

目次

1 設計条件	1
1-1 補強方法	1
1-2 既設橋脚の形状寸法図	1
1-3 レベル2地震時の照査に用いる設計水平震度	1
1-4 鉛直荷重および上部構造の重量	1
1-5 基礎の影響による減衰定数に基づく補正	2
1-6 固有周期算出時の基礎変位	2
1-7 鉛直方向断面分割数	2
1-8 既設橋脚の断面構成	2
1-9 補強橋脚の断面構成	3
2 計算結果一覧表	5
3 部材の耐震補強設計	6
3-1 橋脚の水平耐力および水平変位	6
3-1-1 橋軸方向	6
3-1-2 橋軸直角方向	17
3-2 水平耐力および水平変位の計算結果一覧	28
3-2-1 橋軸方向	28
3-2-2 橋軸直角方向	29
3-3 橋脚基部の耐震性能の照査	30
3-3-1 橋軸方向	30
3-3-2 橋軸直角方向	38

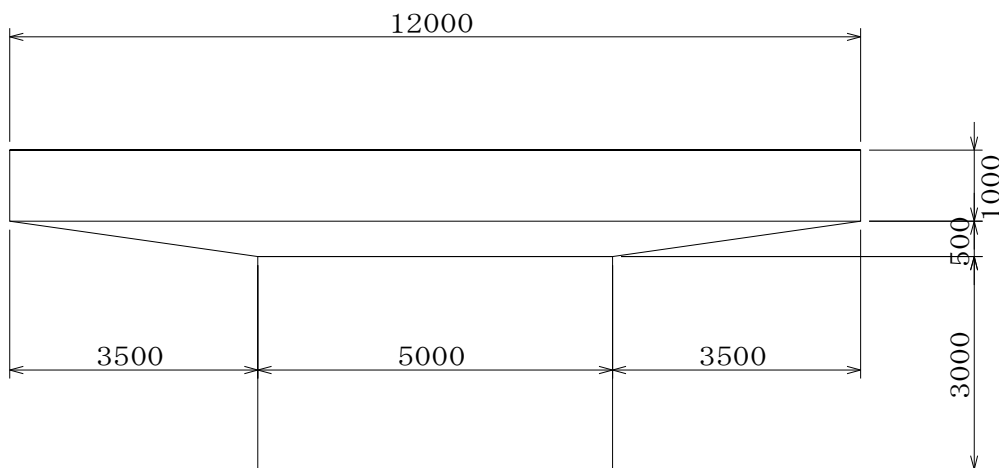
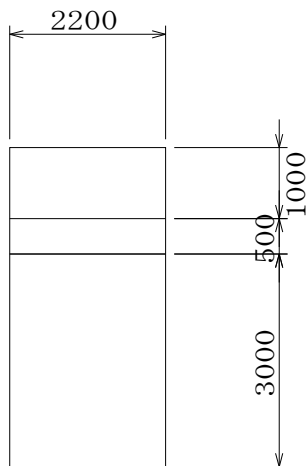
1 設計条件

1-1 補強方法

補強方法 : 鉄筋コンクリート巻立て工法

1-2 既設橋脚の形状寸法図

柱断面形状 : 矩形



1-3 レベル2地震時の照査に用いる設計水平震度

地域別補正係数

$$C_{Iz} = 1.20$$

地域別補正係数

$$C_{IIz} = 0.85$$

地盤種別

II種地盤

橋種選択

B種の橋 (耐震性能2)

1-4 鉛直荷重および上部構造の重量

	死荷重反力 R_w (kN)	上部工重量 W_u (kN)		作用位置 y (m)		任意作用 モーメント M_h (kN・m)
		タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	
橋軸方向	6800.00	6330.00	6330.00	0.000	0.000	0.00
橋軸直角方向	6800.00	4740.00	4740.00	2.500	2.500	0.00

1-5 基礎の影響による減衰定数に基づく補正

補正係数 C_E

	タイプ I	タイプ II
橋軸方向	1.00	1.00
橋軸直角方向	0.70	0.70

1-6 固有周期算出時の基礎変位

 $\delta_o + \theta_o \cdot h_o$ (m)

橋軸方向	0.00000
橋軸直角方向	0.00000

1-7 鉛直方向断面分割数

柱部断面分割変化数 1断面

番号	柱部断面高さ範囲 (m)	分割数
1	0.000 ~ 3.000	50

1-8 既設橋脚の断面構成

(1) コンクリート材料

コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 24.5$ (kN/m ³)
〃 設計基準強度	$\sigma_{ck} = 21.0$ (N/mm ²)
〃 曲げ引張強度	$\sigma_{bt} = 1.751$ (N/mm ²)
〃 ヤング係数	$E_c = 2.35 \times 10^4$ (N/mm ²)
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.330$ (N/mm ²)

(2) 鉄筋材料

主鉄筋の材質	SD295A, B
〃 許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 270.0$ (N/mm ²)
〃 降伏点	$\sigma_{sy} = 295.0$ (N/mm ²)
帯鉄筋の材質	SD295A, B
〃 降伏点	$\sigma_{sy} = 295.0$ (N/mm ²)
鉄筋のヤング係数	$E_s = 2.00 \times 10^5$ (N/mm ²)

・軸方向鉄筋

配置区間 (m)	方向	かぶり (mm)	はなれ (mm)		径	本数	鉄筋量 (mm ²)	
0.000 ~ 3.000	橋軸方向	100	100	100	D29	39	25053.6	
		200	100	100	D29	39	25053.6	
		片側合計						50107.2
		両側合計						100214.4
	直角方向	100	225	225	D29	14	8993.6	
		片側合計						8993.6
両側合計						17987.2		

・横拘束鉄筋

配置区間 (m)	方向	断面積 A_h (mm ²)	間隔 (mm)	有効長 (mm)
0.000 ~ 3.000	橋軸方向	198.6	150.0	1000.0
	直角方向	198.6	150.0	880.0

・せん断補強鉄筋

配置区間 (m)	方向	断面積 A_w (mm ²)	間隔 (mm)
0.000 ~ 3.000	橋軸方向	1191.6	150.0
	直角方向	993.0	150.0

1-9 補強橋脚の断面構成

(1) 補強コンクリート材料

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)
〃 曲げ引張強度	$\sigma_{bt} = 1.914$ (N/mm ²)
〃 ヤング係数	$E_c = 2.50 \times 10^4$ (N/mm ²)
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.350$ (N/mm ²)
コンクリート巻立て寸法	

巻き立てる範囲 (m)	橋軸方向 巻立て厚 (mm)	橋軸直角方向 巻立て厚 (mm)
0.000 ~ 3.000	200	200

(2) 補強鉄筋材料

主鉄筋の材質	SD345
〃 降伏点	$\sigma_{sy} = 345$ (N/mm ²)
帯鉄筋の材質	SD345
〃 降伏点	$\sigma_{sy} = 345$ (N/mm ²)
補強鉄筋のヤング係数	$E_s = 2.00 \times 10^5$ (N/mm ²)

・補強鉄筋

橋軸方向 (片側)

	かぶり (mm)	はなれ (mm)	鉄筋径	鉄筋本数	鉄筋量 (mm ²)
1層	100	100	D29	30	19272.00
2層	—	—	—	—	—

橋軸直角方向 (片側)

	かぶり (mm)	はなれ (mm)	鉄筋径	鉄筋本数	鉄筋量 (mm ²)
1層	100	100	D32	35	27797.00
2層	—	—	—	—	—

・アンカー筋

橋軸方向 (片側)

	かぶり (mm)	はなれ (mm)	鉄筋径	鉄筋本数	鉄筋量 (mm ²)
1層	100	100	D29	22	14132.80
2層	—	—	—	—	—

橋軸直角方向 (片側)

	かぶり (mm)	はなれ (mm)	鉄筋径	鉄筋本数	鉄筋量 (mm ²)
1層	100	100	D32	33	26208.60
2層	—	—	—	—	—

・横拘束鉄筋

鉄筋径	鉄筋量 (mm ²)	間隔 (mm)	有効長	
			橋軸方向 (mm)	橋軸直角方向 (mm)
D29	642.40	150	1000	15000

・せん断補強鉄筋

	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150	2000.00
橋軸直角方向	150	2000.00

・貫通鋼材

PC鋼材

間隔 (mm)	水平間隔 (mm)	鋼材断面積 (mm ²)	降伏点強度 (N/mm ²)	設置範囲 (mm)
150	100	1500.00	930	1500

(3) その他

塑性ヒンジ長の補正係数

0.80

せん断スパン比の影響

考慮する

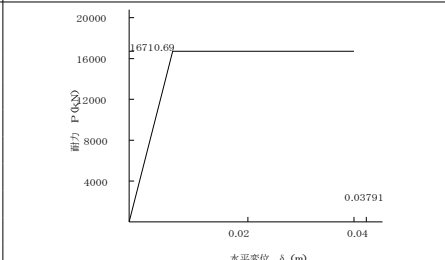
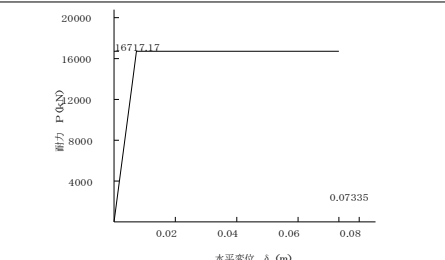
タイプ I の許容塑性率

タイプ I の値をそのまま適用する

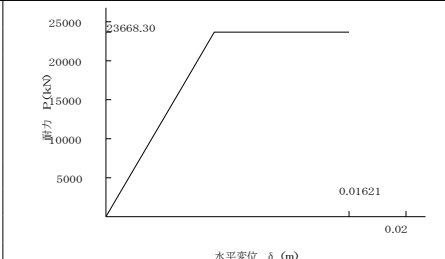
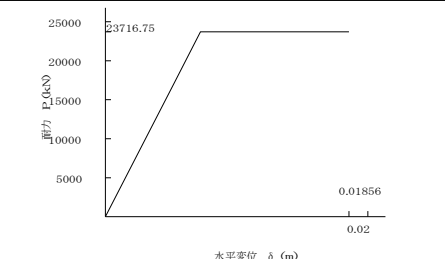
2 計算結果一覧表

補強工法：鉄筋コンクリート巻立て工法

・橋軸方向

地震動	タイプ I			タイプ II		
水平力-水平変位の関係						
		水平耐力 (kN)	変位 (m)		水平耐力 (kN)	変位 (m)
		ひび割れ限界	3817.84	—	ひび割れ限界	3817.84
		初降伏限界	13438.12	0.00591	初降伏限界	13438.12
		降伏限界	16710.69	0.00735	降伏限界	16717.17
	終局限界	16710.69	0.03791	終局限界	16717.17	
地震時保有水平耐力 P_a (kN)	16710.69			16717.17		
破壊形態	曲げ損傷からせん断破壊移行型			曲げ破壊型		
終局水平耐力 P_u (kN)	16710.69			16717.17		
せん断耐力 P_s (kN)	16526.14			19619.73		
P_{s0} (kN)	22713.31			22713.31		
慣性力 $k_{hc} \cdot W$ (kN)	11362.90			2986.40		
設計水平震度 k_{hc}	1.56			0.41		
等価重量 W (kN)	7283.91			7283.91		
残留変位 δ_R (m)	0.000			0.000		
許容残留変位 δ_{Ra} (m)	0.045			0.045		
許容塑性率 μ_a	1.000			6.988		
照査結果	OK			OK		

・橋軸直角方向

地震動	タイプ I			タイプ II		
水平力-水平変位の関係						
		水平耐力 (kN)	変位 (m)		水平耐力 (kN)	変位 (m)
		ひび割れ限界	5094.18	—	ひび割れ限界	5094.18
		初降伏限界	17144.11	0.00523	初降伏限界	17144.11
		降伏限界	23668.30	0.00722	降伏限界	23716.75
	終局限界	23668.30	0.01621	終局限界	23716.75	
地震時保有水平耐力 P_a (kN)	23668.30			23716.75		
破壊形態	曲げ損傷からせん断破壊移行型			曲げ破壊型		
終局水平耐力 P_u (kN)	23668.30			23716.75		
せん断耐力 P_s (kN)	21465.96			26370.63		
P_{s0} (kN)	31275.29			31275.29		
慣性力 $k_{hc} \cdot W$ (kN)	6206.36			3359.41		
設計水平震度 k_{hc}	1.09			0.59		
等価重量 W (kN)	5693.91			5693.91		
残留変位 δ_R (m)	0.000			0.000		
許容残留変位 δ_{Ra} (m)	0.070			0.070		
許容塑性率 μ_a	1.000			2.043		
照査結果	OK			OK		

3 部材の耐震補強設計

3-1 橋脚の水平耐力および水平変位

3-1-1 橋軸方向

(1) コンクリートの応力度-ひずみ曲線

・補強橋脚の横拘束鉄筋の体積比

横拘束鉄筋は中間貫通鋼材の間隔と既設部の横拘束鉄筋の降伏強度に換算する。また、横拘束鉄筋の換算断面積と中間貫通鋼材の換算断面積のうち小さい方の値を用いる。

横拘束鉄筋の換算断面積

$$A_{h1} = \left(A_{hs1} \cdot \sigma_{sy1} \cdot \frac{S}{S_1} + A_{hs2} \cdot \sigma_{sy2} \cdot \frac{S}{S_2} \right) / \sigma_y$$

$$= \left(198.6 \times 295 \times \frac{150}{150} + 642.4 \times 345 \times \frac{150}{150} \right) / 295 = 949.9 \quad (\text{mm}^2)$$

貫通鋼材の換算断面積

$$A_{h2} = \left(A_p \cdot \sigma_p \cdot \frac{2}{3} \right) / \sigma_y$$

$$= \left(1500.0 \times 930 \times \frac{2}{3} \right) / 295 = 3152.5 \quad (\text{mm}^2)$$

よって橋脚基部における横拘束鉄筋の断面積は、 $A_h = 949.9 \quad (\text{mm}^2)$ となり、横拘束鉄筋の体積比 ρ_s は次のように算出される。

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{S \cdot d} = \frac{4 \times 949.9}{150.0 \times 100.0} = 0.25330 > 0.018$$

したがって、 $\rho_s = 0.018$ とする。

ここに、

A_h : 横拘束鉄筋断面積 (mm^2)

A_{hs1} : 既設橋脚の横拘束鉄筋断面積 (mm^2)

A_{hs2} : 鉄筋コンクリート巻立て部の横拘束鉄筋断面積 (mm^2)

A_p : 貫通鋼材の断面積 (mm^2)

σ_{sy1} : 既設橋脚の横拘束鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

σ_{sy2} : 鉄筋コンクリート巻立て部の横拘束鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

σ_y : コンクリートの応力度-ひずみ曲線に使用する鋼材の降伏点 (N/mm^2)

σ_p : 貫通鋼材の降伏点 (N/mm^2)

S : 貫通鋼材の間隔 (mm)

S_1 : 既設橋脚の横拘束鉄筋の間隔 (mm)

S_2 : 鉄筋コンクリート巻立て部の横拘束鉄筋の間隔 (mm)

d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

・既設部のコンクリートの応力度-ひずみ曲線

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 21.0$ (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	$E_c = 23500$ (N/mm ²)
断面補正係数	$\alpha = 0.2$
	$\beta = 0.4$

横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

$$\begin{aligned}\sigma_{cc} &= \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_y \\ &= 21.0 + 3.8 \times 0.2 \times 0.01800 \times 295 = 25.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cc} &= 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_y}{\sigma_{ck}} \\ &= 0.002 + 0.033 \times 0.4 \times \frac{0.01800 \times 295}{21.0} = 0.00534\end{aligned}$$

下降勾配

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_y} = 11.2 \times \frac{21.0^2}{0.01800 \times 295} = 930.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

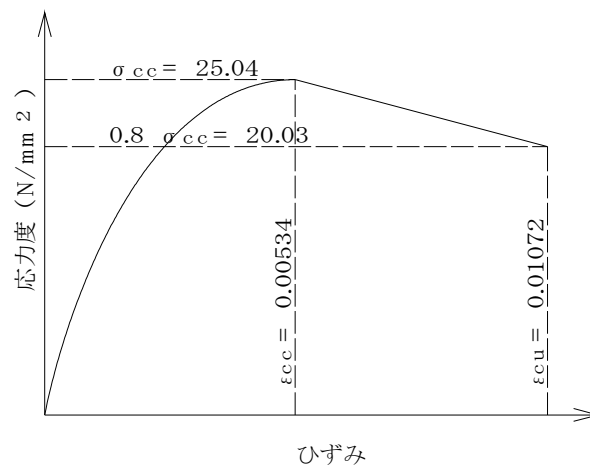
横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

(タイプ I の地震動) $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} = 0.00534$

(タイプ II の地震動) $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}} = 0.00534 + \frac{0.2 \times 25.04}{930.17} = 0.01072$

定数 n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} = \frac{23500 \times 0.00534}{23500 \times 0.00534 - 25.04} = 1.249$$



・補強部のコンクリートの応力度-ひずみ曲線

$$\begin{aligned} \text{コンクリートの設計基準強度} \quad \sigma_{ck} &= 24.0 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{コンクリートのヤング係数} \quad E_c &= 25000 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{断面補正係数} \quad \alpha &= 0.2 \\ &\quad \beta = 0.4 \end{aligned}$$

横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

$$\begin{aligned} \sigma_{cc} &= \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_y \\ &= 24.0 + 3.8 \times 0.2 \times 0.01800 \times 295 = 28.04 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cc} &= 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_y}{\sigma_{ck}} \\ &= 0.002 + 0.033 \times 0.4 \times \frac{0.01800 \times 295}{24.0} = 0.00492 \end{aligned}$$

下降勾配

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_y} = 11.2 \times \frac{24.0^2}{0.01800 \times 295} = 1214.92 \quad (\text{N/mm}^2)$$

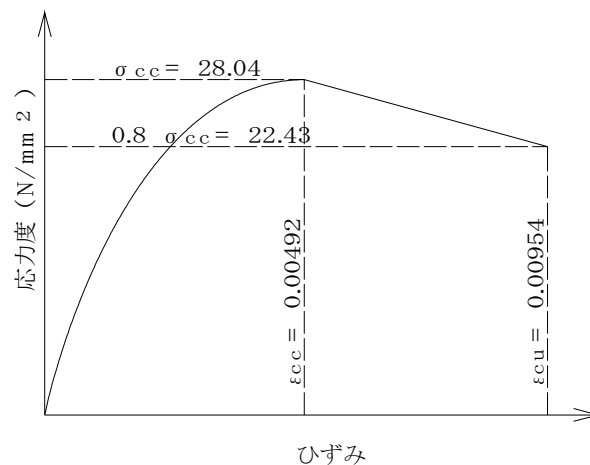
横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

$$\text{(タイプ I の地震動)} \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} = 0.00492$$

$$\text{(タイプ II の地震動)} \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}} = 0.00492 + \frac{0.2 \times 28.04}{1214.92} = 0.00954$$

定数 n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} = \frac{25000 \times 0.00492}{25000 \times 0.00492 - 28.04} = 1.295$$



(2) ひび割れ限界に対する曲げモーメント, 曲率および水平耐力

i	y _i (m)	N _i (kN)	M _{ci} (kN・m)	φ _{ci} (×10 ⁻⁵) (1/m)	P _{ci} (kN)
1	1.500	7675.88	16705.69	7.466	11137.13
2	1.560	7696.51	16715.18	7.470	10714.86
3	1.620	7717.15	16724.68	7.474	10323.87
4	1.680	7737.79	16734.17	7.479	9960.81
5	1.740	7758.43	16743.66	7.483	9622.79
6	1.800	7779.07	16753.15	7.487	9307.31
7	1.860	7799.71	16762.64	7.491	9012.17
8	1.920	7820.35	16772.13	7.496	8735.49
9	1.980	7840.99	16781.63	7.500	8475.57
10	2.040	7861.62	16791.12	7.504	8230.94
11	2.100	7882.26	16800.61	7.508	8000.29
12	2.160	7902.90	16810.10	7.512	7782.45
13	2.220	7923.54	16819.59	7.517	7576.39
14	2.280	7944.18	16829.08	7.521	7381.18
15	2.340	7964.82	16838.57	7.525	7195.97
16	2.400	7985.46	16848.06	7.529	7020.03
17	2.460	8006.10	16857.56	7.534	6852.67
18	2.520	8026.73	16867.05	7.538	6693.27
19	2.580	8047.37	16876.54	7.542	6541.29
20	2.640	8068.01	16886.03	7.546	6396.22
21	2.700	8088.65	16895.52	7.551	6257.60
22	2.760	8109.29	16905.01	7.555	6125.00
23	2.820	8129.93	16914.51	7.559	5998.05
24	2.880	8150.57	16924.00	7.563	5876.39
25	2.940	8171.21	16933.49	7.568	5759.69
26	3.000	8191.85	16942.98	7.572	5647.66
27	3.060	8212.48	16952.47	7.576	5540.02
28	3.120	8233.12	16961.96	7.580	5436.53
29	3.180	8253.76	16971.46	7.585	5336.94
30	3.240	8274.40	16980.95	7.589	5241.03
31	3.300	8295.04	16990.44	7.593	5148.62
32	3.360	8315.68	16999.93	7.597	5059.50
33	3.420	8336.32	17009.42	7.602	4973.51
34	3.480	8356.96	17018.91	7.606	4890.49
35	3.540	8377.59	17028.40	7.610	4810.28
36	3.600	8398.23	17037.90	7.614	4732.75
37	3.660	8418.87	17047.39	7.619	4657.76
38	3.720	8439.51	17056.88	7.623	4585.18
39	3.780	8460.15	17066.37	7.627	4514.91
40	3.840	8480.79	17075.86	7.631	4446.84
41	3.900	8501.43	17085.35	7.635	4380.86
42	3.960	8522.07	17094.84	7.640	4316.88
43	4.020	8542.71	17104.34	7.644	4254.81
44	4.080	8563.34	17113.83	7.648	4194.57
45	4.140	8583.98	17123.32	7.652	4136.07
46	4.200	8604.62	17132.81	7.657	4079.24
47	4.260	8625.26	17142.30	7.661	4024.01
48	4.320	8645.90	17151.79	7.665	3970.32
49	4.380	8666.54	17161.29	7.669	3918.10
50	4.440	8687.18	17170.78	7.674	3867.29
51	4.500	8707.82	17180.27	7.678	3817.84

ここに,

y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m)

N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN)

M_{ci} : ひび割れ曲げモーメント (kN・m)

φ_{ci} : ひび割れ曲率 (1/m)

P_{ci} : ひび割れ水平耐力 (kN)

$$P_{ci} = \frac{M_{ci}}{y_i}$$

よって, ひび割れ限界に対する水平耐力は, 3817.84 (kN) となる。

(3) 初降伏限界に対する水平力および水平変位

1) 曲げモーメントおよび曲率

i	y_i (m)	N_i (kN)	X_{yi} (m)	ϵ_{yi} ($\times 10^{-3}$)	M_{y0i} (kN·m)	ϕ_{y0i} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	P_{y0i} (kN)
1	1.500	7675.88	0.846129	0.858	59439.93	101.453	39626.62
2	1.560	7696.51	0.846341	0.859	59457.72	101.468	38113.92
3	1.620	7717.15	0.846553	0.859	59475.50	101.483	36713.27
4	1.680	7737.79	0.846765	0.859	59493.28	101.498	35412.66
5	1.740	7758.43	0.846977	0.860	59511.09	101.512	34201.78
6	1.800	7779.07	0.847189	0.860	59528.90	101.527	33071.61
7	1.860	7799.71	0.847401	0.860	59546.66	101.542	32014.33
8	1.920	7820.35	0.847612	0.861	59564.40	101.557	31023.13
9	1.980	7840.99	0.847824	0.861	59582.19	101.572	30092.02
10	2.040	7861.62	0.848036	0.861	59600.00	101.587	29215.69
11	2.100	7882.26	0.848247	0.862	59617.74	101.601	28389.40
12	2.160	7902.90	0.848459	0.862	59635.54	101.616	27609.04
13	2.220	7923.54	0.848670	0.863	59653.31	101.631	26870.86
14	2.280	7944.18	0.848882	0.863	59671.10	101.646	26171.54
15	2.340	7964.82	0.849093	0.863	59688.84	101.661	25508.05
16	2.400	7985.46	0.849304	0.864	59706.60	101.675	24877.75
17	2.460	8006.10	0.849515	0.864	59724.38	101.690	24278.20
18	2.520	8026.73	0.849727	0.864	59742.15	101.705	23707.20
19	2.580	8047.37	0.849938	0.865	59759.91	101.720	23162.76
20	2.640	8068.01	0.850149	0.865	59777.70	101.735	22643.07
21	2.700	8088.65	0.850360	0.865	59795.44	101.749	22146.46
22	2.760	8109.29	0.850571	0.866	59813.21	101.764	21671.45
23	2.820	8129.93	0.850781	0.866	59830.93	101.779	21216.64
24	2.880	8150.57	0.850992	0.866	59848.69	101.794	20780.79
25	2.940	8171.21	0.851203	0.867	59866.46	101.809	20362.74
26	3.000	8191.85	0.841443	0.851	60026.39	101.127	20008.80
27	3.060	8212.48	0.841652	0.851	60044.23	101.142	19622.30
28	3.120	8233.12	0.841860	0.852	60062.08	101.156	19250.67
29	3.180	8253.76	0.842069	0.852	60079.89	101.171	18893.05
30	3.240	8274.40	0.842277	0.852	60097.74	101.185	18548.69
31	3.300	8295.04	0.842486	0.853	60115.57	101.200	18216.84
32	3.360	8315.68	0.842693	0.853	60133.33	101.214	17896.82
33	3.420	8336.32	0.842902	0.853	60151.17	101.229	17588.06
34	3.480	8356.96	0.843109	0.854	60168.96	101.243	17289.93
35	3.540	8377.59	0.843318	0.854	60186.79	101.257	17001.92
36	3.600	8398.23	0.843525	0.854	60204.59	101.272	16723.50
37	3.660	8418.87	0.843733	0.855	60222.44	101.286	16454.22
38	3.720	8439.51	0.843941	0.855	60240.23	101.301	16193.61
39	3.780	8460.15	0.844148	0.855	60258.01	101.315	15941.27
40	3.840	8480.79	0.844356	0.856	60275.81	101.330	15696.83
41	3.900	8501.43	0.844563	0.856	60293.62	101.344	15459.90
42	3.960	8522.07	0.844770	0.856	60311.40	101.359	15230.15
43	4.020	8542.71	0.844978	0.857	60329.23	101.373	15007.27
44	4.080	8563.34	0.845185	0.857	60347.03	101.387	14790.94
45	4.140	8583.98	0.845392	0.857	60364.84	101.402	14580.88
46	4.200	8604.62	0.845600	0.858	60382.62	101.416	14376.82
47	4.260	8625.26	0.845807	0.858	60400.42	101.431	14178.50
48	4.320	8645.90	0.846013	0.858	60418.20	101.445	13985.69
49	4.380	8666.54	0.846220	0.859	60435.97	101.460	13798.17
50	4.440	8687.18	0.846428	0.859	60453.80	101.474	13615.72
51	4.500	8707.82	0.846634	0.859	60471.55	101.489	13438.12

ここに,

y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m)

N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN)

X_i : 中立軸 (m)

ϵ_{ci} : コンクリート圧縮縁ひずみ

M_{y0i} : 初降伏曲げモーメント (kN·m)

ϕ_{y0i} : 初降伏曲率 (1/m)

P_{y0i} : 初降伏水平耐力 (kN)

$$P_{y0i} = \frac{M_{y0i}}{y_i}$$

よって、初降伏限界に対する水平耐力は、13438.12(kN)となる。

2) 水平変位

a) 初降伏水平耐力を慣性力位置に作用させた場合の水平変位

i	y_i (m)	Δy_i (m)	M_i (kN·m)	$\phi_i (\times 10^{-5})$ (1/m)	$\phi_i \cdot y_i (\times 100)$	δ_{y0i} (m)
1	1.500	1.500	20157.18	15.057	0.02259	0.000000
2	1.560	0.060	20963.47	16.813	0.02623	0.000015
3	1.620	0.060	21769.76	18.568	0.03008	0.000017
4	1.680	0.060	22576.04	20.324	0.03414	0.000019
5	1.740	0.060	23382.33	22.079	0.03842	0.000022
6	1.800	0.060	24188.62	23.834	0.04290	0.000024
7	1.860	0.060	24994.91	25.588	0.04759	0.000027
8	1.920	0.060	25801.19	27.342	0.05250	0.000030
9	1.980	0.060	26607.48	29.096	0.05761	0.000033
10	2.040	0.060	27413.77	30.850	0.06293	0.000036
11	2.100	0.060	28220.06	32.603	0.06847	0.000039
12	2.160	0.060	29026.34	34.356	0.07421	0.000043
13	2.220	0.060	29832.63	36.109	0.08016	0.000046
14	2.280	0.060	30638.92	37.861	0.08632	0.000050
15	2.340	0.060	31445.21	39.614	0.09270	0.000054
16	2.400	0.060	32251.49	41.366	0.09928	0.000058
17	2.460	0.060	33057.78	43.117	0.10607	0.000062
18	2.520	0.060	33864.07	44.869	0.11307	0.000066
19	2.580	0.060	34670.35	46.620	0.12028	0.000070
20	2.640	0.060	35476.64	48.371	0.12770	0.000074
21	2.700	0.060	36282.93	50.121	0.13533	0.000079
22	2.760	0.060	37089.21	51.871	0.14316	0.000084
23	2.820	0.060	37895.50	53.621	0.15121	0.000088
24	2.880	0.060	38701.79	55.371	0.15947	0.000093
25	2.940	0.060	39508.08	57.120	0.16793	0.000098
26	3.000	0.060	40314.36	58.869	0.17497	0.000103
27	3.060	0.060	41120.65	60.619	0.18376	0.000108
28	3.120	0.060	41926.94	62.368	0.19276	0.000113
29	3.180	0.060	42733.23	64.117	0.20197	0.000118
30	3.240	0.060	43539.51	65.866	0.21138	0.000124
31	3.300	0.060	44345.80	67.615	0.22100	0.000130
32	3.360	0.060	45152.09	69.364	0.23083	0.000136
33	3.420	0.060	45958.38	71.113	0.24086	0.000142
34	3.480	0.060	46764.66	72.862	0.25110	0.000148
35	3.540	0.060	47570.95	74.611	0.26155	0.000154
36	3.600	0.060	48377.23	76.360	0.27220	0.000160
37	3.660	0.060	49183.52	78.109	0.28306	0.000167
38	3.720	0.060	49989.81	79.858	0.29412	0.000173
39	3.780	0.060	50796.10	81.607	0.30539	0.000180
40	3.840	0.060	51602.39	83.356	0.31687	0.000187
41	3.900	0.060	52408.67	85.105	0.32855	0.000194
42	3.960	0.060	53214.96	86.854	0.34044	0.000201
43	4.020	0.060	54021.25	88.603	0.35253	0.000208
44	4.080	0.060	54827.53	90.352	0.36483	0.000215
45	4.140	0.060	55633.82	92.101	0.37734	0.000223
46	4.200	0.060	56440.11	93.850	0.39005	0.000230
47	4.260	0.060	57246.40	95.599	0.40297	0.000238
48	4.320	0.060	58052.68	97.348	0.41609	0.000246
49	4.380	0.060	58858.97	99.097	0.42942	0.000254
50	4.440	0.060	59665.26	100.846	0.44296	0.000262
51	4.500	0.060	60471.55	102.595	0.45670	0.000270

ここに、

 y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m) Δy_i : i 番目の断面から $i-1$ 番目の断面までの高さ (m) M_i : i 番目の断面に作用するモーメント (kN·m) ϕ_i : i 番目の断面の曲率 (1/m) δ_{y0i} : i 番目の断面から見た上部構造の慣性力作用位置の変位と $i-1$ 番目の断面から見た上部構造の慣性力作用位置の変位の平均 (m)

$$\delta_{y0i} = (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \frac{\Delta y_i}{2}$$

b) 橋脚基部の初降伏変位

$$\delta_{y0} = \sum_{i=1}^{51} \delta_{y0i} = 0.00591 \quad (\text{m})$$

(4) 終局限界に対する水平耐力および水平変位

1) レベル2地震動 (タイプ I)

a) 曲げモーメントおよび曲率

i	y_i (m)	N_i (kN)	x_i (m)	ϵ_{ci} ($\times 10^{-3}$)	M_{ui} (kN·m)	ϕ_{ui} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	P_{ui} (kN)
1	1.500	7675.88	0.410190	5.416	74383.70	1745.864	49589.13
2	1.560	7696.51	0.410289	5.416	74402.89	1745.307	47694.16
3	1.620	7717.15	0.410388	5.416	74422.06	1744.754	45939.54
4	1.680	7737.79	0.410487	5.416	74441.26	1744.198	44310.27
5	1.740	7758.43	0.410586	5.416	74460.45	1743.642	42793.36
6	1.800	7779.07	0.410684	5.416	74479.66	1743.087	41377.59
7	1.860	7799.71	0.410783	5.416	74498.85	1742.532	40053.14
8	1.920	7820.35	0.410882	5.416	74518.04	1741.977	38811.48
9	1.980	7840.99	0.410981	5.416	74537.21	1741.423	37645.05
10	2.040	7861.62	0.411080	5.416	74556.39	1740.869	36547.25
11	2.100	7882.26	0.411179	5.416	74575.59	1740.316	35512.18
12	2.160	7902.90	0.411278	5.416	74594.77	1739.762	34534.62
13	2.220	7923.54	0.411377	5.416	74613.95	1739.209	33609.89
14	2.280	7944.18	0.411477	5.416	74633.15	1738.654	32733.84
15	2.340	7964.82	0.411576	5.416	74652.32	1738.102	31902.70
16	2.400	7985.46	0.411675	5.416	74671.52	1737.550	31113.13
17	2.460	8006.10	0.411774	5.416	74690.70	1736.995	30362.07
18	2.520	8026.73	0.411873	5.416	74709.88	1736.444	29646.78
19	2.580	8047.37	0.411972	5.416	74729.06	1735.890	28964.75
20	2.640	8068.01	0.412072	5.416	74748.27	1735.336	28313.74
21	2.700	8088.65	0.412171	5.416	74767.44	1734.786	27691.64
22	2.760	8109.29	0.412273	5.416	74786.62	1734.238	27089.78
23	2.820	8129.93	0.412372	5.416	74805.81	1733.692	26520.21
24	2.880	8150.57	0.412472	5.416	74825.00	1733.148	25974.35
25	2.940	8171.21	0.412572	5.416	74844.20	1732.606	25450.79
26	3.000	8191.85	0.412672	4.920	74863.40	1732.066	24906.36
27	3.060	8212.48	0.412772	4.920	74882.60	1731.528	24424.26
28	3.120	8233.12	0.412872	4.920	74901.80	1730.992	23960.70
29	3.180	8253.76	0.412972	4.920	74921.00	1730.458	23514.63
30	3.240	8274.40	0.413072	4.920	74940.20	1729.926	23085.10
31	3.300	8295.04	0.413172	4.920	74959.40	1729.396	22671.18
32	3.360	8315.68	0.413272	4.920	74978.60	1728.868	22272.05
33	3.420	8336.32	0.413372	4.920	74997.80	1728.342	21886.91
34	3.480	8356.96	0.413472	4.920	75017.00	1727.818	21515.05
35	3.540	8377.59	0.413572	4.920	75036.20	1727.296	21155.81
36	3.600	8398.23	0.413672	4.920	75055.40	1726.776	20808.53
37	3.660	8418.87	0.413772	4.920	75074.60	1726.258	20472.64
38	3.720	8439.51	0.413872	4.920	75093.80	1725.742	20147.59
39	3.780	8460.15	0.413972	4.920	75113.00	1725.228	19832.86
40	3.840	8480.79	0.414072	4.920	75132.20	1724.716	19527.96
41	3.900	8501.43	0.414172	4.920	75151.40	1724.206	19232.44
42	3.960	8522.07	0.414272	4.920	75170.60	1723.698	18945.88
43	4.020	8542.71	0.414372	4.920	75189.80	1723.192	18667.87
44	4.080	8563.34	0.414472	4.920	75209.00	1722.688	18398.04
45	4.140	8583.98	0.414572	4.920	75228.20	1722.186	18136.03
46	4.200	8604.62	0.414672	4.920	75247.40	1721.686	17881.51
47	4.260	8625.26	0.414772	4.920	75266.60	1721.188	17634.15
48	4.320	8645.90	0.414872	4.920	75285.80	1720.692	17393.66
49	4.380	8666.54	0.414972	4.920	75305.00	1720.198	17159.77
50	4.440	8687.18	0.415072	4.920	75324.20	1719.706	16932.19
51	4.500	8707.82	0.415172	4.920	75343.40	1719.216	16710.69

ここに、

 y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m) N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN) x_i : 中立軸 (m) ϵ_{ci} : コンクリート圧縮縁ひずみ M_{ui} : 終局曲げモーメント (kN·m) ϕ_{ui} : 終局曲率 (1/m) P_{ui} : 終局水平耐力 (kN)

$$P_{ui} = \frac{M_{ui}}{y_i}$$

よって、終局限界に対する水平耐力は、16710.69(kN)となる。

b) 降伏限界の曲げモーメント, 曲率, 水平耐力および変位

・降伏曲率 ϕ_y

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \phi_{y0} = \frac{75198.10}{60471.55} \times 1.01489 \times 10^{-3} = 1.26204 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

ここに,

 M_u : 橋脚基部断面の終局曲げモーメント (kN・m) M_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張主鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (kN・m) ϕ_{y0} : 初降伏曲率 (1/m)

・降伏水平耐力

$$P_y = \frac{M_u}{h} = \frac{75198.10}{4.500} = 16710.69 \text{ (kN)}$$

ここに,

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

・降伏変位

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \delta_{y0} = \frac{75198.10}{60471.55} \times 0.00591 = 0.00735 \text{ (m)}$$

ここに,

 δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (m)

c) 終局変位

$$\begin{aligned} \delta_u &= \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \\ &= 0.00735 + (15.32678 \times 10^{-3} - 1.26204 \times 10^{-3}) \times 0.512 \times \left(4.500 - \frac{0.512}{2} \right) \\ &= 0.03791 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに,

 δ_u : 終局変位 (m) δ_y : 降伏変位 (m) ϕ_u : 終局曲率 (1/m) ϕ_y : 降伏曲率 (1/m) L_p : 塑性ヒンジ長 (m)

$$\begin{aligned} L_p &= c_{LP} \cdot (0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D) = 0.80 \times (0.2 \times 4.500 - 0.1 \times 2.600) \\ &= 0.512 \text{ (m)} \end{aligned}$$

D : 断面高さ (m)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

 c_{LP} : 塑性ヒンジ長の補正係数

2) レベル2地震動 (タイプⅡ)
a) 曲げモーメントおよび曲率

i	y_i (m)	N_i (kN)	x_i (m)	$\epsilon_{ci} (\times 10^{-3})$	M_{ui} (kN·m)	$\phi_{ui} (\times 10^{-5})$ (1/m)	P_{ui} (kN)
1	1.500	7675.88	0.394792	10.945	74423.45	3712.668	49615.64
2	1.560	7696.51	0.394855	10.945	74442.28	3711.876	47719.41
3	1.620	7717.15	0.394919	10.945	74461.12	3711.077	45963.65
4	1.680	7737.79	0.394981	10.945	74479.97	3710.300	44333.31
5	1.740	7758.43	0.395044	10.945	74498.84	3709.508	42815.43
6	1.800	7779.07	0.395106	10.945	74517.69	3708.717	41398.71
7	1.860	7799.71	0.395169	10.945	74536.55	3707.927	40073.41
8	1.920	7820.35	0.395232	10.945	74555.38	3707.136	38830.93
9	1.980	7840.99	0.395295	10.945	74574.25	3706.347	37663.76
10	2.040	7861.62	0.395358	10.945	74593.09	3705.557	36565.24
11	2.100	7882.26	0.395421	10.945	74611.93	3704.768	35529.49
12	2.160	7902.90	0.395484	10.945	74630.77	3703.979	34551.28
13	2.220	7923.54	0.395547	10.945	74649.61	3703.190	33625.95
14	2.280	7944.18	0.395610	10.945	74668.48	3702.403	32749.33
15	2.340	7964.82	0.395673	10.945	74687.34	3701.607	31917.66
16	2.400	7985.46	0.395736	10.945	74706.18	3700.820	31127.57
17	2.460	8006.10	0.395799	10.945	74725.01	3700.032	30376.02
18	2.520	8026.73	0.395862	10.945	74743.84	3699.246	29660.26
19	2.580	8047.37	0.395925	10.945	74762.72	3698.459	28977.80
20	2.640	8068.01	0.395988	10.945	74781.55	3697.666	28326.35
21	2.700	8088.65	0.396051	10.945	74800.41	3696.880	27703.85
22	2.760	8109.29	0.396115	10.945	74819.23	3696.087	27108.42
23	2.820	8129.93	0.396178	10.945	74838.07	3695.303	26538.32
24	2.880	8150.57	0.396241	10.945	74856.92	3694.518	25991.99
25	2.940	8171.21	0.396304	10.945	74875.77	3693.727	25467.95
26	3.000	8191.85	0.399630	9.536	74755.90	3182.508	24918.63
27	3.060	8212.48	0.399700	9.536	74774.76	3181.755	24436.20
28	3.120	8233.12	0.399771	9.536	74793.61	3181.008	23972.31
29	3.180	8253.76	0.399842	9.536	74812.48	3180.256	23525.94
30	3.240	8274.40	0.399913	9.536	74831.32	3179.504	23096.09
31	3.300	8295.04	0.399984	9.536	74850.19	3178.752	22681.87
32	3.360	8315.68	0.400054	9.536	74869.06	3178.007	22282.46
33	3.420	8336.32	0.400125	9.536	74887.90	3177.256	21897.04
34	3.480	8356.96	0.400196	9.536	74906.75	3176.505	21524.93
35	3.540	8377.59	0.400267	9.536	74925.63	3175.755	21165.43
36	3.600	8398.23	0.400338	9.536	74944.47	3175.005	20817.91
37	3.660	8418.87	0.400409	9.536	74963.33	3174.255	20481.78
38	3.720	8439.51	0.400480	9.536	74982.19	3173.506	20156.50
39	3.780	8460.15	0.400550	9.536	75001.05	3172.757	19841.55
40	3.840	8480.79	0.400621	9.536	75019.90	3172.009	19536.43
41	3.900	8501.43	0.400692	9.536	75038.75	3171.260	19240.71
42	3.960	8522.07	0.400764	9.536	75057.59	3170.507	18953.94
43	4.020	8542.71	0.400835	9.536	75076.46	3169.759	18675.74
44	4.080	8563.34	0.400906	9.536	75095.32	3169.012	18405.72
45	4.140	8583.98	0.400977	9.536	75114.17	3168.265	18143.52
46	4.200	8604.62	0.401048	9.536	75133.01	3167.513	17888.81
47	4.260	8625.26	0.401119	9.536	75151.86	3166.767	17641.28
48	4.320	8645.90	0.401190	9.536	75170.72	3166.021	17400.63
49	4.380	8666.54	0.401261	9.536	75189.56	3165.269	17166.57
50	4.440	8687.18	0.401332	9.536	75208.41	3164.525	16938.83
51	4.500	8707.82	0.401404	9.536	75227.27	3163.774	16717.17

ここに、

y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m)

N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN)

x_i : 中立軸 (m)

ϵ_{ci} : コンクリート圧縮縁ひずみ

M_{ui} : 終局曲げモーメント (kN·m)

ϕ_{ui} : 終局曲率 (1/m)

P_{ui} : 終局水平耐力 (kN)

$$P_{ui} = \frac{M_{ui}}{y_i}$$

よって、終局限界に対する水平耐力は、16717.17(kN)となる。

b) 降伏限界の曲げモーメント, 曲率, 水平耐力および変位

・降伏曲率 ϕ_y

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \phi_{y0} = \frac{75227.27}{60471.55} \times 1.01489 \times 10^{-3} = 1.26253 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

ここに,

 M_u : 橋脚基部断面の終局曲げモーメント (kN・m) M_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張主鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (kN・m) ϕ_{y0} : 初降伏曲率 (1/m)

・降伏水平耐力

$$P_y = \frac{M_u}{h} = \frac{75227.27}{4.500} = 16717.17 \text{ (kN)}$$

ここに,

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

・降伏変位

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \delta_{y0} = \frac{75227.27}{60471.55} \times 0.00591 = 0.00735 \text{ (m)}$$

ここに,

 δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (m)

c) 終局変位

$$\begin{aligned} \delta_u &= \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \\ &= 0.00735 + (31.63774 \times 10^{-3} - 1.26253 \times 10^{-3}) \times 0.512 \times \left(4.500 - \frac{0.512}{2} \right) \\ &= 0.07335 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに,

 δ_u : 終局変位 (m) δ_y : 降伏変位 (m) ϕ_u : 終局曲率 (1/m) ϕ_y : 降伏曲率 (1/m) L_p : 塑性ヒンジ長 (m)

$$\begin{aligned} L_p &= c_{LP} \cdot (0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D) = 0.80 \times (0.2 \times 4.500 - 0.1 \times 2.600) \\ &= 0.512 \text{ (m)} \end{aligned}$$

D : 断面高さ (m)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

 c_{LP} : 塑性ヒンジ長の補正係数

3-1-2 橋軸直角方向

(1) コンクリートの応力度-ひずみ曲線

・補強橋脚の横拘束鉄筋の体積比

横拘束鉄筋は既設部の横拘束鉄筋を換算して求める。

$$A_h = A_{hs1} \cdot \frac{S_2}{S_1} \cdot \frac{\sigma_{sy1}}{\sigma_{sy2}} + A_{hs2}$$

$$= 198.60 \times \frac{150}{150} \times \frac{295}{345} + 642.40 = 812.2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d} = \frac{4 \times 812.2}{150.0 \times 15000.0} = 0.00144 \leq 0.018$$

ここに,

- A_h : 横拘束鉄筋の断面積 (mm²)
- A_{hs1} : 既設橋脚の横拘束鉄筋の断面積 (mm²)
- A_{hs2} : コンクリート巻立て部の横拘束鉄筋の断面積 (mm²)
- σ_{sy1} : 既設橋脚の横拘束鉄筋の降伏点 (N/mm²)
- σ_{sy2} : コンクリート巻立て部の横拘束鉄筋の降伏点 (N/mm²)
- S_1 : 既設橋脚の横拘束鉄筋の間隔 (mm)
- S_2 : コンクリート巻立て部の横拘束鉄筋の間隔 (mm)
- ρ_s : 横拘束鉄筋の体積比
- s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)
- d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

・既設部のコンクリートの応力度-ひずみ曲線

$$\begin{aligned} \text{コンクリートの設計基準強度} \quad \sigma_{ck} &= 21.0 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{コンクリートのヤング係数} \quad E_c &= 23500 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{断面補正係数} \quad \alpha &= 0.2 \\ &\quad \beta = 0.4 \end{aligned}$$

横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

$$\begin{aligned} \sigma_{cc} &= \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_y \\ &= 21.0 + 3.8 \times 0.2 \times 0.00144 \times 345 = 21.38 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cc} &= 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_y}{\sigma_{ck}} \\ &= 0.002 + 0.033 \times 0.4 \times \frac{0.00144 \times 345}{21.0} = 0.00231 \end{aligned}$$

下降勾配

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_y} = 11.2 \times \frac{21.0^2}{0.00144 \times 345} = 9914.89 \quad (\text{N/mm}^2)$$

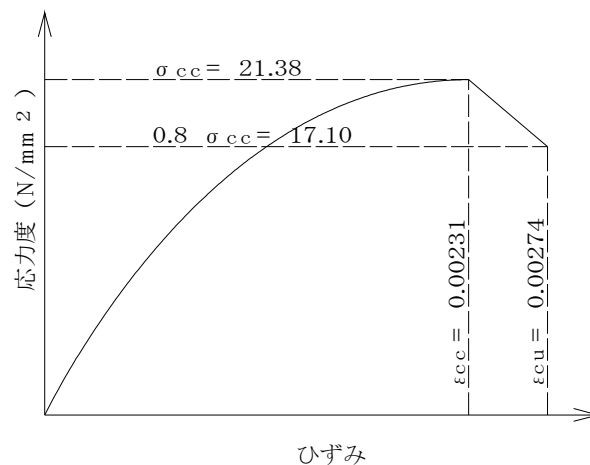
横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

$$(\text{タイプ I の地震動}) \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} = 0.00231$$

$$(\text{タイプ II の地震動}) \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}} = 0.00231 + \frac{0.2 \times 21.38}{9914.89} = 0.00274$$

定数 n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} = \frac{23500 \times 0.00231}{23500 \times 0.00231 - 21.38} = 1.648$$



・補強部のコンクリートの応力度-ひずみ曲線

$$\begin{aligned} \text{コンクリートの設計基準強度} \quad \sigma_{ck} &= 24.0 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{コンクリートのヤング係数} \quad E_c &= 25000 \quad (\text{N/mm}^2) \\ \text{断面補正係数} \quad \alpha &= 0.2 \\ &\quad \beta = 0.4 \end{aligned}$$

横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

$$\begin{aligned} \sigma_{cc} &= \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_y \\ &= 24.0 + 3.8 \times 0.2 \times 0.00144 \times 345 = 24.38 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cc} &= 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \frac{\rho_s \cdot \sigma_y}{\sigma_{ck}} \\ &= 0.002 + 0.033 \times 0.4 \times \frac{0.00144 \times 345}{24.0} = 0.00227 \end{aligned}$$

下降勾配

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_y} = 11.2 \times \frac{24.0^2}{0.00144 \times 345} = 12950.06 \quad (\text{N/mm}^2)$$

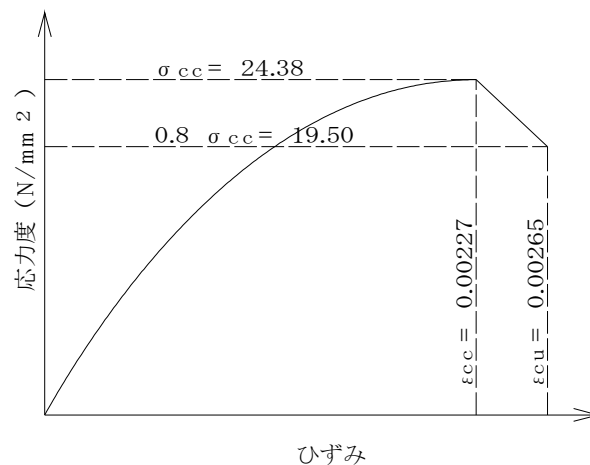
横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

$$(\text{タイプ I の地震動}) \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} = 0.00227$$

$$(\text{タイプ II の地震動}) \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}} = 0.00227 + \frac{0.2 \times 24.38}{12950.06} = 0.00265$$

定数 n

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} = \frac{25000 \times 0.00227}{25000 \times 0.00227 - 24.38} = 1.751$$



(2) ひび割れ限界に対する曲げモーメント, 曲率および水平耐力

i	y _i (m)	N _i (kN)	M _{ci} (kN・m)	φ _{ci} (×10 ⁻⁵) (1/m)	P _{ci} (kN)
1	4.000	7675.88	34674.23	3.595	8668.56
2	4.060	7696.51	34693.93	3.597	8545.30
3	4.120	7717.15	34713.63	3.599	8425.64
4	4.180	7737.79	34733.33	3.601	8309.41
5	4.240	7758.43	34753.04	3.603	8196.47
6	4.300	7779.07	34772.73	3.605	8086.68
7	4.360	7799.71	34792.43	3.607	7979.92
8	4.420	7820.35	34812.14	3.609	7876.05
9	4.480	7840.99	34831.84	3.611	7774.96
10	4.540	7861.62	34851.54	3.613	7676.55
11	4.600	7882.26	34871.24	3.615	7580.70
12	4.660	7902.90	34890.94	3.617	7487.33
13	4.720	7923.54	34910.64	3.619	7396.32
14	4.780	7944.18	34930.34	3.621	7307.60
15	4.840	7964.82	34950.04	3.623	7221.08
16	4.900	7985.46	34969.74	3.625	7136.68
17	4.960	8006.10	34989.44	3.627	7054.32
18	5.020	8026.73	35009.14	3.629	6973.93
19	5.080	8047.37	35028.84	3.631	6895.44
20	5.140	8068.01	35048.54	3.633	6818.78
21	5.200	8088.65	35068.24	3.635	6743.89
22	5.260	8109.29	35087.94	3.638	6670.71
23	5.320	8129.93	35107.64	3.640	6599.18
24	5.380	8150.57	35127.34	3.642	6529.25
25	5.440	8171.21	35147.04	3.644	6460.85
26	5.500	8191.85	35166.75	3.646	6393.95
27	5.560	8212.48	35186.45	3.648	6328.50
28	5.620	8233.12	35206.14	3.650	6264.44
29	5.680	8253.76	35225.85	3.652	6201.73
30	5.740	8274.40	35245.55	3.654	6140.34
31	5.800	8295.04	35265.25	3.656	6080.21
32	5.860	8315.68	35284.95	3.658	6021.32
33	5.920	8336.32	35304.65	3.660	5963.62
34	5.980	8356.96	35324.35	3.662	5907.08
35	6.040	8377.59	35344.05	3.664	5851.66
36	6.100	8398.23	35363.75	3.666	5797.34
37	6.160	8418.87	35383.45	3.668	5744.07
38	6.220	8439.51	35403.15	3.670	5691.82
39	6.280	8460.15	35422.85	3.672	5640.58
40	6.340	8480.79	35442.55	3.674	5590.31
41	6.400	8501.43	35462.25	3.676	5540.98
42	6.460	8522.07	35481.95	3.678	5492.56
43	6.520	8542.71	35501.65	3.680	5445.04
44	6.580	8563.34	35521.36	3.682	5398.38
45	6.640	8583.98	35541.05	3.685	5352.57
46	6.700	8604.62	35560.75	3.687	5307.58
47	6.760	8625.26	35580.46	3.689	5263.38
48	6.820	8645.90	35600.16	3.691	5219.96
49	6.880	8666.54	35619.86	3.693	5177.30
50	6.940	8687.18	35639.55	3.695	5135.38
51	7.000	8707.82	35659.26	3.697	5094.18

ここに,

y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m)

N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN)

M_{ci} : ひび割れ曲げモーメント (kN・m)

φ_{ci} : ひび割れ曲率 (1/m)

P_{ci} : ひび割れ水平耐力 (kN)

$$P_{ci} = \frac{M_{ci}}{y_i}$$

よって, ひび割れ限界に対する水平耐力は, 5094.18 (kN) となる。

(3) 初降伏限界に対する水平力および水平変位

1) 曲げモーメントおよび曲率

i	y_i (m)	N_i (kN)	X_{yi} (m)	ε_{yi} ($\times 10^{-3}$)	M_{y0i} (kN·m)	ϕ_{y0i} ($\times 10^{-5}$) (1/m)	P_{y0i} (kN)
1	4.000	7675.88	1.577325	0.660	118137.37	41.872	29534.34
2	4.060	7696.51	1.577752	0.661	118174.85	41.877	29107.10
3	4.120	7717.15	1.578179	0.661	118212.41	41.882	28692.33
4	4.180	7737.79	1.578604	0.661	118249.87	41.887	28289.44
5	4.240	7758.43	1.579031	0.661	118287.36	41.892	27897.96
6	4.300	7779.07	1.579458	0.662	118324.94	41.897	27517.43
7	4.360	7799.71	1.579883	0.662	118362.39	41.902	27147.34
8	4.420	7820.35	1.580307	0.662	118399.84	41.907	26787.29
9	4.480	7840.99	1.580734	0.663	118437.41	41.912	26436.92
10	4.540	7861.62	1.581159	0.663	118474.88	41.917	26095.79
11	4.600	7882.26	1.581583	0.663	118512.33	41.922	25763.55
12	4.660	7902.90	1.582008	0.663	118549.77	41.927	25439.87
13	4.720	7923.54	1.582432	0.664	118587.27	41.932	25124.42
14	4.780	7944.18	1.582857	0.664	118624.79	41.937	24816.90
15	4.840	7964.82	1.583284	0.664	118662.29	41.943	24517.00
16	4.900	7985.46	1.583706	0.664	118699.67	41.948	24224.42
17	4.960	8006.10	1.584130	0.665	118737.09	41.953	23938.93
18	5.020	8026.73	1.584555	0.665	118774.60	41.958	23660.28
19	5.080	8047.37	1.584979	0.665	118812.10	41.963	23388.21
20	5.140	8068.01	1.585401	0.665	118849.45	41.968	23122.46
21	5.200	8088.65	1.585826	0.666	118886.90	41.973	22862.87
22	5.260	8109.29	1.586250	0.666	118924.38	41.978	22609.20
23	5.320	8129.93	1.586672	0.666	118961.83	41.983	22361.25
24	5.380	8150.57	1.587096	0.666	118999.23	41.988	22118.82
25	5.440	8171.21	1.587519	0.667	119036.67	41.993	21881.74
26	5.500	8191.85	1.587943	0.667	119074.09	41.998	21649.84
27	5.560	8212.48	1.588365	0.667	119111.52	42.003	21422.94
28	5.620	8233.12	1.588787	0.667	119148.91	42.008	21200.88
29	5.680	8253.76	1.589211	0.668	119186.43	42.013	20983.53
30	5.740	8274.40	1.589633	0.668	119223.79	42.018	20770.70
31	5.800	8295.04	1.590055	0.668	119261.25	42.023	20562.28
32	5.860	8315.68	1.590477	0.668	119298.69	42.029	20358.14
33	5.920	8336.32	1.590899	0.669	119336.03	42.034	20158.11
34	5.980	8356.96	1.591321	0.669	119373.41	42.039	19962.11
35	6.040	8377.59	1.591743	0.669	119410.88	42.044	19770.01
36	6.100	8398.23	1.592165	0.669	119448.31	42.049	19581.69
37	6.160	8418.87	1.592584	0.670	119485.58	42.054	19397.01
38	6.220	8439.51	1.593007	0.670	119523.09	42.059	19215.93
39	6.280	8460.15	1.593428	0.670	119560.45	42.064	19038.29
40	6.340	8480.79	1.593848	0.671	119597.77	42.069	18864.00
41	6.400	8501.43	1.594270	0.671	119635.24	42.074	18693.01
42	6.460	8522.07	1.594689	0.671	119672.52	42.079	18525.16
43	6.520	8542.71	1.595111	0.671	119709.98	42.084	18360.43
44	6.580	8563.34	1.595531	0.672	119747.27	42.089	18198.67
45	6.640	8583.98	1.595953	0.672	119784.70	42.094	18039.87
46	6.700	8604.62	1.596372	0.672	119822.01	42.099	17883.88
47	6.760	8625.26	1.596792	0.672	119859.40	42.104	17730.68
48	6.820	8645.90	1.597211	0.673	119896.70	42.109	17580.16
49	6.880	8666.54	1.597631	0.673	119934.09	42.114	17432.28
50	6.940	8687.18	1.598053	0.673	119971.49	42.119	17286.96
51	7.000	8707.82	1.598472	0.673	120008.77	42.124	17144.11

ここに、

 y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m) N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN) X_i : 中立軸 (m) ε_{ci} : コンクリート圧縮縁ひずみ M_{y0i} : 初降伏曲げモーメント (kN·m) ϕ_{y0i} : 初降伏曲率 (1/m) P_{y0i} : 初降伏水平耐力 (kN)

$$P_{y0i} = \frac{M_{y0i}}{y_i}$$

よって、初降伏限界に対する水平耐力は、17144.11 (kN) となる。

2) 水平変位

a) 初降伏水平耐力を慣性力位置に作用させた場合の水平変位

i	y_i (m)	Δy_i (m)	M_i (kN・m)	$\phi_i (\times 10^{-5})$ (1/m)	$\phi_i \cdot y_i (\times 100)$	δ_{y0i} (m)
1	4.000	4.000	68576.45	19.143	0.07657	0.000000
2	4.060	0.060	69605.10	19.605	0.07960	0.000047
3	4.120	0.060	70633.73	20.068	0.08268	0.000049
4	4.180	0.060	71662.39	20.530	0.08582	0.000051
5	4.240	0.060	72691.03	20.992	0.08901	0.000052
6	4.300	0.060	73719.68	21.454	0.09225	0.000054
7	4.360	0.060	74748.33	21.916	0.09556	0.000056
8	4.420	0.060	75776.98	22.378	0.09891	0.000058
9	4.480	0.060	76805.62	22.840	0.10232	0.000060
10	4.540	0.060	77834.27	23.302	0.10579	0.000062
11	4.600	0.060	78862.92	23.763	0.10931	0.000065
12	4.660	0.060	79891.55	24.224	0.11289	0.000067
13	4.720	0.060	80920.21	24.686	0.11652	0.000069
14	4.780	0.060	81948.84	25.147	0.12020	0.000071
15	4.840	0.060	82977.50	25.608	0.12394	0.000073
16	4.900	0.060	84006.15	26.069	0.12774	0.000076
17	4.960	0.060	85034.79	26.530	0.13159	0.000078
18	5.020	0.060	86063.44	26.990	0.13549	0.000080
19	5.080	0.060	87092.09	27.451	0.13945	0.000082
20	5.140	0.060	88120.73	27.911	0.14346	0.000085
21	5.200	0.060	89149.38	28.371	0.14753	0.000087
22	5.260	0.060	90178.03	28.832	0.15165	0.000090
23	5.320	0.060	91206.67	29.292	0.15583	0.000092
24	5.380	0.060	92235.32	29.752	0.16006	0.000095
25	5.440	0.060	93263.97	30.211	0.16435	0.000097
26	5.500	0.060	94292.61	30.671	0.16869	0.000100
27	5.560	0.060	95321.26	31.131	0.17309	0.000103
28	5.620	0.060	96349.91	31.590	0.17754	0.000105
29	5.680	0.060	97378.55	32.049	0.18204	0.000108
30	5.740	0.060	98407.20	32.509	0.18660	0.000111
31	5.800	0.060	99435.85	32.968	0.19121	0.000113
32	5.860	0.060	100464.49	33.427	0.19588	0.000116
33	5.920	0.060	101493.14	33.885	0.20060	0.000119
34	5.980	0.060	102521.79	34.344	0.20538	0.000122
35	6.040	0.060	103550.43	34.803	0.21021	0.000125
36	6.100	0.060	104579.08	35.261	0.21509	0.000128
37	6.160	0.060	105607.73	35.720	0.22003	0.000131
38	6.220	0.060	106636.38	36.178	0.22503	0.000134
39	6.280	0.060	107665.02	36.636	0.23007	0.000137
40	6.340	0.060	108693.67	37.094	0.23518	0.000140
41	6.400	0.060	109722.31	37.552	0.24033	0.000143
42	6.460	0.060	110750.96	38.010	0.24554	0.000146
43	6.520	0.060	111779.61	38.467	0.25081	0.000149
44	6.580	0.060	112808.25	38.925	0.25613	0.000152
45	6.640	0.060	113836.90	39.382	0.26150	0.000155
46	6.700	0.060	114865.54	39.840	0.26693	0.000159
47	6.760	0.060	115894.20	40.297	0.27241	0.000162
48	6.820	0.060	116922.84	40.754	0.27794	0.000165
49	6.880	0.060	117951.48	41.211	0.28353	0.000168
50	6.940	0.060	118980.13	41.668	0.28917	0.000172
51	7.000	0.060	120008.78	42.124	0.29487	0.000175

ここに、

 y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m) Δy_i : i 番目の断面から i-1 番目の断面までの高さ (m) M_i : i 番目の断面に作用するモーメント (kN・m) ϕ_i : i 番目の断面の曲率 (1/m) δ_{y0i} : i 番目の断面から見た上部構造の慣性力作用位置の変位と i-1 番目の断面から見た上部構造の慣性力作用位置の変位の平均 (m)

$$\delta_{y0i} = (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \frac{\Delta y_i}{2}$$

b) 橋脚基部の初降伏変位

$$\delta_{y0} = \sum_{i=1}^{51} \delta_{y0i} = 0.00523 \quad (\text{m})$$

(4) 終局限界に対する水平耐力および水平変位

1) レベル2地震動 (タイプ I)

a) 曲げモーメントおよび曲率

i	y_i (m)	N_i (kN)	x_i (m)	$\varepsilon_{ci} (\times 10^{-3})$	M_{ii} (kN·m)	$\phi_{ui} (\times 10^{-5})$ (1/m)	P_{ui} (kN)
1	4.000	7675.88	0.975434	2.274	163784.69	259.756	40946.17
2	4.060	7696.51	0.975811	2.274	163822.83	259.644	40350.45
3	4.120	7717.15	0.976186	2.274	163860.94	259.532	39772.07
4	4.180	7737.79	0.976563	2.274	163899.09	259.421	39210.31
5	4.240	7758.43	0.976940	2.274	163937.25	259.309	38664.45
6	4.300	7779.07	0.977317	2.274	163975.36	259.198	38133.80
7	4.360	7799.71	0.977694	2.274	164013.47	259.087	37617.77
8	4.420	7820.35	0.978070	2.274	164051.70	258.976	37115.77
9	4.480	7840.99	0.978447	2.274	164089.80	258.864	36627.19
10	4.540	7861.62	0.978825	2.274	164127.83	258.753	36151.50
11	4.600	7882.26	0.979202	2.274	164166.00	258.642	35688.26
12	4.660	7902.90	0.979579	2.274	164204.14	258.531	35236.94
13	4.720	7923.54	0.979957	2.274	164242.20	258.420	34797.07
14	4.780	7944.18	0.980334	2.274	164280.31	258.310	34368.27
15	4.840	7964.82	0.980712	2.274	164318.48	258.199	33950.10
16	4.900	7985.46	0.981089	2.274	164356.52	258.088	33542.14
17	4.960	8006.10	0.981467	2.274	164394.66	257.978	33144.08
18	5.020	8026.73	0.981845	2.274	164432.77	257.867	32755.53
19	5.080	8047.37	0.982223	2.274	164470.75	257.757	32376.13
20	5.140	8068.01	0.982601	2.274	164508.91	257.646	32005.63
21	5.200	8088.65	0.982979	2.274	164547.02	257.536	31643.66
22	5.260	8109.29	0.983357	2.274	164585.11	257.426	31289.94
23	5.320	8129.93	0.983735	2.274	164623.11	257.316	30944.19
24	5.380	8150.57	0.984115	2.274	164661.25	257.205	30606.18
25	5.440	8171.21	0.984493	2.274	164699.33	257.095	30275.61
26	5.500	8191.85	0.984872	2.274	164737.27	256.985	29952.23
27	5.560	8212.48	0.985250	2.274	164775.48	256.875	29635.88
28	5.620	8233.12	0.985628	2.274	164813.53	256.766	29326.25
29	5.680	8253.76	0.986007	2.274	164851.53	256.656	29023.16
30	5.740	8274.40	0.986387	2.274	164889.59	256.546	28726.41
31	5.800	8295.04	0.986766	2.274	164927.66	256.436	28435.80
32	5.860	8315.68	0.987144	2.274	164965.77	256.327	28151.15
33	5.920	8336.32	0.987522	2.274	165003.73	256.218	27872.25
34	5.980	8356.96	0.987888	2.274	165041.23	256.112	27598.87
35	6.040	8377.59	0.988252	2.274	165078.73	256.007	27330.92
36	6.100	8398.23	0.988617	2.274	165116.19	255.902	27068.23
37	6.160	8418.87	0.988982	2.274	165153.67	255.797	26810.66
38	6.220	8439.51	0.989347	2.274	165191.13	255.692	26558.06
39	6.280	8460.15	0.989712	2.274	165228.61	255.587	26310.29
40	6.340	8480.79	0.990078	2.274	165266.14	255.482	26067.21
41	6.400	8501.43	0.990442	2.274	165303.53	255.377	25828.68
42	6.460	8522.07	0.990808	2.274	165341.03	255.273	25594.59
43	6.520	8542.71	0.991174	2.274	165378.47	255.168	25364.79
44	6.580	8563.34	0.991539	2.274	165415.98	255.063	25139.21
45	6.640	8583.98	0.991905	2.274	165453.34	254.959	24917.67
46	6.700	8604.62	0.992272	2.274	165490.92	254.854	24700.14
47	6.760	8625.26	0.992638	2.274	165528.34	254.749	24486.44
48	6.820	8645.90	0.993003	2.274	165565.73	254.645	24276.50
49	6.880	8666.54	0.993369	2.274	165603.28	254.541	24070.24
50	6.940	8687.18	0.993736	2.274	165640.61	254.436	23867.52
51	7.000	8707.82	0.994101	2.274	165678.08	254.332	23668.30

ここに、

 y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m) N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN) x_i : 中立軸 (m) ε_{ci} : コンクリート圧縮縁ひずみ M_{ii} : 終局曲げモーメント (kN·m) ϕ_{ui} : 終局曲率 (1/m) P_{ui} : 終局水平耐力 (kN)

$$P_{ui} = \frac{M_{ii}}{y_i}$$

よって、終局限界に対する水平耐力は、23668.30 (kN) となる。

b) 降伏限界の曲げモーメント, 曲率, 水平耐力および変位

・降伏曲率 ϕ_y

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \phi_{y0} = \frac{165678.08}{120008.77} \times 0.42124 \times 10^{-3} = 0.58155 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

ここに,

 M_u : 橋脚基部断面の終局曲げモーメント (kN・m) M_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張主鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (kN・m) ϕ_{y0} : 初降伏曲率 (1/m)

・降伏水平耐力

$$P_y = \frac{M_u}{h} = \frac{165678.08}{7.000} = 23668.30 \text{ (kN)}$$

ここに,

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

・降伏変位

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \delta_{y0} = \frac{165678.08}{120008.77} \times 0.00523 = 0.00722 \text{ (m)}$$

ここに,

 δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (m)

c) 終局変位

$$\begin{aligned} \delta_u &= \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \\ &= 0.00722 + (2.54332 \times 10^{-3} - 0.58155 \times 10^{-3}) \times 0.688 \times \left(7.000 - \frac{0.688}{2} \right) \\ &= 0.01621 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに,

 δ_u : 終局変位 (m) δ_y : 降伏変位 (m) ϕ_u : 終局曲率 (1/m) ϕ_y : 降伏曲率 (1/m) L_p : 塑性ヒンジ長 (m)

$$\begin{aligned} L_p &= c_{LP} \cdot (0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D) = 0.80 \times (0.2 \times 7.000 - 0.1 \times 5.400) \\ &= 0.688 \text{ (m)} \end{aligned}$$

D : 断面高さ (m)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

 c_{LP} : 塑性ヒンジ長の補正係数

2) レベル2地震動 (タイプⅡ)
a) 曲げモーメントおよび曲率

i	y_i (m)	N_i (kN)	x_i (m)	$\epsilon_{ci} (\times 10^{-3})$	M_{ui} (kN·m)	$\phi_{ui} (\times 10^{-5})$ (1/m)	P_{ui} (kN)
1	4.000	7675.88	0.949443	2.650	164108.67	312.027	41027.17
2	4.060	7696.51	0.949815	2.650	164147.13	311.890	40430.32
3	4.120	7717.15	0.950188	2.650	164185.72	311.753	39850.90
4	4.180	7737.79	0.950560	2.650	164224.28	311.617	39288.10
5	4.240	7758.43	0.950933	2.650	164262.67	311.480	38741.20
6	4.300	7779.07	0.951306	2.650	164301.19	311.344	38209.58
7	4.360	7799.71	0.951679	2.650	164339.72	311.207	37692.59
8	4.420	7820.35	0.952053	2.650	164378.17	311.071	37189.63
9	4.480	7840.99	0.952426	2.650	164416.67	310.935	36700.15
10	4.540	7861.62	0.952798	2.650	164455.17	310.799	36223.61
11	4.600	7882.26	0.953172	2.650	164493.70	310.663	35759.50
12	4.660	7902.90	0.953545	2.650	164532.13	310.527	35307.32
13	4.720	7923.54	0.953918	2.650	164570.66	310.392	34866.66
14	4.780	7944.18	0.954291	2.650	164609.11	310.256	34437.05
15	4.840	7964.82	0.954666	2.650	164647.56	310.120	34018.09
16	4.900	7985.46	0.955039	2.650	164686.13	309.985	33609.41
17	4.960	8006.10	0.955413	2.650	164724.55	309.849	33210.59
18	5.020	8026.73	0.955786	2.650	164762.95	309.714	32821.30
19	5.080	8047.37	0.956160	2.650	164801.45	309.579	32441.23
20	5.140	8068.01	0.956533	2.650	164839.98	309.444	32070.04
21	5.200	8088.65	0.956908	2.650	164878.34	309.309	31707.38
22	5.260	8109.29	0.957282	2.650	164916.86	309.174	31353.01
23	5.320	8129.93	0.957657	2.650	164955.28	309.039	31006.63
24	5.380	8150.57	0.958031	2.650	164993.63	308.904	30667.96
25	5.440	8171.21	0.958405	2.650	165032.09	308.769	30336.78
26	5.500	8191.85	0.958780	2.650	165070.58	308.635	30012.83
27	5.560	8212.48	0.959154	2.650	165108.95	308.504	29695.79
28	5.620	8233.12	0.959529	2.650	165147.47	308.375	29385.49
29	5.680	8253.76	0.959903	2.650	165184.94	308.247	29081.77
30	5.740	8274.40	0.960277	2.650	165222.48	308.118	28784.37
31	5.800	8295.04	0.960651	2.650	165260.17	307.990	28493.13
32	5.860	8315.68	0.961025	2.650	165297.89	307.861	28207.87
33	5.920	8336.32	0.961399	2.650	165335.61	307.733	27928.36
34	5.980	8356.96	0.961773	2.650	165373.33	307.605	27654.49
35	6.040	8377.59	0.962147	2.650	165411.05	307.477	27386.04
36	6.100	8398.23	0.962521	2.650	165448.77	307.348	27122.89
37	6.160	8418.87	0.962895	2.650	165486.49	307.221	26864.84
38	6.220	8439.51	0.963269	2.650	165524.21	307.093	26611.79
39	6.280	8460.15	0.963643	2.650	165561.93	306.965	26363.56
40	6.340	8480.79	0.964017	2.650	165600.02	306.836	26120.03
41	6.400	8501.43	0.964391	2.650	165638.11	306.709	25881.07
42	6.460	8522.07	0.964765	2.650	165676.20	306.582	25646.55
43	6.520	8542.71	0.965139	2.650	165714.29	306.454	25416.35
44	6.580	8563.34	0.965513	2.650	165752.38	306.326	25190.33
45	6.640	8583.98	0.965887	2.650	165790.47	306.199	24968.41
46	6.700	8604.62	0.966261	2.650	165828.56	306.072	24750.46
47	6.760	8625.26	0.966635	2.650	165866.65	305.945	24536.38
48	6.820	8645.90	0.967009	2.650	165904.74	305.817	24326.06
49	6.880	8666.54	0.967383	2.650	165942.83	305.691	24119.41
50	6.940	8687.18	0.967757	2.650	165980.92	305.564	23916.35
51	7.000	8707.82	0.968131	2.650	166019.01	305.436	23716.75

ここに、

y_i : 上部構造の慣性力の作用位置から i 番目の断面までの高さ (m)

N_i : i 番目の断面に作用する軸力 (kN)

x_i : 中立軸 (m)

ϵ_{ci} : コンクリート圧縮縁ひずみ

M_{ui} : 終局曲げモーメント (kN·m)

ϕ_{ui} : 終局曲率 (1/m)

P_{ui} : 終局水平耐力 (kN)

$$P_{ui} = \frac{M_{ui}}{y_i}$$

よって、終局限界に対する水平耐力は、23716.75(kN)となる。

b) 降伏限界の曲げモーメント, 曲率, 水平耐力および変位

・降伏曲率 ϕ_y

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \phi_{y0} = \frac{166017.25}{120008.77} \times 0.42124 \times 10^{-3} = 0.58274 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

ここに,

 M_u : 橋脚基部断面の終局曲げモーメント (kN・m) M_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張主鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (kN・m) ϕ_{y0} : 初降伏曲率 (1/m)

・降伏水平耐力

$$P_y = \frac{M_u}{h} = \frac{166017.25}{7.000} = 23716.75 \text{ (kN)}$$

ここに,

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

・降伏変位

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \quad \delta_{y0} = \frac{166017.25}{120008.77} \times 0.00523 = 0.00724 \text{ (m)}$$

ここに,

 δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (m)

c) 終局変位

$$\begin{aligned} \delta_u &= \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \\ &= 0.00724 + (3.05436 \times 10^{-3} - 0.58274 \times 10^{-3}) \times 0.688 \times \left(7.000 - \frac{0.688}{2} \right) \\ &= 0.01856 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに,

 δ_u : 終局変位 (m) δ_y : 降伏変位 (m) ϕ_u : 終局曲率 (1/m) ϕ_y : 降伏曲率 (1/m) L_p : 塑性ヒンジ長 (m)

$$\begin{aligned} L_p &= c_{LP} \cdot (0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D) = 0.80 \times (0.2 \times 7.000 - 0.1 \times 5.400) \\ &= 0.688 \text{ (m)} \end{aligned}$$

D : 断面高さ (m)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

 c_{LP} : 塑性ヒンジ長の補正係数

3-2 水平耐力および水平変位の計算結果一覧

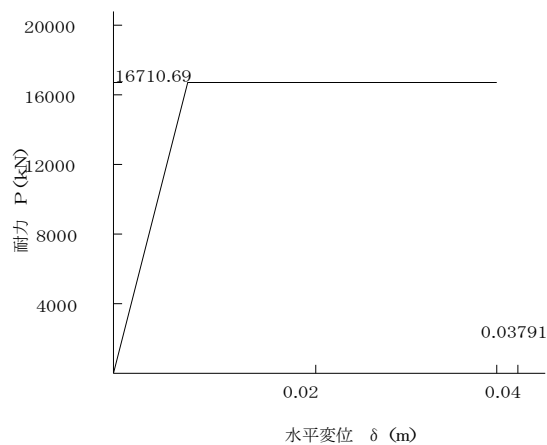
3-2-1 橋軸方向

(1) タイプ I

・水平耐力および水平変位

	水平耐力(kN)	水平変位(m)
ひび割れ時	3817.84	—
初降伏時	13438.12	0.00591
降伏時	16710.69	0.00735
終局時	16710.69	0.03791

・水平耐力および水平変位の関係

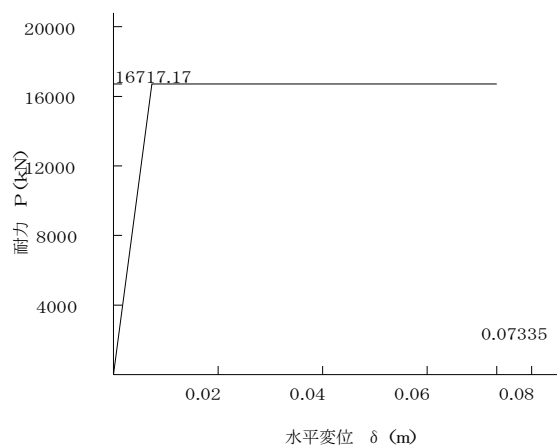


(2) タイプ II

・水平耐力および水平変位

	水平耐力(kN)	水平変位(m)
ひび割れ時	3817.84	—
初降伏時	13438.12	0.00591
降伏時	16717.17	0.00735
終局時	16717.17	0.07335

・水平耐力および水平変位の関係



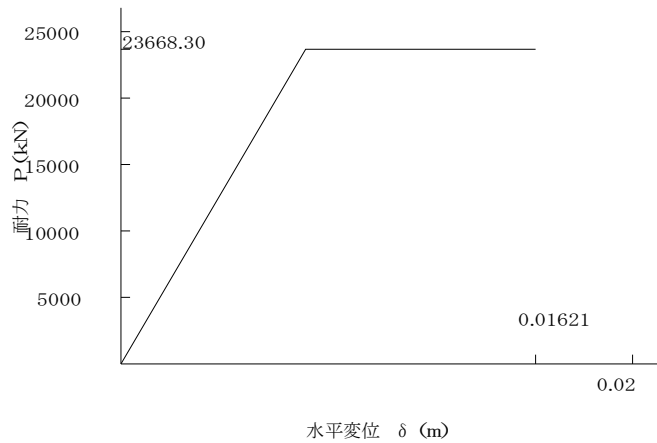
3-2-2 橋軸直角方向

(1) タイプ I

・水平耐力および水平変位

	水平耐力 (kN)	水平変位 (m)
ひび割れ時	5094.18	—
初降伏時	17144.11	0.00523
降伏時	23668.30	0.00722
終局時	23668.30	0.01621

・水平耐力および水平変位の関係

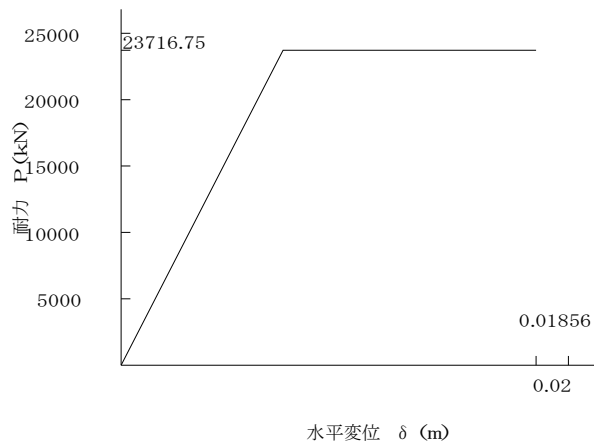


(2) タイプ II

・水平耐力および水平変位

	水平耐力 (kN)	水平変位 (m)
ひび割れ時	5094.18	—
初降伏時	17144.11	0.00523
降伏時	23716.75	0.00724
終局時	23716.75	0.01856

・水平耐力および水平変位の関係



3-3 橋脚基部の耐震性能の照査

3-3-1 橋軸方向

(1) レベル2地震動 (タイプ I)

1) せん断耐力の算出

$$\begin{aligned}
 P_s &= S_c + S_s \\
 &= 9280.77 + 7245.37 \\
 &= 16526.14 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

P_s : せん断耐力 (kN)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$\begin{aligned}
 S_c &= c_{dc} \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot (\tau_{c0} \cdot b_0 + \tau_{c1} \cdot b_1) \cdot d \\
 &= 3.1038 \times 0.6 \times 0.8035 \times 1.5000 \times (0.330 \times 5000.00 \\
 &\quad + 0.350 \times 400.00) \times 2309.95 \times 0.001 \\
 &= 9280.77 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

c_{dc} : せん断スパン比 ($\frac{3000.00}{2309.95} = 1.30$) による割増し係数

c_c : 正負交番載荷に関する補正係数

c_e : 断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 ($P_t = 1.0158\%$)

τ_{c0} : 既設部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

τ_{c1} : 補強部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

b_0 : 既設部断面の幅 (mm)

b_1 : 補強部断面の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$$\begin{aligned}
 S_s &= c_{ds} \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \\
 &= 0.5195 \times \frac{3530.6 \times 295 \times 2309.95 \times 1.0}{1.15 \times 150} \times 0.001 = 7245.37 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

c_{ds} : せん断スパン比による低減係数

A_w : せん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2) で、既設橋脚のせん断補強鉄筋に換算したもの。

$$\begin{aligned}
 A_w &= A_{w0} + A_{w1} \cdot \frac{a_0}{a_1} \cdot \frac{\sigma_{sy1}}{\sigma_{sy0}} \\
 &= 1191.6 + 2000.00 \times \frac{150}{150} \times \frac{345}{295} = 3530.6 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

A_{w0} : 既設部のせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

A_{w1} : 補強部のせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

a_0 : 既設部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

a_1 : 補強部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

σ_{sy0} : 既設部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

σ_{sy1} : 補強部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

θ : せん断補強鉄筋と鉛直軸とのなす角 (度)

a : せん断補強鉄筋の間隔 (mm)

2) 破壊形態の判定

$$\text{終局水平耐力 } P_u = 16710.69 \text{ (kN)}$$

$$\text{せん断耐力 } P_s = 16526.14 \text{ (kN)}$$

より、 $P_s < P_u$ となるため、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c を1.0としてせん断耐力 P_s と同様に P_{s0} を算出する。

$$\begin{aligned} P_{s0} &= S_c + S_s \\ &= c_{dc} \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot (\tau_{c0} \cdot b_0 + \tau_{c1} \cdot b_1) \cdot d + S_s \\ &= 3.1038 \times 1.0 \times 0.8035 \times 1.5000 \times (0.330 \times 5000.00 + 0.350 \times 400.00) \\ &\quad \times 2309.95 \times 0.001 + 7245.37 \\ &= 22713.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

以上のことから、 $P_u \leq P_{s0}$ となるため、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定される。

3) 固有周期の算定

$$\begin{aligned} T &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ &= 2.01 \times \sqrt{0.00303} = 0.111 \text{ (sec)} \end{aligned}$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

δ : 上部構造の慣性力の作用位置おける変位 (m)

$$\delta = \delta_p + \delta_k = 0.00303 + 0.00000 = 0.00303 \text{ (m)}$$

δ_p : 橋脚の曲げ変形 (m)

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{W_U \cdot h^3}{3 \cdot EI} + \frac{0.8 \cdot W_P \cdot h_p^3}{8 \cdot EI} \\ &= \frac{6330.00 \times 4.500^3}{3 \times 6.910579 \times 10^7} + \frac{0.8 \times 1907.82 \times 4.500^3}{8 \times 6.910579 \times 10^7} = 0.00303 \text{ (m)} \end{aligned}$$

W_U : 対象となる橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

EI : 橋脚の曲げ剛性 (kN・m²)

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y} \text{ と, } I = \frac{h^3}{3 \cdot E} \cdot K_y \text{ より,}$$

$$EI = \frac{h^3}{3} \cdot \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{4.500^3}{3} \times \frac{16710.69}{0.007345} = 6.910579 \times 10^7 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2)$$

K_y : 橋脚の降伏剛性 (kN/m)

h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_p : 橋脚の高さ (m)

P_y : 橋脚の降伏耐力 (kN)

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_k : 固有周期算出時の基礎変位 (m) ($\delta_o + \theta_o \cdot h_o$)

4) 設計水平震度の算出

$$c_s \cdot c_E \cdot c_{Iz} \cdot k_{hc0} = 1.000 \times 1.00 \times 1.20 \times 1.30000 = 1.5600 \text{ より,}$$

$$k_{hc} = 1.56$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

c_s : 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 1.000 - 1}} = 1.000$$

μ_a : 橋脚の許容塑性率

$$\mu_a = 1.000$$

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{Iz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.111$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

5) 地震時保有水平耐力の照査

$$k_{hc} \cdot W = 1.56 \times 7283.91 = 11362.90 \text{ (kN)} \leq P_a = 16710.69 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

W : 等価重量 (kN)

$$W = W_U + c_P \cdot W_P = 6330.00 + 0.5 \times 1907.82 = 7283.91 \text{ (kN)}$$

W_U : 上部構造部分の重量 (kN)

c_P : 等価重量算出係数 (曲げ損傷からせん断破壊移行型)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型のため、 $P_a = P_U = 16710.69 \text{ (kN)}$ とする。

6) 残留変位の照査

$$\delta_R = 0.000 \text{ (m)} \leq \delta_{Ra} = 0.045 \text{ (m)} \quad \text{----- OK}$$

ここに、

δ_R : 橋脚の残留変位 (m)

$$\begin{aligned} \delta_R &= c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 0.6 \times (0.731 - 1)(1 - 0) \times 0.00735 \\ &= -0.001 < 0.000 \text{ より, } \delta_R = 0.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

c_R : 残留変位補正係数

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

$$\begin{aligned} \mu_r &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_E \cdot c_{Iz} \cdot k_{hc0} \cdot W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.00 \times 1.20 \times 1.30000 \times 7283.91}{16710.69} \right)^2 + 1 \right\} = 0.731 \end{aligned}$$

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{Iz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.111$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

W : 等価重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、 $r=0$ とする。

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (m)

橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100で、 $\delta_{Ra} = 0.045$ (m)とする。

以上より、補強橋脚は耐震性能2を満足する。

(2) レベル2地震動 (タイプⅡ)

1) せん断耐力の算出

$$\begin{aligned}
 P_s &= S_c + S_s \\
 &= 12374.35 + 7245.37 \\
 &= 19619.73 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに,

P_s : せん断耐力 (kN)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$\begin{aligned}
 S_c &= c_{dc} \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot (\tau_{c0} \cdot b_0 + \tau_{c1} \cdot b_1) \cdot d \\
 &= 3.1038 \times 0.8 \times 0.8035 \times 1.5000 \times (0.330 \times 5000.00 \\
 &\quad + 0.350 \times 400.00) \times 2309.95 \times 0.001 \\
 &= 12374.35 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

c_{dc} : せん断スパン比 ($\frac{3000.00}{2309.95} = 1.30$) による割増し係数

c_c : 正負交番载荷に関する補正係数

c_e : 断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 ($P_t = 1.0158\%$)

τ_{c0} : 既設部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

τ_{c1} : 補強部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

b_0 : 既設部断面の幅 (mm)

b_1 : 補強部断面の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$$\begin{aligned}
 S_s &= c_{ds} \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \\
 &= 0.5195 \times \frac{3530.6 \times 295 \times 2309.95 \times 1.0}{1.15 \times 150} \times 0.001 = 7245.37 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

c_{ds} : せん断スパン比による低減係数

A_w : せん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2) で、既設橋脚のせん断補強鉄筋に換算したもの。

$$\begin{aligned}
 A_w &= A_{w0} + A_{w1} \cdot \frac{a_0}{a_1} \cdot \frac{\sigma_{sy1}}{\sigma_{sy0}} \\
 &= 1191.6 + 2000.00 \times \frac{150}{150} \times \frac{345}{295} = 3530.6 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

A_{w0} : 既設部のせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

A_{w1} : 補強部のせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

a_0 : 既設部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

a_1 : 補強部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

σ_{sy0} : 既設部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

σ_{sy1} : 補強部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

θ : せん断補強鉄筋と鉛直軸とのなす角 (度)

a : せん断補強鉄筋の間隔 (mm)

2) 破壊形態の判定

$$\text{終局水平耐力 } P_u = 16717.17 \text{ (kN)}$$

$$\text{せん断耐力 } P_s = 19619.73 \text{ (kN)}$$

より, $P_u \leq P_s$ となるため, 曲げ破壊型と判定される。

3) 固有周期の算定

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$= 2.01 \times \sqrt{0.00303} = 0.111 \text{ (sec)}$$

ここに,

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

δ : 上部構造の慣性力の作用位置における変位 (m)

$$\delta = \delta_p + \delta_k = 0.00303 + 0.00000 = 0.00303 \text{ (m)}$$

δ_p : 橋脚の曲げ変形 (m)

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{W_U \cdot h^3}{3 \cdot EI} + \frac{0.8 \cdot W_P \cdot h_P^3}{8 \cdot EI} \\ &= \frac{6330.00 \times 4.500^3}{3 \times 6.910578 \times 10^7} + \frac{0.8 \times 1907.82 \times 4.500^3}{8 \times 6.910578 \times 10^7} = 0.00303 \text{ (m)} \end{aligned}$$

W_U : 対象となる橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

EI : 橋脚の曲げ剛性 (kN・m²)

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y} \text{ と, } I = \frac{h^3}{3 \cdot E} \cdot K_y \text{ より,}$$

$$EI = \frac{h^3}{3} \cdot \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{4.500^3}{3} \times \frac{16717.17}{0.007348} = 6.910578 \times 10^7 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2)$$

K_y : 橋脚の降伏剛性 (kN/m)

h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_P : 橋脚の高さ (m)

P_y : 橋脚の降伏耐力 (kN)

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_k : 固有周期算出時の基礎変位 (m) ($\delta_o + \theta_o \cdot h_o$)

4) 設計水平震度の算出

$$c_s \cdot c_E \cdot c_{IIz} \cdot k_{hc0} = 0.278 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.75000 = 0.4135 \text{ より,}$$

$$k_{hc} = 0.41$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

c_s : 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 6.988 - 1}} = 0.278$$

μ_a : 橋脚の許容塑性率

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{0.07335 - 0.00735}{1.5 \times 0.00735} = 6.988$$

δ_u : 橋脚の終局変位 (m)

α : 橋脚の許容塑性率の算出に用いる安全係数で

$$\alpha = 1.5 \text{ とする。}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{IIz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.111$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

5) 地震時保有水平耐力の照査

$$k_{hc} \cdot W = 0.41 \times 7283.91 = 2986.40 \text{ (kN)} \leq P_a = 16717.17 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

W : 等価重量 (kN)

$$W = W_U + c_p \cdot W_P = 6330.00 + 0.5 \times 1907.82 = 7283.91 \text{ (kN)}$$

W_U : 上部構造部分の重量 (kN)

c_p : 等価重量算出係数 (曲げ破壊型)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

破壊形態が曲げ破壊型のため、 $P_a = P_U = 16717.17 \text{ (kN)}$ とする。

6) 残留変位の照査

$$\delta_R = 0.000 \text{ (m)} \leq \delta_{Ra} = 0.045 \text{ (m)} \quad \text{----- OK}$$

ここに,

δ_R : 橋脚の残留変位 (m)

$$\begin{aligned} \delta_R &= c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 0.6 \times (0.710 - 1)(1 - 0) \times 0.00735 \\ &= -0.001 < 0.000 \text{ より, } \delta_R = 0.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

c_R : 残留変位補正係数

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

$$\begin{aligned} \mu_r &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_E \cdot c_{IIz} \cdot k_{hc0} \cdot W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.00 \times 0.85 \times 1.75000 \times 7283.91}{16717.17} \right)^2 + 1 \right\} = 0.710 \end{aligned}$$

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{IIz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.111$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

W : 等価重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、 $r=0$ とする。

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (m)

橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100で、 $\delta_{Ra} = 0.045 \text{ (m)}$ とする。

以上より、補強橋脚は耐震性能2を満足する。

3-3-2 橋軸直角方向

(1) レベル2地震動 (タイプ I)

1) せん断耐力の算出

$$\begin{aligned}
 P_s &= S_c + S_s \\
 &= 14713.99 + 6751.97 \\
 &= 21465.96 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに,

P_s : せん断耐力 (kN)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$\begin{aligned}
 S_c &= c_{dc} \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot (\tau_{c0} \cdot b_0 + \tau_{c1} \cdot b_1) \cdot d \\
 &= 6.0523 \times 0.6 \times 0.5952 \times 1.5000 \times (0.330 \times 2200.00 \\
 &\quad + 0.350 \times 400.00) \times 5240.79 \times 0.001 \\
 &= 14713.99 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

c_{dc} : せん断スパン比 ($\frac{3000.00}{5240.79} = 0.57$) による割増し係数

c_c : 正負交番載荷に関する補正係数

c_e : 断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 ($P_t = 1.0504\%$)

τ_{c0} : 既設部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

τ_{c1} : 補強部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

b_0 : 既設部断面の幅 (mm)

b_1 : 補強部断面の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$d/1.15 > h_p$ となるため、 $d/1.15$ に代って h_p を用いて算出する。

$$\begin{aligned}
 S_s &= c_{ds} \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot h_p \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{a} \\
 &= 0.2290 \times \frac{3332.0 \times 295 \times 4500.00 \times 1.0}{150} \times 0.001 = 6751.97 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

h_p : 橋脚の高さ (mm)

c_{ds} : せん断スパン比による低減係数

A_w : せん断補強鉄筋の総断面積(mm²)で、既設橋脚のせん断補強鉄筋に換算したもの。

$$\begin{aligned}
 A_w &= A_{w0} + A_{w1} \cdot \frac{a_0}{a_1} \cdot \frac{\sigma_{sy1}}{\sigma_{sy0}} \\
 &= 993.0 + 2000.00 \times \frac{150}{150} \times \frac{345}{295} = 3332.0 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

A_{w0} : 既設部のせん断補強鉄筋の総断面積(mm²)

A_{w1} : 補強部のせん断補強鉄筋の総断面積(mm²)

a_0 : 既設部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

a_1 : 補強部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

σ_{sy0} : 既設部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm²)

σ_{sy1} : 補強部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm²)

θ : せん断補強鉄筋と鉛直軸とのなす角 (度)

a : せん断補強鉄筋の間隔 (mm)

2) 破壊形態の判定

$$\text{終局水平耐力 } P_u = 23668.30 \text{ (kN)}$$

$$\text{せん断耐力 } P_s = 21465.96 \text{ (kN)}$$

より、 $P_s < P_u$ となるため、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c を1.0としてせん断耐力 P_s と同様に P_{s0} を算出する。

$$\begin{aligned} P_{s0} &= S_c + S_s \\ &= c_{dc} \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot (\tau_{c0} \cdot b_0 + \tau_{c1} \cdot b_1) \cdot d + S_s \\ &= 6.0523 \times 1.0 \times 0.5952 \times 1.5000 \times (0.330 \times 2200.00 + 0.350 \times 400.00) \\ &\quad \times 5240.79 \times 0.001 + 6751.97 \\ &= 31275.29 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

以上のことから、 $P_u \leq P_{s0}$ となるため、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定される。

3) 固有周期の算定

$$\begin{aligned} T &= 2.01\sqrt{\delta} \\ &= 2.01 \times \sqrt{0.00149} = 0.078 \text{ (sec)} \end{aligned}$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

δ : 上部構造の慣性力の作用位置おける変位 (m)

$$\delta = \delta_p + \delta_k = 0.00149 + 0.00000 = 0.00149 \text{ (m)}$$

δ_p : 橋脚の曲げ変形 (m)

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{W_u \cdot h^3}{3 \cdot EI} + \frac{0.8 \cdot W_p \cdot h_p^3}{8 \cdot EI} \\ &= \frac{4740.00 \times 7.000^3}{3 \times 3.747059 \times 10^8} + \frac{0.8 \times 1907.82 \times 4.500^3}{8 \times 3.747059 \times 10^8} = 0.00149 \text{ (m)} \end{aligned}$$

W_u : 対象となる橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

W_p : 橋脚の重量 (kN)

EI : 橋脚の曲げ剛性 (kN・m²)

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y} \text{ と, } I = \frac{h^3}{3 \cdot E} \cdot K_y \text{ より,}$$

$$EI = \frac{h^3}{3} \cdot \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{7.000^3}{3} \times \frac{23668.30}{0.007222} = 3.747059 \times 10^8 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2)$$

K_y : 橋脚の降伏剛性 (kN/m)

h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_p : 橋脚の高さ (m)

P_y : 橋脚の降伏耐力 (kN)

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_k : 固有周期算出時の基礎変位 (m) ($\delta_o + \theta_o \cdot h_o$)

4) 設計水平震度の算出

$$c_s \cdot c_E \cdot c_{Iz} \cdot k_{hc0} = 1.000 \times 0.70 \times 1.20 \times 1.30000 = 1.0920 \text{ より,}$$

$$k_{hc} = 1.09$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

c_s : 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 1.000 - 1}} = 1.000$$

μ_a : 橋脚の許容塑性率

$$\mu_a = 1.000$$

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{Iz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.078$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

5) 地震時保有水平耐力の照査

$$k_{hc} \cdot W = 1.09 \times 5693.91 = 6206.36 \text{ (kN)} \leq P_a = 23668.30 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

W : 等価重量 (kN)

$$W = W_U + c_P \cdot W_P = 4740.00 + 0.5 \times 1907.82 = 5693.91 \text{ (kN)}$$

W_U : 上部構造部分の重量 (kN)

c_P : 等価重量算出係数 (曲げ損傷からせん断破壊移行型)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型のため、 $P_a = P_U = 23668.30 \text{ (kN)}$ とする。

6) 残留変位の照査

$$\delta_R = 0.000 \text{ (m)} \leq \delta_{Ra} = 0.070 \text{ (m)} \quad \text{----- OK}$$

ここに,

δ_R : 橋脚の残留変位 (m)

$$\begin{aligned} \delta_R &= c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 0.6 \times (0.535 - 1)(1 - 0) \times 0.00722 \\ &= -0.002 < 0.000 \text{ より, } \delta_R = 0.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

c_R : 残留変位補正係数

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

$$\begin{aligned} \mu_r &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_E \cdot c_{Iz} \cdot k_{hc0} \cdot W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{0.70 \times 1.20 \times 1.30000 \times 5693.91}{23668.30} \right)^2 + 1 \right\} = 0.535 \end{aligned}$$

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{Iz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.078$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

W : 等価重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、 $r=0$ とする。

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (m)

橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100で、 $\delta_{Ra} = 0.070$ (m)とする。

以上より、補強橋脚は耐震性能2を満足する。

(2) レベル2地震動 (タイプII)

1) せん断耐力の算出

$$\begin{aligned}
 P_s &= S_c + S_s \\
 &= 19618.65 + 6751.97 \\
 &= 26370.63 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに,

P_s : せん断耐力 (kN)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$\begin{aligned}
 S_c &= c_{dc} \cdot c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot (\tau_{c0} \cdot b_0 + \tau_{c1} \cdot b_1) \cdot d \\
 &= 6.0523 \times 0.8 \times 0.5952 \times 1.5000 \times (0.330 \times 2200.00 \\
 &\quad + 0.350 \times 400.00) \times 5240.79 \times 0.001 \\
 &= 19618.65 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

c_{dc} : せん断スパン比 ($\frac{3000.00}{5240.79} = 0.57$) による割増し係数

c_c : 正負交番载荷に関する補正係数

c_e : 断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 ($P_t = 1.0504\%$)

τ_{c0} : 既設部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

τ_{c1} : 補強部コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

b_0 : 既設部断面の幅 (mm)

b_1 : 補強部断面の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$d/1.15 > h_p$ となるため、 $d/1.15$ に代って h_p を用いて算出する。

$$\begin{aligned}
 S_s &= c_{ds} \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot h_p \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{a} \\
 &= 0.2290 \times \frac{3332.0 \times 295 \times 4500.00 \times 1.0}{150} \times 0.001 = 6751.97 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

h_p : 橋脚の高さ (mm)

c_{ds} : せん断スパン比による低減係数

A_w : せん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2) で、既設橋脚のせん断補強鉄筋に換算したもの。

$$\begin{aligned}
 A_w &= A_{w0} + A_{w1} \cdot \frac{a_0}{a_1} \cdot \frac{\sigma_{sy1}}{\sigma_{sy0}} \\
 &= 993.0 + 2000.00 \times \frac{150}{150} \times \frac{345}{295} = 3332.0 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

A_{w0} : 既設部のせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

A_{w1} : 補強部のせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

a_0 : 既設部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

a_1 : 補強部のせん断補強鉄筋の間隔 (mm)

σ_{sy0} : 既設部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

σ_{sy1} : 補強部のせん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

θ : せん断補強鉄筋と鉛直軸とのなす角 (度)

a : せん断補強鉄筋の間隔 (mm)

2) 破壊形態の判定

$$\text{終局水平耐力 } P_u = 23716.75 \text{ (kN)}$$

$$\text{せん断耐力 } P_s = 26370.63 \text{ (kN)}$$

より, $P_u \leq P_s$ となるため, 曲げ破壊型と判定される。

3) 固有周期の算定

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$= 2.01 \times \sqrt{0.00149} = 0.078 \text{ (sec)}$$

ここに,

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

δ : 上部構造の慣性力の作用位置おける変位 (m)

$$\delta = \delta_p + \delta_k = 0.00149 + 0.00000 = 0.00149 \text{ (m)}$$

δ_p : 橋脚の曲げ変形 (m)

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{W_U \cdot h^3}{3 \cdot EI} + \frac{0.8 \cdot W_P \cdot h_P^3}{8 \cdot EI} \\ &= \frac{4740.00 \times 7.000^3}{3 \times 3.747059 \times 10^8} + \frac{0.8 \times 1907.82 \times 4.500^3}{8 \times 3.747059 \times 10^8} = 0.00149 \text{ (m)} \end{aligned}$$

W_U : 対象となる橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

EI : 橋脚の曲げ剛性 (kN・m²)

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y} \text{ と, } I = \frac{h^3}{3 \cdot E} \cdot K_y \text{ より,}$$

$$EI = \frac{h^3}{3} \cdot \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{7.000^3}{3} \times \frac{23716.75}{0.007237} = 3.747059 \times 10^8 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2)$$

K_y : 橋脚の降伏剛性 (kN/m)

h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_P : 橋脚の高さ (m)

P_y : 橋脚の降伏耐力 (kN)

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_k : 固有周期算出時の基礎変位 (m) ($\delta_o + \theta_o \cdot h_o$)

4) 設計水平震度の算出

$$c_s \cdot c_E \cdot c_{IIz} \cdot k_{hc0} = 0.569 \times 0.70 \times 0.85 \times 1.75000 = 0.5925 \text{ より,}$$

$$k_{hc} = 0.59$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

c_s : 構造物特性補正係数

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \times 2.043 - 1}} = 0.569$$

μ_a : 橋脚の許容塑性率

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{0.01856 - 0.00724}{1.5 \times 0.00724} = 2.043$$

δ_u : 橋脚の終局変位 (m)

α : 橋脚の許容塑性率の算出に用いる安全係数で

$$\alpha = 1.5 \text{ とする。}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{IIz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.078$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

5) 地震時保有水平耐力の照査

$$k_{hc} \cdot W = 0.59 \times 5693.91 = 3359.41 \text{ (kN)} \leq P_a = 23716.75 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに,

k_{hc} : 設計水平震度

W : 等価重量 (kN)

$$W = W_U + c_p \cdot W_P = 4740.00 + 0.5 \times 1907.82 = 5693.91 \text{ (kN)}$$

W_U : 上部構造部分の重量 (kN)

c_p : 等価重量算出係数 (曲げ破壊型)

W_P : 橋脚の重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

破壊形態が曲げ破壊型のため、 $P_a = P_U = 23716.75 \text{ (kN)}$ とする。

6) 残留変位の照査

$$\delta_R = 0.000 \text{ (m)} \leq \delta_{Ra} = 0.070 \text{ (m)} \quad \text{----- OK}$$

ここに、

δ_R : 橋脚の残留変位 (m)

$$\begin{aligned} \delta_R &= c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 0.6 \times (0.531 - 1)(1 - 0) \times 0.00724 \\ &= -0.002 < 0.000 \text{ より, } \delta_R = 0.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

c_R : 残留変位補正係数

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

$$\begin{aligned} \mu_r &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_E \cdot c_{IIz} \cdot k_{hc0} \cdot W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{0.70 \times 0.85 \times 1.75000 \times 5693.91}{23716.75} \right)^2 + 1 \right\} = 0.531 \end{aligned}$$

c_E : 減衰定数に基づく補正係数

c_{IIz} : 地域別補正係数 (地域区分 : B1)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (地盤種別 : II種 固有周期 $T = 0.078$)

ただし、短周期の場合は、設計水平震度のピーク値を用いるものとする。

W : 等価重量 (kN)

P_a : 地震時保有水平耐力 (kN)

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、 $r=0$ とする。

δ_y : 橋脚の降伏変位 (m)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (m)

橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100で、 $\delta_{Ra} = 0.070$ (m)とする。

以上より、補強橋脚は耐震性能2を満足する。