

10. モデル構築

10-1. 濫解析手法の選定

市街地における氾濫現象は、図 10-1 に示すように、①マンホール（水路）からの噴き出し、②溢水の地表面氾濫（流下・拡散）、③溢水の低地部湛水、④溢水の管渠（水路）への戻り、の4つの現象に分けられる。

このような氾濫現象の解析を行うにあたっては、下水道管路等（管きよ、マンホール、開水路等）の水位と地表面とが密接に関連しているため、下水道管路等と地表面氾濫現象を同時かつ一体的に解析することが必要となる。

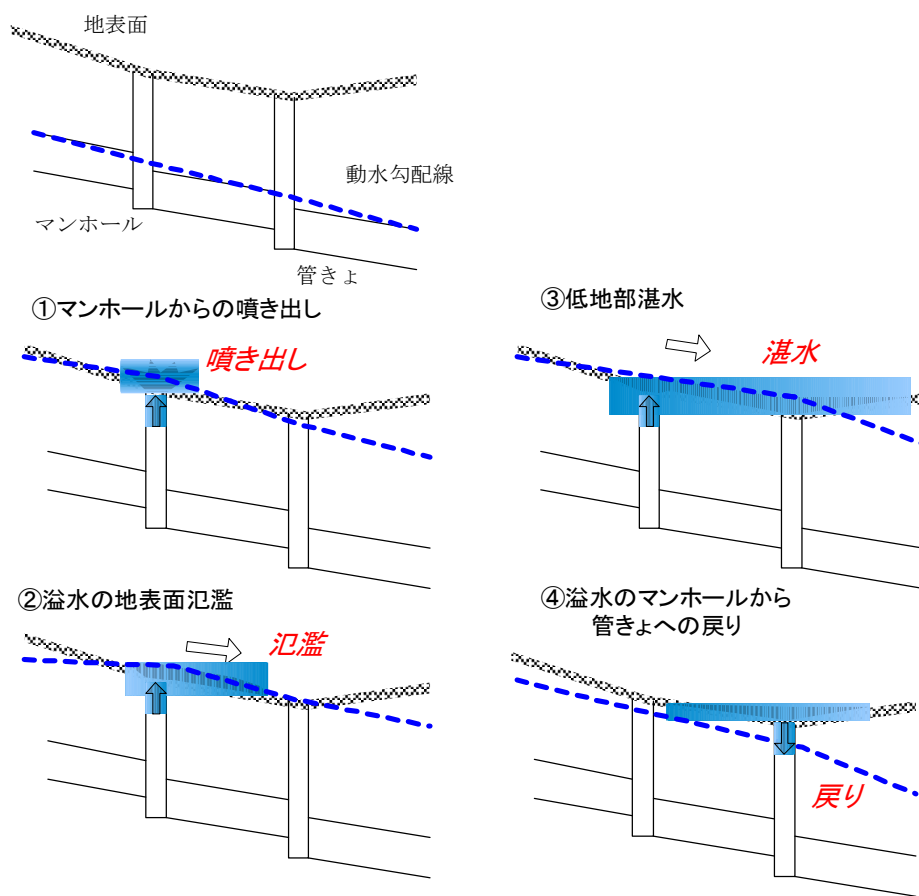


図 10-1 都市域の氾濫現象

このような、下水道管路等と地表面氾濫現象を一体的に解析・評価する手法としては、
 [流出解析利活用マニュアル 2006年3月 下水道新技術推進機構]において、【1次元モデル】と【2次元モデル】が示されている。

本検討では、以下の理由から、【2次元モデル】を採用する。

◇実現現象の再現性：

- ・2次元モデルは、1次元モデルでは表現できない道路湛水を越える水の移動（流下）を表現できる。地表面の水の流れを最も詳細な精度で評価できる。

◇利用者の扱いやすさ：

- ・1次元モデルは浸水深が道路網で表現される。これに対し、2次元モデルは浸水深が面的に表現され、利用者が直感的に浸水域と浸水深を理解し易い。

◇地表面モデル作成の労力：

- ・検討対象地域の地盤高データとしては、国土地理院の基盤地図情報（5mメッシュ）があり、2次元モデルに用いる地表面データの作成は比較的容易である。
- ・これに対し、1次元モデルを作成するには、道路高、幅をモデル化する必要があり、必要なデータの収集が容易でない。また、モデル化の労力も大きい。

なお、2次元モデルとしては[流出解析利活用マニュアル]で示されている【2次元不定流モデル】 [MIKE URBAN FLOOD]を採用する。

表 10-1 流出解析モデルの機能概要

		InfoWorks CS	MOUSE	XP-SWMM
基本機能	1. 降雨損失モデル	・降雨損失モデル ・流出係数モデル	・降雨損失モデル ・流出係数モデル	・降雨損失モデル
	2. 表面流出モデル	・二重線形貯留法 ・非線形貯留法	・時間面積法 ・非線形貯留法	・非線形貯留法
	3. 管内水理モデル	・完全サンヴナン方程式 (Dynamic wave法)	・完全サンヴナン方程式 (Dynamic wave法)	・完全サンヴナン方程式 (Dynamic wave法)
	4. 汚濁負荷量モデル	・地表面堆積流出モデル ・堆積物輸送モデル ・水質7項目 ＋ユーザー定義項目	・地表面堆積流出モデル ・堆積物輸送モデル ・水質7項目 ＋ユーザー定義項目	・地表面堆積流出モデル ・堆積物輸送モデル ・水質：任意項目
追加機能	5. 氾濫解析モデル	・二次元不定流モデル (InfoWorks CS : 2D)	・二次元不定流モデル (MIKE Urban Flood)	・二次元不定流モデル (XP-Flood:2D)
	6. その他の機能	・リアルタイムコントロール ・河川統合解析 ・GIS	・リアルタイムコントロール ・河川統合解析 ・GIS	・リアルタイムコントロール ・河川統合解析 ・GIS

出典：流出解析利活用マニュアル 2006年3月 下水道新技術推進機構

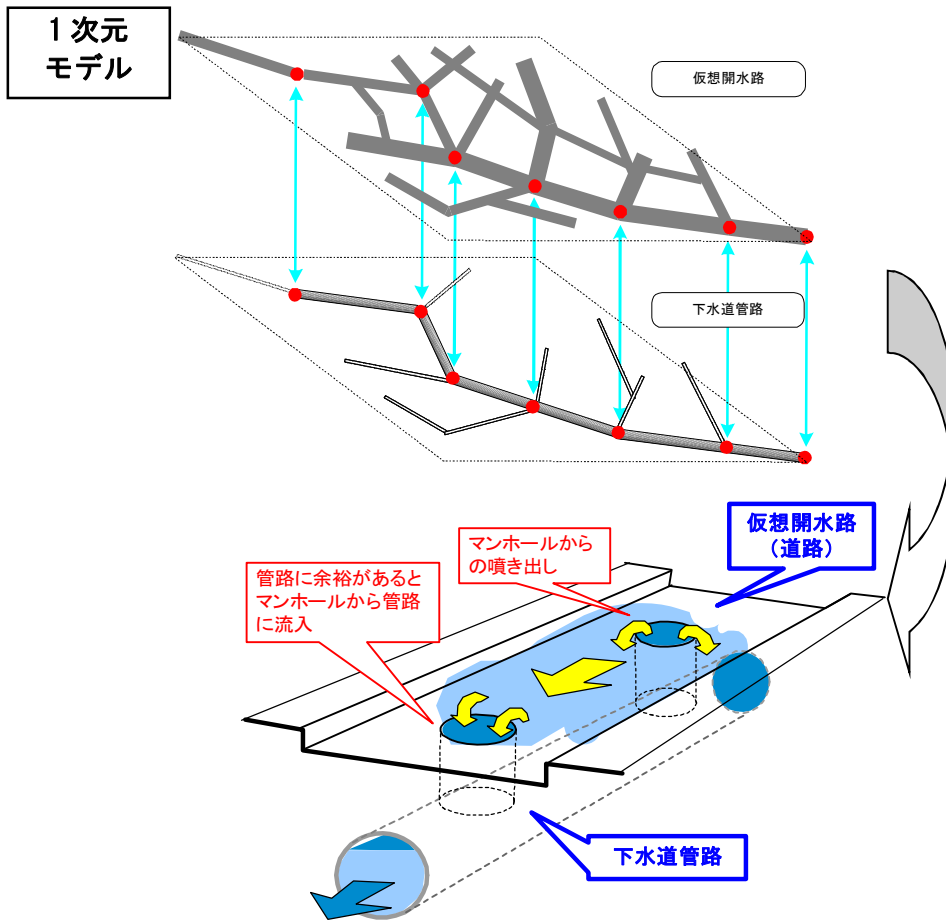


図 10-2 1次元モデル

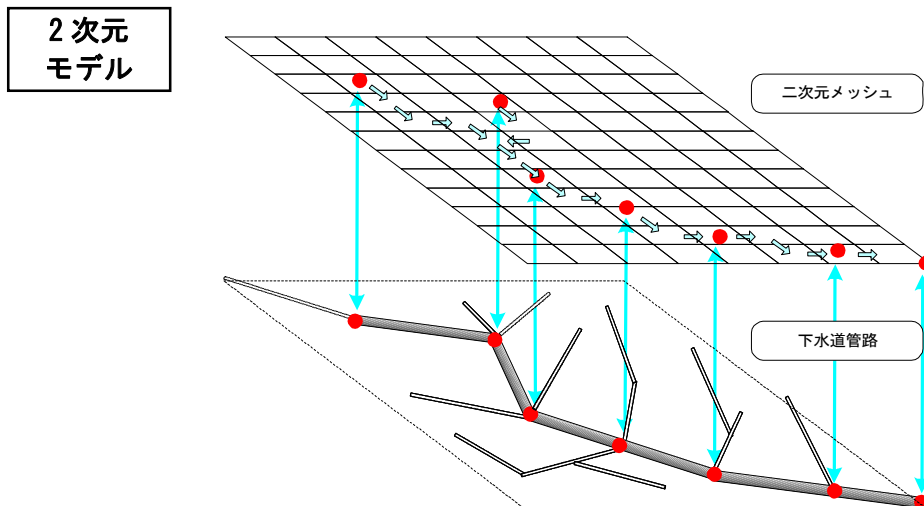


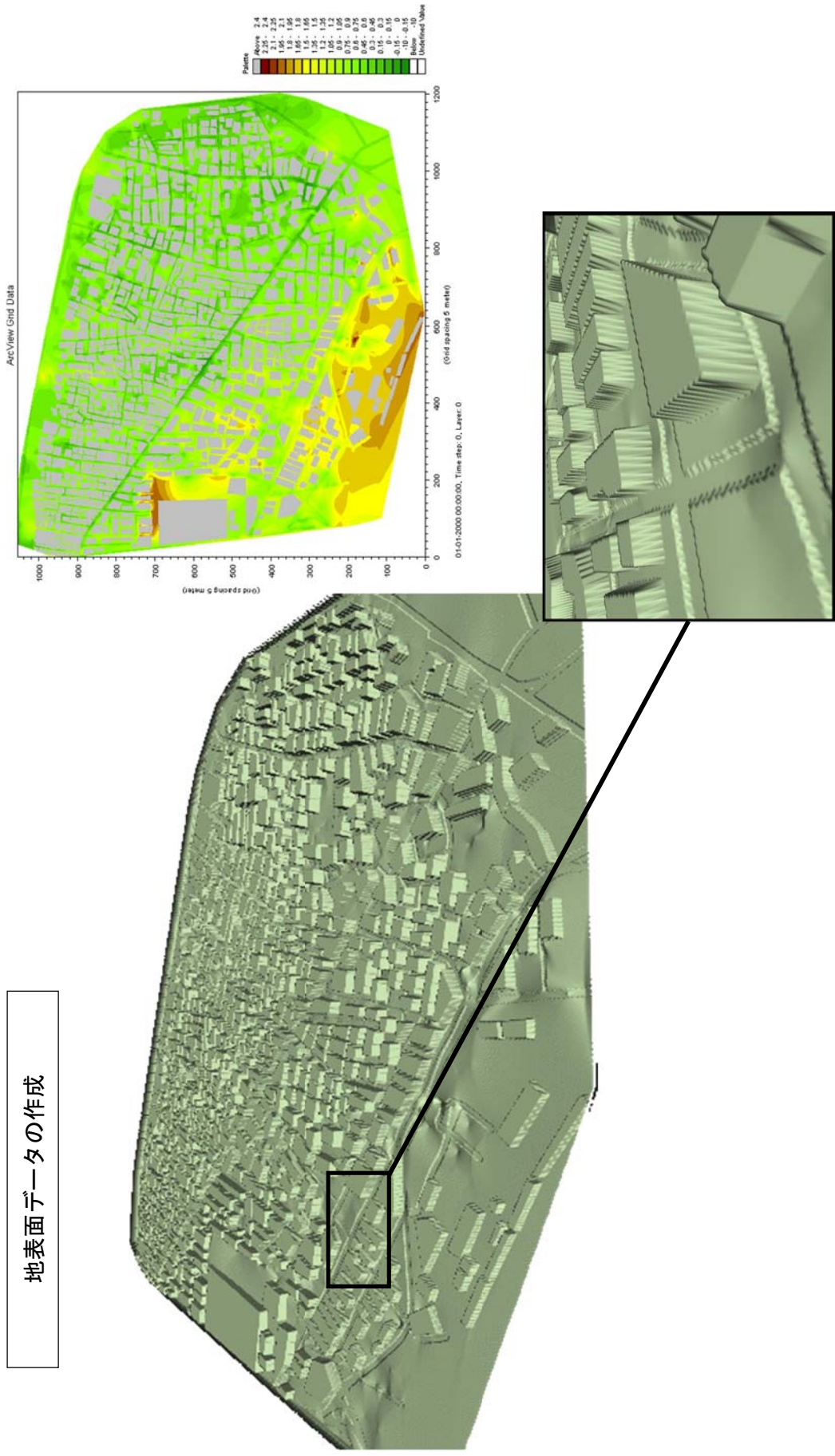
図 10-3 2次元モデル

表 10-2 氾濫解析モデルの種類と利点・留意点

モデルの種類	池モデル	氾濫流モデル		
		1 次元不定流モデル	2 次元開水路ポンドモデル	
評価可能な現象	<ul style="list-style-type: none"> ■ 下水道-内水氾濫 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 下水道-内水氾濫 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 河川-外水氾濫 ■ 下水道-内水氾濫 	
モデルの概要	<ul style="list-style-type: none"> ■ 地形を考慮した池を想定し、池への流入水量より、池の湛水位、湛水エリアを推定する方法。 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 道路網を開水路としてモデル化し、不定流解析により、下水道管渠と一体的に解析する方法。 ■ 湛水深は道路網（開水路）の水深として表される。 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 地表面を直交格子により分割して表し、下水道管渠と一体的に解析する方法。 ◇ 下水道管渠：一次元不定流解析 ◇ 地表面：平面 2 次元ポンドモデル 	
想定スケール	<ul style="list-style-type: none"> ■ 等地盤高エリアのイメージ 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 道路網のイメージ 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 平面：100-50m メッシュ程度（浸水区域図作成イメージ）（より小さなメッシュ設定も可能） 	
利点	<ul style="list-style-type: none"> ■ 地表面の湛水域の形状や流域界が任意に設定可能であるため、内水氾濫の再現性が高い。 ■ 計算負荷が小さい。 ■ ハザードマップの作成が容易。 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 道路網をモデル化するため、道路冠水の再現性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 地表面の水の流れを最も詳細な精度で評価でき、かつ視覚的に把握可能することが可能。 ◇ 地表面流れのベクトル表示 等 ■ 外水氾濫の再現性が高い。 ◇ 地表面流れの移動時間、到達時間 等 ■ ハザードマップの作成が容易。 	
留意点	<ul style="list-style-type: none"> ■ 詳細な地表面の水の移動が表現できない。 	<ul style="list-style-type: none"> ■ エリア的な浸水の再現には工夫が必要となる。また、道路レベルを超える氾濫流れは評価できない。 ■ 道路網を施設としてモデル化する必要があるため、評価エリアが大きいと大きな労力を要する。 ■ 氾濫が道路網で表されるため、ハザードマップの作成に留意が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 地表面が疑似 2 次元モデルのため、外水氾濫の再現性が劣る？ ■ 地表面を道路（開水路）と湛水域（ポンド）でモデル化するため、詳細なスケールの評価が必要となる場合、適用不可。（湛水容量が小さくなり、道路と湛水域に分解できなくなる。） 	<ul style="list-style-type: none"> ■ メッシュ内は平均地盤高で一樣となるため、評価スケールが大きいと浸水深の再現性が低くなる。また、管渠モデルの Q と差が生じ、解析が困難となる。 ■ 地表面の湛水域の形状や流域界の表現のためには、評価スケールの細分化が必要。 → 道路冠水の水の表現のためには、地表面データに平面スケール 5m、鉛直スケール 10cm 程度の精度が必要となり、地形データの作成に大きな労力を要する。（航空測量データ等があれば、作業の効率化が図れる） ■ 計算負荷が大きい。（評価スケールが小さい場合）

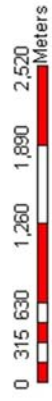
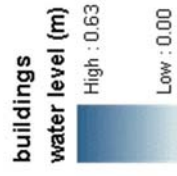
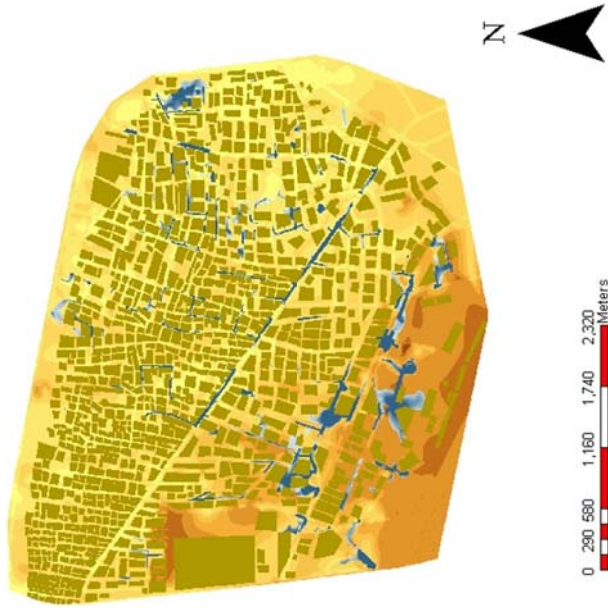
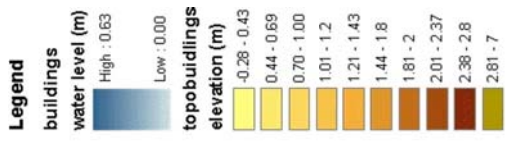
参考 1 : 2次元不定流モデルの適用事例 (他都市)

地表面データの作成



参考 2 : 2次元不定流モデルの適用事例 (他都市)

最大湛水深の表示例 (2次元表示)



10-2. 氾濫解析モデルの構成と概要

氾濫解析モデル [MIKE URBAN FLOOD] のモデル構成イメージを図 10-4 に示す。モデルは【管渠内水理モデル：一次元不定流モデル】と【地表面水理モデル：2次元氾濫解析モデル】に加え、地表面や下水管渠への流出水量を算定する【地表面流出モデル】と管渠内と地表面の水移動を表現する【接続モデル】により構成される。

なお、【地表面流出モデル】としては、降雨の流れを2次元モデルにより追跡することも可能であるが、この場合には、雨水ますを含めた、極めて詳細な地形・施設の表現が必要となる。

このため、本検討では、評価の精度を勘案し、下水道計画における排水面積と整合が図れる水文的手法（合理式法等）により管渠モデルへの流入量を算定する手法を採用する（地表面流出量が下水道管渠に入り、能力不足によって溢水するという取り扱い）。

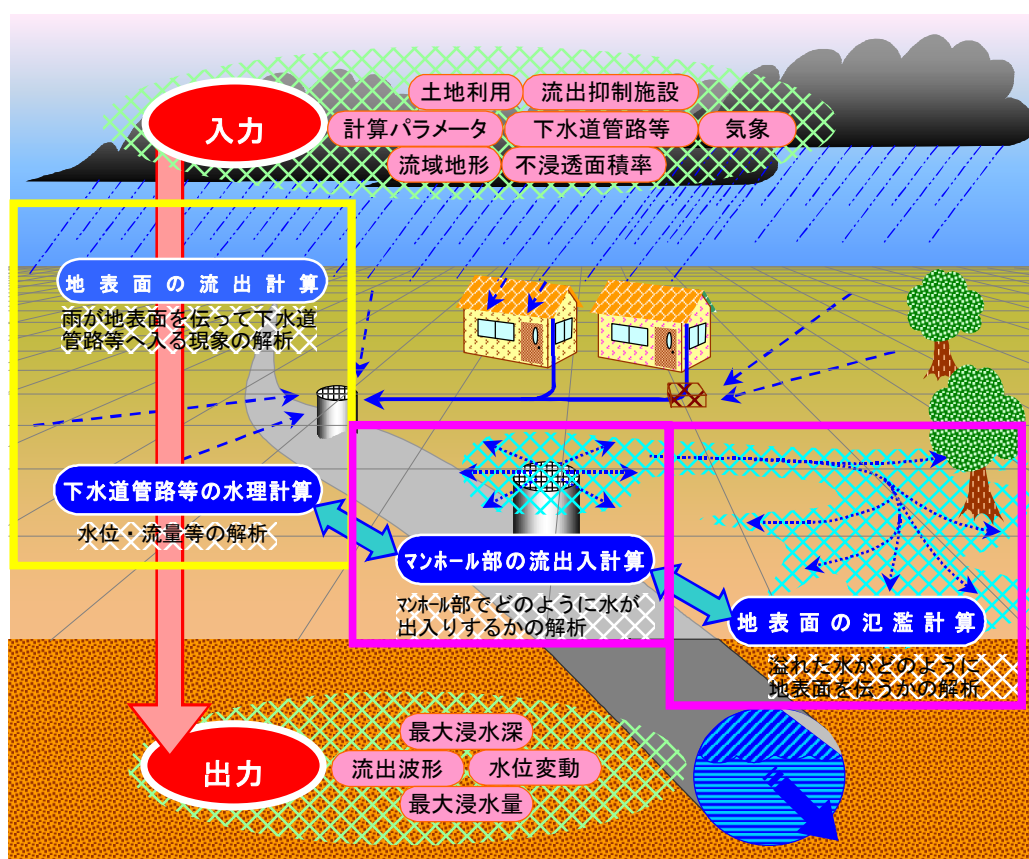


図 10-4 都市域の氾濫現象と解析のイメージ

10-2-1. 氾濫解析モデルの構成と概要

(1) 地表面流出モデル及び管渠内水理モデルの概要

地表面流出モデル及び管渠内水理モデルの概要を表 10-3 に示す。

表 10-3 地表面雨水流モデル及び管渠内水理解析モデルの概要

概 要	基礎式	入力データ・条件・パラメータ
<p>■ 地表面流出モデル</p> <ul style="list-style-type: none"> ・単位図法の1手法であるタイムエリア法によりモデル化 ・本手法は概ね合理式と同程度ビーク水量を与える 	<p>■ タイムエリア法 (汚水量 DWF, 点投入水量を考慮)</p> $q_i = 1/360 \sum_{n=1}^i R_n \cdot A_{i-n+1} + q_{sha} \cdot \sum_{n=1}^i A_n + q_{add}$ <p>ただし、q_i : 雨水流出力 (m³/s) R : Δt 毎の有効降雨量 (mm/hr : 降雨量 × 流出率 C) A : Δt 毎の等到達時間域面積 (ha) n : 等到達時間域の数 q_{sha} : 汚水量原単位 (面積原単位 : m³/s/ha) q_{add} : 点投入水量 (m³/s)</p>	<p>■ 入力データ</p> <ul style="list-style-type: none"> ◇ 検討対象降雨 (時系列データ) ■ 入力条件 <ul style="list-style-type: none"> ◇ 排水区画割, 区画割面積 ◇ 汚水量原単位 (面積原単位) ■ パラメータ <ul style="list-style-type: none"> ◇ 流出係数 ◇ 初期損失 : 見込まない ◇ 流入時間 : 7min (下水道計画より) ◇ 等到達時間域曲線 (T-A曲線) : 矩形流域を想定 ■ 主要なアウトプット <ul style="list-style-type: none"> ◇ 地表面流出水量 + DWF + 点投入水量 (下水道施設への流入水量)
<p>■ 管渠内水理解析モデル</p> <ul style="list-style-type: none"> ・任意の地点の水位・流量が算定可能な一次元不定流解析によりモデル化 ・解析は開水路流れの基礎式 (サンブナン式) を陰解法により解く ・圧力状態下についても仮想スロットを想定し、開水路流れの基礎式を適用 	<p>■ 一次元不定流解析 (サンブナン式)</p> <p>【連続式】 $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$</p> <p>【運動式】 $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_e + S_c + S_f - S_o) = 0$</p> <p>ただし、$A$: 流水断面積 (m²) Q : 流量 (m³/s) q : 流入水量 (m³/s) S_e : 入口/出口流出損失 (Entrance/Exit loss) S_c : 急縮/急拡損失 (Contraction/Expansion loss) S_f : 摩擦勾配 (Friction slope) S_o : 管渠勾配 (Bed slope)</p>	<p>■ 入力データ</p> <ul style="list-style-type: none"> ◇ 地表面雨水流モデルのアウトプット ◇ 放流先水位 (河川水位, 放流先管渠水位など) ■ 入力条件 : 施設諸元 <ul style="list-style-type: none"> ◇ 人孔・立坑, 管渠, 分水堰・雨水吐, 抽水所・ポンプ, 貯留池など ■ パラメータ <ul style="list-style-type: none"> ◇ 粗度係数 : 管渠材質別に設定 ◇ マンホールの水位損失 : 自然水路のため、基本的に見込まない (実データの再現性により必要に応じて見込む) ■ 主要なアウトプット <ul style="list-style-type: none"> ◇ 下水道施設内の流況 (水位, 流量の経時値) ◇ 被圧箇所, 能力不足箇所・溢水箇所 (浸水深)

(2) 地表面水理モデルの概要

地表面水理解析モデル（2次元不定流モデル）の基礎式を示す。

一般に、地表面氾濫解析の場合には粘性の影響は極めて小さいことから、基本的なパラメータは【地表面の摩擦抵抗係数（粗度係数）】のみとなり、【標高データ】を設定し、流入量（溢水量）を与えれば、流れの解析が可能となる。

◇運動方程式

（ x 成分）

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \underbrace{h \cdot U \frac{\partial U}{\partial x} + h \cdot V \frac{\partial U}{\partial y}}_{\text{移流項}} \\ & = \underbrace{-g \cdot h \cdot \frac{\partial Z_s}{\partial x}}_{\text{水頭項}} + \underbrace{\varepsilon \cdot h \cdot \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \right)}_{\text{水平渦動粘性力}} - \underbrace{\gamma_b^2 \cdot U \cdot \sqrt{U^2 + V^2}}_{\text{地表面の摩擦力}} \end{aligned}$$

※水平渦動粘性力：流体の粘性により生じる力

（ y 成分）

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q_y}{\partial t} + h \cdot U \frac{\partial V}{\partial x} + h \cdot V \frac{\partial V}{\partial y} \\ & = -g \cdot h \cdot \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \varepsilon \cdot h \cdot \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} \right) - \gamma_b^2 \cdot V \cdot \sqrt{U^2 + V^2} \end{aligned}$$

x, y : 平面の直交座標 (m)

t : 時間 (s)

Q_x : $U \cdot h$

Q_y : $V \cdot h$

U : 断面平均流速 (x 方向) (m/s)

V : 断面平均流速 (y 方向) (m/s)

Z_s : 水位 (m)

h : 水深 (m)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

ε : 水平方向の渦動粘性係数 (m²/s)

γ_b : 地表面の摩擦抵抗係数

q_{in} : 流入水量 (m/s)

◇連続方程式

$$\frac{\partial Z_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = q_{in}$$

◇地表面の摩擦抵抗係数

$$\gamma_b = \frac{\sqrt{g}}{n \cdot h^{1/6}}$$

n : マニングの粗度係数

(3) 接続モデルの概要

管渠からの溢水や地表面への再流入については、一般的な知見がなく、現在、[国土技術総合政策研究所(国総研)]において、実験及び評価手法の研究が進められているところである。

本検討で用いる[MIKE URBAN FLOOD]では、接続モデルとして以下のモデルが採用可能であり、例えば雨水ます等の不足による流出入阻害が表現できる。

◇オリフィス

◇堰

◇指数関数

[接続モデルの基礎式] オリフィスモデルの例

$$Q_{in} = \min(-Q_{max}, Q_o)$$

$$Q_{out} = \max(Q_{max}, Q_o)$$

Q_{in} : 管渠モデルへの流入量

Q_{out} : 管渠モデルからの流出量

Q_{max} : 最大流出入量 (モデル初期値 $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$)

Q_o : オリフィス式による流出入量

$$Q_o = C A_{manhol} \sqrt{2g(H_p - H_g)} : \text{オリフィスモデル (モデル初期設定)}$$

C : オリフィスの流量係数 (モデル初期値 0.98)

A_{manhol} : マンホール面積 (m^2)

G : 重力加速度 (m^2/s)

H_p : 管渠モデルの水位

H_g : 地表モデルの水位

10-3. 地表面流出モデル及び水路モデルの作成

■モデル化の方針

水路測量結果、公開データ等からモデル化を行う。

水路：浸水対策検討区域内の主要な水路をモデル化

地表面：標高と粗度係数を10mメッシュ精度でモデル化

■モデルパラメータ

流出係数、粗度係数及びその他のモデルパラメータは、下水道計画や河川計画諸元を基本とし、実績浸水エリアや浸水深が再現できるよう調整する。

10-3-1. 地表面水理モデルの作成

(1)メッシュサイズ

2次元モデルのメッシュの大きさ（解像度）は、以下の点を考慮し、設定する。

◇実績浸水状況を十分な精度で評価できること。

◇解析対象範囲の水の移動を一体的に評価できること。

◇計算負荷が過大にならないこと。

具体的には、表 10-4 のような考えでメッシュサイズは10mとする。

表 10-4 メッシュサイズの設定根拠

メッシュサイズの設定に考慮する項目	本検討での扱い
実績浸水状況を十分な精度で評価できること	<p>■25mメッシュ程度以下</p> <ul style="list-style-type: none"> ・家屋、道路の浸水状況（浸水範囲、浸水深）を表現するために、25mメッシュ程度以下とする。
解析対象範囲の水の移動を一体的に評価できること	<p>■10mメッシュ程度以下</p> <ul style="list-style-type: none"> ・2次元不定流モデルでは、地表面の局所地形を詳細に表現する必要がある。軌道敷や護岸等の線形構造物が高さで表現できる精度、10mメッシュ程度以下にする。 ・道路を介した氾濫水の移動を表現するため、10mメッシュ程度以下とする。
計算負荷	<p>■必要以上に小さくしない</p> <ul style="list-style-type: none"> ・計算負荷を考慮し、現実的な大きさとする。必要以上に小さなメッシュにはしない。
総合判定	<p>■採用：10mメッシュ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・浸水実績を表現し、且つ、氾濫水の移動を表現するために、10mメッシュ程度以下とする。 ・メッシュを小さくすることは、計算負荷を大きくすることになるため、必要以上に小さなメッシュは用いない。

(2) 標高データ

標高データは以下の方針で作成する。

◇対象地域の地盤高データを用い、これを 10m メッシュに変換する。

◇国土地理院から公開されている「基盤地図情報 数値標高モデル 5m メッシュ」の航空レーザ測量データを用いる。

◇10m メッシュの地盤高としては、当該メッシュ内にある地盤高データを基に、水路部のデータを除外した平均値を採用する。

(航空レーザ測量は水路内のデータも含まれているため、除外しないと平均地盤高が低くなる)

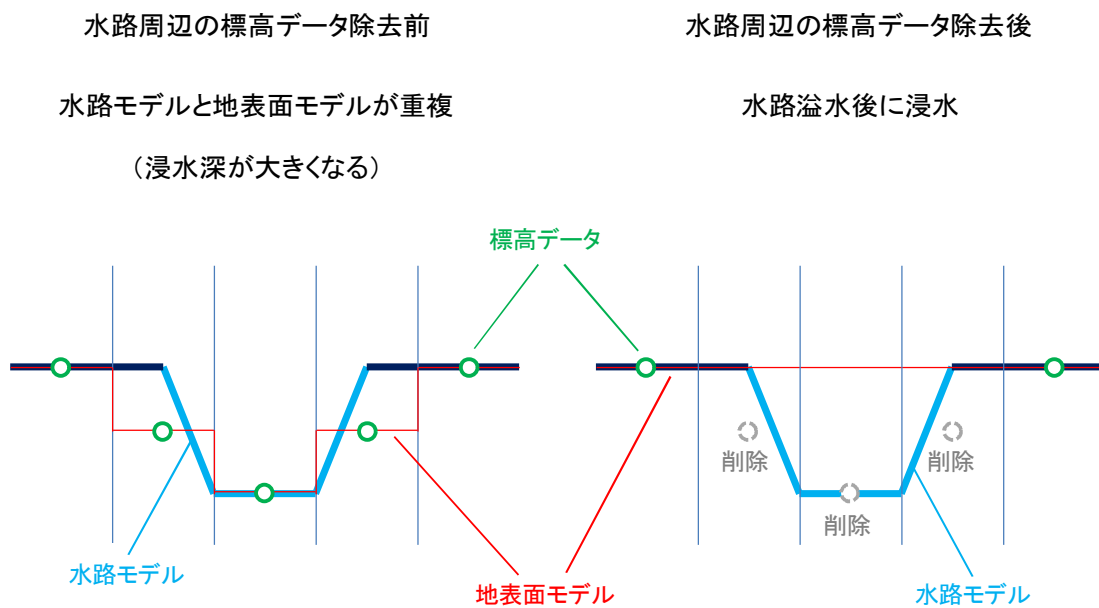
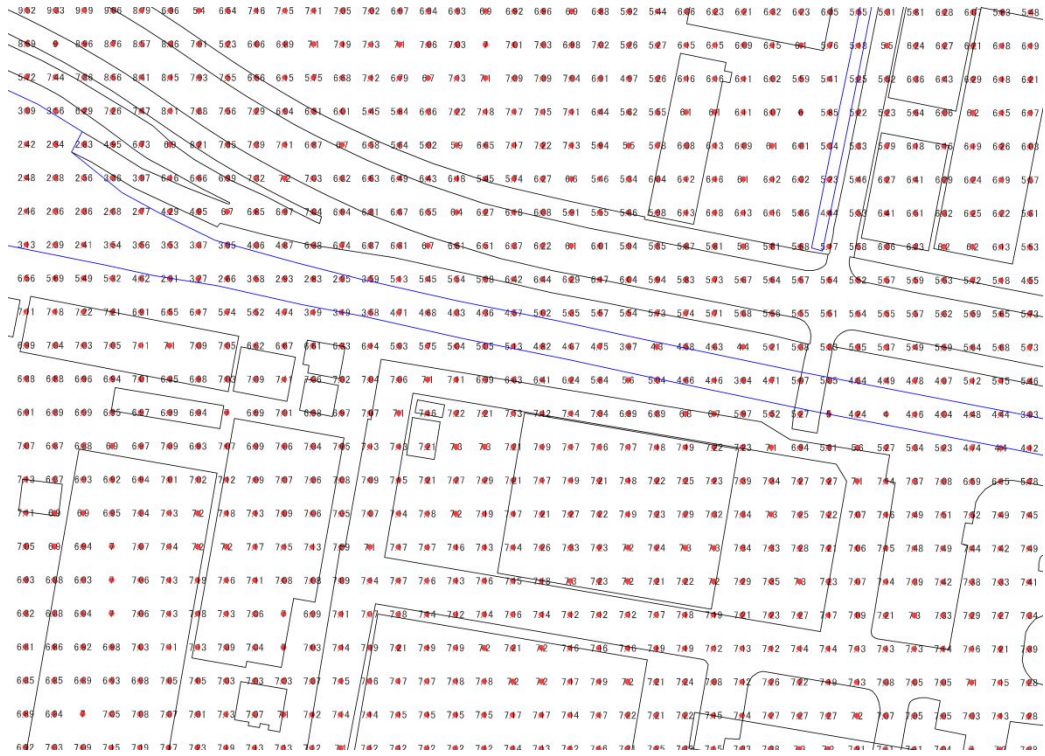


図 10-5 水路部の標高データ処理のイメージ



水域処理後

青:水域 水色:5m太らせた水域 赤丸:標高

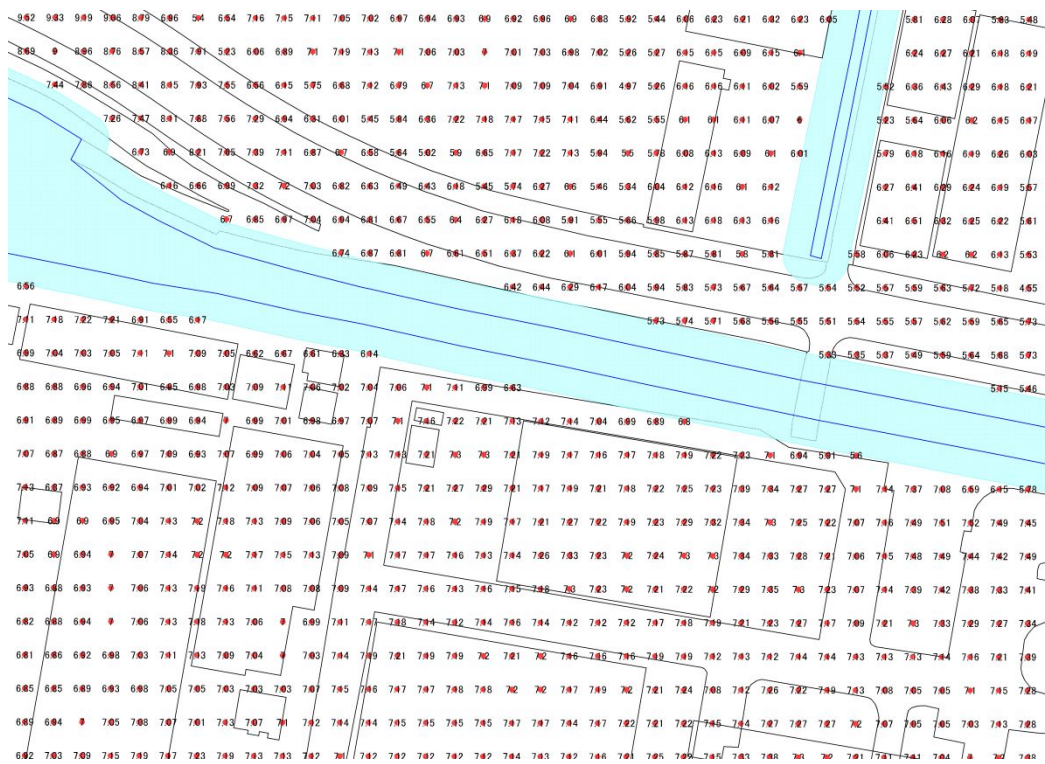
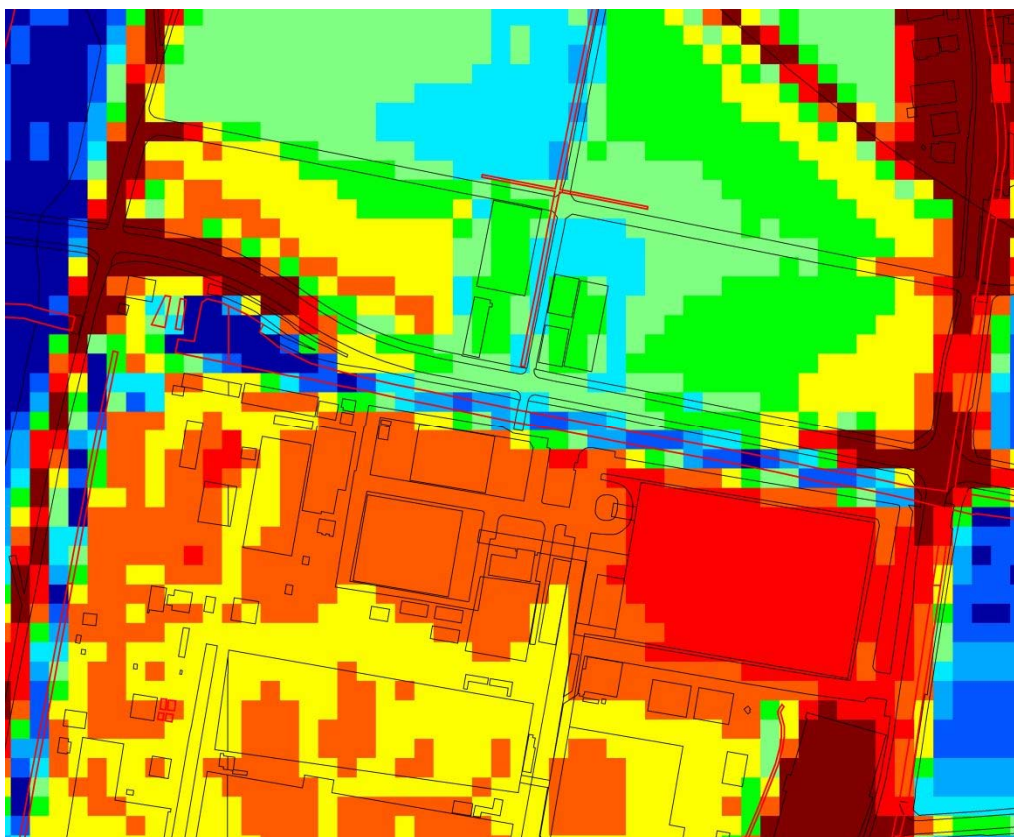


図 10-6 水路部の標高データ処理のイメージ

水域処理前の地盤高(水路内のみ除去)

赤線:水域



水域処理後の地盤高(水路周辺の標高データも除去)

赤線:水域

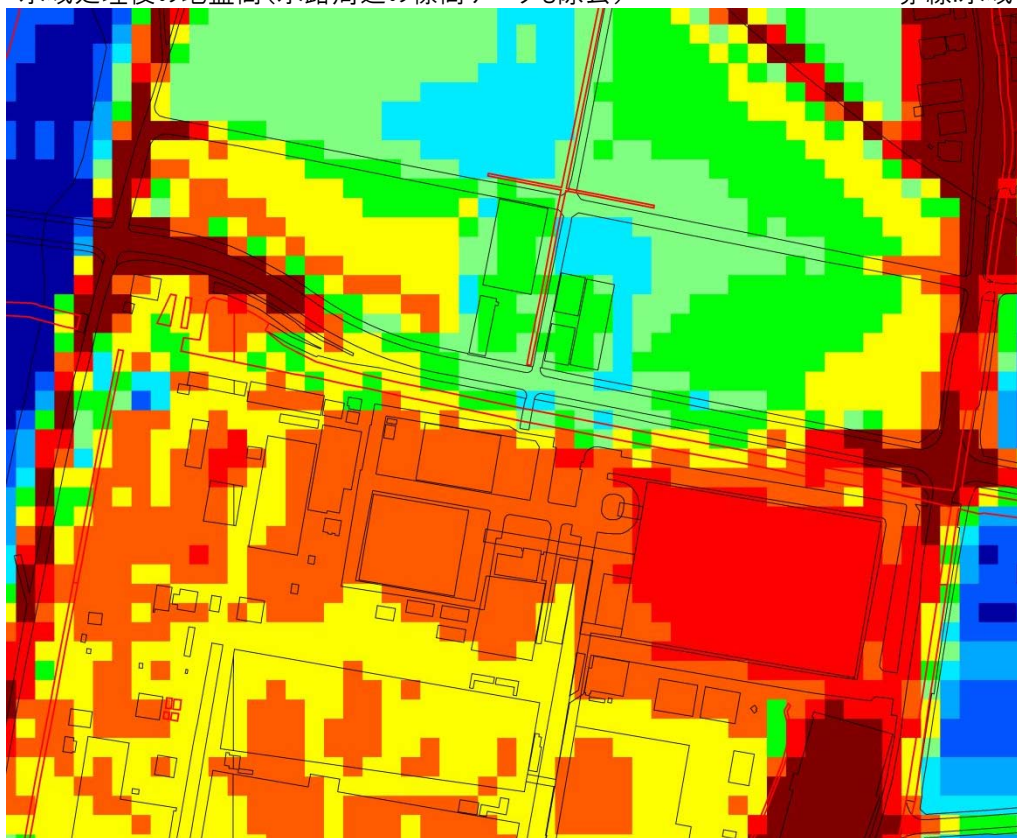


図 10-7 水路周辺の標高データ処理結果のイメージ

(3)粗度係数

10m メッシュでは建物による流下阻害を地形として評価することが困難なため、粗度係数として表現する。

建物による流下阻害を考慮した粗度係数の設定は、[氾濫シミュレーションマニュアル (案) 平成8年2月 土木研究所]において示されている[建物面積率と湛水深の関係式]を用いて設定する。

$$n^2 = n_0^2 + 0.02 \times \frac{\theta}{100 - \theta} \times h^{4/3}$$

n : メッシュ別粗度係数

$n_0 = 0.05$: 概ね道路・宅地として仮定

θ : 建物面積率 (%)

h : 湛水深

(建設省河川砂防技術基準(案), 国土技術総合政策研究所(国総研)が開発した氾濫解析モデル [NILIM] でも同様の設定方法を採用している。)

ただし、市販モデルでは湛水深により粗度係数をリアルタイムに変更できないため、道路湛水が主となるため [h=0.1m] とした場合の粗度係数を設定し、最終的にキャリブレーションによって調整するものとする。

8.4 計算条件の設定

計算条件の設定にあたっては、一次元モデルではモデル定数を設定する。簡易一次元不定流モデルや二次元モデルの場合は堤内地を分割するメッシュの大きさ、計算時間間隔、モデル定数を設定する必要がある。また、氾濫外力の条件設定にあたっては地形特性、重要水防個所などからみて越水・破堤個所を想定するとともに、越水深・幅、破堤幅を設定する。

解 説

1. モデル定数等の決定

一次元モデルでは既存の氾濫現象から見て、適切なモデル定数を設定する。実績値がない場合は特性が類似した河川流域のデータを参考値とする。

二次元モデルにおいては、原則として河道に沿った方向にメッシュ分割を行う。メッシュ分割にあたっては、氾濫原の面積、地形特性、用途などを考慮してメッシュの大きさを決定する。目安としては総メッシュ数は1万個以内、氾濫流の横断方向のメッシュ数は最低3個、メッシュ間の地盤高差は50cm以内とする。直轄河川の実績では500mまたは250mメッシュを採用している例が多い。ただし、氾濫水の伝播が重要となる避難計画を検討する場合はメッシュを細かくする一方、急勾配の河川流域において氾濫解析を実施する場合は、メッシュを若干大きくしてもよいものとする。

なお、計算の安定条件はメッシュの大きさと計算時間間隔の関係で決定されるので、この面での検討も必要となる。メッシュの大きさが決定されると、計算の安定条件から計算時間間隔が決定される。通常、メッシュの大きさ500mに対して計算時間間隔は20秒以内である。

モデル定数の設定はモデルごとに異なる(表6-4参照)が、簡易一次元不定流モデル、二次元モデルの場合、定数は粗度係数である。粗度係数は通常宅地、水田などの土地利用に対して設定されているが、二次元不定流モデルの場合は家屋占有率(家屋面積/全体面積の割合)と水深をパラメータとした以下に示す粗度係数算定式が提案されている。なお、底面粗度係数 n_0 は各土地利用ごとの粗度係数の面積加重平均式で表現している。

$$n^2 = n_0^2 + 0.020 \times \frac{\theta}{100 - \theta} \times h^{4/3}$$

$$n_0^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

ここで、 n :合成粗度係数($m^{-1/3} \cdot s$:以下同じ)、 n_0 :底面粗度係数、 θ :家屋占有率(%), $n_1=0.060$ (農地)、 $n_2=0.047$ (道路)、 $n_3=0.050$ (その他)、 A_1 :農地面積、 A_2 :道路面積、 A_3 :その他の土地利用面積である。

図 10-8 「建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編」

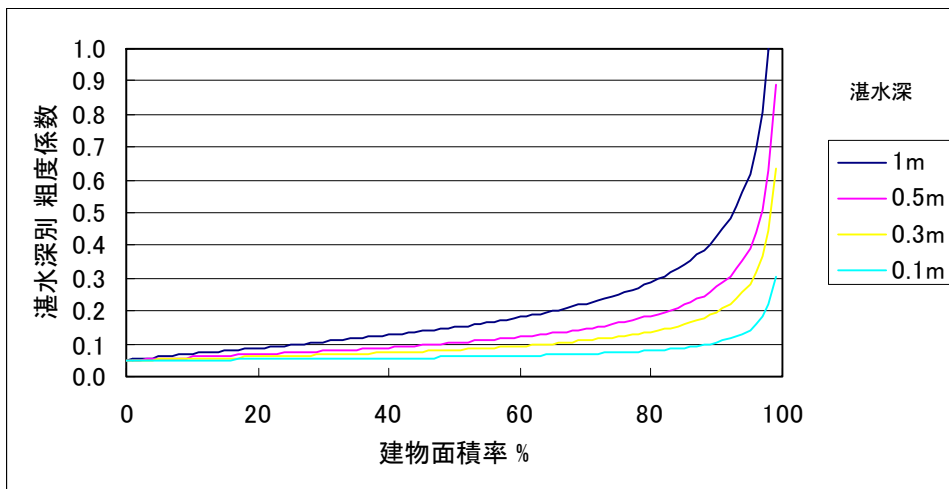
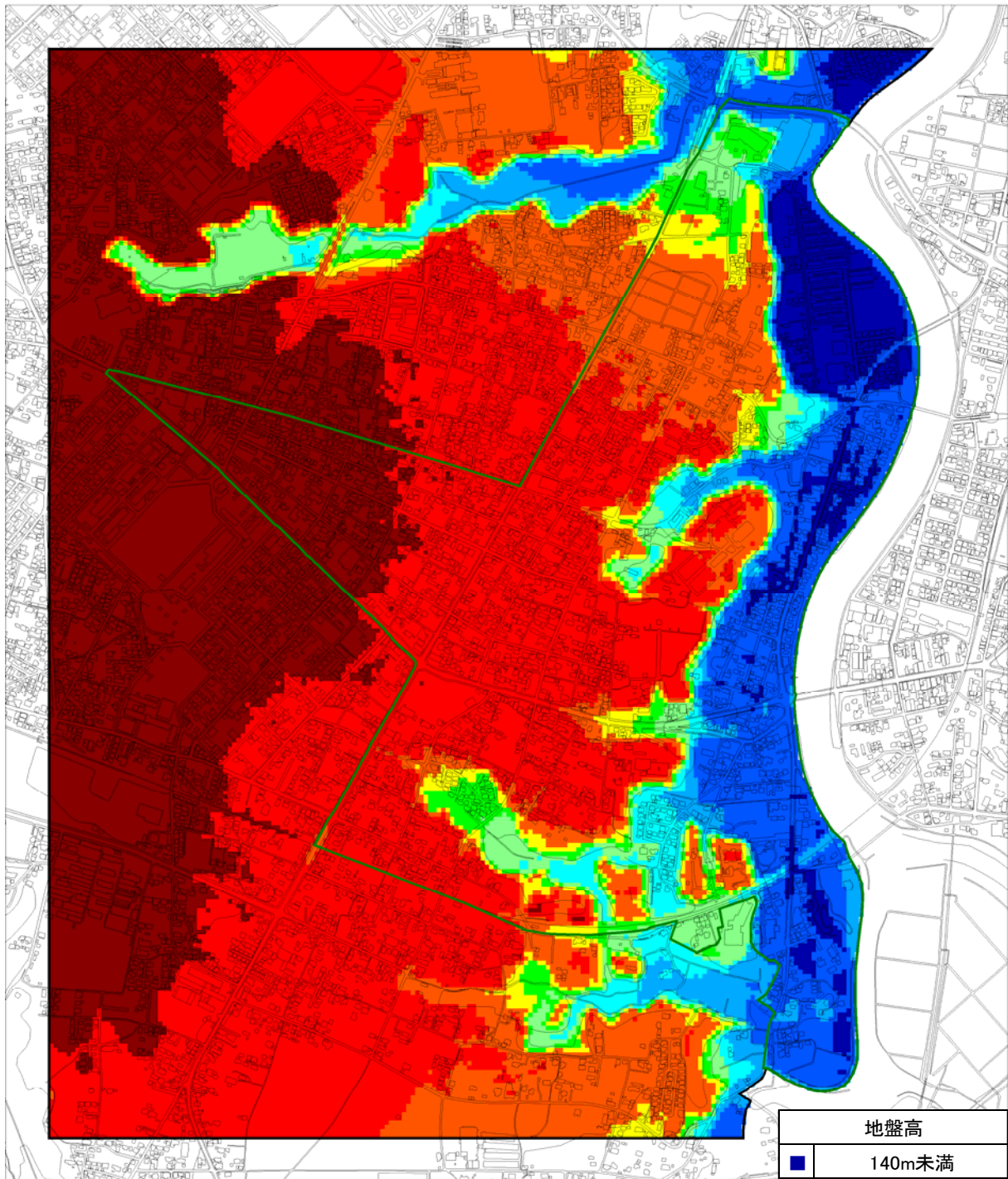
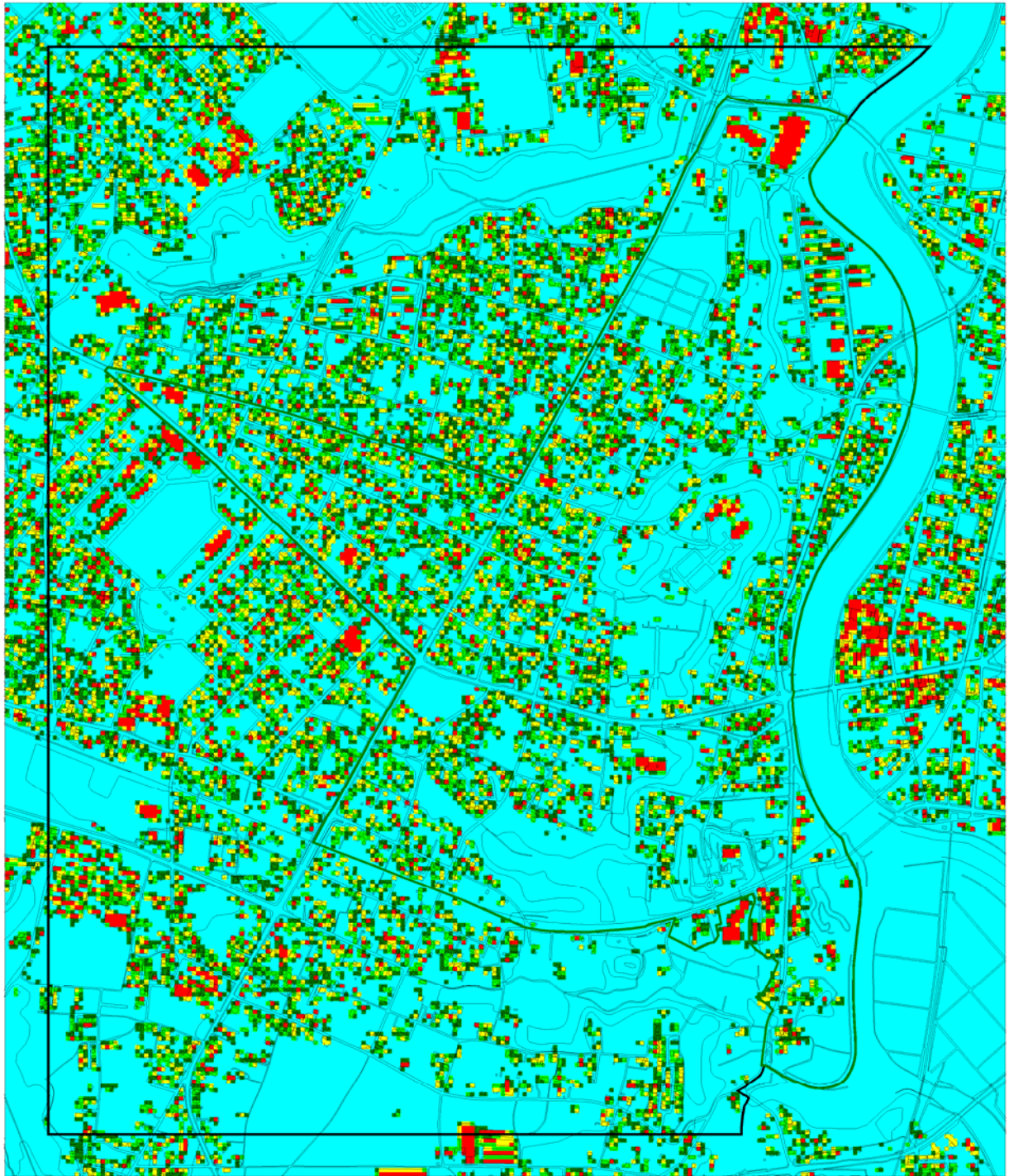


図 10-9 建物面積率・湛水深と粗度係数の関係



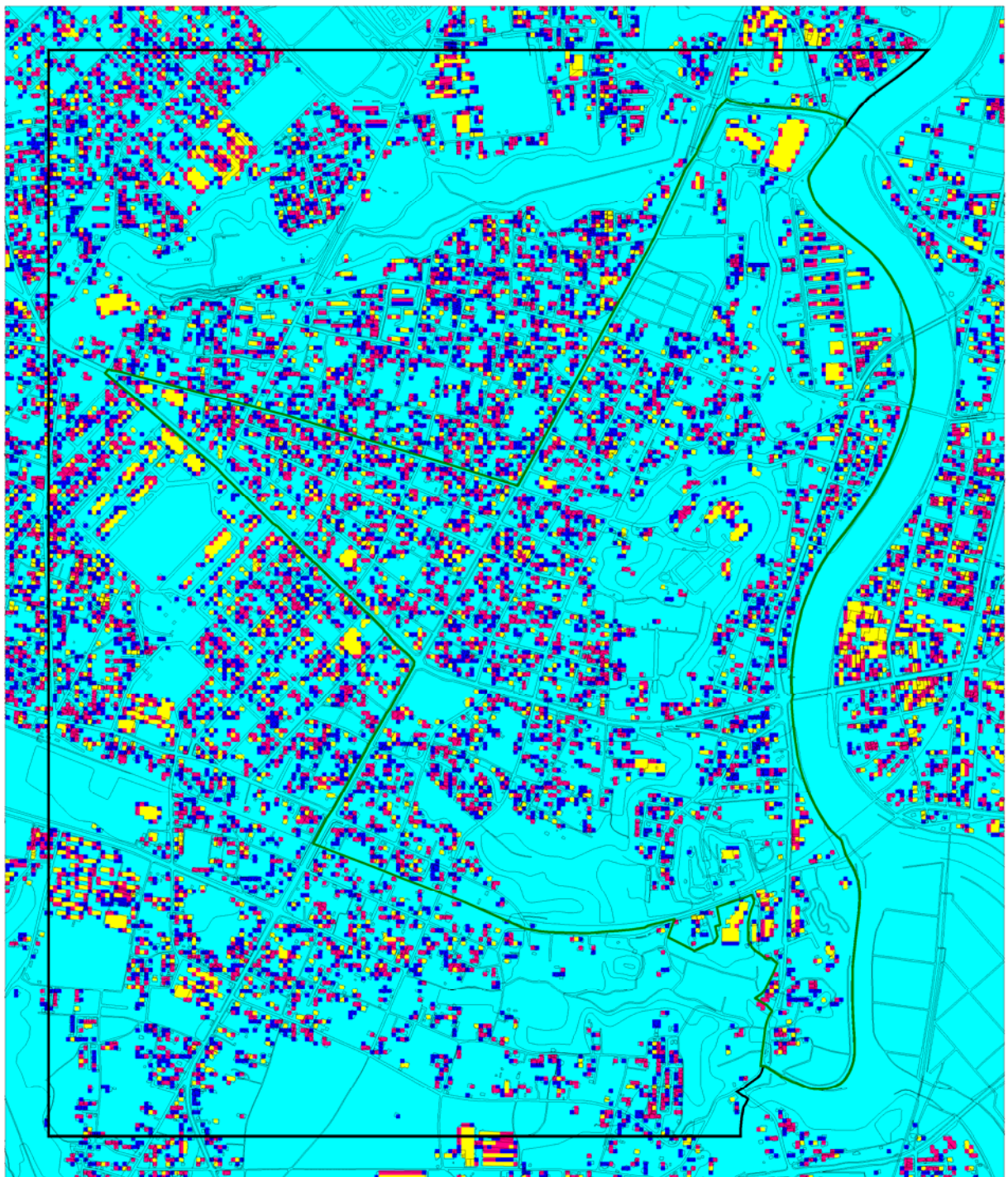
地盤高	
■	140m未満
■	140m以上143m未満
■	143m以上146m未満
■	146m以上149m未満
■	149m以上152m未満
■	152m以上155m未満
■	155m以上158m未満
■	158m以上161m未満
■	161m以上164m未満
■	164m以上

図 10-10 標高データ (10m メッシュ)



建物面積率	
■	0-0.2
■	0.2-0.4
■	0.4-0.6
■	0.6-0.8
■	>=0.8

図 10-11 建物面積率 (10m メッシュ)



粗度係数	
■	0-0.05
■	0.05-0.055
■	0.055-0.06
■	0.06-0.08
■	>=0.08

図 10-12 粗度係数 (10 メッシュ)

10-4. 水路モデル

10-4-1. 対象排水区

対象排水区は、表 10-5 に示すとおりである。

以下の 2 つの時点における計画区域と面積を整理する。

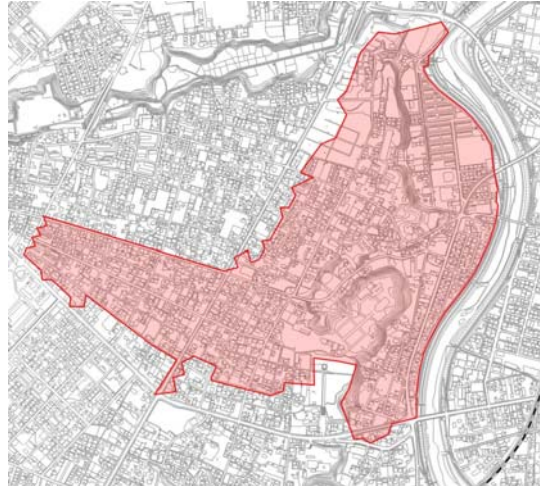
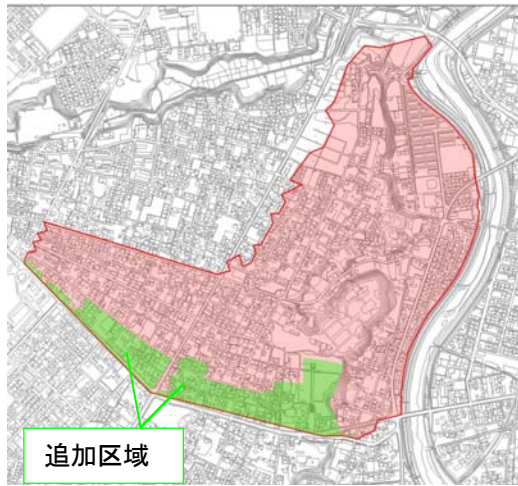
◇既計画区域（本業務開始時点）

◇本業務検討後

既計画では、県道 31 号線付近の区域は五十市排水区に流入し、岳下ポンプ場で大淀川へ放流される。しかし、五十市排水区では岳下ポンプ場の能力不足により浸水が発生しているため、現状は岳之下排水区の岳下第二樋管から県道 31 号線付近の雨を放流している。

本計画では現況の水路系統を計画に位置付けるため、既計画の 94.8ha から一部区域（13.21ha）を追加し 108.01ha とする。

表 10-5 対象排水区

	既計画区域（本業務開始時点）	本業務検討後
対象区域		

10-4-2. 排水系統

岳之下排水区は、大淀川に向かって西から東に流れる5つの排水系統がある。図 10-13 にそれぞれの排水系統と樋管の名称を示す。

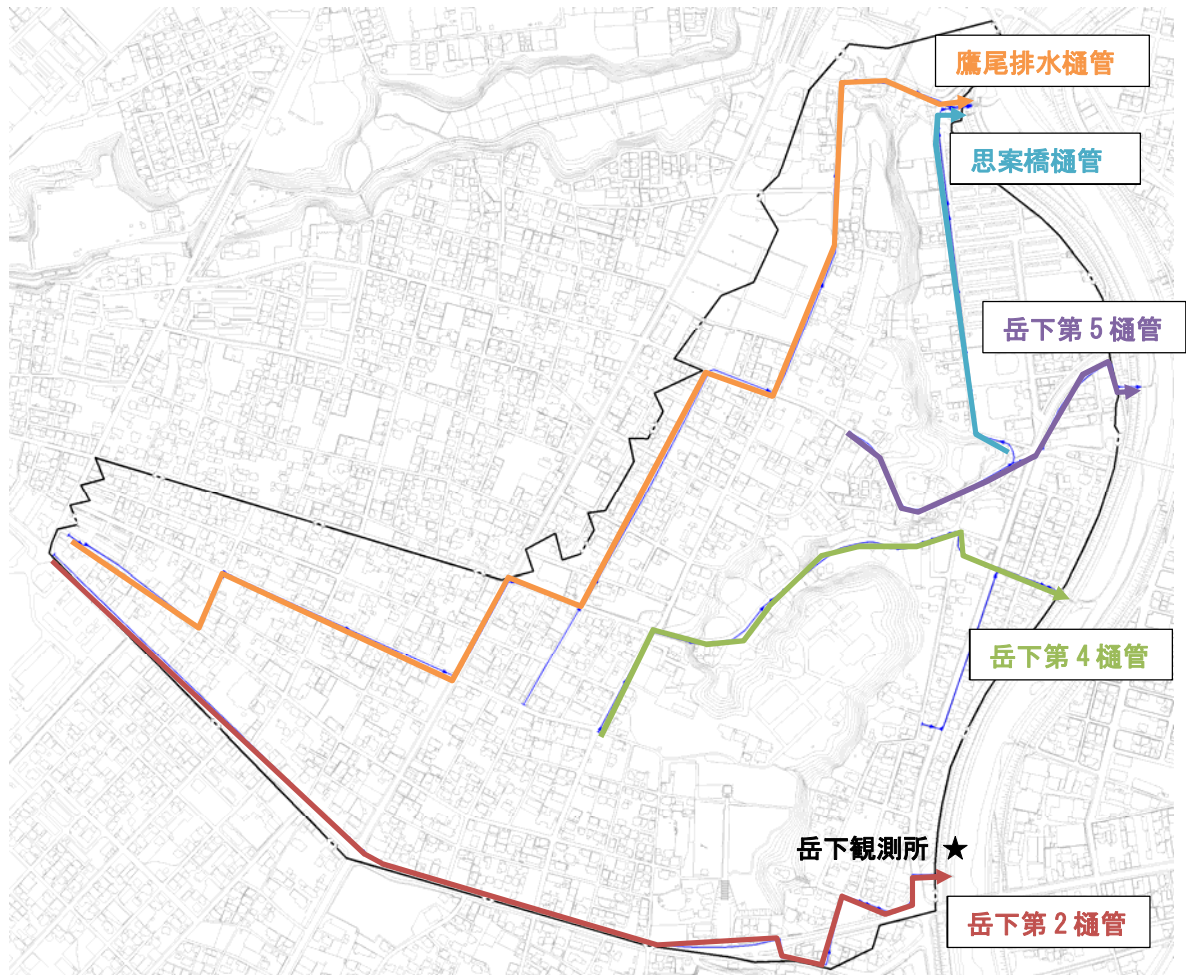


図 10-13 岳之下排水区の排水系統

10-4-3. 外水位設定

外水位となる大淀川の水位観測は図 10-13 に示す岳下観測所でのみ実施されている。各吐口の外水位は、岳下観測所で観測・計算された水位を基準に、河川整備計画（平成 27 年度 大淀川水系超過洪水浸水解析検討業務参照）で設定された河床勾配を用いて直線補完し算定することとする。表 10-6 に岳下観測所と各樋管の高さ関係を示す。

表 10-6 岳下観測所との高さ関係設定結果

地点名	岳下観測所	鷹尾排水	思案橋	岳下第 5	岳下第 4	岳下第 2
距離標 (m)	77,600	76,370	76,370	76,850	77,223	77,660
基準高 (m)	0	-0.49	-0.49	-0.30	-0.15	0.02
標高 (T. P. m)	135.00	134.51	134.51	134.70	134.85	135.02

10-4-4. モデル構築方針

平成 18 年度の「第 R2-01 号 雨水施設基本設計業務委託本業務」において岳之下排水区のモデルは構築されているが、計画が策定されてから 10 年以上経過していることから現況の排水状況や浸水状況を正確に把握できない可能性がある。よって、本業務では、水路測量を行い、測量成果から現況モデルを構築する方針とした。

10-4-5. モデル構築結果

測量成果を基に管渠モデルを構築した。使用するモデルソフトは地表面モデルと組み合わせることで氾濫解析が実施できる Mike Urban を採用した。

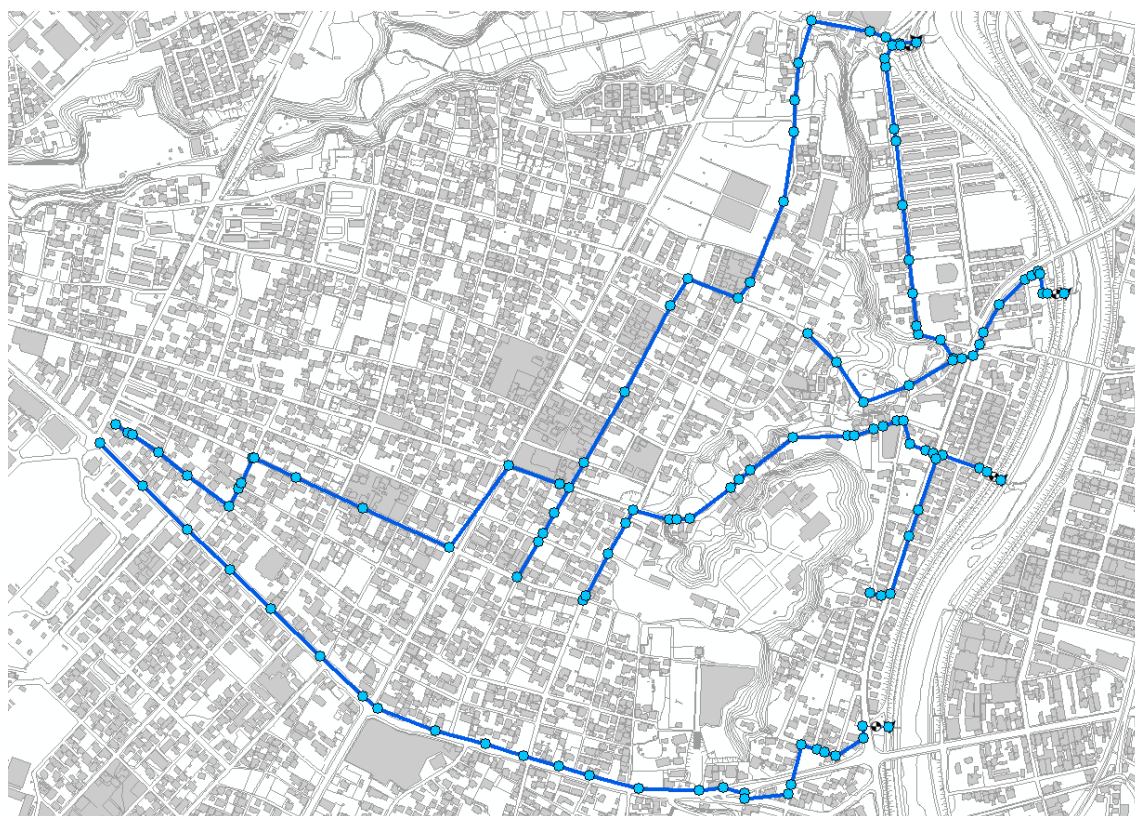


図 10-14 管渠モデル構築結果

10-5. キャリブレーション

10-5-1. キャリブレーション対象降雨

キャリブレーション対象降雨は浸水実績のある降雨のうち、現況施設の状況に近いものが望ましいため、直近の浸水被害日である令和元年7月3日の降雨を対象とする。また、浸水実績はないが都城气象台において既往最大降雨を記録した平成28年9月20日についても確認を行う。

各降雨の概要を表 10-7 に、降雨及び水位の変動、樋門の閉門時間を図 10-15、図 10-16 に示す。

表 10-7 キャリブレーション対象降雨

降雨日	最大時間雨量 (都城气象台) mm/h	総雨量 (都城气象台) mm	最大水位 (岳下) t.p.m
2016/9/20	75.0	156.5	140.2
2019/7/3	35.0	372.0	140.1

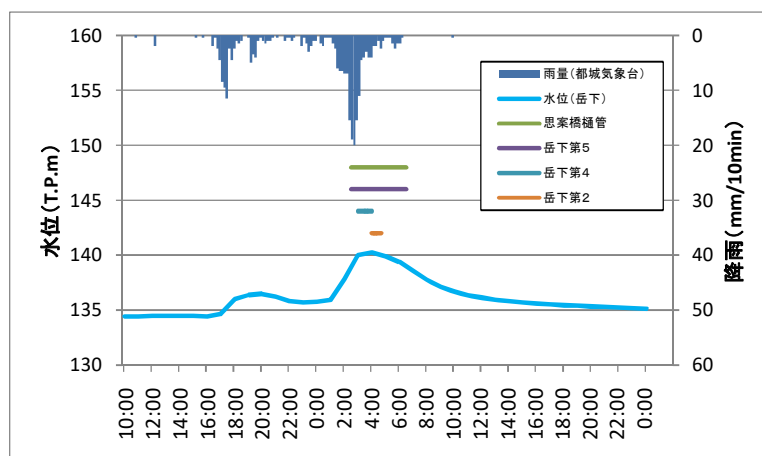


図 10-15 2016年9月19～20日の降雨、水位、樋門操作状況

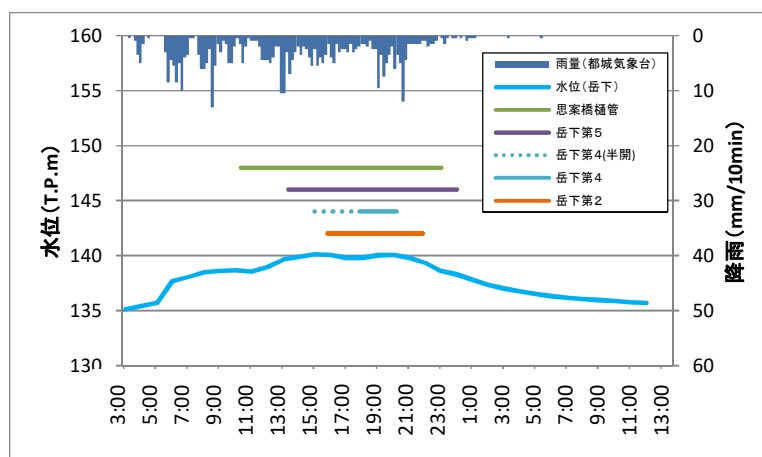


図 10-16 2019年7月3～4日の降雨、水位、樋門操作状況

10-5-2. キャリブレーション時の外水位

キャリブレーションに使用する外水位は岳下観測所の実測水位を使用する。各吐口の外水位は 10-4-3. に示す通り、河床勾配から直線補完して設定する。

外水位のグラフを図 10-17、図 10-18 に示す。

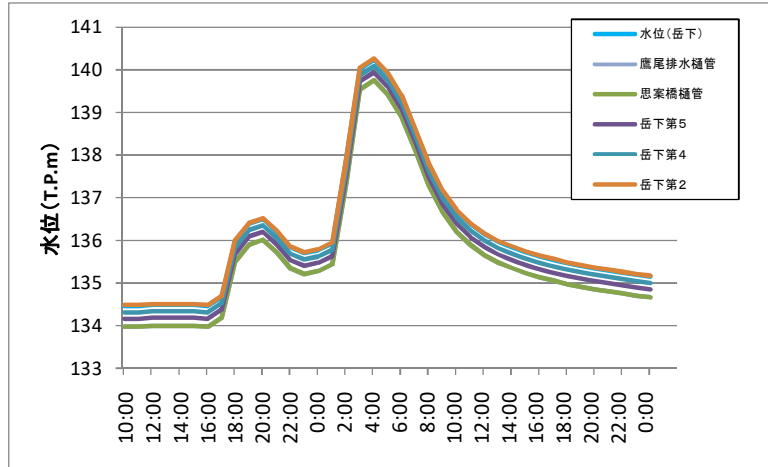


図 10-17 2016年9月19～20日の外水位設定

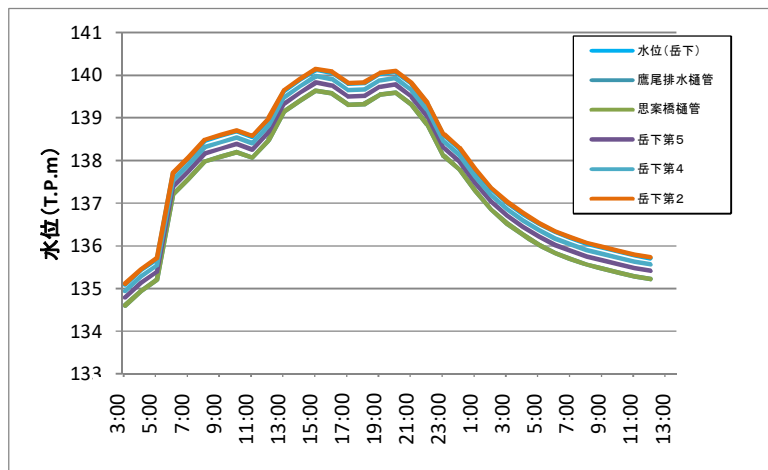


図 10-18 2019年7月3～4日の外水位設定

10-5-3. キャリブレーション条件

キャリブレーションで解析するシミュレーションケースは表 10-8 のとおり。

表 10-8 キャリブレーションケース

ケース	対象降雨	外水位	樋門状況	流出係数
1	16/9/20 降雨 (都城气象台)	岳下観測所の水位から 直線補完	実績	0.50 既計画値
2	19/7/3 (都城气象台)	岳下観測所の水位から 直線補完	実績	0.50 既計画値

10-5-4. キャリブレーション結果

キャリブレーション結果を表 10-9、表 10-10 に示す。

2016年9月20日の既往最大降雨時には、浸水実績は報告されていないが本モデルでのシミュレーション結果では大淀川沿い付近の浸水常襲区域で浸水が発生しており、実態と整合していない。浸水が発生した要因としては、土地利用の都市化が進んでおらず、流出係数が実態よりも高く設定している可能性がある。また、浸水実績は住民の報告が無ければ把握できないため、実際に浸水が発生している可能性もある。

一方、2019年7月3日の降雨では、浸水実績とほぼ同じ範囲で浸水状況が再現できた。

表 10-9 キャリブレーション結果 (2016年9月20日)

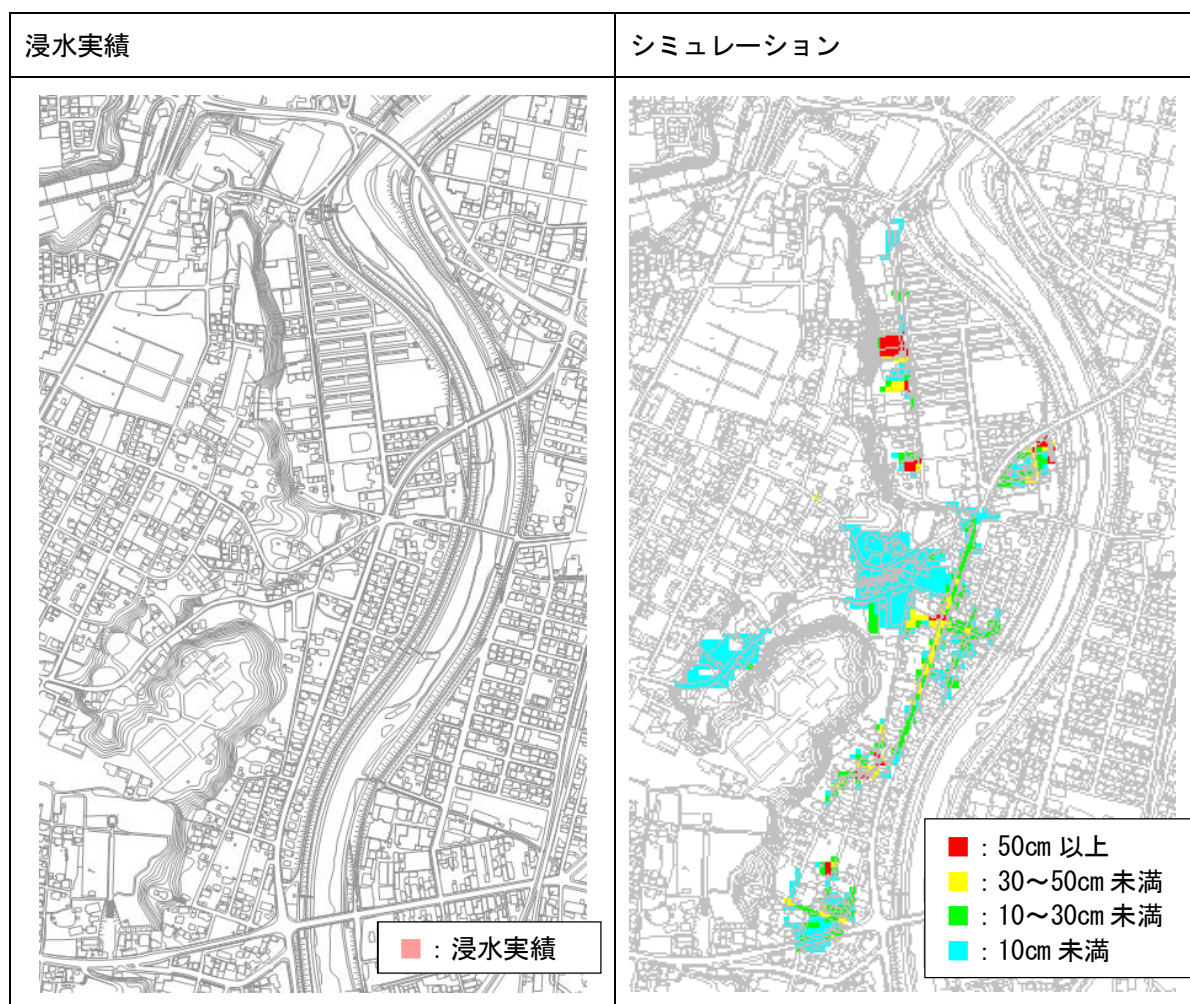
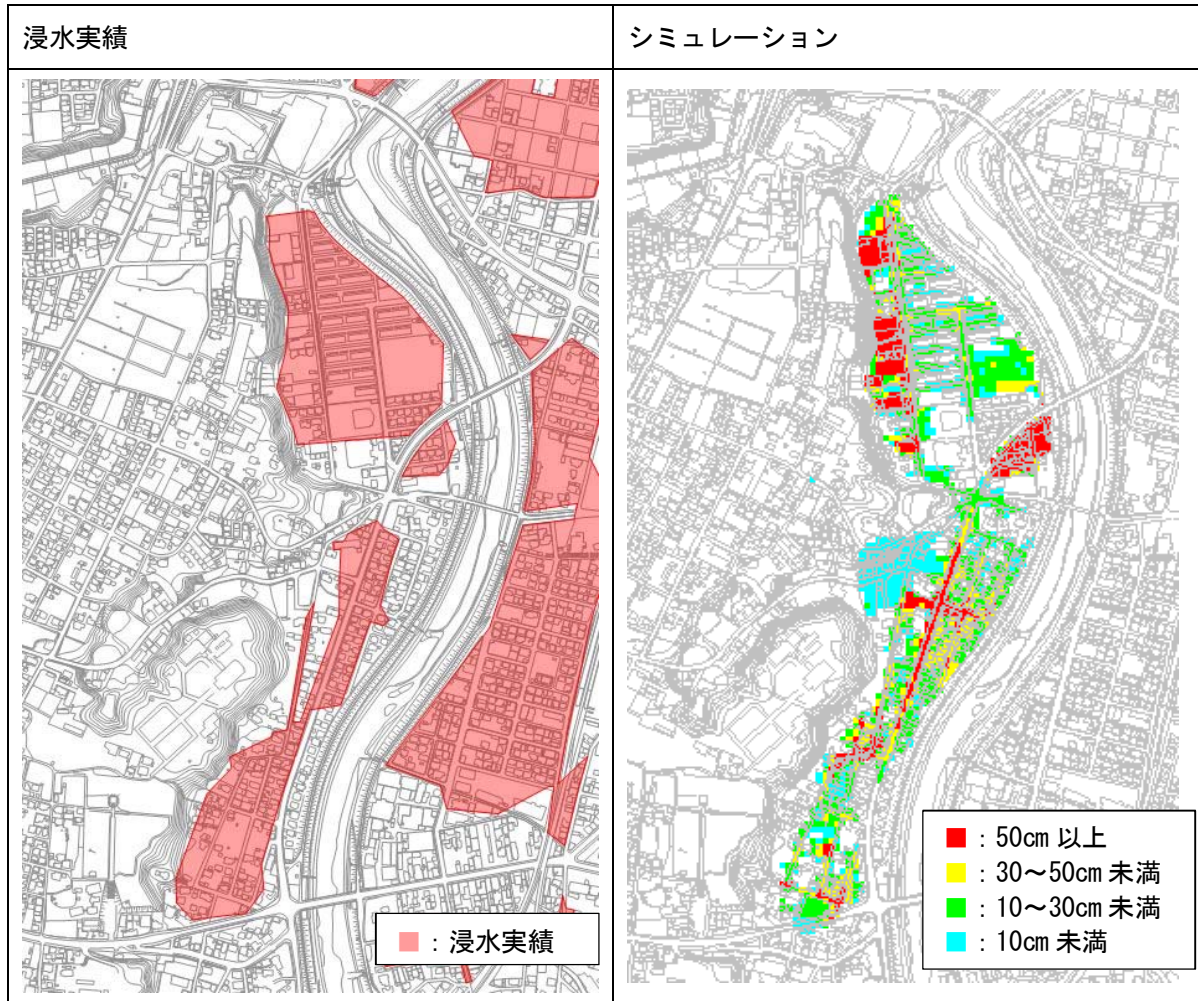


表 10-10 キャリブレーション結果 (2019年7月3日)



10-6. 河川水位モデル

10-6-1. モデル構築方針

岳之下排水区では鷹尾排水樋管を除く全ての吐口で、樋門が閉まった後の内水排水の手段がない。そのため、本排水区の浸水には大淀川の水位変動が大きく影響していると考えられる。

本業務では、外水位条件を計画高水位（HWL）で一定とするのではなく、水位変動を考慮した外水位設定を行うために大淀川の流出モデルを構築する。

10-6-2. 流出モデルの概要

降雨をハイドログラフに変換するために流出計算モデル（貯留関数法）を作成する。貯留関数法の基礎式は次に示す。

流域の貯留関数及び連続方程式は、それぞれ下式で表される。

$$\frac{ds}{dt} = f(t) \cdot r(t) - q(t + Tl)$$

$$s(t) = K \cdot q(t + Tl)^P$$

$$q(t) = \frac{3.6 \cdot Q(t)}{A}$$

ただし、

$$\sum r(t) \leq R_0 \quad \text{の場合、} \quad f(t) = 0.0$$

$$R_0 < \sum r(t) < R_0 + R_{sa} \quad \text{の場合、} \quad f(t) = f_1$$

$$\sum r(t) > R_0 + R_{sa} \quad \text{の場合、} \quad f(t) = 1.0$$

ここで、

$$R_{sa} = \frac{\left(R_{sum} - \frac{Q_{sum}}{1000 \cdot A} \right)}{(1 - f_1)}$$

また、流域からの流出量 $Q_{ca}(t)$ は、基底流量 $Q_b(t)$ を含めて次の式で与える。

$$Q_{ca}(t) = \frac{1}{3.6} \cdot A \cdot q(t) + Q_b(t)$$

ここで、

$s(t)$: 貯留高 (mm)、 $f(t)$: 流入係数、 $r(t)$: 流域平均降雨強度 (mm/h)、
 $q(t)$: 直接流出高 (mm/h)、 Tl : 遅滞時間 (mm/hr)、 K : 定数、 P : 定数、
 $Q(t)$: 直接流出強度 (m^3/s)、 A : 流域面積 (km^2)、
 $\sum r(t)$: 降雨の降り始めから該当時刻までの流出平均降雨強度の和、
 R_0 : 初期損失雨量 (mm)、 R_{sa} : 飽和雨量 (mm)、 R_{sum} : 総降雨量 (mm)、
 Q_{sum} : 総直接流出量、 f_1 : 一次流出率、 $Q_{ca}(t)$: 流域からの流出量 (m^3/s)、
 $Q_b(t)$: 基底流量 (m^3/s)

を表す。

河道区間の貯留関数及び連続方程式は、それぞれ下式で表される。

$$S_1(t) = K \cdot Q_1(t)^P - Tl \cdot Q_1(t) \quad \dots\dots\dots \text{式 A}$$

$$\frac{dS_1(t)}{dt} = I(t) - Q_1(t)$$

$$Q_1(t) = Q(t + Tl)$$

$S_1(t)$: みかけの河道貯留量 ($(m^3/s) \cdot hr$)、 Q_1 : 遅滞時間 Tl を考慮した流出量 (m^3/s)、

$Q(t)$: 流出量 (m^3/s)、 $I(t)$: 流入量 (m^3/s)、 Tl : 遅滞時間 (hr)、

K 、 P : 河道による定数

「大淀川水系河川整備基本方針 平成 28 年 7 月」において、大淀川水系の流出解析が実施されている。以下に大淀川流域の流出モデルの小流域界、流域分割諸元、並びに流出解析モデル図を示す(いずれも出典は「大淀川水系河川整備基本方針 平成 28 年 7 月」)。

流出モデルは、以下の考え方をもとに流域、河道の分割を行い、流域は 71 分割、河道は 32 分割としている(参照)。

- ・ 基準地点、主要地点、主要支川
- ・ 洪水調節施設
- ・ 内水地区、自然流出域
- ・ 降雨特性及び流出特性
- ・ 全体的な流域分割面積のバランス
- ・ 各流域の面積は流域での貯留関数適用性に無理の生じない流域面積“100km 前後”
- ・ 河道は本川、支川での貯留量が大きい区間及び、上流部において河床勾配が大きく貯留量は小さいものの、河道延長による遅れが見込まれる区間

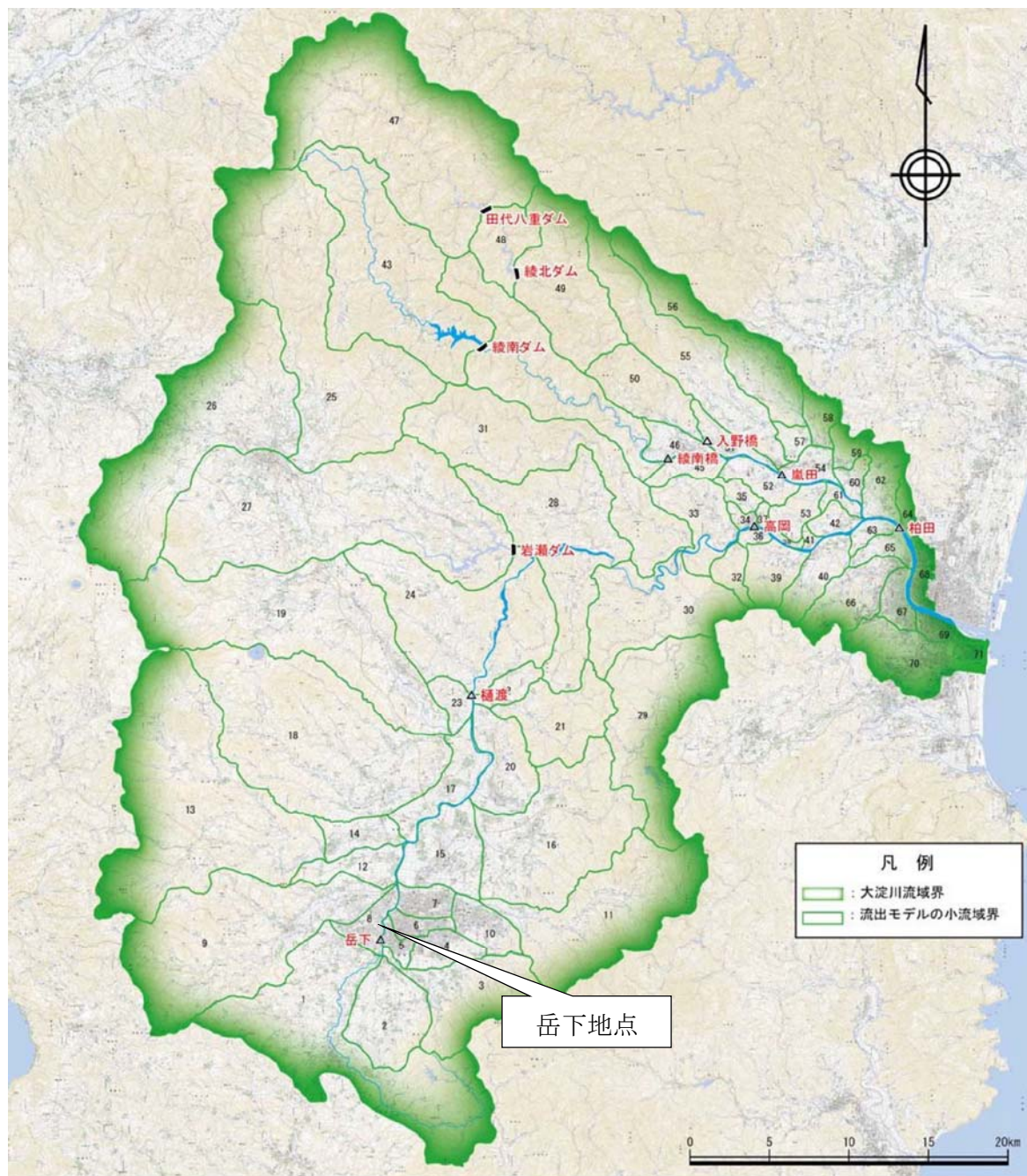


図 10-19 大淀川流域 流出モデルの小流域界

表 10-11 大淀川流域分割諸元

流域番号	流域名	流域面積 (km ²)	流域番号	流域名	流域面積 (km ²)
1	本川上流域	91.3	36	高浜内水域	2.0
2	梅北川流域	22.9	37	下飯田内水域	1.1
3	萩原川流域	35.1	38	栗野内水域	0.9
4	姫城川分水域	7.5	39	瓜田川内水域	12.3
5	姫城川内水域	3.2	40	江川・天神川内水域	12.2
6	年見川流域	3.5	41	花見内水域	1.4
7	川東内水域	6.1	42	内之丸川内水域	4.3
8	岳下・志比田内水域	7.0	43	綾南ダム流域	87.0
9	横市川流域	100.2	44	綾南ダム残流域	56.4
10	年見川分水域	8.5	45	向川原・崎ノ田内水域	5.7
11	沖水川流域	73.7	46	弥次川内水域	8.2
12	乙房内水域	10.9	47	田代八重ダム流域	131.5
13	庄内川流域	119.2	48	田代八重残流域	16.8
14	庄内左岸内水域	8.8	49	綾北ダム残流域	45.4
15	高木内水域	20.7	50	綾北川下流域	22.3
16	東岳川流域	65.6	51	森永川・竹田川内水域	7.7
17	下水流内水域	13.8	52	嵐田内水域	7.4
18	丸谷川流域	107.9	53	明久川内水域	7.1
19	高崎川流域	97.5	54	太田原内水域	5.8
20	石山内水域	18.3	55	深年川流域	50.4
21	有水川流域	26.8	56	三名川流域	36.3
22	有水内水域	6.3	57	仮屋原川内水域	3.5
23	縄瀬内水域	5.8	58	宮本川内水域	6.5
24	炭床川等残流域	78.5	59	木脇川内水域	5.4
25	岩瀬川上流域	117.4	60	岩知野内水域	3.8
26	石氷川流域	96.8	61	金崎内水域	2.6
27	岩瀬川下流域	139.8	62	瓜生野川内水域	11.1
28	穴水川等残流域	71.4	63	跡江川内水域	2.8
29	境川・中下谷川流域	57.0	64	柏田内水域	4.5
30	境川等残流域	43.5	65	下小松内水域	6.7
31	浦之名川流域	70.5	66	大谷川流域	23.5
32	上・下谷川内水域	5.9	67	青柳川内水域	8.1
33	内山川等残流域	19.4	68	小松川内水域	6.6
34	尾谷川・高岡内水域	2.7	69	姥ヶ島内水域	3.7
35	飯田川流域	4.1	70	八重川流域	23.6
			71	飛江田内水域	1.8

は内水域。

また、「大淀川水系超過洪水浸水解析検討業務報告書 平成 28 年 3 月」では、貯留関
 数法河道モデル及び河道追跡モデル構築に伴い、流出解析モデルの分割流域を細分割し、
 流域定数を再整理している。

モデルの概要を図 10-21 に示す。

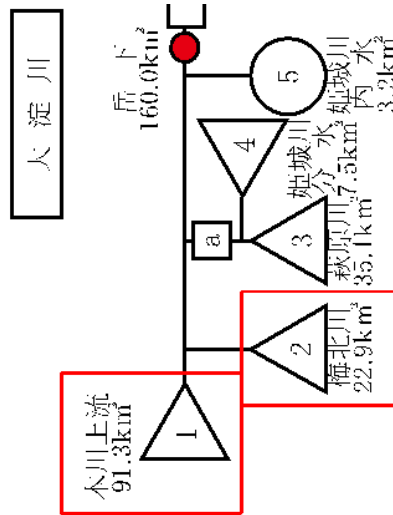


図 10-21 大淀川流出解析モデル図(H28.3 洪水モデル)

本検討の対象は岳下より上流部となる。岳下上流の流出解析モデル図は以下の通りで
 ある。

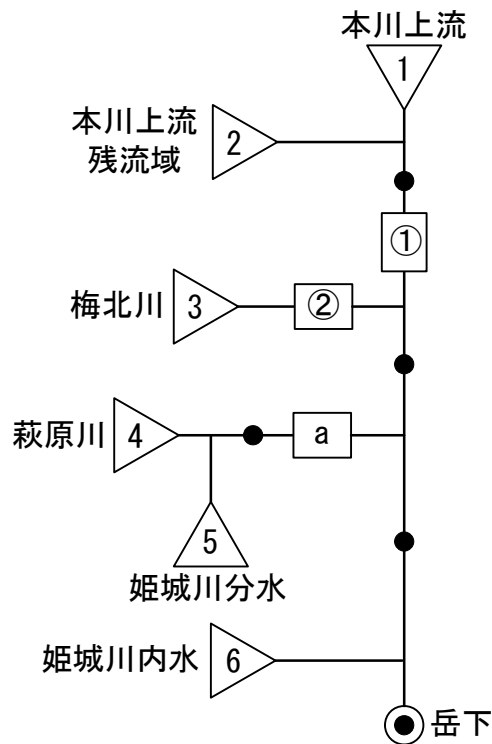


図 10-22 岳下上流区間 流出解析モデル図(H28.3 洪水モデルベース)

「大淀川水系超過洪水浸水解析検討業務報告書 平成 28 年 3 月」において、過去の主要洪水における降雨分布特性により、モデルの定数(k、p)が同定されている。

流域定数一覧表を表 10-12 に示す。このうち、本検討で適用するのは赤枠で示す流域 No. 1～5 である(表中黄色箇所は、「基本方針モデル」から追加になったブロック)。なお、パラメータ値は「基本方針モデル」と同値である。

大淀川本川筋の河道定数一覧表を表 10-12 に示す。河道定数については、「H28.3 洪水モ

デル」により kadou1、kadou2 が追加となっている。支川の河道定数一覧表を

表 10-14 に示す a 河道(萩原川下流)については山間部で川幅も狭いため、遅滞時間 T1 のみの設定となっている。

表 10-12 大淀川流域における流域定数一覧表(本川筋)

流域No	細分割	流域面積 A (km ²)	K	P	遅滞時間 Tl (分)	f1	Rsa (mm)	流路長 L (km)	勾配 I
1	1-1	76.1	28.10	0.35	140	0.40	270	29.4	0.0039
	1-2	15.2							
2		22.9	14.52	0.35	40	0.40	270	8.4	0.0072
3		35.1	12.45	0.35	50	0.40	270	11.2	0.0191
4		7.5	10.74	0.35	20	0.40	270	4.9	0.0035
5		3.2	6.03	0.35	10	0.40	270	2.5	0.0018
6		3.5	3.45	0.58	40	0.50	390	5.6	0.0049
7		6.1	3.80	0.58	20	0.50	390	3.4	0.0060
8		7.0	2.59	0.58	10	0.50	390	1.9	0.0117
9		100.2	26.34	0.58	180	0.50	390	26.7	0.0056
10		8.5	8.74	0.58	50	0.50	390	7.5	0.0100
11		73.7	18.74	0.58	140	0.50	390	21.8	0.0157
12		10.9	19.55	0.58	50	0.50	390	8.2	0.0027
13		119.2	19.94	0.58	170	0.50	390	25.6	0.0153
14		8.8	14.23	0.58	50	0.50	390	7.5	0.0064
15		20.7	11.34	0.58	30	0.50	390	4.6	0.0041
16	16-1	31.0	18.21	0.58	110	0.50	390	16.4	0.0110
	16-2	12.9							
	16-3	11.1							
	16-4	10.6							
17		13.8	9.74	0.58	20	0.50	390	3.3	0.0072
18		107.9	23.63	0.58	200	0.50	390	30.7	0.0102
19		97.5	21.44	0.58	200	0.50	390	30.8	0.0130
20		18.3	10.30	0.58	30	0.50	390	4.9	0.0125
21	21-1	21.7	12.81	0.58	50	0.50	390	7.6	0.0176
	21-2	5.1							
22		6.3	13.13	0.58	40	0.50	390	5.7	0.0094
23		5.8	12.73	0.58	20	0.50	390	3.0	0.0047
24		78.5	28.04	0.45	50	0.60	220	9.5	0.0060
25		117.4	21.20	0.45	80	0.40	470	31.9	0.0129
26		96.8	13.94	0.45	50	0.40	470	19.5	0.0231
27		139.8	21.31	0.45	70	0.40	470	31.3	0.0088
28		71.4	27.21	0.45	80	0.60	220	16.2	0.0121
29		57.0	30.29	0.45	120	0.60	220	23.4	0.0130
30		43.5	21.65	0.45	60	0.60	220	11.2	0.0166
31		70.5	36.69	0.45	180	0.60	220	33.9	0.0106
32		5.9	13.60	0.45	30	0.60	220	5.4	0.0340
33		19.4	20.93	0.45	40	0.60	220	8.6	0.0111
34		2.7	8.70	0.45	10	0.60	220	2.5	0.0204
35		4.1	20.35	0.45	20	0.60	220	4.3	0.0071
36		2.0	8.30	0.45	10	0.60	220	2.4	0.0260
37		1.1	10.31	0.45	10	0.60	220	1.7	0.0150

表 10-13 大淀川流域における河道定数一覧表(大淀川本川筋)

河道No.	河道区分	河道区間	河道延長 (km)	河道定数			汎濫開始流量 (m ³ /s)	遅れ時間 (分)	備考
				1段目 K	P	2段目 K			
kado1	大淀川	上流区間(81.0km)	2.0	5.016	0.599	0.088	180.7	10	K, P及びFTL を設定
kado2	梅北川	梅北川(0.8km)	3.8	41.011	0.307	33.958	97.2	10	
A	大淀川	萩原川合流点(78.1km)	2.5	2.23	0.668	-	-	10	
B	大淀川	年見川合流点(75.2km)	2.4	2.58	0.665	-	-	10	
C	大淀川	沖水川合流点(72.6km)	2.4	4.05	0.624	-	-	10	
D	大淀川	庄内川合流点(70.0km)	6.2	6.74	0.688	-	-	10	
kado16-1	東岳川	東岳川合流点(63.1km)	2.4	2.881	0.614	1.324	454.6	10	
kado16-2	花ノ木川	花ノ木川(10.0km)	3.2	3.321	0.636	0.037	118.5	10	
E	大淀川	東岳川合流点(63.1km)	7.7	4.86	0.776	-	-	10	
kado18	丸谷川	丸谷川(0.4km)	0.4	1.358	0.482	0.005	315.6	10	
kado21	有水川	有水川(4.0km)	2.0	7.725	0.638	3.825	38.7	10	
F	大淀川	樋渡(55.0km)	11.0	20.69	0.590	-	-	10	
G	大淀川	岩瀬川合流点(44.0km)	7.2	23.70	0.538	-	-	10	
H	大淀川	大淀川第2ダム(37.2km)	3.8	3.66	0.624	-	-	10	
I	大淀川	境川合流点(33.4km)	6.1	11.87	0.573	-	-	10	
J	大淀川	浦之名川合流点(27.0km)	5.6	16.57	0.554	-	-	10	
K	大淀川	高岡(21.6km)	8.3	18.78	0.597	-	-	10	
L	綾南川	直轄終点(16.95km)	5.8	4.20	0.646	-	-	10	
M	綾北川	直轄終点(15.6km)	4.5	3.63	0.643	-	-	10	
N	本庄川	綾北川合流点(11.2km)	4.1	4.88	0.644	-	-	10	
O	本庄川	嵐田(7.0km)	4.3	2.26	0.780	-	-	10	
kado55-2	深年川	深年川(12.4km)	5.6	5.388	0.657	1.531	115.2	10	
kado56	三名川	三名川(3.0km)	1.4	1.504	0.648	0.073	177.8	10	
P	深年川	三名川合流点(4.0km)	3.9	3.04	0.754	-	-	10	
Q	本庄川	深年川合流点(2.6km)	2.4	1.83	0.768	-	-	10	
R	大淀川	本庄川合流点(13.0km)	2.3	10.97	0.512	-	-	10	
S	大淀川	柏田(10.7km)	2.3	10.51	0.562	-	-	10	

表 10-14 大淀川流域における河道定数一覧表(支川)

河道No.	河道区分	河 道 区 間	河道延長 (km)	河道定数						氾濫開始流量 (m ³ /s)	遅れ時間 (分)	備考	
				1段目		2段目		P	K				P
				K	P	K	P						
a	萩原川	安久川合流点(3.0km) ~ 萩原川合流点(0.0km)	3.8	-	-	-	-	-	-	10			
b	沖水川	沖水川6/0地点橋梁(6.0km) ~ 沖水川合流点(0.0km)	6.4	-	-	-	-	-	-	10			
c	庄内川	庄内川6/0地点橋梁(6.0km) ~ 庄内川合流点(0.0km)	6.7	-	-	-	-	-	-	10			
d	高崎川	木之内川内川合流点(2.0km) ~ 高崎川合流点(0.0km)	2.1	-	-	-	-	-	-	10			
e	有水川	有水川3/0地点(3.0km) ~ 有水川合流点(0.0km)	3.5	-	-	-	-	-	-	10			
f	岩瀬川	谷木川合流点(19.6km) ~ 岩瀬ダム(2.1km)	5.1	-	-	-	-	-	-	10			
g	境川	境川ダム(4.0km) ~ 境川合流点(0.0km)	5.6	-	-	-	-	-	-	10			
h	綾南川	綾南ダム(31.5km) ~ 綾南川直轄終点(16.95km)	19.9	-	-	-	-	-	-	10			
i	綾北川	田代八重ダム(36.6km) ~ 綾北ダム(31.1km)	6.1	-	-	-	-	-	-	0			
j	綾北川	綾北ダム(31.1km) ~ 鷺巣地点(21.6km)	11.0	-	-	-	-	-	-	10			
k	綾北川	鷺巣地点(21.6km) ~ 綾北川直轄終点(15.6km)	7.3	-	-	-	-	-	-	10			
kado55-1	深年川	深年川(14.4km) ~ 深年川直轄終点(12.4km)	2.0	-	-	-	-	-	-	10			
l	深年川	深年川直轄終点(6.6km) ~ 三名川合流点(4.0km)	3.1	-	-	-	-	-	-	10			
m	三名川	三名川1/0地点(1.0km) ~ 三名川合流点(0.0km)	1.3	-	-	-	-	-	-	10	TLのみ設定		

なお、これら定数により大淀川の基準地点(柏田)での平成 17 年 9 月洪水における流量算定結果を図 10-23 に示す。再現性は良好であり、岳下上流区間についても上述したモデル定数をベースとした流出解析を実施する。

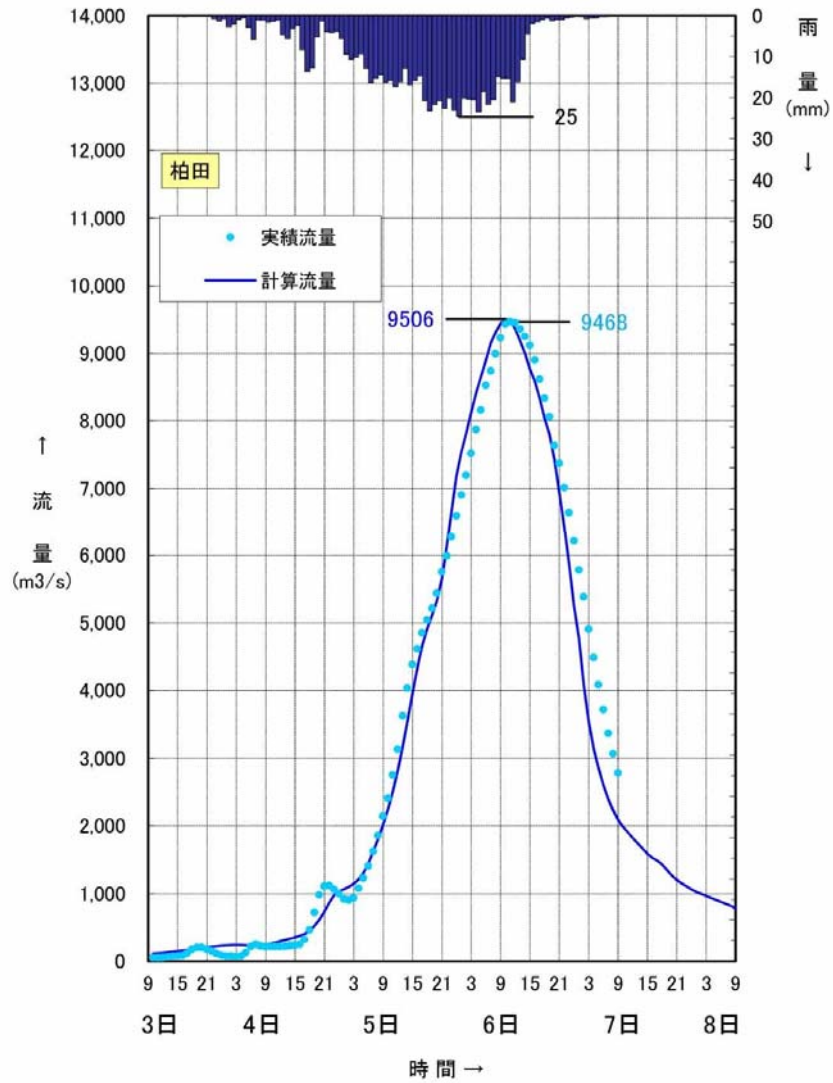


図 10-23 平成 17 年 9 月洪水再現計算結果(柏田地点)

出典：大淀川水系河川整備基本方針 平成 28 年 7 月

10-6-3. 流出解析モデルのキャリブレーション結果

10-6. で構築した流出解析モデルを用いて、近年で浸水実績のある H28 年 9 月実績降雨及び令和元年 7 月実績降雨を対象に流出解析を行い、岳下地点における実績水位と計算水位を比較検証した。降水量は都城気象台の時間雨量に基づき設定した。

計算条件の概要は表 10-15 に示すとおりである。

表 10-15 解析条件の概要

項目	内容
対象降雨	<ul style="list-style-type: none"> ■ H28 年 9 月実績洪水 (都城気象台) ■ R 元年 7 月実績洪水 (都城気象台)
解析手法	<ul style="list-style-type: none"> ■ 貯留関数法 ※大淀川河川整備基本方針 (H28. 7) のモデルパラメータに準拠し、Rsa や P 値を微修正
対象河川	■ 大淀川本川、梅北川、萩原川、姫城川、姫城川内水
検証地点	■ 岳下地点水位

岳下地点の H-Q 式について、令和元年度、平成 28 年度の出水いずれについても平成 29 年設定値を適用した。これより、岳下地点の実測水位をもとに流量換算を行い、貯留関数法で出力される岳下地点流量との検証を行った。

表 10-16 岳下地点 H-Q 式(平成 29 年度)

H29年		水位流量曲線(HQ式)一覧表			※()は外挿値(推定値)の範囲	
観測所名	式番号	式	適用期間		適用水位	
岳下	I	$Q= 37.75 (H + 1.18)^2$	H29.01.01	1:00 ~ H29.09.17	12:00	(-0.81~-0.81) -0.80 ~ -0.07
	II	$Q= 14.29 (H + 1.88)^2$	H29.01.01	1:00 ~ H29.09.17	12:00	-0.06 ~ 1.67
	III	$Q= 9.14 (H + 2.77)^2$	H29.01.01	1:00 ~ H29.09.17	12:00	1.68 ~ 2.10 (2.11~2.61)
	IV	$Q= 76.70 (H + 0.97)^2$	H29.09.17	13:00 ~ H29.12.31	24:00	-0.73 ~ -0.28
	II	$Q= 14.29 (H + 1.88)^2$	H29.09.17	13:00 ~ H29.12.31	24:00	-0.27 ~ 1.67
	III	$Q= 9.14 (H + 2.77)^2$	H29.09.17	13:00 ~ H29.12.31	24:00	1.68 ~ 2.10 (2.11~2.61)

◇平成 28 年 9 月洪水

平成 28 年 9 月洪水の流出量を算定した。表 10-12～表 10-14 に示すパラメータで計算を実施したケースを「H28.3 洪水モデル」としている。ピーク流量が若干不足していたため、Rsa を小流域毎に 200～280 に変更し、パラメータ定数 P を変更(0.35→0.40)して計算を実施したケースを「今回設定」として表示している。今回設定のパラメータ値を表 10-17 に示す。なお、このパラメータ値は令和元年出水でも同値を用いている。

表 10-17 「今回設定」のパラメータ設定値(赤文字：「H28.3 洪水モデル」から変更)

流域 No	流域面積 (km ²)	K	P	T1 (分)	f1	Rsa (mm)
1-1	76.1	28.10	0.40	140	0.40	280
1-2	15.2	28.10	0.40	140	0.40	270
2	22.9	14.52	0.40	40	0.40	260
3	35.1	12.45	0.40	50	0.40	200
4	7.5	10.74	0.40	20	0.40	210
5	3.2	6.03	0.40	10	0.40	210

これにより、実績水位をもとに H-Q 式から換算した流量との比較結果を図 10-24 に示す。また、流出量計算値をもとに H-Q 式で算定した計算水位と実績水位の比較結果を図 10-25 に示す。

「今回設定」の方がピーク流量、ピーク水位の再現性が高くなっている。

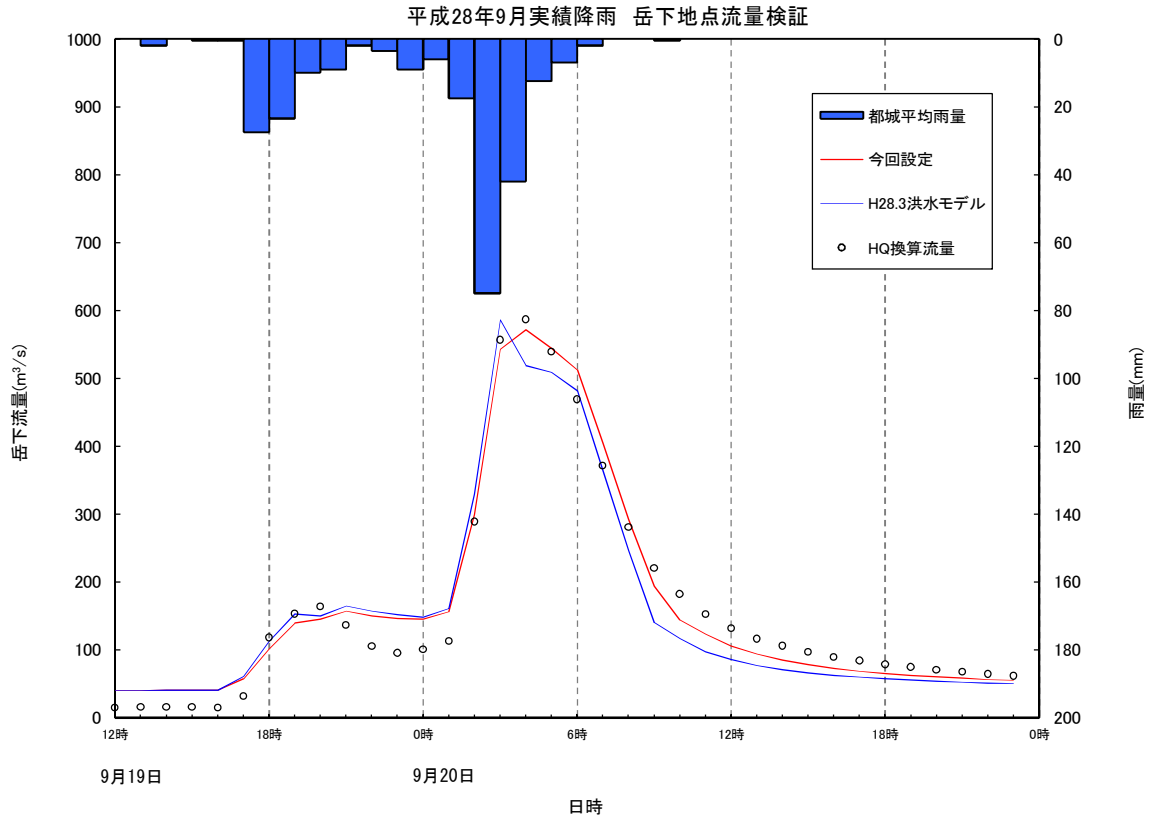


図 10-24 平成 28 年 9 月 流出量解析結果(岳下地点)

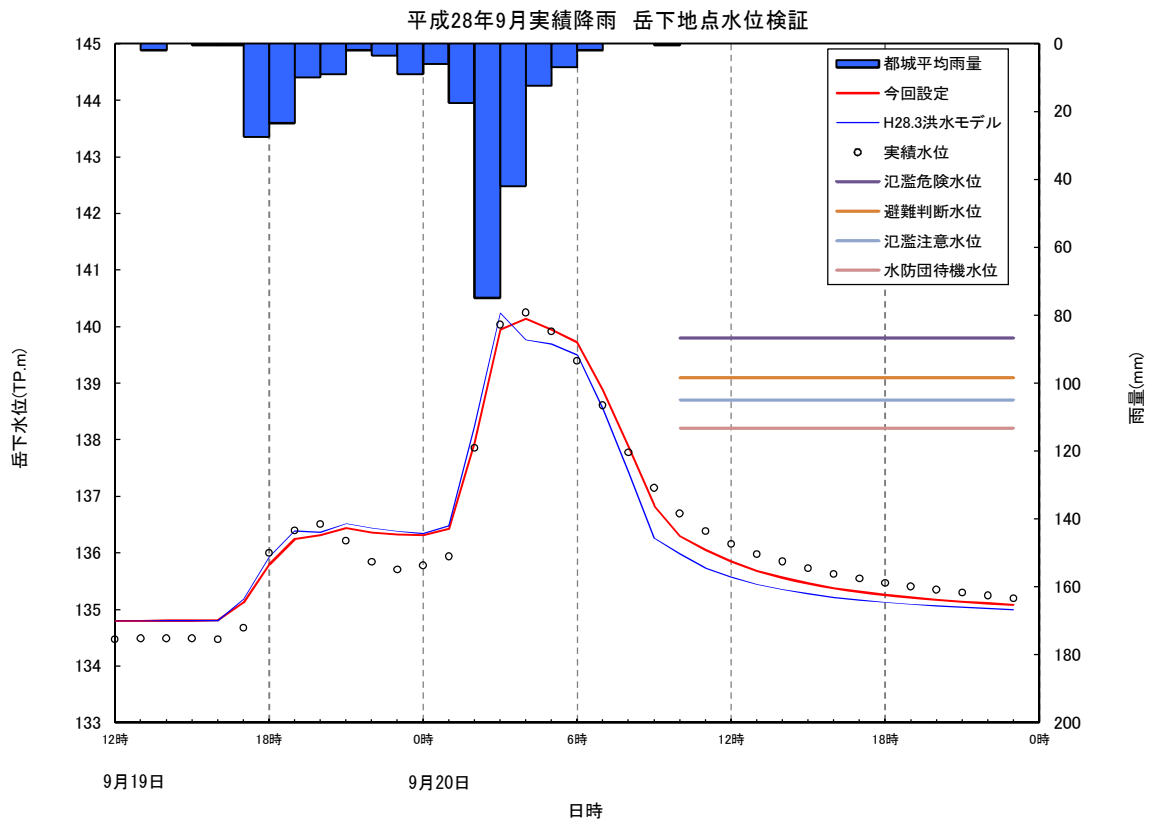


図 10-25 平成 28 年 9 月 流出量水位換算解析結果(岳下地点)

◇令和元年 7 月洪水

令和元年 7 月洪水の流出量を算定した。表 10-12～表 10-14 に示すパラメータで計算を実施したケースを「H28.3 洪水モデル」としている。ピーク流量が若干不足していたため、Rsa を小流域毎に 200～280 に変更し、パラメータ定数 P を変更(0.35→0.40)して計算を実施したケースを「今回設定」として表示している(表 10-17 参照)。

これより、実績水位をもとに H-Q 式から換算した流量との比較結果を図 10-26 に示す。また、流出量計算値をもとに H-Q 式で算定した計算水位と実績水位の比較結果を図 10-27 に示す。「今回設定」の方がピーク流量、ピーク水位の再現性が高くなっている。

平成 28 年 9 月洪水、令和元年 7 月洪水のいずれにおいても流量、水位の再現性が高い「今回設定」パラメータによる流出モデルにより、氾濫シミュレーション解析の河川水位を算定する。

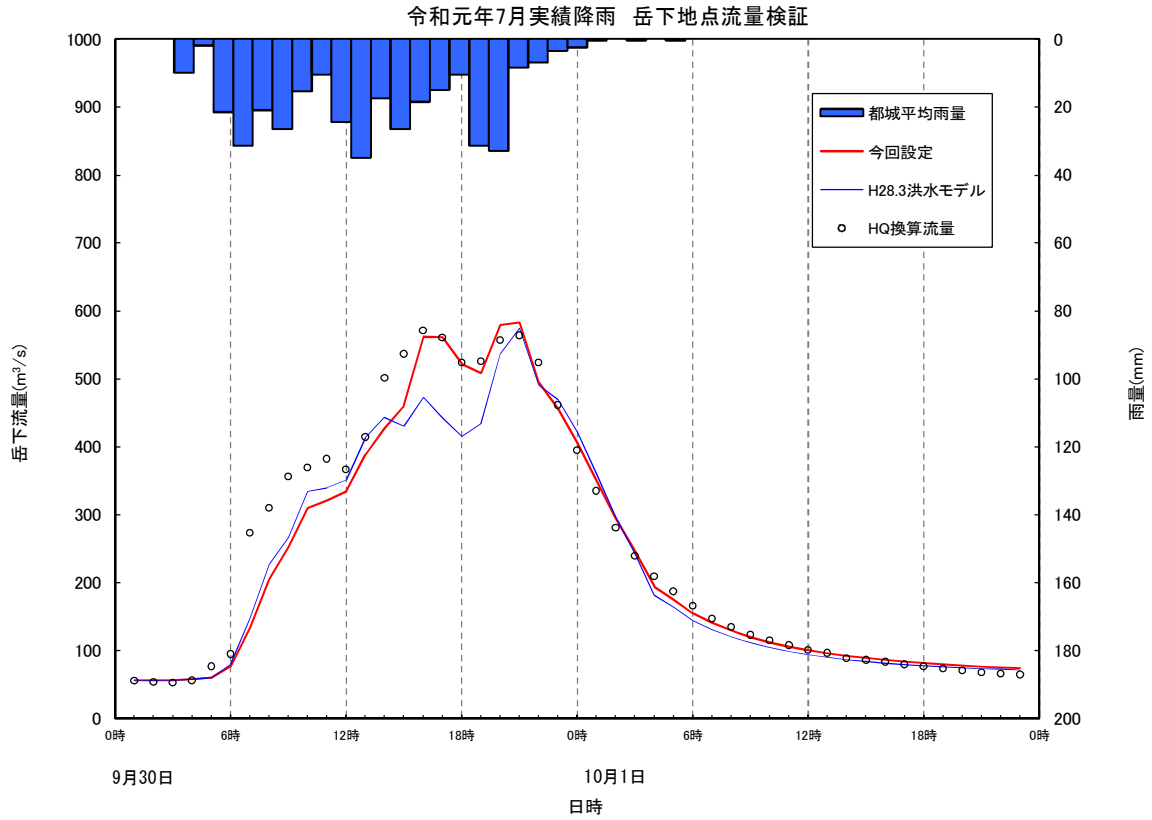


図 10-26 令和元年7月 流出量解析結果(岳下地点)

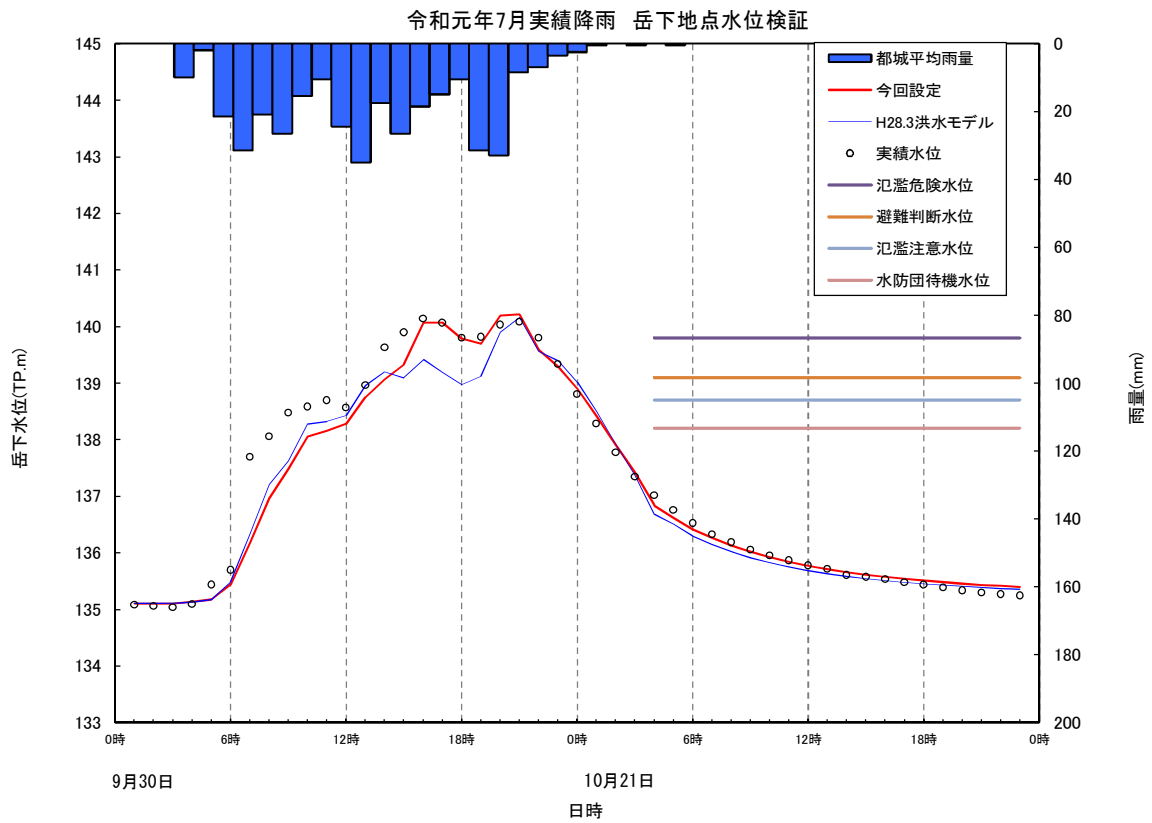


図 10-27 令和元年7月 流出量水位換算解析結果(岳下地点)