

詳細説明 1 予測精度の具体的な目標設定

(1) 予測精度の具体的な目標設定

洪水予測システムの予測精度の目標設定は、防災対策(洪水予警報の発令等)に留意して、ハイドログラフのどの部分を対象にどの程度の精度が求められるかを明確にする。

目標は可能な限り定量的に、困難な場合は定性的に設定する。

定量的な目標値は、過去の実績洪水のハイドログラフ、予警報のタイミングや設定されている基準水位、想定される避難時間等を勘案して設定する。なお、精度評価に用いる降雨条件は、降雨予測誤差と水位予測誤差を切り離して考えるため、目標設定の検討は、降雨完全予測による計算結果(降雨予測値を実績降雨で置き換えて降雨予測誤差をなくしたもの)に対して行うものとする。

【解説】

洪水予測システムの利用形態とハイドログラフの中で特に精度が求められる部分の対応例を示す。

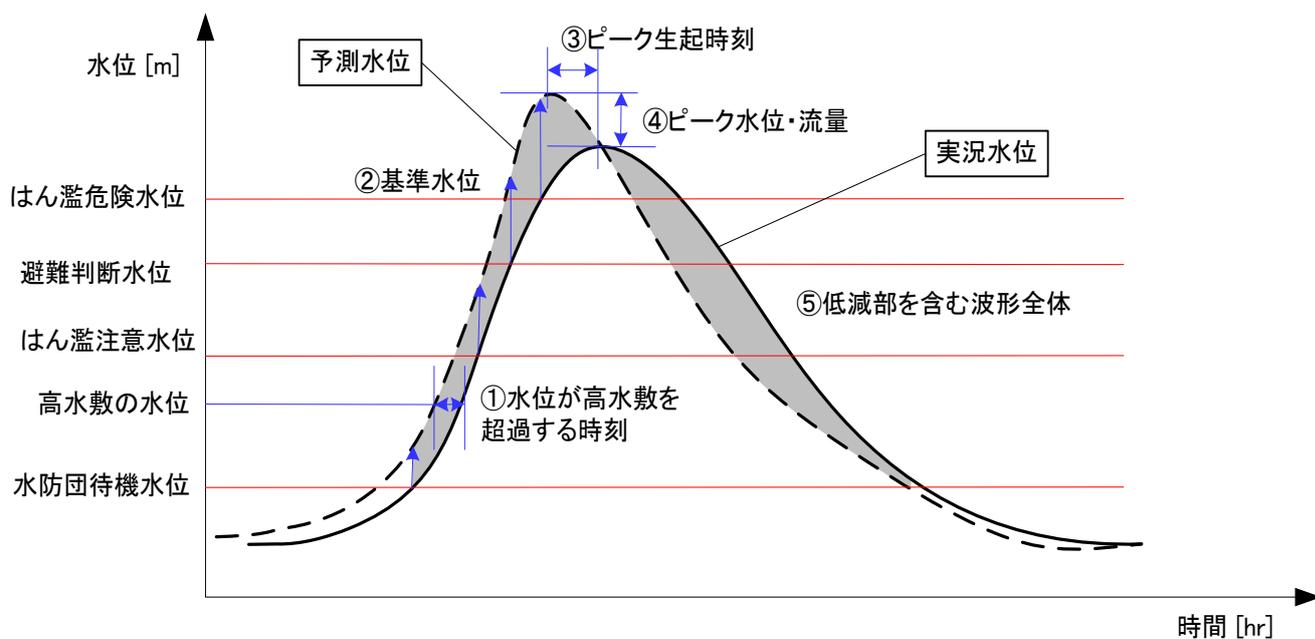


図 1 ハイドログラフの着眼点の概念図

表 1 洪水予測システムの利用形態の例

洪水予測システムの利用形態(例)	精度が求められる部分				
	①	②	③	④	⑤
はん濫常襲地区を抱えている場合		○	○	○	
下流の高水敷(河川敷)にレクリエーション施設がある場合	○				
下流に洪水調節施設がある場合					○

上記①～⑤に対する、目標設定の考え方および設定例を次に示す。

なお、ここで記載している目標値はあくまでも例であり、具体的な数字は、過去の実績洪水のハイドログラフ、予警報のタイミングや設定されている基準水位、想定される避難時間等を勘案して設定する必要がある。

① 水位が高水敷を超過する時刻

目標(例):3時間先予測値の、水位が高水敷を超過する時刻差 ΔT が、 $0\sim-1h$ または $0\sim+0.5h$ の間におさまっていること

ΔT : 高水敷を超過する時刻差

$\Delta T = T_c - T_o$; T_c : 高水敷を超過する時刻 (予測)

T_o : 高水敷を超過する時刻 (実績)

※ 著しくずれていた場合、モデル上の初期損失や有効雨量のパラメータを再度検討する必要がある。

② 基準水位

基準水位と予警報の発令基準の確認を行い、予測時間とその時の誤差の許容範囲について検討し、目標を設定する。

例えば、予警報発令のタイミングが以下のように設定されている場合、

----例----

○避難準備情報の発令タイミング

水位予測において、3時間以内にはん濫危険水位に到達することが予測されるとき、または、はん濫危険水位に達したとき。

○避難勧告発令の発令タイミング

水位予測において、2時間以内にはん濫危険水位に到達することが予測されるとき、または避難判断水位に達したとき。

次のように目標設定する。

目標(例):水防団待機水位以上の範囲において、3時間先予測値の水位予測誤差が $\pm 30\text{cm}$ 以内

※ 水位予測誤差については、 $\pm 30\text{cm}$ としているが、はん濫危険水位と避難判断水位との水位差が 50cm 未満の場合などは、さらに厳しく($\pm 10\text{cm}$ 等)設定する必要がある。

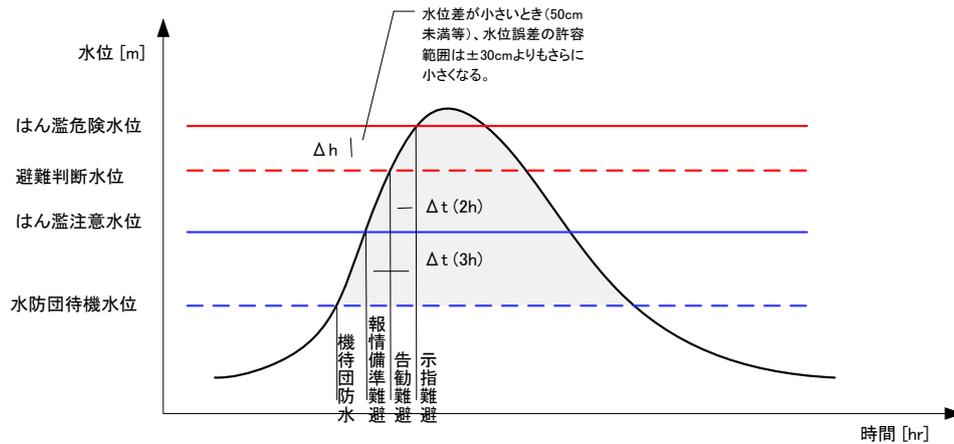


図2 基準水位と予警報の発令基準の例

③ ピーク生起時刻

目標(例): 3時間先予測値のピーク出現時刻差 ΔT が、 $0 \sim -1h$ または $0 \sim +0.5h$ の間におさまっていること

<ピーク出現時刻差>

ΔT_p : ピーク出現時刻差

$\Delta T_p = T_{cp} - T_{op}$; T_{cp} : 予測ピーク時刻

T_{op} : 実績ピーク時刻

※ マイナス方向は、予測ピーク時刻の出現が実績よりも早いことから、治水上は安全側といえる。

④ ピーク水位

目標(例): 3時間先予測値のピーク水位差 ΔH が、 $0 \sim +30cm$ または $0 \sim -10cm$ の間におさまっていること

<ピーク水位差>

ΔH_p : ピーク水位差

$\Delta H_p = H_{cp} - H_{op}$; H_{cp} : 予測ピーク水位

H_{op} : 実績ピーク水位

※ プラス方向は過大予測、マイナス方向は過小予測となる。

⑤ 低減部も含めた波形全体

目標(例): 3時間先予測値の誤差評価指標Eが、0.03以下

誤差評価指標Eについては、「補足説明1 予測ハイドログラフの検証」を参照のこと。

参考) 誤差評価指標として今後使用される見込みがある指標の紹介

(ハイドロの立ち上がり部分に着目した指標です)

○Nash-Sutcliffe 係数 (N.S.)

Nash-Sutcliffe係数は、1970年に(Nash and Sutcliffe, 1970¹)により提唱された指標であり、特に欧米で広く用いられている。欧米では値が1に近いほどモデルの精度はよいとされ、(Ragab et al, 2001²)では、複数の流域、降雨イベントでの流出モデルの精度検証を行い、 $NS \leq 0.7$ でモデルの再現性が高いとしている。

この指標においては、予測値に対象期間にわたる実測流量の平均値におきかえて与えた場合、指標値は0となる。このことから、指標値 0 より小さい場合、ほぼ予測の効果がないとみなすことができる。

■Nash-Sutcliffe 係数

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N \{q_o(i) - q_c(i)\}^2}{\sum_{i=1}^N \{q_o(i) - q_{av}\}^2};$$

N : 計算時間数
 $q_o(i)$: i 時の実測流量
 $q_c(i)$: i 時の計算流量
 q_{av} : 実測流量の平均値

$$q_{av} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N q_o(i)$$

※取りうる範囲 : 1.0 以下

※的中の値 : 1.0

※単位 : 無し

※評価基準 : ($NS \leq 0.7$: ○) 、 (0.0~1.0 : △) 、 (マイナス : ×)

○Erich.J.Plate式 (E.P.)

Erick.J.Plateら³によって新しく提唱された誤差指標である。ここでは、Erich.J.Plate式(以降EP)と呼ぶ。Nash-Sutcliffe係数と違い、 m 時間後の実測値と計算開始時刻の流量の差の自乗を分母に取っているところに特徴がある。これにより、予測開始時刻(i)に対する m 時間先の予測値を評価する場合に、観測値が $i \sim i+m$ の間にどのくらい変化したかについても考慮している。

¹ Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V. (1970) : River flow forecasting through conceptual models part I –A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, **10**, 282–290 .

² Ragab, R., Moidinis, D., Albergel, J., Khouri, J., Drubi, A. and Nasri, S. (2001) : The HYDROMED model and its application to semi-arid Mediterranean catchments with hill reservoirs 2 : ainfal-runoff model applications to three Mediterranean hill reservoirs. *Hydrology and Earth System Sciences*, ,544–562.

³ ERICH J. PLATE AND FALK LINDENMAIER : QUALITY ASSESSMENT OF FORECASTS ;6th Annual Mekong Flood Forum(AMFF-6)

補足説明1 予測ハイドログラフの検証のための誤差評価指標E

予測ハイドログラフの検証は、降雨予測誤差と水位予測誤差を切り離して考えるため、降雨完全予測による計算結果(降雨予測値を実績降雨で置き換えて降雨予測誤差をなくしたもの)と観測値とを比較することにより行う。

まず、流量ハイドログラフの波形全体についての客観的な誤差評価として、河川砂防技術基準(案)に示されている誤差評価指標 E を算出する。評価は、1時間先、2時間先、3時間先の予測値についてそれぞれ行う。

なお、計算の結果の E が 0.05 より大きい場合、観測データに問題がある可能性があるため、「水文資料の総合的照査」を行う。特に問題がなければ、水位予測精度について設定した目標が達成できているかどうか、検証を行う。

【解説】 検証の手順を以下に示す。

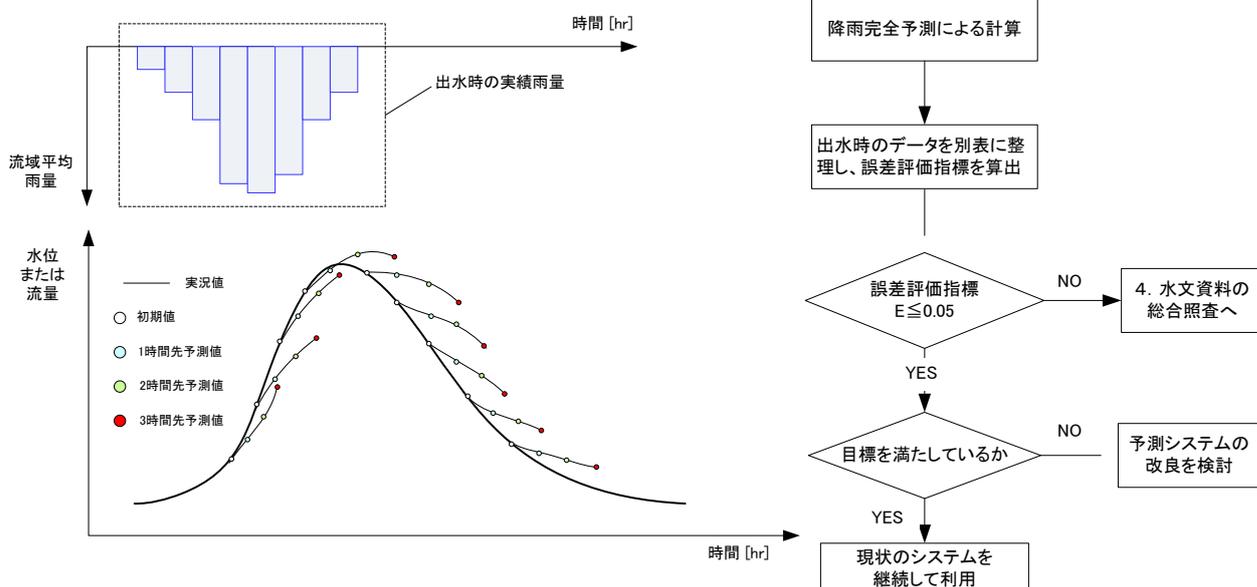


図3 降雨完全予測による精度検証の概略フロー

表2 別表-水文データシートのイメージ

○ ○ 水位・流量観測所

計算開始時刻		実績雨量 流域平均雨量	水位				流量			
年月日	時刻		実績水位	1時間先予測	2時間先予測	3時間先予測	実績流量	1時間先予測	2時間先予測	3時間先予測
2008.08.22	01:00									
	01:10									

※ 3時間よりさらに先まで予測を行っている場合は、列を追加して記載する。

※ 実績降雨の降り始めの6時間前から、ピーク経過後、十分に水位が低下する前の時間にわたり記載する。

1) 水文データシートの整理

出水時の実況雨量・水位を別表の水文データシート(表 2 参照)に整理する。データは、実績降雨の降り始めの6時間前から、ピーク経過後、十分に水位が低下する前の時間にわたり記載する。

2) 誤差評価指標Eの算出

流量ハイドログラフの波形全体についての誤差評価を行うため、以下の誤差評価指標を算出する。基本的に1時間先、2時間先、3時間先予測値について行い、必要があれば6時間先まで行うこととする(図3参照)。

<河川砂防技術基準に記載のある誤差評価指標 E>

$$E = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{A_o(i) - A_c(i)}{A_{op}} \right\}^2 ; \begin{array}{l} E: \text{誤差, } n: \text{計算時間数} \\ A_o(i): i\text{時の実測流量} \\ A_c(i): i\text{時の計算流量} \\ A_{op}: \text{実測の最大流量} \end{array}$$

※ 平均2乗誤差を、実測の最大流量で標準化したものである。

※ 計算時間数nの設定方法について:ハイドログラフのどの範囲を対象とするかにより評価値が変化するため注意が必要である。ここでは、直接流出高の影響区間として流出ハイドロの勾配変化点以上を目安とする。

なお、計算の結果、Eが0.05より大きい場合、観測データに問題がある可能性があるため、「水文資料の総合的照査」を行う。

3) 水位予測精度について設定した目標への達成度を検証

設定した目標について、達成できているかどうか検証を行う。

Eが0.005より大きい場合 「水文資料の総合的照査」

予測システムの誤差評価が思わしくない場合、用いている観測データに問題がないか確認する必要がある。

検討対象洪水の総雨量と総直接流出高を比較し、流出率などに異常がないか確認する。異常が認められる場合は、予測システムの精度評価対象洪水から除外する。また、水系において、複数の流量観測地点がある場合には、ハイドログラフを重ね合わせ、縦断的な水収支の整合がとれているか確認する。

【検証作業の解説】

1) 総雨量と総直接流出高の比較による検証

対象洪水の総雨量と総直接流出高を算出し、総雨量に対する総直接流出高の比（総流出率）を算出する。総流出率が1を超過する場合、雨量、流量の観測に問題があると考え、検討対象洪水から除外する。

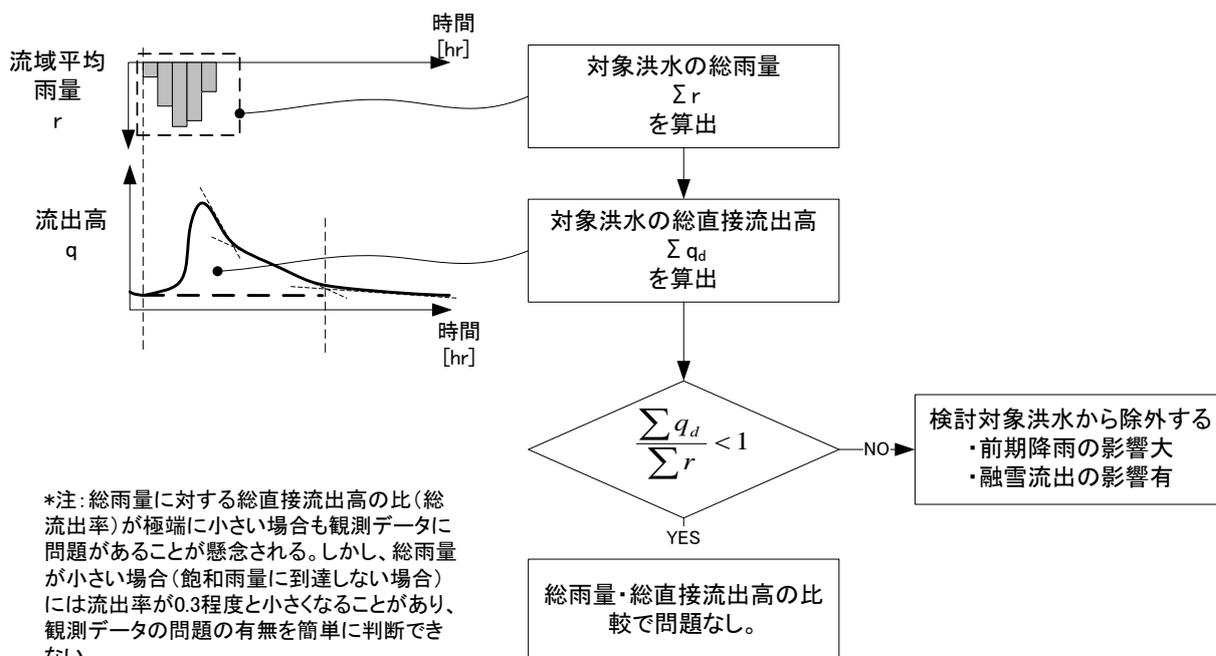


図4 雨量、流量観測値の比較による検証の概略フロー

① 総雨量の算出

流量観測地点における流域平均雨量を洪水期間中で累加し、一洪水イベントの総雨量を求める。予測システムでレーダー雨量データを用いている場合は、流域界に含まれるレーダー雨量グリッドの流域平均値を時刻毎に算出し、それを洪水期間中で累加することで求める。

② 総直接流出高の算出

流量観測値 $Q[m^3/s]$ を観測地点における集水域面積 $A[km^2]$ で除して、流出高 $q[mm/hr]$ に変換する。

$$q[mm/hr] = \frac{Q[m^3/s]}{A[km^2]} \times 3.6$$

総直接流出高は、基底流出分を取り除き、流出率を算出する降雨に直接関係のある流出量と考えられるものである。

基底流出量の分離方法には様々あるが、総流出率による流量観測データの確認を目的としていることから、図 5 に示すような水平分離で十分と考えられる。つまり、降雨開始時刻の流量を基底流量 $q_b[mm/hr]$ と見なし、直接流出高を $q_d = q - q_b$ として求める。

総流出高の積算期間については、図 5 に示すように、縦軸に流出高を対数プロットしたハイドログラフにおいて、降雨開始時刻より、ピーク経過後 2 つめの折れ点となる期間を用いる。一般に、第 2 折れ点までは、降雨と直接関係のある直接流出量と中間流出量が支配的と考えられている。ハイドログラフの形状によっては、第 2 折れ点を明確に見いだすことが困難な場合があるが、積算区間が多少前後しても算出される流出高は大きく異ならない。降雨と直接関係のある流出量を見いだすため、以下のようなケースは、検証対象から除外する必要がある。

前期洪水から間がないために、前期洪水の影響が含まれているもの。

融雪期の出水であり、検証対象の降雨と関係のない流出が含まれているもの。

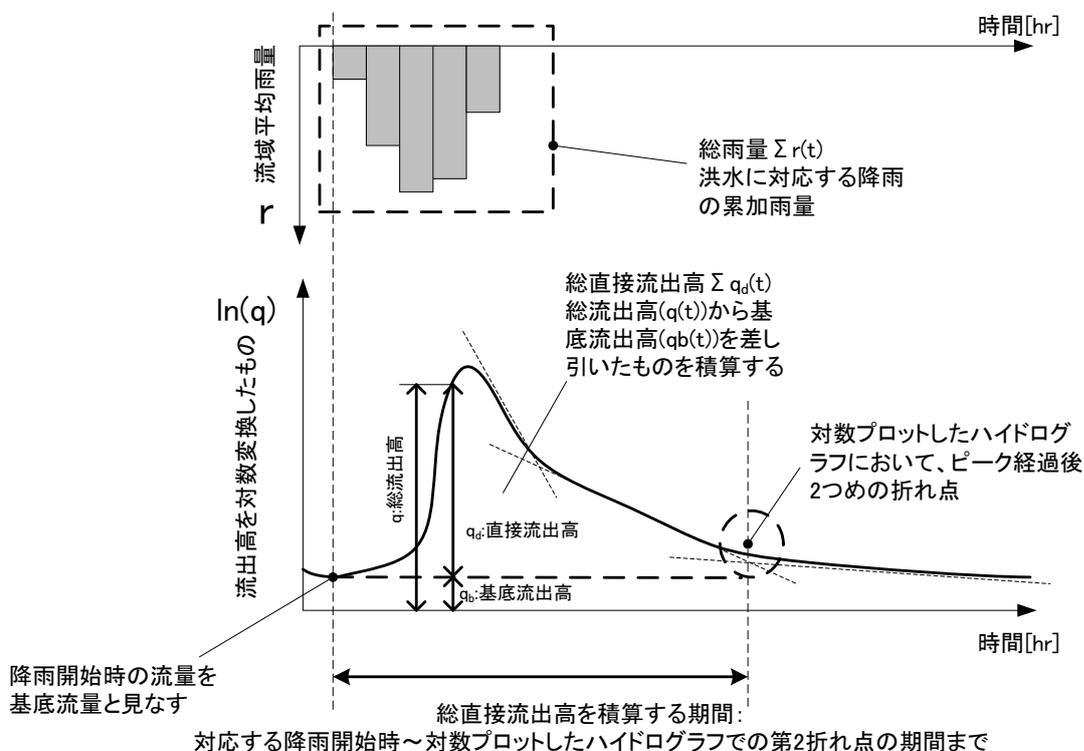


図 5 総流出高の積算範囲

③ 総流出率の算出と検証

総流出率 f は、一雨降雨の観測総雨量 $\sum r(t)$ [mm]と総直接流出高 $\sum q_d(t)$ [mm]の比で求める。

$$f = \frac{\sum q_d(t)}{\sum r(t)}$$

一般に総流出率は 1 未満となるはずである。流出率が 1 を超過するような場合には、流域平均雨量が過小となっていること、または、水位—流量曲線式で流量が過大に評価されていることを疑うべきである。

2) 縦断的な水収支の整合性の検証

水系において、複数の流量観測地点がある場合、ハイドログラフを重ね合わせ、縦断的な水収支の整合がとれているか確認する。上下流での流量が逆転するような場合には、流量観測に問題がないかを検証すると共に、溢水はん濫を生じていたか、または、調節施設があるのかなどメカニズム上の原因を確認する。メカニズム上の特徴がある場合、予測システムで適切にモデル化されている必要がある。

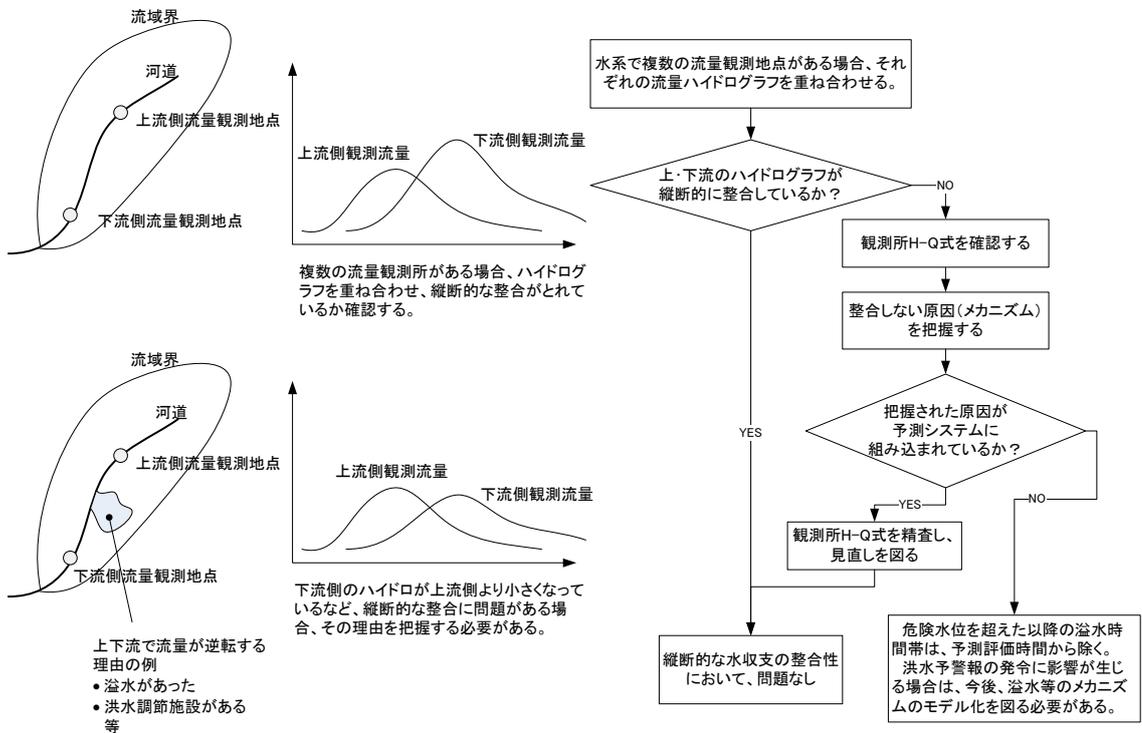


図 6 縦断的な水収支の整合性の検証

補足説明2 HQ式の比較

毎年のHQ式を収集し、予測する段階(出水期の前)のHQ式(多くは前年の最後の適用期間の式)と当該年の出水期後のHQ式を比較して、特に大きな流量時に水位の差がないか確認する。大きな差がある場合は、河床変動や河床形態等の影響が大きな河川と思われるので、洪水予測上の留意事項として整理しておく。

(注) 当該年出水期前の適用期間のHQ式は、翌年に当該年の流量観測結果から作成されたものであるため、実際の洪水予測システム運用時には更新されていないHQ式であることが多いので、前年度の最後の適用期間のHQ式と比較することとしている。

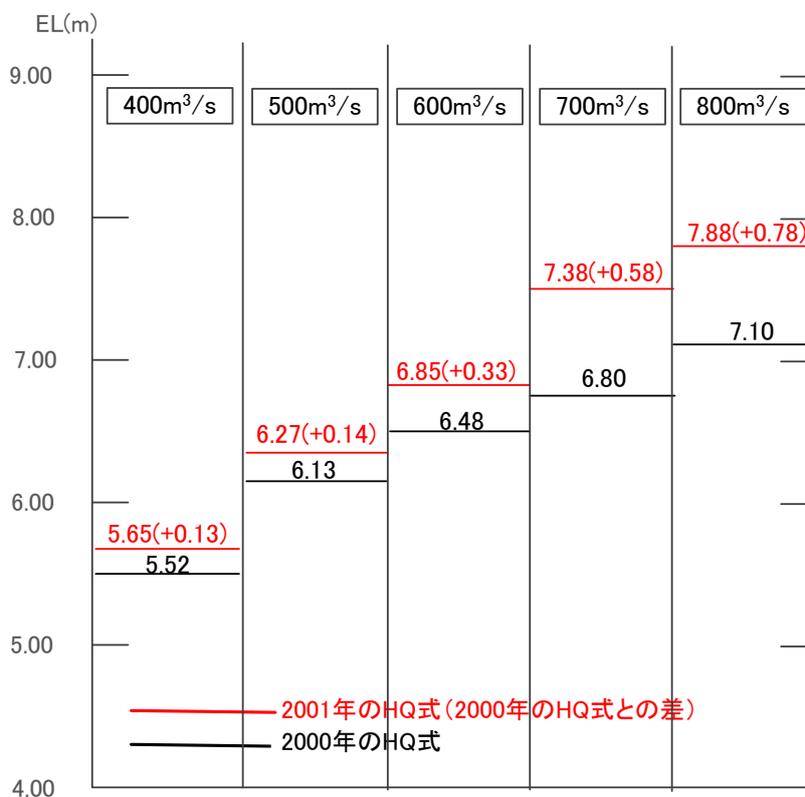


図2 洪水前後のHQ式による同流量時の水位比較(例)

図中で800m³/sのときの水位が、2000年のHQ式ではEL7.1mだったが、2001年のHQ式ではEL7.88mと算定される。実際はEL7.88mに近い水位であるのに、前年(ここでは2000年)のHQ式を用いるため、洪水予測システムではEL7.1mと低く予測されることになる。

補足説明3 河床形態の分類による抵抗則の確認

洪水予測地点においてある水理条件で河床波が発生し、粗度係数の割り増しが必要か確認を行う。

流量規模別に水理計算(不等流あるいは不定流計算)を行い、水理量と河床材料から岸・黒木の式による河床形態の分類を行う。このような条件(地点と流量条件)については、洪水予測上の留意事項として整理しておくこと。

現状では洪水時の河床変化をリアルタイムで計測できないため運用時の対応は難しいが、少なくとも河床波による水位上昇分は前項の検討方法で想定可能である。すなわち洪水流量毎の水理量から抵抗則の式を選定して粗度係数の増分を検討する。**システムの中で粗度係数の増分を考慮した不等流計算を実施し、当該流量時の水位計算を行うことで予測水位として付与**すること等が対策として考えられる。

【解説】

4) 河床形態による抵抗則

流水下の河床にはその規模により、様々な河床形態が出現する。砂蓮(ripple)、砂堆(dune)等といわれる小規模河床形態、砂州(bar)等の中規模河床形態等に分類され、図1のような形で整理されているのが一般的である。

表-3.2.1 河床形態の分類¹¹⁾

名称	形状・流れのパターン		移動方向	備考	
	縦断図	平面図			
小規模河床形態	砂 蓮			下 流	波長・波高が砂粒径と関係する
	砂 堆			下 流	波長・波高が水深と関係する (波床波と逆位相の水面波)
	遷移河床				砂蓮・砂堆・平坦河床が混在する
	平坦河床				
	反砂堆			上 下 停 止 下 流	水面波と強い相互干渉作用をもつ (河床波と同位相の水面波)
中規模河床形態	砂 州			停 止 下 流	波長が水路幅と関係する
	交互砂州			下 流	
	うろこ状砂州			下 流	

出典:河村三郎著、土砂水理学 I、森北出版株式会社、pp.102

図3 河床形態の分類

このような河床形態が発生する条件は、河川の洪水流況や河床材料、河川断面等に依存するが、たとえば小規模河床波である砂碓(dune)が発生した場合等、低水路部分のみであっても河床粗度の大幅な増大が生じていることがこれまでの研究等で報告されている。これらは洪水ハイドロにおける洪水流量により変動するため、このときの粗度係数は時間とともに推移していくことが想定される。これの適切な評価は、水位予測における水位への返還において重要となるが、水理条件から河床形態を推定し、さらには抵抗則として付与した岸・黒木の式があり、前述の「土砂水理学 I」にも記載されている。

※岸・黒木の式

河床形態は無次元掃流力 τ^* (実際には河床波等の影響を控除した無次元有効河床せん断力 τ^*) と流速定数 ϕ (V/u_*) の関係から分類される。

① 砂堆河床 I

$$\phi = 2.4(R/d)^{1/6} \tau_*^{-1/3} \quad (1)$$

$$\tau'_* = 0.21 \tau_*^{1/2} \quad (2)$$

② 砂堆河床 II

$$\phi = 8.9 \quad (3)$$

$$\tau'_* = 1.49(R/d)^{-1/4} \tau_* \quad (4)$$

③ 遷移河床 I

$$\phi = 1.1 \times 10^6 (R/d)^{-3/2} \tau_*^3 \quad (5)$$

$$\tau'_* = 6.5 \times 10^7 (R/d)^{-5/2} \tau_*^{11/2} \quad (6)$$

④ 平坦河床 (k: カルマン定数を一定とした場合)

$$\phi = 6.9(R/d)^{1/6} \quad (7)$$

$$\tau'_* = \tau_* \quad (8)$$

⑤ 反砂堆河床

$$\phi = 2.8 \times (R/d)^{3/10} \tau_*^{-1/3} \quad (9)$$

$$\tau'_* = 0.264(R/d)^{1/5} \tau_*^{1/2} \quad (10)$$

一方、 ϕ は式(11)で表される。

$$\phi = V / u_* \quad (11)$$

ここで、 V : 平均流速、 u_* : 摩擦速度は式(12)で表される。

$$\begin{cases} V = \frac{R^{2/3} i_e^{1/2}}{n} \\ u_* = (g R i_e)^{1/2} \end{cases} \quad (12)$$

式(11)、(12)より、河床形態を考慮したマニングの粗度係数は次式となる。

$$n = \frac{R^{1/6}}{\phi g^{1/2}} \quad (13)$$