

低平地都市河川に排水するポンプ所の規模設定に関する一考察

名古屋大学大学院工学研究科

正会員 ○鷲見 哲也

名古屋大学大学院工学研究科

学生会員 千葉 晃史

名古屋大学大学院工学研究科

正会員 辻本 哲郎

1. 本研究の目的と想定治水モデル

低平地都市域では河川と内水排水ポンプ所が一つの治水システムを構成しているが、一般に安全度設定（対応降雨確率設定）は河川，ポンプ所の間で異なるが，その理由は量的に明示されていない．また内水氾濫から「守りきれぬ」規模だけでなく，「守りきれない」場合のリスクを考える必要がある．本研究では，2001年に破堤した庄内川水系新川（破堤前の内水氾濫も顕著であった）を参考とし，**図-1**の様に，河道とそこに排水するポンプ排水区，および河道上流の流出域による治水システムを想定した．この中でポンプ排水流量が河川流量に迫る低平地都市河川について，ある規模の降雨外力の下で，河道整備進捗とポンプ排水能力規模の組み合わせによる内水氾濫量の変化をみることで，ポンプ能力の計画規模と運転操作に関する議論を行う．

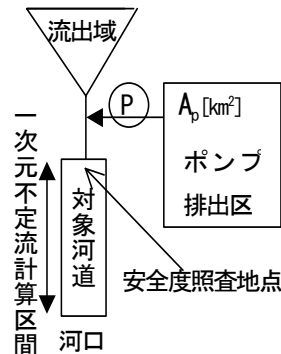


図-1. 治水モデル

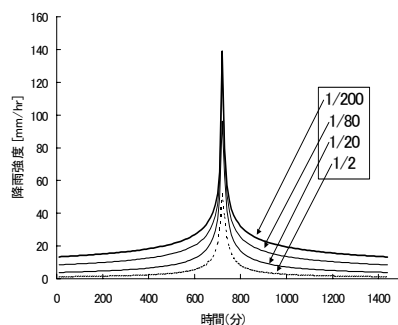


図-2. 中央集中型降雨強度曲線

2. 解析モデルの概要

(1)降雨外力は「久地野上流域平均雨量」¹⁾を基にした降雨強度式を利用して，継続時間によらず一定の確率降雨強度を表す中央集中型降雨波形を作成した（**図-2**）．それぞれの確率年に対応する降雨波形を流出域および排水区に与えた．以後，ポンプ設定規模は降雨強度式の1時間雨量の排水に対応する時の確率年で表す．

(2)流出域の設定については， f_l - R_{sa} 有効降雨モデルを採用し新川流域土地利用状況を参考に $f_l=0.6$ ， $R_{sa}=90\text{mm}$ ， $f_{sa}=0.95$ とし，一価非線形貯留関数による流出解析を行って河道の上流端流量を計算した．モデルパラメータは東海豪雨水害時流量を参考に $k=9.14$ ， $p=0.823$ ， $T_f=0.75\text{hr}$ 流域面積 $A=98\text{km}^2$ とした．

(3)ポンプ排水域については，排水面積 $A_p=12.4\text{km}^2$ とし，周囲を自然堤防帯などで締め切られた排水区を想定した．排水区の水収支式と**運転方式①**（完全停止型）でのポンプ排水流量を示す．

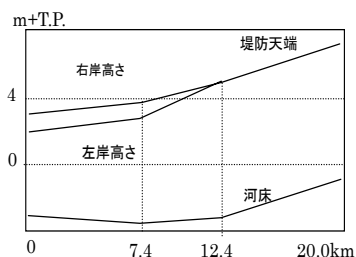


図-3. 河道縦断（現況①）

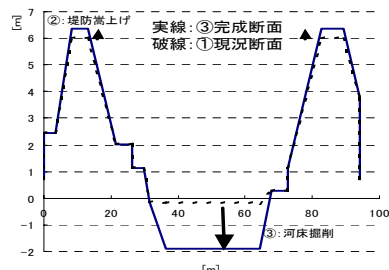


図-4. 河道断面と改修進捗

$$\frac{dV}{dt} = r_e A_p - Q_p \quad (1) \quad Q_p = \begin{cases} r_e A_p : V = 0, & Q_{pa} > r_e A_p \\ Q_{pa} : V > 0, & h_r < h_{rc} \\ 0 : V > 0, h_r = h_{rc} \text{ (停止操作)} \text{ or } h_r > h_{rs} \text{ (停止中)} \end{cases} \quad (2)$$

ここに， r_e :雨量（降雨損失0を仮定）， A_p :排水区面積， Q_p :ポンプ排出量， V :貯留量＝内水氾濫量， Q_{pa} :ポンプ排出能力， h_r :河川水位， h_{rc} :ポンプ停止水位（計画高水位）， h_{rs} :ポンプ運転再開水位である．運転方式①では，降雨強度が弱い間はフル稼働させて内水排水し，河川水位が計画高水位でポンプ排水を完全停止し，フル稼働再開してもその水位を超えない水位になってから再開する，というルールを仮定した．**運転方式②**（無段階調整）では，ポンプ排水流量が無段階調整できるものとし，危険水位を上回ってからも計画高水位ぎりぎりの水位をとるようにポンプから排水する運転を仮定する．後者は，河道の流下能力を最大限利用したポンプ運転を示す．

キーワード 都市河川，ポンプ所，降雨規模，治水安全度，内水氾濫

連絡先

〒464-8603 名古屋市千種区不老町 名古屋大学工学研究科地圏環境工学専攻 TEL 052-789-4628

(4)河道計算 河道標準断面は新川のものを参考とし、河道は 20km、排水区付近の河床勾配は 1/2700（縦断面図：図-3）、下流端は平均海水面とした。さらに整備進捗度は断面形のみで設定し、主に3段階として図-4のように①現況、②堤防嵩上げ、③さらに河床掘削（計画断面）のものを設定したが、②から③はさらに細かく設定した。計算によると、上流域流出流量の通水能力の確率年はそれぞれ 30、50 および 150 年である。ポンプ排水停止水位（計画高水位）は、天端より 1m 低いとした。また、上記(2)(3)の2つの流量時系列を上端に与え、一次元不定流解析により、安全度照査地点の水位変化を得た。洪水時の実際の対応では、河川がある危険水位に達した時には内水氾濫の程度にかかわらず排水を規制する（その殆どが完全停止する）ことになっている事が多く、外水氾濫回避のトレードオフとして内水氾濫が拡大する。

5.結果の考察

河川については、改修の進捗状況によって安全度が変化していくことが想定される。図-5（降雨規模 80 年、完全停止型運転の場合）で示すように、河道の流下能力が低い場合においては、ポンプの排水能力の最適値（内水氾濫量の極小値を与える規模、つまり、ある当該外力降雨と現況河道断面に対してそれ以上の排水能力が不要となる値）が存在することが確認できた。図-6 は降雨規模及び河道能力を 80 年、ポンプ能力を 5 年とした時の、ポンプ操作時の本川流量の成分構成（上図）と湛水量収支（下図）の時間変化であるが、この操作規則ではポンプ規模が大きいほど、ポンプ停止時間を伸ばさざるを得ず、それがこの傾向を生み出している。ポンプ排水の安全度をある程度に抑えて設定することが内水氾濫の抑制に繋がっている。その極小値部において河道の通水能力とポンプ排水能力を照らし合わせると、確率年の比較において前者は後者の数倍であり、河道の規模に対し排水区規模が大きい場合は、このような格差が必要であることが示唆された。一方、無段階制御可能な運転方式②においては、図-7（降雨規模 80 年、無段階制御運転の場合）のように、ポンプ規模の拡大によって最大湛水量は単調減少し、最大湛水量の値そのものも大幅に小さく抑えることができる。しかし、ポンプ規模確率 10 年以上ではその改善が見込めず、大規模に設定してもその投資効果が小さいことがわかる。このように、適切なポンプ規模が検討できる。

6 最後に

上記の検討は、最も単純化した複合治水システムの設定である。更に複雑なケースについても同様の検討を行い、内水氾濫リスクや、ポンプ規模設定の意味付けを明確にし、超過洪水時の被災リスクの概算や、計画時の規模設定の理論的裏付けを行う上での手法の一部への応用や、ポンプ運転規則の改善を行う上での基礎資料作りへの応用が考えられる。

参考文献

- 1). 愛知県氾濫シミュレーション技術検討会：新川の氾濫解析の課題と方策（降雨関連資料）、2002.
- 2). 愛知県河川堤防緊急強化検討会：同検討会報告書、2000.

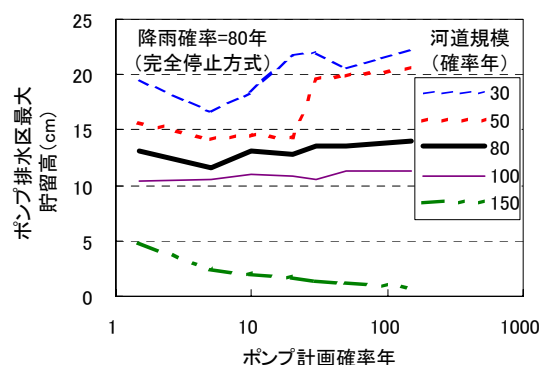


図-6. 内水氾濫量とポンプ規模
（運転方式①完全停止）

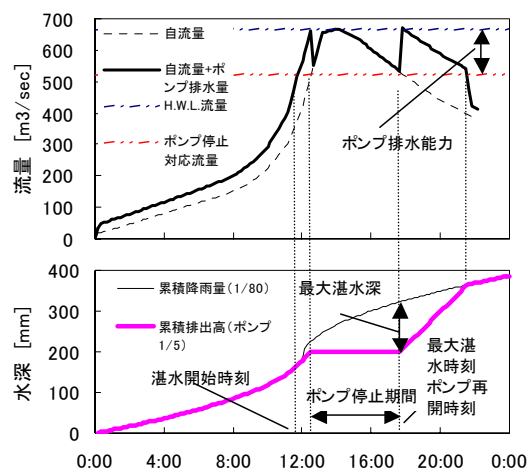


図-7. 運転方式①（完全停止）での制御例
（上図：流量，下図：累加降雨量・排水量曲線）

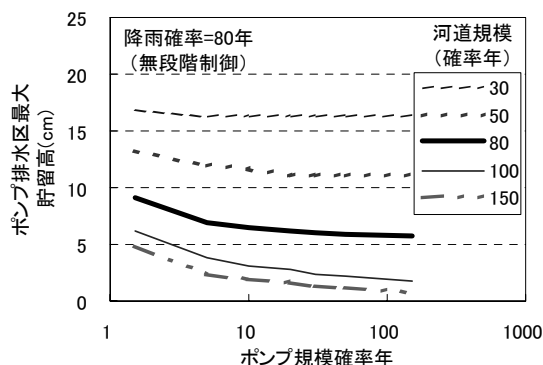


図-8. 内水氾濫量とポンプ規模
（運転方式②無段階制御）