

降雨予測誤差を考慮した雨水貯留施設の制御戦略に関する研究

鳥井宏之*・城戸由能・中北英一

*京都大学大学院工学研究科

要 旨

本研究では近年の気候変動に伴う豪雨の多発や、都市化の進展による降雨流出量の増加及び非特定汚染源からの汚濁負荷流出量の増加という背景のもと、浸水対策として建設されている雨水貯留施設において、汚濁負荷削減目的でも利用するために降雨の予測誤差が貯留施設の運用に与える影響について検討を行った。その結果雨水流出モデルによって計算された降雨誤差の大小によって異なる河道からの浸水量を降雨予測誤差が従うと仮定した確率分布をもとに、誤差の発生確率を求め、それを浸水量にかけ合わせることで求めた浸水量の期待値について評価を行うとともに、浸水量を浸水深に変換した。浸水深の計算結果から、床上浸水が発生する可能性が高いのは浸水量が 11 万 m^3 を越えたときで、初期貯留容量を 18,000 m^3 以下にすれば、20 年確率降雨においても床下浸水が初期貯留によって床上浸水に悪化する事態を防ぐことができるという可能性を示すことができた。

キーワード：降雨予測誤差、雨水貯留施設、施設制御戦略

1. 序論

1.1 はじめに

近年、世界各地で異常降雨が発生し大きな被害を引き起こしている。特に人口の集中する都市部で災害が発生するとその被害は甚大となる。我が国においても都市への人口や産業の集中、都市域の拡大、産業構造の変化、ライフスタイルの変化や近年の気候変化等、都市を取り巻く社会条件や環境条件は変化してきており、雨天時の総流出量の増加や流下速度の増大等で都市では局地的集中豪雨による内水浸水が多発し、地下街の浸水被害も顕在化し、それらの対策が急務となっている。一方、都市化により排出負荷量の増加や面源負荷、大気由来の微量有害物質等の増加により水環境の悪化が懸念されている。このように現在の都市が抱えている問題に対して対策を講じることが求められている。

1.2 研究の背景と目的

1.2.1 近年の都市における水災害の特徴

急激な都市化により、都市を中心とする水循環、水収支は変化してきている。田畑の宅地化や道路の増大等による不透水面積率の増加や下水道整備の進捗は、雨水の公共用水域への流達時間の短縮化、ピーク流量の大幅な増大を招いている。また、

地下への浸透が減少し、直接流出(流出率)が大幅に増加するため、総流出量も増大する。このような都市化の進展により生じるようになった水害は都市型水害と呼ばれ、内水氾濫および内水氾濫を伴う都市の中小河川からの氾濫も含め、1960 年頃から頻繁に発生するようになった。このように都市への資産集中・増大に伴い、近年、浸水面積当たりの一般資産被害額(水害密度)は急増している。

また近年、日本の各地で集中豪雨や局地的な大雨による被害が多発している。特に人口や資産の集積する都市部で豪雨が発生することで、内水氾濫による浸水や地下街への浸水被害など、甚大な被害を引き起こしている。このような都市水害の対策のため、流域全体での流出抑制対策を含めた総合的な雨水対策が、昭和55年の事務次官通達「総合治水対策の推進について」に基づいて、17河川を対象に実施され、その後、2000年(平成12年)の東海豪雨災害による未曾有の豪雨災害を受けて、平成16年には「特定都市河川浸水被害対策法」が成立し、神奈川県鶴見川、大阪府の寝屋川の流域などが指定され、より多くの河川流域を対象とした総合的な雨水対策進められようとしている。本研究が対象とする西羽東師川流域は、流域貯留浸透事業実施河川として総合治水対策のプログラム評価の中で取り上げられ、地下トンネル貯留施設による浸水防止事業が進行中である。

1.2.2 都市域における水質環境を取り巻く状況

高度経済成長期以降のポリ塩化ビニル(PCB)による人体中毒(カネミ油症)が問題をはじめとする化学物質使用による汚染問題や有機水銀やカドミウムを原因とする公害病の発生を受けて、それら有害物質の製造や排出の規制が行われてきた。また有機汚濁対策もとられ、特に海域や湖沼といった閉鎖性水域で汚濁が激しいことから、濃度規制に加え総量規制が制度化され、1979年(昭和54年)には東京湾、伊勢湾、瀬戸内海を指定水域とし、CODを指標とした規制が実施された。琵琶湖においても同年に富栄養化防止条例が制定された。しかし1980年代から生活様式の欧米化によるライフスタイルの変化などにより生活用水の使用量が増大し、都市内の中小河川等の公共用水域の汚濁原因において生活系負荷の比重が高まってきたことを受け、1983年(昭和58年)の浄化槽法の制定や、1990年(平成2年)の水質汚濁防止法の改正などにより生活排水対策についても制度化されてきた。都市においても下水道を中心とした污水处理システム(下水道、合併処理浄化槽等)が普及してきたことにより家庭や工場といったいわゆる特定汚染源(Point Source)由来の汚濁負荷の浄化進み、河川などの公共用水域に放流される汚濁負荷は減少してきた。しかし都市河川の水質改善は1990年代以降鈍化してきている。これは不浸透化が進んだ都市域で、雨天時の直接流出量が増大し、また降雨によって流出する汚濁物質量も増加していることが一因である。その負荷源は、大気からの降下物や自動車のタイヤ片など様々な汚濁物質が地表面や屋根面などに堆積したもの(非特定汚染源負荷: Non-point Source)や、合流式下水道からの雨天時越流水(CSO: Combined Sewer Overflow)であり、これらの汚濁物質によって河川水質改善が思うように進まなくなっているのである。このため河川や湖沼の水質悪化の原因として非特定源汚濁物質の影響が大きくなってきている。湖沼等の閉鎖性水域における水質汚濁防止のためにはこれまでの工場や事業所等のポイント負荷対策だけでは不十分であり、農地や市街地等のノンポイント負荷対策が必要である。

また2000年(平成12年)9月に東京のお台場海浜公園に動植物油等を主成分とする白色あるいは灰褐色の固形物(オイルボール)が漂着したことから、新聞報道を経て合流式下水道からの越流水問題が社会一般に顕在化した。2003年(平成15年)の下水道法施行令の改正(原則10年での合流式下水道の

改善を義務づけ)を受けて自治体では、合流改善事業に着手している。改善策としてあげられる雨水滞水池の設置などは都市部での土地の制約から地下のトンネル型貯留管として整備される都市も多い。京都市でも鴨川左岸地域の合流式下水道整備区域において、その改善を目的とした幹線下水道である東大路幹線が建設中である。

一方で分流式下水道整備区域においては当初、流出雨水は水質的に問題がないと考えられていたが、実際は都市域の地表面には多量の汚濁物や有害物質が堆積しているため、降雨初期に都市の道路面や屋根面に堆積している負荷の流出が集中し、高濃度の汚濁水が流出する、いわゆるファーストフラッシュ現象が発生する。このファーストフラッシュにおける高濃度の汚濁負荷を含む流出雨水の水質は無視できないことが明らかになった。このノンポイント汚濁の改善としても貯留施設の利用が検討されている。このファーストフラッシュにおける高濃度の汚濁水を貯留し、下水処理システム等により処理したのちに河川など公共用水域に放流することで、汚濁負荷の流入量削減が検討されている。このとき、貯留施設として利用が考えられているのが、浸水被害防止目的で建設が行われている貯留管である。

1.2.3 研究の目的

このような背景のもと、本研究は貯留施設の有効利用として浸水防止、汚濁負荷削減の両目的での利用可能な制御戦略について検討を行うことを研究の目的とする。特に浸水防止目的で整備された貯留施設は、単一目的での使用の場合、年に数度あるいは数年に一度程度の利用頻度となることが考えられ、汚濁防止目的でも利用することで、より有効に利用することができると考えられることから、本研究では西羽東師川流域において浸水防止目的で建設の進む貯留管において、ノンポイント負荷削減の目的でも利用する上での運用戦略について検討を行う。

2. 研究対象の概要と研究方法

2.1 研究対象の概要

2.1.1 対象流域の概要

本研究は、淀川水系の中流域に位置する一級河川桂川の支川で桂川の右岸地域に位置し、京都市、向日市を流域に持つ一級河川西羽東師川流域を対象としている。Fig.1に西羽東師川の位置を示す。

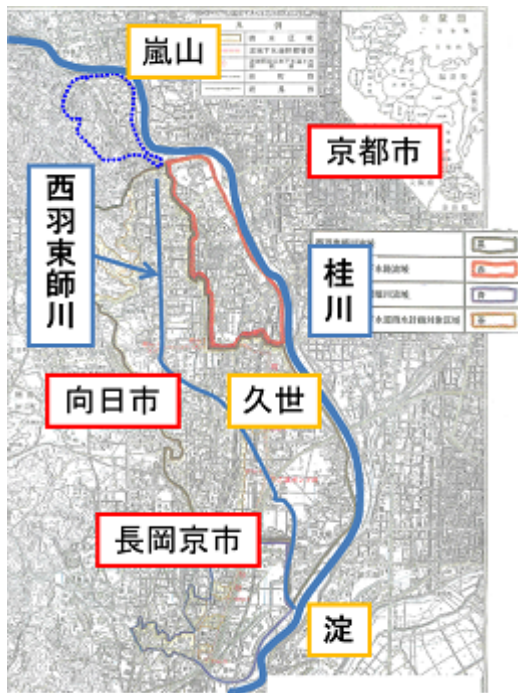


Fig.1 The map of study area

西羽東師川は京都市右京区の嵐山付近で桂川の水を農業用水として取水する一ノ井農業用水路が流域の北端で、京都市伏見区淀付近で桂川に合流する。本流域周辺地域は、JR東海道本線や阪急電鉄京都線及び国道171号などの交通網が発達し、高度経済成長期から急激に都市化が進行し、住宅地や企業が混在するなかで、人口密度も非常に高い地域となっている。このため人為的な負荷源である特定汚染源負荷とともに都市地表面等の非特定汚染源負荷が降雨時に流出することから、河川水質の汚染レベルが高くなっている。一方、この流域は、一級河川の小畑川と桂川に挟まれたすり鉢状の地形であることや、多くの鉄道橋や道路橋が架かっているために拡張困難な寺戸川や石田川などの西羽東師川の上流部や支川にあたる中小河川が主な排水路となっていることから、これまでに幾度となく浸水被害を伴う氾濫を繰り返してきた経緯がある。また交通網の盛土などで氾濫流が妨げられ、氾濫原が地形的に固定され、このために浸水深が高くなりやすいという地形的特性をもっている。Table 1に近年の浸水被害状況をまとめた。これによると、本流域では過去20年に浸水戸数100戸以上の浸水被害が何度も発生していることが分かる。近年、短時間で局地的に猛烈な雨が降る、いわゆる「ゲリラ豪雨」が全国的に多発している。平成20年7月28日の、神戸市都賀川におけるゲリラ豪雨による水難事故が記憶に新しいが、同日に本研究対象地域でも、1時間雨量63mmと

Table 1 The history of flood in study area

年月日	時間最大雨量	総雨量	浸水戸数
1990/9/13	70.5mm	349.5mm	約810戸
1991/7/15	37.0mm	109.0mm	約570戸
1993/7/5	29.5mm	165.0mm	約400戸
1997/8/5	48.5mm	103.5mm	約20戸
1998/8/27	55.5mm	61.5mm	約30戸
1999/6/27	67.5mm	125.0mm	約480戸
1999/6/29	37.5mm	177.0mm	約440戸
2008/7/28	63.0mm	121.0mm	8戸
2010/8/12	56.0mm	84.5mm	7戸

Table 2 Outline of flood prevention project of Katsura river

事業名	桂川右岸流域下水道事業（雨水対策事業）
事業主体	京都府
対象地域	京都市、向日市及び長岡京市の一部
計画排水区域面積	約14.21km ²
計画対象降雨	61.1mm/hr (1/10確率規模)
施設内容 幹線管渠	全体延長:9,179m 北幹線 延長4,919m、容量約107,000m ³ 第1号管渠 内径8.5m、延長935m、容量約53,000m ³ 第2号管渠 内径3.0m、延長2,864m、容量約21,000m ³ 第3号管渠 内径6.1m、延長1,120m、容量約33,000m ³ 南幹線 延長4,280m、内径5.1m、容量82,750m ³
排水ポンプ場	寺戸川ポンプ場 計画放流量0.27m ³ /秒 乙訓ポンプ場 計画放流量0.61m ³ /秒 呑龍ポンプ場 計画放流量10.0m ³ /秒
全体事業費	500億円（北幹線250億円・南幹線250億円）

いう豪雨に見舞われ、向日市では地下道の急激な冠水により幼稚園バスや乳児を乗せた乗用車が水没し、消防隊に救助されるといった被害が発生した。

2.1.2 西羽東師川流域における治水計画の概要と雨水地下貯留施設（いろは呑龍トンネル）

京都市の「安らぎ 華やぎ 京都21推進プラン」（京都市、2002）の年次計画書によると、河川・下水道等の連携による総合的な治水対策の推進の一環として、西羽東師川や有栖川流域において、河川・下水道の連携による河川改修、および雨水幹線・ポンプ場・雨水貯留池の整備など総合的な治水対策の推進が挙げられている。寺戸川流域においては、平成9年から供用を始めた向日市の寺戸川1号幹線、および平成13年から暫定供用を開始した京都府「いろは呑龍トンネル」（以下呑龍トンネル）が流出抑制の役割を果たし、両者を合わせた貯留能力は約6万m³である。

呑龍トンネルは計画延長約9.2km、容量約18万m³の大規模な施設である。Table 2に呑龍トンネルの概要を示す。この呑龍トンネルのうち、北西端部

の北幹線1号管渠(全長935m, 内径8.5m)について平成13年6月1日から暫定供用が開始され、約5万m³の雨水が貯留可能となった。暫定供用では貯留された雨水は河川水位の低下後に毎秒約0.27m³の能力で徐々に西羽東師川上流部の寺戸川へ排水されている。この先トンネルが延長されると途中の乙訓ポンプ場と最下流端の呑龍ポンプ場から排水される計画となっている。その延長部分である北幹線2・3号管渠についても、掘進作業が平成19年8月に完了し、現在は平成23年度の北幹線全線供用開始を目標に乙訓ポンプ場などの排水施設や接続施設の工事が進んでいる。これにより全体計画の約半分の区間が供用されることとなる。

このように治水計画の進む西羽東師川流域において10年確率の治水安全度を確保するためには、様々な対応策を検討する必要がある。まず、西羽東師川流域に完成している各施設を統合的に管理することにより、各施設の流出抑制効果を最大限に発揮させる運転管理・施設制御方法の検討を行うべきである。そのためには、河川と下水道が一体となった流出モデルを構築し、これを活用して、各種運転管理の方策をシミュレーションにより検証することが重要である。

また西羽東師川は大阪湾という閉鎖性水域を最終受水域とする淀川水系に位置していることから、ノンポイント汚染源からの雨天時流出汚濁物質による河川水質の汚濁に対しても対応することが求められる。つまり、貯留施設を浸水対策目的のみでなく汚濁削減目的でも利用することが重要となってくる。

2.2 貯留施設運用方法について

2.2.1 リアルタイムコントロールに関する知見

雨水貯留施設の有効な運用方法としてリアルタイムコントロール(RTC)が挙げられる。このRTCに関して国内外で多くの研究がなされている。Rouault, P, et al は都市における雨水排水モデルである InfoWorks を用いてベルリン排水区においてレーダー雨量情報から流出解析を実施し、最大流量とその到達時間に基づき、越流操作を行い、既存の操作ルールの制約条件下で 0.8%の越流水削減できるとしている。国内では和田らが雨水滞水池の RTC による合流式下水道の改善効果の定量を試みている。年間解析により、総放流負荷量を18~26%, 越流回数を14~29%削減できるとしている。また RTC 行うことと同様の効果を得られる雨水滞水池を新たに整備した場合の費用と比較し

て約 14.5 億円の効果があることを示している。また金らは分流式下水道整備区域において末端の雨水貯留施設に汚濁制御、洪水制御、水利用の3機能をもたせて RTC の導入によりその効果の検討を行っている。その結果、後期集中型の降雨波形の時には RTC による汚濁削減の効果が高いことや貯留施設設置による汚濁負荷削減効果に加えて RTC の導入によってさらに 20%以上の負荷削減が可能であるとしている。

このように合流式下水道、分流式下水道双方の整備区域においても RTC による汚濁負荷削減の効果があることがすでに多くの研究がなされており、新たに同等の効果をもつ施設を整備する場合と比べて費用的にも効率的であることが示されている。本研究でもこの RTC によって治水目的で整備された貯留施設を汚濁負荷削減目的でも利用するための運用方法について検討した。次項に本研究における RTC のポイントである、汚濁水の貯留と放流について詳しく述べる。

2.2.2 降雨初期流出汚濁水の貯留と緊急放流

雨天時のノンポイントソースからの汚濁物の公共用水域への流入削減を行うことを考える上で重要なことは、流出初期のファーストフラッシュを貯留(初期貯留)し、処理することである。これはファーストフラッシュにおける汚濁物質濃度が極端に高いからである。ただし総量的にはピーク時も汚濁物質の流出量が多くなるが、雨水流量も多いことから濃度は低くなる。一方、内水災害防止、軽減のためには、流出ピークを貯留(ピークカット貯留)することが重要である。そのため降雨初期には汚濁対策として貯留容量の一部を使用して初期貯留を行い、降雨終了後に下水処理場において処理することで汚濁負荷の削減が期待できる。しかし、降雨開始後初期貯留を行っている時に浸水発生が予測されるような降雨が予測された場合、本来ピークカット貯留に割かれるべき容量がすでに使用されていることから、貯留容量不足に陥ることが考えられる。この事態を避けるために、予測降雨で浸水発生が予測されると直ちに初期貯留雨水を排水する(緊急排水)ことでピークカット貯留の容量を確保し、出水に備えることが可能となる。このように本研究では普段は汚濁対策として貯留施設を利用し、緊急に貯留容量の確保が必要になった時には出水前に緊急排水を行って貯留容量を確保し浸水対策として貯留施設を利用する制御方法を想定して検討を行った。

2.2.3 リアルタイムコントロールにおける課題と降雨予測誤差

以上のように RTC により初期貯留でファーストフラッシュを含む流出雨水をノンポイントソースからの汚濁負荷削減を行いつつ、予測降雨により浸水発生が予測されるとピークカット貯留に必要な容量を確保するために初期貯留雨水の緊急排水を行う制御戦略について述べてきた。しかし、操作の上で大変重要である降雨予測には誤差が含まれており、その誤差によって予測よりも早期に大規模出水が発生する可能性がある。その場合、緊急排水が間に合わず、浸水氾濫を招く恐れが生じてしまう。また、初期貯留容量を最小限に留めて安全率を高く設定しても浸水リスクを完全にゼロとすることはできない。このことが初期貯留とピークカット貯留を行う RTC が実施への導入には至っていない大きな理由である。本研究では降雨予測誤差による浸水の発生を確率的に評価し、初期貯留容量と浸水リスクの関係を解析することで実施でも導入可能な制御戦略の提案を目指している。

2.3 降雨予測誤差の確率的解析

2.3.1 降雨予測に用いられる移流モデルの概要と予測降雨の誤差構造

本研究では予測降雨と観測降雨の誤差がどのような分布をもち、その平均や標準偏差などを分析するために、移流モデルを用いた降雨予測を行った。利用したのは椎葉らの移流モデルである。水平面上に直行座標系 x, y をとり、地点 (x, y) 、時刻 t での降雨強度 $r(x, y)$ とすると、

$$\frac{\partial r(x, y)}{\partial t} + u(x, y) \frac{\partial r(x, y)}{\partial x} + v(x, y) \frac{\partial r(x, y)}{\partial y} = w(x, y), \quad (2.1)$$

によって雨域の移動や変形が表されるものとする。ここで $u(x, y)$ 、 $v(x, y)$ は雨域の移流ベクトル、 $w(x, y)$ は、移流ベクトル $u(x, y)$ 、 $v(x, y)$ に沿った発達衰弱量を表す。

ここで u, v, w の推定を線形最小自乗推定問題として定式化できるようにするために、これらを位置座標の一次式と置き、

$$u(x, y) = c_1 x + c_2 y + c_3, \quad (2.2)$$

$$v(x, y) = c_4 x + c_5 y + c_6, \quad (2.3)$$

$$w(x, y) = c_7 x + c_8 y + c_9, \quad (2.4)$$

としている。ここで $c_1 \sim c_9$ は推定されるべきパラメータである。これにより逐次観測データが得られるごとにオペレーショナルにパラメータを同定し予測値を得ることを可能としている。

立川らはこの移流モデルを用いて予測降雨場の誤差構造のモデル化について研究している。降雨場の予測誤差の統計的な特性を調査し、

$$K_E = \frac{R_o - R_p}{R_p} \quad (2.5)$$

で表される予測降雨の相対誤差式による相対誤差の頻度分布が対数正規分布に近い分布を示すことを明らかにしている。ここで R_o は観測降雨値、 R_p は予測降雨値である。このとき得られた相対予測誤差の頻度分布を Fig.2 に示す。

本研究では降雨予測誤差を与える誤差の確率分布として R_o は観測降雨値 R_p は予測降雨値として

$$E_r = \frac{R_o - R_p}{R_o} \quad (2.6)$$

で表される相対誤差 E_r を用いて、 E_r が確率分布に従って発生するという仮定のもと降雨予測誤差の発生を確率的に解析した。

2.3.2 本研究で使用する降雨予測誤差の標準偏差

本研究では実際の降雨事例に対して、移流モデルを用いて降雨予測を行い、予測降雨と観測降雨

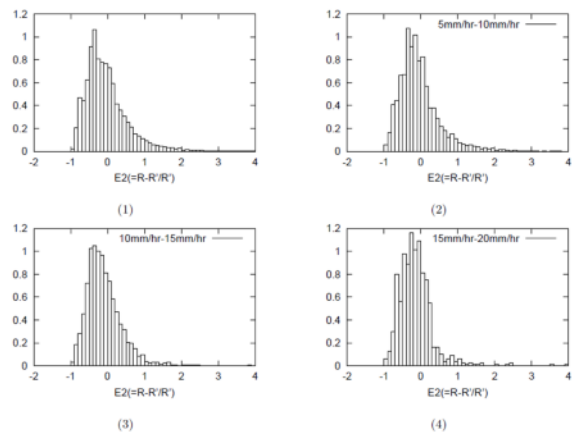


Fig.2 The histogram of relative error

の誤差の標準偏差と平均を求めた。今回使用した事例は対象エリアである西羽東師川流域に大雨をもたらし、暫定供用中である貯留施設において過去最大の貯留量をもたらした 2010 年 8 月 12 日の台風 4 号事例である。対象範囲を近畿地方として 1 時間後の降雨予測計算を行い、それによって得られた予測降雨と観測降雨の相対誤差の頻度分布を作成した。2010 年の台風事例には気象庁レーダー情報を利用した。またこの相対誤差の平均と標準偏差を算出した。

2010 年台風 4 号事例の予測計算の結果について Table 3 に示す。本研究では相対予測誤差の分布を考えることから、誤差の頻度において観測降雨強度がある程度弱い地点の結果が全体の頻度に及ぼす影響を小さくするために、一定の観測降雨強度以上の点を抜き出して頻度分布を作成した。抽出基準を 30mm/hr 以上とした場合、予測相対誤差の標準偏差は 0.56 となり、本研究における予測相対誤差の発生が従う確率分布は平均ゼロ、標準偏差 0.56 の正規分布と設定した。他の解析事例では X バンドレーダーによる降雨予測と C バンドレーダーによる降雨予測の結果に違いがみられた。X バンドレーダーによる予測結果では C バンドレーダーによる予測結果と比較して誤差の平均はゼロに近いが、標準偏差は C バンドレーダーよりも大きくなるという傾向が見られた。標準偏差の大小については X バンド MP レーダーの持つ高時空間分解能によって C バンドレーダーよりも強雨域を正確にとらえられるため、その情報をもとに行う降雨予測結果と実際の観測降雨との誤差の幅が C バンドレーダーを用いた場合よりも大きくなる例が多かったと推測できる。一方誤差の平均については C バンドレーダーを用いた場合に 30mm/hr 以上の点で過小予測傾向が続いたことから、誤算全体が過小予測側に寄った結果となったと考えられる。このようにレーダーの種類によっても誤差の平均、標準偏差は異なる値や傾向を示すことから、これらの値が浸水量に及ぼす影響などについて第 4 章で考察を行う。

3. 流域のモデル化と雨水流出解析

3.1 現象のモデル化

3.1.1 雨水流出モデル

本研究では流域に降った降雨が流出する過程について Kinematic Wave Model を用いて流出現象のモデル化を行った。対象流域である西羽東師川流域の中央部は低平地で、既存の農業用水路と都

Table 3 Result of prediction error mean and Standard deviation (Kinki area C-band radar)

	平均	標準偏差
30mm/hr 以上	39.93%	56.15%
20mm/hr 以上	31.82%	67.39%
10mm/hr 以上	36.54%	72.87%

市排水路を用いた雨水排除が行われており、流下方向は水路網により特定される。また、主要な鉄道・道路等が盛土で立体交差となっており、これが堤体となつてため雨水流下方向は必ずしも地表勾配に沿った流れとはならない。水路網や交通用地等を考慮して計 73 個の支流域に分割を行い、支流域ごとに左右の斜面に分割し、斜面面積、斜面勾配、等価粗度などを設定した。今回の研究では観測値においても背水の影響を受けていない三反田橋を解析上の下流端として扱っているため、Kinematic Wave Model を用いても良好な再現精度が得られている。そのため今回は河道流についても Kinematic Wave Model を用いて計算を行った。モデルのキャリブレーションは三反田橋での観測結果のうち単峰型の水位上昇が見られるイベントを抽出し、その時の降雨としてアメダス長岡京地点の 10 分雨量を入力降雨として再現計算を行うことでモデルの再現性を確認した。

Kinematic Wave Model を用いるために、流域をブロック分割し、各ブロックを長方形斜面と河道からなるものとして流域のモデル化を行う。

モデル化された長方形斜面の雨水流には式(3.1)の Manning 式を適用する。なお斜面勾配および粗度係数は斜面上でそれぞれ一様とみなす。

$$v = \frac{1}{N} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} \quad (3.1)$$

ここに、 v は流速、 N は等価粗度、 I は斜面勾配、 R は径深である。薄層流を仮定すると、 $R \approx h$ (h : 斜面上の水深) と近似できる。単位幅あたりの流量は式(3.1)を用いると、

$$q = \frac{1}{N} I^{\frac{1}{2}} h^{\frac{5}{3}} \quad (3.2)$$

となる。これを水深 h について解くと

$$h = \left[\frac{N}{I^{\frac{1}{2}}} \right]^p q^p = Kq^p, \quad (3.3)$$

となる。ここに $p=0.6$, $K = \left[\frac{N}{I^{\frac{1}{2}}} \right]^p$ である。また

連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r, \quad (3.4)$$

と表される。ここに、 r は有効降雨強度、 x は距離、 t は時間である。

河道流に対しても斜面の場合と同様に Manning 則を適用して、

$$v = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}}, \quad (3.5)$$

と表される。ここに、 n は粗度係数である。径深 R については

$$R = k_1 A^z, \quad (3.6)$$

と近似できる。ここに、 A は流積、 $k_1 \cdot z$ は河川横断面より決まる定数である。河道の流量 Q は式(3.5)と式(3.6)より、

$$Q = A^{\frac{3+2z}{3}} \frac{1}{n} k_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}, \quad (3.7)$$

と表される。式(3.7)を A について解くと、

$$A = \left[\frac{n}{k_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{3+2z}} Q^{\frac{3}{3+2z}} = KQ^p \quad (3.8)$$

となる。ここに、 $p = \frac{3}{3+2z}$, $K = \left[\frac{n}{k_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}} \right]^p$ であ

る。また河道における連続式は、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.9)$$

で表される。計算では、斜面流については式(3.3)、(3.4)を、河道流については式(3.8)、(3.9)を特性曲線法を用いて解く。

3.1.2 貯留施設のモデル

対象流域には第 2 章でも述べたように地下貯留施設である呑龍トンネルが建設されている。本研究ではこの呑龍トンネルをモデル内に組み込むことで雨水の貯留や貯留しきれなかった雨水の溢水といった現象を表現した。本研究ではこの貯留管のモデルとして 1 つの大きなタンクを仮定した。流入した水は直ちに広がり、水面形状は一定に上昇すると考えている。本研究が対象としている初期貯留及び緊急放流といった現象はある程度の水量が貯留管内に存在する状態を初期条件としてポンプによる排水などを行うことから、貯留管内の流下を省略しても再現精度が大幅に悪化することはないと考えた。

貯留管への流入点は 2 か所とし、河川流量がある一定値を越えると越えた分が貯留管に流入するように設定され、ピークカットを行うコントロールポイントとして設定した流入点と、降雨初期の流出水を貯留管内に取り込み、汚濁負荷削減目的の貯留を行うコントロールポイントとして設定した流入点の 2 か所である。また貯留した河川水を緊急排水するためのポンプ場は 1 か所設定した。ポンプ能力は $10 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。

貯留管全体の容量としては平成 23 年度の供用開始が予定されている呑龍トンネルの北側半分である乙訓ポンプ場までの区間まで開通した場合で $100,000 \text{ m}^3$ とした。Table 4 に貯留管の設定をまとめる。河川からの雨水の取り込みについては河道の水位(流量)がある一定以上になった時点で流入が開始されると考えた。この呑龍トンネルへの流入が開始する流量を定めることでモデルにおいても貯留管への雨水の流入を表現した。このときの流量を Q_{in} とし、 Q_{in} を越えた流量はすべて呑龍トンネルへ流れ込むものと考えた。 Q_{in} の設定は 2010 年 8 月 12 日の台風 4 号の事例で再現計算を行った結果、 Q_{in} は $40 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合に良好な再現性を得られたため、本研究では Q_{in} を $40 \text{ m}^3/\text{s}$ と定めた。(Fig.3)

初期貯留の容量に関する設定を以下に説明する。1 時間先の流量を予測し、それによって緊急排水を行うかどうか判断するため、排水を開始し

て1時間後には貯留施設を空にできる必要があるため、ポンプ排水能力に基づき初期貯留容量は36,000 m³を基本とし、初期貯留容量を9,000 m³から90,000 m³の間で変化させて解析を行った。

3.1.3 降雨モデル

本研究では入力降雨として対象地域の10年確率降雨、15年確率降雨、20年確率降雨、および7年確率降雨の計画降雨を作成し、この計画降雨を流域一様に与えて解析を行った。予測流量の誤差を考える上では流域内の雨域の偏在状況や雨域の移動方向などの影響が大きく検討課題であるが、本研究の対象エリアでの主たる豪雨の移動方向が流域の流下の主軸方向とほぼ直交することから、今回はそれらの影響を除いた条件での解析を行った。

今回10年確率降雨を入力降雨としたのは本研究の対象である貯留施設が10年確率降雨規模に対応するように計画されているためである。そのため解析は10年確率降雨を入力した場合を基本とする。一方で計画降雨規模を超える降雨が発生した場合、初期貯留を行った結果増加する浸水量の評価を行うために、10年よりも大きい再現期間の降雨についても解析する必要があるため、15年確率降雨と20年確率降雨についても解析を行うため、入力降雨として作成した。また逆に、10年よりも小さい再現期間の降雨において、初期貯留を行うことによって新たに浸水が発生するような場合について、その発生確率を評価する必要があることから、7年確率降雨の入力降雨についても作成した。

対象流域における10年確率降雨は時間雨量で61.1mm、日降雨量は176.9mmとされており、

$$I = \frac{1776.61}{\frac{3}{t^4} + 7.522} \quad (3.10)$$

で示される降雨強度式¹⁾を利用した。ここに I は降雨強度(mm/hr)、 t は降雨継続時間を表す。全体の降雨時間は6時間とし降雨継続時間 t を10分から6時間まで10分ごとに式3.10に代入しピークから順に各継続時間の降雨強度が式3.10を満たすような10分雨量をFig.4に示すように後方集中型の降雨波形に設定した。

こうして得られた対象流域の10年確率計画降雨をもとに、7年確率、15年確率、20年確率規模の計画降雨の作成を行った。対象流域における確率降雨強度式は10年確率のものしか手に入れるこ

Table 4 Status of tank model

	北幹線完成暫定供用時
貯留容量	100,000m ³
ポンプ場	乙訓ポンプ場
排水能力	10m ³ /s
排水先	西羽東師川（石田川）

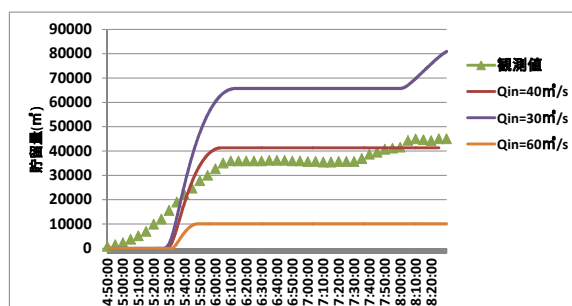


Fig.3 Calibration of tank model

とができなかったため、社団法人日本道路協会がホームページ上で公開しているアメダス確率降雨分布図(Fig.5に一部抜粋を示す)から対象流域に最も近いアメダス観測点の長岡京地点の5年確率降雨、7年確率降雨、20年確率降雨、30年確率降雨の1時間値を読み取り、それらの値を用いて多項式近似により15年確率降雨の1時間値を決定した。10年確率降雨の降雨波形を引き延ばし、あるいは縮小することでそれぞれの確率年数をもつ入力降雨を作成した。

現在の降雨予測は主に移流モデルが用いられており、レーダー等で補足された雨域を移流ベクトルに沿って数時間先まで移動させたものを予測降雨としている。本章の解析では、逐次降雨予測を行うのではなく、モデル降雨に一定の予測誤差を加えたものを入力降雨として流出解析を実施し、貯留施設の運転操作を評価する。降雨の予測誤差は、降雨イベント毎に空間的にも時間的にも変動するものであり、予測誤差を含む流量に基づいて緊急排水等の貯留施設の運転操作を実施するために、緊急排水の遅れや空振りが発生する。このことを統計的に評価するために、上述のように一定の予測誤差を加えた入力降雨を用いることとした。降雨予測誤差の特徴として、1)観測降雨を基準とした相対誤差の分布は概ね正規分布、あるいは対数正規分布に従う、2)予測降雨が過大であるか過小であるかという誤差の傾向は数時間継続する、が報告されており、今回対象とする流域規模と貯

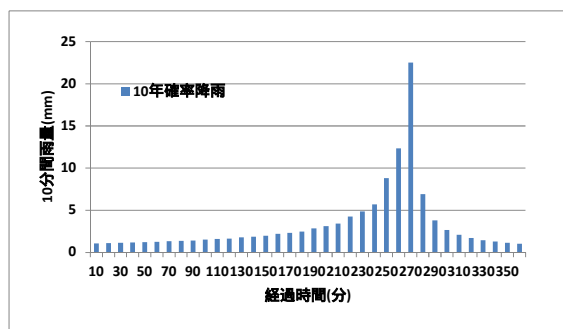


Fig.4 Designed storm of 10-year probability rainfall

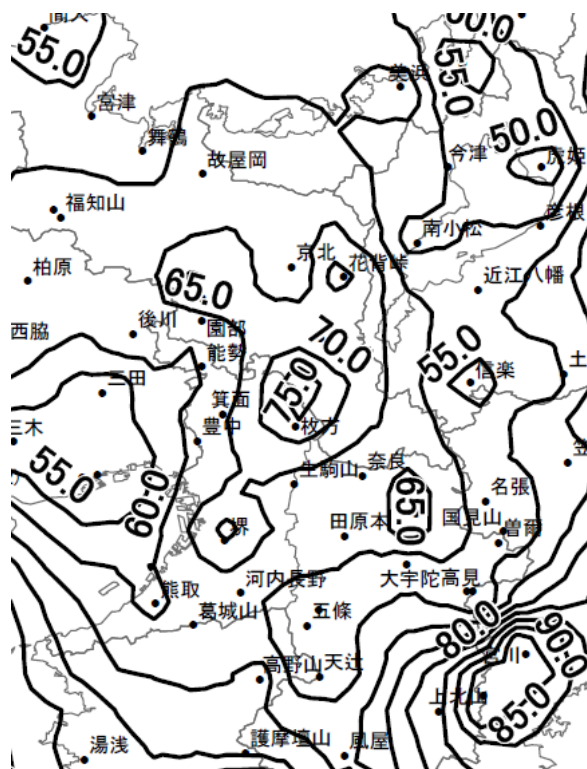


Fig.5 Contour graph of 20-year probability rainfall

留施設操作を実施する上での予測時間は1時間程度であり、一定の予測誤差が継続するものとした。降雨予測誤差の特徴として、1)観測降雨を基準とした相対誤差の分布は概ね正規分布、あるいは対数正規分布に従う、2)予測降雨が過大であるか過小であるかという誤差の傾向は数時間継続する、が報告されており、今回対象とする流域規模と貯留施設操作を実施する上での予測時間は1時間程度であり、一定の予測誤差が継続するものとした。また、相対予測誤差は $-\infty \sim 1.0$ の間で分布し、ひとまず正規分布を仮定した確率密度を仮定し、平均相対誤差および標準偏差については、2.3.2で述べた予測誤差の標準偏差をもとに設定した。

3.1.4 貯留施設操作と浸水量算定方法

本節では貯留施設操作の考え方について述べる。

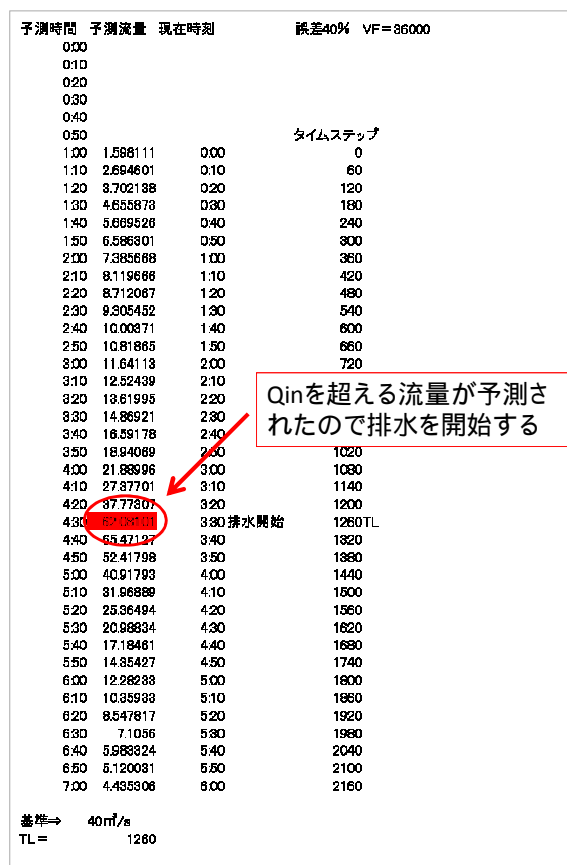


Fig.6 Determination of 'TL' value

解析の流れはまず、降雨初期は石田川の河川水を全量呑龍トンネルへ流入させることで初期貯留を表現している。この貯留は貯留施設の汚濁対策容量(V_F)まで行い、容量が満たされると貯留は停止する。その後は予測降雨により流量予測を行い、呑龍トンネルへの流入がある向陽小学校付近の流量を監視する。ここでの流量が Q_{in} を越えると予測された時点 (T_L) で初期貯留分の排水を行いピークカット貯留に備える。この操作のリードタイムは1時間とし、1時間先までの予測降雨をもとに1時間先の流量の予測を行った。この計算は10分毎に行うのである時点で1時間後の予測流量が Q_{in} よりも小さいときにその10分後に行う流量予測で1時間後に Q_{in} を越える流量が予測された場合、その時点を T_L と考える。つまり T_L は10分間隔となる。Fig.6に流量予測の結果と T_L 決定方法について示す。貯留施設の緊急排水操作を決定するのは、1時間先までの一定の予測誤差を含む入力降雨情報に基づき算定された流量が河道排水網の排除能力を上回る場合で、予測降雨が過小であると緊急排水開始が遅れ、浸水被害は増大する。逆に予測降雨が過大であると緊急排水により貯留施設を空にしても流量が増大せず、操作は空振りとなる。相対予測誤差を $-100\% \sim +100\%$ の区間

で離散的に一定値を与え、1時間先の予測降雨を作成した。予測は10分間隔で更新され、現時刻までの降雨は観測降雨（計画降雨）に置換される各予測誤差の発生する確率は誤差の確率分布により決定される。解析ではこの予測誤差をもった予測降雨をもとに流出予測計算をし、流入点のある地点での流量がある一定の流量に達する時間を予測する。

貯留施設の実時間制御を行うために予測降雨をもとに流量を予測するが、本研究では予測降雨として1時間先までの10分雨量が得られると仮定し、その予測降雨をもとに貯留管への流入点における1時間後までの流量の予測を行った。予測降雨は10分毎に更新されていき、予測流量も10分毎に更新される仕組みである。Fig.7にこの流出予測の概念図を示す。浸水量は貯留施設呑龍トンネルが満杯のため上流部流入点からの貯留が不可能となり、雨水排水網の流下能力を超えた雨水が排除不能となり河道近傍で発生する浸水の総量を表しており、その危険度を評価する上でまず浸水深の算定を行い、氾濫区域での床上・床下浸水の発生を評価した。

3.1.5 浸水量の評価

本研究では、これらの氾濫状態を解析するためにポンドモデルを用いた。ポンドモデルは氾濫域をひとつのポンド(池)として表現し、ポンド間の氾濫流の流れを簡略化して表現するモデルであり、下水道治水対策の検討のために広く使われている手法のひとつである。基礎式を以下に示す。連続式は

$$A_i \frac{\partial h_i}{\partial t} = \sum_{j=1}^m Q_{ij} + Q_{in_i} \quad (3.11)$$

と表される。ここで、 A ：ポンド i の有効底面積、 h ：水深、 t ：時間、 Q_{ij} ：ポンド i が接する j 番目の接続面から流入する流量、 m ：ポンド i が接している周辺ポンド総数、 Q_{in} ：ポンド i へ直接流入する浸水量、である。また、運動方程式は

$$\frac{L}{gA} \cdot \frac{dQ}{dt} = (H_j - H_i) - \alpha \cdot L \cdot Q \cdot |Q| \quad (3.12)$$

$$\alpha = \frac{n^2 \cdot S^{4/3}}{Ab^{10/3}} \quad (3.13)$$

と表され、ここで、 H ：水位、 Q ：流量、 g ：重力

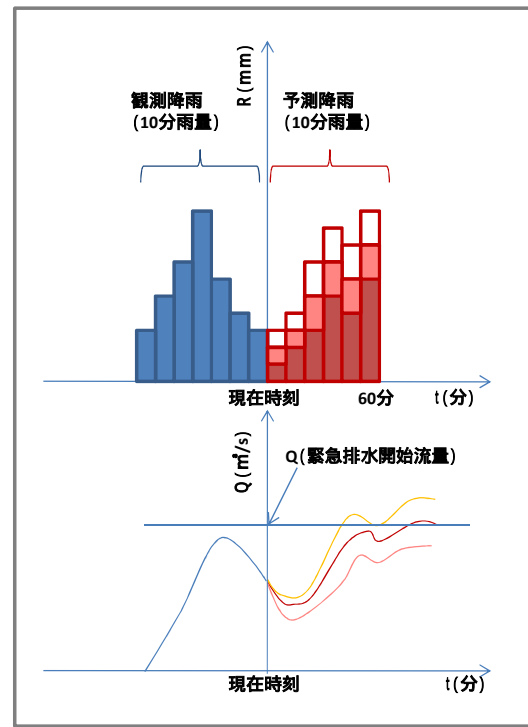


Fig.7 Methodology of emergency pumping operation

加速度、 L ：隣接ポンド間の図心距離、 Ab ：ポンド接続断面積、 α ：損失係数、 n ：マンニングの粗度係数、 S ：接続断面潤辺、である。

今回の氾濫対象エリアは農地であり、大型建物等はないため、ポンド i の有効底面積はポンド全体と考えることができる。また、地表標高差の少ない薄層流を仮定すると運動方程式は Kinematic Wave モデルに置き換えることができる。呑流トンネルへの流入点がある寺戸川周辺の土地利用はほぼ水田・畑であり、過去の氾濫実績 (Fig.8) から西側は丘陵部沿いの府道、東側は鉄道盛土によっ



Fig.8 The map of historical flood area

て囲われた低平地が氾濫域となっているので、この地域を複数のポンドに分割して浸水深を求めた。

3.2 解析結果

3.2.1 初期貯留対策容量の設定

本研究では汚濁負荷削減対策に降雨初期のファーストフラッシュを貯留する初期貯留を行うことを想定しているが、貯留施設の容量をすべて使用して初期貯留を行うと緊急排水を行っても初期貯留分を排水しきれないことから、浸水リスクの増加が懸念される。そこで本研究では初期貯留を行うための容量をポンプ能力(10 m³/s)と予測のリードタイム(1時間)から、緊急排水を開始してピークカット貯留が始まるまでに初期貯留時に貯めていた雨水をすべて排水可能な容量として、36,000 m³を基本的な初期貯留対策容量と設定した。また、本研究では降雨予測誤差によって貯留施設の操作が影響を受けて緊急排水開始が遅れることによって初期貯留分の排水が間に合わない場合や、逆に緊急排水が早く開始されることによって余分に初期貯留分を排水できる状況が考えられることから、初期貯留対策容量を基本の36,000 m³から増減させた場合の浸水量やその期待値の増減を解析することによって、初期貯留を行うことによって増加する浸水量が許容可能となる最適な初期貯留対策容量を求めることを目的として解析を行った。今回の解析において設定した初期貯留対策容量は9,000, 18,000, 27,000, 36,000, 45,000, 54,000, 63,000, 72,000, 90,000(m³)である。対象としている貯留施設の計画降雨規模である10年確率降雨を入力降雨として解析した結果について述べる。各予測誤差における緊急排水開始時刻TLをTable 5に示す。この時刻は降雨開始時からの経過時間である。このTLをもとに排水操作を行ったときの流量や貯留管の貯留量などの計算結果を記す。各地点(寺戸川, 久世, 石田川, 三反田)におけるハイドログラフと、貯留管の貯留量及び貯留しきれずに溢水し、浸水した浸水量のグラフをFig.9からFig.11に示す。解析の結果、北幹線完成時点では呑龍トンネル単体での貯留能力では10年確率降雨には対応しきれず、流域で溢水が発生する可能性があることが分かった。Fig.12に貯留管に流入しきれずに溢水し、浸水した浸水量と、降雨予測誤差の関係を初期貯留容量毎にプロットした図と、Fig.13に浸水量と初期貯留量の関係を降雨予測誤差毎にプロットした図を示す。Fig.10からFig.12の各図において寺戸川の流量はピークカッ

トにより最大流量の40 m³/sとなっている。またFig.10の貯留管貯留量の変化をみると初期貯留により一度貯留量が増加するが緊急放流によってまた貯留量がゼロになる様子がみてとれる。Fig.11の貯留量の変化をみると放流開始が遅れたためピークカット貯留分が流入する時点で初期貯留分を

Table 5 Summary of 'TL' value

降雨予測誤差	TL(計算開始からの経過時間(秒))
100%	なし
90%	なし
80%	なし
70%	なし
60%	13200
50%	12600
40%	12600
30%	12000
20%	12000
10%	11400
-10%	10800
-20%	10800
-30%	10200
-40%	10200
-50%	9600
-60%	9600
-70%	9000
-80%	9000
-90%	8400
-100%	8400

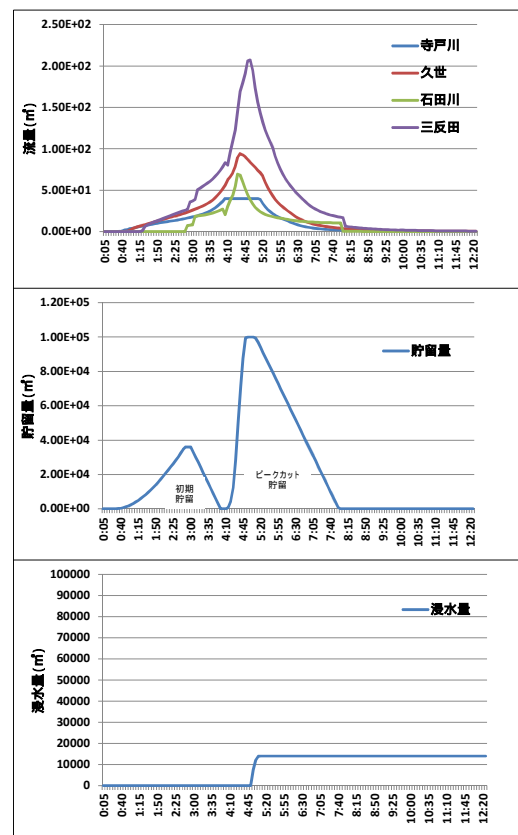


Fig.9 Runoff graphs (prediction error 0%)

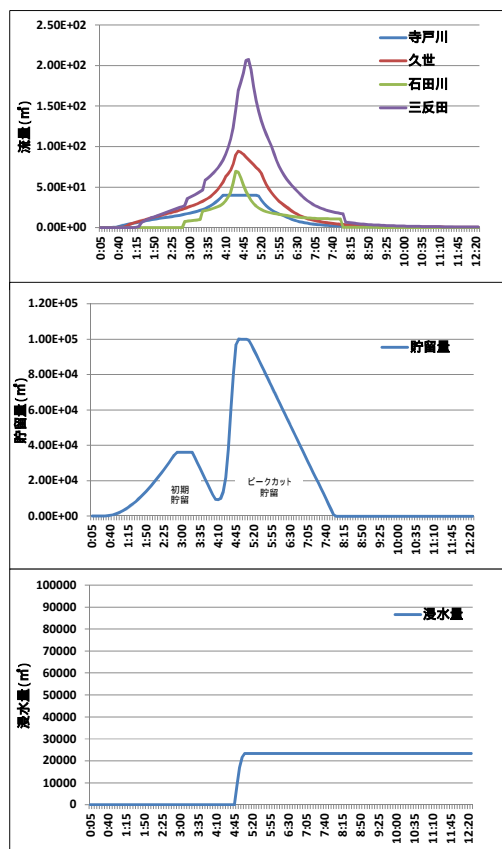


Fig.10 Runoff graphs (prediction error +20%)

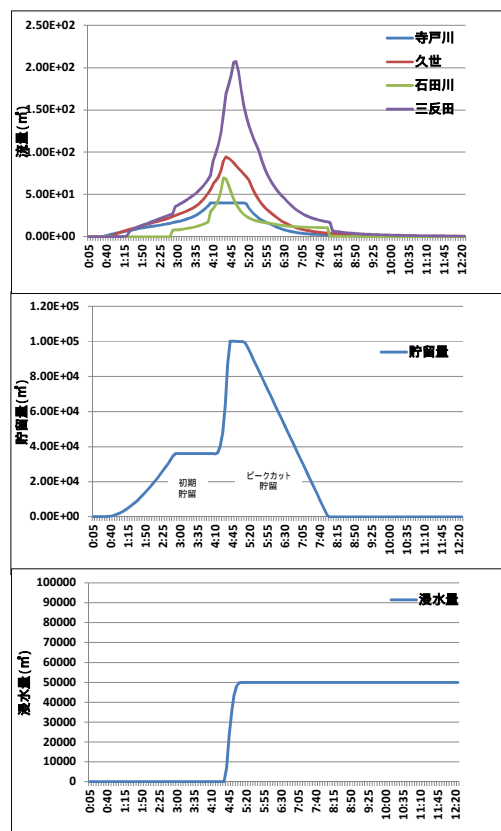


Fig.11 Runoff graphs (prediction error +70%)

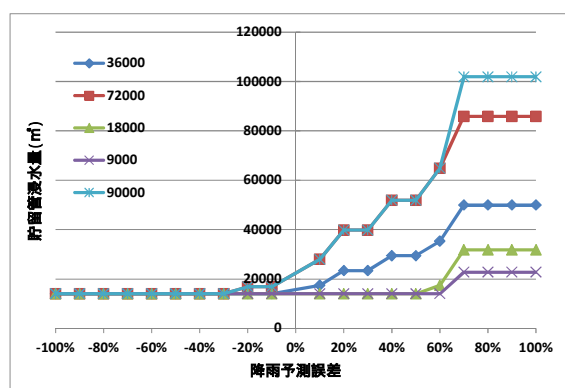


Fig.12 The relationship between prediction error and flood volume (10-year probability)

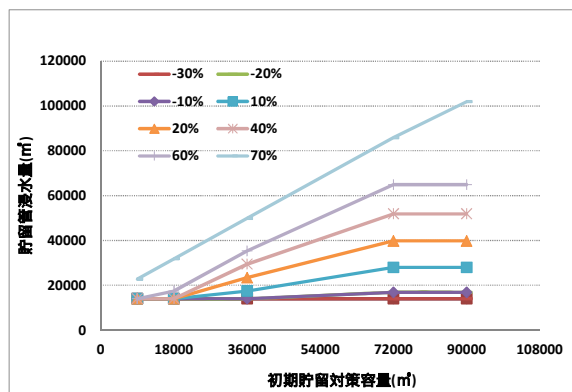


Fig.13 The relationship between initial storage volume and prediction error (10-year probability)

排水しきれず、貯留管に入りきれない浸水量が増加する様子がわかる。Fig.13 では予測の誤差が大きいために流量予測では Q_{in} に達しないと予測された結果、事前に放流することができずに初期貯留分がそのまま浸水量増加につながっている、危険な状況を表している。Fig.13 は横軸が降雨予測誤差、縦軸が浸水量を表しており、初期貯留対策容量ごとに降雨予測誤差が変化した時の浸水量の変化を示している。これをみると初期貯留対策容量が大きいときは降雨予測誤差がゼロであっても

浸水量が増え始め、予測の誤差が正に大きくなると浸水量は急激に増加する様子が分かる。一方初期貯留対策容量が小さい時はある程度予測の誤差が正に大きいときでも浸水量の増加は小さく抑えられるが、最小の 9,000 m^3 と設定しても誤差が 70% を越えると浸水量が増加してしまうことが分かる。また Fig.14 は横軸が初期貯留対策容量、縦軸が浸水量を表しており、各降雨予測誤差ごとに初期貯留対策容量によって浸水量の違いを表している。初期貯留対策容量が 9,000 m^3 の時は浸水量の増加

は最大誤差の時を除いて見られないが、18,000 m³のところから、僅かに増え始める。しかし 36,000 m³になると誤差が大きくなると急激に浸水量の増加がみられ、72,000 m³まで増加が続く。このことから、浸水量増加を小さく抑えるためには急激に増加する手前の18,000以下に設定する必要があることが分かる。

3.2.2 降雨規模を変えた場合の解析結果

次に貯留施設の計画降雨規模である 10 年確率降雨を超える降雨規模の降雨が発生した場合に初期貯留を行うことが浸水被害に対してどの程度の影響を及ぼすのかを評価するために 15 年確率降雨と 20 年確率降雨を入力降雨として解析を行った。また、逆に計画降雨規模の 10 年確率降雨よりも小さい規模の降雨の時に初期貯留によって新たに浸水が発生する状況について評価を行うために、7 年確率降雨を入力降雨とした場合についても解析を行った。

20 年確率降雨を入力降雨として解析した結果について示す。浸水量と降雨予測誤差の関係を Fig.14 に、浸水量と初期貯留量の関係を Fig.15 に

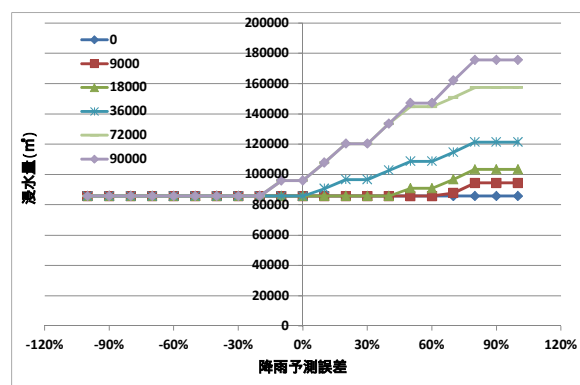


Fig.14 The relationship between prediction error and flood volume (20-year probability)

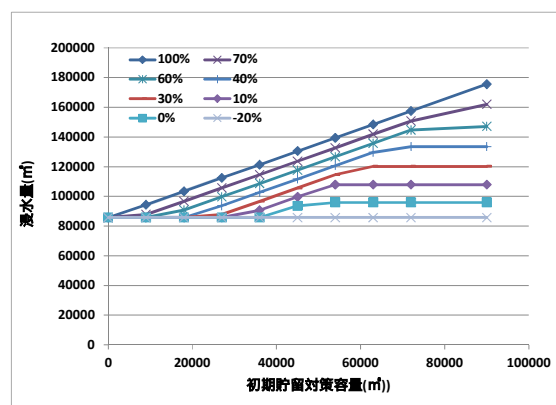


Fig.15 The relationship between initial storage volume and prediction error (20-year probability)

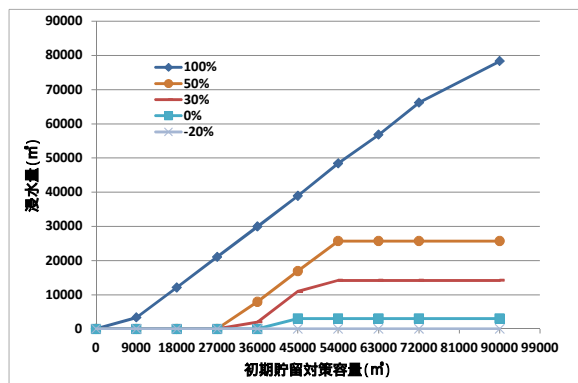


Fig.16 The relationship between prediction error and flood volume (7-year probability)

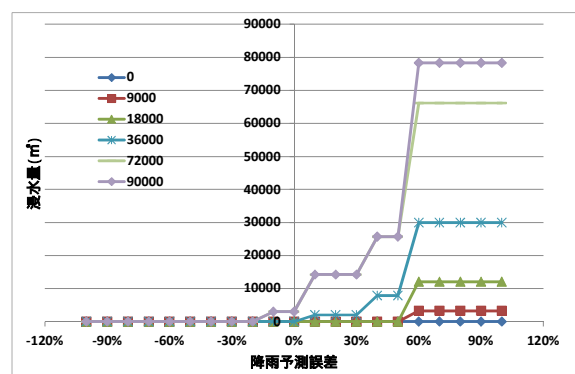


Fig.17 The relationship between initial storage volume and prediction error (7-year probability)

4. 浸水量の評価と感度解析および実事例への適用

4.1 浸水量の評価

4.1.1 浸水量の期待値と初期貯留対策容量の関係について

前章で行った、設定降雨予測誤差を入力条件としたときの貯留施設の実時間制御に伴い発生する浸水量の生起確率を降雨予測誤差の生起確率分布をもとに与えて浸水量の期待値を求めた。Table 6 に 7 年確率降雨、10 年確率降雨、15 年確率降雨、20 年確率降雨における浸水量の期待値を示す。いずれの確率降雨においても初期貯留を行うことで浸水量の期待値は当然増加する。また初期貯留による浸水の増加量の期待値を Table 7 に示す。浸水の増加量とは設定した容量の初期貯留を実施した場合と初期貯留を実施しなかった場合の差分を表している。この結果では、10 年確率降雨と 15 年確率降雨、20 年確率降雨については初期貯留量の増加に伴い、概ね同程度の増加量を示している。これは降雨規模が大きくなっても浸水量期待値の変化は小さいことを示している。このように初期貯留容量を増やす浸水増加量も増えるが容量がある程度小さければ、10 年確率降雨でも 20 年確率降雨でも浸水の増加量の差異は小さく、計画規模を超過する降雨現象に対して初期貯留を実施することによる影響は拡大傾向にはないと考えることができる。

4.1.2 浸水危険度の評価

20 年確率降雨が降った時の浸水深についてまとめたものを Table 8 に示す。この結果から 20 年確率降雨発生時には初期貯留を行わない状態でも最大約 34cm の浸水があることがわかった。一方計算した中で最悪の浸水量となったケースでは最大で水深が約 70cm となることが分かり、床上浸水の判断基準となる浸水深 45cm を越えるため、家屋がある地点では床上浸水となる恐れがあることが分かった。

またこれらの計算を通じて概ね浸水量が 11 万 m^3 を越えると床上浸水が発生する可能性があることがわかった。そこで降雨予測誤差によって最大で浸水量が 10 万 m^3 程度と計算された、初期貯留容量 18,000 m^3 のケースにおける浸水深を計算したところ、最大水深がほぼ 41cm となり、領域平均では床上浸水の基準に達しなくなることが分かった。また初期貯留量 27,000 m^3 での最大浸水時のケースでは浸水深がほぼ 45cm となり床上浸水が発生す

Table 6 Summary of expectation of flood volume

初期貯留容量(m^3)	7年確率降雨	10年確率降雨	15年確率降雨	20年確率降雨
0	0	13,631	27,515	83,498
9,000	506	14,660	28,536	84,318
18,000	1,858	15,843	29,720	85,782
36,000	5,749	21,719	36,327	91,863
72,000	15,769	33,036	49,407	106,105

Table 7 Summary of expectation of increasing flood volume

初期貯留容量(m^3)	7年確率降雨	10年確率降雨	15年確率降雨	20年確率降雨
9,000	506	1,029	1,021	818
18,000	1,858	2,212	2,198	2,267
36,000	5,749	8,089	8,228	8,361
72,000	15,769	19,405	20,069	22,596

Table 8 Summary of flood level in case of 20-year probability rainfall

降雨予測誤差	初期貯留容量					
		0 m^3	18,000 m^3	27,000 m^3	36,000 m^3	90,000 m^3
	10%	34.5cm	34.5cm	34.5cm	36.5cm	43.4cm
	40%	34.5cm	34.5cm	37.7cm	41.0cm	53.8cm
	80%	34.5cm	41.6cm	45.3cm	48.9cm	70.8cm

る可能性が高くなるが、この最大浸水を引き起こす予測誤差が発生する超過確率は 10% 未満となる。20 年確率降雨という貯留施設の計画規模を超える降雨現象に対して貯留施設がどこまでの治水安全度確保することを求められるのかは、実際の運用者である自治体の判断に委ねられるところであるが、浸水被害を悪化させる事態が発生する超過確率がこうして示されることで、この確率が許容可能であるかどうかの判断材料として活用することが考えられる。

4.2 降雨予測精度の向上による浸水量期待値の変化

降雨予測の観点に立てば、相対誤差の平均値は当然ゼロに近く、予測誤差の分散は小さい方が望ましい。浸水防止の観点からは予測が過大な場合(相対誤差が負値)の場合は安全側の予測であり、気象・避難等の警報発令や貯留施設操作の上では空振りとなる。ただし、安全側であることを考慮すれば最優先で改善すべきこととはいえない。逆に、予測が過小(相対誤差が正值)の場合には、警報発令や貯留施設操作の遅れによって甚大なる被害を招く可能性がある。本節では降雨予測の精度が向上することによって降雨予測誤差の分散が縮小し、また平均も 0.0 に近づくことによって浸

水量の期待値がどの程度変化(改善)するのかについて検証を行う。逆説的に考えると、貯留施設の実時間制御を実施する上で必要となる降雨予測の精度について検討することとなる。

4.2.1 降雨予測誤差分布の標準偏差の縮小の影響

今回は誤差の確率分布の標準偏差として 0.56 という値を用いて計算してきた。しかし事例の抽出条件によって標準偏差は異なってくる。そのため標準偏差が縮小あるいは拡大した場合にどの程度浸水量の期待値が変化するかを検証した。

実際の予測誤差情報を利用して、降雨予測誤差の標準偏差が縮小した場合として 0.38, 拡大した場合として 0.73 という値と用いて浸水量の期待値を計算した。20 年確率降雨における浸水量の期待値を各標準偏差で計算した時の結果を Fig.18 に示す。標準偏差が 0.56 の時と比較して、0.38 では浸水量期待値が最大で約 6,000 m³低くなり、0.73 では浸水量期待値が最大約 5,000 m³が大きくなった。また、初期貯留容量が 63,000 m³を越えると、浸水量期待値の差が標準偏差の差に比して大きくなる傾向を示した。さらに、降雨予測誤差が 80%を越えると、誤差が大きすぎて予測流量が極端に過小評価となり Q_{in} を越えず、緊急排水を実施しないため浸水対策容量が大幅に不足した状態となるが、標準偏差が 0.38 程度になると、予測誤差 80%は 2 σ 以上に相当し、その超過確率は 2.5%以下となる。

4.2.2 降雨予測誤差分布の平均の変化の影響

次に予測誤差の平均が変化した場合について評価する。解析では平均を 0.0 として計算を行ってきたが、これまで示してきた降雨予測事例によっても様々な値となる。相対誤差がマイナスの場合は予測が過大評価であり、浸水制御の観点からは安全側である。そこで誤差の平均がプラス側に偏っている場合の浸水量期待値の変化について検証した。上述の 2010 年台風 4 号事例において、降雨強度別の予測誤差平均値は、0.31~0.39 の値となった。また、同年 7 月の板橋豪雨についての予測事例では 10 分間雨量予測で 21.0%という数値が報告されている。そこで、相対誤差平均が 0.0 の時から 0.4 の時までの浸水量期待値を算定した。Fig.19 に 20 年確率降雨における浸水増加量期待値と初期貯留容量の関係を示す。当然のことながら、誤差の平均が 0.0 に近づくほど浸水量期待値は低減し、相対誤差平均が 0.0 の時と 0.4 の時では最

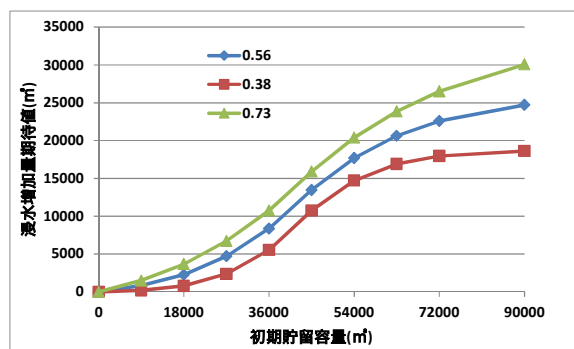


Fig.18 Expectation of flood volume

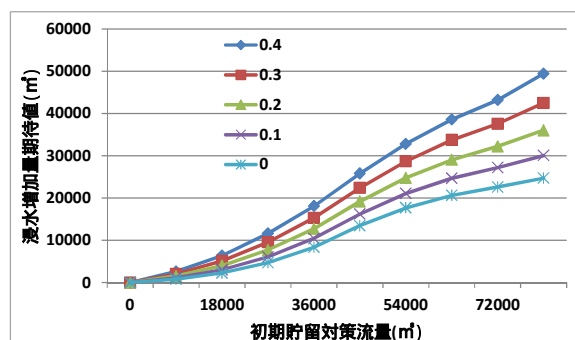


Fig.19 Expectation of increasing flood value

大で約 25,000 m³の差が生まれることが分かった。上述の標準偏差に比べて、相対誤差の差異が浸水量期待値を大きく変化させるので、予測誤差を考慮する上では、相対誤差平均の重要性が高いといえる。

本研究では降雨予測誤差の過大予測、過小予測の傾向は数時間程度一定に保たれると仮定してきたが、実事例を解析した結果、実際の降雨予測誤差の傾向は過大予測から過小予測へ、または逆に過小予測から過大予測への移行が起こることが分かった。また、この過大予測と過小予測が逆転するのは降雨のピーク付近であることが多い。本研究では単峰型の降雨を入力降雨として解析を行ってきたがその場合でもピーク以降過小と過大が逆転することが考えられる。しかし本研究で重視している点ははじめの降雨ピークの前に必要であれば緊急排水を行うという操作であることから、ピーク以降の誤差構造よりもピーク前の誤差構造が重要であり、ピーク前にランダムに過大予測と過小予測が入れ替わるような事例でなければ本研究の仮定している誤差傾向一定という考え方でも十分現象を再現しうると考えられる。今後は単峰型の降雨だけでなく二山型の降雨などについても解析を行うことでより複雑な現象を評価できると考えられる。

5. 結論

本研究では近年の気候変動に伴う豪雨の多発や、都市化の進展による降雨流出量の増加及び非特定汚染源からの汚濁負荷流出量の増加という背景のもと、浸水対策として建設されている雨水貯留施設において、汚濁負荷削減目的でも利用するために降雨の予測誤差が貯留施設の運用に与える影響について検討を行った。その結果雨水流出モデルによって計算された降雨誤差の大小によって異なる河道からの浸水量を降雨予測誤差が従うと仮定した確率分布をもとに、誤差の発生確率を求め、それを浸水量にかけ合わせることで求めた浸水量の期待値について評価を行うとともに、浸水量を浸水深に変換することで浸水被害の度合いを分かりやすく表現することができた。浸水深の計算結果から、床上浸水が発生する可能性が高いのは浸水量が 11 万 m^3 を越えたときで、初期貯留容量を 18,000 m^3 以下にすれば、20 年確率降雨においても床下浸水が初期貯留によって床上浸水に悪化する事態を防ぐことができるという可能性を示すことができた。また降雨予測モデルの精度が向上し、誤差の平均が 0.0 に近づき、標準偏差も小さくなるほど浸水リスクを低減できることが分かった。

本研究では、汚濁負荷削減目的の初期貯留容量を設定し、緊急排水をとまなう貯留施設の操作運用を行う実時間制御を降雨予測の相対誤差に着目して評価し、初期貯留操作を導入する上で、許容可能な範囲であるか否かを意思決定する評価指標のひとつとなりうると考えられる浸水量およびその期待値を算定した。

実際の降雨予測では過大・過小予測傾向が一雨の間一定とはならず、降雨量ピーク時刻を境にそれらが逆転するような状況が多く見られた。今後はそのような予測誤差の傾向が変化するようなパターンについても検討する必要があると考えられる。また一方で汚濁負荷削減の効果を検証することで浸水被害の増加の恐れのある初期貯留を行うことの環境改善効果、および費用的効果を算定す

ることで浸水被害額との間で最適となる初期貯留の設定などを行うことで貯留施設の有効活用をさらに検討していく必要がある。

謝 辞

本研究を進めるにあたり、貴重な研究データを提供して頂き、また適切なご助言を頂いた株式会社日水コン、木村誠さんに感謝致します。降雨予測モデルを用いて様々な解析結果を提供してくれた中北研究室の吉開朋弘氏に心から感謝致します。

参考文献

- 賈玉石:移流モデルによる降雨予測誤差の評価に関する研究, 京都大学卒業論文, 2003 片山直樹・星清・橋本識秀: 予測雨量の誤差を考慮した実用的洪水予測モデルの開発, 第 60 回土木学会北海道支部論文, 2003
- 金泰成・山田淳・文亨夫:雨水貯留施設による雨天時ノンポイント流出汚濁物のリアルタイム制御, 環境システム研究論文集 Vol.28, pp.105-113, 2000
- 椎葉充晴・高埴琢馬・中北英一:移流モデルによる短時間降雨予測手法の検討, 第 28 回水理講演会論文集, 第 28 巻, pp423-428, 1984
- 立川康人・小松良光・寶馨:移流モデルによる予測降雨場の誤差構造のモデル化と降雨場の発生, 京都大学防災研究所年報第 45 号, B-2, 2002
- 和田有朗・岸本宏司・道奥康治: 流出抑制及び面源負荷軽減対策における雨水貯留施設の評価, 水工学論文集, 第 54 巻, pp.1327-1332, 2010
- 和田安彦・尾崎平・村岡基:下水道施設のリアルタイムコントロールによる合流式下水道改善に関する研究, 土木学会論文集 G Vol.62 No.1, pp.201-210, 2006
- Rouault.P, et al. : Consideration of online rainfall measurement and nowcasting for RTC of the combined sewage system, Water Science Tech., Vol.57, p.1799-1804, 2008.

Control Strategy of Stormwater Storage System for Urban Pollutant Reduction Considering Rainfall Prediction Error

Hiroyuki TORII*, Yoshinobu KIDO and Eiichi NAKAKITA

*Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

In this study, availability analysis is focused to use the flood control system for pollutant reduction derived from non-point sources. In Nishi-hadukashi river basin, big tunnel stormwater storage system named “Donryu” is under construction for flood prevention. In this study, the basin was modeled assuming the completion of the storage system, and we simulated of the reservoir operation by using this model. This study aims to set the optimal conditions of the storage control by a probabilistic analysis of the impact of flooding expansion by the rainfall prediction error.

Keywords: rainfall prediction error, stormwater storage system, control strategy