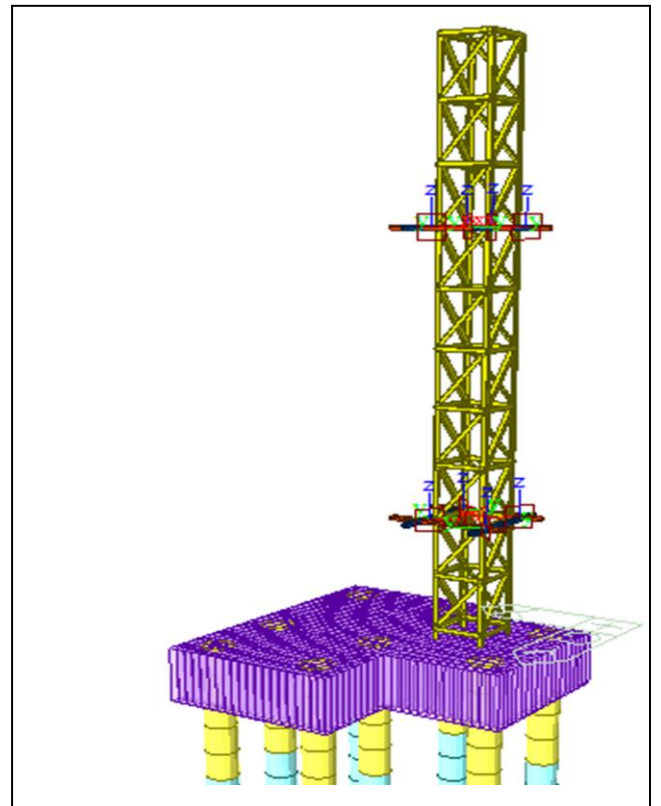
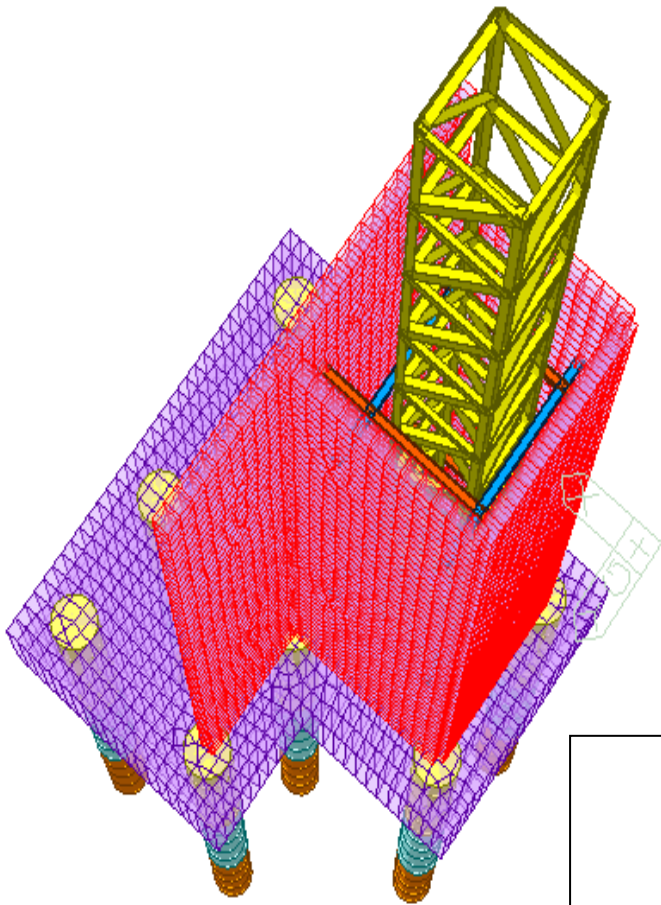


รายการคำนวณ

งานติดตั้ง TOWER CRANE



1.ข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้าง

ข้อกำหนดของการออกแบบโครงสร้างของเอกสารนี้ ใช้กับงานติดตั้ง TOWER CRANE ของโครงการอาคารโรงพยาบาลมหาราชนครราชสีมา เท่านั้น

2. Design Criteria

2.1 .มาตรฐานการตรวจสอบ

- มาตรฐาน ว.ส.ท .1008 38:- มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง
- AISC/ASD 360- 2010 : Specification for Structural Steel Buildings
- ASCE 7-2010 : Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures
- ACI 318-99 : มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.2 น้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกคงที่

- | | |
|----------------------------|-----------------|
| - น้ำหนักคอนกรีตเสริมเหล็ก | 2,400 กก./ลบ.ม. |
| - น้ำหนักเหล็กเสริม | 7,850 กก./ลบ.ม. |
| - น้ำหนักเหล็กรูปพรรณ | 7,850 กก./ลบ.ม. |
| - น้ำหนักดิน | 1,800 กก./ลบ.ม. |

น้ำหนักบรรทุกจร

- น้ำหนักเครื่องมือ และอุปกรณ์

การรวมน้ำหนักบรรทุก

- ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6) พ.ศ.2527 (ตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522 ได้กำหนดการรวมน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ไว้ดังนี้

No	Name	Active	Type	Description
1	gLCB1	Activ	Add	(D)
2	gLCB2	Activ	Add	(D) + L
3	STL EN	Activ	Envelope	Steel Strength Envelope
4	gLCB3	Activ	Add	1.4D + 1.7(L)
5	gLCB4	Activ	Add	D + (L)
6	RC ENV	Activ	Envelope	Concrete Strength Envelope
7	RC ENV	Activ	Envelope	Concrete Serviceability Envelop

2.3 วัสดุ

คอนกรีต

กำลังคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับหรือยึดติดกับกำลังของตัวอย่างทดสอบลูกทรงกระบอก ชนิดคอนกรีตแบ่งตามการใช้งานทั่วไปของแต่ละประเภทตามต่อไปนี้

- ฐานราก เสา คาน และพื้น 173 กก/ชม2
- สำหรับคอนกรีตปรับระดับ และคอนกรีตหยาบ 150 กก/ชม2
- สำหรับคอนกรีตปรับระดับเพื่อรองรับโครงสร้างเหล็ก 173 กก/ชม2
- โครงสร้างอย่างอื่น 173 กก/ชม2

เหล็กเสริม

เหล็กเส้นกลมต้องตรงตามมาตรฐาน มอก 24-2527 ชนิด SR 24 โดยมีกำลังครากต่ำสุดเท่ากับ 2,400 กก/ชม2

เหล็กเส้นข้ออ้อยสำหรับฐานราก เสา คาน และพื้นต้องตรงตามมาตรฐาน มอก 24-2527 ชนิด SD 40 โดยมีกำลังครากต่ำสุดเท่ากับ 4,000 กก/ชม2

เหล็กรูปพรรณ

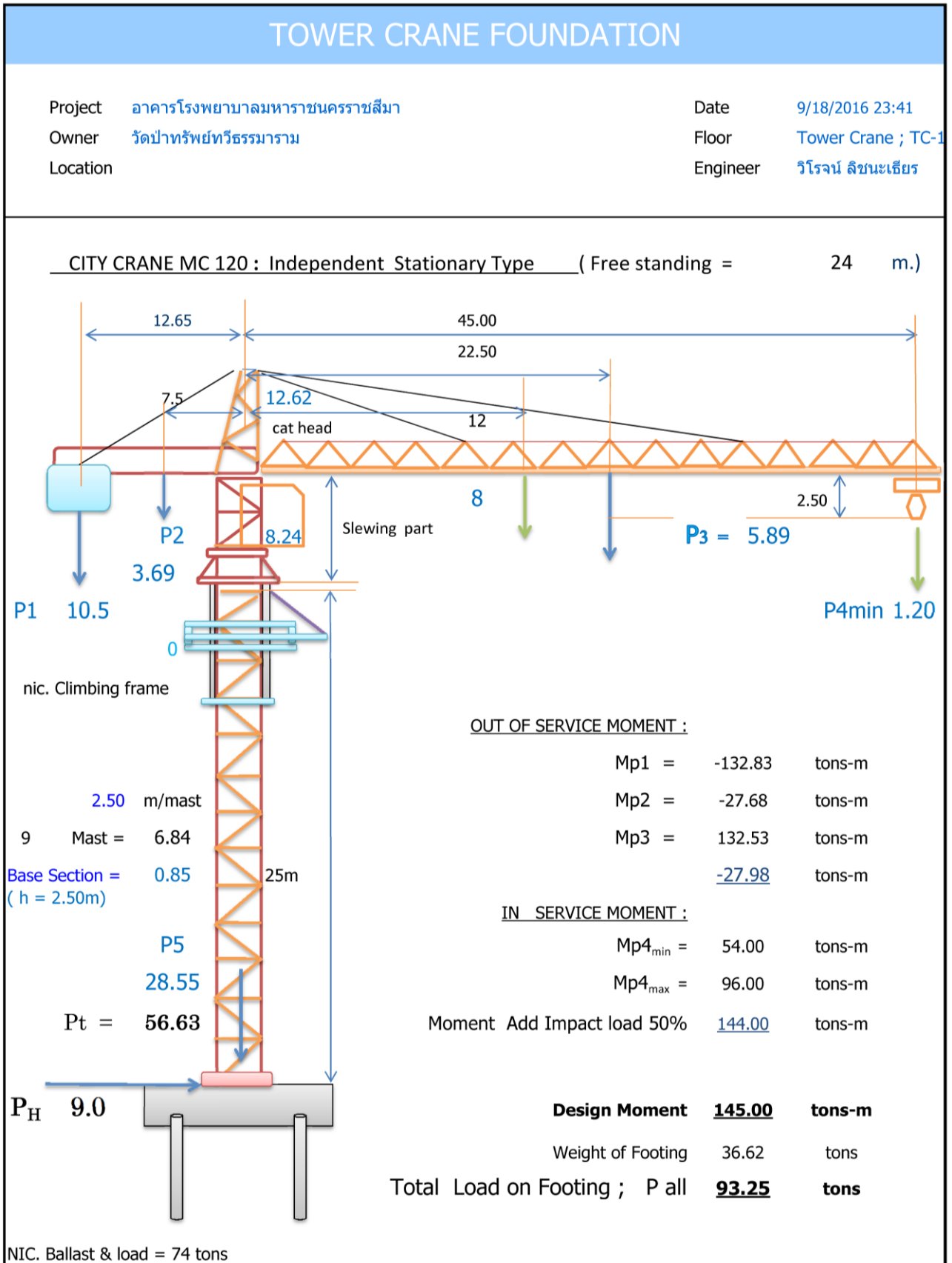
เหล็กรีดร้อนต้องตรงตามมาตรฐาน มอก 1227-2539 ชนิด SM 400 โดยมีกำลังครากต่ำสุดเท่ากับ 245 MPa (2,498 กก/ชม2)

2.4 ความทนทาน

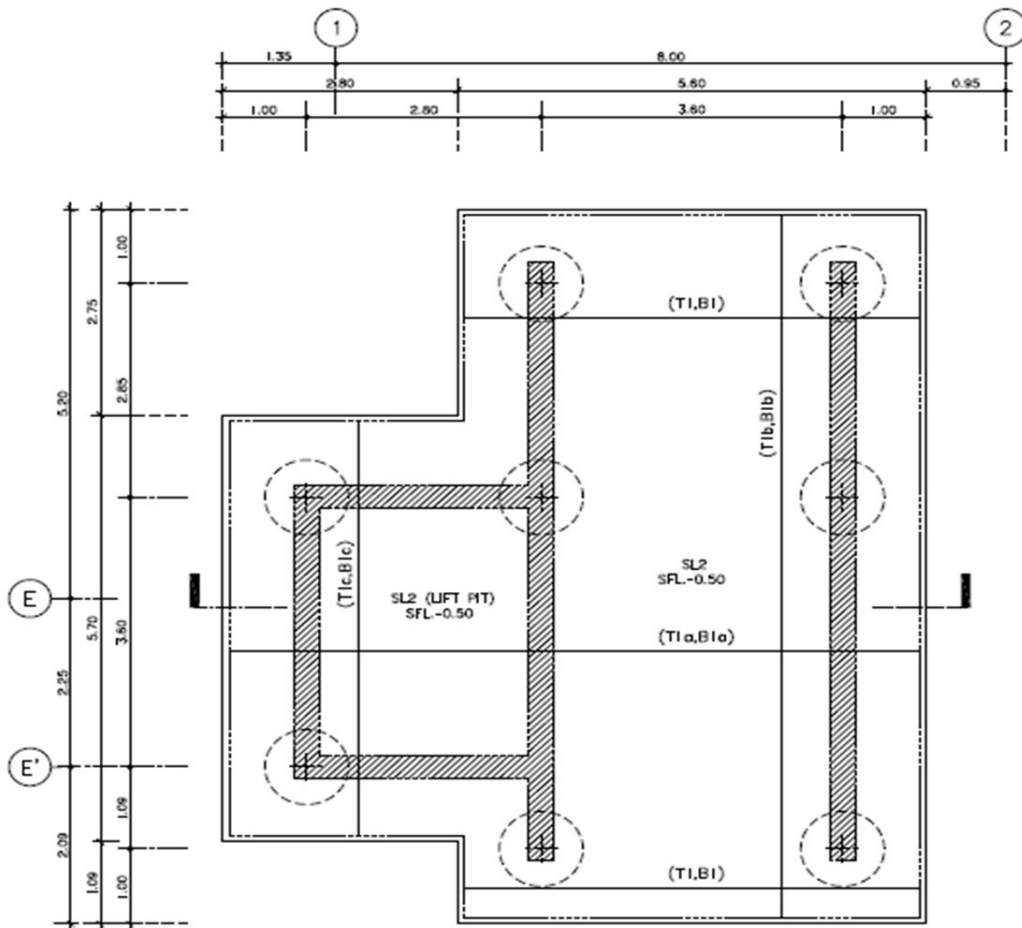
ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมน้อยสุดดังนี้

- | | |
|---------------------|--------------------|
| - เสาค้ำหล่อในที่ | 75 มม |
| - ฐานรากเหนือเสาค้ำ | 75 มม |
| - โครงสร้างใต้ดิน | 75 มม (หล่อติดดิน) |
| - โครงสร้างเหนือดิน | 50 มม |
| - คาน | 40 มม |
| - เสา | 40 มม |
| - พื้น | 20 มม |
| - กำแพง | 20 มม |

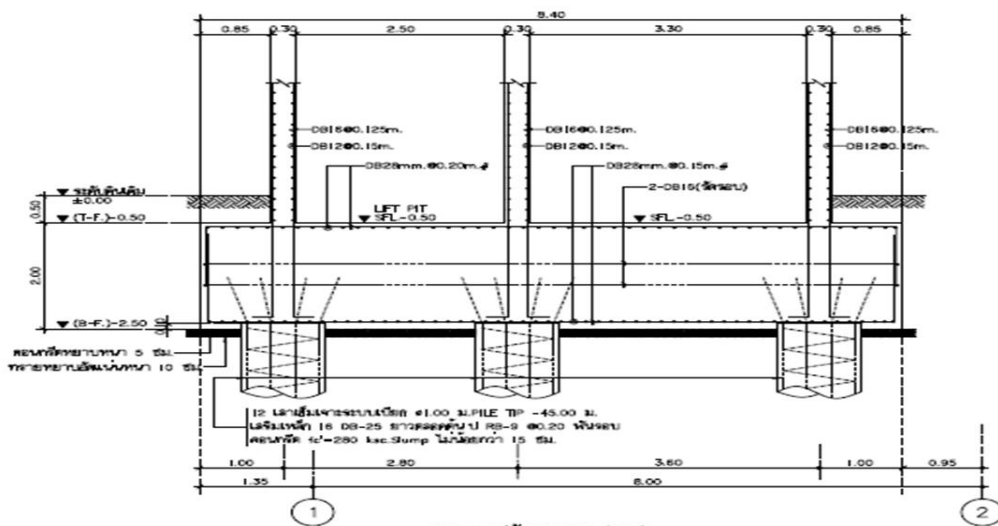
รายการน้ำหนักออกแบบ : **DESIGN LOAD**



รายละเอียดฐานรากที่ทำการติดตั้ง Tower Crane

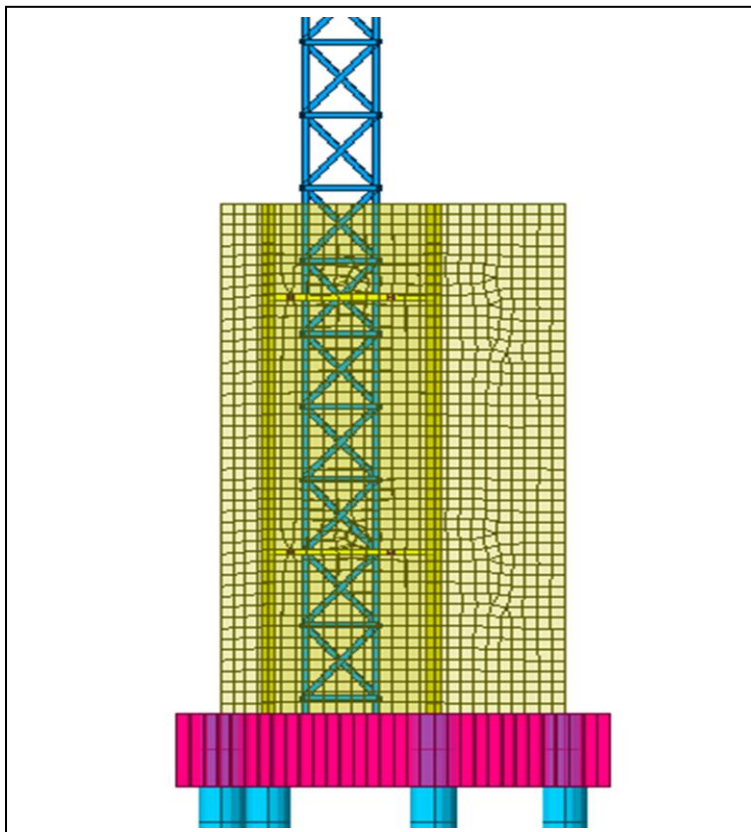
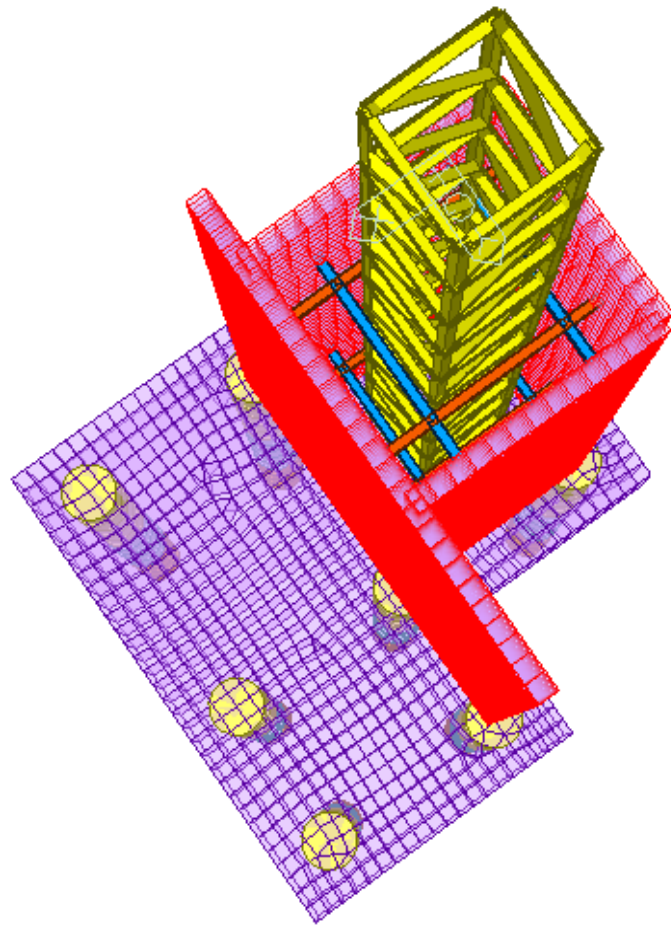


ขยาย แปลนฐานราก (SL2)

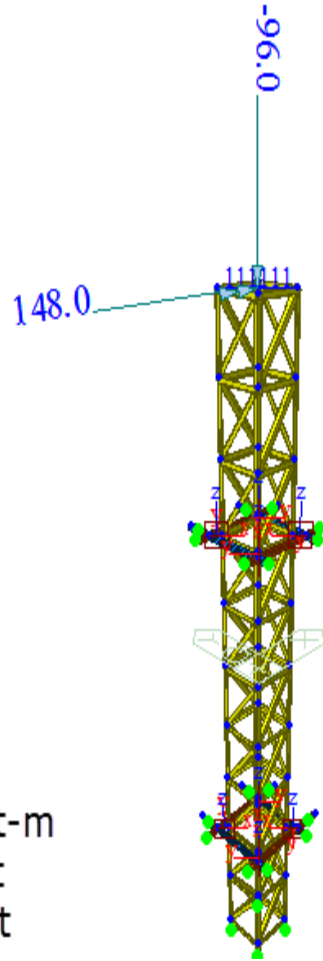


ขยาย รูปตัดฐานราก (SL2)

ตรวจสอบโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง MIDAS GEN

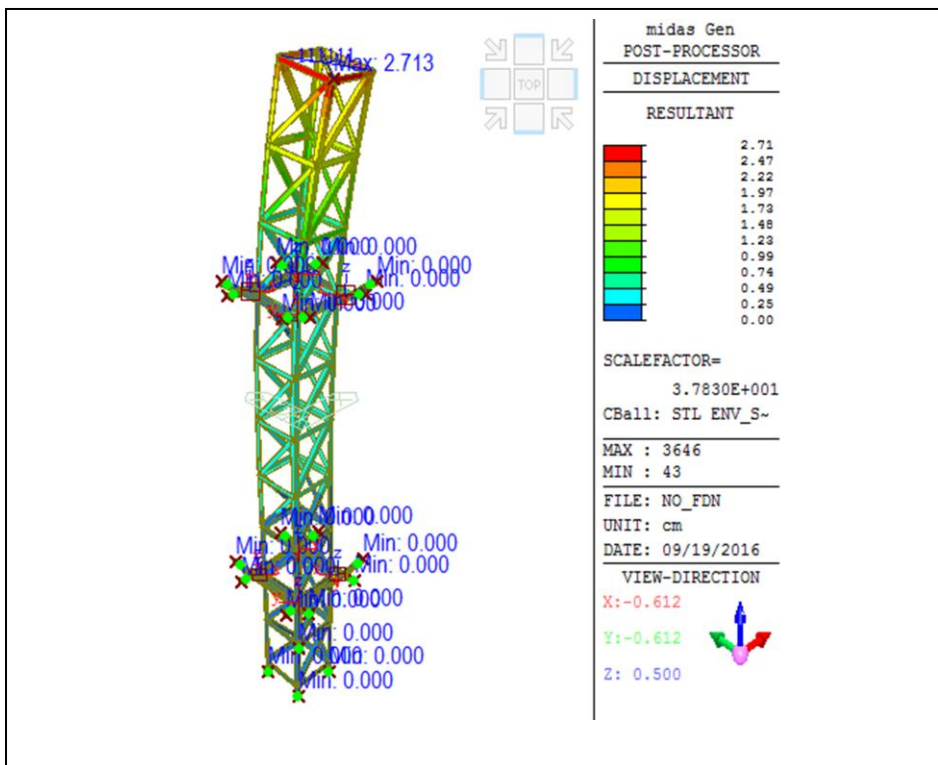


น้ำหนักกระทำต่อ TOWER CRANE DL + LL

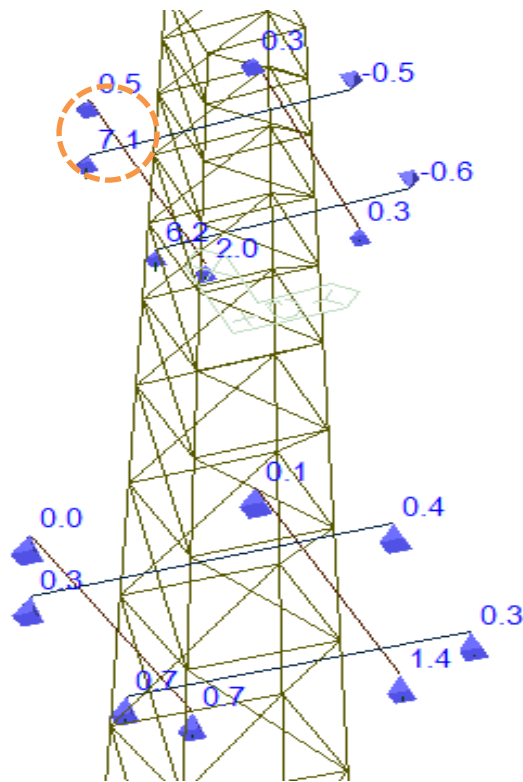


Moment Mx 148 t-m
 P Load 96 t
 Impact Load 32 t

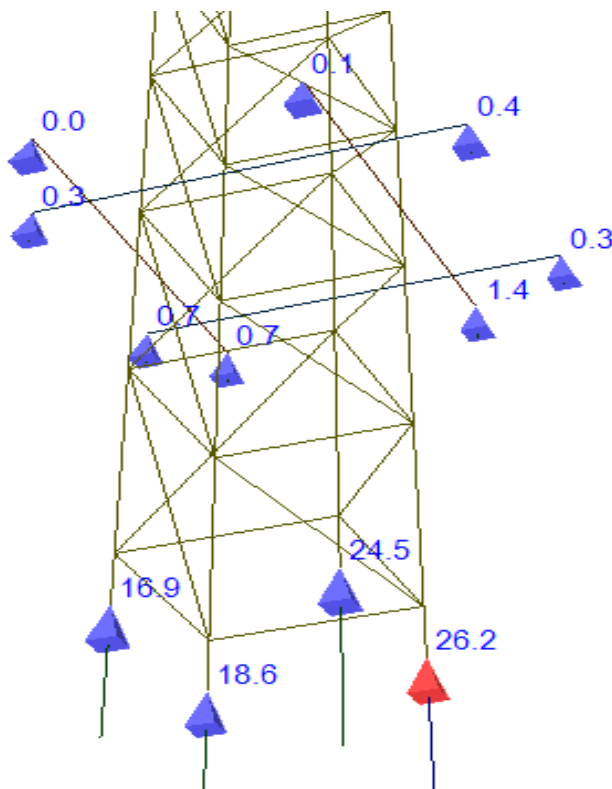
ไม่เกิดการเคลื่อนตัวที่จุดรองรับ SUPPORT



REACTION FZ (Design Shear 7.10 tons at Bracing)

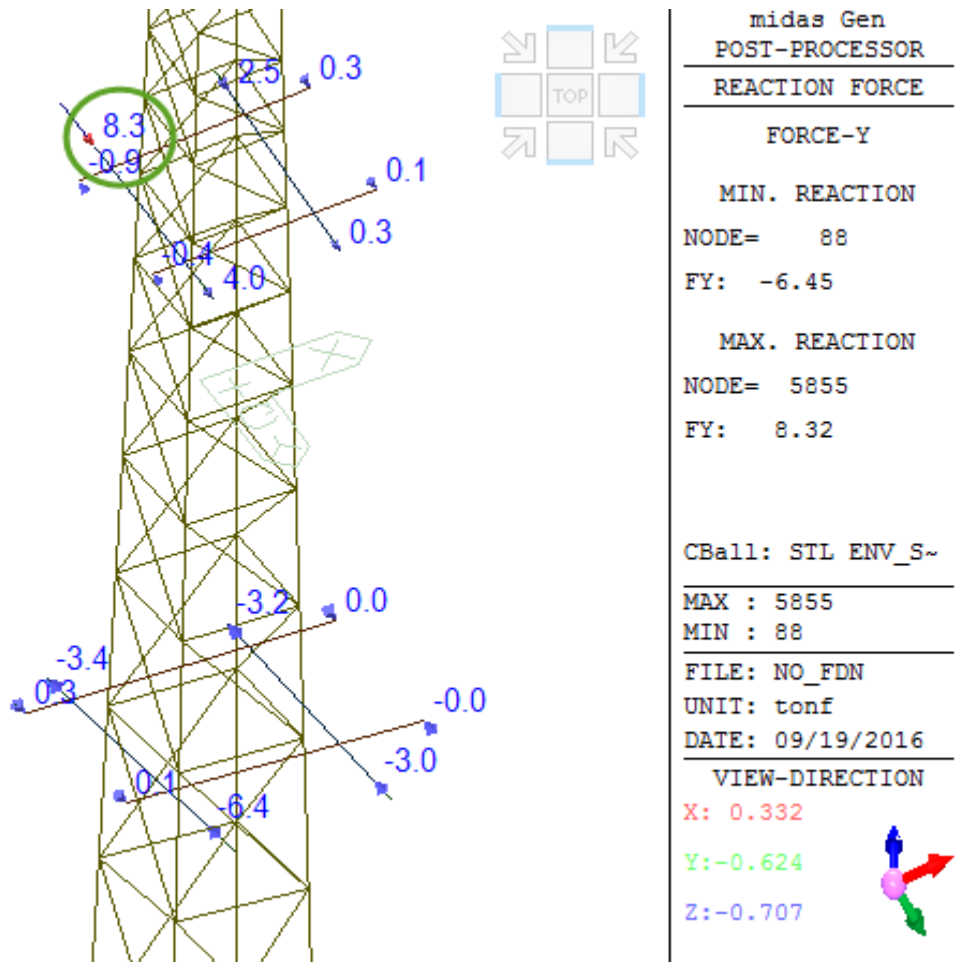


midas Gen	
POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-Z	
MIN. REACTION	
NODE=	5852
FZ:	-0.62
MAX. REACTION	
NODE=	43
FZ:	26.22
CBall: STL ENV_S~	
MAX :	43
MIN :	5852
FILE:	NO_FDN
UNIT:	tonf
DATE:	09/19/2016
VIEW-DIRECTION	
X:	0.590
Y:	0.238
Z:	-0.772

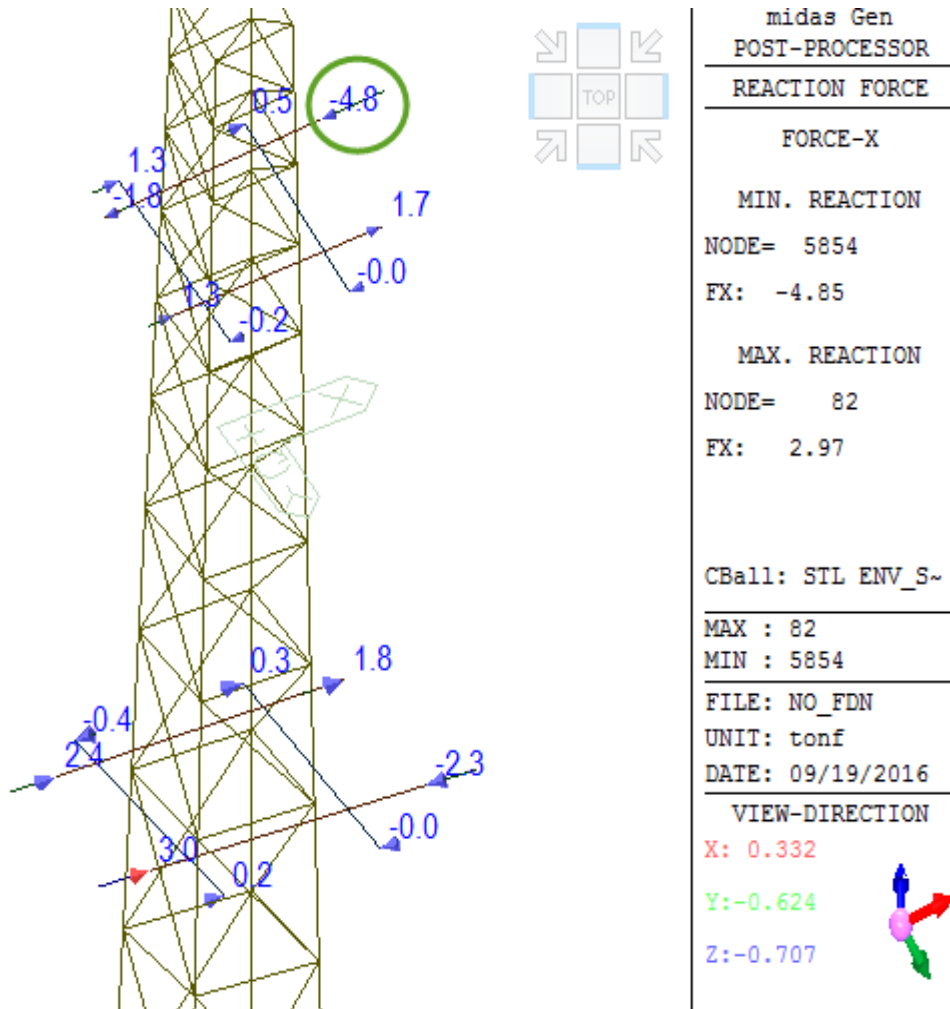


midas Gen	
POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-Z	
MIN. REACTION	
NODE=	5852
FZ:	-0.62
MAX. REACTION	
NODE=	43
FZ:	26.22
CBall: STL ENV_S~	
MAX :	43
MIN :	5852
FILE:	NO_FDN
UNIT:	tonf
DATE:	09/19/2016
VIEW-DIRECTION	
X:	0.590
Y:	0.238
Z:	-0.772

REACTION FY (Design tension 8.30 T at Bracing)



REACTION FX (Design tension 4.80 T at Bracing)



เลือกใช้ ANCHOR ROD M24 mm L = 21cm

FZ – SHEAR max = 7.10 T/ 5.56 = 1.27 ใช้ ANCHOR ROD 4 - M24 / JOINT

FY – TENSILE max = 8.30 T/ 6.47 = 1.28 ใช้ ANCHOR ROD 4 - M24 / JOINT

HIT-RE 500 with HAS-E anchor rod

Material

- Steel strength grade 5.8 for M8 to M24 and 8.8 for M27 to M39 respectively, galvanized at least 5 μm .
- Steel strength grade 5.8 for M8 to M24 and 8.8 for M27 to M39 respectively, hot dip galv. to 45 μm .
- A4 stainless steel for M8 to M39



Basic loading data (for a single anchor)

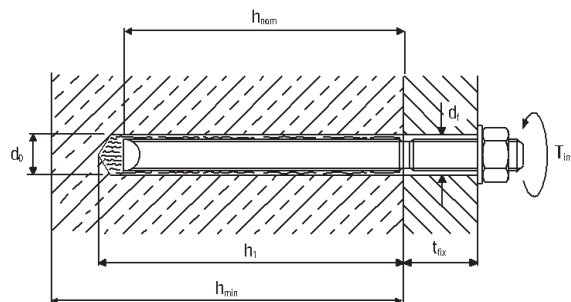
Recommended load, F_{rec} (kN), non-cracked concrete at $f_{\text{ck, cube}} = 25 \text{ N/mm}^2$

		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M33	M36	M39
RE 500 + HAS-E, HAS-E-F	Tensile, N_{ec}	7.8	11.9	17.0	24.8	44.9	64.7	79.2	104.0	122.1	145.2	166.4
	Shear, V_{ec}	5.6	9.0	13.1	24.7	38.6	55.6	117.1	142.4	177.4	208.2	250.4
RE 500 + HAS-E-R	Tensile, N_{ec}	8.8	11.9	17.0	24.8	44.9	64.7	63.6	77.2	96.3	113.0	135.9
	Shear, V_{ec}	6.3	10.1	14.6	27.7	43.3	62.3	45.8	55.6	69.4	81.3	97.9

Remarks:

- 1) All the data applies to no edge distance, spacing and other influences
- 2) For detail design method please refer to Fastening Technology Manual

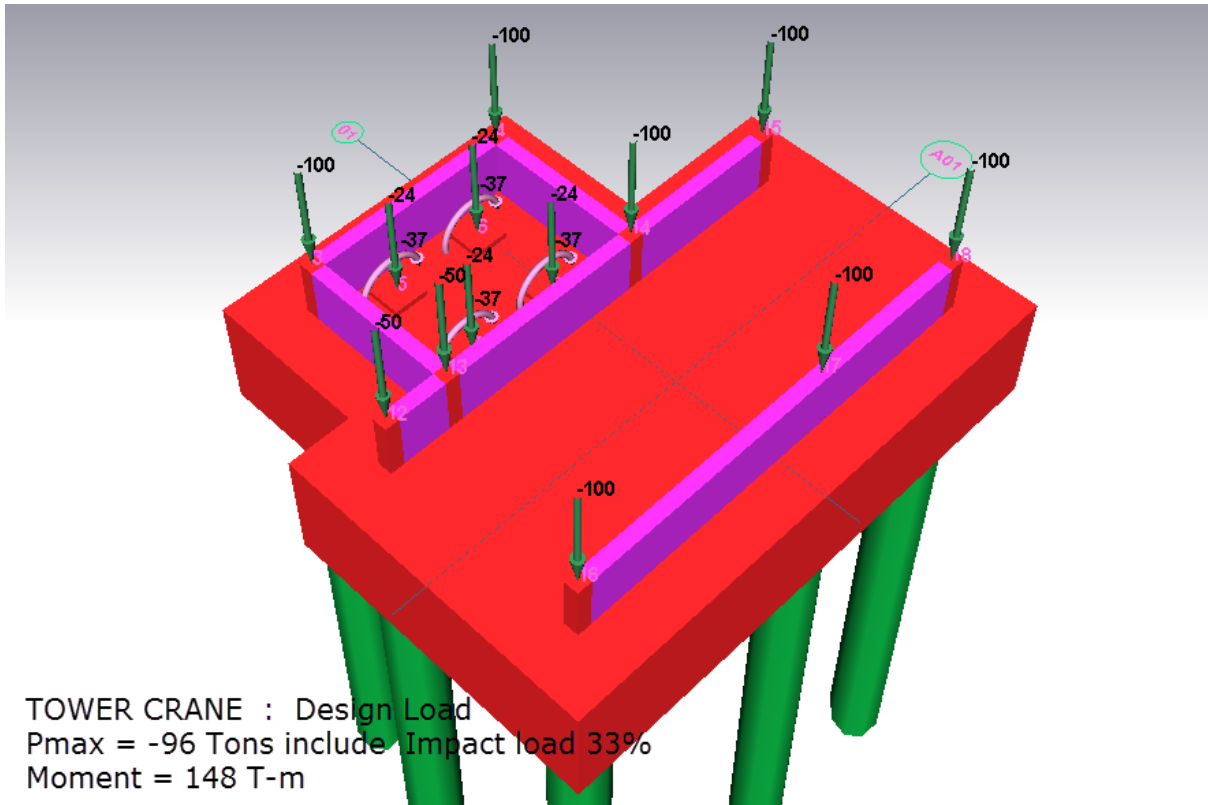
รายละเอียดการติดตั้ง Setting details

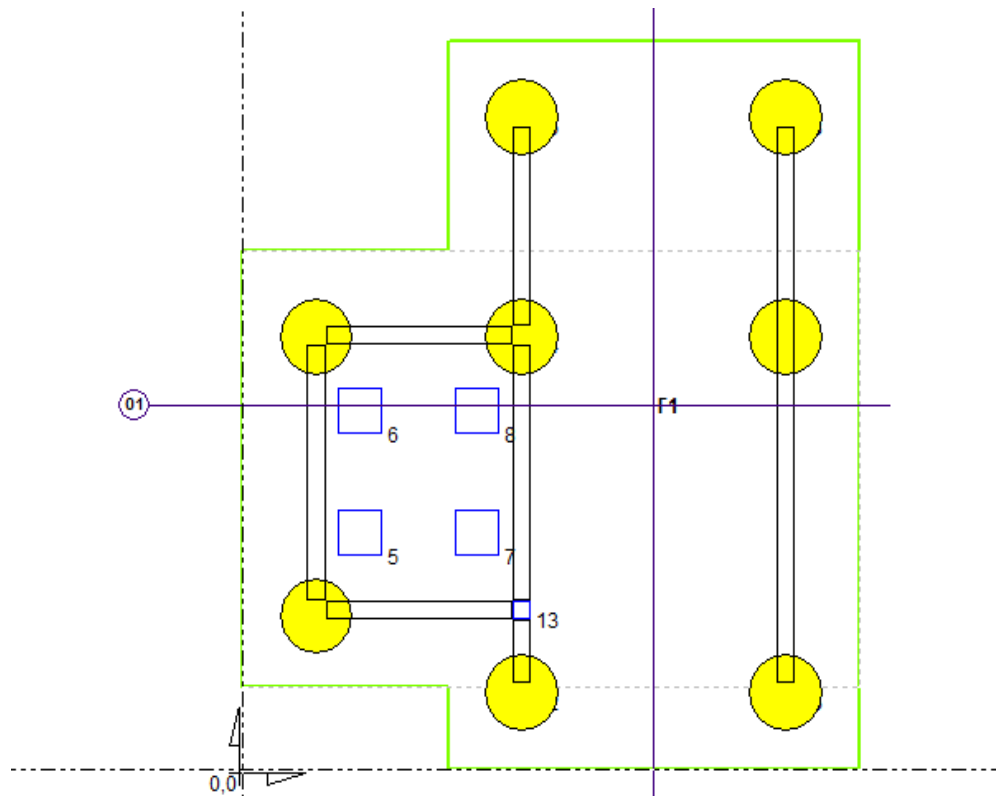
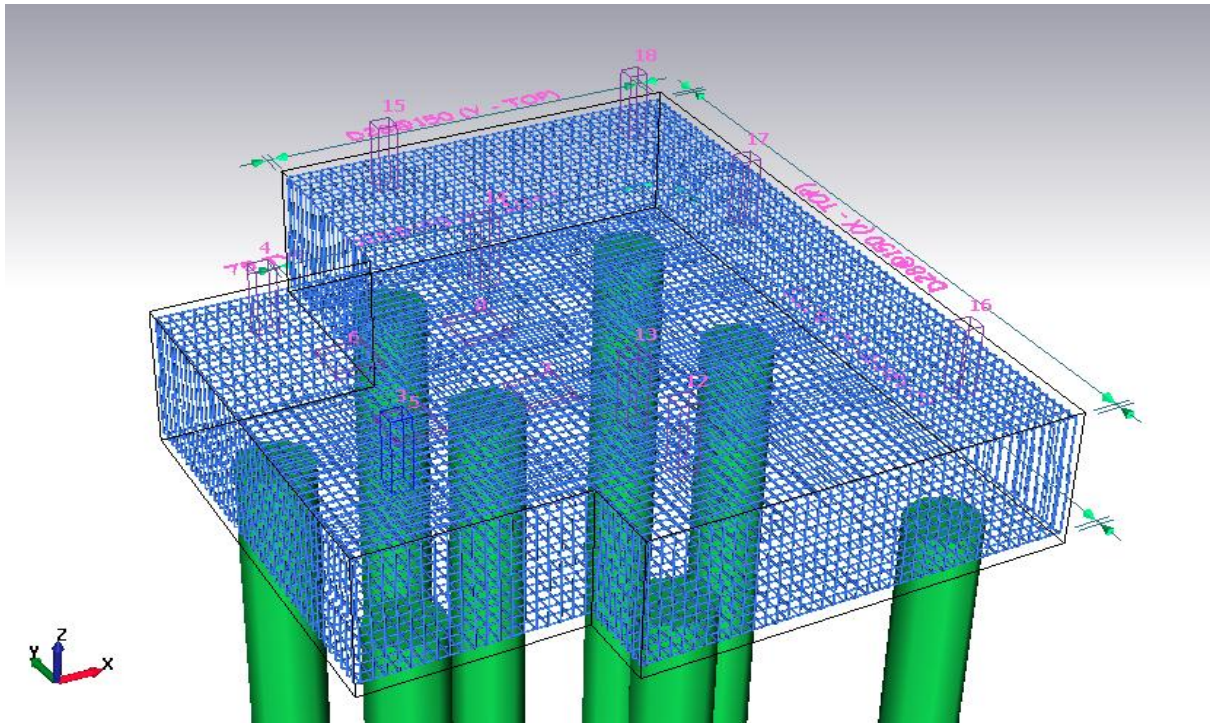


Anchor size		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	M33	M36	M39
Anchor rod ¹⁾	HAS-E/-F/-R	M8x80/ 14	M10x90/ 21	M12x110/ 28	M16x125/ 38	M20x170/ 48	M24x210/ 54	M27x240/ 60	M30x270/ 70	M33x300/ 80	M36x330/ 90	M39x360/ 100
d_0	ขนาดดอกสว่าน Drill bit diameter [mm]	10	12	14	18	24	28	30	35	37	40	42
h_1	ความลึกของรูเจาะ Hole depth [mm]	85	95	115	130	175	215	250	280	310	340	370
h_{nom}	ระยะฝังลึก Nom. anchor depth [mm]	80	90	110	125	170	210	240	270	300	330	360
h_{min}	ความหนาคอนกรีตต่ำสุด Min. thickness of base material [mm]	110	120	140	170	220	270	300	340	380	410	450
t_{fix}	ความหนาสูงสุดของชิ้นงาน Max. fixture thickness [mm]	14	21	28	38	48	54	60	70	80	90	100
d_f	ขนาดรูเจาะของชิ้นงาน Clearance hole [mm]	rec. 9 max. 11	12 13	14 15	18 19	22 25	26 29	30 31	33 36	36 38	39 41	42 43
T_{inst}	แรงขันทอร์ค Tightening torque [Nm]	15	30	50	100	160	240	270	300	1200	1500	1800
Filling Volume	ml	4	6	10	15	43	65	71	124	140	160	180

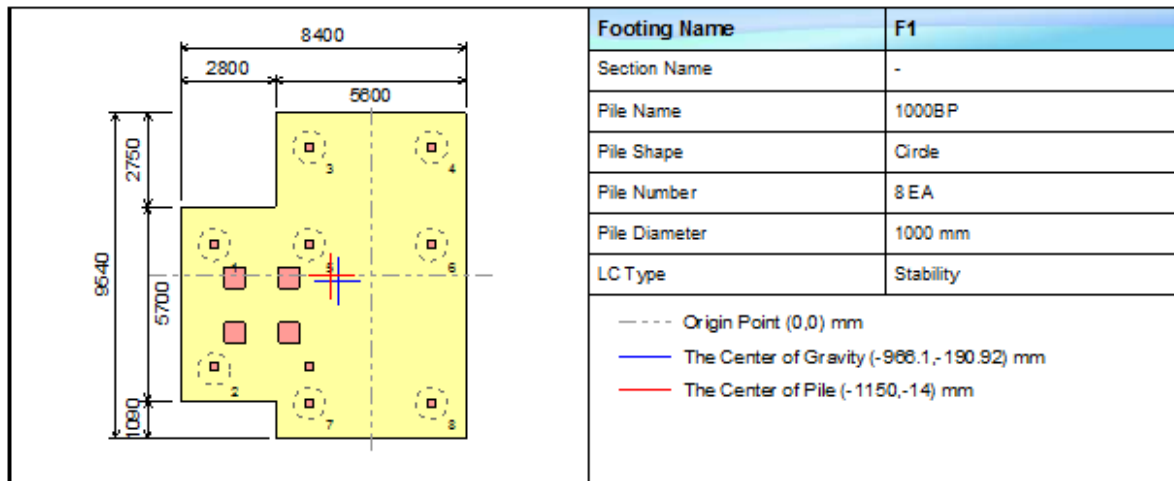
¹⁾ the values for the maximum fixture thickness are only valid for the HAS anchor rod given in this table. If other HAS rods are used, those values will change. (Example: HAS M12x100/128; $t_{\text{fix}} = 128 \text{ mm}$)

ตรวจสอบฐานราก





Pile Reaction Table (Uni-Axial)



· LC : 1, (1.0 SW + 1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 IM)

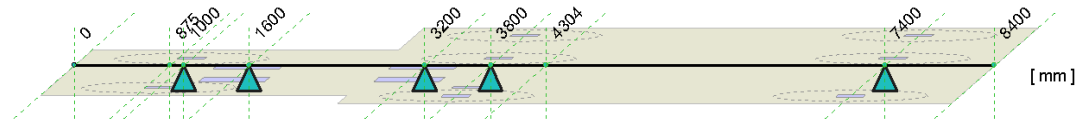
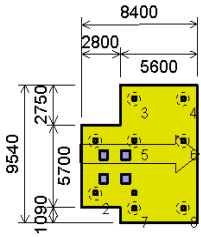
Unit (mm,tonf)

No.	Name	Pile Geometry		Uni-Axial (Ver)		Shear (Hor)		Ra	Ua	Ha
		X	Y	X-Dir.	Y-Dir.	X-Dir.	Y-Dir.			
1	1000BP	-4600	886	173.68	160.08	0	0	175	10	5
2	1000BP	-4600	-2770	173.68	157.6	0	0	175	10	5
3	1000BP	-1800	3770	162.14	162.03	0	0	175	10	5
4	1000BP	1800	3770	147.32	162.03	0	0	175	10	5
5	1000BP	-1800	886	162.14	160.08	0	0	175	10	5
6	1000BP	1800	886	147.32	160.08	0	0	175	10	5
7	1000BP	-1800	-3770	162.14	156.92	0	0	175	10	5
8	1000BP	1800	-3770	147.32	156.92	0	0	175	10	5

Title

Bending Moment Diagram

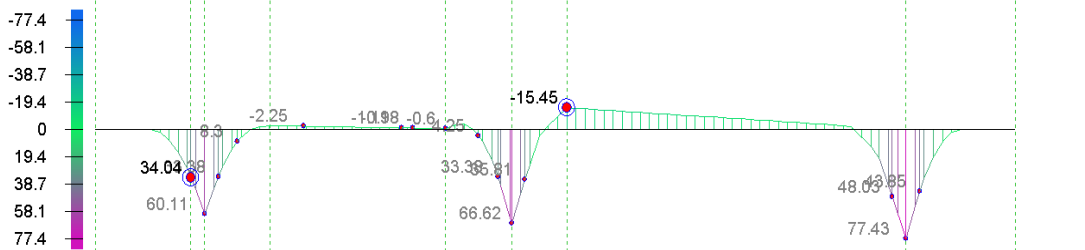
Foundation name	F1	Section name	All_2	Direction		LIC ID	2
Analysis Method Conventional Rigid Method with reaction (Method 1)							
ΣFz	-1777.138 tonf	ΣMy	-271.549 tonf-m	Moment inertia	366.8167 m ⁴		
Area	69.384 m ²	Contact Area		Critical Point Method	Critical Max Point		
Critical Value MU _{bottom} = 34.043 tonf-m , MU _{top} = -15.455 tonf-m							



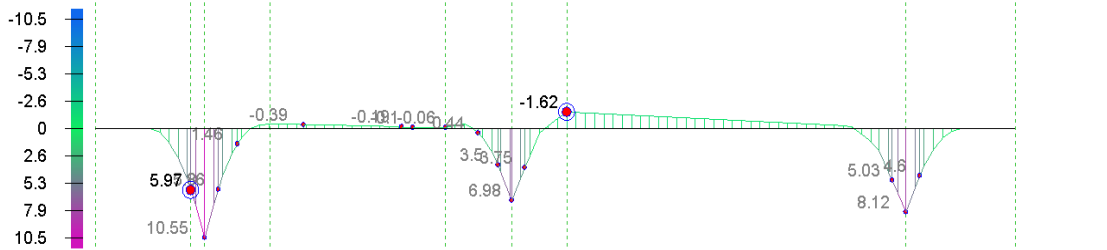
[Loading]



[B.M.D]

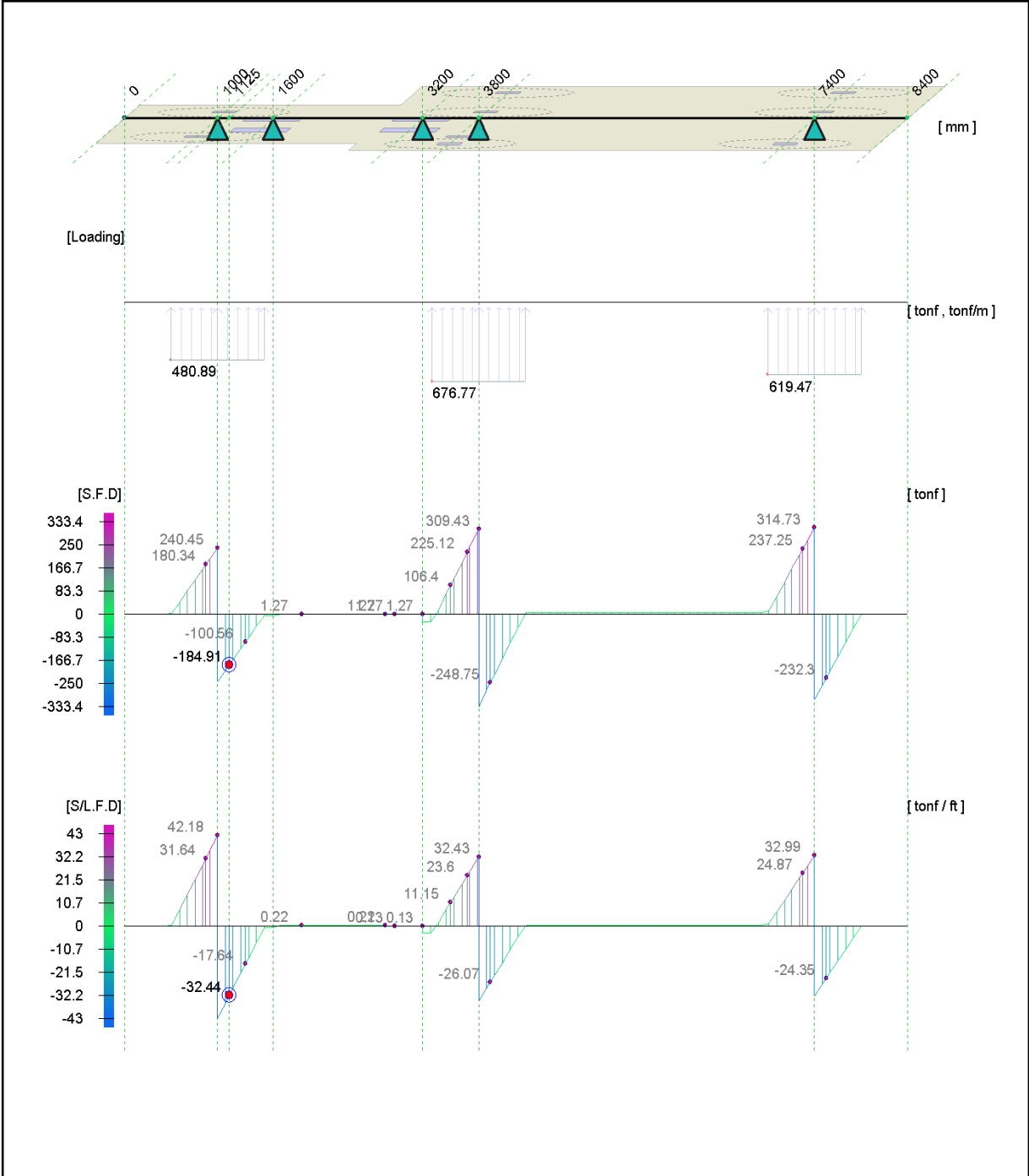
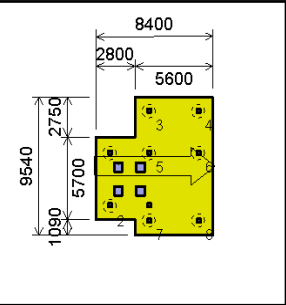


[B/L.M.D]



Shear Force Diagram

Foundation name	F1	Section name	All_2	Direction		L/C ID	2
Analysis Method Conventional Rigid Method with reaction (Method 1)							
ΣFz	-1777.138 tonf	ΣMy	-271.549 tonf-m	Moment inertia	366.8167 m ⁴		
Area	69.384 m ²	Contact Area		Critical Point Method	Critical Max Point		
Critical Value Vu = -184.915 tonf							



SUMMARY REPORT FOR FOUNDATION DESIGN

Project Information	
Project Name	PLAM_OIL
Structure Name	TC1

1. Check of Pile Reaction (Uni-Axial)

1.1 Check of Vertical

(Unit : tonf)

Ft.Name	# L/C	Pile	Ru	Uf	Ra	Ua	Result
F1	1	1000BP	173.878	0	175	10	OK

1.2 Check of Horizontal

(Unit : tonf)

Ft.Name	# L/C	Pile	H Max	Ha	Result
F1	1	1000BP	0	5	OK

2. DESIGN OF FOOTING

2.1 Check of Reinforcement

(Unit : cm²)

Ft.Name	Sec.Name	# L/C	Req.As _{top / bottom}	Used.As _{top / bottom}	Result
F1	AI_2 ()	2	171.72 / 102.60	406.40 / 233.99	OK / OK
	AI_3 ()	2	151.20 / 100.80	350.98 / 233.99	OK / OK

2.2 Check of One Way Shear

(Unit : tonf)

Ft.Name	Sec.Name	# L/C	◆Vc	Vu	Result
F1	AI_2 ()	2	738.75	184.91	OK
	AI_3 ()	2	714.84	174.91	OK

2.3 Check of Two Way Shear

(Unit : tonf)

Ft.Name	# L/C	Ct. Pr.Name	◆Vc	Vu	Result
F1	2	18	1064.324	124.171	OK

2.4 Check of Pile Punching

(Unit : tonf)

Ft.Name	# L/C	Ct. PL.Name	◆Vc	Vu	Result
F1	2	2	1124.290	237.449	OK

5. DESIGN OF FOOTING

5.1 DESIGN MOMENT AND SHEAR FORCE

Footing design is in accordance with ultimate strength method at footing bottom.

Calculated total pier load as

$$\Sigma Q = \Sigma Fz - \text{Self Weight Factor} \times (\text{Soil Weight} + \text{Footing Weight})$$

Ft.Name : Footing Name , Sec.Name : Strip Name for Footing Reinforcement Design

Dir. : Direction , L.Comb. : Load Combination Index , Sl or Sw : Strip X or Y width

5.1.1 Data

Unit(mm , tonf , tonf-m)

Ft.Name	Sec.Nam	Dir.	L.Comb.	Fl or Fw	Sl or Sw	ΣFz	ΣM	ΣQ
F1 @	All_2		2	5600.00	7450.00	1310.874	-357.29	1310.874
	All_3		2	9540.00	7400.00	1310.874	-155.244	1310.874

5.1.2 Design Parameters

Yield Strength - D9 ~ D16 : f_y1 , D19 ~ : f_y2

f_{cl} : Clear Cover for edge of footing reinforcement

f_{clt} : Clear Cover for top of footing reinforcement

f_{p_clb} : Clear Cover for bottom of footing reinforcement (Pile Foundation)

Loc. : Location of Critical Point from left side of footing

Unit(kgf/cm²,mm)

ϕ (Flexure)	ϕ (Shear)	f'_c	f_y1	f_y2	f_{cl}	f_{clt}	f_{p_clb}
0.9	0.85	240.00	3000.00	4000.00	75.0	75.0	130.0

5.2 REQUIRED REINFORCEMENT

5.2.1 Reinforcement Formula

- Shrinkage and temperature reinforcement --- ACI CODE 7.12.2

$$A_s \geq \text{fac} \cdot b \cdot h \quad , \text{fac} = \text{following}$$

Area of shrinkage and temperature reinforcement shall provide at least the following ratio of reinforcement area to gross concrete area, but not less than 0.0014

(a) Slabs where Grade 40 or 50 deformed bars are used0.0020

(b) Slabs where Grade 60 deformed bars or welded wire reinforcement are used.....0.0018

(c) Slabs where reinforcement with yield stress exceeding 60,000 psi measured at a yield strain of 0.35 percent is used $\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$

- Required Reinforcement by Analysis

$$A_s \geq A_{s2}$$

- At every section of flexural members where tensile reinforcement is required

$$A_s \geq A_{s3} \geq A_{s4} \quad \text{--- ACI Eq (10-3)}$$

- The requirements of Eq (10-3) need not be applied, if every section A_s provided is at least one-third greater than that required by analysis --- ACI CODE 10.5.3

$$A_{s2} = \rho_{req} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s3} = 1.333 \rho_{req} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s4} = \frac{200}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s5} = \frac{3 \sqrt{f'_{ck}}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smax} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_y}$$

Selected As = Max (As₁ , As₂ , Min (As₃ , Max (As₄ , As₅)))

If Selected As < Using As < Asmax , then OK!!

Note : The reinforcement is calculated bases on the maximum moment under the foundation in each direction.

But, the 'ISO', 'OCT', 'HEX', 'COMB', 'TANK1' foundations are calualated as face pier

Where,

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} , \phi = 0.9 , \rho_{req} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_{ck}}} \right)$$

5.2.2 Check of Footing Reinforcement

● Footing Name : F1 GroupType : Irregular

- X direction (Unit Width)

Sec.Name	L.Comb.		Using Bar (mm)	Loc. (m)	Width b (m)	d (cm)	As (cm ²)
All_2	2	top	6.67 - D28 @ 150	4.304	1.000	191.100	41.071
	2	botom	6.67 - D28 @ 150	0.875	1.000	185.600	41.071

Sec.Name	L.Comb.		Mu (tonf-m)	Rn	ρ.Req		
All_2	2	top	1.208	0.037	0.0000		
	2	bottom	4.668	0.151	0.0000		

Sec.Name	L.Comb.		As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	As ₃ (cm ²)	As ₄ (cm ²)	As ₅ (cm ²)	Asmax(cm ²)
All_2	2	top	18.000	0.176	0.234	67.178	58.874	584.219
	2	bottom	18.000	0.699	0.932	65.245	57.180	567.405

Sec.Name	L.Comb.		Using As(cm ²)	Select As(cm ²)	Result
All_2	2	top	41.071	18.000	OK
	2	bottom	41.071	18.000	OK

- Y direction (Unit Width)

Sec.Name	L.Comb.		Using Bar (mm)	Loc. (m)	Width b (m)	d (cm)	As (cm ²)
All_3	2	top	6.67 - D28 @ 150	5.167	1.000	188.300	41.071
	2	botom	6.67 - D28 @ 150	8.665	1.000	182.800	41.071

Sec.Name	L.Comb.		Mu (tonf-m)	Rn	ρ.Req		
All_3	2	top	1.336	0.042	0.0000		
	2	bottom	4.398	0.146	0.0000		

Sec.Name	L.Comb.		As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	As ₃ (cm ²)	As ₄ (cm ²)	As ₅ (cm ²)	Asmax(cm ²)
All_3	2	top	18.000	0.197	0.263	66.194	58.012	575.659
	2	bottom	18.000	0.669	0.891	64.260	56.317	558.845

Sec.Name	L.Comb.		Using As(cm ²)	Select As(cm ²)	Result
All_3	2	top	41.071	18.000	OK
	2	bottom	41.071	18.000	OK

5.3 ONE WAY SHEAR FORCE

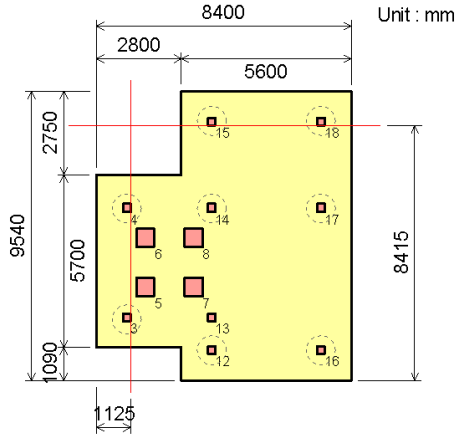
5.3.1 One-Way Shear Formula

ACI 318-05 CODE 11.3.1.1

- For members subject to shear and flexure only.
- $\phi V_c = 0.85 \cdot 2 \sqrt{f_{ck}} B'w d$ (eq 11-3)
- $V_u \leq \phi V_c$, then OK!!

5.3.2 Check of One-Way Shear

● Footing Name : F1 GroupType : Irregular PileType : True



- X direction One-Way Shear (Unit Width)

Sec.Name	L.Comb.	Loc. (mm)	d (mm)	BW (mm)	ϕV_c (tonf)	V_u (tonf)	Result
All_2	2	1125	1856	1000	129.606	25.364	OK

- Y direction One-Way Shear (Unit Width)

Sec.Name	L.Comb.	Loc. (mm)	d (mm)	BW (mm)	ϕV_c (tonf)	V_u (tonf)	Result
All_3	2	8415	1828	1000	127.65	23.815	OK

5.4 TWO WAY SHEAR FORCE

5.4.1 Two-Way Shear Formula

$V_u = \Sigma F_z \cdot \text{Shade Ratio}$

(a) $\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + 2\beta_c) \sqrt{f_{ck}} b_o \cdot d$ (eq 11-33) $\leq V_{c1}$

(b) $\phi V_{c2} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + \alpha_c d / 2 b_o) \sqrt{f_{ck}} b_o \cdot d$ (eq 11-34) $\leq V_{c2}$

(c) $\phi V_{c3} = 0.85 \cdot 4 \sqrt{f_{ck}} b_o \cdot d$ (eq 11-35) $\leq V_{c3}$

$\phi V_c = \text{Min}(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3})$ ACI 318-05 CODE 11.12.2.1

$V_u \leq \phi V_c$, then OK

where

β = ratio of long side to short side of the column, concentrated load or reaction area

$\alpha_c = 40$ for interior columns

= 30 for edge columns

= 20 for corner columns

b_o = perimeter of critical section

$$\text{Shade Ratio} = \frac{\text{Footing Area} - \text{Punching Area}}{\text{Footing Area}}$$

5.4.2 Check of Two-Way Shear

	Ft.Name	F1	Punching Area	42148.090 cm ²
	Pr.Name	18	Pile effect	7 / 8
	Shape	Rectangle	Vc1	1596.486 tonf
	L.Comb.	2	Vc2	2937.648 tonf
	Pl	250 mm	Vc3	1064.324 tonf
	Pw	250 mm	Vc	1064.324 tonf
	bo / d	4106 / 1856 mm	Vu	124.171 tonf
	βc / αs	1 / 20	Result	OK

5.5 PILE PUNCHING SHEAR FORCE

5.5.1 Pile Punching Shear Formula

$V_u = \Sigma F_z \cdot \text{Shade Ratio}$

(a) $\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + 2/\beta_c) \sqrt{f'_m} b_o \cdot d$ (eq 11-33) $\leftarrow V_{c1}$

(b) $\phi V_{c2} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + \alpha_s d / 2 b_o) \sqrt{f'_m} b_o \cdot d$ (eq 11-34) $\leftarrow V_{c2}$

(c) $\phi V_{c3} = 0.85 \cdot 4 \sqrt{f'_m} b_o \cdot d$ (eq 11-35) $\leftarrow V_{c3}$

$\phi V_c = \text{Min}(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3})$ ACI 318-05 CODE 11.12.2.1

$V_u \leq \phi V_c$, then OK

where

β_c = ratio of long side to short side of the column, concentrated load or reaction area

α_s = 40 for interior columns

= 30 for edge columns

= 20 for corner columns

b_o = perimeter of critical section

$$\text{Shade Ratio} = \frac{\text{Footing Area} - \text{Punching Area}}{\text{Footing Area}}$$

5.5.2 Check of Pile Punching Shear

	Ft.Name	F1	Punching Area	49975.040 cm ²
	Pile No.	2	βc / αs	1 / 20
	Shape	Circle	Vc1	1686.435 tonf
	L.Comb.	2	Vc2	2967.631 tonf
	PileName	1000BP	Vc3	1124.290 tonf
	Diameter	1000mm	Vc	1124.290 tonf
	bo	4337.34mm	Vu	237.449 tonf
	d	1856mm	Result	OK