

1. B池の導水計画について

1.1 ビオトープ池の貯留量

第2回親水空間WGにおける意見を踏まえ、B池の形状は水辺空間を拡大し、下記のような形状に変更した。これに伴い、ビオトープ池の容量は、991m³(前回)から1520m³(今回)へ拡大した。

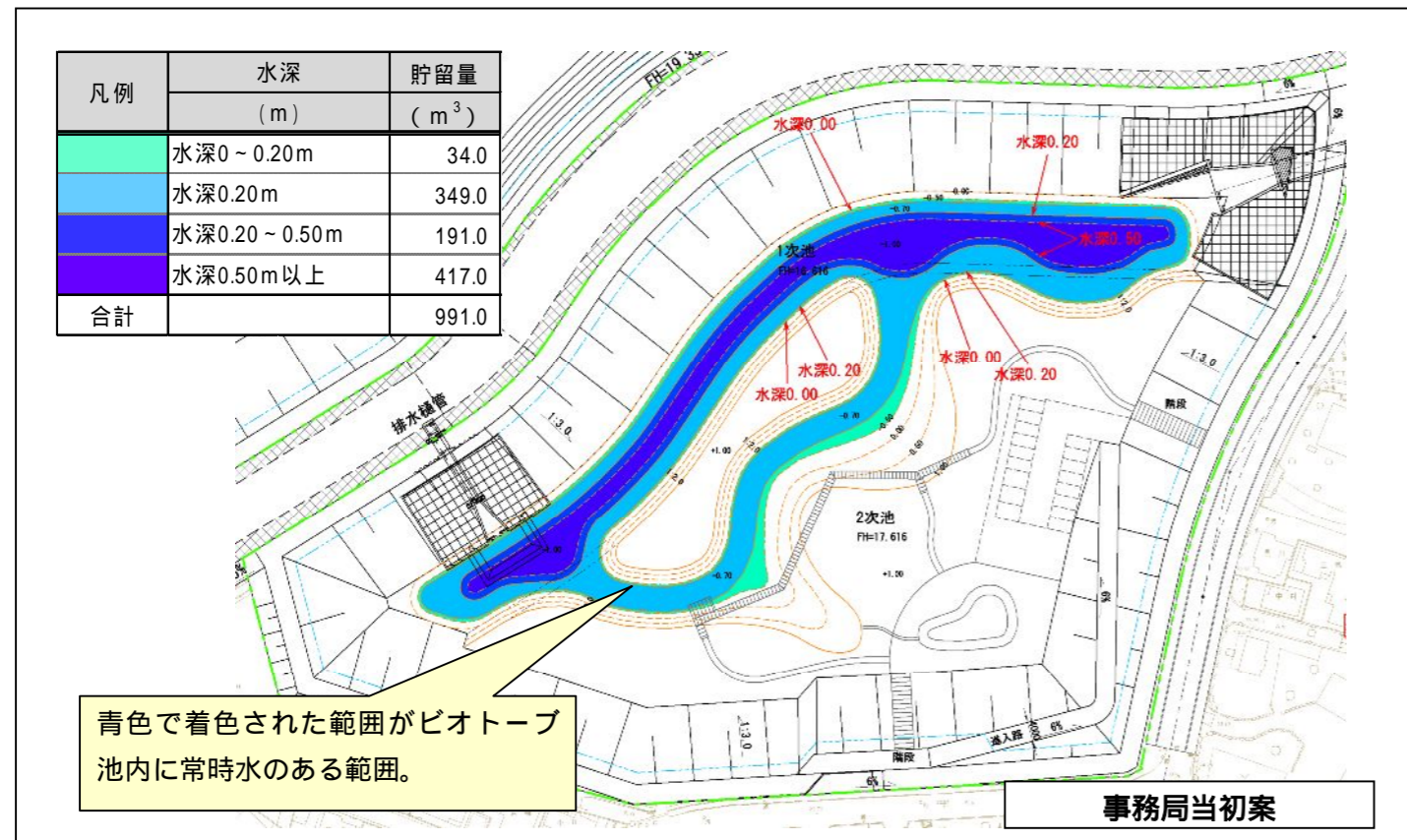


図-1.1.1 ビオトープ池容量 (事務局当初案)

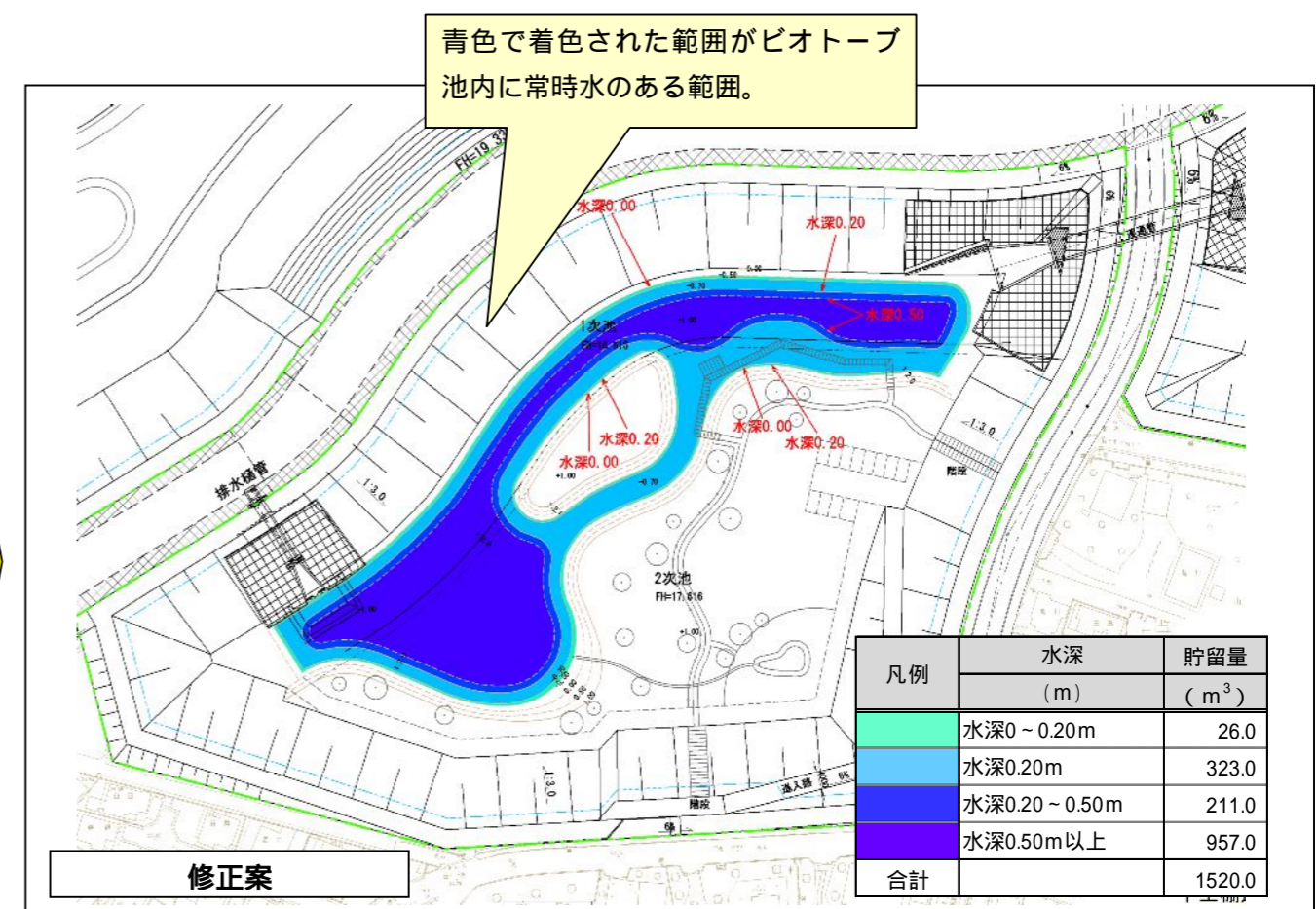


図-1.1.2 ビオトープ池容量 (第2回親水WGでの修正案)

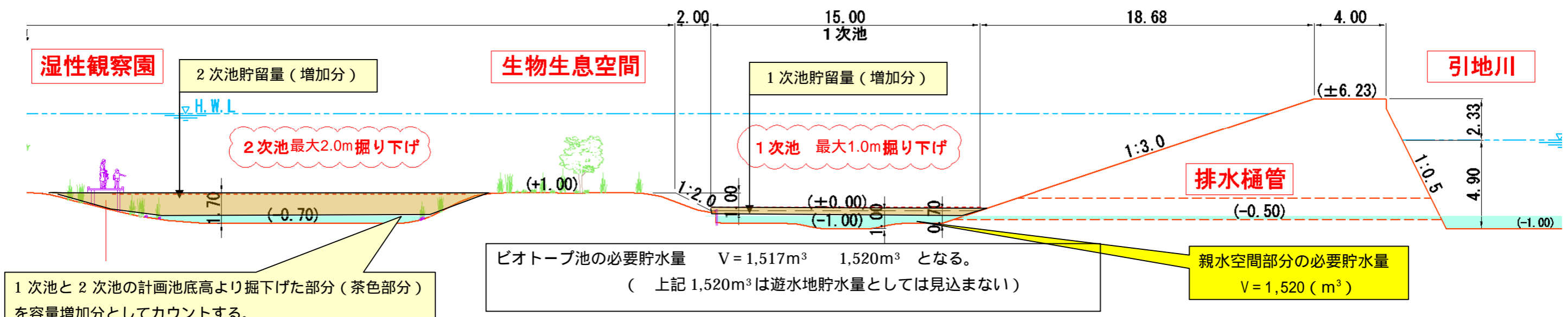
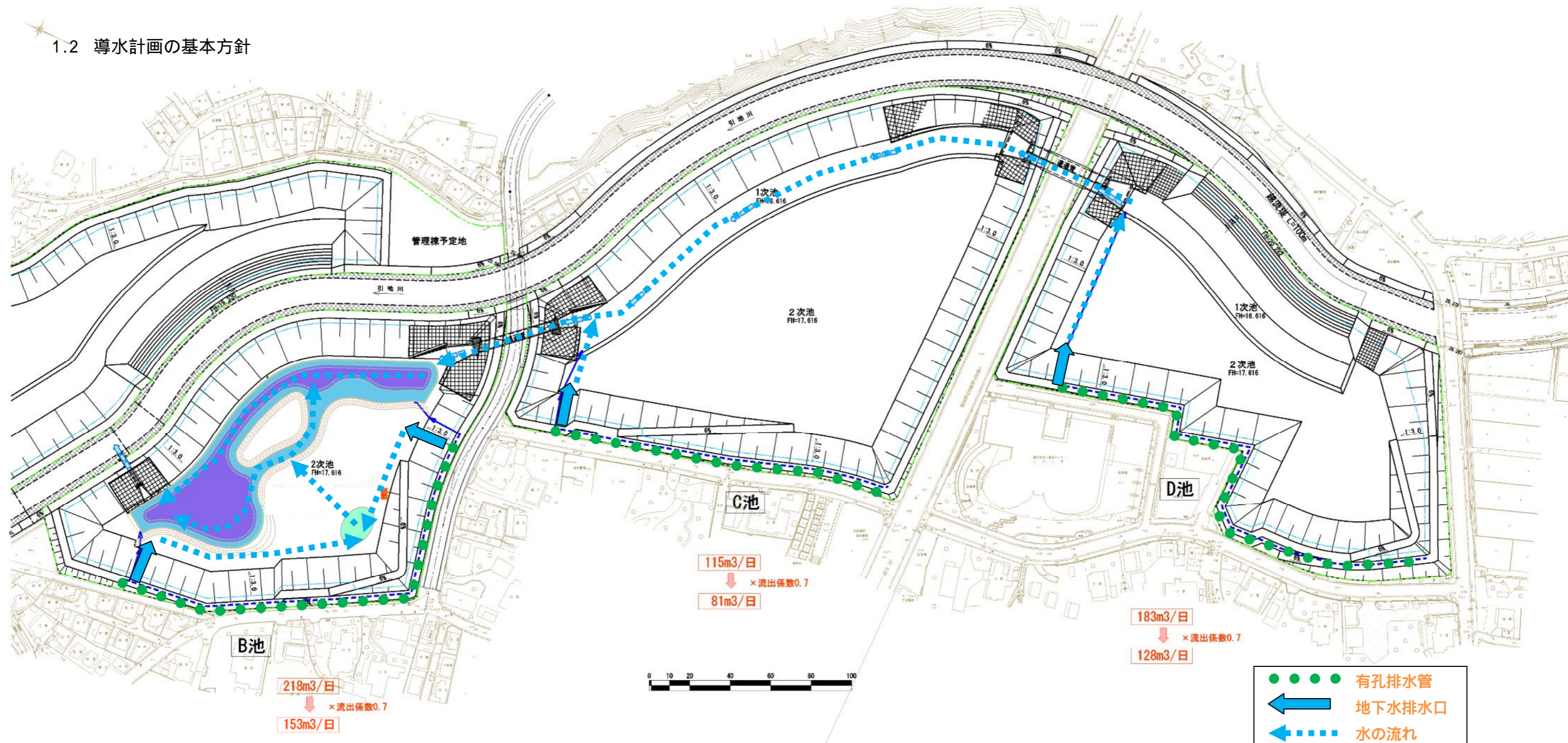


図-1.1.3 ビオトープ池容量の考え方
2-1

導水計画平面図 S=1:2000 (S=1:1000)

1.2 導水計画の基本方針



導水計画の基本方針

(1) ビオトープ池の水面範囲

ビオトープ池は、B池排水樋管の敷高よりも低くなるため、水色で着色された範囲が、水が溜る範囲となる。

(2) ビオトープ池への水の供給

ビオトープ池の水は、洪水時にB~D池に入った河川からの越流水が溜ったものである。池の水環境を維持するために、周辺からの湧水を導入する。B池の必要容量1520m³に対し、360m³/日の湧水を供給し、概ね4日でB池の水を循環させる。

(3) 湧水が不足する場合の対策

ビオトープ池の維持用水は、基本的には360m³/日の湧水とし、湧水が不足する場合には、地下水又は河川水を導水し不足分を補うものとする。

$$\begin{aligned} \text{地下水流入量} &= 153\text{m}^3 (\text{B池}) + 81\text{m}^3 (\text{C池}) + 128\text{m}^3 (\text{D池}) \\ &= 360\text{m}^3 / \text{日} \cdot \cdot (\text{全体量}) \end{aligned}$$

図-1.2.1 ビオトープ池の導水計画

1.3 導水計画の検討

(1) 地下水量

ここでは、B池の維持流量として利用可能な水量を以下に検討する。B池に流入する湧水は、B池及びその上流C池及びD池からの湧水がB池に流入することとなる。地下水対策で、遊水地周囲堤からの流入量は下表に示す通り、B池、C池、D池の合計で516.1m³/day(0.0051m³/s)となる。

表-1.2.2 地下水排水量

| 個所 | 排水管の延長L(m) | 地下水排水量 | | | | 備考 |
|--------|------------|---------------------|---------------------|---------|-------|-------|
| | | m ³ /day | m ³ /sec | L/day | L/sec | |
| A池排水管 | 400.0 | 273.3 | 0.0032 | 273,310 | 3.16 | |
| B池排水管 | 230.0 | 218.2 | 0.0025 | 218,170 | 2.53 | B池に流入 |
| C池排水管 | 170.0 | 115.2 | 0.0013 | 115,150 | 1.33 | " |
| D池排水管 | 260.0 | 182.7 | 0.0021 | 182,660 | 2.11 | " |
| B+C+D計 | 660.0 | 516.1 | 0.0059 | 515,980 | 5.97 | |

出典：「平成18年度 総合治水対策特定河川工事(その5)地質調査業務報告書」

上記より、B池に排水される地下水は516.1m³/day(0.0051m³/s)となる。B池及びC池の池底高は引地川の計画河床高と同程度の高さとなるため、これらの湧水はB池に流れるまでに多少の浸透、蒸発が考えられる。ここでは河道計画等で用いられている流出率を用いてB池への供給量を算定する。

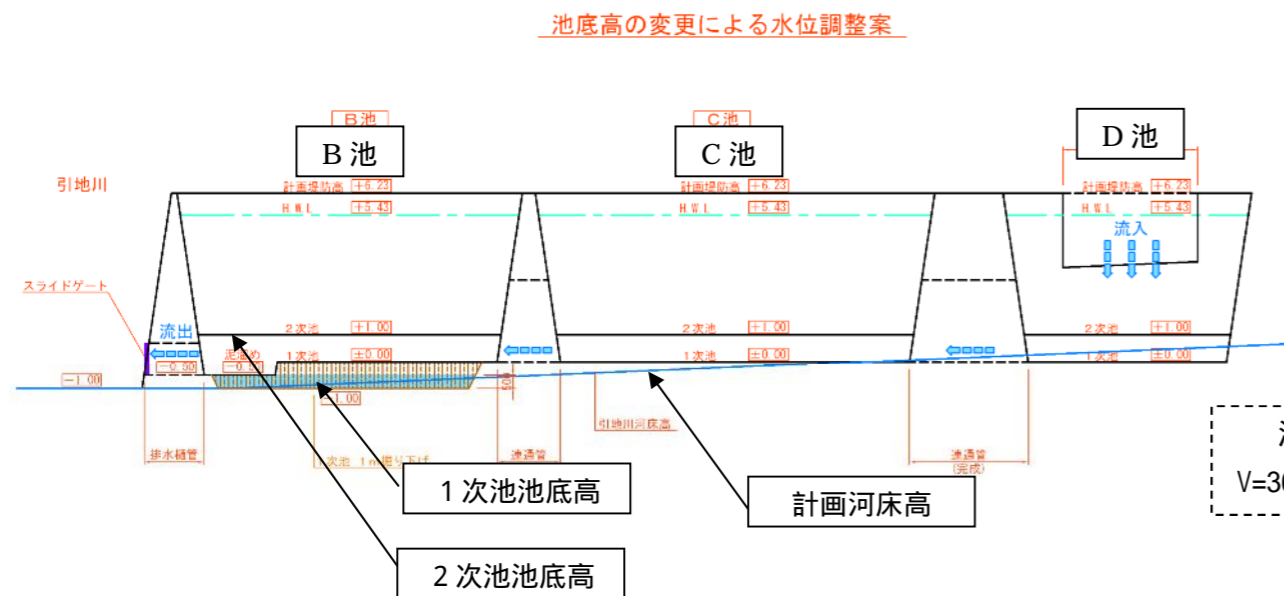


図-1.3.1 遊水地池底高と河川縦断

ここで用いる流出率は、「国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 P35」を参考とする。当該地は河川に近接していることから水田の流出率を準用し、f = 0.7を採用する。

表-1.2.3 f(流出係数の表)

| | | |
|-----------|------------|------------|
| 密集市街地 | 0.9 | |
| 一般市街地 | 0.8 | |
| 畑・原野 | 0.6 | |
| 水田 | 0.7 | |
| 山地 | 0.7 | 山地にはこの値を使用 |

出典：「国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 P35」

下記の算定より、B池への地下水供給量は、360m³/dayとなる。

$$516.1 \text{ m}^3/\text{d} \times 0.7 = 361.3 \text{ m}^3/\text{d} (= 360 \text{ m}^3/\text{day})$$

B池の親水空間部分における必要貯水量 V = 1520m³ (CAD 図計測値 資料1: B池上部利用計画の検討(修正案より)とすると、地下水供給はB池の維持に必要な流量を約4日で供給することとなる(池内の水は概ね4日で循環する)。

$$N = 1520 (\text{m}^3) / 360 (\text{m}^3/\text{day}) = 4.22 \text{ day} \quad 4 \text{ 日}$$

: 1520m³は、資料2より

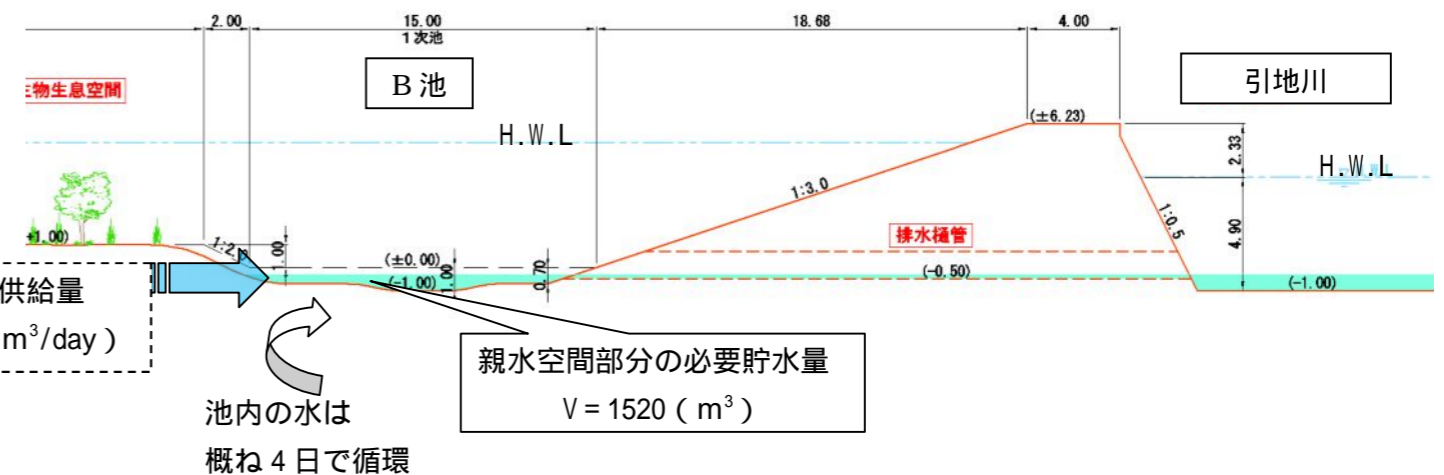


図-1.3.2 B池必要貯水量と地下水供給量

1.4 湧水が不足する場合の維持用水の検討

試算した湧水量 $Q = 360 \text{ (m}^3/\text{day)}$ が不測の事態により確実に確保できない場合を想定し、以下に維持用水手法を検討する。

(1) 計画維持流量

計画維持流量は、導水予定の湧水量 ($360\text{m}^3/\text{d}$) を確保することとし、下記の流量とする。

$$Q = 360 \text{ (m}^3) / (9 \times 60 \times 60) \text{ 秒} = 0.011 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

よって、計画維持流量 $Q = 0.011 \text{ (m}^3/\text{s)}$ とする。

(2) 維持用水方法の抽出

維持用水の取水形式については、A 案 (河川水の導水) と B 案 (地下水揚水) より導水方法を検討する。

表 1.4.1-維持用水取水方式

| | A 案 (河川水導水方式) | B 案 (地下水揚水方式) |
|------|---|---|
| 概要 | C 池上流部に取水用の用水樋管を設置し、河川水を取水する。取水した河川水は C 池の 1 次池より B 池に導水する。 | B 池内に揚水井戸を設置し、地下水を汲み上げ維持用水として利用する。取水した水は水遊び池にて利用し、その後 B 池に導水する。 |
| 水源 | 河川水 (C 池上流 引地川) | 地下水 (B 池内) |
| 施設規模 | ヒューム管 300 にて導水 | ポンプ口径 100、モーター 5.5 kW |

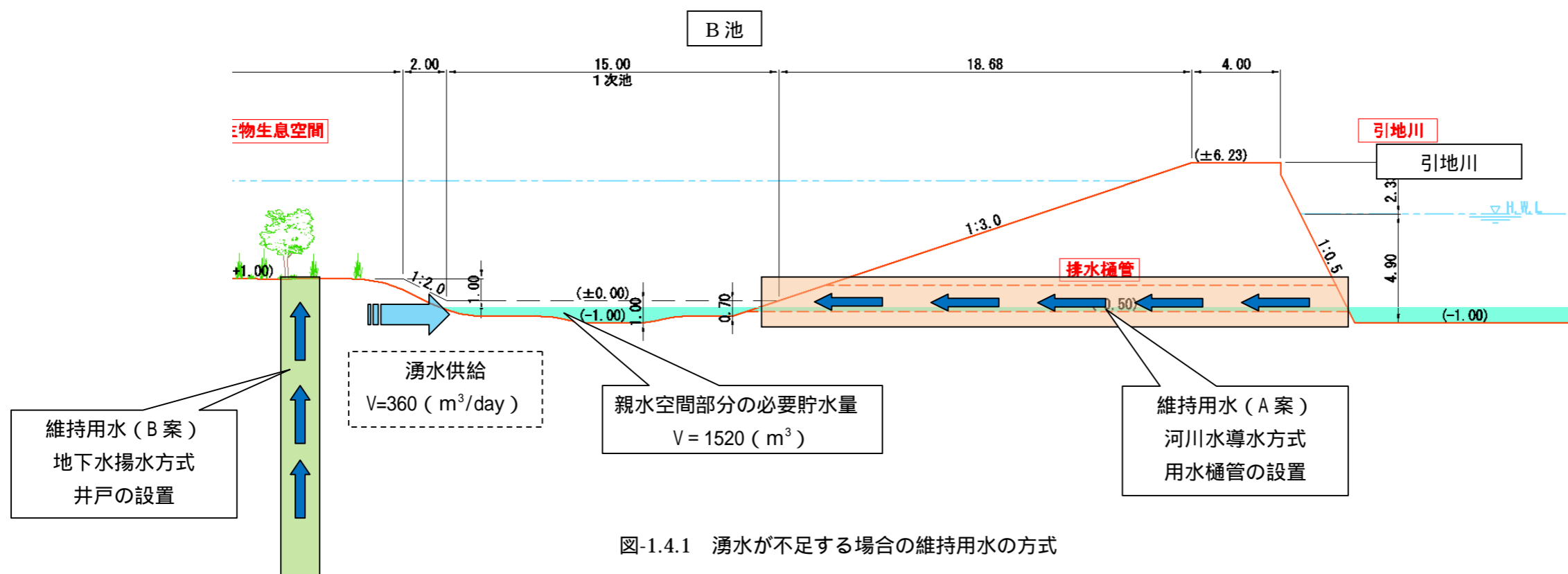


図-1.4.1 湧水が不足する場合の維持用水の方式

| | A 案 (取水樋管設置案) | B 案 (井戸揚水案) |
|-------|---|---|
| 概略図 | <p>C池に取水樋管を設置して導水する。</p> | <p>遊水地に井戸を設置し地下水を揚水する。</p> |
| 構造概要 | C池上流部に取水用の用水樋管を設置し、河川水を取水する。取水した河川水はC池の1次池よりB池に導水する。 | B池に井戸(ポンプ口径100mm、5.5kW)を設置し、地下水を揚水し維持用水として導水する。 |
| 水源 | 河川水(C池上流 引地川) | 地下水(B池内) |
| 施設規模 | ヒューム管 300にて導水 | ポンプ口径 100、モーター5.5kW |
| 導水量 | $V = 360 \text{ (m}^3\text{/9hr)}$ 9時間での流量 $Q = 0.011 \text{ (m}^3\text{/s)}$ | $V = 360 \text{ (m}^3\text{/day)}$ ポンプ9時間稼働の場合 $Q = 0.67 \text{ (m}^3\text{/min)}$ |
| メリット | <ul style="list-style-type: none"> 河川水を導水するため、B池の水質は現在の河川環境に近い状況が再現できる。 自然流下で取水するため、取水時の費用は発生しない。 | <ul style="list-style-type: none"> B池だけで貯留が可能となる。 地下水を汲み上げるため、水遊び池で利用することができる。 安定した水の供給が可能。 遊水地供用開始後でもポンプの設置は可能である。 |
| デメリット | <ul style="list-style-type: none"> 遊水地と同時期に施工する必要がある(供用開始後は施工が難しい)。 本遊水地は、B池に排水樋管、D池に越流堤があり、C池堤防直下に取水管を構築することとなるため、堤防維持管理上の弱点部を増やすこととなり、河川管理上は好ましくない。 洪水時に泥水が侵入し、砂の堆積により取水管が閉塞する可能性があり、ある程度の頻度で管内の堆積土砂の清掃が必要となる。小口径管のため高圧洗浄車による清掃が必要。 引地川の将来計画で計画河床高が現計画より50cm下がる予定であり、将来的にはC池での取水が不可能となる。 | <ul style="list-style-type: none"> 井戸用の水中ポンプは定期的なメンテナンスが必要となる。 工事費は用水樋管建設費より割高である。 |
| 経済性 | 取水樋管構築費用 250万(経費込) 管内清掃費用 100万(年2回) 1 (50万×2) 小計 350万 1: 清掃回数は、降雨規模32mm/hr以上の降雨実績より想定 | 取水井戸設置費用 860万(経費込)・・・(ボーリング費550万、設備費310万) ポンプ運転費 40万(年間) メンテナンス費用 50万(年間) 小計 950万 |
| 評価 | 評価: | 評価: |
| | ・堤防維持管理上の弱点部を増やすこととなり、河川管理上は好ましくない。 | ・建設コスト及び揚水ポンプの電気代が発生するが、確実な取水ができる。 |

1.4.1 取水樋管の検討 (第A案)

B池の導水方法として、上流側のC池に取水樋管を設置し必要容量を確保する。以下に取水樋管の構造を検討する。

(1) 樋管設置箇所

取水樋管の設置は、B池の池底高よりも引地川の計画河床高が高くなる地点に取水樋管を設置する必要がある。検討の結果、池底高が河床高よりも高くなるC池上流側に設置することとなる。

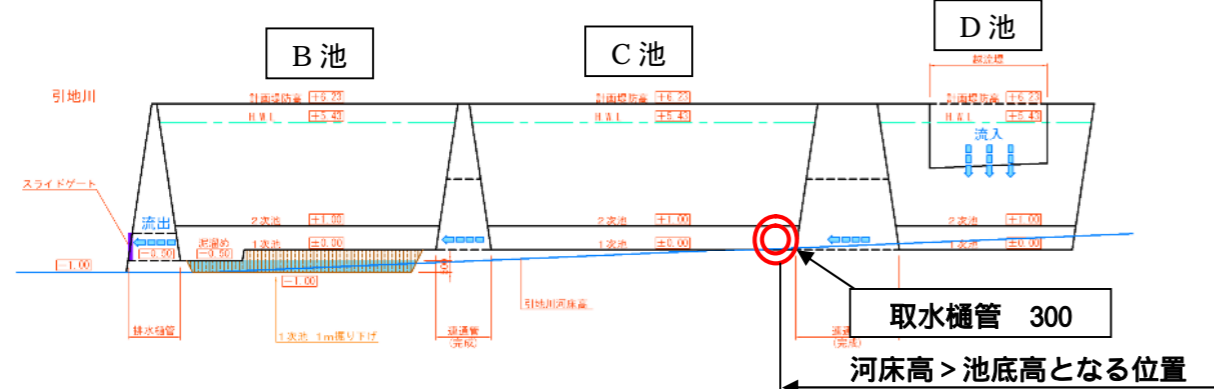


図-1.4.2 樋管設置箇所

(2) 取水量

湧水量 $V=360\text{m}^3$ を1日当たりの必要量とすると、計画維持流量は、下記のとおりとなる。

$$Q = 360 (\text{m}^3) / (9 \times 60 \times 60) \text{秒} = 0.011 (\text{m}^3/\text{s})$$

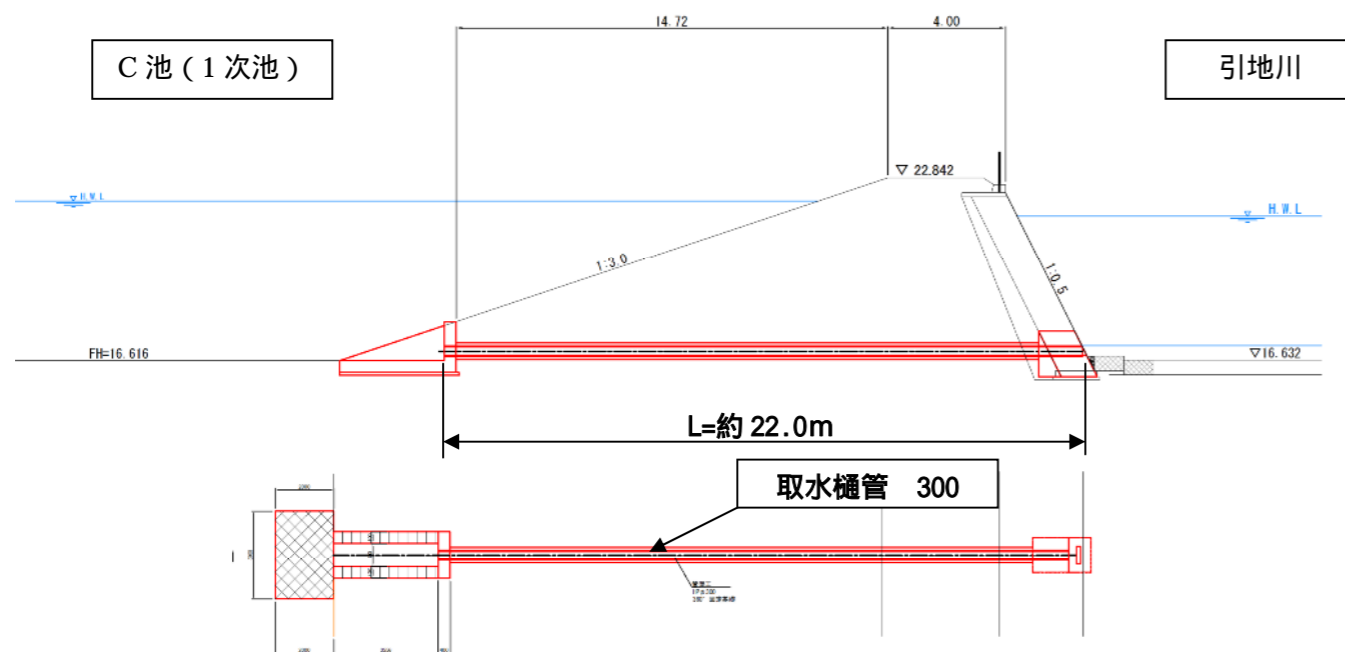


図-1.4.3 取水施設構造図

(3) 取水施設断面の検討

取水施設断面は、取水量より設定する。計画維持流量は $Q=0.011 (\text{m}^3/\text{s}) = (360\text{m}^3/\text{day})$ より、円形管で引地川より取水した場合の断面を算定した。その結果、円形管 300mmの断面が必要となる。

取水管は、コンクリートヒューム管を想定し、粗度係数は $n = 0.013$ 、管路勾配 $1/1,000$ として算定。

水路の流量計算

水路形状：円形 (パイプ)

(1) 計算条件

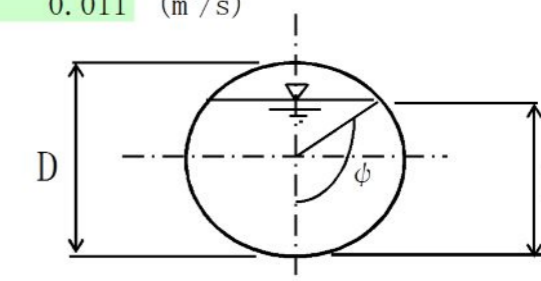
- 水路径
- 粗度係数
- 水路勾配
- 流出量

$$D = 0.300 (\text{m}) \quad 1$$

$$n = 0.013$$

$$I = 0.100 (\%)$$

$$Q = 0.011 (\text{m}^3/\text{s})$$



(2) 計算結果

円形水路の場合、最大流量は満流ではなく、 $h \approx 0.938D$ の水深で生じる。このときの $\phi \approx 2.639 = 151^\circ 12'$

- 断面積 $A = \{ \phi - 1/2 \cdot \sin(2\phi) \} \cdot D^2 / 4 = 0.069 (\text{m}^2)$
- 潤辺 $P = \phi \times D = 2.639 \times 0.300 = 0.792 (\text{m})$
- 径深 $R = A / P = 0.069 / 0.792 = 0.087 (\text{m})$
- 流速 $V = I^{1/2} \cdot R^{2/3} / n = 0.478 (\text{m/s})$
- 許容通水量 $Q_a = A \times V = 0.033 (\text{m}^3/\text{s})$
- 満流の80% $0.8 \cdot Q_a = 0.026 (\text{m}^3/\text{s})$

$$Q \leq 0.8 Q_a \quad \text{OK!}$$

1 計算上の最少断面は 260mmとなるが、ヒューム管の市場性等を考慮し、設定断面は 300とした。

1.4.2 地下水の導入（第B案）

地下水の揚水を行うためのポンプ設備の概算費用を算定する。

(1) 本体工事費

以下に井戸本体の概算工事費を示す。

ボーリング井戸工事概算工事費

| 名称 | 規格・仕様 | 数量 | 単位 | 単価 | 金額 | 摘要 |
|-------------|---------------------|-----|----|---------|-----------|---------------------------|
| 仮設及び撤去工事費 | | 1 | 式 | 300,000 | 300,000 | |
| 掘削工事費 | φ250mm | 75 | m | 30,000 | 2,250,000 | エアハンマー二重管掘削工法 |
| ケーシングパイプ | SGP125A (内径130.8mm) | 75 | m | 5,000 | 375,000 | 配管用炭素鋼管 (JIS. G. 3452黒鋼管) |
| 排水孔加工費 | SGP125A | 15 | m | 4,000 | 60,000 | プラズマ機械切スリット加工 |
| ハンマービット歯先 | φ160mm | 0.2 | 丁 | 600,000 | 120,000 | 特殊鉋幅ビット歯先 |
| 軽油・オイル他雑材費 | | 1 | 式 | 100,000 | 100,000 | |
| ケーシングパイプ挿入費 | SGP125A | 75 | m | 1,000 | 75,000 | 鋼管切断加工、2.75m×37本溶接挿入 |
| 孔内洗浄仕上げ費 | | 1 | 式 | 100,000 | 100,000 | 排水は付近放流処理 |
| スライム処理他雑工事費 | | 1 | 式 | 100,000 | 100,000 | スライムは付近散土処理 |
| 機械器具材料 損料費 | | 1 | 式 | 100,000 | 100,000 | |
| 機械器具材料 運搬費 | | 1 | 式 | 100,000 | 100,000 | 4t積ユニット4台分他 |
| 直接工事費 | | | | | 3,680,000 | |
| 諸経費 | | | | | 1,840,000 | 50% |
| 小計① | | | | | 5,520,000 | |

| 名称 | 型式 | 数量 | 単位 | 単価 | 金額 | 備考 |
|------------|--------------|----|----|-----------|-----------|----|
| 深井戸水中ポンプ | | | | | | |
| 本体ポンプ | US2-1255-45C | 1 | 台 | 2,500,000 | 2,500,000 | |
| ケーブル | 1.25 × 40m | 1 | 式 | 40,000 | 40,000 | |
| 制御盤 屋外型 | BCA3-2.2 | 1 | 台 | 300,000 | 300,000 | |
| 井戸蓋 ステンレス | SDT-SN50 | 1 | 組 | 100,000 | 100,000 | |
| バルブセット | V-50-10KL | 1 | 組 | 70,000 | 70,000 | |
| 水中電極 | ケーブル40m | 2 | 組 | 40,000 | 80,000 | |
| 達成計 | 75-1M | 1 | 個 | 10,000 | 10,000 | |
| 小計② | | | | | 3,100,000 | |
| 合計 (小計①+②) | | | | | 8,620,000 | |

(2) ポンプ運転費用

揚水ポンプの運転費用を以下に試算する。運転時間は、8時～17時の9時間とする。

$$5.5 \text{ kw} \times 22 \text{ 円} \times 9 \text{ 時間} = 1089 \text{ 円} \times 1 \text{ ヶ月} (30 \text{ 日}) = 32,670 \text{ 円} / (\text{月})$$

年間電気代

$$32,670 \text{ 円} / (\text{月}) \times 12 \text{ か月} = 392,040 \text{ 円} / (\text{年}) \quad 40 \text{ 万円} / \text{年}$$

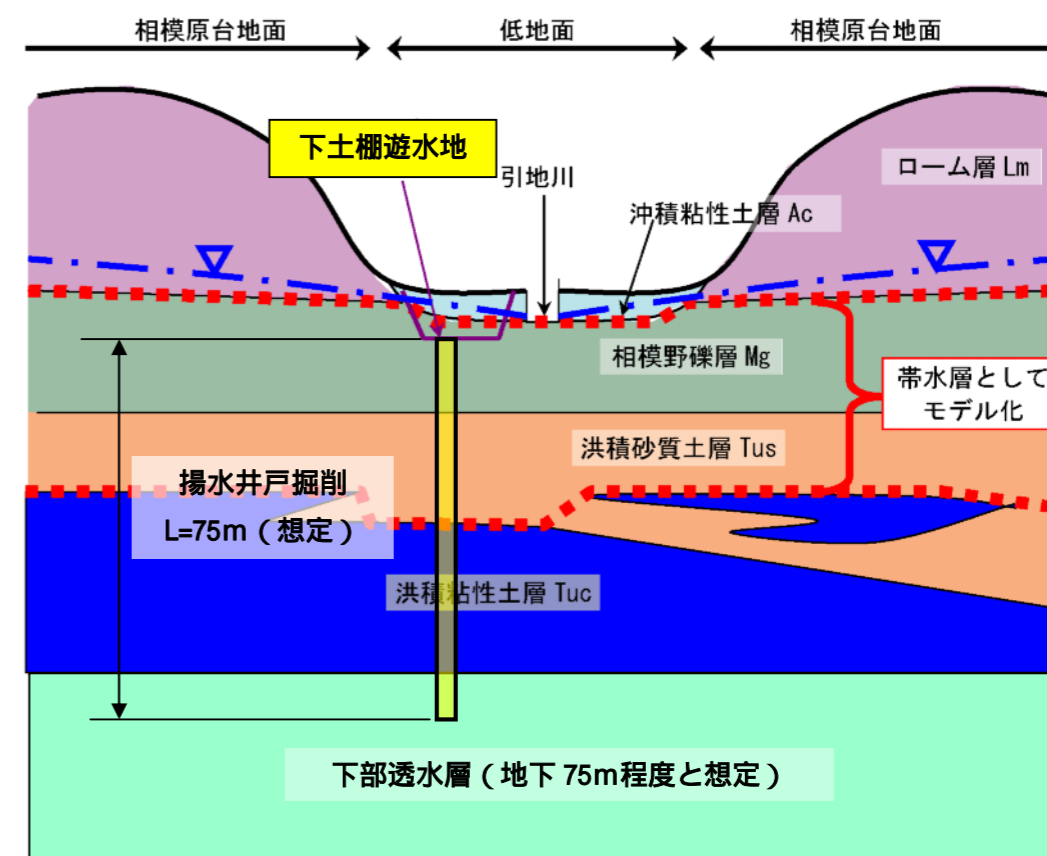


図-1.4.4 維持用水（B案）の概要

揚水井戸諸元

B池内に揚水井戸を設置するため、不透水層（Tuc）下部の透水層より地下水を取水する必要がある。

揚水井戸の掘削深度は、想定で75mとした。

近隣の深井戸施工実績データによれば、井戸は地下150mから取水している実績が確認されたが、当該井戸の場合には揚水量が事例の工業用水井戸よりも小規模であることから、ストレーナー設置深度を50～75mとして計画する。