

## 供用中における合流式ポンプ場の改築更新手法

(株) ニュージェック ○鈴木 利幸

相川 晃平

堀谷 昌弘

### 論文要旨

合流式ポンプ場には、汚水排除と浸水被害防除を併せもつ機能がある。対象施設は供用開始から約 75 年経過しており、下水道施設に要求される耐震性能が不足し、設備の老朽化が著しいことから、改築更新事業が実施されている。本書は、合流式ポンプ場における汚水沈砂池及び雨水沈砂池の改築更新に際し、供用しながら新設構造物を築造するまでの施工ステップと施工時における課題と対策を示すものである。

施工ステップは大きく 2 つに区分される。施工ステップ 1 では、既設汚水沈砂池と同じ位置に汚水沈砂池と雨水沈砂池の一部を新設し、暫定運用を開始する。施工ステップ 2 では、残りの雨水沈砂池等を新設する。前者における課題は、汚水排除の供用を止めず施工することであり、既存施設の一部を仮汚水沈砂池として有効利用するなどし、施工の実現化を図った。後者における主な課題は、暫定運用中における上流域への浸水被害防除であり、雨水沈砂池内の水路幅を一時的に広げ損失水頭を下げることで、完成形と同程度の浸水被害対策を図った。

キーワード：合流式ポンプ場、改築更新、供用中施工、狭隘施工

### まえがき

本施設は、昭和 18 年に雨水ポンプ場を構築した後、水処理施設の稼働に合わせ、昭和 39 年に汚水ポンプ場を併設した合流式ポンプ場である。現時点の経過年数は、雨水ポンプ場が約 75 年、汚水ポンプ場が約 55 年と管理者が管理する施設の中でも非常に古い施設である。近年では設備の老朽化が著しいことに加えて、下水道施設に必要な耐震性能が不足していることにより、全施設の改築更新事業に着手し、現在工事を実施している。

本報文では狭隘な施工条件の下、供用を止めず、既設と同じ位置で施設を新設するまでの施工ステップと施工時における課題と対策を検討した結果を示す。

### 1. 改築更新における諸条件

改築更新前の施設配置と水の流れを図-1に示す。

対象施設は市街地に位置し、住宅や工場の他、JR 線に面している。水の流れは 2 本の幹線管渠が合流した後、雨水は雨水沈砂池に流入した後、雨水ポンプ室で水を汲み上げ、公共用水域へ排水している。一方、汚水は雨水沈砂池上流の固定堰により汚水沈砂池側に流入させた後、汚水ポンプ室で水を汲み上げ、下水処理場へ送水している。

改築更新における条件としては、①狭隘な敷地内で施設機能を維持しながら施工を行う、②特に、雨水排水については、上流域で浸水被害が発生しているため、暫定運用中

においても万全の対策を講じる、③土留め施工時における JR 線への影響を考慮した対策を行うことである。

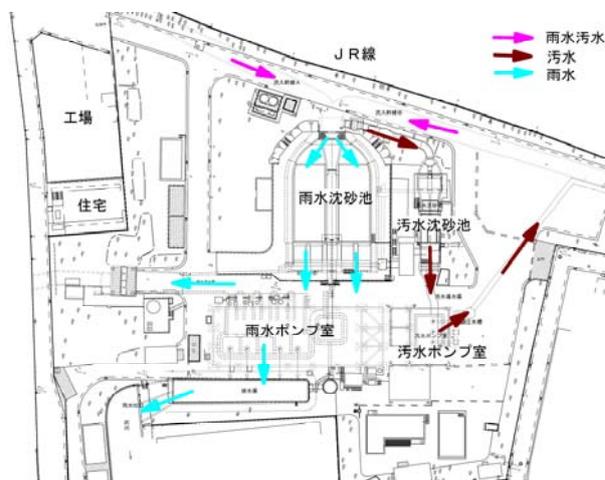


図-1 改築更新前の施設配置と水の流れ

### 2. 施工ステップの概要

施工ステップは大きく 2 つに区分され、施工ステップ 1 では、図-2 に示すよう汚水沈砂池と雨水沈砂池 AB (全 4 池のうち、2 池分) を新設し、暫定運用を開始する。

施工ステップ 2 では、図-3 に示すよう残りの雨水沈砂池 CD を新設するとともに、幹線 2 本が合流する位置の変更に伴う流入渠の布設替えを行う。

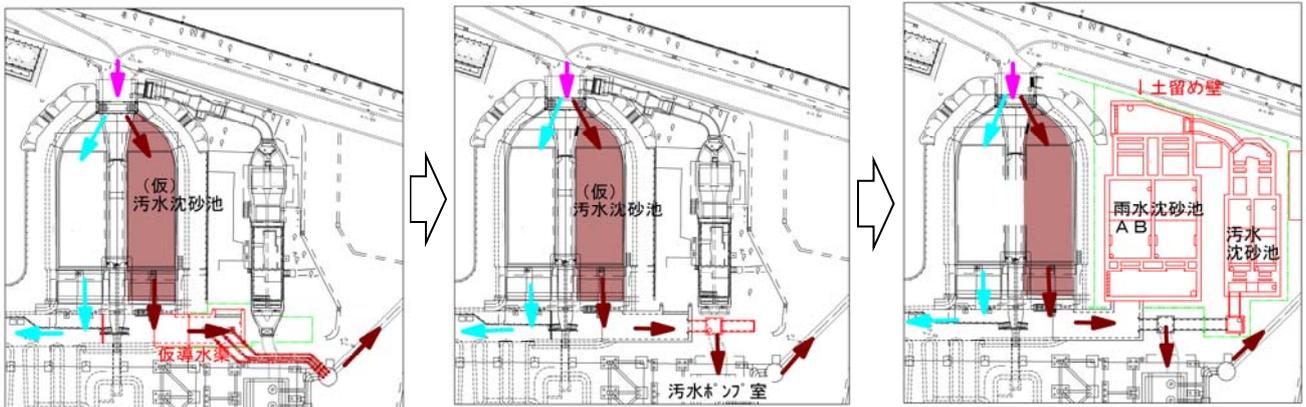


図-2 施工ステップ1 (汚水沈砂池及び雨水沈砂池A B築造)

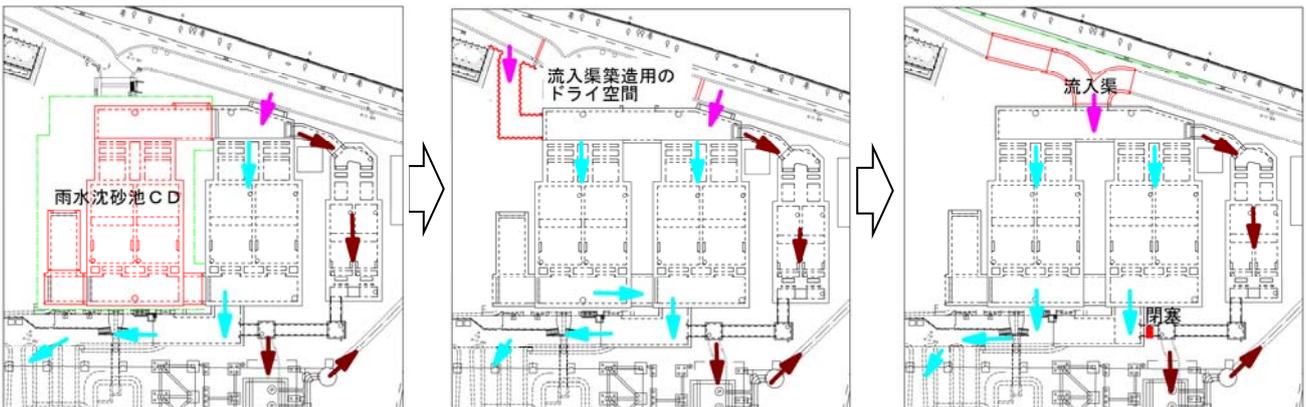


図-3 施工ステップ2 (雨水沈砂池C D及び流入渠築造)

### 3. 施工ステップ1の課題と対策

#### (1) 課題

図-2 に示すよう既設汚水沈砂池の位置に汚水沈砂池と雨水沈砂池A Bを築造するため、汚水を流下させた状態で施工する必要があった。特に、既設汚水沈砂池の一部を撤去し、同位置に新設汚水沈砂池の流出水路(人孔及びボックスカルバート 1500mm×1500mm)を築造する工事は、施工ステップ1の中でも難工事であり、かつ短期間での施工が求められる状況にあった。

#### (2) 対策

既設雨水沈砂池が2池あることに着目し、そのうち1池を仮汚水沈砂池として使用した。仮汚水沈砂池として運用する準備作業として、既設雨水沈砂池と汚水ポンプ室をつなぐ仮導水渠を築造するとともに、短期間施工に適している仮設ポンプ(吐出量 8m<sup>3</sup>/min×3台)を仮導水渠内に設置した。これにより、汚水ポンプ室を経由せず、下流の下水処理場に送水できる汚水ルートを確認し、汚水沈砂池と汚水ポンプ室を一時的に分断させることで、新設汚水沈砂池の流出水路の一部を築造することが可能となった。

仮設ポンプの規模については、計画汚水量相当のレンタル品がないため、実績汚水量データから仮設ポンプ能力に見合う施工時期を設定した。図-4 に施工ステップ1の中でも特に難工事となった小ステップを示す。

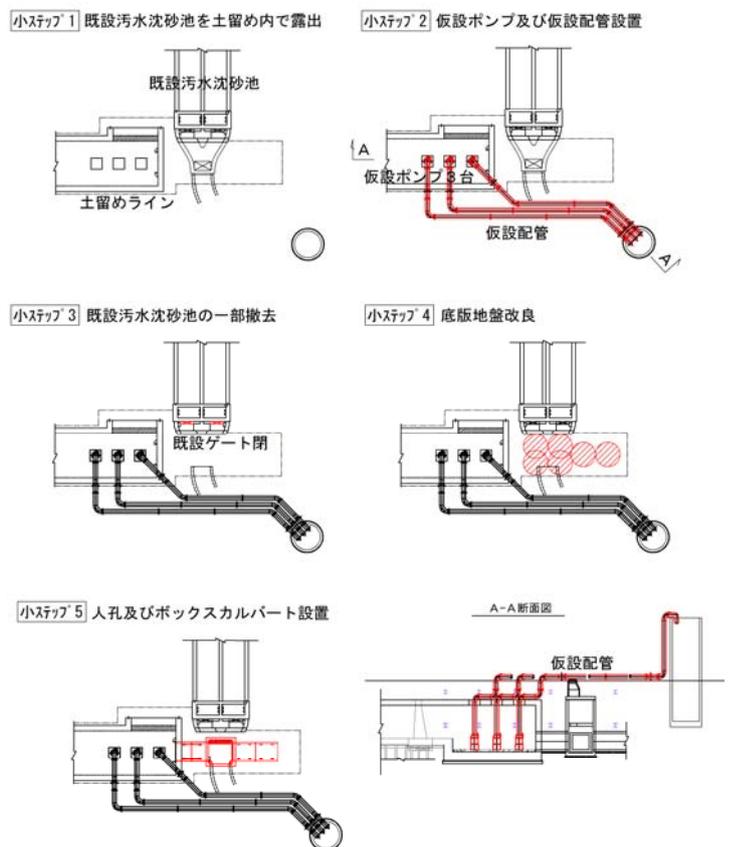


図-4 施工ステップ1における小ステップ

#### 4. 施工ステップ2の課題と対策

##### (1) 課題

図-3に示すよう既設雨水沈砂池の位置に雨水沈砂池C Dを築造する。施工ステップ2は暫定運用中にあるため、雨水排水は雨水沈砂池A Bで負担することになるが、必要池数の半分しかないため、損失水頭の増加による上流側への浸水被害の防除対策が必要となった。また、土留め工事による JR 線への影響対策として、土留め壁の許容変位量を 38mm 未満にするよう鉄道管理者から求められた。

##### (2) 対策1(暫定運用中における浸水被害防除対策)

雨水沈砂池A B内の全損失水頭が既設雨水沈砂池内の全損失水頭以下であれば、暫定期間中においても上流域への浸水被害リスクは既設同様であると考え、両ケースを検討した(表-1)。検討の結果、既設雨水沈砂池の全損失水頭 39cm に対し、雨水沈砂池A Bの全損失水頭が 187cm と大幅に増加するため、図-5に示すよう水路幅を一時的に広げ、全損失水頭を 33cm に低減した。

なお、施工ステップ2が完成した際は、所定の雨水沈砂池数になるため、水路幅を 1.9m に縮小する。

表-1 全損失水頭の比較

	既設雨水沈砂池	雨水沈砂池A B	
		対策前	対策後
全損失水頭	39cm	187cm	33cm

※全損失水頭=スクリーン損失+沈砂池流入損失+沈砂池流出損失

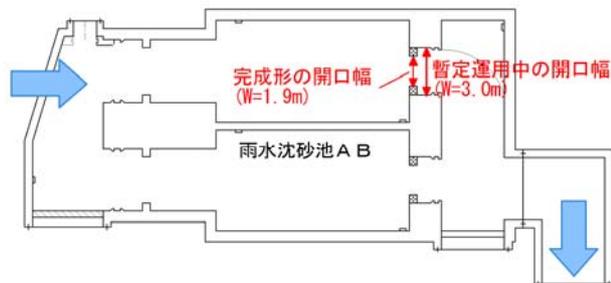


図-5 暫定運用中における浸水被害防除対策

##### (3) 対策2(土留め工事による JR 線への影響対策)

当該施設の土留め壁工法は、掘削深さ約 6.8m と比較的に浅いため、鋼矢板(切梁式)を採用した。土留め施工時の近接判定は「近接工事設計施工マニュアル/東日本旅客鉄道株式会社」より、「II 要注意範囲」となる(図-6)。

土留め壁の変位量を弾塑性解析にて算出した結果、鋼矢板 III 型では鋼矢板頭部固定で断面係数を 0.8 に増加しても許容変位量を満足しないため、IV 型を採用し、許容変位量を満足させた。表-2 に各検討ケースにおける鋼矢板の変位量一覧を示す。

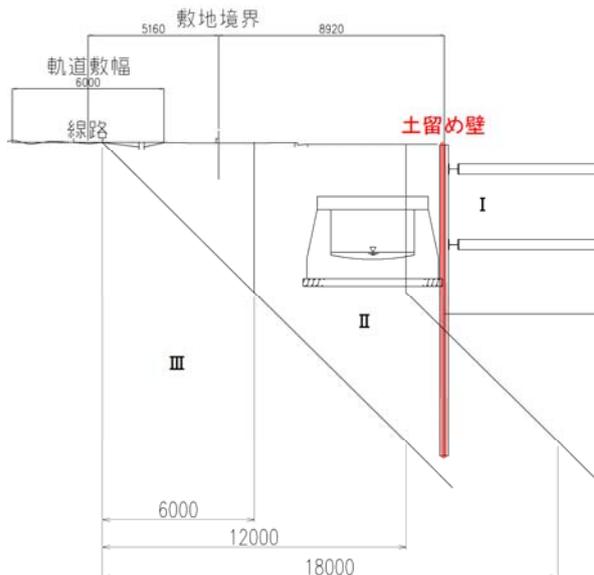


図-6 近接状況の判定図

表-2 鋼矢板の変位量一覧

施工基面 (m)	掘削面高 (m)	掘削深さ (m)	施工ステップ	変位量(mm)		
				III 型		
				$\alpha=0.45$	$\alpha=0.80$	$\alpha=0.45$
11.40	4.60	6.80	1次掘削時	31.55	20.20	16.63
			2次掘削時	34.30	21.98	18.26
			最終掘削時	62.41	41.44	35.20
			1次撤去時	62.04	41.16	34.96
			2次撤去時	62.03	41.12	34.90

※ $\alpha$ : 断面係数( $\alpha=0.80$ )は鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm溶接した状態)

#### あ と が き

下水道事業における課題の1つとして、施設の耐震化率の向上が挙げられるが、代替施設のない下水道施設は、施工困難等の理由により耐震化率が低い状況にある(国土交通省下水道部 HP より下水道施設の耐震化率は約 39%)。

一方、施設の老朽化は近年増加傾向にあるため、改築更新により、耐震化率を向上させていく方法も考えられる。

本成果の施工ステップは、細区分すると 45 の小ステップに及んだが、綿密な検討により、施工や水運用上の課題を漏れなく抽出できたと考えている。

最後になりましたが、調査設計時にご指導を頂いた下水道管理者の皆様方に、この場をおかりしまして御礼申し上げます。