

# 流出抑制及び面源負荷軽減対策 における雨水貯留施設の評価

## THE EVALUATION FOR REDUCION OF RUNOFF AND POLLUTANT LOAD BY STORM WATER STORAGE SYSTEM

和田有朗<sup>1</sup>・岸本宏司<sup>2</sup>・道奥康治<sup>3</sup>

Nariaki WADA, Koji KISHIMOTO and Kohji MICHIOKU

<sup>1</sup>正会員 博(工) 神戸大学大学院 工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

<sup>2</sup>正会員 修(工) 新日鉄エンジニアリング株式会社 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 神戸大学大学院教授 工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

Since nonpoint pollutant sources in an urban catchment have a significant environmental impact on the quality in receiving waters, it is important to minimize pollutant loads from nonpoint source in the catchment. In this study, stochastic properties of rainfall events are analyzed by using precipitation dataset collected by the Kobe Marine Observatory during the past 40 years (1966-2005). A pollutant load runoff analysis was performed by using the Storm Water Management Model, SWMM, with consideration of pollutant load control by a stormwater storage facility. An investigating effect of storage facility capacity on water treatment performance, it was found that the storage tank functions in reducing peak flows discharge as well as minimizing non-point source pollutant loads. An optimal design for the storage tank was made in a test basin based on consideration of the analytical findings.

**Key Words :** runoff control, non-point source pollution, storm water storage tank, urban drainage system management

### 1. はじめに

都市域の水環境を保全し、整備するためには流出負荷を削減することがより重要になっている。既報<sup>1)</sup>では、雨水貯留施設(以下貯留施設)の容量が汚濁負荷削減効果におよぼす影響を検討した。貯留高2.1~4.2(mm)程度で、大きな汚濁負荷低減の効果が確認された。それに次ぐ前報<sup>2)</sup>では、降雨の確率特性に基づいて貯留施設を設置した場合の汚濁負荷流出解析を行い、汚濁負荷除去率と建設費用との費用対効果から貯留施設の適正規模を求める方法を提案した。対象流域における費用対効果は幅5(m)、施設長さ3(m)、水深1(m)の時に最大となることが確認された。

一方、都市化の進展による不浸透域の増加、保水、遊水機能の低下とともに突発的豪雨事象の頻度が増加し、洪水や浸水被害、水難事故が頻発し始め、雨水排除システムの流出抑制対策も検討する必要がある。

本研究では、都市流域の保水機能低下による流出量増加と面源負荷の増大による公共用水域の汚濁に対して、貯留施設を設置することで都市流域における治水・環境

面の課題を併せて解決することを目的としている。試験流域に貯留施設を設置して雨水を一時的に貯留し、流出抑制と同時に雨水が貯留施設に滞留する間の汚濁物質除去効果を検討する。さらに排水施設と貯留施設の規模の適正な組合せを経済性から評価する。

### 2. 既往の研究

都市流域の治水を対象として、江藤ら<sup>3)</sup>は、一雨降雨の確率モデルにより等危険度線概念を確立し、排水施設(河川、下水、ポンプなど)と貯留施設を併用した内水制御計画を検討した。室田ら<sup>4)</sup>は地点毎に等危険度線を作成するのではなく、時間雨量資料をもとにして描いた「標準等危険度線」から任意地点の治水効果や施設規模を決定する手法を提案した。中西ら<sup>5)</sup>は1時間雨量資料から大阪の等危険度線を作成し、その利用例を示した。

雨水貯留施設を用いた流出抑制施策については様々な研究がなされている。G.Weissら<sup>6)</sup>は合流式下水越流水タンクの有効性や機能性を貯水位の定期計測に基づいて評価した。ファーストフラッシュ抑制タイプや水質浄化タ

イブなどの様々な貯留タンクに対してその効果を比較・評価した。

F.Gogien, G.Manic, M.Zugら<sup>7)</sup>は貯留タンクの管理手法による水質浄化効果の違いを流出解析ソフト, InfoWorksを用いて検討した。M.Mrowiec, A.Kisielら<sup>8)</sup>は管渠に外接する新技術貯留タンクの有用性を効果と費用の関係から検討した。また, 宮子・二瓶<sup>9)</sup>は市街地の治水対策として設置された雨水調整池の面源負荷削減効果を検討した。面源負荷の多くが懸濁態物質であることから, 調整池における堆砂量を算出し土砂抑制機能を評価している。和田ら<sup>10)</sup>は雨水貯留施設を用いてノンポイント汚染源負荷の流出制御方法を検討し, 貯留施設の貯留容量をファーストフラッシュ用の一次貯留分とピーク流量用の二次貯留分に分ける2段階貯留方式を用い, その効果を汚濁負荷流出シミュレーションによって評価した。これにより, 雨水貯留施設への雨天時汚濁負荷の効果的な流入・貯留方式を明らかにした。しかし, 流出抑制対策と汚濁物質除去効果の両側面から排水施設と貯留施設の規模の適正な組合せを検討した事例は数少ない。

本研究では流出抑制と汚濁物質除去の二つの機能を最大化するような排水施設, 貯留施設の組合せを提案する。

### 3. 対象流域の治水評価

#### (1) 確率密度関数を用いた降雨事象の頻度解析

1966~2005年の期間(40年間), 神戸海洋気象台で観測された降雨事象を対象に降雨強度や降雨継続時間などの統計特性を解析した。

##### a) 降雨継続時間(t)の確率評価<sup>11)</sup>

降雨継続時間の頻度分布に関して, 式(1)の対数ピアソンⅢ型分布と式(2)のグンベル分布の適合性を比較した。

$$f(x) = \frac{1}{x|a|\Gamma(b)} \left( \frac{\log x - m}{a} \right)^{b-1} \exp\left( -\frac{\log x - m}{a} \right) \quad (1)$$

ここで, aは尺度母数 (a>0), bは形状母数 (b>0), mは位置母数である。

$$f(x) = a \exp\{-a(x-b) - e^{-a(x-b)}\} \quad (-\infty < x < \infty, a > 0) \quad (2)$$

ここで, aは尺度母数, bは位置母数である。

図-1に各分布の確率密度曲線を示す。横軸は降雨継続時間(t), 縦軸は確率密度である。ピーク値がやや大きいもののグンベル分布に比べ, 対数ピアソンⅢ型分布の方が適合性は高い。

##### b) 降雨継続時間(t)と平均降雨強度(r)の結合確率特性

式(3)の二変数ガンマ関数<sup>12)</sup>を用いて, 降雨継続時間(t)と平均降雨強度(r)に対する母数を同定した。

$$f(x_1, x_2) = \frac{1}{\Gamma(v)(\sigma_1\sigma_2)^{\frac{v+1}{2}}(1-\rho)^{\frac{v-1}{2}}} \times (x_1x_2)^{\frac{v-1}{2}}$$

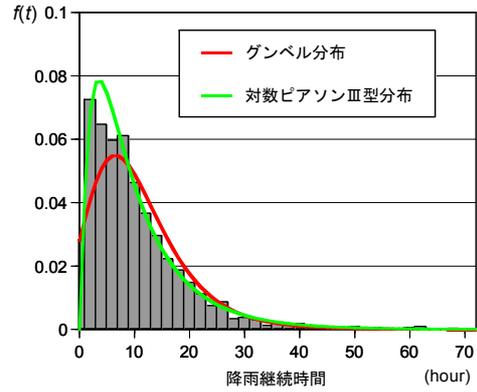


図-1 降雨継続時間の確率評価

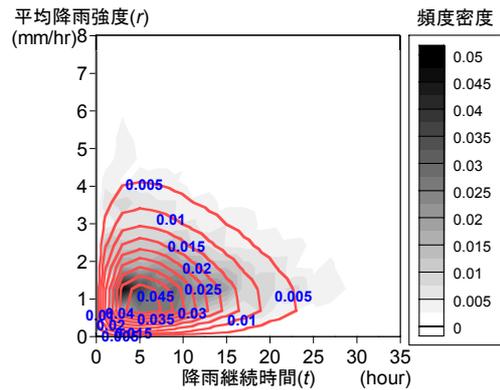


図-2 降雨継続時間(t)と平均降雨強度(r)の確率密度関数の適合度

$$\times \exp\left\{ -\frac{x_1}{\sigma_1(1-\rho)} - \frac{x_2}{\sigma_2(1-\rho)} \right\} \times I_{v-1}\left( \frac{2\sqrt{\rho}}{1-\rho} \sqrt{\frac{x_1x_2}{\sigma_1\sigma_2}} \right) \quad (3)$$

ここで, vは形状母数,  $\sigma_1, \sigma_2$ は尺度母数,  $\rho$ は相関母数,  $\Gamma(v)$ はガンマ関数,  $I_{v-1}(z)$ は(v-1)次の第1種変形ベッセル関数である。図-2の濃淡図が頻度密度の実測値をあらわし, 実線が式(3)のガンマ関数である。神戸地域では t=25(hour), r=5(mm/hr)までの範囲での降雨の頻度が大きいことがわかる。

#### (2) Storm Water Management Model (SWMM)<sup>13)</sup>による流出解析と等危険度線

Storm Water Management Model (SWMM)の流出解析によって排水施設と貯留施設の組合せによる洪水処理計画の安全度を等危険度線によって評価する。

対象流域は都賀川水系に属する神戸市灘区の六甲山麓南側の市街地である(図-3)。対象流域では, 降雨後の雨水が, 図-3の矢印のように集水され, 最下流端のNo.21から六甲川に排水される。ここでは, SWMMのネットワークノード, No.21に貯留施設を設置すると仮定して, No.21からの流出量を処理するのに必要な貯留容量と排水量の組合せを検討する。

#### (3) 降雨条件の設定

確率降雨強度曲線は, (独)土木研究所のアメダス確率

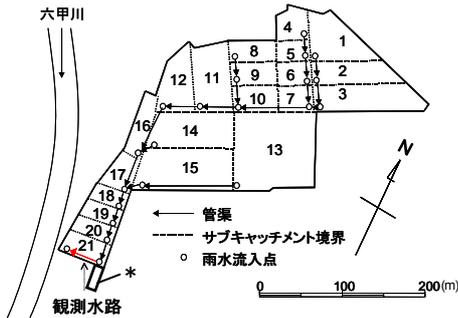


図-3 対象流域図

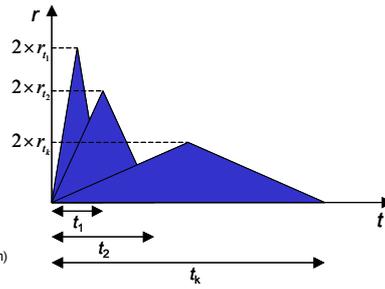


図-4 モデル降雨の作成

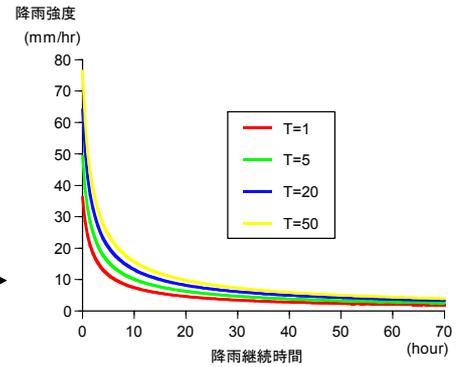


図-5 確率降雨強度曲線

降雨量計算プログラムに採用されている次のFair式<sup>14)</sup>を用いる。

$$r_t^T = \frac{bT^m}{(t+a)^n} \quad (4)$$

ここで、 $r_t^T$ ：確率年 $T$ の $t$ 継続時間確率降雨量(mm/hr)， $T$ ：確率年(年)， $t$ ：降雨継続時間(hour)， $a, b, m, n$ ：Fair式パラメータである。

ピーク流量( $Q_p$ )に注目すると、任意の降雨継続時間 $t_k$ に対する降雨条件( $t_k, (r_t)_k$ )の解析結果( $Q_p$ ) $_k$ に降雨継続時間の発生確率( $f(t_k)$ )を式(5)のように足し合わせると期待値になり、この期待値が求めるべきピーク流量となる。

$$E(Q_p) = Q_{p1} \cdot f(t_1) + Q_{p2} \cdot f(t_2) \cdots + Q_{pk} \cdot f(t_k) \cdots + Q_{pn} \cdot f(t_n) \quad (5)$$

降雨継続時間を1~72時間までの1時間間隔に分割し、ピーク降雨強度を平均降雨強度の2倍として中央集中型の三角形ハイトグラフの72パターンのモデル降雨を作成した(図-4)。Fair式の神戸でのパラメータは表-1の値であり、図-5のように図示される。このように設定された降雨継続時間と確率年規模毎の降雨強度のモデル降雨を入力条件とし、貯留施設がない設定でSWMMにて流量解析を行った。結果を表-2に示す。なお、確率年は $T=20$ (年)である。

最初に与えた降雨継続時間( $t$ )に対して、3.(1)のように同定された確率密度関数(図-1)から確率 $f(t)$ が決まる。これらより、ピーク流量、総流出量それぞれに確率を掛け合わせて合計することにより、ピーク流量の期待値 $Q_p=0.4036(m^3/s)$ と、総流出量の期待値 $V=5,068(m^3)$ が得られる。この例では、貯留施設がない状態で解析を行ったので、この期待値が等危険度線における横軸、縦軸の切片になる。施設の貯留容量を変えていき、それぞれの施設条件のもとでピーク流量の期待値を算出すると、排水容量と貯留容量の組合せができる。それぞれの点を結ぶ、もしくはそれぞれの点から近似曲線を求めることにより等危険度線を作成した。

#### (4) 施設条件の設定

解析では、貯留施設の堰幅 $b$ を0.5(m)、水深 $h$ を2.0(m)、越流部の水深を1.0(m)と固定し、水面積のみを変えるこ

表-1 パラメータの値<sup>14)</sup>

| $a$    | $b$    | $m$     | $n$     |
|--------|--------|---------|---------|
| 1.4100 | 46.877 | 0.19112 | 0.75708 |

表-2 モデル降雨条件と流出解析結果

| $t$ : 継続時間 (hour) | $r_t$ : ピーク降雨強度 (mm/hr) | $Q_p$ : ピーク流量 (m <sup>3</sup> /s) | $V$ : 総流出量 (m <sup>3</sup> ) | $f(t)$ : 確率            | $f(t) \times Q_p$ : ピーク流量の期待値 | $f(t) \times V$ : 総流出量の期待値 |
|-------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------------|------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| 1                 | 85.4                    | 0.769                             | 1843                         | 0.04405                | 0.03387                       | 81.2                       |
| 2                 | 65.7                    | 0.663                             | 2886                         | 0.06924                | 0.04591                       | 199.8                      |
| 3                 | 54                      | 0.5926                            | 3573                         | 0.07783                | 0.04612                       | 278.1                      |
| ⋮                 | ⋮                       | ⋮                                 | ⋮                            | ⋮                      | ⋮                             | ⋮                          |
| 71                | 6.5                     | 0.06734                           | 8099                         | $6.180 \times 10^{-5}$ | $4.161 \times 10^{-6}$        | 0.501                      |
| 72                | 6.43                    | 0.06644                           | 8119                         | $5.595 \times 10^{-5}$ | $3.717 \times 10^{-6}$        | 0.454                      |
| 合計                |                         |                                   |                              | 0.997                  | 0.4036                        | 5068                       |

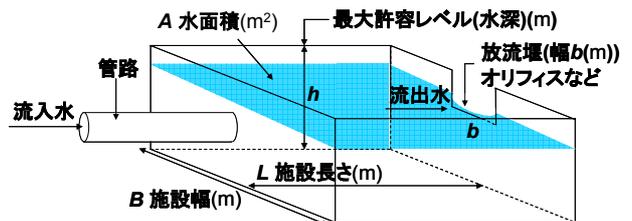


図-6 雨水貯留施設のイメージ

とで容量を変化させた。貯留施設(図-6)は図-3の最下流点の道路下に設置すると想定した(図-3中の\*印)。

#### (5) 排水施設及び貯留施設の建設費用関数<sup>15)</sup>

排水施設は長方形断面水路を想定した。排水施設・貯留施設の双方について建設に必要な使用機械量、人件費、資材等を計算し、それぞれ各単価を乗じて建設費用を算出した。建設費用は工法単価と労務単価の両方を考慮した。費用算出に使用した単価表は前報<sup>2)</sup>と同様であり、これらを表-3、表-4に示す。なお、建設費用に用地買収費は含めない。排水施設の費用関数は排水容量に対する費用で表されるため、断面形状を15種類設定し、排水容量と費用算出結果の関係を費用関数( $C_Q$ )として決定し、貯留施設も同様に形状を変え、費用関数( $C_V$ )を決定した。

#### (6) 等コスト線

流出抑制事業の総事業費は排水施設及び貯留施設の事業費の和で表され、総事業費 $C_T$ は式(6)で表される。

$$C_T = (aQ^b) + (dV^e) \quad (6)$$

表-3 単価表<sup>15)</sup>

| 項目         | 単価                         |
|------------|----------------------------|
| 軽油         | 110 (円/L)                  |
| ガソリン       | 144 (円/L)                  |
| 鋼矢板Ⅱ型      | 3,000 (円/t)                |
| 鋼製支保       | 3,000 (円/t)                |
| 鉄筋         | 61,000 (円/t)               |
| 鉄蓋         | 225,000 (円/組)              |
| 足掛金物       | 2,400 (円/本)                |
| 埋戻土        | 2,600 (円/m <sup>3</sup> )  |
| ラフタークレーン賃料 | 48,000 (円/日)               |
| 仮設材運搬(往復)  | 2,020 (円/2往復)              |
| 積卸し・積込み    | 2,600 (円/2回)               |
| 基礎砕石工      | 1,242 (円/m <sup>2</sup> )  |
| 均しコンクリート工  | 15,960 (円/m <sup>3</sup> ) |
| コンクリート工    | 16,120 (円/m <sup>3</sup> ) |
| 型枠工        | 5,712 (円/m <sup>2</sup> )  |
| 蓋据付工       | 5,100 (円/箇所)               |

表-4 労務単価表<sup>15)</sup>

| 職種      | 単価(円/日) |
|---------|---------|
| 土木一般世話役 | 18,800  |
| 普通作業員   | 13,300  |
| 特殊作業員   | 15,800  |
| とび工     | 18,100  |
| 溶接工     | 18,000  |
| 特殊運転手   | 16,700  |
| 一般運転手   | 14,700  |

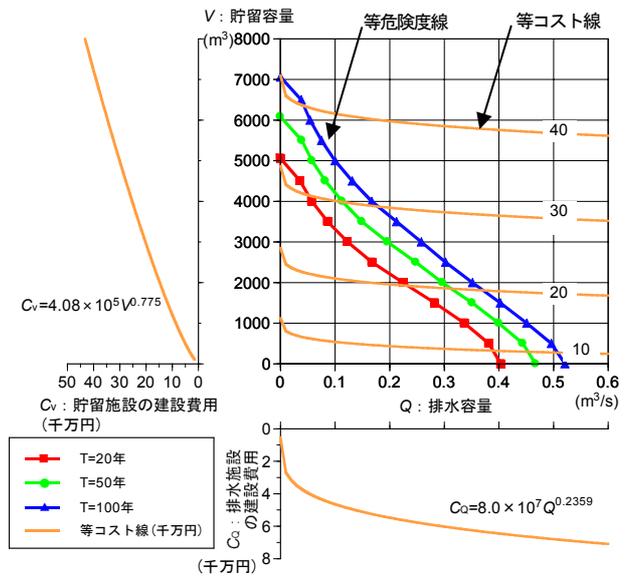


図-7 等危険度線と等コスト線

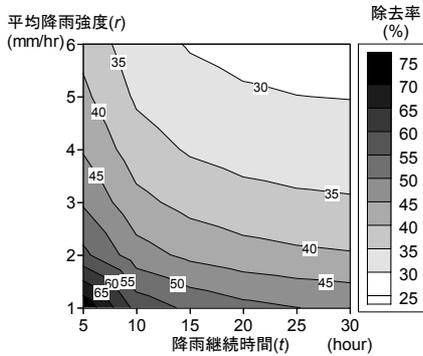


図-8 降雨条件と除去率の関係 (貯留容量100(m<sup>3</sup>)の場合)

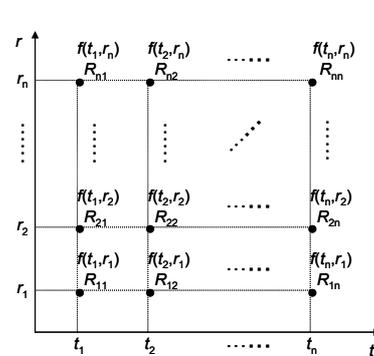


図-9 除去率の期待値算出の概念図

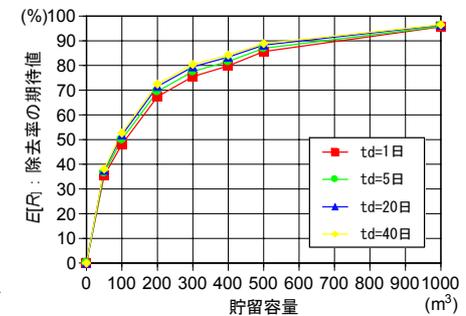


図-10 一雨あたりの施設容量の違いによる面源負荷軽減効果(SS)

ここで、 $Q$ :排水容量(m<sup>3</sup>/s)、 $V$ :貯留容量(m<sup>3</sup>)、 $a$ 、 $b$ 、 $d$ 、 $e$ :係数である。

式(6)より排水施設と貯留施設の容量の、種々の組合せに対して費用を算出し、これを横軸に排水容量、縦軸に貯留容量をとった座標平面上にプロットすると等コスト線が得られる。

#### (7) 対象流域における適正な貯留施設と排水施設の組合せ

費用関数と等危険度線より、対象流域における適正な貯留施設と排水施設の組合せを求める。

等危険度線に等コスト線を重ね合わせた結果を図-7に示す。今の費用関数の場合、例えば確率年 $T=20$ (年)の等危険度線に注目すると、同じ安全度(すなわち確率年)でも、排水施設によってのみで流出抑制を行った方が、総費用は少ない。よって、この等コスト線と等危険度線だけを考慮した場合には、排水施設のみによって、流出抑制を行った方が経済的には優位であると判定される。

### 4. 降雨事象の確率評価を用いた貯留施設の汚濁除去率の評価

#### (1) 貯留施設設置による総除去率の求め方

SWMM<sup>13)</sup>のStorage/Treatmentブロックのplug flow理論に従った貯留施設によるSSの汚濁除去(理論は前報<sup>2)</sup>参照)の解析より、流入時の負荷量( $L_{in,k}$ )と流出時の負荷量( $L_{out,k}$ )から次式を用いて総除去率 $R_{total}$ (%)を定義する。

$$R_{total}(\%) = \frac{\int L_{in} dt - \int L_{out} dt}{\int L_{in} dt} \times 100 \quad (7)$$

#### (2) 降雨条件が総除去率に及ぼす影響

図-2より、 $t=5\sim30$ (hour)、 $r=1\sim6$ (mm/hr)の範囲の様々な組合せの三角形モデル降雨に対し、SWMMを用いて汚濁負荷流出解析<sup>1)</sup>を実施し、降雨条件ごとに除去率を算出した。対象水質項目はSSである。先行晴天日数 $t_d=5$ 日、貯留施設容量100(m<sup>3</sup>)の場合の結果を図-8に示す。強い雨になればなるほど、除去率が低い。これは強い雨ほど流量も大きくなり、また貯留施設内の滞留時間が短くなるので、除去率が低くなるためである。

#### (3) 貯留施設容量の違いによる面源負荷軽減効果

様々な降雨条件( $t,r$ )に対する除去率(図-8)に対して、その発生確率(図-2で再現した二変数確率 $f(t,r)$ )を乗じて

合計すれば、貯留施設ごとの除去率の期待値 $E[R]$ が算出される(図-9)。このようにして、降雨の確率特性を反映し貯留施設の容量に応じた面源負荷除去量の期待値が算出される。対象水質項目はSSとし、施設条件は堰による自然越流型、堰幅0.5(m)、越流部の水深1(m)、水深2(m)は固定し、面積を50, 100, 200(m<sup>2</sup>)と変化させ、容量を50, 100, 200(m<sup>3</sup>)と変化させる。結果を図-10に示す。大雨の場合には主に流出抑制機能が発揮され(図-7)、一旦貯留容量に達した後は、流入・流出量が等しくなり貯留効果は発揮されない。小降雨の場合には初期汚濁流出の抑制が発揮される(図-10)。降雨量に応じて主たる貯留施設の制御機能が変わるため、ここでは、二つの貯留量スケールに対して流出抑制・環境制御機能を図-7と図-10に分けて提示している。対象流域では、1000(m<sup>3</sup>)の貯留施設を設置すると、神戸地域で発生頻度の高い降雨(図-2)に対しては90%近くのSSを除去できることがわかる。また、先行晴天日数 $t_d$ による除去率の違いはあまり見られない。

## 5. 対象流域における経済性から見た適正な貯留施設の提案

貯留施設の大きさと総除去率の関係から経済性評価を行い、適正な施設規模を決定する。

### (1) 年価値法による1年当たりの建設費用<sup>16)</sup>

貯留施設は特に処理を行うものではなく、沈殿効果により汚濁除去効果を期待できるので、堆積土砂の除去などの維持管理費を考慮する。施設の耐用年数は50年とした。貯留施設の建設費用 $C_V$ (円)に換算係数 $c_f$ を乗じて年当たりの費用( $C_V$ )<sub>year</sub>(円/年)とする。

$$(C_V)_{\text{year}} = c_f \cdot C_V \quad (8)$$

$$c_f = i + \frac{i}{(i+1)^n - 1} = 0.04 + \frac{0.04}{(0.04+1)^{50} - 1} = 0.0466 \quad (9)$$

ここで、 $i$ : 利子率(=4.0%),  $n$ : 耐用年数(年)である。

### (2) SS等懸濁態成分の沈殿生成物の除去費用<sup>17)</sup>

本研究ではSSの除去効率について検討しているため、SS等懸濁態成分の沈殿生成物の除去費用を考慮する。この水質保全にかかる費用<sup>17)</sup>は19,695(百万円)である。よって、沈殿物の除去費用 $C_R$ は年間除去費用19,695(百万円)を削減量31,440(t)で除し、626(円/kg/年)と設定した。

### (3) 経済面から評価した適正な貯留施設の考え方

4.(3)に示した方法に基づき、貯留施設容量(m<sup>3</sup>)と総除去率(%)の関係を求める。次に、貯留施設がない場合の流出負荷量の期待値も同様に計算され、負荷量に除去率を乗じて貯留施設容量毎の流出負荷量が得られる。これを年間の流出負荷量として、1年の降雨回数(回)をこの流

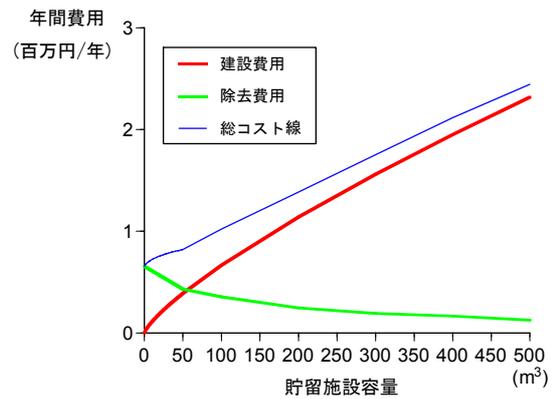


図-11 対象流域における経済性から見た適正な貯留施設

出負荷量(kg/回)に乘じ、1年間の流出負荷量(kg)を得る。なお、3.(1)で定義した一雨回数は40年間で2808回となる。これより、降水回数の年平均値は $2808 \div 40 = 70.2 \div 70$ (回)となる。この負荷量に5.(2)で求めた除去費用(円/kg/年)を乗ずると、年当たりの除去費用(円/年)と貯留施設容量(m<sup>3</sup>)の関係が求まる。

次に、式(8)から1年あたりの建設費用(円/年)を求める。1年あたりの除去費用(円/年)と建設費用(円/年)の合計より、貯留施設容量毎の年間総費用(円/年)が算出される。年間総費用が最も小さい場合がその流域での適正な貯留施設規模と判断される。

### (4) 対象流域の貯留施設規模と1年当たり建設費用の関係

貯留施設の建設費用 $C_V$ は3.(5)で用いた費用関数から決定される。すなわち、貯留容量 $V$ (m<sup>3</sup>)として年当たりの建設費用は換算係数を乗じて、次式から算定される。

$$C_V = c_f \times 4.08 \times 10^5 V^{0.775} \quad (10)$$

### (5) 対象流域における経済性から見た適正な貯留施設規模の評価

貯留施設規模と除去費用の関係と貯留施設規模と建設費用の関係より得られた1年あたりの総費用を図-11に示す。これより、1年間の総費用が最小で、最も経済的であるのは貯留施設がない場合であり、たとえ環境負荷を考慮しても貯留施設を設置せずに排水することが適正であると考えられる。

神戸地域で発生頻度の高い小降雨を対象としたため、算定した流出負荷が少なくなり、貯留施設がなくてもよい結果となったと考えられる。

### (6) 対象流域における流出抑制、環境対策を考慮した適正な治水システムの提案

貯留施設の水面積が増加すると除去率が高くなり、流出負荷は軽減される。その場合、沈殿物の除去費用が必要となり、排水施設と貯留施設の建設費用の総事業費( $C_Q + C_V$ )に除去費用( $C_R$ )を合計した以下の式(11)が、流出

抑制対策と環境対策を総合的に表した費用関数になる。

$$Cost_{total} = \frac{(C_V + C_Q)}{\text{流出抑制対策としての費用}} + \frac{C_R}{\text{環境対策としての費用}} \quad (11)$$

式(11)に従って、総費用 $Cost_{total}$ を算出する。3.(7)で求めた等危険度線図に環境面も考慮し、負荷量の除去費用を加えた $Cost_{total}$ で等コスト線を描くと、図-12のコンター図のようになる。図で示している確率年に耐えられる治水システムを構築する際、排水施設によってのみ流域を管理した方が、経済的に優位であると考えられる。

## 6. むすび

対象流域に貯留施設を設置すると想定し、雨水を一時的に貯留し、流出抑制対策を行うとともに、雨水が貯留施設に滞留する間の汚濁物質除去効果について検討した。貯留施設の建設費用を1年当たりの費用に換算し、流域からの年間負荷の除去費用と比較することで、経済面から評価した流域における適正な貯留施設の提案方法を示した。さらに排水施設と貯留施設の規模の適正な組合せを経済性から評価した。

その結果、流出量については、排水施設と貯留施設の建設費用の関係を等コスト線として表し、等危険度線と重ね合わせるにより、対象流域では排水施設のみによって流出抑制を行った方が良いという結果が得られた。

汚濁負荷については、除去費用を考慮して、対象流域に適用したところ、貯留施設を設置しない方が望ましいという結果を得た。神戸地域で発生頻度の高い小降雨を対象としたため、算定した流出負荷が少なくなり、貯留施設がなくてもよい結果となったと考えられる。また、対象流域では環境負荷を考慮して治水システムを評価しても、排水施設のみで流出抑制を行った方が経済的に望ましいことが明らかになった。

**謝辞：**本研究に御協力いただいた神戸市建設局下水道河川部の関係各位に厚くお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 和田有朗, 岸本宏司, 道典康治: 降雨の確率特性を考慮した雨水貯留施設の汚濁負荷削減効果に関する検討, 水工学論文集, 第51巻, pp.1147-1152, 2007.
- 2) 和田有朗, 岸本宏司, 道典康治: 雨水貯留施設の施設規模決定の費用対効果に関する研究, 河川技術論文集, 第14巻, pp.211-216, 2008.
- 3) 江藤剛治, 室田明: 一雨降雨の1確率モデル, 土木学会論文集, No.345, pp.101-109, 1984.
- 4) 室田明, 江藤剛治: 標準等危険度線による都市河川の治水安全度評価, 土木学会論文集, No.369, pp.155-164, 1986.
- 5) 中西祐啓, 江藤剛治: 大阪の等危険度線, 近畿大学理工学部研究報告, 第21号, pp.175-183, 1985.

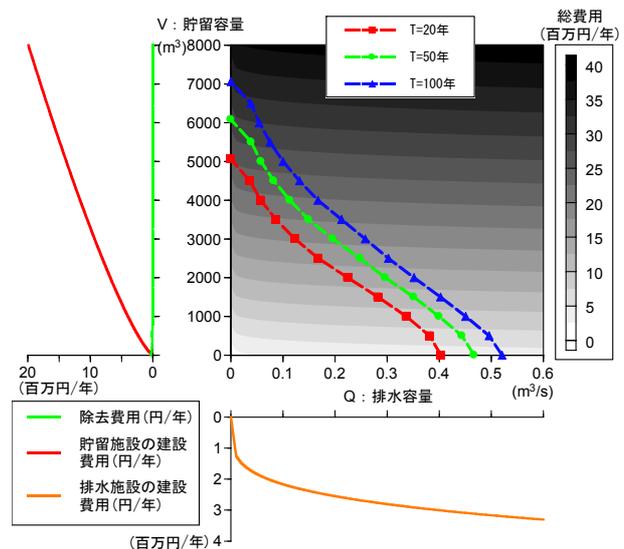


図-12 対象流域における流出抑制、環境対策を考慮した適正な治水システムの組合せ

- 6) Weiss, G., Brombach, H. and Wohrle, C.: Monitoring of combined sewer overflow tanks: Result of 500 years of measurement record, 10th International Conference on Urban Drainage, CD-ROM, August 2005.
- 7) Gogien, F., Manic, G. and Zug, M.: An operational modeling tool for sewer networks management, 10th International Conference on Urban Drainage, CD-ROM, August 2005.
- 8) Mrowiec, M. and Kisiel, A.: Innovative construction of on-line storage tank, 10th International Conference on Urban Drainage, CD-ROM, August 2005.
- 9) 宮子雄太, 二瓶泰雄: 雨水調整池による面源負荷削減効果に関する基礎的検討, 土木学会第62回年次学術講演会, pp.101-102, 2007.
- 10) 和田安彦, 三浦浩之: 雨水貯留施設によるノンポイント汚染源負荷制御方法の検討, 土木学会論文集, No.566/VII-3, pp.25-34, 1997.
- 11) 神田徹, 藤田陸博: 水文学—確率論的手法とその応用—, pp.13-40, 技報堂出版, 1979.
- 12) 長尾正志, 角屋睦: 二変数ガンマ分布とその適用に関する研究(2), 京大防災研年報, 第14号, pp.43-56, 1971.
- 13) Wayne.C. Huber et al: Storm Water Management Model, Version4, User's Manual, U.S.EPA/ 600/3-88/001a, 1988.
- 14) (独)土木研究所: アメダス確率降雨量計算プログラム <http://www.pwri.go.jp/jpn/seika/amedas/top.htm#Sec8>
- 15) (財)建設物価調査会: 建設物価, 11月号, 2006.
- 16) (社)日本下水道協会: 下水道事業における費用効果分析マニュアル (案), pp.70-87, 2006.
- 17) 神戸市建設局: こうべの下水道水環境レポート<平成17年度版>, 神戸市建設局, 2007.

(2009. 9. 30受付)