

基礎の設計サンプルデータ

詳細出力例

Stability_3

水平地盤の許容鉛直支持力の算出
(偏心 2 方向)
サンプルデータ

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 検討項目	1
1.3 設計条件	1
1.4 形状および作用力	2
1.5 安定計算安全率	2
1.6 鉛直支持力照査用データ	2
2章 安定計算結果	3
2.1 転倒に対する検討	3
2.2 滑動に対する検討	3
2.3 地盤反力に対する検討	4
3章 許容鉛直支持力	5
3.1 地盤の許容支持力	5
4章 安定計算結果一覧表	7
4.1 転倒に対する検討	7
4.2 滑動に対する検討	7
4.3 最大地盤反力度に対する照査	7
4.4 鉛直支持力に対する照査	8
5章 底版許容応力度法照査	9
5.1 設計条件	9
5.2 形状寸法図	10
5.3 照査位置	11
5.4 断面力算出	12
5.5 曲げに対する照査	22
5.6 せん断に対する照査	30
5.7 剛体照査	39
6章 底版レベル2地震時照査	40
6.1 設計条件	40
6.2 形状寸法図	42
6.3 作用荷重	43
6.4 照査位置	45
6.5 断面力算出	46
6.6 曲げに対する照査	56
6.7 せん断に対する照査	62
7章 基礎バネ計算	68
7.1 地盤反力係数 K_v , k_s 算出	68
7.2 固有周期算定用地盤バネ定数	68
8章 予備計算	70
8.1 地盤の単位重量	70
8.2 作用力自動計算	72

1章 設計条件

1.1 一般事項

データファイル名 : Stability_3.F8F

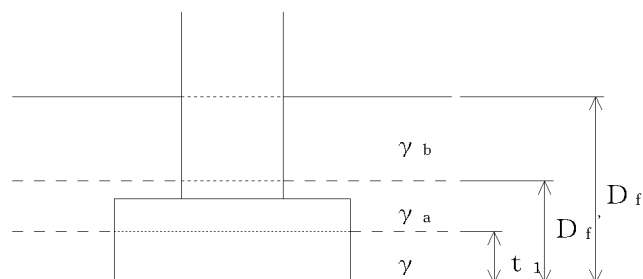
タイトル :

コメント :

1.2 検討項目

- ・検討項目 : 水平地盤の許容鉛直支持力の算出 (偏心2方向)
- ・適用基準 : 道路橋示方書・同解説 下部構造編 (平成14年3月) 社団法人日本道路協会

1.3 設計条件



(1)鉛直支持力算出条件

- | | | |
|------------|-----------|----------------------------------|
| 1)基礎底面の形状 | = | 長方形 |
| 2)地盤の粘着力 | C = | 0.00 (kN/m ²) |
| 3)地盤の内部摩擦角 | = | 35.0 (度) |
| 4)根入れ深さ | t1 = | 1.00 (m) |
| | Df' = | 2.00 (m) |
| | Df = | 5.00 (m) |
| 5)単位重量 | (湿潤) (飽和) | |
| | = | 19.00 20.00 (kN/m ³) |
| | a = | 18.00 19.00 (kN/m ³) |
| | b = | 16.00 17.00 (kN/m ³) |
| 6)水の単位重量 | w = | 10.00 (kN/m ³) |

(2)許容せん断抵抗力算出条件

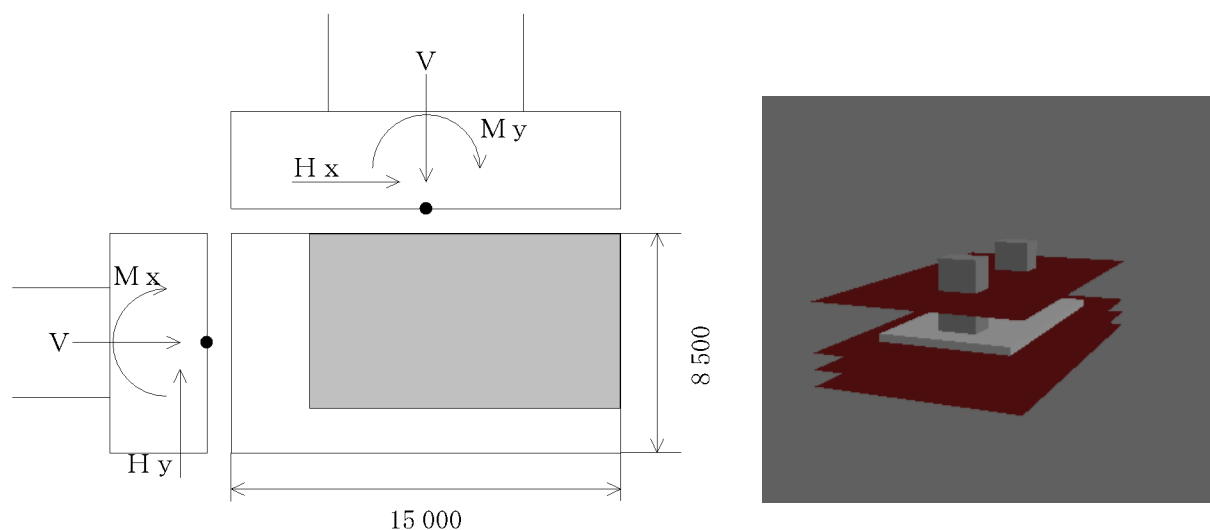
- | | | |
|----------|---------|---------------------------|
| 1)付着力 | CB = | 0.00 (kN/m ²) |
| 2)底面摩擦係数 | tan B = | 0.60 |

(3)地震時の地盤反力度の照査

= しない

1.4 形状および作用力

(1)形状



(2)作用力

No	荷重名称	荷重状態	鉛直力 V(kN)	橋軸方向		橋軸直角方向		水位 (m)
				Hy(kN)	Mx(kN.m)	Hx(kN)	My(kN.m)	
1	常時	常時	31506.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	地震時	地震時	24506.88	5612.34	47290.43	0.00	0.00	0.00
3	地震時	地震時	24506.88	0.00	0.00	5612.34	49830.43	0.00

水平力Hy, Hx, モーメントMx, Myの符号は安定計算に影響しないため絶対値で計算する。

1.5 安定計算安全率

No	荷重名称	荷重状態	転倒に対する 許容偏心量 e / B	滑動に対する 安全率 fa	最大地盤 反力度 (kN/m ²)	鉛直支持 力算出時 の安全率
1	常時	常時	1 / 6.00	1.50	400.00	3.00
2	地震時	地震時	1 / 3.00	1.20	——	2.00
3	地震時	地震時	1 / 3.00	1.20	——	2.00

1.6 鉛直支持力照査用データ

No	荷重名称	荷重状態	Df (m)	Df' (m)	1 (kN/m ³)	2 (kN/m ³)
1	常時	常時	5.00	2.00	10.000	17.000
2	地震時	地震時	5.00	2.00	10.000	17.000
3	地震時	地震時	5.00	2.00	10.000	17.000

2章 安定計算結果

2.1 転倒に対する検討

$$e = \frac{MB}{V} \leq e_a \quad (\text{m})$$

ここに、e : 基礎中心からの偏心量 (m)

ea : 基礎中心からの許容偏心量 常時 = B / 6.00 (m)

地震時 = B / 3.00 (m)

B : 作用力方向基礎幅 (m)

MB : 基礎中心に作用するモーメント (kN.m)

V : 基礎中心に作用する鉛直力 (kN)

(1) 橋軸方向 (B = 8.50 (m))

No	荷重名称	荷重状態	MB (kN.m)	V (kN)	e (m)	ea (m)	判定
1	常時	常時	0.00	31506.88	0.000	1.417	OK
2	地震時	地震時	47290.43	24506.88	1.930	2.833	OK
3	地震時	地震時	0.00	24506.88	0.000	2.833	OK

(2) 橋軸直角方向 (B = 15.00 (m))

No	荷重名称	荷重状態	MB (kN.m)	V (kN)	e (m)	ea (m)	判定
1	常時	常時	0.00	31506.88	0.000	2.500	OK
2	地震時	地震時	0.00	24506.88	0.000	5.000	OK
3	地震時	地震時	49830.43	24506.88	2.033	5.000	OK

2.2 滑動に対する検討

$$f_s = \frac{V \cdot \tan \phi + CB \cdot Ae}{HB} \geq f_a$$

ここに、fs : 滑動に対する安全率

fa : 滑動に対して必要な安全率 常時 = 1.500

地震時 = 1.200

tan φ : 摩擦係数 = 0.60

CB : 基礎底面と地盤との間の付着力 = 0.00 (kN/m²)

Ae : 有効載荷面積 (m²) (= (B - 2e) · D)

D : 作用力直角方向基礎幅 (m)

HB : 基礎中心に作用する水平力 (kN)

1) 橋軸方向 (B = 8.50 (m)、 D = 15.00 (m))

No	荷重名称	荷重状態	HB (kN)	Ae (m ²)	fs	fa	判定
1	常時	常時	0.00	127.500	—	—	—
2	地震時	地震時	5612.34	69.610	2.620	1.200	OK
3	地震時	地震時	0.00	127.500	—	—	—

2) 橋軸直角方向 (B = 15.00 (m)、 D = 8.50 (m))

No	荷重名称	荷重状態	HB (kN)	Ae (m ²)	fs	fa	判定
1	常時	常時	0.00	127.500	————	————	——
2	地震時	地震時	0.00	127.500	————	————	——
3	地震時	地震時	5612.34	92.933	2.620	1.200	OK

2.3 地盤反力に対する検討

(1) 地盤反力の作用幅

$$X = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

ここに、X : 地盤反力の作用幅 (m)

B : 作用力方向基礎幅 (m)

(2) 三角形分布 (X ≤ B)

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X} \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

D : 作用力直角方向基礎幅 (m)

(3) 台形分布 (X > B)

$$q_{max} = \frac{V}{D \cdot B} + \frac{6 \cdot MB}{D \cdot B^2} \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{min} = \frac{V}{D \cdot B} - \frac{6 \cdot MB}{D \cdot B^2} \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

MB : 基礎中心に作用するモーメント (kN.m)

q_a : 最大地盤反力度 (kN/m²)

(4) 集計

1) 橋軸方向 (B = 8.50 (m)、 D = 15.00 (m))

No	荷重名称	荷重状態	X (m)	q _{max} (kN/m ²)	q _{min} (kN/m ²)	q _a (kN/m ²)	判定
1	常時	常時	————	247.113	247.113	400.000	OK
2	地震時	地震時	6.961	469.416	————	————	——
3	地震時	地震時	————	192.211	192.211	————	——

2) 橋軸直角方向 (B = 15.00 (m)、 D = 8.50 (m))

No	荷重名称	荷重状態	X (m)	q _{max} (kN/m ²)	q _{min} (kN/m ²)	q _a (kN/m ²)	判定
1	常時	常時	————	247.113	247.113	400.000	OK
2	地震時	地震時	————	192.211	192.211	————	——
3	地震時	地震時	————	348.542	35.880	————	——

3章 許容鉛直支持力

3.1 地盤の許容支持力

$$Q_a = \frac{Q_u}{n} \geq V \quad (\text{kN})$$

$$Q_u = A_e \cdot \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\} \quad (\text{kN})$$

ここに、 Q_a : 荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力 (kN)

n : 安全率 常時 = 3.00
地震時 = 2.00

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

C : 地盤の粘着力 = 0.00 (kN/m²)

q : 上載荷重 = 2 · Df (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²) (= $B_e \cdot D_e$)

1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)

2 : 根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m) (= $B - 2 \cdot e_B$)

D_e : " (m) (= $D - 2 \cdot e_D$)

B : 作用力方向の基礎幅 (m)

D : 作用力直角方向の基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m) (= M_B / V)

e_D : 荷重の偏心量 (m) (= M_D / V)

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN.m)

M_D : " (kN.m)

V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

: 基礎の形状係数 (= $1 + 0.3 \cdot B_e / D_e$) ($B_e / D_e > 1$ の場合、 $B_e / D_e = 1$)

: " (= $1 - 0.4 \cdot B_e / D_e$) ($B_e / D_e > 1$ の場合、 $B_e / D_e = 1$)

: 根入れ効果に対する割増し係数 (= $1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e$)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 5.00 (m)

D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 2.00 (m)

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 および荷重の傾斜 (\tan) から求められる。

$$\tan = HB / V$$

ここに、 HB : 基礎底面に作用する水平力 (kN)

: 地盤のせん断抵抗角 = 35.0 (度)

S_c, S_q, S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (c^*) = 1.000$$

$$S_q = (q^*)$$

$$S_r = (B^*)^\mu$$

$$= \mu = -1/3$$

$$c^* = c / c_0 \quad (1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = q / q_0 \quad (1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = B / B_0 \quad (1 \leq B^*)$$

$$c_0 = 10 (\text{kN/m}^2), \quad q_0 = 10 (\text{kN/m}^2), \quad B_0 = 1.0 (\text{m})$$

(1) 橋軸方向 ($B = 8.50$ (m)、 $D = 15.00$ (m))

No	MB (kN.m)	MD (kN.m)	eB (m)	eD (m)	Be (m)	De (m)				HB (kN)
1	0.00	0.00	0.000	0.000	8.500	15.000	1.170	0.773	1.071	0.00

No	MB (kN.m)	MD (kN.m)	eB (m)	eD (m)	Be (m)	De (m)				HB (kN)
2	47290.43	0.00	1.930	0.000	4.641	15.000	1.093	0.876	1.129	5612.34
3	0.00	49830.43	0.000	2.033	8.500	10.933	1.233	0.689	1.071	0.00

No	Sq	Sr	Nc	Nq	Nr
1	0.490	0.490	46.12	33.30	35.15
2	0.490	0.600	27.96	20.02	14.02
3	0.490	0.490	46.12	33.30	35.15

No	荷重名称	荷重 状態	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	常時	261465.60	87155.20	31506.88	OK
2	地震時	地震時	77431.53	38715.77	24506.88	OK
3	地震時	地震時	184844.76	92422.38	24506.88	OK

(2)橋軸直角方向 (B = 15.00 (m)、 D = 8.50 (m))

No	MB (kN.m)	MD (kN.m)	eB (m)	eD (m)	Be (m)	De (m)				HB (kN)
1	0.00	0.00	0.000	0.000	15.000	8.500	1.300	0.600	1.040	0.00
2	0.00	47290.43	0.000	1.930	15.000	4.641	1.300	0.600	1.040	0.00
3	49830.43	0.00	2.033	0.000	10.933	8.500	1.300	0.600	1.055	5612.34

No	Sq	Sr	Nc	Nq	Nr
1	0.490	0.405	46.12	33.30	35.15
2	0.490	0.405	46.12	33.30	35.15
3	0.490	0.451	27.96	20.02	14.02

No	荷重名称	荷重 状態	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	常時	265656.43	88552.14	31506.88	OK
2	地震時	地震時	145037.18	72518.59	24506.88	OK
3	地震時	地震時	100984.76	50492.38	24506.88	OK

4章 安定計算結果一覧表

4.1 転倒に対する検討

(1)橋軸方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		偏心量 (m)	許容偏心量 (m)	判定
			M(kN.m)	V(kN)			
1	常時	常時	0.00	31506.88	0.000	1.417	
2	地震時	地震時	47290.43	24506.88	1.930	2.833	
3	地震時	地震時	0.00	24506.88	0.000	2.833	

(2)橋軸直角方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		偏心量 (m)	許容偏心量 (m)	判定
			M(kN.m)	V(kN)			
1	常時	常時	0.00	31506.88	0.000	2.500	
2	地震時	地震時	0.00	24506.88	0.000	5.000	
3	地震時	地震時	49830.43	24506.88	2.033	5.000	

4.2 滑動に対する検討

(1)橋軸方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		滑動安全率	必要安全率	判定
			V(kN)	H(kN)			
1	常時	常時	31506.88	0.00	————	1.500	
2	地震時	地震時	24506.88	5612.34	2.620	1.200	
3	地震時	地震時	24506.88	0.00	————	1.200	

(2)橋軸直角方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		滑動安全率	必要安全率	判定
			V(kN)	H(kN)			
1	常時	常時	31506.88	0.00	————	1.500	
2	地震時	地震時	24506.88	0.00	————	1.200	
3	地震時	地震時	24506.88	5612.34	2.620	1.200	

4.3 最大地盤反力度に対する照査

(1)橋軸方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
			M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	常時	0.00	31506.88	8.500	247.113	400.000	
2	地震時	地震時	47290.43	24506.88	6.961	469.416	————	—
3	地震時	地震時	0.00	24506.88	8.500	192.211	————	—

(2)橋軸直角方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		反力作用幅(m)	地盤反力度(kN/m ²)	最大地盤反力度(kN/m ²)	判定
			M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	常時	0.00	31506.88	15.000	247.113	400.000	
2	地震時	地震時	0.00	24506.88	15.000	192.211	—	—
3	地震時	地震時	49830.43	24506.88	15.000	348.542	—	—

4.4 鉛直支持力に対する照査

(1)橋軸方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力(kN)	許容鉛直力(kN)	判定
			M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	常時	0.00	31506.88	0.00	31506.88	87155.20	
2	地震時	地震時	47290.43	24506.88	5612.34	24506.88	38715.77	
3	地震時	地震時	0.00	24506.88	0.00	24506.88	92422.38	

(2)橋軸直角方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力(kN)	許容鉛直力(kN)	判定
			M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	常時	0.00	31506.88	0.00	31506.88	88552.14	
2	地震時	地震時	0.00	24506.88	0.00	24506.88	72518.59	
3	地震時	地震時	49830.43	24506.88	5612.34	24506.88	50492.38	

5章 底版許容応力度法照査

5.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度	$ck = 24.00$ (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	$ca = 8.00$ (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	$a1 = 0.23$ (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度 (斜引張鉄筋と共同)	$a2 = 1.7$ (N/mm ²)
コンクリートの平均せん断応力度	$c = 0.35$ (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	$Ec = 2.50 \times 10^4$ (N/mm ²)
主鉄筋の降伏点	$sy = 345.00$ (N/mm ²)
主鉄筋の許容引張応力度	$sa = 180.00$ (N/mm ²)
主鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値	$sa = 200.00$ (N/mm ²)
斜引張鉄筋の降伏点	$sy = 345.00$ (N/mm ²)
斜引張鉄筋の許容引張応力度	$sa = 180.00$ (N/mm ²)
斜引張鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値	$sa = 200.00$ (N/mm ²)
主鉄筋	

		橋軸方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D22	250
下側	1段目	11.0	D25	125

		橋軸直角方向					
		張出部			柱1～柱2		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D22	125	11.0	D29	125
下側	1段目	11.0	D22	125	11.0	D25	125

主鉄筋の配置条件

	側面かぶり (cm)	最小ピッチ (mm)	配筋パターン
橋軸方向	10.0	100	両端で調整する
橋軸直角方向	10.0	100	両端で調整する

スターラップ

	鉄筋径	幅1(m)当たりの鉄筋本数	間隔 (cm)
橋軸方向	D16	4.000	25.0
橋軸直角方向	D16	4.000	25.0

照査条件

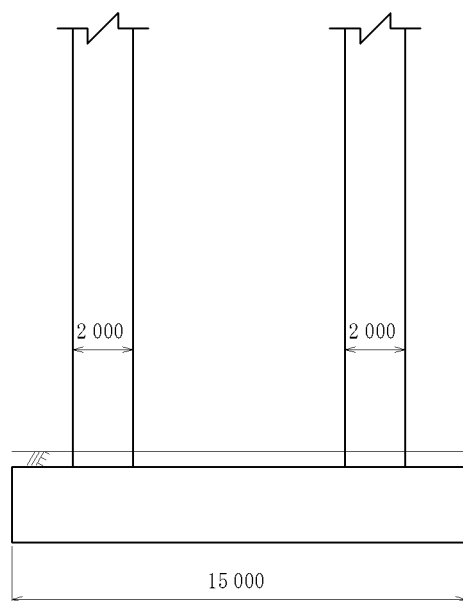
鉄筋の取扱い	: 単鉄筋
柱前面の設計曲げモーメント	: 柱前面の曲げモーメントを用いる
柱間のせん断照査	: する (せん断スパンの影響を考慮せずに行う)
せん断スパンの上限値	: 考慮しない
照査断面上の集中荷重	: 考慮 / 無視でより厳しい方を設計せん断力とする

検討ケース

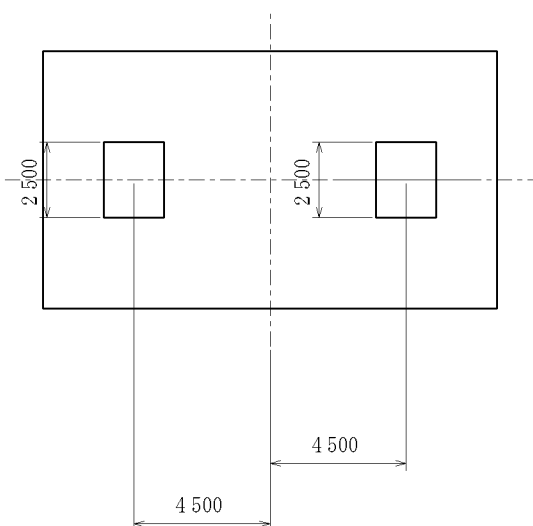
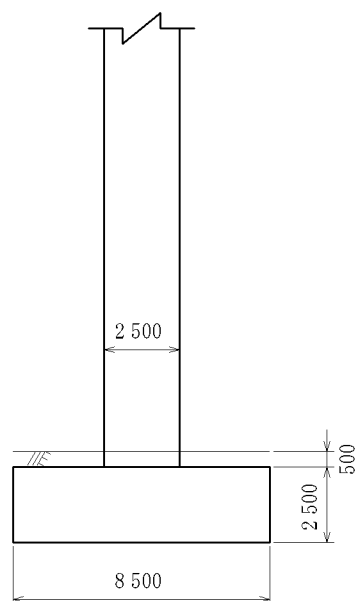
case	荷重ケース名
1	常時
2	地震時
3	地震時

5.2 形状寸法図

橋軸直角方向

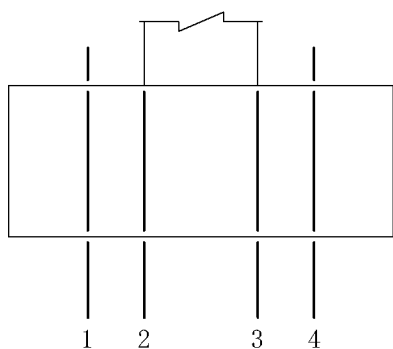


橋軸方向



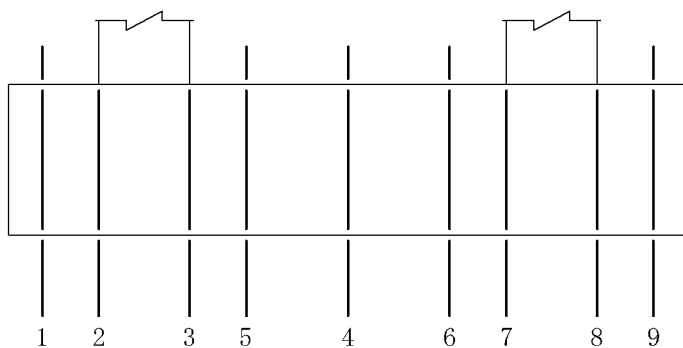
5.3 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	h / 2	: せん断照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	h / 2	: せん断照査

橋軸直角方向



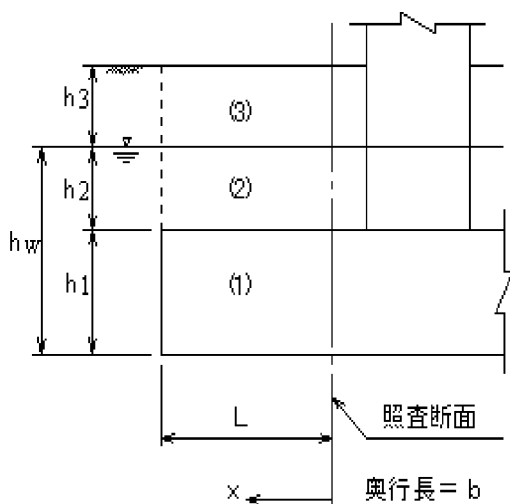
No	照査位置	: 照査対象
1	h / 2	: せん断照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	柱間最大最小M	: 曲げ照査
5	h / 2	: せん断照査
6	h / 2	: せん断照査
7	柱前面	: 曲げ照査
8	柱前面	: 曲げ照査

No	照査位置	: 照査対象
9	h / 2	: せん断照査

5.4 断面力算出

(1) 橋軸方向

a) フーチング自重および上載土重量



(1) フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2) 水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3) 水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4) 浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 15.000(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2) と hw のうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.750(m) (h / 2)

$$W1 = 1607.81(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.875(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	236.25	0.00	1844.06	1613.55

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
2	0.000	0.500	0.000	0.00	236.25	0.00	1844.06	1613.55
3	0.000	0.500	0.000	0.00	236.25	0.00	1844.06	1613.55

2) 照査位置 : L = 3.000(m) (柱前面)

$$W1 = 2756.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.500(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	405.00	0.00	3161.25	4741.88
2	0.000	0.500	0.000	0.00	405.00	0.00	3161.25	4741.88
3	0.000	0.500	0.000	0.00	405.00	0.00	3161.25	4741.88

3) 照査位置 : L = 5.500(m) (柱前面)

$$W1 = 2756.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.500(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	405.00	0.00	3161.25	4741.88
2	0.000	0.500	0.000	0.00	405.00	0.00	3161.25	4741.88
3	0.000	0.500	0.000	0.00	405.00	0.00	3161.25	4741.88

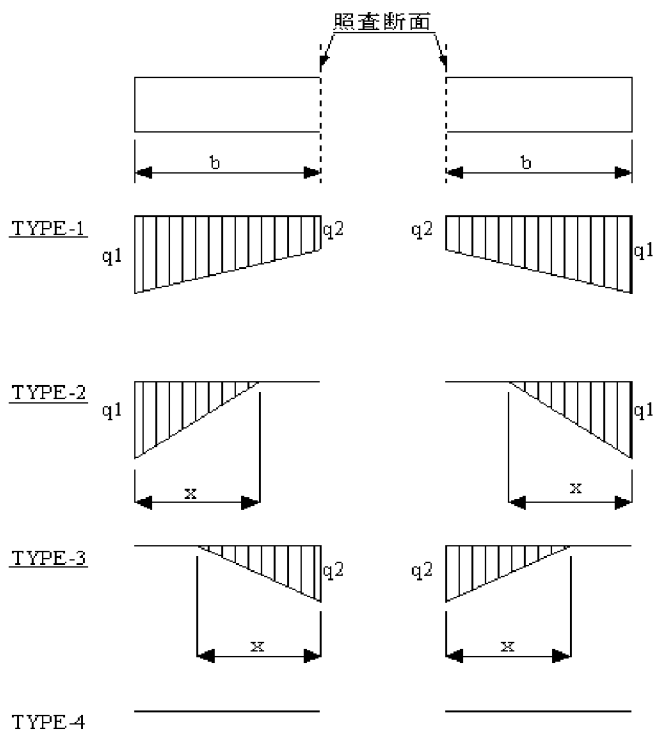
4) 照査位置 : L = 6.750(m) (h / 2)

$$W1 = 1607.81(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.875(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	236.25	0.00	1844.06	1613.55
2	0.000	0.500	0.000	0.00	236.25	0.00	1844.06	1613.55
3	0.000	0.500	0.000	0.00	236.25	0.00	1844.06	1613.55

b)地盤反力



TYPE-1

$$S_q = 1/2 \cdot (q_1 + q_2) \cdot b \cdot L$$

$$M_q = 1/6 \cdot (2 \cdot q_1 + q_2) \cdot b^2 \cdot L$$

TYPE-2

$$S_q = 1/2 \cdot q_1 \cdot x \cdot L$$

$$M_q = S_q \cdot (b - x/3)$$

TYPE-3

$$S_q = 1/2 \cdot q_2 \cdot x \cdot L$$

$$M_q = 1/6 \cdot q_2 \cdot x^2 \cdot L$$

TYPE-4

$$S_q = 0.0$$

$$M_q = 0.0$$

ここに、 S_q : 照査位置における地盤反力によるせん断力(kN)
 M_q : 照査位置における地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 q_1, q_2 : 地盤反力度(kN/m²)
 L : フーチング奥行き長(m)

1)照査位置 1.750(m) ($h/2$)

張出し長 $b = 1.750$ (m) , フーチング奥行き長 $L = 15.000$ (m)

case	TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)
1	1	247.113	247.113	—	6486.71	5675.87
2	3	—	14.226	0.211	22.51	1.58
3	1	192.211	192.211	—	5045.53	4414.84

2)照査位置 3.000(m) (柱前面)

張出し長 $b = 3.000(m)$, フーチング奥行き長 $L = 15.000(m)$

case	TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)
1	1	247.113	247.113	—	11120.08	16680.11
2	3	—	98.521	1.461	1079.51	525.71
3	1	192.211	192.211	—	8649.49	12974.23

3)照査位置 5.500(m) (柱前面)

張出し長 $b = 3.000(m)$, フーチング奥行き長 $L = 15.000(m)$

case	TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)
1	1	247.113	247.113	—	11120.08	16680.11
2	1	469.416	267.109	—	16571.81	27133.66
3	1	192.211	192.211	—	8649.49	12974.23

4)照査位置 6.750(m) (h/2)

張出し長 $b = 1.750(m)$, フーチング奥行き長 $L = 15.000(m)$

case	TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)
1	1	247.113	247.113	—	6486.71	5675.87
2	1	469.416	351.404	—	10773.25	9878.36
3	1	192.211	192.211	—	5045.53	4414.84

c)集計

$$S = Sq - W$$

$$M = Mq - (W \cdot x)$$

1) 照査位置 1.750(m) (h/2)

case	Sq (kN)	Mq (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	6486.71	5675.87	1844.06	1613.55	4642.65	4062.32
2	22.51	1.58	1844.06	1613.55	-1821.55	-1611.97
3	5045.53	4414.84	1844.06	1613.55	3201.47	2801.29

2) 照査位置 3.000(m) (柱前面)

case	Sq (kN)	Mq (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	11120.08	16680.11	3161.25	4741.88	7958.83	11938.24
2	1079.51	525.71	3161.25	4741.88	-2081.74	-4216.17
3	8649.49	12974.23	3161.25	4741.88	5488.24	8232.36

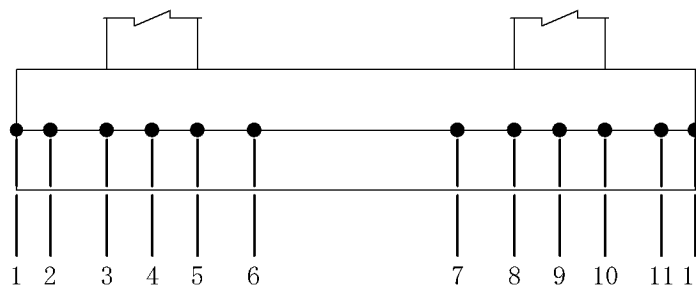
3) 照査位置 5.500(m) (柱前面)

case	Sq (kN)	Mq (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	11120.08	16680.11	3161.25	4741.88	7958.83	11938.24
2	16571.81	27133.66	3161.25	4741.88	13410.56	22391.79
3	8649.49	12974.23	3161.25	4741.88	5488.24	8232.36

4) 照査位置 6.750(m) (h/2)

case	Sq (kN)	Mq (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	6486.71	5675.87	1844.06	1613.55	4642.65	4062.32
2	10773.25	9878.36	1844.06	1613.55	8929.19	8264.81
3	5045.53	4414.84	1844.06	1613.55	3201.47	2801.29

(2)橋軸直角方向



上図のように、重心高位置を軸線としたFRAMEモデルにより断面力を算出する。

1) 格点

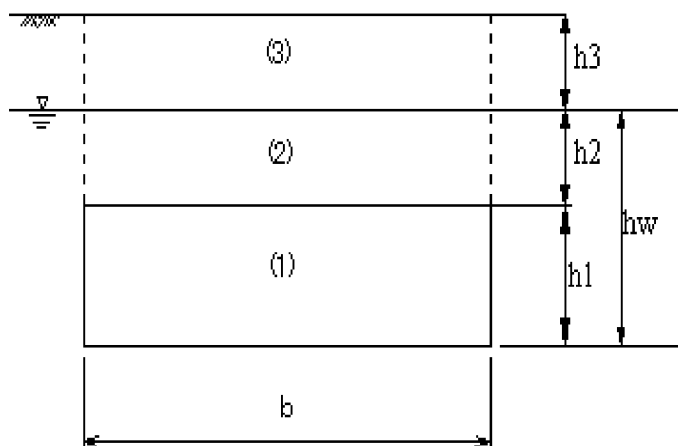
No	x(m)	備考
1	0.000	
2	0.750	h / 2
3	2.000	柱前面
4	3.000	柱中心
5	4.000	柱前面
6	5.250	h / 2
7	9.750	h / 2
8	11.000	柱前面
9	12.000	柱中心
10	13.000	柱前面
11	14.250	h / 2
12	15.000	

重心高

$$hg = 1.250(m)$$

2) 荷重

a) フーチング自重，上載土重量および過載荷重



1)フーチング

$$W1 = b \cdot h1 \cdot c$$

$$= 520.63(\text{kN/m})$$

2)水位より下の上載土

$$w2 = b \cdot h2 \cdot \text{sat}$$

3)水位より上の上載土

$$w3 = b \cdot h3 \cdot t$$

4)浮力

$$w4 = - b \cdot hw' \cdot w$$

5)過載荷重

$$w5 = q \cdot b$$

$$w = w1 + w2 + w3 + w4 + w5$$

6)柱部控除

$$wp = - Ap \cdot \{ h2 \cdot \text{sat} + h3 \cdot t + (hw - hw') \cdot w + q \} / t$$

ただし、 $(hw - hw') \geq 0.0$

ここに、b : 奥行き長 = 8.500(m)

c : フーチング単位重量 =24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 =19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 =18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 =10.00(kN/m³)

q : 過載荷重強度 (kN/m²)

Ap : 柱断面積(m²)

t : 柱幅(m) (円形部は片側D/10減じた値)

柱形状 : 矩形

* 柱番号は左から右の順とする

	柱1	柱2
柱寸法a(m)	2.000	2.000
柱寸法b(m)	2.500	2.500
Ap(m ²)	5.000	5.000
t (m)	2.000	2.000

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	q (kN/m ²)	w2 (kN/m)	w3 (kN/m)	w4 (kN/m)	w5 (kN/m)	w (kN/m)	wp (kN/m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	0.00	76.50	0.00	0.00	597.13	-22.50 -22.50
2	0.000	0.500	0.000	0.00	0.00	76.50	0.00	0.00	597.13	-22.50 -22.50
3	0.000	0.500	0.000	0.00	0.00	76.50	0.00	0.00	597.13	-22.50 -22.50

b)柱下端作用力

フーチング重心高位置の作用力に換算し、柱中心の格点に集中荷重として載荷する。

$$V = V_p$$

$$M = M_p + H_p \cdot (h - h_g)$$

ここに、 V : 鉛直方向集中荷重(kN)

M : モーメント集中荷重(kN.m)

V_p : 柱下端に作用する鉛直力(kN)

M_p : 柱下端に作用するモーメント(kN.m)

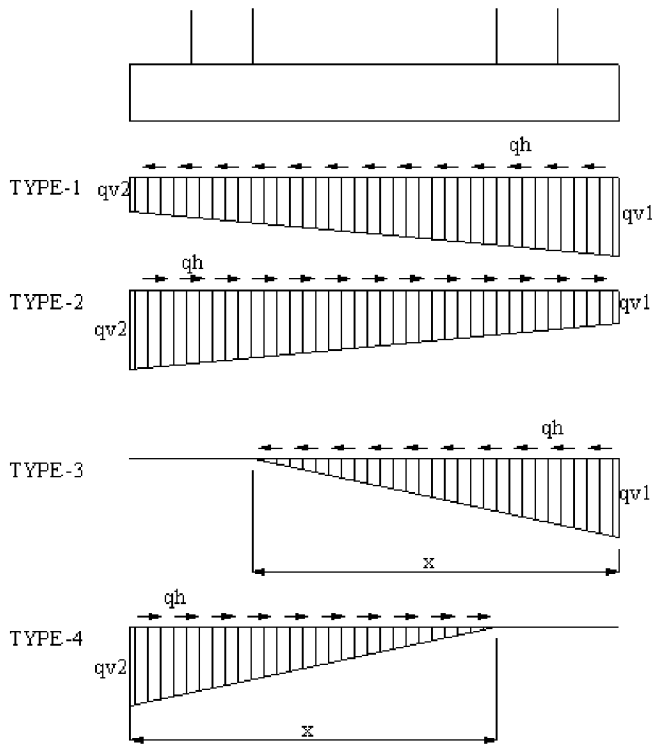
H_p : 柱下端に作用する水平力(kN)

h : フーチング厚 = 2.500(m)

h_g : フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

case	柱	V_p (kN)	H_p (kN)	M_p (kN.m)	M (kN.m)
1	1	11320.0	190.0	1340.0	1577.5
	2	11320.0	-190.0	-1340.0	-1577.5
2	1	7820.0	130.0	930.0	1092.5
	2	7820.0	-130.0	-930.0	-1092.5
3	1	5540.0	2050.0	10280.0	12842.5
	2	10100.0	1610.0	7440.0	9452.5

c)地盤反力



鉛直方向地盤反力，水平方向地盤反力および水平方向地盤反力度による軸線位置におけるモーメントを分布荷重として載荷する。

$$qv = q \cdot L$$

$$qh = H / B \text{ (鉛直方向地盤反力度が台形分布のとき)}$$

$$qh = H / x \text{ (鉛直方向地盤反力度が三角形分布のとき)}$$

$$qm = qh \cdot hg$$

ここに、qv：鉛直方向地盤反力(kN/m)

q：鉛直方向地盤反力度(kN/m²)

H：作用水平力(kN)

qh：水平方向地盤反力(kN/m)

qm：水平方向地盤反力によるモーメント荷重(kN.m/m)

B：フーチング幅 = 15.000(m)

x：鉛直方向地盤反力度分布幅(m)

L：フーチング奥行き長 = 8.500(m)

hg：フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

case	TYPE	qv1 (kN/m)	qv2 (kN/m)	x (m)	H (kN)	qh (kN/m)	qm (kN.m/m)
1	2	2100.46	2100.46	—	0.00	0.00	0.00
2	2	1633.79	1633.79	—	0.00	0.00	0.00
3	1	2962.60	304.98	—	-5612.34	-374.16	-467.69

3) 断面力

* 柱番号は左から右の順とする

1) 柱前面

case		柱1左側 x = 2.000	柱1右側 x = 4.000	柱2左側 x = 11.000	柱2右側 x = 13.000
1	M(kN.m)	3006.69	2329.19	2329.17	3006.67
	S(kN)	3006.66	-5261.67	5261.67	-3006.67
2	M(kN.m)	2073.36	1610.85	1610.84	2073.33
	S(kN)	2073.33	-3628.34	3628.33	-2073.33
3	M(kN.m)	587.37	8771.01	-4344.32	3559.33
	S(kN)	-229.94	-5246.18	2010.49	-4376.61

2) 柱間最大・最小曲げモーメント

case	Mmax		Mmin	
	M(kN.m)	x(m)	M(kN.m)	x(m)
1	2329.19	4.000	-6878.74	7.500
2	1610.85	4.000	-4738.74	7.500
3	8771.01	4.000	-6308.25	9.300

3) h / 2点

せん断力

単位(kN)

case	柱1左側 x= 0.750	柱1右側 x= 5.250	柱2左側 x= 9.750	柱2右側 x=14.250
1	1127.50	-3382.50	3382.50	-1127.50
2	777.50	-2332.50	2332.50	-777.50
3	-169.28	-4587.07	77.93	-1724.28

5.5 曲げに対する照査

(1)橋軸方向 柱左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	2
曲げモーメント M		kN.m	11938.24	-4216.17
有効幅		mm	12780	8780
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	29271	6060
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D25@125 51683.4	2390 D22@250 13161.4
	鉄筋量	mm ²	51683.4	13161.4
中立軸		mm	481.3	306.1
応力度	c	N/mm ²	1.74	1.37
	s	N/mm ²	103.6	140.0
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00	12.00
	sa	N/mm ²	180.0	300.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	41989.8	10792.3
	Mc	kN.m	25475.8	17502.2
	1.7M	kN.m	20295.0	7167.5
	As	mm ² /m	4044.1	1499.0
	判定	—	OK	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	—	—

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(2)橋軸方向 柱右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
曲げモーメント M		kN.m	22391.79
有効幅		mm	12780
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	33041
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D25@125 51683.4
	鉄筋量	mm ²	51683.4
中立軸		mm	481.3
応力度	c	N/mm ²	3.27
	s	N/mm ²	194.3
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	sa	N/mm ²	300.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	41989.8
	Mc	kN.m	25475.8
	1.7M	kN.m	38066.0
	As	mm ² /m	4044.1
	判定	—	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	2439.5

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(3)橋軸直角方向 柱1左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	1
曲げモーメント M		kN.m	3006.69
有効幅		mm	7280
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	7244
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D22@125 22838.9
	鉄筋量	mm ²	22838.9
中立軸		mm	429.7
応力度	c	N/mm ²	0.86
	s	N/mm ²	58.6
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	1
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	18618.3
	Mc	kN.m	14512.1
	1.7M	kN.m	5111.4
	As	mm ² /m	3137.2
	判定	—	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	—

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(4)橋軸直角方向 柱1右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	3
曲げモーメント M		kN.m	8771.01
有効幅		mm	7280
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	12823
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D25@125 29895.3
	鉄筋量	mm ²	29895.3
中立軸		mm	484.6
応力度	c	N/mm ²	2.23
	s	N/mm ²	131.6
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	sa	N/mm ²	300.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	3
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	24281.6
	Mc	kN.m	14512.1
	1.7M	kN.m	14910.7
	As	mm ² /m	4106.5
	判定	—	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	2439.5

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(5)橋軸直角方向 中間部柱1~2

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	3	1
曲げモーメント M		kN.m	8771.01	-6878.74
有効幅		mm	7280	4890
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	12823	17063
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D25@125 29895.3	2390 D29@125 25053.6
	鉄筋量	mm ²	29895.3	25053.6
中立軸		mm	484.6	534.1
応力度	c	N/mm ²	2.23	2.38
	s	N/mm ²	131.6	124.1
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00	8.00
	sa	N/mm ²	300.0	180.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	3	1
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	24281.6	20273.1
	Mc	kN.m	14512.1	9747.8
	1.7M	kN.m	14910.7	11693.9
	As	mm ² /m	4106.5	5123.4
	判定	—	OK	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	2439.5	2439.5

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(6)橋軸直角方向 柱2左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	3
曲げモーメント M		kN.m	2329.17	-4344.32
有効幅		mm	7280	4890
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	5588	6311
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D25@125 29895.3	2390 D29@125 25053.6
	鉄筋量	mm ²	29895.3	25053.6
中立軸		mm	484.6	534.1
応力度	c	N/mm ²	0.59	1.50
	s	N/mm ²	35.0	78.4
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00	12.00
	sa	N/mm ²	180.0	300.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	3
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	24281.6	20273.1
	Mc	kN.m	14512.1	9747.8
	1.7M	kN.m	3959.6	7385.3
	As	mm ² /m	4106.5	5123.4
	判定	—	OK	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	—	—

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(7)橋軸直角方向 柱2右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	1
曲げモーメント M		kN.m	3006.67
有効幅		mm	7280
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	7244
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D22@125 22838.9
	鉄筋量	mm ²	22838.9
中立軸		mm	429.7
応力度	c	N/mm ²	0.86
	s	N/mm ²	58.6
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.0

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	3
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	18618.3
	Mc	kN.m	14512.1
	1.7M	kN.m	6050.9
	As	mm ² /m	3137.2
	判定	—	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	—

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

(8)全照査結果

1)橋軸方向

単位：M(kN.m)， (N/mm²)

case	左側			右側			許容応力度	
	M	c	s	M	c	s	ca	sa
1	11938.24	1.74	103.6	11938.24	1.74	103.6	8.00	180.0
2	-4216.17	1.37	140.0	22391.79	3.27	194.3	12.00	300.0
3	8232.36	1.20	71.4	8232.36	1.20	71.4	12.00	300.0

2)橋軸直角方向

単位：M(kN.m)， (N/mm²)

		柱前面				柱間			許容応力度	
		M	c	s		M	c	s	ca	sa
1	1 左右	3006.69	0.86	58.6	最大 最小	2329.19 -6878.74	0.59 2.38	35.0 124.1	8.00	180.0
	2 左右	2329.19	0.59	35.0						
	3 左右	2329.17	0.59	35.0						
2	1 左右	2073.36	0.59	40.4	最大 最小	1610.85 -4738.74	0.41 1.64	24.2 85.5	12.00	300.0
	2 左右	1610.85	0.41	24.2						
	3 左右	1610.84	0.41	24.2						
3	1 左右	587.37	0.17	11.4	最大 最小	8771.01 -6308.25	2.23 2.18	131.6 113.8	12.00	300.0
	2 左右	8771.01	2.23	131.6						
	3 左右	-4344.32	1.50	78.4						
		3559.33	1.01	69.4						

5.6 せん断に対する照査

せん断応力度

$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d} \leq \tau_a, \quad \tau_a = \frac{a}{a_1}$$

$$a = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot a_1$$

部材断面の有効高dに関する補正係数

有効高 d(mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数

軸方向引張鉄筋比 p _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

せん断スパン比による割増し係数

a/d'	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C _{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

ここに、 m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)

Sh : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

ただし、せん断スパン比により許容応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

$$Sh = S - \frac{M}{d} \cdot (\tan \beta + \tan \gamma)$$

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

: 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度(度)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

b : 部材断面幅(mm)で、フーチング全幅とする。

d : 部材断面の有効高(mm)

a : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

a_1 : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数

p_t : 引張主鉄筋比(%)で、引張側主鉄筋量をbdで除した値

C_{dc} : せん断スパン比による割増し係数

a : せん断スパン(mm)

$$\text{下側引張 } a = L = |M' / S'|$$

$$\text{上側引張 } a = L + L'$$

ただし、柱間についてはせん断スパンの影響を考慮しない

M' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる曲げモーメント(N・m)

S' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じるせん断力(N)

L' : 計算方向の柱幅の1/2と柱あるいは壁前面における有効高のうち小さい方の値

d' : 柱前面位置での有効高(mm)

a_1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度の基本値(N/mm²)で荷重の組合せによる割増しを考慮した値

斜引張鉄筋

$m > a$ のとき、必要斜引張鉄筋量を求める。

$$A_{wreq} = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot C_{ds} \cdot d}$$

ただし、せん断スパン $a < d / 1.15$ のとき、 d に代わって $1.15a$ を用いる。

$$Sh' = Sh - S_{ca}$$

$$S_{ca} = a \cdot b \cdot d$$

$$C_{ds} = \frac{1}{2.5} \cdot (a/d') \leq 1.0$$

ここに、 A_{wreq} : 必要斜引張鉄筋量 (mm^2)

Sh' : 斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向間隔 (mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2) で荷重の組合せによる割増しを考慮した値

C_{ds} : せん断スパン比による低減係数

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力 (N)

(1)橋軸方向 左張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張	
荷重ケース	—	—	1	2	
照査断面	—	—	1	1	
作用せん断力	S	kN	4642.6	-1821.6	
部材幅	b	mm	15000	15000	
部材高	h	mm	2500	2500	
有効高	d	mm	2390	2390	
補正係数	Ce	—	0.791	0.792	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.17	0.07	
補正係数	Cpt	—	0.836	0.632	
せん断スパン	a	mm	1500	3275	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	2390	
割増し係数	Cdc	—	5.787	2.889	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	4642.6	1821.6	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.130	0.051	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.230	0.350	
	a	N/mm ²	0.881	0.506	
	a2	N/mm ²	1.700	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	31590.9	18123.8	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.0	0.0
	部材軸方向間隔	s	mm	250	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	180.0	300.0
	補正係数	Cds	—	0.251	0.548
	d / 1.15	—	mm	2078	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	794.4	794.4
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0	0.0

(2)橋軸方向 右張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	
荷重ケース	—	—	2	
照査断面	—	—	4	
作用せん断力	S	kN	8929.2	
部材幅	b	mm	15000	
部材高	h	mm	2500	
有効高	d	mm	2390	
補正係数	Ce	—	0.791	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.17	
補正係数	Cpt	—	0.836	
せん断スパン	a	mm	1670	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	
割増し係数	Cdc	—	5.447	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	8929.2	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.249	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.350	
	a	N/mm ²	1.262	
	a2	N/mm ²	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	45241.9	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.0
	部材軸方向間隔	s	mm	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	300.0
	補正係数	Cds	—	0.279
	d / 1.15	—	mm	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	794.4
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0

(3)橋軸直角方向 左張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張	
荷重ケース	—	—	1	3	
照査断面	—	—	1	1	
作用せん断力	S	kN	1127.5	-169.3	
部材幅	b	mm	8500	8500	
部材高	h	mm	2500	2500	
有効高	d	mm	2390	2390	
補正係数	Ce	—	0.791	0.791	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.13	0.13	
補正係数	Cpt	—	0.755	0.755	
せん断スパン	a	mm	1000	2514	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	2390	
割増し係数	Cdc	—	6.400	3.845	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	1127.5	169.3	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.056	0.008	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.230	0.350	
	a	N/mm ²	0.880	0.805	
	a2	N/mm ²	1.700	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	17877.9	16344.4	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.0	0.0
	部材軸方向間隔	s	mm	250	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	180.0	300.0
	補正係数	Cds	—	0.167	0.421
	d / 1.15	—	mm	2078	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	794.4	794.4
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0	0.0

(4)橋軸直角方向 中間部柱1~2

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張	
荷重ケース	—	—	1	3	
照査断面	—	—	5	6	
作用せん断力	S	kN	-3382.5	77.9	
部材幅	b	mm	8500	8500	
部材高	h	mm	2500	2500	
有効高	d	mm	2390	2390	
補正係数	Ce	—	0.791	0.792	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.17	0.21	
補正係数	Cpt	—	0.834	0.912	
せん断スパン	a	mm	—	—	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	2390	
割増し係数	Cdc	—	1.000	1.000	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	3382.5	77.9	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.167	0.004	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.230	0.350	
	a	N/mm ²	0.152	0.253	
	a2	N/mm ²	1.700	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	3085.2	5131.8	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	297.3	0.0
	部材軸方向間隔	s	mm	250	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	180.0	300.0
	補正係数	Cds	—	1.000	1.000
	d / 1.15	—	mm	2078	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	794.4	794.4
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	23.4	0.0

(5)橋軸直角方向 右張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	
荷重ケース	—	—	3	
照査断面	—	—	9	
作用せん断力	S	kN	-1724.3	
部材幅	b	mm	8500	
部材高	h	mm	2500	
有効高	d	mm	2390	
補正係数	Ce	—	0.791	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.13	
補正係数	Cpt	—	0.755	
せん断スパン	a	mm	1027	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	
割増し係数	Cdc	—	6.400	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	1724.3	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.085	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.350	
	a	N/mm ²	1.339	
	a2	N/mm ²	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	27205.4	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.0
	部材軸方向間隔	s	mm	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	300.0
	補正係数	Cds	—	0.172
	d / 1.15	—	mm	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	794.4
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0

(6)全照査結果

1)橋軸方向

1)照査断面 1 : (h / 2) (左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2390	0.791	0.836	794
上側引張	2500	2390	0.792	0.632	794

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	4642.65	0.130	0.881	1.700	31590.90	5.787	0.251	1500	0
2	-1821.55	0.051	0.506	2.550	18123.78	2.889	0.548	3275	0
3	3201.47	0.089	1.341	2.550	48073.12	5.787	0.251	1500	0

2)照査断面 4 : (h / 2) (右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2390	0.791	0.836	794

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	4642.65	0.130	0.881	1.700	31590.90	5.787	0.251	1500	0
2	8929.19	0.249	1.262	2.550	45241.90	5.447	0.279	1670	0
3	3201.47	0.089	1.341	2.550	48073.12	5.787	0.251	1500	0

2) 橋軸直角方向

1) 照査断面 1 : (h / 2) (左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2390	0.791	0.755	794
上側引張	2500	2390	0.791	0.755	794

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	1127.50	0.056	0.880	1.700	17877.86	6.400	0.167	1000	0
2	777.50	0.038	1.339	2.550	27205.43	6.400	0.167	1000	0
3	-169.28	0.008	0.805	2.550	16344.36	3.845	0.421	2514	0

2) 照査断面 5 : (h / 2) (中間部柱1~2)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2390	0.791	0.834	794

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	-3382.50	0.167	0.152	1.700	3085.17	1.000	1.000	—	23
2	-2332.50	0.115	0.231	2.550	4694.82	1.000	1.000	—	0
3	-4587.07	0.226	0.231	2.550	4694.82	1.000	1.000	—	0

3) 照査断面 6 : (h / 2) (中間部柱1~2)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2390	0.791	0.834	794
上側引張	2500	2390	0.792	0.912	794

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	3382.50	0.167	0.152	1.700	3085.17	1.000	1.000	—	23
2	2332.50	0.115	0.231	2.550	4694.82	1.000	1.000	—	0
3	77.93	0.004	0.253	2.550	5131.77	1.000	1.000	—	0

4) 照査断面 9 : (h / 2) (右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2390	0.791	0.755	794

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	-1127.50	0.056	0.880	1.700	17877.86	6.400	0.167	1000	0
2	-777.50	0.038	1.339	2.550	27205.43	6.400	0.167	1000	0
3	-1724.28	0.085	1.339	2.550	27205.43	6.400	0.172	1027	0

5.7 剛体照査

・ 1.0 ・ ・ ・ 剛体

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k}{E \cdot h^3}}$$

$$k = kv$$

kv : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$kv = K_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} = 42994.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

kvo : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$kvo = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 653333.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Bv : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \cdot B} = 11.292 \text{ (m)}$$

Av : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

B : 底版の幅 = 15.000 (m)

D : 底版の奥行き長 = 8.500 (m)

h : 底版の厚さ = 2.500 (m)

E : 底版のヤング係数 = 2.50×10^7 (kN/m²)

$$\lambda = \frac{\alpha (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e} = 4.250 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = 3.500 \text{ (m)}$$

$$e = 3.000 \text{ (m)}$$

$$= 1.3$$

以上により、

$$= 0.13480 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\cdot = 0.573 \quad 1.0$$

したがって、底版を剛体とみなすことができる。

6章 底版レベル2地震時照査

6.1 設計条件

検討対象

	浮力無視	浮力考慮
地震動タイプI	—	—
地震動タイプII		—

慣性力の向き 正方向 () 橋軸方向
 正方向 () 橋軸直角方向

形状寸法

底版 高さ	上側 (m)	0.000
	下側 (m)	2.500
橋軸方向	底版幅 左側 (m)	0.000
	中央 (m)	8.500
	右側 (m)	0.000
橋軸直角方向	底版左端から柱中央までの距離 (m)	4.250
	底版幅 左側 (m)	0.000
	中央 (m)	15.000
	右側 (m)	0.000
	底版左端から柱中央までの距離1 (m)	3.000
	2 (m)	12.000
脚柱形状		矩形
橋軸方向	脚柱幅 b (m)	2.500
橋軸直角方向	脚柱幅 1 a (m)	2.000
	2	2.000
上載土 底版下面からの高さ	(m)	0.000
湿潤重量	t (kN/m ³)	18.00
飽和重量	sat (kN/m ³)	19.00
水の単位重量	w (kN/m ³)	10.00

作用力

死荷重時上部工反力	Rd = 11690.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp = 4941.40 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp = 7.344 (m)	
慣性力を考慮する底版および上載土重量	WF = 7809.38 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF = 1.250 (m)	
底版下面から水位までの高さ	hw = 0.000 (m)	
底版および上載土重量 (浮力を含む)	WF' = 7809.38 (kN)	
偏心モーメント	Md = 0.00 (kN.m)	橋軸方向
	Md = 0.00 (kN.m)	橋軸直角方向

設計水平震度

減衰定数別補正係数 $CD = 1.0$

(1) 橋軸方向

設計水平震度 $khcF(= CD \cdot Cz \cdot khco) = 1.48$
 $CD \cdot khG = 0.70$

当該橋脚が支持する上部構造重量 $Wu = 9600.00(kN)$
 上部構造慣性力作用位置までの高さ $yu = 13.500(m)$

(2) 橋軸直角方向

設計水平震度 $khcF(= CD \cdot Cz \cdot khco) = 1.69$
 $CD \cdot khG = 0.70$

当該橋脚が支持する上部構造重量 $Wu = 9600.00(kN)$
 上部構造慣性力作用位置までの高さ $yu = 16.000(m)$

底板

コンクリートの設計基準強度 $ck = 24.00 (N/mm^2)$

主鉄筋の降伏点 $y = 345.00 (N/mm^2)$

斜引張鉄筋の降伏点 $y = 345.00 (N/mm^2)$

主鉄筋

		橋軸方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D22	250
下側	1段目	11.0	D25	125

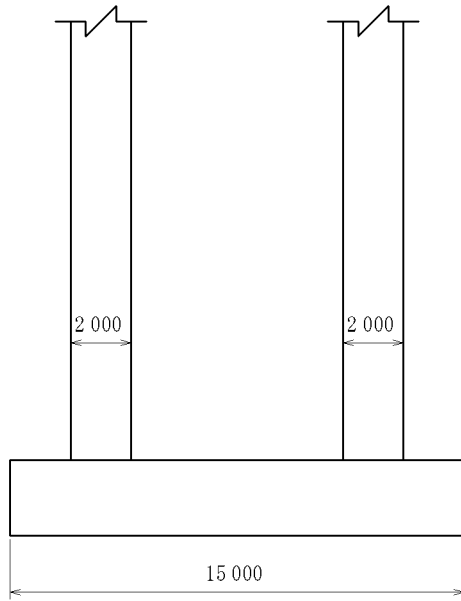
		橋軸直角方向					
		張出部			柱1～柱2		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D22	125	11.0	D29	125
下側	1段目	11.0	D22	125	11.0	D25	125

スターラップ

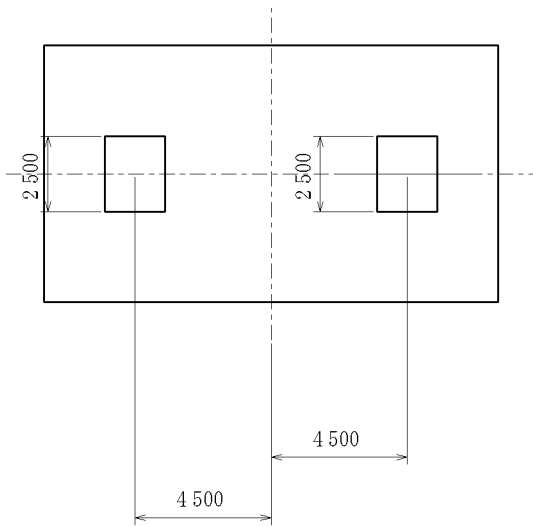
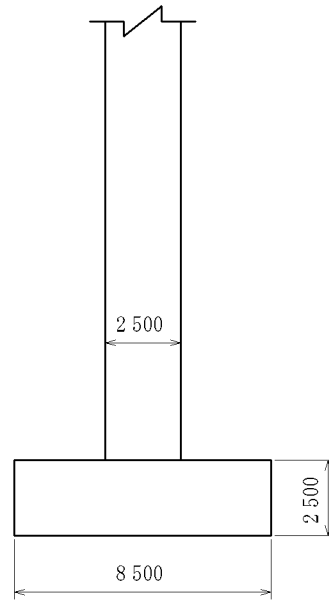
	鉄筋径	幅1(m)当たりの 鉄筋本数	間隔 (cm)
橋軸方向	D16	4.000	25.00
橋軸直角方向	D16	4.000	25.00

6.2 形状寸法図

橋軸直角方向



橋軸方向



6.3 作用荷重

底版下面の鉛直力

上部工死荷重反力	Rd = 11690.00
梁・柱重量	Wp = 4941.40
底版および上載土重量（浮力を含む）	WF' = 7809.38

$$V = 24440.78 \text{ (kN)}$$

(1) 橋軸方向

底版下面中心における作用モーメント

1) 浮上りが生じ始めるとき

$$Mo = B \cdot V / 6$$

$$= 34624.44 \text{ (kN.m)}$$

$$B : \text{底版幅} = 8.500 \text{ (m)}$$

2) 設計荷重時

$$ML = (Wu \cdot yu + Wp \cdot yp) \cdot khcF + WF \cdot yF \cdot CD \cdot khG + Md$$

$$= 252349.88 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left(\frac{ML}{Mo} \right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{Mo}{V} \right)$$

$$= 3.470 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{ (B / 2) - eN \} \times 3 = 2.340 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 1392.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L : \text{底版奥行き長} = 15.000 \text{ (m)}$$

底版下面から慣性力作用重心位置までの高さ

$$hG = \frac{(Wu \cdot yu + Wp \cdot yp) \cdot khcF + Wf \cdot yF \cdot CD \cdot khG}{(Wu + Wp) \cdot khcF + WF \cdot CD \cdot khG}$$

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (Wu・khcF)	14208.00	13.500	191808.00
梁・柱 (Wp・khcF)	7313.27	7.344	53708.67
底版および上載土 (WF・CD・khG)	5466.57	1.250	6833.21
合計	26987.84		252349.88

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 9.351 \text{ (m)}$$

底版に作用するせん断地盤反力度

$$HN = \frac{V \cdot eN - Md}{hG} = 9070.18 \text{ (kN)}$$

$$p_{\max} = q_{\max} \cdot \left(\frac{HN}{V} \right) = 516.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2)橋軸直角方向

底版下面中心における作用モーメント

1)浮上りが生じ始めるとき

$$M_o = B \cdot V / 6 = 61101.95 \text{ (kN.m)}$$

B :底版幅 = 15.000 (m)

2)設計荷重時

$$ML = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_f \cdot y_f \cdot CD \cdot khG + Md = 327746.70 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left(\frac{ML}{M_o} \right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V} \right) = 5.742 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{ (B / 2) - eN \} \times 3 = 5.275 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 1090.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

L :底版奥行き長 = 8.500 (m)

底版下面から慣性力作用重心位置までの高さ

$$hG = \frac{(W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_f \cdot y_f \cdot CD \cdot khG}{(W_u + W_p) \cdot khcF + W_f \cdot CD \cdot khG}$$

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (W _u ・khcF)	16224.00	16.000	259584.00
梁・柱 (W _p ・khcF)	8350.97	7.344	61329.49
底版および上載土 (W _f ・CD・khG)	5466.57	1.250	6833.21
合計	30041.53		327746.70

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 10.910 \text{ (m)}$$

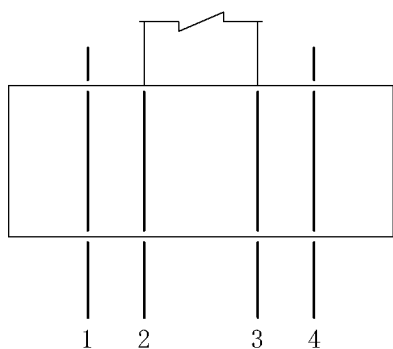
底版に作用するせん断地盤反力度

$$HN = \frac{V \cdot eN - Md}{hG} = 12863.06 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left(\frac{HN}{V} \right) = 573.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

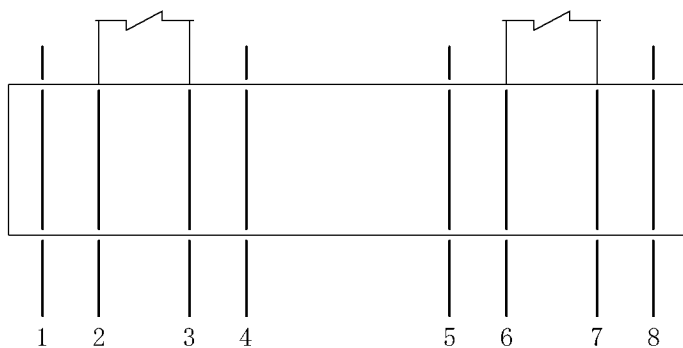
6.4 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	h / 2	: せん断照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	h / 2	: せん断照査

橋軸直角方向

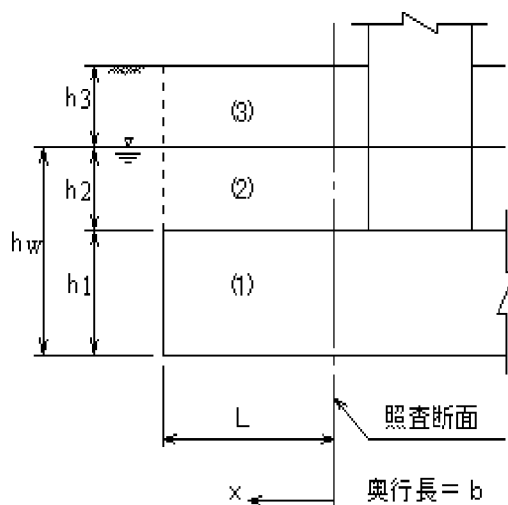


No	照査位置	: 照査対象
1	h / 2	: せん断照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	h / 2	: せん断照査
5	h / 2	: せん断照査
6	柱前面	: 曲げ照査
7	柱前面	: 曲げ照査
8	h / 2	: せん断照査

6.5 断面力算出

(1) 橋軸方向

a) フーチング自重および上載土重量



(1) フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2) 水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot \text{sat}$$

$$x2 = L / 2$$

(3) 水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4) 浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 15.000(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.750(m) (h / 2)

$$W1 = 1607.81(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.875(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1607.81	1406.84

2) 照査位置 : L = 3.000(m) (柱前面)

$$W1 = 2756.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.500(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	2756.25	4134.38

3) 照査位置 : L = 5.500(m) (柱前面)

$$W1 = 2756.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.500(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	2756.25	4134.38

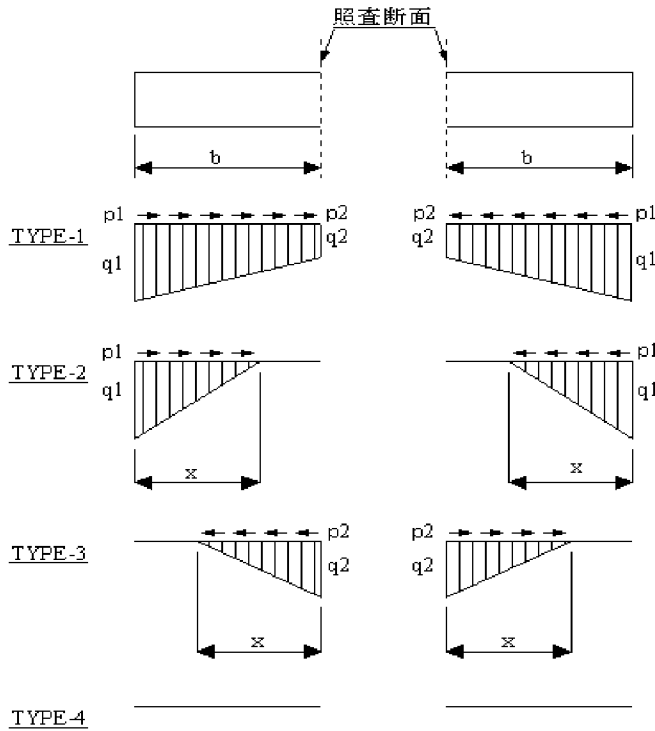
4) 照査位置 : L = 6.750(m) (h / 2)

$$W1 = 1607.81(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.875(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1607.81	1406.84

b)地盤反力



TYPE-1

$$S_q = 1/2 \cdot (q_1 + q_2) \cdot b \cdot L$$

$$M_q = 1/6 \cdot (2 \cdot q_1 + q_2) \cdot b^2 \cdot L$$

$$M_p = 1/2 \cdot (q_1 + q_2) \cdot hN \cdot b \cdot L \cdot hg$$

TYPE-2

$$S_q = 1/2 \cdot q_1 \cdot x \cdot L$$

$$M_q = S_q \cdot (b - x/3)$$

$$M_p = 1/2 \cdot q_1 \cdot hN \cdot x \cdot L \cdot hg$$

TYPE-3

$$S_q = 1/2 \cdot q_2 \cdot x \cdot L$$

$$M_q = 1/6 \cdot q_2 \cdot x^2 \cdot L$$

$$M_p = 1/2 \cdot q_2 \cdot hN \cdot x \cdot L \cdot hg$$

TYPE-4

$$S_q = 0.0$$

$$M_q = 0.0$$

$$M_p = 0.0$$

- ここに、 S_q : 照査位置における鉛直方向地盤反力によるせん断力(kN)
 M_q : 照査位置における鉛直方向地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 M_p : 照査位置における水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 q_1, q_2 : 鉛直方向地盤反力度(kN/m²)
 p_1, p_2 : 水平方向せん断地盤反力度(kN/m²)
 hN : 基礎底面に作用する水平方向せん断地盤反力 = 0.371(kN)
 $hN = HN / V, HN = 9070.18(kN), V = 24440.78(kN)$
 b : フーチング張出し長(m)
 L : フーチング奥行き長(m)
 hg : フーチング厚の1/2(m)

ただし、テーパ付きの場合、断面下縁から図心位置までの高さとする

1)照査位置 : L = 1.750(m) (h / 2)

b = 1.750(m) , L = 15.000(m) , hg = 1.250(m)

TYPE	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
4	—	—	—	0.00	0.00	0.00

2)照査位置 : L = 3.000(m) (柱前面)

b = 3.000(m) , L = 15.000(m) , hg = 1.250(m)

TYPE	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
4	—	—	—	0.00	0.00	0.00

3)照査位置 : L = 5.500(m) (柱前面)

b = 3.000(m) , L = 15.000(m) , hg = 1.250(m)

TYPE	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
2	1392.726	—	2.340	24440.78	54259.76	-11337.72

4)照査位置 : L = 6.750(m) (h / 2)

b = 1.750(m) , L = 15.000(m) , hg = 1.250(m)

TYPE	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
1	1392.726	351.091	—	22887.60	24014.16	-10617.22

c)設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 α により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot Mo$$

$$Mo = \{ Mq + Mp - (W \cdot x) \} / B$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

Mo : 作用曲げモーメント(kN.m/m)

Mq : 鉛直方向地盤反力による曲げモーメント(kN.m)

Mp : 水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント(kN.m)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

x : 照査断面からWの重心位置までの距離(m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = (tc1 + 1.5d) \leq B$

B : 底版全幅 = 15.000(m)

tc : 橋脚の躯体幅 tc1 = 2.000(m), tc2 = 2.000(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 3.000(m) (柱前面)

Mq (kN.m)	Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
0.00	0.00	4134.38	-275.63	11.170	2.390	1.343	-370.13

2) 照査位置 : L = 5.500(m) (柱前面)

Mq (kN.m)	Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
54259.76	-11337.72	4134.38	2585.84	15.000	2.390	1.000	2585.84

設計せん断力

せん断照査に用いる設計せん断力は次のように求める。

$$S = S_o + S_h'$$

$$S_o = \{ S_q - W \} / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN)

Sq : 地盤反力によるせん断力(kN)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

B : 底版全幅 = 15.000(m)

Sh' : 部材の有効高の変化の影響によるせん断力(kN)

ただし、せん断スパン比によるせん断耐力の補正を行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

(1)せん断力と曲げモーメントの符号が同じとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(+\gamma)$$

(2)せん断力と曲げモーメントの符号が異なるとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(-\gamma)$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(kN.m/m)

d : 底版の有効高(m)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

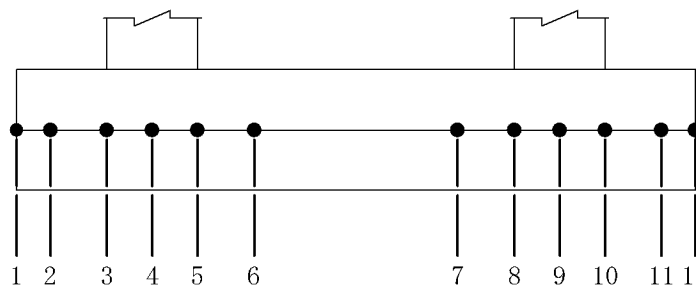
1) 照査位置 : L = 1.750(m) (h/2)

Sq (kN)	W (kN)	So (kN)	M (kN.m/m)	d (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
0.00	1607.81	-107.19	-93.79	2.390	0.00	-107.19

2) 照査位置 : L = 6.750(m) (h/2)

Sq (kN)	W (kN)	So (kN)	M (kN.m/m)	d (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
22887.60	1607.81	1418.65	799.34	2.390	0.00	1418.65

(2)橋軸直角方向



上図のように、重心高位置を軸線としたFRAMEモデルにより断面力を算出する。

1) 格点

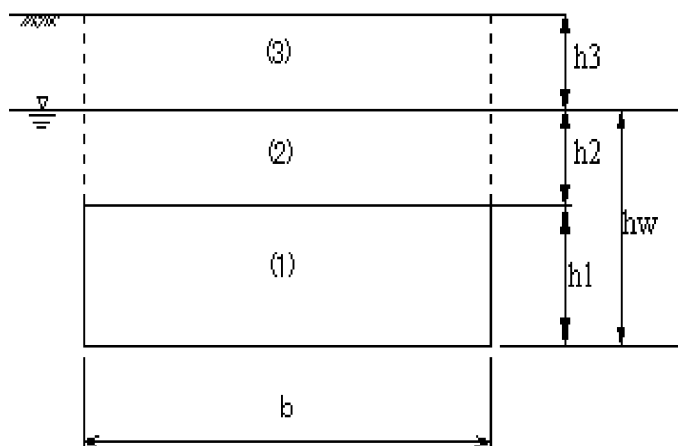
No	x(m)	備考
1	0.000	
2	0.750	h / 2
3	2.000	柱前面
4	3.000	柱中心
5	4.000	柱前面
6	5.250	h / 2
7	9.750	h / 2
8	11.000	柱前面
9	12.000	柱中心
10	13.000	柱前面
11	14.250	h / 2
12	15.000	

重心高

$$hg = 1.250(m)$$

2) 荷重

a) フーチング自重, 上載土重量



1)フーチング

$$W1 = b \cdot h1 \cdot c$$

$$= 520.63(\text{kN/m})$$

2)水位より下の上載土

$$w2 = b \cdot h2 \cdot \text{sat}$$

3)水位より上の上載土

$$w3 = b \cdot h3 \cdot t$$

4)浮力

$$w4 = - b \cdot hw' \cdot w$$

$$w = w1 + w2 + w3 + w4$$

5)柱部控除

$$wp = - Ap \cdot \{ h2 \cdot \text{sat} + h3 \cdot t + (hw - hw') \cdot w \} / t$$

ただし、 $(hw - hw') \geq 0.0$

ここに、 b : 奥行き長 = 8.500(m)

c : フーチング単位重量 =24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 =19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 =18.00(kN/m³)

hw' : $(h1 + h2)$ と hw のうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 =10.00(kN/m³)

Ap : 柱断面積(m²)

t : 柱幅(m) (円形部は片側D/10減じた値)

柱形状: 矩形

* 柱番号は左から右の順とする

	柱1	柱2
柱寸法a(m)	2.000	2.000
柱寸法b(m)	2.500	2.500
Ap (m ²)	5.000	5.000
t (m)	2.000	2.000

$h2$ (m)	$h3$ (m)	hw (m)	$w2$ (kN/m)	$w3$ (kN/m)	$w4$ (kN/m)	w (kN/m)	wp (kN/m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	520.63	0.00 0.00

b)柱下端作用力

フーチング重心高位置の作用力に換算し、柱中心の格点に集中荷重として載荷する。

$$V = Vp$$

$$M = Mp + Hp \cdot (h - hg)$$

ここに、 V : 鉛直方向集中荷重(kN)

M : モーメント集中荷重(kN.m)

Vp : 柱下端に作用する鉛直力(kN)

Mp : 柱下端に作用するモーメント(kN.m)

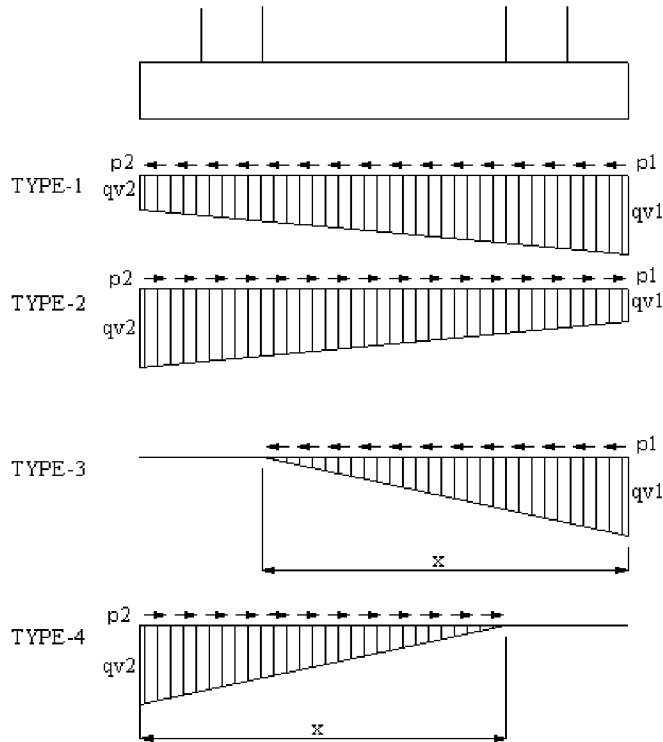
Hp : 柱下端に作用する水平力(kN)

h : フーチング厚 = 2.500(m)

hg : フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

柱	Vp(kN)	Hp(kN)	Mp(kN.m)	M(kN.m)
1	8315.70	5261.21	55551.00	62127.5
2	8315.70	5261.20	55550.38	62126.9

c)地盤反力



鉛直方向地盤反力，水平方向せん断地盤反力および水平方向せん断地盤反力度による軸線位置におけるモーメントを分布荷重として載荷する。

$$qv = q \cdot L$$

$$p = q \cdot hN$$

$$qm = p \cdot hg \cdot L$$

ここに、qv：鉛直方向地盤反力(kN/m)

q：鉛直方向地盤反力度(kN/m²)

qm：水平方向せん断地盤反力によるモーメント荷重(kN.m/m)

p：水平方向せん断地盤反力度(kN/m²)

hN：基礎底面に作用する水平方向せん断地盤反力 = 0.526(kN)

$$hN = HN / V, HN = 12863.06(kN), V = 24440.78(kN)$$

x：地盤反力度分布幅 = 5.275(m)

hg：フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

L：フーチング奥行き長 = 8.500(m)

TYPE	qv1 (kN/m)	qv2 (kN/m)	qm1 (kN.m/m)	qm2 (kN.m/m)
3	9267.16	—	-6096.58	—

3) 断面力

フレーム解析により算出した各照査位置の断面力を示す。

* 柱番号は左から右の順とする

1) 柱前面

	柱1左側 x = 2.000	柱1右側 x = 4.000	柱2左側 x =11.000	柱2右側 x =13.000
M(kN.m)	-1041.22	49646.83	-34350.40	5269.01
S(kN)	-1041.26	-10398.21	-12615.20	-13979.27

2) 柱間最大・最小曲げモーメント

柱1～柱2			
Mmax		Mmin	
M(kN.m)	x(m)	M(kN.m)	x(m)
49646.83	4.000	-34350.40	11.000

3) h / 2点

	柱1左側 x = 0.750	柱1右側 x = 5.250	柱2左側 x = 9.750	柱2右側 x =14.250
S(kN)	-390.47	-11048.99	-13391.26	-6065.77

4) 設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot (M_o / B)$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

M_o : 作用曲げモーメント(kN.m)

b : 有効幅(m)

下側引張 b = B

上側引張 b = t_c + 1.5d B

B : 底版全幅 = 8.500(m)

t_c : 橋脚の躯体幅 = 2.500(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 2.000(m) (柱前面)

M _o (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-1041.22	6.085	2.390	1.397	-171.11

2) 照査位置 : L = 4.000(m) (柱前面)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
49646.83	8.500	2.390	1.000	5840.80

3) 照査位置 : L =11.000(m) (柱前面)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-34350.40	6.085	2.390	1.397	-5645.09

4) 照査位置 : L =13.000(m) (柱前面)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
5269.01	8.500	2.390	1.000	619.88

設計せん断力

$$S = So / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN/m)

So : 作用せん断力(kN)

B : 底版全幅 = 8.500(m)

No	照査位置 (m)	So (kN)	S (kN/m)
1	0.750	-390.47	-45.94
2	5.250	-11048.99	-1299.88
3	9.750	-13391.26	-1575.44
4	14.250	-6065.77	-713.62

6.6 曲げに対する照査

(1) 橋軸方向

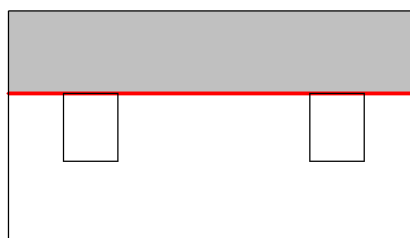
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 3.000(m)$

柱前面からの距離 $L2 = 0.000(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	3.000
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	15.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	0.000
底版下面からの水位高さ	0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-275.625	
上載土砂	kN.m/m	0.000	
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.000	
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.000	
鉛直方向地盤反力	kN.m/m	3617.317	
水平方向せん断地盤反力	kN.m/m	-755.848	
合計	Mo	kN.m/m	2585.844
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数	—	—	1.000
曲げモーメント $M = \cdot Mo$	kN.m/m	—	2585.844
せん断力	S	kN/m	1445.635

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	40.536×10^2
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	3148.62			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	383.169×10^2			

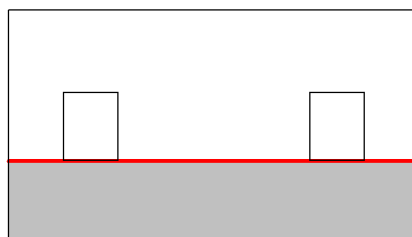
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 5.500(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は浮上り側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパー部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパー部長さ1 水平部長さ テーパー部長さ2	0.000 3.000 0.000 15.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	0.000 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-275.625 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.000 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	kN.m/m kN.m/m	0.000 0.000
合計	Mo	kN.m/m -275.625
有効高	d	mm 2390.0
有効幅の換算係数	—	1.343
曲げモーメント M =	Mo	kN.m/m -370.132
せん断力	S	kN/m -183.750

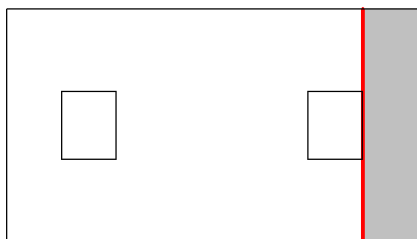
曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	15.484 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-1230.22			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	383.169 × 10 ²			

(2)橋軸直角方向

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 2.000(m) (張出部)

柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)



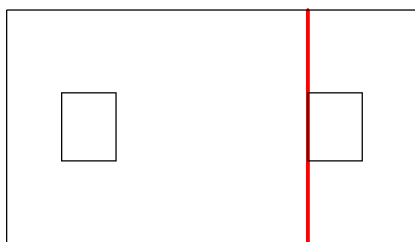
作用曲げモーメント

曲げモーメント	Mo	kN.m/m	619.884
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数		—	1.000
曲げモーメント M =	Mo	kN.m/m	619.884

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	30.968 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2423.39			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	383.169 × 10 ²			

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 4.000(m)$ (柱間1~2)
 柱前面からの距離 $L2 = 0.000(m)$



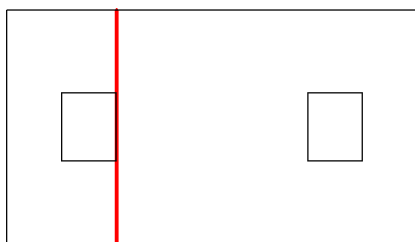
作用曲げモーメント

曲げモーメント	M_o	kN.m/m	-4041.223
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数		—	1.397
曲げモーメント $M = \cdot M_o$		kN.m/m	-5645.094

曲げ耐力

部材幅		$b(mm)$	1000.0		
部材高		$h(mm)$	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1	2390	51.392×10^2
降伏曲げモーメント		$M_y(kN.m/m)$	-3962.48		
判定			$M > M_y$ OUT		
1/2釣合鉄筋量		(mm^2)	383.169×10^2		

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 11.000(m) (柱間1~2)
 柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)



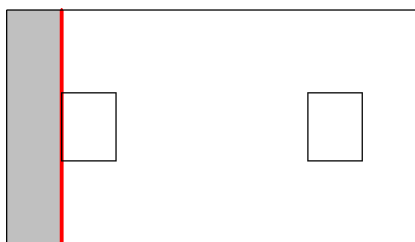
作用曲げモーメント

曲げモーメント	Mo	kN.m/m	5840.803
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数		—	1.000
曲げモーメント M =	Mo	kN.m/m	5840.803

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	40.536 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	3148.62			
判定		M > My	OUT		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	383.169 × 10 ²			

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 13.000(m)$ (張出部)
 柱前面からの距離 $L2 = 0.000(m)$



作用曲げモーメント

曲げモーメント	Mo	kN.m/m	-122.497
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数		—	1.397
曲げモーメント $M = \cdot Mo$		kN.m/m	-171.113

曲げ耐力

部材幅		b(mm)	1000.0		
部材高		h(mm)	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	30.968×10^2
降伏曲げモーメント		My(kN.m/m)	-2423.39		
判定			M	My	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm ²)	383.169×10^2		

6.7 せん断に対する照査

(1) 橋軸方向

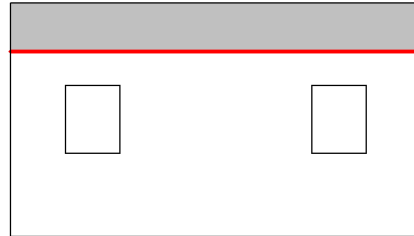
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.750(m)$

柱前面からの距離 $L2 = 1.250(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.750
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 15.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	0.000 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重 上載土砂	-107.188 0.000	-93.789 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	0.000 0.000	0.000 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	1525.840 —————	1600.944 -707.815
$-M/d \cdot \tan()$	0.000	—————
合計	1418.652	799.340

せん断耐力

部材幅	b	(mm)	1000.0
部材高	h	(mm)	2500.0
有効高	d	(mm)	2390.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	— 1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	— 0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%) 0.170
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	— 0.839
	せん断スパン	a	(mm) 2311.6
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	— 4.158
	平均せん断応力度	c	(N/mm ²) 0.350
	負担するせん断力	Sc	(kN) 2310.056
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm ²) 7.944×10^2
	間隔	s	(mm) 250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	— 0.387
	降伏点	sy	(N/mm ²) 345.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN) 881.431
せん断耐力合計	$Ps = Sc + Ss$		(kN) 3191.487
判定 (S Ps)			S Ps OK

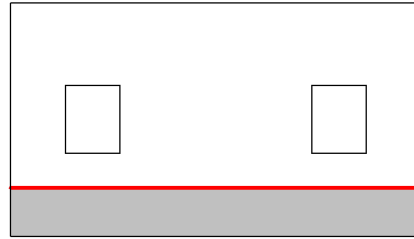
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.750(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱背面は浮上り側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	1.750
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	15.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	0.000
底版下面からの水位高さ	0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-107.188	-93.789
上載土砂	0.000	0.000
底版に作用する浮力	0.000	0.000
上載土砂に作用する浮力	0.000	0.000
鉛直方向地盤反力	0.000	0.000
水平方向せん断地盤反力	0.000	0.000
-M/d · tan()	0.000	0.000
合計	-107.188	-93.789

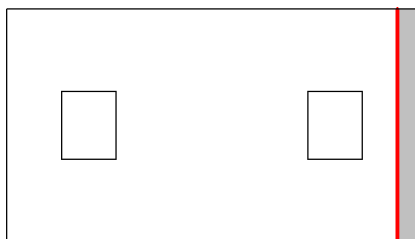
せん断耐力

部材幅	b	(mm)	1000.0
部材高	h	(mm)	2500.0
有効高	d	(mm)	2390.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	— 1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	— 0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%) 0.065
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	— 0.630
	せん断スパン	a	(mm) 2750.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	— 3.548
	平均せん断応力度	c	(N/mm ²) 0.350
	負担するせん断力	Sc	(kN) 1478.976
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm ²) 7.944 × 10 ²
	間隔	s	(mm) 250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	— 0.460
	降伏点	sy	(N/mm ²) 345.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN) 1048.608
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		(kN) 2527.584
判定 (S Ps)			S Ps OK

(2) 橋軸直角方向

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 0.750(m)$ (張出部)

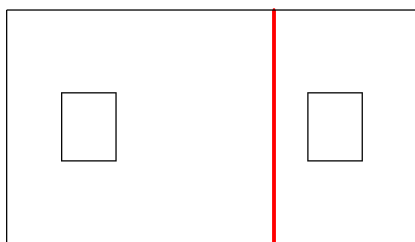
柱前面からの距離 $L2 = 1.250(m)$



せん断耐力

部材幅		b	(mm)	1000.0
部材高		h	(mm)	2500.0
有効高		d	(mm)	2390.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%)	0.130
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.759
	せん断スパン	a	(mm)	1773.3
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	5.239
	平均せん断応力度	c	(N/mm ²)	0.350
	負担するせん断力	Sc	(kN)	2633.047
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm ²)	7.944×10^2
	間隔	s	(mm)	250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.297
	降伏点	sy	(N/mm ²)	345.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN)	576.942
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			(kN)	3209.989
作用せん断力 S			(kN)	-713.621
判定 (S Ps)				S Ps OK

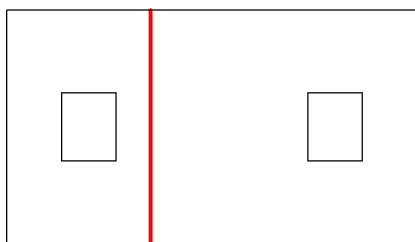
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 5.250(m) (柱間1~2)
 柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)



せん断耐力

部材幅	b	(mm)	1000.0	
部材高	h	(mm)	2500.0	
有効高	d	(mm)	2390.0	
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%)	0.215
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.915
	せん断スパン	a	(mm)	—
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	1.000
	平均せん断応力度	c	(N/mm ²)	0.350
	負担するせん断力	Sc	(kN)	605.832
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm ²)	7.944 × 10 ²
	間隔	s	(mm)	250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	1.000
	降伏点	sy	(N/mm ²)	345.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN)	2278.339
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		(kN)	2884.171
作用せん断力	S		(kN)	-1575.443
判定 (S Ps)			S Ps	OK

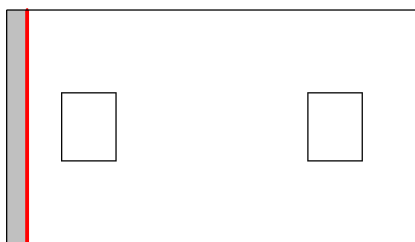
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 9.750(m) (柱間1~2)
 柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)



せん断耐力

部材幅	b	(mm)	1000.0
部材高	h	(mm)	2500.0
有効高	d	(mm)	2390.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	— 1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	— 0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%) 0.170
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	— 0.839
	せん断スパン	a	(mm) —
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	— 1.000
	平均せん断応力度	c	(N/mm ²) 0.350
	負担するせん断力	Sc	(kN) 555.635
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm ²) 7.944 × 10 ²
	間隔	s	(mm) 250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	— 1.000
	降伏点	sy	(N/mm ²) 345.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN) 2278.339
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		(kN) 2833.974
作用せん断力	S		(kN) -1299.881
判定 (S Ps)			S Ps OK

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 14.250(m) (張出部)
 柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)



せん断耐力

部材幅	b	(mm)	1000.0
部材高	h	(mm)	2500.0
有効高	d	(mm)	2390.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	— 1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	— 0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%) 0.130
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	— 0.759
	せん断スパン	a	(mm) 2000.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	— 4.783
	平均せん断応力度	c	(N/mm ²) 0.350
	負担するせん断力	Sc	(kN) 2404.209
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm ²) 7.944 × 10 ²
	間隔	s	(mm) 250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	— 0.335
	降伏点	sy	(N/mm ²) 345.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN) 733.884
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		(kN) 3138.093
作用せん断力	S		(kN) -45.938
判定 (S Ps)			S Ps OK

7章 基礎バネ計算

7.1 地盤反力係数 K_v , k_s 算出

(1) 鉛直方向地盤反力係数 k_v (kN/m^3)

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 50456 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 k_{v0} : 鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m^3)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 766726.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ED : 地盤の動的変形係数 = $230018 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = 11.292 \text{ (m)}$$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m^2)

$$A_v = B_x \cdot B_y = 127.500 \text{ (m}^2\text{)}$$

B_x : フーチングX方向長さ = 15.000 (m)

B_y : フーチングY方向長さ = 8.500 (m)

(2) 水平方向せん断地盤反力係数 k_s (kN/m^3)

$$k_s = \quad \cdot k_v$$

$$= 16802 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比 = 0.333

7.2 固有周期算定用地盤バネ定数

$$A_{ss} = k_s \cdot A_v$$

$$A_{sr} = A_{rs} = 0.0$$

$$A_{rr} = k_v \cdot IB$$

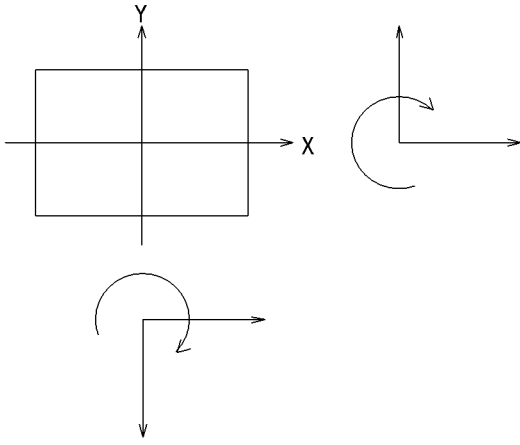
ここに、 IB : 断面二次モーメント (m^4)

$$IB = \frac{1}{12} \cdot B_x \cdot B_y^3 \quad (\text{橋軸方向} \quad)$$

$$IB = \frac{1}{12} \cdot B_y \cdot B_x^3 \quad (\text{橋軸直角方向} \quad)$$

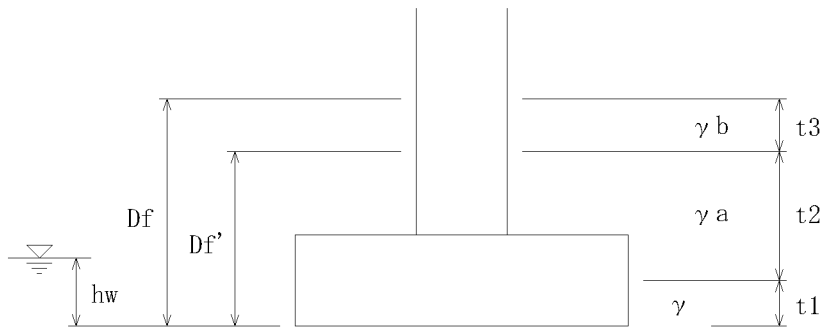
	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
IB	m^4	767.656	2390.625
A_{ss}	kN/m	2.142255E+006	2.142255E+006
A_{sr}	kN/rad	0.000000E+000	0.000000E+000
A_{rs}	$\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	0.000000E+000	0.000000E+000
A_{rr}	$\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$	3.873286E+007	1.206214E+008

Y方向：橋軸方向
X方向：橋軸直角方向



8章 予備計算

8.1 地盤の単位重量



1) 根入深さ

Df (m)	5.00
Df' (m)	2.00
t3 (m)	3.00
t2 (m)	1.00
t1 (m)	1.00

2) 単位重量

	湿潤	飽和
b (kN/m ³)	16.00	17.00
a (kN/m ³)	18.00	19.00
(kN/m ³)	19.00	20.00
w (kN/m ³)	10.00	

：支持地盤の単位重量

a：支持地盤と同程度良質な地盤の単位重量

b：有効根入れ深さ上層の地盤の単位重量

w：水の単位重量

3) 地盤の単位重量

支持地盤の単位重量 1

a. 水位が基礎底面より下方にある場合

$$1 =$$

b. それ以外の場合

$$1 = \quad - \quad w$$

根入れ地盤の単位重量 2

a. 水位が基礎底面より下方にある場合

$$2 = (\quad \cdot t1 + a \cdot t2 + b \cdot t3) / Df$$

b. 水位がt1以下の場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot hw + \quad \cdot (t1 - hw) + a \cdot t2 + b \cdot t3 \} / Df$$

c. 水位がt1より高く、Df'以下の場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot t1 + (a - w) \cdot (hw - t1) + a \cdot (Df' - hw) + b \cdot t3 \} / Df$$

d. 水位がDf'より高く、Df以下の場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot t1 + (a - w) \cdot t2 + (b - w) \cdot (hw - Df') + b \cdot (Df - hw) \} / Df$$

e. 水位がDfより高い場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot t1 + (a - w) \cdot t2 + (b - w) \cdot t3 \} / Df$$

case	荷重名称	水位(m)	1 (kN/m ³)	2 (kN/m ³)
1	常時	0.000	(b) 10.000	(a) 17.000
2	地震時	0.000	(b) 10.000	(a) 17.000
3	地震時	0.000	(b) 10.000	(a) 17.000

8.2 作用力自動計算

(1) 設計条件

1) 設計水平震度

	底版	上載土
橋軸方向	0.25	0.00
橋軸直角方向	0.25	0.00

慣性力を考慮する上載土の高さ：底版天端から 0.00 (m)

2) 使用材料の単位重量

(単位：kN/m³)

底版	c	24.5
上載土(湿潤)	t	18.0
上載土(飽和)	sat	19.0
水	w	10.00

3) 柱形状寸法

柱本数 2

柱形状 矩形

柱断面寸法

柱番号	1	2
a (m)	2.000	2.000
b (m)	2.500	2.500

a：橋軸直角方向，b：橋軸方向

4) 底版形状寸法および上載土厚

(単位：m)

	橋軸直角方向	橋軸方向
上面寸法	B1 = 0.000 B2 = 15.000 B3 = 0.000	L1 = 0.000 L2 = 8.500 L3 = 0.000
下面寸法	Lx = 15.000	Ly = 8.500
天端偏心量	ex = 0.000	ey = 0.000
高さ寸法	H1 = 0.500 (上載土厚) H2 = 0.000 H3 = 2.500	

5) 柱位置

(単位：m)

	Y	X1	X2
底版上面図心位置からの離れ	0.000	-4.500	4.500
底版下面図心位置からの離れ	0.000	-4.500	4.500

図心を原点とした座標値

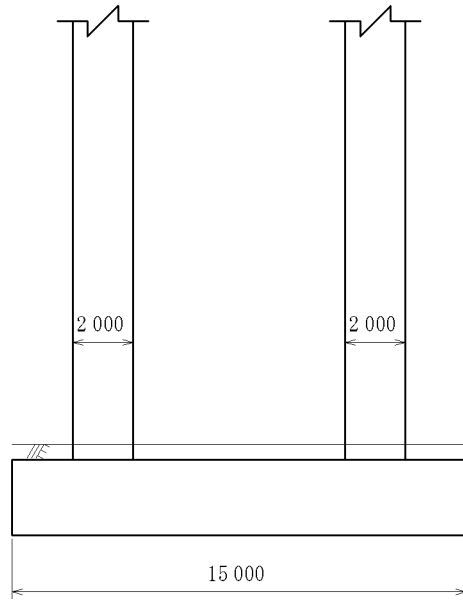
6)水位

水位は底版下面からの高さを示す。

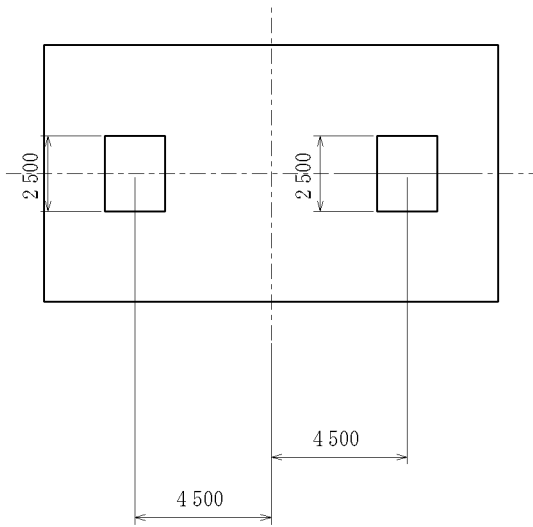
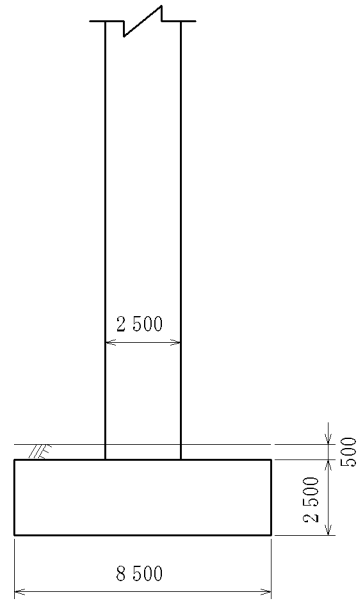
case	荷重名称	水位 (m)
1	常時	0.000
2	地震時	0.000
3	地震時	0.000

(2)形状寸法図

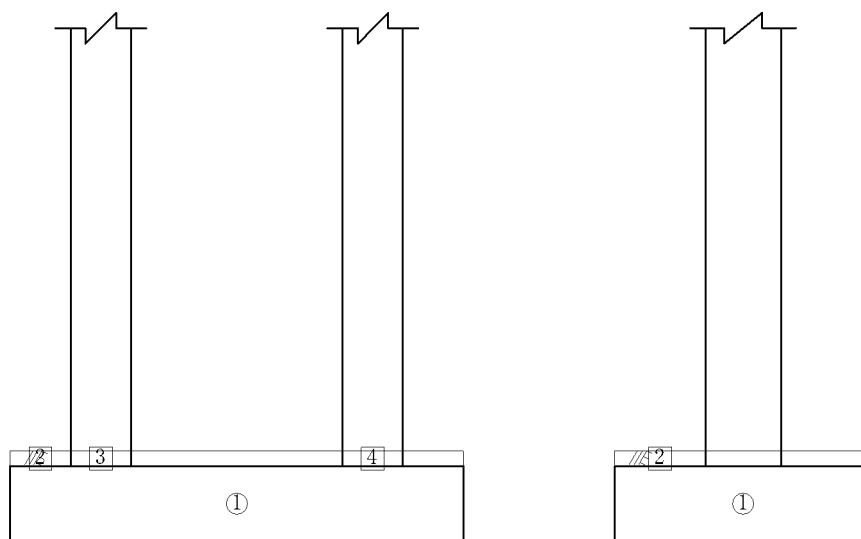
橋軸直角方向



橋軸方向



(3)自重および上載土重量

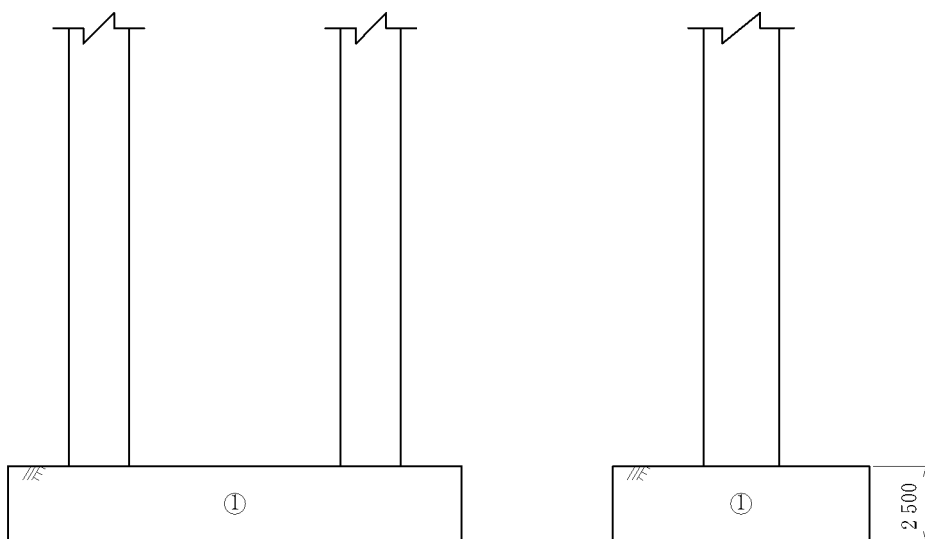


計算式

$$\begin{aligned}
 1) & 15.000 \cdot 8.500 \cdot 2.500 \cdot 24.5 & = & 7809.4 \text{ (kN)} \\
 2) & 15.000 \cdot 8.500 \cdot 0.500 \cdot 18.0 & = & 1147.5 \text{ (kN)} \\
 3) & - 2.000 \cdot 2.500 \cdot 0.500 \cdot 18.0 & = & -45.0 \text{ (kN)} \\
 4) & - 2.000 \cdot 2.500 \cdot 0.500 \cdot 18.0 & = & -45.0 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

	V (kN)	x (m)	V · x (kN.m)	y (m)	V · y (kN.m)
1	7809.4	0.000	0.0	0.000	0.0
2	1147.5	0.000	0.0	0.000	0.0
3	-45.0	-4.500	202.5	0.000	0.0
4	-45.0	4.500	-202.5	0.000	0.0
計	8866.9		0.0		0.0

(4)慣性力



	V (kN)	z (m)	橋軸方向			橋軸直角方向		
			kh	H (kN)	H · z (kN.m)	kh	H (kN)	H · z (kN.m)
1	7809.4	1.250	0.25	1952.3	2440.4	0.25	1952.3	2440.4
計				1952.3	2440.4		1952.3	2440.4

(5)柱下端作用力

橋軸方向

z = 2.500 (m)

case	柱	V (kN)	H (kN)	y (m)	M (kN.m)	V · y (kN.m)	H · z (kN.m)
1	1	11320.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	2	11320.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	計	22640.0	0.0			M =	0.0
2	1	7820.0	1830.0	0.000	17850.0	0.0	4575.0
	2	7820.0	1830.0	0.000	17850.0	0.0	4575.0
	計	15640.0	3660.0			M =	44850.0
3	1	5540.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	2	10100.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	計	15640.0	0.0			M =	0.0

橋軸直角方向

z = 2.500 (m)

case	柱	V (kN)	H (kN)	x (m)	M (kN.m)	V · x (kN.m)	H · z (kN.m)
1	1	11320.0	190.0	-4.500	1340.0	-50940.0	475.0
	2	11320.0	-190.0	4.500	-1340.0	50940.0	-475.0
	計	22640.0	0.0			M =	0.0
2	1	7820.0	130.0	-4.500	930.0	-35190.0	325.0
	2	7820.0	-130.0	4.500	-930.0	35190.0	-325.0
	計	15640.0	0.0			M =	0.0
3	1	5540.0	2050.0	-4.500	10280.0	-24930.0	5125.0
	2	10100.0	1610.0	4.500	7440.0	45450.0	4025.0
	計	15640.0	3660.0			M =	47390.0

(6) 底版下面中心における作用力

case	項 目	Vo (kN)	Hyo (kN)	Mxo (kN.m)	Hxo (kN)	Myo (kN.m)
1	自重及び上載土	8866.9	————	0.0	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0	————	0.0
	慣性力	————	0.0	0.0	0.0	0.0
	柱下端作用力	22640.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	合 計	31506.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	自重及び上載土	8866.9	————	0.0	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0	————	0.0
	慣性力	————	1952.3	2440.4	0.0	0.0
	柱下端作用力	15640.0	3660.0	44850.0	0.0	0.0
	合 計	24506.9	5612.3	47290.4	0.0	0.0
3	自重及び上載土	8866.9	————	0.0	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0	————	0.0
	慣性力	————	0.0	0.0	1952.3	2440.4
	柱下端作用力	15640.0	0.0	0.0	3660.0	47390.0
	合 計	24506.9	0.0	0.0	5612.3	49830.4

(7)作用力一覧

case	荷重名略称	Vo (kN)	Hyo (kN)	Mxo (kN.m)	Hxo (kN)	Myo (kN.m)
1	常時	31506.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	地震時	24506.9	5612.3	47290.4	0.0	0.0
3	地震時	24506.9	0.0	0.0	5612.3	49830.4