

豪雨時のマンホール蓋飛散現象に関する基礎的研究

On the Blowing-off Phenomenon of Man-hole Covers
after a Heavy Rain-fall

東京都立大学工学部 正員○安川 浩
東京都立大学工学部 正員 川口士郎
東京都下水道局管理部 山岡 勉

1. まえがき

昭和48年10月13日, 同11月10日及び昭和49年7月7日の3度の豪雨により, 東京都下水道局森ヶ崎系統下水幹線のマンホール蓋が各所で飛散した。都下水道局は昭和48年から翌年にかけて現象発生箇所のマンホールに対し 1) 通常のマンホール蓋を格子蓋と交換 2) 圧力蓋と雨水樹型排気管の併設 3) 圧力蓋と立管式排気管の併設, の3方式による改良工事を施した。その結果昭和49年7月7日の豪雨Ⅲにおいては蓋飛び現象の発生数は激減したが, 圧力蓋と雨水樹型排気管への改良工事施行済み箇所において圧力蓋の取付枠が周辺の舗装の一部とともに破壊される事態が生じたため, 本格的に現象解明に取り組むことになり現地資料の解析, 他都市における類似現象の照会等を経て下水管渠下流端における流量制御用阻水扉操作に伴うマンホール内水面振動のシミュレーションを行なうに至った。

2. 蓋飛び現象の概要

2. 1 発生状況

森ヶ崎系統下水幹線は図-1に示す通り東京都南部の品川・大田・両区を集水区域とする合流式で, 品川区から大田区へ南下する大森・森ヶ崎幹線と, 大田区内を多摩川に沿って東進する多摩川幹線により構成され, 両幹線は森ヶ崎下水処理場構内で合流し阻水扉を経て沈砂池へ流入する。前記3度の豪雨による蓋飛び箇所はこれら両幹線に沿って各所で発生している。このうち品川Ⅰ-5(SⅠ-5と略記)で示される森ヶ崎幹線上の発生地

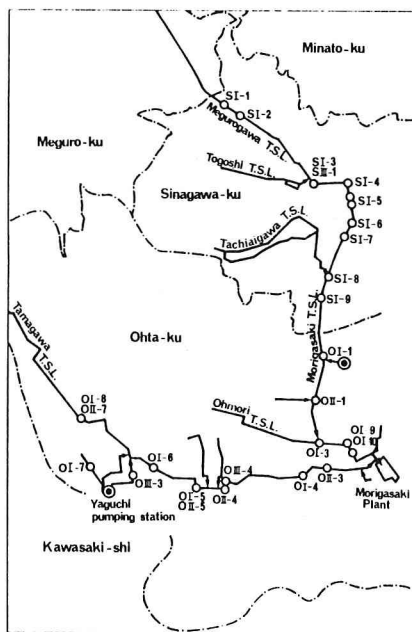


図-1 蓋飛び発生箇所



写真-1 丸形格子蓋

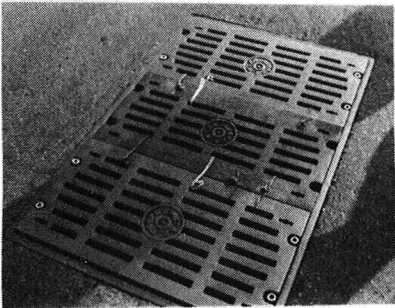
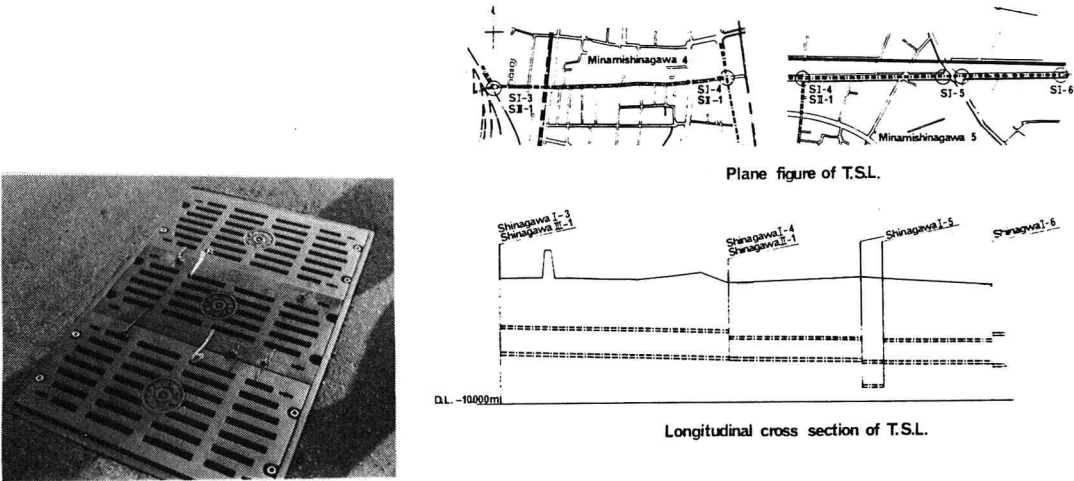


写真-2 雨水樹型空気抜



写真-3 立管式空気抜

点は伏越の両端（図－２参照）にあたり、豪雨Ⅰにおけるその下流側マンホールの蓋飛び現象は激烈を極め目撃者によれば５枚組み角型マンホール蓋の１枚（平面形状 $40\text{cm} \times 75\text{cm}$ ，重さ 116Kg ）が地上約 30m の高さに跳ね上がり，落下して粉々に砕けたという。以来この付近のマンホール蓋は角型格子蓋（写真－４）に交換され，蓋飛び現象には至っていないが，水煙が地上約 5m に迄達したことが観察されている。また既に述べた改良工事施工済みの圧力蓋・雨水樹型併用方式マンホールが豪雨Ⅲで破壊されたのは品川Ⅲ－１（ＳⅢ－１）地点である。



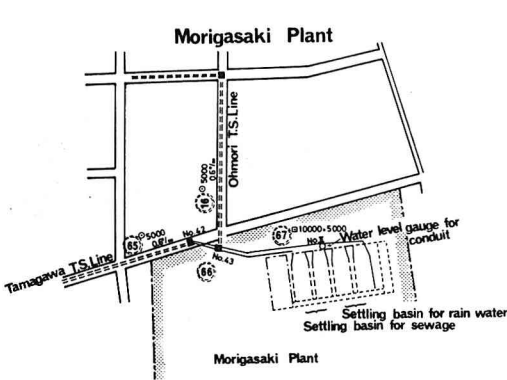
写真－４ 角型格子蓋
（３枚組み）

図－２ 発生箇所平面及び縦断面図の一例

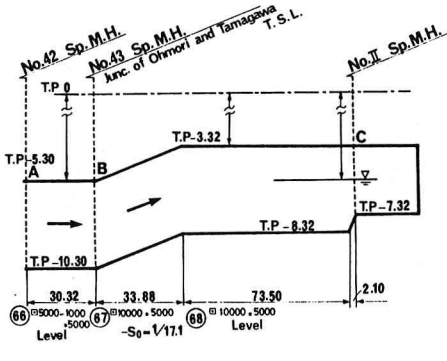
２．２ 資料解析・他都市における発生状況

２．２．１ 処理場への流入渠末端形状

森ヶ崎処理場内の合流点の直前で多摩川幹線は管渠幅を 5.0m から 10.0m に漸増させた後，大森幹線と合流し，若干の逆勾配区間を経て管底高 -8.32m （ $\text{T} \cdot \text{P}$ ）及び -7.32m （ $\text{T} \cdot \text{P}$ ）の箇所よりそれぞれ汚水用 3 基（幅 $\times$ 高さ $2.0\text{m} \times 3.36\text{m}$ ），雨水用 6 基（幅 $\times$ 高さ $2.0\text{m} \times 2.83\text{m}$ ）の阻水扉を経由して汚水用及び雨水用沈砂池へ流入し，ポンプ井に至る（図－３・図－４参照）。



図－３ 流入渠末端平面図



図－４ 流入渠末端縦断面図

2.2.2 幹線各部の流量

昭和48・49年当時のポンプ排水施設は汚水用5基、雨水用6基であり、豪雨Ⅰ～Ⅲにおける総排水能力は約 $50 \frac{m^3}{sec}$ と推定される。

一方幹線各部の流量は、既往の流量測定資料（晴天時）に基き、合流点の流量配分率を算出し、ポンプ総排水能力（総流量）により無次元化し、当面の計算の便に供した。厳密な議論のためにはより正確な流量配分の資料を要するが、蓋飛び現象がどのような水理的メカニズムにより発生するかを検討する目的に限定すれば適当なものといえるであろう（図-5参照）。

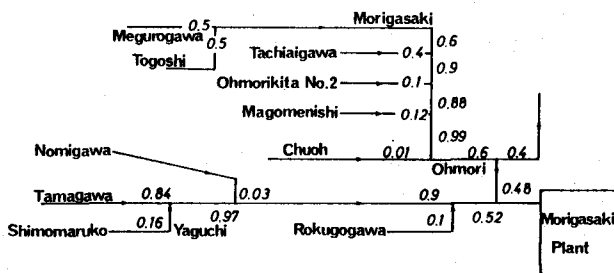


図-5 幹線合流点の流量配分率

2.2.3 止水扉特性

汚水用及び雨水用止水扉はいずれもスルース・ゲートであり、それらの寸法、開閉特性、開閉操作時の開度変化は以下の通りである。

- i) 汚水用止水扉4～6号、幅×高さ $2.0 \text{ m} \times 3.36 \text{ m}$ 、ゲート下面高 -8.32 m (T.P.)
 雨水用止水扉1～6号、幅×高さ $2.0 \text{ m} \times 2.83 \text{ m}$ 、ゲート下面高 -7.32 m (T.P.)
- ii) ゲート全開→全閉 及び 全閉→全開 所要時間
 汚水4～6号：全閉→全開 約4分、全開→全閉 2～4分
 雨水1～6号：全閉→全開 1～3分、全開→全閉 約1分
- iii) 止水扉開度変化：豪雨Ⅰ，5→3；豪雨Ⅱ，3→2ないし2→1；豪雨Ⅲ，2→1

2.2.4 管渠端水位と管内水位

ポンプ井及び管渠端水位が正常に記録されている豪雨Ⅱ及びⅢにおける森ヶ崎処理場運転記録によれば止水扉開度を減少させた時刻における管渠端水位はそれぞれ -3.2 m 及び -5.0 m (T.P.) でそれらに基く管渠内動水勾配線高度と管頂高度との関係を図-6及び図-7に示す。これらによれば豪雨Ⅱにおける止水扉開度の変化直前における管渠内の流れは、多摩川幹線では上流約4kmの段落ち地点迄、また大森・森ヶ崎幹線では上流約7km地点迄は満管状態であったこと、また管渠端水位が -5.0 m (T.P.) の場合には随所に開水路状態が存在したことが推定される。

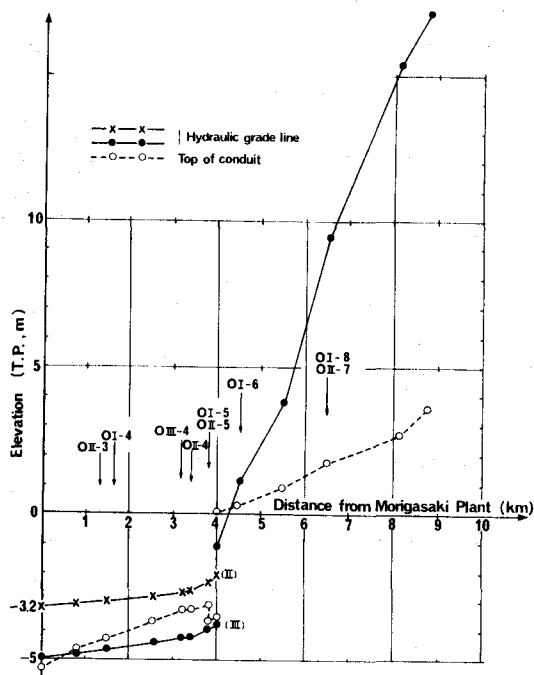


図-6 多摩川幹線動水勾配線

2. 3 他都市における発生状況

東京都下水道局管理部の資料解析と並行して、名古屋、大阪、神戸、福岡の各市下水道当局の御協力を仰ぎ類似現象の発生の有無を調べた。

これら4都市のうち神戸市は大部分が分流式で、海岸線に沿う一部の地域で合流式を採用しているが、この地域で蓋飛び現象が稀に発生することがある。福岡市では合流式から分流式に移行の過程にあるが、合流式区域で時折り発生している。また名古屋・大阪両市はともに合流式であり、前者においては年に2〜3度の頻度で発生しているにもかかわらず、後者においては殆ど発生していない。この差異はポンプ場運転方式の違いに原因するものと思われ、後者においては雨水ポンプ稼動時は止水扉は全開に保つ運転方式を採用し、そのためポンプ室の水没への周到な配慮がなされている。

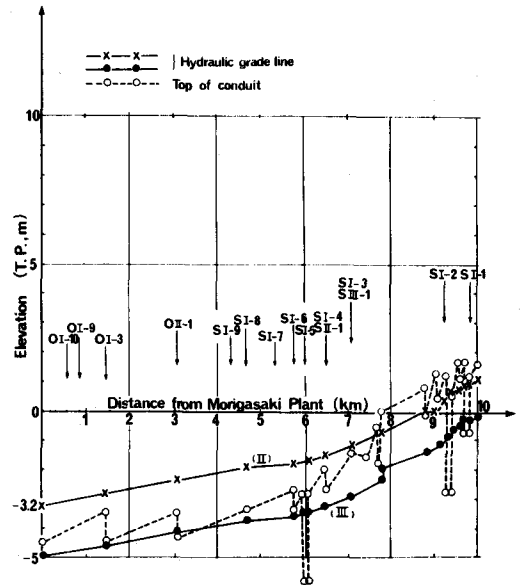


図-7 大森幹線動水勾配線

2. 4 蓋飛び限界圧力の算定

蓋飛び現象の目撃者によれば最初ガタガタ音を立てていたマンホール蓋が突然ふわりと移動するとのことであり、単に揚力が自重に打ち勝つだけでなく或る初速度で跳ね上がるものと判断される。この跳ね上がり距離を0.5 mと仮定すれば初速度は3.13 m/secとなり、静止状態からの加速が深さ50 mmのマンホール蓋落とし込み溝の摺り合わせ部分を通過する時間内に行なわれるものとするれば、その間の加速度 $\alpha = 97.96 \text{ m/sec}^2$ が計算される。

マンホール蓋の質量 m 、蓋面積 A 、作用空気圧 p の間で次式が成り立つ。

$$m \alpha = -m g + A p \cdots \cdots (2.1)$$

	寸法 (m)	自重 (kg)	面積 (㎡)	空気孔面積
円形蓋	0.75φ	120	0.4418	0.0056
矩形蓋	0.4×0.75	116	0.3000	0.0060

表-1 マンホール蓋寸法表

表-1 における円形蓋に対し数値を代入すれば、円形蓋に対する限界空気圧 $p_{max} = 298.6 \text{ gr-wt/cm}^2$ が、また矩形蓋に対しては同様に $p_{max} = 425.0 \text{ gr-wt/cm}^2$ が導かれる。

2. 5 マンホール内空気圧の算定

マンホール内水面の昇降によるマンホール内空気圧 p は準定常及び非圧縮性空気を仮定すればマンホール蓋空気孔面積 a 、空気孔からの流出速度 v 、空気密度 ρ_a 、水面の上昇速度 V により次式で表わされる。

$$\rho_a Q (v - V) = a \cdot p \cdots \cdots (2.2)$$

蓋飛びに要する水面の上昇速度は式(2.2)の p に前記 p_{max} を代入することにより円形及び矩形蓋に対し、それぞれ1.35及び4.19 m/sec が得られ、マンホール蓋空気孔からの流出速度はそれぞれ153.4及び211.3 m/sec となり非圧縮性空気の仮定はほぼ満たされるものと判断される。

3 現象のモデル化

3. 1 概説

これ迄の資料解析の結果、マンホールの蓋飛び現象が管渠端の阻水扉開度の変化に伴う可能性が強く感じられること、また管渠端水位が-3.2 m (T.P)であれば多摩川、大森、森ヶ崎の両幹線とも下流端からそれぞれ4及び7 km 地点までは満管状態にあり、一方-5.0 m (T.P)であればかなりの部分が開水路状態になることが推定される。これらのことから蓋飛び現象が必ずしも満管状態における管内振動のみに原因するとは断定できないが、仮に満管状態の管内振動のみに限定すれば蓋飛び現象はどのように発生しどのように伝播するものであろうか。

3. 2 管内不定流の基本式

N本のライザーとそれらを結ぶN-1本の一様管渠により構成される管路系において適当な順序でライザー及び管渠に番号を付すものとすれば図-8における第 i 番管渠内の流量 Q_i に関する準定常の仮定に基づく運動方程式とその下流側第 i 番ライザーにおける連続式は次式で与えられる。尚この管路系は複数の合流点を含んでもよい。

$$\frac{dQ_i}{dt_i} = \frac{gA_i}{L_i} (H_{i+1} - H_i) - \frac{gn_i^2}{A_i R_i^{\frac{4}{3}}} |Q_i| \cdot Q_i$$

($i=1 \sim N-1$) (3.1)

$$\frac{d\eta_i}{dt} = \frac{Q_i - Q_{i-1}}{S_i} \text{ (3.2)}$$

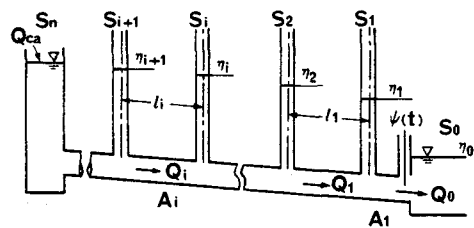


図-8 管路系の概念図

ここに、 H_i 、 η_i 及び S_i はそれぞれ第 i 番ライザーの動水勾配線高度、水位、水面積を、また n_i 、 A_i 、 R_i 及び L_i は第 i 番管渠のManning粗度係数、管渠断面積、径深及び管長を表わすものとする。但し、管路の上流端及び合流点に対しては連続式に若干の配慮が必要である。

3. 3 管渠接合部における動水勾配線高度 H_i

不連続な水平断面を有するライザーと管渠との接合部における圧力 p は管軸とライザー内水面との間の水流に運動量方程式を適用することにより次式から計算される。

$$QV_2 + (\eta - h) \frac{dQ}{dt} = \frac{p}{\rho} \cdot S_0 - g \{ S_0(B_1 - h) + S_1(B_2 - B_1) + S_2(\eta - B_2) \}$$

$$- \frac{p_0}{\rho} \cdot S_2 - \frac{p_{22}}{\rho} (S_1 - S_2) + \frac{p_{11}}{\rho} (S_1 - S_0) \text{ (3.3)}$$

式(3.3)を圧力 p について解き、断面不連続部における圧力の不連続は、1)急拡部では無視できる、2)急縮部では運動量流束の差だけ変化する、ものとするれば、水面の上昇時及び下降時における動水勾配線高度 $H = p/\rho g + h$ はそれぞれ次式により表わされる。
(上昇時)

$$H = \eta + \frac{Q^2}{g} \left\{ \frac{1}{S_0 S_2} + \frac{1}{S_2^2} \left(1 - \frac{S_2}{S_1} \right) \left(1 - \frac{S_2}{S_0} \right) \right\} + \frac{1}{g} \left(\frac{\eta - B_2}{S_2} + \frac{B_2 - B_1}{S_1} + \frac{B_1 - h}{S_0} \right) \frac{dQ}{dt} + \frac{p_0}{\rho g} \dots\dots (3.4a)$$

(下降時)

$$H = \eta + \frac{Q^2}{g S_0 S_2} + \frac{1}{g} \left(\frac{\eta - B_2}{S_2} + \frac{B_2 - B_1}{S_1} + \frac{B_1 - h}{S_0} \right) \frac{dQ}{dt} + \frac{p_0}{\rho g} \dots\dots (3.4b)$$

尚、 $B_1 < \eta < B_2$ に対しては $S_2 = S_1$ と置くものとする。

4 実験による計算モデルの検討

前節における連立常微分方程式(3.1)及び(3.2)を下流の止水扉開度の時間的変化を境界条件としてRunge・Kutta・Gill法により数値計算を行ない各ステップ毎にマンホール内空気圧が限界値 p_{max} を超えるかどうかを確認し、超えていれば蓋が飛んでマンホール出口の面積は蓋の空気孔面積から蓋そのものの面積に変化するものとするばよいであろう。

この計算を行なうにあたって、止水扉の開度が変化している時の非定常な流量の算定法及び非定常なライザー内水流が不連続断面を通過する際の圧力変化の確度に関心を払い、管内オリフィス近傍の往復流による圧力側定を行なった。

管内定常流におけるオリフィスの損失係数 C は管断面積 A 、オリフィス開口面積 a 、及び図-10の記号により次式で表わされる。

$$C \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{1}{A} \int_{A-a} (p_{01} - p_{02}) dA \dots\dots\dots (4.1)$$

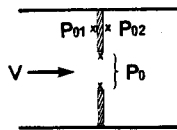


図-10 管内オリフィス

周期3～30秒の振動流に対して、1) p_{01} 及び p_{02} の半径方向への分布、2) $p_{01} - p_0$ 及び $p_{02} - p_0$ と速度水頭 $V^2/2g$ との関係、を調べるために直径10cmの管内に口径1, 3, 5cmの3種類のオリフィスを用いて差圧計により

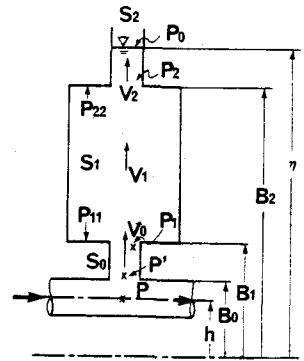


図-9 不連続断面を有するライザーの概念図

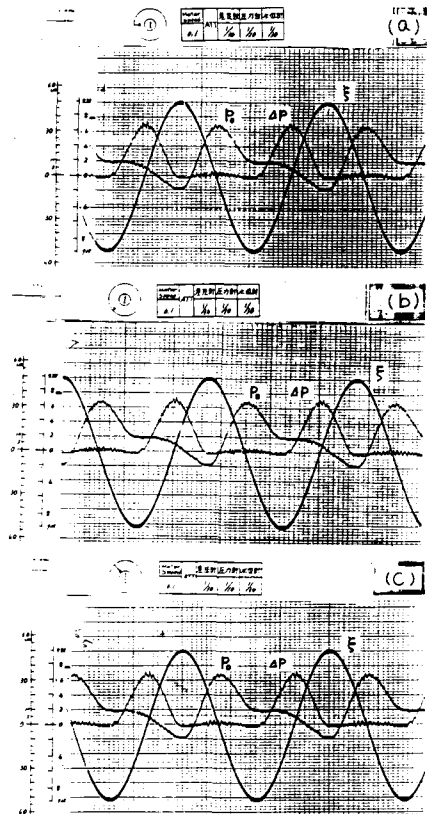


図-11 管内オリフィス近傍の圧力

$p_{01} - p_0$ の値をオリフィス面上の位置を変えて測定した。

図-11は口径1 cmのオリフィスを用いて中心からそれぞれ1.0 cm, 2.0 cm, 4.8 cmの距離にある3点の Δp を水粒子の断面平均変位 ξ との関係において測定した記録の一例である。周期を変えて行なったこれらの記録より、1)オリフィス面上の圧力分布が殆ど均一である、2)上流側オリフィス面上の差圧 $p_{01} - p_0$ は速度水頭に完全に比例するが、下流側オリフィス面上の差圧 $p_{02} - p_0$ も常に正の値をとりやはり速度水頭に比例する、3)前項における比例定数は周期が短くなる程増大するが、周期の減少に伴う上流側オリフィス面の圧力係数の増加率が下流側オリフィス面の圧力係数の増加率と相殺するため式(4.1)で定義される振動流に対するオリフィス損失係数は周期によって殆ど変ることがない、等が明らかになった。図-12は

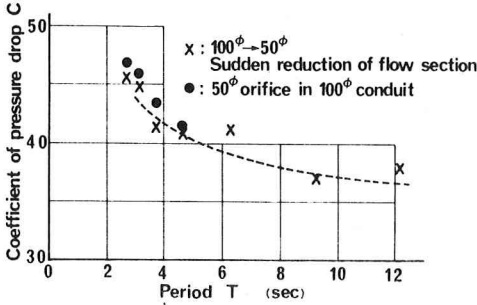


図-12 オリフィス面上の圧力係数

管径10 cmから5 cmへの急縮部における圧力降下係数を口径5 cmの管内オリフィス上流面の圧力係数と比較したものであり、いずれの場合にも周期の減少とともに圧力係数が増加することが示されている。それ故オリフィスの損失係数については準定常の仮定が適用できること、また管路断面の急縮部での圧力降下に関しても準定常の仮定は妥当な値を与えるであろうことが想定される。

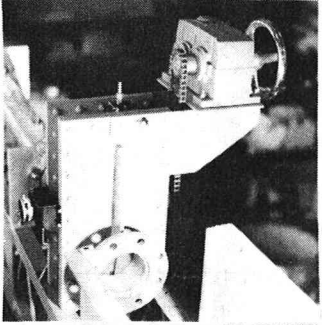
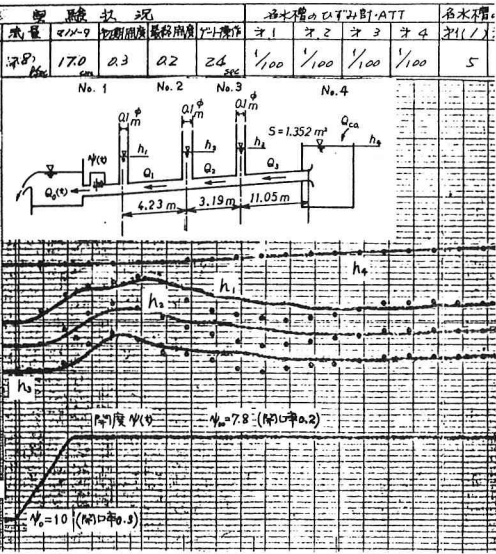
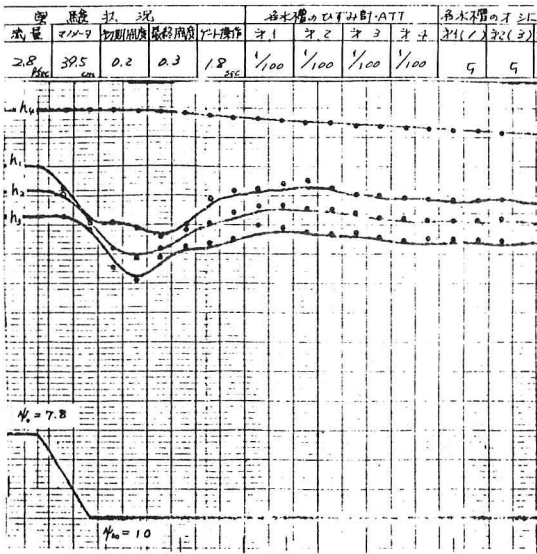


写真-5 阻水扉模型

計算モデルの精度を検討する目的で下流端に3角形切欠きの開口面積を変化させる形式の流量制御弁を設け、その開度変化に伴う管内振動の実験を行なった。阻水扉は写真-5のハンドルの回転により開閉し、開度変化はポテンシオメーターにより検出され



(a)



(b)

図-13 4本のライザーを有する管路系における実験曲線と計算値の比較

る。図-13 a 及び図-13 b は開口率30%から20%への直線的減少及び20%から30%への直線的増加による各ライザー内の水位変化の記録であり流量係数には定常流による値を用いたが実験曲線とRunge・Kutta-Gill法による式(3.1), (3.2)の数値解とは満足すべき対応を示した。

5 現地資料による蓋飛び現象のシミュレーション

5. 1 対象区間と流量配分率

筆者等の当面の研究目標が、これ迄述べてきた満管状態における蓋飛び現象の再現にあり、また計算機の容量をも考慮して図-14に示す通り、多摩川幹線は森ヶ崎処理場から4 km上流の段落ち地点迄を、また大森・森ヶ崎幹線では約7 km上流の品川Ⅰ-3, Ⅲ-1 (SⅠ-3, SⅢ-1)地点迄とした。

5. 2 阻水扉特性と非定常流量

計算の便宜上、阻水扉開度は汚水用3基、雨水用6基とも統一的に変化するものとし、阻水扉の総流量 Q_0 は阻水扉前後の水位差 h , 阻水扉開口面積 A_0 及び流量係数 C_v により次式で表わされるものとする。

$$Q_0 = A_0 \cdot C_v \cdot \sqrt{2gh} \quad \cdots \cdots (5.1)$$

流量係数 C_v は開度 ψ の関数と仮定すれば汚水用及び雨水用の両者に対し、同一の C_v 値を用いることができる。全開で $\psi=10$, 全閉で $\psi=0$ とすれば、汚水用及び雨水用阻水扉の全開時開口面積はそれぞれ 3.36×2.0 及び 2.83×2.0 (m^2) であるから開度 ψ に対する開口面積はそれぞれ 0.672ψ 及び 0.566ψ となる。それ故汚水用3基, 雨水用6基の全開口面積と流量係数及び総流量は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} Q_0 &= A_0 \cdot C_v \sqrt{2gh} \\ &= (3 \times 0.672 + 6 \times 0.566) \psi \times C_v \sqrt{2gh} \quad \cdots \cdots (5.2) \end{aligned}$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sigma}{2 \left(1 - \sigma \cdot \frac{\psi}{10} \right)}} \quad \sigma \text{は縮流係数} \quad \cdots \cdots (5.3)$$

($\sigma \div 0.65$)

また、図-4における流入渠形状は図-15に単純化し阻水扉下流の沈砂池水位 η_0 は一定値に保たれるものとした。

5. 3 計算結果と考察

計算はいつでも初期開度 $\psi_0 = 3$ から開度を減じた。開度変化 $\Delta\psi = -1$ に要する所要時間を雨水用阻水扉特性に従い6.0秒として計算した結果は蓋飛び現象は発生しなかった。 $\Delta\psi = -2$, 所要時間12.0秒に対しては蓋飛びが発生し、単一の蓋飛び現象が新しい蓋飛び現象への引金になっていることがうかがわれる。図-21に多摩川、大森・森ヶ崎両幹線合流点付近の6基のマノホールにおける水位, 昇降速度, 空気圧の時間変化と蓋飛びの有無, 並びに無次元発生時刻を示す。

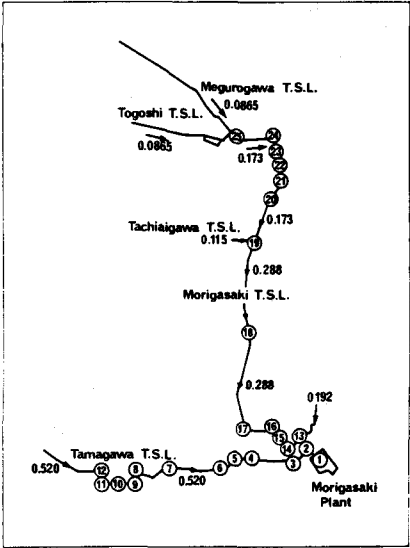


図-14 対象区間と無次元流量

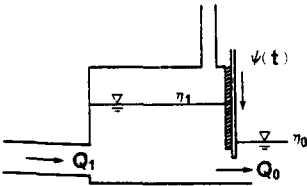


図-15 管渠端の
第1番マンホール

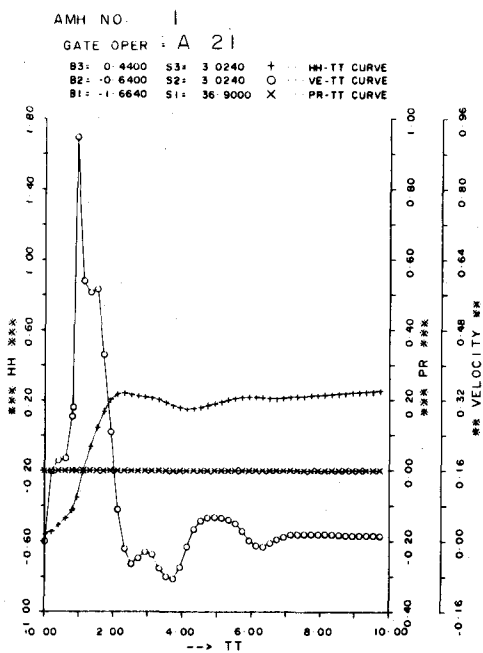


図-16 1 番マンホール水位, 圧力, 速度

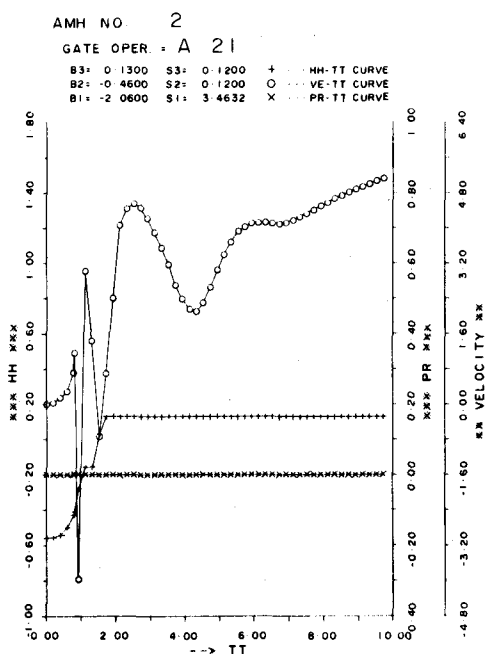


図-17 2 番マンホール水位, 圧力, 速度

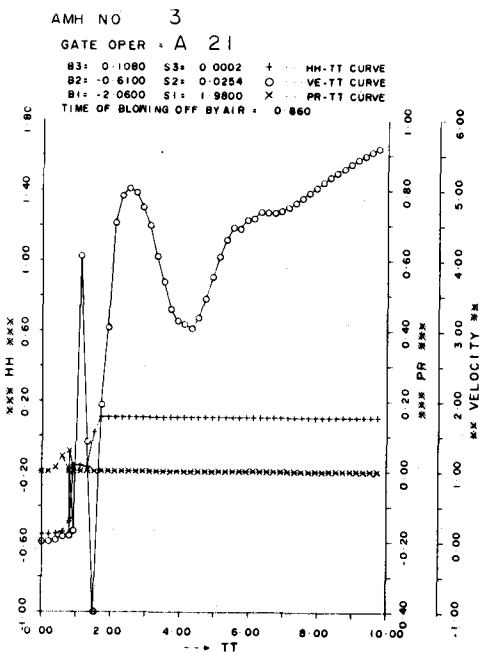


図-18 3 番マンホール水位, 圧力, 速度

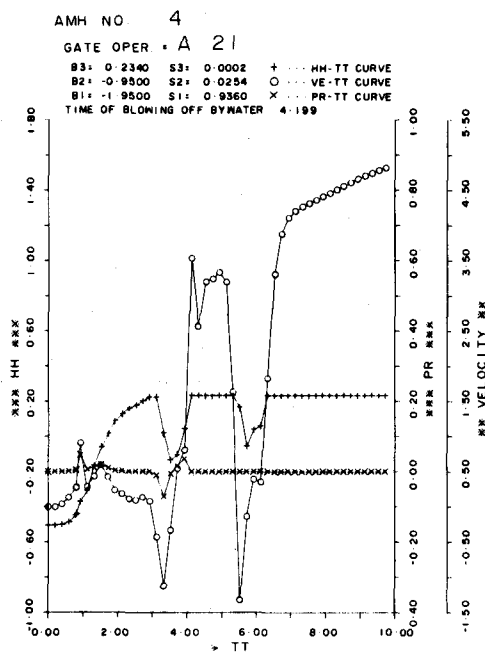


図-19 4 番マンホール水位, 圧力, 速度

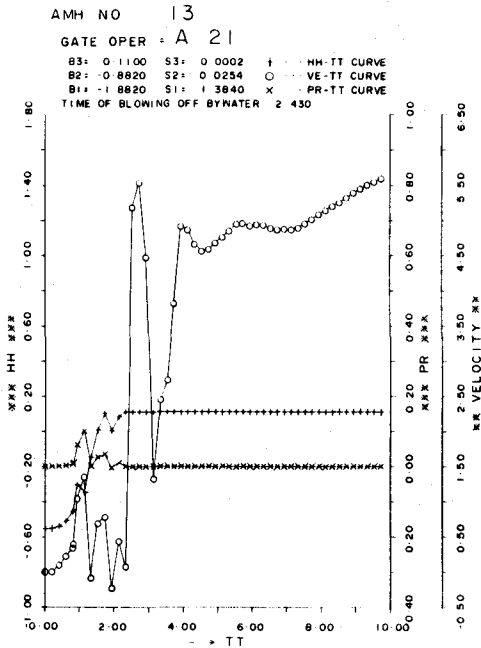


図-20 13番マンホール水位、圧力、速度

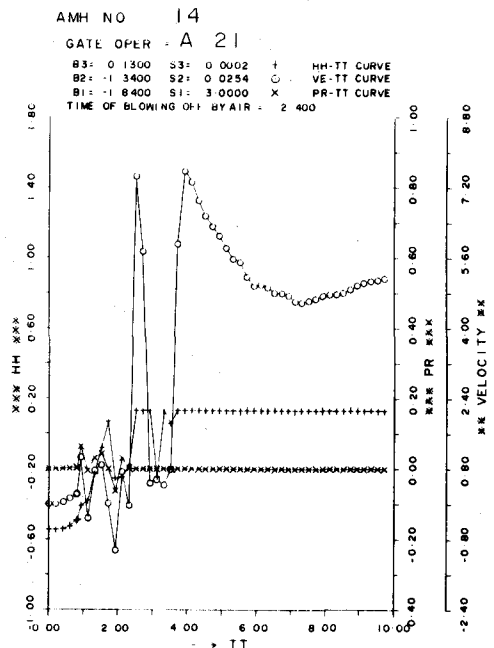


図-21 14番マンホール水位、圧力、速度

6 むすび

これ迄豪雨時のマンホール蓋飛散現象のうち、満管状態における管内振動に伴う部分だけを考察してきた。この扱いの中でマンホール蓋の所要跳ね上がり高さから誘導した限界圧力値、また非圧縮性空気の仮定によるマンホール内空気圧の算定等の便宜的ともいえる扱いによってもマンホール蓋が空気圧あるいは水圧により飛散していく様子が再現できたと考える。

しかしながら冒頭に紹介した品川I-5(SI-5)の伏越下流端の矩形蓋が地上30mも跳ね飛んだという観察結果に対し、本解析では通常の蓋飛びの条件にする達しないという喰い違いを生じている。この理由が流量配分率の違いに起因するのか、非圧縮性空気の仮定によるのか、更にまた満管状態の管内振動の範囲内での議論に原因づけられるのかは現在判然とはせず、今後の検討課題であるが、これらの現象のうちの或る部分が満管状態の管内流に対する下流端の阻水扉操作によって発生するということが事実であるならば、それらの現象に基づく事故を防ぐための方式を検討することは意味のないことではないと考える。

謝 辞

本研究は東京都下水道局からの受託研究の一部であり、研究上の種々の便宜をいただいた東京都下水道局管理部の諸氏に謝意を表する。また類似現象の発生状況調査に際しては当時名古屋下水道局長であられた米田啓一氏、大阪市下水道局建設部長谷和夫氏、同技術監生野 斌氏、神戸市下水道局雨水課長上原善彦氏、並びに福岡市下水道局庶務課長古沢吉昭氏には大変お世話になった。また実験と資料整理に関しては都立大学工学部土木工学科学生東海林司、福島義信(当時)、浅沼秀俊、松田博希の諸君に負うところが大きい。ここに記して謝意を表する。