

9. 洪水ハイドログラフの計算

(基準、基準の運用第3章3.3.7関連)

9.1 計算モデルの選定

洪水調節用ダムの計画や洪水時排水を一時貯留させて自然排水や機械排水を計画する場合、計画洪水時排水量は、洪水ハイドログラフの形で求めなければならない。

洪水ハイドログラフの計算に当たっては、対象とする流域状況の違い（傾斜地域又は氾濫域）に応じて、表-9.1に示す計算モデルを選定しなければならない。なお、傾斜地域及び氾濫域とは、以下のような性質の流域をいう。

- ・傾斜地域：降雨から流出までの過程で一時貯留又は湛水による氾濫が発生しない地域
- ・氾濫域：降雨から流出までの過程で一時貯留又は湛水による氾濫が発生する地域

注：傾斜地域に適用されるモデルは、基準点について下流水位の影響を考慮しない。したがって、これらのモデルを氾濫域に用いると、洪水ハイドログラフを過小に推定する。

表-9.1 流出モデルの概要

適用域	流出モデル	モデルの分類		定数等	入力	出力	備考
傾斜地域	単位図法	単位図法	集中型 モデル	単位図縦距（単位時間ごと）	有効降雨量	直接流出量	土地利用ごとの有効降雨、モデル定数が必要。
	貯留関数法	貯留法		モデル定数 (K, P, T_L)	有効降雨量	直接流出量	
	タンクモデル			流出孔係数、流出孔高、浸透孔係数	降雨量	全流出量	土地利用ごとのモデル定数が必要。有効降雨の推定は不要。
	キネマティックモデル	雨水流法	分布型モデル	斜面流定数 (k, p) 河道流定数 (K, P)	有効降雨量	直接流出量	土地利用ごとの有効降雨、モデル定数が必要。
氾濫域	遊水池モデル	貯留法	集中型モデル	水位－面積曲線（水位－貯留容量曲線）等	降雨量、氾濫域への流入量、外水位等	湛水位、湛水面積、湛水時間等	湛水域内で水位は一樣と仮定（地点ごとの水量は求まらない。）。
	低平地タンクモデル	雨水流法	分布型モデル	河道断面、河床標高、粗度係数、田面標高等			湛水域内各地点の水位、流量が求まる。河道－水田間で流入出を考慮。
	不定流モデル						

注1) 集中型モデルとは、基準点に対して流域全体を一つにまとめたモデルをいう。このタイプのモデルで流域内部の流出を詳細に表現するためには、流域をいくつかに分割してモデルを適用する必要がある。

注2) 分布型モデルとは、基準点に対して流域内部を分割し、それぞれの分割流域からの流出を合計して流出量を求めるモデルをいう。したがって、このタイプのモデルは流域内部の地点の流出量も表現することができる。

9.1.1 傾斜地域のモデル選定

傾斜地域に適用できるモデルには、単位図法、貯留法及び雨水流法の三つの手法がある。

(1) 単位図法

単位図法は、単位有効降雨に対する直接流出ハイドログラフ（これを単位図又はユニットハイドログラフと呼ぶ。）を推定し、この単位図を用いて計画基準降雨下の洪水ハイドログラフを推定する手法であり、この考え方は以下の仮定に基づいている。

- ア 同一流域では、地域的、時間的に一様強度かつ一定継続時間の有効降雨からは、常に一定波形の流出を生じる。
- イ 同一流域では、有効降雨強度が変化しても、流出量の時間的配分の割合は変化しない。ハイドログラフの縦距は有効降雨強度に比例する。
- ウ 長時間の降雨による流出は、単位時間に分割した降雨によるそれぞれの流出量を算術的に加算したものに等しい。

単位図法によって洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

- ア 単位図の決定には十分な降雨と流量の観測資料を必要とするので、水文資料が少ないときは信頼性が問題となる。
- イ 短時間の降雨によるハイドログラフを利用する場合には、降雨がほぼ全流域に一様であったかどうかを確かめておく必要がある。
- ウ 単位図では、氾濫の影響を考慮しないので、流量観測点の選定並びに降雨量及び降雨強度に十分留意し、氾濫を起こさない程度の洪水ハイドログラフとその降雨から単位図を作成する必要がある。
- エ 単位図の単位時間は、短いほどよいというものではない。洪水到達時間の $1/2 \sim 1$ 倍程度の適当な時間を選ぶようにする。

(2) 貯留法

貯留法は、流域を降雨の貯留場と考え、貯留量と流出量との間に関数関係を想定して洪水ハイドログラフを求める手法であり、入力として有効降雨を使うか、観測降雨をそのまま使うかの違いにより、貯留関数モデルとタンクモデルとに大別できる。

ア 貯留関数モデル

貯留関数モデルは、基本的に集中型モデルである。貯留関数モデルを適用する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(ア) 適用範囲は、おおむね数 $ha \sim 1,000km^2$ と考えてよい。

(イ) 貯留関数モデルが対象とする流出成分は地下水流出成分（基底流出量）を除いた直接流出量である。したがって、このモデルを用いる場合は、計算に先立って収集した降雨量及び流出量の記録から、有効雨量及び直接流出量を求めておく必要がある。

イ タンクモデル

タンクモデルは、貯留関数モデルと同様に、集中型モデルである。タンクモデルを適用する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(ア) タンクモデルは、貯留関数モデルと異なり、降雨量をそのままモデルに入力して、流出量を計算することができる（貯留関数モデルの場合のようにあらかじめ有効雨量を求めておく必要はない。）。

(イ) タンクモデルは、一段目タンク（最上段タンク）の流出孔からの流出量が表面流出量を表す。したがって、この流出孔係数の値が洪水ハイドログラフの精度に直接影響する。一段目より下段のタンクの流出孔からの流出量は、中間流出量及び基底流出量を表す。

(ウ) モデルの設定に当たって、タンクの段数はほとんどの場合2段で十分である。いたずらに段数を増やしてもパラメータの同定が困難になるだけであまり効果はない。

(3) 雨水流法

雨水流法は、下流条件に拘束されない斜面上の流れ（このような流れをキネマティック流出と呼ぶ。）について、水流の基礎式（運動方程式と連続式）を用いて水理学的に雨水の流れを追跡して洪水ハイドログラフを求める手法である。このような手法によるモデルをキネマティックモデルと呼ぶ。なお、基礎式の運動方程式にマニング型表面流が採用される場合には等価粗度法と呼ぶこともある。また、計算手法に特性曲線を利用することからこの計算法を特性曲線法と呼ぶこともある。キネマティックモデルの適用に当たっては以下の事項に留意しなければならない。

ア キネマティックモデルは分布型モデルであり、流域を地形、地質及び土地利用状況から複数ブロックの斜面と河道に分割して各ブロック下流端及び全ブロック最下流端の流出ハイドログラフを求めることができる。ブロック分割の一般的なルールはないが、通常河道の合流点、地形や地目の急変する地点を境界にして分割する。モデルの斜面勾配及び河道勾配は地形図により定めるが、必ずしも地形と一致しなくてもよい。特に山地河川では、河道勾配の上限値を1/50と定め、それ以上の値が地形図から求まっても、上限値におさえておくなどの配慮が必要である。

イ キネマティックモデルは、市街地など舗装地の多い流域の流出量計算に最適である。山地流域に対しての適用条件は明確でないが、一般的に言えば実測ピーク流量が $1\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 程度の流出には好結果を期待できず、 $3 \sim 4\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 程度の流出にはある程度の結果が、 $5\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 程度の流出には、良好な結果が期待される。

ウ キネマティックモデルは、有効降雨量に対する直接流出量を求める。したがって、計算に先立って収集した降雨量及び流出量記録から、有効降雨量及び直接流出量を求めておく必要がある。

エ 流域の開発に伴う土地利用形態の変化による流出量の変化を推定する場合には、現在のところ本モデルが最有力である。最近では、貯留関数モデルでも可能になってきている。

オ キネマティックモデルを水田地帯の流出量計算に適用するのは、基礎式の性質上合理的とはいえない面もあるが、流域勾配が1/1,000よりも急な地域では現象をある程度再現できること及び出水資料が少なくてもよいなどの理由からしばしば利用される。その際の流域モデルは、幹線及び支線排水路までを流路とみなして単純化し、斜面勾配は地形勾配で代用すると、等価粗度は $N=2 \sim 3(\text{s}/\text{m}^{1/3})$ 程度になることが多い。

9.1.2 氾濫域のモデル選定

氾濫域に適用できるモデルには、貯留法と雨水流法の二つの手法がある。

(1) 貯留法（遊水池モデル）

貯留法は、氾濫域に遊水池を想定し、内部流域の流入量と排水量との水収支から洪水ハイドログラフを計算する。通常、これを遊水池モデルと呼ぶ。遊水池モデルによって洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

ア モデルの流入量は内部流域（氾濫域を含む）からの流量であり、単位図法、貯留法（貯留関数モデル／タンクモデル）又は雨水流法（キネマティックモデル）により求める。

イ モデルの流出量は、事業計画に基づく排水施設（排水水門、ポンプ、等）の能力を勘案して求める。

(2) 雨水流法

雨水流法は、排水組織の流水を水理学的に追跡して洪水ハイドログラフを計算する手法であり、低平地タンクモデル及び不定流モデルがある。

ア 低平地タンクモデル

低平地タンクモデルは、不定流の連続式と不等流の運動方程式によって排水組織の流水追跡を行う。氾濫域に低平地タンクモデルを適用して洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

- (ア) 低平地の流出氾濫現象を実用上十分な精度で再現しようとするものであるから、解析に先立ち流域全体としての対象期間内水収支を検討しておくことが重要である。
- (イ) 低平地への流入水は単に降雨のみならず河道堤防の浸透水、用水の残水、用水取水口の漏水、水田の畦畔浸透水、あるいは宅地からの下水等があり、これらが無視できない量に及ぶ場合がある。これらを評価検討しておかないと再現性のよい結果を期待できない場合がある。
- (ウ) 水路への降雨は水田タンクに含まれる。
- (エ) タンク及び水路の水理条件は現地調査により定める。この場合、面積等のタンクの条件をそろえるようにする。

イ 不定流モデル

不定流モデルは、不定流によって排水組織の流水追跡を行う。氾濫域に不定流モデルを適用して洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

- (ア) 本モデルの適用に当たっては、低平地タンクモデルの場合の留意事項に加えて、不定流計算について十分に理解した上で実行することが特に重要である。
- (イ) この方法は、精度は非常に高いが複雑な計算である。したがって、要求される計算結果の精度を十分に勘案して適用することが重要である。

9.2 直接流出量と有効雨量

ハイドログラフを計算する流出モデルのうち、単位図モデル、貯留関数モデル及びキネマティックモデルは、有効雨量を用いて直接流出量を計算する。したがって、計算モデルのパラメータを設定するに当たって降雨量及び流出量の観測記録は、有効雨量と直接流出量に分離しておかなければならない。

9.2.1 直接流出量

観測記録から得られる洪水ハイドログラフは、地下水流出成分と直接流出（表面流出＋中間流出）成分が含まれている。地下水流出は、一般には、降雨開始後ある一定の時間を経過してから漸増を始め、降雨終了後若干の時間を経てピークになった後低減し、図-9.1のA - D - E - B線の状況を示すと考えられる¹⁾。

洪水ハイドログラフから直接流出量を分離する具体的方法には、図-9.1を参考にして、表-9.2に示す方法がある。

表-9.2 直接流出量の分離方法

分離線	分離方法	適用対象
A - C 線分離	ハイドログラフの立ち上がりから水平に分離する方法 (水平分離法)	傾斜地河川 (常時一定値に近い低水流量が期待される河川)
A - B 線分離	中間流出終了時刻が半対数紙上のハイドログラフ低減部の折曲点Bに相当すると考え、これを立ち上がり点Aと結ぶ方法	低平地河川
A - E - B 線分離	半対数紙に描かれたハイドログラフ上で、地下水流出量低減部直線を降雨終了時刻まで逆挿し、これを立ち上がり点と結ぶ方法	

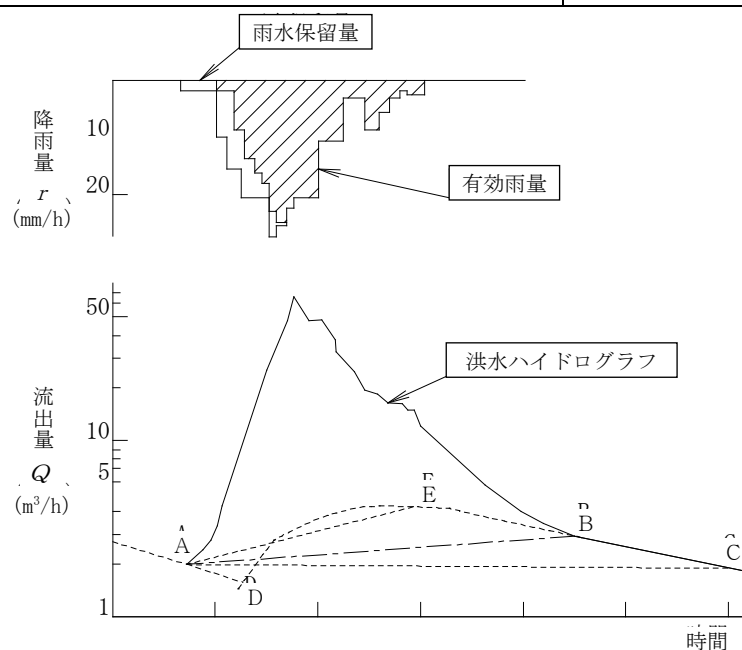


図-9.1 直接流出の分離法

9.2.2 有効降雨量

直接流出量に対する有効雨量の推定方法には、雨水保留量曲線法、補給能曲線法等がある。ここでは、雨水保留量曲線法について解説する。なお、雨水保留量曲線を作成するため、検討初期の段階で水位計及び流速計の設置、流量観測等により実測流量データを得ることが、排水計画の精度向上を図るために望ましい。また、流量観測が困難な地域では、比較的流出形態が類似していると考えられる近隣地区の実測流量から、土地利用別保留量を算定する方法も考えられる。

注1) 雨水保留量曲線は、従来から累加雨量 - 累加損失雨量曲線又は略して損失雨量曲線と呼ばれてきたが、損失という用語は適切でないため²⁾、本技術書では雨水保留量曲線と呼ぶこととする。また、補給能曲線についても、従来から用いられてきた損失能は用語として適切でないため、補給能曲線と呼ぶこととする。

注2) 補給能曲線法は、地下への浸透を以下のホルトン式で表し、有効雨量を推定する方法である³⁾。

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

ここに、 f : t 時間後の降雨の補給能

f_0 : 初期補給能

f_c : 最終補給能

k : 定数

t : 降雨開始後の時間

(1) 雨水保留量曲線法の手順

降雨が継続して累加雨量が増加するに伴い、流域内に保留されて直接流出しない雨水量の増分は漸減し、やがて累加保留量はある限界値に近づくのではないかと、この考えに基づき、中安によって提示された方法である。流域保留量 F は、次式から求まる。

$$F = R - R_E \quad \dots\dots\dots (9.1)$$

ここに、 R : 累加雨量 (mm)

R_E : 累加有効雨量 (mm)

式(9.1)において、累加有効雨量 R_E は、流域の観測記録から前出「9.2.1 直接流出量」によって得られた直接流出量ハイドログラフについて、一定時間間隔 ΔT ごとに直接流出量 Q_i を読み取り、次式によって求める。

$$R_E = \Delta T \frac{\sum Q_i}{A} \quad \dots\dots\dots (9.2)$$

ここに、 A : 流域面積

雨水保留量曲線法による有効雨量の推定は、以下の手順による。

手順－1	
標準保留量曲線の作成	降雨量と洪水ハイドログラフの記録から、流域の標準保留量曲線を作成する。
↓	
手順－2	
有効雨量の推定	標準保留量曲線から、降雨開始から単位時間ごとの有効雨量を推定する。

(2) 標準保留量曲線の作成

流域の標準保留量曲線は、以下の手順で求める²⁾。

ア 流域で観測された数組の降雨量と洪水ハイドログラフの記録を整理する。

イ 洪水ハイドログラフから、前出「9.2.1 直接流出量」により直接流出量を分離する。

ウ 式(9.2)より累加有効雨量 R_E を求め、さらに式(9.1)より流域保留量 F を求める。

エ 得られた数組の降雨量 R と流域保留量 F の関係を、図-9.2 のようにグラフプロットする。この時、 F はかなりばらつくが、 F の大きい側の点群を通る曲線を描くと、前期無降雨日数の長い場合の標準保留量曲線を得る。

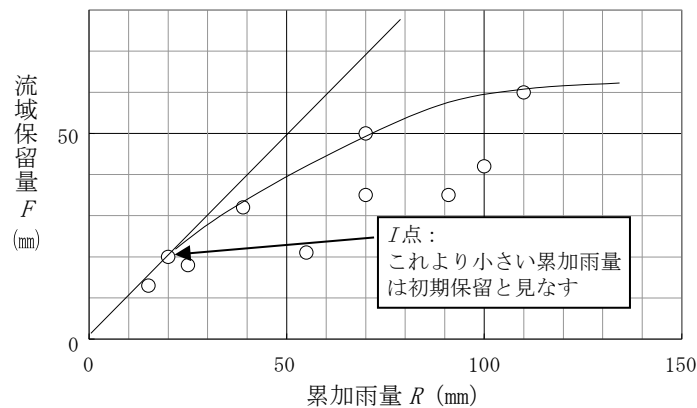


図-9.2 雨水保留量曲線

なお、保留量曲線の作成に当たっては、以下の事項に留意する。また、保留量曲線の例を図-9.3に示す。

ア 標準曲線は、水田主体流域、市街地域等ではある限界値を持った曲線、すなわちある R 値以上は F 値一定の線となるが、山地流域では必ずしも限界値を持った曲線にはならない。

イ 降雨初期の遮断、くぼ地貯留等のため河道に流出しない水量で、降雨開始後ハイドログラフ立ち上がり点までの雨量（一般に初期保留といわれ、山地では20～40mm）は、保留量曲線立ち上がり部の $F=R$ となる直線部の点 I （図-9.2中の点）までの保留量で表現する。

ウ 対象流域内に、山林、市街地、水田等各種の地目が混在する場合には、それぞれの保留量曲線を作成することが望ましい。

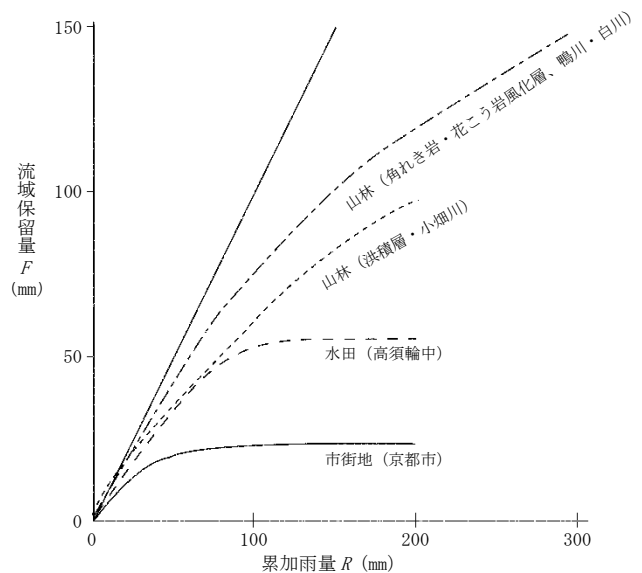


図-9.3 雨水保留量曲線の例

(3) 有効雨量の推定

図-9.1に示すように、降雨開始から直接流出量ハイドログラフに対応した単位時間ごとの有効雨量は、以下の手順で推定する。

ア 降雨開始から単位時間ごとの累加雨量を求める。

イ 単位時間ごとの累加雨量に対して、得られた標準保留量曲線より保留量を求める。

ウ 単位時間ごとの累加雨量から保留量を差し引いて、有効雨量を求める。

エ 上記により得られた有効雨量は、単位時間ごとの累加有効雨量に相当するから、これを降雨終了時刻から順次差し引いて単位時間ごとの有効雨量を求める。

図-9.2に示す保留量曲線を用いた有効雨量の推定例を表-9.3に示す。表において、保留量は累加降雨量（グラフの横軸の値）に対して保留量曲線より求めた縦軸の値である。また、図-9.4はこの結果をハイトグラフに表したグラフである。

表-9.3 有効雨量の推定例

時刻	降雨量	累加 降雨量	保留量	累加 有効雨量	有効雨量
1	2.0	2.0	2.0	0.0	0.0
2	3.0	5.0	5.0	0.0	0.0
3	7.0	12.0	12.0	0.0	0.0
4	16.0	28.0	25.0	3.0	3.0
5	25.0	53.0	41.0	12.0	9.0
6	36.0	89.0	57.0	32.0	20.0
7	31.0	120.0	61.0	59.0	27.0
8	20.0	140.0	62.0	78.0	19.0
9	7.0	147.0	62.0	85.0	7.0
10	3.0	150.0	62.0	88.0	3.0
11	2.0	152.0	62.0	90.0	2.0
12	3.0	155.0	62.0	93.0	3.0

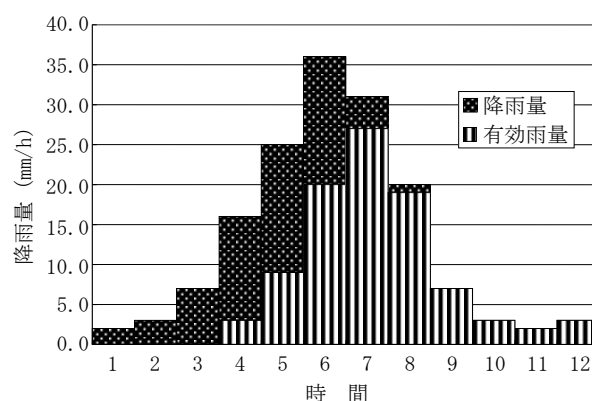


図-9.4 有効雨量ハイトグラフ

9.3 傾斜地域の洪水ハイドログラフの計算

傾斜地域の洪水ハイドログラフの計算に適した手法には、表-9.1 に示した以下のモデルがある。

- ・単位図法：単位図モデル
- ・貯留法：貯留関数モデル、タンクモデル
- ・雨水流法：キネマティックモデル

9.3.1 単位図法

(1) 基礎式

単位図法による洪水ハイドログラフの推定は、式(9.3)による⁴⁾。

$$Q(t) = \sum_{j=0}^{\ell} p_j \cdot r_e(t-j) \quad \dots\dots\dots (9.3)$$

$$Q(t) = p_0 \cdot r_e(t) + p_1 \cdot r_e(t-1) + \dots\dots + p_{\ell} \cdot r_e(t-\ell)$$

$$Q(t+1) = p_0 \cdot r_e(t+1) + p_1 \cdot r_e(t) + \dots\dots + p_{\ell} \cdot r_e(t+1-\ell)$$

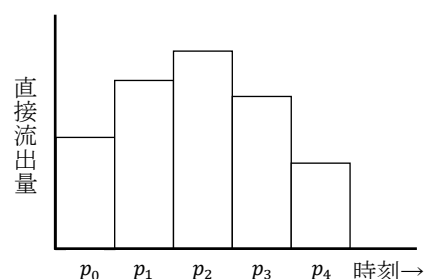
$$\dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots\dots$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots \dots\dots$$

ここに、 $Q(t)$: t 時刻の直接流出量 (mm/h)

$r_e(t-j)$: t 時刻から j 時刻前の有効
降雨強度 (mm/h)

式(9.3)において、有効降雨強度を単位強度 ($r_e(t) = 1$) とし、他の時間を0) とすると、直接流出量は p_j に等しくなる。この p_j を単位図 (ユニットグラフ) といい、図-9.5に示すようなハイドログラフを描く。

図-9.5 単位図の例 ($\ell=4$ の場合)

(2) 適用上の注意⁵⁾

単位図法を適用する場合には、単位図が降雨の規模によって変わる可能性のあることに留意する必要がある。これは丘陵山地流域では流出の非線形効果が無視できなくなるためと考えられている。したがって実用的には、降雨強度別単位図を作成するか、非線形単位図を採用することを考える。

9.3.2 貯留法

貯留法による洪水ハイドログラフの計算は、以下のように大別できる。

表-9.4 貯留法の体系

体 系	特 徴	代表的なモデル
貯留関数系	流域の貯留量 S を以下のような流出量 Q の関数形で表し、流域への流入、流域からの流出の計算から洪水ハイドログラフを推定する。 $S = K Q^p$	貯留関数モデル
タンクモデル系	流出孔、浸透孔を持つ直列のタンクを想定し、流域への流入、流域からの流出の水収支の計算から洪水ハイドログラフを推定する。	タンクモデル

(1) 貯留関数モデル⁶⁾

ア 基礎式

貯留関数モデルは、以下のように表現する。

$$S_\ell = K Q_\ell^p \quad \dots\dots\dots (9.4)$$

$$\frac{dS_\ell}{dt} = r_e - Q_\ell \quad \dots\dots\dots (9.5)$$

ここに、 Q_ℓ : 遅れ時間 T_ℓ を考慮した直接流出量 (mm/h)

S_ℓ : 遅れ時間 T_ℓ を考慮した貯留量 (mm)

r_e : 有効降雨強度 (mm/h)

K, P, T_ℓ : 定数

式(9.4)、(9.5)において、 Q_ℓ, S_ℓ の単位を $m^3/s, m^3$ とする場合は、有効降雨強度は $(1/3.6 \times r_e \times A)$ を用いる (A : 流域面積 (km^2))。

有効降雨強度 r_e は、前述の雨水保留量曲線から算定できる(「9.2.2 有効降雨量」)。また、式(9.6)を導入することにより降雨強度 r を直接扱うこともできる。ただし、この場合には総計算流出高と総観測流出高とは必ずしも一致しないので注意が必要である。

$$r_e = f \cdot r \quad \dots\dots\dots (9.6)$$

ここに、 f : 流入係数

r : 降雨強度 (mm/h)

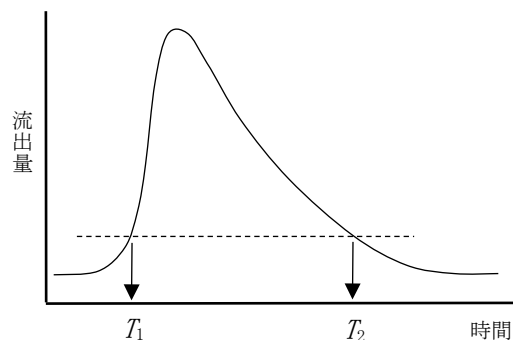


図-9.6 流入係数の推定

流入係数 f は、観測記録より以下の手順で求める。

- ① 図-9.6 に示すように、流出量ピークをはさんで流出量の等しい時刻 T_1 、 T_2 を選定する。
このときの流出量は、ピーク流出量の 10～20% とする。
- ② 次式により、平均流入係数 f を算定する。

$$f = \frac{V_{T_2} - V_{T_1}}{R_{t_2} - R_{t_1}} \dots\dots\dots (9.7)$$

$$t_2 = T_2 - T_\ell, \quad t_1 = T_1 - T_\ell$$

ここに、 V_{T_1} 、 V_{T_2} : T_1 、 T_2 時刻の累加流出量 (mm)

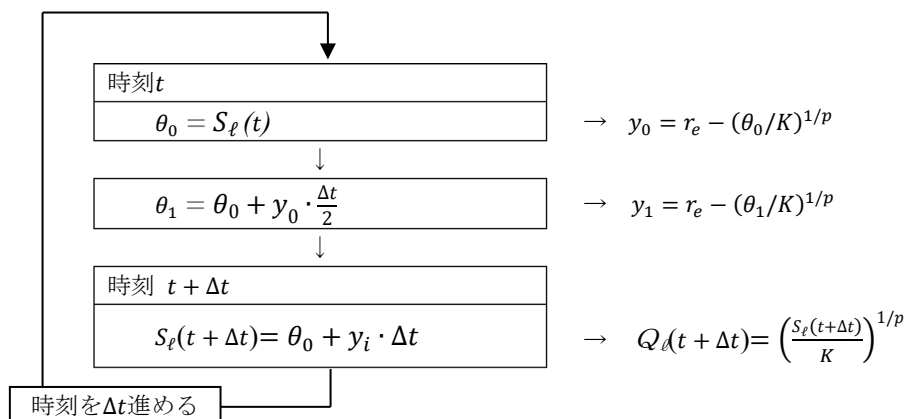
R_{t_1} 、 R_{t_2} : t_1 、 t_2 時刻の累加降雨量 (mm)

イ 基礎式の計算方法

基礎式の計算には多くの手法があるが、ここでは貯留量 S_ℓ を介して流量を求める方法を示す。
式(9.5)に式(9.4)を代入すると、次式を得る。

$$\frac{dS_\ell}{dt} = r_e - \left(\frac{S_\ell}{K}\right)^{1/p} \dots\dots\dots (9.8)$$

式(9.8)による流出量の計算は、時刻 t の貯留量 $S_\ell(t)$ を既知 ($= \theta_0$) とし、遅れ時間 T_ℓ を考慮して、2 次のルンゲ・クッタ法により以下の手順で Δt 時刻後の貯留量 $S_\ell(t + \Delta t)$ を求める。さらに、 Δt 時刻後の流量 $Q_\ell(t + \Delta t)$ は、式(9.4)より求める。



上記の手法による計算例を表-9.5に示す。表において、有効雨量 r_e は降雨量 r について保留量曲線から求めている（「9.2.2 有効降雨量」の項参照）。初期貯留量 θ_0 は、降雨開始から4時間後の時刻をゼロとしている。⑥欄は、遅れ時間 T_ℓ を0.6時間として、これを考慮した流出高の計算時刻である。これより、1時間ごとの流出量は、比例配分で内挿して求める。また、図-9.7は、計算結果のハイドログラフを示す。

表-9.5 貯留関数モデルの計算例

流域面積=10.8km² $K=7.94$ 、 $p=0.6$ 、 $T_\ell=0.6$

時刻	降雨量 R	有効雨量 t	①	②	③	④	⑤		⑥
			θ_0	y_0	θ_1	y_1	S_ℓ	Q_ℓ	t
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/h	h
1	2.0	0.0							1.0
2	3.0	0.0							2.0
3	7.0	0.0							3.0
4	16.0	3.0	0.00	3.00	1.50	2.94	2.94	0.19	4.6
5	25.0	9.0	2.94	8.81	7.34	8.12	11.06	1.74	5.6
6	36.0	20.0	11.06	18.26	20.19	15.26	26.32	7.37	6.6
7	31.0	27.0	26.32	19.63	36.14	14.50	40.82	15.32	7.6
8	20.0	19.0	40.82	3.68	42.67	2.52	43.34	16.92	8.6
9	7.0	7.0	43.34	-9.92	38.38	-6.82	36.52	12.72	9.6
10	3.0	3.0	36.52	-9.72	31.66	-7.03	29.49	8.91	10.6
11	2.0	2.0	29.49	-6.91	26.04	-5.24	24.25	6.43	11.6
12	3.0	3.0	24.25	-3.43	22.54	-2.69	21.56	5.29	12.6
13			21.56	-5.29	18.92	-4.25	17.31	3.67	13.6
14			17.31	-3.67	15.48	-3.04	14.27	2.66	14.6
15			14.27	-2.66	12.94	-2.26	12.01	1.99	15.6
16			12.01	-1.99	11.02	-1.73	10.29	1.54	16.6
17			10.29	-1.54	9.52	-1.35	8.93	1.22	17.6
18			8.93	-1.22	8.33	-1.08	7.85	0.98	18.6
19			7.85	-0.98	7.36	-0.88	6.97	0.80	19.6
20			6.97	-0.80	6.57	-0.73	6.24	0.67	20.6
21			6.24	-0.67	5.91	-0.61	5.63	0.56	21.6

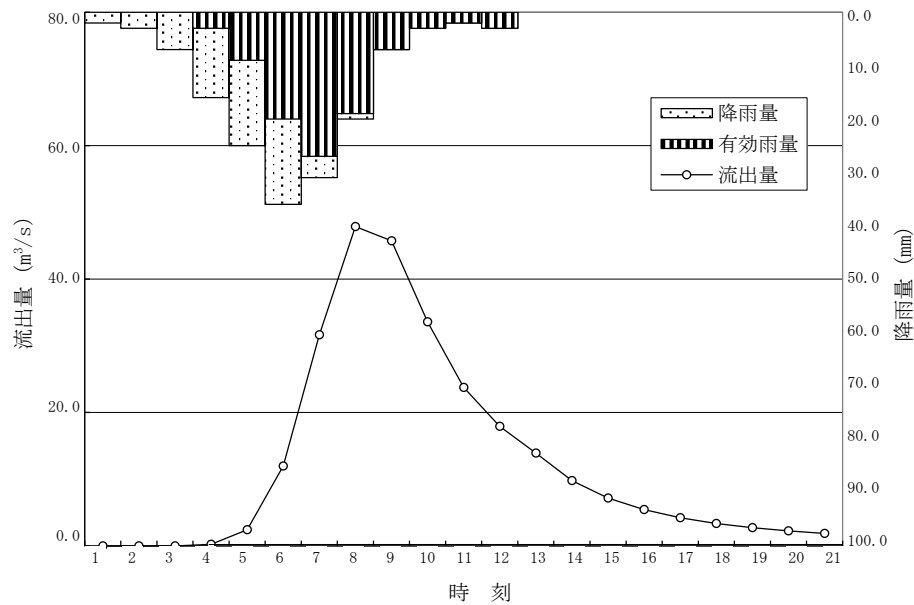


図-9.7 貯留関数モデルによるハイドログラフの計算例

(2) タンクモデル

タンクモデルは、流域の降雨から流出までの過程をタンクからの流出機構によってモデル化するもので、**図-9.8**に示すように流域に対して流出孔と地下への浸透孔を有するタンクを想定する。これにより、流域の降雨はまずタンクに貯留され、その水深が流出孔を超えると流出が発生する。また、タンク内貯留の一部は浸透孔を通じて地下へ浸透する。

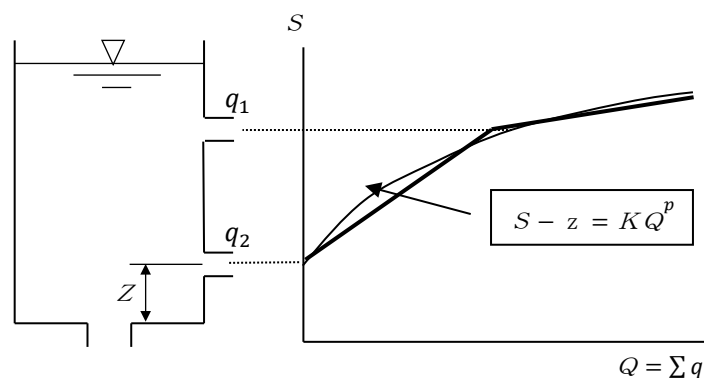


図-9.8 タンクからの流出

このようなタンクモデルの機構は、貯留関数モデルの考え方と類似している。つまり、貯留関数モデルでは、貯留量 S と流出量 Q の関係に式(9.4)に示す曲線関係を定義するが、タンクモデルでは、**図-9.8**に示すように、この関係を流出孔の数に応じた直線変化で近似している。ただし、タンクモデルの貯留量が地下浸透量を含むものであるのに対し、貯留関数モデルの貯留量は地下浸透量を差し引いたものである点に相違がある。

タンクモデルによる洪水ハイドログラフの計算は、貯留関数モデルが有効雨量を必要とするのに対して、観測降雨をそのまま利用できる利点がある。また、モデルの構造は、タンクを2～3段の直列型とする場合が多いが、特に洪水解析にあつては、**図-9.9**に示すように1段目タンクの流出孔を二つとした2段タンク構造で十分である⁷⁾。

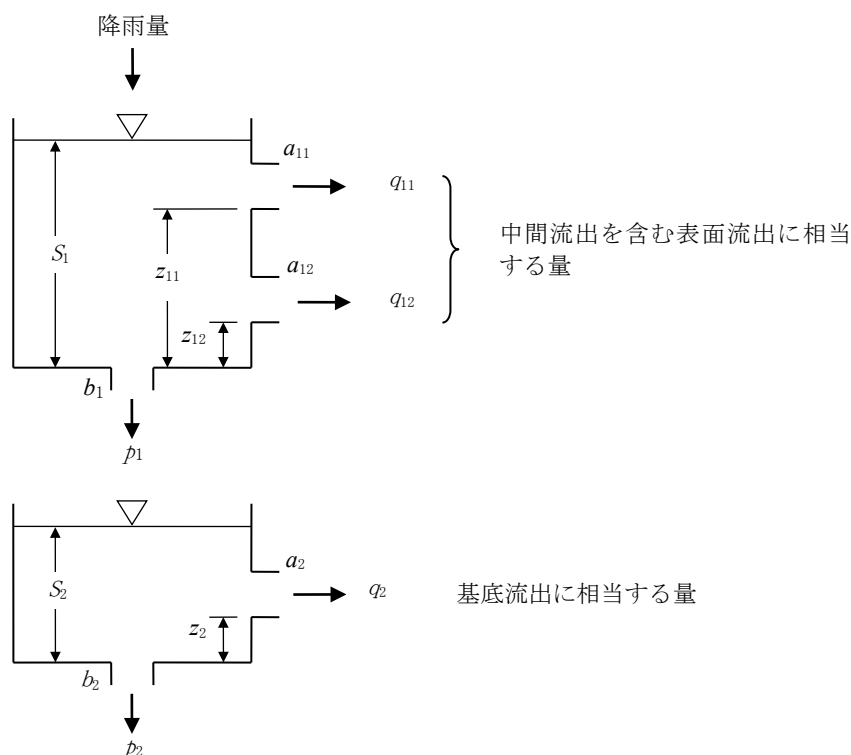


図-9.9 タンクモデル

ア 基礎式

図-9.9のような2段タンクについて、流出孔係数を a 、その底面からの高さを z 、浸透孔係数を b 、各タンクの水深を S とする。 t 時刻における各タンクの水深が S_1^t (mm)、 S_2^t (mm) のとき、降雨量 $I^t = r_t \cdot \Delta t$ (mm) に対する流出量は、以下のように求める。

1 段目タンクについて

$$\left. \begin{aligned} S_1^* &= S_1^t + I^t \\ q_{11}^t &= a_{11} \cdot (S_1^* - z_{11}) \quad S_1^* \geq z_{11} (S_1^* < z_{11} \text{の場合は、} q_{11}^t = 0) \\ q_{12}^t &= a_{12} \cdot (S_1^* - z_{12}) \quad S_1^* \geq z_{12} (S_1^* < z_{12} \text{の場合は、} q_{12}^t = 0) \\ p_1^t &= b_1 \cdot S_1^* \\ S_1^{t+\Delta t} &= S_1^* - (q_{11}^t + q_{12}^t + p_1^t) \cdot \Delta t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.9)$$

2 段目タンクについて

$$\left. \begin{aligned} S_2^* &= S_2^t + p_1^t \cdot \Delta t \\ q_2^t &= a_2 \cdot (S_2^* - z_2) \quad S_2^* \geq z_2 (S_2^* < z_2 \text{の場合は、} q_2^t = 0) \\ p_2^t &= b_2 \cdot S_2^* \\ S_2^{t+\Delta t} &= S_2^* - (q_2^t + p_2^t) \cdot \Delta t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.10)$$

イ 定数の決定

タンクモデルの定数は、モデルによる推定ハイドログラフと観測記録のハイドログラフとの誤差を最小にするように決定する。この場合、試行錯誤によらざるを得ないが、数学的に最適定数の値を定める手法として、パウエルの共役方向法⁷⁾、SP法による探索法⁷⁾、あるいは遺伝的アルゴリズム⁸⁾等がある。

ウ ベき乗型タンクモデル

タンクモデルは、図-9.9で示すように、1 段目タンクに表面流出量を表す複数の流出孔を設け、さらにタンクを2～3段の直列型とする場合が多い。ここで、1 段目タンクの複数孔からの流出量変化は図-9.8に見られるように曲線で近似できる。永井はこのことに注目して、ベき乗型タンクモデルを提唱している⁹⁾。

ベき乗型タンクモデルは、図-9.10に示すように、タンクの構造を2段直列型（1 段目タンクの Q_1 を直接流出量に、また、2 段目タンクの Q_2 を地下水流出量に対応させる）とし、かつ1 段目タンクの流出孔を一つにまとめてその流出量を次の指数式で表す。

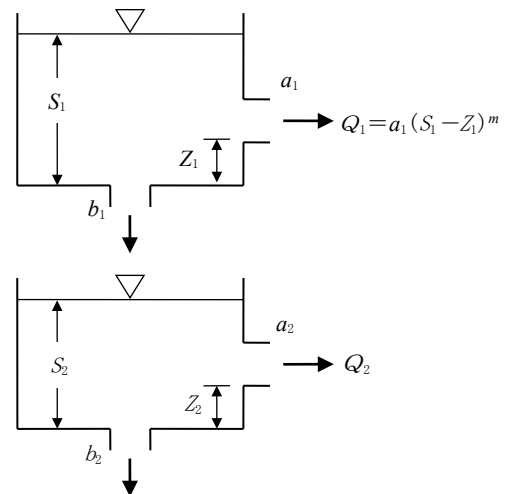


図-9.10 ベき乗型タンクモデル

$$Q_1 = a_1(S_1 - Z_1)^m \dots\dots\dots (9.11)$$

ここに、 Q_1 ：直接流出量(mm/h)

a_1 ：流出孔係数

S_1 ：タンクの貯留高さ(mm)

Z_1 ：流出孔の高さ(mm)

m ：指数係数

ここで、永井は、式(9.11)の各係数が貯留関数モデルの K 、 P の値と以下の相互関係があることを確かめている。

$$\left. \begin{aligned} m &= 5/3, \quad P = 1/m = 0.6 \\ \frac{1}{K} &= a_1^{0.6} + b_1 \left(1 + \frac{Z_1}{50}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.12)$$

図-9.11は、表-9.5（貯留関数モデルの計算例）の降雨量について、べき乗型タンクモデルの各係数を前記**表**の“SP法による探索法”によって定め、流出ハイドログラフを計算した例である（流域面積：10.8km²）。

図-9.11は表-9.5の計算例と同一の流域であることから、図に示す各係数の値は、式(9.12)より貯留関数モデルの定数（ K 、 P 、 T_0 ）に一致し、グラフの地下水流出量を差し引いた直接流出量のハイドログラフは、図-9.7に近似する。

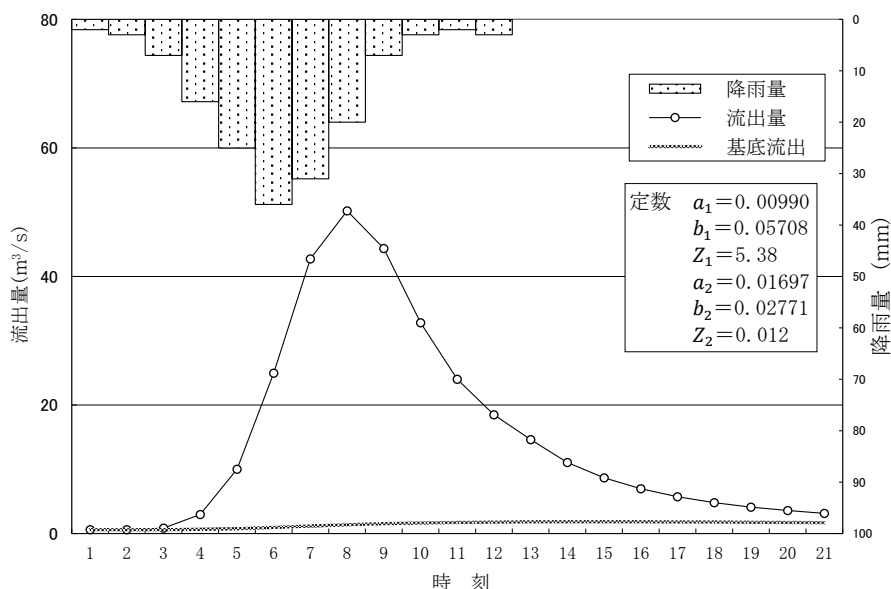


図-9.11 洪水ハイドログラフの計算例

9.3.3 雨水流法（キネマティックモデル¹⁰⁾）

キネマティックモデルは、分布型のモデルであるため、このモデルを適用する場合は、図-9.12に示すように流域を支流ごとに分割し、長形状斜面と河道にモデル化したブロック別に基礎式を当てはめて流出量の計算を行う。

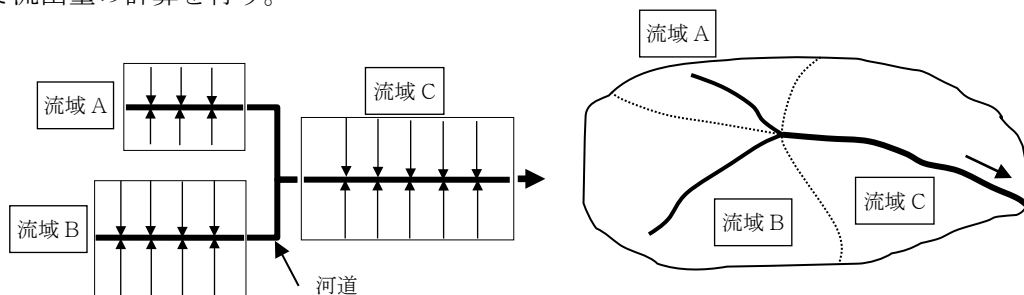


図-9.12 流域モデル

(1) キネマティックモデルの基礎式

キネマティックモデルは、図-9.12に示す流域の斜面流と河道の流れを次式で表現する。

斜面流：

$$h = kq^p \dots\dots\dots (9.13)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \dots\dots\dots (9.14)$$

$$k = (N/\sqrt{s})^p, \quad p = 3/5$$

河道流：

$$W = KQ^p \dots\dots\dots (9.15)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = I \dots\dots\dots (9.16)$$

ここに、 t ：時間、 x ：距離、 h ：雨水流の水深、 q ：斜面単位幅流量、 r ：有効降雨強度、

N ：等価粗度、 s ：斜面勾配、 W ：河道の流水断面積、 Q ：流量、

I ：河道単位長さ当たりの横流入量、 k 、 p 、 K 、 P ：定数

〔参考〕

式(9.13)は、斜面を水路底幅の極端に大きい水路と仮定した等流式から導かれたものである。等流の場合の平均流速公式は、 Manning式の場合、以下のように表される。

$$Q = \frac{1}{N} A \cdot R^{2/3} \cdot s^{1/2} \dots\dots\dots (9.17)$$

ここで、径深 R は、底幅が極端に大きい場合、次式のように表すことができる。

$$R = \frac{B \cdot h}{B + 2h} = \frac{B \cdot h}{B(1 + 2h/B)} \cong \frac{B \cdot h}{B} = h \dots\dots\dots (9.18)$$

したがって、式(9.17)は、次のように表現できる。

$$Q = \frac{1}{N} (B \cdot h) \cdot h^{2/3} \cdot s^{1/2} \rightarrow q = \frac{Q}{B} = \frac{1}{N} h^{5/3} \cdot s^{1/2} \rightarrow h = \left(\frac{N}{\sqrt{s}} \right)^{3/5} \cdot q^{3/5} \dots\dots\dots (9.19)$$

(2) 流域モデルとモデル定数

ア 流域モデル

キネマティックモデルによる計算は、流域をブロック分割し、**図-9.12**に示すように流域モデルを作成する必要がある。モデル化に当たっては、以下の点に留意する。

- (ア) 流域条件の不均一性やその分布がうまく表現できるようにする。
- (イ) 通常、河道の合流点、地形や地目の急変する地点を境にしてブロック分割を行う。
- (ウ) 分割された各ブロックを長方形状にモデル化する場合、斜面長 b は次式から求める。また、斜面勾配は、谷線法又は交点法¹¹⁾により求める。

$$b = A/L \quad \cdots \cdots \cdots (9.20)$$

ここに、 A ：片斜面の面積

L ：河道長

- (エ) 河道勾配は、地形図から求める。

表-9.6 等価粗度 N の目安

地 目	$N(s/m^{1/3})$
山地	1.0 ～ 2.0
丘陵林地	0.6 ～ 1.2
牧野、ゴルフ場、畑地	0.3 ～ 0.5
市街地	0.01 ～ 0.04
水田地帯	2 ～ 3

イ 斜面流定数 (k, p)

マニング型を前提として、定数 p は3/5とする。
また、等価粗度 N の値は、**表-9.6**を目安とする。

ウ 河道流定数 (K, P)

以下の手順で推定する。

- (ア) 実際の河道の断面、勾配及び粗度係数から適当に水深を数種類仮定し、流水断面積 W 及び流量 Q を計算する。
- (イ) 計算結果を**図-9.13**に示すように両対数グラフにプロットし、直線を挿入する。
- (ウ) $Q=1\text{m}^3/\text{s}$ に対応する直線上の W の値から K 値を定める。
- (エ) 直線の勾配から P 値を定める。

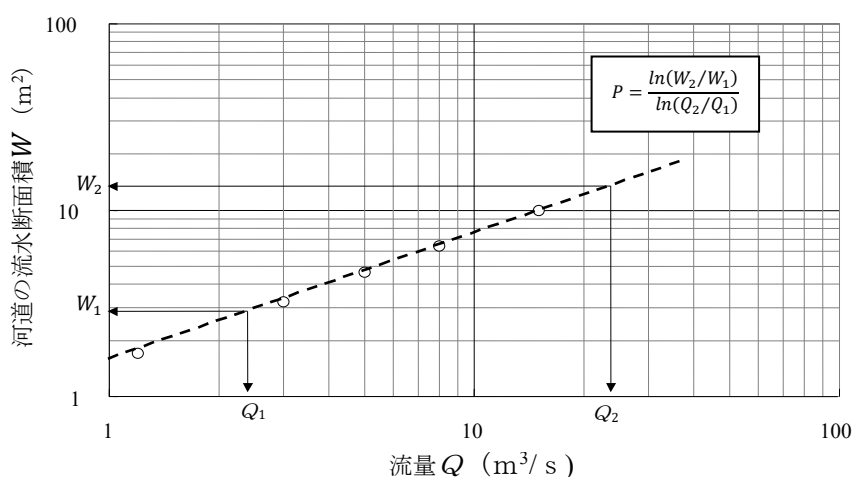


図-9.13 河道定数の推定

(3) キネマティックモデルの数値計算（特性曲線法）

基礎式に基づく流出計算法には、いくつかの手法が考えられるが、特性曲線を利用するのが一般的である。

ア 特性曲線

斜面流について、式(9.14)の h は式(9.13)により q との関係が定義されていることから、これを q に変換すると次式が得られる。

$$\frac{\partial q}{\partial t} \left(\frac{dh}{dq} \right) + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad \dots\dots\dots (9.21)$$

$$\frac{dh}{dq} = kpq^{P-1}$$

式(9.21)の特性方程式は、次のように求められる。

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{kpq^{P-1}} = \frac{dq}{r} \quad \dots\dots\dots (9.22)$$

〔参考〕

偏微分方程式

$$A \frac{\partial q}{\partial x} + B \frac{\partial q}{\partial t} = C \quad \dots\dots\dots (9.23)$$

の解 q は x, t の関数であるから、一つの曲面を形成している。この面上の任意点を考えると、解析幾何の立場から、 A, B, C の方向を接線方向とするような曲面（これを特性曲線という。）が必ず存在し、この曲線上で次式が成立する。

$$\frac{dx}{A} = \frac{dt}{B} = \frac{dq}{C} \quad \dots\dots\dots (9.24)$$

式(9.22)は、次の式を表現している。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q^{1-P}}{kp} \quad \dots\dots\dots (9.25)$$

$$\left. \begin{array}{l} rdt = kpq^{P-1}dq \\ rdx = dq \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (9.26)$$

ここに、式(9.25)は、雨水流の伝播速度を表現している。河道流についても同様に、次式が成立する。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q^{1-P}}{KP} \quad \dots\dots\dots (9.27)$$

$$\left. \begin{array}{l} Idt = KP Q^{P-1} dQ \\ Idx = dQ \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (9.28)$$

ここに、式(9.27)は、河道流の伝播速度を表している。

イ 斜面流の計算式

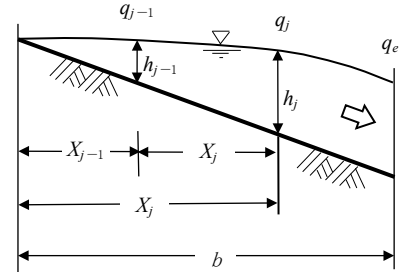
流域モデルの長方形の斜面について、計算時間の間隔を t とし、降雨強度 r_j を一定とする。式(9.25)及び式(9.26)を積分して、降雨強度 r_j が斜面上に発生した場合の時刻 $t_{j-1} \sim t_j$ の流量 q_j 及び到達距離 X_j を次式で計算する。

【 $r_j \neq 0$ の場合】

$$\left. \begin{aligned} q_j &= \left(\frac{h_j}{k} \right)^{1/P} \\ h_j &= h_{j-1} + r_j t \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{q_j - q_{j-1}}{r_j} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.29)$$

【 $r_j = 0$ の場合】

$$\left. \begin{aligned} q_j &= q_{j-1} \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{q_j^{1-p}}{pK} t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.30)$$



h_{j-1} 、 q_{j-1} : 計算区間上流端の水深、流量
 h_j 、 q_j : 計算区間下流端の水深、流量
 x_j : 時間 t 内の伝播距離
 X_j : 斜面上流端からの累加距離

図-9.14 斜面流の追跡

〔参考〕

t_j 式(9.29)は、式(9.26)より以下のように求まる。

$$\left. \begin{aligned} \int_{t_{j-1}}^{t_j} r dt &= k \int_{t_{j-1}}^{t_j} p q^{p-1} dq \\ \therefore r_j t &= k (q_j^p - q_{j-1}^p) \\ \therefore q_j &= \left(q_{j-1}^p + \frac{r_j t}{k} \right)^{1/P} = \left(\frac{h_{j-1}}{k} + \frac{r_j t}{k} \right)^{1/P} = \left(\frac{h_{j-1} + r_j t}{k} \right)^{1/P} \\ \int_{t_{j-1}}^{t_j} r dx &= \int_{t_{j-1}}^{t_j} dq \\ \therefore r_j X_j &= q_j - q_{j-1} \\ \therefore x_j &= \frac{q_j - q_{j-1}}{r_j}, \quad X_j = X_{j-1} + x_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.31)$$

ウ 河道流の計算式

流域モデルの河道について、計算時間間隔を t とし、横流入量 I_j を一定とする。式(9.27)及び式(9.28)を積分して、式(9.29)、式(9.30)の場合と同様に、横流入量 I_j の時刻 $t_{j-1} \sim t_j$ の流量 Q_j 及び累加距離 X_j を次式で計算する。

【 $I_j \neq 0$ の場合】

$$\left. \begin{aligned} Q_j &= \left(\frac{W_j}{K} \right)^{1/P} \\ W_j &= W_{j-1} + I_j t \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{Q_j - Q_{j-t}}{I_j} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.32)$$

【 $I_j = 0$ の場合】

$$\left. \begin{aligned} Q_j &= Q_{j-1} \\ X_j &= X_{j-1} + x_j \\ x_j &= \frac{Q_j^{1-p}}{PK} t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.33)$$

エ 計算手順

表面流出モデルの計算は、流域モデルについて、以下の手順で行う。

手順－1	
斜面流の計算	斜面上流端の降雨（有効雨量） r が、斜面長 b を流下して下流端に到達した時の流量 q を求める。
↓	
手順－2	
河道流の計算	斜面下流端の流量が、河道長 L を流下して下流端に達した時の流量 Q を求める。

（ア）斜面流の計算

斜面流の計算は、図-9.15を参照して、以下のように行う。

- 計算の出発時刻 T_i （ $i=1、2、\dots、i、\dots$ ）を定める。
- 出発時刻 T_j から t 時間間隔で継続する雨量 r_j （ $j=1、2、\dots、j、\dots$ ）を整理する。
- $j=1$ の時の q_{j-1} 、 h_{j-1} 、 X_{j-1} をゼロとおく。
- $j=1、2、\dots、j、\dots$ の順に降雨 r_j に対する流量 q_j 、水深 h_j 及び到達距離 X_j を式(9.29)又は式(9.30)により求める。
- 累加距離 X_j が斜面長 b に一致した時の流量を求めそれを q_e とし、その時の時刻 U_i を次式により求める。

$$U_i = T_i + j \cdot t \dots\dots\dots (9.34)$$

ここに、 t ：降雨 r_j の時間間隔

ここで、累加距離 X_j が斜面長 b に一致することはほとんどなく、通常は $X_{j-1} < b$ かつ $X_j > b$ の結果を得ることの方が多い。つまり、 X_j が b を超えてしまう。そこで、この場合は、式(9.29)、式(9.30)を逆に解いて q_e 、 t_e を以下のように求める。

$$x_e = b - X_{j-1} \dots\dots\dots (9.35)$$

$$\left. \begin{array}{l} r_j \neq 0 \quad \left. \begin{array}{l} q_e = q_{j-1} + r_j \cdot x_e \\ t_e = \frac{k}{r_j} (q_e^p - q_{j-1}^p) \end{array} \right\} \\ r_j = 0 \quad \left. \begin{array}{l} q_e = q_{j-1} \\ t_e = \frac{pk}{q_e^{1-p}} x_e \end{array} \right\} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (9.36)$$

この時の時刻 U_i を次式で求める。

$$U_i = T_i + (j-1) \cdot t + t_e \dots\dots\dots (9.37)$$

- f 降雨初期、つまり出発時刻からの降雨が下流端に到達する前の流量 q_e は、上記 d 項による流量 q_j を q_e とし、到達時刻を式(9.34)により求める。
- g 降雨終了後は、降雨終了時刻 T_s より 1 単位時間前の時刻 T_{s-1} に斜面を出発した降雨が下流端に到達する時刻を U_{s-1} とすると、時刻 $U_{s-1}+t$ のときの流量を 0 とする。
- h 時刻 U_i ごとに得られた下流端流量 q_e を図-9.16のように単位時間ごとのハイドログラフにする。

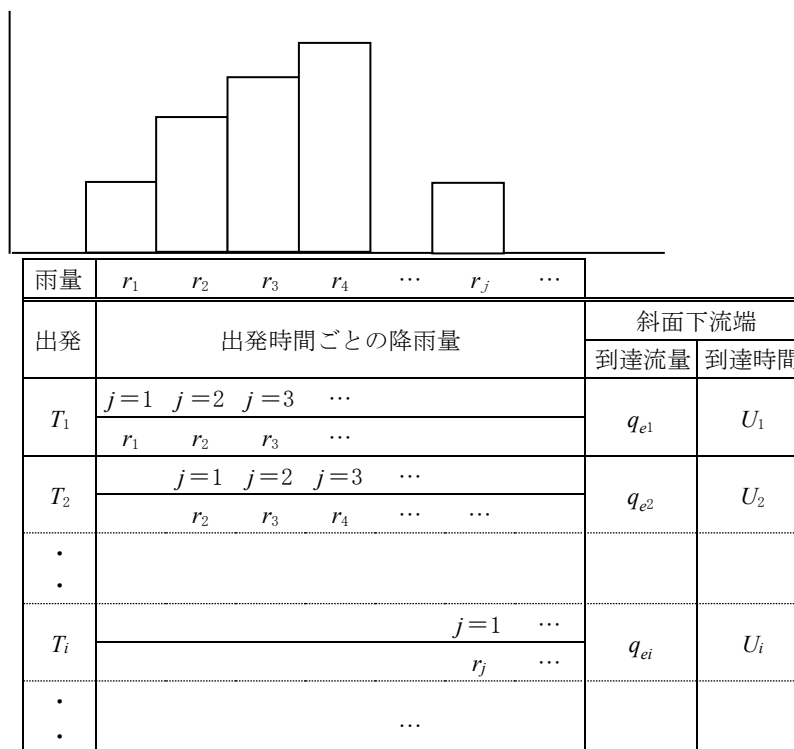


図-9.15 出発時間と雨量、到達流量、到達時間

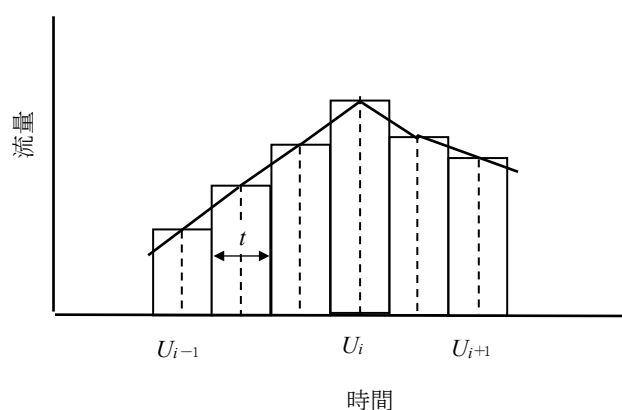


図-9.16 斜面下流端ハイドログラフ

(イ) 河道流の計算

河道流の計算は、上記 h 項によって得られた斜面下流端の流量ハイドログラフを横流入量 I_i とし、式(9.32)及び式(9.33)を用いて斜面流の計算の場合と全く同じ手順で、河道下流端の流量 Q_i を求める。このとき、以下の点に留意する。

- a 斜面が河道の両側にある場合は、上記斜面流の計算をそれぞれ求めその合計値として斜面下流端のハイドログラフを求める。
- b 図-9.12の流域Cのように、河道の上流側にブロックがある場合は、 Q_{j-1} の流量を上流側の河道流量とする。
- c 時刻 T_i 、 T_{i+1} に上流端を出発した流れの下流端時刻を U_i 、 U_{i+1} とするとき、 $U_{i+1} < U_i$ ならば、時刻 U_i の流量を消去する。

(4) キネマティックモデルの数値計算（差分法）

キネマティックモデルの数値計算法には特性曲線法のほかに差分法が利用できる。差分法には種々の方法があるが、以下では 2-step Lax-Wendroff 法の修正版である MacCormack 法を取り上げる。この方法は陽解法に属し、航空の分野を中心に広く用いられている^{12)~13)}。

基礎式で斜面流と河道流を比べると

$$h \leftrightarrow A, \quad q \leftrightarrow Q, \quad r \leftrightarrow q_w \dots\dots\dots (9.38)$$

の対応関係があり、両者の計算は同様に処理できるので、以下では斜面流を中心に述べる。

差分計算は距離刻み Δx 、時間刻み Δt ごとに行う。したがって、差分法では斜面から河道への流入量も Δt ごとに求まるため、特性曲線法で必要とされた柱状図化も不要である。

差分計算に当たり、節点番号 j を斜面上流端から $j = 1, 2, 3, \dots, N$ と Δx 刻みで付け、 h_j^n 、 q_j^n は位置 $x = (j-1)\Delta x$ 、時点 $t = n\Delta t$ での斜面水深、斜面流量を表すこととする。

ア 計算手順

MacCormack 法では、 Δt ごとの値を計算するのに予測、修正の2段階で行う。以下の計算では、有効降雨強度は斜面一様であるとして、本来なら r_j^n とすべきところを r などと記している。

第1段階（予測段階）

$$h_j^* = h_j^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_j^n - q_{j-1}^n) + \Delta t \cdot r \dots\dots\dots (9.39)$$

$$q_j^* = \left(\frac{h_j^*}{k} \right)^{1/p} \dots\dots\dots (9.40)$$

第2段階（修正段階）

$$h_j^{n+1} = \frac{1}{2} (h_j^n + h_j^*) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_{j+1}^* - q_j^*) + \frac{\Delta t}{2} r \dots\dots\dots (9.41)$$

$$q_j^{n+1} = \left(\frac{h_j^{n+1}}{k} \right)^{1/p} \dots\dots\dots (9.42)$$

空間差分について、予測段階では1次の後退差分が用いられているが、修正段階では前進差分が用いられ、互いに誤差が打ち消されている。

イ 計算上の注意

(ア) 斜面ごとの距離刻み Δx

斜面長 B がブロックごとに異なる場合は、まず、共通の代表的距離刻み Δx_s をあらかじめ決めておき、

$$N = [B/\Delta x_s + 0.5] + 1$$

として、斜面ごとに節点数 N を定める。ここに、 $[]$ はガウス記号で、 $[]$ 内の数値を超えない最大の整数値である。

次に斜面ごとに距離刻み Δx を改めて次式により求める。

$$\Delta x = B/(N - 1)$$

このようにすると、斜面ごとにほぼ同程度の距離刻みを設定できる。

(イ) 初期条件と境界条件

計算の最初($n=0$)の斜面水深 h はゼロとする。すなわち、 $h_j^n=0$, ($j=1, 2, \dots, N+1$)とおく。このとき時間ステップ $n=0$ で、 $q_j^n=0$ である。

境界条件は、斜面上流端 $j=1$ で、 $h_1^n=0$, $q_1^n=0$ である。

河道上流端において、上流ブロックからの流量 Q_u がある場合には、 Q_u が上流端境界条件となる。すなわち $j=1$ の河道上流端流量 Q_1^n は $Q_1^n=Q_u$ となる。

(ウ) 斜面下流端流量の計算

式(9.39)～(9.42)で $j=2, 3, \dots, N$ として計算を行っていくと、式(9.41)の $j=N$ で q_{N+1}^* の値が必要になる。これを解消する一つの方法は、式(9.39)、(9.40)を $j=2, 3, \dots, N+1$ と $j=N+1$ の値を余分に求めておき、式(9.41)の右辺第2項を次のような後退差分に変更して

$$h_{N+1}^{n+1} = \frac{1}{2}(h_{N+1}^n + h_{N+1}^*) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_{N+1}^* - q_N^*) + \frac{\Delta t}{2} r \quad \dots\dots\dots (9.43)$$

水深 h_{N+1}^{n+1} を求めた後、 q_{N+1}^{n+1} を式(9.42)で $j=N+1$ とおいて計算すればよい。

$j=N$ までの計算精度を保つため、余分に $j=N+1$ の節点を想定して、補助的にその点での斜面水深 h_{N+1} 、流量 q_{N+1} を求めていることに留意する必要がある。

なお、この方式では、河道への流入量として必要な斜面下流端流量は q_N^{n+1} である。

(エ) 時間刻み Δt の設定

差分法により表面流モデルで計算する場合、まず Δx を決め、次にそれに対応して Δt を決めるのが一般的である。 Δt の大きさは、陽形式差分法では安定な解が得られるような条件(CFL条件)を満たすように決める。この条件は斜面流れ、河道流れに適用されるが、一般に河道流れのCFL条件を満たすように注意する必要がある。

CFL条件によれば、安定な解を得るためには、次の条件を満たさなければならない。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{c} \quad \dots\dots\dots (9.44)$$

河道流の洪水の伝播速度 c は、

$$c = \frac{dQ}{dA} = \frac{Q^{1-P}}{KP} \quad \dots\dots\dots (9.45)$$

であるから、具体的には次の条件を満たすように時間刻みを決めることになる。

$$\Delta t \leq \Delta x \frac{KP}{Q} \quad \dots\dots\dots (9.46)$$

上式の流量 Q は計算上の洪水ピーク流量であるが、計算前にはその値は不明であるので、一応観測ピーク流量の何割増しかに設定しておくのが安全であろう。

9.3.4 傾斜地域の流出モデルの検証と相互関係

(1) 流出モデルの検証

流出モデルに含まれる定数は、それが物理的に定まる場合を除けば、計算結果が観測ハイドログラフとよく適合しなければならない。流出モデルの検証に当たっては、以下の点に留意しなければならない。

ア 適用した観測地点について検証のための降雨と流出記録を準備する。

イ 水収支計算により総降雨量に対する総流出量を算定し、モデルの妥当性を確認する。

ウ 実測値（検証用記録）と計算値をグラフ化し、視覚的に食い違いの程度を把握する。

エ 相関係数による検証は、その統計的性質より必ずしも実測値と計算値の食い違いの程度を表し得ず、検証の方法として不適切な場合がある。

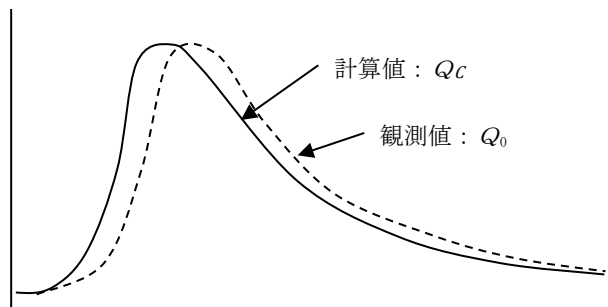


図-9.17 モデルの検証

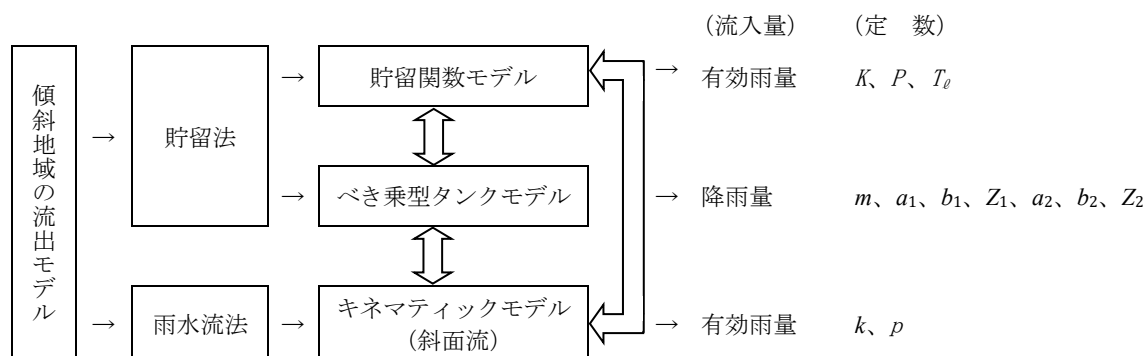
流出モデルを適用した基準点における観測値 Q_0 と計算値 Q_c の食い違いの程度を評価するためには、まず図-9.17に示すように、計算結果のハイドログラフと記録（観測値）を同一のグラフ上に描くことである。これにより、両方の曲線形の相違を視覚的に確認して、食い違いの程度を評価することができる。次に、食い違いの程度を計量的に評価する方法として、以下の評価関数を用いる。これらの形式のうち、どれがよいかは一概にいえず技術者の判断によらざるを得ないが、おおむね適用欄に示す事項を指標とすることができる¹⁴⁾。

表-9.7 評価関数

分類	関数式	適用
絶対基準	$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_{0i} - Q_{ci} $ ここに、 N ：データ数、 i ：データ番号	流出の高水部の検証に適する。
相対基準	$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{ Q_{ci} - Q_{0i} }{Q_{0i}}$	ハイドログラフ全体の検証に適する。
χ -基準	$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{ Q_{0i} - Q_{ci} }{\sqrt{Q_{0i}}}$	ハイドログラフ全体の検証に適する。
二乗基準	$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Q_{0i} - Q_{ci})^2$	流出の高水部の検証に適する。
χ^2 -基準	$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{(Q_{0i} - Q_{ci})^2}{Q_{0i}}$	ハイドログラフ全体の検証に適する。

(2) 流出モデルの相互関係

単位図法を除く傾斜地域の各流出モデルは以下に示すような固有の定数を持つが、これらの相互関係が分かれば、観測記録がない場合や他のモデルに変換する場合に便利である。ここでは、モデル定数の相互関係を以下に示す^{9)、15)}。

ア 斜面流（キネマティックモデル）の p と貯留関数モデルの P の関係

キネマティックモデルの斜面流は式(9.13)で定義されるが、同式は底幅の極端に大きい水路におけるマンニングの平均流速公式を意味しており、 p の値は $3/5 (=0.6)$ に等しい。

一方、貯留関数モデルを規定する式(9.4)は斜面流と相互関係を持つことが知られており、大中洪水に対して貯留関数モデルを適用する場合、 P の値を 0.6 に固定して実用的に十分満足できる結果が得られることが知られている。

イ 斜面流（キネマティックモデル）の k と貯留関数モデルの K の関係

斜面流を表す式(9.13)の k の値は、 $p=0.6$ の時、次式の関係がある。

$$k = (N/\sqrt{s})^{0.6} \dots\dots\dots (9.47)$$

ここに、 N ：等価粗度（表-9.6参照）

s ：斜面勾配

また、この斜面流定数 k は、角屋・福島の洪水到達時間式（式（8.5）参照）の土地利用係数 C と次の関係がある。

$$k = C/220 \dots\dots\dots (9.48)$$

一方、貯留関数モデルを規定する式(9.4)の K の値は、斜面流の k と次の関係がある（ただし、 $P=0.6$ ）。

$$K = 2.5 \cdot k \cdot A^{0.24} \dots\dots\dots (9.49)$$

ここに、 A ：流域面積(km²)

また、角屋・福島の洪水到達時間式（式(8.5)参照）の洪水到達時間係数 C 値と次の関係がある。

$$K = \frac{1}{90} CA^{0.22} \dots\dots\dots (9.50)$$

ウ 貯留関数モデルの遅れ時間 T_ℓ

貯留関数モデルの遅れ時間 T_ℓ は、計算ピーク流出高 q (mm/h)と次の関係がある。

$$T_\ell = 0.45kA^{0.24}q^{-0.4}, \text{ or } T_\ell = \frac{1}{550} CA^{0.22}q^{-0.35} \dots\dots\dots (9.51)$$

エ べき乗型タンクモデルへの変換

図-9.10 に示すべき乗型タンクモデルは、観測の降雨量を直接利用してハイドログラフを計算できる利点がある。そこで、式(9.47)～(9.50)より貯留関数モデルの K 、 P 値が推定できれば、式(9.12)より1段目タンクのモデル定数を推定できる。この時、2段目タンクの定数は、洪水流出に対する影響が小さいことから他地区の値を代用することができる。

9.4 氾濫域の洪水ハイドログラフの計算

氾濫域のハイドログラフの計算は、低平地等の一時貯留又は湛水による氾濫が想定される地域を対象として、洪水の流入による内水位及び外水位に制約される排水口の排水量を求めることを目的として行う。このため、内水位及び排水量の計算に当たっては、事業対象地域の地形特性や事業計画に基づく排水施設の水利特性を考慮した数値シミュレーション手法に頼らざるを得ない。

9.4.1 氾濫モデルと計算の考え方

氾濫域のハイドログラフの計算（つまり、内水位と排水量の計算）は、氾濫モデルを用いて行う。このモデルは、図-9.18 の概念図に示すように、氾濫域を中心とした地形特性及び排水路網と排水口の水利特性をモデル化したもので、その考え方から表-9.8 に示すタイプがある。

内水位及び排水量の計算は、受益区域及び背後地から氾濫域に流入する洪水量を入力条件とし、さらに排水口地点の排水本川の外水位を制約条件として行う。流入洪水量は、多くの場合、傾斜地域のハイドログラフの計算によって得られた洪水ハイドログラフを用いる。したがって、氾濫域の計算を行う場合は、あらかじめ流入洪水量のハイドログラフ及び外水位のデータを準備しておかなければならない。

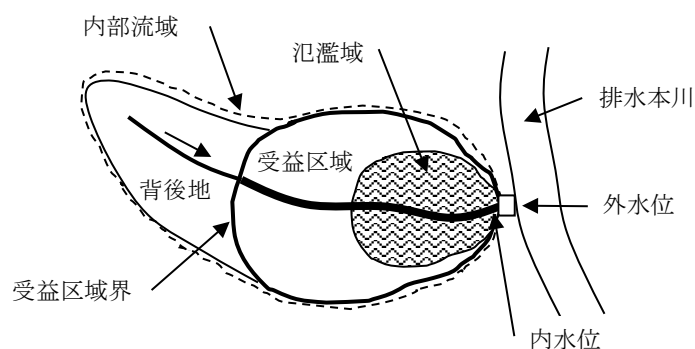


図-9.18 氾濫域と氾濫モデル化の概念

表-9.8 氾濫モデルの適用分類

手法区分	モデル	モデル化の特徴
貯留法	遊水池モデル	氾濫域を地形条件のみに支配された遊水池と見なしてその水位を内水位とし、外水位との水位差に影響される排水口施設（樋門、ポンプ、等）の流量特性を考慮して、内水位及び排水口の排水量を求める。したがって、このモデルでは氾濫域内の排水路網の流況は求めることができない。
雨水流法	低平地タンクモデル	氾濫域内の排水路網及び排水口施設の雨水流の流況をダイナミックに計算して、氾濫域の氾濫状況を求める手法であり、遊水池モデルに比べてより詳細な氾濫現象を把握することができる。
	不定流モデル	低平地タンクモデルと同様に氾濫域内の排水路網及び排水口施設の流況をダイナミックに計算して、氾濫域の氾濫状況を求める手法であるが、低平地タンクモデルが不等流を基本としているのに対して、本モデルは不定流を基本とする。

9.4.2 遊水池モデルによる氾濫域の計算

豪雨時、内部流域の雨水流出量は、下流端低位部に流入し、自然排水又は機械排水方式によって地区外へ排出される。この時、下流端への流入量が排水量を上回れば、下流端水位は漸次上昇し、低位部一帯に氾濫域が形成される。

遊水池モデルは、低位部に形成される氾濫域を遊水池と見なして、その水位変化に影響を受ける排水量を求める手法である。

(1) 基礎式

遊水池モデルは、図-9.18に示す氾濫域について、次の連続式を基礎とする。

$$A_p(h) \frac{dh}{dt} = I - Q \quad (9.52)$$

ここに、 h : 遊水池の水位（氾濫域の内水位、m）

I : 遊水池への流入量（傾斜地域のハイドログラフの計算結果を用いる、 m^3/s ）

Q : 排水量（ m^3/s ）

$A_p(h)$: 遊水池の水面積（氾濫面積）で内水位 h の関数（ m ）

t : 時間（s）

(2) 排水量の特性式

式(9.52)において、排水量 Q は内水位 h と外水位の影響を受けた排水口の排水能力に支配される。

自然排水方式の場合、排水口は図-9.19に示すように暗渠方式と開水路方式がある。 t 時刻の内水位を h_t 、外水位を H_t とすると、排水量 Q_t は次式で表される（ $h_t > H_t$ ）。

$$Q_t = \frac{A_t R_t^{2/3}}{n} \sqrt{\frac{h_t - H_t}{X}} \quad \dots\dots\dots (9.53)$$

h_t と H_t の値の大小に関係なく計算するとき、あるいは後述の低平地タンクモデルの計算では以下のように分解しておくとも便利である。

$$Q_t = G_t \cdot (h_t - H_t)$$

$$G_t = \frac{A_t R_t^{2/3}}{n} \frac{1}{\sqrt{X} \sqrt{|h_t - H_t|}} \quad \dots\dots\dots (9.53')$$

ここに、 A_t 、 R_t ：排水口の通水断面積 (m^2)
 及び径深 (m)
 n ：マンニングの粗度係数
 X ：排水口の延長 (m)

上式において、 A_t 、 R_t は、暗渠方式の場合は時間に関係なく一定となる。開水路方式の場合は内水位と外水位の変化に応じて変化する。また、実際に計算を行う場合には、排水口に排水水門、暗渠等の構造物の損失水頭を考慮する必要がある。例えば、横断暗渠工の流量式については、式(3.5)～(3.7)を参考にする。

次に、機械排水方式の場合はポンプの揚程－揚水量曲線を関数で内挿した次の一般式が定義できる($H_t > h_t$)。

$$Q_t = a(H_t - h_t)^b \quad \dots\dots\dots (9.54)$$

また、次のように分解しておくこともできる。

$$Q_t = P_t \cdot (H_t - h_t) \quad \dots\dots\dots (9.54')$$

$$P_t = a|H_t - h_t|^{b-1}$$

ここに、 a 、 b ：ポンプの揚程－揚水量曲線を内挿して得られる定数

(3) 遊水池モデルの計算方法

ア 試算法

式(9.52)は、時間経過に沿った遊水池の水位 h の変化を表すことから、これを差分式に展開すれば次のように表される。

$$h_{t+\Delta t} = h_t + \left[(I_t + I_{t+\Delta t}) - (Q_t + Q_{t+\Delta t}) \right] \frac{\Delta t}{A_p(h_t) + A_p(h_{t+\Delta t})} \quad \dots\dots\dots (9.55)$$

$$\therefore \frac{A_p(h_t) + A_p(h_{t+\Delta t})}{2} \frac{h_{t+\Delta t} - h_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2}$$

式(9.55)は、時刻 t の内水位 h_t に、差分時間 Δt 内の平均の流入量 $(I_t + I_{t+\Delta t})/2$ と排水量 $(Q_t + Q_{t+\Delta t})/2$ との差に $2\Delta t/(A_p(h_t) + A_p(h_{t+\Delta t}))$ を掛けて水位に換算した値を加えることにより Δt 時間経過後の内水位 $h_{t+\Delta t}$ が求まることを示している。

式(9.55)の右辺の $Q_{t+\Delta t}$ と $A_p(h_{t+\Delta t})$ は $h_{t+\Delta t}$ が未知のため計算できない。そこで、以下のような逐次近似法を使用する。

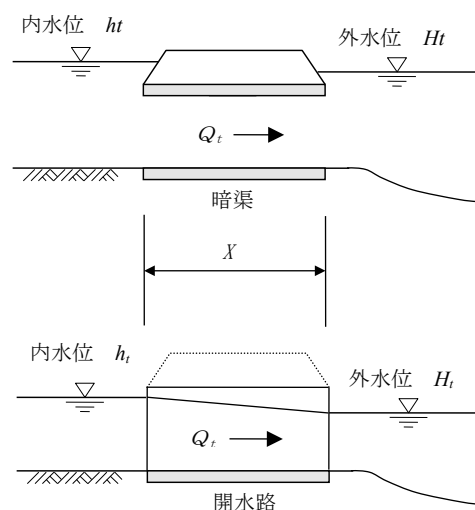


図-9.19 排水口の構造

Step 1 : $h_{t+\Delta t}$ の値を仮定する (例えば $h_{t+\Delta t} = h_t + (I_t - Q_t) \cdot \frac{\Delta t}{A_p(h_t)}$ を仮定値とおく)。

Step 2 : $A_p(h_{t+\Delta t})$ 、 $Q_{t+\Delta t}$ を計算する。

Step 3 : Step 2 の値を式(9.55)に代入して $h_{t+\Delta t}$ を求める。

Step 4 : $h_{t+\Delta t}$ の仮定値 (Step 1) と計算値 (Step 3) の差の絶対値がある値 ε (0.001 程度とすることが多い) 以下になれば計算値を解とし、時刻を Δt 進めて同様の計算を繰り返す。

Step 5 : 差の絶対値が ε より大きければ、 $h_{t+\Delta t}$ の値を再度仮定して Step 2 から Step 4 を繰り返す。

イ ルンゲ・クッタ法

ルンゲ・クッタ法では時刻 t の内水位を h_0 とおき、 h_0 を初期値として時刻 $t + \Delta t$ の内水位 $h_{t+\Delta t}$ を次の段階を追って求める。なお、 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 は各々 h_1 、 h_2 、 h_3 に対応する排水量である。

$$\text{Step 1 : } y_0 = \frac{I_t - Q_t}{A_p(h_0)} \Rightarrow h_1 = h_0 + y_0 \frac{\Delta t}{2}$$

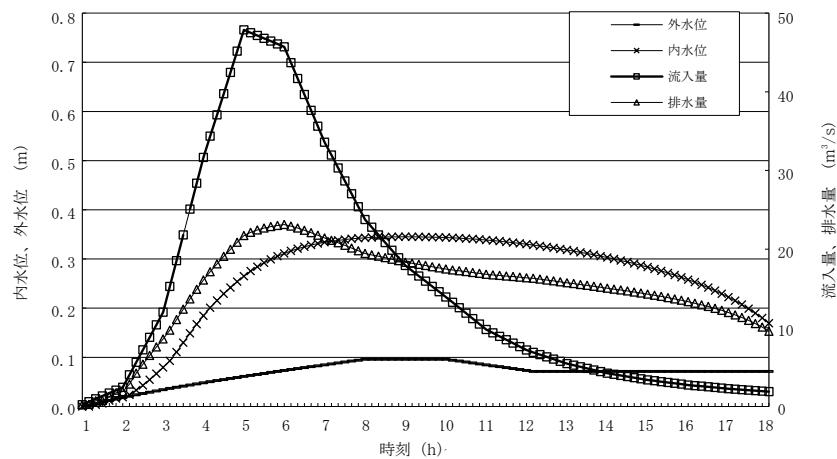
$$\text{Step 2 : } y_1 = \frac{I_{t+\Delta t/2} - Q_1}{A_p(h_1)} \Rightarrow h_2 = h_0 + y_1 \frac{\Delta t}{2}$$

$$\text{Step 3 : } y_2 = \frac{I_{t+\Delta t/2} - Q_2}{A_p(h_2)} \Rightarrow h_3 = h_0 + y_2 \Delta t$$

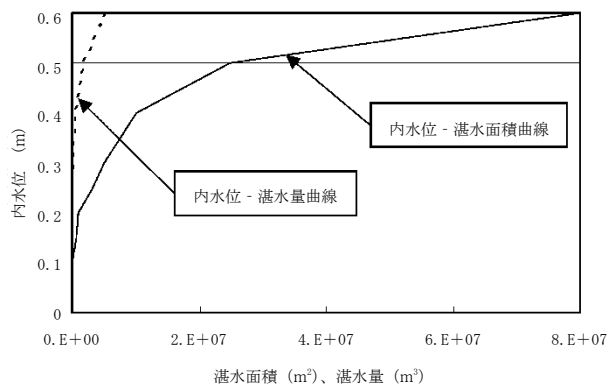
$$\text{Step 4 : } y_3 = \frac{I_{t+\Delta t/2} - Q_3}{A_p(h_3)} \Rightarrow h_{t+\Delta t} = h_0 + \{y_0 + 2(y_1 + y_2) + y_3\} \frac{\Delta t}{6}$$

注：ルンゲ・クッタ法を用いる場合、時間差分 Δt を大きくとると計算結果が発散することがある。この場合は、流入量（ハイドログラフ）及び外水位を分割して時間差分を小さくする。

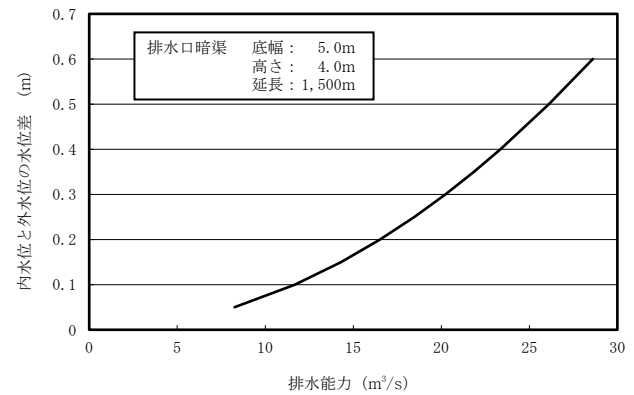
図-9.20 及び表-9.9 は、遊水池モデルの計算例を示す。この例は、氾濫域の $h-A$ 曲線（図の b）と排水暗渠の排水能力（図の c）に対して、貯留関数モデルによるハイドログラフの計算結果（図-9.7 参照）を流入量として求めたものである。



(a) 氾濫計算結果



(b) 氾濫域の内水位 - 湛水面積曲線



(c) 排水暗渠の排水能力曲線

図-9.20 遊水池モデルによる計算結果

表-9.9 ルンゲ・クッタ法の計算

時刻		流入量	外水位	内水位	内水位の計算												排水量
時刻	時分割				Q_0	y_0	h_1	Q_1	y_1	h_2	Q_2	y_2	h_3	Q_3	y_3	$h_{t+\Delta t}$	
1	0.00	0.23	0.00	0.000	1.814	-2.6E-05	0.000	1.814	-2.6E-05	0.000	1.814	-2.6E-05	0.000	1.814	-2.6E-05	0.000	0.23
	0.17	0.60	0.00	0.000	0.000	9.9E-06	0.003	0.000	9.7E-06	0.003	0.000	9.7E-06	0.006	1.359	-1.2E-05	0.004	0.27
	0.33	0.96	0.01	0.004	0.000	1.5E-05	0.008	1.098	-2.1E-06	0.003	0.000	1.5E-05	0.013	2.086	-1.7E-05	0.006	0.73
	0.50	1.33	0.01	0.006	0.000	2.0E-05	0.012	0.935	5.8E-06	0.008	0.000	2.0E-05	0.018	2.226	-1.3E-05	0.012	0.74
	0.67	1.70	0.01	0.012	0.540	1.6E-05	0.017	1.912	-3.0E-06	0.011	0.000	2.4E-05	0.027	3.197	-1.9E-05	0.016	1.28
	0.83	2.06	0.01	0.016	1.264	1.1E-05	0.019	1.952	1.5E-06	0.017	1.378	9.2E-06	0.022	2.319	-3.3E-06	0.019	1.75
2	0.00	2.43	0.02	0.019	1.167	1.6E-05	0.024	2.175	3.2E-06	0.020	1.422	1.3E-05	0.027	2.590	-2.0E-06	0.024	1.89
	0.17	4.02	0.02	0.024	1.938	2.6E-05	0.031	2.998	1.2E-05	0.027	2.490	1.8E-05	0.035	3.357	7.6E-06	0.033	2.85
	0.33	5.61	0.02	0.033	3.590	2.2E-05	0.040	4.171	1.5E-05	0.038	3.996	1.7E-05	0.043	4.459	1.2E-05	0.043	4.23
	0.50	7.20	0.03	0.043	4.742	2.4E-05	0.050	5.228	1.8E-05	0.048	5.119	1.9E-05	0.054	5.515	1.5E-05	0.054	5.37
	0.67	8.79	0.03	0.054	5.860	2.4E-05	0.062	6.272	2.0E-05	0.060	6.200	2.1E-05	0.067	6.546	1.7E-05	0.067	6.49
	0.83	10.38	0.03	0.067	6.914	2.5E-05	0.074	7.270	2.1E-05	0.073	7.220	2.2E-05	0.080	7.527	1.9E-05	0.079	7.57
3	0.00	11.97	0.03	0.079	7.868	2.5E-05	0.087	8.185	2.2E-05	0.086	8.148	2.2E-05	0.093	8.426	2.0E-05	0.093	8.57
	0.17	15.25	0.04	0.093	8.752	3.3E-05	0.103	9.132	2.9E-05	0.102	9.089	3.0E-05	0.111	9.423	2.7E-05	0.111	9.71
	0.33	18.53	0.04	0.111	9.888	3.5E-05	0.121	10.246	3.2E-05	0.120	10.210	3.2E-05	0.130	10.529	2.9E-05	0.130	11.04
	0.50	21.81	0.04	0.130	10.982	3.5E-05	0.140	11.301	3.2E-05	0.139	11.272	3.2E-05	0.149	11.559	2.9E-05	0.149	12.38
	0.67	25.09	0.04	0.149	11.973	3.3E-05	0.159	12.252	3.0E-05	0.158	12.230	3.1E-05	0.167	12.485	2.8E-05	0.167	13.66
	0.83	28.37	0.05	0.167	12.859	3.1E-05	0.176	13.103	2.9E-05	0.176	13.085	2.9E-05	0.184	13.311	2.7E-05	0.184	14.89
4	0.00	31.65	0.05	0.184	13.633	2.9E-05	0.193	13.848	2.7E-05	0.193	13.834	2.7E-05	0.201	14.034	2.5E-05	0.201	16.06
	0.17	34.35	0.05	0.201	14.316	2.6E-05	0.209	14.502	2.5E-05	0.208	14.491	2.5E-05	0.216	14.665	2.3E-05	0.216	17.13
	0.33	37.06	0.05	0.216	14.911	2.4E-05	0.223	15.074	2.3E-05	0.222	15.066	2.3E-05	0.229	15.220	2.2E-05	0.229	18.13
	0.50	39.76	0.05	0.229	15.426	2.2E-05	0.236	15.572	2.1E-05	0.236	15.565	2.1E-05	0.242	15.704	2.0E-05	0.242	19.08
	0.67	42.46	0.06	0.242	15.884	2.1E-05	0.248	16.016	2.0E-05	0.248	16.010	2.0E-05	0.254	16.136	1.9E-05	0.254	19.98
	0.83	45.17	0.06	0.254	16.300	1.9E-05	0.259	16.421	1.8E-05	0.259	16.416	1.9E-05	0.265	16.531	1.8E-05	0.265	20.87
5	0.00	47.87	0.06	0.265	16.672	1.8E-05	0.270	16.782	1.7E-05	0.270	16.778	1.7E-05	0.275	16.884	1.7E-05	0.275	21.72
	0.17	47.51	0.06	0.275	17.010	1.5E-05	0.280	17.103	1.5E-05	0.280	17.100	1.5E-05	0.284	17.190	1.5E-05	0.284	22.13
	0.33	47.15	0.07	0.284	17.290	1.4E-05	0.288	17.370	1.3E-05	0.288	17.368	1.3E-05	0.292	17.445	1.3E-05	0.292	22.43
	0.50	46.80	0.07	0.292	17.519	1.2E-05	0.296	17.589	1.2E-05	0.296	17.587	1.2E-05	0.299	17.655	1.1E-05	0.299	22.67
	0.67	46.44	0.07	0.299	17.711	1.1E-05	0.302	17.774	1.1E-05	0.302	17.772	1.1E-05	0.305	17.833	1.0E-05	0.305	22.86

9.4.3 低平地タンクモデルによる氾濫域の計算¹⁶⁾

一般に、洪水の流入によって氾濫が生じる低平地域は、湛水機能を持った水田区画が多数連続して存在し、それらを連結する排水路も緩勾配であるため流れは下流条件の影響を受けやすい。

低平地タンクモデルは、このような氾濫の原因となる排水路網の流況に注目して、排水路網の不等流計算をシステマティックに行い、氾濫状況を求める手法である。

(1) モデルの考え方

低平地タンクモデルは、排水路をいくつかの区間に分割し、それぞれの区間内を遊水池（これを河道タンクと呼ぶ）とみなし、遊水池間の流れを不等流計算式により、また、氾濫による水田（これを水田タンクと呼ぶ）と排水路間の流れを堰計算式により求める。

いま、図-9.21 に示すような排水路網の一部を表す河道タンク j について、水の流れを考えると次の連続式が成立する。

$$A_j \frac{dH_j}{dt} = Q_i - Q_0 \quad \cdots \cdots \cdots (9.56)$$

$$Q_i = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

$$Q_0 = Q_4 + Q_5$$

ここに、 H_j : 河道タンク j の代表水位 (m)

A_j : 河道タンク j の水面積 (m²)

Q_i : 河道タンク j への流入量 (m³/s)

Q_0 : 河道タンク j からの流出量 (m³/s)

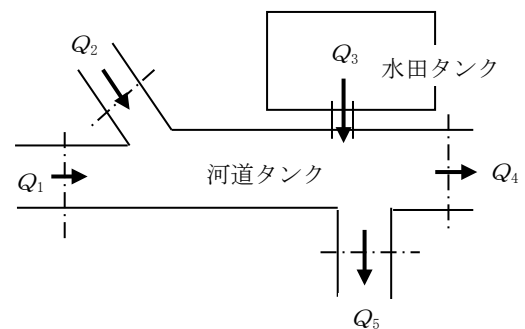
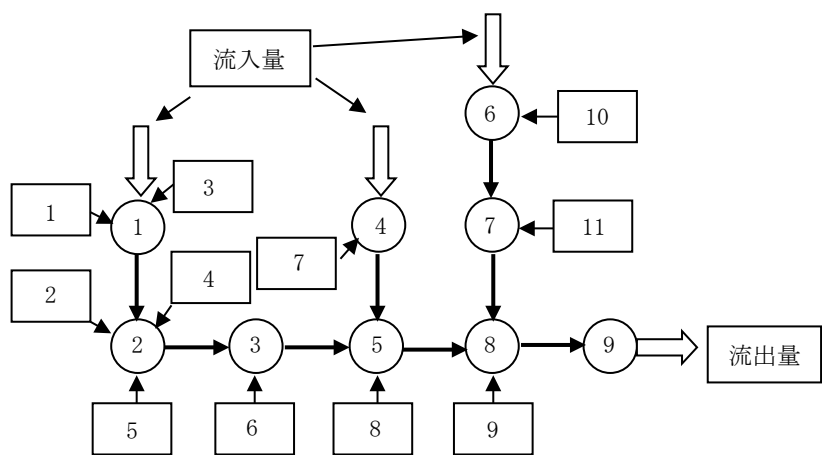


図-9.21 排水路の水の流れ

ここで、図の河道タンクは排水路網の一部であるから、このタンクへの流入量及び流出量は、このタンクの上下流に接続する河道タンクの水利条件に支配される。

そこで、低平地タンクモデルでは、図-9.22 に示すように、地域の水路網の状況を河道タンクと水田タンクの連続体として構成した流域モデルを作成する。



○は河道タンクを、□は水田タンクを表す

図-9.22 流域モデルの概念図

このモデル上で、すべての河

道タンク及び水田タンクに式(9.56)を適用する。例えば、図の河道タンク $j=5$ に対して、式(9.56)は次のように構成される。

$$A_5 \frac{dH_5}{dt} = Q_i - Q_0 = (Q_{3 \rightarrow 5} + Q_{4 \rightarrow 5} + q_{8 \rightarrow 5}) - (Q_{5 \rightarrow 8}) \quad (a)$$

式の Q は河道タンク間の流量を、 q は水田タンクと河道タンク間の流量を表す。また、添え字は接続関係を表す。ここで、流量 Q 、 q には次のような計算式を適用する。

ア 河道タンク間の流量 Q

流量 Q には、不等流計算式を適用する。この場合、流れは必ずしも図の矢印の方向とは限らず逆流が発生する場合も想定される（このことが、低平地における氾濫の主要因である）。そこで、不等流計算式は、次のように一般化する。

$$Q_j = G_j F \quad (b)$$

$$G_j = \frac{A_j R_j^{2/3}}{N_j} \frac{1}{\sqrt{X_j} \sqrt{|F|}}$$

$$F = H_j - H_k$$

式の H_k は河道タンク j に接続するタンクの水位を、 A_j 、 R_j 、 N_j 、 X_j はそれぞれ河道の通水断面積、径深、粗度係数及び河道タンク j と k の区間距離を表す。

イ 水田タンクと河道タンク間の流量 q

水田と河道間を図-9.23のようにモデル化して、流量 q に次の堰計算式を適用する。

$$\text{潜り越流} \left(\frac{h_2}{h_1} \geq \frac{2}{3} \right) : q = C_2 B h_2 \frac{H_i - H_j}{\sqrt{|H_i - H_j|}} \quad (c)$$

$$\text{完全越流} \left(\frac{h_2}{h_1} \leq \frac{2}{3} \right) : q = C_1 B h_1^{3/2} \frac{H_i - H_j}{|H_i - H_j|} \quad (d)$$

ここに、 B : 堰幅、 H_j : 接続する水路の水位
 C は流量係数で、越流係数を μ 、重力加速度を g とすると

$$C_1 = \mu \sqrt{2g} = 0.35 \sqrt{2 \times 9.8} = 1.5495$$

$$C_2 = 2.5981 C_1 = 4.0258$$

また、堰高を z 、 H_i と H_j のうち高いほうの水位を H_H 、 H_i と H_j のうち低いほうの水位を H_L とすると、 h_1 及び h_2 はそれぞれ次のとおりとなる。

$$h_1 = H_H - z$$

$$h_2 = H_L - z$$

次に、モデルの最上流端には、図-9.22に示すように、該当する河道タンクに内部流域からの洪水ハイドログラフを与える。また、下流端のタンクに既知の排水量又は外水位を与える。

低平地タンクモデルは、このように排水路網の流れを水理学的にモデル化し、上流からの洪水ハイドログラフ（既知量）を流入条件とし、かつ下流の排水量又は外水位（既知量）を制約条件として、すべてのタンクの水位及び排水量の時間変化を求める。

(2) 低平地タンクモデルの計算方法

低平地タンクモデルを用いた氾濫域の洪水ハイドログラフは、以下のような段階で進める。

第1段階：流域モデルの作成（排水路網図の作成）

第2段階：水理モデルの構築

第3段階：計算条件の整理と氾濫状況の計算

ア 流域モデルの作成

低平地タンクモデルの計算では、図-9.22に示すような氾濫域のモデル化が計算結果の精度を決定的に左右する。したがって、綿密な現地調査を行い表-9.10に示す要領を踏まえて、可能

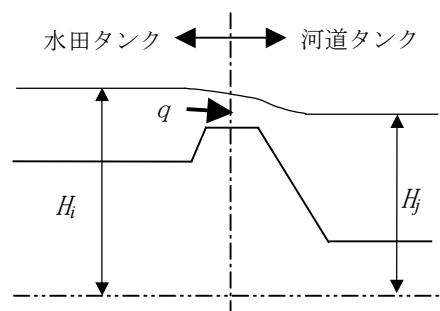


図-9.23 水田タンクのモデル化

な限り現地の状況をうまく表現できるような流域モデルを作成しなければならない。

表-9.10 流域モデルの作成要領

1	水路をいくつかの区間に分割して、それぞれの区間を1個の河道タンクとする。河道タンクの長さは、おおむね500～2,000mを目安とする。
2	水田タンクは、現地の排水系統を踏まえて、適切な規模にブロック化する。
3	水路合流点には、1個の河道タンクを設ける。上流河道タンクとの境界は、現実の小排水路の最下流側流入点と水路合流点との中央付近とする。
4	水路中に、樋門、暗渠等の水位差を発生させる構造物がある場合は、その地点が河道タンクの水理的な境界となるようにモデルを構成する。

イ 水理モデルの構築

作成した流域モデルについて、流れの水理条件を検討・整理し、これを総合化して水理モデルを作成する。

ウ 計算条件の整理と氾濫状況の計算

モデルの上下流点における流入量及び流出量のハイドログラフを整理し、モデルの計算を行う。計算は、時刻 t のすべてのタンクの水位 H_j を初期条件とし、モデルの上下流端に与えた流入及び流出量を境界条件として、時間差分 Δt 後の水位 $H_{t+\Delta t}$ 及び排水量 $Q_{t+\Delta t}$ 、 $q_{t+\Delta t}$ をニュートン・ラプソン（Newton・Raphson）法の近似解法により求め、順次これを繰り返して行く。

実際の計算は、高度で複雑な計算を要するため、コンピュータシミュレーションによらざるを得ない。

〔参考〕

ニュートン・ラプソン法とは、非線形解析の代表的な手法であり、時刻 t の河道流量 Q_t を既知とした Δt 時間後の流量 $Q_{t+\Delta t}$ を次の近似式で定義する。ここに、添え字の m は、 Δt 時間後の値に対する近似値の次数を意味する。つまり、 Δt 時間後の流量 $Q_{t+\Delta t}$ を直接求められないため、近似計算を順次繰り返して m の次数を高め、誤差評価により Δt 時間後の値を得る。

$$Q_j^{m+1} = Q_j^m + \left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right)_j^m dh_j + \left(\frac{\partial Q}{\partial F} \right)_j^m dF_j$$

上式による近似計算は、まず $m=1$ の時の流量 Q_j^m を Q_t とし、 $m=2$ の近似値 Q_j^2 を求める。次に、順次 $Q_j^{m+1} \rightarrow Q_j^m$ と置き換えて以下の条件を満たすまで $m+1$ 次の近似値を求める。ここに、 ε は許容誤差である。

$$|Q_j^{m+1} - Q_j^m| \leq \varepsilon$$

$m+1$ 次の近似値が上式を満たした場合、その値を Δt 時間後の流量 $Q_{t+\Delta t}$ とする。なお、実際の計算では、上式の流量を(b)式及び(c)式を用いて水位で表し、未知水位の線形連立方程式を解いて許容誤差を満たすまで試算する。

(3) 適用上の留意事項

低平地タンクモデルは、遊水池モデルが氾濫域を遊水池として単純化するのに対して、排水路網の流況を計算して洪水による氾濫現象を現実に近い形で再現することを目的としている。また、計算は遊水池モデルに比べて飛躍的に高度な数値解析を必要とする。本モデルを適用する場合は、

以下の事項に留意する必要がある。

- ア 氾濫域の現地調査を十分に行い、流域モデルの基礎となる排水系統を確実に把握することが重要である。
- イ 多くの場合、低平地への流入水は単に洪水流入のみならず河川堤防の浸透水、用水の残水や漏水、水田からの畦畔浸透水、宅地域からの下水等があり、これらが無視できない量に及ぶことがある。このため、モデル化に先立ち、流域全体の対象期間内の水収支を検討しておかないと再現性のよい結果を期待できないことがある。
- ウ このモデルは、水路への降雨を考えない。したがって、水路及び道路の面積は水田タンクの面積に含めておく必要がある。
- エ 計算に当たっては、コンピュータシミュレーションが中心となり、流域モデルの規模が大きいほどより多くの資料を扱うことになる。このため、過ちを発見し難く、間違った資料で計算を進めてしまうことも起こりかねない。したがって、計算は資料の吟味を十分に行い、効率的に進めることが重要である。

9.4.4 不定流モデルによる氾濫域の計算

不定流モデルは、低平地タンクモデルと同様に、排水路網の流況に注目して、その流況計算から氾濫状況を求める手法である。したがって、本手法においても同様に排水路網の流域モデルを作成し、そのモデル上で氾濫域の洪水ハイドログラフを計算する。

ここで、低平地タンクモデルは水路網の流量に不等流計算式を適用するが、本モデルでは水理的に流況を最も高い精度で求めることのできる不定流の計算式を適用する。したがって、本モデルによる計算結果は現実により近い高い精度を期待することができる。

(1) モデルの考え方

不定流モデルは、次の不定流計算式を基本とし、これを図-9.22に示すような流域モデルに適用して水位、流量の計算を行う。

$$\left. \begin{array}{l} \text{運動方程式：} \\ \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 V |V|}{R^{4/3}} = 0 \\ \text{連続式：} \\ B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \end{array} \right\} \dots\dots\dots (9.57)$$

ここに、 H ：河道の水位(m)、 V ：河道の流速(m/s)、 Q ：河道の流量(m³/s)、
 q ：河道の単位長さ当たりの横流入量(m²/s)、 n ：粗度係数、 R ：径深(m)、
 B ：水面幅(m)、 g ：重力の加速度(m/s²)、 x ：流れ方向の距離(m)、 t ：時間(s)

ここで、連続式を流域モデルに合わせて任意の河道区間 X について距離方向に離散化すると次式が得られる。

$$(B \cdot X) \frac{dH}{dt} = (Q_i + q \cdot X) - Q_o \quad (a)$$

ここに、 X は河道の任意区間の長さを、 Q_i と Q_o は任意河道区間の上流からの流入量と流出量を表す。また、 $(B \cdot X)$ は河道区間の水面積に、 $q \cdot X$ は河道に水田から流入する流量に相当する。したがって、不定流の連続式は、低平地タンクモデルの基本式である式(9.56)の一般表現に他

ならない。

次に、運動方程式の第1項及び2項は流れの加速度と慣性効果を表すものであるが、これらを無視して同様に距離方向に離散化すると次式が得られる（ただし、区間 X の上流側を j 点、下流側を k 点とする。）。

$$\left. \begin{aligned} \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} &= \frac{H_j - H_k}{X} \\ \therefore V &= \frac{R^{2/3} \sqrt{H_j - H_k}}{n \sqrt{X}} \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

さらに、通水断面積 A を用いて、流速 V を流量に変換すると次式が得られる。

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \sqrt{H_j - H_k}}{n \sqrt{X}} \quad (c)$$

この式は、低平地タンクモデルにおける河道タンク間の流量を求める不等流式に他ならない。つまり、本モデルは低平地タンクモデルに対して河道内の流れに加速度及び慣性を考慮したものといえる。

(2) モデル適用の考え方

不定流モデルは、低平地タンクモデルに比べてより高度な手法であり、それだけに高度な解析手法を必要とする。本モデルを適用する場合は、以下のような考え方に留意しなければならない。

ア 本来、氾濫モデルが対象とする氾濫域の流況は、水位の時間変化が緩慢である。このため、河道流量の計算には不等流計算式で十分な場合が多い。したがって、広域の氾濫状況の解析には、必ずしも不定流モデルを適用する必要はなく、低平地タンクモデルで実用上十分な精度が得られる。

イ ただし、激しい間断運転を行う大容量排水機場に直結した排水本川、幹線排水路等では、水位及び流量の時間変化が大きく、流れの加速度及び慣性効果が無視できなくなる。このような排水路の流況解析には、不定流モデルを適用せざるを得ない。

9.5 地区事例

9.5.1 遊水池モデルの事例－E地区－

(1) 地区の概要

調査地区は、標高8～15m、傾斜1/1,000の水田地帯で、その背後は標高50～200mの丘陵地帯となっている。排水区域は、E川及びT川に挟まれた流域面積 $A=19.6\text{km}^2$ の区域である。

T川沿岸地域には、県営かんがい排水事業で、T川を排水先とするT排水機場(定格排水量 $Q=12.8\text{m}^3/\text{s}$)が設置されている。しかしT川は、洪水時にE川の背水の影響を受けやすく、また、流域開発により恒常的な排水不良を呈し、湛水被害が生じている現状にあることから、本事業では、T川排水機場及び排水路を新設して排水改良を図ることを目的としている。

既設のT排水機場は、調査地区の低位部に設置されており、新設する排水機場も既設機場付近が好ましいが、T川とE川の合流点には水門が設置されており、E川の水位が上昇すると水門が閉鎖されポンプ運転が不可能となるおそれがあるため、E川に直接機械排水できる位置を選定した。

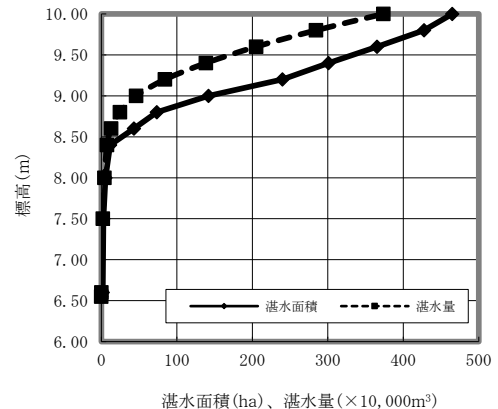


図-9.24 内水位－湛水量曲線

(2) 計算手法の選定

氾濫域の計算は、地区内に湛水が発生するため、地区内の標高別面積から内水位－湛水量曲線で表現し、洪水の流入量と排水量の水収支計算より湛水ハイドログラフを計算する遊水池モデルを採用した。

低位部の水田地帯において、背後の丘陵地帯から流入した洪水が湛水し、被害が発生していることから、氾濫域の計算を行う必要があった。

地区内には、湛水区域を分散させる排水施設もなく、洪水時には下流側の低位部に湛水が集中する。氾濫域の計算は、湛水域での標高別面積から内水位－湛水量曲線を作成し、計画排水施設能力を仮定し、目標整備水準を満足するまで繰り返し計算を行った。

また、洪水の流入量を算定するための流出解析手法は、単位図法、貯留法及び雨水流法に大別できる。この中から、地目変化に対応でき、本地区で資料が入手可能な雨水流法のキネマティックモデルを採用した。

(3) 地区のモデル化

調査地区のモデル化は、以下のとおり行った。

ア 内水位－湛水量曲線

地区内の標高別面積から求めた、内水位－湛水量曲線を図-9.24に示す。

イ キネマティックモデルにおける流域モデル定数

1/5,000地形図よりブロック割を行い、面積測定、斜面勾配等を測定し、流域モデル定数は以下のとおりとした。

- ① 面積、斜面勾配、河道長、河道勾配：1/5,000地形図より測定
- ② 斜面長：面積／河道長として算出
- ③ 等価粗度：水田1.5、宅地0.02、平地0.4、山地1.0として、面積による加重平均で算出

- ④ 河道定数：排水路断面より算出
- ⑤ 計算単位時間：斜面流60分、河道流10分

(4) 計算諸元

ア 降雨

計画基準降雨は、近傍の観測所における45年間の降雨資料から岩井法による確率計算を行い、1/10年確率3日連続雨量を採用した。

イ 外水位

計画基準外水位は、排水口地点の上下流に設置されている3か所の量水標水位記録より、下記の手順で算定した。

(ア) 3か所の量水標の年最高記録を確率計算し、1/10年確率水位を算出する。

(イ) (ア)の確率水位に近い年の高水記録を収集する。

(ウ) (イ)の高水記録よりE川の高水時のハイドログラフを選定する。

(エ) (ウ)の高水時のハイドログラフより排水口地点の計画基準外水位を決定する。

検討の結果、確率水位に最も近く、降雨量も計画基準降雨量に近い昭和55年のハイドログラフを1/10年確率水位にスライドし、排水口地点の最高外水位はT.P. 12. 24mとした。

また、降雨ピークと外水位ピークの時間差は、過去の記録より14時間として設定した。

(5) 計画施設規模の検討

計画施設は、排水口に排水ポンプを設置する計画とし、氾濫域の計算を行い以下の整備水準を満足するポンプ規模を検討した。

ア 水田の汎用化に対応するため無湛水とする。

イ 無湛水区域の設定は100%とする。

(6) 計算結果

ア 洪水量

キネマティックモデルにより求めた流出量を表-9. 11に示す。

表-9. 11 洪水時流出量

流域面積	計画基準降雨量 (ピーク時間雨量)	ピーク流出量	ピーク比流量	総流出量
19. 6km ²	36. 0mm	26. 98m ³ /s	1. 376m ³ /(s・km ²)	3, 100千m ³

イ 排水ポンプ吐出し量

氾濫域の計算より求めた洪水時(計画基準降雨1/10年確率)の排水ポンプ吐出し量を表-9. 12に示す。

表-9. 12 排水ポンプ吐出し量

流域面積	ピーク吐出し量(m ³ /s)		総排水量(千m ³)		運転時間(h)	
	既設	新設	既設	新設	既設	新設
19. 6km ²	14. 57	8. 87	1, 621	782	63	64

ウ 氾濫域の計算結果

氾濫域の計算結果として、水位曲線図を図-9. 25に示す。

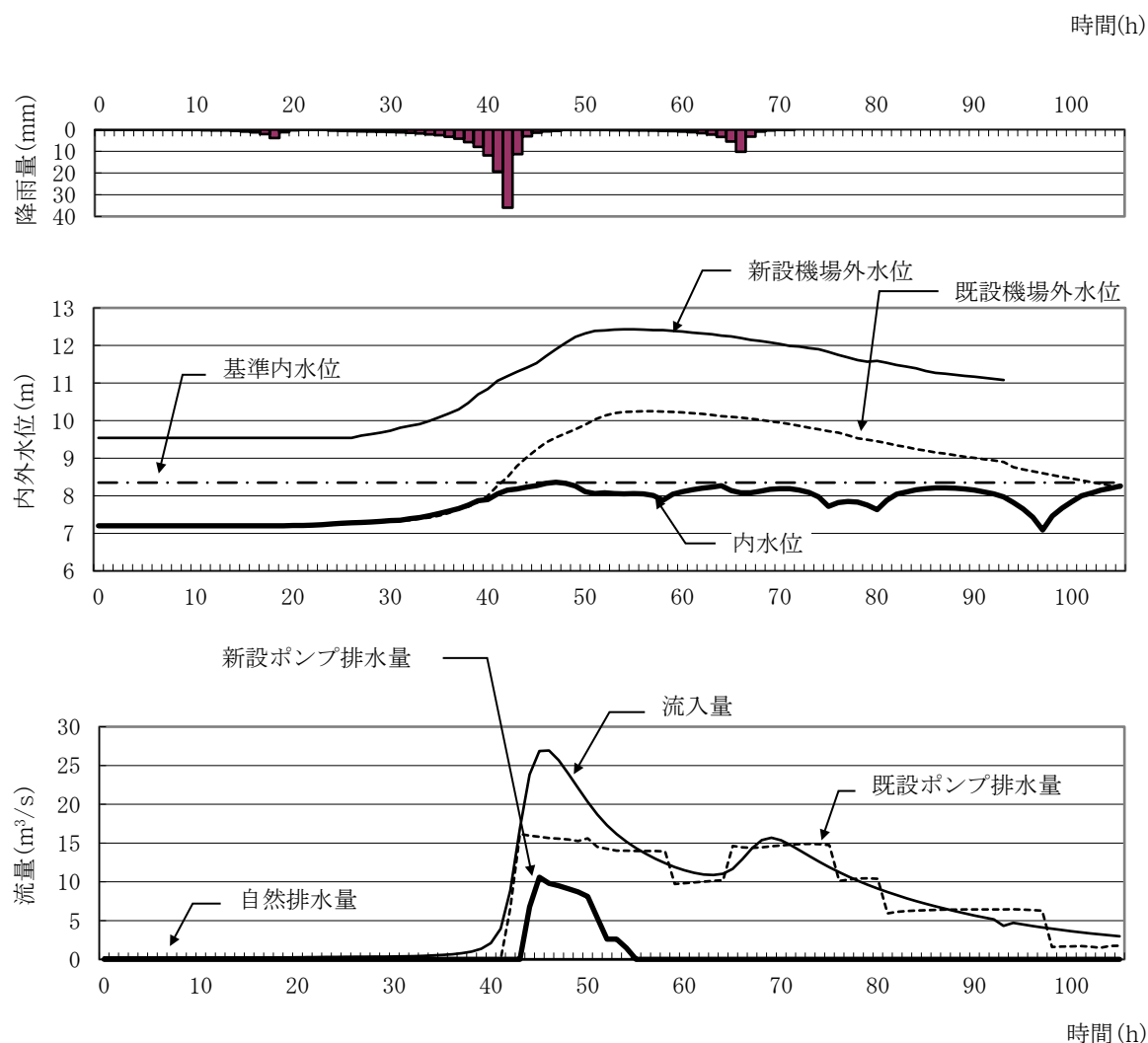


図-9. 25 水位曲線図

9.5.2 低平地タンクモデルの事例—S地区—

(1) 地区の概要

本事例は、排水受益7,320haの地区である。そのほとんどが、河川の堆積作用と干潟成長に伴う干拓によって形成された海拔0～5mの低平地であり、市街地と散在する集落を除けば大部分が水田地帯となっている。

地区の水路は低平なデルタ地帯に掘削された貯水及び調整機能を併せ持つ用排兼用水路が多く、多数の制水ゲートが設置され、複雑な用排水慣行に従う管理が行われている。また、低平地の排水本川となる低平地域の河川は、勾配が緩やかであり、満潮時には海水が逆流するなど、流下能力が時間とともに変化する河川である。さらに、調査地区が位置する海岸部の平野一帯においては、地盤沈下が顕著であり、干潟の自然陸化とあいまって、低平地の自然排水を一層困難にしている。

(2) 計算手法の選定

低平地では湛水機能を持った水田群が多数連続しており、それらを連結する水路も緩勾配であ

り、流れは下流水位の影響を受けやすい。したがって、低平地タンクモデル又は不定流モデルの採用が考えられる。

不定流モデルを採用する場合は、地区内の基幹的な水路の流れを不定流として計算することになるが、貯水及び調整機能を持たせるために多くの制水ゲートが設置されている用排兼用水路の特徴を考慮した場合、これを忠実にモデル化すると計算区間が小さくなり数値計算の収束が難しくなるため、広域な地区に適用するには限界があると考えられる。

一方、低平地タンクモデルは、流量公式を線形近似して水位を1次関数で表し、得られた連立方程式を解くことにより計算時間刻みを大きくすることができる。これにより、低平地タンクモデルによる計算精度は、不定流モデルと比較してほとんど差がなく、計算時間を短縮することができる。

以上のことから、対象区域が広域であっても計算時間が短縮でき、計算精度も期待できる低平地タンクモデルを選定した。

(3) 地区のモデル化

調査地区のモデル化は、以下のとおり行った。

ア ブロック割

一つの河道ブロックと数個の水田ブロックからなる流域ブロックを、排水系統を考慮しつつ、1ブロック当たり30haを目標に分割した。なお、ブロック境界は湛水時に水位差がつくと考えられる道路、堤防等とした。

イ 河道タンク

水路の水位計算点である河道タンクの、内水位－水路面積曲線（ $H-A$ 曲線）を以下の手順で求めた。なお、河道タンクは流域ブロック内の用排兼用水路及び排水路の集合とした。

（ア）ブロック内の各水路標準断面から内水位と水路幅（ $H \sim B$ ）の関係を水位50cmごとに求める。

（イ）ブロック内の各水路延長 L を測定する。

（ウ）各水路の幅と延長から水路水面積（ $A = \Sigma (B \times L)$ ）を求め、河道タンクの内水位－水路面積曲線（ $H-A$ 曲線）を作成する。

ウ 水田タンク

水田の水位計算点として水田タンクを設定する。ブロック内の河道タンクに排水される水田タンク群を、国土基本図（ $S = 1/5,000$ ）を用い、それぞれ10cmごとに区分し水田タンクの面積を求めた。

エ 境界水位タンク

地区内の雨水を排水する樋門やポンプの吐口地点は、潮位や河川水位を境界水位として設定する。河川水位は、河川資料から算定された水位を用いる。

オ 排水施設

タンク間の水の流れは、いろいろな種類の排水施設により行われているが、ここでは以下に示す6種類に分類して設定した。

①水路：用排兼用水路、排水路、②堰：角落し、水田欠口（欠口幅0.8m/haとして設定）

③樋門-1：引き上げゲート付き樋門、④樋門-2：招き戸付き樋門、⑤暗渠、⑥ポンプ

(4) 計算諸元

ア 降雨

計画基準降雨は、1/30年確率3日連続雨量とし、降雨分布は過去に発生した洪水の実績降雨

分布に基づき配分した。

表-9.13 計画基準降雨

地域	観測所	計画基準降雨(mm)				実績降雨(mm)
		1日目	2日目	3日目	計	
平地地域	気象台	73.6	238.1	77.5	389.2	367.0
山地地域	ダム	49.2	253.0	139.1	441.3	407.5

イ 外水位

(ア) 潮位

計画潮位は小潮とし、6～9月の潮位記録をもとに平均的な潮汐を示す潮位を選定

(イ) 河川水位

河川改修計画の断面諸元を採用し、下流端に潮位、上流端に洪水量を境界条件として設定し、不定流計算により河川水位を算定

(5) 氾濫域の計算

氾濫域の計算は、河川水位と地区内水位を同時に算定すべきであるが、対象区域が広範であることや、本地区の用排兼用水路の特徴を踏まえ、河川水位を算定した後に、地区内の氾濫域の計算を行うこととした。

したがって、計算対象区域の境界は河川となり、排水系統や計算機的能力を考慮して6流域に分割し、計算を行った。

各流域のモデル諸元を表-9.14に示す。

表-9.14 流域モデル諸元

流域名	タンク数				排水施設数	流域面積(ha)
	河道	水田	境界	計		
流域 1	107	525	9	641	862	6,240.4
流域 2	81	441	18	540	819	1,609.3
流域 3	45	177	21	243	468	1,272.1
流域 4	53	299	23	375	646	1,578.2
流域 5	69	422	9	500	739	2,696.1
流域 6	35	341	5	381	432	2,360.4
計	390	2,205	85	2,680	3,966	15,756.5

※表-9.14に示した6流域のうち、流域3について流域模式図を図-9.26に示す。

(6) 氾濫域の計算結果

調査地区は、地盤沈下等の要因により湛水面積及び湛水時間が増加していることから、排水対策としては、湛水時間を地盤沈下前の状態までに回復させ、なおかつ湛水時間は24時間以内になるように施設規模の検討を行った。

氾濫域の計算結果(表-9.15)及び対策施設一覧表(表-9.16)を示す。

表-9.15 氾濫域の計算結果

区分	湛水面積 (ha)	湛水時間 (h)
現況	2,567 (2,154)	15～63 (6～53)
計画	1,011	6～24

※()の数字は、地盤沈下前の状況を示す。

表-9.16 対策施設一覧表

流域名	計画ポンプ		既設ポンプ	
	ポンプ数	施設規模 (m ³ /s)	ポンプ数	施設規模 (m ³ /s)
流域 1	3	41.5	3	22.0
流域 2	1	15.0	2	15.0
流域 3	2	7.0	2	8.0
流域 4	2	20.0	7	18.1
流域 5	3	13.0	3	13.5
流域 6	2	13.5	1	2.5
計	13	110.0	18	79.1

※流域模式図で示した流域3を対象に、氾濫域の計算結果から得られる水位－流量曲線図を図-9.27に示す。

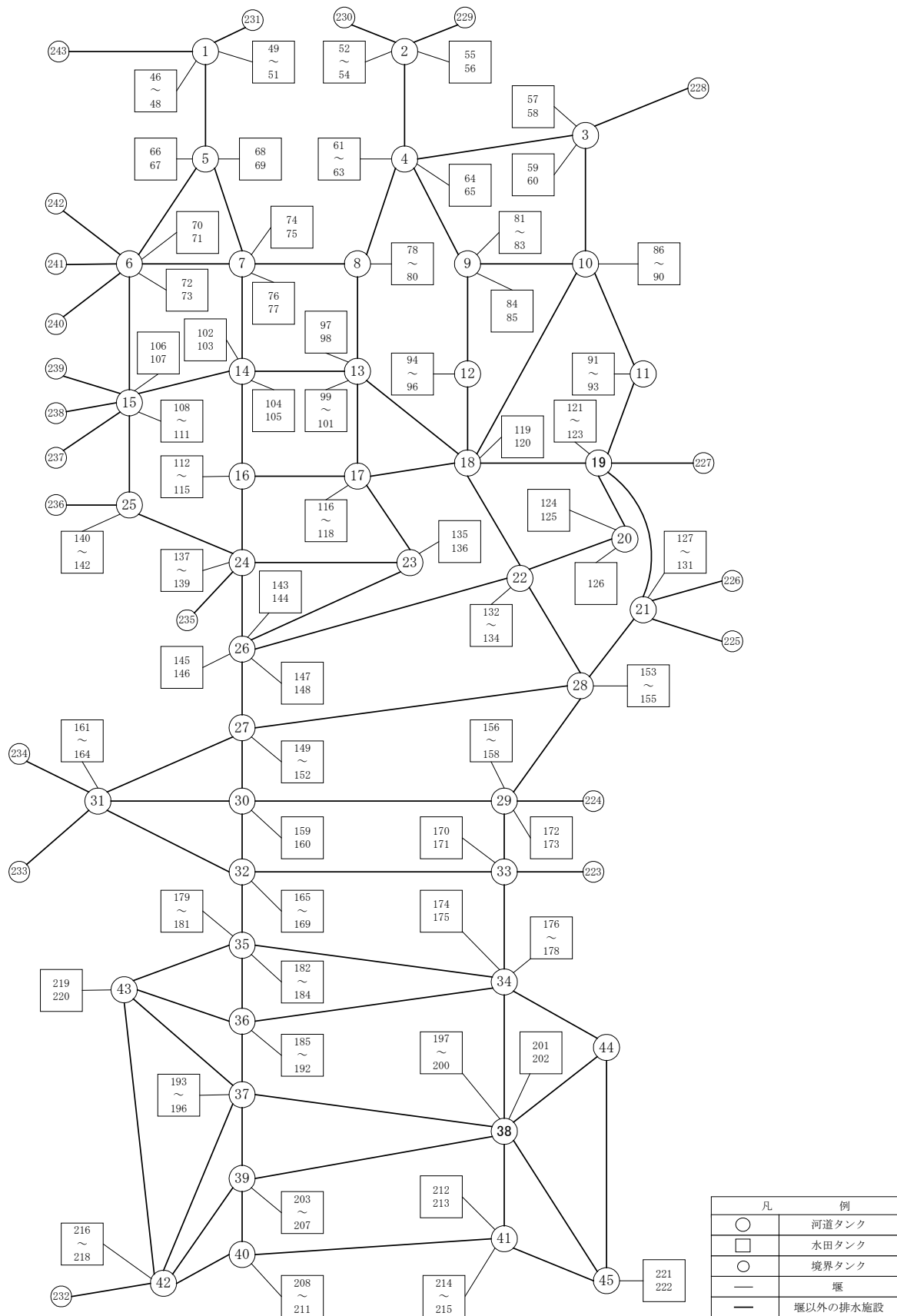


図-9.26 流域模式図 (流域 3)

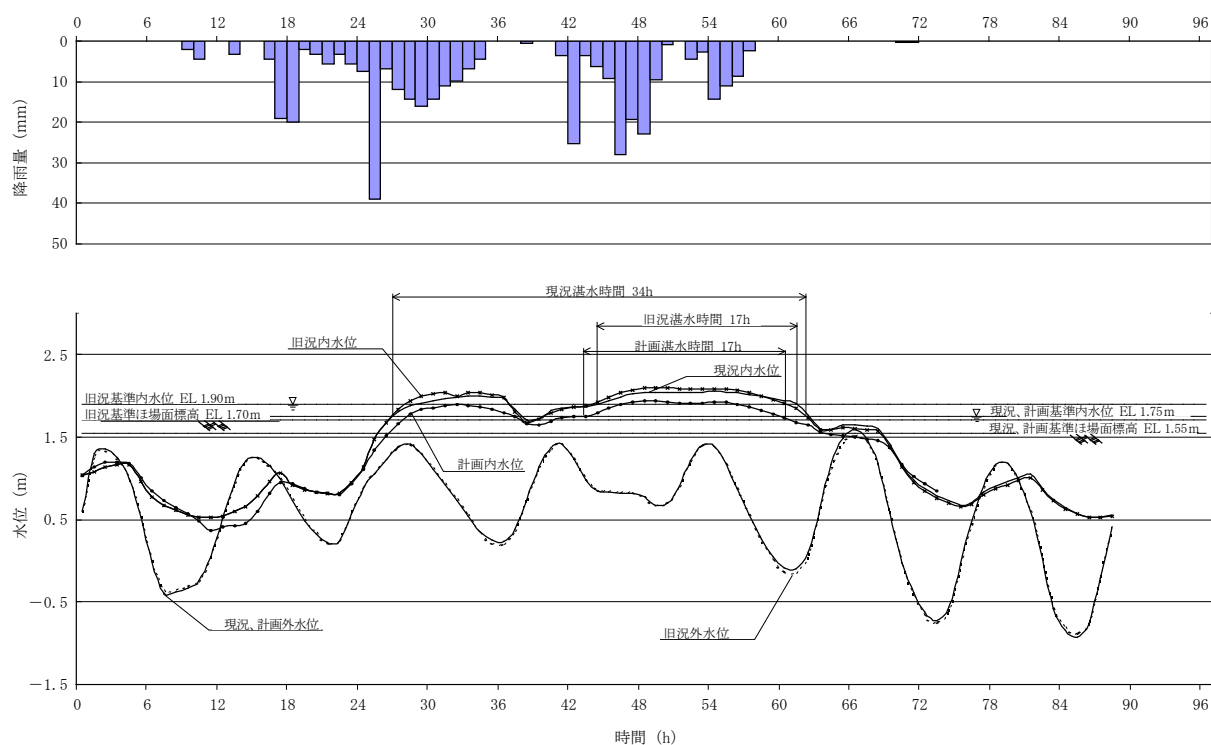


図-9.27 A ポンプ場 21 ブロック水位 - 流量曲線

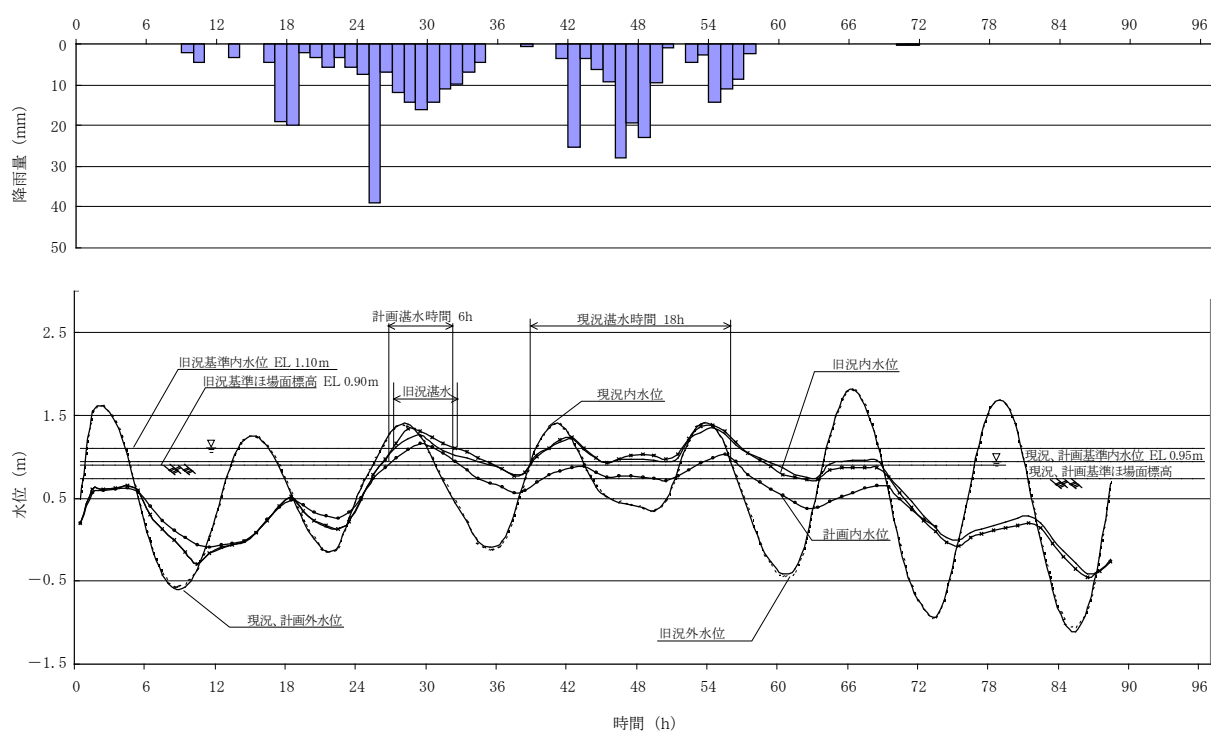


図-9.28 B ポンプ場 31 ブロック水位 - 流量曲線

9.5.3 不定流モデルの事例－S地区－

(1) 地区の概要

本地区の基幹排水施設は、昭和36年度からの県営地盤沈下対策事業及び昭和49年度からの県営ほ場整備事業により整備がなされてきたが、近年の地域開発及びその後の地盤沈下等に起因した

洪水の流出形態の変化により、農地及び農業用施設に多大な被害が発生している。

このため、本事業及び関連事業により地区内全般の排水施設の機能を回復するとともに、本事業と併せ行う農地防災排水事業及び関連事業で災害を未然に防止することにより、農業生産の維持及び農業経営の安定を図り、併せて国土の保全に資することを目的とするものである。

(2) 計算手法の選定

計算手法の選定に当たっては、以下に示す理由により氾濫域の計算に不定流モデルを採用した。また、実績降雨の資料に基づき、計算手法の妥当性を検証した結果、湛水区域及び内水位を再現でき、その妥当性を確認した。

ア 本地区では、湛水被害の未然防止、水田の汎用化による農業生産性の向上、国土資源の保全等の観点から国営総合農地防災事業の実施を計画していた。国営総合農地防災事業での計画策定に当たっては、機能低下率を算出する必要がある、湛水深とともに重要な指標となる湛水面積と湛水時間を算定するためには、氾濫域の計算を実施する必要がある。

イ 本地区の基幹排水路における洪水の流れの状況は、以下のとおりである。

(ア) 低平な完全輪中地帯であることから、下流水位の影響を受けやすい。

(イ) 常時、洪水時ともに機械排水に依存している地区であることから、ポンプの運転状況に応じて時間的な流量変化が発生する。

ウ 基幹排水路における洪水の流れを精度よく計算する必要があることから、氾濫域の計算手法として基幹排水路には不定流モデルを、水田区域には遊水池モデルを採用する。

(3) 地区のモデル化

本地区のモデル化は、以下のとおり行った。

ア ブロック分割

基幹排水路は、水路内の水の流れを計算するため不定流ブロックとして設定した。

水田区域と基幹排水路若しくは水田区域間における流出入は、数多くの樋管により行われている。これらの流出入を反映させるため、水田区域は現況の排水系統に基づき小排水路又は支線排水路掛の流域界で分割した（おおむね20～100ha）。分割した水田区域を、それぞれ遊水池モデルとして設定した。

イ 水路ブロック（不定流モデル）

基幹排水路には小排水路が約230mごとに流入することから、基幹排水路は500mごとに分割した。

ウ 水田ブロック（遊水池モデル）

地形図（ $S=1/5,000$ ）を用い20cmごとに標高別面積を求積し、内水位－湛水量曲線を作成した。

エ 排水施設

地区内の排水施設は、それぞれ以下のとおりモデル化を行った。

(ア) 排水機場：不定流モデルの下流端に設定し、ポンプ吐出し量をその地点の流下量として与えた。ポンプ吐出し量は、内外水位差とポンプ特性曲線から求めた。

(イ) 基幹排水路内の水利構造物（水門等）：水利構造物によって生ずる損失水頭と不定流モデルの区間距離 Δx の摩擦損失水頭が等しくなるように、換算粗度係数を設定した。水利構造物による損失水頭は、流れの状態により算出式を区分した。

(ウ) 不定流モデルと遊水池モデルを接続する樋管：樋管の上下流ブロック水位を用いて、樋管の流量公式から流出量を算定し、その流出量を不定流ブロックの横流入量として与えた。流出量は、流れの状態により流量公式を区分した。

(4) 計算諸元

ア 降雨

計画基準降雨は、近傍の雨量観測所3地点を対象にティーセン法により流域平均雨量を算定し、対象観測所の過去47年間の降雨資料から岩井法による確率計算を行い、1/30年確率降雨量を採用した。

イ 外水位

排水本川の河口潮位を出発水位として不等流計算を行い、排水機場地点の外水位(排水本川水位)を算定し、各地点の最高水位を計画基準外水位とした。また、本計画では、内外水位のピーク発生にどのようなズレが生じて、安全を見込んだ運転が可能になるように、外水位を一定として与えた。

ウ 流出量

流出量の計算手法として、水田からの流出は欠口流出法、畑、樹園地及び市街地からの流出はキネマティックモデルを採用した。

実績降雨の資料に基づき、計算諸元(欠口幅、斜面長、等価粗度等)を設定した。

(ア) 水田からの流出計算

水田に降った雨は、一時的に貯留された後、水田の欠口部から流出するとして清野¹⁷⁾によって提案されたものである。

一区画の水田については、次の連続方程式が成り立つ。

$$\frac{dh}{dt} = (R(t) \times A \times C - q) / A \dots\dots\dots (9.58)$$

ただし、 t : 時間(hr)、 h : 水田水深(m)、 q : 欠口部流出量(m^3/s)、

A : 一区画水田面積(ha)、 R : 降水量(mm)、 C : 補正係数(=1/360)

欠口部の流出量算定式(本間公式、完全越流状態と考える)

$$q = 0.35 \times B \times h \times (2gh)^{1/2} \dots\dots\dots (9.59)$$

ただし、 q : 欠口部流出量(m^3/s)、 B : 欠口幅(m)

h : 越流水深(m)、 g : 重力の加速度($9.8m/s^2$)

(9.58)、(9.59)式の解法は、ルンゲ・クッタの式によった。

表-9.17 水田の標準モデル

区 分	U地区(ほ場整備地区)	K地区(ほ場未整備地区)
面 積	7.65ha(225m×340m)	6.33ha(110m×575m)
筆 数	20 筆	24 筆
欠口数	20 か所	24 か所
欠口幅	30cm(畑利用の場合は60cm)	30cm(畑利用の場合は60cm)

(イ) 畑、樹園地及び市街地からの流出計算

「9.3.3 雨水流法(キネマティックモデル)」に示す(1)キネマティックモデルの基礎式により算出した。

表-9.18 畑、樹園地及びその他の標準モデル

区 分		畑及び樹園地	その他(宅地及び道路)
斜 面	斜 面 長	$B=100\text{m}$	$B=100\text{m}$
	斜 面 勾 配	$i=1/100$	$i=1/100$
	等価粗度係数	$N=0.5$	$N=0.1$
流 路	流 路 長	$L=180\text{m}$	$L=180\text{m}$
	水 路 勾 配	$i=1/1,000$	$i=1/1,000$
	粗 度 係 数	$n=0.05$	$n=0.05$
	断 面 定 数	$K_1=0.30963$ $Z=0.42825$	$K_1=0.30963$ $Z=0.42825$

(ウ) 計算結果

(ア)、(イ)により求めた流出量を表-9.19 に示す。

表-9.19 地目別ピーク流出量

地 目	ピーク流出量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)
水田(U地区)	2.843
水田畑利用(U地区)	4.007
水田(K地区)	3.442
水田畑利用(K地区)	4.809
畑・樹園地	5.719
その他	9.088

(5) 氾濫域の計算結果(計画施設規模の検討)

現況の排水施設として最下流部のS排水機場、中流部のT排水機場が稼働しているが、流域の上流域から流出した洪水が最下流のS排水機場まで到達するには7時間以上かかり、S排水機場のポンプ影響範囲は、下流域程度となっている。

この排水状況を踏まえ、排水施設の計画としてはT排水機場のポンプ増強と上流域に排水機場を新規に設置する計画とし、排水路の新設及び改修も併せて行われることとした。

計画施設規模は、前出の氾濫域計算モデルを用いて、整備水準を満足する施設規模を決定した。ここでいう整備水準とは、1/30年確率降雨量に対して30cmを超える湛水が24時間以内に解消される施設規模である。

計算結果を表-9.20に示す。計画1のケースでは整備水準を満足しないため、計画2のケースを採用案とした。

表-9.20 計算結果一覧表

計算 ケース	項目	S排水機場 (既設)	T排水機場 (既設、増強)	K排水機場 (新設)	備考
現況	ポンプ規模(m^3/s)	37.7	17.1	—	
	湛水時間(h)	106	77	—	
	湛水面積(ha)	804	157	—	
計画1	ポンプ規模(m^3/s)	37.7	42.5	27.5	
	湛水時間(h)	26	25	25	
	湛水面積(ha)	63	44	67	施設規模不足
計画2 (採用)	ポンプ規模(m^3/s)	37.7	43.0	28.0	
	湛水時間(h)	24	24	24	
	湛水面積(ha)	56	41	65	整備水準満足

※湛水時間、湛水面積は、湛水深30cmを超える時間及び面積を示す。

流域模式図を図-9.29に示す。

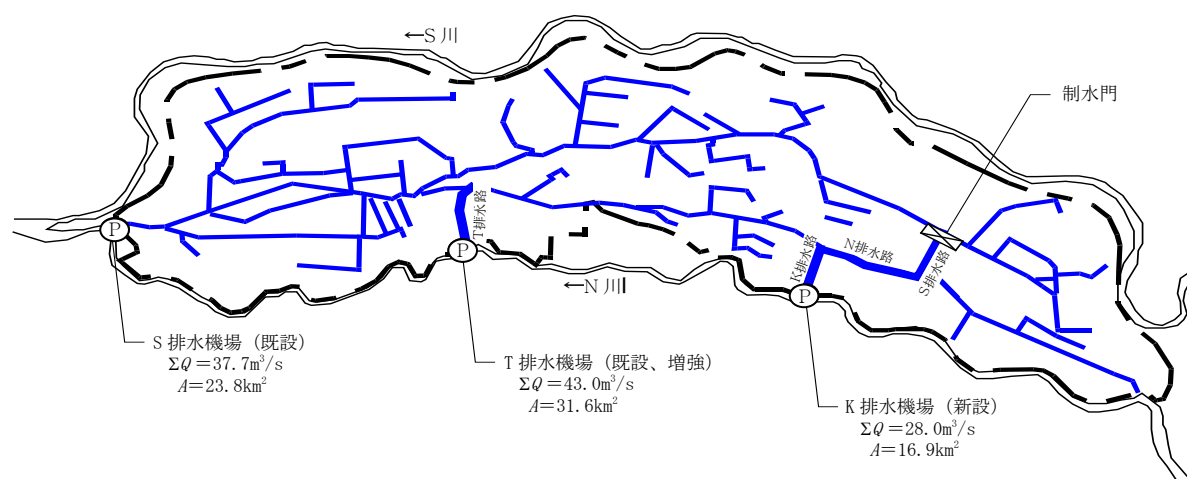


図-9.29 流域模式図

参考文献

- 1) 角屋 睦：流出解析手法（その 1）—雨水流出現象とその計測・解析—、農土誌 47(10)、pp. 70～71(1979)
- 2) 角屋 睦：流出解析手法（その 1）—雨水流出現象とその計測・解析—、農土誌 47(10)、p. 71(1979)
- 3) 角屋 睦：流出解析手法（その 1）—雨水流出現象とその計測・解析—、農土誌 47(10)、pp. 71～72(1979)
角屋 睦：流出解析手法（その 9）—補給能モデルによる地下水流出解析—、農土誌 48(9)、pp. 53～59(1980)
- 4) 角屋 睦：流出解析手法（その 3）—単位図法による洪水流出解析—、農土誌 47(12)、p. 29(1979)
- 5) 角屋 睦：流出解析手法（その 15・最終講）—土地利用変化に伴う流出変化、農土誌 49(6)、pp. 59～64(1981)
- 6) 角屋 睦：流出解析手法（その 10）—貯留関数法による洪水流出解析—、農土誌 48(10)、pp. 43～50(1980)
- 7) 角屋 睦・永井明博：流出解析手法（その 12）—タンクモデルと SP 法による最適同定—、農土誌 48(12)、pp. 51～59(1980)
- 8) 田中丸治哉：タンクモデル定数の大域的探索、農土論集、178、pp. 103～112(1995)
- 9) 永井明博：洪水流出タンクモデルの総合化に向けて、農土論集、176、p. 95～103(1995)
- 10) 角屋 睦：流出解析手法（その 6）—雨水流法-表面流出モデルによる洪水流出解析—、農土誌 48(6)、pp. 37～43(1980)
- 11) 角屋 睦：流出解析手法（その 1）—雨水流出現象とその計測・解析—、農土誌 47(10)、p. 69(1979)
- 12) 藤井孝蔵：流体力学の数値計算法(1994)
- 13) 日本機械学会：計算力学ハンドブック(2006)
- 14) 角屋 睦・永井明博：流出解析手法（その 11）—SDFP 法による貯留関数の最適同定—、農土誌 48(11)、p. 65(1980)
- 15) 永井明博・四方田穆・奥谷順彦：洪水流出モデル定数の相互関係、農土論集、129、pp. 69～76(1987)
- 16) 角屋 睦・早瀬吉雄：流出解析手法（その 14）—低平地タンクモデルによる洪水解析—、農土誌 49(4)、pp. 45～56(1981)
- 17) 清野 保：低湿地における排水機操作による用排水改良の研究、農業土木研究 30(4)、pp. 201～209(1962)