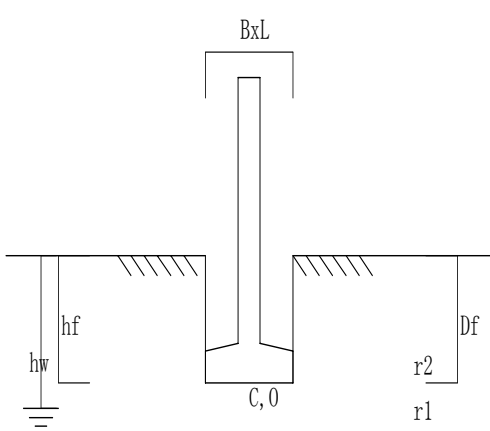


<出力例>

地盤の支持力の計算

S01 (1F Y1@X1 )



基礎底面の形状	長方形
基礎最小幅	B 1.20 (m)
基礎の長さ	L 2.60 (m)
基礎下端の深さ	hf GL- 1.20 (m)
地下水位	hw GL- 3.90 (m)
根入れ深さ	Df 1.20 (m)

土質定数	<上層地盤>
	砂層
基礎下の土重量	$\gamma 1$ 18.14 (kN/m <sup>3</sup> )
基礎上の土重量	$\gamma 2$ 15.69 (kN/m <sup>3</sup> )
地盤の粘着力	c 0.00 (kN/m <sup>2</sup> )
内部摩擦角	$\phi$ 32.0 (度)
支持力係数	Nc 35.50
	Nr 22.00
	Nq 23.20

支持力の算定

荷重の傾斜に対する補正係数

<上層地盤>

長期	$i_c = i_q = (1 - 0.0/90.0)^2 = 1.000$	$i_r = (1 - 0.0/32.0)^2 = 1.000$
短期(X)	$i_c = i_q = (1 - 0.0/90.0)^2 = 1.000$	$i_r = (1 - 0.0/32.0)^2 = 1.000$
短期(Y)	$i_c = i_q = (1 - 0.0/90.0)^2 = 1.000$	$i_r = (1 - 0.0/32.0)^2 = 1.000$

形状係数

$$\alpha = 1.0 + 0.2x \quad 1.20 / 2.60 = 1.09 \quad \beta = 0.5 - 0.2x \quad 1.20 / 2.60 = 0.41$$

地下水位による換算

<上層地盤>

$$\gamma 1 = 18.14 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$$

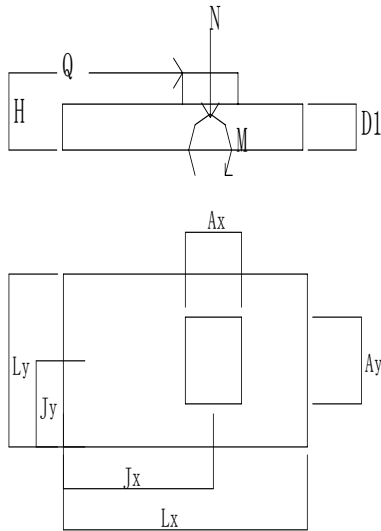
$$\gamma 2 = 15.69 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$$

上層の支持力

長期	$qa1 = 1/3 (1.000x \quad 1.09x \quad 0.00x \quad 35.50 +$
	$1.000x \quad 0.41x \quad 18.14x \quad 1.20x \quad 22.00 +$
	$1.000x \quad 15.69x \quad 1.20x \quad 23.20) = 210.68 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
短期(X)	$qa1 = 2/3 (1.000x \quad 1.09x \quad 0.00x \quad 35.50 +$
	$1.000x \quad 0.41x \quad 18.14x \quad 1.20x \quad 22.00 +$
	$1.000x \quad 15.69x \quad 1.20x \quad 23.20) = 421.37 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
短期(Y)	$qa1 = 2/3 (1.000x \quad 1.09x \quad 0.00x \quad 35.50 +$
	$1.000x \quad 0.41x \quad 18.14x \quad 1.20x \quad 22.00 +$
	$1.000x \quad 15.69x \quad 1.20x \quad 23.20) = 421.37 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$

∴ 設計許容地盤支持力(kN/m<sup>2</sup>)は 長期 210.68、短期(X) 421.37、短期(Y) 421.37とする。

F1 (1F Y1@X1)

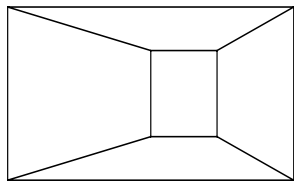


常時の軸力	NL	150.00	(kN)
基礎重量	Nf	61.19	(kN)
積雪時の軸力	NS	0.00	(kN)
長期許容支持力	Lfe	210.68	(kN/m <sup>2</sup> )
短期許容支持力	sfe(X)	421.37	(kN/m <sup>2</sup> )
	(Y)	421.37	(kN/m <sup>2</sup> )

基礎の種類 長方形  
 許容応力度 長期ft= 195.00 fs= 0.700 fa= 2.099  
 (N/mm<sup>2</sup>) 短期ft= 295.00 fs= 1.049 fa= 3.148

基礎の大きさ	L	260.00	120.00	(cm)
基礎の移動	L1, L2	0.00	0.00	(cm)
柱の大きさ	a	60.00	60.00	(cm)
柱位置	J	160.00	60.00	(cm)
水平荷重時の軸力	NE	30.00	120.00	(kN)
偏心作用応力	ML	0.00	0.00	(kN・m)
(H= 50.0cm)	QL	0.00	0.00	(kN)
	ME	0.00	0.00	(kN・m)
	QE	0.00	0.00	(kN)
	MS	0.00	0.00	(kN・m)
	QS	0.00	0.00	(kN)

長期荷重時応力算定用接地圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 左上 14.8 右上 81.4



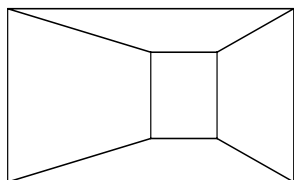
左下 14.8 右下 81.4

設計応力	(X方向)	(Y方向)	
軸力	Nd	211.19	211.19 (kN)
モーメント	Md	0.00	0.00 (kN・m)
せん断力	Qd	0.00	0.00 (kN)
基礎面積	A	3.12	(m <sup>2</sup> )
図心位置	G	1.300	0.600 (m)
重心位置	J	1.513	0.600 (m)
偏心距離	e	0.213	0.000 (m)
α max		1.492	
最大接地圧		100.97 < fe = 210.68 (kN/m <sup>2</sup> )	OK

断面算定 D1 = 30.0 dx = 22.0 dy = 22.0 jx = 19.25 jy = 19.25 (cm)

長期荷重時 X方向	Mf =	26.25 (kN・m)	Qf =	49.04 (kN)	
	at =	26.25x100 / 19.50j=		6.99	7-D13( 8.89cm <sup>2</sup> )
	φ =	49.04x10 / 2.10j=		12.14	7-D13( 28.00cm ) OK
	τ =	49.04x10 / 120.00j=		0.212 < fs = 0.700 (N/mm <sup>2</sup> )	OK
長期荷重時 Y方向	Mf =	5.63 (kN・m)	Qf =	37.50 (kN)	
	at =	5.63x100 / 19.50j=		1.50	3-D13( 3.81cm <sup>2</sup> )
	φ =	37.50x10 / 2.10j=		9.28	3-D13( 12.00cm ) OK
	τ =	37.50x10 / 260.00j=		0.075 < fs = 0.700 (N/mm <sup>2</sup> )	OK

短期 x 加力応力算定用接地圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 左上 17.8 右上 97.6



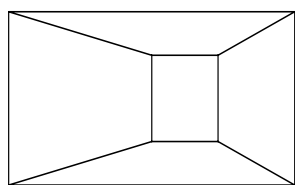
左下 17.8 右下 97.6

設計応力	(X方向)	(Y方向)	
軸力	Nd	241.19	241.19 (kN)
モーメント	Md	0.00	0.00 (kN・m)
せん断力	Qd	0.00	0.00 (kN)
基礎面積	A	3.12	(m <sup>2</sup> )
図心位置	G	1.300	0.600 (m)
重心位置	J	1.524	0.600 (m)
偏心距離	e	0.224	0.000 (m)
α max		1.517	
最大接地圧		117.25 < fe = 421.37 (kN/m <sup>2</sup> )	OK

断面算定 D1 = 30.0 dx = 22.0 dy = 22.0 jx = 19.25 jy = 19.25 (cm)

短期 x 加力 X方向	Mf =	31.50 (kN・m)	Qf =	58.85 (kN)	
	at =	31.50x100 / 29.50j=		5.55	7-D13( 8.89cm <sup>2</sup> )
	φ =	58.85x10 / 3.15j=		9.71	7-D13( 28.00cm ) OK
	τ =	58.85x10 / 120.00j=		0.255 < fs = 1.049 (N/mm <sup>2</sup> )	OK
短期 x 加力 Y方向	Mf =	6.75 (kN・m)	Qf =	45.00 (kN)	
	at =	6.75x100 / 29.50j=		1.19	3-D13( 3.81cm <sup>2</sup> )
	φ =	45.00x10 / 3.15j=		7.43	3-D13( 12.00cm ) OK
	τ =	45.00x10 / 260.00j=		0.090 < fs = 1.049 (N/mm <sup>2</sup> )	OK

短期 y 加力応力算定用接地圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 左上 26.6                      右上 146.4



左下 26.6                      右下 146.4

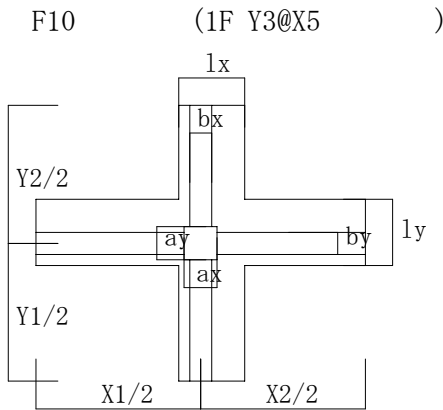
設計応力  
 軸力  
 モーメント  
 せん断力  
 基礎面積  
 図心位置  
 重心位置  
 偏心距離  
 $\alpha_{max}$   
 最大接地圧

	(X方向)	(Y方向)	
Nd	331.19	331.19	(kN)
Md	0.00	0.00	(kN・m)
Qd	0.00	0.00	(kN)
A	3.12		(m <sup>2</sup> )
G	1.300	0.600	(m)
J	1.545	0.600	(m)
e	0.245	0.000	(m)
$\alpha_{max}$	1.564		
最大接地圧	166.06 < fe = 421.37 (kN/m <sup>2</sup> )		OK

断面算定	D1 = 30.0	dx = 22.0	dy = 22.0	jx = 19.25	jy = 19.25 (cm)	
短期 y 加力 X方向	Mf =	47.25 (kN・m)	Qf =	88.27 (kN)		
	at =	47.25x100 / 29.50	j=	8.32	7-D13 ( 8.89cm <sup>2</sup> )	
	$\phi$ =	88.27x10 / 3.15	j=	14.57	7-D13 ( 28.00cm )	OK
	$\tau$ =	88.27x10 / 120.00	j=	0.382 <	fs = 1.049 (N/mm <sup>2</sup> )	OK
短期 y 加力 Y方向	Mf =	10.13 (kN・m)	Qf =	67.50 (kN)		
	at =	10.13x100 / 29.50	j=	1.78	3-D13 ( 3.81cm <sup>2</sup> )	
	$\phi$ =	67.50x10 / 3.15	j=	11.14	3-D13 ( 12.00cm )	OK
	$\tau$ =	67.50x10 / 260.00	j=	0.135 <	fs = 1.049 (N/mm <sup>2</sup> )	OK

パンチングシャーの検定

bo = 309.12 (cm)	Ao = 6620.13 (cm <sup>2</sup> )	j = 19.25 (cm)	※柱下の平均接地圧で計算
長期荷重時	Qpa = 1.50 x 309.12 x j x 0.070 = 624.39 (kN)		
	Qp = 150.00 - 0.6620 x 55.76 = 113.09 (kN)	Qp < Qpa	OK
短期 x 加力	Qpa = 1.50 x 309.12 x j x 0.105 = 936.58 (kN)		
	Qp = 180.00 - 0.6620 x 66.91 = 135.71 (kN)	Qp < Qpa	OK
短期 y 加力	Qpa = 1.50 x 309.12 x j x 0.105 = 936.58 (kN)		
	Qp = 270.00 - 0.6620 x 100.36 = 203.56 (kN)	Qp < Qpa	OK



長期設計軸力 NL = 200.00 (kN)  
 基礎単位面積重量  $\sigma_f = 0.00$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 長期許容支持力  $f_e = 210.68$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 偏心応力の処理 ねじりモーメント処理  
 許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) 鉄筋材質1  $f_t = 195.00$   $f_s = 0.700$   
 鉄筋材質2  $f_t = 215.00$   $f_a = 2.099$

	(X方向)	(Y方向)
スパン長	X1 = 600.00 X2 = 600.00	Y1 = 500.00 (cm) Y2 = 500.00 (cm)
基礎幅	Ly = 120.00	Lx = 120.00 (cm)
基礎梁幅	by = 40.00	bx = 40.00 (cm)
基礎版厚	Dy = 25.00	Dx = 25.00 (cm)
偏心距離	ey = 20.00	ex = 20.00 (cm)
柱の大きさ	ay = 60.00	ax = 60.00 (cm)

接地圧の計算

$\sigma = \alpha \cdot N/A$  A = 11.76(m<sup>2</sup>)  $\alpha_{max} = 1.00$   $\alpha_{min} = 1.00$

最大接地圧の検討

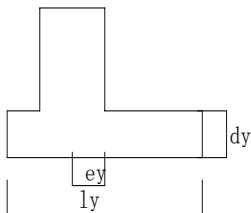
$\sigma_{max} = 1.00 \times 200.0 / 11.8 + 0.0 = 17.0 < f_e = 210.7$  (kN/m<sup>2</sup>) OK

基礎版設計用接地圧

$\sigma'_{max} = 1.00 \times 200.0 / 11.8 = 17.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

基礎版の算定(X方向)

長期設計接地圧  $\sigma'_{max} = 17.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 lL = 20.00 (cm) lR = 60.00 (cm)  
 D = 25.0 (cm) dy = 17.00 (cm) jy = 14.88 (cm)  
 Mf = 3.06 (kN·m) Qf = 10.20 (kN)  
 at = 3.06x100 / 19.50 j = 1.06 (cm<sup>2</sup>) D13@999 ( 1.27 cm<sup>2</sup> )  
 $\phi = 10.20 \times 10 / 2.10 j = 3.27$  (cm) D13@999 ( 4.00 cm)  
 $\tau = 10.20 \times 10 / 100.0 j = 0.069 < 0.700$  (N/mm<sup>2</sup>) OK



ねじりに対する補強筋の算定

Mt = 7.2 ( 6.5 ) (kN·m)  
 bxDg = 40.00x 80.00 (cm) かぶり厚 5.0 (cm) 主筋径 D22  
 上端 ats = 0.00 (cm<sup>2</sup>) 下端 ats = 0.00 (cm<sup>2</sup>) pws = 0.10 (%)  
 スタラップ 2-D13 腹筋 2-D13 P=腹筋の強度/主筋の強度=0.91  
 Ao = 1971.7 (cm<sup>2</sup>)  $\phi_o = 194.8$  (cm)

軸方向筋

$a_l = 7.18 \times 100 \times 194.8 / (2 \times 19.50 \times 1971.7) = 1.82$  (cm<sup>2</sup>)

必要配筋

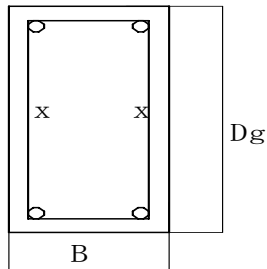
上端筋 0.00+Px ( 1.82- 2.54)/2= 0.00 (cm<sup>2</sup>) 2-D22 ( 2-D22)  
 下端筋 0.00+Px ( 1.82- 2.54)/2= 0.00 (cm<sup>2</sup>) 2-D22 ( 2-D22)

スタラップ

$pwt = 7.18 \times 100 / (19.50 \times 1971.69 \times 40.00) \times 100 = 0.05$  (%)

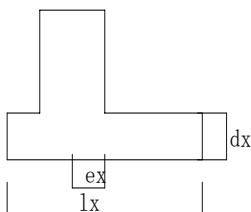
$pws + pwt = 0.10 + 0.05 = 0.15$  (%)

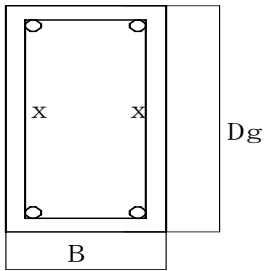
ピッチ = 2x 1.27 / ( 40.00x 0.0015 ) = 43.30 (cm) 2-D13@432



基礎版の算定(Y方向)

長期設計接地圧  $\sigma'_{max} = 17.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 lL = 20.00 (cm) lR = 60.00 (cm)  
 D = 25.0 (cm) dx = 17.00 (cm) jx = 14.88 (cm)  
 Mf = 3.06 (kN·m) Qf = 10.20 (kN)  
 at = 3.06x100 / 19.50 j = 1.06 (cm<sup>2</sup>) D13@999 ( 1.27 cm<sup>2</sup> )  
 $\phi = 10.20 \times 10 / 2.10 j = 3.27$  (cm) D13@999 ( 4.00 cm)  
 $\tau = 10.20 \times 10 / 100.0 j = 0.069 < 0.700$  (N/mm<sup>2</sup>) OK





ねじりに対する補強筋の算定

$$M_t = 5.8(5.1) \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$b \times D_g = 40.00 \times 80.00 \text{ (cm)} \quad \text{かぶり厚 } 5.0 \text{ (cm)} \quad \text{主筋径 } D22$$

$$\text{上端 } a_{ts} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{下端 } a_{ts} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)} \quad p_{ws} = 0.10 \text{ (\%)}$$

$$\text{スタラップ } 2\text{-D13} \quad \text{腹筋 } 2\text{-D13} \quad P = \text{腹筋の強度/主筋の強度} = 0.91$$

$$A_o = 1971.7 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \phi_o = 194.8 \text{ (cm)}$$

軸方向筋

$$a_l = 5.82 \times 100 \times 194.8 / (2 \times 19.50 \times 1971.7) = 1.47 \text{ (cm}^2\text{)}$$

必要配筋

$$\text{上端筋 } 0.00 + P \times (1.47 - 2.54) / 2 = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)} \quad 2\text{-D22 (2-D22)}$$

$$\text{下端筋 } 0.00 + P \times (1.47 - 2.54) / 2 = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)} \quad 2\text{-D22 (2-D22)}$$

スタラップ

$$p_{wt} = 5.82 \times 100 / (19.50 \times 1971.69 \times 40.00) \times 100 = 0.04 \text{ (\%)}$$

$$p_{ws} + p_{wt} = 0.10 + 0.04 = 0.14 \text{ (\%)}$$

$$\text{ピッチ} = 2 \times 1.27 / (40.00 \times 0.0014) = 46.07 \text{ (cm)} \quad 2\text{-D13@460}$$