

引用・参考文献

- 1) 土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成 27 年 5 月） 農林水産省農村振興局
- 2) 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」（平成 26 年 3 月） 農林水産省農村振興局
- 3) 土地改良事業設計指針「耐震設計」（平成 27 年 5 月） 農林水産省農村振興局
- 4) 下水道施設の耐震対策指針と解説（2014 年） 公益社団法人日本下水道協会
- 5) 柔構造樋門設計の手引き（平成 10 年 11 月） （財）国土開発技術研究センター編

添付資料

添付資料. 1 「計算例」

添付資料. 2 「継手性能確認試験結果」

添付資料. 3 「部材性能試験結果」

添付資料. 4 「振動台実験結果」

添付資料. 5 「実証試験結果」

添付資料. 6 「施工歩掛」

添付資料. 7 「比較表」

添付資料. 1 「設計計算例」

1 章 断面方向の計算

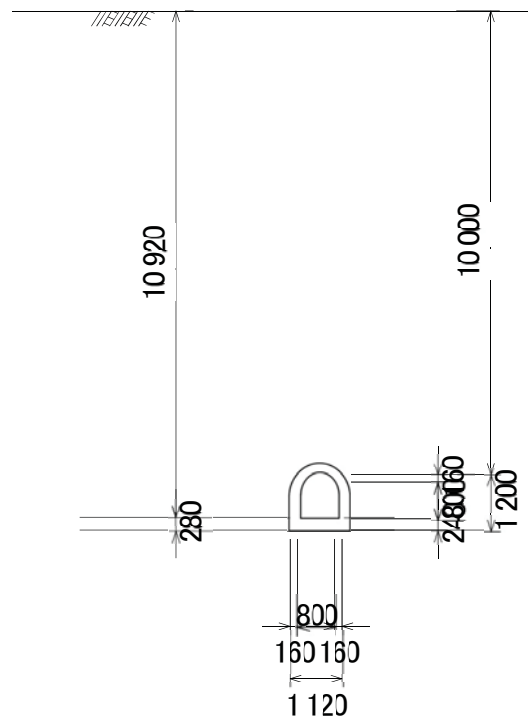
1. 1 設計条件

(主たる適用基準(常時) : 土工指針(H21))

(主たる適用基準(地震時) : 共同溝指針, 駐車場指針, 下水道施設2006)

1. 1. 1 一般条件

(1) 構造寸法図



(2) 基礎形式

地盤反力度 (断面力算出時の底版反力算出方法 : 骨組)

1. 1. 2 材料の単位重量

(kN/m³)

舗装	γ_a	22.50
鉄筋コンクリート	γ_c	24.50
水	γ_w	9.80
盛土	γ_t	γ_{sat}
1	17.90	18.80
2	18.70	19.60

1. 1. 3 土圧係数

鉛直土圧	α	1.000
水平土圧	(左) K_o	0.300
	(右) K_o	0.300

1.1.4 水位

case	外水位 (m)	内水位 (m)
1	0.000	0.000

外水位:底版下面からの高さ

内水位:底版上面からの高さ

1.1.5 路面上載荷重

(kN/m²)

雪 荷 重	0.000
歩道荷重	0.000
そ の 他	0.000

1.1.6 温度変化

	温度上昇(度)	温度下降(度)
頂 版	0.0	0.0
左側壁	0.0	0.0
右側壁	0.0	0.0
底 版	0.0	0.0

1.1.7 材料の基準値および許容応力度

コンクリート

単位 (N/mm²)

項 目			常 時		地震時	
設計基準強度			σ_{ck}	40.0		
ヤング係数			E_c	3.10×10^4		
許容曲げ圧縮応力度	一般部		σ_{ca}	14.00	21.00	
	隅角部	ハンチ有	σ_{ca}	14.00	21.00	
		ハンチ無	σ_{ca}	10.50	15.75	
許容せん断応力度			τ_{a1}	0.270	0.410	
			τ_{a2}	2.400	3.600	
許容付着応力度	一般部		τ_{oa}	2.000	3.000	
	隅角部		τ_{oa}	2.000	3.000	

※ τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合※ τ_{a2} : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合

鉄筋

単位 (N/mm²)

項 目		常 時	地震時
材質		SD295	
許容引張応力度(頂版以外)	σ_{sa}	157.0	264.0
許容引張応力度(頂版)	σ_{sa}	157.0	264.0
許容圧縮応力度	σ_{sa}	176.0	264.0
降伏強度	σ_{sy}	295.0	

ヤング係数比 $n = 15.0$

安全係数

材料係数		コンクリート	γ_c	1.00
		鉄筋	γ_s	1.00
部材係数	曲げ耐力		γ_b	1.00
	せん断耐力	コンクリート	γ_b	1.00
		鉄筋	γ_b	1.00
荷重係数			f	1.00
構造物解析係数			γ_a	1.00
構造物係数			γ_i	1.00

1.1.8 鉄筋かぶり

部 位		かぶり (cm)	部 位		かぶり (cm)
頂 版	上側	3.50	右側壁	外側	3.50
	下側	3.50		内側	3.50
左側壁	外側	3.50	底 版	上側	3.50
	内側	3.50		下側	3.50
中 壁		—	ハ ン チ 筋		3.50

1.1.9 任意荷重

任意活荷重

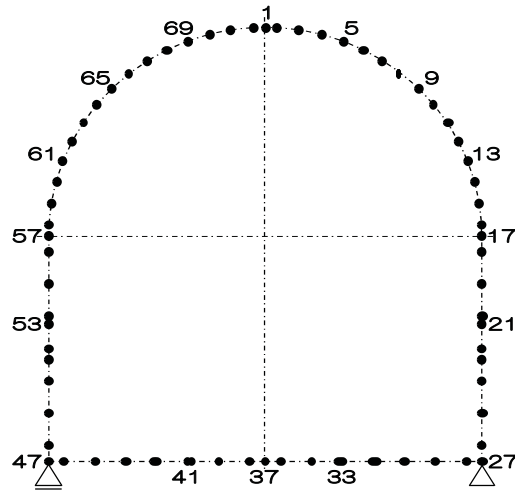
case-1 []

No	左端～載荷始点 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
1	-5.000	11.120	10.00

1.1.10 断面力計算条件

- | | |
|----------------|-------------------------------|
| (1) 剛 域 | 考慮しない |
| (2) 軸線外に作用する荷重 | 無視する |
| (3) 頂版自重 | 部材厚×単位重量の値を軸線に載荷 |
| 側壁自重 | ハンチを含めた軸線高分の重量を軸線高で除した値を軸線に載荷 |
| (4) 浮力の考え方 | 全浮力を軸線長で除した値を載荷 |
| (5) 活荷重分布作用位置 | 頂版天端 |
| (6) 底版自重 | 無視する |

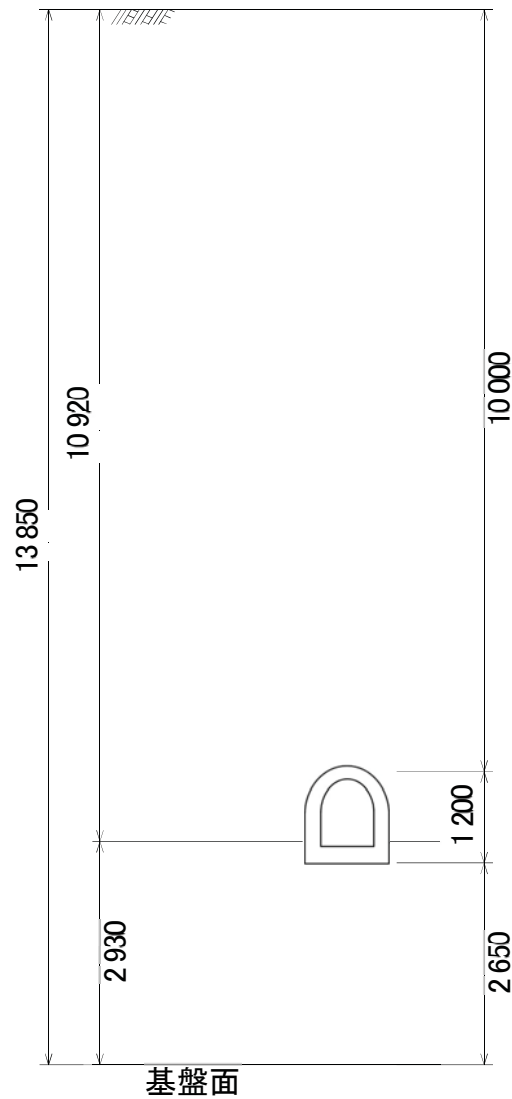
1.1.11 構造モデル



フレームモデルの接点座標一覧

節 点 番 号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節 点 番 号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節 点 番 号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.0000	0.4800	25	0.4800	-0.4086	49	-0.4800	-0.4086
2	0.0251	0.4793	26	0.4800	-0.4829	50	-0.4800	-0.3343
3	0.0751	0.4741	27	0.4800	-0.5200	51	-0.4800	-0.2860
4	0.1242	0.4636	28	0.4457	-0.5200	52	-0.4800	-0.2600
5	0.1720	0.4481	29	0.3771	-0.5200	53	-0.4800	-0.2030
6	0.2179	0.4277	30	0.3086	-0.5200	54	-0.4800	-0.1857
7	0.2614	0.4026	31	0.2460	-0.5200	55	-0.4800	-0.1114
8	0.3021	0.3730	32	0.2400	-0.5200	56	-0.4800	-0.0371
9	0.3394	0.3394	33	0.1714	-0.5200	57	-0.4800	0.0000
10	0.3730	0.3021	34	0.1630	-0.5200	58	-0.4793	0.0251
11	0.4026	0.2614	35	0.1029	-0.5200	59	-0.4741	0.0751
12	0.4277	0.2179	36	0.0343	-0.5200	60	-0.4636	0.1242
13	0.4481	0.1720	37	0.0000	-0.5200	61	-0.4481	0.1720
14	0.4636	0.1242	38	-0.0343	-0.5200	62	-0.4277	0.2179
15	0.4741	0.0751	39	-0.1029	-0.5200	63	-0.4026	0.2614
16	0.4793	0.0251	40	-0.1630	-0.5200	64	-0.3730	0.3021
17	0.4800	0.0000	41	-0.1714	-0.5200	65	-0.3394	0.3394
18	0.4800	-0.0371	42	-0.2400	-0.5200	66	-0.3021	0.3730
19	0.4800	-0.1114	43	-0.2460	-0.5200	67	-0.2614	0.4026
20	0.4800	-0.1857	44	-0.3086	-0.5200	68	-0.2179	0.4277
21	0.4800	-0.2030	45	-0.3771	-0.5200	69	-0.1720	0.4481
22	0.4800	-0.2600	46	-0.4457	-0.5200	70	-0.1242	0.4636
23	0.4800	-0.2860	47	-0.4800	-0.5200	71	-0.0751	0.4741
24	0.4800	-0.3343	48	-0.4800	-0.4829	72	-0.0251	0.4793

1. 1. 11 地震時検討条件
(1) 地盤条件



No	層厚 H(m)	土質	N 値	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Vs (m/sec)	$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)
1	10.920	砂質土	9.0	17.90	18.80	166.41	25200
2	2.930	砂質土	10.0	18.70	19.60	172.35	28000
Σ	13.850						

耐震設計上の地盤種別

$$TG = 4 \Sigma \left(\frac{H_i}{V_{si}} \right) = 0.330 \text{ (sec)}$$

ここに、TG : 地盤の特性値 (sec)

H_i : i番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

地盤種別	TG(sec)
I種	$TG < 0.2$
II種	$0.2 \leq TG < 0.6$
III種	$0.6 < TG$

よって、II種地盤と判定される。

表層地盤の固有周期

$$T_s = 1.250 \cdot TG$$

ここに、 T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

TG : 地盤の特性値 = 0.330 (s)

$$T_s = 1.250 \cdot 0.330 = 0.413 \text{ (s)}$$

(2) 設計水平震度

レベル1地震時

下水道施設の耐震対策指針の方法で算出

$$k_h = C_z \cdot S_G \cdot S_I \cdot k_{ho} \cdot (1.0 - 0.015 \cdot z)$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

C_z : 地域別補正係数 = 1.00 A地域

S_G : 地盤別補正係数 = 1.00 II種地盤

S_I : 重要度別補正係数 = 1.10

z : 地表面からの深さ(m)

k_{ho} : 標準設計水平震度 = 0.20

レベル2地震時

下水道施設の耐震対策指針の方法で算出

$$k_h = 0.6 \cdot C_s \cdot (1.0 - 0.015 \cdot z) \quad \text{II種地盤}$$

ここに、 C_s : 構造物特性係数 = 1.000

(3) 設計応答速度

表層地盤の固有周期 $T_s = 0.413$ (s)

設計応答速度

レベル1地震時 $S_v = 0.21861$ (m/s)

レベル2地震時 $S_v = 0.42862$ (m/s)

レベル1地震時

下水道施設の耐震対策指針(共同溝設計指針)の方法で算出
地域区分 A地域

$T_s(s)$	0.10	0.25	0.50	5.00
$S_v(m/s)$	0.0525	0.1710	0.2400	0.2400

上表より、 $S_v = 0.21861 (m/s)$

レベル2地震時

下水道施設の耐震対策指針の方法で算出

$T_s(s)$	0.10	0.70	10.00
$S_v(m/s)$	0.0800	0.8000	0.8000

上表より、 $S_v = 0.42862 (m/s)$

(4) 地盤バネ

1) 側壁の水平方向バネ

$$AH = H \cdot L$$

$$BH = \sqrt{AH}$$

$$kHo = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot Eo$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに、 AH : 水平方向載荷面積(m^2)

H : カルバート高 = 1.200 (m)

L : カルバートのブロック長 = 1.500 (m)

BH : 換算載荷幅(m)

$\alpha \cdot Eo$: 地盤の変形係数(kN/m^2)

kH : 側壁の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

以上により、

No	層厚 (m)	$\alpha \cdot Eo$ (kN/m^2)	kH (kN/m^3)
1	0.840	25200	27314.486
2	0.160	28000	30349.429

2) 側壁のせん断バネ

$$kss = \lambda \cdot kH$$

ここに、 kss : 側壁のせん断地盤反力係数(kN/m^3)

λ : 水平方向地盤反力係数に対するせん断地盤反力係数の比
= 0.3

以上により、

No	層厚 (m)	kss (kN/m^3)
1	0.840	8194.346
2	0.160	9104.829

3) 底版の鉛直方向バネ

$$\text{レベル1地震時 } k_v = 31144.885 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{レベル2地震時 } k_v = 31144.885 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$A_v = B \cdot L$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$k_{vo} = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot E_o$$

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

ここに、 A_v : 鉛直方向載荷面積 (m^2)

B : カルバート幅 = 1.120 (m)

L : カルバートのブロック長 = 1.500 (m)

B_v : 換算載荷幅 (m)

$\alpha \cdot E_o$: 地盤の変形係数 = 28000 (kN/m^2)

k_v : 底版の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

以上により、

$$k_v = 31144.885 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

4) 底版のせん断バネ

$$\text{レベル1地震時 } k_{sB} = 9343.466 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{レベル2地震時 } k_{sB} = 9343.466 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$k_{sB} = \lambda \cdot k_v$$

ここに、 k_{sB} : 底版のせん断地盤反力係数 (kN/m^3)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対するせん断地盤反力係数の比
= 0.3

以上により、

$$k_{sB} = 9343.466 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

地盤バネ定数

フレームモデルに支点バネを X 方向・Y 方向に使用する。円弧部は法線方向と接線方向のバネを

X・Y 方向に分解する。バネ定数は各点分担長さ と カルバート奥行き長さを乗じて算出する。

$$K_x = K_h \cdot \cos \theta + K_s \cdot \sin \theta$$

$$K_y = K_h \cdot \sin \theta + K_s \cdot \cos \theta$$

地盤バネ定数

単位：k

N/m

節点番号	X 方向	Y 方向	節点番号	X 方向	Y 方向
1	240.26	800.89	37	320.33	1067.83
2	422.77	1218.55	38	480.50	1601.74
3	725.18	1657.23	39	640.66	2135.66
4	878.72	1671.57	41	640.66	2135.66
5	1022.63	1667.59	42	640.66	2135.66
6	1155.34	1645.35	44	640.66	2135.66
7	1275.39	1605.07	45	640.66	2135.66
8	1381.47	1547.22	46	480.50	1601.74
9	1472.41	1472.41	47	5113.11	4287.21
10	1547.22	1381.47	48	1690.87	507.28
11	1605.07	1275.39	49	2254.50	676.37
12	1645.35	1155.34	50	2063.73	619.10
13	1667.59	1022.63	52	2029.04	608.70
14	1671.57	878.72	54	2029.04	608.70
15	1657.23	725.18	55	2029.04	608.70
16	1218.55	422.77	56	1521.78	456.52
17	1308.15	392.43	57	1308.15	392.43
18	1521.78	456.52	58	1218.55	422.77
19	2029.04	608.70	59	1657.23	725.18
20	2029.04	608.70	60	1671.57	878.72
22	2029.04	608.70	61	1667.59	1022.63
24	2063.73	619.10	62	1645.35	1155.34
25	2254.50	676.37	63	1605.07	1275.39
26	1690.87	507.28	64	1547.22	1381.47
27	5113.11	4287.21	65	1472.41	1472.41
28	480.50	1601.74	66	1381.47	1547.22
29	640.66	2135.66	67	1275.39	1605.07
30	640.66	2135.66	68	1155.34	1645.35
32	640.66	2135.66	69	1022.63	1667.59
33	640.66	2135.66	70	878.72	1671.57
35	640.66	2135.66	71	725.18	1657.23
36	480.50	1601.74	72	422.77	1218.55

解析モデルには、以上のバネ値に1.0mを乗じた奥行き1m当たりの値(kN/m²)を用いる。

(5) 地震荷重

地震荷重として以下の荷重を載荷する。

- ・地盤変位荷重（地震時土圧）
 - 水平変位振幅 L1：応答速度から算出
 - L2：応答速度から算出
 - ・周面せん断力
 - ・躯体慣性力
- 地震の向き
左向き

1.2 荷重

1.2.1 荷重の組合せ

(1) 死 荷 重

case	荷 重 名 称	載荷する任意死荷重No
1		——

(2) 活 荷 重

case	荷重種別	荷 重 名 称
1	任 意	

(3) レベル1地震荷重

case	地震の向き	載荷する任意地震荷重No
1	左←右	——

(4) レベル2地震荷重

case	地震の向き	載荷する任意地震荷重No
1	左←右	——

(5) 常時組合せ

case	死荷重No	活荷重No	検討
1	1	1	○

(6) レベル1地震時組合せ

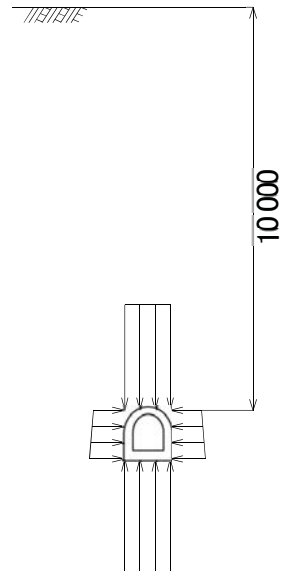
case	死荷重No	L1地震荷重No
1	1	1

(7) レベル2地震時組合せ

case	死荷重No	L2地震荷重No
1	1	1

1.2.2 死荷重(case-1)

[]



躯体自重

(1) 円弧 脚部

$$w = 0.160 \times 24.50 = 3.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 底版

$$w = 0.240 \times 24.50 = 5.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

但し、断面力計算時は底版自重を無視する。

上載荷重

(1) 舗装および盛土

	α		
舗装	=	$1.000 \times 0.000 \times 22.50$	$= 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
盛土 1	=	$1.000 \times 10.000 \times 18.00$	$= 180.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$\Sigma wd = 180.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

頂版軸線	10.080	0.080	181.44	54.43
層變化点	10.920	0.840	196.56	58.97
底版軸線	11.080	0.160	199.44	59.83
底 面	11.200	0.120	201.60	60.48

外力集計

項 目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN. m/m)
躯体自重	頂 版	5. 91		0. 480		2. 83
	左側壁	2. 34		0. 000		0. 00
	右側壁	2. 34		0. 960		2. 25
上載荷重		180. 00		0. 480		86. 40
土圧	左側壁		68. 69		0. 492	33. 80
	右側壁		-68. 69		0. 492	-33. 80
合計		190. 59				

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 0. 480 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0. 000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法: 骨組)

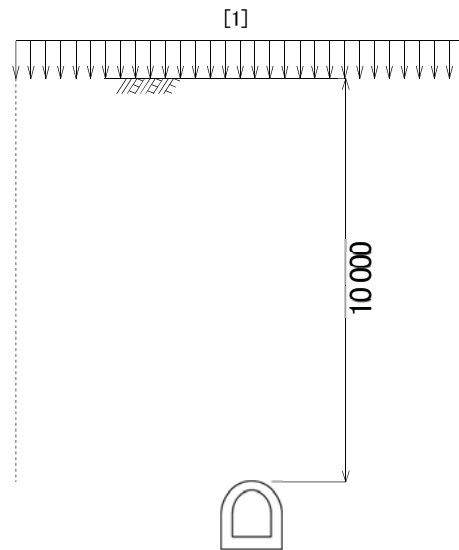
$$Me = \sum V \times e = 0. 00 \text{ (kN. m/m)}$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 198. 53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 198. 53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.2.3 活荷重(case-1)

[任 意 :]



荷重データ

No	Lo (m)	Lq (m)	W (kN/m ²)
1	-5.000	11.120	10.00

Lo : BOX左端から、右向きを正とした載荷始点までの距離

Lq : 荷重分布幅 (m)

W : 等分布活荷重強度 (kN/m²)

載荷荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

No	荷重強度 (kN/m ²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
1	10.00	0.000	0.960

(2) 左側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

$$p = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

$$p = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

外力集計

項 目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN・m/m)
頂 版	分布	9.60		0.480		4.61
合計		9.60				4.61

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 0.480 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法：骨組)

$$M_e = \Sigma V \times e = 0.00 \text{ (kN.m/m)}$$

$$q = \left(\frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.2.4 地震荷重(レベル1)

表層地盤の固有周期 $T_s = 0.413$ (sec)設計応答速度 $S_v = 0.21861$ (m/s)

(1) 地盤変位荷重(地震時土圧)

水平変位振幅

$$U(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right)$$

ここに、 $U(z)$: 深さ z (m)における水平変位振幅(m) H : 表層地盤の厚さ = 13.850 (m)

水平変位振幅荷重

$$p(z) = kH \cdot \{U(z) - U(z_B)\}$$

ここに、 $p(z)$: 深さ z (m)における水平変位振幅荷重(kN/m²) kH : 側壁の水平方向地盤反力係数(kN/m³) $U(z_B)$: 底版軸線における水平変位振幅 (m) $z_B = 11.080$ (m)

節点 番号	Y座標 (m)	深さ (m)	変位振幅 U_h (cm)	相対変位 D_i (cm)	水平地盤 バネ (kN/m ³)	地震時土 圧 (kN/m ²)
1	0.480	10.080	1.4879	0.3791	8194	31.062
2 72	0.479	10.081	1.4877	0.3788	9612	36.415
3 71	0.474	10.086	1.4857	0.3769	12366	46.607
4 70	0.464	10.096	1.4818	0.3730	14984	55.895
5 69	0.448	10.112	1.4761	0.3673	17438	64.045
6 68	0.428	10.132	1.4685	0.3597	19701	70.862
7 67	0.403	10.157	1.4592	0.3503	21748	76.195
8 66	0.373	10.187	1.4482	0.3394	23557	79.944
9 65	0.339	10.221	1.4356	0.3268	25108	82.061
10 64	0.302	10.258	1.4217	0.3129	26384	82.553
11 63	0.261	10.299	1.4065	0.2977	27370	81.479
12 62	0.218	10.342	1.3902	0.2814	28057	78.948
13 61	0.172	10.388	1.3730	0.2641	28436	75.114
14 60	0.124	10.436	1.3550	0.2462	28504	70.166
15 59	0.075	10.485	1.3364	0.2276	28260	64.325
16 58	0.025	10.535	1.3175	0.2087	27705	57.829
17 57	0.000	10.560	1.3080	0.1992	27314	54.413
18 56	-0.037	10.597	1.2939	0.1851	27314	50.566
19 55	-0.111	10.671	1.2657	0.1569	27314	42.852
20 54	-0.186	10.746	1.2374	0.1286	27314	35.113
22 52	-0.260	10.820	1.2089	0.1001	27314	27.350
24 50	-0.334	10.894	1.1804	0.0716	27781	19.899
25 49	-0.409	10.969	1.1518	0.0430	30349	13.061
26 48	-0.483	11.043	1.1232	0.0144	30349	4.360
27 47	-0.520	11.080	1.1088	0.0000	30349	0.000

(3) 周面せん断力

$$\tau_s = \frac{G_s}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_s}{2 \cdot H}\right)$$

$$G(z) = \frac{\gamma_t(z)}{g} \cdot VSD(z)^2$$

$$VSD(z) = C_v \cdot V_s(z)$$

$$C_v = 0.8 \quad (V_s(z) < 300)$$

$$C_v = 1.0 \quad (V_s(z) \geq 300)$$

τ_s : 地震時周面せん断力 (kN/m²)

$\tau_{\max}$: 周面せん断力の上限 (kN/m²)

$$\tau_{\max} = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

σ_n : 有効上載圧 (kN/m²)

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 地盤の内部摩擦角 (°)

$G(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波係数 (kN/m²)

$\gamma_t(z)$: 深さ z 点における地層の湿潤重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 = 9.8 (m/s²)

$VSD(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

$V_s(z)$: 深さ z 点における地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

S_v : 設計応答速度 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 = (m/s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

節点 番号	深さ	単位重 量 (kN/m ³)	Vsi	G (z)	τ_s	σ_n	τ_{max}
	Z(m)		(m/sec)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
1	10.080	17.9	166.407	32,370	119.874	180.432	138.403
2 72	10.081	17.9	166.407	32,370	119.878	180.444	138.411
3 71	10.086	17.9	166.407	32,370	119.910	180.538	138.474
4 70	10.096	17.9	166.407	32,370	119.975	180.725	138.600
5 69	10.112	17.9	166.407	32,370	120.070	181.003	138.788
6 68	10.132	17.9	166.407	32,370	120.196	181.368	139.035
7 67	10.157	17.9	166.407	32,370	120.349	181.818	139.338
8 66	10.187	17.9	166.407	32,370	120.527	182.347	139.694
9 65	10.221	17.9	166.407	32,370	120.729	182.949	140.100
10 64	10.258	17.9	166.407	32,370	120.951	183.617	140.551
11 63	10.299	17.9	166.407	32,370	121.191	184.344	141.042
12 62	10.342	17.9	166.407	32,370	121.444	185.123	141.567
13 61	10.388	17.9	166.407	32,370	121.708	185.945	142.121
14 60	10.436	17.9	166.407	32,370	121.979	186.800	142.698
15 59	10.485	17.9	166.407	32,370	122.255	187.680	143.292
16 58	10.535	17.9	166.407	32,370	122.531	188.574	143.895
17 57	10.560	17.9	166.407	32,370	122.668	189.024	144.198
18 56	10.597	17.9	166.407	32,370	122.869	189.689	144.647
19 55	10.671	17.9	166.407	32,370	123.265	191.019	145.544
20 54	10.746	17.9	166.407	32,370	123.652	192.348	146.441
22 52	10.820	17.9	166.407	32,370	124.031	193.678	147.337
24 50	10.894	17.9	166.407	32,370	124.400	195.008	148.234
25 49	10.969	18.7	172.355	36,278	139.821	196.376	116.855
26 48	11.043	18.7	172.355	36,278	140.215	197.765	117.597
27 47	11.080	18.7	172.355	36,278	140.409	198.460	117.968
底版 部		11.200	18.7	172.355	36,278	141.017	200.704

1.2.5 地震荷重(レベル2)

表層地盤の固有周期 $T_s = 0.413$ (sec)設計応答速度 $S_v = 0.42862$ (m/s)

(1) 地盤変位荷重(地震時土圧)

水平変位振幅

$$U(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right)$$

ここに、 $U(z)$: 深さ z (m)における水平変位振幅(m) H : 表層地盤の厚さ = 13.850 (m)

水平変位振幅荷重

$$p(z) = kH \cdot \{U(z) - U(z_B)\}$$

ここに、 $p(z)$: 深さ z (m)における水平変位振幅荷重(kN/m²) kH : 側壁の水平方向地盤反力係数(kN/m³) $U(z_B)$: 底版軸線における水平変位振幅 = 0.0110878 (m) $z_B = 11.080$ (m)

節点 番号	Y座標 (m)	深さ (m)	変位振幅 U_h (cm)	相対変位 D_i (cm)	水平地盤 バネ (kN/m ³)	地震時土 圧 (kN/m ²)
1	0.480	10.080	1.4879	0.3791	8194	31.062
2 72	0.479	10.081	1.4877	0.3788	9612	36.415
3 71	0.474	10.086	1.4857	0.3769	12366	46.607
4 70	0.464	10.096	1.4818	0.3730	14984	55.895
5 69	0.448	10.112	1.4761	0.3673	17438	64.045
6 68	0.428	10.132	1.4685	0.3597	19701	70.862
7 67	0.403	10.157	1.4592	0.3503	21748	76.195
8 66	0.373	10.187	1.4482	0.3394	23557	79.944
9 65	0.339	10.221	1.4356	0.3268	25108	82.061
10 64	0.302	10.258	1.4217	0.3129	26384	82.553
11 63	0.261	10.299	1.4065	0.2977	27370	81.479
12 62	0.218	10.342	1.3902	0.2814	28057	78.948
13 61	0.172	10.388	1.3730	0.2641	28436	75.114
14 60	0.124	10.436	1.3550	0.2462	28504	70.166
15 59	0.075	10.485	1.3364	0.2276	28260	64.325
16 58	0.025	10.535	1.3175	0.2087	27705	57.829
17 57	0.000	10.560	1.3080	0.1992	27314	54.413
18 56	-0.037	10.597	1.2939	0.1851	27314	50.566
19 55	-0.111	10.671	1.2657	0.1569	27314	42.852
20 54	-0.186	10.746	1.2374	0.1286	27314	35.113
22 52	-0.260	10.820	1.2089	0.1001	27314	27.350
24 50	-0.334	10.894	1.1804	0.0716	27781	19.899
25 49	-0.409	10.969	1.1518	0.0430	30349	13.061
26 48	-0.483	11.043	1.1232	0.0144	30349	4.360
27 47	-0.520	11.080	1.1088	0.0000	30349	0.000

(3) 周面せん断力

$$\tau_s = \frac{G_s}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_s}{2 \cdot H}\right)$$

$$G(z) = \frac{\gamma_t(z)}{g} \cdot VSD(z)^2$$

$$VSD(z) = C_v \cdot V_s(z)$$

$$C_v = 0.8 \quad (V_s(z) < 300)$$

$$C_v = 1.0 \quad (V_s(z) \geq 300)$$

τ_s : 地震時周面せん断力 (kN/m²)

$\tau_{\max}$: 周面せん断力の上限 (kN/m²)

$$\tau_{\max} = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

σ_n : 有効上載圧 (kN/m²)

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 地盤の内部摩擦角 (°)

$G(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波係数 (kN/m²)

$\gamma_t(z)$: 深さ z 点における地層の湿潤重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 = 9.8 (m/s²)

$VSD(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

$V_s(z)$: 深さ z 点における地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

S_v : 設計応答速度 = 0.429 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (m/s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

節点 番号	深さ	単位重 量 (kN/m ³)	Vsi	G (z)	τ s	σ n	τ max
	Z(m)		(m/sec)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
1	10.080	17.9	166.407	32,370	119.874	180.432	138.403
2 72	10.081	17.9	166.407	32,370	119.878	180.444	138.411
3 71	10.086	17.9	166.407	32,370	119.910	180.538	138.474
4 70	10.096	17.9	166.407	32,370	119.975	180.725	138.600
5 69	10.112	17.9	166.407	32,370	120.070	181.003	138.788
6 68	10.132	17.9	166.407	32,370	120.196	181.368	139.035
7 67	10.157	17.9	166.407	32,370	120.349	181.818	139.338
8 66	10.187	17.9	166.407	32,370	120.527	182.347	139.694
9 65	10.221	17.9	166.407	32,370	120.729	182.949	140.100
10 64	10.258	17.9	166.407	32,370	120.951	183.617	140.551
11 63	10.299	17.9	166.407	32,370	121.191	184.344	141.042
12 62	10.342	17.9	166.407	32,370	121.444	185.123	141.567
13 61	10.388	17.9	166.407	32,370	121.708	185.945	142.121
14 60	10.436	17.9	166.407	32,370	121.979	186.800	142.698
15 59	10.485	17.9	166.407	32,370	122.255	187.680	143.292
16 58	10.535	17.9	166.407	32,370	122.531	188.574	143.895
17 57	10.560	17.9	166.407	32,370	122.668	189.024	144.198
18 56	10.597	17.9	166.407	32,370	122.869	189.689	144.647
19 55	10.671	17.9	166.407	32,370	123.265	191.019	145.544
20 54	10.746	17.9	166.407	32,370	123.652	192.348	146.441
22 52	10.820	17.9	166.407	32,370	124.031	193.678	147.337
24 50	10.894	17.9	166.407	32,370	124.400	195.008	148.234
25 49	10.969	18.7	172.355	36,278	139.821	196.376	116.855
26 48	11.043	18.7	172.355	36,278	140.215	197.765	117.597
27 47	11.080	18.7	172.355	36,278	140.409	198.460	117.968
底版 部	11.200	18.7	172.355	36,278	141.017	200.704	119.166

1.3 検討ケース

(1) 常時

No	荷 重 名 称
2	死-1+活-1

(2) レベル1地震時

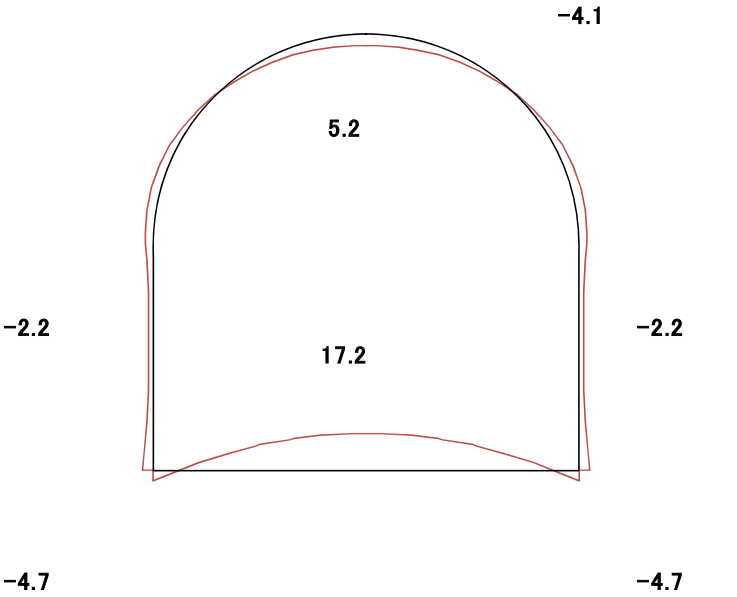
No	case	荷 重 名 称
1	3	死-1+地震(左向き)

(3) レベル2地震時

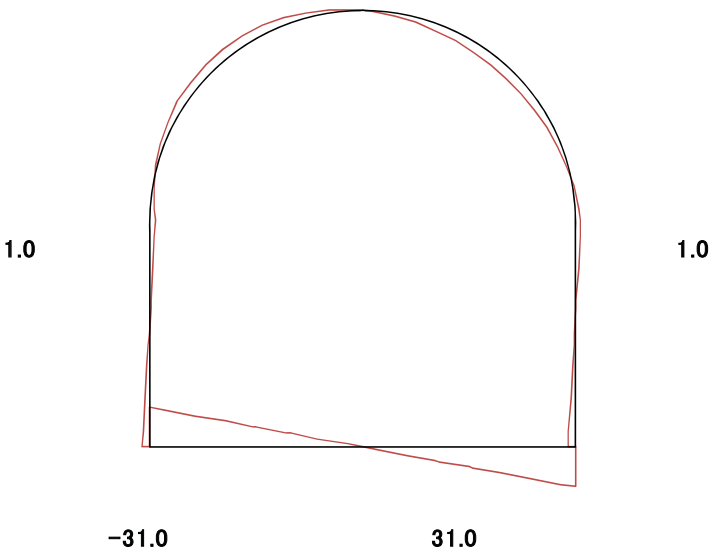
No	case	荷 重 名 称
1	4	死-1+地震(左向き)

1.4 断面力図
1.4.1 常時
検討ケース 1

モーメント図

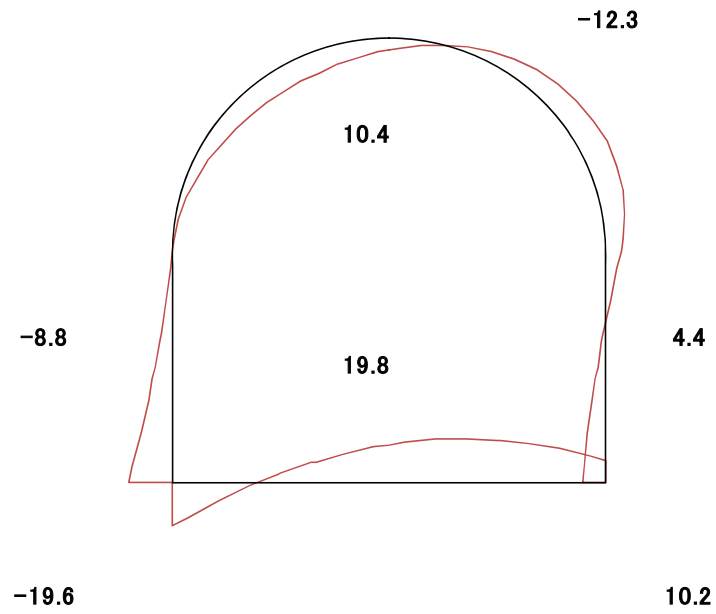


せん断力図

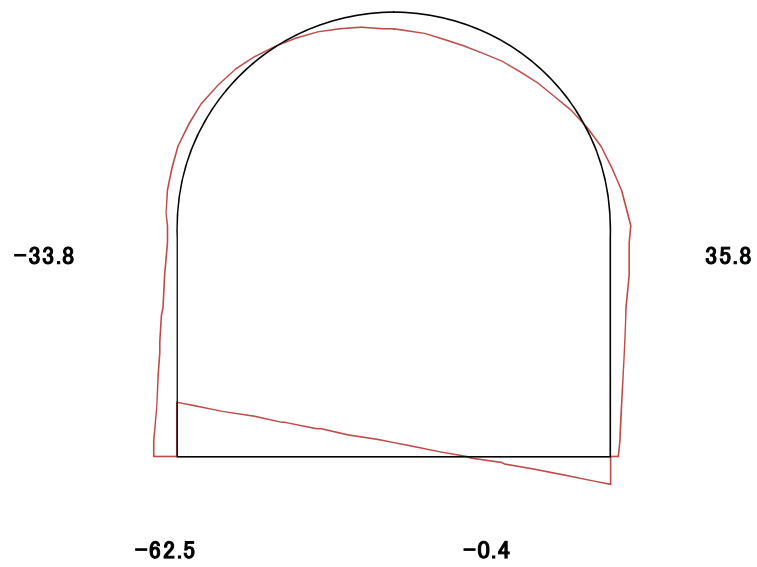


1.4.2 レベル1地震時
検討ケース 2

モーメント図

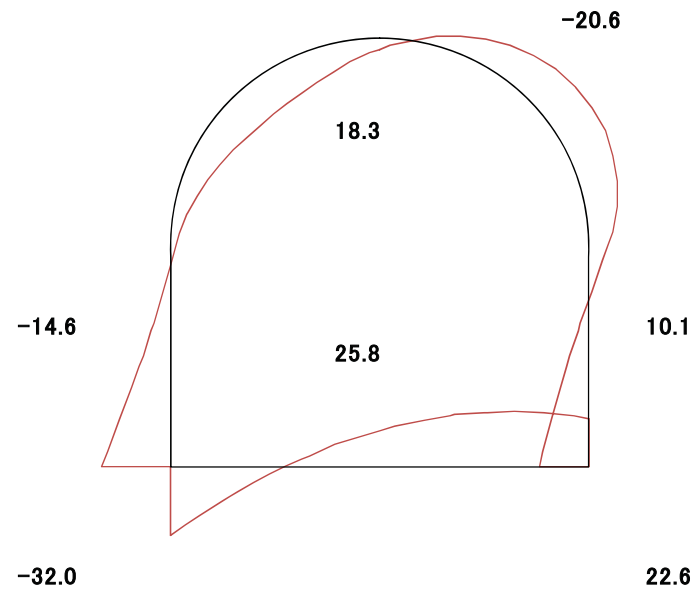


せん断力図

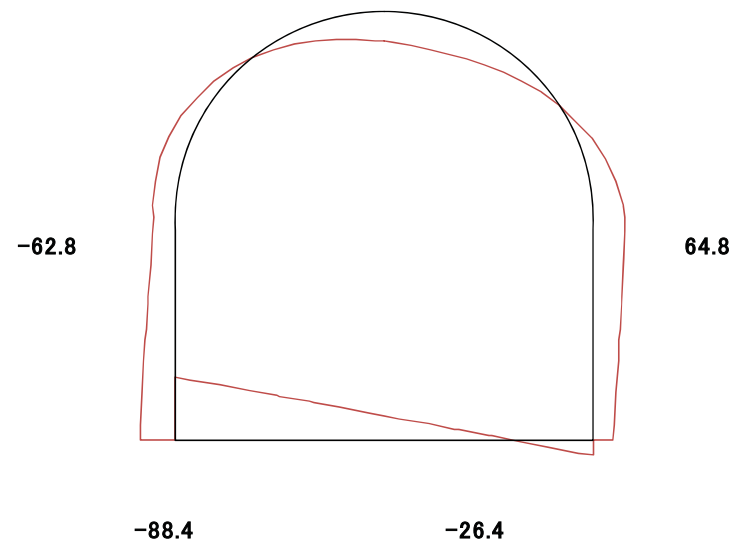


1. 4. 3 レベル2地震時
検討ケース 3

モーメント図



せん断力図



1.5 応力度計算

1.5.1 曲げ応力度(常時)

円 弧 部

項 目		単 位	15	1
			外側引張	内側引張
曲げモーメント	M	kN・m	-4.1	5.2
軸 力	N	kN	89.4	39.3
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	16.00	16.00
有 効 高	d	cm	12.50	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @ 3.794	D10 @188 D— @ 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @ 6.739	D13 @188 D— @ 6.739
応 力 度	σ_c	N/mm ²	1.69	2.28
	σ_s	N/mm ²	4.1	39.7
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	14.00	14.00
	σ_{sa}	N/mm ²	157.00	157.00
判 定	——	——	OK	OK
検 討 ケ ー ス	——	——	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

脚 部 部

項 目		単 位	47	51	21
			外側引張	外側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN・m	-4.7	2.2	-2.1
軸 力	N	kN	91.4	90.5	90.2
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	23.80	16.00	16.00
有 効 高	d	cm	20.30	12.50	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @—— 6.739	D13 @188 D— @—— 6.739	D13 @188 D— @—— 6.739
応 力 度	σ_c	N/mm ²	0.89	1.09	1.07
	σ_s	N/mm ²	2.0	3.6	3.5
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	14.00	14.00	14.00
	σ_{sa}	N/mm ²	157.00	157.00	157.00
判 定	——	——	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	——	——	1	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底 版 部

項 目		単 位	47	43	37
			外側引張	内側引張	内側引張
曲げモーメント	M	kN・m	-4.7	11.4	17.2
軸 力	N	kN	17.7	17.7	17.7
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	31.80	24.00	24.00
有 効 高	d	cm	28.30	20.50	20.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564
応 力 度	σ_c	N/mm ²	0.66	2.80	2.89
	σ_s	N/mm ²	24.6	133.8	80.8
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	14.00	14.00	14.00
	σ_{sa}	N/mm ²	157.00	157.00	157.00
判 定	——	——	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	——	——	1	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

1.5.2 せん断応力度(常時)

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

部材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定	検 討 ケース
円 弧 部	8	-22.1	12.50	0.177	1.162	OK	1
	66	22.1	12.50	0.177	1.162	OK	1
脚 部	21	1.0	13.73	0.007	1.108	OK	1
	53	-1.0	13.73	0.007	1.108	OK	1
底 版 部	34	31.0	20.50	0.151	0.600	OK	1
	40	-31.0	20.50	0.151	0.600	OK	1

注) τ 点 : せん断応力度照査位置

L : 隅角部格点からの距離

許容せん断応力度の割増

部材	照査位置	Ce	Cpt	CN
円 弧 部	8	1.400	1.024	2.000
	66	1.400	1.024	2.000
脚 部	21	1.400	0.977	2.000
	53	1.400	0.977	2.000
底 版 部	34	1.400	1.010	1.048
	40	1.400	1.010	1.048

$$\tau_a = C_e \times C_{pt} \times C_N \times \tau_{a1}$$

ここに τ_a : 許容せん断応力度

C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数

C_{pt} : 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度

C_N : 軸方向圧縮力による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{M_o}{M} \leq 2.0$$

M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント

$$M_o = \frac{N}{A_c} \times \frac{I_c}{y}$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント

N : 部材断面に作用する軸圧縮力

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント

A_c : 部材断面積

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離

1.5.3 曲げ応力度(レベル1地震時)

円 弧 部

項 目		単 位	12	67
			外側引張	内側引張
曲げモーメント	M	kN・m	-12.3	10.4
軸 力	N	kN	111.6	25.9
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	16.00	16.00
有 効 高	d	cm	12.50	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @— 3.794	D10 @188 D— @— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @— 6.739	D13 @188 D— @— 6.739
応 力 度	σ_c	N/mm ²	6.20	4.58
	σ_s	N/mm ²	130.5	117.6
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	21.00	21.00
	σ_{sa}	N/mm ²	264.00	167.00
判 定	—	—	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

脚 部

項 目		単 位	47	51	27
			外側引張	外側引張	内側引張
曲げモーメント	M	kN・m	-19.7	-8.8	10.2
軸 力	N	kN	120.6	103.3	62.1
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	23.80	16.00	16.00
有 効 高	d	cm	20.30	12.50	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @—— 6.739	D13 @188 D— @—— 6.739	D13 @188 D— @—— 6.739
応 力 度	σ_c	N/mm ²	4.56	4.20	4.48
	σ_s	N/mm ²	121.2	65.9	87.7
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	21.00	21.00	21.00
	σ_{sa}	N/mm ²	264.00	264.00	264.00
判 定	——	——	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	——	——	2	2	2

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底 版 部

項 目		単 位	47	43	34
			外側引張	内側引張	内側引張
曲げモーメント	M	kN・m	-19.7	3.7	19.8
軸 力	N	kN	52.5	35.6	5.9
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	31.80	24.00	24.00
有 効 高	d	cm	28.30	20.50	20.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564
応 力 度	σ_c	N/mm ²	2.84	0.75	3.28
	σ_s	N/mm ²	127.2	10.6	99.6
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	21.00	21.00	21.00
	σ_{sa}	N/mm ²	264.00	264.00	264.00
判 定	——	——	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	——	——	2	2	2

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

1.5.4 せん断応力度(レベル1地震時)

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

部材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定	検 討 ケー ス
円 弧 部	5	-45.6	12.50	0.365	1.001	OK	1
	17	44.3	12.50	0.354	0.785	OK	1
脚 部	21	35.8	12.50	0.286	1.162	OK	1
	53	33.8	13.73	0.246	0.824	OK	1
底 版 部	34	-0.4	20.50	0.002	0.580	OK	1
	40	-62.5	20.50	0.305	0.644	OK	1

注) τ 点 : せん断応力度照査位置

L : 隅角部格点からの距離

許容せん断応力度の割増

部材	照査位置	Ce	Cpt	CN
円 弧 部	5	1.400	1.004	1.757
	17	1.400	1.004	1.378
脚 部	21	1.400	1.024	2.000
	53	1.400	0.977	1.488
底 版 部	34	1.400	1.010	1.012
	40	1.400	1.010	1.124

$$\tau_a = C_e \times C_{pt} \times C_N \times \tau_{a1}$$

ここに τ_a : 許容せん断応力度

C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数

C_{pt} : 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度

C_N : 軸方向圧縮力による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{M_o}{M} \leq 2.0$$

M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント

$$M_o = \frac{N}{A_c} \times \frac{I_c}{y}$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント

N : 部材断面に作用する軸圧縮力

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント

A_c : 部材断面積

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離

1.7 耐力照査(レベル2地震時)

1.7.1 曲げ照査

円 弧 部 (外側引張)

項 目		単 位	11
部 材 幅	b	cm	100.00
部 材 高	h	cm	16.00
有 効 高	d	cm	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @—— 6.739
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討			
曲げモーメント	Md	kN・m	-20.6
軸 力	N' d	kN	138.8
曲げ耐力	Mud	kN・m	27.6
$(\gamma_i \cdot Md) / Mud$		——	0.745
判 定		——	OK

※上表は、単鉄筋による曲げ耐力計算結果を示す。

円 弧 部 (内側引張)

項 目		単 位	66
部 材 幅	b	cm	100.00
部 材 高	h	cm	16.00
有 効 高	d	cm	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @—— 6.739
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討			
曲げモーメント	Md	kN・m	18.3
軸 力	N' d	kN	0.6
曲げ耐力	Mud	kN・m	24.3
$(\gamma_i \cdot Md) / Mud$		——	0.756
判 定		——	OK

※上表は、単鉄筋による曲げ耐力計算結果を示す。

脚 部 (外側引張)

項 目		単 位	47	51
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	23.80	16.00
有 効 高	d	cm	20.30	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @—— 6.739	D13 @188 D— @—— 6.739
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN. m	-32.0	-14.6
軸 力	N' d	kN	146.0	116.5
曲げ耐力	Mud	kN. m	46.4	33.2
(γ i・Md)/Mud		——	0.691	0.439
判 定		——	OK	OK

※上表は、単鉄筋による曲げ耐力計算結果を示す。

脚 部 (内側引張)

項 目		単 位	27
部 材 幅	b	cm	100.00
部 材 高	h	cm	16.00
有 効 高	d	cm	12.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D13 @188 D— @—— 6.739
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討			
曲げモーメント	Md	kN. m	22.6
軸 力	N' d	kN	36.8
曲げ耐力	Mud	kN. m	27.6
(γ i・Md)/Mud		——	0.817
判 定		——	OK

※上表は、単鉄筋による曲げ耐力計算結果を示す。

底 版 部 (外側引張)

項 目		単 位	47	43
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	31.80	24.00
有 効 高	d	cm	28.30	20.50
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	3.50
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	3.50
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm ²	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564
曲げモーメントおよび軸力に対する 安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN. m	-32.0	-2.7
軸 力	N' d	kN	76.7	48.2
曲げ耐力	Mud	kN. m	119.7	250.0
(γ i ・ Md) / Mud		——	0.641	0.011
判 定		——	OK	OK

※上表は、単鉄筋による曲げ耐力計算結果を示す。

底 版 部 (内側引張)

項 目			単 位	30
部 材 幅	b	cm	100.00	
部 材 高	h	cm	24.00	
有 効 高	d	cm	20.50	
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.50	
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.50	
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D10 @188 D— @—— 3.794	
	内側	cm ²	D16 @188 D— @—— 10.564	
曲げモーメントおよび軸力に対する 安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN・m	25.8	
軸 力	N' d	kN	20.3	
曲げ耐力	Mud	kN・m	119.3	
(γ i・Md)/Mud		——	0.216	
判 定		——	OK	

※上表は、単鉄筋による曲げ耐力計算結果を示す。

1.7.2 せん断照査 円 弧 部

項 目		単 位	3	17
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	16.00	16.00
有 効 高	d	cm	12.50	12.50
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	15.0	15.0
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-75.0	73.2
曲げモーメント	Md	kN・m	-0.3	9.3
軸 力	N' d	kN	59.2	100.3
コンクリート 負担分	Vcd	kN	105.9	119.6
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	105.9	119.6
$(\gamma_i \cdot Vd)/Vyd$		——	0.708	0.612
判 定		——	OK	OK

脚 部

項	目	単 位	21	53
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	16.00	16.00
有 効 高	d	cm	12.50	12.50
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	15.0	15.0
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	64.8	62.8
曲げモーメント	Md	kN・m	4.9	-9.1
軸 力	N' d	kN	74.6	105.7
コンクリート 負担分	Vcd	kN	122.9	128.5
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	122.9	128.5
$(\gamma_i \cdot Vd) / Vyd$		——	0.528	0.489
判 定		——	OK	OK

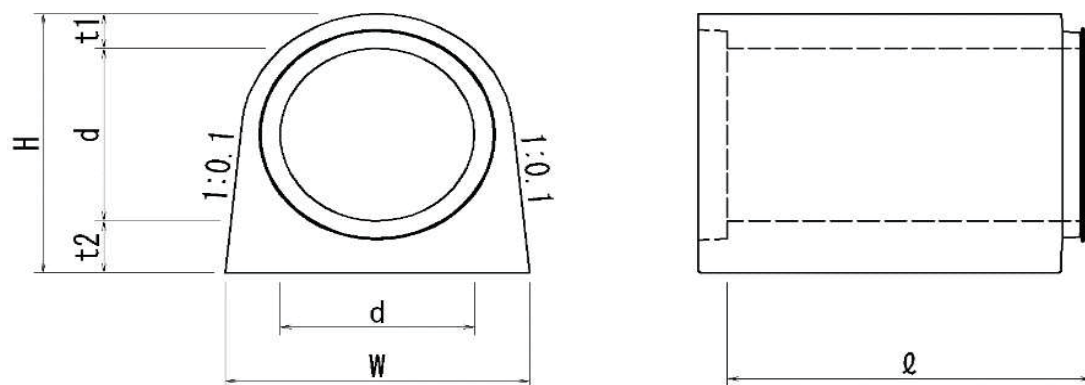
底 版 部

項 目		単 位	34	40
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	24.00	24.00
有 効 高	d	cm	20.50	20.50
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	15.0	15.0
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-26.4	-88.4
曲げモーメント	Md	kN・m	24.0	5.3
軸 力	N' d	kN	2.2	37.6
コンクリート 負担分	Vcd	kN	166.3	175.2
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	166.3	175.2
$(\gamma_i \cdot Vd)/Vyd$		—	0.158	0.505
判 定		—	OK	OK

継手部の検討

1. 設計条件

1) 底樋規格



内空径	$d = 0.800$	(m)	製品全幅	$W = 1.254$	(m)
頂版厚	$t1 = 0.160$	(m)	製品全高	$H = 1.200$	(m)
底版厚	$t2 = 0.240$	(m)	製品長	$\ell = 1.500$	(m)

検討スパン長 $L_p = 20$ (mm)

2) 許容離間長

標準部 $dsa = 30$ (mm)

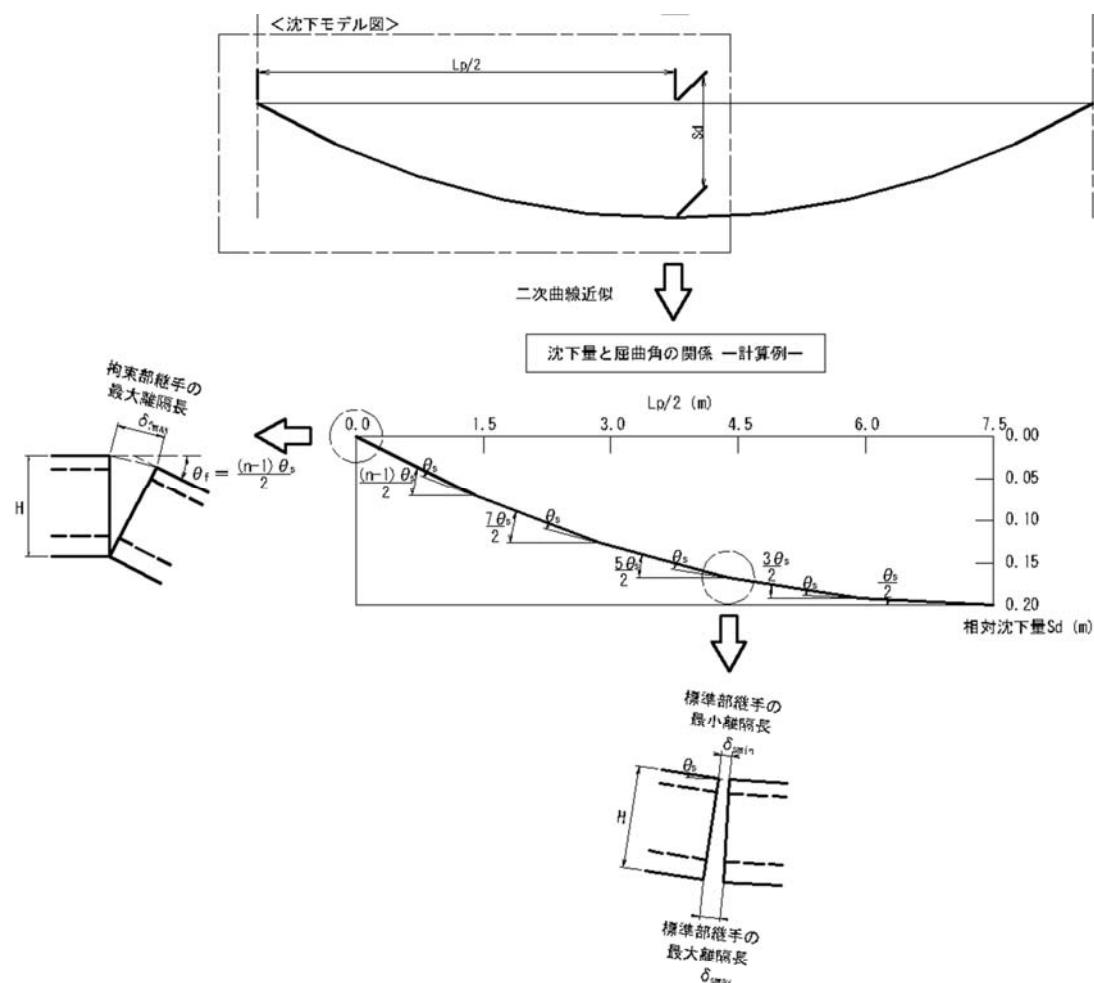
拘束部 $dsa = 50$ (mm)

2. 継手の検討

継手部の検討は、底樋下面の沈下による継手の変形が支配的になることから、相対沈下量 S_d から耐底樋の沈下状況を2次曲線で近似し、継手に発生する離間長を算出する。

なお、沈下量は底樋下面により算出するが、離間長は製品天端を最小離間長とし、ブロック高さを考慮した底版部を最大離間長として算出する。

取水部などにより、底樋が拘束されている部分は沈下を起こさず、地面と水平になしているとして検討を行う。



1) 標準部

a) 屈曲角の算出

$$\theta_s = \frac{4 \cdot \ell}{L_p} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot S_d}{L_p} \right)$$

b) 最小離間長の算出

$$\delta_{smin} = \frac{\ell}{\cos \left(\frac{\frac{L_p}{\ell} - 2}{2} \cdot \theta_s \right)} - \ell$$

c) 最大離間長の算出

$$\delta_{smax} = 2 \cdot H \cdot \sin \frac{\theta_s}{2} + \delta_{smin}$$

2) 拘束部

a) 屈曲角の算出

$$\theta_f = \frac{\frac{L_p}{\ell} - 1}{2} \cdot \theta_s$$

b) 最大離間長の算出

$$\delta_{f\max} = 2 \cdot H \cdot \sin \frac{\theta_f}{2}$$

3. 許容相対沈下量の算出

許容離間長から相対沈下量を逆算する。それぞれの検討箇所での算出した相対沈下量から最小値を許容相対沈下量とする。

算出した結果が、以下となる。

検討箇所	許容離間長 (mm)	相対沈下量 (m)
標準部	30	0.610
拘束部	50	0.225

標準部 > 拘束部より、許容相対沈下量は 0.225 (m) となる。

以上より、相対沈下量が 0.225 (m) 以下であれば、継手部は安全である。

添付資料. 2 「継手性能確認試験結果」

1. 試験の目的

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の継手部の水密性能は、標準状態、屈曲状態および抜け出し状態のいずれの状態においても所定の水密性能を有することを、標準継手および拘束部用継手に対し、確認することを目的とする。

2. 試験方法

試験は、図 1 試験概要図に示す方法で、標準継手の性能確認試験は製作したブロック 2 本嵌合した状態、拘束部用継手の性能確認試験は当該製品を試験体として各々標準状態、屈曲状態、抜け出し状態の 3 ケースに対し、所定の水圧（0.15MPa）を試験体外面に作用させた状態の試験を実施した。なお、水圧は表 1 水圧ケースに示す水圧を段階的に加圧した。

継手の性能は、所定水圧を 3 分間保持した状態で、水圧計の示度の低下の有無、継手部内面からの漏水の有無を目視により確認し、示度の低下及び漏水の発生が無いことでその性能を有すると判断した。

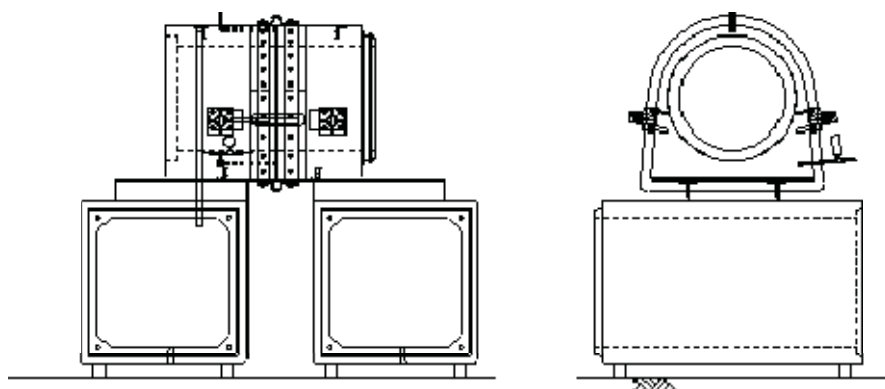


図 1 試験概要図

表 1 水圧ケース

作用水圧 (MPa)	保持時間 (分)	確認手段
0.00	3.0	目視
0.03	1.0	目視
0.06	3.0	目視・圧力計
0.09	1.0	目視・圧力計
0.12	3.0	目視・圧力計
0.15	3.0	目視・圧力計

3. 試験結果

標準継手及び拘束部用継手の標準状態・拔出し状態・屈曲状態いずれの状態においても、0.15MPaの水密性能を有することが確認できた。

表 2 標準継手試験結果

継手	水圧 (MPa)	継手目地 Case	判定
標準継手	0.15	標準 5mm	漏水なし
		拔出し 35mm	漏水なし
		屈曲上側 9mm/下側 29mm	漏水なし

表 3 拘束部用継手試験結果

継手	水圧 (MPa)	継手目地 Case	判定
拘束部用継手	0.15	標準 20mm	漏水なし
		拔出し 70mm	漏水なし
		屈曲上側 27mm/下側 60mm	漏水なし



写真 1 標準状態（標準）試験状況



写真 2 標準状態（標準）0.15MPa



写真 3 抜け出し状態（標準）試験状況



写真 4 屈曲状態（標準）試験状況



写真 5 標準状態（拘束部）試験状況



写真 6 標準状態（拘束部）0.15MPa



写真 7 抜け出し状態（拘束部）試験状況



写真 8 屈曲状態（拘束部）試験状況



写真 9 屈曲状態（拘束部）0.15MPa

添付資料. 3 「部材性能試験結果」

1. 試験の目的

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋が、設定した設計条件で生じる曲げモーメントと同等となるブロック上面に試験荷重を載荷した状態で作用モーメントを再現した状態で所定の部材性能を有することを確認する。

2. 試験方法

試験は、図 1 試験概要図に示す試験方法により、試作したブロック（ $L=1.5\text{m}$ ）の頂部中央部に、設計曲げモーメントの再現荷重（ $P=266\text{kN}$ ）を載荷（ロードセルにより計測）し、載荷状態で部材の変形量（たわみ量）を変位計により計測するとともにひび割れの状態を目視により確認する。

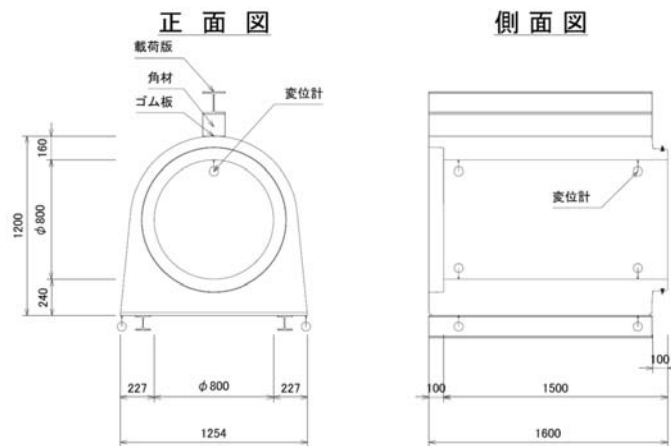


図 1 試験概要図

3. 試験結果

試験の結果、所定の設計荷重の再現荷重（ 266kN ）に対し、ひび割れが生じないことが確認された。その後荷重を増加し、試験荷重が、 403kN 時に初期ひび割れが発生し、 880kN で破壊に至った。試験の結果を表 1 試験結果に示す。表 2 荷重－たわみ（天端）曲線から、設計荷重再現状態では弾性変形を示すことも確認され想定する荷重に対し所定の性能を有する結果となった。

表 1 試験結果

項目	実測値（kN）	備考
初期ひびわれ荷重	403	
ひびわれ幅 0.05mm	435	
ひびわれ幅 0.2mm	702	
破壊荷重	880	ひびわれ幅 0.5mm



写真1 ブロック性能確認試験状況

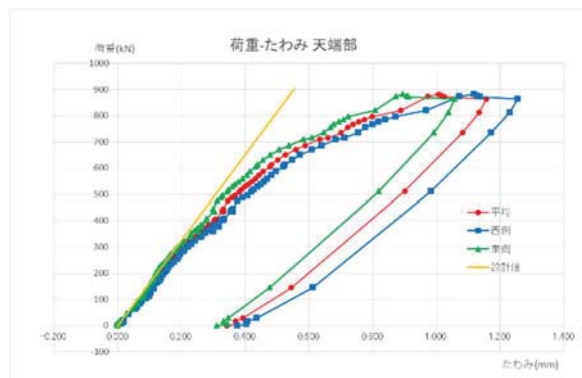


表2 荷重－たわみ（天端）曲線

試作したP C aため池底樋ブロックで性能確認試験を実施した結果、設計荷重 266kN に対し、設計荷重の 1.5 倍となる 403kN で初期ひび割れが確認された。しかし、本試験体の同一養生を行ったテストピースの実質強度（64.1N/mm²）とした場合の荷重値は 395kN となる。その為、確認された初期ひび割れ荷重は、実質強度から算出される荷重値の 1.02 倍となり設計値と同等の性能となることが確認された。

また、破壊荷重（880kN）は、設計荷重の 3.3 倍、実強度荷重の 2.2 倍の荷重を示し十分な安全率を有することが確認された。

添付資料. 4 「振動台実験結果」

1. 試験の目的

本試験は、堤体内に構築されたP C a ため池底樋管の地震動による挙動特性を把握し、設定した要求性能の妥当性や新たな課題の有無を本試験により明確にすることを目的とする。

2. 試験概要

試験は、柔構造となる底樋ブロックを敷設した堤体を構築し、地震波を加振し堤体基礎地盤に沈下変形を再現することで、堤体内の底樋ブロックの挙動を計測することで、継手部の変形特性、作用する土圧の状態を把握する。

試験体は、H=5.0m の堤体にP C a 製ため池底樋ブロック $\phi 800$ を設置したモデルを想定した1/4スケールの試験体に50～400gal/s のサイン波で加振を行い(表1 試験体緒元)、堤体及びブロックの鉛直変位、ブロック延長方向の水平変位及び加速度の応答値の計測を行った。(図1 計測概要図(加速度計・土圧計)、図2 計測概要図(変位計))

なお、設置したブロックは、遮水層部の沈下抑制を考慮しブロック下部に支持杭による固定部を設けた。

基礎構造は、P C a 製ため池底樋ブロックの下面からため池内の貯水の浸透流出を抑制するとともにブロックの段落ち変形を防止する目的でブロック継手部直下のみ基礎パネルを設置した。

表1 試験体緒元

項 目	緒 元
■ 堤体材料	霞が浦砂
締固め度	D _c =85%
湿潤密度	$\rho_t=1.828 \text{ g/cm}^3$
■ 入力波	サイン波 段階加振
加速度	50、200、300、400 cm/s^2
周波数	5Hz(50サイクル)
加振方向	堤体断面方向



写真1 底樋ブロック

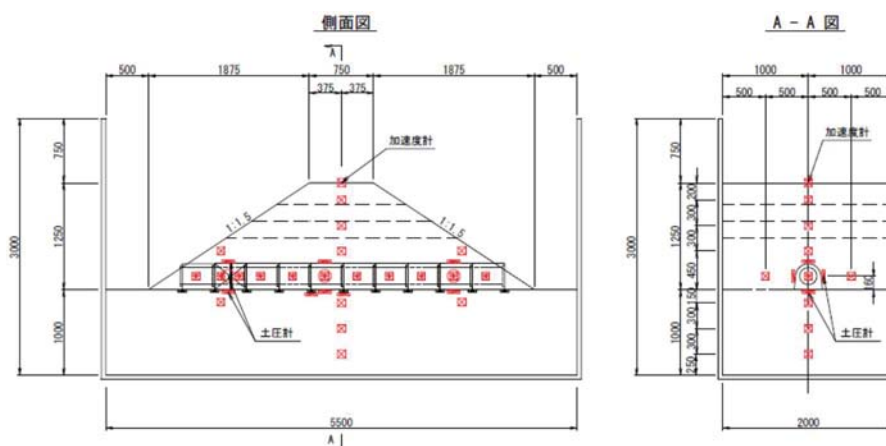


図1 計測概要図（加速度計・土圧計）

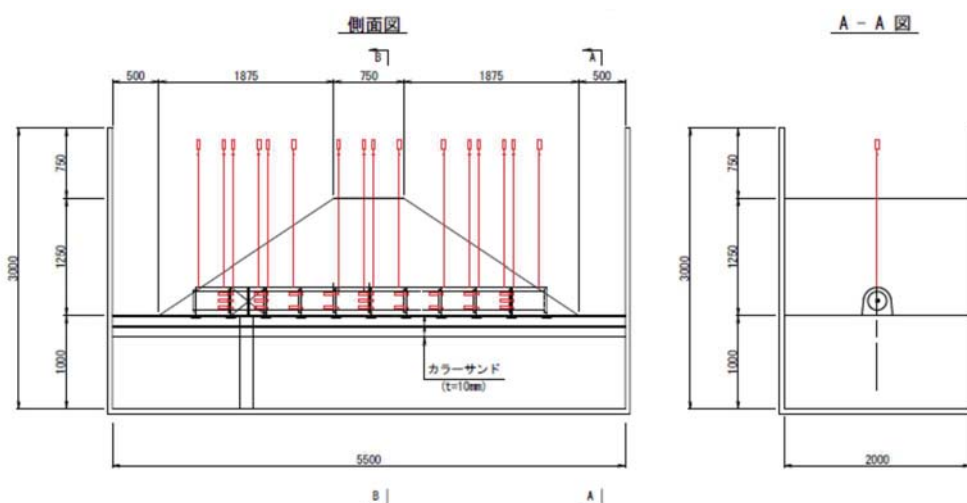


図2 計測概要図（変位計）

3. 試験結果

試験の計測結果は、ブロック端の内自由端を「端部」、杭設置側を「固定部」、堤体中央部を「中央部」とし、ブロックの接手番号は、「端部」を起点とした番号で示す。（図3 計測箇所概要図）

また、加速度計は端部、中央部、固定部で水平方向での加速度を計測し、中央部はブロックの上下面での加速度もあわせて計測した。（図4 中央部加速度配置図）

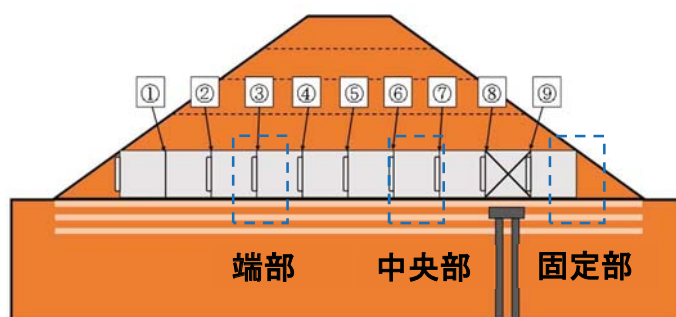


図3 計測箇所概要図

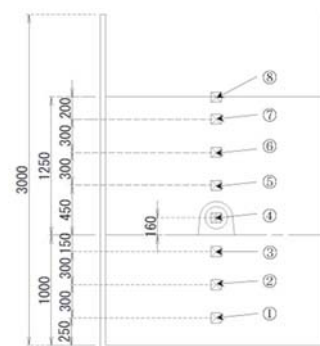


図4 中央部加速度計配置

地盤の変形状態は、堤体モデルの基礎地盤は堤体中央部直下がピークとなる凹状の沈下が生じ、堤体端に向かい沈下量は減少し圧密沈下量 39 mm に対し端部と中央部の相対沈下量は 32 mm となり、相対沈下／圧密沈下比は 82% となった。

また、沈下から生じる抜け出し量と屈曲量の関係は、図5 抜け出し量・沈下量、図6 抜け出し量・屈曲角から、堤体中央部付直下では、屈曲角に対し抜け出し量が卓越した変形を示すことが確認された。確認された最終（400gal 加振後）抜け出し量は、端部で 5.4 mm に対し、中央部では 13.2 mm となり、2.44 倍の抜け出し量となったが、屈曲角では、端部と中央部の中間部で最大を示し、0.396 度の屈曲角が確認されたが、400gal 加振で極端に屈曲角が増大した状況となっている。これらは、地盤の水平方向のひずみが、下側凸状の変形に伴い凸状頂部付近で抜け出し量が増大し、凸状端部では沈下変形量が少ないことから屈曲角が増大したものと推察する。

一方、固定部近傍の挙動は、標準部は、沈下に伴う下方開きに対し、堤体の沈下の増大とともに 300gal 加振時点から上方開きの変形を示し、抜け出し変形も伴う状態となった。これらの結果から、固定部近傍では、沈下変形に伴うブロックの応力が集中するが、地盤改良や土質の差異などで生じる沈下差は、杭基礎と異なり連続性を有した緩和な沈下差が生じるものと想定される。

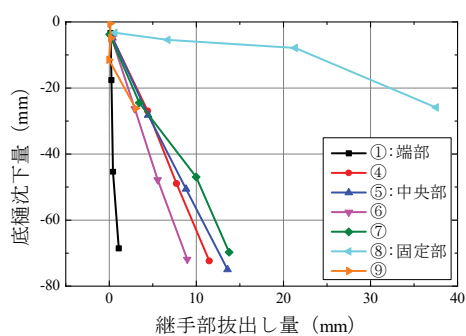


図5 抜出し量・沈下量

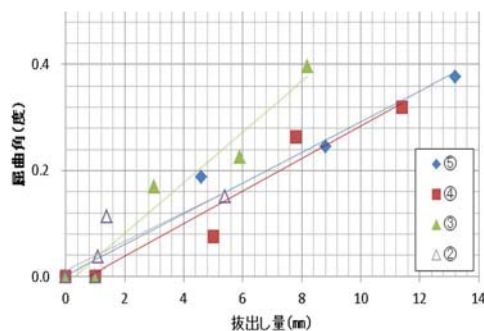


図6 抜出し量・屈曲角

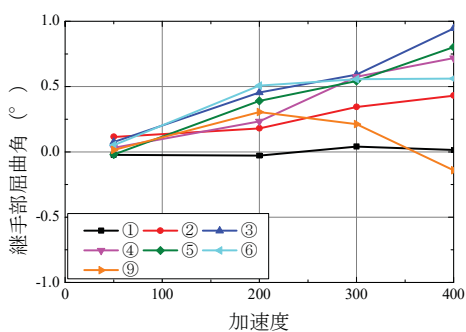


図7 加速度・屈曲角

b. 加速度計測結果

各加速度の計測結果を、図9～図13に示す。図4 中央部加速度計配置図に基づき図8 凡例に示す。

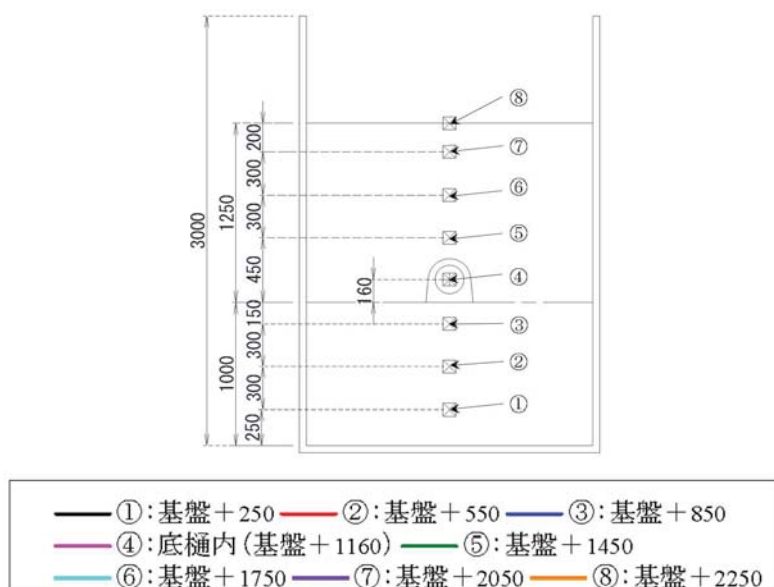


图 8 凡例

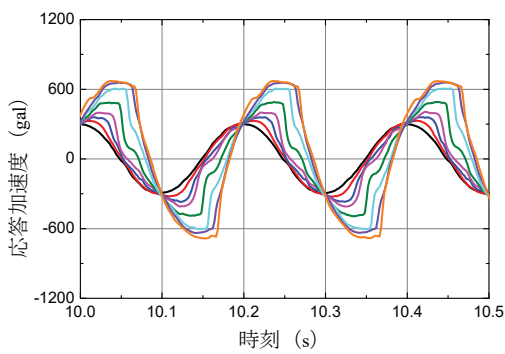


图 9 中央部（鉛直）300gal

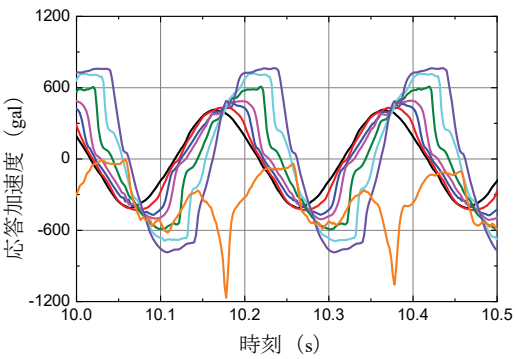


图 10 中央部（鉛直）400gal

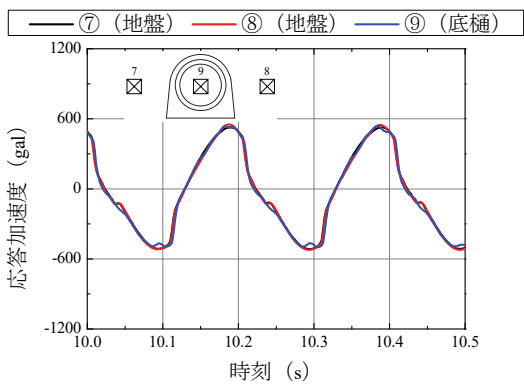


图 11 端部（水平）400gal

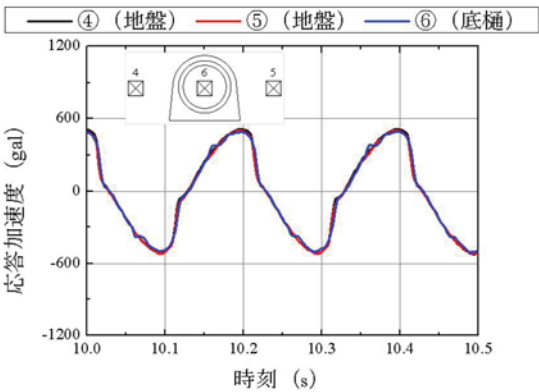


图 12 中央部（水平）400gal

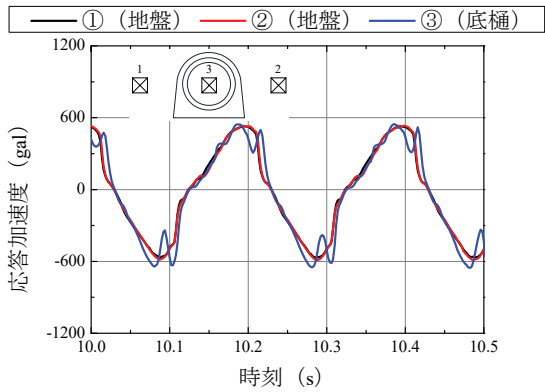


图 13 固定部（水平）400gal

c. 土圧計測結果

土圧の計測は、PCa 製ため池底樋ブロック下面の空洞の有無を目的として中央部で採取した。図 14 土圧状態に計測結果を示す。

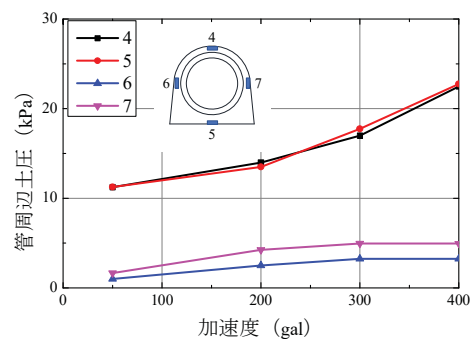


図 14 土圧状態



写真 1 堤体構築完了状況



写真 2 400gal 加振完了後



写真 3 堤体カット後の状況



写真 4 ブロック撤去後

添付資料.5「実証試験結果」

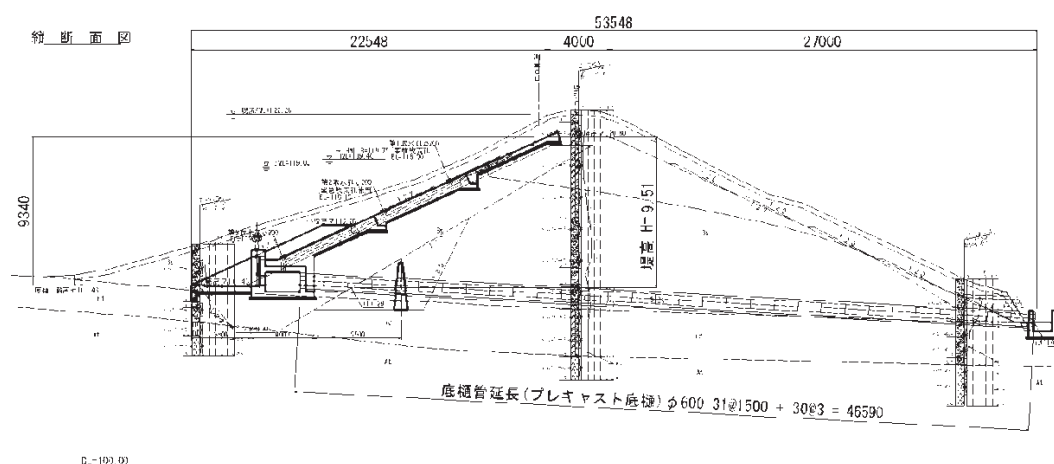
1. 試験の目的

本試験は、工場で製作されたP C a ため池底樋管を定めた施工フローならびに施工要領に基づき施工可能で、施工性や出来形の状況を把握するとともに、今後の施工に関する留意事項や課題を抽出することを目的とする。

2. 試験概要

計画された改修工事において、本事業で開発したP C a 製ため池底樋を用い実証試験を実施した。試験は、P C a 製ため池底樋φ600を使用し、延長L=46.6mを施工する。

底樋管の計画概要を図1 計画概要、P C a 製ため池底樋の施工工程を図2 施工工程に示す。



D-193.93

- 工事名 : 音ヶ谷池地区 音ヶ谷池改修工事 (その1)
- 工事場所 : 兵庫県加東市上三草地区内
- 発注者 : 兵庫県北播磨県民局
- 概要 : ため池底樋管 φ600 延長=46.0m

図1 計画概要図

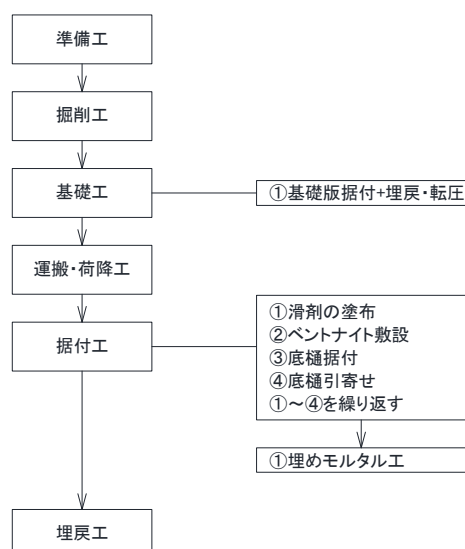


図2 施工工程

3. 試験結果

試験の実施により以下の結果が得られた。

① 施工性

施工では、立案した施工マニュアルに従い施工を実施した結果、マニュアルとおりの施工が可能である事が確認された。実施結果から以下の結果が得られた。

- ・ P C a 製基礎パネルの施工は、0.5 日/46m での施工が可能
- ・ P C a 製底樋管の施工は、1.0 日/46m での施工が可能

② 施工精度

施工後の出来形の計測結果から、施工精度は図 3 目地間隔の計測結果に示す結果となった。

- ・施工精度では、基準高さに対し水平方向で最大 7.0 mm、鉛直方向で最大 35 mmの差異が生じた。
- ・施工延長では、計画値 46.585mに対し、実測値 46.545m（－40 mm）となった。
- ・ブロックの目地間隔は、設計目地間隔 5.0 mmに対し、最大で 9 mm（＋4 mm）となる箇所が確認された。

目地計測			(mm)					
製品No.			外側(計測値)(mm)				内側(mm)	適用
			左岸	天端	右岸	平均	平均	
1	-	2	11	8	11	10	5	
2	-	3	9	11	9	10	5	
3	-	4	10	10	10	10	5	
4	-	5	13	12	12	12	7	
5	-	6	11	12	10	11	6	
6	-	7	10	9	10	10	5	
7	-	8	10	10	9	10	5	
8	-	9	11	10	11	11	6	
9	-	10	9	10	9	9	4	
10	-	11	10	10	10	10	5	
11	-	12	12	11	10	11	6	
12	-	13	9	10	11	10	5	
13	-	14	12	12	10	11	6	
14	-	15	9	11	8	9	4	
15	-	16	11	10	13	11	6	
16	-	17	10	10	8	9	4	
17	-	18	12	8	8	9	4	
18	-	19	10	10	10	10	5	
19	-	20	11	8	11	10	5	
20	-	21	10	10	10	10	5	
21	-	22	11	11	10	11	6	
22	-	23	12	11	11	11	6	
23	-	24	11	9	10	10	5	
24	-	25	10	12	8	10	5	
25	-	26	14	9	11	11	6	
26(拘束部)			20	20	20	20	15	
26	-	27	9	10	11	10	5	
27	-	28	11	3	8	7	7	止水壁部
28	-	29	13	13	11	12	7	
29	-	30	10	10	13	11	6	
30	-	31	12	12	10	11	6	
31(拘束部)			19	20	18	19	14	
31	-	32	13	11	12	12	7	
合計							198	
総延長 46348 + 198 = 46546 (mm)								

図 3 目地間隔の計測結果

試験実施により抽出した課題を以下に示す。

① 施工に関する課題

ブロックの施工精度は、基礎の施工精度に依存する事が明らかとなり、施工精度を向上する為の基礎の施工方法または、施工仕様を明確にする必要がある。

また、P C a ため池底樋管の施工に使用する滑剤の塗布方法に関しても、塗布の範囲や方法などに関しても、施工時の留意点として明確にしておく必要がある。

② 天候の影響

基礎構造では、施工品質のばらつきに配慮した水みち対策として顆粒状のベントナイトを使用する方法としている。その為、施工途中の降雨による吸水対策について留意事項などへの明記を要する。

③ 施工条件、歩掛の設定

試験結果から、標準とする施工条件を明確にするとともに適正な施工歩掛を設定し設計・施工マニュアルへ反映させる。



写真1 PCa 基礎パネル設置完了状況



写真2 ベントナイト厚計測状況



写真3 PCa 底樋管据付状況



写真4 PCa 底樋管引き寄せ状況



写真 5 PCa 底樋管施工完了状況

添付資料. 6 「施工歩掛」

1. 歩掛りの適用範囲

耐震性ため池底樋の施工歩掛りの適用範囲を、図 1に示す。

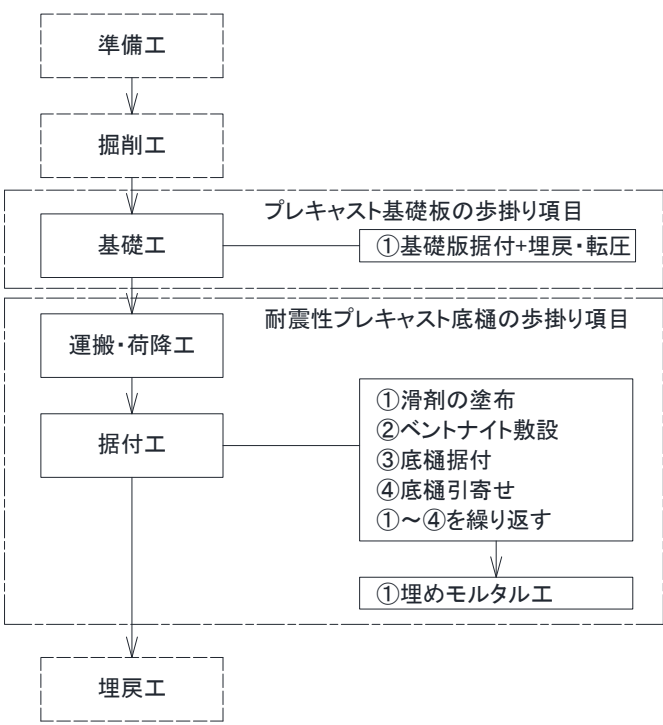


図 1 歩掛りの適用範囲

2. 施工歩掛り

1) 耐震性プレキャスト底樋の施工歩掛り

耐震性プレキャスト底樋の施工歩掛りは表 1 の通りとし、本歩掛りで対応する項目は図 1 に示す耐震性プレキャスト底樋の歩掛り項目内とする。

表 1 耐震性プレキャスト底樋の施工歩掛り（10m 当り）

世話役	0.52 人
特殊作業員	0.52 人
普通作業員	0.91 人
重機運転	0.40 日
諸雑費	労務費とバックホウ運転の合計金額 に 20%乗じる

2) プレキャスト基礎板の施工歩掛り

プレキャスト基礎板の施工歩掛りは表 2 の通りとし、本歩掛りで対応する項目は図 1 に示すプレキャスト基礎板の歩掛り項目内とする。

表 2 プレキャスト基礎板の施工歩掛り (10m 当り)

世話役	0.40 人
特殊作業員	0.40 人
普通作業員	0.90 人
重機運転	0.41 日
諸雑費	労務費とバックホウ運転の合計金額 に 4%乗じる

3) 使用する重機の選定

耐震性プレキャスト底樋及びプレキャスト基礎板の施工に使用する重機は表 3 の通りとする。

表 3 使用する重機

耐震性プレキャスト底樋 φ 600	バックホウ(クレーン機能付)2.9t 吊り
耐震性プレキャスト底樋 φ 800	バックホウ(クレーン機能付)2.9t 吊り
耐震性プレキャスト底樋 φ 1000	ラフテレーンクレーン 10t 吊り
プレキャスト基礎板	バックホウ(クレーン機能付)2.9t 吊り

