

鉄筋コンクリート製 柔構造耐震性プレキャスト底樋 設計・施工マニュアル（案）

平成 31 年 2月

株式会社 ホクコン

大和クレス 株式会社

国立大学法人 神戸大学 大学院農学研究科

国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究部門

目 次

1 章	一般事項	5
1.1	趣旨	5
1.2	適用範囲	5
1.3	取水施設の構成	5
1.4	設計の基本事項	7
1.5	耐震性能の設定	7
1.6	設計の手順	9
2 章	調 査	11
2.1	底樋の設計における一般的調査	11
2.1.1	測 量	11
2.1.2	地質調査及び土質試験	12
2.2	沈下量の推定	15
3 章	鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計	23
3.1	鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の概要	23
3.1.1	鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の特徴	24
3.1.2	鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の適用	25
3.2	鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋	27
3.2.1	製品規格	27
3.2.2	設計の基本的な考え方	33
3.3	耐震性プレキャスト底樋の設計	36
3.3.1	常時の検討	36
3.3.2	地震時の検討	40
3.3.3	継手部の検討	43
4 章	施 工	47
4.1	施工計画	47
4.2	概要	47
4.3	施工フロー	47
4.4	施工方法	49
4.4.1	準備物	49
4.4.2	掘削工	50
4.4.3	排水工	50

4.4.4	基礎工	50
4.4.5	据付工	51
4.4.6	埋戻工	56
4.4.7	その他	56
引用・参考文献		57
添付資料.1「設計計算例」		61
添付資料.2「継手性能確認試験結果」		107
添付資料.3「部材性能試験結果」		111
添付資料.4「振動台実験結果」		113
添付資料.5「実証試験結果」		119
添付資料.6「施工歩掛」		123
添付資料.7「比較表」		125

1章 一般事項

1.1 趣旨

本マニュアルは、農業用ため池の新設・改修に用いる鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計・施工に関する事項を取りまとめたものである。

従来のため池底樋は、堤体の不等沈下や地震等による地盤変形に伴う破損や漏水が生じている。さらにはため池底樋の周囲では、堤体の不等沈下や地震による空隙が水みちの要因となり堤体の破損につながると考えられる。加えて、ため池底樋改修時の施工性、工期や熟練工の不足などの問題も推察される。

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋（以下 耐震性プレキャスト底樋）は、伸縮・屈曲性を備えた継手構造を有しており、堤体の変形や地盤沈下に追従するとともに高い水密性能を有している。その為災害発生時の底樋周辺の水みちの発生を抑制するとともに、底樋の損傷も抑制可能となった。また、施工においては、特殊工が不要で短期間での施工が可能で、今後の高齢化に伴う労働者不足や、工期短縮に大きく寄与することが可能になった。

本マニュアルは、耐震性プレキャスト底樋による農業用ため池の新設・改修の設計を行うために必要な一般的な調査、耐震性プレキャスト底樋に関する設計および施工についてこれまでの研究開発の結果に基づき取りまとめたものである。

条件が異なる個々のため池新設・改修の設計に当たっては、ため池の目的、規模地形及びその他条件の実情に即し、本マニュアルの考え方に準じた技術的、経済的検討を加える必要がある。

1.2 適用範囲

本マニュアルは、鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計及び施工に適用する。

耐震性プレキャスト底樋は、土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成 27 年 5 月）の適用範囲によるため池の新設・改修の計画に関する底樋管に適用可能で、本マニュアルは耐震性プレキャスト底樋の設計・施工に関する事項を対象とする。なお、ため池の整備に関する事項のうち、底樋以外の内容については、土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成 27 年 5 月）に準拠するものとする。

1.3 取水施設の構成

取水施設は、取水部、導水部によって構成される。

取水施設は、取水部、導水部からなり、適時適量の取水が容易にできるよう、適切な組合せを選定しなければならない。

取水部は、ため池の貯水を取水するための斜樋又は取水塔等である。取水部には取水量を調節するためのゲート等が設けられる。また、導水部は取水を堤外に導水するための底樋、取水トンネル及び減勢工をいう¹⁾。

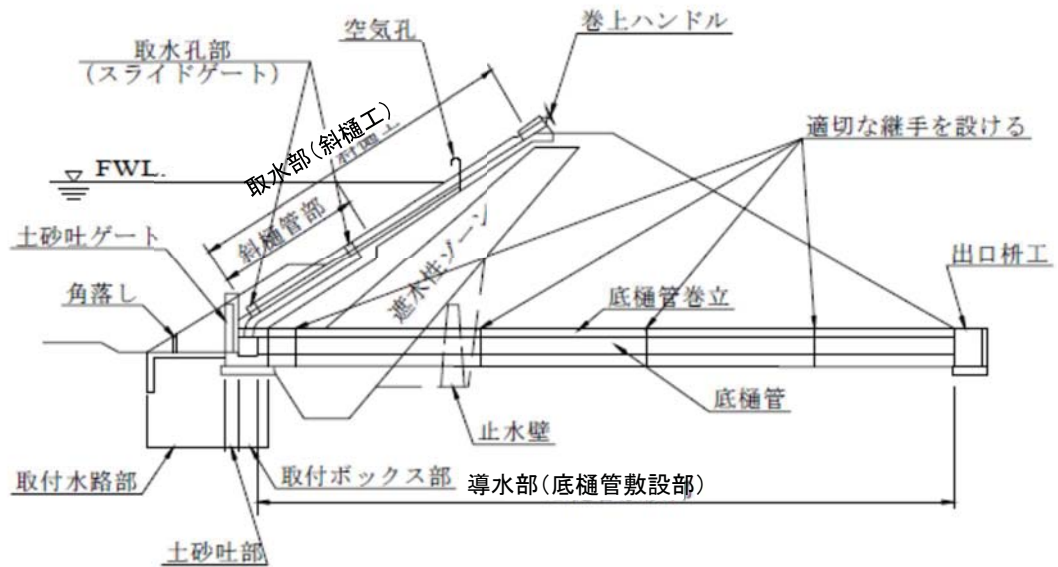


図-1.3(1) 取水施設参考例（斜樋型式）¹⁾を引用加筆

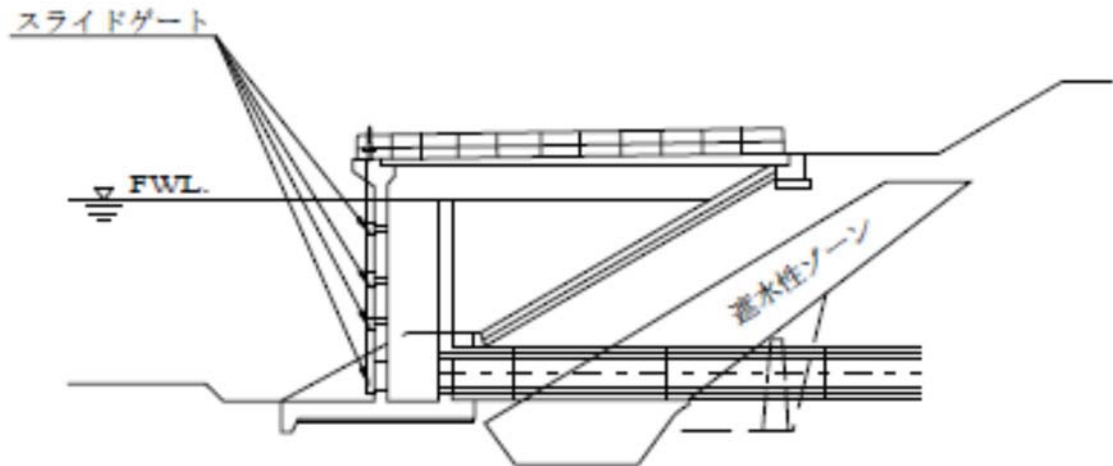


図-1.3(2) 取水施設参考例（竖樋型式）¹⁾

1.4 設計の基本事項

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計においては、以下に示す事項に留意するものとする。

- ① 構造上安全であること。
- ② 重要度区分に基づく耐震性能を有したものであること。
- ③ 施工が容易で、かつ、経済的であること。
- ④ 施工後の維持管理を考慮したものであること。

上記①③④の事項は、施設設計において充足されねばならない一般的要件である。②は、ため池の重要度区分に基づき所要の安全性の確認を必要とする要件である。ため池は、フィルダムと異なり、築造年代が古いものは基礎岩盤上に築堤されておらず、堤体を使用されている材料の粒度分布など材質や締固め度が管理されていない場合が多く、長時間継続する強い地震動に対する堤体土の強度低下が懸念される。

設計に当たっては、ため池改修は災害を未然に防止するための改修又は補強を主目的とするものであることを理解した上で、これらの各要件を念頭に、個々のため池固有の諸条件に配慮し、適切に反映させるものとする¹⁾を加筆修正。

1.5 耐震性能の設定

重要度区分は、下流の土地利用や地形状況等を調査し、被害想定範囲や被害対象を明らかにした上で表-1.5 (1) を基に決定しなければならない。

重要度区分ごとの耐震性能は、レベル 1 及びレベル 2 地震動に対して表-1.5 (2) のとおりの耐震性能を保持することを基本とする。

表-1.5 (1) 重要度区分の定義³⁾を加筆修正

重要度区分	区分の定義
A 種 (レベル 2 地震動を考慮)	家屋、避難所若しくは公道、鉄道、各種ライフラインへの影響が極めて大きい施設。 応急復旧のための作業が極めて困難、著しく長期間を要する場合。
B 種 (レベル 1 地震動を考慮)	家屋、避難所若しくは重要公共施設への影響が大きい施設。 応急復旧のための作業が比較的長時間を要する場合。
C 種 (耐震設計を行わない)	A 種・B 種以外の施設。

表-1.5 (2) 耐震性能³⁾を加筆修正

重要度区分	耐震性能	
	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
A種	健全性を損なわない。	致命的な損傷を防止する。
B種	健全性を損なわない。	耐震性能を設定しない。
C種	耐震性能を設定しない。	耐震性能を設定しない。

表-1.5 (3) 地震動の区分³⁾を加筆修正

地震動の区分	区分の定義
レベル 1	施設の併用期間内に 1～2 度発生する確率の地震動
レベル 2	発生する確率は低いが地震動強さの大きな地震動

表-1.5 (4) 耐震性能の区分³⁾を加筆修正

耐震性能の区分	区分の定義
健全性を損なわない	地震によって施設としての健全性を損なわない性能
致命的な損傷を防止する	地震による損傷が施設として致命的とならない性能

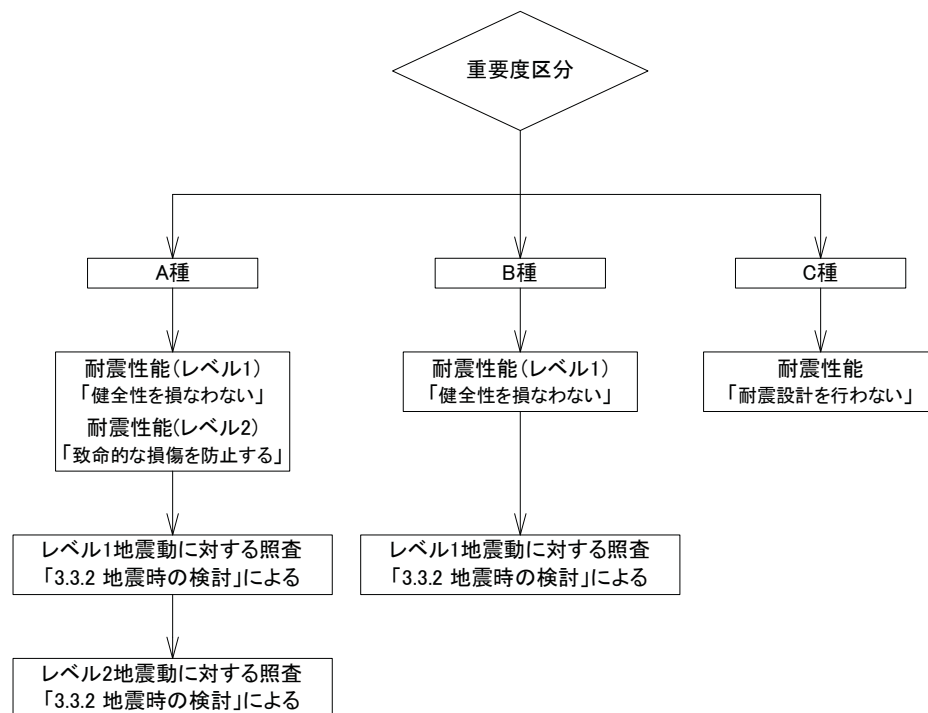


図-1.5 要度区分に基づく耐震性能区分

1.6 設計の手順

ため池改修における鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計は、現況ため池構造、地盤状況及び周辺環境等を十分把握した上で、適切な手順により行うものとする。

堤体及び地盤条件の検討により、底樋の型式として柔構造型式を選定する場合の底樋の設計に当たっては、地盤の残留沈下量分布を推定し、堤体を主とするため池を構成する各施設との関連を十分考慮した上で適正、かつ、効率的な手順に従って行うものとする。

耐震性プレキャスト底樋の設計はため池堤体の断面形状・基礎地盤の性状等を考慮し、常時及び地震時における構造安全性と継手の検討を行う。耐震性プレキャスト底樋の標準的な設計手順を示すと、図-1.6のとおりである。

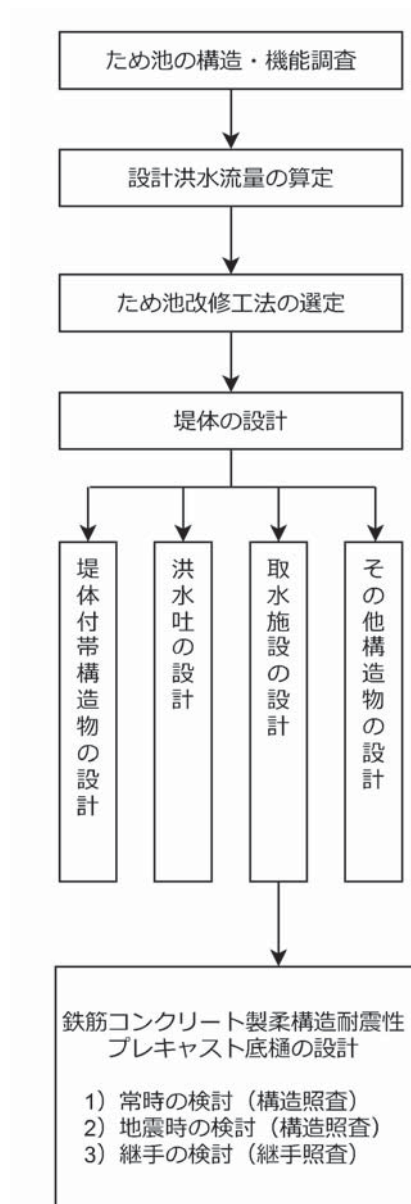


図-1.6 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計手順

2章 調 査

2.1 底樋の設計における一般的調査

底樋を設計するための調査は、取水施設がため池を構成する施設の一部であることを理解したうえで、ため池全体における改修の必要性判定及び設計を行うために必要な資料を得るものであり、工学的な精度と内容を有するものでなければならない。そのうえで、鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計に必要な情報を収集するための補足調査を実施する必要がある。

底樋の改修の必要性判定並びに設計を行うためには、取水施設が堤体、洪水吐等と同様にため池を構成する施設の一つであることを理解したうえで、ため池の安全性が損なわれる原因を明らかにすることが重要であり、最も適切な対策及び改修方法を探るためにも入念な調査を行い、改修又は補強の必要となる施設は、その状態を定量的に把握する必要がある。

なお、これらの調査は現存のため池を対象としたものであることから、各種の既存資料、又は、管理者等からの情報等を適切に収集・把握し、利活用することが望ましい¹⁾を引用加筆。

2.1.1 測 量

ため池、ため池周辺の他に、底樋位置を対象とする地形及び各種条件を把握するために必要な測量を行うものとする。

底樋の測量は、一般的にため池周辺測量及び堤体測量に含まれる。

(1) ため池周辺測量

ため池周辺の地形図は、ため池敷だけでなくその上下流にわたって十分な範囲を含むものでなければならない。また、堤体両岸部では、洪水吐その他の施設を含ませて、できるだけ広く包含させる。

縮尺は、1/250～1/1000、等高線間隔は普通 1m が使用されている¹⁾。

(2) 堤体測量（縦断測量・横断測量）

堤体縦断測量の始点は左岸側とし、測点間隔は地形に左右されるが、10～20 m を標準とする。ただし、地表面の高低、起伏が激しいところや底樋位置では適宜中間点を設ける。

縦断面図は、左側を左岸側とし、縮尺は、鉛直 1/100 ～ 1/200、水平 1/200 ～ 1/1000 とする。

堤体横断測量では、底樋位置を対象とする中間点を設けることが望ましい。堤体法面上下流端の外側については、設計に必要な範囲を十分に包含するものとする。横断面図は左側を上流側とし、縮尺は、1/100 を標準とする¹⁾を加筆修正。

2.1.2 地質調査及び土質試験

ため池及びため池周辺の地盤状況を把握し、その工学的性質を明らかにするために必要な地質調査及び土質試験を行うものとする。なお調査位置は底樋位置に配慮することが望ましい。

- (1) 堤体、堤体基礎地盤及び底樋基礎地盤の調査は、ボーリング調査を原則とする。また、ボーリング調査位置は、できるだけ底樋の計画路線や規模に配慮する¹⁾を引用加筆。

a. 調査の種類と目的

ボーリング孔を利用した調査の種類及び目的は、図-2.1.2(1)に示すとおりである。

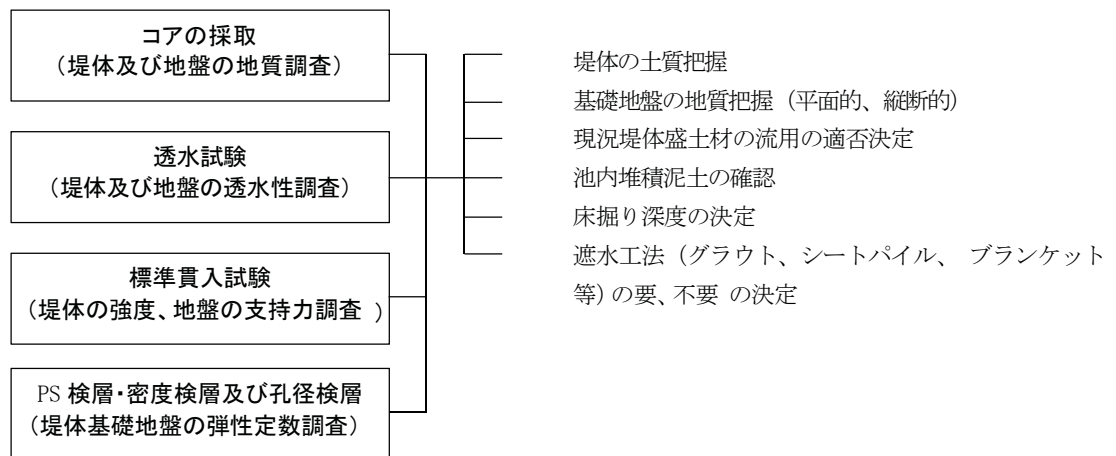


図-2.1.2(1) ボーリング調査の種類と目的¹⁾

b. ボーリング位置及び本数の決定

ボーリング位置及び本数は、堤体最大断面の中央及び上下流 1 カ所ずつの計 3 カ所を標準とし、できるだけ底樋の計画路線や規模に配慮する。ただし、谷池の袖部、皿池等の堤長が 長い場合は現場諸条件を考慮し追加調査を行う。

また、堤体縦断方向に土層の変化が予想される場合や、複数の取水管を設置する場合等では、調査本数を増やすことが望ましい。特に次のような場合は、適切な方法による補足調査を行うことが望ましい¹⁾を引用加筆。

- (1) 軟弱層の層厚が著しく変化していたり、複雑な地層構成であるため、地層の連続性を明確にできない場合。
- (2) 調査結果のばらつき等により、地盤の特性を的確に把握できない場合。
- (3) 液状化の可能性がある等、さらに詳細な検討を必要とする場合。

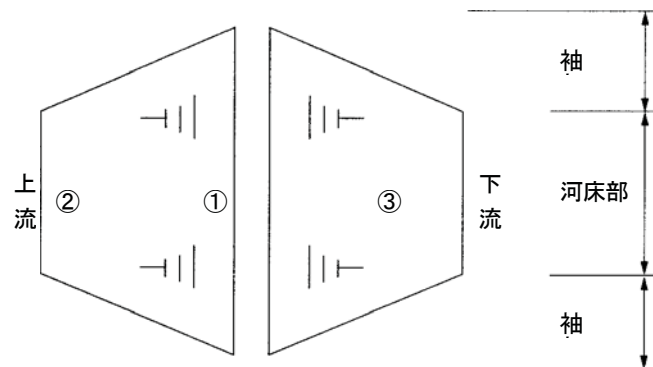


図-2.1. 2(2) ボーリング位置と本数の標準例¹⁾

c. ボーリングの深度

ボーリングの深度は、基礎地盤面からおおむね 5 m 又は堤高相当深さのいずれか浅い方を標準とする（図-2.1 2(3)）。一般的には、この深度までを調査することにより、各設計段階で必要とする地盤の透水性 及び強度を把握するには十分と考えられる。なお、ここでの基礎地盤面は、既存資料、あるいはボーリング作業時に判断されるが、判断が困難な場合は現況底樋底面の高さとしてよい。ただし、柔構造底樋の検討では、地盤の残留沈下量を把握することが基本要件である。従って、沈下の影響を考慮する深さを把握する必要がある。そのため、標準的なボーリングの深度により軟弱地盤等の存在が明らかとなった場合には、引き続き良質な支持層が確認される深さまでボーリングを行うことやサウンディング等の補足調査により軟弱層の深さ、層厚及び広がり等を把握する必要がある¹⁾を引用加筆。

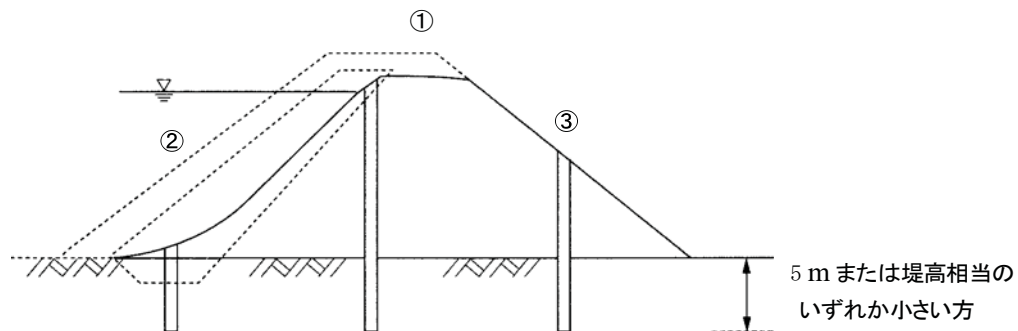


図-2.1. 2(3) 標準的なボーリング深度¹⁾

d. 各種試験等の方法及び頻度

(a) ボーリング孔径

ボーリング孔径は、調査試験目的に応じて決定する必要がある、透水試験及び標準貫入試験を行う場合は 66 mm 以上、不攪乱試料の採取を行う場合は 86 mm 以上を標準とし、採取対象土質に適合するサンプリング方法で実施する。

また、孔壁や堤体を変質・返上させないように、土質に適した掘削方法を選定する¹⁾。

(b) 透水試験

透水試験は、パッカー法により、掘進するごとに連続して行う。ただし、ボーリング孔壁が自立しないような土質（水の多い砂や礫等）の場合は、ケーシング法が良好な結果が得られることがある。

試験長は 2 m を標準とするが、透水性が大きい場合は、試験長を短くして透水箇所を確認する。

また、基礎地盤面付近にあっては試験長をできる限り短くする。

注水圧は、堤体に影響が及ばない範囲とする¹⁾。

(c) 標準貫入試験

標準貫入試験は一般に 1 m ごとに実施するが、土層に変化があれば可能な限り、少なくとも各層に 1 回は実施する¹⁾。

(d) PS 検層、密度検層及び孔径（キャリパー）検層

PS 検層、密度検層及び孔径検層は一般に 1 m ごとに実施するが、土層に変化があれば可能な限り、少なくとも各層に 1 回は実施する¹⁾。

(e) 水位

堤体内水位並びに基礎地盤内水位は既存ため池の耐震診断の際に必要な場合もあるため、ボーリング調査時に安定した孔内水位を記録する¹⁾。

(2) 土質試験

耐震性プレキャスト底樋を検討する現況堤体にて実施する土質試験項目は、表-2.1.2 を参考に、対象土に応じて適切に選定するものとする。なお、三軸圧縮試験では、当該土層を代表する不攪乱供試体を用いることが望ましいが、それが困難な場合は、乱した試料から供試体を作製する。また、地盤の圧密特性は、供試体の圧密試験から推定する。軟弱粘性土地盤の圧密沈下量、圧密時間の推定にはこの試験が必要である。

表-2.1.2 土質試験項目¹⁾

試 験 項 目	試験規格	築堤材料	現況堤体	基礎地盤	備 考
土 粒 子 の 密 度 試 験	JIS A 1202	○	○	△	○：必ず実施する。 △：必要に応じて実施する。
粒 度 試 験	" 1204	○	○	△	
含 水 比 試 験	" 1203	○	○	△	
液性限界・塑性限界試験	" 1205	○	○	△	
現 場 密 度 の 測 定	" 1214他	—	○	—	
突固めによる土の締固め試験	" 1210	○	○	—	
透 水 試 験	" 1218他	○	○(現場)	△	
一 軸 圧 縮 試 験	" 1216	△	△	△	
三 軸 圧 縮 試 験	JGS 0524 他	○	○	△	
圧 密 試 験	JIS A 1217	△	△	△	
単 調 載 荷 試 験	JGS 0523	△	△	△	
液 状 化 試 験	" 0541	△	△	△	
繰 返 し 三 軸 試 験	" 0542	△	△	△	

2.2 沈下量の推定

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の設計では、地質調査及び土質試験等の結果を十分検討して地盤の沈下量を推定する必要がある。なお、推定する沈下量は、即時沈下量、圧密沈下量、地震時の沈下量を考慮する。

耐震性プレキャスト底樋の検討に考慮する地盤の沈下は、底樋直近の基礎地盤を対象とした床付面位置における底樋設置後の残留沈下量分布として、即時沈下量分布と圧密沈下量分布と地震時沈下量分布の和を求める。なお、耐震設計が不要な場合の残留沈下量分布は即時沈下量分布と圧密沈下量分布の和を求める。

地盤の沈下量は、砂質土では即時沈下量と地震時沈下量、粘性土では即時沈下量と圧密沈下量と地震時沈下量を考慮する。即時沈下量 S_i は、プレロード等の事前載荷重の有無にかかわらず、底樋施工以後に行う床付面より上の全荷重を用いて算出する。また、圧密沈下量 S_c は、底樋施工以後に行う盛土荷重のうち、地盤の初期鉛直応力に対して増分となる荷重を用いて算出する。地震時沈下量は S_e は、地盤の非線形性を考慮した地震応答解析で検討する。

(1) 即時沈下量 (S_i) の推定

即時沈下量 S_i は、原則として盛土等の載荷による地盤のせん断変形に伴う沈下として算定する。底樋の設計に考慮する即時沈下量の算定は、即時沈下が卓越する土層までの深さを対象とする。堤体横断方向の即時沈下量分布は、以下に示す参考式を用いて算定することができる。

a. 柔構造樋門設計の手引きに示される方法

柔構造樋門設計の手引きに示される以下の参考式は、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して沈下量の分布を求めるものである。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3a_i \cdot q_i}{E_m \cdot \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\} \cdots (2.2.1)$$

ここに、 S_{ix} ：管軸方向 x の位置の基礎地盤の即時沈下量 (m)

q_i ：盛土荷重 (kN/m²) (図-2.2(1))

E_m ：地盤の換算変形係数 (kN/m²) (図-2.2(1))

$2a_i$ ：載荷幅 (m) (図-2.2(1))

H ：即時沈下の影響を考慮する深さ (m) (図-2.2(1))

n ：等分布荷重数

x ：それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m) (図-2.2(1))

c. 経験的算定方法

経験的な即時沈下量の算定式として、標準貫入試験値と沈下量の関係から導いた Beer の式 (2.2.3) が用いられる。

$$S_i = 0.4 \frac{P_1}{N} - H \log_{10} \frac{P_2}{P_1} \quad \dots \dots \dots (2.2.3)$$

ここに、 S_i : 即時沈下量 (m)

N : 標準貫入試験値

P_1 : 初期有効応力 (N/mm²)

P_2 : 載荷後の有効応力 (= $P_1 + \Delta P$) (N/mm²)

H : 層厚 (m)

(2) 圧密沈下量 (S_c) の推定

粘性土層の圧密沈下量 S_c は、盛土等による地盤内の鉛直応力の増分に対して算定する。

a. 圧密沈下量の計算

圧密沈下量は、層区分された粘性土層ごとに求めた合計とし、式 (2.2.4) ～式 (2.2.6) のいずれかを用いて計算することができる。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \quad \dots \dots \dots (2.2.4)$$

ただし、正規圧密状態にある粘性土の場合は、次式を用いてもよい。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \cdot H \quad \dots \dots \dots (2.2.5)$$

体積圧縮係数を用いる場合は、次式による。

$$S_c = m_v \cdot \Delta P \cdot H \quad \dots \dots \dots (2.2.6)$$

ここに、 S_c : 圧密沈下量 (m)

e_0 : 粘性土の初期間隙比

e_1 : 粘性土の圧密後の間隙比で、圧密試験で得られる $e \sim \log P$ 曲線に粘性土層の中央深度の $P_0 + \Delta P$ を適用して求める。

C_c : 粘性土層の圧縮指数

H : 粘性土層の層厚 (m)

P_0 : 盛土前の有効土かぶり圧 (kN/m²)

ΔP : 盛土荷重による増加応力 (kN/m²)

m_v : 粘性土層の平均体積圧縮係数 (m²/kN)

なお、二次圧密沈下量が卓越する場合は、その沈下量を別途考慮する必要がある。

粘性土層中に生じる間隙比の変化 ($e_0 - e$) が求められ、この ($e_0 - e$) と圧密される粘性土層の厚さ H から最終圧密沈下量 S_c が計算できる。

最も一般的に行われる段階載荷による圧密試験（JIS A 1217）は、直径6cm、高さ2cmの供試体を用いて側方変位を拘束し、上下面の排水を許容した状態で、荷重を初期値から順に2倍ずつ段階的に24時間載荷し、その間の時間と圧密量を測定する方法である。試験結果の整理は、図-2.2(3)のようにまとめられる。通常、用いられる圧密応力Pは次の8段階である。

压密应力 P : 9.8, 19.6, 39.2, 78.5, 157, 314, 628, 1256 kN/m²

(重錘質量: 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6 3.2 6.4, 12.8 kg)

: レバー比が供試体断面積に等しい場合)

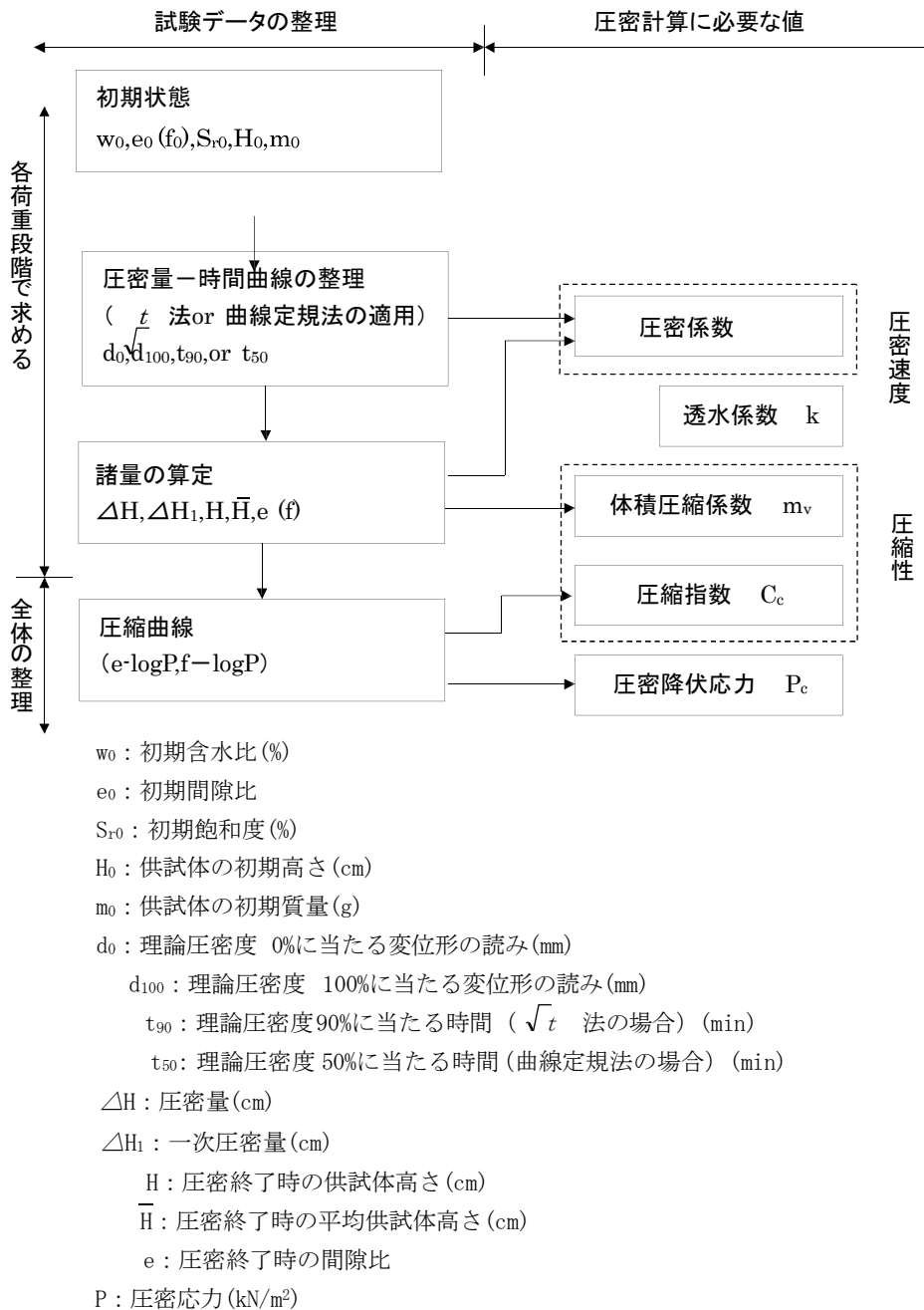


図-2.2(3) 圧密試験結果の整理の概要

(3) 地震時の沈下量 (S_e) の推定

地震時の沈下量 S_e の推定方法は、現状では地盤の非線形性を考慮した地震応答解析で検討されている。解析手法として、次の二種類が考えられる。

a. 等価線形化法と周波数領域での解析を用いた応答計算

地盤の非線形性（ひずみの増大に伴うせん断剛性の低下等）を、等価線形化法により取り扱うものであり、地盤に発生するせん断ひずみが 10^{-3} 程度の非線形領域の解析が可能である。

b. 非線形履歴特性を用いた直接積分型の時刻歴応答計算

非線形性の強弱に関わらず液状化現象のような大変形のひずみレベルまで取り扱うことができ、地震動に伴って時々刻々変化する地盤の応力ひずみ状態を直接反映できる厳密な方法である。

(4) 残留沈下量 (S_t) の推定

残留沈下量 S_t は、図-2.2(4)に示す通り、即時沈下量と圧密沈下量と地震時沈下量の総和とする。耐震性プレキャスト底樋の継手の検討は、耐震性プレキャスト底樋区間の下面の残留沈下量分布から、最大値 S_{tmax} と最小値 S_{tmin} の差となる相対沈下量 S_d を用いる。

$$S_t = S_i + S_c + S_e \cdots \cdots \cdots (2.2.9)$$

ここに、 S_t : 残留沈下量 (m)

S_i : 即時沈下量 (m)

S_c : 圧密沈下量 (m)

S_e : 地震時沈下量 (m)

$$S_d = S_{tmax} - S_{tmin} \cdots \cdots \cdots (2.2.10)$$

ここに、 S_d : 相対沈下量 (m)

S_{tmax} : 耐震性プレキャスト底樋区間下面の残留沈下量の最大値 (m)

S_{tmin} : 耐震性プレキャスト底樋区間下面の残留沈下量の最小値 (m)

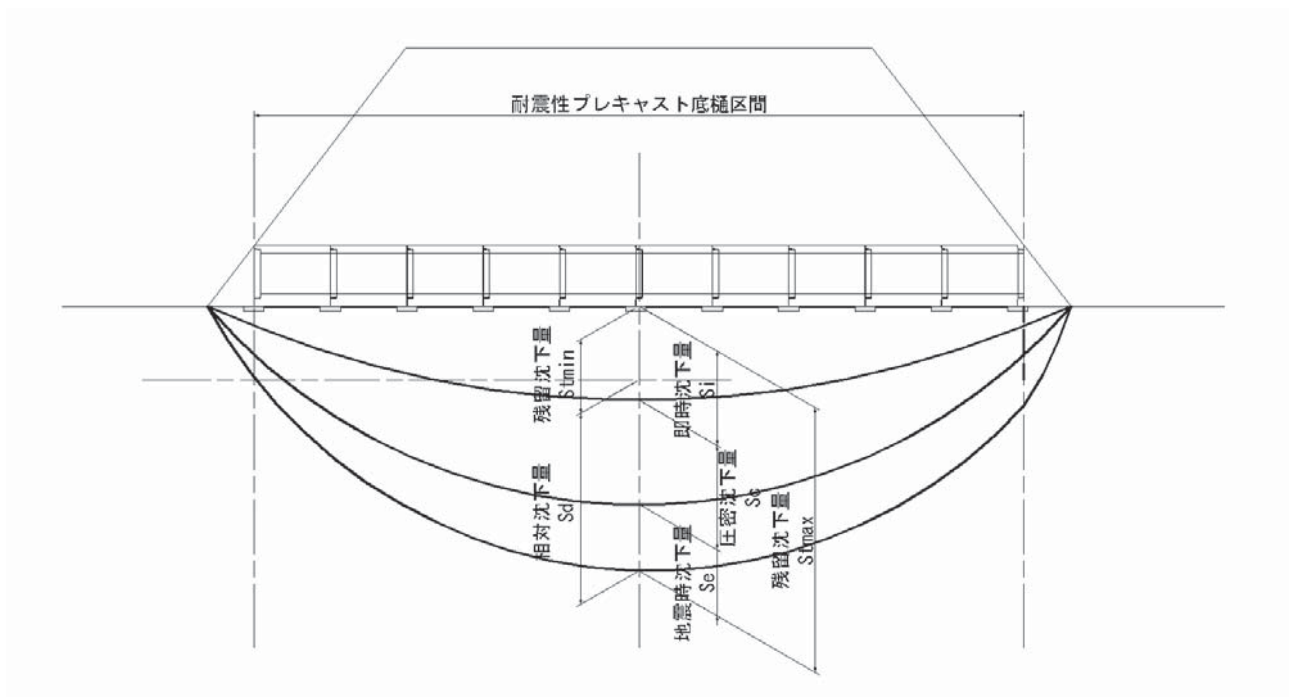


図-2.2(4) 沈下量の概要図

3章 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性 プレキャスト底樋の設計

3.1 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の概要

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋は、レベル2地震動に対応可能であり、かつ堤体の変形や地盤の沈下に追従するように底樋管路を柔構造化し、底樋の周辺に生じる水みちを抑制する機能を有した、堤体や底樋の安全性を向上する工法として新たに開発されたプレキャスト工法である。

底樋はため池堤体内のため池底部付近を貫通して設置される管路構造物であり、設置後の点検・補修が容易に実施できないため、高い安全性を確保する設計・施工が求められる。

過去に豪雨や地震等で決壊したため池の調査報告によると、底樋まわりのパイピングが主な原因と考えられる事例が少なくない。

底樋部分の安全性を向上する方法としては、堤体の変形や地盤の沈下に追従するように底樋管路を柔構造化することがあげられる。すなわち、継手部に可とう性を有する底樋とすることで、堤体の変形や地盤の沈下に追従可能な構造としている。また、耐震性プレキャスト底樋の基礎構造は、一般的な基礎コンクリートでは沈下変形により、基礎コンクリートが損傷し、水みちの要因となりうることからプレキャストコンクリート製の基礎板を標準としている。プレキャストコンクリート製基礎板は、耐震性プレキャスト底樋の継手のせん断ずれを防止するとともに、施工精度の確保を目的に継手直下だけにのみ配置する。継手直下以外の底樋下面部分は、施工誤差や地盤沈下などに耐震性プレキャスト底樋が追従した場合に発生が懸念される耐震性プレキャスト底樋と基礎の間の水みちを抑止するために、ベントナイトを敷き均す構造とする。さらに取水部や止水壁付近などは構造形式の違いから地盤の沈下の性状が異なる。その為、構造形式が異なる拘束部付近には、変位性能の高い耐震性可とうゴムを有する拘束部用製品を設置することで、変位差により生じる応力集中に対しても対応可能な構造とする。

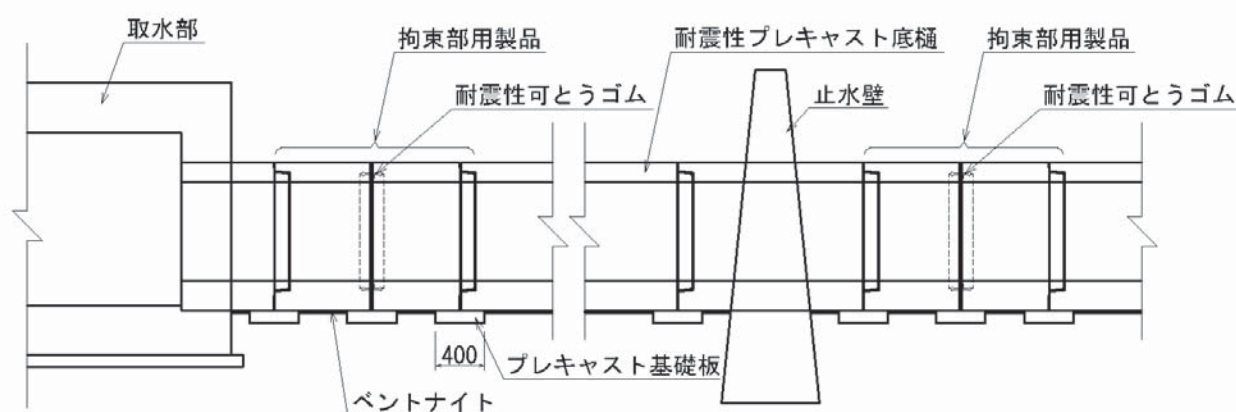


図-3.1 耐震性プレキャスト底樋 縦断概要図

3.1.1 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の特徴

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋には次のような特徴がある。

- 1) レベル1 及びレベル2 の地震動に対して耐震性能を有している。
- 2) ため池堤体の沈下に対して追従可能な継手構造を有している。
- 3) 周辺の埋戻しが容易である。
- 4) 工期短縮が可能である。
- 5) 熟練工が不要な工法である。

1) レベル1 及びレベル2 の地震動に対して耐震性能を有している。

耐震性プレキャスト底樋は、想定する地震動に対し、応答変位法により構造照査を実施し、その安全性を確認する。また、耐震性プレキャスト底樋は工場で製作された製品を使用するため、高い品質と耐久性を有しており、地震動に対して有効な工法となる。

2) ため池堤体の沈下に対して追従可能な継手構造を有している。

高い止水性能を有する耐震性ゴムリングを差口継手部にコンクリート打設時に埋め込み製作を行い、受口継手部と嵌合することで、ため池堤体の沈下に対しても追従可能な継手構造としている。また、一般的な基礎コンクリートでは耐震性プレキャスト底樋がため池堤体の沈下変形に追従可能でも基礎コンクリートに損傷が発生し、水みちとなる懸念がある。そのため、耐震性プレキャスト底樋の基礎構造は、プレキャスト基礎板を継手直下に配置し、継手部のせん断ずれを抑制する。それ以外の基礎部分は水みちの要因となる耐震性プレキャスト底樋と基礎との間の空洞部分を抑制するために、ベントナイトを敷き均す仕様としている。

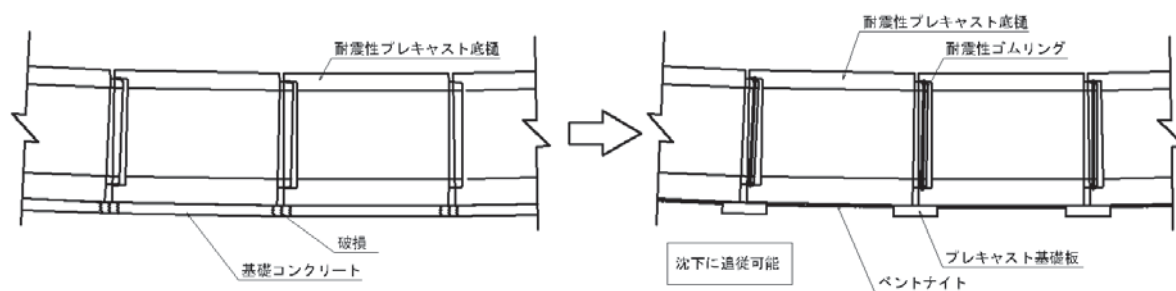


図-3.1.1(1) 柔構造対応

3) 周辺の埋戻しが容易である。

一般的な円形形状底樋管の埋戻しは、底樋周りが水みちとならないよう慎重な埋戻しが必要となる。一方、耐震性プレキャスト底樋は馬蹄形状となっており、従来の現場打ちコンクリートと同様に容易な埋め戻しが可能である。



図-3.1.1(2) 耐震性プレキャスト底樋 断面図

4) 工期短縮が可能である

従来実施されている現場打ちコンクリートで構築する構造は、鉄筋の組立やコンクリートの打設・養生などにより、長期の施工日数を要している。一方、耐震性プレキャスト底樋では、工場で製作されたプレキャストコンクリート製品を使用することで現場作業はプレキャスト基礎板の設置及び耐震性プレキャスト底樋の設置・引き寄せ作業のみとなり、大幅な工期短縮が可能となる。

5) 熟練工が不要な工法である。

現場打ちコンクリート構造はヒューム管を現場打ちコンクリートで巻き立てる構造であり、鉄筋の組立や型枠の組立など熟練工が必要となる。一方、耐震性プレキャスト底樋では、工場で製作されたブロックを使用することで、耐震性プレキャスト底樋の設置・引き寄せのみで施工が可能である。そのため、熟練工が不要となり、今後懸念される労働者不足に対しても有益となる工法である。

3.1.2 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の適用

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋は次のような条件を標準とする。

- 1) 土被りは0.5m～15.0mとする。
- 2) 鉛直土圧係数は1.0とする。
- 3) 水平土圧係数は0.3とする。
- 4) 地下水位は考慮しない。
- 5) レベル1、レベル2地震動に対応可能である。

1) 土被りの範囲

土地改良事業設計指針「ため池整備」を基に、堤体高さは5～15mを想定しており、最大土被りを15mで設定している。但し、堤体の埋戻し作業時の荷重を想定し、最低土被りを0.5mで設定している。

2) 鉛直土圧係数

ため池を構築する際に地盤改良を行う場合、耐震性プレキャスト底樋直下のみ地盤改良を行うことは稀であることから鉛直土圧係数は1.0を標準としている。耐震性プレキャスト底樋直下のみ地盤改良を行う場合は適正に鉛直土圧係数を設定し、部材の安全性を確認する必要がある。

3) 水平土圧係数

耐震性プレキャスト底樋は馬蹄形状であることから、アーチカルバートの設計を参考とし、0.3 を標準とした。

4) 地下水位

ため池の水は遮水性ゾーンで遮断され、耐震性プレキャスト底樋には影響しないことから、地下水位は考慮しないことを標準とする。ただし、現場の条件により地下水位を考慮する必要がある場合は適宜検討を行う。

5) 地震動

耐震性プレキャスト底樋は、レベル1 地震動に対して健全性を損なわない。レベル2 地震動に対して致命的な損傷を防止する性能を有していることを計画条件に基づき、3.3.2 により構造及び継手の照査を実施する。

3.2 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋

3.2.1 製品規格

- 1) 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の製品規格（製品内径）は $\phi 600$ 、 $\phi 800$ 、 $\phi 1000$ とする。
- 2) 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の部材種類は、標準製品、拘束部用製品、異形製品の3種類とする。
- 3) 鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の製品の継手は差口部に耐震性ゴムリングを埋め込んだ印籠構造を標準とする。
また、拘束部用の製品は、標準製品の中央に耐震性可とうゴムを埋め込む。
- 4) 使用する材料及び構造細目は、要求される強度、施工性、耐久性等の性能を満足するものとする。

1) 製品規格

耐震性プレキャスト底樋・プレキャスト基礎板の製品規格及び形状寸法は以下のとおりとする。耐震性プレキャスト底樋の製品規格は各流量流下能力や現況の管径等を勘案し決定するものとするが、維持管理を考慮して $\phi 800\text{mm}$ 以上とすることが望ましい。

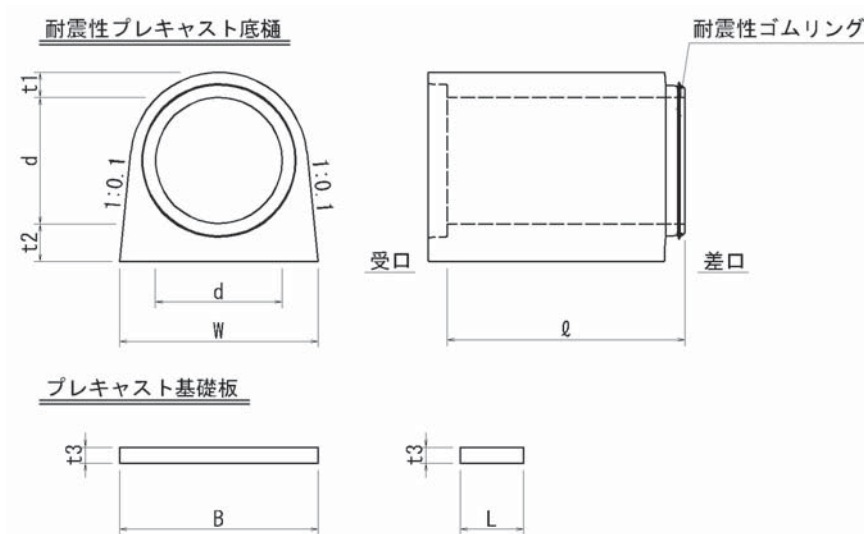


図-3.2.1(1) 形状寸法図

表-3.2.1(1) 形状寸法表

製品規格	耐震性プレキャスト底樋						プレキャスト基礎板			
	d (mm)	W (mm)	ℓ (mm)	t 1 (mm)	t 2 (mm)	製品重量 (kg)	B (mm)	t 3 (mm)	L (mm)	製品重量 (kg)
Φ 600	600	1004	1500	150	200	1920	1004	100	400	100
Φ 800	800	1254		160	240	2815	1254			125
Φ 1000	1000	1563		200	280	4285	1563			156

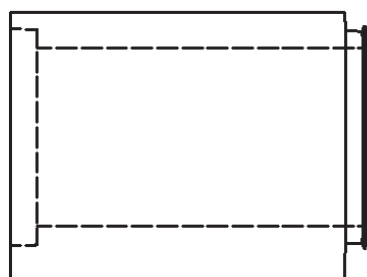
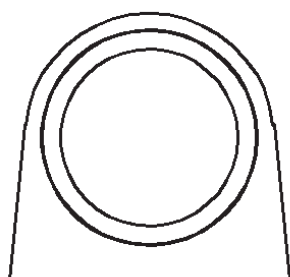
2) 部材種類

耐震性プレキャスト底樋の部材種類は、以下の3種類とする。

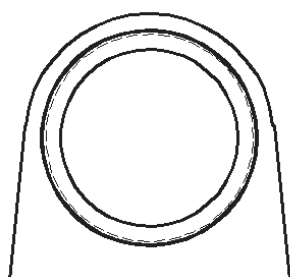
標準製品・・・受口及び差口からなる継手構造とし、差口部に耐震性ゴムリングを装着した製品。

拘束部用製品・・・標準製品の長手方向中央部に耐震性可とうゴムを有する製品。

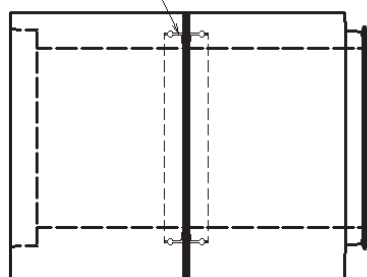
異形製品・・・管路の延長の関係から標準製品の有効長Lを調整した製品で、受口及び差口を有する製品または受口・差口どちらか一方をフラット構造とした製品。

標準製品

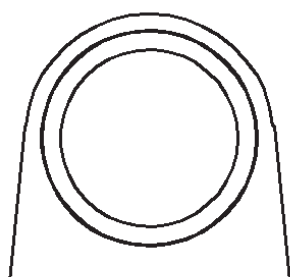
耐震性ゴムリング

拘束部用製品

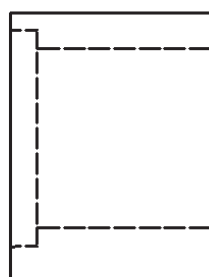
耐震性可とうゴム



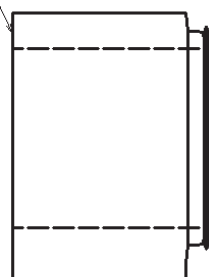
耐震性ゴムリング

異形製品

目地フラット



耐震性ゴムリング



目地フラット

図-3.2.1(2) 部材種類

3) 継手

①継手形状

耐震性プレキャスト底樋の標準とする継手は受口・差口構造とし、差口部には製品製作時に埋め込まれた耐震性ゴムリングを装着している。また、取水部や止水壁部の直近に接続する耐震性プレキャスト底樋は地盤変形による応力が集中することから拘束部用の継手として製品の長手方向中央部に耐震性可とうゴムを埋設した継手構造としている。

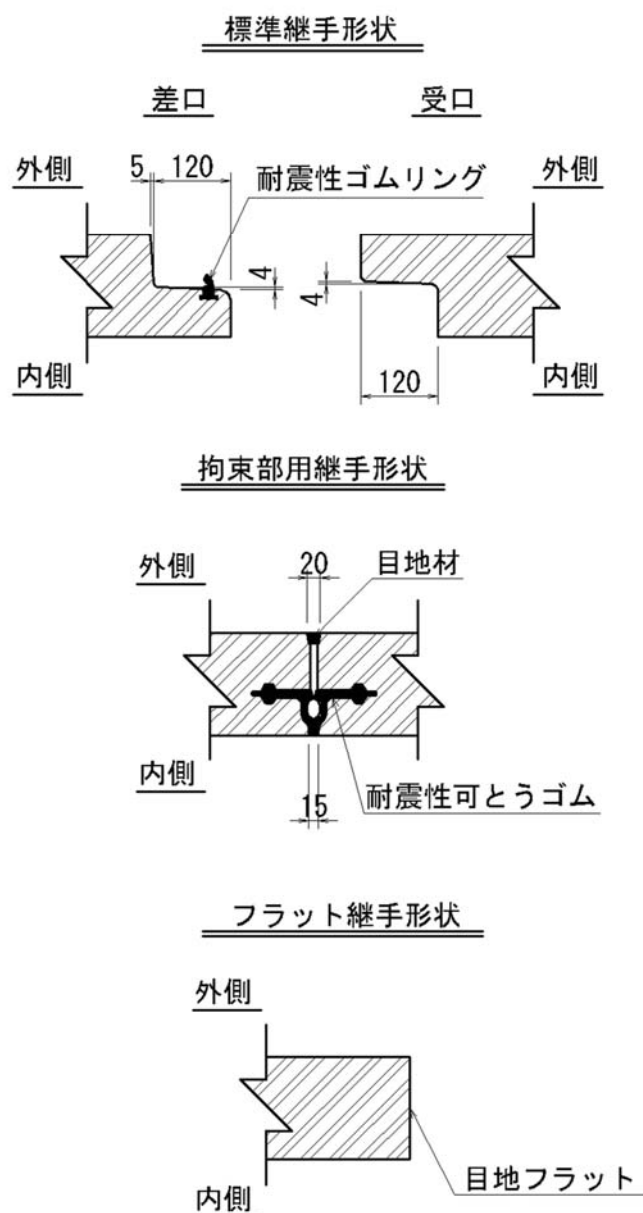


図-3.2.1(3) 継手形状図

②継手性能

製品間の継手性能は表-3.2.1(2)のとおりとする。

表-3.2.1(2) 継手性能

継手	標準継手	拘束部用継手
標準目地幅	目地間隔 5mm	目地間隔 15mm
止水性能	0.15MPa	0.15MPa
水平拔出量	30mm (目地間隔 35mm)	50mm (目地間隔 65mm)
屈曲変位量	屈曲目地間隔 5mm/35mm 屈曲角 $1.16^{\circ} \sim 1.80^{\circ}$	屈曲目地間隔 15mm/65mm 屈曲角 $1.93^{\circ} \sim 3.01^{\circ}$

※屈曲角は $\tan^{-1}$ (屈曲目地間隔の差/製品全高) で算出する。

③製品種類と継手の関係

耐震性プレキャスト底樋の部材種類と継手の関係は表-3.2.1(3)のとおりとする。

表-3.2.1(3) 製品種類と継手の関係

部材種類	継手の種類			製品長 (mm)
	標準継手	拘束部用継手	フラット継手	
標準製品	○	—	—	1500
拘束部製品	○	○	—	1500
異形製品	△	—	△	600～1300(1200)

※ ○：対応する継手

△：条件により対応する場合の継手

—：対応しない継手

()内の数値は凸目地側がフラット継手となる場合とする

4) 使用する材料及び構造細目

(1) コンクリート強度

耐震性プレキャスト底樋に使用するコンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 を標準とする。

(2) 鉄筋

①材質

鉄筋は「JIS G 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)」に規定する SD295A もしくは SD345 を用いる。
標準は SD295A とする。

②鉄筋かぶり

鉄筋のかぶりの最小値は、式(3.2.1)に従い2.5cmとする。但し、2.5cm以上の鉄筋径を使用する場合は鉄筋径以上とする。

$$C_{\min} = \alpha \times k \times C_0 = 0.8 \times 0.8 \times 4.0 = 2.5 \text{ cm} \cdots \cdots (3.2.1)$$

ここに

$C_{\min}$: 鉄筋の最小かぶり

α : コンクリート強度による係数 ($\sigma_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ の場合 : $\alpha = 0.8$)

k : 工場製品に対するかぶりの低減率 ($k = 0.8$)

C_0 : 基本かぶり (腐食性環境にあるスラブのかぶり : $C_0 = 4.0 \text{ cm}$)

「2002年制定 コンクリート標準示方書」

③鉄筋の継手及び定着

a. 基本定着長

鉄筋の基本定着長は式(3.2.2)にて算出することとする。

$$l_d = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \Phi \cdots \cdots (3.2.2)$$

ここに

l_d : 引張鉄筋の基本定着長

Φ : 主鉄筋の直径

σ_{sa} : 鉄筋の基本定着長を算出する場合の許容引張応力度

(表-3.2.1(4)を参照)

τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度

(表-3.2.1(5)を参照)

コンクリートの設計基準強度 40 N/mm^2 、主鉄筋 D13 (SD295A) を使用した場合、式(3.2.3)となる。

$$l_d = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \Phi = \frac{176}{4 \times 2.0} = 22 \cdot \Phi \approx 25 \cdot \Phi = 25 \cdot 13 = 325 \text{ mm} \cdots \cdots (3.2.3)$$

表-3.2.1(4) 鉄筋コンクリートの許容付着応力度²⁾を引用加筆

(単位 : N/mm^2)

鉄筋の種類 \ 28日設計基準強度	18	21	24	30	40以上
異形棒鋼	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0

表-3.2.1(5) 定着長を算出する場合の鉄筋の許容引張応力度²⁾を引用加筆

(単位 : N/mm^2)

応力度 \ 鉄筋の種類	SD295A, B	SD345
鉄筋の許容引張応力度	176	196

b. 鉄筋の継手

鉄筋の重ね継手の重ね合わせ長さは基本定着長 $1d$ 以上とする。

④鉄筋のあき

鉄筋のあきは部材の種類、寸法、骨材の最大寸法、鉄筋の大きさ等によって異なるが、鉄筋の組立、コンクリートの打設、鉄筋とコンクリートとの付着強度等を考えて定めなければならない²⁾を引用加筆。

a. 鉄筋の水平のあきは 20mm 以上で、粗骨材の最大寸法の $5/4$ 倍以上、鉄筋直径以上とする。異形鉄筋を束ねて配置する場合の鉄筋のあきは、束ねた鉄筋の断面積の和に等しい断面積の 1 本の鉄筋とする。

b. 主鉄筋の中心間隔は、版の厚さ 2 倍以下で 300mm 以下とする。

(3) 寸法の許容誤差

耐震性プレキャスト底樋の寸法の許容誤差は表-3.2.1(6)のとおりとする。

表-3.2.1(6) 寸法の許容誤差

製品規格	内幅及び内高さの許容誤差 (mm)	厚さの許容誤差 (mm)	有効長の許容誤差 (mm)
Φ 600	±4	-3～+5	±6
Φ 800			
Φ 1000	±5		

※JIS A 5372 : 2016「プレキャスト鉄筋コンクリート製品 解説」

3.2.2 設計の基本的な考え方

コンクリート構造物の部材設計の照査手法のうち安全性に対する照査方法には、主に許容応力度法及び限界状態設計法がある。耐震性プレキャスト底樋の安全性は、要求性能の水準に応じた照査手法を用いる。

1) 構造性能照査手法

構造性能照査手法は要求性能の水準を考慮し、表-3.2.2(1)に示す照査手法を採用することを基本とする。

表-3.2.2(1) 構造性能照査手法

検討ケース	要求性能の水準	構造性能照査手法
常時	健全性を損なわない	許容応力度法
レベル1地震動	健全性を損なわない	許容応力度法
レベル2地震動	致命的な損傷を防止する	限界状態設計法

2) 設計手順

耐震性プレキャスト底樋の構造設計の設計手順は図-3.2.2(1)、図-3.2.2(2)のとおりとする。

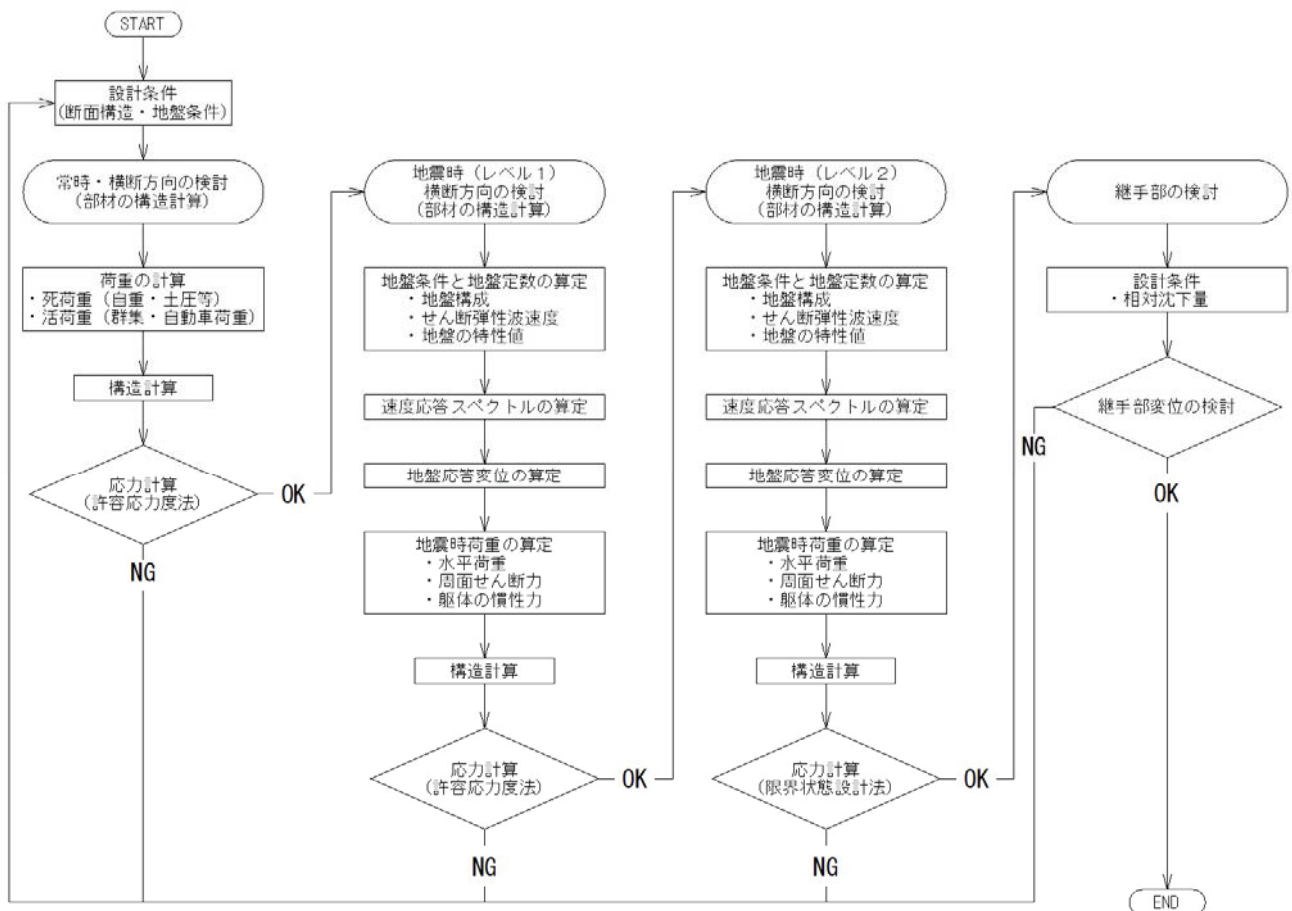


図-3.2.2(1) 設計手順（耐震を考慮する場合）

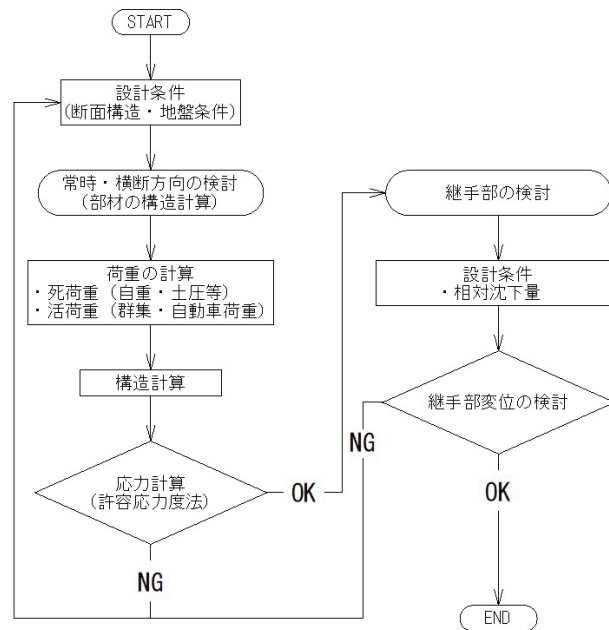


図-3. 2. 2(2) 設計手順 (耐震を考慮しない場合)

3) 荷重

設計に当たって考慮すべき荷重は、構造物の重要度、型式、設置場所、地形・水位条件、施工方法等に 応じて下記のうちから選択する。

〔自重、上載荷重、水圧、浮力又は揚圧力、土圧、地震荷重、積雪荷重、施工荷重、その他〕

荷重の算出は土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」（平成 26 年 3 月）に準拠するが、土の単位体積重量は現地調査によるデータもしくは堤体部の設計値や過去の設計図書を参考に適切に定める。荷重の組合せは表-3.2.2(2)を基本とする。

表-3.2.2(2) 荷重項目

荷重			判定
主荷重	死荷重	底樋構成部材の重量	○
		底樋内の水の重量	△
	活荷重	底樋上の活荷重	○
		衝撃	○
	土圧	鉛直土圧	○
		水平土圧	○
		活荷重による土圧	○
	水圧		△
	浮力		△
	コンクリートの乾燥収縮の影響		△
従荷重	温度変化の影響		△
	地震の影響		○
主荷重に相当する特殊荷重	地盤変位の影響		△

注) ○：必ず考慮する荷重

△：その荷重による影響が特にある場合を除いて、一般には考慮する必要のない荷重

4) 許容応力度

耐震性プレキャスト底樋の部材計算を行う場合の許容応力度は、表-3.2.2(3)のとおりとする。

表-3.2.2(3) 許容応力度 ²⁾ を引用加筆

		許容応力度 (N/mm ²)		備考
		常時	地震時	
鉄筋 (SD295)	一般部材	176	264	
	水に接する部材	157	264	
鉄筋 (SD345)	一般部材	196	294	
	水に接する部材	176	294	
コンクリート ($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	曲げ圧縮応力度	14	21	
	せん断応力度	0.27	0.40	
	付着応力度	2.0	3.0	異形鉄筋の場合

3.3 耐震性プレキャスト底樋の設計

3.3.1 常時の検討

鉄筋コンクリート製柔構造耐震性プレキャスト底樋の常時の検討は、想定される設置条件の荷重で構造計算を行う。

1) 構造部材と照査項目

常時に対する照査

構造計算はラーメンの構造解析で行い、部材照査は許容応力度法で行う。

2) 常時の設計

常時での死荷重、活荷重、土圧、地盤反力等により、設計上最も不利となる荷重状態を考慮して設計するものとする。

a. 自重

自重の計算に用いる鉄筋コンクリートの単位体積重量は 24.5 kN/m^3 とし計算する。

b. 活荷重

自動車荷重の大きさは表-3.3.1(1)のとおりとする。

表-3.3.1(1) 自動車荷重の大きさ ²⁾を加筆修正

荷重	総重量 W (kN)	前輪荷重 $0.1 \cdot W$ (kN)	後輪荷重 $0.4 \cdot W$ (kN)
T-25	245	22.5	100
T-14	137	13.5	55
T-10	98	10	39

自動車荷重の活荷重は衝撃を生じるものとする。衝撃荷重を考慮する場合の衝撃係数は表-3.3.1(3)を標準とする。T-25 の場合、土被りが 4.0m 以上及び T-14 以下の場合、土かぶりが 3.5m 以上の活荷重は、表-3.3.1(2)の活荷重の値を頂版上面に一律に載荷させる。

表-3.3.1(2) 衝撃係数の標準値と活荷重 ²⁾

荷重条件	土かぶり (m)	衝撃係数 i	土かぶり (m)	活荷重 (kN/m^2)	衝撃係数 i
T-25	4.0 未満	0.3	4.0 以上	10	0
T-14	3.5 未満	0.3	3.5 以上	7	0
T-10	3.5 未満	0.3	3.5 以上	5	0

表-3.3.1(3) 断面力の低減係数²⁾

活荷重条件	低減係数 β	
T-25	1.0	0.9 (左記以外)
	土かぶり $H < 1\text{m}$ かつ 内空幅 $B \geq 4\text{m}$	
T-14	1.0	

頂版に作用する自動車荷重は、後輪と前輪が設置幅 0.2m で支間方向にのみ 45° 分散する分散荷重とみなして計算を行う。また、自動車荷重は暗渠の縦断方向（道路横断方向）に制限なく載荷させる。

・縦断方向の自動車荷重（単位 m 当り）

$$P_w = \frac{2 \times \text{輪荷重}}{\text{車両占有幅}} \times (1 + i) \dots \dots \dots (3.3.1)$$

P_w : 車両占有幅当たりの輪荷重 (kN/m)

i : 衝撃係数は、表-3.3.1 (2) による。

輪荷重は、表-3.3.1 (1) による。

・頂版に作用する荷重強度

$$q_1 = \frac{P_w \times \beta}{2h + 0.2} \dots \dots \dots (3.3.2)$$

q_1 : 輪荷重による荷重強度 (kN/m²)

P_w : 車両占有幅当たりの輪荷重 (kN/m)

β : 断面力の低減係数

h : 土かぶり (m)

c. 鉛直土圧

上載土の重量による鉛直土圧、耐震性プレキャスト底樋の頂版上面に作用する鉛直土圧係数 $\alpha = 1.0$ を標準とする。

$$W_v = \alpha \times \gamma_s \times H \dots \dots \dots (3.3.3)$$

W_v : 鉛直土圧 (kN/m²)

α : 鉛直土圧係数

γ_s : 埋戻土又は盛土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 埋戻し面又は盛土面から頂版までの深さ (m)

d. 水平土圧

側方の土による水平土圧。水平土圧係数 $K_a=0.3$ を標準とする。

$$P_h = K_a \times (\gamma_s \times h + Q) \dots \dots \dots (3.3.4)$$

P_h : 水平土圧 (kN/m²)

K_a : 水平土圧係数

γ_s : 埋戻土又は盛土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 埋戻し面又は盛土面からの深さ (m)

Q : 活荷重による載荷荷重 表-3.3.1 (2) による。 (kN/m²)

e. 地盤反力

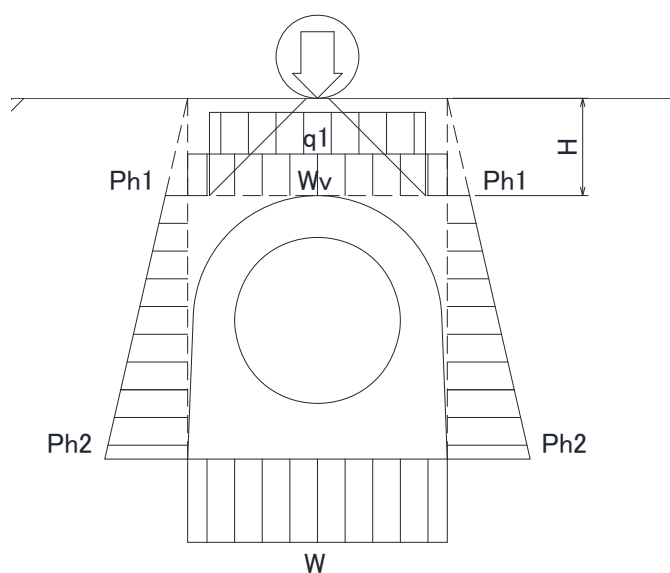
反力は直線反力として計算する。部材計算上の底版反力計算では、底版自重および内水重は地盤反力と相殺されるので、地盤反力から差引いた値とする。

3) 構造解析

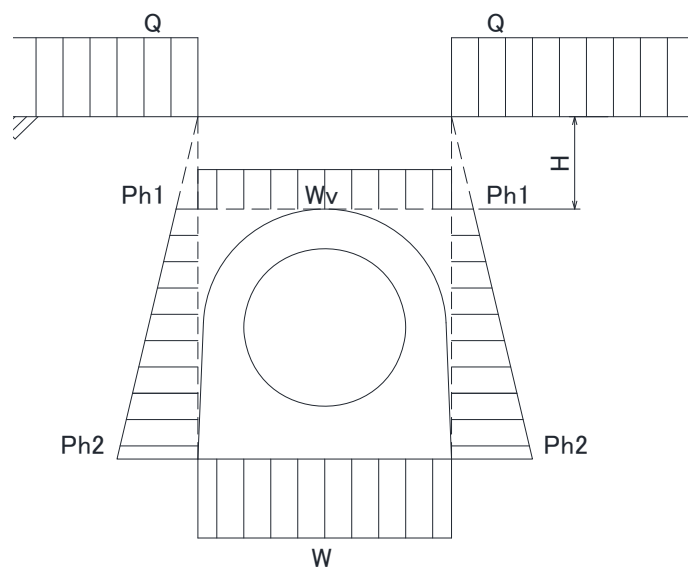
許容応力度法により部材断面を決定する場合には、その部材に生じる軸方向力、せん断力、曲げモーメントは弾性理論によって求めるものとした。荷重の組合せの例を示す。

土かぶり 4.0m (3.5m) 未満

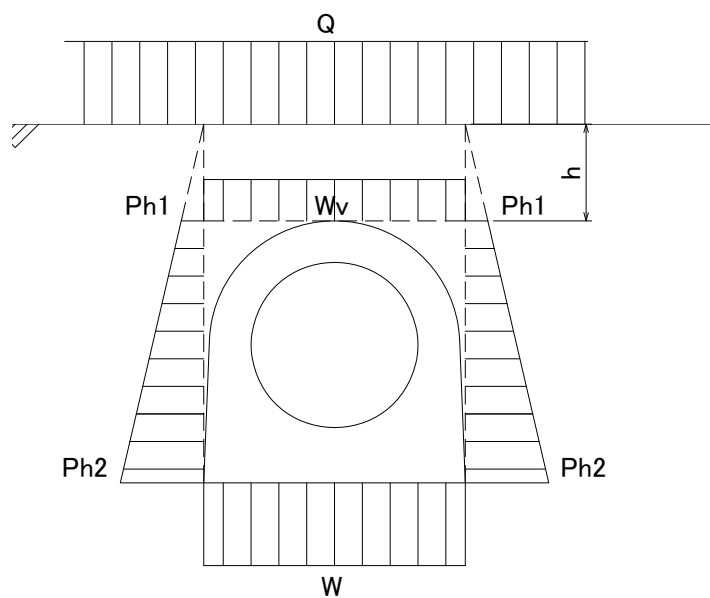
頂版・底版の断面力が最大となる場合



側壁の断面力が最大となる場合



土かぶりが 4.0m (3.5m) 以上の場合



q_1 : 輪荷重による荷重強度 (kN/m²)

Q : 活荷重による載荷荷重 (kN/m²)

W_v : 鉛直土圧 (kN/m²)

$Ph_1 \cdot Ph_2$: 水平土圧 (kN/m²)

W : 地盤反力度 (kN/m²)

3.3.2 地震時の検討

1) 応答変位法

① 一般事項

地中構造物のように地盤の動きに構造物の動きが依存する場合、地盤各部の相対変位に応じて構造物に外力が生じることになる。この相対変位が地盤バネを介して、構造物に静的に作用させる方法が応答変位法である。

中間的地中構造物（耐震性プレキャスト底樋）は縦断方向と横断方向について検討する。耐震性プレキャスト底樋は、断面の外周の長さと比較して構造物軸方向の長さが長く、且つ、見かけの単位体積重量も周辺地盤と比較して相対的に軽いために、地震時に自身の慣性力よりも、周辺地盤の動きに支配されるものと考えられる。

応答変位法は、図-3.3.2(1)に示すように、構造物を地盤と構造物の相互作用を表す軸方向バネとせん断バネで支持し、地盤変位による構造物に作用する土圧、構造物周辺のせん断力、さらに躯体慣性力を作用させることにより構造物に発生する変位、断面力を求める手法である³⁾を加筆修正。

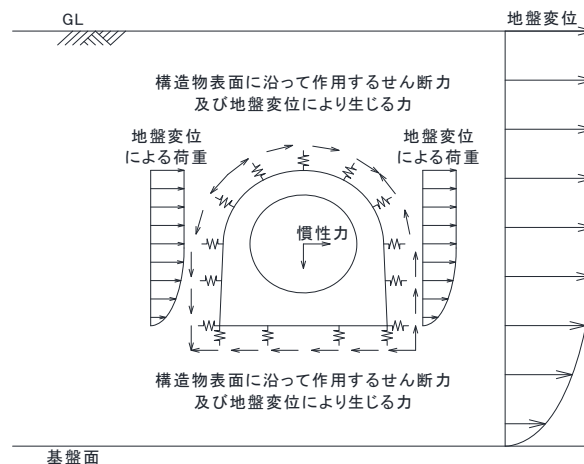


図-3.3.2(1) 応答変位法による地中構造物の解析モデルの概念³⁾を加筆修正

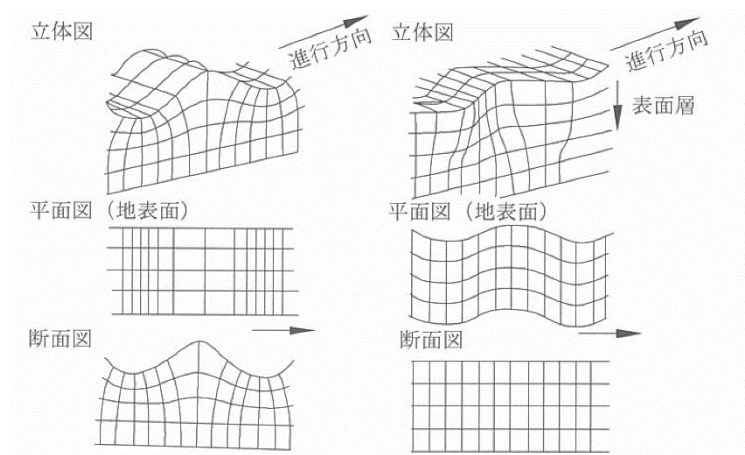


図-3.3.2(2) 地震時の表層地盤の波形³⁾

② 応答変位法における設計地震動

応答変位法に用いる設計地震動は固有周期、地震動レベルに応じた速度応答スペクトル及び設計水平震度を用いるものとして計算する³⁾。

③ 応答変位法における地盤の水平振幅

応答変位法における構造物に作用する断面力、応力、ひずみなどは地震時における地盤の水平変位幅から算定する³⁾。

a) 地盤変位

実際の地震によって生ずる地盤の変位分布は極めて複雑と考えられるが、ほとんどの設計基準では、実務設計のために簡略化し、**図-3.3.2(3)**に示すように、水平面内では正弦波形、表層地盤鉛直面内では、1/4 正弦波形としている³⁾ を加筆修正。

b) 設計用入力地震動

地中構造物の設計に用いる入力地震動は、直接構造物に作用する地震動としてではなく、周辺地盤及び、地盤-構造物計の振動を評価するために設計基盤位置で設定される。

耐震解析法のうち静的解析法では構造物側方の構造物の影響を含まない地盤における水平方向の地盤変位分布、特に構造物位置における水平方向の地盤変位分布が必要となる。それらは、地盤のせん断波速度構造を単純なモデルに置き換え、その1次モードに対する式により求められる³⁾ を加筆修正。

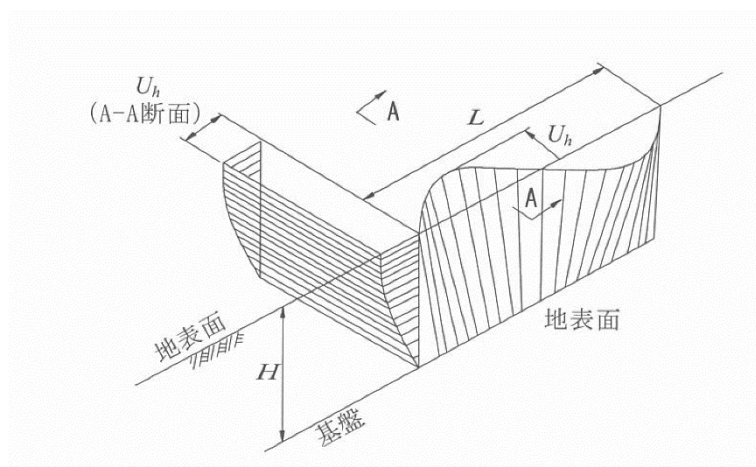


図-3.3.2(3) 耐震設計における入力地盤変位³⁾

L : 地盤振動の波長 (m)

U_h : 地表面から深さ z (m) における地盤の水平変位振幅 (m)

H : 表層地盤の厚さ (m)

④ 応答変位法による地震力の算定

耐震性プレキャスト底樋は、地震時の地盤と構造物の相対変位に基づいた地震力（相対変位×地盤バネ定数）、地震時周面せん断力等を適切に算定し構造物の断面耐力および応力を評価する³⁾を加筆修正。

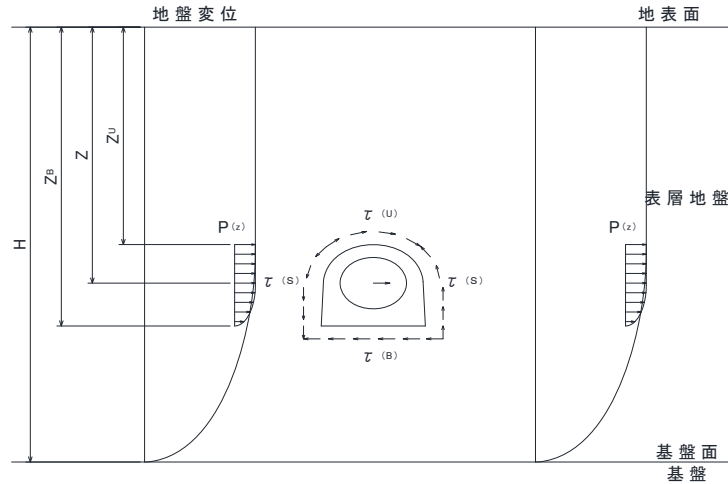


図-3.3.2(4) 地震時荷重図³⁾を加筆修正

- Z : 地表面から深さ z (m)
 $P(z)$: 地表面から深さ z (m) における水平方向荷重 (kN/m^2)
 Z_U : 地表面から躯体天端上までの距離 (m)
 Z_B : 地表面から躯体底版底までの距離 (m)
 τ_U : 頂版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m^2)
 τ_B : 底版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m^2)
 τ_S : 側壁に作用する地震時周面せん断力 (kN/m^2)

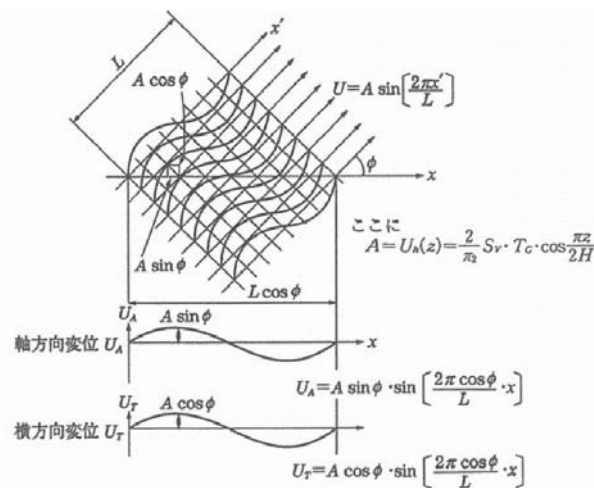


図-3.3.2(5) 暗渠の縦断方法の応答変位法に適應する

表層地盤の地震時地盤運動の変位分布³⁾

- A : 耐震性プレキャスト底樋の断面積 (m^2)
 U_h : 耐震性プレキャスト底樋の重心位置の深さにおける地震振動の水平変位振幅 (m)
 U_v : 耐震性プレキャスト底樋の重心位置の深さにおける地震振動の鉛直変位振幅 (m)
 L : 地盤振動の波長 (m)

標準部 屈曲角 (θ_s)

$$\theta_s = \frac{4 \cdot \ell}{L_p} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot S_d}{L_p} \right) \cdots \cdots \cdots (3.3.3)$$

ここに、

θ_s : 沈下による標準部継手の屈曲角 (rad)

S_d : 2.2 で推定する相対沈下量 (m)

L_p : スパン長 (m)

ℓ : 耐震性プレキャスト底樋の有効長 (m)

b. 拘束部 最大離間長

$$\delta_{f \max} = 2 \cdot H \cdot \sin \frac{\theta_f}{2} \cdots \cdots \cdots (3.3.4)$$

ここに、

$\delta_{f \max}$: 沈下による拘束部継手の最大拔出し量 (m)

θ_f : 沈下による拘束部継手の屈曲角で、式 (3.3.5) により求める値とする。

H : 耐震性プレキャスト底樋の製品全高 (m)

拘束部 屈曲角 (θ_f)

$$\theta_f = \frac{n-1}{2} \cdot \theta_s \cdots \cdots \cdots (3.3.5)$$

ここに、

θ_f : 沈下による拘束部継手の屈曲角 (rad)

n : スパン内の耐震性プレキャスト底樋の本数 (本)

θ_s : 沈下による標準部継手の屈曲角で、式 (3.3.3) により求める値とする。

ℓ : 耐震性プレキャスト底樋の有効長 (m)

③ 離間長の許容値およびスパン長に対する許容相対沈下量

離間長の許容値は表-3.2.1(2)の水平拔出し量及び屈曲変位量から判断し、表-3.2.2(3)とする。

表-3.2.2(3) 継手種類と離間長算出式

継手の種類	離間長の許容値
標準継手	30 (mm)
拘束部用継手	50 (mm)

離間長の許容値を式 (3.3.2)、式 (3.3.4) の最大離間長に代入し、スパン長ごとの許容相対沈下量を算出した結果を表-3.2.2(4)に示し、スパン長と許容相対沈下量の関係を図-3.3.2(6)に示す。

表-3.2.2(4) スパン長に対する許容相対沈下量 (m)

規格 \ スパン長 (m)	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00	55.00	60.00
φ 600	0.22	0.28	0.35	0.42	0.48	0.55	0.61	0.68	0.74	0.81
φ 800	0.17	0.23	0.28	0.33	0.38	0.43	0.49	0.54	0.59	0.64
φ 1000	0.14	0.18	0.22	0.27	0.31	0.35	0.39	0.44	0.48	0.52

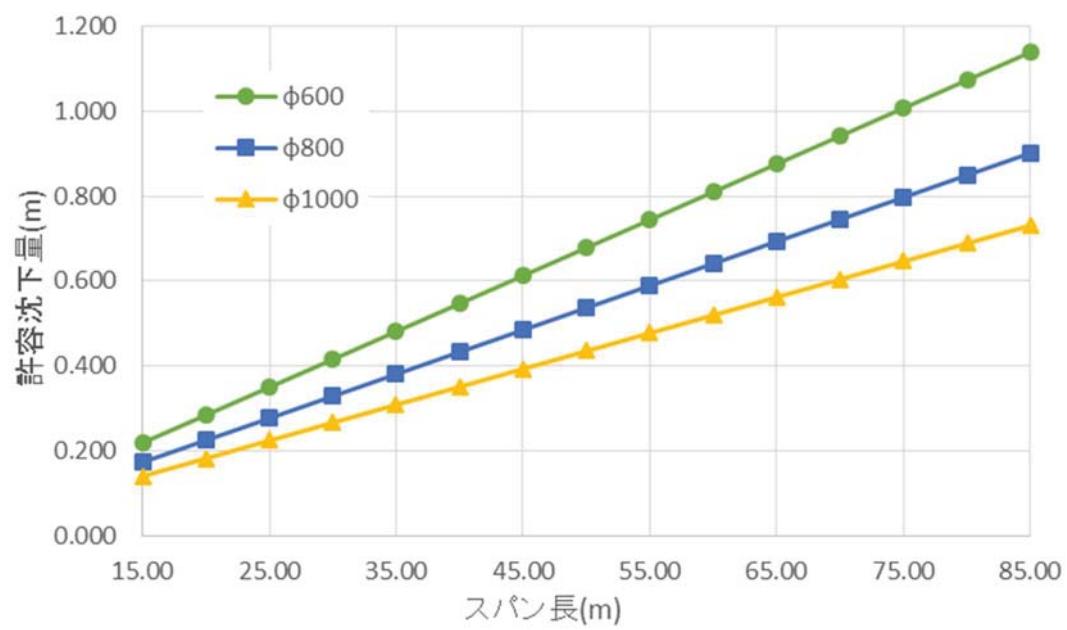


図-3. 3. 2(6) 許容相対沈下量とスパン長

4章 施 工

4.1 施工計画

施工計画の目的は、所定の期間内に、設計条件を満足する構造物を安全に建設することである。計画立案に当たっては、地形、地質、気象、水文、生態系といった自然的条件に加え、工事的・社会的条件等多岐にわたる事項を考慮することが必要である。

軟弱地盤における耐震性プレキャスト底樋の施工は、地盤の性状などによって対応策が種々異なり、施工方法の適・不適や技術の優劣、施工計画時点の検討の精粗が完成したため池の安全性に著しい影響を与え、場合によっては堤体および底樋の機能に重大な支障をきたすことがある。従って、あらかじめ設計上の諸条件を熟知して施工上必要な諸事項について十分な検討を加え、全過程を通じて設計で与えられた諸元や機能を満足し、また安全な施工ができるような施工計画を立案する必要がある。

4.2 概要

堤体の変形や地盤の沈下に追従するように継手の差口部に耐震性ゴムリングを埋め込んだ受口・差口構造の耐震性プレキャスト底樋を使用し、耐震性プレキャスト底樋の周辺に生じる水みちを抑制するためプレキャスト基礎板とベントナイトを使用した基礎構造で施工を行う。そのため、地下水や降雨に対する水替えなどには注意が必要である。

継手部に可とう性を有する耐震性プレキャスト底樋は、堤体の変形や地盤の沈下に追従可能な構造とするため、継手の差口部に耐震性ゴムリングを埋め込んだ受口・差口構造の耐震性プレキャスト底樋を使用することを標準とする。また、耐震性プレキャスト底樋の基礎は、プレキャストコンクリート製基礎板を耐震性プレキャスト底樋の継手のせん断ずれを防止するとともに、施工精度の確保を目的に継手直下にのみ配置する。継手直下以外の底樋下面部分は、施工誤差や地盤沈下などに耐震性プレキャスト底樋が追従した場合に発生が懸念される耐震性プレキャスト底樋と基礎の水みちを抑止するために、ベントナイトを敷き均す構造を標準とする。

4.3 施工フロー

耐震性プレキャスト底樋の施工フローは図-4.3(2)の通りとする。

一般的な底樋による取水施設工事の施工フロー及び耐震性プレキャスト底樋の施工フローを図-4.3(1)、図-4.3(2)に示す。耐震性プレキャスト底樋の施工にあたっては、施工順序を把握し、他関連工事、環境保全対策等をよく検討し、安全かつ円滑な施工が出来るように緻密な施工計画をたてなければならない。

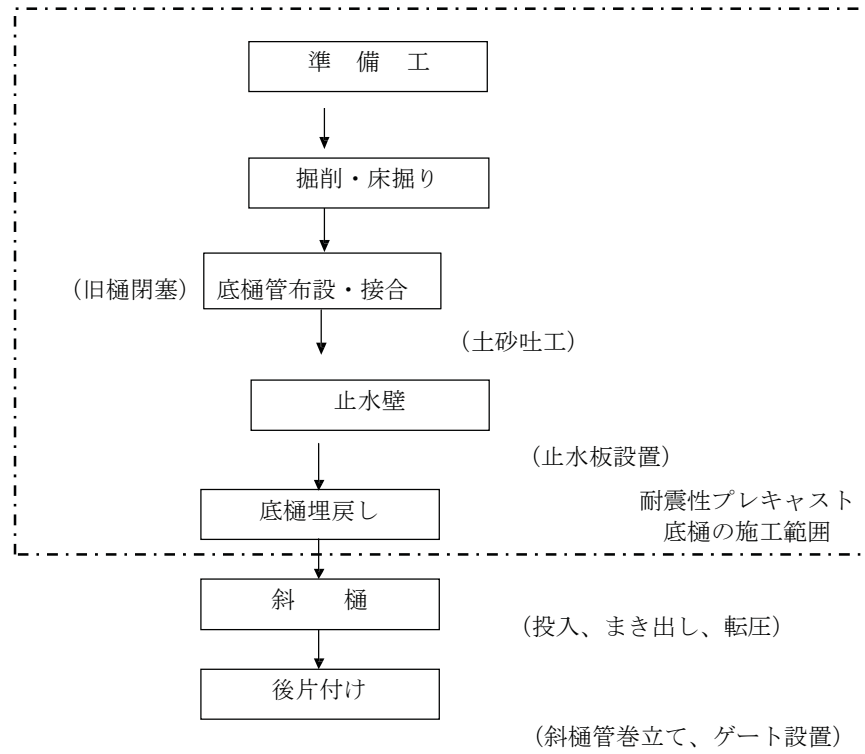


図-4.3(1) ため池整備工事の施工フロー

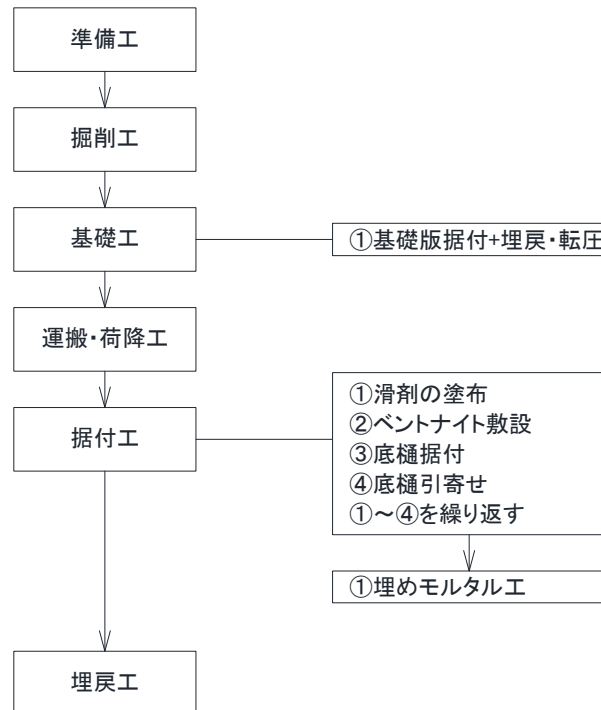


図-4.3(2) 耐震性プレキャスト底樋の施工フロー

4.4 施工方法

4.4.1 準備物

ため池底樋の据付には次の器具、機材を準備する。

1) クレーン車（クレーン機能付きバックホウ）

吊り込み時に使用するクレーン車（クレーン機能付きバックホウ）は、現場の状態、耐震性プレキャスト底樋の重量及び作業半径等を考慮した機種を選定する。

2) 玉掛けワイヤー

製品規格に合った仕様のものを選定する。

3) 吊り治具

製品規格に合った仕様のものを選定する。

4) 引寄せに使用する資材および器具

引寄せ器具（レバーブロック等）は製品規格に合ったものを使用する。引寄せに使用する主な資材および器具の例を表-4.4.1，図-4.4.1に示す。

5) その他（レベル、スタッフ、防塵マスク 他）

表-4.4.1 主要資材・器具（例）

資材・器具	備考
引寄せ器具 （レバーブロック，カップラー，ワイヤー， フレノリンクボルト等）	適宜
滑材（塗布用のハケ，ローラー等）	適宜
高さ調整材(プレート等)	適宜
ボール等	適宜



図-4.4.1 主要資材・器具（例）

4.4.2 掘削工

掘削は、耐震性プレキャスト底樋の施工に支障のない程度の余裕をもたす必要があるため、図-4.4.2のようにプレキャスト基礎板の端から 500mm の余幅を設けることを標準とする。余幅を考慮した掘削溝幅で所定の深さに掘削用機械にて掘り下げ、底面をかく乱しないように丁寧にすき取り、むらのないようにならす。掘削にあたっては、以下の点に注意しなければならない。

- ① 掘削は、施工基準面以下を掘りすぎない。
- ② 掘削機械は、騒音、振動等における周辺地域への考慮し選定する。
- ③ 仮排水設備を用い、掘削部のドライワークに常に留意し、掘削の作業性を確保する。

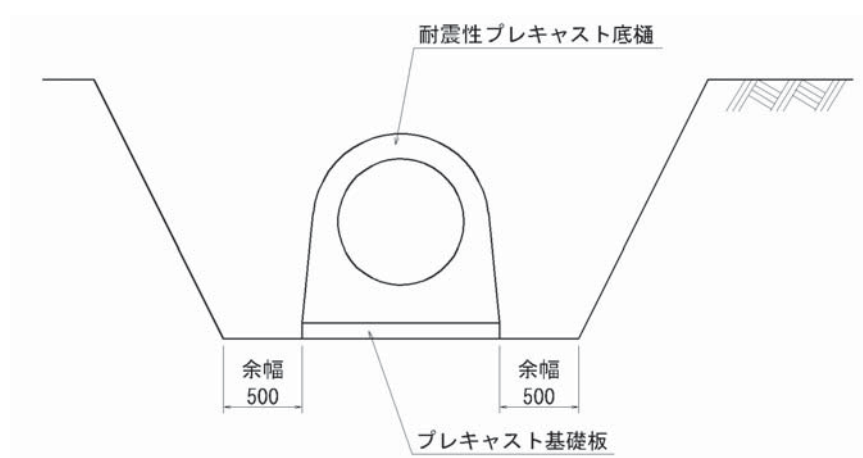


図-4.4.2 掘削時の余幅

4.4.3 排水工

湧水などの排除は、施工条件、天候条件に合わせた仮排水設備が必要になる。排水工は以下の点に注意して施工しなければならない。

- ① 仮排水設備は、施工期間中昼夜連続して運転を行えるとともに、十分な容量のものを選定するものとする。
- ② 仮排水設備は、騒音、振動等について周辺地域に影響を与えないものを選定すると共に、排水に伴う地盤沈下、汚濁等について検討しておく必要がある。

4.4.4 基礎工

プレキャスト基礎板を所定の位置に据付、埋戻しを行う。基礎工において最も重要なことは、設計上要求される支持力を均等に得ることである。このため、地形上あるいは、地質上に変化が有る場合は、良質材等による置換えを行うなど均等性に留意する。

基礎工は以下の点に注意して施工しなければならない。

- ① 空洞、がたつきがないように施工を行う。
- ② 基礎の施工はドライワークとしなければならない。

- ③ プレキャスト基礎板は底樋の計画管底と同じ勾配で配置し、プレキャスト基礎板ととの間の埋め戻しは基礎板天端高さより 10mm 程度低めに仕上げなければならない。
- ④ 基礎地盤の締め固めは、ランマー又は振動コンパクターを使用して十分に締め固める。



図-4. 4. 4(1) プレキャスト基礎板の据付

図-4. 4. 4(2) 基礎地盤の締め固め完了

4. 4. 5 据付工

耐震性プレキャスト底樋の据付は、原則として敷設基礎の低い方より高い方に向かって行うものとする。また図-4. 4. 5(1)に示すように継手部の受け口を敷設基礎の高い方に向けて行う。据付工は以下に注意して施工しなければならない。

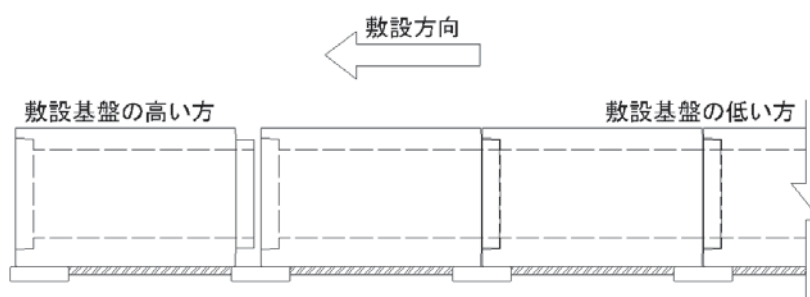


図-4. 4. 5(1) 敷設方向（例）

1) 準備

転圧により基礎が動いている可能性があるため、基礎の天端高さ、通りおよび仕上がり状況を確認し、クレーンの位置・作業範囲・吊荷荷重を確認する。

2) 位置の確認

耐震性プレキャスト底樋の設置位置を確認する。高さ調整が必要とされる場合は、敷モルタル (1:3) をプレキャスト基礎板上に設ける。

3) 耐震性ゴムリングの点検

継手部の耐震性ゴムリングにゴミ等の付着がないか確認し、付着している場合はそれらを除去する。

4) 滑剤塗布

耐震性プレキャスト底樋の凸部にある耐震性ゴムリングと凹側受け口に専用の滑剤を塗布する。プレキャスト基礎板上に敷モルタルを設置しない場合は、基礎板上に滑剤を塗布する。



図-4.4.5(2) 耐震ゴムリングへの滑材塗布



図-4.4.5(3) 凹側受け口への滑材塗布

5) ベントナイト敷設

防塵マスクを着用し、プレキャスト基礎板とプレキャスト基礎板との間にベントナイトを敷き均す。ベントナイトの敷設は、基礎板の高さ（基礎板上面に敷モルタルを敷設する場合は敷モルタル高さ）より低くならない用に敷き均し、敷設厚は10mmを下回らないようにする。なお、プレキャスト基礎板上にはベントナイトを敷設しない。

ベントナイトは吸水すると膨張するが、耐震性プレキャスト底樋の設置前に吸水状態となると効果を発揮しないため、ドライワークを常に留意する。

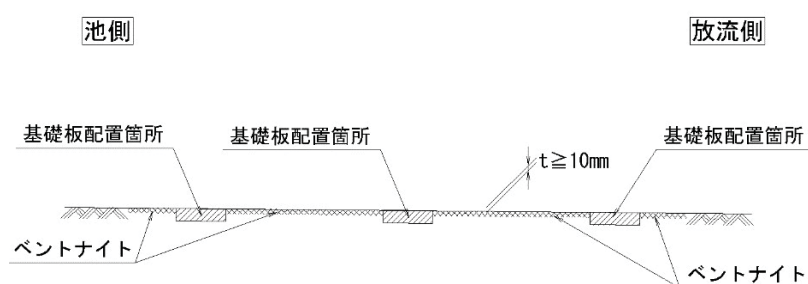


図-4.4.5(4) ベントナイト敷設状況図



図-4.4.5(5) ベントナイト敷設

6) 吊り込み

吊り具、ワイヤーロープ等の安全確認を行い、吊り込み作業中は吊荷の下での作業を行わないよう監視を徹底させる。位置の調整は、製品の角欠けに留意しながらバール等で行う。



図-4.4.5(6) 標準製品の吊り



図-4.4.5(7) 拘束部製品の吊り

7) 引き寄せ

引き寄せ金具、レバーブロック等を使用し引き寄せを行う。



図-4.4.5(8) 標準製品の引き寄せ



図-4.4.5(9) 拘束部製品の引き寄せ

8) 確認

継手部が所定の目地開き量を確保しているか、スケールにより確認を行う。

9) 2)～8)の作業を繰り返す。

10) 仕上げ

図-4.4.5(10)、図-4.4.5(11)のように、底版の両側壁部にベントナイトを設置する。

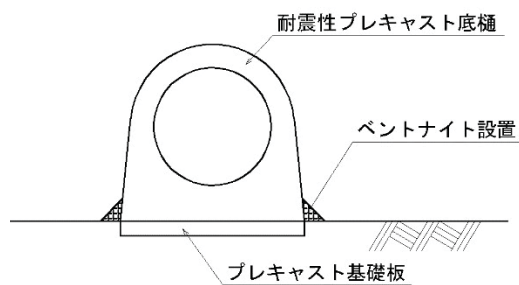


図-4.4.5(10) ベントナイト設置図



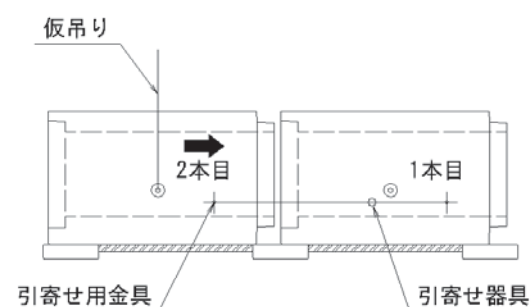
図-4.4.5(11) ベントナイト設置状況

耐震性プレキャスト底樋の引き寄せ詳細

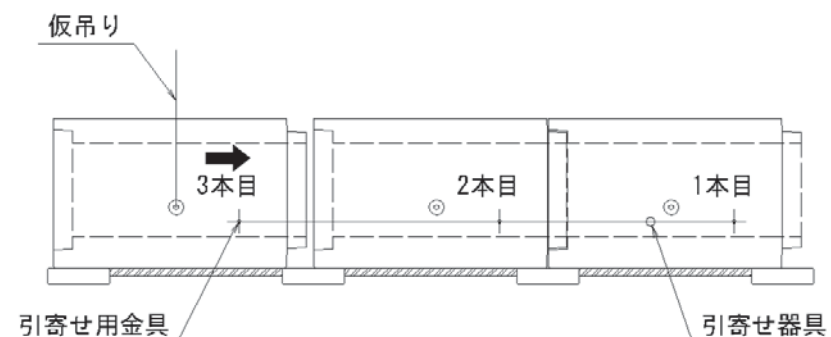
耐震性プレキャスト底樋の敷設は、下図に示すように、継手部の受口側を敷設基盤の高い方（上流側）に向け、敷設基盤の低い方（下流側）より高い方（上流側）に向かって行うことを基本とする。

耐震性プレキャスト底樋の据付後、両側壁の外側に引き寄せ器具を取付けて引き寄せを行う。引き寄せ作業は、下図に示すとおり、1本目と2本目を引き寄せ、3本目以降は、据付ける製品の2本前に据え付けた製品との間に引き寄せ器具を取付けて引き寄せを行う。

引き寄せを行う際に、反力を確保する2本前の製品が動く可能性があるため、2本前の製品と3本前の製品との目地幅を確認しながら行い、目地が表-4.4.5に記載している値より開いた場合は再度引き寄せを行う。



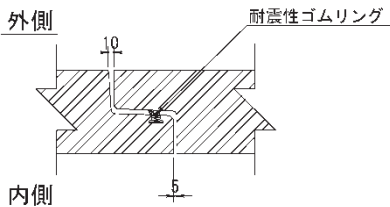
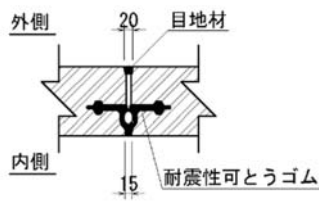
引き寄せ方法(1本目～2本目)



引き寄せ方法(3本目以降)

図-4.4.5(12) 底樋引き寄せ手順

表-4. 4. 5 耐震性プレキャスト底樋の継手形状及び設計目地間隔

項目	標準継手	拘束部用継手
継手図		
設計目地間隔	5mm (10mm)	15mm (20mm)
管理基準値	±3.0 mm	±3.0 mm
管理規格値	±5.0 mm	±5.0 mm

※()内の数値は製品外側での目地間隔を示す

止水壁部の耐震性プレキャスト底樋の施工詳細

止水壁は現場打ち鉄筋コンクリートで、あらかじめ外周面に止水パッキンを設けた耐震性プレキャスト底樋を巻き込んで構築する。止水壁の構築は、耐震性プレキャスト底樋の据付前にブロック下面より50mm 下がりまで構築する。その後、耐震性プレキャスト底樋の側面および上面の止水壁を構築する。

耐震性プレキャスト底樋の施工後に構築する止水壁コンクリートの打ち込みは耐震性プレキャスト底樋の下面に空洞が生じないようにコンクリートの打ち込みを行う。止水壁の構築に際し、予め止水壁とプレキャスト底樋下端との接合部の転圧土は100mm 程度の溝を形成し、止水壁のコンクリートにより充填する事で空洞予防を行う。

なお、空洞が生じた場合は無収縮充填材にて空隙の充填を行う。

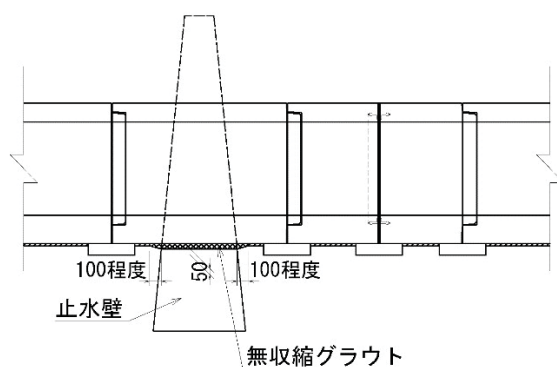


図-4. 4. 5 (13) 止水壁部の施工図る

4.4.6 埋戻工

埋戻工は発注書に従い、埋戻しを行う。発注書に記載がない場合は、以下を参考とする。

1) 埋戻し材の投入

埋戻し材料の投入は耐震性プレキャスト底樋の頂部から 30cm までは人力にて行い、それ以外においては、人力または、機械により行う。機械により埋戻し材料を投入する場合の投入高さは 150cm 以下とする。また敷均しは人力で行うのを原則とする。

2) 締固め方法

- ① 一層の仕上がり厚さが 20cm 程度以下になるように敷均し、締固めるものとする。
- ② 各層ごとの締固めは、振動コンパクター、振動ローラ等を用い、十分に締固めるものとする。
- ③ タイヤローラ、振動ローラ等の大型締固め機械により締固める場合は、耐震性プレキャスト底樋の頂部から 30cm 以上埋め戻した後に行うものとする。

3) 注意事項

- ① 埋戻し工で耐震性プレキャスト底樋の左右均等に施工を行うこと。
- ② 耐震性プレキャスト底樋の頂部より上部の埋戻しは大きな衝撃を加えるような埋戻し材の高まきを避けること。
- ③ 機械を用いて締固める場合は、転圧機により耐震性プレキャスト底樋に損傷を与えないように注意すること。

4.4.7 その他

1) 運搬・保管

製品の運搬、搬入、仮置に際しては、その取扱に十分に注意が必要となる。特に製品の継手部等は部材が欠けやすいので、注意が必要である。現場内に仮置きする場合は、りん木等を用い自重により沈下したり、転倒したりしないよう注意すること。

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

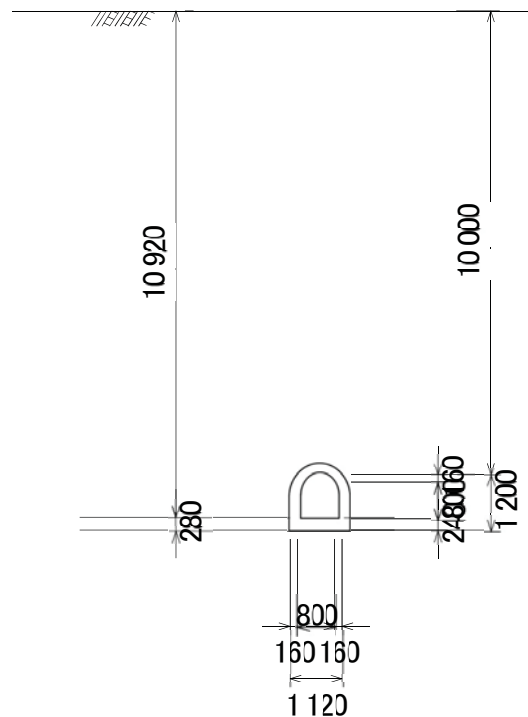
1. 1 設計条件

(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

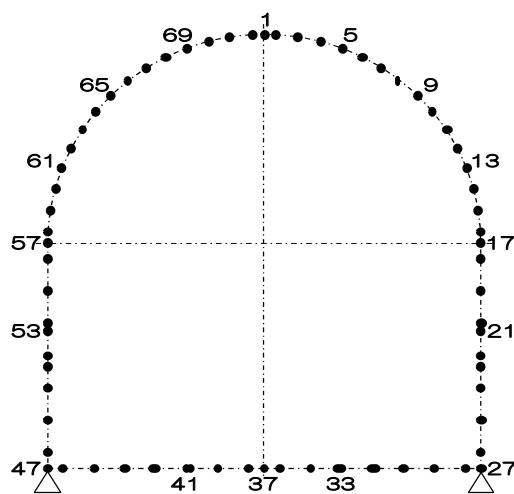
case-1 []

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 |

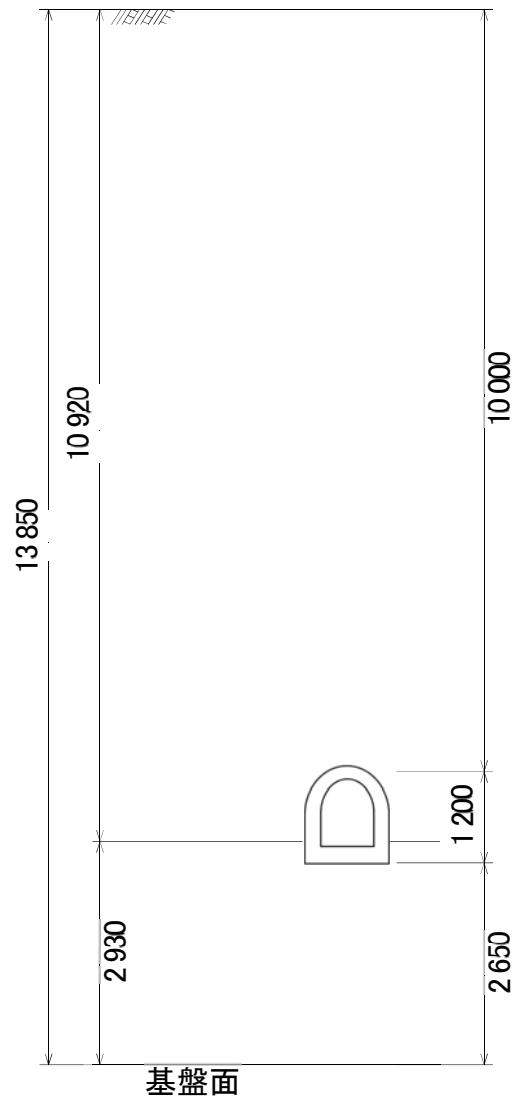
1.1.11 構造モデル



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)	$\alpha \cdot E_o$ (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

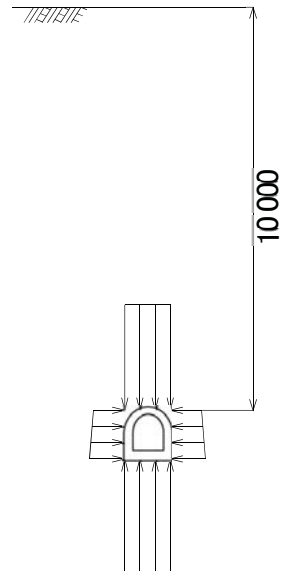
case	死荷重No	L1地震荷重No
1	1	1

(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 (kN/m ²)
盛土 1	= 1.000	$\times 10.000 \times 18.00$	= 180.00 (kN/m ²)

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

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)

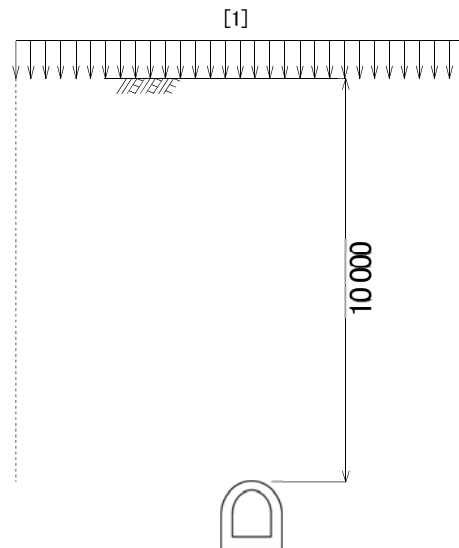
$$Me = \sum V \times e = 0.00 \text{ (kN・m/m)}$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 198.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 198.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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	9612	36.415
3	71	0.474	10.086	1.4857	12366	46.607
4	70	0.464	10.096	1.4818	14984	55.895
5	69	0.448	10.112	1.4761	17438	64.045
6	68	0.428	10.132	1.4685	19701	70.862
7	67	0.403	10.157	1.4592	21748	76.195
8	66	0.373	10.187	1.4482	23557	79.944
9	65	0.339	10.221	1.4356	25108	82.061
10	64	0.302	10.258	1.4217	26384	82.553
11	63	0.261	10.299	1.4065	27370	81.479
12	62	0.218	10.342	1.3902	28057	78.948
13	61	0.172	10.388	1.3730	28436	75.114
14	60	0.124	10.436	1.3550	28504	70.166
15	59	0.075	10.485	1.3364	28260	64.325
16	58	0.025	10.535	1.3175	27705	57.829
17	57	0.000	10.560	1.3080	27314	54.413
18	56	-0.037	10.597	1.2939	27314	50.566
19	55	-0.111	10.671	1.2657	27314	42.852
20	54	-0.186	10.746	1.2374	27314	35.113
22	52	-0.260	10.820	1.2089	27314	27.350
24	50	-0.334	10.894	1.1804	27781	19.899
25	49	-0.409	10.969	1.1518	30349	13.061
26	48	-0.483	11.043	1.1232	30349	4.360
27	47	-0.520	11.080	1.1088	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) (kN/m ²)	τ s	σ n	τ max
	Z(m)		(m/sec)		(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

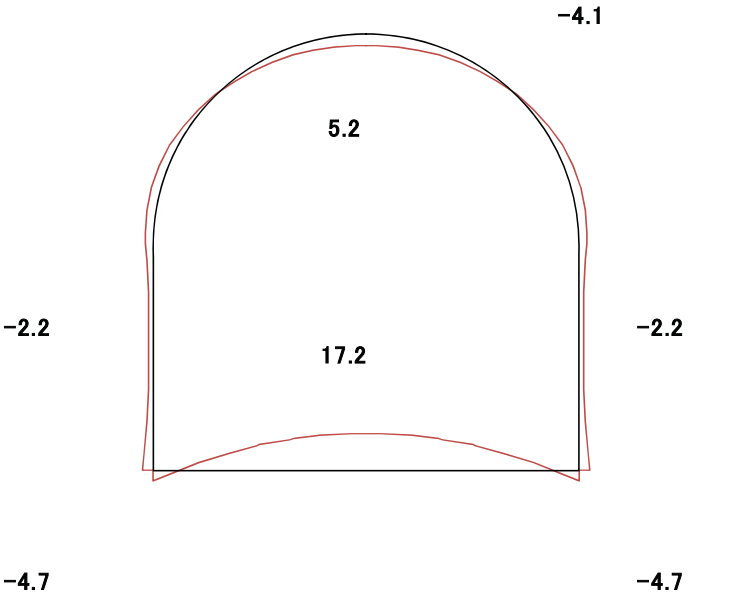
No	case	荷 重 名 称
1	3	死-1+地震(左向き)

(3) レベル2地震時

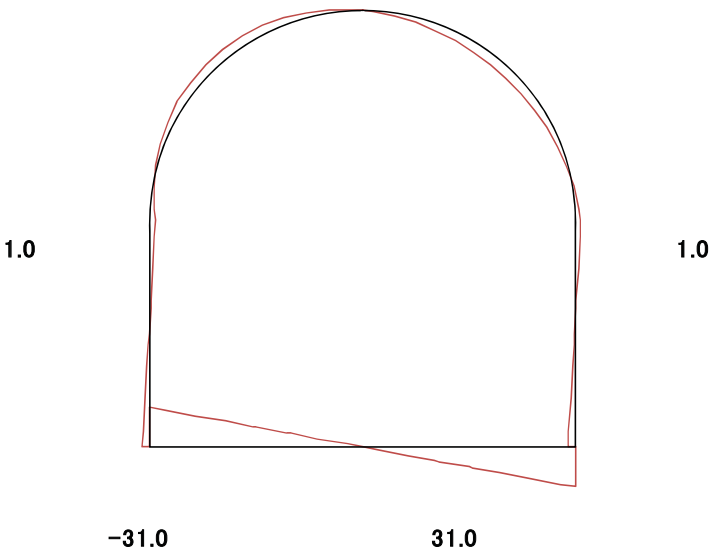
No	case	荷 重 名 称
1	4	死-1+地震(左向き)

1.4 断面力図
1.4.1 常時
検討ケース 1

モーメント図

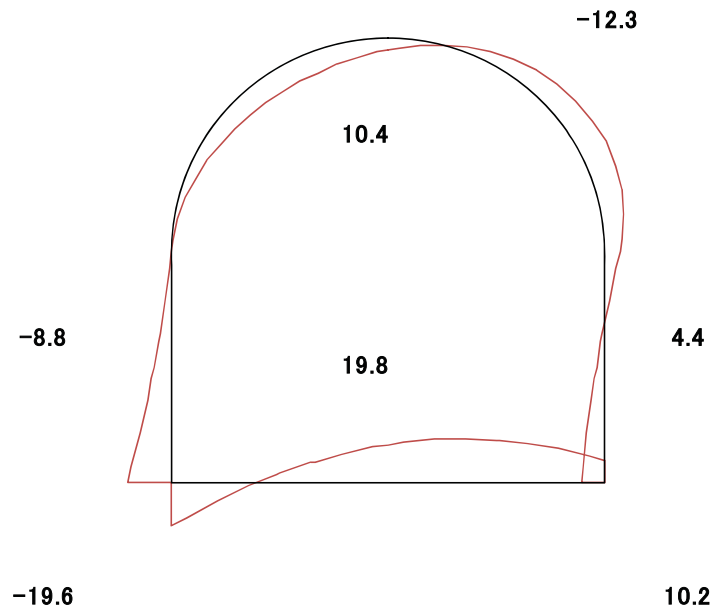


せん断力図

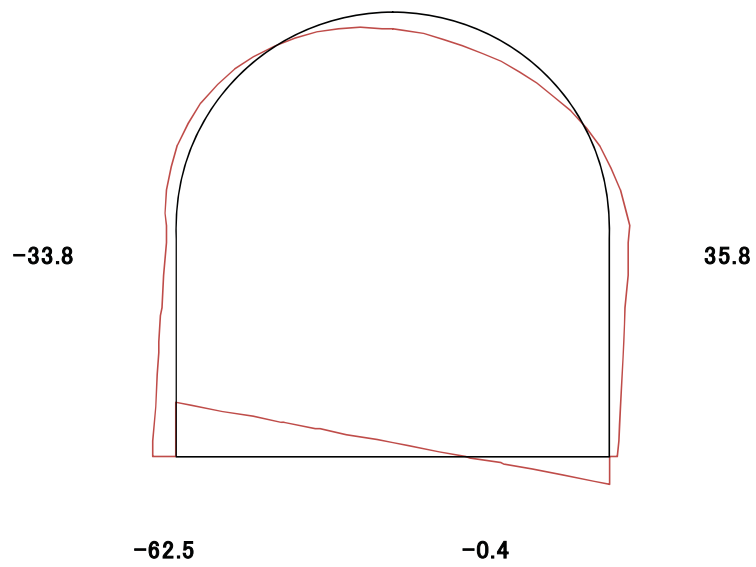


1.4.2 レベル1地震時
検討ケース 2

モーメント図

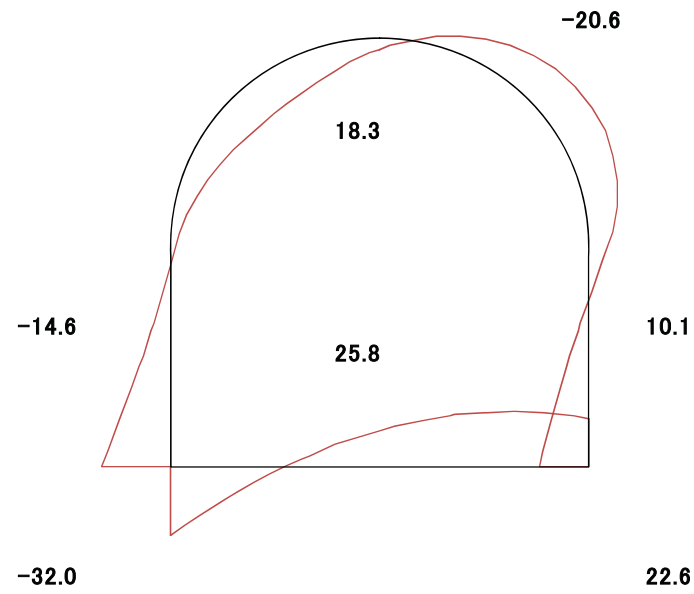


せん断力図

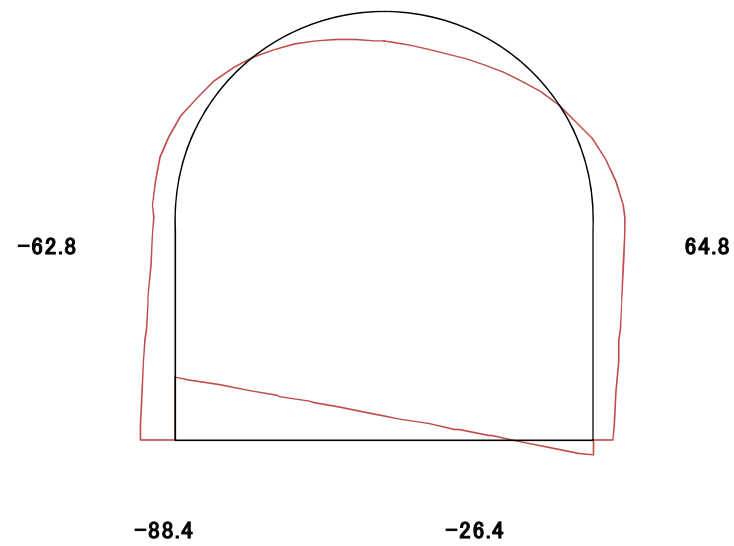


1. 4. 3 レベル2地震時
検討ケース 3

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
(γ i・Vd)/Vyd		――	0.528	0.489
判 定		――	OK	OK

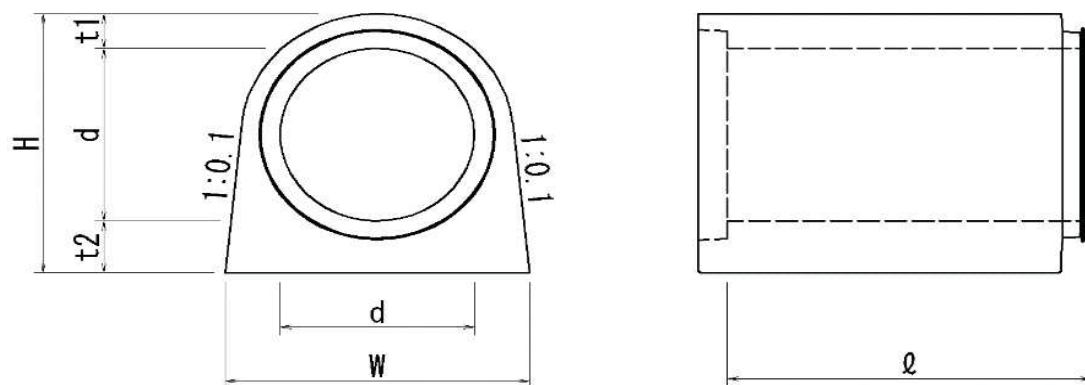
底 版 部

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)

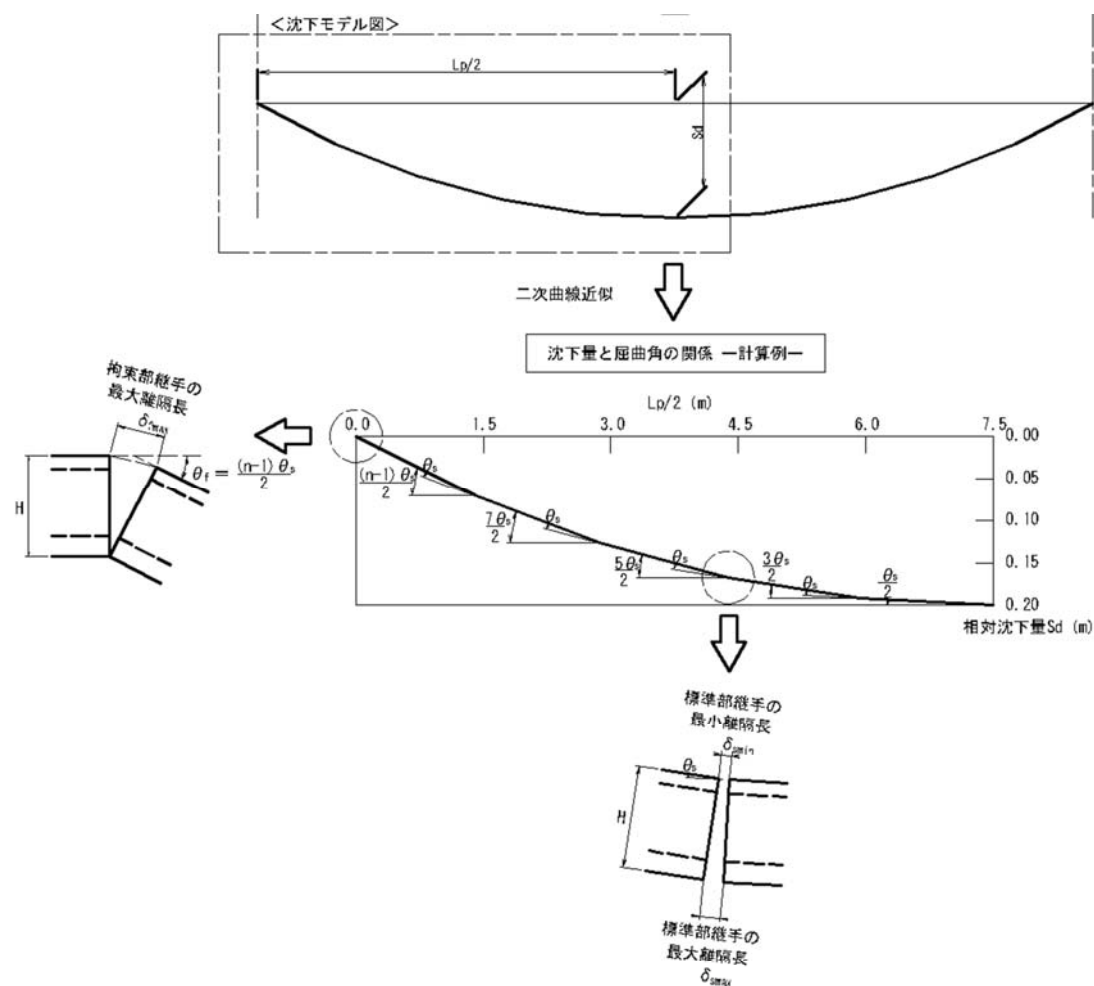
拘束部 $dsa = 50$ (mm)

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

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

c) 最大離間長の算出

$$\delta_{s \max} = 2 \cdot H \cdot \sin \frac{\theta_s}{2} + \delta_{s \min}$$

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。

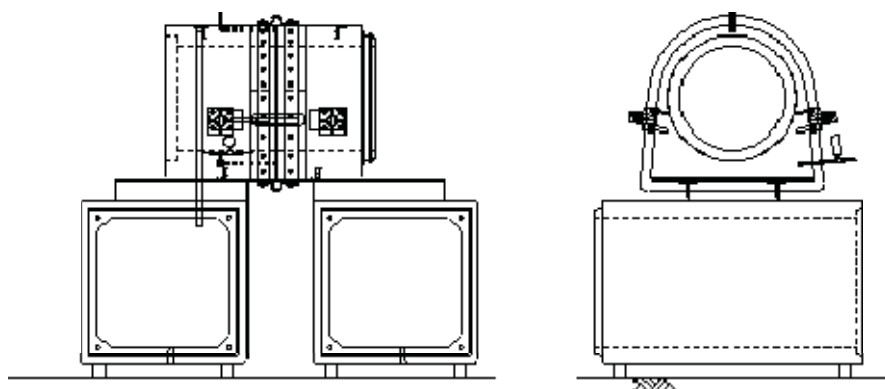


図 1 試験概要図

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。

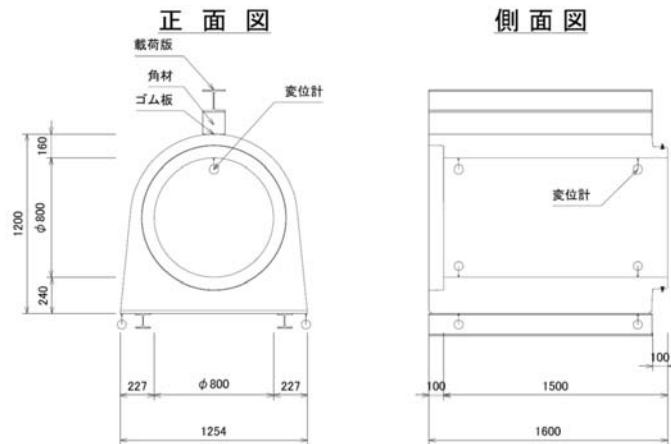


図 1 試験概要図

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

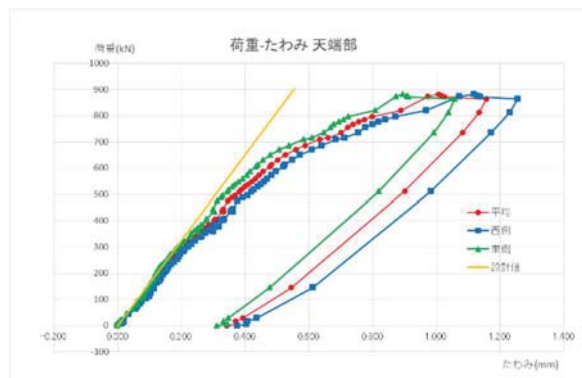


表2 荷重－たわみ（天端）曲線

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

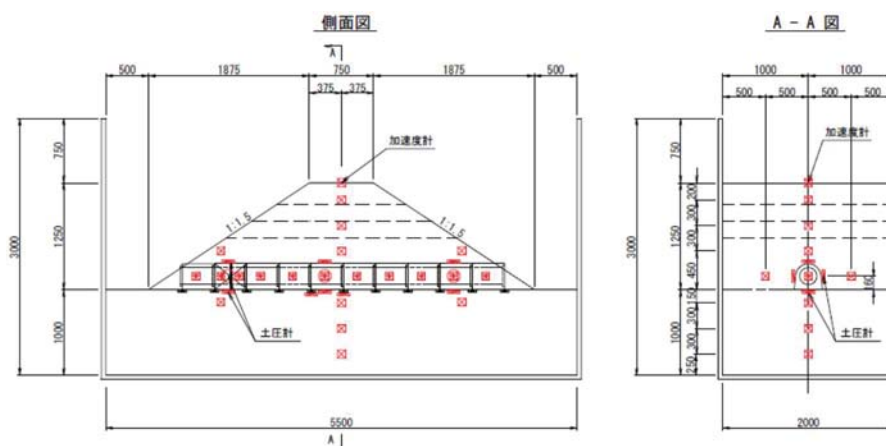


図1 計測概要図（加速度計・土圧計）

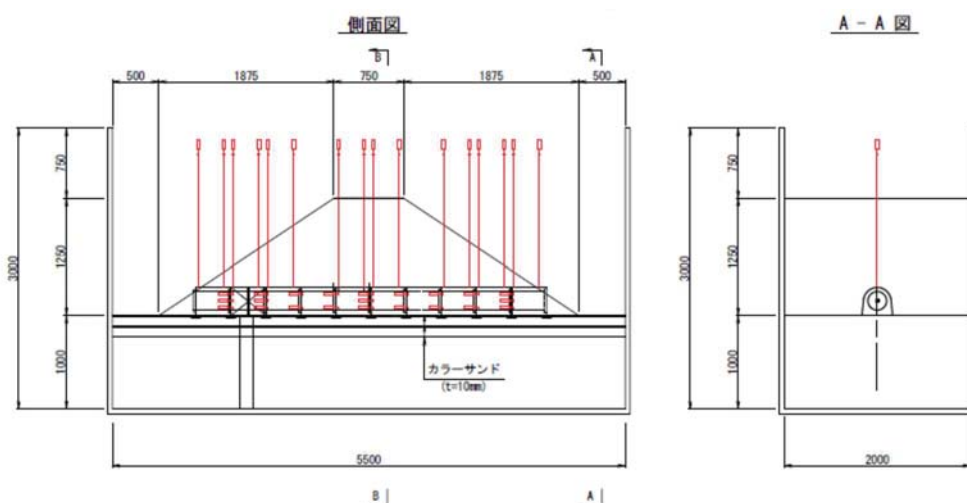


図2 計測概要図（変位計）

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）

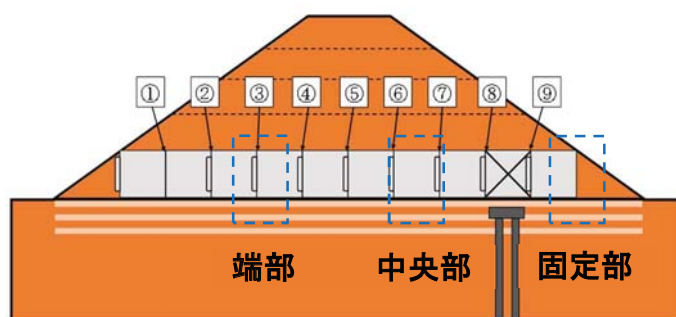


図3 計測箇所概要図

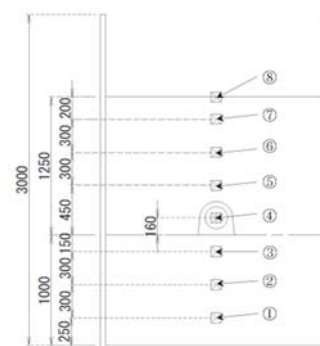


図4 中央部加速度計配置

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。

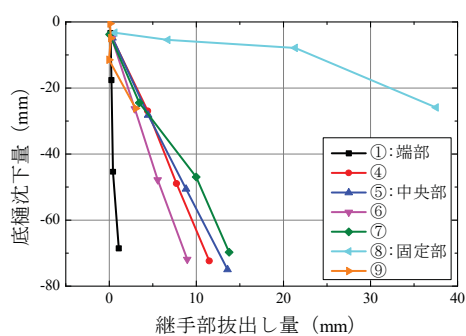


図5 抜出し量・沈下量

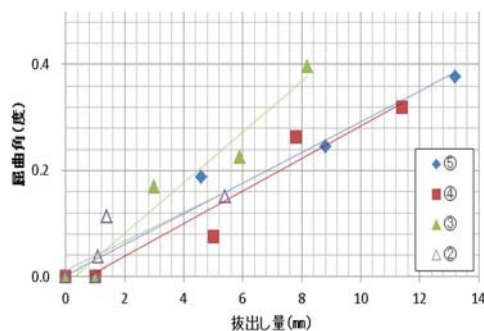


図6 抜出し量・屈曲角

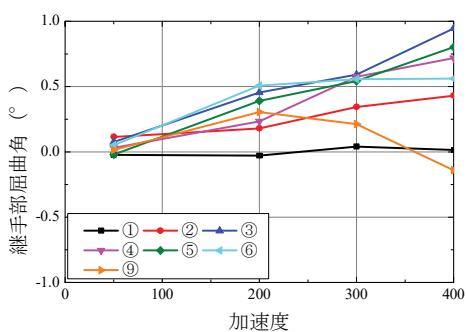


図7 加速度・屈曲角

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。

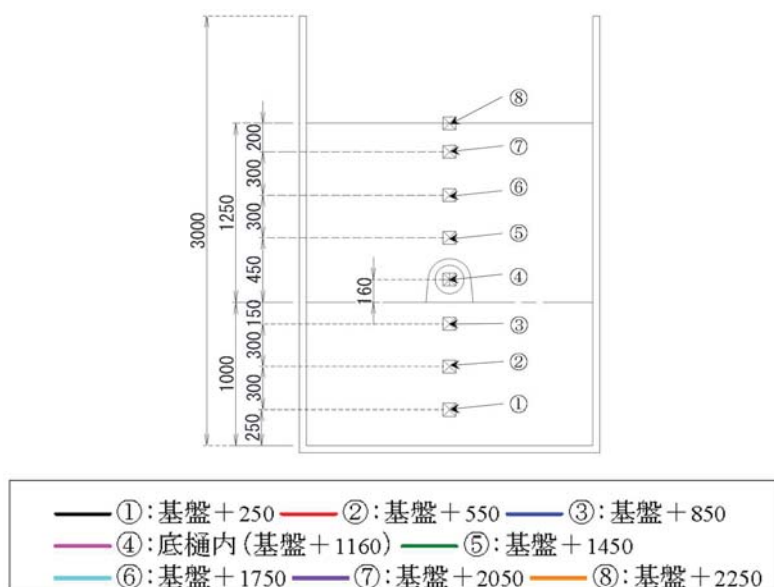


图 8 凡例

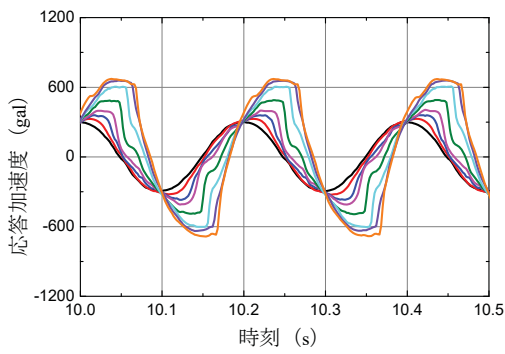


图 9 中央部（鉛直）300gal

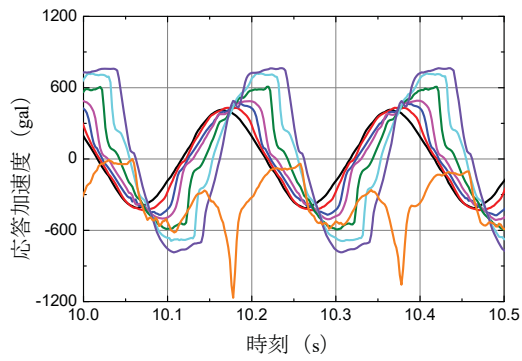


图 10 中央部（鉛直）400gal

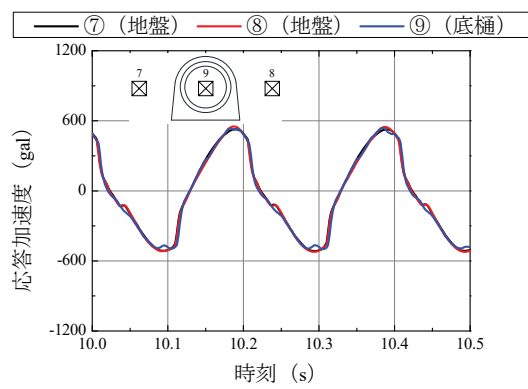


图 11 端部（水平）400gal

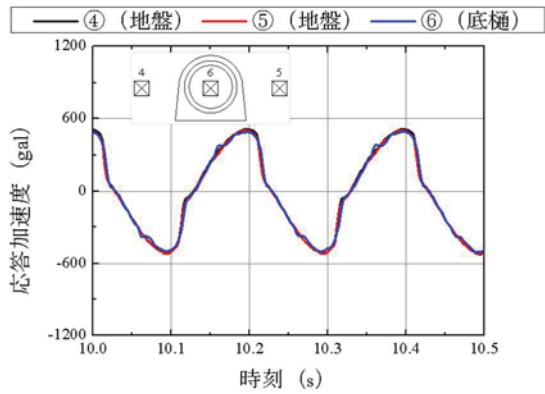


图 12 中央部（水平）400gal

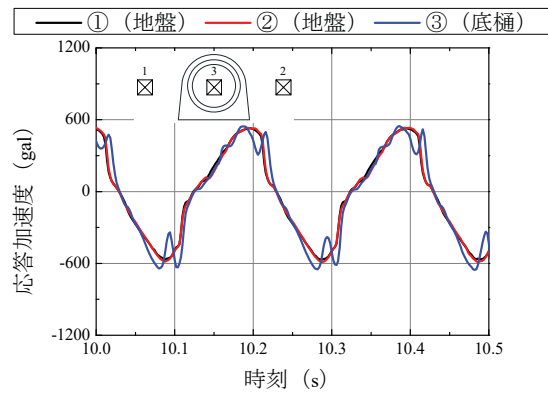


图 13 固定部（水平）400gal

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。

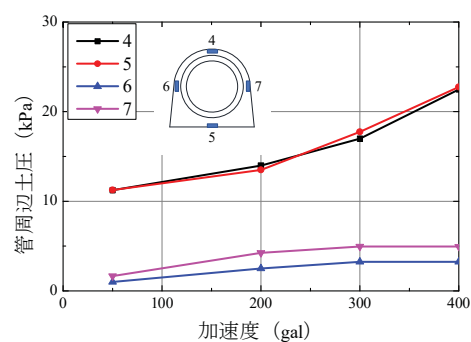


図 14 土圧状態



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」

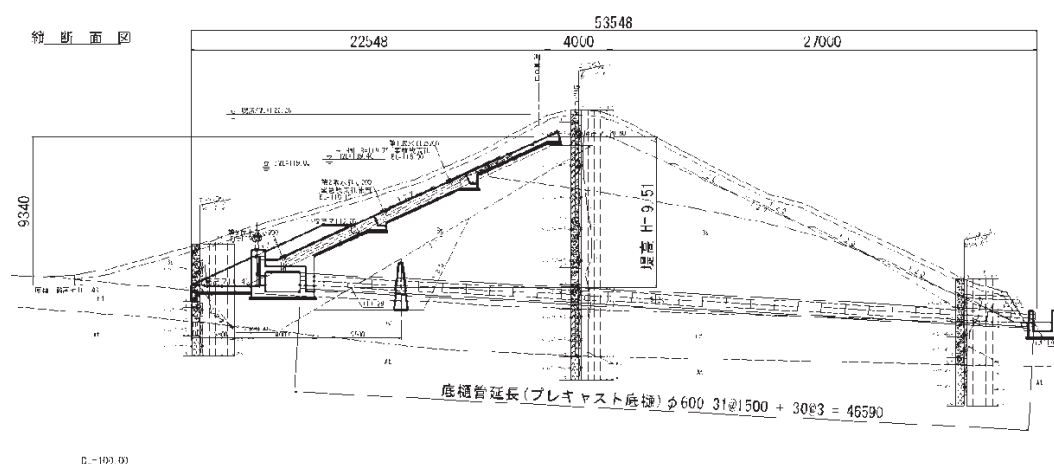
1. 試験の目的

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

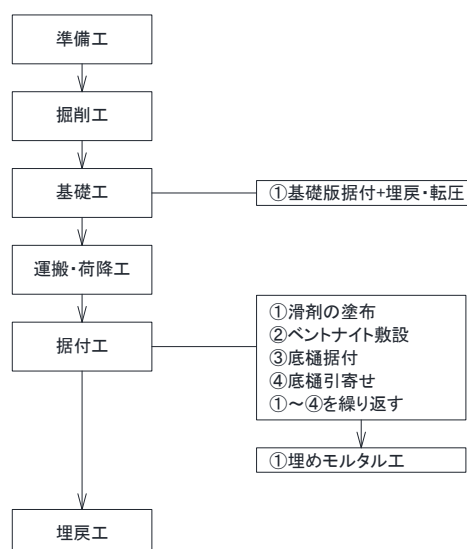


図2 施工工程

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。

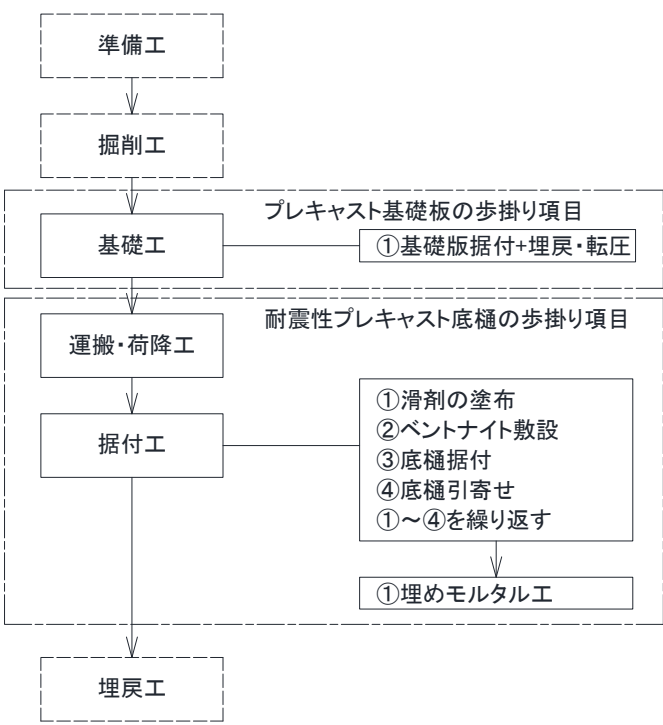


図 1 歩掛りの適用範囲

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

添付資料. 7 「比較表」

工事費比較									
耐震性プレキャストため池底盛管					現場打ちため池底盛管				
名 称	数量	単価	金額		名 称	数量	単価	金額	
本体材料費					本体材料費				
標準製品	6.3 本	165,000	1,039,500		HP管φ800	0 本	0	0	
可とう継手製品	0.4 本	250,000	100,000		※施工パッケージに含まれる				
小 計			1,039,500		小 計			0	
据付工					据付工				
世話役	1.3 係数	21,400	11,128		HP管機械布設工	10.00 m	26,040	260,400	
特殊作業員	0.52 人	18,400	9,568		コンクリート巻き立て工				
普通作業員	0.91 人	18,200	16,562		コンクリート打設	17.89 m ³	19,140	342,405	
バックホウ運転	0.40 日	42,600	17,135		型枠工	41.69 m ²	7,323	305,268	
諸雑費	20 %		10,879		鉄筋工(材料費+加工費)D13	0.97 t	134,650	130,077	
小 計					目地板設置	6.48 m ²	1,823	11,818	
					止水板設置	21.80 m	25,198	549,379	
					ダウエルバー設置	107 本	320	34,239	
基礎工					小 計			1,633,586	
プレキャスト基礎板	1		65,272		基礎工			18,083	
ベントナイト	7 枚	8,000	56,000		均しコンクリート打設	0.97 m ³	18,710	18,083	
世話役	120.60 kg	265	31,959		型枠工	1.00 m ²	3,720	3,720	
特殊作業員	0.40 人	21,400	8,560		小 計				
普通作業員	0.90 人	18,200	16,380		水替え工			21,803	
バックホウ運転	0.41 日	42,600	17,325		ポンプ設置・撤去	0.20 式	68,350	13,670	
諸雑費	4 %		1,985		排水工	40.0 日	7,840	313,600	
基礎埋戻し	0.72 m ³	2,452	1,765		小 計			327,270	
小 計			139,569		小 計				
水替え工					合 計			1,982,659	
ポンプ設置・撤去	0.20 式	68,350	13,670						
排水工	3.0 日	7,840	23,520						
小 計			37,190						
合 計			1,281,531						

施工日数比較									
耐震性プレキャストため池底盛管					現場打ちため池底盛管				
名 称	数量	日当たり量	施工日数		名 称	数量	日当たり量	施工日数	
基礎工					基礎工				
プレキャスト基礎板敷設	10 m	24.9 m	0.5		型枠工	1.00 m ²	32.3 m ²	0.1	
基礎板埋戻し	10 m ³	17.9 m ³	0.6		均しコンクリート打設	0.97 m ³	4 m ³	0.3	
小 計			2.0		養生工			3.0	
据付工					小 計			4.0	
プレキャスト製品据付	10 m	24.6 m	0.5		据付工				
					管材据付	10 m	25 m	0.4	
					型枠工	41.69 m ²	32.3 m ²	1.3	
					鉄筋工	0.97 t	3.3 t	0.3	
					目地板設置				
					止水板設置				
					ダウエルバー設置	17.89 m ³	4 m ³	1.0	
					コンクリート打設			4.5	
					養生工			28.0	
小 計			1.0		小 計			36.0	
合 計			3.0		合 計			40.0	

施工日数比較

耐震性プレキャストため池底盛管(大和ケレス社)									
名 称	数量	日当たり量	施工日数		名 称	数量	日当たり量	施工日数	
基礎工					基礎工				
プレキャスト基礎板敷設	10 m	24.9 m	0.5		型枠工	2.00 m ²	32.3 m ²	0.1	
基礎板埋戻し	10 m ³	17.9 m ³	0.6		均しコンクリート打設	1.00 m ³	4 m ³	0.3	
小 計			2.0		養生工			3.0	
据付工					小 計			4.0	
プレキャスト製品据付	10 m	24.6 m	0.5		据付工				
					プレキャスト製品据付	10 m	20 m	0.5	
					ジョイントゴム	10 m	497.5 m	0.1	
					弾性エポキシ接着剤	10 m	53.3 m	0.2	
小 計			1.0		小 計				
合 計			3.0		合 計				