

# PC 橋脚の設計計算 サンプルデータ

出力例

Sample01

「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイド  
ライン」の II-3 頁記載の設計モデル

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 形状寸法	1
1.2 上部工反力	2
1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置	2
1.2.2 許容応力度法	2
1.2.3 保有耐力法	2
1.3 設計水平震度	2
1.3.1 許容応力度法	3
1.3.2 保有耐力法	3
1.4 単位重量他	3
1.5 はり	4
1.5.1 使用材料	4
1.5.2 鉄筋	4
1.5.3 右側はり	6
1.5.4 左側はり	6
1.6 柱	7
1.6.1 使用材料	7
1.6.2 鉄筋	7
1.6.3 PC鋼材	8
1.7 基礎の安定	10
1.8 フーチング	10
1.8.1 設計条件	10
1.8.2 鉄筋	10
1.9 許容応力度法荷重ケース	12
1.9.1 橋軸方向	12
1.9.2 橋軸直角方向	13
2章 はりの設計(右側)	14
2.1 はり自重	14
2.2 鉛直方向断面の設計(許容応力度法)	14
2.2.1 曲げモーメントに対する検討	14
2.2.2 せん断力に対する検討	16
3章 はりの設計(左側)	17
3.1 はり自重	17
3.2 鉛直方向断面の設計(許容応力度法)	17
3.2.1 曲げモーメントに対する検討	17
3.2.2 せん断力に対する検討	19
4章 柱の設計(許容応力度法)	20
4.1 有効プレストレス	20
4.1.1 橋軸方向	20
4.1.2 橋軸直角方向	21
4.2 柱基部の断面力	22
4.2.1 躯体自重	22
4.2.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)	23
4.2.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)	23
4.2.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)	23
4.3 柱基部断面の検討	24
4.3.1 橋軸方向	24
4.3.2 橋軸直角方向	27
5章 柱の設計(地震時保有水平耐力法)	30

5.1 躯体自重	30
5.2 有効プレストレス	31
5.2.1 橋軸方向	32
5.2.2 橋軸直角方向	33
5.3 橋軸 荷重正方向( : 前面側引張)	34
5.3.1 結果一覧	34
5.3.2 水平耐力および水平変位	35
5.3.3 せん断耐力	44
5.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率	45
5.3.5 作用荷重	45
5.3.6 水平耐力の照査	46
5.3.7 残留変位の照査(B種橋)	47
5.3.8 構造細目	48
5.3.9 固有周期算定用剛性	49
5.3.10 主要断面のMc、Myo、Mu	50
5.4 橋軸直角 荷重正方向( : 左面側引張)	51
5.4.1 結果一覧	51
5.4.2 水平耐力および水平変位	52
5.4.3 せん断耐力	61
5.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率	62
5.4.5 作用荷重	62
5.4.6 水平耐力の照査	63
5.4.7 残留変位の照査(B種橋)	64
5.4.8 構造細目	65
5.4.9 固有周期算定用剛性	66
5.4.10 主要断面のMc、Myo、Mu	67
6章 安定計算	68
6.1 フーチングの剛体照査	68
6.2 フーチング重量	69
6.3 上載土砂重量	69
6.4 各荷重ケース毎の作用力の集計および、安定計算(橋軸方向)	70
6.4.1 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)	70
6.5 各荷重ケース毎の作用力の集計および、安定計算(橋軸直角方向)	71
6.5.1 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)	71
7章 フーチングの設計(許容応力度法)	72
7.1 張出し長および自重	72
7.1.1 橋軸方向	72
7.1.2 橋軸直角方向	73
7.2 上載土砂重量(張出し部)	74
7.2.1 橋軸方向	74
7.2.2 橋軸直角方向	75
7.3 曲げモーメントに対する検討	76
7.3.1 設計断面力の算定	76
7.3.2 断面計算	77
7.4 せん断力に対する検討	80
7.4.1 橋軸方向	80
7.4.2 橋軸直角方向	82
8章 フーチングの設計(地震時保有水平耐力法)	84
8.1 上載土砂重量	84
8.2 上載土砂重量(張出し部)	84

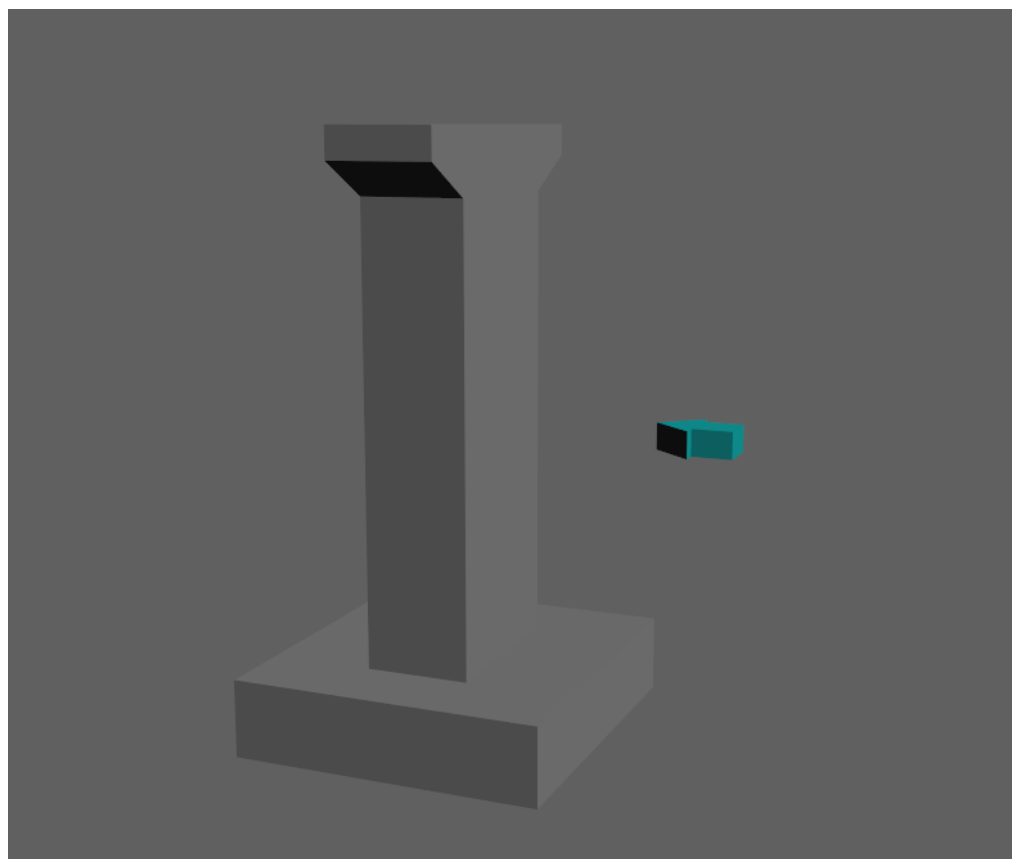
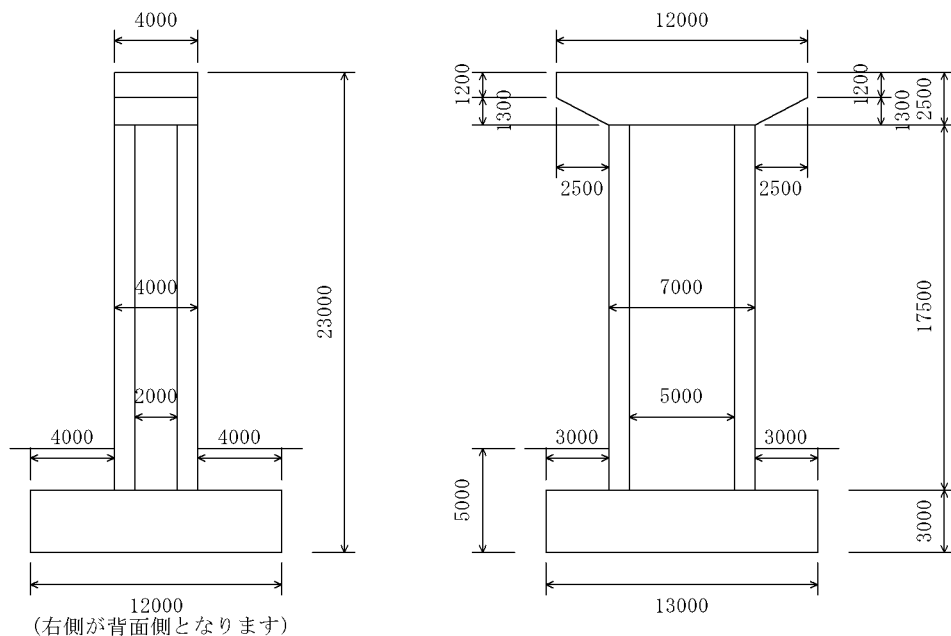
8.2.1 橋軸方向	84
8.2.2 橋軸直角方向	85
8.3 橋軸方向 向き押込み側(水位無視)	87
8.3.1 フーチング底面の作用荷重	87
8.3.2 設計断面力	88
8.3.3 設計断面力集計	90
8.3.4 曲げモ - メントに対する照査	90
8.3.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)	91
8.4 橋軸方向 向き浮上り側(水位無視)	92
8.4.1 フーチング底面の作用荷重	92
8.4.2 設計断面力	93
8.4.3 設計断面力集計	95
8.4.4 曲げモ - メントに対する照査	95
8.4.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)	96
8.5 橋軸直角方向 向き押込み側(水位無視)	97
8.5.1 フーチング底面の作用荷重	97
8.5.2 設計断面力	98
8.5.3 設計断面力集計	100
8.5.4 曲げモ - メントに対する照査	100
8.5.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)	101
8.6 橋軸直角方向 向き浮上り側(水位無視)	102
8.6.1 フーチング底面の作用荷重	102
8.6.2 設計断面力	103
8.6.3 設計断面力集計	105
8.6.4 曲げモ - メントに対する照査	105
8.6.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)	106

# 1章 設計条件

データファイル名: [Sample01]

## 1.1 形状寸法

- 形式 中空矩形柱橋脚
- はり形状タイプ はり式(矩形)
- 基礎形式 直接基礎
- 重要度の区分 B種の橋



項目	記号	寸法 (m)
はり高さ	H	2.500
橋軸方向はり幅	B <sub>L</sub>	4.000
橋軸直角方向はり幅	B <sub>T</sub>	12.000
はり上面中心～柱上面中心までの水平距離	X	0.000
先端橋軸直角絞り高さ (左側)	H <sub>ITL</sub>	1.300
〃 (右側)	H <sub>ITR</sub>	1.300
先端橋軸直角絞り長 (左側)	B <sub>ITL</sub>	2.500
〃 (右側)	B <sub>ITR</sub>	2.500
柱高さ(柱基部 - はり下面)	H	17.500
橋軸方向 柱幅	B <sub>L</sub>	4.000
橋軸直角方向 柱幅	B <sub>T</sub>	7.000
中空部 中空区間高さ	H <sub>VL</sub>	17.500
中空区間開始高さ	B <sub>V</sub>	0.000
橋軸方向壁厚	t <sub>VL</sub>	1.000
直角方向壁厚	t <sub>VT</sub>	1.000
フーチング高	H	3.000
フーチング幅 橋軸方向	B <sub>L</sub>	12.000
橋軸直角方向	B <sub>T</sub>	13.000
フーチング左端から柱中央までの距離	X <sub>c</sub>	6.500
フーチング前面側から柱中央までの距離	Z <sub>c</sub>	6.000
地表面(フーチング下面から)	h <sub>g</sub>	5.000

## 1.2 上部工反力

### 1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R<sub>0</sub> 40000.00 (kN)

	橋軸	橋軸直角
上部工慣性力の作用位置 h <sub>i</sub> (m)	0.000	4.000

### 1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R <sub>L</sub> (kN)	5000.00	5000.00
地震時水平反力 R <sub>H</sub> (kN)	8000.00	8000.00

### 1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力 H (kN)	0.00	0.00
死荷重偏心モーメント Me (kN.m)	0.00	0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

## 1.3 設計水平震度

地域区分 A地域

地盤種別 I種地盤

### 1.3.1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0.20
橋軸直角方向	0.20

kh: 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

### 1.3.2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度、分担重量			タイプIIの設計震度、分担重量		
	Cz・khco	khcmin	Wu (kN)	Cz・khco	khcmin	Wu (kN)
正方向	0.7000	0.00	40000.00	1.0815	0.00	40000.00

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度、分担重量			タイプIIの設計震度、分担重量		
	Cz・khco	khcmin	Wu (kN)	Cz・khco	khcmin	Wu (kN)
正方向	0.7000	0.00	40000.00	1.4884	0.00	40000.00

Cz・khco: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値

khcmin: 同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu: 橋脚が支持している上部工重量

### 1.4 単位重量他

鉄筋のヤング係数  $E_s$   $2.10 \times 10^5 (N/mm^2)$

PC鋼材のヤング係数  $E_p$   $2.10 \times 10^5 (N/mm^2)$

断面設計のヤング係数比(はり, フーチング) 15

断面設計のヤング係数比(柱) 15

鉄筋コンクリートの単位重量  $c$   $25.00 (kN/m^3)$

水の単位重量  $w$   $9.80 (kN/m^3)$

土砂(埋戻し土)の単位重量  $t$   $18.00 (kN/m^3)$

土砂浮力算出時の水の単位重量  $w$   $9.00 (kN/m^3)$

## 1.5 はり

### 1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度  $c_k$  24.0(N/mm<sup>2</sup>)  
 コンクリートのヤング係数  $E_c$   $2.50 \times 10^4$ (N/mm<sup>2</sup>)  
 主鉄筋材質 SD345

### 1.5.2 鉄筋

#### (1) 主鉄筋

はりの引張鉄筋比 $\rho_t$ を求めるとき側面鉄筋(主鉄筋に直交する鉄筋)を考慮しない。

上面

かぶり (mm)	径	左側縁端 (mm)	配筋	右側縁端 (mm)
150	D32	150	100+28@125+100	150

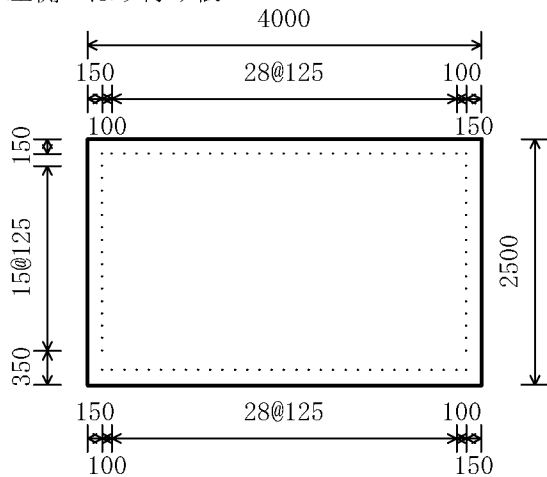
下面

かぶり (mm)	径	左側縁端 (mm)	配筋	右側縁端 (mm)
150	D32	150	100+28@125+100	150

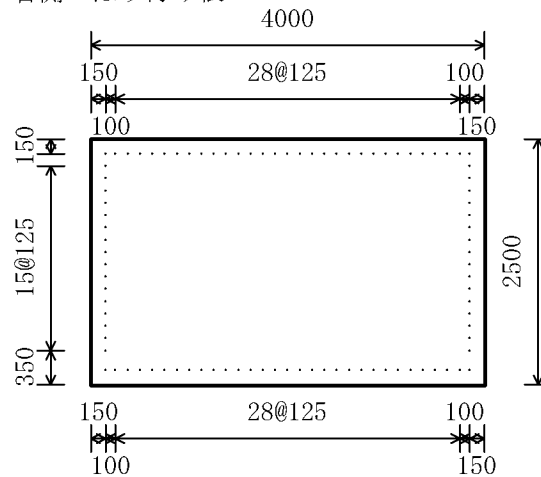
側面

かぶり (mm)	径	上側縁端 (mm)	配筋	下側縁端 (mm)
150	D32	275	15@125	350

左側：はり付け根



右側：はり付け根



#### (2) スターラップ

スターラップ

鉄筋径 D13  
 内周組数 0.0

水平方向照査時にスターラップ以外に有効とするせん断補強筋

鉄筋径 D13  
 本数 0

スターラップの入力方法：詳細指定



縁端	配筋	縁端
150	78@150	150

### 1.5.3 右側はり

#### (1) 鉛直方向検討条件

鉛直方向の荷重に対しては、以下の荷重ケースについて検討する。

##### 1) 荷重ケース1: 死荷重時

荷重タイプ 死荷重時

許容応力度割増し係数 1.00

##### 2) 荷重ケース2: 死活荷重時

荷重タイプ 常時(活荷重を考慮する)

許容応力度割増し係数 1.00

### 1.5.4 左側はり

#### (1) 鉛直方向検討条件

鉛直方向の荷重に対しては、以下の荷重ケースについて検討する。

##### 1) 荷重ケース1: 死荷重時

荷重タイプ 死荷重時

許容応力度割増し係数 1.00

##### 2) 荷重ケース2: 死活荷重時

荷重タイプ 常時(活荷重を考慮する)

許容応力度割増し係数 1.00

## 1.6 柱

### 1.6.1 使用材料

プレストレストコンクリート

設計基準強度  $ck$  35.0(N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数  $E_c$   $2.95 \times 10^4$ (N/mm<sup>2</sup>)

主鉄筋材質 SD345

帯鉄筋材質 SD345

PC鋼材材質 12S15.2B(SWPR7B)

### 1.6.2 鉄筋

#### (1) 基部主鉄筋

背面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
150	D51	150	350+20@300+350	150
850	D51	850	250+16@300+250	850

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
150	D51	150	350+20@300+350	150
850	D51	850	250+16@300+250	850

右側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
150	D51	150	200+11@300+200	150
850	D51	850	100+7@300+100	850

左側

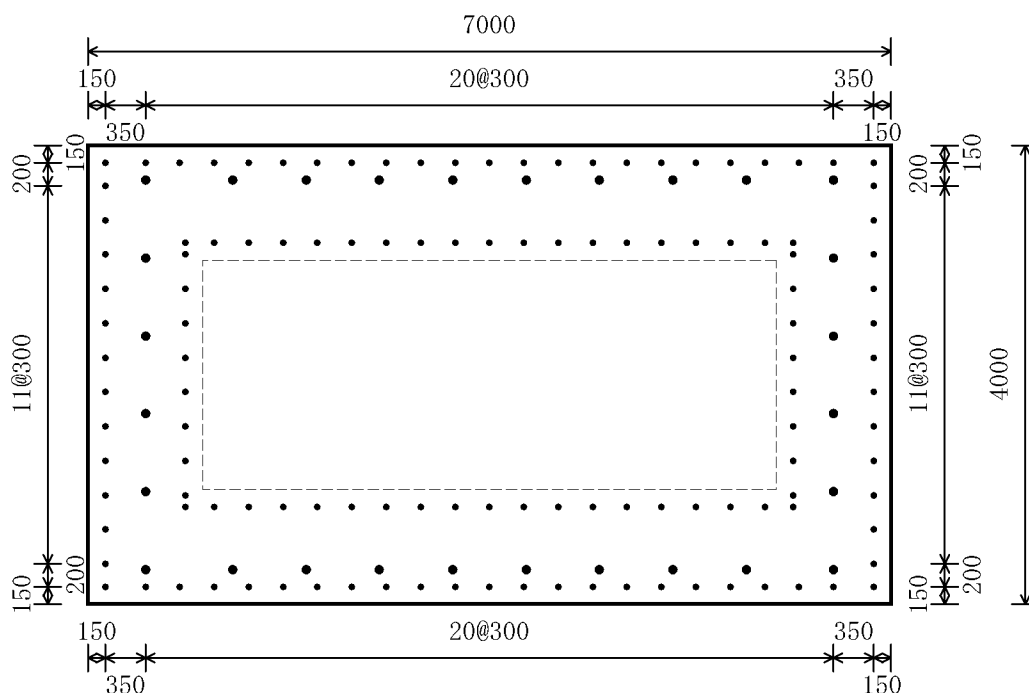
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
150	D51	150	200+11@300+200	150
850	D51	850	100+7@300+100	850

鉄筋量合計 251348.0mm<sup>2</sup>は、

- ・「mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(11000.0mm<sup>2</sup>)」以上を満足する。

PC鋼材量(46603.2mm<sup>2</sup>)を含む鉄筋量合計 297951.2mm<sup>2</sup>は、

- ・「断面積(1800000.0mm<sup>2</sup>)の6%となる鉄筋量(108000.0mm<sup>2</sup>)」以下を満足する。



(2) 横拘束筋、斜引張鉄筋

区間	始端高さ h(m)	高さ間隔 s(mm)	横拘束筋の 断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	横拘束筋の有効長d(mm)		斜引張鉄筋の総断面積Aw(mm <sup>2</sup> )	
				橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	1000.0	1000.0	3040.20	3040.20

せん断耐力算定条件

		基部
橋軸方向柱幅	(mm)	2000.0
直角方向柱幅	(mm)	2000.0
橋軸方向有効高	(mm)	3533.3
直角方向有効高	(mm)	6558.3

1.6.3 PC鋼材

柱基部からフーチングに埋め込むPC鋼材の長さ 0.000(m)

背面側

かぶり (mm)	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
300	500	760+7@640+760	500

前面側

かぶり (mm)	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
300	500	760+7@640+760	500

右側

かぶり (mm)	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
500	980	3@680	980

左側

かぶり (mm)	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
500	980	3@680	980

[定着位置の設定]

定着位置	柱基部から定着位置 までの高さ(m)	PC鋼材導入応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張方向
1	17.500	900.000	上引

[PC鋼材の定着位置設定]

背面側

[ 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1 ]

前面側

[ 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1 ]

左側

[ 1, 1, 1, 1 ]

右側

[ 1, 1, 1, 1 ]

[計算設定]

PC鋼材有効引張応力度  $p_e$ (N/mm<sup>2</sup>): 入力値使用[ 800.000]

## 1.7 基礎の安定

剛体照査に用いる地盤反力係数 $k_v$ は  $E_o$ から求める。

$$E_o = 196000 \text{ kN/m}^2$$

基礎底面摩擦係数  $\tan \phi_b = 0.600$

支持力検討条件

地盤の粘着力  $c = 1500.000 \text{ (kN/m}^2)$

地盤の内部摩擦角  $= 40.00 \text{ (}^\circ)$

基礎の有効根入れ深さ  $D_f = 0.000 \text{ (m)}$

良質な地盤への根入れ深さ  $D_f' = 0.000 \text{ (m)}$

水位が0.0(m)または浮力無視のケースでは、支持地盤の単位重量に浮力を考慮する。

## 1.8 フーチング

### 1.8.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度  $ck = 27.0 \text{ N/mm}^2$

鉄筋材質 SD345(主鉄筋、スターラップ)

断面計算を行うとき、主鉄筋を「単鉄筋」で考慮する。

曲げモーメントに対する設計は「道示IV8.7.3」による。

せん断力に対する設計は「道示IV8.7.4」による。

スターラップの間隔,本数は、縁端部から配置されているとして求める。

フーチングせん断スパンに上限値Lを考慮しない。

### 1.8.2 鉄筋

#### (1) 橋軸方向

上面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	配置
1	150	D32	103	81802.6	150+100+100@125+100+150

鉄筋量合計 81802.6mm<sup>2</sup>は、「mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(6500.0mm<sup>2</sup>)」を満足する。

下面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	配置
1	150	D35	103	98529.8	150+100+100@125+100+150
2	250	D35	103	98529.8	150+100+100@125+100+150

鉄筋量合計 197059.6mm<sup>2</sup>は、「mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(6500.0mm<sup>2</sup>)」を満足する。

スターラップ

配置方法: 整形配置

鉄筋径 D16 本数 7.923 本/m  $A_w = 1573.52 \text{ mm}^2/\text{m}$

#### (2) 橋軸直角方向

上面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	配置
1	150	D32	95	75449.0	150+100+92@125+100+150

鉄筋量合計 75449.0mm<sup>2</sup>は、「mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(6000.0mm<sup>2</sup>)」を満足する。

下面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	配置
1	150	D35	95	90877.0	150+100+92@125+100+150
2	250	D35	95	90877.0	150+100+92@125+100+150

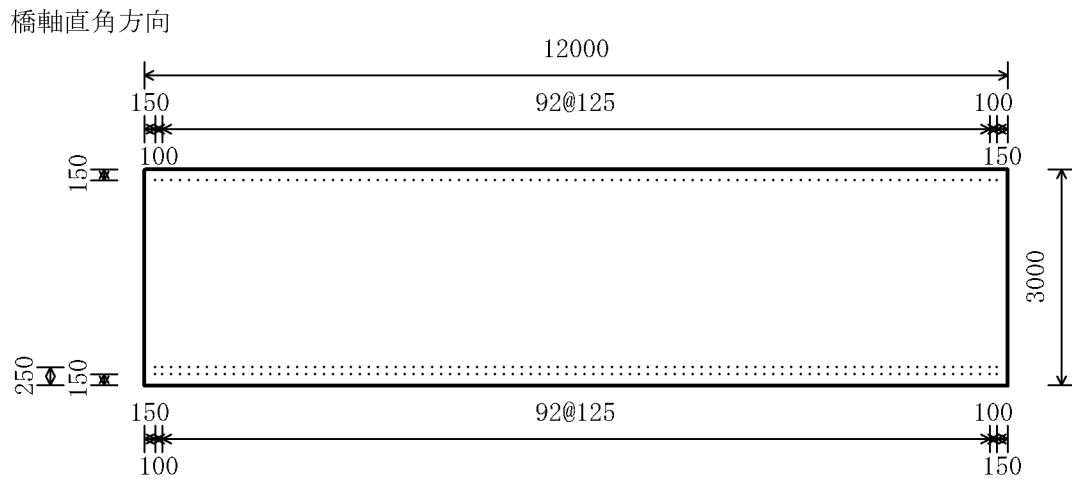
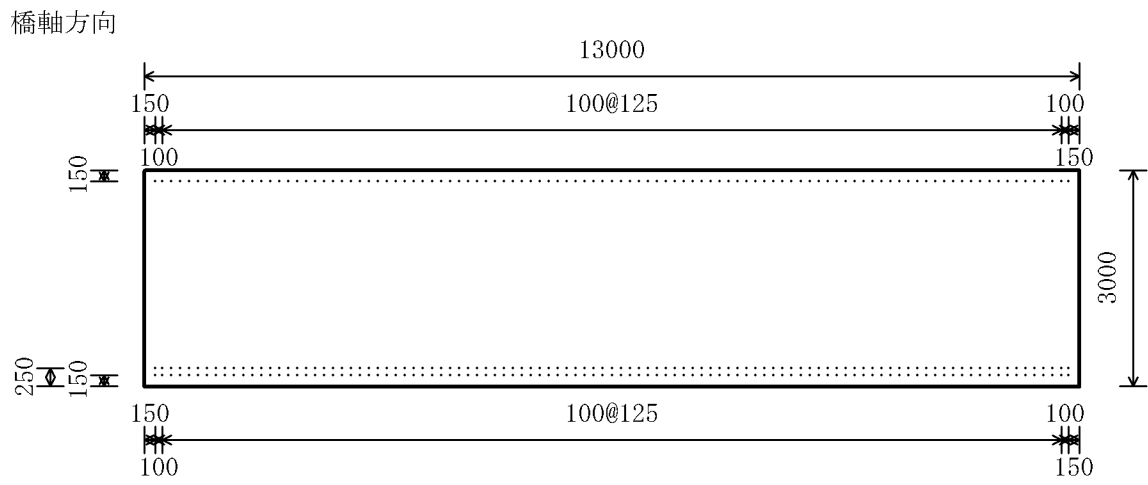
鉄筋量合計 181754.0mm<sup>2</sup>は、「mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(6000.0mm<sup>2</sup>)」を満足する。

スターラップ

配置方法：整形配置

鉄筋径 D16 本数 7.917 本/m  $A_w = 1572.25 \text{ mm}^2/\text{m}$

(3) 配筋図



## 1.9 許容応力度法荷重ケース

柱、フーチングの許容応力度法による検討、および、安定計算は以下の荷重ケースについて行う。

### 1.9.1 橋軸方向

- (1) ケース：レベル1地震時(略称：Lv1地震時) 荷重状態：Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)  
設計水位 0.000m 土砂高さ 5.000m (それぞれフーチング下面から)

#### 1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力 $R_0$	40000.00
合計	40000.00

橋軸方向	
水平力 (kN)	モーメント(kN.m)
8000.00	-13.58

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向 (正方向)

動水圧 考慮しない

#### 2) 安定計算の許容値

許容偏心量  $B / 3.00$   $B$ は フーチング幅 を意味する。  
滑動安全率 1.20  
許容地盤反力度 3750.0 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 3) 支持力検討条件

安全率 2.00  
支持地盤の土の単位重量 14.00 (kN/m<sup>3</sup>)  
根入れ地盤の土の単位重量 0.000 (kN/m<sup>3</sup>)



1.9.2 橋軸直角方向

(1) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)  
 設計水位 0.000m 土砂高さ 5.000m (それぞれフーチング下面から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力 $R_0$	40000.00
合計	40000.00

橋軸直角方向	
水平力 (kN)	モーメント(kN.m)
8000.00	31986.42

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 直角方向 (正方向)

動水圧 考慮しない

2) 安定計算の許容値

許容偏心量 B / 3.00 Bは フーチング幅 を意味する。  
 滑動安全率 1.20  
 許容地盤反力度 3750.0 (kN/m<sup>2</sup>)

3) 支持力検討条件

安全率 2.00  
 支持地盤の土の単位重量 14.00 (kN/m<sup>3</sup>)  
 根入れ地盤の土の単位重量 0.000 (kN/m<sup>3</sup>)

## 2章 はりの設計(右側)

### 2.1 はり自重



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左上幅 W1(m)	左下幅 B1(m)	右上幅 W2(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m³)
1	右側絞り部	2.500	1.200	4.000	4.000	4.000	4.000	2.500	18.50000

No	体積 V(m³)	直角図心 Xg(m)	V・Xg (m⁴)
1	18.50000	1.1036	20.4167
	18.50000	-----	20.4167

表中の図心Xgは、はり付け根からの距離

重量  $W = V \cdot c = 18.50000 \cdot 25.00 = 462.50(\text{kN})$

モーメント  $M = (V \cdot Xg) \cdot c = 510.42(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $Xg = \frac{M}{W} = 1.104(\text{m})$

### 2.2 鉛直方向断面の設計(許容応力度法)

#### 2.2.1 曲げモーメントに対する検討

曲げモーメントに対しては、はり付け根位置について検討する。

##### (1) はり付け根位置での断面力

###### 1) ケース1：死荷重時

項目	鉛直力 V (kN)	アーム長 x (m)	曲げモーメント V・x (kN・m)
はり自重	462.50	1.104	510.42
合計(設計断面力)	462.50	—————	510.42

###### 2) ケース2：死活荷重時

項目	鉛直力 V (kN)	アーム長 x (m)	曲げモーメント V・x (kN・m)
はり自重	462.50	1.104	510.42
合計(設計断面力)	462.50	—————	510.42

##### (2) 断面形状および鉄筋配置

B = 4000 mm H = 2500 mm

主鉄筋(位置ははり天端からの距離)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm²)
1	150	D32	31	24620.2
鉄筋量合計 As =				24620.2

・最小鉄筋量「鉄筋量合計(24620.2mm²) mあたり500mm²の鉄筋量(2000.0mm²)」 OK

・最大鉄筋量「引張鉄筋量(24620.2mm²) 釣合鉄筋量Asb(300453.5mm²)」 OK

## (3) 断面照査

項目	単位	死荷重時	死活荷重時
荷重状態	——	死荷重時	常時
曲げモーメント M	kN.m	510.42	510.42
圧縮縁～中立軸 x	mm	573	573
圧縮応力度 c	N/mm <sup>2</sup>	0.21	0.21
引張応力度 s	N/mm <sup>2</sup>	9.60	9.60
割増し係数	——	1.00	1.00
許容圧縮応力度 ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00
許容引張応力度 sa	N/mm <sup>2</sup>	100.00	180.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	——	1.7M Mc	1.7M Mc

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 7973.65$  (kN.m) 終局曲げモーメント  $M_u = 19783.04$  (kN.m)

### 2.2.2 せん断力に対する検討

せん断力に対しては、はり付け根よりH/2位置およびそれより外側の支承位置について検討する。

#### (1) 照査断面

断面	照査位置 x(m)	はり幅 (換算幅) b(m)	はり高 H(m)	tan + tan
1	1.250	4.000	1.850	0.520

#### (2) 断面照査

断面[1] b = 4000mm h = 1850mm

項目	単位	死荷重時	死活荷重時
状態	————	死荷重時	常時
S	kN	190.63	190.63
M	kN.m	110.68	110.68
d	mm	1700	1700
Sh	kN	156.77	156.77
pt ce cpt	————	1.00	1.00
	%	0.362	0.362
	————	0.895	0.895
	————	1.062	1.062
m	N/mm <sup>2</sup>	0.023	0.023
a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.219	0.219
a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.700	1.700

$$Sh = S - M / d \cdot (\tan \quad + \tan \quad)$$

$$m = Sh / bd$$

ここに、

S : せん断力

M : 曲げモーメント

b : 断面の幅

d : 有効高

, : 有効高の変化を表す角度

Sh : 有効高の変化を考慮したせん断力

pt : 引張主鉄筋比

ce : 有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数

cpt : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数

m : 平均せん断応力度

a<sub>1</sub> : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度

a<sub>2</sub> : 斜引張鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

### 3章 はりの設計(左側)

#### 3.1 はり自重



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左上幅 W1(m)	左下幅 B1(m)	右上幅 W2(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m³)
1	左側絞り部	1.200	2.500	4.000	4.000	4.000	4.000	2.500	18.50000

No	体積 V(m³)	直角図心 Xg(m)	V・Xg (m⁴)
1	18.50000	-1.1036	-20.4167
	18.50000	-----	-20.4167

表中の図心Xgは、はり付け根からの距離

重量  $W = V \cdot c = 18.50000 \cdot 25.00 = 462.50(\text{kN})$

モーメント  $M = (V \cdot Xg) \cdot c = 510.42(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $Xg = \frac{M}{W} = 1.104(\text{m})$

#### 3.2 鉛直方向断面の設計(許容応力度法)

##### 3.2.1 曲げモーメントに対する検討

曲げモーメントに対しては、はり付け根位置について検討する。

(1) はり付け根位置での断面力

1) ケース1 : 死荷重時

項目	鉛直力 V (kN)	アーム長 x (m)	曲げモーメント V・x (kN・m)
はり自重	462.50	1.104	510.42
合計(設計断面力)	462.50	————	510.42

2) ケース2 : 死活荷重時

項目	鉛直力 V (kN)	アーム長 x (m)	曲げモーメント V・x (kN・m)
はり自重	462.50	1.104	510.42
合計(設計断面力)	462.50	————	510.42

(2) 断面形状および鉄筋配置

$B = 4000 \text{ mm}$      $H = 2500 \text{ mm}$

主鉄筋(位置ははり天端からの距離)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm²)
1	150	D32	31	24620.2
鉄筋量合計 As =				24620.2

・最小鉄筋量「鉄筋量合計(24620.2mm²)    mあたり500mm²の鉄筋量(2000.0mm²)」    OK

・最大鉄筋量「引張鉄筋量(24620.2mm²)    釣合鉄筋量Asb(300453.5mm²)」    OK

## (3) 断面照査

項目	単位	死荷重時	死活荷重時
荷重状態	——	死荷重時	常時
曲げモーメント M	kN.m	510.42	510.42
圧縮縁～中立軸 x	mm	573	573
圧縮応力度 c	N/mm <sup>2</sup>	0.21	0.21
引張応力度 s	N/mm <sup>2</sup>	9.60	9.60
割増し係数	——	1.00	1.00
許容圧縮応力度 ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00
許容引張応力度 sa	N/mm <sup>2</sup>	100.00	180.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	——	1.7M Mc	1.7M Mc

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 7973.65$  (kN.m) 終局曲げモーメント  $M_u = 19783.04$  (kN.m)

### 3.2.2 せん断力に対する検討

せん断力に対しては、はり付け根よりH/2位置およびそれより外側の支承位置について検討する。

#### (1) 照査断面

断面	照査位置 x(m)	はり幅 (換算幅) b(m)	はり高 H(m)	tan + tan
1	1.250	4.000	1.850	0.520

#### (2) 断面照査

断面[1] b = 4000mm h = 1850mm

項目	単位	死荷重時	死活荷重時
状態	————	死荷重時	常時
S	kN	190.63	190.63
M	kN.m	110.68	110.68
d	mm	1700	1700
Sh	kN	156.77	156.77
pt ce cpt	————	1.00	1.00
	%	0.362	0.362
	————	0.895	0.895
	————	1.062	1.062
m	N/mm <sup>2</sup>	0.023	0.023
a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.219	0.219
a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.700	1.700

$$Sh = S - M / d \cdot (\tan \theta + \tan \alpha)$$

$$m = Sh / bd$$

ここに、

S : せん断力

M : 曲げモーメント

b : 断面の幅

d : 有効高

θ : 有効高の変化を表す角度

Sh : 有効高の変化を考慮したせん断力

pt : 引張主鉄筋比

ce : 有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数

cpt : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数

m : 平均せん断応力度

a<sub>1</sub> : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度

a<sub>2</sub> : 斜引張鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

## 4章 柱の設計(許容応力度法)

### 4.1 有効プレストレス

#### (1)断面諸値

出力位置は、基部と指定された照査位置について出力しています。

図心 $X_g, Y_g$ については、柱中心から背面側および右側に位置する方向を(+)としています。

#### 換算断面(PC鋼材考慮)

基部から (m)	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	橋軸方向 図心Y <sub>g</sub> (mm)	直角方向 図心X <sub>g</sub> (mm)
0.000	19.74596	37.45271	102.82713	0.00000	0.00000

#### (2)PC鋼材配置

基部から (m)	鋼材本数 (本)	鋼材偏心量 E <sub>pc</sub> (mm)	
		橋軸方向	直角方向
0.000	28	0.00000	0.00000

E<sub>pc</sub> : 換算断面(鉄筋考慮)図心からPC鋼材図心までの距離

橋軸方向は断面図心から背面側を(+)、直角方向は断面図心から右側を(+に定義

#### 4.1.1 橋軸方向

##### (1)有効プレストレスによる換算断面(PC鋼材考慮)における応力度

基部から (m)	p <sub>e</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	鋼材本数 (本)	鋼材偏心量 E <sub>pc</sub> (mm)	P (kN)	M (kN.m)	c <sub>e</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
						背面位置	前面位置
0.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888

c<sub>e</sub> : コンクリート縁の応力度



4.1.2 橋軸直角方向

(1)有効プレストレスによる換算断面(PC鋼材考慮)における応力度

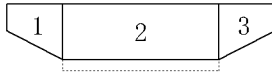
基部から (m)	pe (N/mm <sup>2</sup> )	鋼材本数 (本)	鋼材偏心量 Epc(mm)	P (kN)	M (kN.m)	ce(N/mm <sup>2</sup> )	
						左側面位置	右側面位置
0.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888

ce : コンクリート縁の応力度

## 4.2 柱基部の断面力

### 4.2.1 躯体自重

#### (1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左上幅 W1(m)	左下幅 B1(m)	右上幅 W2(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m <sup>3</sup> )
1	左側絞り部	1.200	2.500	4.000	4.000	4.000	4.000	2.500	18.50000
2	はり中央	2.500	2.500	4.000	4.000	4.000	4.000	7.000	70.00000
3	右側絞り部	2.500	1.200	4.000	4.000	4.000	4.000	2.500	18.50000

No	体積 V(m <sup>3</sup> )	直角図心 Xg(m)	高さ図心 Yg(m)	橋軸図心 Zg(m)	V・Xg (m <sup>4</sup> )	V・Yg (m <sup>4</sup> )	V・Zg (m <sup>4</sup> )
1	18.50000	-4.6036	1.5369	0.0000	-85.1667	28.4333	0.0000
2	70.00000	0.0000	1.2500	0.0000	0.0000	87.5000	0.0000
3	18.50000	4.6036	1.5369	0.0000	85.1667	28.4333	0.0000
	107.00000	-----	-----	-----	0.0000	144.3667	0.0000

表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、はり下端位置の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ PH = 17.500(m)

$$W = V \cdot c = 107.00000 \cdot 25.00 = 2675.00(\text{kN})$$

$$Y = (V \cdot Yg) / V + PH = 18.849(\text{m})$$

$$Xc = (V \cdot Xg) / V = 0.000(\text{m})$$

#### (2) 柱部

矩形柱

$$W = 12250.00(\text{kN})$$

$$Y = 8.750(\text{m})$$

$$Xc = 0.000(\text{m})$$

中空部

$$W = -4375.00(\text{kN})$$

$$Y = 8.750(\text{m})$$

$$Xc = 0.000(\text{m})$$

#### (3) 重量合計

$$W = 10550.00(\text{kN})$$

#### (4) 重心位置

$$Y = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = 11.311(\text{m})$$

$$Xc = \frac{\sum W \cdot Xc}{\sum W} = 0.000(\text{m})$$

ここに、

W : 重量(kN)

Y : 柱基部から重心位置までの高さ(m)

Xc: 柱中心から橋軸直角方向重心位置までの距離(m)

4.2.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース: レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用高 (m)	偏心モーメント (kN.m)	曲げモーメント (kN.m)
上部工反力	40000.00	8000.00	20.000	-13.58	159986.42
躯体	10550.00	2110.00	11.311	0.00	23865.58
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	_____	0.00
柱に作用する分布荷重	_____	0.00	0.000	_____	0.00
合計	50550.00	10110.00	_____	_____	183852.00

4.2.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース: レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用高 (m)	偏心モーメント (kN.m)	曲げモーメント (kN.m)
上部工反力	40000.00	8000.00	20.000	31986.42	191986.42
躯体	10550.00	2110.00	11.311	0.00	23865.58
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	_____	0.00
柱に作用する分布荷重	_____	0.00	0.000	_____	0.00
合計	50550.00	10110.00	_____	_____	215852.00

4.2.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)
Lv1地震時	無し	50550.00	10110.00	183852.00

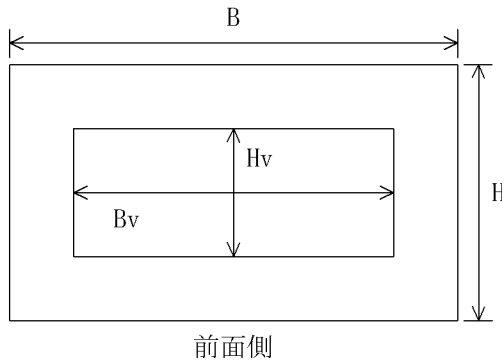
橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)
Lv1地震時	無し	50550.00	10110.00	215852.00

### 4.3 柱基部断面の検討

#### 4.3.1 橋軸方向

##### (1) 断面形状および鉄筋配置



断面幅 B = 7000 (mm) 断面高さ H = 4000 (mm)

中空幅 Bv = 5000 (mm) 中空高さ Hv = 2000 (mm)

配筋設定 鉄筋位置は背面からの距離

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 y(N/mm <sup>2</sup> )	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 y(N/mm <sup>2</sup> )
1	150	46621.0	350.0	12	2150	8108.0	350.0
2	300	16644.0	1600.0	13	2340	3328.8	1600.0
3	350	4054.0	350.0	14	2450	8108.0	350.0
4	650	4054.0	350.0	15	2750	8108.0	350.0
5	850	38513.0	350.0	16	3020	3328.8	1600.0
6	950	8108.0	350.0	17	3050	8108.0	350.0
7	980	3328.8	1600.0	18	3150	38513.0	350.0
8	1250	8108.0	350.0	19	3350	4054.0	350.0
9	1550	8108.0	350.0	20	3650	4054.0	350.0
10	1660	3328.8	1600.0	21	3700	16644.0	1600.0
11	1850	8108.0	350.0	22	3850	46621.0	350.0

全鉄筋量As = 297951.2(mm<sup>2</sup>) (鉄筋量合計(251348.0mm<sup>2</sup>), PC鋼材量(46603.2mm<sup>2</sup>))

- ・最小鉄筋量「鉄筋量合計 mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(11000.0mm<sup>2</sup>)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As 断面積の6%となる鉄筋量(1080000.0mm<sup>2</sup>)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
荷重状態	———	Lv1地震時
軸力 N	kN	50550.00
曲げモーメント M	kN.m	183852.00
圧縮縁～中立軸 x	mm	2107
圧縮応力度 c	N/mm <sup>2</sup>	14.29
引張応力度 s	N/mm <sup>2</sup>	177.24
PC鋼材の引張応力度 p	N/mm <sup>2</sup>	961.98
割増し係数	———	1.50
許容圧縮応力度 ca	N/mm <sup>2</sup>	17.50
許容引張応力度 sa	N/mm <sup>2</sup>	300.00
許容引張応力度 pa	N/mm <sup>2</sup>	1440.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	———	Mc Mu
ひびわれモーメント Mc	kN.m	121676.06
終局モーメント Mu	kN.m	370643.08
Mc=Muとなる鉄筋量	mm <sup>2</sup>	25405.9
最小鉄筋量Asmin(0.008A')	mm <sup>2</sup>	41272.3
全鉄筋量As Asmin	———	OK

Asmin(0.008A') : 軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A':計算上必要なコンクリート断面積)

2) せん断力に対する検討

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
状態	———	Lv1地震時
b	mm	2000
d	mm	3533
S	kN	10110.00
N	kN	50550.00
M	kN.m	183852.00
pt	———	1.50
ce	%	2.108
cpt	———	0.673
k	———	1.500
ce	———	1.434
Mo	N/mm <sup>2</sup>	1.888
	kN.m	79839.55
m	N/mm <sup>2</sup>	1.431
a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.565
a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3.101
sa	N/mm <sup>2</sup>	300.00
s	mm	150
Sca	kN	3992.35
Sh'	kN	6117.65
AwReq	mm <sup>2</sup>	995.56
Aw	mm <sup>2</sup>	3040.20

ここに、

S : せん断力

N : 軸力

M : 曲げモーメント

b : 断面の幅

d : 有効高

: 許容応力度の割増し係数

pt : 引張主鉄筋比

ce : 有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数

cpt : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数

k : 軸方向圧縮力及びプレストレスの効果を考慮する係数

ce : 有効プレストレス力による部材引張縁の応力度

Mo : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント

m : 平均せん断応力度

a<sub>1</sub> : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度

a<sub>2</sub> : 斜引張鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

sa : 斜引張鉄筋の許容引張応力度

s : 斜引張鉄筋の間隔

Sca : コンクリートが負担するせん断力

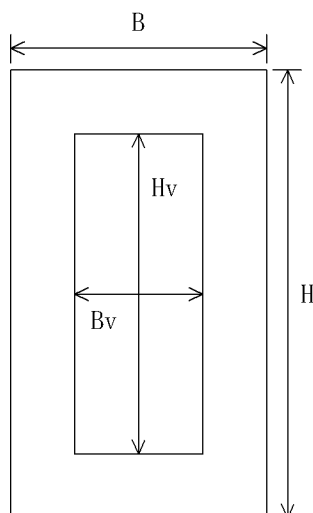
Sh' : 斜引張鉄筋が負担するせん断力

Awreq : a<sub>1</sub> < mとなるときの必要斜引張鉄筋量

Aw : 斜引張鉄筋量

### 4.3.2 橋軸直角方向

#### (1) 断面形状および鉄筋配置



左側面

断面幅  $B = 4000$  (mm) 断面高さ  $H = 7000$  (mm)

中空幅  $B_v = 2000$  (mm) 中空高さ  $H_v = 5000$  (mm)

配筋設定 鉄筋位置は右側面からの距離

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 $y$ (N/mm <sup>2</sup> )	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 $y$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	150	28378.0	350.0	19	3800	8108.0	350.0
2	500	4054.0	350.0	20	3820	3328.8	1600.0
3	500	9986.4	1600.0	21	4100	8108.0	350.0
4	800	4054.0	350.0	22	4400	8108.0	350.0
5	850	20270.0	350.0	23	4460	3328.8	1600.0
6	1100	8108.0	350.0	24	4700	8108.0	350.0
7	1260	3328.8	1600.0	25	5000	8108.0	350.0
8	1400	8108.0	350.0	26	5100	3328.8	1600.0
9	1700	8108.0	350.0	27	5300	8108.0	350.0
10	1900	3328.8	1600.0	28	5600	8108.0	350.0
11	2000	8108.0	350.0	29	5740	3328.8	1600.0
12	2300	8108.0	350.0	30	5900	8108.0	350.0
13	2540	3328.8	1600.0	31	6150	20270.0	350.0
14	2600	8108.0	350.0	32	6200	4054.0	350.0
15	2900	8108.0	350.0	33	6500	4054.0	350.0
16	3180	3328.8	1600.0	34	6500	9986.4	1600.0
17	3200	8108.0	350.0	35	6850	28378.0	350.0
18	3500	8108.0	350.0				

全鉄筋量  $A_s = 297951.2$  (mm<sup>2</sup>) (鉄筋量合計(251348.0mm<sup>2</sup>), PC鋼材量(46603.2mm<sup>2</sup>))

- ・最小鉄筋量「鉄筋量合計 mあたり500mm<sup>2</sup>の鉄筋量(11000.0mm<sup>2</sup>)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量  $A_s$  断面積の6%となる鉄筋量(1080000.0mm<sup>2</sup>)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
荷重状態	———	Lv1地震時
軸力 N	kN	50550.00
曲げモーメント M	kN.m	215852.00
圧縮縁～中立軸 x	mm	4866
圧縮応力度 c	N/mm <sup>2</sup>	11.10
引張応力度 s	N/mm <sup>2</sup>	67.86
PC鋼材の引張応力度 p	N/mm <sup>2</sup>	855.88
割増し係数	———	1.50
許容圧縮応力度 ca	N/mm <sup>2</sup>	17.50
許容引張応力度 sa	N/mm <sup>2</sup>	300.00
許容引張応力度 pa	N/mm <sup>2</sup>	1440.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	———	Mc Mu
ひびわれモーメント Mc	kN.m	191205.24
終局モーメント Mu	kN.m	637904.82
Mc=Muとなる鉄筋量	mm <sup>2</sup>	13101.2
最小鉄筋量Asmin(0.008A')	mm <sup>2</sup>	41272.3
全鉄筋量As Asmin	———	OK

Asmin(0.008A') : 軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A':計算上必要なコンクリート断面積)

2) せん断力に対する検討

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
状態	———	Lv1地震時
b	mm	2000
d	mm	6558
S	kN	10110.00
N	kN	50550.00
M	kN.m	215852.00
pt	%	1.50
ce	———	1.136
cpt	———	0.569
k	———	1.500
ce	N/mm <sup>2</sup>	1.581
Mo	kN.m	1.888
		125462.15
m	N/mm <sup>2</sup>	0.771
a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.526
a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3.101
sa	N/mm <sup>2</sup>	300.00
s	mm	150
Sca	kN	6901.80
Sh'	kN	3208.20
AwReq	mm <sup>2</sup>	281.28
Aw	mm <sup>2</sup>	3040.20



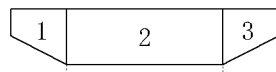
ここに、

- S : せん断力
- N : 軸力
- M : 曲げモーメント
- b : 断面の幅
- d : 有効高
- : 許容応力度の割増し係数
- pt : 引張主鉄筋比
- ce : 有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
- cpt : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
- k : 軸方向圧縮力及びプレストレスの効果を考慮する係数
- ce : 有効プレストレス力による部材引張縁の応力度
- Mo : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント
- m : 平均せん断応力度
- a<sub>1</sub> : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- a<sub>2</sub> : 斜引張鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- sa : 斜引張鉄筋の許容引張応力度
- s : 斜引張鉄筋の間隔
- Sca : コンクリートが負担するせん断力
- Sh' : 斜引張鉄筋が負担するせん断力
- Awreq : a<sub>1</sub> < mとなるときの必要斜引張鉄筋量
- Aw : 斜引張鉄筋量

## 5章 柱の設計(地震時保有水平耐力法)

### 5.1 躯体自重

#### (1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左上幅 W1(m)	左下幅 B1(m)	右上幅 W2(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m <sup>3</sup> )
1	左側絞り部	1.200	2.500	4.000	4.000	4.000	4.000	2.500	18.50000
2	はり中央	2.500	2.500	4.000	4.000	4.000	4.000	7.000	70.00000
3	右側絞り部	2.500	1.200	4.000	4.000	4.000	4.000	2.500	18.50000

No	体積 V(m <sup>3</sup> )	直角図心 Xg(m)	高さ図心 Yg(m)	橋軸図心 Zg(m)	V・Xg (m <sup>4</sup> )	V・Yg (m <sup>4</sup> )	V・Zg (m <sup>4</sup> )
1	18.50000	-4.6036	1.5369	0.0000	-85.1667	28.4333	0.0000
2	70.00000	0.0000	1.2500	0.0000	0.0000	87.5000	0.0000
3	18.50000	4.6036	1.5369	0.0000	85.1667	28.4333	0.0000
	107.00000	-----	-----	-----	0.0000	144.3667	0.0000

表中の図心(Xg,Yg,Zg)は、はり下端位置の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ PH = 17.500(m)

$$W = V \cdot c = 107.00000 \cdot 25.00 = 2675.00(\text{kN})$$

$$Y = (V \cdot Yg) / V + PH = 18.849(\text{m})$$

$$Xc = (V \cdot Xg) / V = 0.000(\text{m})$$

#### (2) 柱部

矩形柱

$$W = 12250.00(\text{kN})$$

$$Y = 8.750(\text{m})$$

$$Xc = 0.000(\text{m})$$

中空部

$$W = -4375.00(\text{kN})$$

$$Y = 8.750(\text{m})$$

$$Xc = 0.000(\text{m})$$

#### (3) 重量合計

$$W = 10550.00(\text{kN})$$

#### (4) 重心位置

$$Y = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = 11.311(\text{m})$$

$$Xc = \frac{\sum W \cdot Xc}{\sum W} = 0.000(\text{m})$$

ここに、

W : 重量(kN)

Y : 柱基部から重心位置までの高さ(m)

Xc: 柱中心から橋軸直角方向重心位置までの距離(m)

## 5.2 有効プレストレス

### (1) 断面諸値

出力位置は、基部と断面変化位置や鋼材変化位置などについて出力しています。

図心Xg, Ygについては、柱中心から背面側および右側に位置する方向を(+)としています。

#### 換算断面(PC鋼材考慮)

基部から (m)	A(m <sup>2</sup> )	Ix(m <sup>4</sup> )	Iy(m <sup>4</sup> )	橋軸方向 図心Yg(mm)	直角方向 図心Xg(mm)
0.000	19.74596	37.45271	102.82713	0.00000	0.00000

### (2) PC鋼材配置

基部から (m)	鋼材本数 (本)	鋼材偏心量 Epc(mm)	
		橋軸方向	直角方向
0.000	28	0.00000	0.00000
0.350	28	0.00000	0.00000
0.700	28	0.00000	0.00000
1.050	28	0.00000	0.00000
1.400	28	0.00000	0.00000
1.750	28	0.00000	0.00000
2.100	28	0.00000	0.00000
2.450	28	0.00000	0.00000
2.800	28	0.00000	0.00000
3.150	28	0.00000	0.00000
3.500	28	0.00000	0.00000
3.850	28	0.00000	0.00000
4.200	28	0.00000	0.00000
4.550	28	0.00000	0.00000
4.900	28	0.00000	0.00000
5.250	28	0.00000	0.00000
5.600	28	0.00000	0.00000
5.950	28	0.00000	0.00000
6.300	28	0.00000	0.00000
6.650	28	0.00000	0.00000
7.000	28	0.00000	0.00000
7.350	28	0.00000	0.00000
7.700	28	0.00000	0.00000
8.050	28	0.00000	0.00000
8.400	28	0.00000	0.00000
8.750	28	0.00000	0.00000
9.100	28	0.00000	0.00000
9.450	28	0.00000	0.00000
9.800	28	0.00000	0.00000
10.150	28	0.00000	0.00000
10.500	28	0.00000	0.00000
10.850	28	0.00000	0.00000
11.200	28	0.00000	0.00000
11.550	28	0.00000	0.00000
11.900	28	0.00000	0.00000
12.250	28	0.00000	0.00000
12.600	28	0.00000	0.00000
12.950	28	0.00000	0.00000
13.300	28	0.00000	0.00000
13.650	28	0.00000	0.00000
14.000	28	0.00000	0.00000
14.350	28	0.00000	0.00000
14.700	28	0.00000	0.00000
15.050	28	0.00000	0.00000
15.400	28	0.00000	0.00000
15.750	28	0.00000	0.00000
16.100	28	0.00000	0.00000
16.450	28	0.00000	0.00000
16.800	28	0.00000	0.00000
17.150	28	0.00000	0.00000
17.500	28	0.00000	0.00000
17.500	28	0.00000	0.00000

Epc : 換算断面(鉄筋考慮)図心からPC鋼材図心までの距離

橋軸方向は断面図心から背面側を(+)、直角方向は断面図心から右側を(+))に定義

5.2.1 橋軸方向

(1)有効プレストレスによる換算断面(PC鋼材考慮)における応力度

基部から (m)	pe (N/mm <sup>2</sup> )	鋼材本数 (本)	鋼材偏心量 Epc(mm)	P (kN)	M (kN.m)	ce(N/mm <sup>2</sup> )	
						背面位置	前面位置
0.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
0.350	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
0.700	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
1.050	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
1.400	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
1.750	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
2.100	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
2.450	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
2.800	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
3.150	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
3.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
3.850	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
4.200	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
4.550	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
4.900	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
5.250	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
5.600	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
5.950	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
6.300	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
6.650	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
7.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
7.350	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
7.700	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
8.050	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
8.400	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
8.750	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
9.100	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
9.450	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
9.800	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
10.150	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
10.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
10.850	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
11.200	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
11.550	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
11.900	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
12.250	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
12.600	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
12.950	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
13.300	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
13.650	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
14.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
14.350	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
14.700	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
15.050	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
15.400	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
15.750	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
16.100	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
16.450	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
16.800	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
17.150	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
17.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
17.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888

ce : コンクリート縁の応力度

5.2.2 橋軸直角方向

(1)有効プレストレスによる換算断面(PC鋼材考慮)における応力度

基部から (m)	pe (N/mm <sup>2</sup> )	鋼材本数 (本)	鋼材偏心量 Epc(mm)	P (kN)	M (kN.m)	ce(N/mm <sup>2</sup> )	
						左側面位置	右側面位置
0.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
0.350	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
0.700	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
1.050	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
1.400	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
1.750	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
2.100	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
2.450	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
2.800	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
3.150	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
3.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
3.850	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
4.200	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
4.550	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
4.900	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
5.250	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
5.600	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
5.950	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
6.300	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
6.650	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
7.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
7.350	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
7.700	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
8.050	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
8.400	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
8.750	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
9.100	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
9.450	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
9.800	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
10.150	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
10.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
10.850	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
11.200	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
11.550	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
11.900	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
12.250	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
12.600	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
12.950	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
13.300	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
13.650	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
14.000	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
14.350	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
14.700	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
15.050	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
15.400	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
15.750	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
16.100	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
16.450	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
16.800	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
17.150	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
17.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888
17.500	800.000	28	0.00000	37282.560	0.000	1.888	1.888

ce : コンクリート縁の応力度

### 5.3 橋軸 荷重正方向( : 前面側引張)

#### 5.3.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa khc・W OK	Pa khc・W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa (kN)	18532.15	18753.56
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu (kN)	18532.15	18753.56
せん断耐力 Ps0(係数1.0) (kN)	24578.78	24578.78
せん断耐力 Ps (kN)	23465.36	24022.07
khc・W (kN)	18110.00	18110.00
設計水平震度 khc	0.40	0.40
構造物特性補正係数 Cs	0.469	0.352
許容塑性率 $\mu a$	2.770	4.539
Cz・khco	0.7000	1.0815
等価重量 W (kN)	45275.00	45275.00
等価重量算出係数 cp	0.5	0.5

残留変位に対する判定	R Ra OK	R Ra OK
許容残留変位 Ra (mm)	200.00	200.00
慣性力作用位置 h (m)	20.000	20.000
残留変位 R (mm)	31.97	97.79
最大応答塑性率 $\mu r$	1.962	3.909
PC鋼材の耐力分担率	0.459	0.459
降伏変位 y (mm)	102.31	103.53

#### 変位

降伏変位 y(mm)	102.31	103.53
終局変位 u(mm)	645.47	653.18

#### 降伏剛性

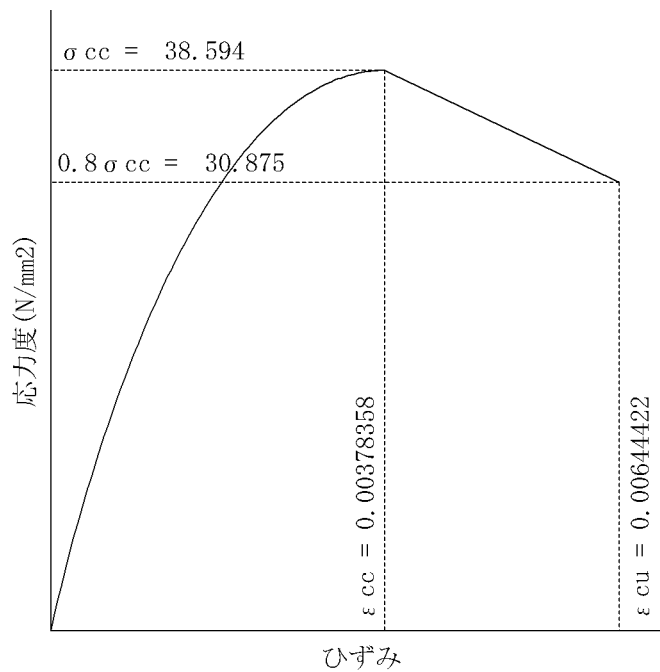
降伏剛性 Ky(kN/m)	181136.37	181139.49
柱部の断面二次モーメント I(m <sup>4</sup> )	16.34193	16.34221
はり部の断面二次モーメント	剛体	剛体

### 5.3.2 水平耐力および水平変位

#### (1) 柱基部の応力度 - ひずみ曲線

横拘束鋼材の断面積	Ah =	506.70 (mm <sup>2</sup> )
横拘束鋼材の間隔	s =	150 (mm)
横拘束鋼材の有効長	d =	1000.0 (mm)
横拘束鋼材の体積比	s =	0.01351200
横拘束鋼材の降伏点強度	sy =	350.0 (N/mm <sup>2</sup> )
プレストレストコンクリートの設計基準強度	ck =	35.0 (N/mm <sup>2</sup> )
プレストレストコンクリートのヤング係数	Ec =	29500 (N/mm <sup>2</sup> )
下降勾配	E <sub>des</sub> =	2901.125(N/mm <sup>2</sup> )
断面補正係数	=	0.20
	=	0.40
最大圧縮応力時ひずみ	cc =	0.00378358
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	cc =	38.594(N/mm <sup>2</sup> )
$n = E_c \cdot cc / (E_c \cdot cc - cc)$	=	1.52853164
終局ひずみ	cu =	0.00644422

ただし、タイプIの地震動では  $cu = cc$  とする。



## (2) 各着目点に作用する軸力、モーメント

i	基部からの 高さ $h_i$ (m)	慣性力作用位置 からの距離 $y_i$ (m)	軸力 $N_i$ (kN)	主荷重による モーメント $M_{oi}$ (kN.m)
0	0.000	20.000	50550.0	0.0
1	0.350	19.650	50392.5	0.0
2	0.700	19.300	50235.0	0.0
3	1.050	18.950	50077.5	0.0
4	1.400	18.600	49920.0	0.0
5	1.750	18.250	49762.5	0.0
6	2.100	17.900	49605.0	0.0
7	2.450	17.550	49447.5	0.0
8	2.800	17.200	49290.0	0.0
9	3.150	16.850	49132.5	0.0
10	3.500	16.500	48975.0	0.0
11	3.850	16.150	48817.5	0.0
12	4.200	15.800	48660.0	0.0
13	4.550	15.450	48502.5	0.0
14	4.900	15.100	48345.0	0.0
15	5.250	14.750	48187.5	0.0
16	5.600	14.400	48030.0	0.0
17	5.950	14.050	47872.5	0.0
18	6.300	13.700	47715.0	0.0
19	6.650	13.350	47557.5	0.0
20	7.000	13.000	47400.0	0.0
21	7.350	12.650	47242.5	0.0
22	7.700	12.300	47085.0	0.0
23	8.050	11.950	46927.5	0.0
24	8.400	11.600	46770.0	0.0
25	8.750	11.250	46612.5	0.0
26	9.100	10.900	46455.0	0.0
27	9.450	10.550	46297.5	0.0
28	9.800	10.200	46140.0	0.0
29	10.150	9.850	45982.5	0.0
30	10.500	9.500	45825.0	0.0
31	10.850	9.150	45667.5	0.0
32	11.200	8.800	45510.0	0.0
33	11.550	8.450	45352.5	0.0
34	11.900	8.100	45195.0	0.0
35	12.250	7.750	45037.5	0.0
36	12.600	7.400	44880.0	0.0
37	12.950	7.050	44722.5	0.0
38	13.300	6.700	44565.0	0.0
39	13.650	6.350	44407.5	0.0
40	14.000	6.000	44250.0	0.0
41	14.350	5.650	44092.5	0.0
42	14.700	5.300	43935.0	0.0
43	15.050	4.950	43777.5	0.0
44	15.400	4.600	43620.0	0.0
45	15.750	4.250	43462.5	0.0
46	16.100	3.900	43305.0	0.0
47	16.450	3.550	43147.5	0.0
48	16.800	3.200	42990.0	0.0
49	17.150	2.850	42832.5	0.0
50	17.500	2.500	42675.0	0.0
51	17.500	2.500	42675.0	0.0
52	20.000	0.000	40000.0	0.0



(3)各着目点のモーメント および 曲率(タイプI)

i	基部からの 高さ hi(m)	モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
		ひび割れ Mci	初降伏 My0i	終局 Mui	ひび割れ ci	初降伏 y0i	終局 ui
0	0.000	131110.6	257470.7	370643.1	0.00011629	0.00070923	0.00493252
1	0.350	130961.1	257258.5	370423.8	0.00011616	0.00070895	0.00493660
2	0.700	130811.5	257046.3	370217.3	0.00011603	0.00070868	0.00494044
3	1.050	130661.9	256838.4	370010.7	0.00011590	0.00070841	0.00494429
4	1.400	130512.3	256630.6	369803.9	0.00011576	0.00070815	0.00494815
5	1.750	130362.8	256418.7	369597.0	0.00011563	0.00070787	0.00495201
6	2.100	130213.2	256207.0	369390.0	0.00011550	0.00070760	0.00495588
7	2.450	130063.6	255999.4	369176.0	0.00011537	0.00070733	0.00495987
8	2.800	129914.0	255792.0	368961.3	0.00011523	0.00070707	0.00496387
9	3.150	129764.5	255576.3	368753.0	0.00011510	0.00070679	0.00496776
10	3.500	129614.9	255369.0	368544.6	0.00011497	0.00070652	0.00497165
11	3.850	129465.3	255161.8	368336.0	0.00011484	0.00070626	0.00497555
12	4.200	129315.7	254946.5	368120.7	0.00011470	0.00070598	0.00497958
13	4.550	129166.2	254739.4	367905.3	0.00011457	0.00070572	0.00498361
14	4.900	129016.6	254532.5	367696.4	0.00011444	0.00070545	0.00498753
15	5.250	128867.0	254317.4	367487.2	0.00011430	0.00070518	0.00499145
16	5.600	128717.4	254110.7	367278.0	0.00011417	0.00070491	0.00499538
17	5.950	128567.9	253899.9	367068.6	0.00011404	0.00070464	0.00499931
18	6.300	128418.3	253689.2	366859.1	0.00011391	0.00070437	0.00500326
19	6.650	128268.7	253478.6	366636.4	0.00011377	0.00070410	0.00500745
20	7.000	128119.2	253268.1	366426.6	0.00011364	0.00070383	0.00501141
21	7.350	127969.6	253061.8	366216.7	0.00011351	0.00070357	0.00501537
22	7.700	127820.0	252847.3	366006.6	0.00011338	0.00070329	0.00501933
23	8.050	127670.4	252641.2	365796.4	0.00011324	0.00070303	0.00502331
24	8.400	127520.9	252426.9	365586.1	0.00011311	0.00070276	0.00502729
25	8.750	127371.3	252216.8	365375.7	0.00011298	0.00070249	0.00503127
26	9.100	127221.7	252006.9	365165.1	0.00011285	0.00070222	0.00503526
27	9.450	127072.1	251797.0	364954.4	0.00011271	0.00070195	0.00503926
28	9.800	126922.6	251587.2	364737.0	0.00011258	0.00070168	0.00504339
29	10.150	126773.0	251373.4	364519.4	0.00011245	0.00070141	0.00504753
30	10.500	126623.4	251167.9	364308.3	0.00011231	0.00070115	0.00505155
31	10.850	126473.8	250954.3	364097.0	0.00011218	0.00070088	0.00505557
32	11.200	126324.3	250740.7	363885.6	0.00011205	0.00070060	0.00505960
33	11.550	126174.7	250535.5	363674.1	0.00011192	0.00070034	0.00506364
34	11.900	126025.1	250322.2	363462.5	0.00011178	0.00070007	0.00506769
35	12.250	125875.5	250108.9	363250.7	0.00011165	0.00069980	0.00507174
36	12.600	125726.0	249903.9	363038.8	0.00011152	0.00069954	0.00507579
37	12.950	125576.4	249690.9	362826.7	0.00011139	0.00069927	0.00507986
38	13.300	125426.8	249477.9	362614.5	0.00011125	0.00069900	0.00508393
39	13.650	125277.2	249269.1	362402.2	0.00011112	0.00069873	0.00508800
40	14.000	125127.7	249060.4	362189.7	0.00011099	0.00069847	0.00509209
41	14.350	124978.1	248847.7	361977.1	0.00011086	0.00069820	0.00509617
42	14.700	124828.5	248635.1	361764.4	0.00011072	0.00069793	0.00510027
43	15.050	124678.9	248422.6	361551.5	0.00011059	0.00069766	0.00510437
44	15.400	124529.4	248214.3	361338.5	0.00011046	0.00069739	0.00510848
45	15.750	124379.8	248006.1	361125.3	0.00011032	0.00069713	0.00511260
46	16.100	124230.2	247793.8	360918.7	0.00011019	0.00069686	0.00511659
47	16.450	124080.6	247581.7	360705.3	0.00011006	0.00069659	0.00512072
48	16.800	123931.1	247369.7	360498.4	0.00010993	0.00069632	0.00512473
49	17.150	123781.5	247157.7	360284.7	0.00010979	0.00069605	0.00512887
50	17.500	123631.9	246945.9	360070.9	0.00010966	0.00069578	0.00513302
51	17.500	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52	20.000	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000

(4)各着目点のモーメント および 曲率(タイプII)

i	基部からの 高さ hi(m)	モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
		ひび割れ Mci	初降伏 My0i	終局 Mui	ひび割れ ci	初降伏 y0i	終局 ui
0	0.000	131110.6	257466.6	375071.2	0.00011629	0.00070922	0.00908970
1	0.350	130961.1	257258.6	374858.3	0.00011616	0.00070895	0.00909599
2	0.700	130811.5	257050.6	374652.8	0.00011603	0.00070869	0.00910206
3	1.050	130661.9	256838.5	374447.2	0.00011590	0.00070841	0.00910813
4	1.400	130512.3	256626.6	374233.9	0.00011576	0.00070814	0.00911444
5	1.750	130362.8	256418.8	374035.7	0.00011563	0.00070787	0.00912031
6	2.100	130213.2	256211.2	373822.1	0.00011550	0.00070761	0.00912664
7	2.450	130063.6	255999.5	373616.0	0.00011537	0.00070733	0.00913275
8	2.800	129914.0	255787.9	373409.7	0.00011523	0.00070706	0.00913886
9	3.150	129764.5	255580.5	373195.7	0.00011510	0.00070680	0.00914522
10	3.500	129614.9	255369.1	372996.8	0.00011497	0.00070652	0.00915113
11	3.850	129465.3	255157.8	372782.5	0.00011484	0.00070625	0.00915750
12	4.200	129315.7	254950.7	372583.4	0.00011470	0.00070599	0.00916342
13	4.550	129166.2	254739.5	372368.8	0.00011457	0.00070572	0.00916981
14	4.900	129016.6	254528.5	372161.7	0.00011444	0.00070545	0.00917597
15	5.250	128867.0	254321.6	371954.5	0.00011430	0.00070518	0.00918215
16	5.600	128717.4	254106.6	371739.5	0.00011417	0.00070491	0.00918856
17	5.950	128567.9	253900.0	371539.8	0.00011404	0.00070464	0.00919453
18	6.300	128418.3	253689.3	371324.5	0.00011391	0.00070437	0.00920096
19	6.650	128268.7	253478.7	371124.4	0.00011377	0.00070410	0.00920694
20	7.000	128119.2	253272.3	370908.9	0.00011364	0.00070384	0.00921338
21	7.350	127969.6	253057.7	370708.6	0.00011351	0.00070356	0.00921938
22	7.700	127820.0	252851.5	370492.7	0.00011338	0.00070330	0.00922584
23	8.050	127670.4	252637.1	370292.2	0.00011324	0.00070302	0.00923186
24	8.400	127520.9	252431.1	370076.1	0.00011311	0.00070276	0.00923834
25	8.750	127371.3	2522216.9	369875.2	0.00011298	0.00070249	0.00924437
26	9.100	127221.7	252007.0	369666.6	0.00011285	0.00070222	0.00925064
27	9.450	127072.1	251797.1	369457.8	0.00011271	0.00070195	0.00925691
28	9.800	126922.6	251583.2	369256.5	0.00011258	0.00070168	0.00926296
29	10.150	126773.0	251377.6	369039.7	0.00011245	0.00070142	0.00926949
30	10.500	126623.4	251163.9	368838.2	0.00011231	0.00070114	0.00927556
31	10.850	126473.8	250954.4	368621.1	0.00011218	0.00070088	0.00928210
32	11.200	126324.3	250744.9	368419.4	0.00011205	0.00070061	0.00928819
33	11.550	126174.7	250531.5	368202.0	0.00011192	0.00070034	0.00929475
34	11.900	126025.1	250322.3	368000.0	0.00011178	0.00070007	0.00930085
35	12.250	125875.5	250113.1	367797.9	0.00011165	0.00069981	0.00930696
36	12.600	125726.0	249899.9	367580.1	0.00011152	0.00069953	0.00931355
37	12.950	125576.4	249691.0	367377.7	0.00011139	0.00069927	0.00931968
38	13.300	125426.8	249482.1	367167.4	0.00011125	0.00069900	0.00932605
39	13.650	125277.2	249269.2	366956.9	0.00011112	0.00069873	0.00933243
40	14.000	125127.7	249056.4	366754.1	0.00011099	0.00069846	0.00933858
41	14.350	124978.1	248847.8	366535.6	0.00011086	0.00069820	0.00934522
42	14.700	124828.5	248639.3	366332.5	0.00011072	0.00069793	0.00935138
43	15.050	124678.9	248426.8	366129.3	0.00011059	0.00069766	0.00935756
44	15.400	124529.4	248214.4	365910.4	0.00011046	0.00069739	0.00936422
45	15.750	124379.8	248002.1	365706.9	0.00011032	0.00069712	0.00937042
46	16.100	124230.2	247789.8	365503.3	0.00011019	0.00069685	0.00937662
47	16.450	124080.6	247581.8	365283.9	0.00011006	0.00069659	0.00938330
48	16.800	123931.1	247373.8	365080.1	0.00010993	0.00069633	0.00938952
49	17.150	123781.5	247161.9	364876.1	0.00010979	0.00069606	0.00939575
50	17.500	123631.9	246950.0	364656.3	0.00010966	0.00069579	0.00940247
51	17.500	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52	20.000	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時 水平力 Pci (kN)	初降伏時水平力 タイプI Py0i (kN)	初降伏時水平力 タイプII Py0i (kN)	終局時水平力 タイプI Pui (kN)	終局時水平力 タイプII Pui (kN)
0	0.000	20.000	6555.53	12873.54	12873.33	18532.15	18753.56
1	0.350	19.650	6664.69	13092.03	13092.04	18851.08	19076.76
2	0.700	19.300	6777.80	13318.46	13318.68	19182.24	19412.06
3	1.050	18.950	6895.09	13553.48	13553.48	19525.63	19759.75
4	1.400	18.600	7016.79	13797.35	13797.13	19881.93	20120.10
5	1.750	18.250	7143.17	14050.34	14050.35	20251.89	20495.11
6	2.100	17.900	7274.48	14313.24	14313.48	20636.31	20883.91
7	2.450	17.550	7411.03	14586.86	14586.87	21035.67	21288.66
8	2.800	17.200	7553.14	14871.63	14871.39	21451.24	21709.87
9	3.150	16.850	7701.16	15167.73	15167.98	21884.45	22148.11
10	3.500	16.500	7855.45	15476.91	15476.92	22336.03	22605.87
11	3.850	16.150	8016.43	15799.49	15799.24	22807.18	23082.51
12	4.200	15.800	8184.54	16135.85	16136.12	23298.78	23581.23
13	4.550	15.450	8360.27	16487.99	16488.00	23812.64	24101.54
14	4.900	15.100	8544.15	16856.46	16856.19	24350.75	24646.47
15	5.250	14.750	8736.75	17241.86	17242.15	24914.39	25217.26
16	5.600	14.400	8938.71	17646.57	17646.29	25505.42	25815.25
17	5.950	14.050	9150.74	18071.17	18071.17	26125.88	26444.11
18	6.300	13.700	9373.60	18517.46	18517.47	26778.04	27103.98
19	6.650	13.350	9608.14	18987.16	18987.17	27463.40	27799.58
20	7.000	13.000	9855.32	19482.16	19482.48	28186.66	28531.45
21	7.350	12.650	10116.17	20004.88	20004.56	28949.93	29305.03
22	7.700	12.300	10391.87	20556.69	20557.03	29756.64	30121.36
23	8.050	11.950	10683.72	21141.52	21141.18	30610.58	30986.79
24	8.400	11.600	10993.18	21760.94	21761.30	31516.05	31903.11
25	8.750	11.250	11321.89	22419.27	22419.28	32477.84	32877.80
26	9.100	10.900	11671.72	23119.90	23119.90	33501.39	33914.36
27	9.450	10.550	12044.75	23867.01	23867.02	34592.84	35019.69
28	9.800	10.200	12443.39	24665.41	24665.02	35758.53	36201.62
29	10.150	9.850	12870.35	25520.14	25520.57	37007.05	37465.96
30	10.500	9.500	13328.78	26438.73	26438.30	38348.24	38825.08
31	10.850	9.150	13822.28	27426.70	27426.71	39792.03	40286.46
32	11.200	8.800	14355.03	28493.27	28493.74	41350.64	41865.84
33	11.550	8.450	14931.92	29649.17	29648.70	43038.36	43574.20
34	11.900	8.100	15558.66	30903.97	30903.98	44871.91	45432.10
35	12.250	7.750	16242.00	32272.12	32272.66	46871.06	47457.79
36	12.600	7.400	16989.99	33770.80	33770.26	49059.29	49672.98
37	12.950	7.050	17812.25	35417.15	35417.16	51464.78	52110.31
38	13.300	6.700	18720.42	37235.51	37236.13	54121.57	54801.10
39	13.650	6.350	19728.70	39254.98	39254.99	57071.21	57788.49
40	14.000	6.000	20854.61	41510.07	41509.40	60364.95	61125.69
41	14.350	5.650	22120.02	44043.85	44043.86	64066.75	64873.55
42	14.700	5.300	23552.55	46912.29	46913.08	68257.43	69119.34
43	15.050	4.950	25187.66	50186.39	50187.23	73040.71	73965.52
44	15.400	4.600	27071.60	53959.63	53959.65	78551.85	79545.73
45	15.750	4.250	29265.83	58354.37	58353.43	84970.67	86048.69
46	16.100	3.900	31853.90	63536.88	63535.86	92543.26	93718.80
47	16.450	3.550	34952.29	69741.32	69741.35	101607.13	102896.89
48	16.800	3.200	38728.46	77303.02	77304.32	112655.76	114087.53
49	17.150	2.850	43432.10	86722.00	86723.46	126415.70	128026.70
50	17.500	2.500	49452.77	98778.34	98780.01	144028.37	145862.51
51	17.500	2.500					
52	20.000	0.000					

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時 タイプI	初降伏時 タイプII	終局時 タイプI	終局時 タイプII
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	6555.53	12873.54	12873.33	18532.15	18753.56

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

- ・タイプI 地震動時 Pu = 18532.15 (kN)
- ・タイプII地震動時 Pu = 18753.56 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位(タイプI)

i	yi (m)	ci (1/m)	ci · yi	y0i (1/m)	y0i · yi	yi (m)
0	20.000	0.00011629	0.002325892	0.00070923	0.014184531	—
1	19.650	0.00011426	0.002245198	0.00068880	0.013534944	0.350
2	19.300	0.00011222	0.002165929	0.00066837	0.012899449	0.350
3	18.950	0.00011019	0.002088084	0.00064791	0.012277816	0.350
4	18.600	0.00010815	0.002011664	0.00062744	0.011670326	0.350
5	18.250	0.00010612	0.001936669	0.00060697	0.011077202	0.350
6	17.900	0.00010408	0.001863098	0.00058649	0.010498215	0.350
7	17.550	0.00010205	0.001790951	0.00056599	0.009933186	0.350
8	17.200	0.00010001	0.001720230	0.00054548	0.009382341	0.350
9	16.850	0.00009798	0.001650933	0.00052499	0.008846021	0.350
10	16.500	0.00009594	0.001583060	0.00050446	0.008323551	0.350
11	16.150	0.00009391	0.001516612	0.00048392	0.007815296	0.350
12	15.800	0.00009187	0.001451589	0.00046339	0.007321530	0.350
13	15.450	0.00008984	0.001387991	0.00044283	0.006841714	0.350
14	15.100	0.00008780	0.001325817	0.00042226	0.006376145	0.350
15	14.750	0.00008577	0.001265067	0.00040170	0.005925036	0.350
16	14.400	0.00008373	0.001205742	0.00038111	0.005487971	0.350
17	14.050	0.00008170	0.001147842	0.00036052	0.005065267	0.350
18	13.700	0.00007966	0.001091367	0.00033991	0.004656832	0.350
19	13.350	0.00007763	0.001036316	0.00031930	0.004262679	0.350
20	13.000	0.00007559	0.000982689	0.00029868	0.003882818	0.350
21	12.650	0.00007356	0.000930488	0.00027804	0.003517211	0.350
22	12.300	0.00007152	0.000879711	0.00025740	0.003166019	0.350
23	11.950	0.00006949	0.000830358	0.00023674	0.002829066	0.350
24	11.600	0.00006745	0.000782430	0.00021608	0.002506522	0.350
25	11.250	0.00006542	0.000735927	0.00019540	0.002198290	0.350
26	10.900	0.00006338	0.000690848	0.00017472	0.001904417	0.350
27	10.550	0.00006135	0.000647194	0.00015402	0.001624914	0.350
28	10.200	0.00005931	0.000604965	0.00013331	0.001359793	0.350
29	9.850	0.00005728	0.000564160	0.00011260	0.001109064	0.350
30	9.500	0.00005524	0.000524779	0.00010848	0.001030544	0.350
31	9.150	0.00005320	0.000486824	0.00010448	0.000956008	0.350
32	8.800	0.00005117	0.000450293	0.00010049	0.000884270	0.350
33	8.450	0.00004913	0.000415186	0.00009649	0.000815329	0.350
34	8.100	0.00004710	0.000381504	0.00009249	0.000749186	0.350
35	7.750	0.00004506	0.000349247	0.00008850	0.000685840	0.350
36	7.400	0.00004303	0.000318415	0.00008450	0.000625292	0.350
37	7.050	0.00004099	0.000289007	0.00008050	0.000567542	0.350
38	6.700	0.00003896	0.000261023	0.00007651	0.000512589	0.350
39	6.350	0.00003692	0.000234464	0.00007251	0.000460434	0.350
40	6.000	0.00003489	0.000209330	0.00006851	0.000411076	0.350
41	5.650	0.00003285	0.000185621	0.00006452	0.000364516	0.350
42	5.300	0.00003082	0.000163336	0.00006052	0.000320753	0.350
43	4.950	0.00002878	0.000142475	0.00005652	0.000279789	0.350
44	4.600	0.00002675	0.000123040	0.00005253	0.000241621	0.350
45	4.250	0.00002471	0.000105029	0.00004853	0.000206252	0.350
46	3.900	0.00002268	0.000088442	0.00004453	0.000173680	0.350
47	3.550	0.00002064	0.000073280	0.00004054	0.000143905	0.350
48	3.200	0.00001861	0.000059543	0.00003654	0.000116928	0.350
49	2.850	0.00001657	0.000047230	0.00003254	0.000092749	0.350
50	2.500	0.00001454	0.000036342	0.00002855	0.000071367	0.350
51	2.500	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	2.500

$$c = c \cdot ydy = (c_i \cdot y_i + c_{i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 15.48 \text{ (mm)}$$

$$y_0 = y_0 \cdot ydy = (y_{0i} \cdot y_i + y_{0i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 71.07 \text{ (mm)}$$

ここに、

c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) ひび割れ変位、初降伏変位(タイプII)

i	yi (m)	ci (1/m)	ci · yi	y0i (1/m)	y0i · yi	yi (m)
0	20.000	0.00011629	0.002325892	0.00070922	0.014184426	
1	19.650	0.00011426	0.002245198	0.00068878	0.013534569	0.350
2	19.300	0.00011222	0.002165929	0.00066833	0.012898832	0.350
3	18.950	0.00011019	0.002088084	0.00064789	0.012277468	0.350
4	18.600	0.00010815	0.002011664	0.00062743	0.011670218	0.350
5	18.250	0.00010612	0.001936669	0.00060695	0.011076879	0.350
6	17.900	0.00010408	0.001863098	0.00058646	0.010497702	0.350
7	17.550	0.00010205	0.001790951	0.00056598	0.009932887	0.350
8	17.200	0.00010001	0.001720230	0.00054548	0.009382231	0.350
9	16.850	0.00009798	0.001650933	0.00052496	0.008845580	0.350
10	16.500	0.00009594	0.001583060	0.00050444	0.008323287	0.350
11	16.150	0.00009391	0.001516612	0.00048391	0.007815186	0.350
12	15.800	0.00009187	0.001451589	0.00046336	0.007321156	0.350
13	15.450	0.00008984	0.001387991	0.00044281	0.006841483	0.350
14	15.100	0.00008780	0.001325817	0.00042225	0.006376036	0.350
15	14.750	0.00008577	0.001265067	0.00040168	0.005924723	0.350
16	14.400	0.00008373	0.001205742	0.00038110	0.005487862	0.350
17	14.050	0.00008170	0.001147842	0.00036050	0.005065075	0.350
18	13.700	0.00007966	0.001091367	0.00033990	0.004656651	0.350
19	13.350	0.00007763	0.001036316	0.00031929	0.004262507	0.350
20	13.000	0.00007559	0.000982689	0.00029866	0.003882597	0.350
21	12.650	0.00007356	0.000930488	0.00027803	0.003517107	0.350
22	12.300	0.00007152	0.000879711	0.00025738	0.003165830	0.350
23	11.950	0.00006949	0.000830358	0.00023673	0.002828964	0.350
24	11.600	0.00006745	0.000782430	0.00021607	0.002506363	0.350
25	11.250	0.00006542	0.000735927	0.00019539	0.002198168	0.350
26	10.900	0.00006338	0.000690848	0.00017471	0.001904303	0.350
27	10.550	0.00006135	0.000647194	0.00015401	0.001624807	0.350
28	10.200	0.00005931	0.000604965	0.00013330	0.001359698	0.350
29	9.850	0.00005728	0.000564160	0.00011259	0.001108970	0.350
30	9.500	0.00005524	0.000524779	0.00010848	0.001030528	0.350
31	9.150	0.00005320	0.000486824	0.00010448	0.000955993	0.350
32	8.800	0.00005117	0.000450293	0.00010048	0.000884256	0.350
33	8.450	0.00004913	0.000415186	0.00009649	0.000815316	0.350
34	8.100	0.00004710	0.000381504	0.00009249	0.000749174	0.350
35	7.750	0.00004506	0.000349247	0.00008849	0.000685829	0.350
36	7.400	0.00004303	0.000318415	0.00008450	0.000625282	0.350
37	7.050	0.00004099	0.000289007	0.00008050	0.000567533	0.350
38	6.700	0.00003896	0.000261023	0.00007650	0.000512581	0.350
39	6.350	0.00003692	0.000234464	0.00007251	0.000460426	0.350
40	6.000	0.00003489	0.000209330	0.00006851	0.000411069	0.350
41	5.650	0.00003285	0.000185621	0.00006452	0.000364510	0.350
42	5.300	0.00003082	0.000163336	0.00006052	0.000320748	0.350
43	4.950	0.00002878	0.000142475	0.00005652	0.000279784	0.350
44	4.600	0.00002675	0.000123040	0.00005253	0.000241617	0.350
45	4.250	0.00002471	0.000105029	0.00004853	0.000206248	0.350
46	3.900	0.00002268	0.000088442	0.00004453	0.000173677	0.350
47	3.550	0.00002064	0.000073280	0.00004054	0.000143903	0.350
48	3.200	0.00001861	0.000059543	0.00003654	0.000116926	0.350
49	2.850	0.00001657	0.000047230	0.00003254	0.000092748	0.350
50	2.500	0.00001454	0.000036342	0.00002855	0.000071366	0.350
51	2.500	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	2.500

$$c = c \cdot ydy = (c_i \cdot y_i + c_{i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 15.48 \text{ (mm)}$$

$$y_0 = y_0 \cdot ydy = (y_{0i} \cdot y_i + y_{0i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 71.07 \text{ (mm)}$$

ここに、

c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

## (9)終局変位

- $u$  : 終局変位(mm)  
 $L_p$  : 塑性ヒンジ長(mm) = 0.5D  
 = 2000.00 (mm)  
 $D$  : 断面高さ = 4000(mm)  
 $h$  : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 20000(mm)

## 1)タイプI地震動

$$u = y + y(\mu_u - 1)L_p(h - L_p / 2) = 645.47 \text{ (mm)}$$

ここに

$$M_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 257470.7 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\phi_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00070923 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_{y0} : \text{橋脚の初降伏変位} = 71.07 \text{ (mm)}$$

$$\mu_{\phi u} : \text{PC橋脚の終局曲率塑性率} = 15.0$$

$$\phi_y : \text{橋脚基部断面における降伏曲率} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} = 0.00102097 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 102.31 \text{ (mm)}$$

$$M_u : \text{橋脚基部断面における終局モーメント} = 370643.1 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

## 2)タイプII地震動

$$u = y + y(\mu_u - 1)L_p(h - L_p / 2) = 653.18 \text{ (mm)}$$

ここに

$$M_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 257466.6 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\phi_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00070922 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_{y0} : \text{橋脚の初降伏変位} = 71.07 \text{ (mm)}$$

$$\mu_{\phi u} : \text{PC橋脚の終局曲率塑性率} = 15.0$$

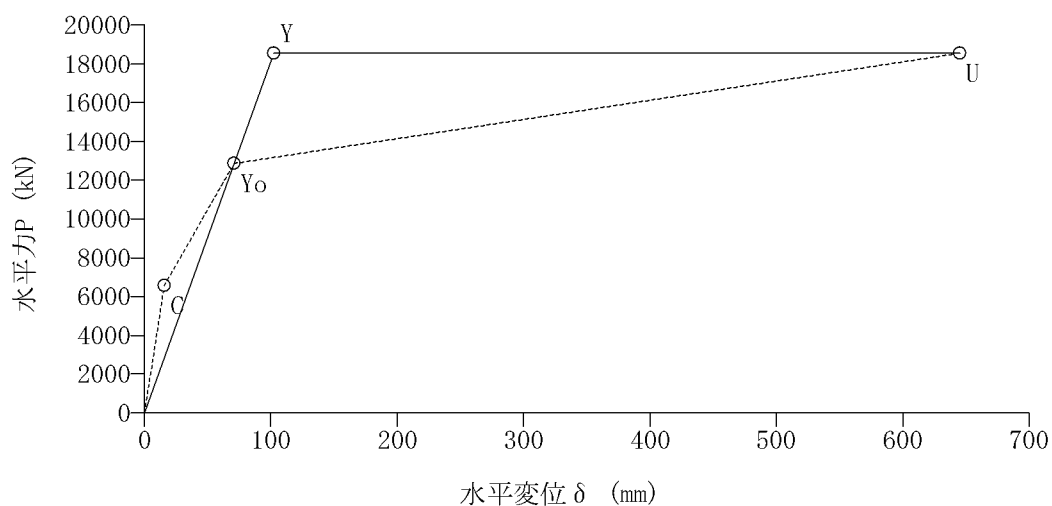
$$\phi_y : \text{橋脚基部断面における降伏曲率} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} = 0.00103318 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 103.53 \text{ (mm)}$$

$$M_u : \text{橋脚基部断面における終局モーメント} = 375071.2 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

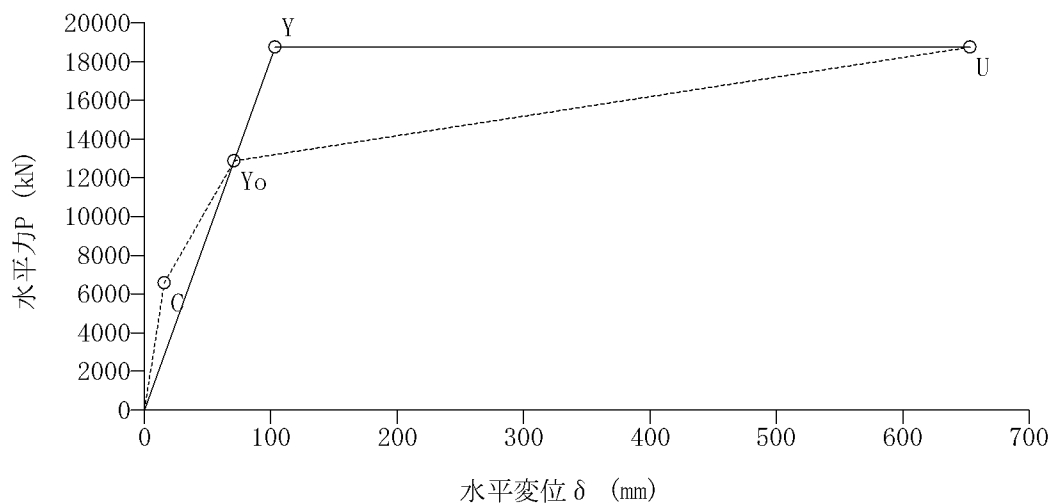
(10)水平力 - 水平変位の関係

1)タイプI地震動



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	6555.53	15.48
初降伏時 Yo	12873.54	71.07
降伏時 Y	18532.15	102.31
終局時 U	18532.15	645.47

2)タイプII地震動



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	6555.53	15.48
初降伏時 Yo	12873.33	71.07
降伏時 Y	18753.56	103.53
終局時 U	18753.56	653.18

## 5.3.3 せん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)

Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めたせん断耐力 (kN)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

ck: コンクリートの設計基準強度 = 35.0 (N/mm<sup>2</sup>)

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.390 (N/mm<sup>2</sup>)

sy: 斜引張鉄筋の降伏点強度 = 350 (N/mm<sup>2</sup>)

hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 20000 (mm)

Ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.673

Cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500

pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 2.108 (%)

b : 部材断面幅 = 2000.0 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 3533.3 (mm)

Ss : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 = 21795.24 (kN)

$$d / 1.15 \leq hp \quad Ss = Aw \cdot sy \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$$

$$d / 1.15 > hp \quad Ss = Aw \cdot sy \cdot hp / a \times 10^{-3}$$

Aw : 斜引張鉄筋の総断面積 = 3040.2 (mm<sup>2</sup>)

a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

## (1)タイプI地震動

$$Pso = Sco + Ss = 24578.78 \text{ (kN)}$$

$$Ps = Sc + Ss = 23465.36 \text{ (kN)}$$

$$Sco = Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2783.54 \text{ (kN)}$$

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 1670.12 \text{ (kN)}$$

$$Ss = 21795.24 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$Cc: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

## (2)タイプII地震動

$$Pso = Sco + Ss = 24578.78 \text{ (kN)}$$

$$Ps = Sc + Ss = 24022.07 \text{ (kN)}$$

$$Sco = Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2783.54 \text{ (kN)}$$

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2226.83 \text{ (kN)}$$

$$Ss = 21795.24 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$Cc: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.8$$



## 5.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

## (1)タイプI地震動

$$P_u = 18532.15 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 23465.36 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 24578.78 \text{ (kN)}$$

$P_u$   $P_s$  より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 18532.15 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.770$$

とする。

## (2)タイプII地震動

$$P_u = 18753.56 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 24022.07 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 24578.78 \text{ (kN)}$$

$P_u$   $P_s$  より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 18753.56 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 4.539$$

とする。

ここに、

$P_a$  : 橋脚の地震時保有水平耐力

$\mu_a$  : 橋脚の許容塑性率

: 安全係数 タイプI = 3.0 タイプII = 1.5 (道示V 表-10.2.1より)

$u$  : 終局変位 タイプI = 645.47 (mm) タイプII = 653.18 (mm)

$y$  : 降伏変位 タイプI = 102.31 (mm) タイプII = 103.53 (mm)

## 5.3.5 作用荷重

## (1)設計水平震度

$k_{hc}$  : 設計水平震度

$C_z$  : 地域別補正係数 = 1.00

## 1)タイプI地震動

$$k_{hc1} = C_s \cdot C_z \cdot k_{hco} = 0.33$$

$$k_{hc2} = C_s \cdot 0.3 = 0.14$$

$$k_{hc3} = C_z \cdot 0.4 = 0.40$$

$$k_{hc} = \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}) = 0.40$$

ここに、

$$C_z \cdot k_{hco} : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.7000$$

$C_s$  : 道示V 6.4.4に規定する構造物特性補正係数

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu_a - 1}} = 0.469$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 2.770$$

$k_{hc1}$  : 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

$k_{hc2}$  : 例外規定「 $k_{hco}$ に $C_z$ を乗じた値が0.3を下回る」ときの震度

$k_{hc3}$  : 例外規定「設計水平震度が0.4に $C_z$ を乗じた値を下回る」ときの震度

## 2)タイプII地震動

$$khc1 = C_s \cdot C_z \cdot khco = 0.38$$

$$khc2 = C_s \cdot 0.6 = 0.21$$

$$khc3 = C_z \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3) = 0.40$$

ここに、

$$C_z \cdot khco: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1.0815$$

$C_s$  : 道示V 6.4.4に規定する構造物特性補正係数

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu a - 1}} = 0.352$$

$$\mu a : \text{許容塑性率} = 4.539$$

$khc1$  : 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

$khc2$  : 例外規定「 $khco$ に $C_z$ を乗じた値が0.6を下回る」ときの震度

$khc3$  : 例外規定「設計水平震度が0.4に $C_z$ を乗じた値を下回る」ときの震度

## (2)等価重量

$W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 10550.00 \text{ (kN)}$$

## 1)タイプI地震動

$$W = W_u + C_p \cdot W_p = 45275.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 40000.00 \text{ (kN)}$$

$$C_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

## 2)タイプII地震動

$$W = W_u + C_p \cdot W_p = 45275.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 40000.00 \text{ (kN)}$$

$$C_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

## 5.3.6 水平耐力の照査

## (1)タイプI地震動

$$P_a = 18532.15 \quad khc \times W = 18110.00 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$P_a$  : 地震時保有水平耐力 (kN)

$$khc: \text{設計水平震度} = 0.40$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

## (2)タイプII地震動

$$P_a = 18753.56 \quad khc \times W = 18110.00 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$P_a$  : 地震時保有水平耐力 (kN)

$$khc: \text{設計水平震度} = 0.40$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

## 5.3.7 残留変位の照査(B種橋)

$$\delta_{Ra} : \text{橋脚の許容残留変位} = 200.00 \text{ (mm)}$$

$\gamma$  : PC鋼材の耐力分担率(ただし、 $\gamma$ の値が0.8を上回る場合には0.8とする)

$$\gamma = \frac{A_p \cdot f_{py}}{A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy}} = 0.459$$

ここに、

$$A_p : \text{PC鋼材の断面積} = 46603.2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鉄筋の断面積} = 251348.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$f_{py} : \text{PC鋼材の降伏点強度} = 1600.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{sy} : \text{鉄筋の降伏点強度} = 350.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## (1)タイプI地震動

$R_{Ra}$  なので残留変位による照査を満足している。

ここに、

$$\delta_R : \text{橋脚の残留変位} = 0.6 (1 - \gamma) (\delta_m - \delta_y) = 31.97 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left( C_z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 1.962$$

$$\delta_m : \text{応答変位} = \mu_r \cdot \delta_y = 200.76 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 102.31 \text{ (mm)}$$

$$Pa : \text{地震時保有水平耐力} = 18532.15 \text{ (kN)}$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

$$C_z \cdot khco : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.7000$$

## (2)タイプII地震動

$R_{Ra}$  なので残留変位による照査を満足している。

ここに、

$$\delta_R : \text{橋脚の残留変位} = 0.6 (1 - \gamma) (\delta_m - \delta_y) = 97.79 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left( C_z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 3.909$$

$$\delta_m : \text{応答変位} = \mu_r \cdot \delta_y = 404.66 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 103.53 \text{ (mm)}$$

$$Pa : \text{地震時保有水平耐力} = 18753.56 \text{ (kN)}$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

$$C_z \cdot khco : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1.0815$$

## 5.3.8 構造細目

(1) 帯鉄筋体積比  $s$  の照査塑性ヒンジ下端から $2H$ ( $H$ =部材断面高)の範囲[ 0.000(m) ~ 8.000(m) ]

No	照査位置 (m)	横拘束筋の 間隔 $s$ (mm)	鉄筋量 $A_h$ (mm <sup>2</sup> )	有効長 $d$ (mm)	横拘束筋の 体積比 $s$	$s$ 0.012 判定
1	0.000	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
2	0.350	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
3	0.700	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
4	1.050	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
5	1.400	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
6	1.750	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
7	2.100	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
8	2.450	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
9	2.800	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
10	3.150	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
11	3.500	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
12	3.850	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
13	4.200	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
14	4.550	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
15	4.900	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
16	5.250	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
17	5.600	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
18	5.950	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
19	6.300	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
20	6.650	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
21	7.000	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
22	7.350	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
23	7.700	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK

### 5.3.9 固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

なお、 $P_{y0}$ および  $y_0$ は、タイプIIの結果を用いる。

$$I_y = K(h^3 - h_u^3) / (3 \cdot E) = 16.34221 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = P_y / \delta_y = P_{y0} / \delta_{y0} = 181136.37 \text{ (kN/m)}$$

ここに

$I_y$  : 降伏剛性時の断面二次モーメント

$K$  : 降伏剛性

$P_y$  : 降伏水平耐力

$y$  : 降伏変位

$P_{y0}$  : 橋脚の初降伏水平耐力 = 12873.54 (kN)

$y_0$  : 橋脚の初降伏変位 = 71.07 (mm)

$h$  : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 20.000 (m)

$h_u$  : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離 = 2.500 (m)

5.3.10 主要断面のMc、Myo、Mu

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 7000.0 (mm) 断面高 4000.0 (mm)  
 プレストレストコンクリート設計基準強度  $ck = 35.0$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 作用軸力 50550.0 (kN)  
 主鉄筋  $As = 297951.2$  mm<sup>2</sup> 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 y(N/mm <sup>2</sup> )	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 y(N/mm <sup>2</sup> )
1	150	46621.0	350.0	12	2150	8108.0	350.0
2	300	16644.0	1600.0	13	2340	3328.8	1600.0
3	350	4054.0	350.0	14	2450	8108.0	350.0
4	650	4054.0	350.0	15	2750	8108.0	350.0
5	850	38513.0	350.0	16	3020	3328.8	1600.0
6	950	8108.0	350.0	17	3050	8108.0	350.0
7	980	3328.8	1600.0	18	3150	38513.0	350.0
8	1250	8108.0	350.0	19	3350	4054.0	350.0
9	1550	8108.0	350.0	20	3650	4054.0	350.0
10	1660	3328.8	1600.0	21	3700	16644.0	1600.0
11	1850	8108.0	350.0	22	3850	46621.0	350.0

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面二次モーメント ひび割れモーメント 曲率	A (m <sup>2</sup> ) W (m <sup>3</sup> ) I (m <sup>4</sup> ) Mc(kN.m) (1/m)	20.121 19.108 38.217 131110.6 0.00011629
初降伏時	地震動のタイプ コンクリート圧縮縁でのひずみ c コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 Xo (mm) 初降伏時曲げモーメント(図心) Myo (kN.m) 曲率 yo = c/Xo (1/m)	タイプI地震動 0.00106386 1500.02 257470.7 0.00070923	タイプII地震動 0.00106384 1500.00 257466.6 0.00070922
終局時	地震動のタイプ コンクリート圧縮縁でのひずみ ct コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 Xot(mm) 終局時曲げモーメント(図心) Mu (kN.m) 曲率 u = ct/Xot(1/m)	タイプI地震動 0.00378358 767.07 370643.1 0.00493252	タイプII地震動 0.00644422 708.96 375071.2 0.00908970

コンクリートの応力度 - ひずみ曲線

	s	cc (N/mm <sup>2</sup> )	cc	cu	
0.20	0.40	0.01351200	38.594	0.00378358	0.00644422

## 5.4 橋軸直角 荷重正方向( : 左面側引張)

### 5.4.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa khc・W OK	Pa khc・W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa (kN)	26579.37	26913.84
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu (kN)	26579.37	26913.84
せん断耐力 Ps0(係数1.0) (kN)	44819.80	44819.80
せん断耐力 Ps (kN)	43073.89	43946.84
khc・W (kN)	18110.00	20373.75
設計水平震度 khc	0.40	0.45
構造物特性補正係数 Cs	0.411	0.303
許容塑性率 $\mu a$	3.465	5.929
Cz・khco	0.7000	1.4884
等価重量 W (kN)	45275.00	45275.00
等価重量算出係数 cp	0.5	0.5

残留変位に対する判定	R Ra OK	R Ra OK
許容残留変位 Ra (mm)	240.00	240.00
慣性力作用位置 h (m)	24.000	24.000
残留変位 R (mm)	6.24	78.97
最大応答塑性率 $\mu r$	1.211	3.635
PC鋼材の耐力分担率	0.459	0.459
降伏変位 y (mm)	91.15	92.30

### 変位

降伏変位 y(mm)	91.15	92.30
終局変位 u(mm)	765.08	774.70

### 降伏剛性

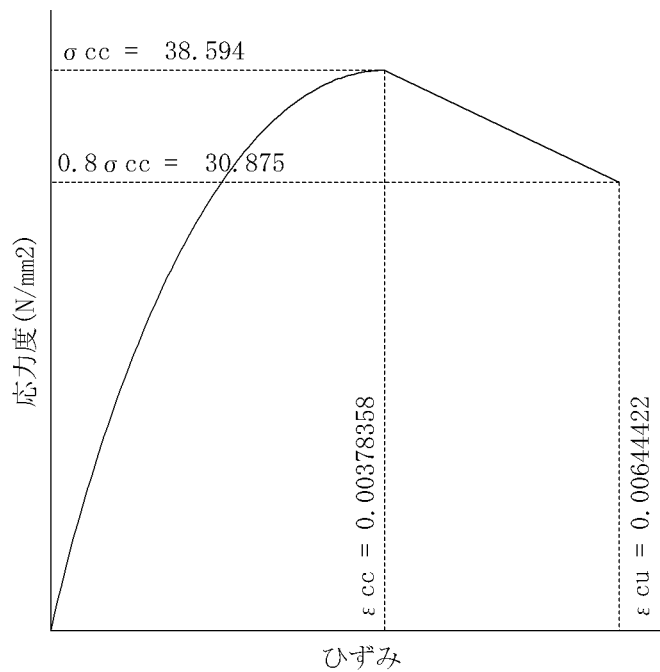
降伏剛性 Ky(kN/m)	291596.96	291596.53
柱部の断面二次モーメント I(m <sup>4</sup> )	44.64358	44.64351
はり部の断面二次モーメント	剛体	剛体

### 5.4.2 水平耐力および水平変位

#### (1) 柱基部の応力度 - ひずみ曲線

横拘束鋼材の断面積	Ah =	506.70 (mm <sup>2</sup> )
横拘束鋼材の間隔	s =	150 (mm)
横拘束鋼材の有効長	d =	1000.0 (mm)
横拘束鋼材の体積比	s =	0.01351200
横拘束鋼材の降伏点強度	sy =	350.0 (N/mm <sup>2</sup> )
プレストレストコンクリートの設計基準強度	ck =	35.0 (N/mm <sup>2</sup> )
プレストレストコンクリートのヤング係数	Ec =	29500 (N/mm <sup>2</sup> )
下降勾配	E <sub>des</sub> =	2901.125(N/mm <sup>2</sup> )
断面補正係数	=	0.20
	=	0.40
最大圧縮応力時ひずみ	cc =	0.00378358
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	cc =	38.594(N/mm <sup>2</sup> )
$n = E_c \cdot cc / (E_c \cdot cc - cc)$	=	1.52853164
終局ひずみ	cu =	0.00644422

ただし、タイプIの地震動では  $cu = cc$  とする。





## (2) 各着目点に作用する軸力、モーメント

i	基部からの 高さ $h_i$ (m)	慣性力作用位置 からの距離 $y_i$ (m)	軸力 $N_i$ (kN)	主荷重による モーメント $M_{oi}$ (kN.m)
0	0.000	24.000	50550.0	0.0
1	0.350	23.650	50392.5	0.0
2	0.700	23.300	50235.0	0.0
3	1.050	22.950	50077.5	0.0
4	1.400	22.600	49920.0	0.0
5	1.750	22.250	49762.5	0.0
6	2.100	21.900	49605.0	0.0
7	2.450	21.550	49447.5	0.0
8	2.800	21.200	49290.0	0.0
9	3.150	20.850	49132.5	0.0
10	3.500	20.500	48975.0	0.0
11	3.850	20.150	48817.5	0.0
12	4.200	19.800	48660.0	0.0
13	4.550	19.450	48502.5	0.0
14	4.900	19.100	48345.0	0.0
15	5.250	18.750	48187.5	0.0
16	5.600	18.400	48030.0	0.0
17	5.950	18.050	47872.5	0.0
18	6.300	17.700	47715.0	0.0
19	6.650	17.350	47557.5	0.0
20	7.000	17.000	47400.0	0.0
21	7.350	16.650	47242.5	0.0
22	7.700	16.300	47085.0	0.0
23	8.050	15.950	46927.5	0.0
24	8.400	15.600	46770.0	0.0
25	8.750	15.250	46612.5	0.0
26	9.100	14.900	46455.0	0.0
27	9.450	14.550	46297.5	0.0
28	9.800	14.200	46140.0	0.0
29	10.150	13.850	45982.5	0.0
30	10.500	13.500	45825.0	0.0
31	10.850	13.150	45667.5	0.0
32	11.200	12.800	45510.0	0.0
33	11.550	12.450	45352.5	0.0
34	11.900	12.100	45195.0	0.0
35	12.250	11.750	45037.5	0.0
36	12.600	11.400	44880.0	0.0
37	12.950	11.050	44722.5	0.0
38	13.300	10.700	44565.0	0.0
39	13.650	10.350	44407.5	0.0
40	14.000	10.000	44250.0	0.0
41	14.350	9.650	44092.5	0.0
42	14.700	9.300	43935.0	0.0
43	15.050	8.950	43777.5	0.0
44	15.400	8.600	43620.0	0.0
45	15.750	8.250	43462.5	0.0
46	16.100	7.900	43305.0	0.0
47	16.450	7.550	43147.5	0.0
48	16.800	7.200	42990.0	0.0
49	17.150	6.850	42832.5	0.0
50	17.500	6.500	42675.0	0.0
51	17.500	6.500	42675.0	0.0
52	20.000	4.000	40000.0	0.0
53	24.000	0.000	40000.0	0.0

(3)各着目点のモーメント および 曲率(タイプI)

i	基部からの 高さ hi(m)	モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
		ひび割れ Mci	初降伏 My0i	終局 Mui	ひび割れ ci	初降伏 y0i	終局 ui
0	0.000	205464.5	423393.7	637904.8	0.00006645	0.00041027	0.00254728
1	0.350	205230.1	423055.3	637561.2	0.00006638	0.00041011	0.00254987
2	0.700	204995.7	422717.0	637212.8	0.00006630	0.00040995	0.00255250
3	1.050	204761.3	422378.8	636868.2	0.00006623	0.00040979	0.00255510
4	1.400	204526.9	422037.1	636523.1	0.00006615	0.00040963	0.00255771
5	1.750	204292.5	421699.2	636177.5	0.00006607	0.00040947	0.00256033
6	2.100	204058.1	421357.8	635831.4	0.00006600	0.00040930	0.00256294
7	2.450	203823.7	421020.3	635484.9	0.00006592	0.00040914	0.00256557
8	2.800	203589.3	420679.2	635137.8	0.00006585	0.00040898	0.00256820
9	3.150	203354.9	420338.3	634794.6	0.00006577	0.00040882	0.00257080
10	3.500	203120.5	420001.3	634450.9	0.00006570	0.00040866	0.00257340
11	3.850	202886.1	419656.9	634102.4	0.00006562	0.00040850	0.00257605
12	4.200	202651.7	419320.2	633753.4	0.00006554	0.00040834	0.00257870
13	4.550	202417.3	418976.2	633408.3	0.00006547	0.00040817	0.00258132
14	4.900	202182.9	418639.8	633062.6	0.00006539	0.00040801	0.00258395
15	5.250	201948.5	418296.1	632716.5	0.00006532	0.00040785	0.00258659
16	5.600	201714.1	417956.3	632369.9	0.00006524	0.00040769	0.00258922
17	5.950	201479.7	417616.7	632022.8	0.00006517	0.00040753	0.00259187
18	6.300	201245.3	417273.5	631675.2	0.00006509	0.00040736	0.00259452
19	6.650	201010.9	416934.2	631327.1	0.00006501	0.00040720	0.00259717
20	7.000	200776.5	416595.0	630982.9	0.00006494	0.00040704	0.00259980
21	7.350	200542.1	416252.3	630638.2	0.00006486	0.00040688	0.00260244
22	7.700	200307.7	415909.8	630288.7	0.00006479	0.00040672	0.00260511
23	8.050	200073.3	415567.4	629943.0	0.00006471	0.00040656	0.00260775
24	8.400	199838.9	415225.2	629590.8	0.00006463	0.00040639	0.00261043
25	8.750	199604.5	414883.2	629241.5	0.00006456	0.00040623	0.00261309
26	9.100	199370.1	414545.0	628887.3	0.00006448	0.00040607	0.00261578
27	9.450	199135.7	414203.3	628532.6	0.00006441	0.00040591	0.00261848
28	9.800	198901.3	413858.0	628181.8	0.00006433	0.00040575	0.00262115
29	10.150	198666.9	413516.7	627830.6	0.00006426	0.00040559	0.00262383
30	10.500	198432.5	413175.5	627474.3	0.00006418	0.00040542	0.00262654
31	10.850	198198.1	412834.4	627122.1	0.00006410	0.00040526	0.00262923
32	11.200	197963.7	412493.5	626769.3	0.00006403	0.00040510	0.00263192
33	11.550	197729.3	412152.8	626416.0	0.00006395	0.00040494	0.00263462
34	11.900	197494.9	411808.6	626062.2	0.00006388	0.00040478	0.00263733
35	12.250	197260.5	411464.5	625712.4	0.00006380	0.00040462	0.00264000
36	12.600	197026.1	411124.3	625353.1	0.00006372	0.00040446	0.00264275
37	12.950	196791.7	410780.5	625002.3	0.00006365	0.00040429	0.00264544
38	13.300	196557.3	410437.0	624647.3	0.00006357	0.00040413	0.00264813
39	13.650	196322.9	410097.3	624295.1	0.00006350	0.00040397	0.00265079
40	14.000	196088.5	409750.3	623942.4	0.00006342	0.00040381	0.00265346
41	14.350	195854.1	409411.0	623584.7	0.00006335	0.00040365	0.00265617
42	14.700	195619.7	409064.4	623230.9	0.00006327	0.00040349	0.00265885
43	15.050	195385.3	408721.7	622876.7	0.00006319	0.00040332	0.00266153
44	15.400	195150.9	408379.1	622517.4	0.00006312	0.00040316	0.00266425
45	15.750	194916.5	408033.1	622166.8	0.00006304	0.00040300	0.00266691
46	16.100	194682.1	407694.5	621811.0	0.00006297	0.00040284	0.00266961
47	16.450	194447.7	407348.8	621454.8	0.00006289	0.00040268	0.00267232
48	16.800	194213.3	407003.3	621102.7	0.00006282	0.00040252	0.00267500
49	17.150	193978.9	406661.6	620745.4	0.00006274	0.00040236	0.00267771
50	17.500	193744.5	406316.4	620387.6	0.00006266	0.00040219	0.00268044
51	17.500	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52	20.000	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000
53	24.000	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000

(4)各着目点のモーメント および 曲率(タイプII)

i	基部からの 高さ hi(m)	モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
		ひび割れ Mci	初降伏 My0i	終局 Mui	ひび割れ ci	初降伏 y0i	終局 ui
0	0.000	205464.5	423394.0	645932.1	0.00006645	0.00041027	0.00481712
1	0.350	205230.1	423055.5	645577.4	0.00006638	0.00041011	0.00482273
2	0.700	204995.7	422717.2	645214.9	0.00006630	0.00040995	0.00482846
3	1.050	204761.3	422379.1	644858.7	0.00006623	0.00040979	0.00483410
4	1.400	204526.9	422037.4	644494.8	0.00006615	0.00040963	0.00483986
5	1.750	204292.5	421695.8	644130.1	0.00006607	0.00040947	0.00484563
6	2.100	204058.1	421358.1	643764.6	0.00006600	0.00040930	0.00485142
7	2.450	203823.7	421020.6	643412.5	0.00006592	0.00040914	0.00485700
8	2.800	203589.3	420679.5	643045.5	0.00006585	0.00040898	0.00486281
9	3.150	203354.9	420338.6	642684.8	0.00006577	0.00040882	0.00486853
10	3.500	203120.5	419997.8	642323.4	0.00006570	0.00040866	0.00487426
11	3.850	202886.1	419657.2	641954.2	0.00006562	0.00040850	0.00488012
12	4.200	202651.7	419320.5	641598.4	0.00006554	0.00040834	0.00488576
13	4.550	202417.3	418976.5	641234.7	0.00006547	0.00040817	0.00489153
14	4.900	202182.9	418636.4	640870.3	0.00006539	0.00040801	0.00489732
15	5.250	201948.5	418296.4	640512.3	0.00006532	0.00040785	0.00490300
16	5.600	201714.1	417956.6	640139.2	0.00006524	0.00040769	0.00490893
17	5.950	201479.7	417617.0	639779.6	0.00006517	0.00040753	0.00491464
18	6.300	201245.3	417273.8	639419.4	0.00006509	0.00040736	0.00492036
19	6.650	201010.9	416934.5	639058.4	0.00006501	0.00040720	0.00492610
20	7.000	200776.5	416591.6	638689.4	0.00006494	0.00040704	0.00493197
21	7.350	200542.1	416252.6	638319.6	0.00006486	0.00040688	0.00493785
22	7.700	200307.7	415910.1	637956.3	0.00006479	0.00040672	0.00494363
23	8.050	200073.3	415567.7	637592.2	0.00006471	0.00040656	0.00494942
24	8.400	199838.9	415225.5	637227.4	0.00006463	0.00040639	0.00495522
25	8.750	199604.5	414883.5	636861.8	0.00006456	0.00040623	0.00496104
26	9.100	199370.1	414541.6	636502.7	0.00006448	0.00040607	0.00496676
27	9.450	199135.7	414199.9	636142.9	0.00006441	0.00040591	0.00497249
28	9.800	198901.3	413858.3	635775.0	0.00006433	0.00040575	0.00497835
29	10.150	198666.9	413517.0	635406.4	0.00006426	0.00040559	0.00498422
30	10.500	198432.5	413175.7	635036.9	0.00006418	0.00040542	0.00499011
31	10.850	198198.1	412834.7	634681.5	0.00006410	0.00040526	0.00499578
32	11.200	197963.7	412493.8	634310.4	0.00006403	0.00040510	0.00500169
33	11.550	197729.3	412149.4	633938.6	0.00006395	0.00040494	0.00500762
34	11.900	197494.9	411808.9	633580.9	0.00006388	0.00040478	0.00501333
35	12.250	197260.5	411464.8	633207.5	0.00006380	0.00040462	0.00501928
36	12.600	197026.1	411124.6	632848.3	0.00006372	0.00040446	0.00502501
37	12.950	196791.7	410780.8	632480.8	0.00006365	0.00040429	0.00503088
38	13.300	196557.3	410437.3	632112.5	0.00006357	0.00040413	0.00503676
39	13.650	196322.9	410093.9	631751.0	0.00006350	0.00040397	0.00504253
40	14.000	196088.5	409750.6	631373.6	0.00006342	0.00040381	0.00504856
41	14.350	195854.1	409411.3	631010.5	0.00006335	0.00040365	0.00505436
42	14.700	195619.7	409064.7	630646.7	0.00006327	0.00040349	0.00506017
43	15.050	195385.3	408722.0	630282.1	0.00006319	0.00040332	0.00506599
44	15.400	195150.9	408379.4	629916.7	0.00006312	0.00040316	0.00507183
45	15.750	194916.5	408033.3	629542.9	0.00006304	0.00040300	0.00507781
46	16.100	194682.1	407691.1	629168.3	0.00006297	0.00040284	0.00508380
47	16.450	194447.7	407349.1	628800.5	0.00006289	0.00040268	0.00508968
48	16.800	194213.3	407003.5	628439.6	0.00006282	0.00040252	0.00509545
49	17.150	193978.9	406658.2	628070.3	0.00006274	0.00040235	0.00510135
50	17.500	193744.5	406316.6	627707.9	0.00006266	0.00040219	0.00510715
51	17.500	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52	20.000	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000
53	24.000	-----	-----	-----	0.00000000	0.00000000	0.00000000

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 Pci (kN)	初降伏時水平力 タイプI Py0i (kN)	初降伏時水平力 タイプII Py0i (kN)	終局時水平力 タイプI Pui (kN)	終局時水平力 タイプII Pui (kN)
0	0.000	24.000	8561.02	17641.40	17641.42	26579.37	26913.84
1	0.350	23.650	8677.80	17888.17	17888.18	26958.19	27297.14
2	0.700	23.300	8798.10	18142.36	18142.37	27348.19	27691.63
3	1.050	22.950	8922.06	18404.31	18404.32	27750.25	28098.42
4	1.400	22.600	9049.86	18674.21	18674.22	28164.74	28517.47
5	1.750	22.250	9181.68	18952.77	18952.62	28592.25	28949.67
6	2.100	21.900	9317.72	19240.08	19240.10	29033.40	29395.64
7	2.450	21.550	9458.17	19536.91	19536.92	29488.86	29856.73
8	2.800	21.200	9603.27	19843.36	19843.37	29959.33	30332.33
9	3.150	20.850	9753.23	20160.11	20160.12	30445.78	30824.21
10	3.500	20.500	9908.32	20487.87	20487.70	30948.82	31332.85
11	3.850	20.150	10068.79	20826.65	20826.66	31469.10	31858.77
12	4.200	19.800	10234.93	21177.79	21177.80	32007.75	32403.96
13	4.550	19.450	10407.06	21541.19	21541.21	32565.98	32968.37
14	4.900	19.100	10585.49	21918.31	21918.13	33144.64	33553.42
15	5.250	18.750	10770.59	22309.13	22309.14	33744.88	34160.66
16	5.600	18.400	10962.72	22715.02	22715.03	34367.93	34790.17
17	5.950	18.050	11162.31	23136.66	23136.67	35015.11	35444.86
18	6.300	17.700	11369.79	23574.77	23574.79	35687.86	36125.39
19	6.650	17.350	11585.64	24030.79	24030.81	36387.73	36833.34
20	7.000	17.000	11810.38	24505.59	24505.39	37116.64	37569.96
21	7.350	16.650	12044.57	25000.14	25000.16	37876.17	38337.51
22	7.700	16.300	12288.81	25515.94	25515.96	38668.02	39138.42
23	8.050	15.950	12543.78	26054.38	26054.40	39494.86	39974.43
24	8.400	15.600	12810.18	26617.00	26617.02	40358.38	40847.91
25	8.750	15.250	13088.82	27205.45	27205.47	41261.74	41761.43
26	9.100	14.900	13380.54	27821.81	27821.58	42207.20	42718.30
27	9.450	14.550	13686.30	28467.58	28467.35	43198.12	43721.16
28	9.800	14.200	14007.13	29144.93	29144.95	44238.16	44772.89
29	10.150	13.850	14344.18	29856.80	29856.82	45330.73	45877.72
30	10.500	13.500	14698.70	30605.59	30605.61	46479.58	47039.77
31	10.850	13.150	15072.10	31394.25	31394.27	47689.89	48264.75
32	11.200	12.800	15465.91	32226.06	32226.08	48966.35	49555.50
33	11.550	12.450	15881.87	33104.64	33104.37	50314.54	50918.76
34	11.900	12.100	16321.89	34033.77	34033.79	51740.68	52362.06
35	12.250	11.750	16788.13	35018.25	35018.28	53252.12	53890.00
36	12.600	11.400	17282.99	36063.53	36063.56	54855.54	55513.01
37	12.950	11.050	17809.20	37174.71	37174.74	56561.29	57238.08
38	13.300	10.700	18369.84	38358.60	38358.62	58378.26	59075.94
39	13.650	10.350	18968.40	39622.92	39622.60	60318.37	61038.75
40	14.000	10.000	19608.85	40975.03	40975.06	62394.24	63137.36
41	14.350	9.650	20295.76	42426.01	42426.04	64620.17	65389.69
42	14.700	9.300	21034.38	43985.42	43985.45	67014.08	67811.47
43	15.050	8.950	21830.76	45667.23	45667.26	69595.17	70422.58
44	15.400	8.600	22691.97	47485.94	47485.98	72385.74	73246.13
45	15.750	8.250	23626.24	49458.55	49458.59	75414.16	76308.23
46	16.100	7.900	24643.30	51606.90	51606.47	78710.26	79641.55
47	16.450	7.550	25754.66	53953.48	53953.52	82311.89	83284.83
48	16.800	7.200	26974.07	56528.23	56528.27	86264.26	87283.28
49	17.150	6.850	28318.09	59366.65	59366.16	90619.77	91689.09
50	17.500	6.500	29806.85	62510.21	62510.25	95444.25	96570.44
51	17.500	6.500					
52	20.000	4.000					
53	24.000	0.000					

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時 タイプI	初降伏時 タイプII	終局時 タイプI	終局時 タイプII
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	8561.02	17641.40	17641.42	26579.37	26913.84

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

- ・タイプI地震動時 Pu = 26579.37 (kN)
- ・タイプII地震動時 Pu = 26913.84 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位(タイプI)

i	yi (m)	ci (1/m)	ci · yi	y0i (1/m)	y0i · yi	yi (m)
0	24.000	0.00006645	0.001594897	0.00041027	0.009846585	
1	23.650	0.00006548	0.001548719	0.00040090	0.009481369	0.350
2	23.300	0.00006452	0.001503218	0.00039153	0.009122611	0.350
3	22.950	0.00006355	0.001458397	0.00038215	0.008770317	0.350
4	22.600	0.00006258	0.001414253	0.00037277	0.008424574	0.350
5	22.250	0.00006161	0.001370788	0.00036338	0.008085217	0.350
6	21.900	0.00006064	0.001328001	0.00035399	0.007752412	0.350
7	21.550	0.00005967	0.001285893	0.00034459	0.007426010	0.350
8	21.200	0.00005870	0.001244463	0.00033520	0.007106163	0.350
9	20.850	0.00005773	0.001203711	0.00032579	0.006792801	0.350
10	20.500	0.00005676	0.001163638	0.00031638	0.006485865	0.350
11	20.150	0.00005579	0.001124243	0.00030698	0.006185548	0.350
12	19.800	0.00005482	0.001085527	0.00029756	0.005891611	0.350
13	19.450	0.00005386	0.001047489	0.00028814	0.005604289	0.350
14	19.100	0.00005289	0.001010129	0.00027871	0.005323370	0.350
15	18.750	0.00005192	0.000973448	0.00026928	0.005049064	0.350
16	18.400	0.00005095	0.000937445	0.00025985	0.004781225	0.350
17	18.050	0.00004998	0.000902121	0.00025041	0.004519910	0.350
18	17.700	0.00004901	0.000867475	0.00024097	0.004265159	0.350
19	17.350	0.00004804	0.000833507	0.00023152	0.004016901	0.350
20	17.000	0.00004707	0.000800218	0.00022207	0.003775179	0.350
21	16.650	0.00004610	0.000767607	0.00021261	0.003540030	0.350
22	16.300	0.00004513	0.000735674	0.00020315	0.003311422	0.350
23	15.950	0.00004416	0.000704420	0.00019369	0.003089361	0.350
24	15.600	0.00004320	0.000673844	0.00018422	0.002873852	0.350
25	15.250	0.00004223	0.000643947	0.00017475	0.002664899	0.350
26	14.900	0.00004126	0.000614728	0.00016527	0.002462490	0.350
27	14.550	0.00004029	0.000586187	0.00015578	0.002266668	0.350
28	14.200	0.00003932	0.000558325	0.00014630	0.002077432	0.350
29	13.850	0.00003835	0.000531141	0.00013681	0.001894756	0.350
30	13.500	0.00003738	0.000504636	0.00012731	0.001718662	0.350
31	13.150	0.00003641	0.000478808	0.00011781	0.001549155	0.350
32	12.800	0.00003544	0.000453660	0.00010830	0.001386239	0.350
33	12.450	0.00003447	0.000429189	0.00009879	0.001229920	0.350
34	12.100	0.00003350	0.000405397	0.00008927	0.001080206	0.350
35	11.750	0.00003253	0.000382284	0.00007975	0.000937095	0.350
36	11.400	0.00003157	0.000359849	0.00007023	0.000800593	0.350
37	11.050	0.00003060	0.000338092	0.00006305	0.000696695	0.350
38	10.700	0.00002963	0.000317014	0.00006105	0.000653259	0.350
39	10.350	0.00002866	0.000296614	0.00005906	0.000611222	0.350
40	10.000	0.00002769	0.000276892	0.00005706	0.000570582	0.350
41	9.650	0.00002672	0.000257849	0.00005506	0.000531340	0.350
42	9.300	0.00002575	0.000239484	0.00005306	0.000493496	0.350
43	8.950	0.00002478	0.000221797	0.00005107	0.000457050	0.350
44	8.600	0.00002381	0.000204789	0.00004907	0.000422002	0.350
45	8.250	0.00002284	0.000188460	0.00004707	0.000388352	0.350
46	7.900	0.00002187	0.000172808	0.00004508	0.000356100	0.350
47	7.550	0.00002091	0.000157835	0.00004308	0.000325246	0.350
48	7.200	0.00001994	0.000143541	0.00004108	0.000295790	0.350
49	6.850	0.00001897	0.000129925	0.00003908	0.000267731	0.350
50	6.500	0.00001800	0.000116987	0.00003709	0.000241071	0.350
51	6.500	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
52	4.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	2.500
53	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.000

$$c = c \cdot ydy = (c_i \cdot y_i + c_{i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 12.51 \text{ (mm)}$$

$$y_0 = y_0 \cdot ydy = (y_{0i} \cdot y_i + y_{0i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 60.50 \text{ (mm)}$$

ここに、

c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) ひび割れ変位、初降伏変位(タイプII)

i	yi (m)	ci (1/m)	ci · yi	y0i (1/m)	y0i · yi	yi (m)
0	24.000	0.00006645	0.001594897	0.00041027	0.009846589	—
1	23.650	0.00006548	0.001548719	0.00040090	0.009481372	0.350
2	23.300	0.00006452	0.001503218	0.00039153	0.009122615	0.350
3	22.950	0.00006355	0.001458397	0.00038215	0.008770321	0.350
4	22.600	0.00006258	0.001414253	0.00037277	0.008424578	0.350
5	22.250	0.00006161	0.001370788	0.00036338	0.008085300	0.350
6	21.900	0.00006064	0.001328001	0.00035399	0.007752416	0.350
7	21.550	0.00005967	0.001285893	0.00034459	0.007426014	0.350
8	21.200	0.00005870	0.001244463	0.00033520	0.007106167	0.350
9	20.850	0.00005773	0.001203711	0.00032579	0.006792804	0.350
10	20.500	0.00005676	0.001163638	0.00031639	0.006485931	0.350
11	20.150	0.00005579	0.001124243	0.00030698	0.006185551	0.350
12	19.800	0.00005482	0.001085527	0.00029756	0.005891614	0.350
13	19.450	0.00005386	0.001047489	0.00028814	0.005604292	0.350
14	19.100	0.00005289	0.001010129	0.00027871	0.005323423	0.350
15	18.750	0.00005192	0.000973448	0.00026928	0.005049067	0.350
16	18.400	0.00005095	0.000937445	0.00025985	0.004781228	0.350
17	18.050	0.00004998	0.000902121	0.00025041	0.004519913	0.350
18	17.700	0.00004901	0.000867475	0.00024097	0.004265162	0.350
19	17.350	0.00004804	0.000833507	0.00023152	0.004016904	0.350
20	17.000	0.00004707	0.000800218	0.00022207	0.003775215	0.350
21	16.650	0.00004610	0.000767607	0.00021261	0.003540033	0.350
22	16.300	0.00004513	0.000735674	0.00020315	0.003311425	0.350
23	15.950	0.00004416	0.000704420	0.00019369	0.003089364	0.350
24	15.600	0.00004320	0.000673844	0.00018422	0.002873855	0.350
25	15.250	0.00004223	0.000643947	0.00017475	0.002664902	0.350
26	14.900	0.00004126	0.000614728	0.00016527	0.002462511	0.350
27	14.550	0.00004029	0.000586187	0.00015579	0.002266687	0.350
28	14.200	0.00003932	0.000558325	0.00014630	0.002077435	0.350
29	13.850	0.00003835	0.000531141	0.00013681	0.001894759	0.350
30	13.500	0.00003738	0.000504636	0.00012731	0.001718665	0.350
31	13.150	0.00003641	0.000478808	0.00011781	0.001549158	0.350
32	12.800	0.00003544	0.000453660	0.00010830	0.001386242	0.350
33	12.450	0.00003447	0.000429189	0.00009879	0.001229928	0.350
34	12.100	0.00003350	0.000405397	0.00008927	0.001080209	0.350
35	11.750	0.00003253	0.000382284	0.00007975	0.000937098	0.350
36	11.400	0.00003157	0.000359849	0.00007023	0.000800595	0.350
37	11.050	0.00003060	0.000338092	0.00006305	0.000696695	0.350
38	10.700	0.00002963	0.000317014	0.00006105	0.000653260	0.350
39	10.350	0.00002866	0.000296614	0.00005906	0.000611222	0.350
40	10.000	0.00002769	0.000276892	0.00005706	0.000570582	0.350
41	9.650	0.00002672	0.000257849	0.00005506	0.000531340	0.350
42	9.300	0.00002575	0.000239484	0.00005306	0.000493497	0.350
43	8.950	0.00002478	0.000221797	0.00005107	0.000457051	0.350
44	8.600	0.00002381	0.000204789	0.00004907	0.000422003	0.350
45	8.250	0.00002284	0.000188460	0.00004707	0.000388353	0.350
46	7.900	0.00002187	0.000172808	0.00004508	0.000356100	0.350
47	7.550	0.00002091	0.000157835	0.00004308	0.000325246	0.350
48	7.200	0.00001994	0.000143541	0.00004108	0.000295790	0.350
49	6.850	0.00001897	0.000129925	0.00003908	0.000267731	0.350
50	6.500	0.00001800	0.000116987	0.00003709	0.000241071	0.350
51	6.500	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
52	4.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	2.500
53	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.000

$$c = c \cdot ydy = (c_i \cdot y_i + c_{i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 12.51 \text{ (mm)}$$

$$y_0 = y_0 \cdot ydy = (y_{0i} \cdot y_i + y_{0i-1} \cdot y_{i-1}) y_i / 2 \times 10^3 = 60.50 \text{ (mm)}$$

ここに、

c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

## (9)終局変位

- $u$  : 終局変位(mm)  
 $L_p$  : 塑性ヒンジ長(mm) = 0.5D  
 = 3500.00 (mm)  
 $D$  : 断面高さ = 7000(mm)  
 $h$  : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 24000(mm)

## 1)タイプI地震動

$$u = y + y(\mu_u - 1)L_p(h - L_p / 2) = 765.08 \text{ (mm)}$$

ここに

$$M_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 423393.7 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\phi_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00041027 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_{y0} : \text{橋脚の初降伏変位} = 60.50 \text{ (mm)}$$

$$\mu_{\phi u} : \text{PC橋脚の終局曲率塑性率} = 15.0$$

$$\phi_y : \text{橋脚基部断面における降伏曲率} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} = 0.00061814 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 91.15 \text{ (mm)}$$

$$M_u : \text{橋脚基部断面における終局モーメント} = 637904.8 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

## 2)タイプII地震動

$$u = y + y(\mu_u - 1)L_p(h - L_p / 2) = 774.70 \text{ (mm)}$$

ここに

$$M_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 423394.0 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\phi_{y0} : \text{橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00041027 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_{y0} : \text{橋脚の初降伏変位} = 60.50 \text{ (mm)}$$

$$\mu_{\phi u} : \text{PC橋脚の終局曲率塑性率} = 15.0$$

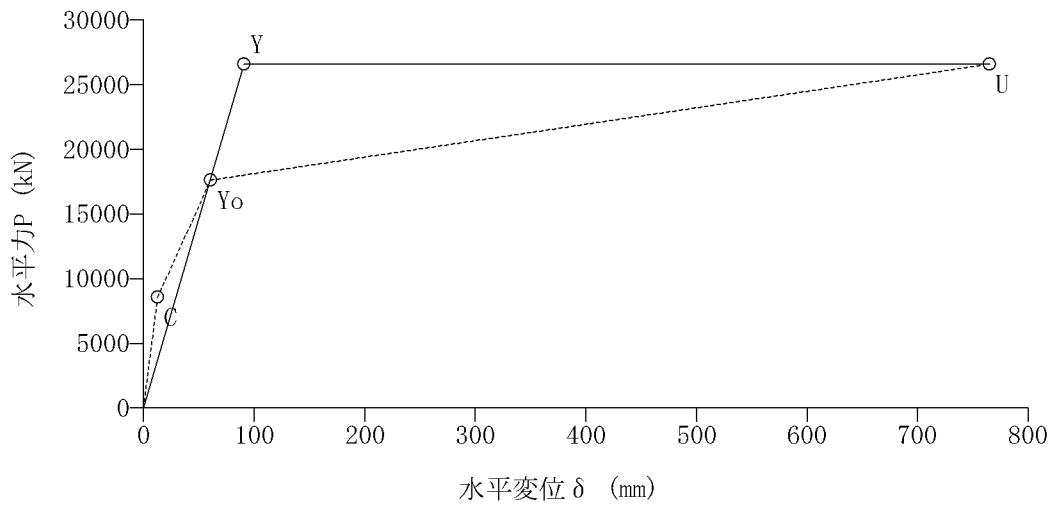
$$\phi_y : \text{橋脚基部断面における降伏曲率} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} = 0.00062592 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = \left( \frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 92.30 \text{ (mm)}$$

$$M_u : \text{橋脚基部断面における終局モーメント} = 645932.1 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

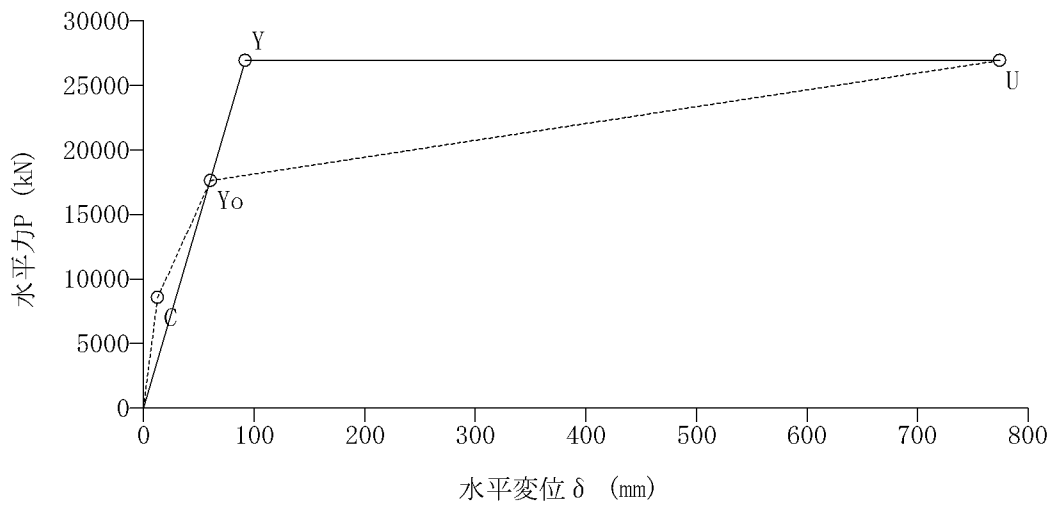
(10)水平力 - 水平変位の関係

1)タイプI地震動



	水平力(kN)	変位(mm)
ひび割れ時 C	8561.02	12.51
初降伏時 Yo	17641.40	60.50
降伏時 Y	26579.37	91.15
終局時 U	26579.37	765.08

2)タイプII地震動



	水平力(kN)	変位(mm)
ひび割れ時 C	8561.02	12.51
初降伏時 Yo	17641.42	60.50
降伏時 Y	26913.84	92.30
終局時 U	26913.84	774.70



## 5.4.3 せん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)

Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めたせん断耐力 (kN)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

ck: コンクリートの設計基準強度 = 35.0 (N/mm<sup>2</sup>)

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.390 (N/mm<sup>2</sup>)

sy: 斜引張鉄筋の降伏点強度 = 350 (N/mm<sup>2</sup>)

hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 20000 (mm)

Ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.569

Cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500

pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 1.136 (%)

b : 部材断面幅 = 2000.0 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 6558.3 (mm)

Ss : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 = 40455.02 (kN)

$$d / 1.15 \leq hp \quad Ss = Aw \cdot sy \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$$

$$d / 1.15 > hp \quad Ss = Aw \cdot sy \cdot hp / a \times 10^{-3}$$

Aw : 斜引張鉄筋の総断面積 = 3040.2 (mm<sup>2</sup>)

a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

## (1)タイプI地震動

$$Pso = Sco + Ss = 44819.80 \text{ (kN)}$$

$$Ps = Sc + Ss = 43073.89 \text{ (kN)}$$

$$Sco = Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 4364.78 \text{ (kN)}$$

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2618.87 \text{ (kN)}$$

$$Ss = 40455.02 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$Cc: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

## (2)タイプII地震動

$$Pso = Sco + Ss = 44819.80 \text{ (kN)}$$

$$Ps = Sc + Ss = 43946.84 \text{ (kN)}$$

$$Sco = Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 4364.78 \text{ (kN)}$$

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 3491.83 \text{ (kN)}$$

$$Ss = 40455.02 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$Cc: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

5.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1)タイプI地震動

$$P_u = 26579.37 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 43073.89 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 44819.80 \text{ (kN)}$$

$P_u$   $P_s$  より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 26579.37 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 3.465$$

とする。

(2)タイプII地震動

$$P_u = 26913.84 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 43946.84 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 44819.80 \text{ (kN)}$$

$P_u$   $P_s$  より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 26913.84 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 5.929$$

とする。

ここに、

$P_a$  : 橋脚の地震時保有水平耐力

$\mu_a$  : 橋脚の許容塑性率

: 安全係数 タイプI = 3.0 タイプII = 1.5 (道示V 表-10.2.1より)

$u$  : 終局変位 タイプI = 765.08 (mm) タイプII = 774.70 (mm)

$y$  : 降伏変位 タイプI = 91.15 (mm) タイプII = 92.30 (mm)

5.4.5 作用荷重

(1)設計水平震度

$k_{hc}$  : 設計水平震度

$C_z$  : 地域別補正係数 = 1.00

1)タイプI地震動

$$k_{hc1} = C_s \cdot C_z \cdot k_{hco} = 0.29$$

$$k_{hc2} = C_s \cdot 0.3 = 0.12$$

$$k_{hc3} = C_z \cdot 0.4 = 0.40$$

$$k_{hc} = \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}) = 0.40$$

ここに、

$$C_z \cdot k_{hco} : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.7000$$

$C_s$  : 道示V 6.4.4に規定する構造物特性補正係数

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu_a - 1}} = 0.411$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 3.465$$

$k_{hc1}$  : 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

$k_{hc2}$  : 例外規定「 $k_{hco}$ に $C_z$ を乗じた値が0.3を下回る」ときの震度

$k_{hc3}$  : 例外規定「設計水平震度が0.4に $C_z$ を乗じた値を下回る」ときの震度

## 2)タイプII地震動

$$k_{hc1} = C_s \cdot C_z \cdot k_{hco} = 0.45$$

$$k_{hc2} = C_s \cdot 0.6 = 0.18$$

$$k_{hc3} = C_z \cdot 0.4 = 0.40$$

$$k_{hc} = \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}) = 0.45$$

ここに、

$$C_z \cdot k_{hco} : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1.4884$$

$C_s$  : 道示V 6.4.4に規定する構造物特性補正係数

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu_a - 1}} = 0.303$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 5.929$$

$k_{hc1}$  : 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

$k_{hc2}$  : 例外規定「 $k_{hco}$ に $C_z$ を乗じた値が0.6を下回る」ときの震度

$k_{hc3}$  : 例外規定「設計水平震度が0.4に $C_z$ を乗じた値を下回る」ときの震度

## (2)等価重量

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$$W_p : \text{橋脚の重量} \quad W_p = 10550.00 \text{ (kN)}$$

## 1)タイプI地震動

$$W = W_u + C_p \cdot W_p = 45275.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u : \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 40000.00 \text{ (kN)}$$

$$C_p : \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

## 2)タイプII地震動

$$W = W_u + C_p \cdot W_p = 45275.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u : \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 40000.00 \text{ (kN)}$$

$$C_p : \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

## 5.4.6 水平耐力の照査

## (1)タイプI地震動

$$P_a = 26579.37 \quad k_{hc} \times W = 18110.00 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$P_a$  : 地震時保有水平耐力 (kN)

$$k_{hc} : \text{設計水平震度} = 0.40$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

## (2)タイプII地震動

$$P_a = 26913.84 \quad k_{hc} \times W = 20373.75 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$P_a$  : 地震時保有水平耐力 (kN)

$$k_{hc} : \text{設計水平震度} = 0.45$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

### 5.4.7 残留変位の照査(B種橋)

$$\delta_{Ra} : \text{橋脚の許容残留変位} = 240.00 \text{ (mm)}$$

$\gamma$  : PC鋼材の耐力分担率(ただし、 $\gamma$ の値が0.8を上回る場合には0.8とする)

$$\gamma = \frac{A_p \cdot f_{py}}{A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy}} = 0.459$$

ここに、

$$A_p : \text{PC鋼材の断面積} = 46603.2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鉄筋の断面積} = 251348.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$f_{py} : \text{PC鋼材の降伏点強度} = 1600.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{sy} : \text{鉄筋の降伏点強度} = 350.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

#### (1)タイプI地震動

$\delta_{R,Ra}$  なので残留変位による照査を満足している。

ここに、

$$\delta_R : \text{橋脚の残留変位} = 0.6 (1 - \gamma) (\delta_m - \delta_y) = 6.24 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left( C_z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 1.211$$

$$\delta_m : \text{応答変位} = \mu_r \cdot \delta_y = 110.37 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 91.15 \text{ (mm)}$$

$$Pa : \text{地震時保有水平耐力} = 26579.37 \text{ (kN)}$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

$$C_z \cdot khco : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.7000$$

#### (2)タイプII地震動

$\delta_{R,Ra}$  なので残留変位による照査を満足している。

ここに、

$$\delta_R : \text{橋脚の残留変位} = 0.6 (1 - \gamma) (\delta_m - \delta_y) = 78.97 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left( C_z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 3.635$$

$$\delta_m : \text{応答変位} = \mu_r \cdot \delta_y = 335.46 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 92.30 \text{ (mm)}$$

$$Pa : \text{地震時保有水平耐力} = 26913.84 \text{ (kN)}$$

$$W : \text{等価重量} = 45275.00 \text{ (kN)}$$

$$C_z \cdot khco : \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1.4884$$

## 5.4.8 構造細目

(1) 帯鉄筋体積比  $s$  の照査塑性ヒンジ下端から $2H$ ( $H$ =部材断面高)の範囲[ 0.000(m) ~ 14.000(m) ]

No	照査位置 (m)	横拘束筋の 間隔 $s$ (mm)	鉄筋量 $A_h$ (mm <sup>2</sup> )	有効長 $d$ (mm)	横拘束筋の 体積比 $s$	$s$ 0.012 判定
1	0.000	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
2	0.350	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
3	0.700	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
4	1.050	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
5	1.400	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
6	1.750	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
7	2.100	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
8	2.450	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
9	2.800	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
10	3.150	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
11	3.500	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
12	3.850	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
13	4.200	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
14	4.550	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
15	4.900	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
16	5.250	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
17	5.600	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
18	5.950	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
19	6.300	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
20	6.650	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
21	7.000	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
22	7.350	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
23	7.700	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
24	8.050	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
25	8.400	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
26	8.750	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
27	9.100	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
28	9.450	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
29	9.800	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
30	10.150	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
31	10.500	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
32	10.850	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
33	11.200	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
34	11.550	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
35	11.900	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
36	12.250	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
37	12.600	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
38	12.950	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
39	13.300	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
40	13.650	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK
41	14.000	150.0	506.70	1000.0	0.01351200	OK

#### 5.4.9 固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

なお、 $P_{y0}$ および  $y_0$ は、タイプIIの結果を用いる。

$$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 44.64351 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = P_y / \delta_y = P_{y0} / \delta_{y0} = 291596.96 \text{ (kN/m)}$$

ここに

$I_y$  : 降伏剛性時の断面二次モーメント

$K$  : 降伏剛性

$P_y$  : 降伏水平耐力

$y$  : 降伏変位

$P_{y0}$  : 橋脚の初降伏水平耐力 = 17641.40 (kN)

$y_0$  : 橋脚の初降伏変位 = 60.50 (mm)

$h$  : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 24.000 (m)

$hu$  : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離 = 6.500 (m)

5.4.10 主要断面のMc、Myo、Mu

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 4000.0 (mm) 断面高 7000.0 (mm)  
 プレストレストコンクリート設計基準強度  $ck = 35.0$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 作用軸力 50550.0 (kN)  
 主鉄筋  $As = 297951.2$  mm<sup>2</sup> 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 y(N/mm <sup>2</sup> )	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	降伏点強度 y(N/mm <sup>2</sup> )
1	150	28378.0	350.0	19	3800	8108.0	350.0
2	500	4054.0	350.0	20	3820	3328.8	1600.0
3	500	9986.4	1600.0	21	4100	8108.0	350.0
4	800	4054.0	350.0	22	4400	8108.0	350.0
5	850	20270.0	350.0	23	4460	3328.8	1600.0
6	1100	8108.0	350.0	24	4700	8108.0	350.0
7	1260	3328.8	1600.0	25	5000	8108.0	350.0
8	1400	8108.0	350.0	26	5100	3328.8	1600.0
9	1700	8108.0	350.0	27	5300	8108.0	350.0
10	1900	3328.8	1600.0	28	5600	8108.0	350.0
11	2000	8108.0	350.0	29	5740	3328.8	1600.0
12	2300	8108.0	350.0	30	5900	8108.0	350.0
13	2540	3328.8	1600.0	31	6150	20270.0	350.0
14	2600	8108.0	350.0	32	6200	4054.0	350.0
15	2900	8108.0	350.0	33	6500	4054.0	350.0
16	3180	3328.8	1600.0	34	6500	9986.4	1600.0
17	3200	8108.0	350.0	35	6850	28378.0	350.0
18	3500	8108.0	350.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面二次モーメント ひび割れモーメント 曲率	A (m <sup>2</sup> ) W (m <sup>3</sup> ) I (m <sup>4</sup> ) Mc(kN.m) (1/m)	20.121 29.945 104.808 205464.5 0.00006645	
初降伏時	地震動のタイプ コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント(図心) 曲率	c Xo (mm) Myo (kN.m) yo = c/Xo (1/m)	タイプI地震動 0.00114371 2787.68 423393.7 0.00041027	タイプII地震動 0.00114371 2787.68 423394.0 0.00041027
終局時	地震動のタイプ コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 終局時曲げモーメント(図心) 曲率	ct Xot (mm) Mu (kN.m) u = ct/Xot (1/m)	タイプI地震動 0.00378358 1485.34 637904.8 0.00254728	タイプII地震動 0.00644422 1337.77 645932.1 0.00481712

コンクリートの応力度 - ひずみ曲線

	s	cc (N/mm <sup>2</sup> )	cc	cu
0.20 0.40	0.01351200	38.594	0.00378358	0.00644422

## 6章 安定計算

### 6.1 フーチングの剛体照査

(1)  $\beta$  による判定

$$\beta = 0.11370 \times 4.000 = 0.455 < 1.0$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = 0.11370 \text{ (1/m)}$$

ここに、 $k = k_v$

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 39861.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$k_{v0}$  : 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

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = 653333.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅  $B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{B \cdot D} = 12.490 \text{ (m)}$

$E_0$  :  $E_0 = 196000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$B$  : フーチングの幅  $B = 13.000 \text{ (m)}$

$D$  : フーチングの奥行き  $D = 12.000 \text{ (m)}$

$h$  : フーチングの厚さ  $h = 3.000 \text{ (m)}$

$E$  : フーチングのヤング係数  $E = 265.00 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$l$  : フーチングの張出し長

$$l = \max(l, b) = 4.000 \text{ (m)}$$

$l$  : [奥行き  $D / 2$ ] と [張出し長  $l_h$ ] の短い方の長さ

$$l = \min(D / 2, l_h) = 4.000 \text{ (m)}$$

$$D / 2 = 6.000 \text{ (m)}$$

$$l_h = 4.000 \text{ (m)}$$

$b$  : [幅  $B / 2$ ] と [張出し長  $b_h$ ] の短い方の長さ

$$b = \min(B / 2, b_h) = 3.000 \text{ (m)}$$

$$B / 2 = 6.500 \text{ (m)}$$

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

(2) フーチング厚さの上限値による判定

$FH_1$   $FH_2$

ここに、

$FH_1$  : フーチングの厚さ  $FH_1 = 3.000 \text{ (m)}$

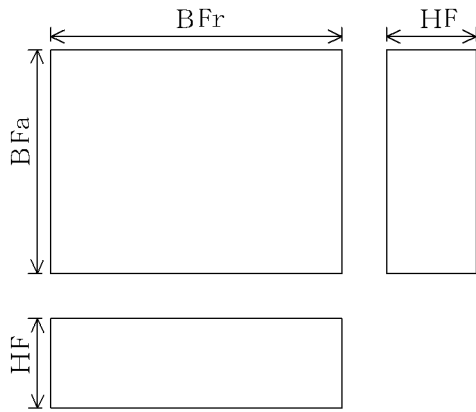
$FH_2$  : 剛体であると判定する厚さ  $FH_2 = 13.000 / 5.000 = 2.600 \text{ (m)}$

(3) 照査結果

(1) $\beta$ による判定	(2) フーチング厚さの上限値による判定	総合判定
0.455 < 1.0 フーチングは剛体と見なせる	3.000 > 2.600 フーチングは剛体と見なせる	(1)または(2)を満足しているのでフーチングは剛体として設計してよい



### 6.2 フーチング重量



$$H_f = 3.000\text{m} \quad B_{Fa} = 12.000\text{m} \quad B_{Fr} = 13.000\text{m}$$

$$V = B_{Fa} \cdot B_{Fr} \cdot H_f = 468.000\text{m}^3$$

$$y = H_f / 2 = 1.500\text{m}$$

$$x = 0.000\text{m}$$

重量  $W = V \cdot c = 11700.00(\text{kN})$

モーメント  $My = W \cdot y = 17550.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

$Mx = W \cdot x = 0.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

### 6.3 上載土砂重量

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量  $t = 18.00(\text{kN}/\text{m}^3)$

表中の図心(Xg,Zg)は、底版下面中心を(0,0)としたときの座標

	体積 V(m <sup>3</sup> )	直角図心 Xg(m)	橋軸図心 Zg(m)	V・Xg(m <sup>4</sup> )	V・Zg(m <sup>4</sup> )
土砂上面まで	780.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
フーチング控除分	-468.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
柱控除分	-56.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	256.00000	-----	-----	0.0000	0.0000

重量  $W = V \cdot t = 4608.00(\text{kN})$

モーメント  $Mx = (V \cdot Xg) \cdot t = 0.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

$Mz = (V \cdot Zg) \cdot t = 0.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $x = (V \cdot Xg) / V = 0.000(\text{m})$

$z = (V \cdot Zg) / V = 0.000(\text{m})$

### 6.4 各荷重ケース毎の作用力の集計および、安定計算(橋軸方向)

6.4.1 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

#### (1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	40000.00	8000.00	183986.42
躯体自重(はり・柱)	10550.00	2110.00	30195.58
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	—	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	11700.00	2340.00	3510.00
上載土砂	4608.00	0.00	0.00
合計	66858.00	12450.00	217692.00

#### (2) 安定計算結果

	偏心距離 (m)	滑動安全率	地盤反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		許容支持力 (kN)	鉛直力 (kN)
				前面	背面		
水位無視	3.256	3.222	8.232	0.00	1249.51	1386432.00	66858.00
許容値	4.000	1.200	—	3750.00		—	—

#### (3) 荷重の偏心傾斜を考慮した支持力

地盤の粘着力  $c = 1500.000$  (kN/m<sup>2</sup>)      基礎の有効根入れ深さ  $D_f = 0.000$ (m)

地盤のせん断抵抗角  $= 40.00^\circ$       良質な地盤への根入れ深さ  $D_f' = 0.000$ (m)

安全率  $F_s = 2.0$

寸法効果に対する補正係数  $= \mu = -1/3$

	単位	水位無し
荷重の傾斜	$\tan$	0.186
支持力係数	$N_c$	48.61
	$N_q$	41.31
	$N$	40.60
支持地盤の単位重量	$\gamma_1$	kN/m <sup>3</sup> 14.00
根入れ地盤の平均単位重量	$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup> 0.000
上載荷重	$q = \gamma_2 \cdot D_f$	kN/m <sup>2</sup> 0.00
有効載荷幅	$B_e$	m 5.488
有効載荷面積	$A_e$	m <sup>2</sup> 71.343
基礎の形状係数	—	1.127
根入れ効果に対する割増し係数	—	0.831
	—	1.000
寸法効果に関する補正係数	$S_c$	0.464
	$S_q$	1.000
	$S$	0.567
極限支持力	$Q_u$	kN 2772864.00
許容鉛直支持力	$Q_a$	kN 1386432.00
作用鉛直力	$V$	kN 66858.00

### 6.5 各荷重ケース毎の作用力の集計および、安定計算(橋軸直角方向)

6.5.1 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

#### (1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	40000.00	8000.00	215986.42
躯体自重(はり・柱)	10550.00	2110.00	30195.58
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	—	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	11700.00	2340.00	3510.00
上載土砂	4608.00	0.00	0.00
合計	66858.00	12450.00	249692.00

#### (2) 安定計算結果

	偏心距離 (m)	滑動安全率	地盤反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		許容支持力 (kN)	鉛直力 (kN)
				左	右		
水位無視	3.735	3.222	8.296	0.00	1343.17	1302474.90	66858.00
許容値	4.333	1.200	—	3750.00		—	—

#### (3) 荷重の偏心傾斜を考慮した支持力

地盤の粘着力  $c = 1500.000$  (kN/m<sup>2</sup>)      基礎の有効根入れ深さ  $D_f = 0.000$ (m)

地盤のせん断抵抗角  $= 40.00^\circ$       良質な地盤への根入れ深さ  $D_f' = 0.000$ (m)

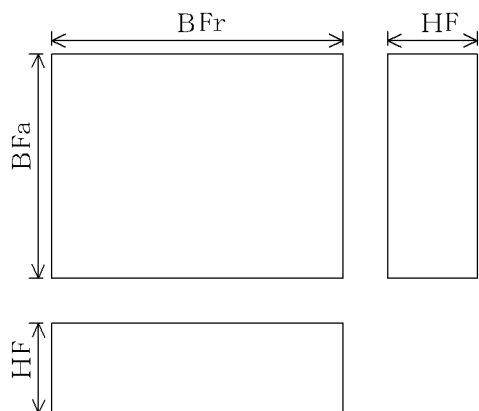
安全率  $F_s = 2.0$

寸法効果に対する補正係数  $= \mu = -1/3$

	単位	水位無し
荷重の傾斜	$\tan$	0.186
支持力係数	$N_c$	48.61
	$N_q$	41.31
	$N$	40.60
支持地盤の単位重量	$\gamma_1$	kN/m <sup>3</sup> 14.00
根入れ地盤の平均単位重量	$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup> 0.000
上載荷重	$q = \gamma_2 \cdot D_f$	kN/m <sup>2</sup> 0.00
有効載荷幅	$B_e$	m 5.531
有効載荷面積	$A_e$	m <sup>2</sup> 66.368
基礎の形状係数	—	1.138
根入れ効果に対する割増し係数	—	0.816
	—	1.000
寸法効果に関する補正係数	$S_c$	0.464
	$S_q$	1.000
	$S$	0.565
極限支持力	$Q_u$	kN 2604949.80
許容鉛直支持力	$Q_a$	kN 1302474.90
作用鉛直力	$V$	kN 66858.00

## 7章 フーチングの設計(許容応力度法)

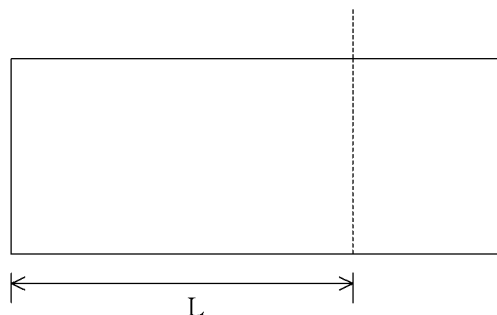
### 7.1 張出し長および自重



$$H_F = 3.000\text{m} \quad B_{Fa} = 12.000\text{m} \quad B_{Fr} = 13.000\text{m}$$

#### 7.1.1 橋軸方向

##### (1) 前面側



$$L = z_c - B_t - B_L / 2 = 4.000\text{m} \quad (\text{張出し長})$$

ここに、 $B_L$ :柱鉛直部の幅、 $B_t$ :柱左側テーパ部の幅

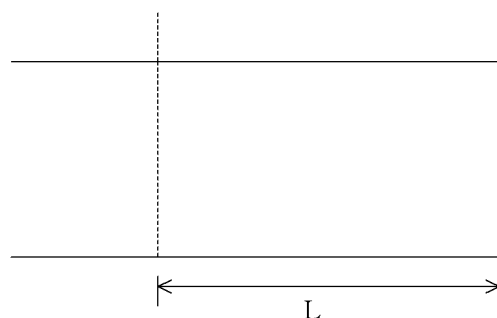
$$V = L \cdot B_{Fr} \cdot H_F = 156.000\text{m}^3$$

$$x = L / 2 = 2.000\text{m}$$

$$W = V \cdot c = 3900.00\text{kN}$$

$$M = W \cdot x = 7800.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

##### (2) 背面側



$$L = (B_{Fa} - z_c) - B_L / 2 - B_t = 4.000\text{m} \quad (\text{張出し長})$$

ここに、 $B_L$ :柱鉛直部の幅、 $B_t$ :柱左側テーパ部の幅

$$V = L \cdot B_{Fr} \cdot H_F = 156.000\text{m}^3$$

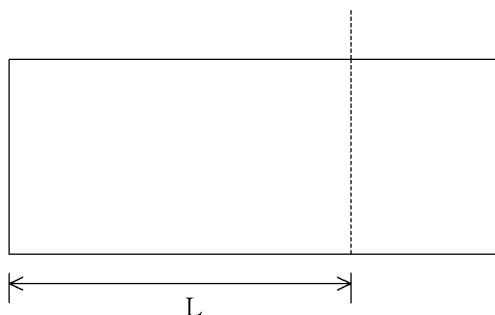
$$x = L / 2 = 2.000\text{m}$$

$$W = V \cdot c = 3900.00\text{kN}$$

$$M = W \cdot x = 7800.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

### 7.1.2 橋軸直角方向

#### (1) 左側



$$L = xc - B_{tT1} - B_T / 2 = 3.000\text{m} \text{ (張出し長)}$$

ここに、 $B_T$ :柱鉛直部の幅、 $B_{tT1}$ :柱左側テーパ部の幅

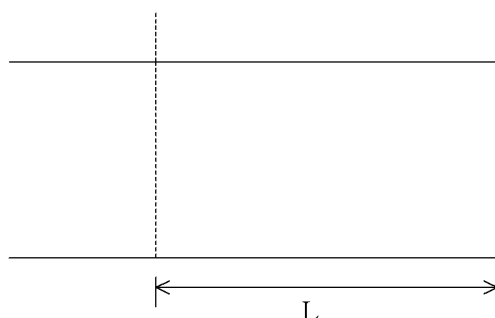
$$V = L \cdot B_{Fa} \cdot H_F = 108.000\text{m}^3$$

$$x = L / 2 = 1.500\text{m}$$

$$W = V \cdot c = 2700.00\text{kN}$$

$$M = W \cdot x = 4050.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

#### (2) 右側



$$L = (B_{Fr} - xc) - B_T / 2 - B_{tT2} = 3.000\text{m} \text{ (張出し長)}$$

ここに、 $B_T$ :柱鉛直部の幅、 $B_{tT2}$ :柱右側テーパ部の幅

$$V = L \cdot B_{Fa} \cdot H_F = 108.000\text{m}^3$$

$$x = L / 2 = 1.500\text{m}$$

$$W = V \cdot c = 2700.00\text{kN}$$

$$M = W \cdot x = 4050.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

## 7.2 上載土砂重量(張出し部)

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量  $t = 18.00(\text{kN}/\text{m}^3)$

表中の図心Xは照査断面からの距離で、重量およびモーメントは上面引張となる方向を負とする。

### 7.2.1 橋軸方向

前面側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 $V(\text{m}^3)$	図心 $X(\text{m})$	$V \cdot X(\text{m}^4)$
土砂上面まで	260.00000	2.0000	520.0000
フーチング控除分	-156.00000	2.0000	-312.0000
	104.00000	-----	208.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1872.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -3744.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 2.000(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 $V(\text{m}^3)$	図心 $X(\text{m})$	$V \cdot X(\text{m}^4)$
土砂上面まで	162.50000	1.2500	203.1250
フーチング控除分	-97.50000	1.2500	-121.8750
	65.00000	-----	81.2500

重量  $W = - V \cdot t = -1170.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1462.50(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.250(\text{m})$

背面側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 $V(\text{m}^3)$	図心 $X(\text{m})$	$V \cdot X(\text{m}^4)$
土砂上面まで	260.00000	2.0000	520.0000
フーチング控除分	-156.00000	2.0000	-312.0000
	104.00000	-----	208.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1872.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -3744.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 2.000(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 $V(\text{m}^3)$	図心 $X(\text{m})$	$V \cdot X(\text{m}^4)$
土砂上面まで	162.50000	1.2500	203.1250
フーチング控除分	-97.50000	1.2500	-121.8750
	65.00000	-----	81.2500

重量  $W = - V \cdot t = -1170.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1462.50(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.250(\text{m})$

7.2.2 橋軸直角方向

左側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで フーチング控除分	180.00000 -108.00000	1.5000 1.5000	270.0000 -162.0000
	72.00000	-----	108.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1296.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1944.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.500(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで フーチング控除分	90.00000 -54.00000	0.7500 0.7500	67.5000 -40.5000
	36.00000	-----	27.0000

重量  $W = - V \cdot t = -648.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -486.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 0.750(\text{m})$

右側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで フーチング控除分	180.00000 -108.00000	1.5000 1.5000	270.0000 -162.0000
	72.00000	-----	108.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1296.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1944.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.500(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで フーチング控除分	90.00000 -54.00000	0.7500 0.7500	67.5000 -40.5000
	36.00000	-----	27.0000

重量  $W = - V \cdot t = -648.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -486.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 0.750(\text{m})$

## 7.3 曲げモーメントに対する検討

### 7.3.1 設計断面力の算定

全幅あたりの断面力を求め、有効幅で除して単位幅あたりの設計断面力とする。

#### (1) 橋軸方向

全幅  $B = 13000\text{mm}$  下側引張時の有効幅  $Be_L = 12600\text{mm}$  上側引張時の有効幅  $Be_U = 9850\text{mm}$

#### 1) ケース：レベル1地震時 荷重状態：Lv1地震時

	前面側張出し			背面側張出し		
	V (kN)	x (m)	M (kN.m)	V (kN)	x (m)	M (kN.m)
フーチング重量	-3900.00	2.000	-7800.00	-3900.00	2.000	-7800.00
上載土砂重量	-1872.00	2.000	-3744.00	-1872.00	2.000	-3744.00
地盤反力	53.06	0.077	4.10	49188.53	2.214	108901.11
合計	-5718.94	—	-11539.90	43416.53	—	97357.11

設計曲げモーメント  $M_{\max}(\text{下側引張}) = 97357.11/Be_L = 7726.75\text{kN.m/m}$

$M_{\min}(\text{上側引張}) = -11539.90/Be_U = -1171.56\text{kN.m/m}$

#### (2) 橋軸直角方向

全幅  $B = 12000\text{mm}$  下側引張時の有効幅  $Be_L = 9600\text{mm}$  上側引張時の有効幅  $Be_U = 6850\text{mm}$

#### 1) ケース：レベル1地震時 荷重状態：Lv1地震時

	左側張出し			右側張出し		
	V (kN)	x (m)	M (kN.m)	V (kN)	x (m)	M (kN.m)
フーチング重量	-2700.00	1.500	-4050.00	-2700.00	1.500	-4050.00
上載土砂重量	-1296.00	1.500	-1944.00	-1296.00	1.500	-1944.00
地盤反力	0.00	0.000	0.00	39611.37	1.610	63788.52
合計	-3996.00	—	-5994.00	35615.37	—	57794.52

設計曲げモーメント  $M_{\max}(\text{下側引張}) = 57794.52/Be_L = 6020.26\text{kN.m/m}$

$M_{\min}(\text{上側引張}) = -5994.00/Be_U = -875.04\text{kN.m/m}$



### 7.3.2 断面計算

コンクリート 設計基準強度  $ck = 27.0 \text{ N/mm}^2$

鉄筋 SD345 降伏点強度  $sy = 350.0 \text{ N/mm}^2$

#### (1) 橋軸方向 下面引張

##### 1) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000\text{mm}$  高さ  $h = 3000\text{mm}$

主鉄筋(位置は圧縮縁からの距離)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )
1	2750	D35	8.02	7668.0
2	2850	D35	8.02	7668.0
鉄筋量合計 $As =$				15336.0

・最小鉄筋量「鉄筋量合計( $15336.0\text{mm}^2$ )  $500\text{mm}^2/\text{m}$ 」 OK

・最大鉄筋量「引張鉄筋量( $15336.0\text{mm}^2$ ) 釣合鉄筋量 $Asb(108375.9\text{mm}^2)$ 」 OK

##### 2) 断面照査

項目	単位	Lv1地震時
荷重状態	———	Lv1地震時
曲げモーメント M	kN.m	7726.75
圧縮縁～中立軸 x	mm	928
圧縮応力度 c	$\text{N/mm}^2$	6.68
引張応力度 s	$\text{N/mm}^2$	207.59
割増し係数	———	1.50
許容圧縮応力度 ca	$\text{N/mm}^2$	13.50
許容引張応力度 sa	$\text{N/mm}^2$	300.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	———	$Mc \quad Mu$

ひびわれ曲げモーメント  $Mc = 3105.0 \text{ kN.m}$  終局曲げモーメント  $Mu = 14384.1 \text{ kN.m}$

$Mc = Mu$ となる鉄筋量 =  $3199.8 (\text{mm}^2)$

#### (2) 橋軸方向 上面引張

##### 1) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000\text{mm}$  高さ  $h = 3000\text{mm}$

主鉄筋(位置は圧縮縁からの距離)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )
1	2850	D32	8.02	6369.7
鉄筋量合計 $As =$				6369.7

・最小鉄筋量「鉄筋量合計( $6369.7\text{mm}^2$ )  $500\text{mm}^2/\text{m}$ 」 OK

・最大鉄筋量「引張鉄筋量( $6369.7\text{mm}^2$ ) 釣合鉄筋量 $Asb(102481.8\text{mm}^2)$ 」 OK

## 2) 断面照査

項目	単位	Lv1地震時
荷重状態	——	Lv1地震時
曲げモーメント M	kN.m	-1171.56
圧縮縁～中立軸 x	mm	649
圧縮応力度 c	N/mm <sup>2</sup>	1.37
引張応力度 s	N/mm <sup>2</sup>	69.83
割増し係数	——	1.50
許容圧縮応力度 ca	N/mm <sup>2</sup>	13.50
許容引張応力度 sa	N/mm <sup>2</sup>	300.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	——	1.7M Mc

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 6242.4 \text{ kN.m}$

(3) 橋軸直角方向 下面引張

1) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000\text{mm}$  高さ  $h = 3000\text{mm}$

主鉄筋(位置は圧縮縁からの距離)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )
1	2750	D35	8.02	7672.7
2	2850	D35	8.02	7672.7
鉄筋量合計 $A_s =$				15345.5

・最小鉄筋量「鉄筋量合計( $15345.5\text{mm}^2$ )  $500\text{mm}^2/\text{m}$ 」 OK

・最大鉄筋量「引張鉄筋量( $15345.5\text{mm}^2$ ) 釣合鉄筋量 $A_{sb}(108375.9\text{mm}^2)$ 」 OK

2) 断面照査

項目	単位	Lv1地震時
荷重状態	——	Lv1地震時
曲げモーメント M	kN.m	6020.26
圧縮縁～中立軸 x	mm	928
圧縮応力度 c	$\text{N}/\text{mm}^2$	5.20
引張応力度 s	$\text{N}/\text{mm}^2$	161.67
割増し係数	——	1.50
許容圧縮応力度 ca	$\text{N}/\text{mm}^2$	13.50
許容引張応力度 sa	$\text{N}/\text{mm}^2$	300.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	——	$M_c$ $M_u$

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 14392.7 \text{ kN.m}$

$M_c = M_u$ となる鉄筋量 =  $3199.8 (\text{mm}^2)$

(4) 橋軸直角方向 上面引張

1) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000\text{mm}$  高さ  $h = 3000\text{mm}$

主鉄筋(位置は圧縮縁からの距離)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )
1	2850	D32	8.03	6376.8
鉄筋量合計 $A_s =$				6376.8

・最小鉄筋量「鉄筋量合計( $6376.8\text{mm}^2$ )  $500\text{mm}^2/\text{m}$ 」 OK

・最大鉄筋量「引張鉄筋量( $6376.8\text{mm}^2$ ) 釣合鉄筋量 $A_{sb}(102481.8\text{mm}^2)$ 」 OK

2) 断面照査

項目	単位	Lv1地震時
荷重状態	——	Lv1地震時
曲げモーメント M	kN.m	-875.04
圧縮縁～中立軸 x	mm	649
圧縮応力度 c	$\text{N}/\text{mm}^2$	1.02
引張応力度 s	$\text{N}/\text{mm}^2$	52.10
割増し係数	——	1.50
許容圧縮応力度 ca	$\text{N}/\text{mm}^2$	13.50
許容引張応力度 sa	$\text{N}/\text{mm}^2$	300.00
曲げ部材としての最小鉄筋量	——	1.7M $M_c$

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 6249.3 \text{ kN.m}$

### 7.4 せん断力に対する検討

コンクリート 設計基準強度  $c_k = 27.0 \text{ N/mm}^2$   
 鉄筋 SD345 降伏点強度  $s_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$

#### 7.4.1 橋軸方向

##### 1) 照査断面

断面	位置 (m)	距離 (m)	幅 b(mm)	高さ h(mm)	備考
1	2.500	1.500	1000	3000	基部から $H_f/2$
2	9.500	1.500	1000	3000	基部から $H_f/2$

位置はフーチング前面側からの距離。距離はそれぞれの付け根からの距離。

下側引張時: 2.5d 7000mm  $d(\text{柱前面}) = 2800\text{mm}$

上側引張時: 2.5d 7125mm  $d(\text{柱前面}) = 2850\text{mm}$

##### スターラップ

配置方法: 整形配置

鉄筋径 D16-7.923本 = 1573.52  $\text{mm}^2$

##### 2) 断面力の集計

断面[1] ケース: Lv1地震時(水位無し) 荷重状態: Lv1地震時

	V (kN)	x (m)	M (kN.m)
フーチング重量	-2437.50	1.250	-3046.88
上載土砂重量	-1170.00	1.250	-1462.50
地盤反力	0.00	0.000	0.00
合計	-3607.50	—	-4509.38

断面[2] ケース: Lv1地震時(水位無し) 荷重状態: Lv1地震時

	V (kN)	x (m)	M (kN.m)
フーチング重量	-2437.50	1.250	-3046.88
上載土砂重量	-1170.00	1.250	-1462.50
地盤反力	34442.69	1.325	45622.71
合計	30835.19	—	41113.34

##### 3) 断面照査

断面[1]  $b = 1000\text{mm}$   $h = 3000\text{mm}$

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
状態	—	Lv1地震時
S(単位幅当り)	kN	-277.50
S(全幅当り)	kN	-3607.50
$M_0$	—	$M_0 < 0$
a	mm	4018
d 前面	mm	2850
a/d	—	1.410
d 断面	mm	2850
pt	%	1.50
ce	—	0.221
cpt	—	0.723
cdc	—	0.921
	—	2.771
m	$\text{N/mm}^2$	0.097
$a_1$	$\text{N/mm}^2$	0.664
$a_2$	$\text{N/mm}^2$	2.700

断面[2] b = 1000mm h = 3000mm

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
状態	—————	Lv1地震時
S(単位幅当り)	kN	2371.94
S(全幅当り)	kN	30835.19
M <sub>b</sub>	—————	M <sub>b</sub> > 0
a	mm	2242
d 前面	mm	2800
a/d	—————	0.801
d 断面	mm	2800
pt	—————	1.50
ce	%	0.541
cpt	—————	0.730
cdc	—————	1.225
	—————	4.957
m	N/mm <sup>2</sup>	0.847
a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.595
a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.700

### 7.4.2 橋軸直角方向

#### 1) 照査断面

断面	位置 (m)	距離 (m)	幅 b(mm)	高さ h(mm)	備考
1	1.500	1.500	1000	3000	基部からH <sub>F</sub> /2
2	11.500	1.500	1000	3000	基部からH <sub>F</sub> /2

位置はフーチング左端からの距離。距離はそれぞれの付け根からの距離。

下側引張時: 2.5d 7000mm d(柱前面)= 2800mm

上側引張時: 2.5d 7125mm d(柱前面)= 2850mm

#### スターラップ

配置方法: 整形配置

鉄筋径 D16-7.917本 = 1572.25 mm<sup>2</sup>

#### 2) 断面力の集計

断面[1] ケース: Lv1地震時(水位無し) 荷重状態: Lv1地震時

	V (kN)	x (m)	M (kN.m)
フーチング重量	-1350.00	0.750	-1012.50
上載土砂重量	-648.00	0.750	-486.00
地盤反力	0.00	0.000	0.00
合計	-1998.00	———	-1498.50

断面[2] ケース: Lv1地震時(水位無し) 荷重状態: Lv1地震時

	V (kN)	x (m)	M (kN.m)
フーチング重量	-1350.00	0.750	-1012.50
上載土砂重量	-648.00	0.750	-486.00
地盤反力	21991.42	0.775	17040.00
合計	19993.42	———	15541.50

#### 3) 断面照査

断面[1] b = 1000mm h = 3000mm

項目	単位	Lv1地震時 水位無し
状態	———	Lv1地震時
S(単位幅当り)	kN	-166.50
S(全幅当り)	kN	-1998.00
M <sub>0</sub>	———	M <sub>0</sub> < 0
a	mm	4350
d 前面	mm	2850
a/d	———	1.526
d 断面	mm	2850
pt	———	1.50
ce	%	0.221
cpt	———	0.723
cdc	———	0.921
	———	2.453
m	N/mm <sup>2</sup>	0.058
a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.587
a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.700

断面[2]  $b = 1000\text{mm}$   $h = 3000\text{mm}$ 

項 目	単 位	Lv1地震時 水位無し
状 態	—————	Lv1地震時
S(単位幅当り)	kN	1666.12
S(全幅当り)	kN	19993.42
$M_o$	—————	$M_o > 0$
a	mm	1623
d 前面	mm	2800
a/d	—————	0.580
d 断面	mm	2800
pt	—————	1.50
ce	%	0.541
cpt	—————	0.730
cdc	—————	1.225
	—————	6.018
m	$\text{N}/\text{mm}^2$	0.595
$a_1$	$\text{N}/\text{mm}^2$	1.937
$a_2$	$\text{N}/\text{mm}^2$	2.700

ここに、

S : せん断力

 $M_o$  : フーチング付け根の曲げモーメント(の符号)d : 有効高(有効高を求めるときの断面の引張方向は $M_o$ の符号で判定する)

: 許容応力度の割増し係数

2.5d : 付け根の有効高の2.5倍

pt : 引張主鉄筋比

ce : 有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数

cpt : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数

cdc : せん断スパン比によるコンクリートの許容せん断応力度の割増し係数

ただし、a 2.5dのとき考慮する。

m : 平均せん断応力度

 $a_1$  : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度 $a_2$  : 斜引張鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

cda : せん断スパン比による鉄筋の許容引張応力度の低減係数

ただし、a 2.5dのとき考慮する。

## 8章 フーチングの設計(地震時保有水平耐力法)

付け根において作用曲げモーメントが降伏モーメントを超えないことと、  
 押込み側付け根からフーチング高さの1/2位置で作用せん断力がせん断耐力を超えないことを検証する。  
 ただし、フーチングの張出し長がフーチング高さの1/2より短いときはせん断に対しての検討はしない。

### 8.1 上載土砂重量

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量  $t = 18.00(\text{kN}/\text{m}^3)$

表中の図心(Xg,Zg)は、底版下面中心を(0,0)としたときの座標

	体積 V(m <sup>3</sup> )	直角図心 Xg(m)	橋軸図心 Zg(m)	V・Xg(m <sup>4</sup> )	V・Zg(m <sup>4</sup> )
土砂上面まで	780.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
フーチング控除分	-468.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
柱控除分	-56.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	256.00000	-----	-----	0.0000	0.0000

重量  $W = V \cdot t = 4608.00(\text{kN})$

モーメント  $M_x = (V \cdot X_g) \cdot t = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

$M_z = (V \cdot Z_g) \cdot t = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

重心位置  $x = (V \cdot X_g) / V = 0.000(\text{m})$

$z = (V \cdot Z_g) / V = 0.000(\text{m})$

### 8.2 上載土砂重量(張出し部)

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量  $t = 18.00(\text{kN}/\text{m}^3)$

表中の図心Xは照査断面からの距離で、重量およびモーメントは上面引張となる方向を負とする。

#### 8.2.1 橋軸方向

前面側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 V(m <sup>3</sup> )	図心 X(m)	V・X(m <sup>4</sup> )
土砂上面まで	260.00000	2.0000	520.0000
フーチング控除分	-156.00000	2.0000	-312.0000
	104.00000	-----	208.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1872.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -3744.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 2.000(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 V(m <sup>3</sup> )	図心 X(m)	V・X(m <sup>4</sup> )
土砂上面まで	162.50000	1.2500	203.1250
フーチング控除分	-97.50000	1.2500	-121.8750
	65.00000	-----	81.2500

重量  $W = - V \cdot t = -1170.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1462.50(\text{kN} \cdot \text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.250(\text{m})$



背面側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで	260.00000	2.0000	520.0000
フーチング控除分	-156.00000	2.0000	-312.0000
	104.00000	-----	208.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1872.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -3744.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 2.000(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで	162.50000	1.2500	203.1250
フーチング控除分	-97.50000	1.2500	-121.8750
	65.00000	-----	81.2500

重量  $W = - V \cdot t = -1170.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1462.50(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.250(\text{m})$

8.2.2 橋軸直角方向

左側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで	180.00000	1.5000	270.0000
フーチング控除分	-108.00000	1.5000	-162.0000
	72.00000	-----	108.0000

重量  $W = - V \cdot t = -1296.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -1944.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 1.500(\text{m})$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 V(m³)	図心 X(m)	V・X(m⁴)
土砂上面まで	90.00000	0.7500	67.5000
フーチング控除分	-54.00000	0.7500	-40.5000
	36.00000	-----	27.0000

重量  $W = - V \cdot t = -648.00(\text{kN})$

モーメント  $M = - (V \cdot X) \cdot t = -486.00(\text{kN}\cdot\text{m})$

重心位置  $X = (V \cdot X) / V = 0.750(\text{m})$

右側

付け根からの位置 0.000(m)

	体積 V(m <sup>3</sup> )	図心 X(m)	V・X(m <sup>4</sup> )
土砂上面まで	180.00000	1.5000	270.0000
フーチング控除分	-108.00000	1.5000	-162.0000
	72.00000	-----	108.0000

$$\text{重量} \quad W = - V \cdot t = -1296.00(\text{kN})$$

$$\text{モーメント} \quad M = - (V \cdot X) \cdot t = -1944.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{重心位置} \quad X = (V \cdot X) / V = 1.500(\text{m})$$

付け根からの位置 1.500(m)

	体積 V(m <sup>3</sup> )	図心 X(m)	V・X(m <sup>4</sup> )
土砂上面まで	90.00000	0.7500	67.5000
フーチング控除分	-54.00000	0.7500	-40.5000
	36.00000	-----	27.0000

$$\text{重量} \quad W = - V \cdot t = -648.00(\text{kN})$$

$$\text{モーメント} \quad M = - (V \cdot X) \cdot t = -486.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{重心位置} \quad X = (V \cdot X) / V = 0.750(\text{m})$$

### 8.3 橋軸方向 向き押し側(水位無視)

#### 8.3.1 フーチング底面の作用荷重

		V(kN)
上部工死荷重反力	$R_b$	40000.00
はり・柱重量	$W_p$	10550.00
フーチング重量	$W_f$	11700.00
上載土砂重量	$W_s$	4608.00
躯体浮力	$U_b$	0.00
上載土砂浮力	$U_s$	0.00
鉛直荷重(死荷重分) $V_b$		66858.00

#### (1) タイプI

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	23.000	0.70	920000.00	28000.00	644000.00
はり・柱	10550.00	14.311	0.70	150977.92	7385.00	105684.54
フーチング	11700.00	1.500	0.30	17550.00	3510.00	5265.00
	62250.00	————	——	1088527.92	38895.00	754949.54

$$h_g = \frac{754949.54}{38895.00} = 19.410 \text{ (m)}$$

#### (2) タイプII

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	23.000	1.08	920000.00	43200.00	993600.00
はり・柱	10550.00	14.311	1.08	150977.92	11394.00	163056.15
フーチング	11700.00	1.500	0.80	17550.00	9360.00	14040.00
	62250.00	————	——	1088527.92	63954.00	1170696.15

$$h_g = \frac{1170696.15}{63954.00} = 18.305 \text{ (m)}$$

ここに、

$h_g$  : フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ(m)

$$h_g = \frac{W_u \cdot KhcF \cdot y_u + W_p \cdot KhcF \cdot y_p + W_f \cdot KhG \cdot y_f}{W_u \cdot KhcF + W_p \cdot KhcF + W_f \cdot KhG}$$

$W_u$  : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)

$W_p$  : はり、柱の重量(kN)

$W_f$  : フーチングの重量(kN)

$y_u$  : フーチング下面から上部構造部分に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_p$  : フーチング下面からはり、柱に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_f$  : フーチング下面からフーチングに作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$KhcF$ : 上部工、躯体の設計水平震度

$KhG$  : フーチングの設計水平震度

8.3.2 設計断面力

フーチング幅  $B = 12.000$  (m)  
 フーチング高  $H = 3.000$  (m)  
 フーチング張出長  $L_m = 4.000$  (m)  
 フーチング奥行き長  $L = 13.000$  (m)  
 せん断照査位置からフーチング端部までの距離  $L_s = 2.500$  (m)

フーチング端部に浮上りが生じ始めるときの基礎底面モーメント  $M_o = B \cdot V_D / 6 = 133716.00$  (kN.m)

(1) タイプI

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot y_u + Wp \cdot KhcF \cdot y_p + WF \cdot KhG \cdot y_F = 754949.54 \text{ (kN.m)}$$

$KhcF$ : 上部工、躯体の設計水平震度 = 0.70

$KhG$ : フーチングの設計水平震度 = 0.30

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V_D}\right) = 4.6484 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長  $x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 4.0547$  (m)

押し込み側先端の地盤反力度  $q_{max} = \frac{2 \cdot V_D}{x \cdot L} = 2536.76$  (kN/m<sup>2</sup>)

2) 鉛直地盤反力による曲げモーメントの算出

曲げ照査位置の地盤反力度  $q_m = \frac{q_{max}}{x} \cdot (x - L_m) = 34.23$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤反力度による曲げモーメント = 177068.92 (kN.m)

3) 水平せん断地盤反力による曲げモーメントの算出

フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ  $h_g = 19.410$  (m)

水平せん断地盤反力  $HN = \frac{V_D \cdot eN}{h_g} = 16011.63$  (kN)

押し込み側先端の水平地盤反力度  $p_{max} = q_{max} \cdot HN / V_D = 607.52$  (kN/m<sup>2</sup>)

曲げ照査位置の水平地盤反力度  $p_m = q_m \cdot HN / V_D = 8.20$  (kN/m<sup>2</sup>)

照査位置よりフーチング端部側の水平せん断地盤反力

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot (q_{max} + q_m) \cdot L_m \cdot \frac{HN}{V_D} \cdot L = 16008.71 \text{ (kN)}$$

水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント =  $\frac{H}{2} \cdot H_s = 24013.07$  (kN.m)

4) 鉛直地盤反力によるせん断力の算出

せん断照査位置の地盤反力度 =  $\frac{q_{max}}{x} \cdot \left\{ x - \left( L_m - \frac{H}{2} \right) \right\} = 972.68$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤反力度によるせん断力 = 57028.46 (kN.m)

(2) タイプII

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot yu + Wp \cdot KhcF \cdot yp + WF \cdot KhG \cdot yF = 1170696.15 \text{ (kN.m)}$$

KhcF: 上部工、躯体の設計水平震度 = 1.08

KhG : フーチングの設計水平震度 = 0.80

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{Mo}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{Mo}{V_D}\right) = 5.0551 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長  $x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 2.8348 \text{ (m)}$

押し込み側先端の地盤反力度  $q_{max} = \frac{2 \cdot V_D}{x \cdot L} = 3628.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

2) 鉛直地盤反力による曲げモーメントの算出

曲げ照査位置の地盤反力度  $q_m = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

地盤反力度による曲げモーメント = 204256.18 (kN.m)

3) 水平せん断地盤反力による曲げモーメントの算出

フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ  $h_g = 18.305 \text{ (m)}$

水平せん断地盤反力  $HN = \frac{V_D \cdot eN}{h_g} = 18463.09 \text{ (kN)}$

押し込み側先端の水平地盤反力度  $p_{max} = q_{max} \cdot HN / V_D = 1002.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

曲げ照査位置の水平地盤反力度  $p_m = q_m \cdot HN / V_D = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

照査位置よりフーチング端部側の水平せん断地盤反力  $H_s = HN = 18463.09 \text{ (kN)}$

水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント =  $\frac{H}{2} \cdot H_s = 27694.64 \text{ (kN.m)}$

4) 鉛直地盤反力によるせん断力の算出

せん断照査位置の地盤反力度 =  $\frac{q_{max}}{x} \cdot \left\{ x - \left( L_m - \frac{H}{2} \right) \right\} = 428.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

地盤反力度によるせん断力 = 65925.55 (kN.m)

### 8.3.3 設計断面力集計

曲げモーメント  $M_0$  (kN.m)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-7800.00	-7800.00	-3046.88	-3046.88
上載土砂重量	-3744.00	-3744.00	-1462.50	-1462.50
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	177068.92	204256.18	81875.73	104073.24
水平せん断地盤反力	-24013.07	-27694.64	-20486.37	-27308.39
合計	141511.85	165017.54	56879.98	72255.47
せん断スパン算出用	165524.92	192712.18		

せん断力  $S_0$  (kN)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-3900.00	-3900.00	-2437.50	-2437.50
上載土砂重量	-1872.00	-1872.00	-1170.00	-1170.00
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	66845.83	66858.00	57028.46	65925.55
合計	61073.83	61086.00	53420.96	62318.05

### 8.3.4 曲げモ - メントに対する照査

曲げモーメントに対しては、押し込み側の付け根位置で検討する。

(1) 材質

コンクリート設計基準強度  $ck = 27.0 \text{ N/mm}^2$

鉄筋材質 SD345(主鉄筋、スターラップ)

(2) 有効幅

下面引張となるので、有効幅を道示IV 8.7.3 により、全幅とする。

全幅  $B = 13000 \text{ mm}$

ただし、モーメントの再配分が確実に行われるよう、引張鉄筋量は鈎合鉄筋量の1/2以下とする必要がある。

また、単位幅当たりの作用曲げモーメントMは、

$$M = M_0 / B = 12693.66 \text{ (kN.m/m)}$$

(3) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$  高さ  $h = 3000 \text{ (mm)}$

下面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )
1	150	7579.2
2	250	7579.2

(4) 断面照査

項目	単位	タイプII
曲げモーメント $ M $	kN.m/m	12693.66
降伏モーメント $M_y$	kN.m/m	13097.34
引張主鉄筋量 $A_{st}$	$\text{mm}^2/\text{m}$	15158.43
1/2鈎合鉄筋量 $A_{sb}/2$	$\text{mm}^2/\text{m}$	54187.96

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m/m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 14225.0 \text{ kN.m/m}$

$M_c = M_u$ となる鉄筋量 = 3199.8 ( $\text{mm}^2$ )

### 8.3.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)

せん断に対しては、押し込み側の付け根より、付け根高さ/2位置で検討する。

#### (1) 有効幅

有効幅は常に全幅とする。

全幅  $B = 13000 \text{ mm}$

また、単位幅当たりの作用せん断力 $S$ は、

タイプI :  $S = S_0/B = 4109.30 \text{ (kN/m)}$

タイプII:  $S = S_0/B = 4793.70 \text{ (kN/m)}$

#### (2) せん断に対する照査

項 目	地震動タイプ	タイプI	タイプII
部材寸法	b (mm)	1000	1000
	h (mm)	3000	3000
	d (mm)	2800	2800
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.54	0.54
	a (mm)	2710	3155
	2.5d <sub>s</sub> (mm)	7000	7000
作用せん断力 - $M/d \cdot \tan$ 設計せん断力	S (kN)	4109.30	4793.70
	Sh (kN)	0.00	0.00
	Sh (kN)	4109.30	4793.70
コンクリ - ト負担分 耐力	cc	1.000	1.000
	ce	0.730	0.730
	cpt	1.225	1.225
	cdc	4.154	3.620
	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.360	0.360
Sc (kN)	3744.15	3262.29	
鉄筋負担分耐力	Aw (mm <sup>2</sup> )	1573.5	1573.5
	s (mm)	125	125
	cds	0.387	0.451
	sy (N/mm <sup>2</sup> )	350.0	350.0
	Ss (kN)	4153.01	4834.96
せん断耐力	Ps (kN) 判定	7897.16 Ps Sh OK	8097.25 Ps Sh OK

せん断スパン $a$ が $d/1.15$ より小さい場合には $d' = 1.15a$ とし、 $a$ が $d/1.15$ 以上の場合には  $d' = d$  とする。

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cde \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \text{ (N)}$$

$$Ss = \frac{Cds \cdot Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d' (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \text{ (N)}$$

$$Ps = Sc + Ss \text{ (N)}$$

### 8.4 橋軸方向 向き浮上り側(水位無視)

#### 8.4.1 フーチング底面の作用荷重

		V(kN)
上部工死荷重反力	R <sub>b</sub>	40000.00
はり・柱重量	W <sub>p</sub>	10550.00
フーチング重量	W <sub>F</sub>	11700.00
上載土砂重量	W <sub>G</sub>	4608.00
躯体浮力	U <sub>b</sub>	0.00
上載土砂浮力	U <sub>G</sub>	0.00
鉛直荷重(死荷重分) V <sub>0</sub>		66858.00

#### (1) タイプI

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	23.000	0.70	920000.00	28000.00	644000.00
はり・柱	10550.00	14.311	0.70	150977.92	7385.00	105684.54
フーチング	11700.00	1.500	0.30	17550.00	3510.00	5265.00
	62250.00	————	——	1088527.92	38895.00	754949.54

$$h_G = \frac{754949.54}{38895.00} = 19.410 \text{ (m)}$$

#### (2) タイプII

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	23.000	1.08	920000.00	43200.00	993600.00
はり・柱	10550.00	14.311	1.08	150977.92	11394.00	163056.15
フーチング	11700.00	1.500	0.80	17550.00	9360.00	14040.00
	62250.00	————	——	1088527.92	63954.00	1170696.15

$$h_G = \frac{1170696.15}{63954.00} = 18.305 \text{ (m)}$$

ここに、

$h_G$  : フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ(m)

$$h_G = \frac{W_u \cdot KhcF \cdot y_u + W_p \cdot KhcF \cdot y_p + W_F \cdot KhG \cdot y_F}{W_u \cdot KhcF + W_p \cdot KhcF + W_F \cdot KhG}$$

$W_u$  : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)

$W_p$  : はり、柱の重量(kN)

$W_F$  : フーチングの重量(kN)

$y_u$  : フーチング下面から上部構造部分に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_p$  : フーチング下面からはり、柱に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_F$  : フーチング下面からフーチングに作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$KhcF$ : 上部工、躯体の設計水平震度

$KhG$  : フーチングの設計水平震度



## 8.4.2 設計断面力

フーチング幅	B = 12.000 (m)
フーチング高	H = 3.000 (m)
フーチング張出長	Lm = 4.000 (m)
フーチング奥行き長	L = 13.000 (m)
せん断照査位置からフーチング端部までの距離	Ls = 2.500 (m)

フーチング端部に浮上りが生じ始めるときの基礎底面モーメント  $M_0 = B \cdot V_D / 6 = 133716.00$  (kN.m)

## (1) タイプI

## 1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot y_u + Wp \cdot KhcF \cdot y_p + WF \cdot KhG \cdot y_F = 754949.54 \text{ (kN.m)}$$

KhcF: 上部工、躯体の設計水平震度 = 0.70

KhG : フーチングの設計水平震度 = 0.30

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left( \frac{ML}{M_0} \right)^2 - 2}} \right] \cdot \left( \frac{M_0}{V_D} \right) = 4.6484 \text{ (m)}$$

$$\text{地盤反力度の分布長} \quad x = \left( \frac{B}{2} - eN \right) \cdot 3 = 4.0547 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長より、浮上り側に地盤反力は生じないので、地盤反力の結果は省略する。

(2) タイプII

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot yu + Wp \cdot KhcF \cdot yp + WF \cdot KhG \cdot yF = 1170696.15 \text{ (kN.m)}$$

KhcF: 上部工、躯体の設計水平震度 = 1.08

KhG : フーチングの設計水平震度 = 0.80

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{Mo}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{Mo}{V_b}\right) = 5.0551 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長  $x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 2.8348 \text{ (m)}$

地盤反力度の分布長より、浮上り側に地盤反力は生じないので、地盤反力の結果は省略する。

### 8.4.3 設計断面力集計

曲げモーメント  $M_0$  (kN.m)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-7800.00	-7800.00	-3046.88	-3046.88
上載土砂重量	-3744.00	-3744.00	-1462.50	-1462.50
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	0.00	0.00	0.00	0.00
水平せん断地盤反力	0.00	0.00	0.00	0.00
合計	-11544.00	-11544.00	-4509.38	-4509.38
せん断スパン算出用	-11544.00	-11544.00		

せん断力  $S_0$  (kN)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-3900.00	-3900.00	-2437.50	-2437.50
上載土砂重量	-1872.00	-1872.00	-1170.00	-1170.00
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	0.00	0.00	0.00	0.00
合計	-5772.00	-5772.00	-3607.50	-3607.50

### 8.4.4 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントに対しては、浮き上り側の付け根位置で検討する。

#### (1) 材質

コンクリート設計基準強度  $ck = 27.0 \text{ N/mm}^2$

鉄筋材質 SD345(主鉄筋、スターラップ)

#### (2) 有効幅

上面引張となるので、有効幅を道示IV 8.7.3 により、 $tc+1.5d$  Bとする。

有効幅  $Be_0 = 11275 \text{ mm}$

ただし、モーメントの再配分が確実に行われるよう、引張鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下とする必要がある。

また、単位幅当たりの作用曲げモーメントMは、

$$M = M_0 / Be_0 = -1023.86 \text{ (kN.m/m)}$$

#### (3) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$  高さ  $h = 3000 \text{ (mm)}$

上面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )
1	150	6410.0

#### (4) 断面照査

項目	単位	タイプII
曲げモーメント $ M $	kN.m/m	-1023.86
降伏モーメント $M_y$	kN.m/m	5984.22
引張主鉄筋量 $A_{st}$	$\text{mm}^2/\text{m}$	6409.95
1/2釣合鉄筋量 $A_{sb}/2$	$\text{mm}^2/\text{m}$	51240.90

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m/m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 6281.1 \text{ kN.m/m}$

### 8.4.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)

せん断に対しては、浮き上り側の付け根より、付け根高さ/2位置で検討する。

#### (1) 有効幅

有効幅は常に全幅とする。

全幅  $B = 13000 \text{ mm}$

また、単位幅当たりの作用せん断力 $S$ は、

タイプI :  $S = S_0/B = -277.50 \text{ (kN/m)}$

タイプII:  $S = S_0/B = -277.50 \text{ (kN/m)}$

#### (2) せん断に対する照査

項 目	地震動タイプ	タイプI	タイプII
部材寸法	b (mm)	1000	1000
	h (mm)	3000	3000
	d (mm)	2850	2850
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.22	0.22
	a (mm)	4000	4000
	2.5d <sub>s</sub> (mm)	7125	7125
作用せん断力 - M/d · tan 設計せん断力	S (kN)	-277.50	-277.50
	Sh (kN)	0.00	0.00
	Sh (kN)	-277.50	-277.50
コンクリ - ト負担分 耐力	cc	1.000	1.000
	ce	0.723	0.723
	cpt	0.921	0.921
	cdc	2.789	2.789
	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.360	0.360
Sc (kN)	1904.00	1904.00	
鉄筋負担分耐力	Aw (mm <sup>2</sup> )	1573.5	1573.5
	s (mm)	125	125
	cds	0.561	0.561
	sy (N/mm <sup>2</sup> )	350.0	350.0
	Ss (kN)	6129.90	6129.90
せん断耐力	Ps (kN) 判定	8033.90 Ps Sh OK	8033.90 Ps Sh OK

せん断スパン $a$ が $d/1.15$ より小さい場合には $d' = 1.15a$ とし、  
 $a$ が $d/1.15$ 以上の場合には  $d' = d$  とする。

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cde \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \text{ (N)}$$

$$Ss = \frac{Cds \cdot Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d' (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \text{ (N)}$$

$$Ps = Sc + Ss \text{ (N)}$$

## 8.5 橋軸直角方向 向き押込み側(水位無視)

### 8.5.1 フーチング底面の作用荷重

		V(kN)
上部工死荷重反力	$R_b$	40000.00
はり・柱重量	$W_p$	10550.00
フーチング重量	$W_f$	11700.00
上載土砂重量	$W_s$	4608.00
躯体浮力	$U_b$	0.00
上載土砂浮力	$U_s$	0.00
鉛直荷重(死荷重分) $V_b$		66858.00

#### (1) タイプI

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	27.000	0.70	1080000.00	28000.00	756000.00
はり・柱	10550.00	14.311	0.70	150977.92	7385.00	105684.54
フーチング	11700.00	1.500	0.30	17550.00	3510.00	5265.00
	62250.00	————	——	1248527.92	38895.00	866949.54

$$h_g = \frac{866949.54}{38895.00} = 22.289 \text{ (m)}$$

#### (2) タイプII

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	27.000	1.49	1080000.00	59600.00	1609200.00
はり・柱	10550.00	14.311	1.49	150977.92	15719.50	224957.10
フーチング	11700.00	1.500	0.80	17550.00	9360.00	14040.00
	62250.00	————	——	1248527.92	84679.50	1848197.10

$$h_g = \frac{1848197.10}{84679.50} = 21.826 \text{ (m)}$$

ここに、

$h_g$  : フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ(m)

$$h_g = \frac{W_u \cdot KhcF \cdot y_u + W_p \cdot KhcF \cdot y_p + W_f \cdot KhG \cdot y_f}{W_u \cdot KhcF + W_p \cdot KhcF + W_f \cdot KhG}$$

$W_u$  : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)

$W_p$  : はり、柱の重量(kN)

$W_f$  : フーチングの重量(kN)

$y_u$  : フーチング下面から上部構造部分に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_p$  : フーチング下面からはり、柱に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_f$  : フーチング下面からフーチングに作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$KhcF$ : 上部工、躯体の設計水平震度

$KhG$  : フーチングの設計水平震度

8.5.2 設計断面力

フーチング幅  $B = 13.000$  (m)  
 フーチング高  $H = 3.000$  (m)  
 フーチング張出長  $L_m = 3.000$  (m)  
 フーチング奥行き長  $L = 12.000$  (m)  
 せん断照査位置からフーチング端部までの距離  $L_s = 1.500$  (m)

フーチング端部に浮上りが生じ始めるときの基礎底面モーメント  $M_o = B \cdot V_D / 6 = 144859.00$  (kN.m)

(1) タイプI

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = W_u \cdot KhcF \cdot y_u + W_p \cdot KhcF \cdot y_p + W_F \cdot KhG \cdot y_F = 866949.54 \text{ (kN.m)}$$

$KhcF$ : 上部工、躯体の設計水平震度 = 0.70

$KhG$ : フーチングの設計水平震度 = 0.30

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{M_o}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_o}{V_D}\right) = 5.1015 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長  $x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 4.1955$  (m)

押し込み側先端の地盤反力度  $q_{max} = \frac{2 \cdot V_D}{x \cdot L} = 2655.93$  (kN/m<sup>2</sup>)

2) 鉛直地盤反力による曲げモーメントの算出

曲げ照査位置の地盤反力度  $q_m = \frac{q_{max}}{x} \cdot (x - L_m) = 756.81$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤反力度による曲げモーメント = 109236.13 (kN.m)

3) 水平せん断地盤反力による曲げモーメントの算出

フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ  $h_g = 22.289$  (m)

水平せん断地盤反力  $HN = \frac{V_D \cdot eN}{h_g} = 15302.09$  (kN)

押し込み側先端の水平地盤反力度  $p_{max} = q_{max} \cdot HN / V_D = 607.88$  (kN/m<sup>2</sup>)

曲げ照査位置の水平地盤反力度  $p_m = q_m \cdot HN / V_D = 173.21$  (kN/m<sup>2</sup>)

照査位置よりフーチング端部側の水平せん断地盤反力

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot (q_{max} + q_m) \cdot L_m \cdot \frac{HN}{V_D} \cdot L = 14059.61 \text{ (kN)}$$

水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント =  $\frac{H}{2} \cdot H_s = 21089.42$  (kN.m)

4) 鉛直地盤反力によるせん断力の算出

せん断照査位置の地盤反力度 =  $\frac{q_{max}}{x} \cdot \left\{ x - \left( L_m - \frac{H}{2} \right) \right\} = 1706.37$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤反力度によるせん断力 = 39260.73 (kN.m)

(2) タイプII

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot yu + Wp \cdot KhcF \cdot yp + WF \cdot KhG \cdot yF = 1848197.10 \text{ (kN.m)}$$

$$KhcF: \text{上部工、躯体の設計水平震度} = 1.49$$

$$KhG: \text{フーチングの設計水平震度} = 0.80$$

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{Mo}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{Mo}{V_D}\right) = 5.7618 \text{ (m)}$$

$$\text{地盤反力度の分布長} \quad x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 2.2146 \text{ (m)}$$

$$\text{押し込み側先端の地盤反力度} \quad q_{max} = \frac{2 \cdot V_D}{x \cdot L} = 5031.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2) 鉛直地盤反力による曲げモーメントの算出

$$\text{曲げ照査位置の地盤反力度} \quad q_m = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地盤反力度による曲げモーメント} = 151218.33 \text{ (kN.m)}$$

3) 水平せん断地盤反力による曲げモーメントの算出

$$\text{フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ} \quad h_g = 21.826 \text{ (m)}$$

$$\text{水平せん断地盤反力} \quad HN = \frac{V_D \cdot eN}{h_g} = 17649.82 \text{ (kN)}$$

$$\text{押し込み側先端の水平地盤反力度} \quad p_{max} = q_{max} \cdot HN / V_D = 1328.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{曲げ照査位置の水平地盤反力度} \quad p_m = q_m \cdot HN / V_D = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{照査位置よりフーチング端部側の水平せん断地盤反力} \quad H_s = HN = 17649.82 \text{ (kN)}$$

$$\text{水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント} = \frac{H}{2} \cdot H_s = 26474.73 \text{ (kN.m)}$$

4) 鉛直地盤反力によるせん断力の算出

$$\text{せん断照査位置の地盤反力度} = \frac{q_{max}}{x} \cdot \left\{ x - \left( L_m - \frac{H}{2} \right) \right\} = 1623.62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地盤反力度によるせん断力} = 59896.08 \text{ (kN.m)}$$

### 8.5.3 設計断面力集計

曲げモーメント  $M_0$  (kN.m)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-4050.00	-4050.00	-1012.50	-1012.50
上載土砂重量	-1944.00	-1944.00	-486.00	-486.00
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	109236.13	151218.33	31582.06	52589.78
水平せん断地盤反力	-21089.42	-26474.73	-13478.67	-23717.92
合計	82152.71	118749.60	16604.89	27373.36
せん断スパン算出用	103242.13	145224.33		

せん断力  $S_0$  (kN)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-2700.00	-2700.00	-1350.00	-1350.00
上載土砂重量	-1296.00	-1296.00	-648.00	-648.00
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	61429.35	66858.00	39260.73	59896.08
合計	57433.35	62862.00	37262.73	57898.08

### 8.5.4 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントに対しては、押し込み側の付け根位置で検討する。

#### (1) 材質

コンクリート設計基準強度  $ck = 27.0 \text{ N/mm}^2$

鉄筋材質 SD345(主鉄筋、スターラップ)

#### (2) 有効幅

下面引張となるので、有効幅を道示IV 8.7.3 により、全幅とする。

全幅  $B = 12000 \text{ mm}$

ただし、モーメントの再配分が確実に行われるよう、引張鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下とする必要がある。

また、単位幅当たりの作用曲げモーメントMは、

$$M = M_0 / B = 9895.80 \text{ (kN.m/m)}$$

#### (3) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$  高さ  $h = 3000 \text{ (mm)}$

下面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )
1	150	7573.1
2	250	7573.1

#### (4) 断面照査

項目	単位	タイプII
曲げモーメント $ M $	kN.m/m	9895.80
降伏モーメント $M_y$	kN.m/m	13087.36
引張主鉄筋量 $A_{st}$	$\text{mm}^2/\text{m}$	15146.17
1/2釣合鉄筋量 $A_{sb}/2$	$\text{mm}^2/\text{m}$	54187.96

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m/m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 14214.1 \text{ kN.m/m}$

$M_c = M_u$ となる鉄筋量 =  $3199.8 \text{ (mm}^2)$



8.5.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)

せん断に対しては、押し込み側の付け根より、付け根高さ/2位置で検討する。

(1) 有効幅

有効幅は常に全幅とする。

全幅  $B = 12000 \text{ mm}$

また、単位幅当たりの作用せん断力Sは、

タイプI :  $S = S_0/B = 3105.23 \text{ (kN/m)}$

タイプII:  $S = S_0/B = 4824.84 \text{ (kN/m)}$

(2) せん断に対する照査

項 目	地震動タイプ	タイプI	タイプII
部材寸法	b (mm)	1000	1000
	h (mm)	3000	3000
	d (mm)	2800	2800
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.54	0.54
	a (mm)	1798	2310
	2.5d <sub>s</sub> (mm)	7000	7000
作用せん断力 - M/d · tan 設計せん断力	S (kN)	3105.23	4824.84
	Sh (kN)	0.00	0.00
	Sh (kN)	3105.23	4824.84
コンクリ - ト負担分 耐力	cc	1.000	1.000
	ce	0.730	0.730
	cpt	1.225	1.225
	cdc	5.718	4.840
	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.360	0.360
Sc (kN)	5152.12	4361.23	
鉄筋負担分耐力	Aw (mm <sup>2</sup> )	1572.3	1572.3
	s (mm)	125	125
	cds	0.257	0.330
	sy (N/mm <sup>2</sup> )	350.0	350.0
	Ss (kN)	2033.11	3355.87
せん断耐力	Ps (kN) 判定	7185.23 Ps Sh OK	7717.10 Ps Sh OK

せん断スパンaがd/1.15より小さい場合にはd' = 1.15aとし、  
aがd/1.15以上の場合には d' = d とする。

$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cde \cdot \tau c \cdot b \cdot d \text{ (N)}$

$Ss = \frac{Cds \cdot Aw \cdot \sigma sy \cdot d' (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \text{ (N)}$

$Ps = Sc + Ss \text{ (N)}$

## 8.6 橋軸直角方向 向き浮上り側(水位無視)

### 8.6.1 フーチング底面の作用荷重

		V(kN)
上部工死荷重反力	$R_b$	40000.00
はり・柱重量	$W_p$	10550.00
フーチング重量	$W_f$	11700.00
上載土砂重量	$W_s$	4608.00
躯体浮力	$U_b$	0.00
上載土砂浮力	$U_s$	0.00
鉛直荷重(死荷重分) $V_b$		66858.00

#### (1) タイプI

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	27.000	0.70	1080000.00	28000.00	756000.00
はり・柱	10550.00	14.311	0.70	150977.92	7385.00	105684.54
フーチング	11700.00	1.500	0.30	17550.00	3510.00	5265.00
	62250.00	————	——	1248527.92	38895.00	866949.54

$$h_g = \frac{866949.54}{38895.00} = 22.289 \text{ (m)}$$

#### (2) タイプII

	W(kN)	y(m)	kh	W・y (kN・m)	W・Kh (kN)	W・Kh・y (kN・m)
上部工	40000.00	27.000	1.49	1080000.00	59600.00	1609200.00
はり・柱	10550.00	14.311	1.49	150977.92	15719.50	224957.10
フーチング	11700.00	1.500	0.80	17550.00	9360.00	14040.00
	62250.00	————	——	1248527.92	84679.50	1848197.10

$$h_g = \frac{1848197.10}{84679.50} = 21.826 \text{ (m)}$$

ここに、

$h_g$  : フーチング底面から慣性力の作用重心位置までの高さ(m)

$$h_g = \frac{W_u \cdot KhcF \cdot y_u + W_p \cdot KhcF \cdot y_p + W_f \cdot KhG \cdot y_f}{W_u \cdot KhcF + W_p \cdot KhcF + W_f \cdot KhG}$$

$W_u$  : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)

$W_p$  : はり、柱の重量(kN)

$W_f$  : フーチングの重量(kN)

$y_u$  : フーチング下面から上部構造部分に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_p$  : フーチング下面からはり、柱に作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$y_f$  : フーチング下面からフーチングに作用する慣性力の作用位置までの高さ(m)

$KhcF$ : 上部工、躯体の設計水平震度

$KhG$  : フーチングの設計水平震度

8.6.2 設計断面力

フーチング幅	B = 13.000 (m)
フーチング高	H = 3.000 (m)
フーチング張出長	Lm = 3.000 (m)
フーチング奥行き長	L = 12.000 (m)
せん断照査位置からフーチング端部までの距離	Ls = 1.500 (m)

フーチング端部に浮上りが生じ始めるときの基礎底面モーメント  $M_0 = B \cdot V_D / 6 = 144859.00$  (kN.m)

(1) タイプI

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot y_u + Wp \cdot KhcF \cdot y_p + WF \cdot KhG \cdot y_F = 866949.54 \text{ (kN.m)}$$

KhcF: 上部工、躯体の設計水平震度 = 0.70

KhG : フーチングの設計水平震度 = 0.30

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{M_0}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{M_0}{V_D}\right) = 5.1015 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長  $x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 4.1955 \text{ (m)}$

地盤反力度の分布長より、浮上り側に地盤反力は生じないので、地盤反力の結果は省略する。

(2) タイプII

1) 地盤反力

基礎の浮上りが生じないときの基礎底面モーメント

$$ML = Wu \cdot KhcF \cdot yu + Wp \cdot KhcF \cdot yp + WF \cdot KhG \cdot yF = 1848197.10 \text{ (kN.m)}$$

KhcF: 上部工、躯体の設計水平震度 = 1.49

KhG : フーチングの設計水平震度 = 0.80

フーチング中心から地盤反力度の合力作用位置までの距離

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \cdot \left(\frac{ML}{Mo}\right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{Mo}{V_b}\right) = 5.7618 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布長  $x = \left(\frac{B}{2} - eN\right) \cdot 3 = 2.2146 \text{ (m)}$

地盤反力度の分布長より、浮上り側に地盤反力は生じないので、地盤反力の結果は省略する。

8.6.3 設計断面力集計

曲げモーメント  $M_0$  (kN.m)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-4050.00	-4050.00	-1012.50	-1012.50
上載土砂重量	-1944.00	-1944.00	-486.00	-486.00
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	0.00	0.00	0.00	0.00
水平せん断地盤反力	0.00	0.00	0.00	0.00
合計	-5994.00	-5994.00	-1498.50	-1498.50
せん断スパン算出用	-5994.00	-5994.00	_____	_____

せん断力  $S_0$  (kN)

集計位置	付け根位置		付け根からH/2位置	
	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
フーチング重量	-2700.00	-2700.00	-1350.00	-1350.00
上載土砂重量	-1296.00	-1296.00	-648.00	-648.00
フーチング浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
上載土砂浮力	0.00	0.00	0.00	0.00
鉛直地盤反力	0.00	0.00	0.00	0.00
合計	-3996.00	-3996.00	-1998.00	-1998.00

8.6.4 曲げモ - メントに対する照査

曲げモーメントに対しては、浮き上り側の付け根位置で検討する。

(1) 材質

コンクリート設計基準強度  $ck = 27.0 \text{ N/mm}^2$

鉄筋材質 SD345(主鉄筋、スターラップ)

(2) 有効幅

上面引張となるので、有効幅を道示IV 8.7.3 により、 $tc+1.5d$  Bとする。

有効幅  $Be_0 = 8275 \text{ mm}$

ただし、モーメントの再配分が確実に行われるよう、引張鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下とする必要がある。

また、単位幅当たりの作用曲げモーメントMは、

$$M = M_0 / Be_0 = -724.35 \text{ (kN.m/m)}$$

(3) 断面形状および鉄筋配置

幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$  高さ  $h = 3000 \text{ (mm)}$

上面側主鉄筋

番号	かぶり(mm)	鉄筋量 ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )
1	150	6430.4

(4) 断面照査

項目	単位	タイプII
曲げモーメント $ M $	kN.m/m	-724.35
降伏モーメント $M_y$	kN.m/m	6002.68
引張主鉄筋量 $A_{st}$	$\text{mm}^2/\text{m}$	6430.38
1/2釣合鉄筋量 $A_{sb}/2$	$\text{mm}^2/\text{m}$	51240.90

ひびわれ曲げモーメント  $M_c = 3105.0 \text{ kN.m/m}$  終局曲げモーメント  $M_u = 6300.8 \text{ kN.m/m}$

8.6.5 せん断に対するはりとしての照査(単位幅当たり)

せん断に対しては、浮き上り側の付け根より、付け根高さ/2位置で検討する。

(1) 有効幅

有効幅は常に全幅とする。

全幅 B = 12000 mm

また、単位幅当たりの作用せん断力Sは、

タイプI :  $S = S_0/B = -166.50$  (kN/m)

タイプII:  $S = S_0/B = -166.50$  (kN/m)

(2) せん断に対する照査

項 目	地震動タイプ	タイプI	タイプII
部材寸法	b (mm)	1000	1000
	h (mm)	3000	3000
	d (mm)	2850	2850
軸方向引張鉄筋比	pt (%)	0.22	0.22
	a (mm)	4350	4350
	2.5d <sub>o</sub> (mm)	7125	7125
作用せん断力 - M/d · tan 設計せん断力	S (kN)	-166.50	-166.50
	Sh (kN)	0.00	0.00
	Sh (kN)	-166.50	-166.50
コンクリ - ト負担分 耐力	cc	1.000	1.000
	ce	0.723	0.723
	cpt	0.921	0.921
	cdc	2.453	2.453
	c (N/mm <sup>2</sup> )	0.360	0.360
Sc (kN)	1673.76	1673.76	
鉄筋負担分耐力	Aw (mm <sup>2</sup> )	1572.3	1572.3
	s (mm)	125	125
	cds	0.611	0.611
	sy (N/mm <sup>2</sup> )	350.0	350.0
	Ss (kN)	6660.87	6660.87
せん断耐力	Ps (kN) 判定	8334.63 Ps Sh OK	8334.63 Ps Sh OK

せん断スパンaがd/1.15より小さい場合にはd' = 1.15aとし、  
aがd/1.15以上の場合には d' = d とする。

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cde \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \quad (N)$$

$$Ss = \frac{Cds \cdot Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d' (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \quad (N)$$

$$Ps = Sc + Ss \quad (N)$$