

1. はじめに

昨今の都市の市街化によって、雨水を貯めたり、浸透させたりする山林、畑、水田がなくなり、地表がコンクリートやアスファルトで覆われ、雨水は急激に川へ集まる。そのため雨水流出量の増大、流出時間の短縮、下水道の排水能力の低下、浸水被害の多発など、河川の治水安全度を低下させることとなる。流域の小さな中小河川は宅地化の影響を強く受けるので、水害が多くなってきている。このような状況下において治水安全度の向上を図るためには、洪水が流下する河道から氾濫するのを予防するために行われる河道改修や、洪水の流出を調整するためのダムや、調節池の整備が行われてきたが、莫大な費用が問題となっている。そこで、都市周辺においては、流域の雨水貯留を行い河川への流出を軽減する対策がとられ、都市河川基本高水の流量分配の一部を担う主要な治水施設として、貯留施設を位置付けている。本研究はこの貯留施設の洪水流出抑制効果を効率的に得るための放流口形状について検討したものである。

2. 対象流域の概要

本研究では対象流域として扇川を選んだ。扇川流域は緑区鳴海町白土地内の大池より丘陵地帯を流下しながら、水広下川・旭出川・手越川・大高川などを合わせて天白川に合流する、延長 11.6 km、流域面積 30.1 の 2 級河川である。昭和 40 年代以降、土地区画整理事業等により大規模な宅地開発がおこなわれ、現在はほぼ全域にわたって宅地化が進んでいる。農業用のため池が多く点在し、近年まで農業用として活用してきたのだが、農地が減少し、その役割を終えようとしている。しかし、現在では、そのため池を洪水調節池として、川や人の生活を守るための改修が進んでいる。ため池は農業用の灌漑用水として使われていた昭和 40 年（1965）には、360 あった。農地の宅地化や愛知用水からのパイプラインを通しての導水などがすすみ、約 30 年間に 3 分の 2 がその姿を消した。現在あるため池の約半分（76）は緑区に、残りの半分が守山にある。

3. 放流口の種類

実際に扇川流域の洪水調節池において用いられている放流口形式には、図 - 1 のようなものがある。ここではこれら 3 種類と放流口なしのため切り型を加えて検討した。

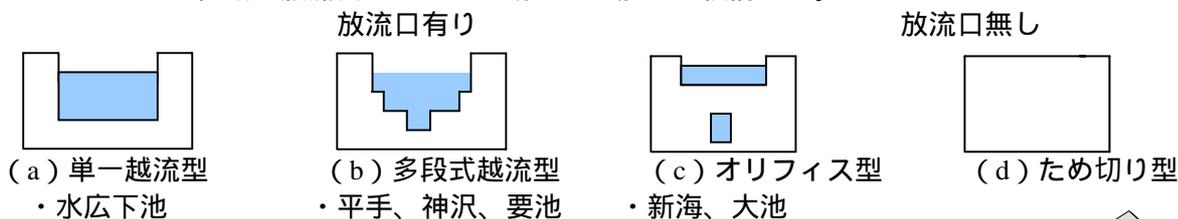


図 1. 放流口形状

4. 流出モデルと洪水流出抑制効果の評価

流域を 2 斜面 1 河道モデル（図 - 2）で表し、計画降雨波形を与え kinematic wave 法により流出計算を行い、河道から調節池への流入量を計算した。調節池からの流出量はそれぞれの放流口形状に合わせた計算式を(1)~(8)式のように与え、ルンゲ・クッタ法に用いて解析した。ここに、b：堰幅、c：流量係数、h：水深、A：池の面積、g：重力加速度、d：高さ、f：形状変化位置を示すパラメータ、としてそれぞれの放流口の形状に合わせて流出量を計算させた。

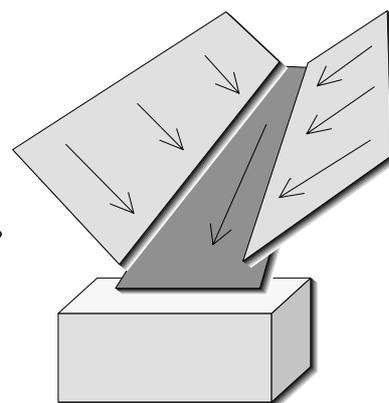


図 - 2 2 斜面 1 河道モデル

タイプ(a) $Q_{out(i)} = bch_i^{(3/2)}$ (1)

タイプ(b) $h \leq fd$ $Q_{out(i)} = b_1ch_i^{(3/2)}$ (2)

$h \geq fd$ $Q_{out(i)} = \{b_1 \times fd^{3/2} + b_2(h - fd)^{3/2}\}c$ (3)

タイプ(c) $h \leq fd_1$ $Q_{out(i)} = b_1ch_i\sqrt{2gh_i}$ (4)

$h \geq fd_1$ $h \leq fd_2$ $Q_{out(i)} = b_1cfd_1\sqrt{2gh}$ (5)

$h \geq fd_2$ $Q_{out(i)} = \{b_1fd_1 + (h_i - fd_2)b_2\}c\sqrt{2gh}$ (6)

タイプ(d) (ため切り型) 貯水容量 \geq 総貯留量 $Q_{out(i)} = 0$ (7)

貯水容量 \leq 総貯留量 $Q_{out(i)} = Q_{in(i)}$ (8)

与える降雨データは5、10、30、50、100年確率降雨で、分布型モデルではこのうちの5、30年確率降雨を与えた。

洪水流出抑制効果としてピークカット率を次のように定義した。

$$(Q_{out(max)} - Q_{in(max)}) / Q_{out(max)} \times 100 = PRR \quad (9)$$

次に、ため切り型と放流口有りの場合で、扇川の河川流出量に与える効果について分布型モデルを用いた検討を行った。

5. 解析結果とその考察

図-3は各貯留池のピークカット率を示したものである。放流口形状による流出の違いを比較すると、(a)では水位上昇に伴い流出量が著しく大きくなるのに対して、(c)では流出断面積が固定されるため流出増加率が小さくなり、大きな貯留効果が見込まれる。(c)のオリフィス型である新海池と大池は確立降雨が増大してもピークカット率が減少しない。(b)は低水位時に貯留効果を発揮させるように放流口幅を狭くしたものである。この方式の平手、神沢、要池では確立降雨の増大とともにピークカット率が減少する傾向にある。

図-4は5年確率、図-5は30年確率降雨時の最下流点と2.5km地点の河川流量を示したものである。5年確率などの小さい雨量ではためきり型では雨水を全てためきり流出しないため、貯留施設としての効果は大きく現れる。しかし、洪水流出抑制を図らなければならないような大きな降雨では、ため切り型施設での効果は放流口制御型での効果とかわらず、むしろ降雨が1番大きな時間帯では放流口制御型の方が抑制効果は大きいことがわかる。(図-6参照)ため切り型では流出する時間は遅れるが、放流口制御型よりもピークに達するのは早いことがわかる。しかし今回の流域における計算では、2.5km地点においても、ため切り型と放流口制御型の流量に差が現れなかった。これから推測されるに、貯留施設の性能は貯留施設に対する流域面積の大きさも重要な基準となるはずである。そこでそれぞれの貯留施設での有効貯留高を算出し比較することで、洪水流出抑制の効果を上げていくことができる。

6. 結論

現状を見ると小さな貯留施設で洪水抑制を図ることの方が重要である。このことを考慮すれば、放流口形状をため切り型と放流口制御型で比較した場合、新海池のような大きい貯水容量をもつものならばため切り型の効果は評価できるが、貯水容量の小さな池においてため切り型は放流口制御型よりも劣っていることがわかる。放流口を設けた調節池で洪水流出抑制を図っていくことが、現段階では最適である。個々の放流口形状として、オリフィス型の性能は評価できるのだが、逆に雨水をためやすく危険な場合も考えられる。一つの貯留施設の下流流出を見ることと、全体の流出を見ることの違いを理解し、地形に合う放流口形状を配置するのが望ましい。また、貯留施設の流域面積に対する貯水容量が流出抑制に多大な影響を及ぼすことも理解することができた。

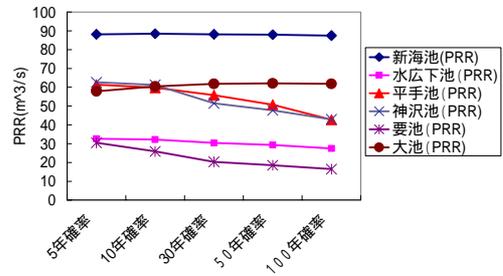


図 3 ピークカット率

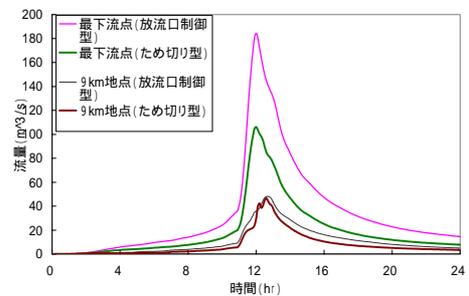


図 - 4 5年確率降雨時の河川流量

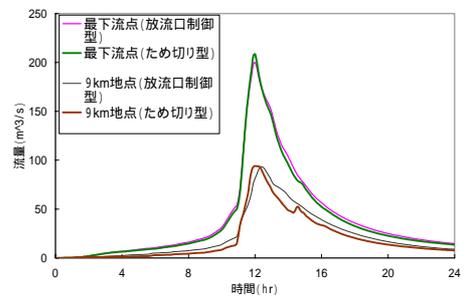


図 5 30年確率降雨時の河川流量

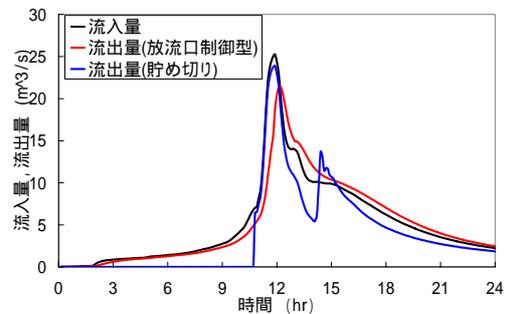


図 6 要池の流出量