

青蓮寺用水幹線水路についての追加説明

- 青蓮寺用水幹線水路について
- 第 71 回委員会（H20.1.29）審議資料 2-3
「青蓮寺用水幹線水路と調整池について」の川上委員の説明について
- 別紙 川上ダム利水の代替案に対する見解
（淀川水系流域委員会第 70 回委員会（H20.1.9）審議資料 1-3 の後半部分）

平成 20 年 2 月 20 日

近畿地方整備局

青蓮寺用水幹線水路について

第70回委員会(H20.1.9)において、別紙(p14:審議資料1-3「川上ダム利水の代替案に対する見解」)のとおり説明しましたが、第71回委員会において、再度、「青蓮寺用水幹線水路+矢田川を活用し、伊賀水道用水が導水できるのではないか。」との意見がありましたので、青蓮寺用水幹線水路を活用した導水の可能性について再説明します。

■青蓮寺用水の施設の概要

平面図 (p3) 縦断図 (p4)

施設の概要

名称	数量	施設規模等	型式・構造等
取水工	取水バルブ1ヶ所 静水池 1ヶ所	$Q_{max} = 1.86m^3/Sec$ $\Sigma Q = 930万m^3(年間)$	ホロージェットバルブφ750MM 1台
幹線水路	L=18.5km	$Q_{max} = 1.86 \sim 0.27m^3/Sec$	トンネル、コンクリート暗渠、PC管他
調整池	2ヶ所	上流 $V=11,000m^3$ 下流 $V=24,000m^3$	型式:土堰堤 止水工法:ゴムシートライニング
支線水路	(0号~9号) L=21.0km	灌漑面積10~114 ha $Q_{max} = 0.027 \sim 0.167m^3/Sec$	VP管他(φ75~400) 揚水機4ヶ所 水中, 多段渦巻(φ65~150)
中央管理所	1棟	床面積 330.32㎡	鉄筋コンクリート造平家建
水管理施設	1式		有線による監視, 制御

出典:「青蓮寺用水の概要」(青蓮寺用水土地改良区パンフレットより)

■管理方法

下流調整池にある中央管理所において、上・下流調整池の水位を把握しながら青蓮寺ダムからの取水量と上流調整池から下流調整池への流入量、及び分水工の中でも特に取水規模が大きい徳明分水工の分水流量について、遠方操作による水管理を行っています。

■幹線水路の構造

水路は、計画最大通水量(当初計画の代掻き期の最大取水量)が流れる断面構造としています。設計の考え方をp5、水理計算諸元をp6~8にお示しします。

取水工(静水池)~上流調整池~下流調整池(矢田川上流域)までは、トンネル(自由水面を有する)、コンクリート暗渠(自由水面を有する)、PC管(サイフォン)から構成されています。配管図をp9にお示しします。

青蓮寺用水幹線水路主要構造図一覧

トンネル	暗渠		サイホン(PC管他)		
H=1,800mm R=750mm	1,500mm x 1,500mm	1,500mm x 1,400mm	φ 1,350mm	φ 1,000mm	φ 600mm
8区間	1区間	3区間	5区間	2区間	1区間
3649.27m	70.85m	351.92m	1923.08m	6604.63m	35.23m
	422.77m		8562.94m		

■現状施設での伊賀水道用水 0.358m³/s の通水は不可能

水路は、計画最大通水量（当初計画の代掻き期の最大取水量）が流れる断面構造として経済的に設計されているため、それ以上の水を流すことは困難です。

したがって、現状では、最大取水量の減少分（0.14m³/s～0.10m³/s（下流調整池までの区間））とサイフォン区間の構造上の余裕 0.05m³/s しか別の用途には流すことができず、伊賀水道用水 0.358m³/s を安定的に継続的に流すことは不可能です。

■伊賀水道用水 0.358m³/s を流すには導水路の新設が必要

現状施設では、トンネル区間等の自由水面を持つ流れ、及びその間をサイフォンでつないでいるため、通水量を向上させるために加圧して送水することは困難です。

このため、伊賀水道用水を流すには、通水能力の余裕幅の大小はあっても、暗渠の4区間（約 423m）及びサイフォンの8区間（約 8563m）で増設あるいは改築が必要となるとともに下流調整池等に矢田川に伊賀水道用水を補給するための分流施設を建設する必要があります。

その際、次の事項にも留意する必要があります。

①全体の水路構造のチェックが必要

水路では制水圧、水撃圧など通水や満水状態における圧力に耐える必要があります。したがって、増量した分を加えた全体通水量により構造チェックを行う必要があります。（水道用水の幹線水路は通常、鋼管、ダクタイル鋳鉄管のような水密性の高い管を使用しているが、青蓮寺用水の管路区間は建設当時に経済性の観点からP C管を主体として採用されており、現在では漏水対策が頻繁に必要な可能性が高いと考えられる。）

②分流の制御方法の構築が必要

木津川の不足分のみを青蓮寺ダムから補給する場合は、日々、補給量＝分水量が異なります。このため、分流施設は日々制御する構造と制御システムが必要となります。

③矢田川に流した水が必ず森井堰に届くような農業用水利用の調整が必要

矢田川には農業用水取水堰が3箇所あります。（p 10参照）渇水時に補給した水がこれらの堰で取水されずに通過できるためには、堰を改造するとともに取水利用のルールを堰管理者と合意することが必要となります。

④管理方法等の検討・調整が必要

一般に農業用水の水管理に関する費用は受益者が負担することとなっています。農家からの賦課金により土地改良区が管理を行っているもので、新たな水管理における費用の負担と管理方法（水管理体制）の検討及び調整が必要となります。

⑤既存施設の維持・更新の負担が多くなる恐れ

全ての施設は、建設から30年以上も経過しており、老朽化した施設を活用することは、維持管理や施設更新の負担が伴うほか、さらに増設あるいは改築を行う場合は多大な費用が必要となります。

⑥既存施設の費用負担の再調整が必要

現有施設は土地改良事業で設置されたものであり、地元負担が伴っています。農業用水路が他目的にも利用される場合には費用負担や財産に関する再調整が必要となります。

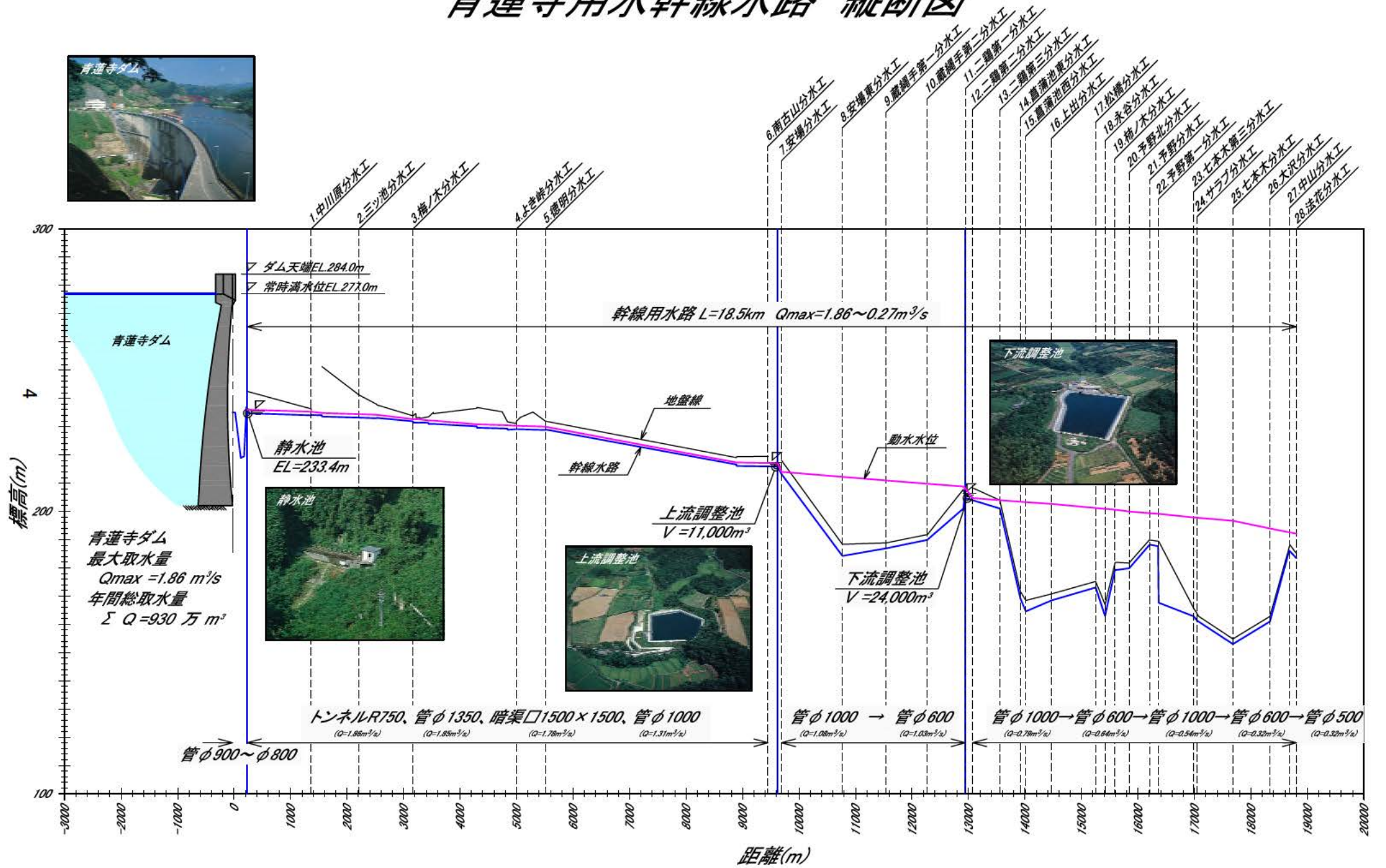
このため伊賀水道用水 0.358m³/s を確実に導水し、適確な管理を行うには導水路（φ600、L=8700m）を新設する方が望ましいと考えます。

青蓮寺用水幹線水路 平面図



凡	例
	幹線用水路
	調整池
	分水工
	導水路新設案

青蓮寺用水幹線水路 縦断図

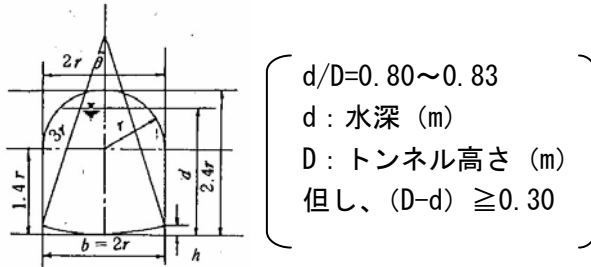


青蓮寺用水水利施設の設計の考え方について

青蓮寺用水の水利施設は農林水産省土地改良事業計画設計基準（昭和 50 年、54 年）に基づき設計されたものである。

①トンネルの設計

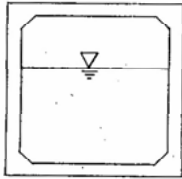
トンネルの余裕高は計画最大流量を流下させる時に、トンネルの高さに対し約 8 割の水深とする。（昭和 50 年 P130）



②暗渠の設計

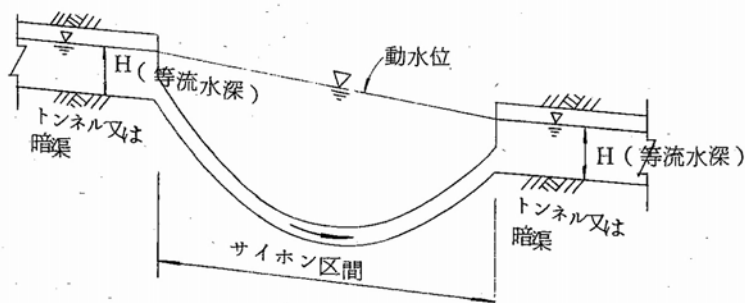
暗渠の管径は計画排水量を満流に至らせないで、流去させ得る大きさとする。

管径は管内での土砂の沈積、水あかの付着等による管断面の縮小を考慮し、計画流量を管径の 70% 程度の水深で流し得るよう決定することが望ましいとされている。（昭和 54 年 P29）

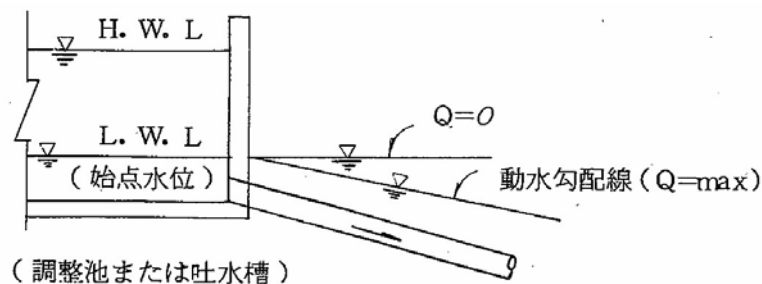


③サイホンの設計

上流部のトンネルまたは暗渠の最終動水位をサイホン始点水位、下流部のトンネルまたは暗渠の動水位をサイホン末端水位とする。



上流調整池と下流調整池の区間のパイプライン（クローズド）及び下流調整池以降のパイプライン（クローズド）については安全を見込みパイプラインの始点水位は調整池の $L \cdot W \cdot L$ とする。

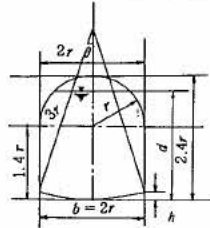


第4節 水理計算諸元

幹線水路及び支線水路における水理計算は次の手法で行うものである。

4-1 トンネル

計算は中原通夫著水理計算図表(マンニング平均流速公式)



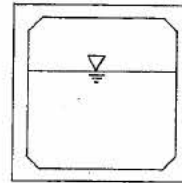
による。ここに

- Q : 計画流量 (m³/s)
- I : 水路勾配 (= 1/1600)
- n : 粗度係数 (= 0.015)
- r : トンネル半径 (= 0.75 m)

(計算手順)

	内 容	関連公式及び図表
①	既知の Q、I、n、r より $a \cdot \beta^{2/3}$ を求める	$\frac{Q \cdot n}{I^{1/2} \cdot r^{8/3}} = a \cdot \beta^{2/3}$
②	$a \cdot \beta^{2/3}$ より d/r を求める	(d/r - aβ ^{2/3}) 関係表
③	d/r の値より d を求める	
④	d/r より a (= A/r ²) を求める	(d/r - a) 関係表
⑤	a より 通水面積 A を求める	$a = A/r^2 \Rightarrow A = a \cdot r^2$
⑥	A、Q より V を求める	$Q = A \cdot V$
⑦	速度水頭 H _v を求める	$H_v = V^2/2g$

4-2 暗 渠



マンニング平均流速公式により断面を決定する。

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに

- Q : 流量 (m³/s)
- V : 平均流速 (m/s)
- A : 流水断面積 (m²)
- I : 動水勾配
- R : 径深 (= A/潤辺長) (m)
- n : 粗度係数 (= 0.015)

水理計算諸元(パイプライン(その1))

4-3 パイプライン

(1) 使用公式

ヘーゼン・ウィリアムス公式を使用する。

$$i = 10.666 \cdot Q^{1.85} \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.85}$$

$$H = i \cdot L$$

ここに

i : 動水勾配	C : 粗度係数	
Q : 流量 (m ³ /s)	PC	130
D : 口径 (m)	DCP	130
H : 摩擦損失水頭 (m)	SP	130
L : 延長 (m)	FRPM	150
	VP、VU	D > 0.15 150
		D ≤ 0.15 140

(2) 摩擦損失以外の損失

摩擦損失の10%を分岐、屈曲、バルブ等のその他の損失として計上する。

4-4 始点水位

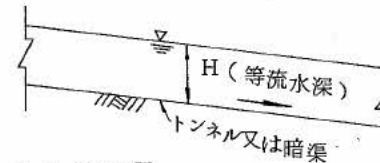
各水理計算での始点水位は次のように定めるものである。

なお、水理計算での流量は代かき最大流量である。

(1) 幹線トンネル、暗渠部

区間流量から定まる等流水深で流下すると考える。

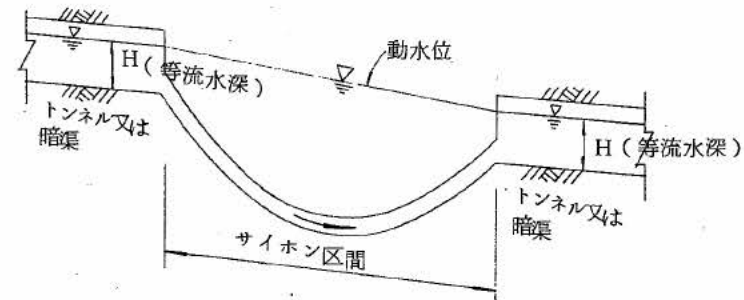
ここに水深は前記した各方法、水理公式を用いて算定する。



(2) 幹線サイホン区間

① トンネル、暗渠にはさまれる場合

上流部のトンネルまたは暗渠の最終動水位をサイホン始点水位、下流部のトンネルまたは暗渠の動水位をサイホン末端水位とする。



水理計算諸元(パイプライン(その2))

② クローズドタイプパイプラインなる場合

上流調整池と下流調整池の区間のパイプライン(クローズド)及び下流調整池以降のパイプライン(クローズド)については安全を見込みパイプラインの始点水位は調整池のL・W・Lとする。

(8) 支線水路

① 幹線直分岐の場合

幹線分岐点の動水位とする。

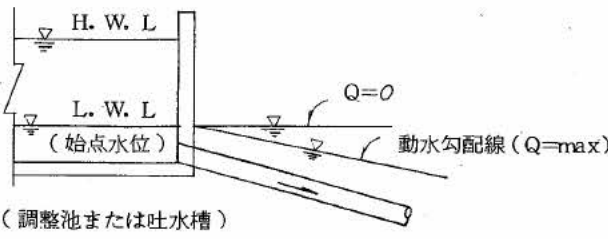
② 揚水機により加圧送水する場合

揚水機の全揚程から、ポンプ回り損失($H_p=5.0m$)を控除した値をポンプ場直前の水位に加算した値。

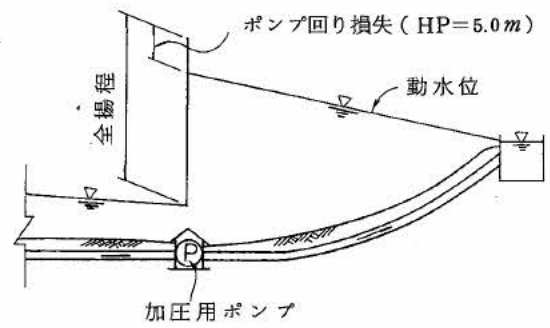
③ 吐水槽から分水する場合

安全を見込み吐水槽のL・W・Lとする。

(始点が調整池、吐水槽の場合)

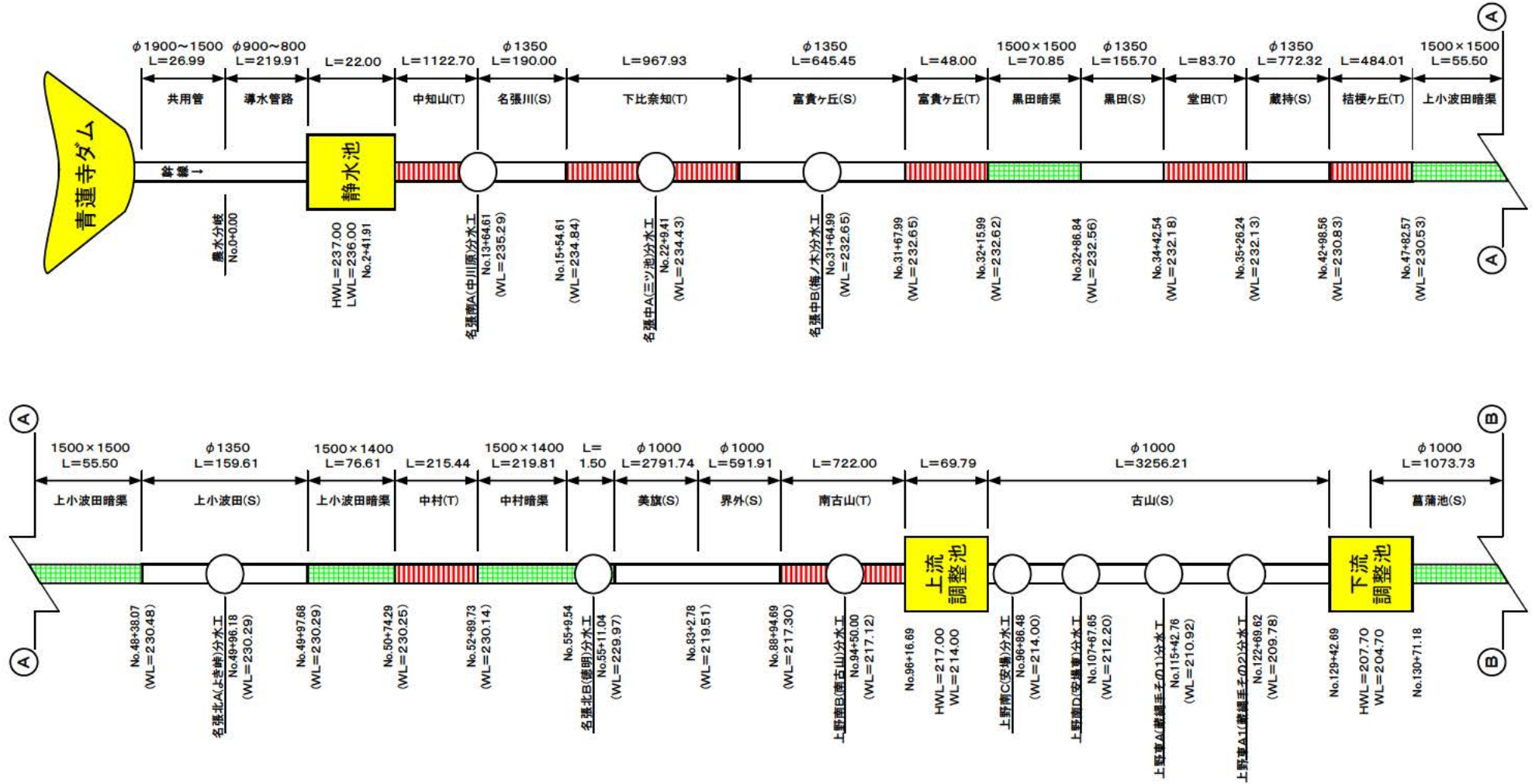


(加圧送水の場合)

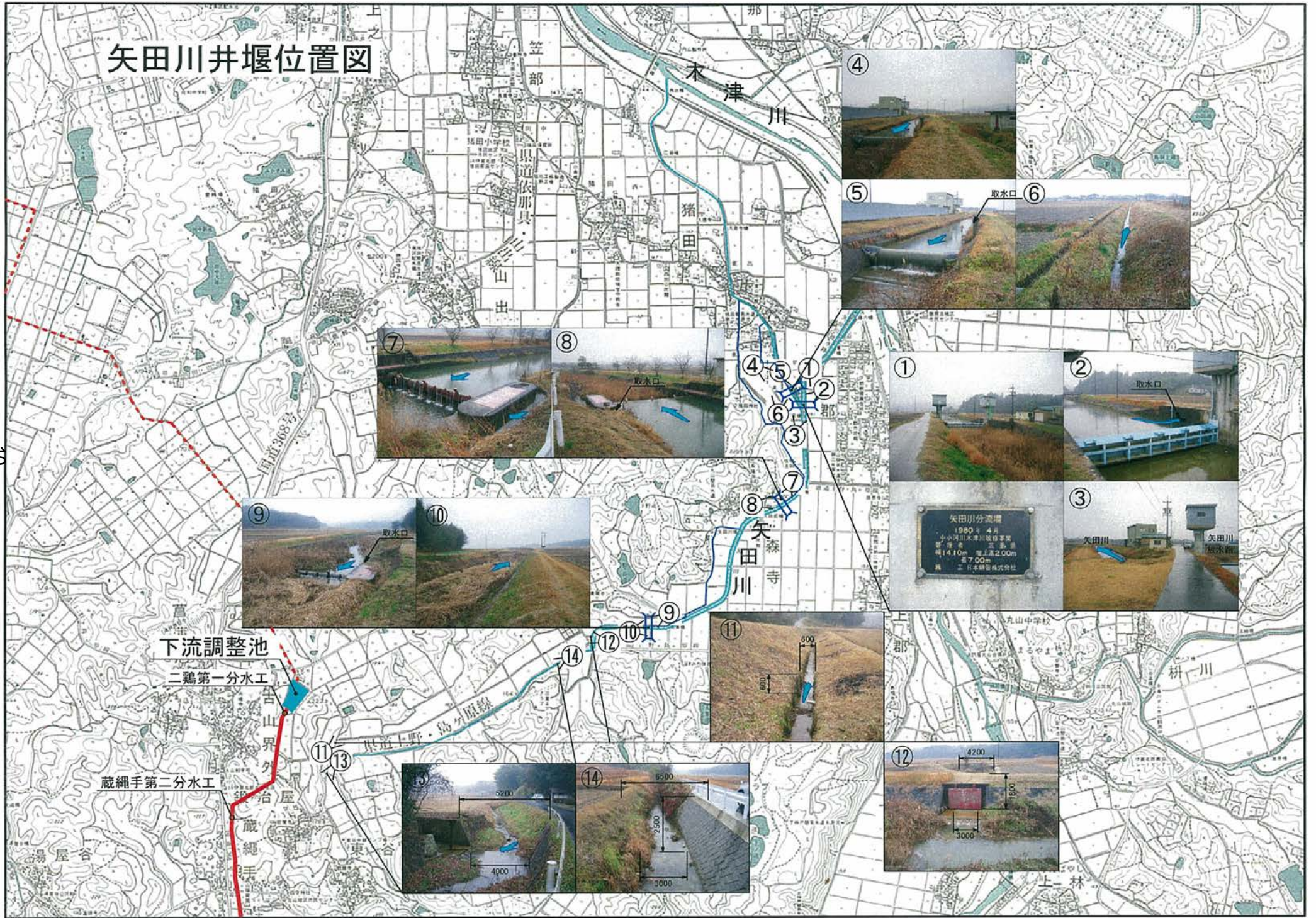


凡 例	
記 号	名 称
	(T) トンネル
	(S) サイホン
	暗渠(ボックスカルバート)
	分土工
WL	動水位

出典: 水利施設水理及び構造計算書資料集
 昭和60年3月 青蓮寺地区用水系統図
 東海農政局青蓮寺開拓建設事業所
 を一部修正、着色。



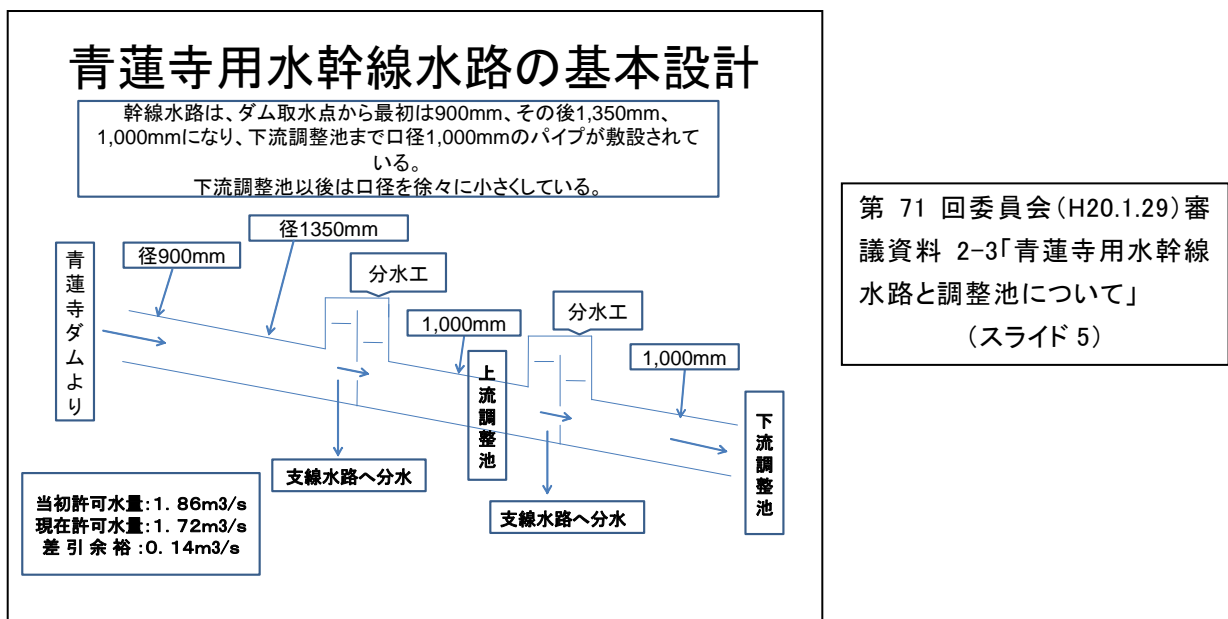
矢田川井堰位置図



第 71 回委員会 (H20. 1. 29) 審議資料 2-3

「青蓮寺用水幹線水路と調整池について」の川上委員の説明について

河川管理者が第 70 回委員会 (H20. 1. 9) 審議資料 1-3 「川上ダム利水の代替案に対する見解」の中で、「青蓮寺用水の最大取水量は、当初の $1.86\text{m}^3/\text{s}$ が、かんがい面積や作付け時期の変更により、平成 15 年に $1.72\text{m}^3/\text{s}$ に変更されていますが、これによる管路の余裕は $0.14\text{m}^3/\text{s}$ (幹線水路の送水能力は末端に行くほど小さくなっているため末端の余裕はさらに小さくなります) しかありません。また、構造から流下能力を評価しても余裕は $0.05\text{m}^3/\text{s}$ (矢田川に隣接する下流調整池の直上流地点) しかありません。したがって、伊賀水道用水必要水量 $0.358\text{m}^3/\text{s}$ の導水は行えません。」と説明した内容に対して、第 71 回委員会 (H20. 1. 29) 審議資料 2-3 「青蓮寺用水幹線水路と調整池について」で、川上委員より以下のおり説明されましたが、内容に誤解がありますので再説明します。



説明内容 (1)

同じ配管ですずっといきますと、これは過剰設備ということになります。したがって配管は小さくしていくわけです。

・・・幹線水路はダム取水点から最初は900mm、その後1,350mmになりまして、その次に1,000mmになって、下流調整池まで口径1,000mmのパイプがずっと延々と敷設されているわけです。

・・・したがって、河川管理者が提出された、先ほど私が読み上げた資料のように幹線水路が末端に行くほど小さくなっていて、下流調整池の直上流地点で流下能力の余裕が $0.05\text{m}^3/\text{s}$ しかないということは、これはちょっとおかしいと思います。

説明内容 (2)

平成15年までは $1.86\text{m}^3/\text{s}$ 、そして平成15年以降は $1.72\text{m}^3/\text{s}$ 、差し引き $0.14\text{m}^3/\text{s}$ が実際に送水されていたわけなんですね。ですから、余裕が $0.05\text{m}^3/\text{s}$ しかないというこの見解は間違っているというふうに私は判断したわけですがけれども、河川管理者はいかがでしょうか。

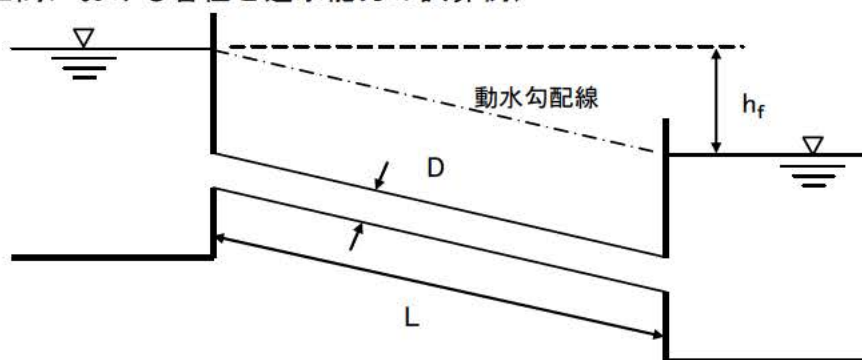
■説明内容（１）について

・青蓮寺用水の幹線水路の構造は p 9 にお示ししたとおり、静水池～上流調整池～下流調整池（矢田川上流域）までは、トンネル（自由水面を有する）、コンクリート暗渠（自由水面を有する）、PC管（サイフォン）から構成されています。したがって青蓮寺用水の幹線水路は、青蓮寺ダムからパイプラインが連続している訳ではなく、自由水面を持つトンネル区間や調整池等で管路内の水圧は開放されています。

・また、幹線水路は、青蓮寺ダムから静水池、河川横断区間、上・下流調整池を除いては地中に埋設されており、現地で直接確認することはできません。

・青蓮寺ダムの水圧を受けて流下するφ800区間（青蓮寺ダム～静水池）の通水能力と自由水面を持つ上・下流調整池の間のφ1000のサイフォン区間（上流調整池～下流調整池）の通水能力を概略比較すると以下のとおりです。

（管水路区間における管径と通水能力の試算例）



ヘーゼン・ウィリアムズ式	$h_f = 10.666 C_H^{-1.85} D^{-4.85} Q^{1.85} L$	流速： $V = Q/A$
h_f ：摩擦損失水頭 (m)	D ：管径 (m)	
C_H ：流速係数 (130)	Q ：流量 (m^3/s)	L ：管路長 (m)

①青蓮寺ダムから静水池のサイフォン区間（φ900：22m、φ800：198m）

※対象区間のほとんどを占めるφ800の鋼管の流量、流速

$h_f = 2.4m, L = 198m, D = 800mm \rightarrow A = 0.5m^2, V = 3.7m/s, Q = 1.9m^3/s$

（φ800区間の摩擦損失水頭 h_f が不明なため、設計流量 $1.86m^3/s$ から h_f を逆算しました。）

②上流調整池から下流調整池のサイフォン区間（φ1000：3221m、φ600：35m）

※サイフォン区間のうち構造上の余裕がもっとも小さい区間（蔵縄手その1分土工：NO.115+42.76 から蔵縄手その2分土工：NO.122+69.62 までの間）のPC管の流量、流速

$h_f = 1.14m, L = 727m, D = 1000mm \rightarrow A = 0.8m^2, V = 1.4m/s, Q = 1.1m^3/s$

以上のように、管径が大きくても動水勾配（上下流の水位差と管路長）が小さい場合は水管内の流速は小さくなるため通水能力は下がります。したがって、管径の大きさと通水能力が決まるものではありません。

■説明内容（2）について

・河川管理者が別紙（p 14）にお示しする第70回委員会（H20.1.9）審議資料 1-3「川上ダム利水の代替案に対する見解」の中で示した余裕には、2つの内容が含まれています。

(1) 施設を造ったときからあるサイフォン区間の構造上の余裕 $0.05\text{m}^3/\text{s}$

構造上の余裕とは、PC管には製造上の規格があるため、設計流量を満足する直近上位の規格を採用していることから生じる余裕です。

見解の中でお示した数値は、上流調整池から下流調整池までのサイフォン区間における余裕の最小値であり、具体的には下流調整池の約700m手前の蔵縄手その1分水工：NO.115+42.76から蔵縄手その2分水工：NO.122+69.62の間の余裕が $0.05\text{m}^3/\text{s}$ となります。

(2) 水利権の見直しによる余裕

設計流量（最大 $1.86\text{m}^3/\text{s}$ ）－見直し流量（最大 $1.72\text{m}^3/\text{s}$ ）

→ 下流調整池までの区間の余裕は $0.14\text{m}^3/\text{s}\sim 0.10\text{m}^3/\text{s}$

水利権の見直しによる余裕とは、管路の規模を決める設計流量は当初の水利権から決定しているため、H15に水利権を見直し縮小したことから生じる余裕です。

最初の分水工の直前の幹線水路の余裕は最大で $0.14\text{m}^3/\text{s}$ となりますが、幹線水路の通水能力が28箇所に分水工を通過する毎に末端に行くほど小さくなるためこの余裕も小さくなります。

下流調整池までの区間における余裕は、下流調整池の約700m手前の蔵縄手その1分水工：NO.115+42.76から蔵縄手その2分水工：NO.122+69.62の間で最小となりその値は $0.10\text{m}^3/\text{s}$ となります。

従って、下流調整池までの幹線水路の余裕の合計は $(1) + (2) = 0.15\text{m}^3/\text{s}$ となります。

川上ダム利水の代替案に対する見解

川上ダムの利水の代替案として、青蓮寺ダムによる大阪市の開発水量 $1.035\text{m}^3/\text{s}$ を転用し、青蓮寺ダム貯水池より青蓮寺ダム特定かんがい（青蓮寺用水）の導水管路を利用して矢田川に放流し伊賀水道用水取水地点まで導水するという提案について、上記の水需要の抑制についての考え方を踏まえた河川管理者の見解は以下のとおりです。

なお、青蓮寺用水の水利権は $1/10$ 渇水年における降雨を考慮した必要水量より設定されており、最大 $1.72\text{m}^3/\text{s}$ の期別取水量で、かつ年間総取水量 930 万 m^3 以内となっています。

また、ダムの開発水量は、取水地点における必要水量に対して当該地点の元々の河川の流量で不足する水量をダムから補給することで確保されています。このため、取水地点が異なると同じダム容量を使用しても確保できる開発水量は異なります。また、既存の水源であっても、取水地点を変更する場合には他の取水に支障を与えないことが必要になります。このようなことから、青蓮寺ダムの枚方地点開発水量を上流地点での取水に変更した場合には、開発水量は減少します。

- ・ 青蓮寺ダムは淀川下流において $2.3\text{m}^3/\text{s}$ の開発水量がありますが、近年の水資源開発施設の供給能力を踏まえ、さらに今後の長期的な気象変動に対しても利水安全度の確保を図っていく上で、青蓮寺ダムの水源を転用することは水系全体としては利水安全度の低下に繋がります。
- ・ 大阪市においては、青蓮寺ダムの水源について、今後の利水安全度の確保や将来の必要を踏まえて引き続き保有していきたい意向です。
- ・ 青蓮寺用水の最大取水量は、当初の $1.86\text{m}^3/\text{s}$ が、かんがい面積や作付け時期の変更により H15 年に $1.72\text{m}^3/\text{s}$ に変更されていますが、これによる管路の余裕は $0.14\text{m}^3/\text{s}$ （幹線水路の送水能力は末端に行くほど小さくなっているため末端の余裕はさらに小さくなります）しかありません。また、構造から流下能力を評価しても余裕は $0.05\text{m}^3/\text{s}$ （矢田川に隣接する下流調整池の直上流地点）しかありません。したがって、伊賀水道用水必要水量 $0.358\text{m}^3/\text{s}$ の導水は行えません。
- ・ 以上より、青蓮寺ダムによる大阪市の開発水量 $1.035\text{m}^3/\text{s}$ を転用し、青蓮寺ダム貯水池より青蓮寺用水の導水管路を利用して矢田川に放流し伊賀水道用水取水地点まで導水するという案については、有効な代替案とは言えません。