

# 都市洪水診断カルテ

塩月 善晴(社会建設工学科)

## A Karte for Urban Flood Diagnosis

Yoshiharu Shiotsuki (Dept. of Civil Eng.)

A new runoff analysis method based on Normal Basin Hydro-cycle Rate (NBHR model) was introduced in the previous paper<sup>1)</sup>. Runoff  $Q_2$  at the basin outlet (elevation  $T_2$ ) consists of the inflow  $Q_1$  at the basin inlet (elevation  $T_1$ ), the direct flow from effective rain  $Q_{re}=R(\text{rainfall})-e(\text{evapotranspiration})$ , the base flow  $Q_{bf}=T_2 \times S_y$  determined by NBHR, and the indirect flow from the storage water  $Q_{st}=Q_w$ , as shown by Eq.(4) in the present paper. Each hydroterm is divided by its elevation,  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_m$ , respectively, to maintain NBRH  $S_y$ . The analytical results of the daily, hourly, 10 minutely time base show that they are given by  $T_1=T_2=\log(2)$ , and  $T_m=\{\log(10000)+\log(2)\}/2$ , in m. We can express the flood critical circumstance by Eq.(6), where  $R, S$  and  $Q_1, Q_2, Q_w$  reach to the saturated  $R_c, S_y$ , and  $Q_1^*, Q_2^*, Q_w^*$ , respectively, and  $e, g$  (infiltration) are small and negligible as compared with other terms. When we have much more  $R$  and  $Q_1$  in critical state,  $Q_2$  can be expressed as Eq.(8), in addition, river flood  $O$  as Eq.(9), and inundation  $I$  as Eq.(10). Thus we can simply make up flood diagnosis under the present channel conveyance capacity  $Q_1^*, Q_2^*$  with the heavy rain  $R$ . A diagnosis Karte is formed in the format as Table 1. It tells us how much rain the present  $Q_1^*$  and  $Q_2^*$  hold up, and offers a prescription on new  $Q_1^*, Q_2^*$ , against the ranked-up heavy rain.

*Key Words: Simple flood diagnosis using Hydro-Cycle Rate Model, Diagnosis Karte.*

## はじめに

都市浸水は我々が最も頻繁に体験する自然災害である。浸水で命を奪われることは少ないが、都市機能の麻痺が長続きするので大きな損害をもたらす。大雨が降るたびにこの雨で河川の溢水はないか、内水浸水はないかと不安になる。現状の河川通水能はどの程度の雨まで耐えられるか、すなわち洪水発生限界雨量を簡単に把握できる方法があれば不安解消に役立つ。地域で予想される豪雨に対応できる河川改修計画の策定にも便利である。また、実生活において今後の予測雨量が限界雨量を超えるものであれば自主防災のためにも都合がよい。

既報<sup>1)</sup>の水循環モデルを使って簡単に都市流域安全度の診断が可能であるので報告する。

## 1. 診断に必要なデータ

図1は対象河川流域の平面図である。流域内に河川が貫流していて、地点P1は流域河川入り口、P2は出口である。

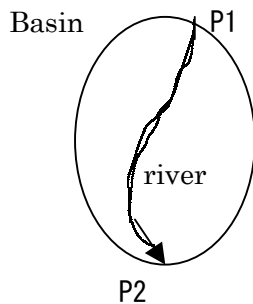


Figure 1. River basin.

診断に必要なパラメータの記号は以下のとおりである。

A ; 流域面積、km<sup>2</sup>

L ; P1-P2間の距離(≒流路延長)、m

H1 ; P1地点の海拔高度、m

H2 ; P2地点の海拔高度、m

h ; 地点P1,P2の高度差、m

Q1\* ; P1での河川通水能、m<sup>3</sup>/sec

Q2\* ; P2での河川通水能、m<sup>3</sup>/sec

Q1 ; P1において上流部から流入する流量、m<sup>3</sup>/sec

T ; 流域での洪水到達時間、min

R<sub>T</sub> ; 時間 T の間の流域平均雨量強度、mm/hr

以上A~Q2\*は河川管理機関の河川整備資料から直接読み取れる。またこれらからQ1, T, R<sub>T</sub>は次のように計算できる。

## 2. 診断に必要なパラメータ

2-1. 洪水到達時間(分);ルチハ式による。

$$T = \frac{L^{1.6}}{20h^{0.6}} \times \frac{1}{60}, \text{min} \quad (1)$$

ただしL<2500mのとき、T<=(L/2.5/60)とする。

2-2. 時間 T での流域平均雨量強度 R<sub>T</sub> (mm/hr)の計算

流域は洪水発生の限界状態であるので、R<sub>T</sub>は豪雨の性格を具現していなければならない。気象庁豪雨階級基準は一雨の最大1時間雨量R<sub>1</sub>、mm、最大3時間雨量R<sub>3</sub>、mmにより6段階で表現されている。各段階のR<sub>1</sub>、R<sub>3</sub>からR<sub>3</sub>/R<sub>1</sub>比を調べてみると、R<sub>3</sub>/R<sub>1</sub>≒2.3の一定値でとってよいことが分かる。R<sub>1</sub>、R<sub>3</sub>の表現式として下記のTalbot式を適用すると、

$$R_T = \frac{a}{T+b} \quad (\text{mm/hr、} a, b \text{ はパラメータ、} T \text{ は min 単位}) \quad (2)$$

R<sub>3</sub>/R<sub>1</sub> = 3 × (b+60)/(b+180) = 2.3 となり、b = 335 が得られる。

当該流域でありうる最大1時間雨量R<sub>1</sub>を与えると、a = R<sub>1</sub> × 365 となり、

$$R_T = \frac{395R_1}{T+335}, \text{mm/hr} \quad (3)$$

となる。

### 3. 洪水時の地点 P2 における河川流量

#### Q 2 の算定

##### 3-1. 水循環能モデル

Q 2 の算定は水循環能モデル<sup>1)</sup>による。各水文量を流域での出入り地点の高度( $\theta$ 、海拔高度Hとは別に定義される高度, m)で除したものをそれぞれの循環能と呼び、これらの中で次のような式が成り立つ。

$$\frac{Q1}{\theta1} \frac{3.6}{A} + \frac{R-e}{\theta m} + \frac{Qw}{\theta2} \frac{3.6}{A} + S = \frac{Q2}{\theta2} \frac{3.6}{A} + g$$

、mm/hr/m (4)

ここで、Q 1、 $\theta 1$  は P1 での河川流入量 (m<sup>3</sup>/sec)、高度(m)である。R、e はそれぞれ流域平均降雨、蒸発、mm/hr、で、 $\theta m$  は降雨、蒸発の出入りの高度とする。Q w、 $\theta w$  は流域貯流量からの流量 (m<sup>3</sup>/sec) とその流出高度である。既報<sup>1)</sup>では Q w は平均化された地域貯留変化に含まれていたが、本報では独立した水文量として分離表記した。Q 2、g は流域出口の P2 での河川流量、g は浸透 (mm/hr) を表わし、それらの高度を  $\theta 2$  とする。S は流域河川固有の循環能 (mm/hr/m) である。上記の各高度 T について既報<sup>1)</sup>では海拔高度(H)に補正值(dH)を加算したもので与えた。S は流域河川固有の値をとるといっても、各水文成分は地上の流域特性だけで決まるわけではなく、降雨、蒸発は上空の大気水循環に大きな影響を受けている。降雨の基になる雲の存在は対流圏の厚さに及ぶので、上記の高度は海面から上空 1 万メートル以上の範囲で変化する。海拔高度で取れば雲高度の影響が強く表れるので、これを防ぐために高度  $\theta$  は海拔高度の自然対数でとればよいことが判った。

(4)式に基づいて、さまざまな規模の流域で日単位、時間単位、10分単位での流出解析を行った結果、(4)式の各高度は次のよう

に与えてよいことが判った。

$$\theta 1 = \theta 2 = \theta w = \log(2) = 0.693$$

$$\theta m = \frac{\log(10000) + \log(2)}{2} = 4.952$$

、m (5)

##### 3-2. 限界状態での水循環能モデル

流域にこれまで以上の Q1 や R が流入すると、流域では氾濫が生じる限界状態を考える。限界状態では一般に e、g は他の水文量に較べ小さく無視することができる。このとき残りの各水文量を Q 1\*、R<sub>c</sub>、Q w\*、S<sub>c</sub>、Q 2\* で表わし、循環能モデルを次のように構成させる。

$$\frac{Q1^*}{\theta2} \frac{3.6}{A} + \frac{Rc}{\theta m} + \frac{Qw^*}{\theta2} \frac{3.6}{A} + Sc = \frac{Q2^*}{\theta2} \frac{3.6}{A}$$

、mm/hr/m (6)

ここで Q 1\*、Q 2\* は実際の、あるいは策定された河川通水能で与えられる。Q 1\*、Q 2\* が与えられれば、限界状態の水収支式

$$Q1^* + Rc \times \frac{A}{3.6} = Q2^* \quad , m^3/sec (7)$$

から R<sub>c</sub> = (Q 2\* - Q 1\*) × 3.6/A、mm/hr とすることができる。

##### 3-3. 限界状態を超えたときの水循環能モデル

いま(4)式において、Q 1 > Q 1\*、R > R<sub>c</sub> の流入があったとき、河川の固有循環能 S<sub>c</sub>、地域貯留からの流量 Q w はそれぞれ最大値となって変わらないので、Q 2 は(6)式と組み合わせで次式から計算される。なお、次式の第 2 項の係数  $\theta 2 / \theta m$  は(5)式より 0.14 となり、これを降雨係数  $\alpha$  と呼ぶ。

$$Q2 = (Q1 - Q1^*) + \frac{\theta 2}{\theta m} (R - Rc) \frac{A}{3.6} + Q2^* \quad , \text{ m}^3/\text{sec} \quad (8)$$

(8)より河川からの溢水Oは

$$O = Q2 - Q2^* \quad , \text{ m}^3/\text{sec} \quad (9)$$

で与えられる。また水収支式から流域の残余水分が計算され、限界状態を超えているのでこの水分は流域地表面上の遊水、内水に相当する。これをIで表わせば、

$$I = Q1 \frac{3.6}{A} + R - Q2 \frac{3.6}{A} \quad , \text{ mm/hr} \quad (10)$$

となる。当該流域の $R_T$ が決まれば上式のRの代わりに $R_T$ が使われる。

#### 4. 防災のための必要通水能の算定

現状のあるいは計画の $Q1^*$ 、 $Q2^*$ に $Q1$ 、 $R_T$ を与えて $O > 0$ 、 $I > 0$ となれば、いまの $Q1^*$ 、 $Q2^*$ では不足していることになる。新たに必要な $Q1^*$ 、 $Q2^*$ を求めるには、溢水Oを完全に抑え、Iはある程度の許容を与えるのが現実的である。許容内水(遊水)を $I_c$ (mm/hr)として、新しい $Q1^*$ を $Q1$ とすると、水収支式から

$$Q2 = Q1^* + (R_T - I_c) \frac{A}{3.6} \quad , \text{ m}^3/\text{sec} \quad (11)$$

となり、新しい $Q2^*$ の値としてこの $Q2$ を採用すればよい。

この必要通水能の算定式から判るように、新しい $Q2^*$ を直接算定するのに現状の $Q2^*$ のデータは必要なく、 $Q1^*$ 、 $R_T$ 、 $I_c$ が与えられるだけでよい。ただしO、Iの推定には現状の $Q2^*$ は必要である。

#### 5. 診断例

##### 長崎豪雨時の長崎市中島川水系の診断

中島川水系では全流域面積は17.6km<sup>2</sup>、流路延長6.22kmである。このうち浸水区域は下流部の流域面積2.3km<sup>2</sup>、河川区間1.72kmで顕著であった。従って上流部と浸水域に分けて考える。診断結果を専用のカルテ(表1)に記載する。表中のアンダーラインに所定の数値を入れて計算を行えば診断書が出来上がるようになっている。

##### (1) 中島川上流部の洪水診断

表2は上流部の診断結果である。左欄は現地データである。下流出口P2地点は河口から1.7kmのところを通水能は $Q2^* = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度である。P1地点は全流域の最上流端であるので、 $Q1^*$ 、 $Q1$ ともに0である。

右欄は計算部分である。現地データより、洪水到達時間は33分となる。長崎豪雨時で長崎市内では最大1時間雨量 $R1$ は125mm/hrに達した。T、 $R1$ からこの流域での洪水到達時間内の最大平均雨量強度は $R_T = 134.2 \text{ mm/hr}$ となった。限界雨量強度 $Rc = 23.6 \text{ mm/hr}$ となり、この流域ではこれより強い雨となると余剰水分を抱えることになる。与えられた条件でP2地点の河川流量は $Q2 = 165.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ となった。これは流域面積を勘案すると39.0mm/hrに相当する。P2地点の通水能は $Q2^* = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるので、溢水Oは $65.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、15.5mm/hrとなる。また遊水Iは95.2mm/hrと計算されている。左欄のように、降雨の河川流量への直接配分量を決める降雨係数 $\theta 2 / \theta m$ は0.14で小さい。降雨は先ず遊水として滞留することを示している。下水等の排水設備の機能が働かなければIも浸水に回ってくる。実際には上流部でもあちこちで浸水は発生して計算結果はこれを裏付けている。

下水、雨水貯留などの別の努力も期待して、この流域での許容遊水 $I_c$ を50mm/hrとすると、 $R_T = 134.2 \text{ mm/hr}$ に対する必要通水能 $Q2^*N$ は $356.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ と見積もられた。

Table 1 . Karte for Urban Flood Diagnosis.

Flood forecaster can make up flood diagnosis giving the adequate numerals on the under-line.

表 1.洪水診断書見本

| 山口大学工学部河川工学講義版                               |   |
|--|---|
| 洪水診断カルテ                                      |   |
| 日付   |   |
| 流域名  | 〇〇〇川流域  |
| 診断者  |   |
| 流域面積<br>A = ___ km <sup>2</sup>              | 洪水到達時間(分)<br>$T=L^{1.6}/(20 \times h^{0.6} \times 60) = ( \_ )^{1.6}/(20 \times ( \_ )^{0.6} \times 60) = ( \_ ) \text{ min}$<br>ただし L<2500m のとき、 $T \leq (L/2.5/60)$ とする。  |
| 河川流路長 L=___ m                                | 想定最大1時間雨量強度 R1=___ mm/hr  |
| 入り口海拔高度<br>H1=___ m                          | 洪水到達時間内流域平均雨量強度<br>$R_T=395R1/(T+335) = (395 \times \_ ) / ( \_ + 335) = \_ \text{ mm/hr}$  |
| 出口海拔高度<br>H2=___ m                           | 限界雨量強度<br>$R_c=(Q2^*-Q1^*) \times 3.6 / A = ( \_ - \_ ) \times 3.6 / ( \_ ) = \_ \text{ mm/hr}$   |
| 海拔高度差<br>h =___ m                            | 出口推定流量<br>$Q2 = (Q1-Q1^*) + \alpha \times (R_T-R_c) \times A / 3.6 + Q2^*$<br>$= ( \_ - \_ ) + \_ \times ( \_ - \_ ) \times \_ / 3.6 + \_$<br>降雨係数 $\alpha = 0.140$<br>$= \_ \text{ m}^3/\text{sec} = \_ \text{ mm/hr}$ |
|  | 河川氾濫量(溢水)<br>$O=Q2-Q2^* = \_ - \_ = \_ \text{ m}^3/\text{sec} = \_ \text{ mm/hr}$   |
|  | 内水発生量(遊水) $I=Q1 \times 3.6 / A + R_T - Q2 \times 3.6 / A$<br>$= \_ + \_ - \_ = \_ \text{ mm/hr}$  |
| 流域改善指針                                       |   |
| 上流部からの流入<br>$Q1 = \_ \text{ m}^3/\text{sec}$ | 新流域許容内水(遊水) $I_c = 50 \text{ mm/hr}$  |
| 入り口通水能<br>$Q1^* = \_ \text{ m}^3/\text{sec}$ | 新入り口通水能<br>$Q1^*N = Q1 = \_ \text{ m}^3/\text{sec}$   |
| 出口通水能<br>$Q2^* = \_ \text{ m}^3/\text{sec}$  | 新出口通水能<br>$Q2^*N = Q1^*N + (R_T - I_c) \times A / 3.6$<br>$= \_ + ( \_ - \_ ) \times \_ / 3.6 = \_ + \_ = \_ \text{ m}^3/\text{sec}$  |
| <所見>   |   |

Table 2. Result of Flood Diagnosis for upper part of Nakanoshima-river basin in Nagasaki city.

表 2 ; 中島川上流部の洪水診断結果

| 山口大学工学部河川工学講義版                                    |   |
|---|---|
| 洪水診断カルテ   | 日付  |
| 流域名 中島川上流部  | 診断者   |
| 流域面積 A<br>=15.3 km <sup>2</sup>                   | 洪水到達時間(分)<br>$T=L^{1.6}/(20 \times h^{0.6} \times 60)=4500^{1.6}/(20 \times 120^{0.6} \times 60)=33.0 \text{ min}$  |
| 河川流路長 L=4500 m                                    | 想定最大 1 時間雨量強度 R <sub>1</sub> =125 mm/hr   |
| 入り口海拔高度<br>H <sub>1</sub> =125 m                  | 洪水到達時間内流域平均雨量強度<br>$R_T=395R_1/(T+335)=(395 \times 125)/(33.0+335)=134.2 \text{ mm/hr}$   |
| 出口海拔高度<br>H <sub>2</sub> =5 m                     | 限界雨量強度<br>$R_c=(Q_2^*-Q_1^*) \times 3.6/A=(100-0) \times 3.6/15.3=23.6 \text{ mm/hr}$   |
| 海拔高度差<br>h=120 m                                  | 出口推定流量<br>$Q_2=(Q_1-Q_1^*) + \alpha \times (R_T-R_c) \times A/3.6 + Q_2^*$<br>$=0+0.14 \times (134.2-23.6) \times 15.3/3.6 + 100$<br>$=165.8 \text{ m}^3/\text{sec} = 39.0 \text{ mm/hr}$ |
| 降雨係数 $\alpha=0.140$                               |   |
|   | 河川氾濫量(溢水)<br>$O=Q_2-Q_2^*=165.8-100=65.8 \text{ m}^3/\text{sec} = 15.5 \text{ mm/hr}$   |
|   | 内水発生量(遊水) I = $Q_1 \times 3.6/A + R_T - Q_2 \times 3.6/A$<br>$=0+134.2-39.0=95.2 \text{ mm/hr}$   |
|   | 流域改善指針  |
| 上流部からの流入<br>Q <sub>1</sub> =0 m <sup>3</sup> /sec | 新流域許容内水(遊水) I <sub>c</sub> =50 mm/hr  |
| 入り口通水能<br>Q <sub>1</sub> *=0 m <sup>3</sup> /sec  | 新入り口通水能<br>Q <sub>1</sub> *N=Q <sub>1</sub> =0 m <sup>3</sup> /sec  |
| 出口通水能<br>Q <sub>2</sub> *=100 m <sup>3</sup> /sec | 新出口通水能<br>$Q_2^*N=Q_1^*N + (R_T - I_c) \times A/3.6$<br>$=0+(134.2-50) \times 15.3/3.6 = 356.6 \text{ m}^3/\text{sec}$  |
| <所見>  |   |

Table 3. Result of Flood Diagnosis for lower part of Nakanoshima-river basin in Nagasaki city.

表 3 ; 中島川下流浸水域の洪水診断結果

| 山口大学工学部河川工学講義版                                   |  |
|--|--|
| 洪水診断カルテ  | 日付   |
| 流域名 中島川下流浸水域                                     | 診断者  |
| 流域面積 A<br>=2.3 km <sup>2</sup>                   | 洪水到達時間(分), L<2500m<br>$T = L / 2.5 / 60 = 11.5 \text{ min}$  |
| 河川流路長 L=1700 m                                   | 想定最大 1 時間雨量強度 $R_1 = 125 \text{ mm/hr}$  |
| 入り口海拔高度<br>H1=5 m                                | 洪水到達時間内流域平均雨量強度<br>$R_T = 395R_1 / (T+335) = (395 \times 125) / (11.5+335) = 142.5 \text{ mm/hr}$  |
| 出口海拔高度<br>H2=2 m                                 | 限界雨量強度<br>$R_c = (Q_2^* - Q_1^*) \times 3.6 / A = (150 - 100) \times 3.6 / 2.3 = 80.0 \text{ mm/hr}$   |
| 海拔高度差<br>h=3 m                                   | 出口推定流量<br>$Q_2 = (Q_1 - Q_1^*) + \alpha \times (R_T - R_c) \times A / 3.6 + Q_2^*$<br>$= (356.6 - 100) + 0.140 \times (142.5 - 80.0) \times 2.3 / 3.6 + 150$<br>$= 256.6 + 5.6 + 150 = 412.2 \text{ m}^3/\text{sec} = 645.2 \text{ mm/hr}$ |
| 降雨係数 $\alpha = 0.140$                            | 河川氾濫量(溢水)<br>$O = Q_2 - Q_2^* = 412.2 - 150 = 262.2 \text{ m}^3/\text{sec} = 410.4 \text{ mm/hr}$  |
|  | 内水発生量(遊水) $I = Q_1 \times 3.6 / A + R_T - Q_2 \times 3.6 / A$<br>$= 558.2 + 142.5 - 645.2 = 55.5 \text{ mm/hr}$  |
| 流域改善指針   |  |
| 上流部からの流入<br>$Q_1 = 356.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ | 新流域許容内水(遊水) $I_c = 50 \text{ mm/hr}$   |
| 入り口通水能<br>$Q_1^* = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$   | 新入り口通水能<br>$Q_1^* N = Q_1 = 356.6 \text{ m}^3/\text{sec}$  |
| 出口通水能<br>$Q_2^* = 150 \text{ m}^3/\text{sec}$    | 新出口通水能<br>$Q_2^* N = Q_1^* N + (R_T - I_c) \times A / 3.6$<br>$= 356.6 + (142.5 - 50) \times 2.3 / 3.6 = 356.6 + 59.1 = 415.7 \text{ m}^3/\text{sec}$  |
| <所見>   |  |

### (3) 中島川下流浸水域の洪水診断

表3は下流部での診断結果である。下流浸水域での洪水到達時間は河川流路長  $L=1720\text{m}$  なので11.5分とされた。ここでも最大1時間雨量強度  $R_1=125\text{mm/hr}$  を採用すると  $R_T=142.5\text{mm/hr}$  となる。溢水  $O$  は  $410.4\text{mm/hr}$  となった。いま浸水が低地の20%地域に集中したとすれば、 $O=205.2\text{cm/hr}$  となる。現実には市街低地部では最大水深が2.5mを超えるところもあったので計算結果はこれを裏付けている。この流域でも許容遊水  $I_c$  を  $50\text{mm/hr}$  とすると、 $R_T=142.5\text{mm/hr}$  に対する必要通水能  $Q_{2^*N}$  は  $415.7\text{m}^3/\text{sec}$  と見積もられた。観光で有名な眼鏡橋をはさむ下流低地部では長崎豪雨時の  $R_1=125\text{mm/hr}$  に対処するためには、河川入り口で  $357\text{m}^3/\text{sec}$ 、河川出口で  $416\text{m}^3/\text{sec}$  の通水能が必要である。長崎大学調査団の調査報告でもこの低地部河川で  $400\text{m}^3/\text{sec}$  前後の流量があったと推定されている。今回の循環能モデルによる簡単な洪水診断法の妥当性がうかがえる。

## 6. 考察

限界状態では式(7)、(8)、(9)、(10)から、河川溢水  $O$ 、遊水  $I$  を書き直すと(12)、(13)式のようになる。

$$O = (Q_1 - Q_1^*) + \alpha \times (R_T - R_C) \times \frac{A}{3.6} \quad \text{、 } \text{m}^3/\text{sec} \quad (12)$$

$$I = (1 - \alpha) \times (R_T - R_C) \quad \text{、 } \text{mm/hr} \quad (13)$$

ここで  $R_T - R_C$  は限界降雨以上の過剰降雨

$\text{mm/hr}$  である。また解析から降雨係数  $\alpha = 0.14$  であるので、式のように溢水  $O$  は河川上流部からの過剰流入 ( $Q_1 - Q_1^*$ ) と流域内の過剰降雨の14%で表現される。このことは過剰降雨による溢水での河川氾濫面積は最大で流域面積の14%に及ぶことを示している。また遊水  $I$  は流域内の過剰降雨の86%で表現される。つまり簡単に考えれば、過剰降雨による都市洪水に対しては、河川整備で14%、下水整備などによる遊水対策で86%の力配分に対応すればよいことになる。

## あとがき

以上のように、水循環能モデルを使って、現状河川通水能と降雨量から簡単に洪水発生アセスメントの実施が可能であることを述べた。すなわち現在の通水能でどの程度強さの降雨まで絶えられるか、また計画豪雨を設定した時現状河川にどの程度の通水能を持たせる必要があるか、診断、処方作成が可能である。このために表1のような洪水診断書が作成された。所定の数値を入れ、簡単な計算を実施するだけでよい。市民による地域の水災害安全度チェック、流域改善計画、短時間雨量予測を組み合わせることで自主防災に役立つものと期待される。

## 参考文献

- 1) 塩月善晴：流域斉水論序説，山口大学工学部研究報告，Vol. 52, No. 1, 13-30, 2001.

(平成14年8月30日受理)