

急流中小都市河川が貫流する密集市街地での 浸水・排水プロセスのシミュレーション

SIMULATIONS OF URBAN INUNDATION AND DRAINAGE PROCESSES IN A HILLY URBAN AREA

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・津崎 周平³・重岡 広美³

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Shuhei TSUZAKI and Hiromi SHIGEOKA

¹フェロー会員 Ph. D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1)

²正会員 博士(工学) 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (同上)

³学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (同上)

The inundation and drainage processes in a hilly urban area where a steep urban river, with complicated geometry and hydraulic structures, flows through are investigated by the 2D inundation model, which comprises the finite-volume method with unstructured grid and flux-difference splitting(FDS). The flood flow in the river and inundation flow in the urban district are solved simultaneously by the model in order to evaluate overflow discharges from the river as precisely as possible. The inundation and drainage processes along with the roles of the overflow discharges, sewerage system and overland flows due to rainfall in the inundation and drainage processes of the district are identified for measures of the mitigation against flood disasters.

Key Words : *inundation and drainage processes, urban steep river, urban flooding, numerical simulation*

1. はじめに

1997年の河川法改正において、河川環境の整備と保全が目的化され、河川整備事業の中で環境機能を考える川づくりが進められてきた。その一方では、2005年9月の宮崎豪雨災害のような観測史上最大あるいはそれに近い規模の集中豪雨の発生が稀ではなくなり、水災が頻発するようになってきた。

このような自然外力の増大などの自然的状況および限られた投資余力などの社会的状況の変化を受け、浸水被害軽減対策が重要になってきている。すなわち、2003年には「特定都市河川浸水被害対策法」が成立し、2005年には「水防法」が改正され、浸水想定区域を指定する河川の範囲の拡大、中小河川における洪水情報の提供の充実などが新たに定められた。このような法的な整備がなされる一方、1994年からはハザードマップの作成が開始

されるとともに、「水防法」の改正を受け、主要な中小河川でも浸水想定区域の指定が義務づけられるに至っている。また、2005年4月には「洪水氾濫による被害最小化を基本とする減災」への転換¹⁾がこれからのわが国の治水対策として打ち出されている。

一般に、中小河川は計画規模が小さく、また整備の遅れも目立っており、治水面で脆弱な状態に置かれている。特に、中小都市河川では、2003年7月の九州豪雨災害のように、氾濫時には一般家屋のみならず、ライフライン施設、公共交通機関、地下空間施設などの公共施設にまで被害が及ぶことから、流域の特性を踏まえた被害最小化対策がきわめて重要になる。

以上のように、中小都市河川では河川環境の再生が、その流域では超過洪水時の減災が求められている。本研究は、現在、段階的に河川再生事業が進められているA川の河道特性とその流域特性を踏まえた上で、河道整備

途上での減災対策の一環として、計画高水に対する浸水ならびに排水プロセスについて検討を加えたものである。

2. 解析対象領域の概要

A川は、K市の副都心であるK地区の中心部を貫流し、支川のM川と合流した後、D湾に注ぐ延長4,165m、流域面積3.6km²の掘り込み都市小河川（二級河川、計画規模1/50）である。現在、まちづくりの一環として、上流から河口までをA、BおよびCの3区間にゾーニングし、区間毎にテーマ性を持たせた再生事業が計画・実施されている。

現況河道の状況としては、A区間とC区間は改修済み区間であり、これらの中間に位置するB区間が未改修区間として残っている。未改修区間は市街地中心部にあたっており、蛇行部や暗渠部を有し、流下能力が不足している。このため、計画高水を安全に流下させられる河道改修案が検討されている。

各区間の河床勾配は、A区間で1/80～1/40、B区間で1/300～1/150およびC区間で1/600～1/300であり、A区間からB区間上流にかけて急流河川となっている。再生事業により、A区間の流下能力は確保されているが、横断形状は水際に変化を持たせ、縦断形状は勾配1/10の斜路と斜路工（射路と減勢工よりなる）と斜路が5箇所連続的に設けられた複雑な河道形状となっている。なお、C区間は十分な流下能力を有している。

A川の流域は、丘陵部、平野部および埋立地で構成されており、土地利用形態はそれぞれ住宅地、市街地および工業地帯にほぼ対応している。市街地は、JRのK駅から放射状に延びる大通りを主軸として、網目状に小さな通りが連なり、H山に向かって扇状に広がっている。標高はH山から市街地中心部に向かって低くなっており、JRのK線の主要駅のひとつであるK駅周辺が最も低い。また、東西にはしるJR線路によってK地区中心部は市街地側と埋立地側に分断されており、鉄道に沿って主要交通路（国道）も位置し交通の要となっている。

市街地を貫流するA川が氾濫した場合、市街地中心部に向かって氾濫水が流れ下ることになるが、線路の盛土によって埋立地側には流出しにくい構造となっており、雨水はK駅周辺に湛水する。また、K地区の雨水はA川と雨水排除システムによって、D湾に排水されるようになっているが、雨水排除に時間を要する場合は、鉄道利用者や車両交通に支障をきたす可能性がある。

以上のように、A川上流部は複雑な断面形を有する急流河川、中流部は蛇行部と暗渠部を有する流下能力が不足した未改修区間であること、一方、K地区は丘陵地に発達した密集市街地であり、未改修区間が市街地中心部にあたっていること、標高が最も低いところに位置するJR線路の盛土によって雨水が市街地側に湛水する地形形

状となっていることなどが河道と流域の特徴である。

3. 氾濫解析

著者らが開発中の都市域氾濫・浸水対策シミュレータ^{2),3),4)}を用い、A川の河道特性とK地区の氾濫原特性を考慮した浸水・排水シミュレーションを実施した。解析では、氾濫流量を的確に算定する目的で、河道と氾濫原を一体的に取り扱う河道・氾濫原包括解析^{2),3),4)}を行っている。以下に解析目的、解析条件などを示し、境界条件などの取り扱いについて述べる。

(1) 解析目的

K地区の流域特性と排水システムを勘案すると、そこでの浸水プロセスと湛水量には、主に①A川からの氾濫、②A川と雨水排水システムの排水能力、および③降雨による表層流が関与していると考えられる。そこで、計画高水に対する現況河道を対象として、Run1（河道からの氾濫）、Run2（河道からの氾濫と雨水排水システムを考慮した解析）およびRun3（河道からの氾濫、雨水排水システム、および降雨による表層流を考慮した解析）の3とおりの解析を実施することで、①～③が浸水プロセスと湛水量に及ぼす影響について定量的な評価を試みた。

(2) 解析条件

Run1の解析条件は、以下に示すとおりである。Run2とRun3では、Run1の解析条件に加え、内部境界条件として、Run2では雨水排除システム、Run3では雨水排除システムと降雨を考慮した。

- ・ 上流端境界条件：計画規模に引き伸ばした降雨に基づく流量ハイドログラフ
- ・ 下流端境界条件：朔望平均満潮位
- ・ 内部境界条件：支川の流入や雨水幹線からの排水による流量の増加

(3) 解析対象領域

図-1にA川の流域、流域を地形起伏に基づき分割した小流域と氾濫解析の対象領域をそれぞれ示す。なお、小流域4はM川の流域である。氾濫解析の解析範囲は次のように定めた。すなわち、未改修区間を含む現況河道を対象として、SA-FUF-2DFモデル^{5),6),7)}を用いた平面2次元不定流解析を実施し、溢水危険箇所を特定した。次に、図-1の赤枠で示した区間を含むように解析対象領域を設定した。平面2次元不定流解析の結果から、計画高水に対しては、鉄道盛土や2m以上標高が高い箇所までに氾濫水は及ばないと推定されたので、A川の上下流については最も上流側の溢水箇所より標高が2m高い等高線から鉄道盛土まで、その他の箇所はA川堤防の地盤高よりも標高が2m以上の箇所までを解析対象領域とした。な

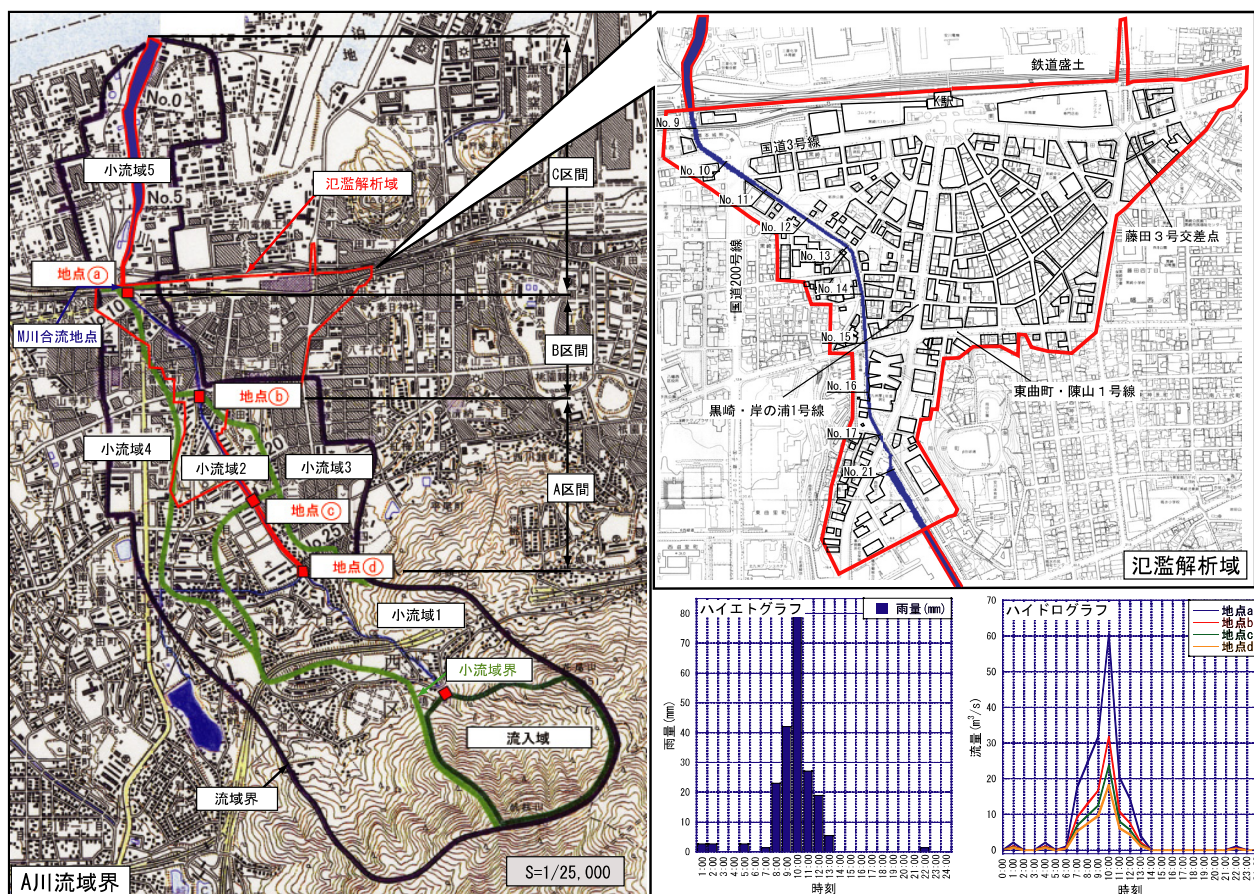


図-1 A川流域における流出解析の流域界

お、図-1中の地点cとd、地点bおよび地点aはそれぞれ小流域1、小流域2および小流域3と小流域4からA川への流入点である。

(4) 解析条件の詳細と境界条件の取扱い

【流出解析】：氾濫解析の境界条件として、A川流域から流出してくる計画雨水相当の流入ハイドログラフを算出する必要がある。ここでは、A川が流域面積50km²未満程度で、流量観測値がなく上流に洪水調節施設が存在しない河川であることから、合成合理式を用いた。

氾濫実績があるハイトグラフ(図-1)を基準点の計画降雨量をもとに引伸ばしたハイトグラフを外力として、合理式に基づき、図-1に示すハイドログラフを算出した。なお、引伸ばし率は1.35であり、2以下である。

【河道の上・下流端境界条件】：上流端には合理式に基づき算出した流量ハイドログラフを、下流端境界条件には朔望平均満潮位(1.0m)を与えた。

【内部境界条件】：雨水排除システムについては、各排水区の排水先となる幹線下水道の計画流量または排水機場の計画排水量 Q_d を排水区の面積で除した単位面積あたりの排水量 q_d をそれぞれ求め、連続の式の消滅項として各計算メッシュに与え処理した。

降雨については、引伸ばした降雨量に基づき、流出係数を用いて単位面積当りの流出流量 q_r を求め、これを連続の式の発生項として各計算メッシュに与え処理した。

Run2では雨水排水システムを取扱うために q_d を連続の式で考慮した。なお、雨水排水システムによる排水量は単位面積当り 1.3×10^{-5} (m/s)であり、地表面より排水された雨水が下水道を通り排水されるまでの時間などは考慮していない。Run3ではK地区の地形特性を踏まえ、雨水排水システムで排水できなかった余水を表面流として取扱うために、 q_r と q_d を連続の式で考慮した。支川の流入や雨水排水システムからの排水量は、内部境界条件として流量の増加分を加え処理した。排水量は、図-1に示した小流域3と小流域4については地点aへ、小流域2については地点bへ与えた。M川からの流入は、流出解析より得られたハイドログラフを別途内部境界条件として地点cに与えた。A川流域には含まれないK駅周辺を含む領域については、雨水がD湾に直接排水されるため、計算領域外へ排出した。地点cおよび地点dについては流出解析より得られたハイドログラフを内部境界条件として与えた。

【河道形状・粗度係数・地盤高・構造物の取り扱い】：河道縦断・横断形状は次の要領で設定した。A区間では、計画河床高と計画断面に、B区間では現況および計画縦・横断形状に基づき作成した。C区間では河床高は現況、計画縦断形状、横断形状は既知の断面形状を基本断面として、その横断面を1/500の地形図から読み取った川幅に合わせて拡大・縮小し作成した。

K地区の粗度係数 n は、土地利用形態に応じた値を各

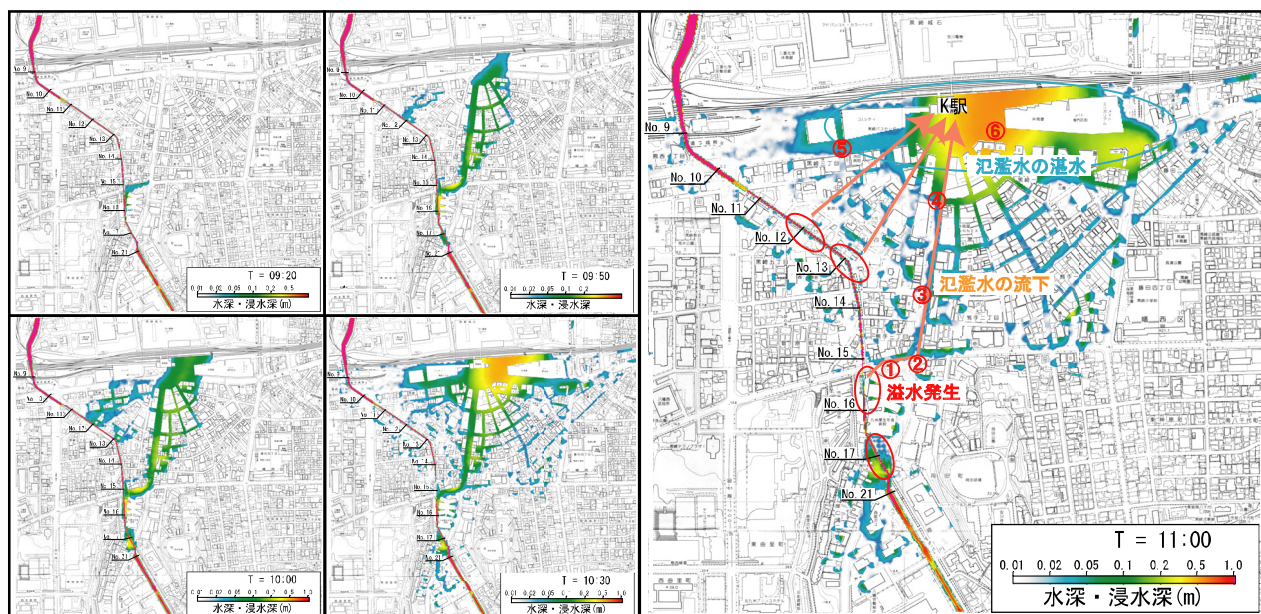


図-2 浸水プロセス

面ごとに設定した。K地区の地盤高は、10mメッシュの数値地図に1/1,500地形図から読み取った標高点の座標と地盤高を加え、再度10m毎に線形補間し直し設定した。数値地図は1/25,000の地形図から作成されており、平地部では数mの誤差を含んでいる。このため、その誤差を最小化するために1/1,500地形図に基づく補正を行い、0.1mの解像度を有する標高データとした。また、街区等の市街地構造は1/1,500地形図に基づき設定した。なお、K地区の各街区の建物占有率の平均値は85%以上であったので、各街区を閉境界として取扱い境界に計算セルを配置した。

4. 解析結果

(1) 浸水プロセス

図-2にRun3の浸水プロセスを示す。なお、Run1とRun2の浸水プロセスは紙面の都合で割愛する。

図中に示した時刻は、流量ハイドログラフに対応している。Run1では、①平面2次元解析結果と同様にNo.15～No.16の区間から9:10頃に溢水が始まり、②氾濫水は東曲町・陳山1号線から黒崎・岸の浦1号線を図中の実線で示すように流下し、国道を横切った後、9:50頃にK駅周辺にまで到達する。③9:50頃には、No.12付近、10:00にはNo.13付近からも溢水が始まり、氾濫水が国道へ広がる。また、No.17付近からも溢水が生じ、氾濫水は周辺地形の地盤高の関係によりそこで湛水する。④10:20頃にはNo.13付近、10:30頃にはNo.12付近、10:50頃にはNo.16付近からの溢水が止まる。⑤11:00には約11,300m³の氾濫水が市街地中心部のK駅周辺に湛水する。

Run2では、Run1の①～④までは同様な浸水プロセスとなるが、K駅周辺では雨水排水システムで排水された

分だけ湛水域や湛水深が小さくなる。このため、10:30でのK駅周辺の湛水量はRun1の0.75倍程度（約8,500m³）となる。

Run3では、Run1の①～③までは同様な浸水プロセスとなる。④雨水排水システムで排水できなくなった余水が、K駅周辺などの地盤高の低い箇所に集まり湛水する。⑤10:30頃にはNo.12とNo.13付近、11:00頃にはNo.16付近からの溢水が止まる。また同時刻には約18,000m³の氾濫水がK駅周辺に湛水する。⑥その後降雨量が減少し、雨水排水システムの排水効果により、氾濫域は時間の経過とともに減少する。

(2) 湛水量の経時変化

図-3に湛水量の経時変化を示す。

Run1では、排水がないために、溢水の開始とともに増加した後湛水量は一定となる。また、河道付近の氾濫水が河道内水位の低下により河道へ戻るため、ピーク値付近で若干減少する。Run2では、10:30にピーク（約8,500m³）に達した後、11:20頃には溢水が止まるために排水により時間の経過とともに減少する。Run1と比較すると、ピークは同時刻（10:30）に生じているものの、Run2の方が3,000m³程度小さい。すなわち、この時刻までに雨水排水システムにより3,000m³の氾濫水が排水されたことになる。溢水開始からピークが発生するまでは80分であり、解析対象領域全体で見れば平均的に0.625m³/sで排水されたことになる。Run3では、11:00にピーク（約18,000m³）に達し、降雨量の減少に伴い、雨水排水により時間の経過とともに減少する。

(3) 氾濫流量

図-4に河道からの氾濫流量を示す。

Run1では、10:05にピークを迎え、No.16の溢水がおさ

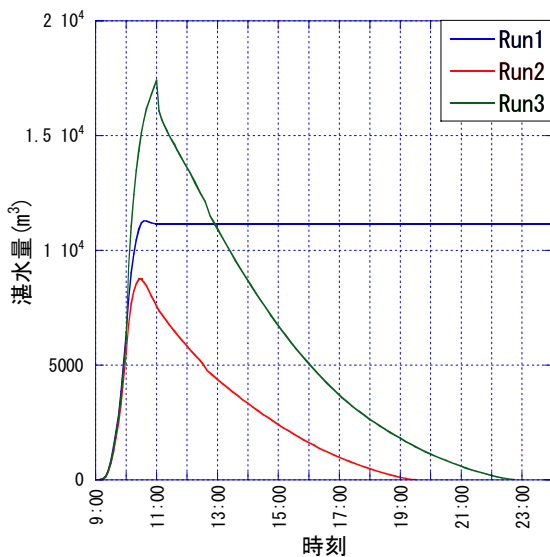


図-3 湛水量の経時変化

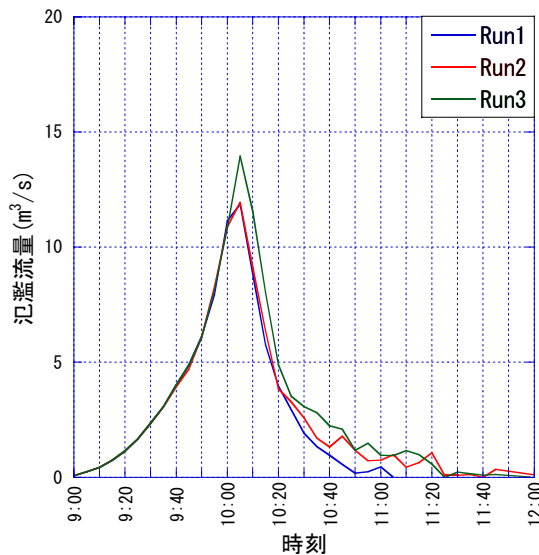


図-4 氾濫流量の経時変化

まる10:50にはほぼ0となるが、11:05に0となる。また、ピーク流量は約12.0m³/sである。Run2では、10:05にピークを迎え、No.16付近からの溢水がおさまる10:50頃にはNo.17付近で氾濫原と河道との間で2m³/s程度の若干の雨水のやり取りがあった後、11:20頃で0となる。Run1と比較すると、10:20以降に若干の違いが生じている。これは、Run2では雨水排水システムにより氾濫原の水が低下する一方、排水された氾濫水が河道に流入するため、排水地点下流では河道を流れる流量が増加し、河道から溢水しやすくなったためである。また、ピーク流量は、Run1と同じで12.0m³/sであり、排水流量の約20倍の氾濫流量となっている。Run3では、河道からの溢水と表層流による氾濫流量の和となっている。氾濫流量は10:05にピークを迎え11:20付近で0となる。また、ピーク流量は14.0m³/s程度であり、Run1とRun2の約1.2倍となる。

(4) 浸水深と流速の経時変化

図-5と図-6に図-2中の地点①～⑥における浸水深と流

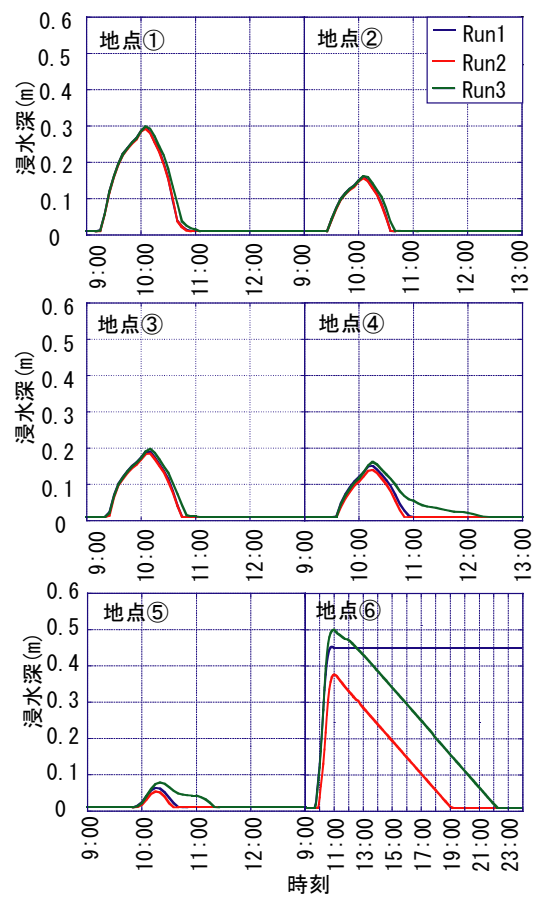


図-5 浸水深の経時変化

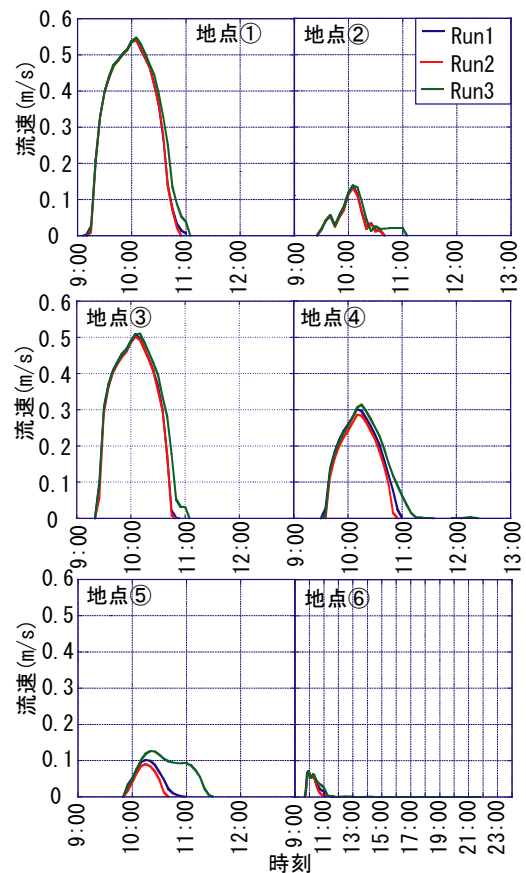


図-6 流速の経時変化

速の経時変化をそれぞれ示す。

Run1では、浸水深は地点⑥で最大となり、約0.45mの浸水深が生じる。浸水深0.5m程度では自動車のエンジン停止の恐れがあることから、その対策として浸水プロセスに基づき、交通規制の手順や迂回路を定めるおく必要がある。流速については、地点①で最大となり0.55m/s程度となる。その後、地点②で一旦0.12m/s程度、地点④から地点⑥と流下するにつれて0.08m/s程度となる。

Run2では、浸水深は地点⑥で最大となり、約0.38mの浸水深が生じる。Run1と比較すると、溢水箇所に近い地点①～③では有意な違いは認められないが、溢水地点から遠い地点④～⑥では違いが生じおり、特に地点⑥では浸水深が0.1m程度小さくなっている。流速については、雨水排水システムにより浸水深が小さくなる地点④～⑥ではRun1に比べ1割程度小さくなるが、地点①では最大（約0.55m/s）となる。

Run3では、浸水深は地点⑥で最大となり、6時間弱（10:20～16:00）にわたって約0.3m以上の湛水が生じる。対策として交通規制や迂回路の設定が必要となる。流速については、Run2と同様に地点①で最大となり、0.55m/s程度となる。地点①での浸水深はRun1、Run2と同様であり、歩行困難度も同様である。その後は、10:00まではRun1やRun2と同様な挙動を示すが、それ以降は降雨の影響により、Run1とRun2とは異なってくる。特に、雨水が湛水する地盤高の低い④～⑥については有意な差異が認められ、浸水深は大きくなる。また、流速についても浸水深と同様にRun3は他のRunに比べ大きくなる。

5. 結論

氾濫・浸水対策検討シミュレータを用いたシミュレーションにより以下のような知見を得た。

- (1) 計画降雨時の河道からの氾濫流量（Run1）と雨水排水システムを考慮した場合の氾濫流量（Run2）は同程度（約11,300m³）となる。降雨と雨水排水システムを考慮した場合の河道からの氾濫流量（Run3）は、河道境界での表層流の流量も加わることで、Run2の1.2倍程度となる。
- (2) Run1、Run2およびRun3での最大湛水量は、それぞれ11,300m³、8,500m³および18,000m³程度となる。Run1の湛水量はRun2の湛水量より3,000m³程度大きい一方で、氾濫流量には違いがない。このことから、雨水排水システムにより3,000m³程度の氾濫水が排水されると予想される。また、Run3の湛水量は、降雨による雨水排水システムの排水不良とA川からの氾濫流量の15%程度の増加により、Run2よ

り約10,000m³大きくなる。これより、湛水量に占める余水の量は10,000m³程度であると予想され、この量はA川からの全氾濫流量に匹敵している。B地区のような地形特性を有する都市部では湛水量が余水に大きく左右されることを示している。

- (3) いずれのRunにおいても、浸水プロセスはほぼ同様であり、K駅周辺に湛水する。雨水排水システムによりRun2では河道からの氾濫水が約8時間、Run3では河道からの氾濫水と余水が約11時間で排水される。歩行困難度については、解析対象領域の地形特性から流速が速いところでは水深が浅く、逆に浸水深が大ききところでは流速が遅くなるため特に問題とはならない。ただし、K駅周辺では6時間弱にわたって約0.3m以上の湛水が生じることから、鉄道利用者に向けた対応が必要である。一方、車両交通については、浸水深は主要交通路である国道で車の通行が困難となる水深0.3mをRun2では約2時間、Run3では約6時間越え、通行困難が予想される。その対策として交通規制や迂回路を検討しておく必要がある。

謝辞：本研究は、K市との共同研究として実施したものである。また、本研究の一部は、科学研究費補助金 基盤研究B（課題番号：17360237、研究代表者：秋山壽一郎）の助成を受けた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 豪雨災害対策総合政策委員会：総合的な豪雨災害対策の推進について、社会資本整備審議会河川分科会、2005年。
- 2) 秋山壽一郎・重枝未玲：飯塚市を中心とした都市域のダイナミック氾濫解析 -2003年7月遠賀川豪雨災害を対象として-、水工学論文集、第49巻、pp. 619-624、2005。
- 3) 秋山壽一郎・重枝未玲：河道特性と市街地構造を考慮した越水・破堤氾濫シミュレーション、水工学論文集、第50巻、pp. 691-696、2005。
- 4) 秋山壽一郎・重枝未玲：河道・氾濫域包括解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析、土木学会論文集（投稿中）、2006。
- 5) 秋山壽一郎・重枝未玲・浦 勝：非構造格子を用いた有限体積法に基づく1次および2次精度平面2次元洪水数値モデル、土木学会論文集、No. 705/II-59、pp. 31-43、2002。
- 6) 重枝未玲・秋山壽一郎：市街地構造を考慮した氾濫解析モデルの総合的な検証、水工学論文集、第48巻、pp. 577-582、2004。
- 7) 秋山壽一郎・重枝未玲・鬼束幸樹・白川寛樹：平面2次元数値モデルによる急流都市河川の流況解析、水工学論文集、第48巻、pp. 631-636、2004。

(2006. 9. 30受付)