η γέφυρα Jiaxing-Shaoxing εκτείνεται σε μήκος δέκα χιλιομέτρων πάνω από την κοιλάδα Hangzhou.

1.4.2 Κρεμαστή γέφυρα

Σε αυτόν τον τύπο γέφυρας είναι τα καλώδια που σηκώνουν το βάρος του καταστρώματος κάθετα ως προς το κατάστρωμα. Οι πρώτες γέφυρες έγιναν από σχοινιά ή κλαδιά από μπαμπού. Στις σύγχρονες γέφυρες, τα καλώδια κρέμονται από τους πύργους που είναι συνημμένα σε κιβώτια ή φρεάτια. Τα κιβώτια ή φρεάτια εμφυτεύονται βαθιά στο πάτωμα μιας λίμνης ή ποταμού. Γέφυρα αυτού του τύπου χρησιμοποιείται περισσότερο για τη διάβαση υδάτινων εμποδίων. Η πιο γνωστή γέφυρα αυτού του τύπου είναι η Γέφυρα της Χρυσής Πύλης στο Σαν Φρανσίσκο.



Σχήμα 1.2: Η γέφυρα της Χρυσής Πύλης στο Σαν Φρανσίσκο.

1.4.3 Αμφιπροέχουσα γέφυρα

Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται από προβόλους – οριζόντιες δοκούς που στηρίζονται σ' ένα μόνο τέλος. Οι περισσότερες αμφιπροέχουσες γέφυρες αποτελούνται από ένα ζευγάρι συνεχών ανοιγμάτων που εκτείνονται από τις αντίθετες πλευρές των προβλητών ώστε να συναντηθούν στο κέντρο του εμποδίου που η γέφυρα διασχίζει. Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται τα ίδια υλικά και τεχνικές όπως στις γέφυρες με δοκούς. Η μεγαλύτερη αρθρωτή γέφυρα βρίσκεται στο Κεμπέκ του Καναδά και έχει μήκος 549 μέτρα.



Σχήμα 1.3: Η Γέφυρα Κεμπέκ, Καναδάς.

1.4.4 Τοξωτή γέφυρα

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 χτίστηκαν στη χώρα μας με πιο γνωστό το Αρκαδικό. Με μήκος 220 μέτρα, η SolkanBridge πάνω από τον ποταμό SočaSolkan στη Σλοβενία είναι η δεύτερη μεγαλύτερη πέτρινη γέφυρα στον κόσμο και η μεγαλύτερη πέτρινη σιδηροδρομική γέφυρα. Ολοκληρώθηκε το 1905. Η καμάρα της, η οποία κατασκευάστηκε με πάνω από 5.000 τόνους ογκόλιθους σε μόλις 18 ημέρες, είναι η δεύτερη μεγαλύτερη πέτρινη αψίδα του κόσμου. Η αψίδα του Friedensbrücke (SyratalViadukt) στο Plauen της Γερμανίας, που χτίστηκε την ίδια χρονιά, έχει εύρος 90 μέτρων και διασχίζει την κοιλάδα του ποταμού Syrabach. Η διαφορά μεταξύ των δύο είναι ότι η SolkanBridge χτίστηκε από ογκόλιθους, ενώ η Friedensbrücke χτίστηκε από ένα μίγμα από λιθοτρίμματα και τσιμεντοκονίαμα.



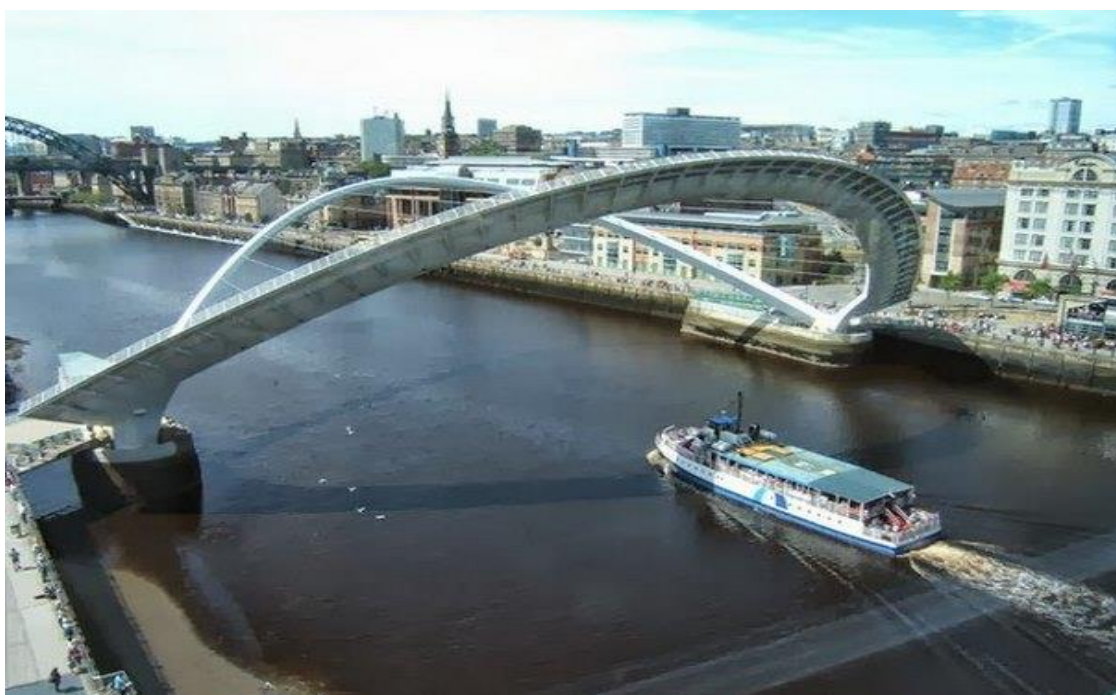
Σχήμα 1.4: Η γέφυρα Solkan, Σλοβενία.

1.4.5 Κινητή γέφυρα

Μεταφερομένη ή κινητή γέφυρα είναι ένας τύπος γέφυρας που ενώνει ένα κινούμενο τμήμα οδοστρώματος με την απέναντι πλευρά. Η γόνδολα (το μεταφερόμενο στοιχείο) μεταφέρεται από ψηλά σε τεντωμένα συρματόσχοινα ή επάνω σε ένα σιδερένιο χωροδικτύωμα αυτό έγινε για να διευκολυνθεί η κυκλοφορία πλοίων με μεγάλο ύψος. Βασικό μειονέκτημα των γεφυρών αυτών είναι ότι μπορούν να φέρουν ένα περιορισμένο φορτίο.



Σχήμα 1.5: Η γέφυρα Gateshead Millennium Bridge, Βρετανία.



Σχήμα 1.6: Για να επιτραπεί η έλευση στα πλοία από κάτω, όλο αυτό το συγκρότημα περιστρέφεται ως μια ενιαία άκαμπτη δομή. Καθώς το τόξο γέρνει κάτω, ο τεχνητός δρόμος ανεβαίνει, και γίνεται το αντίβαρο του τόξου. Έτσι τα πλεούμενα μπορούν να περάσουν τον ποταμό ανενόχλητα.

1.4.6 Γέφυρα σε δοκούς

Ο τύπος αυτός είναι ο πιο συνηθής για το λόγο ότι η κατασκευή είναι σχετικά απλή. Αποτελείται 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. Οι πρώτες γέφυρες σε δοκούς ήταν απλές κατασκευές που διαπερνούσαν ρέματα και ποτάμια. Στη σύγχρονη εποχή, οι γέφυρες σε δοκούς είναι μεγάλες γέφυρες από δοκούς χάλυβα και χαλύβδινα κιβώτια. Το βάρος ασκείται στο πάνω μέρος της δοκού και μεταφέρεται κατευθείαν προς τα άκρα και ωθεί προς τα κάτω τα βάθρα της γέφυρας.

Η μεγαλύτερη γέφυρα σε δοκούς του κόσμου είναι η The New Bay Bridge στη νότια Λουιζιάνα στις Ηνωμένες Πολιτείες, μήκους 38,35 χιλιόμετρα με επιμέρους ανοίγματα 17 μέτρων. Για ανοίγματα μέχρι 30 μέτρα συνηθίζεται η χρήση πυκνά διατεταγμένων παράλληλων μεταξύ τους σιδηροδοκών και από κατάστρωμα σταθερού πάχους μεταξύ 24 και 30cm. Το βασικό πλεονέκτημα της πυκνής διάταξης των σιδηροδοκών είναι η αποφυγή της χρήσης διαδοκίδων. Για γέφυρες ανοίγματος 30-80 μέτρων επικρατεί η χρήση δύο ολόσωμων συγκολλητών σιδηροδοκών με άνισα πέλματα.



Σχήμα 1.6: Η γέφυρα The New Bay Bridge, Λουιζιάνα.

1.4.7 Σύμμικτη Γέφυρα

Σύμμικτες ονομάζονται οι γέφυρες στις οποίες χρησιμοποιούνται δύο τουλάχιστον διαφορετικά υλικά, εν προκειμένω οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβας. Τα υλικά αυτά συνδέονται μεταξύ τους μέσω διατμητικών συνδέσμων, οι οποίοι σκοπό έχουν να εξασφαλίσουν την πλήρη μεταφορά της διατμητικής δύναμης και άρα το μηδενισμό της διολίθθησης, τη μείωση των βελών και την αύξηση της αντοχής της δοκού. Οι σιδηρές γέφυρες με κατάστρωμα από ορθότροπη πλάκα, κυριάρχησαν μέχρι το 1960. Ωστόσο με την πάροδο του χρόνου το υψηλό κόστος κατασκευής, η ευαισθησία του χαλύβδινου καταστρώματος έναντι πυρκαγιάς και κόπωσης αποτέλεσαν τους βασικότερους λόγους που οδήγησαν στην επικράτηση των σύμμικτων γεφυρών.



Σχήμα 1.7: Γέφυρα στην Ποτίδαια.

1.5 Γενικά τεχνικογεωλογικά – γεωτεχνικά στοιχεία που αφορούν την θεμελίωση γεφυρών

Συνήθως για την προκαταρκτική μελέτη θεμελίωσης μιας γέφυρας και αφού έχουν προηγηθεί μελέτες υδρολογικές και υδραυλικές που καθορίζουν μέγιστη και ελάχιστη στάθμη νερού και ουσιαστικά την αναμενόμενη παροχή νερού όπως και θέματα μεταφοράς φερτών υλών γίνονται ακολούθως γεωτρήσεις συνήθως μια ανά βάθρο προκειμένου να δημιουργεί μια όσο το δυνατόν λεπτομερής γεωτεχνική – γεωλογική τομή.

Ακόμα δημιουργείται και σε κατάλληλη κλίμακα λεπτομερής γεωλογικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής. Η γνώση των τεχνικογεωλογικών συνθηκών της περιοχής οδηγεί στην επιλογή του τύπου θεμελίωσης των βάθρων, επιφανειακή θεμελίωση ή πάσσαλοι που θα εδράζονται πάνω από βραχώδεις υπόβαθρο για ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

2.1 Διαμόρφωση γεφυρών

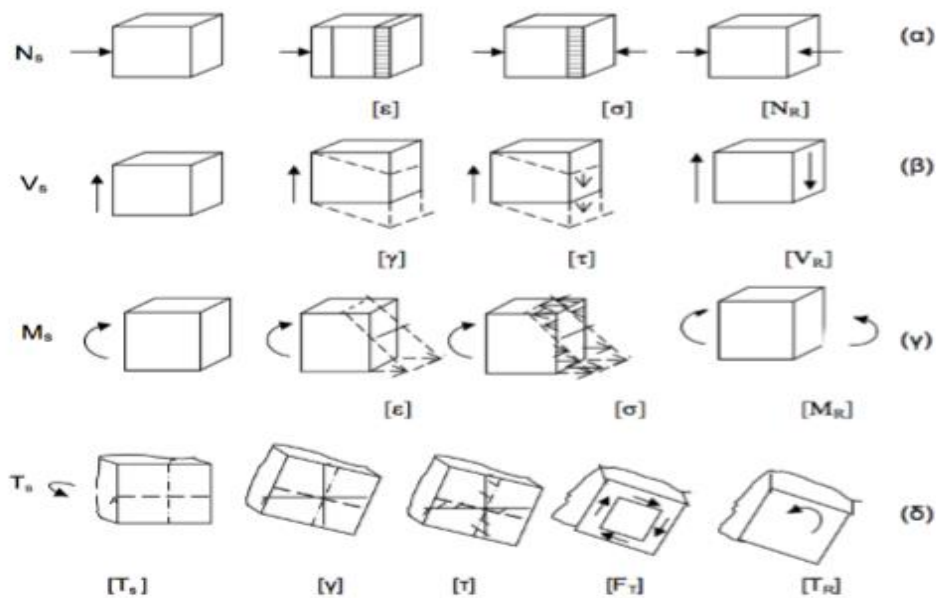
Οι γέφυρες, ανάλογα με τη μορφή τους, ταξινομούνται σε διαφορετικές κατηγορίες, με διαφορετικές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού σε κάθε περίπτωση. Συνήθεις γέφυρες, οι οποίες αποτελούνται από το φορέα και κατακόρυφα βάθρα, που συνδέονται με το φορέα είτε μονολιθικά είτε μέσω εφεδράνων. Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να υπαχθούν και οι φορείς με εκσκαφή και επανεπίχωση (cut and cover). Άλλες μορφές γεφυρών, οι οποίες όμως απαιτούν λεπτομερέστερη αντισεισμική μελέτη, είναι οι τοξωτές γέφυρες και οι γέφυρες με αντηριδωτά βάθρα και βάθρα μορφής V. Τέλος, σε ειδική κατηγορία υπάγονται οι κρεμαστές (suspension bridges) και οι καλωδιωτές γέφυρες (cable - stayed bridges).

Τα φέροντα στοιχεία μιας γέφυρας μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες :

- **Στο φορέα.** Είναι το οριζόντιο στοιχείο της γέφυρας, που αποτελεί και το κατάστρωμα, πάνω στο οποίο γίνεται η κίνηση των οχημάτων και των πεζών και γενικώς φέρει τα ωφέλιμα φορτία της γέφυρας. Ανάλογα με τη στατική τους λειτουργία, οι φορείς διακρίνονται σε συνεχείς, αμφιέριστους και δοκούς Gerber. Ανάλογα με τη διατομή τους διακρίνονται σε συμπαγείς, πλάκες με κενά, κυψελωτούς φορείς, πλακοδοκούς, κιβωτιοειδούς διατομής κλπ.
- **Στα βάθρα.** Είναι τα κατακόρυφα στοιχεία που στηρίζουν το φορέα και μεταφέρουν τα φορτία στη θεμελίωση. Ανάλογα με τη μορφή τους, τα βάθρα χαρακτηρίζονται ως πολύστυλα, μονόστηλα, τοιχοειδή και κοίλα. Τα δύο ακραία βάθρα ονομάζονται ακρόβαθρα και συνήθως είναι τοιχοειδούς μορφής, επειδή λειτουργούν και ως τοίχοι αντιστήριξης των γαιών πίσω από αυτά. Τα ενδιάμεσα βάθρα ονομάζονται μεσόβαθρα.
- **Στη θεμελίωση.** Οι συνήθεις τρόποι θεμελίωσης των γεφυρών είναι με επιφανειακή θεμελίωση, με πασσάλους και με φρέατα.

2.2 Δράσεις

Δράσεις είναι οι εξωτερικές καταπονήσεις, που εφαρμόζονται στην κατασκευή προκαλώντας ορθές και διατμητικές τάσεις. Ορθές ονομάζονται οι τάσεις, που δρουν κάθετα στην επιφάνεια που φορτίζουν, ενώ διατμητικές είναι οι τάσεις που δρουν παράλληλα στην επιφάνεια φόρτισης. Ορθές τάσεις προκύπτουν, όταν στη διατομή εφαρμόζονται μεγέθη ορθής έντασης, όπως Αξονική Δύναμη ή Ροπή Κάμψης, ενώ οι διατμητικές τάσεις προκύπτουν, όταν στη διατομή εφαρμόζονται διατμητικά εντατικά μεγέθη, όπως Τέμνουσα Δύναμη ή Ροπή Στρέψης.



Σχήμα 2.1: Ορθές παραμορφώσεις, τάσεις, εσωτερικές δυνάμεις και εσωτερικά μεγέθη

για α) Αξονική β) Διατμητική γ) Καμπτική δ) Στρεπτική καταπόνηση.

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 G_{IB}
- Ιδία βάρη επικαλύψεων $G_{επικ}$
- Ιδία βάρη κιγκλιδωμάτων $G_{κιγκλ}$
- Δυνάμεις προέντασης P

Κινητά Φορτία (Q)

- Ομοιόμορφα διανεμημένο κατακόρυφο φορτίο q_{fk}
- Συγκεντρωμένο φορτίο για γενικές και τοπικές επιδράσεις Q_{fwk}
- Οριζόντιο φορτίο που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας Q_{fik}
- Δράσεις Ανέμου F_w
- Φορτίο Χιονιού F_s
- Θερμοκρασιακές Μεταβολές T

Τυχηματικά Φορτία (F)

- Πρόσκρουση οχήματος σε βάθρο $F_{προσκρ}$

Σεισμικά Φορτία (E)

- Σεισμική δύναμη κατά τις 3 διευθύνσεις E

2.3 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

2.3.1 Μόνιμα Φορτία

Στα μόνιμα φορτία κατατάσσονται οι καταπονήσεις, που έχουν μεγάλο (πρακτικά άπειρο) χρόνο επιβολής στη γέφυρα και εφαρμόζονται σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Αυτά είναι :

- Το ίδιο βάρος των Διατομών προκύπτει από το ειδικό βάρος του χάλυβα, το οποίο είναι $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Βάρος επικάλυψης θεωρείται ένα φορτίο 1 kN/m^2 , το οποίο περιλαμβάνει τα βάρη επιχρίσεων, λοιπών εξοπλισμών, μονώσεων κτλ.
- Τα κιγκλιδώματα προσθέτουν ένα κατακόρυφο φορτίο 1 kN/m , σε μορφή λωρίδας κατά μήκος των κύριων δοκών.
- Πιθανές δυνάμεις προέντασης, είτε καλωδίων είτε τμημάτων κατά την περίοδο ανέγερσης.

2.3.2 Κινητά Φορτία

Στα κινητά φορτία κατατάσσονται οι καταπονήσεις , που προκύπτουν από τη χρήση της γέφυρας αλλά και από φορτία, τα οποία αν και αναμένεται να προκύψουν δεν γνωρίζουμε το χρόνο, τη φορά και το μέγεθός τους με σιγουριά. Αυτά τα φορτία έχουν αυξημένους συντελεστές ασφαλείας, διότι οι

τιμές τους προκύπτουν από στατιστική παρατήρηση και υπάρχει αβεβαιότητα.

Τα κινητά φορτία πρέπει να τοποθετούνται με τέτοια φορά και παράλληλα με διαφορετικά ενδεχόμενα ταυτόχρονου συνδυασμού, ώστε να προκύπτουν τα πιθανότερα δυσμενή αποτελέσματα καταπόνησης. Αυτά είναι :

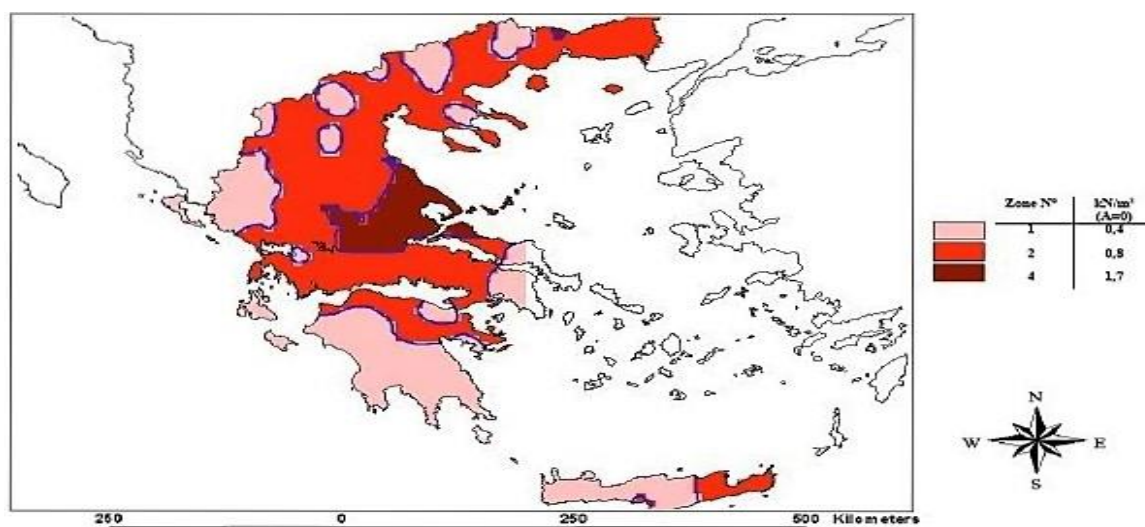
1. Ένα ομοιόμορφο διανεμημένο φορτίο ίσο με $5,0 \text{ kN/m}^2$.
2. Οριζόντιο φορτίο ίσο με το 10% του διανεμημένου φορτίου, δηλαδή $0,5 \text{ kN/m}^2$.

2.3.3 Δράσεις Ανέμου

Ο Άνεμος 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 διευθύνσεις του ανέμου. Αν και η δύναμη του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενη και μπορεί να προκαλέσει και δυναμική καταπόνηση, τα φορτία ανέμου θεωρούνται στατικά.

2.3.4 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά ορίζοντας μια απλή τιμή βάρους χιονιού ανάλογα με το ύψος χιονιού στη συγκεκριμένη περιοχή. Υπολογίζονται για περίοδο επαναφοράς του έργου 50 έτη. Στην Ελλάδα υπάρχουν 3 ζώνες διαφοροποίησης των περιοχών, στην κάθε μια εκ των οποίων αντιστοιχεί και διαφορετικό φορτίο χιονιού.



Σχήμα 2.2: Ζώνες Χιονιού.

Ζώνες	Νομοί	Φορτίο Χιονιού S_{k0} (KN/m ²)
I	Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην Σποράδων και Εύβοιας	0,4
II	Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια	1,7
III	Υπόλοιπη χώρα	0,8

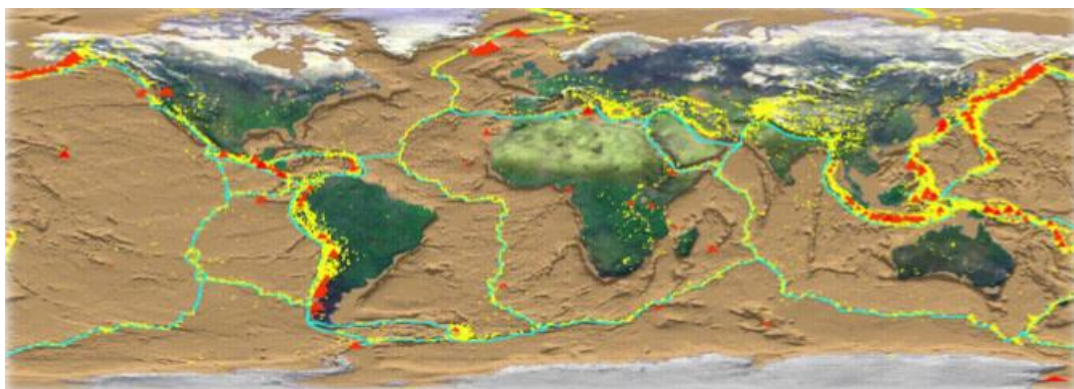
2.3.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μια διατομή ενός στοιχείου προκαλεί παραμορφώσεις. Όταν αυτές οι παραμορφώσεις είναι παρεμποδισμένες, τότε προκαλούνται τάσεις, οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για καταστάσεις διάρκειας και παροδικές. Στην κατηγορία των θερμοκρασιακών μεταβολών, ως τυχηματική φόρτιση ωστόσο, υπάγεται και η περίπτωση πυρκαγιάς. Ως υψηλές θερμοκρασίες για τις εφαρμογές των χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος, θεωρούνται θερμοκρασίες άνω των **200°C**, περίπου. Η έκθεση των χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες, αν συντρέχουν και ορισμένοι άλλοι παράγοντες (ενδεικτικά αναφέρονται ο χρόνος έκθεσης, το οξειδωτικό περιβάλλον στην επιφάνεια του χάλυβα και ο ρυθμός μεταβολής της θερμοκρασίας) είναι δυνατόν να έχει ως αποτέλεσμα σημαντική διαφοροποίηση (υποβάθμιση) των μηχανικών τους ιδιοτήτων. Για όλες τις κατηγορίες συνήθων χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος, η θέρμανση σε θερμοκρασίες μέχρι **500° C**, για χρόνους μέχρι και **2 ώρες**, δεν δημιουργεί ουσιαστική μεταβολή στις αρχικές μηχανικές ιδιότητες.

Για μεγαλύτερους όμως χρόνους έκθεσης ή και για μεγαλύτερες θερμοκρασίες θα υπάρξουν σημαντικές μειώσεις των μηχανικών χαρακτηριστικών.

2.3.6 Σεισμικά Φορτία

Κατά τη διατάραξη του φλοιού της Γης από τη μετακίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών εκλύεται ενέργεια, η οποία υπό τη μορφή ελαστικών κυμάτων μεταφέρεται στην επιφάνειά της και γίνεται αντιληπτή από τους ανθρώπους. Αυτή η διαδικασία ονομάζεται σεισμός. Η Ελλάδα βρίσκεται πάνω από την Αιγαιακή πλάκα ενώ οι χαρακτηριστικές μετακινήσεις της περιοχής είναι η δυτική μετακίνηση της πλάκας της Ανατολίας κατά 25mm ανά έτος και η νοτιοδυτική μετακίνηση της Αιγαιακής πλάκας στην περιοχή της Ελληνικής τάφρου κατά 50mm ανά έτος.



Σχήμα 2.3: Χάρτης της γης όπου απεικονίζονται τα όρια των τεκτονικών πλακών (γαλάζιες γραμμές) η κατανομή των πρόσφατων σεισμών (κίτρινες γραμμές) και των ενεργών ηφαιστείων (κόκκινα σημεία).

Η σεισμική φόρτιση έχει σημαντικές διαφορές σε σχέση με τις καθημερινές κατακόρυφες φορτίσεις επί των κατασκευών και για αυτό ο σωστός υπολογισμός της είναι καθοριστικός. Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη επιτάχυνση, οι οποίες προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές, με τις οριζόντιες να είναι συνήθως οι πιο κρίσιμες.

Χαρακτηριστικά	Σεισμική Φόρτιση	Κατακόρυφη Φόρτιση
1. Διεύθυνση	Οριζόντια	Κατακόρυφη
2. Τύπος	Τυχηματική	Μόνιμη ή μεταβλητή
3. Φύση	Επιβολή Παραμόρφωσης	Επιβολή Τάσης
4. Εναλλαγή	Εναλλασσόμενη	Μονότονη
5. Απόκριση	Δυναμική	Στατική

Σχήμα 2.4: Διαφορές σεισμικής και κατακόρυφης φόρτισης.

2.3.7 Ταλαντώσεις

Τα τελευταία χρόνια, λόγω της βελτίωσης των οικοδομικών υλικών, οι κατασκευές γίνονται ελαφρύτερες και πιο εύκαμπτες σε σχέση με τα προηγούμενα χρόνια. Αυτή η μείωση της δυσκαμψίας οδηγεί πολλές φορές σε μεγάλες παραμορφώσεις, λόγω χαμηλών ιδιοσυχνοτήτων, οι οποίες πλησιάζουν τις ιδιοσυχνότητες εξωτερικών διεγέρσεων δημιουργώντας πιθανό **πρόβλημα συντονισμού**. Μολονότι σπανίως τα δυναμικά φαινόμενα υπήρξαν λόγος αστοχίας στο κοντινό παρελθόν, μπορούν να προκαλέσουν έντονη όχληση στους χρήστες μέσω έντονων μετακινήσεων. Στις πεζογέφυρες, εξαιτίας της μικρής δυσκαμψίας σε σχέση με τις οδικές και τις σιδηροδρομικές, τα δυναμικά φαινόμενα που προκαλούνται από την κίνηση των ατόμων παίζουν καθοριστικό ρόλο στη συμπεριφορά της κατασκευής.

<i>Είδος κίνησης</i>	<i>Συχνότητα f (Hz)</i>
<i>Αργό βάδισμα</i>	1.7
<i>Κανονικό βάδισμα</i>	2.0
<i>Γρήγορο βάδισμα</i>	2.3
<i>Αργό τρέξιμο</i>	2.1
<i>Κανονικό τρέξιμο</i>	2.5
<i>Γρήγορο τρέξιμο</i>	3.0
<i>Κανονικό άλμα</i>	2.0-3.0
<i>Υψηλό άλμα</i>	2.0-3.0

Σχήμα 2.5: Συχνότητες για διάφορες κατηγορίες κινήσεων.

2.3.8 Συνδυασμοί Δράσεων

Στους συνδυασμούς δράσεων προσπαθούμε να επιτύχουμε τους δυσμενέστερους συνδυασμούς των ανεξάρτητων φορτίσεων μέσα σε στατιστικά αποδεκτά όρια, ώστε να μην υπάρχει σπατάλη υλικού άνευ λόγου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω μειωτικών συντελεστών, οι οποίοι εφαρμόζονται στα φορτία και σχετίζονται με την πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ανεξάρτητων φορτίσεων. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια των διατομών, οι συνδυασμοί δράσεων καλύπτουν όλες τις πιθανές καταστάσεις σχεδιασμού:

- **Διάρκειας**, οι οποίες αναφέρονται στις κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής.
- **Παροδικές**, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες χρήσης του φορέα.
- **Τυχηματικές**, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικά σπάνιες και επίπονες συνθήκες για το έργο.
- **Σεισμικές**, οι οποίες αναφέρονται στη φόρτιση της κατασκευής από σεισμικό γεγονός.

Υπάρχουν δύο κατηγορίες οριακών καταστάσεων, η οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Οριακές είναι οι καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η κατασκευή υπόκειται σε ελέγχους, οι οποίοι αφορούν τη μη κατάρρευση αυτής ή τμήμα της και σχετίζονται με την ασφάλεια του φορέα αλλά και των ανθρώπων.

Οι έλεγχοι, που γίνονται αφορούν οριακές αντοχές μελών και διατομών, απώλεια ευστάθειας, ανατροπή, κόπωση, θραύση, λυγισμός κλπ. Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σχετίζεται με τη δυνατότητα του φορέα να είναι λειτουργικός, δηλαδή να μην υπάρχουν έντονες ταλαντώσεις, μεγάλα βέλη, ρηγματώσεις κλπ. Οι έλεγχοι που γίνονται περιορίζουν παραμορφώσεις, οι οποίες επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργία του έργου καθώς και την άνεση των χρηστών, αποσβένουν ταλαντώσεις, οι οποίες προκαλούν ενόχληση στους χρήστες και μηδενίζουν πιθανές βλάβες, οι οποίες επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνιση, την ανθεκτικότητα και τη λειτουργία της κατασκευής.

2.3.9 Συνδυασμός των συνιστωσών σεισμικής δράσης

Το πιθανό μέγιστο αποτέλεσμα δράσης E , που οφείλεται στην ταυτόχρονη εφαρμογή των σεισμικών δράσεων παράλληλα προς τους οριζόντιους άξονες X , Y και τον κατακόρυφο άξονα Z , μπορεί να υπολογισθεί με την εφαρμογή του κανόνα ΤΡΑΤ στα μέγιστα αποτελέσματα δράσης E_x , E_y και E_z που οφείλονται σε ανεξάρτητες σεισμικές δράσεις σε κάθε άξονα:

Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τρεις ακόλουθοι συνδυασμοί:

α) $E E_d x "+" 0,30 E E_d y "+" 0,30 E E_d z$

β) $0,30 E E_d x "+" E E_d y "+" 0,30 E E_d z$

γ) $0,30 E E_d x "+" 0,30 E E_d y "+" E E_d z$

όπου "+" σημαίνει " να συνδυαστεί με "

- $E E_d x$ είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα.

- $E E_d y$ είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιου άξονα y του φορέα.

- $E E_d z$ είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ 102.77m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ Η/Υ

3.1 Αντικείμενο – Συμβατικά Στοιχεία

Η παρούσα μελέτη αναφέρεται στην **ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ** του **ΤΕΧΝΙΚΟΥ Τ7**, που βρίσκεται από **Χ.Θ. 0+275.02** έως **Χ.Θ. 0+378.06** της **Αριστεράς 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.**

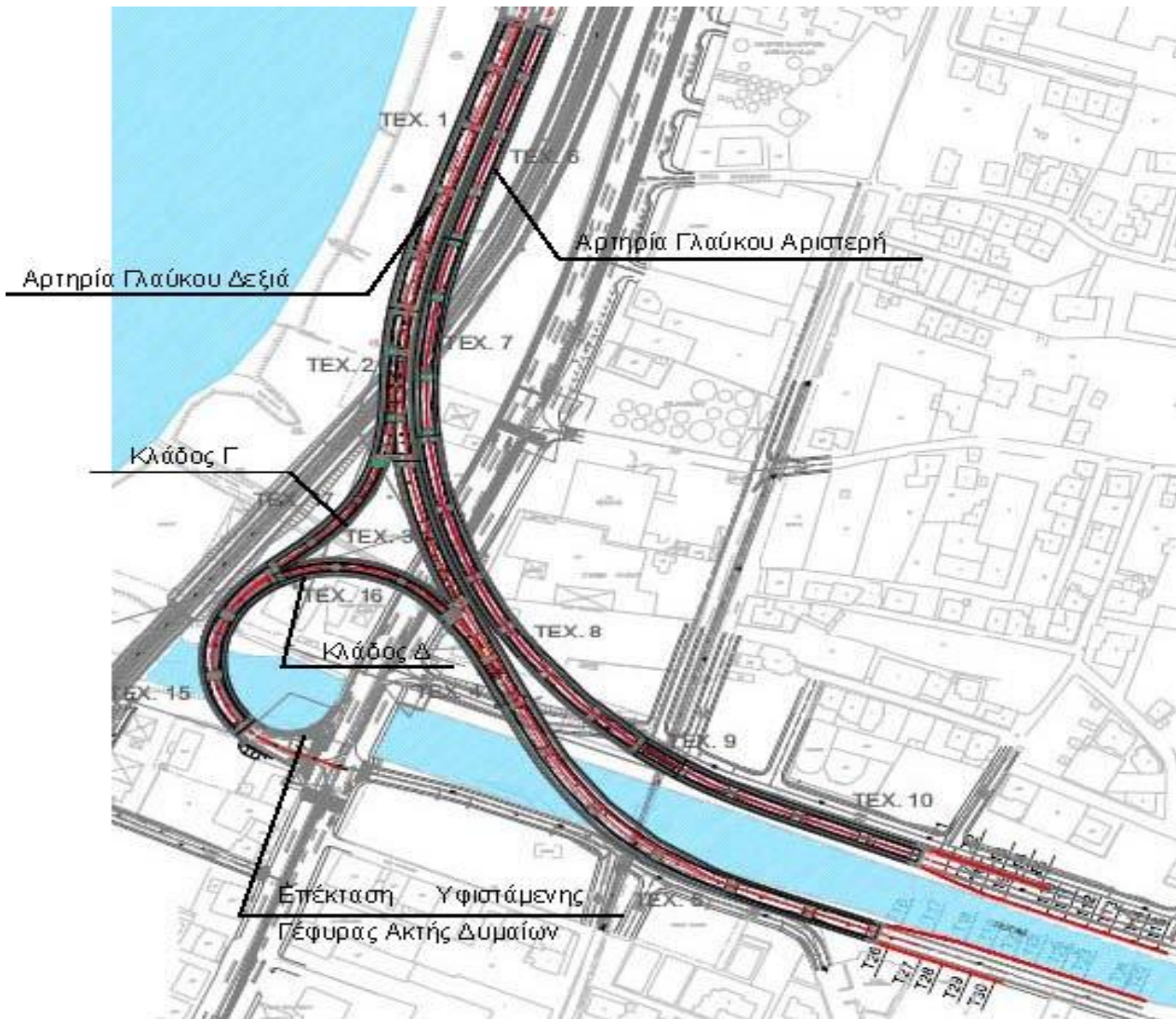
3.2 Γενική περιγραφή τεχνικών έργων

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 T1, T2, T3, T4, T5)
- ii.Γέφυρα Αριστερής Παραγλαύκιας Αρτηρίας (τεχνικά T6,T7, T8, T9, T10)
- iii.Γέφυρα Κλάδου Γ (τεχνικό T17)
- iv.Γέφυρα Κλάδου Δ (τεχνικά T15, T16)
- v.Επέκταση Υφιστάμενης Ακτής Δυμαίων
- vi.Τοίχοι Αντιστήριξης



Σχήμα 3.1: Διάταξη τεχνικών.

3.3 Παραδοχές

3.3.1 Υλικά Κατασκευής

❖ Προεντεταμένο σκυρόδεμα:	Φορέας ανωδομής C40/50
❖ Οπλισμένο σκυρόδεμα:	Μεσόβαθρα C30/37
	Ακρόβαθρα, Κεφαλόδεσμοι C20/25
	Πάσσαλοι C20/25
	Πλάκες Πρόσβασης C20/25
	Τοίχοι Αντιστήριξης, πτερυγότοιχοι C20/25
	Πεζοδρόμια C40/50
❖ Άοπλο σκυρόδεμα :	P ύσεων, προστασίας μόνωσης C12/15
	Εξομάλυνσης C12/15
❖ Χάλυβας οπλισμού γενικά:	Bst 500s
❖ Χάλυβας προέντασης:	Y1860S7 1600/1860

3.3.2 Φορτία

-Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.0 kN/m ³
-Ίδιο βάρος άοπλου σκυροδέματος	24.0 kN/m ³
-Ίδιο βάρος ασφαλτικών	24.0 kN/m ³
-Ίδιο βάρος γαιών	20.0 kN/m ³
-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 (T ₁ =0.2s, T ₂ =0.8s)
-Συντελεστής σπουδαιότητας	γ=1.00
-Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	q _x =1.50
	Εγκάρσιος q _γ =1.50
	Κατακόρυφος q _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 Περιγραφή τεχνικού

3.4.1 Γενική περιγραφή ανώδομης

Το τεχνικό Τ7 βρίσκεται στην Αριστερά Παραγλαύκια Αρτηρία, μεταξύ της Χ.Θ. 0+275.02 και Χ.Θ. 0+378.06 και έχει συνολικό μήκος 102.77m από αρμό σε αρμό. Ο φορέας του Τεχνικού Τ7 χωρίζεται από το τεχνικό Τ6 με αρμό διαστολής στην θέση του μεσόβαθρου Μ4.Α και από το τεχνικό Τ8 με αρμό διαστολής στην θέση του μεσόβαθρου Μ7.Α. Πρόκειται για γέφυρα με φορέα κιβωτοειδούς διατομής από προεντεταμένο σκυρόδεμα τριών ανοιγμάτων 30.70m+41.32m+30.89m, συνολικού πλάτους 10.66m από το οποίο 1.63m καταλαμβάνονται από το αριστερό πεζοδρόμιο, 1.03m από το δεξιό πεζοδρόμιο, και το υπόλοιπο πλάτος από την επιφάνεια κυκλοφορίας πλάτους 8.00m.

Οριζοντιογραφικά η χάραξη της οδού ακολουθεί αριστερόστροφη καμπύλη αρχικά με μεταβλητή ακτίνα καμπυλότητας μέχρι το μεσόβαθρο M5.A και στη συνέχεια μέχρι το μεσόβαθρο M7.A με σταθερή ακτίνα καμπυλότητας 230m. Μηκοτομικά η οδός ακολουθεί ανοδική παραβολική χάραξη με μεταβλητή κλίση από 3.6% έως 0.0%.

Ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από μονοκύψελο κιβώτιο ύψους 2.5m από προεντεταμένο σκυρόδεμα C40/50. Το πλάτος της άνω πλάκας είναι 10.16m και το πλάτος της κάτω πλάκας είναι 5.50m. 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: μεσόβαθρο M4.A Χ.Θ. 0+276.27 (2 εφέδρανα), μεσόβαθρο M5.A Χ.Θ. 0+305.75 (2 εφέδρανα), μεσόβαθρο M6.A Χ.Θ. 0+347.12 (2 εφέδρανα) και μεσόβαθρο M7.A Χ.Θ. 0+376.81 (2 εφέδρανα).

3.4.2 Περιγραφή μεσόβαθρων

Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από ένα στύλο και κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37. Τα μεσόβαθρα M4.A έως και M6.A έχουν κυκλική διατομή διαμέτρου 2.50m. Το μεσόβαθρο M7.A έχει ορθογωνική διατομή με το ένα άκρο ημικυκλικό με εξωτερικές διαστάσεις 2.50m x 2.50m Τα μεσόβαθρα έχουν συνολικό ύψος 7.25m για το M4.A, 8.05m για το M5.A, 8.45m για το M6.A και 8.17m για το M7.A.

Στην κορυφή των μεσόβαθρων διαμορφώνεται κεφαλή για την έδραση του φορέα μέσω των εφεδράνων με μεταβλητό ύψος από 1.0m έως 2.0m για τα μεσόβαθρα M4.A και M7.A και από 1.0m έως 2.5m για τα μεσόβαθρα M5.A και M6.A. Το πλάτος της κεφαλής κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι 5.50m. Το μήκος της κεφαλής κατά την διαμήκη διεύθυνση είναι 4.40m για το μεσόβαθρο M4.A και 2.50m για τα μεσόβαθρα από M5.A έως M7.A. Η κεφαλή του μεσοβάθρου M4.A είναι κοινή, πάνω στην οποία εδράζονται το Τεχνικό T6 και το Τεχνικό T7. Το βάθρο M7.A είναι ανεξάρτητο από το βάθρο M7.A του Τεχνικού T8. Τα δύο βάθρα διαθέτουν διάκενο 0.10m.

3.4.3 Περιγραφή Θεμελίωσης

Η θεμελίωση του τεχνικού στις θέσεις των μεσόβαθρων M4.A, M5.A, M6.A και M7.A πραγματοποιείται μέσω καννάβου πασσάλων Φ1.20 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 κεφαλόδεσμων σε κάθε θέση θεμελίωσης βάθρου έχουν ως εξής:

Μεσόβαθρο	Διάταξη πασσάλων (πλήθος διαμήκων x πλήθος εγκαρσίων)	Μήκος πασσάλων	Διαστάσεις κάτοψης κεφαλόδεσμου (μήκος διαμήκως x πλάτος εγκαρσίων)
M4.A	3 x 4	36.2	9.6m x 13.2m
M5.A	4 x 3	38.5	13.2m x 9.6m
M6.A	3 x 4	36.2	9.6m x 13.2m
M7.A	3 x 4	36.0	9.6m x 13.2m

Πίνακας 3.1: Στοιχεία θεμελίωσης μεσοβάθρων

Η θεμελίωση του βάθρου M4.A είναι κοινή με το Τεχνικό T6 και του βάθρου M7.A κοινή με το Τεχνικό T8. 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 M4.A, M5.A, M6.A και M7.A προβλέπεται σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη η κατασκευή καννάβο χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση. Κάτω από την επιφάνεια έδρασης των κεφαλόδεσμων 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.

3.4.4 Αρμοί

Στα άκρα του καταστρώματος τοποθετούνται αρμοί συστολοδιαστολής. Και οι δύο αρμοί στα μεσόβαθρα M4.A και M7.A είναι τύπου ALGAFLEX TM400 ή ανάλογου τύπου, με ικανότητα μετακίνησης $\pm 200\text{mm}$, χωρίς προρύθμιση. Για τις προδιαγραφές τους βλέπε σχέδιο λεπτομερειών της μελέτης.

3.4.5 Εφέδρανα

Για την έδραση του φορέα σε κάθε βάθρο χρησιμοποιούνται απλά αγκυρούμενα ελαστομεταλλικά ορθογωνικά εφέδρανα τύπου ALGABLOC NB4 1100x1100/354(234) ή ανάλογου τύπου. Συνολικά τοποθετούνται 8 εφέδρανα. Για τις προδιαγραφές τους βλέπε σχέδιο λεπτομερειών της μελέτης.

3.4.6 Προένταση

Η προένταση του φορέα της ανωδομής πραγματοποιείται μονόπλευρα και σύμφωνα με τις φάσεις κατασκευής με δεκαέξι (16) τένοντες, οκτώ 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 L22 (22 κλώνοι). Χαρακτηριστικά συστήματος προέντασης:

Συντελεστής τριβής:	0.20
Συντελεστής αθέλητης κλίσης:	0.30deg/m
Ολίσθηση σφήνας κατά την αγκύρωση:	5mm
Διάμετρος σωλήνα περιβλήματος:	117mm
Ελάχιστο ευθύγραμμο μήκος στην αγκύρωση:	1.20m
Ελάχιστη ακτίνα καμπυλότητας:	8.60m
Ελάχιστη επικάλυψη καλωδίων:	106mm
Ελάχιστη αξονική απόσταση μεταξύ τενόντων:	210mm
Ονομαστική διάμετρος κλώνου τένοντα: 0.6" =	15.2mm
Επιφάνεια κλώνου:	150mm ²
Βασική δύναμη προέντασης κλώνου:	
	$F_p = 0.65 \times (1860 \times 150) = 0.65 \times 265.5 = 181.35 \text{ kN}$
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 τσιμεντένεση 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.

3.4.7 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 μεσόβαθρων και ακροβάθρων τοποθετείται αντιρρυπαντική επάλειψη

3.4.8 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.

3.4.9 Πεζοδρόμια - Σηθαιία ασφαλείας

Τα πεζοδρόμια του φορέα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C40/50. Το εσωτερικό (δεξιό) πεζοδρόμιο έχει πλάτος 1.03m και το εξωτερικό (αριστερό) 1.63m. Κατά μήκος και των δύο πεζοδρομίων τοποθετείται στηθαίο ασφαλείας τύπου ΣΤΕ-9. Κατά μήκος των πεζοδρομίων διαμορφώνονται αρμοί ανά περίπου 7.10m, με εύρος 0.02m.

3.4.10 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 γεωυφάσματος διαχωρισμού.
5. Κατασκευή των κεφαλόδεσμων θεμελίωσης.
6. Κατασκευή των μεσοβάθρων και της κεφαλής τους.
7. Επανεπίχωση κεφαλόδεσμων.
8. Κατασκευή του φορέα της ανωδομής σε φάσεις εδραζόμενου επί των τελικών εφεδράνων. Η κατασκευή του φορέα γίνεται από το μεσόβαθρο M4.A προς το μεσόβαθρο M7.A σε φάσεις του ενός ανοίγματος. Σε κάθε φάση γίνεται τάνυση των αντίστοιχων τενόντων σύμφωνα με το σχέδιο προέντασης.
9. Οι τένοντες του επόμενου ανοίγματος συνδέονται με τους τένοντες του κατασκευασμένου τμήματος μέσω κατάλληλων συνδέσμων.
10. Κατασκευή των πεζοδρομίων και των στηθαίων ασφαλείας.
11. 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 Γεωλογικές -γεωτεχνικές συνθήκες

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 τη γεωτεχνική έκθεση.

3.5.3 Οριζόντιος και κατακόρυφος δείκτης εδάφους

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.5.4 Έλεγχος θεμελίωσης

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.6 Στατική

3.6.1 Στατική ανάλυση

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα της ανωδομής 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 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 θεμελίωσης 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.

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 (LowerBound) υπολογίζονται μέγιστες μετακινήσεις ενώ με την ανάλυση άνω ορίου (UpperBound) υπολογίζονται μέγιστες δυνάμεις.

Εκτός από την μάζα της γέφυρας λαμβάνεται υπόψη πρόσθετη μάζα που αντιστοιχεί στο 20% του ομοιόμορφου φορτίου κυκλοφορίας. Εξετάζονται όλες οι ιδιομορφές που έχουν σημαντική συμμετοχή στην συνολική απόκριση. 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 της θεμελίωσης των μεσοβάθρων χρησιμοποιούνται οι αντιδράσεις της ανωδομής που αντιστοιχούν στον σεισμικό συνδυασμό καθώς και η αδράνεια των αντίστοιχων στοιχείων της θεμελίωσης.

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 σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

(Θεμελιώδεις συνδυασμοί - Εκτός Σεισμού)

Λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων από τους ακόλουθους

$$\sum_{j \geq 1} Y_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

$G_{k,j}$ είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

$Q_{k,1}$ είναι η κύρια μεταβλητή δράση

$Q_{k,i}$ είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση.

Οι συντελεστές γ_G , γ_P , γ_Q λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.1 και οι συντελεστές ψ_0 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σεισμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

$G_{k,j}$ είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

A_{Ed} είναι η σεισμική δράση

$Q_{k,i}$ είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.3 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

$G_{k,j}$ είναι μία μόνιμη δράση
 P είναι η δράση προέντασης
 A_d είναι η τυχηματική δράση
 $Q_{k,1}$ είναι η κύρια μεταβλητή δράση
 $Q_{k,i}$ είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση
 Οι συντελεστές ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.4 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Σπάνιος συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»
 Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»
 $G_{k,j}$ είναι μία μόνιμη δράση
 P είναι η δράση προέντασης
 $Q_{k,1}$ είναι η κύρια μεταβλητή δράση
 $Q_{k,i}$ είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές ψ_0 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.5 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Συχνός συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»
 Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»
 $G_{k,j}$ είναι μία μόνιμη δράση
 P είναι η δράση προέντασης
 $Q_{k,1}$ είναι η κύρια μεταβλητή δράση
 $Q_{k,i}$ είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές ψ_1, ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN

FB101 πίνακας C.2.

3.6.3.6 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Οιονεί -Μόνιμος συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_k , είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

$Q_{k,i}$ είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές Ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.7 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας οπλισμένου σκυροδέματος

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 την τιμή $0.60f_{ck}$.

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 οριακή κατάσταση λειτουργίας προεντεταμένου σκυροδέματος

3.8.1 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στο 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 στο 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 $0.65f_{pk}$.

3.8.3 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.2 για τον 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 την τιμή $0.60f_{ck}$.

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.

3.9 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος

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

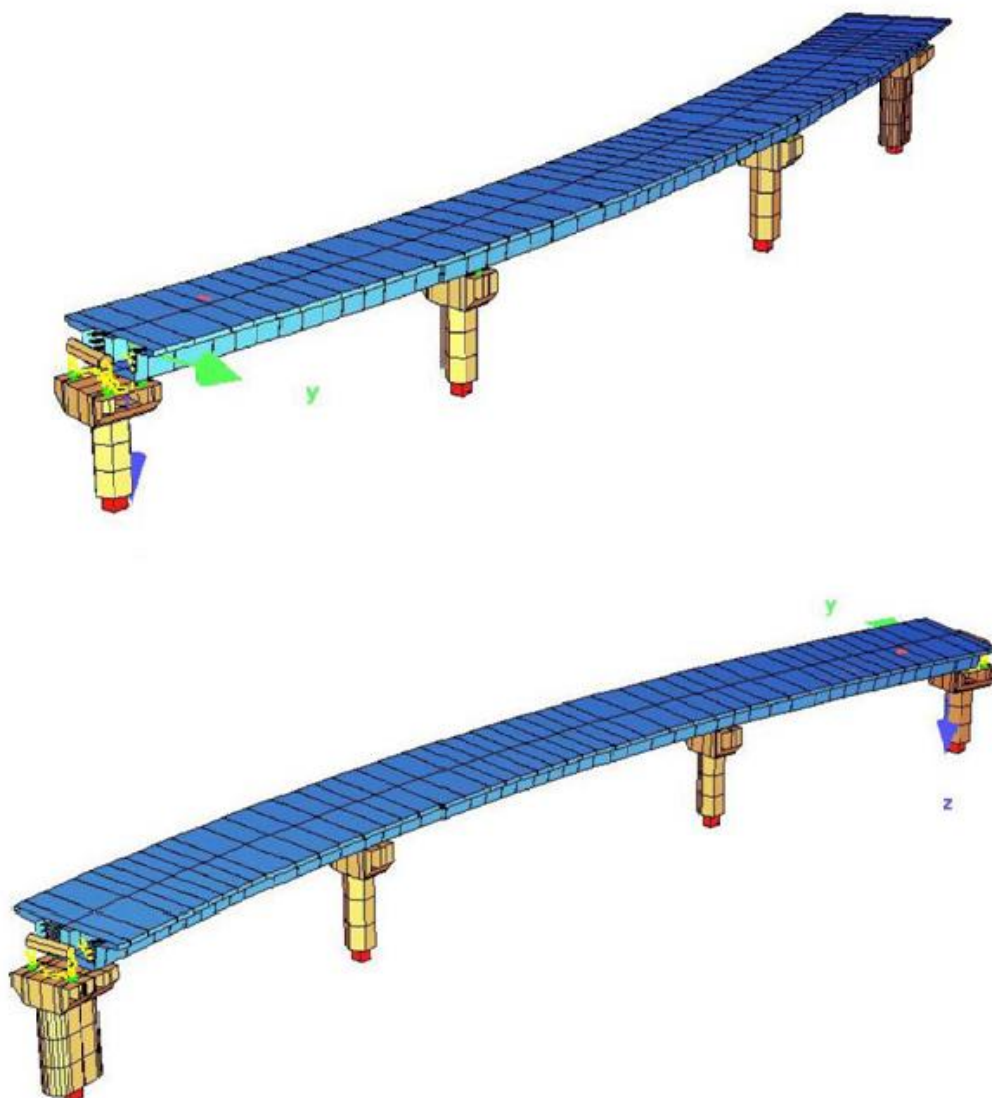
3.10 Ανάλυση φορέα ανωδομής και βάθρων

3.10.1 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). Η γεωμετρία του προσομοιώματος του φορέα ανωδομής παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	GROUP
ΦΟΡΕΑΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	11 έως 13
ΚΟΡΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	1 έως 5
ΚΕΦΑΛΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	51 έως 55
ΕΦΕΔΡΑΝΑ	21 έως 25
	31 έως 35
	41 έως 45
ΒΟΗΘΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	61, 64 και 65

Πίνακας 3.2: Ενότητες στοιχείων φορέα (groups)



Σχήμα 3.2: Προσομοίωμα φορέα ανωδομής.

3.10.2 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.

3.10.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα, G_0

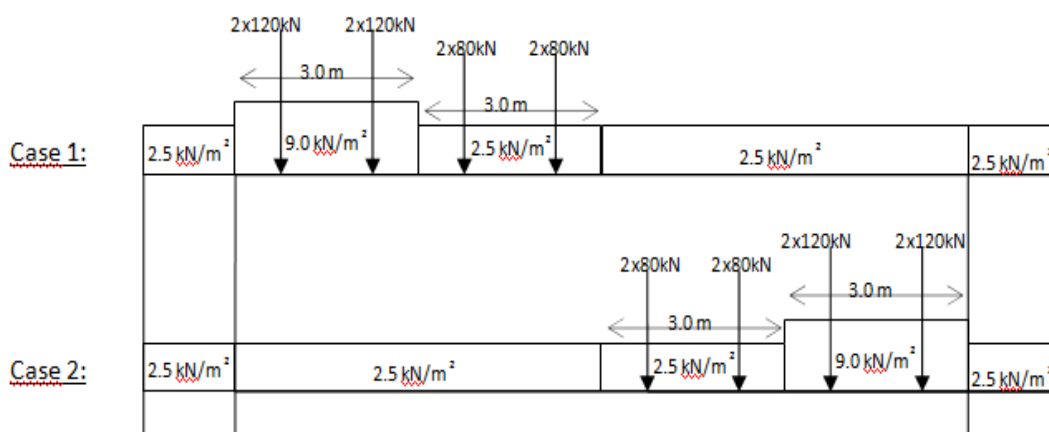
Υπολογίζεται εσωτερικά από το πρόγραμμα ανάλυσης με βάση τις διατομές των μελών, που έχουν περιγραφεί και το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος: $\gamma_B = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

3.10.2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία, G_1

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

3.10.2.3 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.

3.10.2.4 Προένταση, P

Η φόρτιση της προέντασης επιλύεται επιπλέον στο τελικό σύστημα λαμβάνοντας υπόψη την κατάλληλη διατομή του φορέα (πριν την τσιμεντένευση). 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.

3.10.2.5 Ομοιόμορφη αύξηση 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 $T_{max}=+45^\circ\text{C}$ είναι $T_{e,max} = T_{max}+45.0^\circ\text{C}$. Για $T_0 = 15^\circ\text{C}$ προκύπτει τιμή ομοιόμορφης αύξησης θερμοκρασίας $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = +30.0^\circ\text{C}$.

3.10.2.6 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 $T_0 = 15^\circ\text{C}$ προκύπτει τιμή ομοιόμορφης μείωσης θερμοκρασίας $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -23.0^\circ\text{C}$.

3.10.2.7 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 $\Delta T_{M,heat} = 10^\circ\text{C}$.

3.10.2.8 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 $\Delta T_{M,cool} = 5^\circ\text{C}$.

3.10.2.9 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 και γίνεται ίση με $+50.0^\circ\text{C}$. Η φόρτιση αυτή εισάγεται για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων στην θέση των αρμών συστολοδιαστολής και των εφεδράνων.

3.10.2.10 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 και γίνεται ίση με -43.0°C . Η φόρτιση αυτή εισάγεται για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων στην θέση των αρμών συστολοδιαστολής και των εφεδράνων.

3.10.2.11 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 θερμοκρασίας ΔT_M

$$\Delta T_N + 0.75 \times \Delta T_M$$

$$0.35 \times \Delta T_N + \Delta T_M$$

3.10.2.12 Διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων [PS]

Λαμβάνεται κατακόρυφη βύθιση 20mm στην θέση στήριξης στην βάση κάθε μεσόβαθρου. Λαμβάνεται υπόψη υποχώρηση οποιασδήποτε στήριξης εάν αυτή δίνει δυσμενή αποτελέσματα.

3.10.2.13 Φορτία από άνεμο [W]

Οι τιμές της ανεμοπίεσης p_{wk} 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).

3.10.2.14 Τροχοπέδηση [BR]

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

$$Q_{Ik} = 0,6 a_{QI} \cdot (2Q_{Ik}) \div 0,10 a_{QI} \cdot q_{Ik} \cdot w_I \cdot L \text{ και } 360 a_{QI} \leq Q_{Ik} \leq 900 \text{KN}$$

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

3.10.2.15 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 ($d_{eff}=2A/u$, όπου A το εμβαδόν της διατομής και u το ανάπτυγμα της εκτεθειμένης επιφάνειας σε ξήρανση λαμβάνοντας την μισή εξωτερική περίμετρο και ολόκληρη την εξωτερική). 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 $T=20^0$ 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.

Φορτίσεις σεισμού

3.11 Σεισμός σχεδιασμού (EQ)

Η σεισμική ανάλυση πραγματοποιείται όπως αναφέρθηκε στις παραγράφους 5.2 και 5.3. Η χωρική επαλληλία των τριών διευθύνσεων της σεισμικής δράσης λαμβάνεται υπόψη σύμφωνα με τις «Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104»: $E_i \pm 0.30 \times E_j \pm 0.30 \times E_k$

3.12 Υπολογιζόμενες φορτίσεις

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

Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
8001	Μόνιμα φορτία στο τελικό σύστημα
8002	Πρόσθετα μόνιμα φορτία στο τελικό σύστημα
8003	Προένταση στο τελικό σύστημα (σε χρόνο 0)
8004	Επιρροή συστολής ξήρανσης, ερπυσμού και χρόνιων απωλειών της προέντασης κατά την κατασκευή
8005	Επιρροή συστολής ξήρανσης, ερπυσμού και χρόνιων απωλειών της προέντασης σε χρόνο άπειρο
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 – οιονεί μόνιμος συνδυασμός
3000~3098	Ιδιομορφές φορέα (ανάλυση άνω ορίου)
3101~3108	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση X
3201~3208	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Y

3301~3308	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Z
3500~3598	Ιδιομορφές φορέα (ανάλυση κάτω ορίου)
3151~3158	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση X

Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
3251~3258	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Y
3351~3358	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Z
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 9141~9142	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση δυνάμεων εφεδράνων (άνω ορίου)

Πίνακας 3.3 :Φορτίσεις ανωδομής

3.13 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τις παραγράφους 5.1 έως 5.6 του παρόντος.

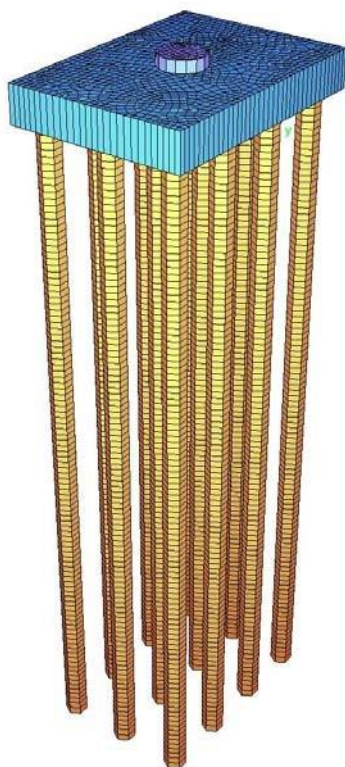
3.14 ΑΝΑΛΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ

3.14.1 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. Η γεωμετρία του προσομοιώματος της θεμελίωσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.4.

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

Πίνακας 3.4: Ενότητες στοιχείων θεμελίωσης μεσόβαθρου (groups)



Σχήμα 3.4: Προσομοίωμα θεμελίωσης βάθρου.

3.14.2 Βασικές φορτίσεις

3.14.2.1 Ίδιο βάρος (LC1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος του κεφαλόδεσμου.

3.14.2.2 Ίδιο βάρος επίχωσης (LC1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος της επίχωσης επάνω στον κεφαλόδεσμο.

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

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

Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha = \frac{Rd(t)}{g} = 0.24$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

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

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

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

Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha = \frac{Rd(t)}{g} = 0.24$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

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

3.14.2.5 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 μεσόβαθρου που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας.

3.14.2.6 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.

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

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

3.14.2.8 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 μεσόβαθρου που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής (ικανοτικά μεγέθη $q=1.0$).

3.14.2.9 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 μεσόβαθρου που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής (σεισμικός συνδυασμός με $q=1.5$).

3.15 Συνδυασμοί φορτίσεων

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

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ (LCs)	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
1201~1212 1101~1116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – οιονεί μόνιμος 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 4101~4116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας - Σεισμικός συνδυασμός (σεισμός σχεδιασμού με $q=1.5$).

Πίνακας 3.5: Συνδυασμοί φορτίσεων θεμελίωσης μεσόβαθρου

Στις παραπάνω φορτίσεις οι x201 έως x212 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών στοιχείων δοκού. Οι x101 έως x116 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών επιφανειακών στοιχείων κελύφους.

3.16 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τις παραγράφους 5.1 έως 5.6 του παρόντος.

3.17 Υδραυλικά στοιχεία

Για την αποχέτευση του καταστρώματος βλέπε σχετική υδραυλική μελέτη.

3.18 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ
ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7**

ΧΩΜΑΤΟΥΡΓΙΚΑ

Γενικές εκσκαφές από στάθμη φυσικού εδάφους

Εμβαδόν διατομής * πλάτος = όγκος

μσόβαθρο	Μετρήσεις	Όγκος (m ³)	Όγκος (m ³)
μσόβαθρο Μ4.Α	$21.84 \cdot 25.43 \cdot 2.41 + (5.77 \cdot 22.82) =$	1470	1470
μσόβαθρο Μ5.Α	$25.52 \cdot 21.82 \cdot 2.39 + (6.85 \cdot 19.22) =$	1463	1463
μσόβαθρο Μ6.Α	$21.93 \cdot 25.4 \cdot 2.41 + (5.77 \cdot 22.82) =$	1474	1474
μσόβαθρο Μ7.Α	$21.92 \cdot 25.51 \cdot 2.66 + (5.77 \cdot 22.82) =$	1619	1619

**ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ
ΕΚΣΚΑΦΩΝ**

6026 m³

Επανεπίχωση

όγκος

όγκος

μσόβαθρο	Μετρήσεις	Όγκος (m ³)	Όγκος (m ³)
μσόβαθρο Μ4.Α	$1470 - (5.77 \cdot 22.82) - 13.6(9.6 \cdot 13.2 \cdot 2) - 0.31 \cdot 4.91 =$	1070	1070
μσόβαθρο Μ5.Α	$1463 - (6.85 \cdot 19.22) - 13.6(13.2 \cdot 9.6 \cdot 2) - 0.29 \cdot 4.91 =$	1063	1063
μσόβαθρο Μ6.Α	$1474 - (5.77 \cdot 22.82) - 13.6(9.6 \cdot 13.2 \cdot 2) - 0.27 \cdot 4.91 =$	1074	1074
μσόβαθρο Μ7.Α	$1619 - (5.77 \cdot 22.82) - 13.6(9.6 \cdot 13.2 \cdot 2) - 0.43 \cdot 5.58 =$	1218	1218

**ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ
ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ:**

4424 m³

Μεταβατική επίχωση

0 m³

επιφάνεια πλάτος
0 0.00

όγκος
0 m³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΕΠΙΧΩΣΗΣ:

Φρεατοπάσσαλος Φ1.20

1762.8 m

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ
ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7**

Χαλικοπάσσαλος Φ1.00

	πλήθος	διάμετρος	μήκος	συνολ. όγκος	συνολικό μήκος
μεσόβαθρο M4.A	79	1.0	11.0	682.5 m ³	869 m
μεσόβαθρο M5.A	77	1.0	11.5	695.5 m ³	886 m
μεσόβαθρο M6.A	80	1.0	11.5	722.6 m ³	920 m
μεσόβαθρο M7.A	75	1.0	12.0	706.9 m ³	900 m
				2807.4 m³	

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:

3575 m

Στρώση αμμοχάλικου με ιδιότητες στραγγιστηρίου

	πλάτος	μήκος	πάχος	όγκος
μεσόβαθρο M4.A	19.2	22.8	0.3	131.6 m ³
μεσόβαθρο M5.A	22.8	19.2	0.3	131.6 m ³
μεσόβαθρο M6.A	19.2	22.8	0.3	131.6 m ³
μεσόβαθρο M7.A	19.2	22.8	0.3	131.6 m ³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟΥ ΜΕ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΟΥ

526.3 m³

Γεώφασμα διαχωρισμού υλικών

	πλάτος	μήκος	επιφάνεια
μεσόβαθρο M4.A	23.1	19.5	451.3 m ²
μεσόβαθρο M5.A	19.5	23.1	451.3 m ²
μεσόβαθρο M6.A	23.1	19.5	451.3 m ²
μεσόβαθρο M7.A	23.1	19.5	451.3 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ ΥΛΙΚΩΝ

1805.2 m²

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΑ

Σκυρόδεμα C12/15 άοπλο, εξομαλυντικών στρώσεων

	επιφάνεια	πάχος	όγκος
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M4.A	136	0.1	13.6 m ³
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M5.A	136	0.1	13.6 m ³
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M6.A	136	0.1	13.6 m ³
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M7.A	136	0.1	13.6 m ³

	όγκος
Σκυρόδεμα διαμόρφωσης ρύσεων φορέα ανωδομής	0 m ³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:

54.4 m³

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ
ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7**

Σκυρόδεμα C20/25 οπλισμένο

	μήκος	πλάτος	πάχος		
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M4.A	9.6	13.2	2	253.4	m ³
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M5.A	13.2	9.6	2	253.4	m ³
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M6.A	9.6	13.2	2	253.4	m ³
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M7.A	9.6	13.2	2	253.4	m ³

ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΕΡΙΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΣΤΟ ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΤΩΝ ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:

1013.8 m³

Σκυρόδεμα C30/37 οπλισμένο

	ύψος (m)	εμβαδόν διατομής (m ²)	όγκος	
κορμός μεσόβαθρου M4.A	5.25	4.91	25.8	m ³
κορμός μεσόβαθρου M5.A	5.55	4.91	27.3	m ³
κορμός μεσόβαθρου M6.A	5.95	4.91	29.2	m ³
κορμός μεσόβαθρου M7.A	6.17	5.58	34.4	m ³

	μήκος (m)	εμβαδόν εγκάρσιας τομής (m ²)	όγκος	
κεφαλή μεσοβάθρου M4.A	4.4	10.00	44.0	m ³
κεφαλή μεσοβάθρου M5.A	2.5	12.75	31.9	m ³
κεφαλή μεσοβάθρου M6.A	2.5	12.75	31.9	m ³
κεφαλή μεσοβάθρου M7.A	2.5	10.00	25.0	m ³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:

249.4 m³

Σκυρόδεμα C40/50 οπλισμένο

	συν. επιφάνεια	μήκος	όγκος	
αριστερό πεζοδρόμιο φορέα	0.7	100.39	70.3	m ³
δεξί πεζοδρόμιο φορέα	0.5	104.97	52.5	m ³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:

122.8 m³

Σκυρόδεμα C40/50 προεντεταμένο

	όγκος	όγκος	
Φορέας Καταστρώματος	1025.2	1025.2	m ³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:

1025.2 m³

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7

ΣΙΔΗΡΟΠΛΙΣΜΟΙ

Σιδηρός σπλισμός (BSt 500s)

	όγκος σκυρ. (m ³)	βάρος	ποσότητα σπλισμού (kg/m ³)
Πάσσαλοι M4.A	491.3	67828.5 kg	138.1
Πάσσαλοι M5.A	522.5	70073.5 kg	134.1
Πάσσαλοι M6.A	491.3	67828.5 kg	138.1
Πάσσαλοι M7.A	488.6	68577.3 kg	140.4
Κεφαλόδεσμος M4.A	253.4	43785.8 kg	172.8
Κεφαλόδεσμος M5.A	253.4	33958.2 kg	134.0
Κεφαλόδεσμος M6.A	253.4	33958.2 kg	134.0
Κεφαλόδεσμος M7.A	253.4	37864.9 kg	149.4
Μεσόβαθρο M4.A	69.8	15743.4 kg	225.6
Μεσόβαθρο M5.A	59.1	10339.1 kg	174.9
Μεσόβαθρο M6.A	61.1	10285.8 kg	168.4
Μεσόβαθρο M7.A	59.4	12090.5 kg	203.4
σύνολο υποδομής	3256.9	472333.7 kg	145.0
φορέας ανωδομής - 1η φάση		24034.1 kg	
φορέας ανωδομής - 2η φάση		26584.6 kg	
φορέας ανωδομής - 3η φάση		14209.1 kg	
φορέας ανωδομής - κατά πλάτος τομές		166070.1 kg	
σύνολο φορέα ανωδομής	1148.0	230898 kg	201.14

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ :

703232 kg

ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

Σκληρός χάλυβας προέντασης 1600/1860

	επιφάνεια κλώνου (mm ²)	αριθμός κλώνων	Συν. μήκος τενόντων (m)	βάρος
τένοντες 22T15	150	22	1640.2	42489 kg
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ :				42489 kg

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ
ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7**

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΑ

Επιφανειακό τελείωμα τύπου Γ

	επιφάνεια (m ²)	επιφάνεια
κατάστρωμα (κάτω εμφανής επιφ.)	13.4*102.68= 1375.9	1375.9 m ²
πεζοδρόμιο αριστερά	2.77*100.39= 278.1	278.1 m ²
πεζοδρόμιο δεξιά	2.08*104.97= 218.3	218.3 m ²
μεσόβαθρο M4.A	$10*2+1*4.4*2+1.41*4.4*2+(3.5*4.4-4.91)+7.85*4.94=$ 90.5	90.5 m ²
μεσόβαθρο M5.A	$12.75*2+1.5*2.5*2+1.41*2.5*2+(3.5*2.5-4.91)+7.85*5.26=$ 85.2	85.2 m ²
μεσόβαθρο M6.A	$12.75*2+1.5*2.5*2+1.41*2.5*2+(3.5*2.5-4.91)+7.85*5.68=$ 88.5	88.5 m ²
μεσόβαθρο M7.A	$10*2+1*2.5*2+1.41*2.5*2+(3.5*4.4-5.58)+8.93*5.74=$ 93.1	93.1 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΟΣ ΤΥΠΟΥ Γ:

2229.6 m²

Αντιρρυπαντική επάλειψη

2229.6 m²

ΜΟΝΩΣΕΙΣ

Διπλή ασφαλτική επάλειψη

	επιφάνεια (m ²)	επιφάνεια
μεσόβαθρο M4.A	$(9.6+9.6+13.2+13.2)*2+(126.7-4.91)+7.85*0.31=$ 215.4	215.4 m ²
μεσόβαθρο M5.A	$(13.2+13.2+9.6+9.6)*2+(126.7-4.91)+7.85*0.29=$ 215.3	215.3 m ²
μεσόβαθρο M6.A	$(9.6+9.6+13.2+13.2)*2+(126.7-4.91)+7.85*0.27=$ 215.1	215.1 m ²
μεσόβαθρο M7.A	$(9.6+9.6+13.2+13.2)*2+(126.7-4.91)+8.93*0.43=$ 216.8	216.8 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ ΑΣΦΑΛΤΙΚΗΣ ΕΠΑΛΕΙΨΗΣ:

862.6 m²

Στεγάνωση με ειδικές μεμβράνες

επιφάνεια οδοστρώματος	επιφάνεια (m ²)	επιφάνεια
	822.4	822.4 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:

822.4 m²

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7

Υλικό μόρφωσης αρμού τύπου Flexcell ή ανάλογο

	θέσεις	μήκος	πάχος	επιφάνεια
πεζοδρόμια αριστερά	13	1	0.68 (επιφάνεια)	8.84 m ²
πεζοδρόμια δεξιά	14	1	0.43 (επιφάνεια)	6.02 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:

14.9 m²

Σφράγιση οριζόντιων αρμών με PLASTIC 77 ή ανάλογο

	θέσεις	μήκος	μήκος
πεζοδρόμια αριστερά	13	1.63	21.19 m
πεζοδρόμια δεξιά	14	1.03	14.42 m

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:

35.6 m

σφράγιση κατακόρυφων-κεκλιμένων αρμών με PLASTIJOINT ή ανάλογο

	θέσεις	μήκος	μήκος
πεζοδρόμια αριστερά	13	1.06	13.78
πεζοδρόμια δεξιά	14	1.06	14.84

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:

28.6 m

ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ

Σωλήνας PVC Φ200 στραγγιστηρίων

μήκος	μήκος
0 m	0.0

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:

0.0 m

Γεωύφασμα στραγγιστηρίων

μήκος (m)	περίμετρος (m)	επιφάνεια
0	0.00	0.0 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΓΕΩΨΦΑΣΜΑΤΟΣ:

0.0 m²

Υλικό πλήρωσης στραγγιστηρίων

μήκος (m)	επιφάνεια (m ²)	όγκος
0	0.00	0.0 m ³

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΥΛΙΚΟΥ ΠΛΗΡΩΣΗΣ:

0.0 m³

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ - ΤΕΧΝΙΚΟ 7

ΔΙΑΦΟΡΑ

Στηθαίο ασφαλείας ΣΤΕ-9

	μήκος	μήκος
αριστερή οριογραμμή	100.39 m	100.4 m
δεξιά οριογραμμή	104.97 m	105.0 m

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΣΤΕ-9: 205.4 m

Αρμοί διαστολής-συστολής συνολικού εύρους μετακίνησης Dk=60mm

	Dk (mm)	μήκος επι οδοστρώματος (m)	συν. ανηγμένο μήκος
μεσόβαθρο M4.A, αναγωγή σε Dk=60mm	400	8	53.33 m
μεσόβαθρο M7.A, αναγωγή σε Dk=60mm	400	8	53.33 m

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ: 106.67 m

Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

επιφάνεια κάτοψης	συνολικό ύψος	πλήθος	όγκος
1.21 m ²	0.354 m	8 τεμ	3426.72 lit

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΠΛΗΘΟΣ: 3426.7 lit

Ασφαλτική ισωπεδωτική στρώση πάχους 0.05m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	1	822.4	822.4 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ: 822.4 m²

Ασφαλτική στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.05m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	1	822.4	822.4 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ: 822.4 m²

Αντιολισθηρή στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.04m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	1	822.4	822.4 m ²

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ: 822.4 m²

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ
ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ – ΤΕΧΝΙΚΟ 7

α/α	Κωδικός Άρθρου	Είδος εργασιών	Άρθρο αναθεώρησης	Μονάδα	Ποσότητα
ΧΩΜΑΤΟΥΡΓΙΚΑ					
		ΕΚΣΚΑΦΕΣ			
1	ΝΑΟΔΟ Α1Α02	Εκσκαφή σε έδαφος γαιώδες - ημιβραχώδες	ΝΟΔΟ 1123.Α	m ³	6026
		ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ			
2	ΝΑΟΔΟ Α1Α20	Κατασκευή επιχωμάτων	ΝΟΔΟ 1530	m ³	4424
3	ΝΑΟΔΟ Α1Β04.2	Μεταβατικά επιχώματα τεχνικών έργων και επιχώματα ζώνης αγωγών από κοκκώδη υλικά	ΥΔΡ 6068	m ³	0
		ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΟΙ			
4	ΝΑΟΔΟ Α1Β26.4	Φρεατοπάσσαλος Φ1.20m	ΝΟΔΟ 2731	m	1763
		ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΙ			
5	ΝΑΟΔΟ Α1Β72	Χαλικοπάσσαλος Φ1.00m		m	3575
6		Στρώση αμμοχάλικου με ιδιότητες στραγγιστηρίου		m ³	526
7	ΝΑΟΔΟ Α1Β64.2	Γεώφασμα διαχωρισμού υλικών		m ²	1805
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ					
		ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			
8	ΝΑΟΔΟ Α1Β29.2.2	Σκυρόδεμα C12/15 (B10) κοιτο στρώσεων, περιβλημάτων αγωγών, εξομαλυντικών στρώσεων κλπ	ΟΔΟ-2531	m ³	54.4
9	ΝΑΟΔΟ Α1Β29.4.5	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C20/25 βάθρων, πλακών πρόσβασης, τοίχων, θωρακίων, κλπ	ΝΟΔΟ 2551	m ³	1013.8
10	ΝΑΟΔΟ Α1Β29.5.1	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C30/37 βάθρων για το ύψος τους μέχρι 10m από το έδαφος, θωρακίων, προσκεφαλαίων, δοκών έδρασης, κεφαλόδεσμων	ΝΟΔΟ 2551	m ³	249.4
11	ΝΑΟΔΟ Α1Β29.6.1	Σκυρόδεμα οπλισμένο, κατηγορίας C40/50 κορμών, μεσοβάθρων, με ολισθαίνοντα ή αναριχύμενο ξυλότυπο.	ΝΟΔΟ 2565	m ³	122.8
12	ΝΑΟΔΟ Α1Β29.6.2.2	Σκυρόδεμα προεντεταμένο, κατηγορίας C40/50 κιβωτιοειδών φορέων επί ικριωμάτων 7.0<H<15.0	ΝΟΔΟ 2566	m ³	1025.2
		ΟΠΛΙΣΜΟΙ			
13	ΝΑΟΔΟ Α1Β30.2	Σιδηρούς οπλισμός STIII (S400) ή ST IV (S500s) εκτός υπόγειων έργων	ΝΟΔΟ 2612	kg	703232
		ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ			
14	ΝΑΟΔΟ Α1Β31.2	Σκληρός χάλυβας προέντασης 170/190	ΝΟΔΟ 2602	kg	42489.4
ΜΟΝΩΣΕΙΣ					
		ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ			
15	ΝΑΟΔΟ Α1Β36	Μόνωση με διπλή ασφαλική επάλαιψη	ΝΟΔΟ 2411	m ²	862.6

16	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ38	Στεγάνωση με ειδικές μεμβράνες	ΝΟΔΟ 2412	m ₂	822.4
17	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ32	Διαμόρφωση επιφανειών σκυροδέματος τύπου Γ	ΥΔΡ 6403	m ₂	2229.6
18	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ35	Αντιρρυπαντική επάλειψη	ΟΙΚ 7902	m ₂	2229.6

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ
ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΓΛΑΥΚΟΥ -
ΤΕΧΝΙΚΟ 7

a/a	Κωδικός Άρθρου	Είδος εργασιών	Άρθρο αναθεώρησης	Μονάδα	Ποσότητα
		ΣΦΡΑΓΙΣΗ ΑΡΜΩΝ			
19	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ43.3	Μόρφωση αρμών με προκατασκευασμένες πλάκες 12mm τύπου FLEXCELL ή αναλόγου	ΥΔΡ 6370	m ₂	14.9
20	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ43.1	Σφράγιση οριζόντιων αρμών με PLASTIC 77 ή αναλόγου	ΥΔΡ 6370	m	35.6
21	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ43.2	Σφράγιση κατακόρυφων - κεκλιμένων αρμών με PLASTI JOINT ή αναλόγου	ΥΔΡ 6370	m	28.6
ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ					
22	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ61.1	Διάτρητοι σωλήνες στραγγιστηρίων Φ0,20m	ΟΔΟ 2861	m	0.0
23	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ64.1	Γεώφασμα στραγγιστηρίων	ΟΙΚ 7914	m ₂	0.0
24	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ62	Πλήρωση τάφρων αποστράγγισης	ΝΟΔΟ 2815	m ₃	0.0
ΔΙΑΦΟΡΑ					
25	ΝΑΟΔΟ ΑΙΕ01.1	Στηθαία ασφαλείας οδών		m	205.4
26	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ45	Αρμοί διαστολής-συστολής εύρους μετακίνησης 60mm	ΝΟΔΟ 2651	m	106.7
27	ΝΑΟΔΟ ΑΙΒ46.1	Σταθερά εφέδρανα γεφυρών Ελαστομεταλλικά ή ελαστομερή	ΝΟΔΟ 2912	lit	3426.7
28	ΝΑΟΔΟ ΑΙΔ07	Ασφαλτική ισωπεδωτική στρώση πάχους 0.05m (Π.Τ.Π. Α265)	ΝΟΔΟ 4421B	m ₂	822.4
29	ΝΑΟΔΟ ΑΙΔ08.1	Ασφαλτική στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.05m (Π.Τ.Π. Α265) με χρήση κοινής ασφάλτου	ΝΟΔΟ 4521B	m ₂	822.4
30	ΝΑΟΔΟ ΑΙΔ09.2	Αντιολισθηρή στρώση από ασφαλτικό σκυρόδεμα 0,04m με χρήση τροποποιημένης ασφάλτου	ΝΟΔΟ 4521B	m ₂	822.4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ- ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

4.1 Εδαφοτεχνικά στοιχεία

Η παρούσα μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Ηλία Αλκαλάη, Πολιτικό Μηχανικό για την εταιρεία ΓιαιαΕργον, τον Απρίλιο 2013 στην Αθήνα.

Σημείωση: Τα σχέδια της παρακάτω μελέτης παρατίθενται στο Παράρτημα-Α της Πτυχιακής Εργασίας.

4.1.1 Γενικές πληροφορίες – Γεωτρήσεις στην περιοχή των τεχνικών

Στη θέση που προβλέπεται να κατασκευαστεί ο ανισόπεδος κόμβος σύνδεσης του λιμένα Πάτρας με τις Παραγλαύκιες αρτηρίες, εκτελέστηκαν από την εταιρία «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ Ε.Π.Ε» το 2007, δεκατέσσερις (14) ερευνητικές δειγματοληπτικές γεωτρήσεις με ονομασία Γ1 έως Γ14.

Η αξιολόγηση των γεωτρήσεων έγινε από την εταιρία «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 για τη συμπλήρωση 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 παρούσας μελέτης θα γίνεται εν συντομία με την ονομασία ΓΕΩΤ/Ν-1 και ΓΕΩΤ/Ν-2. Το τεχνικό Τ7, περιλαμβάνει 4 βάθρα και πιο συγκεκριμένα τα Μ4.Α, Μ5.Α, Μ6.Α, και Μ7.Α. Το μεσόβαθρο Μ7.Α είναι κοινό με το μεσόβαθρο του τεχνικού Τ8 και η μελέτη του έχει υποβληθεί με την μελέτη του τεχνικού Τ8.

Στην περιοχή όπου προβλέπεται να γίνει κατασκευή του τεχνικού Τ7 στην προηγούμενη φάση των ερευνητικών εργασιών είχαν εκτελεστεί οι γεωτρήσεις Γ7 με βάθος 40m, πλησίον της θέσης των μεσόβαθρων Μ4.Α του Τ7 και παρακείμενου Μ4.Δ του τεχνικού Τ1 καθώς και η γεώτρηση Γ6 με βάθος 40m, πλησίον της θέσης του μεσόβαθρου Μ6.Α. Στην παρούσα φάση

εκτελέστηκε η γεώτρηση ΓΝ2 με βάθος 45m στην περιοχή του μεσόβαθρου Μ8.Δ του τεχνικού Τ2 το οποίο βρίσκεται σε μικρή απόσταση από το μεσόβαθρο Μ7.Α. Η θέση των παραπάνω γεωτρήσεων (Γ7, Γ6 και ΓΝ2), παρουσιάζεται στο απόσπασμα της οριζοντιογραφίας του τεχνικού Τ7 που υπάρχει στο παράρτημα της μελέτης.

Στις επόμενες παραγράφους τους τεύχους γίνεται η αξιολόγηση των εδαφοτεχνικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων που έχουν εκτελεστεί στην περιοχή του τεχνικού και στην συνέχεια εκπονείται η μελέτη θεμελίωσης των βάθρων Μ4.Α, Μ5.Α και Μ6.Α του τεχνικού Τ7.

4.1.2 Στρωματογραφία

Με βάση τα αποτελέσματα των ερευνητικών εργασιών στην περιοχή κατασκευής του τεχνικού Τ6 εμφανίζονται οι ακόλουθοι εδαφικοί σχηματισμοί:

Στρώση 1: Αποτελούμενο από τεχνητές επιχωματώσεις αμμοχαλικώδους σύστασης, κυμαινόμενου πάχους από 1.4m (Γ7) έως 3.4m (ΓΝ2). Τα υλικά των επιχωσεων είναι μέσης πυκνότητας.

Στρώση 2: Αποτελείται από ιλυοαμμώδεις σχηματισμούς, οι οποίοι σε ορισμένα βάθη εμφανίζονται σαν ιλυώδη αμμοχάλικα. Το υλικό της στρώσης 2 φθάνουν μέχρι βάθους που κυμαίνεται από 11,5m (Γ7) έως 12,6m (ΓΝ2). Η στρώση 2, μπορεί να διαχωριστεί με βάση τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά του σε (3) υποτμήματα τα οποία είναι:

(2a): Τεφρές/καστανότεφρες ιλυώδεις Άμμοι και αμμώδεις Ιλύες, χαλαρές έως μέσης πυκνότητας και οι οποίες φθάνουν μέχρι βάθους που κυμαίνεται από 4,4m (Γ7) έως 5,2m (ΓΝ2).

(2b): Τεφρά ιλυώδη Αμμοχάλικα, μέσης πυκνότητας έως πυκνά και τα οποία φθάνουν μέχρι βάθους που κυμαίνεται από 8,9m (ΓΝ2) έως 9,5m (Γ6).

(2c): Τεφρές ιλυώδεις Άμμοι και αμμώδεις Ιλύες, μέσης πυκνότητας έως πυκνές και οι οποίες φθάνουν μέχρι βάθους που κυμαίνεται από 11,5m (Γ7) έως 12,6m (ΓΝ2).

Στρώση 3: Το οποίο αποτελείται από τεφρές Αργίλους μαλακές έως στιφρές. Οι αργιλικόι σχηματισμοί, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών, είναι ομαλά στερεοποιημένοι (OCR ~ 1) και εμφανίζουν μια μικρή αύξηση της αντοχής τους με το βάθος. Το υλικό της στρώσης 3 φθάνουν μέχρι βάθους που κυμαίνεται από 30,0m (Γ6) έως 32,8m (ΓΝ2).

Στρώση 4: Αποτελείται από καστανές/καστανέρυθρες Αργίλους πολύ στιφρές έως σκληρές και σε διάφορα βάθη μπορεί να εμφανίζονται ενστρώσεις

αμμοχαλικωδών υλικών, διαφόρου πάχους. Οι αργιλικοί σχηματισμοί, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών, είναι ελαφρά υπερ-στερεοποιημένοι ($OCR=2\div 3$) με αυξημένη αντοχή και μικρή συμπίεστικότητα. Τα υλικά της στρώσης 4 φθάνουν μέχρι το τελικό βάθος και των 3 γεωτρήσεων (Γ7, Γ6 και ΓΝ2).

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 αμμο-ιλυώδεις 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 δύο (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-ιλυώδεις σχηματισμούς (2a) και (2c) των γεωτρήσεων Γ7, Γ6 και ΓΝ2. Στους εδαφικούς των πυκνών ιλυωδών αμμοχαλικών (2b) δεν εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης.

4.1.4 Χαρακτηριστικά στρώσεων - στατιστική επεξεργασία - τυπική τομή

Στο Παράρτημα του τεύχους δίνονται συγκεντρωτικοί πίνακες με τα αποτελέσματα όλων των δοκιμών για καθμία από τις ανωτέρω θεωρούμενες στρώσεις. Γίνεται επεξεργασία των αποτελεσμάτων των δοκιμών και προσδιορίζονται χαρακτηριστικές αντιπροσωπευτικές τιμές για τα φυσικά και 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 του τεύχους, πριν από τους υπολογισμούς στη θέση κάθε βάρους 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 μεσόβαθρων τεχνικών

4.2.1 Θεωρήσεις και Μέθοδος Θεμελίωσης

Η παρουσία επιφανειακών στρώσεων χαμηλής αντοχής και υψηλής συμπίεστικότητας 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 (στρώση 3), ο οποίος αποτελείται από τεφρές αργίλους χαμηλής αντοχής και υψηλής συμπίεστικότητας και θα εδράζονται εντός των βαθύτερων αργιλικών σχηματισμών (στρώση 4) οι οποίοι εντοπίστηκαν σε βάθος της τάξης των 30,0m έως 33,0m και οι οποίοι αποτελούνται από καστανές αργίλους υψηλότερης αντοχής και χαμηλής συμπίεστικότητας.

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 4.1.3 παραπάνω, στην περιοχή τους τεχνικού εμφανίζονται πιθανά ρευστοποιούμενες στρώσεις (στρώσεις 2a και 2c). Λόγω της ρευστοποίησης, πέραν της απώλειας αντοχής της στρώσης παρατηρείται παράλληλα και σημαντική μείωση της ακαμψίας της, με αποτέλεσμα την αύξηση της συμπίεστικότητας 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 στον πάσσαλο επιβαρυντική κατακόρυφη δύναμη από αρνητική τριβή, λόγω της σχετικής μετακίνησής τους σε σχέση με το σώμα του πασσάλου που προκαλείται από την καθίζηση των ρευστοποιούμενων στρώσεων. Όταν η αρνητική αυτή δράση είναι μεγάλη μπορεί να προκαλέσει ανεπίτρεπτες καθιζήσεις των πασσάλων, πέραν των οφειλομένων στα μόνιμα φορτία του.

Για τον περιορισμό επί πλέον καθιζήσεων από τα φορτία αρνητικών τριβών των ρευστοποιούμενων στρώσεων και εξ' αυτού του γεγονότος την ανάγκη σημαντικής αύξησης του βάθους έδρασης των πασσάλων για τον περιορισμό των παρασιτικών καθιζήσεων στα βάθρα στα οποία υπάρχει πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους, προβλέπεται η κατασκευή χαλικοπασσάλων διαμέτρου 0100cm σε κάνναβο 1,8x1,8m για την αποφυγή της ρευστοποίησης στην περιοχή γύρω από το βάθρο. Η διάταξη των χαλικοπασσάλων παρουσιάζεται στα σχέδια της μελέτης καθώς και στο απόσπασμα της οριζοντιογραφίας με τις θέσεις των χαλικοπασσάλων που υπάρχει στο παράρτημα.

Η βελτίωση και ο αυξημένος συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης με την προτεινόμενη γεωμετρία χαλικοπασσάλων παρουσιάζεται στο παράρτημα του τεύχους 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 0120cm. Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN1054 (Ιαν. 2005) και οι τιμές οριακής αντοχής αιχμής και πλευρικής τριβής σε κάθε στρώση προκύπτουν από τα αναφερόμενα στους πίνακες του DIN1054 με βάση τις παραμέτρους των στρώσεων που παρουσιάζονται στα σχέδια της τυπικής στρωματογραφίας στη θέση κάθε βάρθρου που υπάρχουν στο παράρτημα.

Κατασκευή χαλικοπασσάλων 100cm και βάθους 11,0 και 11,5m, για την αποφυγή ρευστοποίησης των στρώσεων 2a και 2c περίξ των βάρθρων, προβλέπεται να γίνει στα βάρθρα M4.A, M5.A και M6.A, τα οποία επηρεάζονται από τις γεωτρήσεις Γ7, Γ6, και ΓN2 στις οποίες υπάρχει πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους σύμφωνα με τους υπολογισμούς της παρ. 4.1.3 παραπάνω. Τα βάρθρα θεμελιώνονται με πασσαλο-ομάδες όπως φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τεχνικό	Βάρθρο	Αρ. Πασσαλ.	Lp (m)	ΧΛΚΠ (ρευστ.)	Αποστ. πασσάλων
	M4.A	3x4=12	36,2	ΝΑΙ	3,60
	M5.A	3x4=12	38,5	ΝΑΙ	3,60
	M6.A	3x4=12	36,2	ΝΑΙ	3,60

Τα αναλυτικά 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 F.S. = 2 σύμφωνα με το DIN1054 και σε σεισμική φόρτιση με F.S. = 1,3 σε θλίψη και 1,5 σε εφελκυσμό για τον έλεγχο και διαστασιολόγηση του δυσμενέστερου κρίσιμου πασσάλου της ομάδας.

Με βάση τα αποτελέσματα των υπολογισμών προκύπτει ότι πάσσαλοι διαμέτρου 0120cm και μήκους 36,2÷38,5m κατά περίπτωση, φέρουν τα φορτία της ανωδομής, όπως υπολογίστηκαν από το στατικό μελετητή με επαρκή ασφάλεια έναντι φέρουσας ικανότητας του εδάφους όπως φαίνεται στον πίνακα παρακάτω:

Βάθρο	Στατικά φορτία (MN) (Φορτ. < Φ.Ι)		Σεισμικά φορτία (MN) (Φορτ. < Φ.Ι)	
	Θλίψη	Εφελκυσμός	Θλίψη	Εφελκυσμός
M4.A	2,10 < 3,40	-	4,60 < 5,30	-
M5.A	2,50 < 3,60	-	5,10 < 5,60	-
M6.A	2,40 < 3,25	-	4,00 < 5,00	-

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 kn, όπως προκύπτει από υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα για τους πασσάλους των βάθρων.

Οι καμπύλες φορτίου-υποχώρησης με βάσει τις καμπύλες του DIN1054 είναι γενικά συντηρητικές και για τον λόγο αυτό προκύπτουν μεγαλύτερες υποχωρήσεις και μικρότερες τιμές της σταθερός kn σε σχέση με τις παρατηρούμενες στην πράξη (π.χ. τις τιμές που προκύπτουν με βάση τη μεθοδολογία που προτείνεται από τη FHWA1999 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 στη πράξη από σχετικές δοκιμές φόρτισης πασσάλων κατά στις 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 $kn \sim 3 \div 4 k_{knDIN}$ (με βάση τις σχετικές τιμές που δίνονται στο Παράρτημα).

Στο παράρτημα του τεύχους, 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 πασσαλοομάδας εκτιμάται με αναλυτικούς υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα. Οι υπολογισμοί γίνονται με θεώρηση ισοδύναμης κοιτόστρωσης (equivalent raft), εδραζόμενης σε βάθος ίσο με τα 2/3 του πακτωμένου τμήματος των πασσάλων και κατανομή τάσεων σύμφωνα με τα αναφερόμενα από τους Roulos, 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.

Τεχνικό	Βάθρο	Αρ. Πασσάλων ν	LP (m)	ΧΛΚΠ (ρρευστ.)	Φορτίο (MN)	Καθίζηση (cm)
T6	M5.A	3x4=12	38,5	ΝΑΙ	20,4	2,0
	M6.A	3x4=12	36,2	ΝΑΙ	21,0	2,0

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 τη στρωματογραφία που αναμένεται να συναντηθεί στη θέση του έργου και την προβλεπόμενη από την εκπονούμενη μελέτη διάταξη των πασσάλων μπορούν να ληφθούν, σύμφωνα μετά 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 στη εκάστοτε στάθμη έδρασης του κεφαλόδεσμου των πασσάλων του βάθρου.

Βάθρο M4.A - Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0,69

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος h (i) (m)	Μορφή Αύξησης	Ε (Μρα)	ηh (MN/m ³)	Kh _(z1) (MN/m ³)	Kh _(z2) (MN/m ³)
		Από (m)	Εως (m)						
1.	(2a)	0.00	2.00	2.00	Γραμμ. Αυξ.		1.00	2.08	3.75
2.	(2b)	7.00	11.80	4.80	Γραμμ. Αυξ.		3.00	11.25	23.25
3.	(2c)	8.50	10.80	2.30	Γραμμ. Αυξ.		2.00	15.50	19.33
4.	(3a)	9.50	23.50	14.00	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	(3b)	25.50	32.50	7.00	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	(4)	33.00	39.00	6.00	Σταθερ.	25.0		22.50	22.50
7.									
8.									
9.									
10.									

Βάθρο M5.A - Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0,67

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος h (i) (m)	Μορφή Αύξησης	Ε (Μρα)	ηh (MN/m ³)	Kh _(z1) (MN/m ³)	Kh _(z2) (MN/m ³)
		Από (m)	Εως (m)						
1.	(2a)	0.00	2.00	2.00	Γραμμ. Αυξ.		1.00	2.08	3.75
2.	(2b)	7.00	11.80	4.80	Γραμμ. Αυξ.		3.00	11.25	23.25
3.	(2c)	8.50	10.80	2.30	Γραμμ. Αυξ.		2.00	15.50	19.33
4.	(3a)	9.50	23.50	14.00	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	(3b)	25.50	32.50	7.00	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	(4)	33.00	39.00	6.00	Σταθερ.	25.0		22.50	22.50
7.									
8.									
9.									
10.									

Βάθρο M6.A - Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0,6

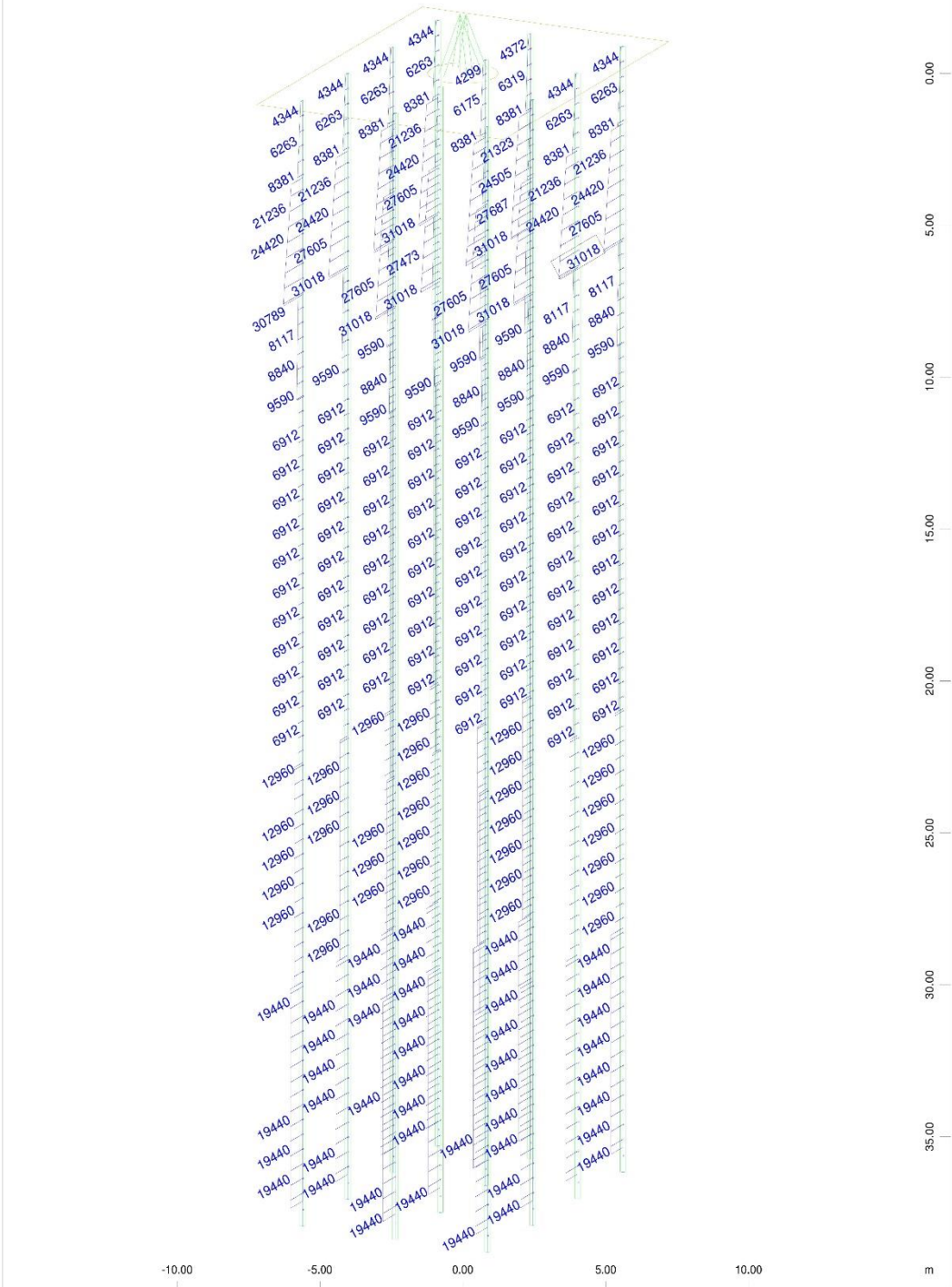
Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος h (i) (m)	Μορφή Αύξησης	Ε (Μρα)	ηh (MN/m ³)	Kh _(z1) (MN/m ³)	Kh _(z2) (MN/m ³)
		Από (m)	Εως (m)						
1.	(2a)	0.00	4.70	4.70	Γραμμ. Αυξ.		1.00	1.92	5.83
2.	(2b)	7.00	9.50	2.50	Γραμμ. Αυξ.		3.00	17.50	23.75
3.	(2c)	8.50	10.80	2.30	Γραμμ. Αυξ.		2.00	15.83	19.67
4.	(3a)	9.50	23.20	13.70	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	(3b)	25.50	30.00	4.50	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	(4)	33.00	39.00	6.00	Σταθερ.	25.0		22.50	22.50
7.									
8.									
9.									
10.									

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 εταιρίας «DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε».

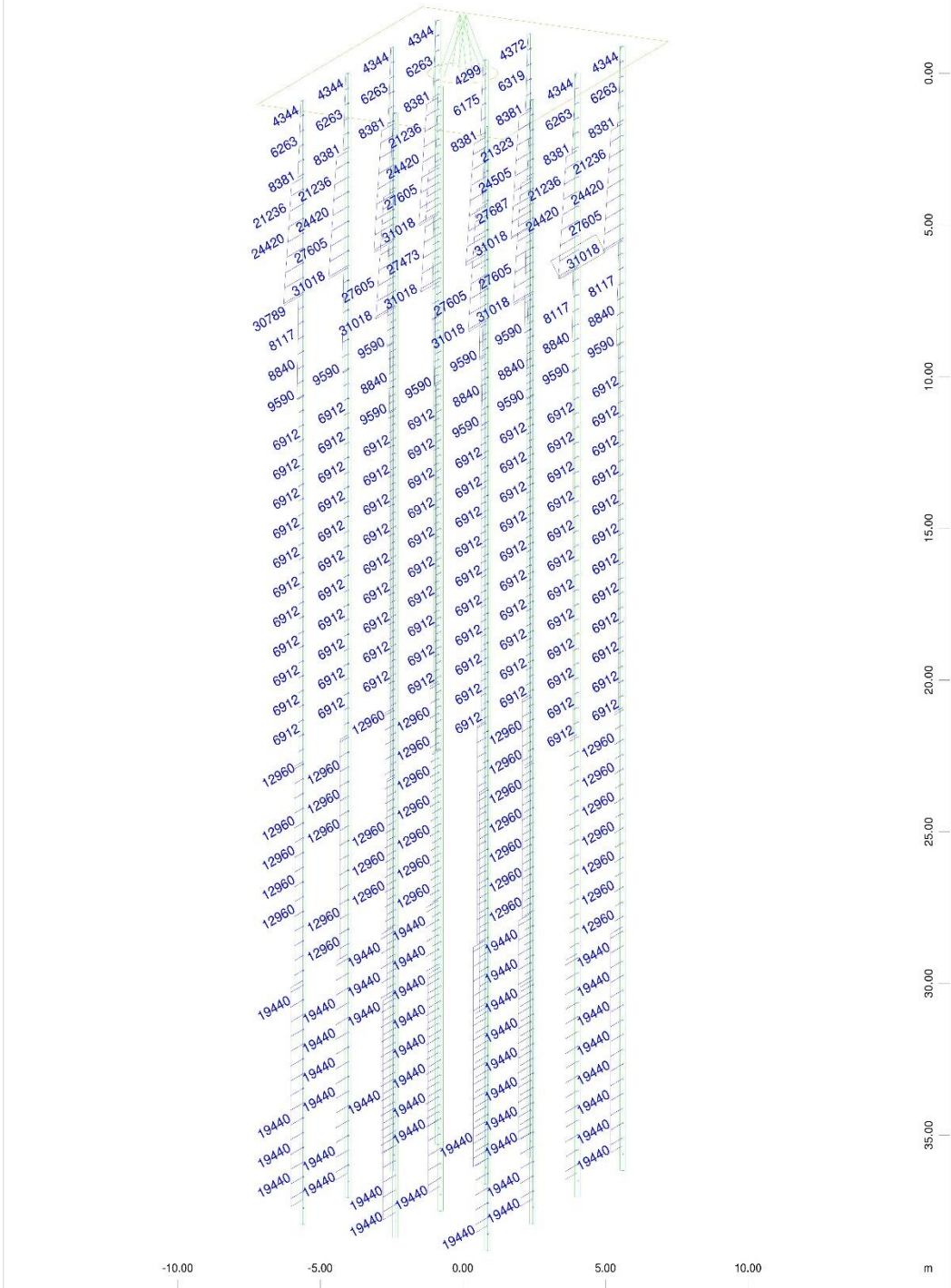
5.1 Απόσπασμα τεύχους υπολογισμών ανωδομής με το λογισμικό SOFISTIK



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 : 180
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M5,A - STRUCTURE 7
 TRANSVERSE SOIL INDEX (STATIC LOADINGS)



X
Y
Z
 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 : 180
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

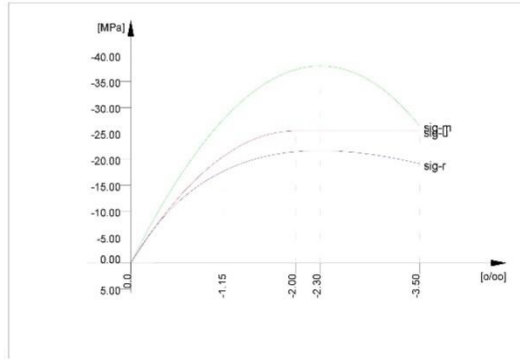
FOUNDATION OF PIER M5.A - STRUCTURE 7
 TRANSVERSE SOIL INDEX (STATIC LOADINGS)

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

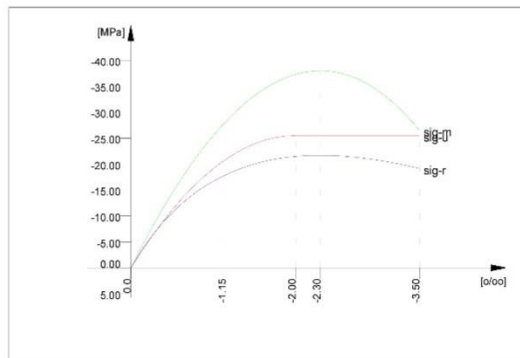
eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	31939
-1.150	-28.17	16798
-2.300	-38.00	0
-3.500	-26.48	-19566

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

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



SOFISTIK AG - www.sofistik.com



DENCO S.A. - 16 Kifisias Ave - 15125 - Maroussi - Greece (06645)
 AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS (V 15.62-23)

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

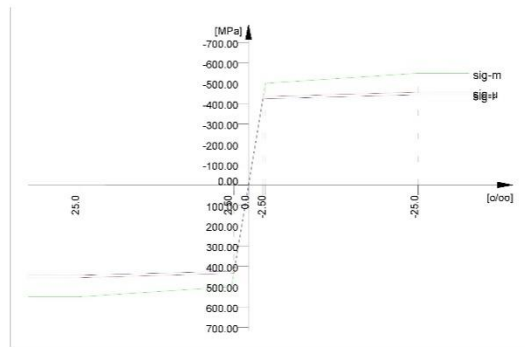
Is also extended beyond the defined stress range	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
	1000.000	550.00	0
	25.000	550.00	0
	2.500	500.00	2222
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	200000
	-25.000	-550.00	2222
	-1000.000	-550.00	0

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

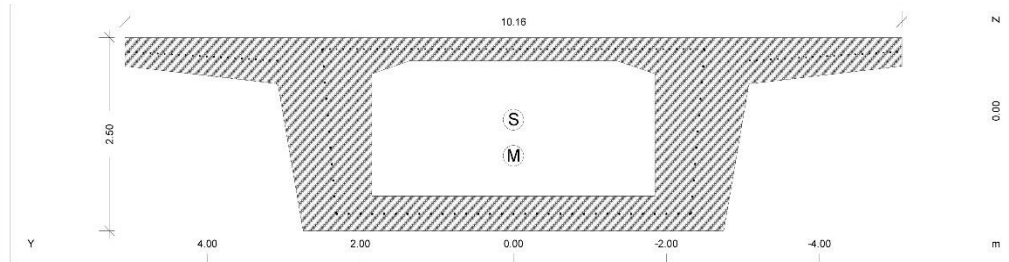
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

MATERIALS - SECTIONS

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]
1	=	KIBQTIO-ANOIIMA						
	1	8.3880E+00		6.404E+00	0.000	0.000	31387	209.70
	11	1.456E+01		6.178E+01	-0.012	0.294	13078	

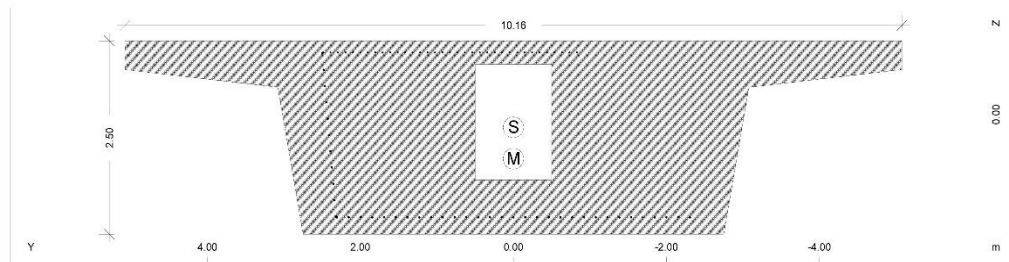
Cross section No. 2 - KIBQTIO-ENIEX



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]
2	=	KIBQTIO-ENIEX						
	1	1.0323E+01		7.671E+00	0.000	0.000	31387	258.08
	11	1.685E+01		6.771E+01	0.114	0.580	13078	

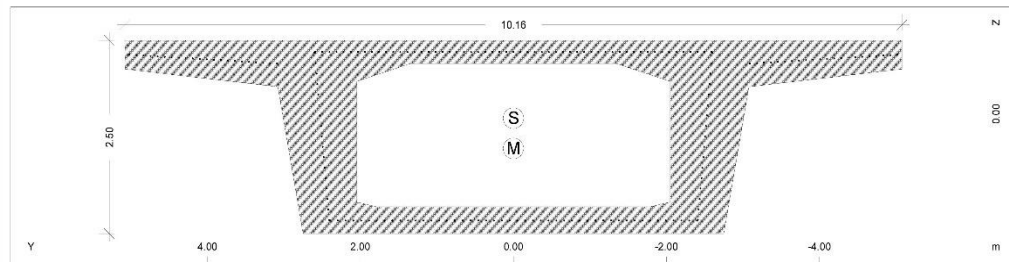
Cross section No. 3 - KIBQTIO-ETHP



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]
3	=	KIBQTIO-ETHP						
	1	1.5213E+01		9.038E+00	0.000	0.000	31387	380.33
	11	2.043E+01		7.473E+01	0.166	0.573	13078	

Cross section No. 4 - KIBQTIO-ENAIAMEEH

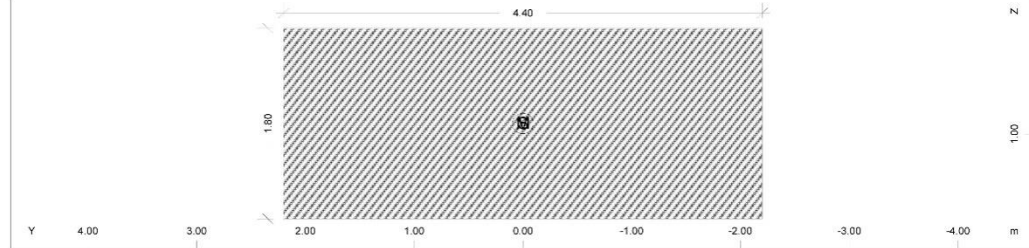


MATERIALS - SECTIONS

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]	
31	=	KEΦ-BAΦPOY-M4.A-(1)						
	2	8.8000E+00		2.933E+00	0.000	0.000	28309	220.00
	11	8.385E+00		1.420E+01	1.000	1.000	11796	

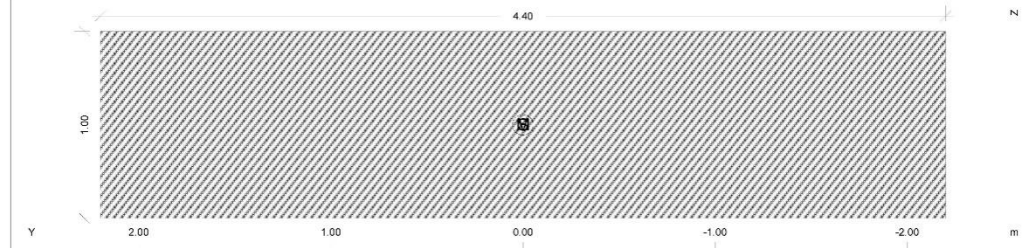
Cross section No. 32 - KEΦ-BAΦPOY-M4.A-(2)



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]	
32	=	KEΦ-BAΦPOY-M4.A-(2)						
	2	7.9200E+00		2.138E+00	0.000	0.000	28309	198.00
	11	6.356E+00		1.278E+01	0.900	0.900	11796	

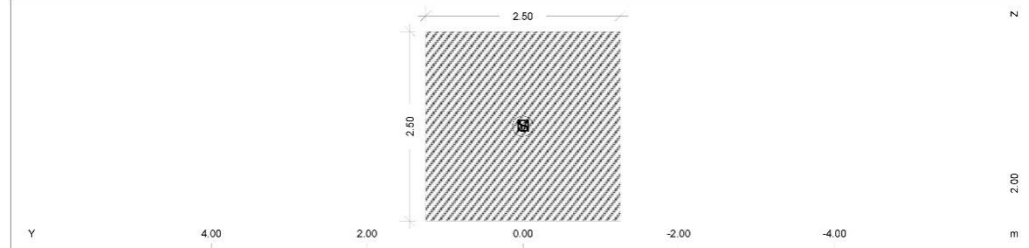
Cross section No. 33 - KEΦ-BAΦPOY-M4.A-(3)



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]	
33	=	KEΦ-BAΦPOY-M4.A-(3)						
	2	4.4000E+00		3.667E-01	0.000	0.000	28309	110.00
	11	1.261E+00		7.099E+00	0.500	0.500	11796	

Cross section No. 41 - KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(1)



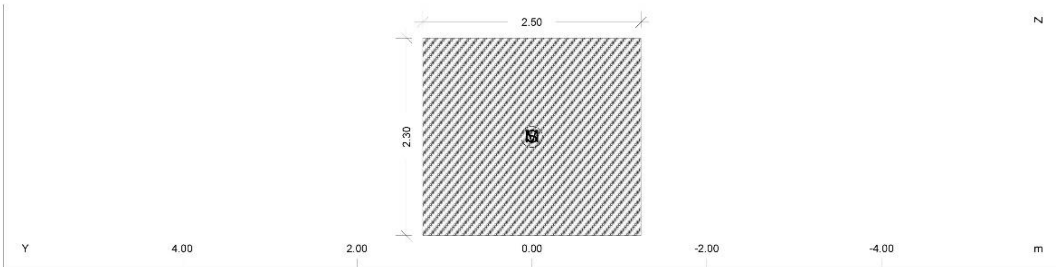
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

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]
41	=	KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(1)						
	2	6.2500E+00		3.255E+00	0.000	0.000	28309	156.25
	11	5.492E+00		3.255E+00	1.250	1.250	11796	

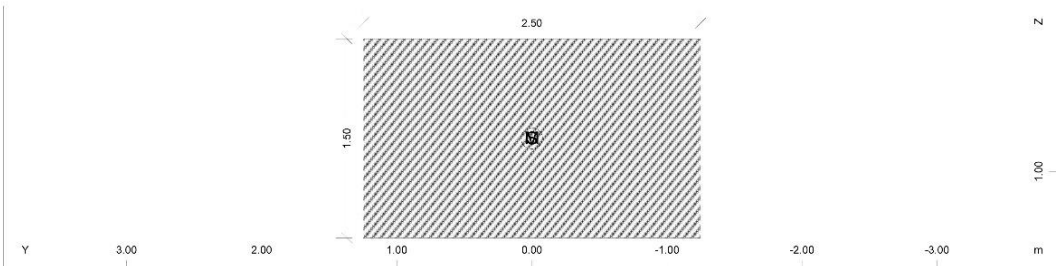
Cross section No. 42 - KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(2)



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-BAΦPOY-M5.A-(2)						
	2	5.7500E+00		2.535E+00	0.000	0.000	28309	143.75
	11	4.634E+00		2.995E+00	1.150	1.150	11796	

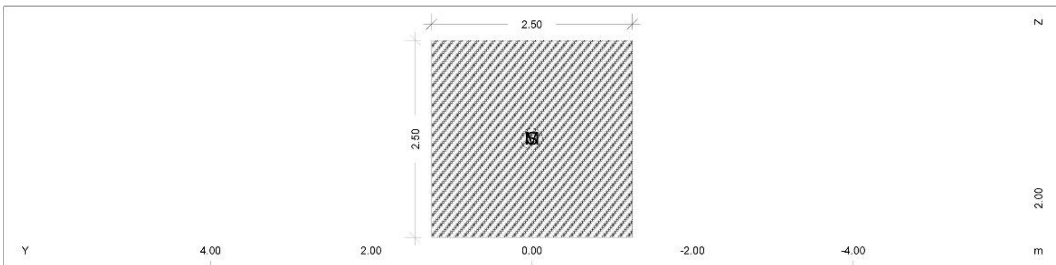
Cross section No. 43 - KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(3)



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-BAΦPOY-M5.A-(3)						
	2	3.7500E+00		7.031E-01	0.000	0.000	28309	93.75
	11	1.761E+00		1.953E+00	0.750	0.750	11796	

Cross section No. 51 - KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(1)



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

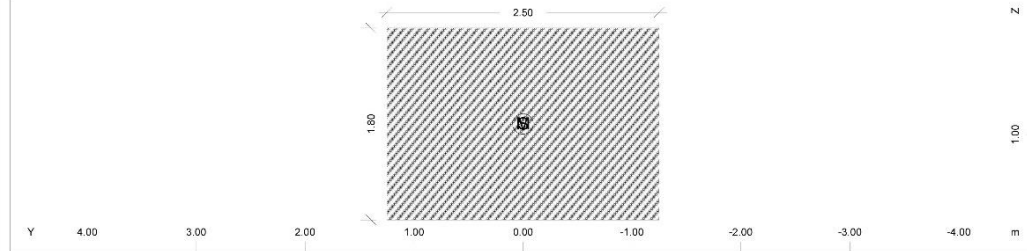


MATERIALS - SECTIONS

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]	[m]	[MPa]	[kN/m]
61	=	KEΦ-BAΘPOY-M7.A-(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	

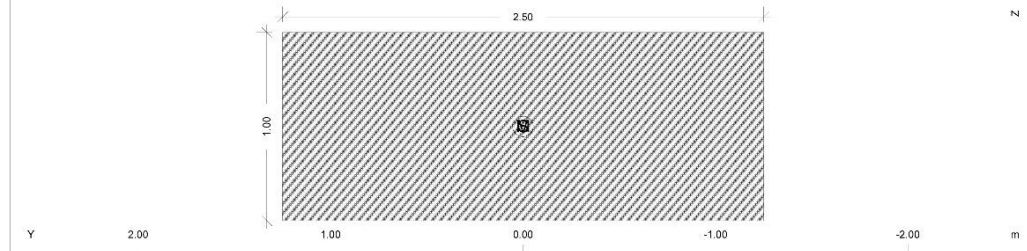
Cross section No. 62 - KEΦ-BAΘPOY-M7.A-(2)



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]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
62	=	KEΦ-BAΘPOY-M7.A-(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. 63 - KEΦ-BAΘPOY-M7.A-(3)



Static properties of cross section

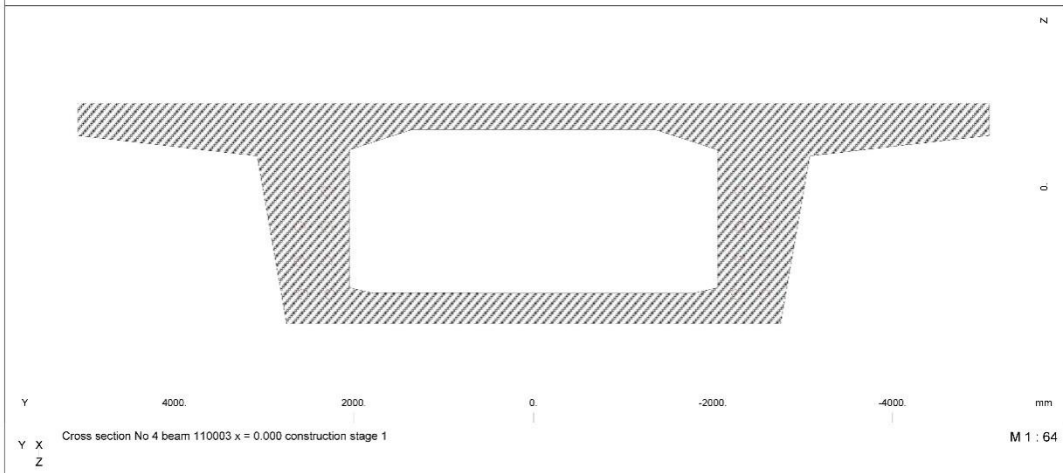
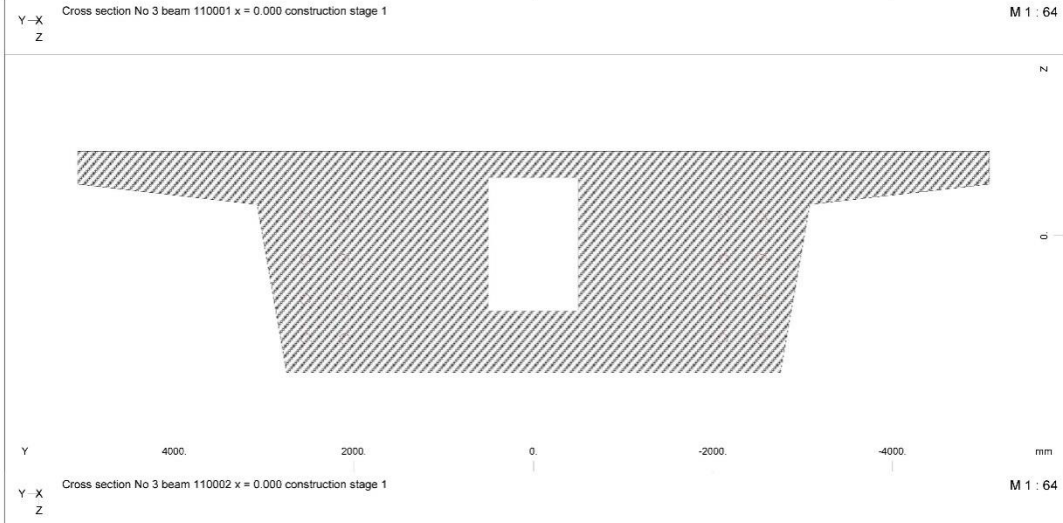
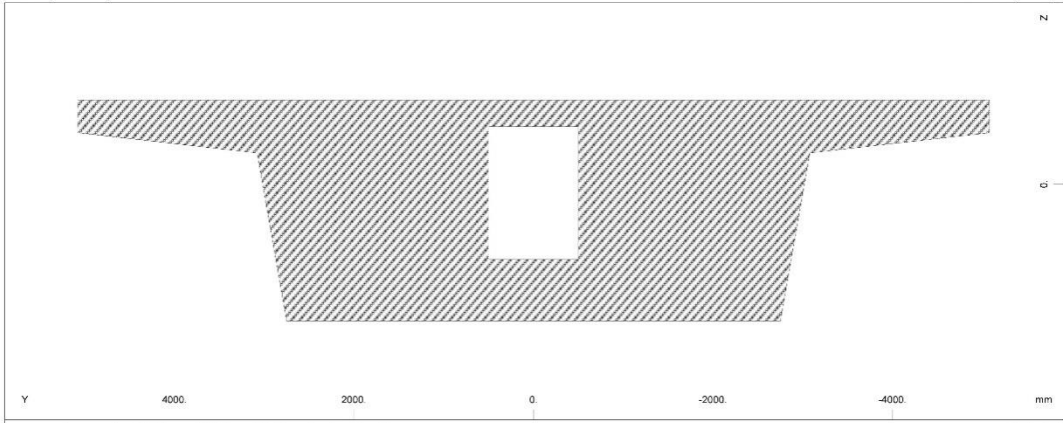
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
63	=	KEΦ-BAΘPOY-M7.A-(3)						
	2	2.5000E+00		2.083E-01	0.000	0.000	28309	62.50
	11	6.240E-01		1.302E+00	0.500	0.500	11796	

Cross section No. 100 - AKAMΠTH

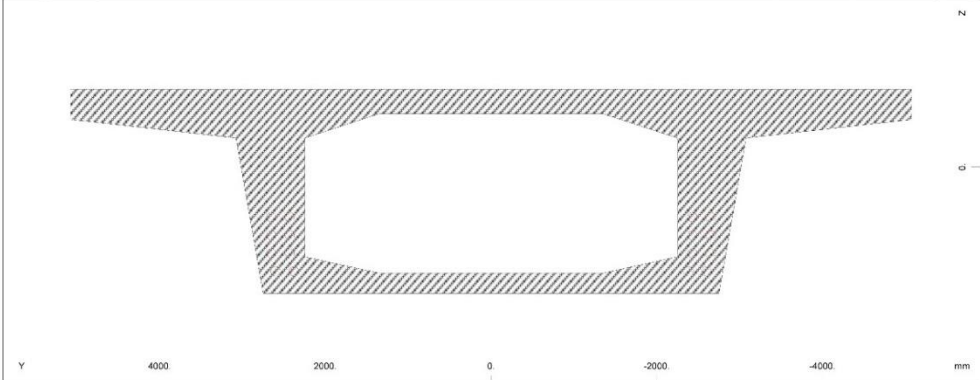
Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
100	=	AKAMΠTH						
	9	1.0000E+03		1.000E+05	0.000	0.000	28309	0.00
		1.267E+05		1.000E+05	0.000	0.000	11796	

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

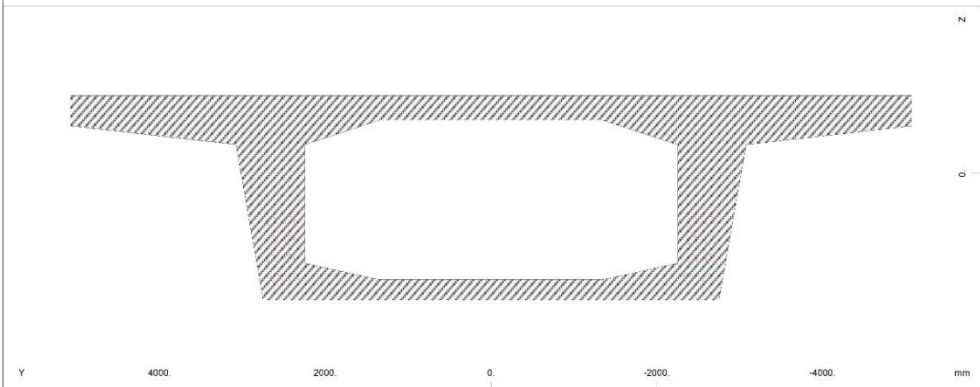


STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



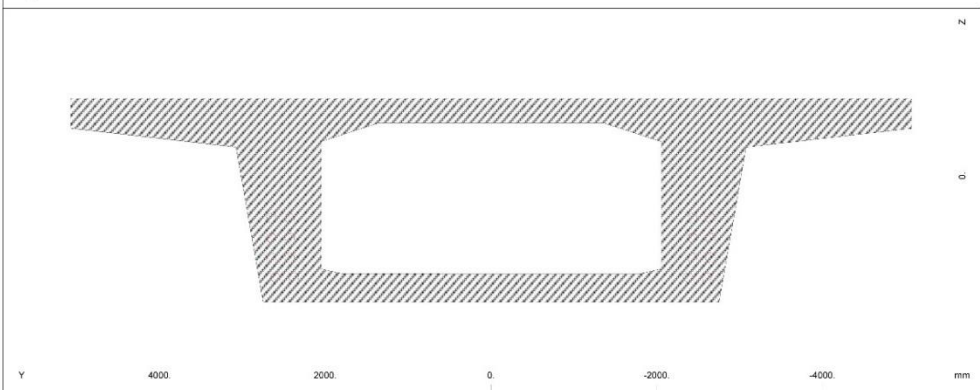
Cross section No 1 beam 110010 x = 0.000 construction stage 1

M 1 : 64



Cross section No 1 beam 110011 x = 0.000 construction stage 1

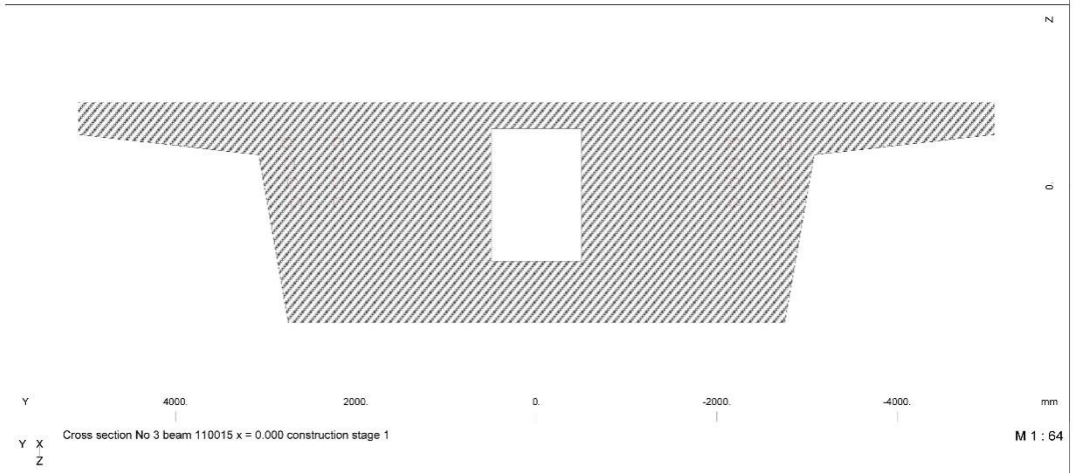
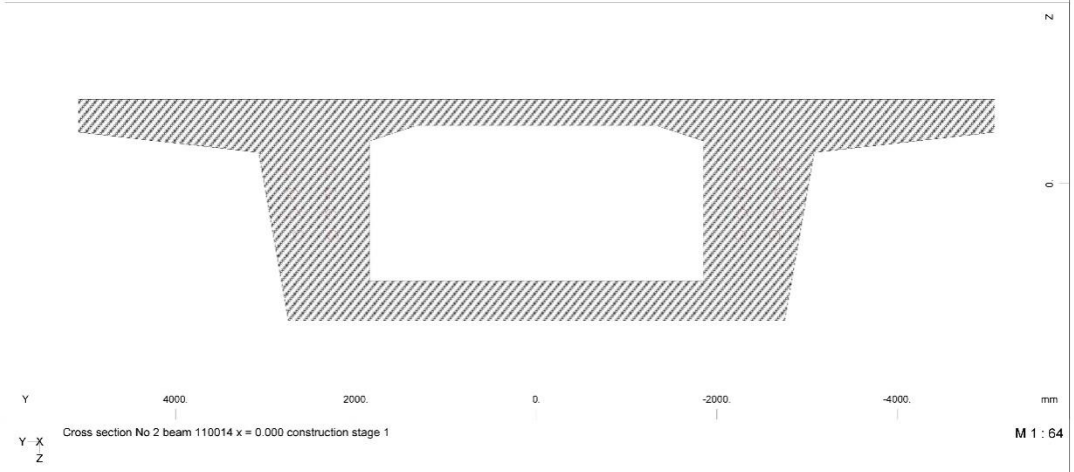
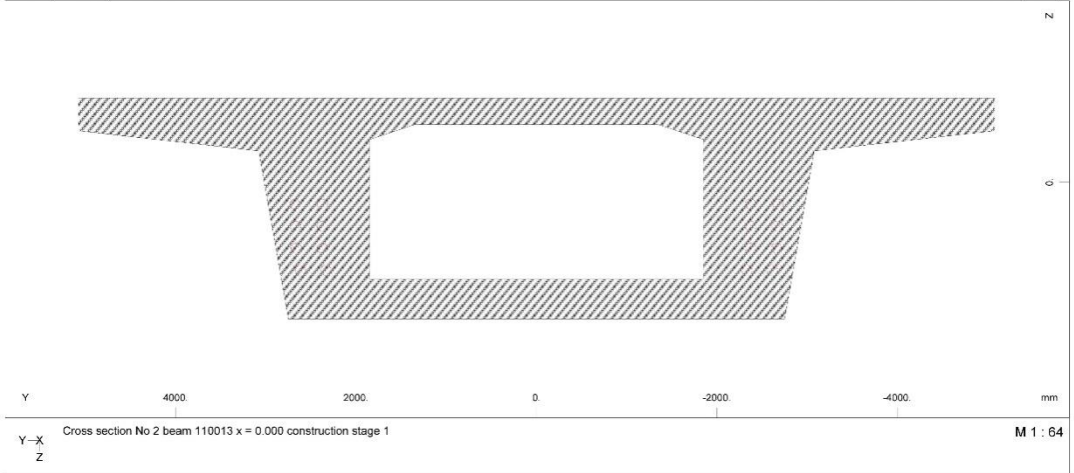
M 1 : 64

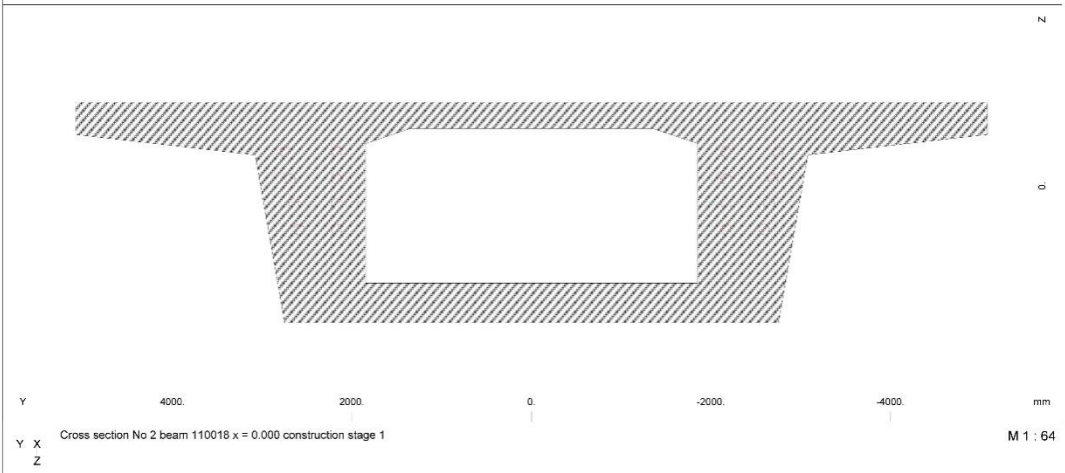
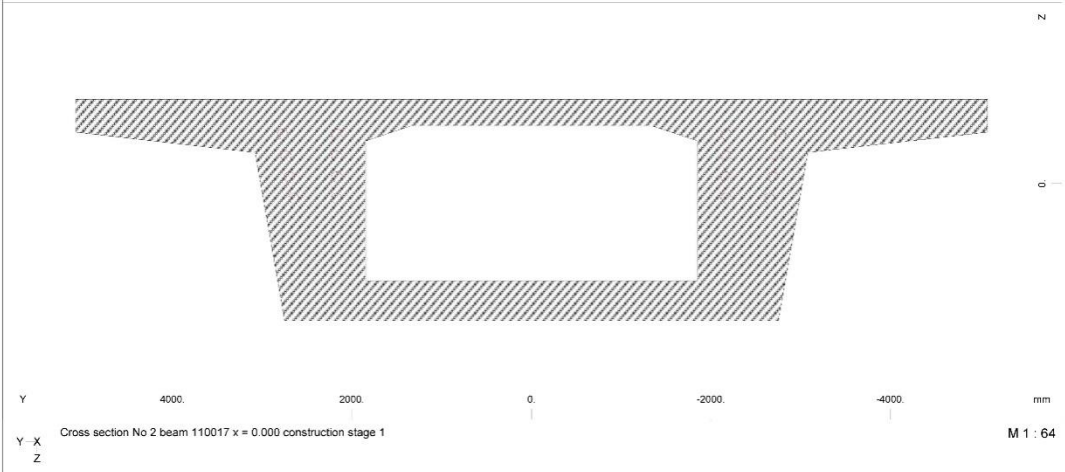
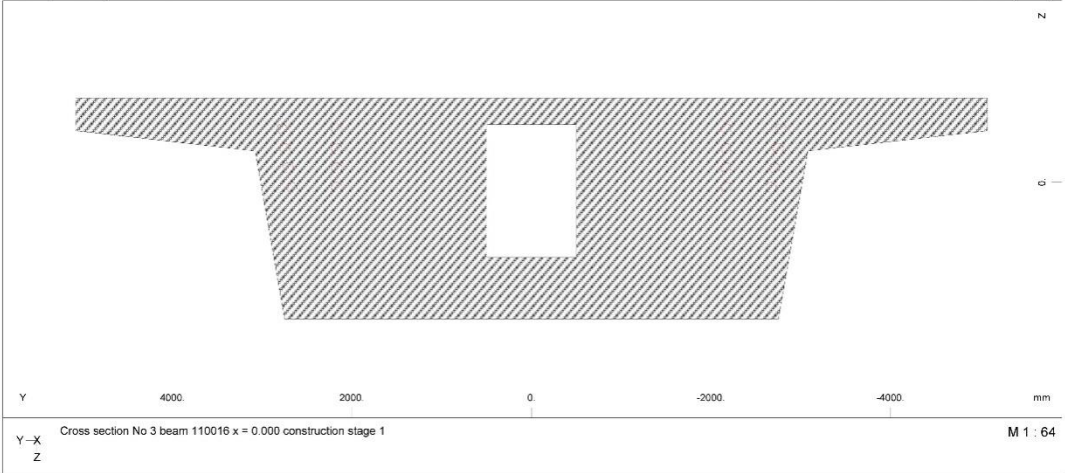


Cross section No 4 beam 110012 x = 0.000 construction stage 1

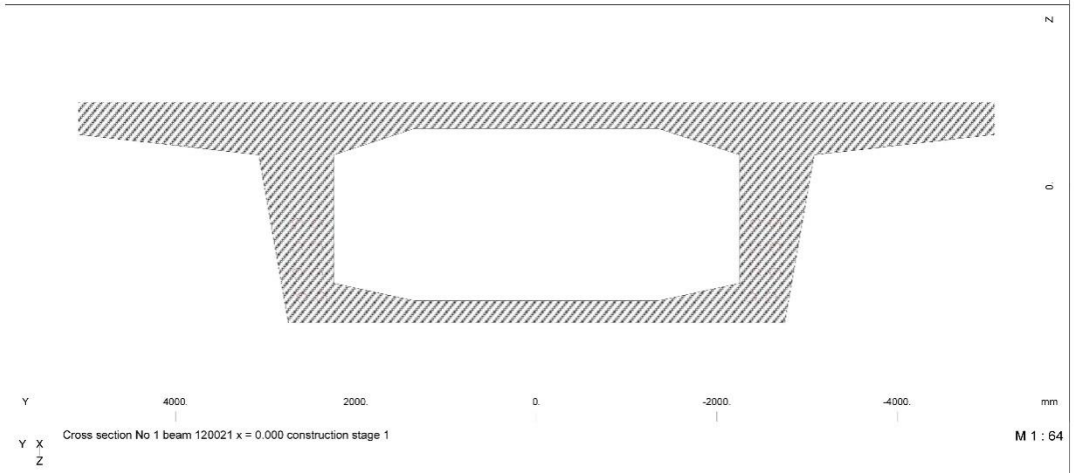
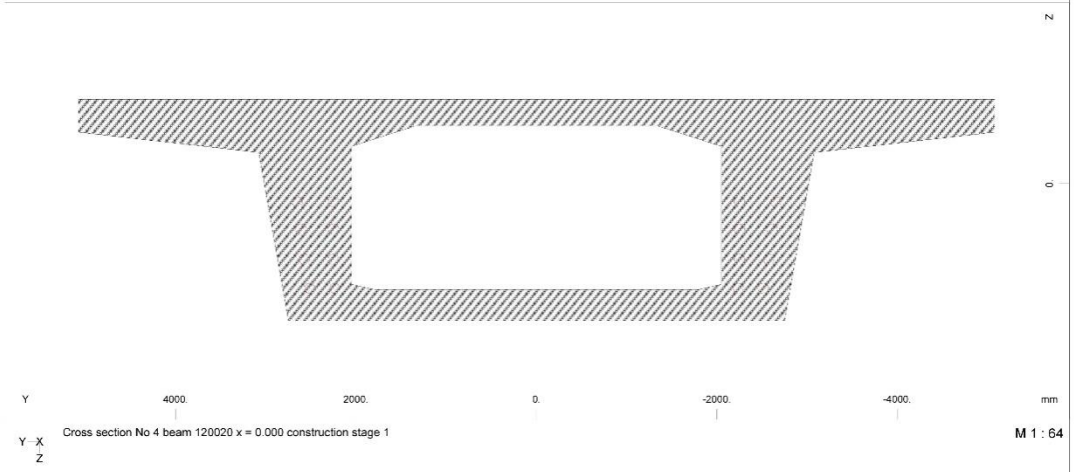
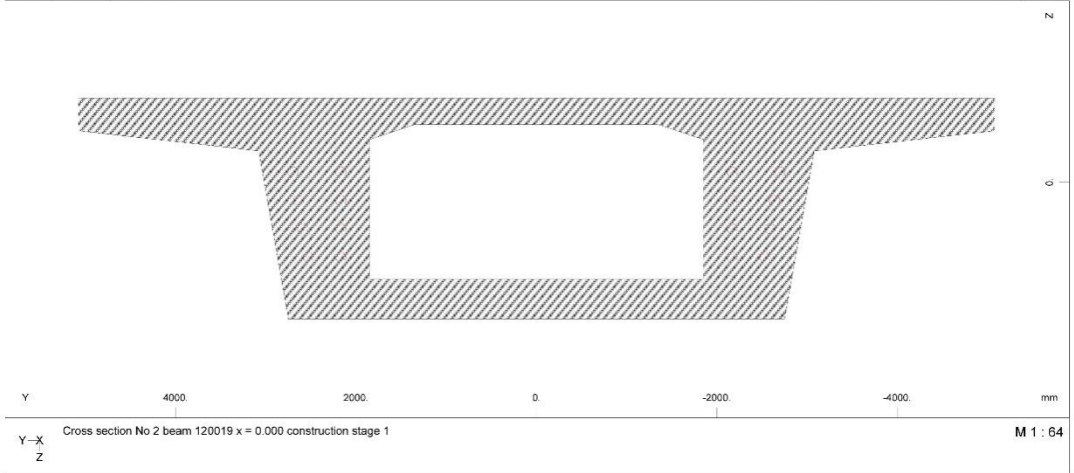
M 1 : 64

STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS

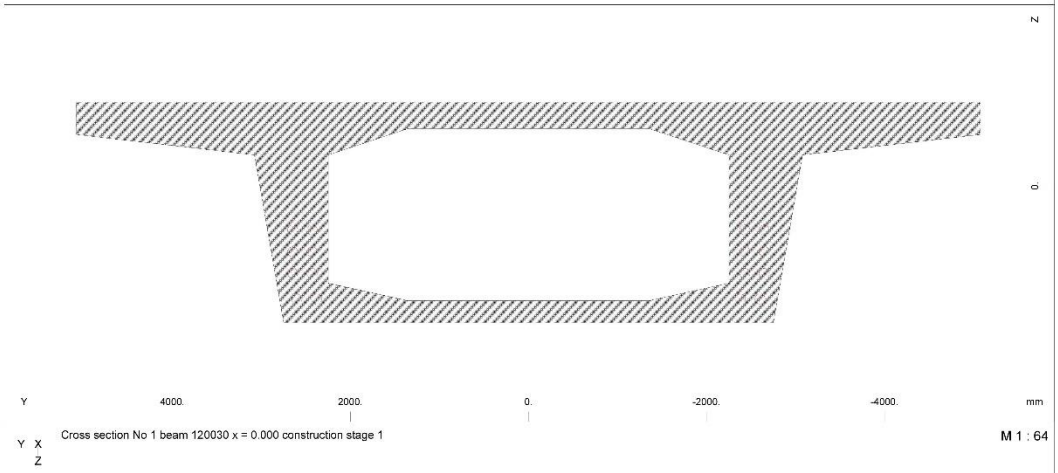
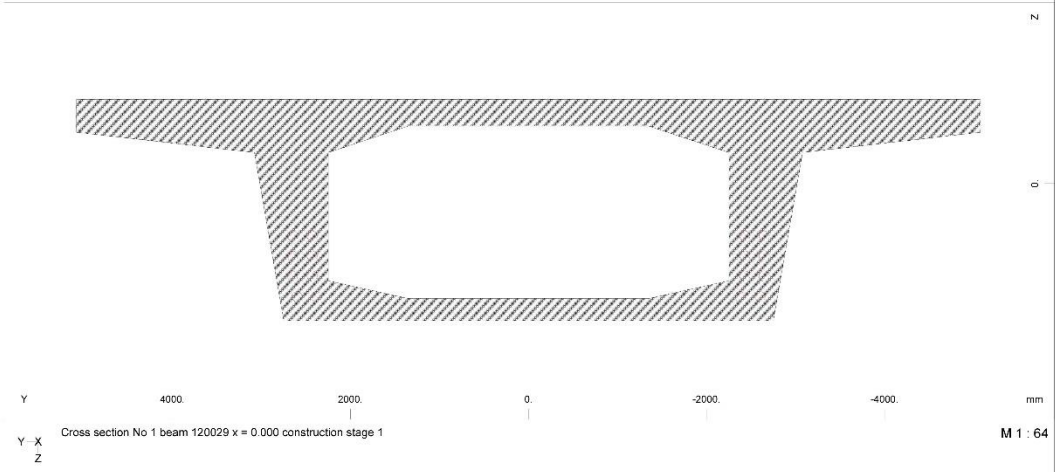
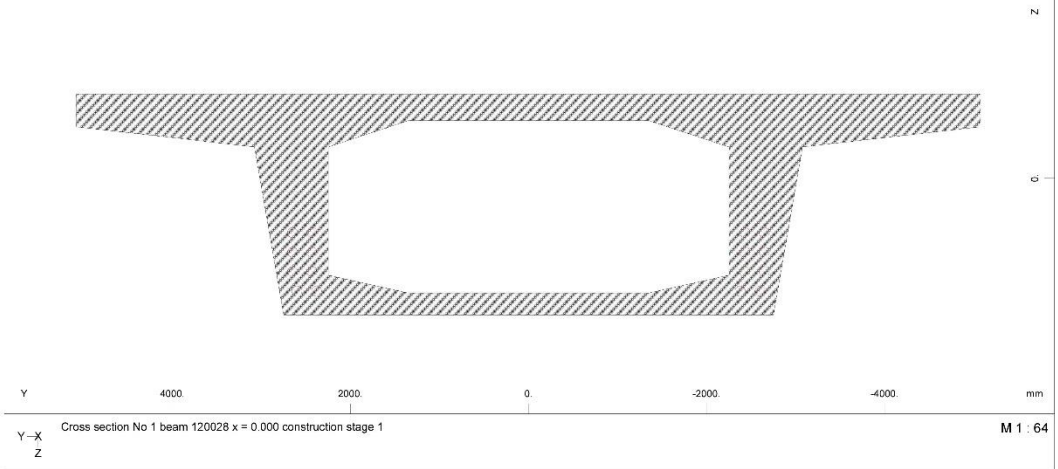




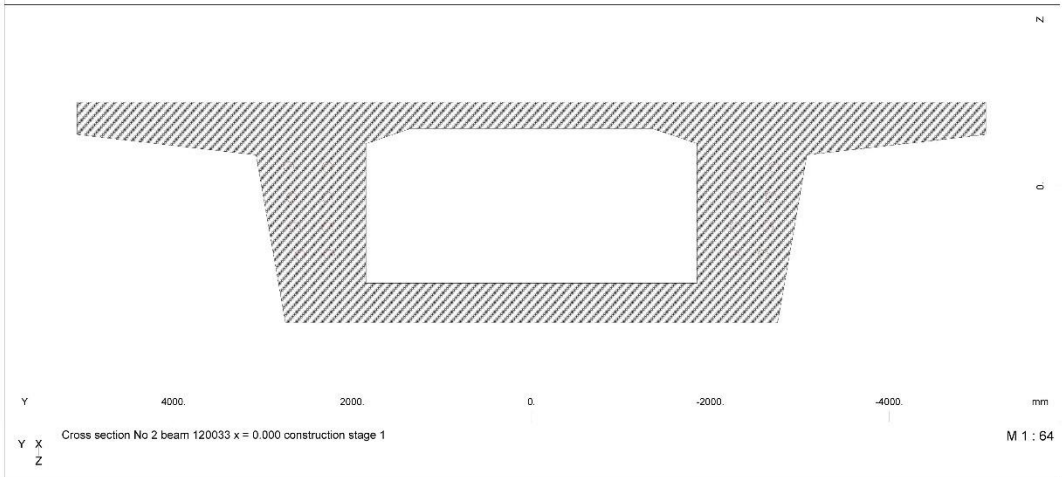
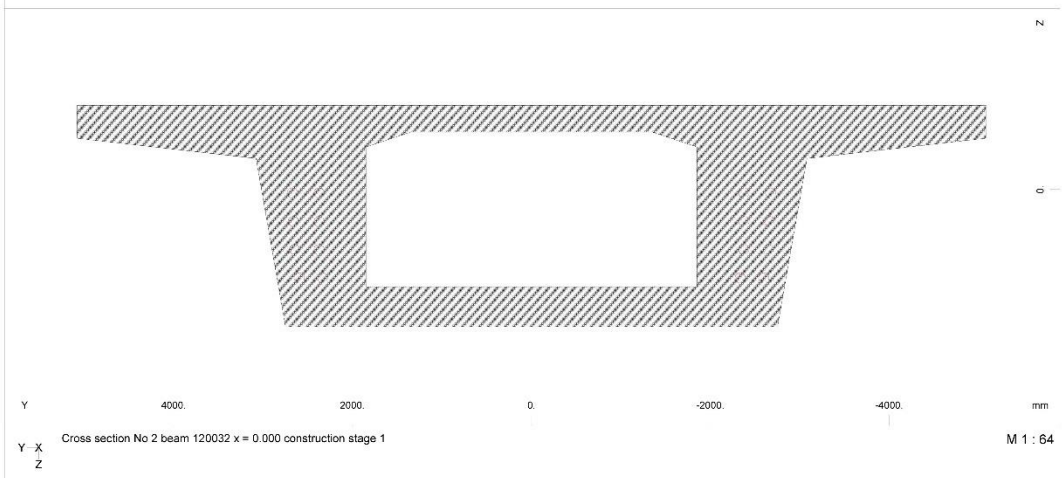
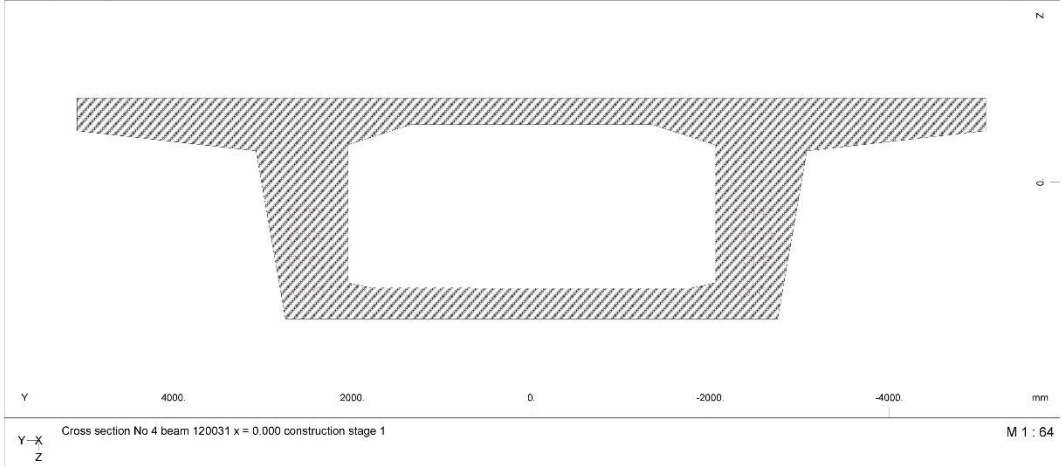
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



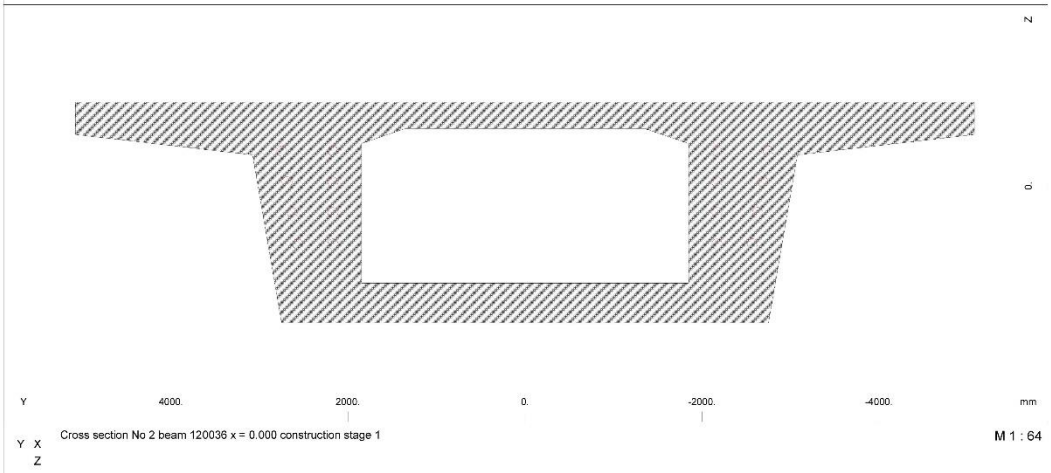
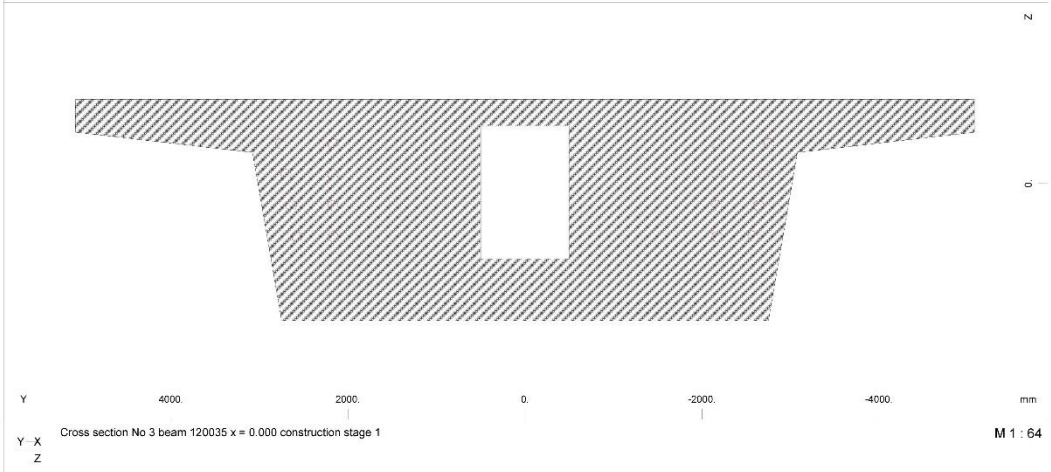
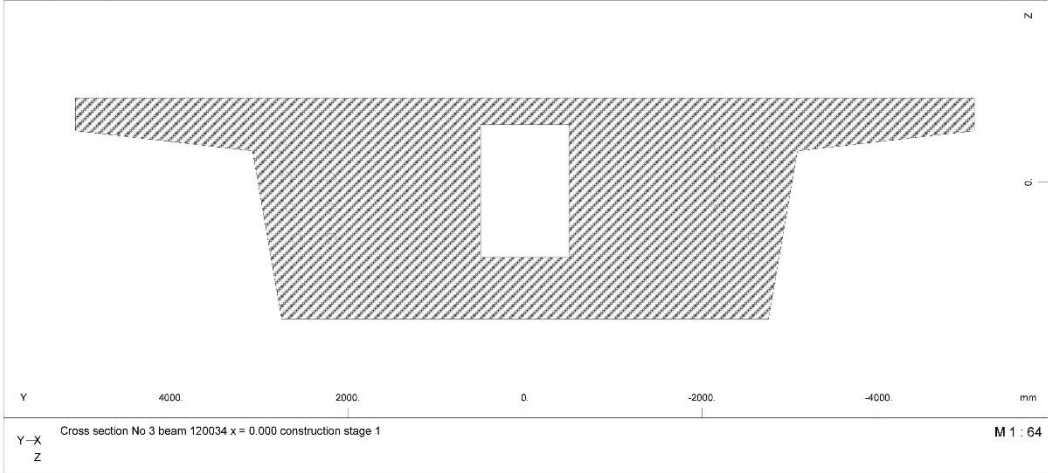
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



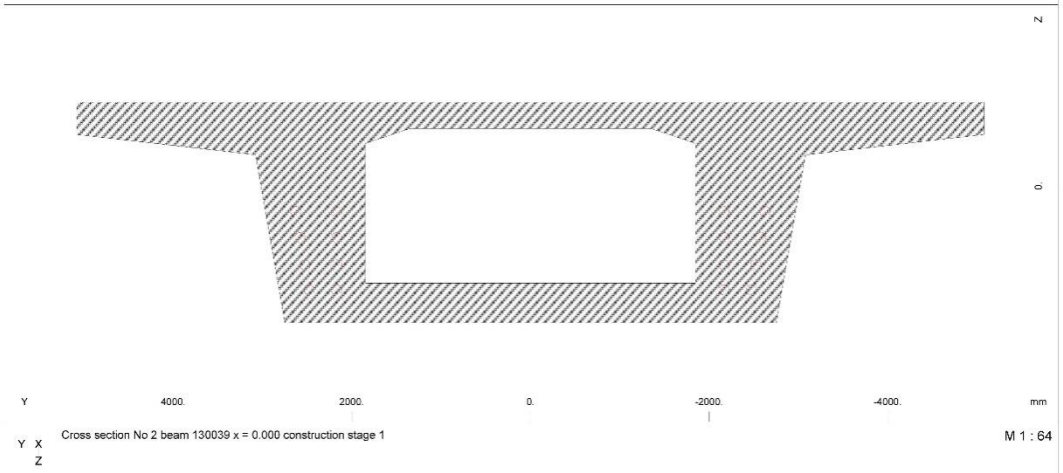
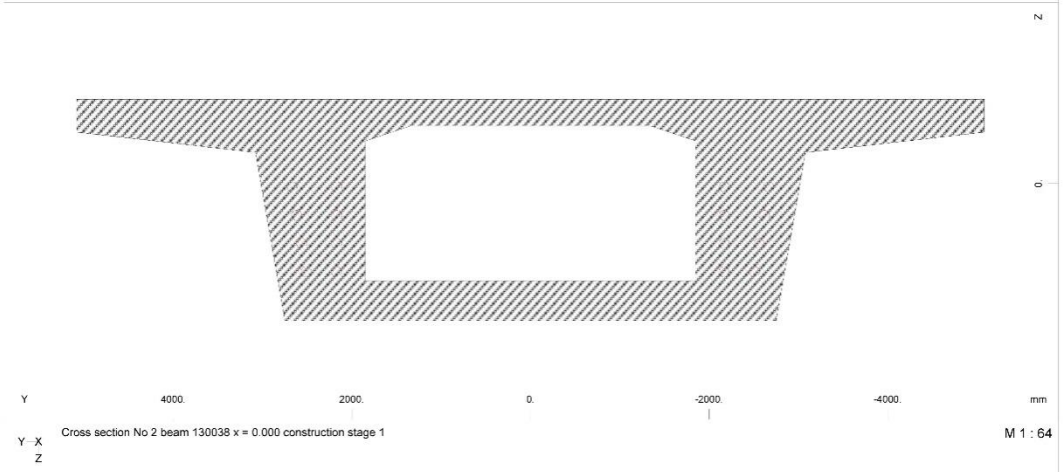
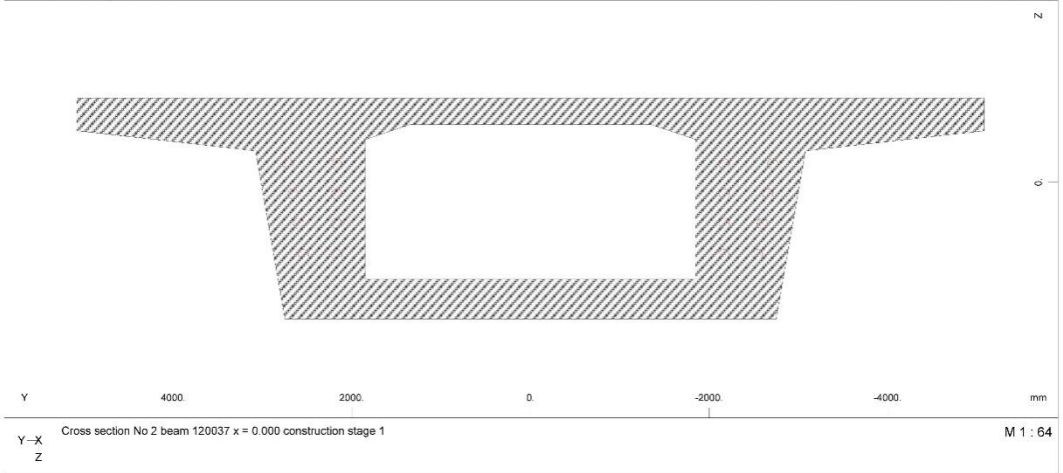
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



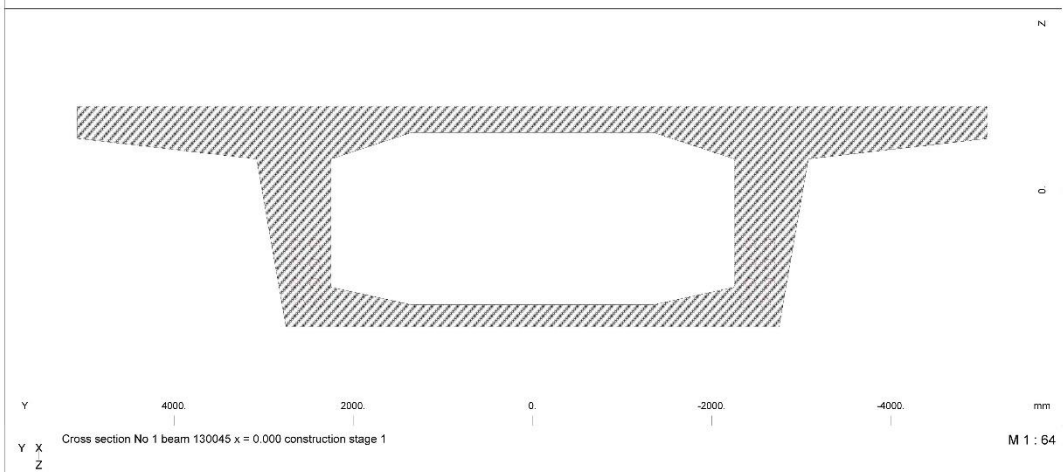
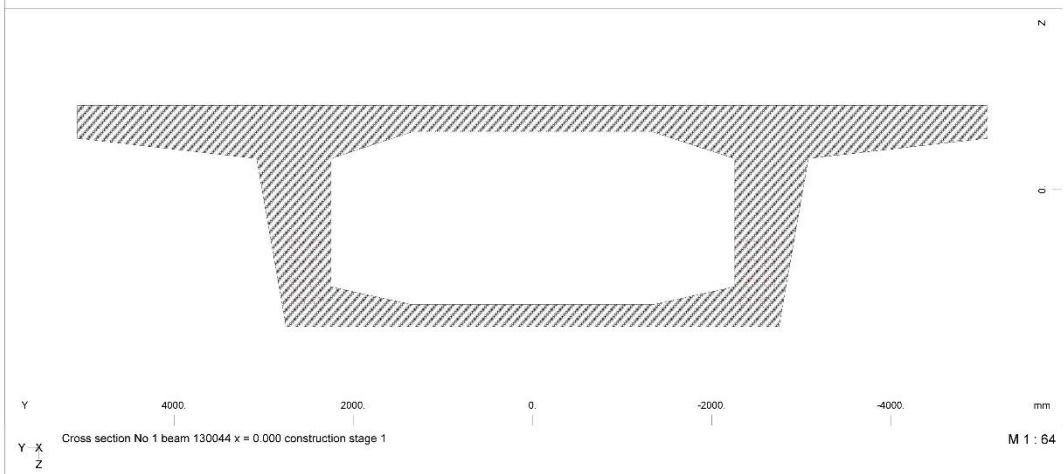
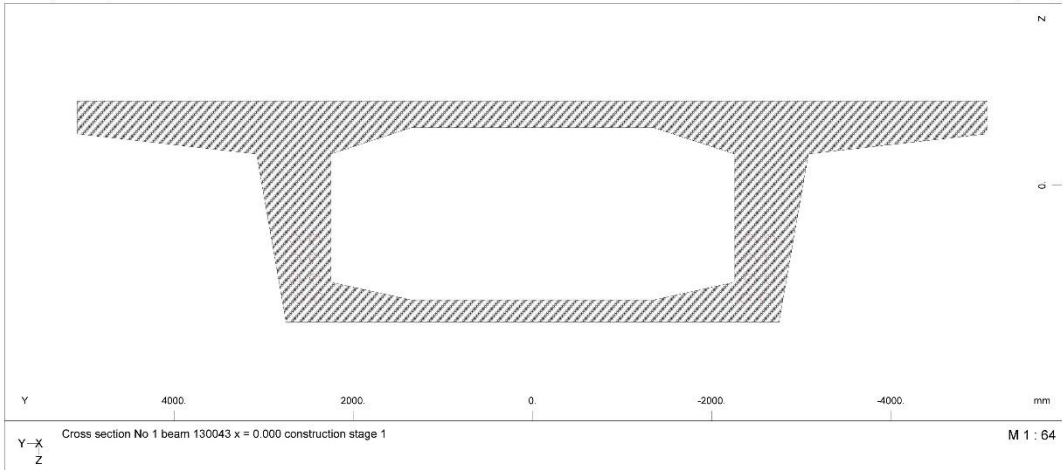
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



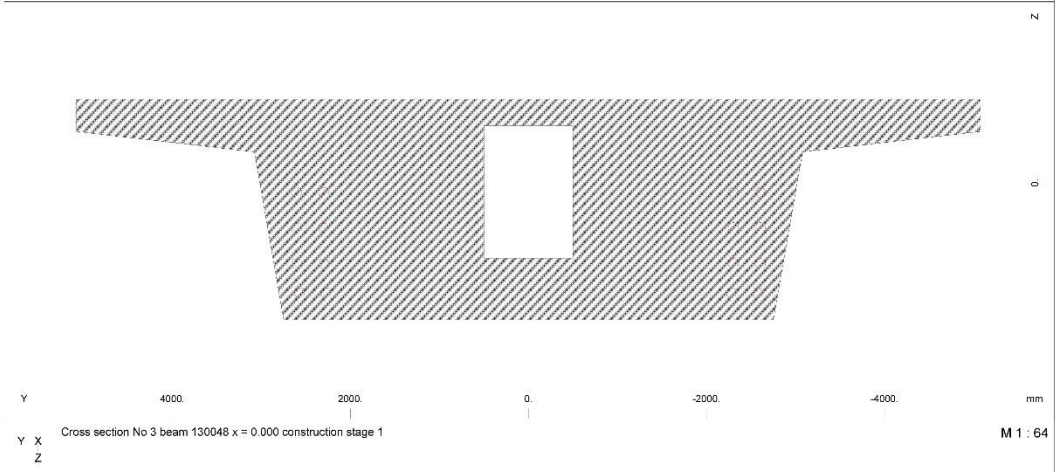
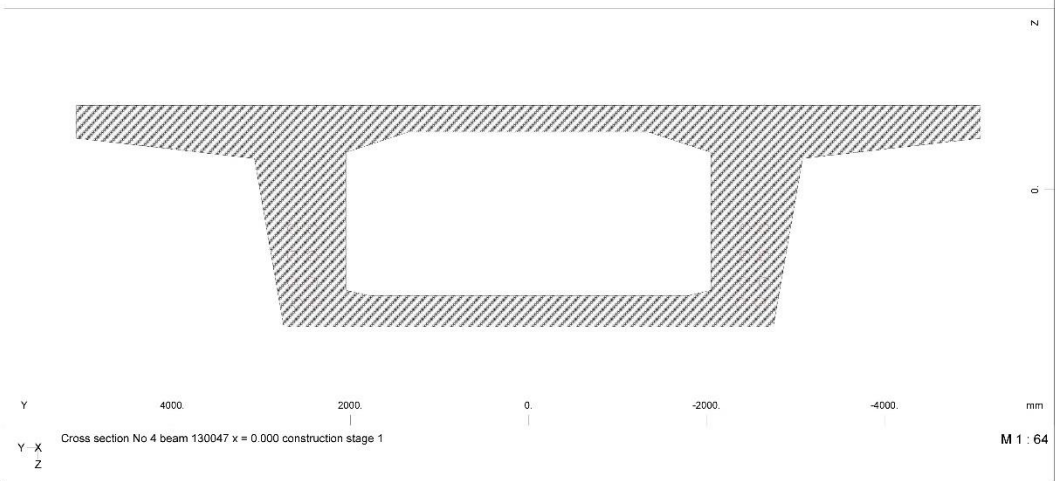
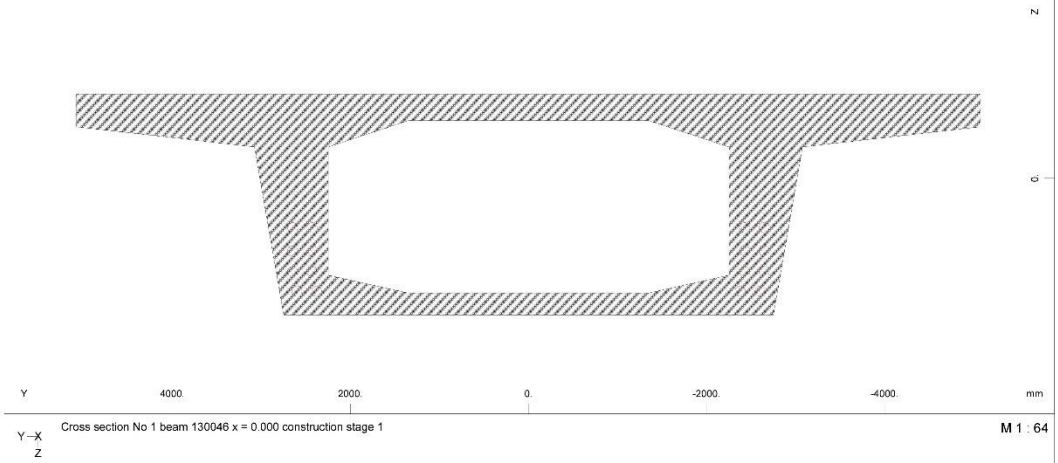
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



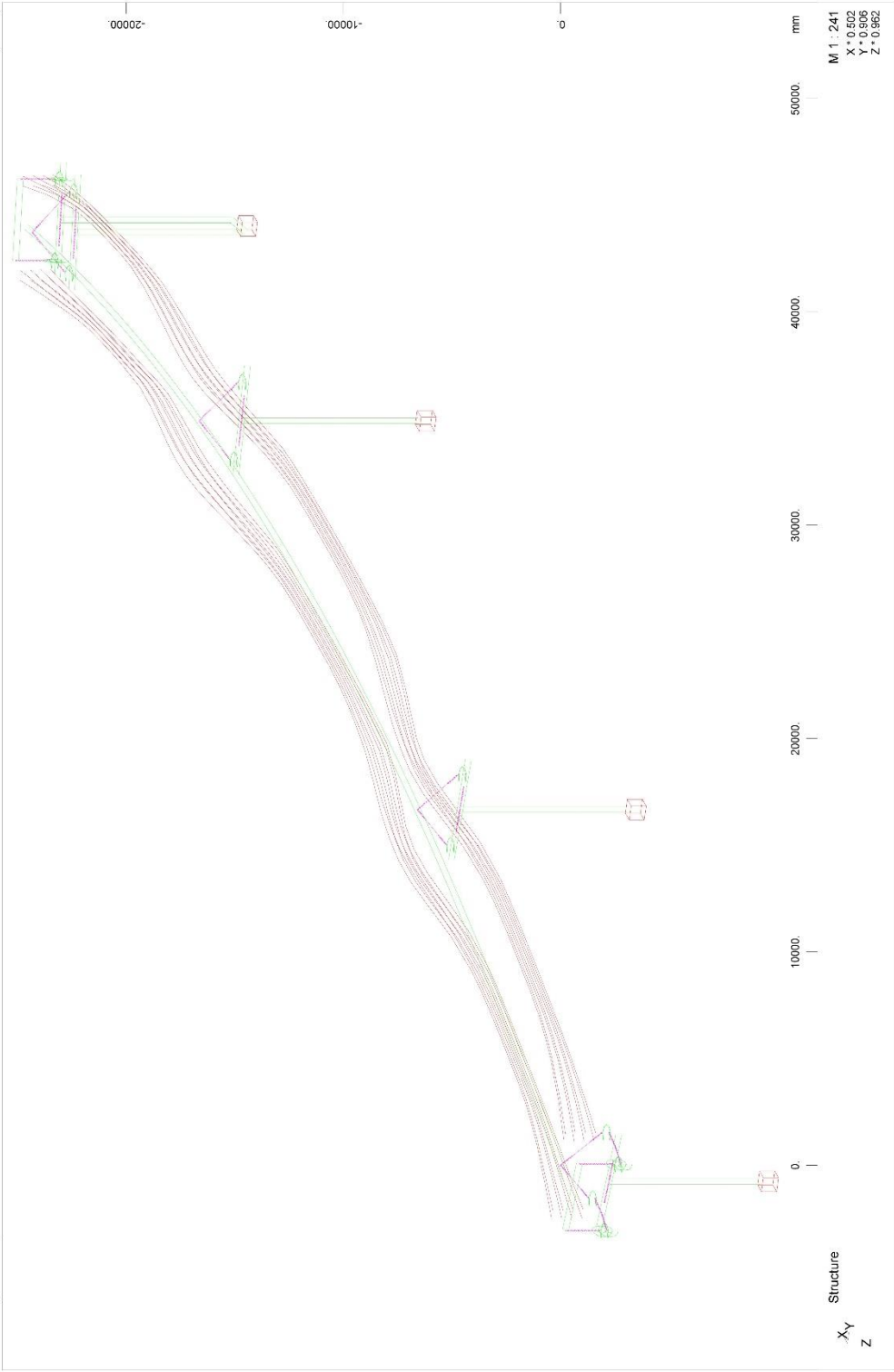
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



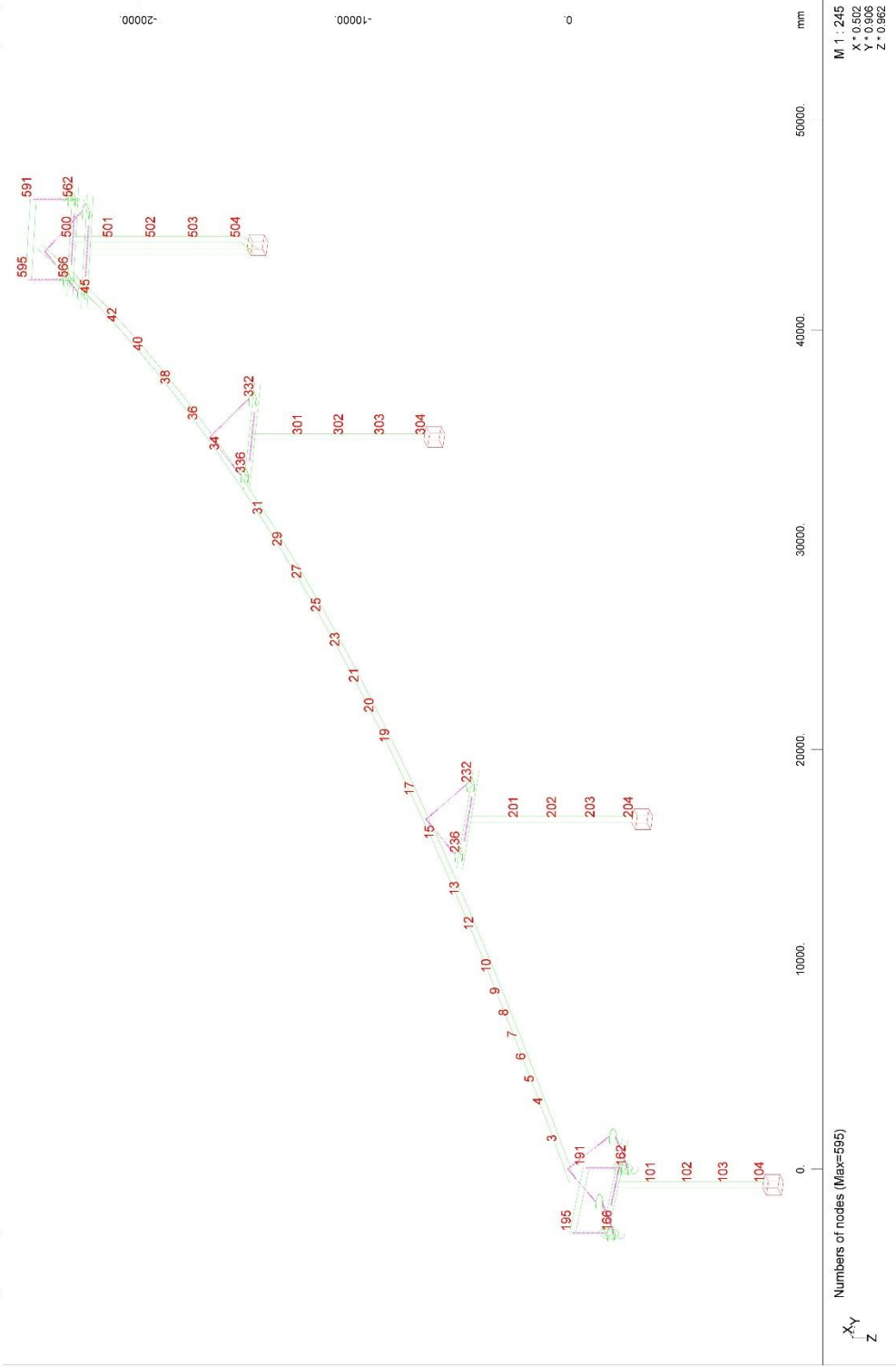
STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



STRUCTURE 7
PLOT OF CROSS-SECTIONS



STRUCTURE 7
STRUCTURE



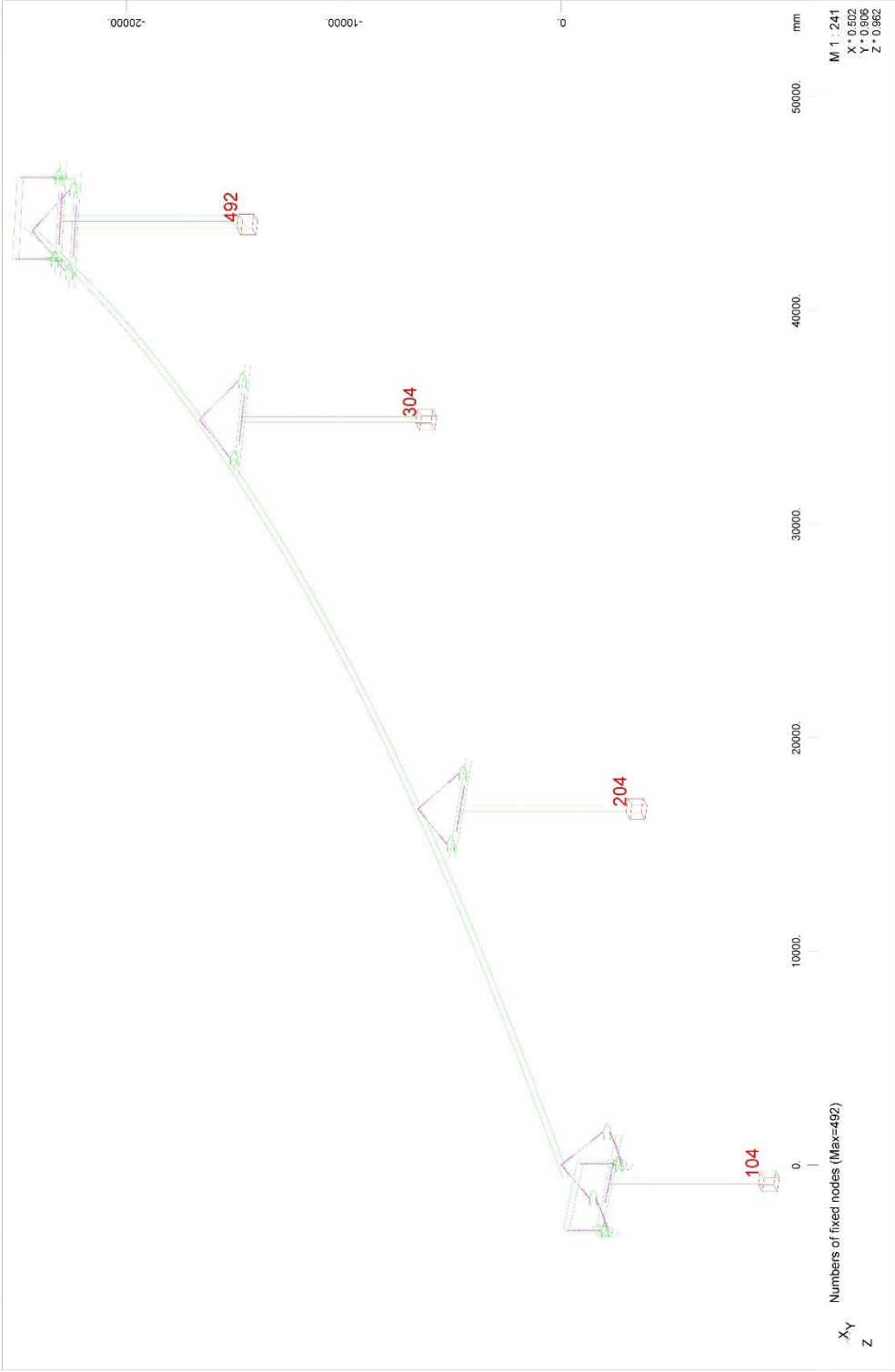
Numbers of nodes (Max=595)

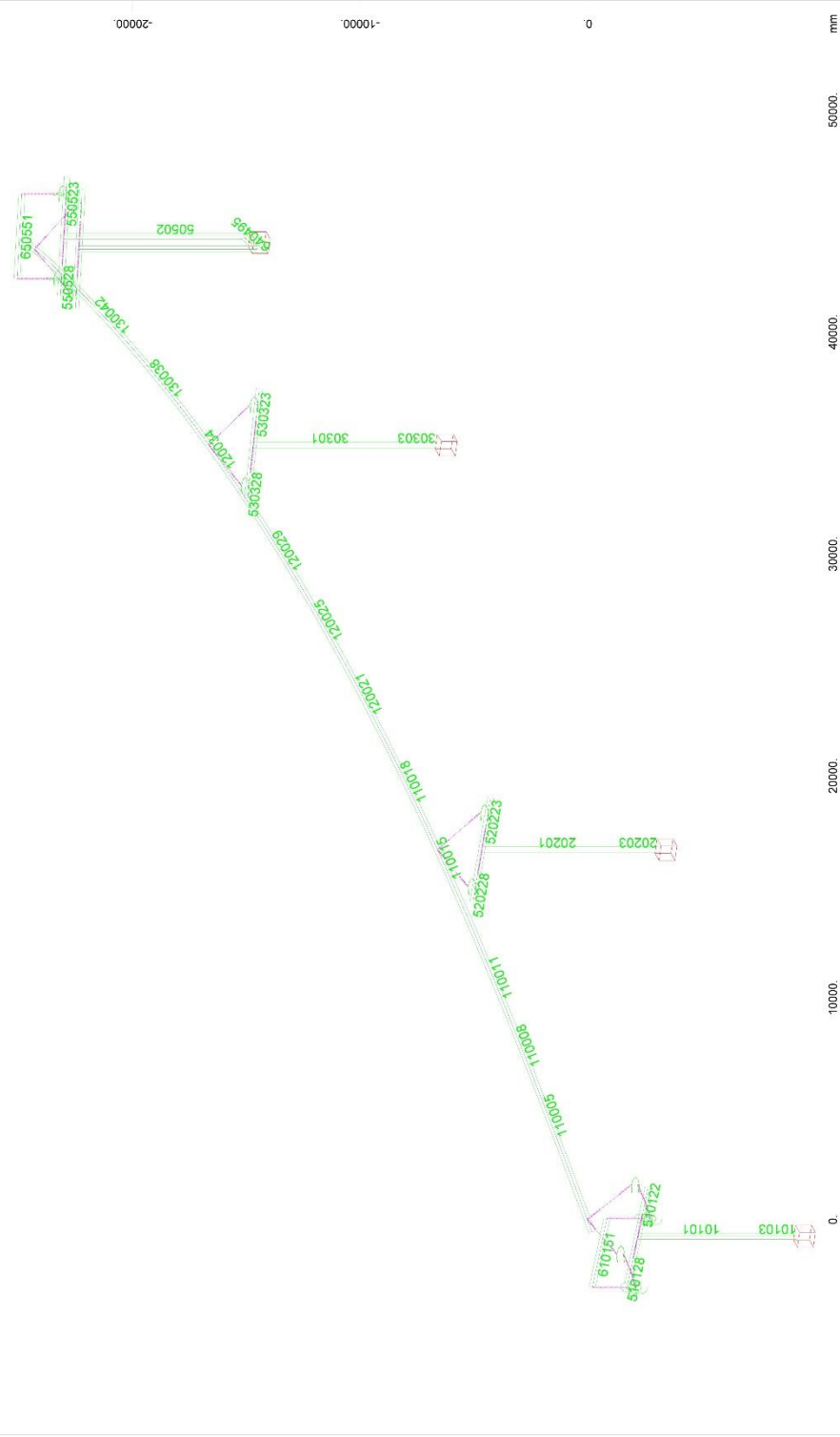
X
Y
Z

M 1 : 245
X * 0.502
Y * 0.006
Z * 0.962

STRUCTURE 7
STRUCTURE

PAGE 279



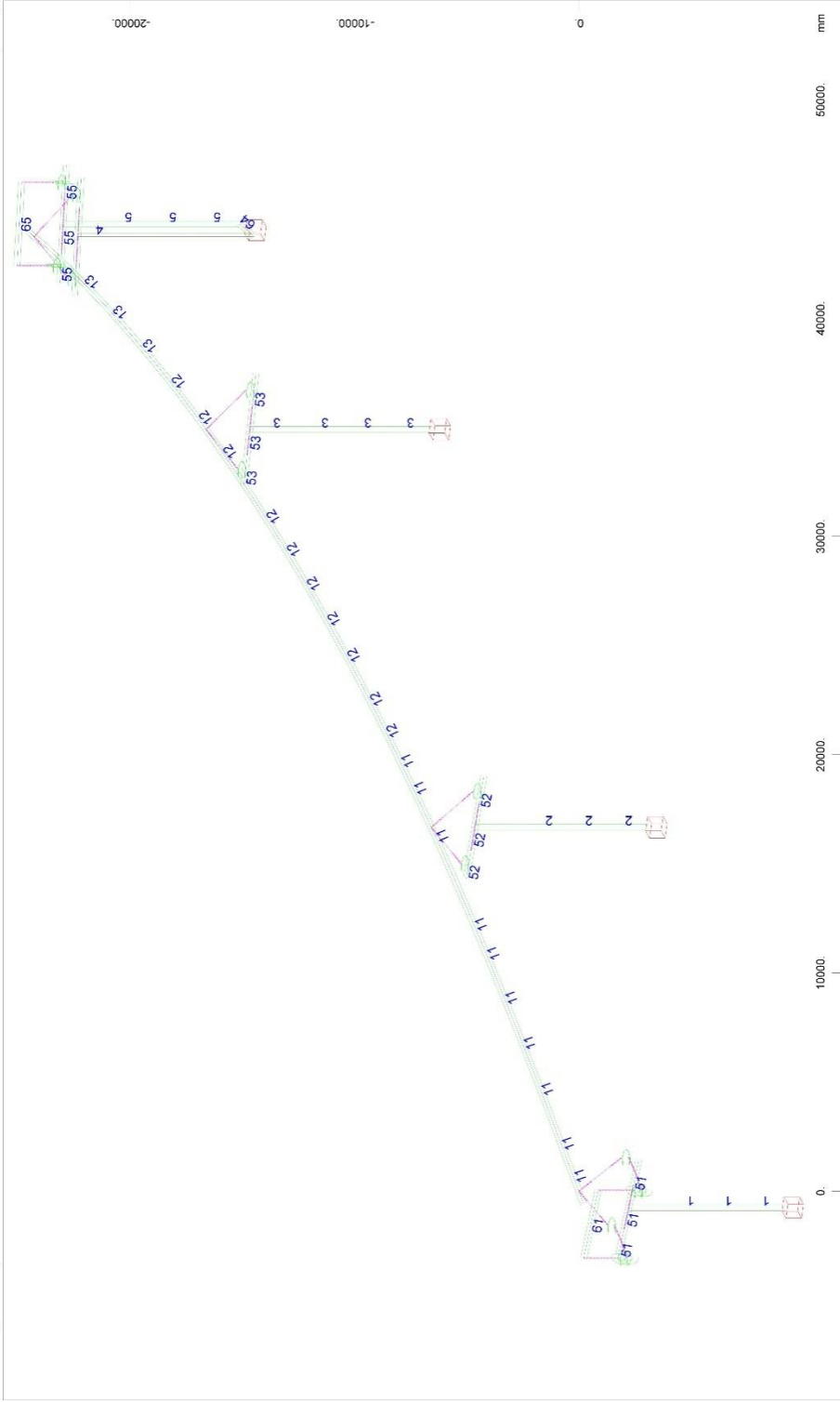


.X.Y
Z

Beam Elements - Number of element (Max=650551)
M 1 : 243
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 7
STRUCTURE

PAGE 281



Beam Elements - Number of group (Max=65)

X_y
Z

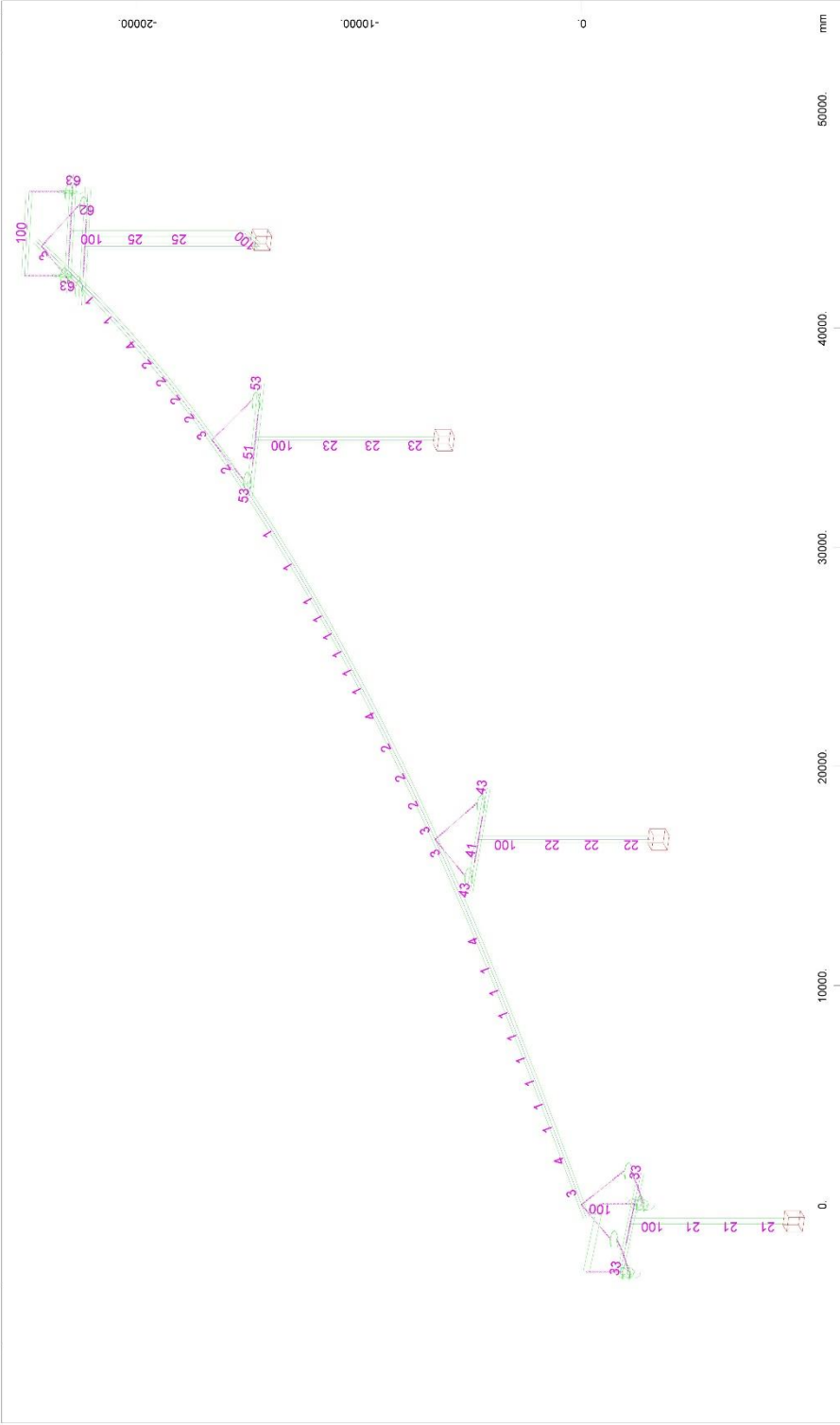
M 1 : 241
X* 0.602
Y* 0.606
Z* -0.962

mm

0 10000 20000 30000 40000 50000

0 -10000 -20000

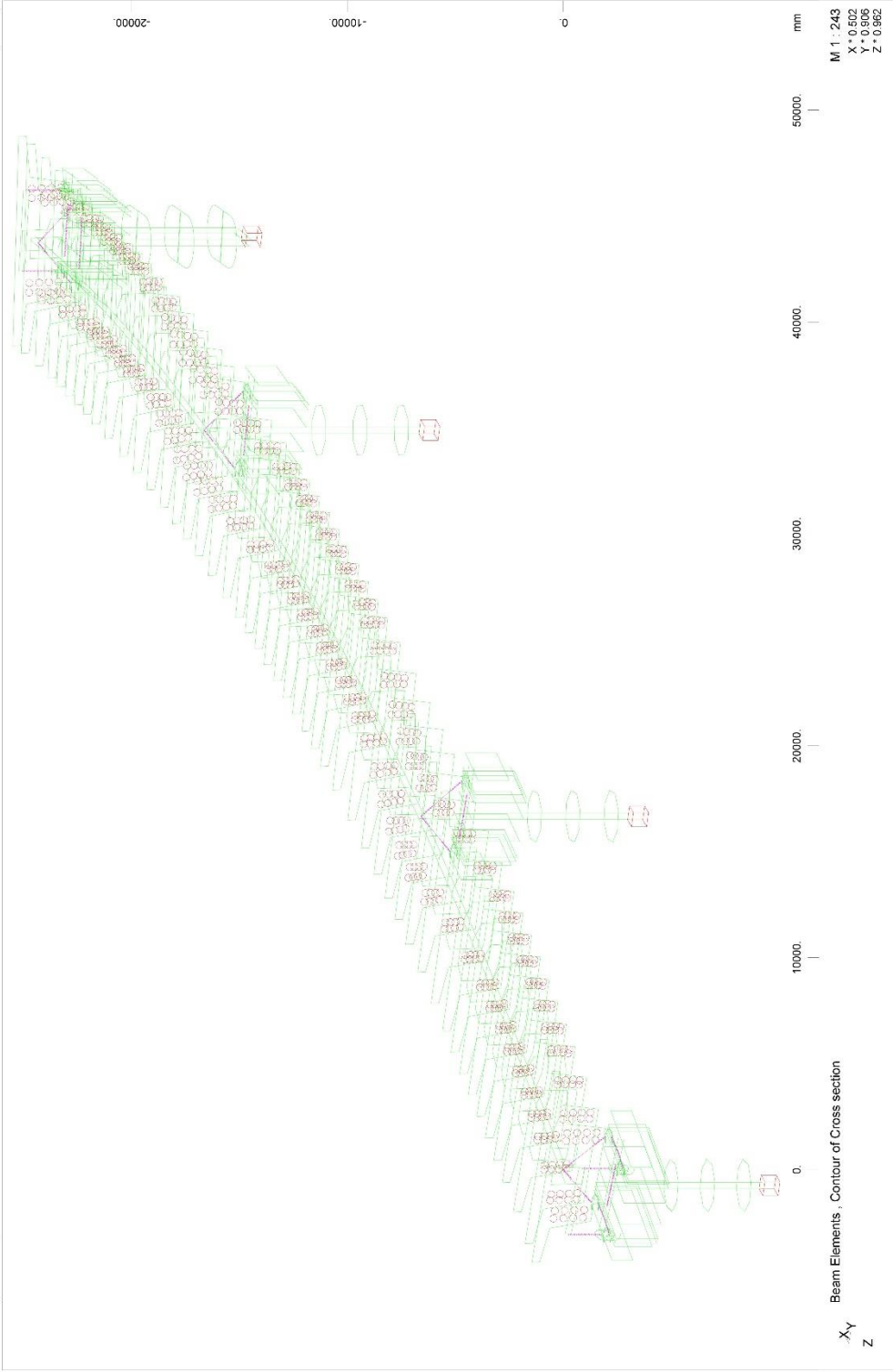
STRUCTURE 7
STRUCTURE

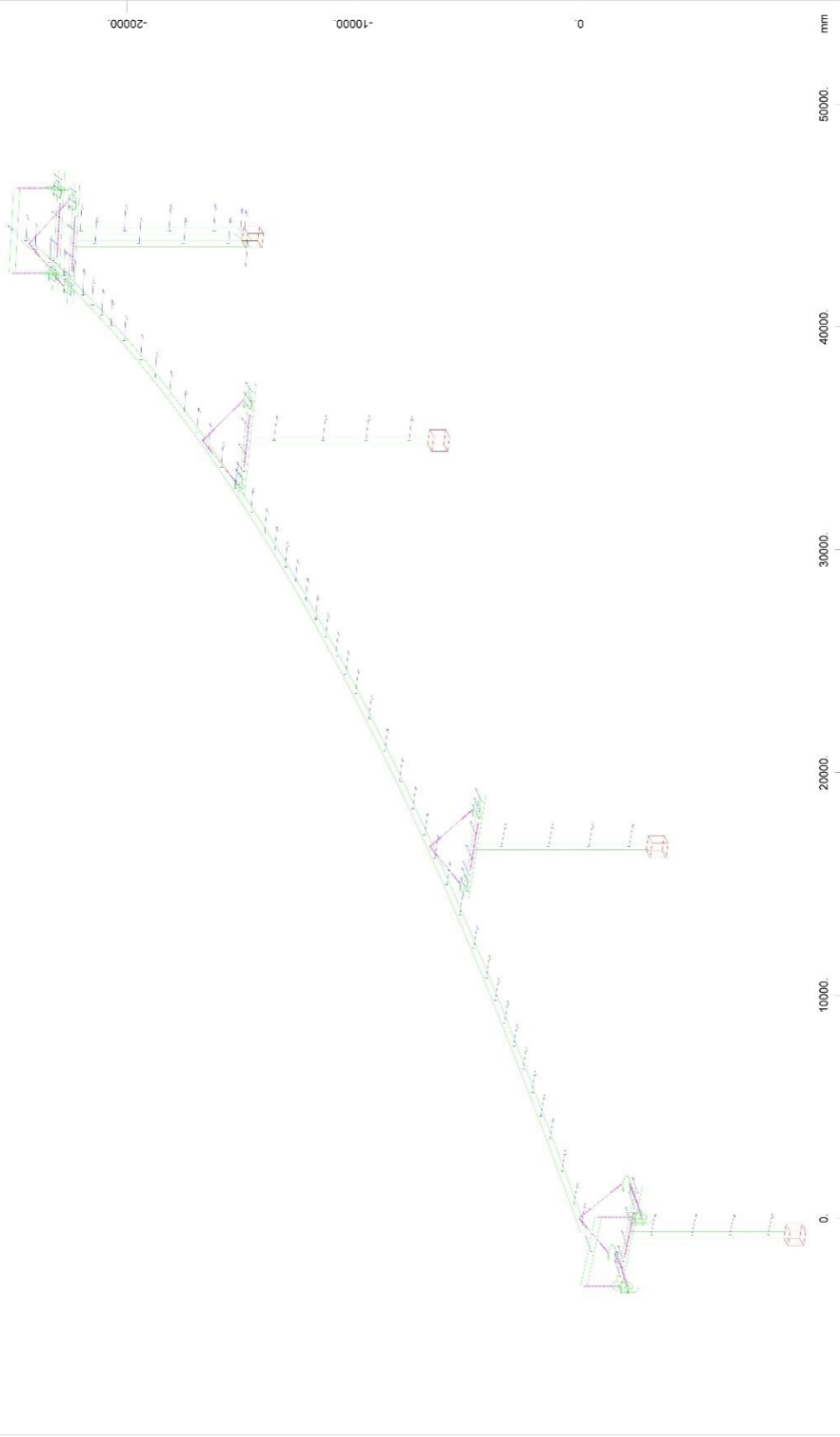


Beam Elements - Numbers of cross section (Max=100)

M 1 : 244
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

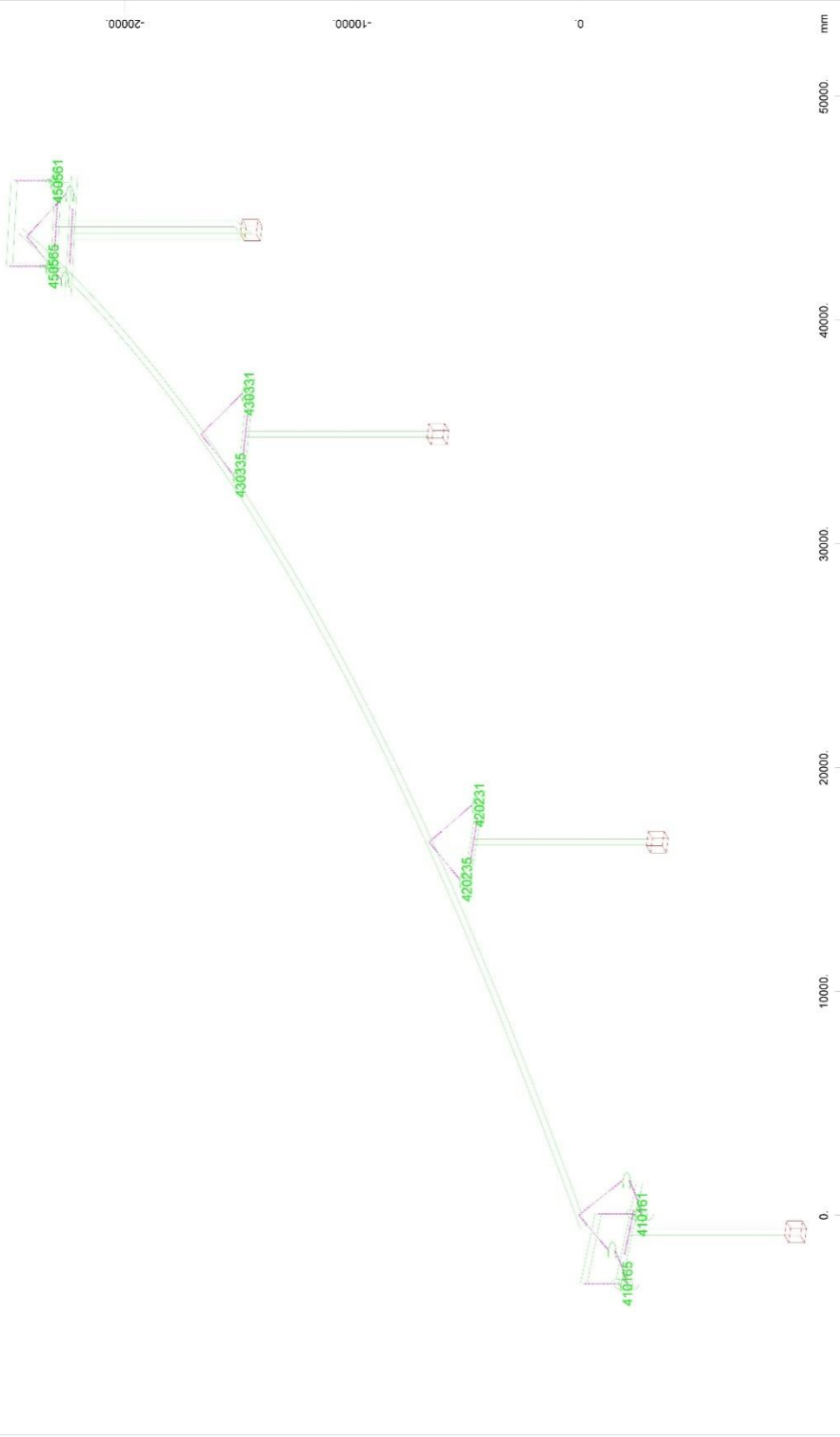
STRUCTURE 7
STRUCTURE





Beam Elements | Local direction Y (
X
Y
Z
M 1 : 242
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 7
STRUCTURE



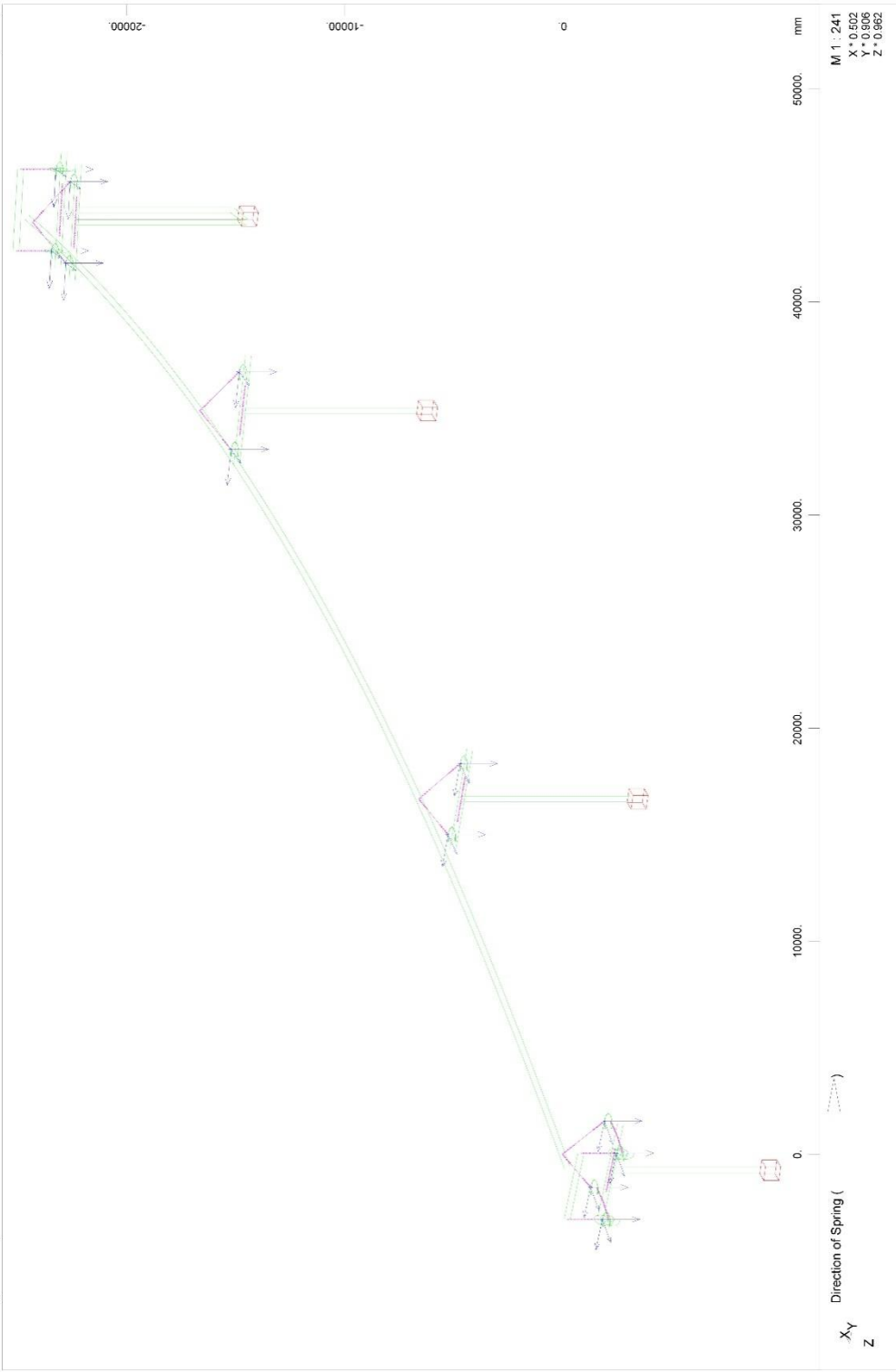
Spring Elements , Number of element (Max=450565)

X
Y
Z

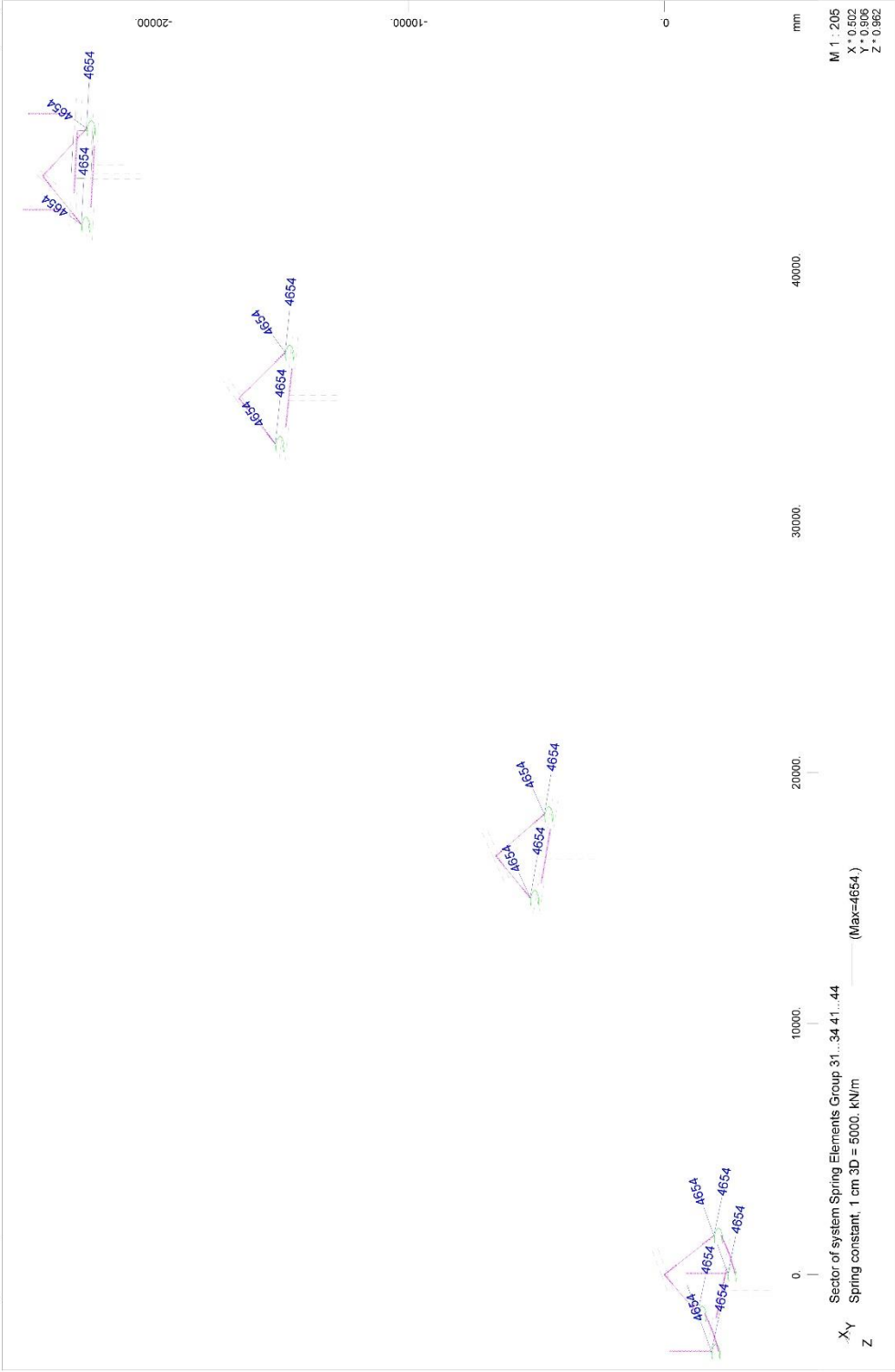
M 1 : 241
X * 0.502
Y * 0.506
Z * 0.962

STRUCTURE 7
STRUCTURE

PAGE 287



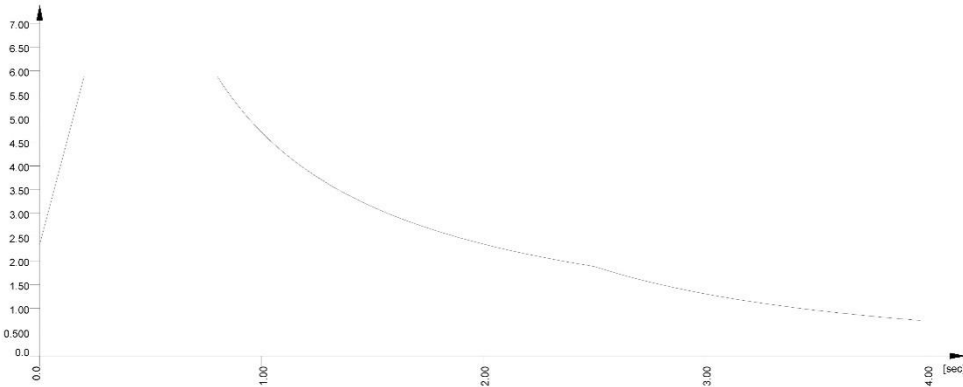
STRUCTURE 7
STRUCTURE



STRUCTURE 7
STRUCTURE



STRUCTURE 7
 DESIGN SPECTRA



Load Case 3999

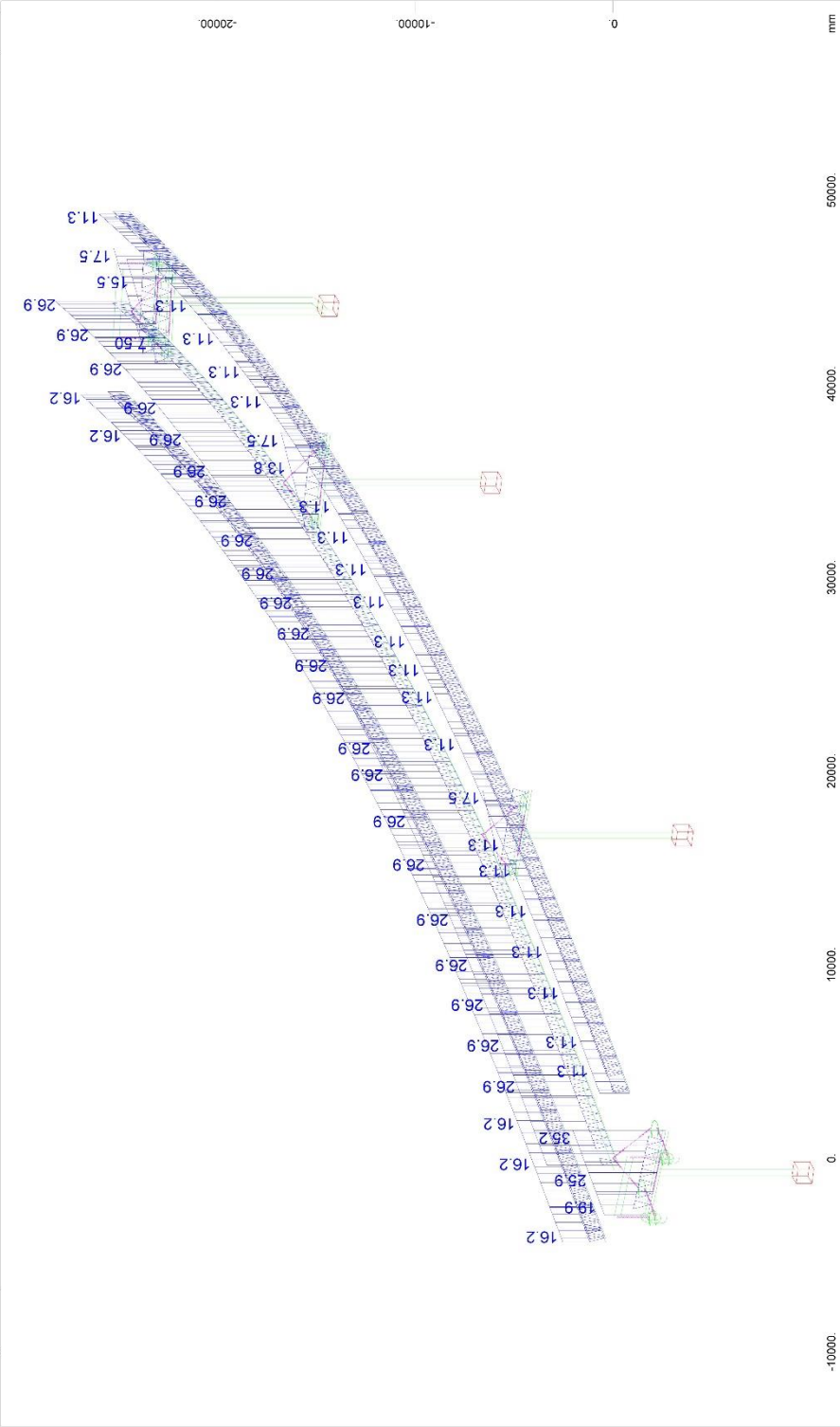
Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-XX 0.000
 Factor dead weight DL-YY 0.000
 Factor dead weight DL-ZZ 0.000

Response spectra ELASTIC SPECTRUM-Z

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

time [sec]	Factor [-]	time [sec]	Factor [-]	time [sec]	Factor [-]	time [sec]	Factor [-]
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		

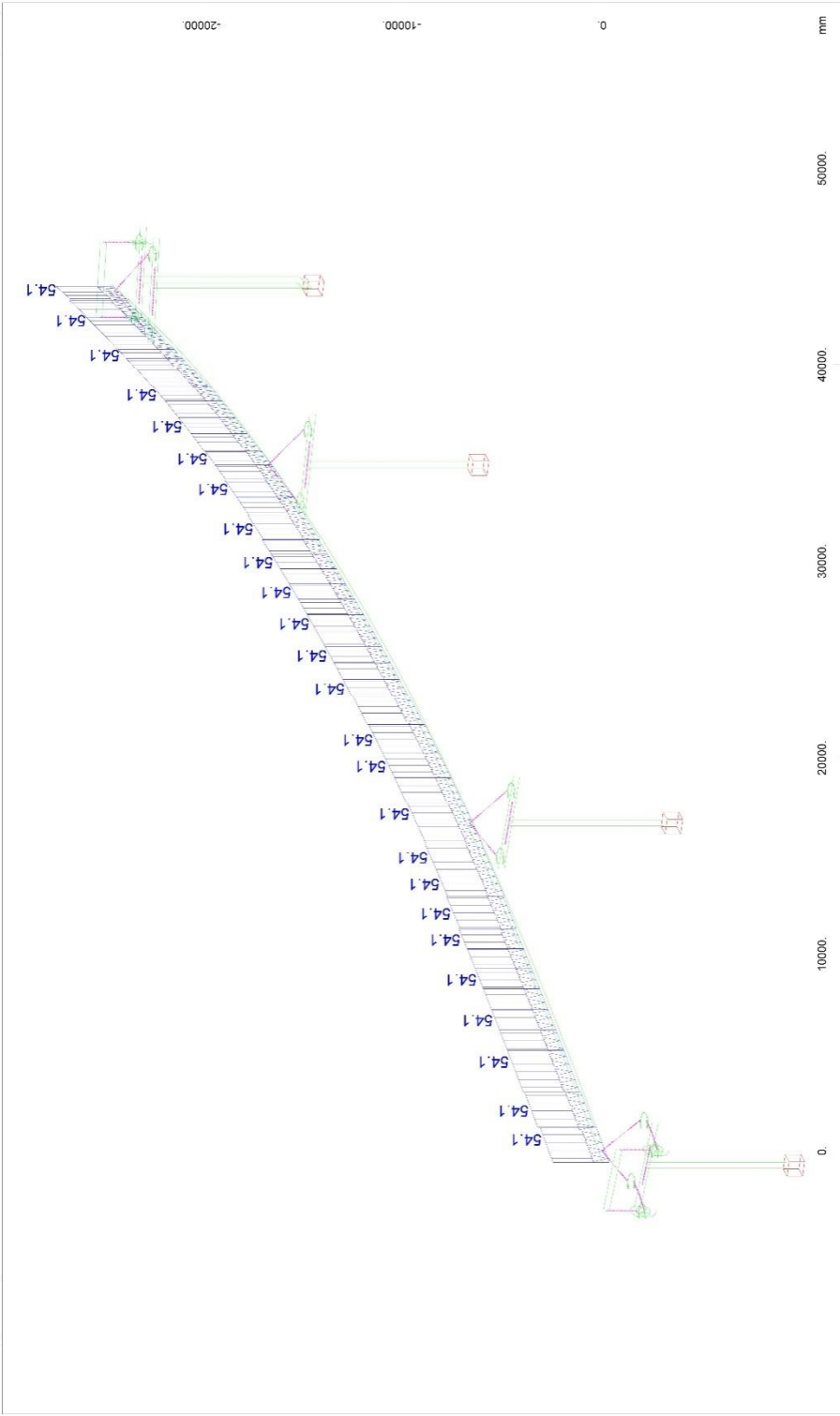
SOFISTIK AG - www.sofistik.com



M 1 : 277
X * 0.602
Y * 0.606
Z * 0.952

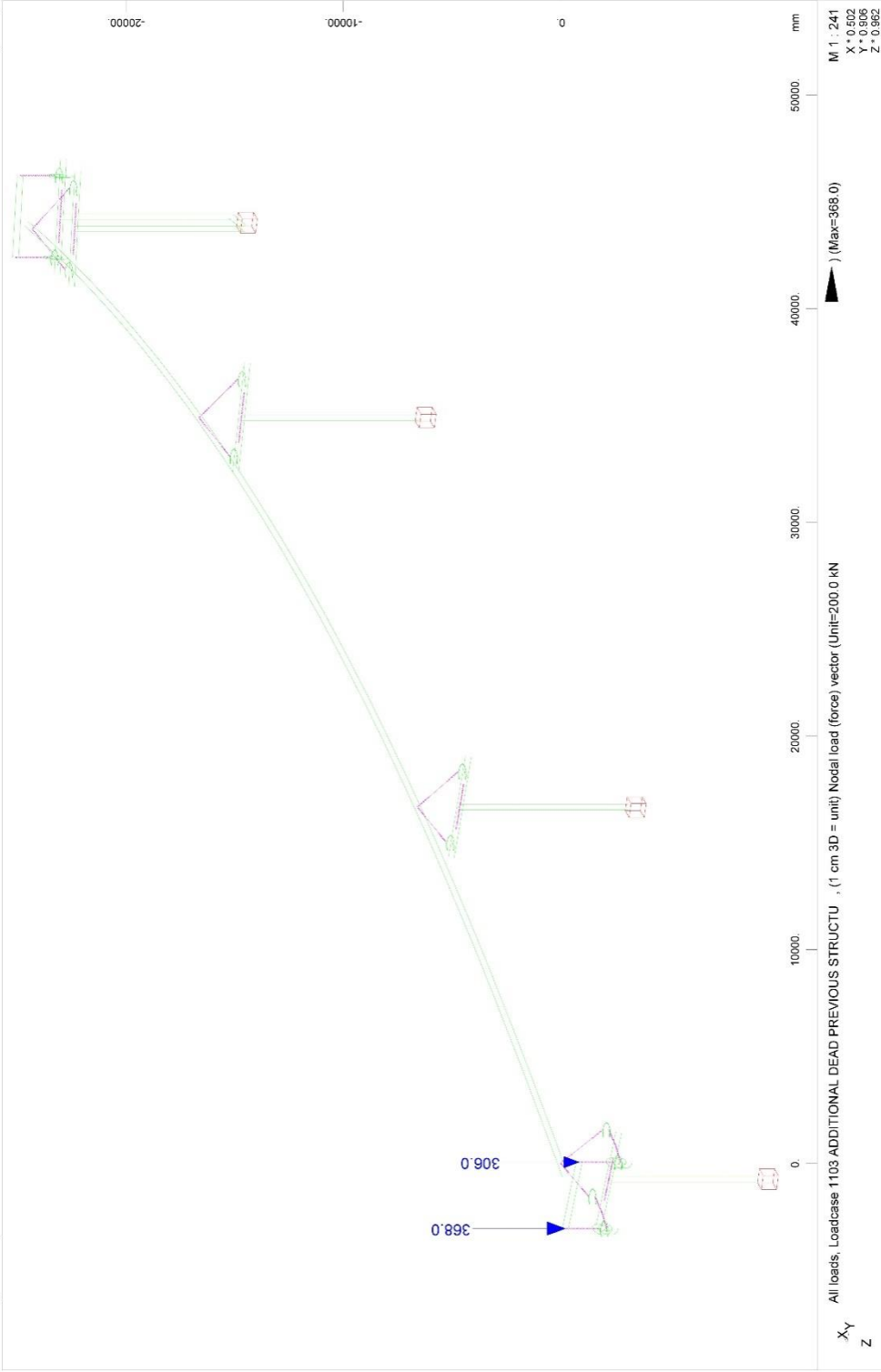
All loads, Loadcase 1002 ADDI, DEAD, (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Z (Unit=20.0 kN/m)

X
Y
Z

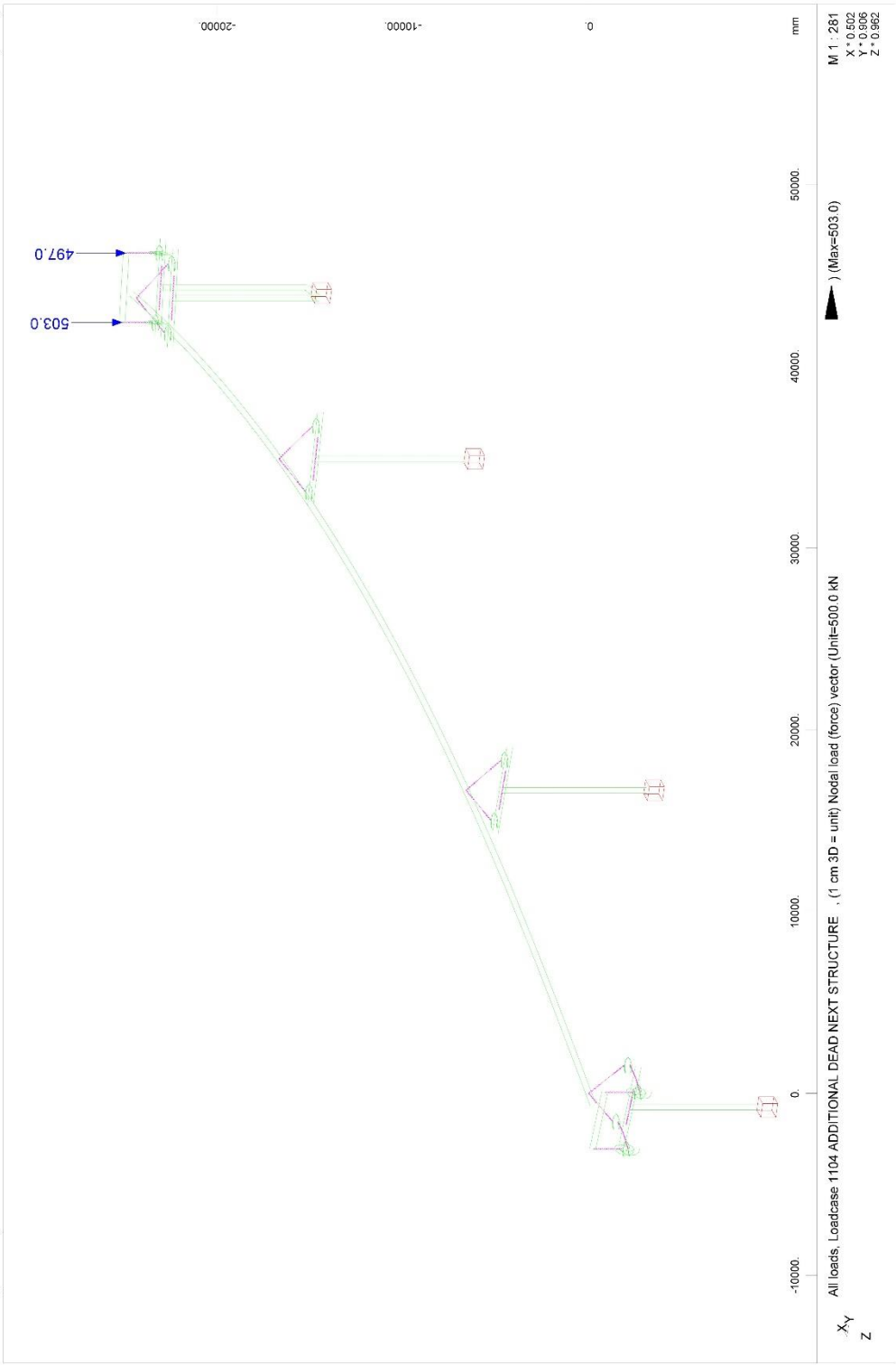


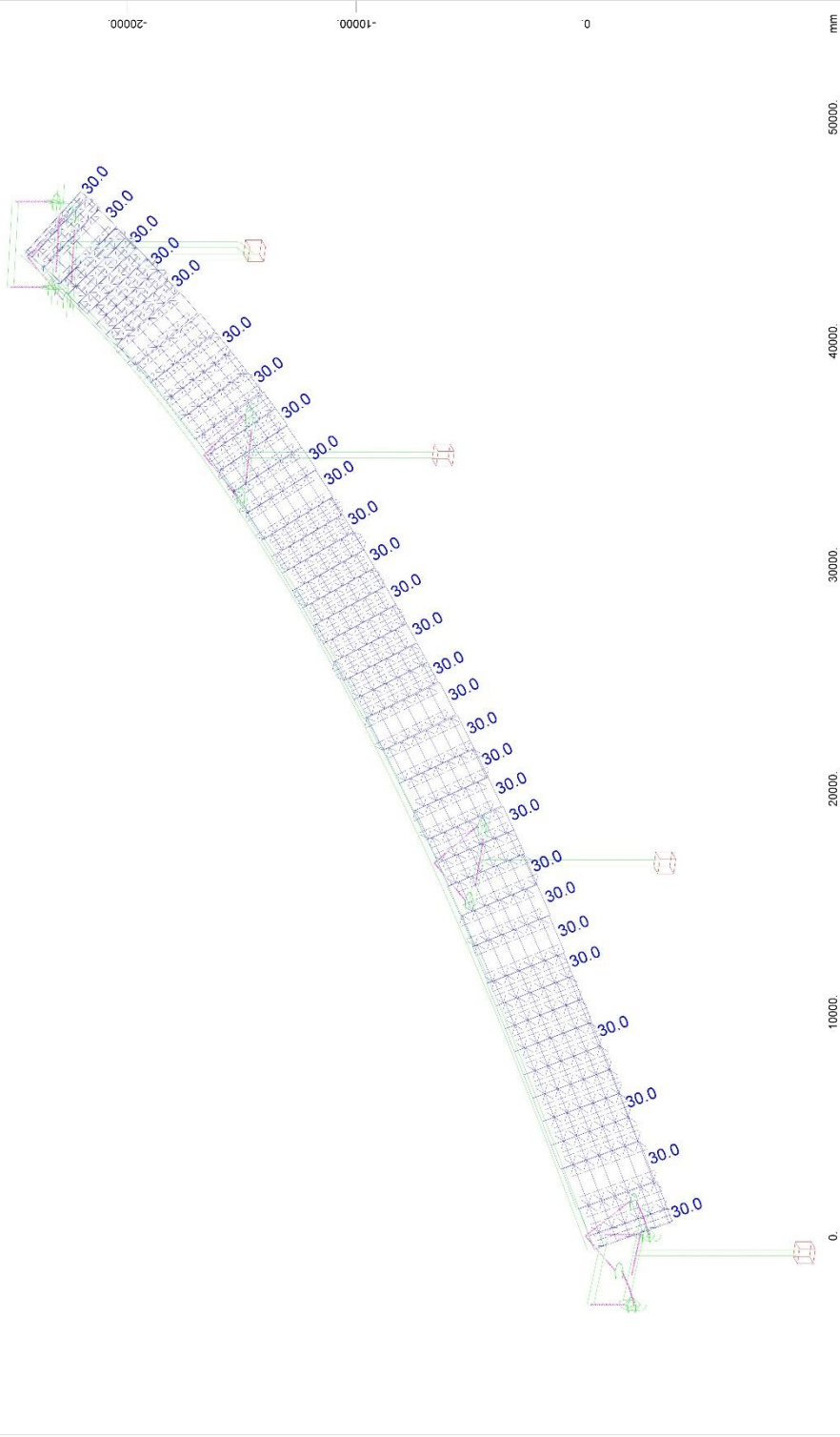
.X.Y
Z
All loads, Loadcase 1003 UNIFORM LIVE LOAD, (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Z (Unit=50.0 kN/m)
M 1 : 270
X : 0.902
Y : 0.902
Z : 0.962
(Max=54.1)

STRUCTURE 7
LOADS



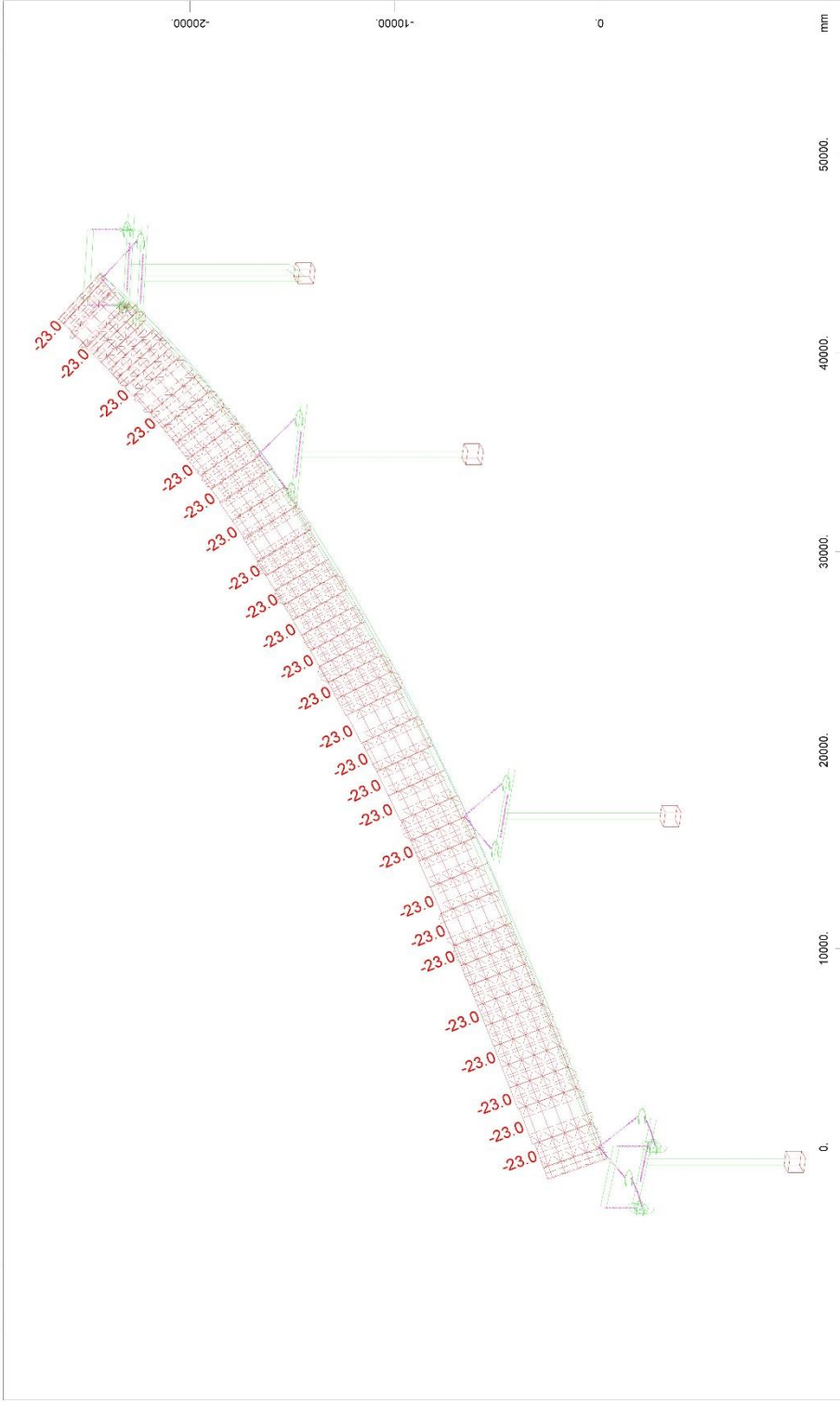
STRUCTURE 7
LOADS





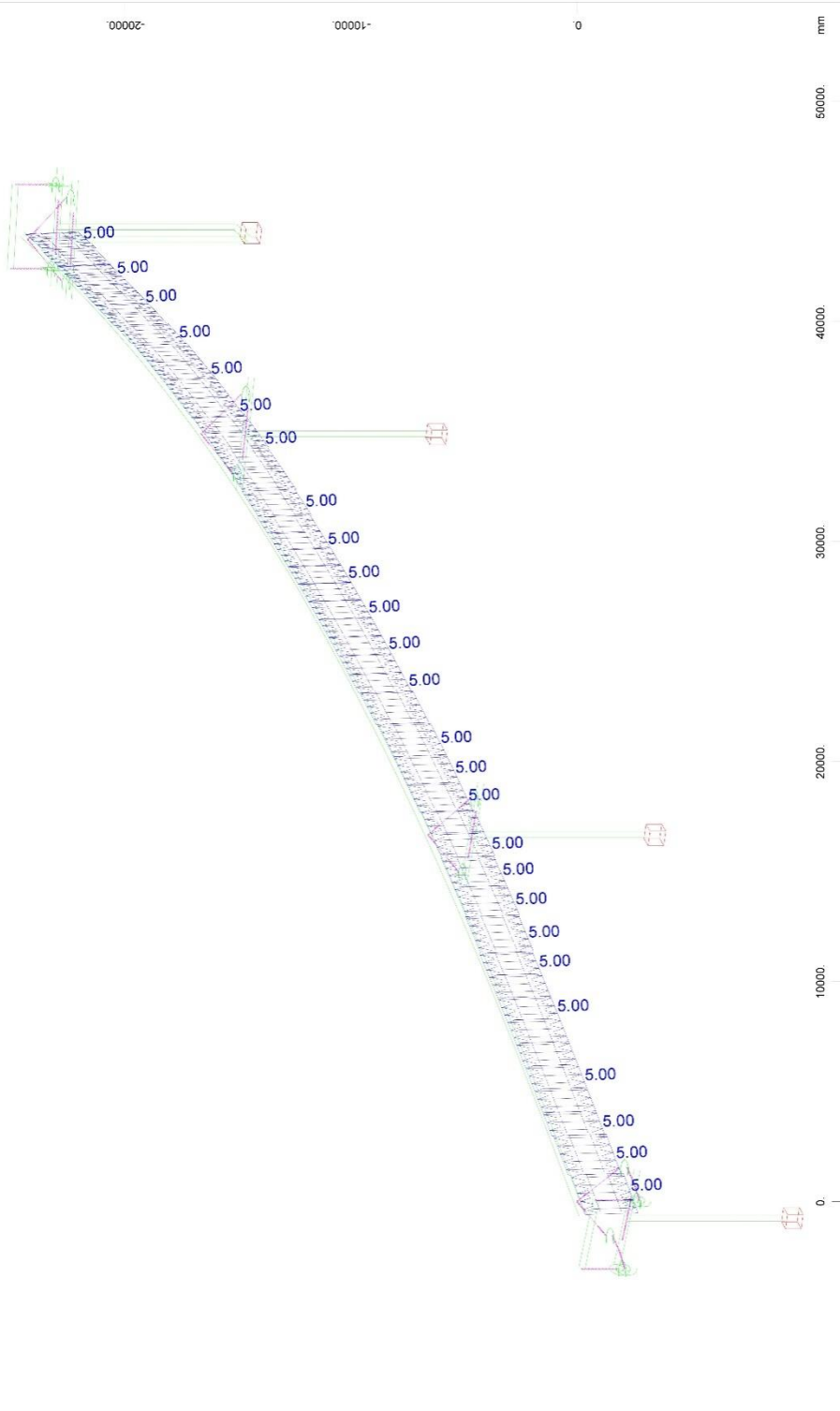
.Xy
Z
All loads, Loadcase 1011 TEMPERATURE +30 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=20.0 °C)
M 1 : 241
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962
(Max=30.0)

STRUCTURE 7
LOADS



All loads, Loadcase 1012 TEMPERATURE -23 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=20.0 °C)
M 1 : 265
X * 0.502
Y * 0.006
Z * 0.962
(Min=-23.0) (Max=0)

STRUCTURE 7
LOADS

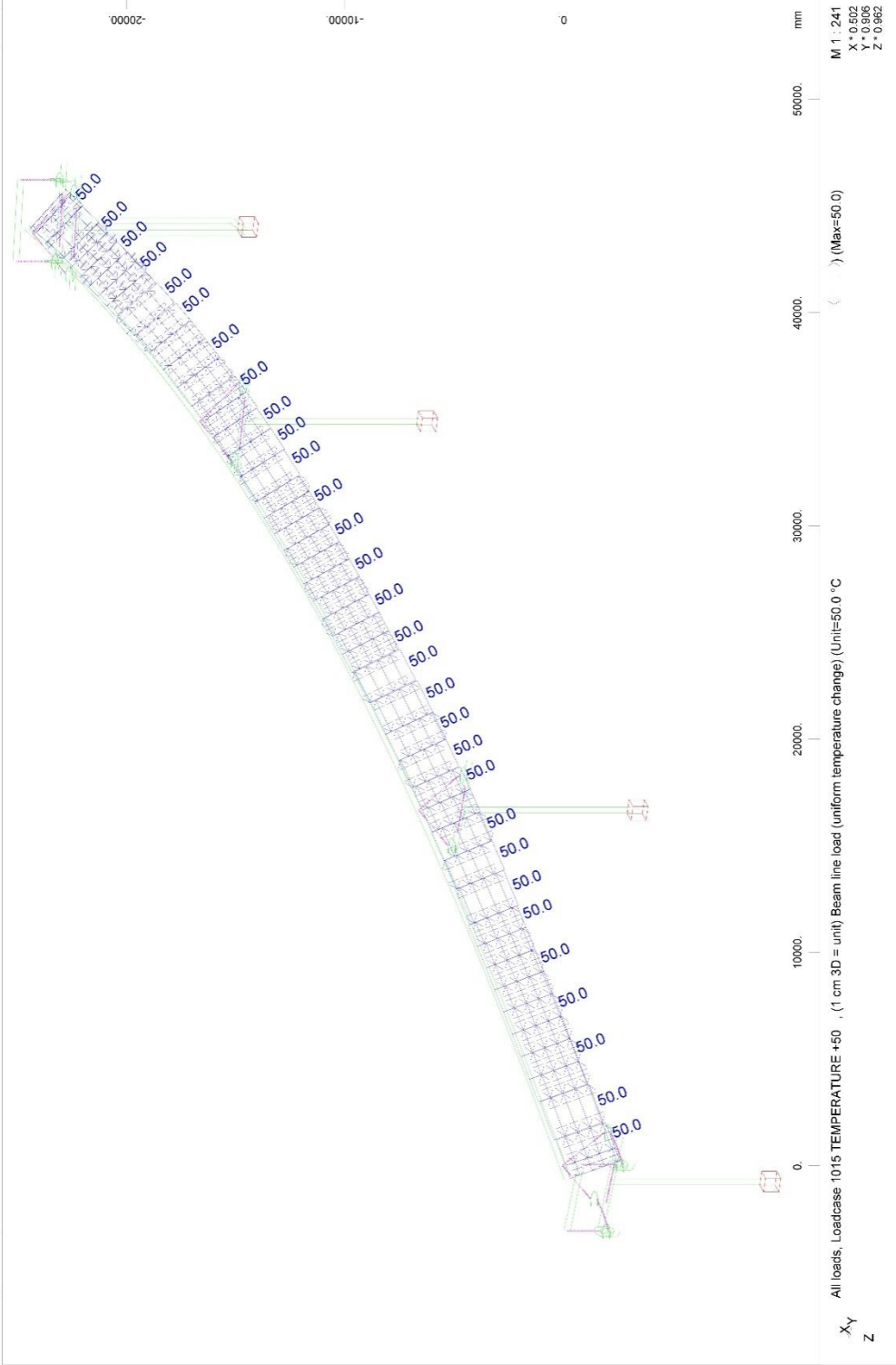


All loads, Loadcase 1014 LINEAR TEMP. DIFF -5 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (temperature difference) in local z (Unit=5.00 °C)
(Max=5.00)

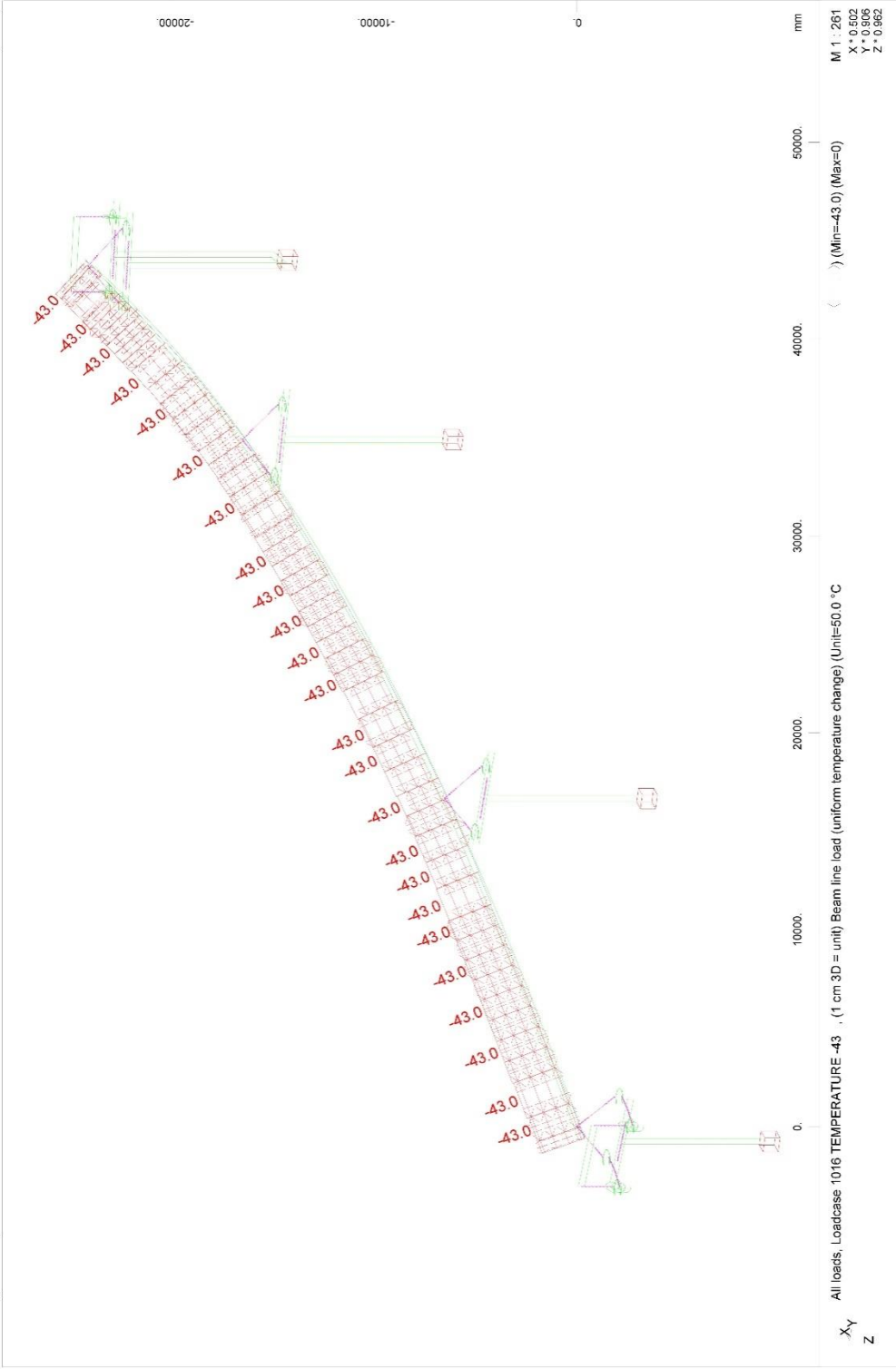
X
Y
Z

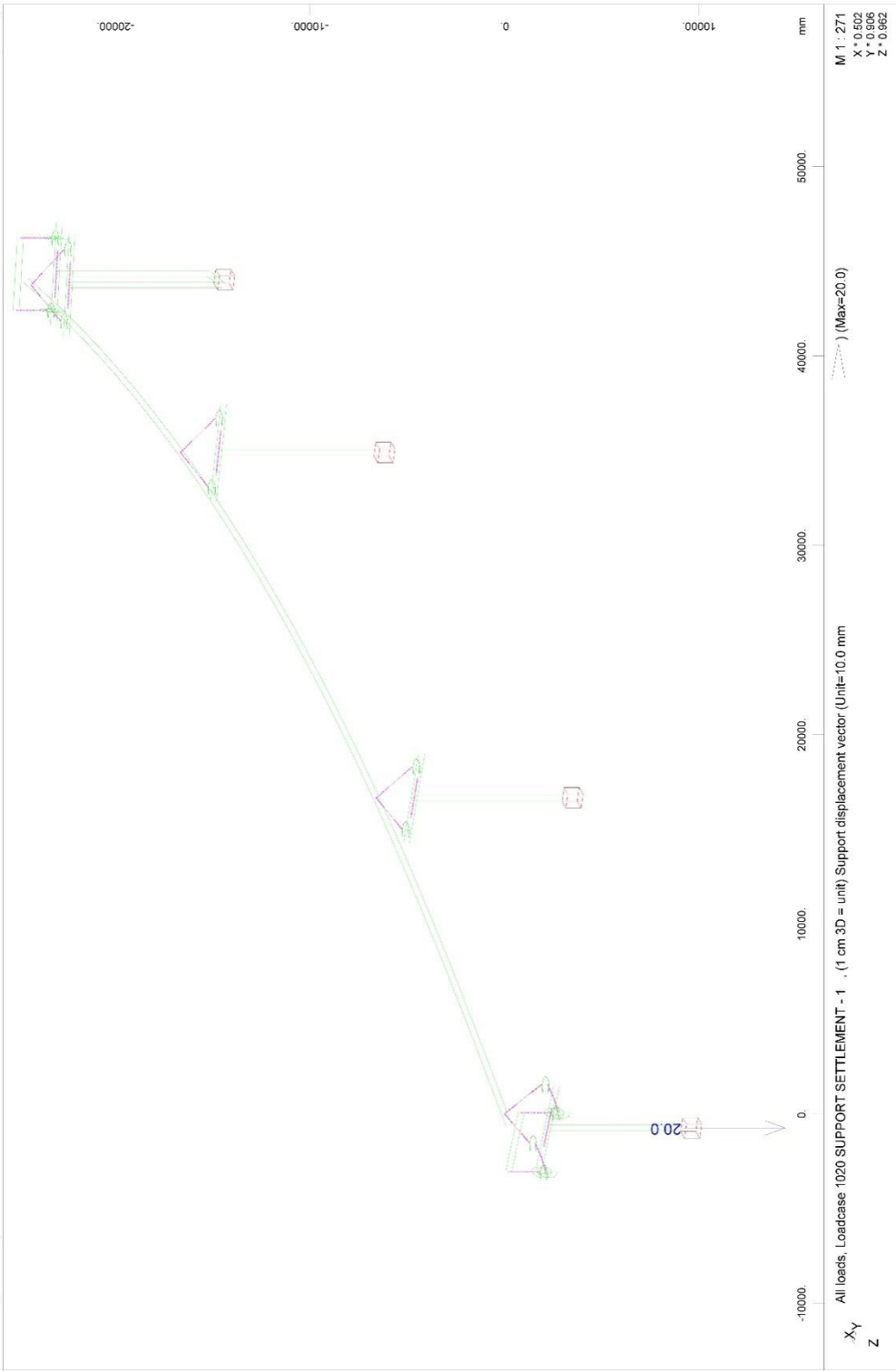
M 1 : 241
X * 0.502
Y * 0.506
Z * 0.952

STRUCTURE 7
LOADS

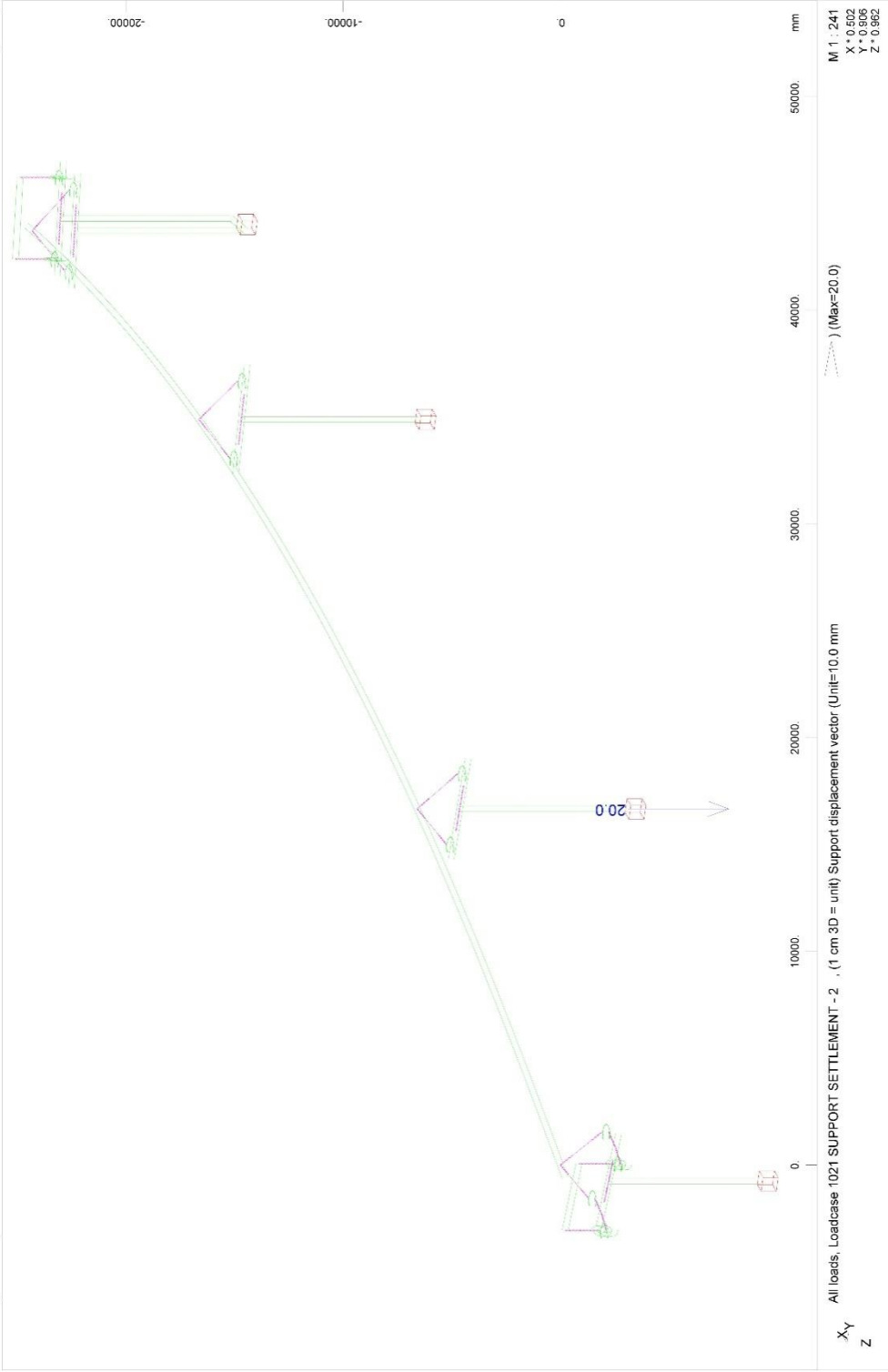


STRUCTURE 7
LOADS

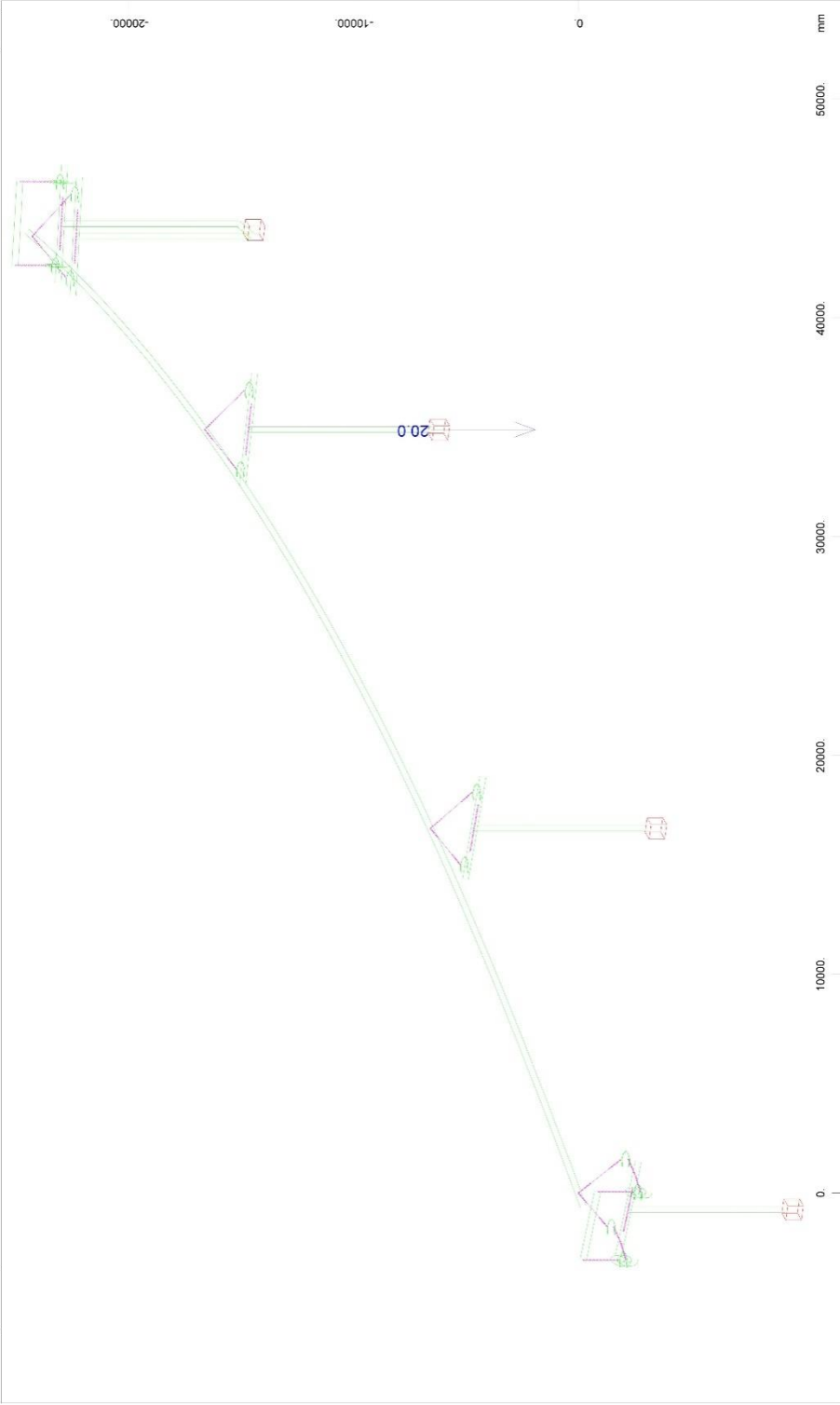




STRUCTURE 7
LOADS

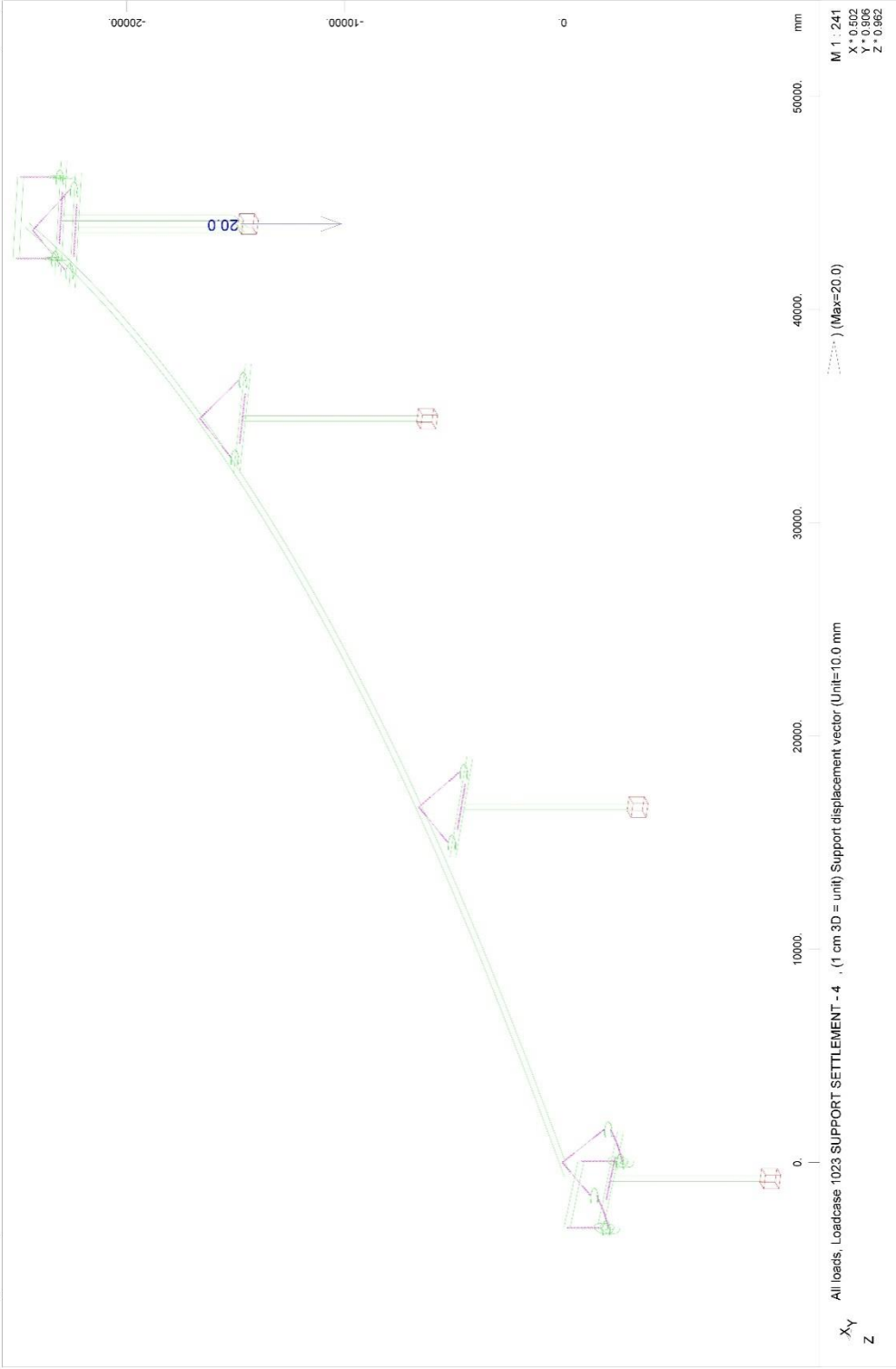


STRUCTURE 7
LOADS

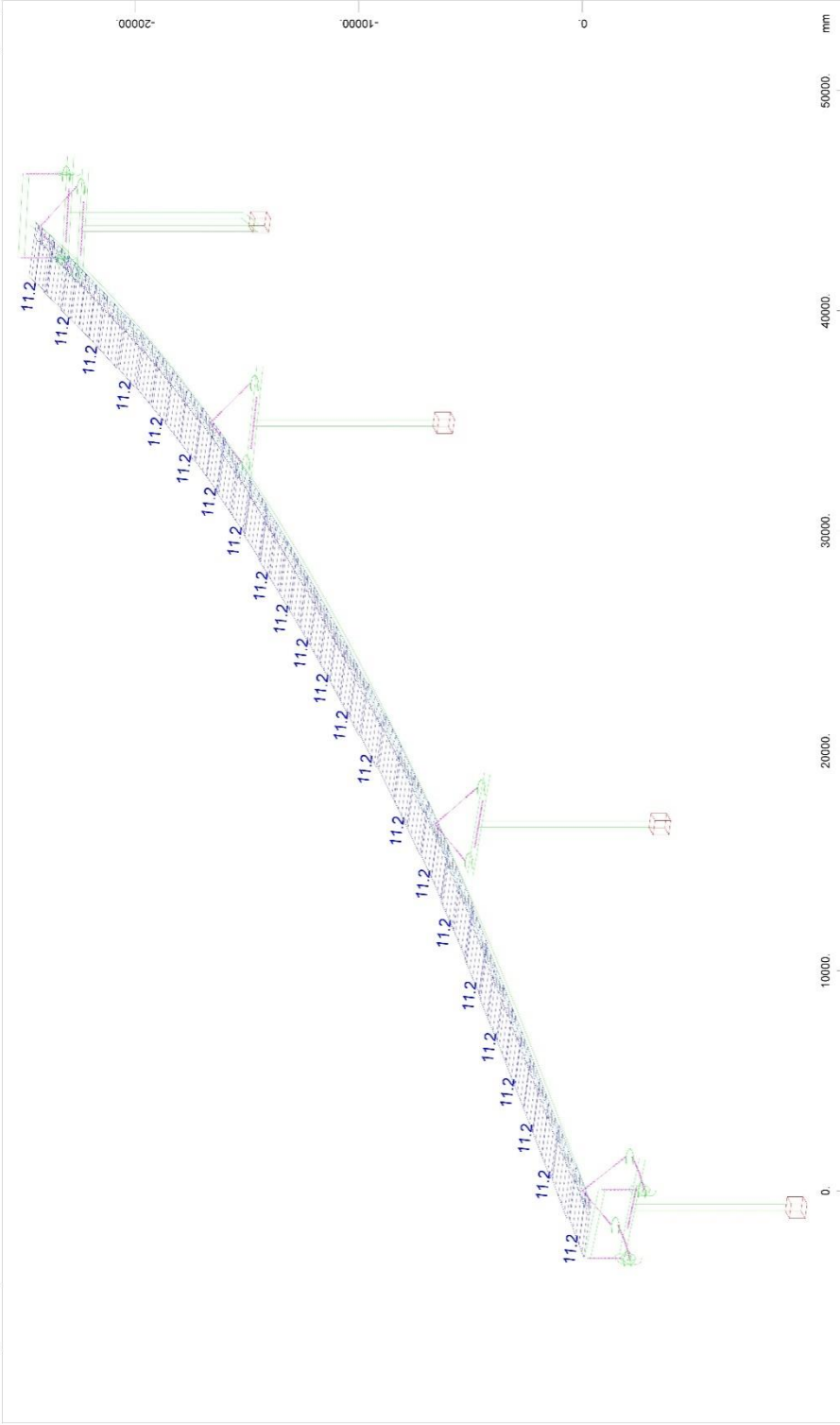


All loads, Loadcase 1022 SUPPORT SETTLEMENT - 3 - (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=10.0 mm)
X_y
Z
M 1 : 241
X * 0.602
Y * 0.606
Z * -0.962
(Max=20.0)

STRUCTURE 7
LOADS



STRUCTURE 7
LOADS



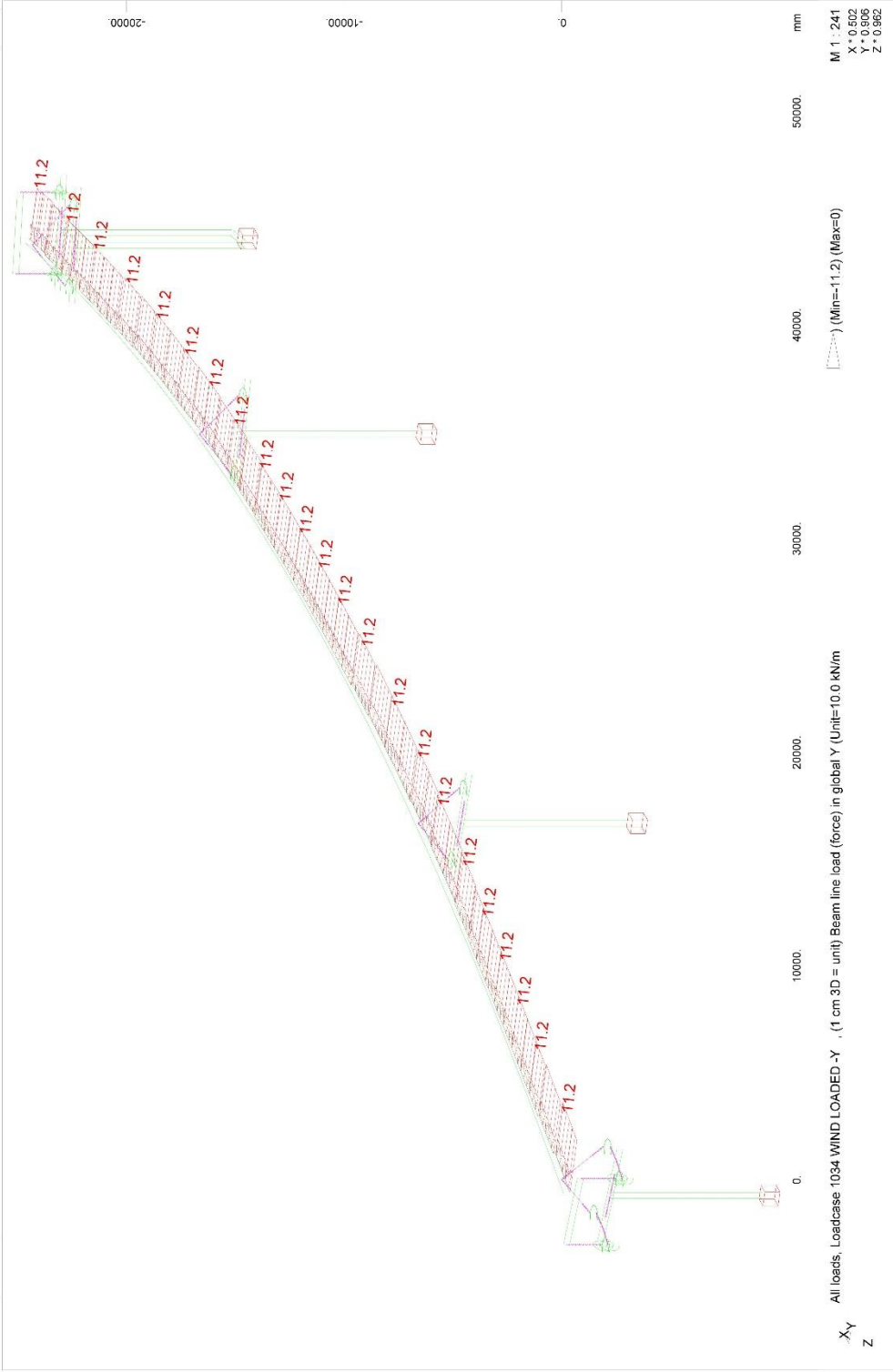
All loads, Loadcase 1033 WIND LOADED +Y , (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Y (Unit=10.0 kN/m)

X
Y
Z

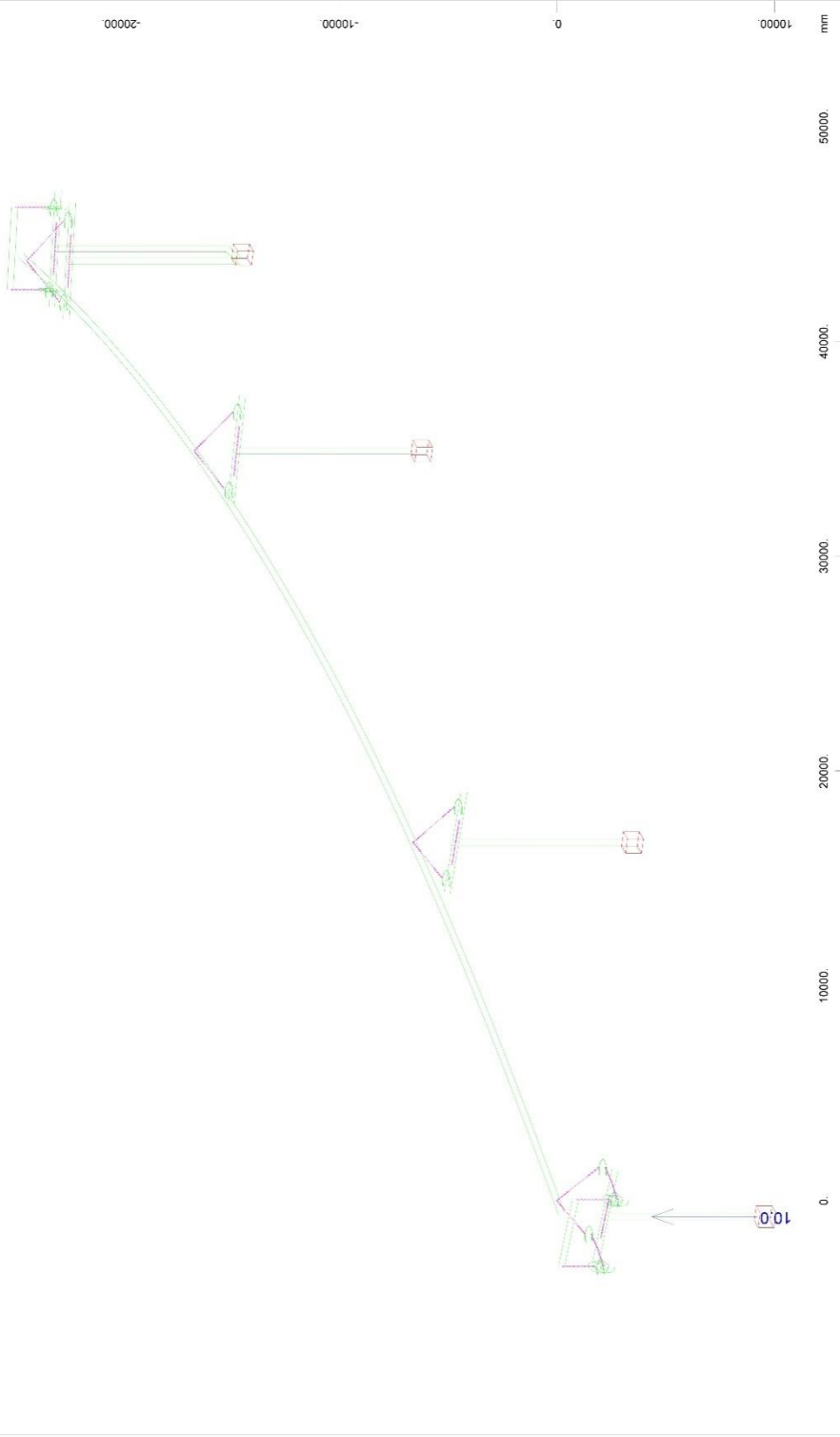
(Max=11.2)

M 1 : 243
X * 0.502
Y * 0.806
Z * 0.962

STRUCTURE 7
LOADS



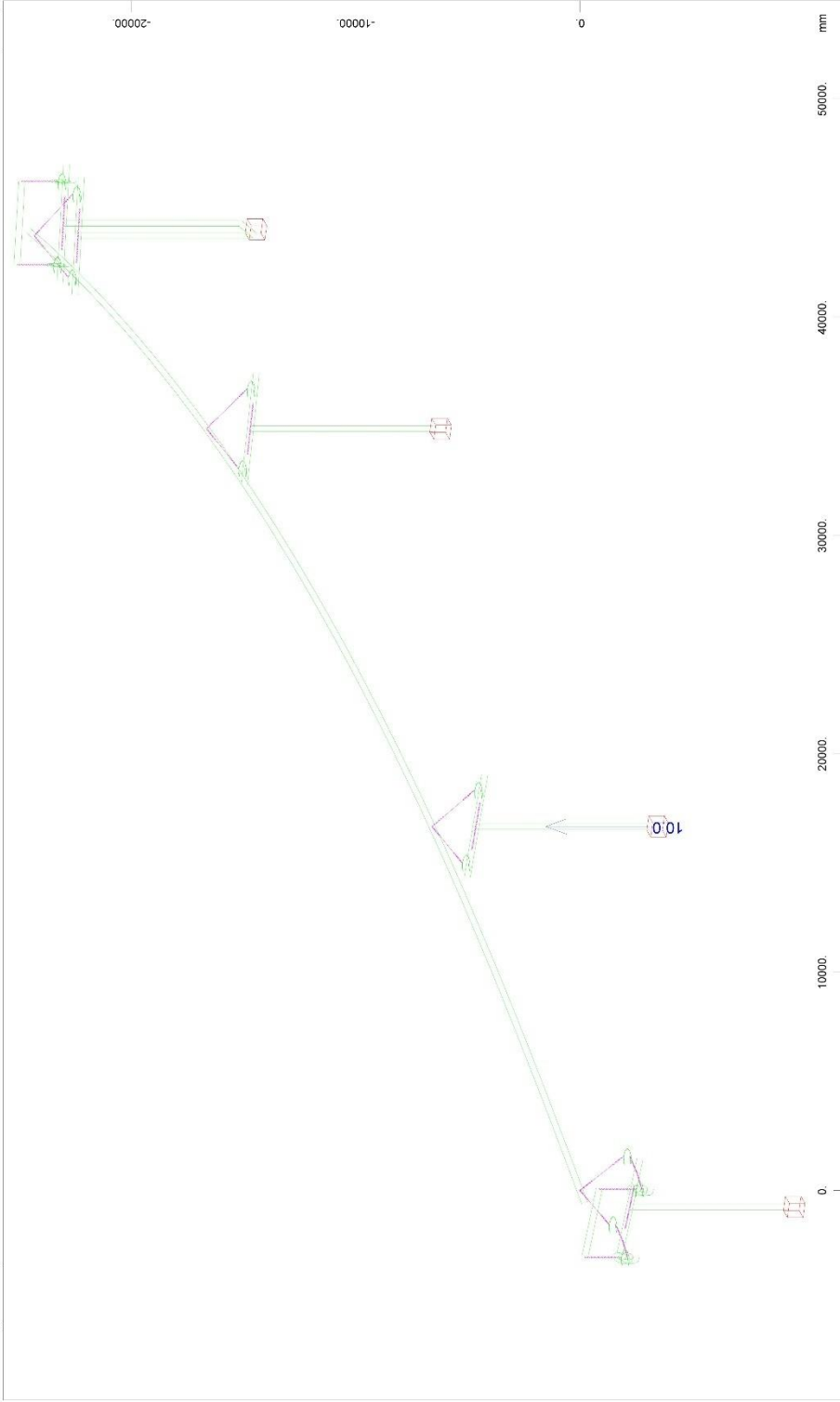
STRUCTURE 7
LOADS



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

X
Y
Z

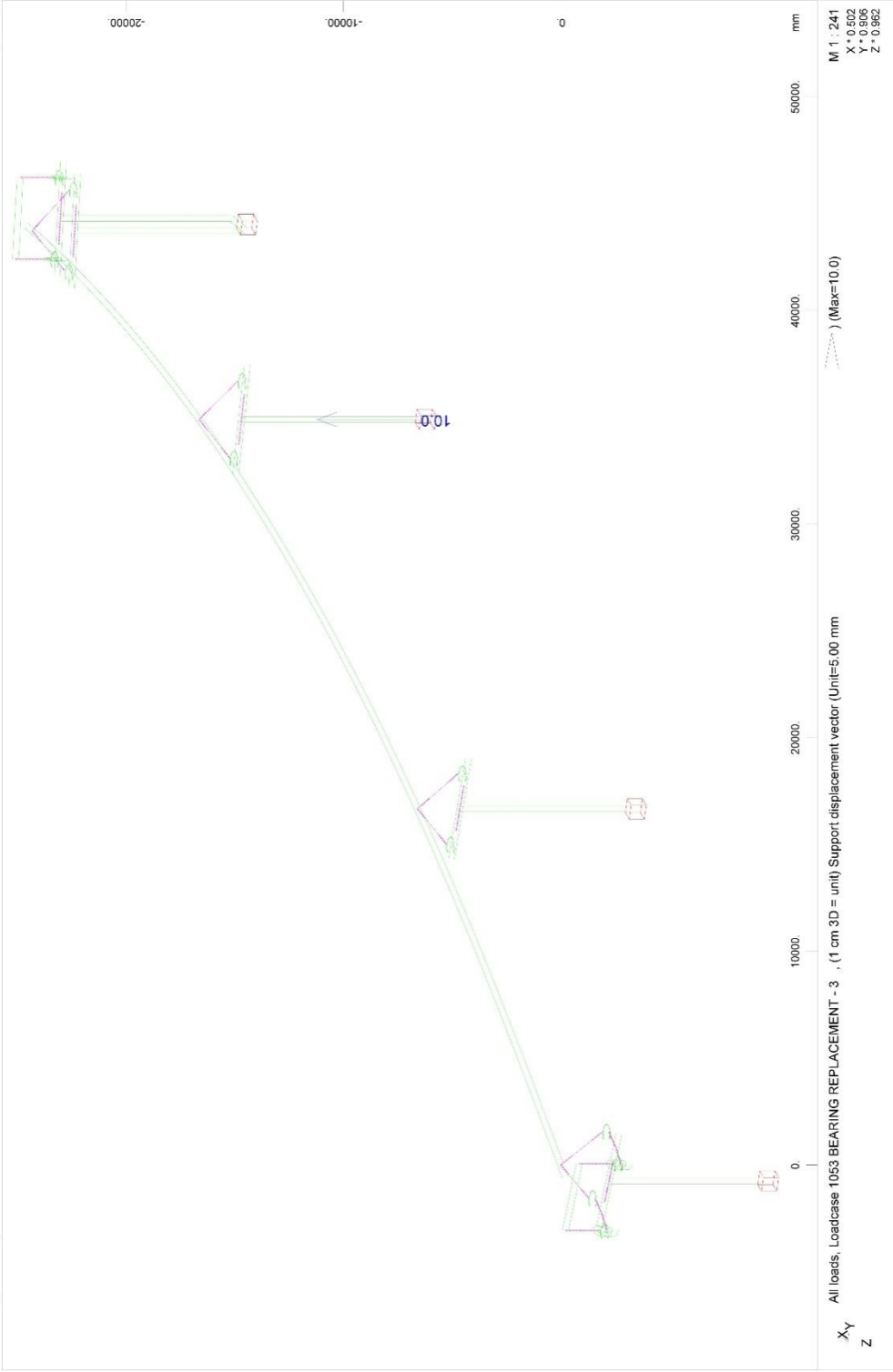
STRUCTURE 7
LOADS

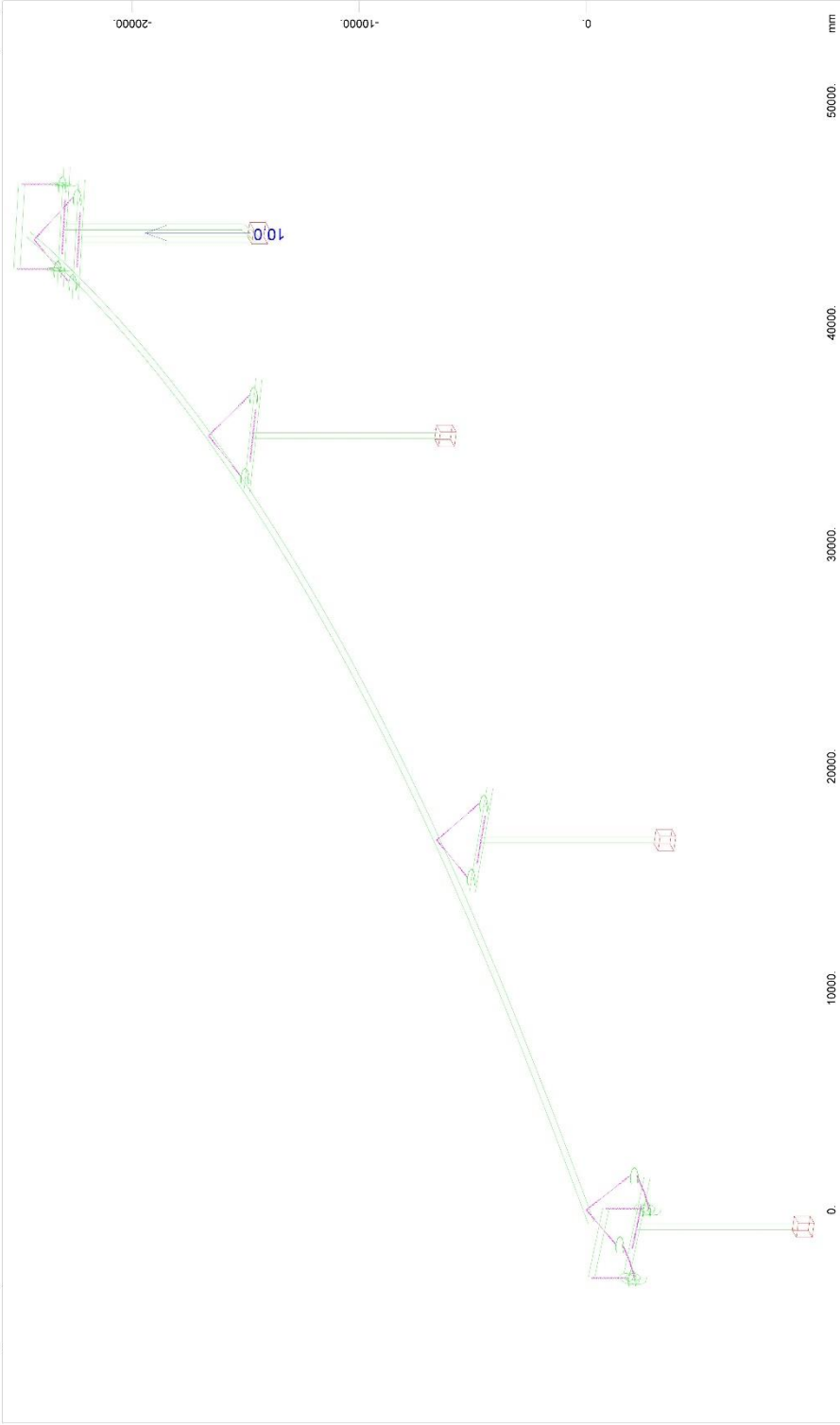


All loads, Loadcase 1052 BEARING REPLACEMENT - 2 , (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm)

X
Y
Z

STRUCTURE 7
LOADS



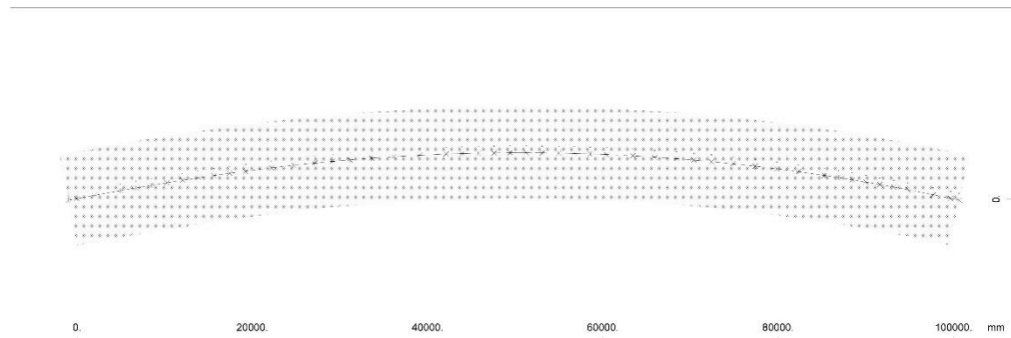


All loads, Loadcase 1054 BEARING REPLACEMENT - 4, (1 cm 3D = unit) Support displacement vector (Unit=5.00 mm)
X: 0.602
Y: 0.606
Z: 0.952
M 1 : 241
(Max=10.0)
mm

STRUCTURE 7
LOADS

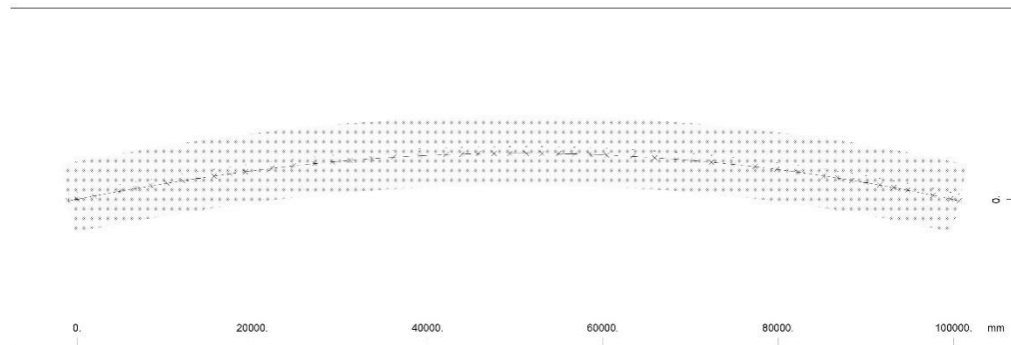


STRUCTURE 7
DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS



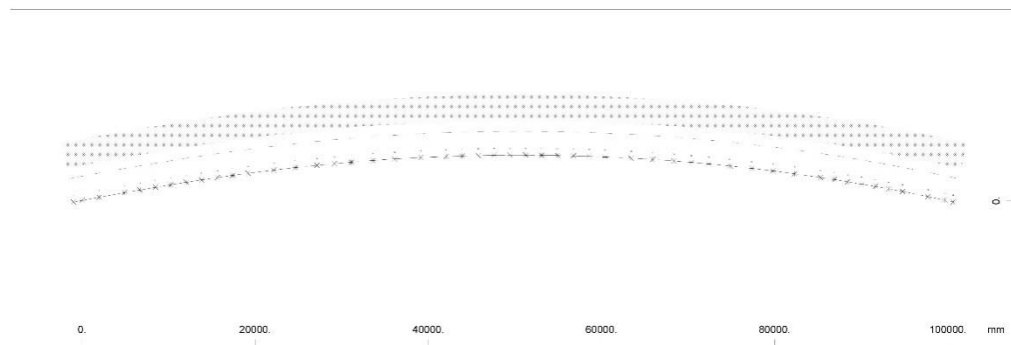
Neighbour nodes to lane **AXIS.1** (DX = 0.500)

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



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



Z Y



STRUCTURE 7
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load elements of Load Train

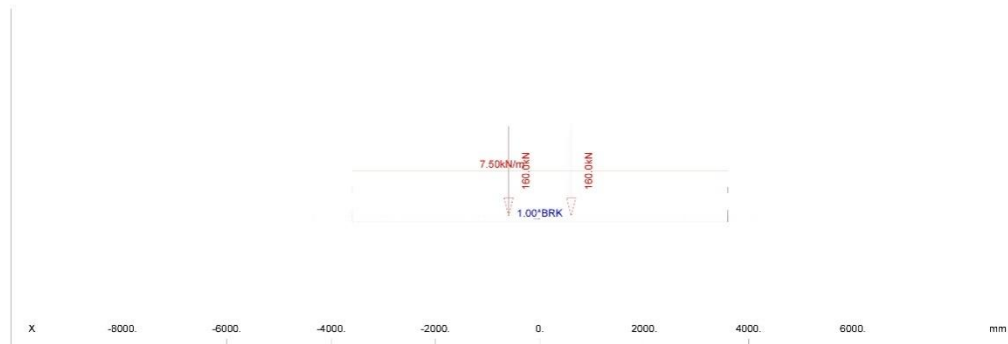
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600	0	0	0	-2000		
										b/l-Wh	400	400

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



Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	PE	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

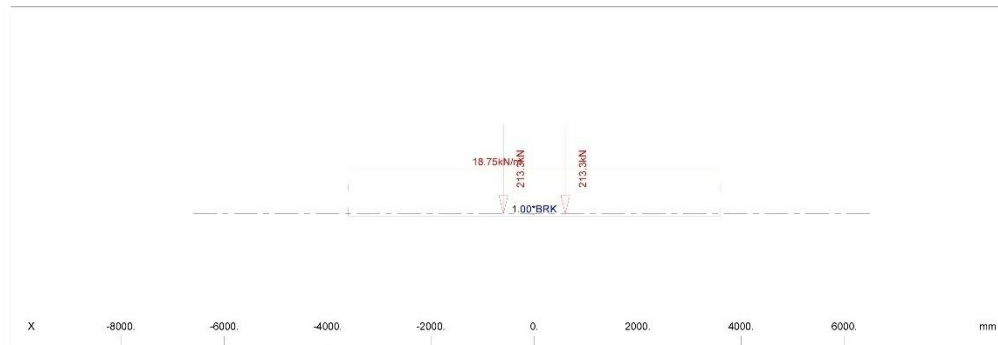
Load Train 202 (L) TS 200kN

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 2.0 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]

STRUCTURE 7
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS



Load elements of Load Train

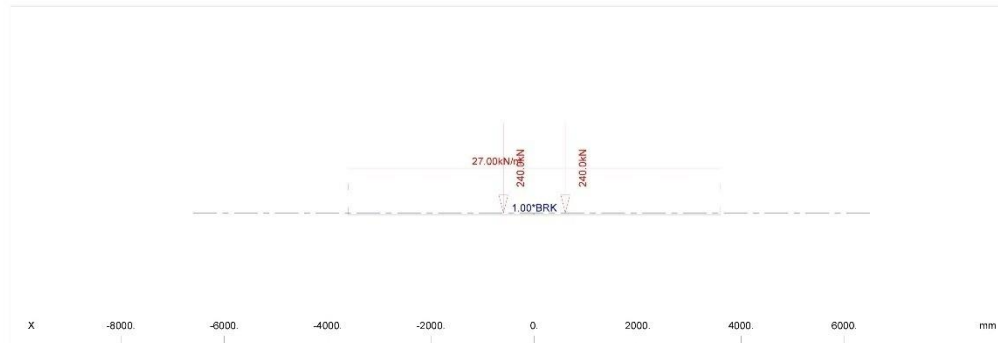
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	18.75	1.0*BRK	0.00	18.75	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	600		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/m ²]
Residual Area	2.50	[kN/m ²]
Brake load	2.0	[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 7
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load elements of Load Train

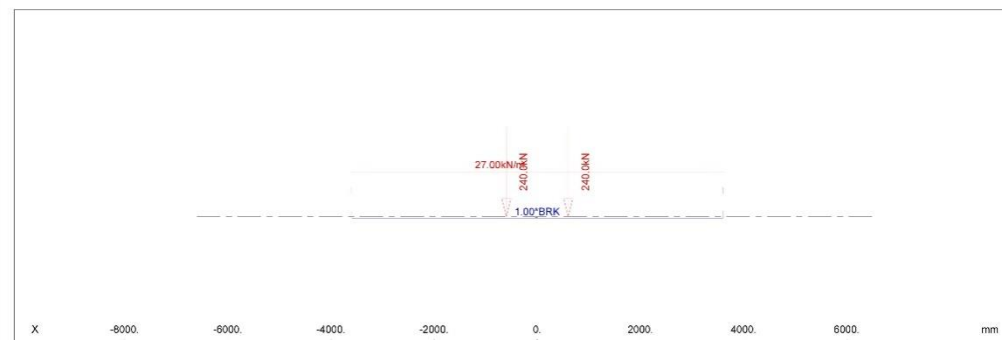
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600	0	0	0	-2000
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600	0	0	b/l-Wh	400
									0	-2000
									b/l-Wh	400
									400	400

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 [-]



Load elements of Load Train

	Pv [kN/m]	P1 [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
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
											0	-2000
											b/l-Wh	400
											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 2.0 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]
 Loading travels in both directions
 Wind loading in unfavourable direction

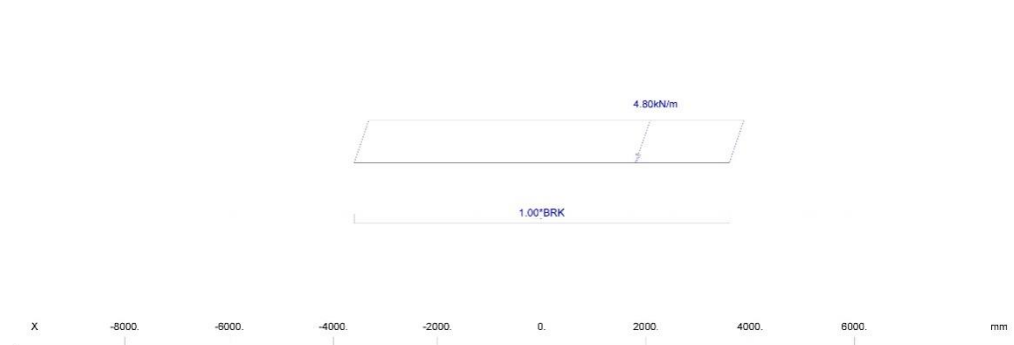
SOFISTIK.AG - www.sofistik.com



STRUCTURE 7
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

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 2.40 [kN/m2]
 Wind Load Height 2000 [mm]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]

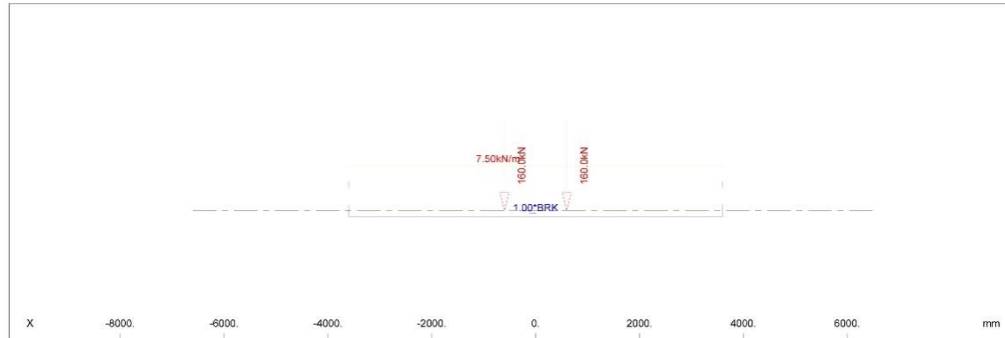


Load elements of Load Train

	Pv	P1	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	4.80	0.00	0.0			0	1000	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



Load elements of Load Train

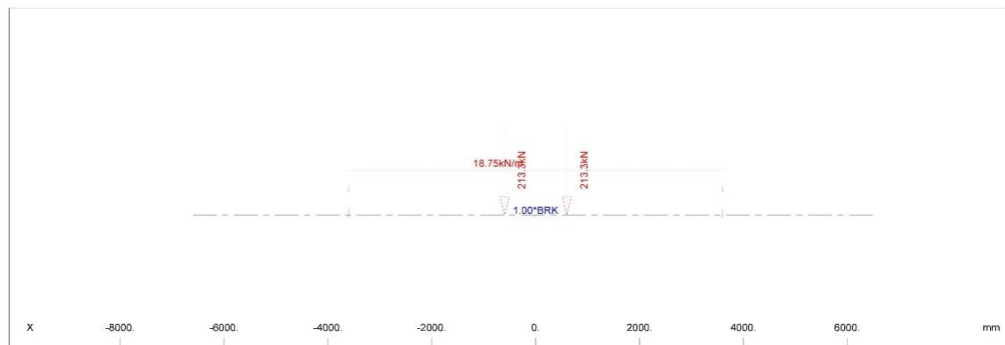
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
E	160.0		0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	160.0		0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
										b/l-Wh	400	400
										b/l-Wh	400	400

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	2.0	[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	



STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Load elements of Load Train

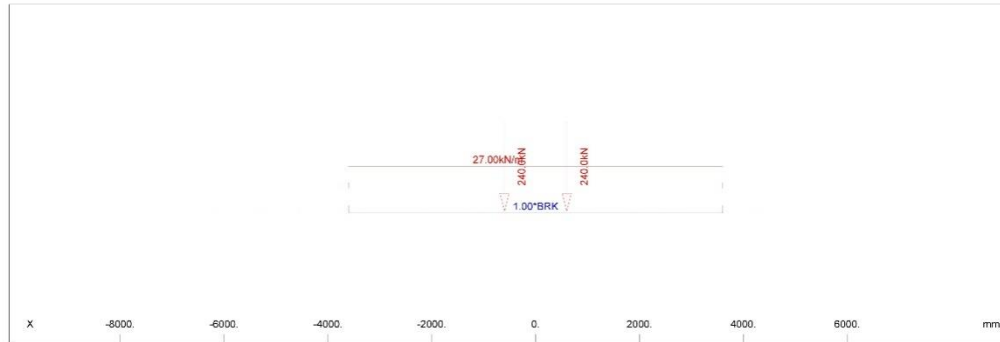
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	-600	0	0	0	-2000
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	600	0	0	0	-2000
									b/l-Wh	400
									b/l-Wh	400

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	2.0	[kN]	
Total factor	1.000	[-]	
Width of loading	3000	[mm]	
Fact.centrifugal	1.000	[-]	



Load elements of Load Train

	Pv [kN/m]	Fl [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
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
											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/m2]	
Residual Area	2.50	[kN/m2]	
Total factor	1.000	[-]	
Width of loading	3000	[mm]	
Fact.centrifugal	1.000	[-]	

SOFSTIK AG - www.sofstik.com



STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Load elements of Load Train

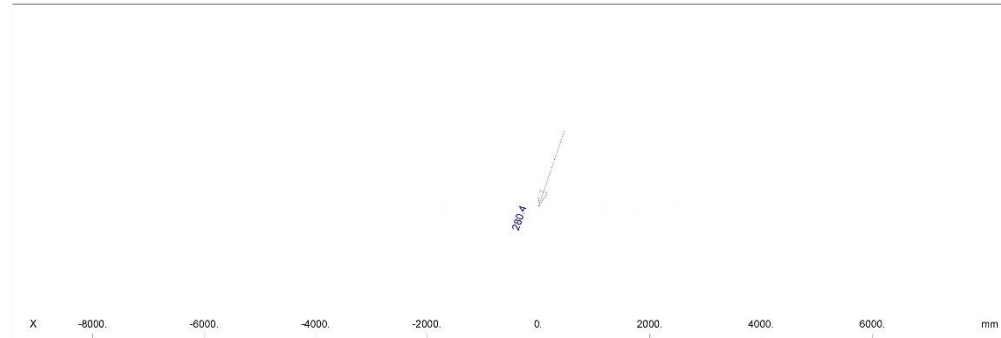
	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	67.50	1.0*BRK	0.00	67.50	0.0			0	0	0	3000	
E	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]		
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	600		0	0	0	-2000	400
									b/l-Wh		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]	
E	0.0	0.0	280.4	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)

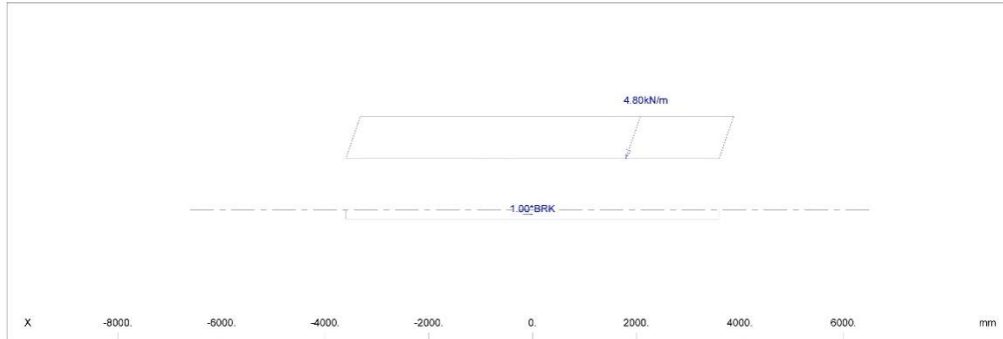
Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Wind Pressure 2.40 [kN/m2]
 Wind Load Height 2000 [mm]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]

SOFSTIK AG - www.sofstik.com



STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

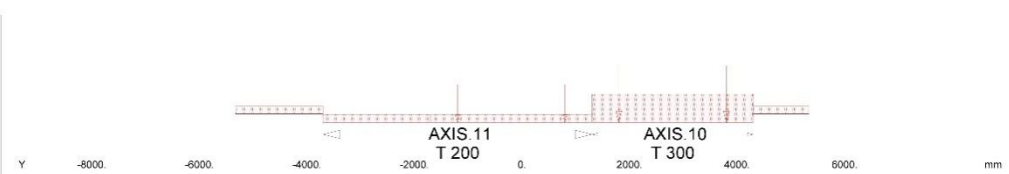


Load elements of Load Train

	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	0.00	1.0*BRK	4.80	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	0	-2000	
									b/l-Wh		400	400
									b/l-Wh		400	400

Evaluation : Case 1 Traffic-CHAR.

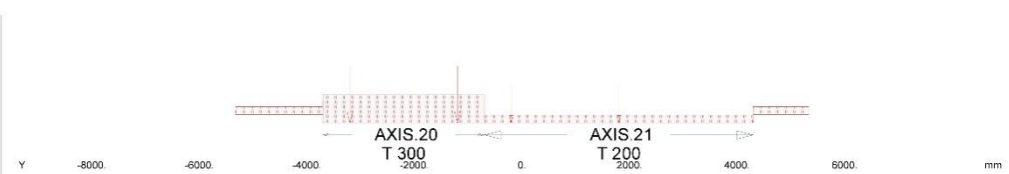
Lane	LC	fact	p[kN/m2]	v[km/h]	yex[mm]	Smin[-]	Smax[-]	Sdel
AXIS.10	300 TS 300kN	1.00	2.50	0.0	0			
AXIS.11	200 TS 200kN	1.00	2.50	0.0	0	synchronized with AXIS.10		



M 1: 107

Evaluation : Case 2 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	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: 107

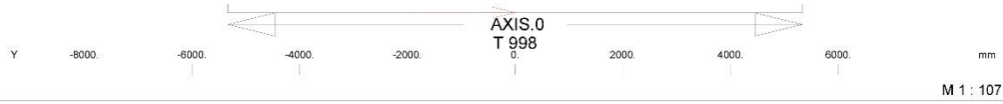
Evaluation : Case 3 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	v[km/h]	yex[mm]	Smin[-]	Smax[-]	Sdel
AXIS.0	998 TRANS. BRAKING &	1.00	0.00	0.0	0	synchronized with AXIS.10		
AXIS.10	300 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with AXIS.10		
AXIS.11	200 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with AXIS.10		

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

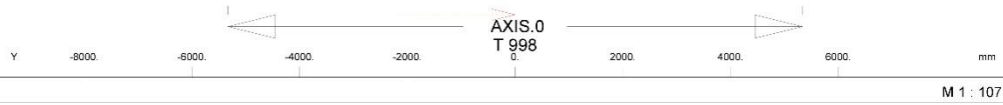


STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



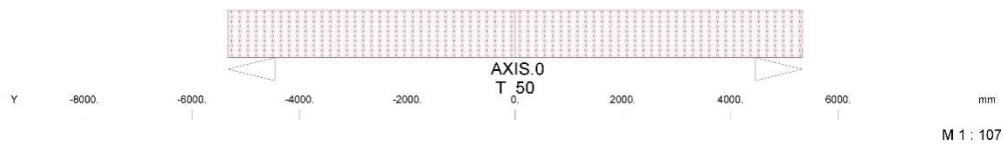
Evaluation : Case 4 Traffic-CHAR.

Lane	LC		fact	p[kN/m2]	v[km/h]	yex[mm]	Smin[-]	Smax[-]	Sdel
AXIS.0	998	TRANS. BRAKING &	1.00	0.00	0.0	0			synchronized with AXIS.20
AXIS.20	300	TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0			
AXIS.21	200	TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0			synchronized with AXIS.20



Evaluation : Case 5 Traffic-CHAR.

Lane	LC		fact	p[kN/m2]	v[km/h]	yex[mm]	Smin[-]	Smax[-]	Sdel
AXIS.0	50	LM4 5kN/m2	1.00	5.00	0.0	0			



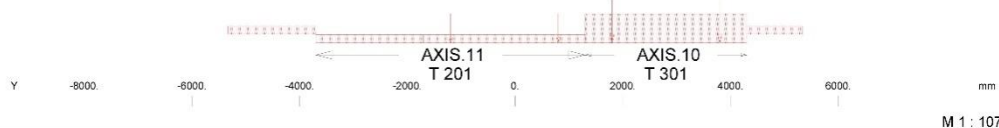
Evaluation : Case 1 Traffic-FREQ.

Lane	LC		fact	p[kN/m2]	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

SOFSTIK AG - www.sofstik.com

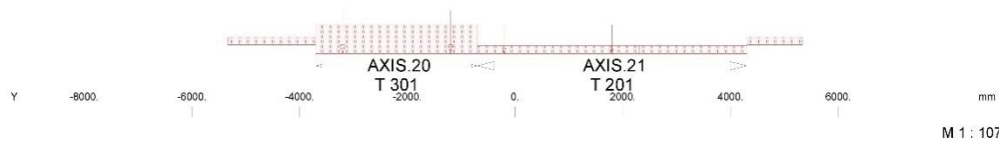


STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



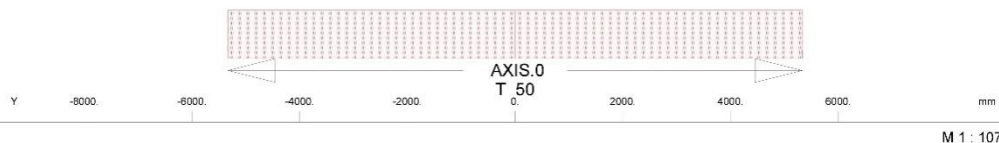
Evaluation : Case 2 Traffic-FREQ.

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	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		



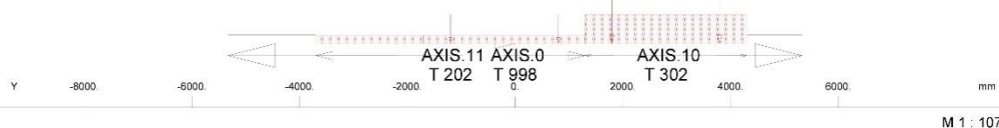
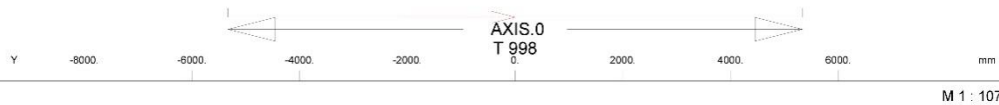
Evaluation : Case 3 Traffic-FREQ.

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	v[km/h]	yex[mm]	Smin[-]	Smax[-]	Sdel
AXIS.0	50 LM4 5kN/m2	0.40	2.00	0.0	0			



Evaluation : Case 1 TRAFFIC-BEARINGS REPLACEMENT

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	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		

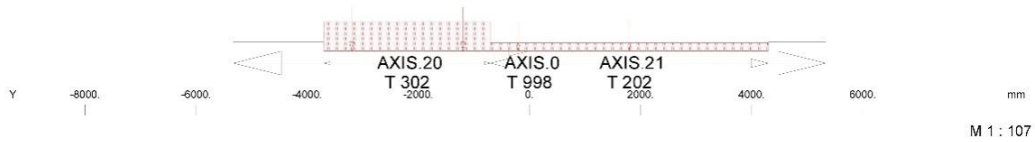
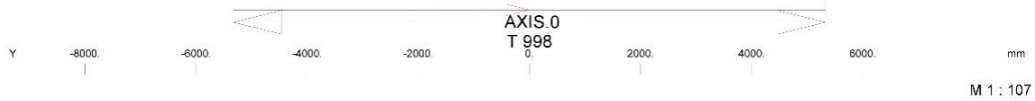


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 7
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Evaluation : Case 2 TRAFFIC-BEARINGS REPLACEMENT

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	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		



Evaluation : Case 1 WIND LOAD ON TRAFFIC LANES

Lane	LC	fact	p[kN/m2]	v[km/h]	yex[mm]	Smin[-]	Smax[-]	Sdel
AXIS.10	999 WIND ON LANE	1.00	0.00	0.0	0			



SOFISTIK AG - www.sofistik.com



STRUCTURE 7
 CONSTRUCTION STAGES

Used tendons

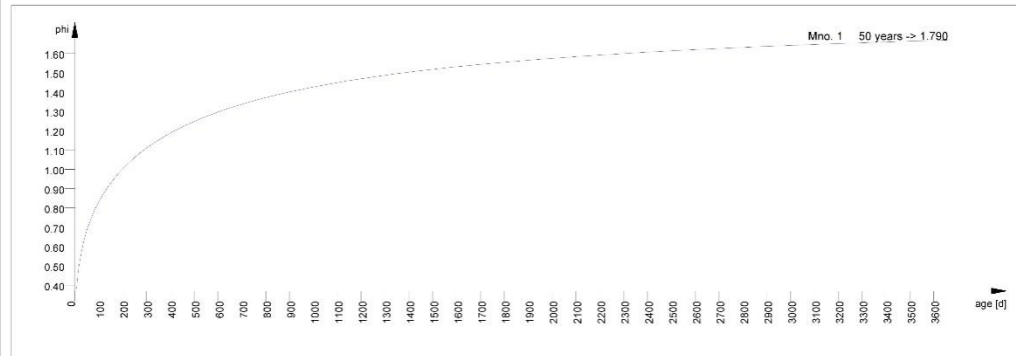
Number	placing	extrusion	removal	beamloads	active
NOT	ICS1	ICS2	ICS3	in LC-No	from CS
41	11	12	-	11	11
42	31	32	-	31	31
51	21	22	-	21	21
52	31	32	-	31	31
61	21	22	-	21	21
62	31	32	-	31	31
71	11	12	-	11	11
72	31	32	-	31	31
101	11	12	-	11	11
102	31	32	-	31	31
111	21	22	-	21	21
112	31	32	-	31	31
121	21	22	-	21	21
122	31	32	-	31	31
131	11	12	-	11	11
132	31	32	-	31	31
141	11	12	-	11	11
142	31	32	-	31	31
151	21	22	-	21	21
152	31	32	-	31	31
161	21	22	-	21	21
162	31	32	-	31	31
171	11	12	-	11	11
172	31	32	-	31	31

Additional Loads

LC	Type	active from CS	active until CS	faktor
1101	G 1	10	999	1.000000
1102	G 1	30	999	1.000000
1002	G 2	100	999	1.000000
1103	G 2	100	999	1.000000
1104	G 2	100	999	1.000000
11	P	11	9999	1.000000
21	P	21	9999	1.000000
31	P	31	9999	1.000000

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

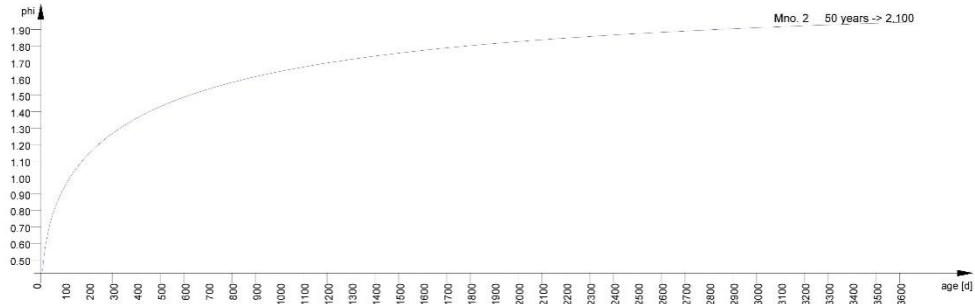
Creep development material no. 1 deff= 0.752 m T0= 7 d Temp= 20 ° RH= 70



Creep development material no. 2 deff= 1.250 m T0= 7 d Temp= 20 ° RH= 70

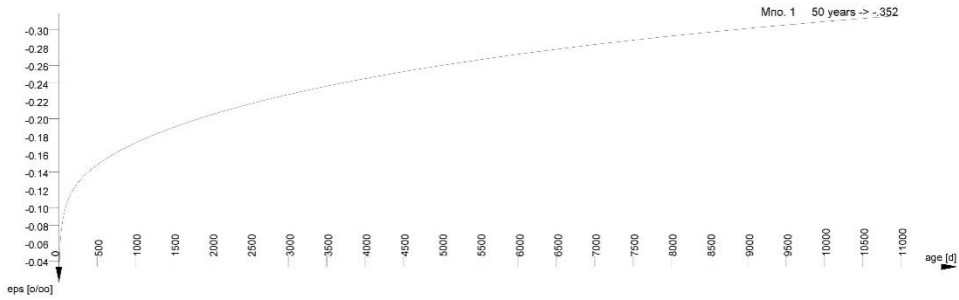


STRUCTURE 7
CONSTRUCTION STAGES

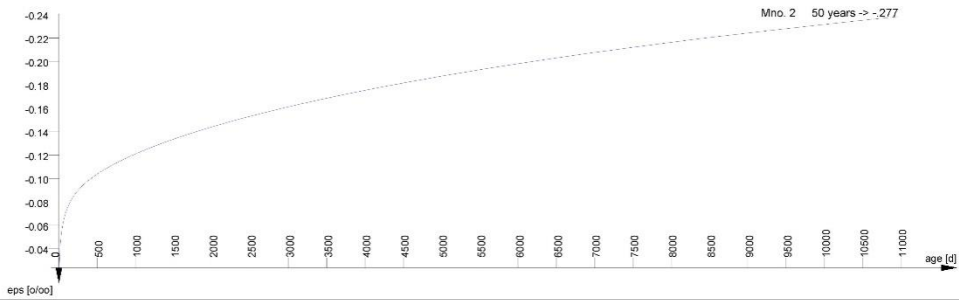


Shrinkage development material no. 1 deff= 0.752 m Temp= 20 ° RH= 70

SOFSTIK AG - www.sofstik.com



Shrinkage development material no. 2 deff= 1.250 m Temp= 20 ° RH= 70



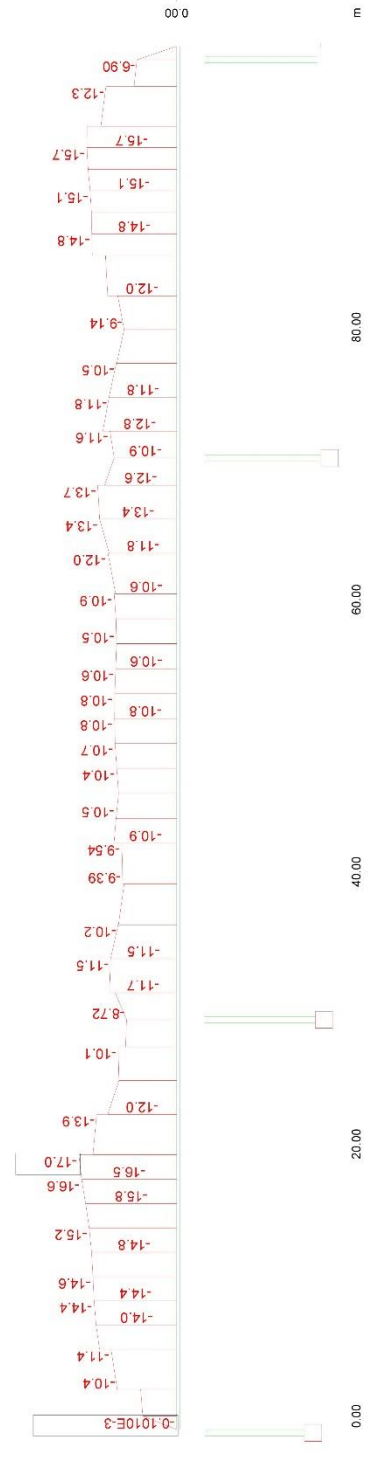
Creep values are evaluated according to the design code of the database.



M 1 - 409

Sector of system Beam Elements Group 1...4 11...13
 Beam Elements , Maximum compression stress, Design Case 911 GlobalMAX SIGMA, Material 1 C 40/50 (DIN 1045-1) , 1 cm 3D = 21.4 MPa (Min=-17.2)
 (Max=-1,7568e-05)

Y X
 Z

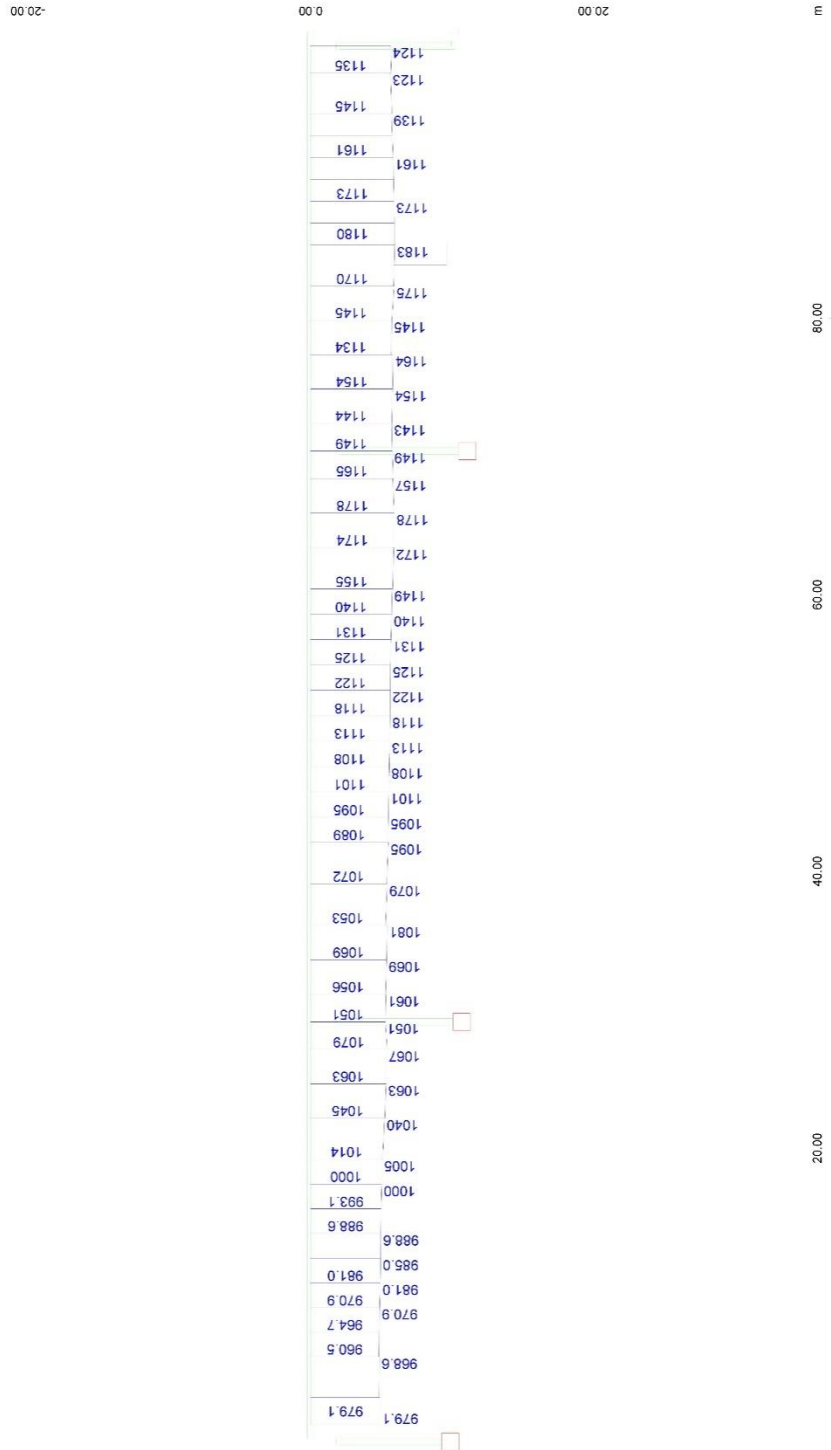


M 1 - 416

Sector of system Beam Elements Group 1...4 11...13
 Beam Elements , Maximum compression stress, Design Case 932 GlobalMAX SERV DES/IGN, Material 1 C 40/50 (DIN 1045-1) , 1 cm 3D = 10.0 MPa
 (Min=-17.0) (Max=-1,0096e-04)

Y X
 Z

STRUCTURE 7
 COMPRESSION STRESS CHECK FOR QUASI-PERMANENT & CHARACTERISTIC COMB.



M 1 : 409

Sector of system Beam Elements Group 1...4 11...13
 Y- X Maximum stress in tendon, Design Case 941 GlobalMAX SIGMA, Material 12 St:1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE , (1 cm 3D = unit) Beam Elements ,
 Z Maximum Stress (Unit=812.5 MPa) (Max=1183)

STRUCTURE 7
 TENDON STRESS CHECK FOR QUASI-PERMANENT COMB. & MEAN PRESTRESS



DENCO S.A. - 16 Kifisias Ave - 15125 - Maroussi - Greece (06645)
 AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS (V 15.62-23)

STRUCTURE 7
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS

Default design code is DIN Fachbericht 102 Massivbröcken (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	8.3880E+06		6.404E+12	0.0	0.0	31387	209.70
		7.281E+12		6.178E+13	-11.5	293.7	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	1.0323E+07		7.671E+12	0.0	0.0	31387	258.08
		8.427E+12		6.771E+13	113.7	579.5	13078	

Cross section No. 3

Static properties of cross section

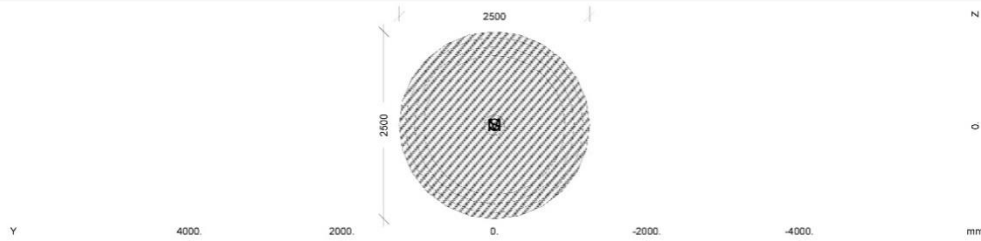
No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[mm ⁴]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[kN/m]
3	1	1.5213E+07		9.038E+12	0.0	0.0	31387	380.33
		1.021E+13		7.473E+13	166.4	572.6	13078	

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	9.3046E+06		7.064E+12	0.0	0.0	31387	232.61
		7.921E+12		6.482E+13	56.1	446.6	13078	

Cross section No. 21 - BA@PO-M4.A



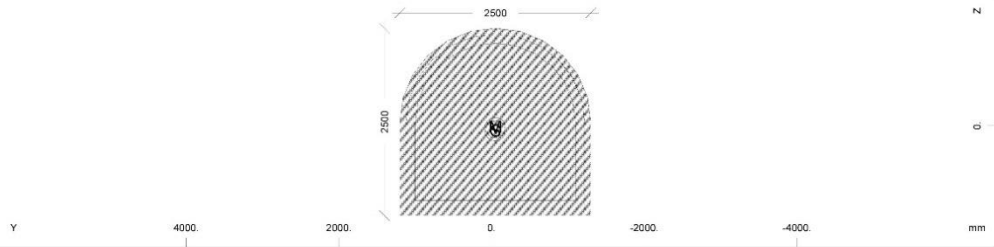
Static properties of cross section

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-M4.A						
	2	4.9087E+06		1.917E+12	0.0	0.0	28309	122.72
	11	3.835E+12		1.917E+12	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 22 - BA@PO-M5.A

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

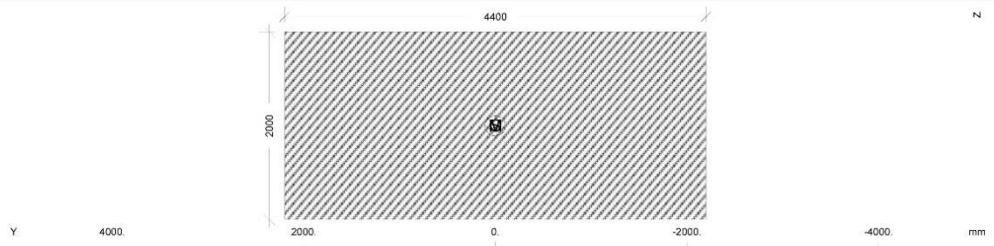
STRUCTURE 7
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



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-M7.A(T8)						
	NoR	It[mm ⁴]						
	2	5.5514E+06		2.483E+12	-50.0	-50.0	28309	138.79
	11	4.589E+12		2.565E+12	71.3	25.3	11796	

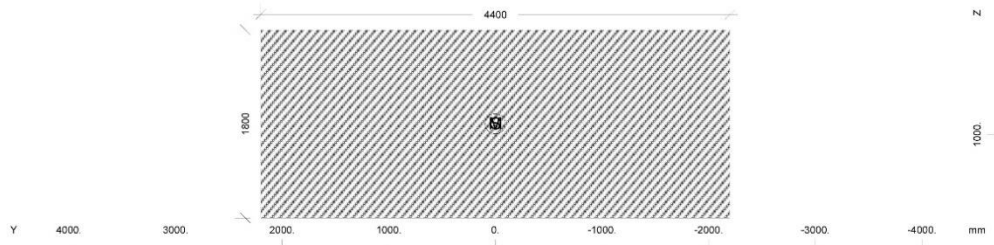
Cross section No. 31 - KEΦ-BA@POY-M4.A-(1)



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]
31	=	KEΦ-BA@POY-M4.A-(1)						
	NoR	It[mm ⁴]						
	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. 32 - KEΦ-BA@POY-M4.A-(2)



Static properties of cross section

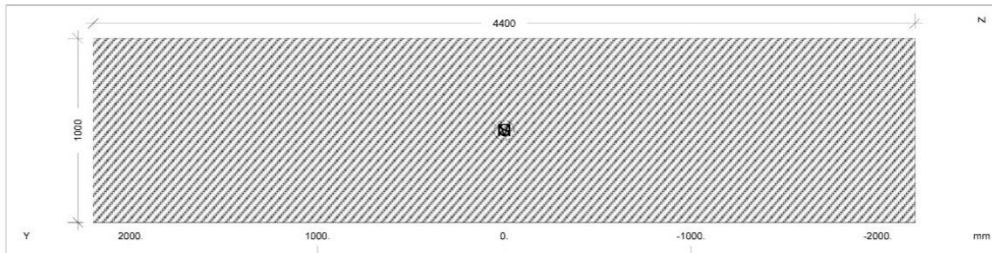
No.	Mat	A[mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
32	=	KEΦ-BA@POY-M4.A-(2)						
	NoR	It[mm ⁴]						
	2	7.9200E+06		2.138E+12	0.0	0.0	28309	198.00
	11	6.356E+12		1.278E+13	900.0	900.0	11796	

Cross section No. 33 - KEΦ-BA@POY-M4.A-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com



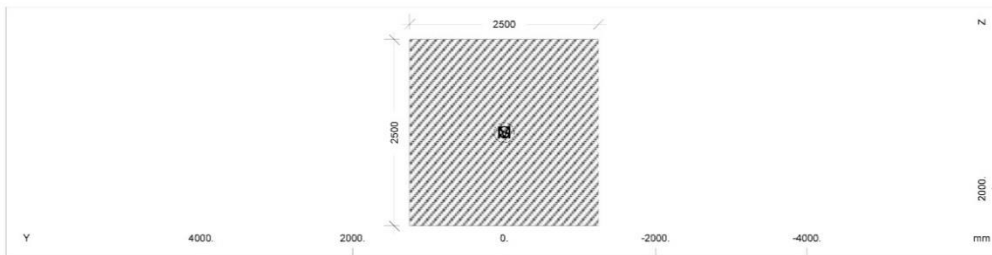
STRUCTURE 7
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



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]
33	=	KEΦ-BAΦPOY-M4.A-(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	

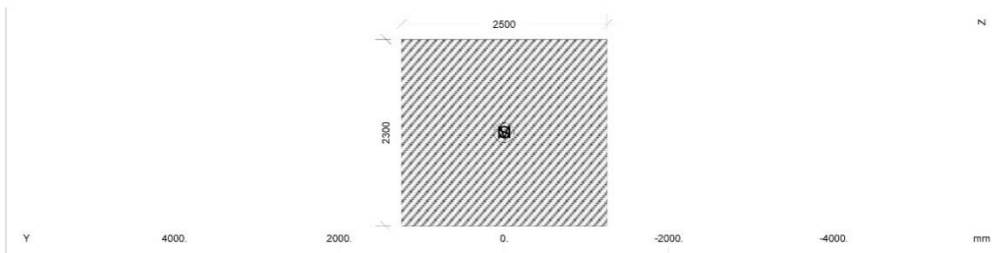
Cross section No. 41 - KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(1)



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-BAΦPOY-M5.A-(1)						
	2	6.2500E+06		3.255E+12	0.0	0.0	28309	156.25
	11	5.492E+12		3.255E+12	1250.0	1250.0	11796	

Cross section No. 42 - KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(2)



Static properties of cross section

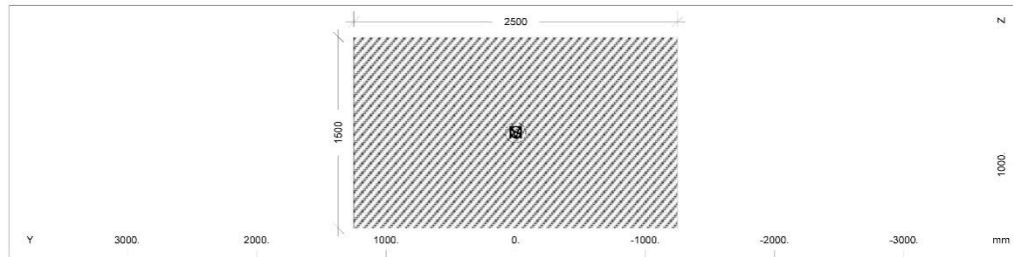
No.	Mat	A [mm ²]	Ay/Az/Ayz [mm ²]	Iy/Iz/Iyz [mm ⁴]	ys/zs [mm]	y/z-sc [mm]	modules [N/mm ²]	gam [kN/m]
42	=	KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(2)						
	2	5.7500E+06		2.535E+12	0.0	0.0	28309	143.75
	11	4.634E+12		2.995E+12	1150.0	1150.0	11796	

Cross section No. 43 - KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com



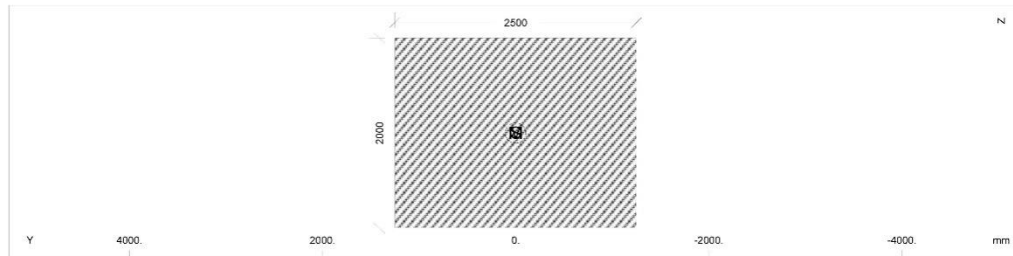
STRUCTURE 7
 DECK STIFFNESS REDUCTION FOR SEISMIC ANALYSIS



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]
53	=	KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(3)						
	2	3.7500E+06		7.031E+11	0.0	0.0	28309	93.75
	11	1.761E+12		1.953E+12	750.0	750.0	11796	

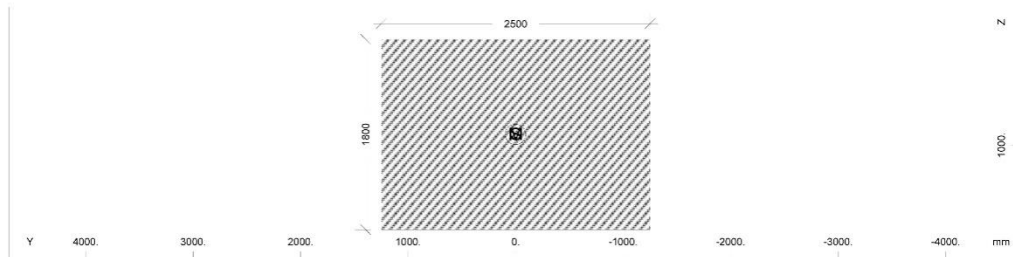
Cross section No. 61 - KEΦ-BAΦPOY-M7.A-(1)



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]
61	=	KEΦ-BAΦPOY-M7.A-(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-M7.A-(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]
62	=	KEΦ-BAΦPOY-M7.A-(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-M7.A-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

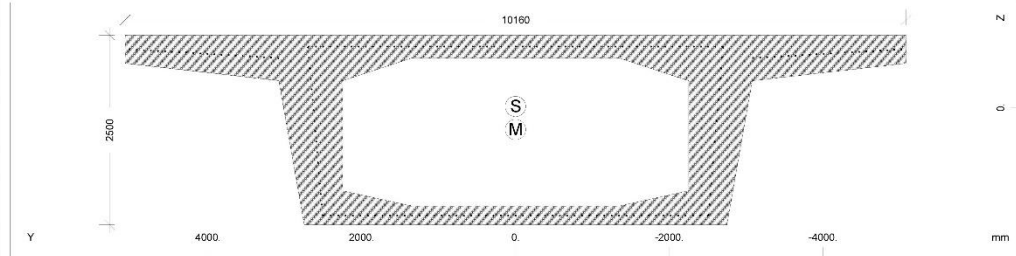
STRUCTURE 7
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

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

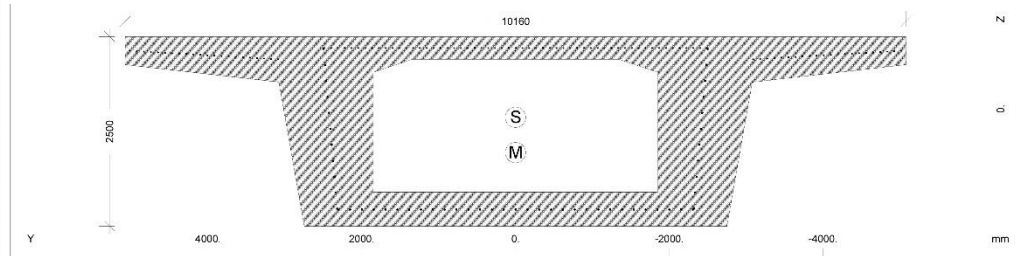
Cross section No. 1 - KIBQTIO-ANOIIMA



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	=	KIBQTIO-ANOIIMA						
	1	8.3880E+06		6.404E+12	0.0	0.0	31387	209.70
	11	1.456E+13		6.178E+13	-11.5	293.7	13078	

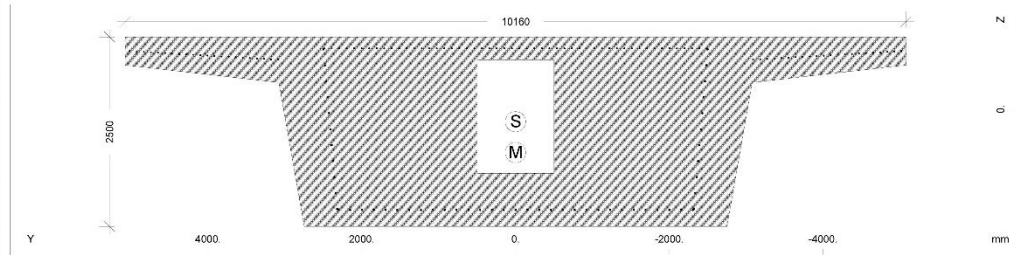
Cross section No. 2 - KIBQTIO-ENIEIX



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]
2	=	KIBQTIO-ENIEIX						
	1	1.0323E+07		7.671E+12	0.0	0.0	31387	258.08
	11	1.685E+13		6.771E+13	113.7	579.5	13078	

Cross section No. 3 - KIBQTIO-ETHP



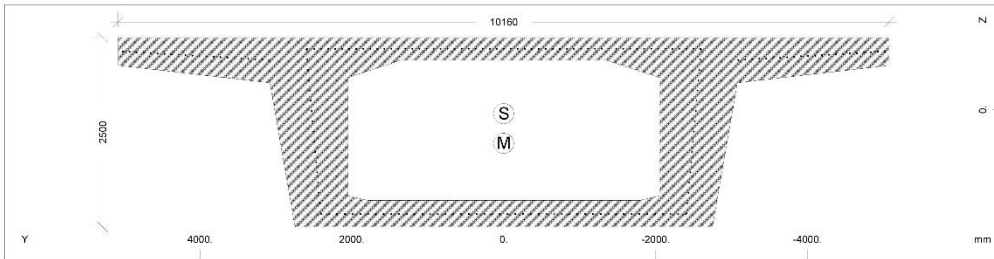
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 7
 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	NoR	=	KIBQTIO-STHP					
	1	1.5213E+07		9.038E+12	0.0	0.0	31387	380.33
	11	2.043E+13		7.473E+13	166.4	572.6	13078	

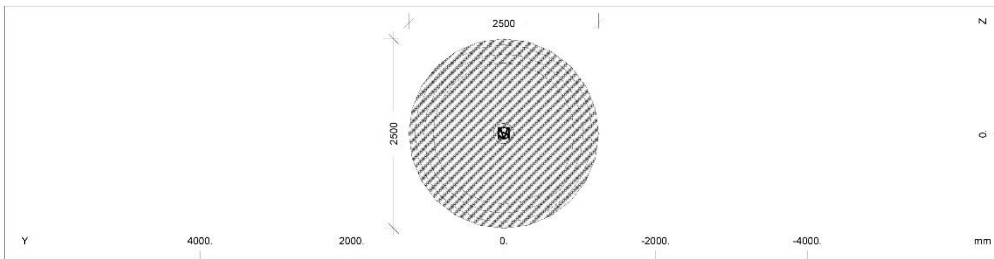
Cross section No. 4 - KIBQTIO-ENAIAMEEH



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	NoR	=	KIBQTIO-ENAIAMEEH					
	1	9.3046E+06		7.064E+12	0.0	0.0	31387	232.61
	11	1.584E+13		6.482E+13	56.1	446.6	13078	

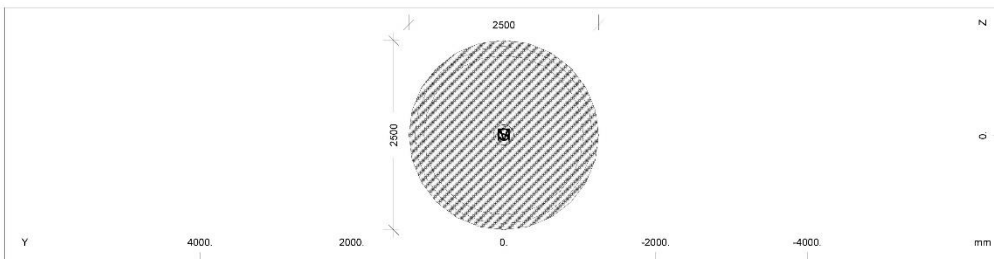
Cross section No. 21 - BAΘPO-M4.A



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	NoR	=	BAΘPO-M4.A					
	2	4.9087E+06		1.917E+12	0.0	0.0	28309	122.72
	11	3.835E+12		1.917E+12	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 22 - BAΘPO-M5.A



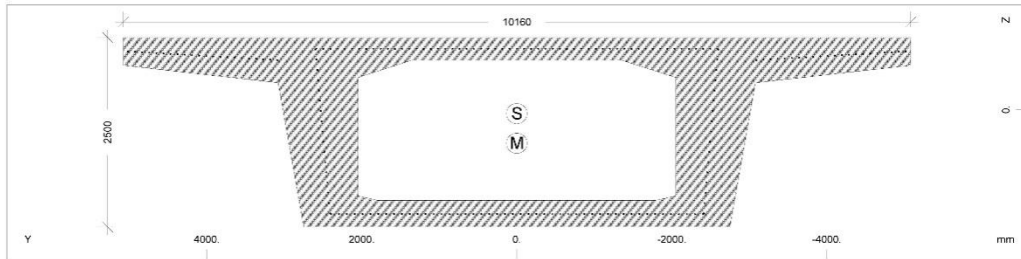
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 7
 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]
3	=	KIBQTIO-ETHP						
	1	1.5213E+07		9.038E+12	0.0	0.0	31387	380.33
	11	2.043E+13		7.473E+13	166.4	572.6	13078	

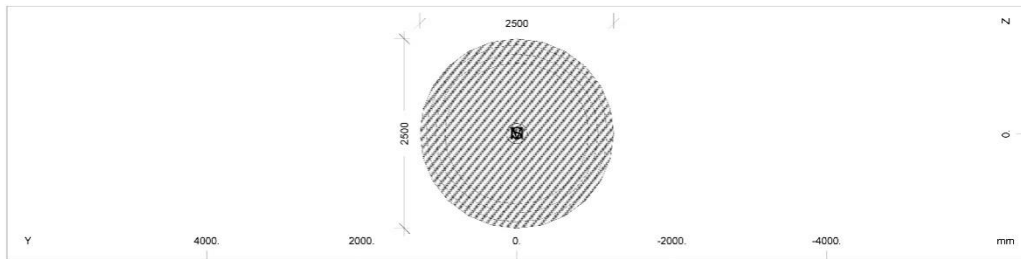
Cross section No. 4 - KIBQTIO-ENAIAMEEH



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	=	KIBQTIO-ENAIAMEEH						
	1	9.3046E+06		7.064E+12	0.0	0.0	31387	232.61
	11	1.584E+13		6.482E+13	56.1	446.6	13078	

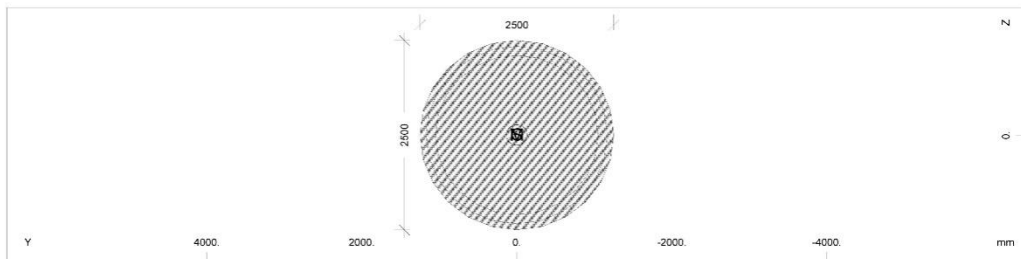
Cross section No. 21 - BA@PO-M4.A



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-M4.A						
	2	4.9087E+06		1.917E+12	0.0	0.0	28309	122.72
	11	3.835E+12		1.917E+12	0.0	0.0	11796	

Cross section No. 22 - BA@PO-M5.A



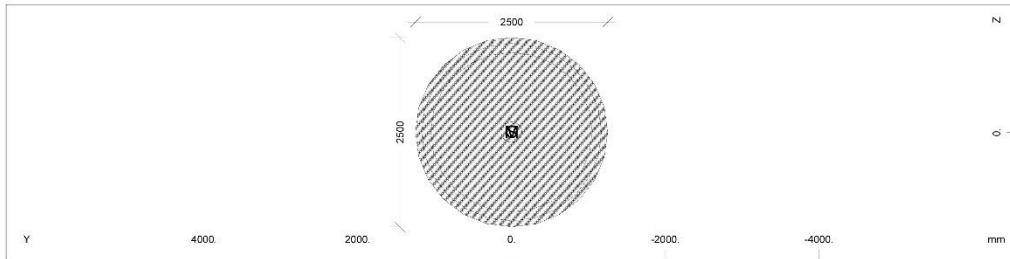
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 7
 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	=	BAØPO-M5.A						
(COMP)	2	4.9087E+06		1.917E+12	0.0	0.0	28309	122.72
	11	3.835E+12		1.917E+12	0.0	0.0	11796	

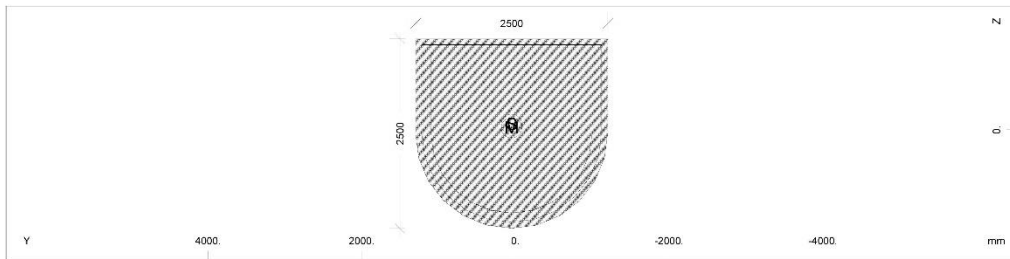
Cross section No. 23 - BAØPO-M6.A



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	=	BAØPO-M6.A						
(COMP)	2	4.9087E+06		1.917E+12	0.0	0.0	28309	122.72
	11	3.835E+12		1.917E+12	0.0	0.0	11796	

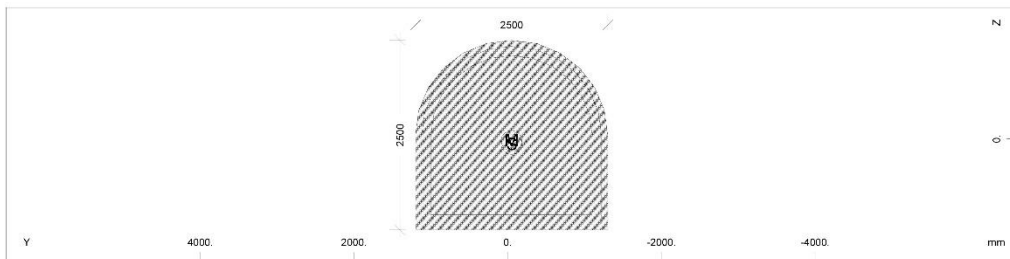
Cross section No. 24 - BAØPO-M7.A(T7)



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	=	BAØPO-M7.A(T7)						
	2	5.5514E+06		2.483E+12	50.0	50.0	28309	138.79
	11	4.589E+12		2.565E+12	-71.3	-25.3	11796	

Cross section No. 25 - BAØPO-M7.A(T8)



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

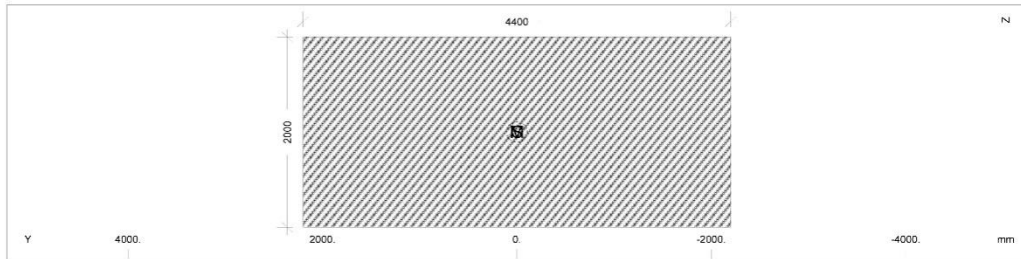


STRUCTURE 7
REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

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	=	BA0PO-M7.A(T8)						
	2	5.5514E+06		2.483E+12	-50.0	-50.0	28309	138.79
	11	4.589E+12		2.565E+12	71.3	25.3	11796	

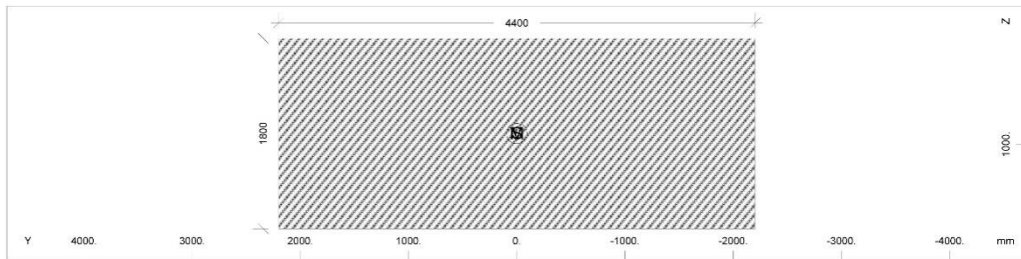
Cross section No. 31 - KEΦ-BA0POY-M4.A-(1)



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]
31	=	KEΦ-BA0POY-M4.A-(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	

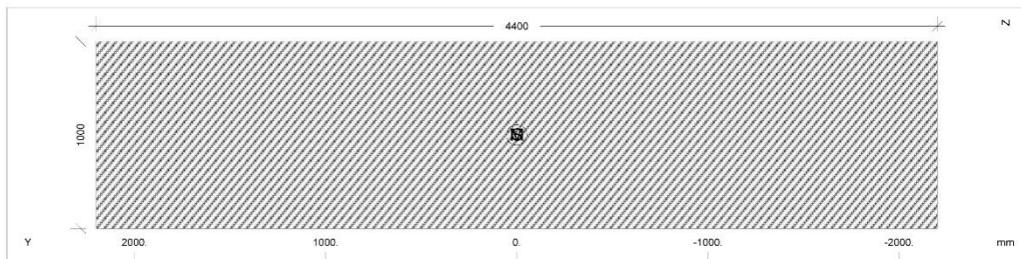
Cross section No. 32 - KEΦ-BA0POY-M4.A-(2)



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]
32	=	KEΦ-BA0POY-M4.A-(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. 33 - KEΦ-BA0POY-M4.A-(3)



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

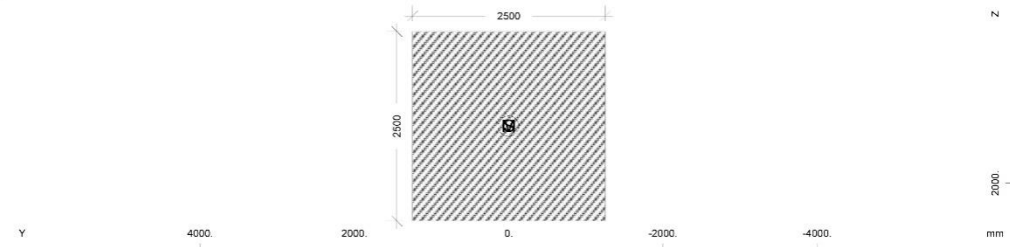


STRUCTURE 7
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

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]
43	=	KEΦ-BAΦPOY-M5.A-(3)						
	2	3.7500E+06		7.031E+11	0.0	0.0	28309	93.75
	11	1.761E+12		1.953E+12	750.0	750.0	11796	

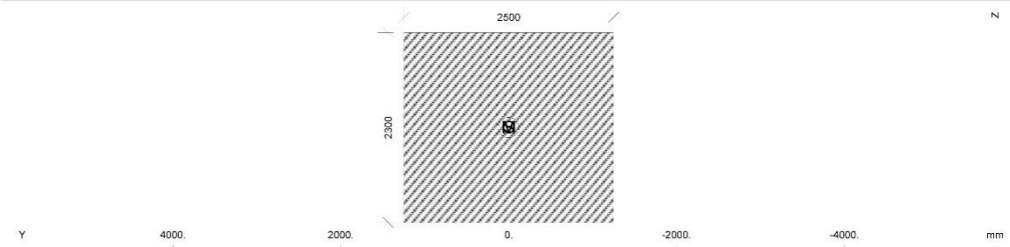
Cross section No. 51 - KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(1)



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]
51	=	KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(1)						
	2	6.2500E+06		3.255E+12	0.0	0.0	28309	156.25
	11	5.492E+12		3.255E+12	1250.0	1250.0	11796	

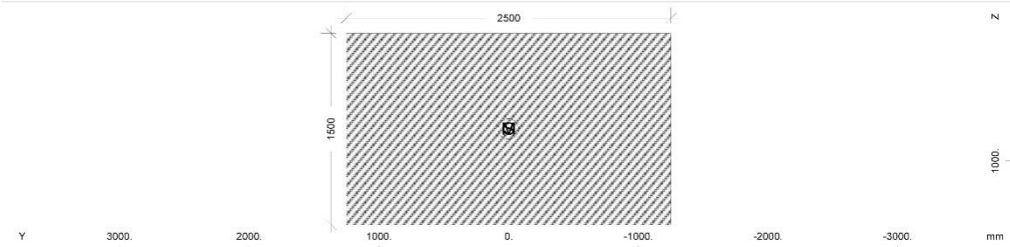
Cross section No. 52 - KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(2)



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]
52	=	KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(2)						
	2	5.7500E+06		2.535E+12	0.0	0.0	28309	143.75
	11	4.634E+12		2.995E+12	1150.0	1150.0	11796	

Cross section No. 53 - KEΦ-BAΦPOY-M6.A-(3)



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

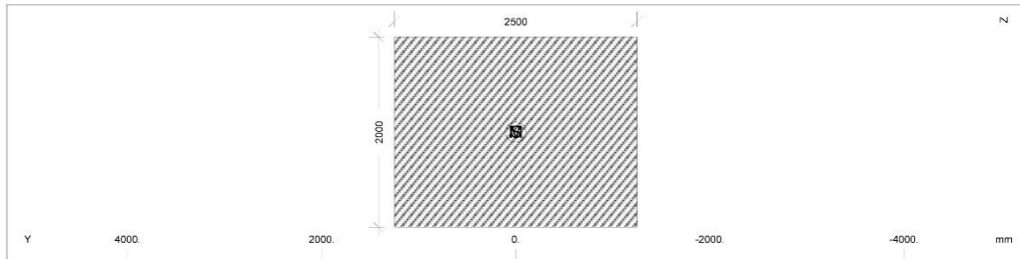


STRUCTURE 7
 REDEFINITION OF CROSS-SECTIONS

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-M6.A-(3)						
2	3.7500E+06		7.031E+11	0.0	0.0	28309	93.75	
11	1.761E+12		1.953E+12	750.0	750.0	11796		

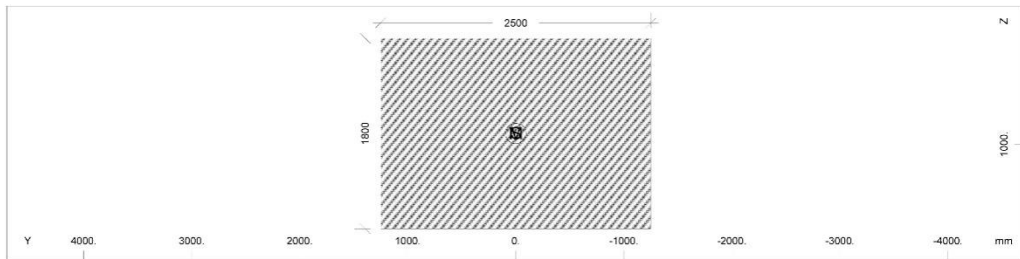
Cross section No. 61 - KEΦ-BAΦPOY-M7.A-(1)



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-M7.A-(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		

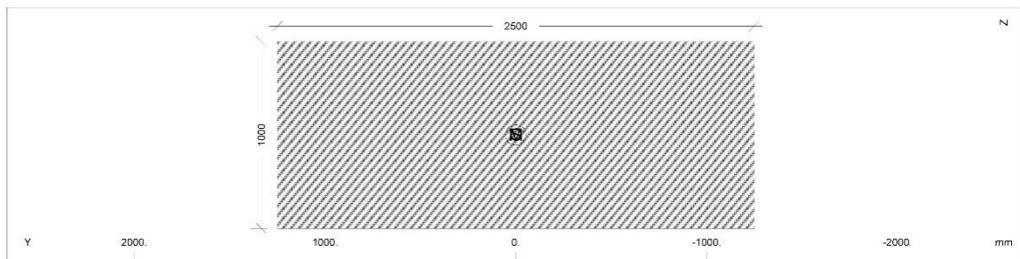
Cross section No. 62 - KEΦ-BAΦPOY-M7.A-(2)



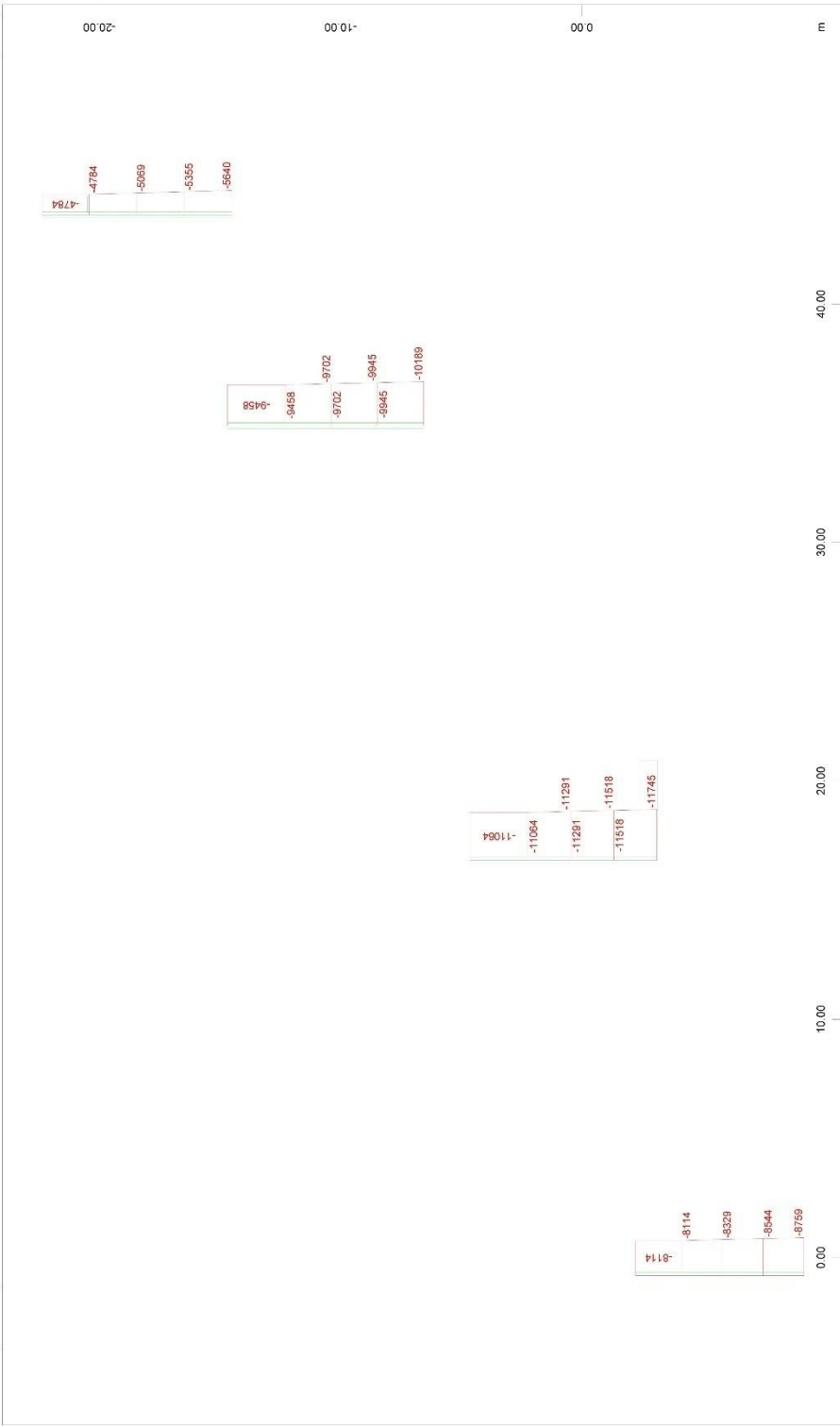
Static properties of cross section

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-M7.A-(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-M7.A-(3)

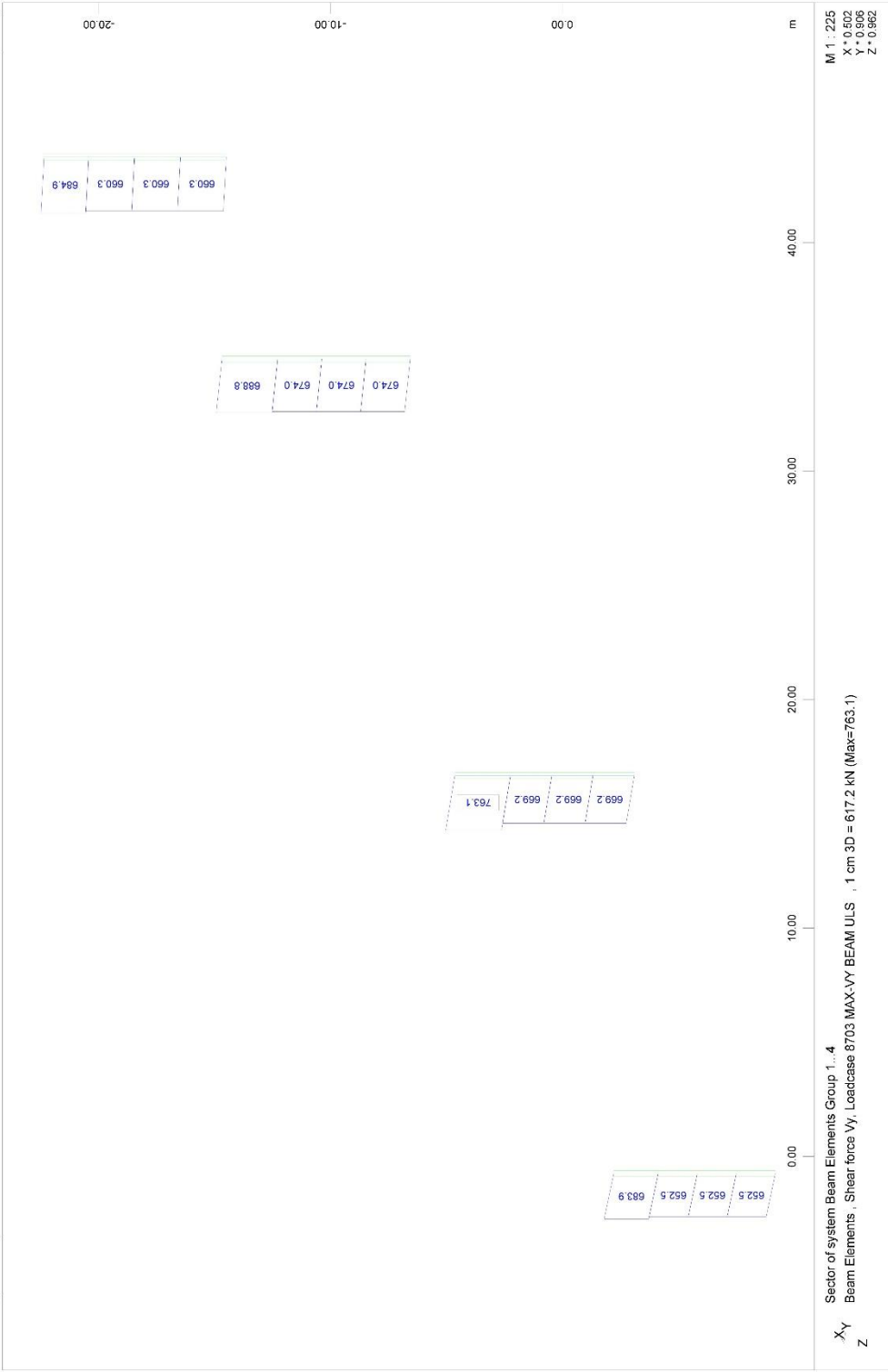


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

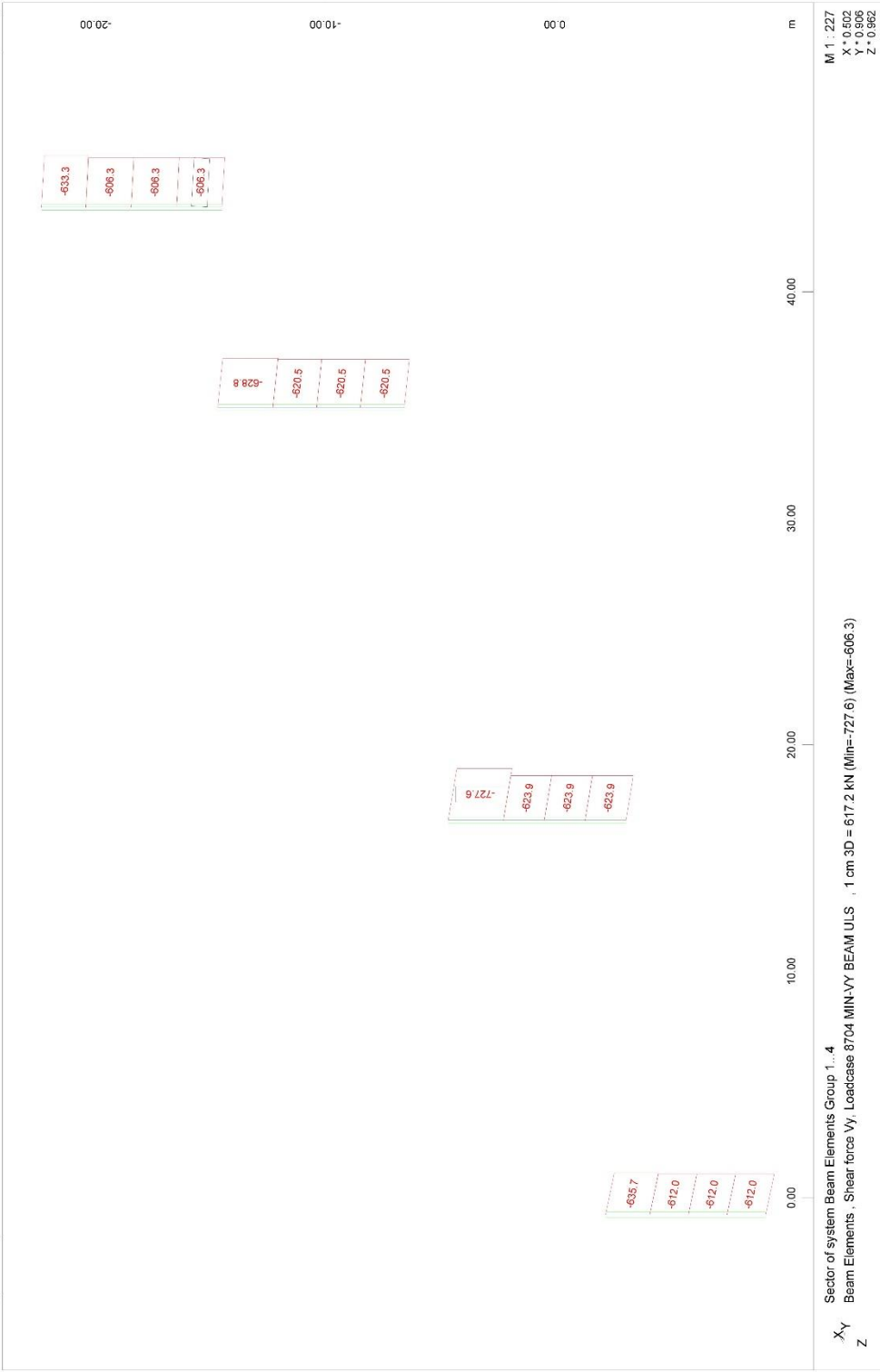


Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Normal force Nx Loadcase 8701 MAX-N BEAM ULS , 1 cm 3D = 12344. kN (Min=-11745) (Max=-4784)
 M 1 : 224
 X : 0.502
 Y : 0.806
 Z : 0.962

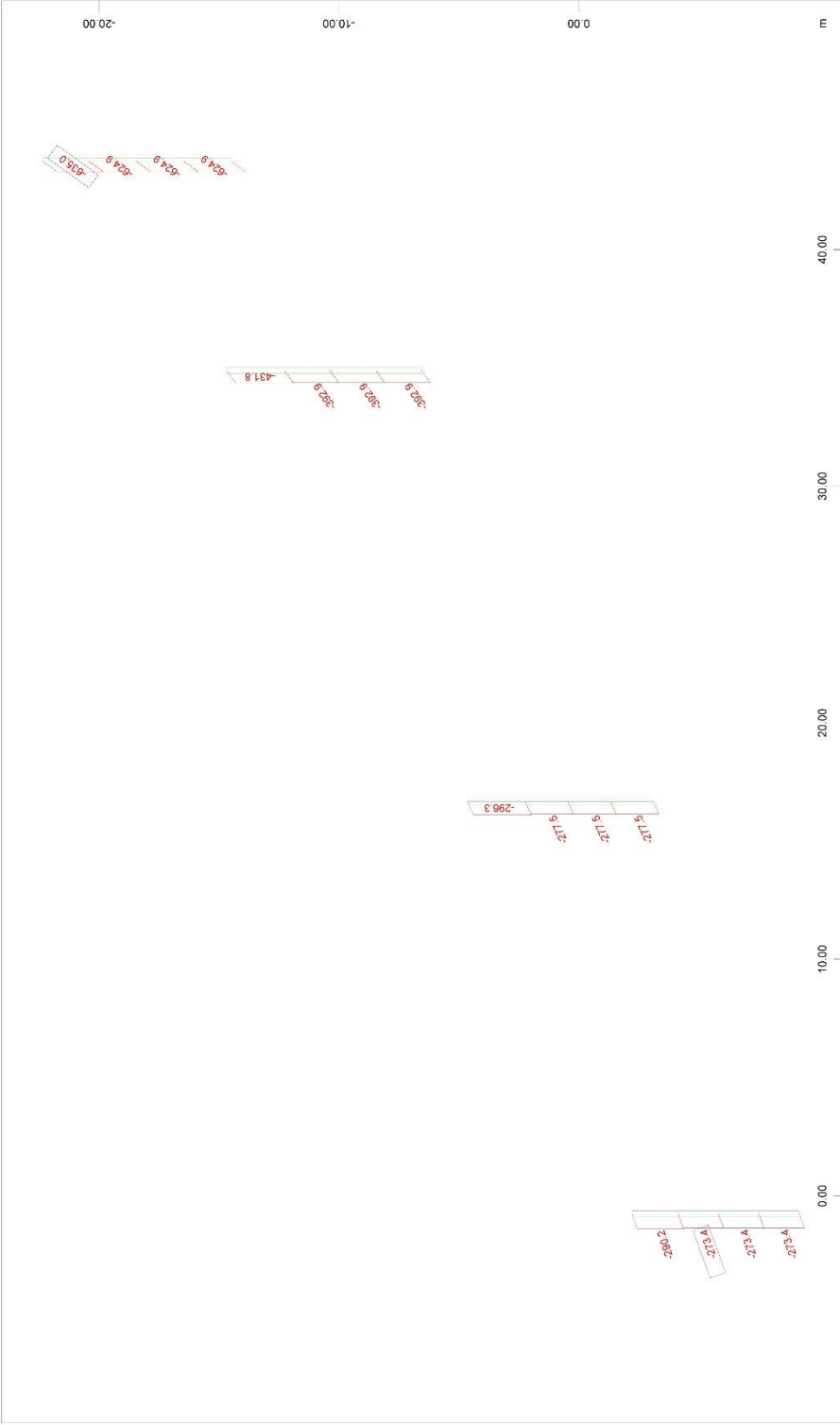
STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



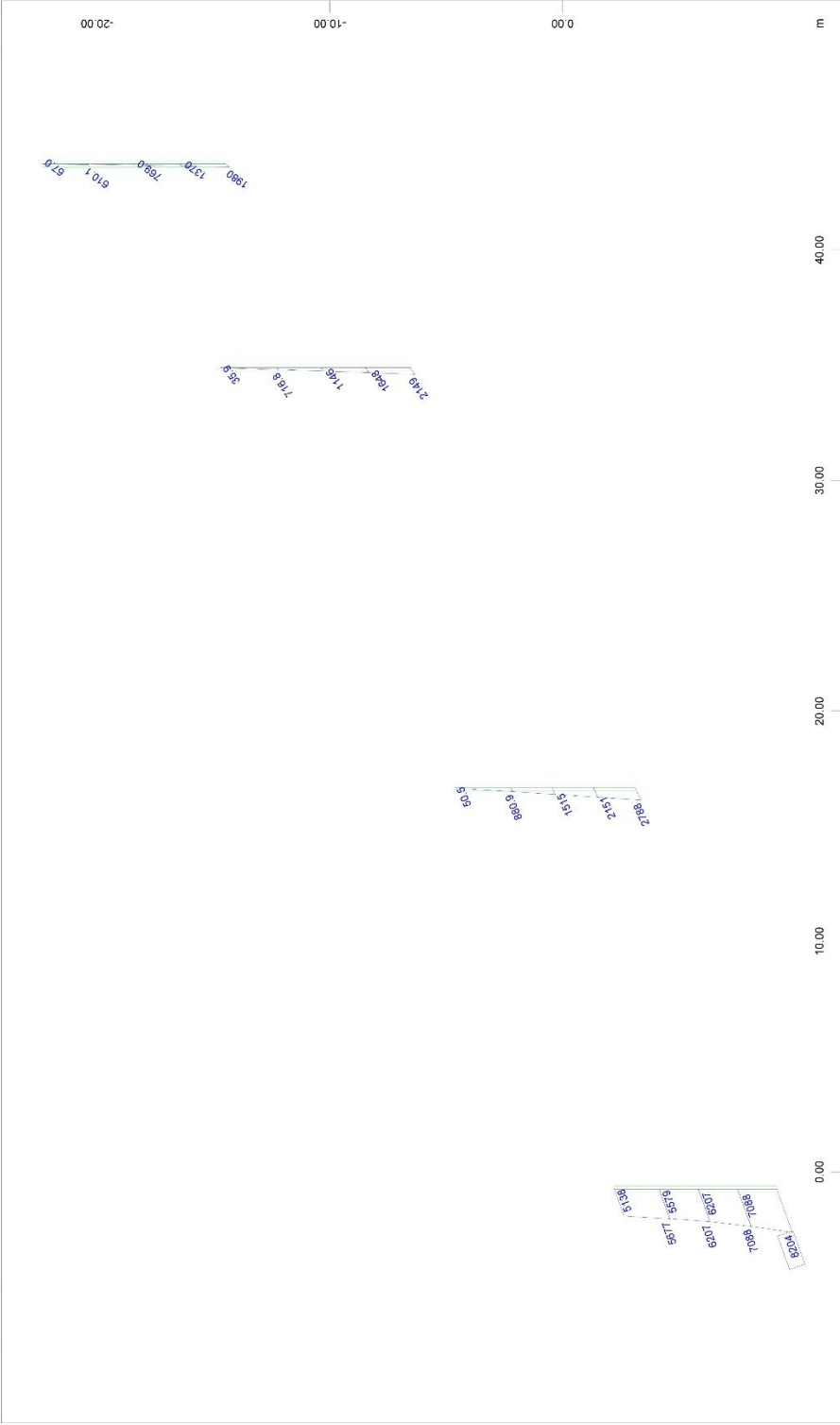
STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 1...4
Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8706 MIN-VZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 617.2 kN (Min=-635.0) (Max=-273.4)

M 1 : 226
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

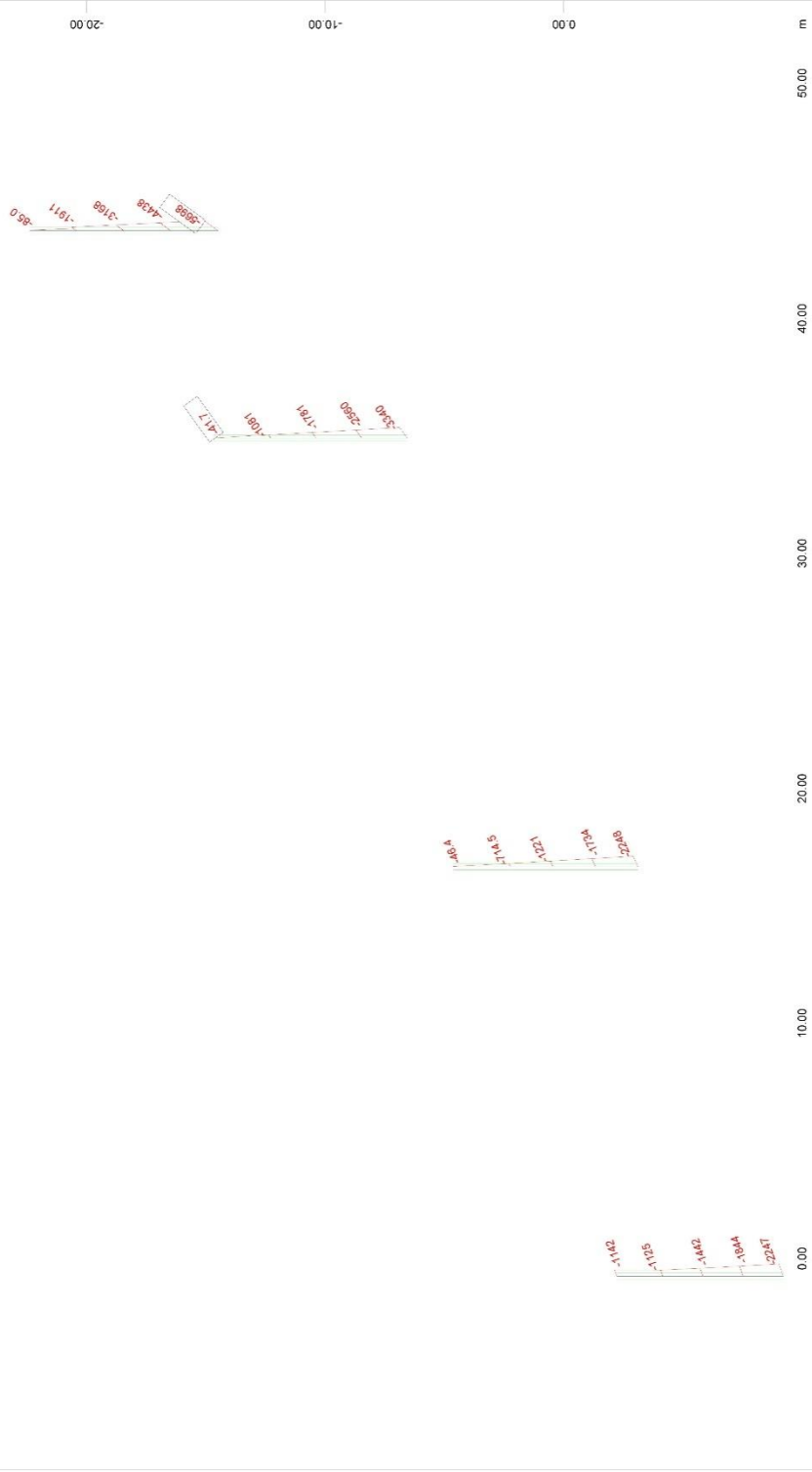
STRUCTURE 7
PIER FORCES FOR ULS DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 1...4
Beam Elements, Bending moment My, Loadcase 87709 MAX-MY BEAM ULS, 1 cm 3D = 6172. kNm (Max=6204.)

M 1 : 232
X = 0.502
Y = 0.906
Z = -0.962

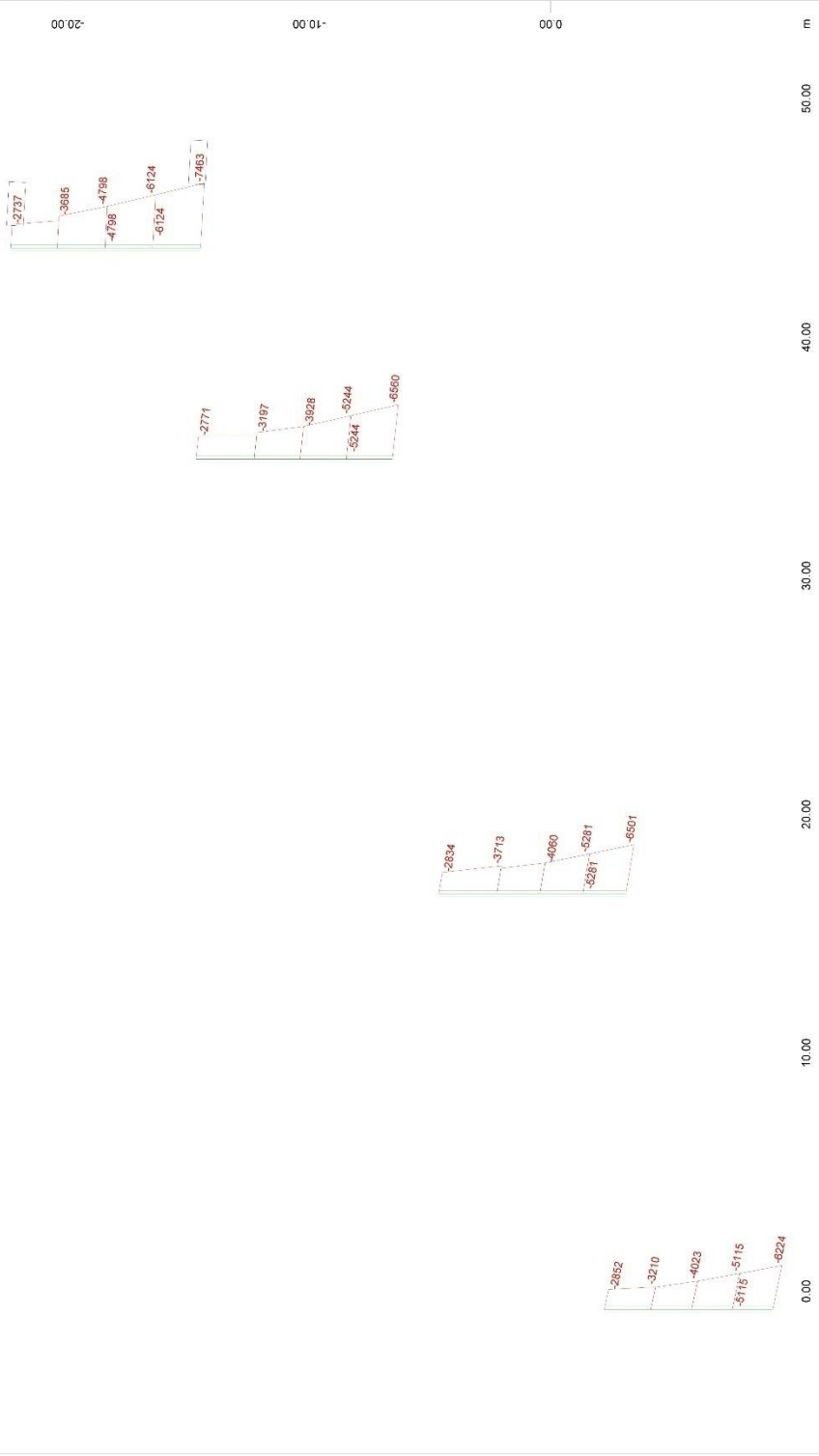
STRUCTURE 7
PIER FORCES FOR ULS DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 1...4
Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8710 MIN-MY BEAM ULS , 1 cm 3D = 6172. kNm (Min=-5698.) (Max=-41.7)

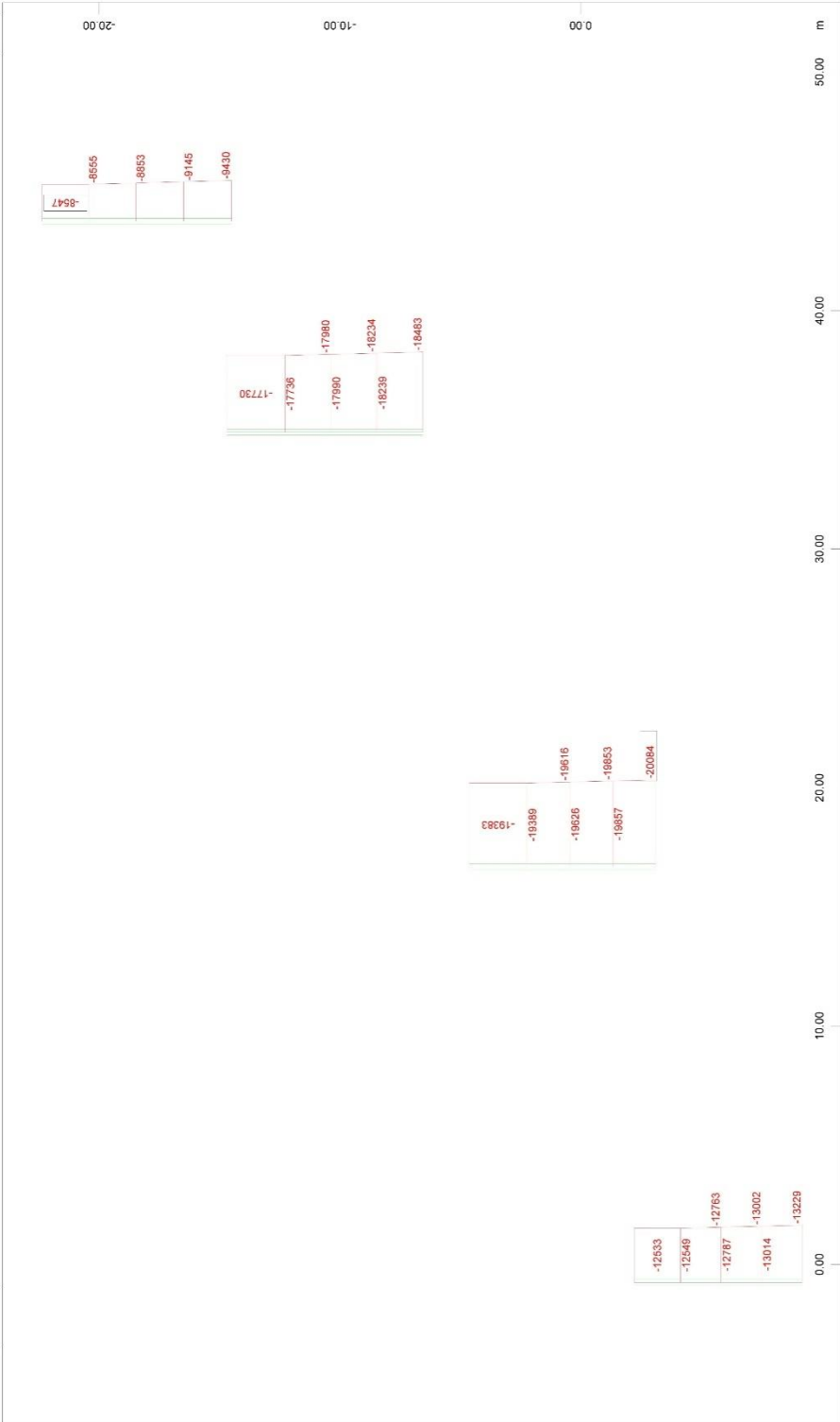
M 1 : 235
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 7
PIER FORCES FOR ULS DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8712 MIN-MZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 6172. kNm (Min=-7463) (Max=-2737)
 M 1 : 229
 X : 0.502
 Y : 0.806
 Z : -0.962

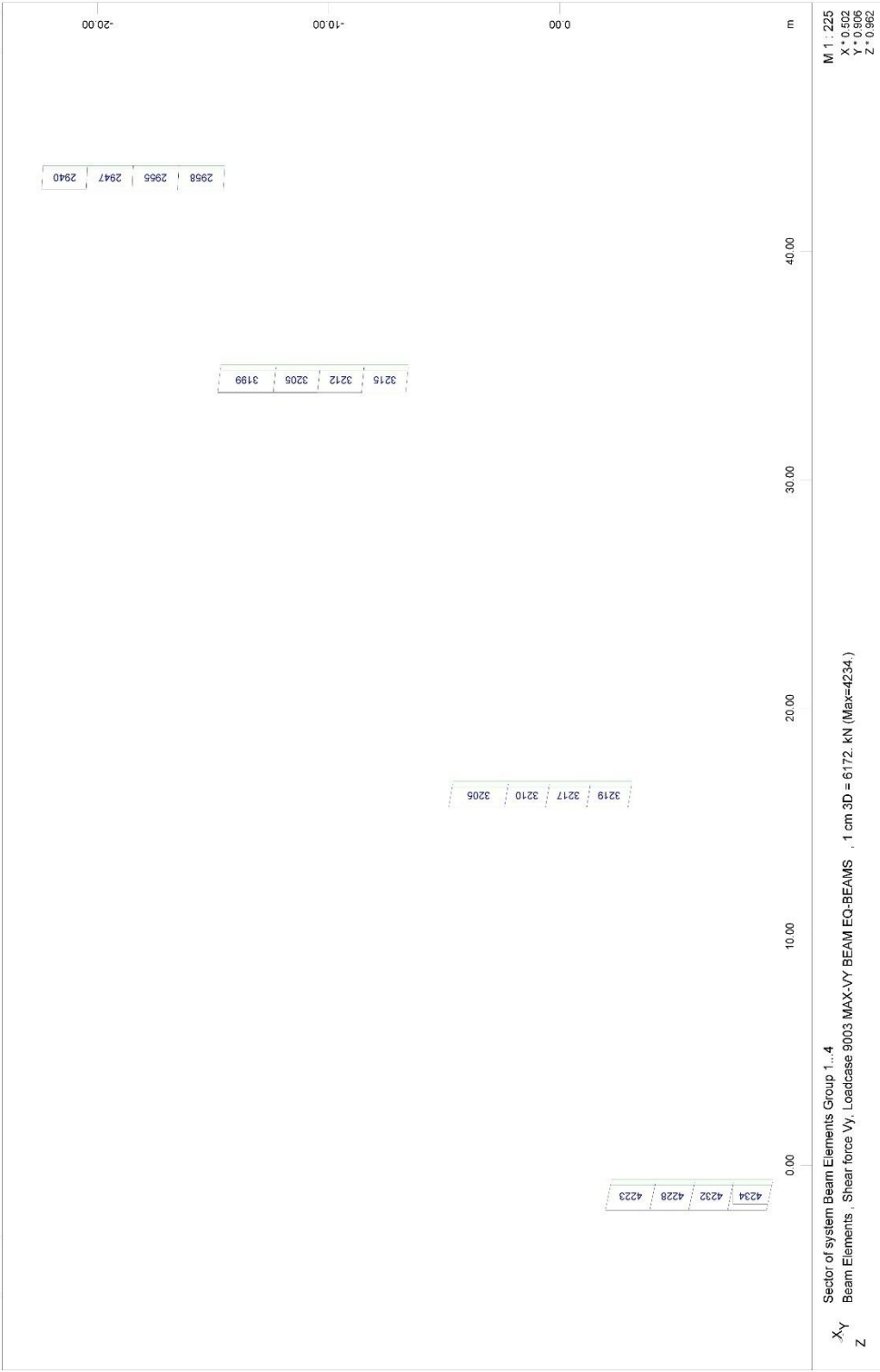
STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN



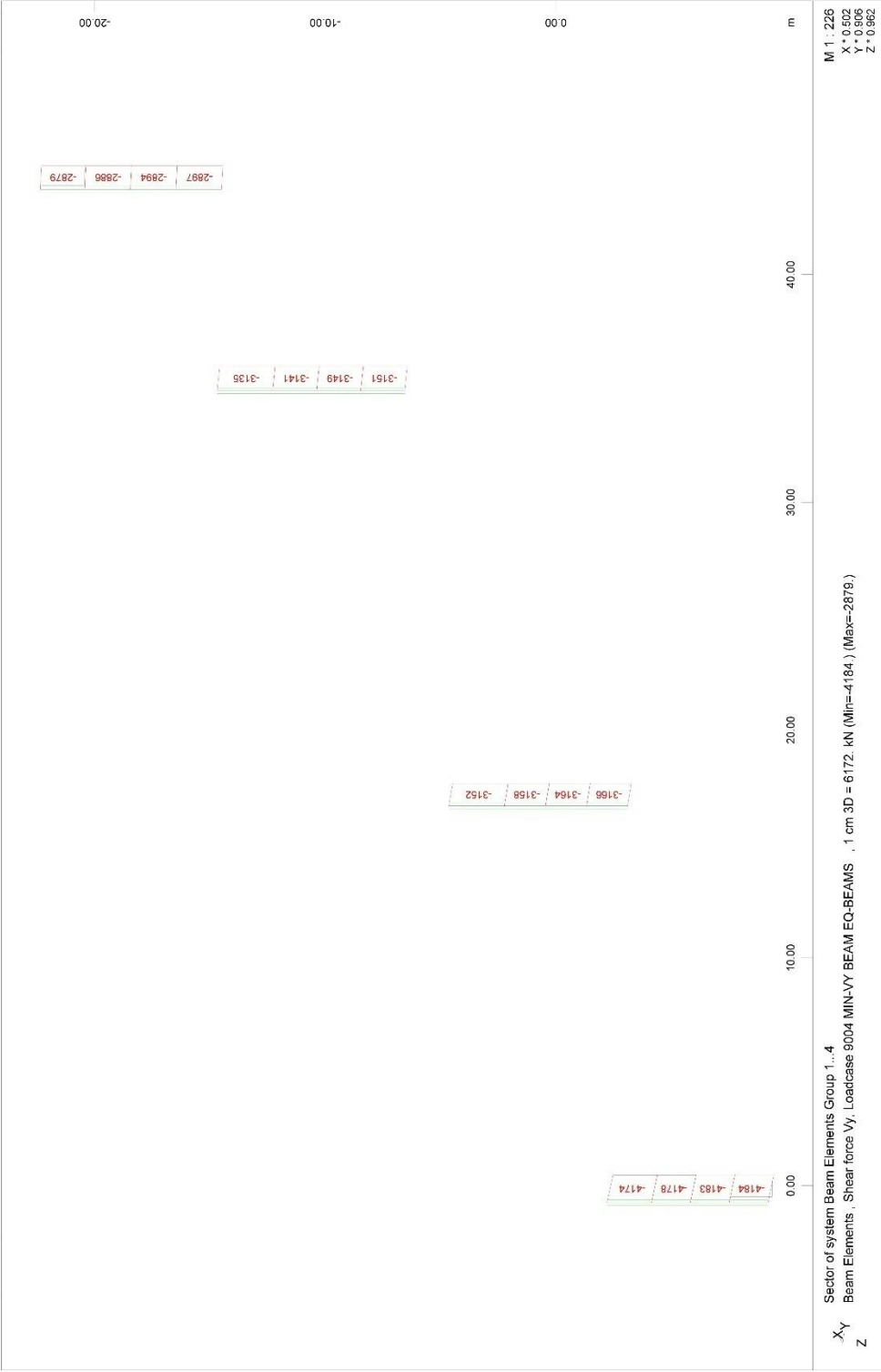
Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 9002 MIN-N BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 12344. kN (Min=-20084.) (Max=-8547.)

M 1 : 224
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

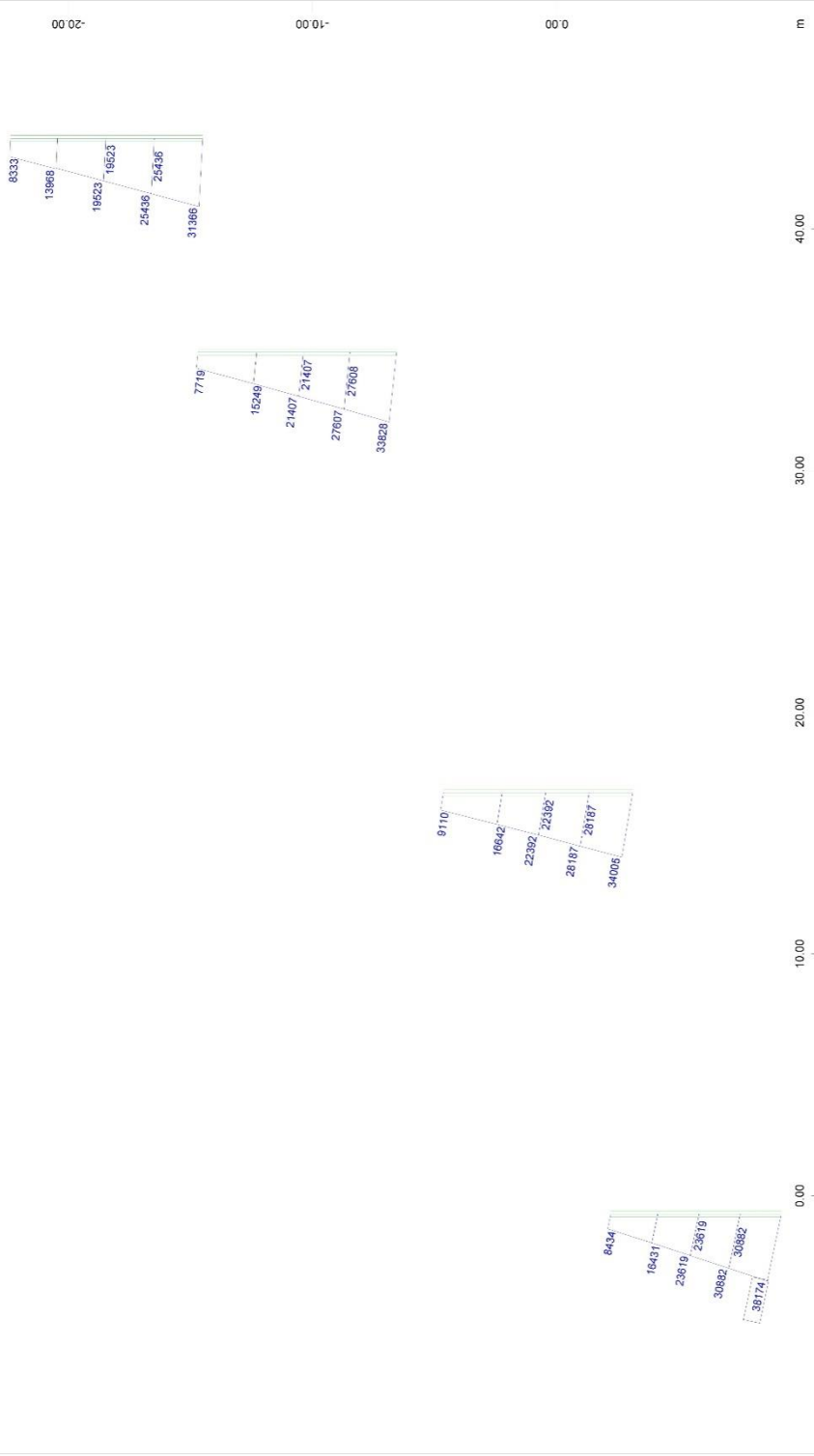
STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



STRUCTURE 7
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

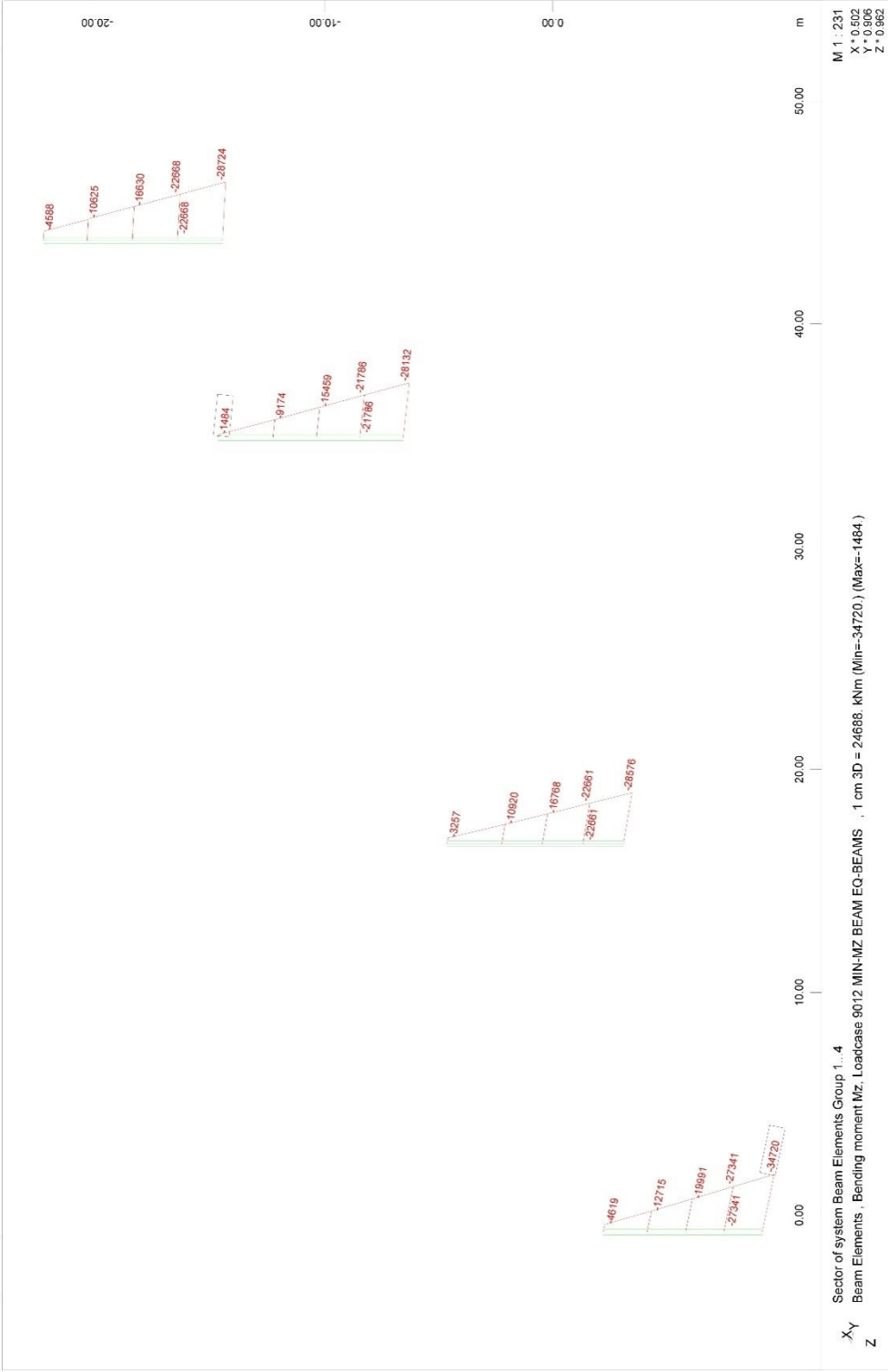


STRUCTURE 7
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

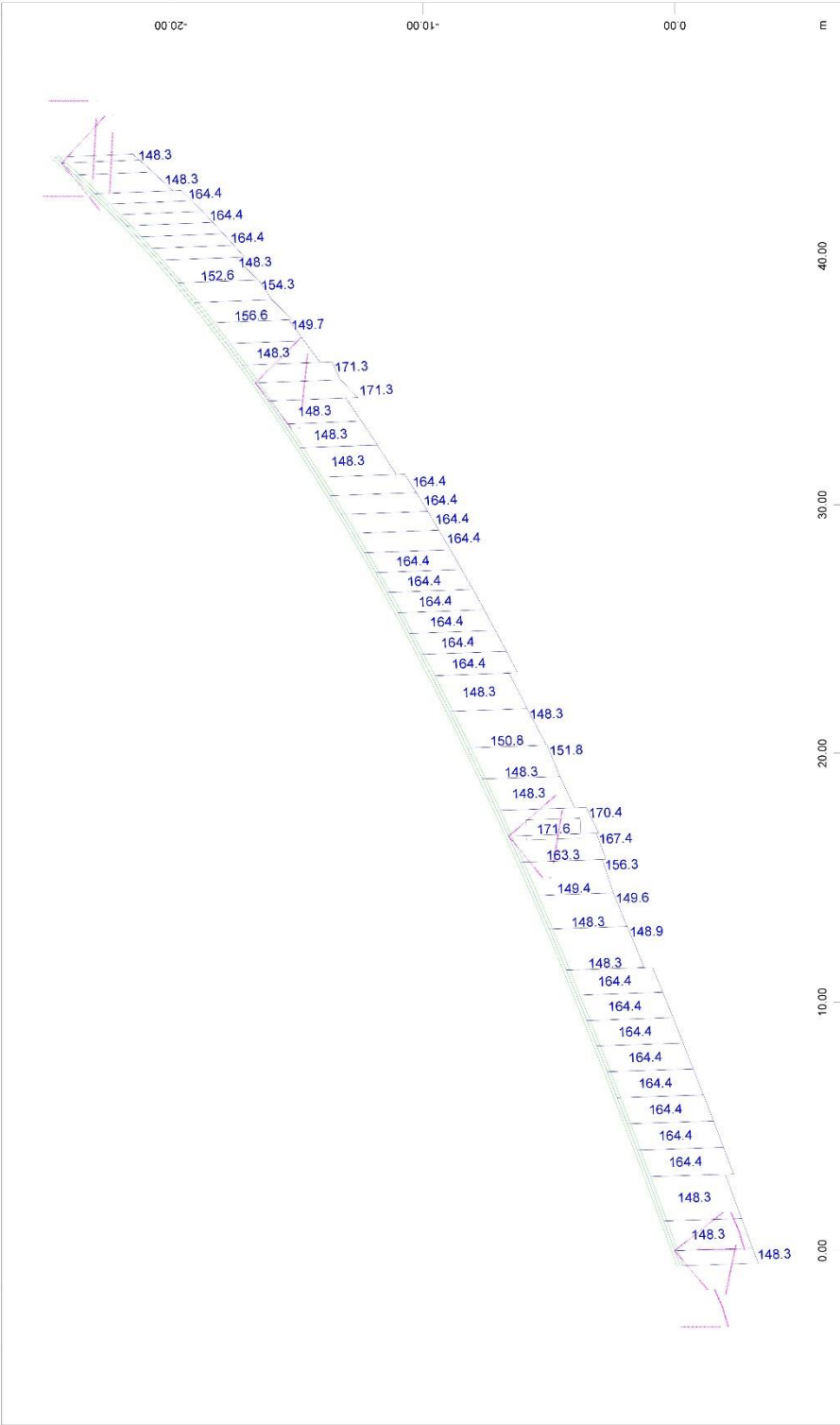


Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9011 MAX-MZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 24688. kNm (Max=38174.)
 M 1 : 226
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



STRUCTURE 7
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

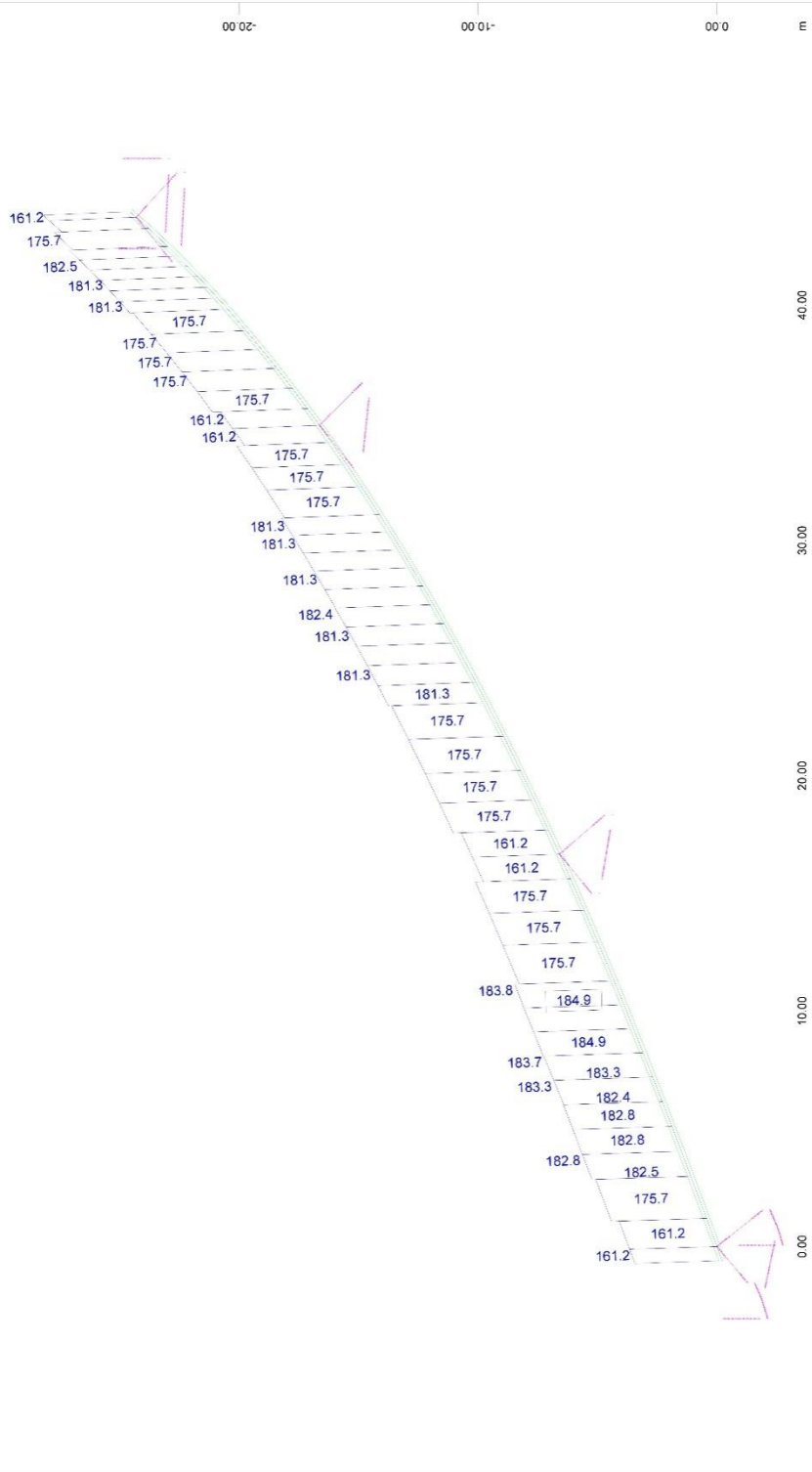


M 1 : 215
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11...13
 Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 1, Design Case 104 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=171.6)

X
 Y
 Z

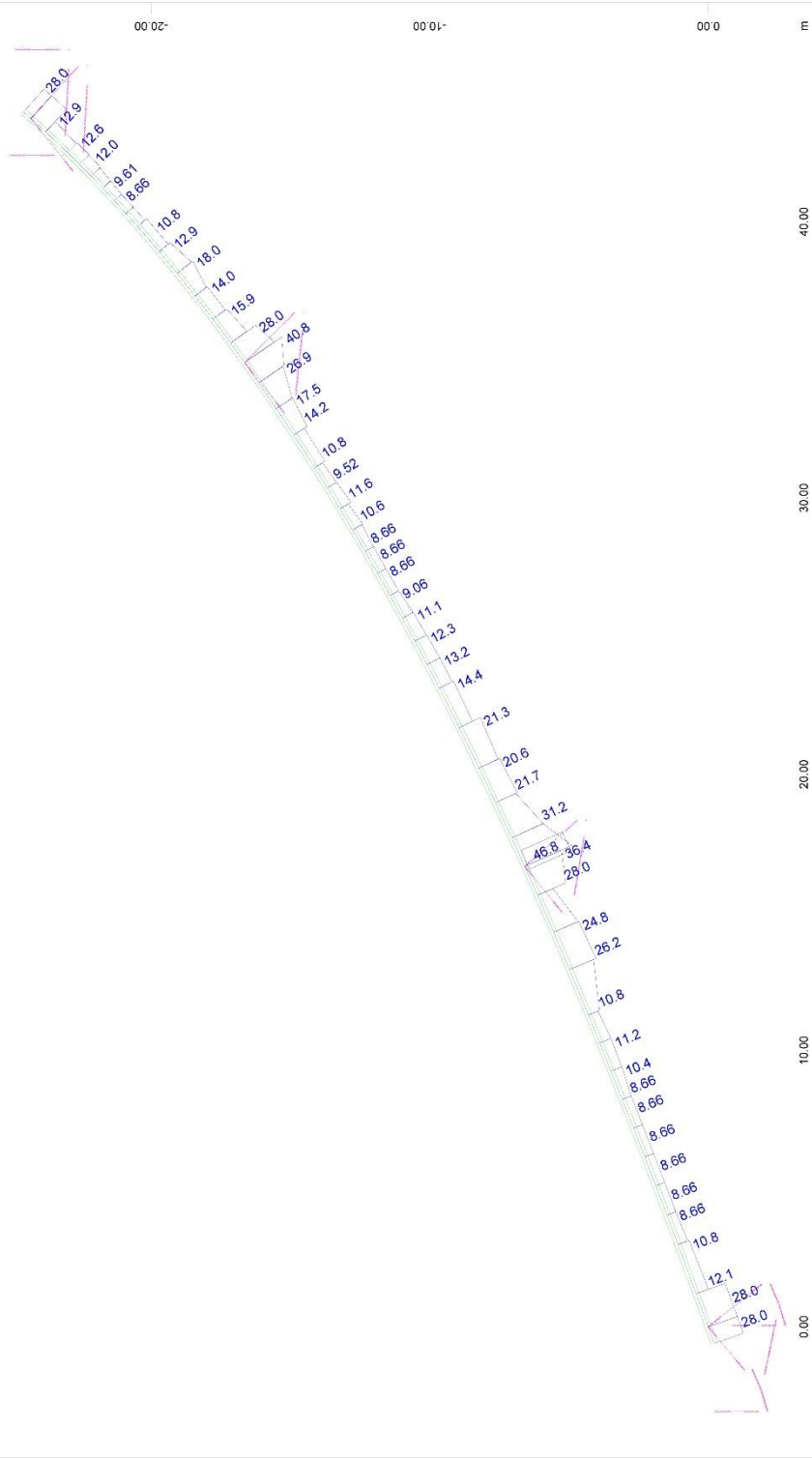
STRUCTURE 7
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, LAY3=WEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)



M 1 : 235
 X * 0.502
 Y * 0.506
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11...13
 Beam Elements, Longitudinal Reinforcements Lay. 2, Design Case 104, 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=184.9)

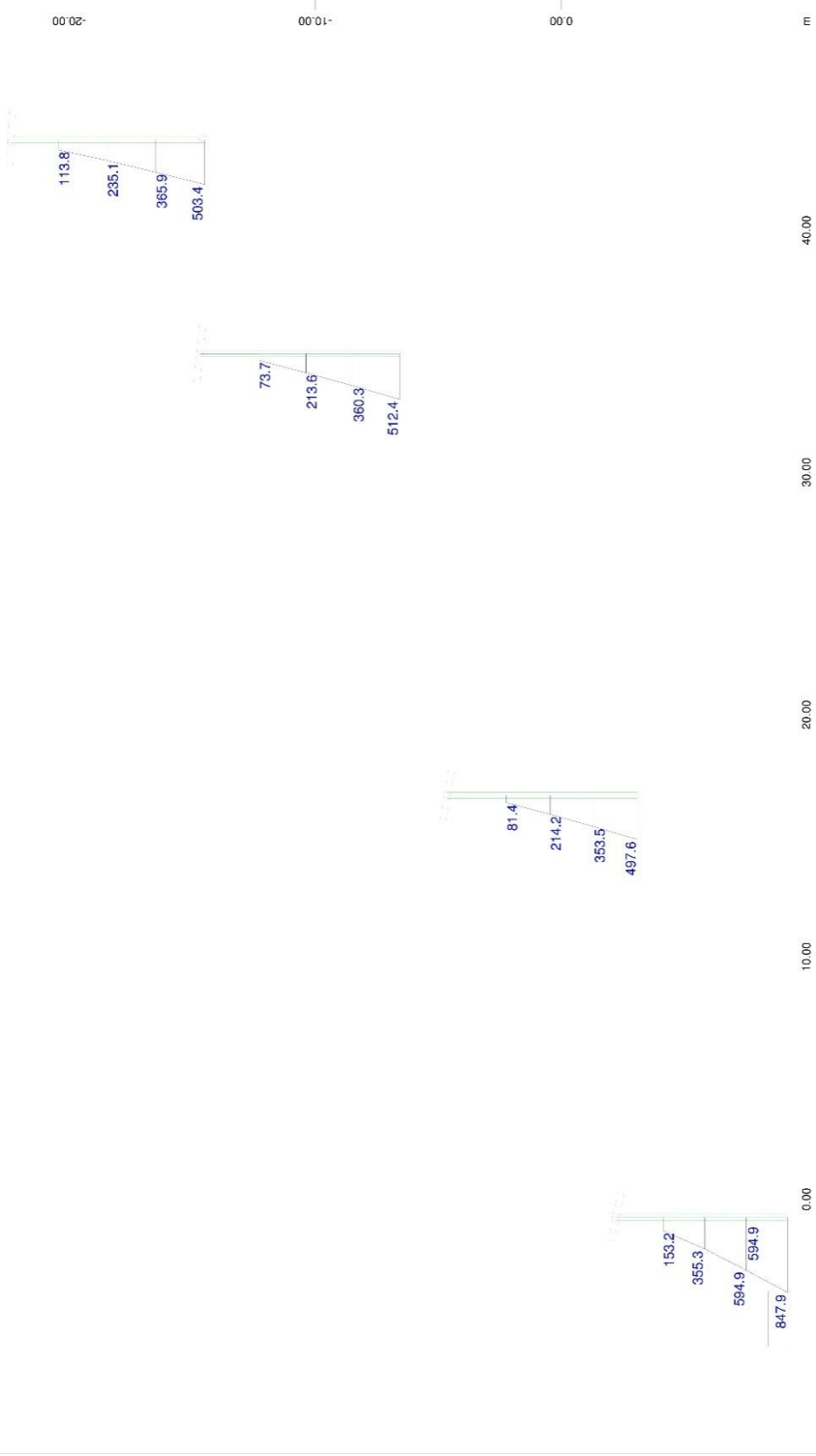
STRUCTURE 7
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, LAY3=WEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)



M 1 : 198
 X * 0.602
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11...13
 X_y Beam Elements , Stirrup Reinforcements Lay. 1, Design Case 103 , 1 cm 3D = 60.0 cm²/m (Max=46.8)
 Z

STRUCTURE 7
 DECK REQUIRED SHEAR REINFORCEMENT: LAY1=MAIN, LAY2=TRANSVERSE

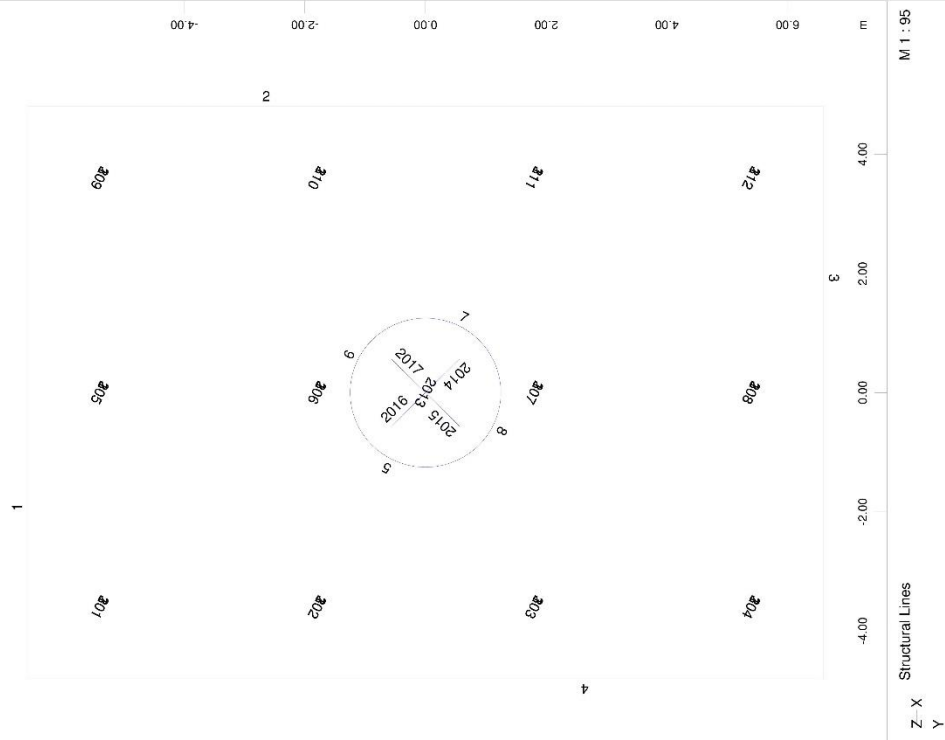
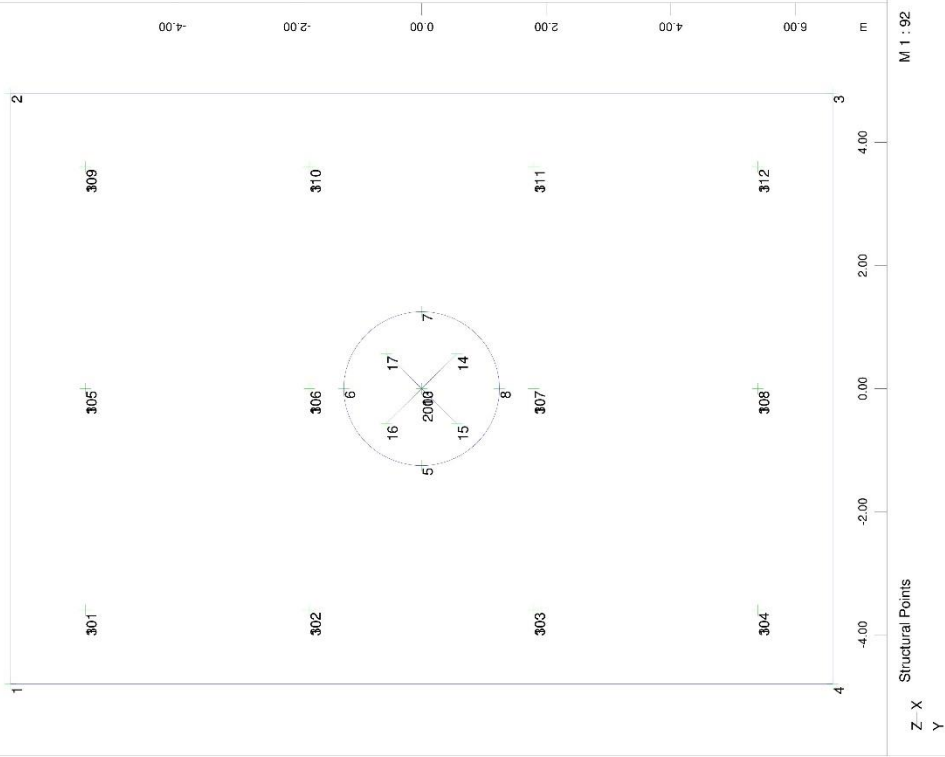


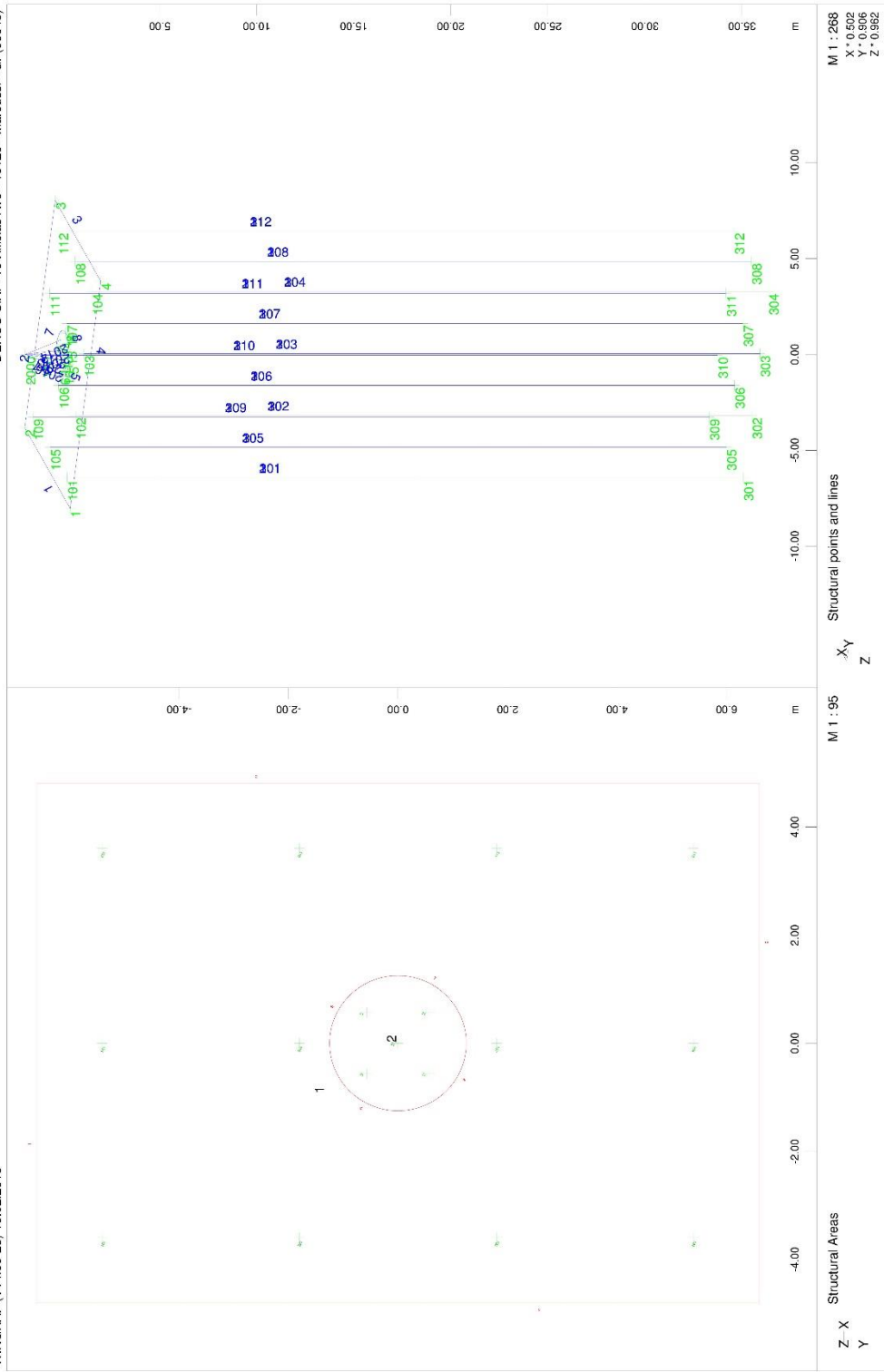
Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design Case 104 , 1 cm 3D = 617.2 cm2 (Max=847.9)
 M 1 : 226
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.952

STRUCTURE 7
 PIER REQUIRED REINFORCEMENT

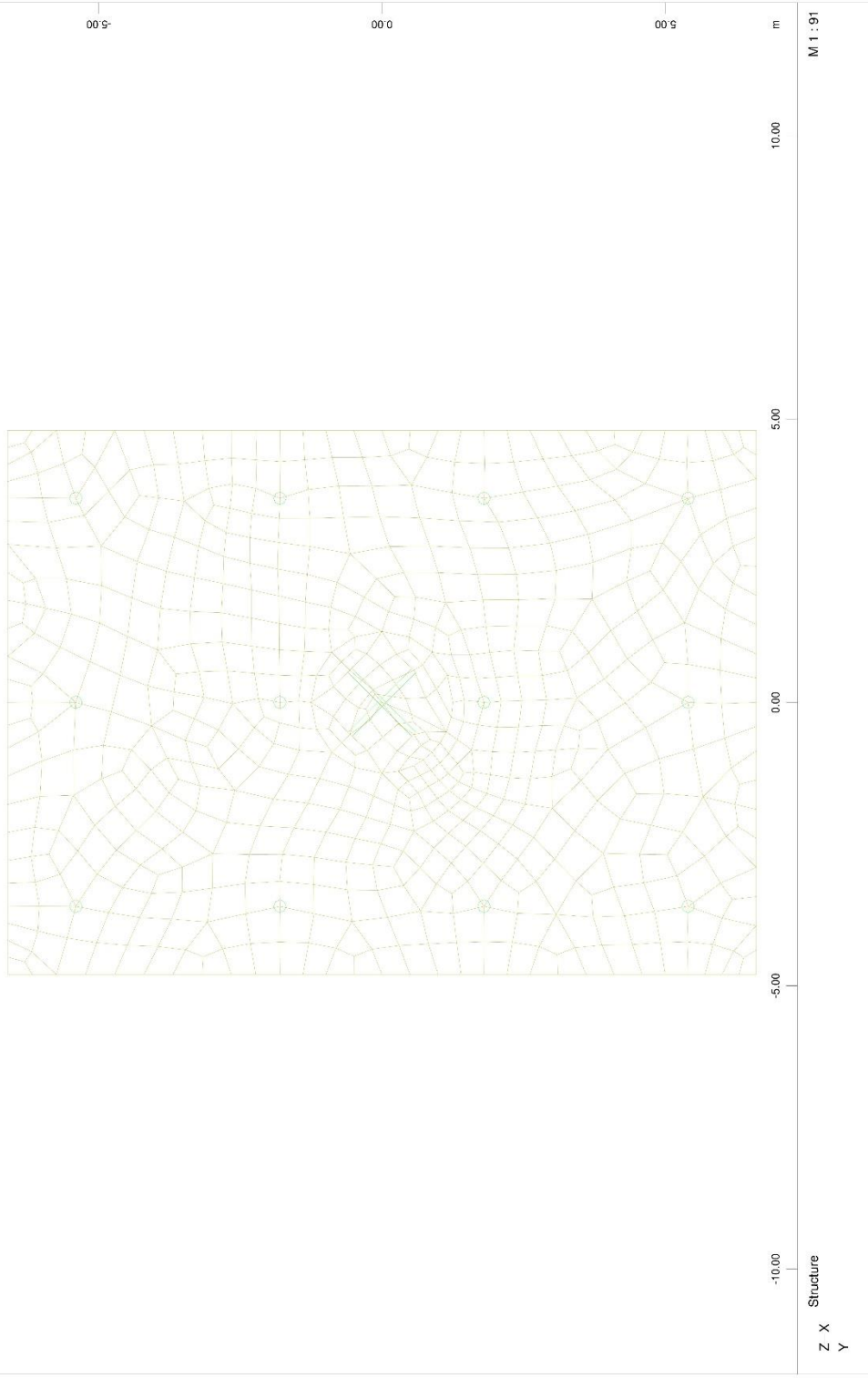
5.2 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσοβάθρου με το λογισμικό SOFiSTiK

5.2.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσόβαθρου M4.A

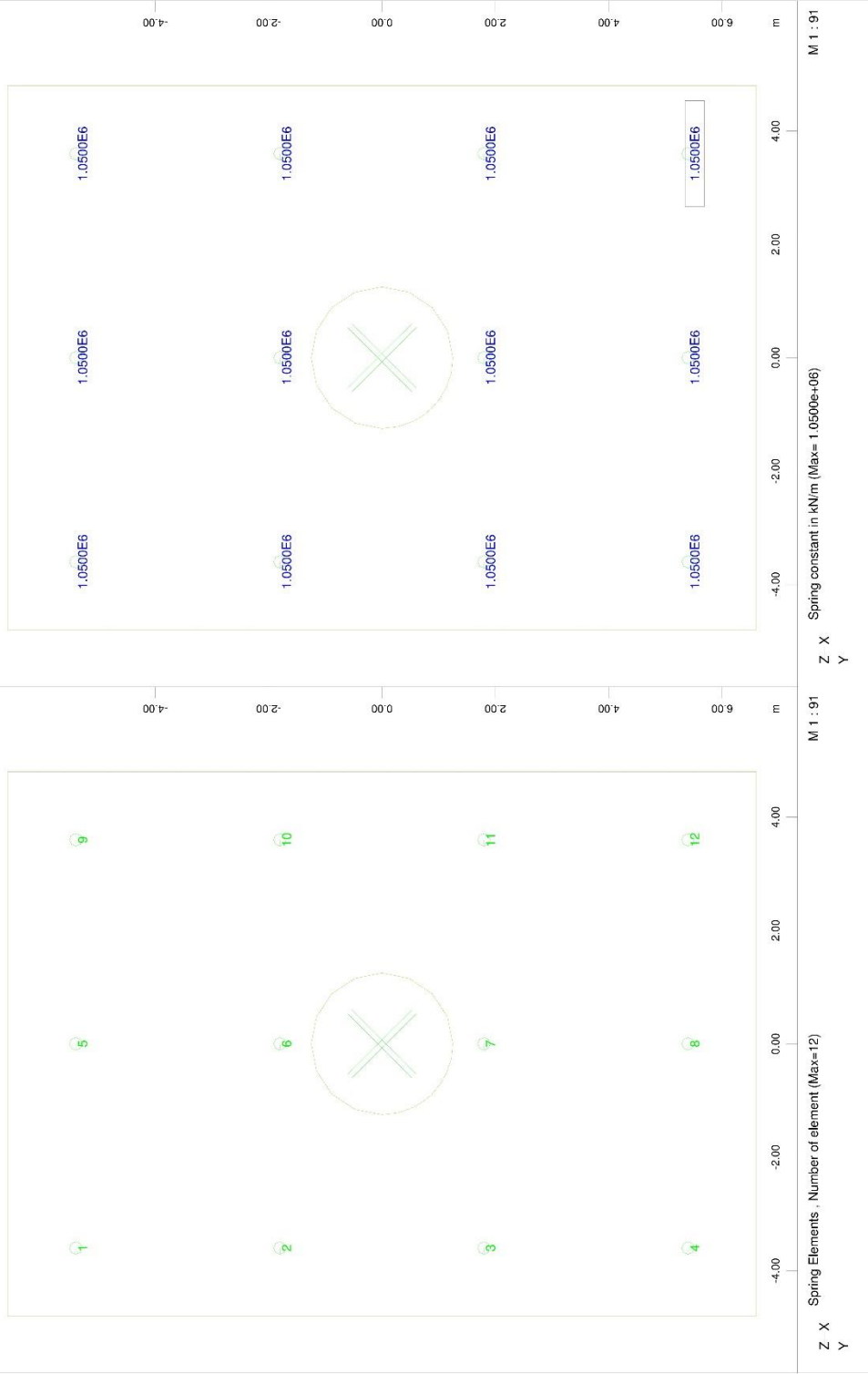




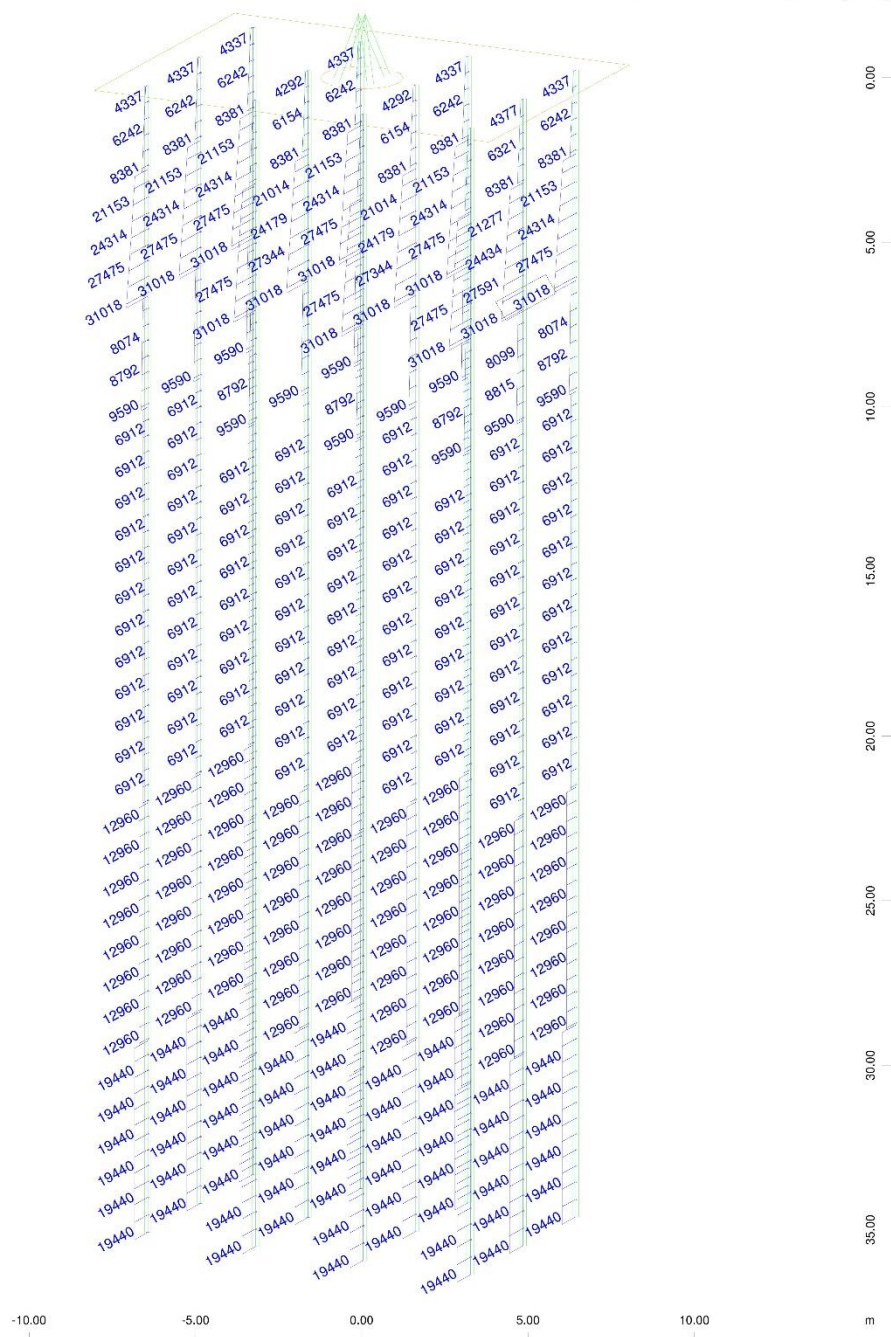
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



FOUNDATION OF PIER MA.A - STRUCTURE 7
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH



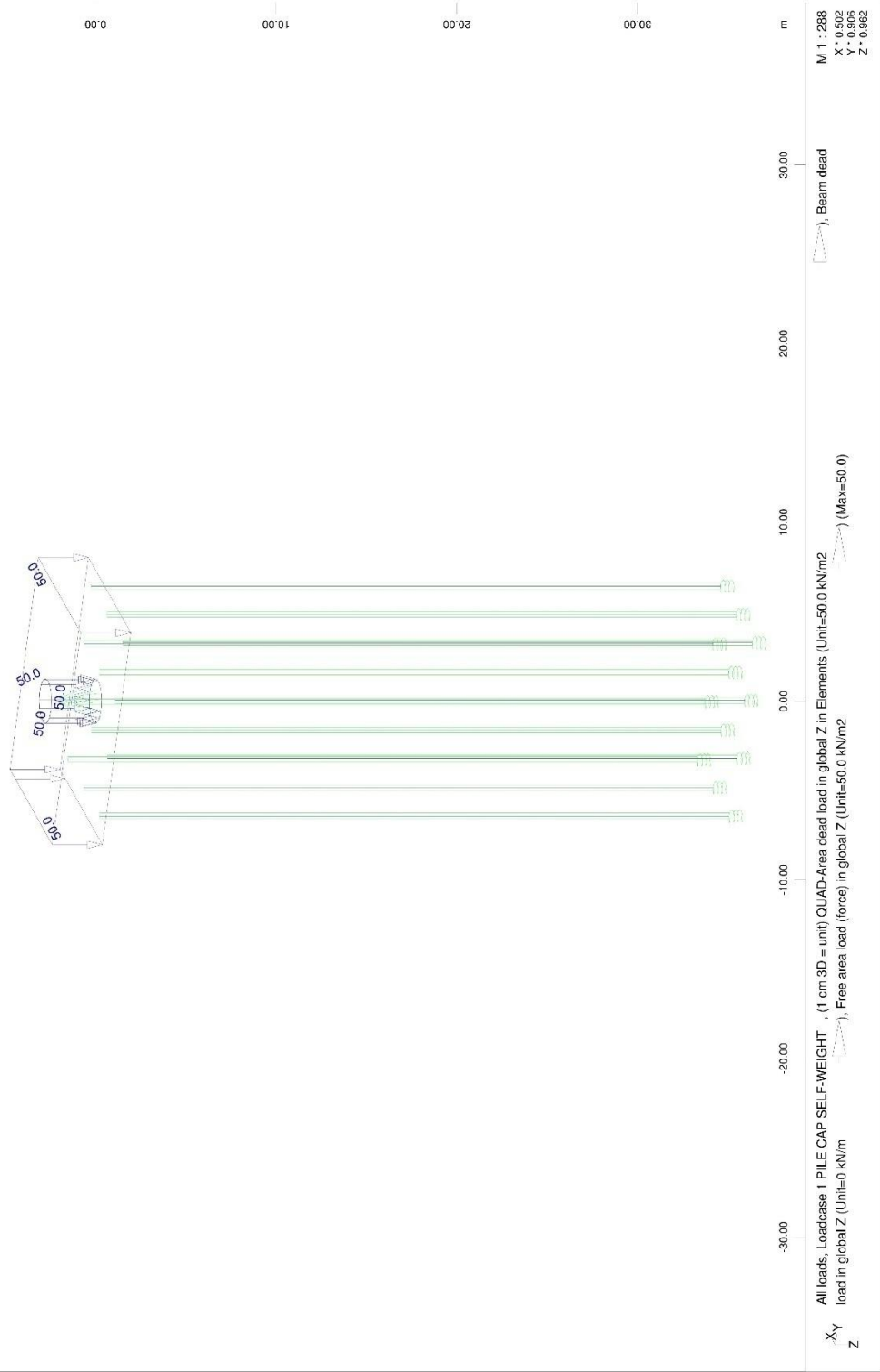
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
NUMBERING AND STIFFNESS OF PILE TIP SPRINGS



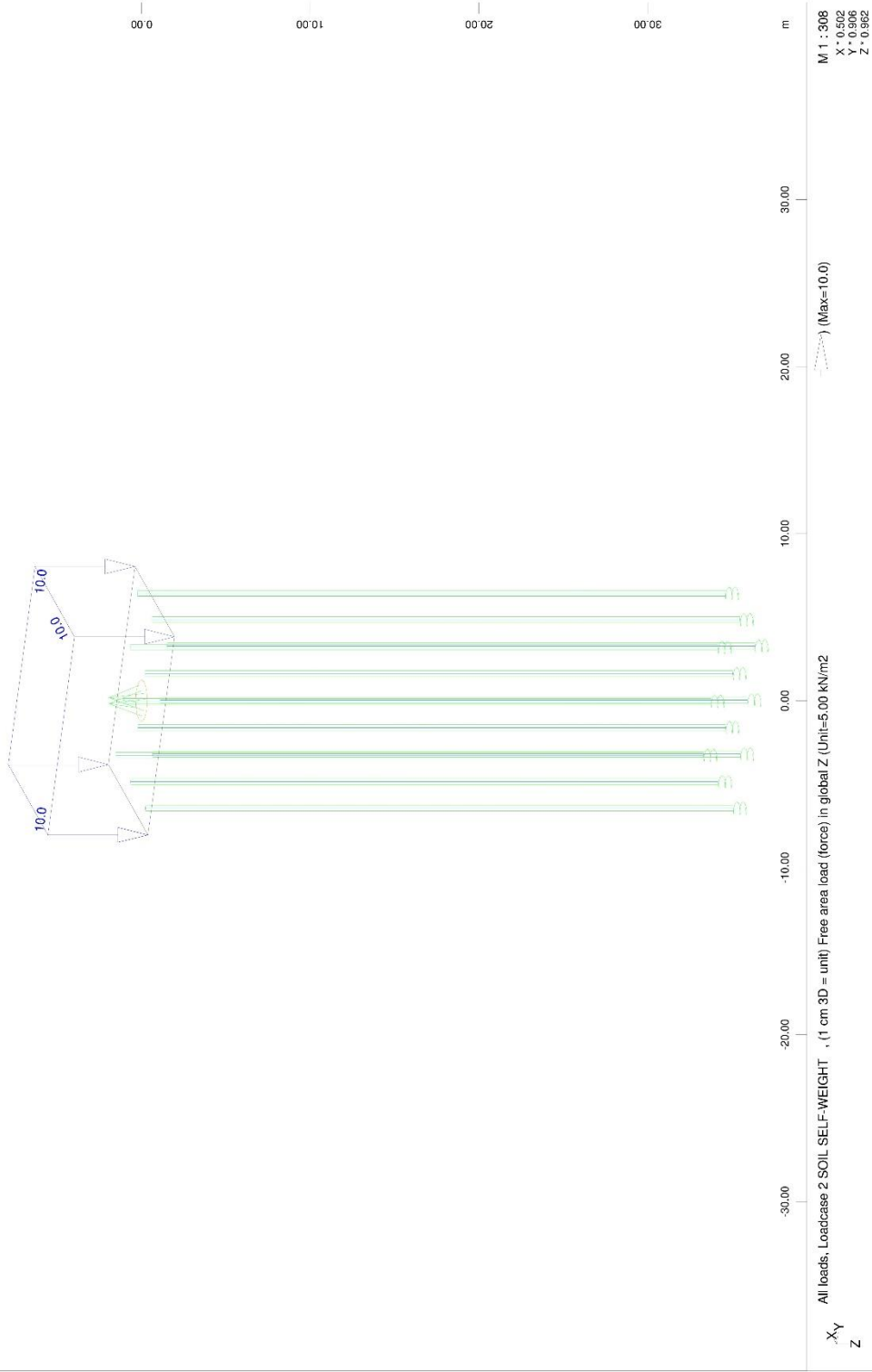
Sector of system Group 0.. 3 11 21
 Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 36094. kN/m2
 (Max=31018.)

M 1 : 172
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

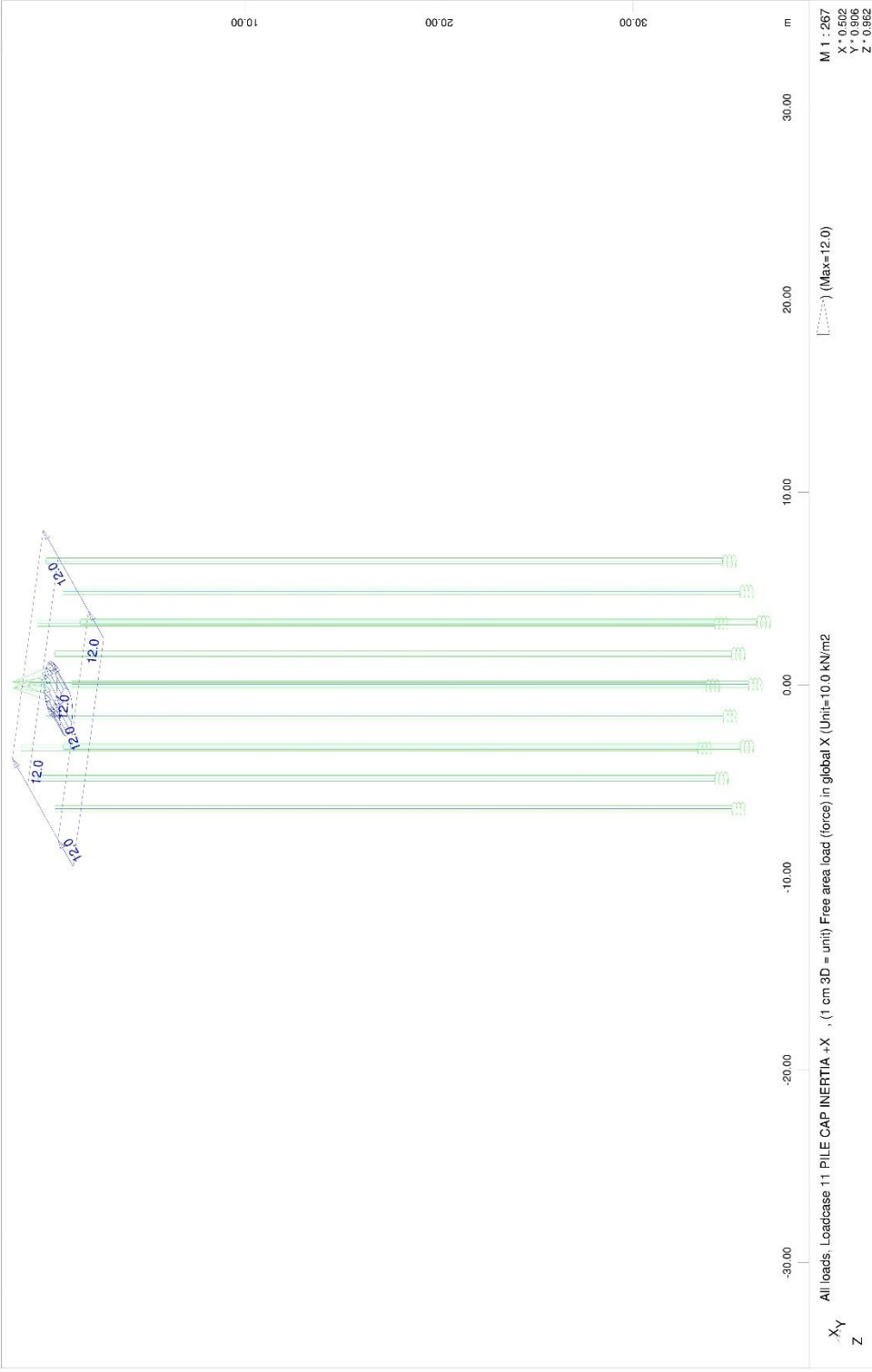
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
 TRANSVERSE SOIL INDEX (STATIC LOADINGS)



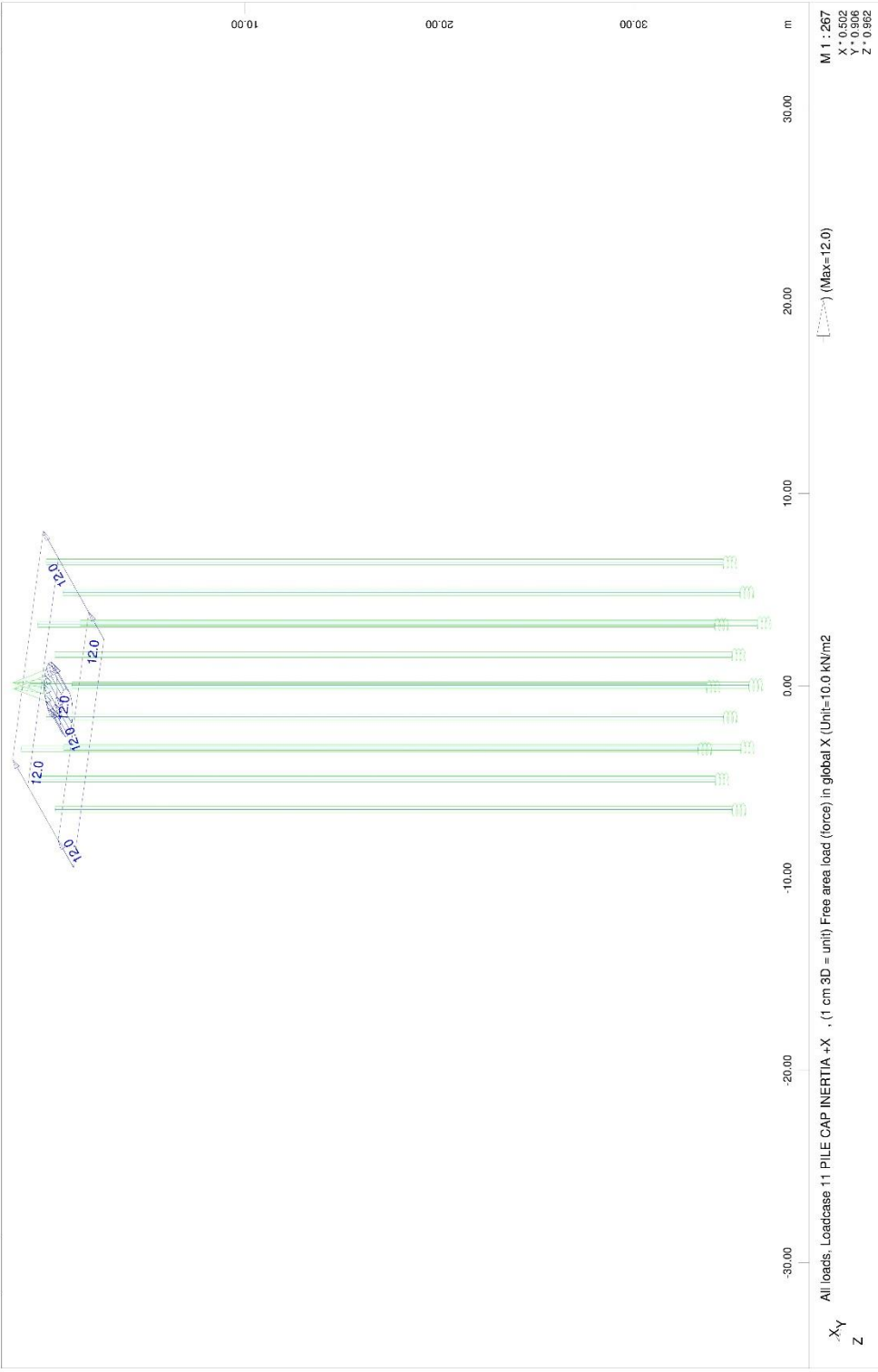
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
LOADINGS GRAPHS



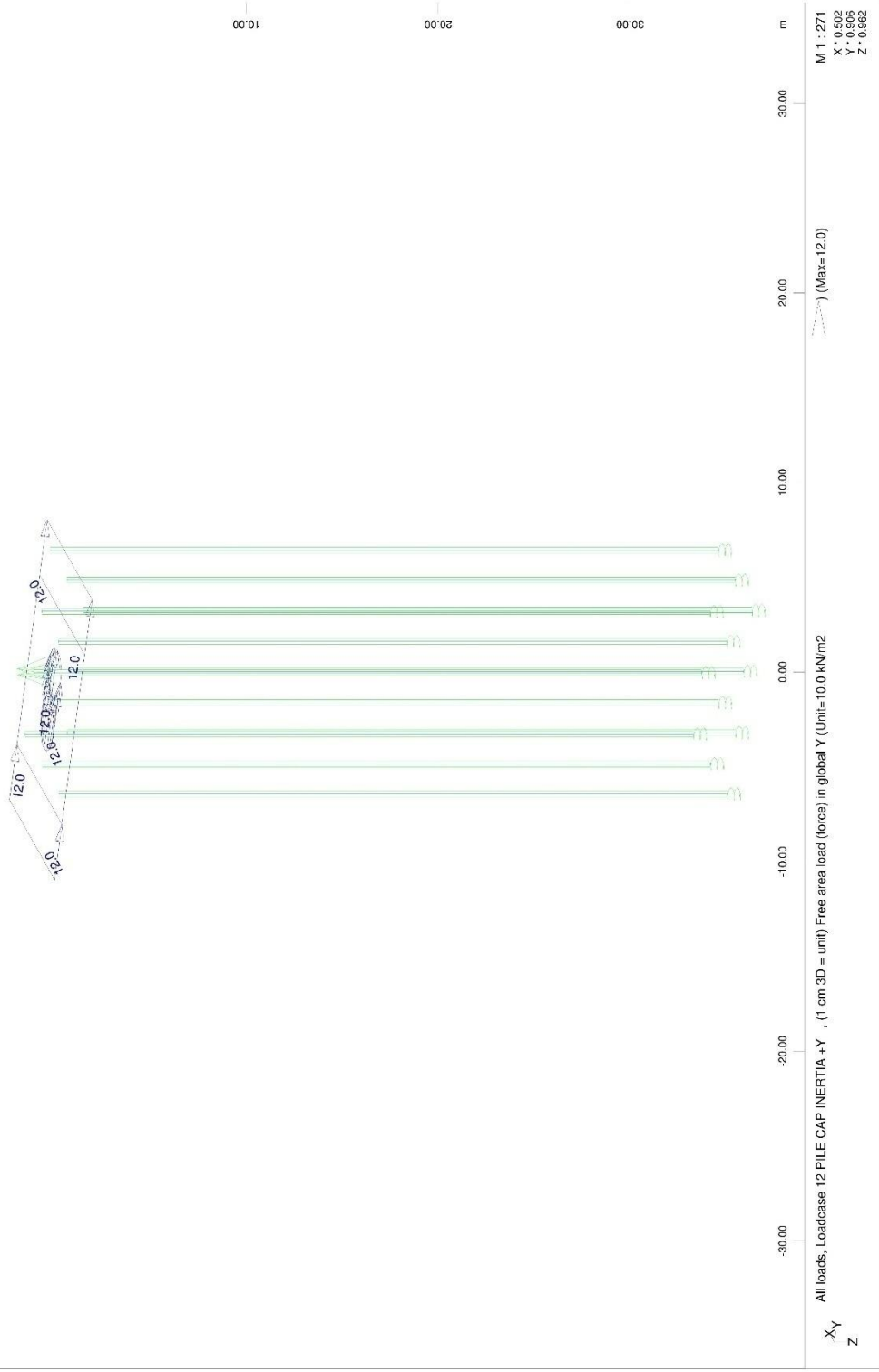
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS

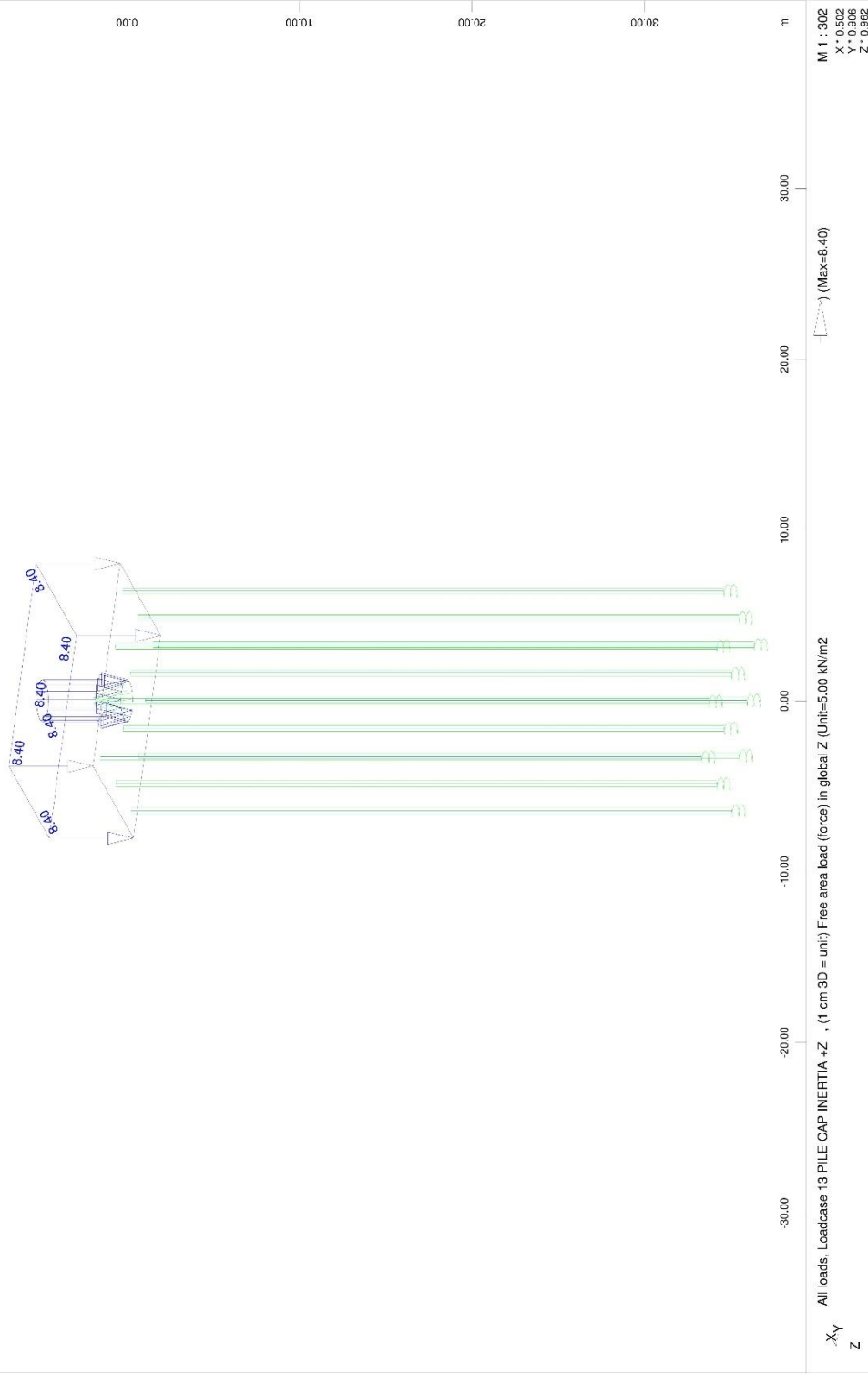


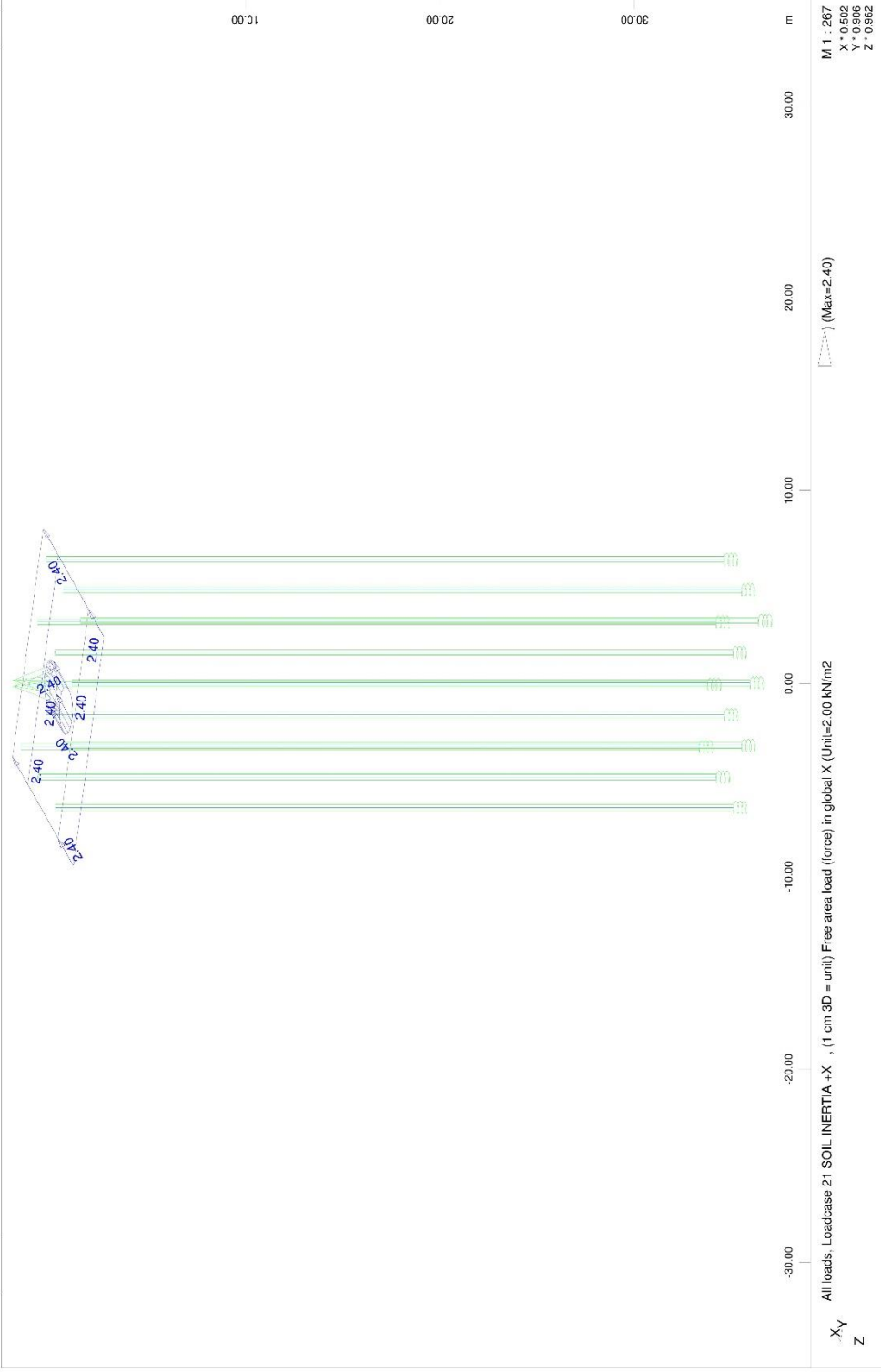
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS



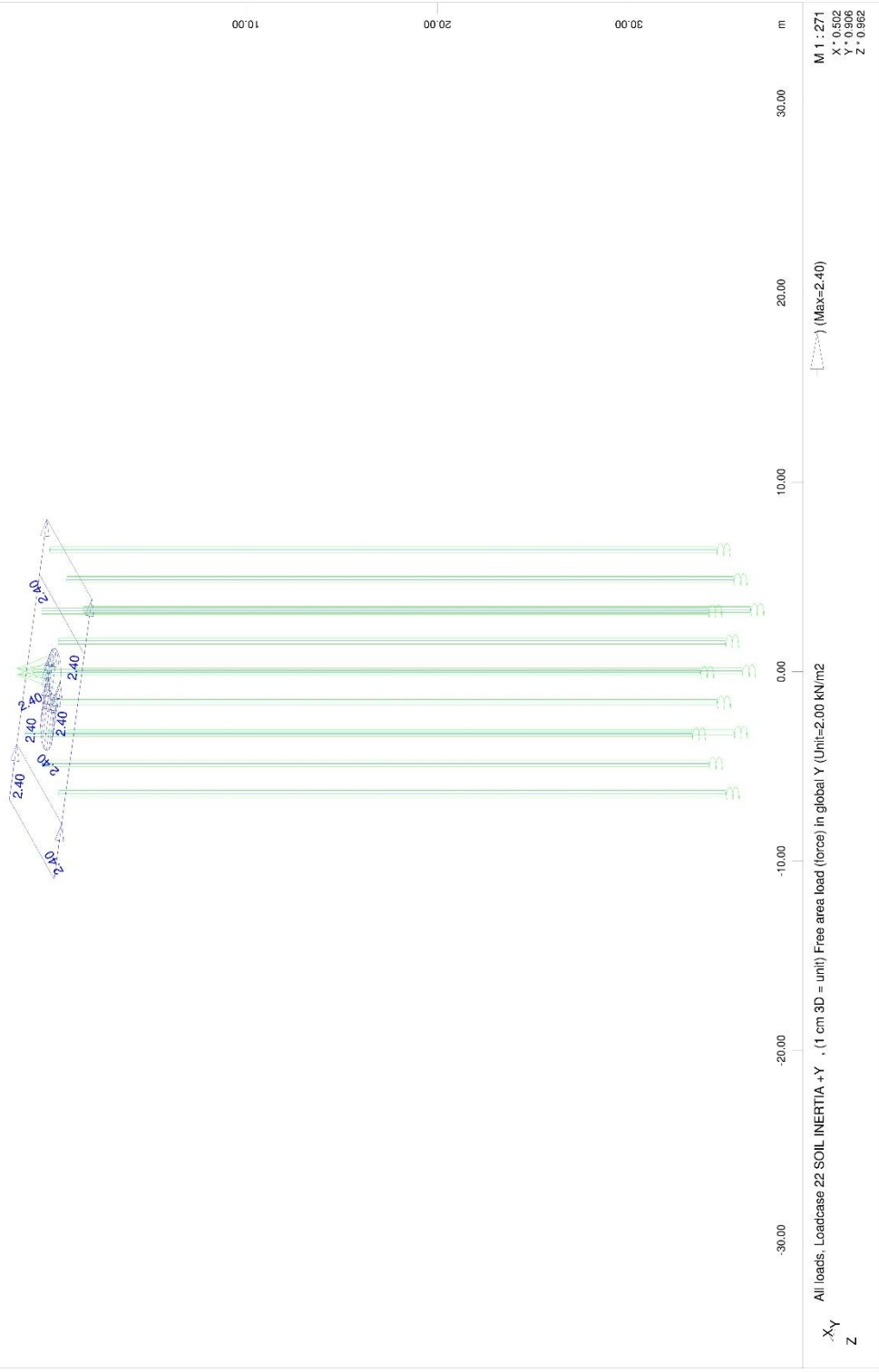
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS

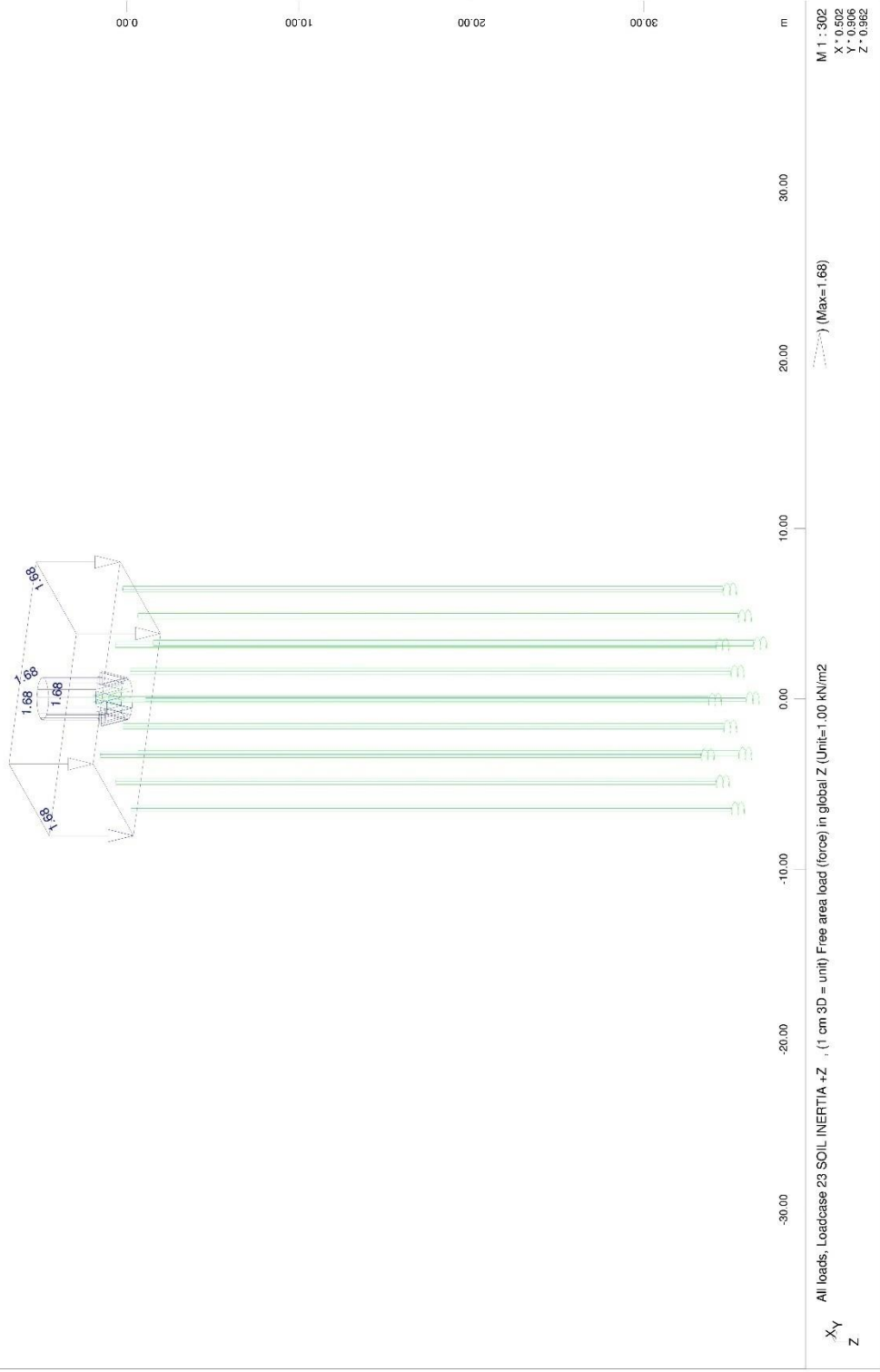




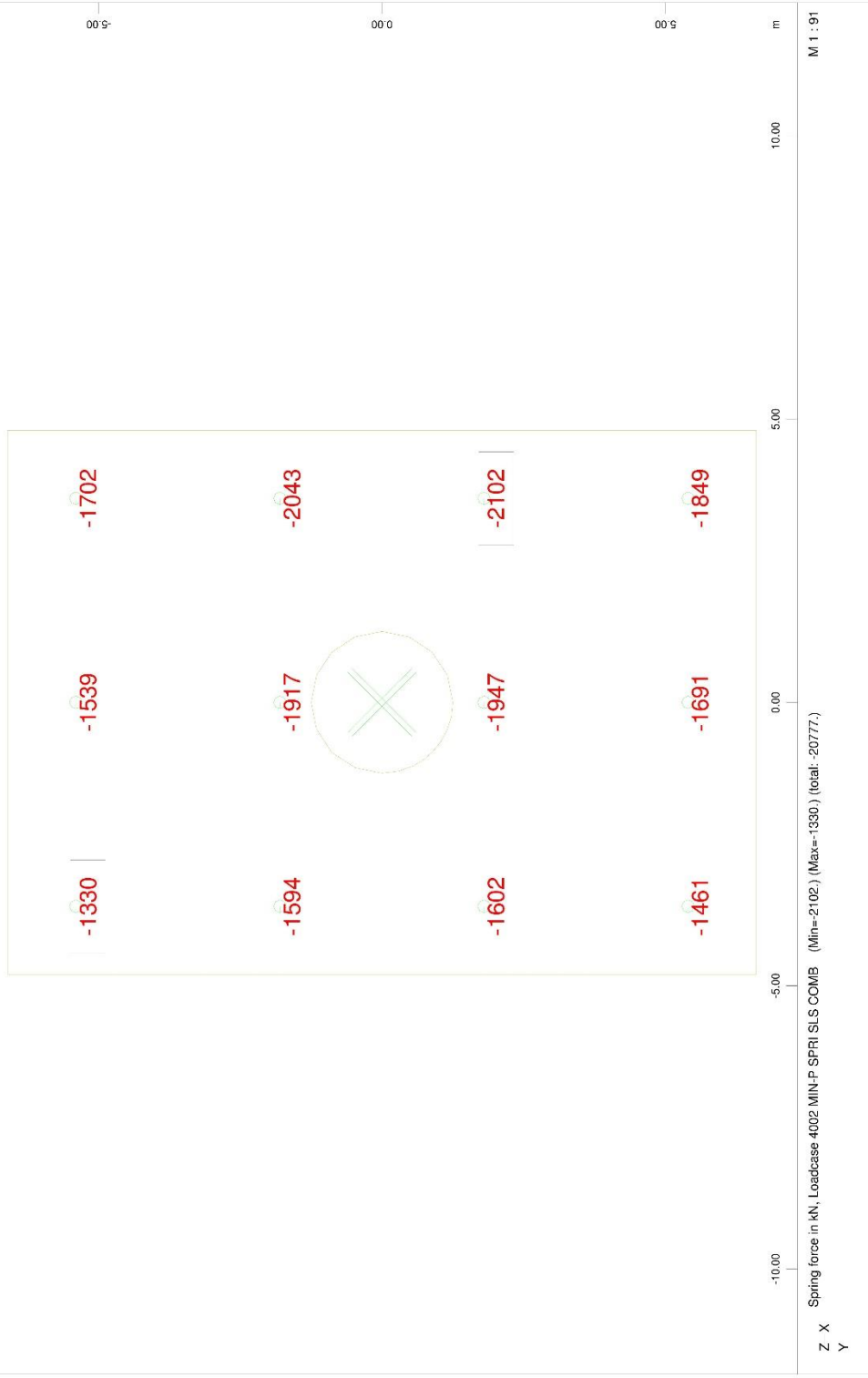


FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS

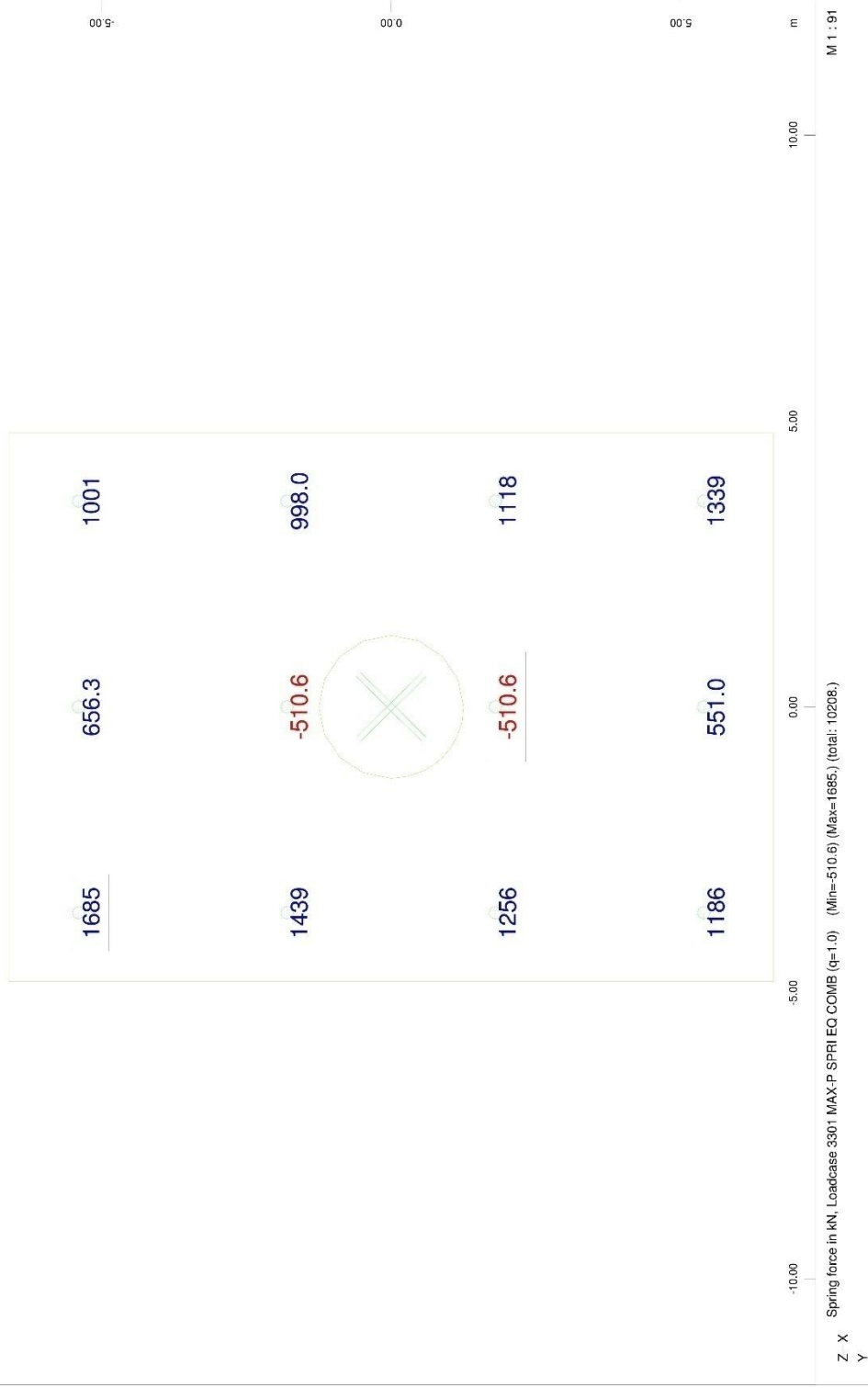




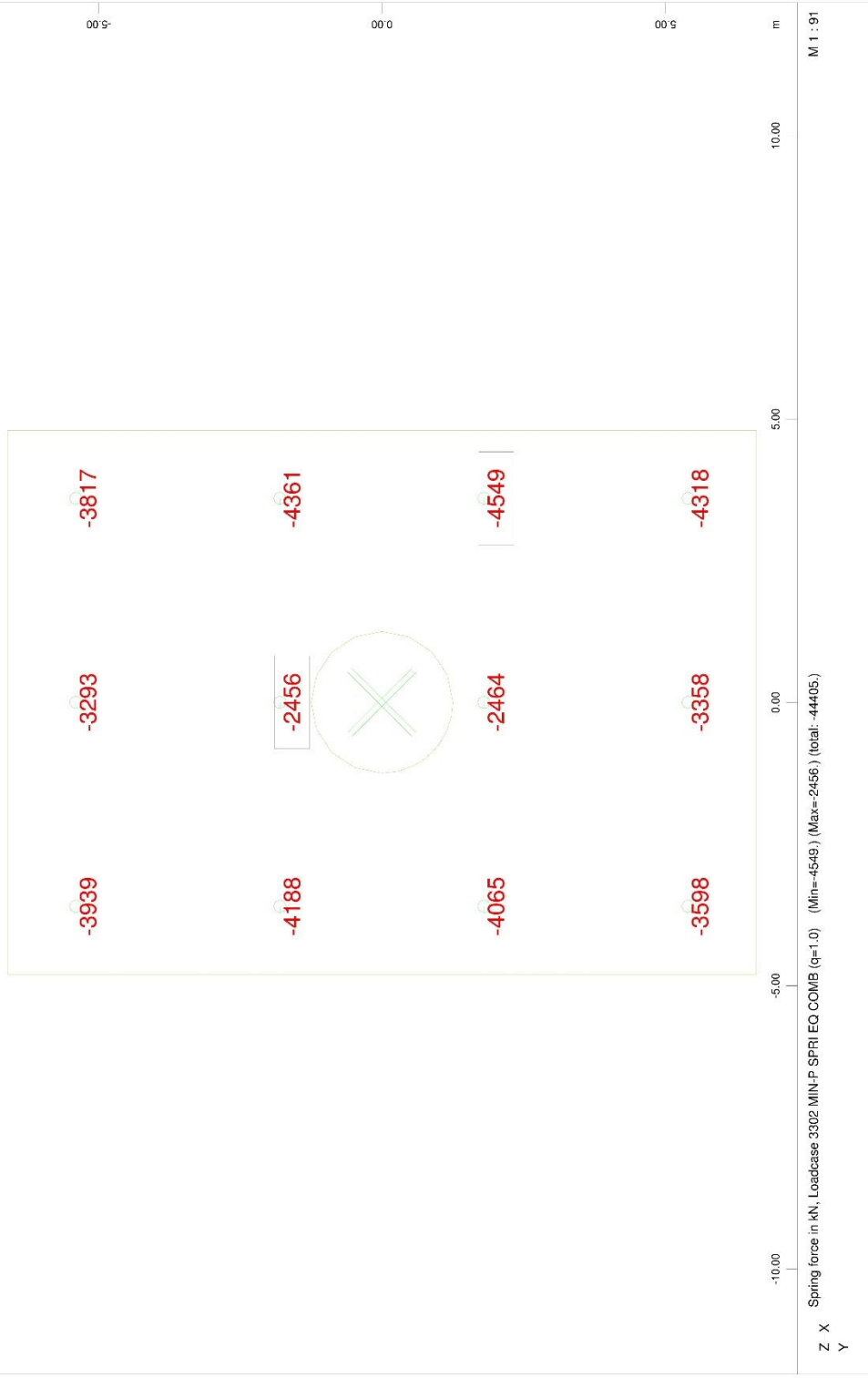
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS

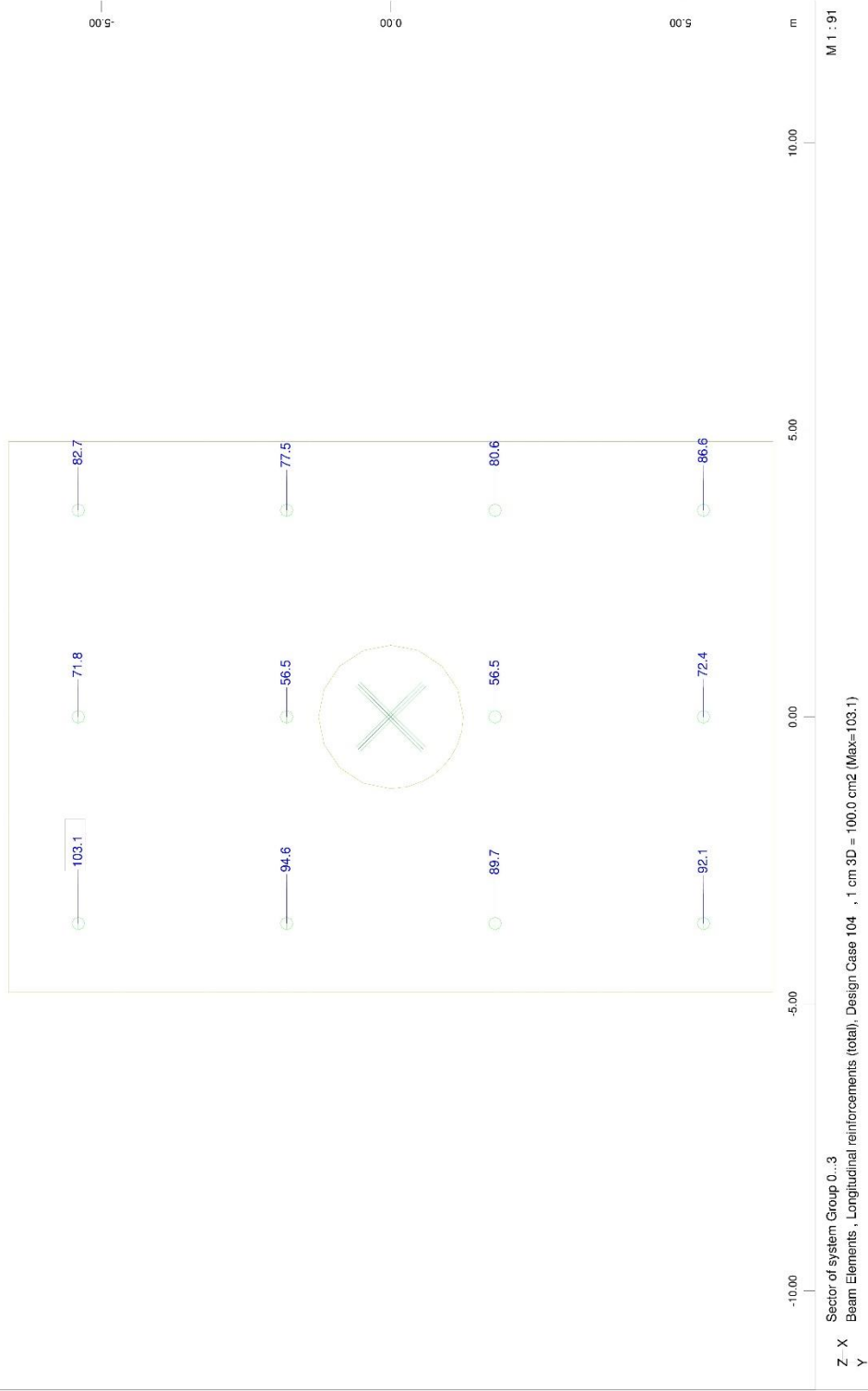


FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION

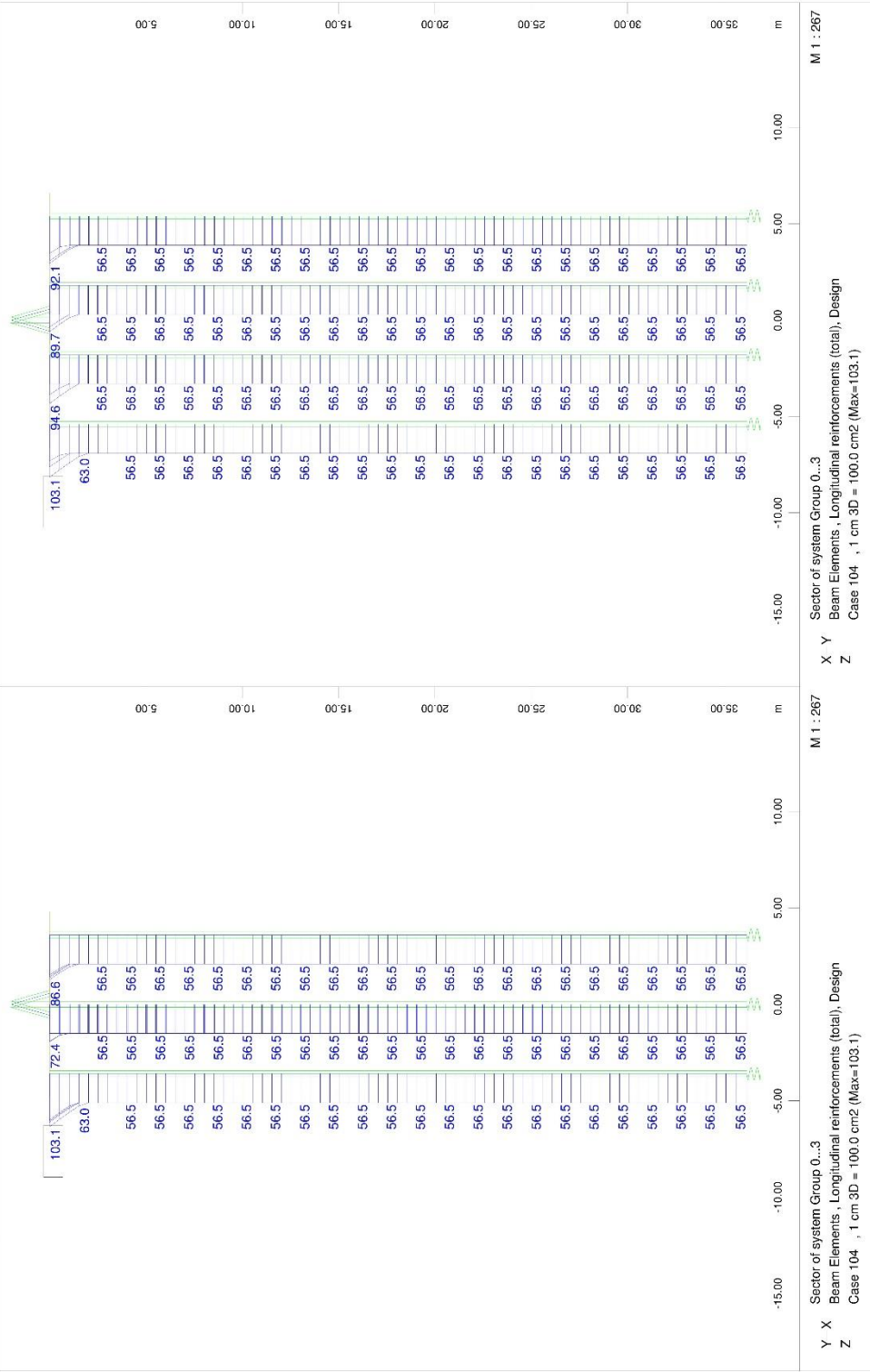


FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION





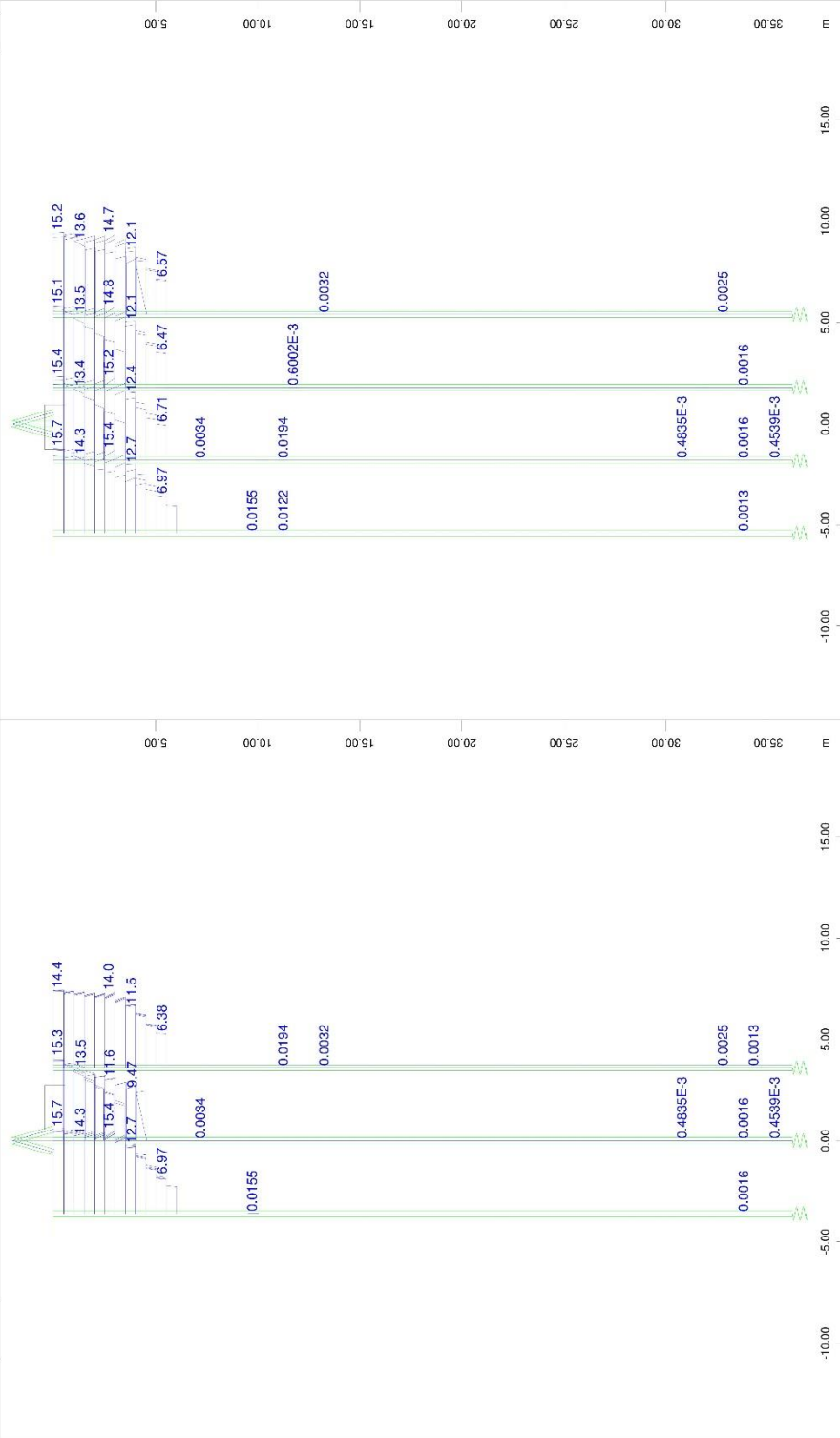
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



FOUNDATION OF PIER MA.A - STRUCTURE 7
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



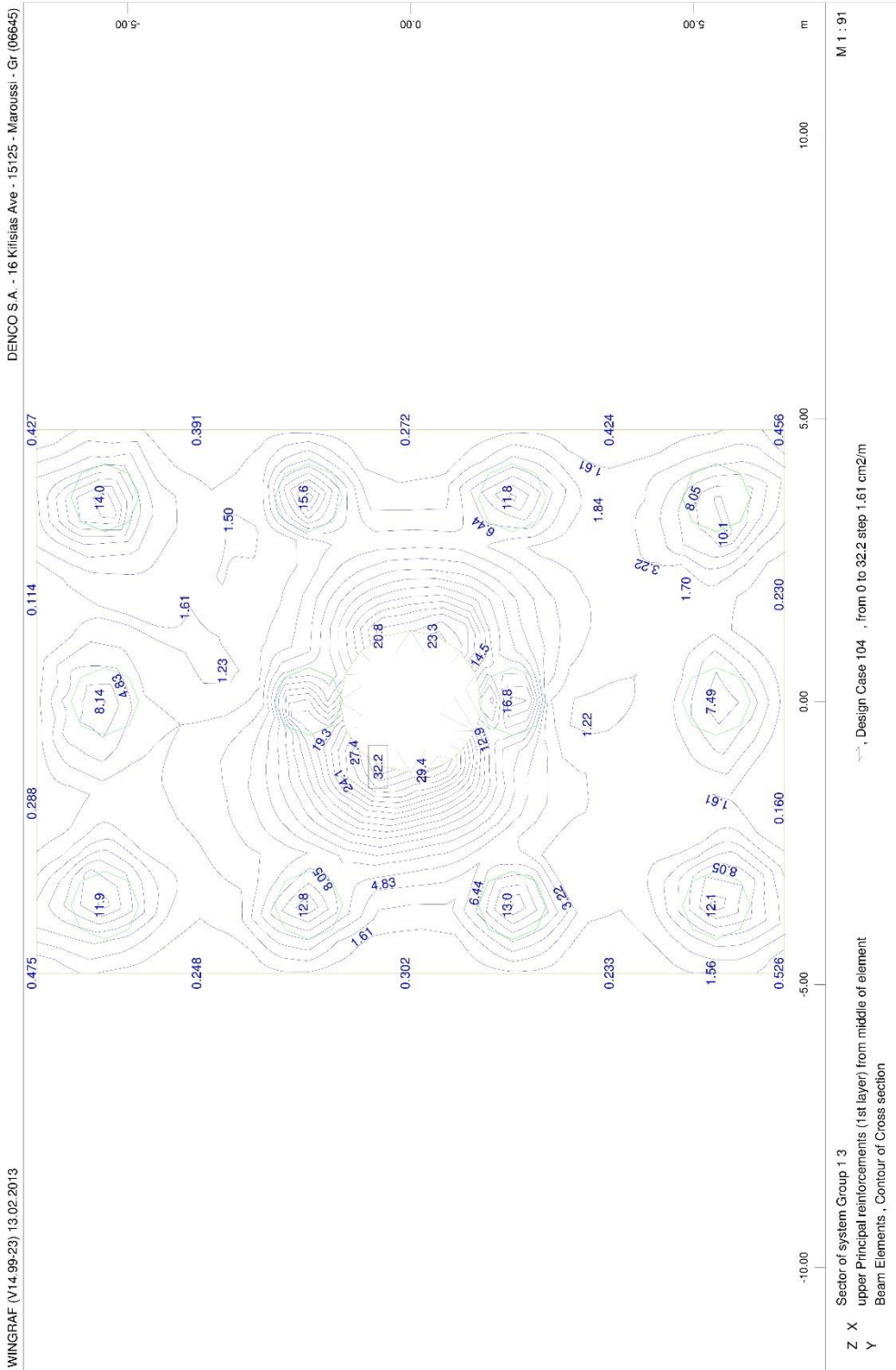
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE



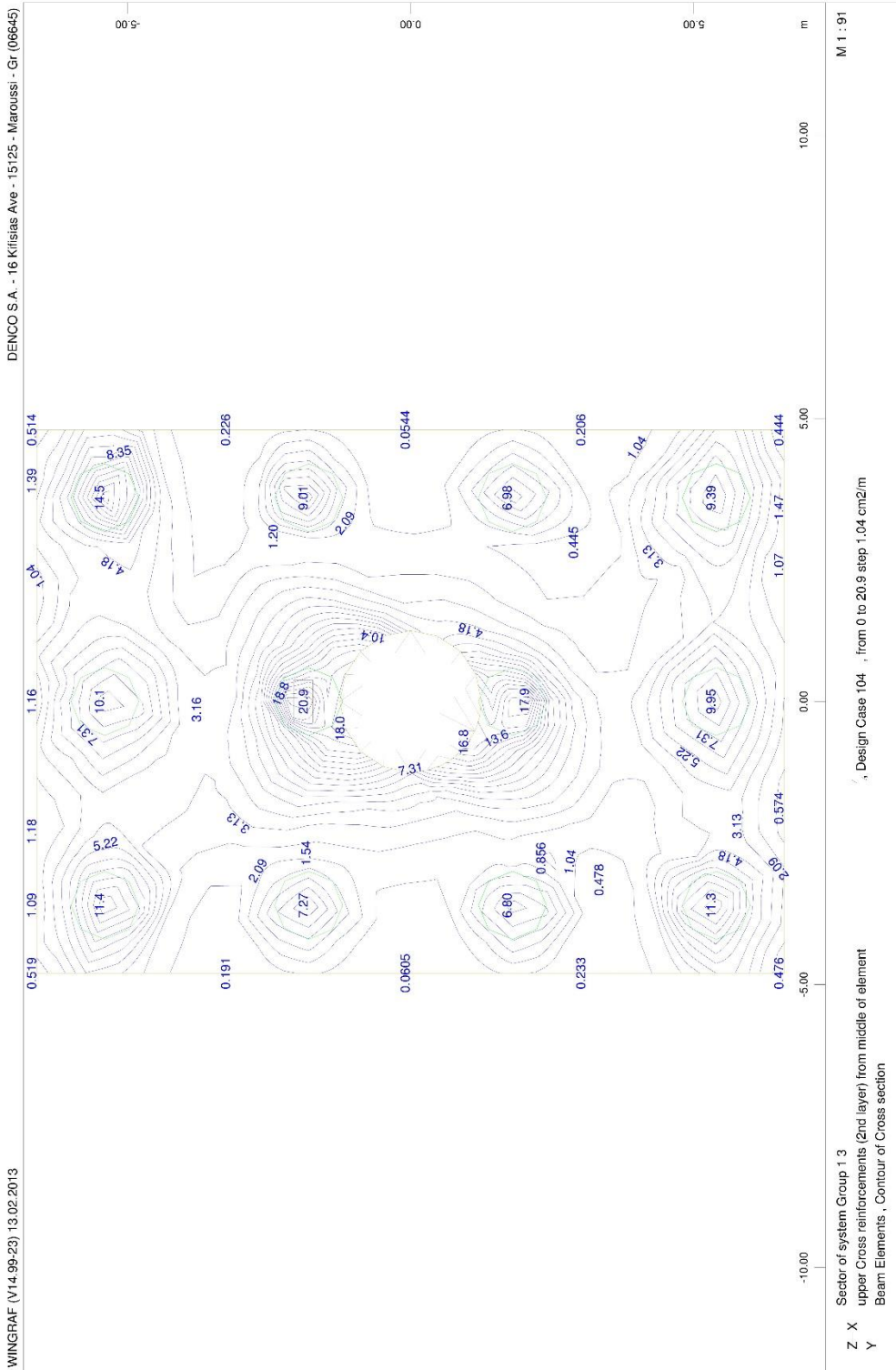
Y-X Sector of system Group 0...3
 Beam Elements - Shear reinforcements (maximum), Design Case
 Z 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm2/m (Max=15.7)
 M 1 : 267

X-Y Sector of system Group 0...3
 Beam Elements - Shear reinforcements (maximum), Design Case
 Z 103 , 1 cm 3D = 10.0 cm2/m (Max=15.7)
 M 1 : 267

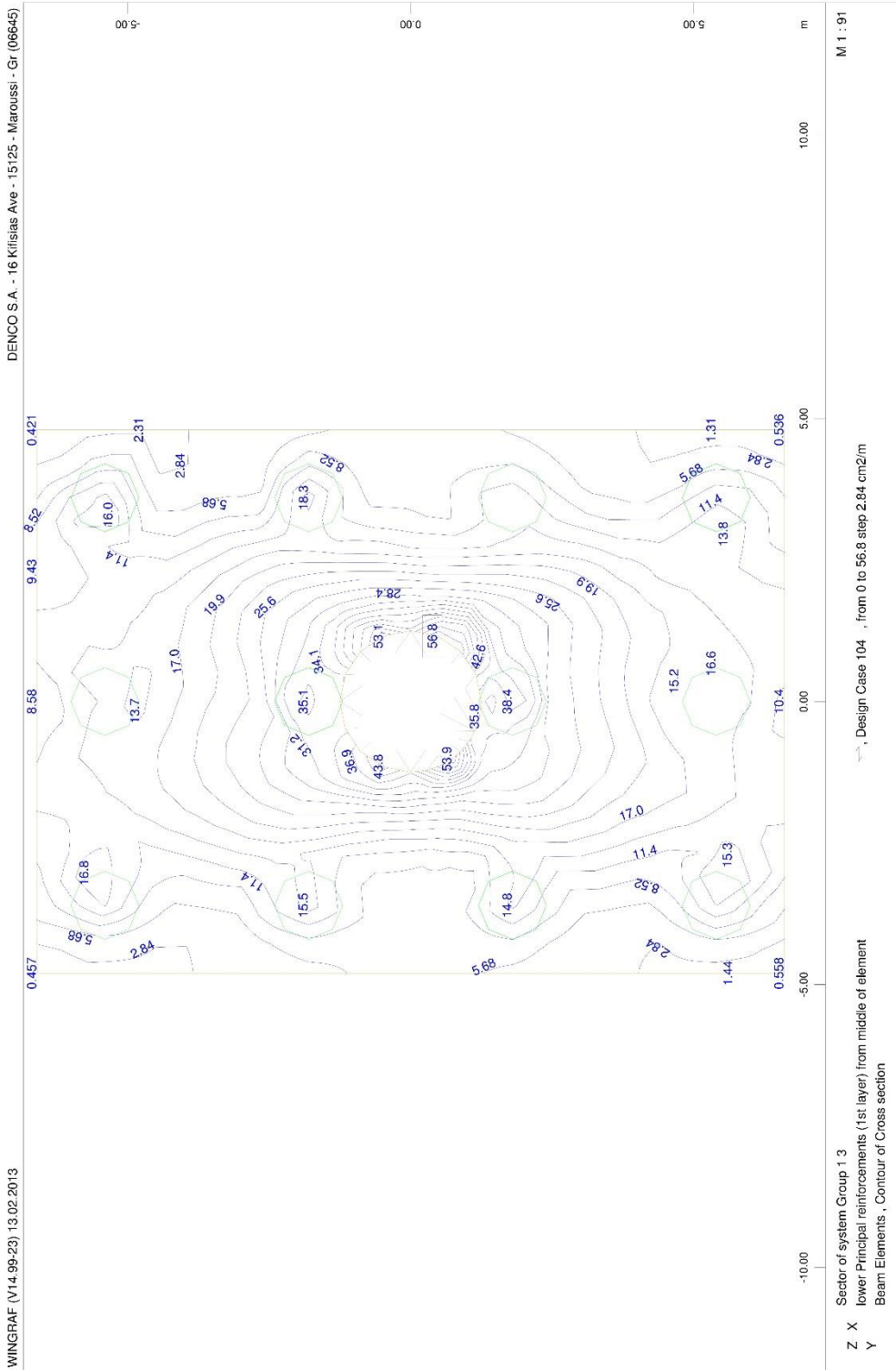
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH

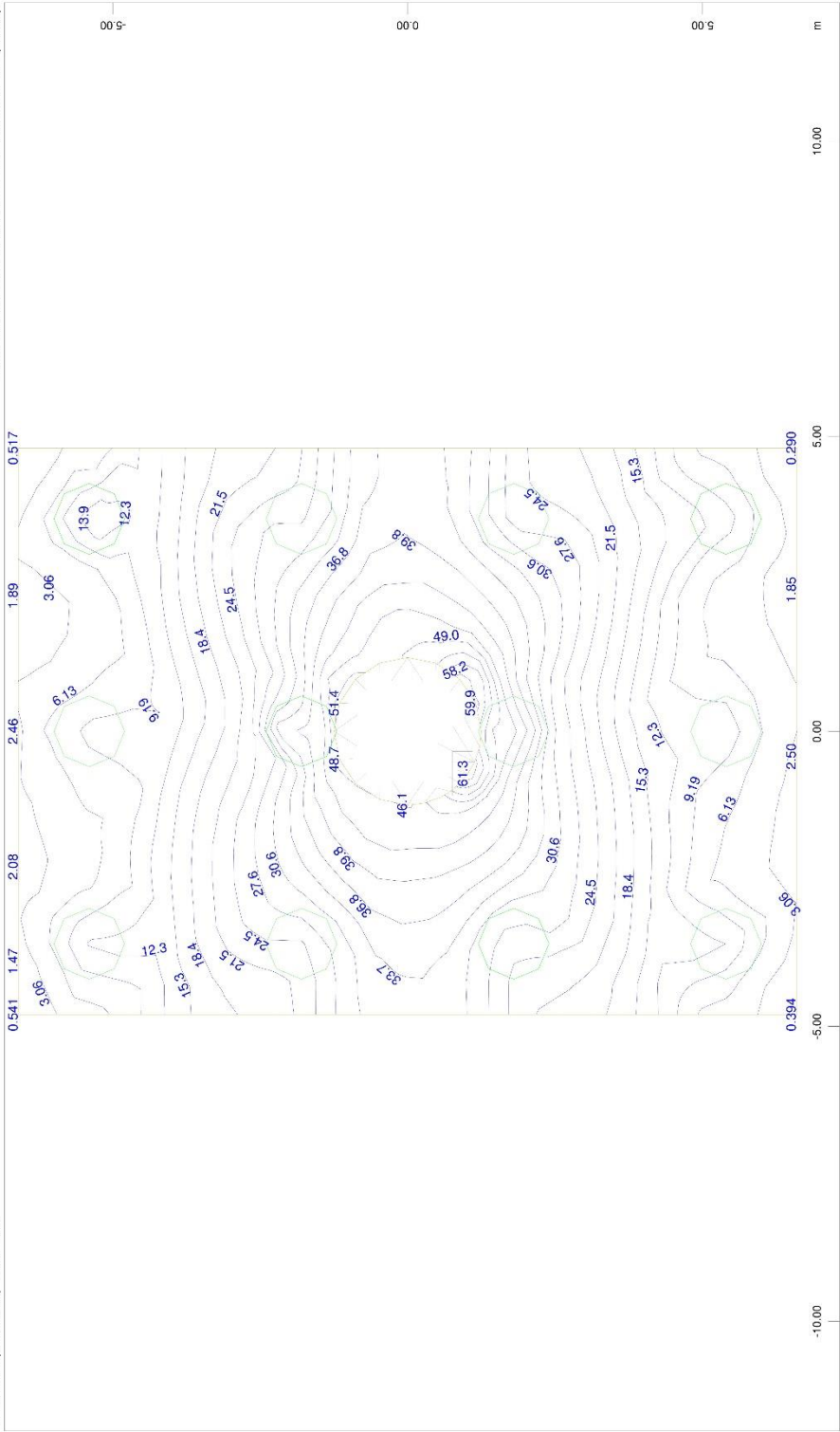


WINGRAF (V14.99.23) 13.02.2013



FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: TOP TRANSVERSE



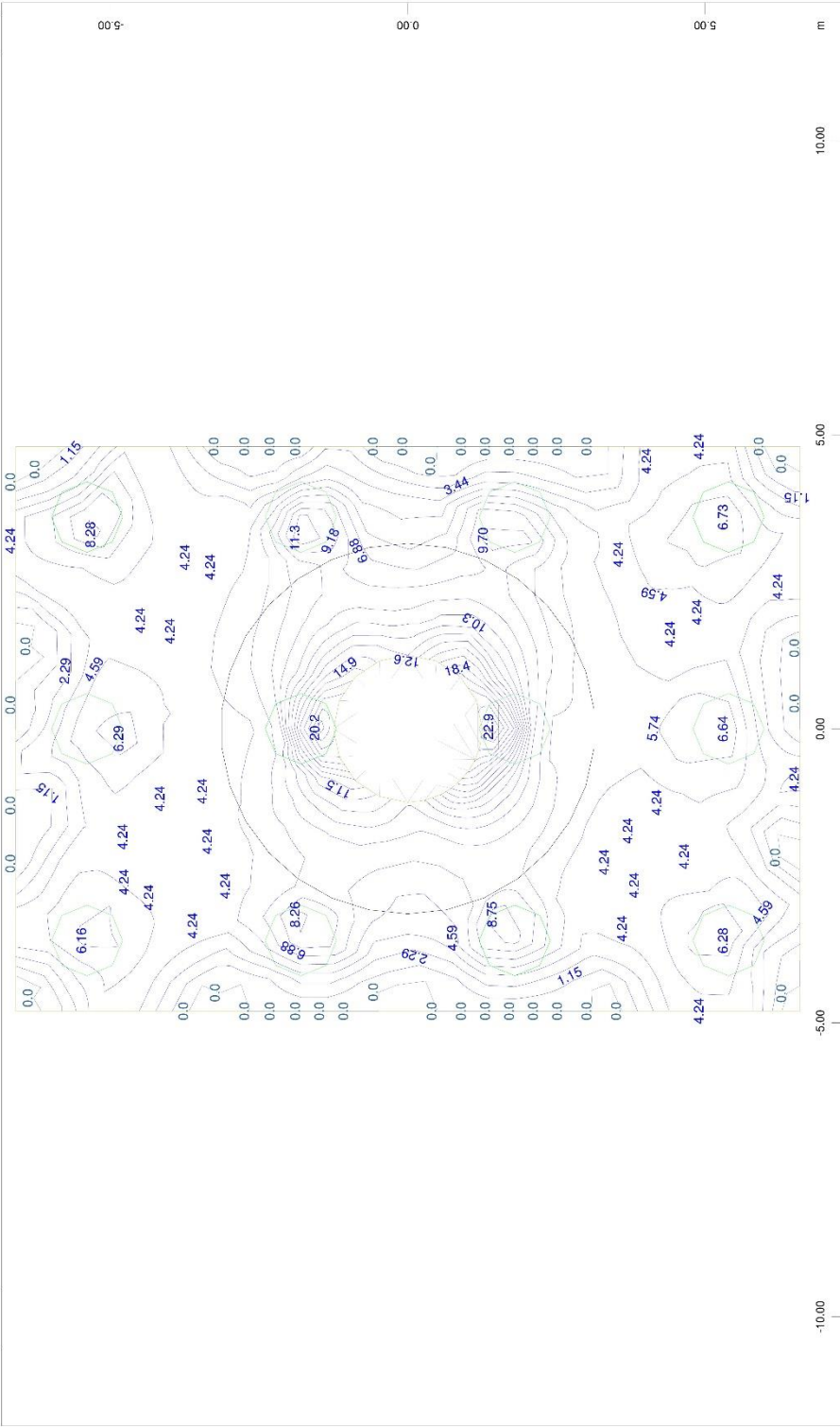


Sector of system Group 1 3
 Z X lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
 Y Beam Elements , Contour of Cross section

Design Case 104 , from 0 to 61.3 step 3.06 cm2/m

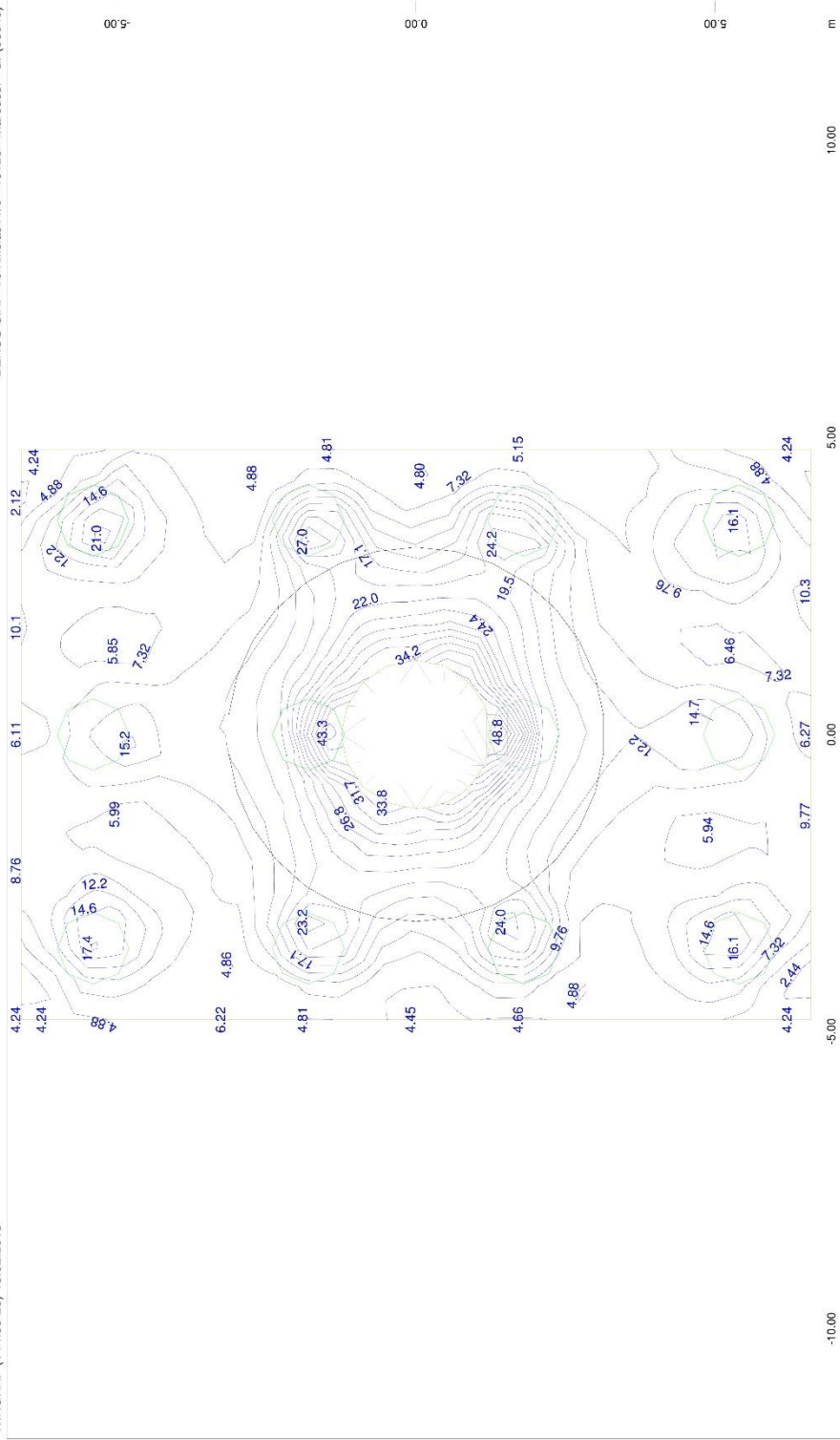
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE

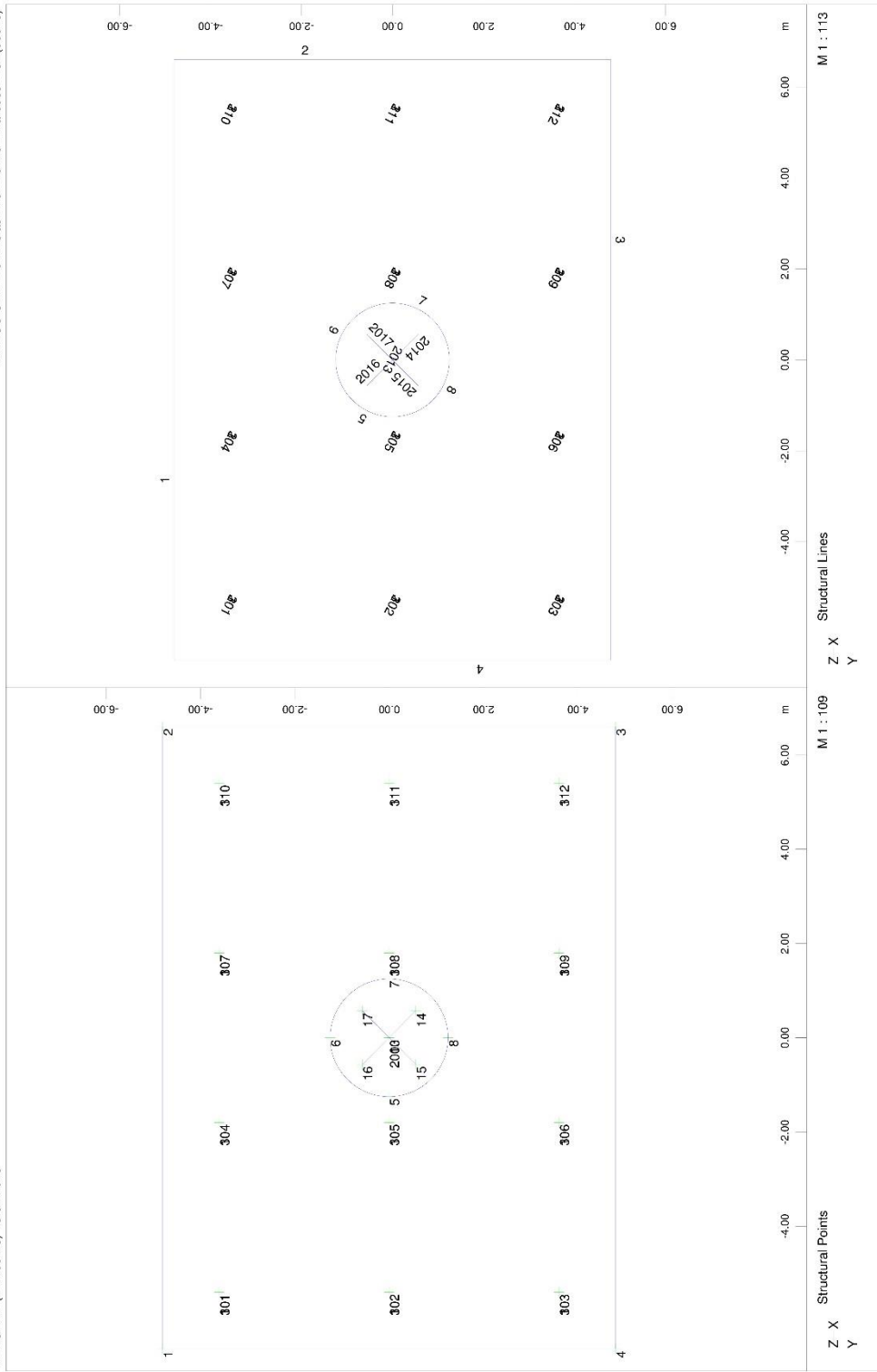


Sector of system Group 1 3
 Z X Shear reinforcement from middle of element
 Y Beam Elements , Contour of Cross section
 Design Case 2 , from 0 to 22.9 step 1.15 cm²/m²
 M 1 : 91

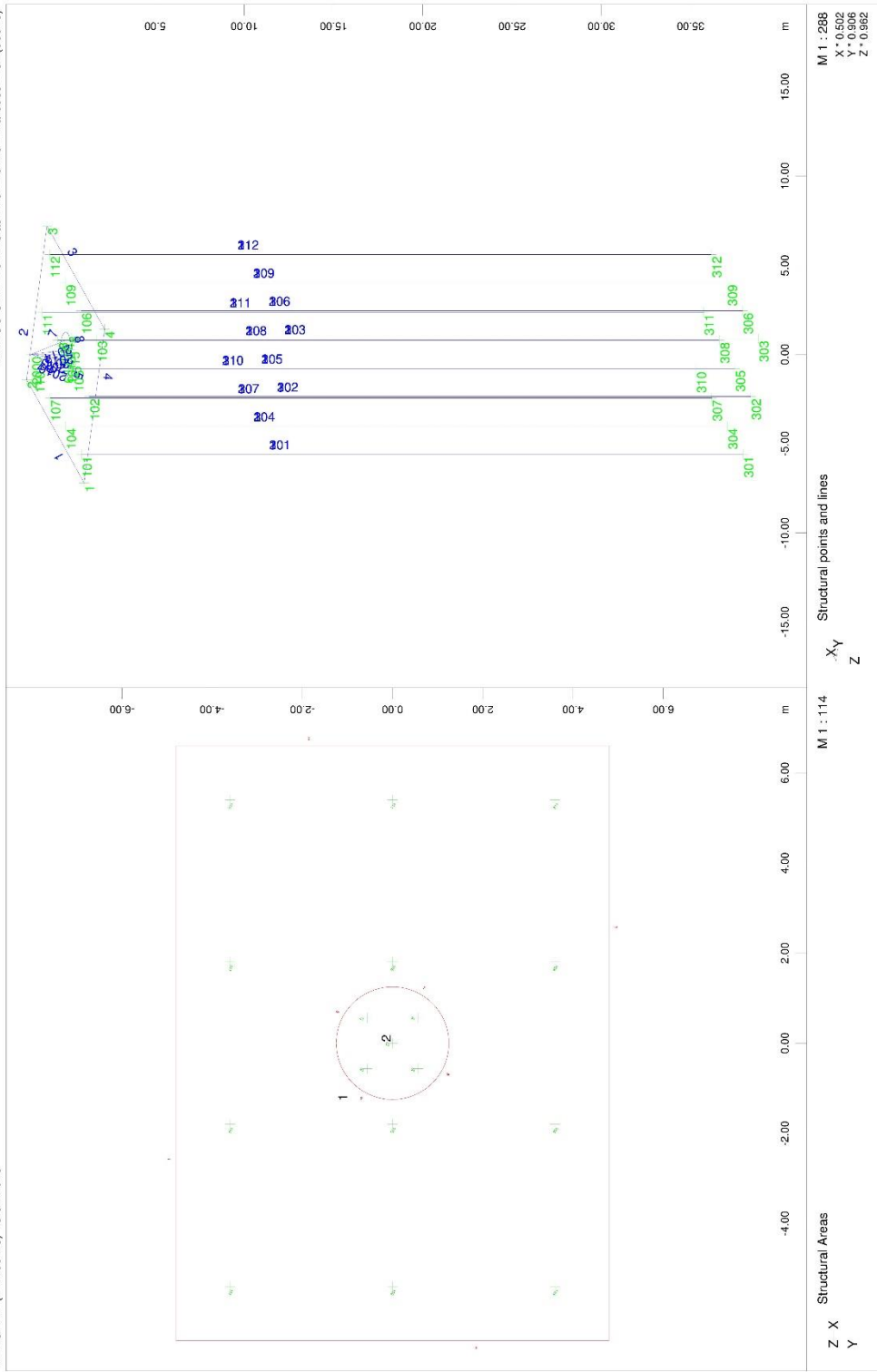
FOUNDATION OF PIER M4.A - STRUCTURE 7
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION



5.2.2 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσόβαθρου M5.A



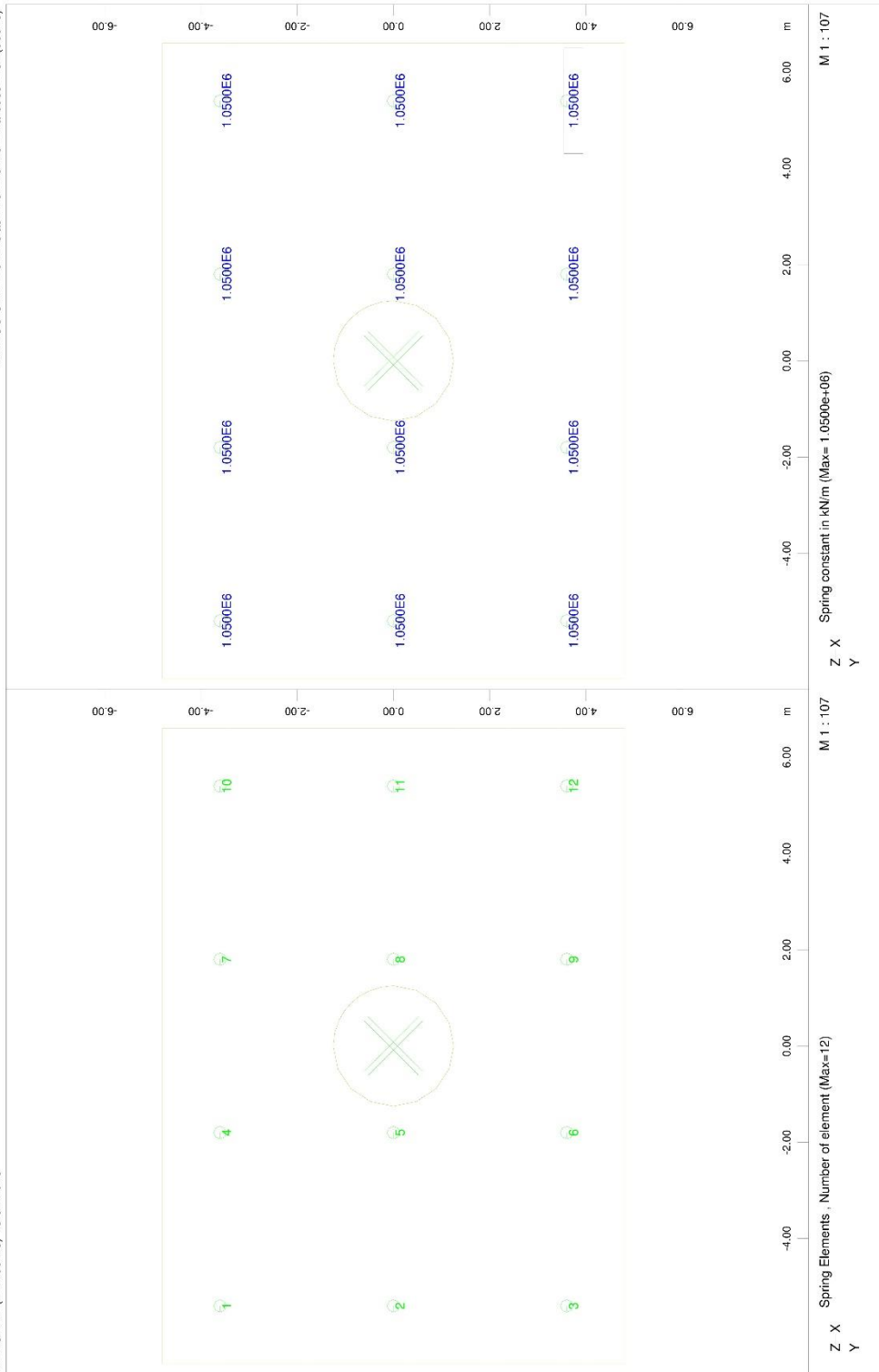
FOUNDATION OF PIER M5.A - STRUCTURE 7
GEOMETRIC POINTS AND LINES



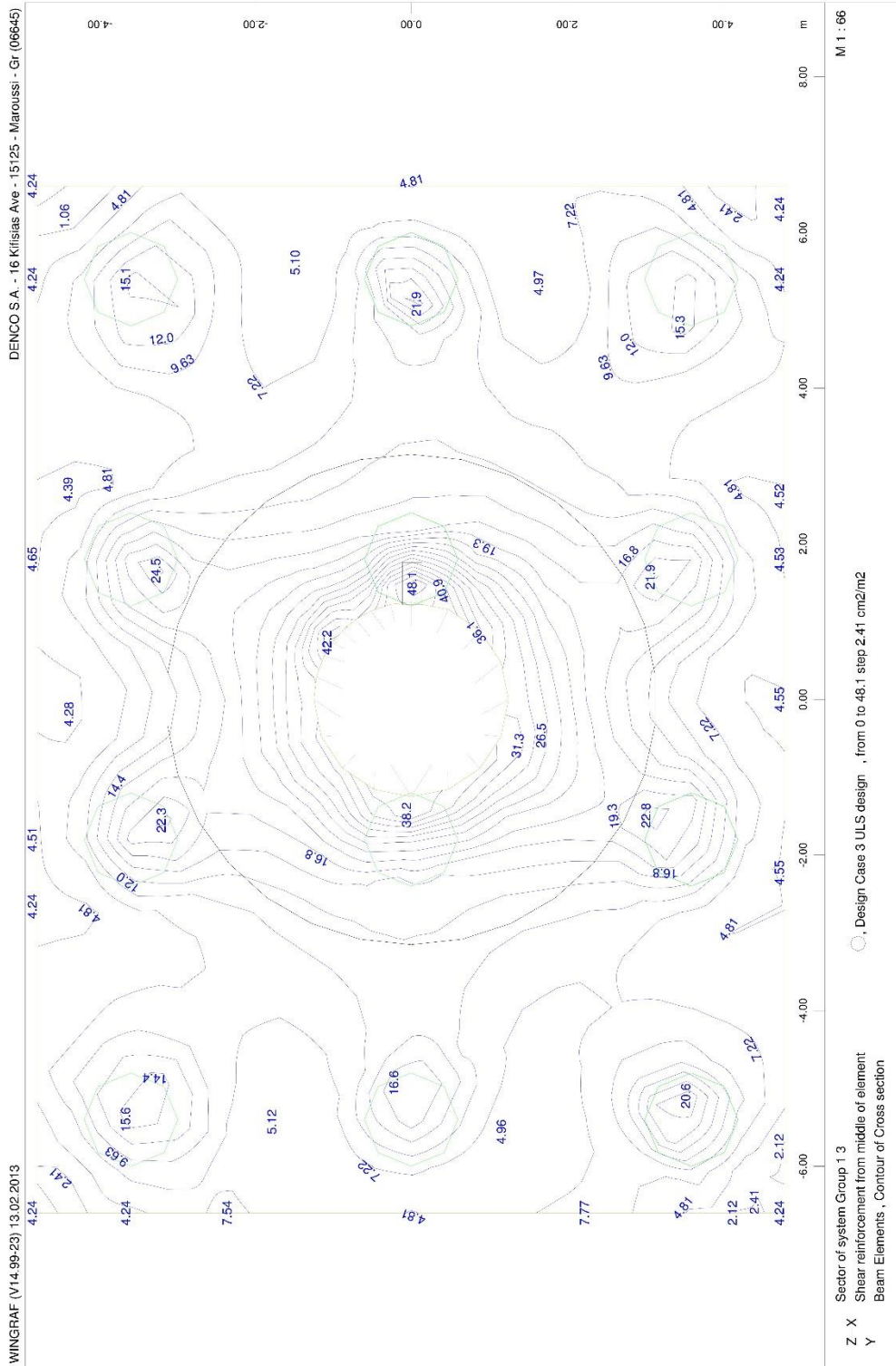
FOUNDATION OF PIER M5.A - STRUCTURE 7
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



FOUNDATION OF PIER M5.A - STRUCTURE 7
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH

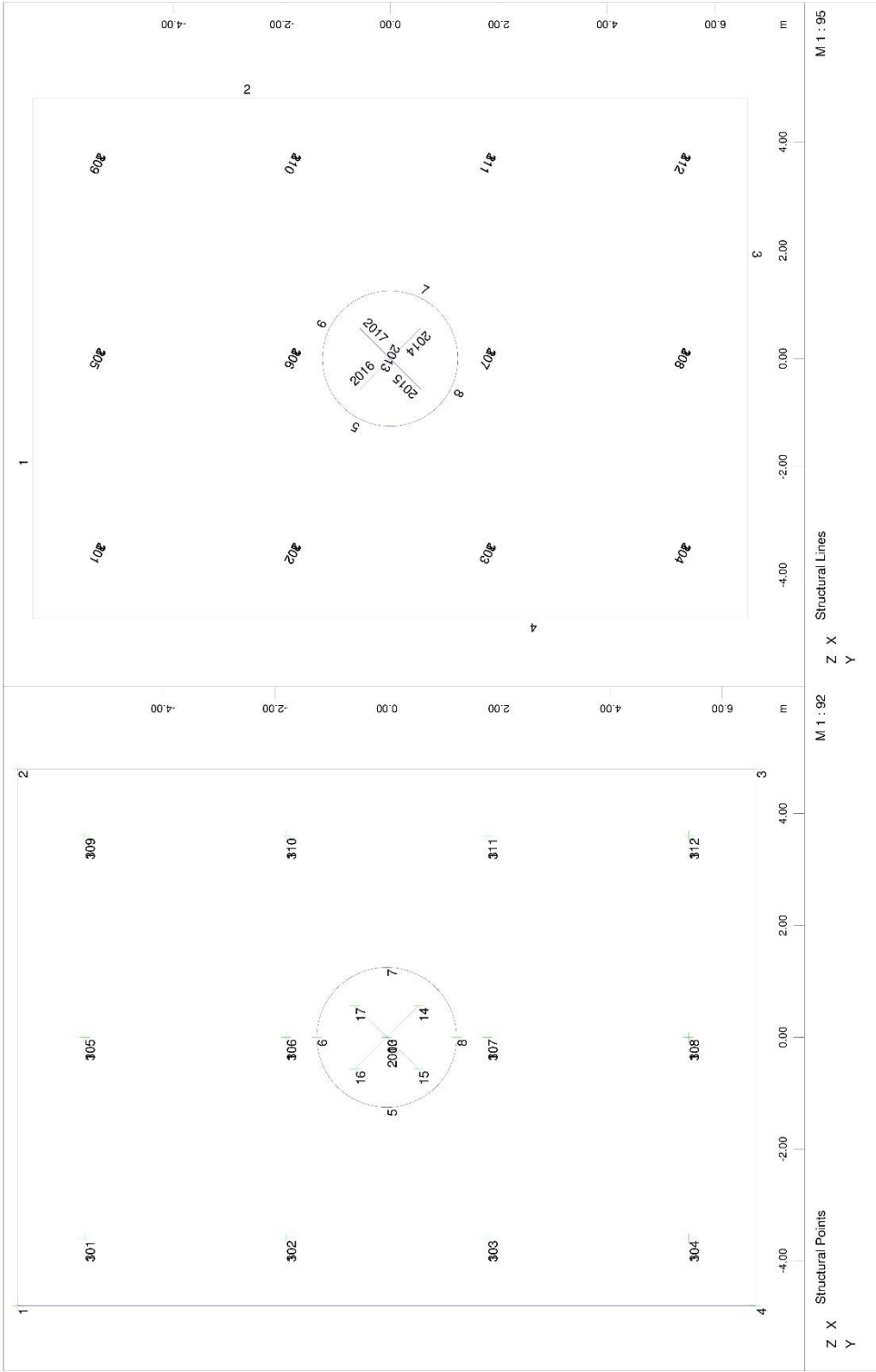


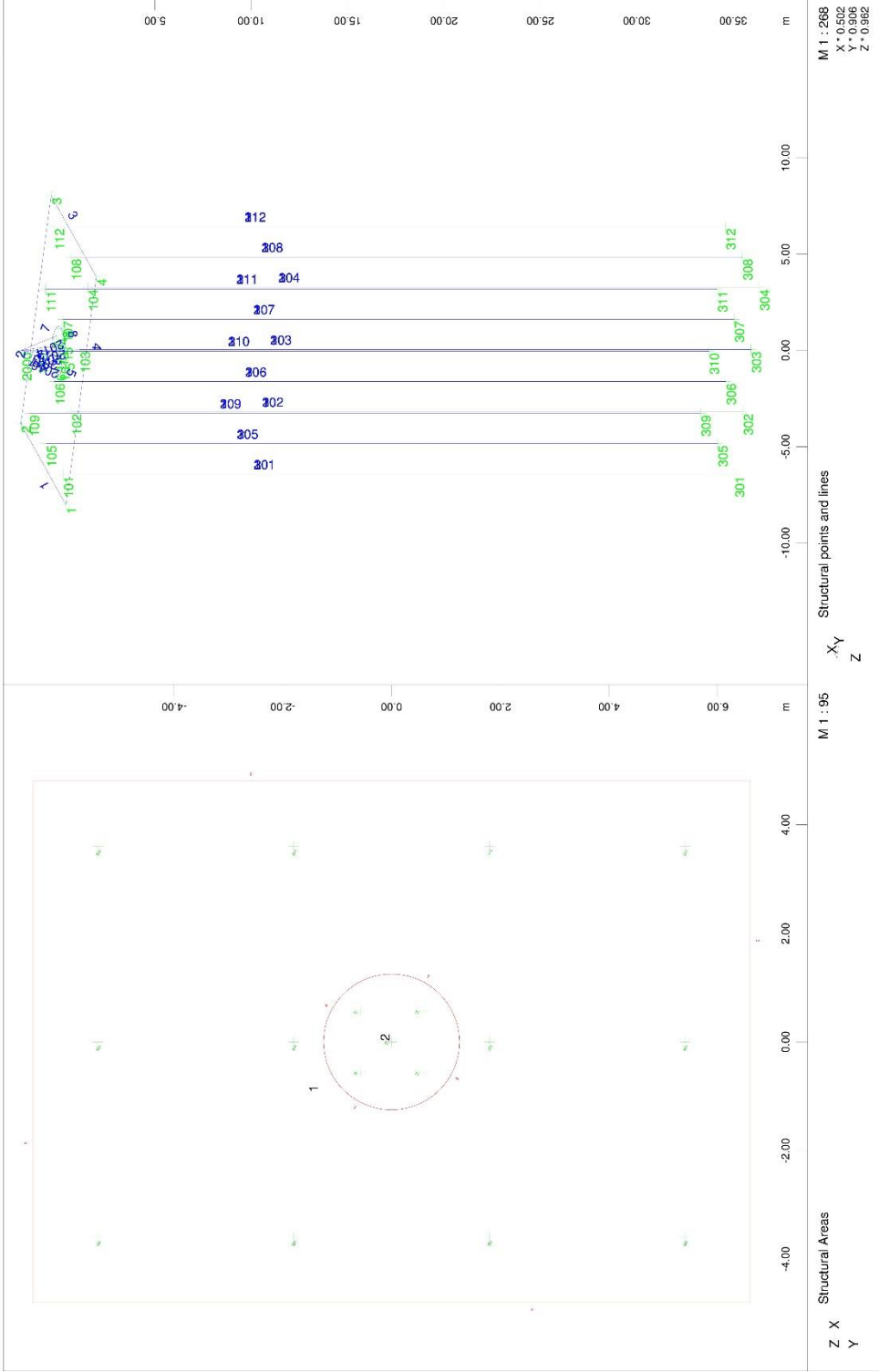
FOUNDATION OF PIER M5.A - STRUCTURE 7
NUMBERING AND STIFFNESS OF PILE TIP SPRINGS



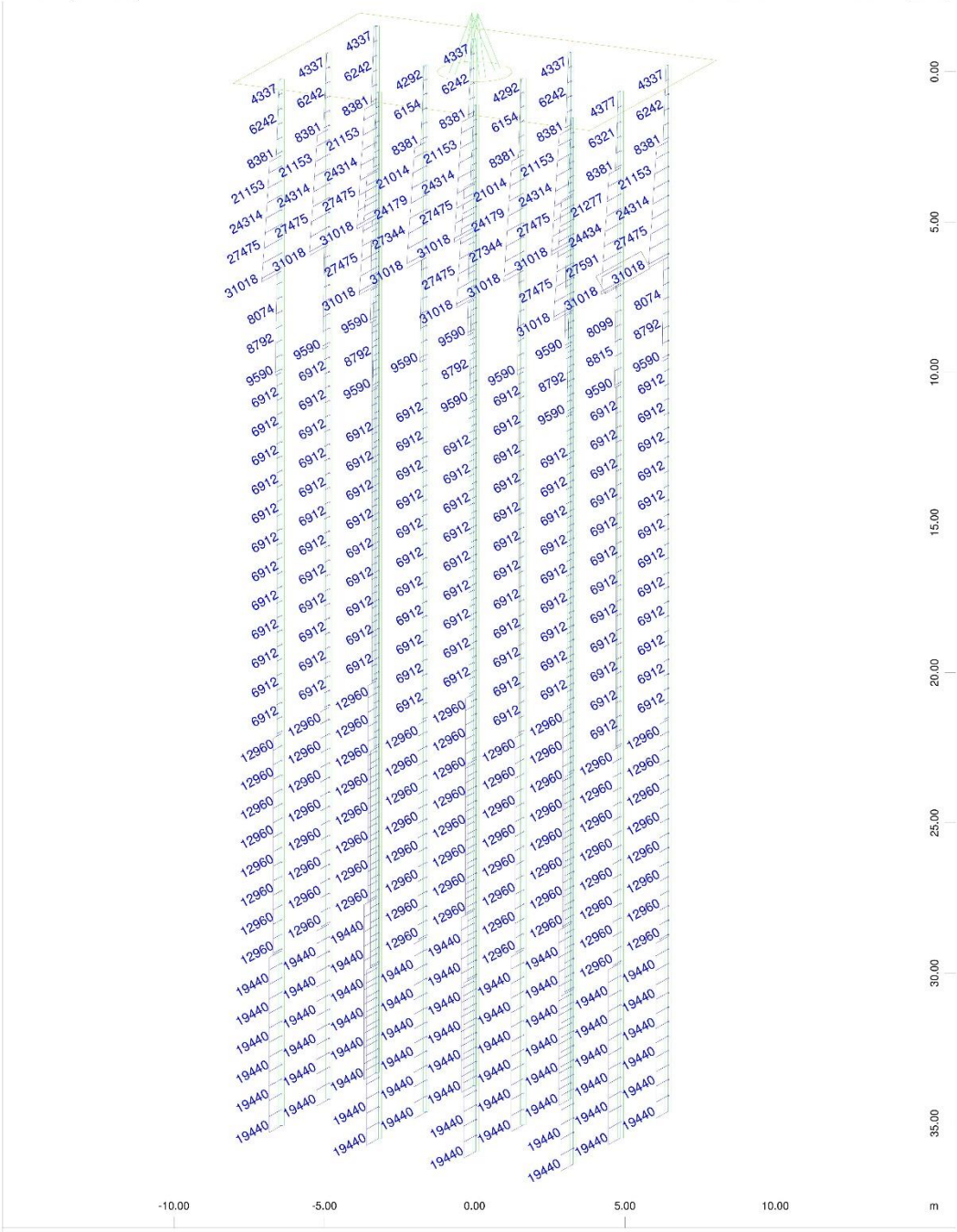
FOUNDATION OF PIER M5.A - STRUCTURE 7
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR EQ COMBINATION

5.2.3 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσόβαθρου M6.A





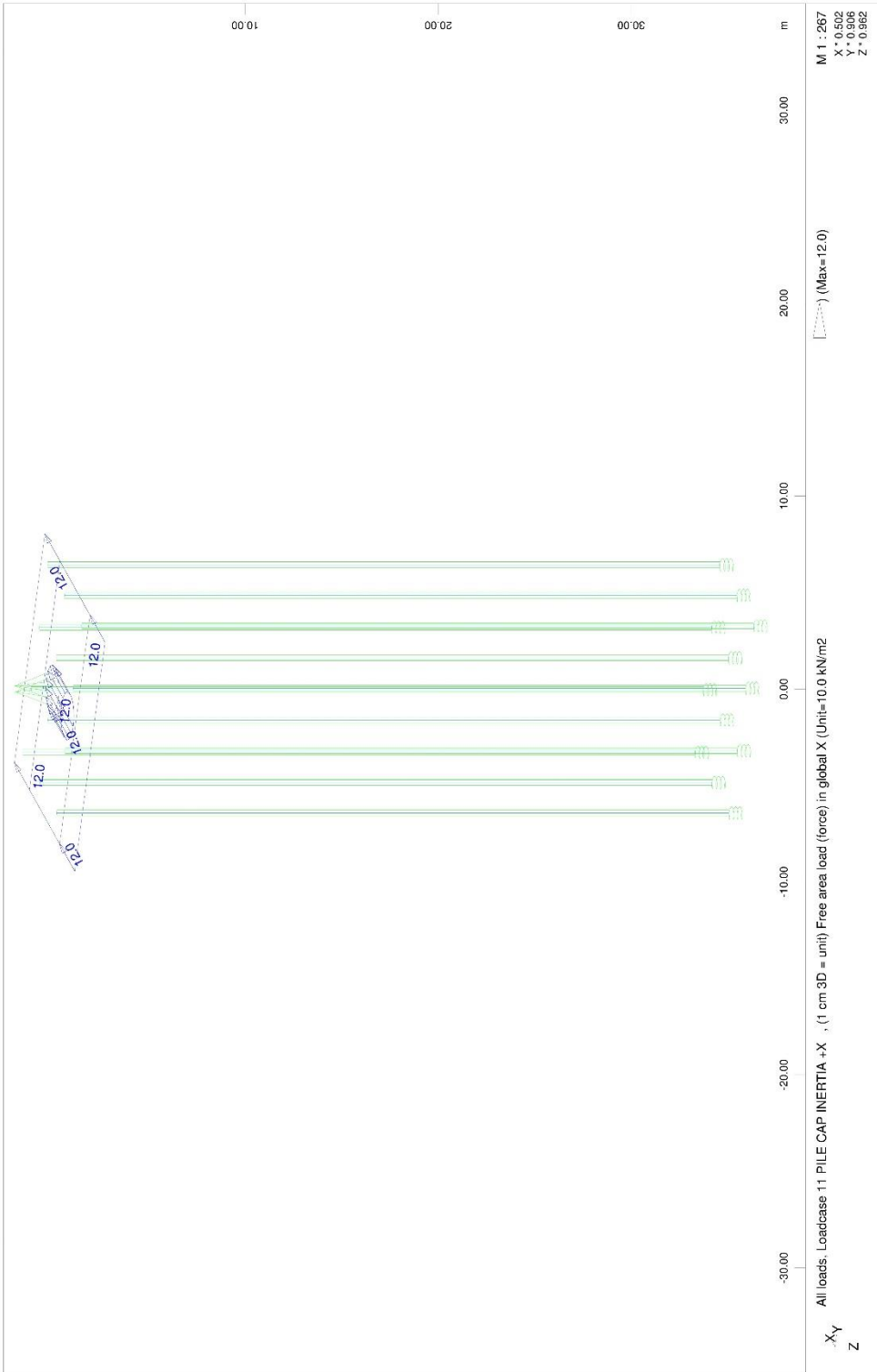
FOUNDATION OF PIER M6.A - STRUCTURE 7
 NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



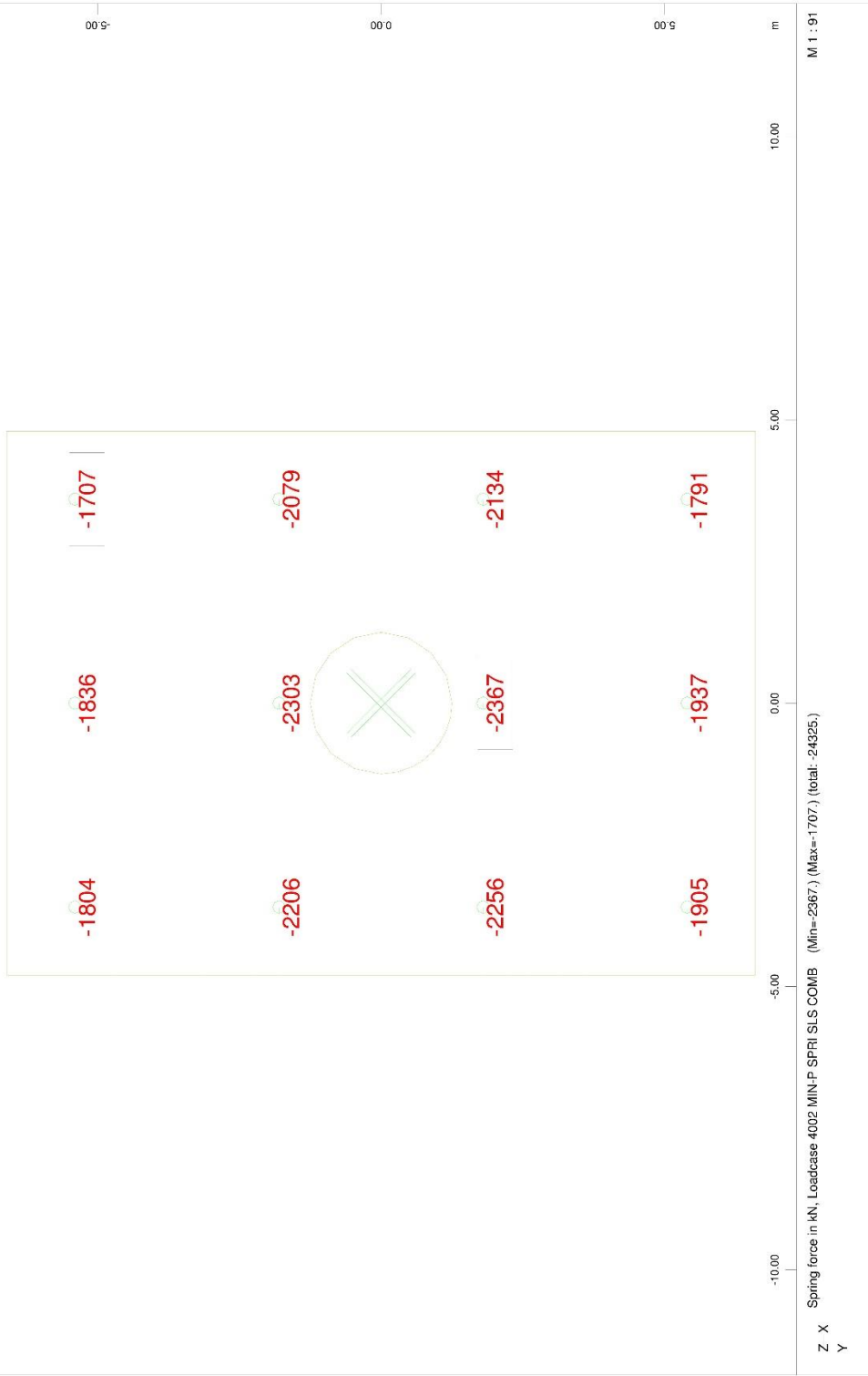
X
Y
Z
 Sector of system Group 0...3 11 21
 Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 36094. kN/m2
 (Max=31018.)

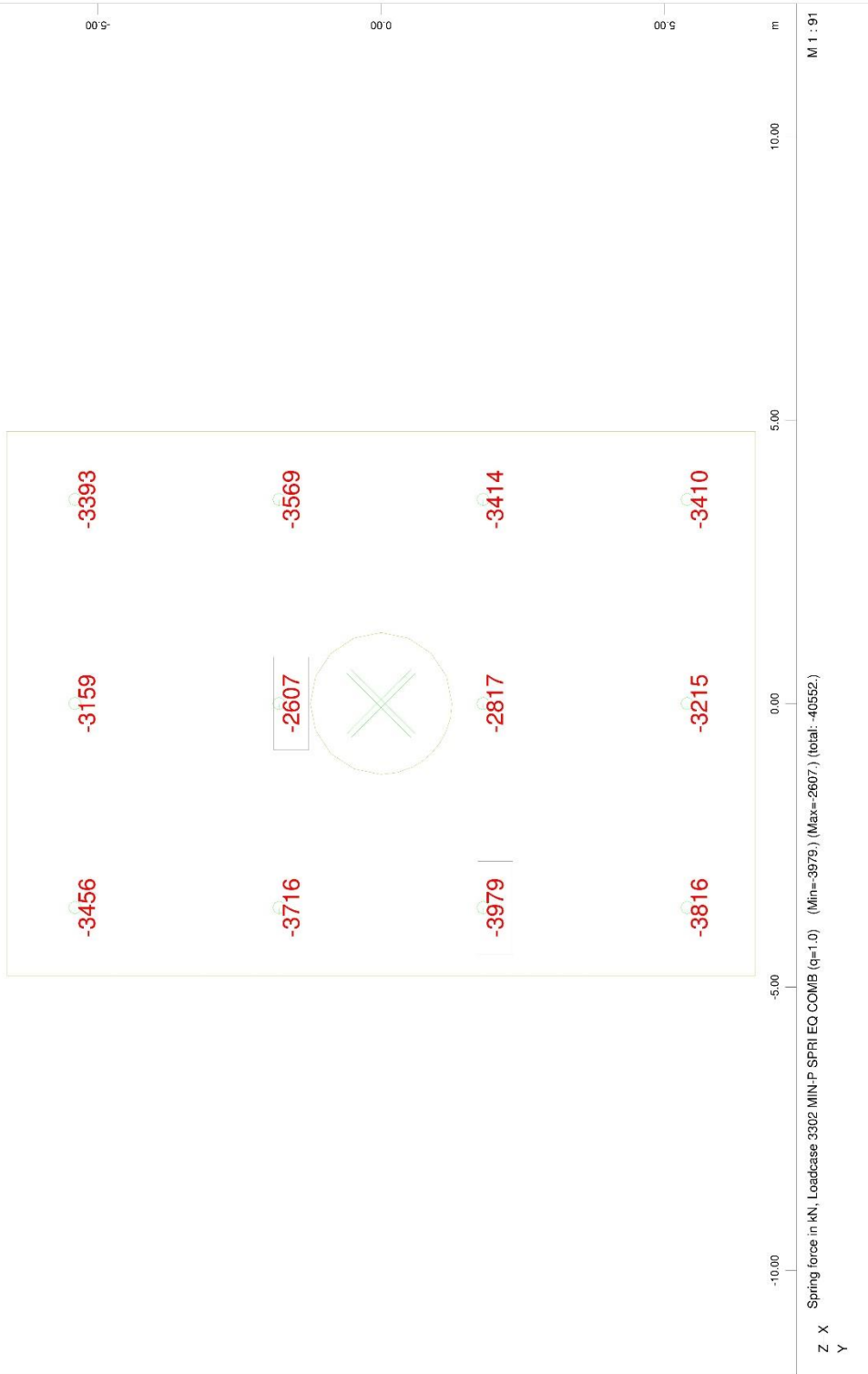
M 1 : 172
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M6.A - STRUCTURE 7
 TRANSVERSE SOIL INDEX (SEISMIC LOADINGS)

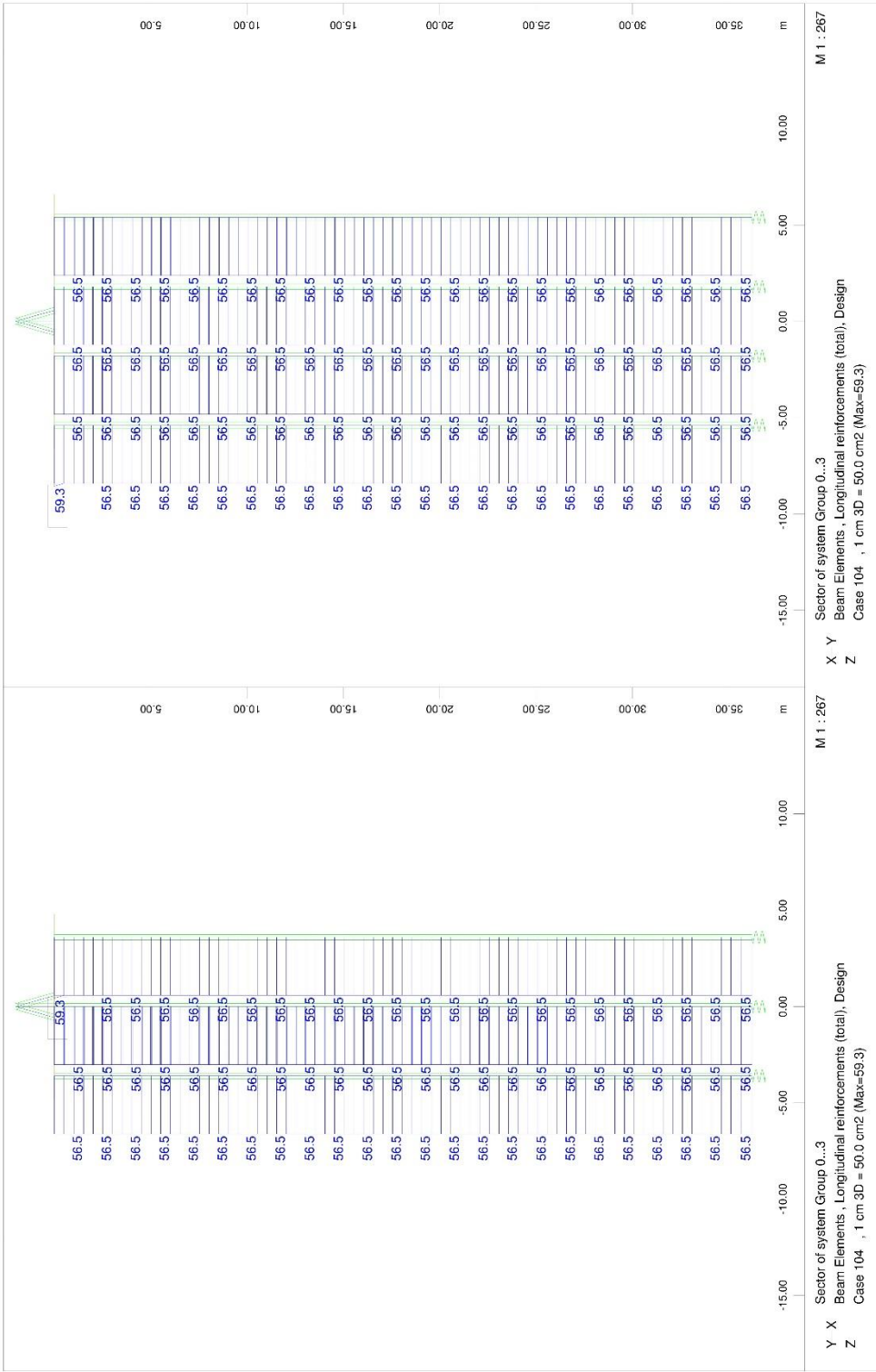


FOUNDATION OF PIER M6 A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS

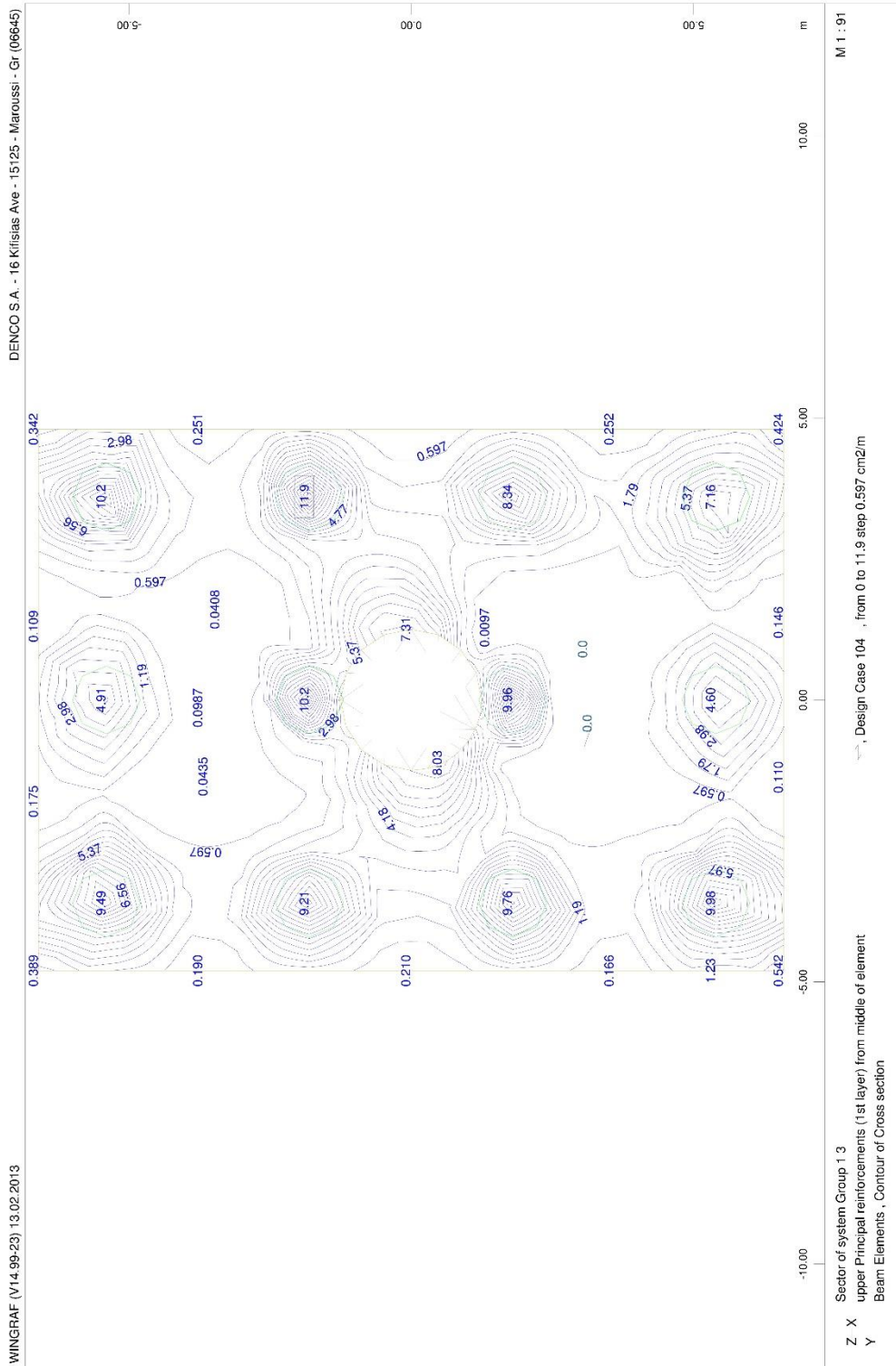




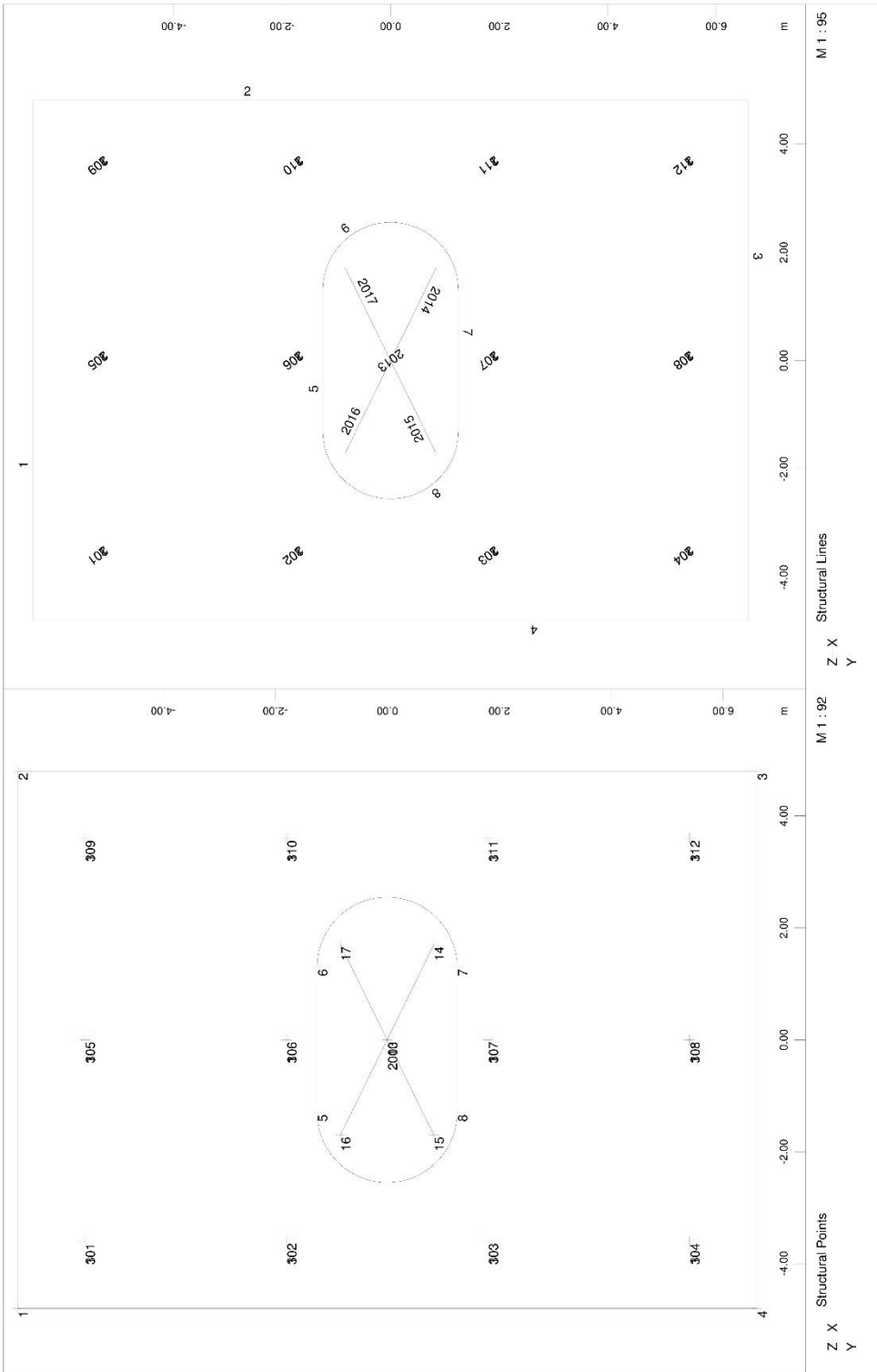
FOUNDATION OF PIER M6 A - STRUCTURE 7
 PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION

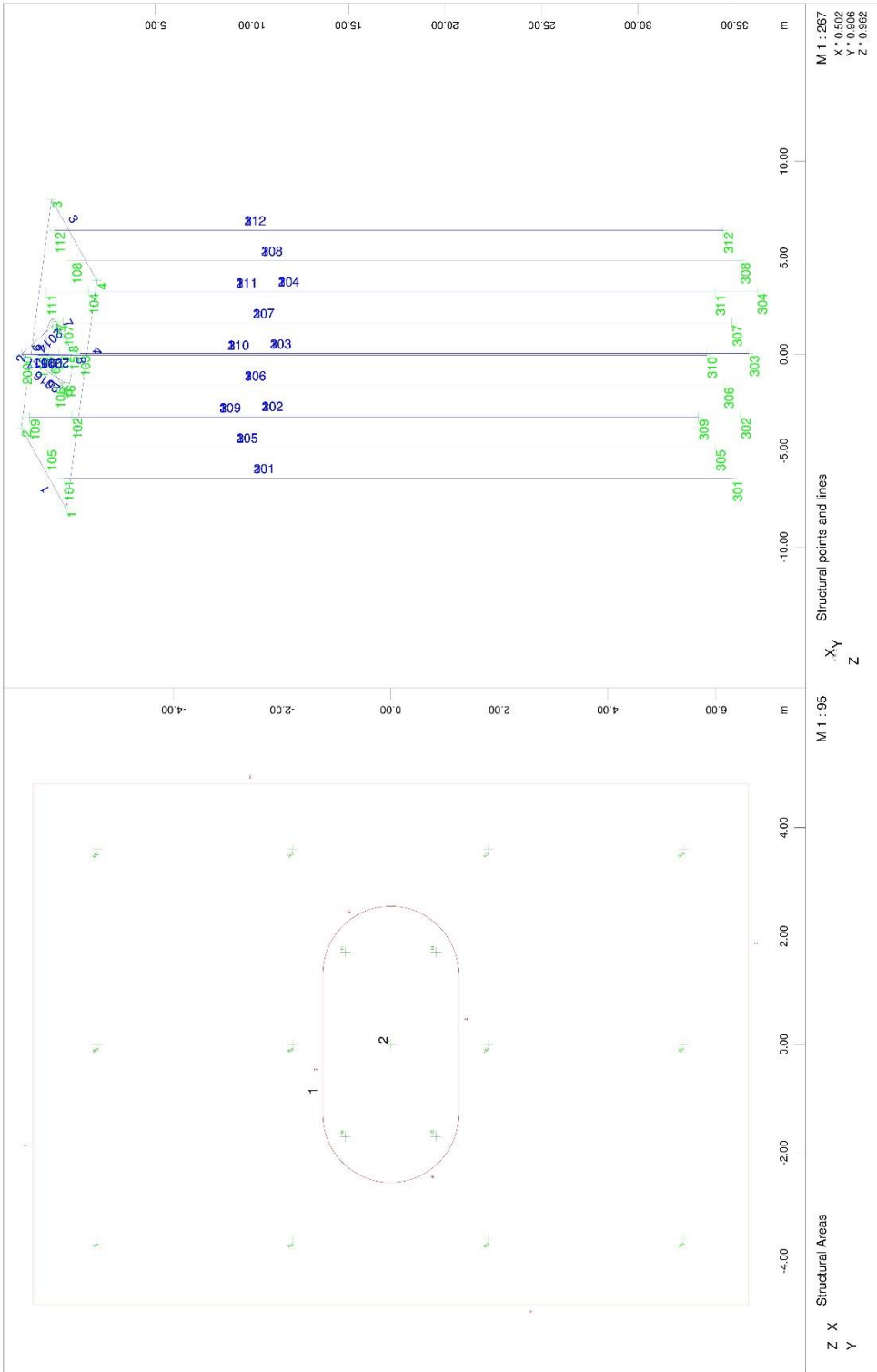


FOUNDATION OF PIER M6.A - STRUCTURE 7
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH

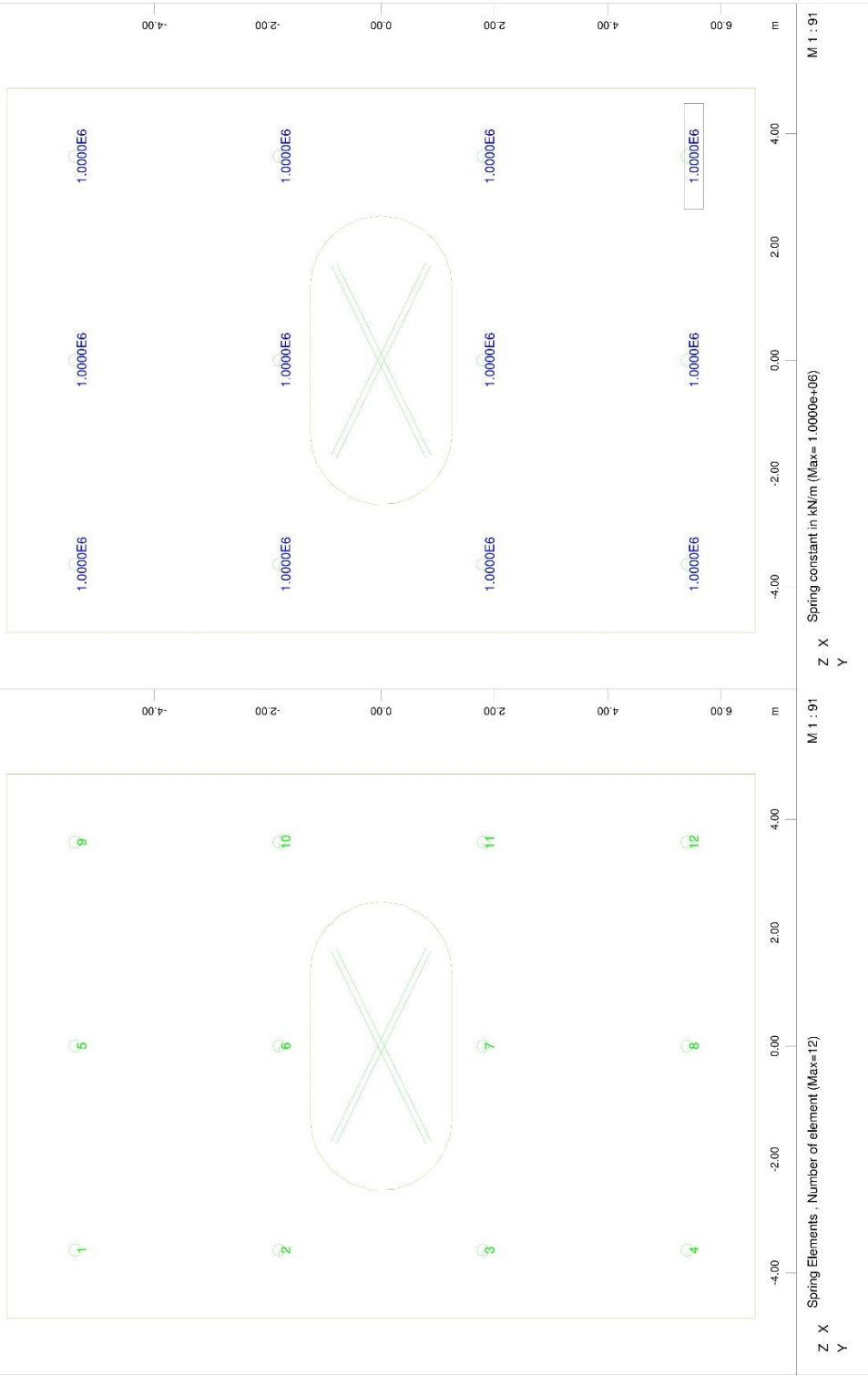


5.2.4 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσόβαθρου M7.A

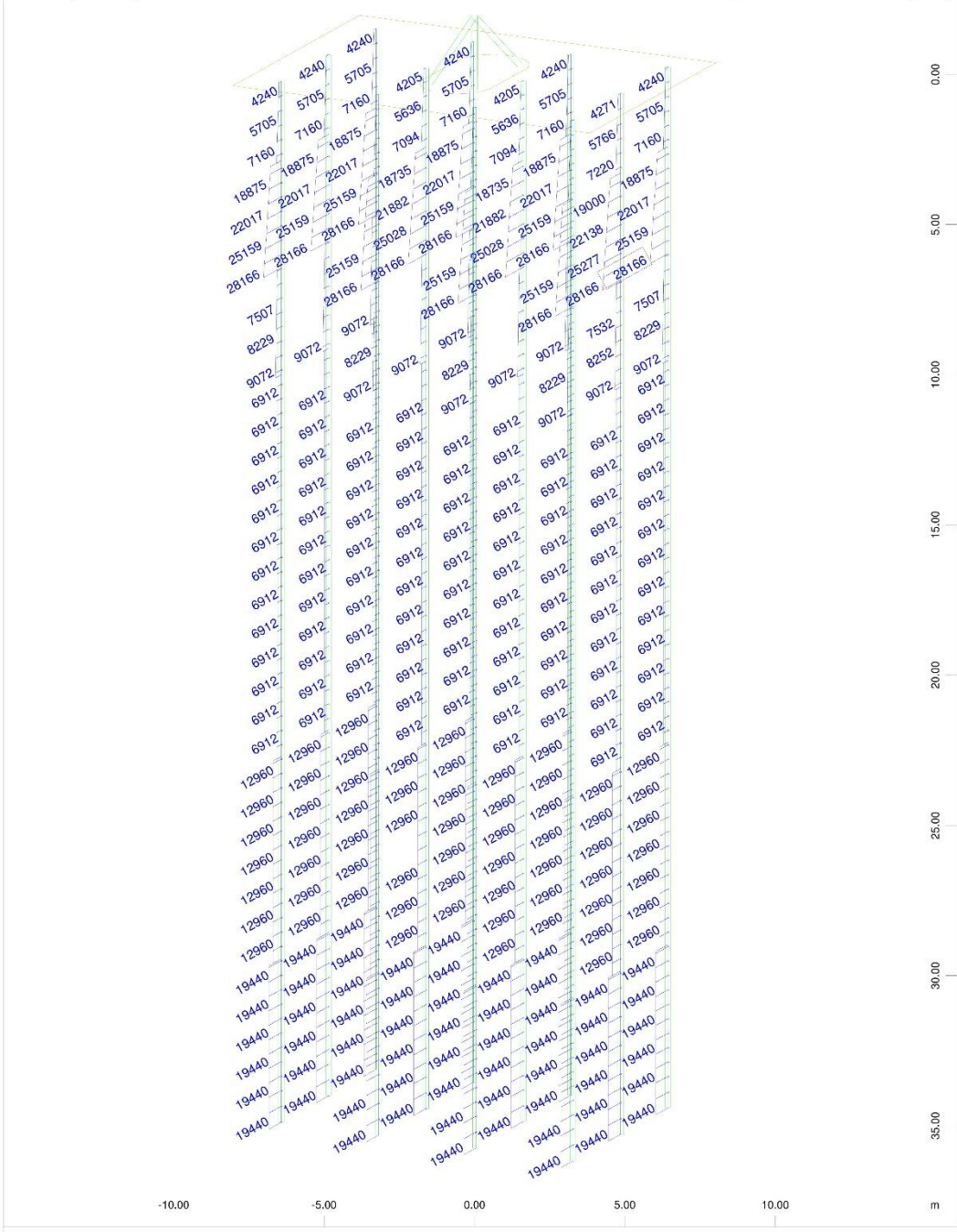




FOUNDATION OF PIER M7A - STRUCTURE 7
 NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



FOUNDATION OF PIER M7 A - STRUCTURE 7
NUMBERING AND STIFFNESS OF PILE TIP SPRINGS

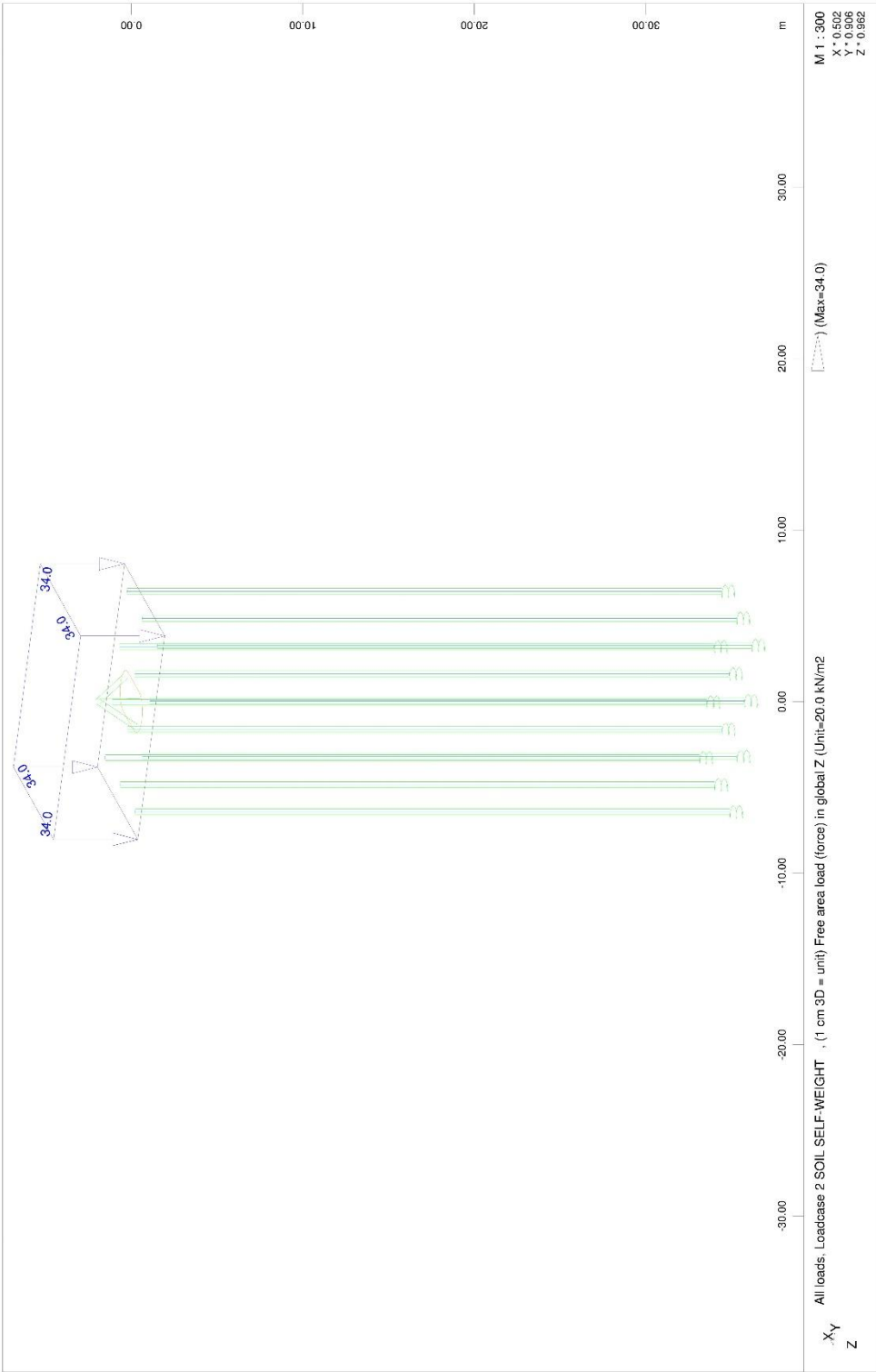


Z
X
Y

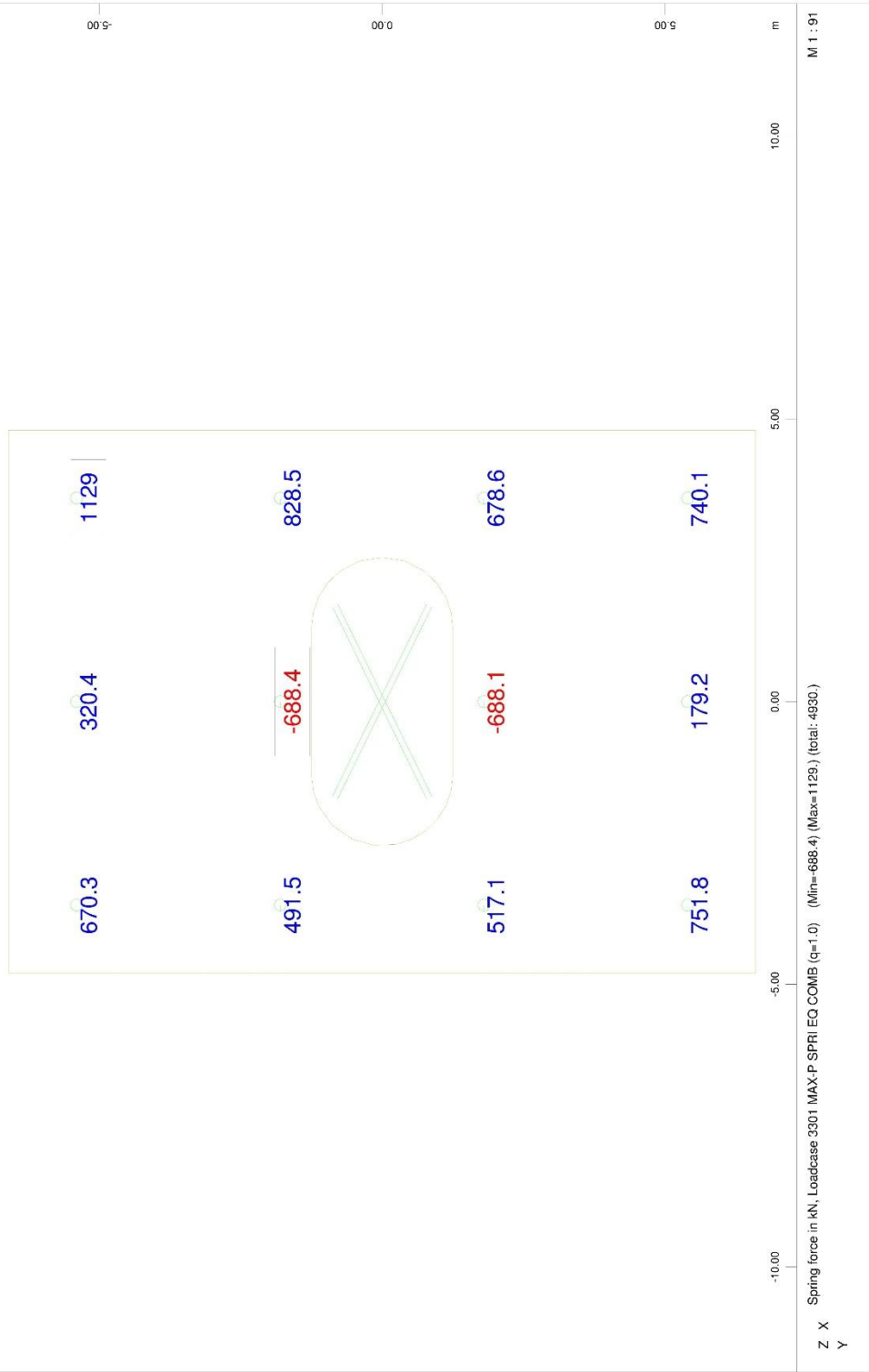
Sector of system Group 0...3 11 21
 Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 36094. kN/m2
 (Max=28166.)

M 1 : 172
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

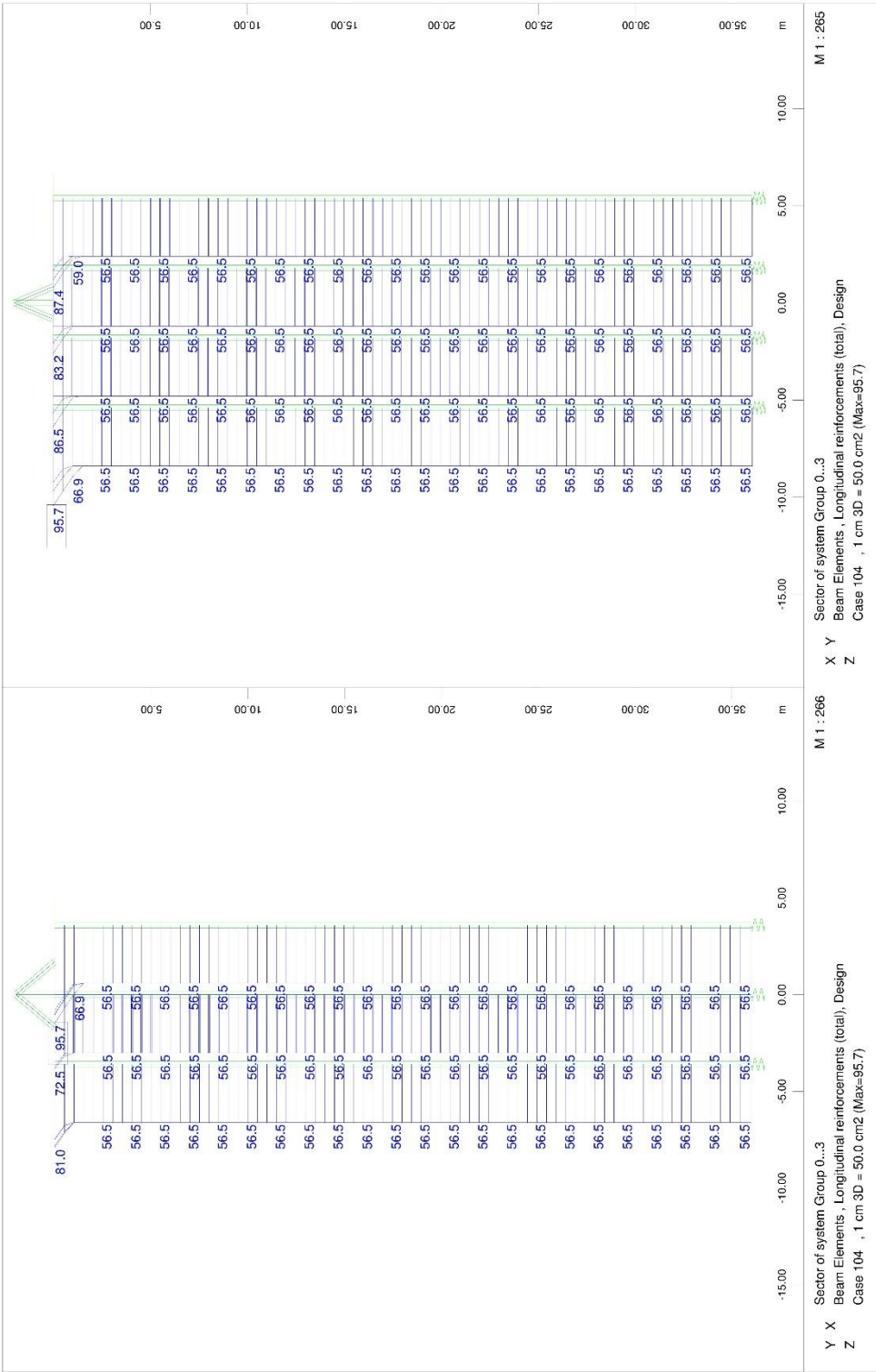
FOUNDATION OF PIER M7.A - STRUCTURE 7
 TRANSVERSE SOIL INDEX (STATIC LOADINGS)



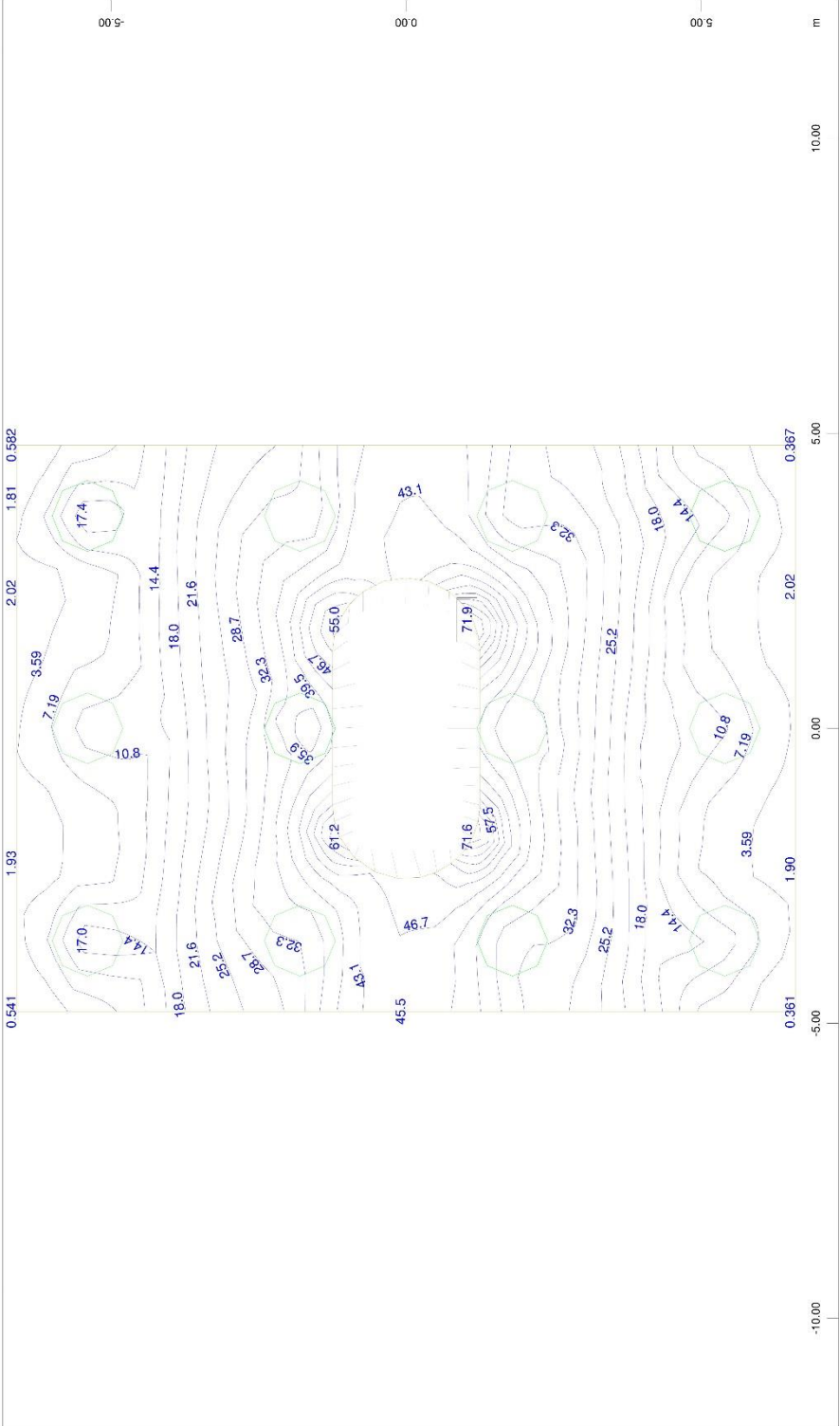
FOUNDATION OF PIER M7.A - STRUCTURE 7
PILE CAP LOADINGS



FOUNDATION OF PIER M7.A - STRUCTURE 7
 PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION



FOUNDATION OF PIER M7 A - STRUCTURE 7
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



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

Design Case 104 , from 0 to 71.9 step 3.59 cm2/m

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M7 A - STRUCTURE 7
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE

5.3 ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ	ΤΙΤΛΟΣ
Σ01	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΟΜΗ
Σ02	ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ
Σ03	ΣΧΕΔΙΟ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
Σ04	ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΕΣ
Σ05	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Α
Σ06	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α
Σ07	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Α
Σ08	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α
Σ09	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ Μ4.Α & Μ6.Α
Σ10	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α
Σ11	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α
Σ12	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Α
Σ13	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α
Σ14	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Α
Σ15	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α
Σ16	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Α
Σ17	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α
Σ18	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Α
Σ19	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α
Σ20	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ - 1Η ΦΑΣΗ
Σ21	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ - 2Η ΦΑΣΗ
Σ22	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ - 3Η ΦΑΣΗ
Σ23	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
Σ24	ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 1 ^{ΗΣ} & 2 ^{ΗΣ} ΦΑΣΗΣ
Σ25	ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 2 ^{ΗΣ} & 3 ^{ΗΣ} ΦΑΣΗΣ
Σ26	ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 13 ^{ΗΣ} ΦΑΣΗΣ
Σ27	ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ
Σ28	ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ

Τα Τεχνικά Σχέδια της Μελέτης βρίσκονται στο **Παράρτημα Β** της Πτυχιακής Εργασίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Οι παρακάτω φωτογραφίες της γέφυρας ελήφθησαν στα πλαίσια εκπόνησης της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας από τη σπουδάστρια κα Γιαννοπούλου Σοφία.



ΦΩΤ. 6.1: Ανατολική όψη γέφυρας T7 τριών ανοιγμάτων μήκους 102.77m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφένδρανα, στην αριστερή Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών. Διακρίνονται όλα τα μεσόβαθρα της γέφυρας T7, M4.A (κοινό με τη γέφυρα T6), M5.A, M6.A και M7.A (κοινό με τη γέφυρα T8).



ΦΩΤ. 6.2: Αριστερά φαίνεται η ανατολική όψη του μεσόβαθρου M7.Α ενώ δεξιά η νότια όψη του, επίσης διακρίνονται τα ελαστομεταλλικά έφεδρανα καθώς και ο αρμός μεταξύ της παρούσας γέφυρας T7 και της γέφυρας T8.



ΦΩΤ. 6.3: Αριστερά φαίνεται η βόρεια όψη του μεσόβαθρου M6.Α ενώ δεξιά διακρίνεται η ανατολική όψη του, επίσης διακρίνονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



ΦΩΤ. 6.4: Αριστερά διακρίνεται το μεσόβαθρο M5.A με βόρειο – δυτική όψη ενώ δεξιά η δυτική όψη του καθώς και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



ΦΩΤ. 6.5: Αριστερά φαίνεται το μεσόβαθρο M4.A με βόρειο – ανατολική όψη ενώ δεξιά η ανατολική όψη του, επίσης διακρίνονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (μεταξύ της παρούσας γέφυρας T7 και της γέφυρας T6) πριν την αφαίρεση των υποστηριγμάτων καθώς και ο αρμός μεταξύ της παρούσας γέφυρας T7 και της γέφυρας T6.



ΦΩΤ. 6.6: Δυτική όψη μεσόβαθρου Μ4.Α και ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



ΦΩΤ. 6.7: Δεξιά φαίνεται η νότια όψη του 1^{ου} και 2^{ου} ανοίγματος της γέφυρας Τ7 (με κατεύθυνση από το 2^ο στο 1^ο άνοιγμα).



ΦΩΤ. 6.8: Διακρίνεται ο αρμός μεταξύ της παρούσας γέφυρας T7 και της γέφυρας T6, καθώς και το κοινό τους μεσόβαθρο M4.A.



ΦΩΤ. 6.9: Ανατολική όψη ολόκληρης της παρούσας γέφυρας T7.



ΦΩΤ. 6.10: Γενική όψη της γέφυρας Τ7 διακρίνονται τμήματα του 2^{ου} και του 3^{ου} ανοίγματος.



ΦΩΤ. 6.11: Σε πρώτο πλάνο φαίνεται το μεσόβαθρο Μ7.Α και ο αρμός μεταξύ των γεφυρών Τ7 και Τ8.



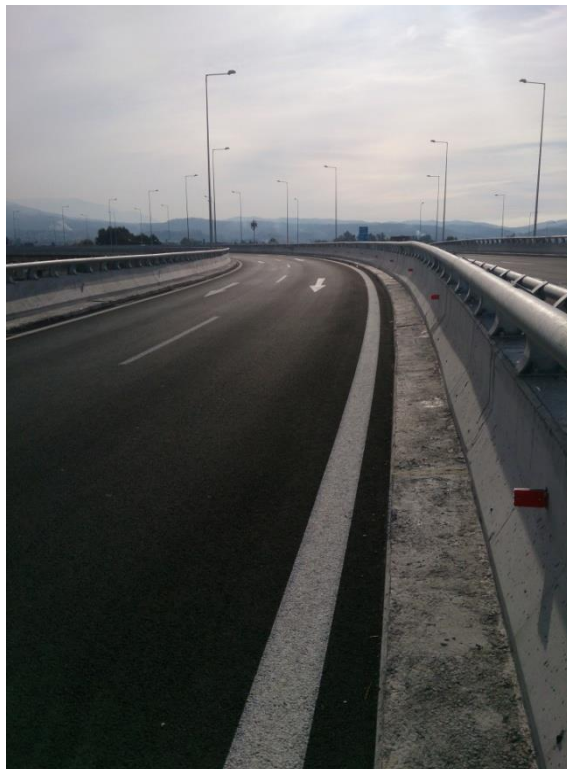
ΦΩΤ. 6.12: Άποψη της παρούσας γέφυρας T7 κατά τη φάση κατασκευής.



ΦΩΤ. 6.13: Γενική άποψη του καταστρώματος της παρούσας γέφυρας T7 πριν την ασφαλτόστρωση.



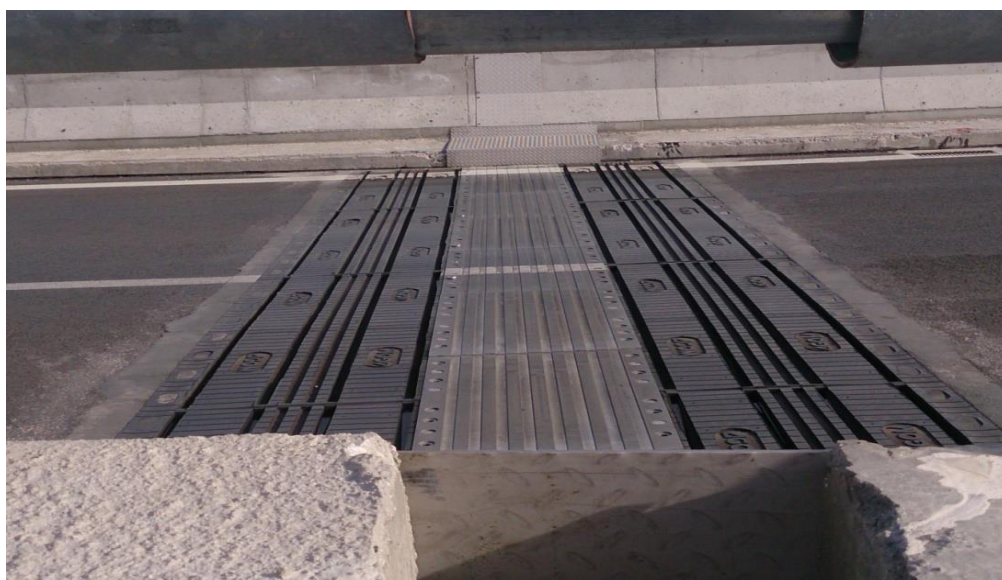
ΦΩΤ. 6.14: Η γέφυρα T7 με κατεύθυνση από το βάθρο M7.A προς το M4.A.



ΦΩΤ. 6.15: Η γέφυρα T7 με κατεύθυνση από το βάθρο M4.A προς το M7.A.



ΦΩΤ. 6.16: Κατάληξη αγωγού όμβριων υδάτων.



ΦΩΤ. 6.17: Μεταλλικά καλύμματα του διαχωριστικού αρμού μεταξύ των γεφυρών T7 και T8 μετά την ολοκλήρωση του έργου.



ΦΩΤ. 6.18: Θέση αγωγού παροχέτευσης ομβρίων υδάτων.



ΦΩΤ. 6.19 :Τα εφέδρανα που χρησιμοποιήθηκαν για όλο το έργο του Ανισόπεδου Κόμβου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στο τομέα του υπολογισμού κατασκευών ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (Η/Υ) έχει γίνει απαραίτητο εργαλείο για το μηχανικό για να ολοκληρώσει την εργασία του. Τα πλεονεκτήματα επίλυσης φορέων με Η/Υ προβάλλονται ιδιαίτερα σε περιπτώσεις φορέων με πολλά μέλη όπου η επίλυση με κλασικές μεθόδους θα ήταν μακροχρόνια και κουραστική.
2. Ο μελετητής μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιεί πράγμα που απαιτεί να γνωρίζει πολύ καλά την κλασική στατική. Ο έλεγχος επιβάλλεται για την ασφάλεια της κατασκευής.
3. Υπάρχει μια πληθώρα προγραμμάτων Η/Υ που μπορεί κανείς να επιλέξει ανάλογα με τις ανάγκες του. Τα προγράμματα αυτά συνεχώς εξελίσσονται και ο βαθμός αξιοπιστίας τους ανεβαίνει.
4. Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη αναλυτική μελέτη γέφυρας τριών ανοιγμάτων συνολικού μήκους 102.77m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με εφέδρανα, στη αριστερή Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών, με τη χρήση Η/Υ.
5. Από τα σπουδαιότερα τμήματα της μελέτης και της κατασκευής ήταν η Θεμελίωση του τεχνικού στις θέσεις των μεσόβαθρων Μ4.Α, Μ5.Α, Μ6.Α και Μ7.Α που πραγματοποιείται μέσω καννάβου πασσάλων Φ1.20 από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 οι οποίοι ενώνονται στην κεφαλή τους με κεφαλόδεσμους πάχους 2.0m από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25. Για την αποφυγή του φαινομένου της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης γύρω από τους πασσάλους των βάθρων Μ8.Δ και Μ10.Δ προβλέπεται σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη η κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση.
6. 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.

7. Κάθε μελέτη τεχνικού έργου οφείλει να συμμορφώνεται με τους ισχύοντες κανονισμούς υλικών, φορτίσεων, ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Για τη μελέτη της παρούσας γέφυρας λήφθηκαν υπόψη οι κανονισμοί: DIN – Fachbericht 100, 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 – 2017.
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, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε., Τ.Ε.Ι Δυτικής Ελλάδας, Πάτρα, 1999 – 2017.
4. EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών.
5. EN 1992 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα
6. ΕΑΚ 2000. 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 στην Ελλάδα (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. ΙΑΣΩΝ Κ. ΒΑΡΔΑΚΟΥΛΙΑΣ, «Μελέτη Μεταλλικής Πεζογέφυρας», Διπλωματική Εργασία (Επιβλέπων Ιωάννης Κ. Βάγιας), ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ, Αθήνα, 2012.

14. ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΧΑΛΙΟΡΗΣ, «Διδακτικές Σημειώσεις για το Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος: Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, Ρηγματώσεις - Παραμορφώσεις», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Αλεξανδρούπολη, 2009.

15. Πηγές από το διαδίκτυο: <http://el.wikipedia.org>

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. Τεχνικό Τ7 – Μεσόβαθρα Μ4.Α και Μ5.Α.
6. Τεχνικό Τ7 – Μεσόβαθρα Μ6.Α και Μ7.Α.
7. Έλεγχοι Ρευστοποίησης.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

α/α	ΤΙΤΛΟΣ
01.	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΟΜΗ.
02.	ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ.
03.	ΣΧΕΔΙΟ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.
04.	ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΕΣ.
05.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Α.
06.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α.
07.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Α.
08.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α.
09.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ Μ4.Α & Μ6.Α.
10.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α.
11.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α.
12.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Α.
13.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α.
14.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Α.
15.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α.
16.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4.Α.
17.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Α.
18.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Α.
19.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Α.
20.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ - 1Η ΦΑΣΗ.
21.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ - 2Η ΦΑΣΗ.
22.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ - 3Η ΦΑΣΗ.
23.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ.
24.	ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 1ΗΣ & 2ΗΣ ΦΑΣΗΣ.
25.	ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 2ΗΣ & 3ΗΣ ΦΑΣΗΣ.
26.	ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 3ΗΣ ΦΑΣΗΣ.
27.	ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ.
28.	ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ.