

分布型モデルを用いた都市河川流域における 流出抑制施設の効果の比較

STUDY ON EFFECTS OF STORM-WATER DETENTION FACILITIES
IN AN URBANIZED WATERSHED USING A DISTRIBUTED MODEL

賈 仰文¹・倪 广恒²・木内豪³・吉谷純一⁴・河原能久⁵・末次忠司⁶
Yangwen JIA, Guangheng NI, Tsuyoshi KINOCHI, Junichi YOSHITANI,
Yoshihisa KAWAHARA and Tadashi SUETSUGI

¹正会員 工博 科学技術振興事業団特別研究員 国土交通省土木研究所都市河川研究室勤務 (〒305-0804 つくば市大字旭1番地)

²正会員 工博 交流研究員 国土交通省土木研究所都市河川研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番地)

³正会員 工修 主任研究員 国土交通省土木研究所都市河川研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番地)

⁴正会員 工修 室長 国土交通省土木研究所都市河川研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番地)

⁵正会員 工博 教授 香川大学工学部安全システム建設工学科 (〒761-0396 高松市林町2217-20)

⁶正会員 工博 室長 国土交通省土木研究所河川研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭1番地)

A distributed hydrological model - WEP (Water and Energy transfer Process) model is improved at first by adding overland flow and storm-water detention pond's components, as well as changing the kinematic wave method into the dynamic wave method for the flow routing of main rivers to consider tidal effects. The modified model is then utilized to evaluate the effects of storm-water detention ponds and infiltration trenches in the Ebi river watershed with a grid size of 50m and a time step of 10 minutes. The simulation of the Shibayama-Danchi No.1 storm-water detention pond at the upstream of Miyamae tributary is performed by adopting a design rainfall of one day duration and 50mm/hour peak. Four cases, namely, with pond, with trench, with pond and trench and without pond and trench are studied at 4 sites, namely, pond outlet, Miyamae river downstream, Ebi river middle-stream and Ebi river mouth. Through comparing the hydrographs at the 4 sites in the 4 cases, it is found that the storm-water detention pond plays a much bigger role than infiltration trenches in flood peak reduction in the upstream reach, whereas infiltration trenches distributed over the watershed play a dominant role in the downstream reach. Therefore, the joint implementation of storm-water detention ponds and infiltration trenches may be necessary for effective flood damage mitigation in a whole watershed.

Key Words : hydrological cycle, urbanization, Ebi river, distributed model, storm-water detention pond, infiltration trench

1. はじめに

都市化により, 都市河川流域での水循環が大きく変わった。都市の中小河川では, 洪水時の流量が増加し, 流出時間が短くなる一方で, 平常時の水量が減少し, 水質が悪化している。その改善策としては雨水浸透施設, 調節池及び下水道整備などが挙げられる。

賈ら¹⁾は, 都市河川流域を対象とした分布物理型の水・熱循環解析モデル — WEP (Water and Energy transfer Process)モデル²⁾を開発し, 千葉県海老川流域における水循環及び将来時点において雨水浸透施設を導入した場合

の水循環の保全に与える効果を検討した。なお, 防災調節池への洪水ピーク流量の算定については³⁾, 合理式がよく使われたが, 流出係数や洪水到達時間を正確に決めることが容易ではない。本研究では, 洪水時の地表面流れの追跡計算をWEPモデルに加え, 河道内流れの1次元解析法をkinematic wave法からdynamic wave法へ変え, 防災調節池の洪水流出抑制効果を分布型モデルで検討した。また, 防災調節池の有無と浸透施設の有無の組み合わせ4ケースで, 洪水流出抑制の効果を比較した。

2. WEPモデルの概要と洪水追跡計算モデルの改良

(1) WEPモデルの概要

図-1は、WEPモデルの1計算メッシュ内で考慮される水・熱輸送過程を示している。降雨～流出過程で重要なのは、地表面と不透水層の間の不飽和帯である。不飽和帯は、土粒子、水、空気が混在する層であり、地表面を通して水と熱の交換が活発に行なわれる。河川水もこの層から中間流出として涵養され、特に洪水時には中間流が河道沿いの地域の表面流発生に大きな影響を与えることが知られている。従って、不飽和帯内の水の動きを考慮できるモデルが必要となる。タンクモデルでも不飽和帯のモデリングはできるが、より正確に水を追跡するには、地形の影響を考慮できる分布型のモデリングが有利である。

このような理由から、WEPモデルでは不飽和透水層を3層に分けた。土壌層の厚さについては、第1層：地表面～20cm、第2層：20cm～60cm、第3層：60cm～200cmとした。これは土壌水分の変化の大きい土壌厚や根系分布、温度変化の及ぶ深さを考慮して定めた。蒸発は第1層から、蒸散は第1～2層（低い植生の場合）或は第1～3層（高い植生の場合）で発生すると仮定してPenman-Monteith法で計算した。各層の間の水分移動は、不飽和型Darcy則で計算した。河道を有するメッシュでは、不飽和透水層からの中間流出を地形の勾配と土壌の不飽和透水係数により推定した。

各帯水層においては、上方からの涵養量、下方への浸透量、井戸の揚水量の影響を考慮して、Boussinesq方程式で2次元多層地下水流れを追跡した。地下水流出は地下水位と河川水位との比高を用いて算出した。

平面計算については、地表面流れの計算を行わず、小流域ごとに算出した表面流出量を河川への横流入量として、kinematic wave法により河道内流れの解析を支川ごとに行った。

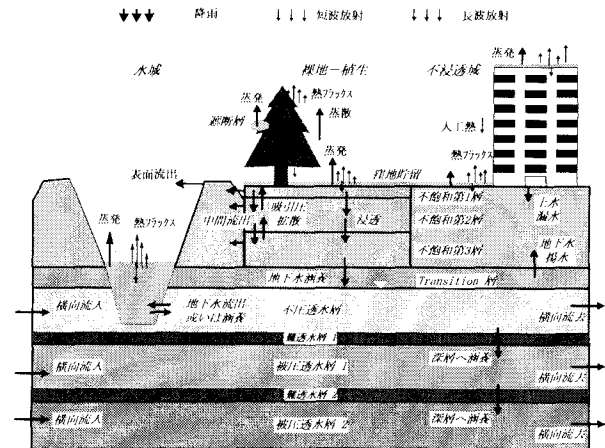


図-1 モデルの鉛直構造

(2) 洪水追跡計算モデルの改良

これまでのWEPモデルを用いて、1時間の計算間隔で小流域へ適用する場合には、地表面流れの河川への流入時間を無視したが、より正確な洪水ハイドログラフや1

時間以内の洪水ハイドログラフを求めるためには、地表面流れの追跡計算をしなければならない。

ここでは、地表面流れの追跡計算を以下のように追加した。まず、流域標高データ及び河川や流域区分データを用いて、各計算メッシュの流下方向（簡便のため東西南北の4方向の流下しか考えなかった）即ち流域落水線を作り、各メッシュに流入する位置にあるメッシュの数の昇順により計算順番を決めた。次に、落水線に沿って1D kinematic wave法により地表面流れをシートフローとして追跡した：

連続式
$$\partial A / \partial t + \partial Q / \partial x = q_L \tag{1}$$

運動量式
$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} A \tag{2}$$

ここで、 A ：流水断面面積、 Q ：流量、 q_L ：単位長さ当たりの流入量（メッシュ内の有効降雨量と隣メッシュからの流入量を含む）、 n ：Manningの粗度係数、 R ：径深、 S_0 ：地表面勾配である。

また、河道に対しては、河道内流れの1次元解析法をこれまでのkinematic wave法からdynamic wave法へ変えた：

連続式
$$\partial A / \partial t + \partial Q / \partial x = q_L \tag{3}$$

運動量式
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} - S_0 + S_f = q_L V_x \tag{4}$$

ここで、 A ：流水断面面積、 Q ：流量、 q_L ：横方向単位長さ当たりの流入量、 h ：河道内水深、 g ：重力加速度、 S_0 ：河床勾配、 S_f ：摩擦損失勾配、 V_x ：横流入が河道方向での流速である。

なお、もう一つの改良点は雑排水の日周変動パターンを考慮したことである。晴天時前原川の24時間流量ハイドログラフ（1996年6月21日、9月4日、10月11日、11月29日と12月20日の五日間）及び推定された地下水流出に基づいて雑排水の平均日周変動パターンを求めた。

(3) 防災調節池のモデル化

調節池放流量の計算は、参考文献3)の91ページを参照し、以下の連続式と放流量計算式で行った（図-2）：

連続式
$$\frac{\partial V}{\partial t} = Q_{in} - Q_{out} \tag{5}$$

放流量計算式

$$Q_{out} = \begin{cases} 1.7D_L(h-H_L)^{3/2} & h \leq H_L + 1.2D_L \\ 0.6D_L \sqrt{2g(h-H_L-0.5D_L)} & h \geq H_L + 1.8D_L \\ 0.126 + 0.236^*(h-0.88) & H_L + 1.8D_L < h < H_L + 1.2D_L \end{cases} \tag{6}$$

ここでは、 V ：調節池の貯水量、 Q_{out} ：放水管の放流量、 Q_{in} ：モデルにより計算される調節池への流入量である。

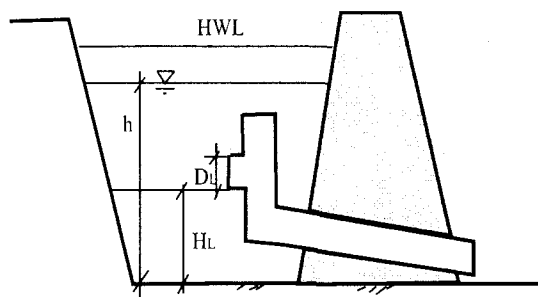


図-2 防災調節池の放流量計算

3. 海老川流域への適用

(1) 流域の概要と落水線

千葉県海老川流域(図-3)は船橋市と鎌ヶ谷市を含み、流域面積は27km²であり、海老川本川及び前原川など7つの支川が流れている。流域内や流域界の近くには、6ヶ所の雨量観測所(アメダス船橋観測点を含める)、3ヶ所の河川水位流量観測点及び14ヶ所の地下水位観測点がある。海老川流域の市街化率は現在(1993年時点)では約60%であるが、将来(2035年時点)では山林や農地が市街地に転換され、都市化が一層進展するものと予想されている。

流域標高データ及び河川や流域区分データにより作成した地表面落水線を図-4に示す。

(2) 改良したモデルの検証

入力データ及びモデルパラメータの決定については、文献¹⁾と同じとした。解析では流域メッシュサイズを50m、時間刻みは、地表面や河道内の洪水追跡については10分、それ以外では1時間とした。

海老川八栄橋地点での10日間の時間流量の比較を図-5に示す。図-5により、地表面流れの計算がない場合の計算結果と比べると、今回の計算では洪水ピークが減少す

るとともに、洪水の遞減傾向もかなり変化し、観測結果とも良く合う結果となった。

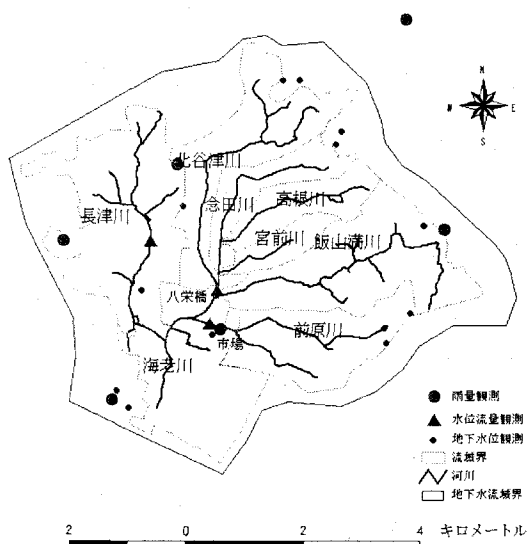


図-3 海老川流域

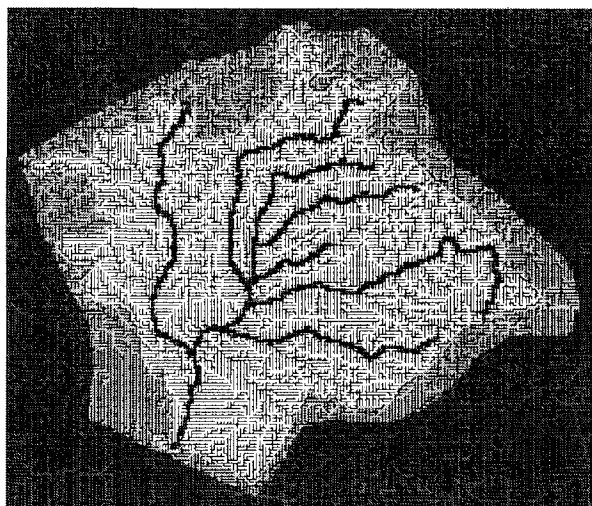


図-4 海老川流域の地表面落水線

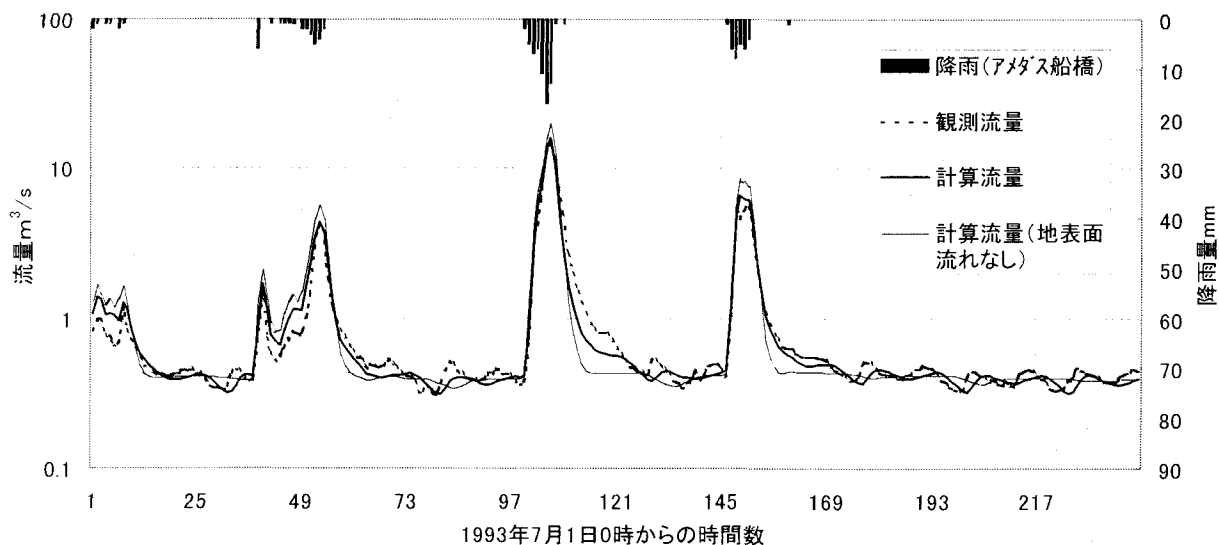


図-5 時間流量の比較(海老川八栄橋)

(3) 防災調節池の概要

海老川流域では、流出抑制の目的で、80年代に芝山、行田と金杉など三つの団地で防災調節池が作られ、近年も長津川調節池と海老川調節池が建設されている。本研究では芝山団地第一号防災調節池を計算対象にした。

芝山団地第一号防災調節池は宮前川（海老川支川、流域面積0.895 km^2 ）の上流に位置する（図-6）。調節池の集水面積が0.333 km^2 であり、その内の0.213 km^2 が芝山団地の敷地である。標高データにより作られた流域表面流の流下方向を図-7に、防災調節池流域の土地利用を図-8に示す。なお、浸透トレンチ設置の効果を計算するために用いた浸透トレンチの長さの分布を図-9（防災調節池流域）及び図-13（海老川全流域）に示す。これは、土地利用・地形・土壌・地質・地下水などの設置条件に適する場所すべてに設置すると仮定した結果である。詳細は文献1)と4)を参照されたい。

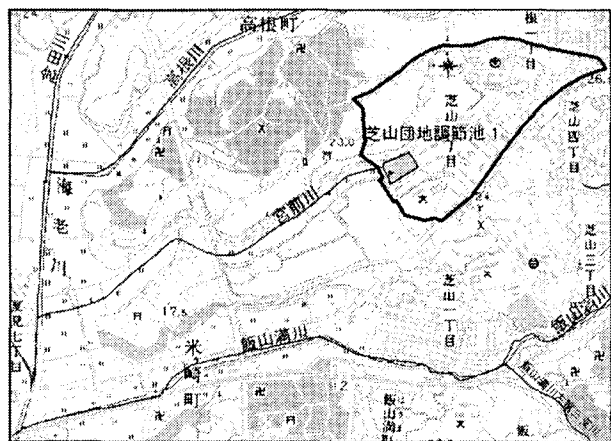


図-6 芝山団地防災調節池1の位置

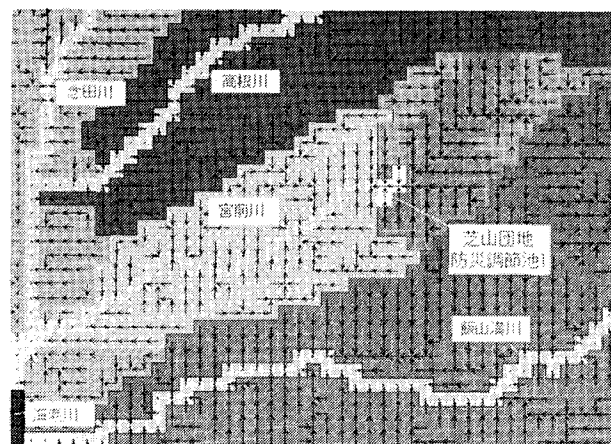


図-7 宮前川流域の落水線図

調節池の池床面積は 6560 m^2 （図-10a）、高水位HWL時の水面面積が9420 m^2 、堆砂容量 V_d が3200 m^3 、有効容量 V_e が26830 m^3 、有効貯水深が3.3m、計画放流量が0.47 m^3/sec である。また、貯水深 h ～水面面積 A 、貯水深 h ～貯水量 V の関係は以下のように求められる（図-10b）。

$$A = (l_0 + 2 \cdot \tan \alpha \cdot h)^2 \quad (7)$$

$$V = \frac{1}{6 \cdot \tan \alpha} [A^{3/2} - l_0^3] \quad (8)$$

図-10 bにおいて、 $l_0 = 80.994\text{m}$ 、 $H = 3.8\text{m}$ である。

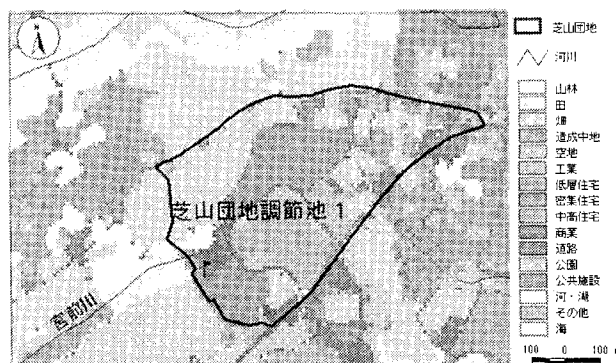


図-8 防災調節池流域の土地利用



図-9 防災調節池流域における想定した浸透トレンチ長さの分布(単位:m)

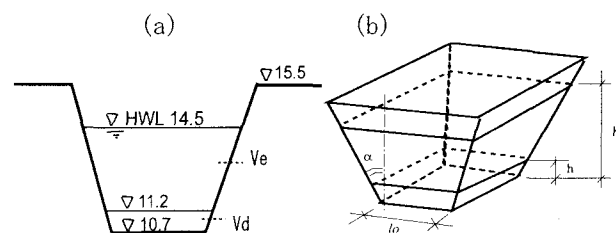


図-10 防災調節池の形状 (単位 : m)

(4) 防災調節池の流出抑制効果の評価

最大時間降雨50mm/hour（リターンピリオド8.3年）、24時間連続の中央集中型の計画降雨を用いて、芝山団地第一号防災調節池の4地点（調節池直後、宮前川下流端、海老川中流部の八栄橋と海老川河口）での流出抑制効果を試算した。また、防災調節池の有無と浸透施設の有無の組み合わせ4ケースを用いた。各地点における流量ハイドログラフを図-11に、洪水ピーク流量のカット効果を図-12に示す。図-12の(b)と(d)において、調節池あるいは浸透トレンチが設置された場合の各地点の洪水ピーク流量は対策なしの場合の洪水ピーク流量に対する比率で示されている。この比率と100の差はカットされた洪水ピーク流量のパーセンテージである。図-11と

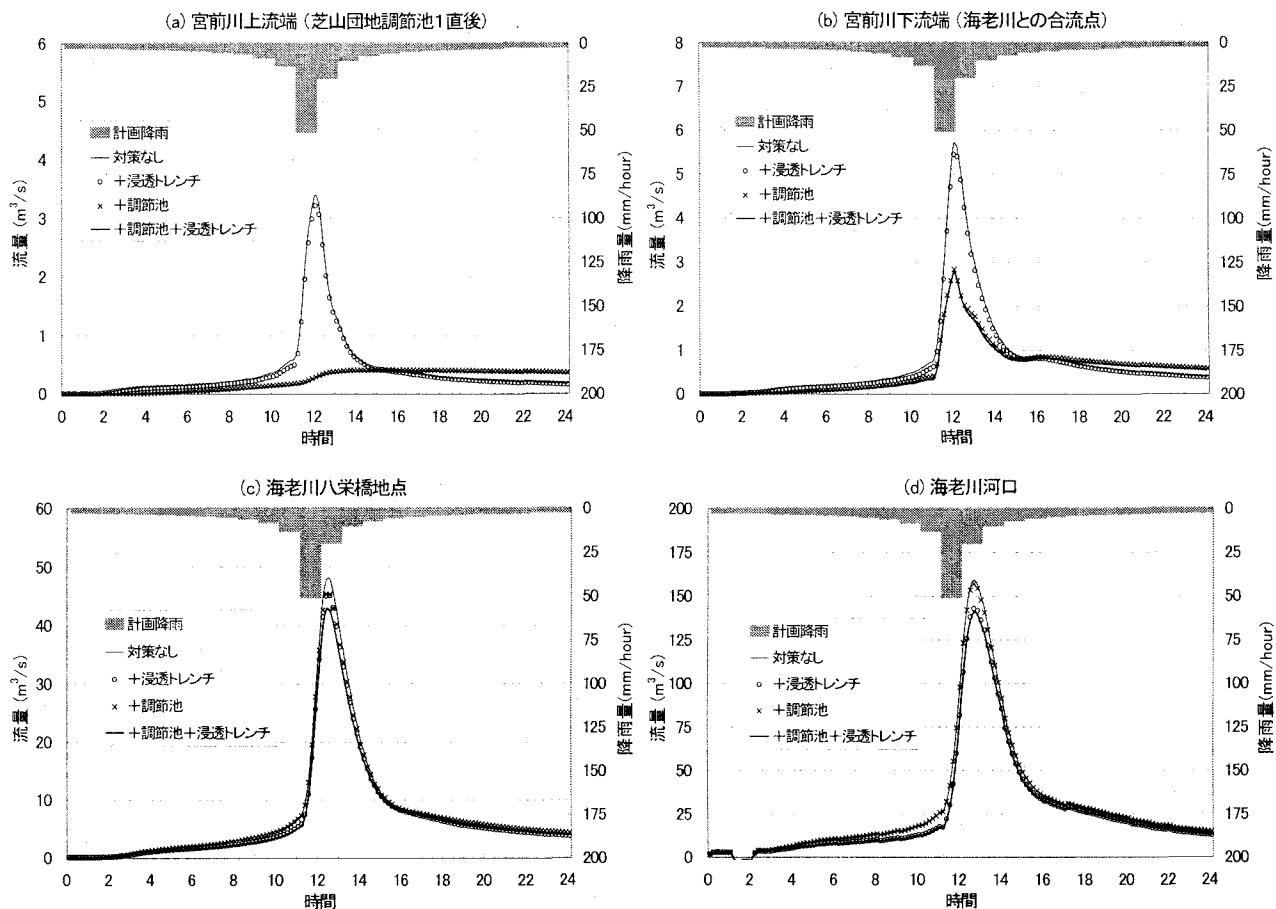


図-11 異なる地点での防災調節池と浸透トレンチの流出抑制効果の比較

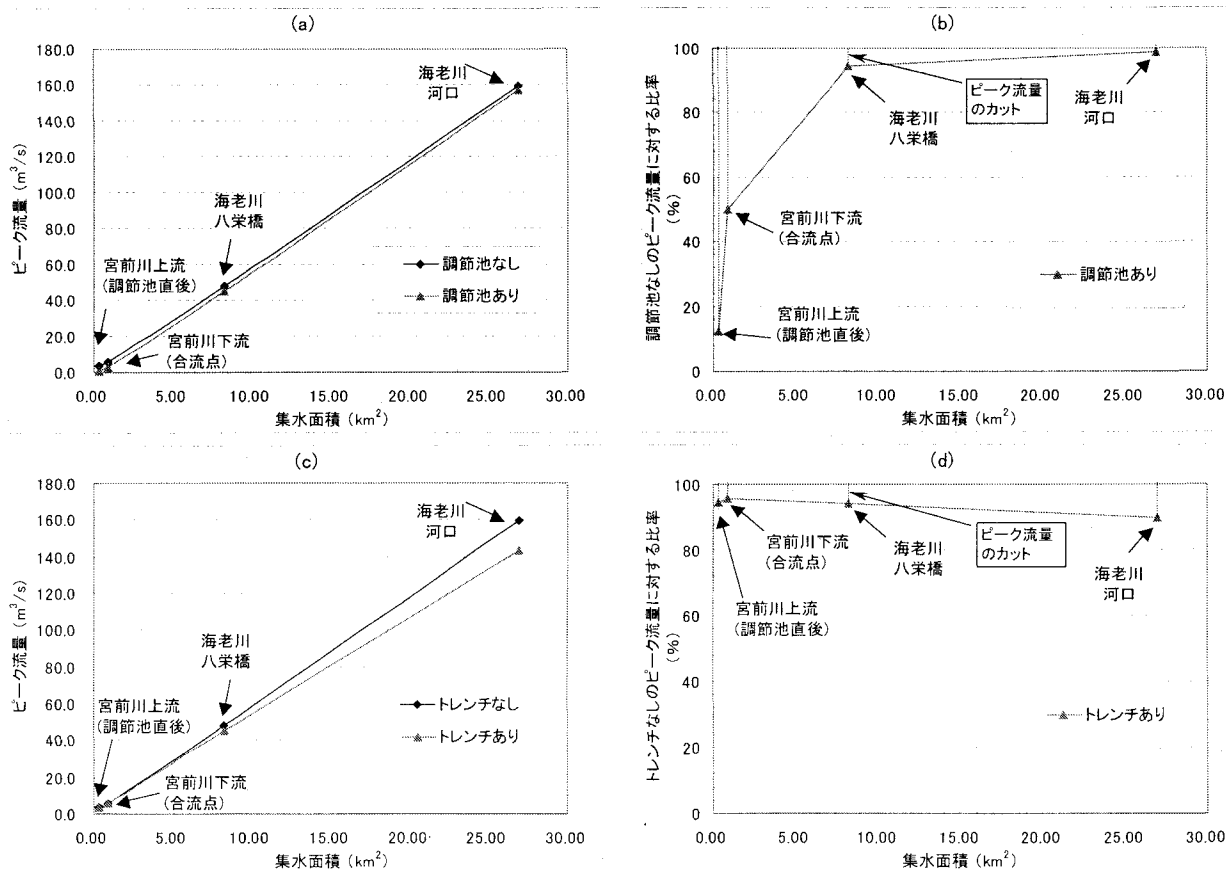


図-12 異なる地点でのピーク流量カット効果の比較

図-12により, 調節池直後で, 調節池の洪水抑制効果がとても大きい(ピーク流量カット88%)ことが分かる. それに対して, 浸透トレンチの設置できる場所は土壌・地質・地下水などの条件に制限されるので, 効果があまり著しくない. 下流に行くと, 本調節池の効果がだんだん小さくなり, 宮前川と海老川との合流点ではピークカット50%であるが, 海老川八栄橋(ピークカット5%)と海老川河口部(ピークカット1%)ではかなり小さくなる. 逆に, 屋根排水浸透トレンチは, 全流域内に面的に分布されているので(図-13), 調節池と比べると, 上流での効果が小さいが, 下流に行くとだんだん著しくなる. 従って, 防災調節池はローカルな効果の大きいに対して, 浸透トレンチは流域全体に対する効果が見られる. 都市河川流域での洪水流出抑制対策としては, 浸水の状況や河川整備の進み具合に応じて流出抑制施設を適切に組み合わせることが効果的である.

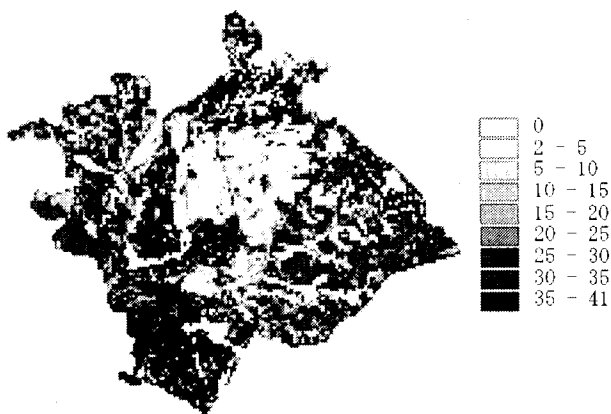


図-13 海老川全流域における
想定した浸透トレンチ長さの分布 (単位: m)

4. 結論

本研究では, 地表面流れの追跡と河道内流れの Dynamic wave 解析を WEP モデルに加え, 洪水時により正確な解析ができる分布型モデルを開発した. このモデルを用いて, 芝山団地第一号防災調節池の計画降雨下の洪水流出抑制効果を検討した. 検討結果により, 以下のことを明らかにした:

- 1) 防災調節池はローカルな洪水抑制効果が大きい. 但し, 下流に行くと, 防災調節池の効果がだんだん小さくなる.
- 2) 浸透トレンチは, 全流域内に面的に分布されているので, 防災調節池と比べると, 上流での効果が小さいが, 下流に行くとだんだん大きくなる.
- 3) 都市河川流域での洪水流出抑制対策としては, 浸水の状況や河川整備の進み具合に応じて流出抑制施設を適切に組み合わせることが効果的である.

謝辞 データを提供していただいた千葉県土木部,

都市基盤整備公団に深謝いたします.

参考文献

- 1) 賈仰文・倪广恒・河原能久・末次忠司: 都市河川流域の水循環解析と雨水浸透施設の効果の評価, 水工学論文集, 第44巻, pp.151-156, 2000.
- 2) 末次忠司・河原能久・賈仰文・倪广恒: 都市河川流域における水・熱循環の統合解析モデルの開発, 土木研究所資料, 第3713号72p., 2000.
- 3) 日本河川協会編: 防災調節池等技術基準[案] 一増補改訂版, 1988.
- 4) 雨水貯留浸透技術協会編: 雨水浸透施設技術指針[案] 一調査・計画編, 1998.
- 5) Jia, Y. and Tamai, N.: Integrated analysis of water and heat balances in Tokyo metropolis with a distributed model, 水文・水資源学会誌, 第11巻, 第2号, pp.150-163, 1998.
- 6) Jia, Y. and Tamai, N.: Modeling infiltration into a multi-layered soil during an unsteady rain, Ann. J. Hydraul. Eng., JSCE, Vol.41, pp.31-36, 1997.
- 7) Herath, S., Musiakke, K. and Hironaka, S.: Development and application of a GIS based distributed catchment model for urban areas, Proc. of 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, pp.1695-1700, 1996.
- 8) Herath, S., Musiakke, K. and Hironaka, S.: Field estimation of saturated conductivity using borehole test, influence of unsaturated flow and soil anisotropy, Ann. J. Hydraul. Eng., JSCE, vol. 36, pp.435-440, 1992.
- 9) Herath, S.: 都市域における雨水貯留浸透システムの設計, 雨水技術資料, pp.131-139, Vol.12, 1994.
- 10) 高橋彌・本多直紀・虫明功臣・弘中貞之: 都市河川海老川の上水道給水量を考慮した河川流量成分の分離について, 水文・水資源学会1995年研究発表会要旨集, pp.166-167, 1995.

(2000. 10. 2受付)