

取付管の調圧効果を考慮した下水道管渠網の雨水流出モデル
Sewer Runoff Simulation Model Considering Pressure-control Effect
by Laterals in Urban Stormwater Drainage Systems

愛媛大学工学部 渡 辺 政 広 Masahiro WATANABE
愛媛大学大学院 竹 内 明 Akira TAKEUCHI
愛媛大学工学部 川 裾 利 雄 Tosio KAWASUSO

LATERAL MODEL, a simulation model of surcharged flow in urban sewer pipe systems, is presented. A number of lateral pipes are connected to the top of sewer pipe in order to drain storm and sewage water from inlet to the sewer pipe. A pressure-control effect that is caused by movement of stormwater into or out of the lateral pipes and has been ignored in overall traditional simulation models, is taken into account. An equation for determining a pressure wave celerity of the surcharged flow is derived. Run-off experiments are made and the adaptabilities of the model is investigated comparing the experimental results with the simulated ones.

Keywords: pressure-control effect, lateral pipe, surcharged flow, sewer pipe system

1. 序 論

都市域の下水道網では、管内貯留、流量調整運転などの各種流出制御が実施され始めてきているが、こうした機会は今後ますます増えてくるものと予想される。これに伴い、下水管渠内では、開水路流れとサーチャージ流れ（満管流れ、圧力流れ）の間の遷移流れがしばしば現われるようになる。こうした遷移流れは急激な水理現象であるから、種々の事故の原因となる可能性を含んでおり、これに起因する諸問題を前以て検討しておく必要がある。またこれがためには、下水管渠網内の遷移流れに対する実用的な水理解析モデルの開発が不可欠となる。

本論文では、上述した水理解析モデルに関する研究の一環として、下水道網の各排水管渠に多数接続されている雨水・汚水排水用の取付管¹⁾（図1参照）に着目し、こうした取付管をもつ下水管渠網のサーチャージ流れについて検討を行った。

はじめに、松山市の公共下水道網を調査対象に選び、取付管設置状況の実態を調査する。この調査結果を踏まえ、取付管をもつ下水管渠網のサーチャージ流れの基礎式（以下、ラテラル・モデルと呼ぶ）をできる限り厳密に導き出す。これより、下水管渠内のサーチャージ流れの圧力波伝播速度が、これまで本来のものとされきた弾性変形による圧力波伝播速度²⁾（ $a=1000$ m/sec 程度）に比べ、1～2 オーダーも小さい値となることが示される。また、解析結果に大きな違いが生じないとして実用上用いられてきた経験的な値 $a=20\sim50$ m/sec^{2), 3)} に近いものとなることも示される。次いで、提案したラテラル・モデルの適用性について、取付管をもつ排水管渠の水理模型を作成して流出実験を行い、ラテラル・モデルによる計算結果を流出実験結果と対比して詳細な検討を進める。

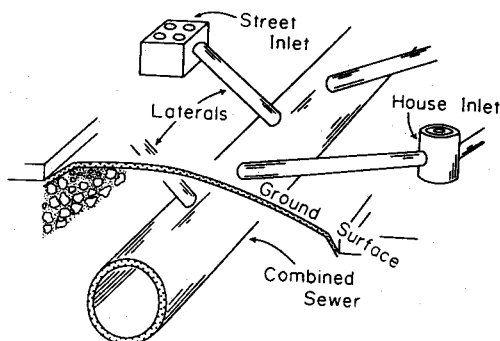


図1 排水管渠と取付管

2. 取付管調査

下水道網の各排水管渠には、図 1 に示すように、道路、歩道、家庭などからの雨水、汚水を排水するための幾つもの取付管 (laterals) が接続されている。したがってサーチャージ流出時、流出水の一部はこれらの取付管内を昇降する。これにより、下水道網のサーチャージ流れにおいては、サージ・タンクによると類似の調圧効果が引き起こされるであろうことが予測される。これが事実とすれば、これまでその実態が不明とされてきた下水道管渠網の圧力波伝播速度が、実は、この調圧効果によって規定されていることが明らかとなる。またこれより、圧力波伝播速度の値は、取付管の現地諸量を用いて物理的に算定されることになる。

そこでまず、松山市の公共下水道網 (集水面積: 6.46 km^2) を調査対象に選び、1500 本の排水管渠を任意に抽出して取付管設置状況の実態を調査した。調査結果の内、本論文に關係する結果のみを要約して以下に述べる。①取付管は全て直径が 150 mm の円形管である。②取付管の設置間隔 (L/N , L : 1 排水管渠長、 N : L 当たりの取付管接続本数) の平均値は、図 2 に示すように、排水管渠径 D と両対数紙上で直線関係にあり、 D が小さくなるにつれ密になるが、概ね $15 \sim 25 \text{ m/本}$ 程度である。③取付管の水平面に対する接続角度 θ は、図 3 に示すように、いずれの規模の排水管渠においても概ね 25° 前後 ($\sin \theta \approx 0.40$) である。

なお本調査結果は、下水道網の取付管が下水道施設設計指針¹⁾に準拠して布設されることより、わが国における都市下水道網において一般的に成立するものと考えられる。

3. サーチャージ流れの基礎式 (ラテラル・モデル)

上の調査結果を踏まえ、取付管が接続する排水管渠におけるサーチャージ流れの基礎式を新たに導出する。図 4 に示すサーチャージ流れの Δx 区間に運動の第 2 法則、ならびに流出水の取付管への流入出を考慮した質量保存則を適用する。ここで、次の仮定をおく。①水は非圧縮性である。②管壁は弾性変

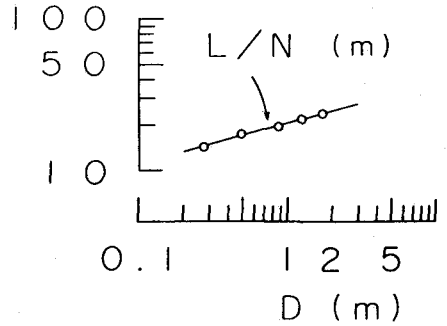


図2 $L/N \sim D$

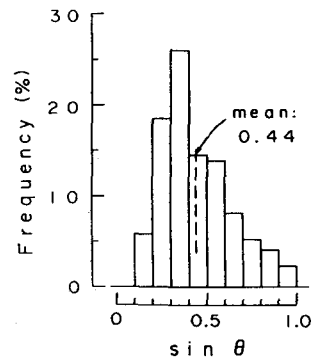


図3 $\sin \theta$ の分布

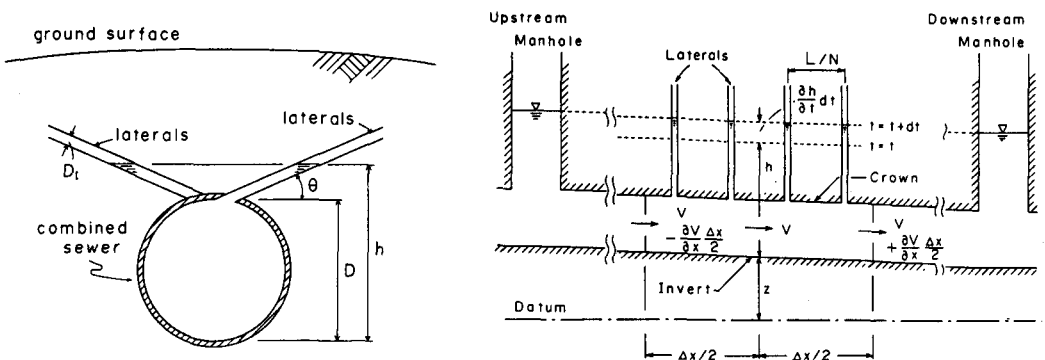


図4 取付管の接続状況とサーチャージ流れ

形しない。③取付管への流出水の流入出に伴う水頭損失は無視しえる。④取付管内の水塊の加速度は無視しえる。⑤取付管の諸量は1排水管路長にわたり均一である。⑥排水管路の断面平均流速には Manning 式を適用できる。

これより、次の運動方程式 (1) および連続の式 (2) を得る。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - S_0 + \frac{n^2 |V| V}{R^{4/3}} = 0 \cdots (1), \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{c'^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \cdots (2); \quad c' = \sqrt{g \frac{L}{N} (\sin \theta) \frac{A}{A_1}} \cdots (3)$$

ここに、V: 断面平均流速、h: 管底から測った圧力水頭、c'
: 圧力波 (微小擾乱) の伝播速度、A、R、S₀、L、n: 排水
渠のそれぞれ流水断面積、径深、勾配、長さ、Manning の粗
度係数、A₁、N、θ: 取付管のそれぞれ断面積、接続本数 (L
当たり)、接続角度、g: 重力加速度、x: 距離、t: 時間。

式 (3) は、下水管路内の圧力波は、これまで本来のもの
と考えられてきた弾性変形による圧力波と異なり、実は、流出
水が取付管内を昇降することにより生ずる重力波であることを
表わしている。前述した松山市の下水道網において、式 (3)
の圧力波伝播速度 c' を調査・算定した結果は、図 5 に示す
ように、c' ≒ 10~100 m/sec となる。これらは先に述べた 経
験的に用いられてきた値 20~50 m/sec とよく一致している。
またこれにより、ラテラル・モデルの妥当性が裏付けら れて
いるとも言える。

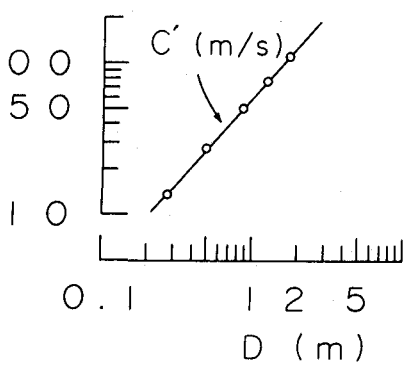


図5 c' ~ D

なお、基礎式 (1)、(2) の数値解析にあたり、本論文では、計算方式の物理的意味が明白で、安定条
件も明確であり、安定性にも優れているとされる特性曲線法を用いる。このとき、式 (1)、(2) は次の
微分方程式 (4)、(5) に書き換えられる。すなわち、特性曲線式 (4) の上で特性方程式 (5) が成立す
る (複合同順)。

$$\frac{dx}{dt} = V \pm \delta \cdot c' \cdots (4), \quad \frac{dV}{dt} \pm \delta \cdot \frac{g}{c'} \cdot \frac{dh}{dt} - g \left(S_0 - \frac{n^2 |V| V}{R^{4/3}} \right) = 0 \cdots (5); \quad \delta = 1 \mp \frac{V}{2c'} + \frac{1}{2} \left(\frac{V}{2c'} \right)^2$$

上式の数値積分 (差分化) にあたっては、排水管路内の流れの時間的・場所的変化が比較的急であるこ
とを考慮し、2nd-order の差分スキーム⁴⁾を用いる。

4. 水理模型実験⁵⁾

上述したラテラル・モデルの適用性を明らかにするため、取付管が接続する排水管路の水理模型を作成
して流出実験を行い、ラテラル・モデル
による計算結果を実験結果と対比して検
討した。

(1) 排水管路模型
排水管路模型は、図 6 に示すように、
直径 10 cm、全長およそ 10 m の透明ア
クリルパイプ製で、管渠頂部には直径 1
cm の取付管 (透明アクリルパイプ) が鉛
直に取り付けられている。取付管の接続
本数は 0~42 本まで変化させることがで
きる。排水管路内の圧力 (水位) 変動は、

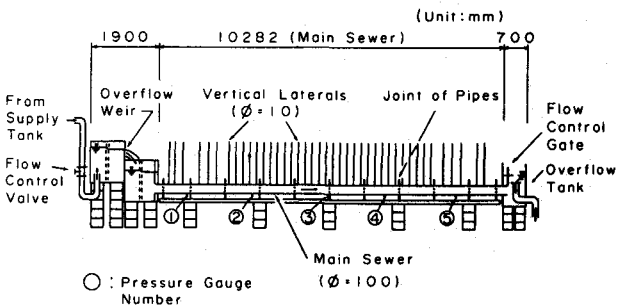


図6 排水管路模型の概要

管渠底の5地点(No. 1~5)に設置された圧力測定装置(圧力ゲージ→動歪み計→データー・レコーダー)により記録される。流量・水位の制御は、排水管渠の上流端に設けられた流量調整バルブ、越流ゼキ、および下流端に設けられたゲート、オーバー・フロー装置により行われる。

(2) 基礎式の無次元化

上述の基礎式(1)、(2)を無次元化し、下水道網のサーチャージ流れを規定する無次元パラメーターを明らかにする。

無次元化にあたって採用すべき長さ、時間に関する代表値として、ここでは、都市域の下水道網が円形断面の管渠を主体に構成されていること、および下水道網内には多数のジャンクション・マンホールが存在していることを考慮し、流れ方向の長さの代表値には1排水管渠長 L を、鉛直方向のそれには管渠径 D を、時間のそれには $L/\sqrt{gD}$ を採用する。これより、次の無次元変数が定義される。

$$V_* = V/\sqrt{gD}, \quad h_* = h/D, \quad x_* = x/L, \quad t_* = t/(L/\sqrt{gD}), \quad A_* = A/D^2 = \pi/4, \quad R_* = R/(D/4) = 1 \dots\dots\dots(6)$$

これらを式(1)~(3)に代入すると、次の無次元化された基礎式が得られる。

$$\frac{\partial V_*}{\partial t_*} + V_* \cdot \frac{\partial V_*}{\partial x_*} + \frac{\partial h_*}{\partial x_*} - \alpha_1 \left(1 - \frac{|V_*| V_*}{\alpha_2^2} \right) = 0 \dots\dots\dots(7), \quad \frac{\partial h_*}{\partial t_*} + c'_*{}^2 \cdot \frac{\partial V_*}{\partial x_*} = 0 \dots\dots\dots(8)$$

$$; \quad \alpha_1 = LS_o/D, \quad \alpha_2 = V_{full}/\sqrt{gD}, \quad c'_* = c'/\sqrt{gD} \dots\dots\dots(9)$$

ここに満管等流流速 V_{full} は、粗面乱流のサーチャージ流れに対して式(10)、滑面乱流のそれに対して式(11)のように表わされる。

$$V_{full} = (D/4)^{2/3} \sqrt{S_o}/n \dots\dots\dots(10)$$

$$V_{full} = \sqrt{8/f} \cdot \sqrt{g(D/4)S_o}; \quad \sqrt{8/f} = 5.75 + 1.75 \cdot \log\{(Re/2)\sqrt{f/8}\} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 f : 摩擦損失係数、 Re : レイノルズ数 $= DV/\nu$ 、 ν : 動粘性係数。

これより、下水管渠のサーチャージ流れは、式(9)で表わされる3つの無次元パラメーター、 α_1 、 α_2 および c'_* により規定されていることが分かる。またこれらパラメーターは、それぞれ次の内容を表わしている。

α_1 は、長さの代表値に流れ方向と鉛直方向の2方向のものをを用いる場合に現われる管渠勾配の無次元量である。 α_2 は、開水路流れの伝播速度 $\sqrt{gD}$ (水深直径比がおよそ0.85のとき)に対する満管等流流速の比、として表わされたフルード数である。これらはいずれも、管渠勾配の相対的な緩急に関する指標である。 c'_* は、上の開水路流れの伝播速度とサーチャージ流れのそれとの比を表わす無次元量で、両流れの伝播特性の隔たりに関する指標である。

(3) 相似則の検討

上述の無次元化された基礎式から明らかなように、模型管渠のサーチャージ流れ(添字 m)と下水管渠のそれ(添字 p)との間で、式(9)の3パラメーターが一致するとき、すなわち次式が成立するとき、両流れの力学的相似が保たれることになる。

$$(S_o)_p \cdot L_p/D_p = (S_o)_m \cdot L_m/D_m \dots\dots\dots(12), \quad c'_p/\sqrt{gD_p} = c'_m/\sqrt{gD_m} \dots\dots\dots(13)$$

$$(V_{full})_p/\sqrt{gD_p} = (V_{full})_m/\sqrt{gD_m} \dots\dots\dots(14)$$

$$; \quad (V_{full})_p = (D_p/4)^{2/3} \sqrt{(S_o)_p}/n_p$$

$$; \quad (V_{full})_m = \sqrt{8/f_m} \cdot \sqrt{g(D_m/4)(S_o)_m}; \quad \sqrt{8/f_m} = 5.75 + 1.75 \cdot \log\{(D_m V_m)/(2\nu_m) \cdot \sqrt{f_m/8}\}$$

ここに、 f_m については、流出期間中の平均的な値を採用することになる。

上の3式および式(6)より、模型管渠と下水管渠の諸量の間に次の関係式が成り立つことになる。

$$(S_o)_p \cdot D_p^{1/3}/n_p^2 = 2^{11/3} \cdot g(S_o)_m/f_m \dots\dots(15), \quad L_p \cdot n_p^2/D_p^{4/3} = 1/(2^{11/3} \cdot g) \cdot L_m \cdot f_m/D_m \dots\dots(16)$$

$$c'_p/c'_m = (D_p/D_m)^{1/2} \dots\dots\dots(17)$$

$$\left. \begin{aligned} t_p/t_m &= (L_p/L_m) \cdot (D_p/D_m)^{-1/2}, \quad Q_p/Q_m = (D_p/D_m)^{5/2}, \\ V_p/V_m &= (D_p/D_m)^{1/2}, \quad I_p/I_m = (L_p/L_m)^{-1} \cdot (D_p/D_m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(18)$$

ここに、I：水面勾配。

(4) 流出実験

流出実験に先立ち、排水管渠模型におけるサーチャージ流れの摩擦抵抗則について、取付管の接続本数が最も多い場合（41 本）を対象に、幾つかの定常流出実験を行って検討した。この結果を図 7 に示す。これより、本管渠模型のサーチャージ流れに対し、滑面乱流の抵抗則を適用してよいことが分かる。

流出実験は、排水管渠の上・下流端で変動周期がおよそ 30 および 60 秒の sine 型の流量・水位調整運転ハイドログラフを与え、それぞれ取付管接続本数（ c'_m 値）を 41、20、14、7、0 本（ $c'_m=15$ 、0、22.0、26.5、39.5、a m/sec）と変化させた合計 30 種類のサーチャージ流出について行った。なお、表 1 には、本流出実験における代表的なサーチャージ流出を取り上げ、上述した相似則に関する諸式（15）～（18）より算定された下水管渠の諸量、およびそれらと模型管渠の諸量との比を示している。

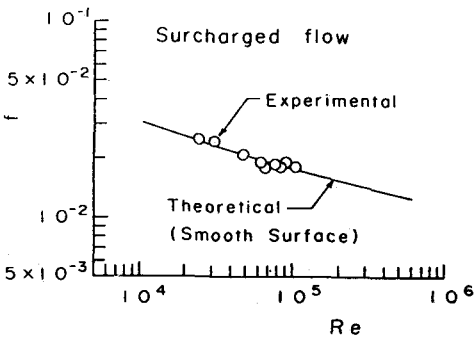


図 7 摩擦抵抗則

表 1 模型管渠と下水管渠の諸量

(So)_m=0.002527, f_m=0.0210, L_m=10.28 (m), (Re)_m= 48000,
D_m=0.10 (m), (D₁)_m=0.01 (m), (sin θ)_m=1.00,
n_p=0.015 (m^{-1/3}·s), (D₁)_p=0.15 (m), (sin θ)_p=0.40

D _p	$\frac{D_p}{D_m}$	$\frac{S_{0p}}{S_{0m}}$	$\frac{L_p}{L_m}$	$\frac{t_p}{t_m}$	$\frac{Q_p}{Q_m}$	$\frac{V_p}{V_m}$	$\frac{I_p}{I_m}$	N _m =41 c' _p	N _m =14 c' _p
0.25 ^m	2.5	2.12	1.18	0.75	9.88	1.58	2.12	23.7 ^{m/s}	41.9 ^{m/s}
0.50 ^m	5.0	1.68	2.98	1.33	55.90	2.24	1.68	33.5	59.3
1.00 ^m	10.0	1.33	7.50	2.37	316.23	3.16	1.33	47.4	83.8
2.00 ^m	20.0	1.06	18.90	4.23	1788.85	4.47	1.06	67.1	118.5

(5) 適用性の検討

ラテラル・モデルによる計算結果を流出実験結果と対比した例を、図 8 および図 9 に示す。これらより、いずれの流量調整運転ハイドログラフのもとでも、またいずれの取付管本数（ c' 値）のもとでも、実験結果にみられる水位変動を細部までよく再現する計算結果の得られていることが分かる。ここで、式（19）で表わされる計算水位の実測水位に対する相対誤差（排水管渠径を基準量とする）を、図 10 に示す。このように、計算水位の相対誤差も排水管渠径の 1 %程度以内に納まっている。

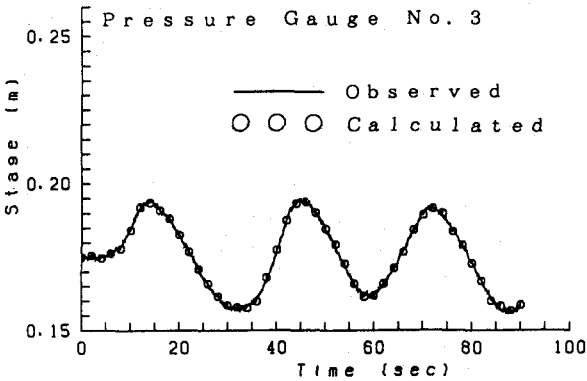


図 8 計算結果と実測結果の比較（上流流量調整、30 秒）

$$\varepsilon_H = (\int_0^T |H_c - H_o| dt / T) / D \cdots (19)$$

ここに、 H_o ：計算水位、 H_c ：実測水位、 T ：流出期間、 D ：模型管渠径。

5. おわりに

本論文では、下水道網の各排水管渠に多数接続している取付管に着目し、これによる調圧効果を考慮したサーチャージ流れの基礎式を厳密に導き出した。これより、下水管渠内のサーチャージ流れの圧力波伝播速度は式(3)で与えられ、従来考えられてきた弾性変形によるそれ(1000 m/sec 前後)とは異なり、1~2 オーダーも小さい値となることを明らかにした。また式(3)に現地の諸量を代入して算定された値が、これまで経験的に用いられてきた値(20~50 m/sec)によく一致していることも確かめられた。これより、下水管渠のサーチャージ流れの圧力波伝播速度は、現地の取付管の諸量と式(3)を用いて算定されることになり、その物理的意義を明確なものとした。

ラテラル・モデルの適用性を調べるため、排水管渠模型を作成して流出実験を行った。これより、提案したラテラル・モデルにより、下水道管渠網のサーチャージ流れをほぼ厳密に解析しえることが確かめられた。

本研究を遂行するにあたり、大阪大学室田教授、近畿大学江藤教授より多くの有益な御助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 日本下水道協会：下水道施設設計指針と解説—1984年版—、pp. 168~175、1984。
- 2) Cunge, J. A. and Mazaoudou, B. : Mathematical modeling of complex surcharged systems, Proc. 3rd. Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Vol. 1, pp. 363~373, 1984。
- 3) 中村栄一・清水 勉・伊藤 修：合流式下水道の浸水対策シミュレーション、第16回下水道研究発表会講演集、pp. 54~56、1979。
- 4) Sevuk, A. S. and Yen, B. C. : A comparative study on flood routing computation, Proc. Int. Symp. on River Mechanics, pp. 275~290, 1973。
- 5) 竹内 明・渡辺政広・山内武志：取付管を有する雨水排水管渠の圧力流れに関する検討、土木学会第43回年講概要集第2部、pp. 142~143、1988。

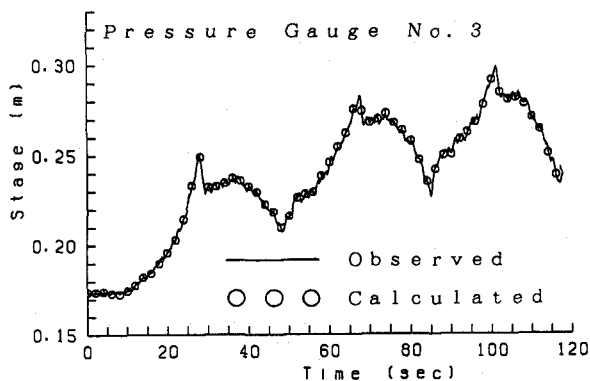


図9 計算結果と実測結果の比較(下流流量調整、30 秒)

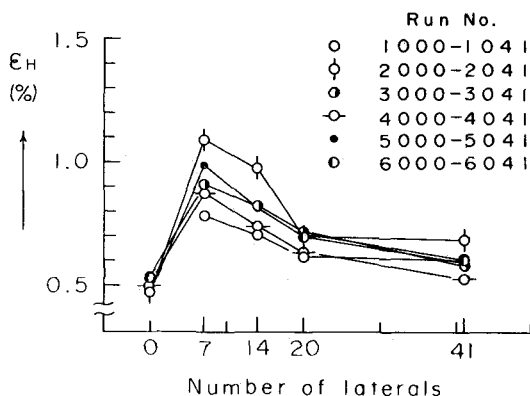


図10 計算結果の相対誤差