

研究展望

REVIEW

研究展望

地下河川の水力課題

HYDRAULIC ASPECTS OF DESIGNING UNDERGROUND RIVERS

栗城 稔

Minoru KURIKI

正会員 工修 建設省土木研究所河川部都市河川研究室長
(〒305 つくば市旭1)

Key Words : *underground river, overflow levee, vortex dropshaft, pressured tunnel*

1. ま え が き

近年、都市部を流下する河川の改修において、地下に河川施設を設置する計画が種々、立案されており、実施例も急増しつつある。これは、河川沿いの土地が高密度に市街化され、河川幅の拡大等の通常の方法での改修に伴う用地取得が困難となっていること、改修事業の緊急性に鑑み事業の進捗を確保することが要請されていること等がその背景となっている。

また、水理解析や模型実験技術、ゲート・ポンプの制御技術、トンネル技術の信頼性・施工技术等の向上により、地下河川の水力状態として、開水路のみならず圧力管も採用され始めている。

地下河川については種々のタイプがあり、タイプ毎に計画時の考え方や技術的課題も異なる。本論は主に圧力方式のものについてこうした地下河川の水利上の課題を整理し、既往の研究をレビューするとともに、今後の研究の方向について論ずるものである。

2. 地下河川の種類および全体構造

地下河川は放流先の違いから自己完結方式(バイパス)と他水系放流方式(放水路)とに、また、河川の流量に対する放流量の割合から全量放流と一部放流とに、さらに、計画流量が流下する際のトンネル内の水利状態から開水路方式、圧力管方式、開水路・圧力管混合方式とに分類することができる。水利状態による分類の各方式は、自然流下かポンプによって排水するかによってさらに細かく分類される。水利状態による分類を概略図で示すと図—1¹⁾のようになる。

図—2にポンプ併用圧力管方式の地下河川の全体構造概略図を示す。地下河川は流入部、トンネル部、流出部

に区分される。このうち、流入部は本川河道から洪水を分流し、トンネルに落ち込む施設であり、設定された流量を分流する越流部、流水を落下させるとともに減勢させる立坑部、これらの間を平滑につなぐ導水路からなる。また、この流入部に、立坑付近の管路内に混入した空気を抜くためのエアバントを設置する場合もある。

トンネル部は地下河川の本体であり、設定された流量を安全に流下させる機能を持つ。図—2に示すように、圧力管方式の場合はほぼ水平(トンネルの維持管理のために排水する必要があるので勾配をつけるが、この場合でも洪水時の流下方向と必ずしも同方向とする必要はない)とするのが一般的である。開水路方式でも、ポンプ使用の場合は河床を水平とすることが可能である。これらの場合、トンネル部は洪水の初期には貯水池としての役割を果たす。

流出部はトンネル内に流入・貯留した流水を排除する施設であり、自然流下の場合とポンプ排水の場合とがある。開水路方式でポンプを使用する場合、高揚程大容量のポンプが必要となるが、圧力管方式の場合には、逆サイホンによって下流端水位が押し上げられるため、ポンプは低揚程大容量となるのが一般的である。

3. 流入部の水力

(1) 越流部

地下河川を導入するときには、不測の事態で地下河川が使用不能となった場合においても、現状より不利になることがないように、現況河道はできるだけ最低基準の安全度を付加した上で確保しておくことが望ましいとされており²⁾、また、平常時には下流河道の流量が確保されるように、新たに建設される地下河川が現況の河道の洪水流量を全量受け入れる場合でも、洪水時にのみ現況

	自然流下	ポンプ使用
開水路方式	自然流下開水路方式(一般のトンネル河川) 	ポンプ排水開水路方式
圧力管方式	自然流下圧力管方式 	ポンプ併用圧力管方式 (吸上げ型) (押し込み型)
開水路・圧力管混在方式	自然流下圧力管方式 	ポンプ併用圧力管方式

図-1 水理状態による地下河川の分類 (国土開発技術センター¹⁾による)

の河川を締め切る構造物(本川ゲート)を設置することとなる。したがって全量放流の場合に洪水流を地下に分流する越流堤については、越流堤の延長方向の流れがない正面越流となるので、越流堤設置箇所の本川の流下能力が過大であっても問題とはならず、ある決められた水位の上限値内(通常は計画高水位)で所定の越流量が得

られるかどうかの検討をすれば良い。

一方、本川の流量の一部を地下河川に導くという計画の場合、本川ゲートによって本川を流下する量を調節したり、越流堤位置の水位を調節するということは一般的に行わない。これは、不測の事態で構造物が正常に機能しなかった場合、その構造物が原因でそれが無かった場

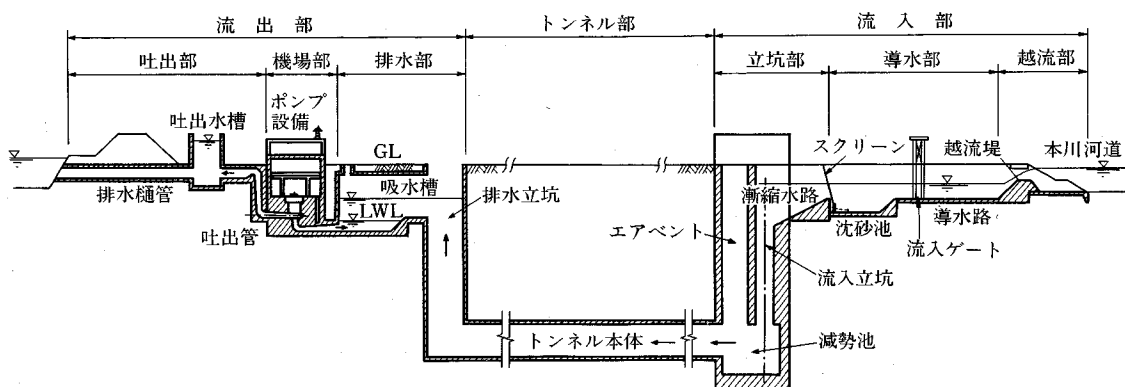


図-2 地下河川全体構造概略図 (ポンプ併用圧力管方式)

合よりも悪い状況が発生する可能性があるからである。したがって、一般的には操作を必要としない固定堰方式の越流部で、横越流によって所定の流量を地下河川に導くことになる。ただし、トンネル部を地下調節地として利用する場合、容量の有効利用という観点から越流堤上に可動堰を設けることを検討している事例はある³⁾。

越流堤の長さや高さについては、所定の流量を分流するのに多数の組み合わせが存在する。越流堤の高さを低くすると、越流堤の長さを短縮することが可能となり、必要な用地が減少する。しかし、その一方で越流が小さい流量で始まることから、地下河川が頻繁に使用されることとなり、維持管理上不利となる。また、地下調節地の場合には調節容量を効果的に利用するため、越流開始流量には特に注意を払わなければならない。

地下河川の設計に当たっては、計画流量の流入時にも越流堤背面(導水路)の水位を低く保ち、越流堤頂で限界水深が発生するようにしている。これは、導水路の水位の変化が越流量に影響を与えることのないようにするためである。圧力式地下河川において導水路の水位は、下流端水位(吸い上げ型ポンプ排水方式の場合は吸水槽水位)に全エネルギー損失を加えて推定することができるが、この水位が計算上、設計上の誤差を持っていても、越流堤上で限界水深を生じさせることによって、誤差が越流量まで及ぶのを防ぐことができる。

一樣水路における横越流せきの越流量を与えるものとして、De Marchi の式と中川の式がある。

De Marchi の式⁴⁾は、一樣な長方形断面に横越流せきが設置されたとき、流量係数が一定で、水路内の流れの持つエネルギー水頭は変化しないという仮定のもとに解析的に得たもので、次の式で表される。

$$q = -\frac{dQ}{dx} = \frac{2\sqrt{2g}}{3} \mu d^{2/3} \quad (1)$$

ここで、 q : 単位せき長当りの越流量、 μ : 流量係数 (=

0.623)、 d : せき上の水深である。せき上流端からの距離と水深の関係式が別途与えられているので、せき上の水面形についても解くことができる。

中川ら⁵⁾は、実験結果から、式(1)を含む既往の横越流公式の精度が低く、あるいはその適用範囲が限られることから、一次元解析法による流量推定精度の限界を示すと同時に、せき上流端を曲がる流れを Prandtl-Meyer flow と同様に扱って二次元解析によって横越流量を推定する方法を示した。

しかしながら、地下河川の越流堤は、現況の河川の法線形、用地の制約等から越流せきの区間を一樣な断面としたり、直線とすることが出来ない場合が多い(一般的に言って、河川の断面を自由に設定できるところには地下河川を設置する必要がなく、地下河川の地上部は常に用地の制約を受けると考えて良い)。特に、地下部及び立坑との位置関係から、湾曲部の内側に越流堤を設置せざるを得ない場合、越流部の長さが制約され、所定の越流水深を確保するために河川断面を変化させなければならない場合、せきの高さを流下方向に変化させる場合等、解析的には解くことが難しいケースが多い。このため、実際に現地に設置される越流堤の諸元を決定するに当たっては、水理模型実験によってその性能を確認するのが一般的となっている。

横越流(一部放流)の場合、計画通りの越流量が得られないということは、建設した地下河川の能力を無駄にするということを意味するばかりか、越流堤下流の本川に計画値以上の流量を流下させてしまうことになる。ここでは、正面越流(全量放流)の場合のように、所定の水位での越流量が少ないと、越流堤前面の水位が上昇して越流量が増えるという補償機能は持ち得ない。

これとは逆に、計画値以上の越流量があった場合には、排水ポンプの能力、地下河川全体のエネルギー損失から地下河川がシステムとして受け入れる量に限界があるた

め、越流堤背面（導水路）の水位上昇をもたらし、この水位上昇がある程度以上になると潜り越流となって越流量の低下につながるというフィードバックがある。しかし、この場合でも、計画値を越えた水位上昇は本川水位にも影響を与える可能性があり、無条件で許容できるものではない。

このように、越流堤は地下河川全体の機能を左右する重要な構造物であり、したがってその設計にあたっては模型実験で施設毎にその水理特性が確認されてきた訳であるが、最近の数値解析手法と計算機の能力の進歩は目ざましく、越流堤の周辺の水の流れを3次元的に解析することが可能となり、これまでの様に、概略の設計を数値計算によって行い、これを水理模型実験で確認するというばかりではなく、水理模型実験によって基本的な性能の確認を行った後、この実験により同定した数値解析法により流量、水位、構造物諸元等の条件を変化させて解析を行うといった形での模型実験と数値解析の併用も考えられるようになった。

例えば、土木研究所において検討中の首都圏外郭放水路の越流部に関する水理解析においては汎用の3次元流体解析ソフトウェアが使われ、越流堤の上下流約1km区間を約10万点の計算格子で表して3次元流体解析を行っている。

(2) 導水路

導水路は導水路、沈砂池、スクリーンからなり、越流部で分流した洪水を流入立坑部まで導入する機能のほかに、水以外の流下物がトンネル部に流入するのを防ぐ機能を持つ。越流堤を越えて流入した流れは、導水路上で常流を形成し沈砂池へと導かれる。

河川の排水機場の場合、沈砂池の長さ L の標準値は、比重 2.65、粒径 0.3 mm の土粒子が $V=0.3$ m/s の流速を持った水路内で沈降するのに必要な長さとして得られる⁶⁾。このときの土砂の沈降速度は 0.032 m/s であるから、沈砂池の長さは有効水深の約 9 倍となる。有効水深 h (m) は沈砂池の幅を W (m) とすると、

$$h = \frac{Q}{0.3W} \quad (2)$$

で与えられる。ここに、 Q は流量 (m³/s) である。

これは、沈砂池内の流れが一樣であると仮定した時に初めて成立するものであり、沈砂池内に偏流・渦流等が生じると、局所的に流速の大きい部分ができ、土砂の沈降を妨害するばかりか、一度堆積した土砂を巻き上げることもなり、所定の沈砂効果が期待できなくなる。こうした流況の乱れについては、水理模型実験による確認が必要であり、その結果は導水路の詳細設計に反映される。

ただし、都市部に設置される地下河川の場合、土砂流

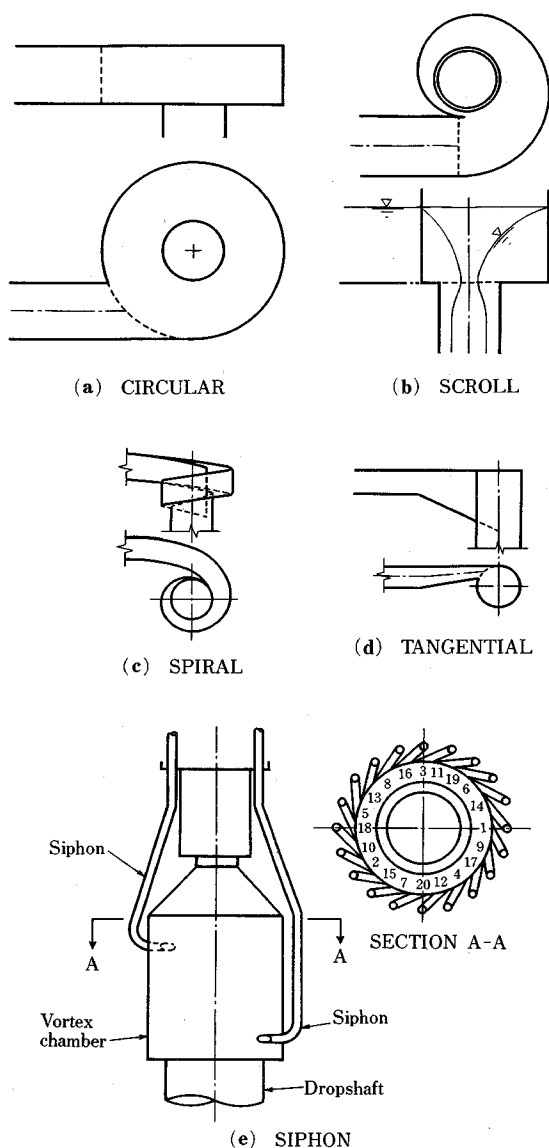


図-3 渦流式立坑導入部 (Ettema ら⁷⁾による)

入量、流入土砂の特性が、農村部に設けられる排水機場のそれとは大きく異なると考えられるので、沈砂池の必要性の有無から検討を始める必要がある。

(3) 立坑部

立坑部には、流入立坑、減勢池、エアベント、さらにエレベータ等維持管理のための施設を設置するためのドライエリアが含まれる。

流入立坑は一般的には垂直で、その断面積は所定の流量を安定して流下し得る大きさになっている。流入立坑とトンネル本体との接合は、減勢池を介する場合、直接トンネル本体に流入立坑が接続する場合、流入立坑とト

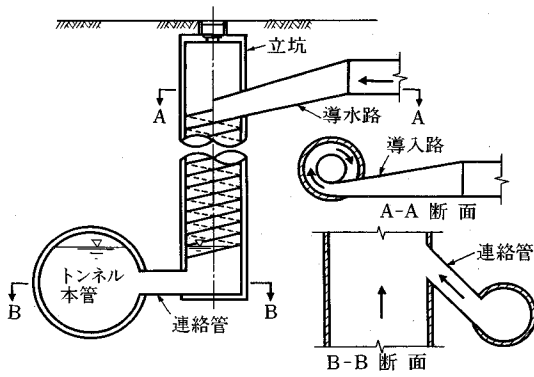


図-4 らせん案内路式落差工

$$D = \left(\frac{Q_{\max}^2}{g} \right)^{1/5} \quad (3)$$

流入立坑径を小さくする方向での研究は、Kennedy, Jain らによるらせん案内路式落差工(図-4)の開発へとつながっている^{9)~11)}。初めは流入立坑の全域にわたって同じピッチの案内板を付けたものであったが、流下方向にピッチを変化させたり、中間部分は案内板を省いたりする工夫がなされている。また、流入立坑を二重管にし、管と管の間にらせん案内板を設け、内側の管は空気抜きとすることによって、流入部で渦流を強制的に発生させる施設を必要とせず、水平のパイプを流入立坑に直角に取り付けるだけで良いものも考案されている。この場合、流入立坑へは高さの異なる複数の箇所からの流入が可能である。

わが国で使われている流入立坑の形式については、階段形式のものに実績がある。この形式は、数段階に設置したスラブを水たきとして利用し、流水を段階的に水たき部で減勢させながら落下させる方法である¹²⁾。この階段式の減勢工を円筒内に収めたタイプも開発されている¹³⁾。

計画流量時に流入立坑の上部まで水位が上昇する圧力式地下河川の場合、流入立坑に要求される性能として、圧力運用時の損失エネルギーをできるだけ小さくすることが加わる。したがって、流入立坑内に満管で落下する時に障害となるらせん板やスラブを設けることはこの点では不利となる。また地下河川の流入立坑は、本管を施工するための施工立坑内に設置されることが一般的であるため、流入立坑径を小さくしても、大幅な費用の削減にはならない。さらに、サージング(後述)に対しても、断面積の大きい方が有効に機能する。したがって、流入立坑径は施工立坑の大きさと、ドライエリア、連行空気を排気するための空間とを勘案して決定することになるのが一般的であり、その値は、式(3)の値よりもかなり大きくすることが可能となる。

以下、圧力式地下河川立坑部の水理を流入立坑内の損失、合流損失、連行空気量に分けて検討する。

a) 流入立坑内の損失

開水路式の地下河川の場合、また、圧力式の地下河川でも洪水流入の初期には、流入立坑内部の水位は低い。このとき、流入立坑内部の渦流は大きな減勢効果を持つと考えられる。これは、流れが流入立坑の壁面に接触しながら高速で流れ落ちる際の摩擦損失によるものである。壁面が湾曲しているため流れはこれに押しつけられることとなり、らせん流の摩擦損失係数は著しく大きくなる。水が渦巻きながら落下するにしたがって、垂直方向の流速は増加し、その結果、環状の水流の厚さは減少する。またらせん流は壁面の摩擦により減衰する。

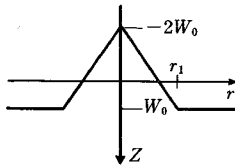
Jain¹⁴⁾ は自由水面を持つ渦流の水理特性を解析的に示

ンネル本体とが空間的にねじれの関係になって両者をつなぐ連絡管がある場合とに分かれる。

Ettema⁷⁾が1982年に行った調査によると、地下河川の流入立坑のタイプとして渦流式(vortex type)と突入式(plunge type)が確認されたが、その時点で渦流式立坑の方が一般的になりつつあった(渦流式立坑は流れを立坑壁に接したまま渦巻き状に流下させるもので、立坑の中央に空断面(エアコア)を確保するのが特徴であるのに対し、突入式立坑は流れを直接立坑に落とし込むものである)。Ettemaらは連行空気量の少なさ、立坑部で得られる減勢の大きさを比較して、渦流式立坑が有利であると判断している。また、渦流式立坑を採用した場合、流入立坑部にどのように渦を発生させるかについても、それまでの主流だったスクロール式の導水路ではなく、構造が比較的単純で建設費用の安い接線式導水路を推奨している。図-3に5つのタイプの渦流式立坑の導入部の形状を示す。

流入立坑の役割は、高落差を安定して流下させ、落下時に構造物に損傷を及ぼさないようにすることであり、渦流により立坑部で多くのエネルギー損失を得るとともに、水流を壁に沿わせることで常に流入立坑内に気道を確保し、連行された空気が自由に排気されるようにすることと考えられてきた。従来、流入立坑の研究が下水道の分野で行われ、そこでは流入立坑の上部まで水位が上昇することは計画外と考えておらず、さらに建設費用の観点から流入立坑径は出来るだけ小さくしようとしていたのである。

Jain⁸⁾が示した流入立坑径を求める式もこの立場に立ってのものであり、計画流量においてスロート部分(空断面が最小になる部分、図-8参照)でのエアコア面積が許容最小値となるように流入立坑の直径を決定したものである。エアコア面積の許容最小値を25%として、流入立坑径 D は次式で与えられている。



図—5 流下方向 (Z) の流速分布の仮定

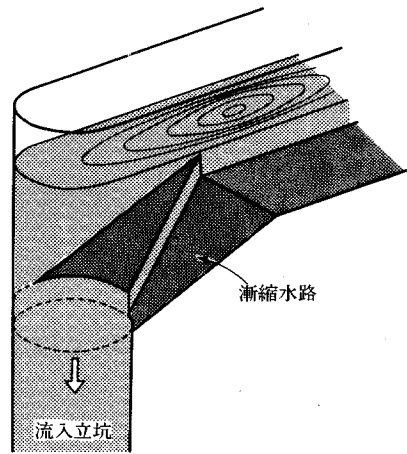
している。また、これに基づき、回転が初期の1%に減衰する垂直落下距離と、軸方向の流速が限界値の99%に達する垂直落下距離は主としてフルード数に支配されることを示した。

地下河川の場合、トンネル部を施工するために建設される施工立坑の断面は大きく、その一部を減勢池として利用するのが一般的であり、減勢池を持たない下水道のシステムと比べて流入立坑における減勢に期待するところは比較的小さいとも言えるが、流入立坑による減勢の絶対量も大きいことを適切に評価することによって減勢池の必要性の有無まで検討を進めることが期待される。

次に、圧力式の地下河川で、下流の水位が上昇するとともに流入量が増加すると、流入立坑内水位が上昇し、流入立坑内も圧力流となる。図—3に示すような通常の流入施設では、この場合でも流れに渦を与え続ける。このとき、流入立坑内の渦流はほぼ軸対象な流れで、軸方向の断面平均流速は不変でも、壁面に沿う接線成分は流下するに従い減少する。渦流れによるエネルギー損失は壁面近傍での直接的粘性逸散により生じているが、通常の抵抗則で得られる摩擦損失量よりはるかに大きな損失が伴う。Love¹⁵⁾は渦の無い流れに対して2オーダーも大きな壁面圧力の低下量があること、エネルギー損失も数オーダー大きくなることを示している。このようにエネルギー損失が増大する要因としては強制渦の部分で流下方向に圧力が増加するため、立坑中心部では上向きの流れが生じ、それを補うために相対的に壁面近傍での流速が増大することが挙げられる。

渦流が発生している場合に流入立坑内でどれだけの損失が生じているかを直接計測により算定しようとするとき、流下方向2断面における流速分布と圧力を計測しなければならない。これに関してLove¹⁵⁾は円筒座標系に関する連続式とナビエストークス方程式を以下に示す4つの仮定に基づき簡略化して、渦流状態におけるエネルギー損失量を見積もる方法を解析的に示した。すなわち、

- 1) 渦流は壁面近傍を除き非回転流れ (irrotational flow) である。
- 2) ある半径より内側の正味の流量がゼロとなる半径が存在する。
- 3) 半径方向の流速変化は軸方向の流速変化と比較し



図—6 複断面型渦流立坑概略図

て無視し得る。

- 4) 壁面せん断応力はBlasiusの摩擦式で表される。

この方法では、境界条件として上流側のある地点における強制渦の半径 r_1 と流入立坑の半径 r_0 の比 R 、及び壁面における接線方向水平流速 V_0 を与えることにより、流入立坑側壁での圧力及び全エネルギーの流下方向変化が微分方程式の解として得られる。ここで、流入立坑の軸方向流速成分を図—5のように近似すると、全水頭は次のように算定される。

$$E_{total} = \frac{p_0}{\rho g} + z + \frac{W_{ave}^2}{2g(1-R^2)} \left[(1.4-R^2)J^2 + \frac{1-1.2R^2}{(1-R^2)^2} \right] \quad (4)$$

ここに、 p_0 : 壁面での圧力、 W_{ave} : 軸方向の平均流速、 J : 局所的な渦度を表す変数 (V_0/W_{ave}) である。 R 、 J 、 p_0 および z は流下方向に変化するので、これらの測定値及び推定値を与えることによって全水頭が求められる。

前述のように、圧力式の地下河川の流入立坑には、洪水初期には効果的にエネルギー損失を与え、圧力運用時には出来るだけエネルギー損失を小さくするという相反する機能が期待されている。筆者らが首都圏外郭放水路の流入立坑の形状を設計するに当たって実施した模型実験においては、従来の接線式渦流立坑の場合流入立坑内でのエネルギー損失よりも、減勢池での損失の方が大きく、立坑部全体の損失の大部分を占めていることが示された。しかもその損失が減勢池下流の本管流速ではなく、流入立坑部の接線流速に関係していることを示唆する結果が得られた¹⁶⁾。

減勢池での損失は急拡損失と急縮損失の和として表されるから、流入立坑径を大きくすることにより急縮損失量が小さくなり減勢池での損失は減少するはずである。

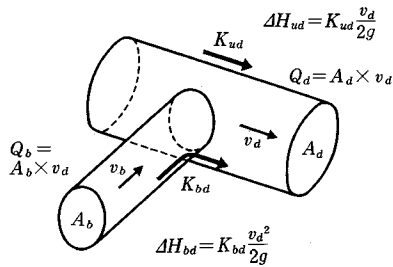


図-7 T字結合の合流損失係数

さらに、渦流自体が減勢池及び流入立坑内の損失量を増大させることから、渦流をなくすことも損失量の低減には効果的である。

以上の点を考慮して、流入立坑径は式(3)で与えられる値より十分大きくとり、自由水面を持つ流れのときには安定した渦流を生みだし、圧力流れ時に渦流の発生を抑制する構造を持つ接線式の導水部(複断面型渦流立坑)を考案した(図-6)。

b) 合流損失

流入立坑がいくつかあって、本管に次々に合流するタイプの地下河川では、合流部の損失を求める必要がある。管路と管路の単純な場合の損失量については、Gardelが各種のT字結合について合流比と管路の断面積比を変化させて実施した実験結果がある¹⁷⁾。

Blaisdellら¹⁸⁾は支管が流入する上下流の本管でのエネルギー損失の係数(K_{ud})と支管と本管下流との間のエネルギー損失の係数(K_{bd})を次の式で与えている。

$$K_{ud} = 2 \frac{Q_b}{Q_d} - \left(\frac{Q_b}{Q_d} \right)^2 \quad (5)$$

$$K_{bd} = -1 + 4 \frac{Q_b}{Q_d} - \left[2 - \left(\frac{A_b}{A_d} \right)^2 \right] \left(\frac{Q_b}{Q_d} \right)^2 \quad (6)$$

ここに、 Q_b :支管の流量、 Q_d :合流後の本管流量、 A_b :支管の断面積、 A_d :合流後の本管の断面積である(図-7)。これらの式は支管が流量の増加のみに寄与し、本管の運動量とせん断応力場には影響を与えないと仮定して導いたものである。

また、Serreら¹⁹⁾により合流支管径が本管に比べて小さい場合(支管の断面積が本管の断面積の0.6倍以下)については、次の解析結果が得られている。

$$K_{ud} = 1.61 \left(\frac{Q_b}{Q_d} \right) - \left[1 + 0.04 \left(\frac{A_b}{A_d} \right)^{-3/2} \right] \left(\frac{Q_b}{Q_d} \right)^2 \quad (7)$$

大きな減勢池やサージタンクを持つ構造の場合、ここで流れの急拡・急縮現象があるため、管路と管路との単純なT字結合に比べて合流損失量が大きくなる。これについては、下水道分野におけるマンホール内での合流損失に関する研究成果が参考になる。

例えば、合流部前後での圧力水頭差は、エネルギー損失による分と合流により本管下流で流速水頭が増加する

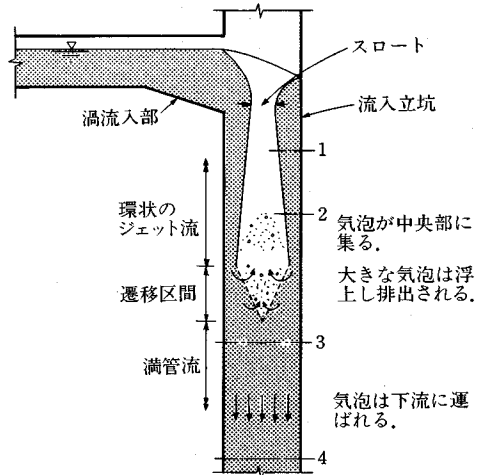


図-8 流入立坑の空気連行 (Jain²⁴⁾による)

のを補償するための上流側の圧力増とによって表されるが、Lindvall²⁰⁾は、マンホールでの合流損失を考慮するに際してこれらを分離してとらえ、エネルギー損失のみを表す損失係数を求めている。この係数は合流比、流入立坑径、マンホール(地下河川の場合は減勢池に相当)の大きさに依存するが、運動量の比との相関が良いとしている。

c) 連行空気量

流入立坑を落下する流れは渦流の場合も突入式のように単純に落下する場合も一般的に高速であり、流入立坑下部あるいはその下の減勢部に形成される水面にぶつかって跳水現象を起こすが、ここで空気が泡の状態で水流に巻き込まれる。気泡の一部は互いに結合して空気塊となり、水中を上昇して流入立坑から排除されるが、小さな泡は流水と一緒に下流に運ばれる(図-8)。

圧力式地下河川におけるこうした空気の連行は次の3つの観点で検討すべきである。

1) トンネル内に水位がある場合

トンネル内の水位上昇に伴い、トンネル内の空気を効果的に排気する必要がある。

2) 流入立坑下部に水位がある場合

トンネル内は満管であるが流入立坑内水位が低い場合、流入立坑内を落下する流れにより多量の空気が連行される。その一部は流入立坑内を浮上するが、残りは小さな気泡がだんだん集まり成長しながら流れとともに管体下流へ輸送される。管体の勾配や管体内の流速によっては空気塊が管体頂部に滞留したり流入立坑へ再び逆流したりする。さらに、立坑内へ噴出した空気塊により立坑内水位が変動し、地下河川全体の振動へ発展する可能性がある。

3) 満管流れの場合

流入立坑内の水位が地上近くにあるときは、基本的

にはほとんど空気が連行されないものと考えられるが、わずかな空気であってもそれが累積して管体の流下断面積を縮小する可能性はある。

空気の連行と浮上あるいは輸送はそれぞれ流体の表面張力と粘性力に依存するため、水理模型実験によって空気連行現象を検討する場合、レイノルズ数とウェーバー数 ($W = \sqrt{\rho v^2 L / T}$, T : 表面張力) の相似則を満たす必要があるが、一般の水理実験では(原形模型を用いない限り)フルードの相似則とこれらの2つの相似則を同時に満たすことは不可能である。そこで、立坑部の流れのように慣性力が卓越する流れではフルードの相似則が優先されるため、連行空気の実験結果に含まれる縮尺効果を適正に評価する必要が生ずる。フルードの相似則を満たした場合、本来1となるべきウェーバー数の比 W_r が幾何形状の縮尺比 L_r となるため、実験では実際の連行空気量を過小に評価することとなる。さらに、模型と実物で気泡の浮上速度は基本的には同じであるにもかかわらず、流入立坑内の流速はフルード相似により実物の方が大きいいため、模型における連行空気量の計測値が小さめとなる²¹⁾。

Ervine ら²²⁾は、水平もしくは緩勾配管路内の跳水による空気連行はフルード相似となるが、急勾配のサイフォンや流入立坑では空気の浮上速度などの要因によりフルード相似から外れるため空気の連行と輸送に分けて現象を考えて、空気連行に必要な最小流速を V_c 、ある地点まで空気を浮上させずに輸送するために必要な流速を V_r とすると、流量に占める連行空気量の割合 β は次式で表されるとしている。

$$\beta = k F_r^2 \left(1 - \frac{V_c}{V_b}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_0}\right) \quad (8)$$

ここに、 V_b : 衝突速度、 V_0 : 連行後の流速である。 V_c は空気を連行し得なくなる流速、 V_r は浮力に逆らって気泡を輸送するための最小流速である。したがって、 k を定数とすると実構造物とフルード相似を満たす模型における連行空気量の割合 β_p / β_m は

$$\beta_p / \beta_m = \left(1 - \frac{V_c}{V_{bp}}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_{0p}}\right) / \left(1 - \frac{V_c}{V_{bm}}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_{0m}}\right) \quad (9)$$

と表される。添字 p , m はそれぞれ実物と模型の値であることを表す。また、Ahmed ら²³⁾は同様の考え方のもと数多くの実験結果から次のような回帰式を導いている。

$$\beta_p / \beta_m = \left(1 - \frac{0.8}{V_{bp}}\right)^3 (1 - e^{-2(V_{0p} - V_r) / V_{bp}}) / \left(1 - \frac{0.8}{V_{bm}}\right)^3 (1 - e^{-2(V_{0m} - V_r) / V_{bp}}) \quad (10)$$

ここに、 V_{br} は気泡の上昇速度で 0.25 m/s をとるものとする。また、 $V_c = 0.8$ m/s、 V_r は鉛直立坑に対して 0.15~0.25 m/s となる。

Jain²⁴⁾は流入立坑内に水面のある渦流式立坑における

流量と連行空気量との比を局所的なスワール数 (= (中心からの距離 × その点での接線方向水平流速) / (満管流の流速 × 立坑半径)) の関数で与え、実験結果をうまく説明している。空気連行量はサーキュレーション (= 中心からの距離 × その点での接線方向水平流速) の増加により減少し、満管流速 (立坑内水面以下の平均流速) が増加すると空気連行量も増加するが、局所的なスワール数が 0.88 以上では空気連行はゼロとなることを確認している。

これは、渦流により気泡が流入立坑の中心部に移動して大きくなり、立坑上方に抜けていくためであるが、流入立坑内の水位が十分に上昇し、水面と落下水との衝突が無くなると、渦が無くても連行空気量はほとんどゼロとなる。したがって、圧力式地下河川の場合、複断面型渦流立坑を採用しても計画流量流下時の流入立坑内水位は十分高くとることによって連行空気量をゼロにおさえることができる。ただし、常に計画流量が流れる訳ではないので、流入立坑内水位が低い時点で連行される空気がある場合には、エアバントの設置が必要となる。

d) キャビテーション

流線の曲率が大いところや高速流が発生するところでは、流体中に平衡状態で存在していた微小な気体(核)が不安定になり急激に成長する現象が見られる。これがキャビテーションである。

キャビテーションの発生には核の存在と圧力の低下が必要である。核は非溶溶性の気泡として、あるいは浮遊物質・固体表面等の微小な割れ目に存在する。ダム湖の高い水圧を受けた水の場合は別として、通常の河川水の場合、これに含まれる核の大きさとその量は、大気圧をもってキャビテーション発生の限界の圧力と仮定することができる程度のものである²⁵⁾。

キャビテーションの発生により、水中に空気が混入するため、水理構造物の効率が減少することになる。しかしながら、構造物にとって有害なのは、この気泡が水とともに流下し水圧の高いところに移動した時点でその成長を止め再び圧潰することである。この圧潰は短時間のうちに起こり、この時非常に高圧が発生する。これが固体表面(近傍)で発生すると構造物への損傷を引き起こすのである。

地下河川において高速流が発生するのは、流入初期の段階での流入立坑付近であり、キャビテーションに関する検討を要する場所として、導流部から流入立坑へ90度流向を変えるところ、減勢部の底面、流入立坑壁面が考えられる。このうち、流入立坑壁面については、流下物による壁面の損傷により凹凸が発達するとその地点で局所的な圧力低下が発生するので、定期的に構造物の損傷の度合を監視する必要がある。減勢池では流入してくる噴流と周辺流体との間のせん断層でキャビテーション

が発生し、減勢池底面に影響を及ぼすことが考えられる。

キャビテーションについては、キャビテーション初生数との比較でその発生の有無が判断されるが、キャビテーションは変動する圧力によって発生するため、圧力や流速の平均値を使って判断した結果のみでは正しい判断は得られない。また、キャビテーションの結果としての圧潰が構造物の表面付近で起こるのかどうかは確率的にしか評価されない。さらに、圧力変動にさらされる時間が長い程キャビテーションの発生確率が高くなる。したがって、キャビテーション発生とその影響の有無の評価には確率による取り扱いが必要である。

4. トンネル部の水理

(1) 粗度係数

定常状態の地下河川のトンネル部は水理的には比較的单純であり、いかにして摩擦損失を精度良く見積もるかということに尽きる。

開水路トンネルの断面形状の設計並びに設計流速の検討において、現行の建設省河川砂防技術基準(案)―設計編(I)―では、断面形状の検討に当たっては粗度係数 $n=0.023$ 、流速の検討の際には $n=0.015$ を用いることとしている²⁶⁾。

設計に当たって2種類の粗度係数を用いるのは断面形状検討の際には供用に伴い壁面が磨耗し、骨材等の露出した状態($n=0.023$)を想定し、また、流速検討時には施工直後の状態($n=0.015$)を想定して検討するのが安全側となるためと考えられる。

開水路トンネルの場合河床勾配は一般的に自由に変えられないので、粗度係数を高く設定すると、断面積を増加させることになる。しかし、たとえ粗度係数の設定が高すぎても余裕断面が増加するのみであり、(経済的には最適値ではないが)水理的にはこれが大きな問題となることはない。

圧力式の地下河川の場合、高い粗度係数に対しては、断面積を増加させる他にも、動水勾配を急にして流速を確保し、計画の流下能力を達成することができる。計画の動水勾配を実際よりも高い粗度係数に基づいて設定したとき、実際よりも急な動水勾配が設定されてしまって、管内流速が設計よりも速くなってしまふ可能性がある。下流端が排水機場の場合は、ポンプによる排水量の調整ができるが、自然流下の場合には放流量が計画値を越える等、直接その影響が現れることとなる。

また、高い粗度係数は、排水ポンプの運転水位が低く設定されることによりポンプ設備費用や吸水槽の建設費用を増加させるばかりでなく、サージングの影響を過小評価することにつながる。さらに、流入立坑水位は計画流量流下時に導水路部分が水没するように設定するが、

これはその方が水理的に安定し、空気運行情が少なく、損失も小さくなるからである。以上の点から、圧力式地下河川の場合、粗度係数を大きくとることが必ずしも安全側の設計になるとは限らない。

圧力管に関する経験の豊富な発電部門で普通用いられる粗度係数は、普通のコンクリート巻立水路については、 $n=0.012\sim 0.016$ である²⁷⁾。一般の山岳トンネル工法がこれに該当するが、地下河川を建設する一般的な施工法であるシールド工法においても、従来、構造体としての一次覆工(セグメント)の表面にコンクリートで二次覆工を設けることが行われてきたので、この場合の粗度係数も $n=0.012\sim 0.016$ として良いと考えられる。この場合の二次覆工の機能としては、内面の平滑化、セグメントの磨耗防止、継手部の防蝕が考えられる。

近年、この二次覆工を省略することにより、施工の簡素化、工期の短縮による建設費用の軽減が検討されているが、こうした場合でも、一次覆工の組み立てに必要な表面のくぼみ(ボルトボックス等)は充填するなどして、コンクリート巻立と同等程度の粗度を確保する方向で検討が進められている。

トンネルの内壁をセグメントのみでつくり、二次覆工を設置しなかった場合、ボルトボックスの他に、セグメントの隅切りにより表面に筋状のへこみができる。また、特に曲線部において、隣あうセグメントとの間に小さな段差が生じるのは避けられない。こうした表面の小さな凹凸がトンネル全体の粗度係数にどの程度影響を与えるのかは不明であり、また、規模の小さな水理模型実験ではその影響をとらえるのは難しい。

現在計画中、あるいは建設中の圧力式地下河川においては、トンネルの粗度係数を $n=0.015$ としている。この数字は、それに基づいて全体システムの設計を行うものとしては適当なものであると考えられるが、地下河川の完成後、実際に運用された時にはシステム各所の水位、流量等の詳細な記録をとり、粗度係数の確認をすべきである。そして、これが著しく計画の値と異なり、システム全体の機能にも影響を与えると判断された場合には、トンネル内部の平滑化、操作方法の見直し等の対策をとる必要がある。

(2) サージングと開水路・圧力管の遷移モデル

サージング現象については、従来、発電所の負荷の遮断による流量の急変によって発生するもの、排水機場におけるポンプの停止によるものが扱われてきているが、これらは対象とする管路系が比較的单純なものであった。これに対して、地下河川におけるサージング現象はトンネル部の延長が長いことに加えて、複数の流入立坑が存在し、そこからの流入もあるため、現象として複雑になる。

サージングが発生すると、極端な場合、満管状態から開水路流れ、あるいはその逆に遷移する可能性があるが、この現象を解析的に再現するには、圧力管と開水路流れをともに表現できるモデルを使用しなければならない。サージング現象は、地下河川においてはポンプ、ゲートの故障等、異常時でないとは発生せず、その発生の可能性は小さいと考えられる。一方、下水道管網では計画規模(1/5~1/10)を越える強度の降雨によって遷移流が発生するため、遷移流発生の頻度は比較的高い。そのため、下水道分野では早くから開水路と管水路の混じった流れを対象としたモデルが考えられており、仮想スロットを導入して、管水路も開水路と同様に扱う Priesman-Cunge-Wegener Model が1960年代に提案されている²⁸⁾。

これに対して、細田ら²⁹⁾は、開水路・管水路の境界面の伝播の取り扱いについて考察し、流れを圧力管状態、開水路状態および両者の境界の三領域に分類して、各領域に対応した基礎式を用いて計算する方法を示した。

圧力運用を考慮している地下河川の場合、水は動水勾配によって流下するので、トンネル部は基本的には水平と考えてよい。トンネル部は、洪水の初期にあつては貯水池として働くのであつて、この時点での排水はなく、流速は小さい。この点で、高所の水を流下させる発電所の放水路や基本的には開水路で流下させるため水路勾配のある下水道と異なっている。トンネル部が満水となり、下流の水位がある程度に高くなって初めて逆サイフォンとして流れが生じるので、通常の運用の場合、開水路から管水路への遷移は、水位上昇に伴うゆっくりとした現象である。

また、トンネル部は他の地下構造物との取り合い、地盤への考慮等から、かなり深く設置されることが多く、一方、下流端での排水はポンプによる場合と自然に流下させる場合とがあるが、その排水開始水位はどちらの場合でも地表面に近いものとなるのが一般的である。このような場合、適当な規模のサージタンクを設置することによって、サージング現象が起きても、トンネル部は管水路の状態を終始維持することが可能となる。サージングによる水位低下によってトンネル部に入った空気塊が、揺れ戻しに伴って立坑部から吹き上げられる危険性を考慮すれば、むしろサージングによってもトンネル部には空気塊が入らないような設計をすべきである。

以上のことから、圧力式の地下河川に関しては、遷移流の計算が必要となるケースは非常に限られていることがわかる。

開水路での運用を考える地下河川、すなわちある程度の河床勾配を持った地下河川においても、計画規模を越える流入があつたときには開水路流から圧力流となる可能性がない訳ではないが、このような地下河川の場合の設計流量は、計画高水流量に必要な割増し量を加えるの

が一般的であり(例えば超過洪水への対応も考慮して計画流量の130%流量とする³⁰⁾)、その可能性は小さいと考えられる。さらに、下水管網とは異なり緊急時に河川からの流入を制御する構造物(流入ゲート)を設置することもできることも考慮すれば、開水路方式の地下河川においても遷移流の計算が必要となる条件は非常に限られている。

最後に、開水路と圧力管が混在することを設計の段階から想定した地下河川がある。丘陵地が海にせまつているところで海に直接排水する形式の地下河川は、このタイプになることが多い。こうした河川は地下河川というより、下水道の雨水管に限りなく近いものであるが、遷移流を扱えるモデルが要請されるのは、このタイプの地下河川の水利的特性を詳細に検討する際に限られると言つて良いだろう。

5. 流出部の水理

流出部を構成するものは、ポンプ排水によるものでは一般的な排水機場に関する設備と同様と考えてよい。ただ地下河川の場合、沈砂池は立坑に流入する前に設けられているので、排水部に設ける必要はない。また、洪水が流入する地点から排水機場までの距離が長いという特徴があるが、吸水槽は排水機場の直前に設けられるので、吸水槽以後の水理は、放流先河川への影響を含め、特に一般的な排水機場と異なるところはない。地下河川の排水部における水利的問題としてはポンプ急停止によるサージング現象があるが、これについて検討する前に水撃(ウォーターハンマー)について考える。

ポンプの急停止等管内の圧力の急激な変化は一定の伝播速度で圧力波として管路中を伝わり、管路内の流速と圧力が急激に変化する。このとき、特に圧力変動に着目したものが水撃である。これは、直接ポンプとつながっている管路に限られ、したがって排水機場の機械設備に関する水撃については別途検討が必要であるが、自由水面を持つ吸水槽を越えてトンネル部、立坑部に水撃が影響することはなく、ポンプ場に隣接して吸水槽がある場合には地下河川の管路においてこれが問題となることは無い。また、流入部等のゲート設備が水撃の生じるような速さで閉じることは通常のゲートの構造では考えられず、問題とする必要は無い。

通常の河川に設けられる排水機場、あるいは開水路の地下河川と異なり、圧力管で運用する地下河川の場合は自由水面を形成する部分が吸水槽と各立坑部分のみである。必然的に各流入立坑と吸水槽の上昇水位及び断面積が密接に関係し、サージングによるU字管振動が発生することとなる。

また、ポンプが急停止した場合には、流入部のゲート

を閉鎖することとなるが、これらのゲートを閉鎖するタイミングと流入立坑内の水位上昇も密接な関係にある。これらは、非定常状態における管路内の水の運動方程式と連続式（吸水槽、立坑部の水位変化、さらに立坑からの流入量を考慮）により表わされ、1次元のモデルで数値解析することができる。

圧力式の地下河川でポンプによる排水を行う場合、動水勾配線を高くすればポンプの揚程が小さくなるとともに、吸水槽を建設する際の掘削土量も少なくなり、機械設備上も土木構造物上も有利である。また、流入立坑内の水位を高く設定することによって、落水水が水面に衝突しなくなるので、連行空気量が少なくなり、（複断面型渦流式立坑の場合、渦が発生しなくなって）流れも安定する。

こうした点から、ポンプの定常運転時の水位はなるべく高く設定するのが一般的である。しかしながら、ポンプが急停止した場合、サージングにより吸水槽、流入立坑の水位が急上昇するので、この時にも地下河川から水が越流堤を越えて河川に逆流したり、立坑から水があふれたりしないことを確認しておかなければならない。これとは逆に水位の設定が低すぎると、サージング現象による水位の急低下によってトンネル部に空気塊が浸入し、水位の揺戻しによりこれが吹き出す恐れがある。これを避けなければならないことについては、4.(2)において述べたとおりである。こうしたサージングが引き起こす問題に対し、吸水槽や流入立坑さらには必要に応じてそれらの中間に設ける立坑をサージタンクとして有効に機能させるための検討が必要になる。検討により、サージタンクの断面積を決定するが、場合によっては各種設定水位の変更が必要となることもあり得る。

地下河川におけるサージング現象の確認、およびその緩和のための各種施設の機能の確認については、水理模型実験によってこれを行うのが一般的となっている。数値解析が全面的にこれにとって変わることのできない最も大きな理由は、トンネル部と立坑が単純に結合されておらず、その部分での損失係数の推定が難しいことであると思われる。しかしながら、基本的な水理模型実験によって数値モデルの同定がなされれば、数値モデルにおいて吸水槽の断面積のような条件の変更を行うことは非常に容易なので、水理模型実験と数値モデルを併用して検討を進めるのが通常のやり方であろう。今後、損失係数とその影響についての知見がさらに深まれば、最初から最後まで数値解析のみでサージングの検討を行うことも可能となると考えられる。

6. 今後の課題と展望

(1) 越流部の水理現象と水理模型実験と同じレベル

で詳細に解明することのできる数値シミュレーションモデルの開発により、越流部の諸元、条件設定が自由に行えるようになり、多くの選択肢の中から最適な諸元を抽出できるようになることが期待される。

(2) 現在、越流堤から側水部、沈砂池を経て立坑に至るまでの流況の把握は水理模型実験によっている。この部分にも数値シミュレーションモデルの利用の可能性を探ることが必要であろう。

(3) 流入立坑内水位の低い時点での流れの安定性と、それが高くなってからのエネルギー損失の小ささを兼ね備えた複断面型渦流立坑が開発された。今後、実施への採用を通して、その機能の確認が待たれる。

(4) 減勢池は、エネルギー損失を避けるべき圧力流の際にも大きな急拡・急縮損失を与えていると考えられる。流入立坑径との組み合わせにより、トンネル部が開水路の時には十分な減勢効果を持ち、これが管水路の時には損失が小さい減勢池の諸元、構造を開発すべきである。また、開水路時の流入立坑での減勢を積極的に評価することにより減勢池を設置しない方向での研究も必要である。

(5) 連行空気（気泡）が成長して空気塊となり、立坑部の水位がある程度高い時にここを上昇すると、空気だけでなく水も吹き上げることとなる。これを防ぐには連行空気を無くす方法、エアメントにより気泡を排除する方法、気泡の成長を妨げる方法、空気塊を再び細かい気泡に分解する方法が考えられる。これらの方法の確実性、得失についてさらに検討する必要がある。

(6) 大規模な地下河川の検討においては、開水路流と管水路流との遷移を表現できる数値モデルの必要性は低く、管水路流のみを扱うものでサージング現象を正確に表現できるものが必要とされている。

(7) キャピテーションは圧力変動に伴って生じ、たとえ生じたとしても、構造物の表面付近で潰潰がなければその影響は無い。したがって、キャピテーションの影響の有無を確率的に評価する検討が必要である。

(8) トンネル部の粗度係数を含め、システムのエネルギー損失特性については、施設運用開始後見直しの可能性を残し、場合によってはトンネル表面の加工等構造的な変更もあり得ると認識すべきである。

7. あとがき

本論文では、主に圧力式地下河川の水理現象に焦点をあてて地下河川に関する技術的課題を概括した。地下河川については、ここに挙げた水理的な課題の他にも、信頼性向上、危機管理、超過洪水対策、排水先河川への影響といった計画論上の課題、水質、騒音振動、臭気、地下水への影響といった環境上の課題、高い内圧を受ける

トンネルや、システム全体の耐震性といった構造上の課題、工費の節減、工期の短縮といった施工上の課題、排水、排泥、点検、操作、清掃、換気、補修、貯留水の利用といった維持管理上の課題、さらには地権者、周辺住民、道路管理者、都市計画部局、下水道事業者、他の地下空間利用者（鉄道事業、電信・電話、ガス、水道）に対する事業実施上の課題等解決すべき様々な課題がある。これらの課題を一つずつ解決しながら地下河川の建設は着実に進められている。

地下河川の建設において、水理上の課題は最も基本的なもののひとつであり、その解析結果に基づいて他の諸々の課題への解決が図られるものといえる。地下に大断面の圧力水路を設置するという事業そのものが比較的新しいものであるため、水理現象に限っても様々な新しい研究課題がある。筆者の能力不足から本論で紹介されなかった課題、今後新たに生ずる問題があるかもしれない。これらについては、読者諸氏の洞察に期待する。

本論文をまとめるにあたって、土木研究所都市河川研究室の木内研究員に文献調査等の協力を得たことをここに記して感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：都市河川計画の手引き一立体河川施設計画編一，山海堂，p.5，1985。
- 2) (財)国土開発技術研究センター：都市河川計画の手引き一立体河川施設計画編一，山海堂，p.19，1985。
- 3) 矢島 啓，伊藤重文，谷岡 康，正井敏嗣：可動堰を導入した洪水調節施設の治水効果について，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集第2部，pp.508-509，1992。
- 4) 土木学会編：水理公式集一昭和46年改訂版一技報堂，pp.269-270，1971。
- 5) 中川博次，中川 修：横越流ぜきの越流特性について，京大防災研究所年報第11号B，pp.249-265，1968。
- 6) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準（案）一設計編（I）一，山海堂，p.93，1985。
- 7) Ettema, R., Jain, S.C. and Kennedy, J.F. : Hydraulic Design of Drop Structures A State-of-the-Art Review, *IHR Limited distribution Report No.98*, The University of Iowa, 1982.
- 8) Jain, S.C. : Tangential Vortex-Inlet, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.110, No.12, pp.1693-1699, 1984.
- 9) Kennedy, J.F. and Jain, S.C. : Helicoidal-Ramp Dropshaft, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.114, No.3, pp.315-325, 1988.
- 10) Jain, S.C., Paez, D. and Kennedy, J.F. : Air Entrainment in Helicoidal-Ramp Drop Structures, *Fifth International Conference on Urban Storm Drainage*, pp.963-968, 1990.
- 11) 石川 旭，石川高輝：大深度ドロップシャフトに関する一つの提案，下水道協会誌，Vol.30，No.356，pp.61-72，1993。
- 12) 西村善雄，阿部 喬，草下直樹，平賀直樹：地下調節池への雨水の大規模落下施設についての水理模型実験，下水道協会誌，Vol.22，No.253，pp.67-79，1985。
- 13) Yoshioka, T., Matsuda, S. and Nagai, T. : Flexible Energy Dissipator for High Head Conditions, Double Core Unit Model, *Third International Conference on Urban Storm Drainage*, pp.157-166, 1984.
- 14) Jain, S.C. : Free-Surface Swirling Flows in Vertical Dropshaft, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.113, No.10, pp.1277-1289, 1988.
- 15) Love, W.J. : Prediction of Pressure Drop in Straight Vortex Tubes, *AIAA Journal*, Vol.12, No.7, pp.959-965, 1974.
- 16) 建設省土木研究所河川部都市河川研究室：首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験，土木研究所資料第3243号，1994。
- 17) 土木学会編：水理公式集一昭和46年改訂版一，技報堂，pp.249-250，1971。
- 18) Blaisdell, F.W. and Manson, P.W. : Loss of energy at sharp-edged pipe junctions in water conveyance systems, *Tech. Bull.* 1283, U.S. Department of Agriculture, 1963.
- 19) Serre, M. and Odgaard, A.J. : Energy Loss at Combining Pipe Junction, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.120, No.7, pp.808-830, 1994.
- 20) Lindvall, G. : Head Losses at Surcharged Manholes with a Main Pipe and a 90° Lateral, *Third International Conference on Urban Storm Drainage*, pp.137-146, 1984.
- 21) 東京都第三建設事務所：神田川調節池水理模型実験調査（概要報告書），1988。
- 22) Ervine, D.A. and Kolkman, P.A. : Air Entrainment and Transport in Closed Conduit Hydraulic Structures, *Report on Basic Research S330*, Delft Hydraulics Laboratory, 1980.
- 23) Ahmed, A.A., Ervine, D.A. and McKeogh, E.J. : The Process of Aeration in Closed Conduit Hydraulics Structure, *Proc. Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*, IAHR, pp.4.13-1-7, 1984.
- 24) Jain, S.C. : Air Transport in Vortex-Flow Drops Shafts, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.114, No.12, pp.1485-1497, 1988.
- 25) Johnson, V.E. : Mechanics of Cavitation, *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, Vol.89, No.HY 3, 251-275, 1963.
- 26) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準（案）一設計編（I）一—山海堂，p.86，1985。
- 27) 土木学会編：水理公式集一昭和46年改訂版一，技報堂，p.243，1971。
- 28) Song, C.C.S., Cardle, J.A. and Leung, K.S. : Transient Mixed Flow Models for Storm Sewers, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.109, No.11, pp.1487-1503, 1983.
- 29) 細田 尚，井上和也，多田彰秀：管路・開水路流れ境界面の伝播を考慮した非定常流の数値解析法，京都大学防災研究所年報第36号B-2，pp.593-605，1993。
- 30) (財)国土開発技術研究センター：都市河川計画の手引き一立体河川施設計画編一—山海堂，p.23，1985。

(1995.3.15 受付)