



ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΗ
ΥΔΡΕΥΣΗΣ - ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΜΕΙΖΟΝΟΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΒΟΛΟΥ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΥ & ΝΕΩΝ ΥΠΟΔΟΜΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΕΛΕΤΩΝ & ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΝΕΩΝ ΥΠΟΔΟΜΩΝ

ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ
ΒΟΛΟΥ - ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΔΙΚΤΥΑ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΣΤΟΥΣ ΟΙΚΙΣΜΟΥΣ ΧΡΥΣΗ ΑΚΤΗ ΠΑΝΑΓΙΑΣ,
ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ, ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ, ΜΑΡΑΘΟΣ ΚΑΙ ΚΡΙΘΑΡΙΑ Δ. ΒΟΛΟΥ

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΤΕΥΧΟΣ 4 :
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΚΩΔ. ΜΕΛΕΤΗΣ :	02/2015
ΑΡ. ΤΕΥΧΟΥΣ :	4/8
ΑΝΑΘΕΩΡΗΣΗ :	R0
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ :	01/2018

ΑΝΑΔΟΧΟΣ :

ΡΟΪΚΟΣ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Α.Ε.
ΝΑΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ Α.Ε.
INTEGER ΑΝΩΝΥΜΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ
ΕΜΒΗΣ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ Α.Ε.
Χ. Φ. ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ

ΚΟΙΝΗ ΕΔΡΑ:

ΡΗΓΑ ΦΕΡΑΙΟΥ 28 &
ΠΑΡΝΗΘΟΣ
144 52 ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΣΗ
ΤΗΛ. ΚΕΝΤΡΟ: 210 2803000
FAX: 210 2803001
<http://www.roikos.gr>,
e-mail: info@roikos.gr

ΥΠΕΥΘΥΝΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ :

Α. ΓΡΙΒΑΣ ΧΗΜ. ΜΗΧ.
Ν. ΚΑΡΤΣΩΝΑΣ ΠΟΛ. ΜΗΧ.

ΣΥΝΤΑΞΗ - ΕΛΕΓΧΟΣ - ΘΕΩΡΗΣΗ

Ο ΑΝΑΔΟΧΟΣ	ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΑΛΕΡΓΗΣ ΝΟΜΙΜΟΣ ΕΚΠΡΟΣΩΠΟΣ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ/...../2018	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΟΙ ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ	ΧΡΥΣΟΣΤΟΜΟΣ ΦΑΦΟΥΤΗΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ/...../.....	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
	ΜΙΛΤΙΑΔΗΣ ΦΑΝΑΡΙΩΤΗΣ ΧΗΜΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ/...../.....	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
	ΣΤΕΦΑΝΟΣ ΚΑΝΤΑΡΤΖΗΣ ΗΛΕΚΤΡΟΛΟΓΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ/...../.....	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ Ο Δ/ΝΤΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΥ & ΝΕΩΝ ΥΠΟΔΟΜΩΝ	ΣΤΕΦΑΝΟΣ ΚΑΝΤΑΡΤΖΗΣ ΗΛΕΚΤΡΟΛΟΓΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ/...../.....	ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΕΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΦΑΣΗ :



Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



Πίνακας Περιεχομένων

Στατική Επίλυση Πλάκας Έδρασης 3.30m x 3.30m.....	1
Γεωμετρία Φορέα.....	1
Φορτίσεις.....	14
Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	21
Διαστασιολόγηση Επιφανειακών Στοιχείων.....	33
Τάσεις Έδρασης.....	54
 Στατική Επίλυση Πλάκας Οροφής 3.10m x 3.10m.....	 58
Γεωμετρία Φορέα.....	58
Φορτίσεις.....	72
Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	84
Διαστασιολόγηση Επιφανειακών Στοιχείων.....	164
Διαστασιολόγηση Γραμμικών Στοιχείων	174
 Στατική Επίλυση Πλάκας Έδρασης 4.00m x 4.00m.....	 189
Γεωμετρία Φορέα.....	189
Φορτίσεις.....	203
Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	210
Διαστασιολόγηση Επιφανειακών Στοιχείων.....	222
Τάσεις Έδρασης.....	241
 Στατική Επίλυση Πλάκας Οροφής 3.90m x 3.90m.....	 245
Γεωμετρία Φορέα.....	245
Φορτίσεις.....	257
Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	268
Διαστασιολόγηση Επιφανειακών Στοιχείων.....	349
Διαστασιολόγηση Γραμμικών Στοιχείων	367
 Γεωτεχνική Μελέτη.....	 375
Τελευταία Σελίδα.....	454

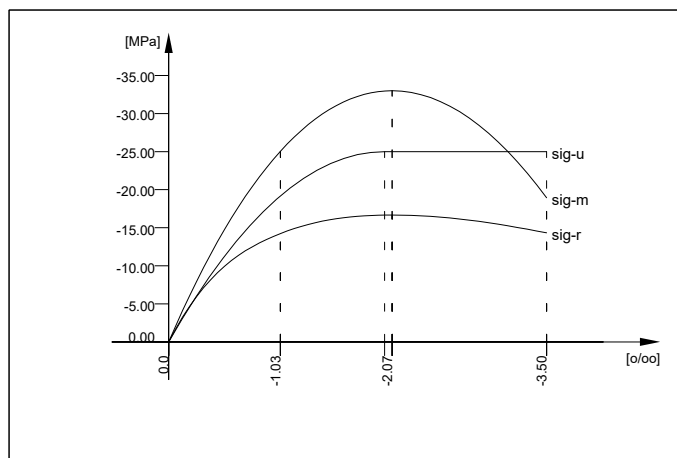
ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

Default design code is EuroNorm EN 1992 Concrete with country code 0 (Europe)
Class(Tab.7.1N): N (Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons)
Snow load zone : 1

No. 1 C 25/30 (EN 1992)

Youngs-modulus	E	31476 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13115 [MPa]	Nomin. strength	fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus		17487 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.56 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.	1.00E-05	[1/°K]	Bond strength	fbd	2.69 [MPa]
			Service strength		33.00 [MPa]
			Fatigue strength		15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	33050
			-1.035	-25.04	15658
			-2.069	-33.00	0
			-3.500	-18.95	-19203
			Safetyfactor		1.35
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	25000
			-2.000	-25.00	0
			-3.500	-25.00	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	27541
			-1.035	-14.23	5688
			-2.069	-16.67	0
			-3.500	-14.32	-2802
			Safetyfactor		(1.50)



No. 2 S 500 (EN 1992)

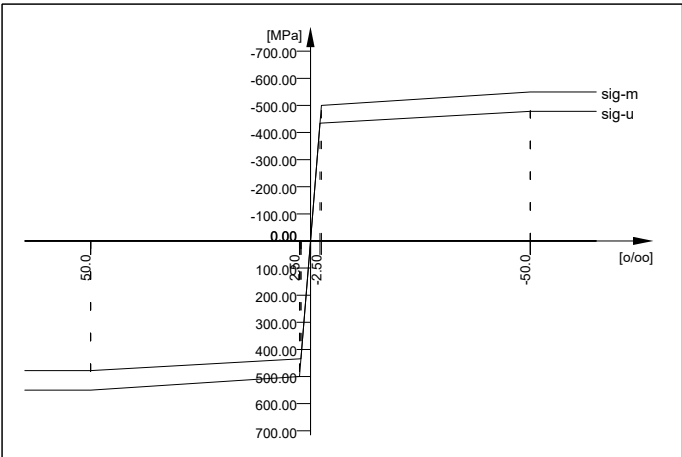
Youngs-modulus	E	200000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy	500.00 [MPa]
Shear-modulus	G	76923 [MPa]	Compr.yield val.	fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus		166667 [MPa]	Tens. strength	ft	550.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain		50.00 [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		152.17 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the			1000.000	550.00	0
defined stress range			50.000	550.00	0
			2.500	500.00	1053
			0.000	0.00	200000
			-2.500	-500.00	200000
			-50.000	-550.00	1053
			-1000.000	-550.00	0
			Safetyfactor		1.15
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

No. 2 S 500 (EN 1992)

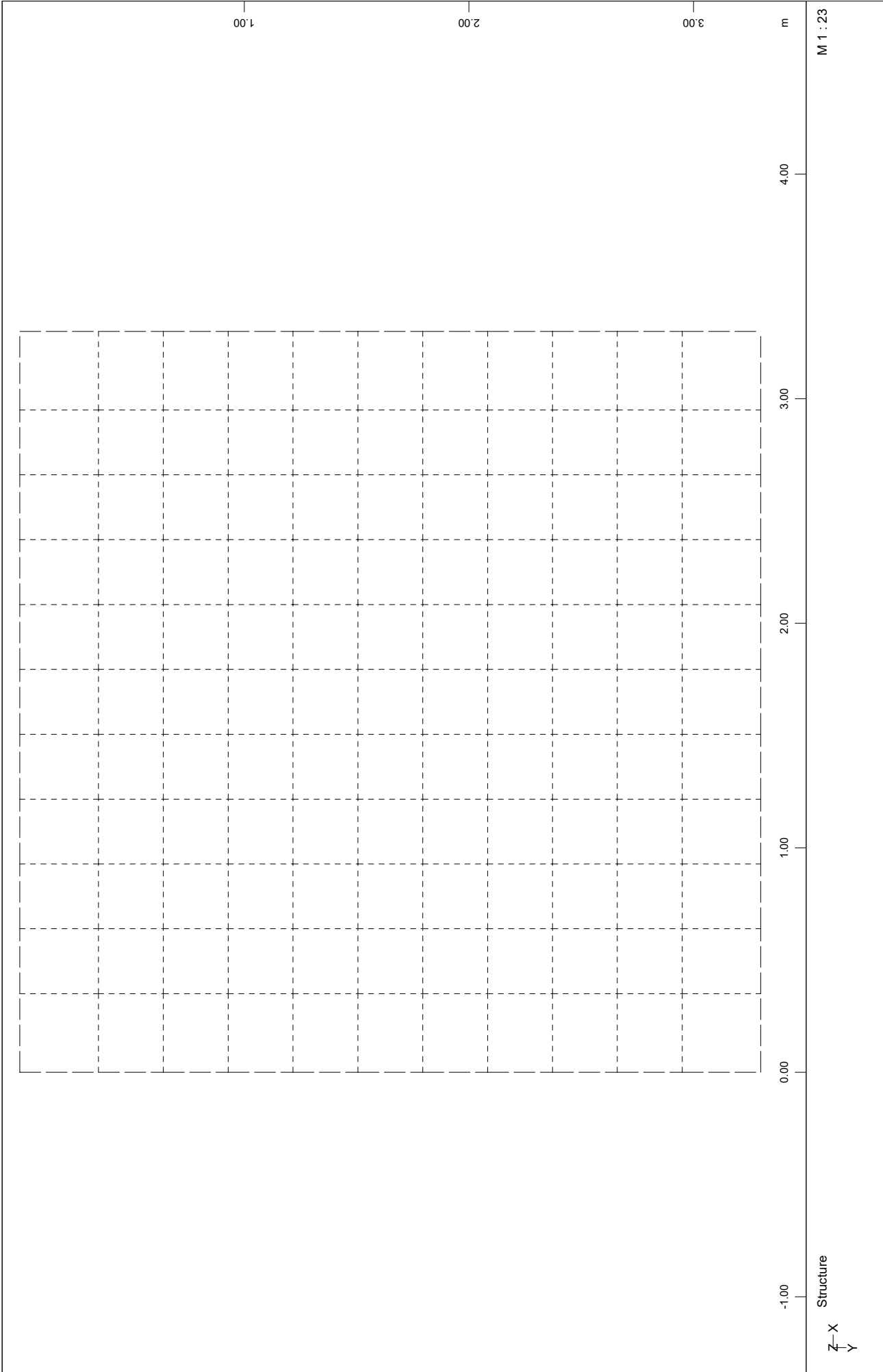
Is also extended beyond the defined stress range

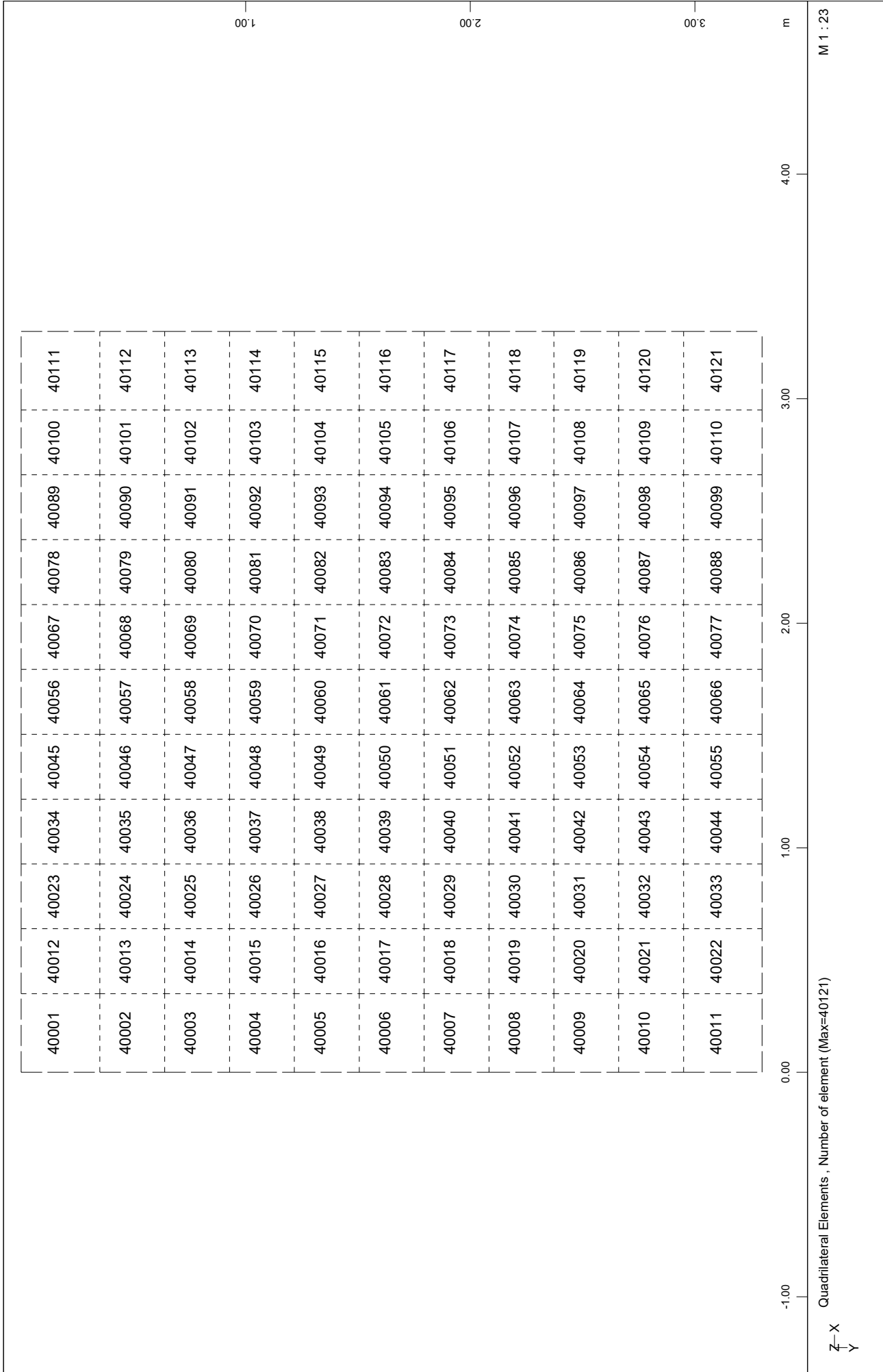
1000.000	478.26	0
50.000	478.26	0
2.174	434.78	909
0.000	0.00	200000
-2.174	-434.78	200000
-50.000	-478.26	909
-1000.000	-478.26	0
Safetyfactor		(1.15)

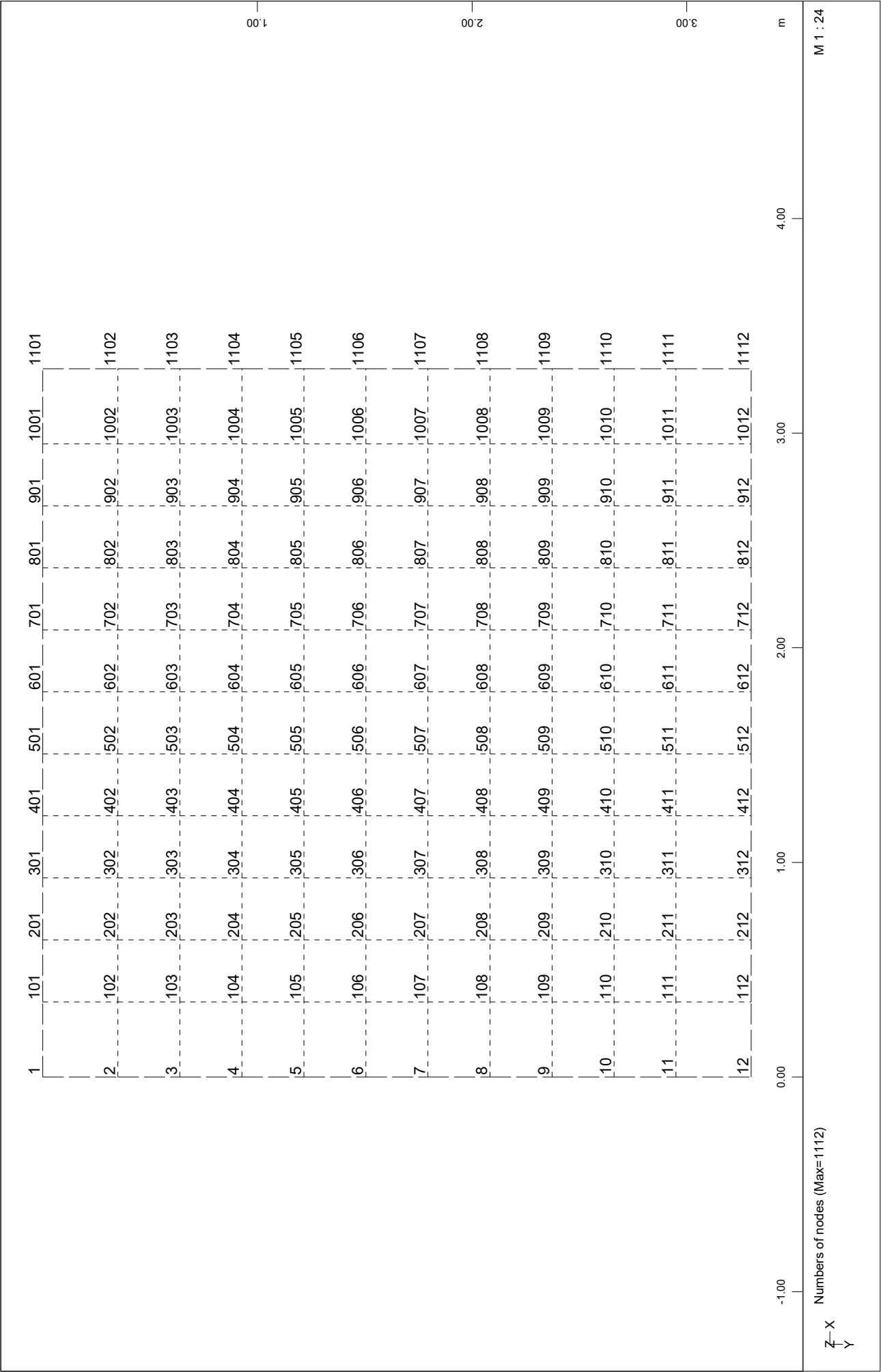


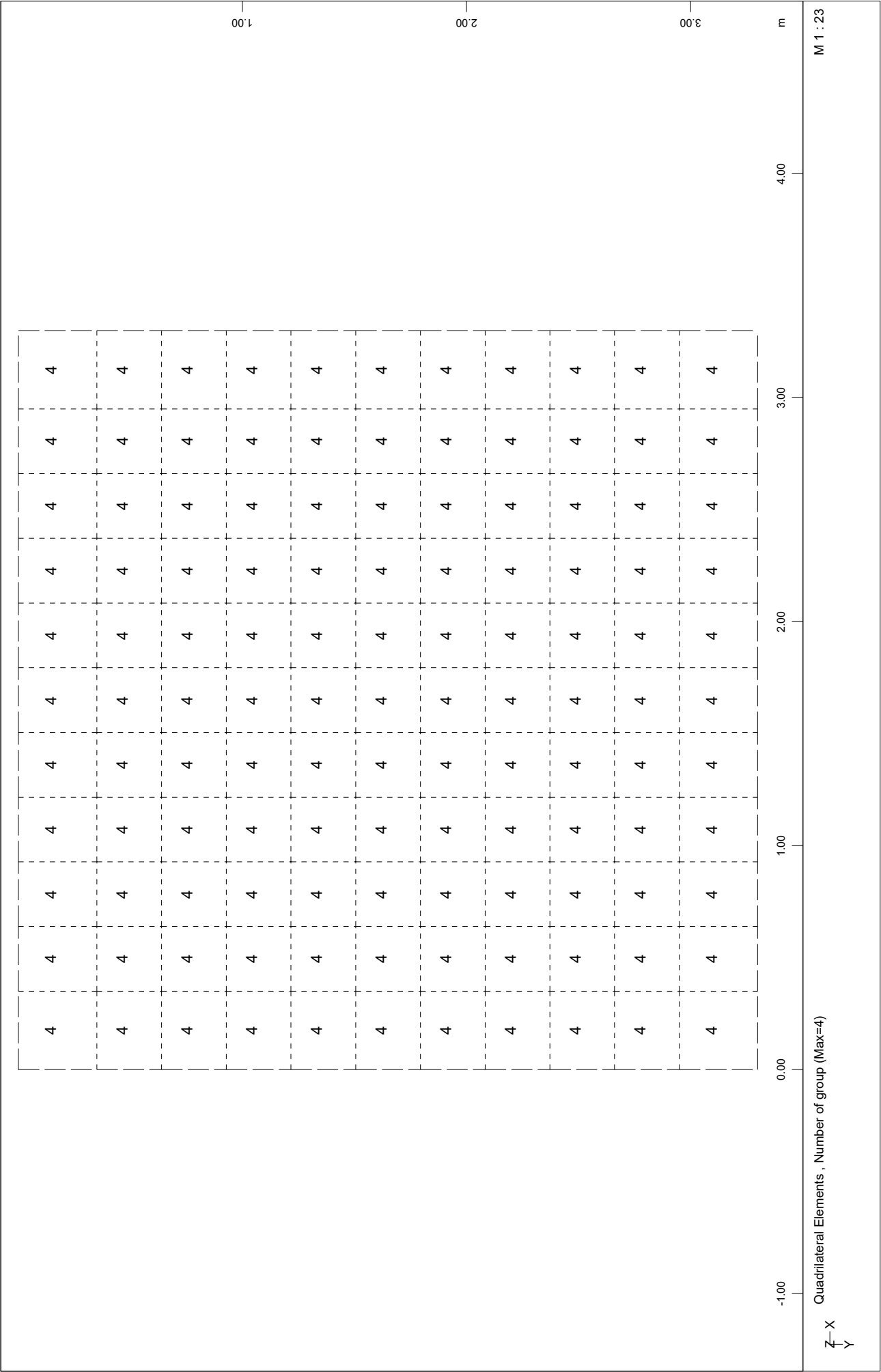
Elastic bedding

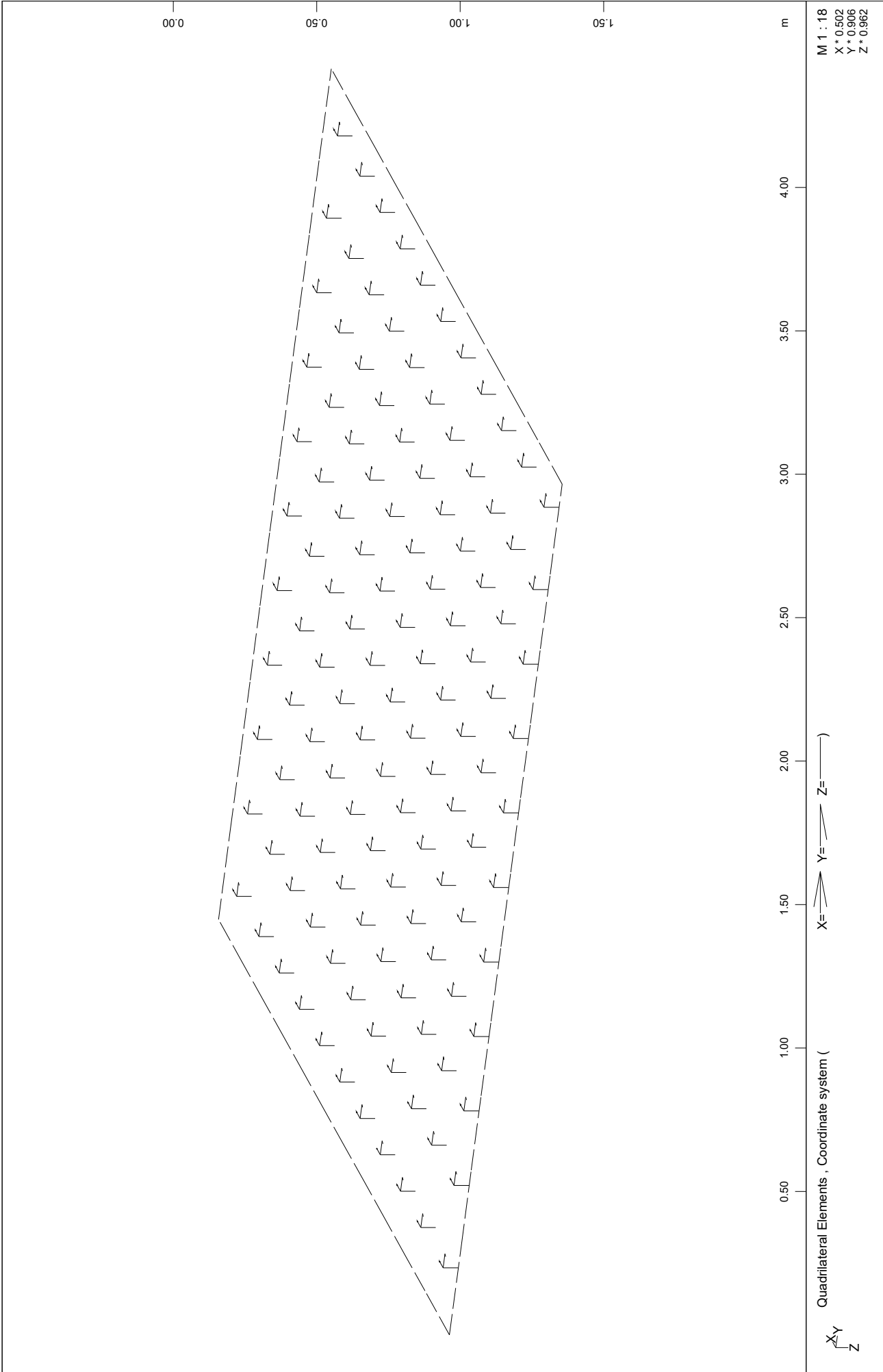
No.	Cs[kN/m3]	Ct[kN/m3]	ft[MPa]	fy[MPa]	tan[-]	c[MPa]	dil[-]	w[kN/m3]
1	7.5000E+03	4.3275E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
Cs	= Elastic bedding							
Ct	= Elastic bedding							
ft	= Tens. strength ft							
fy	= Yield stress fy							
tan	= Friction coefficient							
c	= Cohesion							
dil	= Dilatancy coefficient							
w	= Mass density							

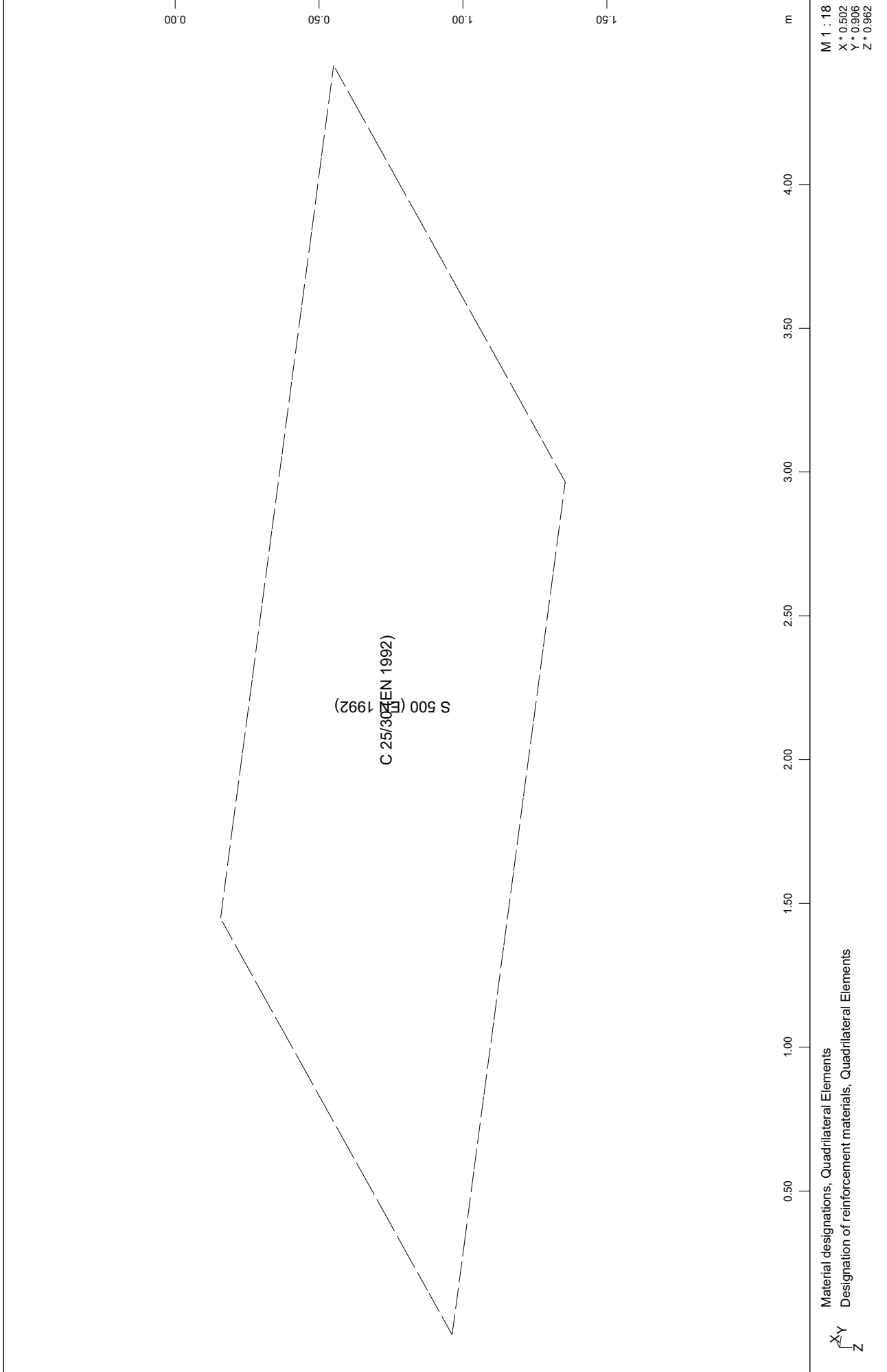


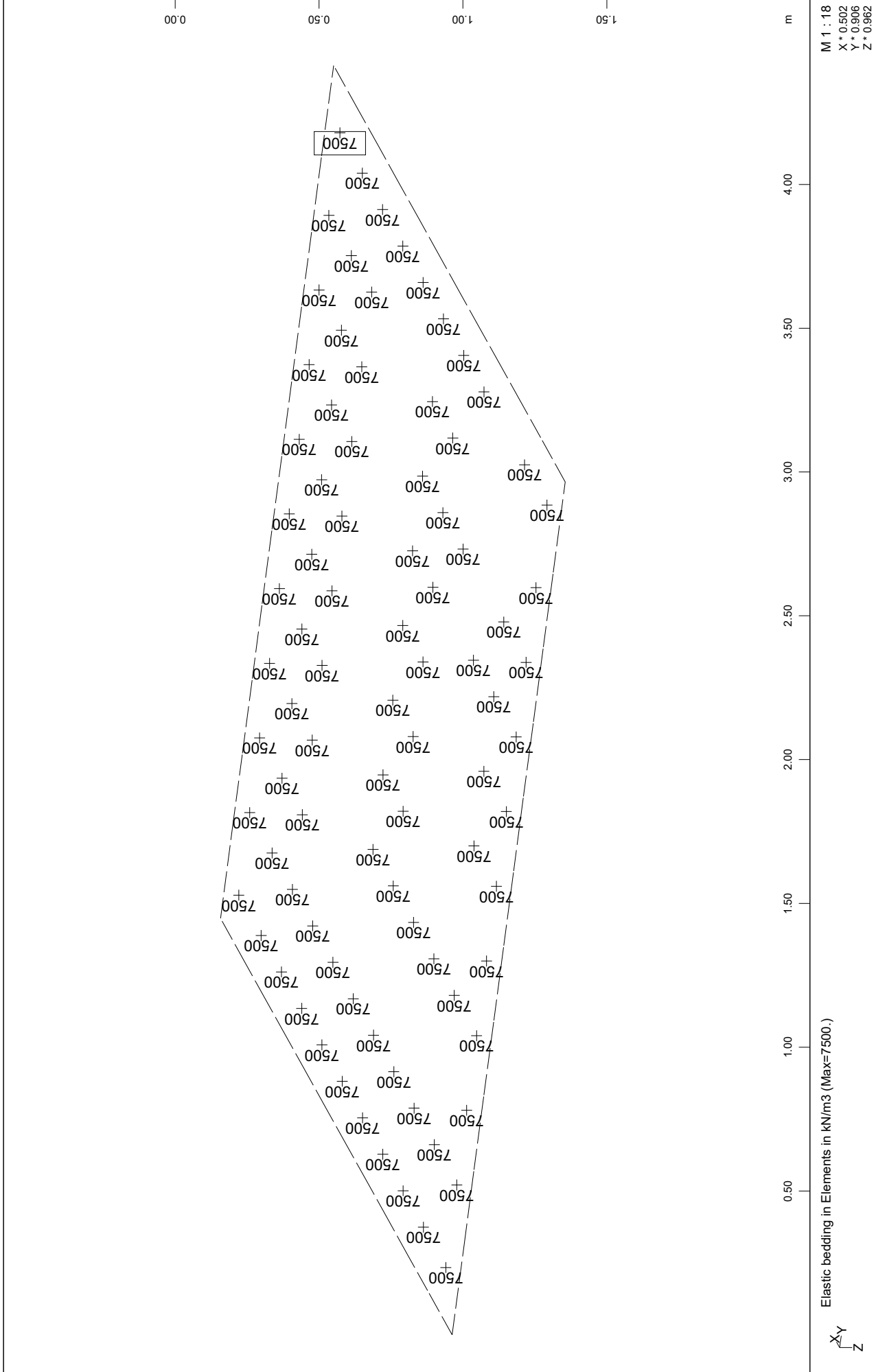


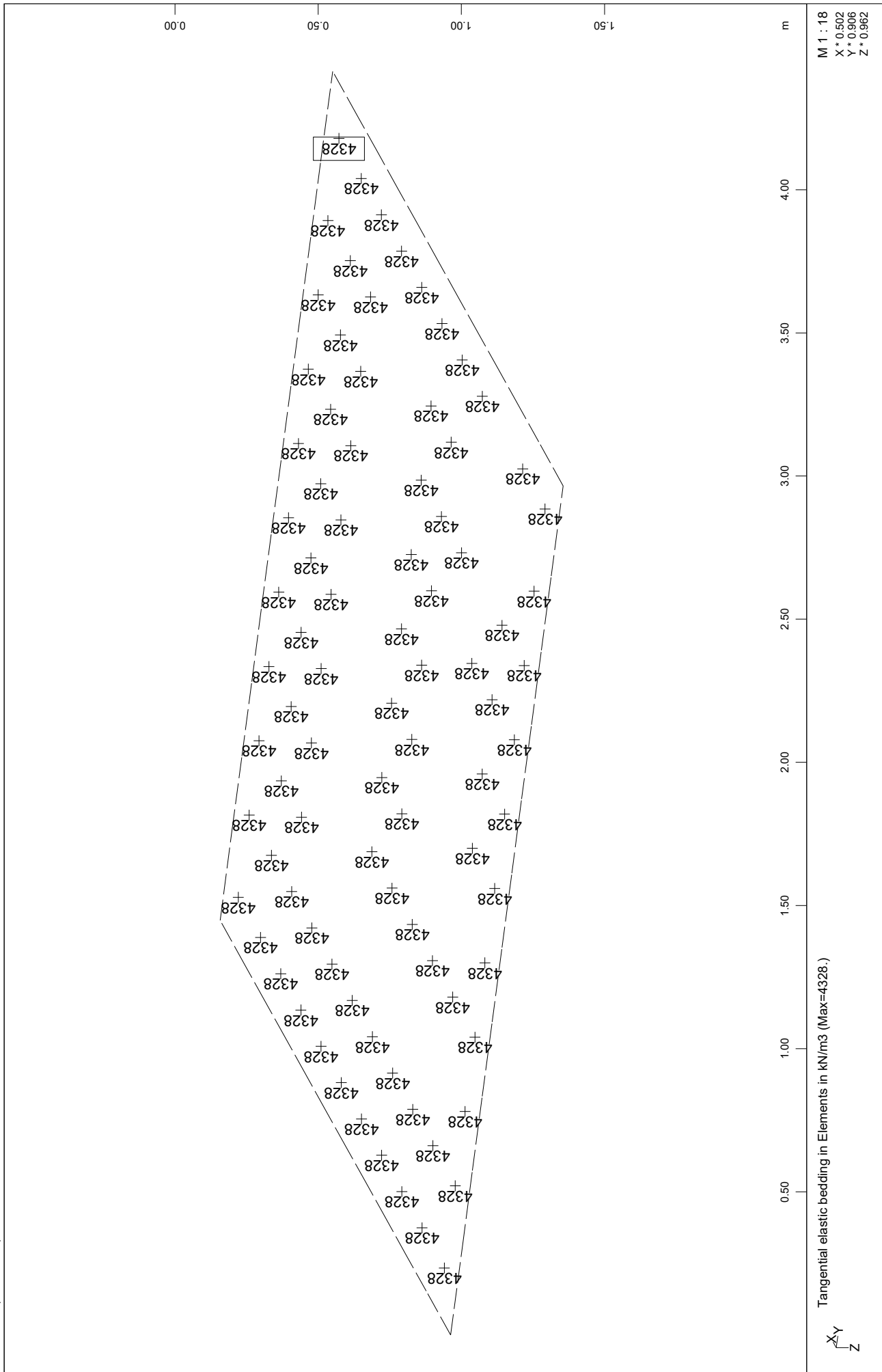












ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

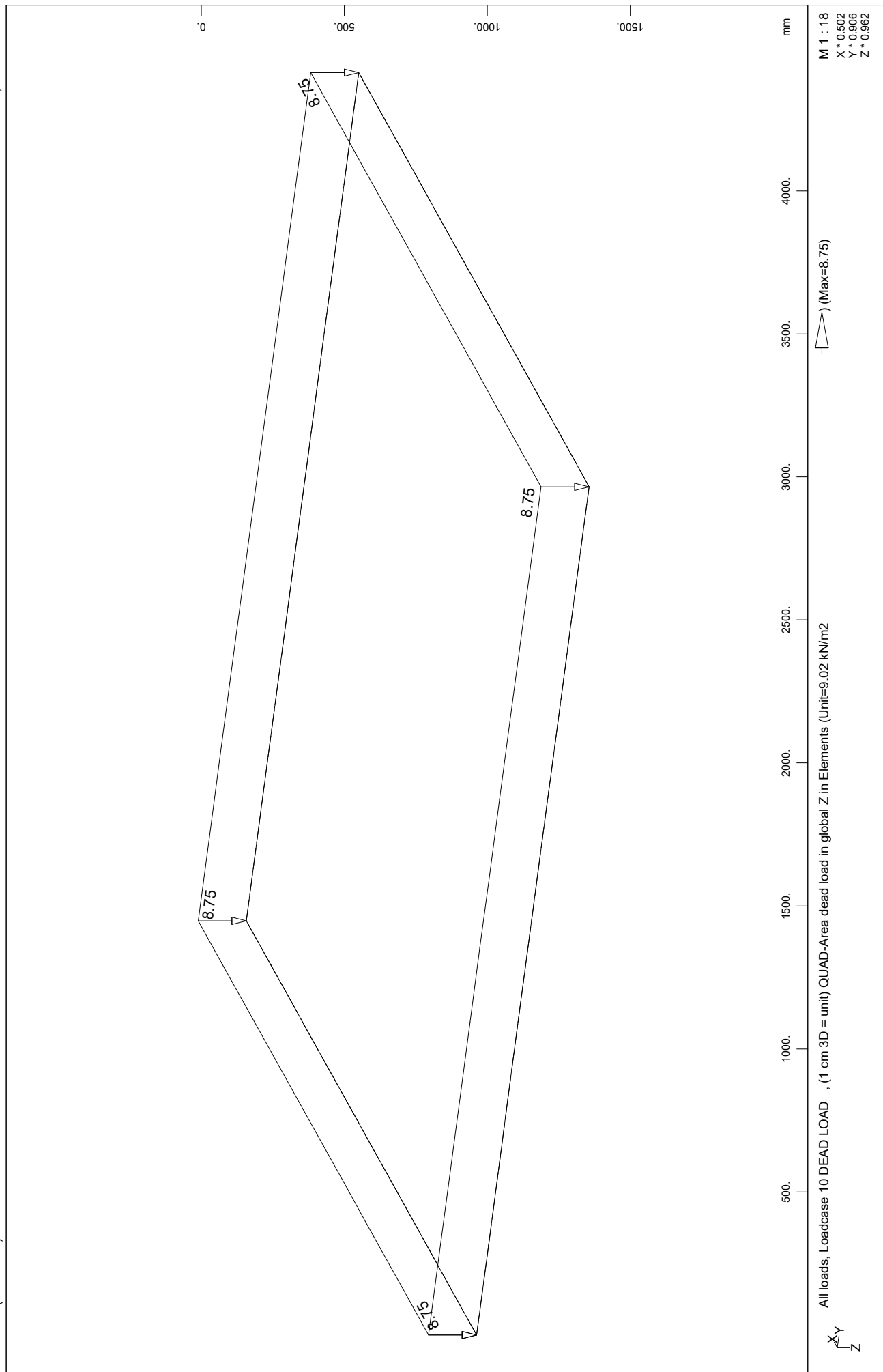
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 STATIC LOADINGS

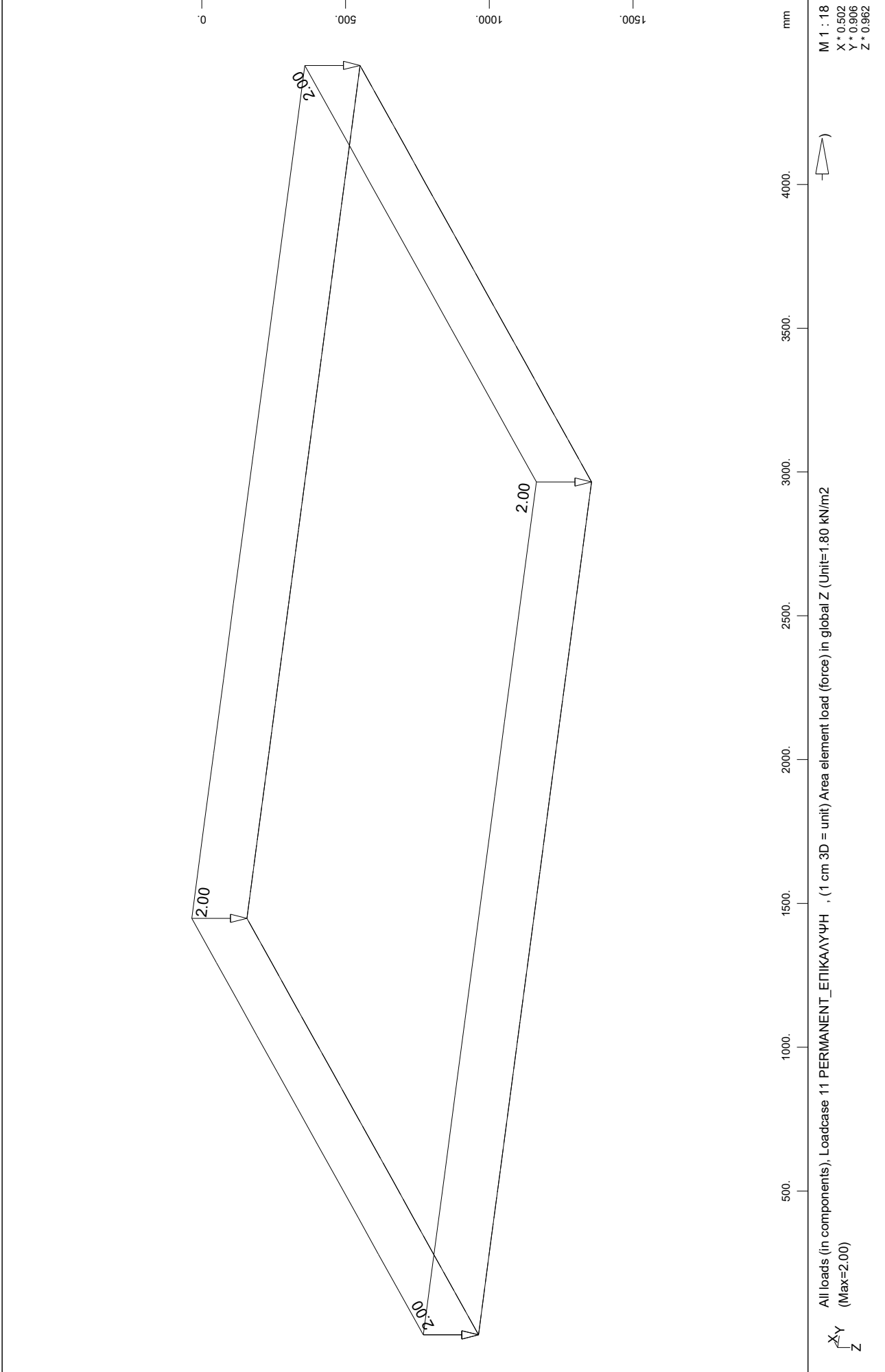
Sum of Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
10 DEAD LOAD	0.0	0.0	95.3
11 PERMANENT_ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	0.0	0.0	21.8
12 IB ΓΑΙΩΝ	0.0	0.0	756.9
13 IB ΑΣ+ΛΥΜΑΤΑ	0.0	0.0	122.7

Sum of Reactions and Loads

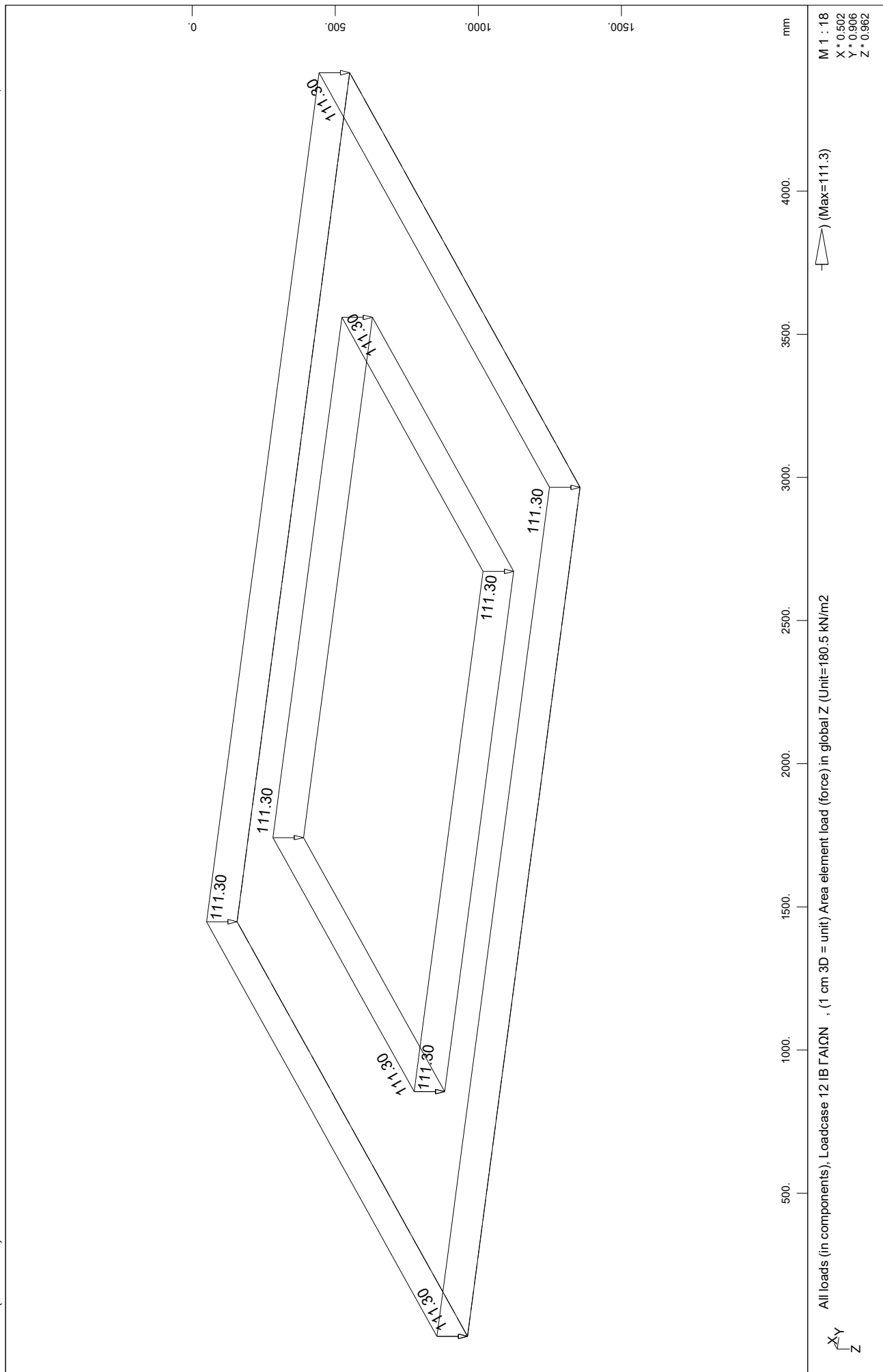
LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
10 DEAD LOAD	0.0	0.0	-95.3
	0.0	0.0	95.3
11 PERMANENT_ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	0.0	0.0	-21.8
	0.0	0.0	21.8
12 IB ΓΑΙΩΝ	0.0	0.0	-756.9
	0.0	0.0	756.9
13 IB ΑΣ+ΛΥΜΑΤΑ	0.0	0.0	-122.7
	0.0	0.0	122.7

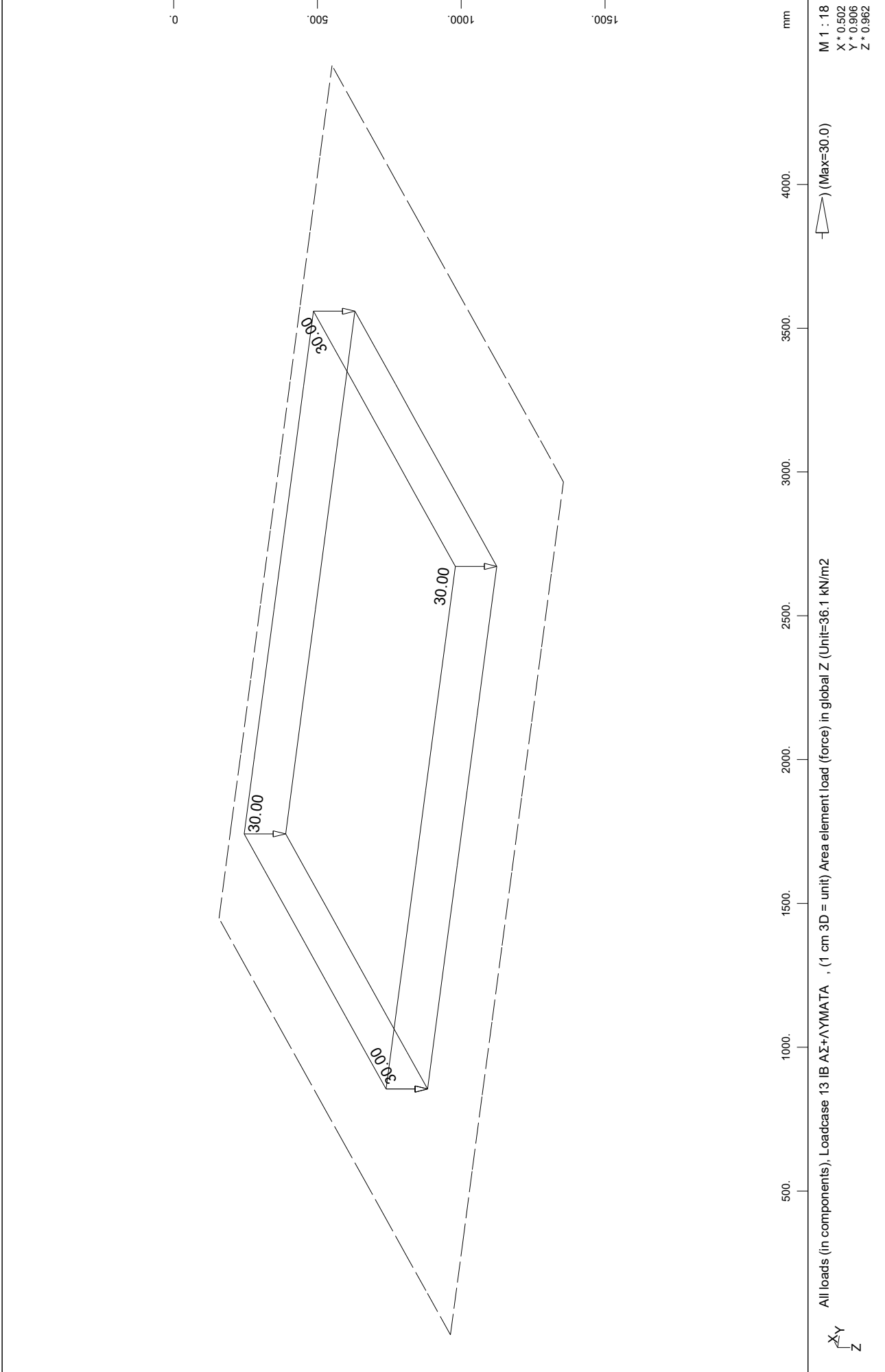




ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

Loads





ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 1.35G + 1.50Q

Load Case 101 1.35G+1.50Q

Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-ZZ 1.350

Sum of Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
101 1.35G+1.50Q	0.0	0.0	1345.5

Sum of Reactions and Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
101 1.35G+1.50Q	0.0	0.0	-1345.5
	0.0	0.0	1345.5

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 1.00G + 1.00Q

Load Case 201 1.00G+1.00Q

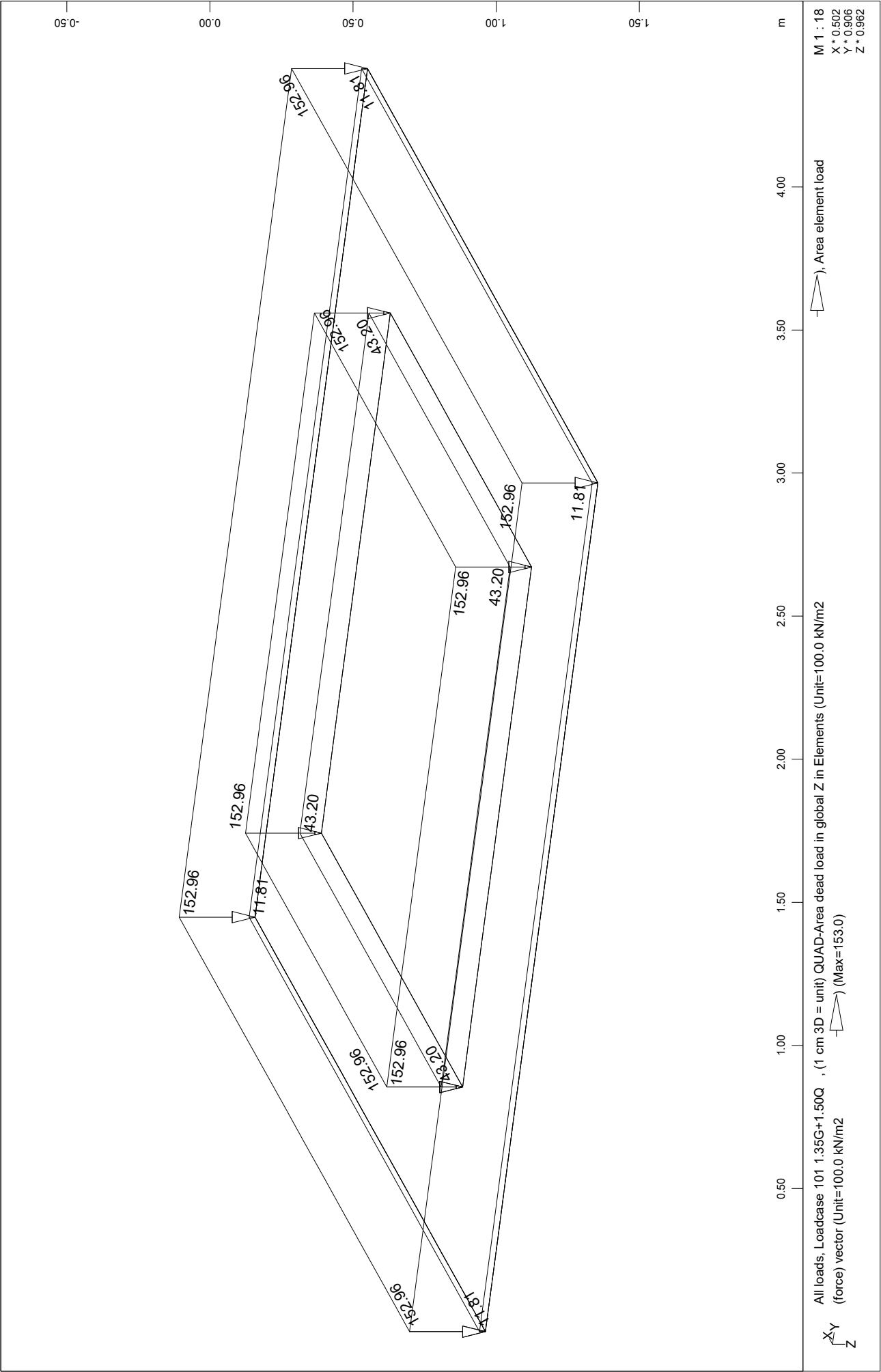
Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-ZZ 1.000

Sum of Loads

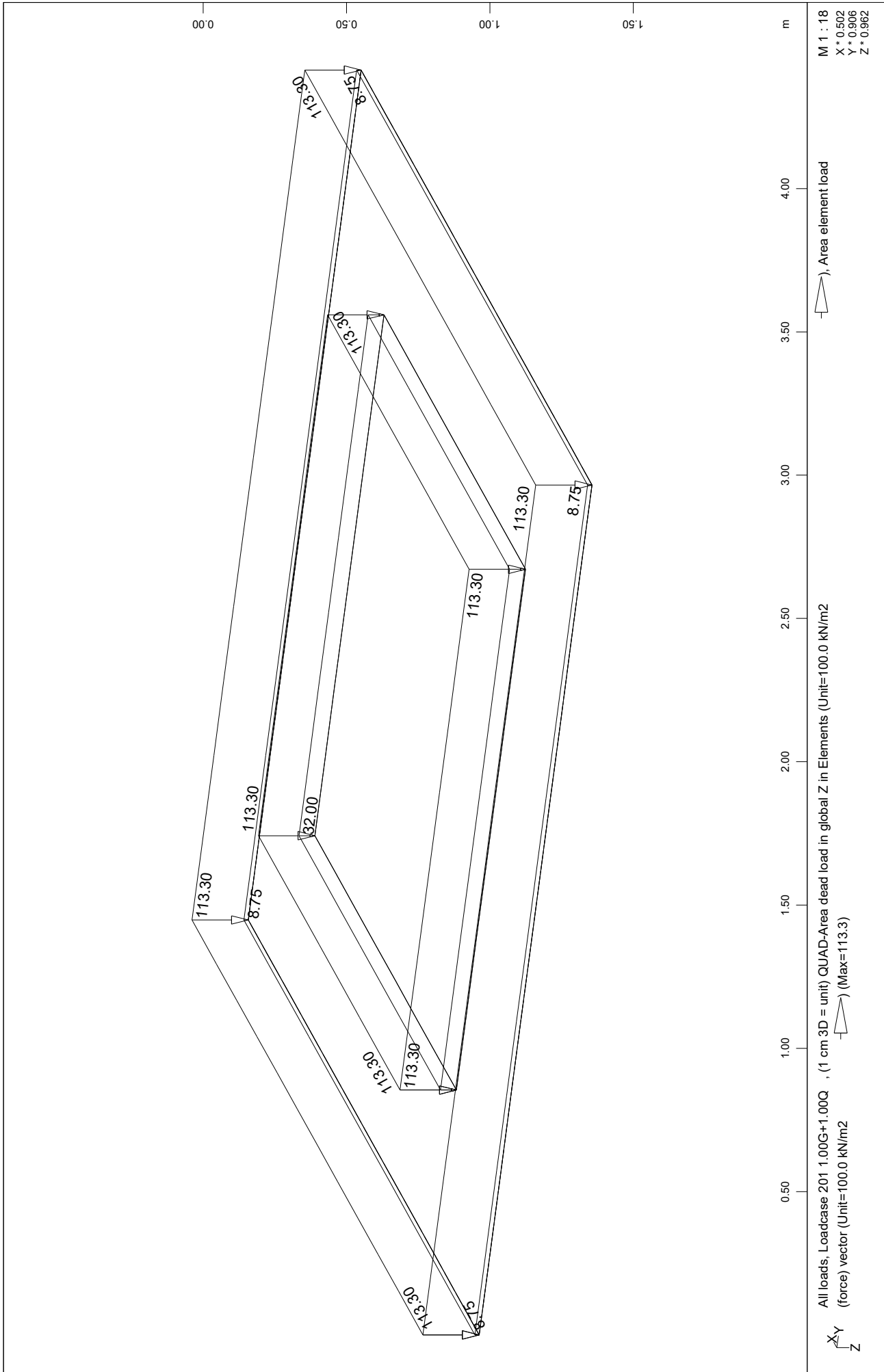
LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
201 1.00G+1.00Q	0.0	0.0	996.7

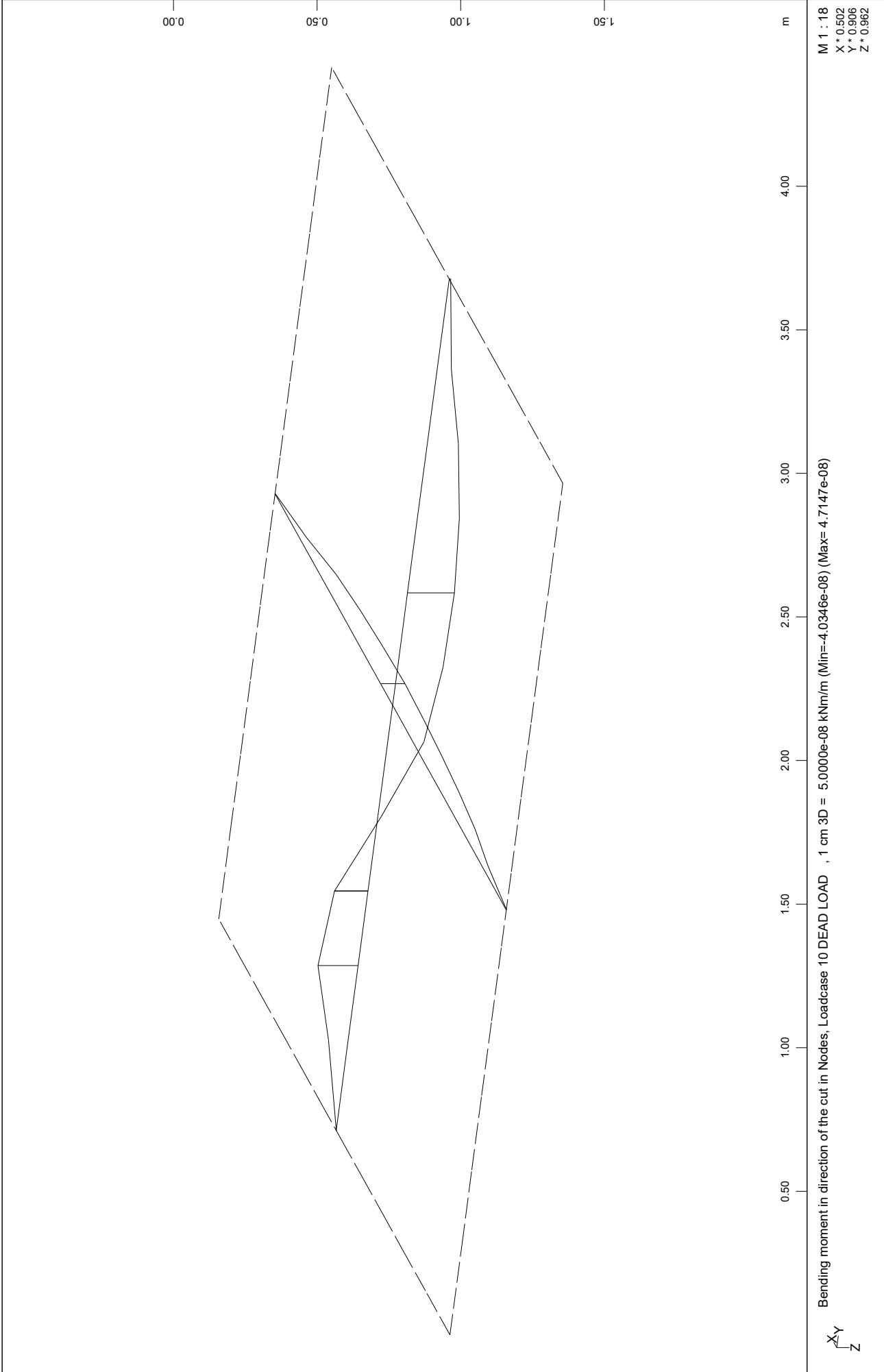
Sum of Reactions and Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
201 1.00G+1.00Q	0.0	0.0	-996.7
	0.0	0.0	996.7

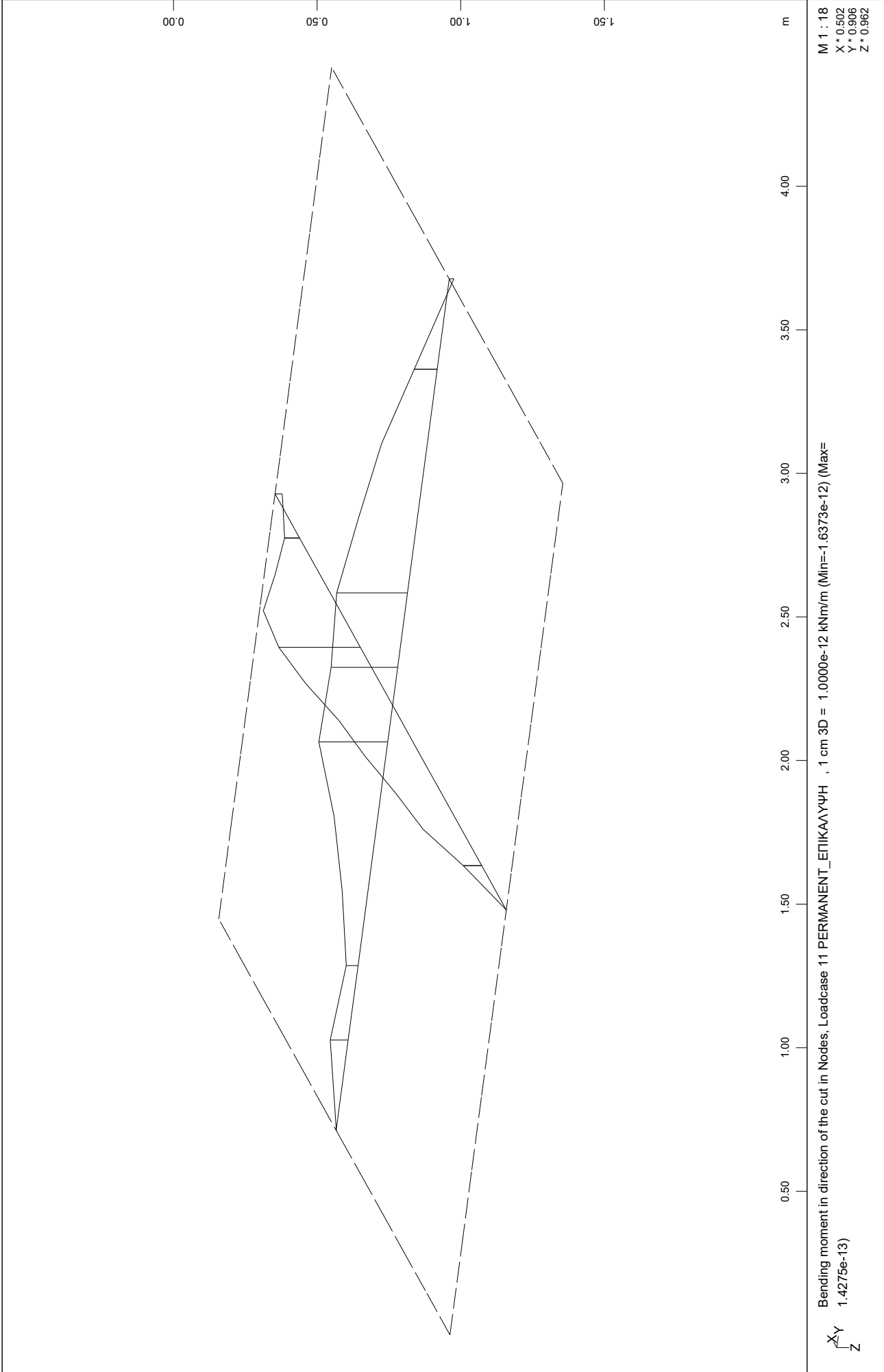


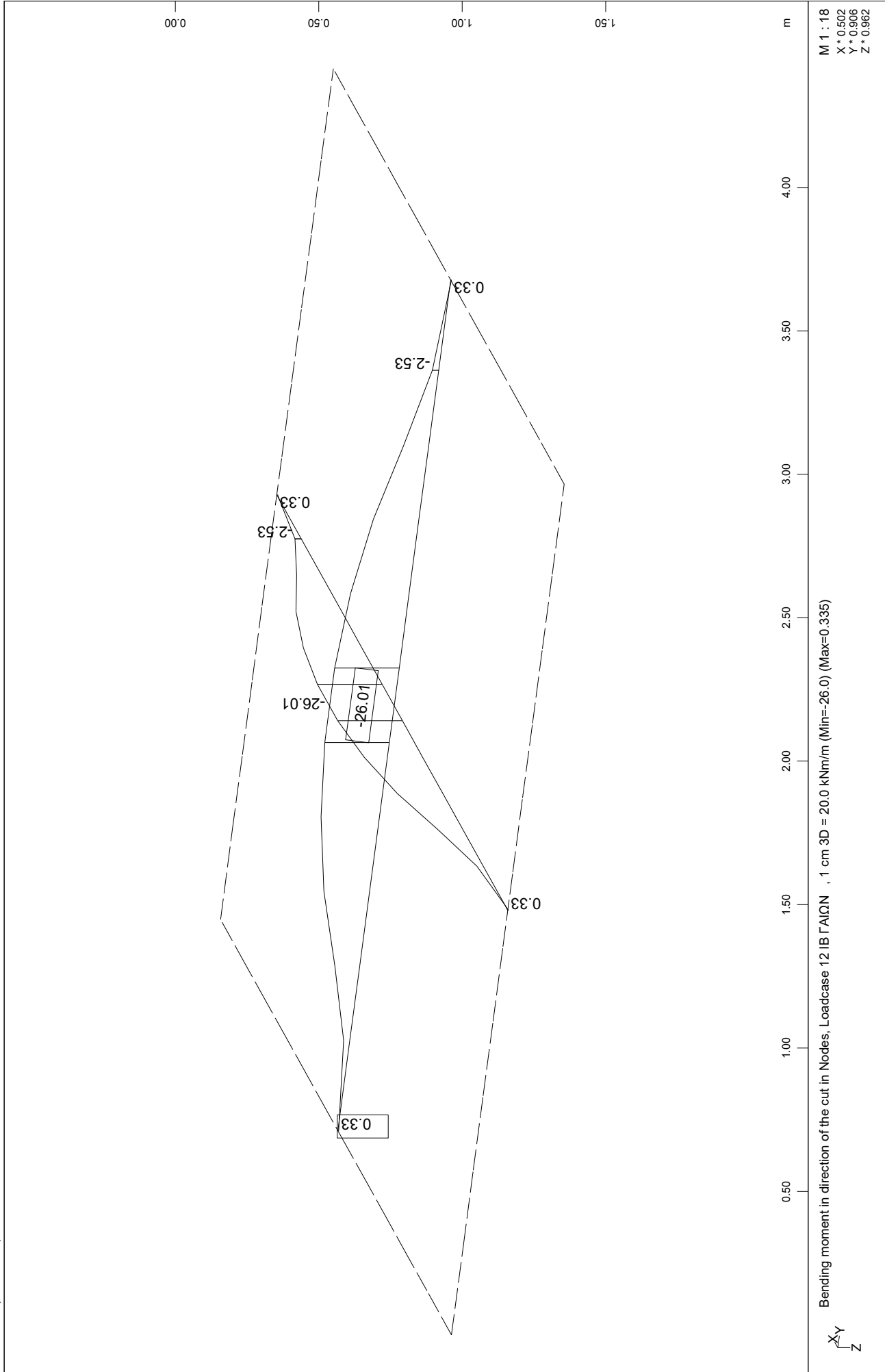
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ENVELOPES

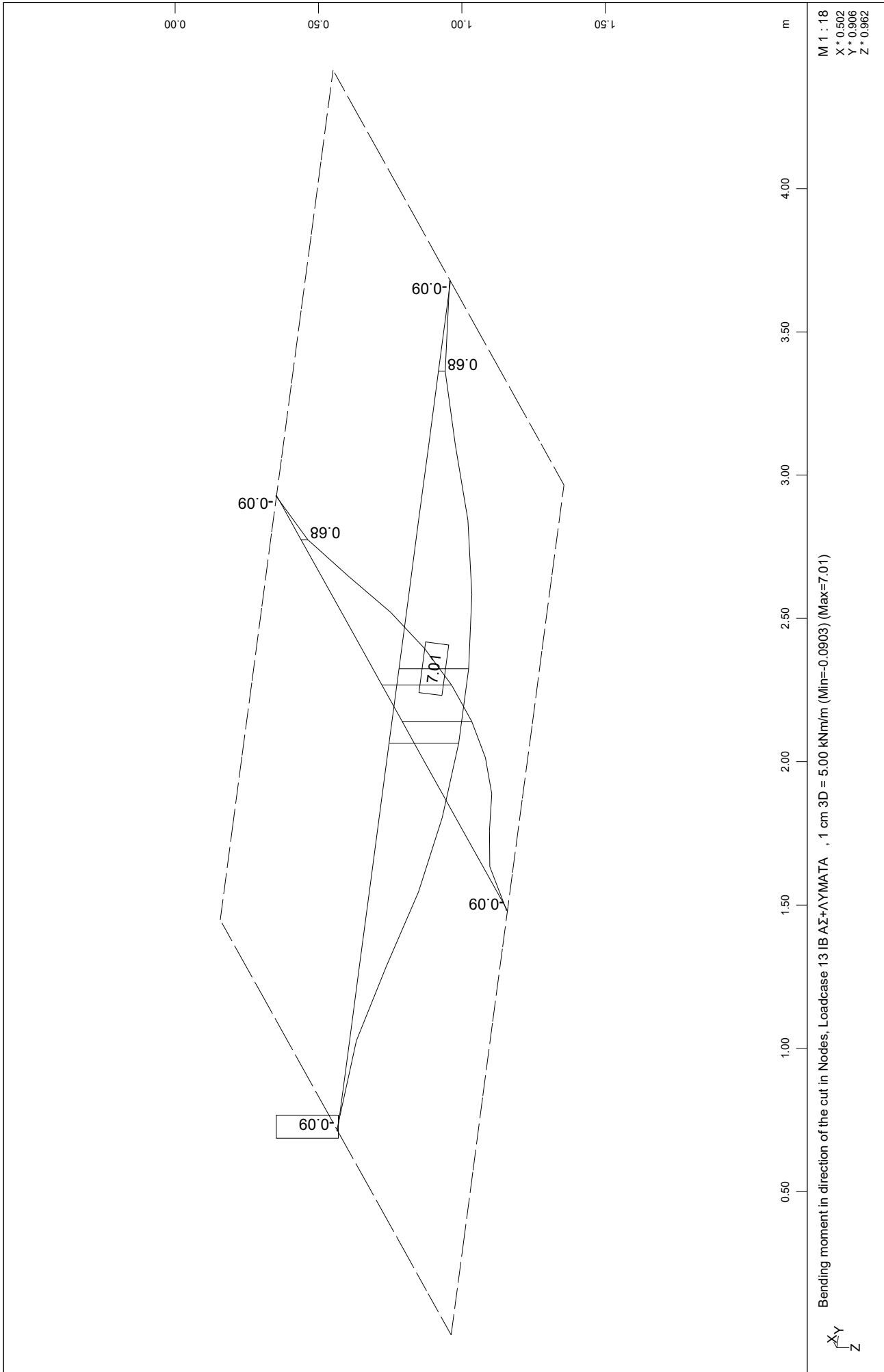


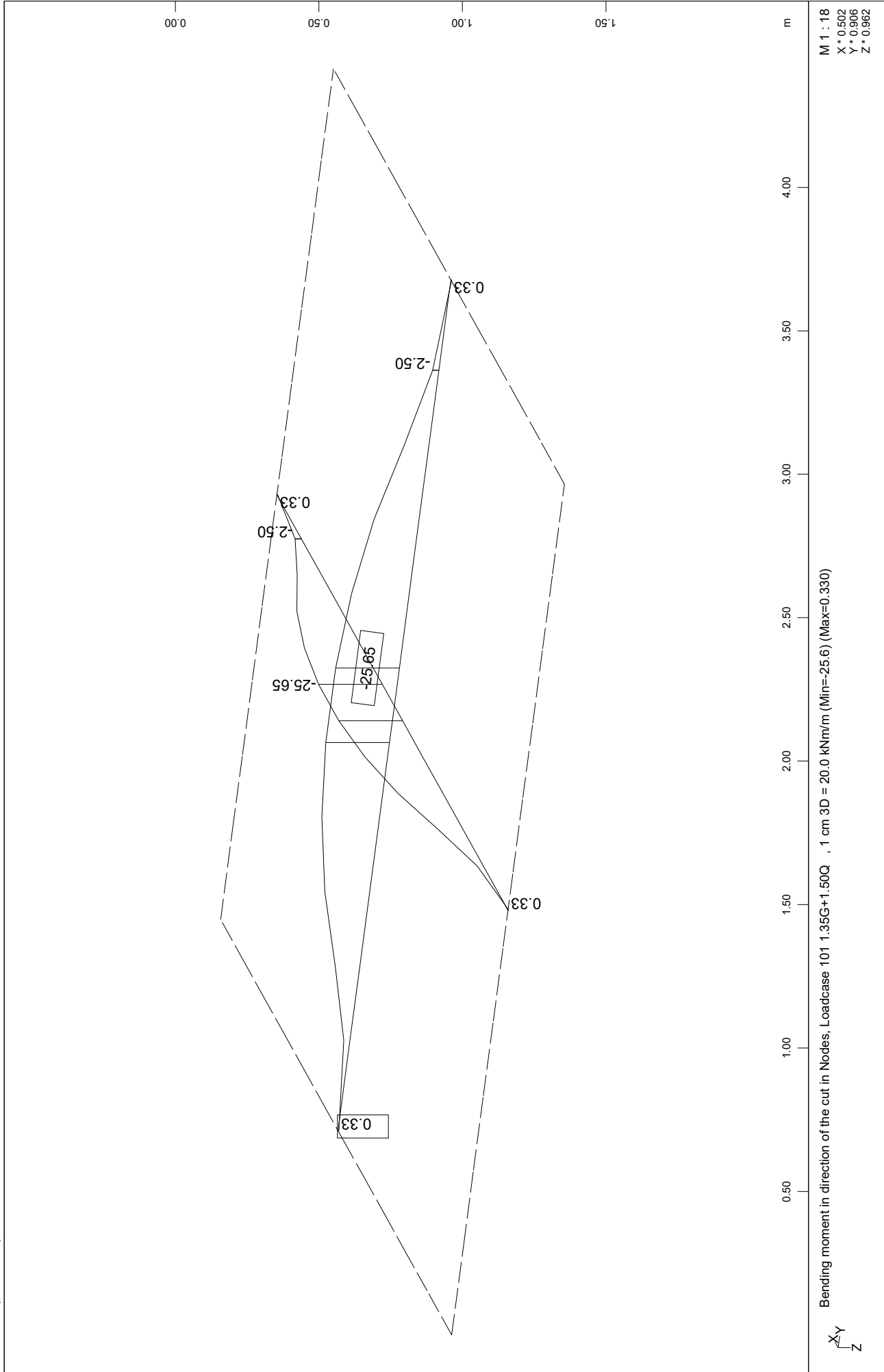


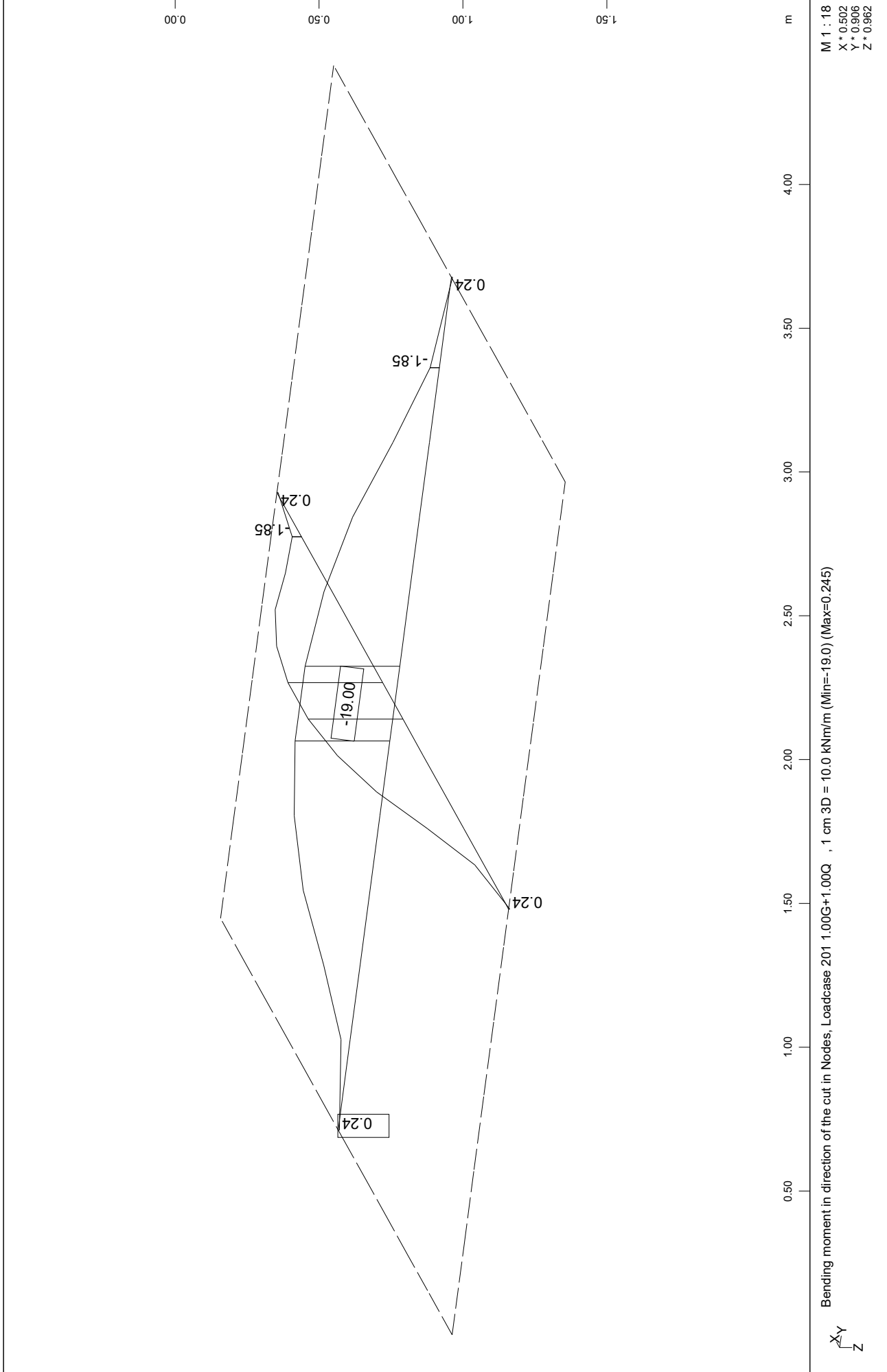
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ENVELOPES











ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance		bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.	
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-l	d2-l	ds-l	ds-2-l	wk-l	wk-2-l	sigsl	sigsl2	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
default	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
 With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ULTIMATE LIMIT STATE DIMENSIONING

Design according to EN 1992-1-1:2004 (EC2)
Loadcases have been calculated in the Ultimate Limit State
In BEMESS no additional load safety factor is applied.

Load Cases for the Design

Loadcase 101 1.35G+1.50Q + Bedding stresses for punching design

Material (EN 1992-1-1:2004 (EC2))

Mat	f-ck	f-cr	f-yk	f-tk	f-ctm	N	minQ	type
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	
B1	25.0	21.2	500.0	500.0	2.565	10.5	0.20	mainly static

Minimum reinforcement: 0.00 p.c. of stat. req. section

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

Materials

No. 1 C 25/30 (EN 1992)
No. 2 S 500 (EN 1992)
No. 3 S 235 (EN 10025-2)

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance		bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.	
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-l	d2-l	ds-l	ds-2-l	wk-l	wk-2-l	sigsl	sigsl	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m	[cm ² /m
default	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

+++++ warning no. 277 in program NORM
A material does not fit to the database design code NORM - please
check the used design code!

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
SERVICEABILITY LIMIT STATE DIMENSIONING

Load Cases for the Design

Loadcase 201 1.00G+1.00Q + Bedding stresses for punching design

Load Cases - with factors of dead load in per cent

LcNo per cent LcNo per cent LcNo per cent LcNo per cent LcNo per cent
201 100.0

Material (DIN1045-1 2008)

Mat	f-ck	f-cr	f-yk	f-tk	f-ctm	N minQ	type
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
1	25.0	25.0			2.565	6.4	0.20 mainly static

Minimum reinforcement: 0.00 p.c. of stat. req. section

2		500.0	525.0				
---	--	-------	-------	--	--	--	--

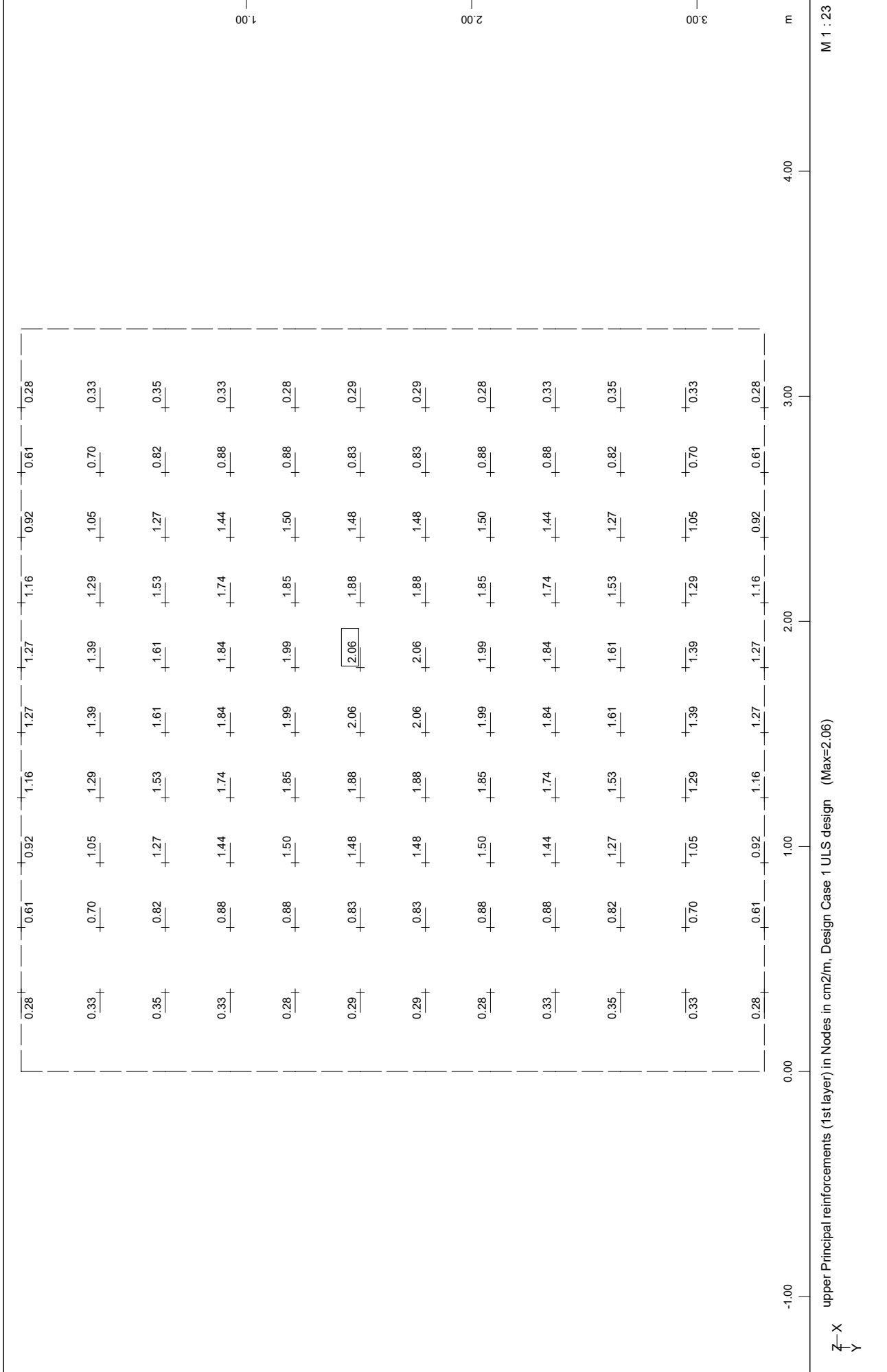
A robustness minimum reinforcement has not been requested [MREI] and has to be checked separately.

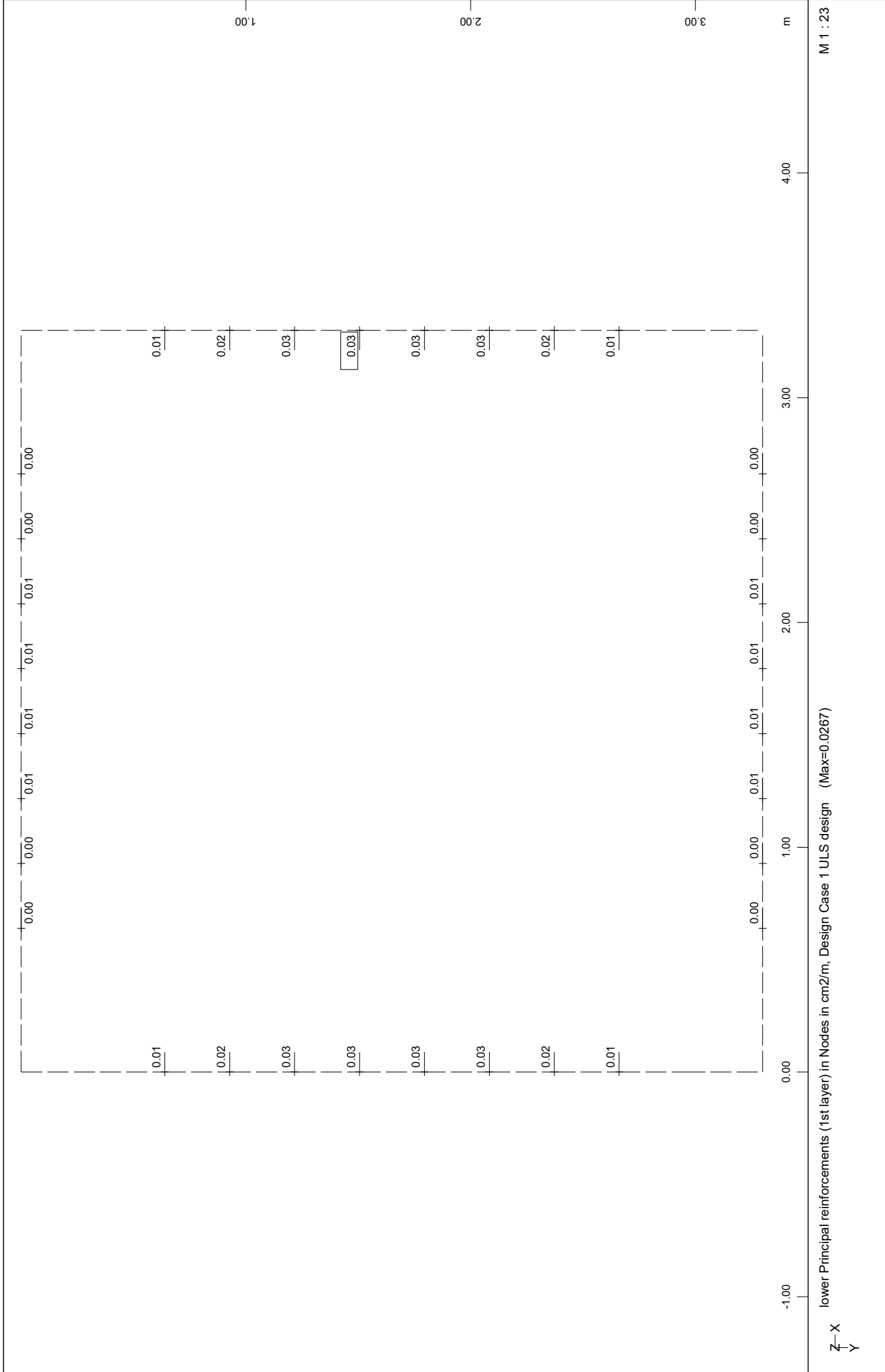
A minimum reinforcement has not been requested [MREI] and has to be checked separately.

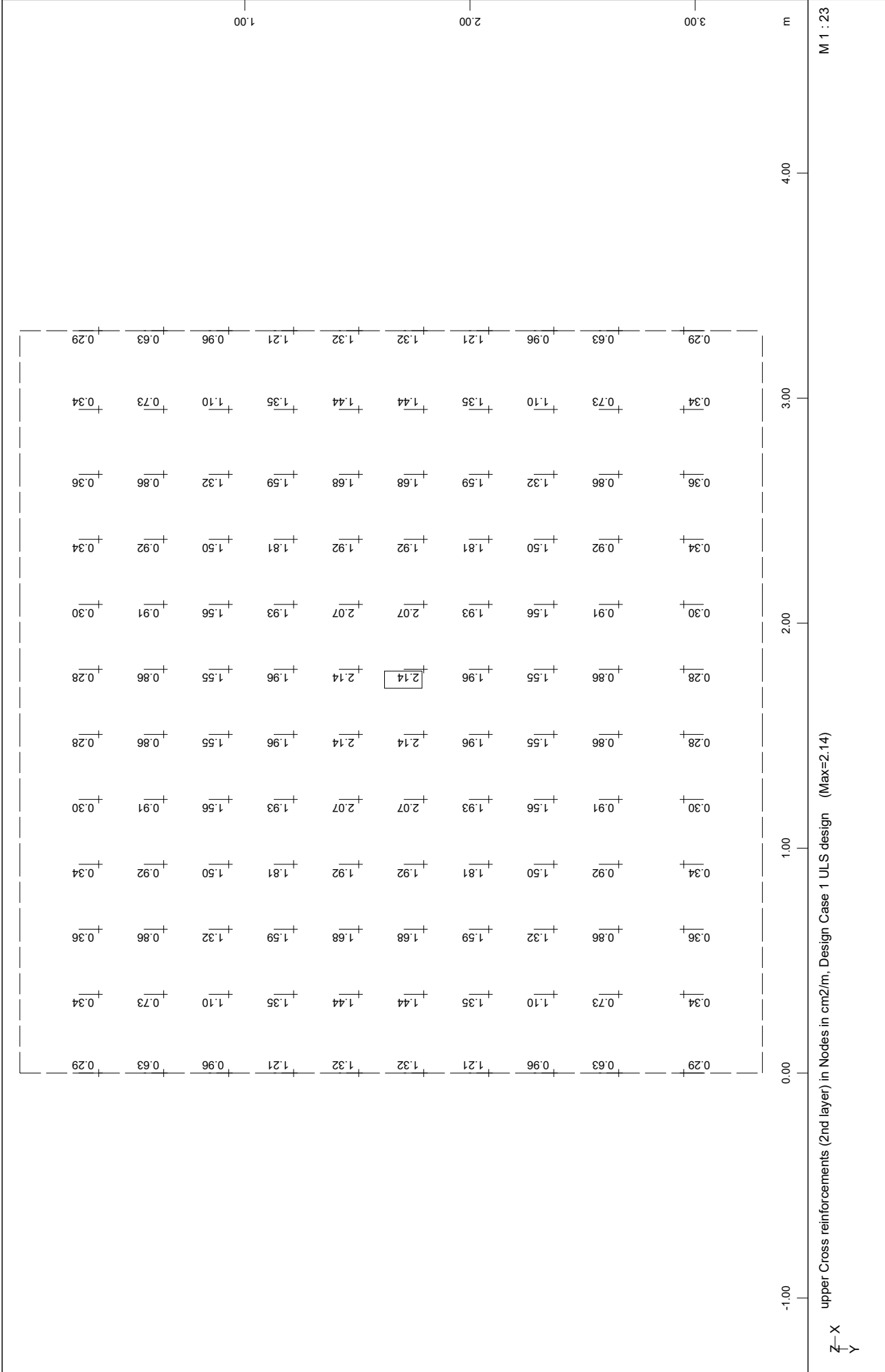
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
REINFORCEMENT - ENVELOPE

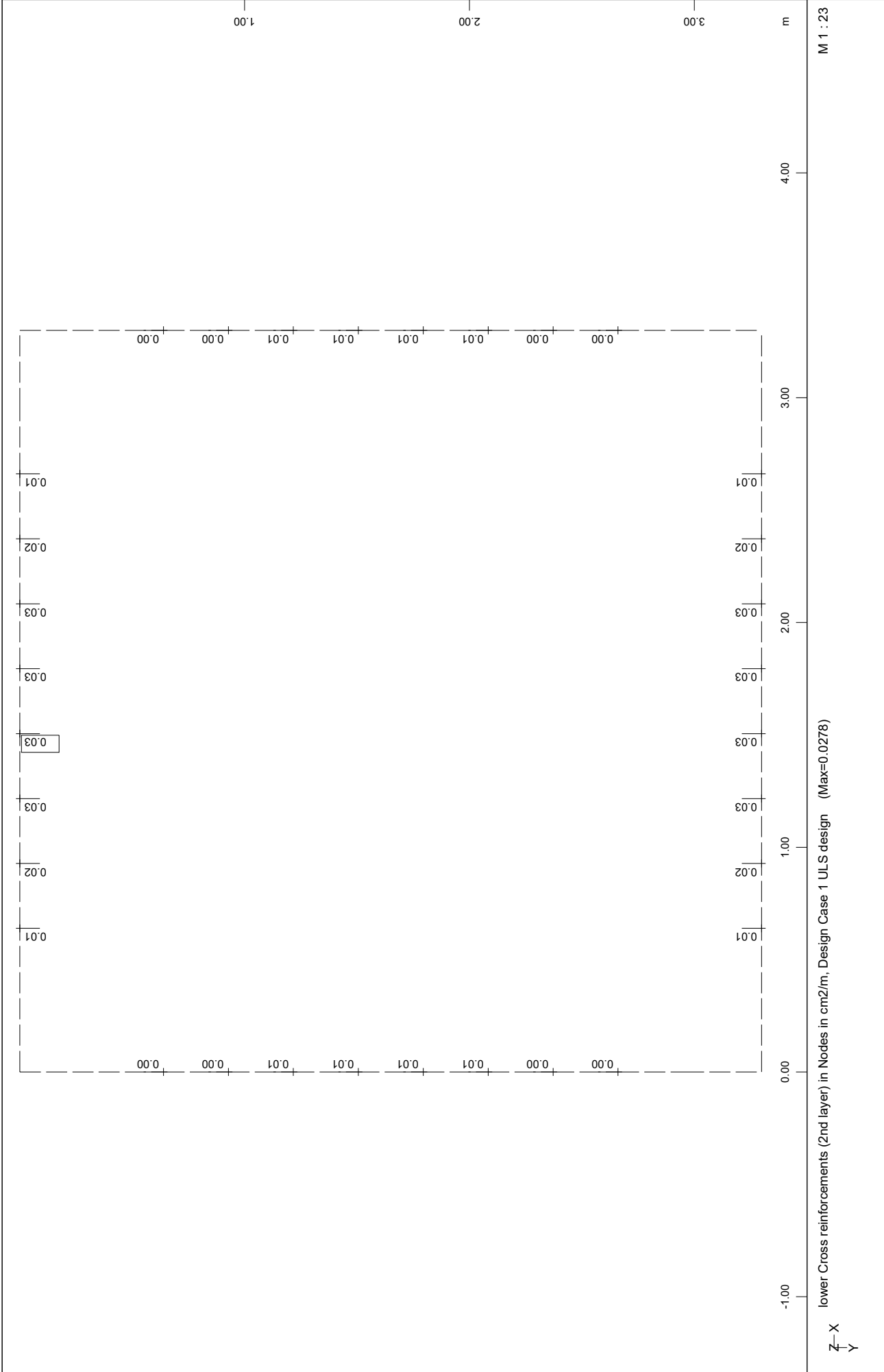
Maximum of reinforcement-distributions

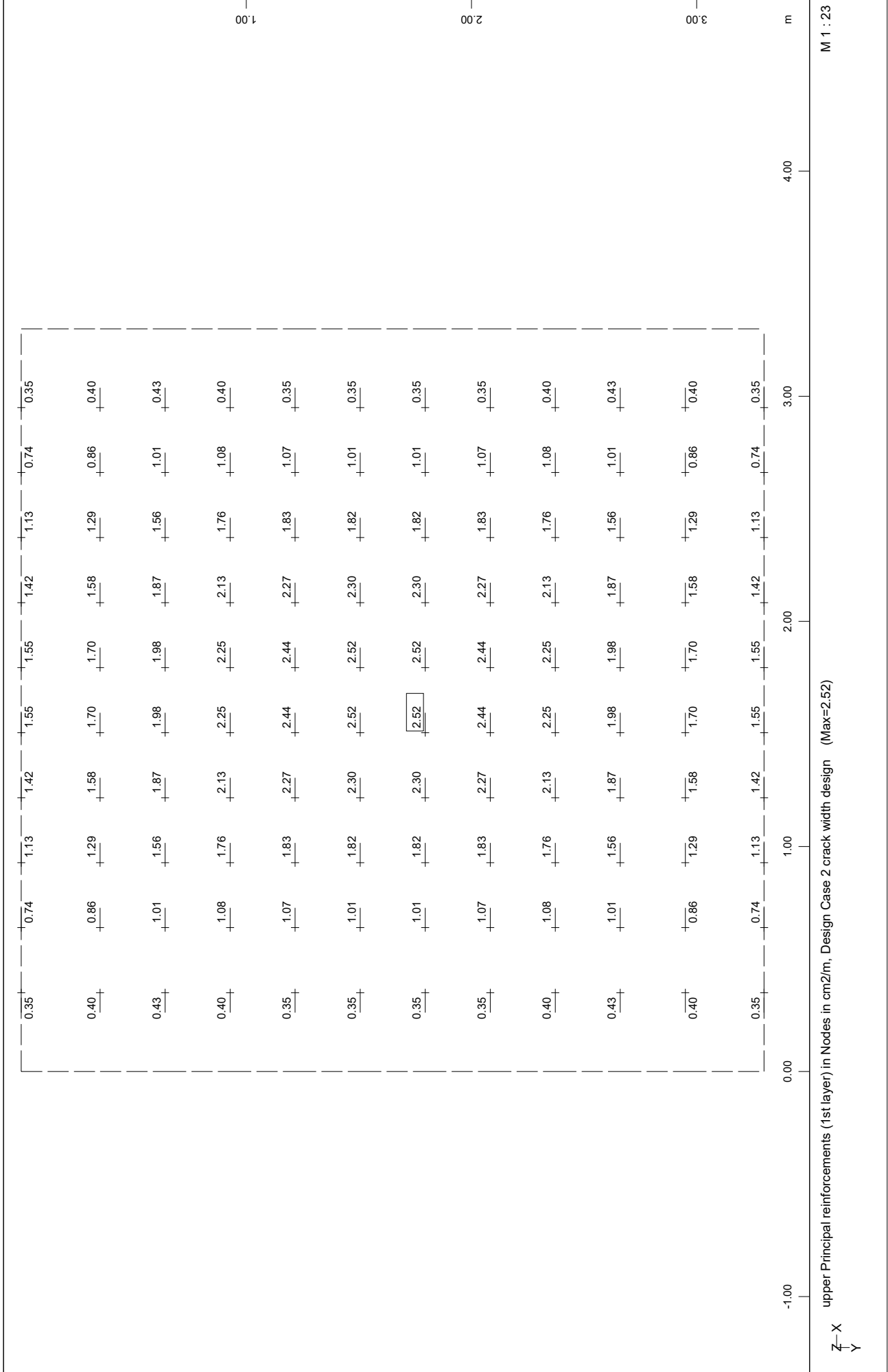
The reinforcement maximum was build out of the numbers of reinforcement-distributions:
1 , 2
and stored as new reinforcement-distribution 3 .





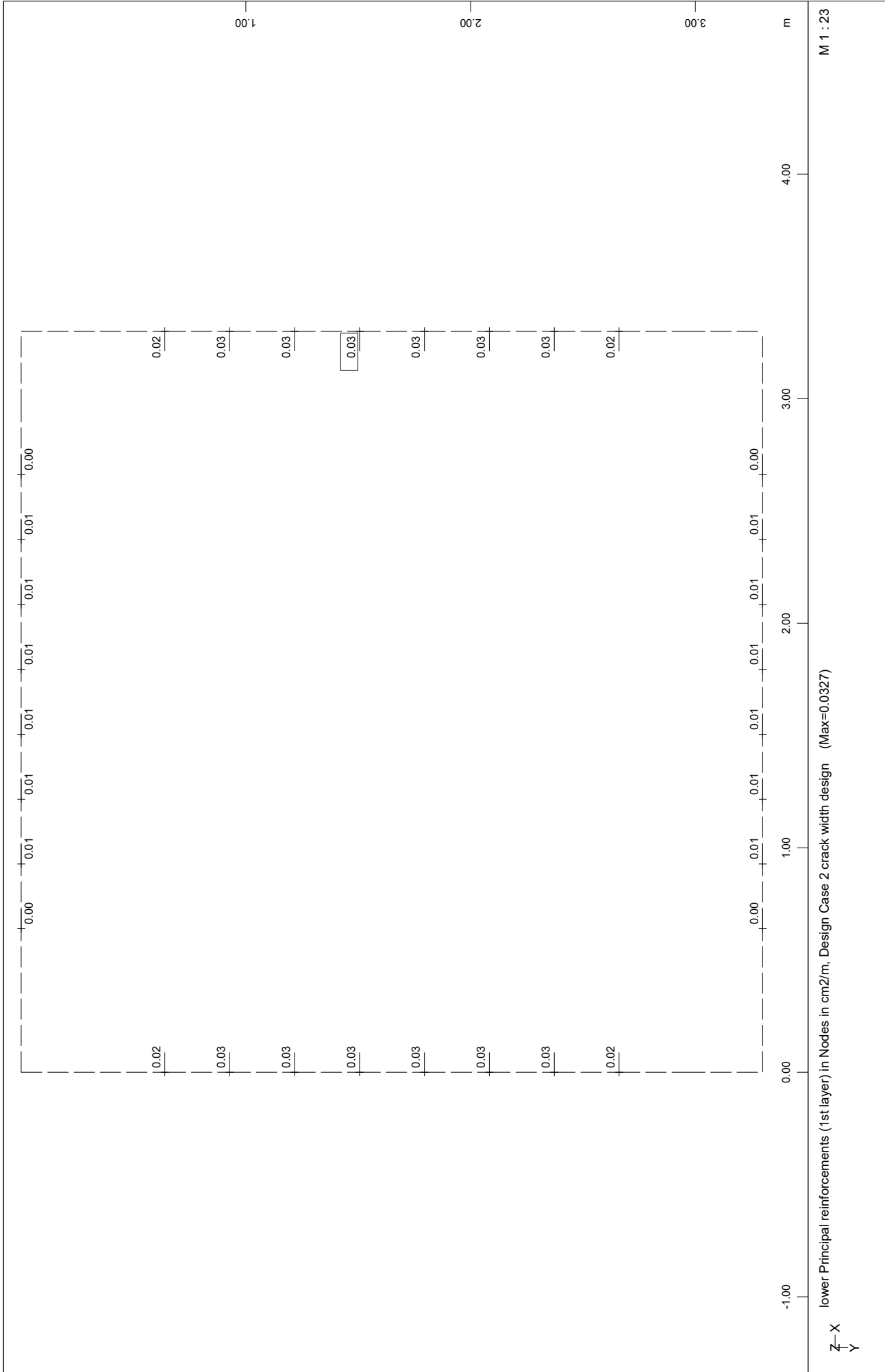


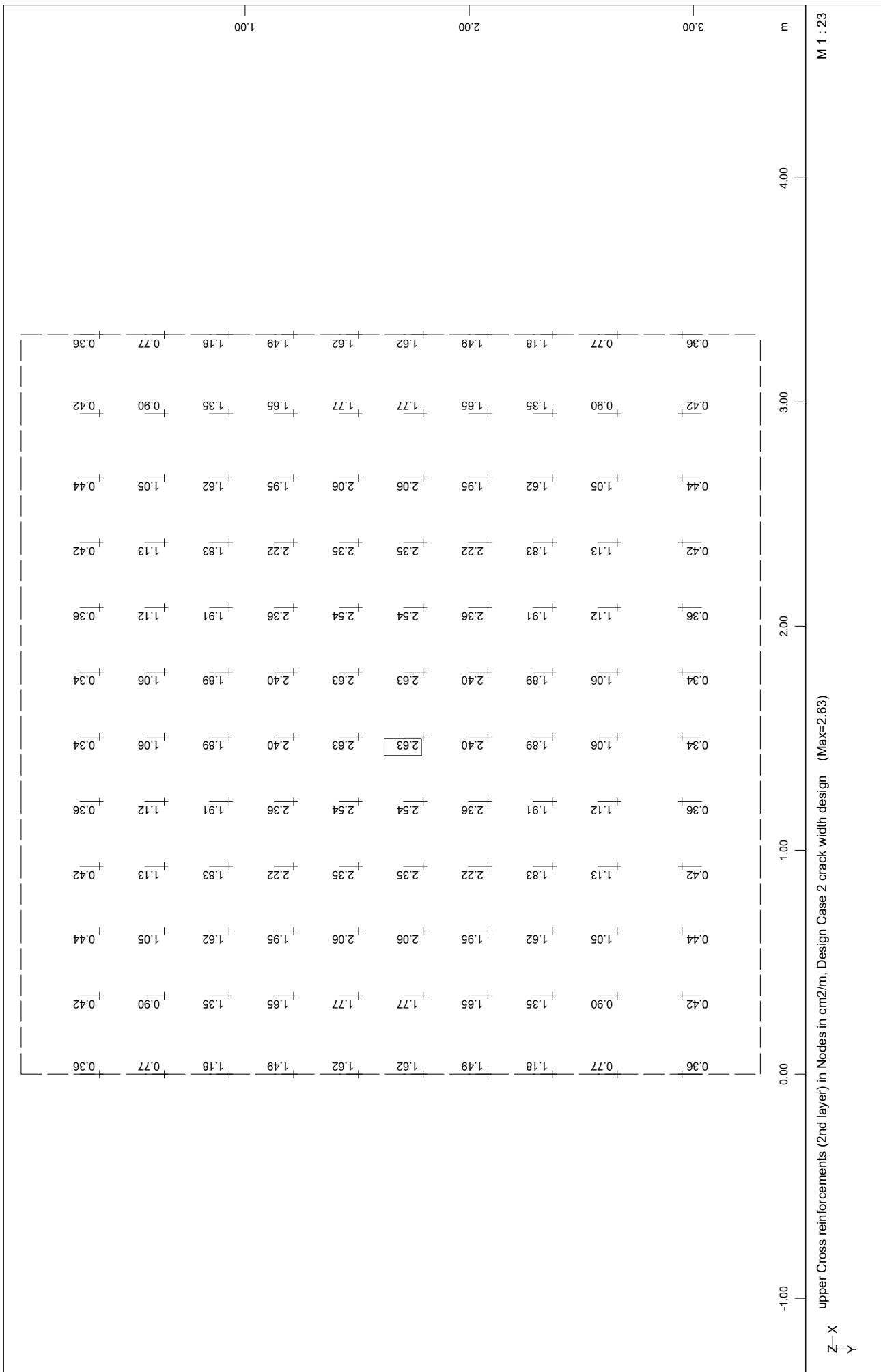


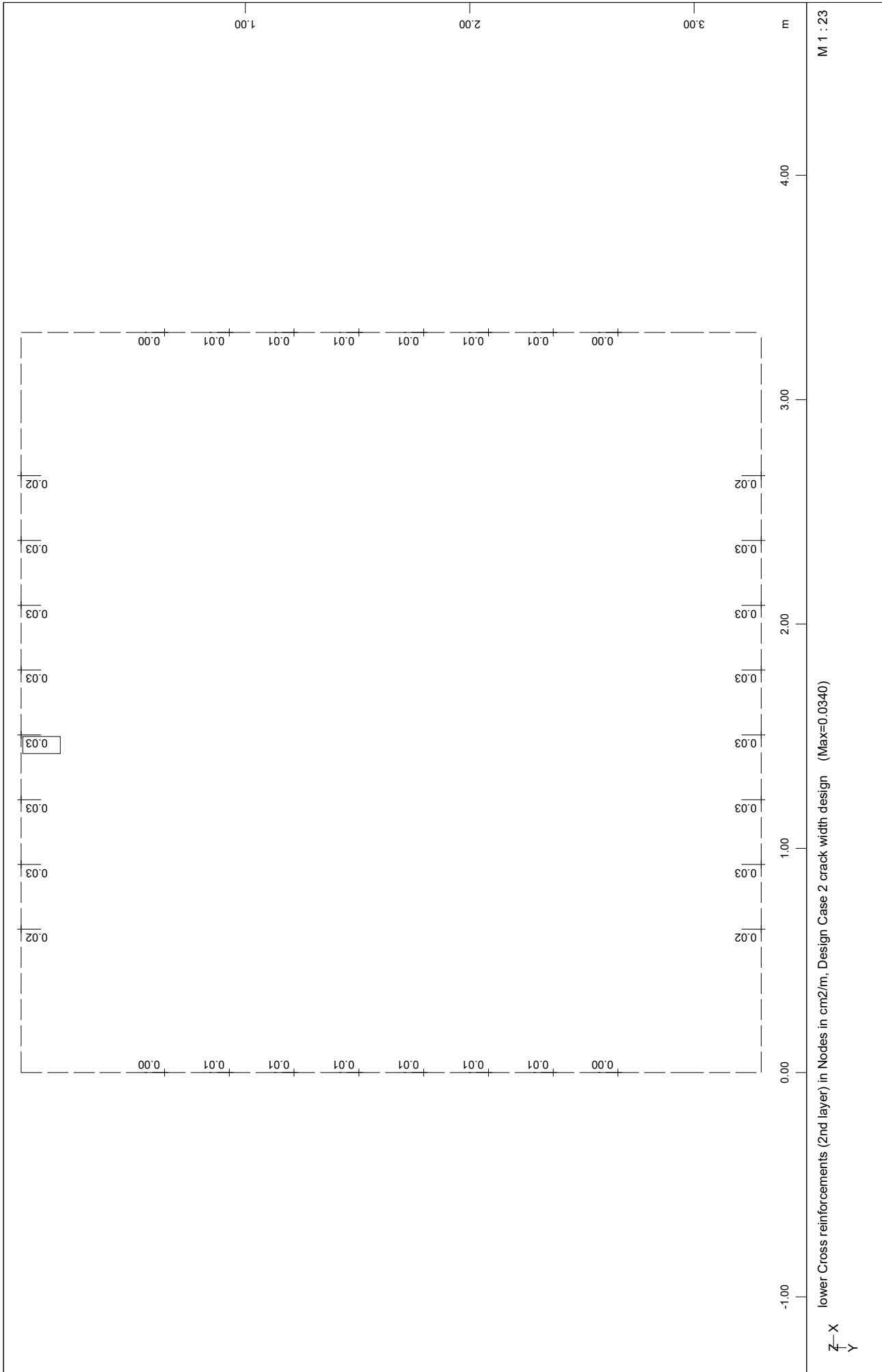


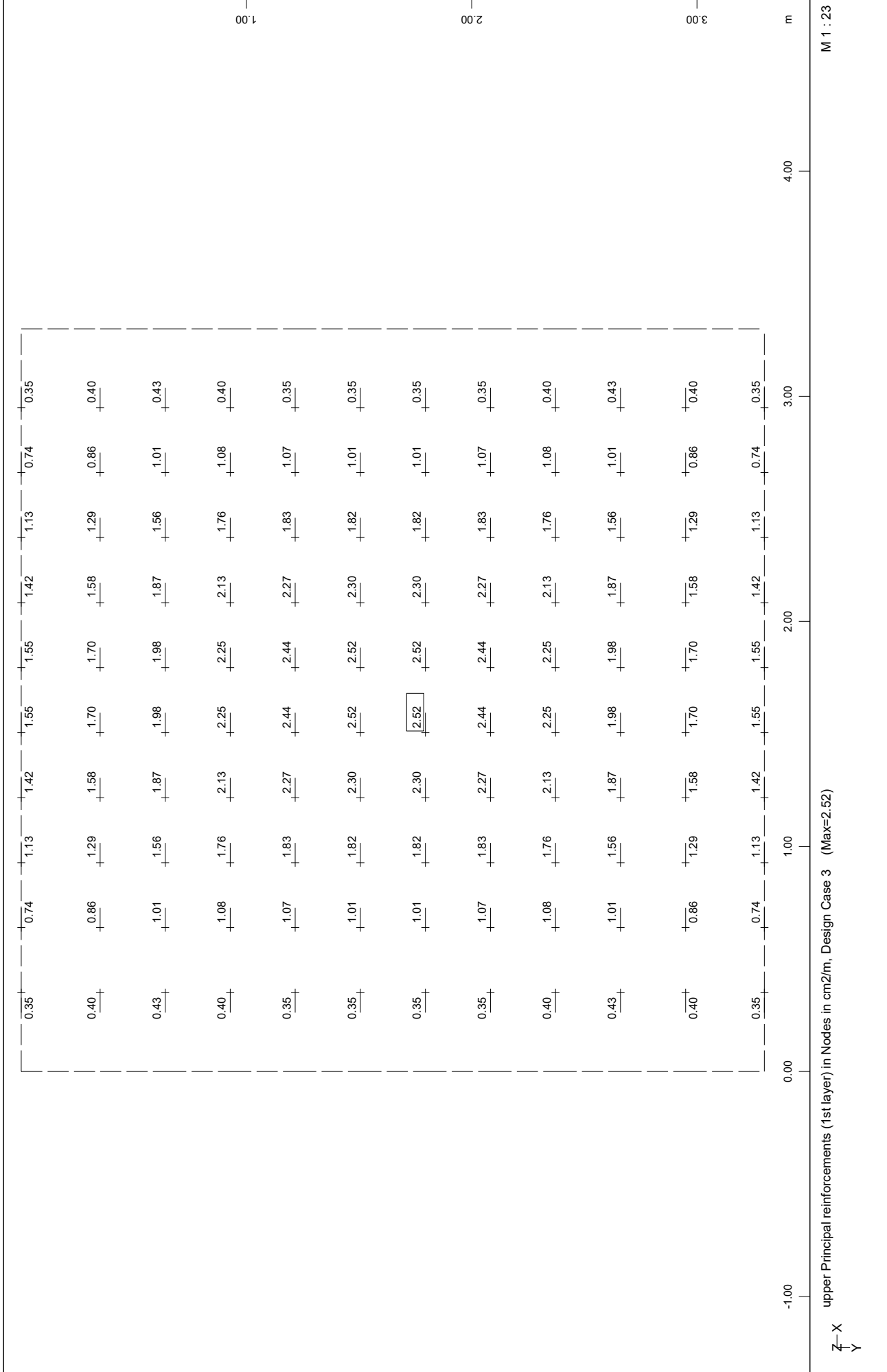
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

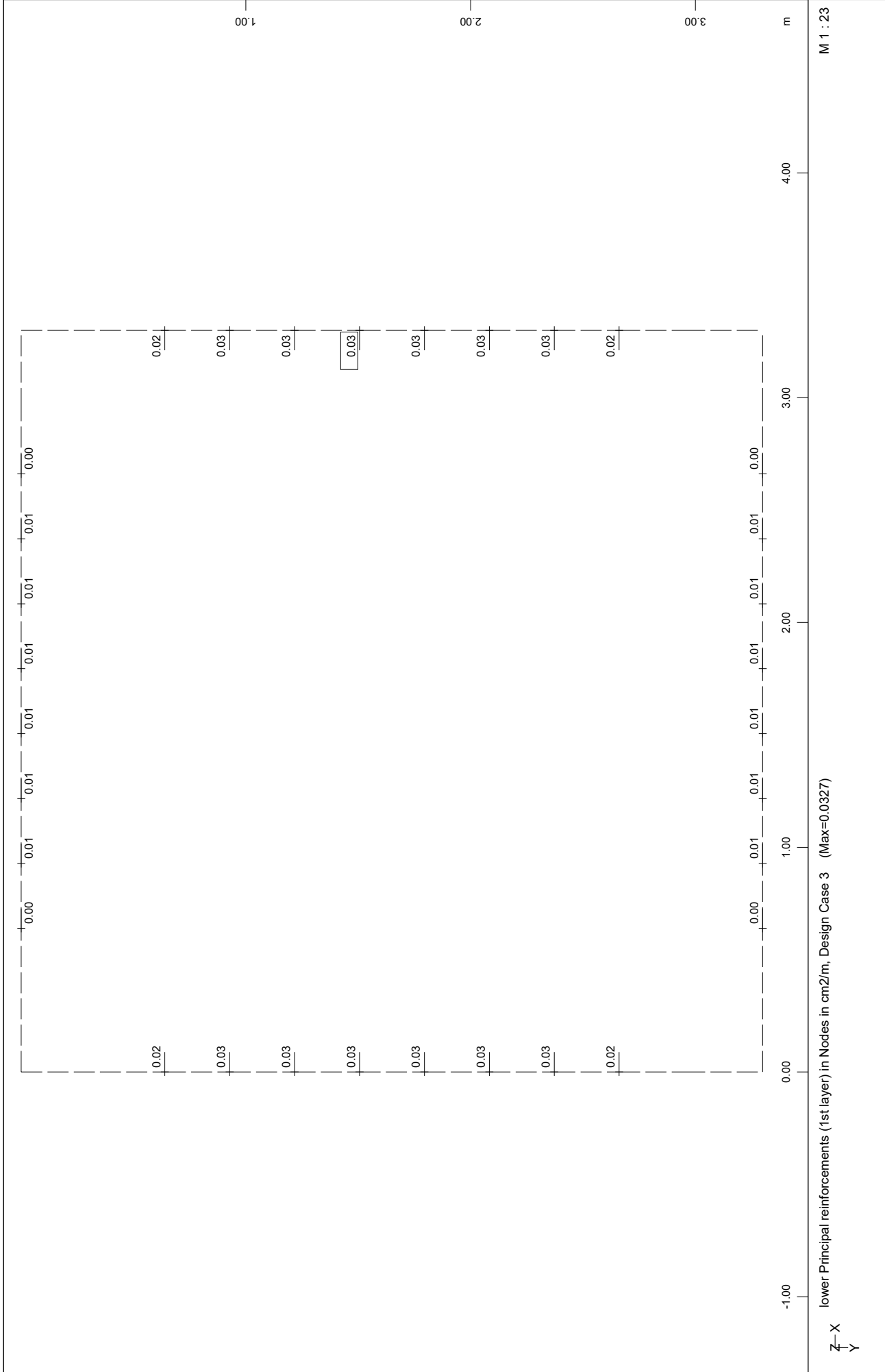
Reinforcements

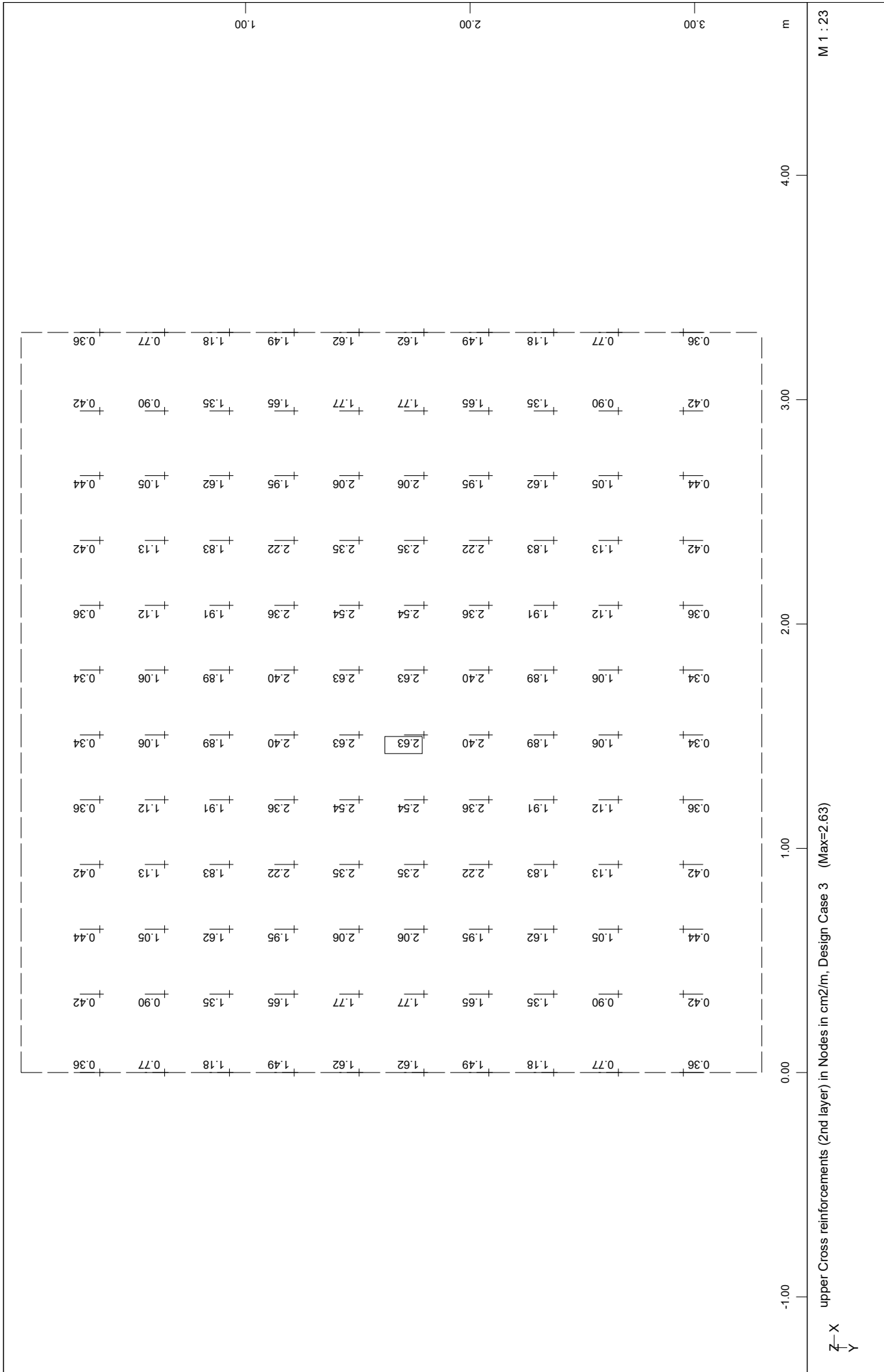


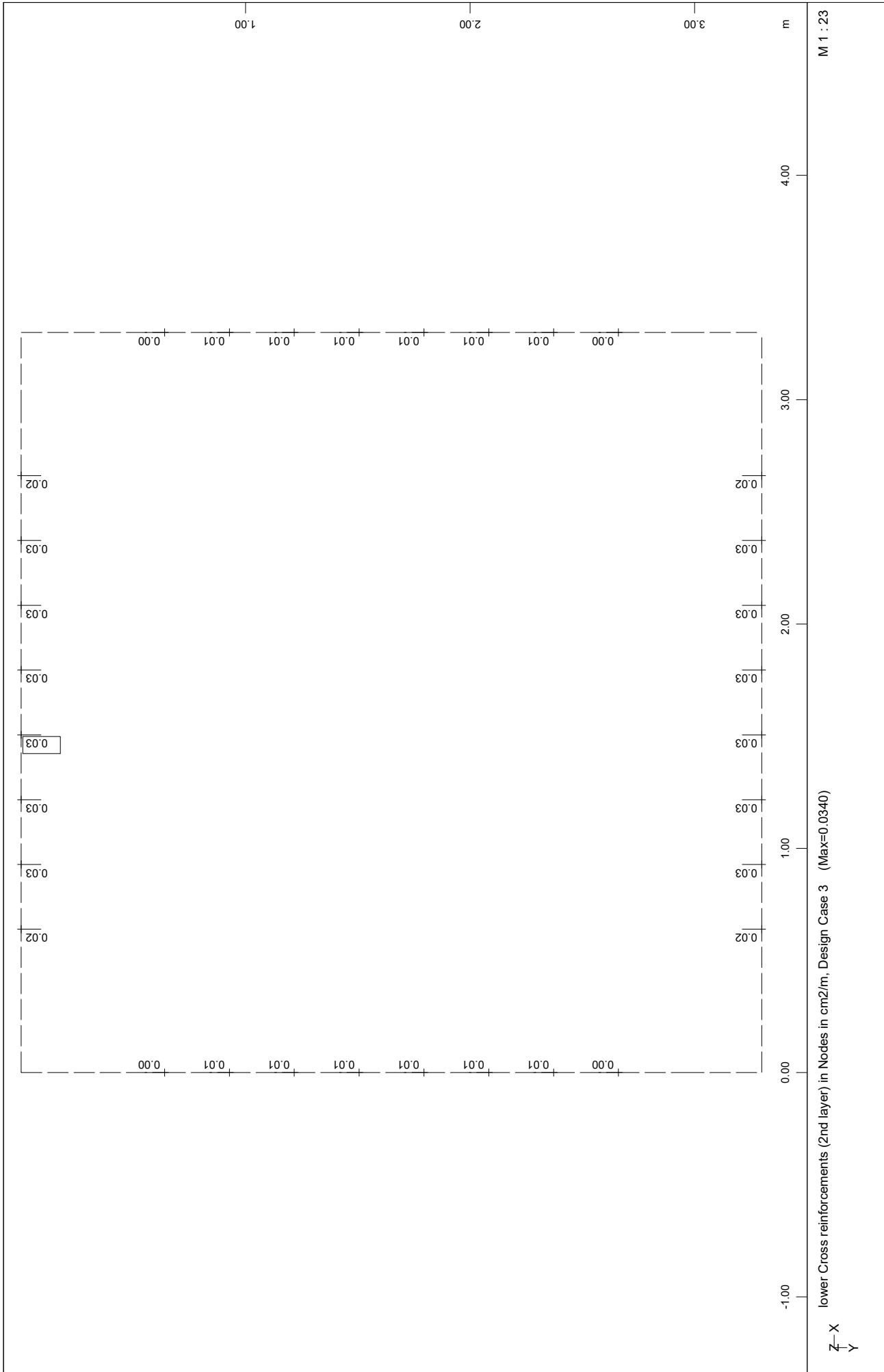




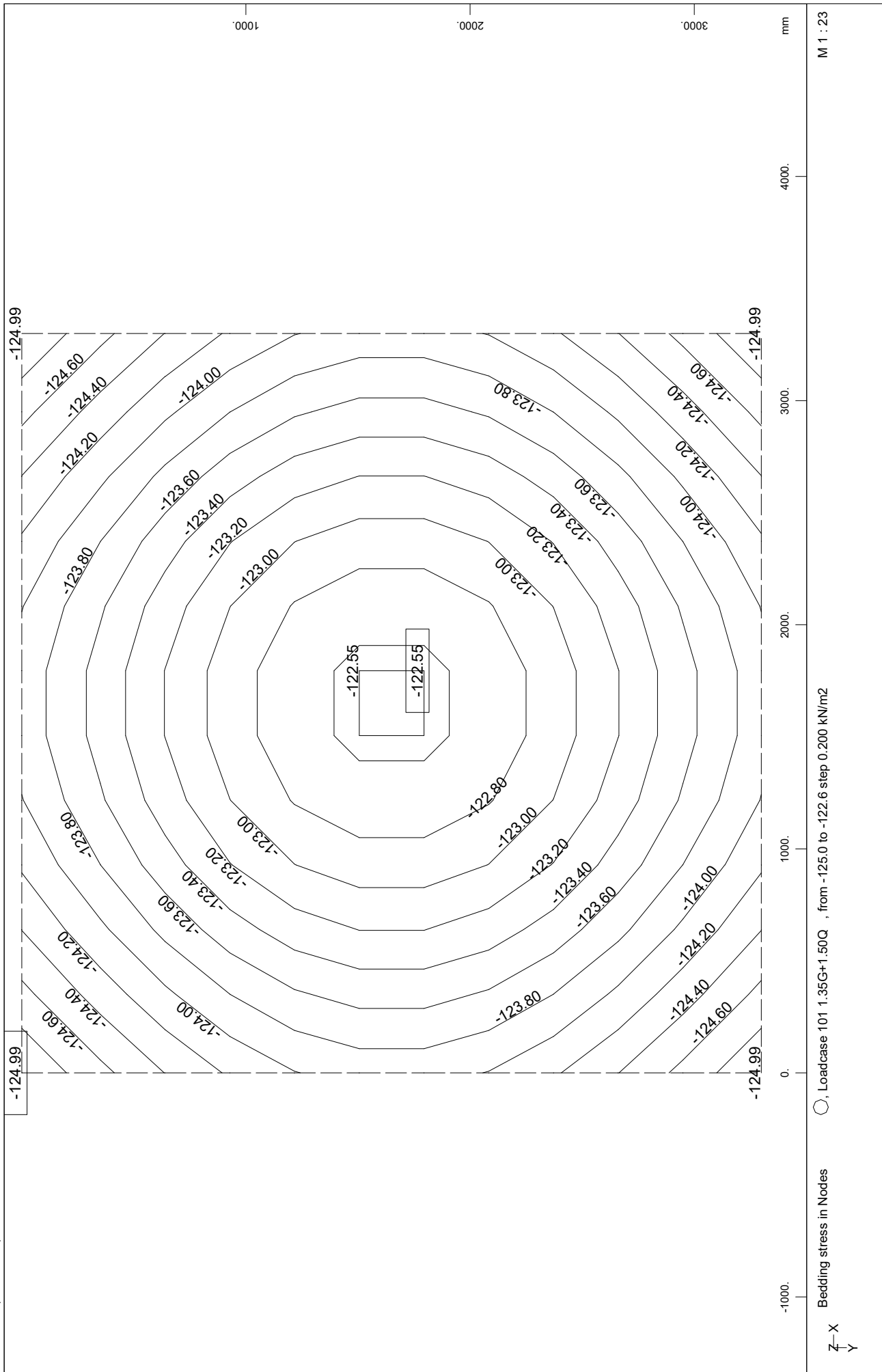


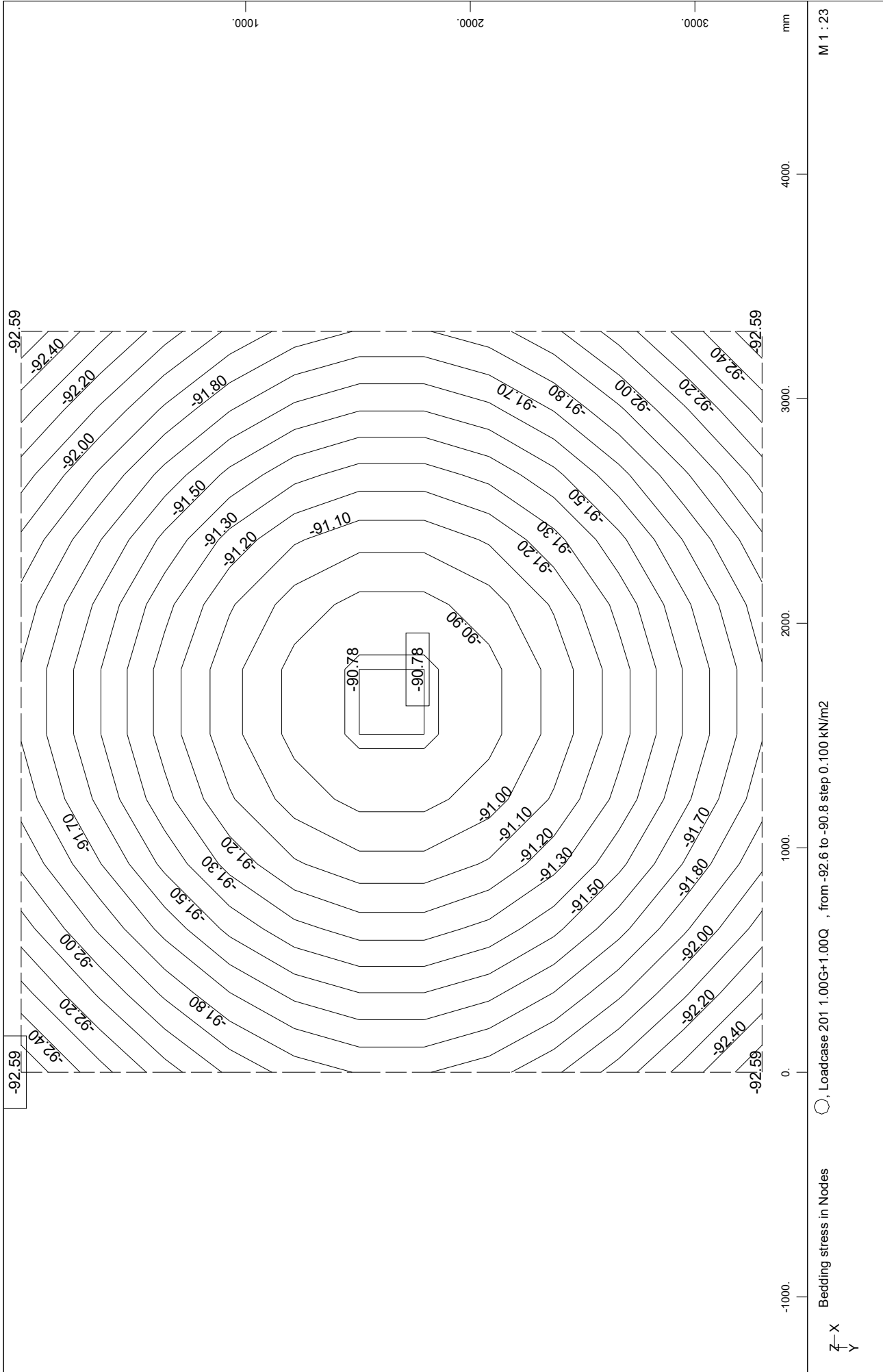






ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΡΑΣΗΣ





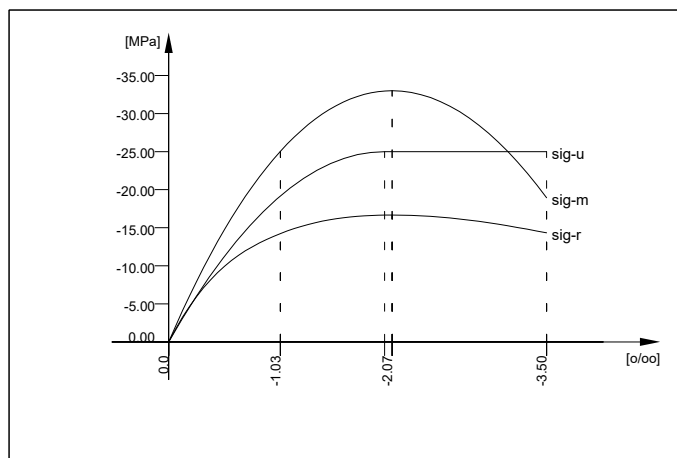
ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

Default design code is EuroNorm EN 1992 Concrete with country code 0 (Europe)
Class(Tab.7.1N): N (Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons)
Snow load zone : 1

No. 1 C 25/30 (EN 1992)

Youngs-modulus	E	31476 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13115 [MPa]	Nomin. strength	fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus		17487 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.56 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.	1.00E-05	[1/°K]	Bond strength	fbd	2.69 [MPa]
			Service strength		33.00 [MPa]
			Fatigue strength		15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	33050
			-1.035	-25.04	15658
			-2.069	-33.00	0
			-3.500	-18.95	-19203
			Safetyfactor		1.35
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	25000
			-2.000	-25.00	0
			-3.500	-25.00	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	27541
			-1.035	-14.23	5688
			-2.069	-16.67	0
			-3.500	-14.32	-2802
			Safetyfactor		(1.50)



No. 2 S 500 (EN 1992)

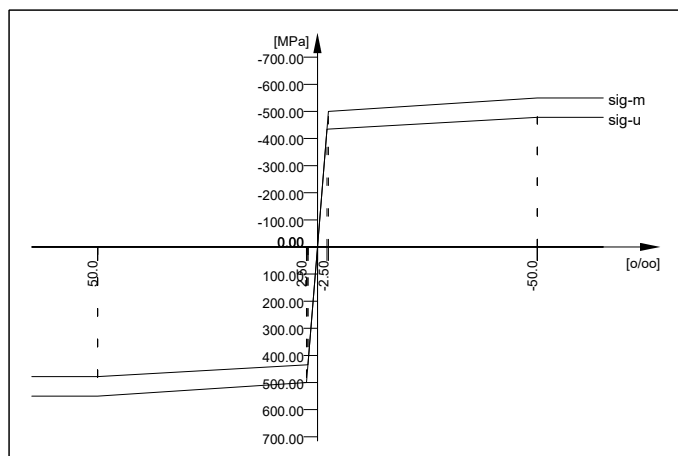
Youngs-modulus	E	200000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy 500.00 [MPa]
Shear-modulus	G	76923 [MPa]	Compr.yield val.	fyc 500.00 [MPa]
Compression modulus		166667 [MPa]	Tens. strength	ft 550.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc 550.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	50.00 [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	152.17 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]
Is also extended beyond the			1000.000	550.00
defined stress range			50.000	550.00
			2.500	500.00
			0.000	0.00
			-2.500	-500.00
			-50.000	-550.00
			-1000.000	-550.00
			Safetyfactor	1.15
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]
				E-t[MPa]

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

No. 2 S 500 (EN 1992)

Is also extended beyond the defined stress range

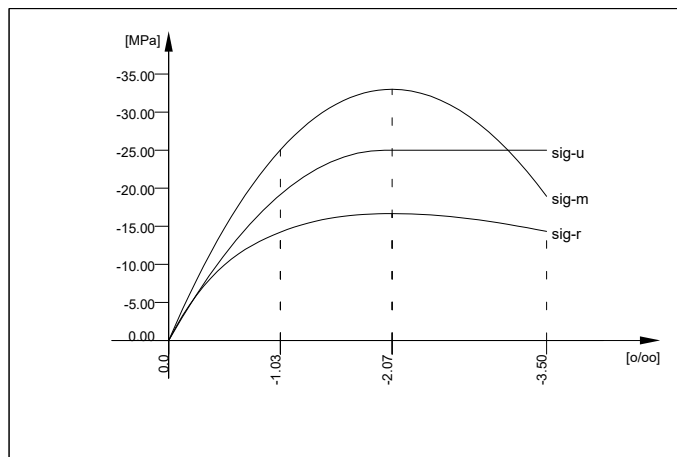
1000.000	478.26	0
50.000	478.26	0
2.174	434.78	909
0.000	0.00	200000
-2.174	-434.78	200000
-50.000	-478.26	909
-1000.000	-478.26	0
Safetyfactor		(1.15)



No. 3 C 25/30 (EN 1992)

Youngs-modulus	E	31476 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13115 [MPa]	Nomin. strength	fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus		17487 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.56 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.	1.00E-05	[1/°K]	Bond strength	fbd	2.69 [MPa]
			Service strength		33.00 [MPa]
			Fatigue strength		15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	33050
			-1.035	-25.04	15658
			-2.069	-33.00	0
			-3.500	-18.95	-19203
			Safetyfactor		1.35
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	25000
			-2.000	-25.00	0
			-3.500	-25.00	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t [MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	27541
			-1.035	-14.23	5688
			-2.069	-16.67	0
			-3.500	-14.32	-2802
			Safetyfactor		(1.50)

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1



Cross-sections static properties

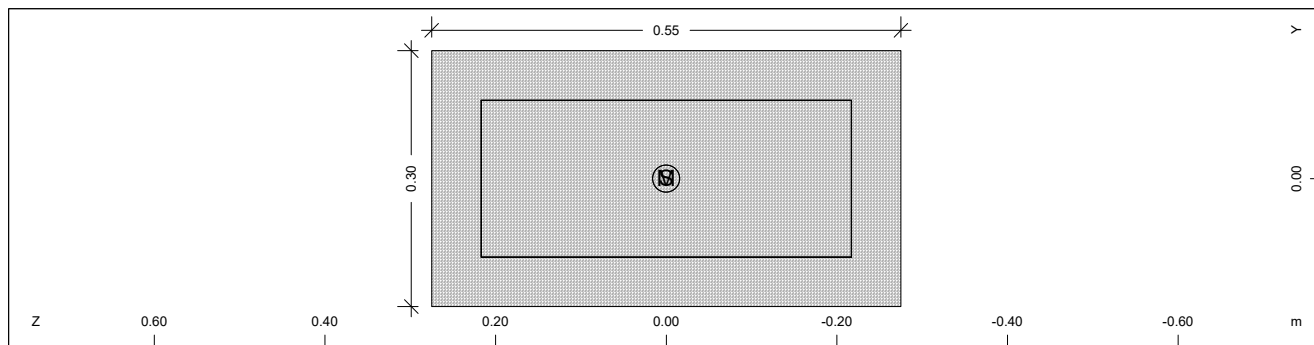
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[MN/m]	
1	=	B/H = 0.300 / 0.550 m						
(CENT)	=	(D-As 5.8 / 5.8 cm)						
1	1.6500E-01		4.159E-03	0.000	0.000	31476	0.004	
2	3.237E-03		1.238E-03	0.000	0.000	13115		

Summary of all beam elements

Cross sections

No.	TotLength	Max.Length	TotWeight	Title
	[m]	[m]	[t]	
1	12.400	0.267	5.115	B/H = 0.300 / 0.550 m
Sum	12.400		5.115	

Cross section No. 1 - B/H = 0.300 / 0.550 m



Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[MN/m]
1	1.6500E-01		4.159E-03	0.000	0.000	31476	0.004
2	3.237E-03		1.238E-03	0.000	0.000	13115	

Additional static properties of cross section

Alfa-T	ymin	zmin	hymin	AK	MB	Tau-T	Tau-Vy
	ymax	zmax	hzmin	AB		Tau-B	Tau-Vz
[1/°K]	[m]	[m]	[m]	[m2]		[1/m3]	[1/m2]
1.0E-05	-0.150	-0.275		7.986E-02	2	5.398E+01	9.091E+00
	0.150	0.275		1.650E-01			9.091E+00

Rectangular cross-section/T-beam

H/B	So/Su	Aso/u	Ho/Bo	B-eff
[m]	[m]	[cm2]	[m]	[m]
0.550	0.058	1.00		0.116
0.300	0.058	1.00		

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

Additional Design Data

M	periphery-O/-I	deff	t-min	t-max	SMP	thet-p	thet-y	thet-z	thet-yz
	[m2/m]	[m2/m]	[m]	[m]	[o/o]	[tm2/m]	[tm2/m]	[tm2/m]	[tm2/m]
	1.70	0.194	0.300	0.550	0.0	0.013	0.010	0.003	

Polygon

Id.	E	Mat	y	z	1/WMy,Mz	1/WT	1/WVy	1/WVz	W0	Air
			[m]	[m]	[1/m3]	[1/m3]	[1/m2]	[1/m2]	[m2]	[-]
10	1		-0.150	0.275	66.1157	0.0000	0.0000	0.0000		0.00
					121.2121	0.0000	0.0000	0.0000		
20	1		-0.150	-0.275	-66.1157	0.0000	0.0000	0.0000		0.00
					121.2121	0.0000	0.0000	0.0000		
30	1		0.150	-0.275	-66.1157	0.0000	0.0000	0.0000		0.00
					-121.2121	0.0000	0.0000	0.0000		
40	1		0.150	0.275	66.1157	0.0000	0.0000	0.0000		0.00
					-121.2121	0.0000	0.0000	0.0000		
50	1		-0.150	0.275	66.1157	0.0000	0.0000	0.0000		0.00
					121.2121	0.0000	0.0000	0.0000		

Distributed reinforcement

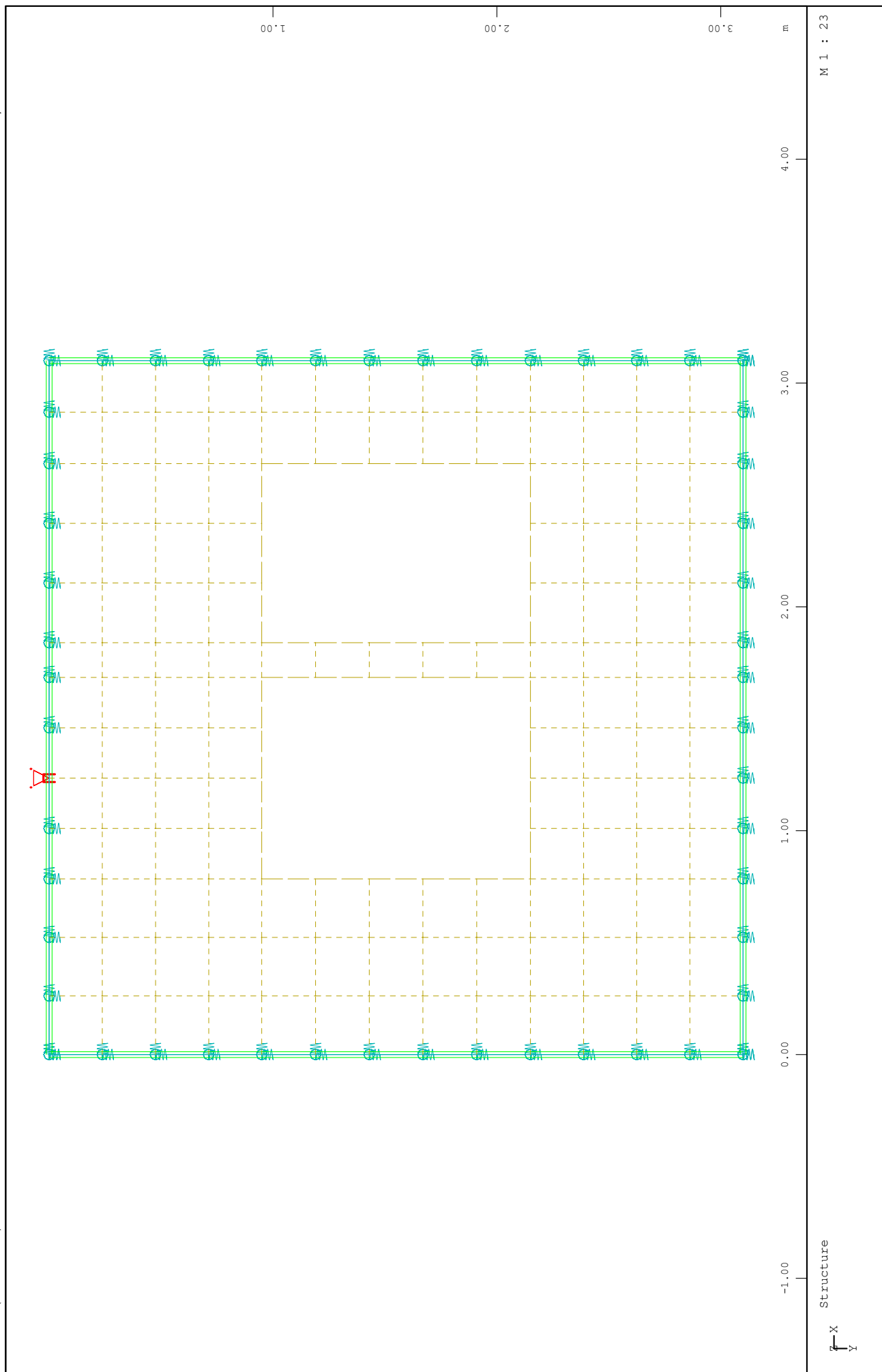
Id.	MNo	ya[m]	za[m]	ye[m]	ze[m]	As/As-max[cm2/m]	Lay	D	Ar[m2/m]
10	2	-0.092	0.217	0.092	0.217	1.00	1	28	
20	2	-0.092	-0.217	0.092	-0.217	1.00	2	28	
30	2	-0.092	0.217	-0.092	-0.217	1.00	3	28	
30	2	0.092	0.217	0.092	-0.217	1.00	3	28	

Reinforcement global values

Layer	mS	mR	area	lower-A	upper-A	yL	zL	L-tors	N-pr	M-pr
			[cm2]	[cm2]	[cm2]	[m]	[m]	[m]	[MN]	[MNm]
M1	1	2	0.18	1.00		0.000	0.217	0.184		
M2	1	2	0.18	1.00		0.000	-0.217	0.184		
M3	1	2	0.87	0.00		0.000	0.000	0.868		

Construction and Selected Result Points

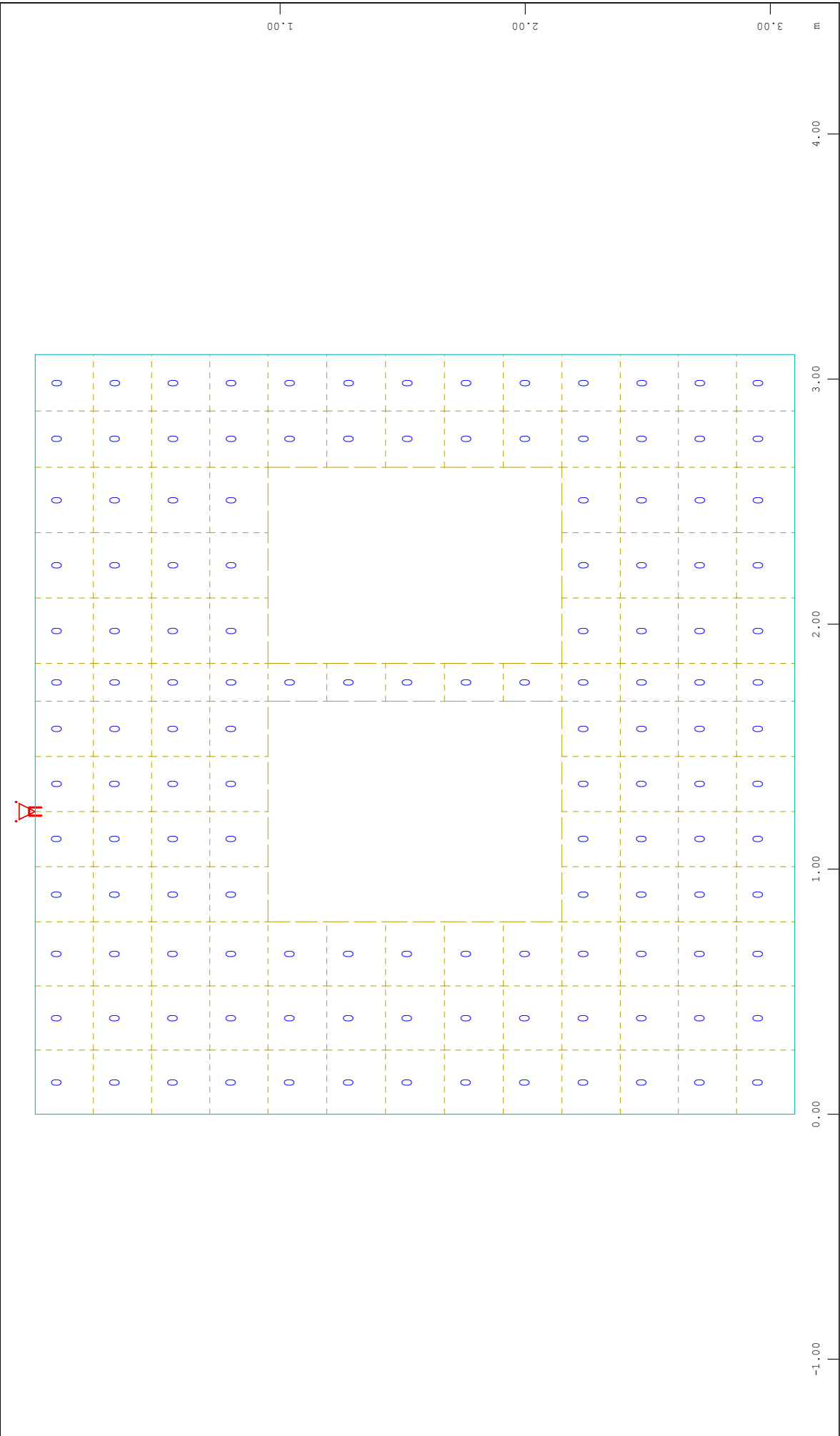
Txt.	M	y	z	1/WMy,Mz	1/WT	1/WVy	1/WVz	sig-p	W0	sig/tau-d
		[m]	[m]	[1/m3]	[1/m3]	[1/m2]	[1/m2]	[MPa]	[m2]	[MPa]
TOP	1	0.000	-0.275	-66.1157	0.0000	0.0000	0.0000	0.00		
				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
BOT	1	0.000	0.275	66.1157	0.0000	0.0000	0.0000	0.00		
				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			



Structure

X
Y

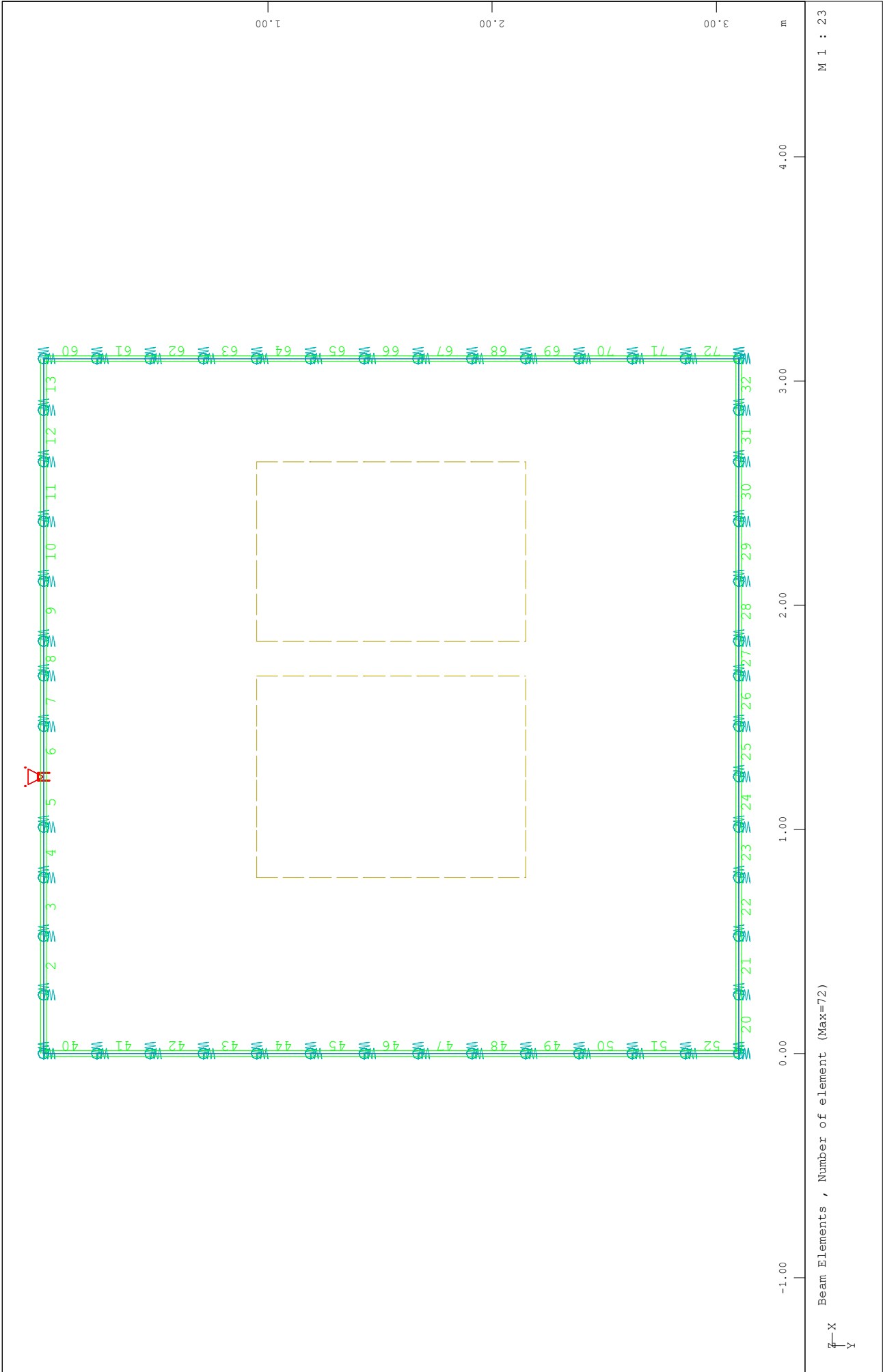
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

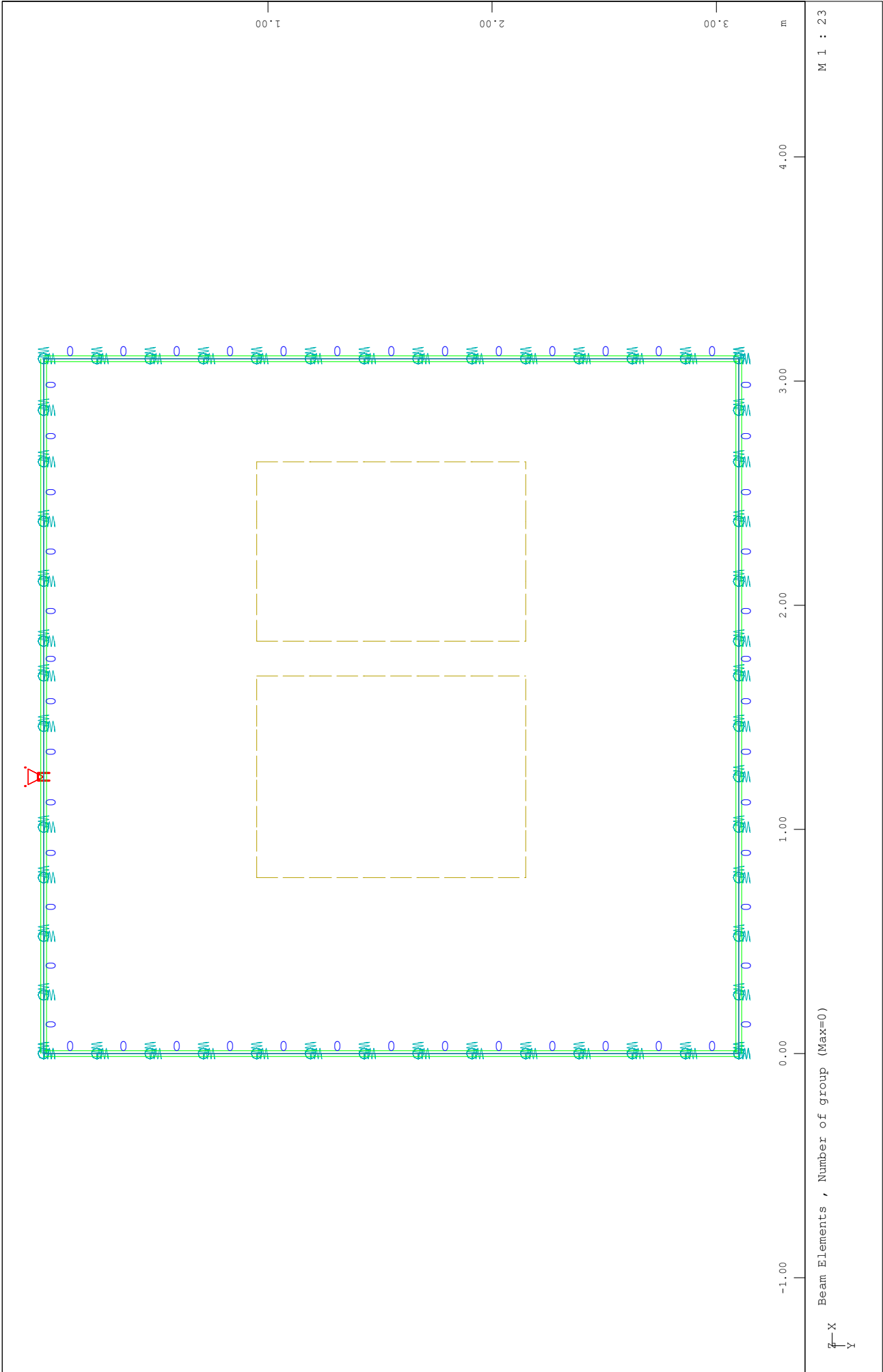


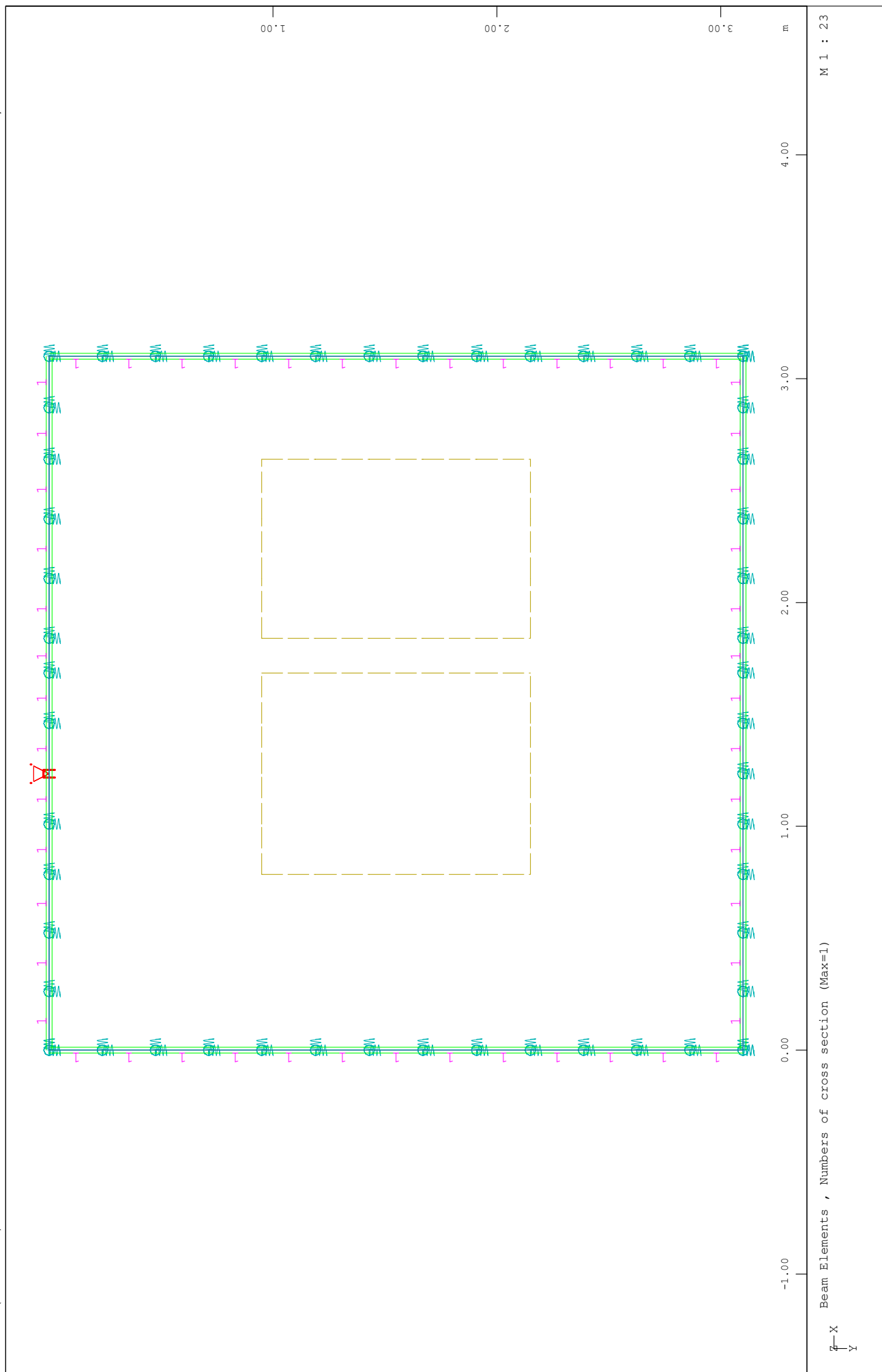
M 1 : 22

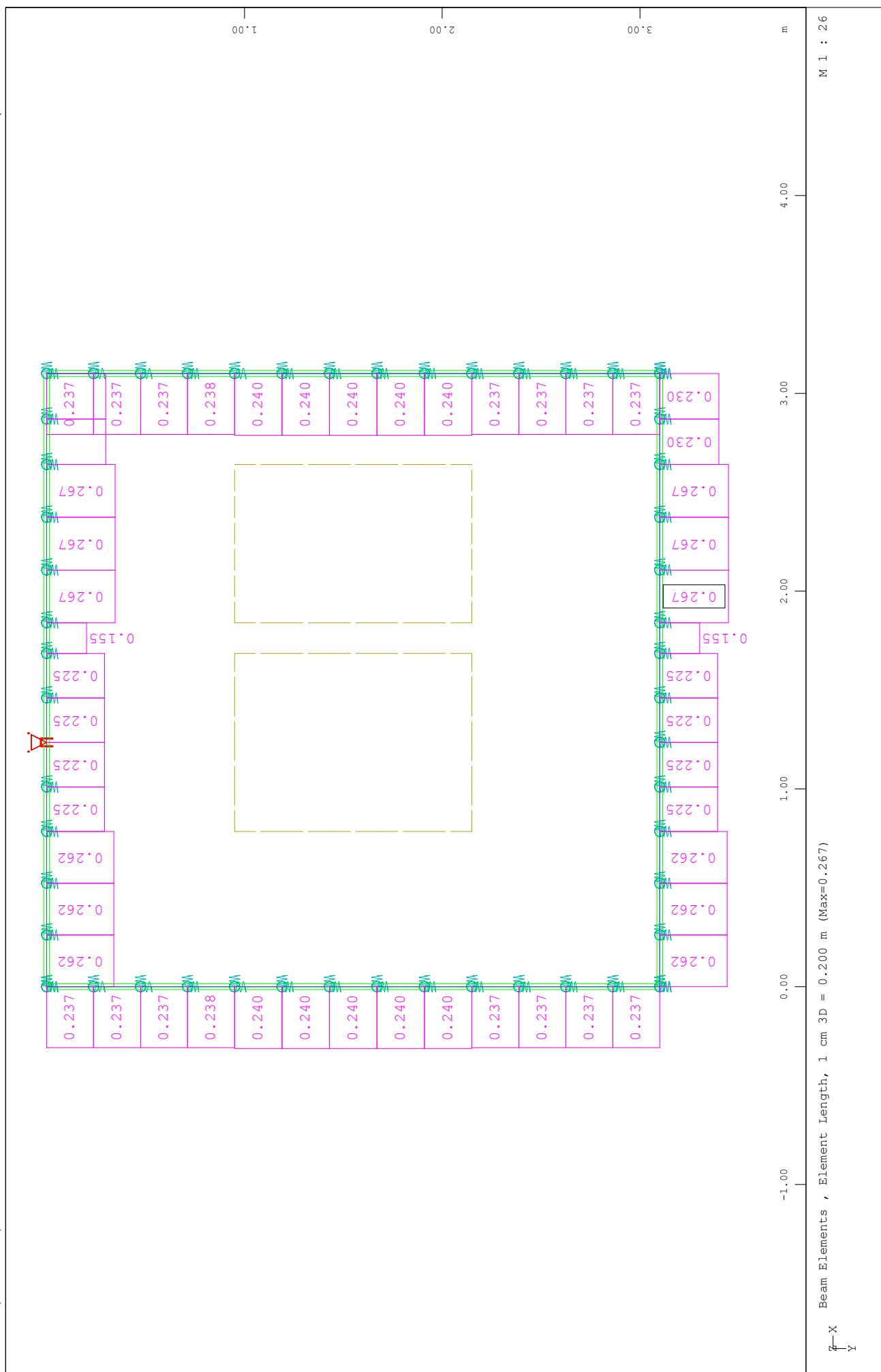
Sector of system Quadrilateral Elements
Quadrilateral Elements , Number of group (Max=0)

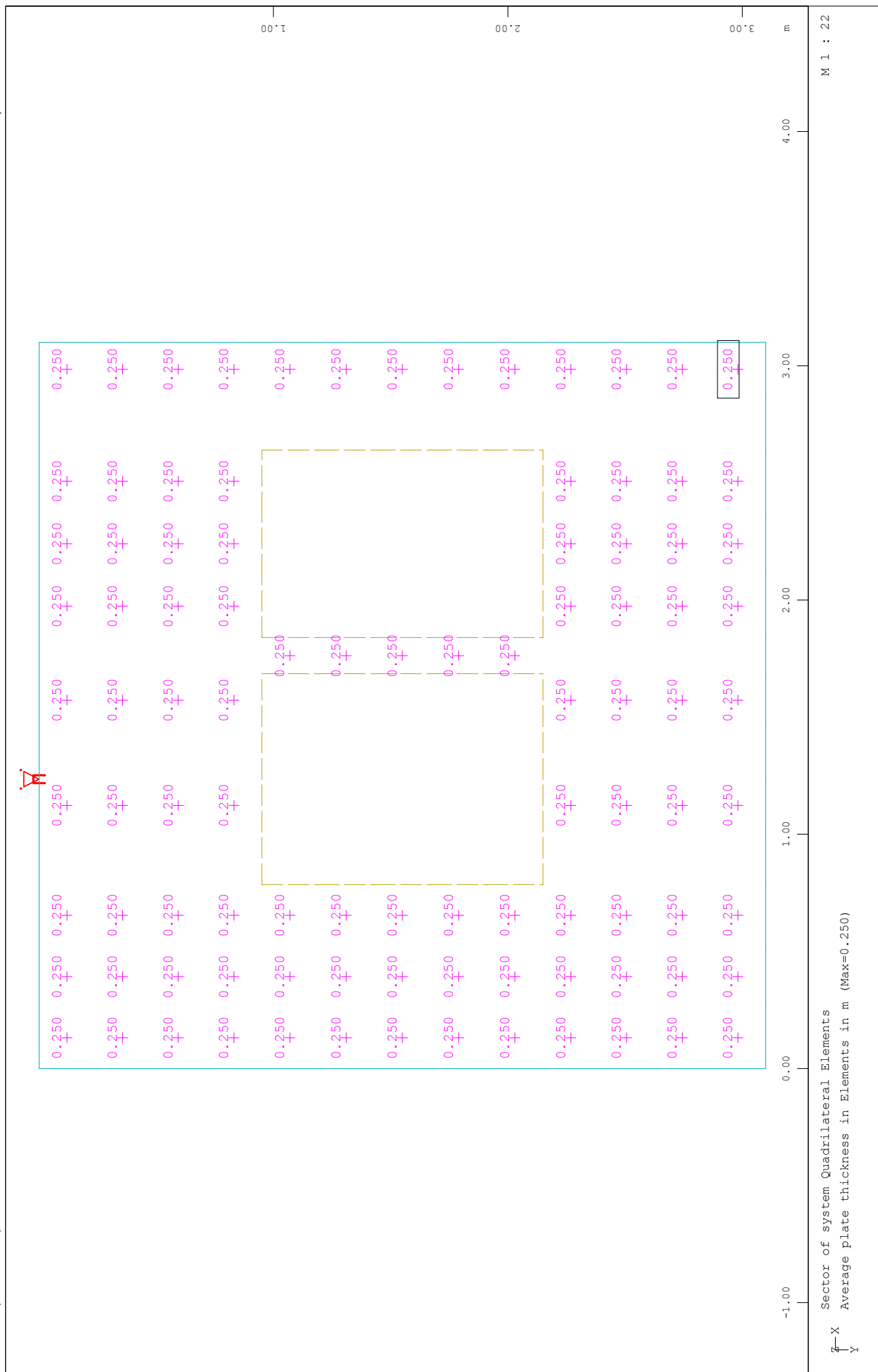
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

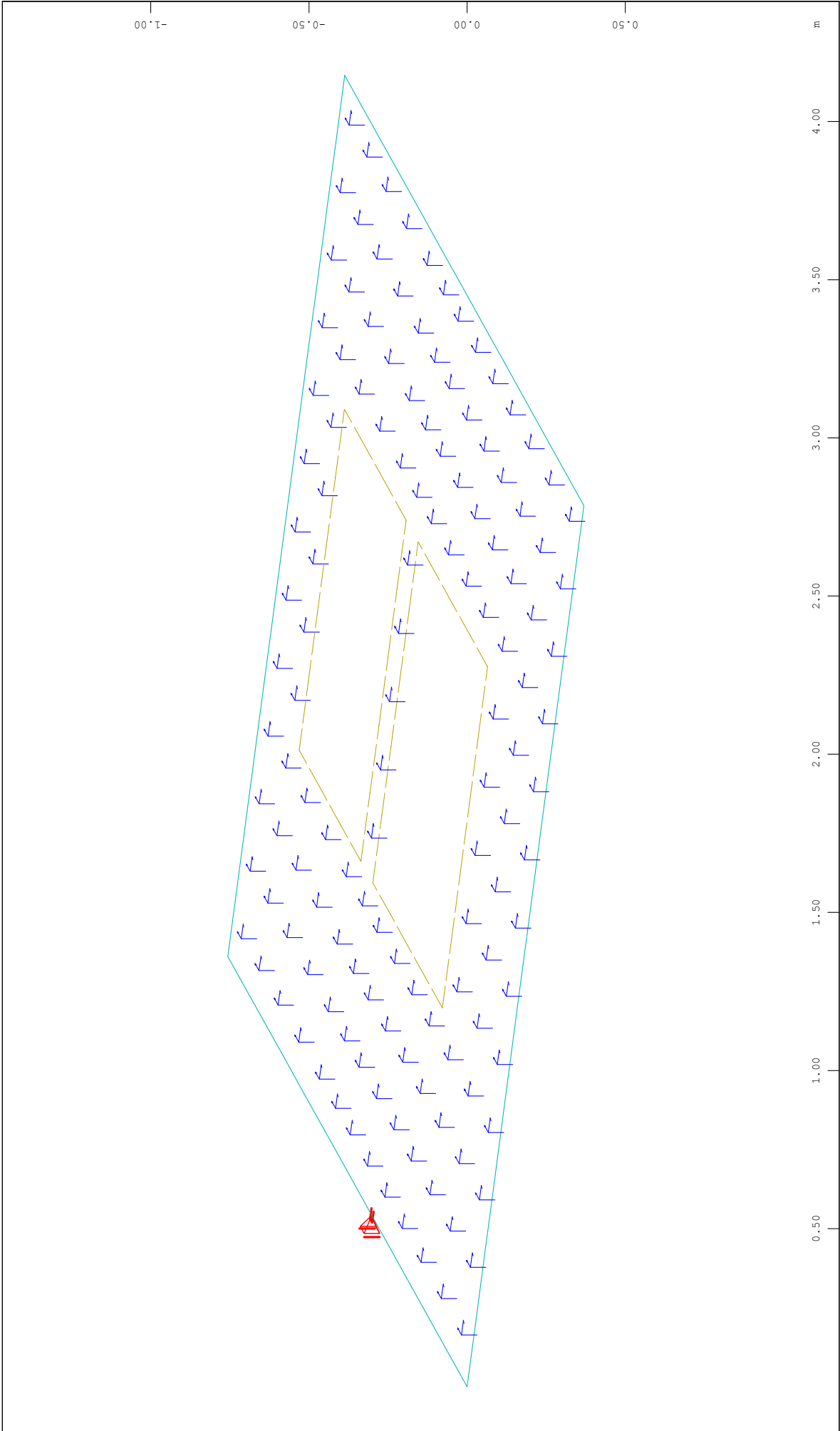












ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
UNFAVORABLE LOAD COMBINATIONS

ULTIMATE LIMIT STATE

Combination rule Number 1

Design Combination

Resulting loadcases type Design Combination

Loadcase selection

Number	factor	type	Title
10	1.35	Exclusive LC AG	DEAD LOAD
11	1.35	Combined with LC	PERMANENT ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ
12	1.50	Conditional LC	ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ
13	1.50	Exclusive LC A 1	4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
14	1.50	Exclusive LC A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ
15	1.50	Exclusive LC A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ
20	1.50	Exclusive LC A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ
21	1.50	Exclusive LC A 1	2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Generated Loadcases

Number	Comb	Title
401	1	MAX-MXX QUAD
402	1	MIN-MXX QUAD
401	1	MAX-MXX QUAK
402	1	MIN-MXX QUAK
403	1	MAX-MYY QUAD
404	1	MIN-MYY QUAD
403	1	MAX-MYY QUAK
404	1	MIN-MYY QUAK
405	1	MAX-VX QUAD
406	1	MIN-VX QUAD
405	1	MAX-VX QUAK
406	1	MIN-VX QUAK
407	1	MAX-VY QUAD
408	1	MIN-VY QUAD
407	1	MAX-VY QUAK
408	1	MIN-VY QUAK
409	1	MAX-NXX QUAD
410	1	MIN-NXX QUAD
409	1	MAX-NXX QUAK
410	1	MIN-NXX QUAK
411	1	MAX-NYY QUAD
412	1	MIN-NYY QUAD
411	1	MAX-NYY QUAK
412	1	MIN-NYY QUAK
413	1	MAX-N BEAM
414	1	MIN-N BEAM
415	1	MAX-VZ BEAM
416	1	MIN-VZ BEAM
417	1	MAX-MY BEAM
418	1	MIN-MY BEAM
419	1	MAX-MZ BEAM
420	1	MIN-MZ BEAM
421	1	MAX-VY BEAM
422	1	MIN-VY BEAM
423	1	MAX-MT BEAM
424	1	MIN-MT BEAM

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
UNFAVORABLE LOAD COMBINATIONS

SERVICEABILITY COMBINATION
SERVICE DESIGN - CRACK CONTROL CHECK

Combination rule Number 1

Design Combination

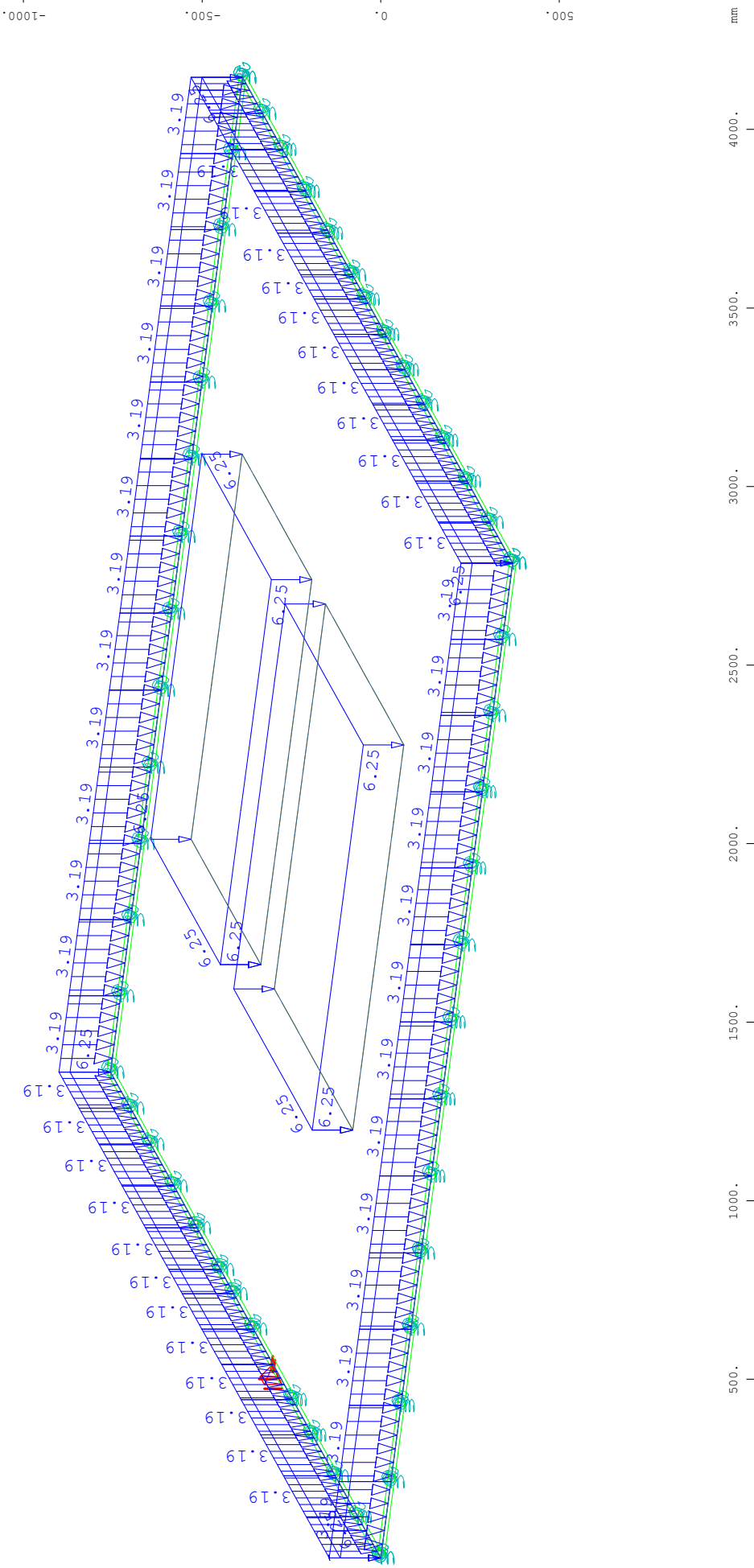
Resulting loadcases type Design Combination

Loadcase selection

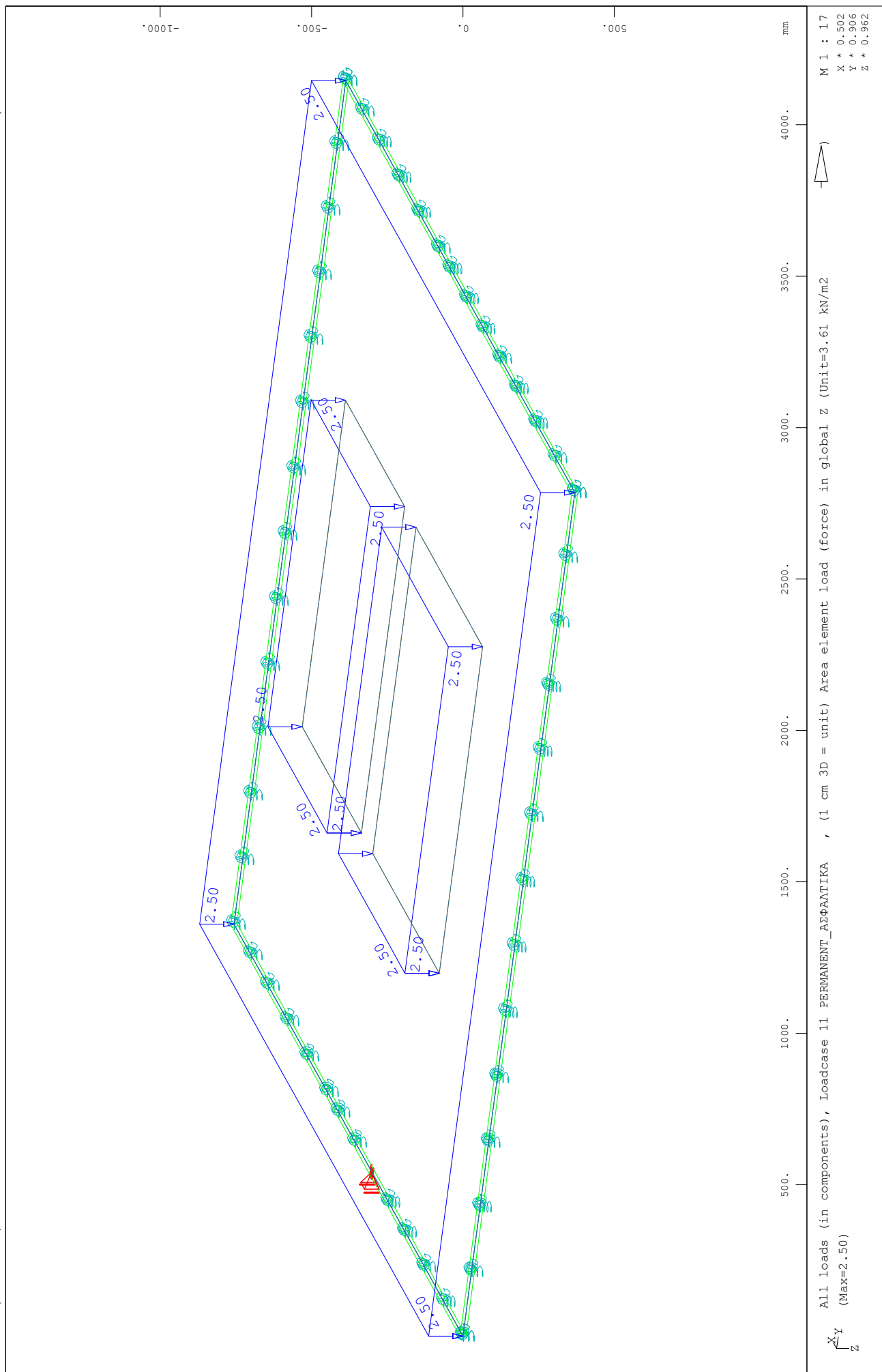
Number	factor	type	Title
10	1.00	permanent load grouped in actions	DEAD LOAD
11	1.00	Combined with LC	PERMANENT ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ
12	0.30	Conditional LC	ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ
13	0.30	Exclusive LC	A 1 4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
14	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ
15	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ
20	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ
21	0.30	Exclusive LC	A 1 2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

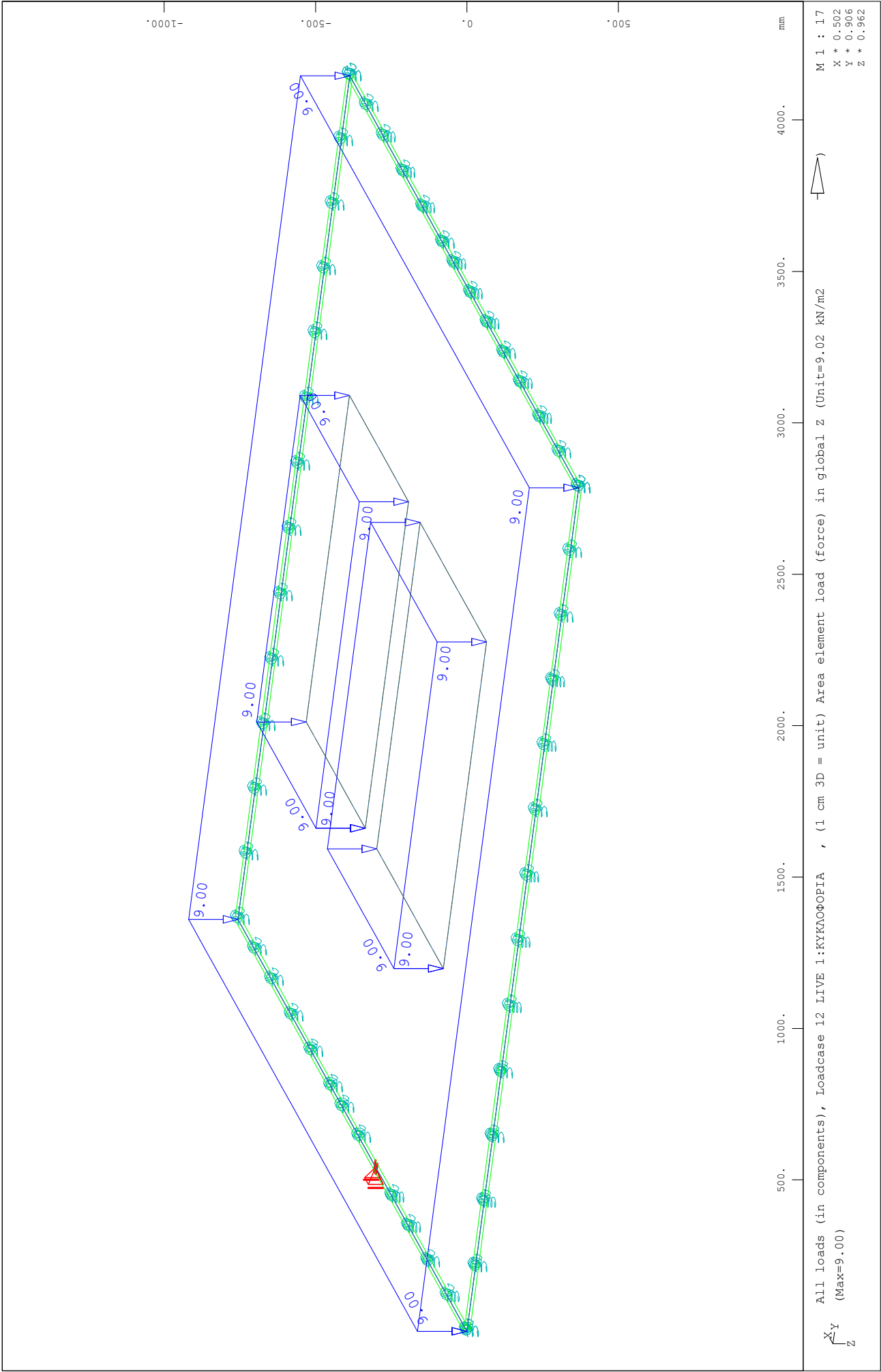
Generated Loadcases

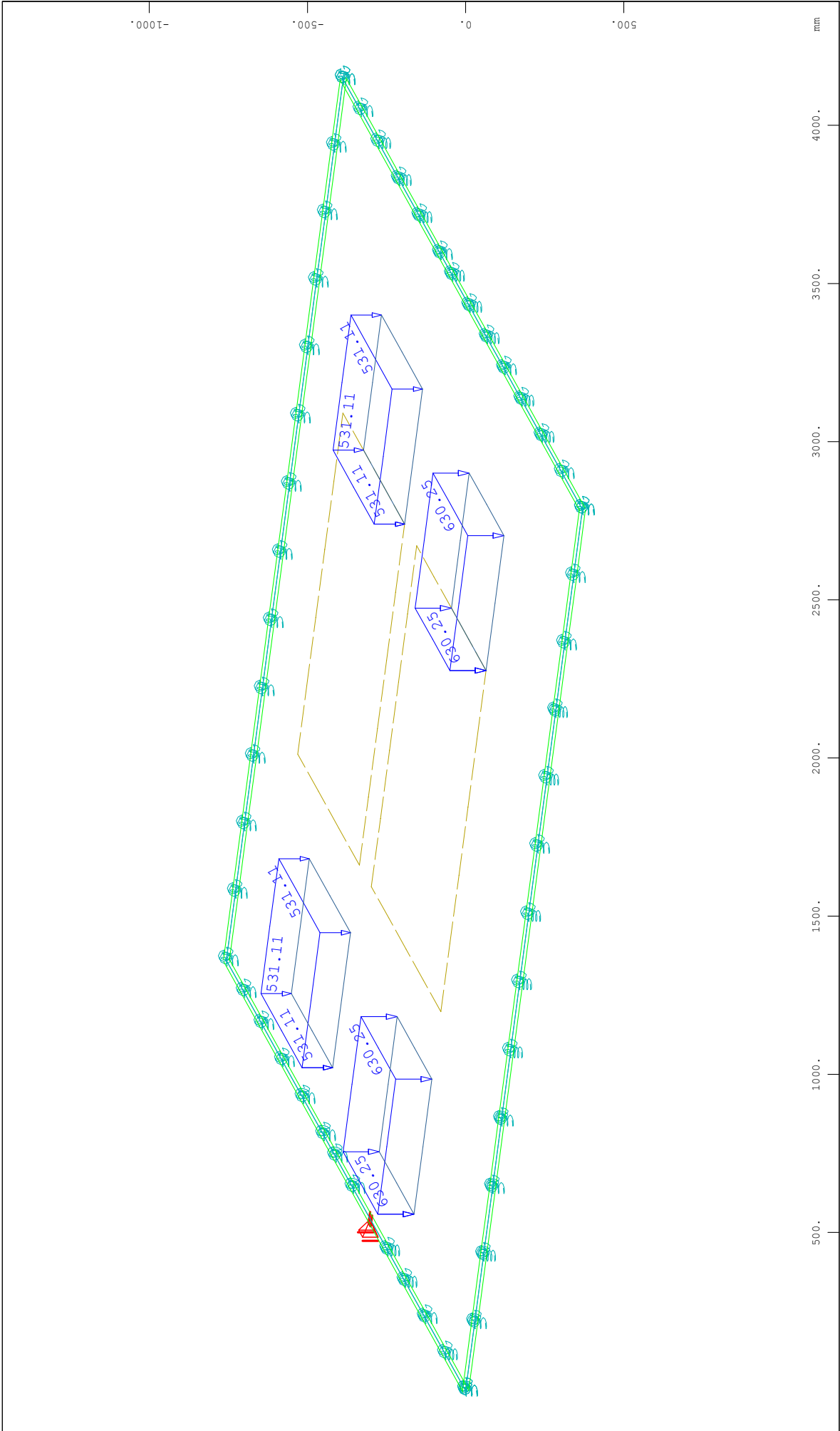
Number	Comb	Title
601	1	MAX-MXX QUAD
602	1	MIN-MXX QUAD
601	1	MAX-MXX QUAK
602	1	MIN-MXX QUAK
603	1	MAX-MYY QUAD
604	1	MIN-MYY QUAD
603	1	MAX-MYY QUAK
604	1	MIN-MYY QUAK
605	1	MAX-VX QUAD
606	1	MIN-VX QUAD
605	1	MAX-VX QUAK
606	1	MIN-VX QUAK
607	1	MAX-VY QUAD
608	1	MIN-VY QUAD
607	1	MAX-VY QUAK
608	1	MIN-VY QUAK
609	1	MAX-NXX QUAD
610	1	MIN-NXX QUAD
609	1	MAX-NXX QUAK
610	1	MIN-NXX QUAK
611	1	MAX-NYY QUAD
612	1	MIN-NYY QUAD
611	1	MAX-NYY QUAK
612	1	MIN-NYY QUAK
613	1	MAX-N BEAM
614	1	MIN-N BEAM
615	1	MAX-VZ BEAM
616	1	MIN-VZ BEAM
617	1	MAX-MY BEAM
618	1	MIN-MY BEAM
619	1	MAX-MZ BEAM
620	1	MIN-MZ BEAM
621	1	MAX-VY BEAM
622	1	MIN-VY BEAM
623	1	MAX-MT BEAM
624	1	MIN-MT BEAM



All loads, Loadcase 10 DEAD LOAD , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Elements (Unit=9.02 kN/m²)
global Z (Unit=3.61 kN/m (Max=6.25))
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



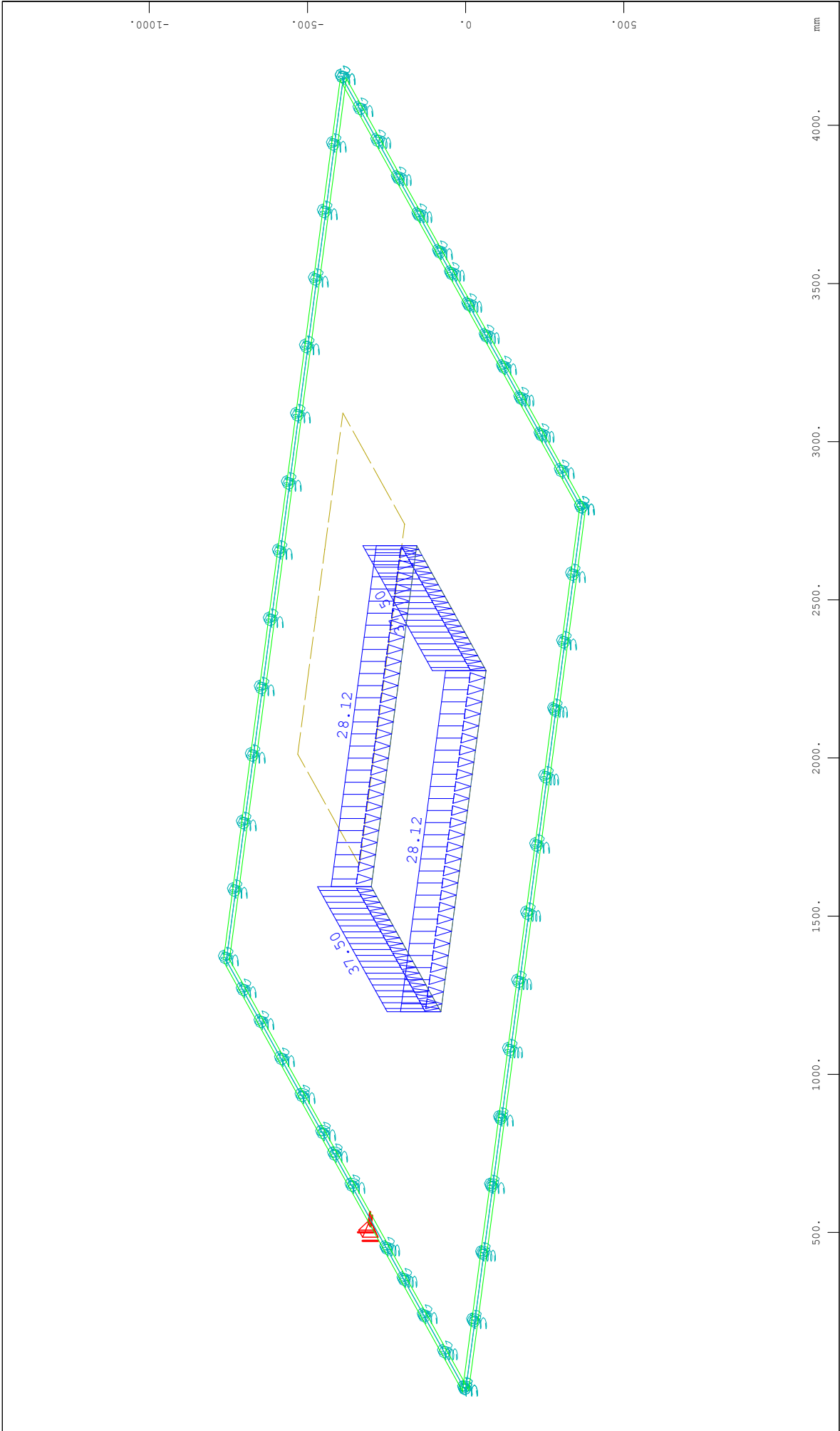




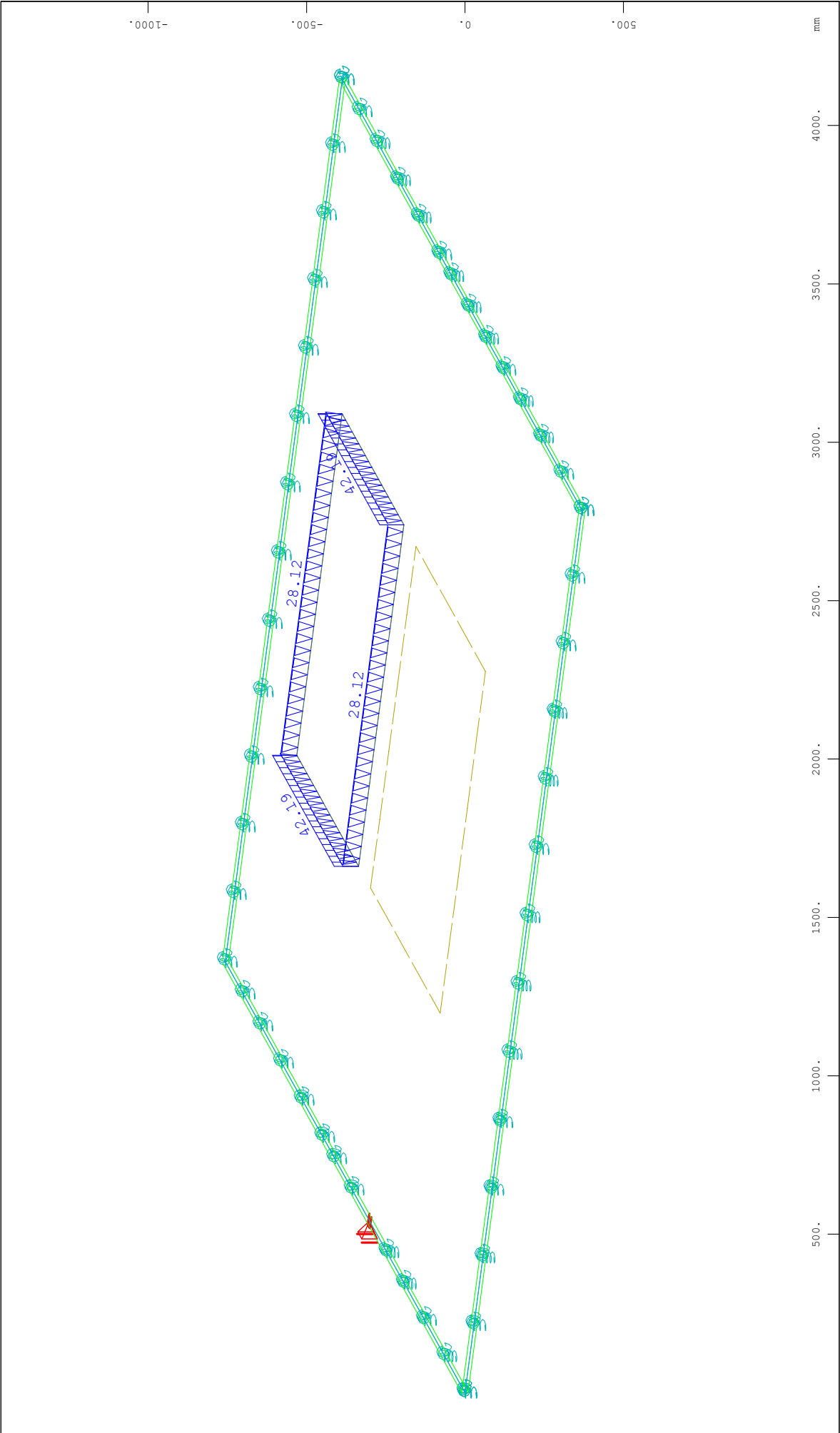
All loads (in components), Loadcase 13 LIVE 2:4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ , (1 cm 3D = unit) Area element load (force) in global z (Unit=902.3
kN/m²) (Max=630.3)

M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

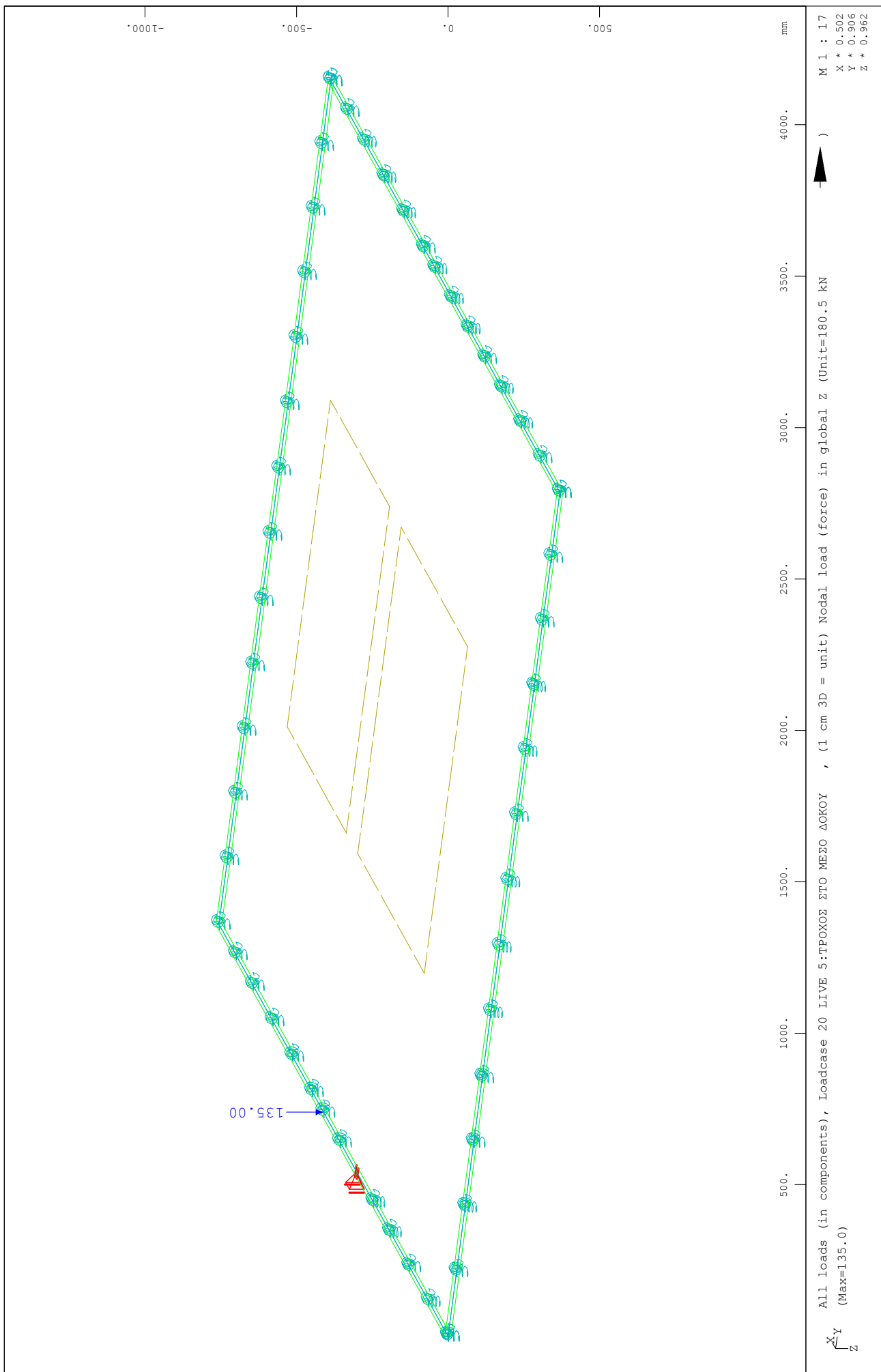


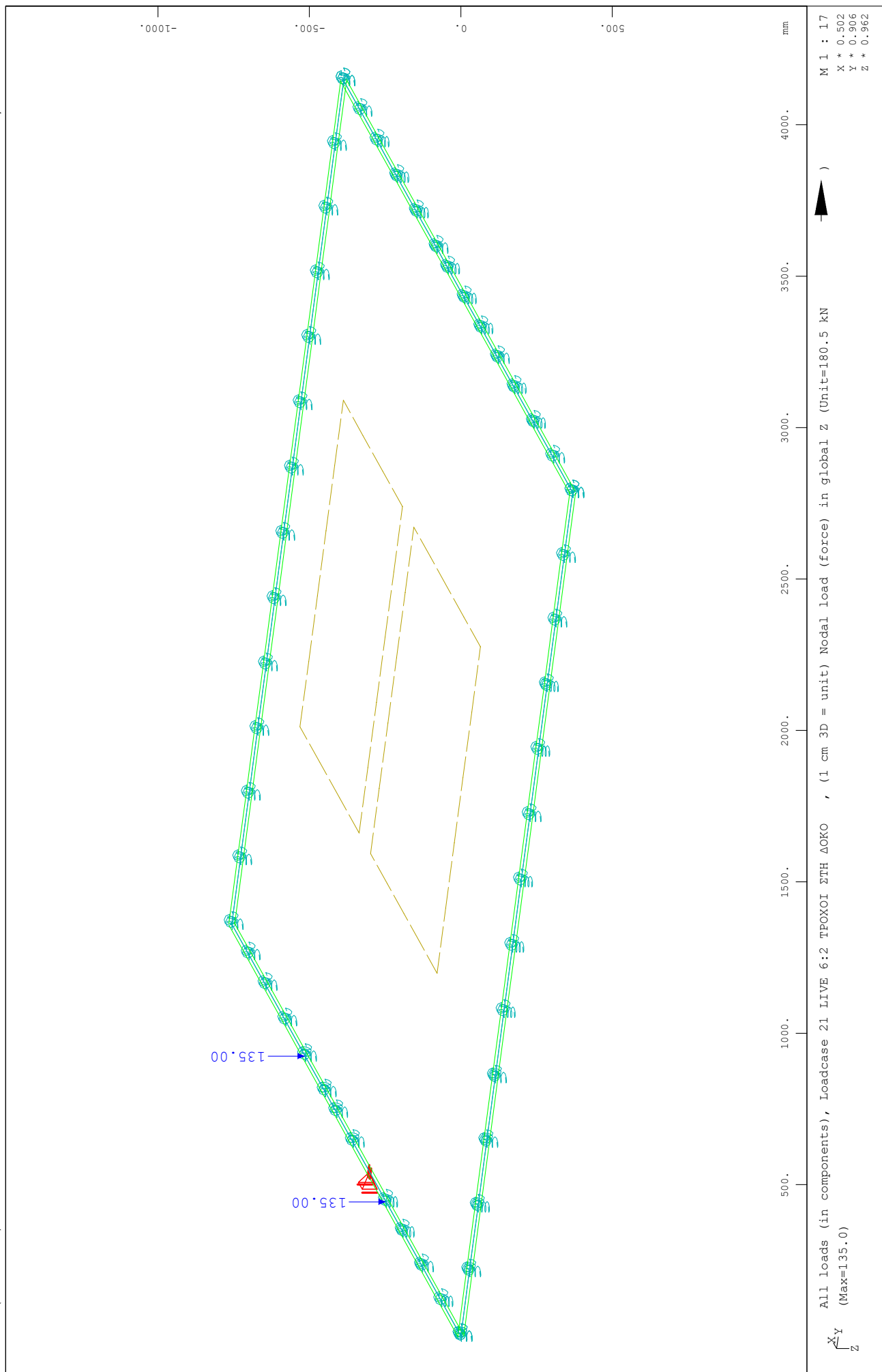
All loads (in components), Loadcase 14 LIVE 3:ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΤΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ , (1 cm 3D = unit) Free line load (force) in global Z (Unit=36.1
kN/m  (Max=37.5)
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



All loads (in components), Loadcase 15 LIVE 4:ΤΡΟΧΟΣ ΕΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ , (1 cm 3D = unit) Free line load (force) in global Z (Unit=90.2)
kN/m  (Max=42.2)

M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962





ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
UNFAVORABLE LOAD COMBINATIONS

ULTIMATE LIMIT STATE

Combination rule Number 1

Design Combination

Resulting loadcases type Design Combination

Loadcase selection

Number	factor	type	Title
10	1.35	Exclusive LC AG	DEAD LOAD
11	1.35	Combined with LC	PERMANENT ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ
12	1.50	Conditional LC	ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ
13	1.50	Exclusive LC A 1	4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
14	1.50	Exclusive LC A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ
15	1.50	Exclusive LC A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ
20	1.50	Exclusive LC A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ
21	1.50	Exclusive LC A 1	2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Generated Loadcases

Number	Comb	Title
401	1	MAX-MXX QUAD
402	1	MIN-MXX QUAD
401	1	MAX-MXX QUAK
402	1	MIN-MXX QUAK
403	1	MAX-MYY QUAD
404	1	MIN-MYY QUAD
403	1	MAX-MYY QUAK
404	1	MIN-MYY QUAK
405	1	MAX-VX QUAD
406	1	MIN-VX QUAD
405	1	MAX-VX QUAK
406	1	MIN-VX QUAK
407	1	MAX-VY QUAD
408	1	MIN-VY QUAD
407	1	MAX-VY QUAK
408	1	MIN-VY QUAK
409	1	MAX-NXX QUAD
410	1	MIN-NXX QUAD
409	1	MAX-NXX QUAK
410	1	MIN-NXX QUAK
411	1	MAX-NYY QUAD
412	1	MIN-NYY QUAD
411	1	MAX-NYY QUAK
412	1	MIN-NYY QUAK
413	1	MAX-N BEAM
414	1	MIN-N BEAM
415	1	MAX-VZ BEAM
416	1	MIN-VZ BEAM
417	1	MAX-MY BEAM
418	1	MIN-MY BEAM
419	1	MAX-MZ BEAM
420	1	MIN-MZ BEAM
421	1	MAX-VY BEAM
422	1	MIN-VY BEAM
423	1	MAX-MT BEAM
424	1	MIN-MT BEAM

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
UNFAVORABLE LOAD COMBINATIONS

SERVICEABILITY COMBINATION
SERVICE DESIGN - CRACK CONTROL CHECK

Combination rule Number 1

Design Combination

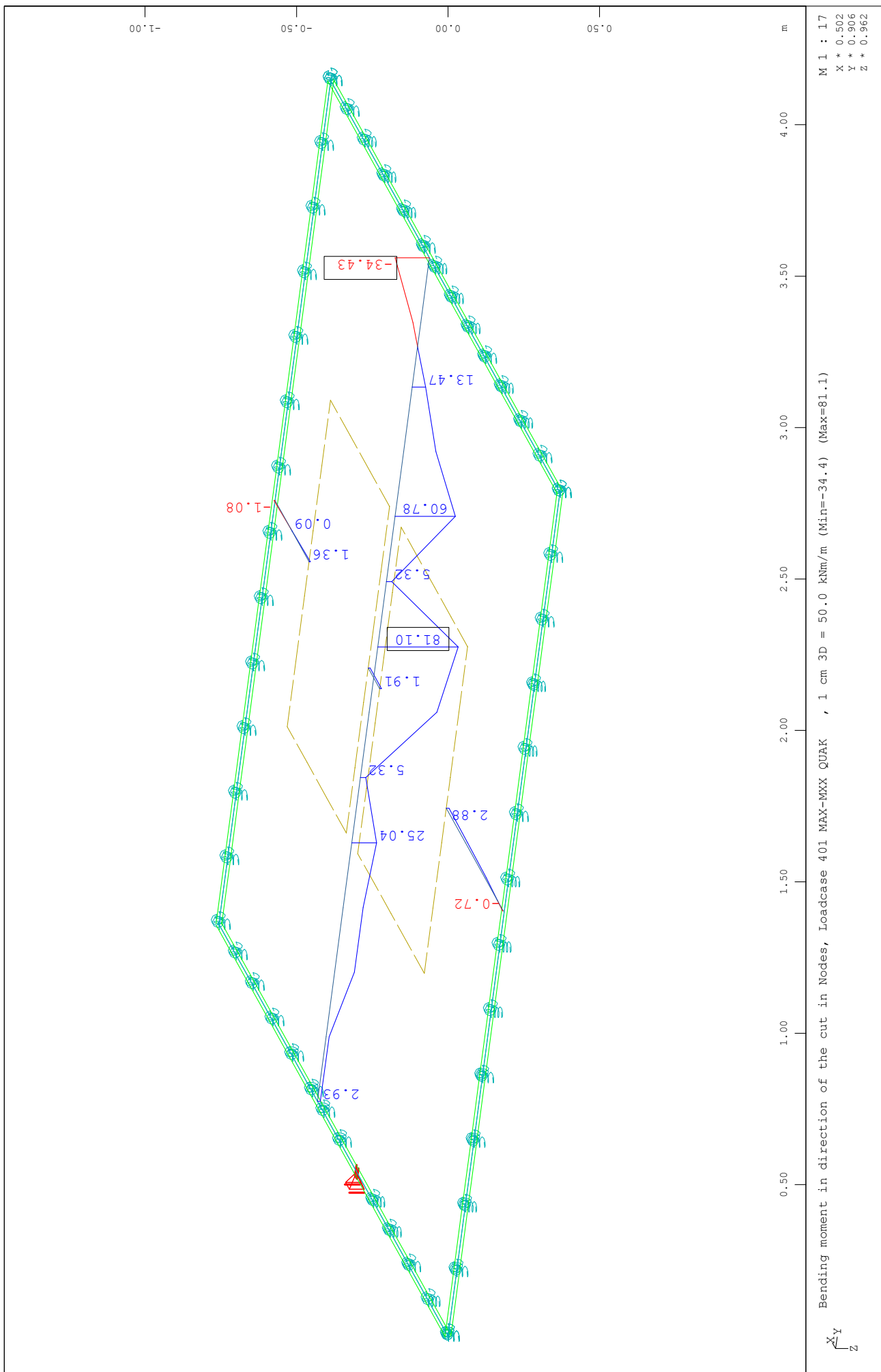
Resulting loadcases type Design Combination

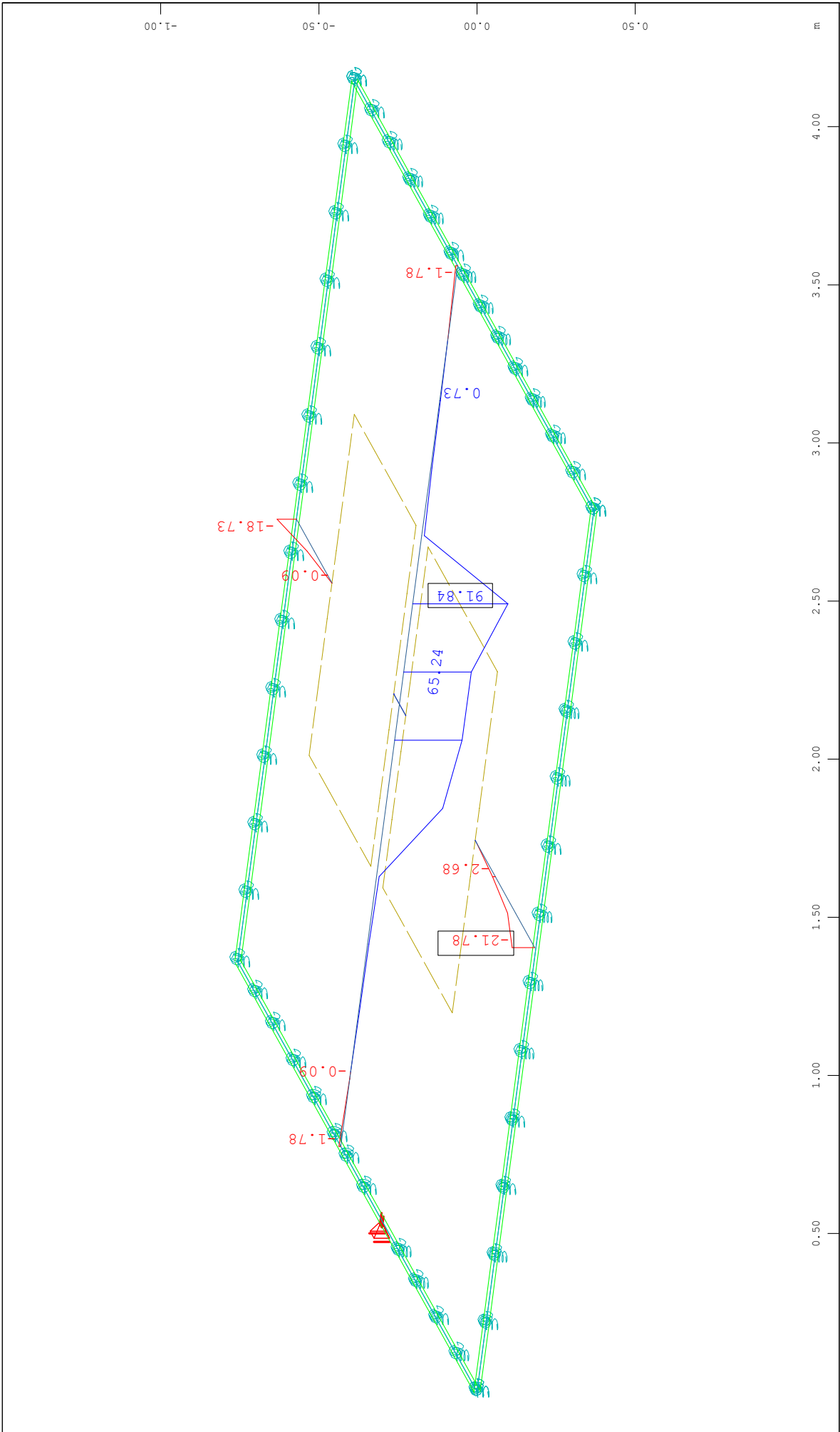
Loadcase selection

Number	factor	type	Title
10	1.00	permanent load grouped in actions	DEAD LOAD
11	1.00	Combined with LC	PERMANENT ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ
12	0.30	Conditional LC	ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ
13	0.30	Exclusive LC	A 1 4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
14	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ
15	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ
20	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ
21	0.30	Exclusive LC	A 1 2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Generated Loadcases

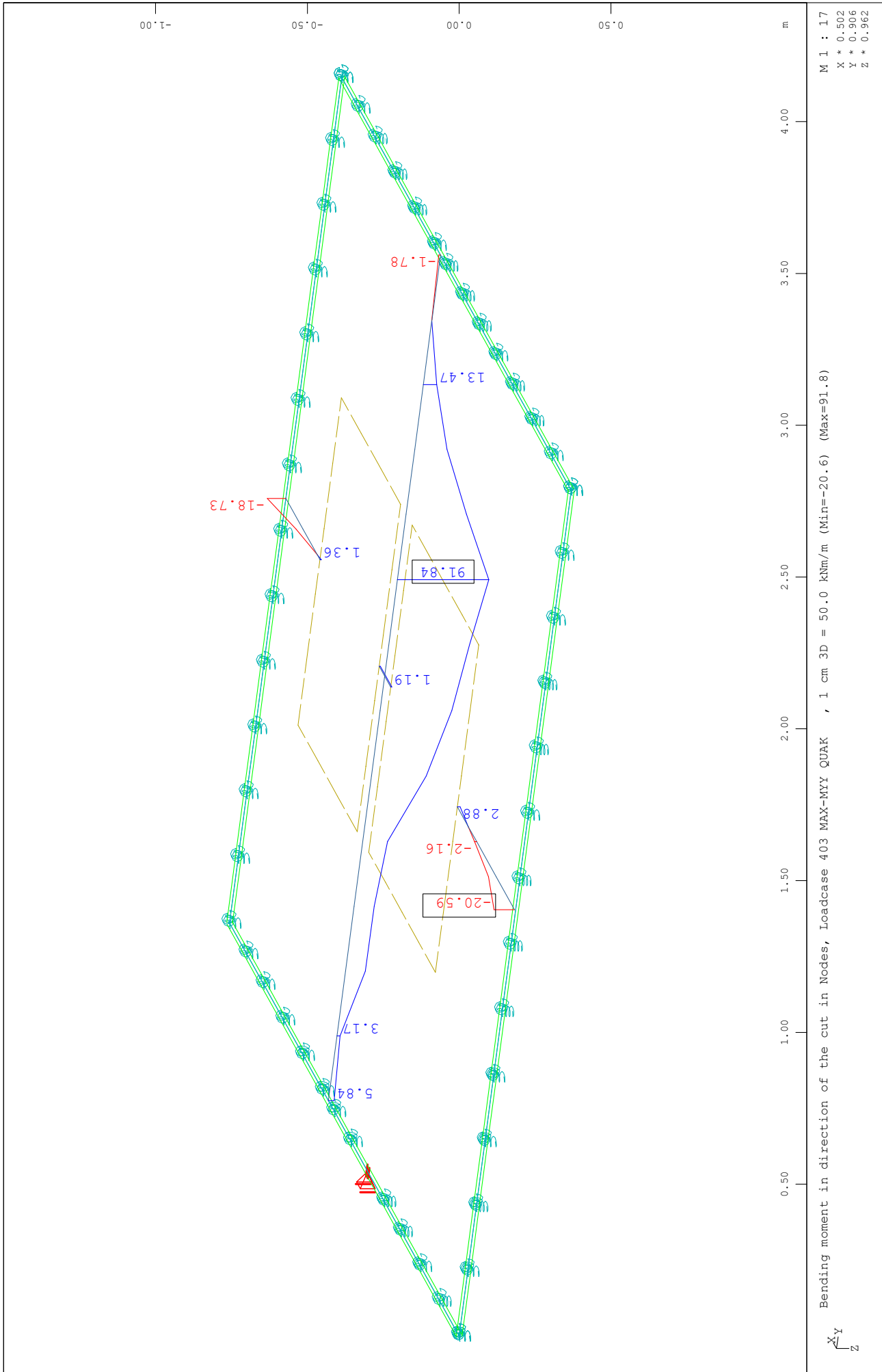
Number	Comb	Title
601	1	MAX-MXX QUAD
602	1	MIN-MXX QUAD
601	1	MAX-MXX QUAK
602	1	MIN-MXX QUAK
603	1	MAX-MYY QUAD
604	1	MIN-MYY QUAD
603	1	MAX-MYY QUAK
604	1	MIN-MYY QUAK
605	1	MAX-VX QUAD
606	1	MIN-VX QUAD
605	1	MAX-VX QUAK
606	1	MIN-VX QUAK
607	1	MAX-VY QUAD
608	1	MIN-VY QUAD
607	1	MAX-VY QUAK
608	1	MIN-VY QUAK
609	1	MAX-NXX QUAD
610	1	MIN-NXX QUAD
609	1	MAX-NXX QUAK
610	1	MIN-NXX QUAK
611	1	MAX-NYY QUAD
612	1	MIN-NYY QUAD
611	1	MAX-NYY QUAK
612	1	MIN-NYY QUAK
613	1	MAX-N BEAM
614	1	MIN-N BEAM
615	1	MAX-VZ BEAM
616	1	MIN-VZ BEAM
617	1	MAX-MY BEAM
618	1	MIN-MY BEAM
619	1	MAX-MZ BEAM
620	1	MIN-MZ BEAM
621	1	MAX-VY BEAM
622	1	MIN-VY BEAM
623	1	MAX-MT BEAM
624	1	MIN-MT BEAM

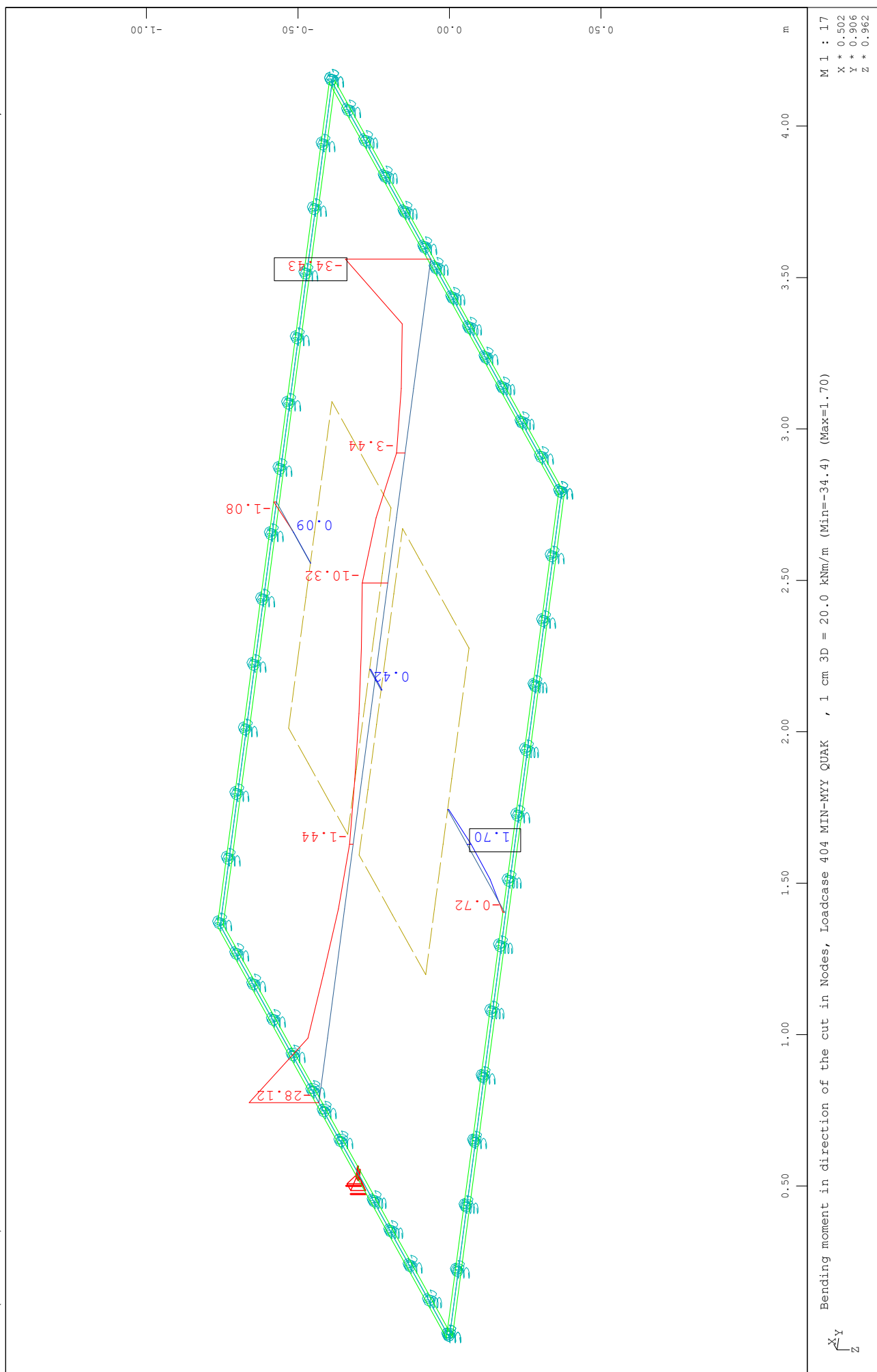


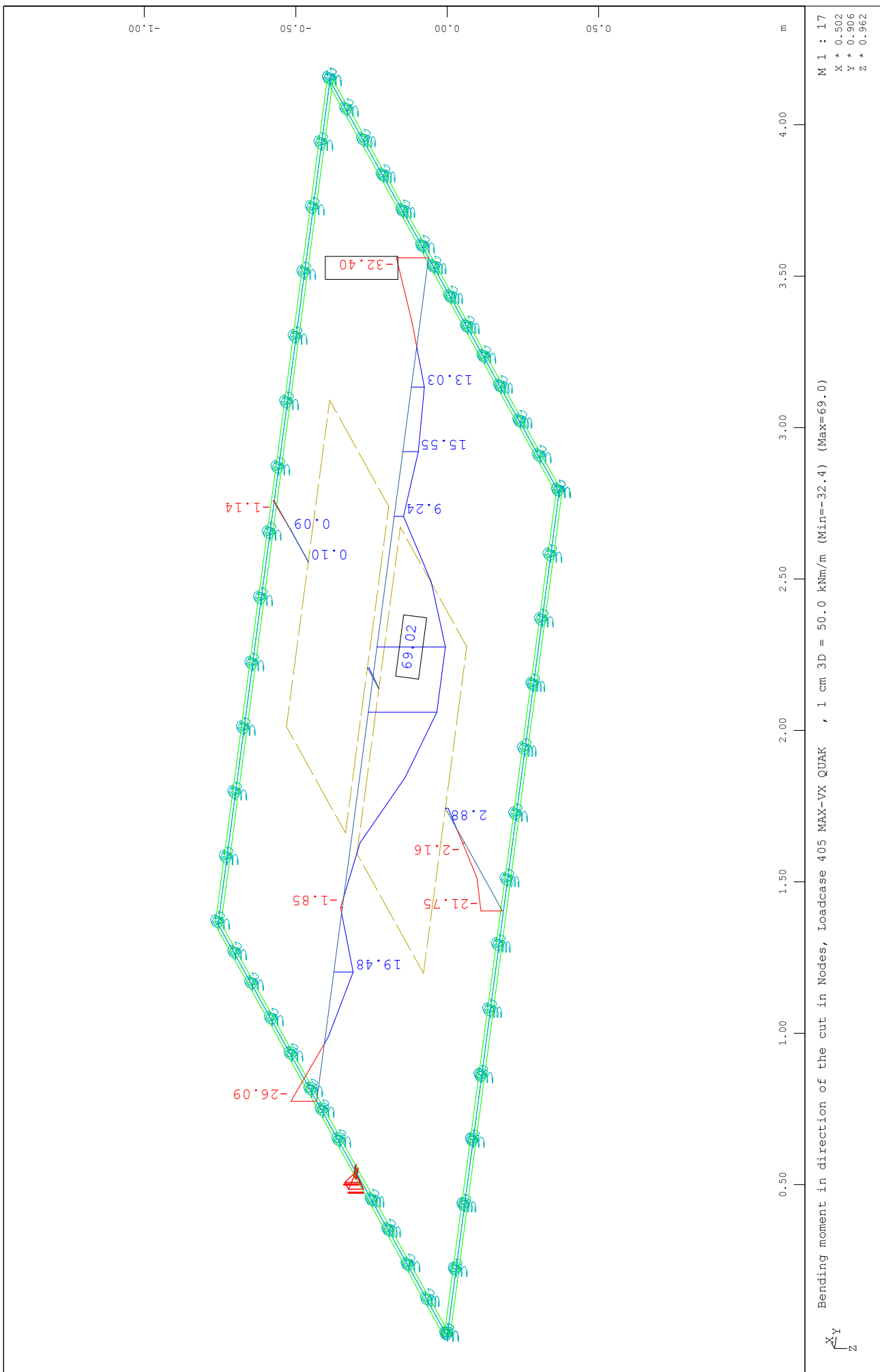


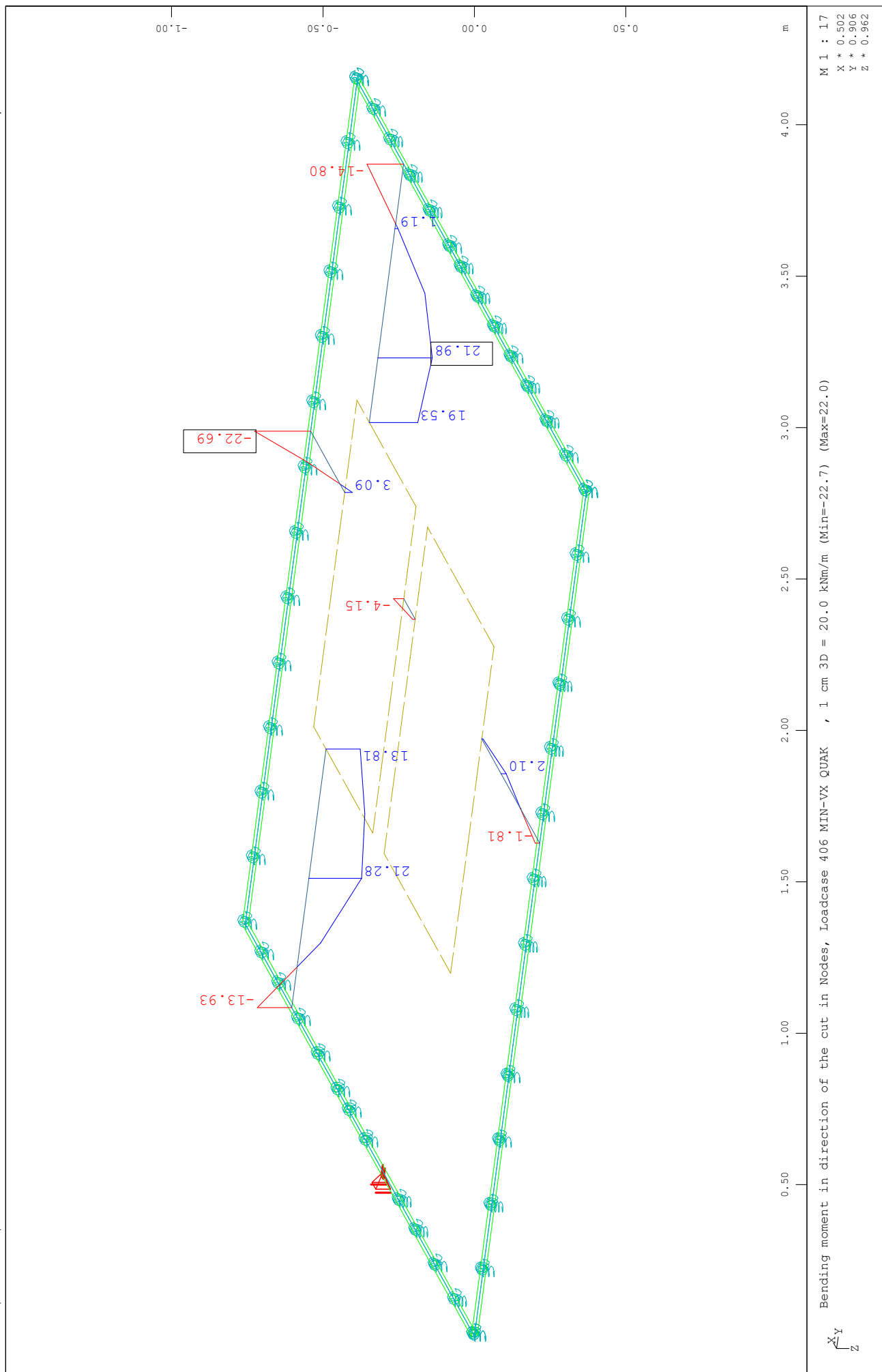
Bending moment in direction of the cut in Nodes, Loadcase 402 MIN-MXX QUAK , 1 cm 3D = 50.0 kNm/m (Min=-21.8) (Max=91.8)

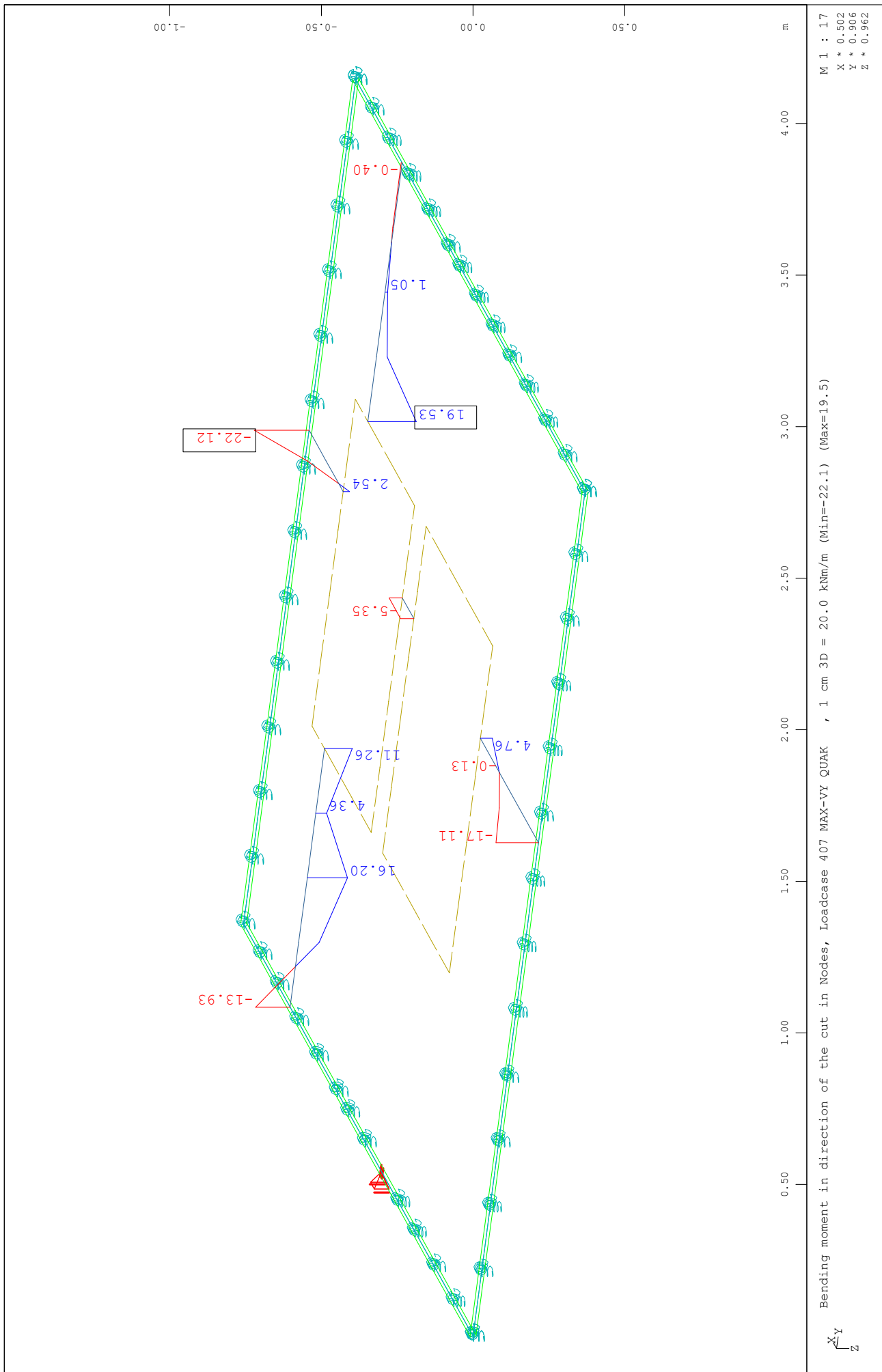
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

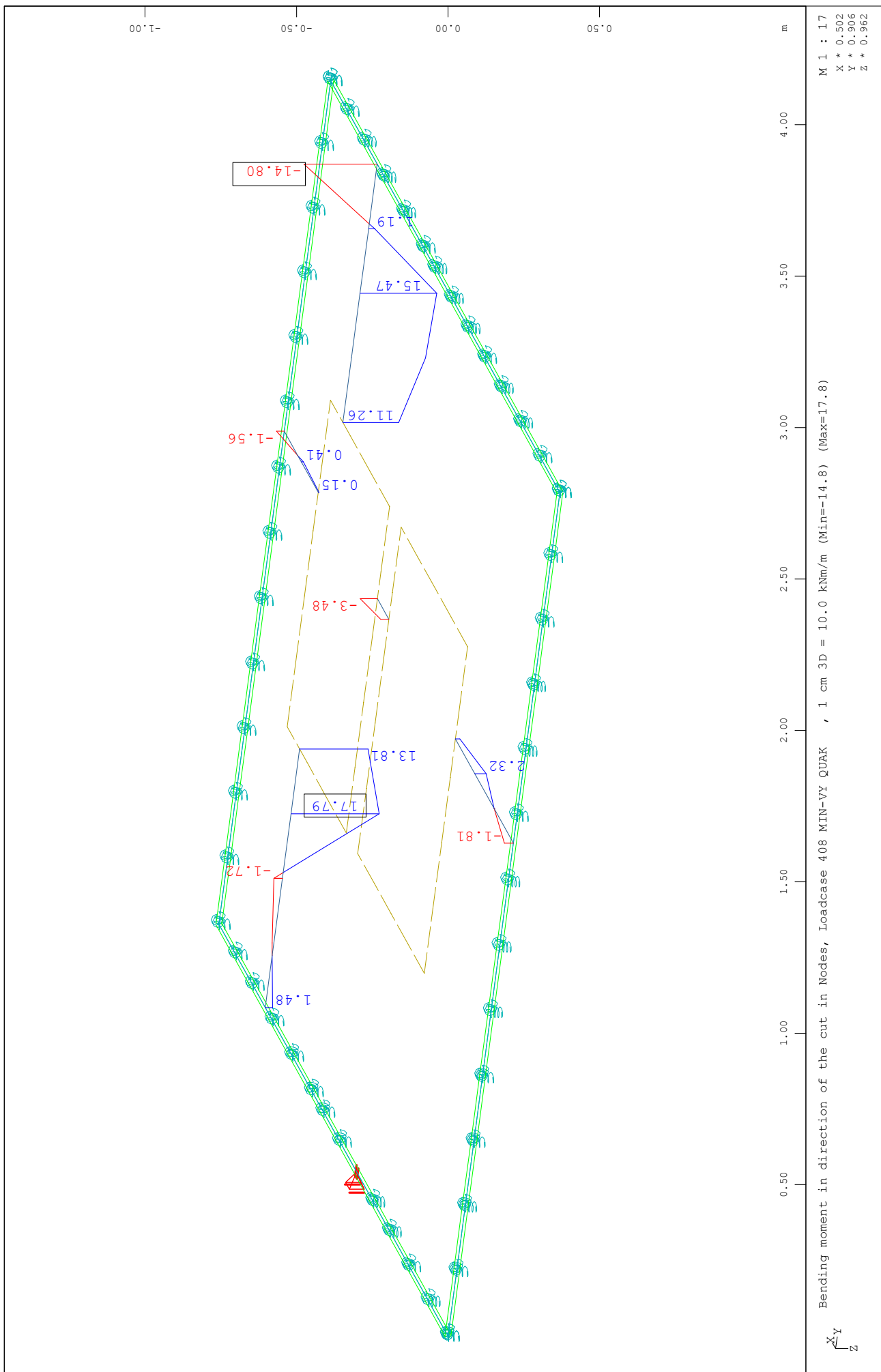


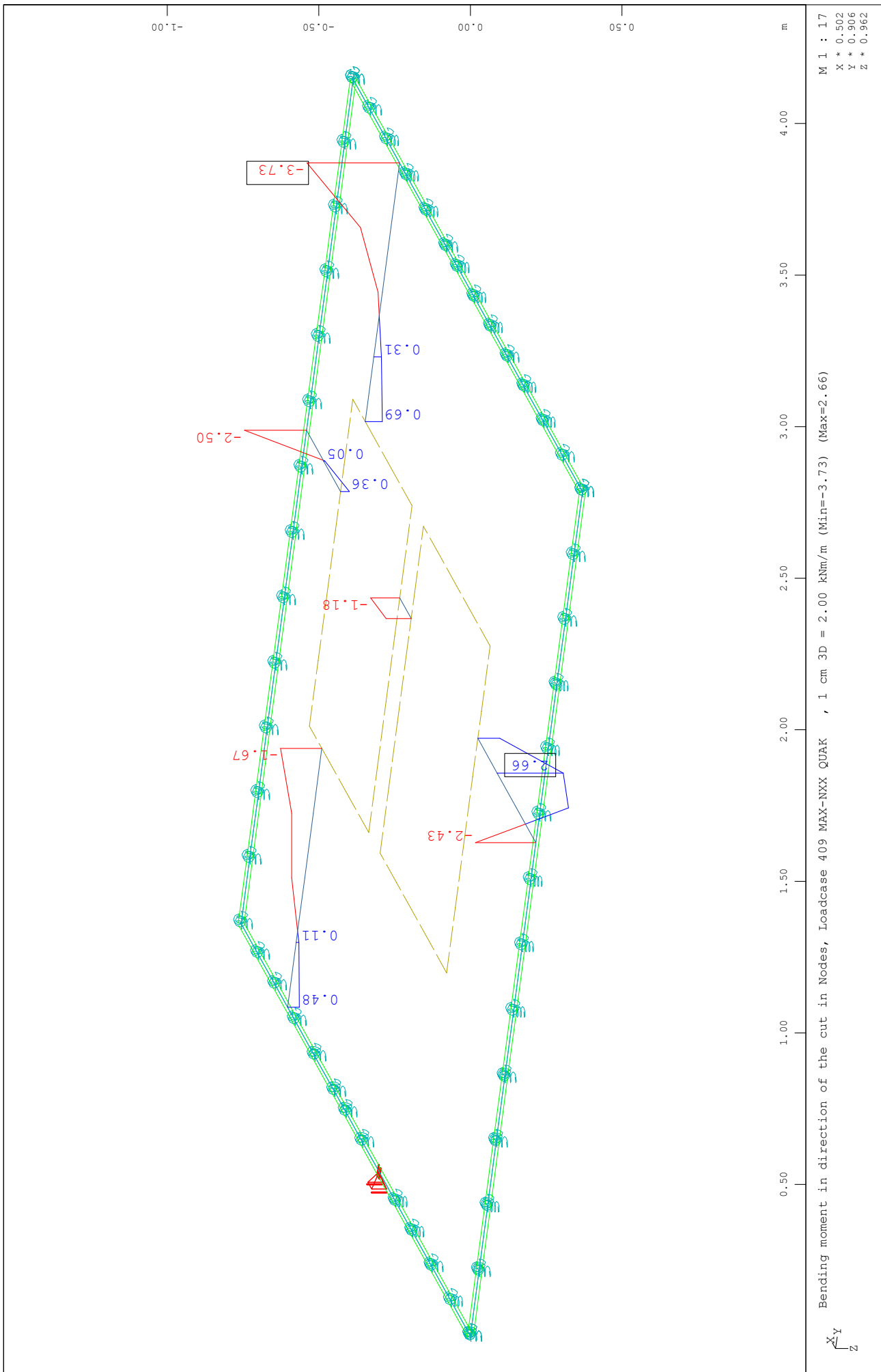


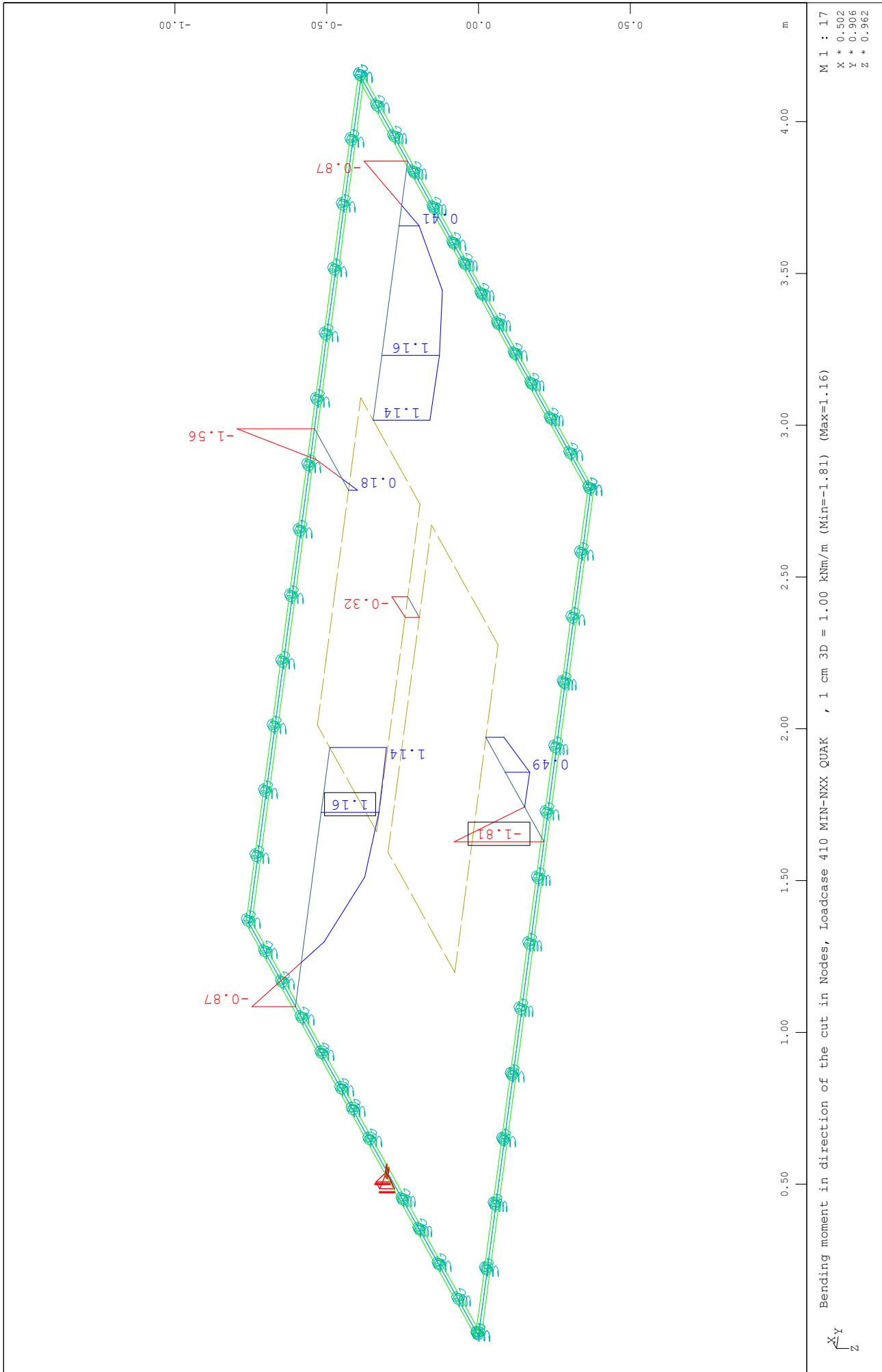


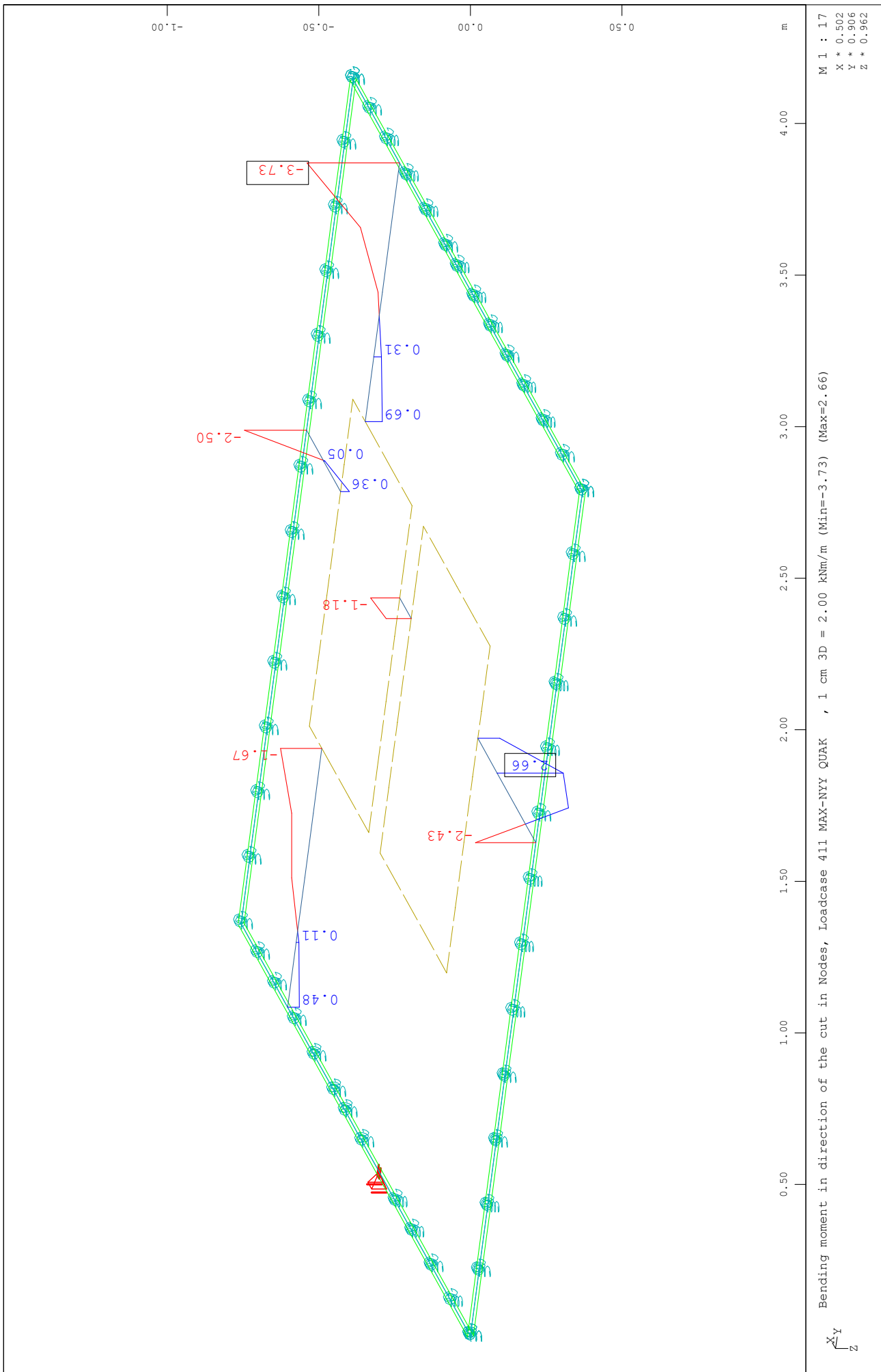


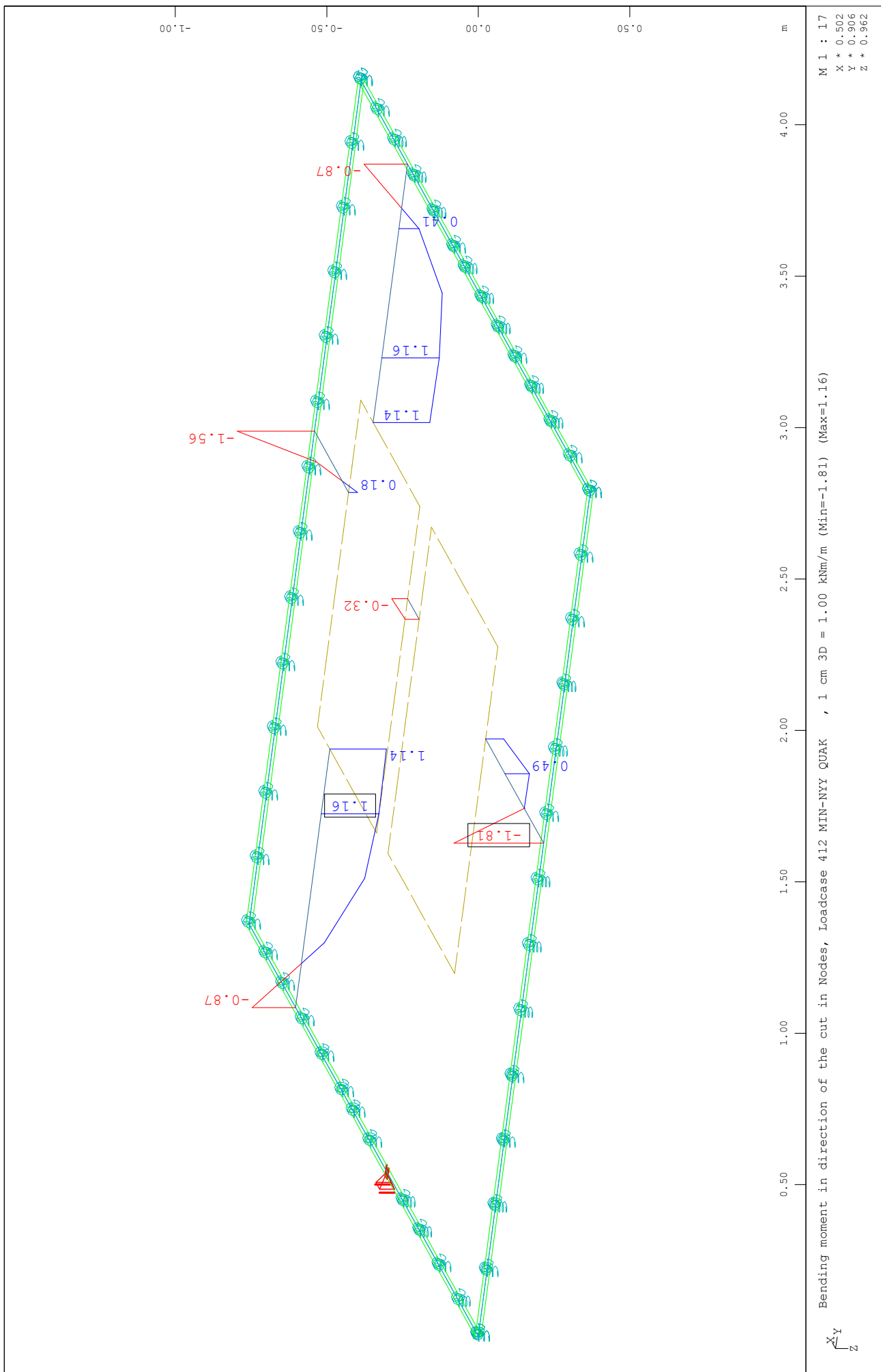


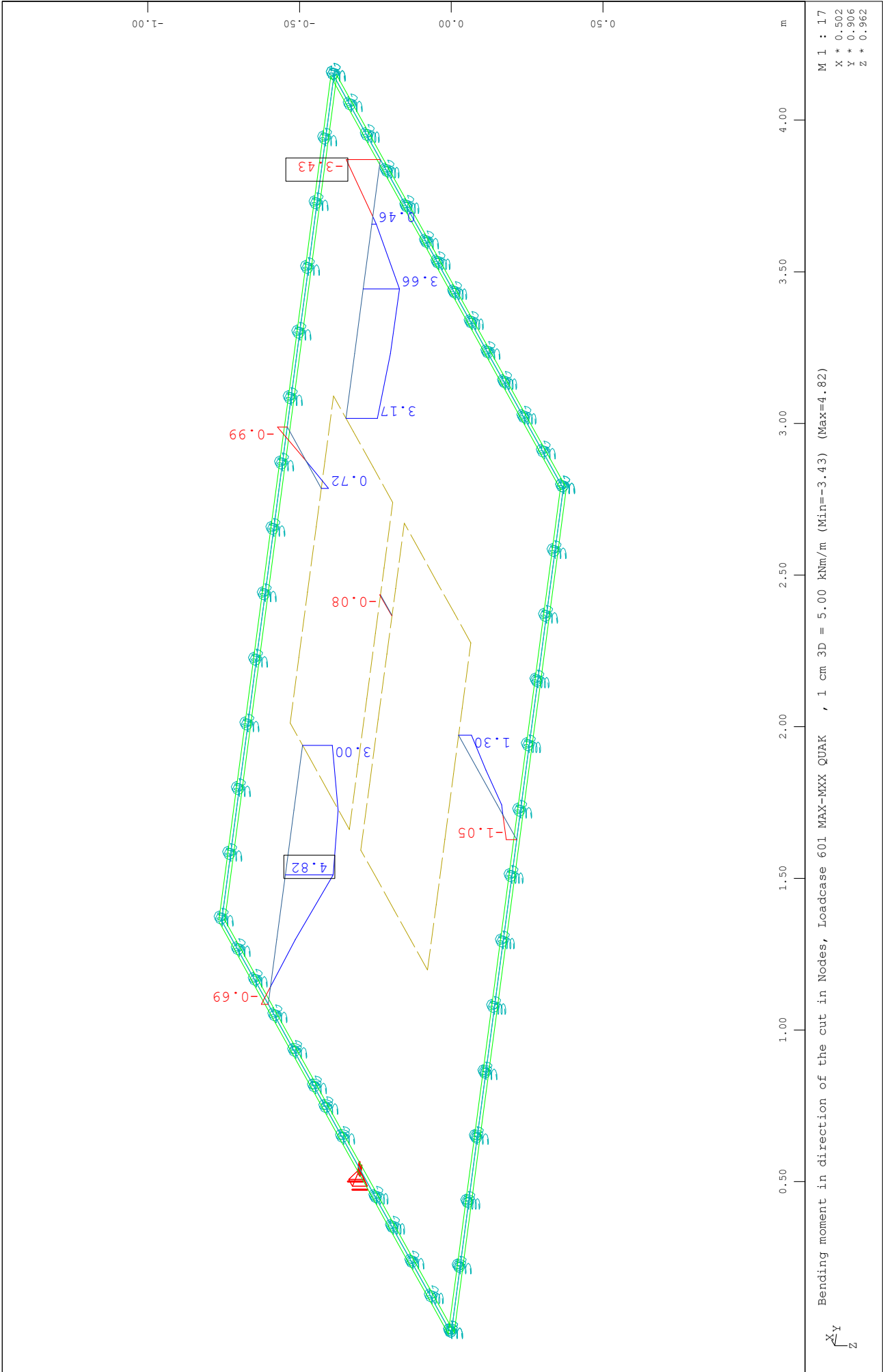


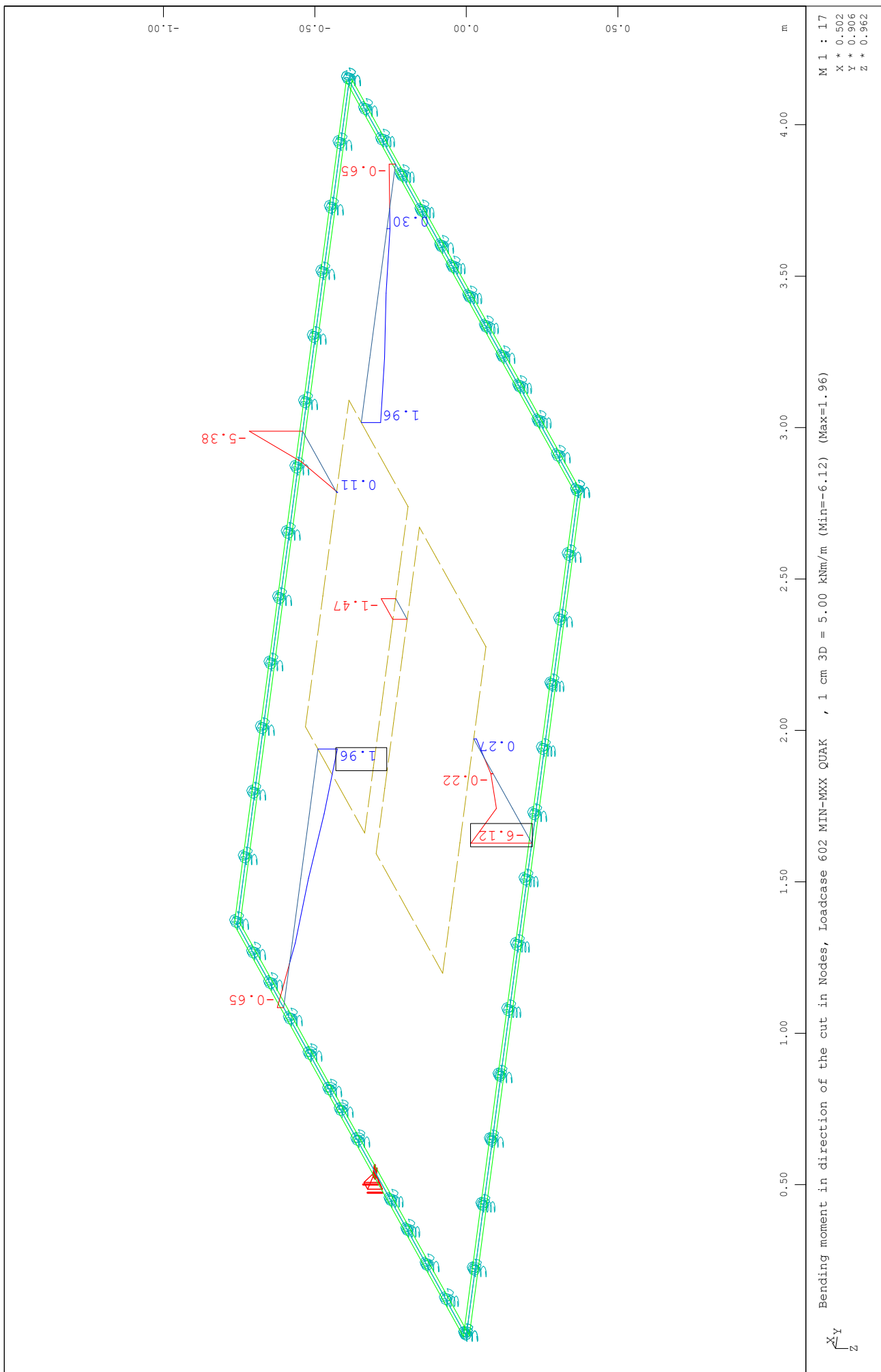


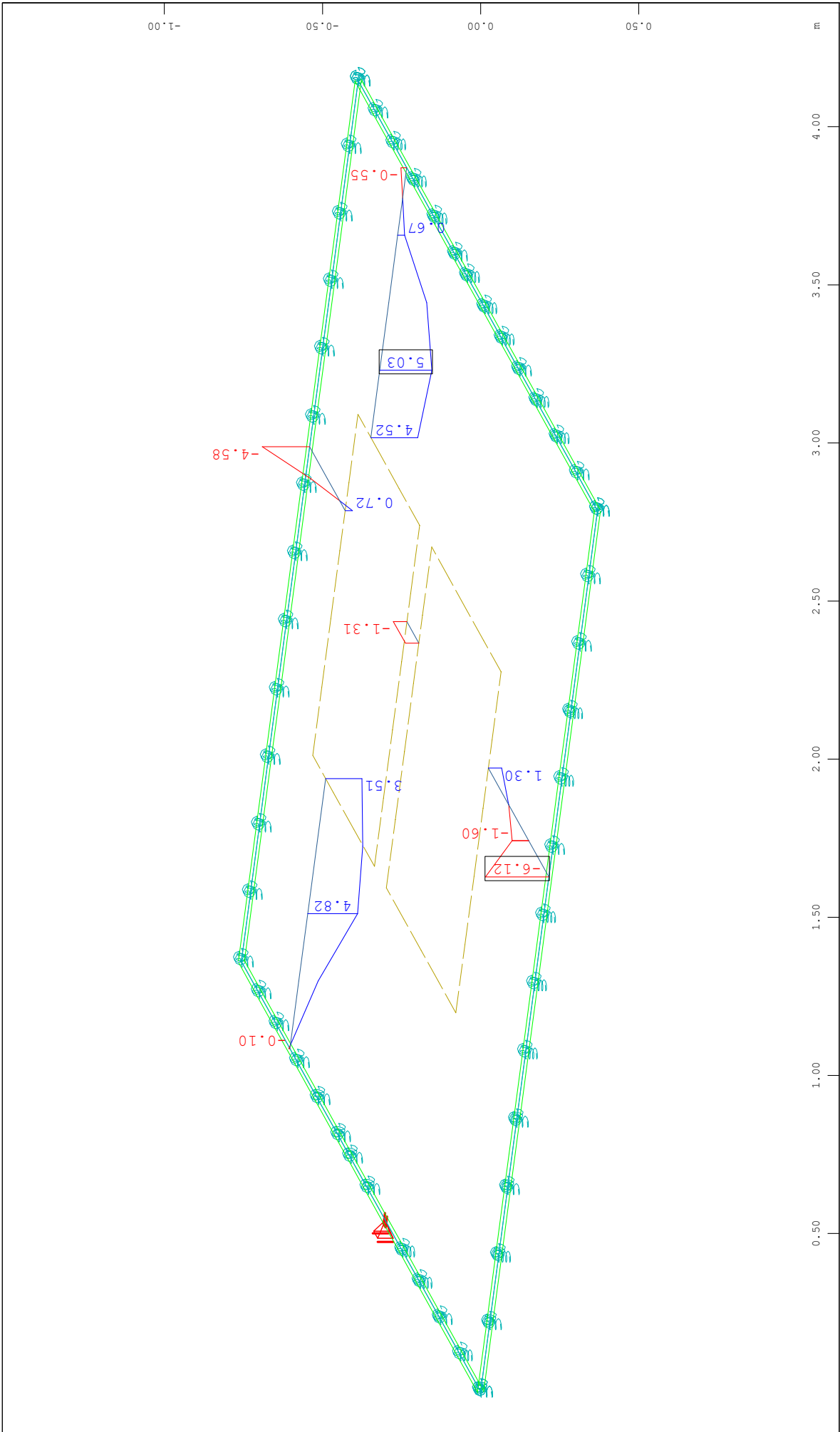






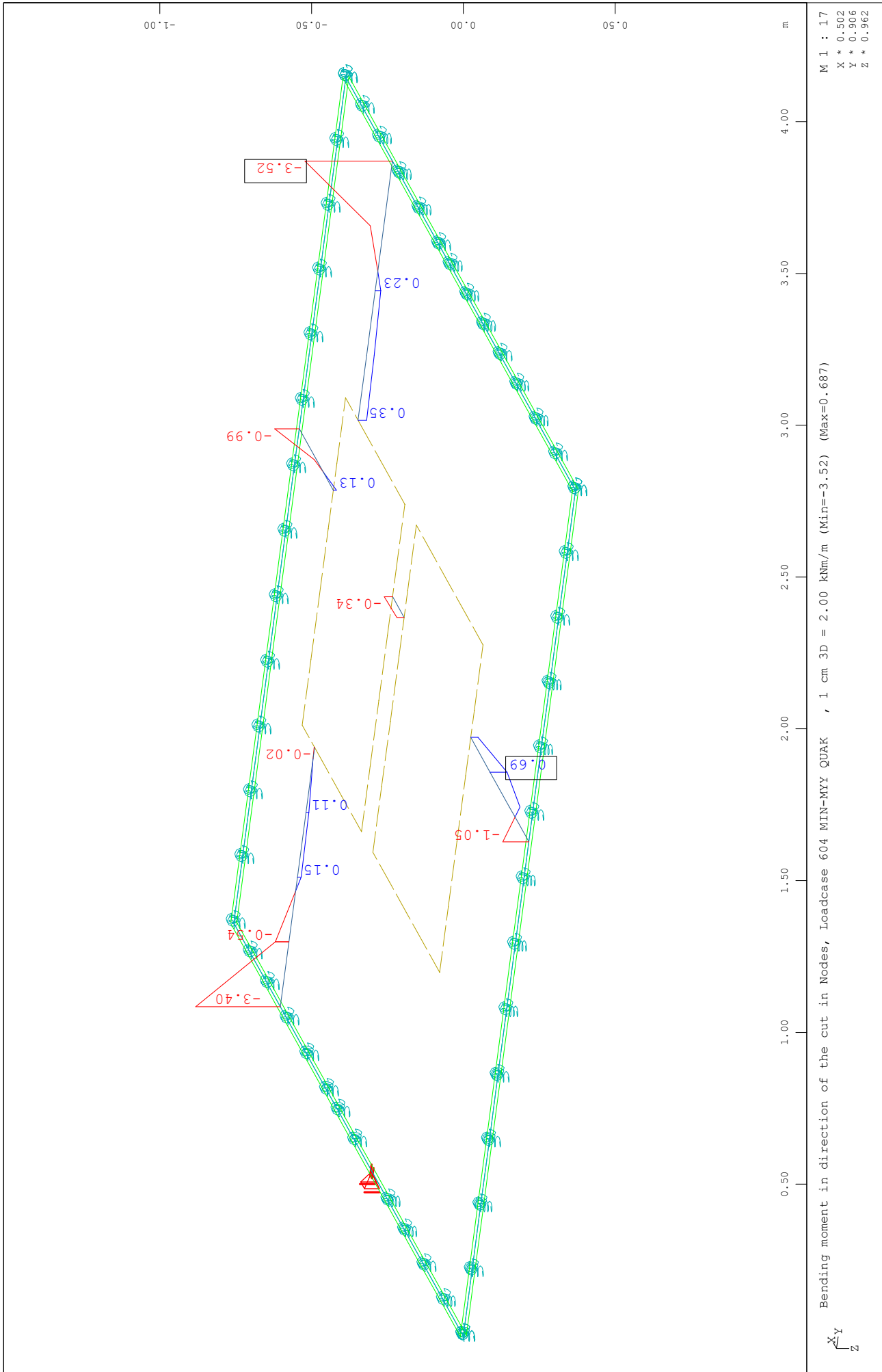


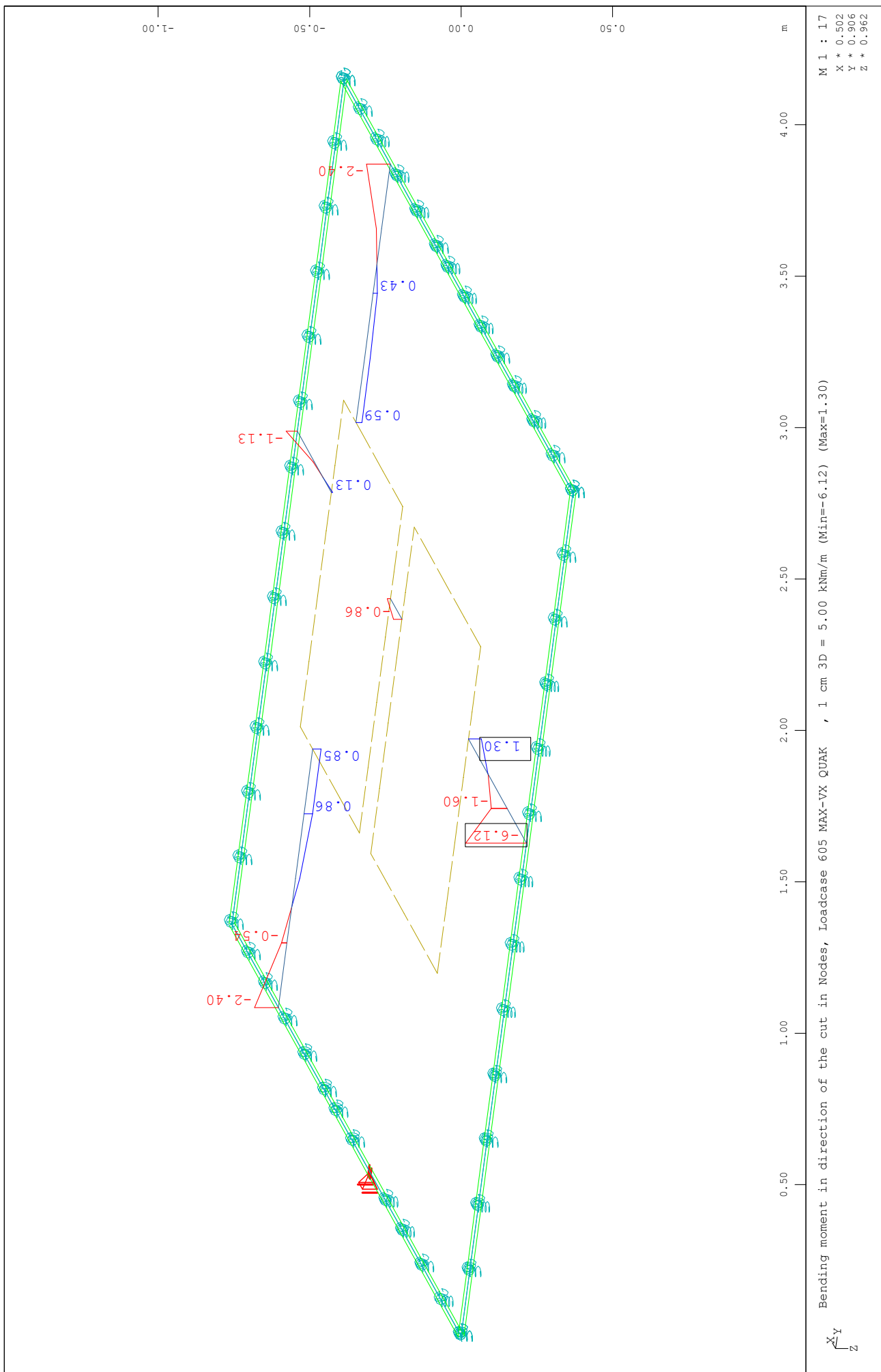


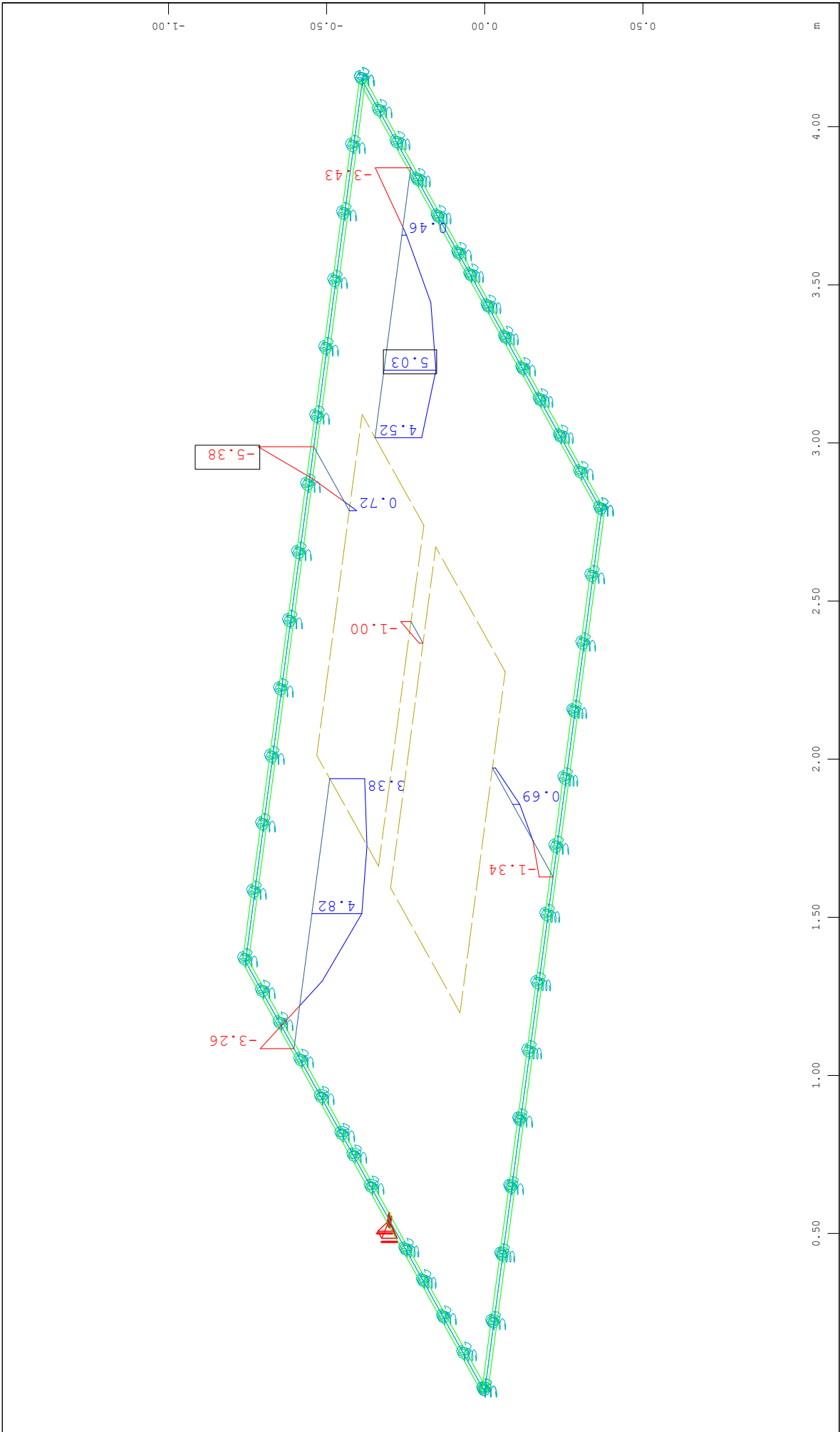


Bending moment in direction of the cut in Nodes, Loadcase 603 MAX-MYY QUAK , 1 cm 3D = 5.00 kNm/m (Min=-6.12) (Max=5.03)

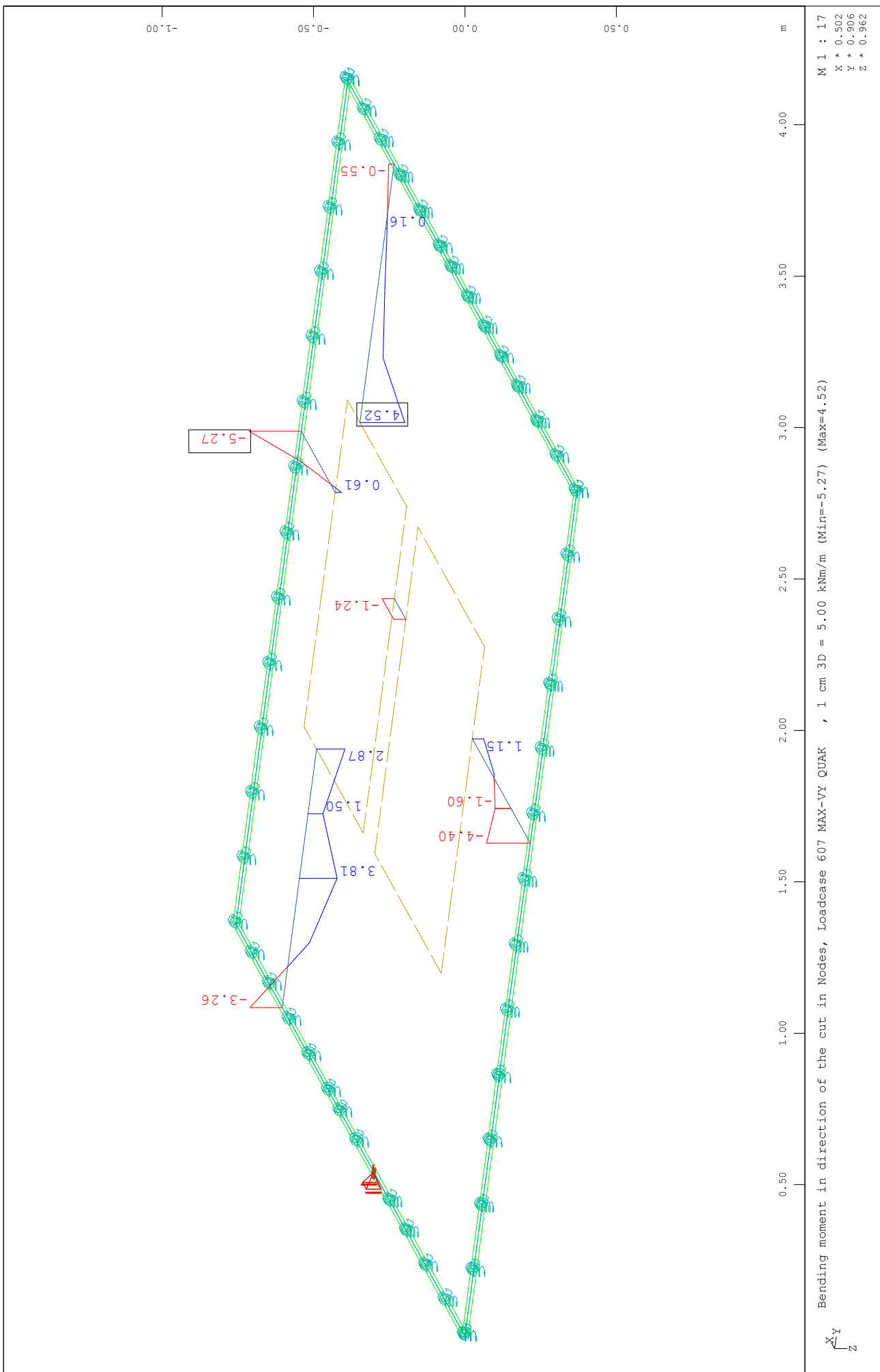
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

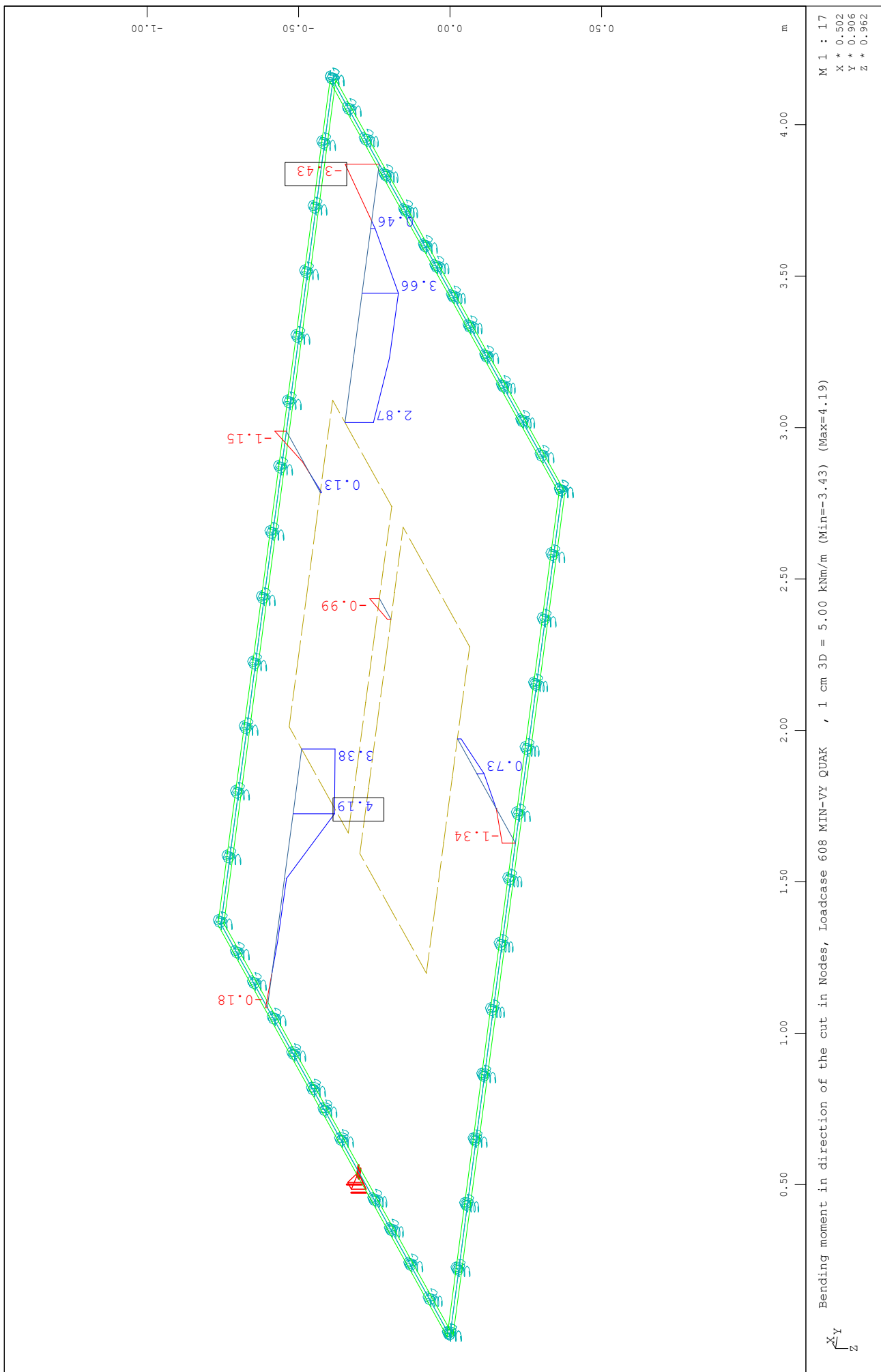


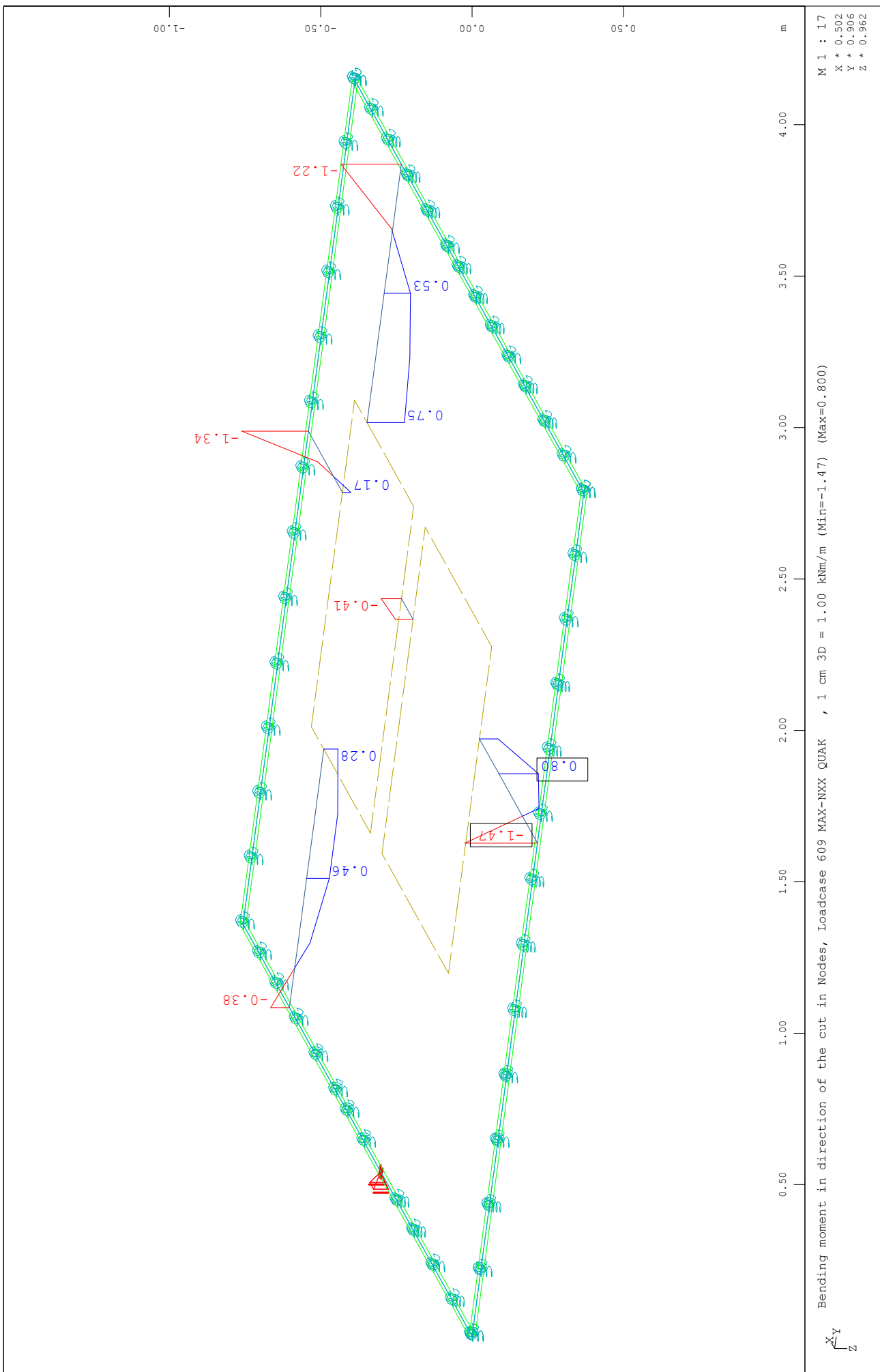


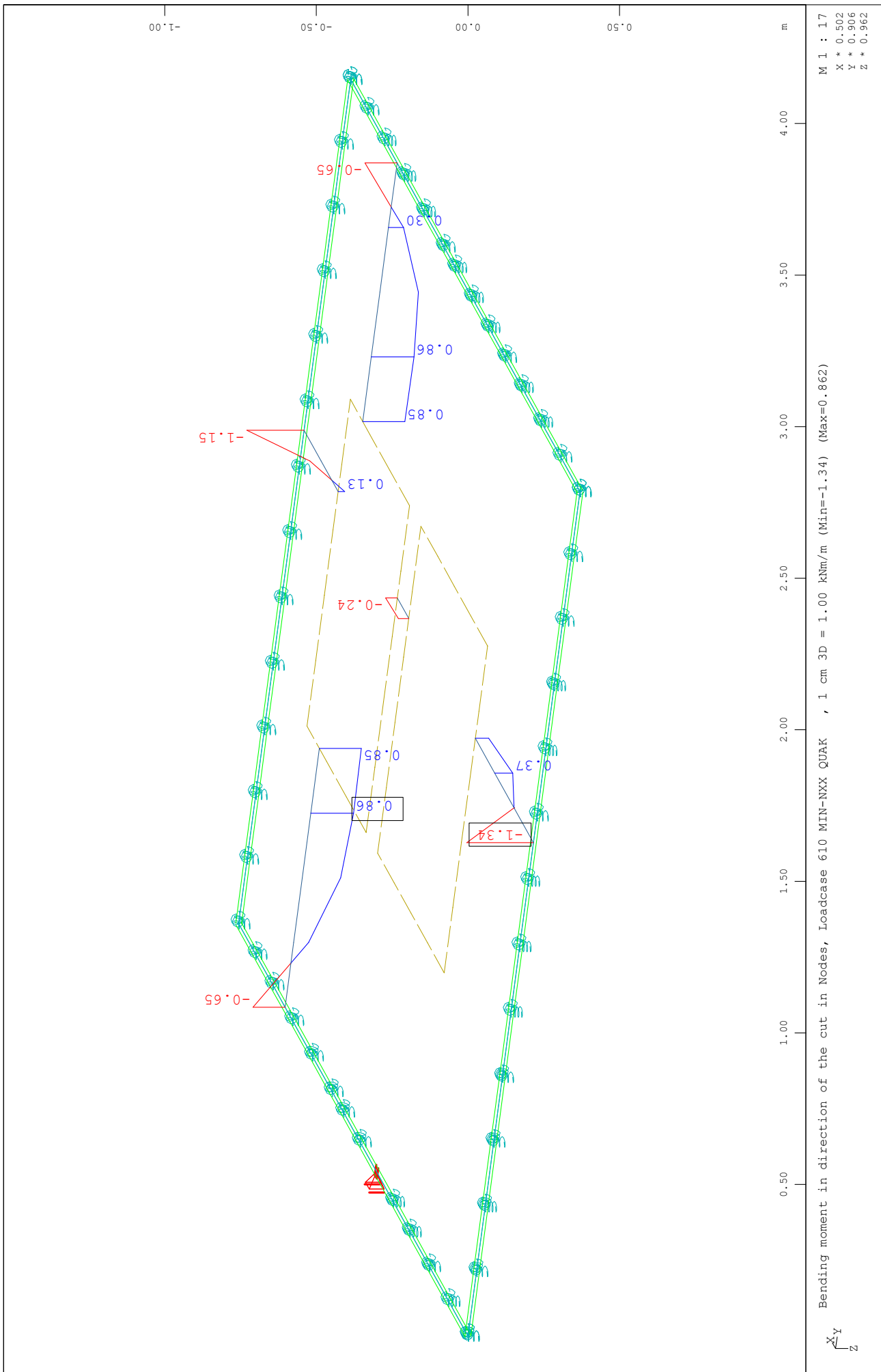


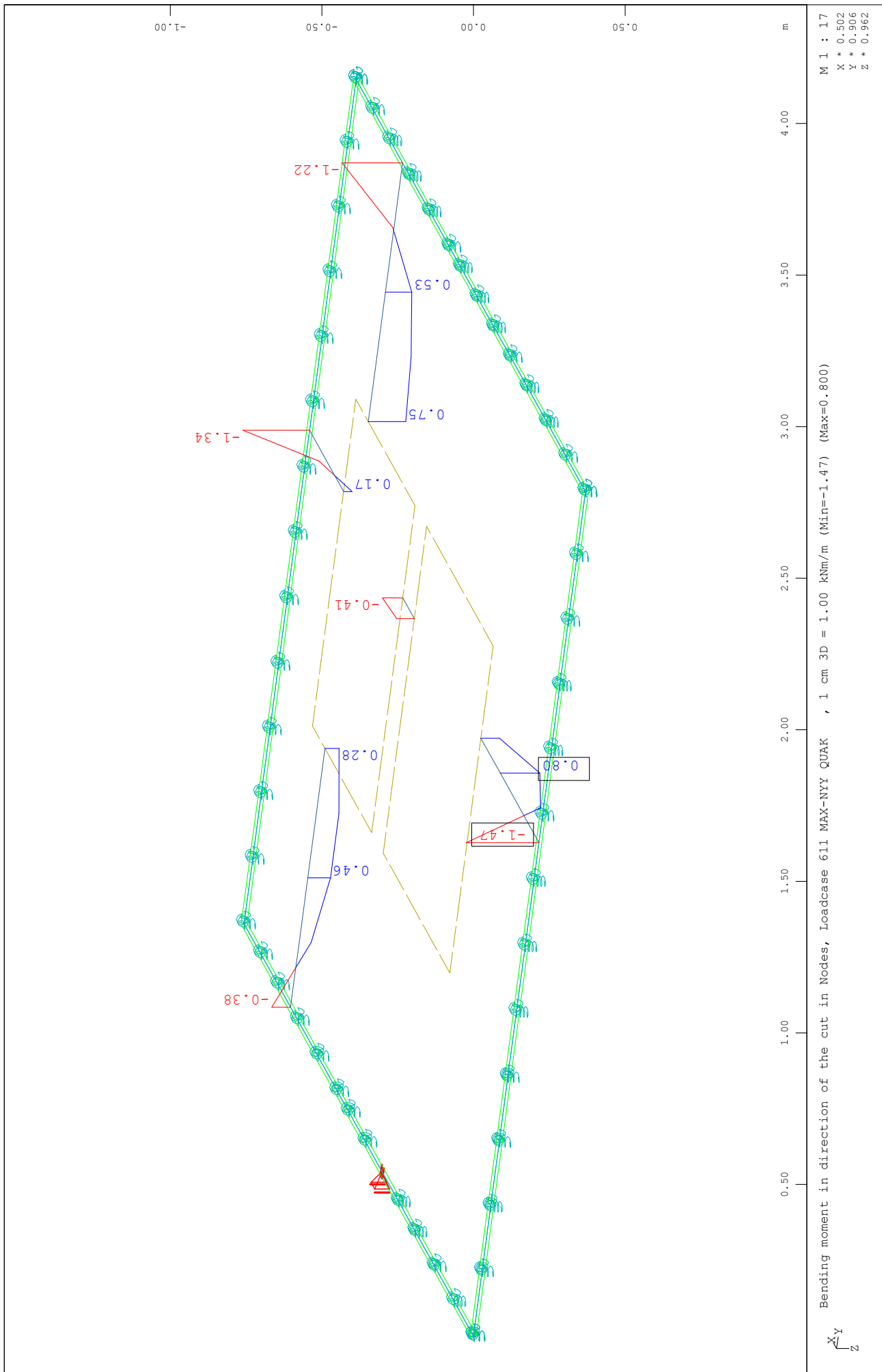
X
Y
Z

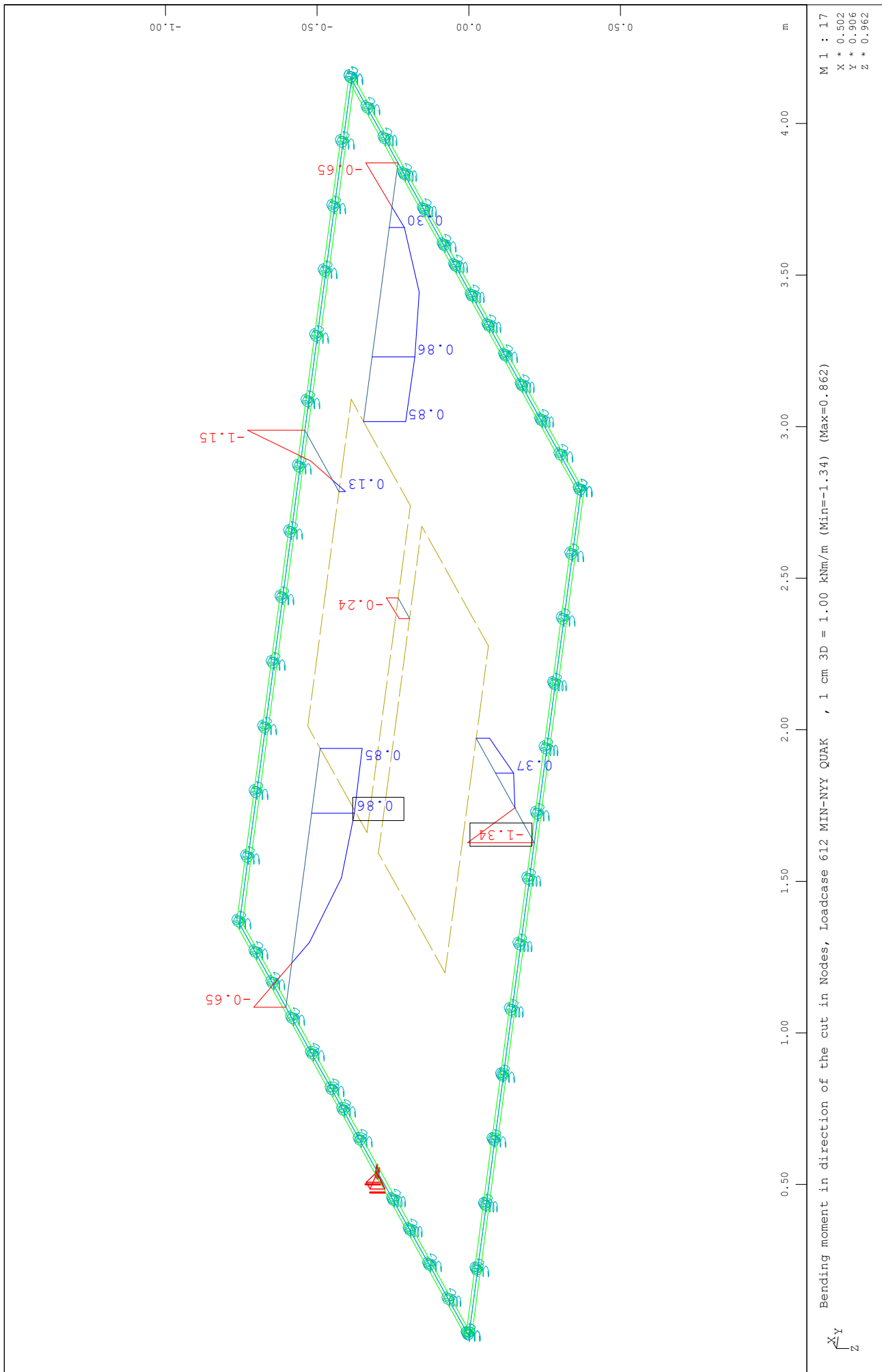


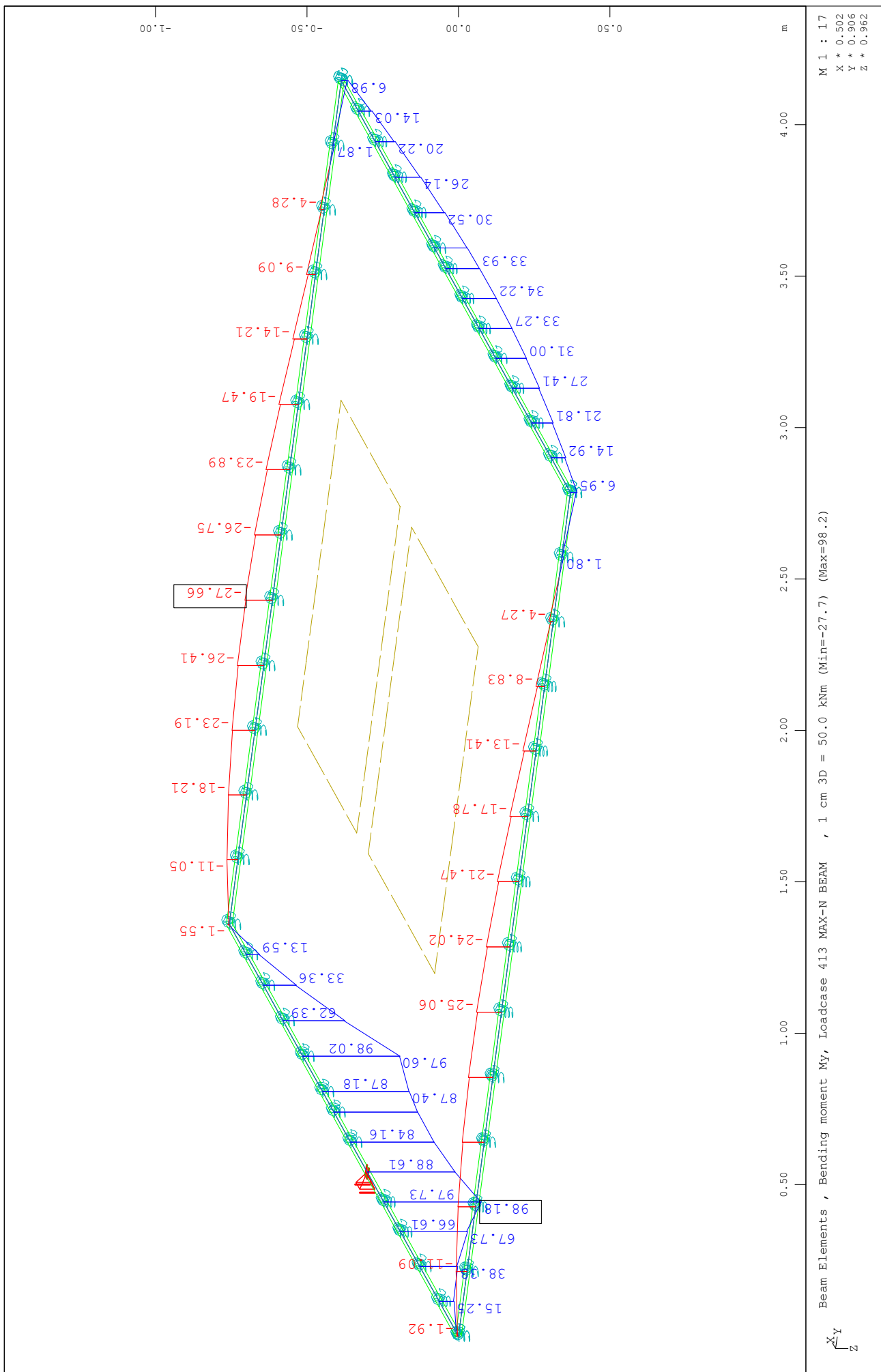


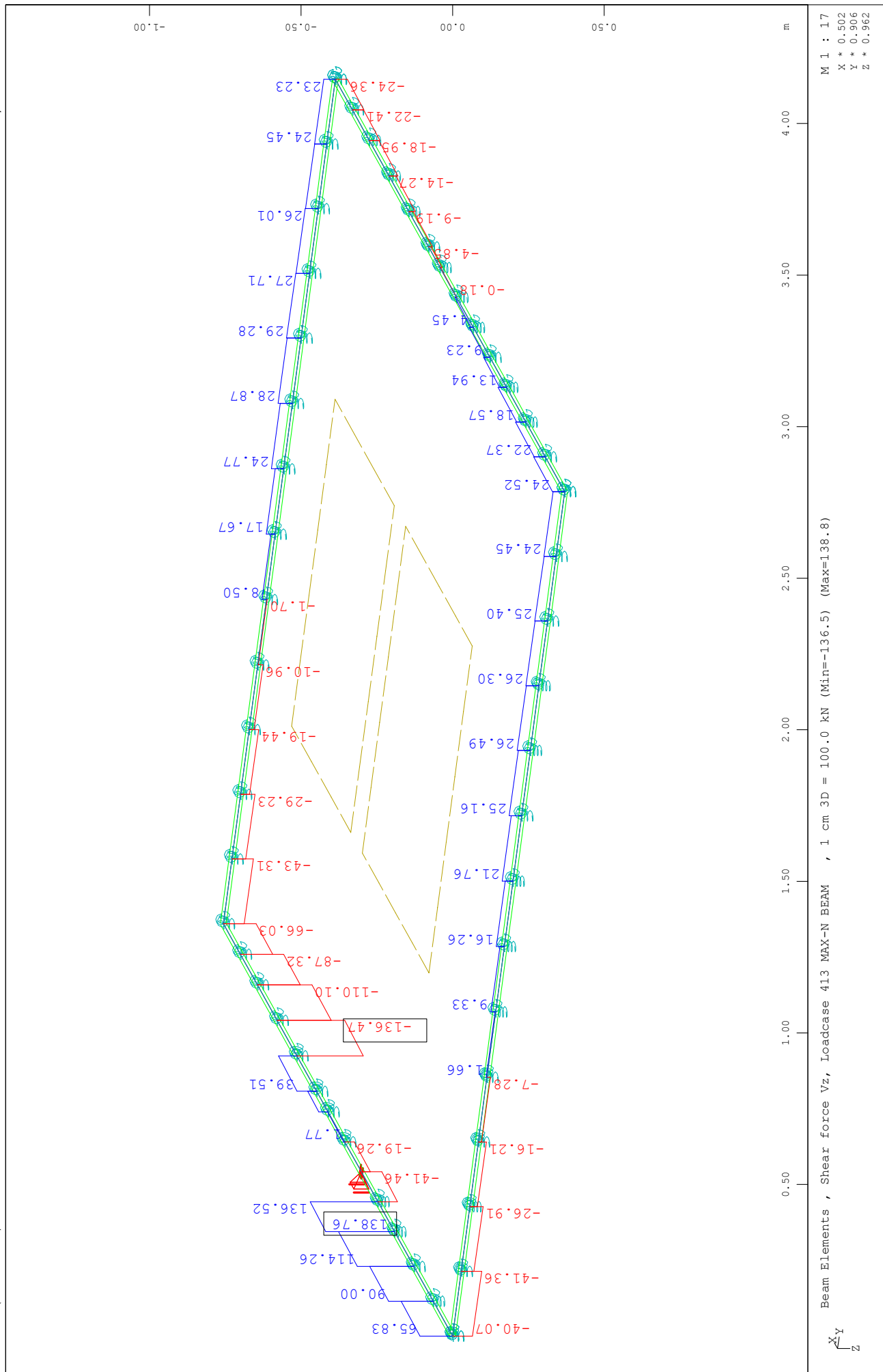


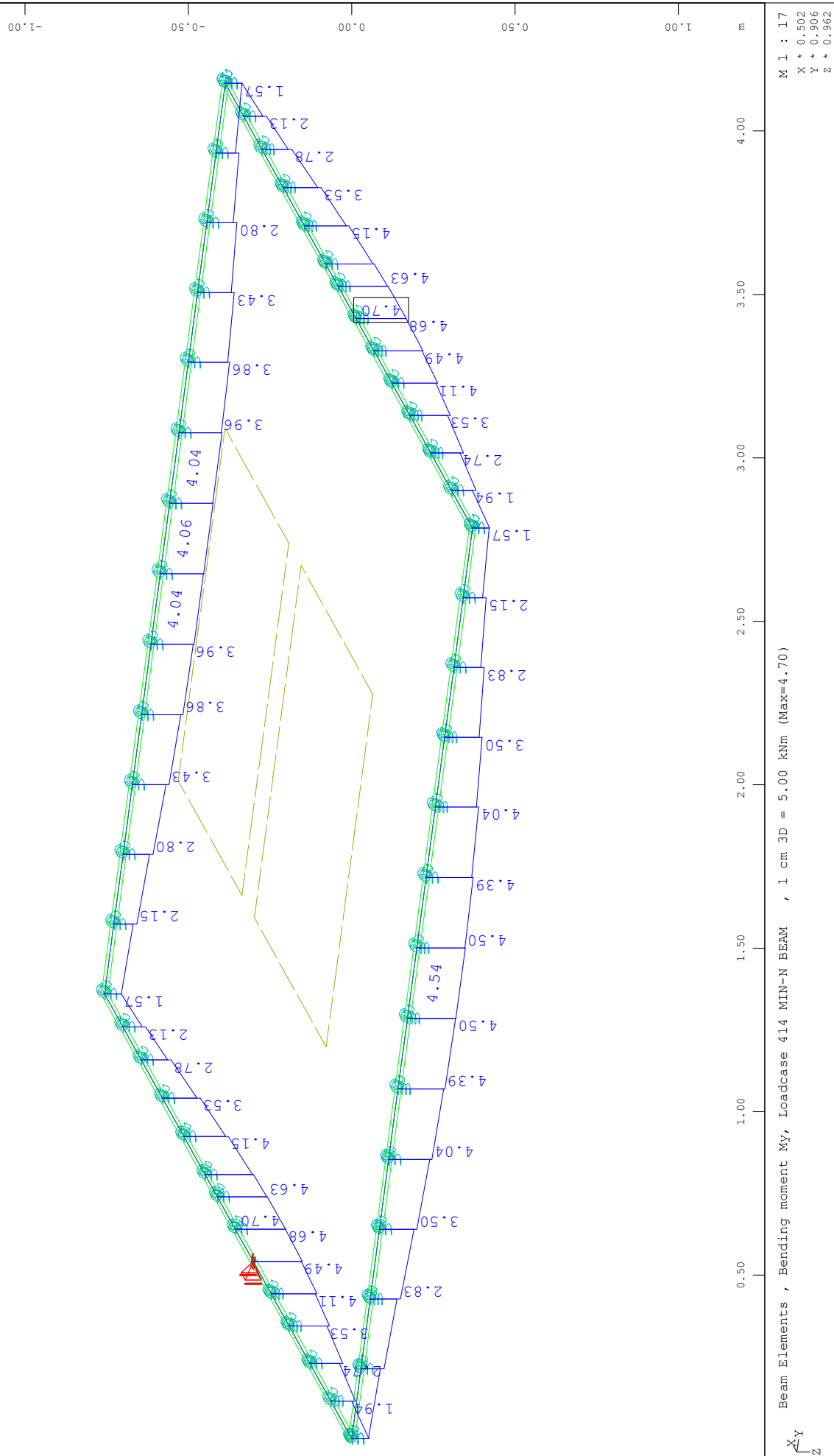


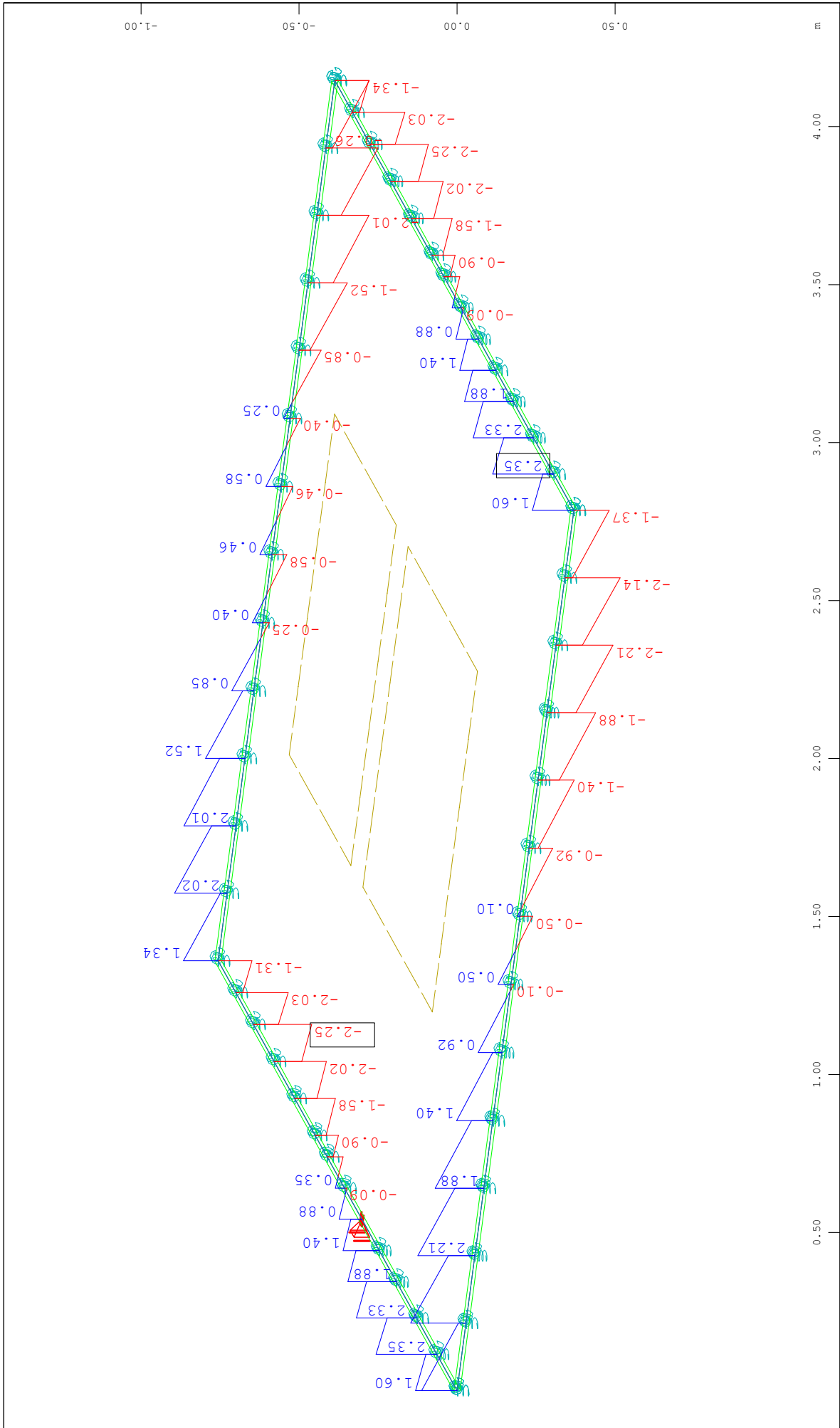






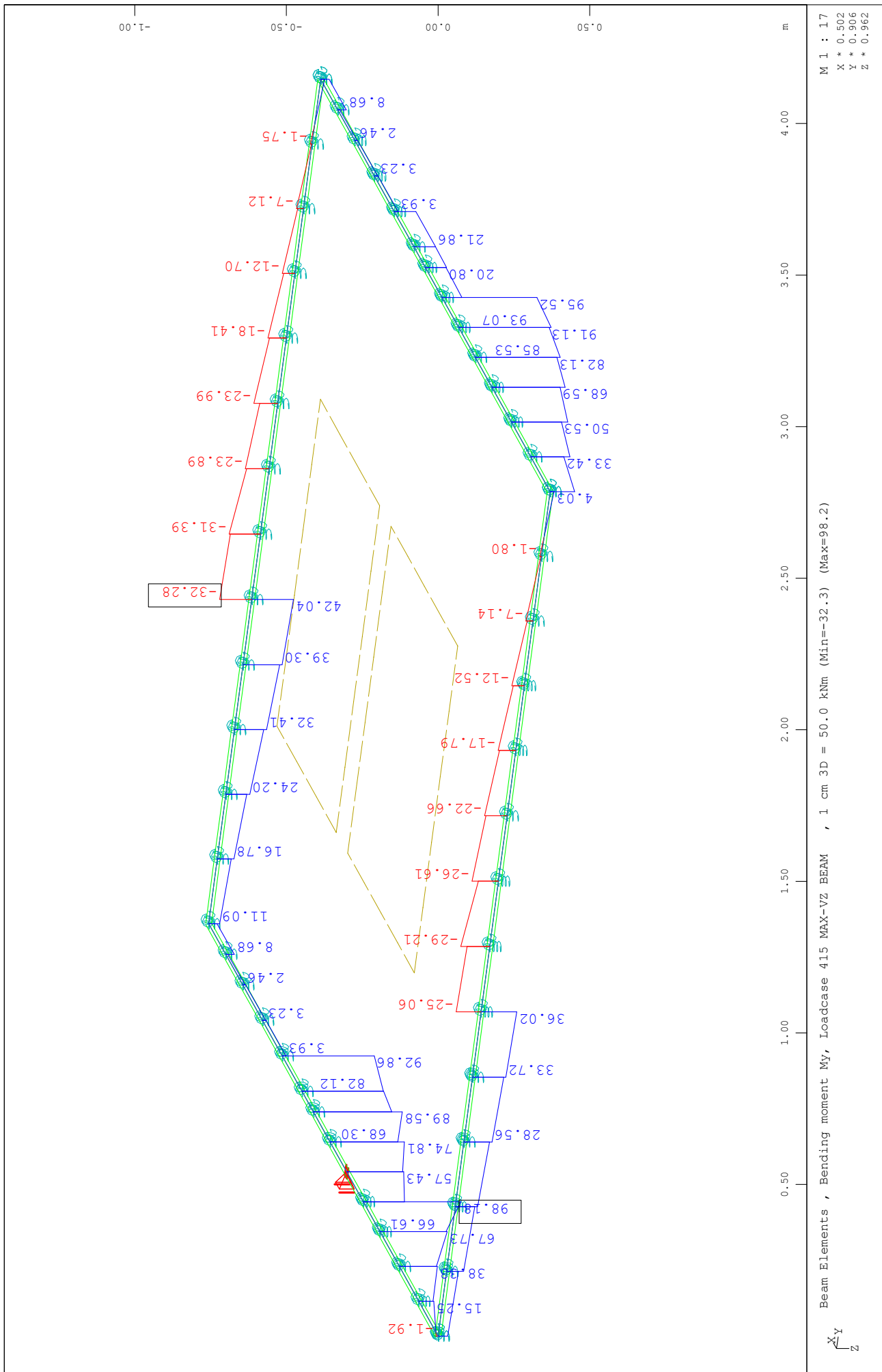


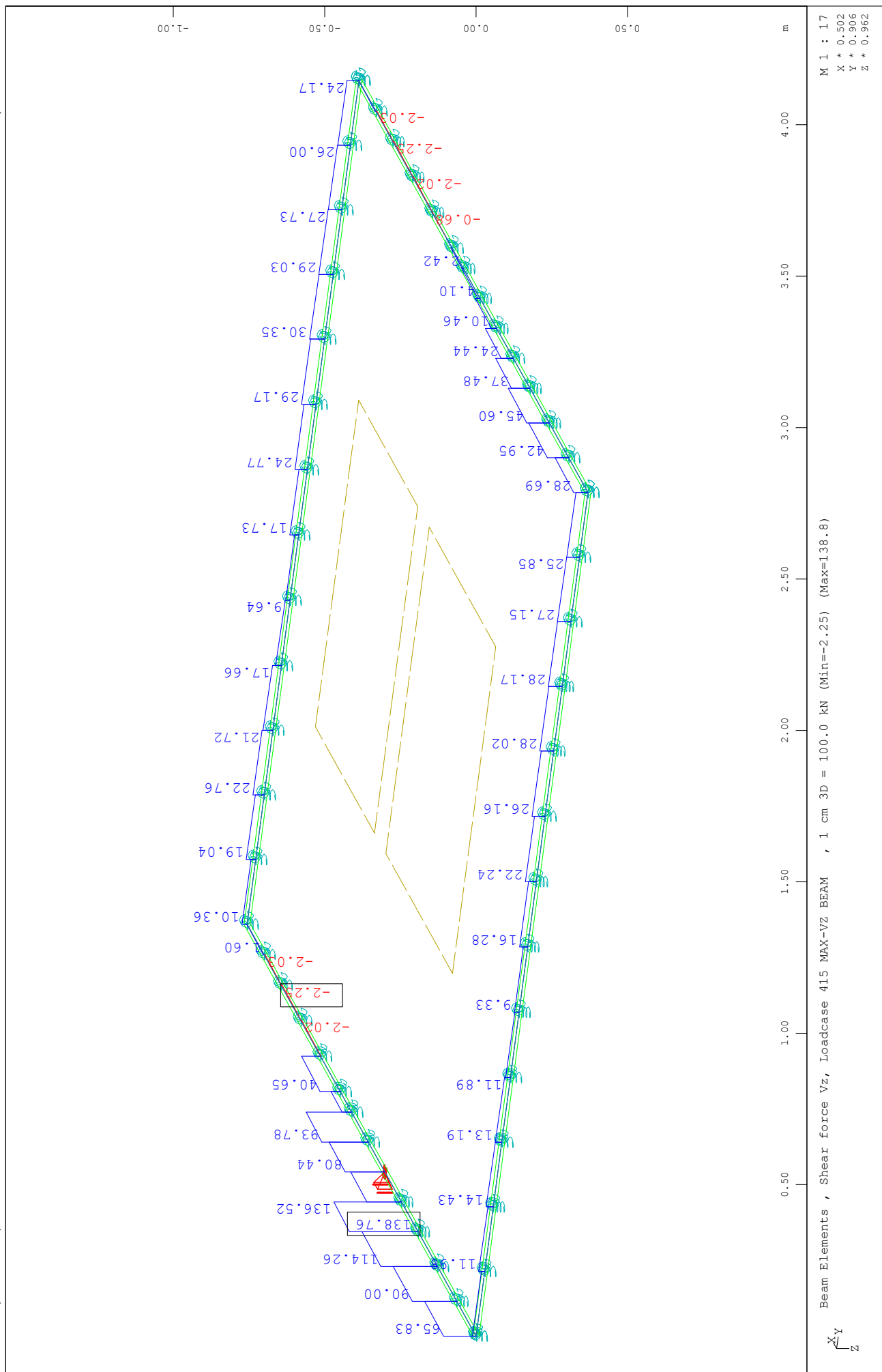




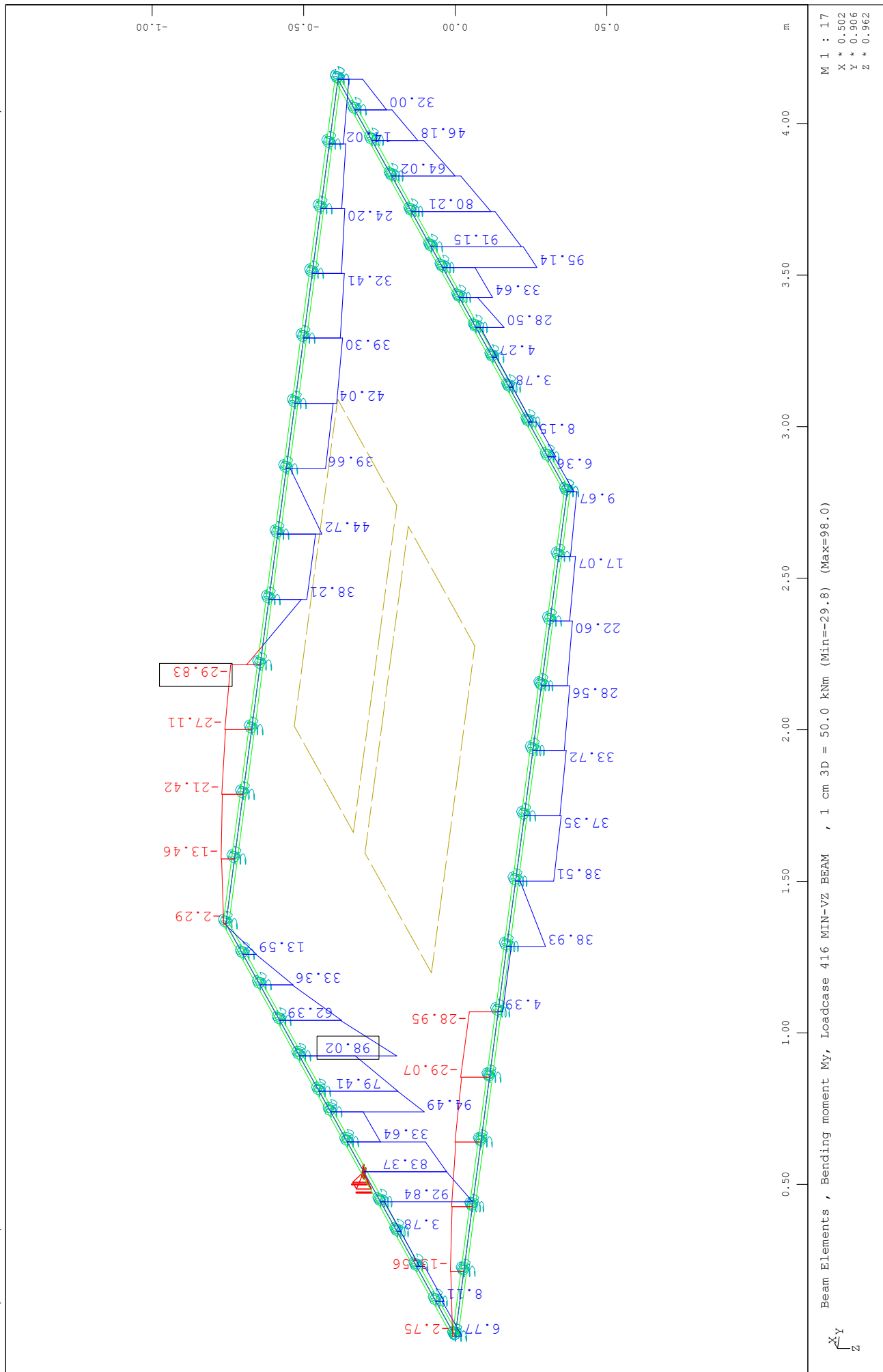
Beam Elements , Shear force V_z , Loadcase 414 MIN-N BEAM , 1 cm 3D = 2.00 kN (Min=-2.25) (Max=2.35)

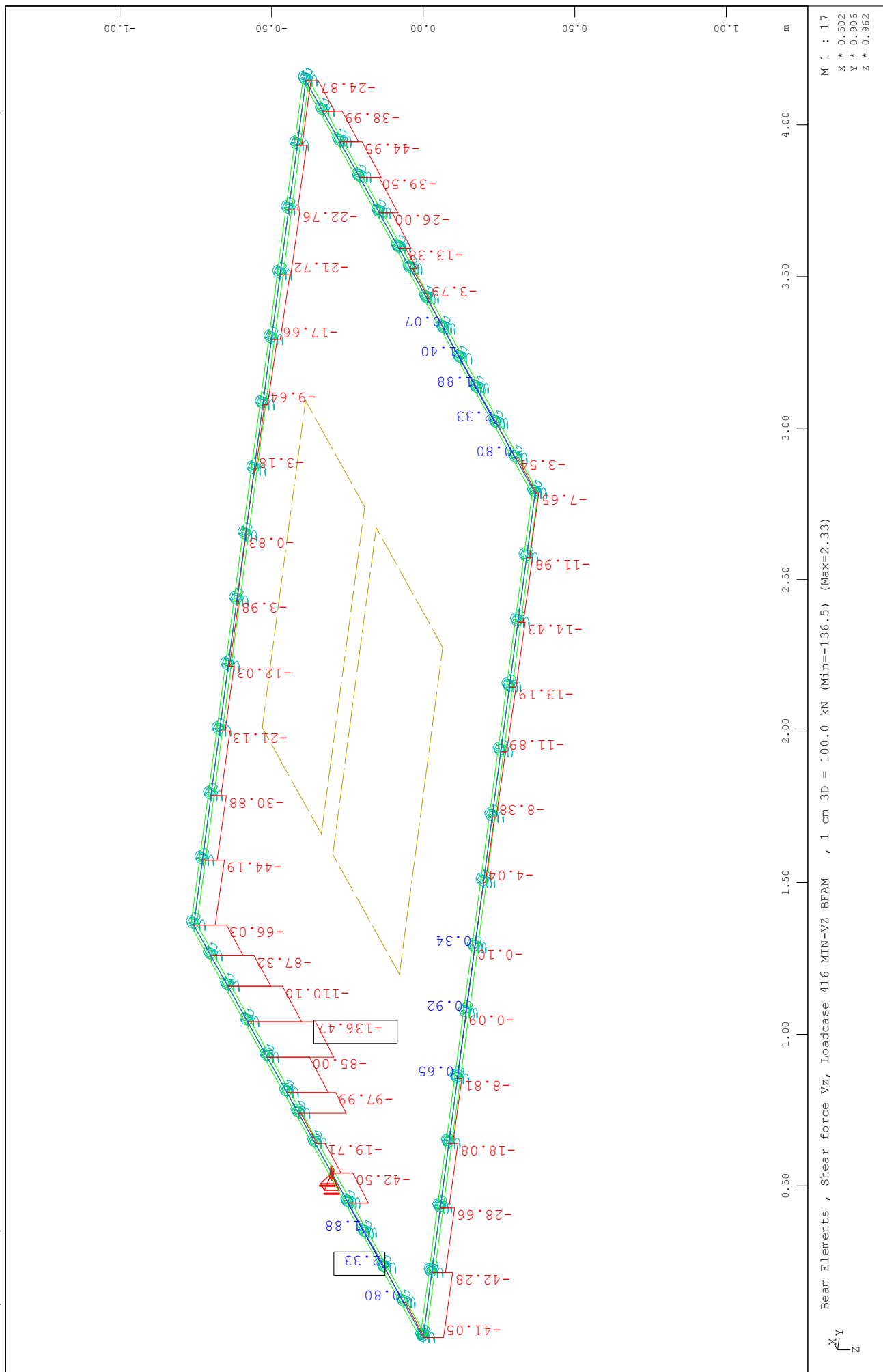
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

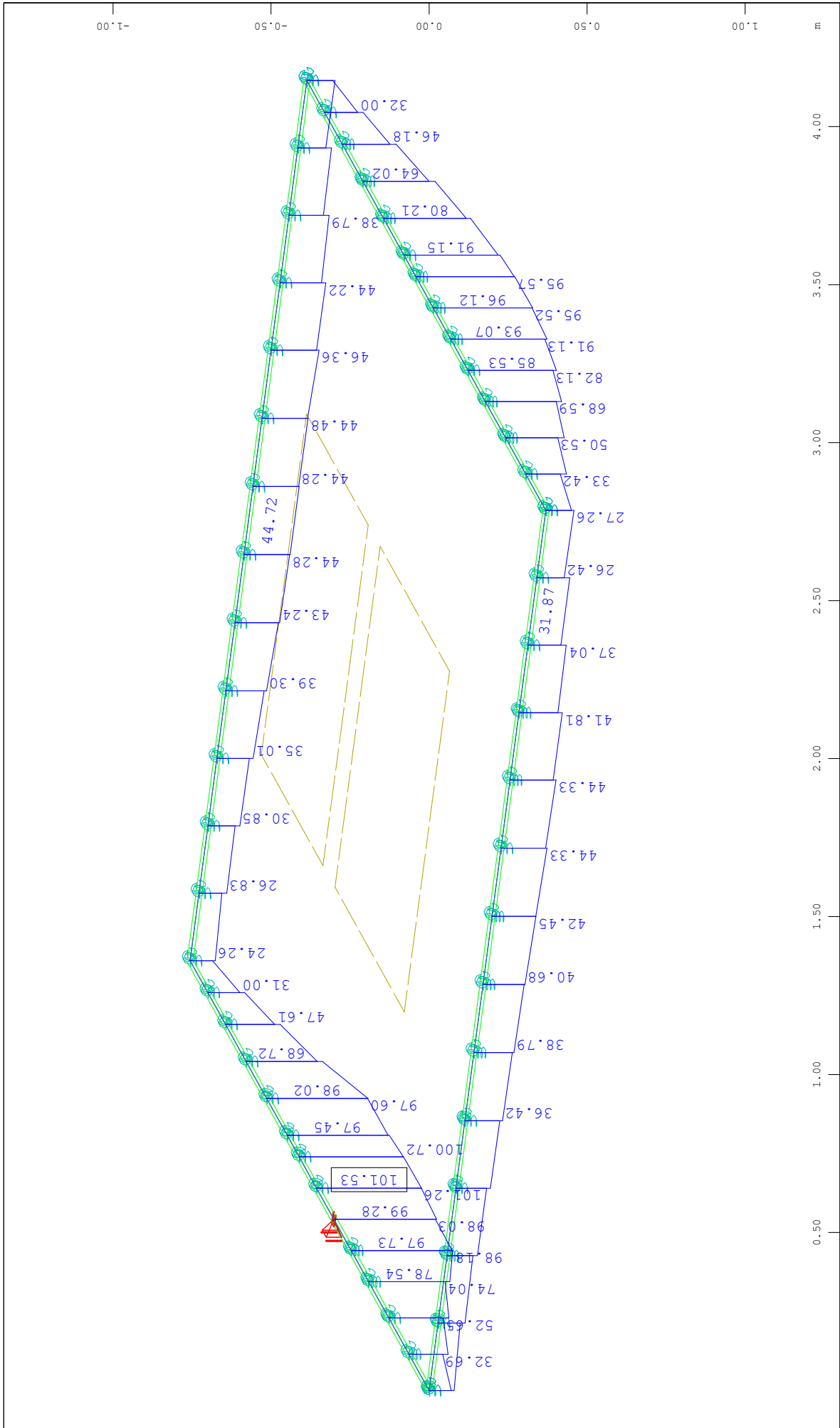




M 1 : 17
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962





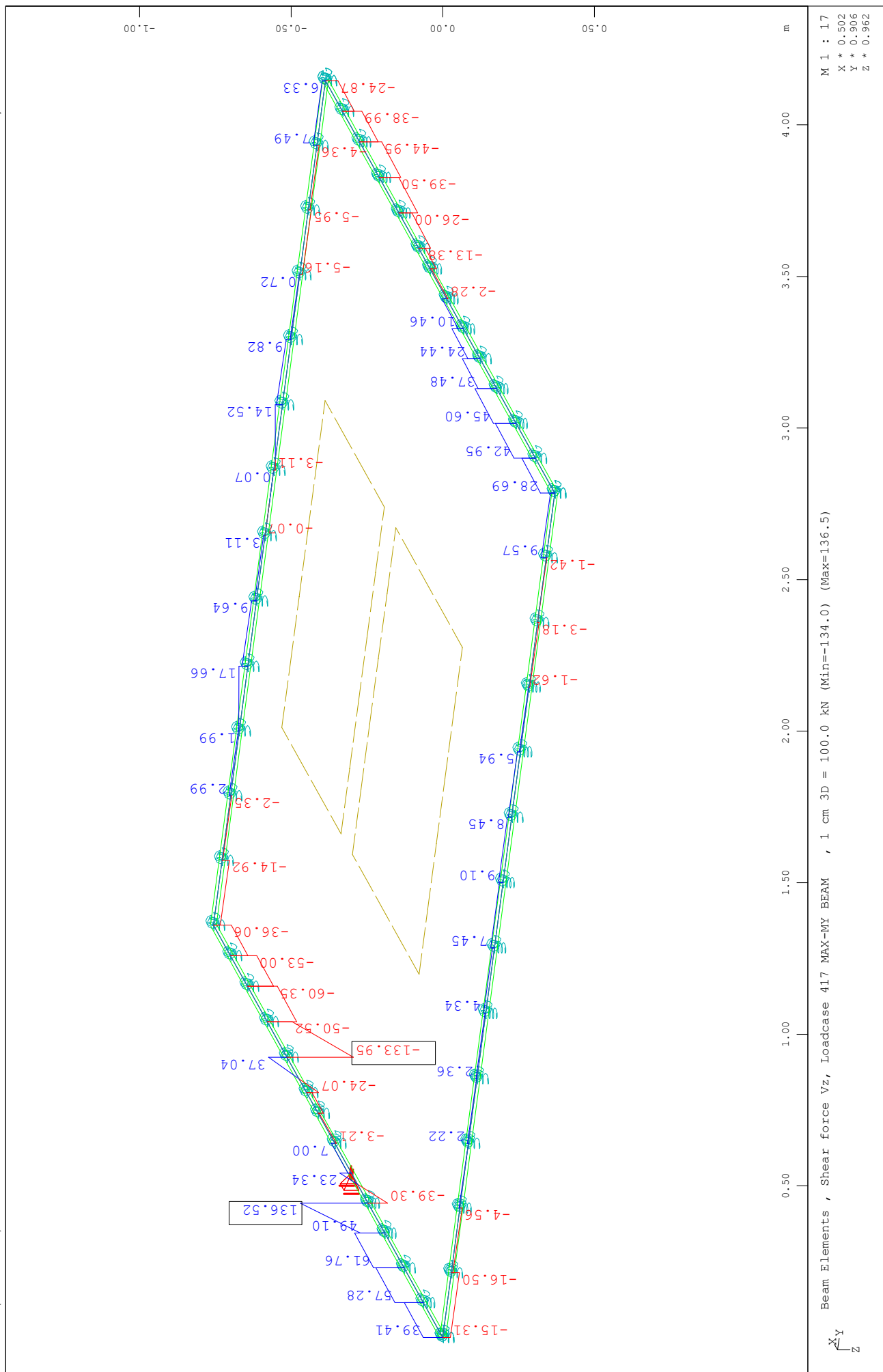


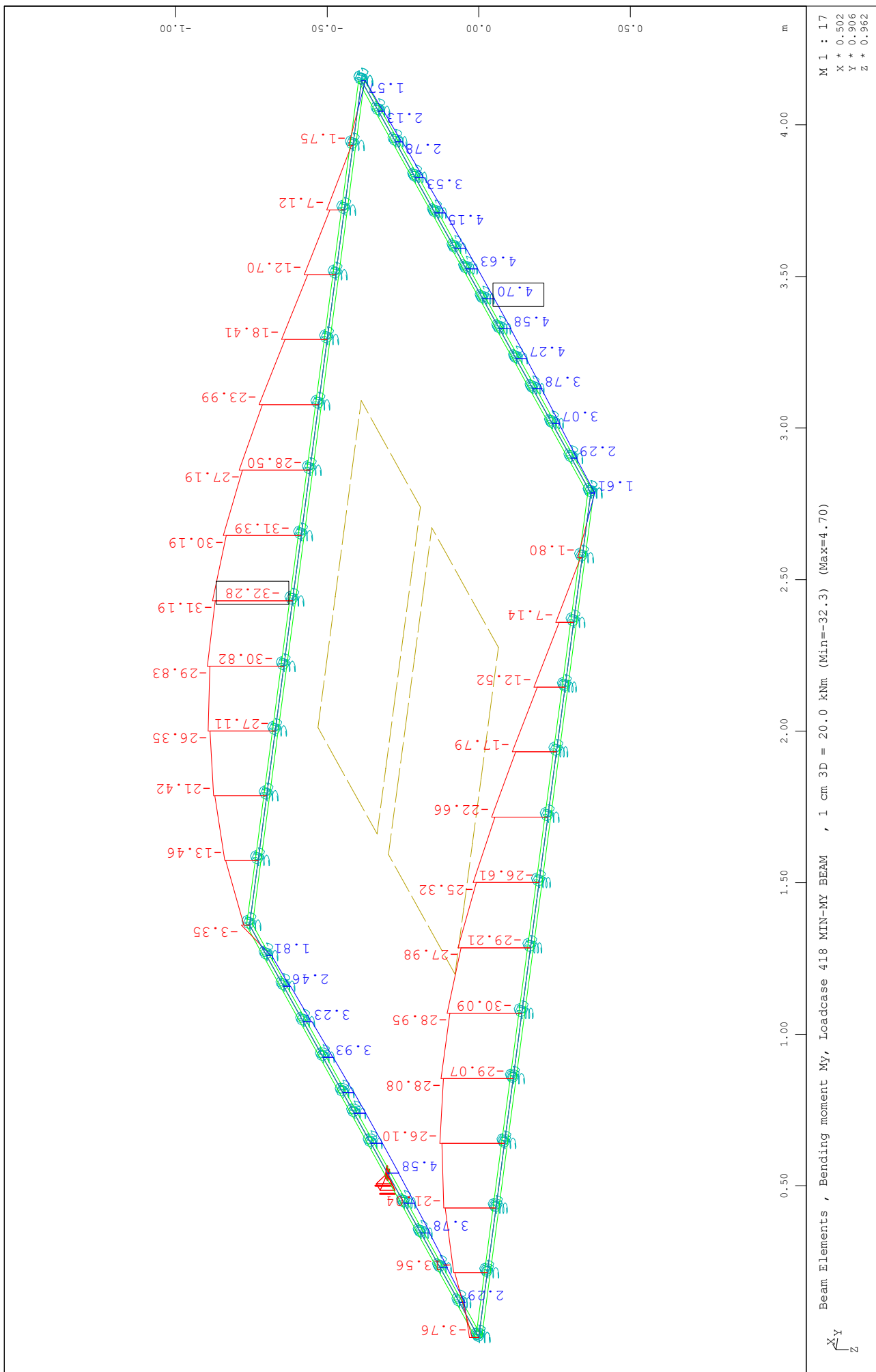
Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 417 MAX-MY BEAM , 1 cm 3D = 50.0 kNm (Max=101.5)

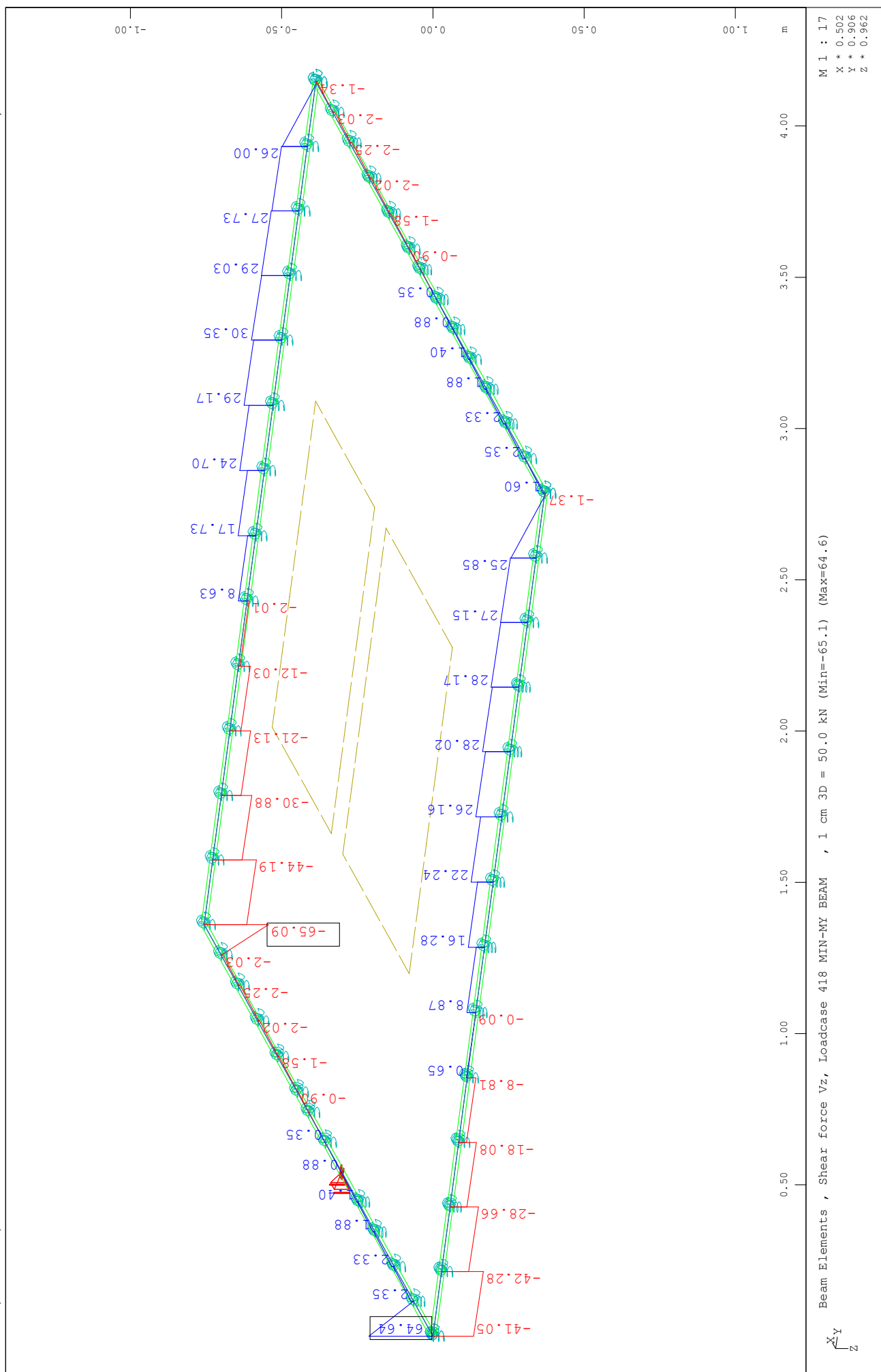
M 1 : 17

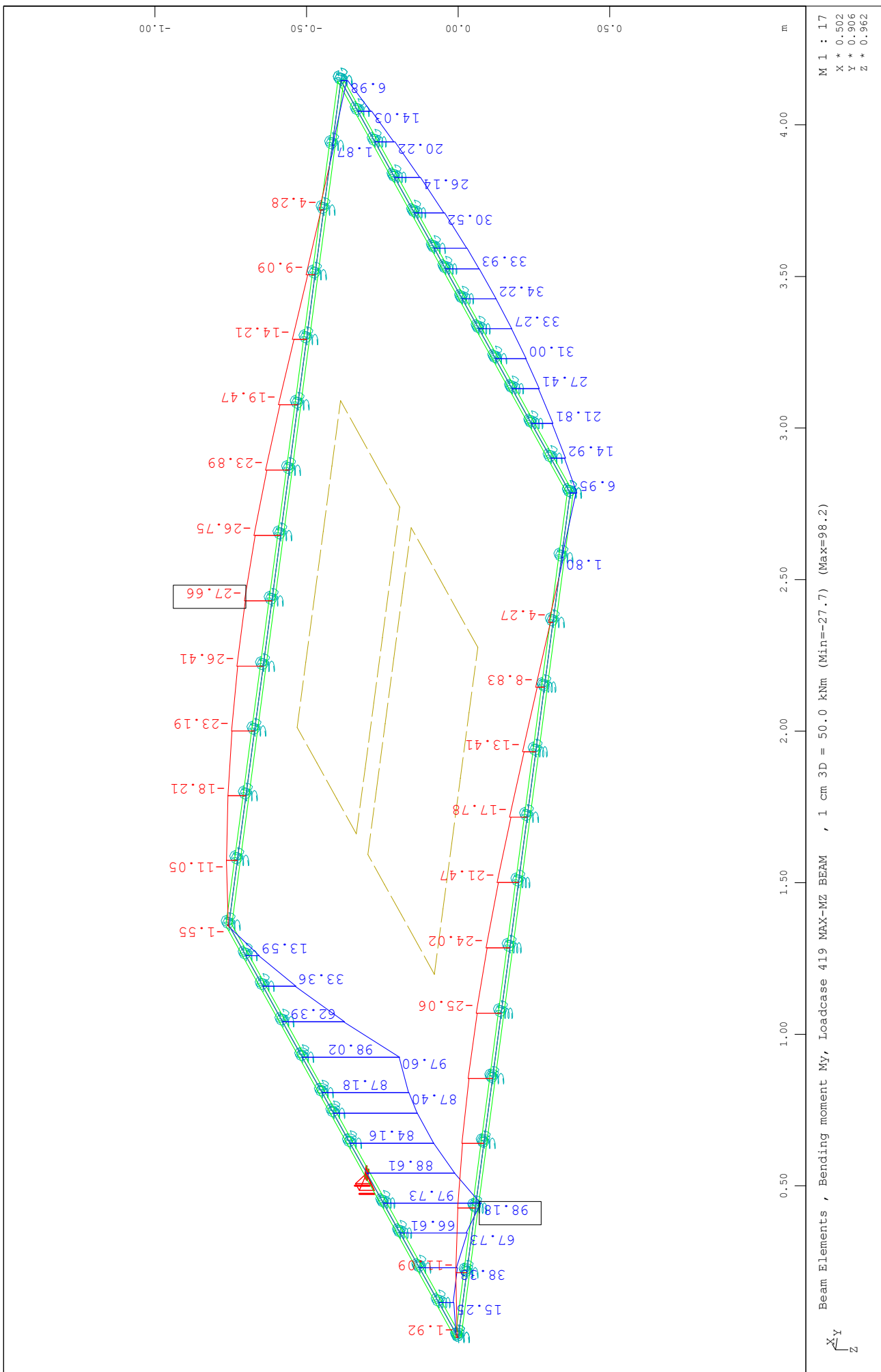
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

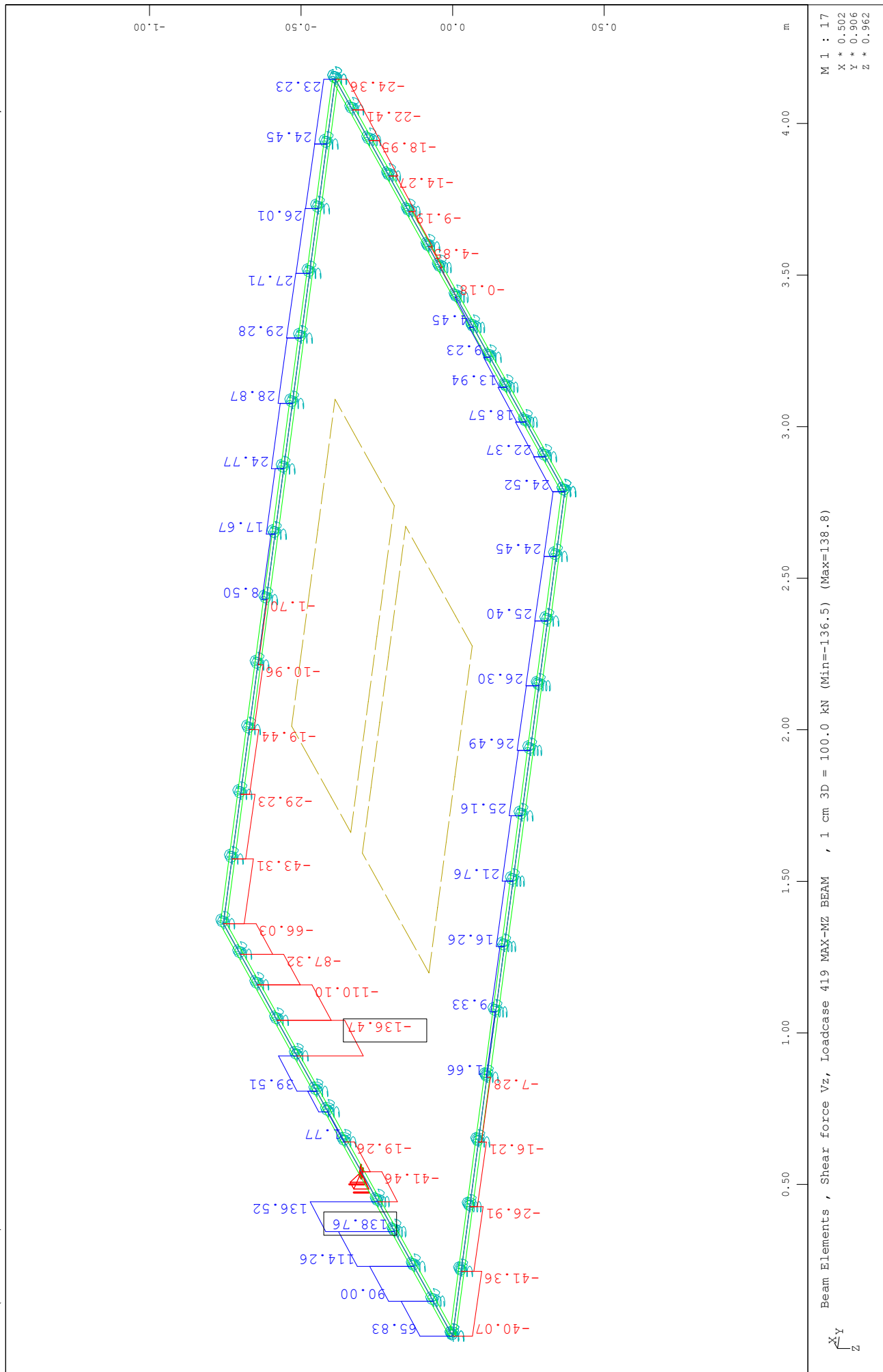
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ A/Σ 1

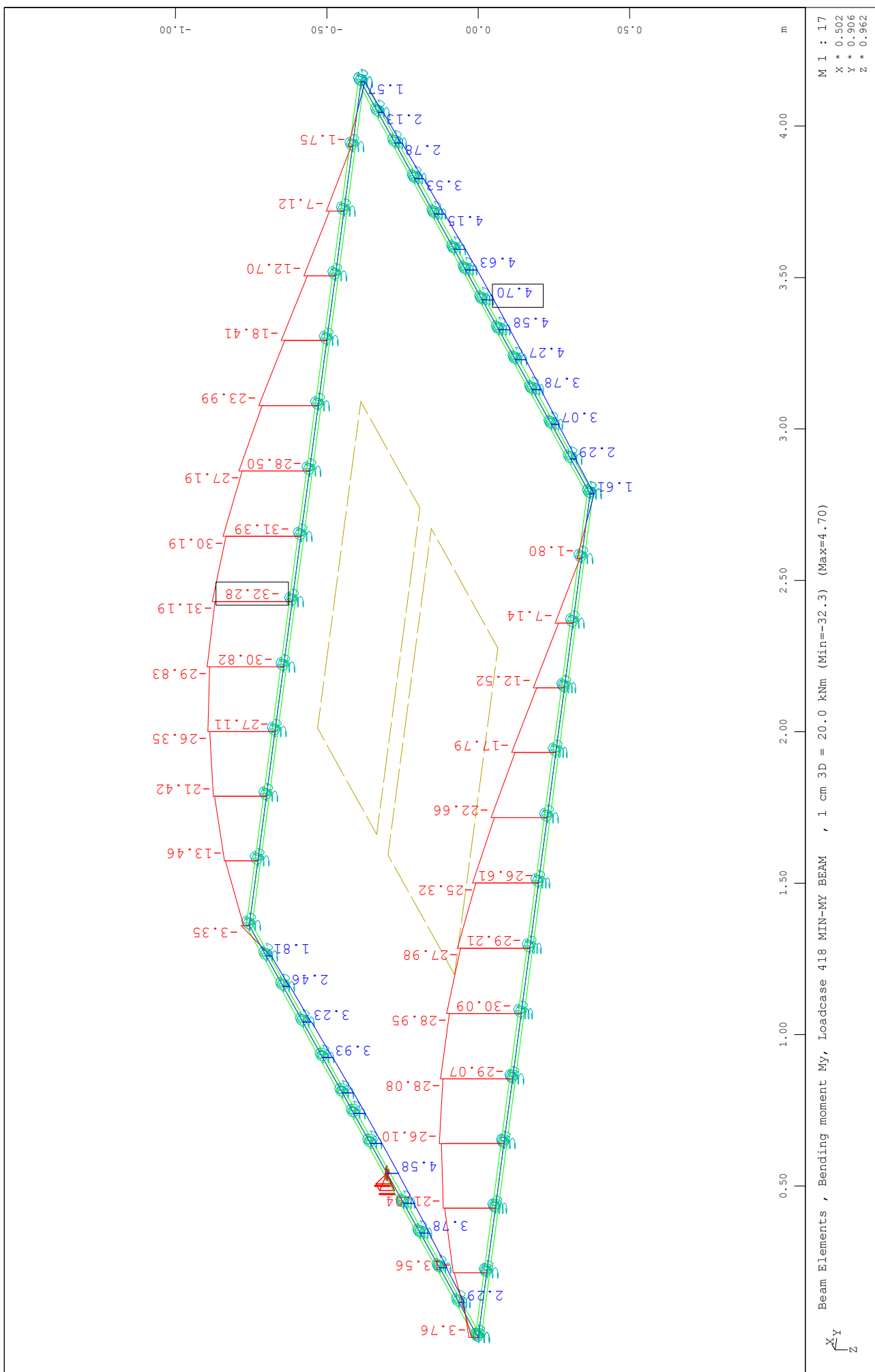


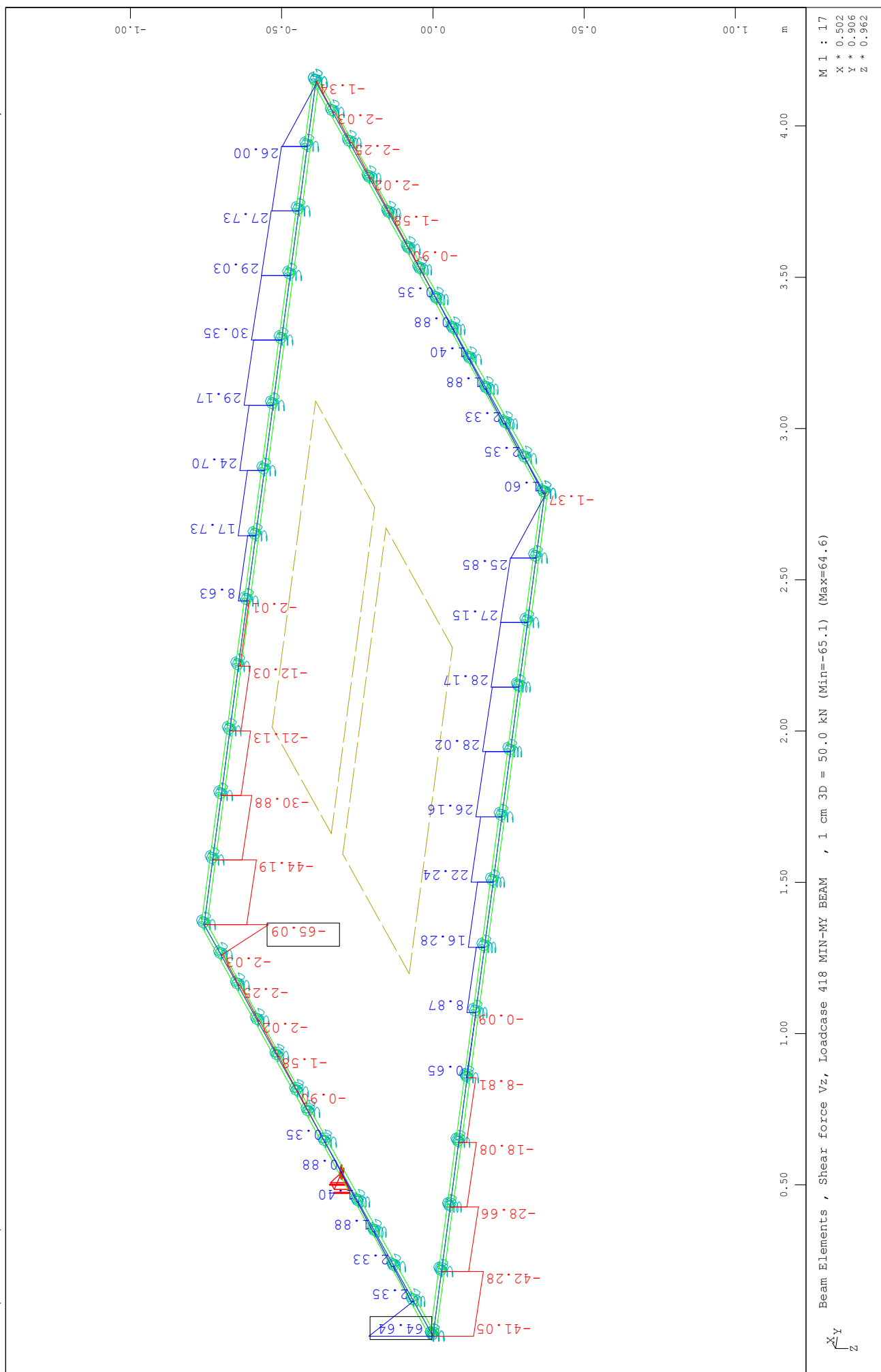


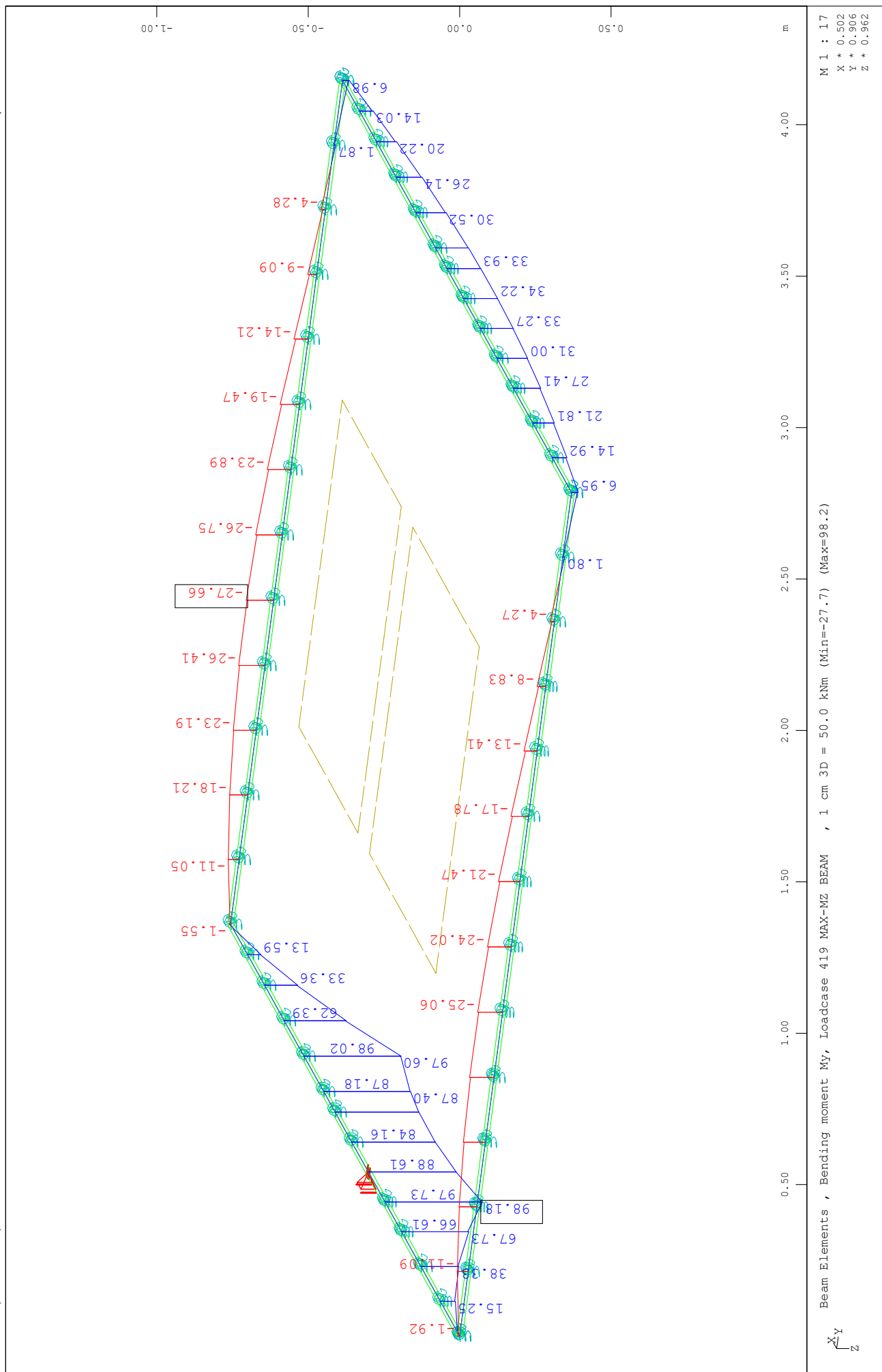


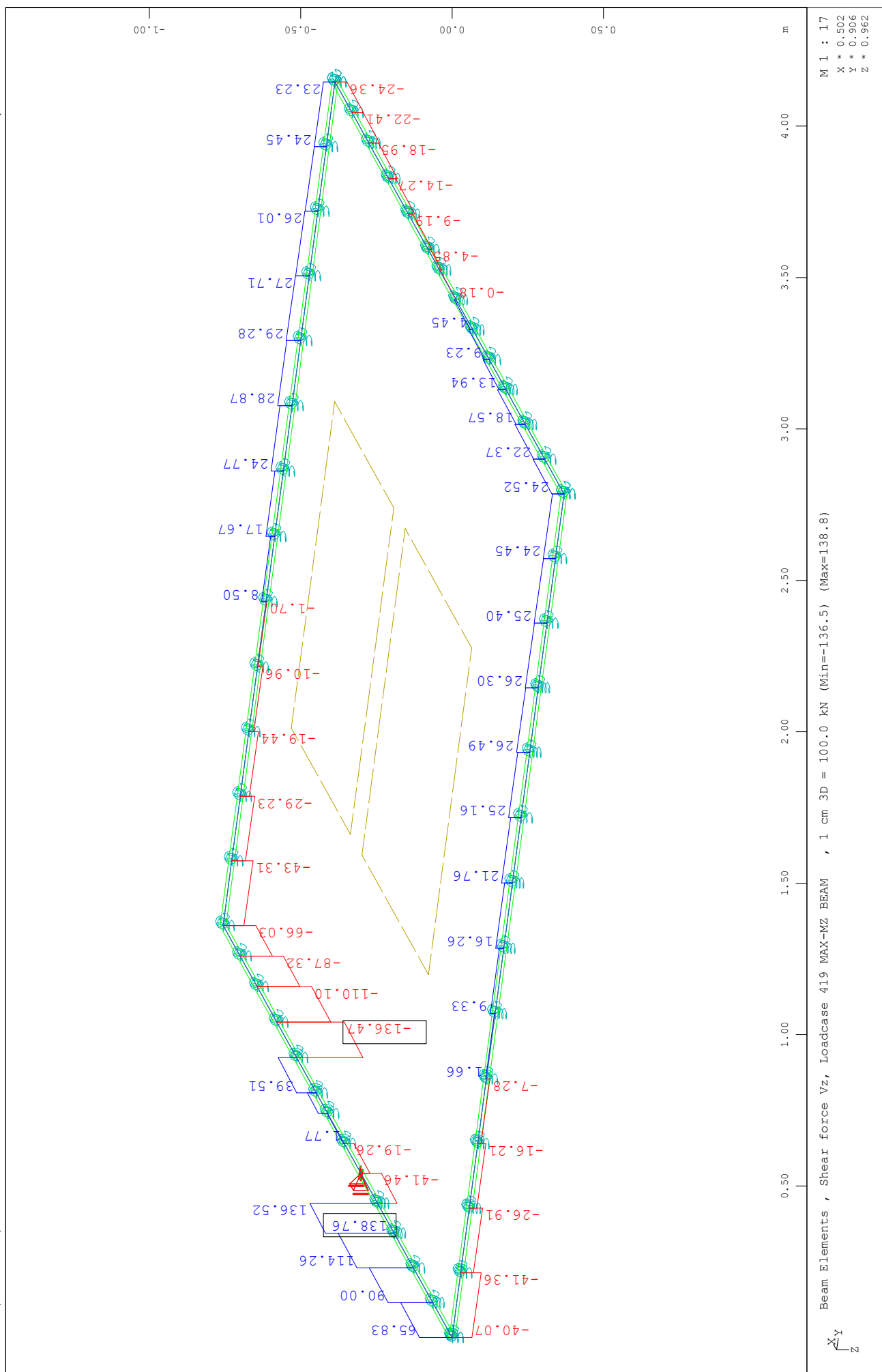


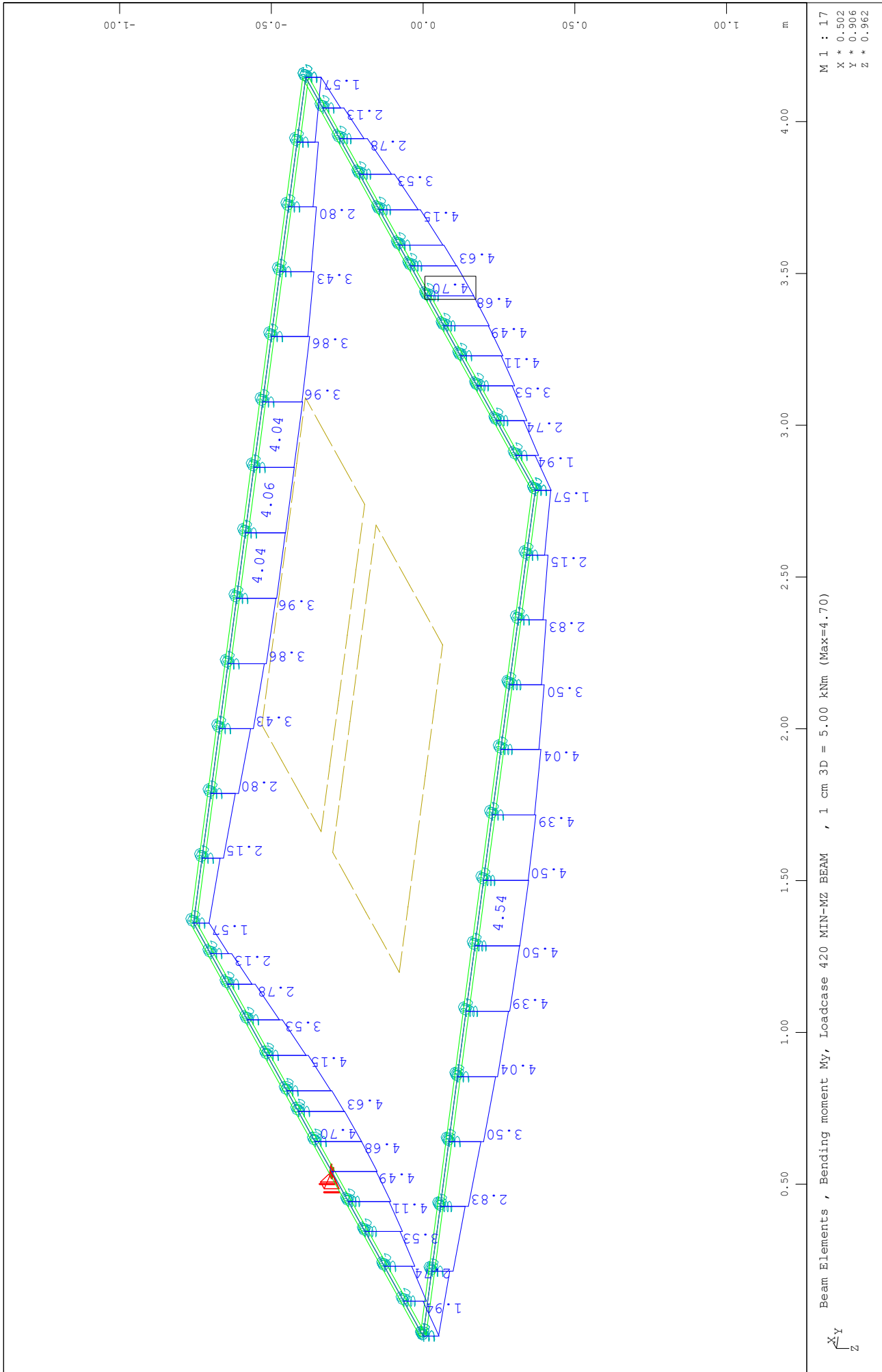


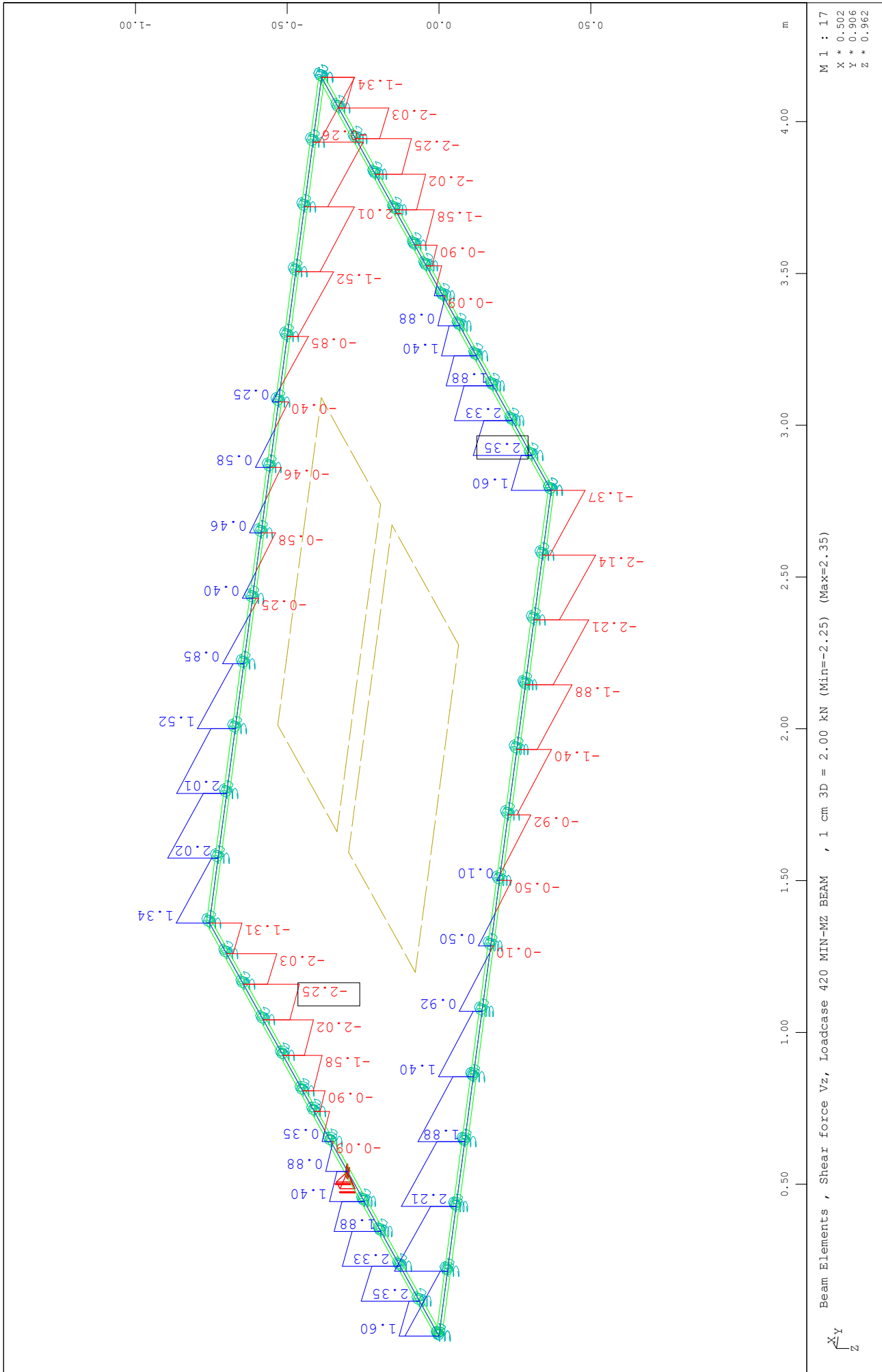


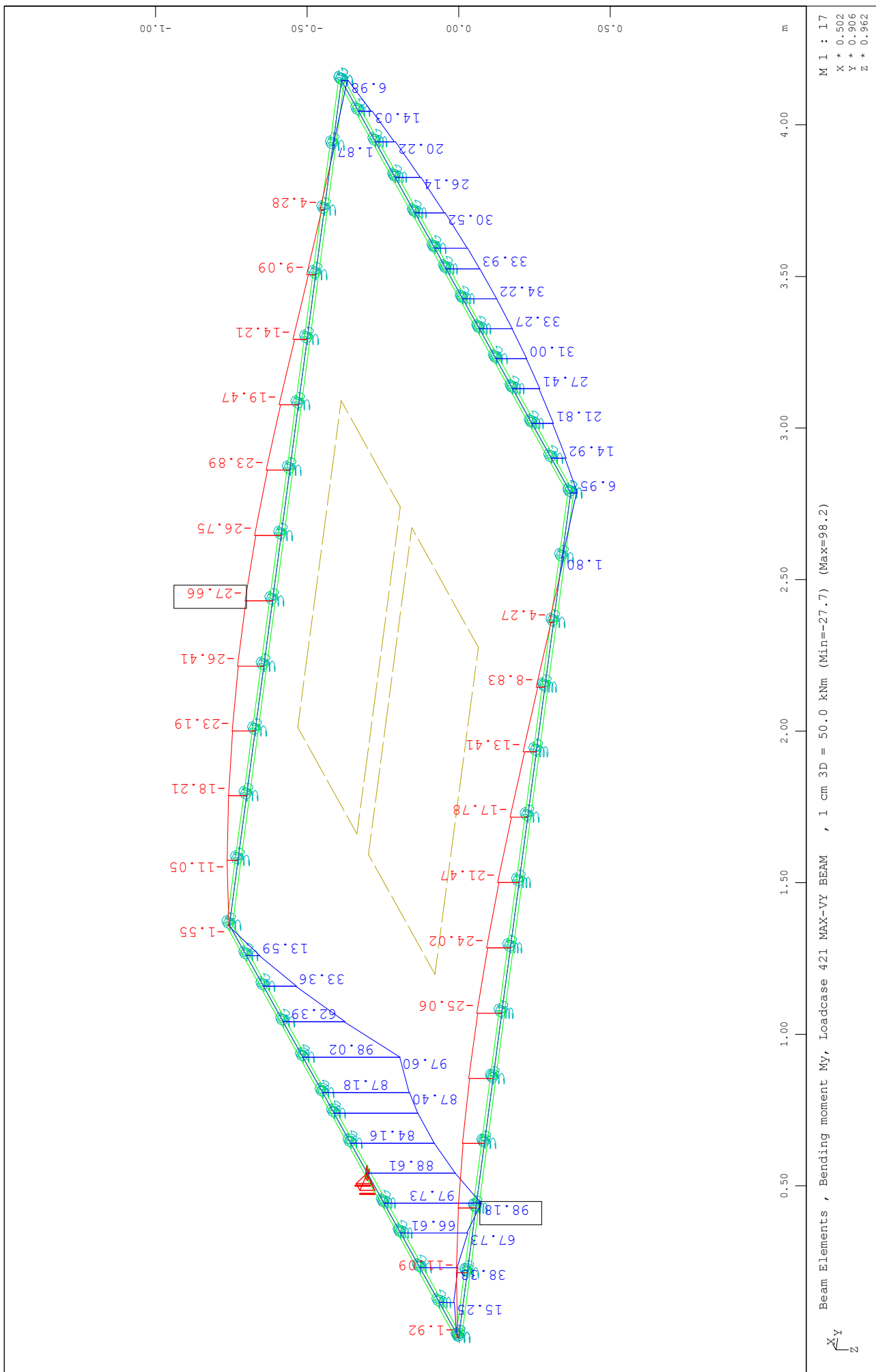


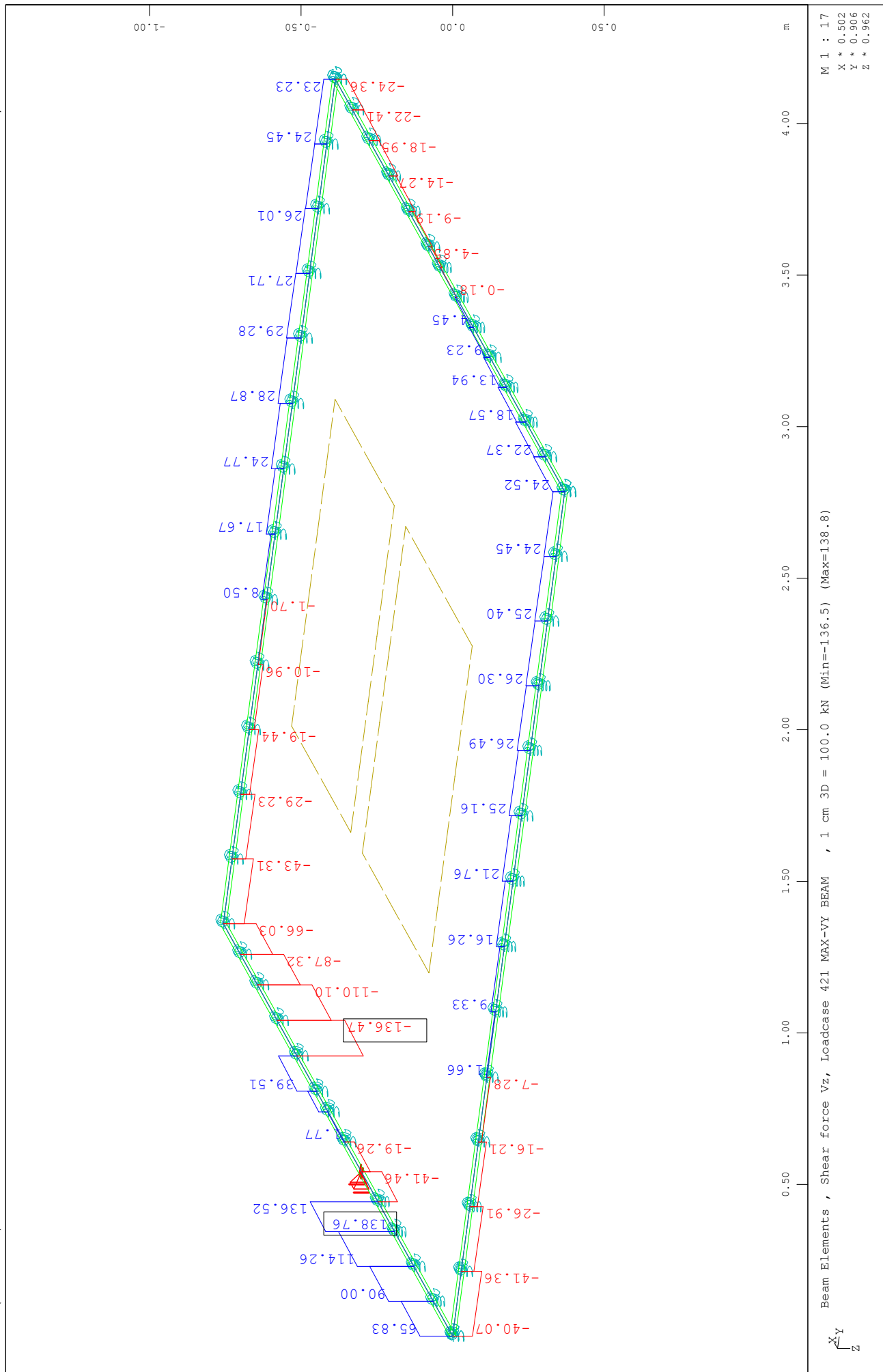


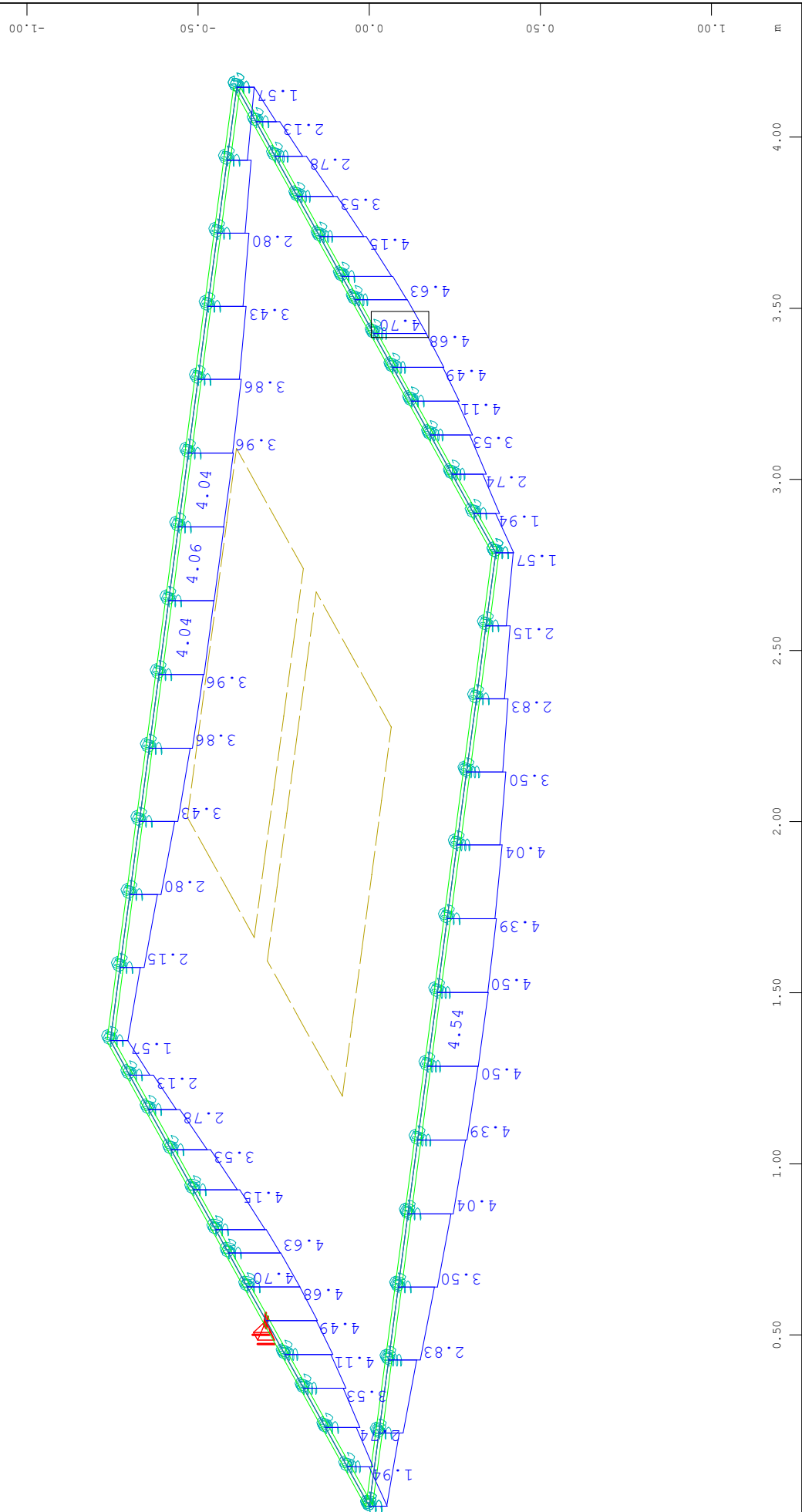








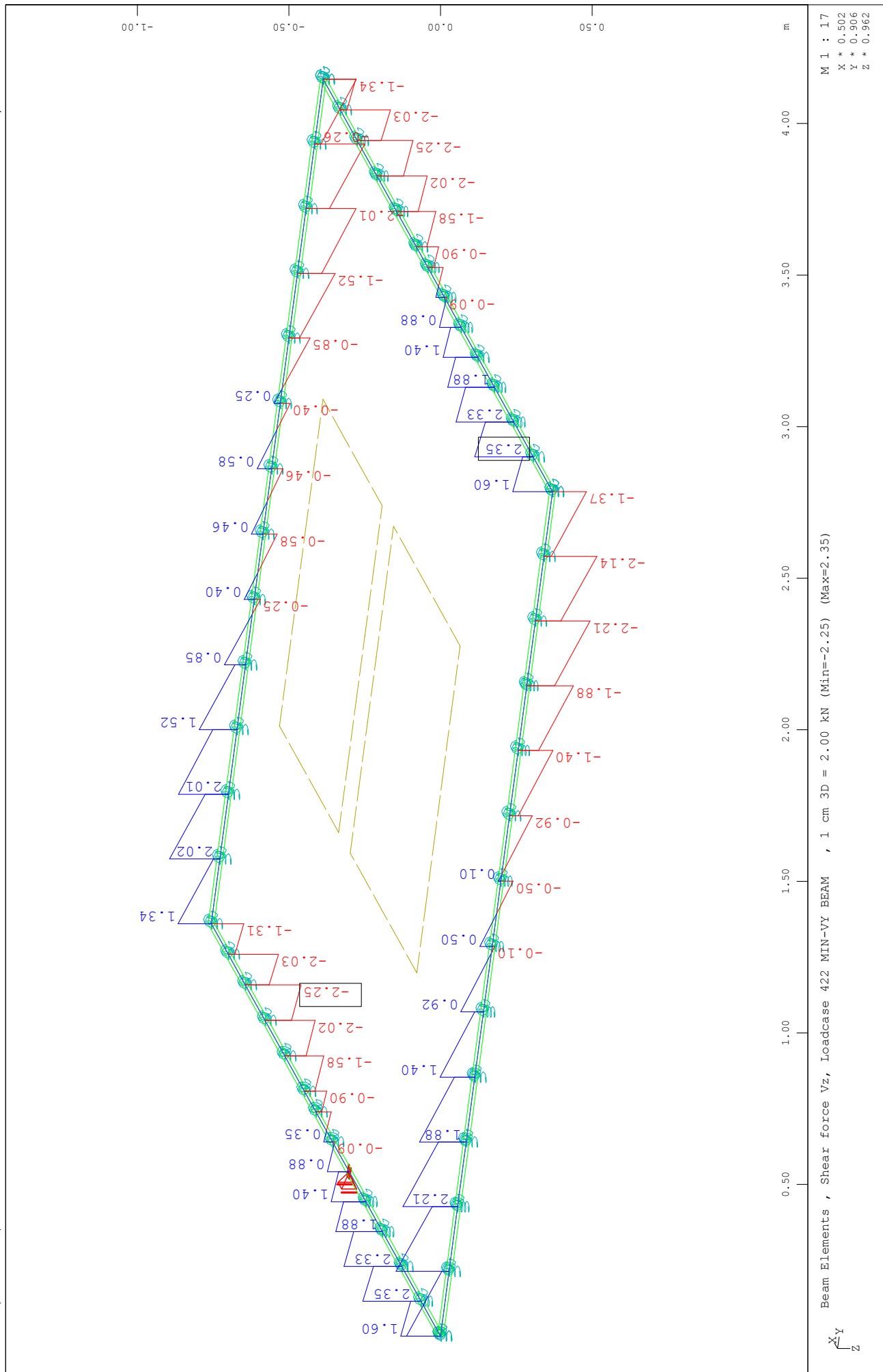


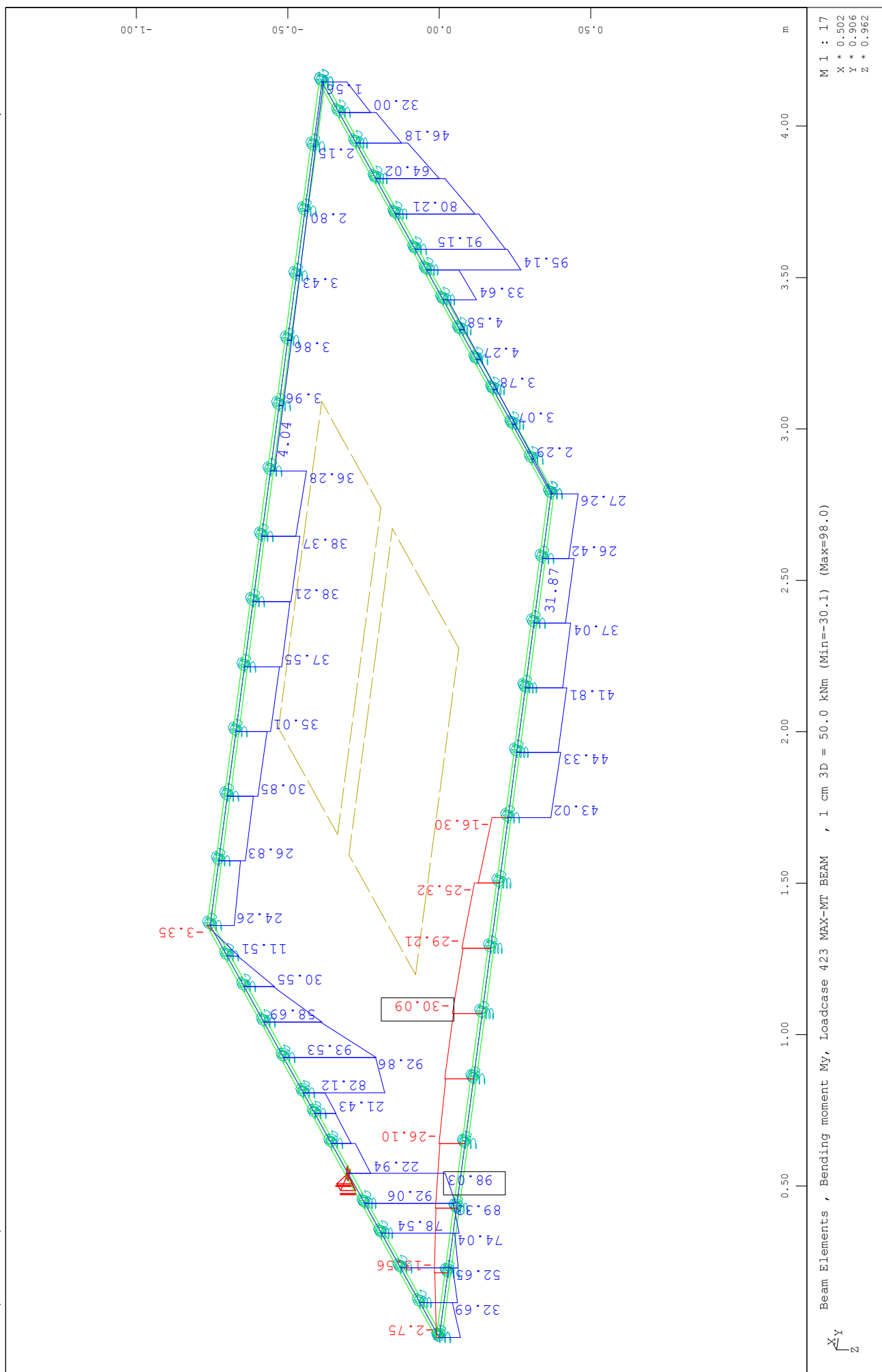


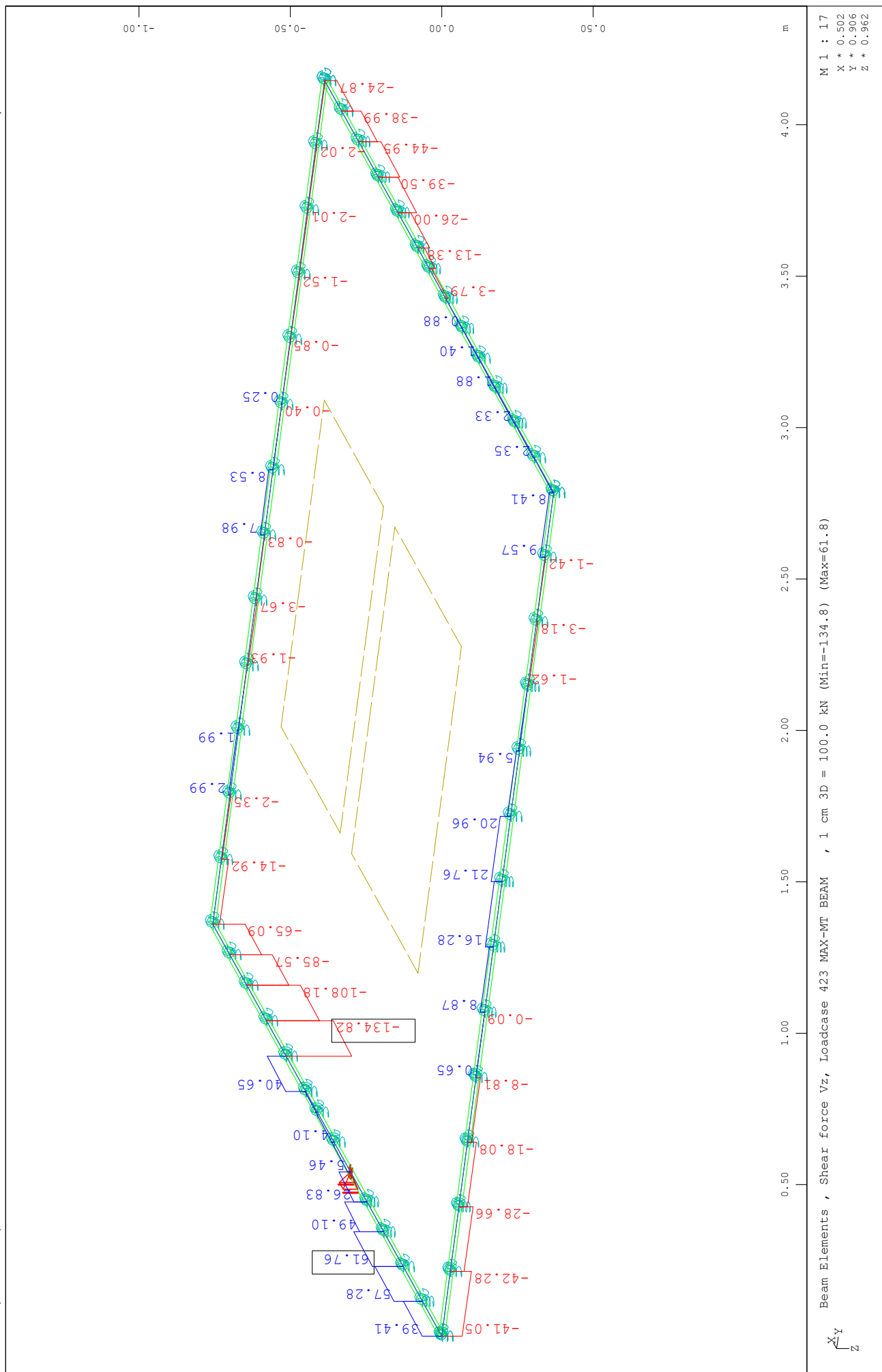
Beam Elements , Bending moment M_y , Loadcase 422 MIN-VY BEAM , 1 cm 3D = 5.00 kNm (Max=4.70)

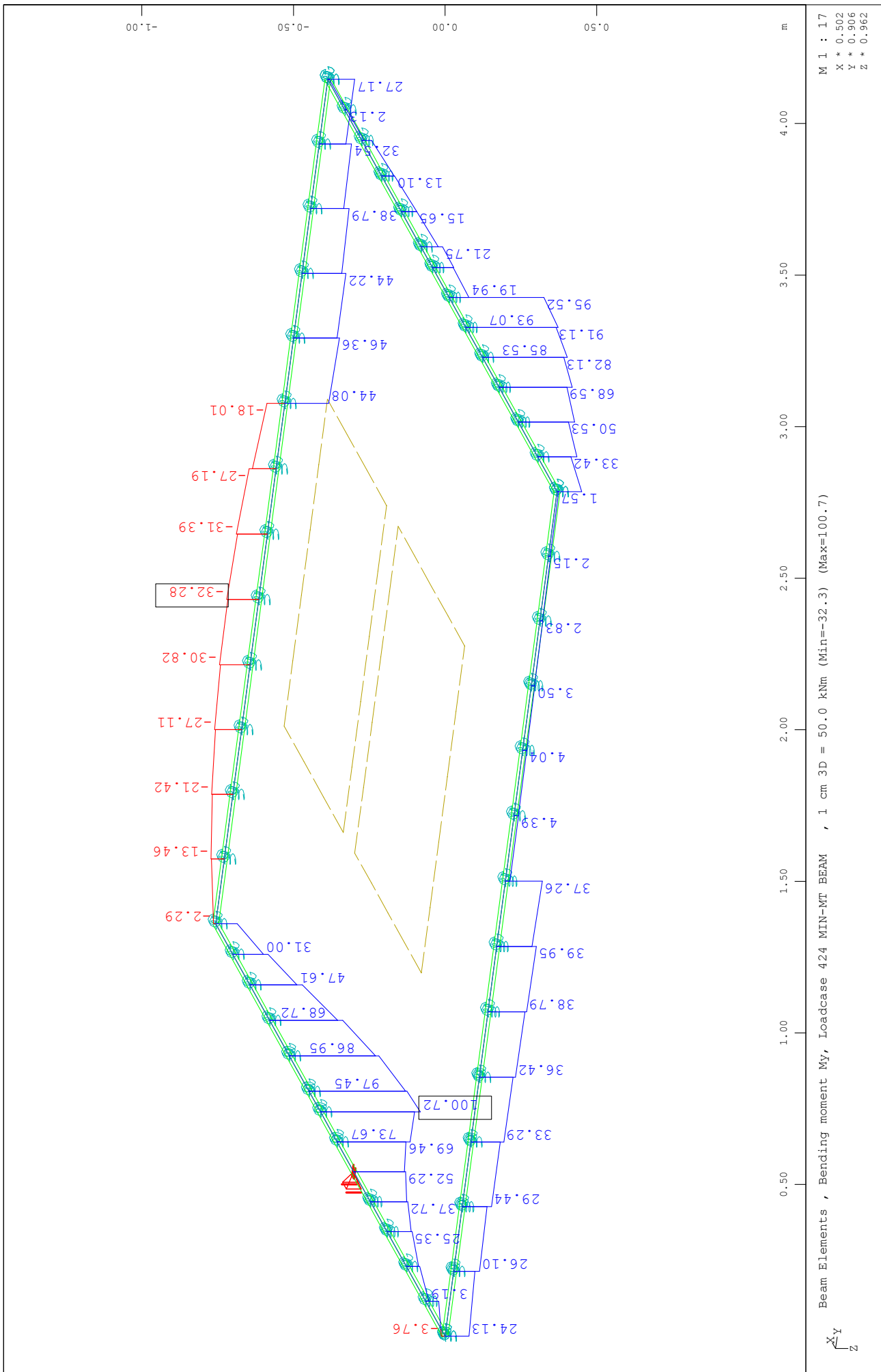
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

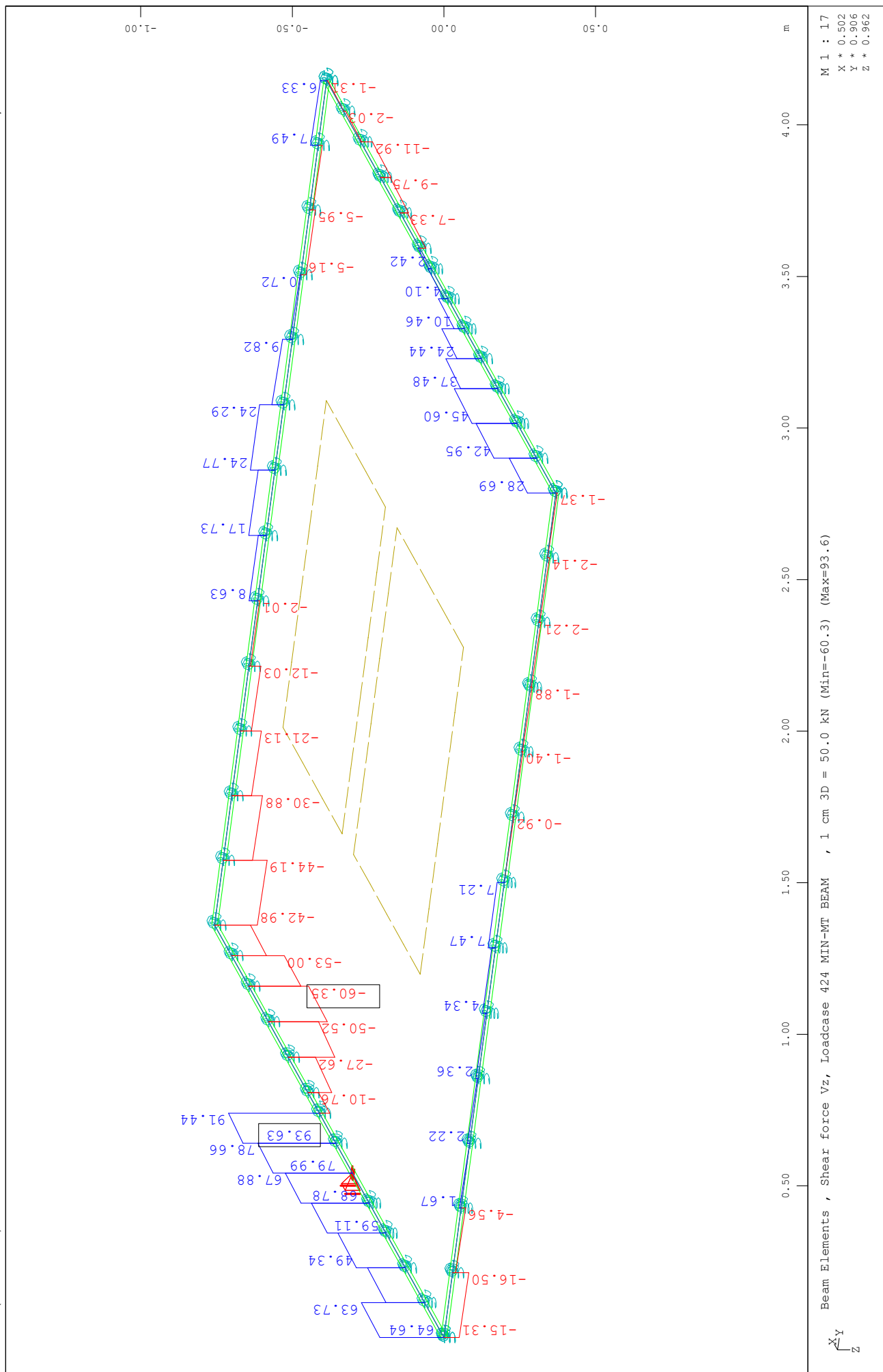
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ A/Σ 1

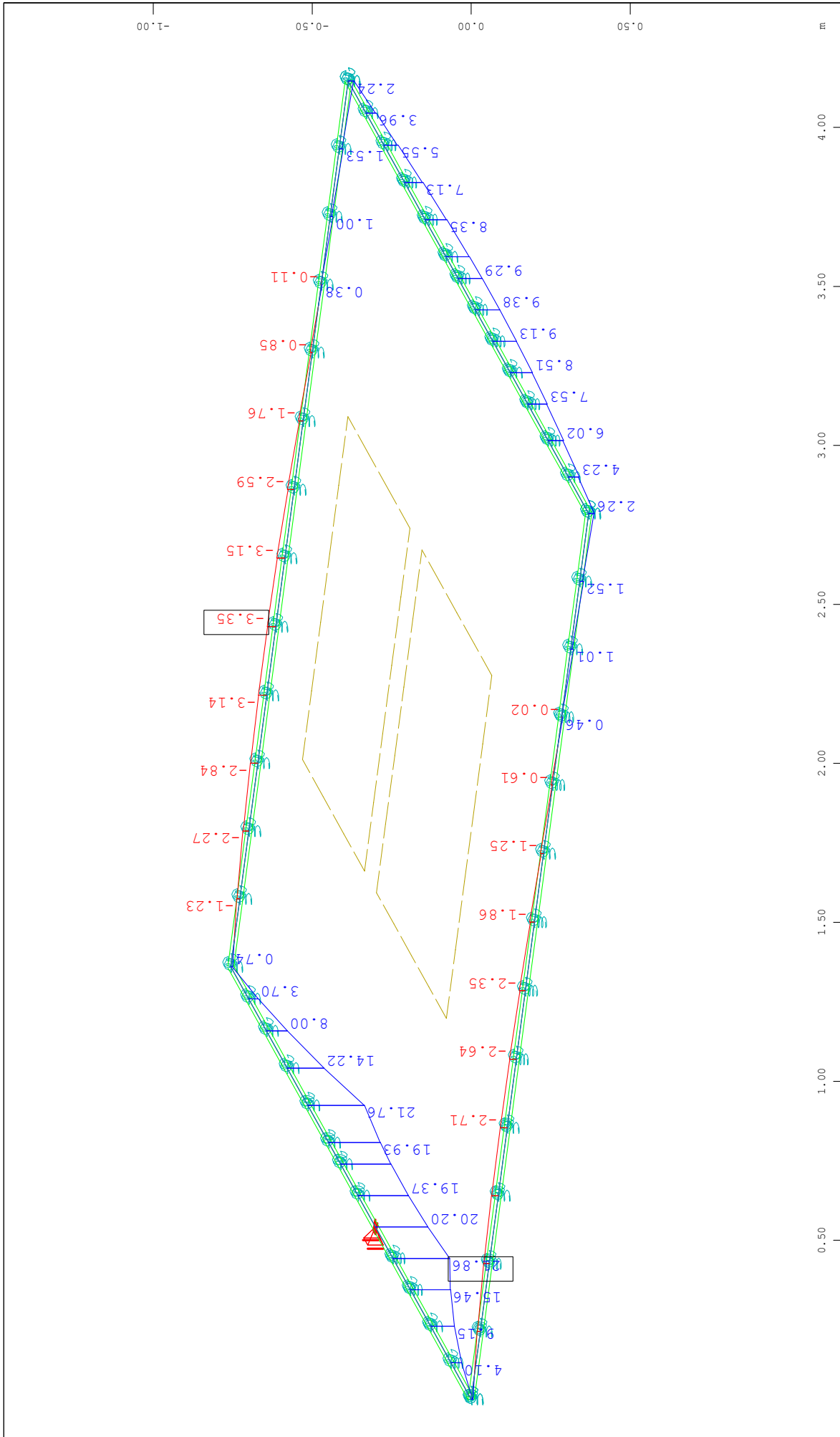






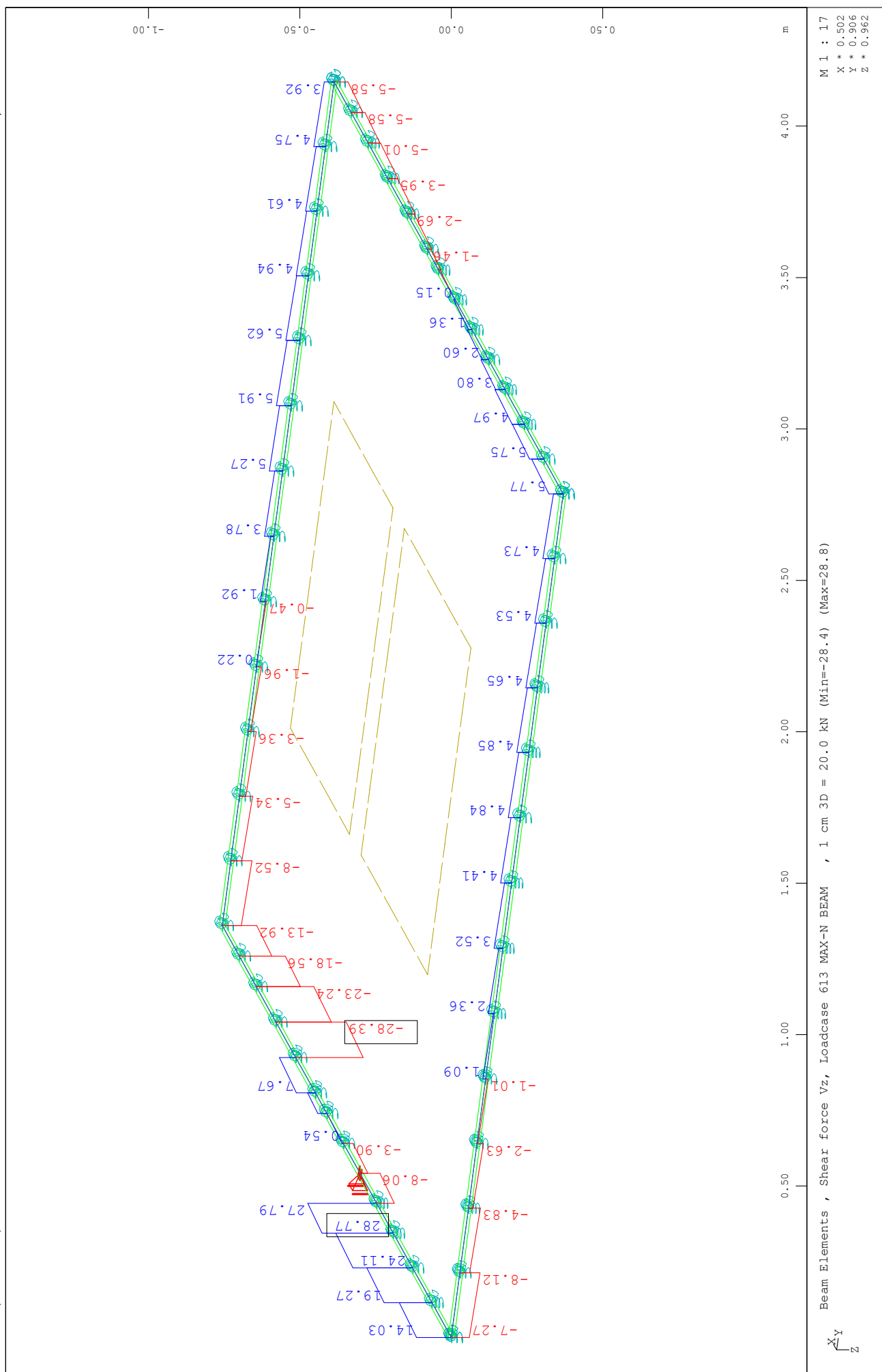


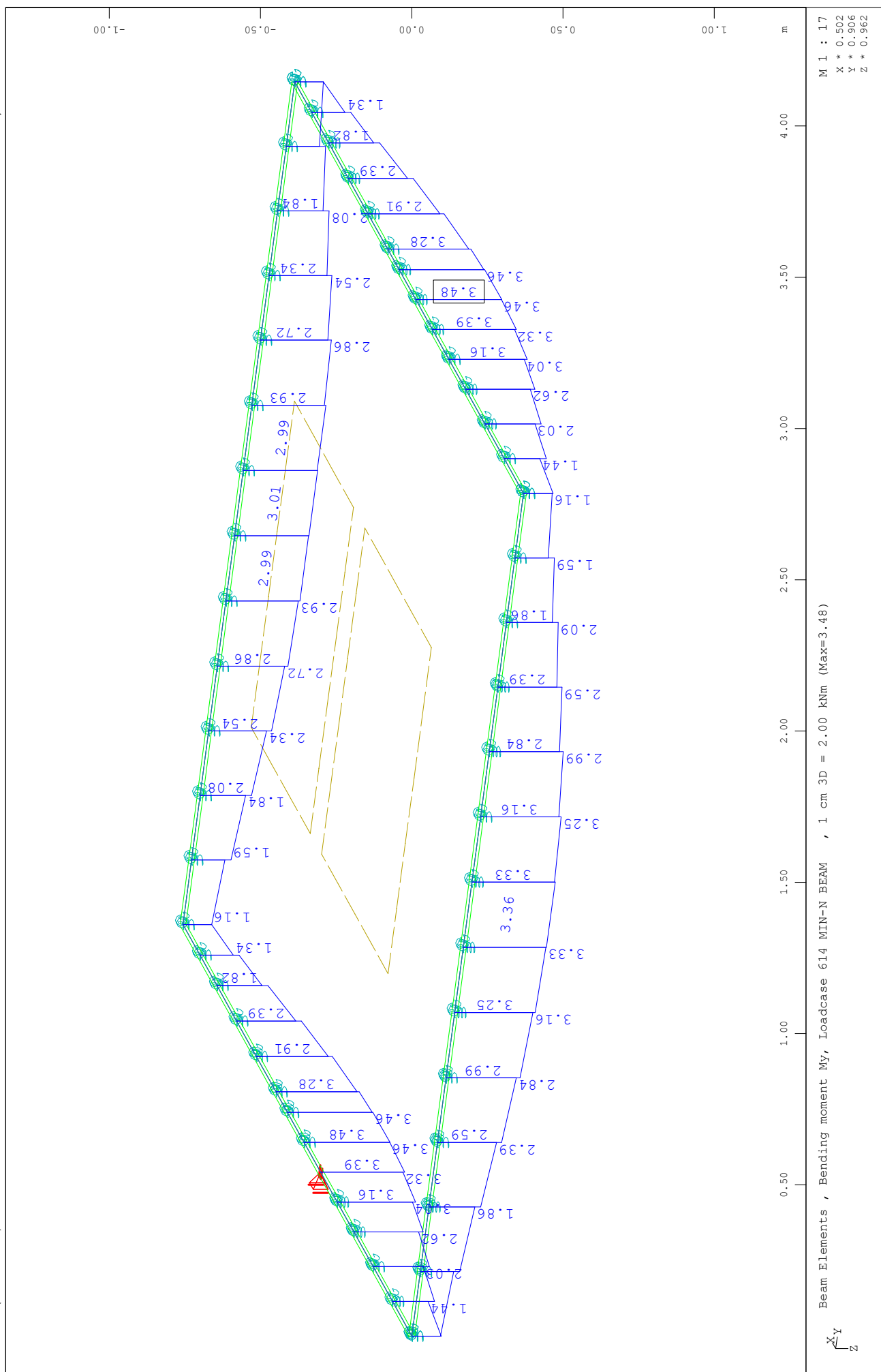


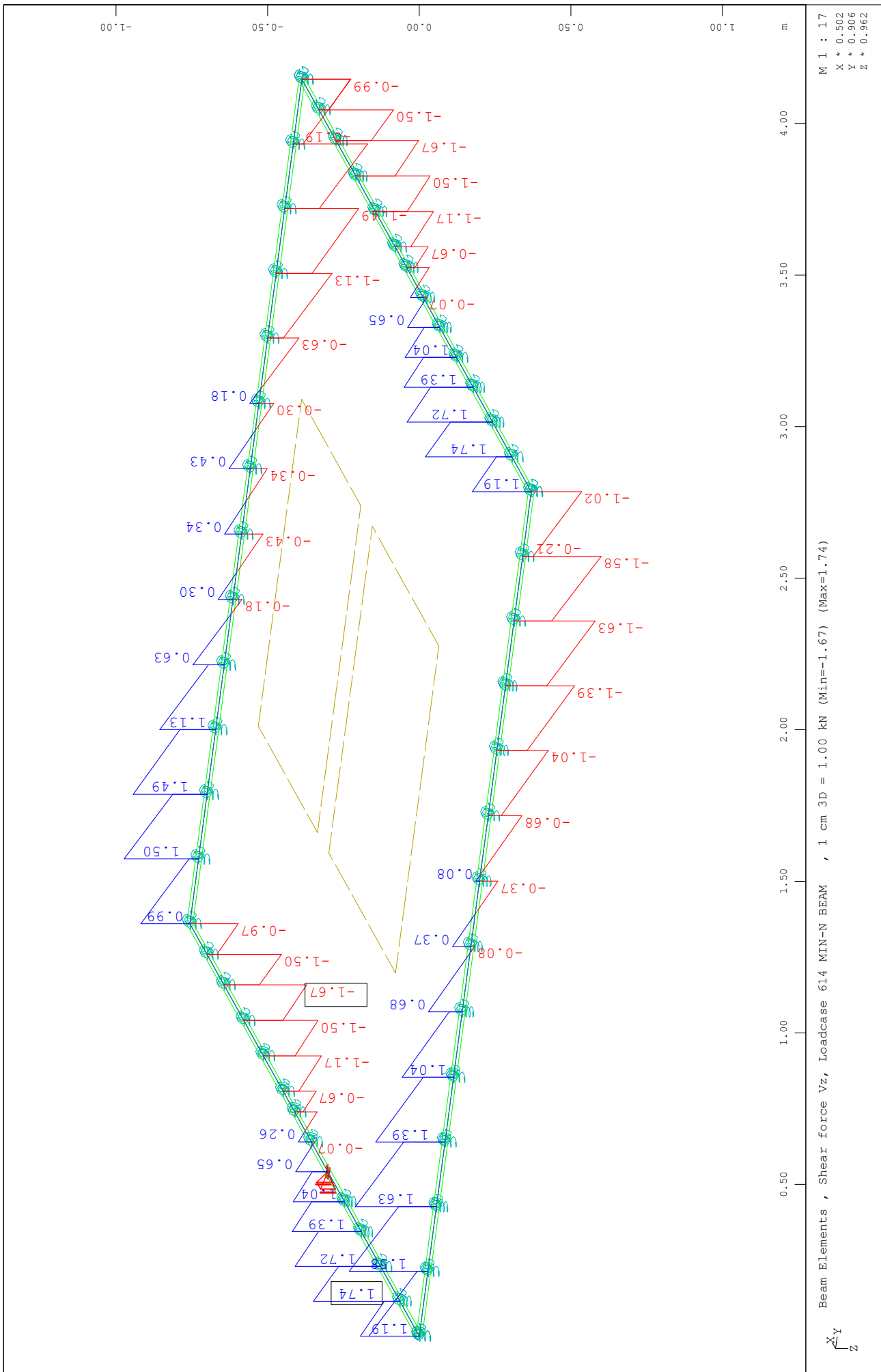


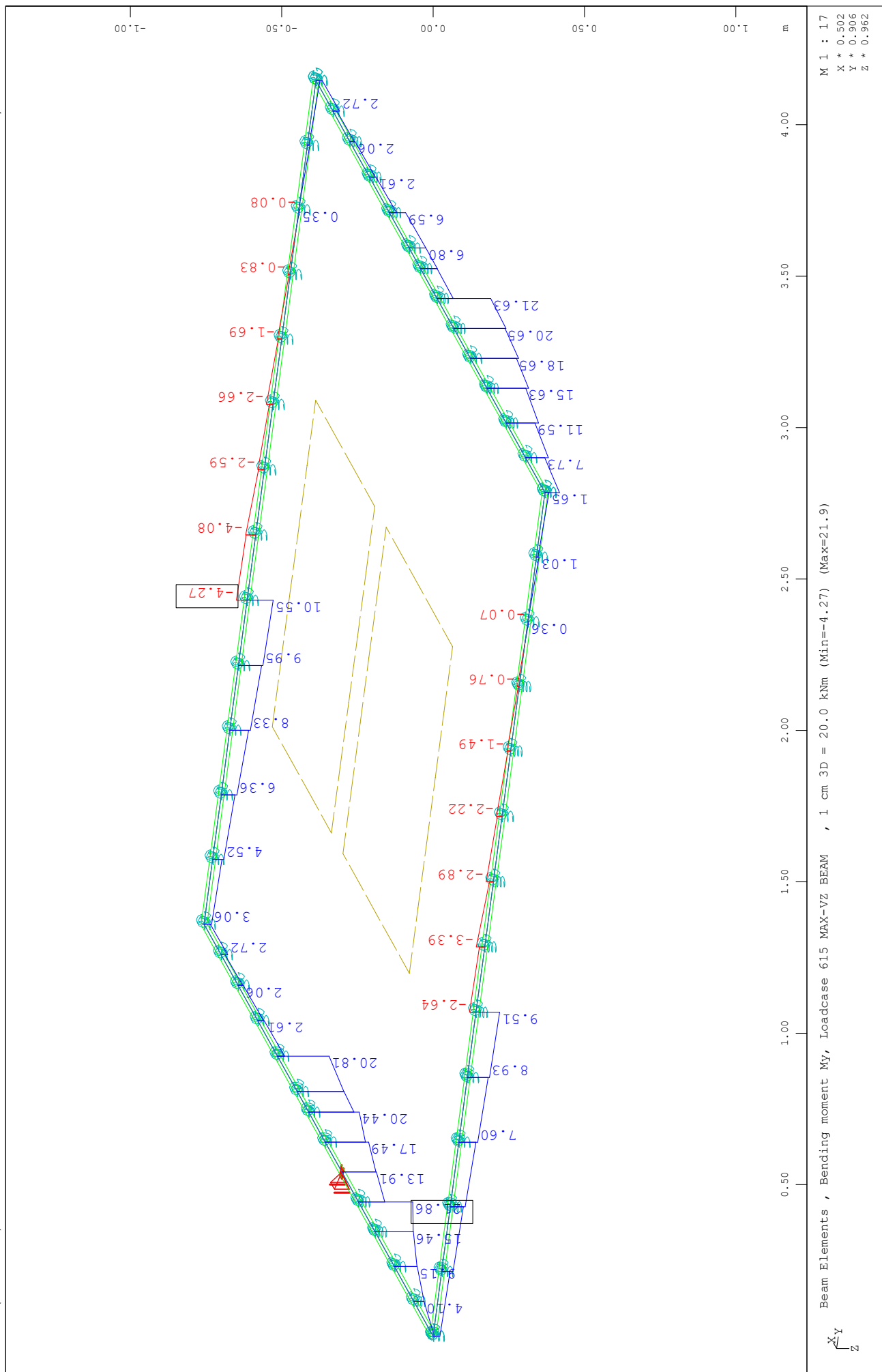
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

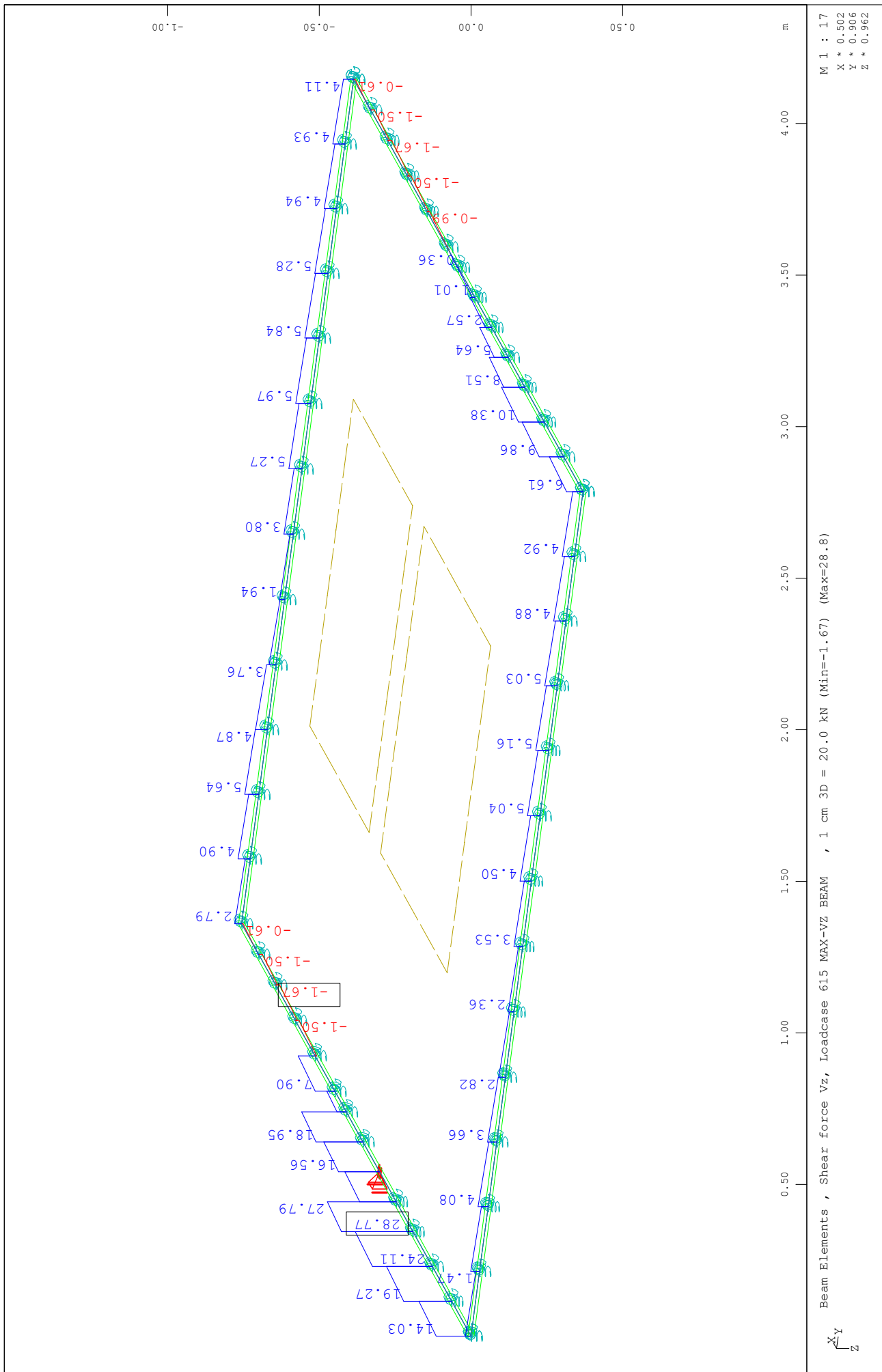
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ A/Σ 1



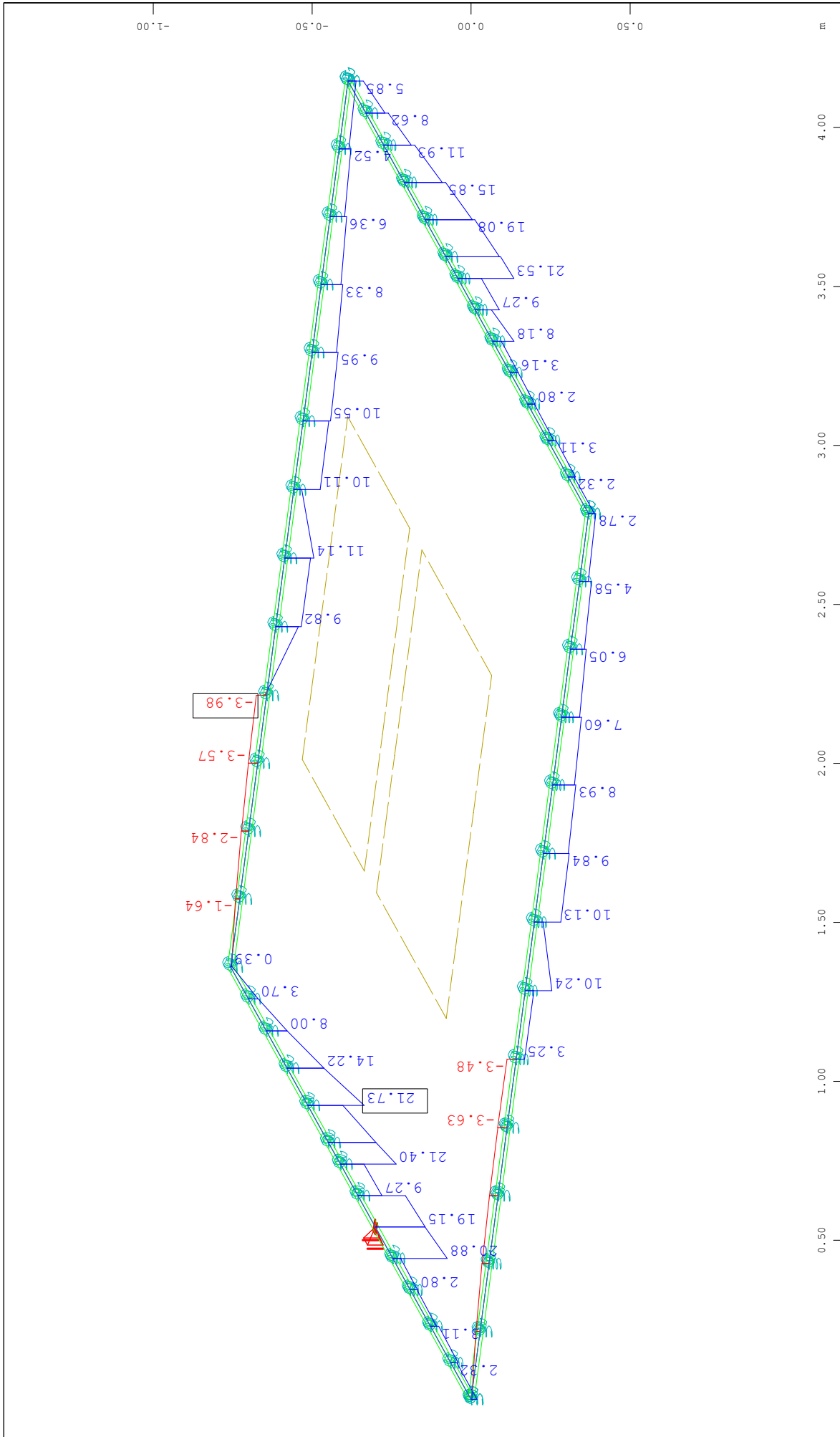






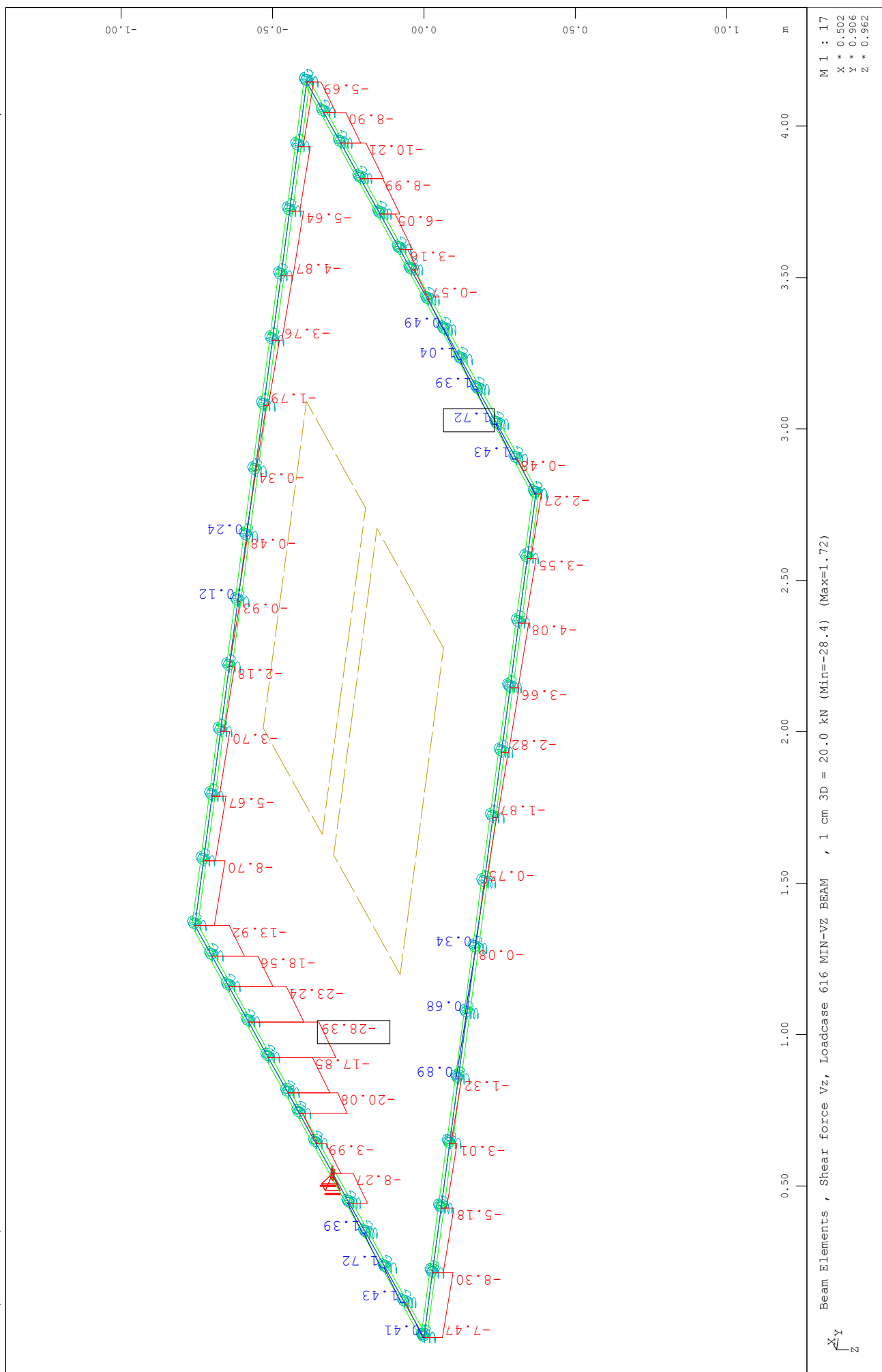


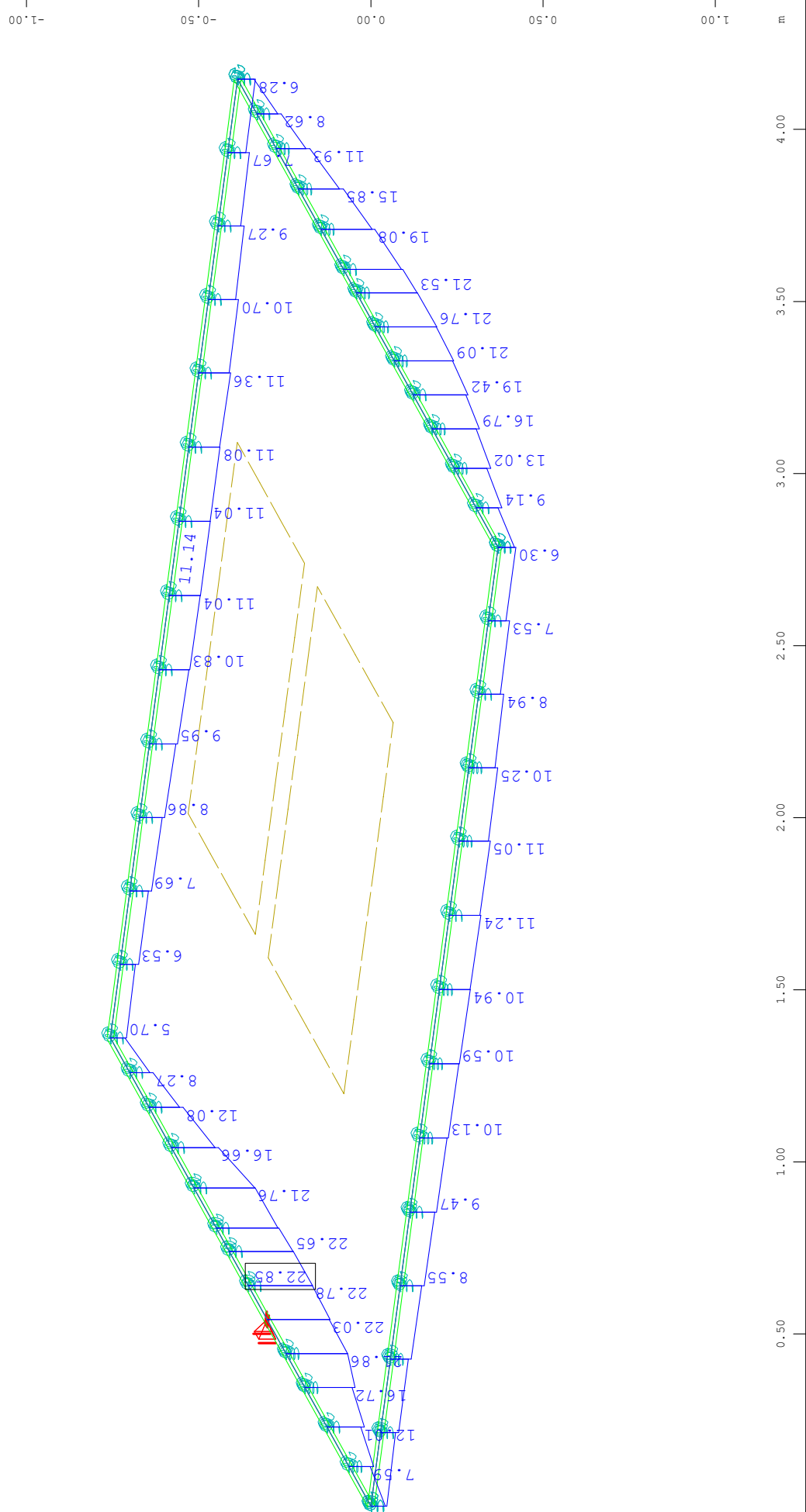
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



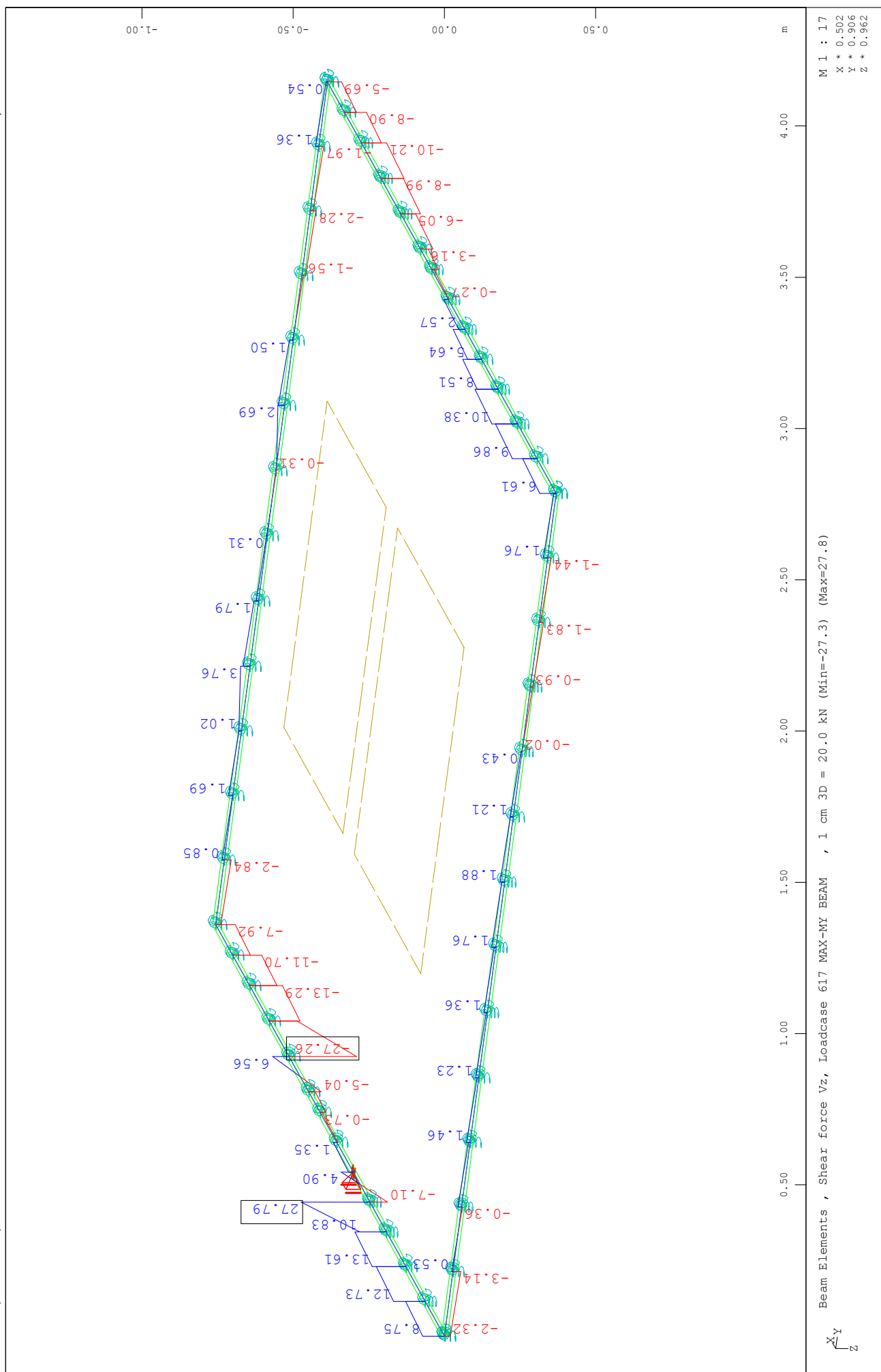
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

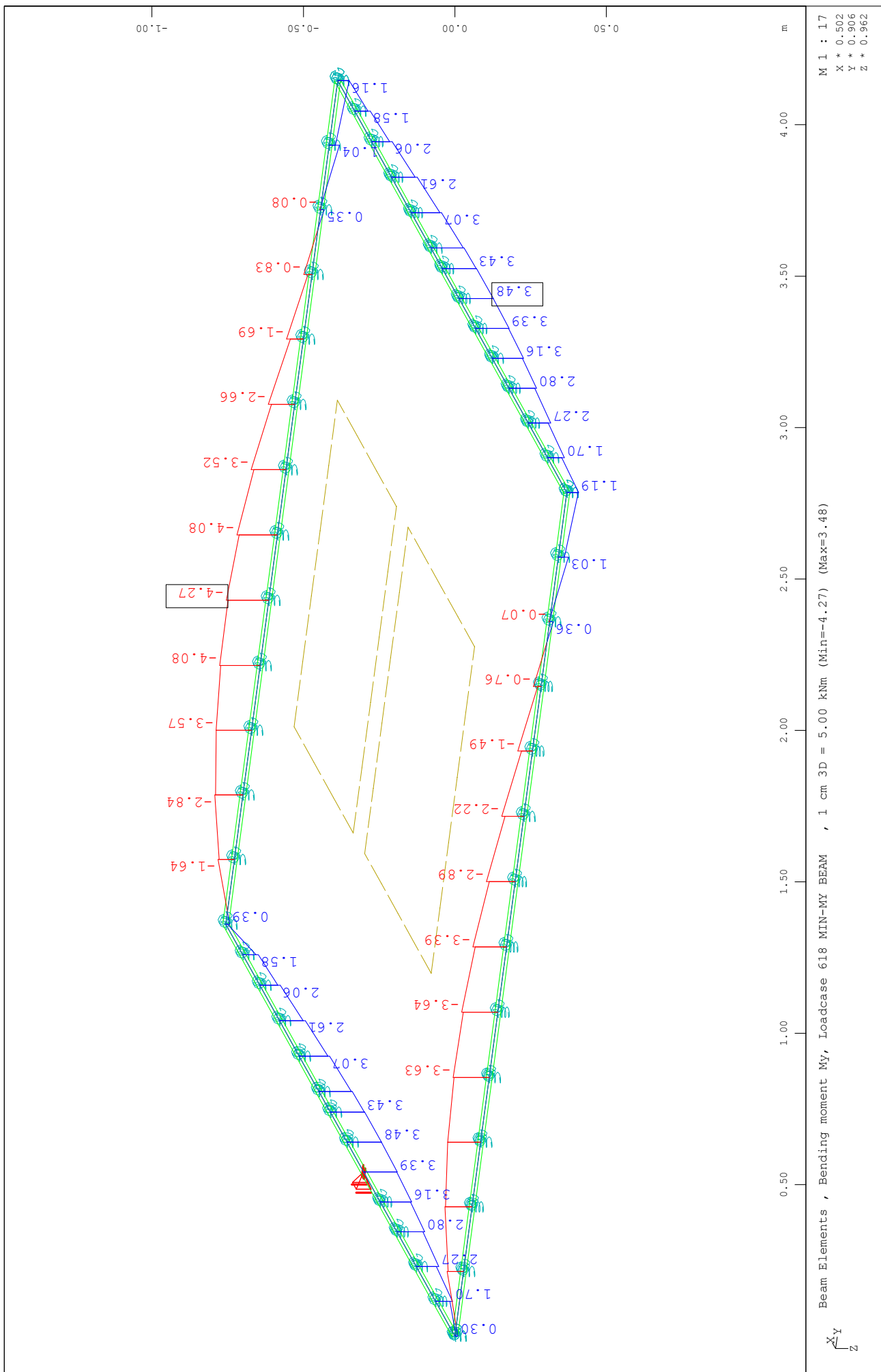
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1

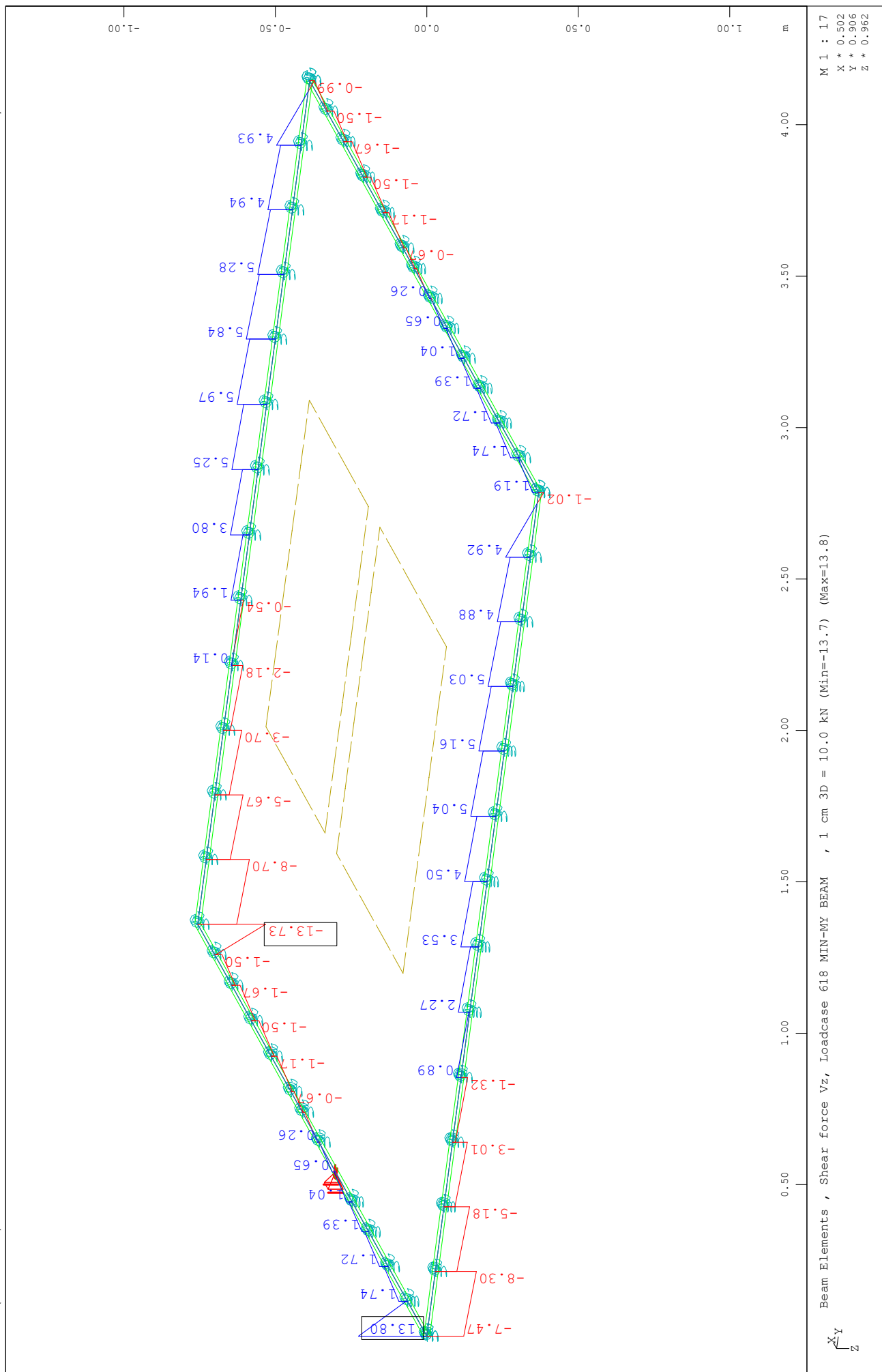


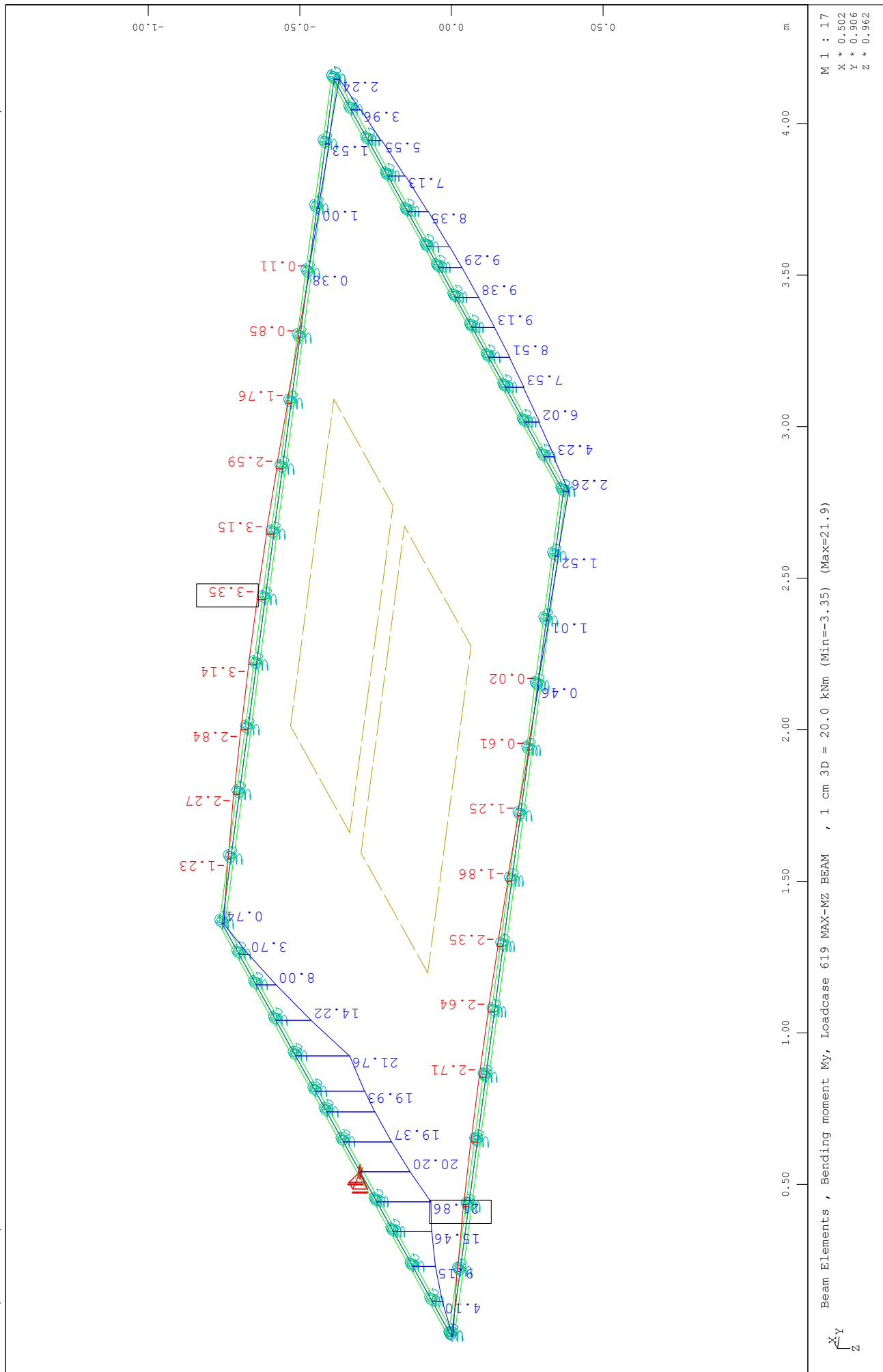


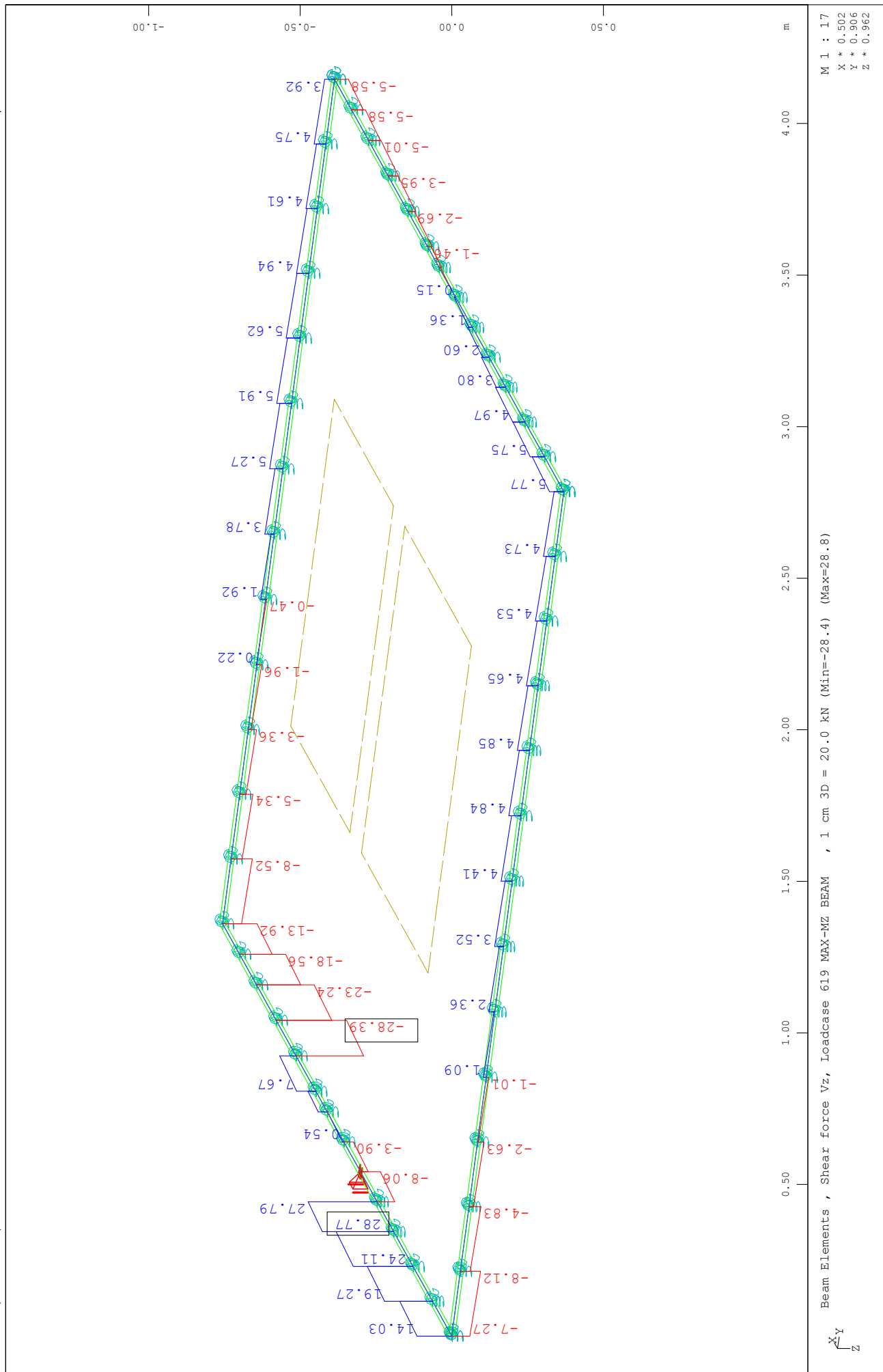
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

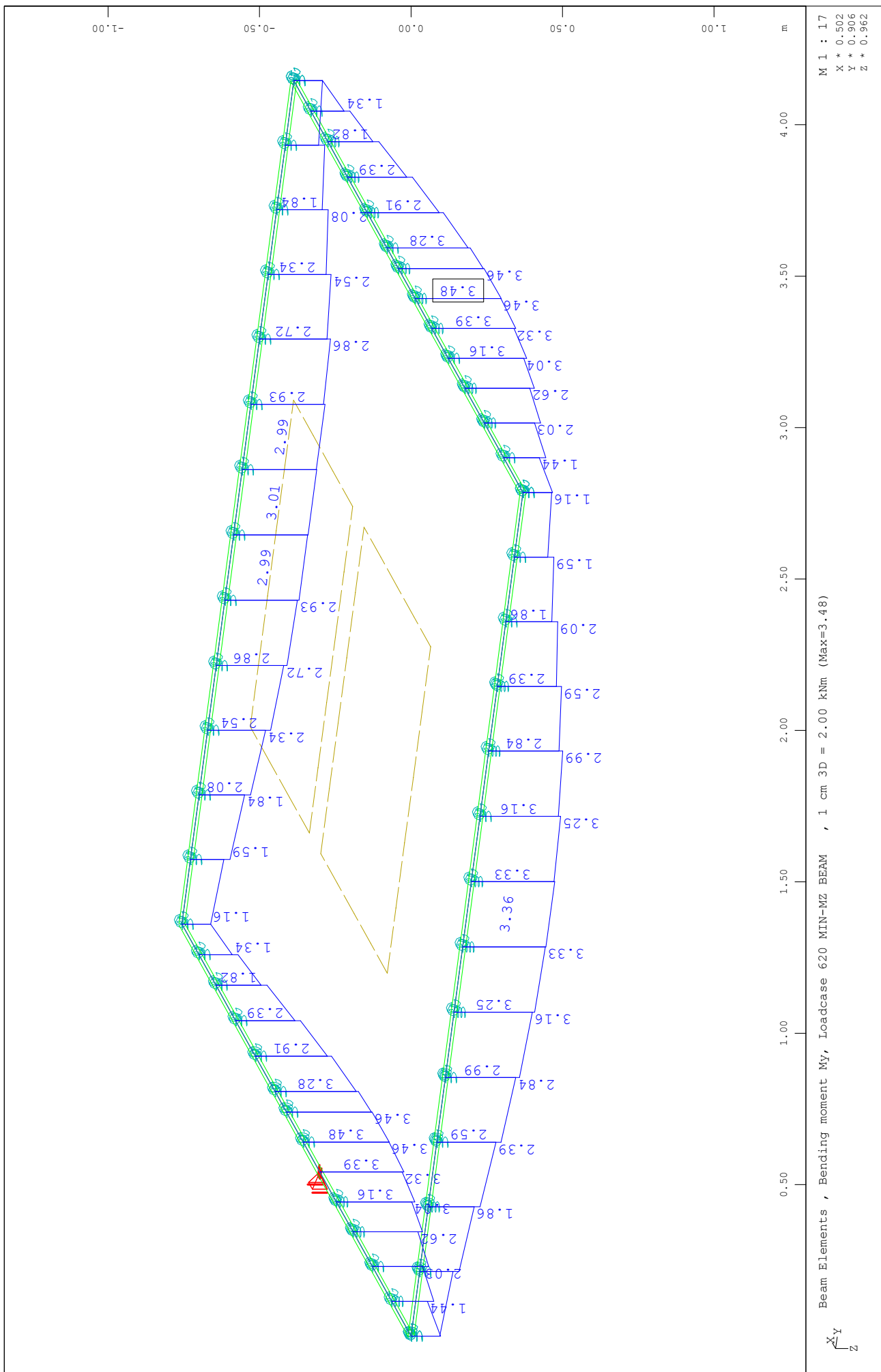


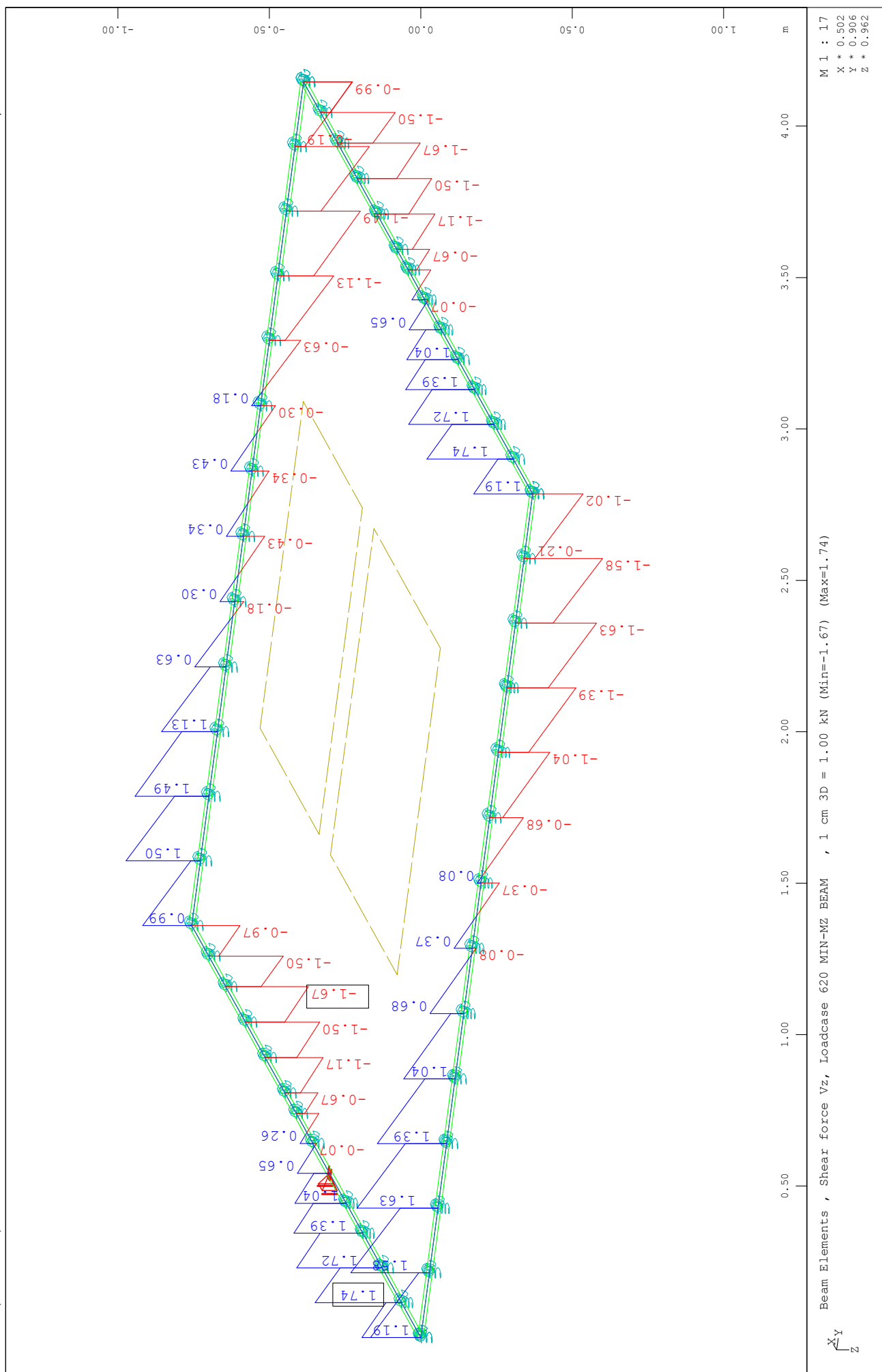


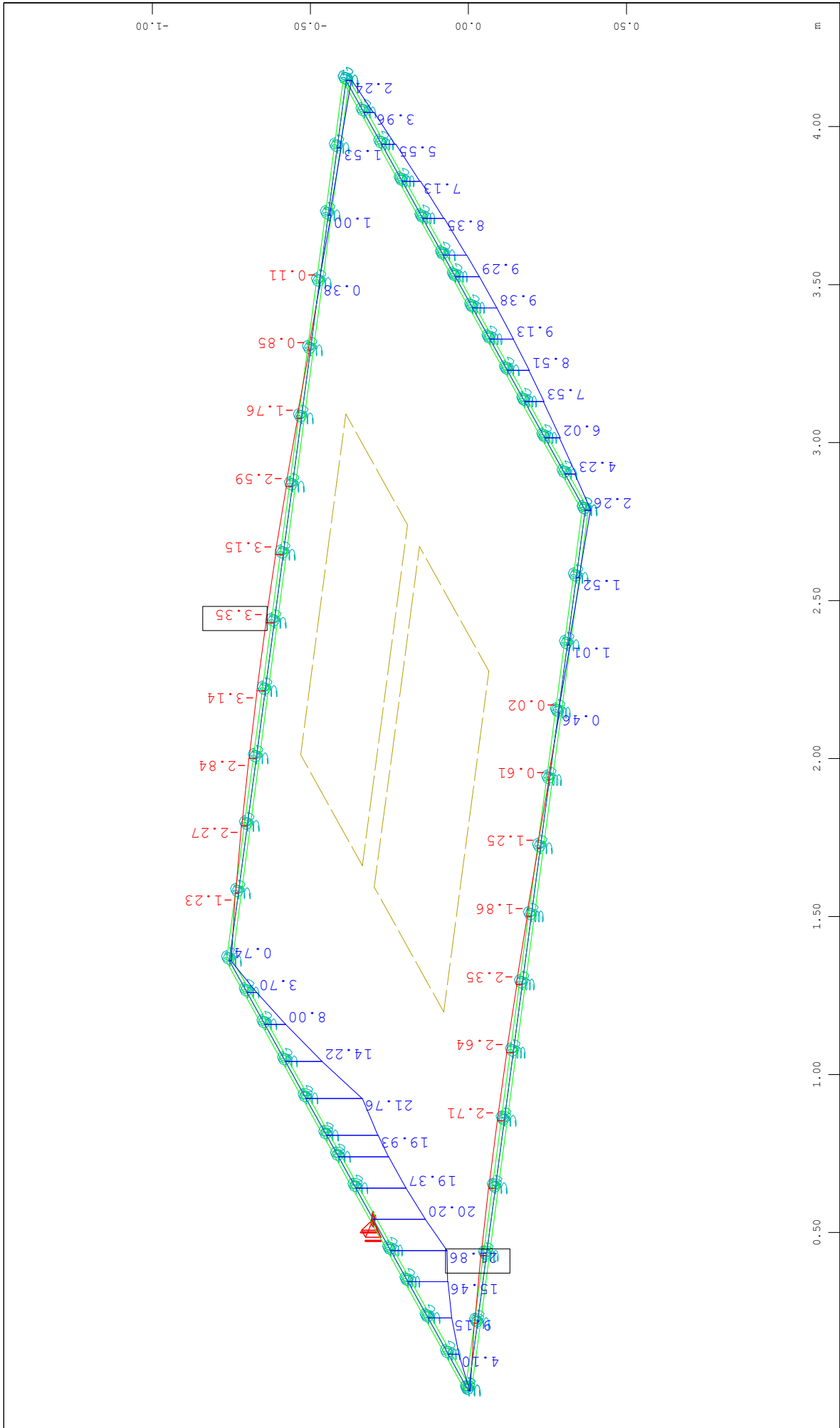




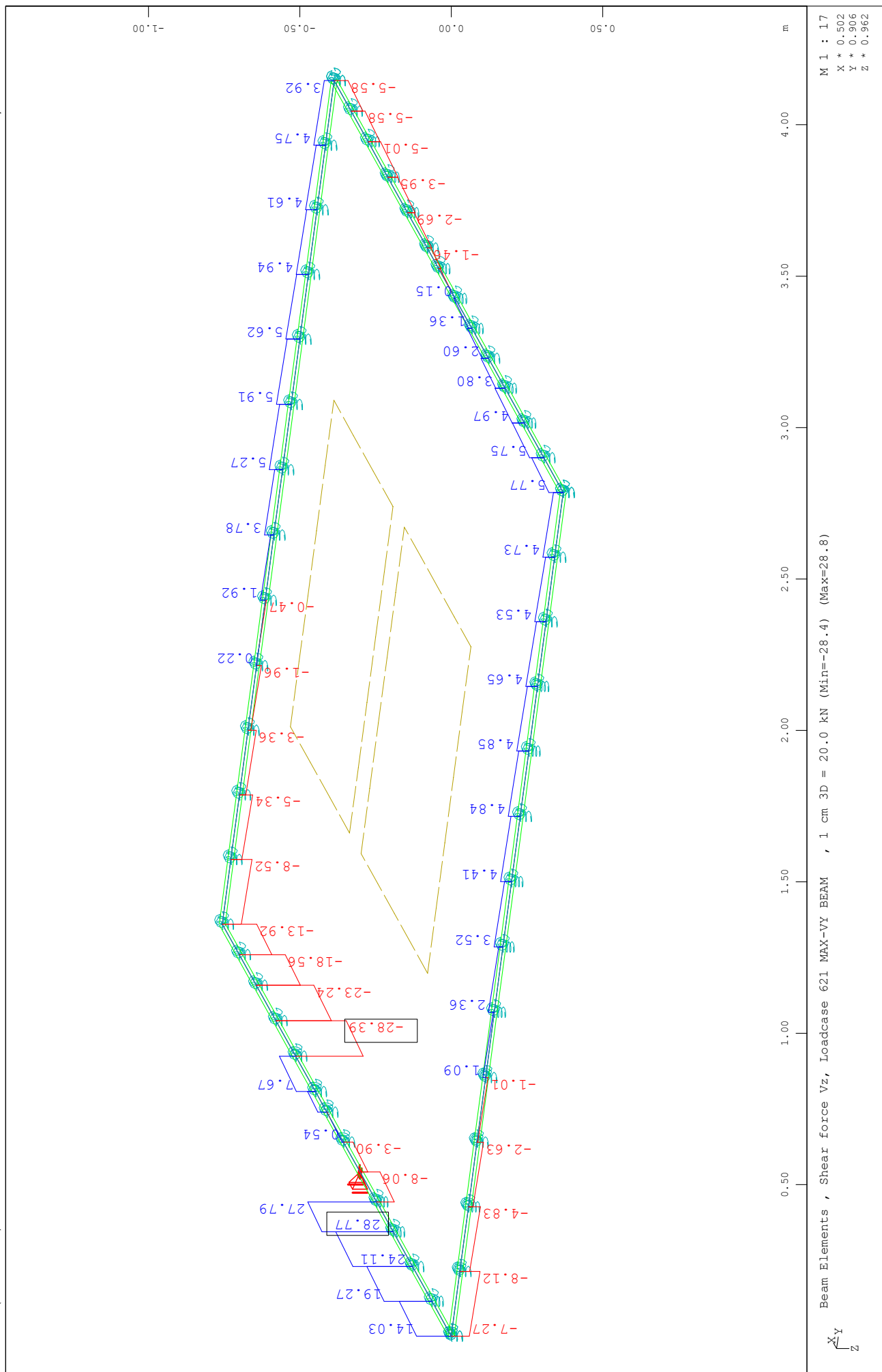


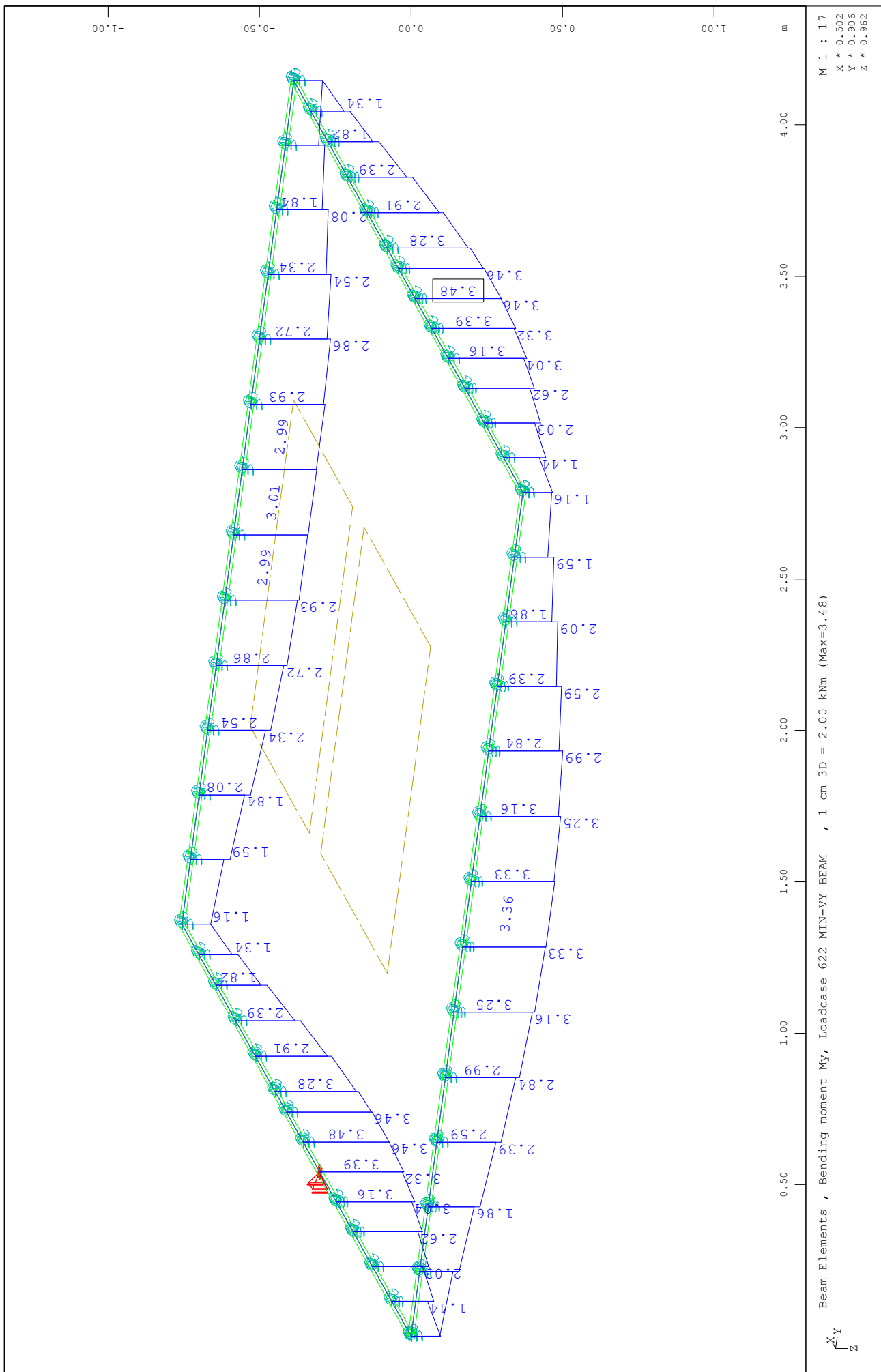


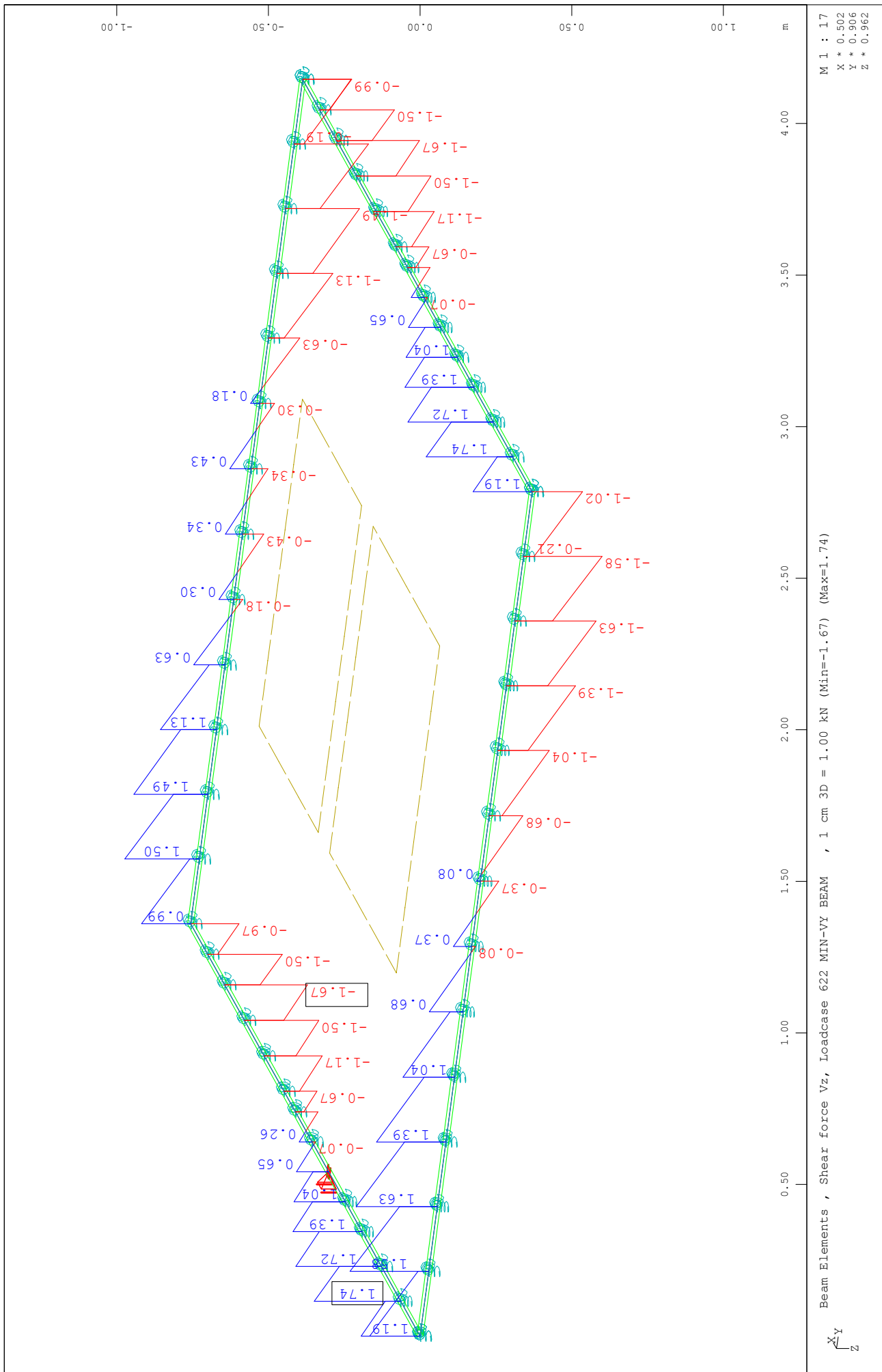


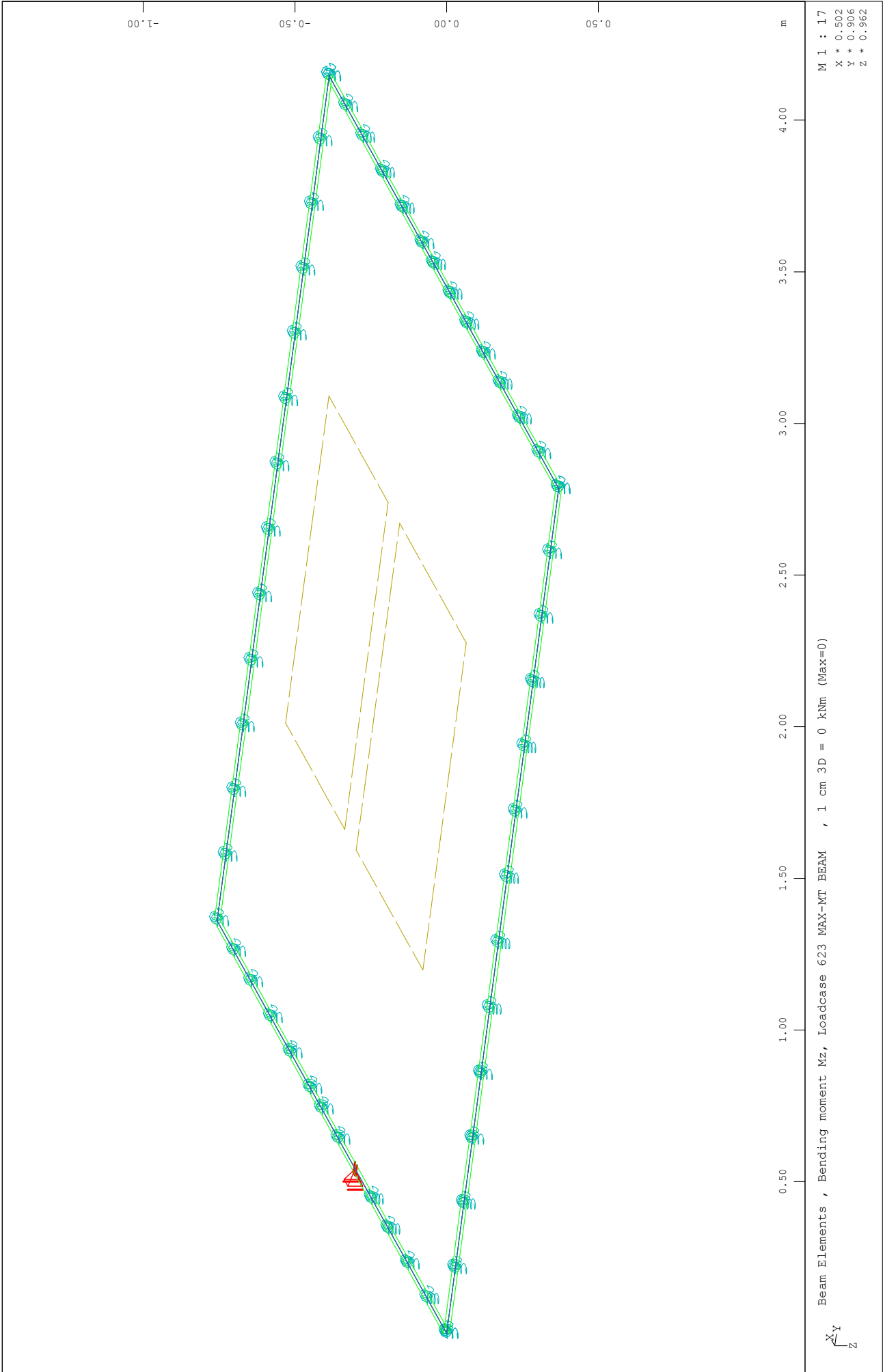


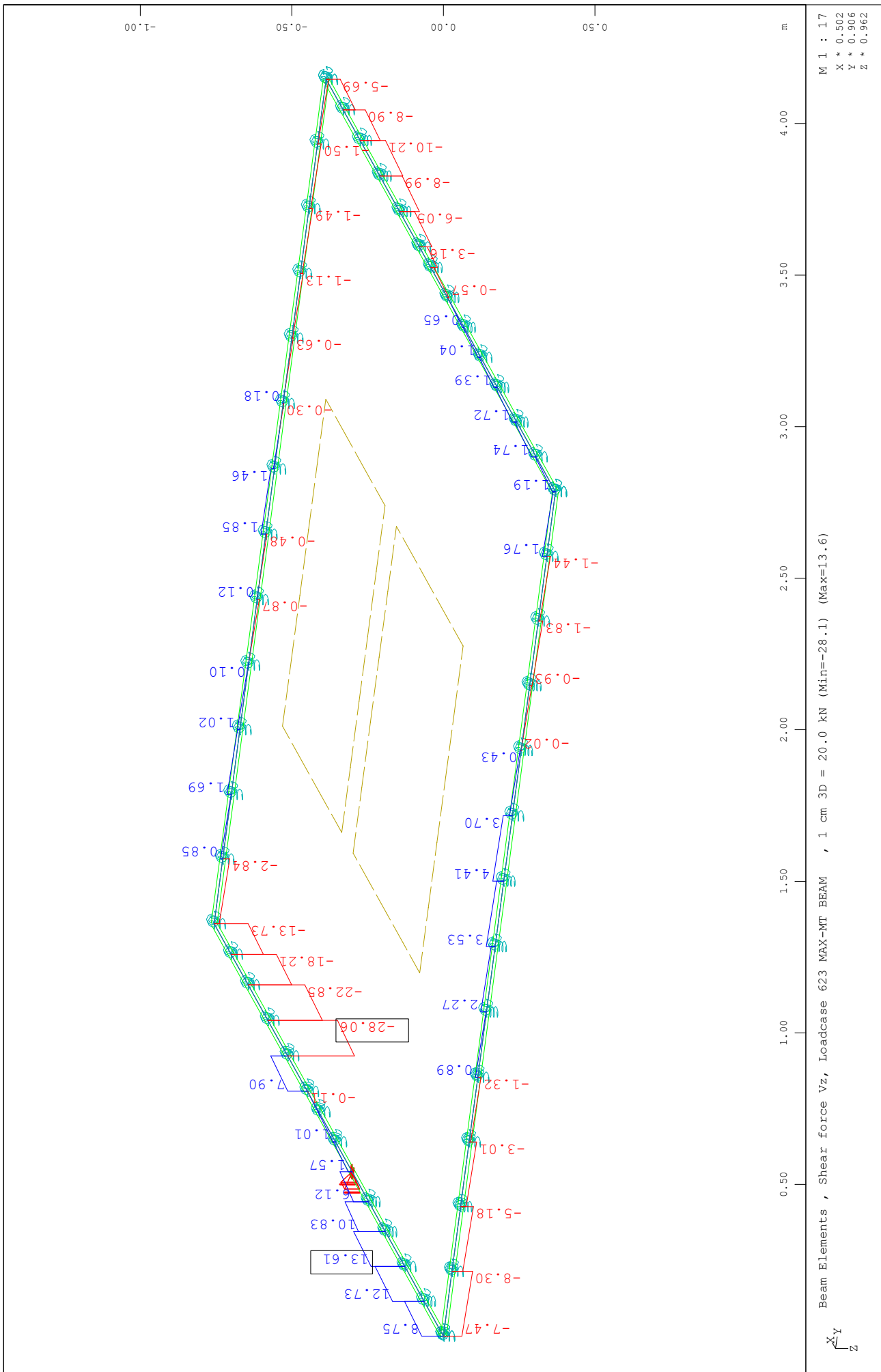
M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

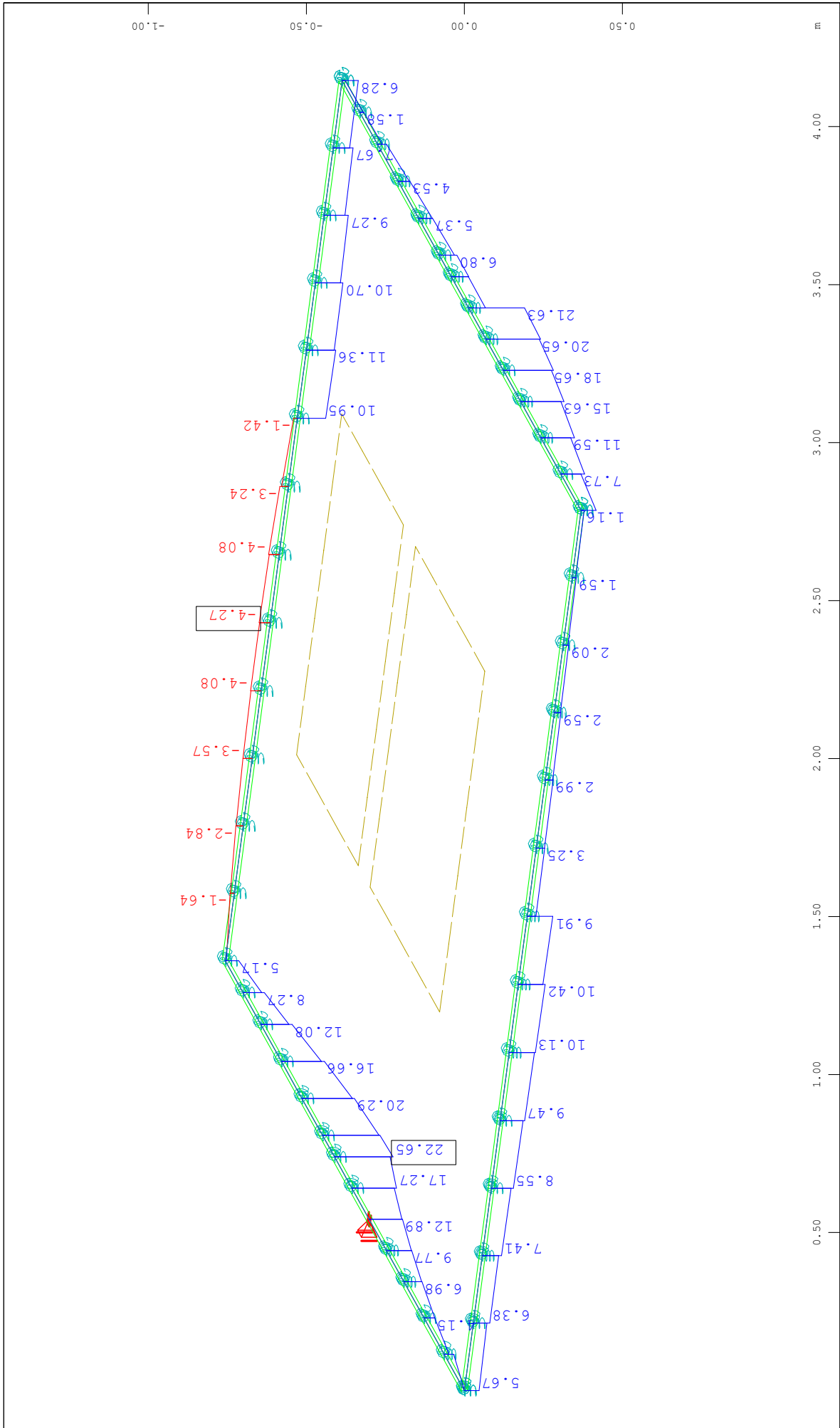






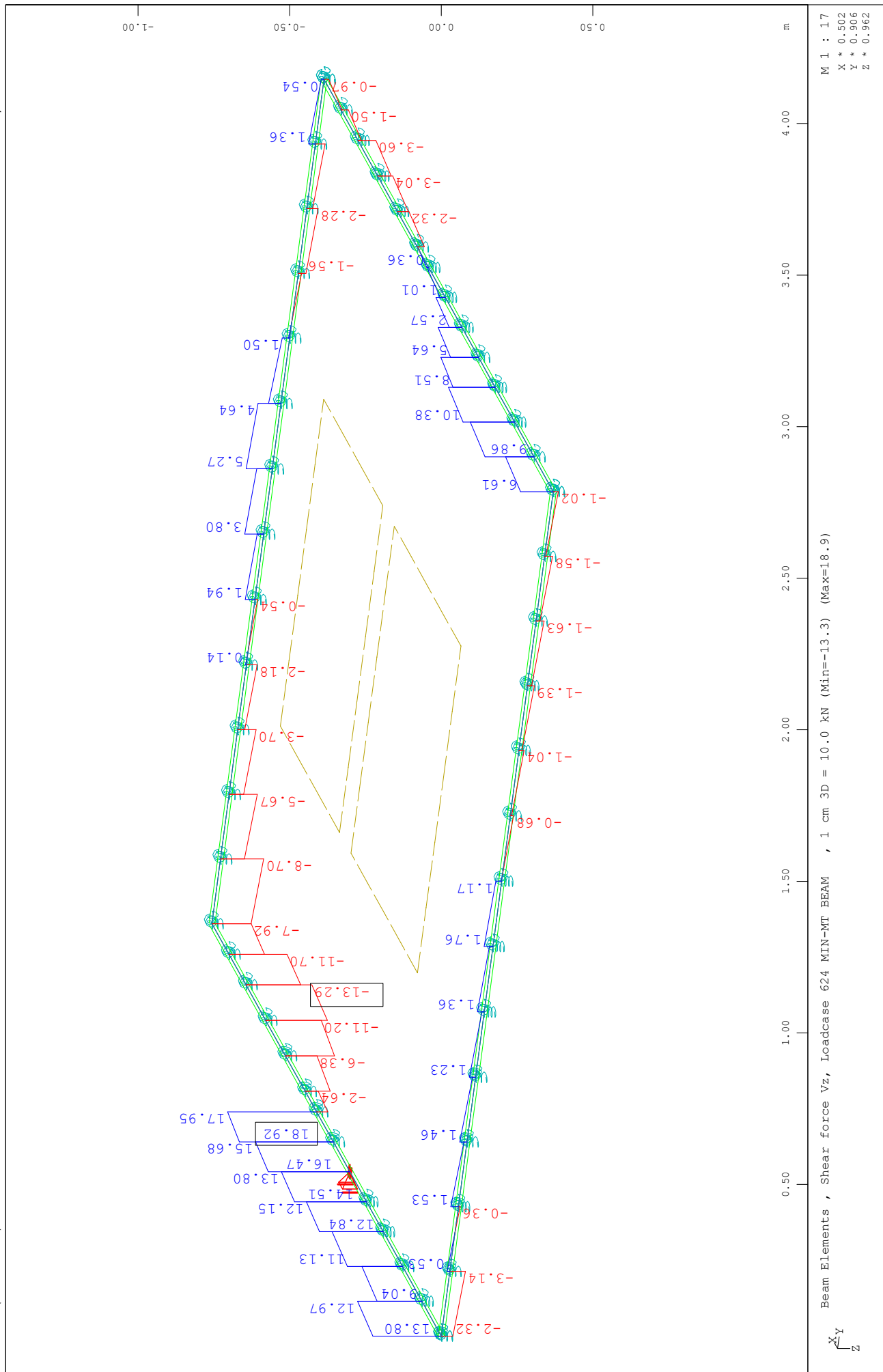






$\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 17
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



M 1 : 17
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance		bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.	
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-1	d2-1	ds-1	ds-2-1	wk-1	wk-2-1	sigsl	sigsl	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
default	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
ULTIMATE LIMIT STATE DIMENSIONING

Design according to EN 1992-1-1:2004 (EC2)
Loadcases have been calculated in the Ultimate Limit State
In BEMESS no additional load safety factor is applied.

Load Cases for the Design

Loadcase	401	MAX-MXX	QUAK
Loadcase	402	MIN-MXX	QUAK
Loadcase	403	MAX-MYY	QUAK
Loadcase	404	MIN-MYY	QUAK
Loadcase	405	MAX-VX	QUAK
Loadcase	406	MIN-VX	QUAK
Loadcase	407	MAX-VY	QUAK
Loadcase	408	MIN-VY	QUAK
Loadcase	409	MAX-NXX	QUAK
Loadcase	410	MIN-NXX	QUAK
Loadcase	411	MAX-NYY	QUAK
Loadcase	412	MIN-NYY	QUAK

Material-safety-factors:

Mat	concr	SC1	SC2	steel	SS1	SS2
B1		1.50	1.50		1.15	1.15

At direct supports from the face of the support up to $1.0 \cdot d$ the shear force is reduced.
The maximum shear capacity is checked at the face of the support without reduction.

The punching design has been switched off and must be done separately.
Outside the punching area, the normal slab shear design may increase the,
longitudinal reinforcement up to 0.00% [input CTRL...RO_V].

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance	bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.		
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-1	d2-1	ds-1	ds-2-1	wk-1	wk-2-1	sigsl	sigsl	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m	[cm ² /m
default	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

Reinforcement is saved in the data base file
Number of stored reinforcement-distribution: 1

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
SERVICEABILITY LIMIT STATE DIMENSIONING

Load Cases for the Design

Loadcase 601 MAX-MXX QUAKE
Loadcase 602 MIN-MXX QUAKE
Loadcase 603 MAX-MYY QUAKE
Loadcase 604 MIN-MYY QUAKE
Loadcase 605 MAX-VX QUAKE
Loadcase 606 MIN-VX QUAKE
Loadcase 607 MAX-VY QUAKE
Loadcase 608 MIN-VY QUAKE
Loadcase 609 MAX-NXX QUAKE
Loadcase 610 MIN-NXX QUAKE
Loadcase 611 MAX-NYY QUAKE
Loadcase 612 MIN-NYY QUAKE

Load Cases - with factors of dead load in per cent

LcNo	per cent	LcNo	per cent	LcNo	per cent	LcNo	per cent	LcNo	per cent
601	100.0	602	100.0	603	100.0	604	100.0	605	100.0
606	100.0	607	100.0	608	100.0	609	100.0	610	100.0
611	100.0	612	100.0						

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance	bar-diameter	crackwidth	steelstress	min.reinf.					
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-l	d2-l	ds-l	ds-2-l	wk-l	wk-2-l	sigsl	sigsl	asl	asl
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m	[cm ² /m
default	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.
The design takes a uniform element thickness of 0.250 [m].
Over columns a greater element height is taken into account

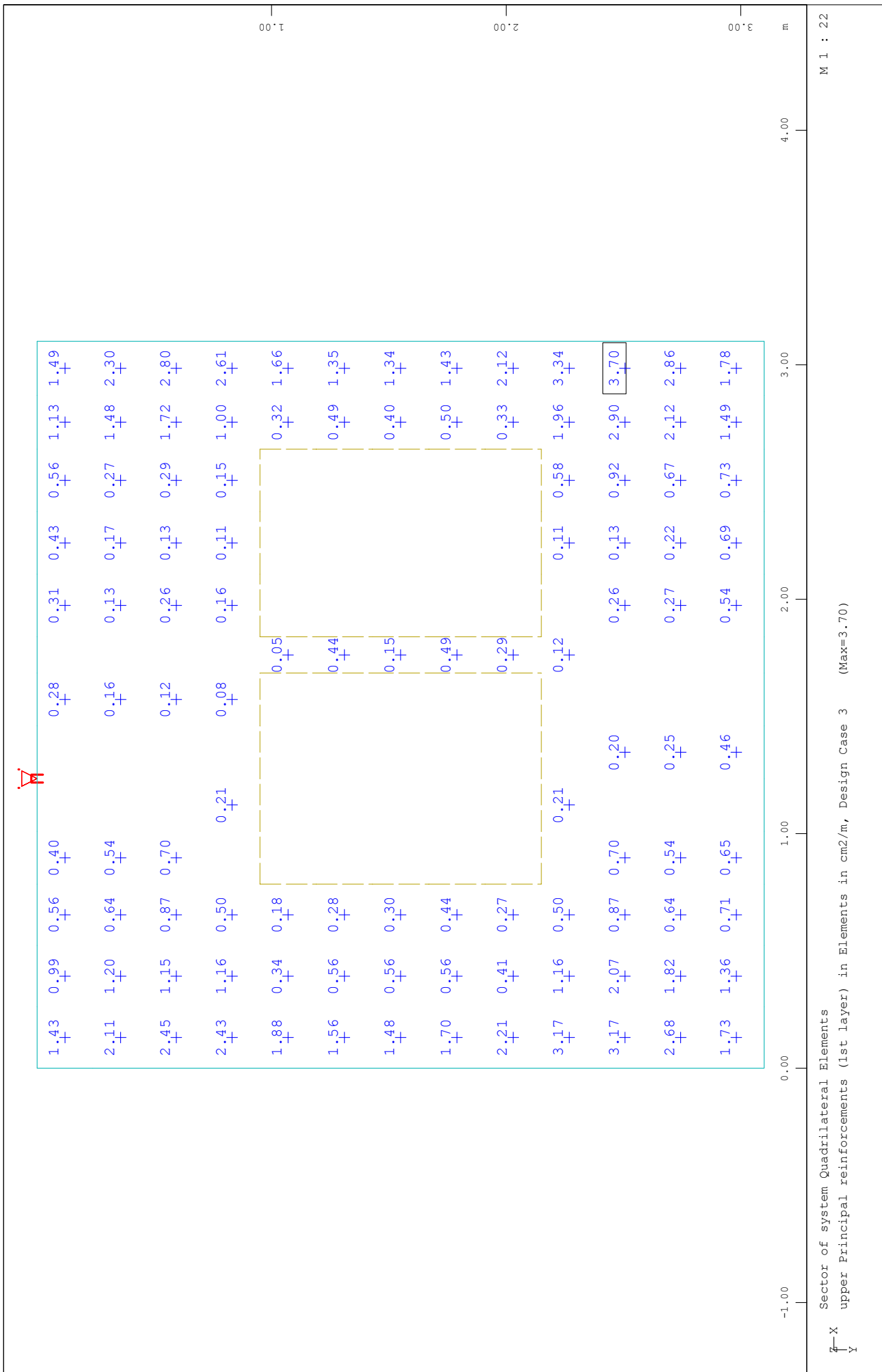
Maximum of stored and calculated reinforcement is saved
Number of stored reinforcement-distribution: 2

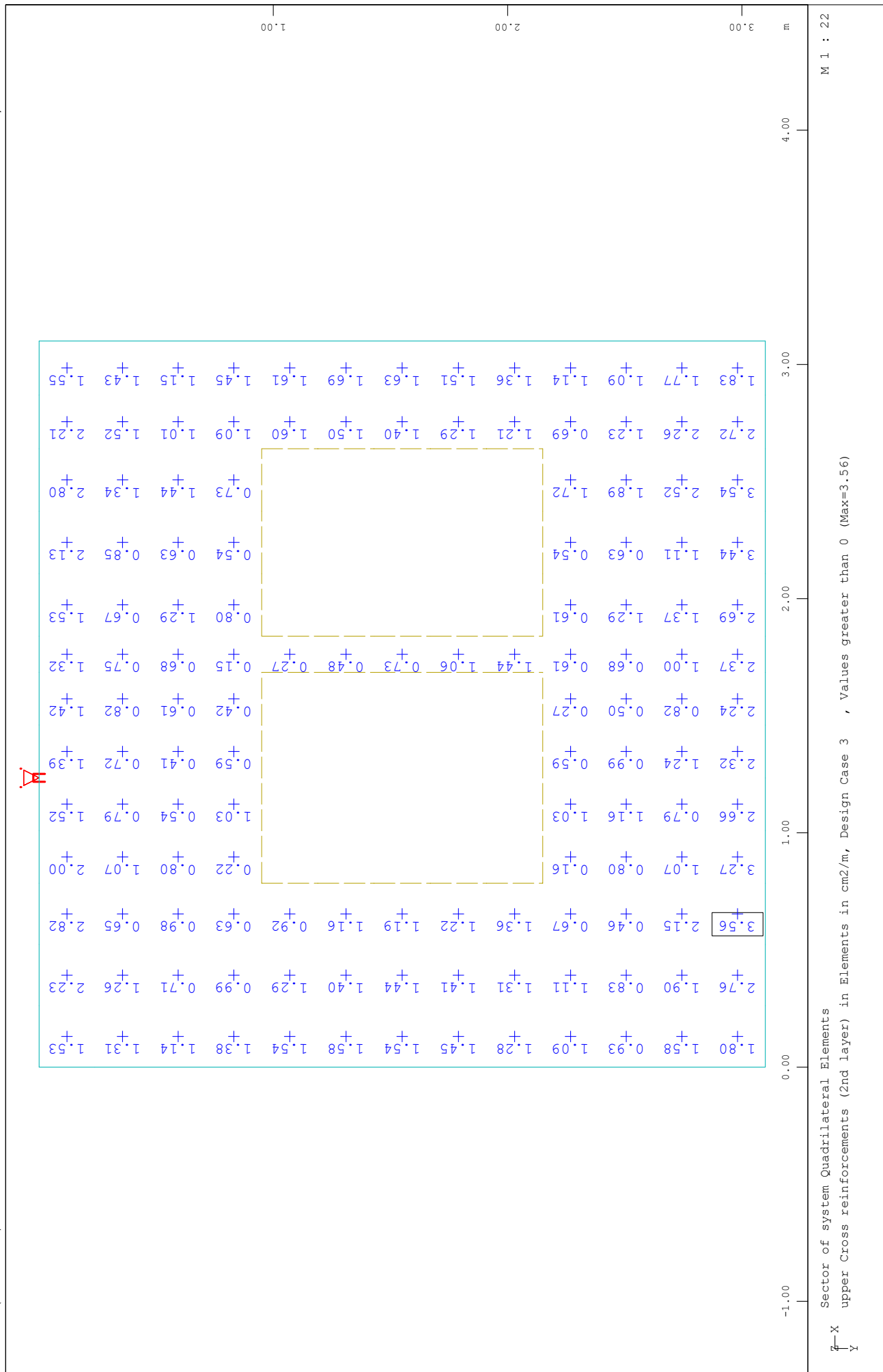
Reinforcement has been increased by live-load design

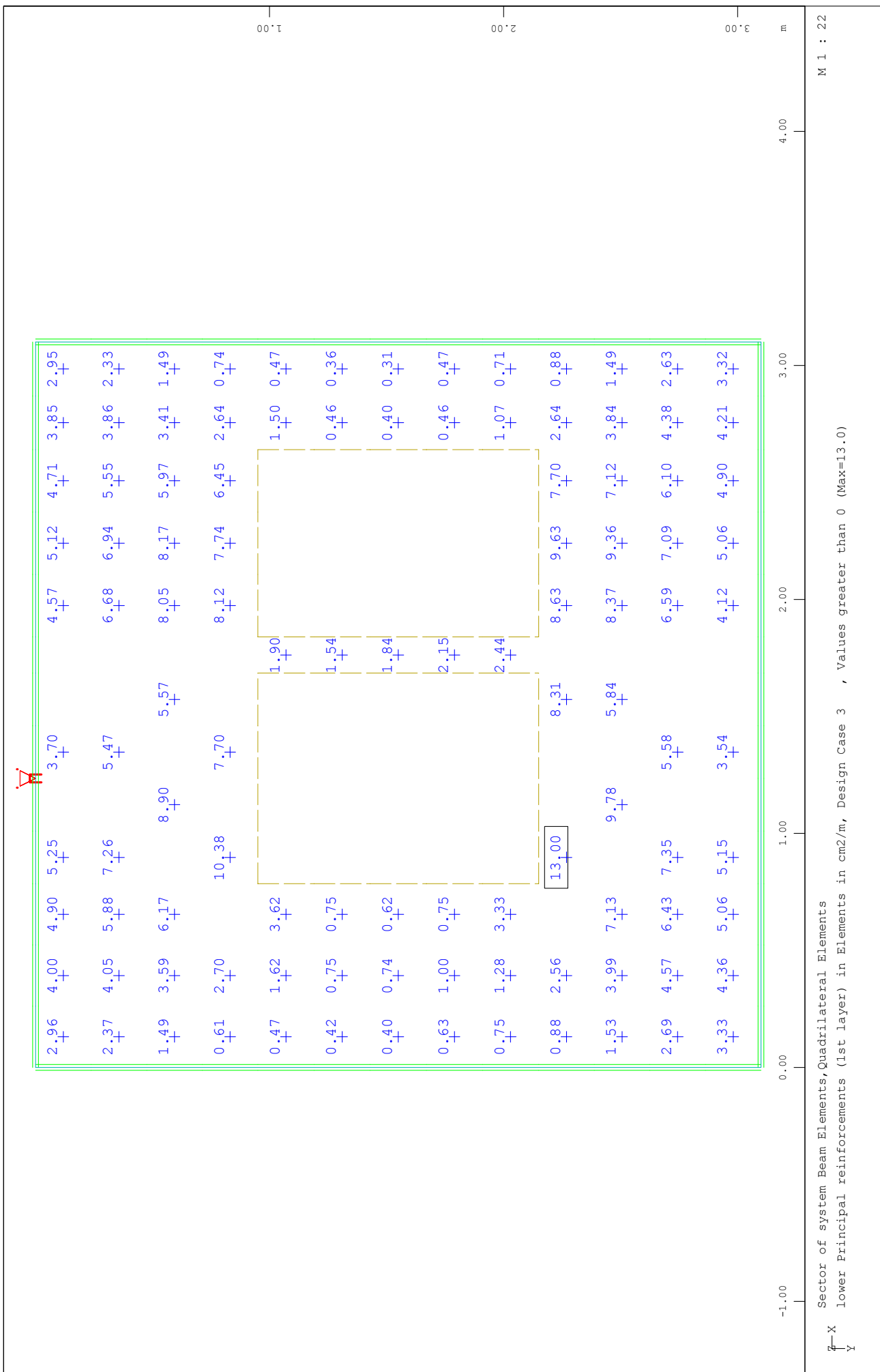
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
REINFORCEMENT - ENVELOPE

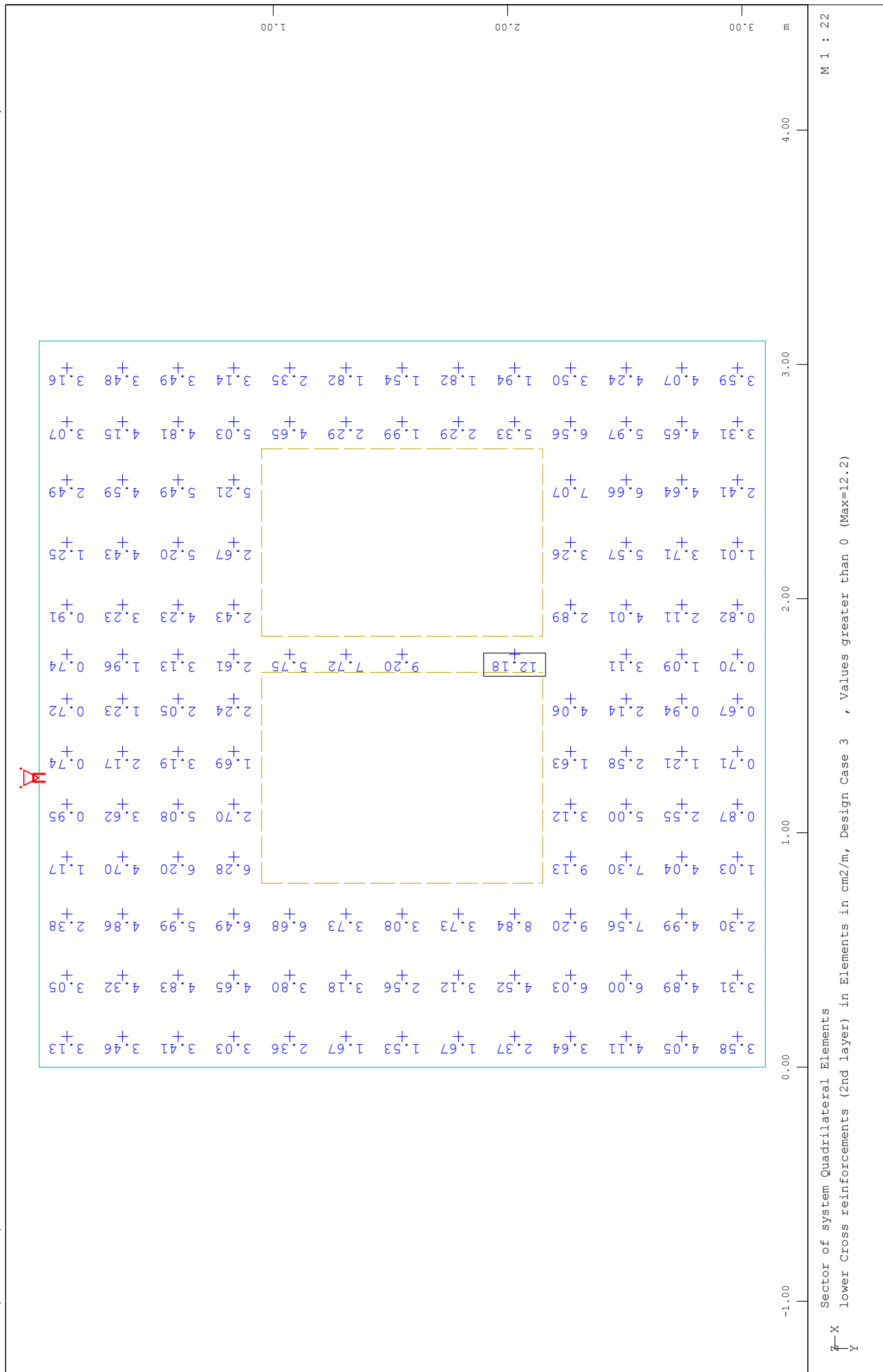
Maximum of reinforcement-distributions

The reinforcement maximum was build out of the numbers of reinforcement-distributions:
1 , 2
and stored as new reinforcement-distribution 3 .









ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
 ULTIMATE STRENGTH DESIGN

Materials

No. 1 C 25/30 (EN 1992)
 No. 2 S 500 (EN 1992)
 No. 3 C 25/30 (EN 1992)

Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA
 Reinforcements saved as design case LCR 4

Considered Load Cases

413	414	415	416	417	418
419	420	421	422	423	424

Longitudinal Reinforcements LCR 4

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	mue	As-Sum	shift by	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[m]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
1	0.000	1	0.32	5.24			1.53T	1.00T	2.70T	
1	0.262	1	0.35	5.74			2.06T	1.00T	2.68T	
2	0.000	1	0.37	6.06			2.33T	1.00T	2.74T	
2	0.262	1	0.41	6.73			3.03T	1.00T	2.70T	
3	0.000	1	0.41	6.73			3.25T	1.00T	2.48T	
3	0.262	1	0.45	7.46			4.02T	1.00T	2.45T	
4	0.000	1	0.43	7.03			4.11T	1.00T	1.92T	
4	0.225	1	0.46	7.56			4.67T	1.00T	1.90T	
5	0.000	1	0.42	6.85			4.63T	1.00T	1.22T	
5	0.225	1	0.43	7.13			4.91T	1.00T	1.21T	
6	0.000	1	0.40	6.55			4.82T	1.00T	0.73T	
6	0.225	1	0.40	6.64			4.91T	1.00T	0.73T	
7	0.000	1	0.38	6.27			4.81T	1.00T	0.46T	
7	0.225	1	0.38	6.24			4.79T	1.00T	0.46T	
8	0.000	1	0.39	6.47			4.90T	1.00T	0.58T	
8	0.155	1	0.39	6.37			4.80T	1.00T	0.58T	
9	0.000	1	0.43	7.07			4.88T	1.00T	1.19T	
9	0.267	1	0.41	6.81			4.61T	1.00T	1.20T	
10	0.000	1	0.46	7.62			4.65T	1.00T	1.97T	
10	0.267	1	0.42	6.89			3.90T	1.00T	2.00T	
11	0.000	1	0.44	7.30			3.77T	1.00T	2.53T	
11	0.267	1	0.40	6.57			3.01T	1.00T	2.56T	
12	0.000	1	0.40	6.52			2.79T	1.00T	2.73T	
12	0.230	1	0.36	5.97			2.22T	1.00T	2.75T	
13	0.000	1	0.34	5.67			1.98T	1.00T	2.69T	
13	0.230	1	0.32	5.25			1.55T	1.00T	2.70T	
20	0.000	1	0.35	5.81			1.76T	1.00T	3.04T	
20	0.262	1	0.38	6.20			2.18T	1.00T	3.02T	
21	0.000	1	0.40	6.55			2.48T	1.00T	3.07T	
21	0.262	1	0.43	7.05			3.01T	1.00T	3.04T	
22	0.000	1	0.43	7.03			3.25T	1.00T	2.78T	
22	0.262	1	0.46	7.57			3.82T	1.00T	2.75T	
23	0.000	1	0.43	7.16			3.94T	1.00T	2.21T	
23	0.225	1	0.46	7.55			4.36T	1.00T	2.20T	
24	0.000	1	0.42	6.87			4.36T	1.00T	1.51T	
24	0.225	1	0.43	7.14			4.64T	1.00T	1.50T	
25	0.000	1	0.38	6.29			4.55T	1.00T	0.74T	
25	0.225	1	0.39	6.41			4.68T	1.00T	0.74T	
26	0.000	1	0.36	6.00			4.54T	1.00T	0.46T	
26	0.225	1	0.36	5.97			4.51T	1.00T	0.46T	
27	0.000	1	0.38	6.35			4.65T	1.00T	0.70T	
27	0.155	1	0.38	6.24			4.54T	1.00T	0.70T	
28	0.000	1	0.43	7.04			4.62T	1.00T	1.42T	
28	0.267	1	0.41	6.71			4.28T	1.00T	1.43T	
29	0.000	1	0.46	7.51			4.27T	1.00T	2.24T	
29	0.267	1	0.43	7.02			3.76T	1.00T	2.26T	
30	0.000	1	0.45	7.42			3.61T	1.00T	2.81T	
30	0.267	1	0.42	6.88			3.04T	1.00T	2.84T	
31	0.000	1	0.41	6.84			2.79T	1.00T	3.04T	
31	0.230	1	0.39	6.43			2.37T	1.00T	3.06T	
32	0.000	1	0.37	6.10			2.10T	1.00T	3.00T	
32	0.230	1	0.35	5.79			1.77T	1.00T	3.02T	
40	0.000	1	0.30	4.91			1.58T	1.00T	2.33T	
40	0.237	1	0.29	4.79			1.45T	1.00T	2.33T	
41	0.000	1	0.30	4.99			1.67T	1.00T	2.32T	
41	0.237	1	0.30	4.94			1.62T	1.00T	2.32T	

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΘΕΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
 ULTIMATE STRENGTH DESIGN

Longitudinal Reinforcements LCR 4

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	mue	As-Sum	shift by Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[m]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
42	0.000	1	0.30	4.88		1.77T	1.03T	2.08T	
42	0.237	1	0.31	5.09		1.79T	1.22T	2.08T	
43	0.000	1	0.29	4.81		1.86T	1.28T	1.67T	
43	0.238	1	0.30	4.93		1.89T	1.37T	1.67T	
44	0.000	1	0.27	4.50		1.90T	1.43T	1.17T	
44	0.240	1	0.27	4.53		1.94T	1.42T	1.17T	
45	0.000	1	0.25	4.05		1.90T	1.49T	0.66T	
45	0.240	1	0.24	4.00		1.95T	1.39T	0.66T	
46	0.000	1	0.24	4.01		1.87T	1.45T	0.69T	
46	0.240	1	0.24	3.91		1.95T	1.27T	0.69T	
47	0.000	1	0.25	4.12		2.03T	1.33T	0.76T	
47	0.240	1	0.24	3.97		2.13T	1.09T	0.76T	
48	0.000	1	0.27	4.51		2.21T	1.15T	1.15T	
48	0.240	1	0.27	4.43		2.28T	1.00T	1.15T	
49	0.000	1	0.31	5.11		2.30T	1.00T	1.81T	
49	0.237	1	0.31	5.12		2.31T	1.00T	1.81T	
50	0.000	1	0.34	5.58		2.23T	1.00T	2.35T	
50	0.237	1	0.34	5.55		2.20T	1.00T	2.35T	
51	0.000	1	0.34	5.68		2.02T	1.00T	2.66T	
51	0.237	1	0.34	5.68		2.02T	1.00T	2.66T	
52	0.000	1	0.33	5.46		1.77T	1.00T	2.69T	
52	0.237	1	0.33	5.49		1.81T	1.00T	2.69T	
60	0.000	1	0.30	4.99		1.60T	1.00T	2.39T	
60	0.237	1	0.30	4.89		1.49T	1.00T	2.39T	
61	0.000	1	0.31	5.09		1.71T	1.00T	2.38T	
61	0.237	1	0.31	5.07		1.69T	1.00T	2.38T	
62	0.000	1	0.30	4.99		1.85T	1.04T	2.10T	
62	0.237	1	0.32	5.24		1.87T	1.27T	2.10T	
63	0.000	1	0.30	4.87		1.94T	1.32T	1.62T	
63	0.238	1	0.30	5.03		1.97T	1.45T	1.61T	
64	0.000	1	0.28	4.55		1.99T	1.51T	1.06T	
64	0.240	1	0.28	4.70		2.12T	1.53T	1.06T	
65	0.000	1	0.26	4.31		2.07T	1.59T	0.65T	
65	0.240	1	0.26	4.26		2.12T	1.49T	0.65T	
66	0.000	1	0.26	4.27		2.03T	1.55T	0.68T	
66	0.240	1	0.25	4.07		2.03T	1.35T	0.68T	
67	0.000	1	0.26	4.28		2.12T	1.42T	0.75T	
67	0.240	1	0.24	3.98		2.09T	1.14T	0.75T	
68	0.000	1	0.27	4.39		2.22T	1.21T	0.96T	
68	0.240	1	0.26	4.29		2.33T	1.00T	0.96T	
69	0.000	1	0.31	5.12		2.39T	1.00T	1.73T	
69	0.237	1	0.31	5.13		2.40T	1.00T	1.72T	
70	0.000	1	0.35	5.72		2.35T	1.00T	2.37T	
70	0.237	1	0.34	5.66		2.29T	1.00T	2.37T	
71	0.000	1	0.35	5.83		2.11T	1.00T	2.73T	
71	0.237	1	0.35	5.80		2.07T	1.00T	2.73T	
72	0.000	1	0.34	5.57		1.81T	1.00T	2.76T	
72	0.237	1	0.34	5.57		1.82T	1.00T	2.76T	

Shear Reinforcements per Cutted Part of Section LCR 4

Beam	x[m]	NoS	Asl-Mt	SLay-0&5	SLay-1&6	SLay-2&7	SLay-3&8	SLay-4&9
			[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m]
1	0.000	1	3.27	7.27				
1	0.262	1	3.27	7.25				
2	0.000	1	3.35	7.76				
2	0.262	1	3.35	7.75				
3	0.000	1	3.09	7.31				
3	0.262	1	3.09	7.29				
4	0.000	1	2.43	5.75				
4	0.225	1	2.43	5.69				
5	0.000	1	1.56	3.62				
5	0.225	1	1.56	3.56				
6	0.000	1	0.88	2.45				
6	0.225	1	0.88	2.42				
7	0.000	1	0.55	2.47				
7	0.225	1	0.55	2.43				
8	0.000	1	0.75	2.33				
8	0.155	1	0.75	2.37				

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΘΕΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
 ULTIMATE STRENGTH DESIGN

Shear Reinforcements per Cutted Part of Section LCR 4

Beam	x[m]	NoS	As1-Mt [cm2/m]	SLay-0&5 [cm2/m]	SLay-1&6 [cm2/m]	SLay-2&7 [cm2/m]	SLay-3&8 [cm2/m]	SLay-4&9 [cm2/m]
9	0.000	1	1.54	3.52				
9	0.267	1	1.54	3.58				
10	0.000	1	2.52	5.90				
10	0.267	1	2.52	5.97				
11	0.000	1	3.18	7.44				
11	0.267	1	3.18	7.46				
12	0.000	1	3.37	7.70				
12	0.230	1	3.37	7.71				
13	0.000	1	3.27	7.19				
13	0.230	1	3.27	7.21				
20	0.000	1	3.69	7.91				
20	0.262	1	3.69	7.88				
21	0.000	1	3.77	8.32				
21	0.262	1	3.77	8.29				
22	0.000	1	3.46	7.76				
22	0.262	1	3.46	7.73				
23	0.000	1	2.79	6.27				
23	0.225	1	2.79	6.24				
24	0.000	1	1.92	4.30				
24	0.225	1	1.92	4.27				
25	0.000	1	0.95	2.09				
25	0.225	1	0.95	2.07				
26	0.000	1	0.55	1.18				
26	0.225	1	0.55	1.16				
27	0.000	1	0.90	2.04				
27	0.155	1	0.90	2.05				
28	0.000	1	1.82	4.08				
28	0.267	1	1.82	4.11				
29	0.000	1	2.84	6.37				
29	0.267	1	2.84	6.41				
30	0.000	1	3.52	7.84				
30	0.267	1	3.52	7.87				
31	0.000	1	3.75	8.20				
31	0.230	1	3.75	8.22				
32	0.000	1	3.66	7.76				
32	0.230	1	3.66	7.78				
40	0.000	1	2.83	5.93				
40	0.237	1	2.83	5.95				
41	0.000	1	2.82	5.69				
41	0.237	1	2.82	5.72				
42	0.000	1	2.53	5.09				
42	0.237	1	2.53	5.06				
43	0.000	1	2.04	4.11				
43	0.238	1	2.04	4.09				
44	0.000	1	1.43	2.91				
44	0.240	1	1.43	2.89				
45	0.000	1	0.81	1.77				
45	0.240	1	0.81	1.76				
46	0.000	1	0.84	1.97				
46	0.240	1	0.84	1.96				
47	0.000	1	0.92	2.23				
47	0.240	1	0.92	2.22				
48	0.000	1	1.42	2.97				
48	0.240	1	1.42	2.95				
49	0.000	1	2.23	4.49				
49	0.237	1	2.23	4.47				
50	0.000	1	2.88	5.79				
50	0.237	1	2.88	5.82				
51	0.000	1	3.25	6.50				
51	0.237	1	3.25	6.52				
52	0.000	1	3.27	6.71				
52	0.237	1	3.27	6.69				
60	0.000	1	2.90	6.05				
60	0.237	1	2.90	6.07				
61	0.000	1	2.89	5.80				
61	0.237	1	2.89	5.82				
62	0.000	1	2.56	5.17				
62	0.237	1	2.56	5.16				
63	0.000	1	1.98	3.97				
63	0.238	1	1.98	3.96				

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
 ULTIMATE STRENGTH DESIGN

Shear Reinforcements per Cutted Part of Section LCR 4

Beam	x[m]	NoS	Asl-Mt [cm ² /m]	SLay-0&5 [cm ² /m]	SLay-1&6 [cm ² /m]	SLay-2&7 [cm ² /m]	SLay-3&8 [cm ² /m]	SLay-4&9 [cm ² /m]
64	0.000	1	1.29	2.62				
64	0.240	1	1.29	2.66				
65	0.000	1	0.79	1.74				
65	0.240	1	0.79	1.73				
66	0.000	1	0.83	1.98				
66	0.240	1	0.83	1.97				
67	0.000	1	0.90	2.26				
67	0.240	1	0.90	2.25				
68	0.000	1	1.18	2.59				
68	0.240	1	1.18	2.55				
69	0.000	1	2.13	4.29				
69	0.237	1	2.13	4.27				
70	0.000	1	2.91	5.92				
70	0.237	1	2.91	5.93				
71	0.000	1	3.33	6.72				
71	0.237	1	3.33	6.74				
72	0.000	1	3.35	6.84				
72	0.237	1	3.35	6.82				

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑ/ΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΩΣ
 ULTIMATE SERVICE DESIGN

Materials

No. 1 C 25/30 (EN 1992)
 No. 2 S 500 (EN 1992)
 No. 3 C 25/30 (EN 1992)

Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA
 Reinforcements saved as design case LCR 5

Considered Load Cases

613	614	615	616	617	618
619	620	621	622	623	624

Longitudinal Reinforcements LCR 5

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	mue	As-Sum	shift by	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[m]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
1	0.000	1	0.16	2.63			1.00T	1.00T	0.63T	
1	0.262	1	0.16	2.63			1.00T	1.00T	0.63T	
2	0.000	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
2	0.262	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
3	0.000	1	0.16	2.59			1.00T	1.00T	0.59T	
3	0.262	1	0.16	2.59			1.00T	1.00T	0.59T	
4	0.000	1	0.15	2.46			1.00T	1.00T	0.46T	
4	0.225	1	0.15	2.46			1.00T	1.00T	0.46T	
5	0.000	1	0.14	2.30			1.00T	1.00T	0.30T	
5	0.225	1	0.14	2.33			1.03T	1.00T	0.30T	
6	0.000	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.16T	
6	0.225	1	0.13	2.19			1.02T	1.00T	0.16T	
7	0.000	1	0.13	2.09			1.00T	1.00T	0.09T	
7	0.225	1	0.13	2.09			1.00T	1.00T	0.09T	
8	0.000	1	0.13	2.17			1.02T	1.00T	0.15T	
8	0.155	1	0.13	2.15			1.00T	1.00T	0.15T	
9	0.000	1	0.14	2.32			1.02T	1.00T	0.30T	
9	0.267	1	0.14	2.30			1.00T	1.00T	0.30T	
10	0.000	1	0.15	2.49			1.00T	1.00T	0.49T	
10	0.267	1	0.15	2.49			1.00T	1.00T	0.49T	
11	0.000	1	0.16	2.61			1.00T	1.00T	0.61T	
11	0.267	1	0.16	2.61			1.00T	1.00T	0.61T	
12	0.000	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
12	0.230	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
13	0.000	1	0.16	2.63			1.00T	1.00T	0.63T	
13	0.230	1	0.16	2.63			1.00T	1.00T	0.63T	
20	0.000	1	0.16	2.70			1.00T	1.00T	0.70T	
20	0.262	1	0.16	2.70			1.00T	1.00T	0.70T	
21	0.000	1	0.16	2.71			1.00T	1.00T	0.71T	
21	0.262	1	0.16	2.71			1.00T	1.00T	0.71T	
22	0.000	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
22	0.262	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
23	0.000	1	0.15	2.52			1.00T	1.00T	0.52T	
23	0.225	1	0.15	2.52			1.00T	1.00T	0.52T	
24	0.000	1	0.14	2.36			1.00T	1.00T	0.36T	
24	0.225	1	0.14	2.36			1.00T	1.00T	0.36T	
25	0.000	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.17T	
25	0.225	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.17T	
26	0.000	1	0.13	2.09			1.00T	1.00T	0.09T	
26	0.225	1	0.13	2.09			1.00T	1.00T	0.09T	
27	0.000	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.17T	
27	0.155	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.17T	
28	0.000	1	0.14	2.35			1.00T	1.00T	0.35T	
28	0.267	1	0.14	2.35			1.00T	1.00T	0.35T	
29	0.000	1	0.15	2.54			1.00T	1.00T	0.54T	
29	0.267	1	0.15	2.54			1.00T	1.00T	0.54T	
30	0.000	1	0.16	2.67			1.00T	1.00T	0.67T	
30	0.267	1	0.16	2.67			1.00T	1.00T	0.67T	
31	0.000	1	0.16	2.71			1.00T	1.00T	0.71T	
31	0.230	1	0.16	2.71			1.00T	1.00T	0.71T	
32	0.000	1	0.16	2.70			1.00T	1.00T	0.70T	
32	0.230	1	0.16	2.70			1.00T	1.00T	0.70T	
40	0.000	1	0.16	2.56			1.00T	1.00T	0.56T	
40	0.237	1	0.16	2.56			1.00T	1.00T	0.56T	
41	0.000	1	0.16	2.56			1.00T	1.00T	0.56T	
41	0.237	1	0.16	2.56			1.00T	1.00T	0.56T	

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑ/ΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΩΣ
 ULTIMATE SERVICE DESIGN

Longitudinal Reinforcements LCR 5

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	mue	As-Sum	shift by	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[m]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
42	0.000	1	0.15	2.50			1.00T	1.00T	0.50T	
42	0.237	1	0.15	2.50			1.00T	1.00T	0.50T	
43	0.000	1	0.15	2.41			1.00T	1.00T	0.41T	
43	0.238	1	0.15	2.41			1.00T	1.00T	0.41T	
44	0.000	1	0.14	2.29			1.00T	1.00T	0.29T	
44	0.240	1	0.14	2.29			1.00T	1.00T	0.29T	
45	0.000	1	0.13	2.16			1.00T	1.00T	0.16T	
45	0.240	1	0.13	2.16			1.00T	1.00T	0.16T	
46	0.000	1	0.13	2.14			1.00T	1.00T	0.14T	
46	0.240	1	0.13	2.14			1.00T	1.00T	0.14T	
47	0.000	1	0.13	2.18			1.00T	1.00T	0.18T	
47	0.240	1	0.13	2.19			1.00T	1.00T	0.19T	
48	0.000	1	0.14	2.28			1.00T	1.00T	0.28T	
48	0.240	1	0.14	2.28			1.00T	1.00T	0.28T	
49	0.000	1	0.15	2.44			1.00T	1.00T	0.44T	
49	0.237	1	0.15	2.44			1.00T	1.00T	0.44T	
50	0.000	1	0.16	2.56			1.00T	1.00T	0.56T	
50	0.237	1	0.16	2.56			1.00T	1.00T	0.56T	
51	0.000	1	0.16	2.63			1.00T	1.00T	0.63T	
51	0.237	1	0.16	2.63			1.00T	1.00T	0.63T	
52	0.000	1	0.16	2.64			1.00T	1.00T	0.64T	
52	0.237	1	0.16	2.64			1.00T	1.00T	0.64T	
60	0.000	1	0.16	2.57			1.00T	1.00T	0.57T	
60	0.237	1	0.16	2.57			1.00T	1.00T	0.57T	
61	0.000	1	0.16	2.57			1.00T	1.00T	0.57T	
61	0.237	1	0.16	2.57			1.00T	1.00T	0.57T	
62	0.000	1	0.15	2.51			1.00T	1.00T	0.51T	
62	0.237	1	0.15	2.51			1.00T	1.00T	0.51T	
63	0.000	1	0.15	2.39			1.00T	1.00T	0.39T	
63	0.238	1	0.15	2.39			1.00T	1.00T	0.39T	
64	0.000	1	0.14	2.26			1.00T	1.00T	0.26T	
64	0.240	1	0.14	2.26			1.00T	1.00T	0.26T	
65	0.000	1	0.13	2.14			1.00T	1.00T	0.14T	
65	0.240	1	0.13	2.14			1.00T	1.00T	0.14T	
66	0.000	1	0.13	2.14			1.00T	1.00T	0.14T	
66	0.240	1	0.13	2.14			1.00T	1.00T	0.14T	
67	0.000	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.17T	
67	0.240	1	0.13	2.17			1.00T	1.00T	0.17T	
68	0.000	1	0.14	2.24			1.00T	1.00T	0.24T	
68	0.240	1	0.14	2.24			1.00T	1.00T	0.24T	
69	0.000	1	0.15	2.42			1.00T	1.00T	0.42T	
69	0.237	1	0.15	2.42			1.00T	1.00T	0.42T	
70	0.000	1	0.16	2.57			1.00T	1.00T	0.57T	
70	0.237	1	0.16	2.57			1.00T	1.00T	0.57T	
71	0.000	1	0.16	2.64			1.00T	1.00T	0.64T	
71	0.237	1	0.16	2.64			1.00T	1.00T	0.64T	
72	0.000	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	
72	0.237	1	0.16	2.65			1.00T	1.00T	0.65T	

Longitudinal Reinforcements LCR 5

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	mue	As-Sum	shift by	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[m]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
1	0.000	1	0.18	2.97			1.19T	1.00T	0.78T	
1	0.262	1	0.20	3.22			1.46T	1.00T	0.76T	
2	0.000	1	0.21	3.41			1.57T	1.00T	0.84T	
2	0.262	1	0.23	3.82			1.84T	1.00T	0.98T	
3	0.000	1	0.24	3.91			1.94T	1.00T	0.96T	
3	0.262	1	0.26	4.28			2.19T	1.00T	1.09T	
4	0.000	1	0.25	4.19			2.27T	1.00T	0.92T	
4	0.225	1	0.28	4.55			2.53T	1.00T	1.03T	
5	0.000	1	0.26	4.22			2.52T	1.00T	0.70T	
5	0.225	1	0.26	4.22			2.53T	1.00T	0.69T	
6	0.000	1	0.24	4.01			2.60T	1.00T	0.41T	
6	0.225	1	0.24	4.04			2.63T	1.00T	0.41T	
7	0.000	1	0.24	3.91			2.68T	1.00T	0.23T	
7	0.225	1	0.24	3.90			2.67T	1.00T	0.22T	

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑ/ΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΩΣ
 ULTIMATE SERVICE DESIGN

Longitudinal Reinforcements LCR 5

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	mue	As-Sum	shift by Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm ²]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
8	0.000	1	0.24	4.00		2.63T	1.00T	0.37T	
8	0.155	1	0.24	3.97		2.60T	1.00T	0.37T	
9	0.000	1	0.26	4.21		2.52T	1.00T	0.69T	
9	0.267	1	0.26	4.22		2.52T	1.00T	0.70T	
10	0.000	1	0.28	4.58		2.52T	1.00T	1.07T	
10	0.267	1	0.25	4.12		2.19T	1.00T	0.93T	
11	0.000	1	0.25	4.17		2.10T	1.00T	1.07T	
11	0.267	1	0.23	3.79		1.85T	1.00T	0.94T	
12	0.000	1	0.22	3.68		1.75T	1.00T	0.93T	
12	0.230	1	0.20	3.33		1.52T	1.00T	0.81T	
13	0.000	1	0.19	3.16		1.42T	1.00T	0.74T	
13	0.230	1	0.18	2.97		1.19T	1.00T	0.78T	
20	0.000	1	0.19	3.15		1.25T	1.00T	0.90T	
20	0.262	1	0.20	3.29		1.46T	1.00T	0.83T	
21	0.000	1	0.21	3.51		1.59T	1.00T	0.92T	
21	0.262	1	0.23	3.84		1.80T	1.00T	1.04T	
22	0.000	1	0.24	3.95		1.92T	1.00T	1.03T	
22	0.262	1	0.26	4.24		2.11T	1.00T	1.13T	
23	0.000	1	0.25	4.19		2.20T	1.00T	0.99T	
23	0.225	1	0.26	4.37		2.32T	1.00T	1.05T	
24	0.000	1	0.25	4.15		2.37T	1.00T	0.77T	
24	0.225	1	0.26	4.25		2.45T	1.00T	0.80T	
25	0.000	1	0.24	3.94		2.52T	1.00T	0.42T	
25	0.225	1	0.24	3.98		2.55T	1.00T	0.43T	
26	0.000	1	0.23	3.83		2.61T	1.00T	0.22T	
26	0.225	1	0.23	3.82		2.61T	1.00T	0.22T	
27	0.000	1	0.24	3.97		2.54T	1.00T	0.43T	
27	0.155	1	0.24	3.93		2.51T	1.00T	0.42T	
28	0.000	1	0.26	4.23		2.45T	1.00T	0.78T	
28	0.267	1	0.25	4.10		2.35T	1.00T	0.74T	
29	0.000	1	0.26	4.35		2.29T	1.00T	1.06T	
29	0.267	1	0.25	4.12		2.13T	1.00T	0.98T	
30	0.000	1	0.25	4.14		2.03T	1.00T	1.11T	
30	0.267	1	0.23	3.83		1.83T	1.00T	1.00T	
31	0.000	1	0.22	3.70		1.72T	1.00T	0.99T	
31	0.230	1	0.21	3.43		1.55T	1.00T	0.89T	
32	0.000	1	0.20	3.24		1.43T	1.00T	0.81T	
32	0.230	1	0.19	3.15		1.26T	1.00T	0.90T	
40	0.000	1	0.18	2.98		1.26T	1.00T	0.73T	
40	0.237	1	0.18	2.92		1.21T	1.00T	0.70T	
41	0.000	1	0.18	3.01		1.34T	1.00T	0.66T	
41	0.237	1	0.18	3.05		1.34T	1.00T	0.70T	
42	0.000	1	0.19	3.08		1.45T	1.00T	0.63T	
42	0.237	1	0.19	3.12		1.47T	1.00T	0.64T	
43	0.000	1	0.19	3.12		1.55T	1.00T	0.57T	
43	0.238	1	0.19	3.18		1.58T	1.02T	0.58T	
44	0.000	1	0.19	3.11		1.63T	1.04T	0.43T	
44	0.240	1	0.19	3.12		1.65T	1.02T	0.44T	
45	0.000	1	0.18	3.02		1.71T	1.05T	0.26T	
45	0.240	1	0.18	3.00		1.74T	1.00T	0.26T	
46	0.000	1	0.18	3.01		1.76T	1.01T	0.24T	
46	0.240	1	0.18	3.03		1.79T	1.00T	0.24T	
47	0.000	1	0.19	3.07		1.77T	1.00T	0.30T	
47	0.240	1	0.19	3.12		1.80T	1.00T	0.32T	
48	0.000	1	0.19	3.22		1.75T	1.00T	0.46T	
48	0.240	1	0.20	3.23		1.76T	1.00T	0.47T	
49	0.000	1	0.21	3.38		1.72T	1.00T	0.67T	
49	0.237	1	0.20	3.37		1.70T	1.00T	0.66T	
50	0.000	1	0.21	3.39		1.61T	1.00T	0.77T	
50	0.237	1	0.20	3.34		1.58T	1.00T	0.76T	
51	0.000	1	0.20	3.26		1.47T	1.00T	0.79T	
51	0.237	1	0.19	3.21		1.45T	1.00T	0.76T	
52	0.000	1	0.19	3.16		1.31T	1.00T	0.85T	
52	0.237	1	0.18	3.03		1.33T	1.00T	0.70T	
60	0.000	1	0.18	3.00		1.26T	1.00T	0.74T	
60	0.237	1	0.18	2.95		1.23T	1.00T	0.72T	
61	0.000	1	0.18	3.03		1.36T	1.00T	0.67T	
61	0.237	1	0.19	3.10		1.36T	1.00T	0.73T	

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
 ΔΙΑΣΤΑ/ΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΩΣ
 ULTIMATE SERVICE DESIGN

Longitudinal Reinforcements LCR 5

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by a quote

Beam	x[m]	NoS	μue	As-Sum	shift by	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[m]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
62	0.000	1	0.19	3.12			1.47T	1.00T	0.65T	
62	0.237	1	0.19	3.18			1.50T	1.02T	0.66T	
63	0.000	1	0.19	3.17			1.58T	1.03T	0.56T	
63	0.238	1	0.20	3.29			1.63T	1.08T	0.58T	
64	0.000	1	0.19	3.17			1.67T	1.10T	0.40T	
64	0.240	1	0.20	3.24			1.72T	1.10T	0.41T	
65	0.000	1	0.19	3.14			1.78T	1.12T	0.23T	
65	0.240	1	0.19	3.11			1.80T	1.07T	0.24T	
66	0.000	1	0.19	3.15			1.81T	1.10T	0.24T	
66	0.240	1	0.18	3.05			1.81T	1.00T	0.24T	
67	0.000	1	0.19	3.11			1.79T	1.03T	0.29T	
67	0.240	1	0.19	3.08			1.79T	1.00T	0.29T	
68	0.000	1	0.19	3.15			1.75T	1.00T	0.39T	
68	0.240	1	0.19	3.19			1.78T	1.00T	0.40T	
69	0.000	1	0.21	3.40			1.75T	1.00T	0.65T	
69	0.237	1	0.21	3.39			1.74T	1.00T	0.65T	
70	0.000	1	0.21	3.45			1.65T	1.00T	0.79T	
70	0.237	1	0.21	3.39			1.61T	1.00T	0.77T	
71	0.000	1	0.20	3.31			1.49T	1.00T	0.82T	
71	0.237	1	0.20	3.24			1.46T	1.00T	0.78T	
72	0.000	1	0.18	3.05			1.34T	1.00T	0.71T	
72	0.237	1	0.19	3.17			1.31T	1.00T	0.86T	

Reinforcements saved as design case LCR 5

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ

Materials

No. 1 C 25/30 (EN 1992)

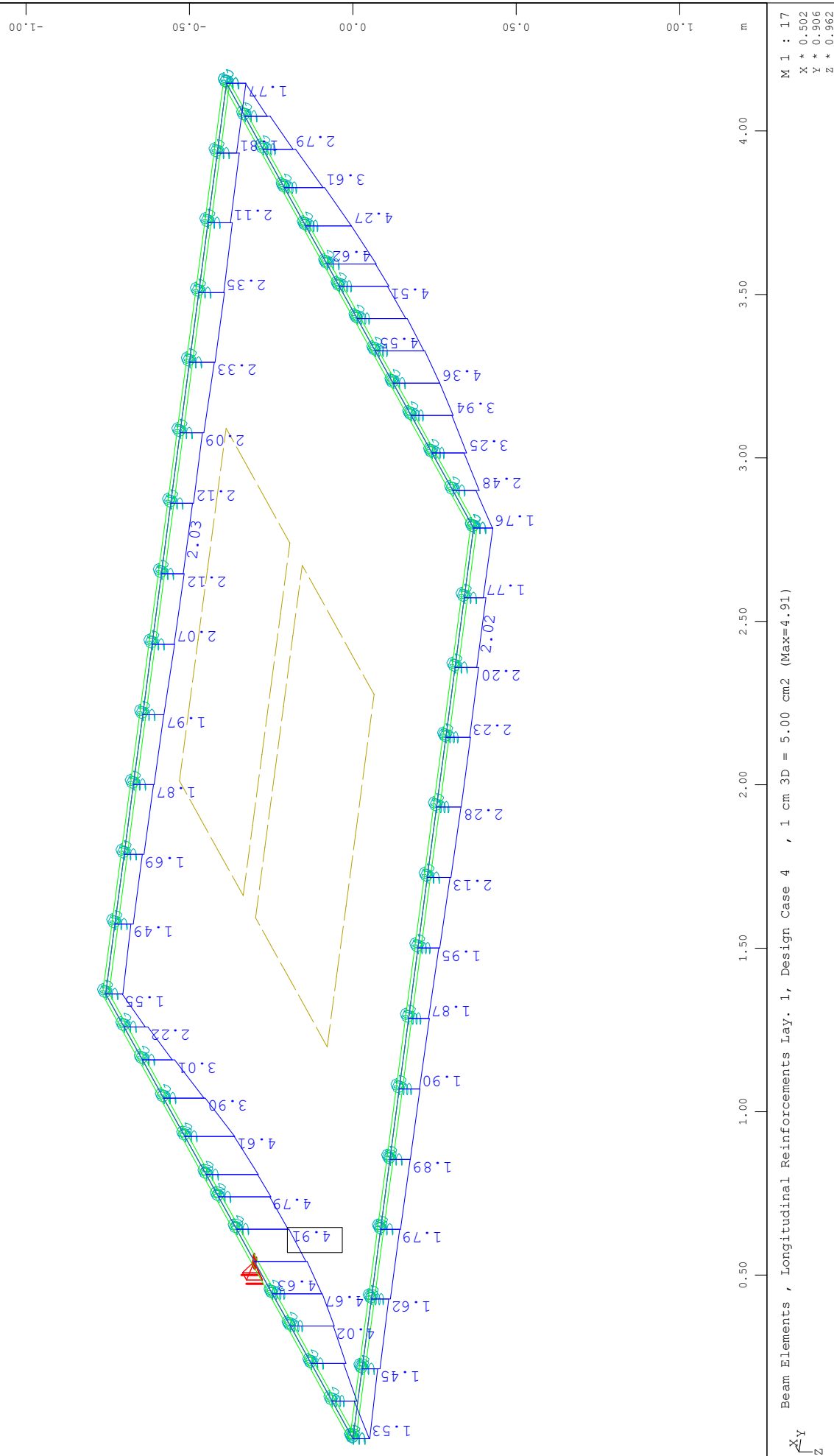
No. 2 S 500 (EN 1992)

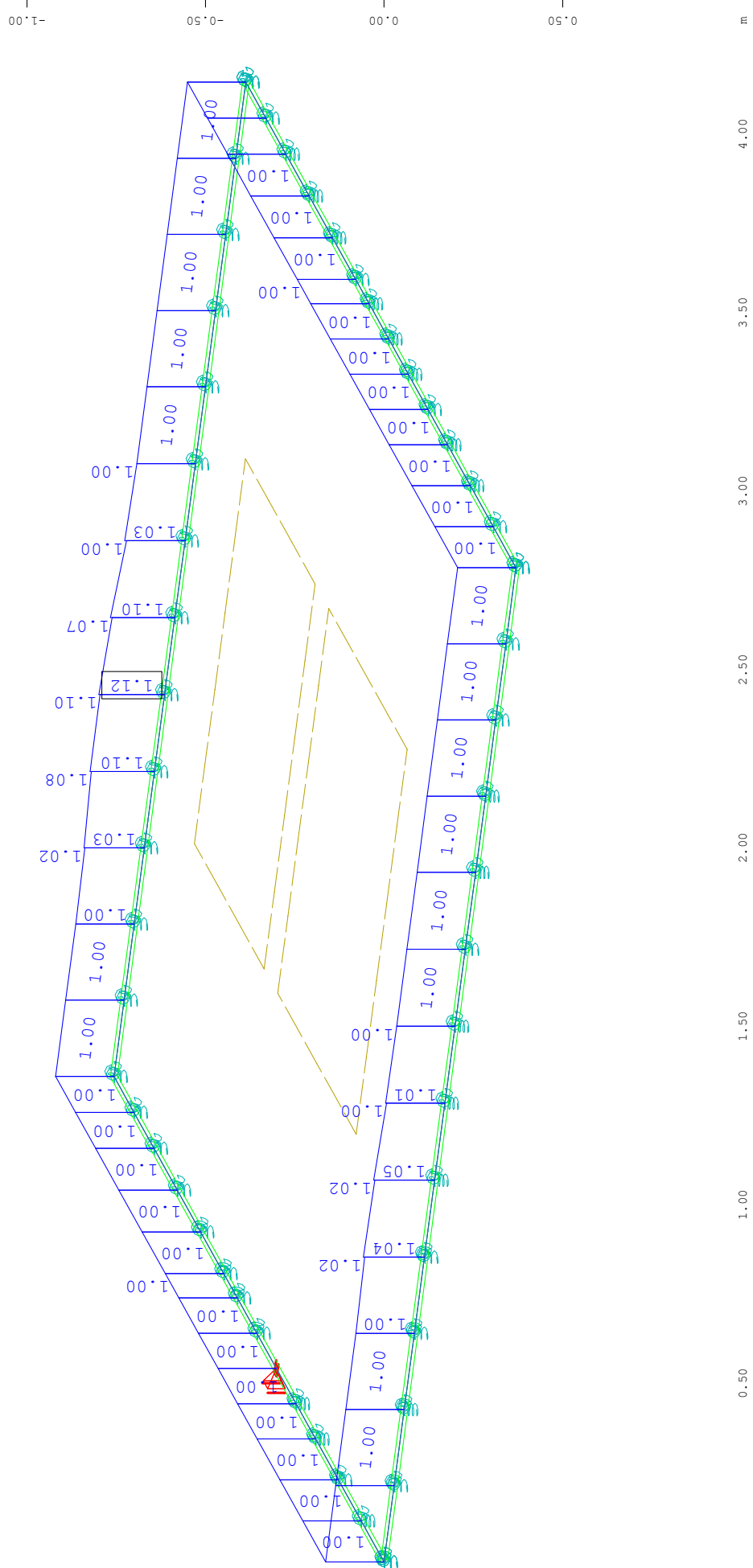
No. 3 C 25/30 (EN 1992)

Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA

Reinforcements superposed with existing design case LCR 6

Reinforcements superposed with existing design case LCR 4 5

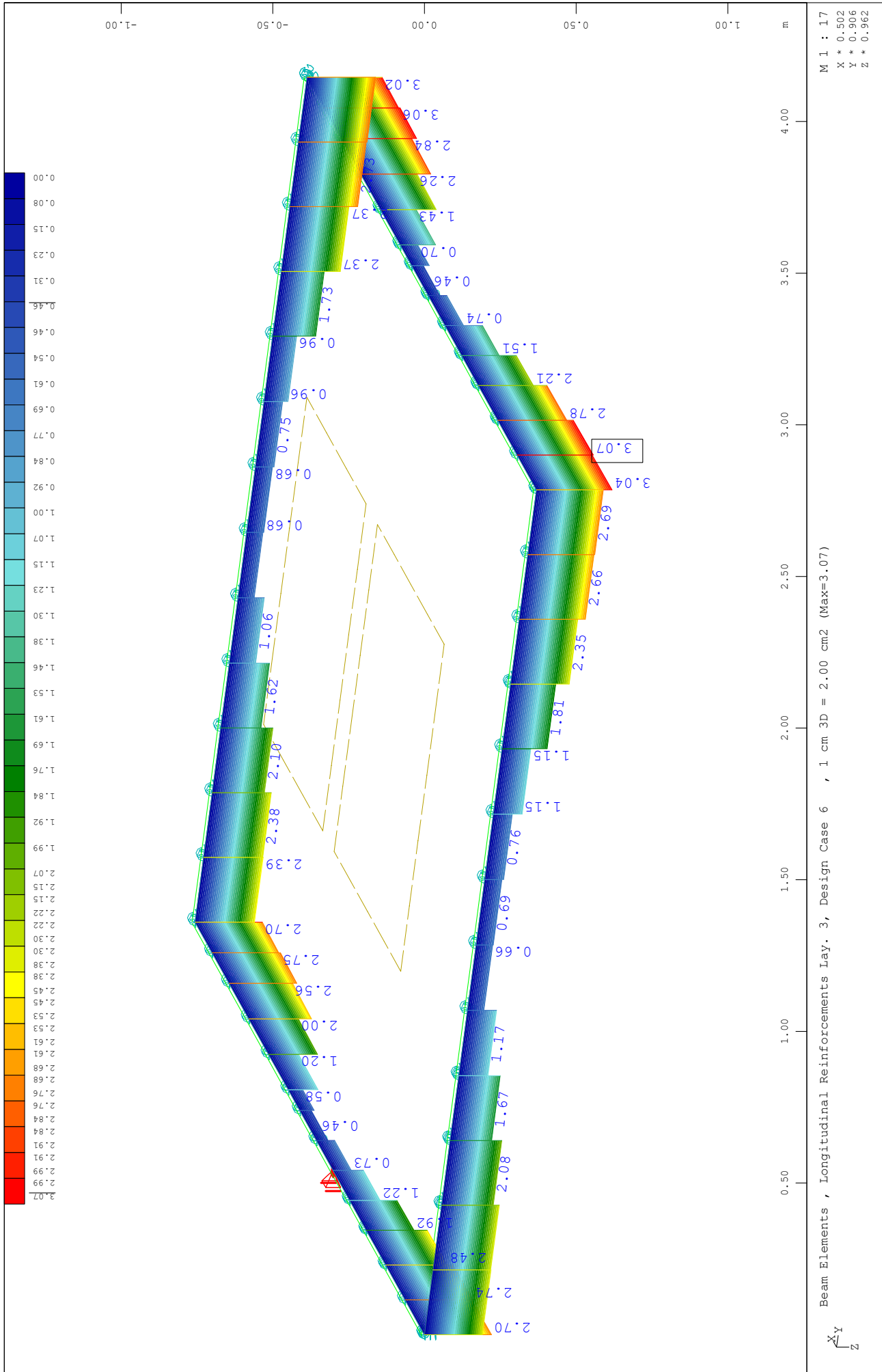




Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 2, Design Case 5 , 1 cm 3D = 1.00 cm2 (Max=1.12)

M 1 : 17
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ Α/Σ 1



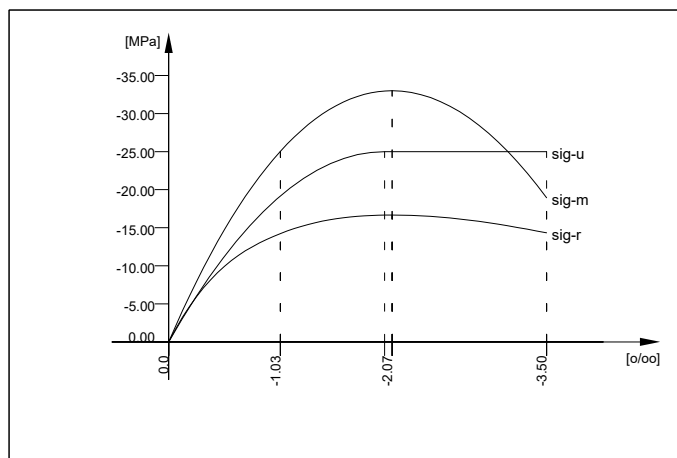
ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

Default design code is EuroNorm EN 1992 Concrete with country code 0 (Europe)
Class(Tab.7.1N): N (Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons)
Snow load zone : 1

No. 1 C 25/30 (EN 1992)

Youngs-modulus	E	31476 [MPa]	Safetyfactor		1.50 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13115 [MPa]	Nomin. strength	fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus		17487 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.56 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fbd	2.69 [MPa]
			Service strength		33.00 [MPa]
			Fatigue strength		15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	33050
			-1.035	-25.04	15658
			-2.069	-33.00	0
			-3.500	-18.95	-19203
			Safetyfactor		1.35
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	25000
			-2.000	-25.00	0
			-3.500	-25.00	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	27541
			-1.035	-14.23	5688
			-2.069	-16.67	0
			-3.500	-14.32	-2802
			Safetyfactor		(1.50)



No. 2 S 500 (EN 1992)

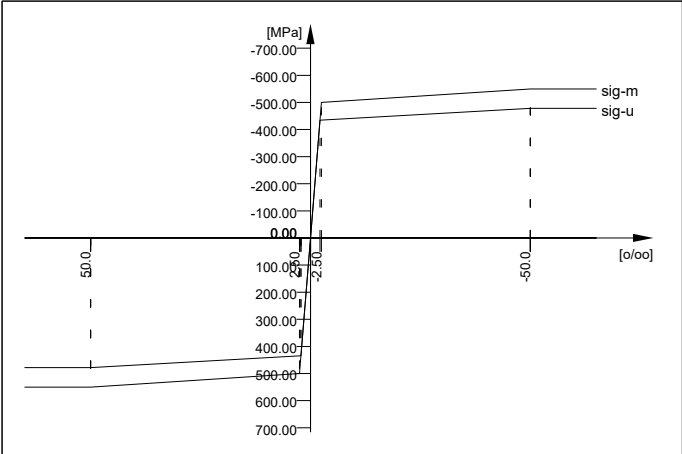
Youngs-modulus	E	200000 [MPa]	Safetyfactor		1.15 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy	500.00 [MPa]
Shear-modulus	G	76923 [MPa]	Compr.yield val.	fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus		166667 [MPa]	Tens. strength	ft	550.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain		50.00 [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		152.17 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the defined stress range			1000.000	550.00	0
			50.000	550.00	0
			2.500	500.00	1053
			0.000	0.00	200000
			-2.500	-500.00	200000
			-50.000	-550.00	1053
			-1000.000	-550.00	0
			Safetyfactor		1.15
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

No. 2 S 500 (EN 1992)

Is also extended beyond the defined stress range

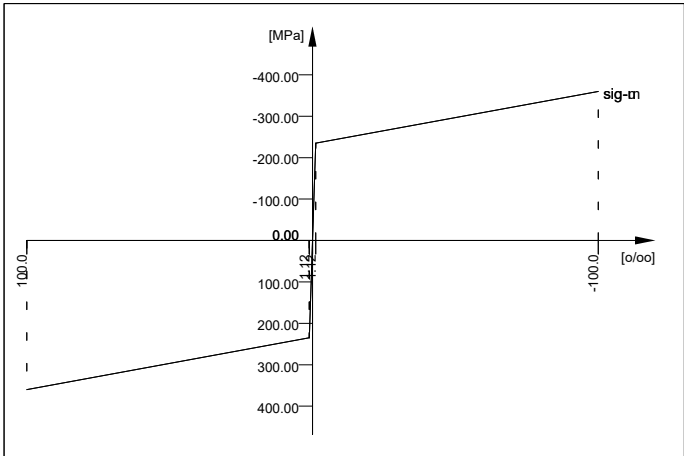
1000.000	478.26	0
50.000	478.26	0
2.174	434.78	909
0.000	0.00	200000
-2.174	-434.78	200000
-50.000	-478.26	909
-1000.000	-478.26	0
Safetyfactor		(1.15)



No. 3 S 235 (EN 10025-2)

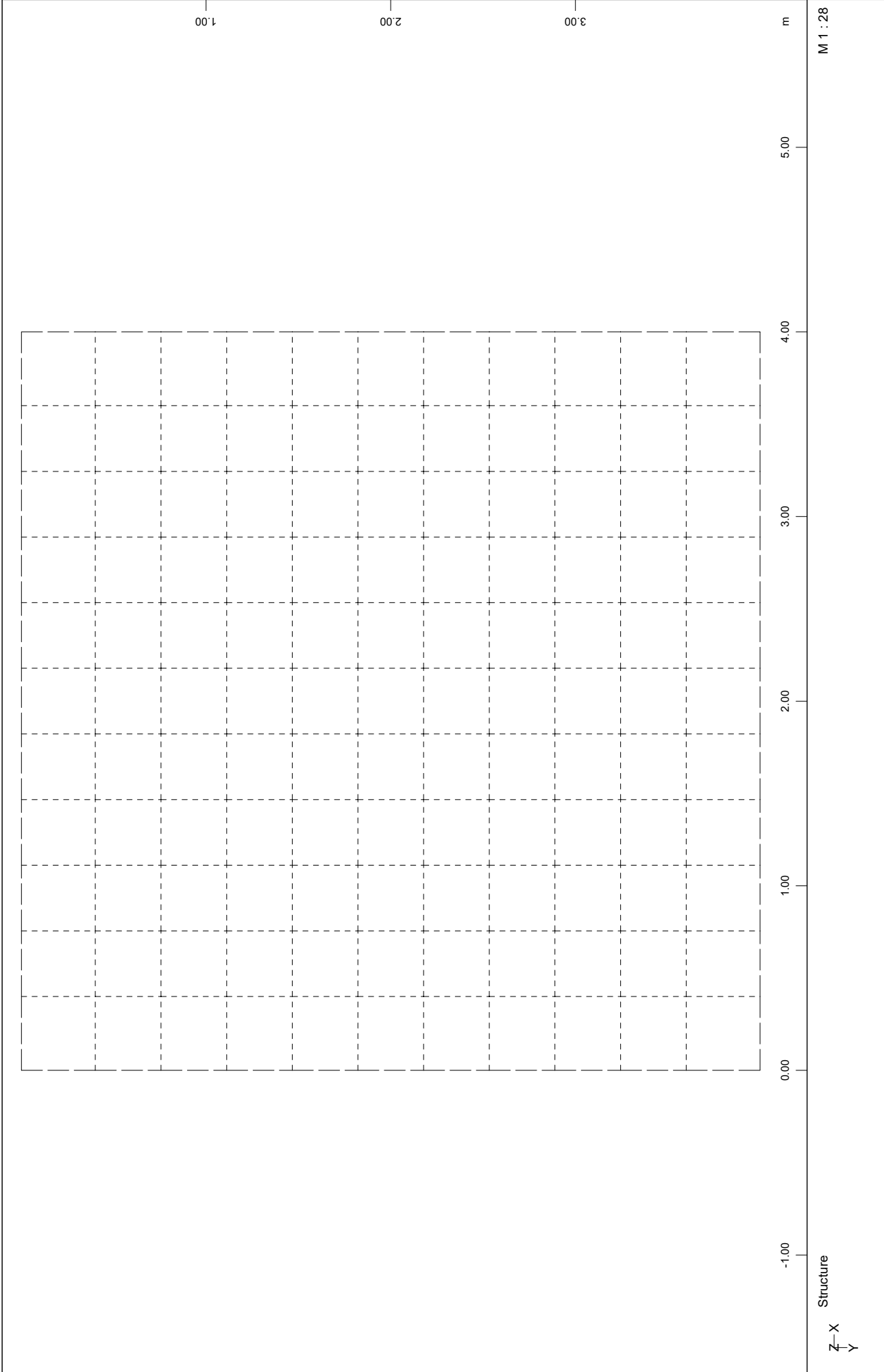
Youngs-modulus	E	210000	[MPa]	Safetyfactor	1.00	[-]
Poisson-Ratio	mu	0.30	[-]	Yield stress	fy	235.00 [MPa]
Shear-modulus	G	80769	[MPa]	Compr.yield val.	fyc	235.00 [MPa]
Compression modulus		175000	[MPa]	Tens. strength	ft	360.00 [MPa]
Weight		78.5	[kN/m3]	Compr. strength	fc	360.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5	[kN/m3]	Ultim. plast. strain		100.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.		1.20E-05	[1/°K]	relative bond coeff.		0.00 [-]
max. thickness		40.00	[mm]	EC2 bondcoeff. K1		0.00 [-]
				Hardening modulus		0.00 [MPa]
				Proportional limit		235.00 [MPa]
				Dynamic stress range		0.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]			
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	360.00	0			
	100.000	360.00	1264			
	1.119	235.00	1264			
	0.000	0.00	210000			
	-1.119	-235.00	210000			
	-100.000	-360.00	1264			
	-1000.000	-360.00	0			
	Safetyfactor		1.00			
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]			
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	360.00	0			
	100.000	360.00	1264			
	1.119	235.00	1264			
	0.000	0.00	210000			
	-1.119	-235.00	210000			
	-100.000	-360.00	1264			
	-1000.000	-360.00	0			
	Safetyfactor		1.00			

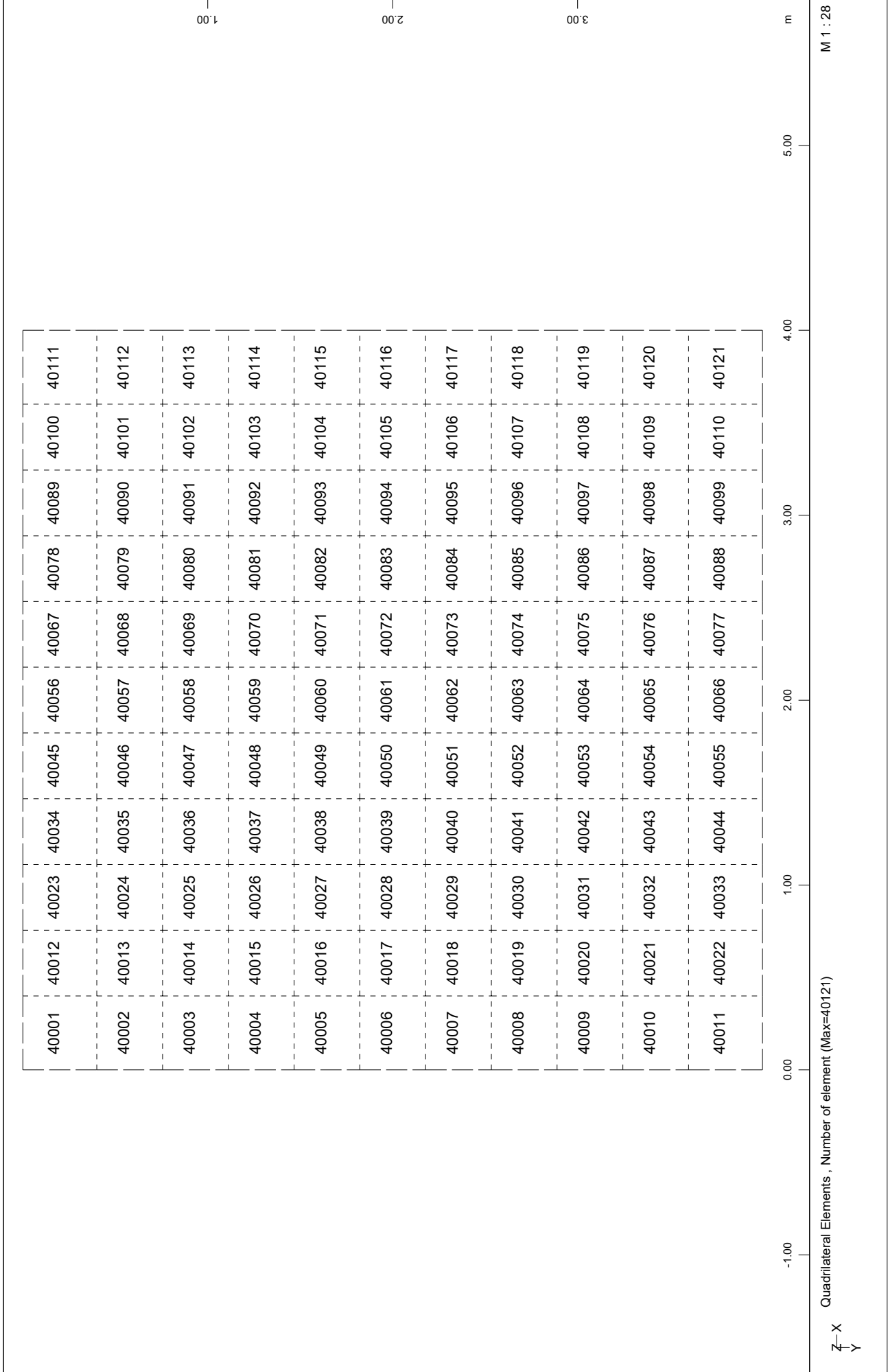
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

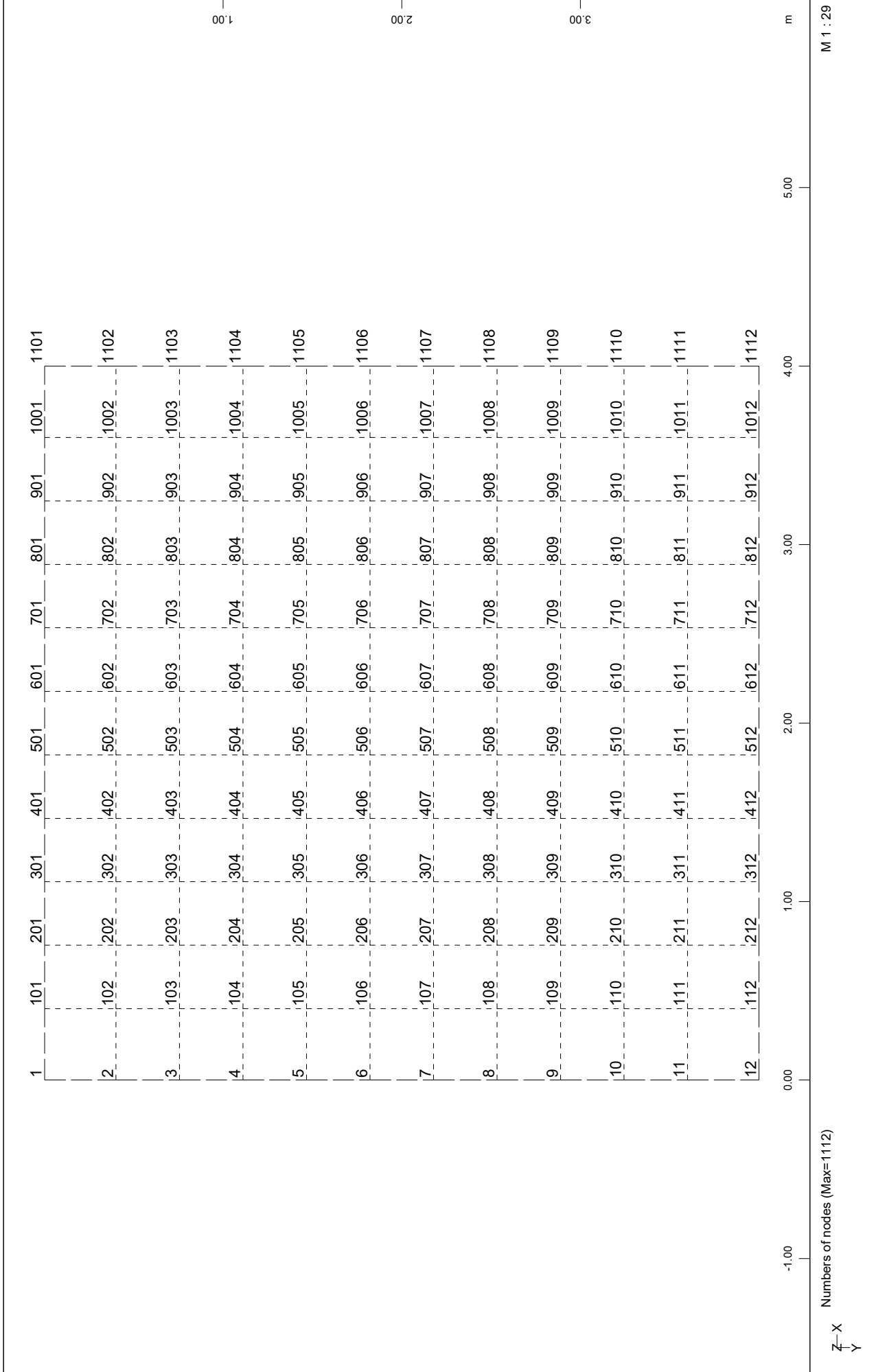


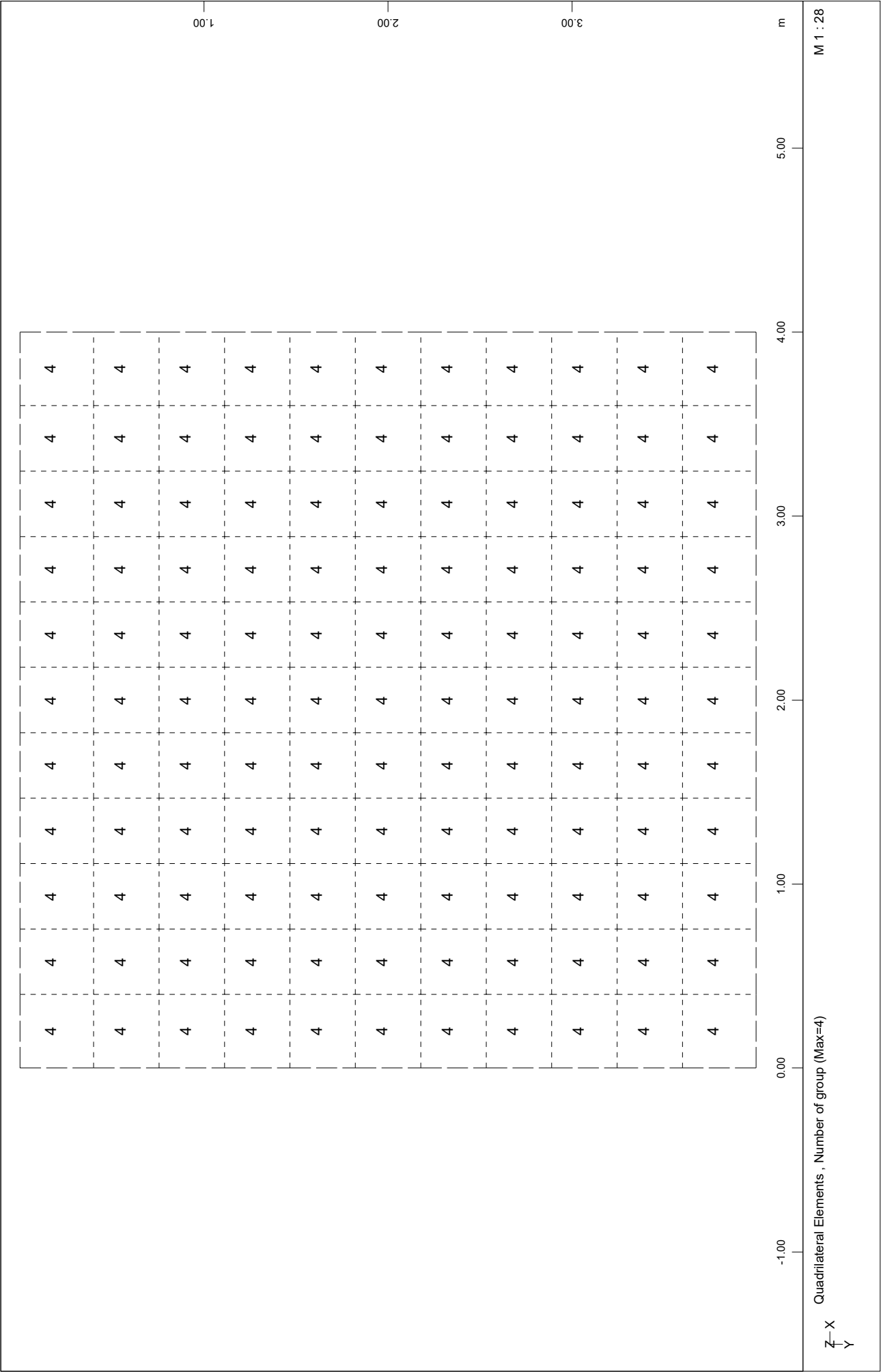
Elastic bedding

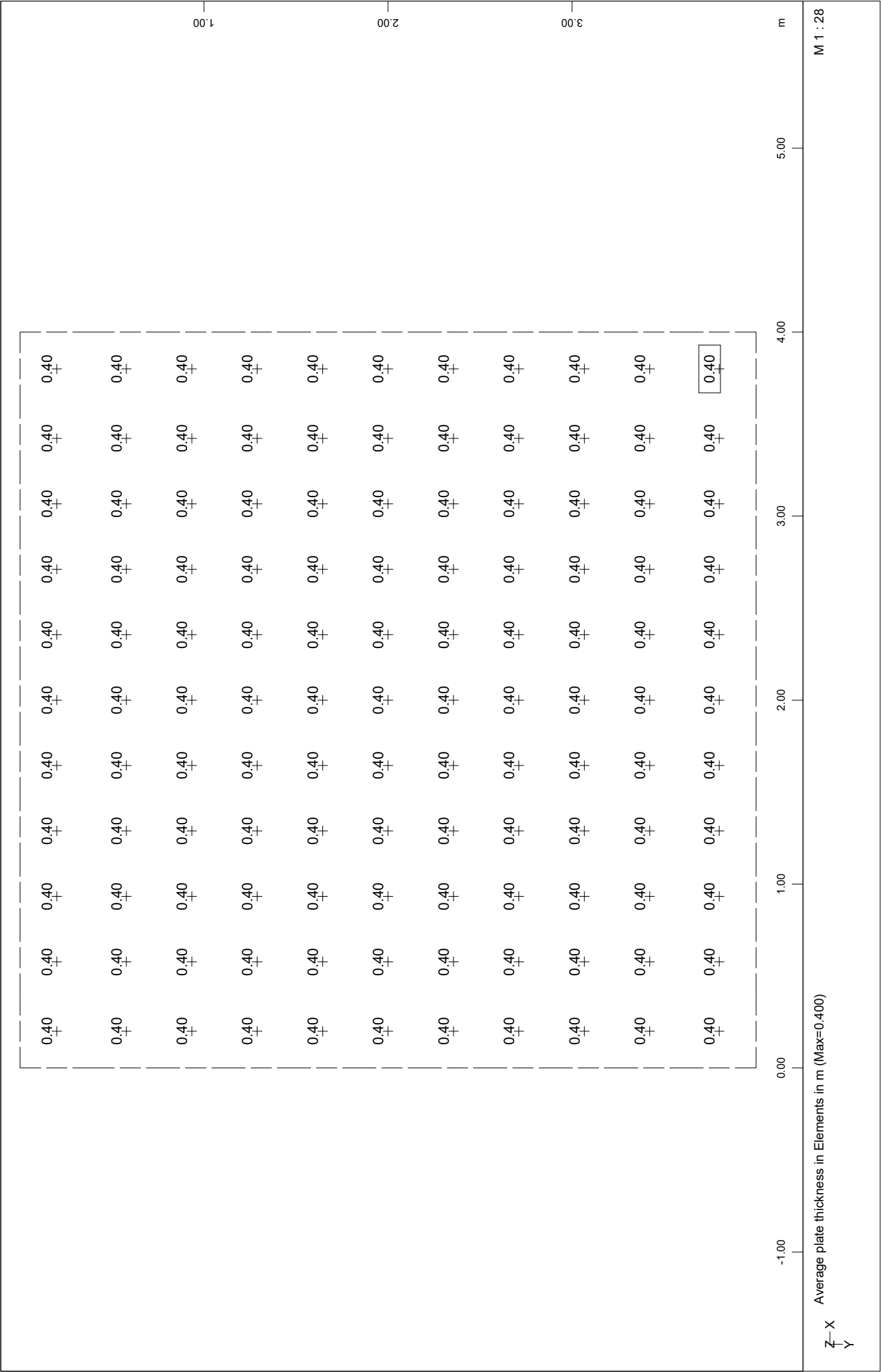
No.	Cs[kN/m3]	Ct[kN/m3]	ft[MPa]	fy[MPa]	tan[-]	c[MPa]	dil[-]	w[kN/m3]
1	3.0000E+04	1.7310E+04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
Cs = Elastic bedding								
Ct = Elastic bedding								
ft = Tens. strength ft								
fy = Yield stress fy								
tan = Friction coefficient								
c = Cohesion								
dil = Dilatancy coefficient								
w = Mass density								

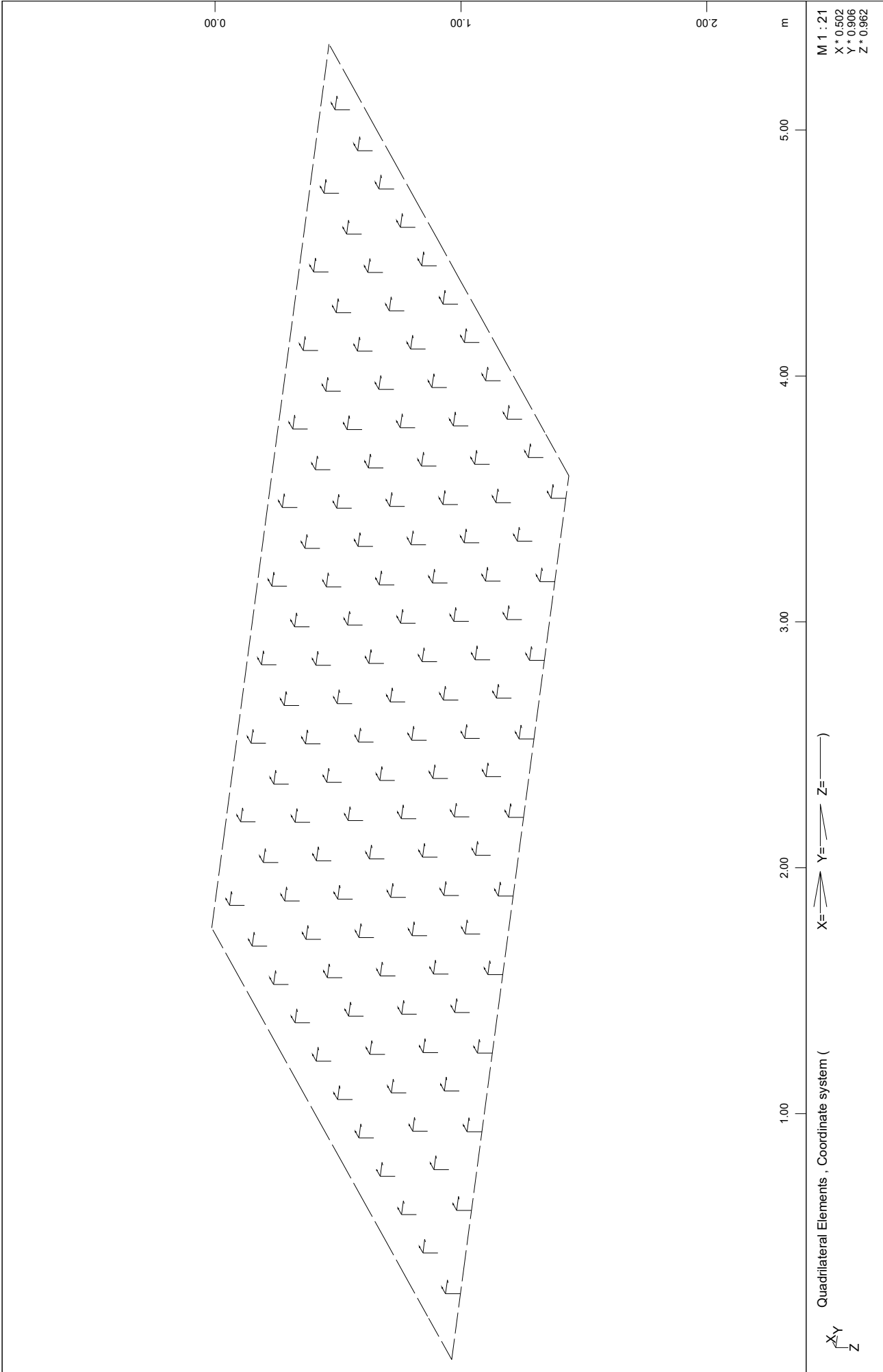


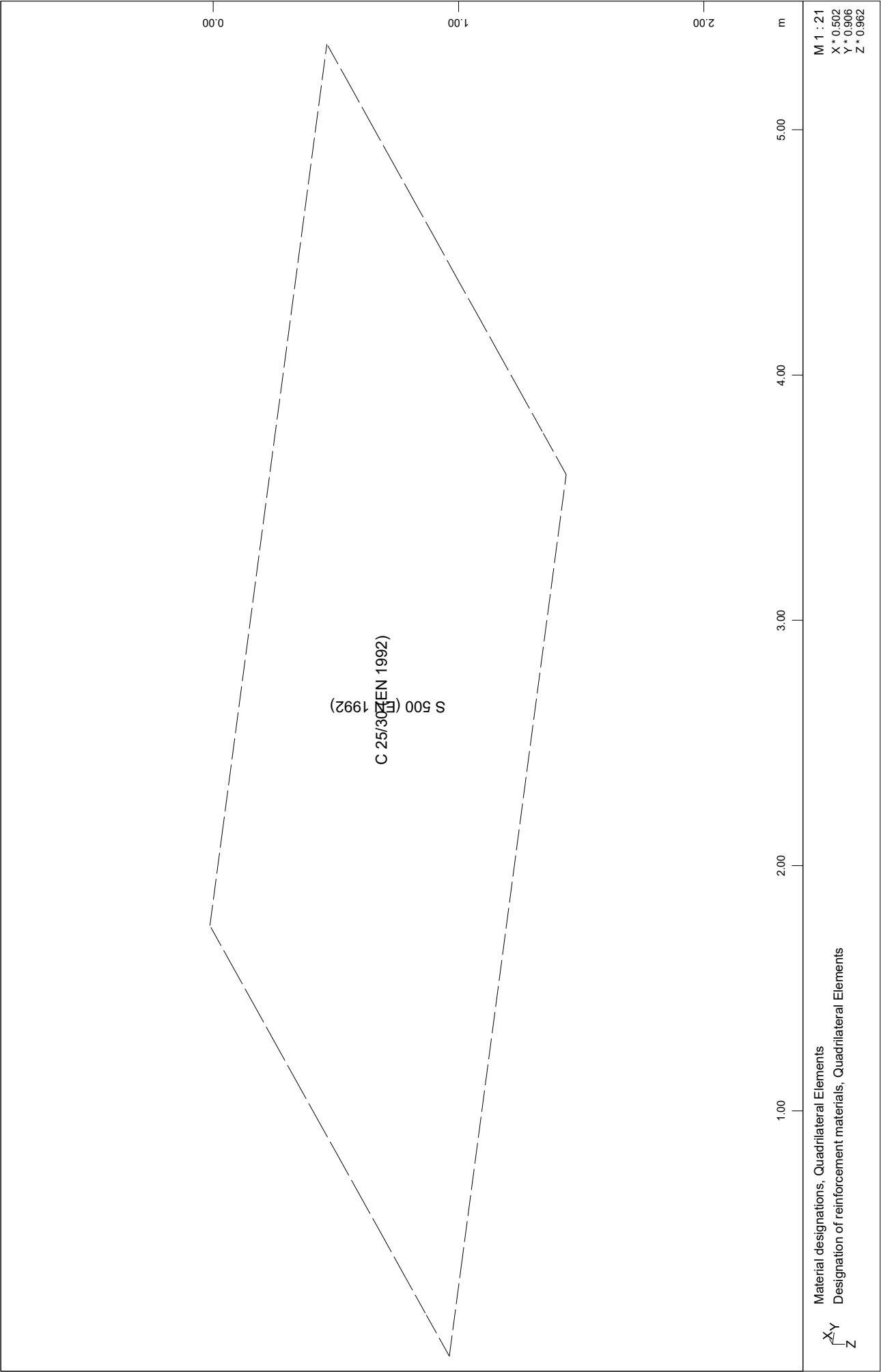


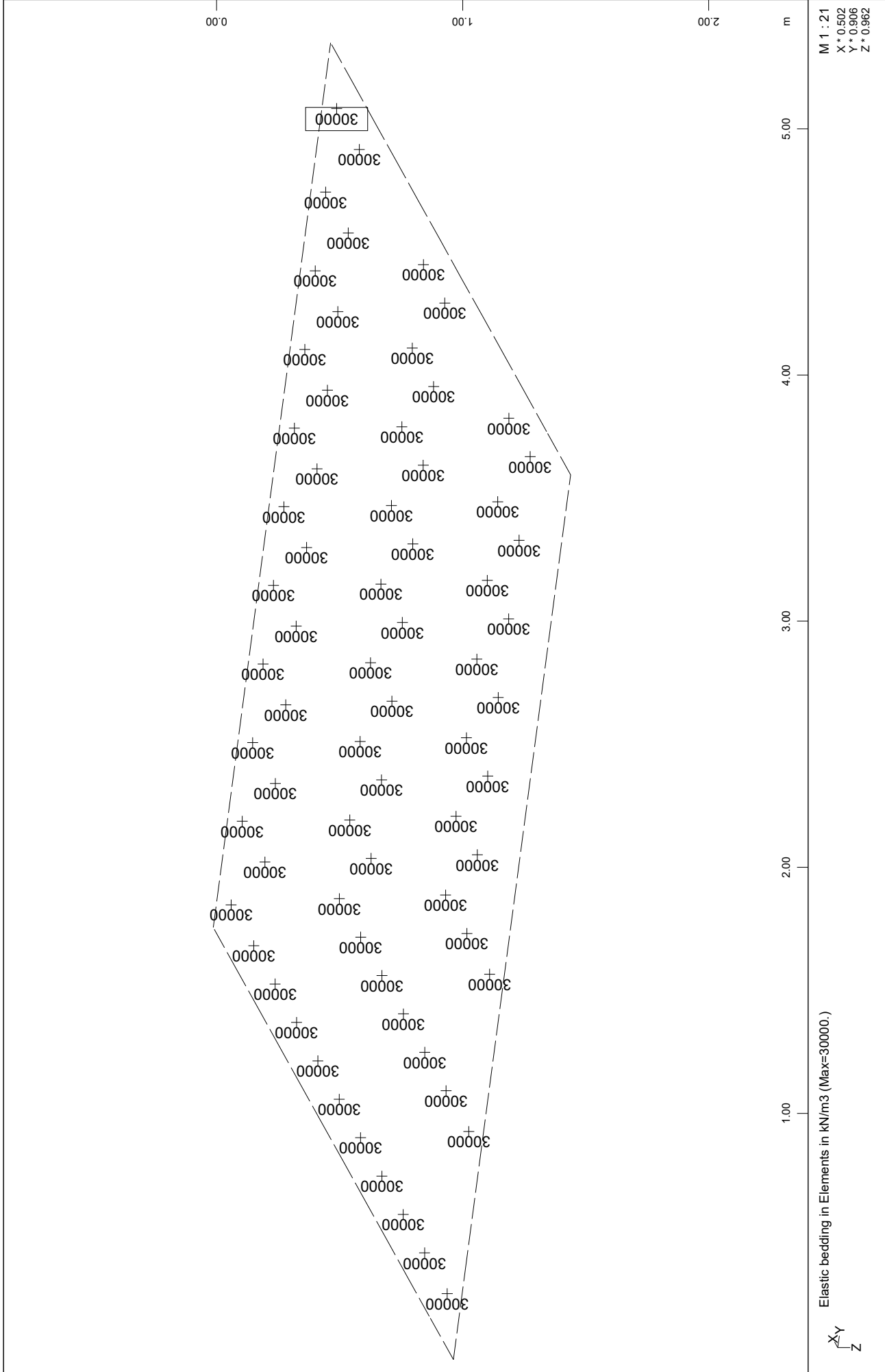


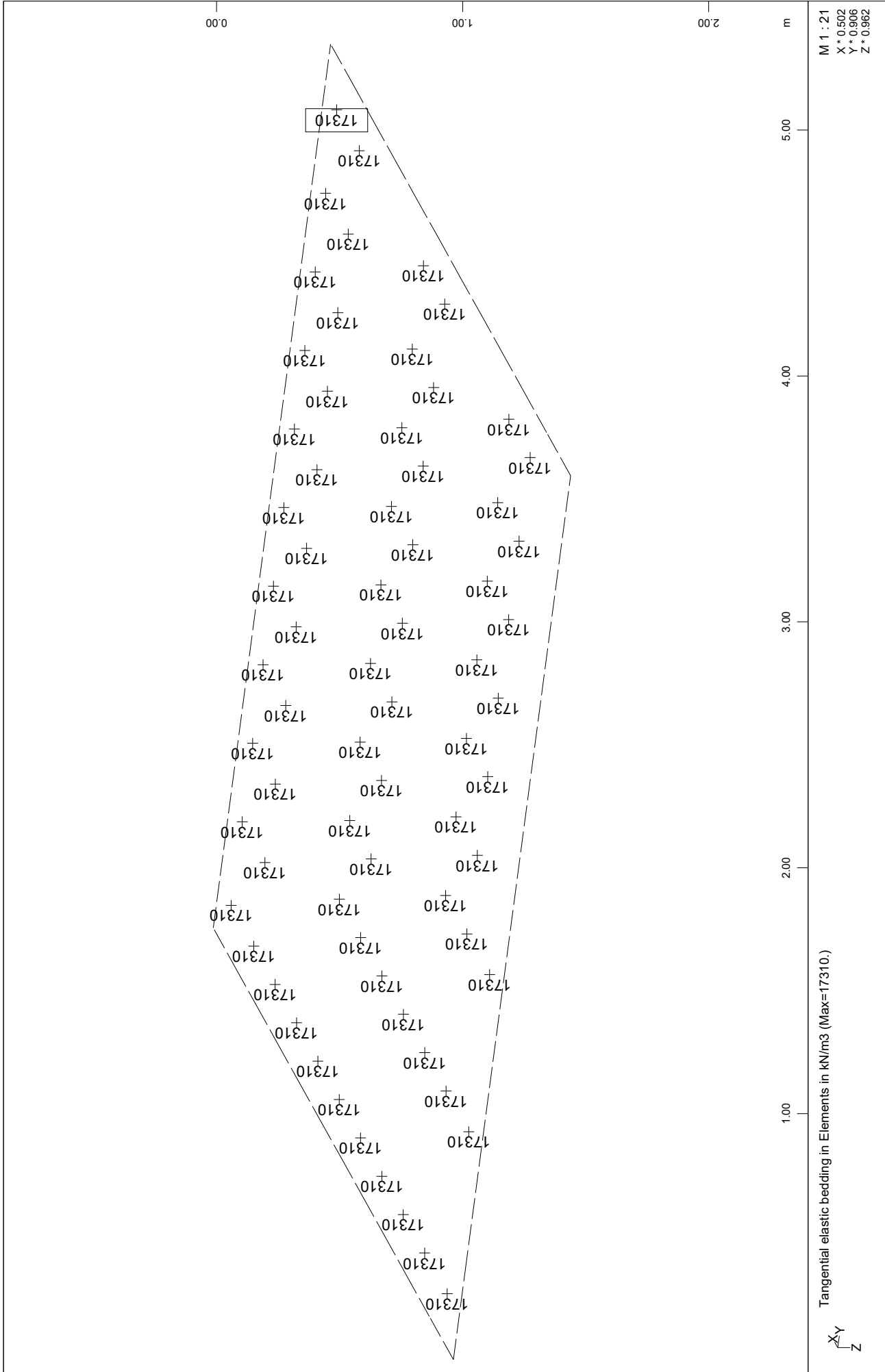












ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

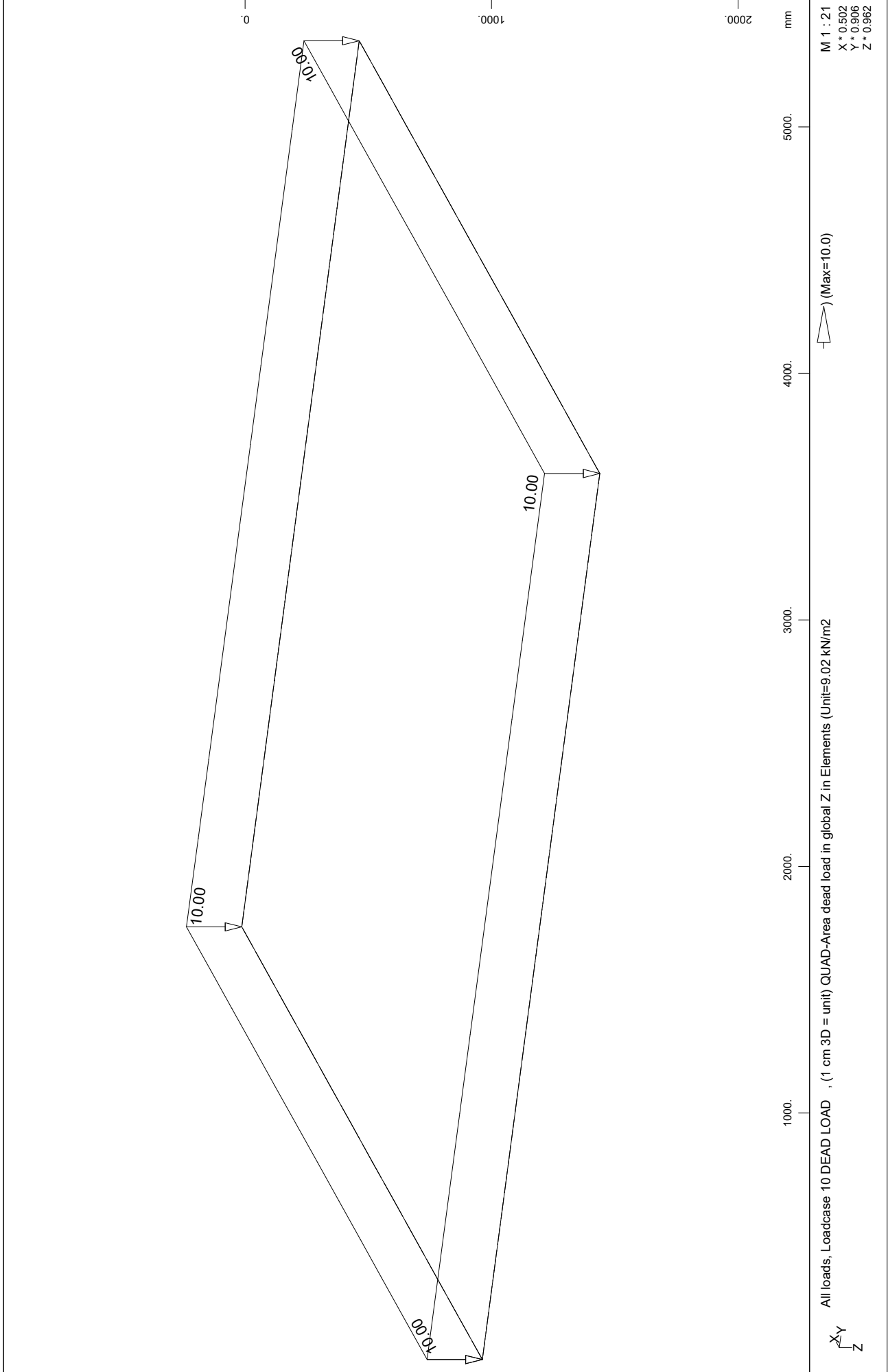
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 STATIC LOADINGS

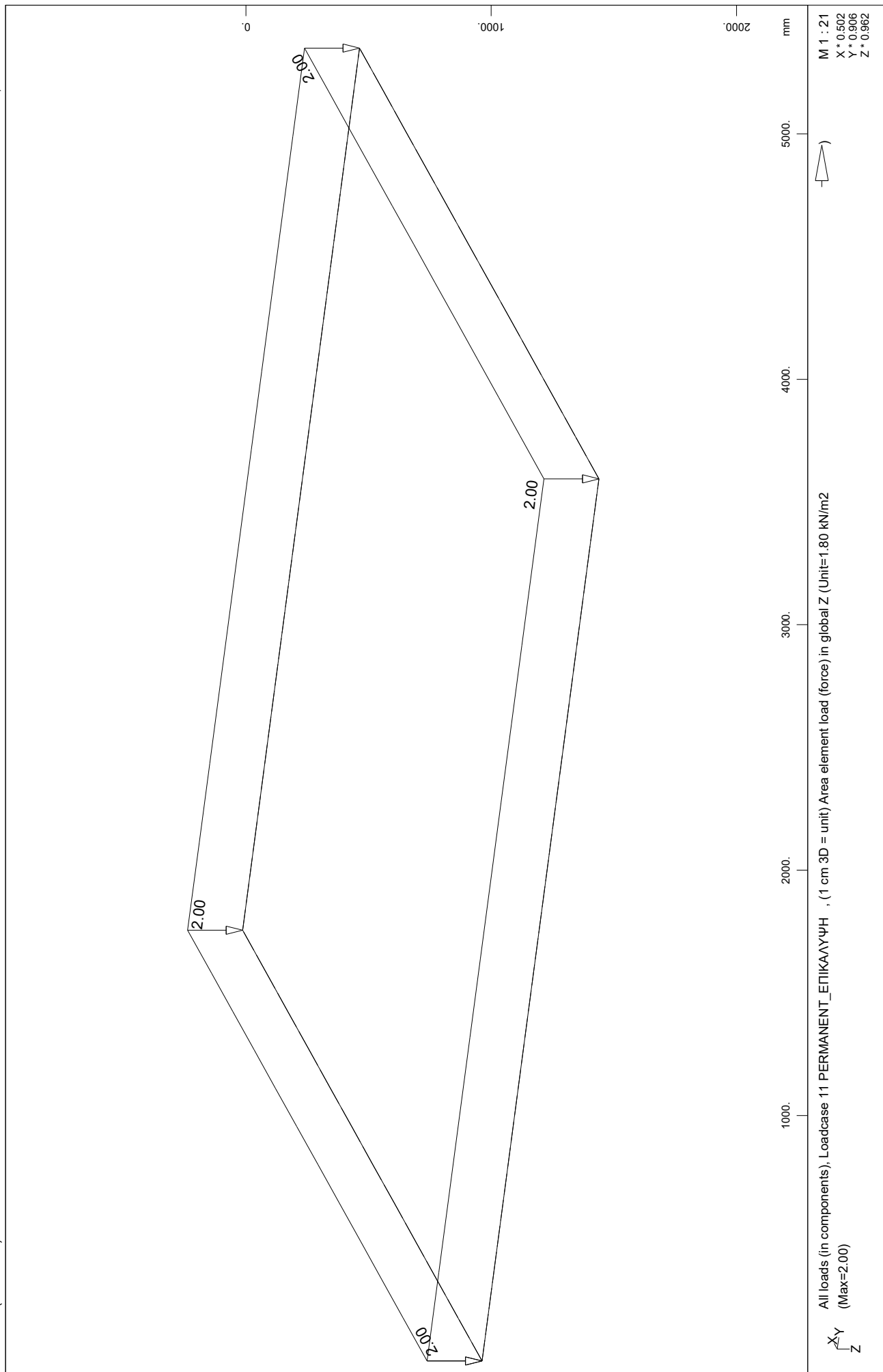
Sum of Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
10 DEAD LOAD	0.0	0.0	160.0
11 PERMANENT_ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	0.0	0.0	32.0
12 IB ΓΑΙΩΝ	0.0	0.0	1091.3
13 IB ΑΣ+ΛΥΜΑΤΑ	0.0	0.0	247.8

Sum of Reactions and Loads

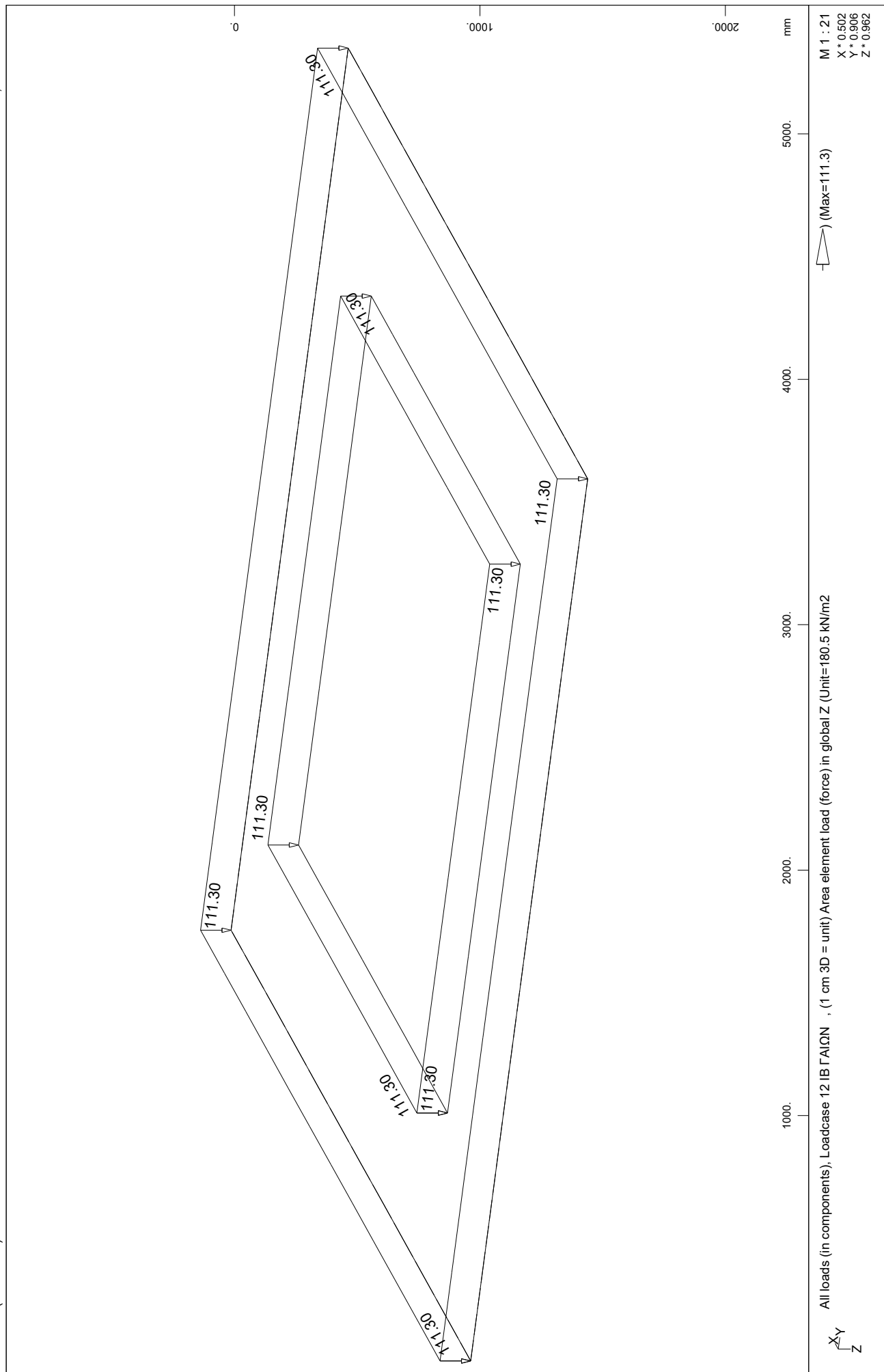
LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
10 DEAD LOAD	0.0	0.0	-160.0
	0.0	0.0	160.0
11 PERMANENT_ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	0.0	0.0	-32.0
	0.0	0.0	32.0
12 IB ΓΑΙΩΝ	0.0	0.0	-1091.3
	0.0	0.0	1091.3
13 IB ΑΣ+ΛΥΜΑΤΑ	0.0	0.0	-247.8
	0.0	0.0	247.8

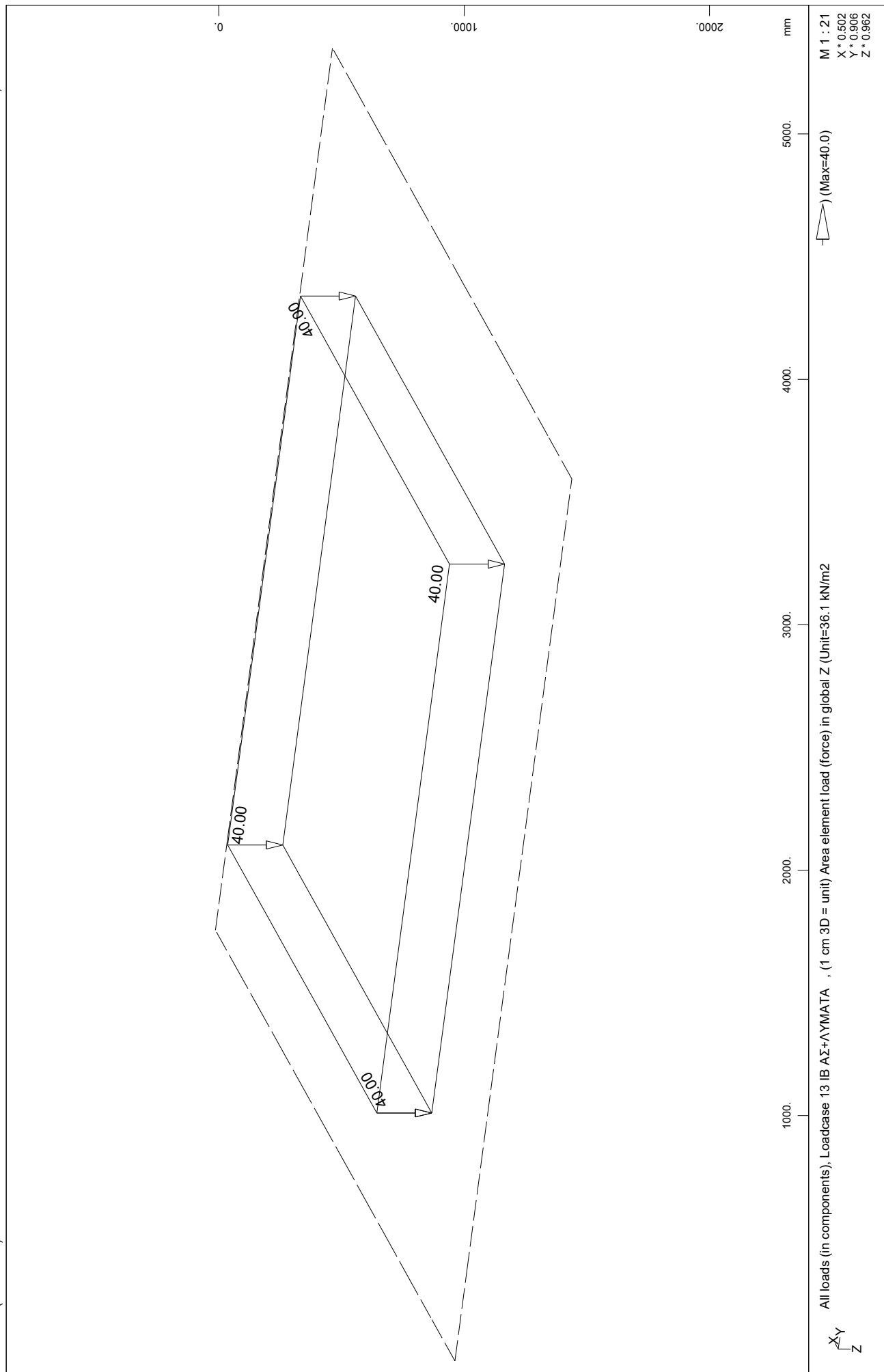




ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

Loads





ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 1.35G + 1.50Q

Load Case 101 1.35G+1.50Q

Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-ZZ 1.350

Sum of Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
101 1.35G+1.50Q	0.0	0.0	2067.0

Sum of Reactions and Loads

LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
101 1.35G+1.50Q	0.0	0.0	-2067.0
	0.0	0.0	2067.0

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
 1.00G + 1.00Q

Load Case 201 1.00G+1.00Q

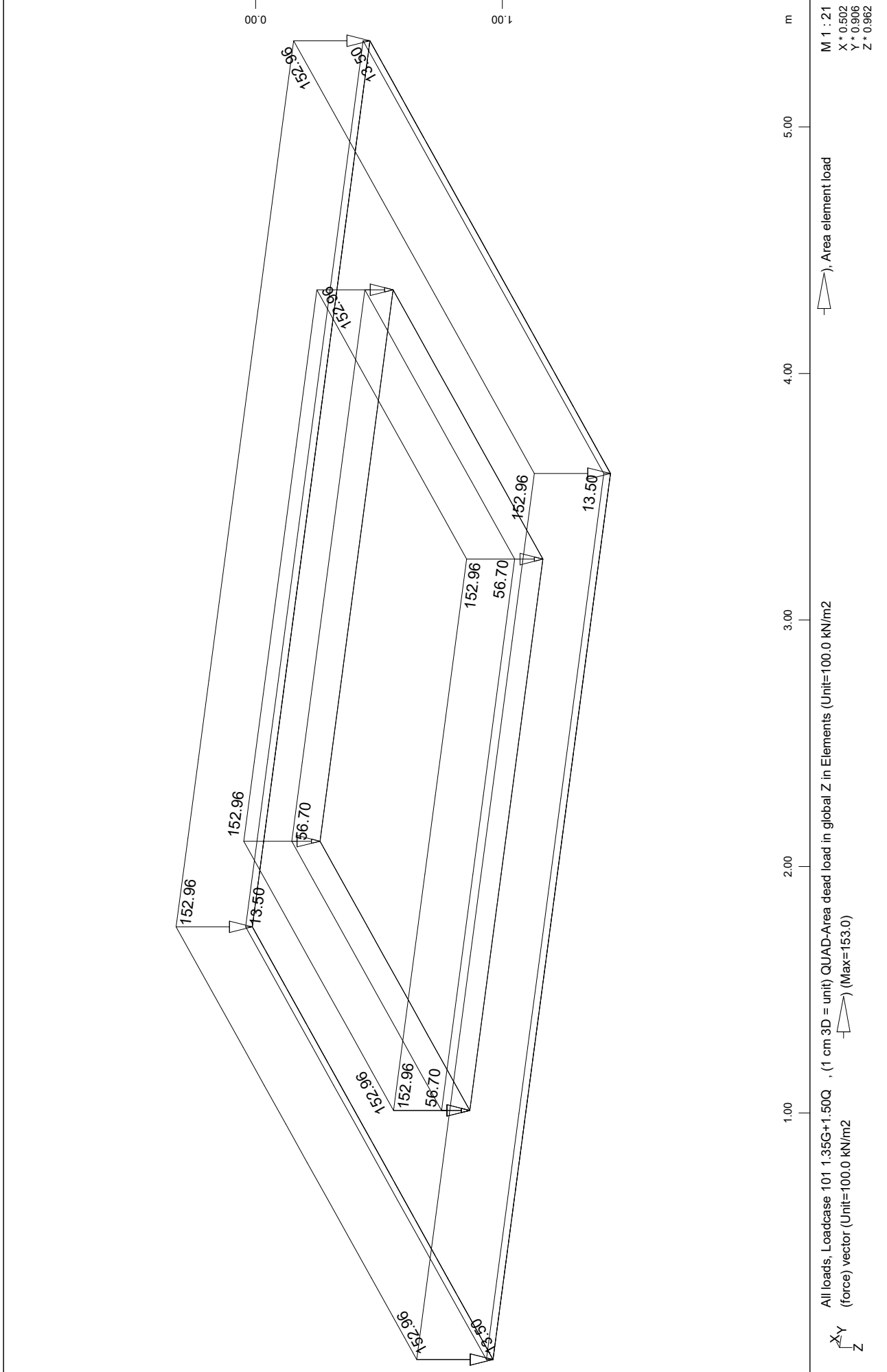
Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-ZZ 1.000

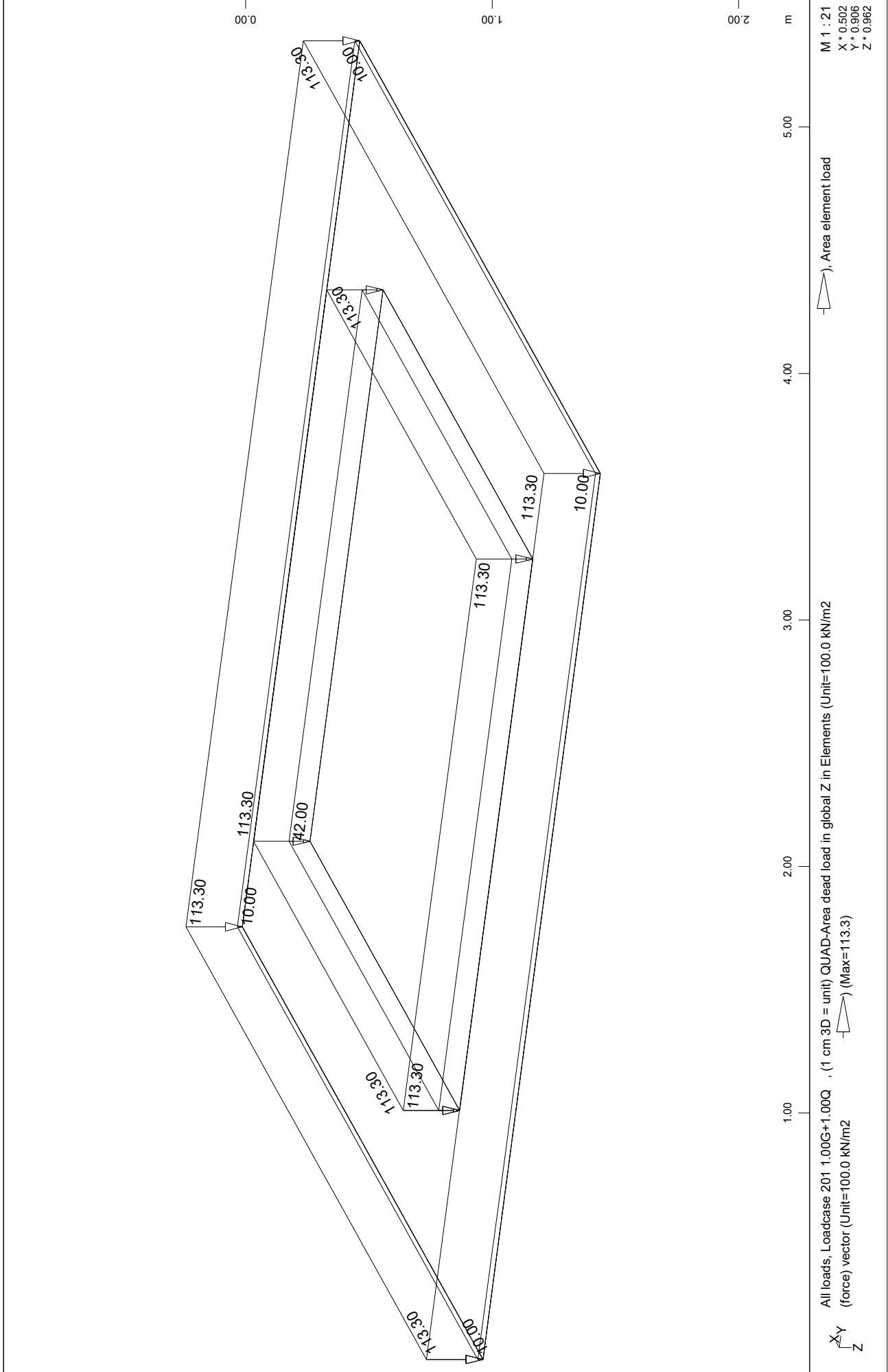
Sum of Loads

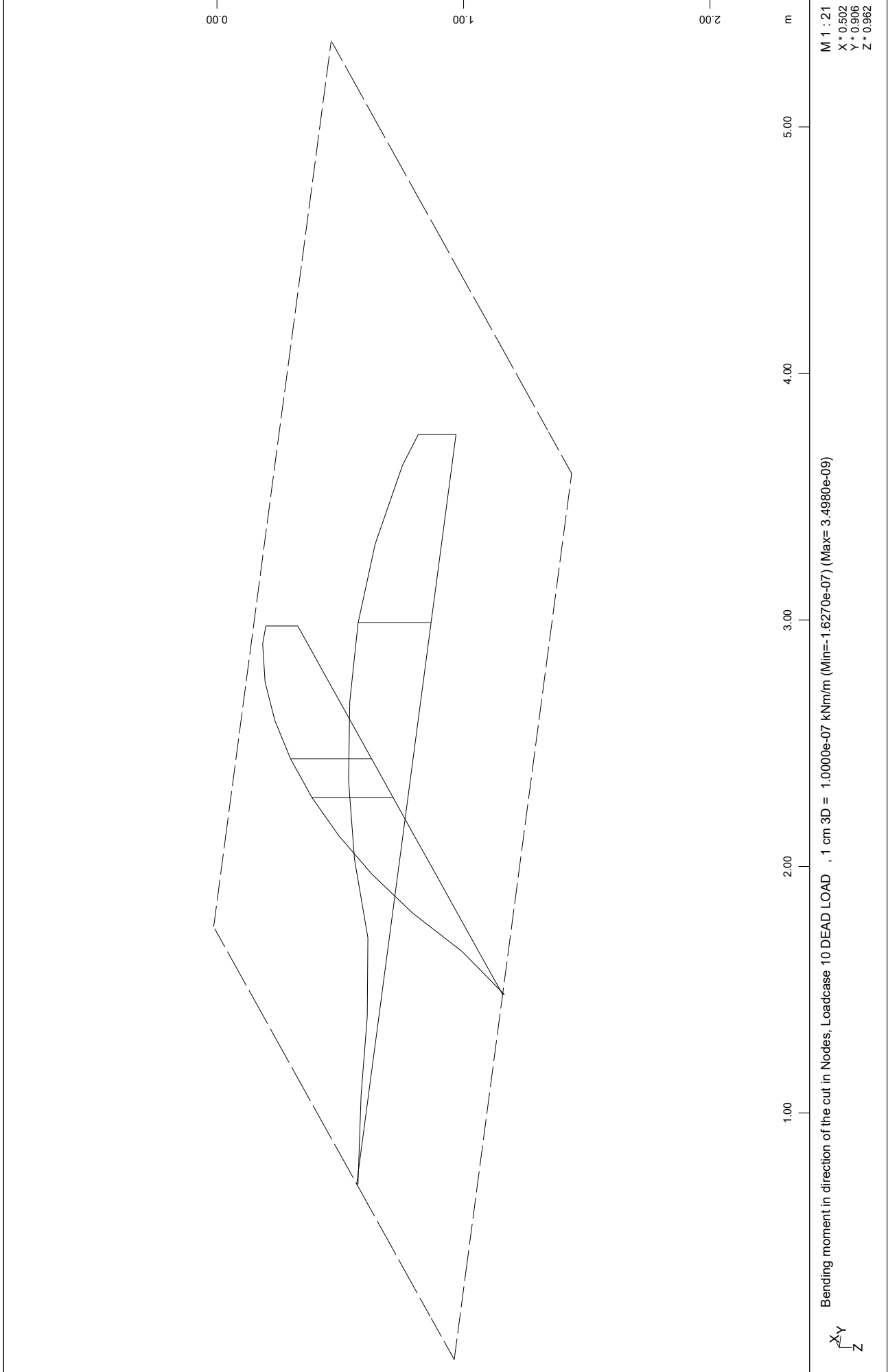
LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
201 1.00G+1.00Q	0.0	0.0	1531.1

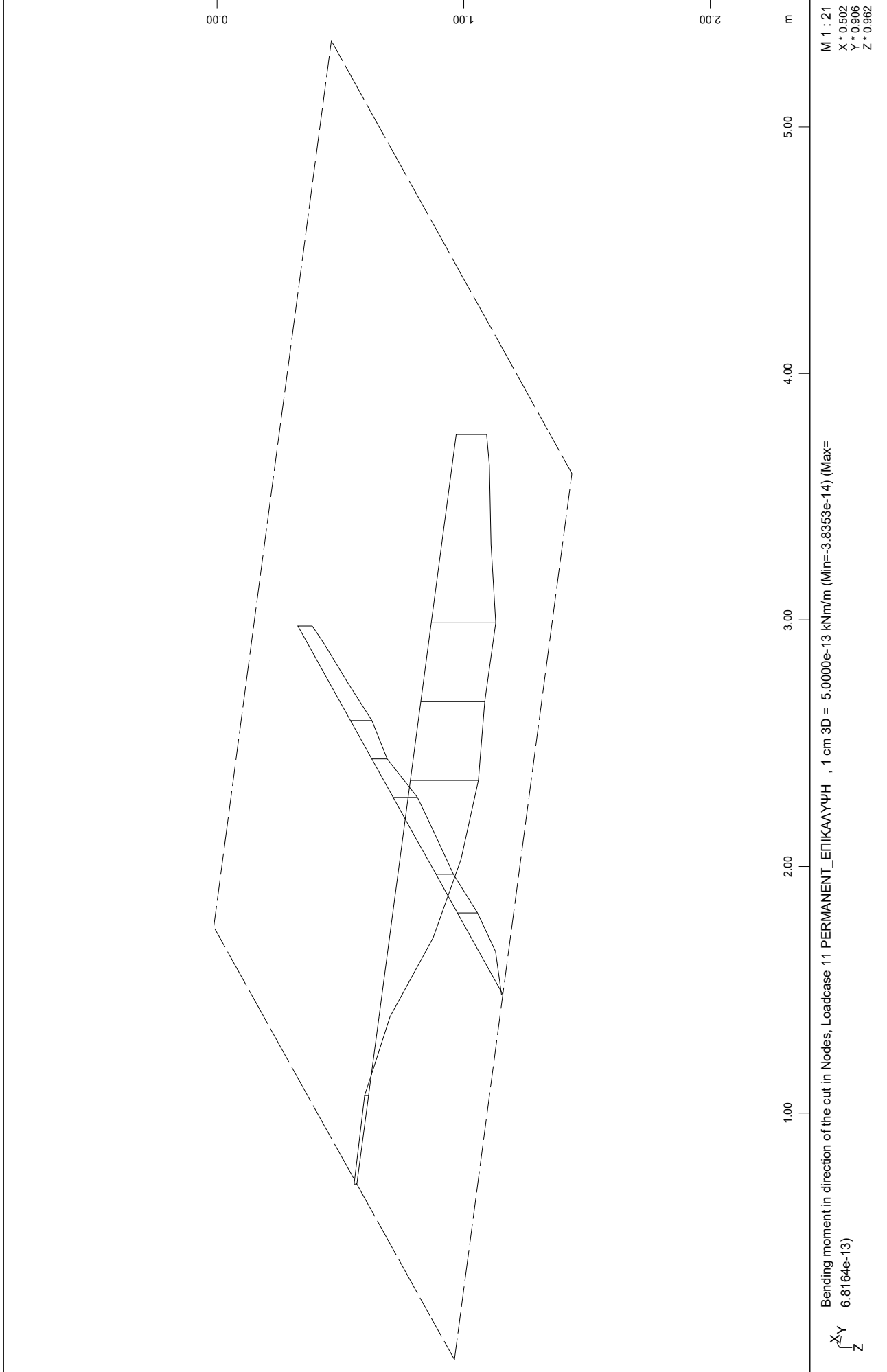
Sum of Reactions and Loads

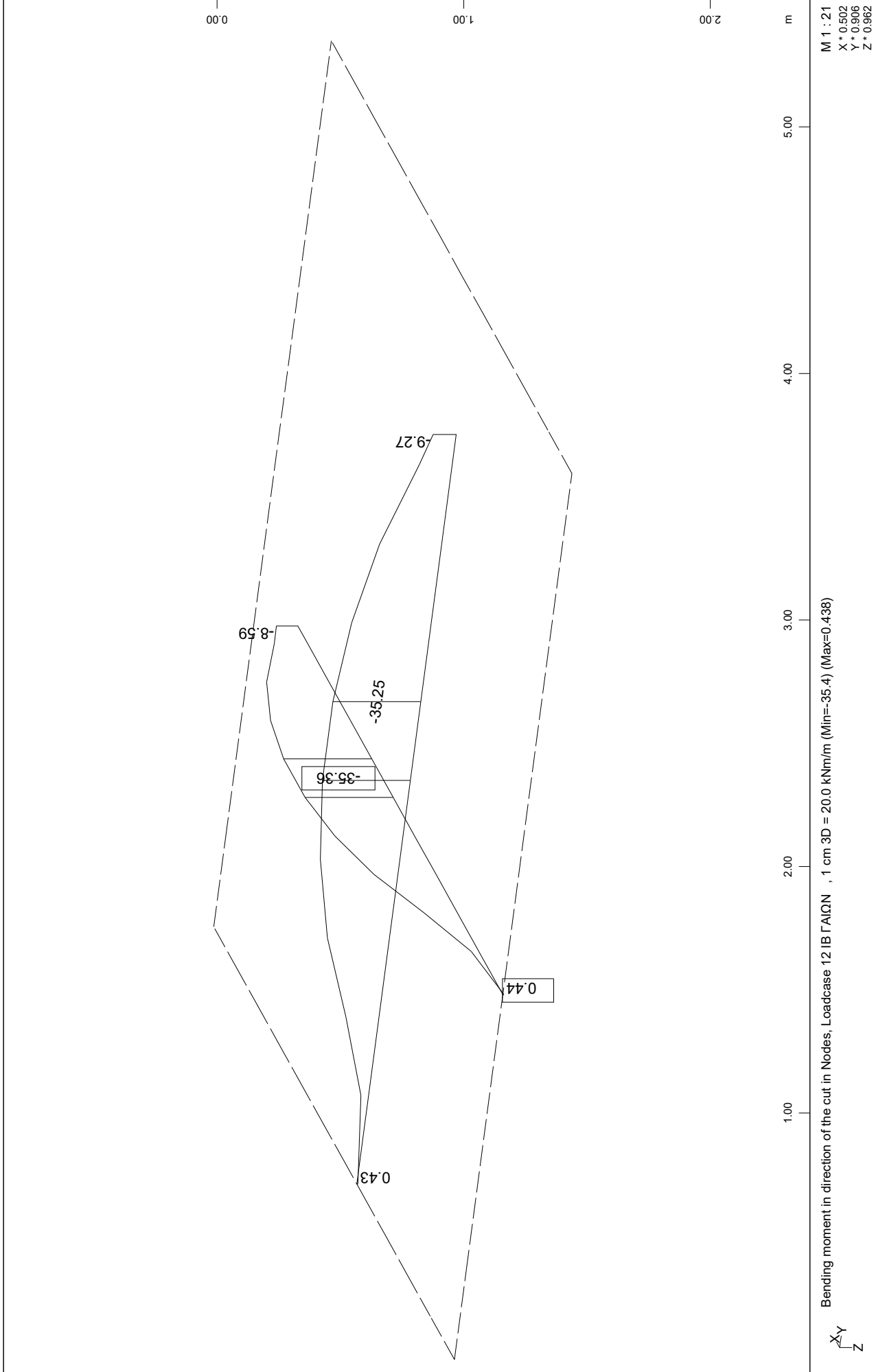
LC Title	PXX[kN]	PYY[kN]	PZZ[kN]
201 1.00G+1.00Q	0.0	0.0	-1531.1
	0.0	0.0	1531.1

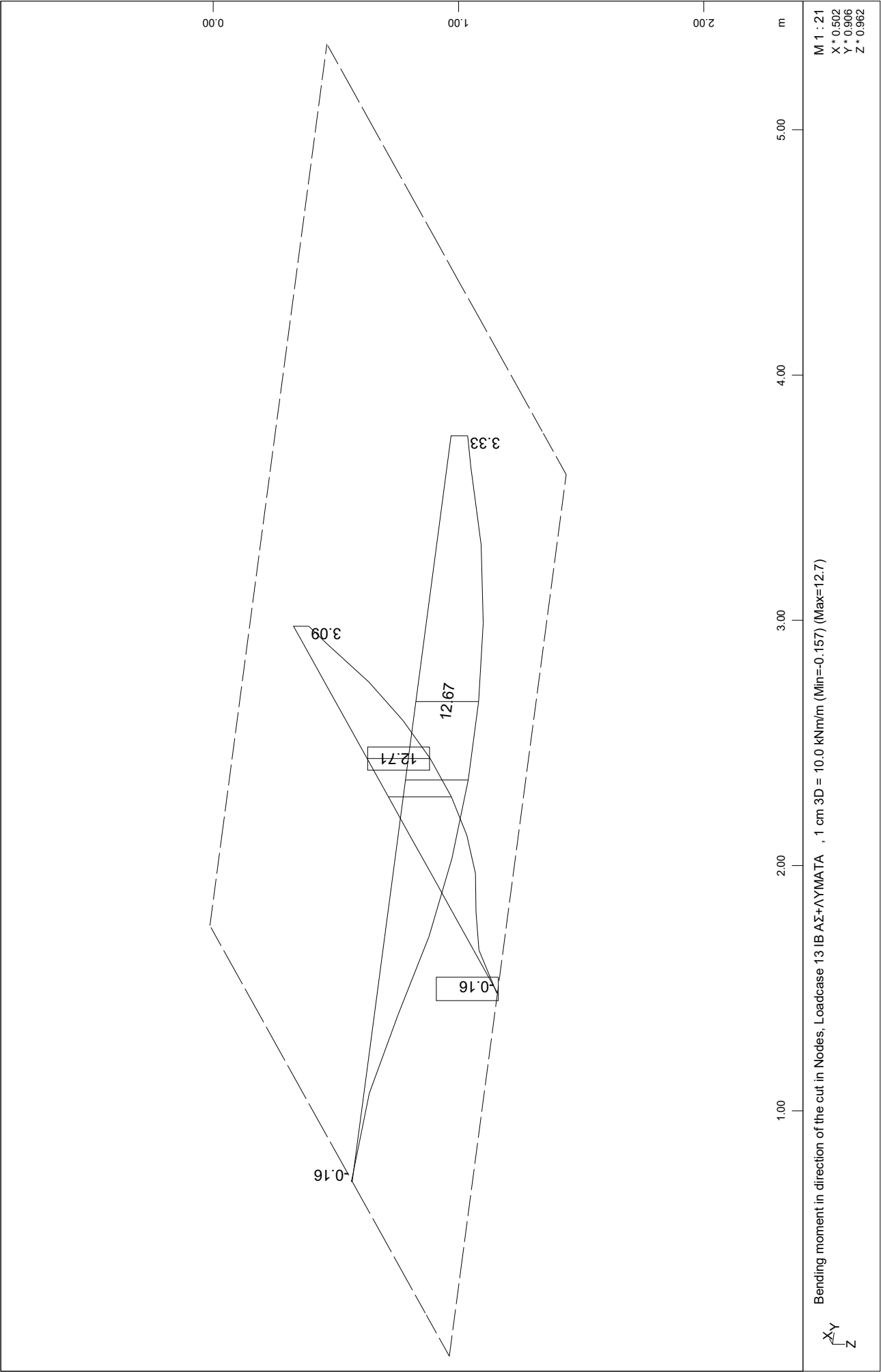


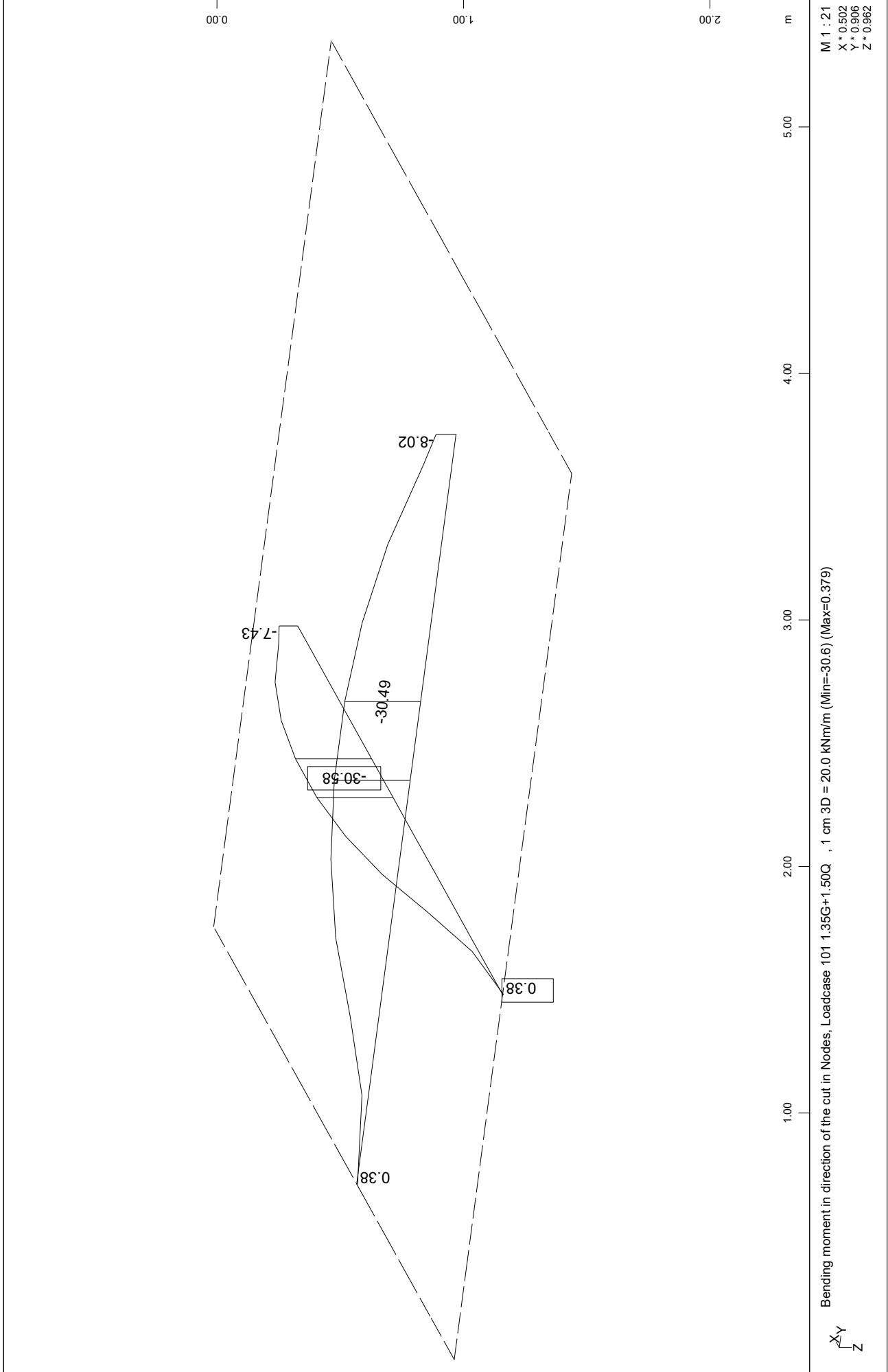




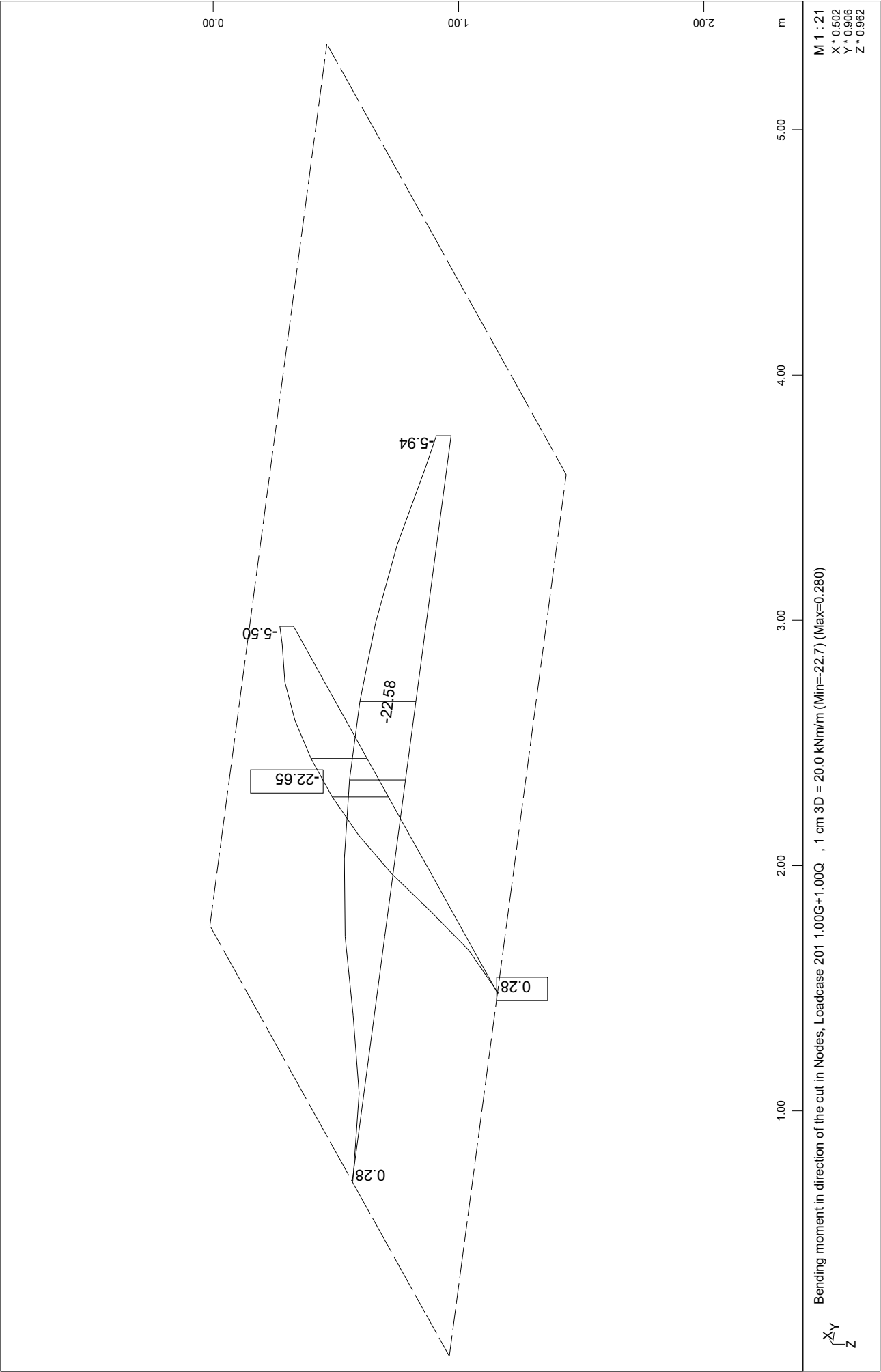








ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ENVELOPES



ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance		bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.	
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-l	d2-l	ds-l	ds-2-l	wk-l	wk-2-l	sigsl	sigsl2	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
default	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ULTIMATE LIMIT STATE DIMENSIONING

Design according to EN 1992-1-1:2004(EC2)
Loadcases have been calculated in the Ultimate Limit State
In BEMESS no additional load safety factor is applied.

Load Cases for the Design

Loadcase 101 1.35G+1.50Q + Bedding stresses for punching design

Material (EN 1992-1-1:2004(EC2))

Mat f-ck f-cr f-yk f-tk f-ctm N minQ type
[MPa] [MPa] [MPa] [MPa] [MPa] [-] [-]
B1 25.0 21.2 500.0 500.0 2.565 10.5 0.20 mainly static
Minimum reinforcement: 0.00 p.c. of stat. req. section

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance	bar-diameter	crackwidth	steelstress	min.reinf.
Grp elem	d1-u d2-u	ds-u 2.lay	wk-u 2.lay	sigsu 2.lay	asu 2.lay
No. No.	d1-l d2-l	ds-l ds-2-l	wk-l wk-2-l	sigsl sigs2l	asl asl2
	[cm] [cm]	[mm] [mm]	[mm] [mm]	[MPa] [MPa]	[cm2/m] [cm2/m]
default	5.6 6.8	12 12	0.30 0.30	- -	- -
	5.6 6.8	12 12	0.30 0.30	- -	- -

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

Reinforcement is saved in the data base file
Number of stored reinforcement-distribution: 1

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance		bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.	
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-l	d2-l	ds-l	ds-2-l	wk-l	wk-2-l	sigsl	sigsl	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm ² /m	[cm ² /m
default	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
SERVICEABILITY LIMIT STATE DIMENSIONING

Load Cases for the Design

Loadcase 201 1.00G+1.00Q + Bedding stresses for punching design

Load Cases - with factors of dead load in per cent

LcNo per cent LcNo per cent LcNo per cent LcNo per cent LcNo per cent
201 100.0

SERVICEABILITY LIMIT STATE CONTROL PARAMETERS

No Code dNW[mm] wk[mm]
1 EDIN ->para ->para
Calculation of crack-width acc." DIN 1045-1 11.2.4

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance	bar-diameter	crackwidth	steelstress	min.reinf.					
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-1	d2-1	ds-1	ds-2-1	wk-1	wk-2-1	sigsl	sigsl	asl	asl
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
default	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	5.6	6.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.
The design takes a uniform element thickness of 0.400 [m].
Over columns a greater element height is taken into account

Maximum of stored and calculated reinforcement is saved
Number of stored reinforcement-distribution: 2

Reinforcement has been increased by live-load design

Steel stress, concrete pressure, stress range

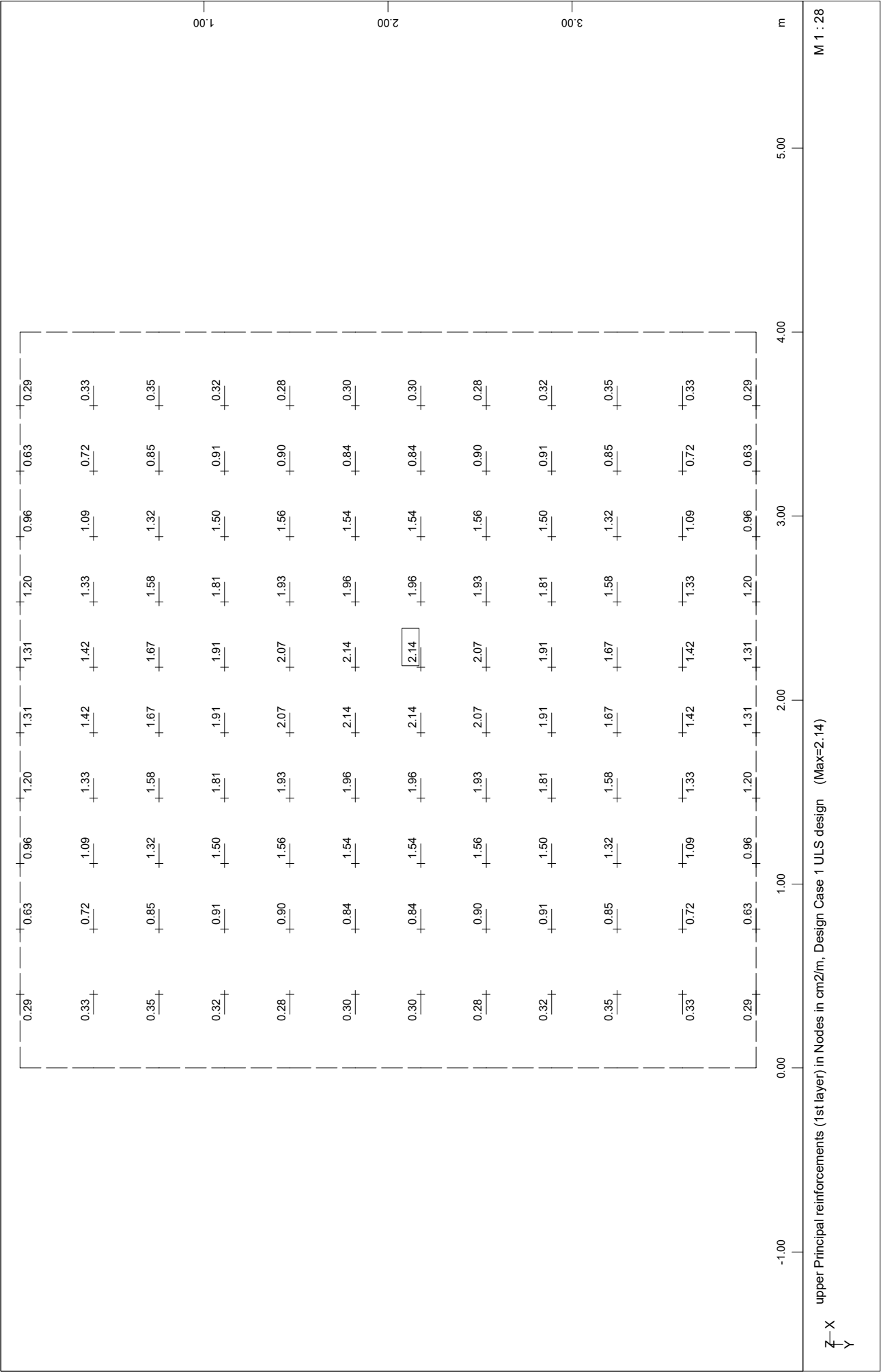
E=ELEM	stress range	on top	stress range	bottom	links	concre	steel-1
N=NODE	Asa	Asm	Asi	Asa	Asm	Ass	sig-c sig-max
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Maximum	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-4.3 276.1

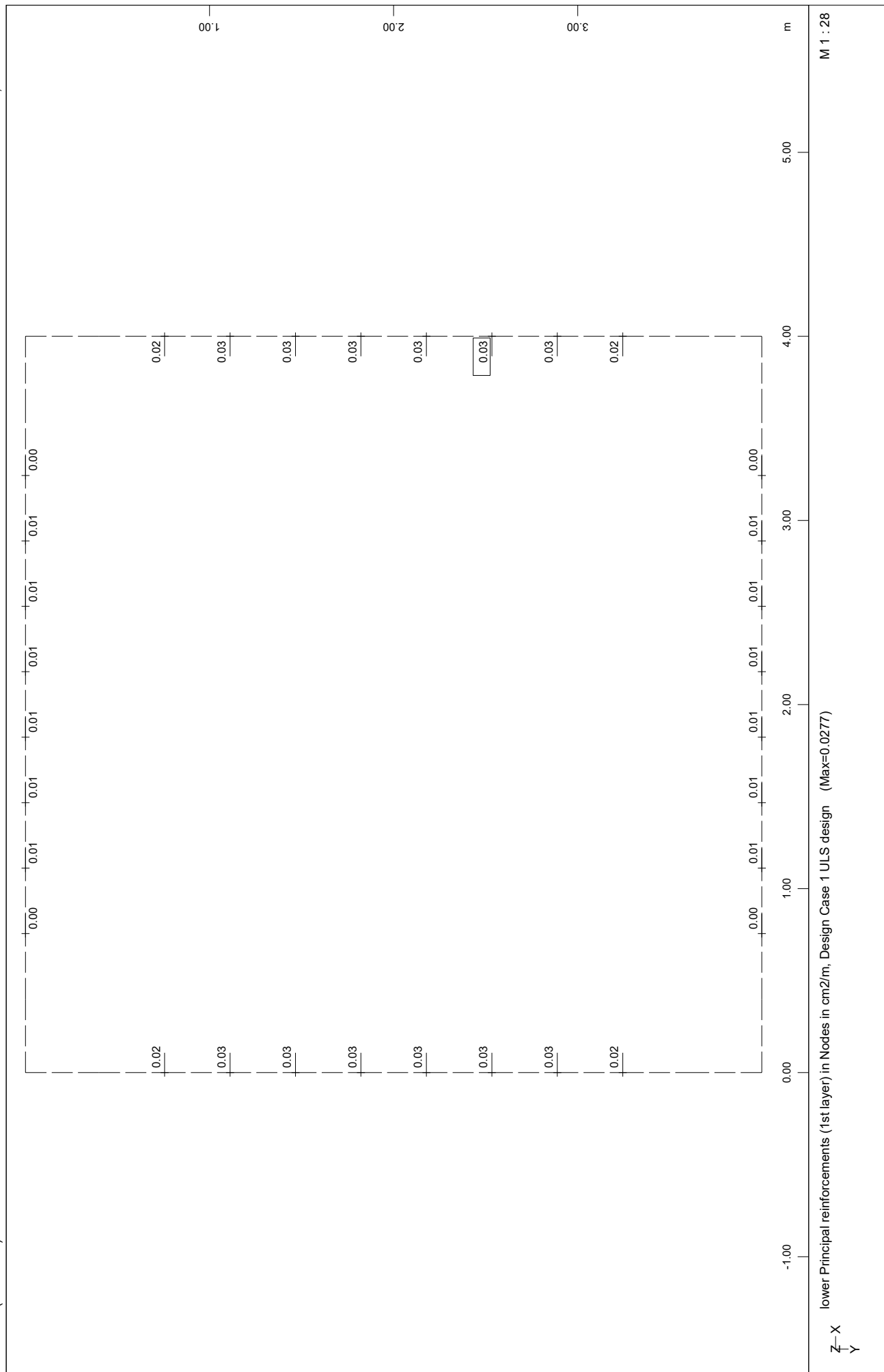
steel-1: longitudinal reinf. - links are also checked to CHKS but not printed!

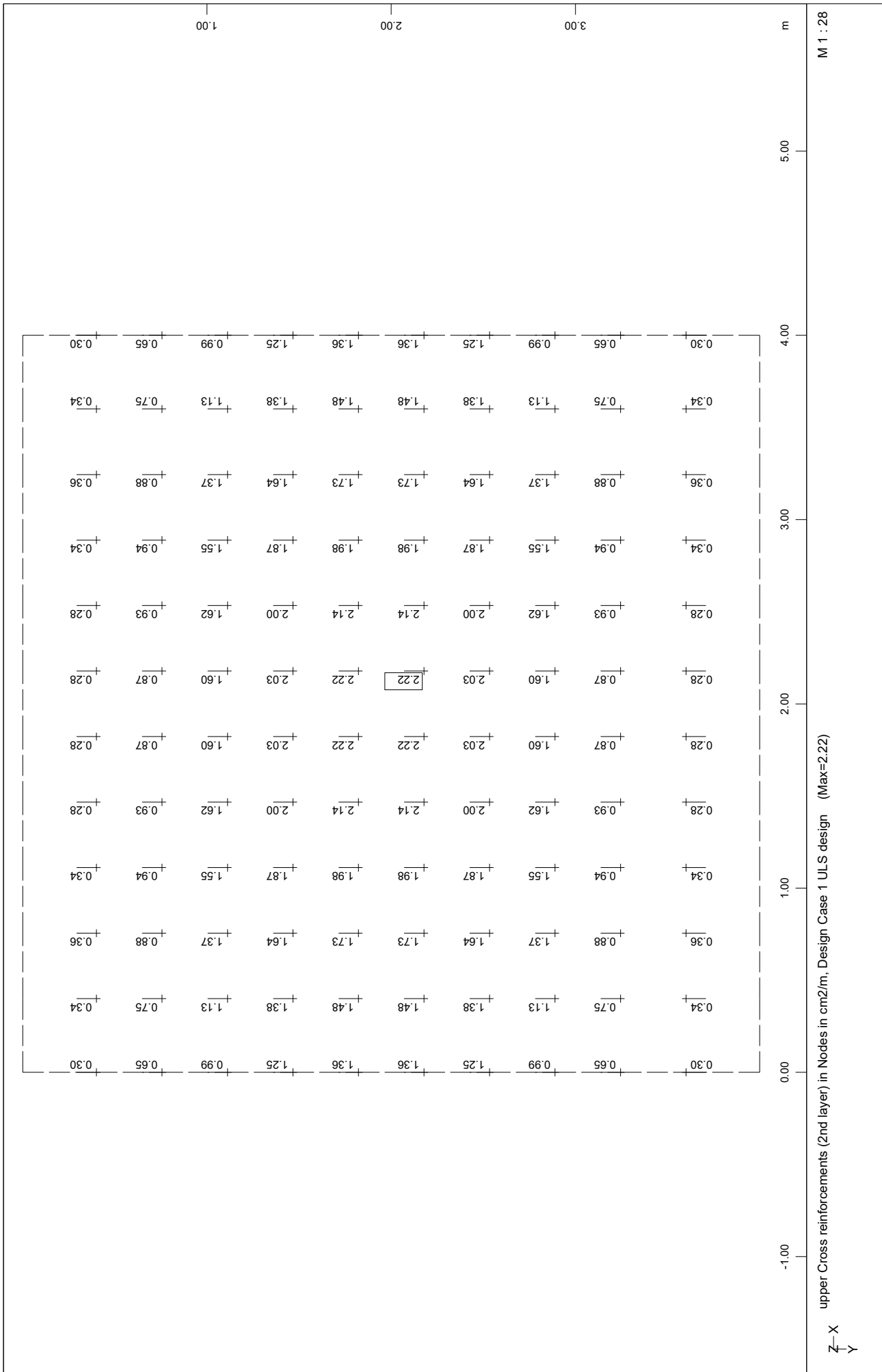
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1
REINFORCEMENT - ENVELOPE

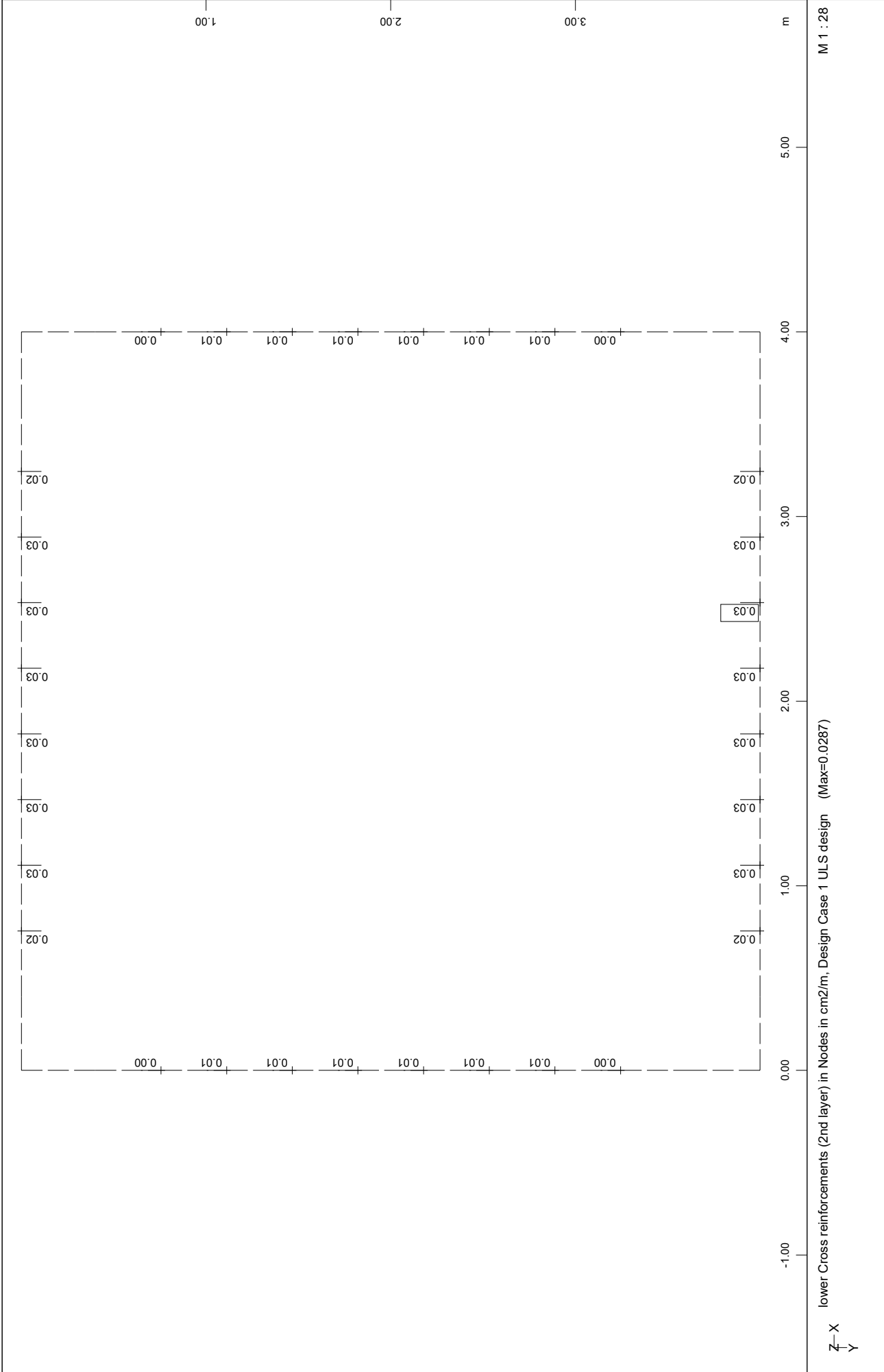
Maximum of reinforcement-distributions

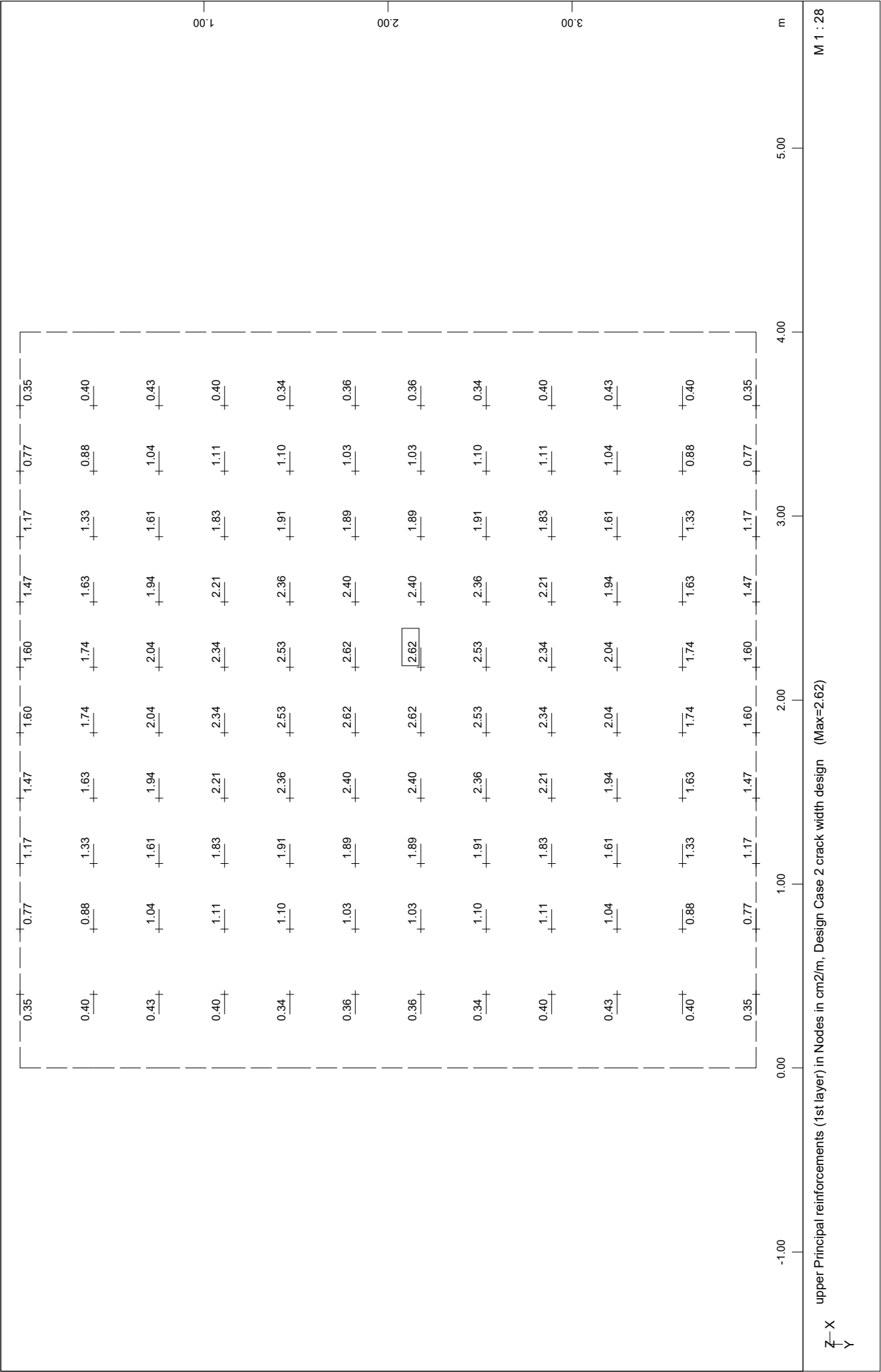
The reinforcement maximum was build out of the numbers of reinforcement-distributions:
1 , 2
and stored as new reinforcement-distribution 3 .

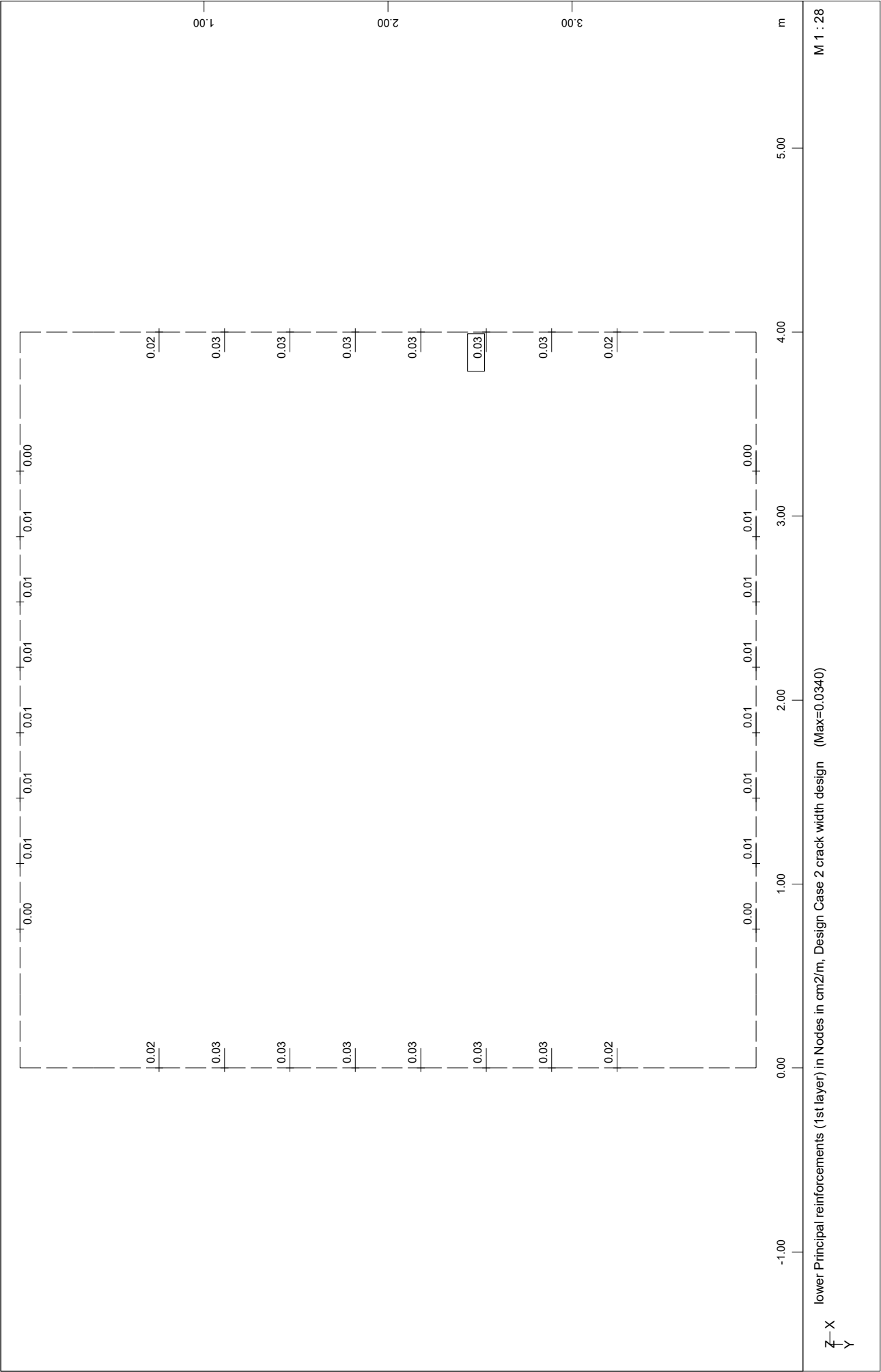


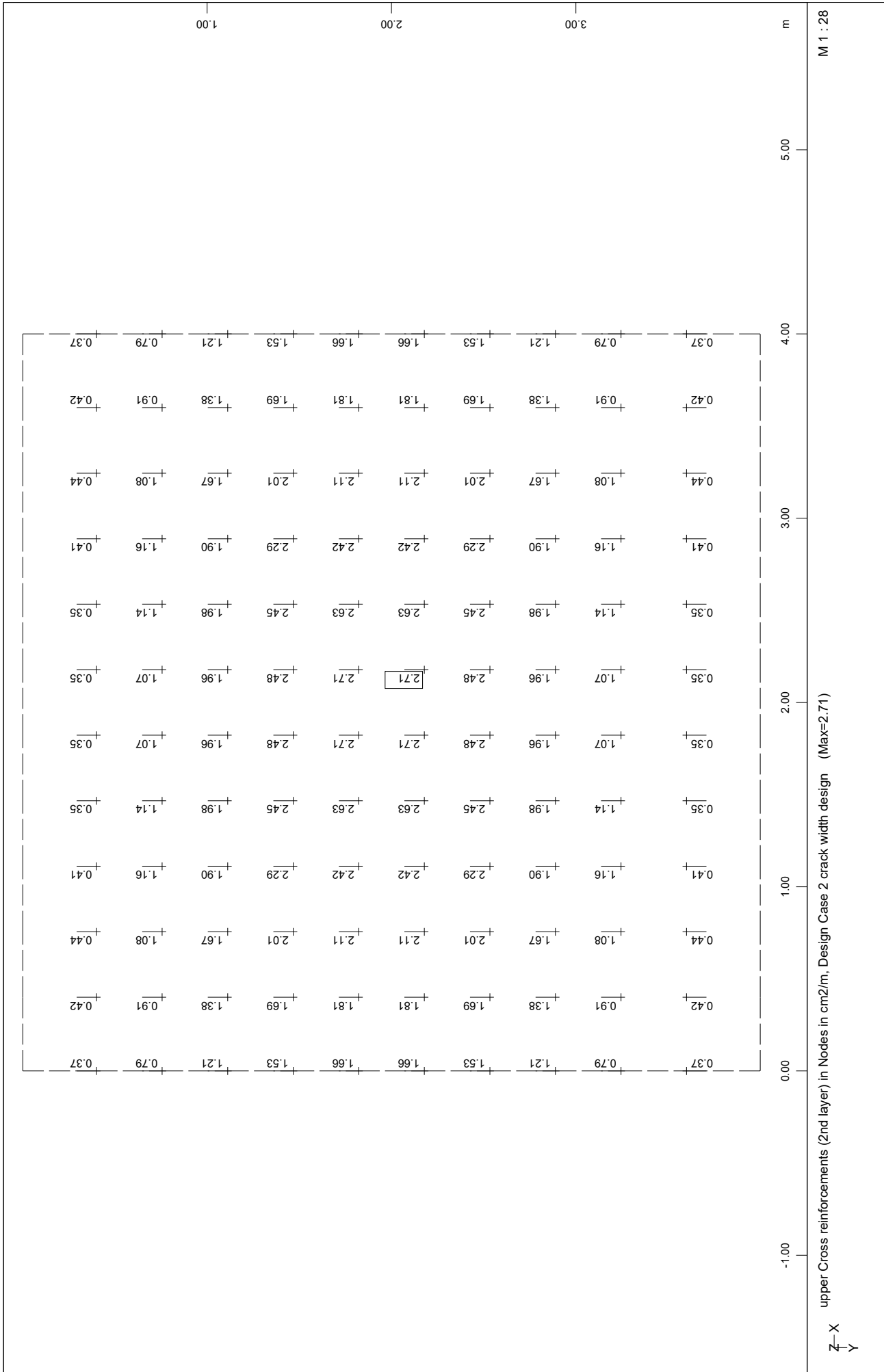


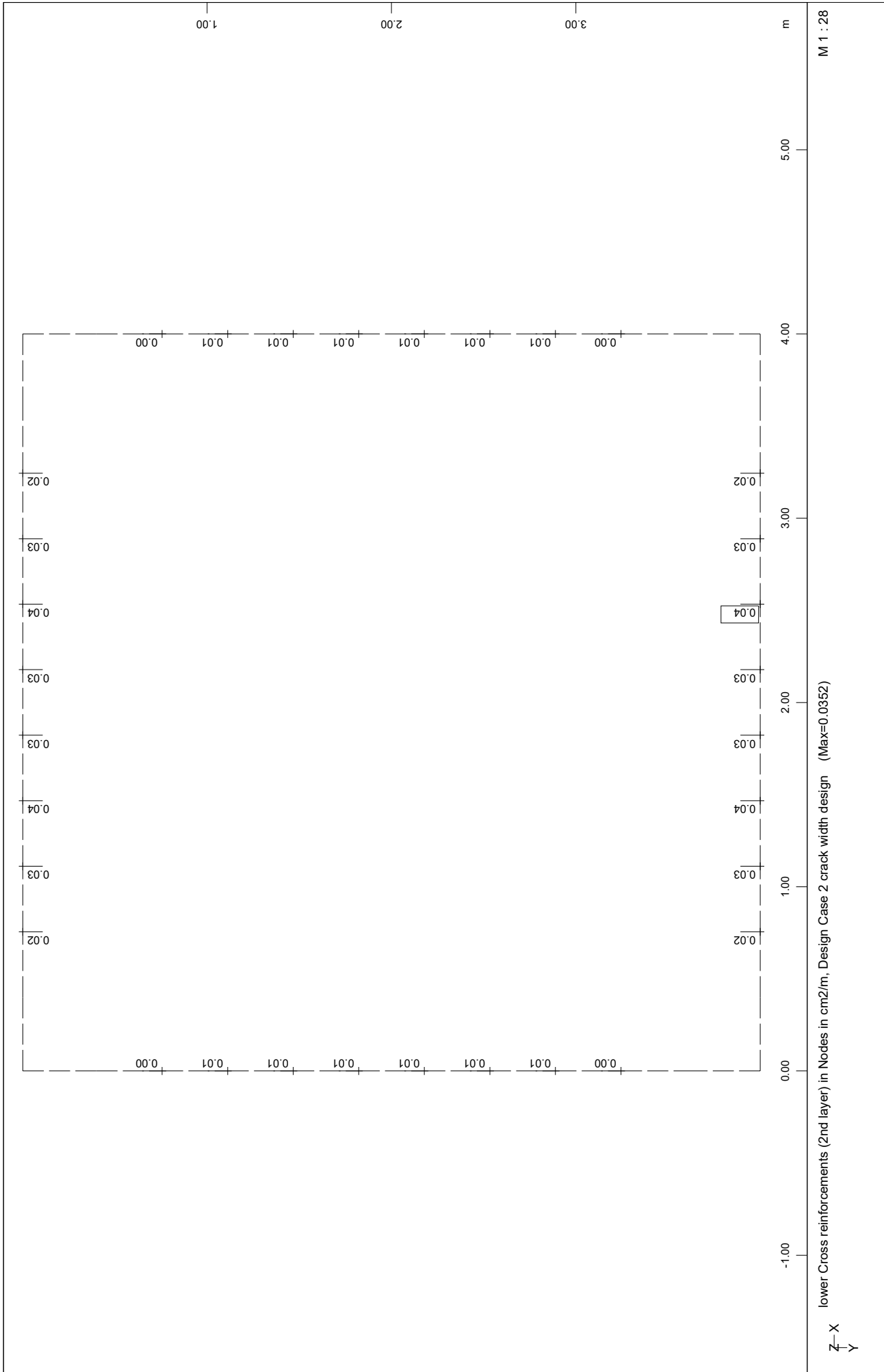


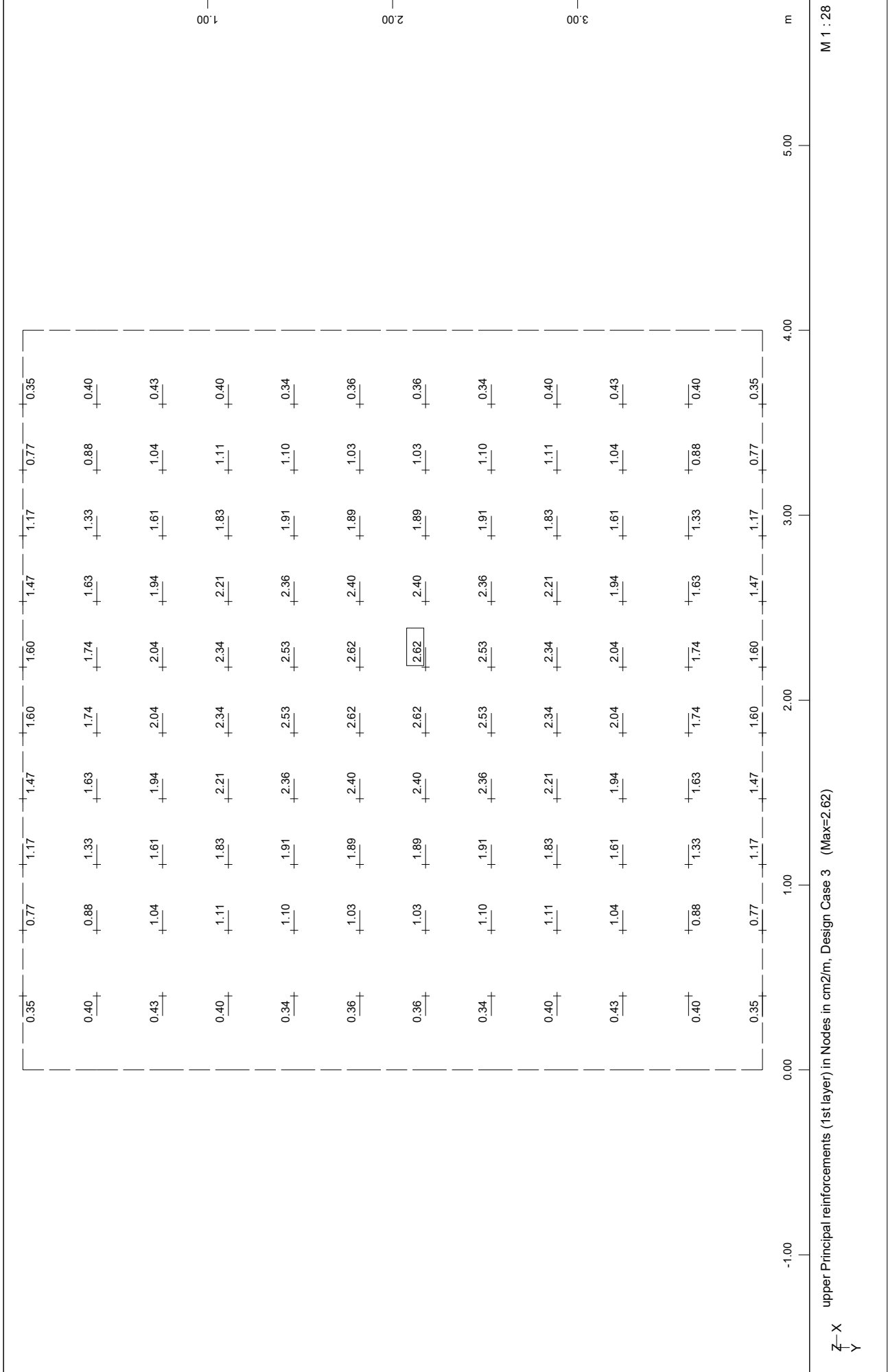


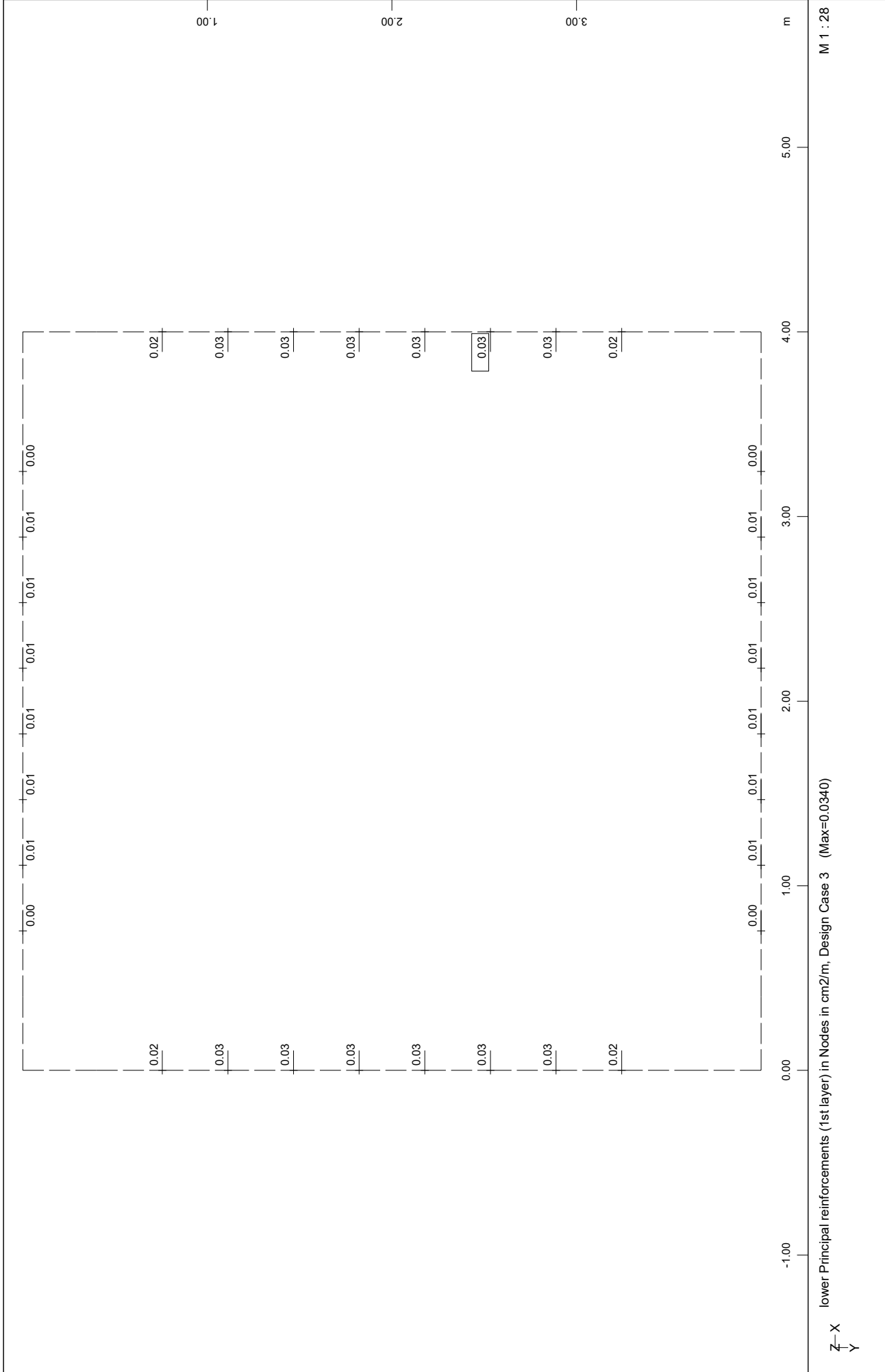


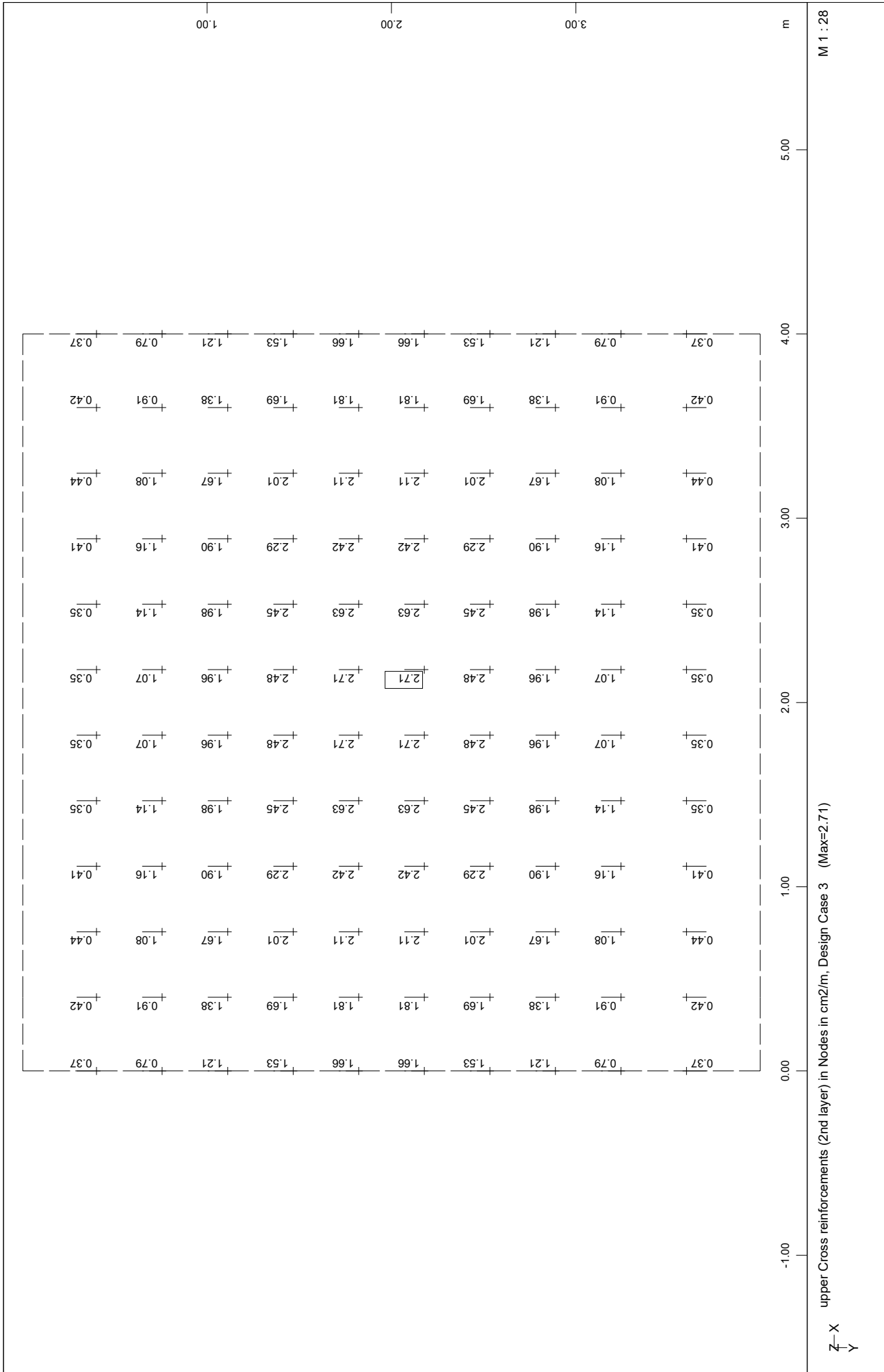


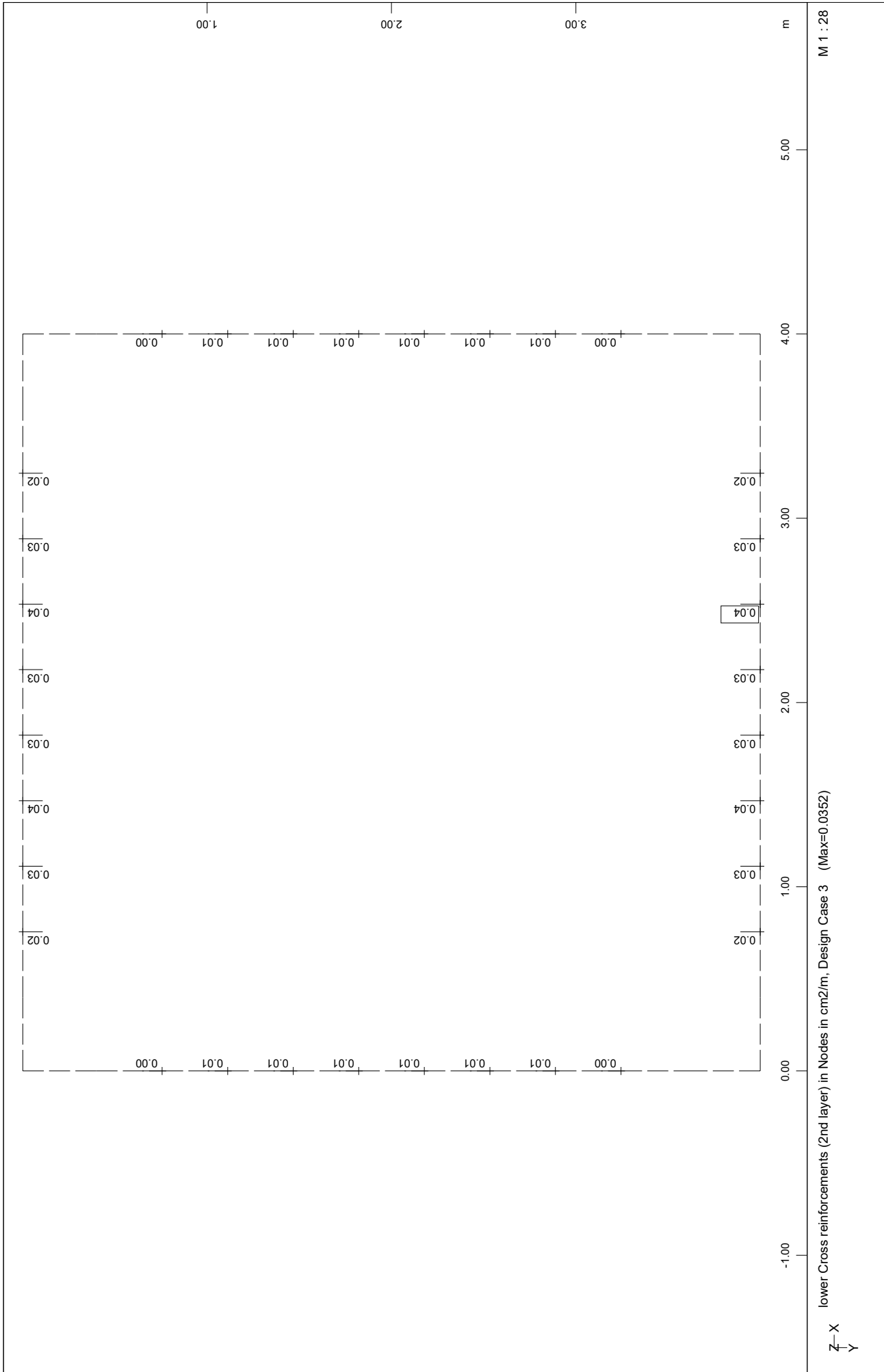




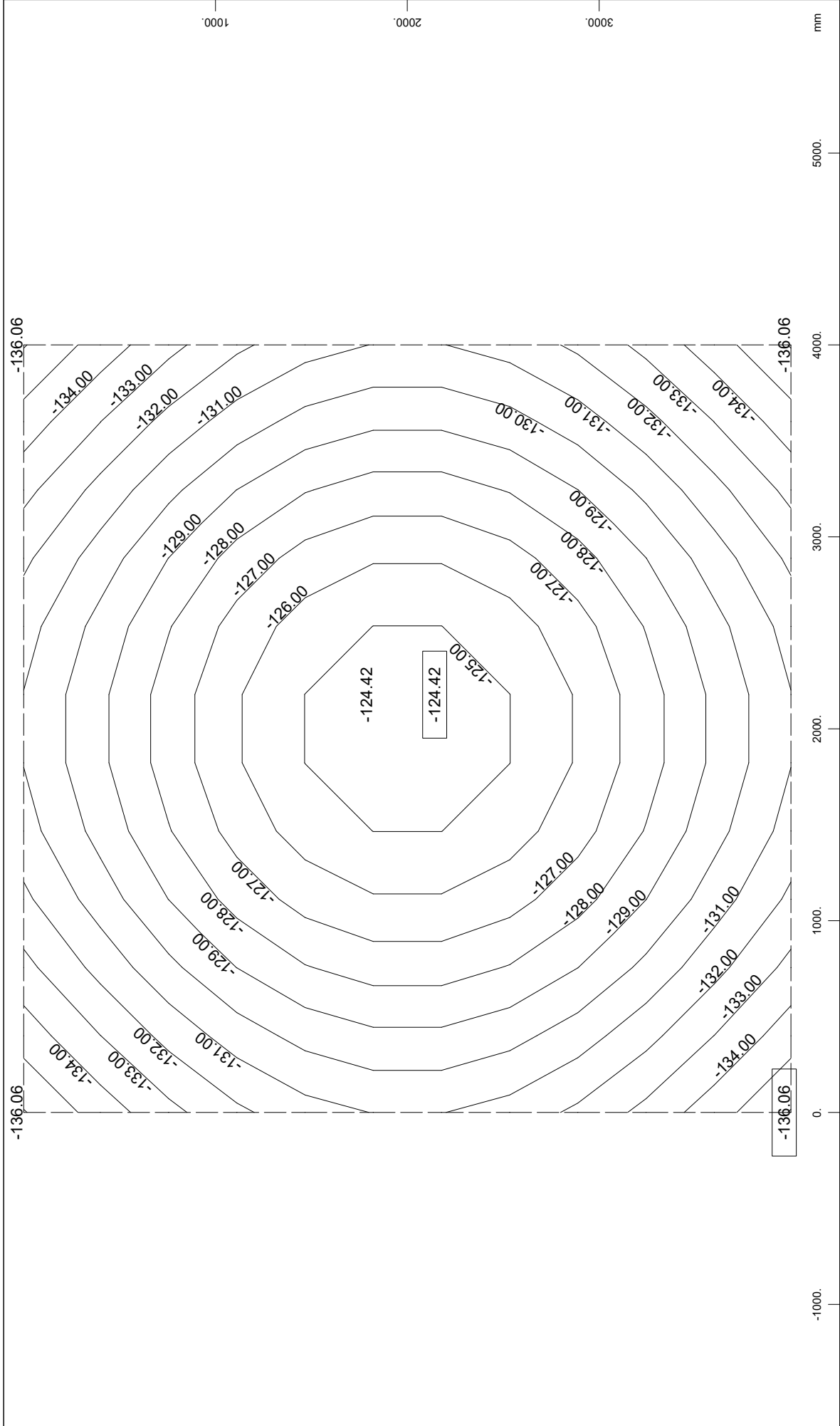




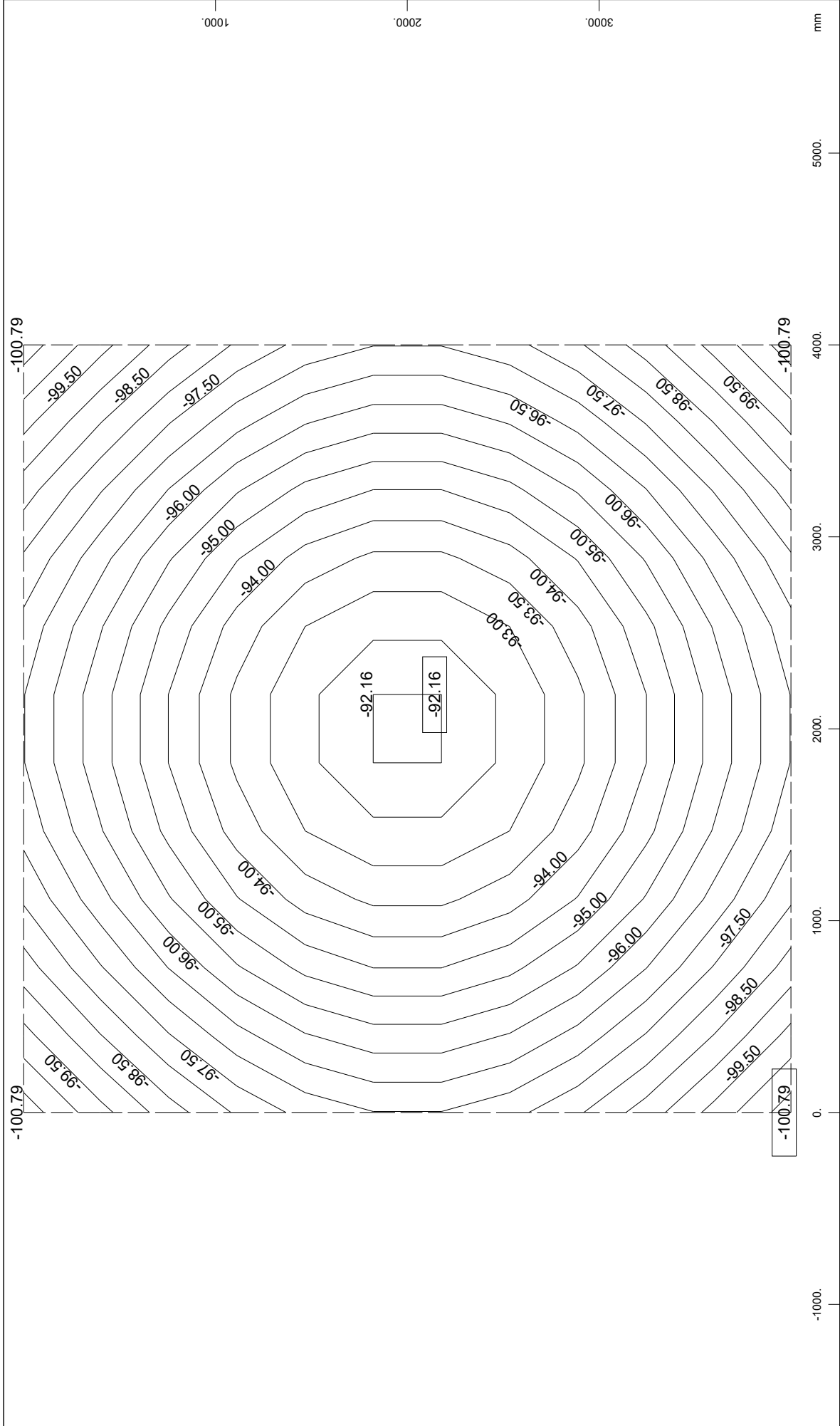




ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΡΑΣΗΣ



Bedding stress in Nodes  , Loadcase 101 1.35G+1.50Q , from -136.1 to -124.4 step 1.00 kN/m² M 1 : 28



Bedding stress in Nodes Loadcase 201 1.00G+1.00Q, from -100.8 to -92.2 step 0.500 kN/m2

M 1 : 28

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ 1

Bedding stress

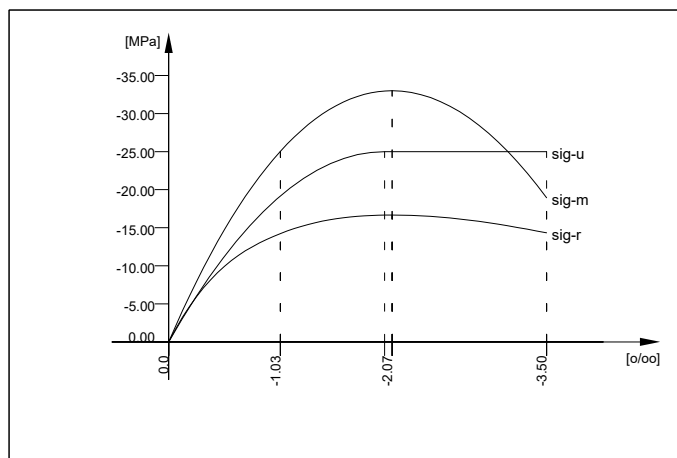
ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

Default design code is EuroNorm EN 1992 Concrete with country code 0 (Europe)
Class(Tab.7.1N): N (Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons)
Snow load zone : 1

No. 1 C 25/30 (EN 1992)

Youngs-modulus	E	31476 [MPa]	Safetyfactor		1.50 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13115 [MPa]	Nomin. strength	fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus		17487 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.56 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fbd	2.69 [MPa]
			Service strength		33.00 [MPa]
			Fatigue strength		15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	33050
			-1.035	-25.04	15658
			-2.069	-33.00	0
			-3.500	-18.95	-19203
			Safetyfactor		1.35
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	25000
			-2.000	-25.00	0
			-3.500	-25.00	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	27541
			-1.035	-14.23	5688
			-2.069	-16.67	0
			-3.500	-14.32	-2802
			Safetyfactor		(1.50)



No. 2 S 500 (EN 1992)

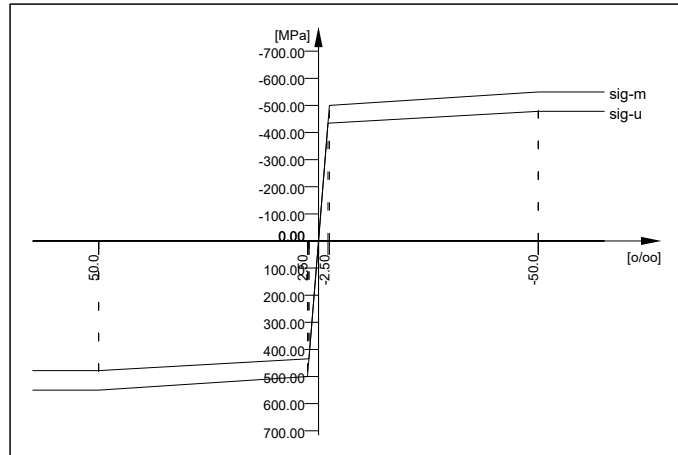
Youngs-modulus	E	200000 [MPa]	Safetyfactor		1.15 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy	500.00 [MPa]
Shear-modulus	G	76923 [MPa]	Compr.yield val.	fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus		166667 [MPa]	Tens. strength	ft	550.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain		50.00 [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		152.17 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the defined stress range			1000.000	550.00	0
			50.000	550.00	0
			2.500	500.00	1053
			0.000	0.00	200000
			-2.500	-500.00	200000
			-50.000	-550.00	1053
			-1000.000	-550.00	0
			Safetyfactor		1.15
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

No. 2 S 500 (EN 1992)

Is also extended beyond the
defined stress range

1000.000	478.26	0
50.000	478.26	0
2.174	434.78	909
0.000	0.00	200000
-2.174	-434.78	200000
-50.000	-478.26	909
-1000.000	-478.26	0
Safetyfactor		(1.15)



Cross-sections static properties

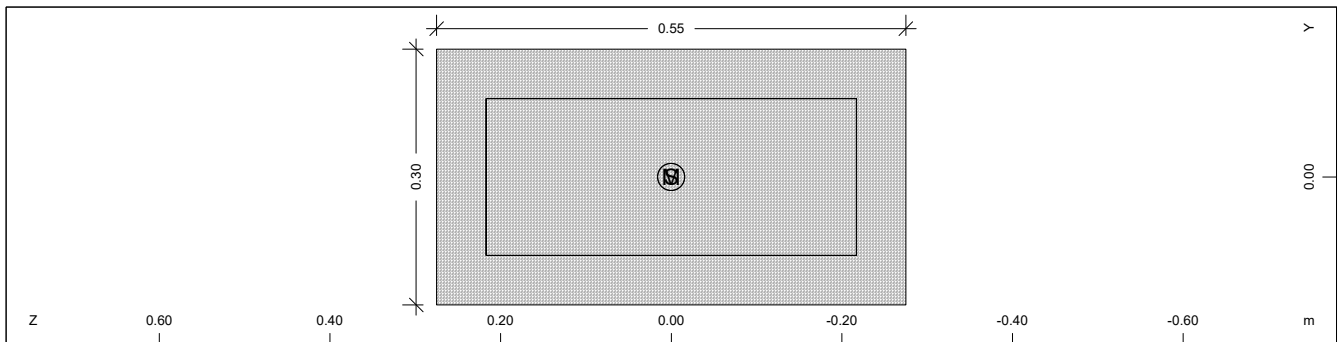
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[MN/m]
1	=	B/H = 0.300 / 0.550 m						
(CENT)	=	(D-As 5.8 / 5.8 cm)						
1	1.6500E-01			4.159E-03	0.000	0.000	31476	0.004
2	3.237E-03			1.238E-03	0.000	0.000	13115	

Summary of all beam elements

Cross sections

No.	TotLength	Max.Length	TotWeight	Title
	[m]	[m]	[t]	
1	14.800	0.400	6.105	B/H = 0.300 / 0.550 m
Sum	14.800		6.105	

Cross section No. 1 - B/H = 0.300 / 0.550 m



Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[MN/m]
1	1.6500E-01		4.159E-03	0.000	0.000	31476	0.004
2	3.237E-03		1.238E-03	0.000	0.000	13115	

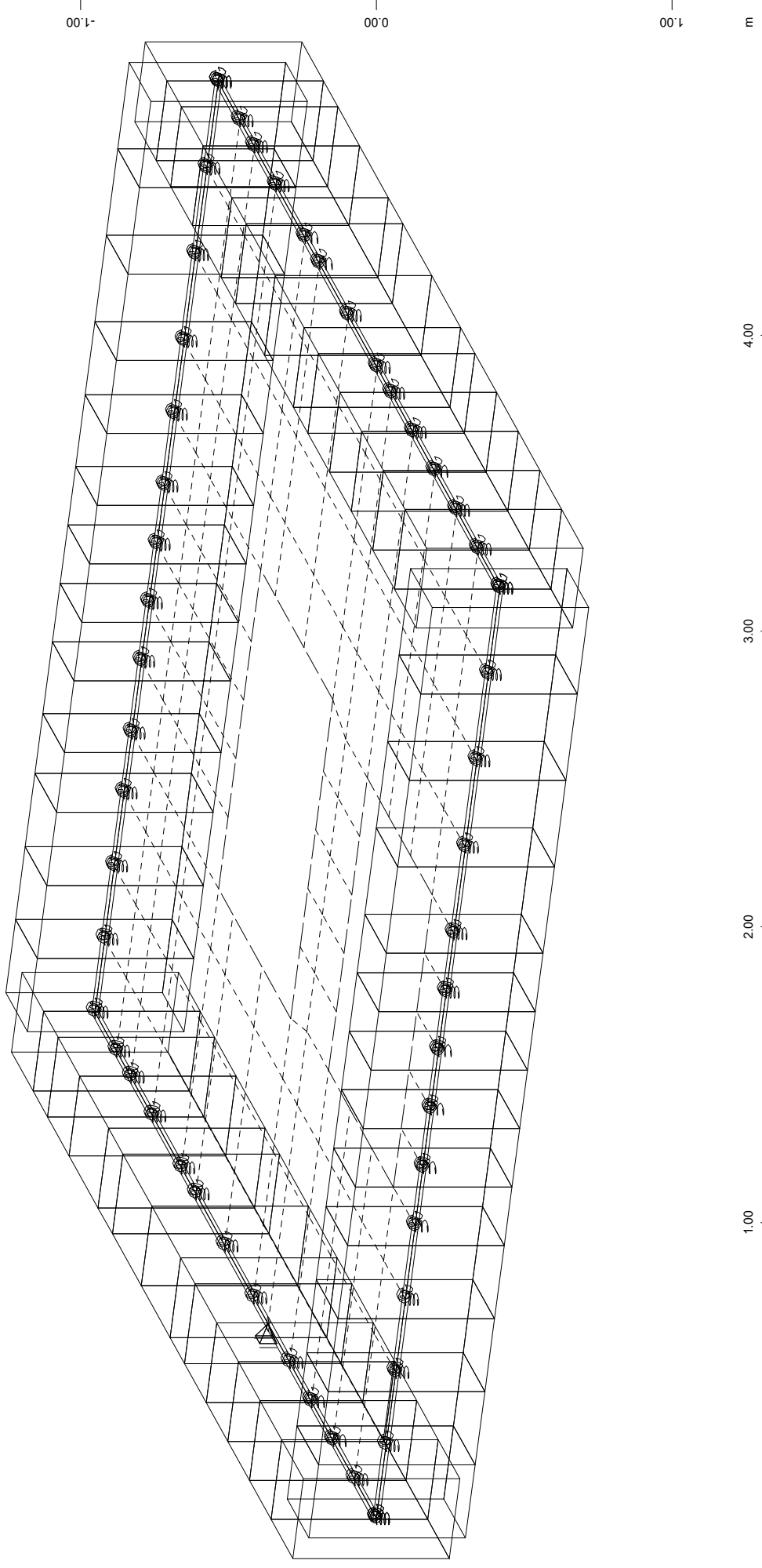
Additional static properties of cross section

Alfa-T	ymin	zmin	hymin	AK	MB	Tau-T	Tau-Vy
	ymin	zmin	hzmin	AB		Tau-B	Tau-Vz
[1/°K]	[m]	[m]	[m]	[m2]		[1/m3]	[1/m2]
1.0E-05	-0.150	-0.275		7.986E-02	2	5.398E+01	9.091E+00
	0.150	0.275		1.650E-01			9.091E+00

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

Rectangular cross-section/T-beam

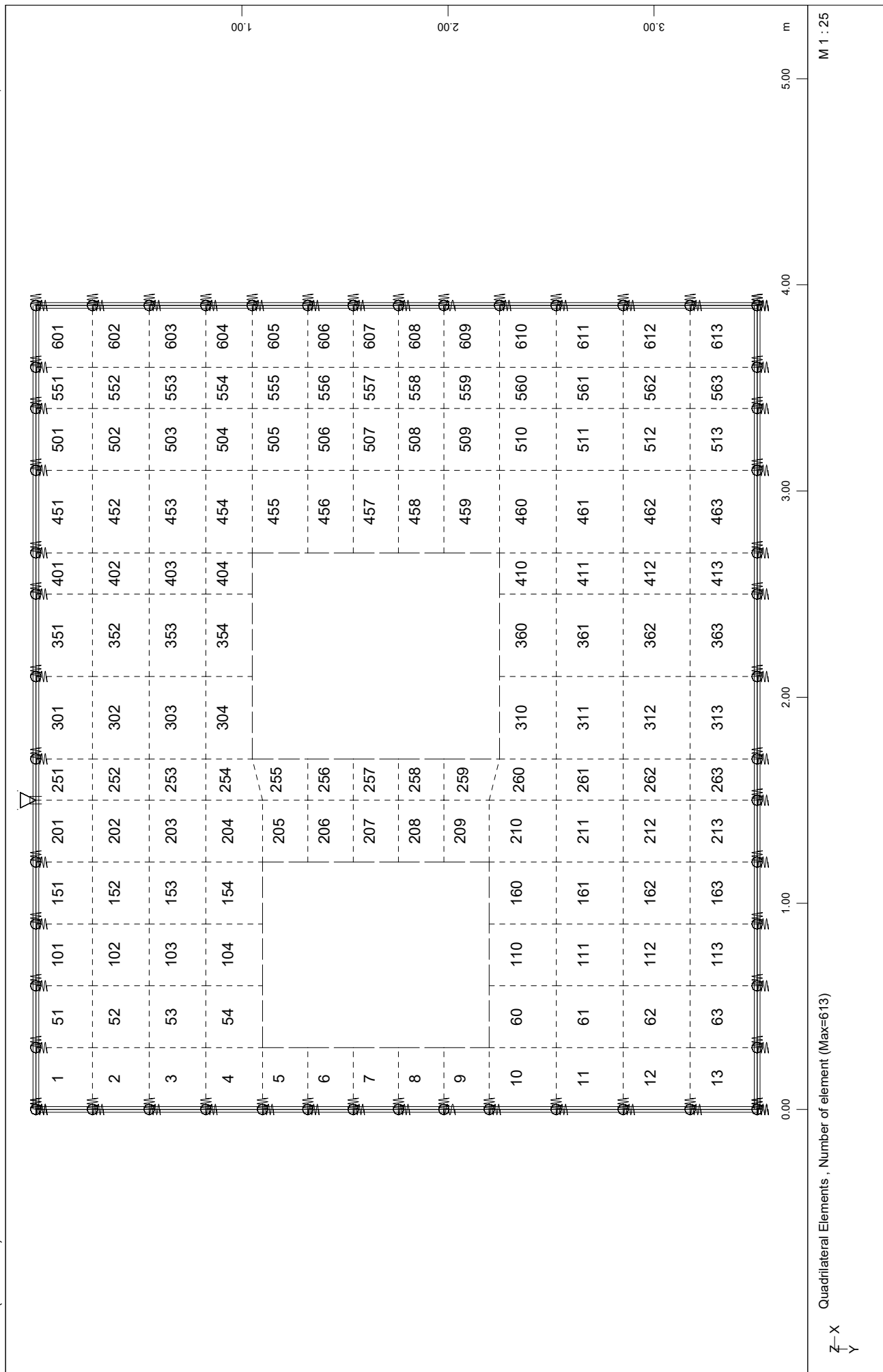
H/B [m]	So/Su [m]	Aso/u [cm ²]	Ho/Bo [m]	B-eff [m]
0.550	0.058	1.00		0.116
0.300	0.058	1.00		

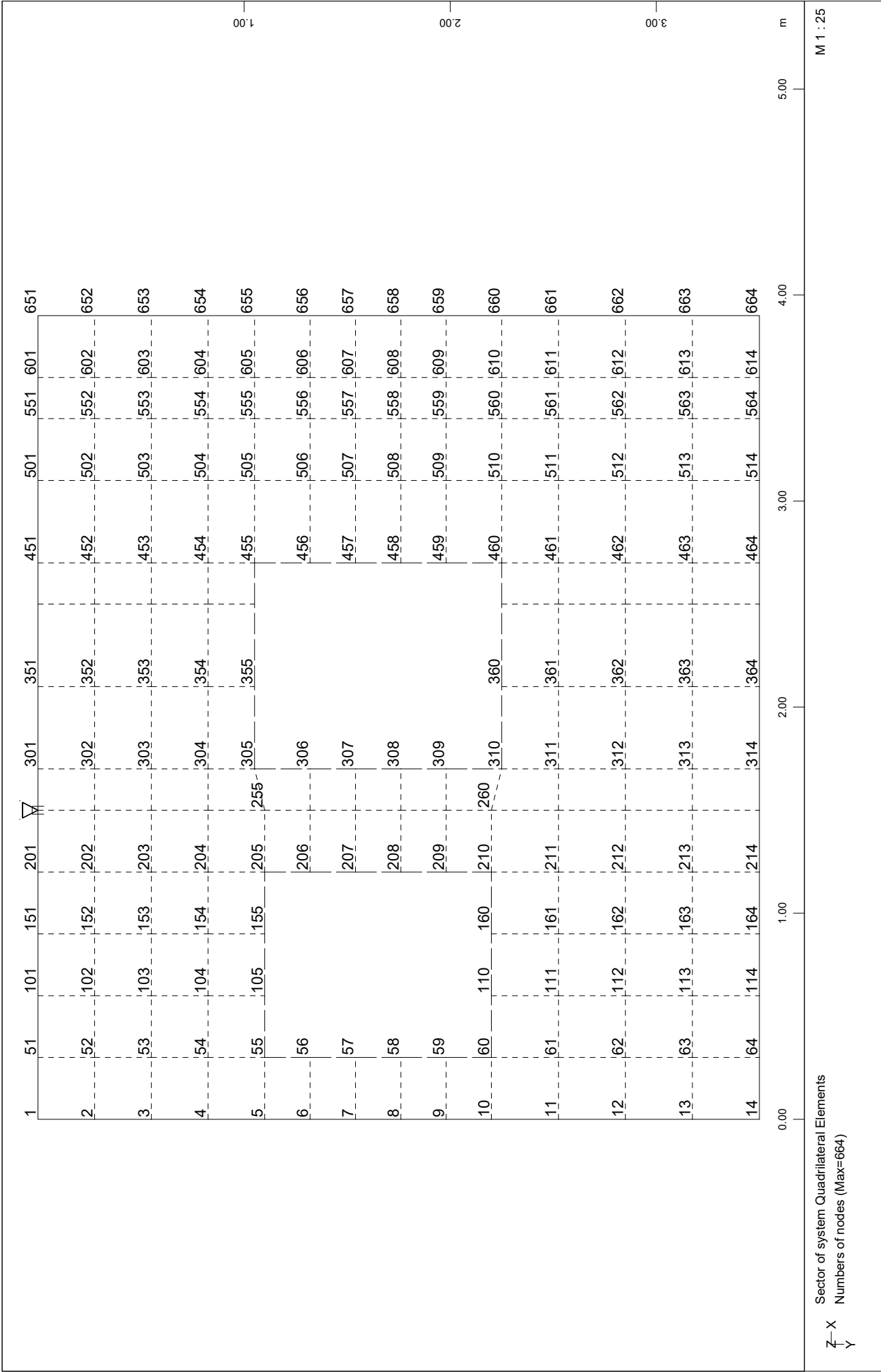


Cross sections, Beam Elements
Structure

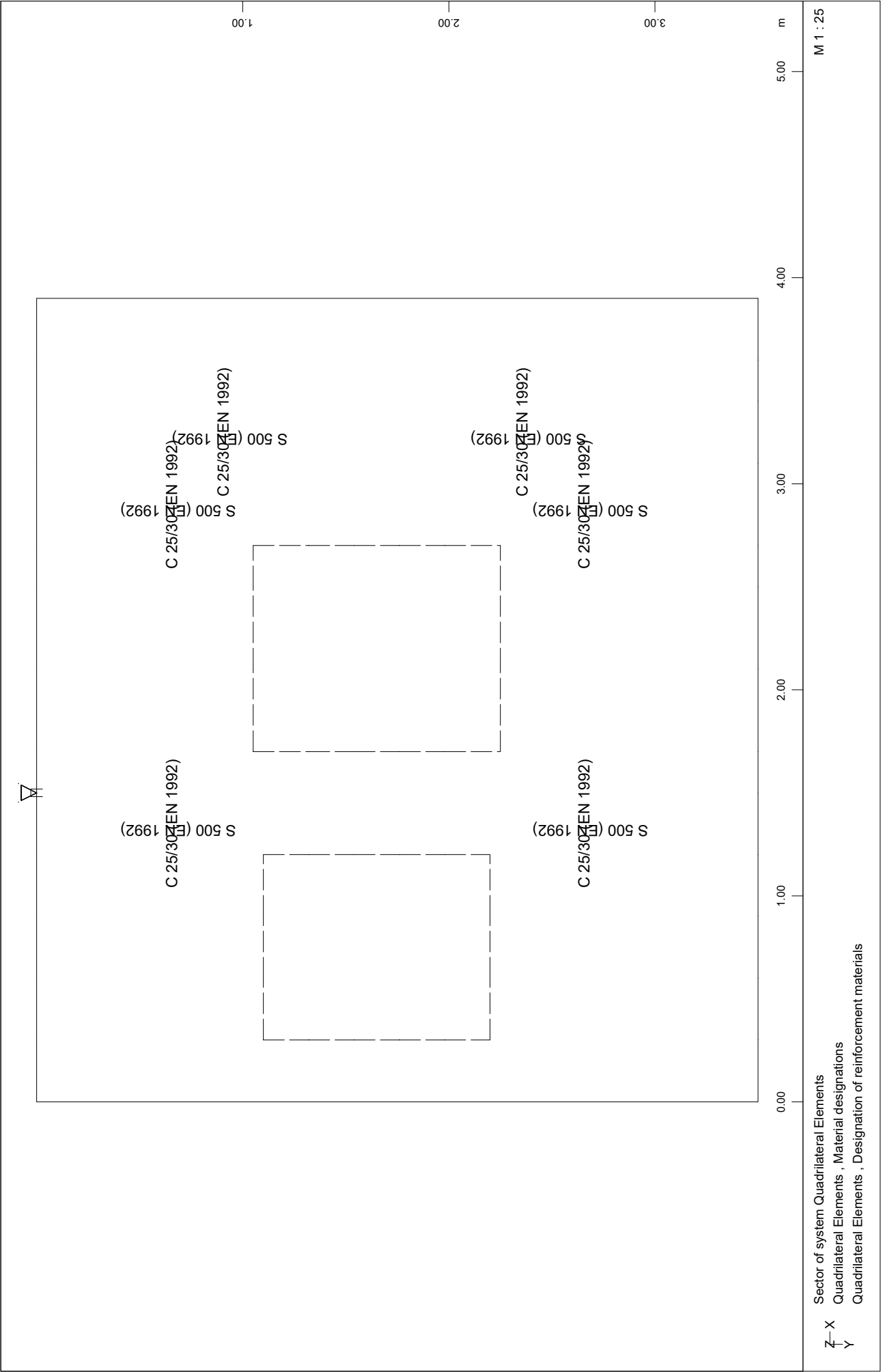
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

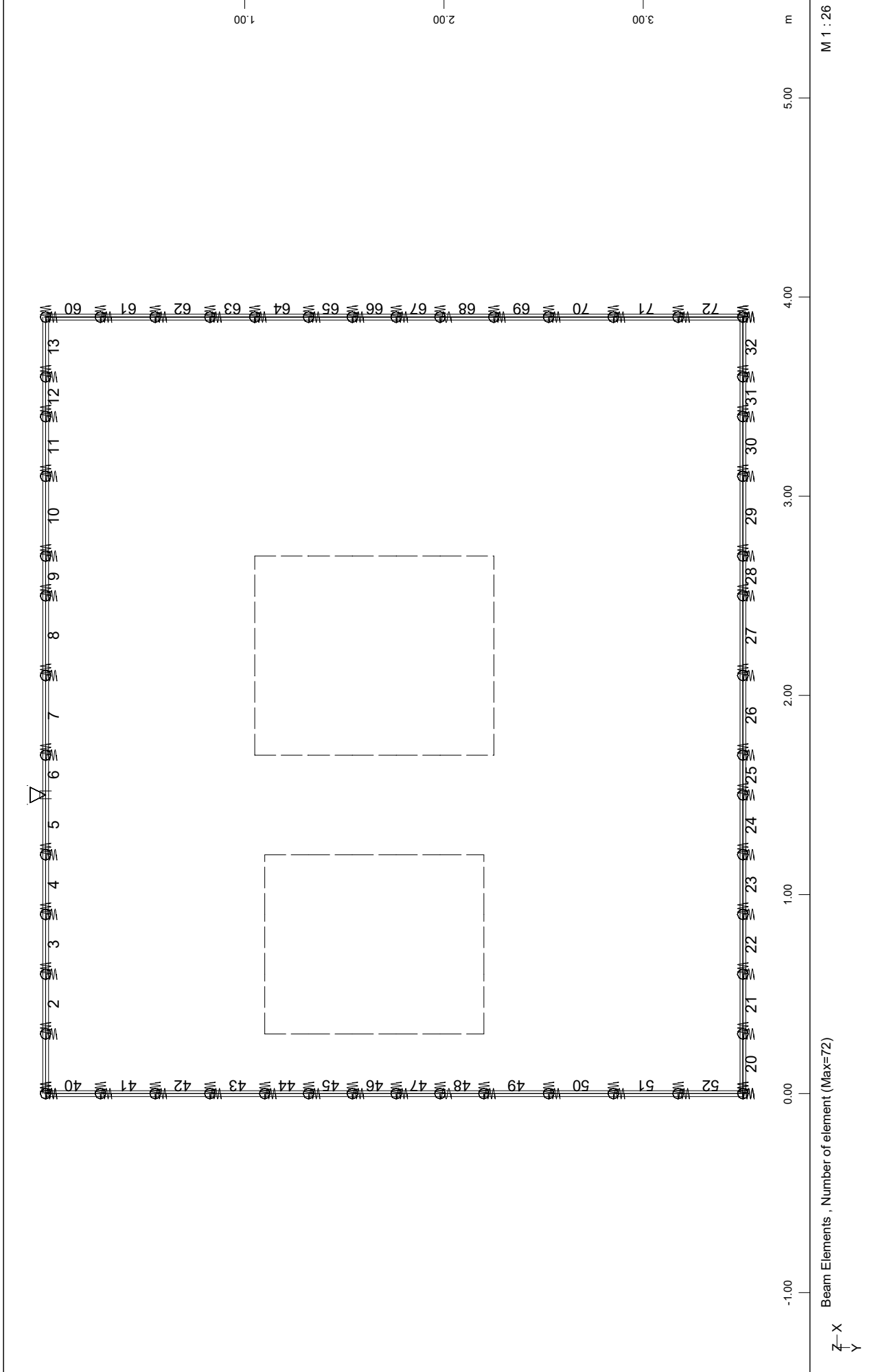
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
GEOMETRY

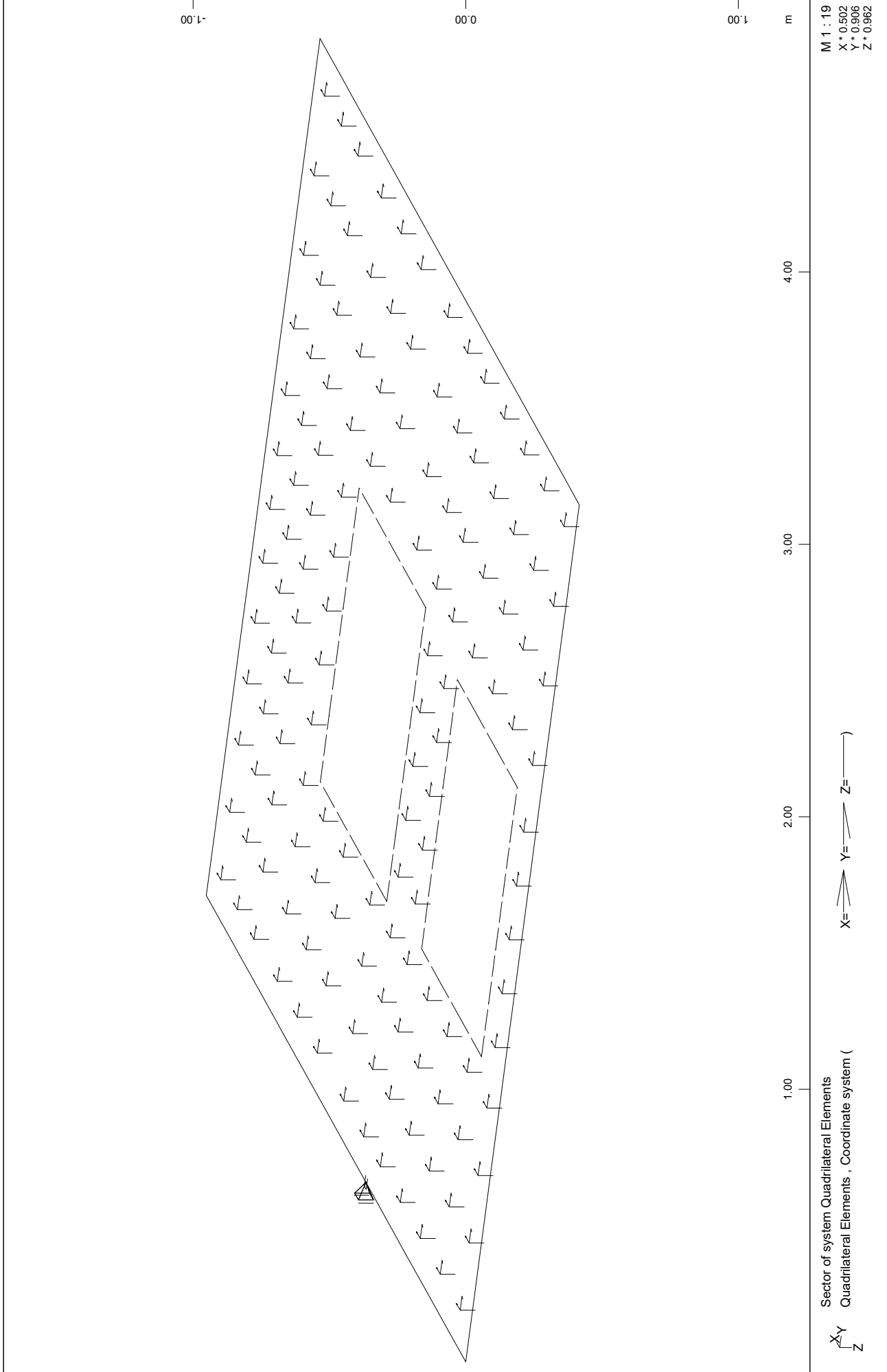












ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
 STATIC LOADINGS

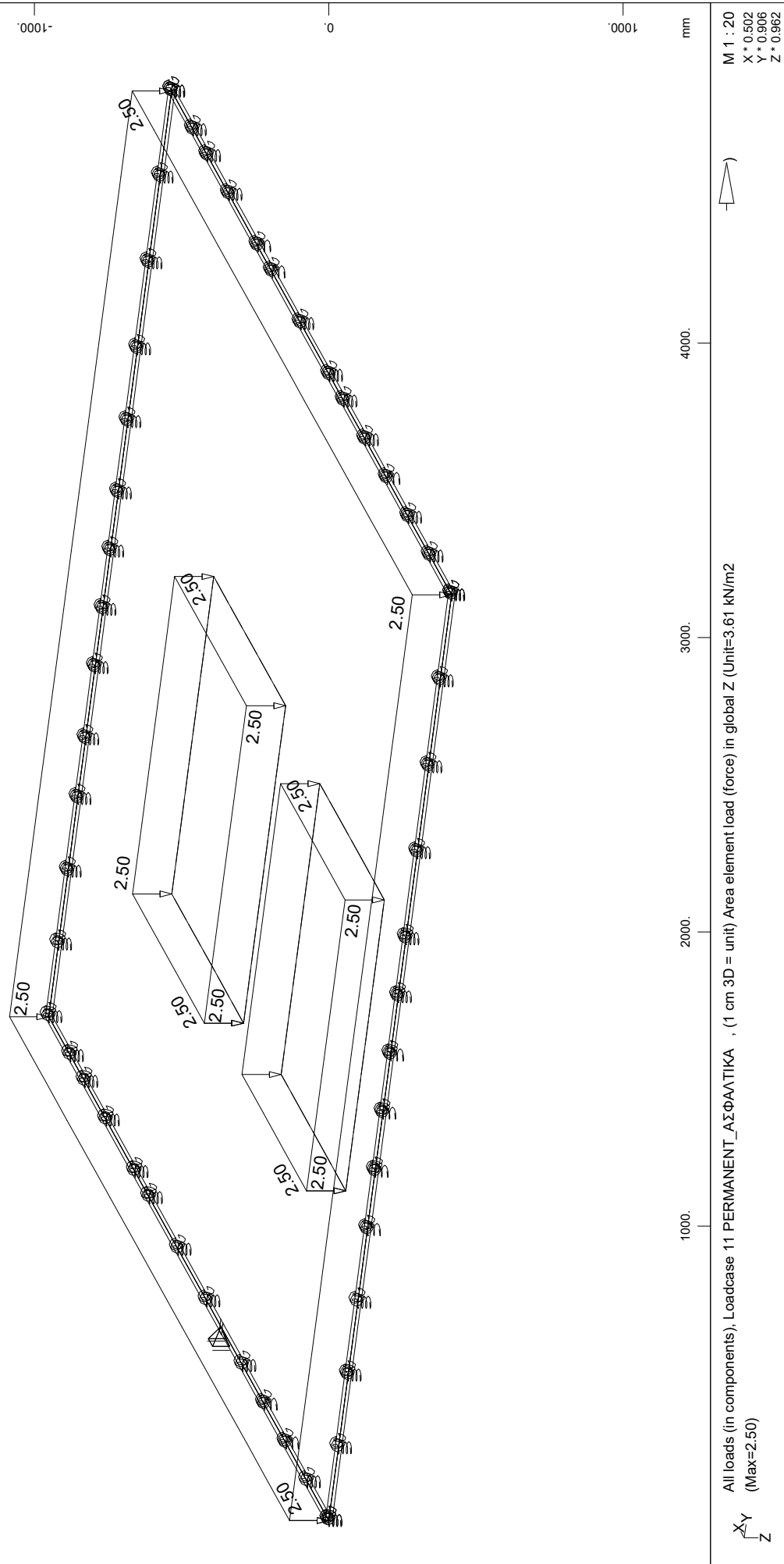
Sum of Loads

LC Title	PXX[MN]	PYY[MN]	PZZ[MN]
10 DEAD LOAD	0.000	0.000	0.119
11 PERMANENT_ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ	0.000	0.000	0.029
12 ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ	0.000	0.000	0.103
13 4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ	0.000	0.000	0.820
14 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ	0.000	0.000	0.150
15 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ	0.000	0.000	0.142
20 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ	0.000	0.000	0.135
21 2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ	0.000	0.000	0.270

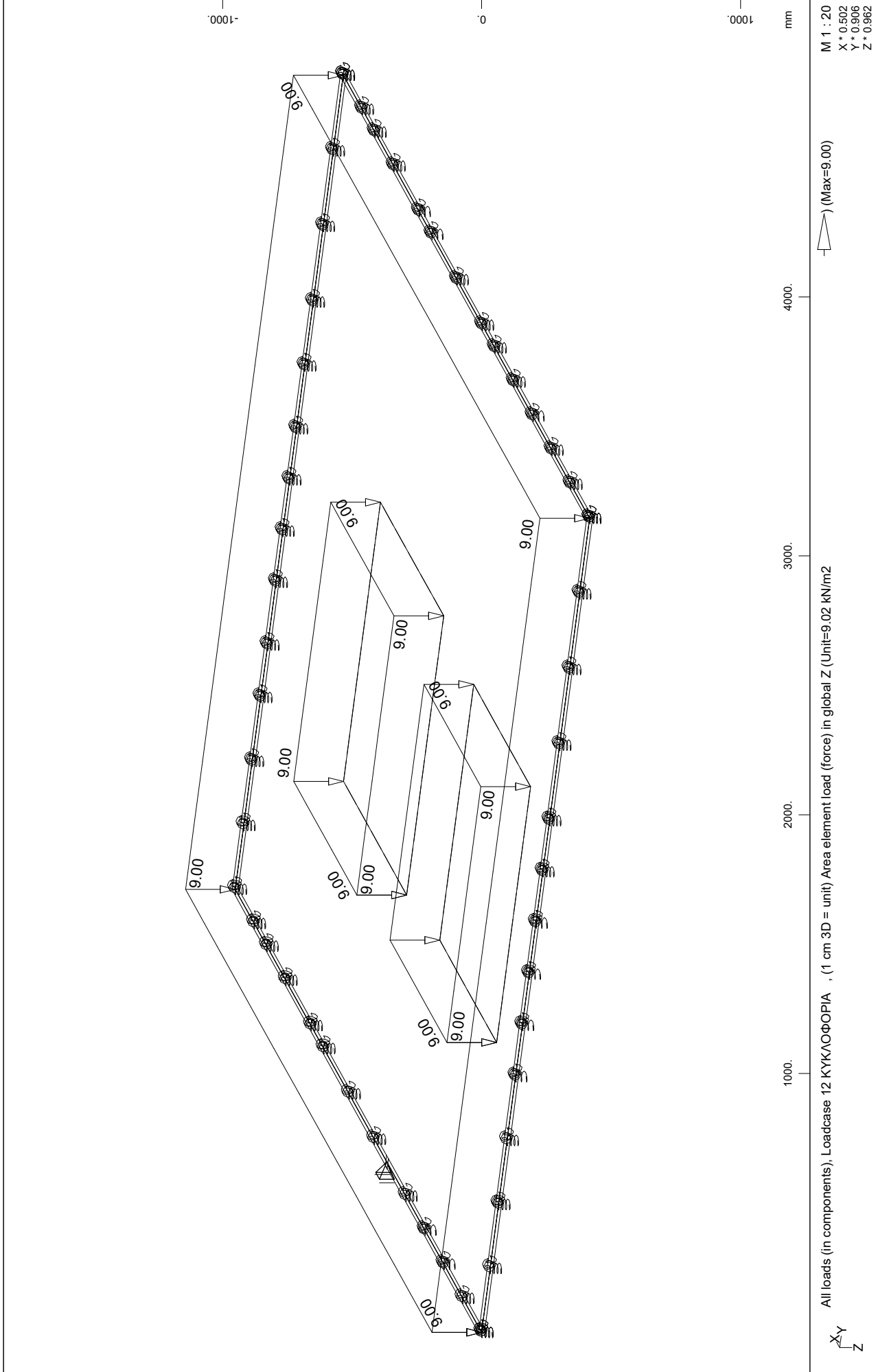
Sum of Reactions and Loads

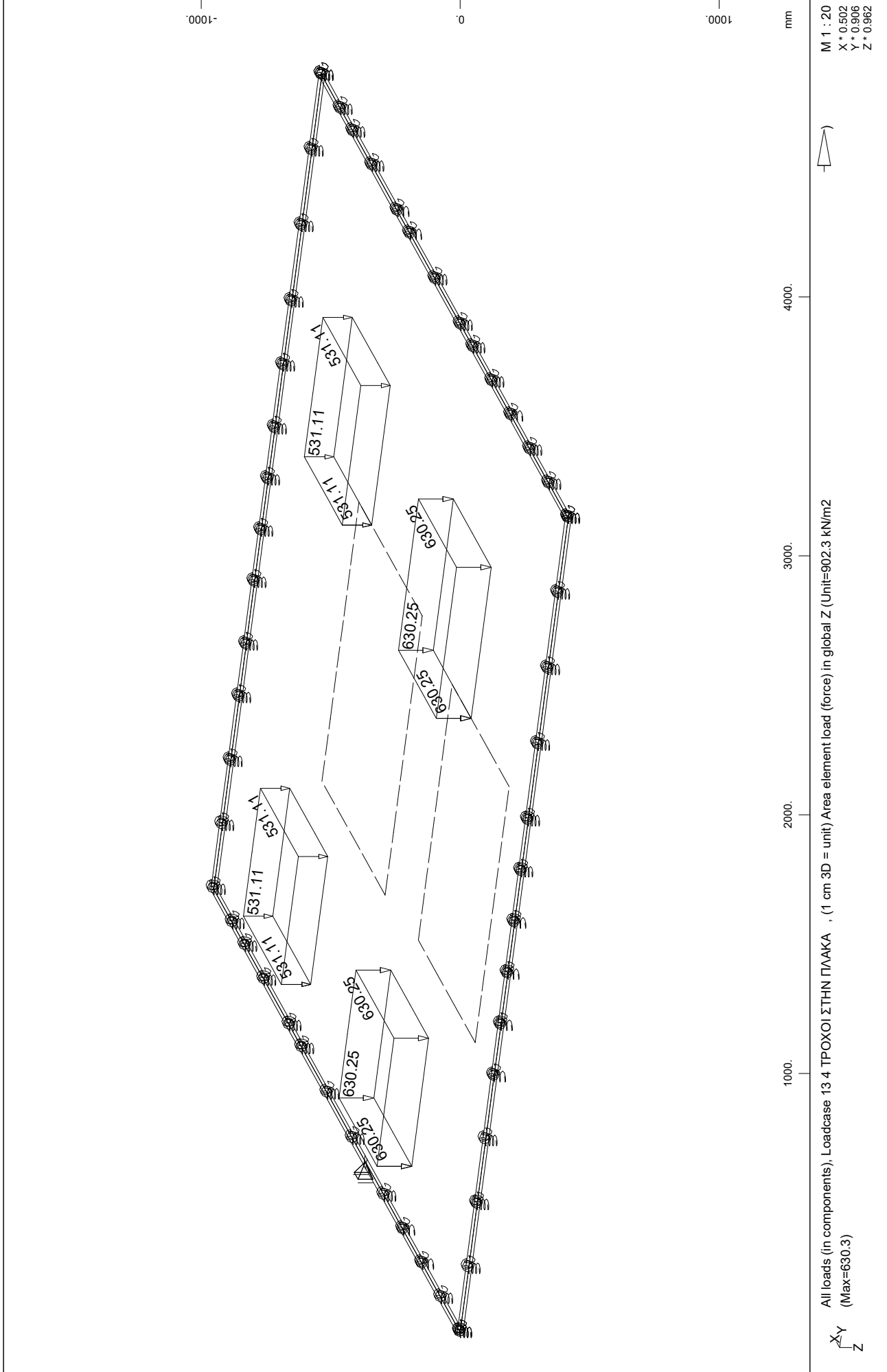
LC Title	PXX[MN]	PYY[MN]	PZZ[MN]
10 DEAD LOAD	0.000	0.000	-0.119
	0.000	0.000	0.119
11 PERMANENT_ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ	0.000	0.000	-0.029
	0.000	0.000	0.029
12 ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ	0.000	0.000	-0.103
	0.000	0.000	0.103
13 4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ	0.000	0.000	-0.820
	0.000	0.000	0.820
14 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ	0.000	0.000	-0.150
	0.000	0.000	0.150
15 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ	0.000	0.000	-0.142
	0.000	0.000	0.142
20 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ	0.000	0.000	-0.135
	0.000	0.000	0.135
21 2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ	0.000	0.000	-0.270
	0.000	0.000	0.270

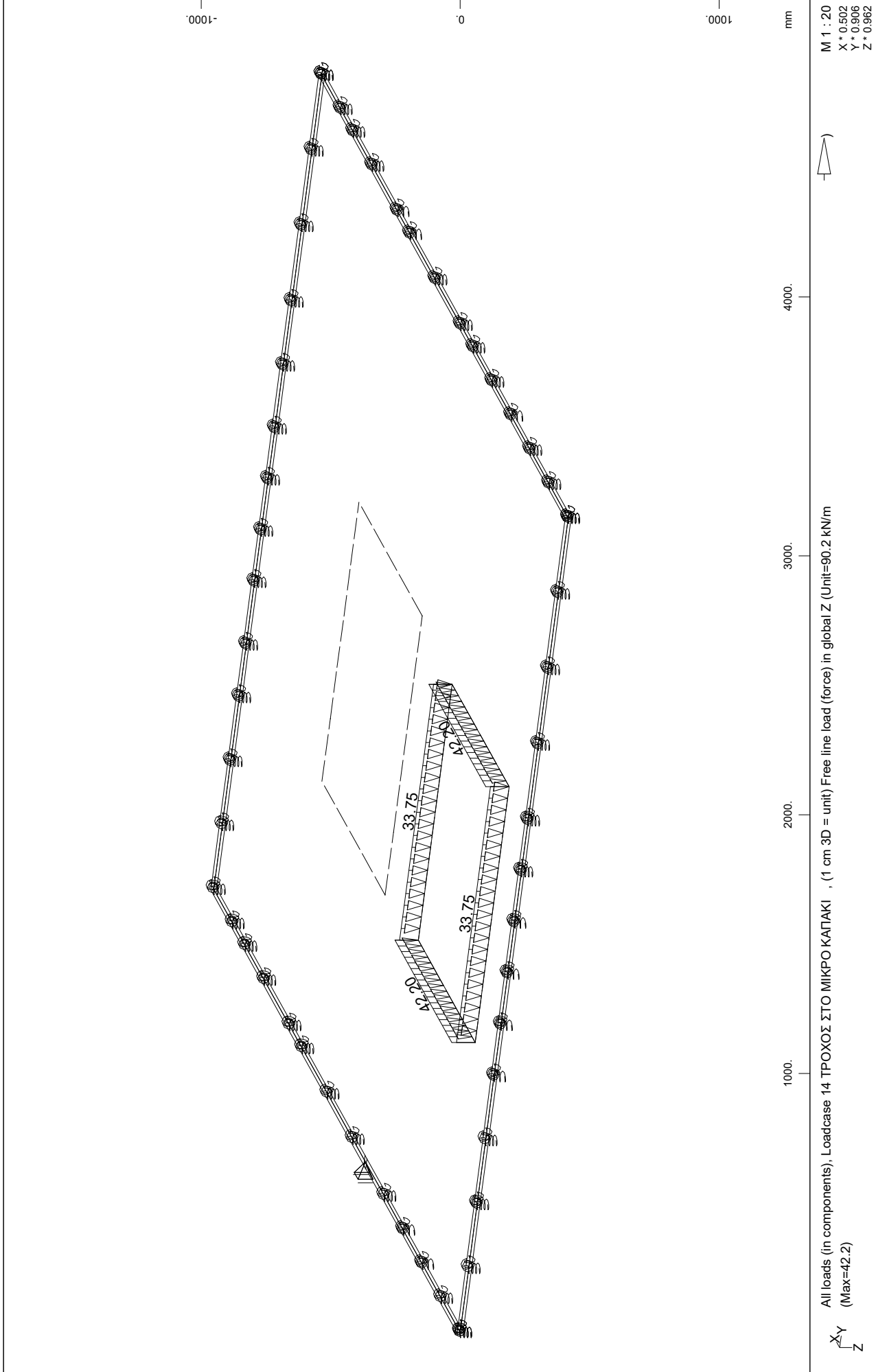




ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390 Loads

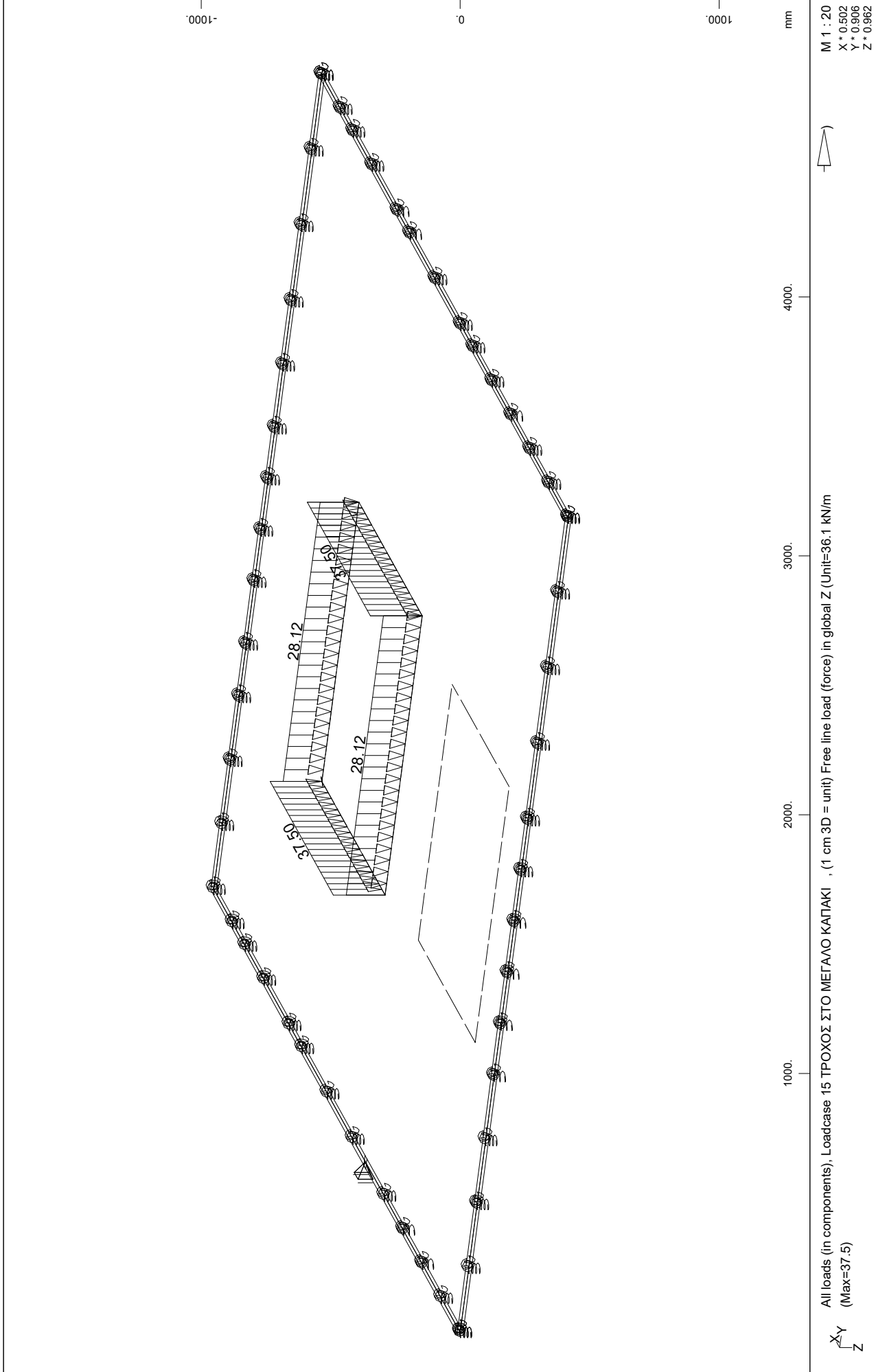






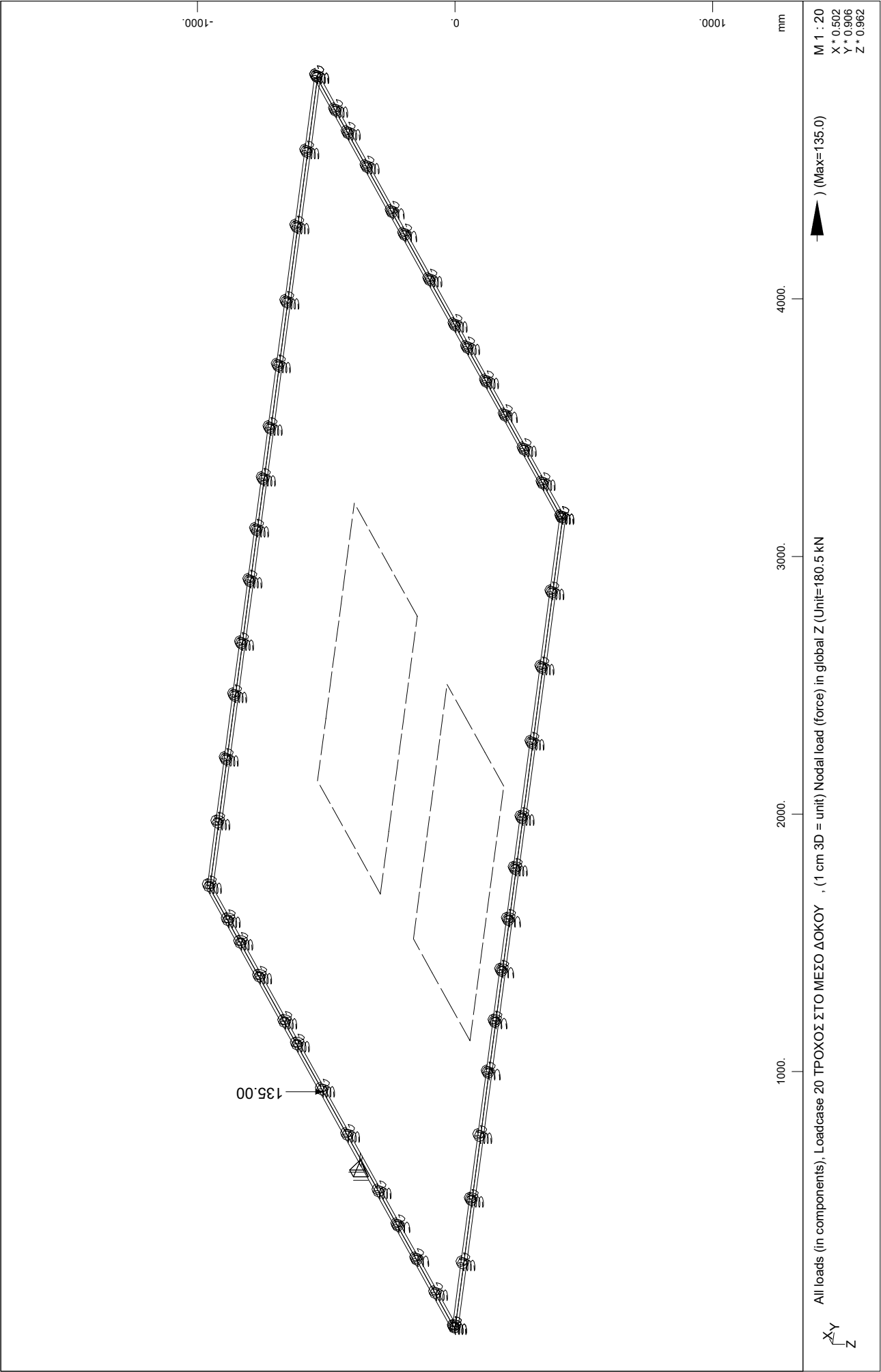
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

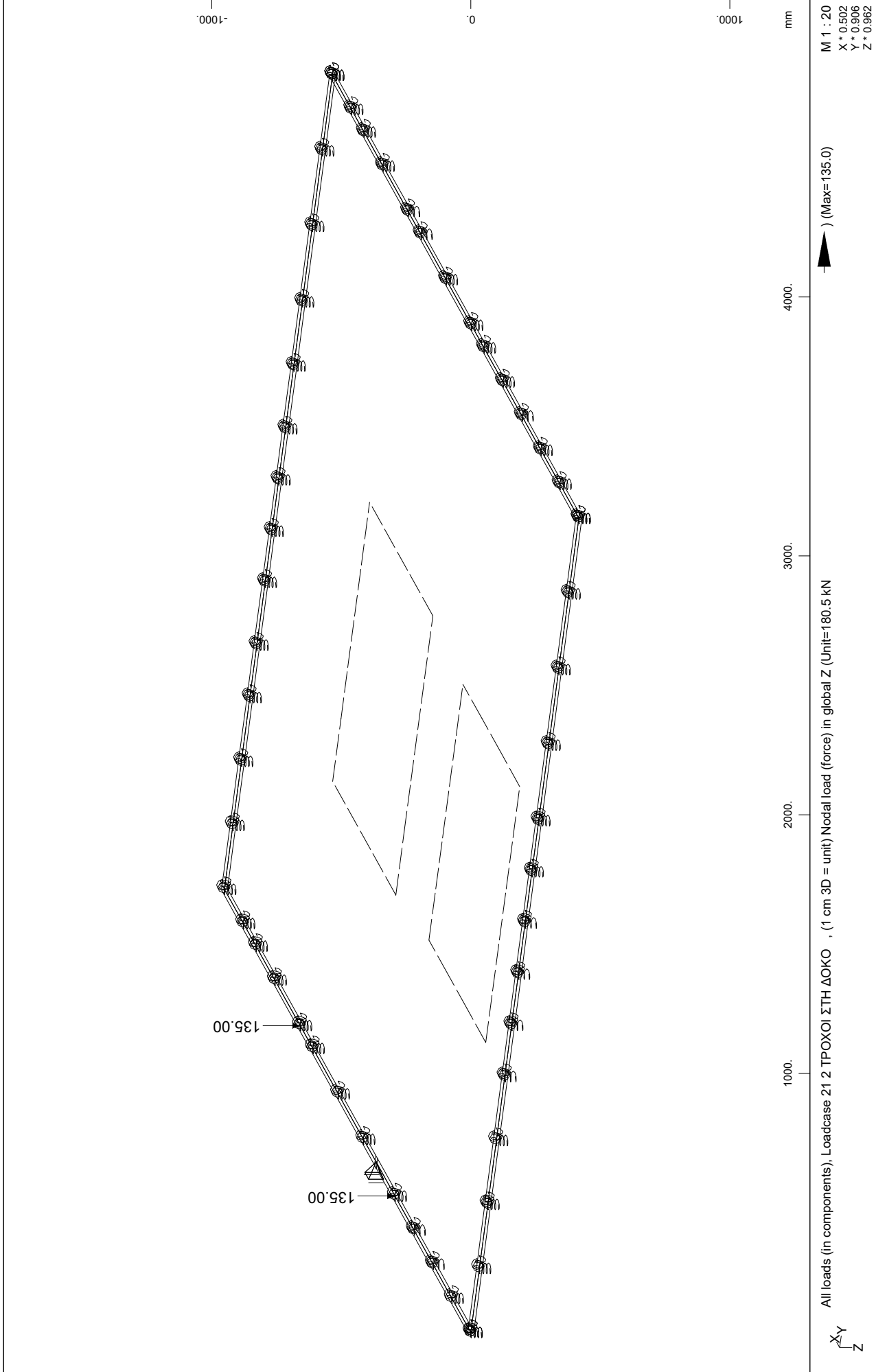
Loads



All loads (in components), Loadcase 15 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ , (1 cm 3D = unit) Free line load (force) in global Z (Unit=36.1 kN/m)
(Max=37.5)

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
Loads





ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
 UNFAVORABLE LOAD COMBINATIONS

 ULTIMATE LIMIT STATE

Combination rule Number 1

Design Combination

Resulting loadcases type Design Combination

Loadcase selection

Number	factor	type		Title
10	1.35	Exclusive LC	AG	DEAD LOAD
11	1.35	Combined with LC		PERMANENT ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ
12	1.50	Conditional LC		ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ
13	1.50	Exclusive LC	A 1	4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
14	1.50	Exclusive LC	A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ
15	1.50	Exclusive LC	A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ
20	1.50	Exclusive LC	A 1	ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ
21	1.50	Exclusive LC	A 1	2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Generated Loadcases

Number	Comb	Title
401	1	MAX-MXX QUAD
402	1	MIN-MXX QUAD
401	1	MAX-MXX QUAK
402	1	MIN-MXX QUAK
403	1	MAX-MYY QUAD
404	1	MIN-MYY QUAD
403	1	MAX-MYY QUAK
404	1	MIN-MYY QUAK
405	1	MAX-VX QUAD
406	1	MIN-VX QUAD
405	1	MAX-VX QUAK
406	1	MIN-VX QUAK
407	1	MAX-VY QUAD
408	1	MIN-VY QUAD
407	1	MAX-VY QUAK
408	1	MIN-VY QUAK
409	1	MAX-NXX QUAD
410	1	MIN-NXX QUAD
409	1	MAX-NXX QUAK
410	1	MIN-NXX QUAK
411	1	MAX-NYY QUAD
412	1	MIN-NYY QUAD
411	1	MAX-NYY QUAK
412	1	MIN-NYY QUAK
413	1	MAX-N BEAM
414	1	MIN-N BEAM
415	1	MAX-VZ BEAM
416	1	MIN-VZ BEAM
417	1	MAX-MY BEAM
418	1	MIN-MY BEAM
419	1	MAX-MZ BEAM
420	1	MIN-MZ BEAM
421	1	MAX-VY BEAM
422	1	MIN-VY BEAM
423	1	MAX-MT BEAM
424	1	MIN-MT BEAM

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
 UNFAVORABLE LOAD COMBINATIONS

 SERVICEABILITY COMBINATION
 SERVICE DESIGN - CRACK CONTROL CHECK

Combination rule Number 1

Design Combination

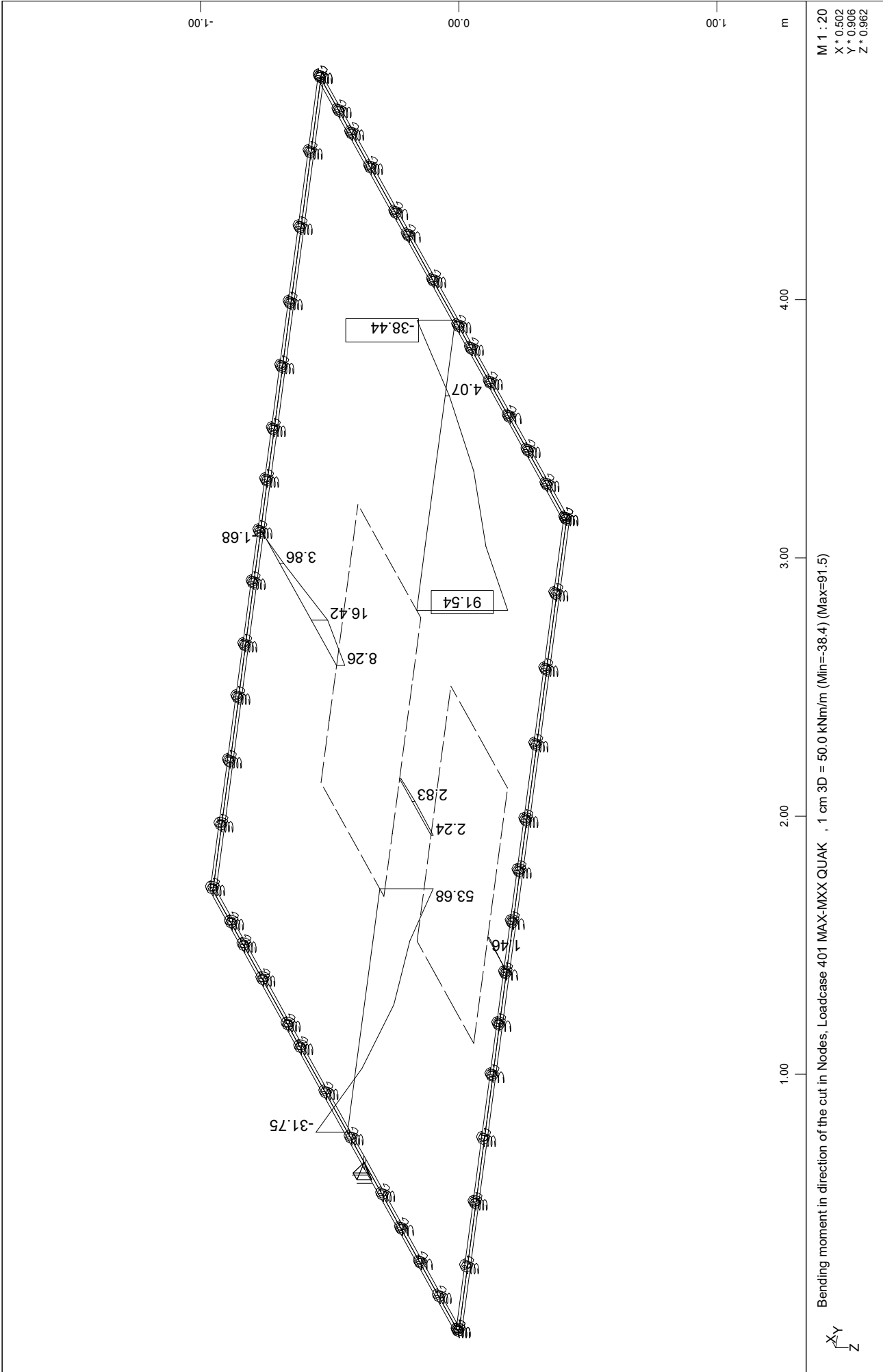
Resulting loadcases type Design Combination

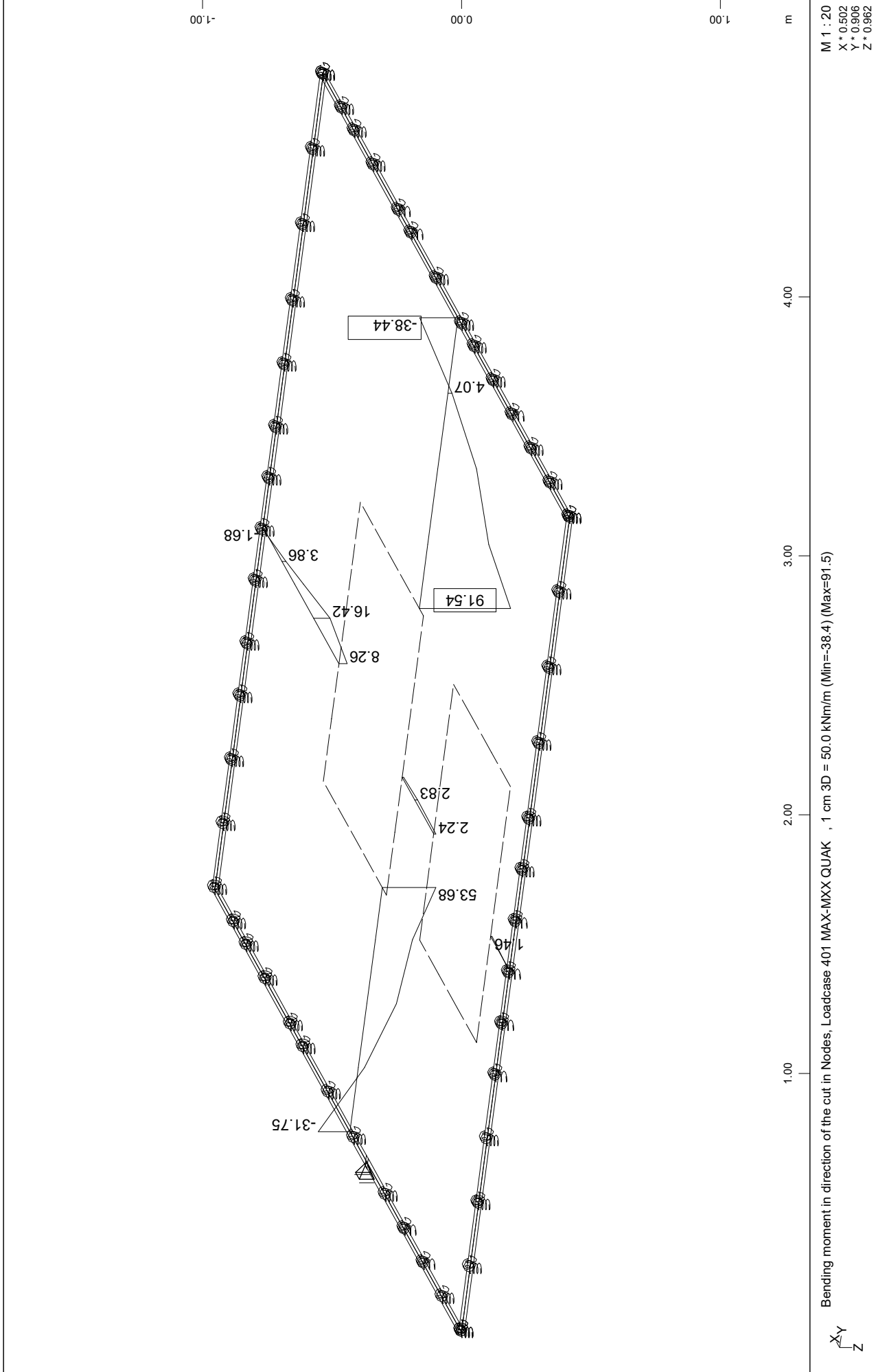
Loadcase selection

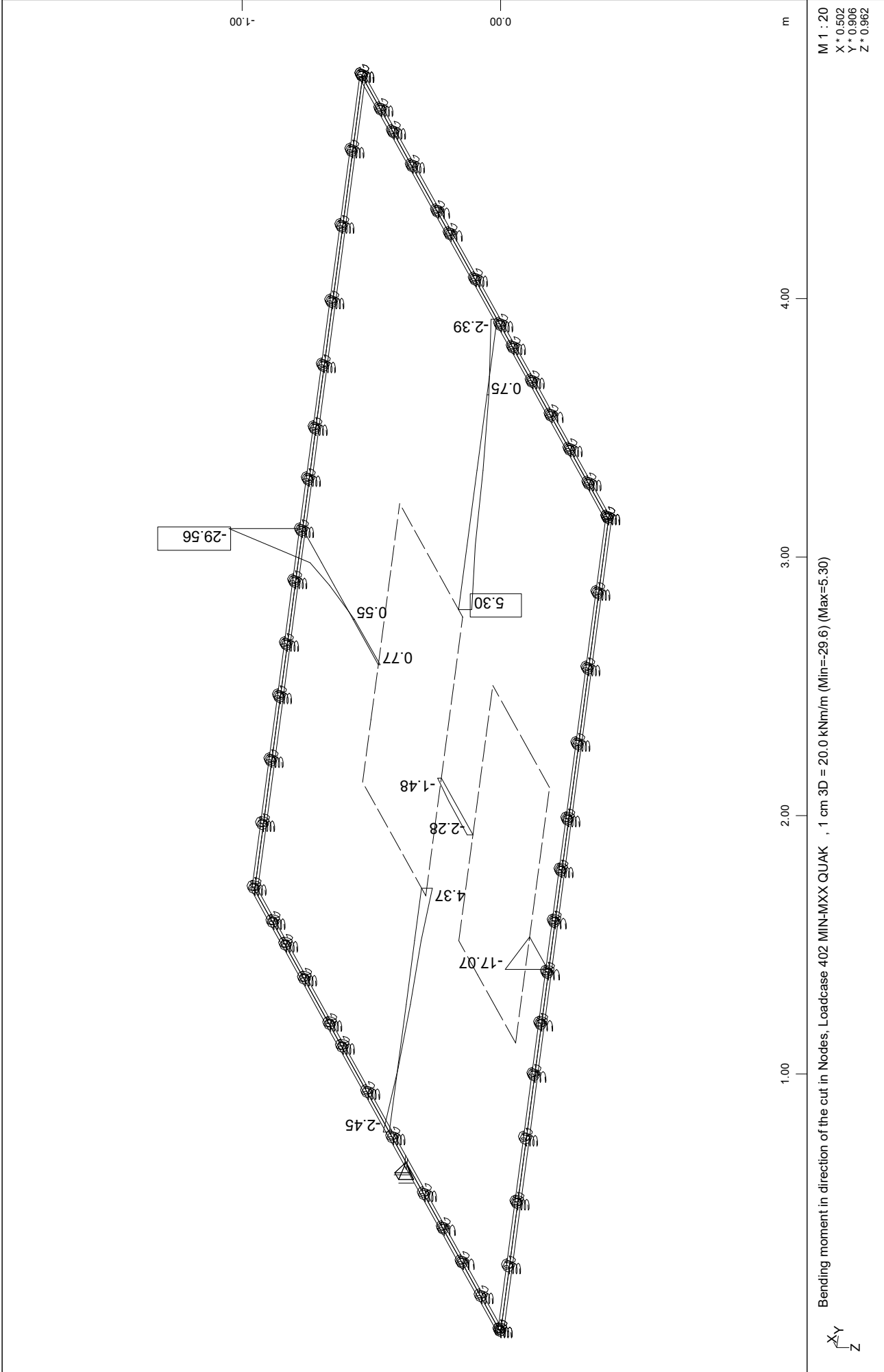
Number	factor	type	Title
10	1.00	permanent load grouped in actions	DEAD LOAD
11	1.00	Combined with LC	PERMANENT ΑΣΦΑΛΤΙΚΑ
12	0.30	Conditional LC	ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ
13	0.30	Exclusive LC	A 1 4 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ
14	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΙΚΡΟ ΚΑΠΑΚΙ
15	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΓΑΛΟ ΚΑΠΑΚΙ
20	0.30	Exclusive LC	A 1 ΤΡΟΧΟΣ ΣΤΟ ΜΕΣΟ ΔΟΚΟΥ
21	0.30	Exclusive LC	A 1 2 ΤΡΟΧΟΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

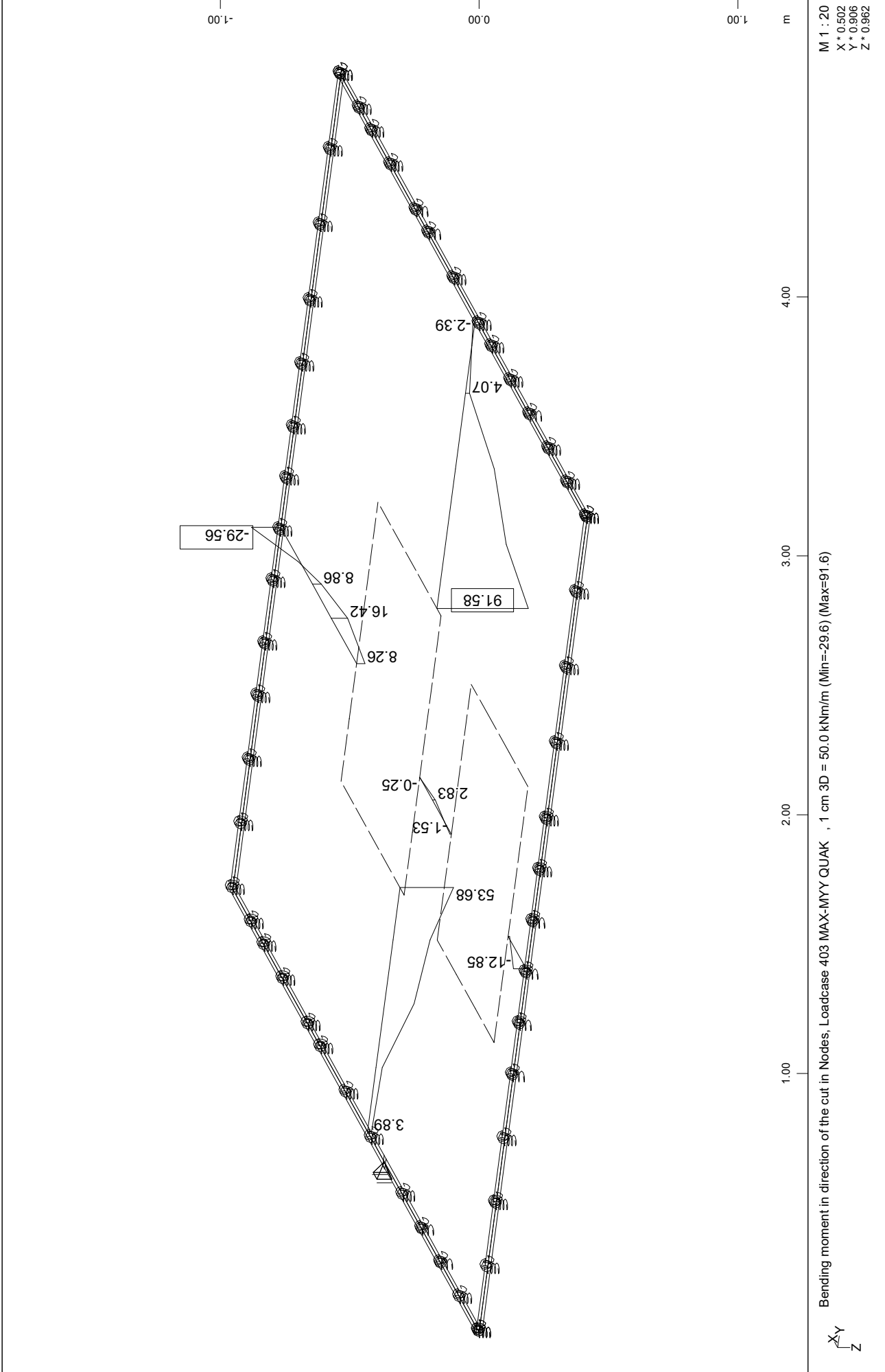
Generated Loadcases

Number	Comb	Title
601	1	MAX-MXX QUAD
602	1	MIN-MXX QUAD
601	1	MAX-MXX QUAK
602	1	MIN-MXX QUAK
603	1	MAX-MYY QUAD
604	1	MIN-MYY QUAD
603	1	MAX-MYY QUAK
604	1	MIN-MYY QUAK
605	1	MAX-VX QUAD
606	1	MIN-VX QUAD
605	1	MAX-VX QUAK
606	1	MIN-VX QUAK
607	1	MAX-VY QUAD
608	1	MIN-VY QUAD
607	1	MAX-VY QUAK
608	1	MIN-VY QUAK
609	1	MAX-NXX QUAD
610	1	MIN-NXX QUAD
609	1	MAX-NXX QUAK
610	1	MIN-NXX QUAK
611	1	MAX-NYY QUAD
612	1	MIN-NYY QUAD
611	1	MAX-NYY QUAK
612	1	MIN-NYY QUAK
613	1	MAX-N BEAM
614	1	MIN-N BEAM
615	1	MAX-VZ BEAM
616	1	MIN-VZ BEAM
617	1	MAX-MY BEAM
618	1	MIN-MY BEAM
619	1	MAX-MZ BEAM
620	1	MIN-MZ BEAM
621	1	MAX-VY BEAM
622	1	MIN-VY BEAM
623	1	MAX-MT BEAM
624	1	MIN-MT BEAM



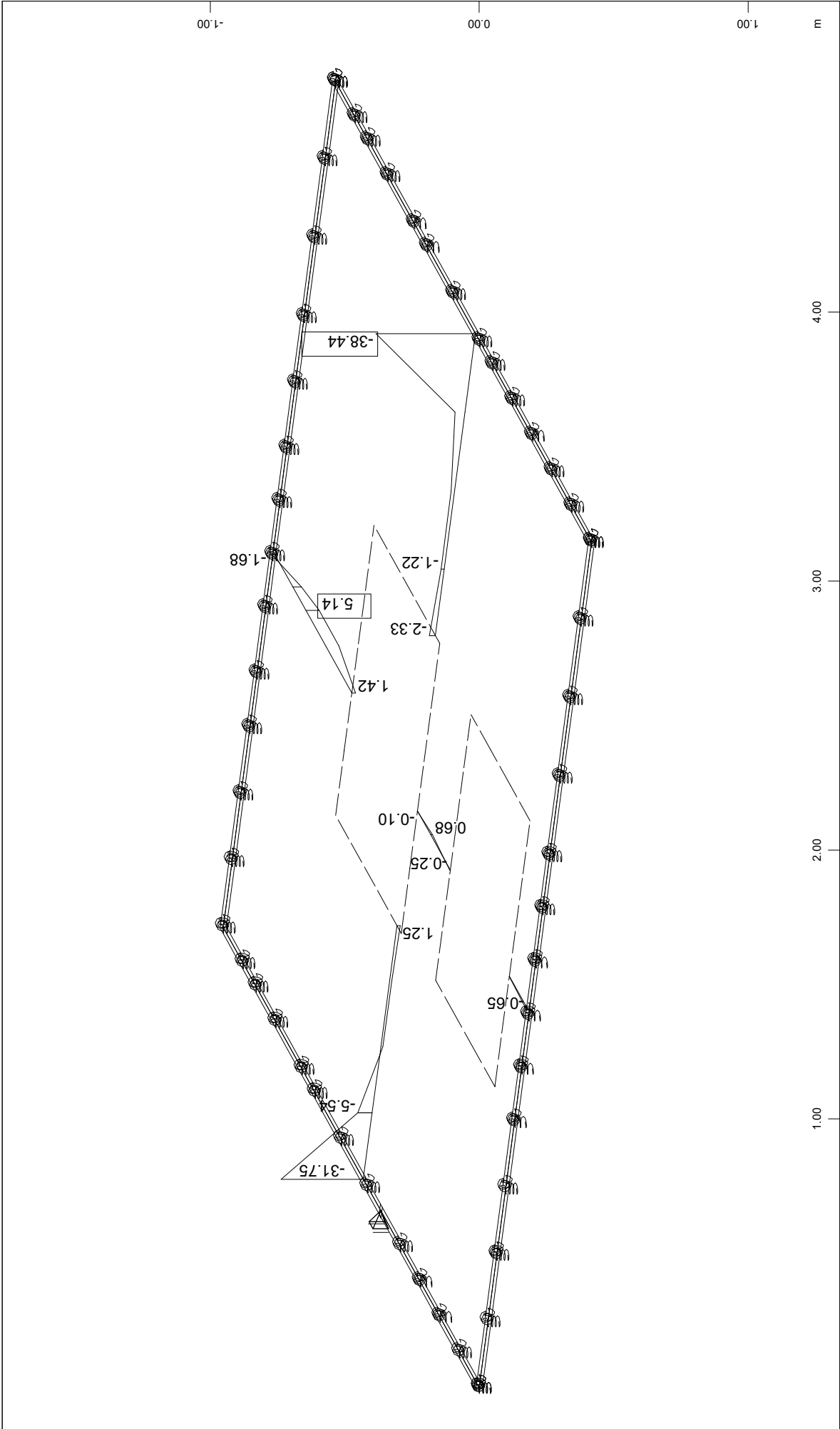






ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

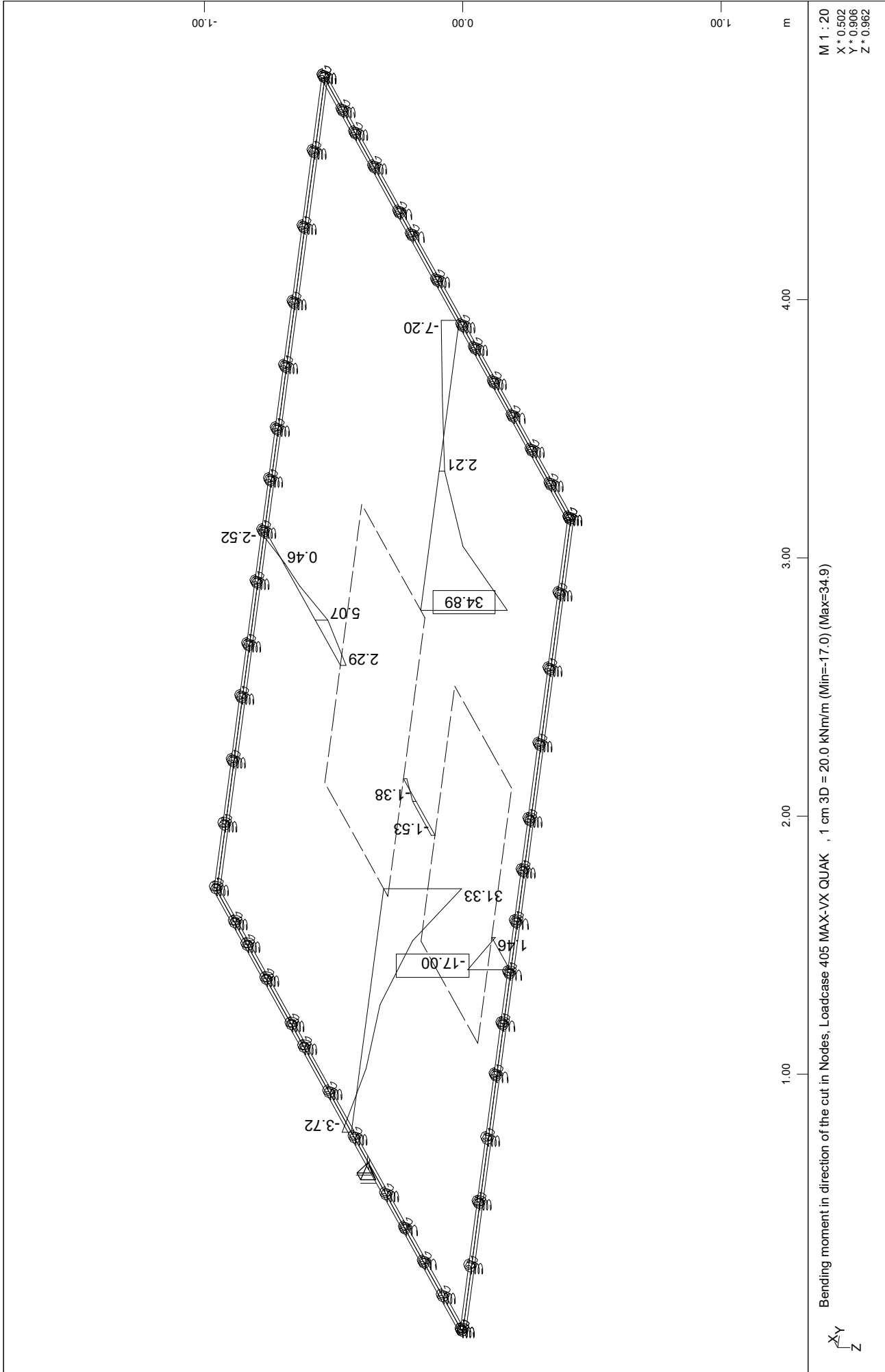
ENVELOPES



Bending moment in direction of the cut in Nodes, Loadcase 404 MIN-MYY QUAK , 1 cm 3D = 20.0 kNm/m (Min=-38.4) (Max=5.14)

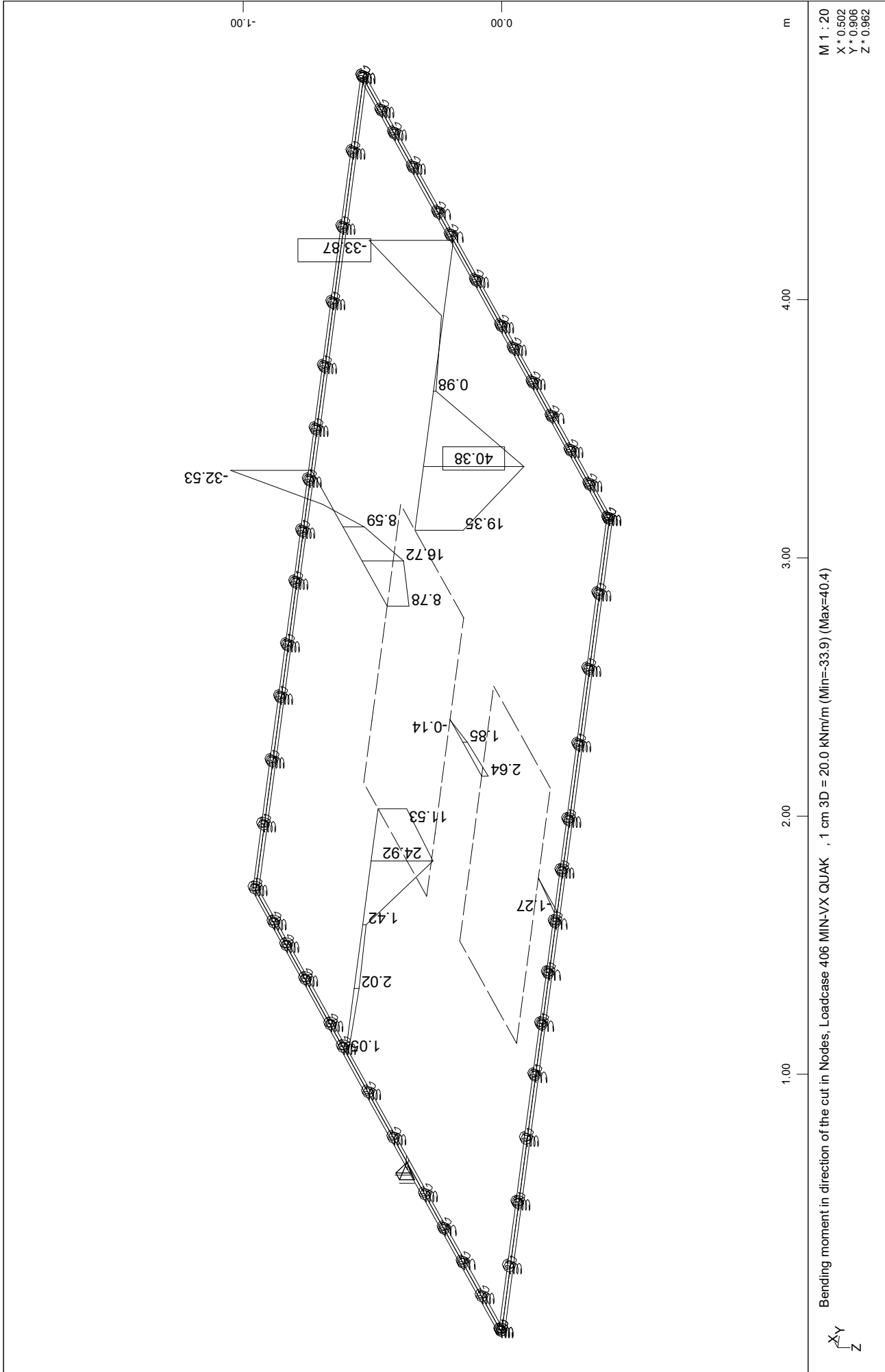
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

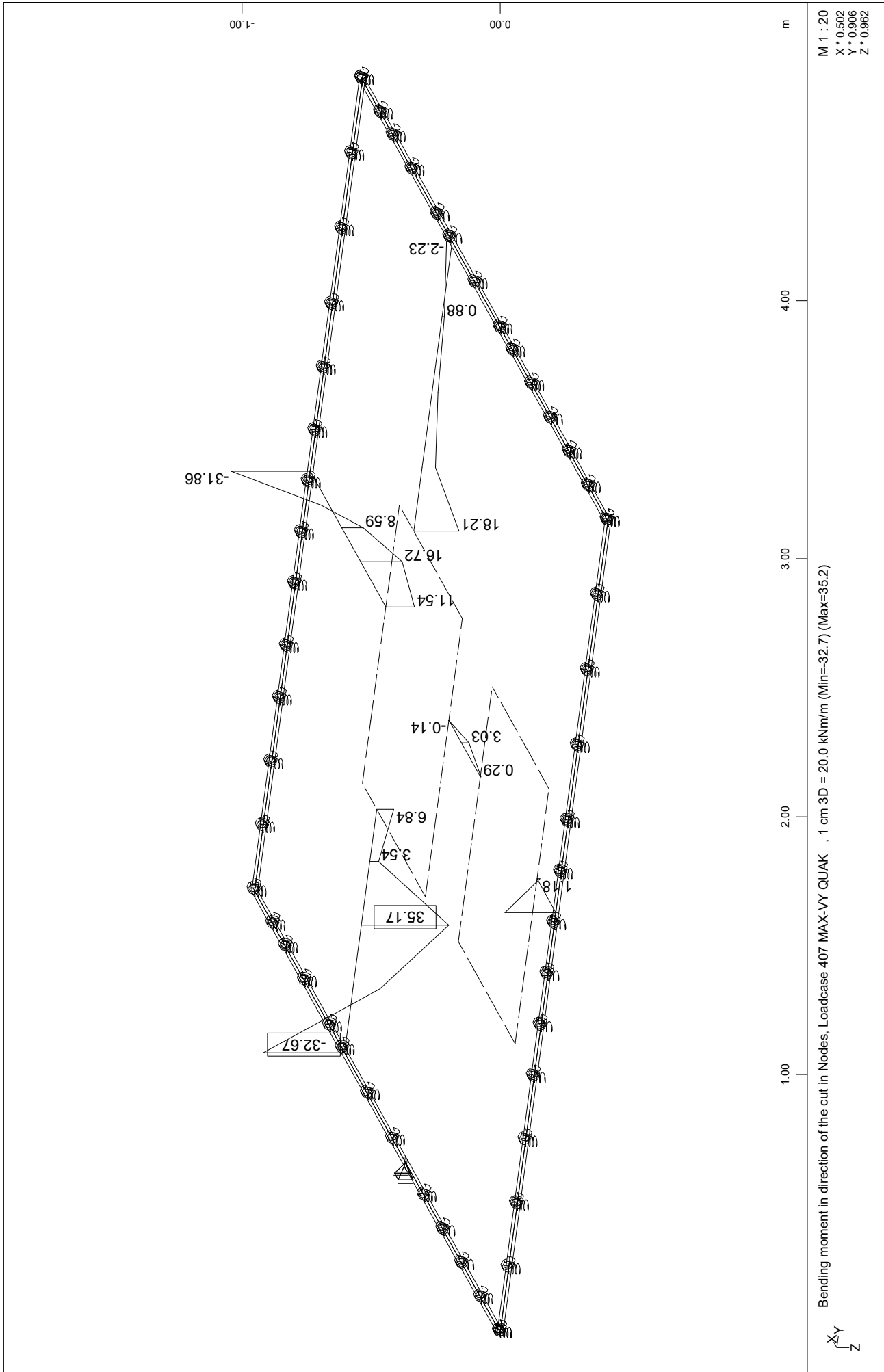
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

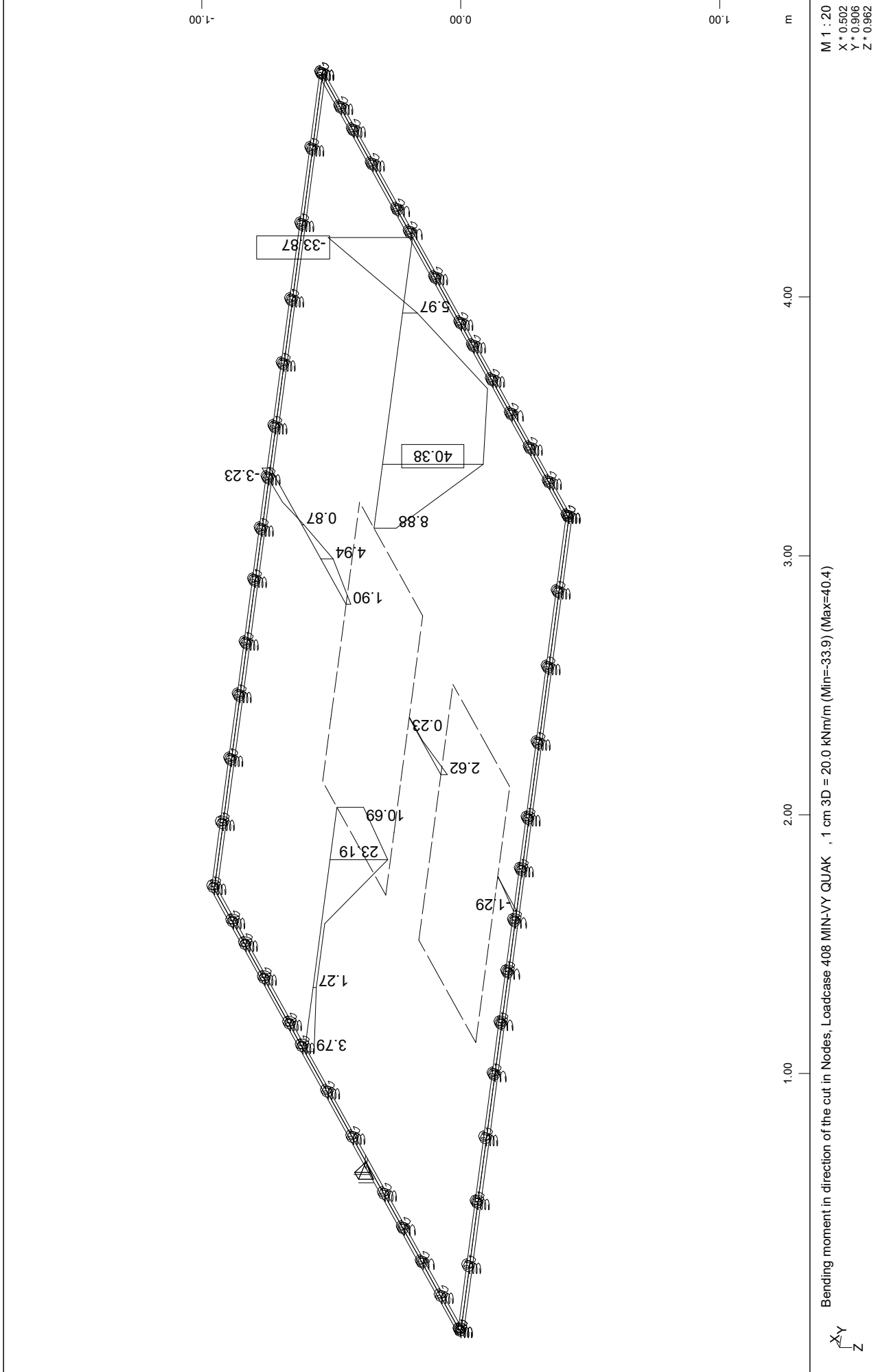


ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

ENVELOPES

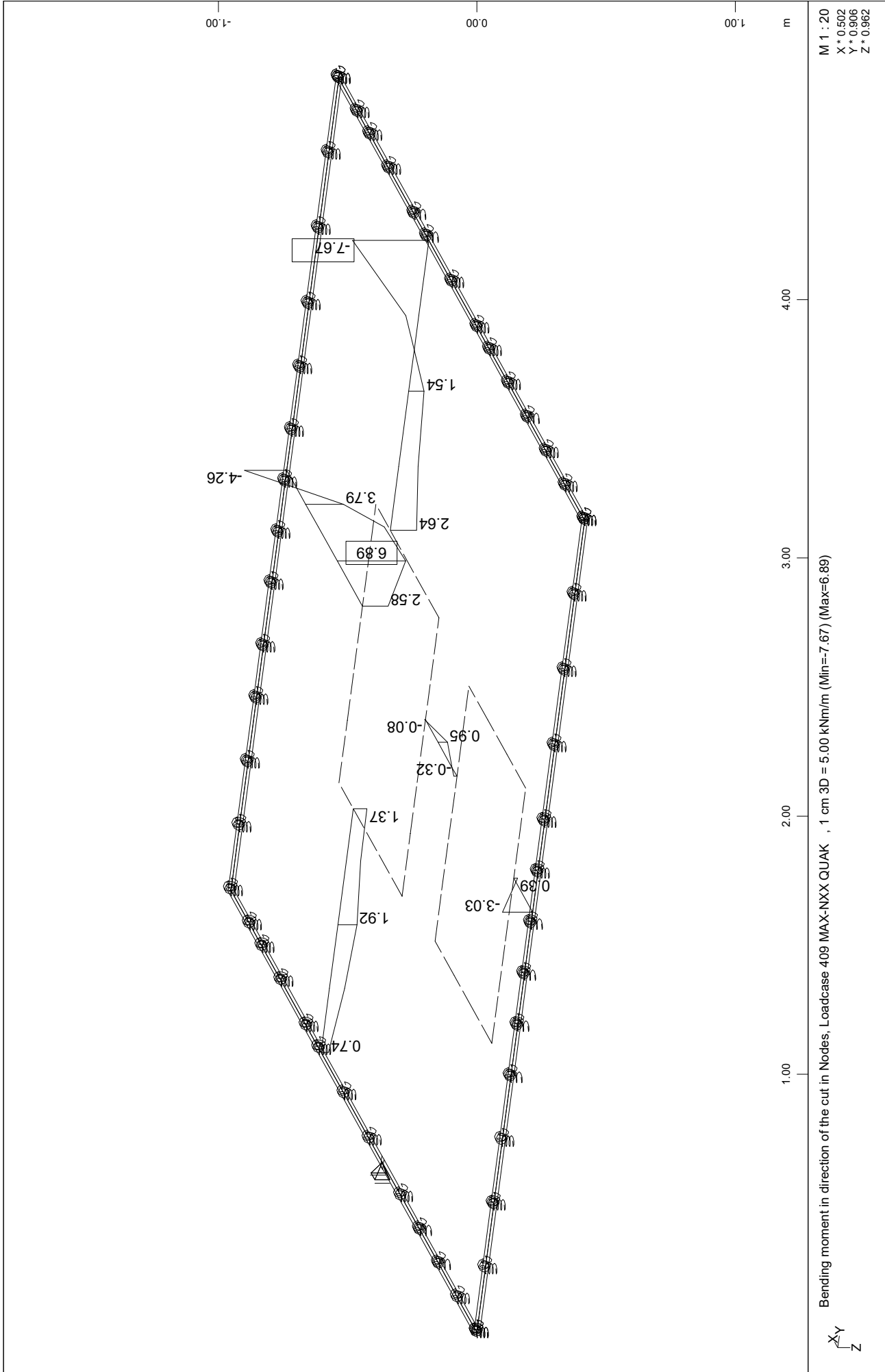






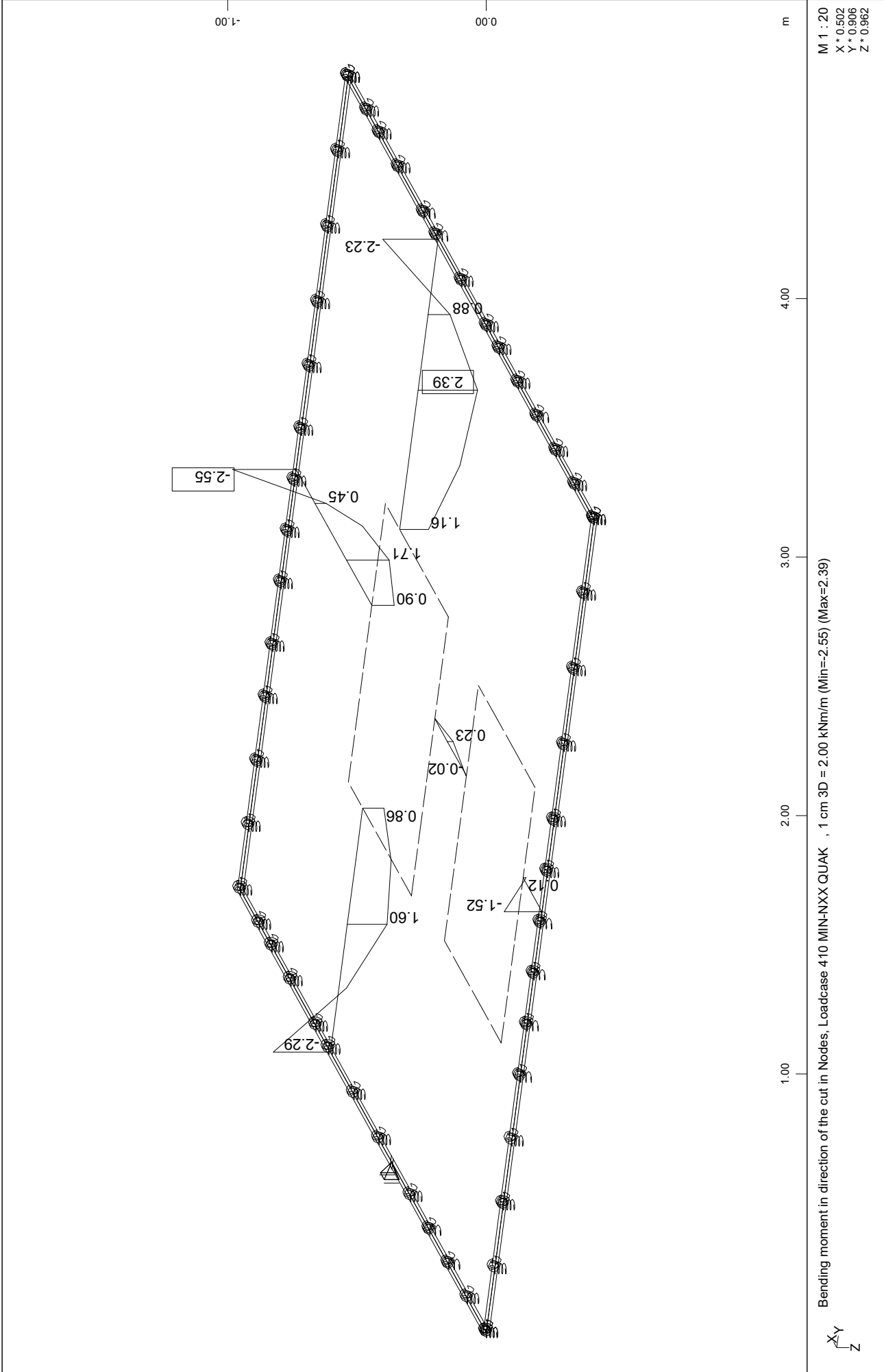
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

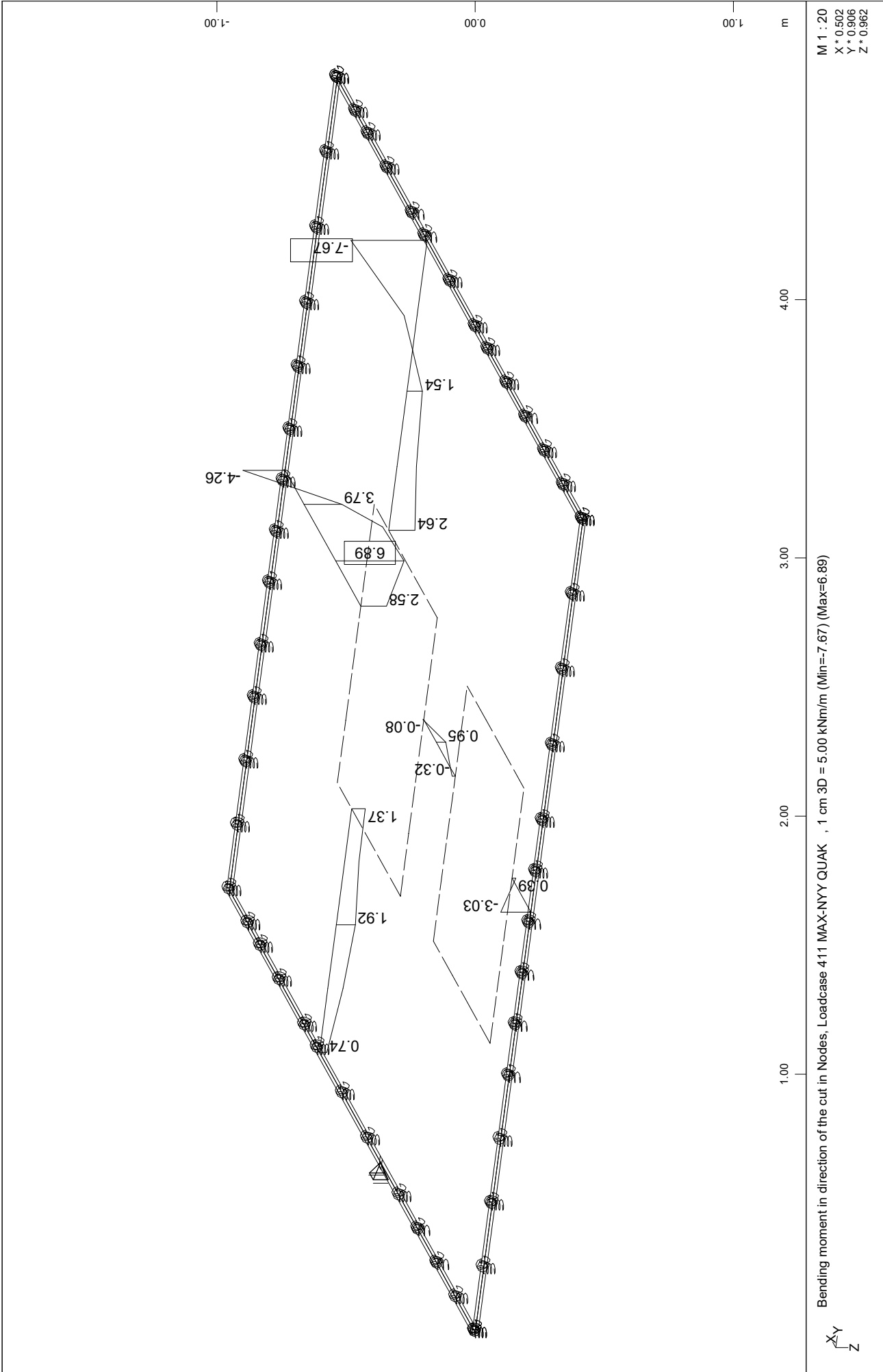
ENVELOPES

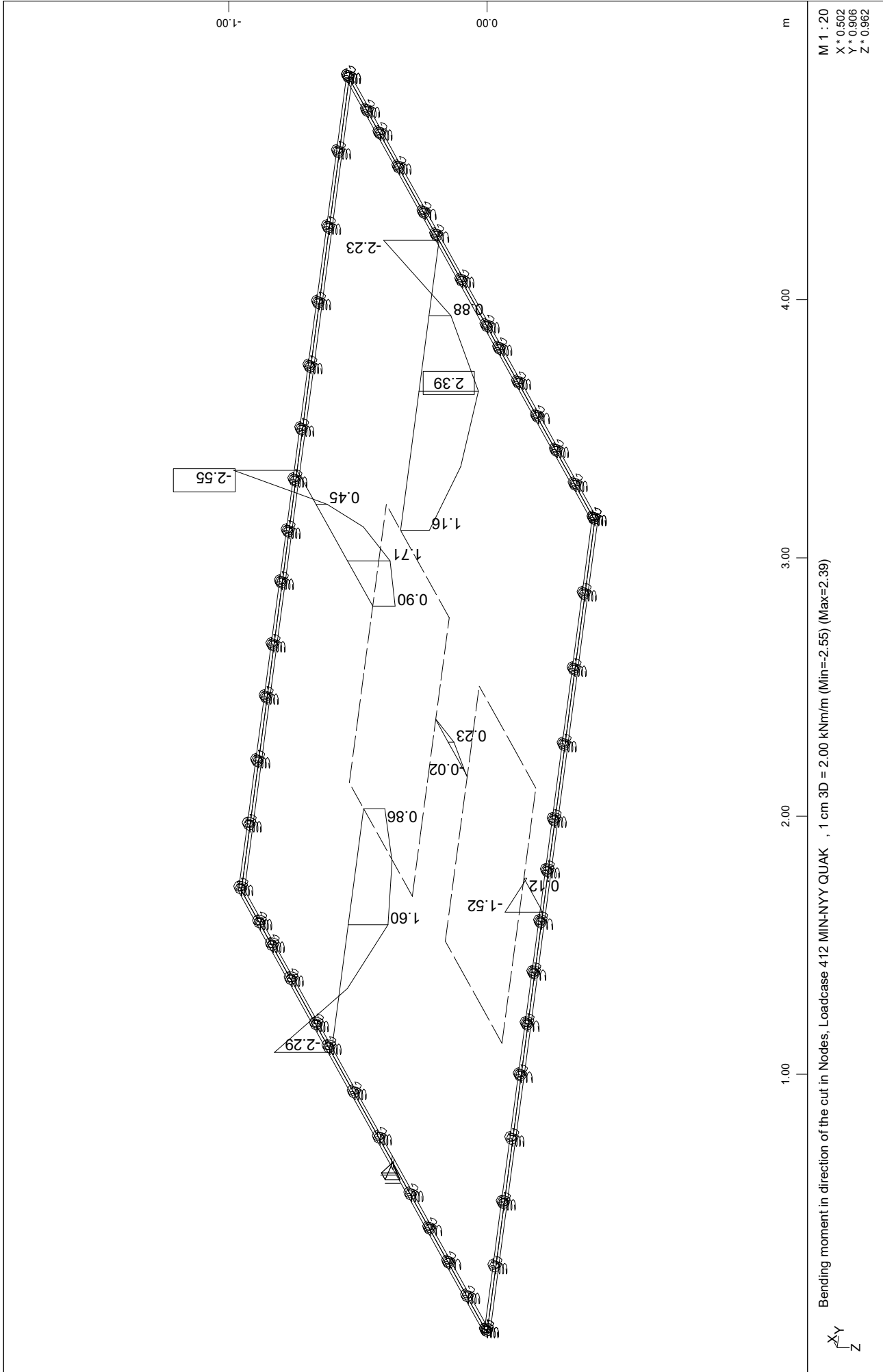


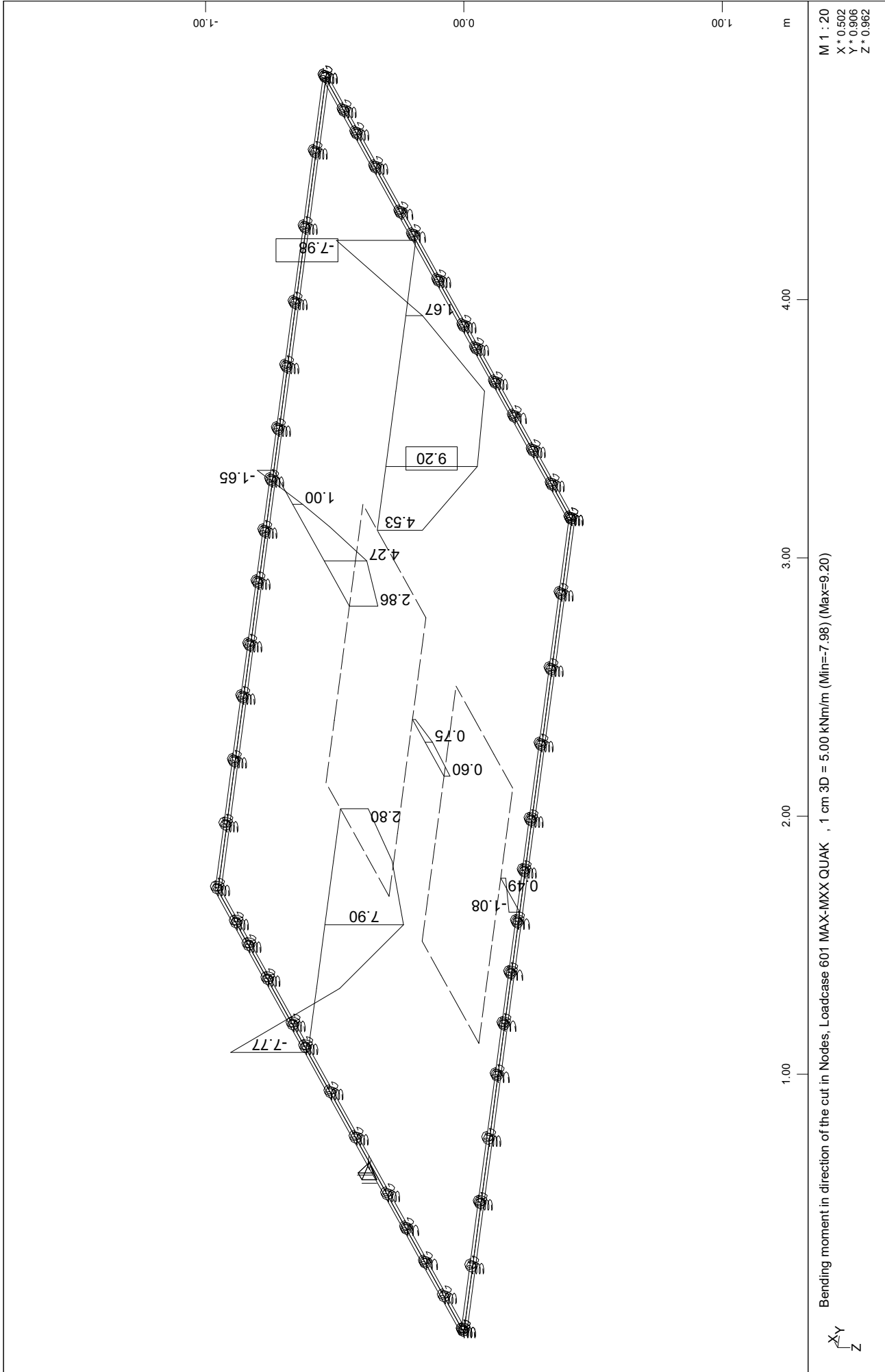
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

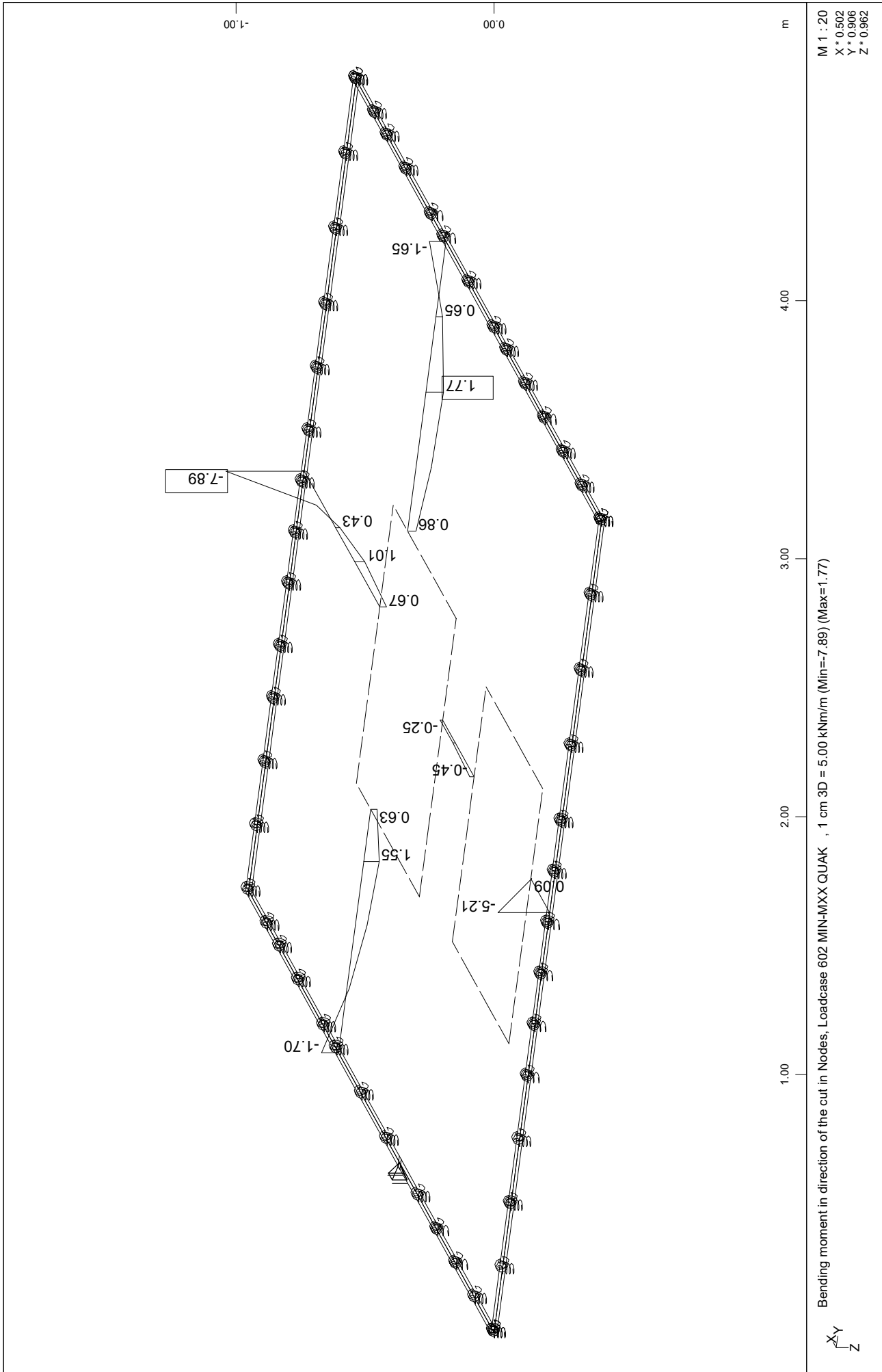
ENVELOPES

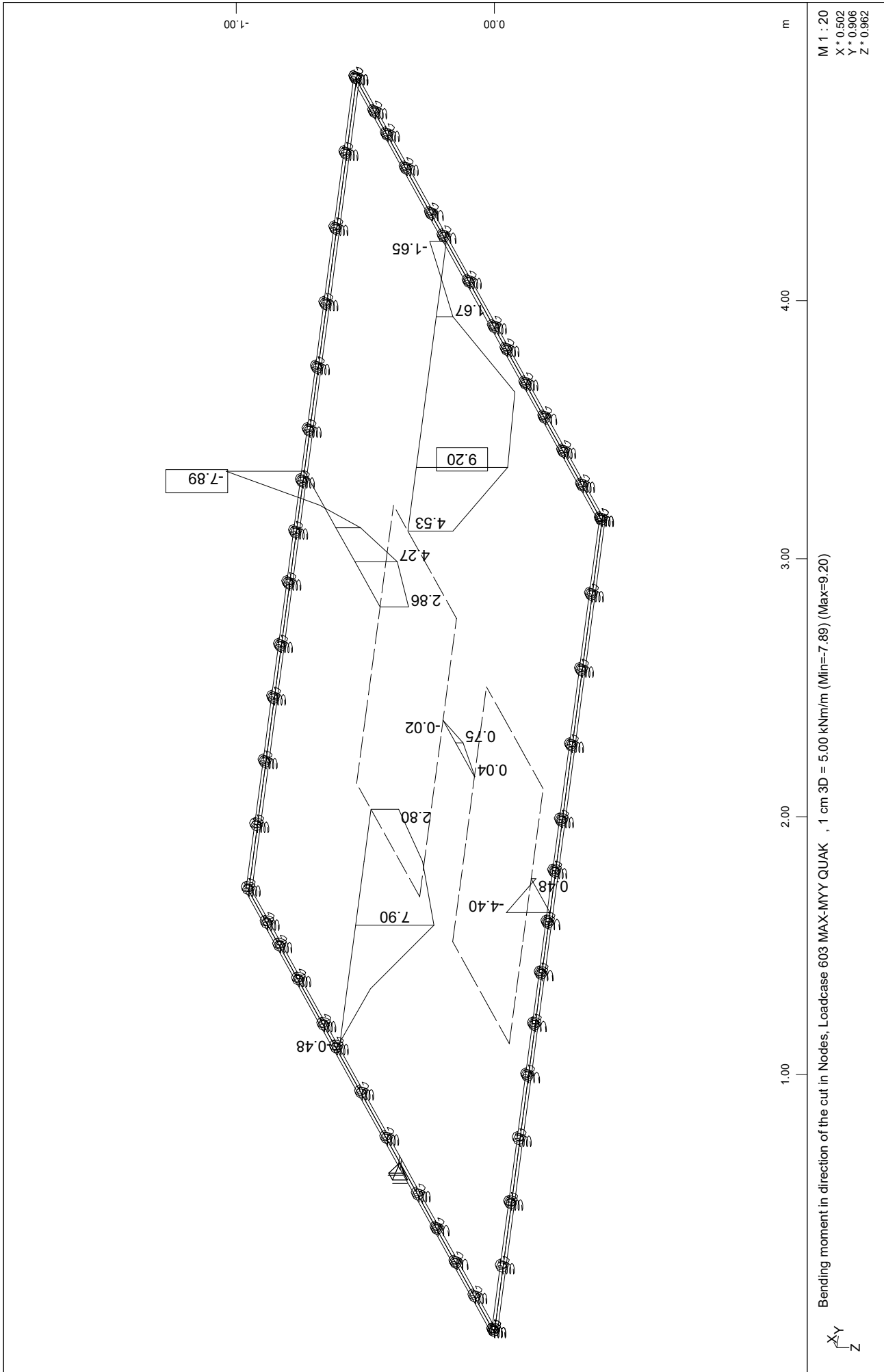


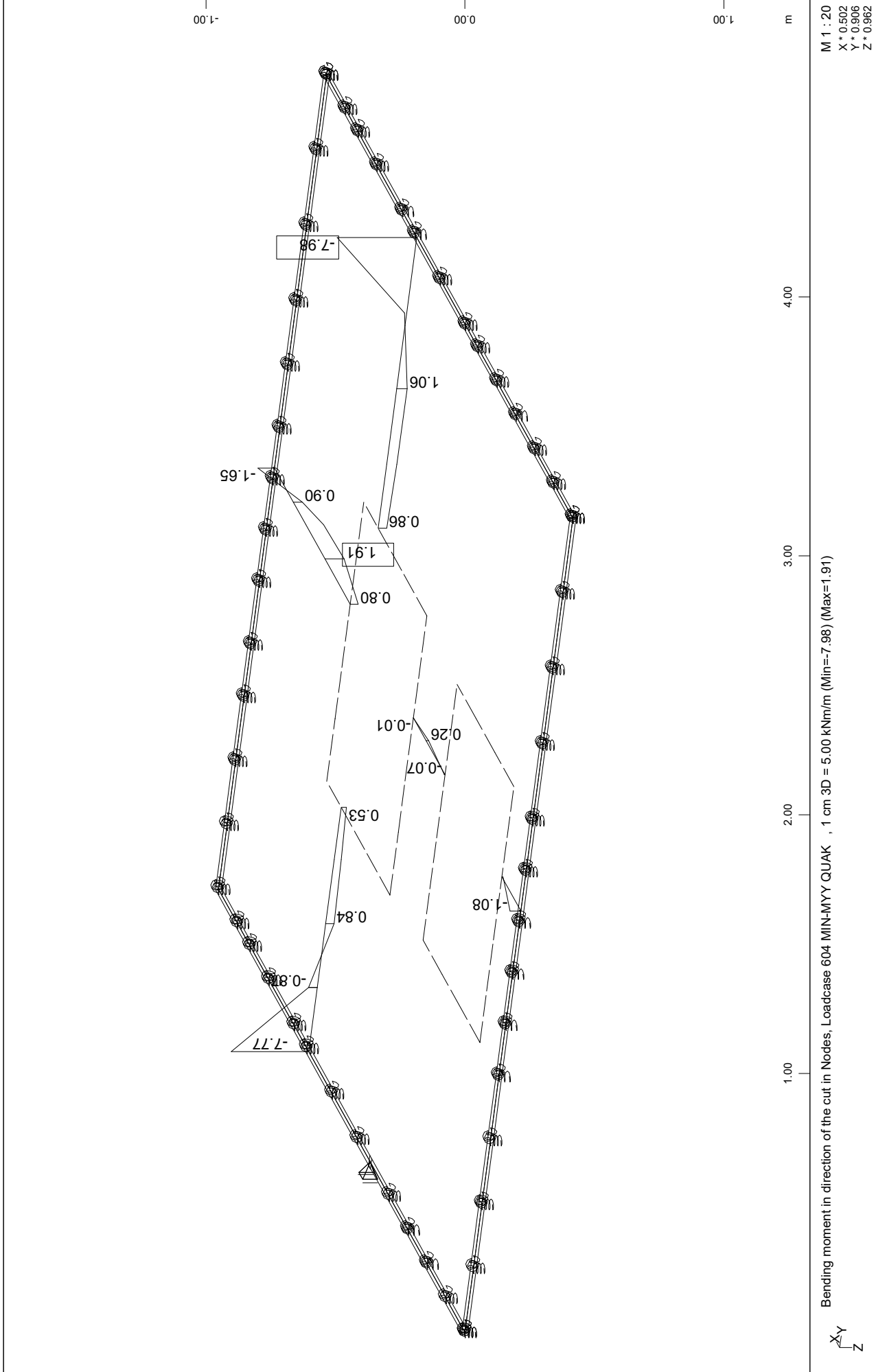






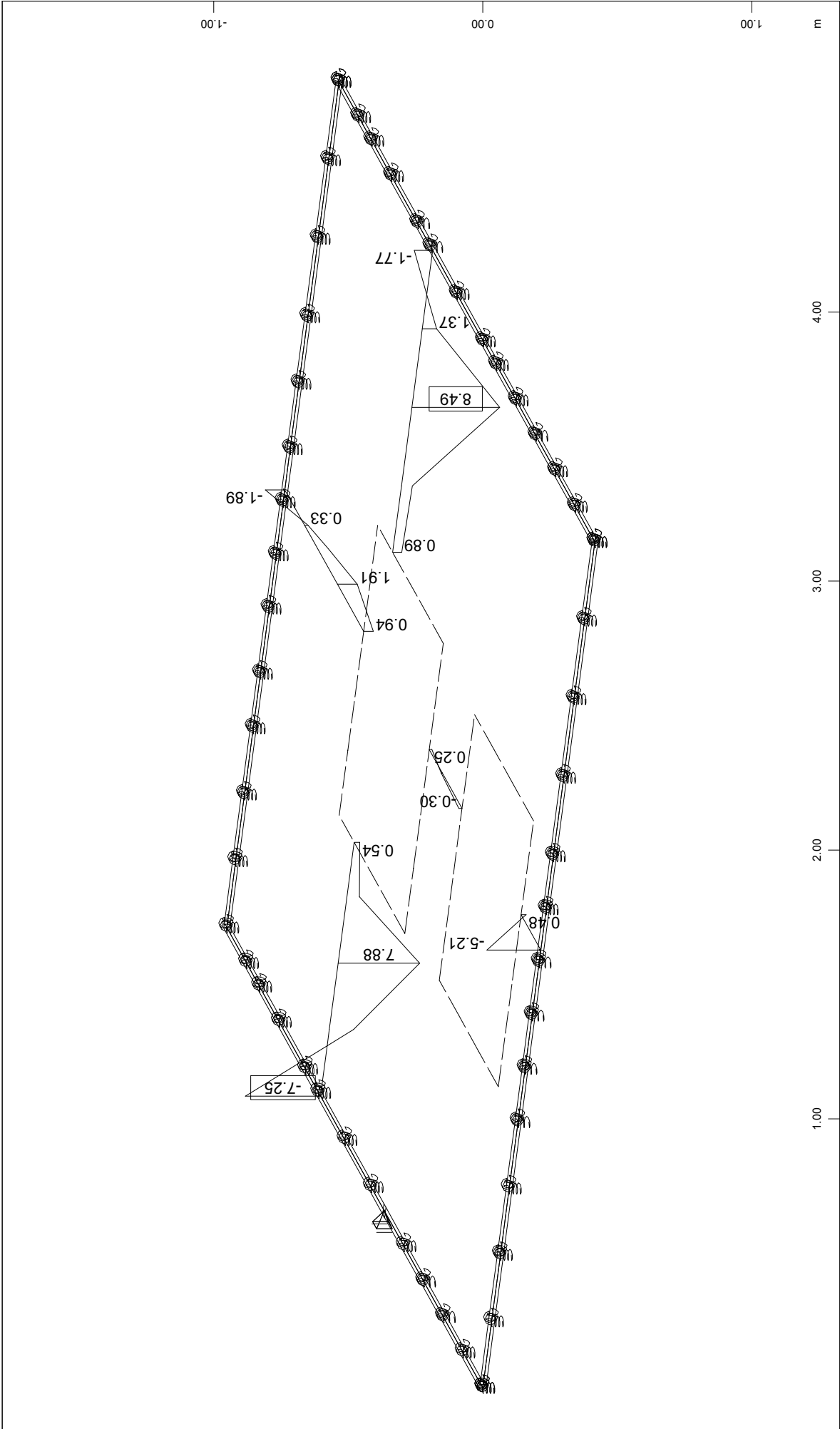






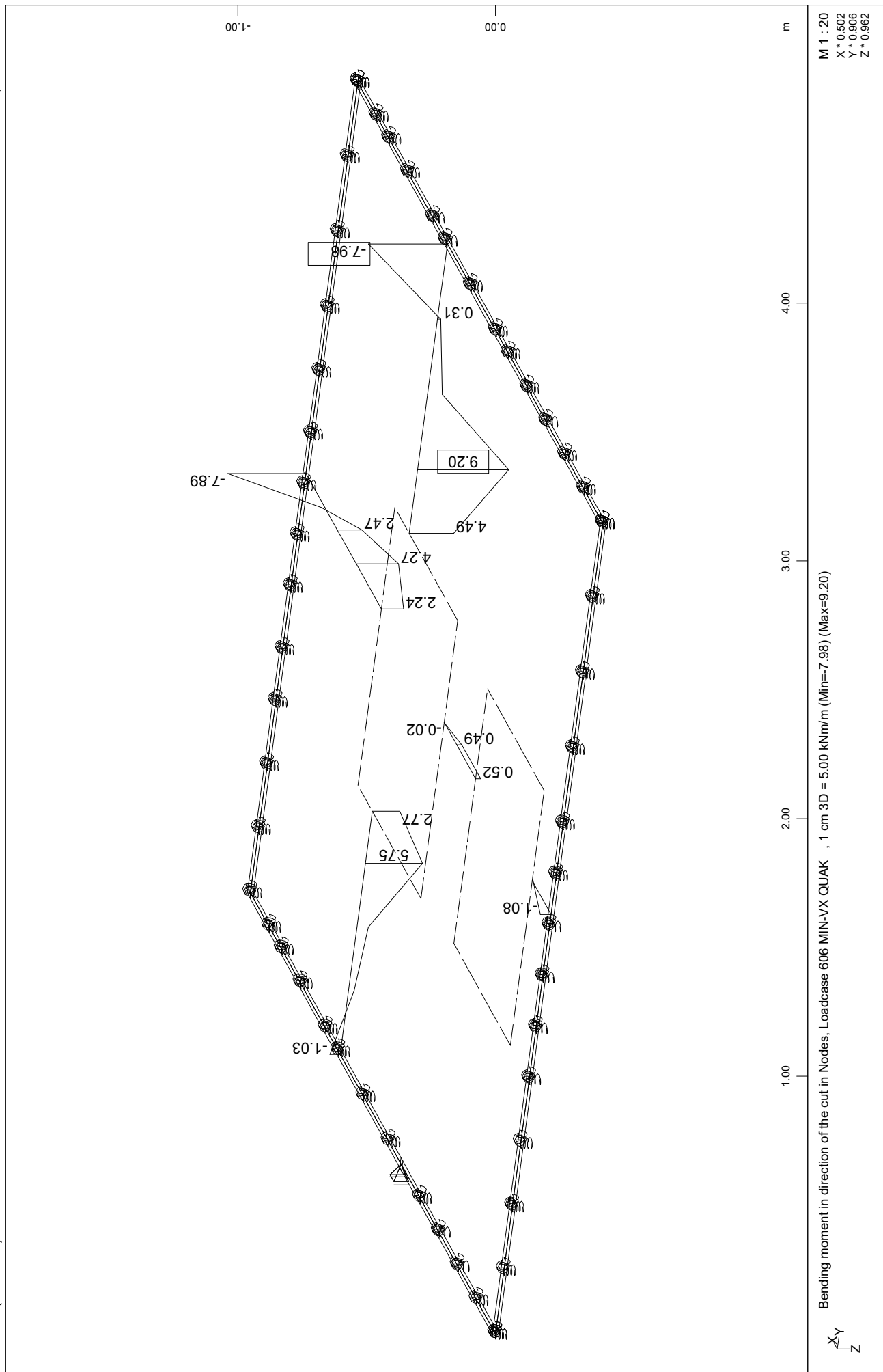
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

ENVELOPES

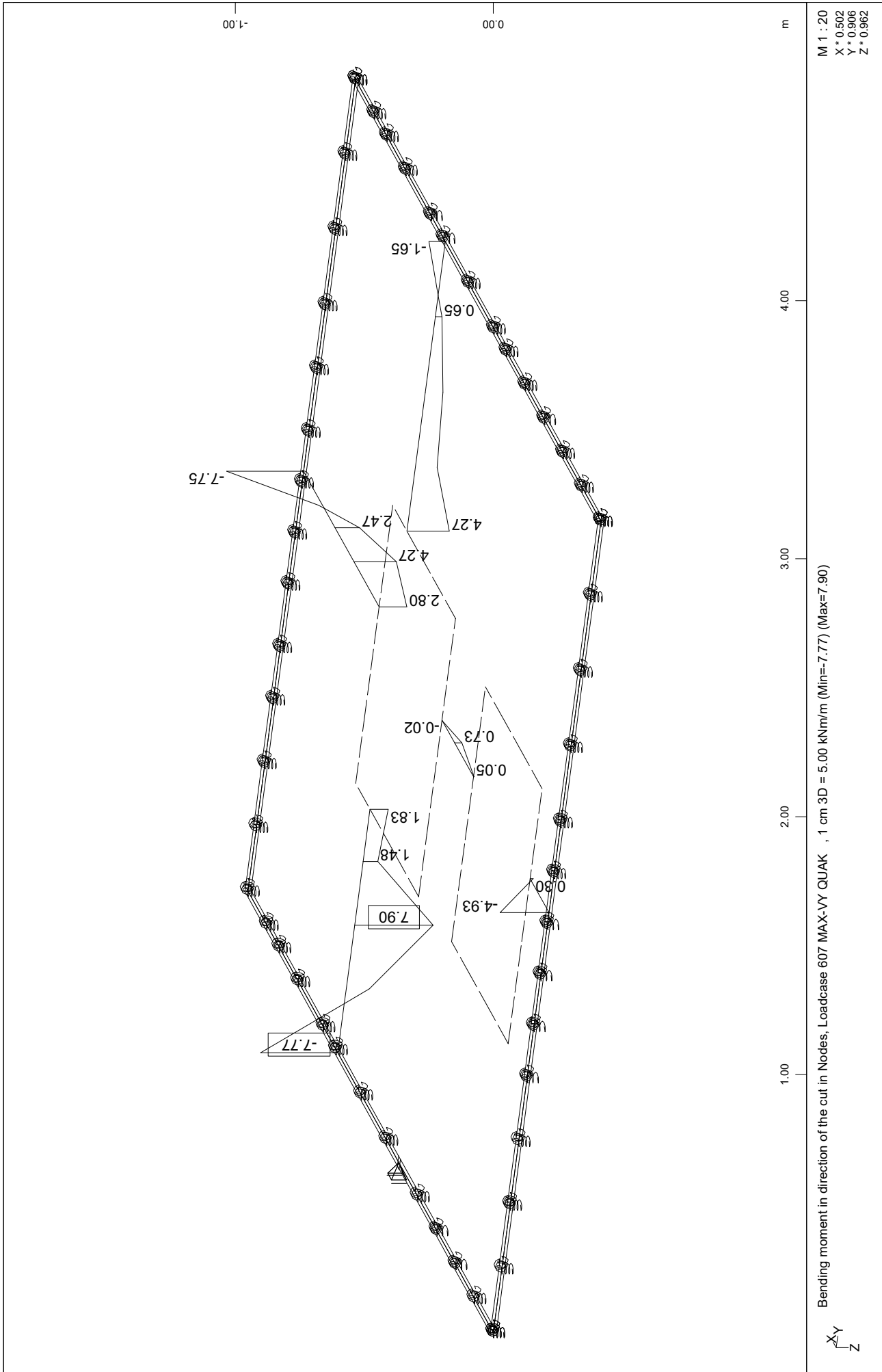


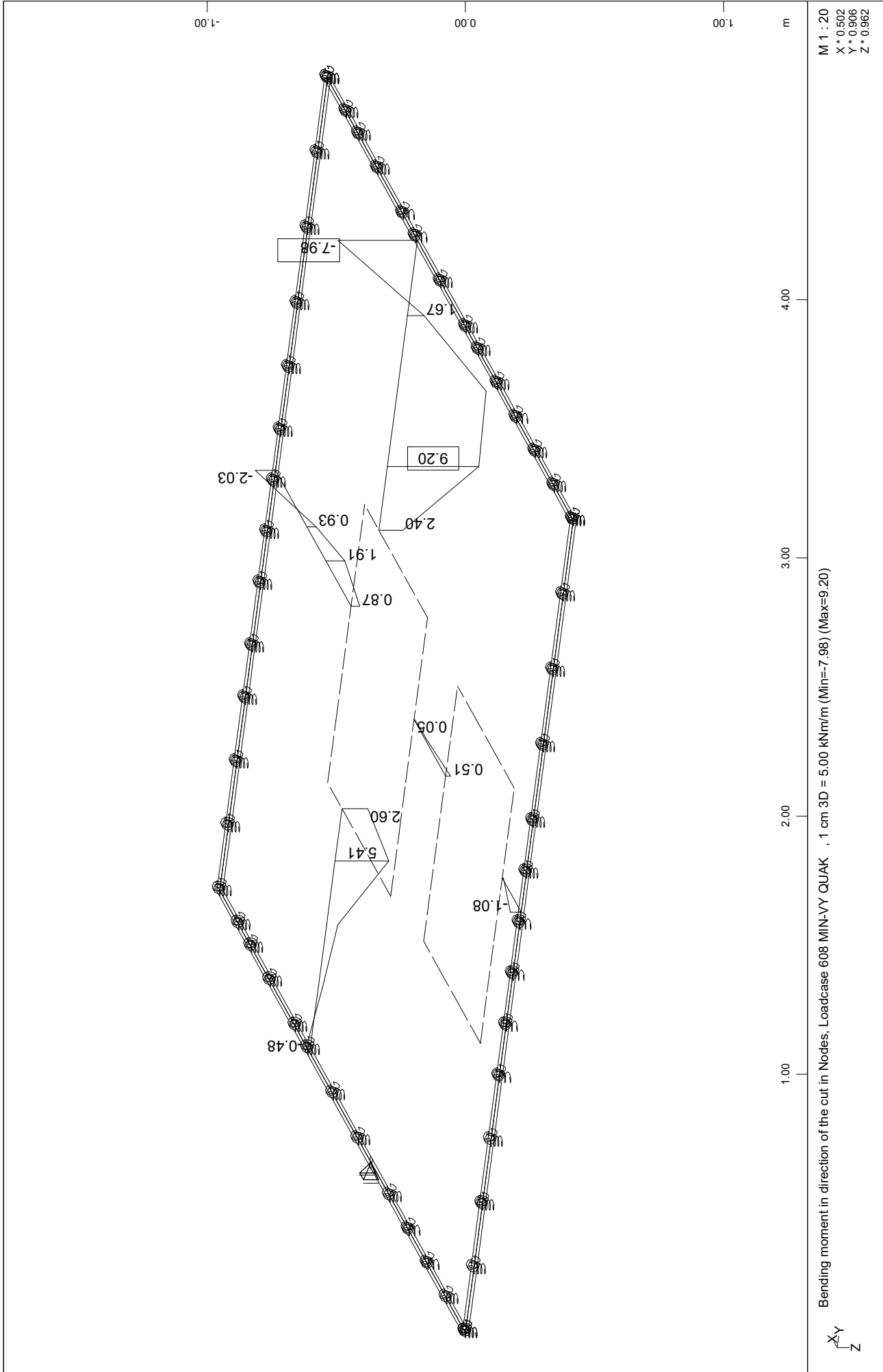
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

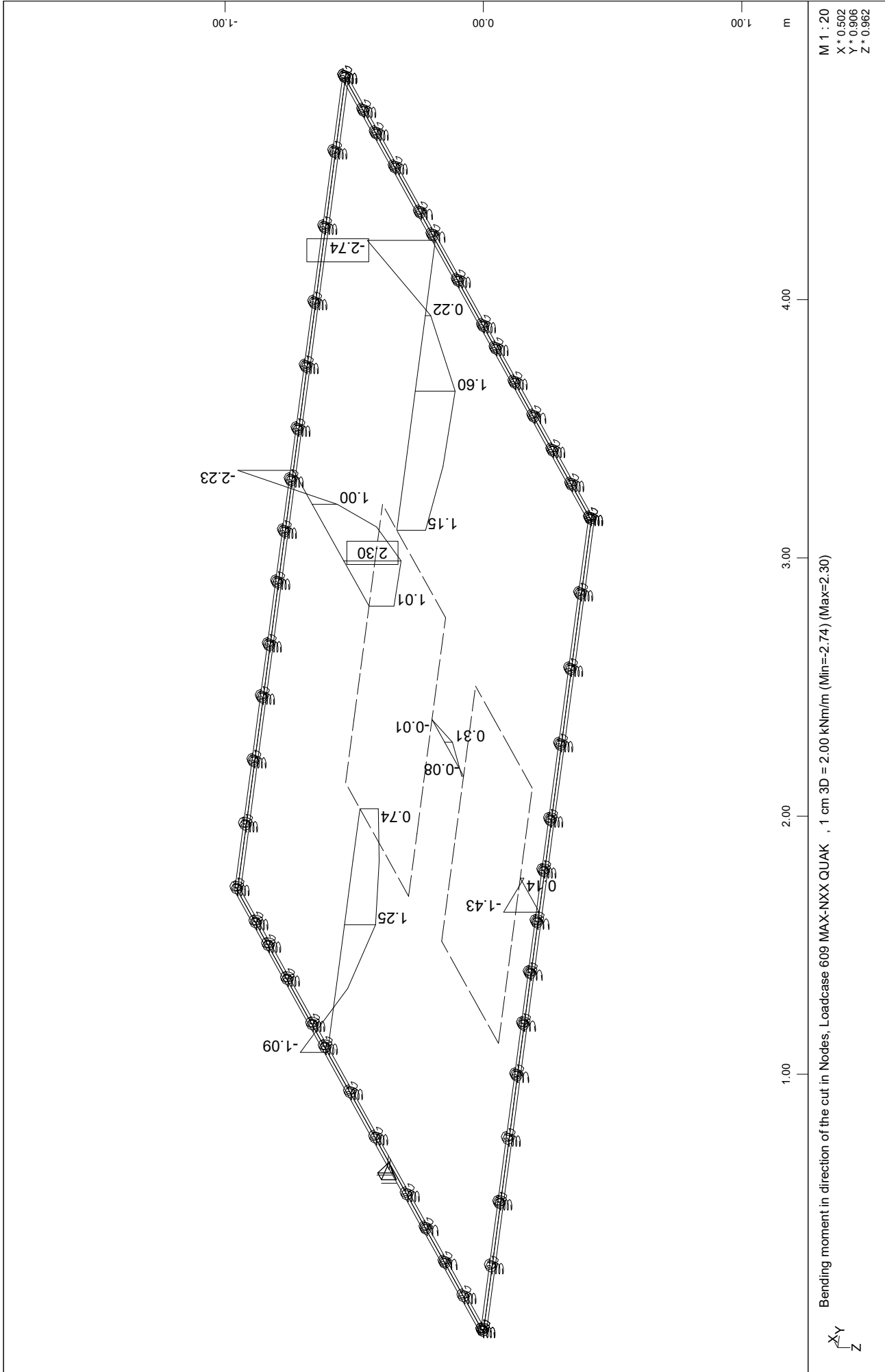
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

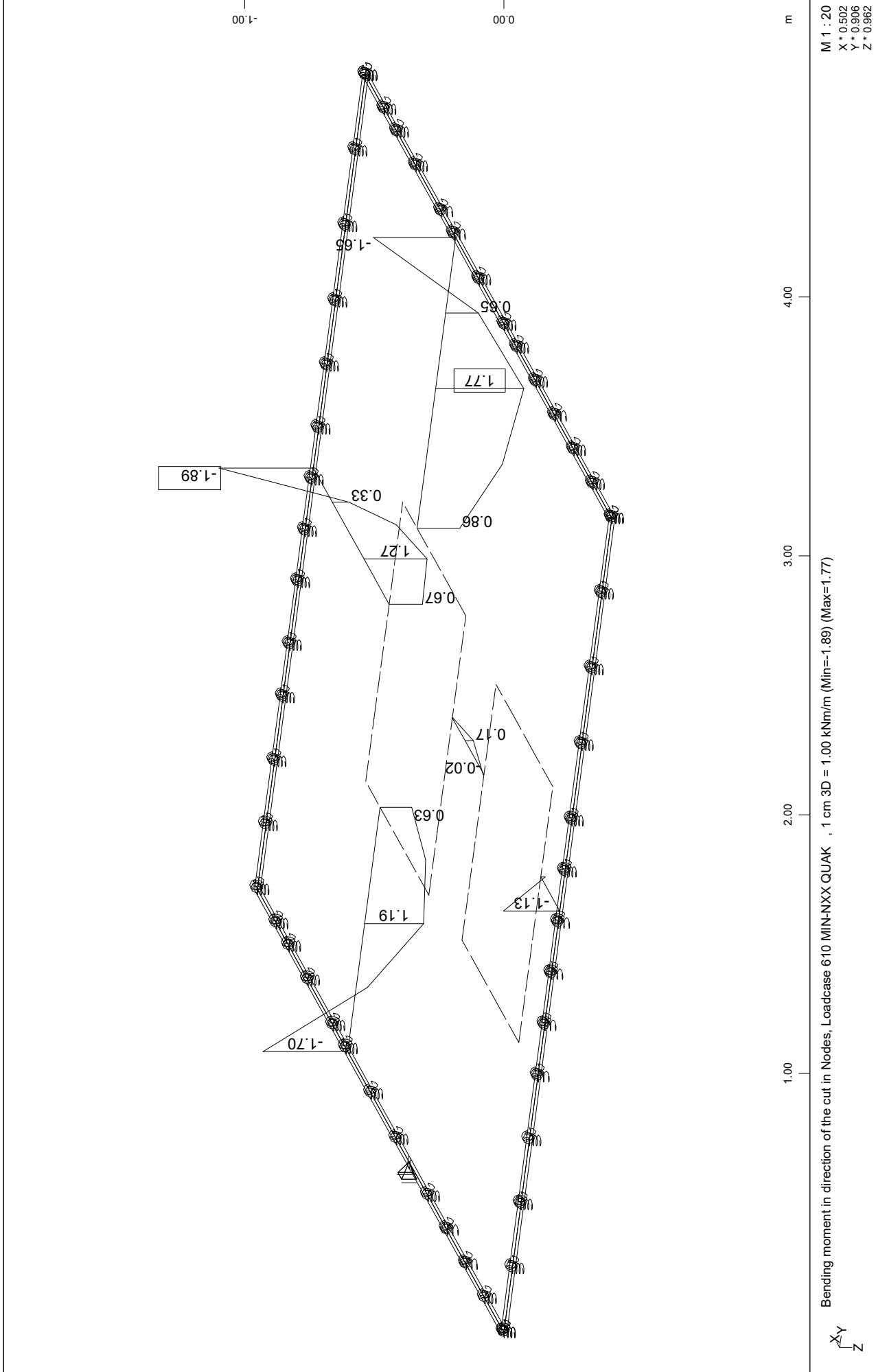


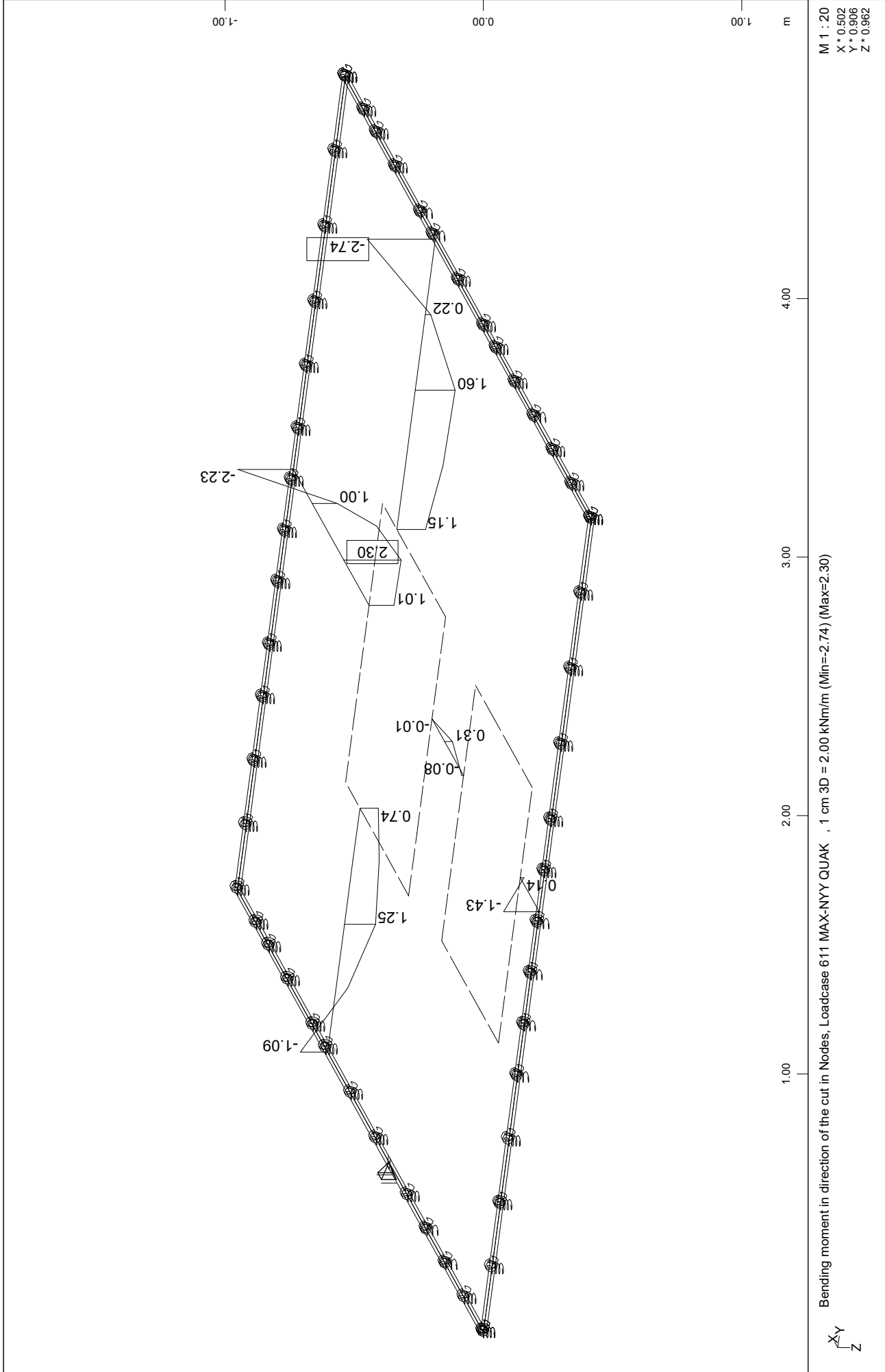
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

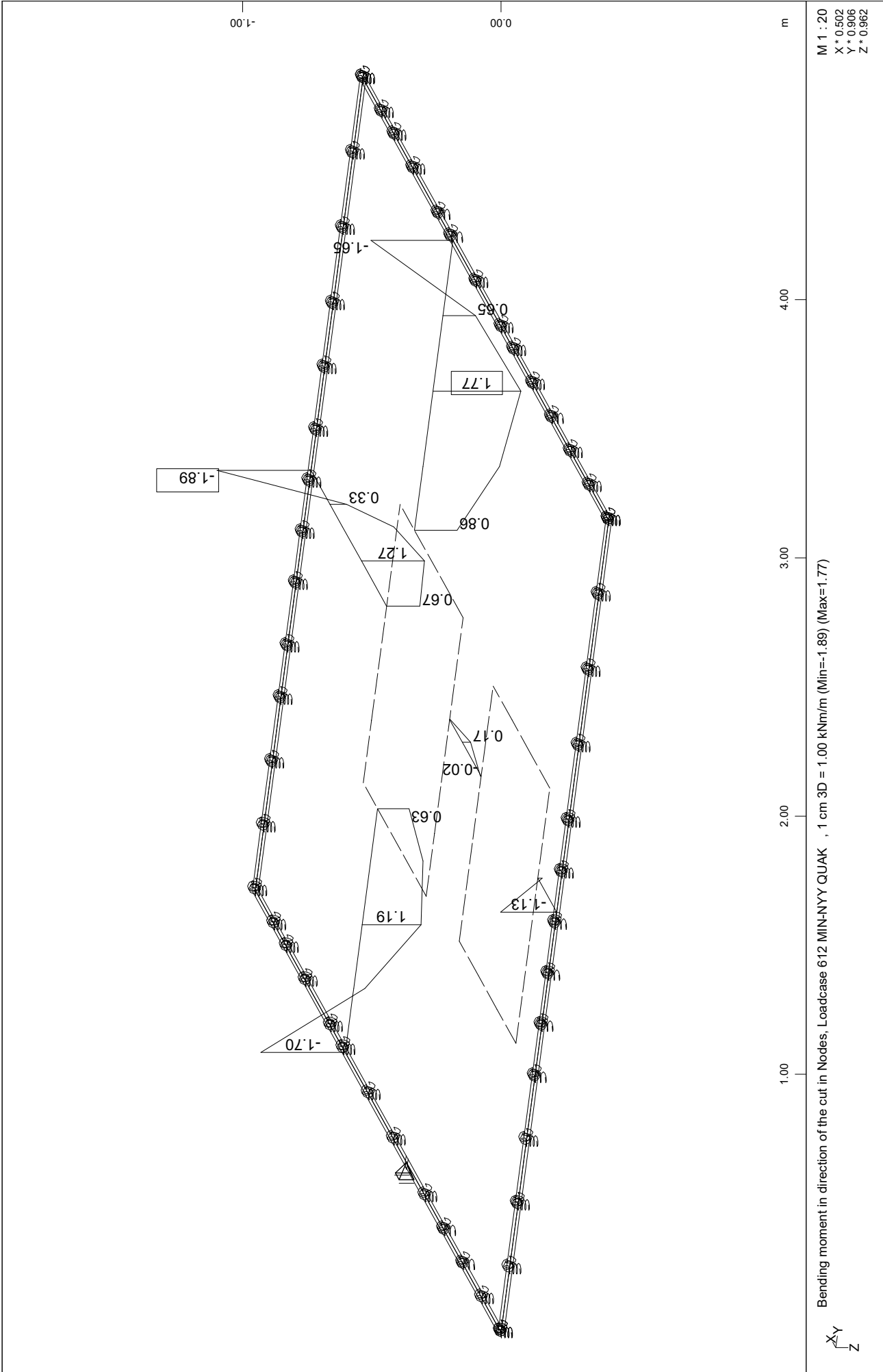


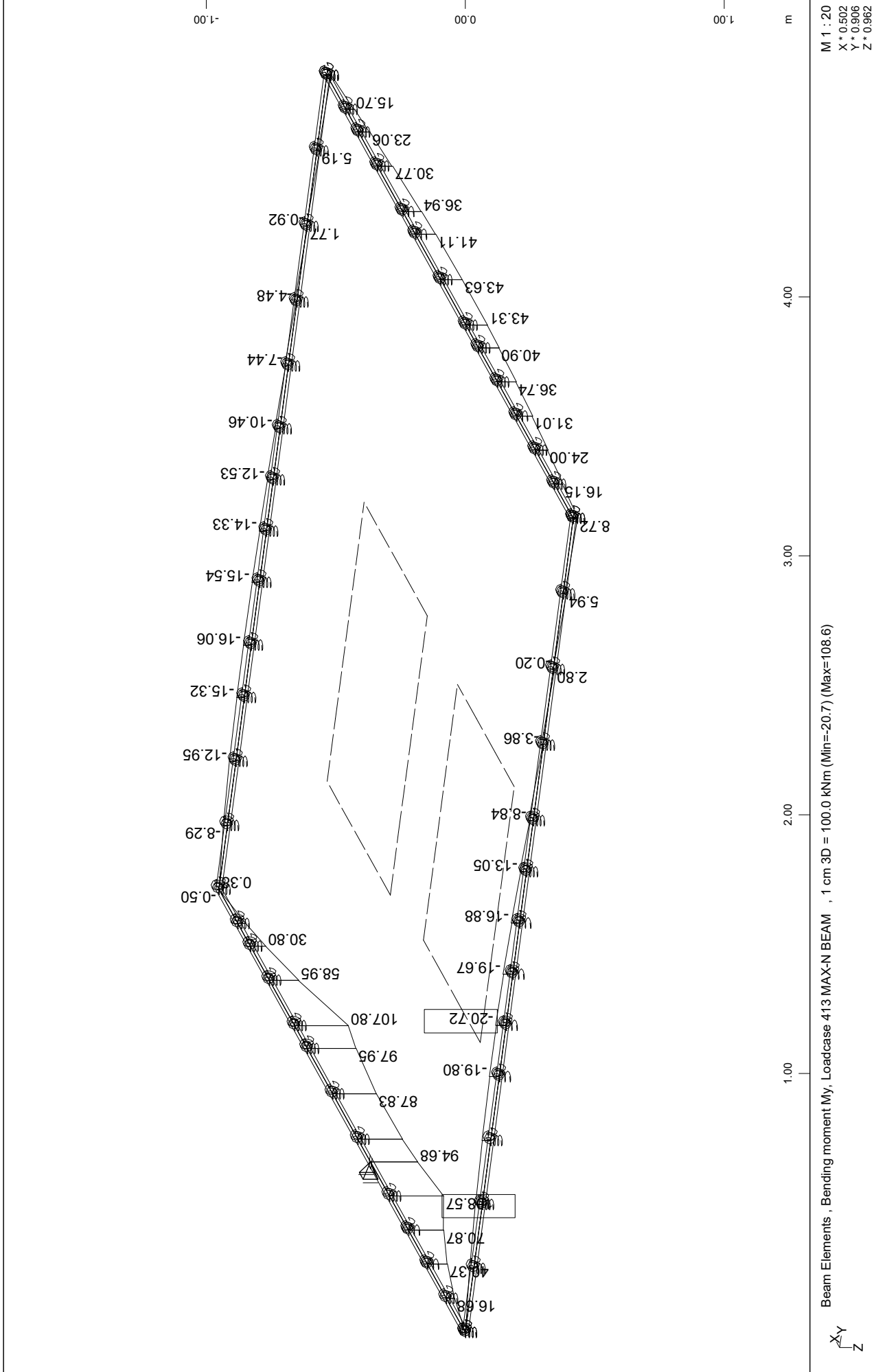


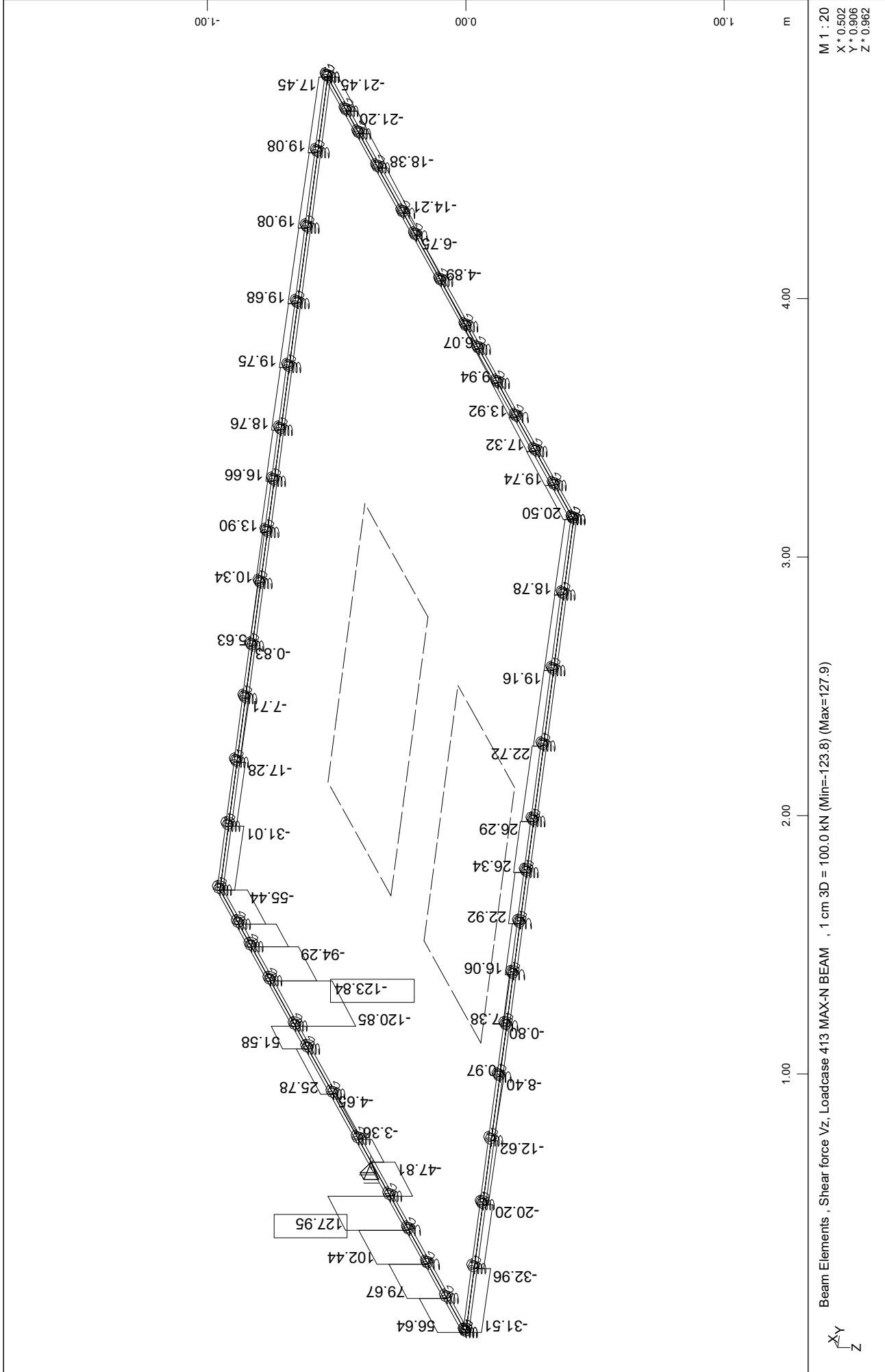


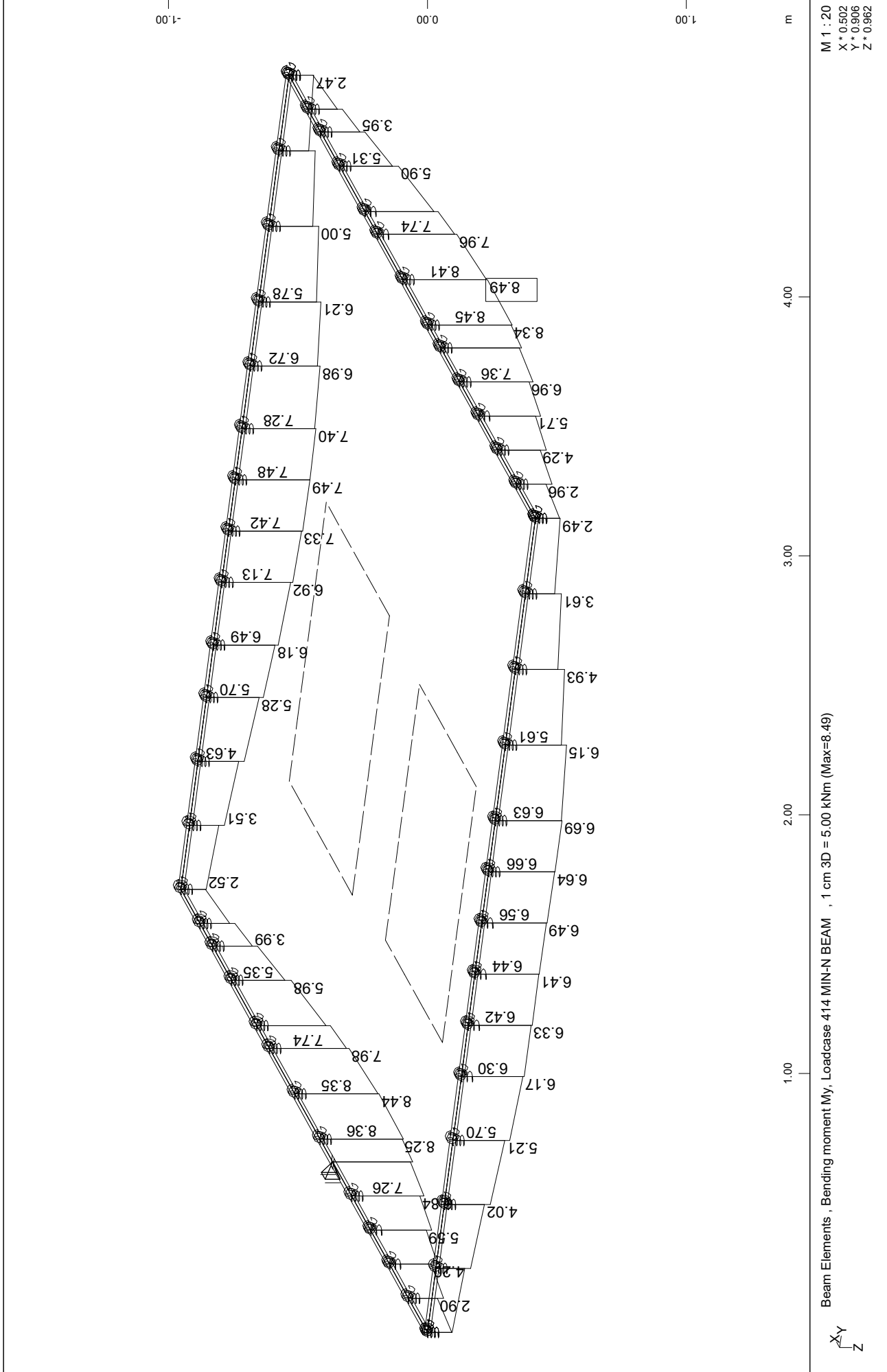




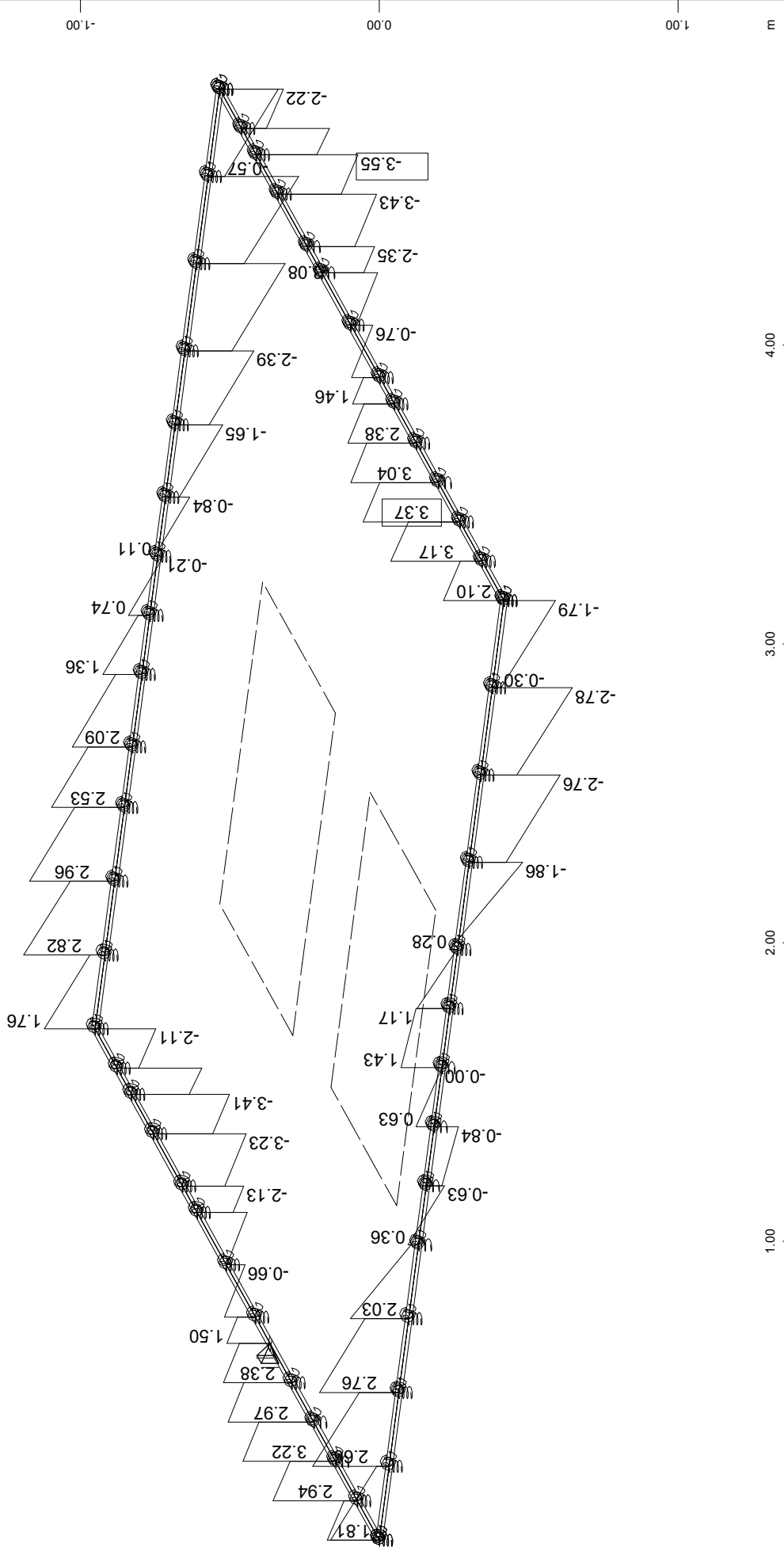








ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

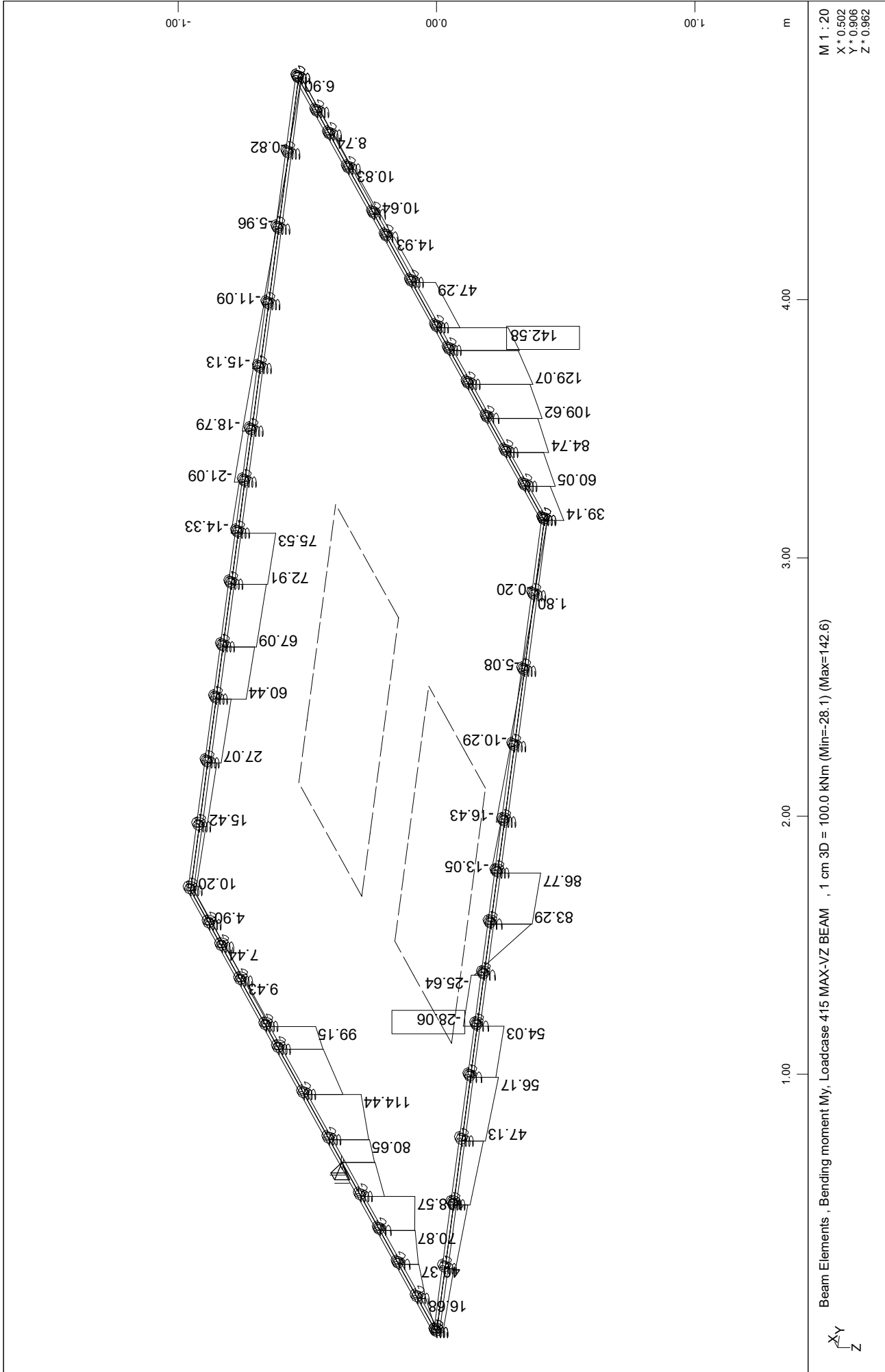


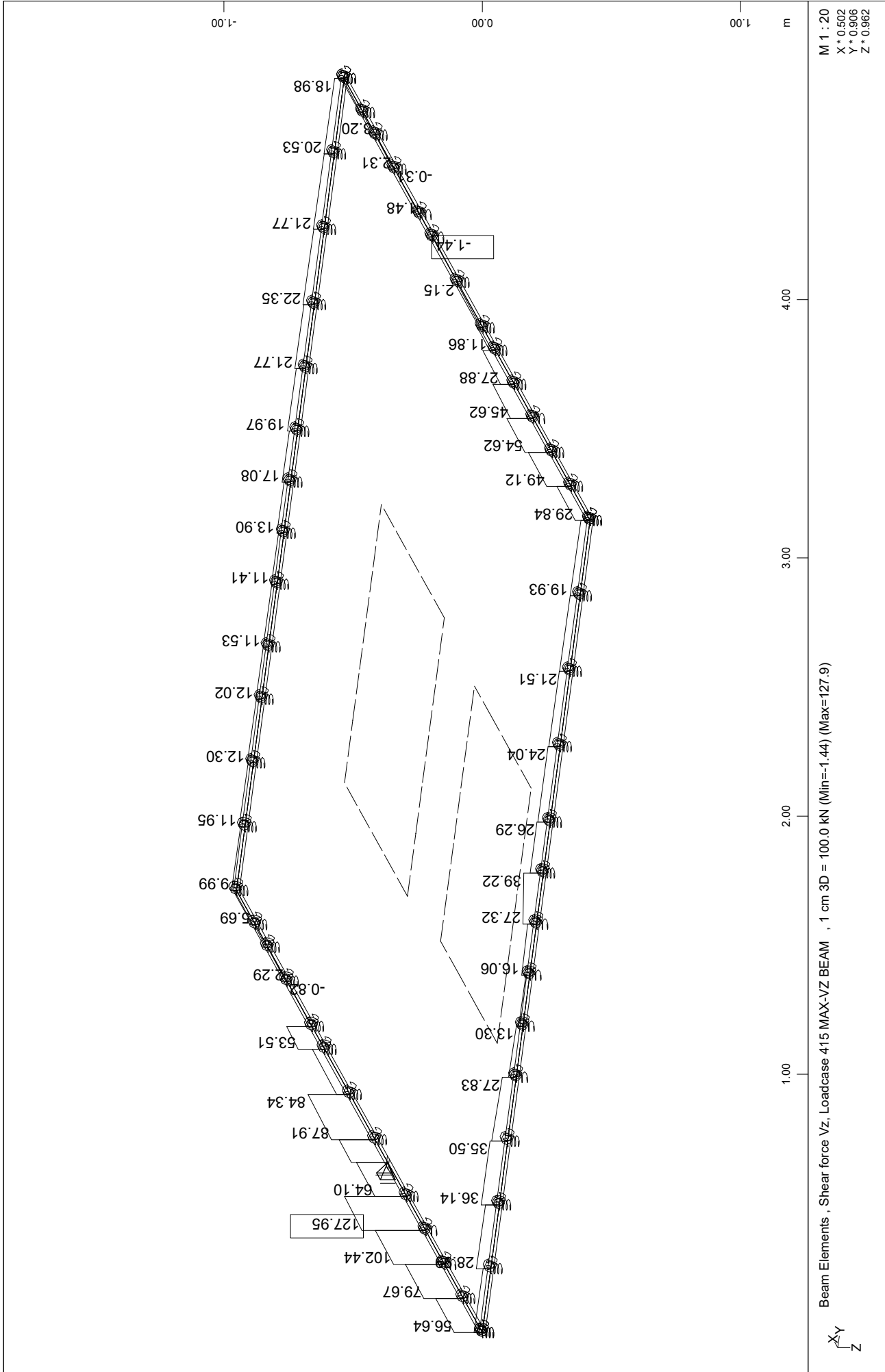
M 1 : 20
X : 0.502
Y : 0.906
Z : 0.962

Beam Elements , Shear force Vz. Loadcase 414 MIN-N BEAM , 1 cm 3D = 2.00 kN (Min=-3.55) (Max=3.37)



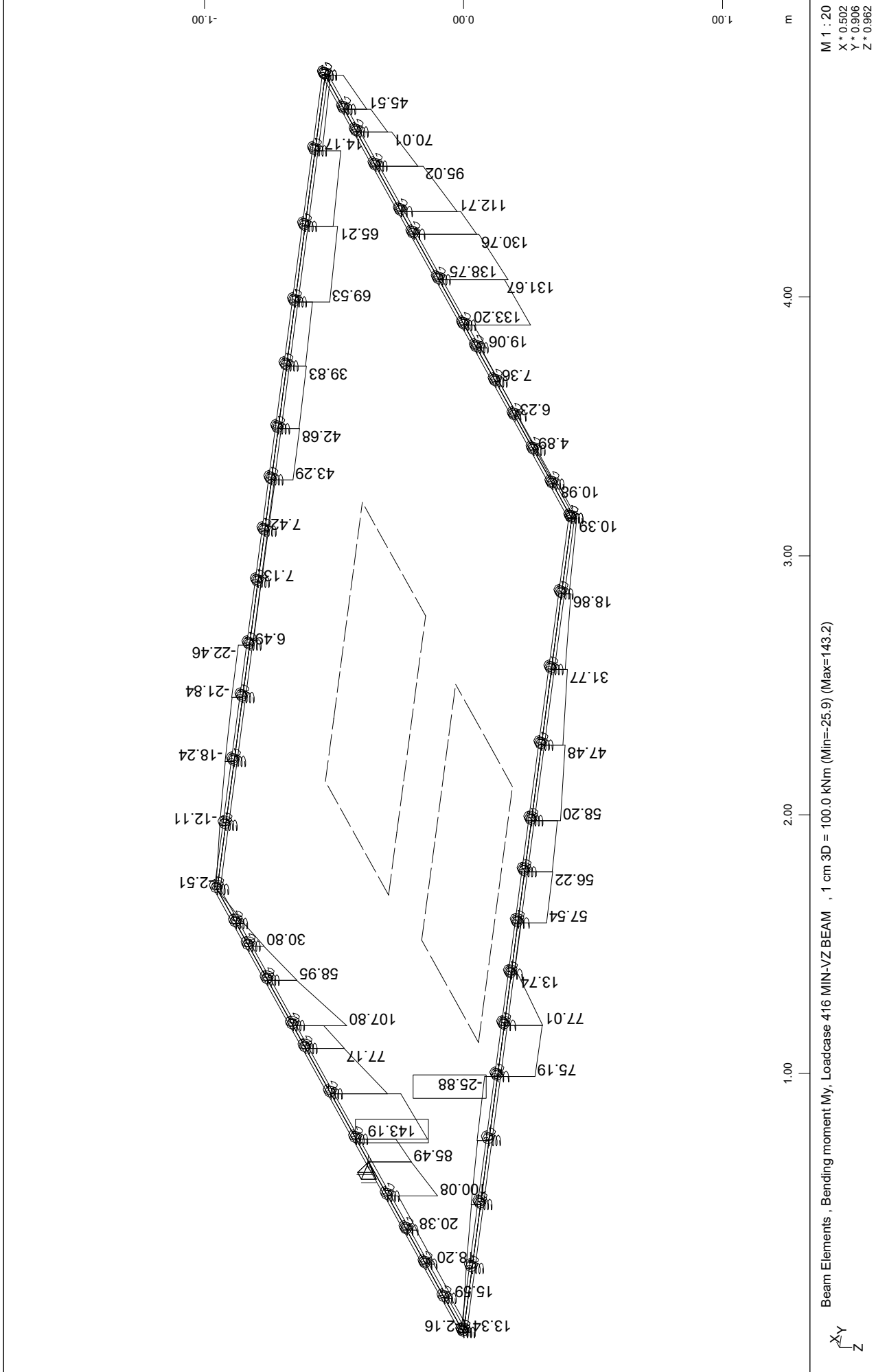
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

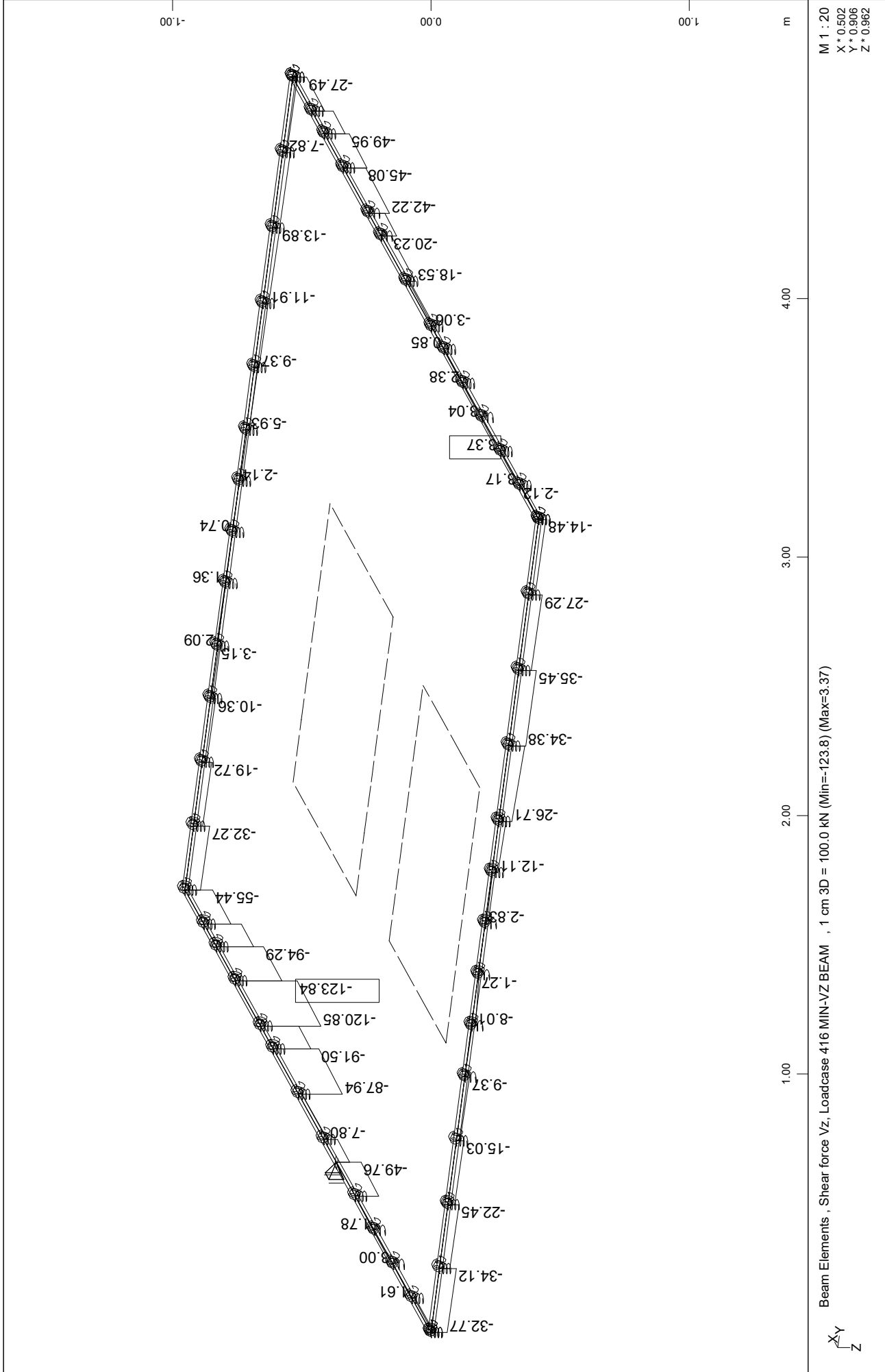


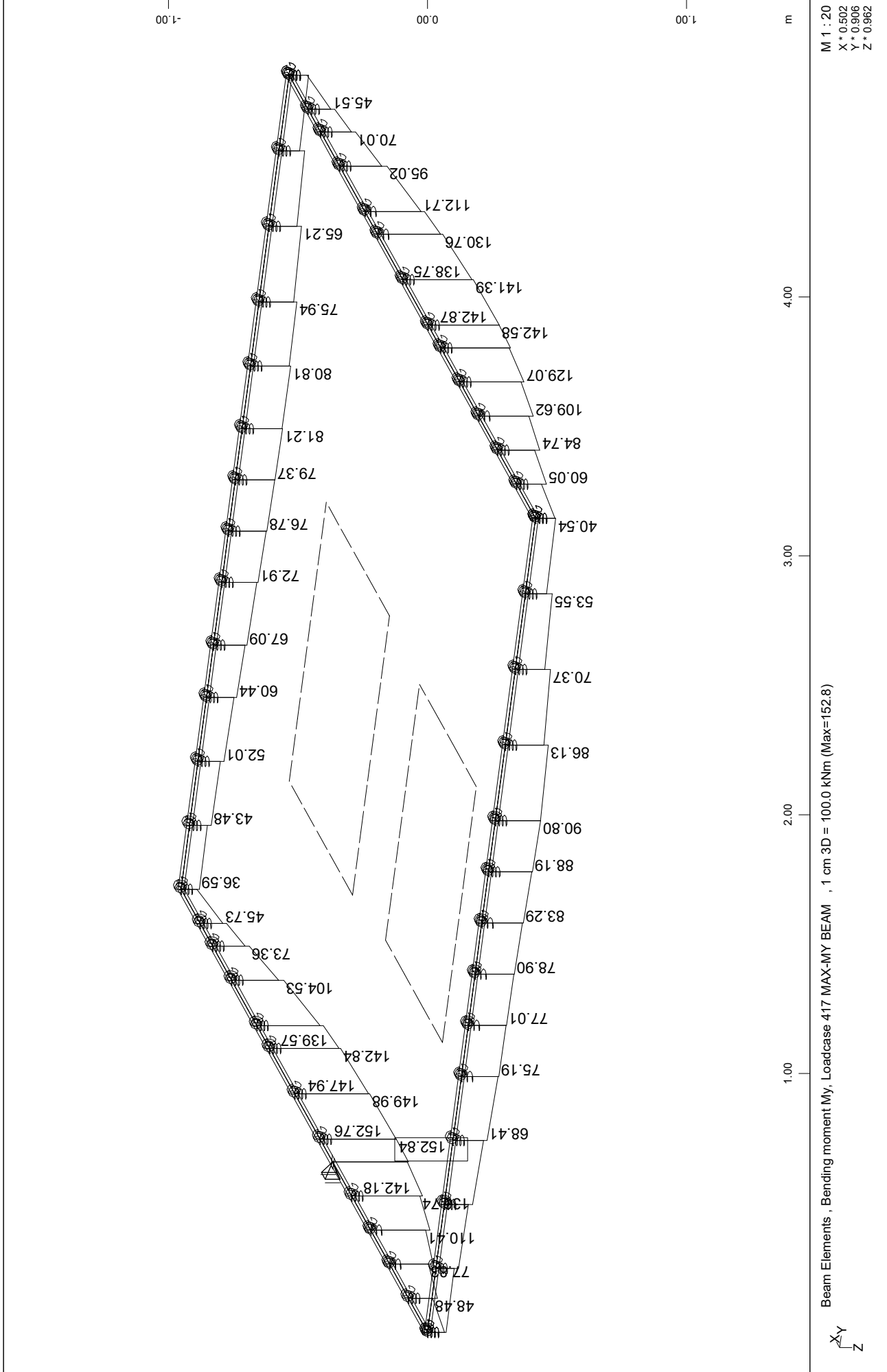


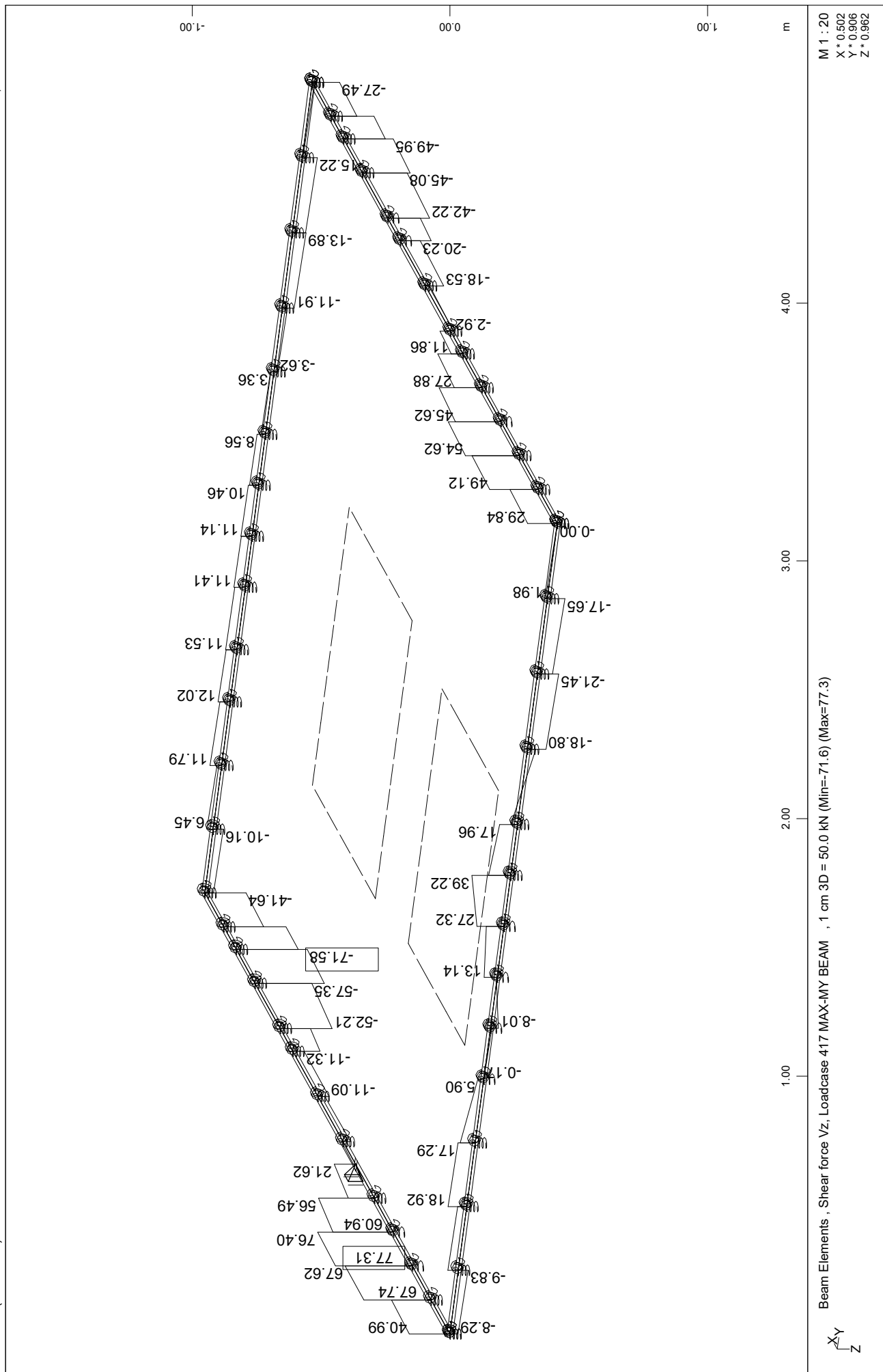
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

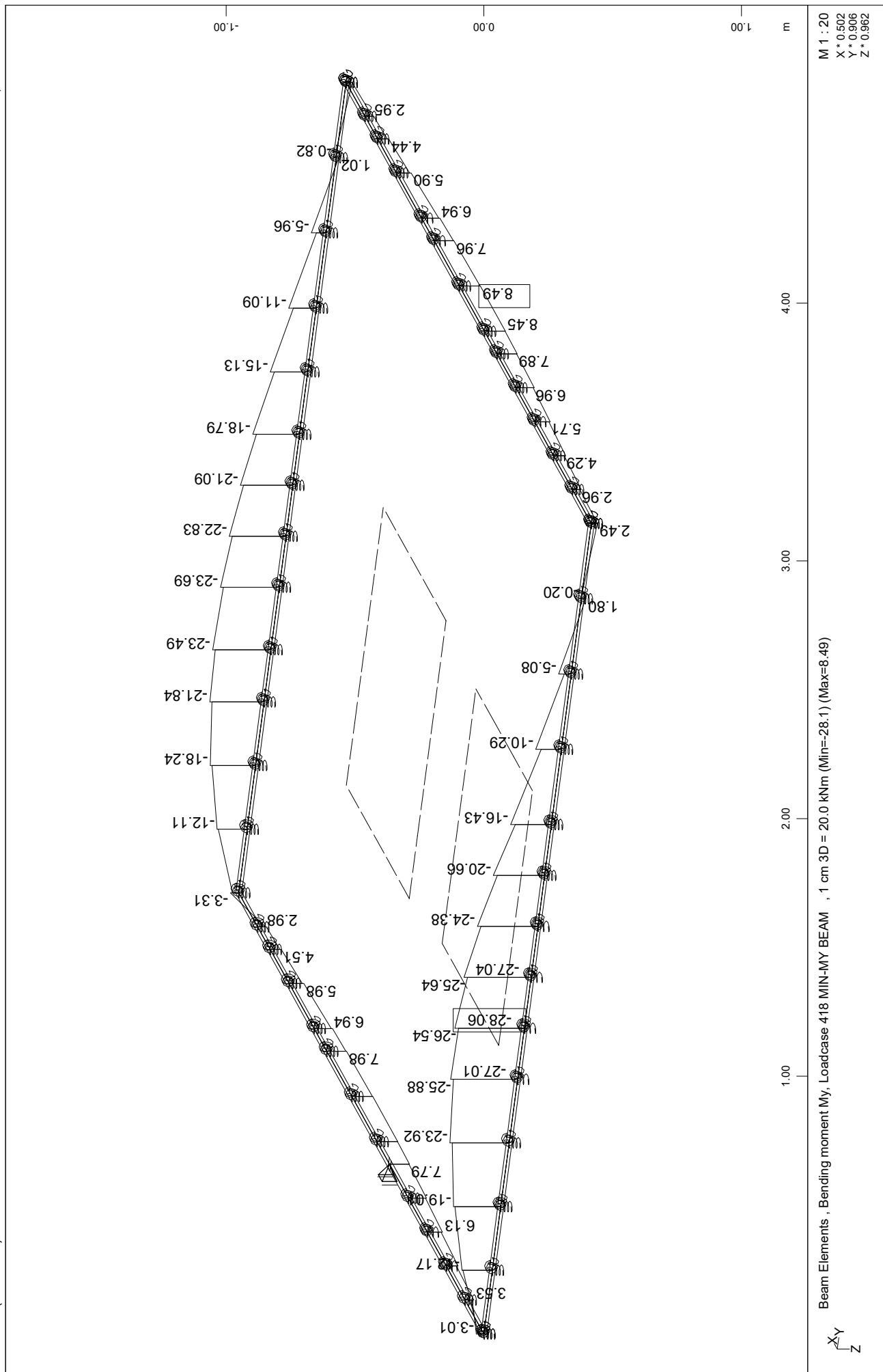




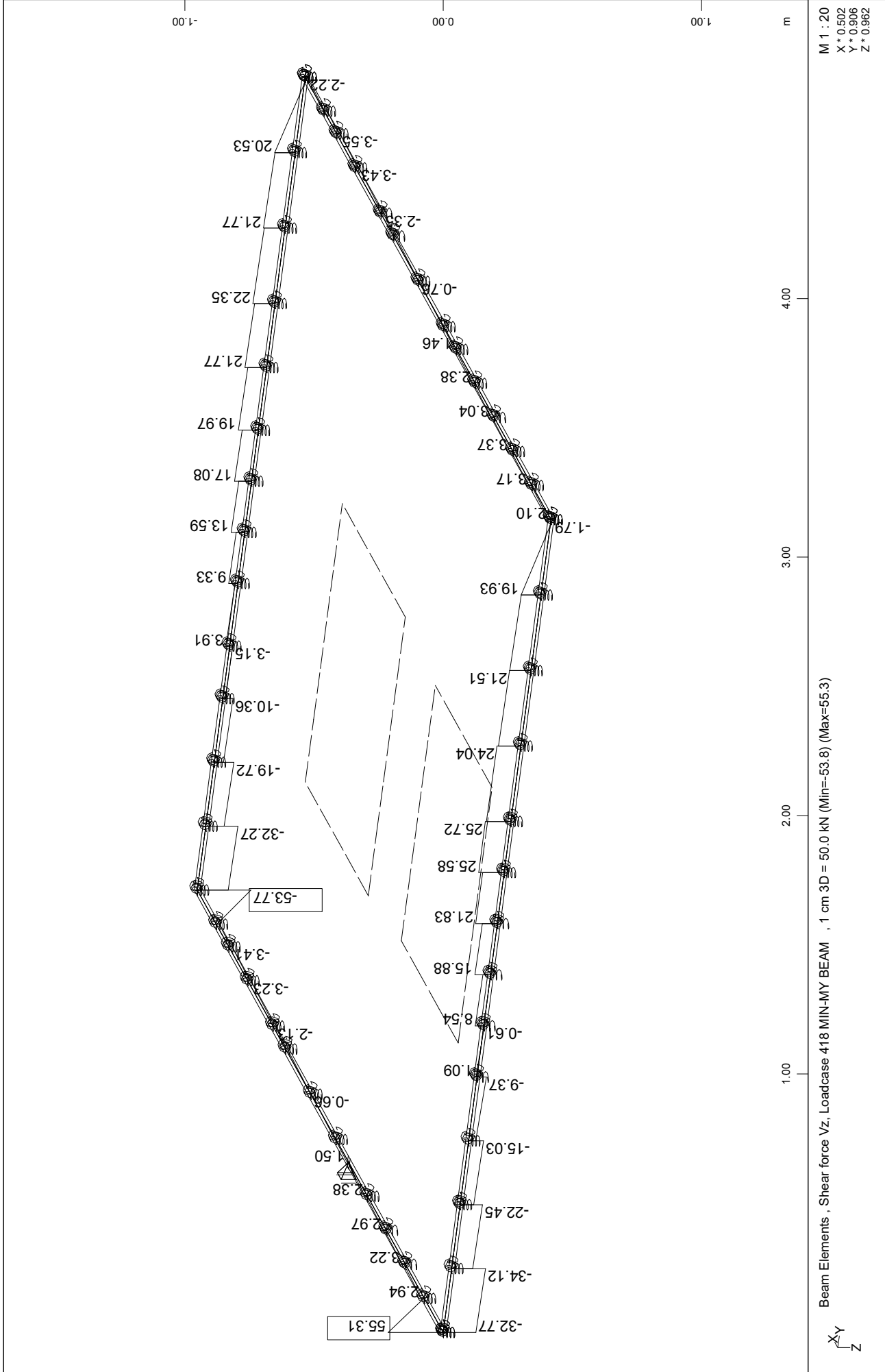


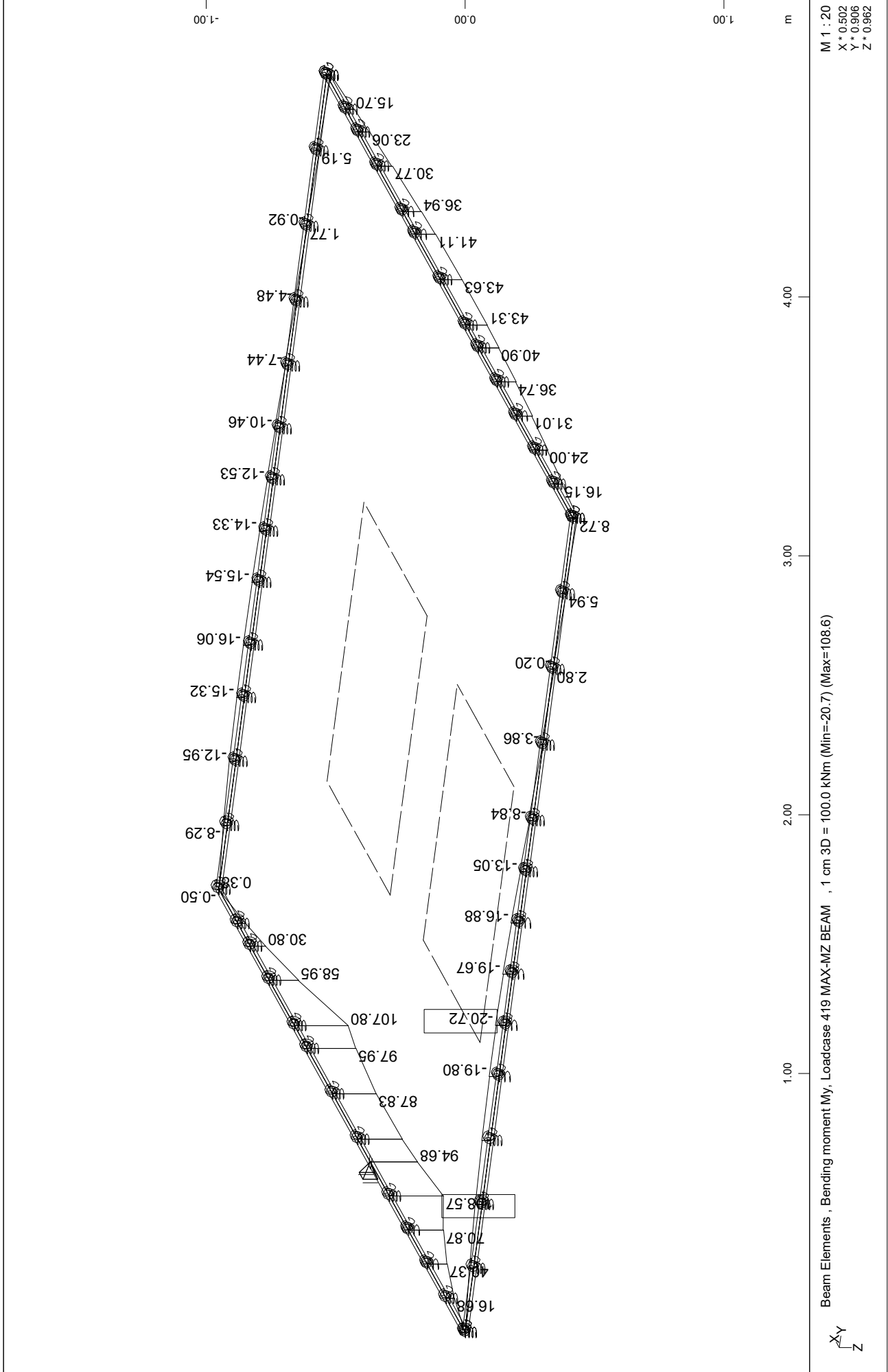


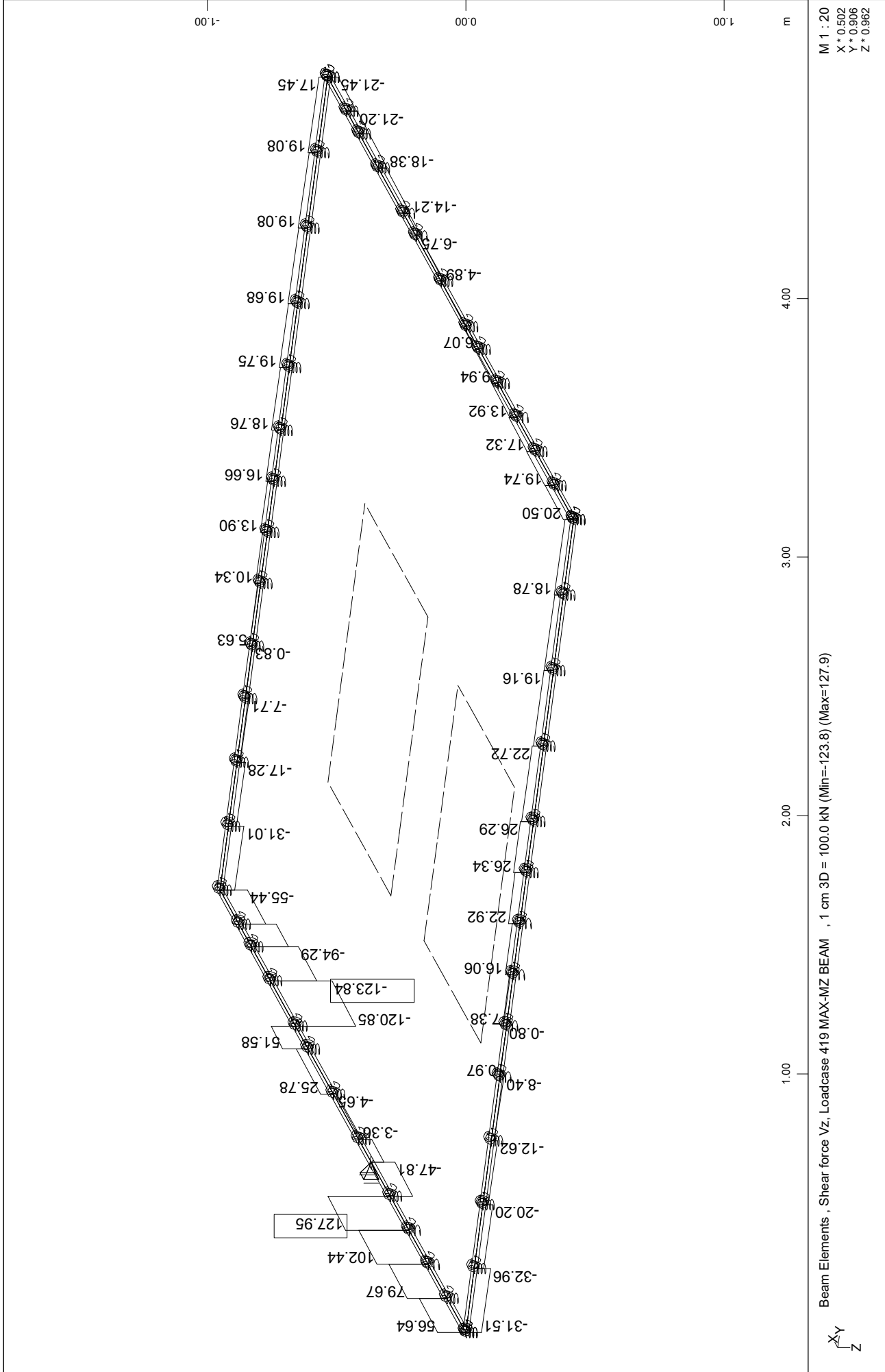
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

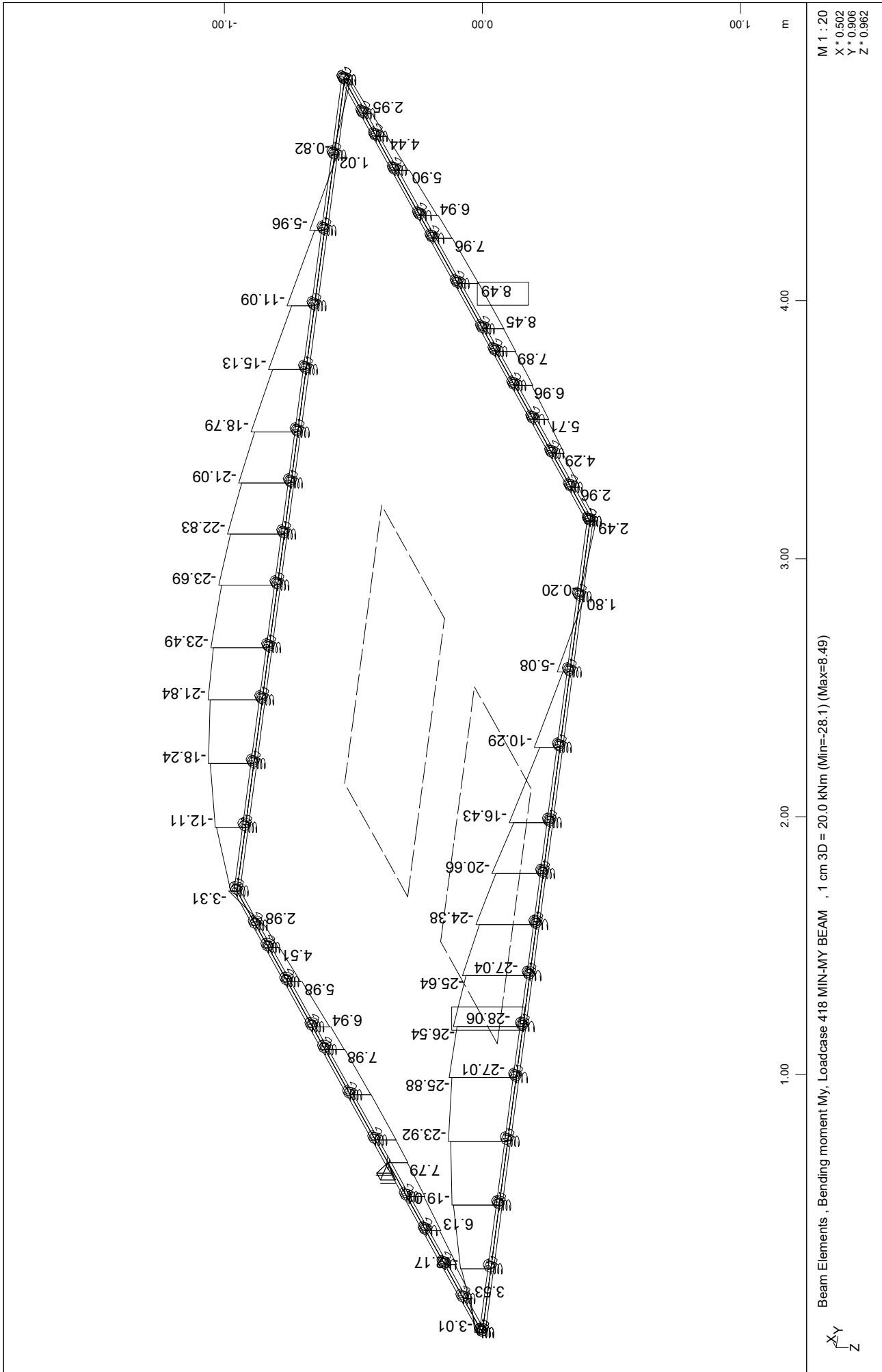


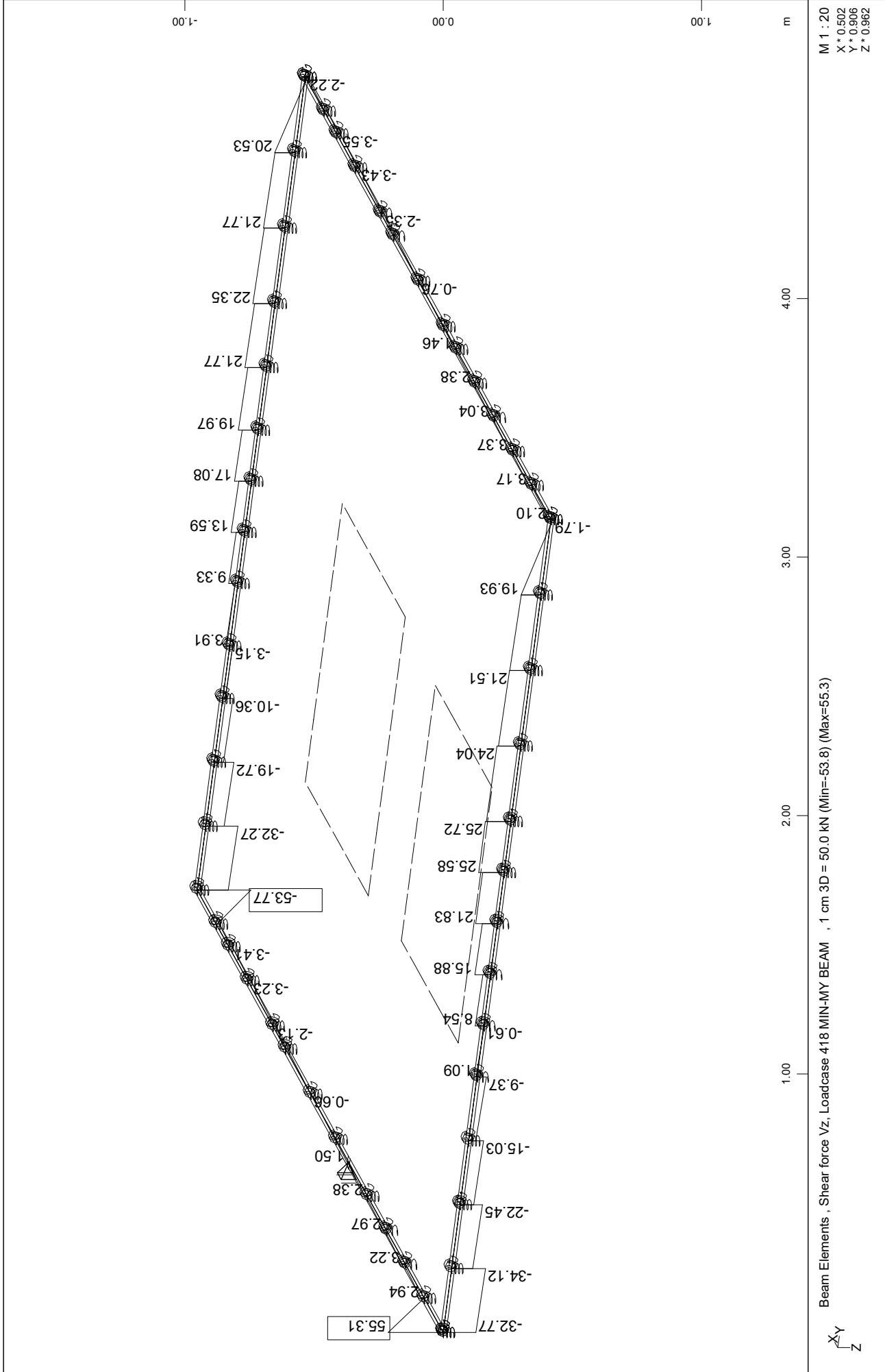
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

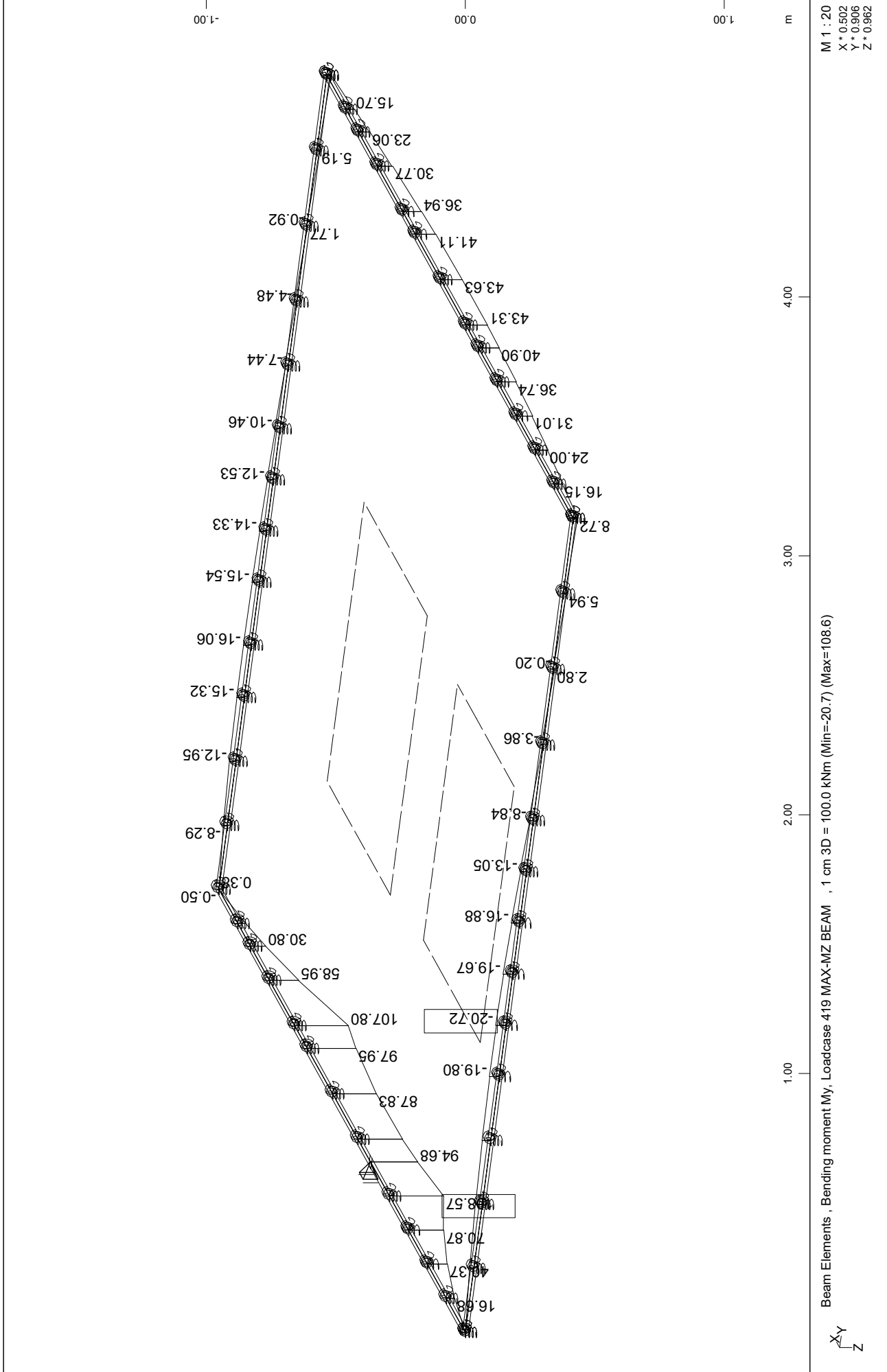


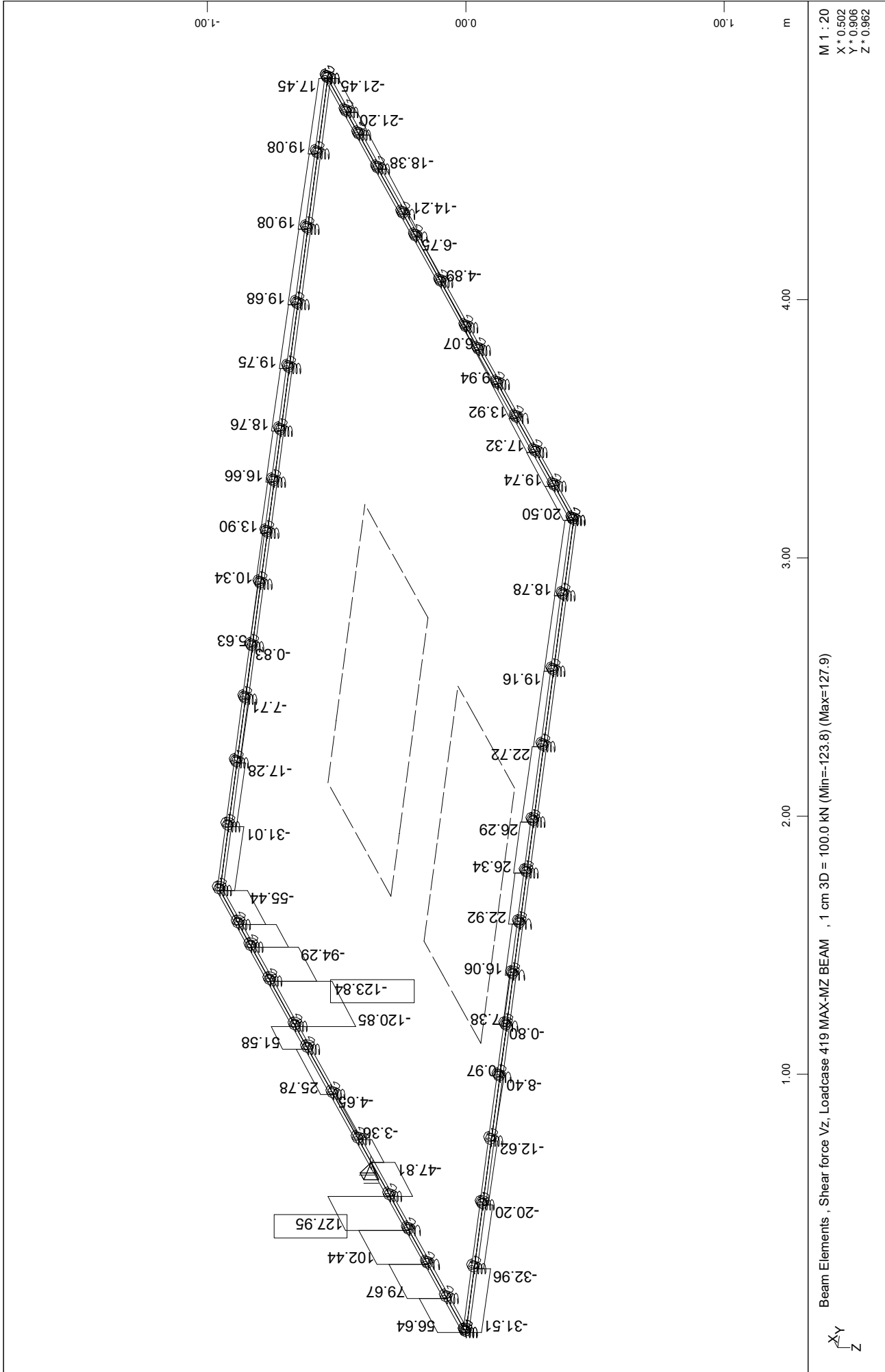


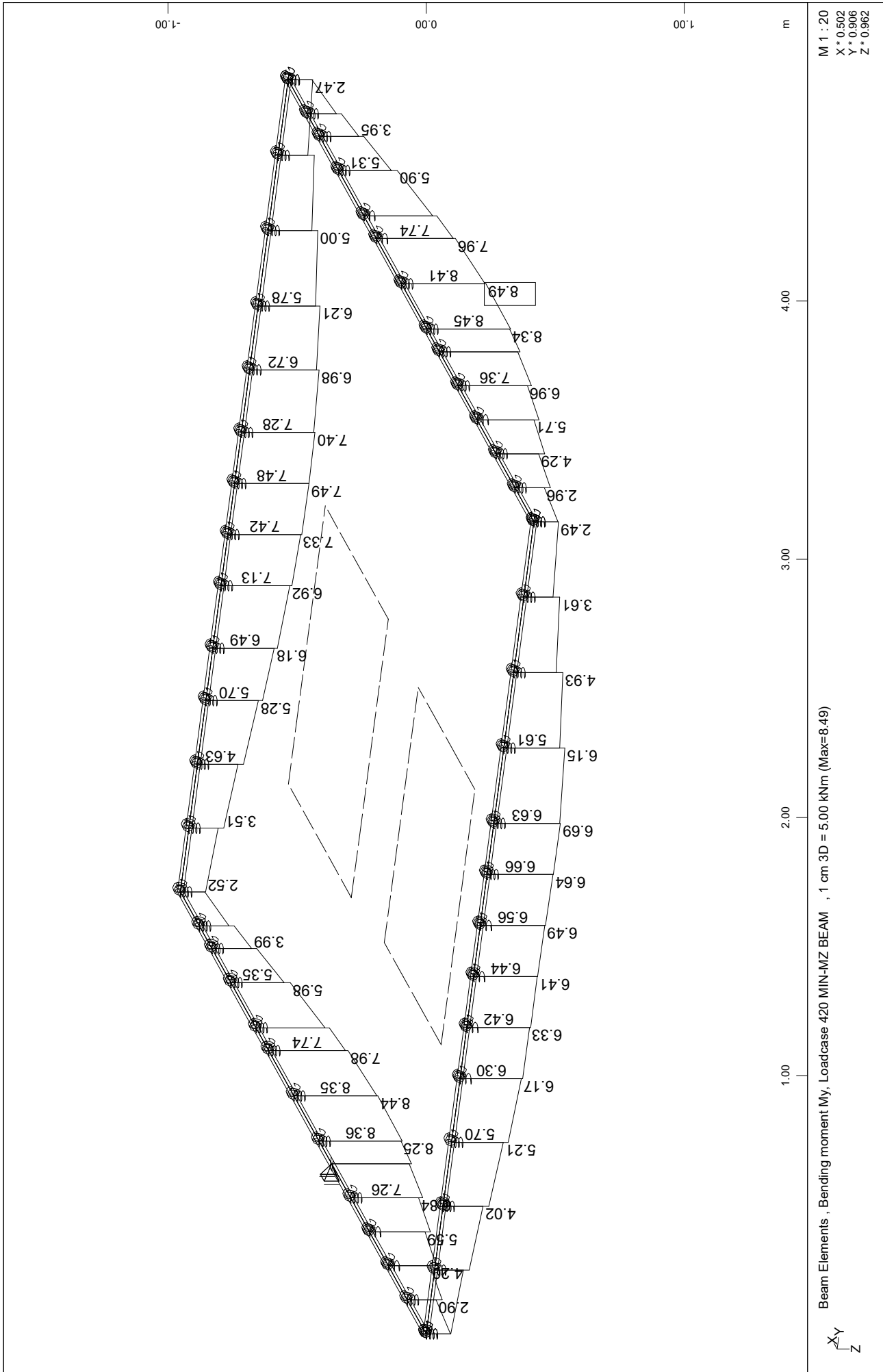


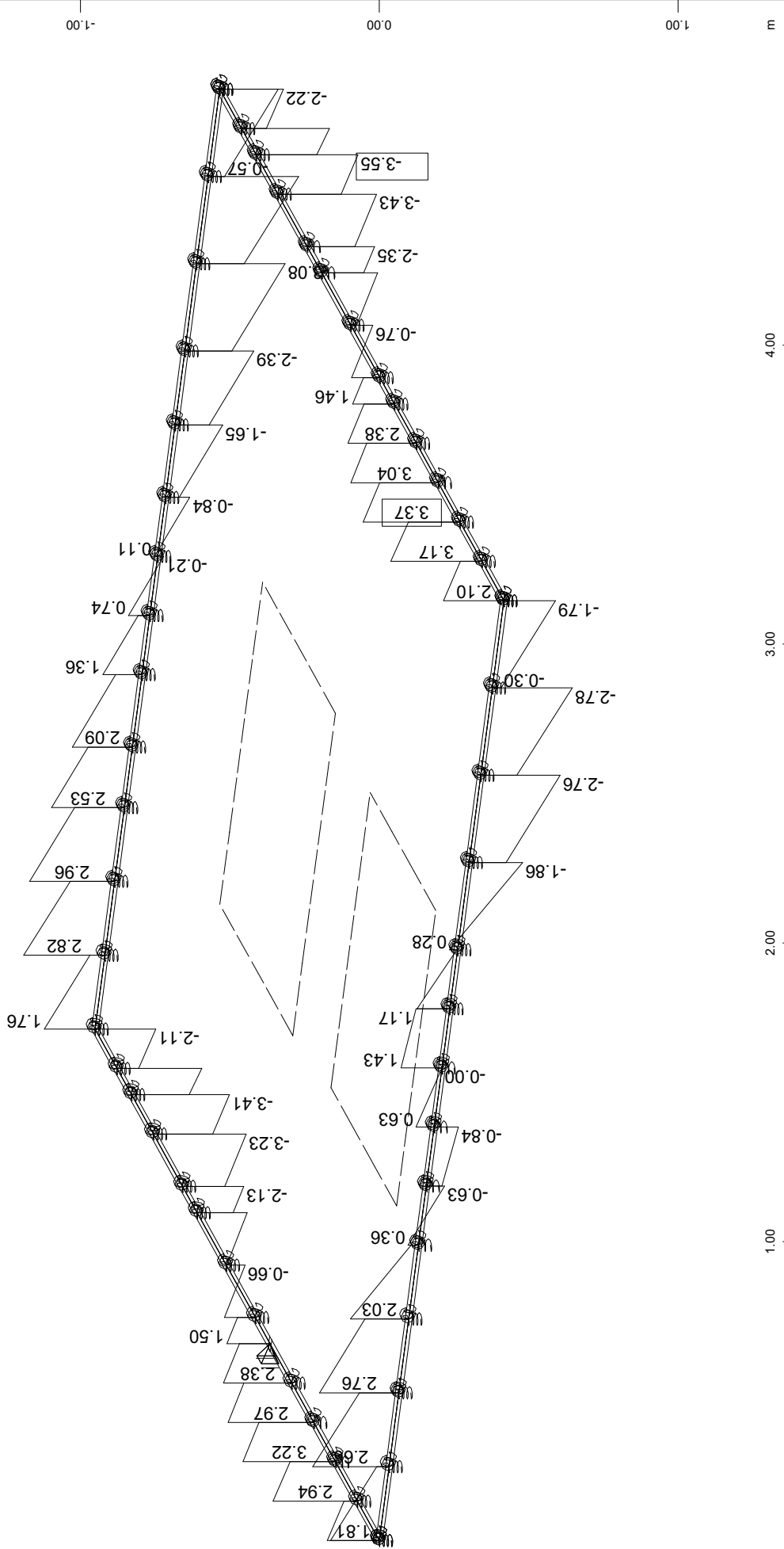










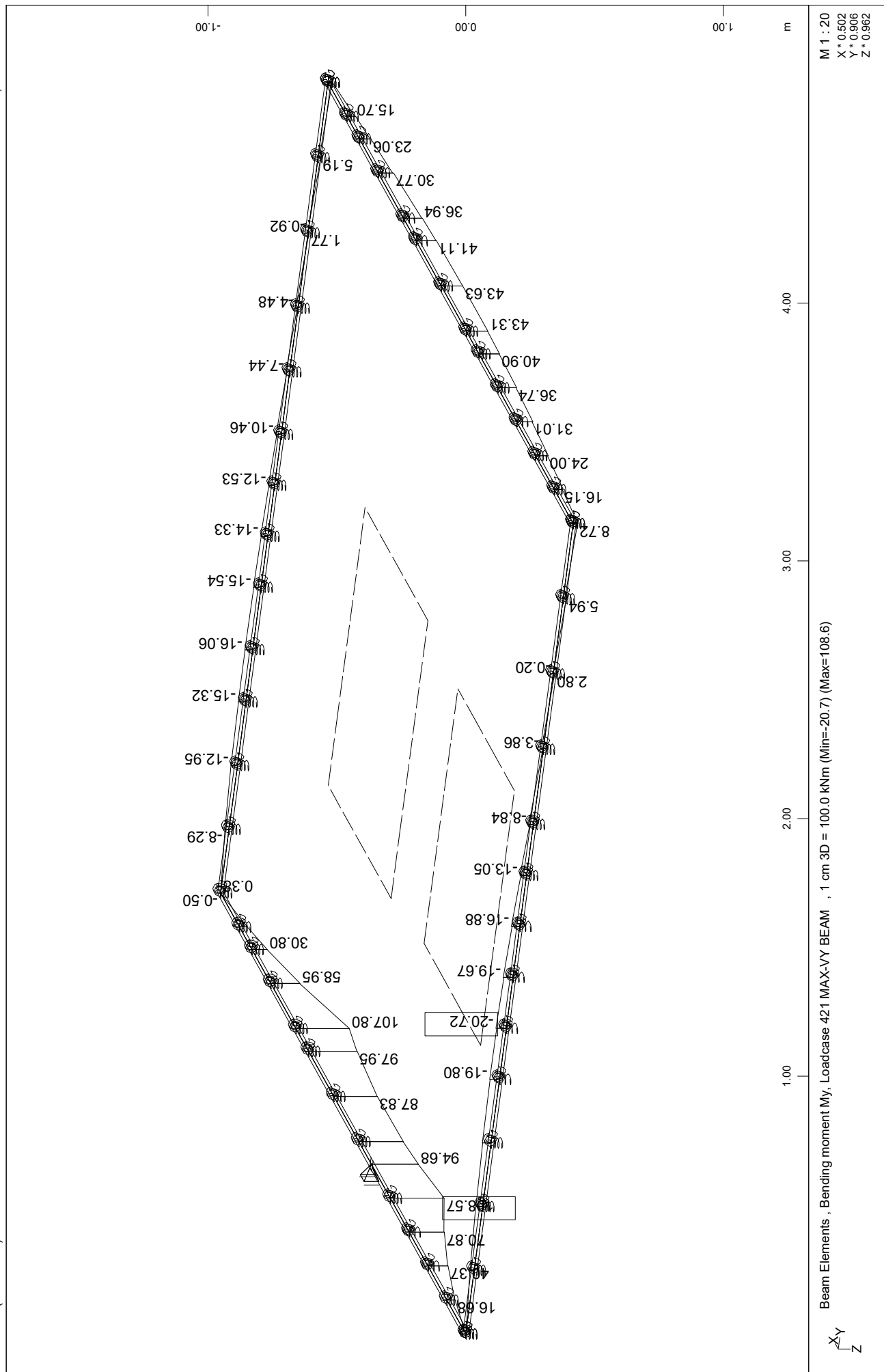


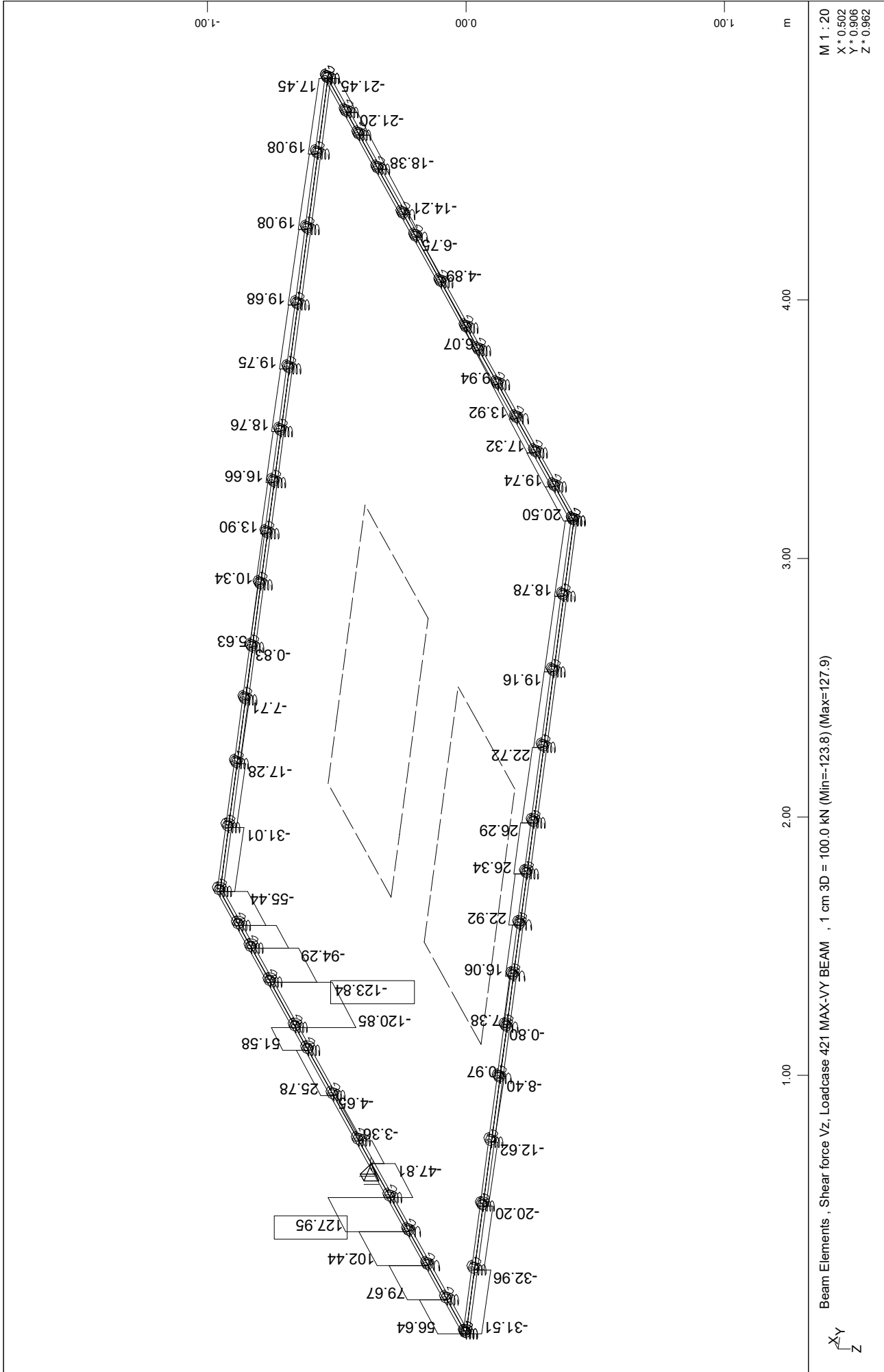
M 1 : 20
X : 0.502
Y : 0.906
Z : 0.962

Beam Elements , Shear force Vz. Loadcase 420 MIN-MZ BEAM , 1 cm 3D = 2.00 kN (Min=-3.55) (Max=3.37)



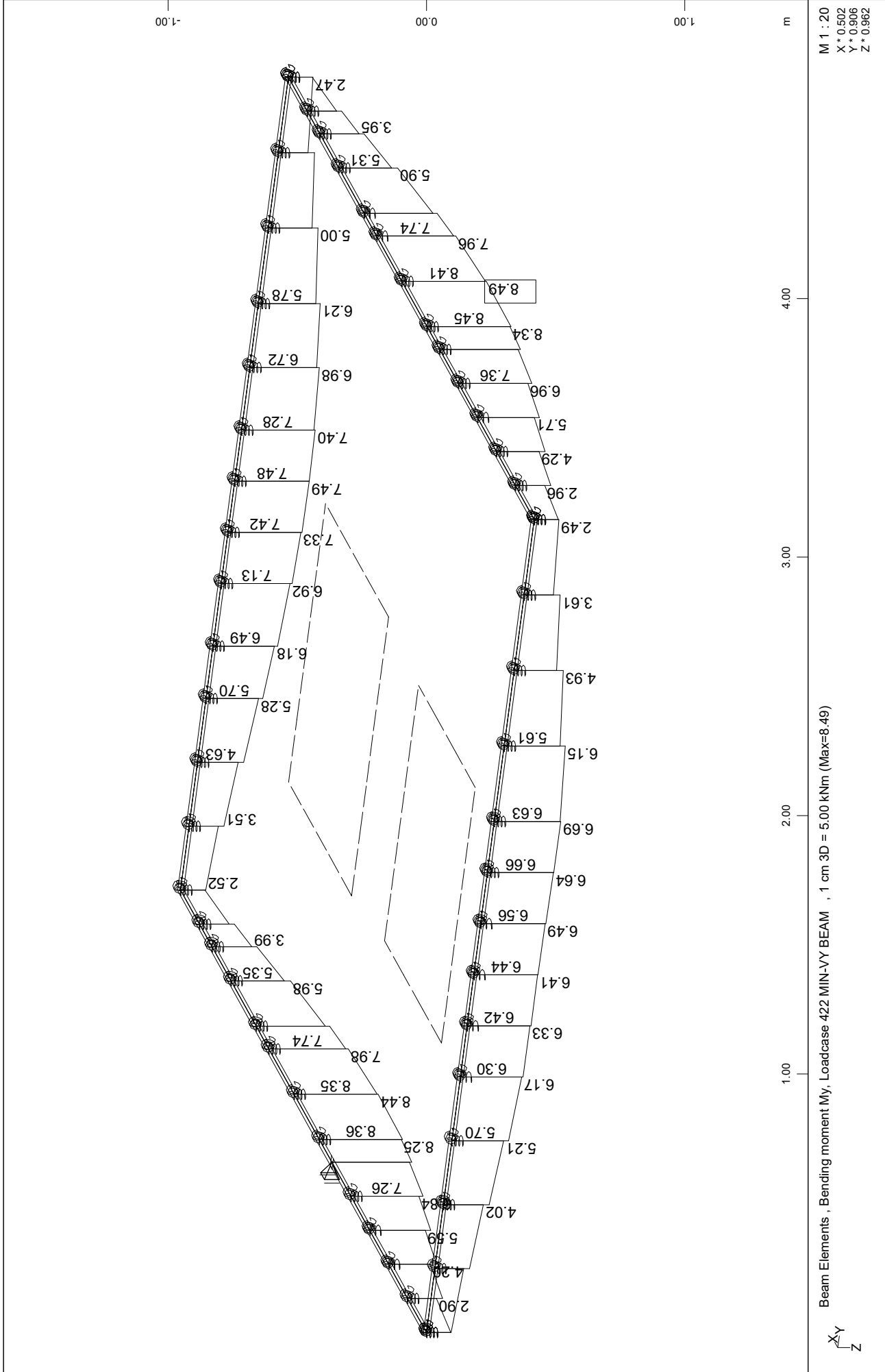
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

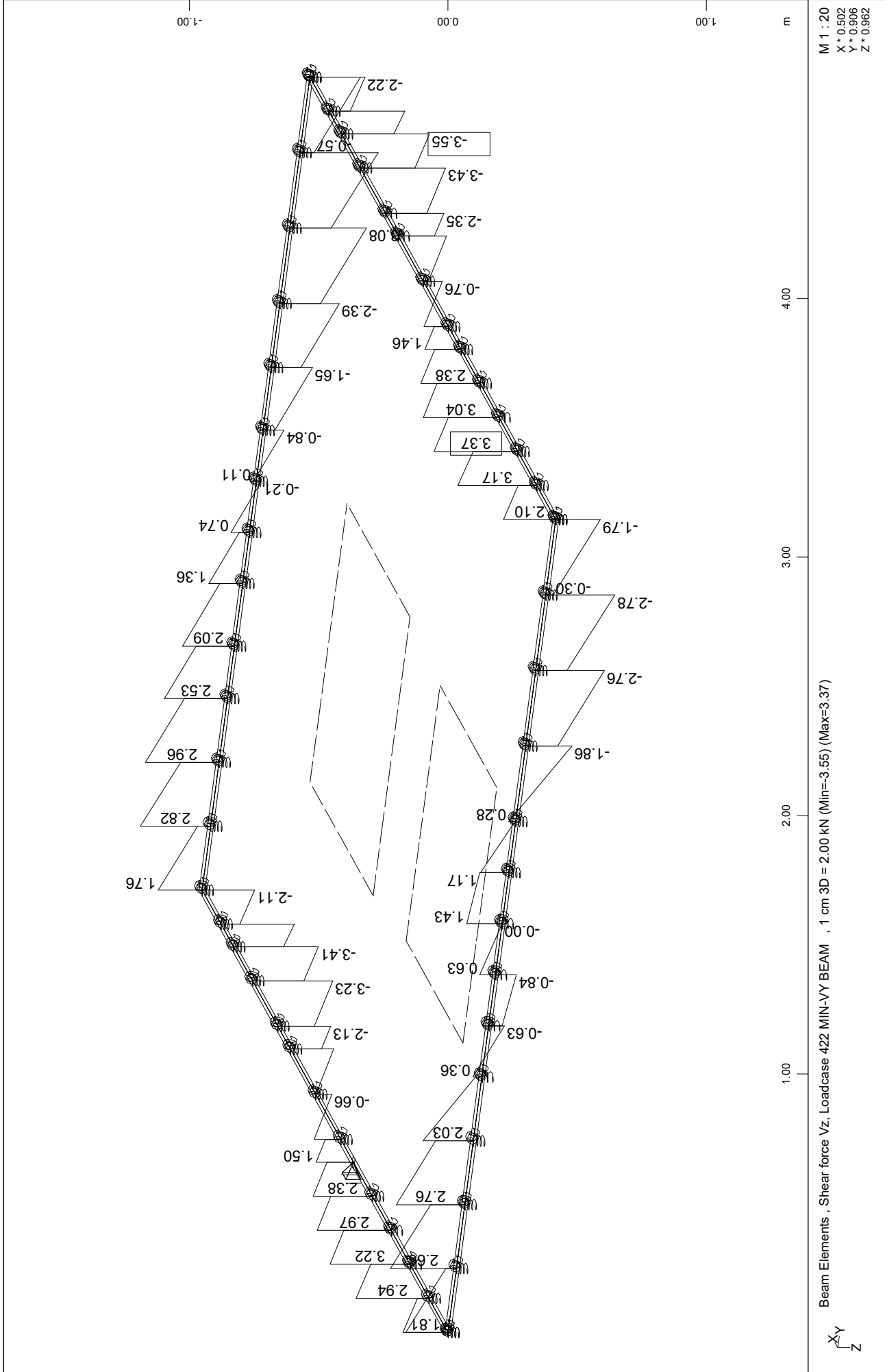


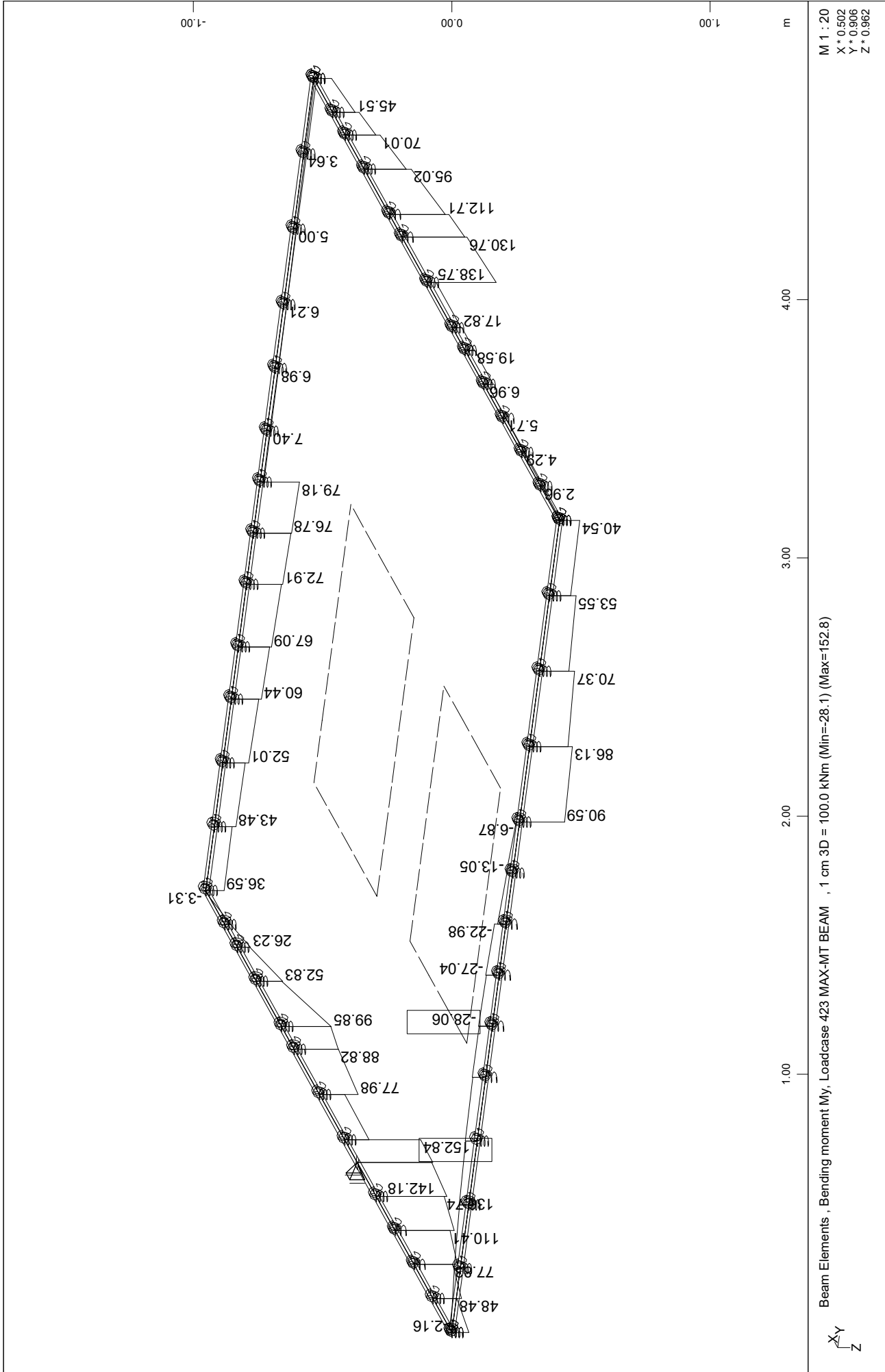


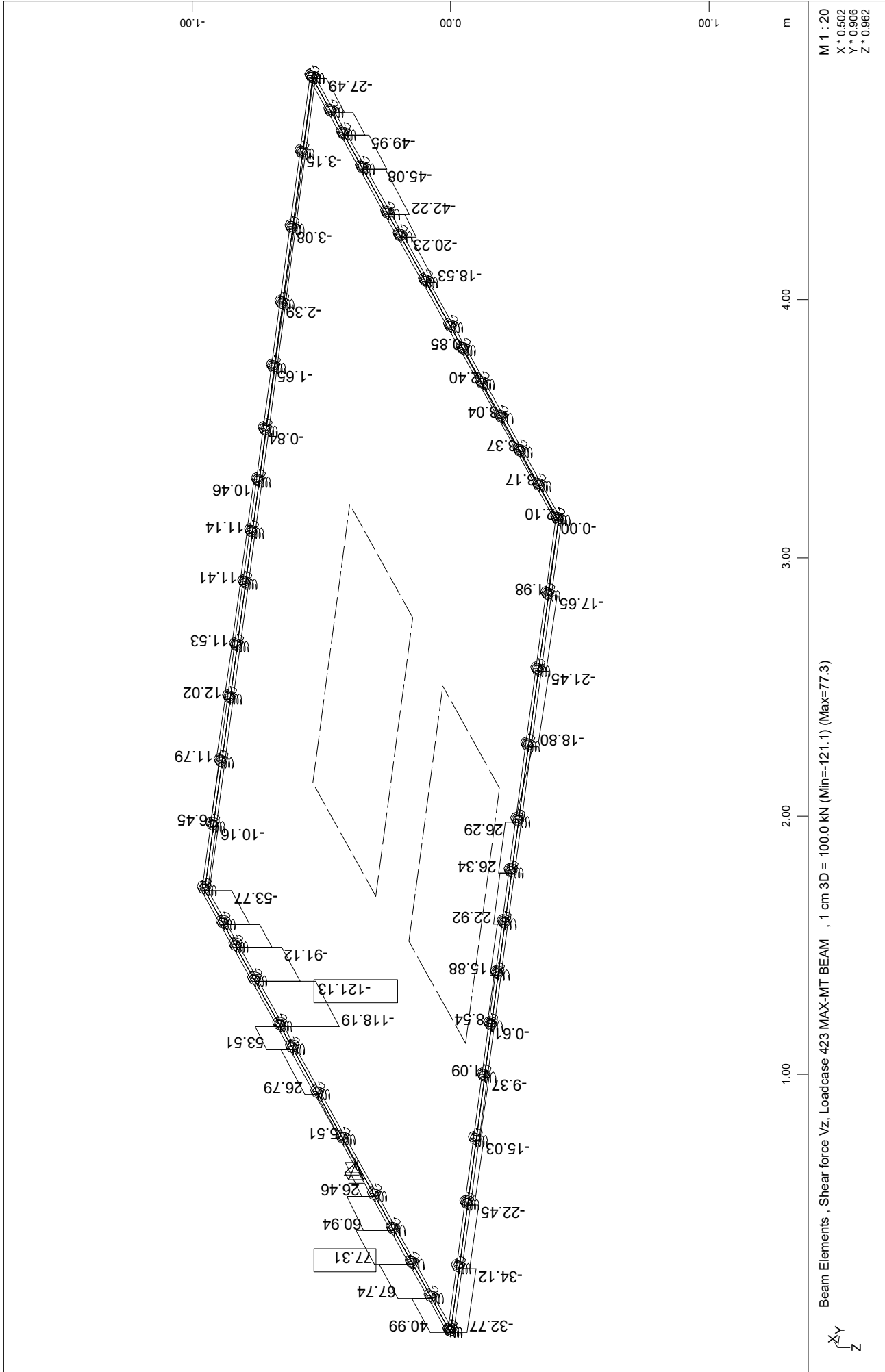
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

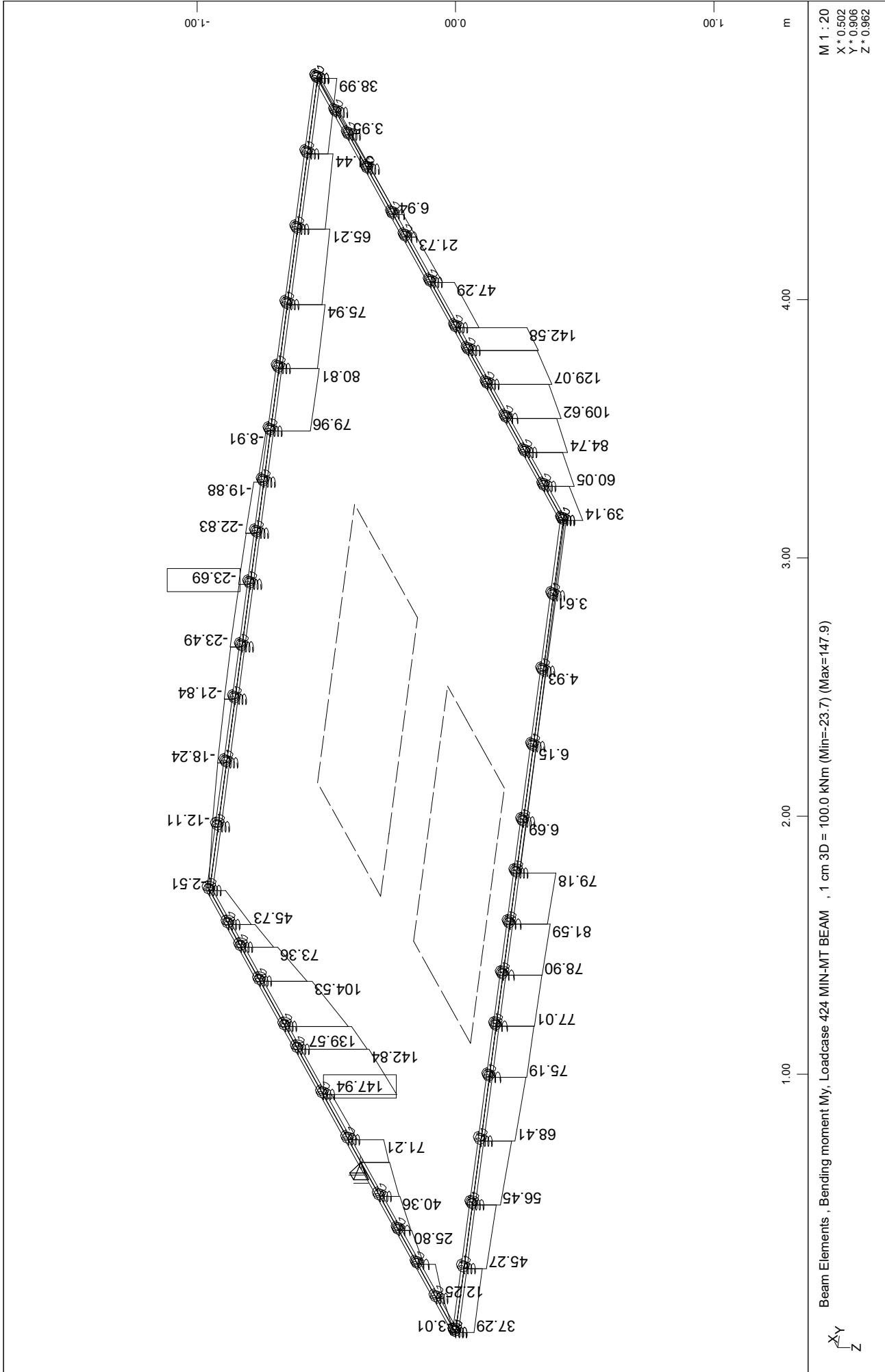
ENVELOPES

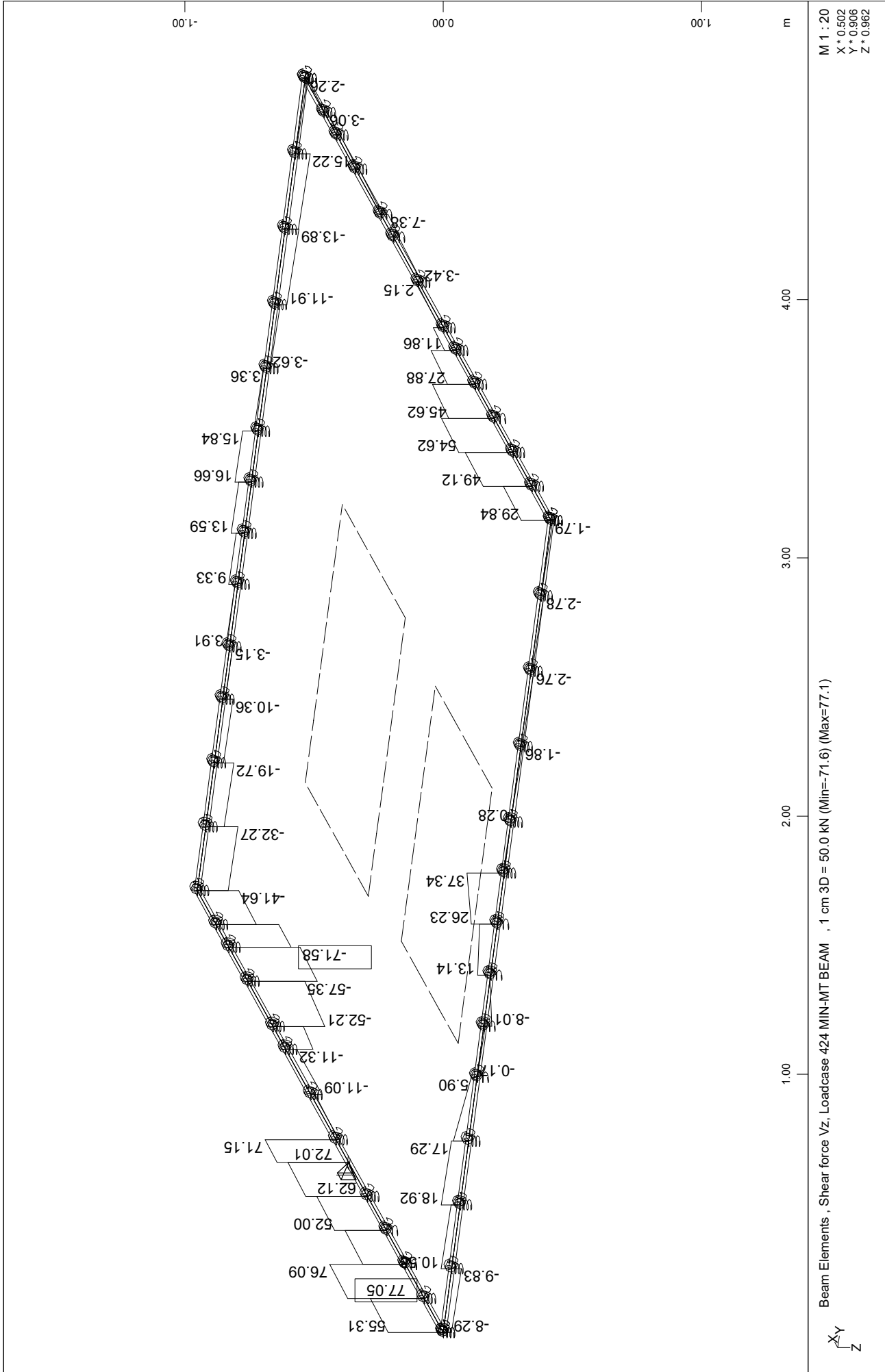


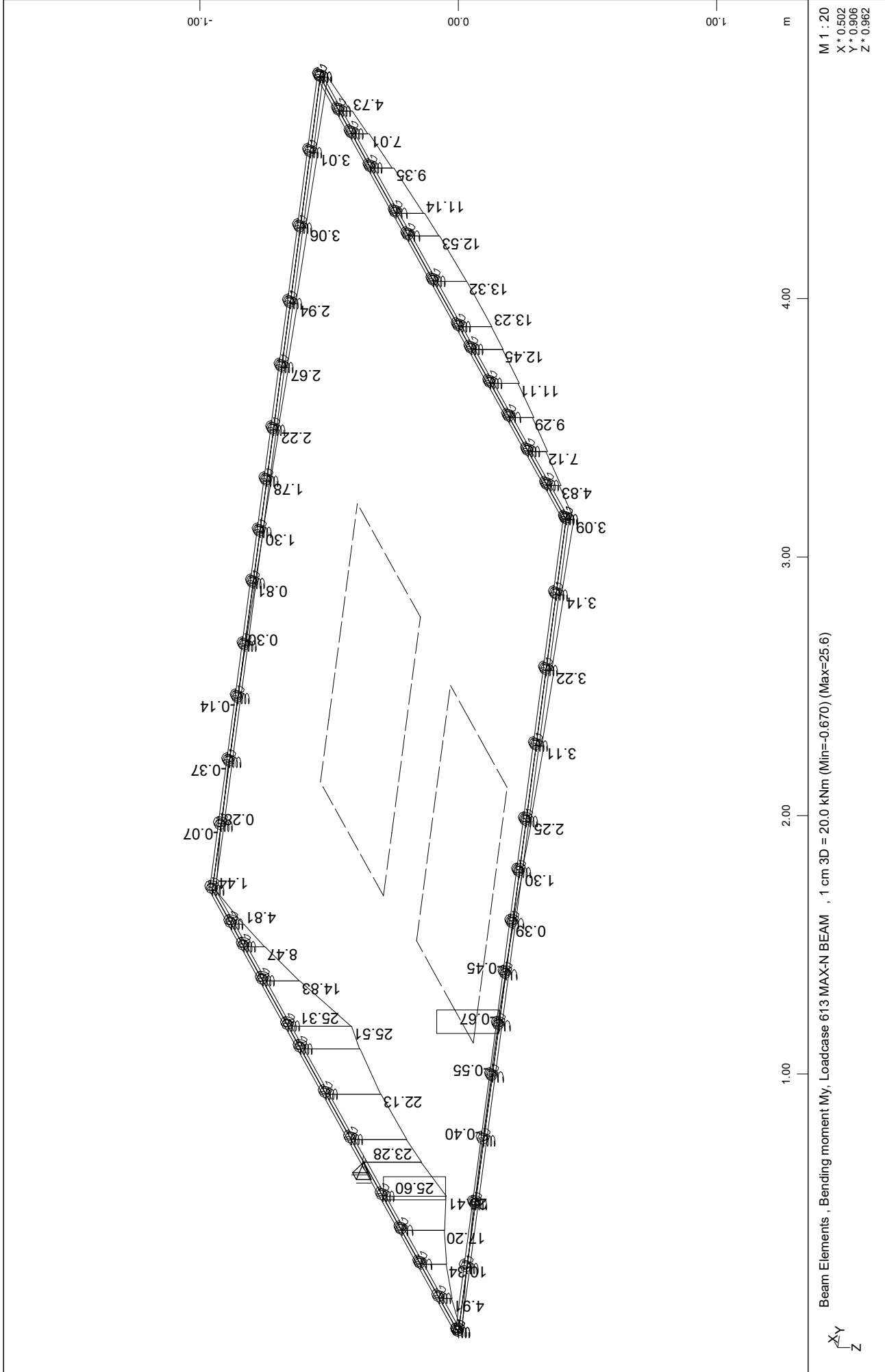


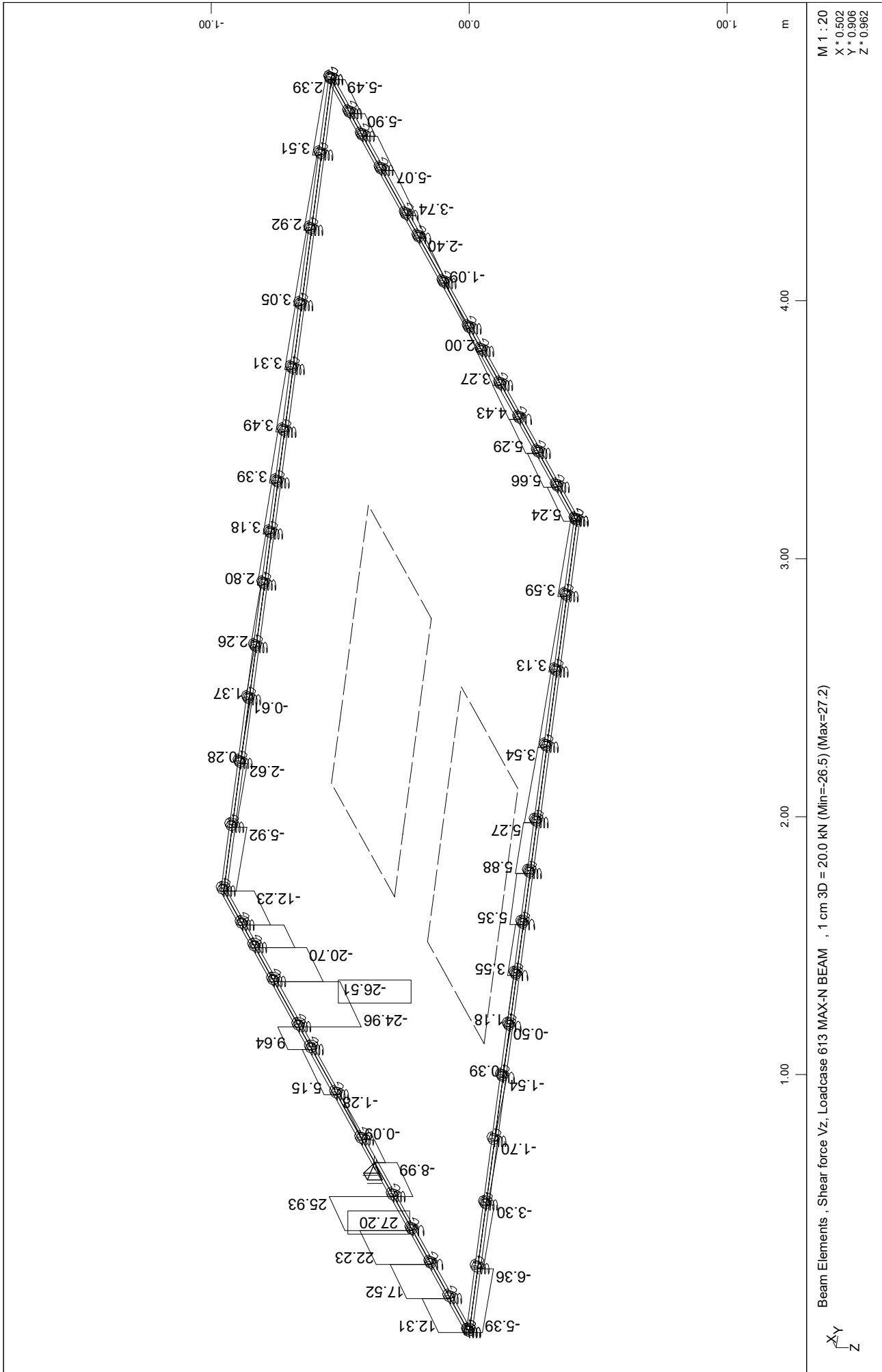


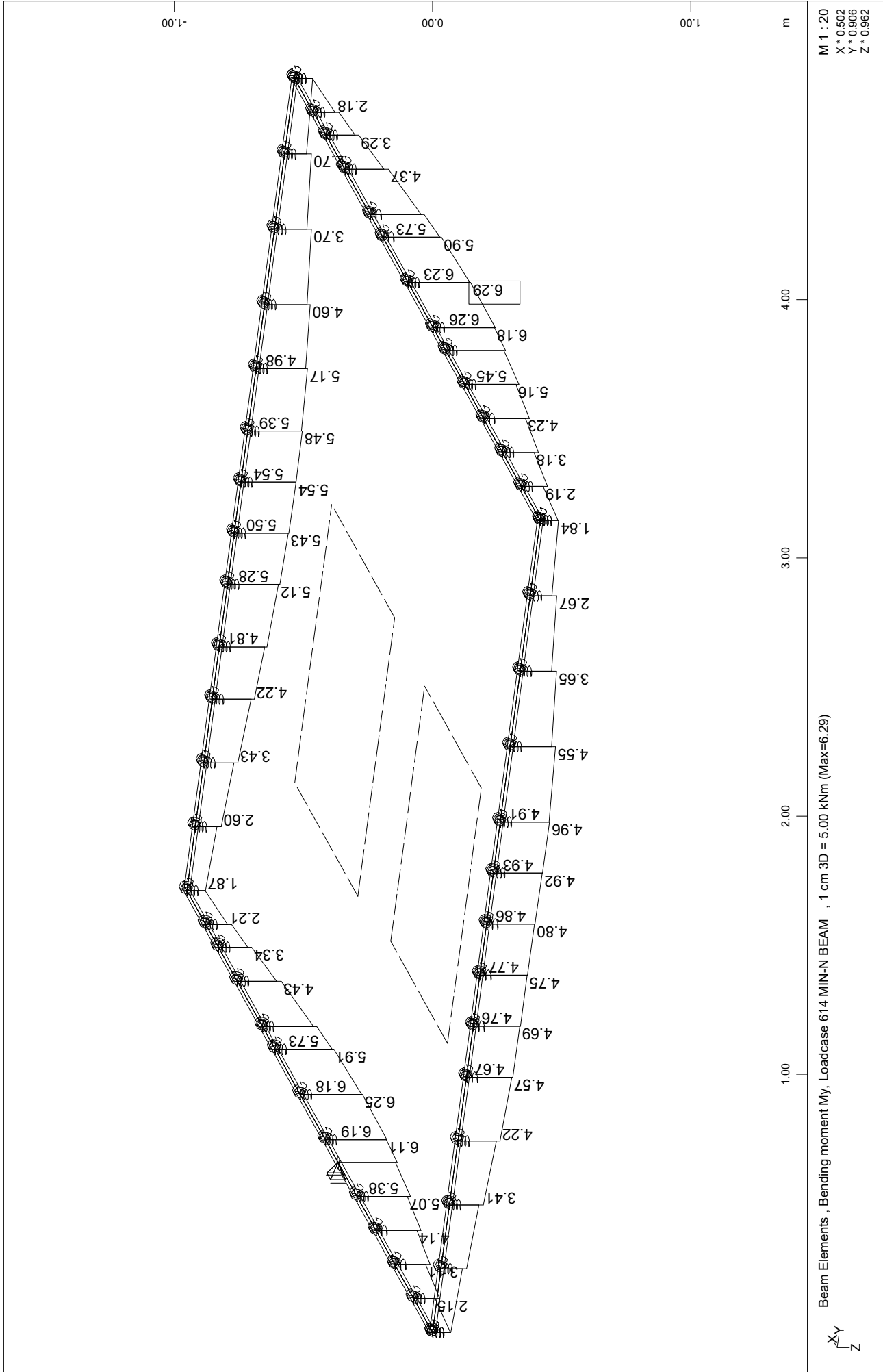


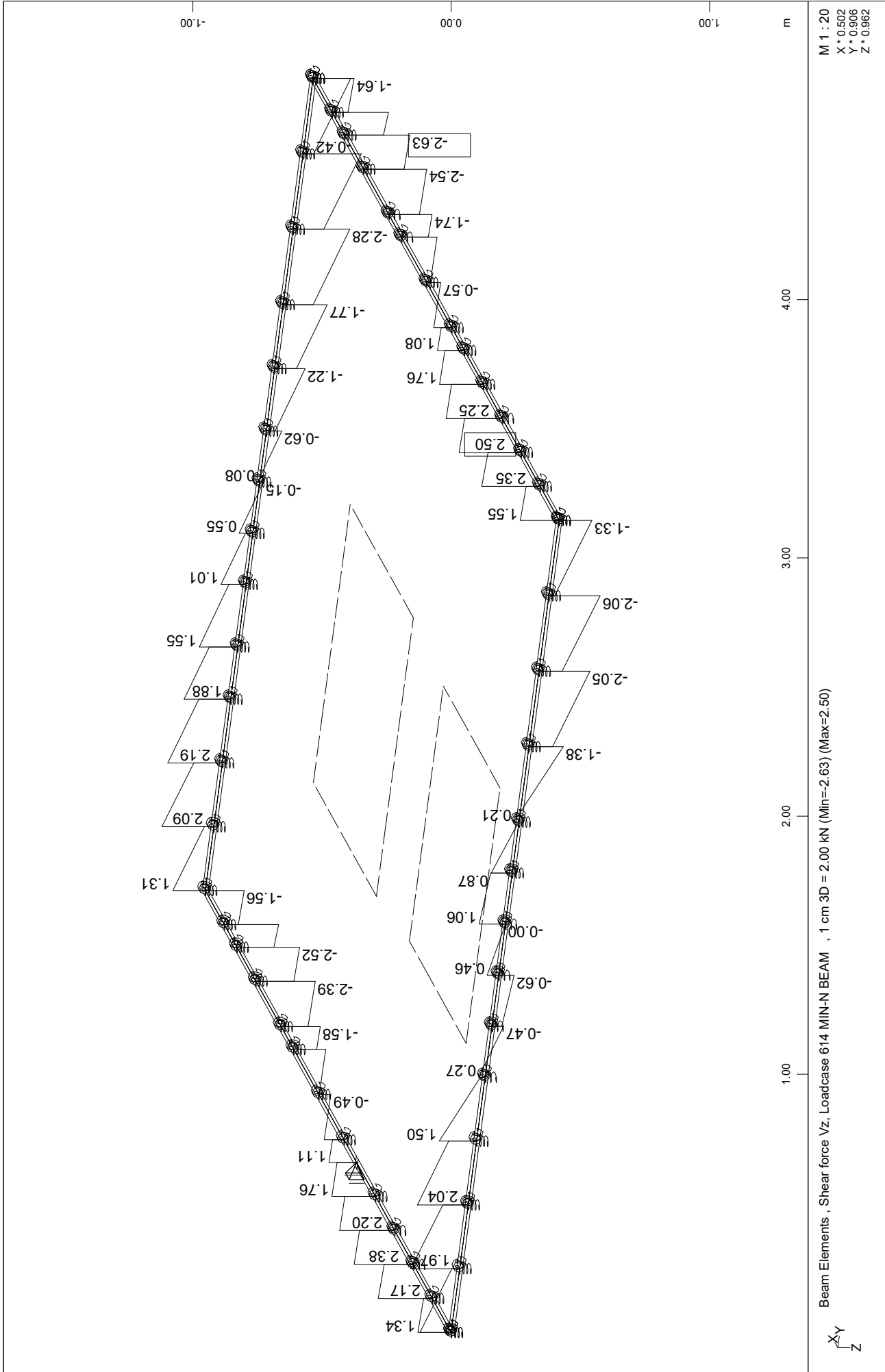


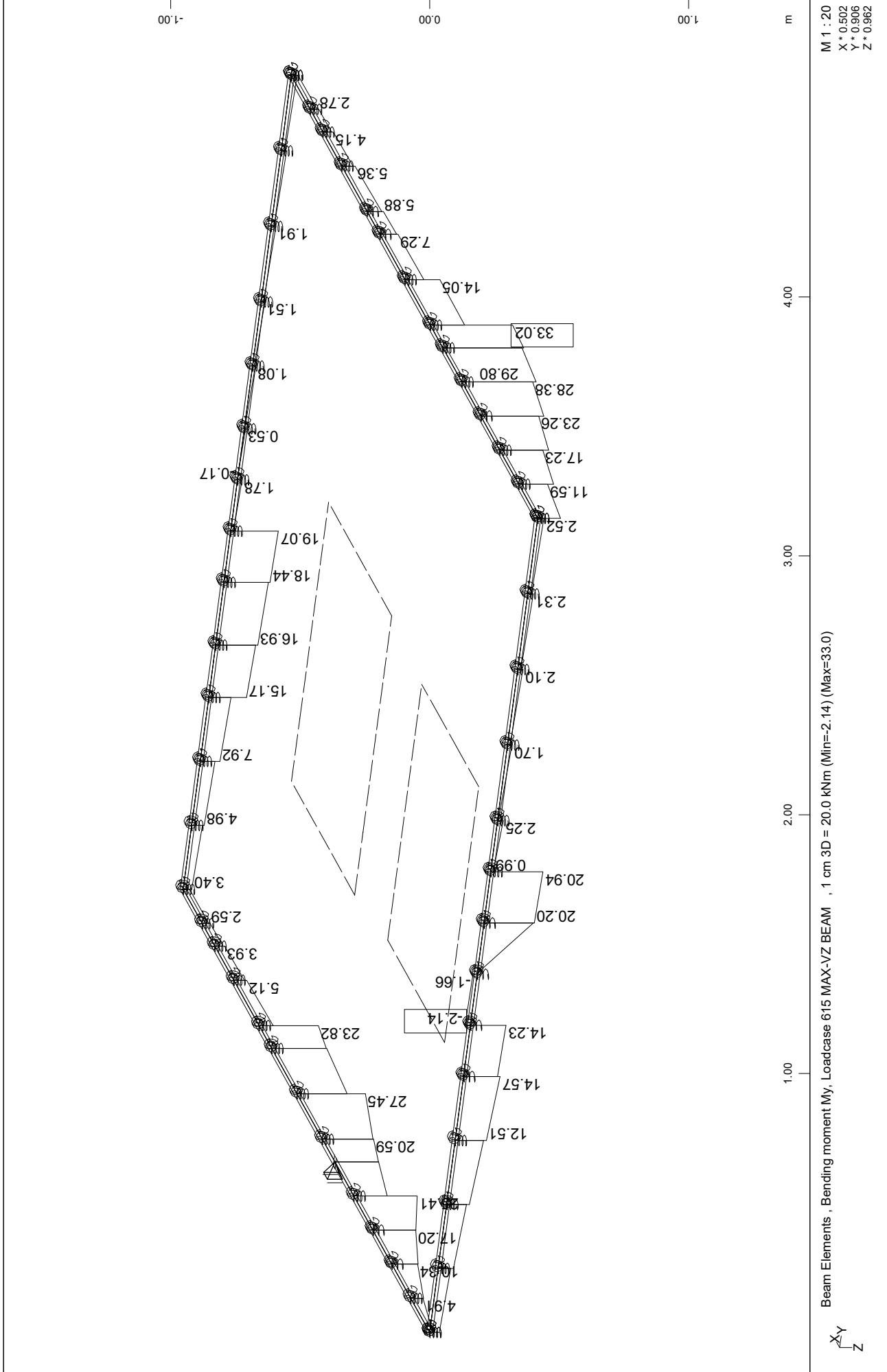


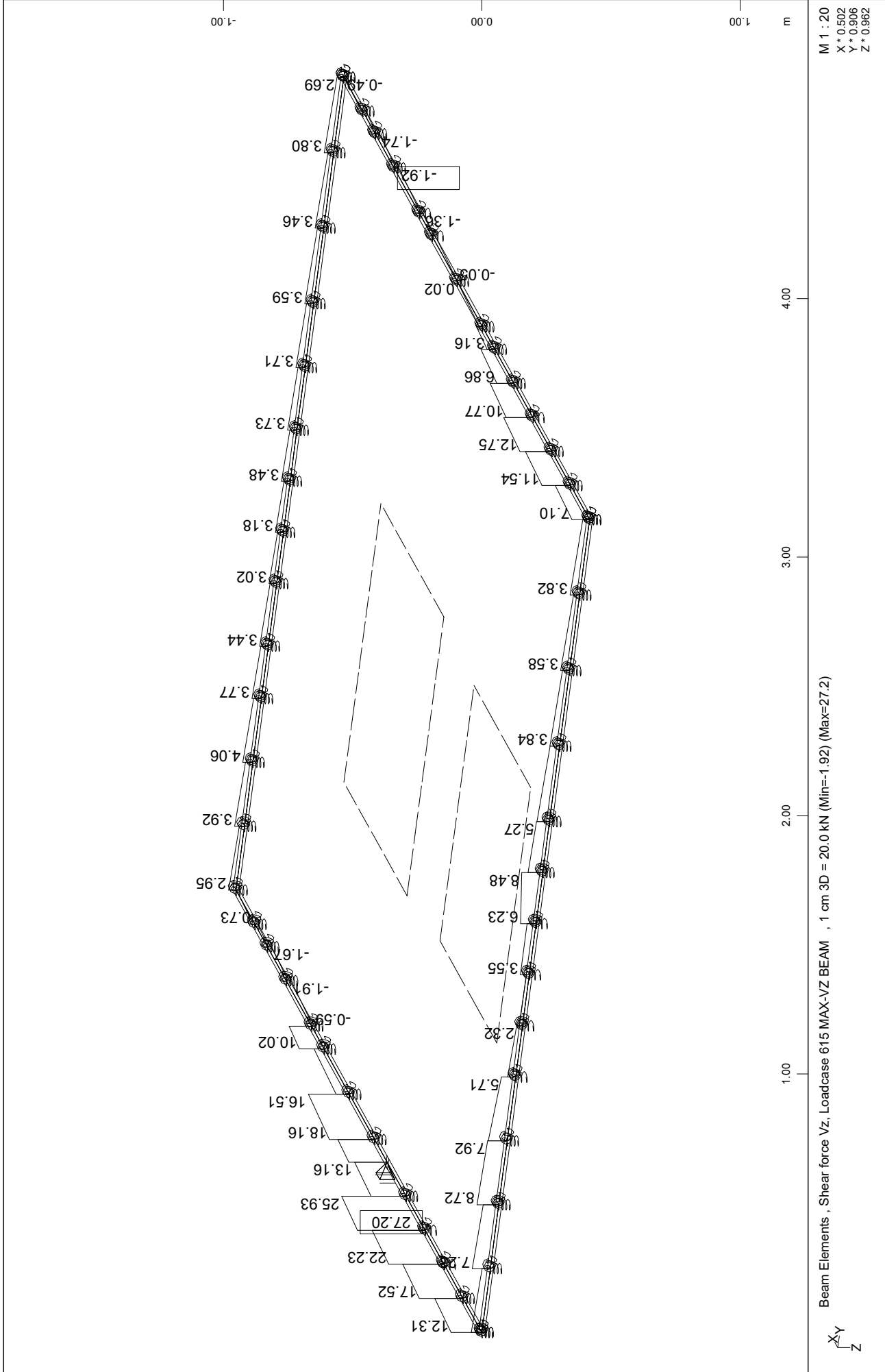


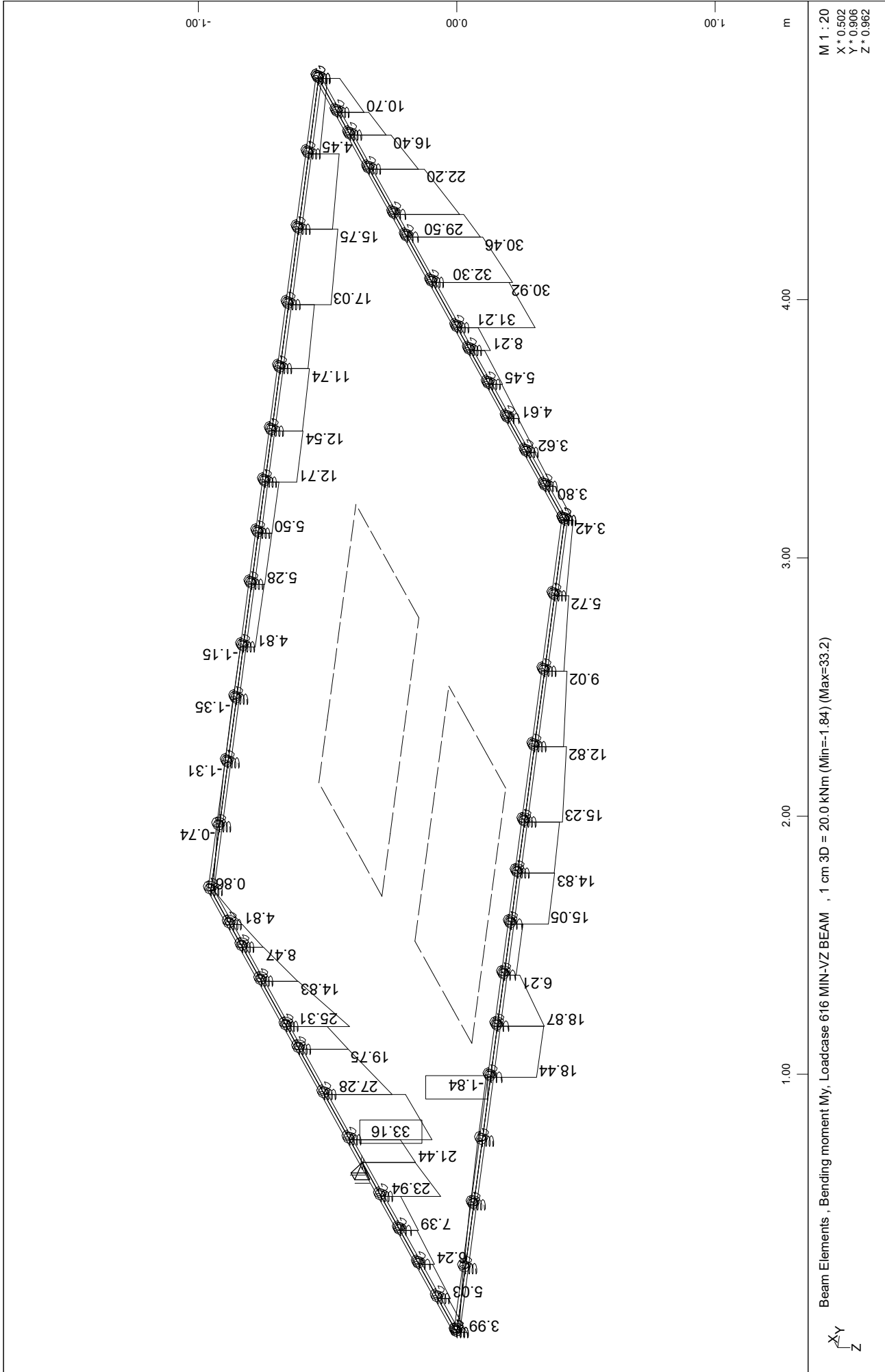


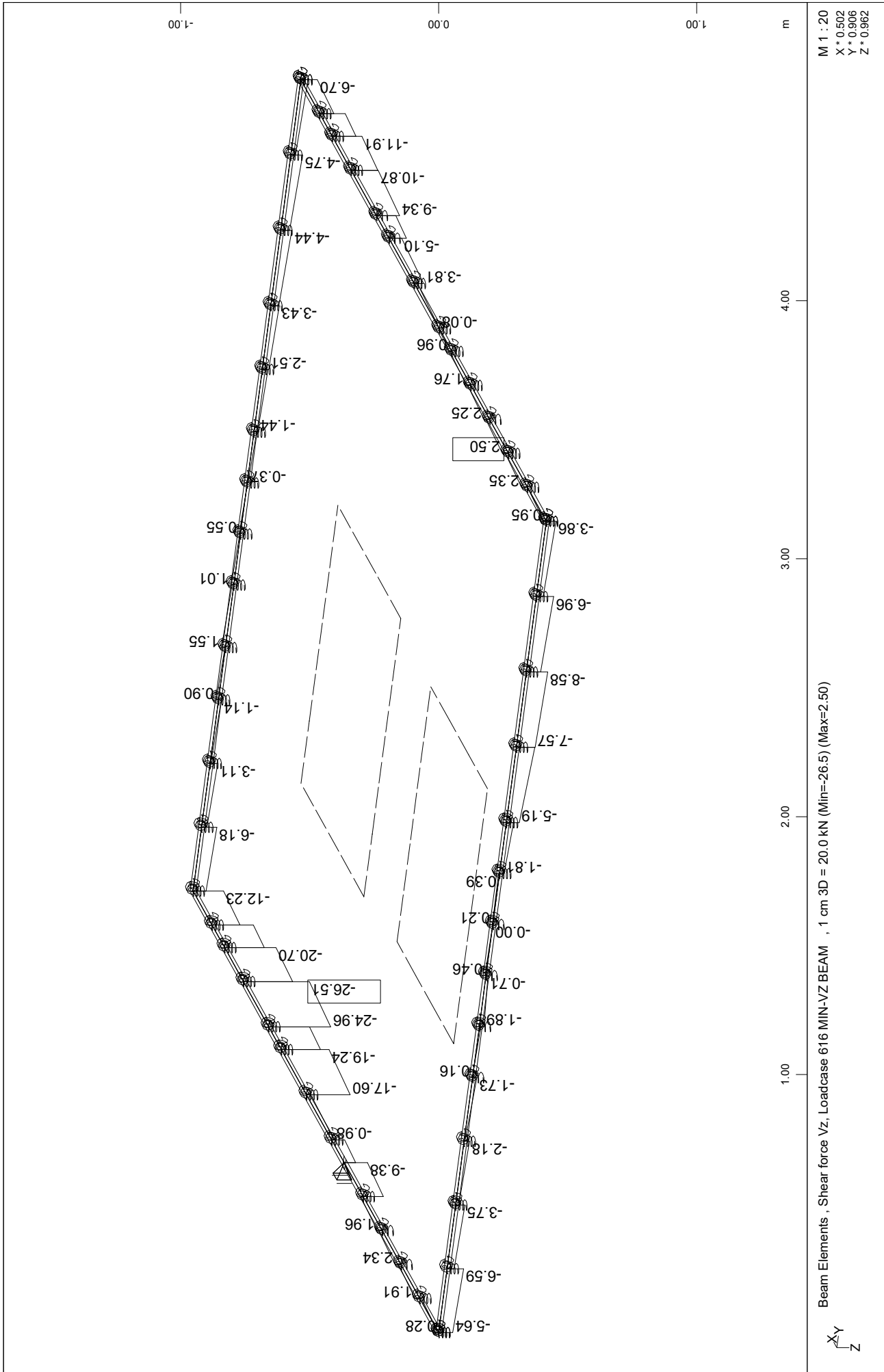






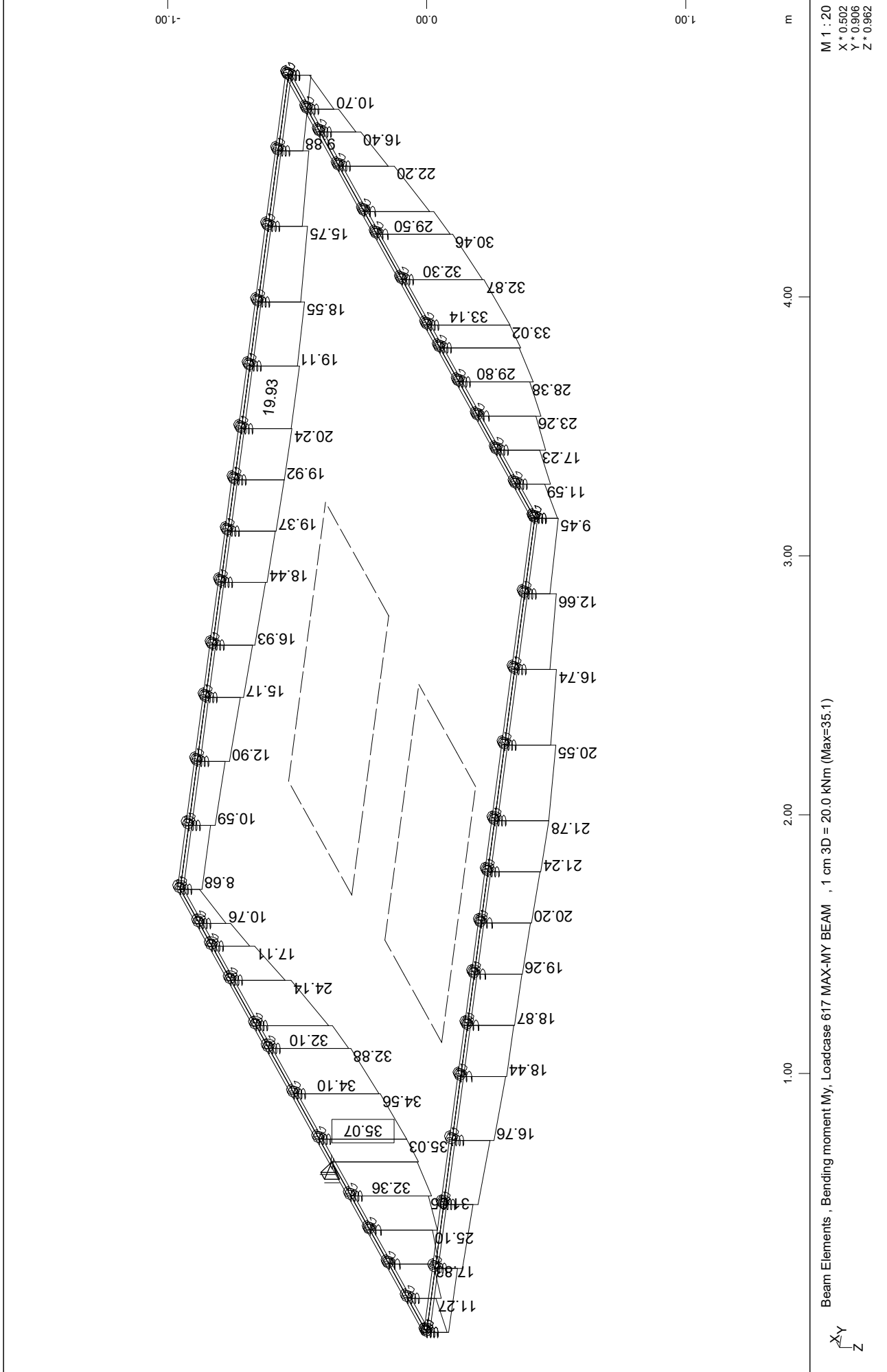


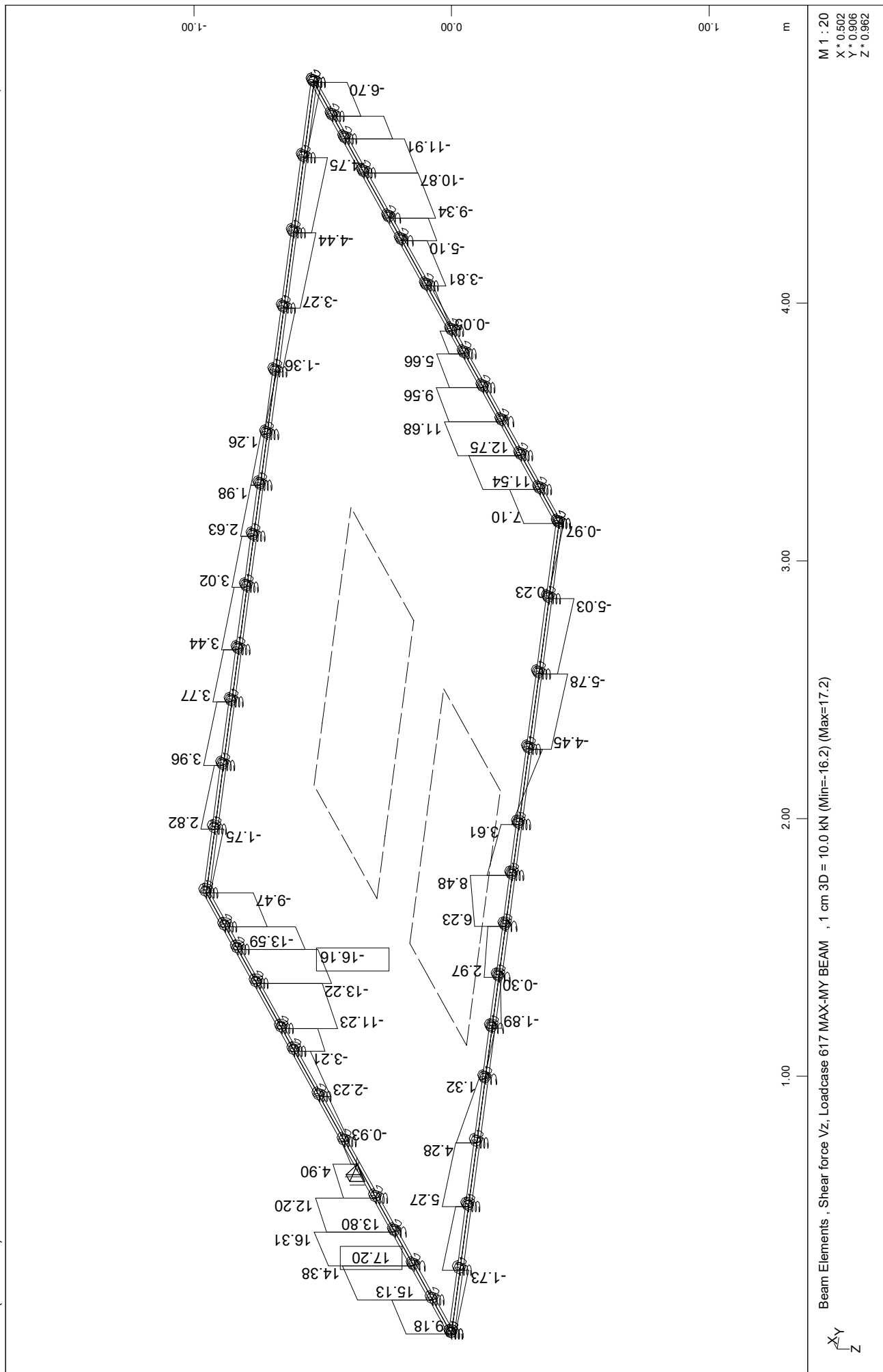


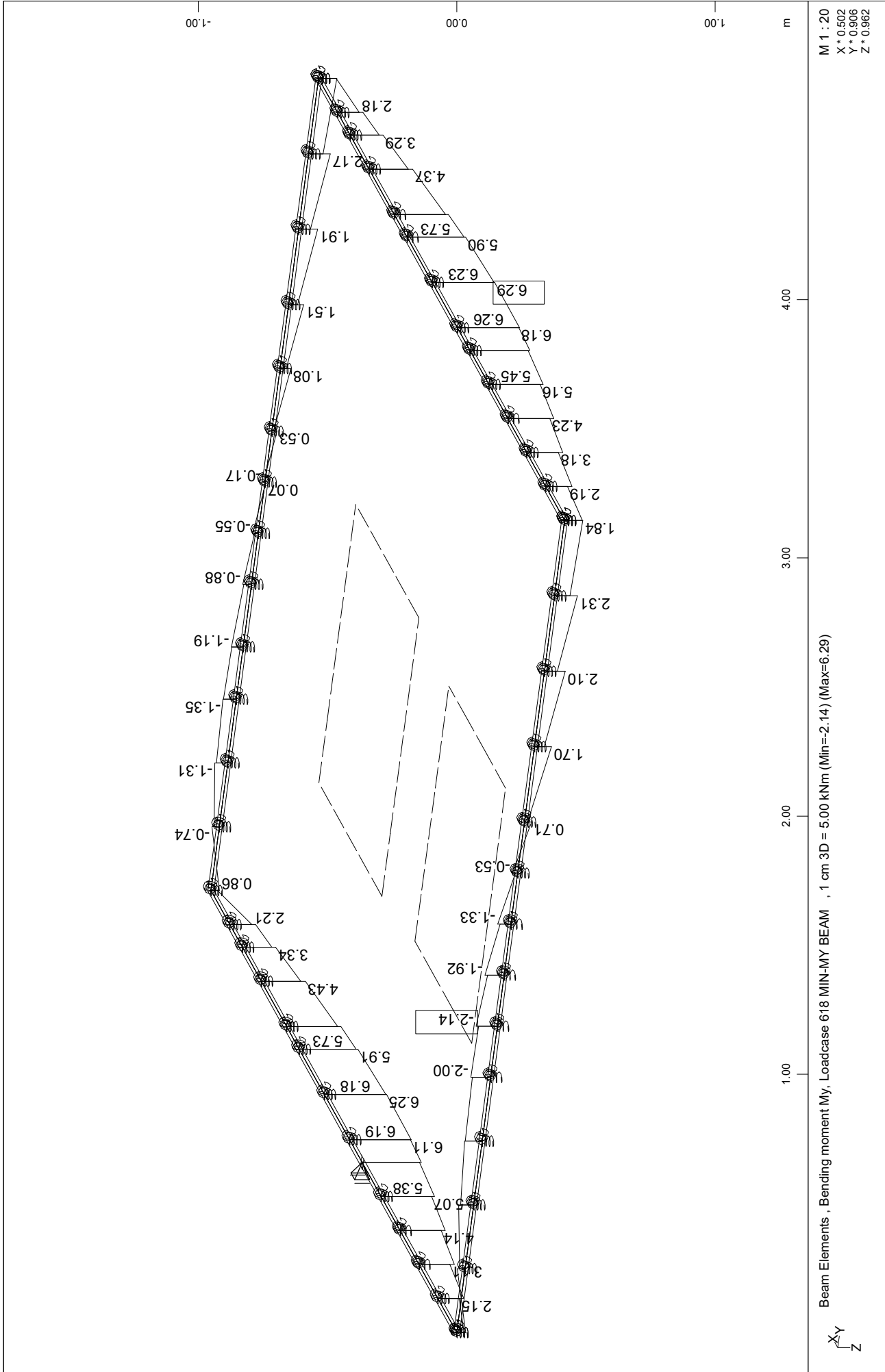


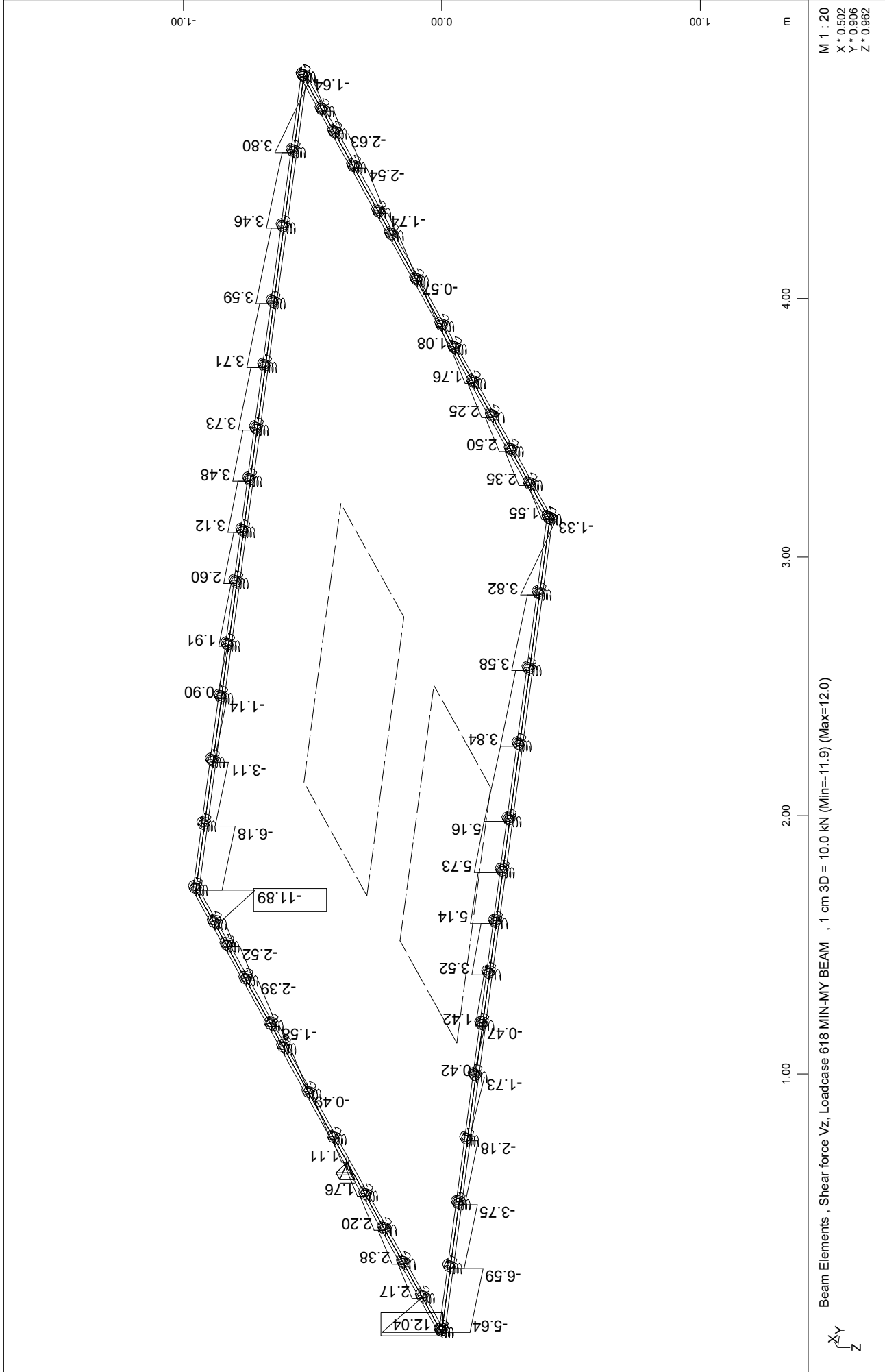
M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

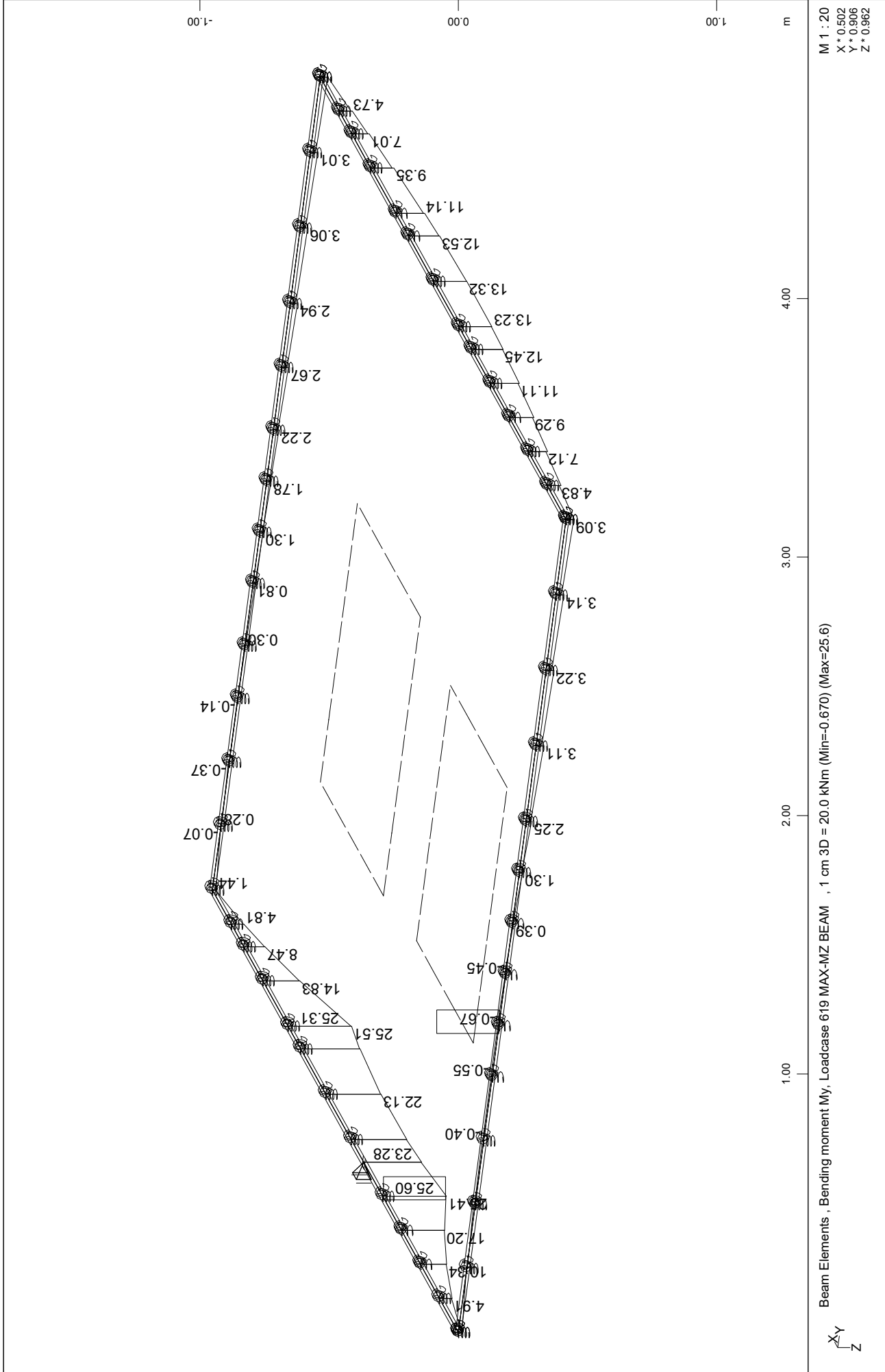
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES

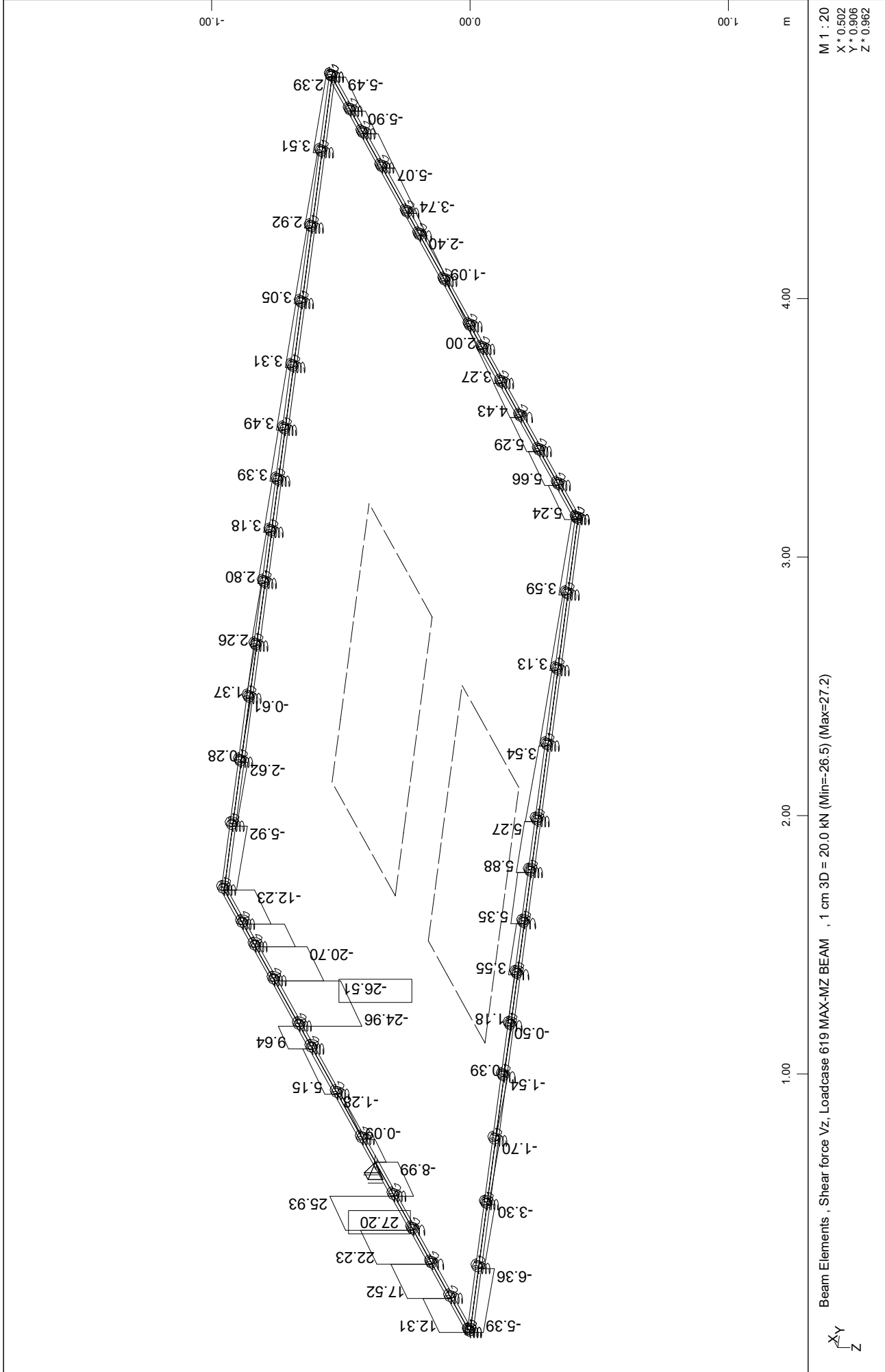


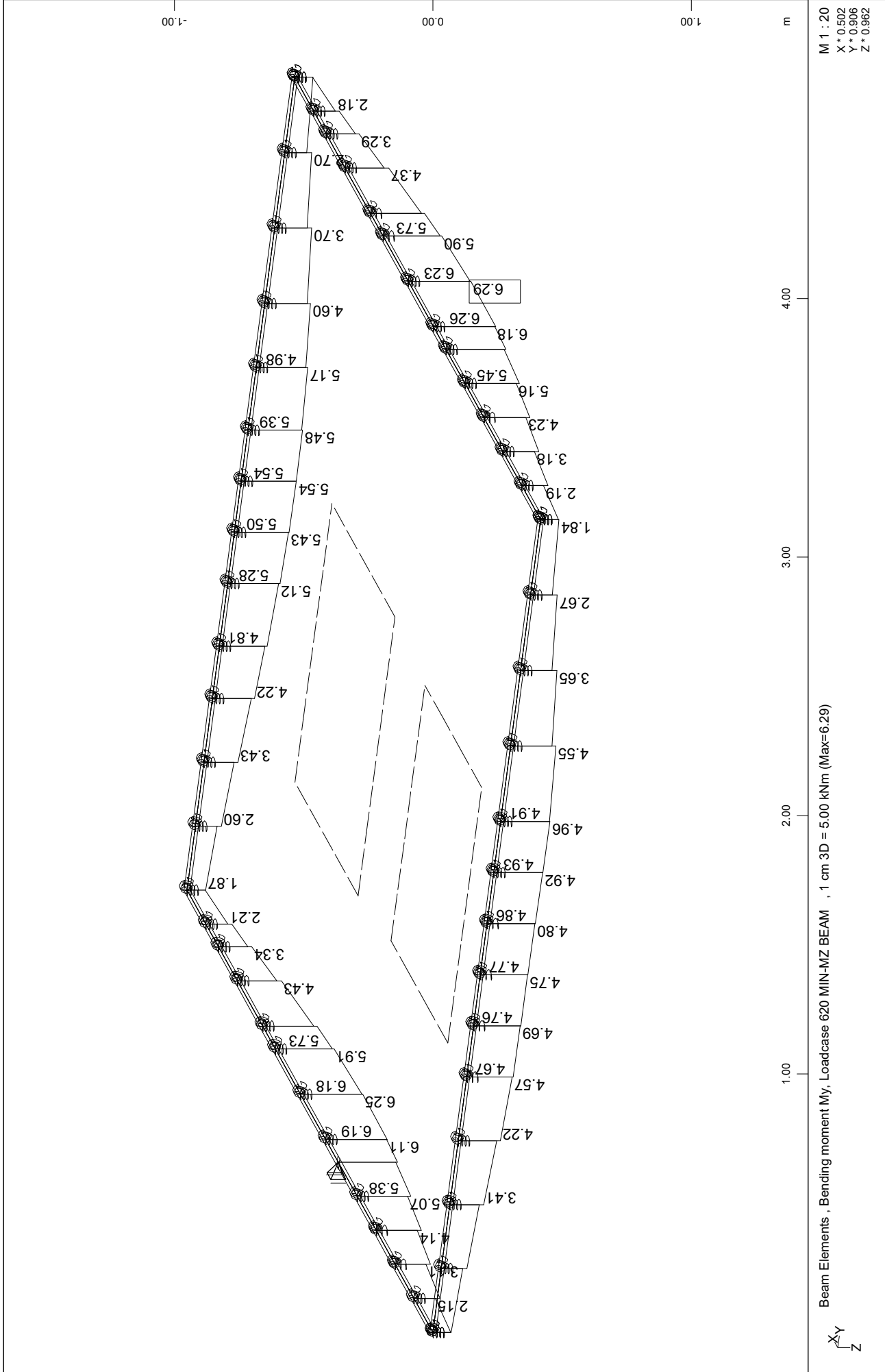


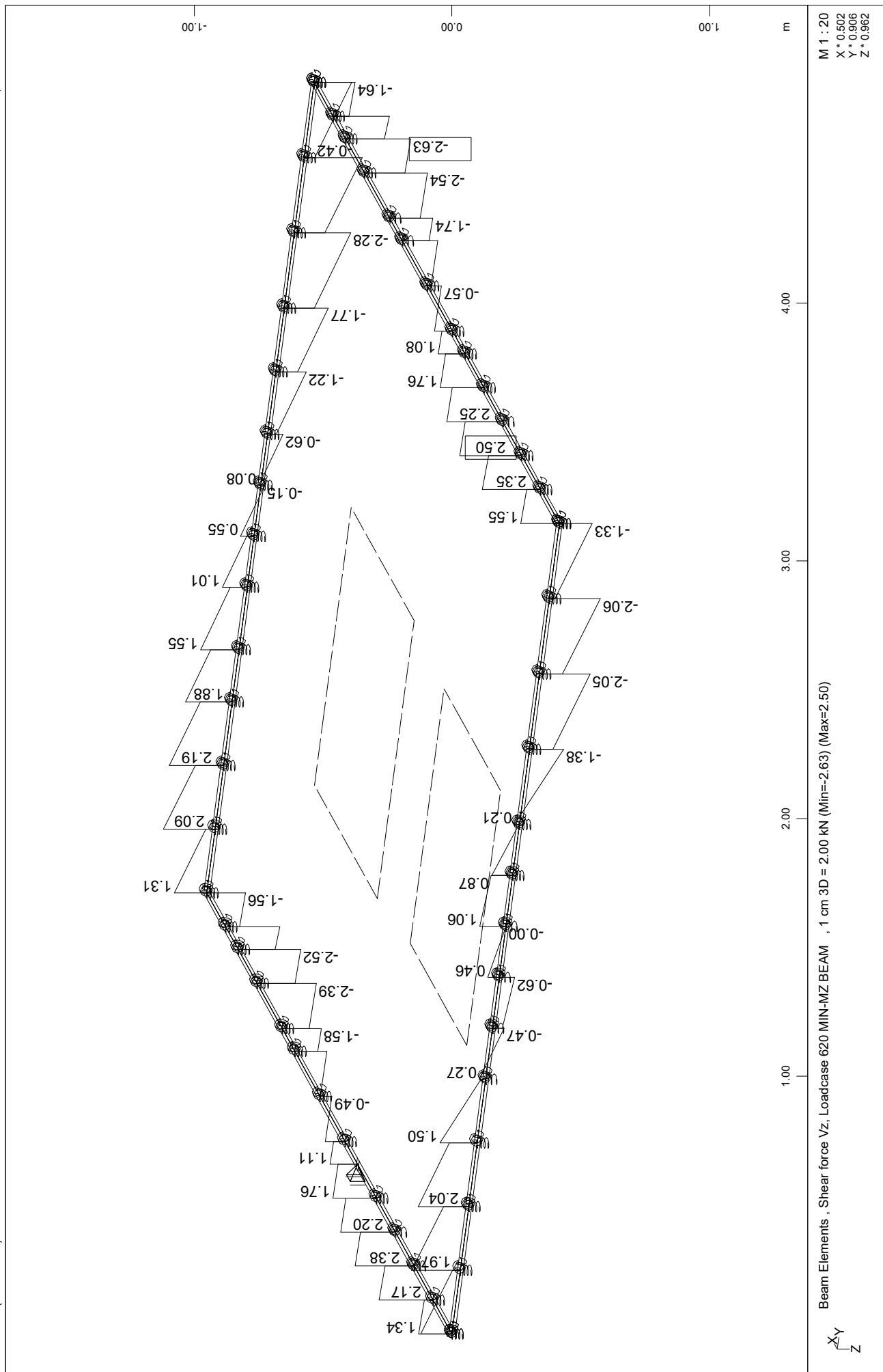




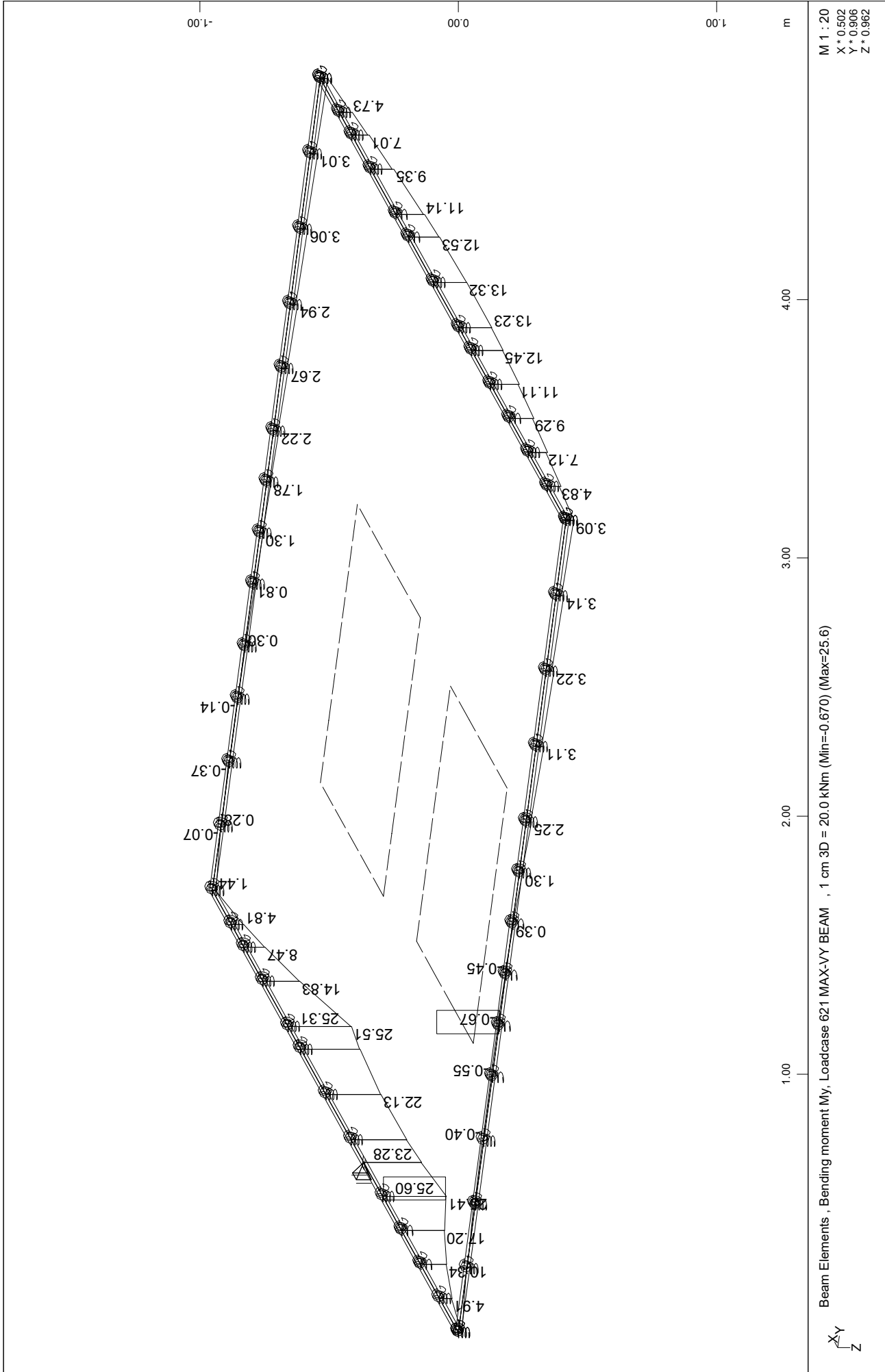


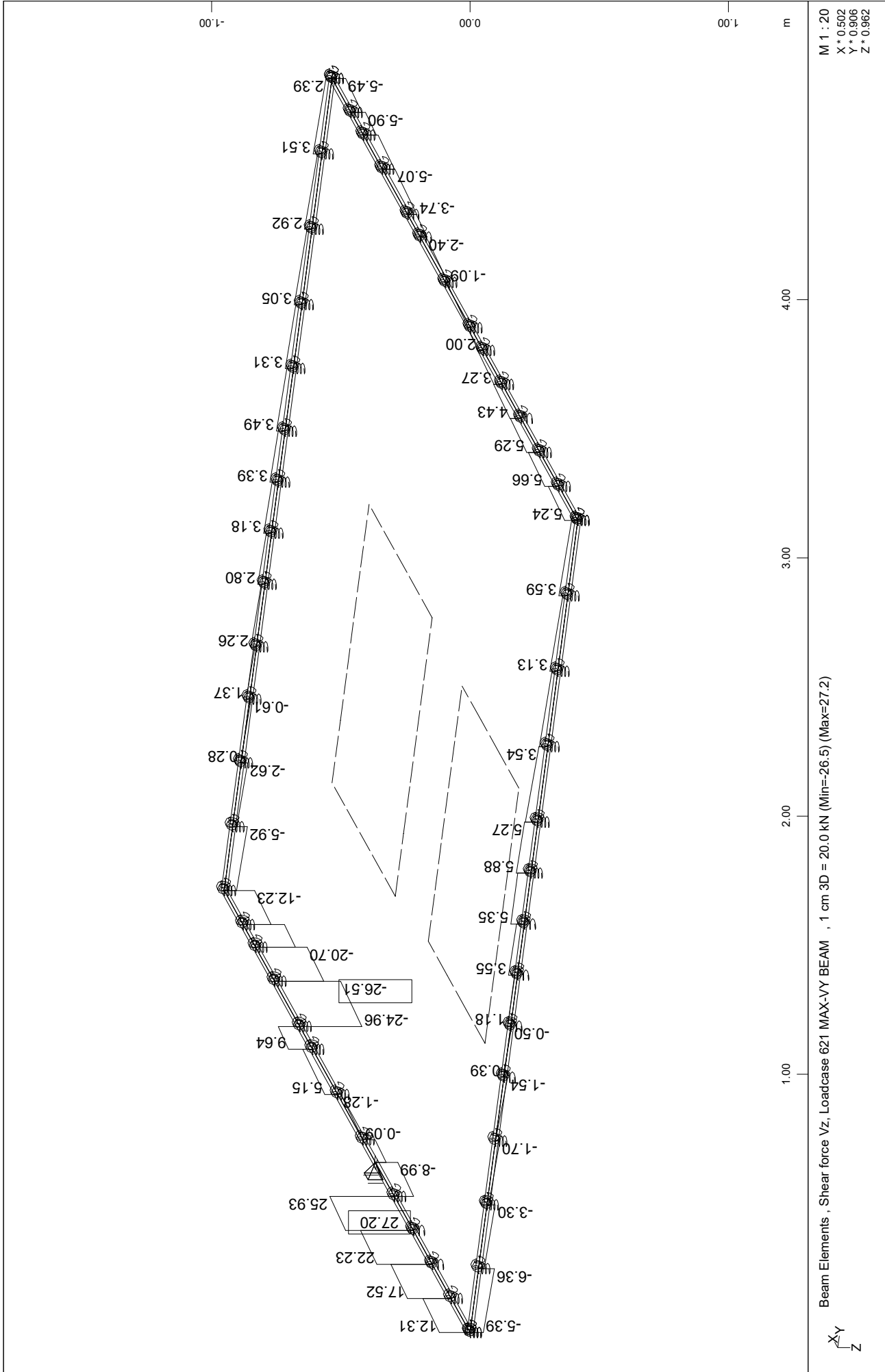


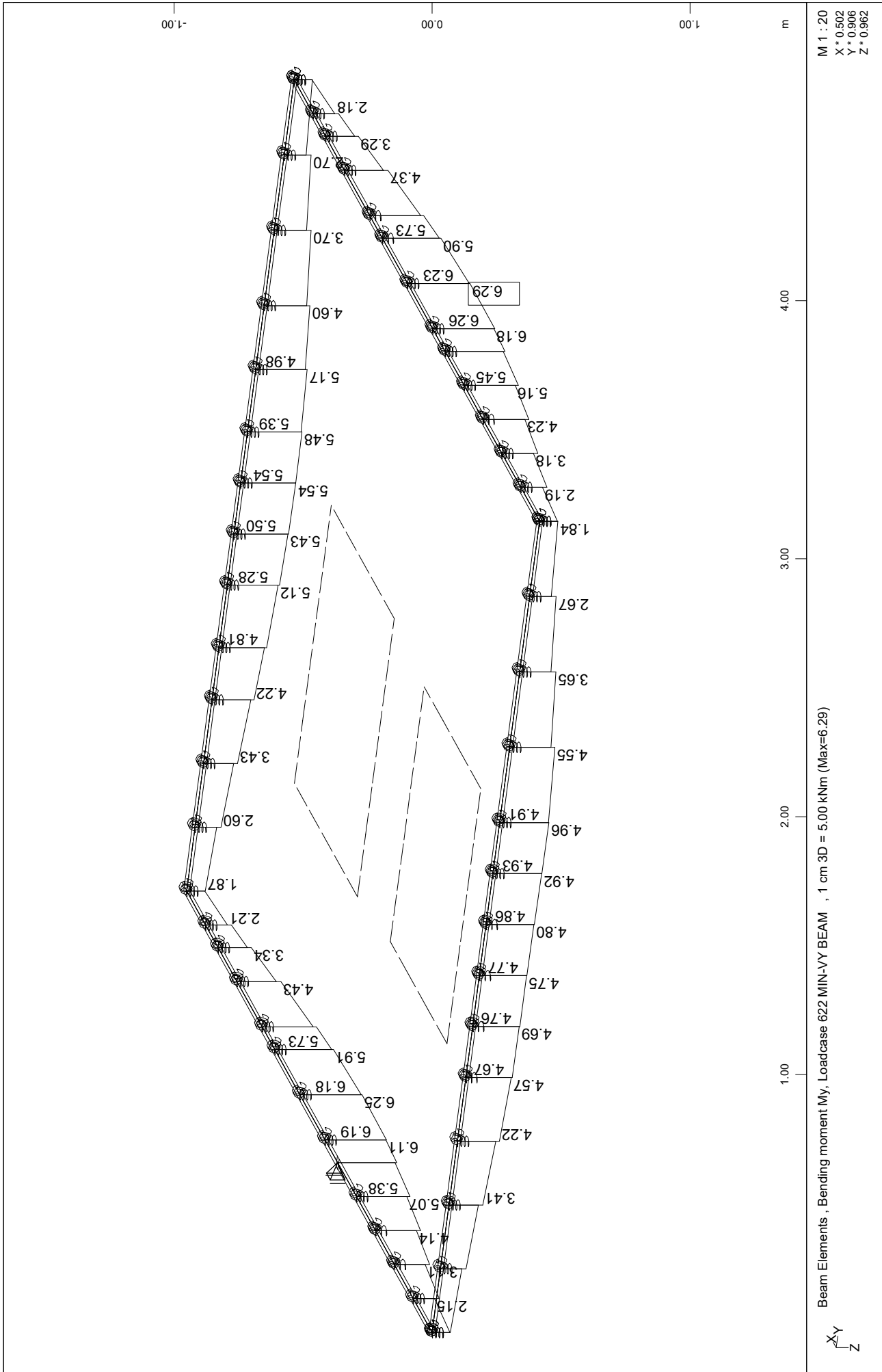


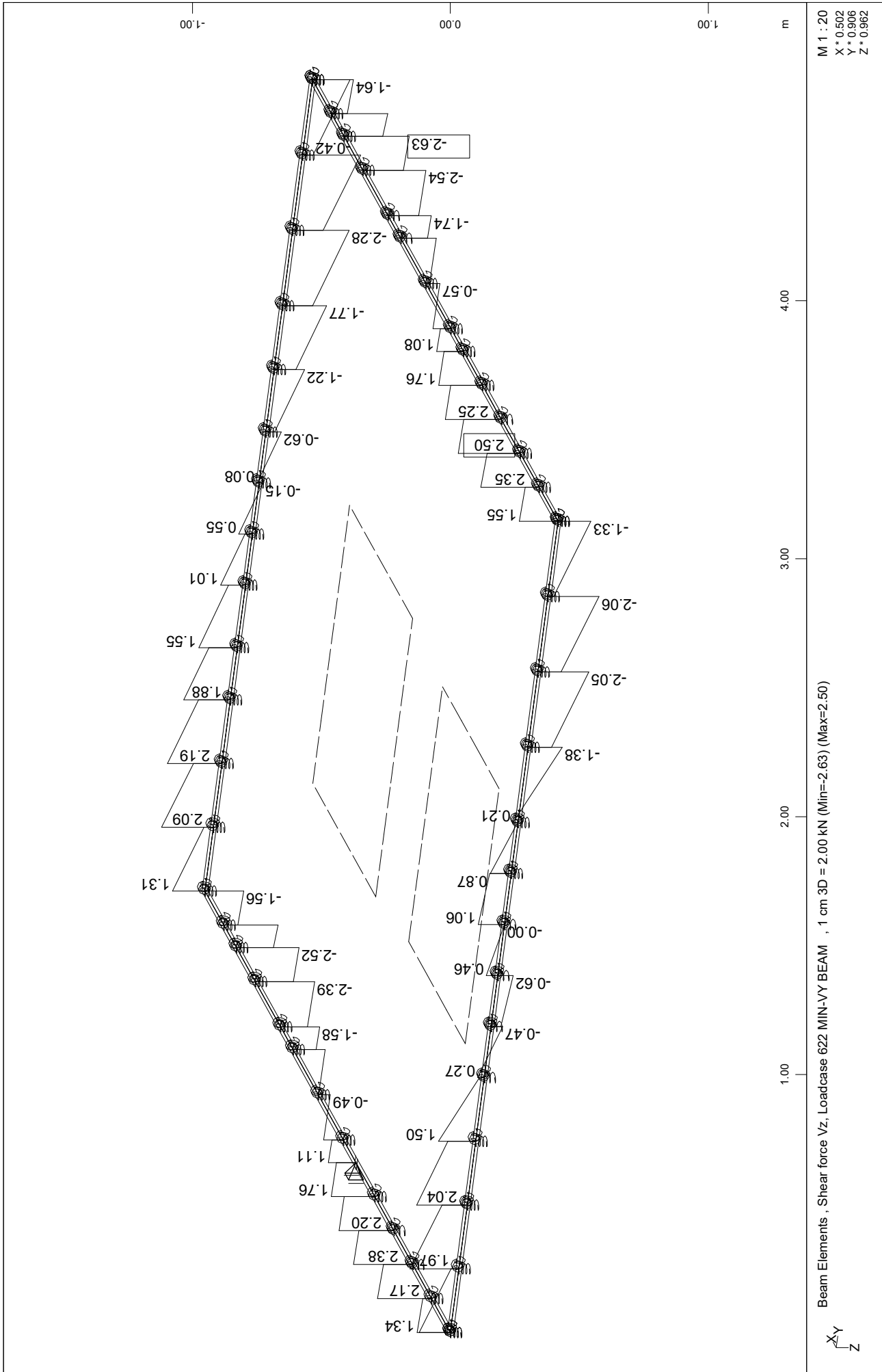


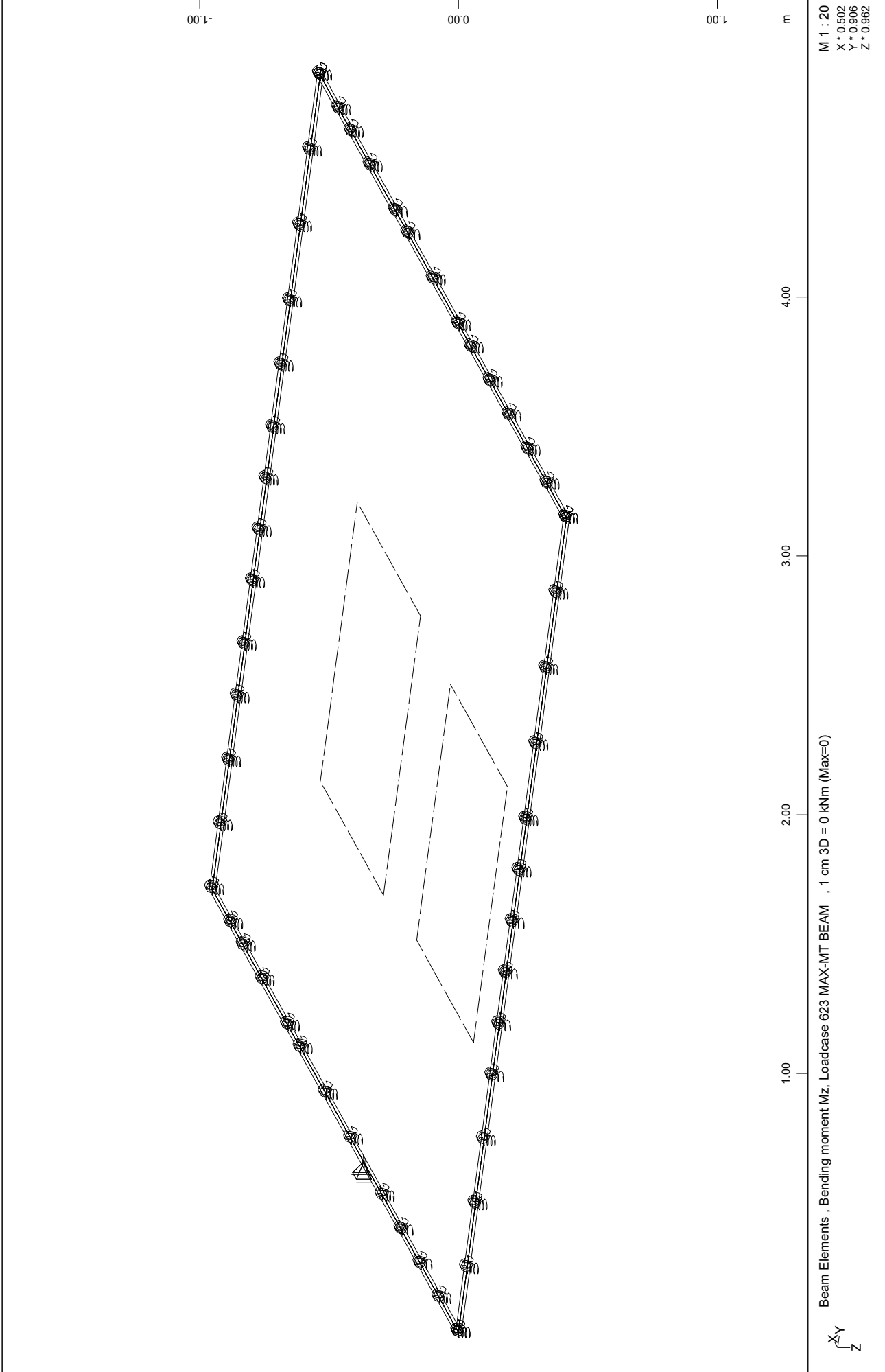
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ENVELOPES





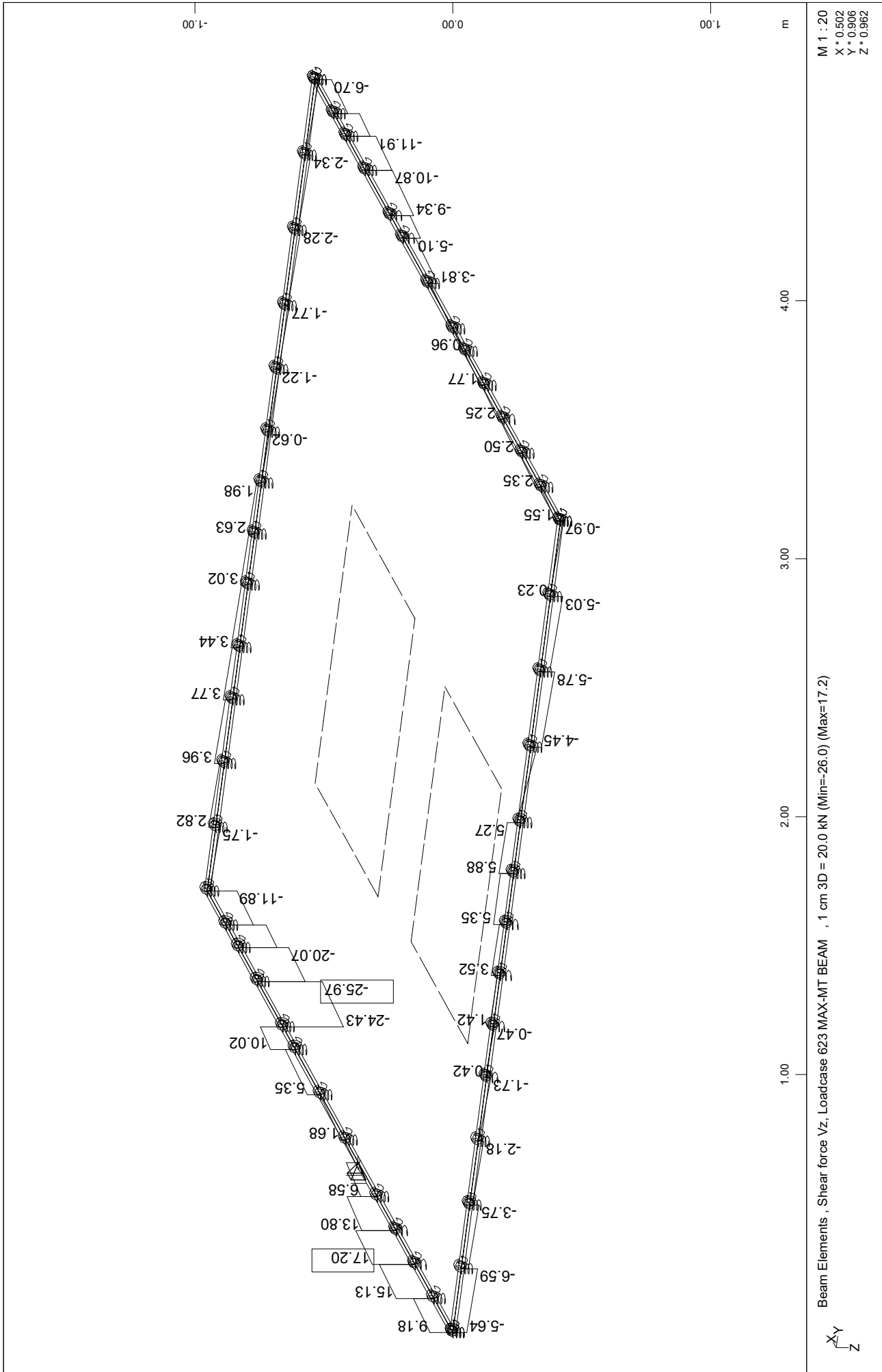


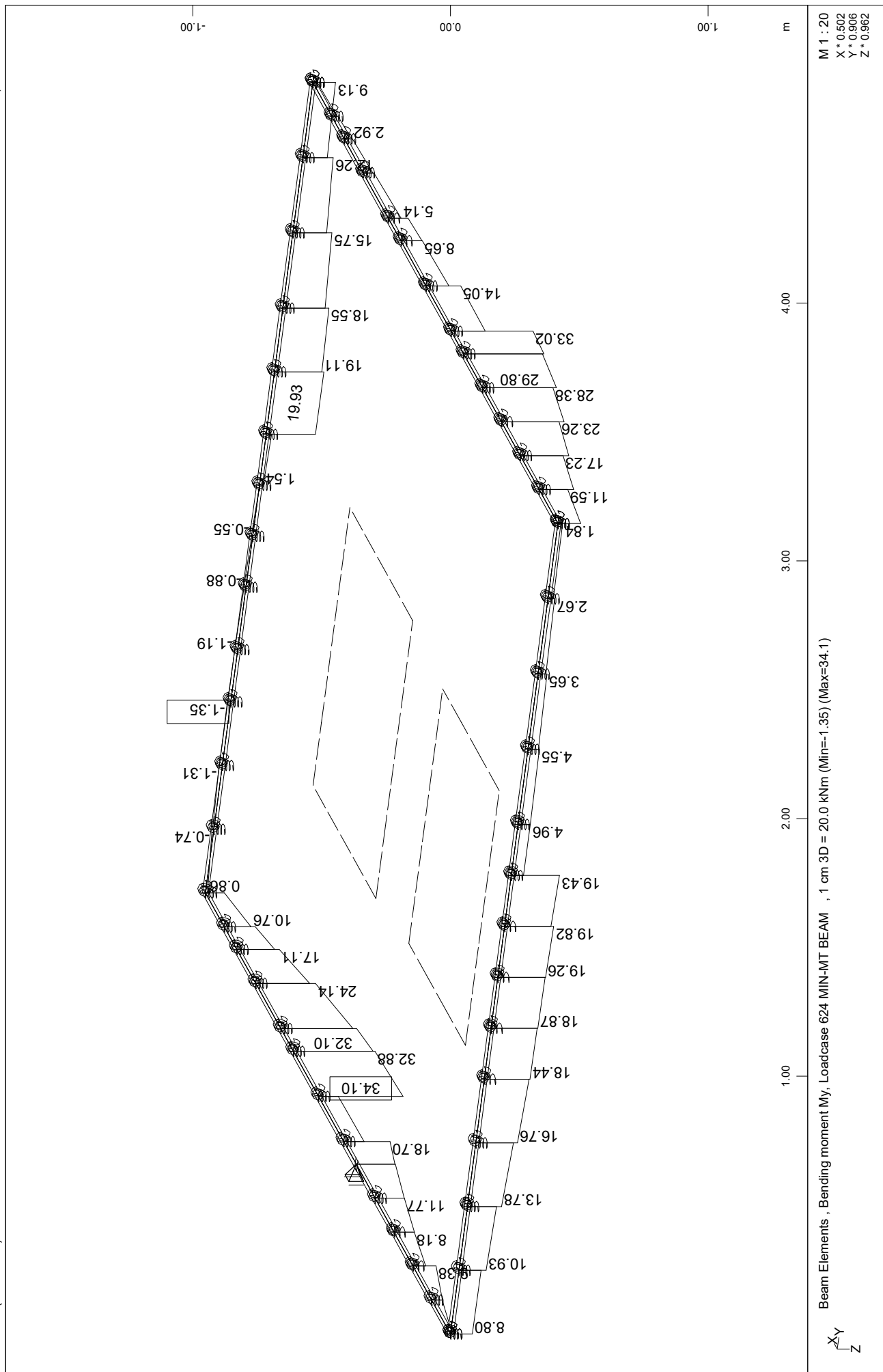


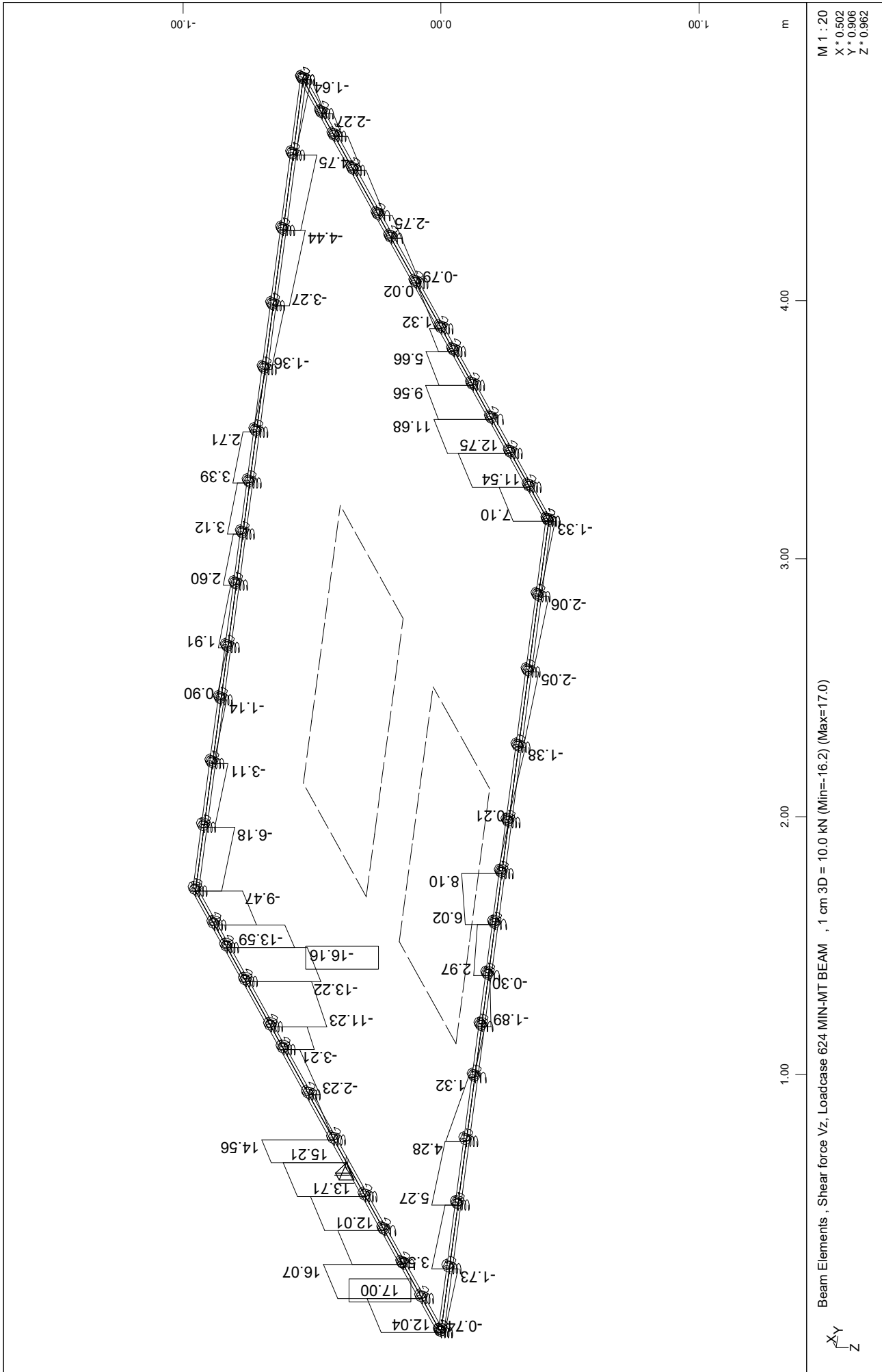


ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390

ENVELOPES







ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Reinforcementparameter two layer reinforcement

Selection	bar-distance		bar-diameter		crackwidth		steelstress		min.reinf.	
Grp elem	d1-u	d2-u	ds-u	2.lay	wk-u	2.lay	sigsu	2.lay	asu	2.lay
No. No.	d1-l	d2-l	ds-l	ds-2-l	wk-l	wk-2-l	sigsl	sigsl2l	asl	asl2
	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[cm2/m]	[cm2/m]
default	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-
	3.6	4.8	12	12	0.30	0.30	-	-	-	-

The reinforcement directions relate to the local coordinate system of the elements and have to be plotted graphically.
With the input of a steel stress sigsu... the 'crack design according tables' uses this given stress sigsu for the corresponding layer. With this input, the check can be done for bar distances instead of bar diameters.

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
ULTIMATE LIMIT STATE DIMENSIONING

Design according to EN 1992-1-1:2004(EC2)
Loadcases have been calculated in the Ultimate Limit State
In BEMESS no additional load safety factor is applied.

Load Cases for the Design

Loadcase	401	MAX-MXX	QUAK
Loadcase	402	MIN-MXX	QUAK
Loadcase	403	MAX-MYY	QUAK
Loadcase	404	MIN-MYY	QUAK
Loadcase	405	MAX-VX	QUAK
Loadcase	406	MIN-VX	QUAK
Loadcase	407	MAX-VY	QUAK
Loadcase	408	MIN-VY	QUAK
Loadcase	409	MAX-NXX	QUAK
Loadcase	410	MIN-NXX	QUAK
Loadcase	411	MAX-NYY	QUAK
Loadcase	412	MIN-NYY	QUAK

Material (EN 1992-1-1:2004(EC2))

Mat	f-ck	f-cr	f-yk	f-tk	f-ctm	N minQ	type
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
B1	25.0	21.2	500.0	500.0	2.565	10.5	0.20 mainly static

Minimum reinforcement: 0.00 p.c. of stat. req. section

Material-safety-factors:

Mat	concr	SC1	SC2	steel	SS1	SS2
B1		1.50	1.50		1.15	1.15

At direct supports from the face of the support up to 1.0*d the shear force is reduced.
The maximum shear capacity is checked at the face of the support without reduction.

The punching design has been switched off and must be done separately.
Outside the punching area, the normal slab shear design may increase the,
longitudinal reinforcement up to 0.00% [input CTRL...RO_V].

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
SERVICEABILITY LIMIT STATE DIMENSIONING

Load Cases for the Design

Loadcase 601 MAX-MXX QUAK
Loadcase 602 MIN-MXX QUAK
Loadcase 603 MAX-MYY QUAK
Loadcase 604 MIN-MYY QUAK
Loadcase 605 MAX-VX QUAK
Loadcase 606 MIN-VX QUAK
Loadcase 607 MAX-VY QUAK
Loadcase 608 MIN-VY QUAK
Loadcase 609 MAX-NXX QUAK
Loadcase 610 MIN-NXX QUAK
Loadcase 611 MAX-NYY QUAK
Loadcase 612 MIN-NYY QUAK

Load Cases - with factors of dead load in per cent

LcNo	per cent	LcNo	per cent	LcNo	per cent	LcNo	per cent	LcNo	per cent
601	100.0	602	100.0	603	100.0	604	100.0	605	100.0
606	100.0	607	100.0	608	100.0	609	100.0	610	100.0
611	100.0	612	100.0						

SERVICEABILITY LIMIT STATE CONTROL PARAMETERS

No Code d_{NW}[mm] w_k[mm]

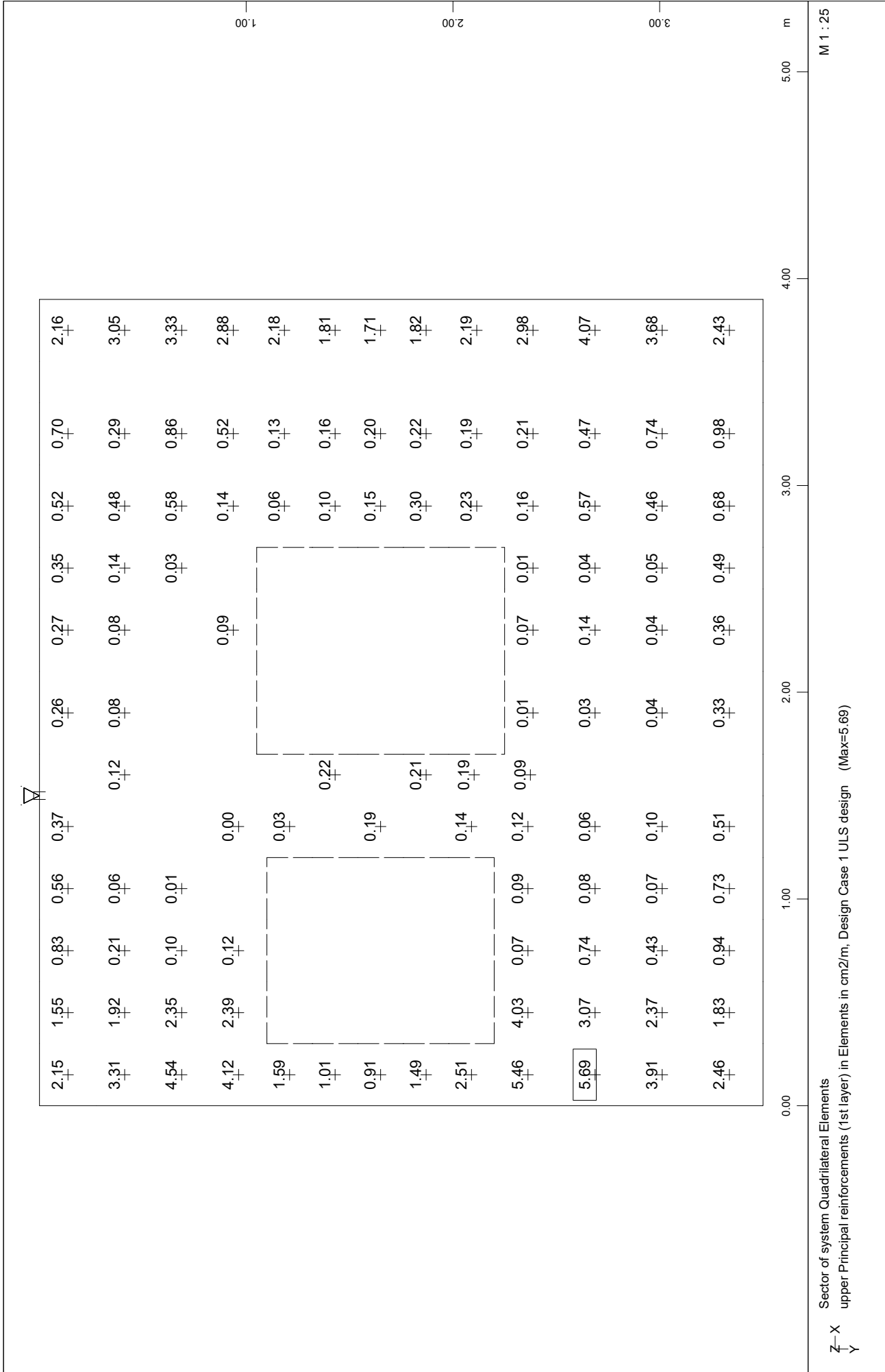
1 EDIN ->para ->para

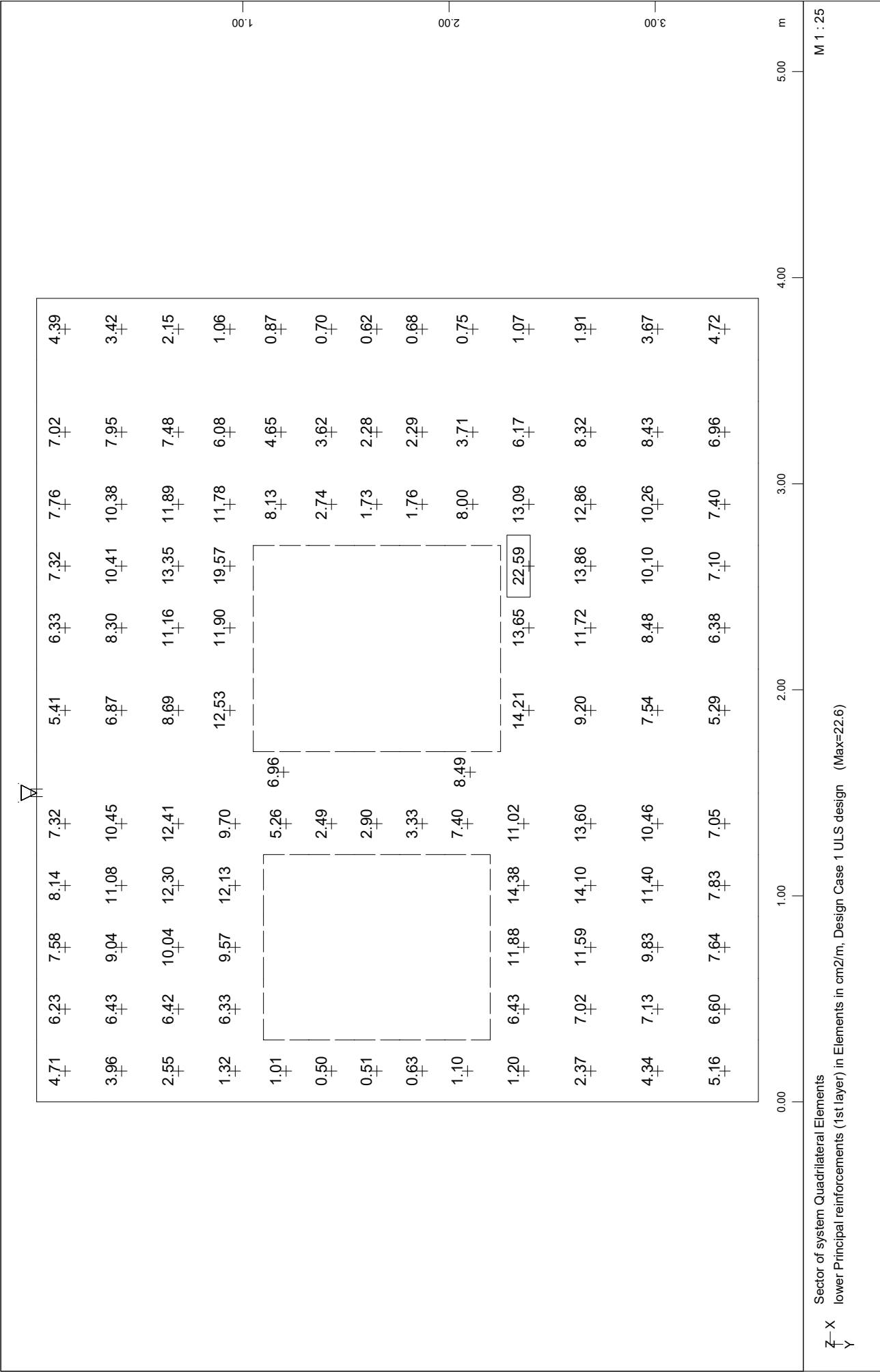
Calculation of crack-width acc." DIN 1045-1 11.2.4

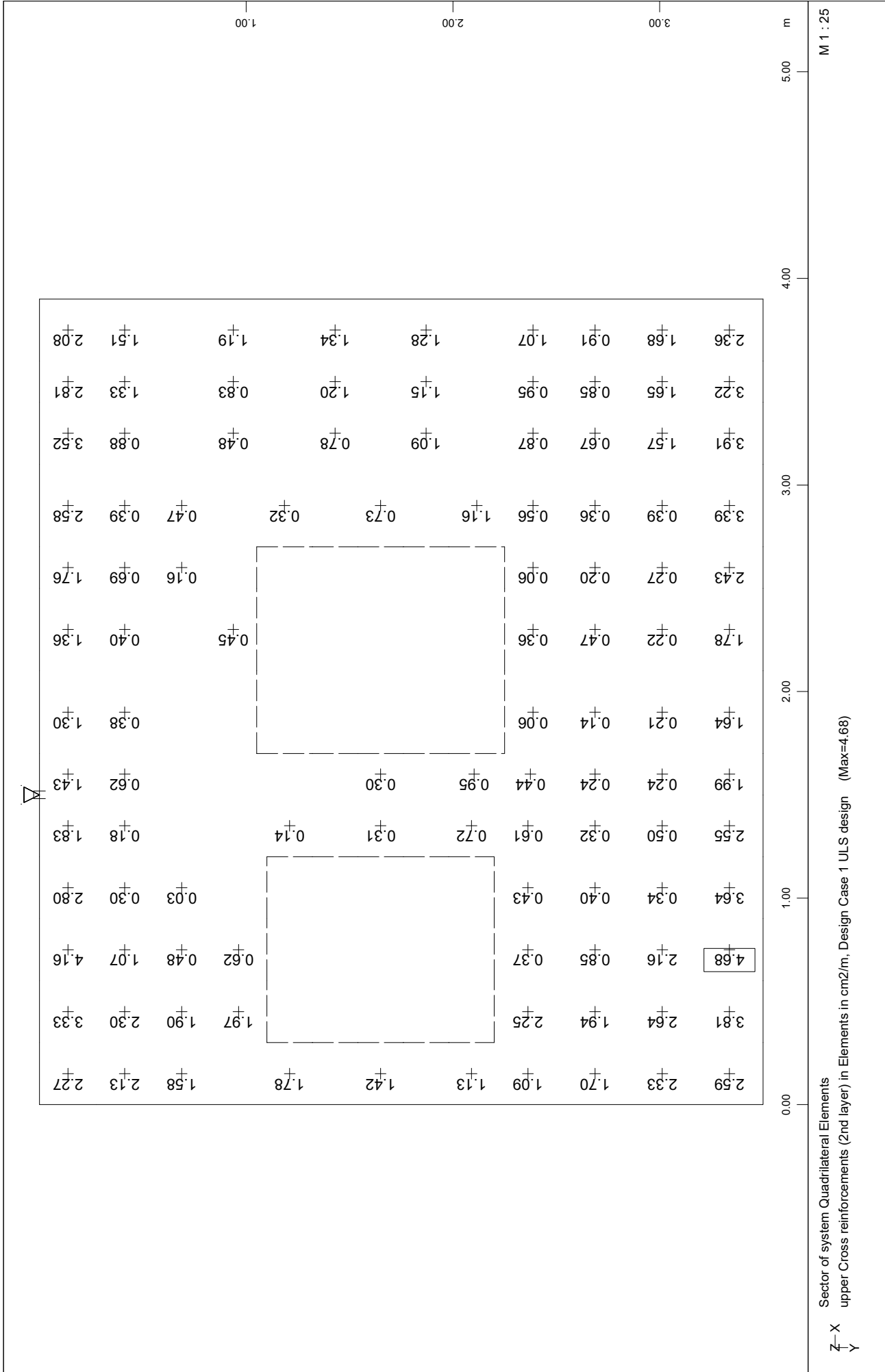
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
REINFORCEMENT - ENVELOPE

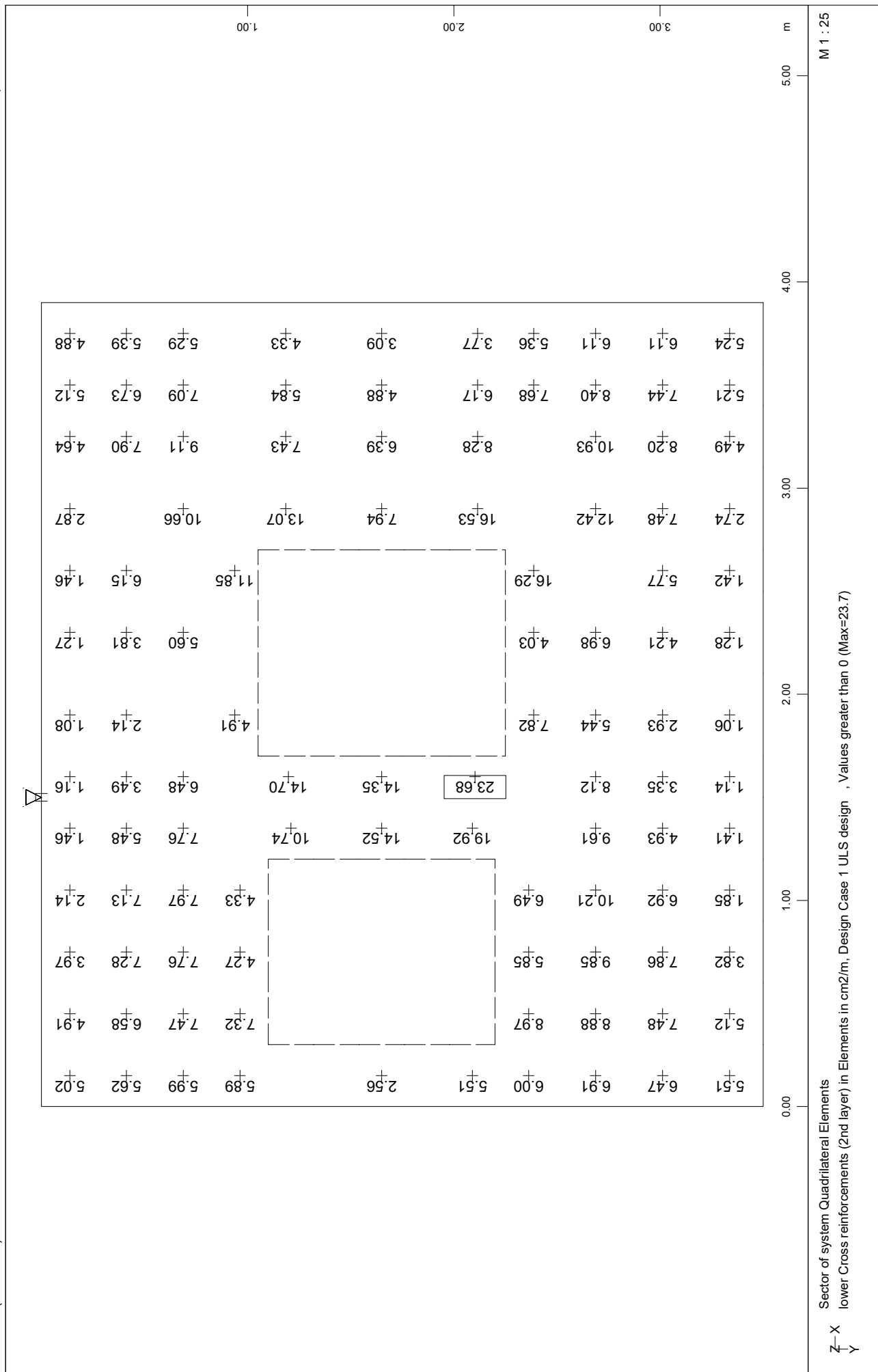
Maximum of reinforcement-distributions

The reinforcement maximum was build out of the numbers of reinforcement-distributions:
1 , 2
and stored as new reinforcement-distribution 3 .



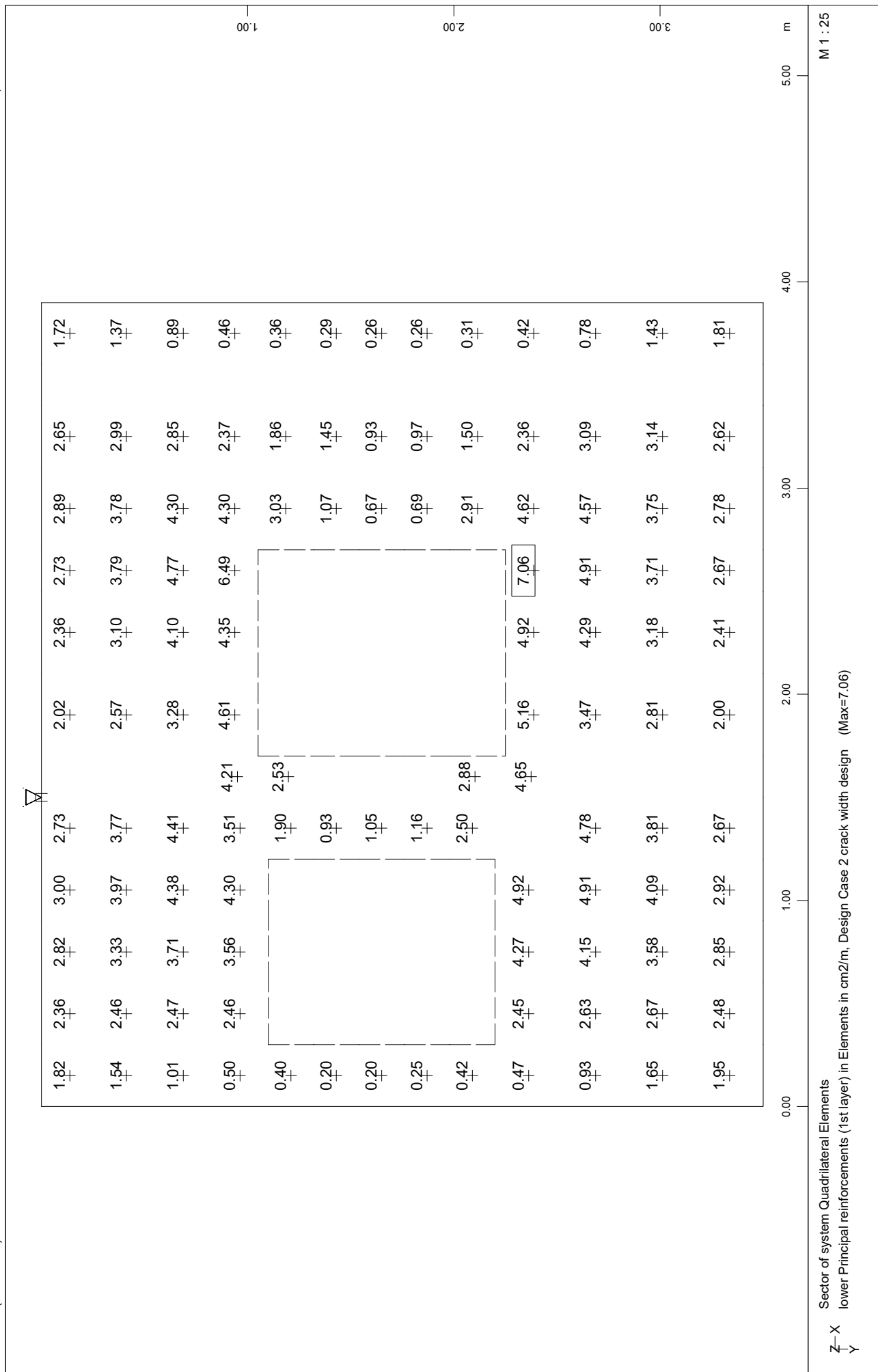


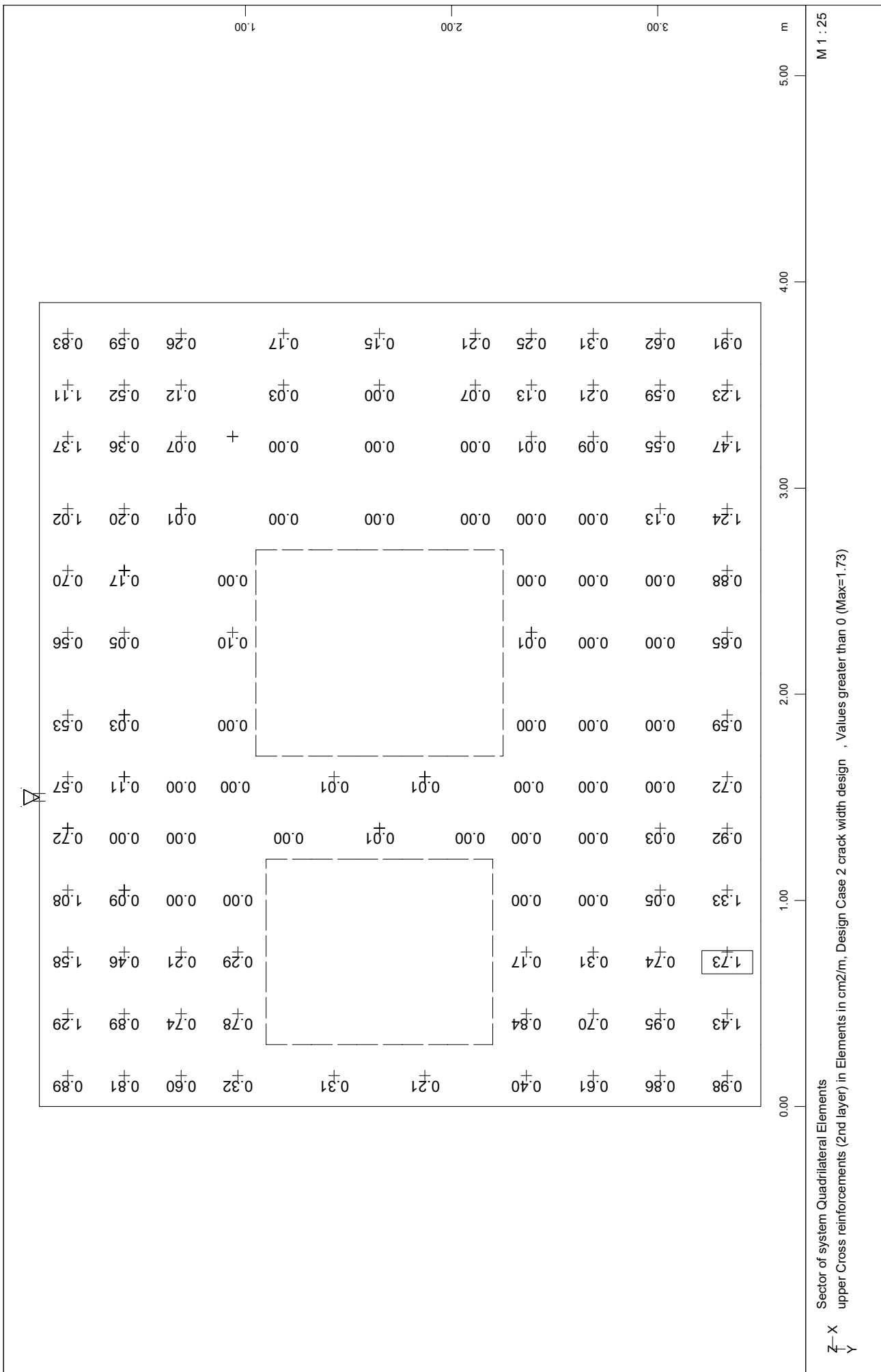


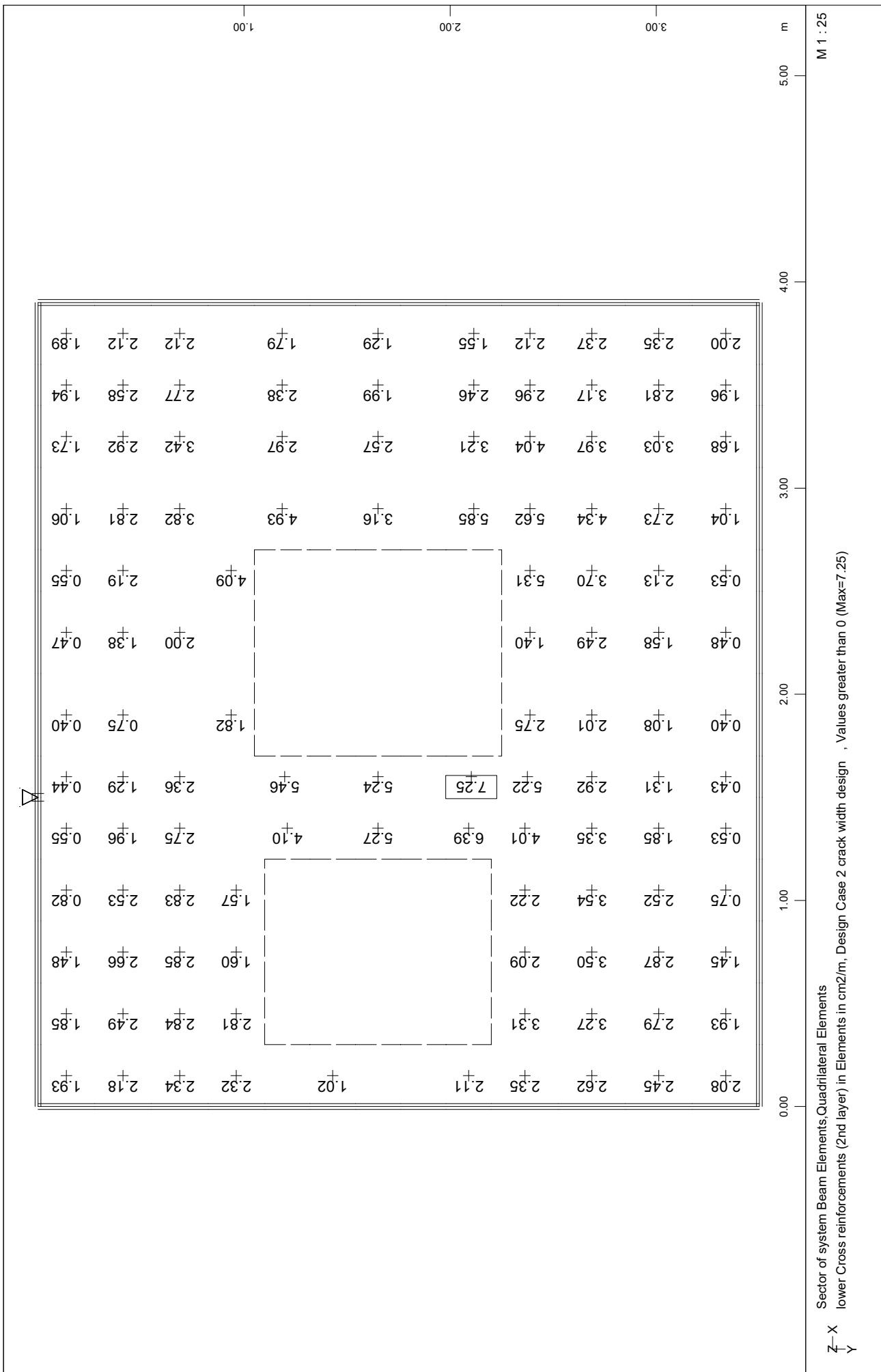


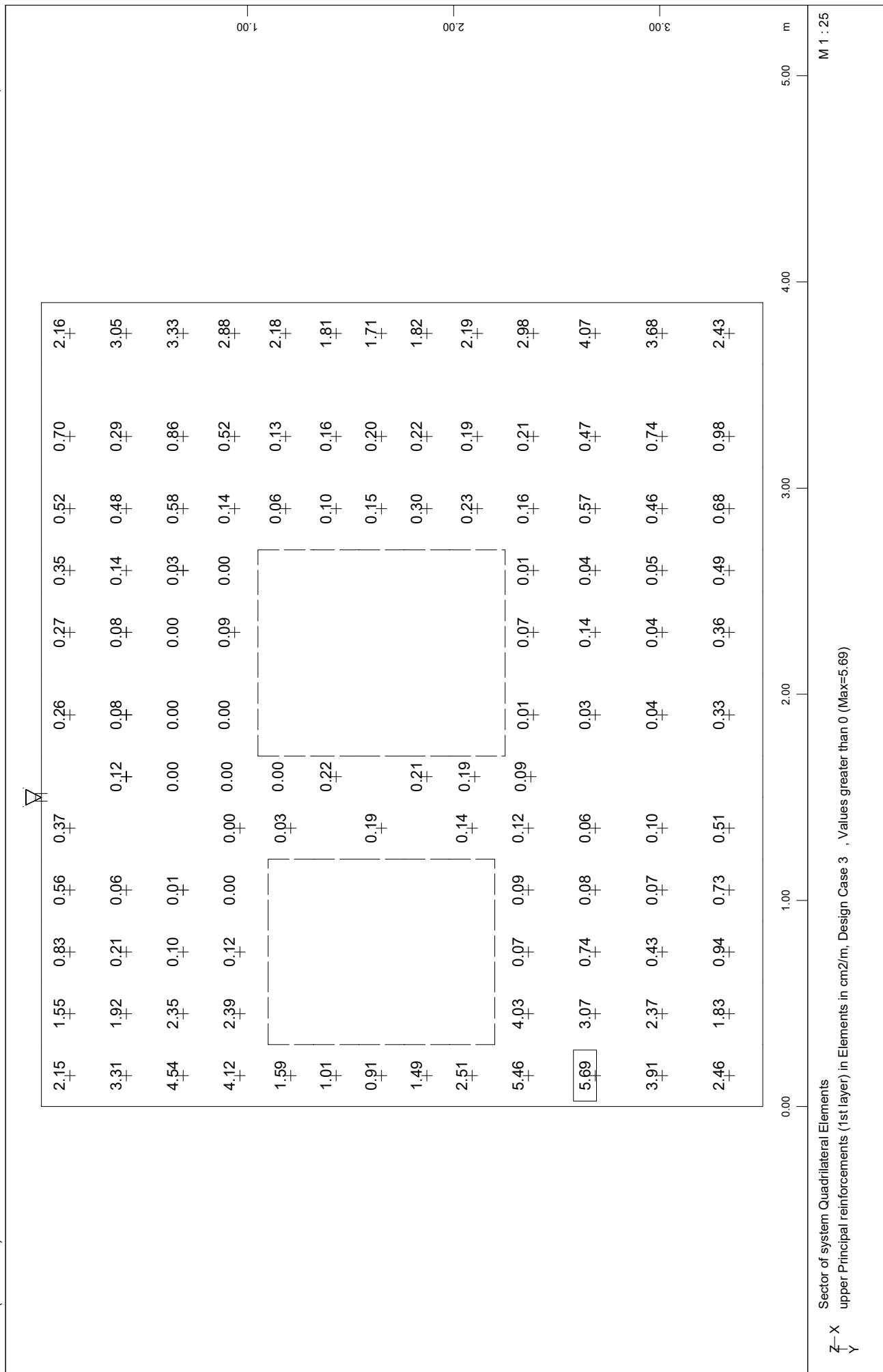
ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
Reinforcements

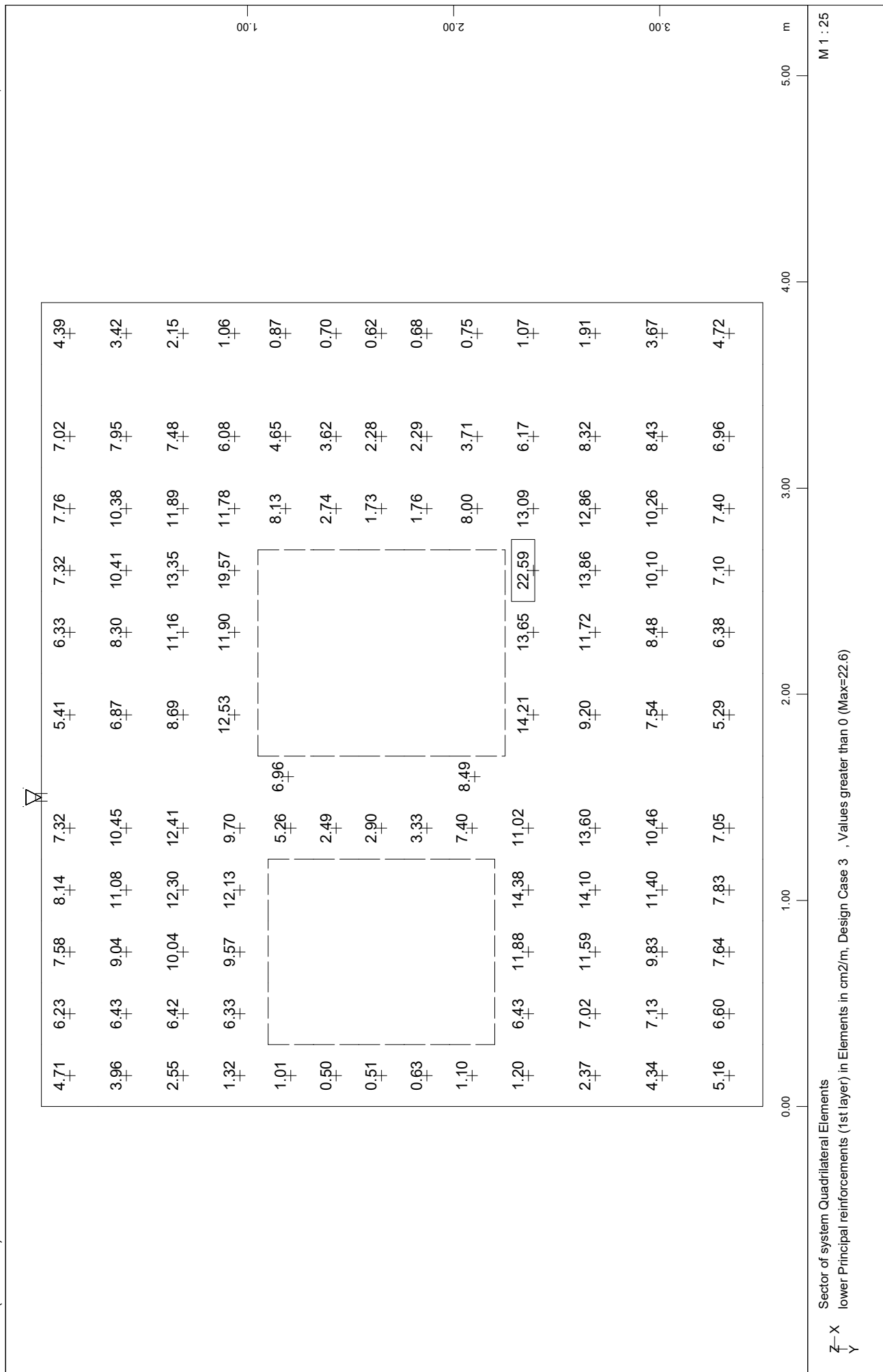
<div><div></div><div></div></div>												
0.84	0.60	0.32	0.22	0.14	0.11	0.11	0.14	0.20	0.27	0.85		
1.28	0.73	0.09	0.02	0.02	0.01	0.01	0.03	0.06	0.11	1.19		
1.76	0.91	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.29	1.30		
1.59	0.93	0.06	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.06	1.12		
0.63			0.00	0.00				0.00	0.00	0.85		
0.41			0.07							0.70		
0.36			0.04							0.66		
0.57			0.07							0.69		
0.94			0.00	0.00				0.00	0.00	0.83		
2.02	1.47	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.11		
2.12	1.11	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	1.54		
1.47	0.86	0.15	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.03	0.23	1.38		
0.94	0.69	0.35	0.27	0.18	0.12	0.13	0.18	0.25	0.35	0.94		
											5.00	m
											3.00	
											2.00	
											1.00	
											0.00	
Sector of system Beam Elements Quadrilateral Elements												
upper Principal reinforcements (1st layer) in Elements in cm2/m, Design Case 2 crack width design , Values greater than 0 (Max=2.12)												
M 1 : 25												

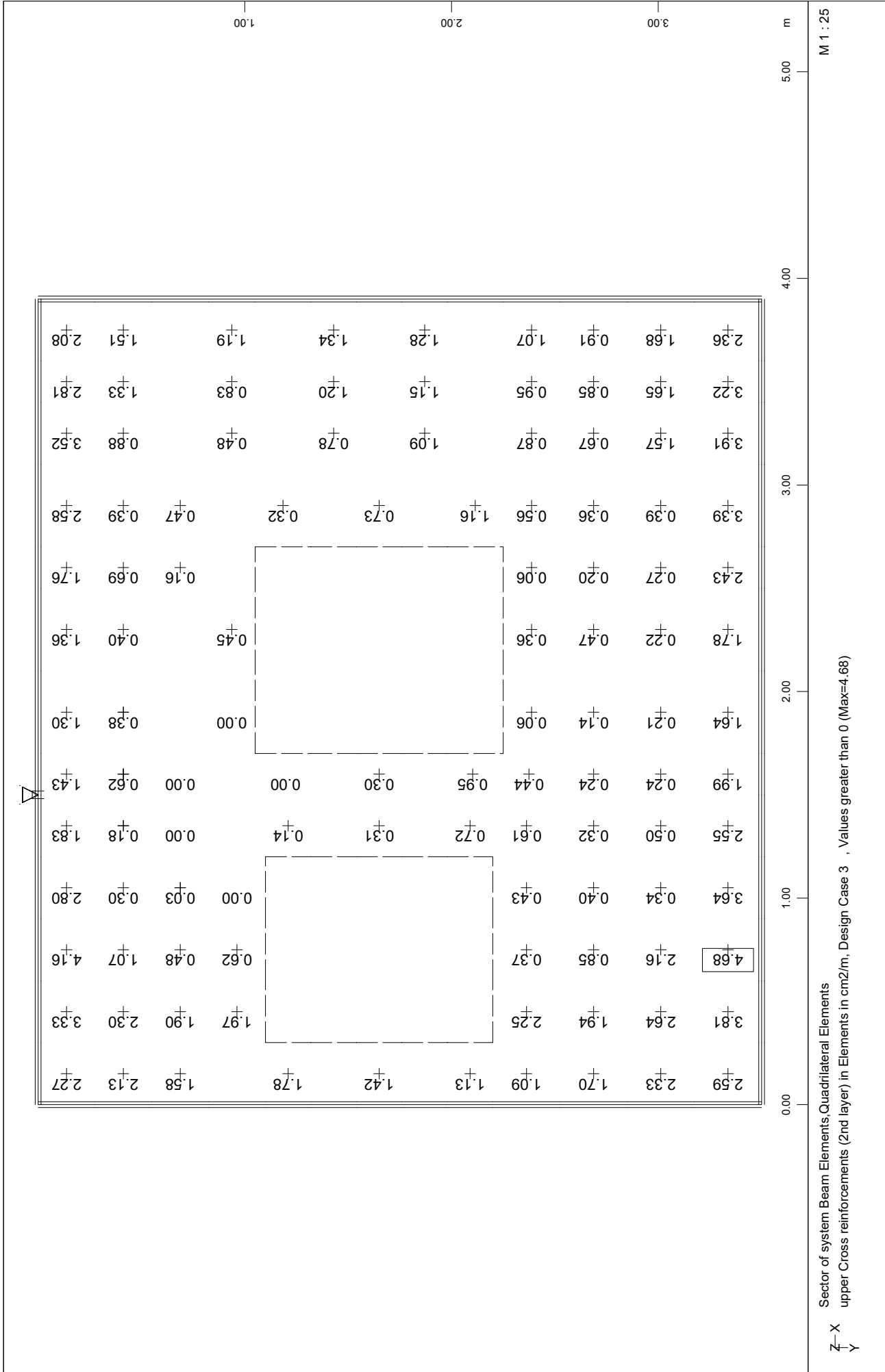


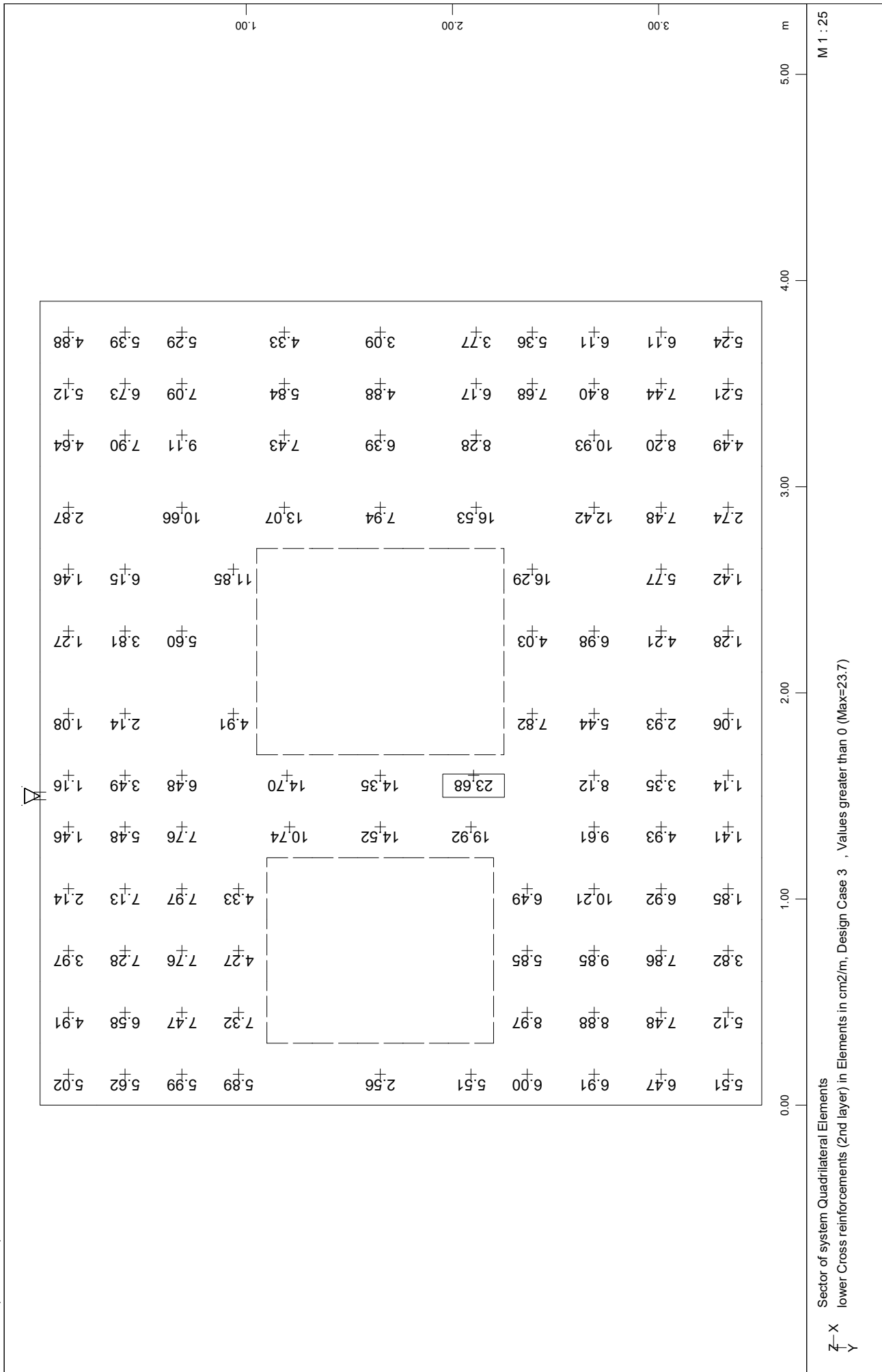












ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
 ULTIMATE STRENGTH DESIGN

Materials

No. 1 C 25/30 (EN 1992)
 No. 2 S 500 (EN 1992)
 No. 3 C 25/30 (EN 1992)

Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA
 Reinforcements saved as design case LCR 4

Considered Load Cases

413	414	415	416	417	418
419	420	421	422	423	424

Ultimate Load Design

=====

Design for ultimate loads DIN 1045-1 (2001)

Biaxial bending, uniaxial stress calculated in y-z axis

Safety factors SC-1 SC-2 SC-S SS-1 SS-2 PIIa

1.50 1.50 1.50 1.15 1.15 7

Strain limits C1 C2 S1 S2 Z1 Z2

-3.50 -2.00 3.00 20.00 -3.50 20.00

parameters for reinforcements

Minimum reinforcements compression min. reinforcem. maximum-

Bending. Compress. e/d N/Npl requ. section reinforc.

0.00 [cm2] 0.00 [cm2] 3.50 0.1000 0.00 0.15 9.00

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.

Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with global safety factors

Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with global safety factors

MNo.	temp lev.	Material- safety	max.compr stress	at strain	max.tens stress	at strain	tension- stiffening
		[-]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]
1	0	1.500	-16.67	-2.00	0.00	0.00	
2	0	1.150	-478.26	-50.00	478.26	50.00	
3	0	1.500	-16.67	-2.00	0.00	0.00	

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
 ΔΙΑΣΤΑ/ΓΗΣΗ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΩΣ
 ULTIMATE SERVICE DESIGN

Selected Beam Elements

FROM	TO	INC	X-VALUE	NC	MEMBER	CS0	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5
all elements											

Default design code is DIN 1045-1 (2001) (Germany)
 Klasse(Tab.18): E
 Wind zone : Binnenland
 Snow load zone : 1a

Materials

No. 1 C 25/30 (EN 1992)
 No. 2 S 500 (EN 1992)
 No. 3 C 25/30 (EN 1992)

All moments will be smoothed out between face and support
 Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA
 Reinforcements saved as design case LCR 5
 Reinforcements become minimum reinforcements

Considered Load Cases

613	614	615	616	617	618
619	620	621	622	623	624

Ultimate Load Design

=====

Design for ultimate loads DIN 1045-1 (2001)
 Biaxial bending, uniaxial stress calculated in y-z axis
 Safety factors SC-1 SC-2 SC-S SS-1 SS-2 PIIa
 1.50 1.50 1.50 1.15 1.15 7
 Strain limits C1 C2 S1 S2 Z1 Z2
 -3.50 -2.00 3.00 20.00 -3.50 20.00

parameters for reinforcements

Minimum reinforcements	compression	min. reinforcement	maximum-
Bending. Compress.	e/d	N/Npl	requ. section
0.00 [cm2]	0.00 [cm2]	3.50	0.15

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.

Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with global safety factors

Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with global safety factors

MNo.	temp lev.	Material-safety	max.compr stress	at strain	max.tens stress	at strain	tension-stiffening
		[-]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]
1	0	1.500	-16.67	-2.00	0.00	0.00	
2	0	1.150	-478.26	-50.00	478.26	50.00	
3	0	1.500	-16.67	-2.00	0.00	0.00	

ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ

Selected Beam Elements

FROM	TO	INC	X-VALUE	NC	MEMBER	CS0	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5
all elements											
Default design code is DIN 1045-1 (2001) (Germany)											
Klasse(Tab.18): E											
Wind zone : Binnenland											
Snow load zone : 1a											

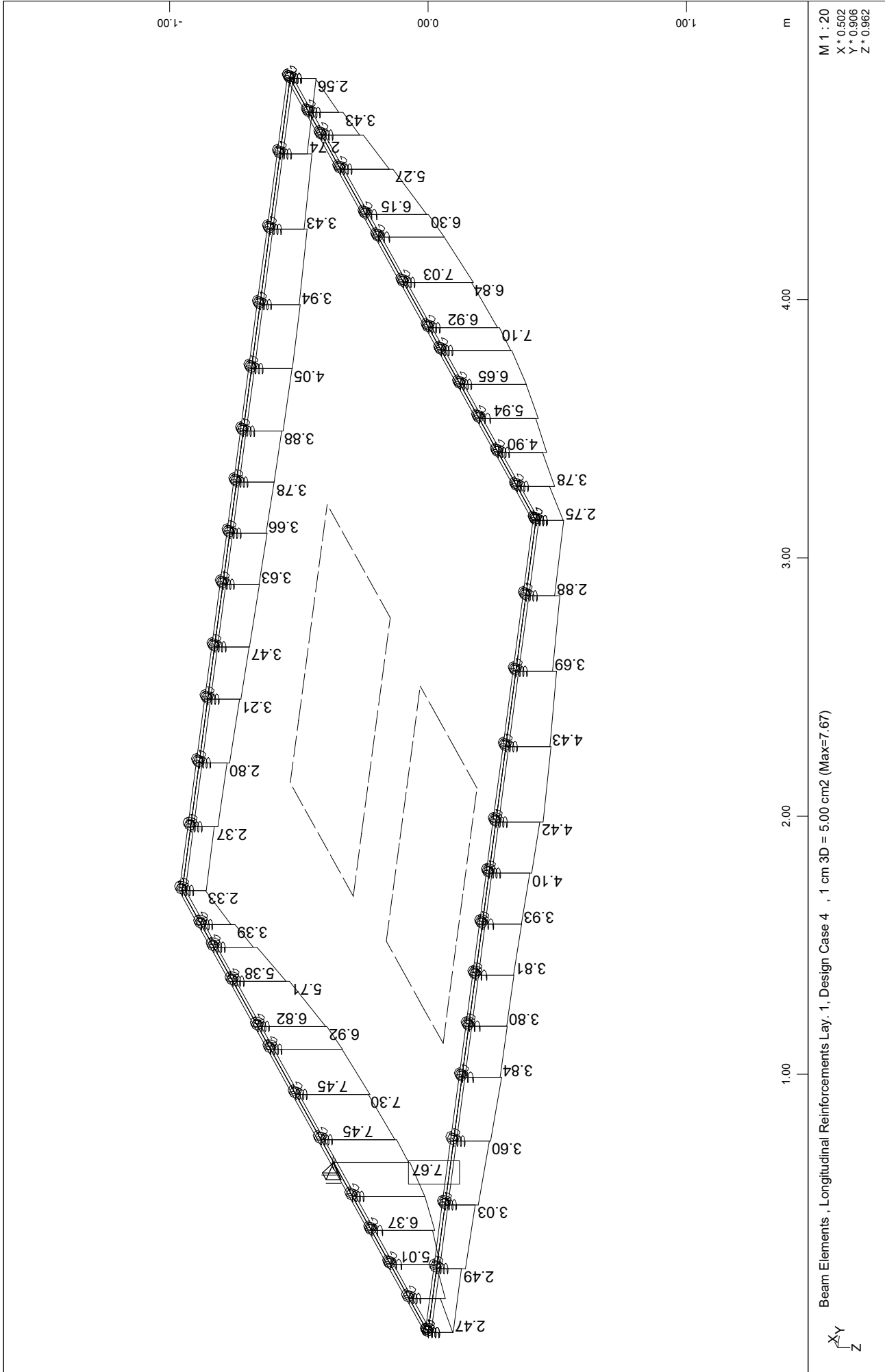
Materials

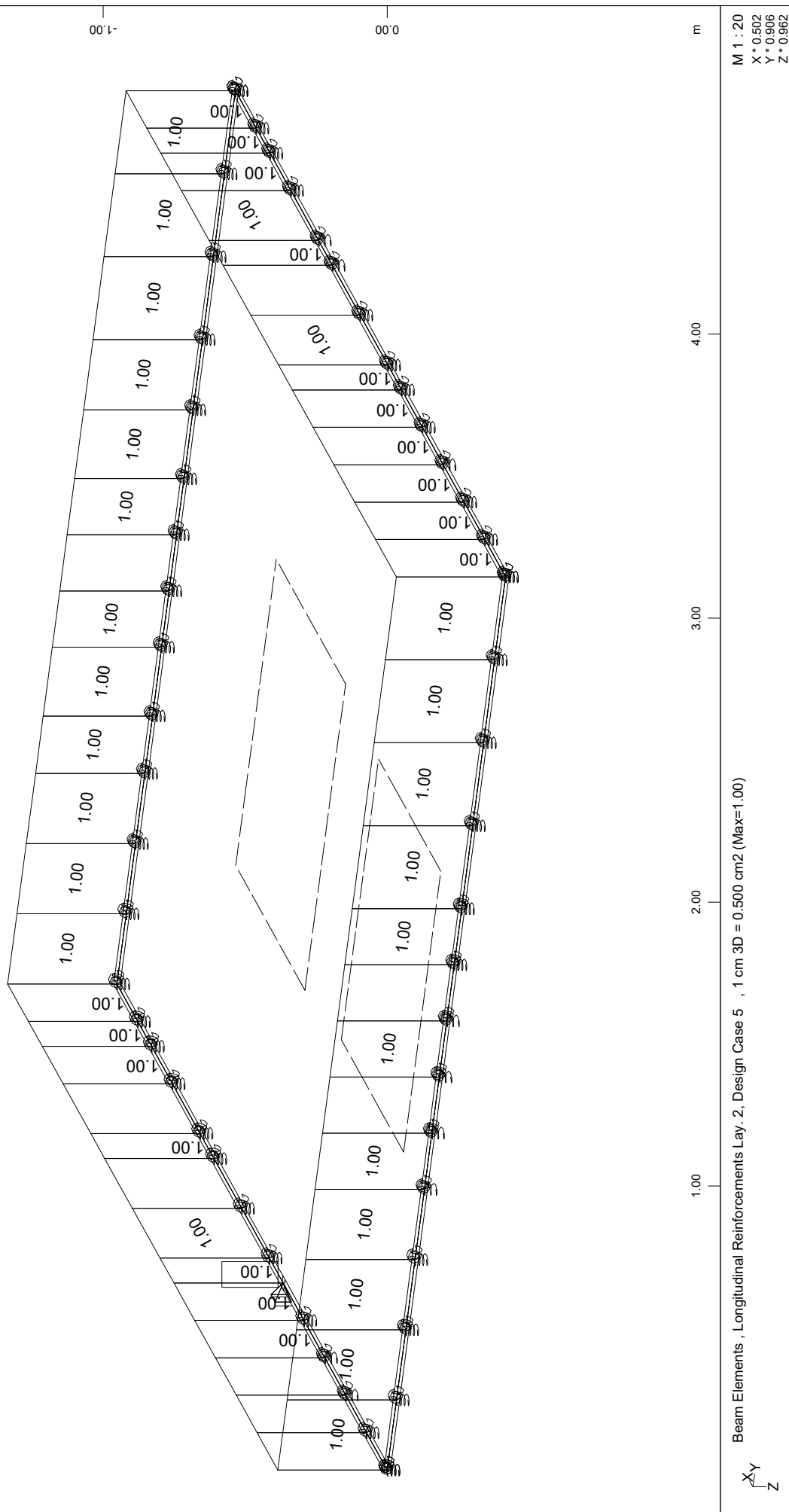
No. 1 C 25/30 (EN 1992)
 No. 2 S 500 (EN 1992)
 No. 3 C 25/30 (EN 1992)

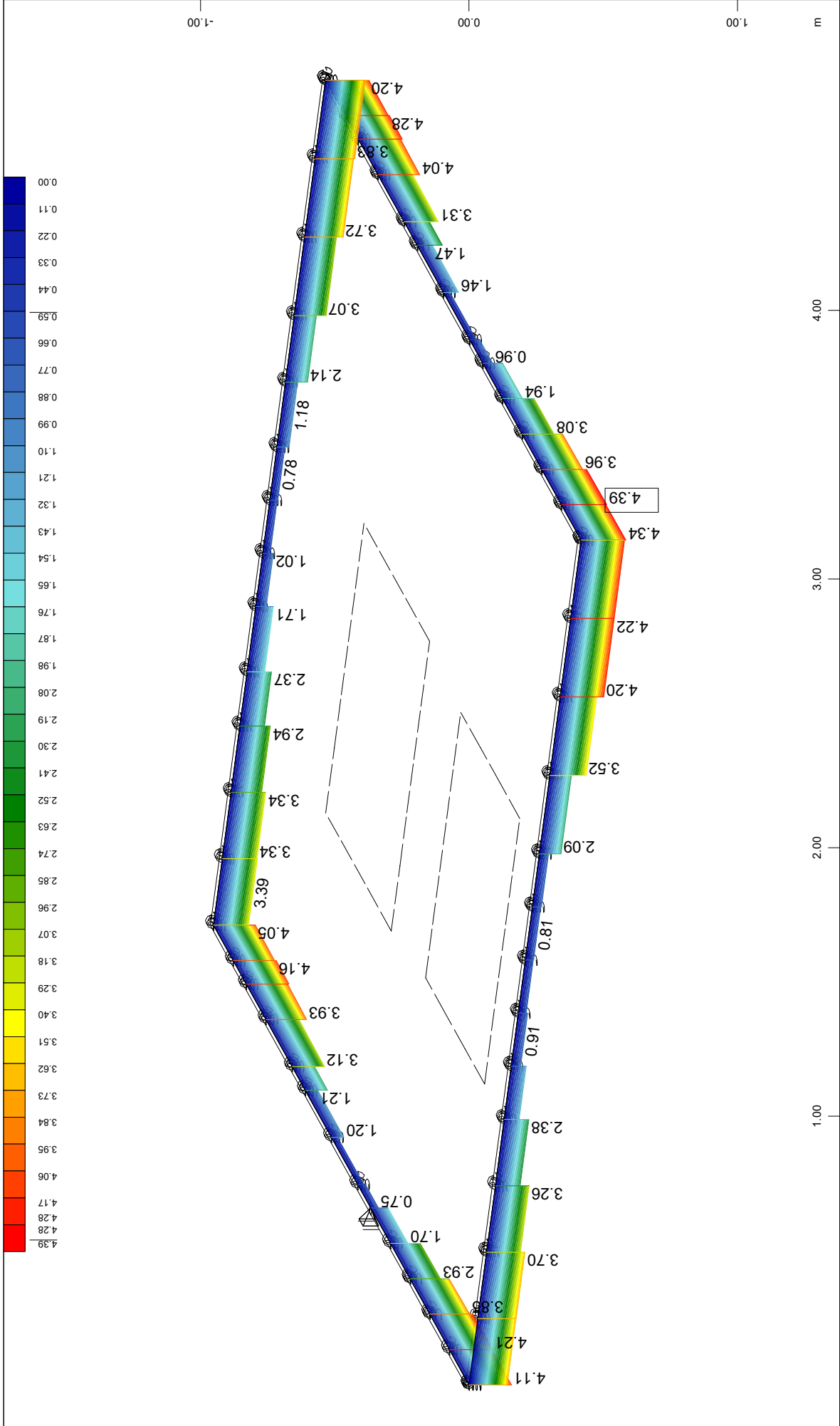
Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA
 Reinforcements superposed with existing design case LCR 6
 Reinforcements superposed with existing design case LCR 4 5

Considered Load Cases

10	11	12	13	14	15
20	21	413	414	415	416
417	418	419	420	421	422
423	424	613	614	615	616
617	618	619	620	621	622
623	624				







M 1 : 20
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 3, Design Case 6 , 1 cm 3D = 5,00 cm2 (Max=4.39)



ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ 390x390
Reinforcements

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΩΝ	5
3. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	7
3.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	7
3.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	8
3.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	8
3.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	8
3.2.3 Δείκτης εδάφους.....	8
3.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης.....	8
3.2.5 Βελτίωση εδάφους	8
3.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	9
4. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.1	9
4.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	9
4.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	10
4.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	10
4.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	10
4.2.3 Δείκτης εδάφους.....	10
4.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης.....	10
4.2.5 Βελτίωση εδάφους	10
4.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	11
5. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.2	11
5.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	11
5.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	11
5.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	11
5.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	11
5.2.3 Δείκτης εδάφους.....	12
5.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης.....	12
5.2.5 Βελτίωση εδάφους	12
5.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	12
6. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6	12
6.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	12
6.2 Μελέτη θεμελίωσης.....	13
6.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	13
6.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων	14

6.2.3	Δείκτης εδάφους.....	14
6.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	14
6.2.5	Βελτίωση εδάφους	14
6.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	14
7.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ8	15
7.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	15
7.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	16
7.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	16
7.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	17
7.2.3	Δείκτης εδάφους.....	17
7.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	17
7.2.5	Βελτίωση εδάφους	17
7.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	17
8.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ9	18
8.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	18
8.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	18
8.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	18
8.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	19
8.2.3	Δείκτης εδάφους.....	19
8.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	19
8.2.5	Βελτίωση εδάφους	19
8.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	20
9.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.1	20
9.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	20
9.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	20
9.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	20
9.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	21
9.2.3	Δείκτης εδάφους.....	21
9.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	21
9.2.5	Βελτίωση εδάφους	21
9.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	21
10.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.2	21
10.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	21
10.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	22
10.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	22
10.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	22

10.2.3	Δείκτης εδάφους.....	22
10.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	22
10.2.5	Βελτίωση εδάφους	22
10.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	22
11.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ11	23
11.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	23
11.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	23
11.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	24
11.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	24
11.2.3	Δείκτης εδάφους.....	24
11.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	24
11.2.5	Βελτίωση εδάφους	24
11.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	25
12.	ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ12	25
12.1	Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου.....	25
12.2	Μελέτη θεμελίωσης.....	25
12.2.1	Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού.....	25
12.2.2	Υπολογισμός καθιζήσεων	25
12.2.3	Δείκτης εδάφους.....	26
12.2.4	Αντιμετώπιση της άνωσης.....	26
12.2.5	Βελτίωση εδάφους	26
12.2.6	Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών.....	26

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 ΚΑΙ DIN 4017

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΕΔΑΦΟΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Δημοτική Επιχείρηση Ύδρευσης Αποχέτευσης Μείζονος Περιοχής Βόλου (ΔΕΥΑΜΒ), κατόπιν διενέργειας διεθνούς διαγωνισμού σύμφωνα με τις διατάξεις της ισχύουσας νομοθεσίας περί αναθέσεως και εκτελέσεως δημοσίων συμβάσεων εκπόνησης μελετών και παροχής συναφών υπηρεσιών (Ν. 3316/2005 ως ισχύει), ανέθεσε την εκπόνηση της μελέτης (τίτλος σύμβασης):

**«ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ –
ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ»**

στα συμπράττοντα γραφεία μελετών:

- ΡΟΪΚΟΣ Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε. (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 521)
- ΝΑΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ Α.Ε. (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 309)
- INTEGER Ανώνυμη Τεχνική Εταιρεία Μελετών (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 644)
- ΕΜΒΗΣ Σύμβουλοι Μηχανικού Α.Ε. (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 728)
- ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ Πολιτικός Μηχανικός (ΑΜ ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΕΜ 17221)

Η σχετική σύμβαση μεταξύ της ΔΕΥΑΜΒ και των ως άνω μελετητικών γραφείων υπογράφηκε στις 16.04.2015 (Α.Π. 3310/17.04.2015).

Στην σύμβαση περιλαμβάνεται η εκτέλεση γεωτεχνικής έρευνας και η εκπόνηση γεωτεχνικής μελέτης. Στο πλαίσιο της γεωτεχνικής μελέτης έχουν υποβληθεί τα ακόλουθα:

- «ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ». ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ : ΤΕΥΧΟΣ 1. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ, 14.12.2015
- «ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ». ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ : ΤΕΥΧΟΣ 2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Α/Σ ΚΑΙ ΕΕΛ, 14.12.2015

2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΩΝ

Για τις ανάγκες του έργου, στην παραλιακή περιοχή Νέας Αγχιάλου – Κριθαριών, προβλέπεται η κατασκευή δέκα τριών (13) αντλιοστασίων, εκ των οποίων τα τρία (3) θα είναι συμβατικού τύπου και τα δέκα (10) θα είναι προκατασκευασμένα.

Για τη διερεύνηση των γεωτεχνικών συνθηκών έδρασης και την εκπόνηση της μελέτης θεμελίωσης εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα υπαίθρου και εργαστηρίου στις θέσεις των αντλιοστασίων Δ2, Δ3, Δ5.1, Δ6, Δ8, Δ9 και Δ11.

Σε θέσεις τεσσάρων (4) αντλιοστασίων (Δ4, Δ7, Δ10.1 και Δ12) που δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση και εν συνεχεία αξιολόγηση, όπου χρησιμοποιείται συναφής εμπειρία, η οποία αναφέρεται σε ίδιους τύπους εδαφών ή βράχων με αναμενόμενη παρόμοια γεωτεχνική συμπεριφορά και σε παρόμοια έργα.

Επίσης, τα αντλιοστάσια Δ5.2 και Δ10.2, η αναγκαιότητα κατασκευής των οποίων προέκυψε κατά την εκπόνηση της υδραυλικής μελέτης, αλλά μετά την ολοκλήρωση της γεωτεχνικής έρευνας υπαίθρου και εργαστηρίου, χωροθετούνται πλησίον θέσεων γεωτεχνικής έρευνας – αναγνώρισης και για τον σχεδιασμό της θεμελίωσής τους γίνονται εκτιμήσεις βασιζόμενες στα διαθέσιμα στοιχεία.

Κατά την εκπόνηση της οριστικής υδραυλικής μελέτης προέκυψαν πρόσθετες αλλαγές στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των αντλιοστασίων της υπόψη περιοχής του έργου.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ελέγχων ρευστοποίησης, που δίνονται στο Τεύχος Παρουσίασης και Αξιολόγησης Γεωτεχνικών Ερευνών, εντοπίστηκαν περιοχές δυνητικά επιρρεπείς προς την εκδήλωση του φαινομένου, στις θέσεις των αντλιοστασίων Δ3, Δ6, Δ8 και Δ9. Επίσης, στη στάθμη έδρασης του αντλιοστασίου Δ11 εντοπίζεται μία ζώνη πολύ μαλακής αργίλου, με κρούσεις κατά τη δοκιμή SPT, $N = 1$.

Λόγω της σημασίας του έργου προτείνεται η βελτίωση του υπεδάφους με κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης από κοκκώδες υλικό το οποίο θα συμπυκνώνεται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

Τα τελικά χαρακτηριστικά των αντλιοστασίων που εξετάζονται στη παρούσα μελέτη δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1 : ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Α/Σ

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ / ΜΟΝΑΔΑΣ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ	ΕΙΔΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	ΝΕΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (B x L) (m)	ΝΕΟ ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m)	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
Δ3 (ΧΡΥΣΗ ΑΚΤΗ ΠΑΝΑΓΙΑΣ)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.90	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 0.25m
Δ5.1 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 1)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.00	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 0.25m
Δ5.2 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 2)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.65	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο
Δ6 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 3)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	6.20	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 0.60m
Δ8 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 1)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	4.65	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 2.40m
Δ9 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 2)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.30	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 2.70m
Δ10.1 (ΜΑΡΑΘΟΣ 1)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 2.20	5.65	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο
Δ10.2 (ΜΑΡΑΘΟΣ 2)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 3.00	6.70	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο
Δ11 (ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 3.00	6.20	Αντιστήριξη με πασσαλοσανίδες	Κατασκευή εξυγιαντικής στρώσης πλάτους 1.20m
Δ12 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ, ΜΑΡΑΘΟΣ, ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	ΠΡΟΚΑΤ/ΜΕΝΟ	ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ	D = 3.00	5.90	Πρανές 3:1	Έδραση σε βράχο

Στον υπολογισμό της τάσης έδρασης των προκατασκευασμένων αντλιοστασίων λαμβάνεται υπόψη το βάρος του αντλιοστασίου, το βάρος της πλάκας θεμελίωσης και το βάρος των υλικών επανεπίχωσης που τοποθετούνται άνωθεν της πλάκας θεμελίωσης. Η τάση έδρασης που υπολογίστηκε για κάθε προκατασκευασμένο αντλιοστάσιο παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2 : ΤΑΣΗ ΕΔΡΑΣΗΣ Α/Σ

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ / ΜΟΝΑΔΑΣ	ΒΑΡΟΣ Α/Σ (kN)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ Α/Σ (m)	ΕΜΒΑΔΟΝ Α/Σ (m ²)	ΕΜΒΑΔΟΝ ΠΛΑΚΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m ²)	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m)	ΒΑΘΟΣ Α/Σ (m)	ΒΑΘΟΣ ΠΛΑΚΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (m)	ΣΥΥ (m)	ΤΑΣΗ ΕΔΡΑΣΗΣ (kPa)
Δ3 (ΧΡΥΣΗ ΑΚΤΗ ΠΑΝΑΓΙΑΣ)	30	2.2	3.8	10.89	0.60	5.30	5.90	0.80	57
Δ5.1 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 1)	30	2.2	3.8	10.89	0.50	4.50	5.00	0.80	50
Δ5.2 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 2)	30	2.2	3.8	10.89	0.35	5.30	5.65	1.35	55
Δ6 (ΒΕΛΑΝΙΔΙΑ 3)	30	2.2	3.8	10.89	0.70	5.50	6.20	0.80	61
Δ8 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 1)	30	2.2	3.8	10.89	0.35	4.30	4.65	0.90	45
Δ9 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ 2)	30	2.2	3.8	10.89	0.50	4.80	5.30	0.90	52
Δ10.1 (ΜΑΡΑΘΟΣ 1)	30	2.2	3.8	10.89	0.35	5.30	5.65	1.50	56
Δ10.2 (ΜΑΡΑΘΟΣ 2)	40	3.0	7.1	16.00	0.40	6.30	6.70	2.50	62
Δ11 (ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	40	3.0	7.1	16.00	0.40	5.80	6.20	3.00	62
Δ12 (ΑΓΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ, ΜΑΡΑΘΟΣ, ΚΡΙΘΑΡΙΑ)	40	3.0	7.1	16.00	0.40	5.50	5.90	-	74

3. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3

3.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ3 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Χρυσή Ακτή Παναγιάς, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ2, με υψόμετρο κεφαλής +0.70, η οποία εκτελέστηκε πλησίον της θέσης του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.90m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.80.

Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.50m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.80		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 9%	$\gamma =$	19.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 62%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 29%	$\varphi' =$	27.5 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%	$E_s =$	7 000 kPa
+0.00 (0.80)			
-1.00 (1.80)	(SC-SM,SM) Nspt = 7		
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 28%	$\gamma =$	21.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 49%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 23%	$\varphi' =$	35.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 1%	$E_s =$	10 000 kPa
-2.70 (3.50)	(GW-GM, SM) Nspt = 29		
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 9%	$\gamma =$	19.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 62%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 29%	$\varphi' =$	27.5 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%	$E_s =$	7 000 kPa
-3.65 (4.45)	(SC-SM,SM) Nspt = 7		
-5.10 (5.90)			
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 28%	$\gamma =$	21.0 kN/m ³
ΑΣ/Δ3	ΑΜΜΟΣ : 49%	$c' =$	5.0 kPa
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 23%	$\varphi' =$	35.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ : 1%	$E_s =$	10 000 kPa
-6.70 (7.50)	(GW-GM, SM) Nspt = 29		
ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΓΝΕΥΣΙΟΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ	$\gamma =$	25.0 kN/m ³
	B.A. = III-IV	$c =$	250 kPa
	RQD = 0%	$\varphi =$	34.0 °
-9.20 (10.00)	$E =$ 200 MPa		

Σχ. 3.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ3 (γεώτρηση Γ2)

3.2 Μελέτη θεμελίωσης

3.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 528 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 739 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=57 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της βαθύτερης νέας στάθμης θεμελίωσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Β.

3.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ3 προτείνεται σε βάθος 5.90m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$0.80 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 + 1.95 \text{ m} \times 9 \text{ kN/m}^3 + 3.15 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 67.4 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ3 εκτιμάται σε $q_m = 57 \text{ kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

3.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 7.6 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 7.5 \text{ MN/m}^3$.

3.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF=1.01>1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

3.2.5 Βελτίωση εδάφους

Προτείνεται για τη διαμόρφωση δαπέδου εργασίας και την καλύτερη κατανομή των τάσεων εξυγίανση πάχους 25cm, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε μία στρώση των 25cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

3.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών


Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των πρανών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 9m, διατομής LARSEN L603, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν δύο σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 6, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.00m και -4.00m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

4. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.1

4.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ5.1 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Βελανιδιά, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ3, με υψόμετρο κεφαλής +0.60, η οποία εκτελέστηκε πλησίον της θέσης του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.00m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.80.

Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 4.00m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.80		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
+0.00 (0.80)		ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 13%
			ΑΜΜΟΣ : 56%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 30%
			(SC-SM, SM)
			Nspt = 17
			$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 10.0 \text{ kPa}$
			$\phi' = 33.5^\circ$
			$E_s = 10\,000 \text{ kPa}$
-4.20 (5.00)			
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ5.1			
-6.20 (7.00)			
-9.20 (10.00)		ΣΤΡΩΣΗ Β	ΓΝΕΥΣΙΟΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
			B.A. = IV
			RQD = 0%
			$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
			$c = 190.0 \text{ kPa}$
			$\phi = 34.0^\circ$
			$E = 170 \text{ MPa}$

Σχ. 4.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ5.1 (γεώτρηση Γ3)

4.2 Μελέτη θεμελίωσης

4.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

• $q_{ult,d} = 678 \text{ kPa}$, για στατικά φορτία, και

• $q_{ult,d} = 950 \text{ kPa}$ για σεισμικά φορτία

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=50 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε μικρή αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς.

4.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ5.1 προτείνεται σε βάθος 5.00m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$0.80 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 + 4.20 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 63.00 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ5.1 εκτιμάται σε $q_m = 50 \text{ kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

4.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 7.6 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 7.5 \text{ MN/m}^3$.

4.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF=1.07>1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

4.2.5 Βελτίωση εδάφους

Προτείνεται για τη διαμόρφωση δαπέδου εργασίας και την καλύτερη κατανομή των τάσεων εξυγίανση πάχους 25cm, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε μία στρώση των 25cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

4.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου θα γίνουν με αντιστήριξη των παρειών όπως περιγράφεται στο τεύχος Γεωτεχνικής Μελέτης Θεμελίωσης Α/Σ και ΕΕΛ. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

5. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ5.2

5.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ5.2 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Βελανιδιά, πλησίον της ακτής. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (gn.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.65m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +1.35. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=1.50m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.90m.

5.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

5.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ5.2 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

5.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ5.2 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

5.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 454.5 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

5.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.15 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

5.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

5.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

6. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6

6.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ6 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Βελανιδιά, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ4, με υψόμετρο κεφαλής +0.70, η οποία εκτελέστηκε πλησίον της θέσης του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 6.20m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.80. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις $D=1.50\text{m}$ και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.00m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.80		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
+0.00 (0.80)	▼ —	ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 16%
			ΑΜΜΟΣ : 70%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 14%
			ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%
-2.20 (3.00)			$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 0.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 26.0^\circ$
			$E_s = 6\,500 \text{ kPa}$
			(SM) $N_{spt} = 6$
		ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%
			ΑΜΜΟΣ : 35%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 54%
-4.20 (5.00)			$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 15.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 27.5^\circ$
			$c_u = 30.0 \text{ kPa}$
			(CL) $E_s = 3\,000 \text{ kPa}$
			$N_{spt} = 5$
-4.70 (5.50)		ΣΤΡΩΣΗ Β1	ΧΑΛΙΚΕΣ : 40%
			ΑΜΜΟΣ : 42%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 19%
			ΑΡΓΙΛΟΣ : 0%
-5.40 (6.20)			(SC-SM)
		ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ6	
		ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%
			ΑΜΜΟΣ : 35%
-6.00 (6.80)			$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 15.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 27.5^\circ$
			$c_u = 30.0 \text{ kPa}$
			(CL) $E_s = 3\,000 \text{ kPa}$
			$N_{spt} = 5$
-7.50 (8.30)		ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 52%
			ΑΜΜΟΣ : 20%
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 18%
			(GC) $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
			$c' = 5.0 \text{ kPa}$
			$\varphi' = 35.0^\circ$
			$E_s = 50\,000 \text{ kPa}$
			$N_{spt} = 50$
-9.20 (10.00)		ΣΤΡΩΣΗ Δ	$\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$
			ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
			B.A. = IV
			RQD = 0%
			$c = 350.0 \text{ kPa}$
			$\varphi = 25.0^\circ$
			$E = 650 \text{ MPa}$

Σχ. 6.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ6 (γνώτρηση Γ4)

6.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

6.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 528 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 739 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

ΣΥΜΠΡΑΤΤΟΝΤΑ ΓΡΑΦΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ:

ΡΟΪΚΟΣ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ- ΝΑΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ Α.Ε. – INTEGER
ΑΝΩΝΥΜΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ – ΕΜΒΗΣ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗ ΥΔΑΤΙΝΩΝ ΠΟΡΩΝ &
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ - ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ Πολιτικός Μηχανικός

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=61\text{kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Γ.

6.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ6 προτείνεται σε βάθος 6.20m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$0.80\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 + 2.20\text{m} \times 9\text{kN/m}^3 + 3.20\text{m} \times 10\text{kN/m}^3 = 67.0\text{kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ6 εκτιμάται σε $q_m = 61\text{kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

6.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 37.9 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 35.0 \text{ MN/m}^3$. Στον υπολογισμό του δείκτη εδάφους λαμβάνεται το μέτρο συμπίεστότητας της εξυγιαντικής στρώσης, $E_s = 50\text{MPa}$, λόγω του μεγάλου πάχους της.

6.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.02 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

6.2.5 Βελτίωση εδάφους

Λόγω της αλλαγής του βάθους θεμελίωσης του αντλιοστασίου τροποποιούνται τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους και προτείνεται η κατασκευή στρώσης εξυγιάνσης από κοκκώδες υλικό πάχους 0.60m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 0.30m θα κατασκευαστεί από λιθοσύντριμμα και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε μία στρώση των 30cm. Τα υλικά θα συμπτυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

6.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών


Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των παρειών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η

έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 10m, διατομής LARSEN L605, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν δύο σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 6, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.00m και -4.00m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

7. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ8

7.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ8 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Αγίου Γεωργίου, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ5, με υψόμετρο κεφαλής +0.40, η οποία εκτελέστηκε σε απόσταση 100m περίπου από τη θέση του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 4.65m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.90. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 4.40m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.90		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%	$\gamma =$	21.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 78%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 11%	$\phi' =$	32.0 °
	(SW-SM)	$E_s =$	30 000 kPa
+0.00 (0.90)			
-1.60 (2.50)	Nspt = 53		
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΧΑΛΙΚΕΣ : 26%	$\gamma =$	20.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 61%	$c' =$	0.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 13%	$\phi' =$	30.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 0%	$E_s =$	10 000 kPa
	(SP-SM,SM)		
	Nspt = 14		
-3.10 (4.00)			
ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 11%	$\gamma =$	19.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 61%	$c' =$	0.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 29%	$\phi' =$	26.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 3%	$E_s =$	6 500 kPa
	(SC-SM,SC)		
-6.10 (7.00)	Nspt = 6		
ΣΤΡΩΣΗ Δ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 18%	$\gamma =$	20.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 47%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 36%	$\phi' =$	27.5 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 10%	$E_s =$	8 000 kPa
	(SC)		
-9.10 (10.00)	Nspt = 11		

Σχ. 7.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ8 (γεώτρηση Γ5)

7.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

7.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

• $q_{ult,d} = 211 \text{ kPa}$, για στατικά φορτία, και

• $q_{ult,d} = 295 \text{ kPa}$ για σεισμικά φορτία

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=45 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Δ.

7.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ8 προτείνεται σε βάθος 4.75m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$0.90\text{m} \times 21\text{kN/m}^3 + 1.60\text{m} \times 11\text{kN/m}^3 + 1.50\text{m} \times 10\text{kN/m}^3 + 0.65\text{m} \times 9\text{kN/m}^3 = 57.35 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ8 εκτιμάται σε $q_m = 45\text{kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

7.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 37.9 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 35.0 \text{ MN/m}^3$. Ο δείκτης εδάφους υπολογίζεται για μέτρο συμπίεστότητας $E_s = 50\text{MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τη αύξηση του μέτρου συμπίεστότητας μετά την κατασκευή των μέτρων βελτίωσης του εδάφους.

7.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.09 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

7.2.5 Βελτίωση εδάφους

Προτείνεται η τροποποίηση των μέτρων βελτίωσης του εδάφους με αντικατάσταση των χαλικοπασσάλων από στρώση εξυγίανσης από κοκκώδες υλικό πάχους 2.40m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 1.00m θα κατασκευαστεί από λιθοσύντριμμα σε στρώσεις των 50cm και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε στρώσεις των 30cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

7.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των παρειών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 17m, διατομής LARSEN L430, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν δύο σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 12, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.50m και -4.50m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

8. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ9

8.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ9 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Αγίου Γεωργίου, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ6, με υψόμετρο κεφαλής +1.20, η οποία εκτελέστηκε σε απόσταση 30m περίπου από τη θέση του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.30m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +0.90. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.40m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+0.90		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ	
ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 18%	$\gamma =$	20.0 kN/m ³
	ΑΜΜΟΣ : 52%	$c' =$	5.0 kPa
	ΛΕΠΤ/ΚΑ : 30%	$\phi' =$	30.0 °
	ΑΡΓΙΛΟΣ: 4%	$E_s =$	6 800 kPa
-4.40 (5.30)		(SM,SC)	
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ9			
-7.10 (8.00)		N _{spt} = 7	
ΣΤΡΩΣΗ Β	ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ	$\gamma =$	26.0 kN/m ³
	B.A. = II-III	$c =$	3 900.0 kPa
	RQD = 0%	$\phi =$	29.0 °
		$E =$	6 850 MPa
-9.10 (10.00)			

Σχ. 8.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ9 (γεώτρηση Γ6)

8.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

8.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 242 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

• $q_{ult,d} = 339\text{kPa}$ για σεισμικά φορτία

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=52\text{kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί του βραχώδους υποβάθρου (γεωτεχνική στρώση Β).

8.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ9 προτείνεται σε βάθος 5.30m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') = \\ 0.90\text{m} \times 20\text{kN/m}^3 + 4.40\text{m} \times 10\text{kN/m}^3 = 62.0 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ9 εκτιμάται σε $q_m = 52\text{kPa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

8.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 37.9 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 35.0 \text{ MN/m}^3$. Ο δείκτης εδάφους υπολογίζεται για μέτρο συμπίεστότητας $E_s = 50\text{MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τη αύξηση του μέτρου συμπίεστότητας μετά την κατασκευή των μέτρων βελτίωσης του εδάφους.

8.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.07 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

8.2.5 Βελτίωση εδάφους

Λόγω της αλλαγής του βάθους θεμελίωσης του αντλιοστασίου τροποποιούνται τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους και προτείνεται η κατασκευή στρώσης εξυγιάνσης από κοκκώδες υλικό πάχους 2.70m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 1.00m θα κατασκευαστεί από λιθοσύντριμμα σε στρώσεις των 50cm και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε στρώσεις των 30cm. Τα υλικά θα συμπυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

8.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου, απαιτούν την αντιστήριξη των παρειών με πασσαλοσανίδες και τοποθέτηση αντηρίδων σε κατάλληλες στάθμες. Προτείνεται η έμπηξη πασσαλοσανίδων, μήκους 9m, διατομής LARSEN L605, ποιότητας χάλυβα S275 ή ισοδύναμη. Θα τοποθετηθούν τρεις σειρές αντηρίδων, CHS 406.4 x 6, ποιότητας χάλυβα S235, στις στάθμες -1.00m, -3.00m και -5.00m. Το σύνολο των υπολογισμών της αντιστήριξης παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

9. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.1

9.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ10.1 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Μάραθο, πλησίον της ακτής. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (ab.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 2.20m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.65m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +1.50. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.50m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.80m.

9.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

9.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ10.1 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

9.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ10.1 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

9.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 454.5 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

9.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.21 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

9.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

9.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

10. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ10.2

10.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ10.2 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Μάραθο, πλησίον της ακτής. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (ab.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 3.00m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 6.70m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +2.50. Στο

τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις $D=2.50m$ και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος $5.00m$.

10.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

10.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ10.2 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

10.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ10.2 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

10.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 375.0 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

10.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.32 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

10.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

10.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

11. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ11

11.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ11 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί στον οικισμό Κριθαριά, πλησίον της ακτής. Οι γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής εκτιμώνται με βάση τα αποτελέσματά της γεώτρησης Γ7, με υψόμετρο κεφαλής +1.10, η οποία εκτελέστηκε σε απόσταση 130m περίπου από τη θέση του αντλιοστασίου. Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 3.00m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 6.20m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +3.00. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.00m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 5.60m. Βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου ενημερώθηκε και οριστικοποιήθηκε η τομή σχεδιασμού η οποία παρουσιάζεται ακολούθως:

+3.00		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ			
+0.00 (3.00)	▼ —	ΣΤΡΩΣΗ ΤΕ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 54%	γ =	20.0 kN/m ³
			ΑΜΜΟΣ : 38%	c' =	0.0 kPa
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 7%	φ' =	30.0 °
			(SW-SM, GP)	Es =	15 000 kPa
-1.30 (4.30)		Nspt = 19			
-3.20 (6.20)		ΣΤΡΩΣΗ Α	ΧΑΛΙΚΕΣ : 5%	γ =	19.0 kN/m ³
			ΑΜΜΟΣ : 33%	c' =	5.0 kPa
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 62%	φ' =	25.0 °
			ΑΡΓΙΛΟΣ : 10%	C _u =	10.0 kPa
ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΑΣ/Δ11 (CL)		Es =	2 000 kPa		
-4.40 (7.40)		Nspt = 1			
-5.40 (8.40)		ΣΤΡΩΣΗ Β	Nspt = 13	φ' =	27.5 °
			γ = 20.0 kN/m ³	c _u =	40.0 kPa
			c' = 15.0 kPa	Es =	5 000 kPa
-7.00 (10.00)		ΣΤΡΩΣΗ Γ	ΧΑΛΙΚΕΣ : 32%	γ =	21.0 kN/m ³
			ΑΜΜΟΣ : 32%	c' =	5.0 kPa
			ΛΕΠΤ/ΚΑ : 36%	φ' =	35.0 °
			ΑΡΓΙΛΟΣ : 4%	Es =	50 000 kPa
	(GC)	Nspt = 50			

Σχ. 11.1: Γεωτεχνική τομή σχεδιασμού Α/Σ Δ11 (γεώτρηση Γ7)

11.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις, ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου και ο έλεγχος έναντι άνωσης επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

ΣΥΜΠΡΑΤΤΟΝΤΑ ΓΡΑΦΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ:

ΡΟΪΚΟΣ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ- ΝΑΜΑ ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ Α.Ε. – INTEGER
ΑΝΩΝΥΜΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΜΕΛΕΤΩΝ – ΕΜΒΗΣ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗ ΥΔΑΤΙΝΩΝ ΠΟΡΩΝ &
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ - ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ Πολιτικός Μηχανικός

11.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Επαναυπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους σύμφωνα με τις τελικές διαστάσεις θεμελίωσης του αντλιοστασίου και προκύπτει (βλ. Παράρτημα Α):

$$\bullet q_{ult,d} = 171 \text{ kPa, για στατικά φορτία, και}$$

$$\bullet q_{ult,d} = 240 \text{ kPa για σεισμικά φορτία}$$

Οι ανωτέρω τιμές είναι μεγαλύτερες από την αναμενόμενη τάση έδρασης $q=62 \text{ kPa}$. Διαπιστώθηκε μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας σχεδιασμού σε σύγκριση με τους προηγούμενους υπολογισμούς, λόγω της κατασκευής εξυγιαντικής στρώσης και της έδρασης επί των υλικών της γεωτεχνικής στρώσης Β.

11.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου Δ11 προτείνεται σε βάθος 6.30m. Η τάση υπερκειμένων στο βάθος αυτό είναι:

$$\sigma_v = (h_w \times \gamma) + (h \times \gamma') =$$

$$3.00 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 + 1.30 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 + 1.90 \text{ m} \times 9 \text{ kN/m}^3 = 90.1 \text{ kPa}$$

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος λόγω της κατασκευής του αντλιοστασίου Δ11 εκτιμάται σε $q_m = 62 \text{ Pa}$ περίπου, η οποία είναι μικρότερη της γεωστατικής τάσης και συνεπώς δεν αναμένονται καθιζήσεις.

11.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 31.3 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 30.0 \text{ MN/m}^3$. Ο δείκτης εδάφους υπολογίζεται για μέτρο συμπίεστικότητας $E_s = 50 \text{ MPa}$, λαμβάνοντας υπόψη τη αύξηση του μέτρου συμπίεστικότητας μετά την κατασκευή των μέτρων βελτίωσης του εδάφους.

11.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Από τους υπολογισμούς του ελέγχου έναντι ανύψωσης λόγω άνωσης προέκυψε συντελεστής ασφάλειας $SF = 1.73 > 1.00$, σύμφωνα με τον οποίο δεν απαιτείται λήψη μέτρων προστασίας.

11.2.5 Βελτίωση εδάφους

Λόγω της αλλαγής του βάθους θεμελίωσης του αντλιοστασίου τροποποιούνται τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους και προτείνεται η κατασκευή στρώσης εξυγίανσης από κοκκώδες υλικό πάχους 1.20m. Το κατώτερο τμήμα πάχους 0.50m θα κατασκευαστεί από

λιθοσύντριμμα και το υπόλοιπο τμήμα, από σκύρα διαβάθμισης 25/63mm, σε στρώσεις των 25cm. Τα υλικά θα συμπτυκνώνονται μέχρις αρνήσεως με κατάλληλο εξοπλισμό.

11.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Οι εκσκαφές για τη θεμελίωση του αντλιοστασίου θα γίνουν με αντιστήριξη των παρειών όπως περιγράφεται στο τεύχος Γεωτεχνικής Μελέτης Θεμελίωσης Α/Σ και ΕΕΛ. Κατά τη φάση των εκσκαφών θα απαιτηθούν αντλήσεις υπογείων υδάτων από το σκάμμα.

12. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ12

12.1 Χαρακτηριστικά αντλιοστασίου

Το Αντλιοστάσιο Δ12 θα είναι προκατασκευασμένου τύπου και προβλέπεται να εδρασθεί δυτικά του οικισμού Κριθαριά. Στη θέση του αντλιοστασίου διενεργήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, καθώς δεν εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτιμήθηκε ότι το αντλιοστάσιο θα εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο (ab.sch). Σύμφωνα με τα τελικά στοιχεία της οριστικής υδραυλικής μελέτης, το φρεάτιο του αντλιοστασίου θα είναι κυκλικής διατομής σε κάτοψη, εσωτερικής διαμέτρου 3.00m και θεμελιώνεται σε βάθος περί τα 5.90m από την επιφάνεια του εδάφους με γενική κοιτόστρωση. Το υψόμετρο φυσικού εδάφους στη θέση του αντλιοστασίου είναι +51.40. Στο τεύχος της γεωτεχνικής μελέτης οι υπολογισμοί έγιναν για αντλιοστάσιο με διαστάσεις D=2.50m και στάθμη θεμελίωσης σε βάθος 3.40m.

12.2 Μελέτη θεμελίωσης

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, οι αναμενόμενες καθιζήσεις και ο δείκτης εδάφους του αντλιοστασίου επαναυπολογίζονται βάσει των τελικών διαστάσεων του αντλιοστασίου. Επίσης επανεξετάζεται η ανάγκη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης και αντιστήριξης των προσωρινών πρανών εκσκαφής.

12.2.1 Φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού του υπεδάφους δεν μεταβάλλεται σε σύγκριση με τις προηγούμενες εκτιμήσεις, καθώς το αντλιοστάσιο Δ12 αναμένεται να εδραστεί σε βραχώδες υπόβαθρο.

12.2.2 Υπολογισμός καθιζήσεων

Σύμφωνα με την επιτόπια γεωλογική και γεωτεχνική αναγνώριση, το αντλιοστάσιο Δ12 εκτιμάται ότι εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο και κατά συνέπεια οι καθιζήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες.

12.2.3 Δείκτης εδάφους

Λόγω των αμελητέων αναμενόμενων καθιζήσεων, ο δείκτης εδάφους στη στρώση έδρασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση Beton Kalender, $k_s = 375.0 \text{ MN/m}^3$, με προτεινόμενο δείκτη εδάφους $k_s = 200.0 \text{ MN/m}^3$.

12.2.4 Αντιμετώπιση της άνωσης

Δεν αναμένεται πρόβλημα άνωσης καθώς η στάθμη θεμελίωσης του αντλιοστασίου βρίσκεται άνωθεν της στάθμης υπογείων υδάτων.

12.2.5 Βελτίωση εδάφους

Δεν απαιτείται καθώς το αντλιοστάσιο εδράζεται σε βραχώδες υπόβαθρο.

12.2.6 Αντιστήριξη – Ευστάθεια πρανών

Η εκσκαφή του σκάμματος θεμελίωσης του αντλιοστασίου δύναται να γίνει με κλίση πρανών 3:1 (υ:β) για το τμήμα της εκσκαφής εντός βράχου, ενώ σε περίπτωση που συναντηθεί επιφανειακός εδαφικός μανδύας αποσάθρωσης μικρού πάχους, η εκσκαφή προτείνεται να γίνει με κλίση 1:1 (υ:β).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Αποτελέσματα υπολογισμού φέρουσας ικανότητας κατά Ευρωκώδικα
EN 1997-1 και DIN 4017

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Εδαφοστατικοί υπολογισμοί αντιστηρίξεων

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ3

ΣΕΛΙΔΑ : Α-1

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : B

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	5.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c'_{,d}) =$	5.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	35.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi'_{,d}) =$	35.0 °
$\gamma_1 =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	11.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_{,d}) =$	11.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
46.0	33.0	22.0	1.59	1.57	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **739 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **528 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
739 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ5.1

ΣΕΛΙΔΑ : Α-2

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult}	=	φέρουσα ικανότητα εδάφους,
c	=	συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
φ	=	γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
γ_1	=	φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
γ_2	=	φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
d	=	βάθος θεμελίωσης,
b	=	πλάτος θεμελίωσης,
α	=	μήκος θεμελίωσης,
N_c, N_d, N_b	=	συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
v_c, v_d, v_b	=	διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Α

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	10.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c'_{,d}) =$	10.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	33.5 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi'_{,d}) =$	33.5 °
$\gamma_1 =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	11.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_{,d}) =$	11.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος b	=	2.20 m
Βάθος d	=	0.00 m
Μήκος α	=	2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
41.0	28.0	18.0	1.57	1.55	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα :	$q_{ult} =$	950 kPa	
Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) :	678 kPa	($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)	
	950 kPa	($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)	

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ6

ΣΕΛΙΔΑ : Α-3

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Γ

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	5.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',_d) =$	5.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	35.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',_d) =$	35.0 °
$\gamma_1 =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	11.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	11.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_d) =$	11.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
46.0	33.0	22.0	1.59	1.57	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **739 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **528 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
739 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ8

ΣΕΛΙΔΑ : Α-4

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Δ

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	5.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',_d) =$	5.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	27.5 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',_d) =$	27.5 °
$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	10.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma',_d) =$	10.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
25.0	14.0	7.0	1.50	1.46	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **295 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **211 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
295 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ9

ΣΕΛΙΔΑ : Α-5

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : Εξ/νση Συντελεστές εδαφικών παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	0.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c'_{,d}) =$	0.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	35.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi'_{,d}) =$	35.0 °
$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	10.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma'_{,d}) =$	10.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 2.20 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 2.20 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
46.0	33.0	22.0	1.59	1.57	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **339 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **242 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
339 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1997-1 & DIN 4017-100:1996-04**

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΑΚΑΘΑΡΤΩΝ ΠΑΡΑΛΙΑΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΒΟΛΟΥ – ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΕΕΛ ΔΕΥΑΜΒ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΕΥΑΜ ΒΟΛΟΥ

ΗΜ/ΝΙΑ : Ιαν.-18

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Α/Σ Δ11

ΣΕΛΙΔΑ : Α-6

$$q_{ult} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b$$

όπου :

q_{ult} = φέρουσα ικανότητα εδάφους,
 c = συνοχή εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 φ = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_1 = φαινόμενο βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 γ_2 = φαινόμενο βάρος εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,
 d = βάθος θεμελίωσης,
 b = πλάτος θεμελίωσης,
 α = μήκος θεμελίωσης,
 N_c, N_d, N_b = συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ ,
 v_c, v_d, v_b = διορθωτικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής φ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ :

Γεωτεχνική στρώση : B

Συντελεστές εδαφικών
παραμέτρων (M1)

$c (c') =$	40.0 kN/m ²	$\gamma_c =$ 1.00	$c_d (c',_d) =$	40.0 kN/m ²
$\varphi (\varphi') =$	0.0 °	$\gamma_\varphi =$ 1.00	$\varphi_d (\varphi',_d) =$	0.0 °
$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{1,d} =$	10.0 kN/m ³
$\gamma_2 (\gamma') =$	10.0 kN/m ³	$\gamma_\gamma =$ 1.00	$\gamma_{2,d} (\gamma',_d) =$	10.0 kN/m ³

Διαστάσεις θεμελίωσης :

Πλάτος $b =$ 3.00 m
 Βάθος $d =$ 0.00 m
 Μήκος $\alpha =$ 3.00 m

Συντελεστές φέρουσας ικανότητας :

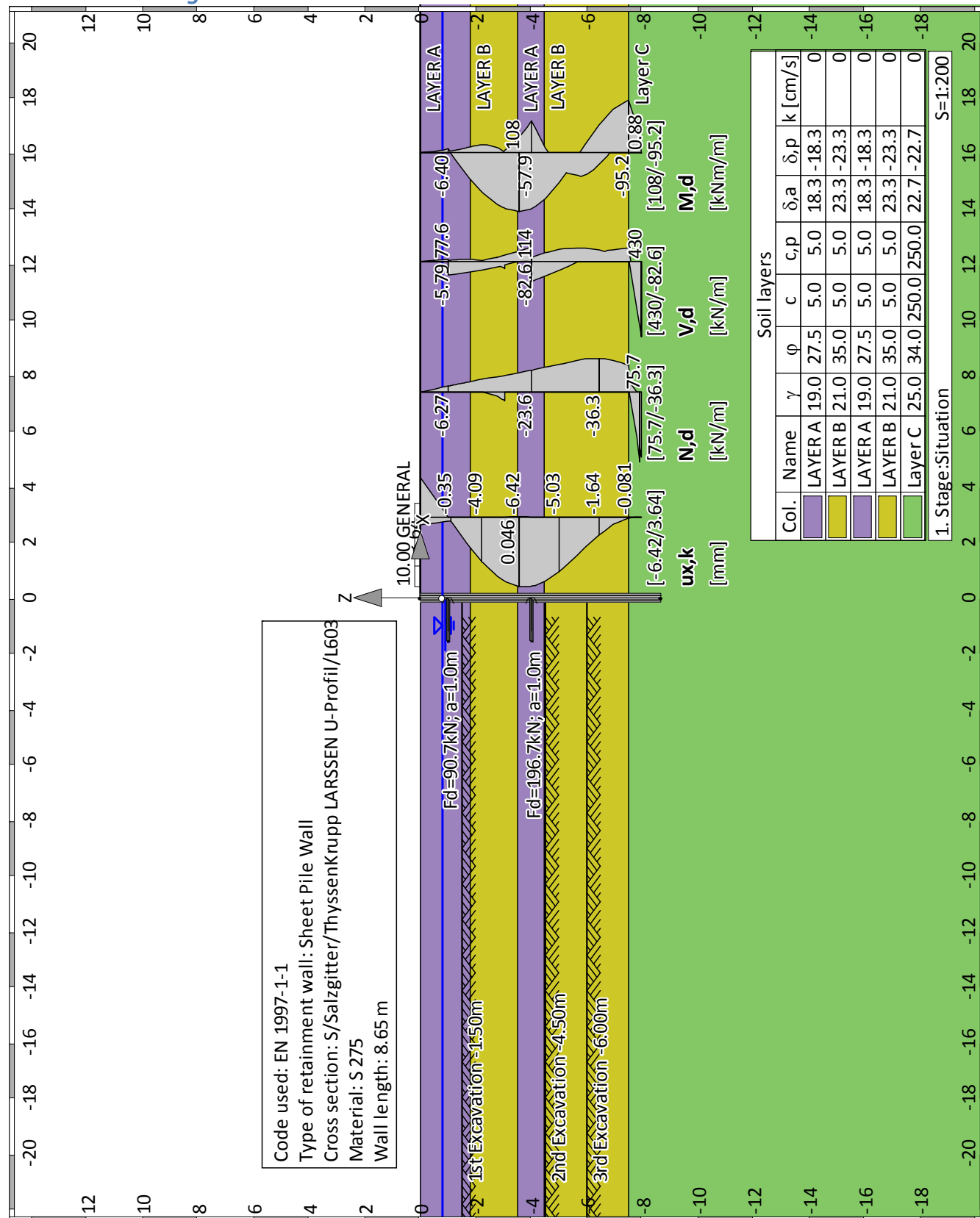
N_c	N_d	N_b	v_c	v_d	v_b
5.0	1.0	0.0	1.20	1.00	0.70

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ :

Φέρουσα ικανότητα : $q_{ult} =$ **240 kPa**

Επιτρεπόμενη τάση ($q_a = q_{ult} / \gamma_{R;\gamma}$) : **171 kPa** ($\gamma_{R;\gamma} = 1.40$)
240 kPa ($\gamma_{R;\gamma} = 1.00$)

ΧΡΗΣΤΟΣ ΣΤΡΑΤΑΚΟΣ
Πολιτικός Μηχανικός, MSc

Summary of all stagesConstruction stage 0 "Situation"

Author: NAMA SA

Job No.:

Program: WALLS-Retain.

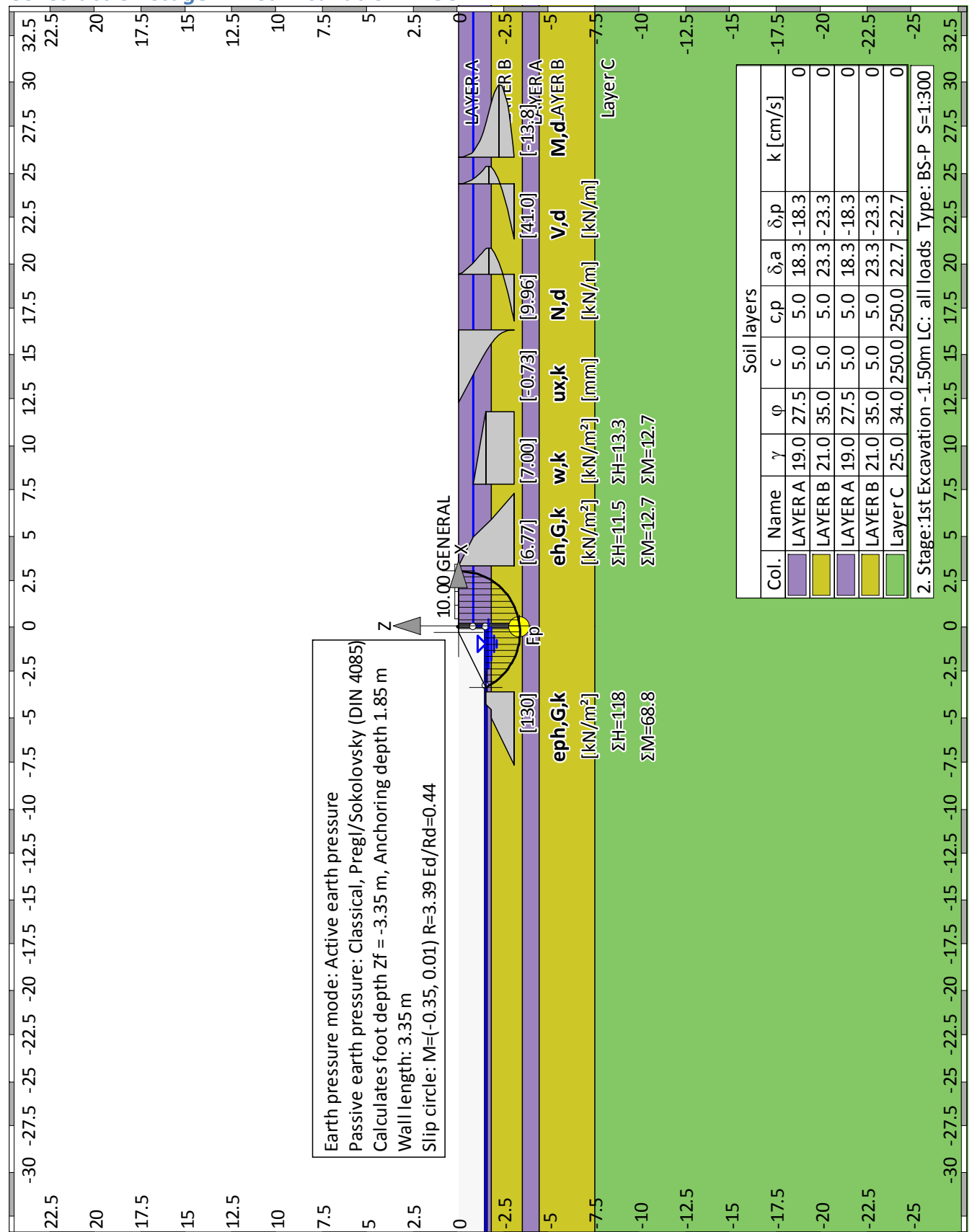
Version 2017.046

Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3

ASB Nr.:

Date: 19.01.2018

Construction stage 1 "1st Excavation -1.50m"



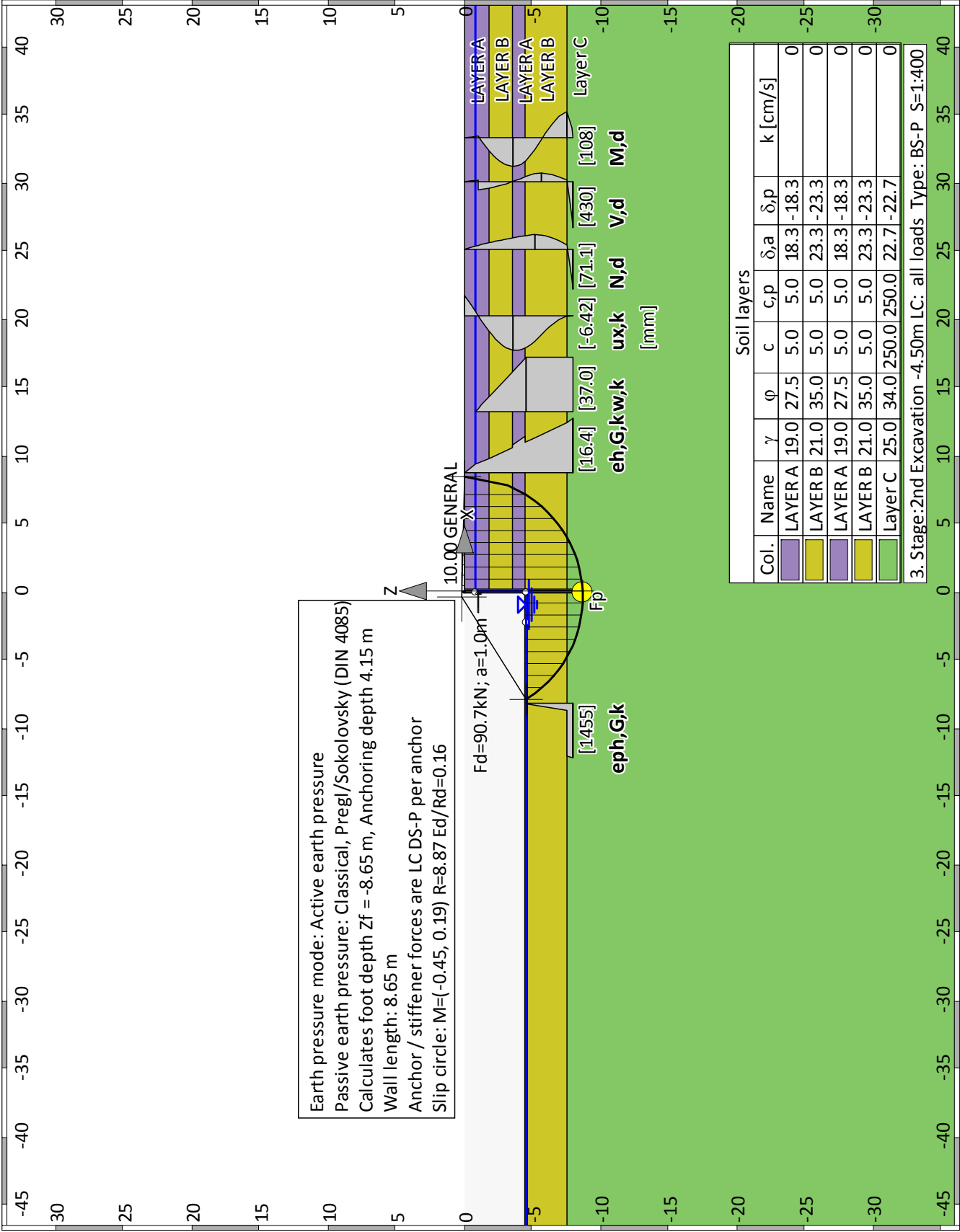
Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ

Block: ULS GEO / STATIC LOADING

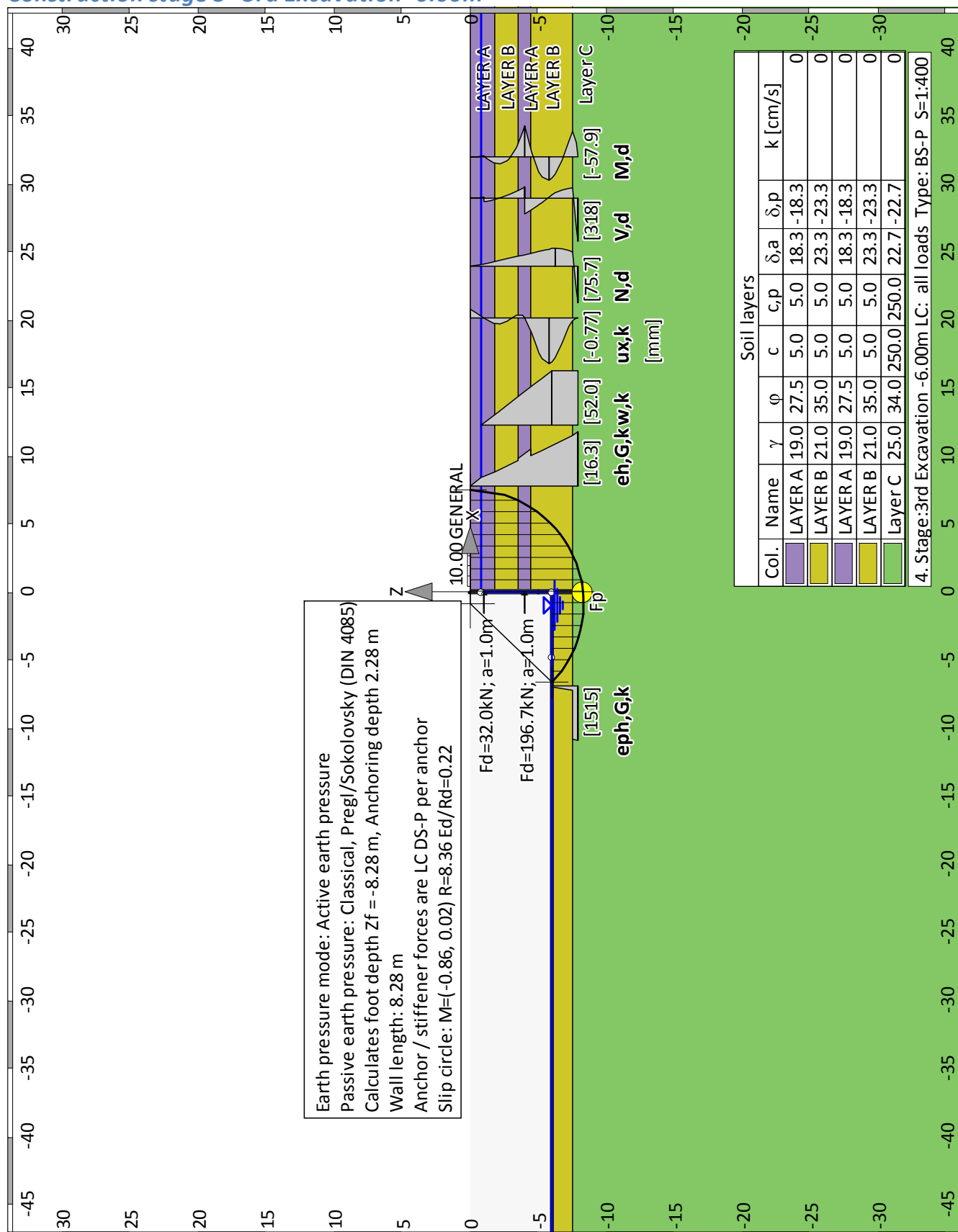
Record:

Archive No.:

Construction stage 2 "2nd Excavation -4.50m"

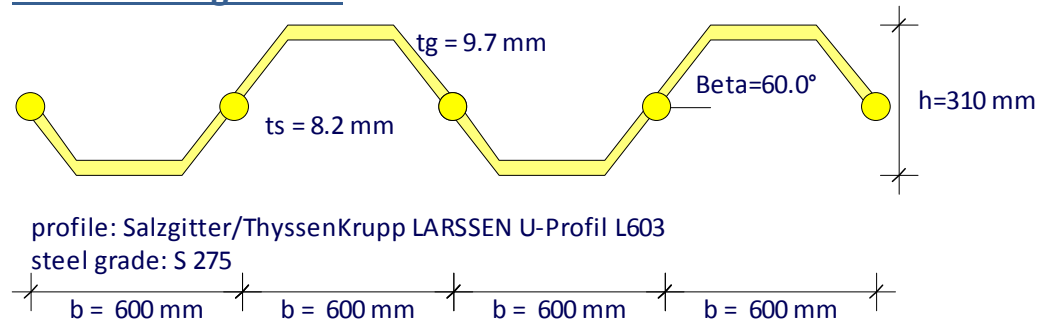


Construction stage 3 "3rd Excavation -6.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	ASB Nr.: Date: 19.01.2018

Dimensioning results



ULS GEO / STATIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\text{max } M1 = 107.56 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
 at $z1 = -3.56 \text{ [m]}$
 all. $N1 = -20.03 \text{ [kN]}$
 Moment $M2 = -95.25 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
 at $z2 = -7.50 \text{ [m]}$
 all. $N2 = -7.15 \text{ [kN]}$
 Maximum of the shear force $\text{max } Q = 158.79 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
 at $z3 = -7.90 \text{ [m]}$
 Moment = 0.44 [kNm]
 all. $N = 75.69 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L603
 $A = 138.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 18600.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 1200.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 1300.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 ($b/t/eps = 377.0/9.7/0.924 = 42.0$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72 \cdot eps) = 173.38/8.20/72 \cdot 0.92 = 31.8 \%$
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	ASB Nr.: Date: 19.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action

Nd: Design normal force, action

Vd: Design shear force, action

M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.

M,cRd,red: Final design resistance for bending moment

N,c,Rd: Design resistance for normal force component

V,c,Rd: Design resistance for shear force

Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)

Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction

Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)

Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable

X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)

w,b: Shear-buckling of the web

MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -7.50 "2", l _{bk} = 5.36 m	-95.25	-7.15	-12.17						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	28.9	0.2	1.9	---	---
	79.89	275.00	2.96	275.00	8.4	0.0			
z: -3.56 "2", l _{bk} = 5.36 m	107.56	-20.03	-0.63						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	32.6	0.5	0.1	---	---
	91.08	275.00	0.15	275.00	11.0	0.0			
z: -7.90 "3", l _{bk} = 3.00 m	0.43	75.69	158.79						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	0.1	2.0	24.4	---	---
	5.84	275.00	38.69	275.00	0.0	5.9			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 2 "2"

P_{max} = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -7.50/-8.65 = l_Q:1.15 [m]; M: |-95.25 - 0.88|=96.13 [kNm/m]

I_y=18600 [cm⁴/m]; S_y=650.000 [cm³/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*2/1 * M/(P_{max}*l_Q) = 4.7 [x/m] (dz=21.5 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*3/2 * M/(P_{max}*l_Q) = 3.5 [x/m] (dz=28.7 cm)

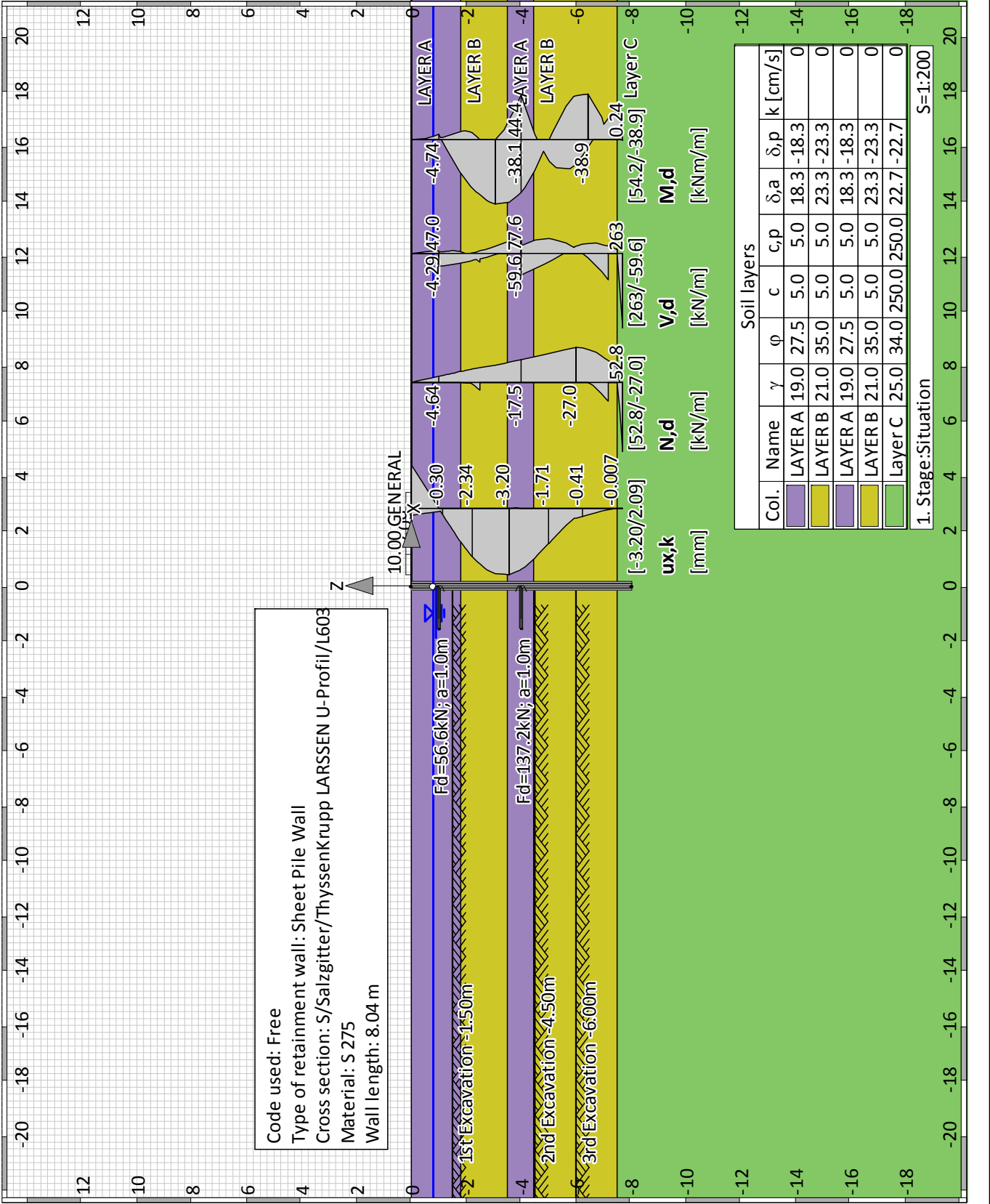
Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*4/3 * M/(P_{max}*l_Q) = 3.1 [x/m] (dz=32.2 cm)

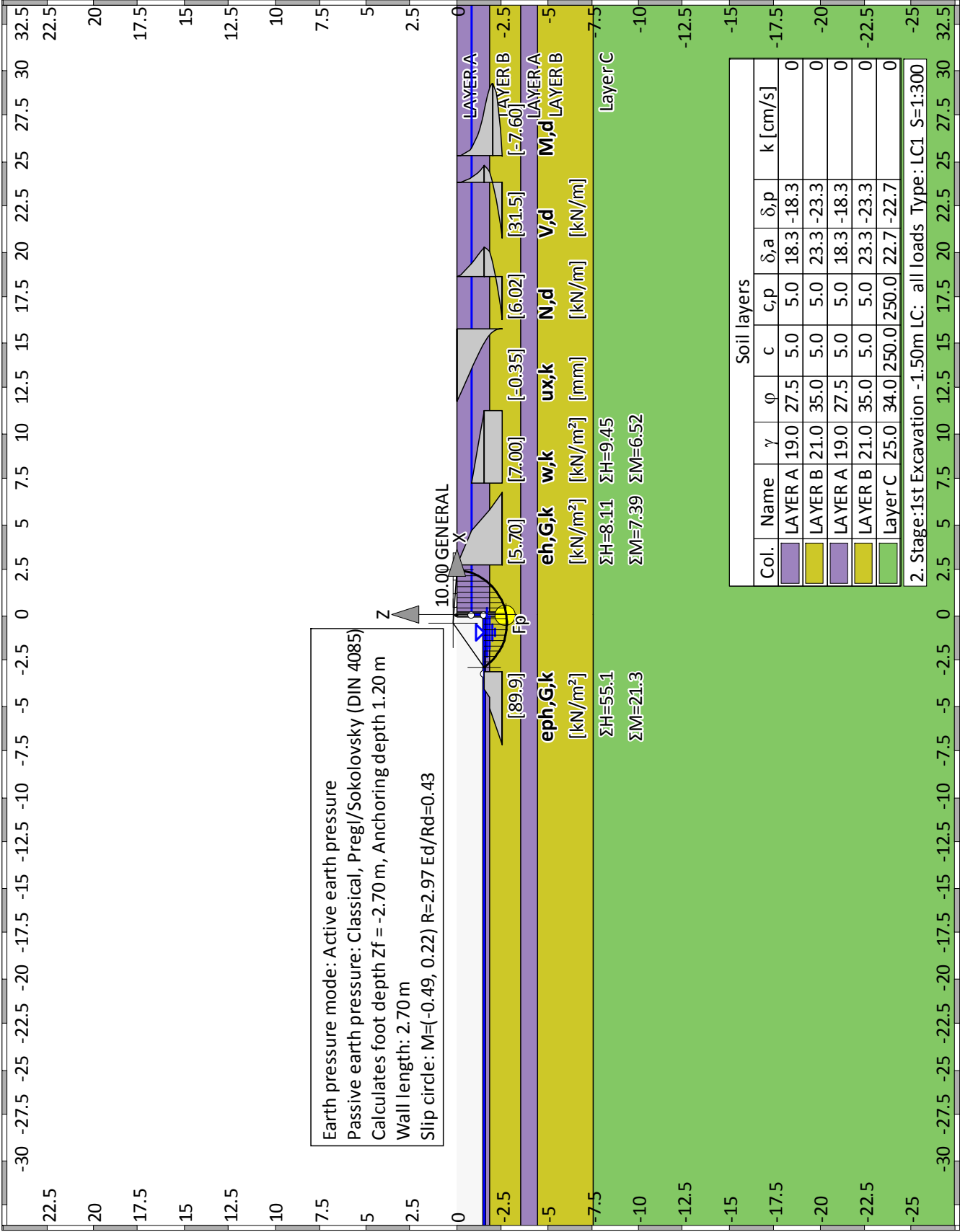
Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	
Record:	Page: 2

Summary of all stages

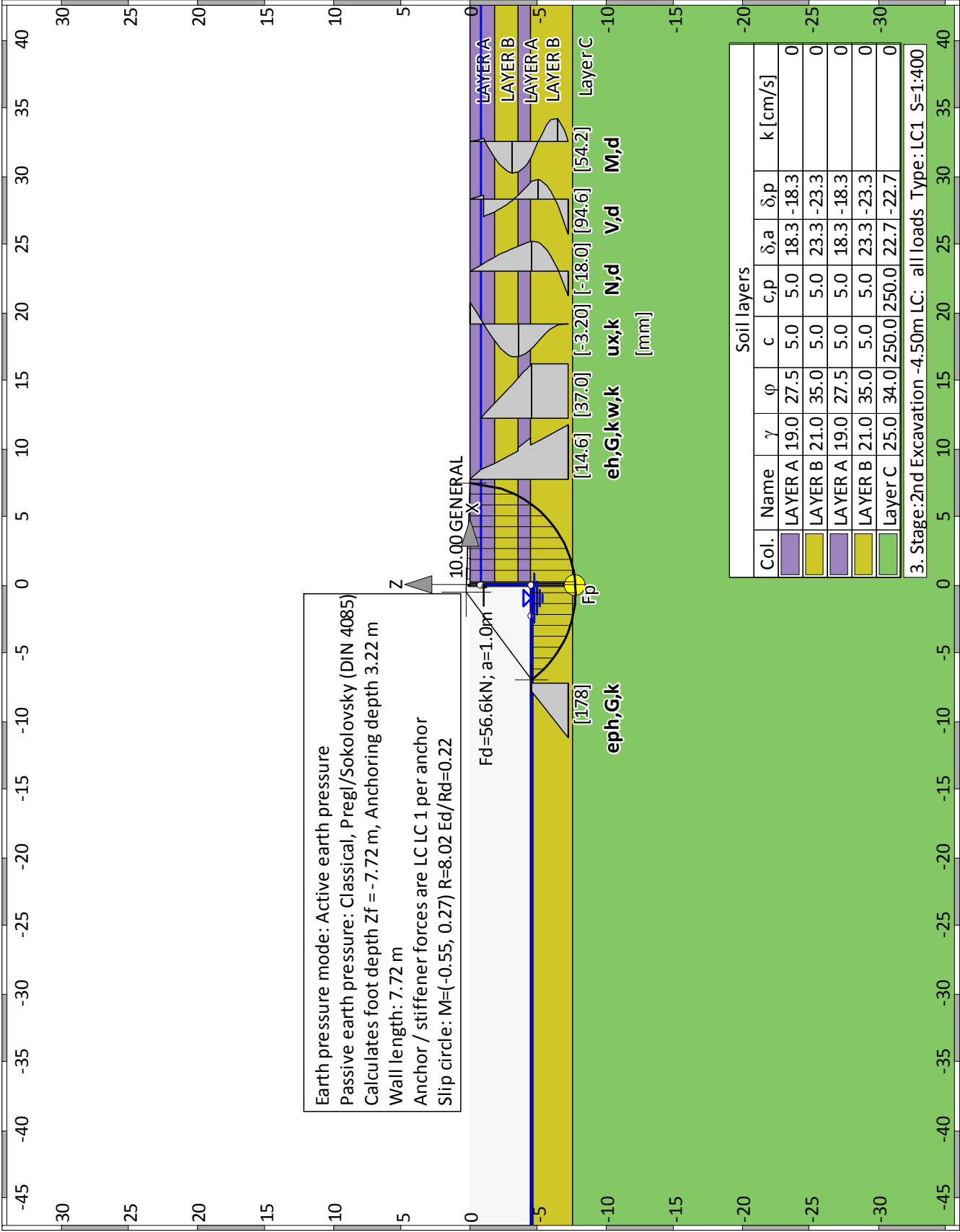
Construction stage 0 "Situation"



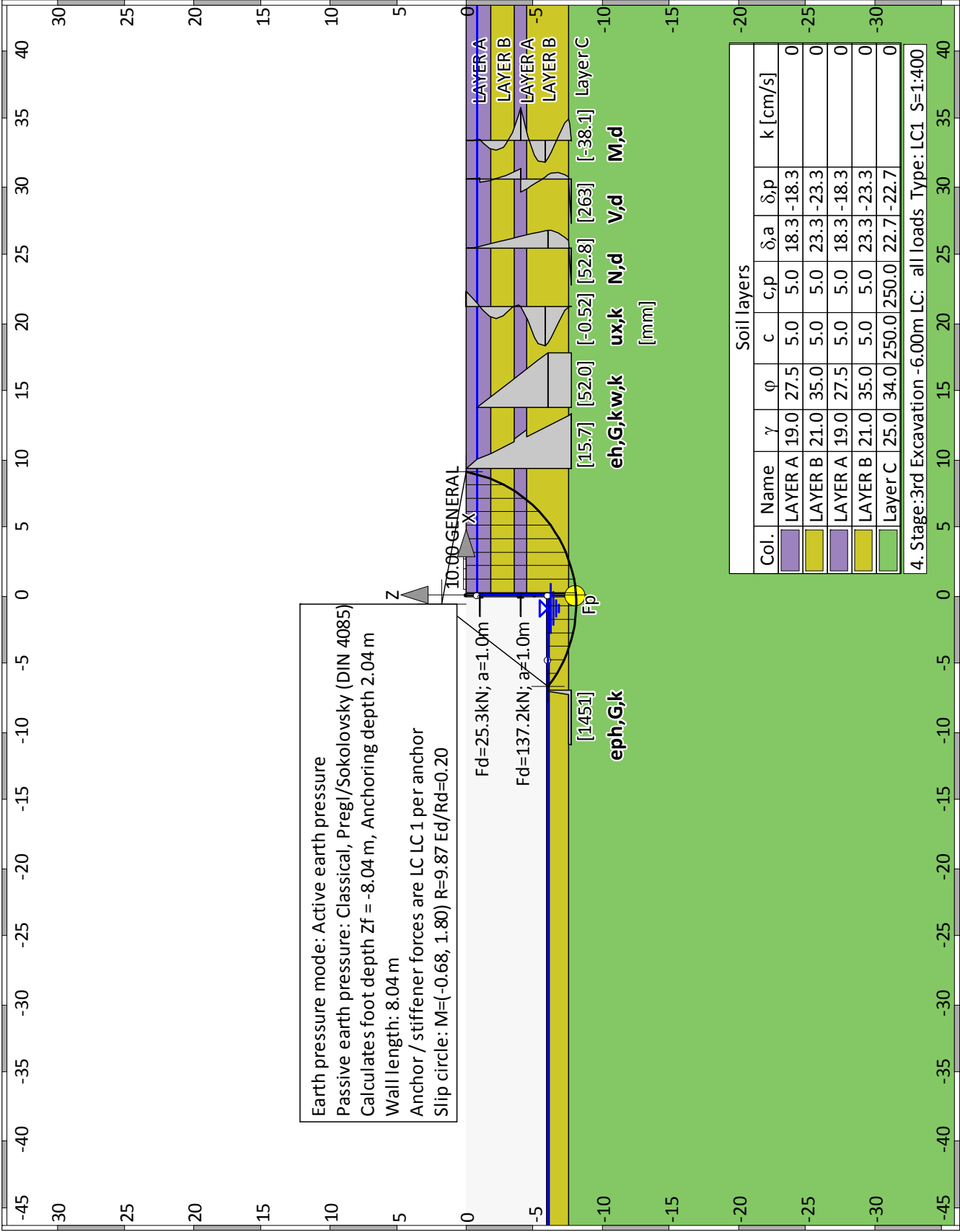
Construction stage 1 "1st Excavation -1.50m"



Construction stage 2 "2nd Excavation -4.50m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -6.00m"



Technical drawing of a corrugated steel profile. The profile is shown in a side elevation view, highlighting its zigzag shape. Key dimensions are labeled: the height of the profile is $h = 310 \text{ mm}$; the thickness of the steel plate is $ts = 8.2 \text{ mm}$; the slope of the inclined part is $tg = 9.7 \text{ mm}$; and the angle between the inclined part and the horizontal is $\text{Beta} = 60.0^\circ$. The profile is divided into four equal segments, each with a width of $b = 600 \text{ mm}$. Below the profile, the text specifies: "profile: Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L603" and "steel grade: S 275".

SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E_d (per m wall):

```

Maximum of the moment      max M1 =    54.21 [kNm] in phase: '2'
                           at z1 =    -3.06 [m]
                           all. N1 =   -13.18 [kN]
Moment                     M2 =   -38.92 [kNm] in phase: '2'
                           at z2 =    -6.44 [m]
                           all. N2 =    -1.27 [kN]
Maximum of the shear force max Q =   131.69 [kN] in phase: '3'
                           at z3 =    -7.70 [m]
                           Moment =     0.24 [kNm]
                           all. N =    52.80 [kN]

```

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

gamma,M0: 1.00, gamma,M1: 1.10

gamma,H: 1.00, gamma,H1: 1.10
beta,B: 1.00, beta,D: 1.00

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L603

A: 138.30 cm2 Iy: 18600.00 cm4 Wy,e1: 1200.00 cm3 Wy,p1: 1300.00 cm3

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 ($b/t_{eff} = 377.0/9.7/0.924 = 42.0$)

Shear buckling of the web (w,b): $hw/s/(72*\epsilon_s) = 173.38/8.20/72*0.92 = 31.8 \%$.

No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ3	ASB Nr.:
Date: 19.01.2018	

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action

Nd: Design normal force, action

Vd: Design shear force, action

M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.

M,cRd,red: Final design resistance for bending moment

N,c,Rd: Design resistance for normal force component

V,c,Rd: Design resistance for shear force

Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)

Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction

Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)

Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable

X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)

w,b: Shear-buckling of the web

MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -6.44 "2", l _{bk} = 4.70 m	-38.92	-1.27	7.78						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	11.8	0.0	1.2	---	---
	32.53	275.00	1.90	275.00	1.4	0.0			
z: -3.06 "2", l _{bk} = 4.70 m	54.21	-13.18	4.72						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	16.4	0.3	0.7	---	---
	46.12	275.00	1.15	275.00	2.8	0.0			
z: -7.70 "3", l _{bk} = 2.83 m	0.24	52.80	131.69						
	330.00	330.00	3803.25	651.61	0.1	1.4	20.2	---	---
	4.02	275.00	32.09	275.00	0.0	4.1			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 3 "3"

P_{max} = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -7.50/-8.04 = l_Q:0.54 [m]; M: |-24.87 - 0.24|=25.10 [kNm/m]

I_y=18600 [cm⁴/m]; S_y=650.000 [cm³/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*2/1 * M/(P_{max}*l_Q) = 2.6 [x/m] (dz=38.5 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*3/2 * M/(P_{max}*l_Q) = 1.9 [x/m] (dz=51.4 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*4/3 * M/(P_{max}*l_Q) = 1.7 [x/m] (dz=57.8 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	Page: 2
Record:	

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x6		kaltgefertigt
f _y	235	N/mm ²
γ _{M1}	1.1	[-]
L _{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien	
KSL	c
	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N _{Ed}	1042.51 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		N _{Ed} / N _{b,Rd,y} ≤ 1,0	
		1042.51 /	1448.01 = 0.72
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x6	kaltgefertigt
---------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 6 mm *werden daraus ermittelt*

A	75.47 cm ²	I	15128.325 cm ⁴
G	59.25 kg/m	i	14.16 cm
g_k	0.58 kN/m	W_{el}	744.50 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	480.996 cm ³
d/t	67.73 [-]	W_{pl}	961.993 cm ³
A_v	48.05 cm ²	α_{pl/el}	1.2921 [-]

I_t	30249.86 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 151.10 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
I_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	1042.51 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				1042.51 / 1448.01 = 0.720 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$
$$\chi = 0.90 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0.5})^{0.5}]$$
$$\Phi = 0.63 = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0.2) + \lambda_{quer}^2]$$
$$\lambda_{quer} = 0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$$
$$N_{cr} = 11162.41 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$$

3.3.1 a)

6.3.1.2 (4)

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0.04$$
$$\lambda_{quer} \leq 0.2$$

Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen

6.3.1.4

Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

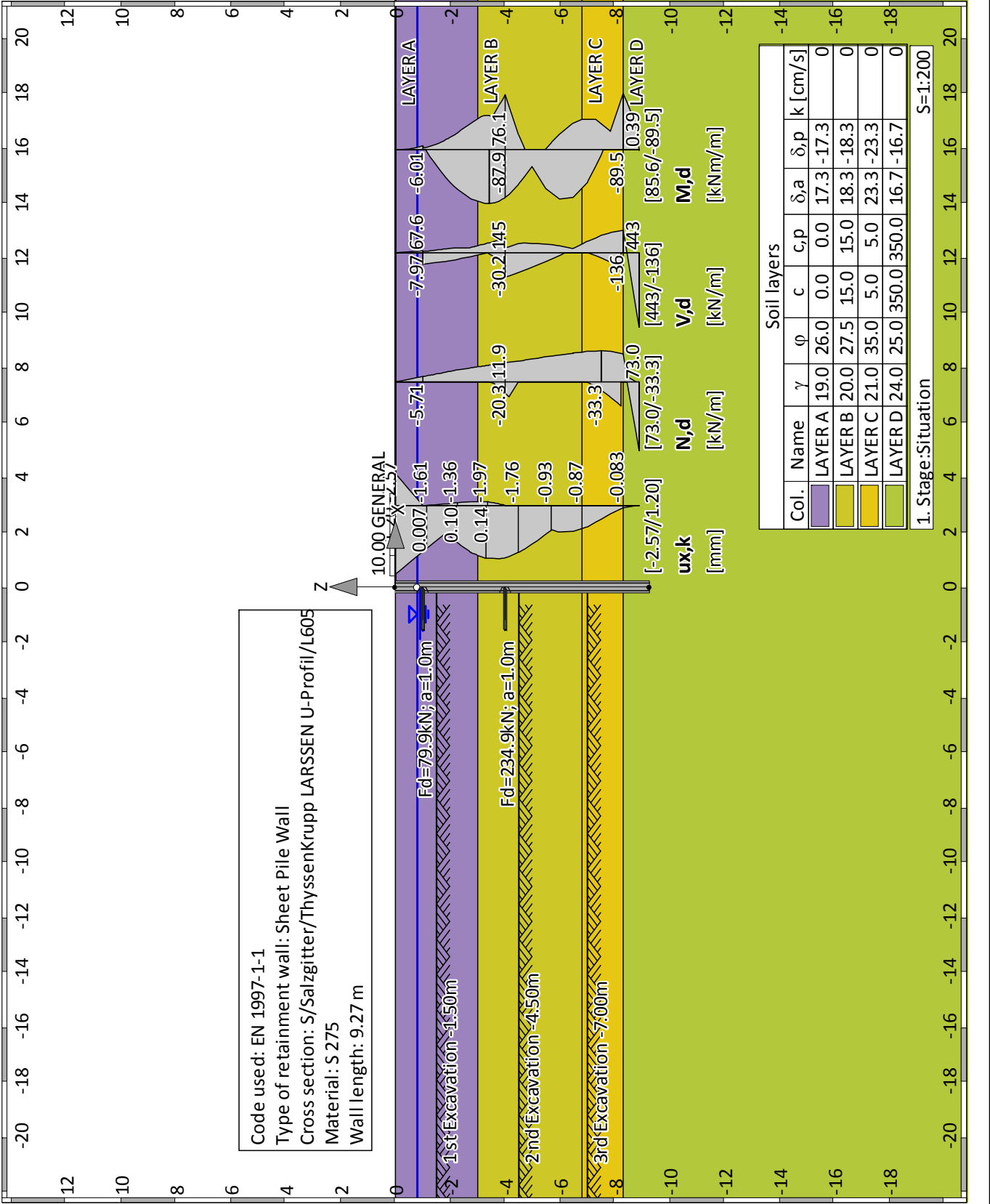
6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

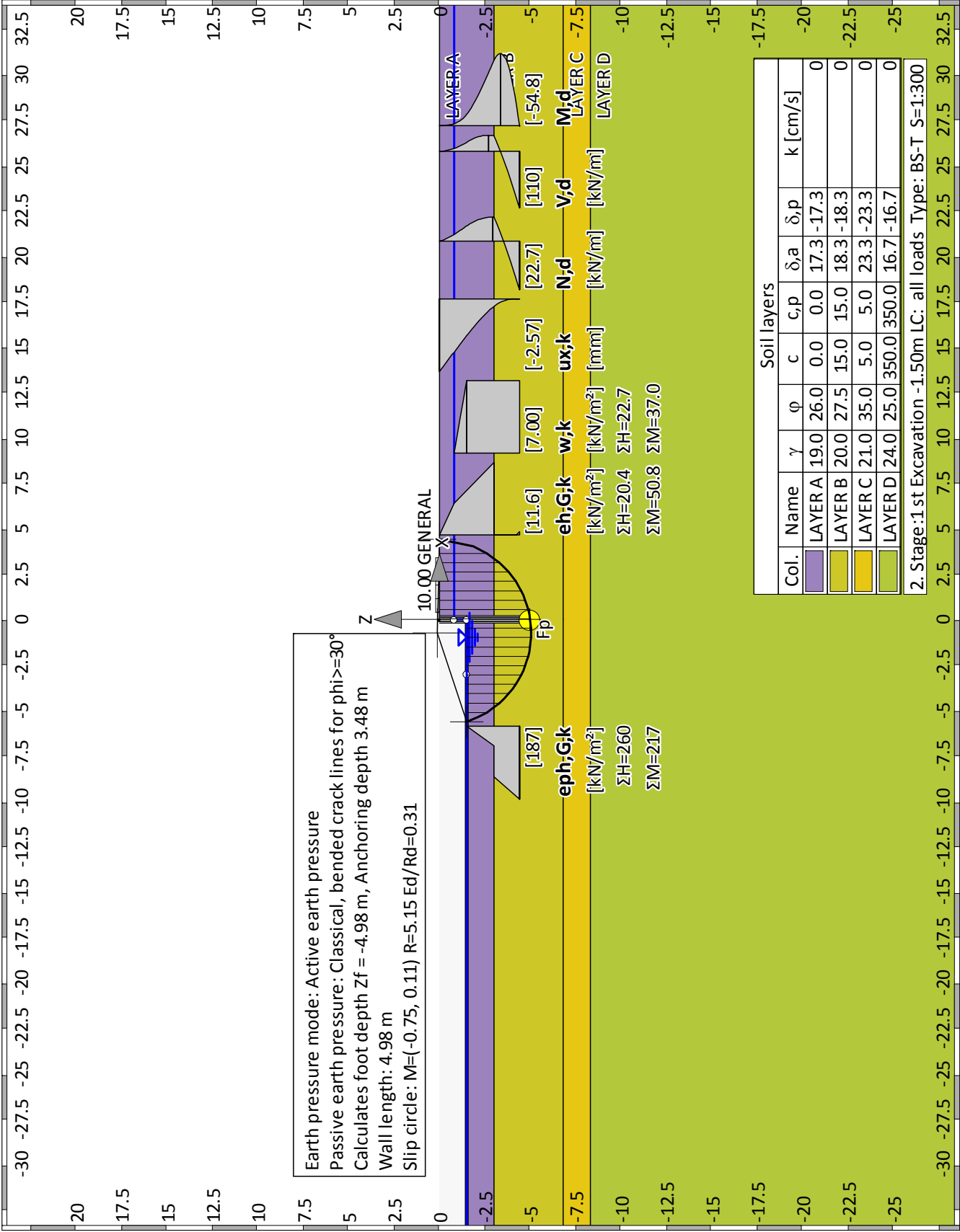
für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend

Summary of all stages

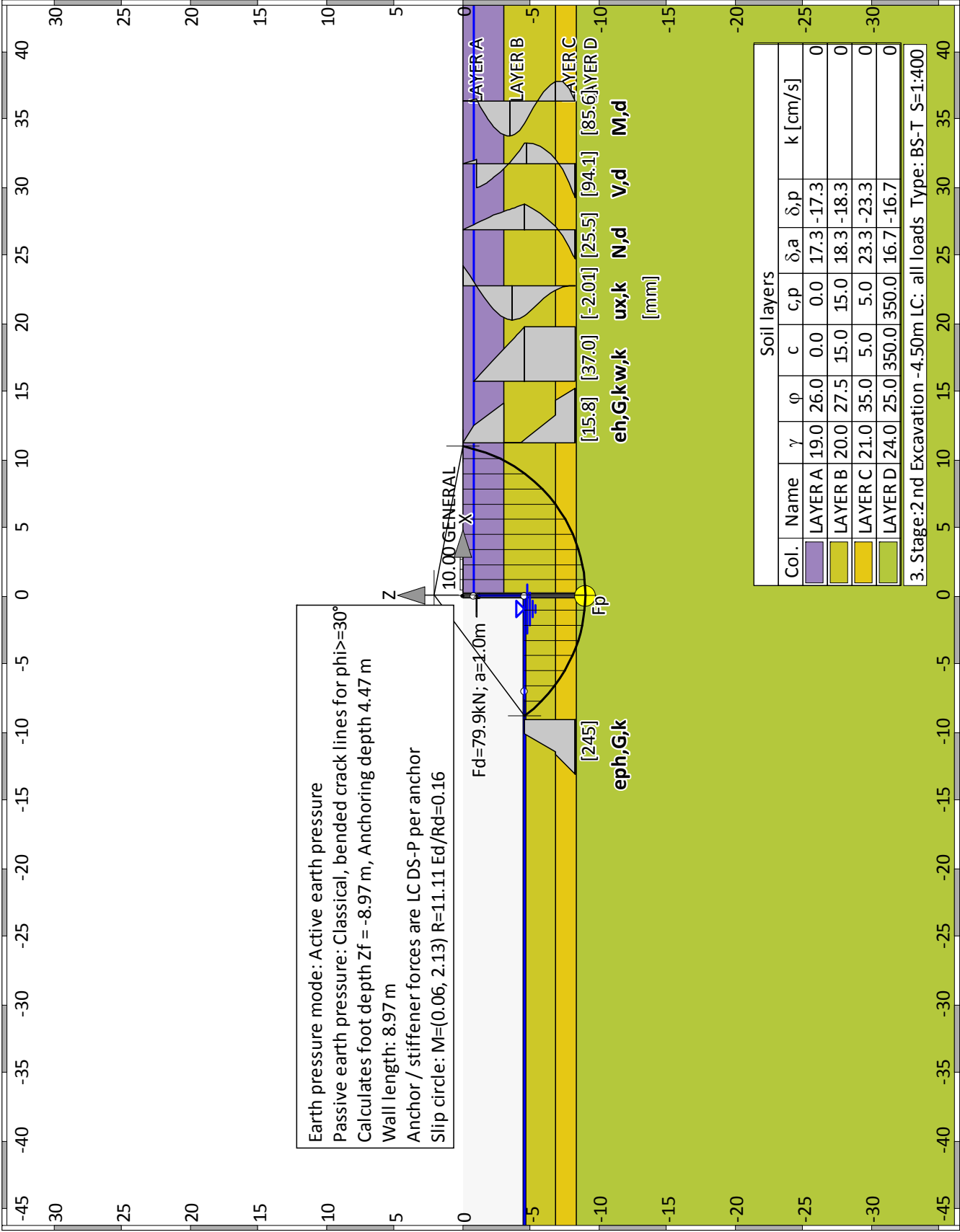
Construction stage 0 "Situation"



Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.50m"



Earth pressure mode: Active earth pressure
 Passive earth pressure: Classical, bended crack lines for $\phi \geq 30^\circ$
 Calculates foot depth $Z_f = -9.27$ m, Anchoring depth 2.27 m
 Wall length: 9.27 m
 Anchor / stiffener forces are LC DS-P per anchor
 Slip circle: $M = (-0.36, 3.64)$ $R = 12.93$ Ed/Rd=0.18

10.00 GENERAL

$F_d = 17.7$ kN; $a = 1.0$ m
 $F_d = 234.9$ kN; $a = 1.0$ m

$[1509]$ e_p, G, k

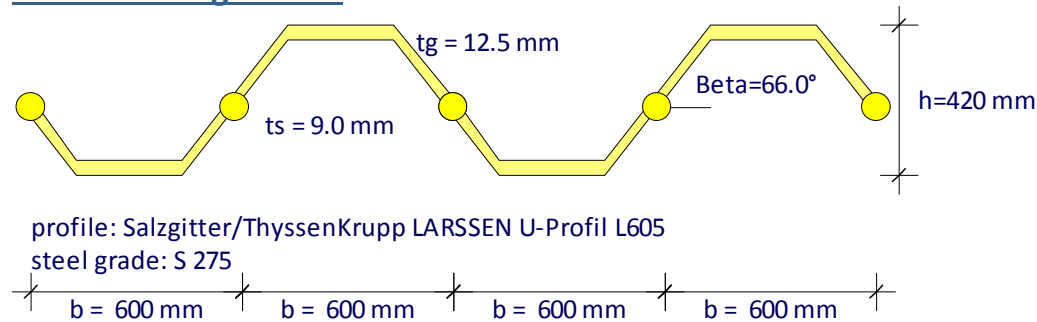
$[16.0]$ $[62.0]$ $[-0.99]$ $[73.0]$ $[443]$ $[-89.5]$ ER D
 e_h, G, k, w, k u_x, k N, d V, d M, d
 [mm]

Soil layers									
Col.	Name	γ	ϕ	c	c, p	δ, a	δ, p	k	k [cm/s]
LAYER A	LAYER A	19.0	26.0	0.0	0.0	17.3	-17.3	0	0
LAYER B	LAYER B	20.0	27.5	15.0	15.0	18.3	-18.3	0	0
LAYER C	LAYER C	21.0	35.0	5.0	5.0	23.3	-23.3	0	0
LAYER D	LAYER D	24.0	25.0	350.0	350.0	16.7	-16.7	0	0

4. Stage: 3rd Excavation -7.00m LC: all loads Type: BS-T S=1:400

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



profile: Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
steel grade: S 275

ULS GEO / STATIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 85.56 \text{ [kNm]}$ in phase: '2'
 at $z1 = -3.42 \text{ [m]}$
 all. $N1 = -17.90 \text{ [kN]}$
 Moment $M2 = -89.48 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
 at $z2 = -8.30 \text{ [m]}$
 all. $N2 = -29.78 \text{ [kN]}$
 Maximum of the shear force $\max Q = 221.69 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
 at $z3 = -8.89 \text{ [m]}$
 Moment = 0.39 [kNm]
 all. $N = 73.04 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 42420.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 2020.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 2340.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 2 ($b/t/\epsilon = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $h_w/s/(72*\epsilon) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2 \%$.
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -3.42 "2", lbk = 5.58 m	85.56	-17.90	-2.74						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	13.3	0.4	0.3	---	---
	43.37	275.00	0.45	275.00	2.5	0.0			
z: -8.89 "3", lbk = 3.69 m	0.39	73.03	221.69						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	0.1	1.5	22.8	---	---
	4.31	275.00	36.27	275.00	0.0	5.2			
z: -8.30 "3", lbk = 3.69 m	-89.47	-29.78	-135.98						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	13.9	0.6	14.0	---	---
	45.97	275.00	22.25	275.00	2.8	2.0			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 3 "3"

Pmax = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -8.30/-9.27 = lQ:0.97 [m]; M: |-89.47 - 0.39|=89.87 [kNm/m]

Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*2/1 * M/(Pmax*lQ) = 4.1 [x/m] (dz=24.4 cm)

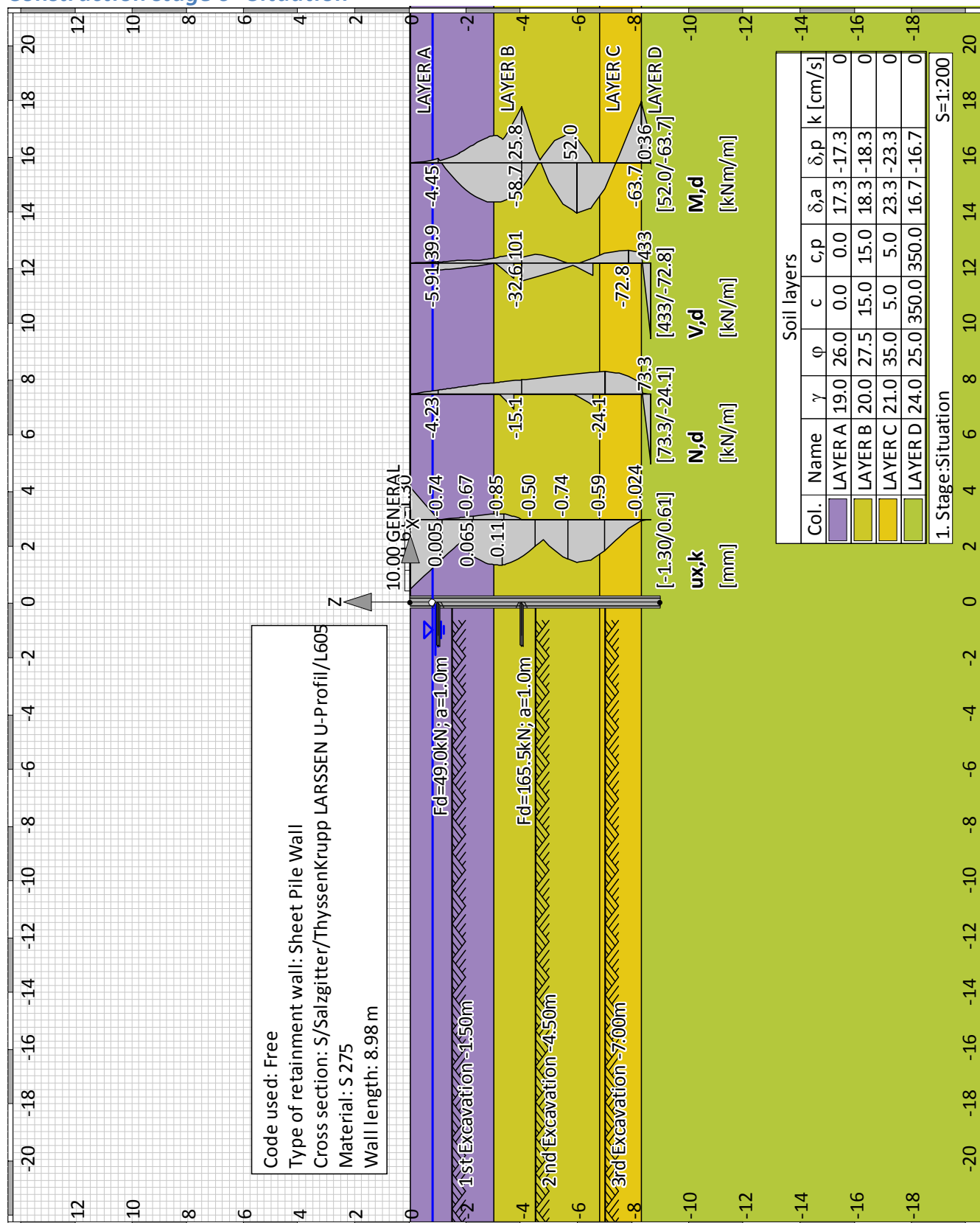
Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*3/2 * M/(Pmax*lQ) = 3.1 [x/m] (dz=32.5 cm)

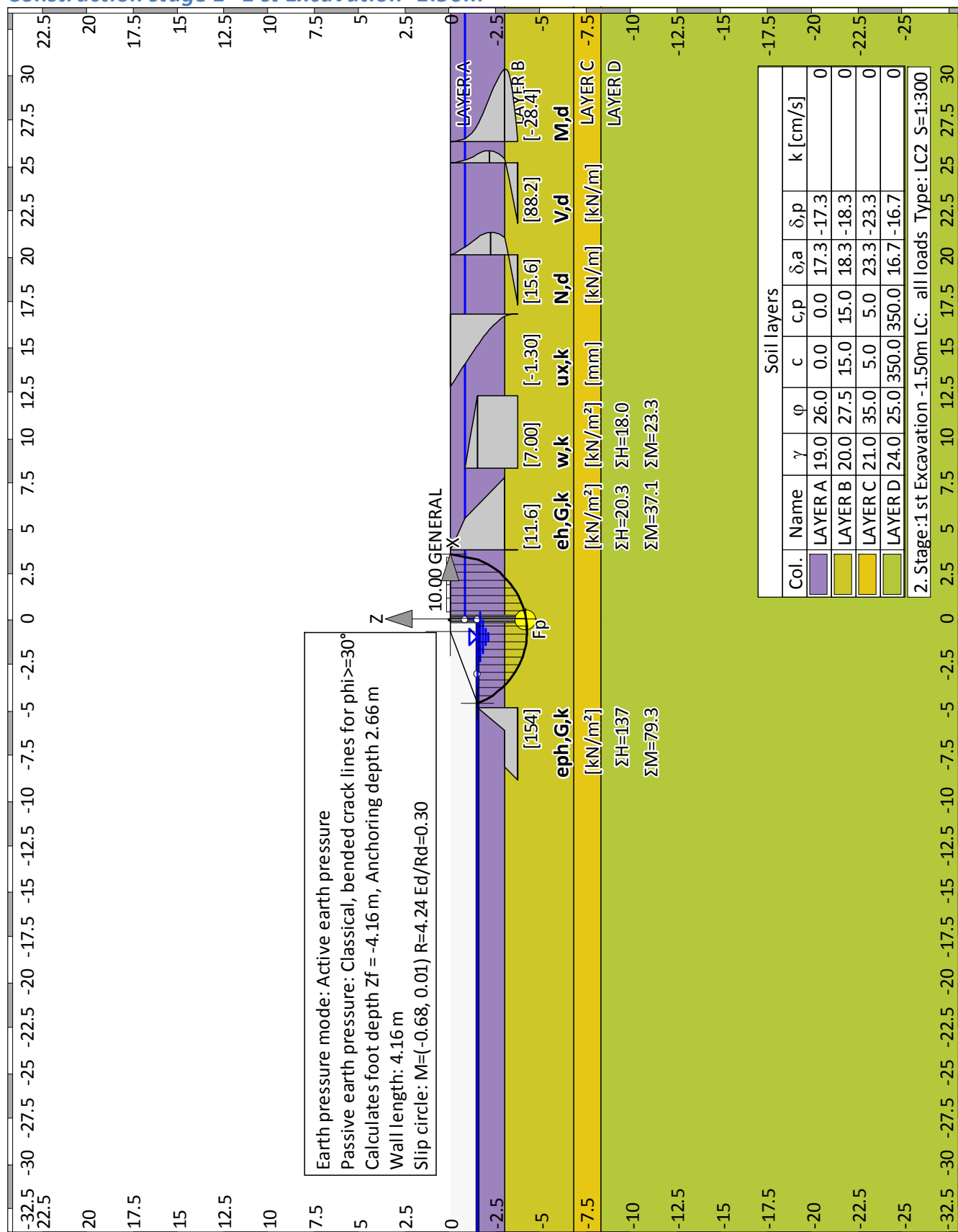
Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*4/3 * M/(Pmax*lQ) = 2.7 [x/m] (dz=36.5 cm)

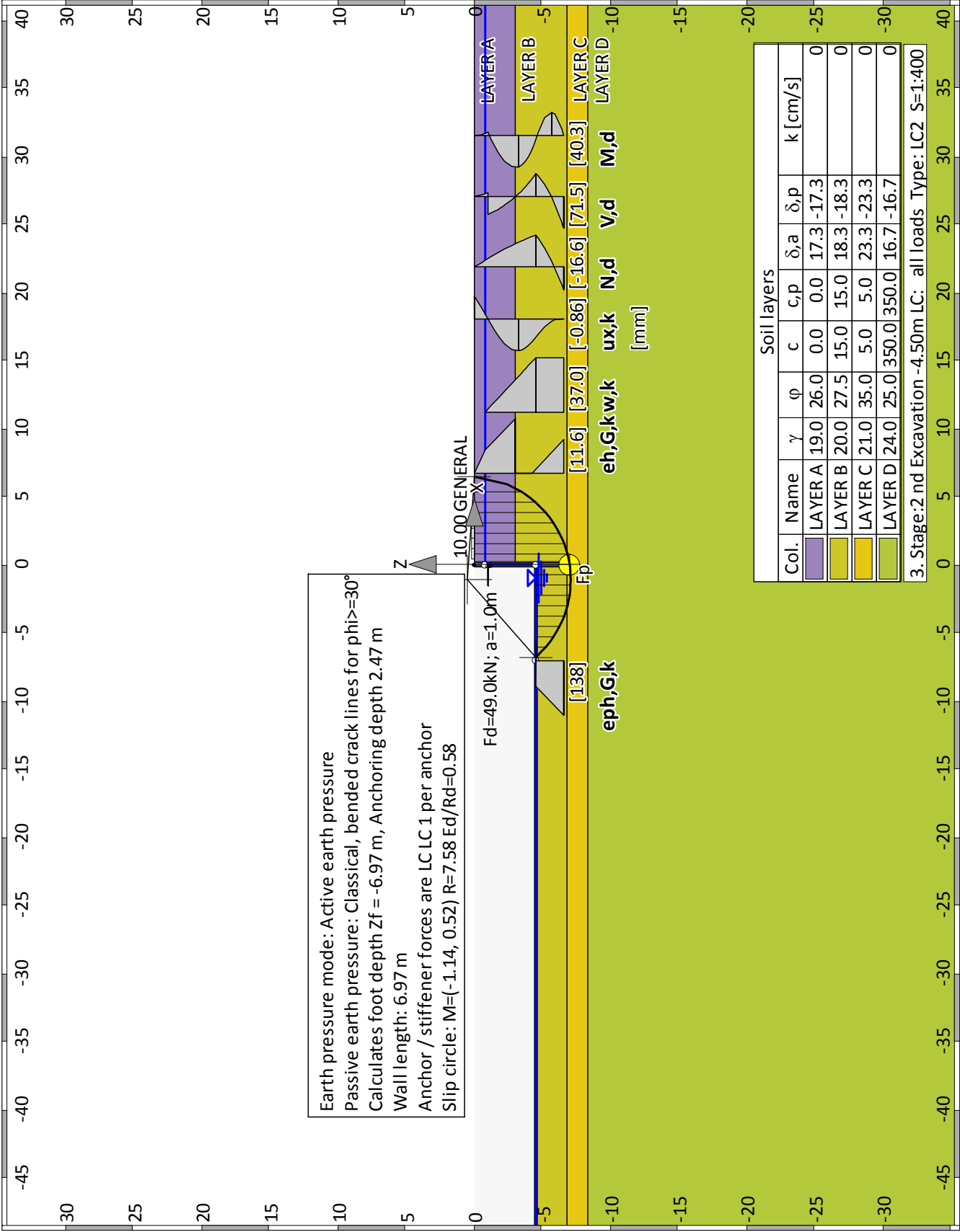
Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 2
Record:	

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

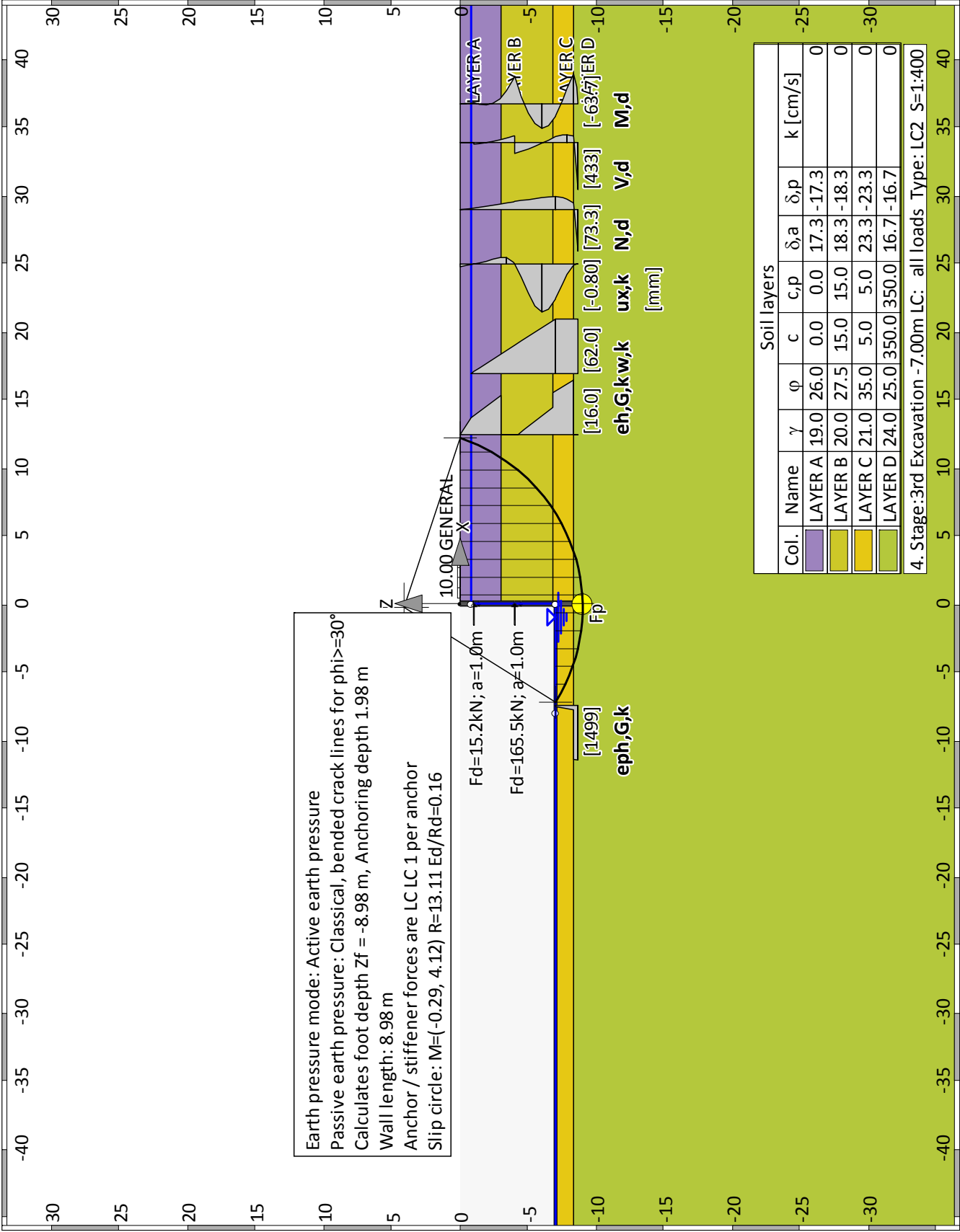
Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.50m"

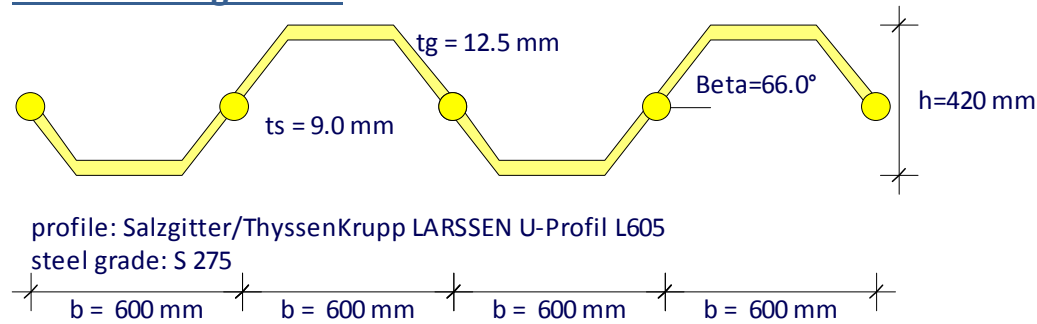


Construction stage 3 "3rd Excavation -7.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΤΑΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 52.00 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
at $z1 = -5.98 \text{ [m]}$
all. $N1 = -21.29 \text{ [kN]}$
Moment $M2 = -63.73 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
at $z2 = -8.30 \text{ [m]}$
all. $N2 = -11.65 \text{ [kN]}$
Maximum of the shear force $\max Q = 216.50 \text{ [kN]}$ in phase: '3'
at $z3 = -8.65 \text{ [m]}$
Moment = 0.36 [kNm]
all. $N = 73.27 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 42420.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 2020.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 2340.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 2 ($b/t/eps = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $hw/s/(72*eps) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2 \%$
No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ6	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action

Nd: Design normal force, action

Vd: Design shear force, action

M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.

M,cRd,red: Final design resistance for bending moment

N,c,Rd: Design resistance for normal force component

V,c,Rd: Design resistance for shear force

Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)

Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction

Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)

Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable

X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)

w,b: Shear-buckling of the web

MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -8.65 "3", lbk = 3.48 m	0.36	73.27	216.50						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	0.1	1.5	22.3	---	---
	4.31	275.00	35.42	275.00	0.0	5.0			
z: -8.30 "3", lbk = 3.48 m	-63.73	-11.65	-62.45						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	9.9	0.2	6.4	---	---
	32.21	275.00	10.22	275.00	1.4	0.4			
z: -5.98 "3", lbk = 3.48 m	52.00	-21.29	4.94						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	8.1	0.4	0.5	---	---
	26.94	275.00	0.81	275.00	1.0	0.0			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 3 "3"

Pmax = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -8.30/-8.98 = lQ:0.68 [m]; M: |-63.73 - 0.36|=64.09 [kNm/m]

Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*2/1 * M/(Pmax*lQ) = 4.2 [x/m] (dz=23.9 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*3/2 * M/(Pmax*lQ) = 3.1 [x/m] (dz=31.9 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*4/3 * M/(Pmax*lQ) = 2.8 [x/m] (dz=35.9 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ Block: SEISMIC LOADING Record:	Archive No.:
--	--------------

Page: 2

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x6		kaltgefertigt
f_y	235	N/mm ²
γ_{M1}	1.1	[-]
L_{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien		Imperfektionsbeiwert α
KSL	c	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N_{Ed}	1244.97 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$	
		1244.97 /	1448.01 = 0.86
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x6	kaltgefertigt
---------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 6 mm *werden daraus ermittelt*

A	75.47 cm ²	I	15128.325 cm ⁴
G	59.25 kg/m	i	14.16 cm
g_k	0.58 kN/m	W_{el}	744.50 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	480.996 cm ³
d/t	67.73 [-]	W_{pl}	961.993 cm ³
A_v	48.05 cm ²	α_{pl/el}	1.2921 [-]

I_t	30249.86 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 151.10 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der
gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
L_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	1244.97 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				1244.97 / 1448.01 = 0.860 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)

$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$
 χ
 Φ
 λ_{quer}
 N_{cr}

1448.01 kN
 $0.90 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0.5})]$
 $0.63 = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0.2) + \lambda_{quer}^2]$
 $0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$
 $11162.41 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$

3.3.1 a)

6.3.1.2 (4)

$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$
 $\lambda_{quer} \leq 0,2$

0.11
 0.40

Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen

6.3.1.4

Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

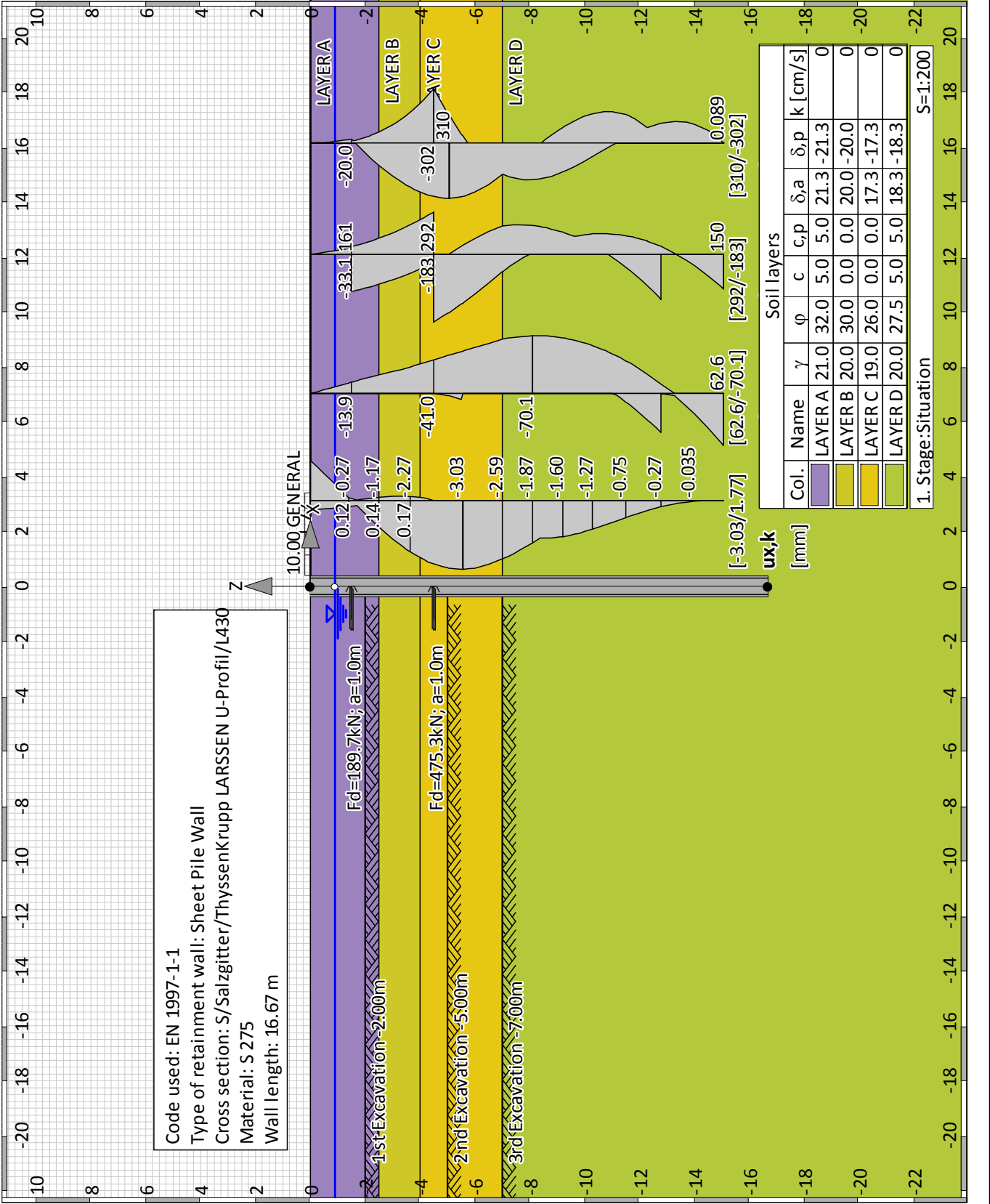
6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

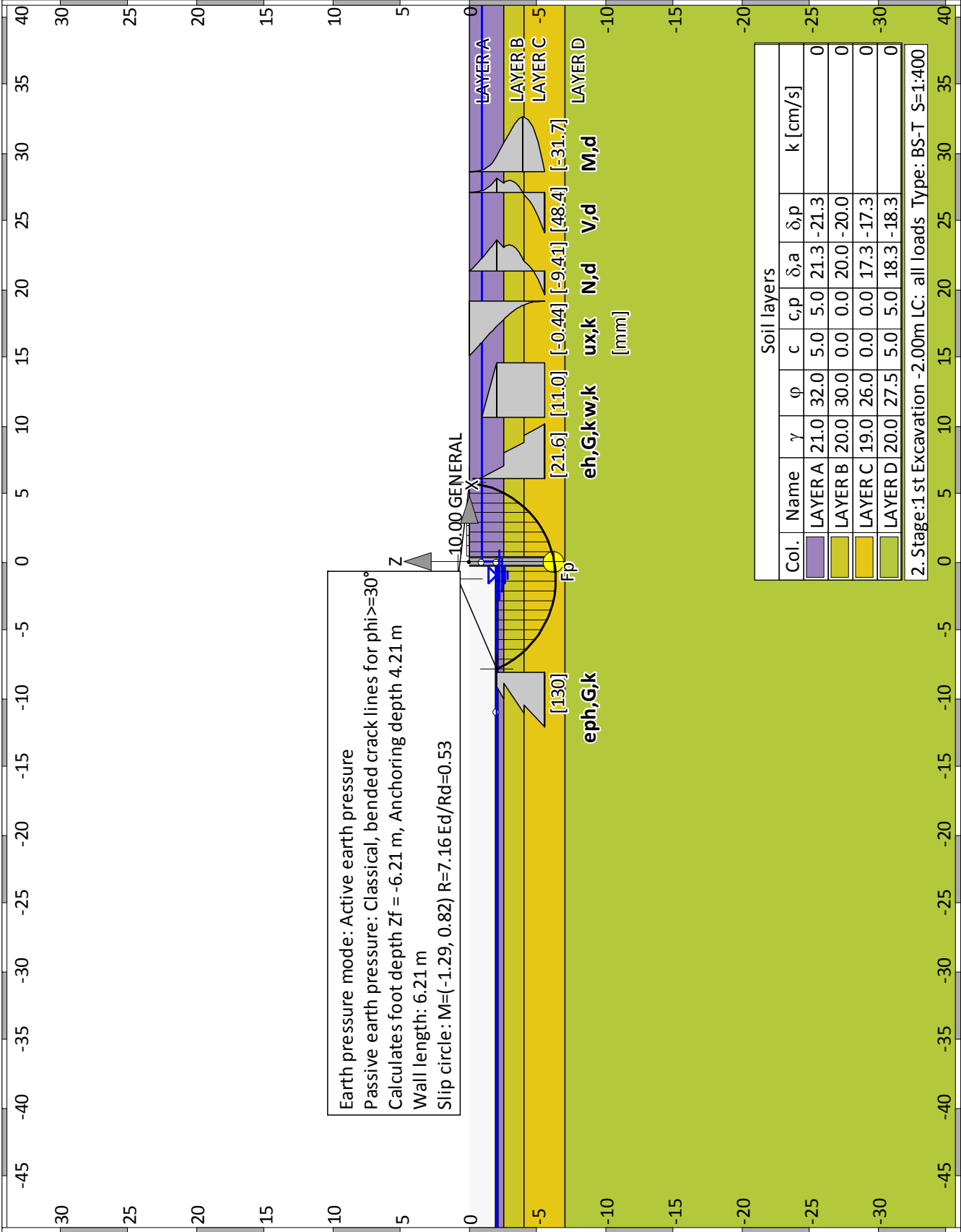
für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend

Summary of all stages

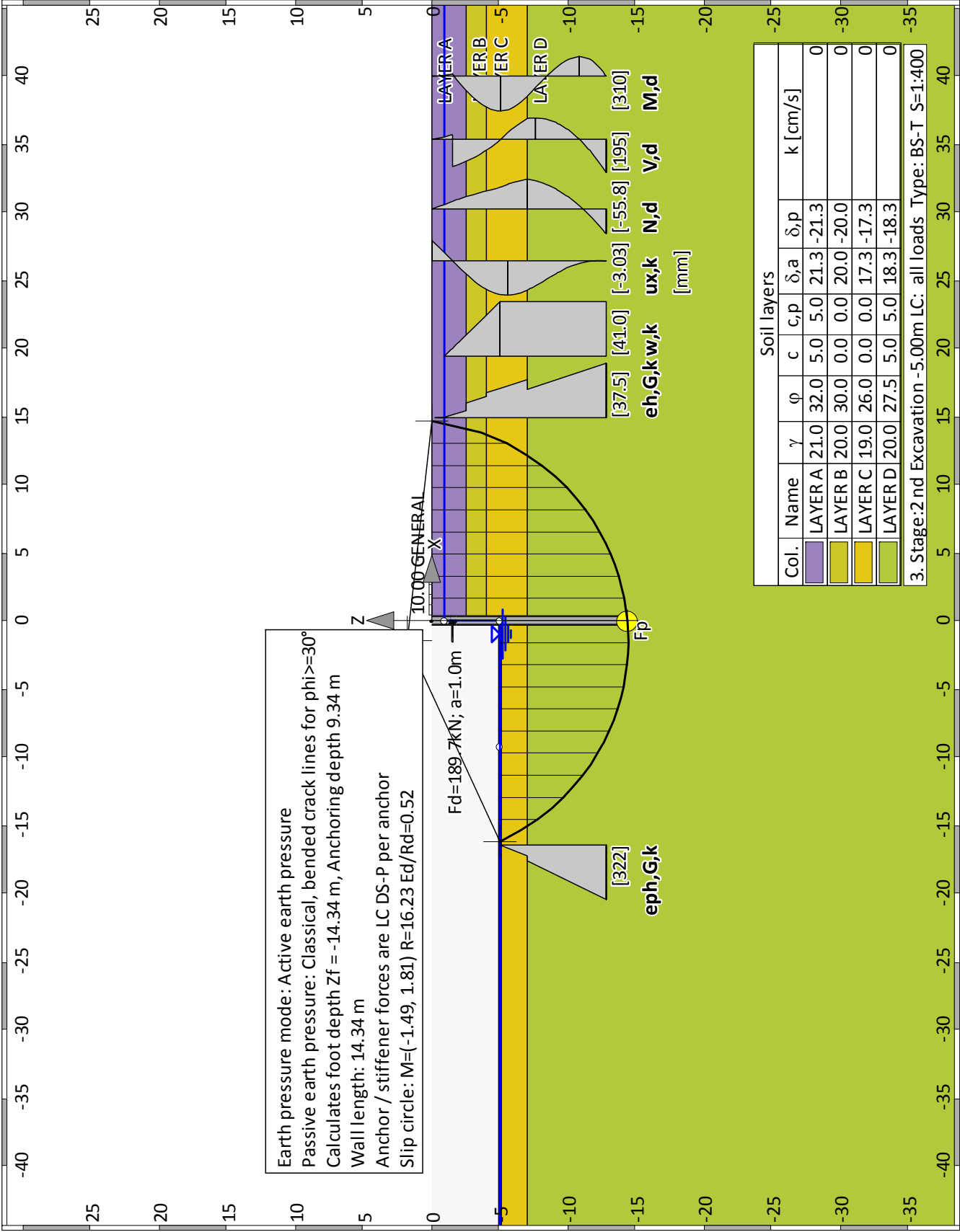
Construction stage 0 "Situation"



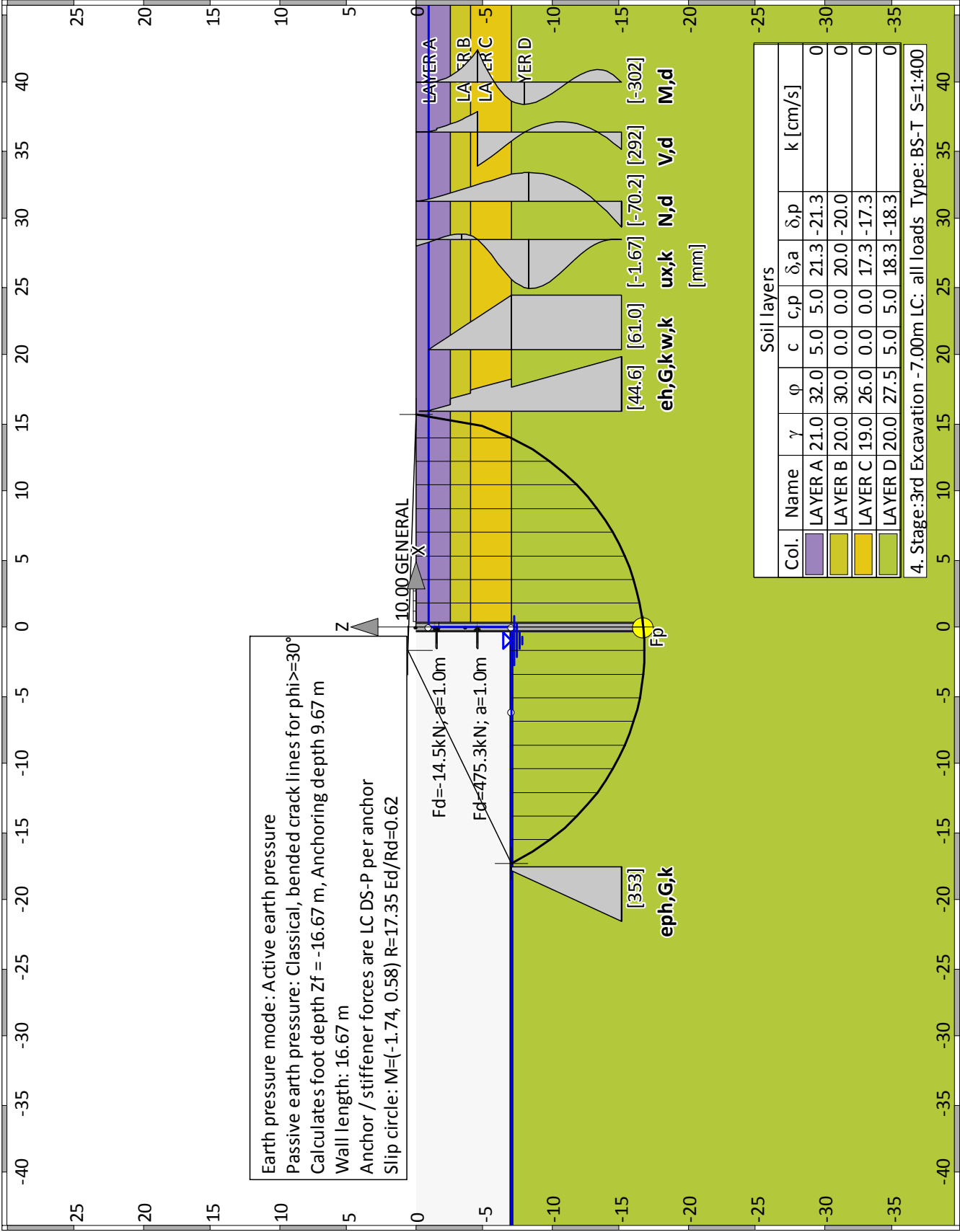
Construction stage 1 "1 st Excavation -2.00m"



Construction stage 2 "2 nd Excavation -5.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -7.00m"



profile: Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430
steel grade: S 275

Dimensions and parameters shown in the drawing:

- Flange thickness: $t_f = 12.0 \text{ mm}$
- Web thickness: $t_w = 12.0 \text{ mm}$
- Flange width: $b = 708 \text{ mm}$
- Web height: $h = 750 \text{ mm}$
- Flange angle: $\beta = 90.0^\circ$
- Flange slope: $\text{tg} = 12.0 \text{ mm}$

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment max M1 = 309.78 [kNm] in phase: '2'

at $z_1 = -5.05$ [m]

all. N1 = -41.07 [kN]

Moment $M2 = -302.14 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'

at $z_2 = -4.50 \text{ [m]}$

all. N2 = -40.98 [kN]

Maximum of the shear force $\max Q = 292.48 \text{ [kN]}$ in phase: '3'

at $z3 = -4.50$ [m]

Moment = -302.14 [kNm]

all. N = -40.98 [kN]

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

gamma,M0: 1.00, gamma,M1: 1.10

beta,B: 1.00, beta,D: 1.00

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430

A: 299.40 cm² I_y: 241800.00 cm⁴ W_{y,el}: 6450.00 cm³ W_{y,p1}: 7486.00 cm³

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 ($b/t/eps = 594.0/12.0/1.011 = 49.0$)

*** Warning: f,yk was reduced to 230 N/mm2 to get a class 3 cross section!

Shear buckling of the web (w,b): $hw/s/(72*\epsilon_s) = 369.00/12.00/72*1.01 = 42.3 \%$.

No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ8	ASB Nr.:
Date: 11.01.2018	

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z:	-5.05	"2", l _{bk} = 8.99 m							
	309.78	-41.07	-0.50						
	1483.50	1483.50	6886.20	1661.01	20.9	0.6	0.0	---	---
	49.40	230.00	0.04	230.00	4.6	0.0			
z:	-4.50	"3", l _{bk} = 8.52 m							
	-302.14	-40.98	292.48						
	1483.50	1483.50	6886.20	1661.01	20.4	0.6	17.6	---	---
	48.21	230.00	23.38	230.00	4.4	3.1			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 3 "3"

P_{max} = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -4.50/-7.98 = l_Q:3.48 [m]; M: |-302.14 - 207.72|=509.86 [kNm/m]

I_y=241800 [cm⁴/m]; S_y=3750.000 [cm³/m]; b=0.708 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*2/1 * M/(P_{max}*l_Q) = 4.3 [x/m] (dz=23.3 cm)

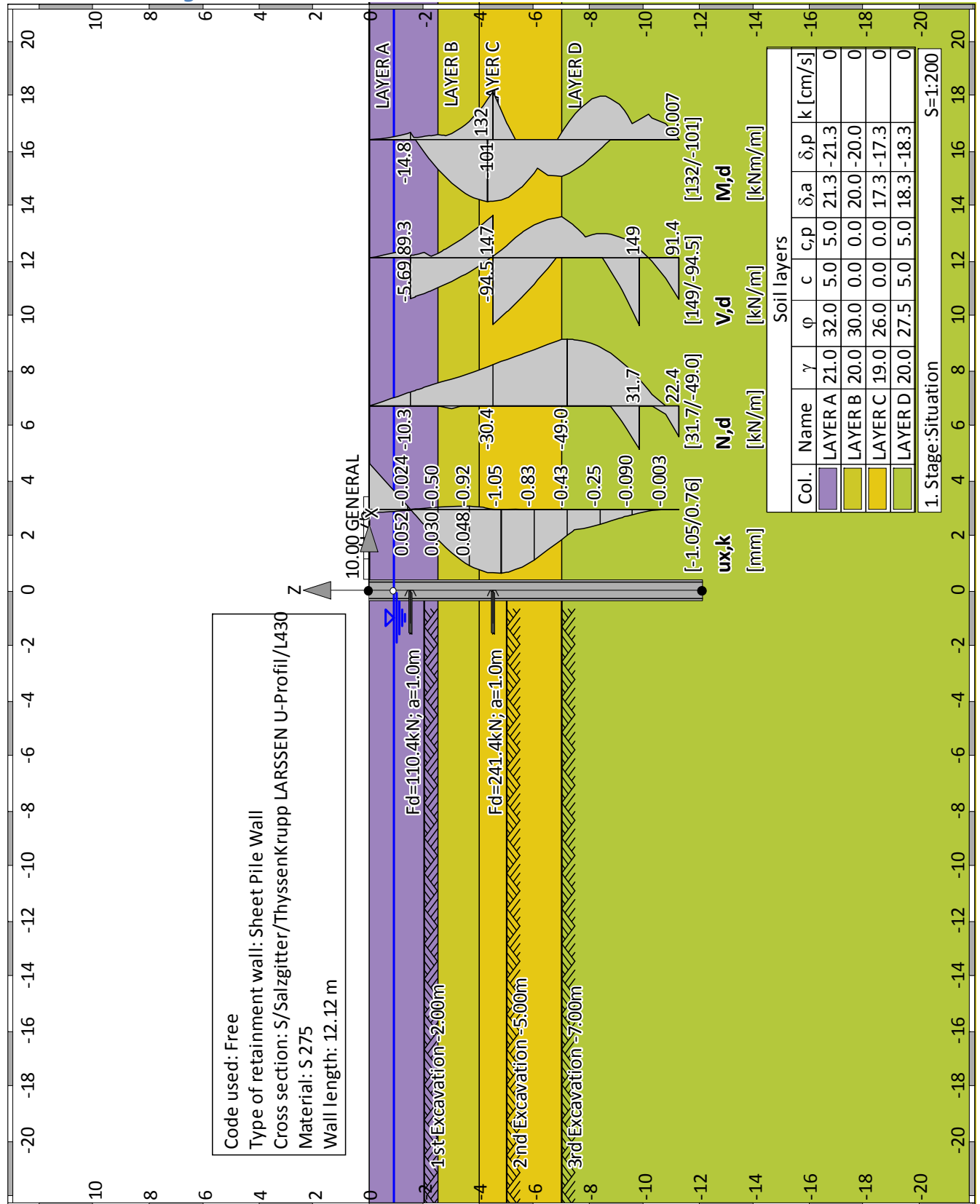
Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*3/2 * M/(P_{max}*l_Q) = 3.2 [x/m] (dz=31.1 cm)

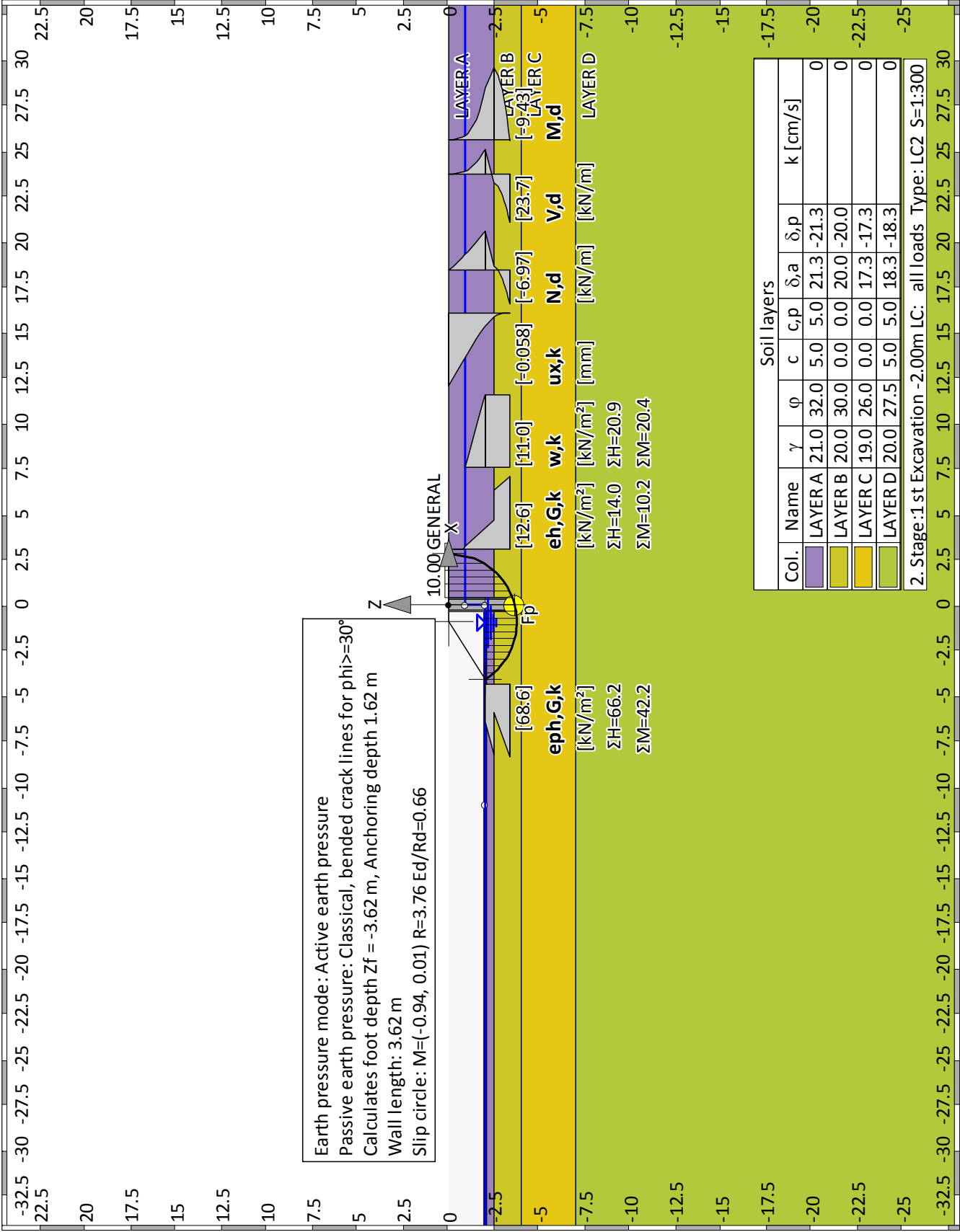
Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

n_{req} = S_y/I_y * b*4/3 * M/(P_{max}*l_Q) = 2.9 [x/m] (dz=34.9 cm)

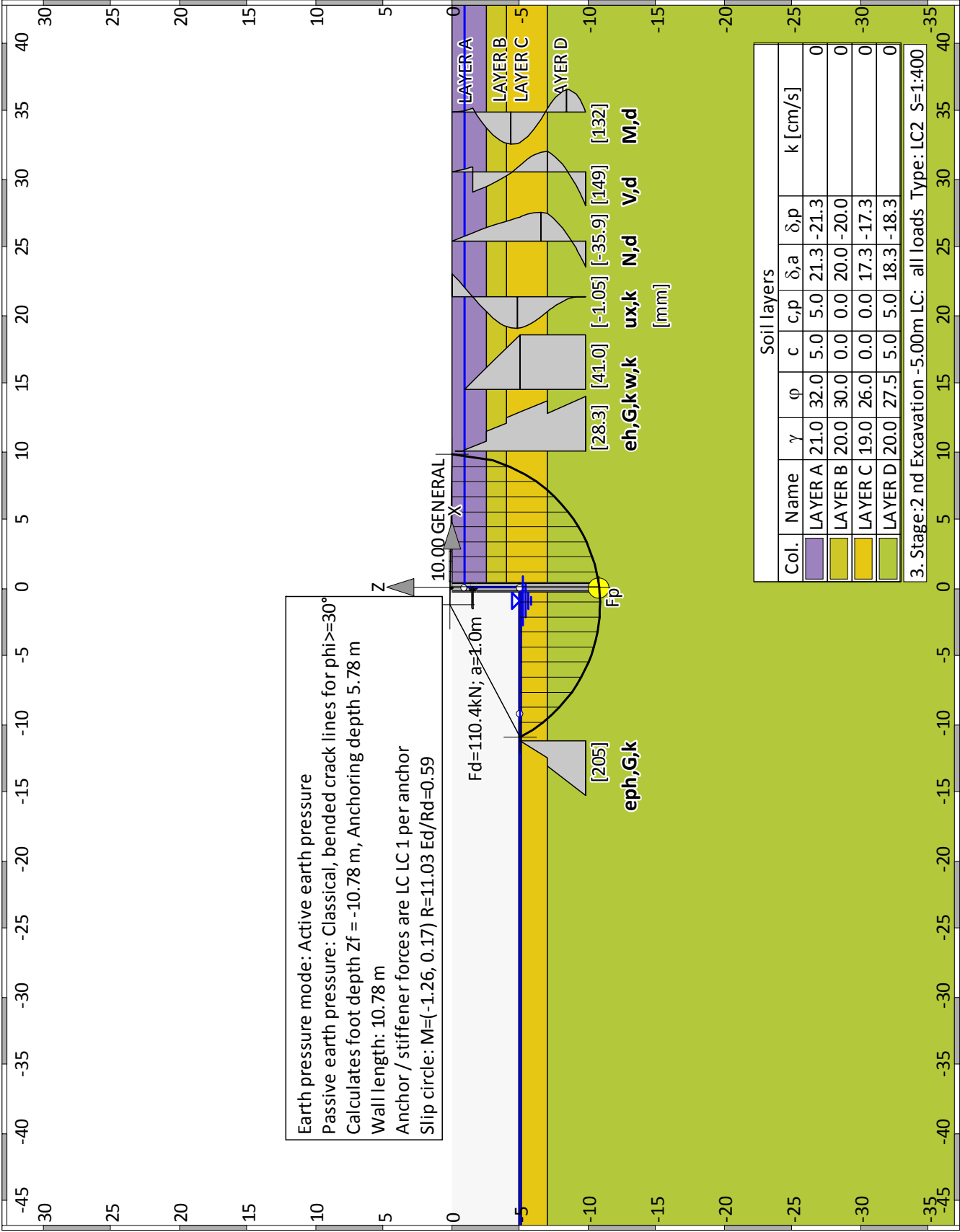
Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΞΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	
Record:	Page: 2

Summary of all stages**Construction stage 0 "Situation"**

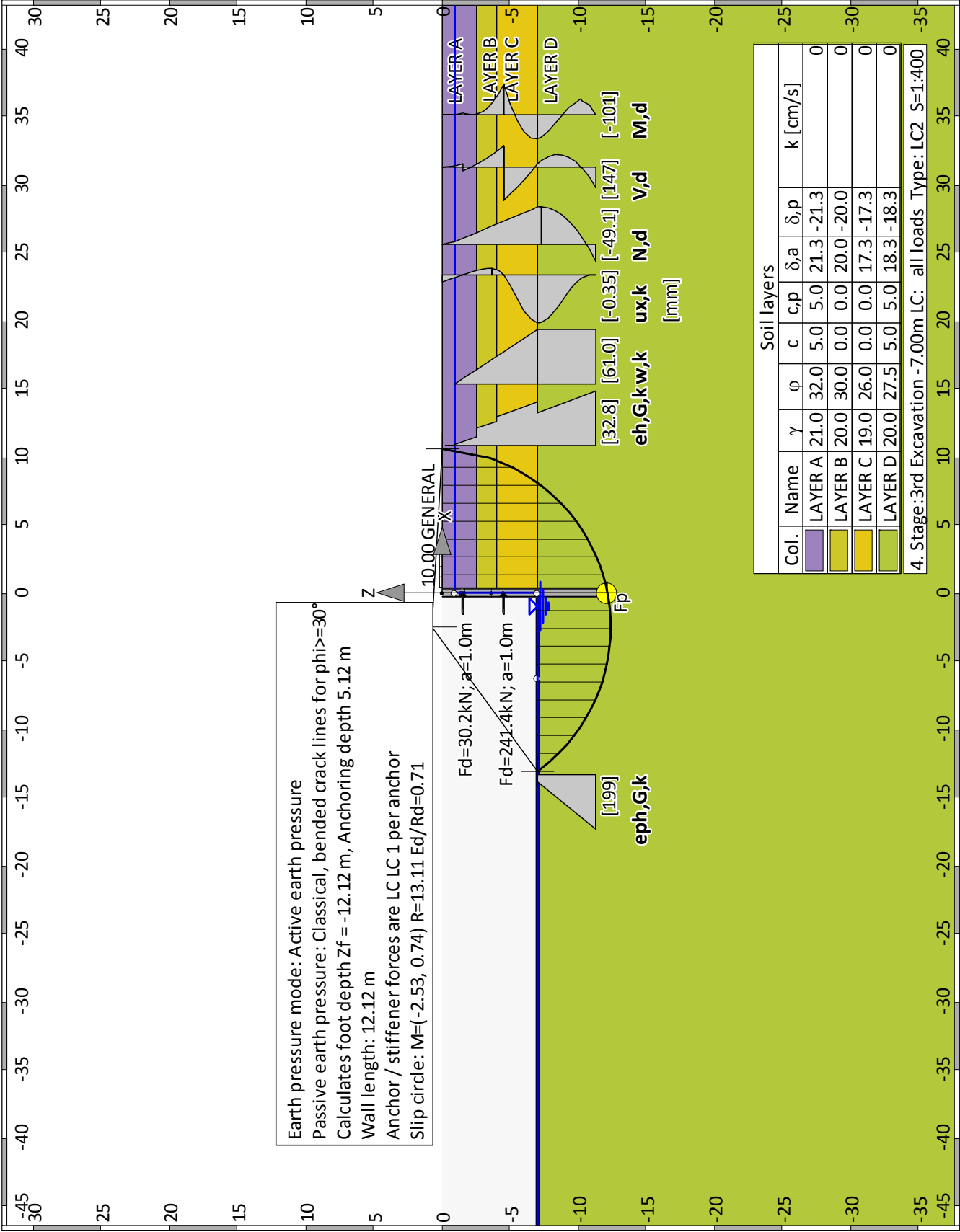
Construction stage 1 "1 st Excavation -2.00m"



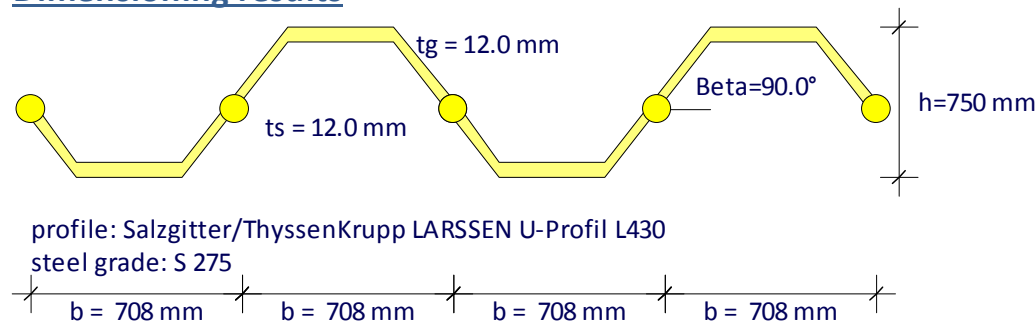
Construction stage 2 "2 nd Excavation -5.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -7.00m"



Dimensioning results



SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment max M1 = 131.51 [kNm] in phase: '2'

at $z_1 = -4.30$ [m]

all. N1 = -26.42 [kN]

Moment $M_2 = -100.91 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'

at $z_2 = -4.50 \text{ [m]}$

all. N2 = -30.36 [kN]

Maximum of the shear force $\max Q = 146.94 \text{ [kN]}$ in phase: '3'

at $z3 = -4.50$ [m]

Moment = -100.91 [kNm]

all. N = -30.36 [kN]

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

gamma,M0: 1.00, gamma,M1: 1.10

beta,B: 1.00, beta,D: 1.00

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L430

A: 299.40 cm² I_y: 241800.00 cm⁴ W_{y,el}: 6450.00 cm³ W_{y,p1}: 7486.00 cm³

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 3 (b/t/eps = 594.0/12.0/1.011 = 49.0)

*** Warning: f,yk was reduced to 230 N/mm2 to get a class 3 cross section!

Shear buckling of the web (w,b): $hw/s/(72*\epsilon_s) = 369.00/12.00/72*1.01 = 42.3 \%$.

No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΣΤΑΣΙΟ Δ8	ASB Nr.:
Date: 11.01.2018	

Actions, Reactions:
 Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:
 X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -4.30 "2", l _{bk} = 6.50 m	131.51	-26.41	4.96						
	1483.50	1483.50	6886.20	1661.01	8.9	0.4	0.3	---	---
	21.27	230.00	0.40	230.00	0.9	0.0			
z: -4.50 "3", l _{bk} = 5.33 m	-100.91	-30.36	146.94						
	1483.50	1483.50	6886.20	1661.01	6.8	0.4	8.8	---	---
	16.66	230.00	11.75	230.00	0.5	0.8			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks
 Critical Stage: 3 "3"
 P_{max} = 75.00 [kN/crimp point]
 Z: -4.50/-7.00 = l_Q:2.50 [m]; M: |-100.91 - 77.97|=178.88 [kNm/m]
 I_y=241800 [cm⁴/m]; S_y=3750.000 [cm³/m]; b=0.708 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:
 $n_{req} = S_y / I_y * b^2 / 1 * M / (P_{max} * l_Q) = 2.1$ [x/m] (dz=47.7 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:
 $n_{req} = S_y / I_y * b^3 / 2 * M / (P_{max} * l_Q) = 1.6$ [x/m] (dz=63.6 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:
 $n_{req} = S_y / I_y * b^4 / 3 * M / (P_{max} * l_Q) = 1.4$ [x/m] (dz=71.6 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ Block: SEISMIC LOADING Record:	Archive No.:
--	--------------

Page: 2

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x12		kaltgefertigt
f_y	235	N/mm ²
γ_{M1}	1.1	[-]
L_{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien		Imperfektionsbeiwert α
KSL	c	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N_{Ed}	2519.09 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$	
		2519.09 /	2842.67 = 0.89
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x12	kaltgefertigt
-----------------	----------------------

D **406.4** mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t **12** mm *werden daraus ermittelt*

A	148.69 cm ²	I	28937.014 cm ⁴
G	116.72 kg/m	i	13.95 cm
g_k	1.15 kN/m	W_{el}	1424.07 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	933.596 cm ³
d/t	33.87 [-]	W_{pl}	1867.192 cm ³
A_v	94.66 cm ²	α_{pl/el}	1.3112 [-]

I_t	57820.50 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	----------	-------------------

W_t 293.21 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
L_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	2519.09 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				2519.09 / 2842.67 = 0.886 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$
$$\chi = 0.89 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0.5})^{0.5}]$$
$$\Phi = 0.63 = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0.2) + \lambda_{quer}^2]$$
$$\lambda_{quer} = 0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0.5}$$
$$N_{cr} = 21351.14 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$$

3.3.1 a)

6.3.1.2 (4)

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$$
$$\lambda_{quer} \leq 0,2$$

Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen

6.3.1.4

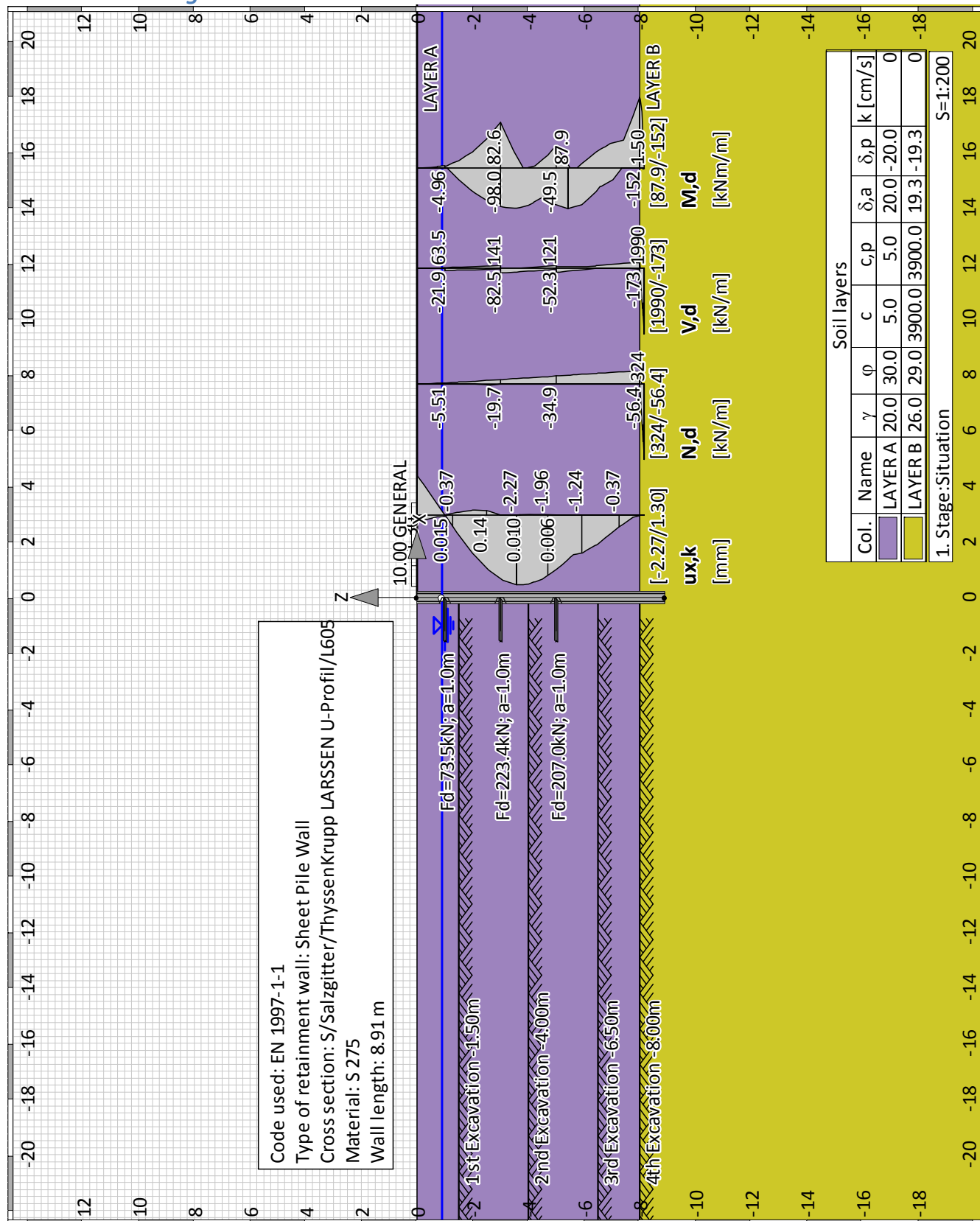
Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

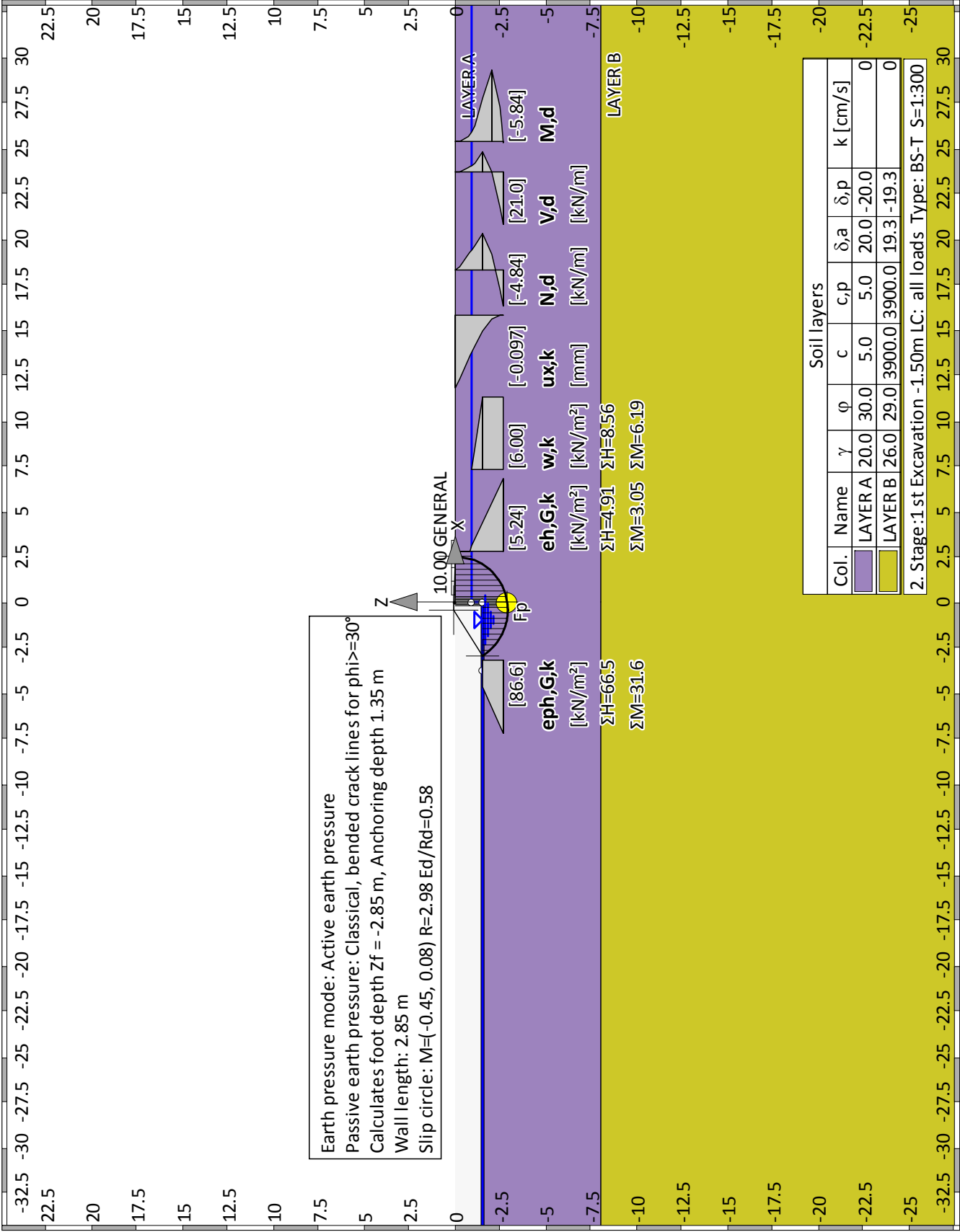
6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

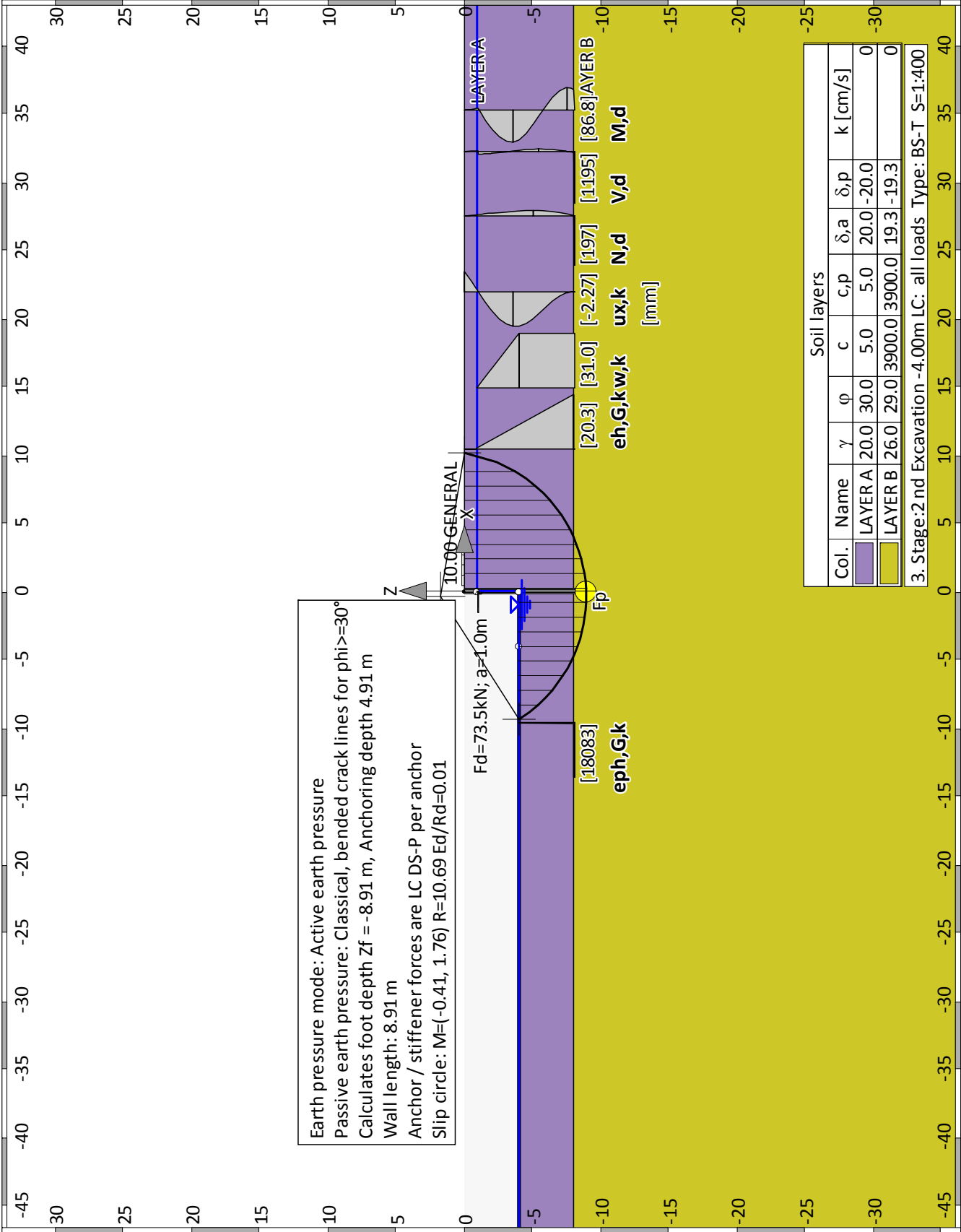
für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend

Summary of all stagesConstruction stage 0 "Situation"

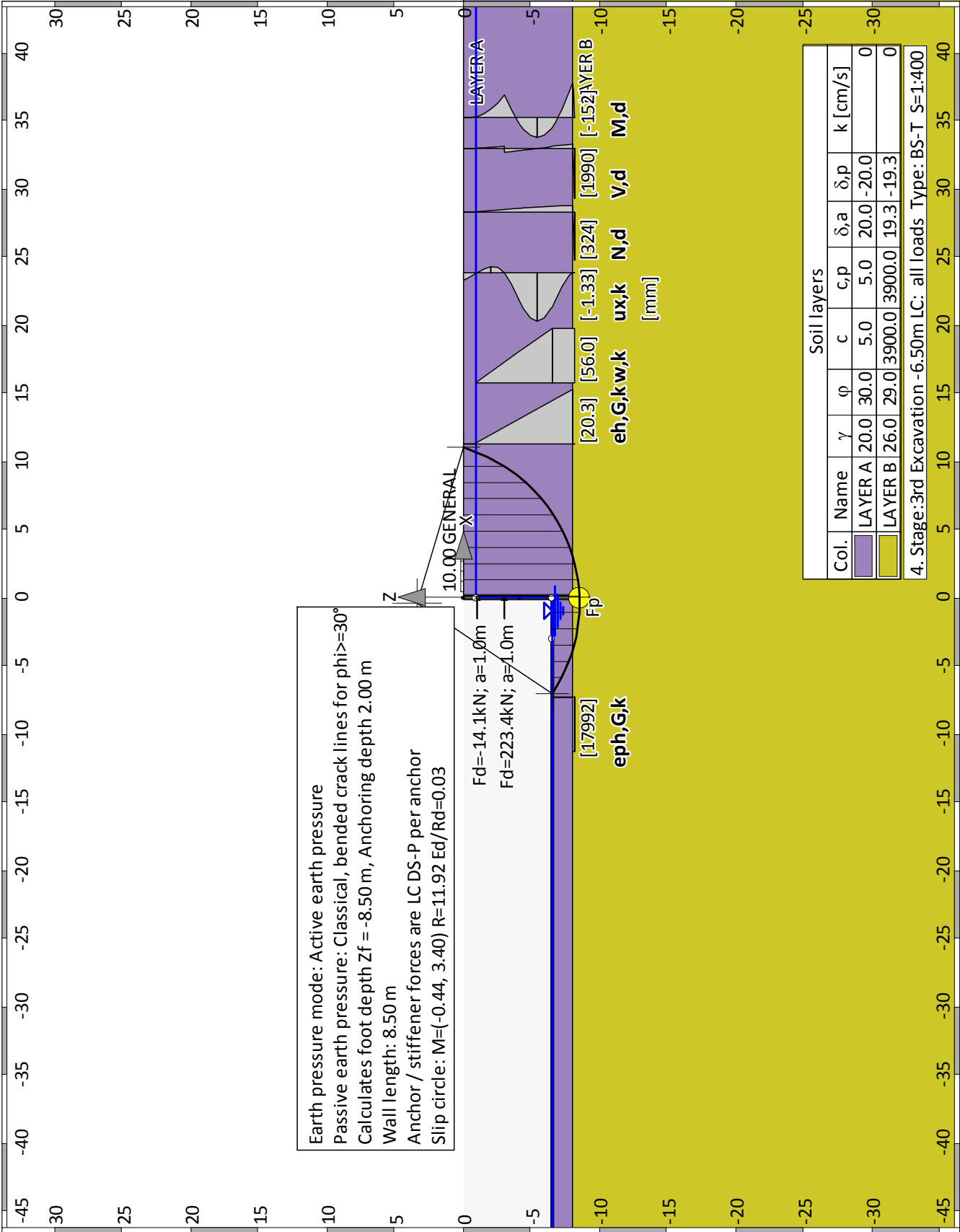
Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"



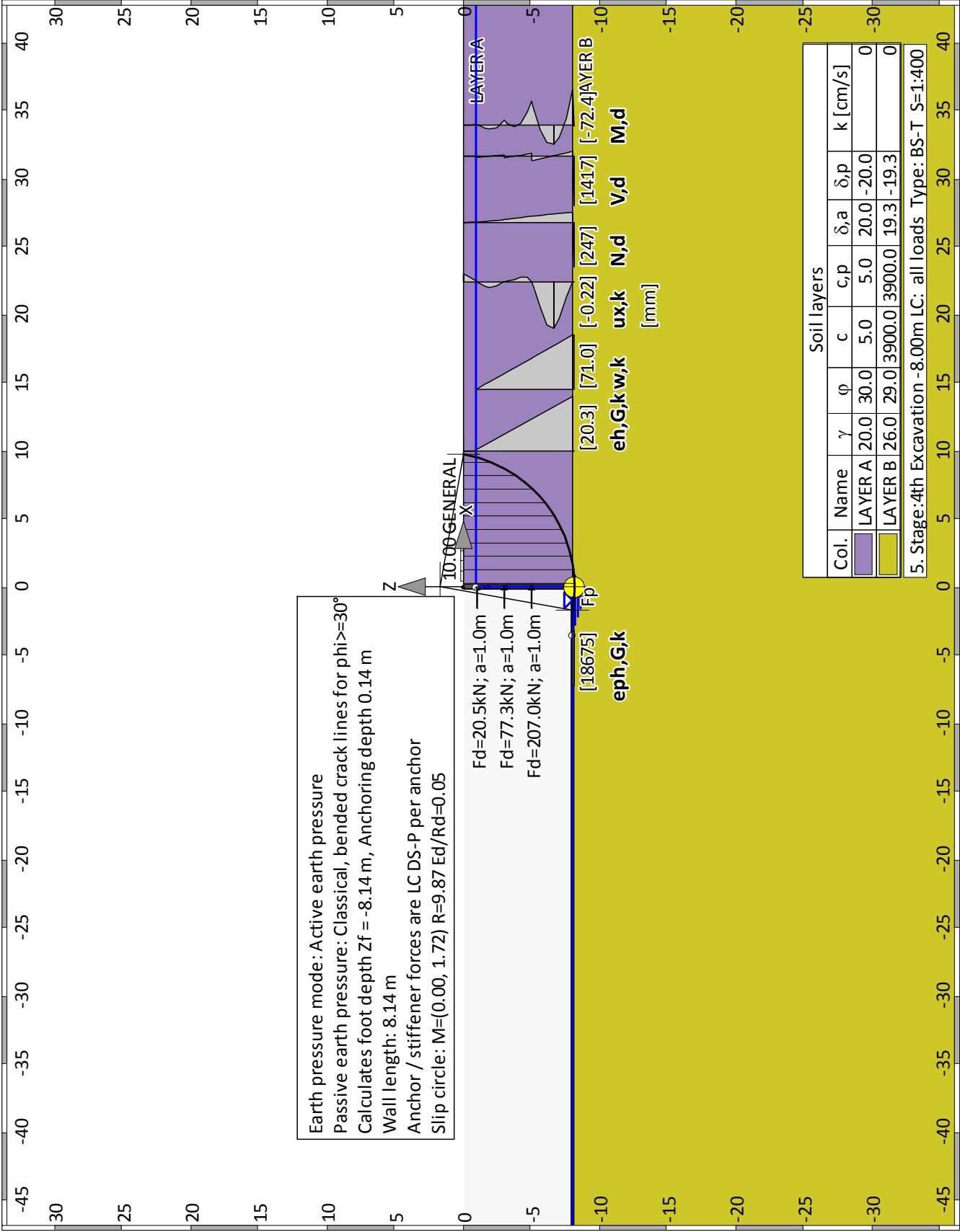
Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.00m"



Construction stage 3 "3rd Excavation -6.50m"

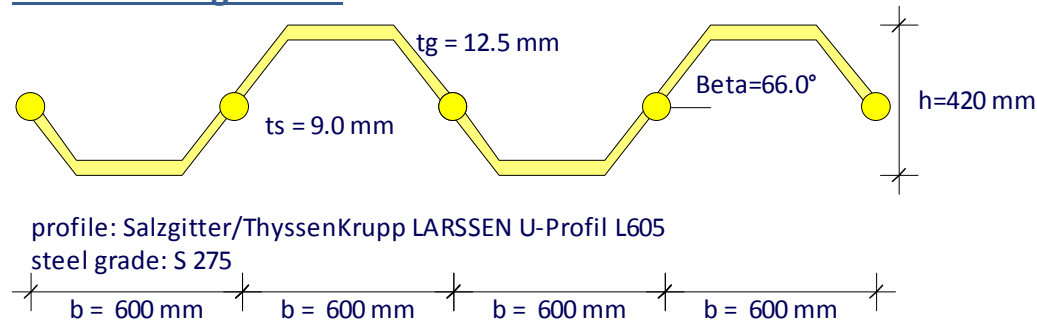


Construction stage 4 "4th Excavation -8.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΘΕΣΤΑΣΙΟ Δ9	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



ULS GEO / STATIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E,d (per m wall):

Maximum of the moment max M1 = 87.87 [kNm] in phase: '3'
 at z1 = -5.42 [m]
 all. N1 = -35.11 [kN]
 Moment M2 = -152.27 [kNm] in phase: '3'
 at z2 = -8.00 [m]
 all. N2 = -45.94 [kN]
 Maximum of the shear force max Q = 708.65 [kN] in phase: '4'
 at z3 = -8.12 [m]
 Moment = 2.57 [kNm]
 all. N = 246.98 [kN]

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

gamma,M0: 1.00, gamma,M1: 1.10
 beta,B: 1.00, beta,D: 1.00

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 A: 177.30 cm² Iy: 42420.00 cm⁴ Wy,el: 2020.00 cm³ Wy,pl: 2340.00 cm³

Steel: E = 210000 N/mm², fyk = 275 N/mm²

Cross section class = 2 (b/t/eps = 348.0/12.5/0.924 = 30.1)

Shear buckling of the web (w,b): hw/s/(72*eps) = 223.03/9.00/72*0.92 = 37.2 %.
 No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: ULS GEO / STATIC LOADING	Page: 1
Record:	

Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΟΣΤΑΣΙΟ Δ9	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Actions, Reactions:

Md: Design moment, action
 Nd: Design normal force, action
 Vd: Design shear force, action
 M,c,Rd: Design resistance for bending moment, without any reductions.
 M,cRd,red: Final design resistance for bending moment
 N,c,Rd: Design resistance for normal force component
 V,c,Rd: Design resistance for shear force
 Ed,MN,el: Design actions for elastic M and N interaction (M/W+N/A)
 Rd,MN,el: Design resistance for elastic M and N interaction
 Ed,V,el: Design actions for elastic shear stress (V/Av)
 Rd,V,el: Design resistance for elastic shear force

Utilizations:

X,pl: Plastic utilization, if applicable
 X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
 w,b: Shear-buckling of the web
 MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,pl	N,pl	V,pl	w,b	MN,bk
	Ed,MN,el	Rd,MN,el	Ed,V,el	Rd,V,el	MN,el	V,el			
z: -8.00 "3", lbk = 3.85 m	-152.27	-45.94	-173.36						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	23.7	0.9	17.9	---	---
	77.97	275.00	28.36	275.00	8.0	3.2			
z: -5.42 "3", lbk = 3.85 m	87.87	-35.11	1.80						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	13.7	0.7	0.2	---	---
	45.48	275.00	0.29	275.00	2.7	0.0			
z: -8.12 "4", lbk = 2.20 m	2.57	246.98	708.65						
	643.50	577.28	4875.75	970.49	0.4	5.1	73.0	---	---
	15.20	275.00	115.94	275.00	0.3	53.3			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

Critical Stage: 4 "4"

Pmax = 75.00 [kN/crimp point]

Z: -8.00/-8.14 = lQ:0.14 [m]; M: |-72.41 - 2.57|=74.98 [kNm/m]

Iy=42420 [cm4/m]; Sy=1170.000 [cm3/m]; b=0.600 [m]

Number of crimping points per m wall when 1 of 2 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*2/1 * M/(Pmax*lQ) = 23.3 [x/m] (dz=4.3 cm)

Number of crimping points per m wall when 2 of 3 locks are connected:

n,req = Sy/Iy * b*3/2 * M/(Pmax*lQ) = 17.5 [x/m] (dz=5.7 cm)

Number of crimping points per m wall when 3 of 4 locks are connected:

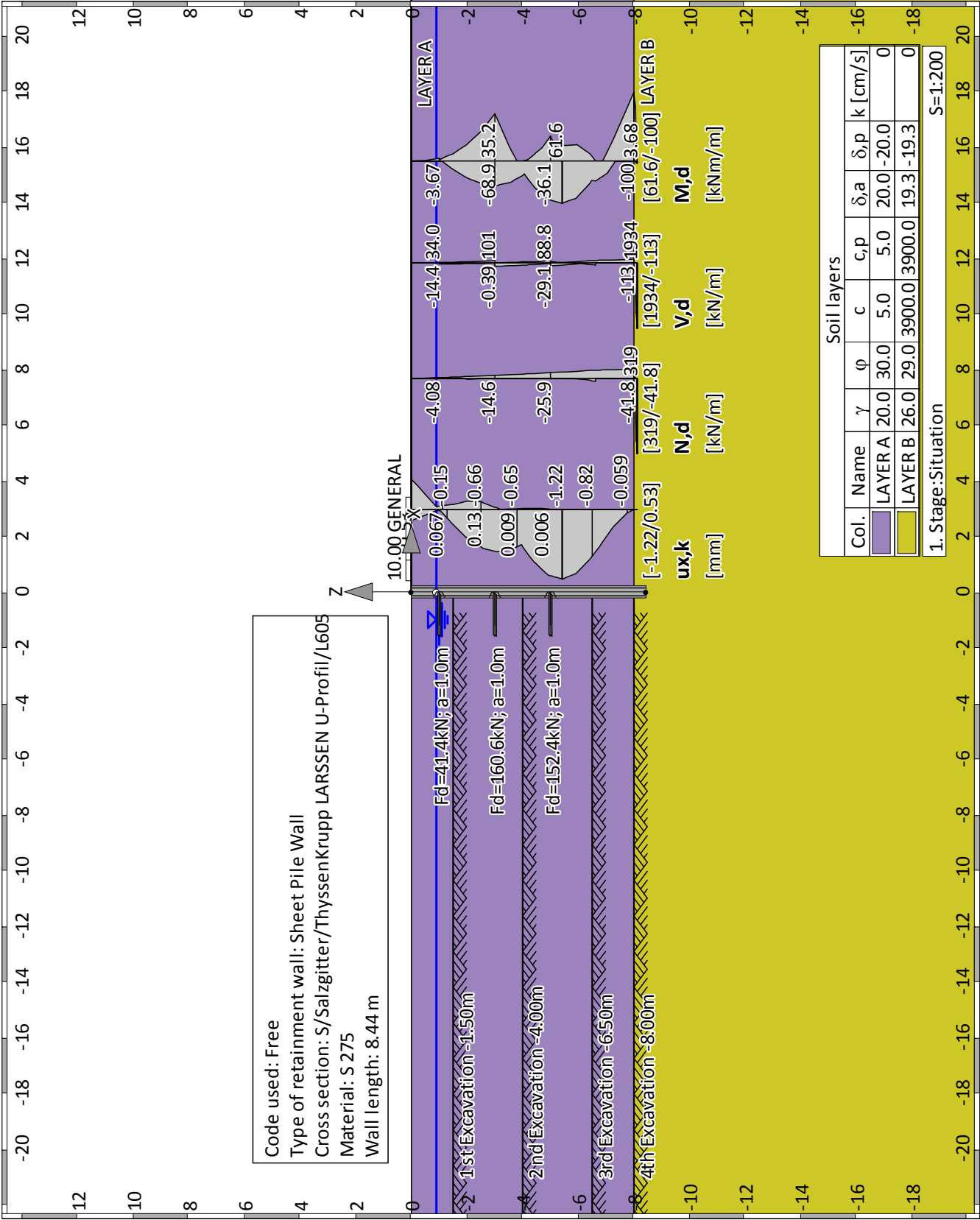
n,req = Sy/Iy * b*4/3 * M/(Pmax*lQ) = 15.5 [x/m] (dz=6.4 cm)

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ Block: ULS GEO / STATIC LOADING Record:	Archive No.:
---	--------------

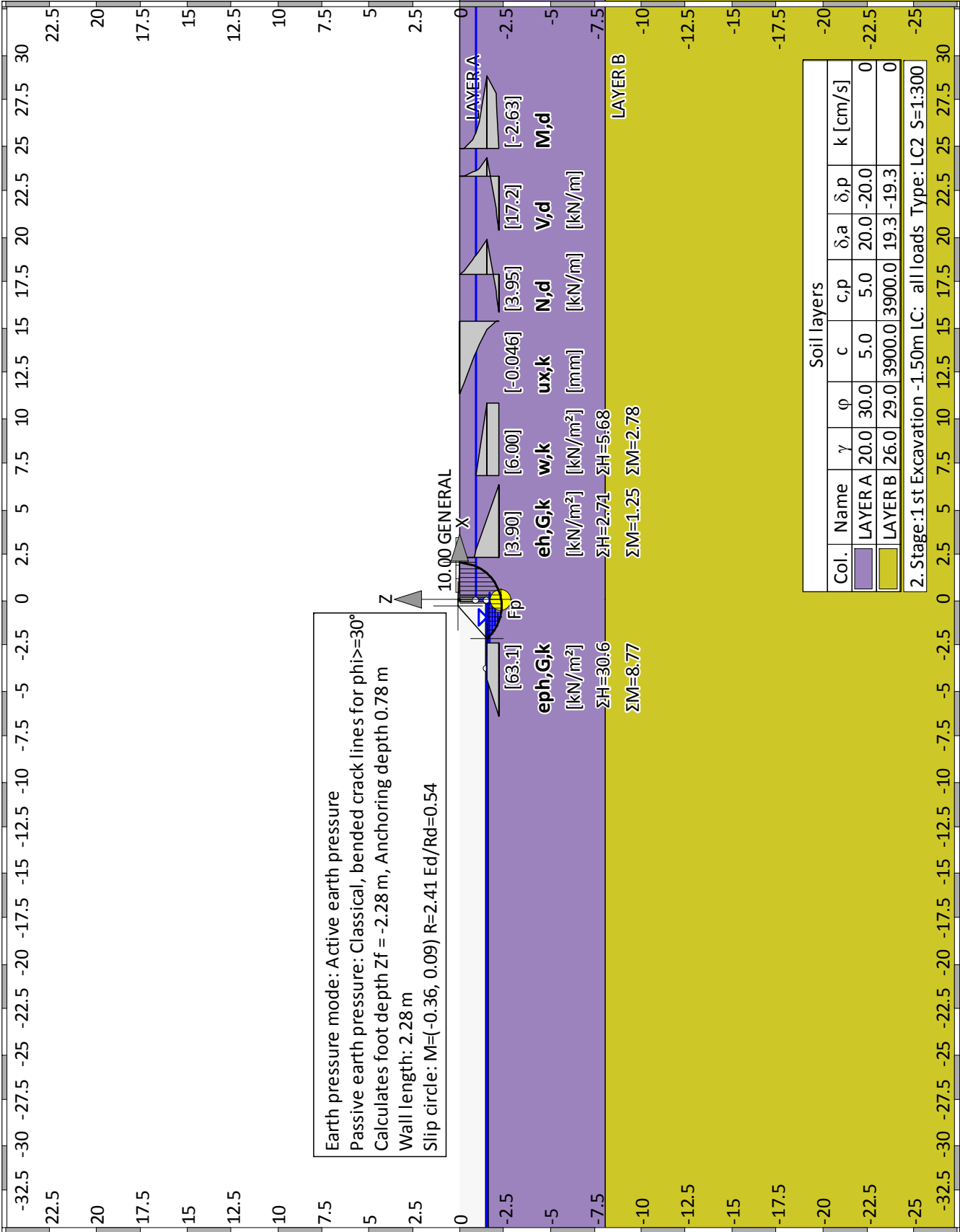
Page: 2

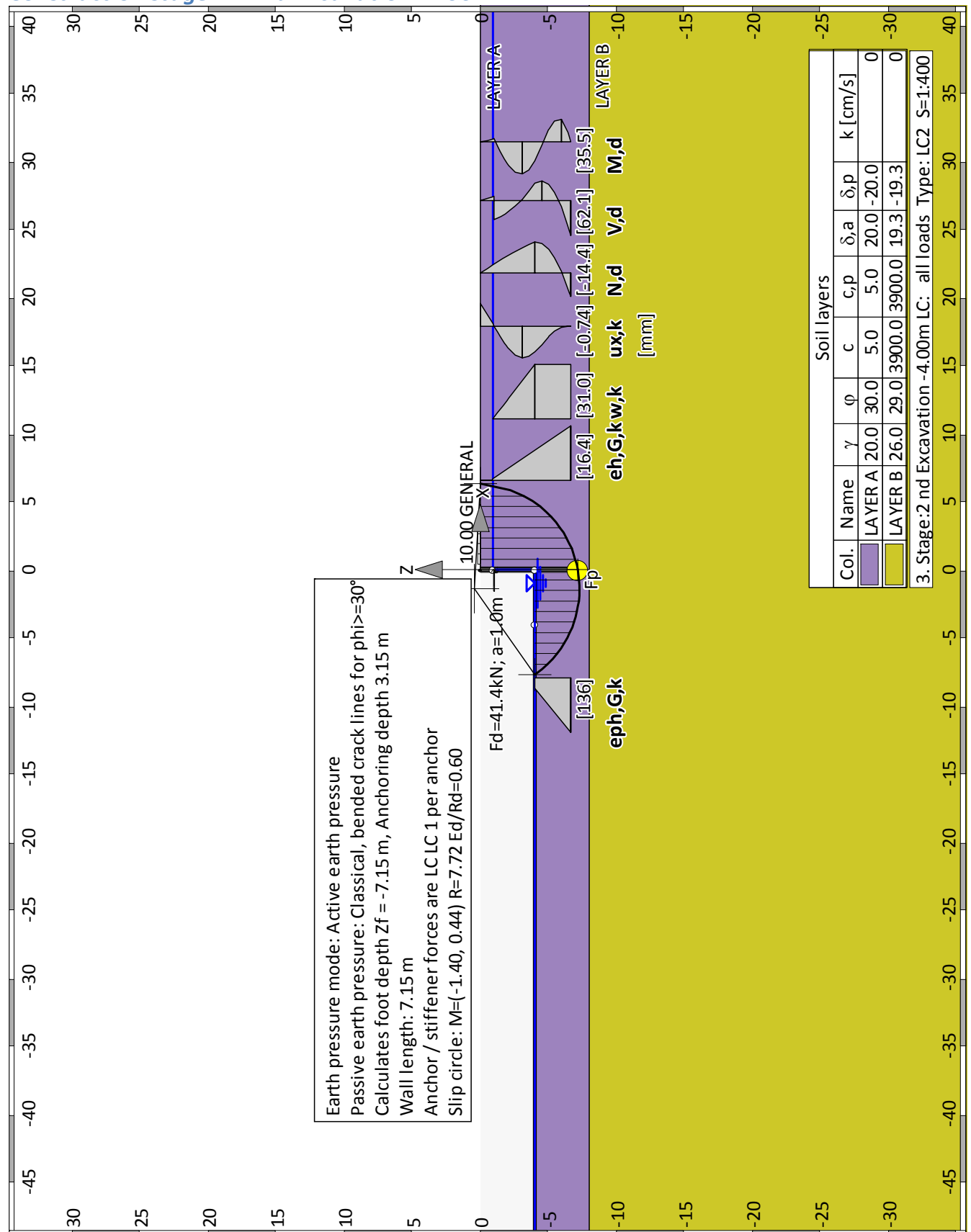
Summary of all stages

Construction stage 0 "Situation"

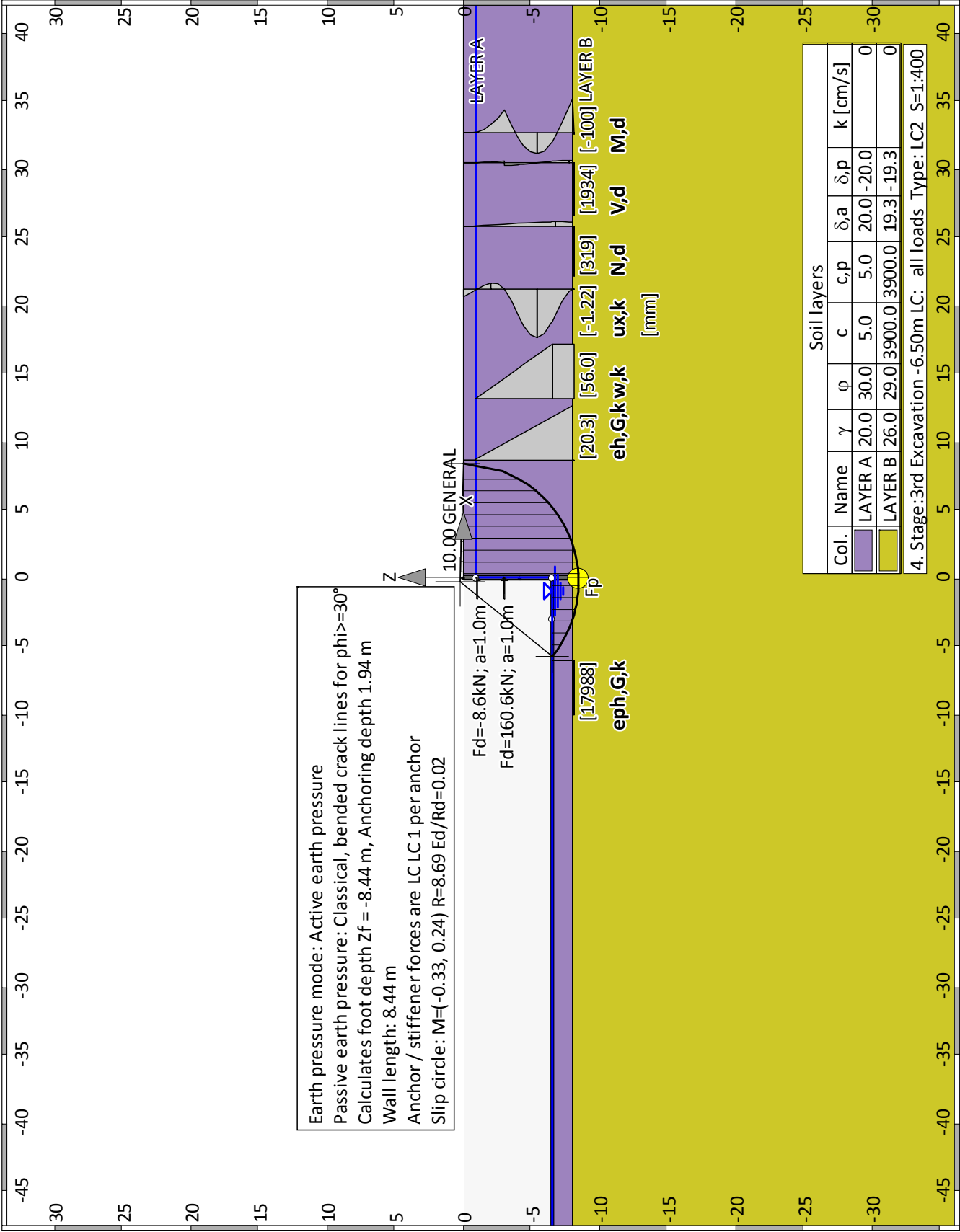


Construction stage 1 "1 st Excavation -1.50m"

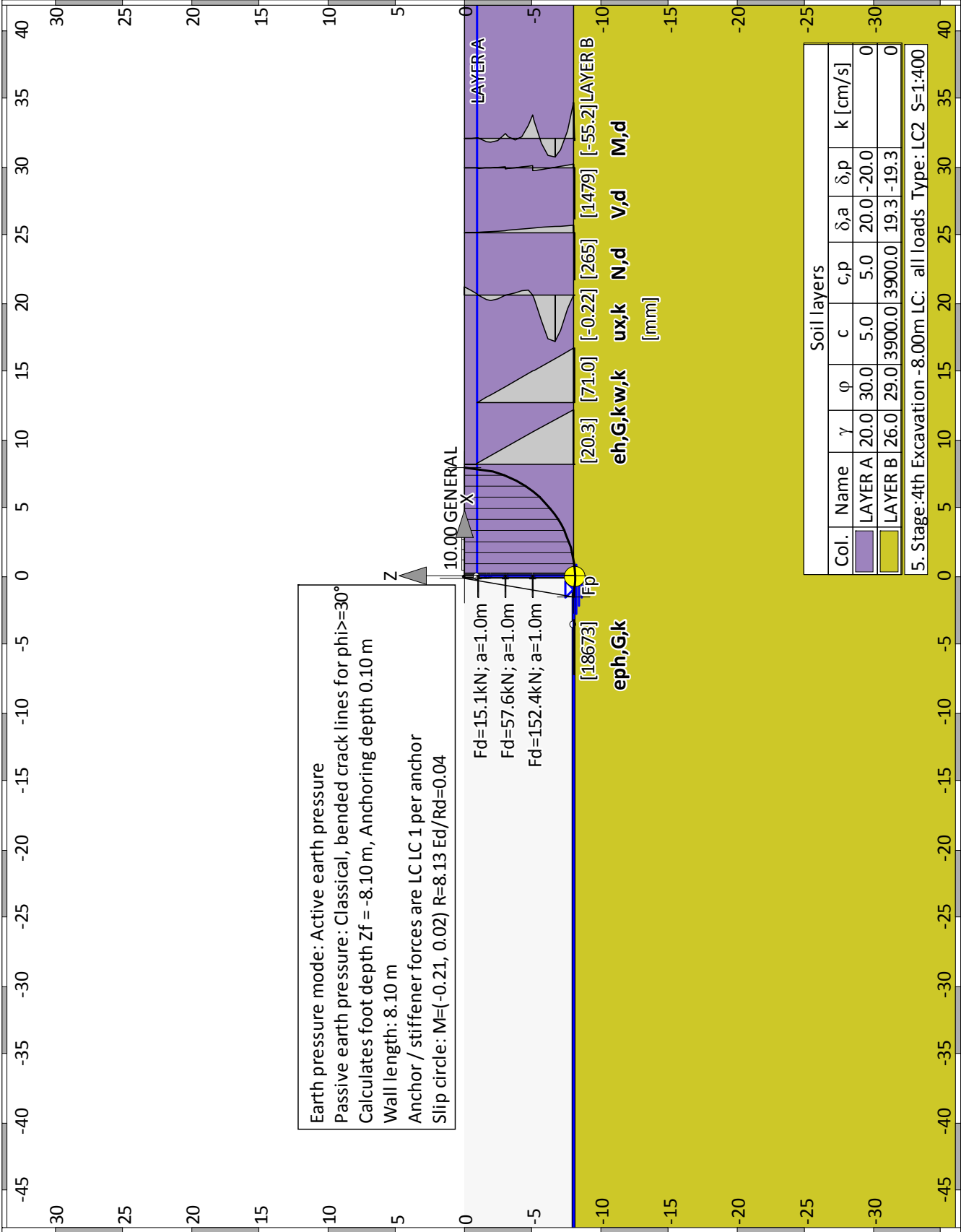


Construction stage 2 "2 nd Excavation -4.00m"

Construction stage 3 "3rd Excavation -6.50m"

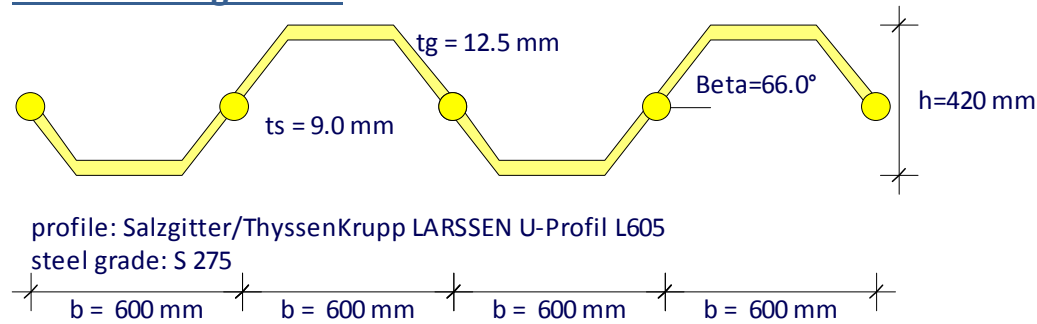


Construction stage 4 "4th Excavation -8.00m"



Author: NAMA SA	Job No.:
Program: WALLS Dimensioning	
Structure: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ Δ9	ASB Nr.: Date: 11.01.2018

Dimensioning results



SEISMIC LOADING

Design of the sheet wall

Internal design-forces E, d (per m wall):

Maximum of the moment $\max M1 = 61.63 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
at $z1 = -5.42 \text{ [m]}$
all. $N1 = -26.01 \text{ [kN]}$
Moment $M2 = -100.43 \text{ [kNm]}$ in phase: '3'
at $z2 = -8.00 \text{ [m]}$
all. $N2 = -27.24 \text{ [kN]}$
Maximum of the shear force $\max Q = 739.46 \text{ [kN]}$ in phase: '4'
at $z3 = -8.09 \text{ [m]}$
Moment = 3.30 [kNm]
all. $N = 265.10 \text{ [kN]}$

Dimensioning Code: EN 1993 (EC 3)

Safety factors:

$\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\beta_B = 1.00$, $\beta_D = 1.00$

Sheet pile wall: (all values are per running meter)

Cross section = Salzgitter/ThyssenKrupp LARSEN U-Profil L605
 $A = 177.30 \text{ cm}^2$ $I_y = 42420.00 \text{ cm}^4$ $W_{y,el} = 2020.00 \text{ cm}^3$ $W_{y,pl} = 2340.00 \text{ cm}^3$

Steel: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Cross section class = 2 ($b/t_{eff} = 348.0/12.5/0.924 = 30.1$)

Shear buckling of the web (w, b): $h_w/s/(72 \cdot \epsilon) = 223.03/9.00/72 \cdot 0.92 = 37.2 \%$
No further investg. req.

Performing Buckling checks due to EN 1993-5 5.2.3.

Part: ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ	Archive No.:
Block: SEISMIC LOADING	Page: 1
Record:	

Md:	Design moment, action
Nd:	Design normal force, action
Vd:	Design shear force, action
M,c,Rd:	Design resistance for bending moment, without any reductions.
M,cRd,red:	Final design resistance for bending moment
N,c,Rd:	Design resistance for normal force component
V,c,Rd:	Design resistance for shear force
Ed,MN,el:	Design actions for elastic M and N interaction ($M/W+N/A$)
Rd,MN,el:	Design resistance for elastic M and N interaction
Ed,V,el:	Design actions for elastic shear stress (V/A_v)
Rd,V,el:	Design resistance for elastic shear force

X,pl: Plastic utilization, if applicable
X,el: Elastic util. (only critical is plastic calculation is impossible)
w,b: Shear-buckling of the web
MN,bk: Buckling due to moment and normal force

	Md	Nd	Vd	[kN, m]	Utilization ratios[%]				
	M,c,Rd	McRd,red	N,c,Rd	V,c,Rd	M,p1	N,p1	V,p1	w,b	MN,bk
	Ed,MN,e1	Rd,MN,e1	Ed,V,e1	Rd,V,e1	MN,e1	V,e1			
z:	-8.00	"3", lbk = 3.81 m							
	-100.43	-27.24	-92.87						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	15.6	0.6	9.6	---	---
	51.26	275.00	15.19	275.00	3.5	0.9			
z:	-5.42	"3", lbk = 3.81 m							
	61.63	-26.01	-1.63						
	643.50	643.50	4875.75	970.49	9.6	0.5	0.2	---	---
	31.97	275.00	0.27	275.00	1.4	0.0			
z:	-8.09	"4", lbk = 2.17 m							
	3.30	265.10	739.46						
	643.50	557.75	4875.75	970.49	0.6	5.4	76.2	---	---
	16.59	275.00	120.97	275.00	0.4	58.1			

Steel checks passed requirements.

Interlocking action with crimped interlocks

$P_{max} = 75.00 \text{ [kN/crimp point]}$
 $Z: -8.00/-8.09 = 1Q:0.09 \text{ [m]}; M: |-55.15 - 3.30|=58.45 \text{ [kNm/m]}$
 $I_y=42420 \text{ [cm}^4\text{/m]}; S_y=1170.000 \text{ [cm}^3\text{/m]}; b=0.600 \text{ [m]}$

$$n_{reg} = S_y/I_y * b^2/12 * M/(P_{max}*10) = 30.0 \text{ [x/m]} \text{ (dz=3.3 cm)}$$
$$n_{reg} = S_y/I_y \cdot b^3/2 \cdot M/(P_{max} \cdot l_0) = 22.5 \text{ [x/m]} \quad (dz=4.4 \text{ cm})$$
$$n_{\text{req}} = S_y / I_y \cdot b \cdot 4/3 \cdot M / (P_{\text{max}} \cdot l_0) = 20.0 \text{ [x/m]} \quad (dz = 5.0 \text{ cm})$$

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3

406.4x6		kaltgefertigt
f _y	235	N/mm ²
γ _{M1}	1.1	[-]
L _{cr}	5.30	m
E	210000	N/mm ²
QKL	2	[-]

Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien		Imperfektionsbeiwert α
KSL	c	0.49

Tafel 8.24a

Die Auswahl der Knicklinie ist sowohl abhängig von der fertigungsart als auch von der gewählten Streckgrenze. Nach DIN EN 1993-1-12 gelten die für die Stahlsorte S460 angegebenen Knicklinien auch für Stahlsorten bis S700.

Einwirkung	
N _{Ed}	1184.02 kN (Druck: +)

☒ alle Nachweise anzeigen (nicht benötigte / gültige Nachweise sind entsprechend gekennzeichnet)

Gegebene Beanspruchungsart:		Druckbeanspruchung	
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken
		N _{Ed} / N _{b,Rd,y} ≤ 1,0	1184.02 / 1448.01 = 0.82
			✓

nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1

O-Profile / Stabilität für QK1 - QK3 (detaillierte Berechnung)

406.4x6	kaltgefertigt
---------	---------------

D 406.4 mm *blaue Werte stammen aus Profiltafeln, die übrigen*
t 6 mm *werden daraus ermittelt*

A	75.47 cm ²	I	15128.325 cm ⁴
G	59.25 kg/m	i	14.16 cm
g_k	0.58 kN/m	W_{el}	744.50 cm ³
U	1.277 m ² /m	S	480.996 cm ³
d/t	67.73 [-]	W_{pl}	961.993 cm ³
A_v	48.05 cm ²	α_{pl/el}	1.2921 [-]

I_t	30249.86 cm ⁴	KSL	c	Tafel 8.25
----------------------	--------------------------	------------	---	------------

W_t 151.10 cm⁶
Die Auswahl der Knicklinie ist abhängig von der gewählten Streckgrenze sowie der Fertigungsart

Tabelle 6.1 Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Tafel 8.24b	KSL	c	Imperfektionsbeiwert α
			0.49

f_y	235 N/mm ²	Tafel 8.4a
γ_{M1}	1.1 [-]	Tafel 8.7a
L_{cr}	5.30 m	3.3.1 a)
E	210000 N/mm ²	Tafel 8.4b
QKL	2 [-]	

	Einwirkung
N_{Ed}	1184.02 kN (Druck: +)
M_{Ed}	0 kNm

Gegebene Beanspruchungsart: Druckbeanspruchung nach EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, 6.3.1.1				
<input checked="" type="checkbox"/>	6.3.1.1	N	Biegeknicken	$N_{Ed} / N_{b,Rd,y} \leq 1,0$
				1184.02 / 1448.01 = 0.818 ✓

6.3.1

Gleichförmige Bauteile mit planmäßigem Druck

6.3.1.1

Biegeknicken

(QKL 1,2,3)

6.3.1.1 (3)	$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$	1448.01 kN	3.3.1 a)
	χ	$0.90 = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{quer,y}^{2,0,5})]$	
	Φ	$0.63 = 0,5 [1 + \alpha(\lambda_{quer} - 0,2) + \lambda_{quer}^2]$	
	λ_{quer}	$0.40 = (A f_y / N_{cr})^{0,5}$	
	N_{cr}	$11162.41 = EI \pi^2 / L_{cr}^2$	
6.3.1.2 (4)	$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$	0.11 ☒	Der Biegeknicknachweis darf NICHT entfallen
	$\lambda_{quer} \leq 0,2$	0.40 ☒	

6.3.1.4

Drillknicken oder Biegedrillknicken

für geschlossene Profile ist Drillknicken oder Biegedrillknicken unter zentrischer Last nicht maßgebend

6.3.2

Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

für geschlossene Profile ist Knicken unter Biegung um die Hauptachse nicht maßgebend