

都市中小河川善福寺川の 改修未完了区間における治水安全性の検討

大塚 理人¹・高崎 忠勝²・河村 明³・天口 英雄⁴・石原 成幸⁵

¹ 学生会員 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
E-mail:otsuka-masato@ed.tmu.ac.jp

² 正会員 博(工) 東京都 土木技術支援・人材育成センター (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-9-15)
E-mail:takasaki-tadakatsu1@tmu.ac.jp

³ 正会員 工博 首都大学東京教授 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
E-mail:kawamura@tmu.ac.jp

⁴ 正会員 博(工) 首都大学東京助教 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
E-mail:amaguchi@tmu.ac.jp

⁵ 正会員 博(工) 東京都 建設局河川部 (〒163-8001 東京都新宿区西新宿 2-8-1)
E-mail:ishihara-shigeyuki@tmu.ac.jp

本論文は、東京都の都市中小河川である善福寺川の時間 50mm の降雨に対応する河川改修の未完了区間において、溢水の発生頻度や豪雨時に浸水被害を発生し得る降雨規模、河川溢水を生じるまでの時間等の治水安全性について検討を行ったものである。都市域の流出特性を考慮した都市貯留関数モデルを用いた検討の結果、対象地点ではおよそ 2 年に一度の頻度で溢水が生じていると示唆された。また、豪雨時には 60 分雨量 30mm や 30 分雨量 20mm 程度が流域内で浸水被害を生じる雨量の閾値となり、その後極めて早く河川溢水が生じる可能性があることから、予測雨量を利用した避難行動が望まれることを示した。

Key Words: flood control, river improvement, storage function model,
small to medium-sized urban rivers, Tokyo

1. はじめに

東京都では、浸水被害を毎年生じている中小河川流域の治水安全度の向上を図るため、区部では時間 75mm の降雨、多摩部では時間 65mm の降雨に対応できるように整備水準の向上を図っている。しかし、時間 50mm の降雨に対応する整備（以下、50 ミリ対応）が完了していない区間が多く残されている¹⁾。50 ミリ対応が完了していない河川流域は水害の危険性が高いものの、都市域では河川用地の確保が難しいため、短期間に河川整備を行うことは困難である。

都市域においては土地利用の高度化に伴う地下空間への浸水被害の発生や、氾濫や浸水等のおそれのある地域に水害に対する配慮がない建築物が立地する等の課題があり、水害の危険性の高い地域においては、現在および将来計画を含めた治水安全度等の公表や関係市町村、住民等への情報提供等のソフト対策の推進が必要である²⁾。

実施されているソフト対策についてみると、浸水想定区域図やハザードマップの公表によって水害の危険性が

高い地域を認識できるようになっている。また、河川整備完了後の治水安全度は計画降雨や流下能力等が公表されている³⁾。しかし、現在の治水安全度を示す資料は公表されていないことから、河川整備途中の治水安全度の提示が課題となっている。

また、近年では、短時間に更新される雨量、河川水位、ライブカメラ映像等の情報がウェブ上で公開されている。短時間に増水する都市中小河川では、より早く避難行動を開始するために降雨情報をもとに危険度を判断できることが望ましいと考える。浸水を生じる降雨規模を事前に把握することによって、短時間に更新される降雨情報を活用して早期避難が可能になる。また、地下空間への浸水は大きな被害を生じるので、地下空間利用が進んでいる都市部では早期避難がより重要である。さらに、避難に際しては危険を認識してから安全に行動できる時間を把握することも必要である。なお、浸水ハザードマップ等により、浸水の危険性のある地域は示されているものの、避難に必要な時間の情報は示されていない。

以上の背景の下、東京都の区部に位置する善福寺川に

おける 50 ミリ対応が未完了の区間を対象とし、降雨流出解析を行い、現況の治水安全度を把握するとともに、溢水を生じる降雨規模に達してから溢水発生までの時間を求め、避難行動が可能な時間の目安を示す。

2. 対象地点およびイベント

本研究では東京都の区部に位置する中小河川善福寺川を対象とする。善福寺川は杉並区の善福寺池に源を持ち、同区内で神田川に注ぐ延長約 10.5km を有する荒川水系の一級河川である。検討地点は図-1 に示す松見橋地点および西田端橋地点であり、流域面積はそれぞれおよそ 12.0km²、13.5km² である。杉並区を中心に大規模の浸水被害をもたらした 2005 年 9 月 4 日の洪水時、対象とした善福寺川流域の地下空間において 56 棟、延床面積 14,340m² の浸水被害を記録している⁴⁾。図に善福寺川の護岸整備未完了区間を示している。2013 年度末における善福寺川の護岸整備率は約 5 割となっている。西田端橋は 50 ミリ対応の未完了区間内の上流側に位置している。松見橋は 50 ミリ対応の護岸改修は完了しているが、下流側が未整備であることから河床高を下流の流下能力超えない高さにしており、50 ミリ対応の最終的な完了には至っていない。

両地点では浮子および流速計による高水流量観測を実施しており、増水時の実測流量データが存在している。また、近くには東京都水防災総合情報システム（以下、水防災システム）の水位観測所が位置しており⁵⁾、1999 年度以降は 1 分間隔で水位を記録している。対象地点の断面形状と水位流量曲線（以下、H-Q 曲線）を図-2 に示す。時間 50 ミリ対応の護岸改修のみが完了している松見橋の断面は矩形に近いものとなっている。流量観測調査から得られた観測流量の最大値は松見橋 12m³/s、西田端橋 42m³/s である。都市中小河川の高水流量観測においては実施の判断を強雨の観測前に行う必要があることから大きな流量を観測することは困難であるが、西田端橋では比較的大きな流量を観測できている。

観測流量は、H-Q 曲線を用いて観測水位データより 1 分単位で算出した流量とした。H-Q 曲線は、各地点の流量観測データを基に作成し、一般的に用いられる式(1)の 2 次式のほか、断面形状を考慮する式(2)のマニング式を用いた。本検討では、流量観測で観測した最大値より大きな流量を取り扱う必要があるため、図-2 の 2 つの曲線が交差する点より小さい流量は式(1)を、大きい流量はイベント毎に水面勾配を考慮した上で式(2)を適用することとした。水面勾配を考慮することでより適切な流量の推定が可能となる⁶⁾。水面勾配は、対象とする地点のそれぞれ上下流に位置する水位観測所の水位差を地点間の河道延長で除した値とした。同一の水位であっても

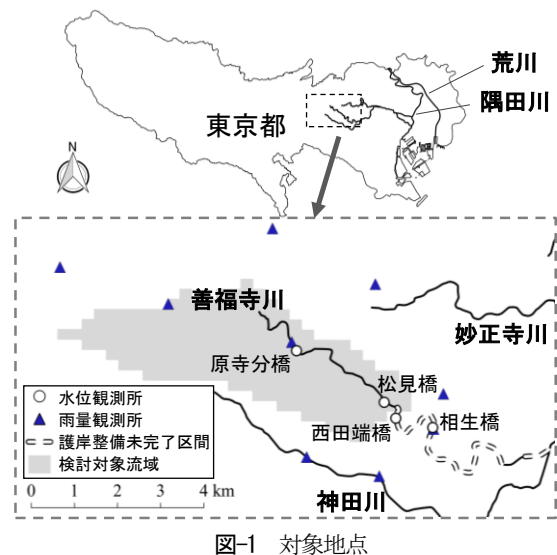


図-1 対象地点

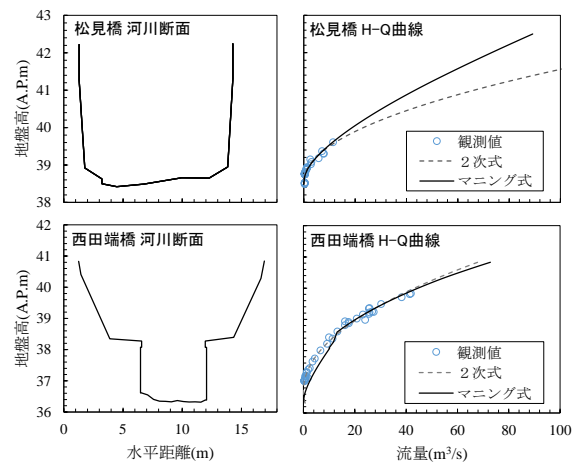


図-2 断面形状と H-Q 曲線

水面勾配も影響で流量は異なる。粗度係数は流量観測値および水位データより逆算し、松見橋で 0.035、西田端橋で 0.031 となった。図-2 中のマニング式は、 $I^{2/3}/n$ を一定としたものを示しており、水面勾配は松見橋 0.0011、西田端橋 0.0010 となり、この時の流下能力は松見橋 61m³/s、西田端橋 72m³/s となる。

$$Q = a(H - b)^2 \quad (1)$$

$$Q = VA = \frac{1}{n} I^{1/2} AR^{2/3} \quad (2)$$

ここに、 Q ：流量(m³/s)、 H ：水位(m)、 a, b ：パラメータ、 V ：平均流速(m/s)、 n ：粗度係数、 A ：流積(m²)、 R ：径深(m)、 I ：水面勾配。

表-1 に検討に用いたイベントと共に流域平均雨量と善福寺川全域の浸水被害の状況を示す。善福寺川の浸水被害は東京都の水害記録を参照した⁷⁾。対象としたイベントは各対象地点における 1999 年から 2013 年の 15 年間の各年における水位データの最大値を記録したものである。表中の最大流量は、イベント毎に水面勾配を考慮した式(2)による H-Q 曲線より求めた観測最大流量である。水面勾配を考慮した H-Q 曲線の例を図-3 に示す。

表-1 対象イベント

イベント	年月日	松見橋				西田端橋				善福寺川浸水被害		
		水位	流量	流域平均雨量		水位	流量	流域平均雨量		浸水面積 (ha)	床下浸水 (棟)	床上浸水 (棟)
		最大水位 (A.P.m)	最大流量 (m³/s)	総雨量 (mm)	60分最大 (mm)	最大水位 (A.P.m)	最大流量 (m³/s)	総雨量 (mm)	60分最大 (mm)			
1	1999年8月13~14日	41.34	60	200.7	34.8	40.61	70	199.0	34.2	0.05	4	2
2	2000年8月7~8日	40.98	56	41.1	38.1	40.22	62	39.0	36.0	0	0	0
3	2001年10月10~11日	40.86	47	131.5	24.6	40.15	56	132.3	24.6	0	0	0
4	2002年8月2日	40.92	50	39.9	33.5	40.16	57	39.6	33.3	0.14	2	0
5	2003年6月24~25日	41.70	溢水	63.4	44.0	40.93	溢水	62.9	43.6	0.53	13	1
6	2004年10月8~9日	41.57	溢水	231.1	33.5	40.84	81	234.6	34.8	2.84	21	14
7	2005年9月4~6日	41.87	溢水	211.5	86.0	41.52	溢水	213.3	84.2	90.74	635	1,024
8	2006年6月15~16日	40.88	47	74.5	23.4	40.21	57	75.9	23.6	0	0	0
9	2007年7月29~30日	41.57	溢水	52.1	32.4	40.96	溢水	50.8	31.7	0.84	11	2
10	2008年5月19~20日	40.79	49	85.7	23.8	40.03	49	86.2	23.9	0	0	0
11	2009年10月7~8日	41.53	溢水	126.7	41.8	40.90	溢水	126.8	41.4	2.53	2	12
12	2010年12月3日	41.22	57	79.4	34.3	40.52	67	80.5	34.2	0.07	1	3
13	2011年9月20~21日	40.68	43	162.1	26.9	40.03	50	161.5	26.7	0	0	0
14	2012年5月2~3日	40.49	36	174.9	21.2	39.85	43	175.2	20.6	0	0	0
15	2013年9月15~16日	41.62	溢水	144.8	36.7	40.95	溢水	144.8	37.0	0.02	0	3

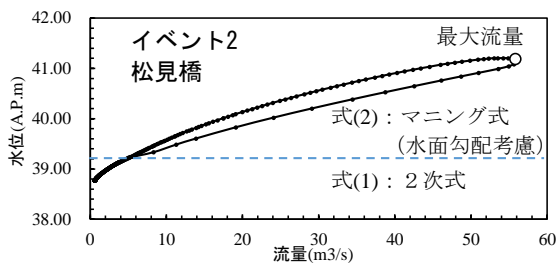


図-3 H-Q曲線の例



図-4 河川ライブカメラ映像

水位観測所の地点で流量観測を行った西田端橋では水位が天端高 A.P.+40.86m より高い場合に溢水とし、水位観測所と流量観測地点が離れている松見橋では、図-4に示すように付近に設置されている杉並区のライブカメラ映像⁸⁾から水位データがA.P.+41.41mに達した時点で溢水するものと判断した。なお、図のライブカメラ映像には予めモザイク加工が施されている。溢水したものを除くと各イベントの西田端橋の最大流量は、松見橋より10m³/s程度大きい。イベント6は松見橋のみ溢水となっているが、西田端橋の最大流量81m³/sは水面勾配0.0013の時の流下能力に相当すると考えられる。

表-1中の流域平均雨量は、図-1に示したように対象地点の上流域およびその周辺に位置する水防災システムの計9地点の雨量観測所のデータを用い、ティーセン法により1分単位で計算した。各地点の流域平均雨量は総

雨量、60分最大雨量ともに大きくは変わらない。対象とした15イベントのうち、浸水被害があったのは9イベントあり、60分最大雨量が大きいイベント7では大きな被害が生じている。

3. 降雨流出特性の検討

表-1の15イベントに対して降雨流出計算を行い、溢水と判断された6イベントの最大流量を推定する。対象流域では合流式下水道が普及していることから式(3)~(6)で表される都市貯留関数モデル⁹⁾(以下、USFモデル)を用いる。USFモデルにおける同定すべき未知パラメータは $k_1, k_2, k_3, p_1, p_2, z, \alpha$ の7個である。

$$s = k_1(Q + q_R)^{p_1} + k_2(d/dt)(Q + q_R)^{p_2} \quad (3)$$

$$ds/dt = R + I - E - O - Q - q_R - q_l \quad (4)$$

$$q_l = \begin{cases} k_3(s - z) & (s \geq z) \\ 0 & (s < z) \end{cases} \quad (5)$$

$$q_R = \begin{cases} \alpha(Q + q_R - Q_0) & (\alpha(Q + q_R - Q_0) < q_{Rmax}) \\ q_R = q_{Rmax} & (\alpha(Q + q_R - Q_0) \geq q_{Rmax}) \end{cases} \quad (6)$$

ここに、 s : 総貯留高(mm), t : 時間(min), Q : 河川流出量(mm/min), q_R : 合流式下水道による流域外への雨水排水量(mm/min), q_{Rmax} : 最大雨水排水量(mm/min), q_l : 地下水関連損失量(mm/min), I : 都市特有の流入量・流域外からの地下水流入(mm/min), E : 蒸発散量(mm/min), O : 取水量(mm/min), Q_0 : 初期河川流出量(mm/min), α : 下水道排出係数, z : 浸透孔高(mm), k_1, k_2, k_3, p_1, p_2 : モデルパラメータ。

表-1に示したイベントの中から浸水被害を生じていない6イベントを用いて対象地点の降雨流出特性を検討する。合流式下水道による流域外への最大雨水排水量 q_{Rmax} は、流域外に接続する下水道の流下能力をマンニング式により算定し、ここから下水処理場の計画汚水量をも

とに推定した家庭からの汚水量等を差し引き、松見橋は0.0017mm/min、西田端橋は0.0021mm/minとした。対象流域における降水量以外の流入成分 I は各イベントの降雨開始時の流量とし、取水量 O および蒸発散量 E はともに0mm/minとした。モデルパラメータの同定には大域的探索法であるSCE-UA法¹⁰⁾を用い、誤差評価関数はピーク付近の再現性を重視し、式(7)のRMSEを使用した¹¹⁾。また、モデルの適合性判定に多く用いられる式(8)のNS (Nash-Sutcliffe 指標)により同定値の妥当性を確認した。パラメータの探索範囲および同定値を表-2に示す。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum (Q_{ci} - Q_{oi})^2} \quad (7)$$

$$NS = 1 - \frac{\sum (Q_{ci} - Q_{oi})^2}{\sum (Q_{oi} - \bar{Q})^2} \quad (8)$$

ここに、 Q_{oi} : 時刻 i における観測流量、 Q_{ci} : 時刻 i における計算流量、 \bar{Q} : 観測流量の平均、 N : データ数。

浸水被害のないイベントのハイドログラフの例を図-5に示す。計算では雨量は1分単位のデータを使用しているが、図中では流量との関係が分かりやすい10分値を示している。浸水被害のない7つのイベントのNSの値は、松見橋が0.91~0.98、西田端橋が0.93~0.99である。

図-6に0.1ha未満の浸水面積を有するイベントのハイ

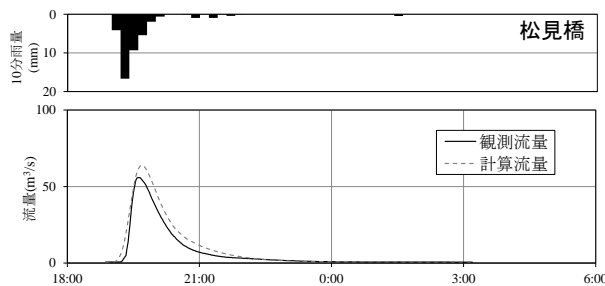


図-5 浸水被害なしのハイドログラフの例 (イベント2)

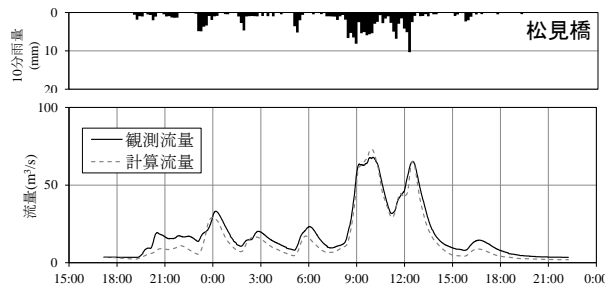


図-6 浸水面積0.1ha未満のハイドログラフの例 (イベント1)

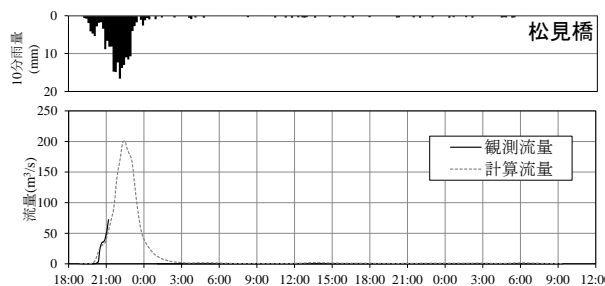


図-7 浸水面積0.1ha以上のハイドログラフの例 (イベント7)

ドログラフの例を示す。これらのイベントは浸水被害があったものの、小規模であることから流量に及ぼす影響は小さいと考えられる。計算流量は図-5同様に期間全体を通じて観測流量を良好に再現している。浸水面積0.1ha未満のイベント1, 12, 15のNSは松見橋が0.92~0.96、西田端橋が0.94~0.96である。以上より、同定パラメータは対象地点の流出特性を表していると判断した。

図-7に0.1ha以上の浸水面積を有するイベントのハイドログラフの例を示す。計算されたピーク流量は観測流量の最大値より大幅に大きくなっている。

表-3に浸水被害を記録した9イベントの観測および計算最大流量を示す。各イベントの最大流量として、溢水となったイベントは計算による推定値とし、他のイベントは観測値として確率分布に適用する。本検討では、標

表-2 パラメータ探索範囲および同定値

パラメータ	探索範囲	同定値	
		松見橋	西田端橋
k_1	10 ~ 500	50.4	46.3
k_2	100 ~ 5,000	931	1,071
k_3	0.001 ~ 0.05	0.0108	0.0090
p_1	0.1 ~ 1	0.693	0.612
p_2	0.1 ~ 1	0.234	0.229
z	0.1 ~ 50	1.15	1.15
α	0.1 ~ 1	0.554	0.557

表-3 浸水を生じたイベントの最大流量

イベント	松見橋		西田端橋	
	観測流量 (m ³ /s)	計算流量 (m ³ /s)	観測流量 (m ³ /s)	計算流量 (m ³ /s)
1	60	65	70	78
4	50	52	57	59
5	溢水	86	溢水	99
6	溢水	61	81	77
7	溢水	179	溢水	225
9	溢水	61	溢水	69
11	溢水	84	溢水	103
12	57	61	67	74
15	溢水	77	溢水	94

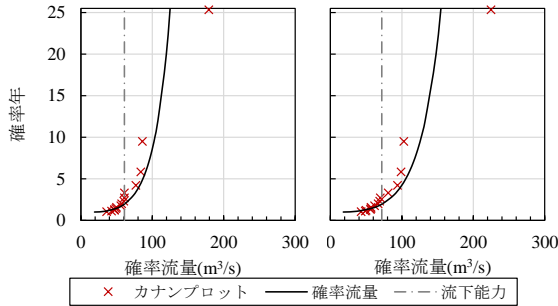


図-8 Gumbel分布による確率流量

本数が15年分と少ないことから、2変数の極値分布であるGumbel分布を用いた。また、Gumbel分布は東京都区部河川において確率降雨を算出する際に用いられる¹²⁾。図-8にGumbel分布による確率流量を示す。図-2のH-Q曲線による流下能力に相当する流量の確率年は、両地点ともに2年程度であり、対象地点では現状で2年に一度の頻度で河川溢水が発生することが示唆される。

4. 浸水被害を生じる降雨規模

表-1に示した15イベントについて、継続時間と西田端橋の流域平均雨量の関係を図-9(a)に示す。図より継続時間60分では31.7mm以上のイベントで浸水被害が生じ、26.7mm以下のイベントでは浸水被害が生じていないことから、浸水被害の有無の閾値となる雨量は30mm程度である判断される。同様に継続時間30分では20.3mm以上で浸水被害が生じ、19.0mm以下では浸水被害がないことから、浸水被害の閾値となる雨量は20mm程度である判断される。なお、松見橋の流域平均雨量においても同程度の降雨で浸水が発生すると判断された。流域内の雨量を監視していて60分雨量30mmや30分雨量20mmを観測した場合、善福寺川流域内で浸水を生じる可能性が高いため、これらの雨量が避難行動をとる際の目安になると考えられる。

ウェブ上で公開されている降雨情報を確認する場合、流域平均雨量を把握することは困難である。そのため、1つの観測所の雨量から危険性を把握できることが望まれる。図-9(b)の雨量は対象地点の上流域内に位置する原寺分橋雨量観測所の雨量を示している。図より、1つの観測所の雨量で検討した場合でも図-9(a)と概ね同程

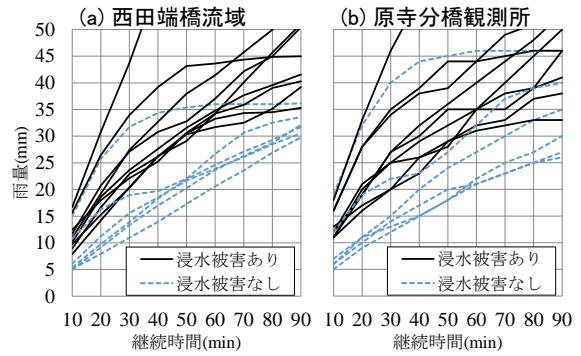


図-9 降雨継続時間と雨量

表-4 溢水が生じるまでの時間

イベント	松見橋		西田端橋	
	30分20mm	60分30mm	30分20mm	60分30mm
5	20分	14分	27分	21分
6	11分	3分	溢水なし	
7	-1分	-8分	7分	1分
9	11分	9分	15分	11分
11	14分	20分	24分	30分
15	14分	15分	17分	19分
平均	11.5分	8.8分	18分	16.4分

度の降雨で浸水被害が生じていることがわかる。また、東京（気象庁）の1921～2015年の雨量データをGumbel分布に適用すると、60分雨量30mmの確率年は1.3年となった。よって、1つの雨量観測所を監視する場合、60分雨量30mmはほぼ毎年観測される規模の雨量である。

5. 溢水までの時間

溢水イベントについて60分雨量30mmおよび30分雨量20mmを観測してから溢水が発生するまでの時間を確認する。表-4に各地点で溢水が認められたイベントにおいて、浸水被害の閾値となる雨量を記録してから河川溢水が発生するまでの時間を示す。表より、他のイベントと比較して60分最大雨量の極端に大きなイベント7については、松見橋では溢水発生後に閾値の雨量を記録し、西田端橋では閾値の雨量を記録後すぐに溢水が発生していることがわかる。その他のイベントでは、松見橋では10～20分程度、西田端橋では10～30分程度で溢水が生じていることがわかる。これより、豪雨時は60分30mm又は30分20mmの雨量を記録してから10～20分程度で避難を完了することが望ましいといえる。

表-2のパラメータを用いて東京都区部の計画雨量に相当する時間75mmの中央集中型のハイトグラフに対する流量を計算した。ハイトグラフは降雨強度式をもとに1分毎に雨量を算定した。西田端橋におけるハイドログラフを図-10に示す。図より、60分間に30mm、30分間に20mmの降雨を記録してからそれぞれ7分後、6分後に溢水が発生する結果となった。なお、松見橋においても同様の結果が得られた。これより、計画規模に相

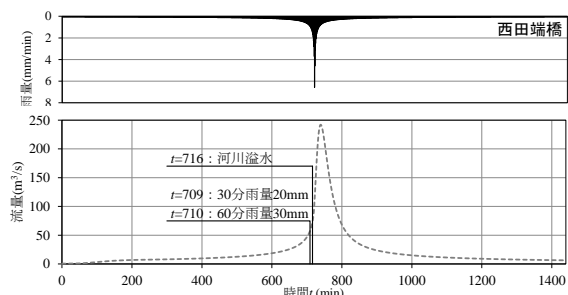


図-10 計画降雨に対するハイドログラフ

当するような豪雨が発生した際には、極めて早く河川溢水が生じる危険性があるといえる。以上より、地下空間や浸水被害を受けやすい場所では、予測雨量の情報を活用し60分30mmもしくは30分20mmの雨量が予測された時点で速やかに避難行動をとることが望まれる。

6. むすび

本研究では、東京都の都市中小河川である善福寺川の50ミリ対応未完了区間を対象に、都市貯留関数モデルを用いて溢水頻度や浸水被害をもたらす降雨規模、河川溢水を生じる時間等の治水安全性について検討を行った。

検討の結果、対象地点では整備未完了の現状ではおよそ2年に1度の頻度で河川溢水が発生していると推察された。また、60分雨量30mmや30分雨量20mmを観測した場合、善福寺川流域内で浸水被害を生じる可能性が高いことがわかった。更に、60分雨量30mmや30分雨量20mmを観測した10～20分後程度で溢水が発生することも示唆された。計画降雨に相当するような大雨の際には、極めて早く河川溢水が発生することから、浸水被害を受けやすい場所においては予測雨量を利用した避難行動が望まれる。また、特に地下空間においては速やかな避難行動が必要となるため、ウェブ上で公開されている過去の浸水実績図や洪水ハザードマップ等から洪水に対する危険性を予め認識しておくことが望まれる。

参考文献

- 1) 東京都建設局河川部：東京の河川事業，2016.
- 2) 河川審議会計画部会：流域での対応を含む効果的な治水の在り方中間答申，2000.
- 3) 東京都：荒川水系神田川流域河川整備計画，2016.
- 4) 東京都建設局河川部，平成17年における水害記録，pp.131-132，2007.
- 5) 東京都建設局河川部防災課：平成28年度東京都水防計画，2016.
- 6) 大塚理人，高崎忠勝，河村明，天口英雄：水面勾配を考慮した水位流量曲線による東京都中小河川の治水安全度の検討，第24回地球環境シンポジウム講演集，pp.83-88，2016.
- 7) 東京都建設局：過去の水害記録～浸水実績図～，http://www.kensetsu.metro.tokyo.jp/jigyo/river/suishin/su-igai_kiroku/kako.html
- 8) 杉並区：気象情報，河川カメラ映像，<http://www.micosfit.jp/suginami-ku/>
- 9) 高崎忠勝，河村明，天口英雄：都市の流出機構を考慮した新たな貯留関数モデルの提案，土木学会論文集B, Vol.65, No.3, pp.217-230, 2009.
- 10) Duan Q, Sorooshian S, Gupta VK.: Effective and Efficient Global Optimization for Conceptual Rainfall-Runoff Models, Water Resources Research, 28-4: 1015-1031, 1992.
- 11) 藤原洋一，田中丸治哉，畑武志，多田明夫：流出モデル定数の最適同定における誤差評価関数の選択に関する研究，農業土木学会論文集，No.225, pp.137-149, 2003.
- 12) 中小河川における今後の整備のあり方検討委員会：東京都内の中小河川における今後の整備のあり方について，2012

(2016.9.30 受付)

RELIABILITY OF FLOOD CONTROL AT THE INCOMPLETE SECTION OF RIVER IMPROVEMENT OF THE ZENPUKUJI SMALL TO MEDIUM-SIZED URBAN RIVER

Masato OTSUKA, Tadakatsu TAKASAKI, Akira KAWAMURA,
Hideo AMAGUCHI and Shigeyuki ISHIHARA

Reliability of flood control at incomplete section of river improvement against 50mm/hr rainfall in the Zenpukuji River in Tokyo, the typical urbanized area, are investigated using Urban Storage Function (USF) model. USF model is one of the rainfall-runoff analysis models considering urban runoff process. The results show that overtopping of river occurs approximately once two years in the objective points at present. Then, inundation damage risks increase when rainfall reaches 30mm in 60 minutes or 20mm in 30 minutes. Lastly, utilization of forecasted rainfall for evacuation is desired because overtopping of river can occur soon after such a heavy rainfall was observed.