

洪水氾濫に伴う地下街浸水のシミュレーション

高橋 保・中川 一・野村 出

SIMULATION METHOD ON INUNDATION IN AN UNDERGROUND SPACE DUE TO INTRUSION OF OVERLAND FLOOD FLOWS

By *Tamotsu* TAKAHASHI, *Hajime* NAKAGAWA and *Izuru* NOMURA

Synopsis

In Japan, big cities such as Tokyo, Osaka and Nagoya cities are situated on the lowland called delta plain, and it is not rare that they have comparatively large underground spaces used for markets and subway stations.

Recently, it has been said that sea water level might rise from 20 cm to 100 cm in 21st century because of the global greenhouse effects, thus it is apprehended that there will be some danger of the large-scale inundation caused by a storm surge and/or reduction of the discharge capacity at the river mouth.

If these phenomena will occur in future at big cities, where population, private and public properties and so-called life-lines are concentrated, following unknown problems will arise: what kind of disaster will occur not only on the ground but also under the ground, how is the mechanism of occurrence of inundation in the under ground space, what kinds of the countermeasures against inundation in the under ground space are effective and whether the evacuation systems designed considering the cases of earthquake and fire can still work well in case of inundation in the underground space.

In this paper, a method to simulate the inundation in an underground space linked with a simulation of an overland flood flows caused by a storm surge or river bank breach is presented. The validity of this simulation method is checked by experiments. Consequently, the experimental data are well explained by the calculation.

1. 緒 論

近年、大深度下空間の有効利用に関して検討が進められているが、大都市においては地価の高騰にともない、今後ますます地下空間の利用が活発になってくるものと思われる。大深度でなくても、大都市の中心地は既に広大な地下街が形成されている場合も少なくない。日本の大都市は河口付近の沖積平野、いわゆるデルタ地帯に立地し、標高の低い地域が多いため、今後地球の温暖化に伴って海水面が上昇するということも言われており、大規模な高潮や河道流の疎通能力の低下による洪水氾濫発生の危険性を孕んでいる。人口、資産、情報ネットワークその他のライフラインが集中したこのような大都市でひとたび河川堤防の決壊による洪水氾濫や津波・高潮による氾濫がおきれば、地上での氾濫のみでなく地下街でどのような災害が発生するのか、災害対策は十分であるか等、このような災害を経験したことが無いだけに不明な点が多く、氾濫による被害のみでなく地下街による被害の拡大化も憂慮される状況である。このような災

害は、100年か200年に1度というような低頻度の発生率であるがゆえに、多くの住民や当局にはそのような災害は生じないと思われている面もあり、地下街における浸水体験が無いことと相俟って、物的被害のみでなく、人的な被害の危険性も高くなるものと思われる。

そこで本研究では、地下空間への浸水はどのようなメカニズムで起こるのか、浸水による物的・人的被害の予測法と被害を最小限に抑える方策をどのように構築すべきか、浸水に対する避難システムはどのようなべきか等、地下街で生じ得る災害に関する諸問題を解明するための第一歩として、洪水氾濫に伴う地下街の浸水過程を説明し得る数値シミュレーション法を示すとともに、水理実験によりモデルの妥当性を検討する。

2. 地下街における水害対策

2.1 概 説

ここでは従来あまり考慮されることのなかった地下街への浸水対策の現状について検討する。かつて、地下街での災害の例としては1980年に起こった静岡駅前ゴールデン街ガス爆発事故などの火災の例がある。このような災害を未然に防ぐために、耐震化構造や耐火構造などのハード対策、ガスなどの可燃物の使用制限、避難訓練などのソフト対策がなされているが、それらは地震及び火災に備えたものが中心であって、発生頻度の低い水害を想定したものはほとんどない。しかし、地下街での水害ではなかったが1982年の長崎豪雨災害においては、病院の地下室やビル地下室にあった電気施設等が浸水して間接的に人命の危険性や業務の停止といった事態が生じた。地下に配置もしくは埋設されている電気、ガス、水道などのいわゆるライフラインが浸水を受け、なんらかの形で損傷した場合は、復旧されるまでの間市民生活に多大の影響を与えることは必至である。また、地下のスナックにいた客は、氾濫水が店内に浸入してきてもすぐには逃げ出さずに一時傍観していて、これは危険だという状態になってやっと避難を開始したという聞き取り調査もあり、地下での状況判断の難しさを物語っていると同時に、混雑した地下街でこのような状況になった場合、パニックが生じることも容易に想像され、避難するまでの余裕が十分取れるような対策も必要である。

そこで本章ではまず2.2において地下街の空間的特性を考察し、ついで2.3ではこれを踏まえて被害を抑制する方策について検討する。

2.2 地下街の空間的特性に関する考察

地下街では、なんらかの災害が発生したときパニックを増幅しかねない要因がいくつか存在する。地下街、ターミナルの地下駅においては時間帯にもよるが空間に占める人間の存在密度が概ね高く、災害時にはこの多数の人間が一気に狭い脱出口に殺到し、出口付近で著しい過密状態が起こるであろう。また地下街においては人の流れがほぼ一方であることは考えにくい状況にあり、いわゆる異方向の群集流を生じやすく、この時には避難速度が著しく低下することが報告されている¹⁾。更に通常の状態においても、地下空間においては目印となるいわゆるランドマークが少ないため方向感覚を失うことも多く、パニック時には心理的な不安も加わって、どこに逃げたらよいのかという状況判断がきわめて難しい。

上述したことは全ての災害に共通していえることであるが、特に水害による影響としては、浸水により漏電し停電が起こり、視界が悪くなり、避難行動を困難にすることがあげられよう。

2.3 水害抑止対策

大別して浸水を未然に防ぐ方法と、被害を最小限に抑える方法に分けられよう。

(1) 浸水による被害を未然に防ぐ方策

地下街への流入は地上と連結した階段から起こる場合がほとんどであって、階段の入口にシャッターを備え付けることは最も有効な手段であると考えられる。現状では通行量の少ない階段は、夜間シャッターを下ろし閉鎖するところも多いが、これらのシャッターは都市の美観上、いわゆるシースルー型のものも多く、浸水に対しては抑止効果があまり期待できない。特に水害の危険性の高い地域においては浸水防止の観点からの対策を講じる必要がある。また階段の入口を周囲の地盤より高くすることは、比較的簡単でありかつ効果的であると思われる。またライフラインについては、水圧による破壊や漏電に耐え得るものにするかもしくは配置場所を変更するかなければならない。

(2) 被害規模を軽減する方策

(a) ハード的対策によるものについて：地下街などに通じる階段には、地上の道路や歩道から地下街へ通じるものがある。後者のような階段は、水害時には最も安全な避難経路になると思われるので、設計の段階で考慮しておかなければならない。また屋外に通じている階段の入口近辺には土嚢を置いてあるところもあり、水害時には入口を塞ぐ形で配置すれば地下への流入量を小さくすることができるであろう。また排水のためのポンプを設置しておく必要があるものと思われる。

(b) ソフト的対策によるものについて：水害は地震や火災と比べてある程度予測することが可能であると思われ、気象情報や災害警報に十分注意し立入禁止などの措置をとるなどの対策が取られることが望まれる。また定期的に避難訓練を実施しておく必要もあろう。

このように、地下街浸水に対する対策の現状と地下街における災害ポテンシャルの増大化の傾向を見れば、建築基準法や消防法などに地下街を対象とした耐水化の考え方を取り入れていくことも必要と思われる。

3. 氾濫に伴う地下街浸水に関するシミュレーション手法

地下街を構成しているような都市域は通常低平地に立地している場合が多く、氾濫水の挙動はいわゆる平面二次元流れで記述できる。地下街での浸水についても、地下街の地形条件にもよるが、浸水初期においてはこの計算法が適用できよう。ただし、浸水が進行して地下街の通路などの一部で閉塞した流れが生じる場合もあるものと思われるが、ここでは、このような流れはとりあえず取り扱わないことにする。たがって、地上及び地下街での氾濫水の挙動は以下に示す運動量式および連続式で表わせる。

$$x \text{ 方向の運動量式} \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \dots\dots\dots (1)$$

$$y \text{ 方向の運動量式} \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{連 続 式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 u, v ； x 方向および y 方向の流速、 h ；水深、 M, N ； $M=uh, N=vh$ とおいた流量フラックス、 H ；水位 ($H=h+z_b$ 、 z_b ；基準面からの地盤高)、 τ_{bx}, τ_{by} ； x 方向、 y 方向の底面せん断応力である。 τ_{bx}, τ_{by} に関しては Manning の抵抗則を用いてせん断力を評価し、

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad \frac{\tau_{by}}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (4)$$

とする。ここに n は Manning の粗度係数である。

連続式において地下へ流入する分を考慮する必要があるが、今回行なった水理実験では階段の幅を計算

の格子サイズに取っているので、階段の部分だけ地下へ流入するフラックスを別途求め、地下への流出は連続式において M あるいは N に反映させることにする。ただし、格子サイズと階段の幅が違っているときや、一つの格子の中に多数階段が存在するときはこのような方法を用いることができず、別の方法を考える必要があるがこれについては5. で検討する。

上記方程式とその差分式²⁾に従い計算が実行されるが、本研究では地上部と地下街が存在するために二次元平面流れのモデルに若干の改良を必要とする。すなわち、水位の上昇に伴って地上から地下街へ階段を通じて水が流入するので、その分の流量が地上部では失われることになる点を考慮しなければならない。地下街へどのような形で水が進入してくるのか、換言すれば地下街入口部分でどのような流量フラックスとなるかが判明すれば、これを地下街への流入境界条件として与えることにより、地下街における流れも二次元平面流れとして取り扱え、地上での氾濫と地下街での浸水過程を同一の式を用いて両者を並行して計算ができることになる。そのためには、地下街へ流入する流量フラックス（以下流入フラックスと呼ぶ）を決定する必要があるが、これについては以下のように考えた。すなわち階段を通して地下街へ流入する流れを Fig. 1 に示すように、段落ちの水流とみなした。なお、以後便宜上、地上における階段の入口部分を入口格子、階段終端部すなわち地下街の入口部分を出口格子と呼ぶことにする。このような取り扱いをすれば入口格子の湛水深を h_{en} としたとき、出口格子に段落ちの公式を用いて流入フラックス M_{in} (or N_{in}) を次式で求めることができる。

$$M_{in} \text{ (or } N_{in}) = \mu h_{en} \sqrt{g h_{en}} \dots \dots \dots (5)$$

ここに μ は段落ち流れの流量係数である。ただし、この時入口格子から出口格子への流下に要する時間と、階段の路床勾配による加速の効果を無視する。地上においては、この流入フラックスに階段幅 B を乗じたものが、流出流量として失われることを、次の時間ステップでの水深の計算に取り入れる必要がある。 $B = \Delta x$ or Δy であるので、(5)式を用いて連続式を差分化して示すと以下ようになる。

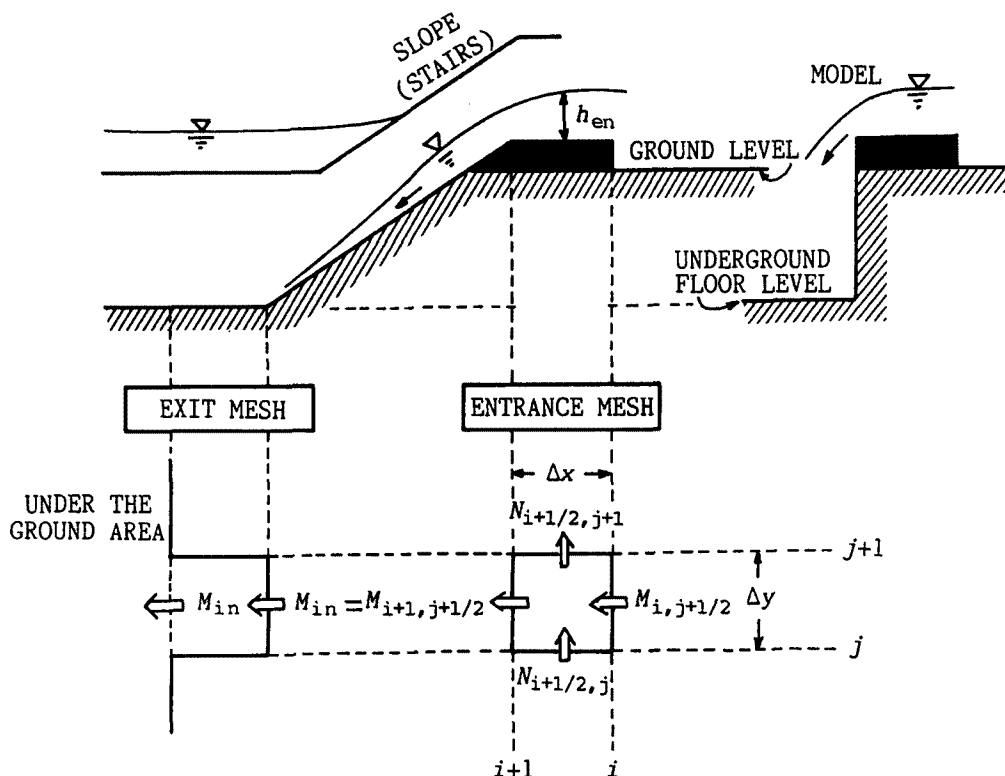


Fig. 1. Intrusion model of overland flood flows into underground space.

$$h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} = h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - 2\Delta t \left(\frac{M_{in}^{n+2} - M_{i, j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i+1/2, j}^{n+2} - N_{i+1/2, j+1}^{n+2}}{\Delta y} \right) \dots\dots\dots (6)$$

または

$$h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} = h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - 2\Delta t \left(\frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - M_{i, j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{in}^{n+2} - N_{i+1/2, j}^{n+2}}{\Delta y} \right) \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 M_{in} あるいは N_{in} は(6)式および(7)式を用いて階段部での計算をするときのみ用い、それ以外では地下への流出が無い通常の連続条件を用いる。例えば地下街への水の流入が北から南方向への流れによって起きる場合は、階段の入口格子の1つ下流側の水深 $h_{i+3/2, j+1/2}^{n+3}$ を求めるときや西から東方向への流れによって起きる場合は $h_{i+1/2, j+3/2}^{n+3}$ を求めるときには $M_{in}=0$ あるいは $N_{in}=0$ とおきなおして地下へ流入した分の流量フラックスを再度地上での計算に用いないようにしている。なお地下街についても同様の運動量式と連続式が成り立ち、 M_{in} (or N_{in})を地下への流入境界の流量フラックスとして与えれば地下街での氾濫計算が地上での氾濫計算と並行してできる。このモデルの模式図をFig. 1に示す。なお流量係数 μ の値が不明であるが、これについては次章で検討する。

4. 洪水氾濫に伴う地下街浸水に関する水理実験

3.で述べた手法の妥当性を検証するために、地表面と地下空間の二層構造を持つ氾濫模型装置を作成して水理実験を行った。模型の設計にあたってはまず、実在の地形を再現したものが考えられるが、地下街のある市街地中心部においては地表面、地下空間および相互の連絡通路が複雑な形態をしており、模型の製作は非常に困難である。そこで、本研究では、現象の本質を損ねない程度に比較的単純な模型を用いて水理実験を行ない、これから得られた結果と数値シミュレーション結果とを比較してモデルの検証を行なう。

4.1 実験装置

実験は京都大学防災研究所宇治川水理実験所にある洪水氾濫模型実験装置の一部を改良して行った。すなわち、氾濫台上に1.5 m四方の地下街の模型を作成し、その上部には3.0 m四方の地表面の模型を配置した。地下街の床面と地表面とのクリアランスは10.6 cmである。両者の間には、階段を想定した勾配が25.8°の4つのスロープを架設した。なお、材質はいずれもアクリルである。実験装置全体の概要をFig. 2に示す。

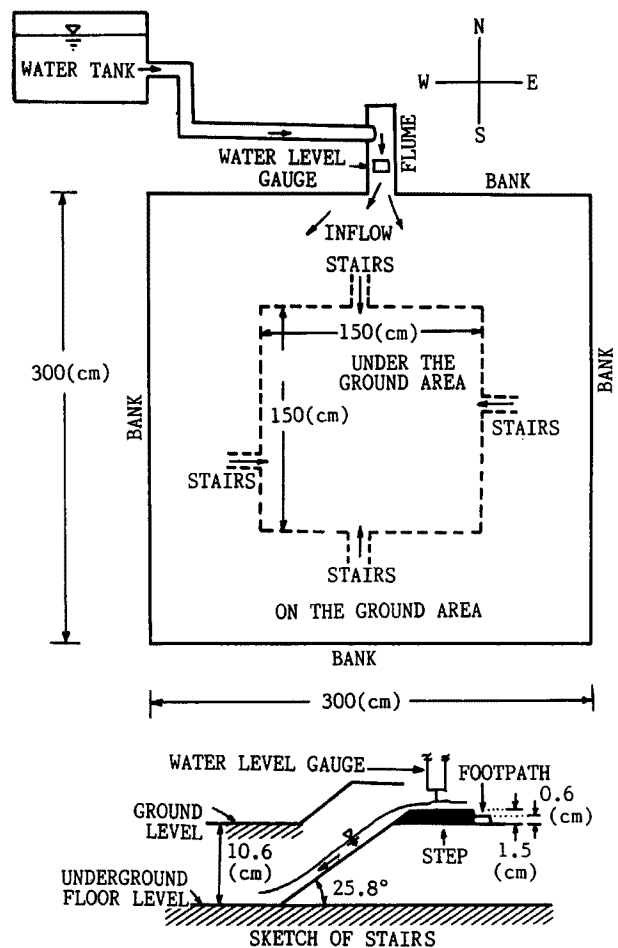


Fig. 2. Experimental set-up.

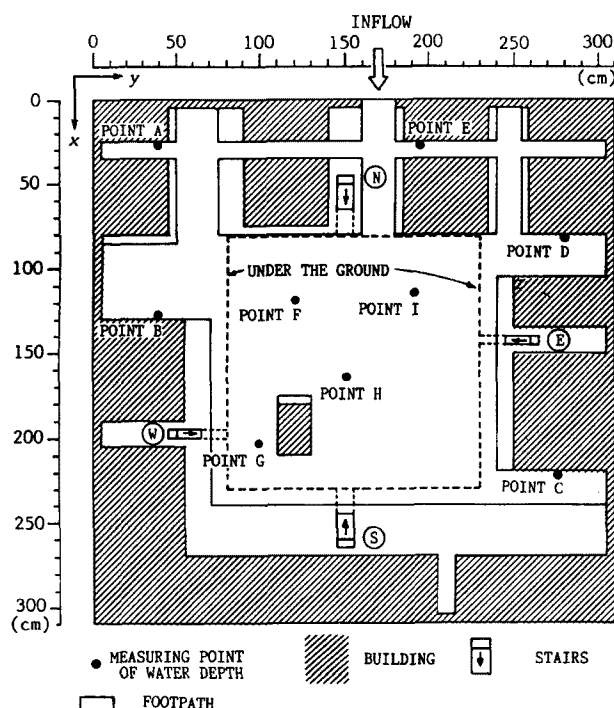


Fig. 3. Configuration of the ground.

口が歩道よりやや高くなっているものが多く、地上で氾濫が生じた場合、それと同時に地下街へ氾濫水が流入しないような効果をもっている。そこで、その影響を考慮するために Fig. 2 に示すようなステップを設けた。3. で述べたようにこのステップが入口格子となる。なお、地上部の周囲は氾濫水の越流による流出が起きない程度の高さの堤防で囲ってある。地下街には各店舗の入口、店舗間の壁、支柱などを想定したものを配置した。地上および地下街の地形をそれぞれ Fig. 3 および Fig. 4 に示す。

4. 2 実験方法

氾濫は、Fig. 2 に示すような、十分な水量を持つ貯水槽からポンプを通じて長さ 50 cm、幅 20 cm の一次元水路に給水し、矢印部分より氾濫模型に流入させることにより発生させた。このときの流入ハイドログラフは以下のようにして求めた。すなわち、発泡スチロールの細片をトレーサーとして流してビデオカメラで表面流速を撮影し、画像解析によってこの流速を求めるとともに、流入部に設置したサーボ式水位計で測定した水深とから両者を乗じて単位幅流量を求めた。この方法で得られた流出流量ハイドログラフと水深を Fig. 5 に示す。なお給水開始から 10 秒経過後は定常であるとみなして流量を一定としている。実験ケースは流量が 700 cc/sec (RUN 1), 1000 cc/sec (RUN 2) の 2 通りであるが、流量係数検定のための実験を別途行った (流量が 700 cc/sec 時の流量係数検定実験を RUN 1', 1000 cc/sec のそれを RUN 2' とする)。流量係数検定のための実験方法は以下のである。すなわち、地下街において南階段 (下方) の周囲に仕切りを設け、ここから流入した水が周辺部に拡がらずここに貯留されるようにする。その地点の真上の地上部に小孔をあけ、5 cm 四方でこの周囲を囲み、氾濫水がこの孔から地下へ流入しないようにするとともに、この孔を通して貯留水の水位の時間変化をサーボ式水位計で計測する。なお貯留部分の大きさは 20 cm × 30 cm × 5 cm である。

測定項目は、Fig. 3 に示す POINT A~E の地上の 5 ケ所と Fig. 4 に示した地下街の POINT F~I の 4 ケ所における氾濫水深の時間変化および地上と地下街における氾濫域の時間変化であり、水深の時間変化は各地点に標尺を立てて適当な時間間隔毎に目視により水深を読み取り、氾濫域の時間変化は実験装置

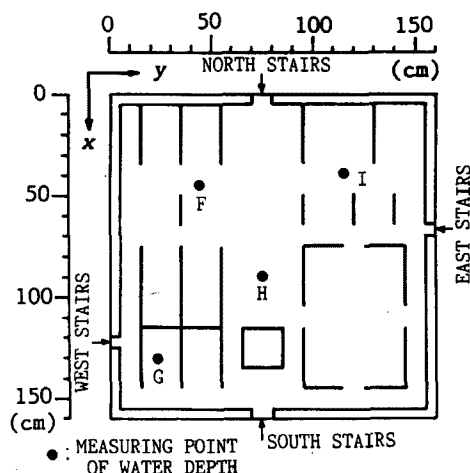


Fig. 4. Configuration of the underground.

地上部は建築物、道路、歩道、階段を想定した 4 つの要素から構成されている。特に階段は地下街への浸水を支配すると考えられる重要部分であるため、以下の点を考慮して設計されている。すなわち、実際の階段は入口が歩道よりやや高くなっているものが多く、地上で氾濫が生じた場合、それと同時に地下街へ氾濫水が流入しないような効果をもっている。そこで、その影響を考慮するために Fig. 2 に示すようなステップを設けた。3. で述べたようにこのステップが入口格子となる。なお、地上部の周囲は氾濫水の越流による流出が起きない程度の高さの堤防で囲ってある。地下街には各店舗の入口、店舗間の壁、支柱などを想定したものを配置した。地上および地下街の地形をそれぞれ Fig. 3 および Fig. 4 に示す。

上部よりビデオカメラで撮影を行い、ビデオ解析により求めた。なお氾濫域を記録する際に、地上と地下の氾濫水を識別する必要があり、ここでは地上の氾濫水を予めメチレンブルーで青色に着色しておき、階段部にローダミンBを散布しておいて氾濫水が階段を通過する際に赤色に可視化されるようにした。

4.3 実験結果と計算結果の比較検討

(1) 計算条件

今回の実験は計算に用いる格子サイズを意識して、階段の幅は全て計算格子サイズの5cmにとった。地下街への流入部は全て地下街の周辺に設定されているので、単位幅流入流量は(5)式によって計算された値そのものを、地下街の計算領域の流入境界値として与えた。地上部においては(5)式で計算される流量分が流出することになっている。地上部での流入境界条件としてFig. 5に示した流量ハイドログラフを流入境界に与えた。空間差分間隔は $\Delta x = \Delta y = 5$ cm, 差分時間間隔 $\Delta t = 0.008$ sec, アクリル板上の粗度係数は $n = 0.01$ とした。また先端部の取り扱いについてはthreshold水深を採用し、 $h_{th} = 1$ mmとした。すなわち移動境界については水深がこの値を超えない場合には境界は停止し、これを超えて初めて境界が進行するものとした。なお、計算には地盤高の実測値を用いた。

(2) 流量係数

地下に流入する流量は(5)式のように設定すると流量係数 μ の値に規定される。そこで、RUN 1'およびRUN 2'で行った実験結果と、流量係数を種々変化させた場合の氾濫計算結果とから、 μ がどの程度の値を取るか検討した。Fig. 6は、RUN 1'およびRUN 2'の実験結果と計算結果とを比較したものである。同図の横軸は流量係数検定用に地下街に設けた閉鎖区域に浸水が生じた時刻を $t = 0$ としたときの経過時間を示しており、縦軸はこの区域内の水深を示している。なお、計算と実験とでは浸水開始時刻が若干違っているが、ここでは流量係数の違いによる水位の時間変化過程に注目するため、両者を一致させて比較して

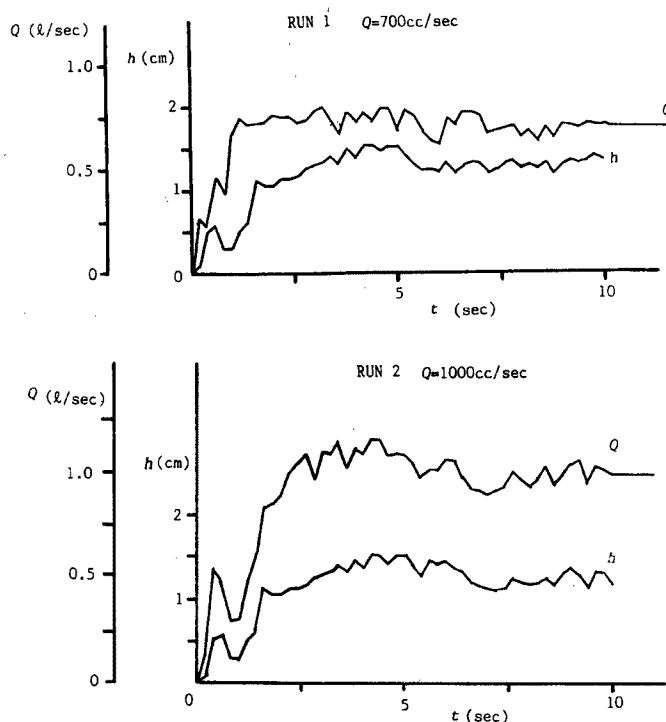


Fig. 5. Hydrograph of water discharge.

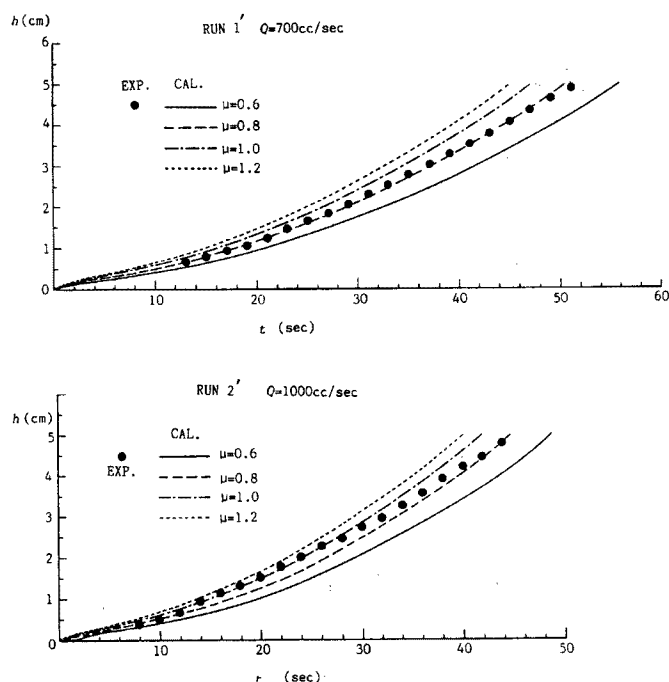


Fig. 6. Calibration of discharge coefficient.

いる。これより、流量係数は時間的に若干変化しており、村本³⁾が示したような流れの非定常性にもなう流量係数の変化が見られるが、近似的には $\mu = 0.8 \sim 1.0$ 程度の値をとっているようである。これは、今回の実験では入口格子の湛水深が比較的小さかったので、 $\mu = 0.8$ と $\mu = 1.0$ のいずれに取っても顕著な差が見られなかったものと思われる。また今回の装置では、階段の規格が全て同じで、かなり単純化した形状であったため、このような取り扱いでもある程度実験結果を再現できるような流量評価が行えたが、階段の形状、周囲の地形、水理条件などにより流量係数は変化するものと思われ、このような流量評価法で妥当か、妥当でなければ流量評価をどのようにすればよいか今後さらに検討を要する課題である。

(3) 地上及び地下街での氾濫範囲

(a) 地上部での氾濫範囲：地上での氾濫開始から3秒後、5秒後、7秒後および10秒後のRUN 1およびRUN 2に対する地上部の氾濫形状の時間変化に関する実験結果と計算結果の比較をそれぞれFig. 7およびFig. 8に示す。ただし、ビデオカメラの設置位置の制約により実験値は $y = 65 \text{ cm}$ から $y = 275 \text{ cm}$ の範囲のみの追跡にとどまっている。計算値は両ケースとも地形の影響を受けながらもほぼ対称となつて広がっていくのに対して、とくにRUN 1では実験値にはやや偏りがみられる。これは給水地点で流

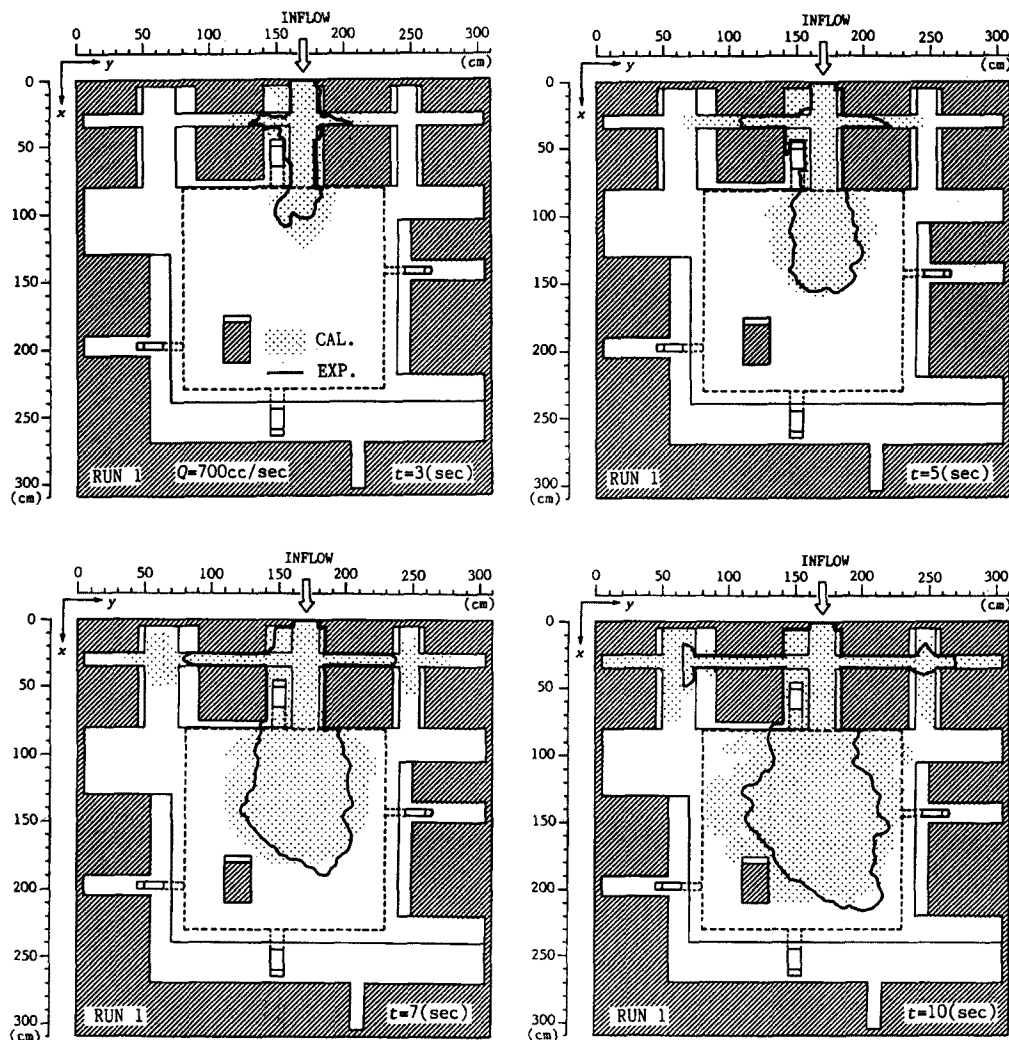


Fig. 7. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with shapes of flooding on the ground (RUN 1).

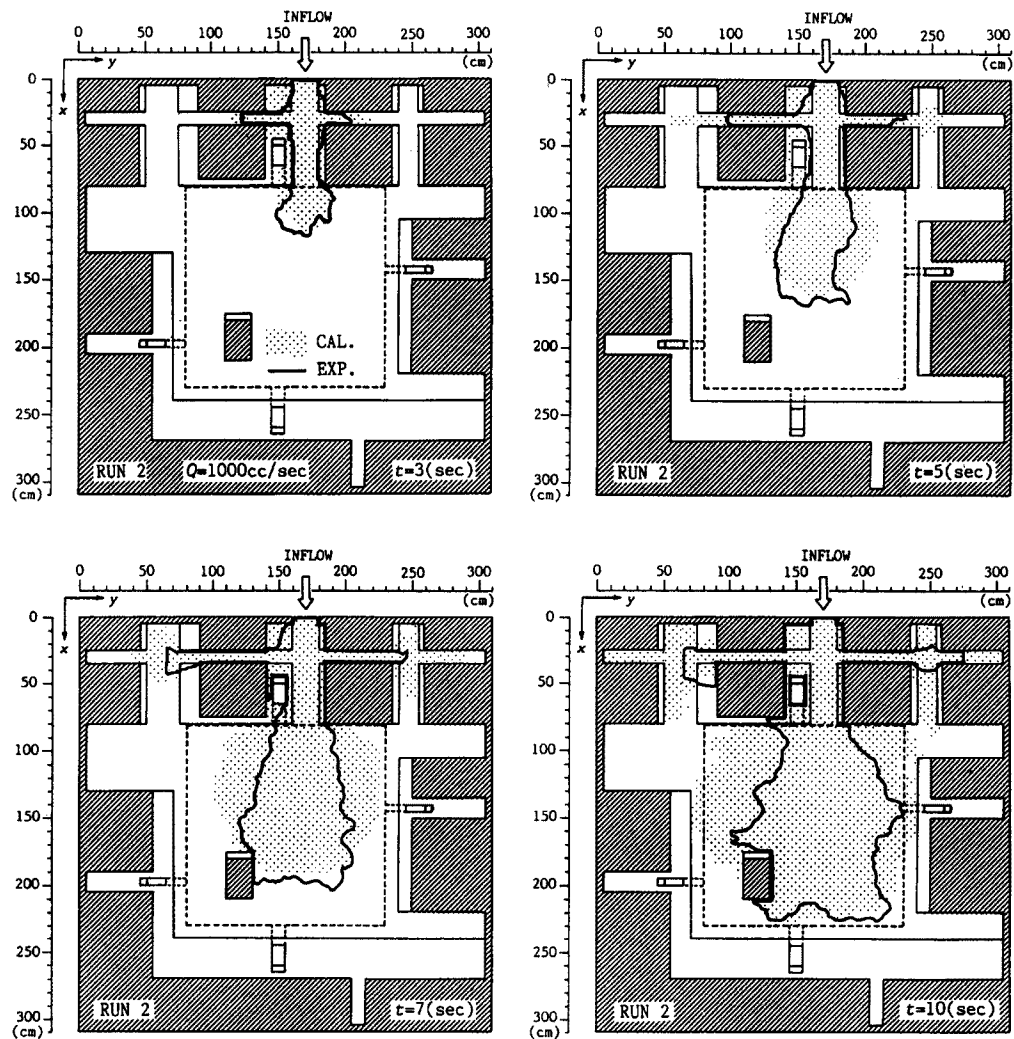


Fig. 8. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with shapes of flooding on the ground (RUN 2).

れに偏りが生じていて一様に氾濫場に流入していなかったことによるものと思われる。また x 方向（南側）へのフロントの流下距離はよく一致しているが、実験値はほぼ舌状の氾濫形状を示しているのに対して、計算値は y 方向（東西方向）に拡がりやすく円形状となっている。これは、計算の流入境界条件として与えた流量を表面流速から求めているので、氾濫初期は実際の流量よりも過大に評価している可能性があって、これにより広い範囲に拡がった可能性があること、さらに水深の小さな氾濫水の縁の部分では流速成分の小さな方向には、表面張力の影響が顕在化して拡がりにくくなるのに対し、一方計算では水深が 1 mm を越えれば拡がるとしたことで等によると思われる。このような結果は、高橋ら⁴⁾の氾濫水の挙動に関して行われた研究においても報告されており、先端部の取り扱いの問題とスケールの小さな実験を行なうときの問題でもある。

(b) 地下街での浸水域の時間変化：RUN 1 および RUN 2 に対する地下街における浸水域の時間変化の実験結果と計算結果の比較をそれぞれ Fig. 9 および Fig. 10 に示す。なお、計算値は流量係数 μ を 1.0 と 0.8 の二通りについて示している。また RUN 2 については、東階段からの浸水開始時刻が計算値の方が若干早かったため、計算浸水開始時刻を基準として実験値をこれと一致するよう、時刻の補正を行って

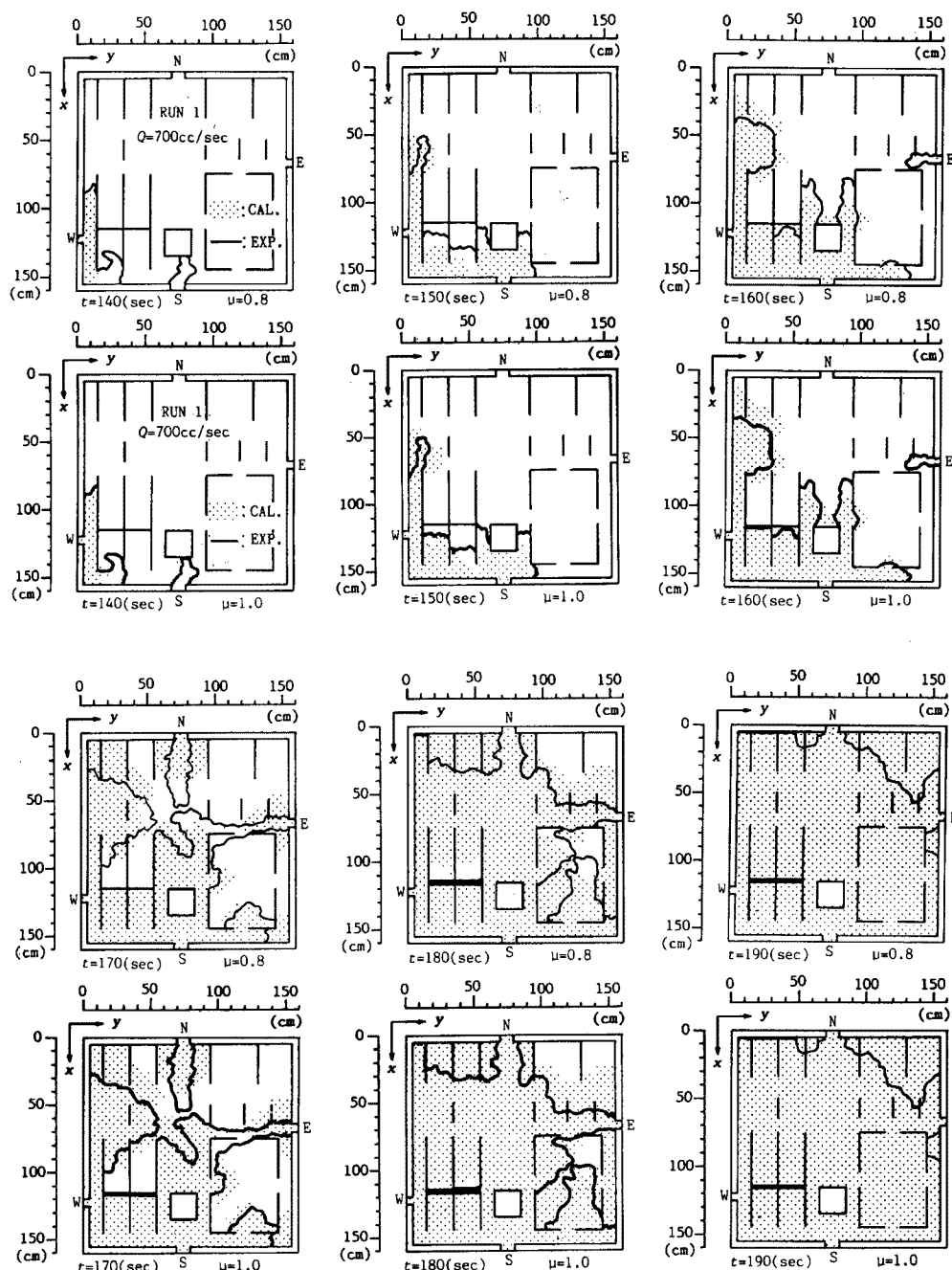


Fig. 9. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with shapes of flooding on the underground floor (RUN 1).

ある。

計算値は実験値を比較的良好に説明しており、 $\mu = 1.0$ と $\mu = 0.8$ とした場合の両者の計算結果には大差は見られないが、 $\mu = 1.0$ とした方が若干拡がり早く、実験値とも比較的良好に一致している。しかし地上部での氾濫の時と同様に表面張力が強く作用している様子が実験では観察され、特に地下街では浸水初期に流入量が少ないために、表面張力の影響が顕著であり、計算結果と実験結果との相違の最大の原因となっているようである。このことをもう少し詳細に実験結果と計算結果を比較して検討してみよう。

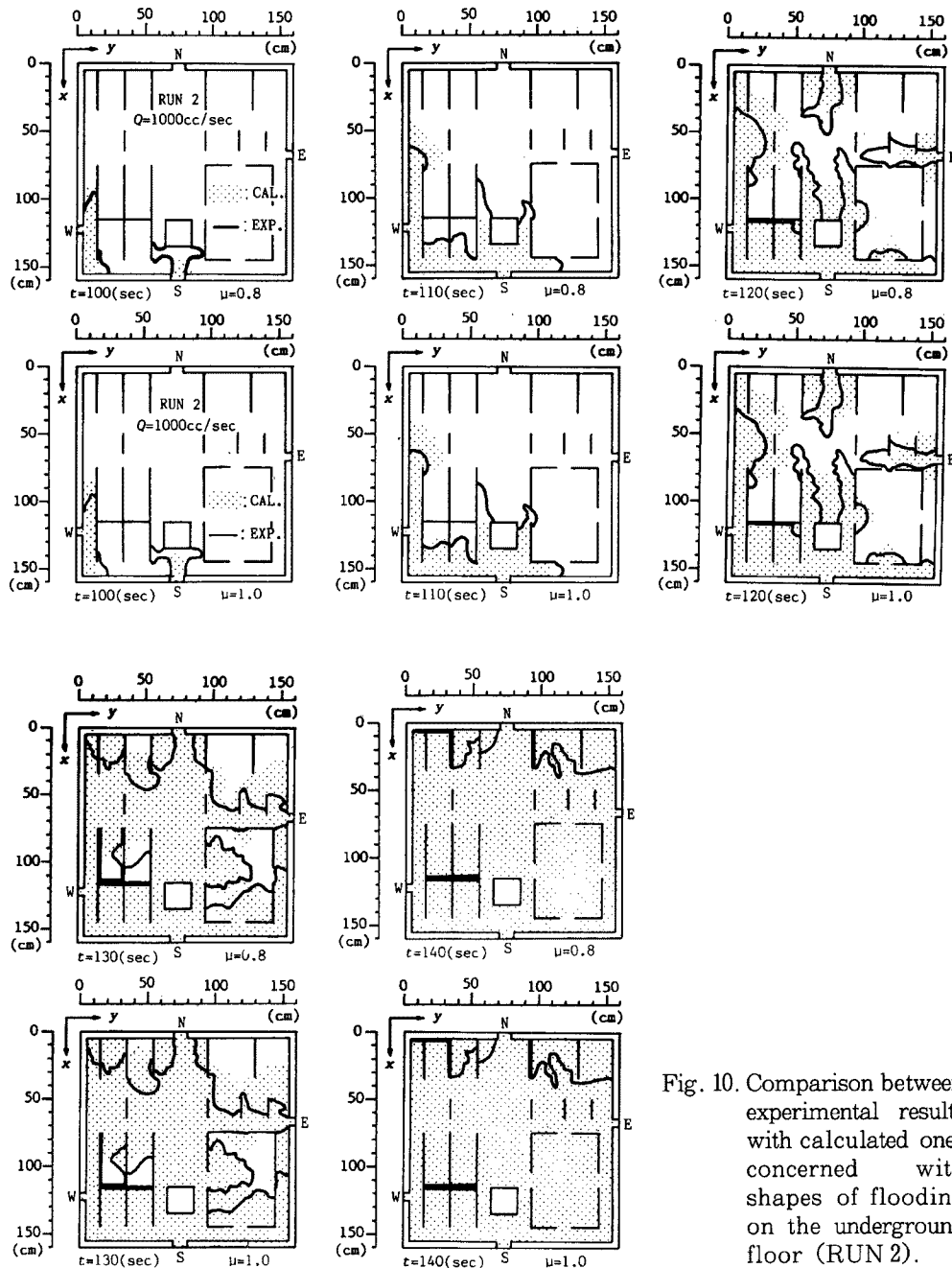


Fig. 10. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with shapes of flooding on the underground floor (RUN 2).

西階段（左側）と南階段（下側）から流入してきた水の拡がりについては実験値と計算値は比較的良く一致しており、東階段（右側）と北階段（上側）からの流入水の拡がりについては両者にかなり違いが見られる。この違いはスロープの存在を計算に反映させていないことに主な原因があるものと思われる。すなわち、実験ではスロープで流水がかなり加速されてジェットのように流入し、表面張力の影響もあって横方向へは拡がりにくく直進するが、計算ではこのことが考慮されていないために直進するような拡がりを再現できなかったことによるものと思われる。一方、西階段と南階段から流入した水は実験では流入直後に壁面や柱などと衝突することによって運動量が減勢され、その後横に拡がって行くが、このような場所での計算値は比較的实验値に近くなっている。いずれにせよ、このような違いはあるものの計算結果は

比較的良く実験結果を再現しており、本計算手法によって地上および地下街での氾濫範囲を評価できることが確かめられた。

(c) 地上および地下での水深の時間的変化：氾濫範囲についてはある程度本計算手法でシミュレートできることが確認されたが、次に浸水深規模の再現性について検討してみよう。

Fig. 11 および Fig. 12 にそれぞれ RUN 1 および RUN 2 について、POINT A～POINT E の地上の5ヶ所、POINT F～POINT I の地下の4ヶ所で標尺により読み取った水深の実験結果と計算結果を示す。各図には流量係数を $\mu = 0.8$ および $\mu = 1.0$ としたときの2通りの結果を示している。なお、地下街における POINT F～POINT I の各点の実験値については、画像解析により氾濫水が到達した時刻を読み取り、それをその地点での浸水開始時刻としている。

RUN 1 では実験値および計算値とも $t = 300$ 秒程度で、RUN 2 では 240 秒程度で地上の水深はほぼ

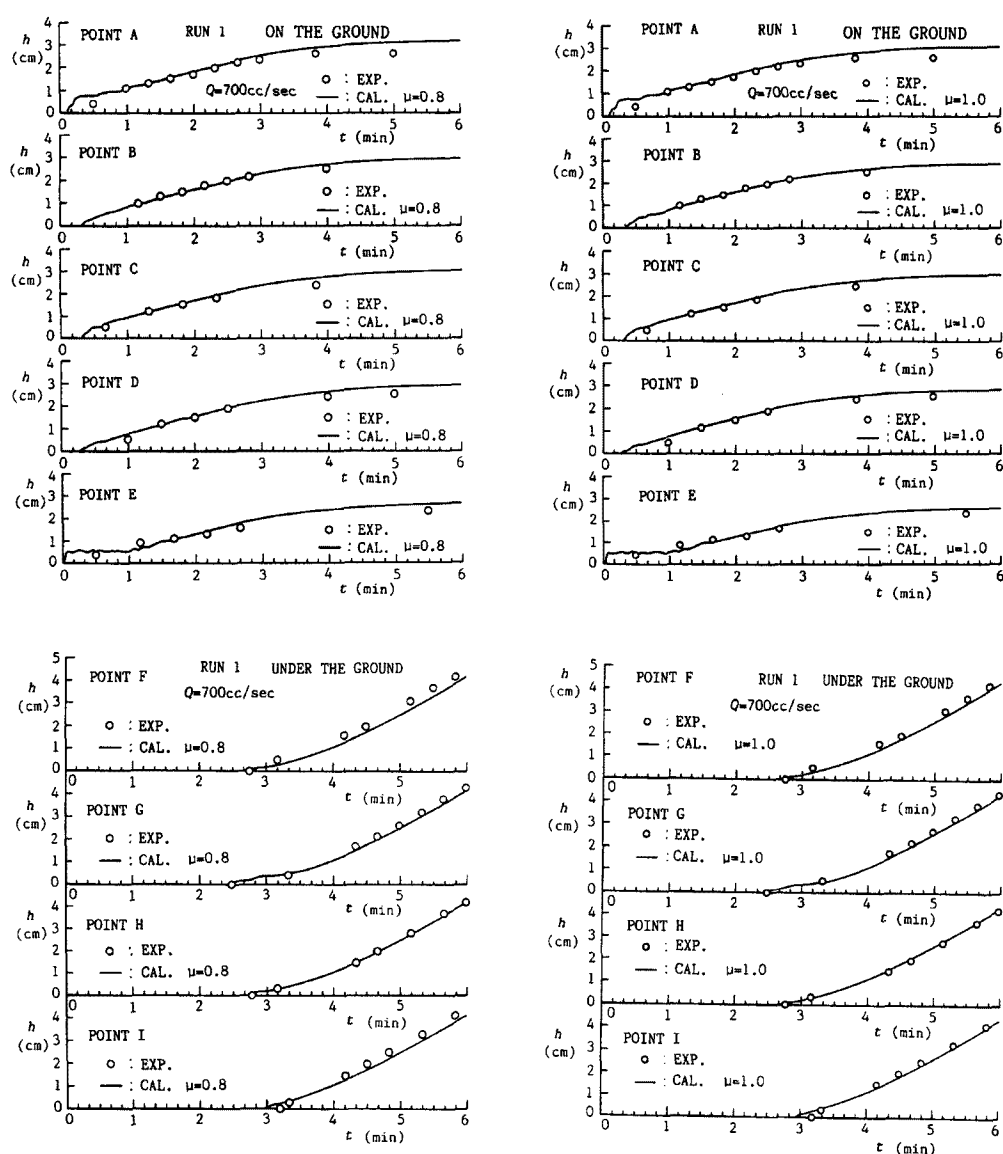


Fig. 11. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with water depth at each measuring point (RUN 1).

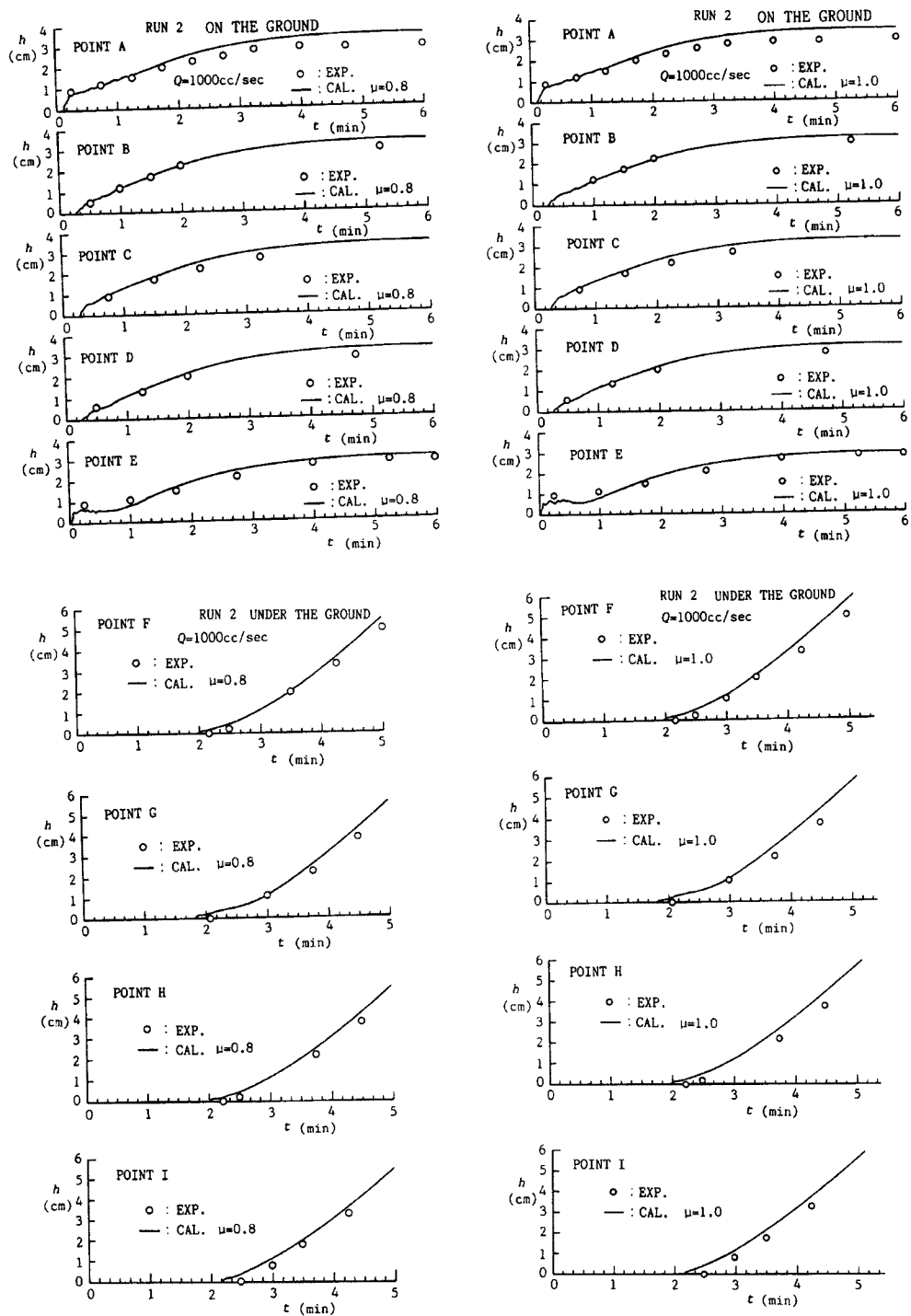


Fig. 12. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with water depth at each measuring point (RUN 2).

一定値となり、地下街では測定地点に関係なく類似した単調増加する曲線となっている。これは、地上では閉じた系となっているために上記時刻付近で地下街への流出流量と給水流量とがほぼ平衡したことによるものと思われる。また、地下街も閉じた系であるため、浸水が徐々に進行して各地点では同様の水位変

化が生じたためと思われる。

地上部での計算値はRUN 1およびRUN 2とも実験値よりも若干大きめで、一方地下街においては連続条件からその逆になっている。 $\mu = 0.8$ とした場合、地下への流入量が $\mu = 1.0$ としたときよりも小さく計算されるので、地上部では大きく地下では小さめに計算されることになる。RUN 1では、 $\mu = 1.0$ としたときの方が計算値は実験値を比較的良好に説明しているようである。RUN 2の場合、 $\mu = 1.0$ としたときの計算値のほうが地上部ではよく実験値を説明しているが、地下では $\mu = 0.8$ のほうが実験値に近い値となっている。これは、流量係数を検討したRUN 2'の結果では、 $\mu = 1.0$ に近い値を浸水初期にはとっていたが、浸水が進んだ時点で μ の値が0.8程度まで低下していることを考えれば、 $\mu = 1.0$ とした計算では地下への浸水程度を過大に見積る可能性もあるからだと思われる。ただ、 $\mu = 0.8$ でも $\mu = 1.0$ の場合でも、RUN 2に関しては計算では実験よりもかなり早い時期に地下街が浸水しており、この浸水開始時間の違いが地下街での水深の時間変化の違いに反映されていることも考えられる。いずれにせよ、この時間的なずれを補正すると計算値は水位の時間的な増加傾向の実験結果もよく再現しているものと思われる。なお、この時間的なずれの原因は、地上での氾濫計算の精度、流入境界に用いたハイドログラフの精度、表面張力などの影響が考えられる。

5. 実流域への適用に関する問題点

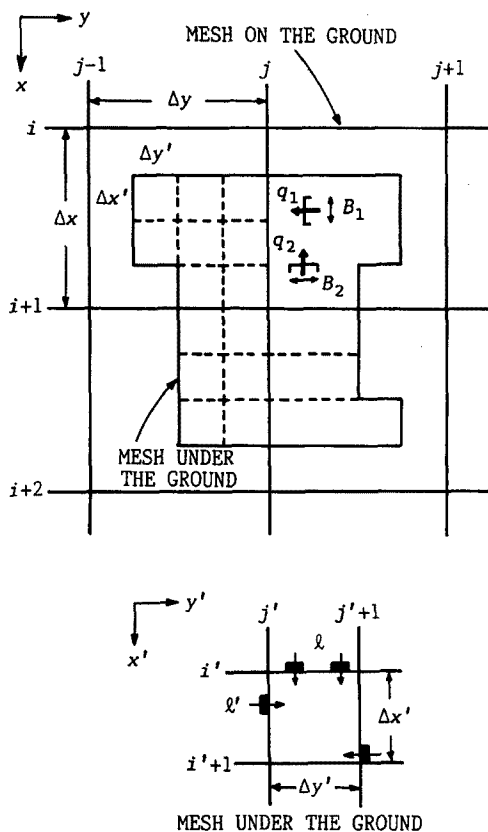


Fig. 13. Example of arrangement of different size meshes in a study area having an underground space.

4. では本モデルによって地下街への浸水過程はある程度説明できることが検証された。しかし、今回はあくまでも地下街をもつ比較的狭い範囲の市街地を想定した実験室規模での検証であり、実際の氾濫現象はかなりマクロなスケールのものであることを考えれば、本手法には改善すべき点も少なくない。

いま、階段を含んだ地上での氾濫計算の格子を大格子と呼ぶことにする。また、この大格子の中で地下街を有するものについては、その内部で地上の氾濫計算と別個に細かな格子網をとり、それを小格子と呼ぶことにする。

今回行った実験では計算格子を念頭において階段幅は全て格子サイズとしたが、実際には大格子内に何個かの地下への入口が存在する場合も多々あろう。また今回の実験では階段から地下への入口は全て地下の流入境界となっているが、実際には地下街の中央部分など、境界ではない地点に存在する場合が多いであろう。ここでは、このような場合の取り扱い方について若干検討してみる。

Fig. 13 は地上の氾濫計算するとき用いる空間差分格子と地下街の浸水を計算する空間差分格子、および地下街へ通じる階段の配置を示した模式図である。ここに B_1, B_2 は各階段の幅、 q_1, q_2 はそこから地下街へ流入する単位幅流量を表す。地上の大格子 $(i+1/2, j+1/2)$ 内にある各階段における地下街へ

の単位幅流量 q_i は(5)式を用いて次式で表わせる。

$$q_i = \mu h_{i+1/2, j+1/2} \sqrt{g h_{i+1/2, j+1/2}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

このとき、大格子 $(i+1/2, j+1/2)$ においては、連続式として

$$h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} = h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - 2\Delta t \left(\frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - M_{i, j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - N_{i+1/2, j}^{n+2}}{\Delta y} \right) - \frac{2\Delta t}{\Delta x \Delta y} \sum_{i=1}^m q_i B_i \quad \dots\dots\dots (9)$$

が成り立つ。ここに、 m ；地下の一つの小格子に対して配置された階段の個数である。地下街への流入境界条件の与え方としては、今回の手法で用いた流入フラックスを強制的に与える方法を用いれば、以下の3式が成り立つ。

$$M_{i', j'+1/2} = \frac{1}{\Delta y_c} \sum_{i=1}^l q_i B_i \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$N_{i'+1/2, j'} = \frac{1}{\Delta x_c} \sum_{i=1}^{l'} q_i' B_i' \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\frac{\partial h_c}{\partial t} + \frac{\partial M_c}{\partial x_c} + \frac{\partial N_c}{\partial y_c} = 0 \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 M_c 、 N_c ；それぞれ地下空間の x' 方向、 y' 方向の流量フラックス、 l 、 l' ；Fig. 13 に示した小格子 $(i'+1/2, j'+1/2)$ に存在する x' 方向、 y' 方向の階段の数、 Δx_c 、 Δy_c ；地下街における空間差分間隔である。この方法によれば流入水の流れの方向を考慮できる。

一方、地上からの流入流量を地下街の小格子で連続式を介して与える場合には、小格子の水深は次式で求められる。

$$h_{i'+1/2, j'+1/2}^{n+3} = h_{i'+1/2, j'+1/2}^{n+1} - 2\Delta t \left(\frac{M_{i'+1, j'+1/2}^{n+2} - M_{i', j'+1/2}^{n+2}}{\Delta x_c} + \frac{N_{i'+1/2, j'+1}^{n+2} - N_{i'+1/2, j'}^{n+2}}{\Delta y} \right) + \frac{2\Delta t}{\Delta x_c \Delta y_c} \sum_{i=1}^L q_i B_i \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに L は小格子 $(i'+1/2, j'+1/2)$ に存在する階段の個数の総和であり、 l と l' の和に等しい。ただし、この方法では流入流量がスカラー量の水深で評価されるため、流入水の流れの方向を考慮することはできない。

ここで述べた手法によって、空間格子サイズの違いや複数個ある階段を考慮して地上での氾濫計算とリンクした地下街での浸水過程がある程度可能であると思われるが、本手法では地上の湛水深によって地下への浸水が決定されるとしているので、格子内の地形の変化による流れの局所的な変動の影響や、階段付近の速度ベクトルの分布が流入量に与える影響がどの程度あるのか等、水理実験で検証してみる必要があるし、また実流域にも適用してみることも必要である。

6. 結 論

本研究では市街地における洪水氾濫に伴い、地下街への浸水がどのような機構で発生するのかを明らかにするためにそのシミュレーション手法の開発を試みた。まず、これまでに著者らが開発してきた二次元平面流れのモデルを用いて地上と地下街での氾濫をリンクして計算できるようなモデルを構築した。次の

で、地上部と地下街の 2 層構造からなる氾濫模型を用いて実験を行い、数値シミュレーション結果と比較検討して、モデルの妥当性を検証した。その結果、本シミュレーション手法で地上および地下街における氾濫および浸水の実験結果が比較的よく再現できることがわかった。ここでは、地下街への流入流量は、地上の階段から地下街への流れが段落ちモデルで説明できるものとして流量係数を適当に与えることにより評価したが、地下街への流入流量の評価如何で、地上及び地下街での浸水規模が規定されるため、非定常流れに対する流量係数の評価法や複雑な階段構造に対する流入量の評価法についてもさらに詳細な検討が必要である。

最後に、本研究の一部は文部省科学研究費（奨励研究(A) 課題番号 01750508 津波や洪水氾濫時に及ぼる地下空間の浸水特性と避難行動に関する研究 研究代表者 中川 一）の補助を受けた。また、計算には京都大学大型計算機センターのシステムを利用した。関係各位に記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 財団法人消防科学総合センター編：地域防災データ総覧 地域避難編，1987, pp. 95 - 98.
- 2) 高橋 保・中川 一・西崎丈能：堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京大防災研年報，第 29 号 B-2，1986, pp. 431 - 450.
- 3) 村本嘉雄：貯水池の決壊に伴う洪水・土砂流出量の予測，京大防災研年報，第 29 号 B-2，1986, pp. 405 - 430.
- 4) 高橋 保・中川 一・笥 崇弘：排水路網を考慮した洪水氾濫解析，京大防災研年報，第 31 号 B-2，1988, pp. 617 - 632.