内水排除に関する一計算

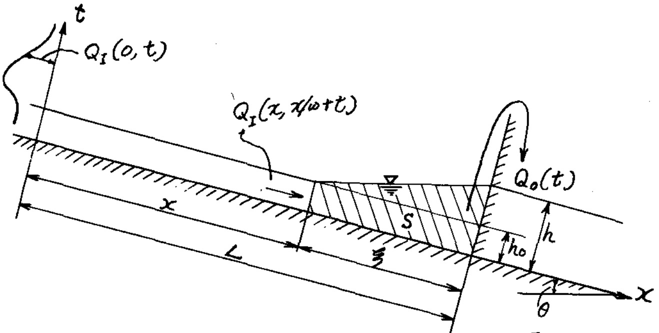
神戸大学　正員　　松梨順三郎

近年急激な人口の都市集中により，旧市街近郊の急激な都市化現象がおこっている。それにともない，上下水道，工業用水，電力用水など，都市としての基幹施設の拡充とともに大気汚染，水汚染，交通問題，旧市街低地域の浸水など，いわゆる公害の問題はとみにその重要性をましてきている。ここではとくに都市低地帯の浸水の問題をとりあげ，大阪市，尼崎市，西宮市，神戸市などの現状に関連して，二三の問題点を指摘するとともに，将来ビジョンの一つの方向を提案し，それにかかわる基本的数学モデルについて，その大要を報告する。

これらの都市では一般に合流法による排水方式がとられ，部分的には分流式が採用されている。そして排水路のスケールの決定には，いわゆる合理法が適用され，流出係数，降雨強度，排水面積などの関係量は，施設の施行時点で最も合理的に評価せられ，一般にその耐用年限は40～50年と考えられており，降雨強度は3～5年に一度の確率年をとっているのが普通である。近年旧排水域周辺の都市化現象は非常に急激なテンポで進みつつある。したがって旧排水域の排水機能を合理的に維持するためには，その境界域における流入条件の変化に十分の注意がはらわれなければならない。つぎに降雨強度について，上出のように設計上からは，3～5年に一度の浸水はあらかじめ予定されていることになる。都市全域にわたる施設として，その施行の時点では，コストの関係で，従来の慣行にならって，確率年を3～5年にしたとしても，合理的設計としては，3～5年に一度の割合で起ると予想される事態に対して対処しうる技術上の工夫がなければならない。

一方尼崎市，西宮市，神戸市の低地域，すなわち海岸地域は，従来深層地下水の吸みあげにともなう地盤沈下が急速に進み，それを防止する施策として，地下水吸みあげ規制，表流水による工業用水道の開発がなされた。そしてその沈下速度を低減することに一応の成果をえているわけであるが，このことは一方において，内水排除，外水の浸入防止の面でのあらたな問題，すなわち，海岸に沿う防波護岸のかさあげ，流入河川の締切による内水排除などの問題を提起している。後者の場合，河口附近にポンプ場を設けるわけであるが，その最適位置の選定，流入してきた塵芥の処理方法に関連して，アプローチ水槽のスケール，ポンプの能力，運転方式を決定しなければならない。ポンプ場の機能が合理的に作動したとしても，一般にその河川の上流地域の水路およびそれにつらなる排水管のオーバーフローが起るのが現状である。従来の都市低地域における浸水災害の多くはこの現象に類するものと考えられる。これは主排水路における洪水そ通能力の不足によるものであり，上流部の貯留となってあらわれる。このそ通能力の増大については，水路幅の拡大，河床勾配の増大，ポンプ能力の増大による水面勾配の増大などが考えられる。前二者による方法は一般に多額の費用を必要とし，技術的にも困難であるのが普通である。つぎに下流端ポンプ能力の増大による方法は，主排水路における水位低下，水面勾配の増大となって，

若干の洪水疎通能力を増大することが期待できるわけであるが，根本的解決にはなりえず，下流端ポンプ場とかなりはなれた上流部の浸水を防止できない場合が多い。このことは一つのポンプ場はそのポイントに固有である有効排水域によって定義ずけられることを意味する。したがってそのポンプ場の有効排水域の境界には，さらに一つのポンプ場の建設が必要になってくる。このような考察から，都市の全排水域は個々のポンプ場をもつ要素有効排水域の集合であり，おのおののポンプ場は別個の管路によるポンプ輸送網によってつながっていなくてはならない。このような都市排水の将来ビジョンにたって，問題を単純化し，一つの下流端ポンプ場をもつ一つの排水系を考える。そして，上流断面における流入特性，下流断面におけるポンプ排水特性を与えて，水路内の水位の変動特性を計算することにより，そのポンプ場の有効排水延長を決定する。図はこの場合の主排水路の数学モデルを示す。



$J = \sin\theta \fallingdotseq \tan\theta$

上流端流入量$Q_I(0,t)$，下流端ポンプ排水流量$Q_o(t)$を与えて水路内水面形を計算するわけであるが，ここでは近似解をうるため，排水路を一つの貯水池と考え，図のように貯水池水面は水平を保ったまま昇降するとみなす。貯水池容量をSとすると，Sおよび連続の式はつぎのようになる。

$$S=\frac{B}{2J}(h^2-h_0^2) \qquad (1), \qquad Q_I(x, x/\omega+t)-Q_o=\frac{dS}{dt} \qquad (2)$$

ただし，Bは水路幅，hは下流端水深，h_0は貯水池上流端における水深，Jは水路勾配，ωは洪水波の伝播速度で，$Q_I(0,t)$のピーク時における平均流速をVとすると，$1.67V$で与えられるものとする．また洪水波の伝播にともなう減衰および変形を無視する。簡単のために$Q_I(x, x/\omega+t)$をQ_Iで表わすと，$h_0^2=(nQ_I/BI^{1/2})^{6/5}$ (3) となり，(3)式を(1)式に代入するとともに，その微分をとると，

$$\Delta S=a\left(2h\Delta h-\frac{6}{5}bQ_I^{1/5}\Delta Q_I\right), \quad a=\frac{B}{2J}, \quad b=\left(\frac{n}{BI^{1/2}}\right)^{6/5} \qquad (4)$$

(2)式の差分方程式に(4)式を代入して，Δhで解くと，つぎの関係式をうる。

$$\Delta h=\frac{1}{4ah_1}\left\{(Q_{I1}+Q_{I2})-(Q_{o1}+Q_{o2})\right\}\Delta t+\frac{6}{10}\frac{bQ_{I1}^{1/5}}{h_1}(Q_{I2}-Q_{I1}) \qquad (5)$$

$$\Delta\xi=\frac{1}{J}\left\{\Delta h-\frac{3}{5}\frac{b^{1/2}}{Q_{I1}^{2/5}}(Q_{I2}-Q_{I1})\right\} \qquad (6)$$

ただし，$h=h_1(=h_0)$，$Q_I=Q_{I1}$，$\Delta Q_I=Q_{I2}-Q_{I1}$，$\xi=\xi_1(=0)$，nはManningの粗度係数とする．(5)式によってΔhが計算されると，(6)式よりΔξが計算され，Δt後のh_2，およびξ_2はそれぞれ，$h_2=h_1+\Delta h$，$\xi_2=\xi_1+\Delta\xi$で与えられる。結果は講演会で発表する。