

寝屋川流域における浸水被害軽減対策の検討



杉浦 毅
河川政策グループ
主任研究員



湧川 勝己
河川政策グループ
首席研究員



松枝 俊明
前河川政策グループ
主任研究員

研究の背景と目的

我が国の都市は、洪水時の河川水位が地盤高よりも高く自然排水が困難で、下水道ポンプ等による強制排水が必要な低平地に広がっている。近年、都市化の進展に伴う土地利用変化のために流域の保水・遊水機能が低下しているとともに、雨水の流出量の増大や流出時間の短縮等によって、河川や下水道等の治水施設の整備が進められているにもかかわらず浸水被害が頻発している。こういった背景のもと、平成15年6月には特定都市河川浸水被害対策法が制定され、特定都市河川流域に指定した流域は、「流域水害対策計画」を策定するとともに、その中で、河川水位がルール上設定した水位に達した時点で下水道ポンプの排水を制限する下水道ポンプ運転調整ルール（以下、「ポンプ運転調整ルール」という。）を定めて、流域全体としての浸水被害を軽減するための対策を講じることとされている。

ポンプ運転調整ルールは、河川水位の上昇を鈍化させることで破堤による外水氾濫を回避するものであるが、内水域の雨水排水を制限することになるため、新たに内水氾濫を引き起こすことになる。このため、ポンプ運転調整ルールについては、ルールを適用した場合の内水氾濫被害と適用しなかった場合の外水氾濫被害を比較衡量した上で、適用の可否を判断することが重要である。また適用する際には、流域内の治水施設を有効活用するなど、ポンプ運転調整ルールの適用によって新たに生じる内水氾濫被害を軽減するための対策を事前に検討しておくことが望ましい。

本研究は、寝屋川流域を対象に一定の条件下でポンプ運転調整ルールを設定し、内水氾濫を考慮した二次元氾濫解析を用いて、ポンプ運転調整ルールによる浸水被害軽減効果について定量評価を行ったものである。また、ポンプ運転調整ルールの適用に加えて、既存の治水施設の有効

活用を含めた総合的な浸水被害軽減対策について検討を行い、その有効性を明らかにしたものである。

なお、本研究で提示している内容は、寝屋川流域のポンプ運転調整ルールの検討過程で得られた一定のルール及び既存の治水施設の有効活用による浸水被害軽減効果を定量的に試算し、評価したものである。

解析モデルの概要

1 検討対象流域の概要

検討対象流域は、大阪府中部に位置する寝屋川流域である。この流域は、東西を生駒山と上町台地、南北を大和川と淀川に囲まれた約276.7km²(図-1参照)の流域で、大阪市東部を含む12市にまたがる高度に都市化が進んだ地域である。

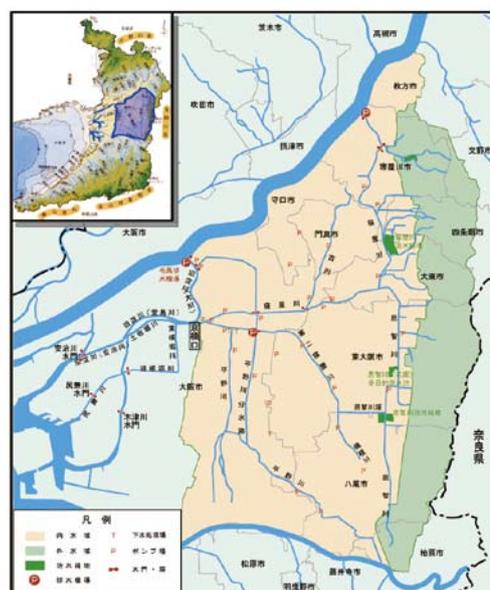


図-1 寝屋川流域の概要と現況の治水施設位置図

寝屋川流域は、流域の約4分の3にあたる地域の地盤が河川水面より低く、地表に降った雨が自然に河川に流入しないため、下水道ポンプによる強制排水に頼らなければならない低平地である。また、流域内には、寝屋川、第二寝屋川、恩智川をはじめとする河川が網目状に分合流しているうえ、各河川の河床勾配についても下流から中流部までは1/12,500程度、生駒山地の山裾を流れる上流部でも1/1,000程度と非常に緩やかであるため、大阪湾の潮位の影響を生駒山麓まで受ける複雑な流況となっている。

流域内の治水施設については、寝屋川流域総合治水対策及び全体計画¹⁾等を策定し、それに基づき、下水道ポンプ場(37施設)、河川ポンプ場(4施設)、河川水門(6施設)、治水緑地(5施設)等の整備を進めているが、依然として浸水被害が発生している状況にある。なお、平成18年2月には、流域水害対策計画²⁾を策定し、現在ポンプ運転調整ルールの詳細についても検討を進めている。

2 内水氾濫を考慮した氾濫解析モデルの概要

氾濫解析モデルは、流域を河川網、堤内地、下水道網、山地流域の4つのモデルで構成する統合型氾濫解析モデルとし、河川網・下水道網は一次元不定流、堤内地は二次元不定流、山地流域は特性曲線法によってモデル化を行った。堤内地のメッシュは非構造格子³⁾を採用し、下水道網は下水道管から地表への雨水の吹き上げなど、下水道管内の詳細な水の流れを再現し、内水氾濫被害を適切に表現できる氾濫解析モデルとした。(図-2参照)

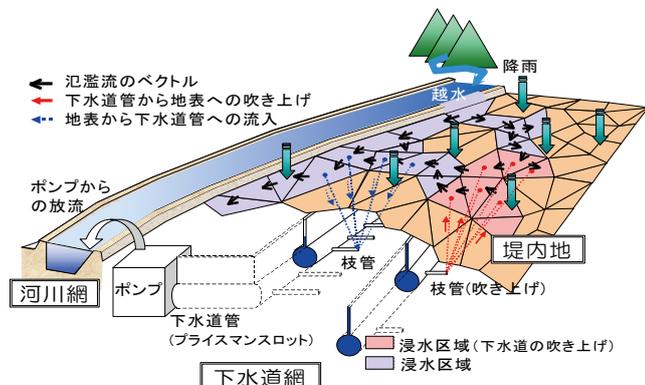


図-2 氾濫解析モデルの概要

(1) 下水道網モデルの概要

下水道網モデルでは、下水道管の圧力状態流れ(管

路流)と自由水面流れ(開水路流)を一体的に解くために、Preissmanのスロットモデル⁴⁾を採用した。Preissmanのスロットモデルは、下水道管の頂部に仮想のスロットを設けることで、管路流、開水路流を同一の方程式系で解析するモデルである。基礎式は以下に示すとおりである。

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_s \quad (1)$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v_s}{\partial t} + \frac{v_s}{g} \cdot \frac{\partial v_s}{\partial x} + \frac{\partial H_s}{\partial x} + \frac{n^2 v_s |v_s|}{R_s^{4/3}} + f \frac{v_s |v_s|}{2gD} = 0 \quad (2)$$

ここに、 v_s :流速、 g :重力加速度、 R_s :径深、 H_s :水位、 n :粗度係数、 f :損失係数、 D :管径、 A_s :通水断面積、 Q_s :流量、 q_s :単位幅当りの横流入量であり z_s :管底高、 h_s :水深とすると、管内水深は $h_s = H_s - z_s$ で表される。 B_s :下水道管内の水面幅、 B_f :スロット幅とすると、水深と水面幅の関係は式(3)で表され、開水路流の水面幅は式(3)、管路流の水面幅は式(4)から得られるスロット幅を与える。

$$B = \frac{\partial A_s}{\partial h_s} \quad (3)$$

$$B_f = \frac{A_s g}{a^2} \quad (4)$$

ここに、 a :圧力伝播速度であり、本モデルでは伝播速度を10m/sとした。なお、Preissmanのスロットモデルとしてモデル化(以下、「下水道管モデル」という。)する下水道管は、公共及び流域下水道台帳を基に $\phi 1,000\text{mm}$ 以上の管とした。モデル化した下水道管網を図-3に示す、なお、 $\phi 1,000\text{mm}$ 以下の下水道管(以下、「枝管モデル」という。)についても簡易的にモデル化を行った。枝管モデルは、各メッシュの重心から最寄りの排水先となっている下水道管モデルの中心に到達する最短距離の線分で表現し、各メッシュにつき1本ずつ存在するものとした。枝管モデルには、最大排水能力を設定し、最大排水能力までの雨水は下水道管モデルに流入し、これを越える雨水は地上に残るものとした。

また、下水道管モデルの下流端条件となるポンプ場は、沈砂池(矩形管でモデル化)とポンプの性能曲線をモデル化することで、内水位(沈砂池水位)と外水位(河川水位)の水位差によるポンプの吐出量の変化を考慮できるモデルとした。

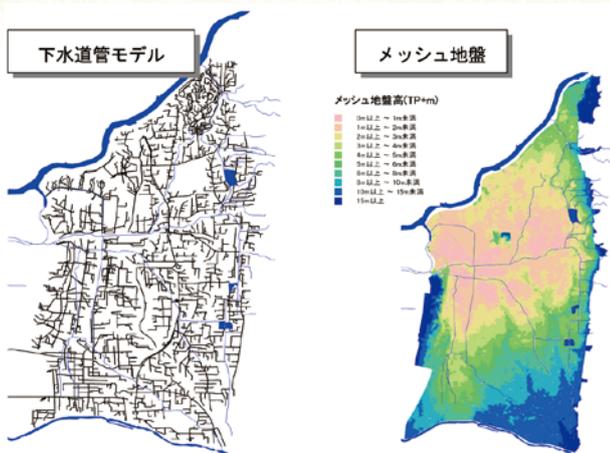


図-3 モデル化した下水道網とメッシュ地盤高

(2) 堤内地モデルの概要

メッシュ分割は、従来の氾濫解析で用いられてきたデカルト座標系によるメッシュではなく、非構造格子³⁾によるメッシュを採用した。非構造格子は、領域を任意の形状に分割することができ、住区や道路等の街区や連続盛土構造物、下水道の集水区画割等の複雑な地形条件をモデル化するのに適している。本モデルは、対象領域内を下水道集水区割図と街区を基に57,813のメッシュに分割した。

各メッシュの諸元は、DM (デジタルマップ) データ (大阪府作成) を基に平均地盤高 (図-3 参照)、「細密数値情報 (10mメッシュ土地利用)」(財団法人 日本地図センター 平成11年10月) から流出率・底面粗度係数・建物占有率⁵⁾を設定し、連続盛土構造物等の影響を考慮するために盛土及びカルバートのモデル化⁵⁾を行った。なお、メッシュ上に降った雨水は、メッシュ毎に流出率を考慮して流量に換算するものとした。堤内地モデルの基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = r_e + \frac{Q_{riv}}{A} - \frac{Q_{out}}{A} \quad (5)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_w} \quad (6)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_w} \quad (7)$$

ここに、 h :水深、 H :水位 ($H=h+z$, z は地盤高)、 A :メッシュ面積、 M , N :それぞれの x , y 方向の流量フラックス ($M=uh$, $N=vh$)、 R_e :有効雨量、 Q_{riv} :河川からの流入量、 Q_{out} :メッシュから下水道管モデルへの排水流量、 u , v :それぞれの x , y 方向の流速成分、 n :粗度係数、 τ_{bx} , τ_{by} :それぞれの x , y 方向の底面せん断応力であり、抵抗則

に Manning 式を用いるとそれぞれ以下のように表せる。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_w g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (8)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_w g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (9)$$

ここに、 ρ_w :水の密度、 g :重力加速度、 n :Manningの粗度係数である。なお、メッシュの水位が下水道管モデルのピエゾ水頭よりも低ければ、式(10)から得られる水量が下水道管モデルから枝管モデルを介してメッシュに吹き上がることにした。

$$Q_{out} = CBH^{3/2} \quad (10)$$

ここに、 Q_{out} :各メッシュの吹き上げ量、 C :越流係数 (= 1.55)、 B :メッシュ内マンホール周長、 H :下水道管モデルとメッシュの水頭差。

(3) 河川モデルの概要

安治川、尻無川、木津川、東横堀川、土佐堀川、道頓堀川、大川、城北川、寝屋川、第二寝屋川、恩智川、平野川、平野川分水路、古川、楠根川 (図-1 参照) を対象に、一次元不定流解析のためのモデル化を行った。築堤区間では河川水位が破堤の危険性のある水位 (以下、「破堤水位」という。) よりも高くなる場合に破堤による氾濫が、掘込区間では河川水位が堤内地盤高よりも高くなる場合に越水による氾濫が生じるものとし、破堤幅等は栗城ら⁵⁾の研究結果を基に与えることとした。なお、築堤区間では破堤箇所の堤内地水位が河川水位よりも高くなった時に、掘込区間では堤内地の水位が河川水位より高くなった時に、堤内地から河道に氾濫水が戻ることにした。

ポンプ運転調整ルールによる効果

1 ポンプ運転調整ルールの設定

ポンプ運転調整ルールは、図-4に示すように、河川毎に基準地点を設定し、基準地点毎に運転調整対象ポンプ場、運転調整開始水位、運転再開水位を設定するものとした。基準地点と対象ポンプ場の位置関係を図-5に示す。なお、各基準地点の対象ポンプ場がポンプ排水を制限しは

じめる運転調整開始水位は、各基準地点の破堤水位から最大で 1.2m、平均で 0.5m 低い設定としている。以下に、ポンプ運転調整ルールを設定条件を示す。

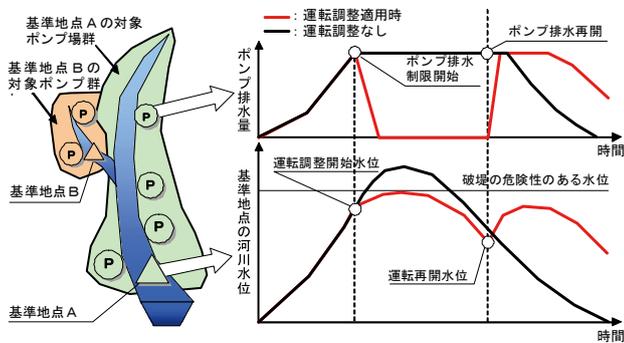


図-4 ポンプ運転調整ルールのイメージ

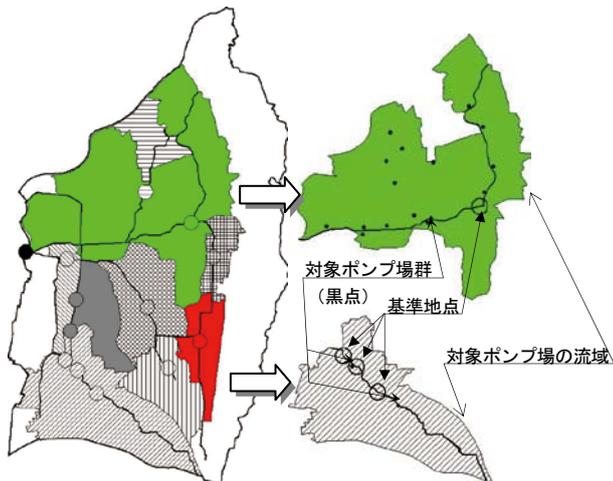


図-5 対象ポンプ場と基準地点

- ・ルール設定時の検討対象降雨は、寝屋川流域内の下水道計画降雨相当である 1/10 中央集中型降雨とし、流域内に一様に与えた。なお、1/10 規模は現況河川の治水安全度を若干超過する程度のレベルである。
- ・破堤水位については、築堤部は堤防設計上安全に洪水を流下させられる高さ、掘込部は堤内地盤高とした。
- ・検討対象降雨発生時に、下水道ポンプの運転調整によって河川水位を破堤水位よりも低く抑えるルールとした（下水道ポンプの運転調整を破堤水位よりも低い水位で開始する）。
- ・下水道ポンプの操作は、運転調整を開始してポンプ放流を完全停止するまでに 20 分、運転再開から全開放流するまでに 15 分を要するものと仮定した。また、雨水ポンプのみ運転調整を行い、汚水ポンプは対象外

とした。

- ・検討対象降雨発生時に破堤水位に達する地点（以下、「危険地点」という。）と水位の相関が最も高い既設水位観測所を基準地点に選定し、当該河川の破堤を回避できるように運転調整開始水位を設定した。
- ・対象ポンプ場は、河川単位で個々の下水道ポンプからの放流を停止した場合に、危険地点において 1cm 以上の水位変動が生じるポンプ群とした。ただし、下水道ポンプからの放流を停止すると、流域内河川の河床勾配が非常に緩やかなうえ、河川が網目状に存在することから広範囲にわたって水位に影響を与える。そこで本研究では、ルールをシンプルで分かり易いものとするため、河川単位で不等流計算を行い、下水道ポンプ停止時の水位変動を算定することとした。なお、寝屋川流域の治水計画の基準地点となっている京橋の水位が運転調整開始水位に達した際には、安全管理上全ての下水道ポンプ場を停止することとする。
- ・運転調整開始水位は、検討対象降雨発生時の基準地点における洪水初期からピーク水位発生時までの平均水位上昇速度を算出し、危険地点の水位が破堤水位に達する時刻における基準地点の水位から、先の平均水位上昇速度を用いて算出した 20 分間の水位上昇分を差し引いて設定した。
- ・運転再開水位は、運転調整開始水位から 0.2m 下がりとする。

2 下水道ポンプ運転調整による効果

ポンプ運転調整ルール適用前（現況）と適用時を対象に、二次元氾濫解析モデルを用いて浸水区域、被害額等について比較を行った。なお、被害額については、各メッシュの最大浸水深を基に、家屋、生活用品、事業所の浸水被害額⁶⁾を算出することとした。

(1) 解析条件

降雨は、1/10 中央集中型降雨を流域一様に与えた。治水施設の運用条件は現況通りとし、河川水位が破堤水位を超過した地点では全て破堤が生じることとした。河川網の下流端境界条件として、安治川、木津川、尻無川の各水門設置箇所に OP + 1.95m を一定潮位として与えた。なお、OP+1.95m は平成元年以降に寝屋川流域で浸水

被害が発生した洪水において、水位がピークとなった時刻の大阪湾潮位の平均値である。

(2) 結果と考察

氾濫解析から得られる最大浸水深図（浸水深 0.2m 以上）を図-6 に示す。ポンプ運転調整ルール適用前である現況では、破堤が発生して大規模な浸水被害が生じているが、ポンプ運転調整ルールを適用することで破堤が回避され、浸水被害額を 1/4 程度に軽減することが可能となる（図-7）。これより、今回の研究の条件下において、寝屋川流域でポンプ運転調整ルールを適用することの有効性を確認することができた。しかし、ポンプ運転調整ルールを適用することで、浸水面積（表-1）は減少するものの、浸水が発生していなかった地区に新たに浸水が生じることとなった。

また、図-8 に流域内の治水緑地（寝屋川治水緑地）の貯水状況を示す。同図から、治水緑地の貯水率が現況で 50% 程度であるのに対し、ポンプ運転調整ルールを適用した際には、貯水率が 30% 程度に低下していることがわかる。これは、ポンプ運転調整ルールを適用することで、河川の水位が低下することに起因するものである。

表-1 浸水ランク別浸水面積

浸水ランク	現況	ポンプ運転調整ルール適用
0.5m 未満	301ha	293ha
0.5m 以上	257ha	30ha

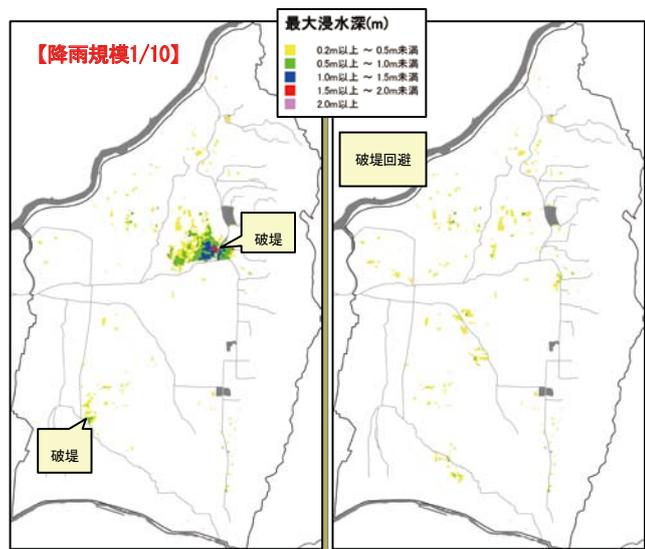


図-6 最大浸水深図 (1/10 中央集中)

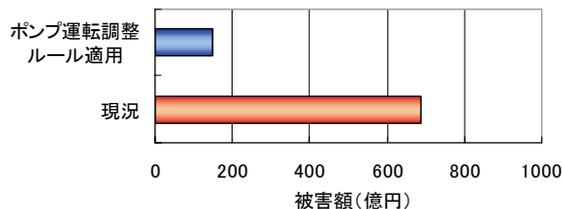


図-7 ポンプ運転調整ルールの被害軽減効果 (1/10 中央集中)

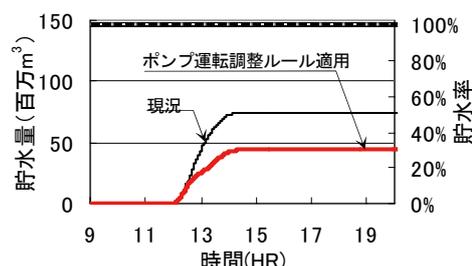


図-8 寝屋川治水緑地の貯留状況 (1/10 中央集中)

つまり、ポンプ運転調整ルールを適用することで、新たな浸水被害が生じているにもかかわらず、既存の治水施設が十分に活用されていない状況となるのである。ただし、治水緑地等の河道内の洪水処理を行う施設は、今回対象としている 1/10 規模の洪水ではなく、計画規模の洪水 (1/100 程度) に対して整備され、運用ルールが設定されているため、中小洪水に対しては治水効果を十分に発揮しているとはいえない状況にある。

今後、ポンプ運転調整ルールを適用する場合には、ポンプ運転調整の頻度を抑え、かつ流域全体の浸水被害を軽減するため、既存の治水施設を有効活用する方策についても検討を行うことが望ましい。また、治水緑地については、ポンプ運転調整開始までに貯留効果を発揮させることが重要である。

治水施設の有効活用による結果

ポンプ運転調整ルールの適用に併せ、既存の治水施設を有効活用した場合の浸水被害軽減効果について検討を行った。本検討では、図-1 の毛馬排水機場、各治水緑地を対象とし、これら施設の運用方法設定時に対象としている規模よりも小さな洪水に対して、治水効果が発揮できるように運用方法の見直しを行うこととした。

1 有効活用方法

(1) 毛馬排水機場

毛馬排水機場は、大川を経て寝屋川流域の洪水を淀川に排水する施設である。現在、暫定運転として計画上の運転水位よりも高い水位で運転を開始しているが、これを計画通りの運用とすることで、流域内の河川水位を低下させることが可能となる。このため、現在の運転開始水位よりも0.5m低い水位で運転を開始することとした。

(2) 治水緑地

現在の治水緑地は、越流堤が固定となっている。ポンプ運転調整を実施することで、河川水位が低下して越流のタイミングが遅れ越流量も減少することとなる。本研究では、治水緑地の容量を積極的に活用するため、シミュレーション上、越流堤の一部を可動堰化し、河川水位が既設の越流堤天端高に達した時点で可動堰を倒伏させることとした。治水緑地の有効活用のイメージを図-9に示す。

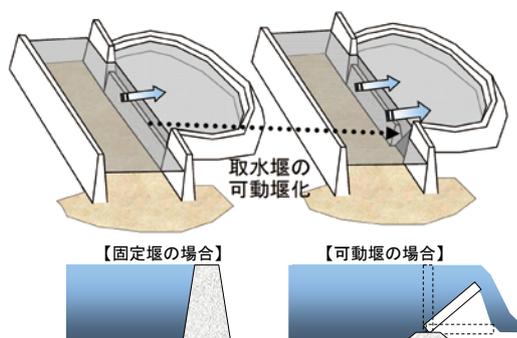


図-9 治水緑地の有効活用のイメージ

2 治水施設の有効活用による効果

(1) 解析条件

3(2)で示した解析条件に、現況の治水安全度を超過する洪水として1/30の中央集中型降雨を加えることとした。(表-2参照)

表-2 治水施設有効活用の解析ケース

	降雨規模	概要
C1-1	1/10	現況
C1-2		ポンプ運転調整ルール適用
C1-3		ポンプ運転調整ルール適用、有効活用実施
C2-1	1/30	現況
C2-2		ポンプ運転調整ルール適用
C2-3		ポンプ運転調整ルール適用、有効活用実施

(2) 結果と考察

1/10規模の降雨に対しては、有効活用を行うことで河川水位が低下し、寝屋川筋における下水道ポンプの運転調整を行う必要がなくなるとともに、第二寝屋川や恩智川のポンプ停止時間の短縮を図ることが可能となった(図-10)。その結果、ポンプ運転調整ルールのみを適用した場合に比べ、浸水被害額が減少することとなった(図-11)。

一方、ポンプ運転調整ルールが、1/10規模の降雨に対して設定されていることから、1/30規模の降雨に対してポンプ運転調整ルールのみを適用した場合には、破堤を回避することができないものの(図-12)、浸水被害を若干ではあるが減少させる結果となった(図-11)。

また、1/30規模の降雨に対して、ポンプ運転調整ルールとともに有効活用を実施することで破堤が回避され、浸水被害が現況の1/4程度に軽減される結果となった。図-13の治水緑地の貯留状況から、1/10及び1/30規模両降雨の場合とも、治水緑地への取水方法を変更することで治水緑地の治水容量が十分に活用でき。その結果として浸水被害も軽減できていることが分かる。

以上の結果から、浸水被害を軽減するためには、ポンプ運転調整ルールを適用して破堤を回避することが重要であり、また流域内の既存治水施設を有効に活用することで更なる浸水被害の軽減を図れることが分かった。

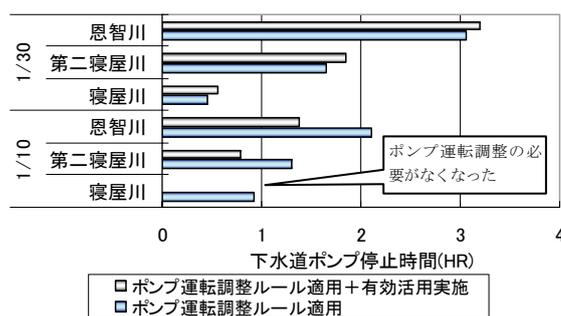


図-10 有効活用による下水道ポンプ停止時間短縮効果

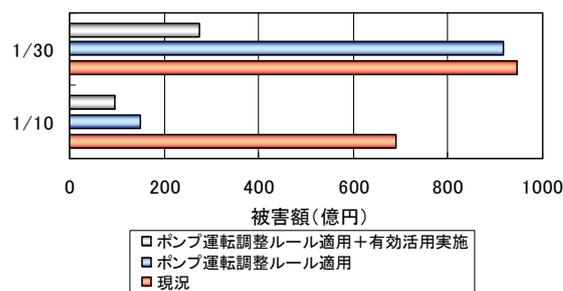


図-11 有効活用による浸水被害軽減効果

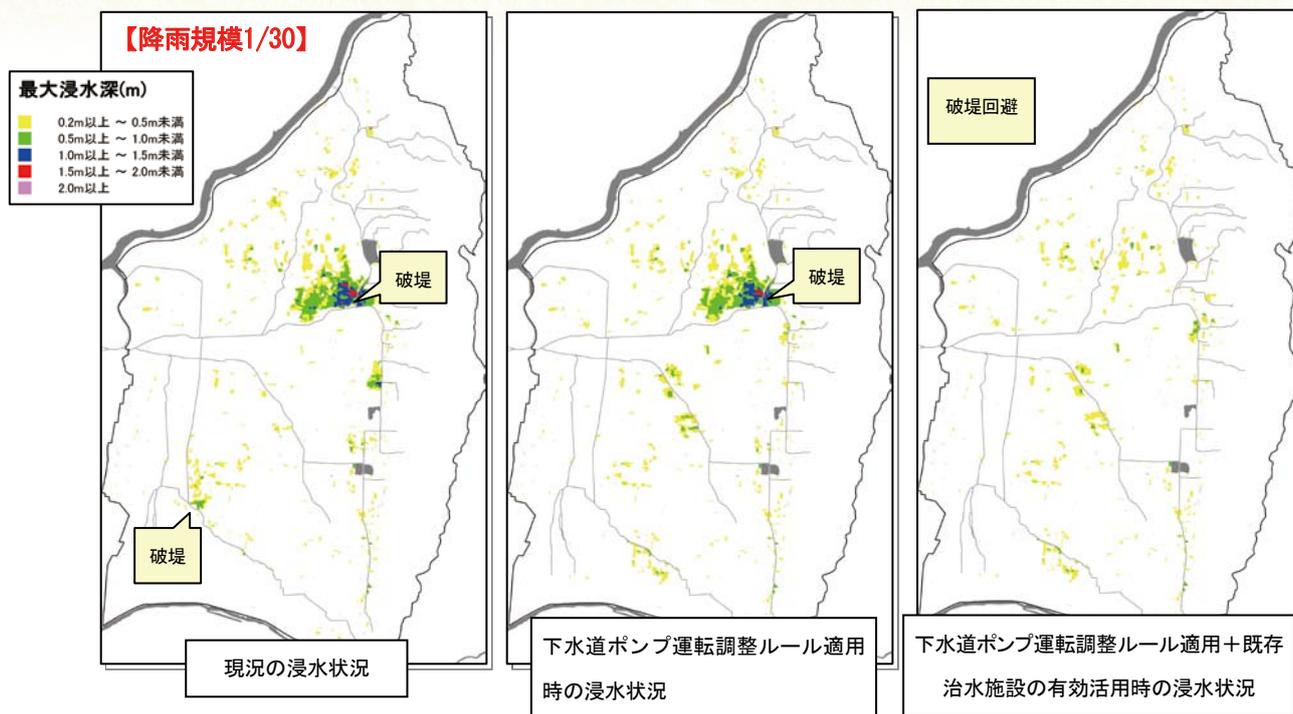


図-12 最大浸水深図 (1/30)

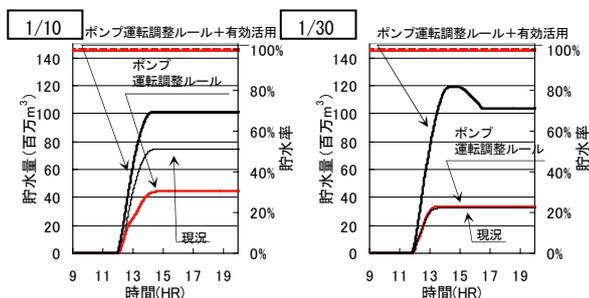


図-13 寝屋川治水緑地の活用状況

おわりに

寝屋川流域では、一定のポンプ運転調整ルールを適用することによって、今回研究した降雨に対して流域内の浸水被害を軽減できることが分かった。また、流域内の治水施設を有効活用すれば、下水道ポンプの運転調整頻度が減少するとともに、浸水被害を更に軽減できることから、両方を併用することの有効性も明らかになった。ただし、治水緑地のように治水容量を有する施設では、施設計画規模よりも小さな洪水に対して治水効果を発揮させるように運用を行うと、計画降雨発生時には治水容量を使い切り、計画されている治水効果が得られなくなるおそれがあること

に留意しておく必要がある。

なお、今後予想されている気候変動に対しても、より効率よく治水効果を発揮できる運用を目指していくことが重要である。そのためには、Xバンドレーダーなど高精度の降雨観測情報を活用して、洪水予測の精度向上を図り、下水道ポンプの運転調整や治水施設の運用にリアルタイムコントロールを導入することなどについて検討を進めていく必要がある。

参考文献

- 1) 大阪府、1995、寝屋川改良工事全体計画書（変更）
- 2) 大阪府、2006、寝屋川流域水害対策計画
- 3) 川池健司、井上和也、戸田圭一、野口正人、2003、寝屋川流域を対象とした氾濫解析モデルの高度化、水工学論文集、第47巻、pp.919～925
- 4) Chaudhry, M.H., 1979, Applied Hydraulic Transients, Van Nostrand Reinhold
- 5) 栗城 稔、末次忠司、海野 仁、田中義人、小林裕明、1996、氾濫シミュレーション・マニュアル（案）-シミュレーションの手引き及び新モデルの検証-、土木研究所資料、第3400号
- 6) 国土交通省河川局、2005、治水経済調査マニュアル（案）