【土木学会論文集　第369号／II-5　1986年5月】

標準等危険度線による都市河川の治水安全度評価

FLOOD RISK EVALUATION IN URBAN RIVERS BY MEANS OF STANDARD EQUI-RISK LINES

室田　明*・江藤剛治**・中西祐啓***

By Akira MUROTA, Takeharu ETOH and Masanori NAKANISHI

The authors have presented the equi-risk line theory for storage facilities with the constant release rule. It is extended to be applicable to those with the following general storage-release relation : $q=az'^p$, where q is the release discharge, and z' the volume of stored water. The release rule is characterized by the value of p. The shape parameter of the equi-risk line is expressed in terms of p.

A standard equi-risk line for urban flood control systems is proposed, which can be applicable in common within a basin to calculate the necessary and sufficient capacities of any kind of flood control facilities, regardless of their location.

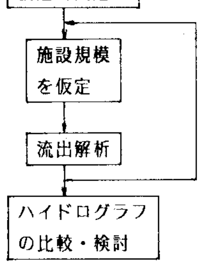
1. 序　　論

治水計画において最終的に知りたいことは，これから築造しようとする治水施設の規模と，流域の治水安全度との関係である．河道・ポンプ等の排水型治水施設のみにより治水を行う場合には，所与の治水安全度に対応するピーク流量を求めれば，これがそのまま必要な施設容量（疎通能）となる．ダム・遊水地のような貯留施設を併用する場合には，治水安全度と，排水容量および貯留容量の3者の関係を知る必要がある．この場合は降雨パターンにより得られる結果が変わるので，より面倒な検討が必要となる．そのための標準的な方法を図ー1に示す．すなわち降雨波形を固定し，施設規模を種々変えて流出シミュレーションを行い，得られるハイドログラフを比較することにより，施設規模と治水効果の関係を総合的に把握する．しかしこの方法には次のような問題点がある．

① 降雨波形としては，ピークはそれほど大きくないが継続時間の長いもの，逆に短時間に集中して降る強い雨など，無数の波形が考えられる．よってどのような降雨波形を仮定しても，それを固定する限り，常にその仮定の妥当性が問われることになる．

② 各流域，治水施設に対して，個々に，かなり面倒なシミュレーションを繰り返して初めて施設規模と治水安全度の関係を知ることができる．これらの関係をもっと一般的かつコンパクトな形に整理しておくことはできないのか．これが可能であると，詳細なシミュレーションを行う前に，各施設の治水効果の概要を，容易に把握することができる．

このような問題点を解決するための最も自然な方法は次のような方法である．まず降雨波形にはさまざまのパ



図ー1　通常の治水施設規模と治水安全度の評価法

* 正会員　工博　大阪大学教授　工学部土木工学科
（〒565　吹田市山田丘2-1）
** 正会員　工博　近畿大学教授　理工学部土木工学科
（〒577　東大阪市小若江3-4-1）
*** 正会員　工修　近畿大学助手　理工学部土木工学科（同上）

ターンがあることを素直に認める．当然途中の理論解析は複雑になるが，最終的に必要になる，貯留容量・排水容量・治水安全度の関係については一般的かつすっきりした形にまとめて表示する．

著者らはこのような方針で，できるだけ厳密な理論解析により，与えられた治水安全度を確保するために必要な貯留容量と排水容量の関係を表わす方程式を導いた．これを等危険度線の式とよぶことにした．またこれをきわめて簡単な式で近似することができた[1),3)]．その後等危険度線の理論を実際の都市河川の治水計画に適用し，その有効性を示すと同時に，実用上の問題点とその解決策，より有効に利用するための2～3の工夫等を示した[3)~7)]．本論文では，これら等危険度線の理論の実用化に関する一連の研究成果をまとめて報告する．

ただし本論文では貯留施設下流に残流域がない場合を考える．

主な問題点，工夫した点は次のａ)～ｃ)の３点である．

ａ）　標準等危険度線

実務において，各治水施設の計画の都度，あるいは防御地点ごとに等危険度線を描くことは面倒な場合がある．特に都市河川においては，比較的小さな流域内に多くの治水施設と多くの洪水防御地点がある．よって１流域について時間雨量に対する等危険度線の式を１つだけ求めておき，これに適当な係数を乗じて任意の地点の治水効果の評価，施設規模の決定に利用することができればその実際的な意義はきわめて大きい．よって時間雨量資料をもとにして描いた等危険度線を，その流域の「標準等危険度線」とよぶことにする．本論文の１つの目的は，標準等危険度線を描くための手法，その実用性等を示すことである．

ｂ）　一般的な自然調節方式に対する適用

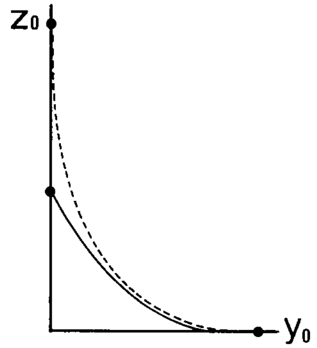
文献1)～4）で示したのは，一定量放流方式に対する等危険度線の理論である．一般的な自然調節型貯留施設の，貯留量 z' と放流量 q の関係は次の貯留関数で表わされる．

$$q=az'^{p} \qquad (1)$$

ここに a，p は定数で，調節方式は p の値で代表される．たとえば，一定量放流，線形貯水池，全量カット方式は，それぞれ $p=0, 1, \infty$（文献5）の図－1，**補遺3**参照）．また，鉛直壁をもつ孔開き型防災調節池では，放流流速あるいは流量は，貯留水深あるいは貯留量の1/2乗に比例するので，$p=0.5$．適当に遅れ時間等を考慮すると，流域内の自然貯留や，下水管路網内の貯留効果等も式(１)で表わされることはよく知られている．

このような一般的な自然調節型貯留施設に対しても等危険度線の理論が適用できるようにする．

ｃ）　大きな総雨量の取り扱い



図－2　実測時間雨量資料を用いて描いた等危険度線の概形（破線）と理論的に予測された概形（実線，式(２)）の違い．z_0，y_0 は貯留容量，排水容量．

実測時間雨量を用いて描いた等危険度線は，図－2に概念的に示すように，排水容量が小さくなると，理論的に予想されるよりもはるかに急な勾配で立ち上がる．その理由は以下の２点であることがわかった．

① 一連の強い降雨の前後に，かなりな時間弱い雨が続く場合が多い．しかもこの弱い雨の合計が総雨量に占める割合は小さくない．等危険度線の式を導くにあたって，三角形降雨波形を仮定しているが（**補遺1**参照)，実際の降雨波形は，前後の弱い雨のために三角形よりもより長く裾を引いた形となる．

② 実績最大総雨量は，ガンベル分布などを用いて推定される値よりも，はるかに大きいことが多い．

最初の問題を回避するために，次のような工夫をした．治水計画上問題にならないような小さな雨は，ひとまず０とみなし，等危険度線の理論をあてはめる．必要ならそののち，得られた等危険度線の式を補正する．

後者の問題を解決するために，新たに総雨量の最大値分布の式を導いた[8)]．

以上，ａ)～ｃ）に述べた諸点の詳細について，次章で逐一説明する．

用いた資料は大阪管区気象台観測の1900～1983年６～10月の時間雨量資料である．

2.　理論および手法の概要

(１)　等危険度線の式

等危険度線は一定の治水安全度を確保するに必要な排水容量 y_0 と貯留容量 z_0 の関係を表わす曲線である．等危険度線の式は近似的に次のように表わされる[1),3)]．

$$\frac{z_0}{z_0^u}=\left(\frac{y_0^u-y_0}{y_0^u}\right)^s \qquad (2)$$

この式は３個のパラメーター（y_0^u，z_0^u，s）を含む．

y_0^u，z_0^u は所与の治水安全度に対応する確率ピーク流量，総流量で，通常の１変数統計解析により，容易に求

まる．

s の値は対象とする地点・水文量を指定すれば，貯留施設の水理構造のみによって定まる[5]．すなわち，

$$s=s_\infty+(s_0-s_\infty)\mathrm{e}^{-\sqrt{p}} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに，p は式(1)で表わされる貯留関数の指数である．また s_0 は p が0のとき，すなわち一定量放流方式に対する s の値，s_∞ は p が ∞ のとき，すなわち全量カット方式に対する s の値である．現在のところ次の値が得られている（補遺2参照）[3),5)]．

洪水継続時間とピーク流量が独立のとき，

$$s_0=3,\quad s_\infty=0.7 \quad \cdots\cdots(4)$$

洪水継続時間とピーク流量が線形従属のとき，

$$s_0=2,\quad s_\infty=0.4 \quad \cdots\cdots(5)$$

（2） 標準等危険度線の提案

都市河川における洪水到達時間は数10分ないし2〜3時間である．また流出率は流出の全期間を通じて不浸透面積率にほぼ等しい．よって時間単位でみれば，ハイエトグラフとハイドログラフの相似性は高い．したがって，式(2)の s の値は地点にかかわらずほぼ一定となり，時間雨量ハイエトグラフのそれにほぼ等しいと考えられる．以上が標準等危険度線を提案する根拠である．

一方，ハイエトグラフについては継続時間とピーク値の間の相関性は低い．相関係数で0〜0.5程度である[1)]．よって標準等危険度線の s の値は，式(3)，(4)で計算される値に近いと予想される．よって以後は $s_0=3$，$s_\infty=0.7$ を仮定することにする（補遺2参照）．

標準等危険度線においては，排水容量 y_0 と貯留容量 z_0，およびその上限値 y_0^u，z_0^u は雨量単位で表わされる．雨量換算施設容量には添字 r を付けることにする．雨量換算貯留容量 z_{or}(mm 単位)，排水容量 y_{or}(mm/h 単位）と，もとの容量 z_0(m^3 単位)，y_0(m^3/s 単位）の関係は次式で表わされる．

$$y_0=c_y y_{or},\quad c_y=\frac{1}{3.6}f_p A\, i_s \quad \cdots\cdots(6)$$

$$z_0=c_z z_{or},\quad c_z=1\,000 f A \quad \cdots\cdots(7)$$

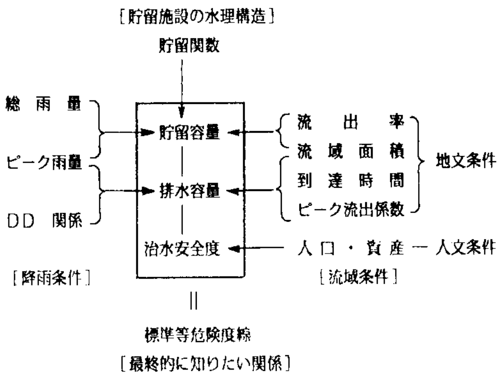
式(6)は合理式である．式(7)は雨量に流出係数を乗じたものを，貯留量に換算したものである．ここに，A は流域面積(km^2)，f は流出率，f_p はピーク流出係数，i_s はDD関係から決まる補正係数．たとえば洪水到達時間が短いほど設計降雨強度は大きく取る必要がある．洪水到達時間がちょうど1時間のとき $i_s=1$ であり，1時間より短いとき i_s は1以上，大きいとき1以下の値となる．

y_0^u，z_0^u も，式(6)，(7)で雨量単位に変換することができる．

標準等危険度線（雨の等危険度線）を作るには，一雨降雨について，ピーク雨量と総雨量の確率分布が個別に求められていればよい．これより所与の治水安全度（洪水の再現期間）に対する y_{or}^u，z_{or}^u の値が求まる．このとき標準等危険度線の式は次式で表わされる．

$$\frac{z_{or}}{z_{or}^u}=\left(\frac{y_{or}^u-y_{or}}{y_{or}^u}\right)^s \quad \cdots\cdots(8)$$

あとは貯留施設の水理構造から p の値が，これを式(3)に入れると s の値が求まる．式(8)より雨量単位で表わされた施設容量 y_{or}，z_{or} が求まり，これらを式(6)，(7)に入れると排水容量 y_0，貯留容量 z_0 が求まる．



図−3 標準等危険度線の概念的説明図

標準等危険度線の考え方を簡単に図示したものが図−3である．降雨特性のうち，治水計画に強く影響する性質は，ピーク雨量，降雨継続時間（補遺1参照）．およびDD関係に集約されていると考えている．同様に流出特性は流域面積，流出率，ピーク流出係数，洪水到達時間に，貯留施設の水理構造は貯留関数の指数 p に集約されていると考えている．よって流域の人文条件から達成すべき安全度のレベルが与えられるとき，上記の諸条件をすべて考慮したうえで，治水安全度と排水施設・貯留施設の規模の3者の関係を端的に表示したものが標準等危険度線ということになる．

（3） 総雨量の確率評価[8)]

実測一雨総雨量，日雨量等の年最大値系列にガンベル分布を当てはめ，たとえば，100年確率雨量を求めるとする．100年近い観測資料がある地点では，ほとんどの地点ですでにこれを上回る雨が降っている．その多くは数100〜数1 000年確率値と評価される．このような不合理を解決するために，著者らは新たに，総雨量の年最大値の確率分布の式を導いた．これを平方根指数型最大値分布とよぶことにした．この分布関数はガンベル分布の分布関数と同程度に簡便な式で表わされるが，ガンベル分布よりもはるかに長く裾を引く．すなわちガンベル分布から予想されるよりもはるかに大きい雨が降る可能性を示唆している．また現段階では，総雨量，日雨量等の年最大値の確率分布としては，平方根指数型最大値分

布が最ももっともらしい分布型であることを示した．

いろいろな時間単位の年最大雨量について検討すると，10分～1時間雨量にはガンベル分布が，2～48時間雨量に対しては平方根指数型最大値分布がよく適合した．

以上より，総雨量の確率評価には平方根指数型最大値分布を，ピーク時間雨量の確率評価にはガンベル分布を用いることにする．

（4） 小雨量の取り扱い

一連の強い降雨の前後に引きつづく弱い雨を除くために，ある閾値 y_B 以下の小さい雨を無視して統計解析を行う．得られた等危険度線では，その分だけ排水容量が過少評価されていることになる．よって得られた等危険度線の排水容量に y_B を加える．このためには等危険度線を y_0 方向に y_B だけ平行移動すればよい．

あとは閾値 y_B の選び方を決めればよい．安全度評価にあまり影響を及ぼさないように，次の基準で決めることにする．

「洪水到達時間内の平均降雨強度を確率評価し，その計画規模相当値の5％とする」．

都市河川では，到達時間は1時間程度である．計画規模は10年確率規模程度である．よってここでは y_B として，10年確率時間雨量の5％を用いる．この値は大阪では，正時間時間雨量で2.47 mm/h となった．

（5） 一雨降雨の定義

便宜的に，ある時間無降雨が続けば，別の一雨とみなす場合が多い．この場合無降雨継続時間をどの程度にすればよいか検討する必要がある．本論文では次のようにして一雨を定義した．

① y_B 以上の雨を有効降雨とみなす．

② そのうえで，無降雨継続時間が12時間より大きくなったときに別々の一雨とみなす．

これにはあまりはっきりした根拠はない．12時間というのは次のような点を考慮して決めた1つの目安である．

y_B 以上の雨を有効降雨とみなし，無降雨継続時間を3，6，12，24時間として一雨をピック・アップする．総量をそれぞれ z_3，z_6，z_{12}，z_{24} と書くことにする．

① z_6，z_{24} の値と z_{12} とはあまり変わらない．よって降雨強度の小さいところを無視すれば，一雨を分別するための無降雨継続時間をどの程度にとるかということは，解析結果にあまり鋭敏には反映しない[7]．

② z_{12} と，y_B を考慮したときの24時間雨量とはほぼ一致する[7]．一方24時間雨量は河川計画の基本量となることが多い．よって，z_{12} は河川計画の基本量にもおおむね対応しているといえる．

③ 下水道計画では無降雨継続時間が3時間続けば別の雨とみなすようである[9]．y_B を考慮しない場合についてこの基準で一雨降雨を選び，そのうちピーク雨量が y_B を超えるものの個数を調べると2 142個となった．一方 y_B 以上の時間雨量について z_{12} を選ぶとその個数は2 144個となった．両者の個数は偶然にもほとんど完全に一致している．よって，z_{12} は下水道計画における一雨降雨の定義とも対応しているといえる．

（6） 正時間雨量と任意時間雨量

1時間降雨資料は1時間の平均的な降雨量を表わしている．正時間での1時間雨量のピーク値と任意時間で最大となる1時間雨量（以後60分雨量とよぶ）では，任意時間の方が大きくなる．時間雨量資料は普通正時間の時間雨量であるから，これを60分ピーク雨量に換算する方法を考えねばならない．

以上よりまず，1時間ピーク雨量と60分ピーク雨量との平均的な比率（以後 c_1 で表示する）を求めておく．ピークを評価するとき，1時間雨量資料を使って求めた確率雨量にこの係数 c_1 を乗じて実際のピーク雨量に変換することにする．すなわち，等危険度線図上では，ピーク雨量の軸である y_{or} 軸をこの係数分だけ引き伸ばすことになる．

表－1 に年最大60分雨量資料と正時間の1時間雨量資料との比率を示している．用いた資料は大阪管区気象台1933～1967年の年最大値系列の上位5位までの資料である．実際に比を求めると，c_1 は1.138となった．すなわち60分ピーク雨量は正時間ピーク雨量よりも約14％大きくなった．当然値自身については検討の余地があるが本論文では一応この値を使うことにする．

表中には2～6時間年最大雨量と120～360分年最大雨量との比も併記している．時間が長くなれば係数は1に近づく．

「閾値 y_B を設定し」，「正時間雨量資料を用いて」作った標準等危険度線を，この2点を考慮して補正するには次のような式を用いればよい．

与えられた生起頻度に対応するピーク雨量，総雨量を求める．これが y^u_{or}，z^u_{or} である．これを次のように補正する．

$$y^{u\prime}_{or} = c_1(y^u_{or} + y_B) \cdots\cdots (9)$$

表－1 正時間ピーク雨量と任意時間ピーク雨量の比

	係数
60 分／1 時間	1.138
120 分／2 時間	1.031
180 分／3 時間	1.011
360 分／6 時間	1.000

$$z_{or}^{u}{}'=z_{or}^{u}\left(\frac{y_{or}^{u}+y_{B}}{y_{or}^{u}}\right)^{3}\cdots\cdots(10)$$

$y_{or}^{u}{}'$，$z_{or}^{u}{}'$ を新たに y_{or}^{u}，z_{or}^{u} と書くことにすると，これらが補正された値となる．

（7） ま と め

以上まとめると，標準等危険度線は次のような手順で描けばよいことになる．

① 1時間雨量の年最大値をピック・アップし，年最大値系列を作る．

② ガンベル分布をあてはめ，$T=10$ の確率雨量を求め，その5％を y_B とする．

③ 1時間雨量資料のすべてから y_B を差し引き，正の数値として残ったものを1時間雨量資料とする．

④ 年最大時間雨量系列を作り，これにガンベル分布を当てはめて，与えられた安全度（超過確率）に対応する y_{or}^{u} を求める．普通はいくつかの超過確率値に対して y_{or}^{u} を求めておく．

⑤ 12時間以上無降雨が続けば別の一雨とみなし，一雨総雨量を求め，その年最大値系列を作る．これに平方根指数型最大値分布をあてはめ，z_{or}^{u} を求める．

⑥ 式(9)，(10)により y_{or}^{u}，z_{or}^{u} を補正する．

⑦ 貯留施設の構造より p の値を決め，式(3)，(4)より s を求める．

⑧ 式(8)より標準等危険度線図を描く．

前もっていくつかの代表的な p の値に対して標準等危険度線図を描いておけばなお便利である．

3. 妥当性の検証

（1） 検討・注意事項

標準等危険度線の考え方が妥当であることを示す必要がある．またこれは当然著者以外の研究者による追試を受ける必要がある．本章ではその場合の検討の方針，およびこれに関係するいくつかの注意事項を示す．よって本章に述べる事項は，普通に標準等危険度線を描き，利用する場合には全く無関係である．主として等危険度線の具体的な利用法にのみ興味のある読者は，本章を読む必要はない．

標準等危険度線の式(8)の3パラメーターのうち，y_{or}^{u}，z_{or}^{u} はピーク時間雨量，総雨量の確率評価により求まる．よって，仮に式(8)の関数形を採用するとすれば，妥当性を検証する必要があるのは s の値のみである．実測値を適当に統計処理して得られる s の値と，式(3)，(4)から得られる値とを比較すればよい．

そのほか，流出率・ピーク流出係数一定の仮定，補正係数 i_s 一定の仮定などについて検討する必要がある．このうち前者については，おおむね定説となっているので，ここでは検討しない．

よって主として検討を必要とするのは次の5点である．

① ピーク時間雨量，総雨量の確率評価手法の妥当性

② 式(8)の関数形の妥当性

③ 標準（雨の）等危険度線の s の値と式(3)，(4)から得られる値の比較

④ 都市河川においては，雨の等危険度線と流量の等危険度線が相似となるか（s の値が等しくなるか）

⑤ i_s の関数形および一定の仮定

第1の項目については，本論文の姉妹論文[8]で詳細に検討している．よってこの点については本論文では触れない．

第2，3の項目の検討方法について少し具体的に説明する．前章で述べた方法で等危険度線を描くには，実測値から，各等危険度線の両端の点(y_{or}^{u}，0)，(0，z_{or}^{u})を決めさえすればよい．この間の曲線は s の値に応じて，0.7～3次のパラボラで結ぶ．この曲線の妥当性を調べるには，実測降雨資料を用いて，直接等危険度線を描き，これを式(8)と比較すればよい．例として，一定量放流の場合に直接等危険度線を描く方法を簡単に説明する．

y_{or} を仮定し，各一雨について，それ以上の雨量の総量 z' を求めれば，これが貯めるべき雨量となる．この量が貯留容量を超えれば治水に失敗したことになる．よってすべての一雨について z' を求め，これを確率評価して，与えられた安全度に対応する z' の値を求めれば，これが z_{or} となる．このとき雨量換算排水容量が y_{or} で，貯留容量が z_{or} の治水システムは，初めに仮定した安全度をもつ．これにより，ある安全度に対する等危険度線上の点(y_{or}，z_{or})が1点求まる．以下 y_{or} を変えて計算を繰り返せば，この安全度に対する等危険度線に対応する，いくつかの点が求まる．これを式(3)，(4)および(8)を使って描いた等危険度線と比較する．以上の手順の中で，z' 等がどのような確率分布に従うのかわからない．よって以下ではこの点についても検討する．

一定量放流方式以外の調節方式に対して，雨量あるいは流量資料から直接等危険度線を描く方法については文献7)に述べている．

以下，上に述べた項目のおのおのについて注意事項，検討結果等を示す．

（2） 確率評価における注意事項

大阪の雨について，z' の年最大値系列にガンベル分布と平方根指数型最大値分布をあてはめると，ほとんどの場合について平方根指数型最大値分布の方が尤度が高くなった．よって z' の確率評価には，平方根指数型最

大値分布を用いる．

y_{or} が大きくなるとき，その年の年最大ピーク雨量が y_{or} を超えない年がでてくる．この場合，その年の z' はすべて0となる．すなわち年最大貯留量の資料数が減るので，これを考慮して確率評価する必要がある．

y_{or} については，式(9)の補正をしておく必要がある．

一定量放流ではなく，一般的な p の値に対して同様の計算を行う場合，式(1)の関係より，ピーク流量が生起するときの貯留量が，その一雨に対する最大貯留量，すなわち必要貯留量となる．よってピーク流量と必要貯留量とは1対1に対応する．一方これまで述べたように，普通ピーク値の年最大値にはガンベル分布が，必要貯留量のそれには平方根指数型最大値分布が適合する．この場合のようにピーク流量と必要貯留量が1対1に対応するときはどちらの分布関数を使えばいいのかわからない．直観的には貯留定数 a の値が大きいときは，貯留効果が卓越するので平方根指数型最大値分布が，a が小さいときには波形はほとんど変形しないので，そのピーク値にはガンベル分布が適合するのではないかと予想される．線形貯水池（$p=1$，ピーク流量と必要貯留量は比例）に対して，実測降雨資料を用いてこの点を確かめたところ，予想どおり，$a \leqq 1$ においてはガンベル分布が，$a>1$ においては平方根指数型最大値分布の方が適合度が高いという結果が得られた[7]．後述の図―4(b)で，途中で推定に用いた確率分布が変わっているのはこのような事情による．よって一般にはガンベル分布と平方根指数型最大値分布の両方をあてはめ，尤度を比較して，その大小が逆転するときの a の値を求め，それより a が大きいか，小さいかによって，あてはめる分布関数を決めればよい．ガンベル分布により推定した値には c_1 を乗ずる．

(3) 標準等危険度線の式の妥当性

以下の2ケースについて検討する．

a） 閾値 y_B 以下の雨量を0とみなす場合

実測資料で y_B 以下を0とみなし，前章で述べた方法で直接等危険度線上の点を求める．この場合 y_B 以下を0とみなしているので，式(9)，(10)の補正においては $y_B=0$ とする．こうして描いた標準等危険度線と得られた点を比較する．

b） y_B 以下をカットしない場合

0 mm/h を超える雨はすべて有効な降雨とみなす．12時間以上全くの無降雨が続いた場合に別の一雨とみなして一雨降雨群を作る．これから前章で述べた方法で直接，与えられた治水安全度に対する排水容量・貯留容量の関係を表わす点を求める．これと，標準等危険度線とを比較する．この場合は当然，式(9)，(10)の補正において y_B を考慮する．

結果を図―4,5に示す．図―4は y_B 以下を0とみなした場合（a)の場合），図―5はこのような処理を加えていない雨量資料から直接作った等危険度線（b)の場合）と標準等危険度線を比較したものである．これらの図から次の結論が得られる．

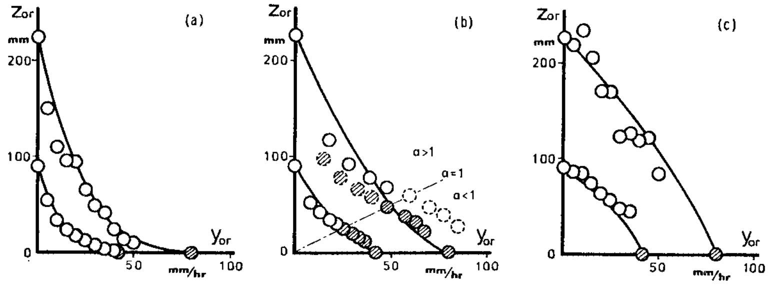
a） 閾値 y_B 以下の雨量を0とみなす場合

どのような調節方式に対しても（p の値にかかわらず），理論値（標準等危険度線）と実測値から直接計算した施設容量とはかなりよく一致している．

b） y_B 以下をカットしない場合

一定量放流方式（$p=0$），線形貯水池（$p=1$）では，排水容量が小さい部分を除いて，理論値と実測値から直接計算した施設容量とはかなりよく一致している．ただし全量カット方式（$p=\infty$）の場合は，両者は全く異なる値を取る．

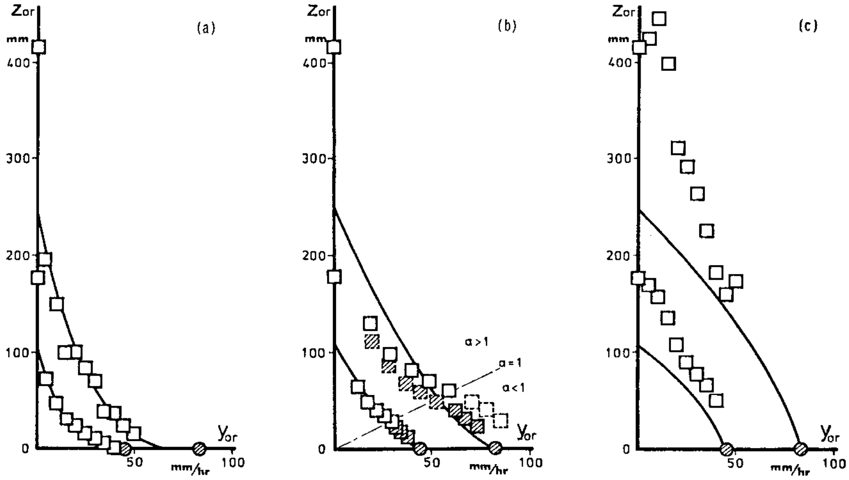
以上より，p が特に大きな値を取らない限り，式(9)，(10)の補正を導入し，しかるべき確率評価手法を用いれば，式(8)の関数形，式(3)，(4)より推定される s の値を用いて，通常は実測値から面倒な計算により推定される必要施設容量を，簡便かつかなり高い精度で推定することができることがわかる．また y_B 以下の雨量を0とみなすことにすれば，p の全範囲にわたって，この結論が成り立つことがわかる．



図―4 標準等危険度線の検証例（y_B 以下の雨量を0とみなす場合）

a.：$p=0$，$s=3$，b.：$p=1$，$s=1.55$，c.：$p=\infty$，$s=0.7$，$T=5,100$ 年

○：平方根指数型最大値分布による推定，⊘：ガンベル分布による推定



図―5 標準等危険度線の検証例（y_B を考慮しない場合）

a.：$p=0$, $s=3$, b.：$p=1$, $s=1.55$, c.：$p=\infty$, $s=0.7$, $T=5, 100$ 年

□：平方根指数型最大値分布による推定，▨：ガンベル分布による推定

上記の結論を実際の計画に役立てるには次のようにすればよい．

まず y_B 以下を無視する場合（a）の場合）について述べる．

実際の排水施設の施設容量（疎通能，ポンプ容量等）から，あらかじめ y_B 相当流量を差し引き，これを排水容量としておく．これを雨量単位に換算する．これがa）の場合の y_{or} に相当する．これに $y_B=0$ として描いた標準等危険度線を適用すれば，あらゆる p の値に対して，実用上，高い精度で治水安全度と排水容量・貯留容量の関係を知ることができる．y_B 相当流量を計算するには，y_B に c_1 を乗じ，これを合理式(6)に代入すればよい．あとで，排水容量に y_B 相当流量を加えておけば，これが実際に必要な排水施設容量となる．

次にb）の場合について述べる．p が1よりあまり大きくない範囲では，y_B を加減するという工夫をしなくても，式(9)，(10)の補正後の標準等危険度線を用いて，高い精度で治水安全度評価を行うことができる．実際上，意識的に全量カットを行うような場合を除いて，p が極端に1より大きくなる場合は少ない．

以上より，標準等危険度線を用いて，実用上十分な精度で治水安全度と排水容量・貯留容量の関係を評価することができることがわかった．

（4） 雨と流量の等危険度線の相似性

この項目については次のようにして検討すればよい．雨量を流出解析により流量になおす．この流量資料を用いて与えられた安全度に対する等危険度線上の点（y_0, z_0）を求める．これを標準（雨の）等危険度線と比較する．

式(2)の3パラメーターのうち y_0^u, z_0^u については，y_{or}^u, z_{or}^u を式(6)，(7)で流量単位に換算することにより，ある程度の精度で推定できることが知られている．よって雨と流量の等危険度線の s の値が同程度になることを示せばよい．

文献4）には，大阪の都市河川に沿う遊水地の計画に等危険度線理論を適用した例を示している．このときは雨量を流量に変換して等危険度線を作った．この例では実測値から得られた s の値は，$p=0$（一定量放流）に対して3.5となった．

一方，図―4(a)をみればわかるように，実測値から直接計算された値は $s=3$ の曲線よりわずかに小さい値となっている．よって s は3より少し大きい値となる．これより1例ではあるが，雨と流量の等危険度線の相似性を仮定してよいことが示された．

式(4)で $s_0=3$ としているのは，やや安全側の値をとったからである．

（5） i_s の関数形と一定の仮定の妥当性

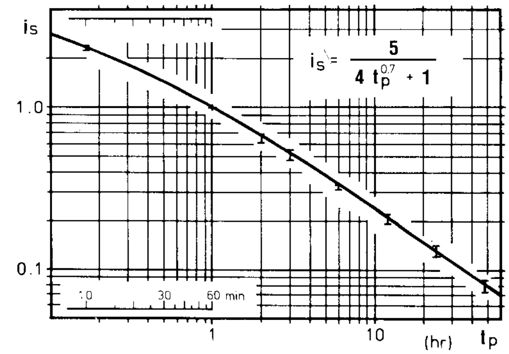
標準等危険度線図を利用するには，i_s を求める必要がある．またこれが，確率降雨規模等によらず一定値とみなし得るかどうか検討する必要がある．

確率降雨強度と時間単位との関係を調べたものを表―2に示す．10分～1時間雨量の確率評価にはガンベル分布を，2～48時間雨量の確率評価には平方根指数型最大値分布を用いた．また1，2，3，6時間雨量にはそれぞれ60分～360分雨量との比を乗じている（表―1参照）．括弧内は1時間雨量で割って基準化した値である．これが i_s である．これを基準化降雨強度とよぶことにする．これを図示したものが図―6である．

表―2，図―6からわかるように，どの確率に対する i_s

表—2 確率降雨強度と時間単位の関係
(mm/h, かっこ内は無次元)

確率年 / 資料	5	10	20	50	100	200
10 分	101.05 (2.2556)	119.84 (2.2918)	137.86 (2.3181)	161.20 (2.3437)	178.68 (2.3588)	196.10 (2.3715)
1 時間	44.80 (1.0000)	52.29 (1.0000)	59.47 (1.0000)	68.78 (1.0000)	75.75 (1.0000)	82.69 (1.0000)
2 時間	27.08 (0.6045)	32.30 (0.6177)	37.70 (0.6339)	45.25 (0.6579)	51.32 (0.6775)	57.71 (0.6979)
3 時間	21.38 (0.4772)	25.52 (0.4882)	29.80 (0.5011)	35.78 (0.5202)	40.59 (0.5358)	45.66 (0.5522)
6 時間	13.64 (0.3045)	16.07 (0.3073)	18.57 (0.3122)	22.05 (0.3206)	24.84 (0.3279)	27.77 (0.3358)
12 時間	8.60 (0.1920)	10.24 (0.1958)	11.94 (0.2008)	14.30 (0.2079)	16.20 0.2139)	18.21 (0.2202)
24 時間	5.41 (0.1208)	6.48 (0.1239)	7.58 (0.1275)	9.13 (0.1327)	10.38 (0.1370)	11.69 (0.1414)
48 時間	3.23 (0.0721)	3.90 (0.0746)	4.60 (0.0773)	5.58 (0.0811)	6.37 (0.0841)	7.21 (0.0872)



図—6 基準化降雨強度曲線

の値も，確率年が大きくなると増大する傾向がある．しかし実用上はほぼ一定値とみて，1つの曲線で表わしてよいことがわかる．

これより大阪の基準化降雨強度曲線は次式で表わすことができる．

$$i_s=\frac{5}{4t_p^{0.7}+1} \quad \cdots\cdots(11)$$

ここに，t_p は時間単位である．i_s に確率60分雨量をかければ，任意の t_p に対する確率降雨強度が求まる．

4. 利 用 例

実際の治水計画における標準等危険度線の使い方の例を示す．これにより標準等危険度線がどのように役立つかを示す．

流域面積 $A=10\ \mathrm{km^2}$ の仮想の内水流域を考えよう．流域下流端に，ポンプ容量 $y_0=50\ \mathrm{m^3/s}$ の排水ポンプが設備されていることにする．この流域に貯留容量 $z_0=200\,000\ \mathrm{m^3}$ の一定量放流方式の地下貯留施設の建設が計画されているものとする．

流出特性としては，洪水到達時間 $t_p=1.25$ h，流出率 f およびピーク流出係数 f_p はともに0.5とする．

a） 現状の治水安全度

図—6，または式(11)に $t_p=1.25$ h を代入すると，$i_s=0.88$ となる．式(6)に，y_0，A，f_p，i_s を代入すると，雨量換算排水（ポンプ）容量は，$y_{or}=40.9$ mm/h となる．図—7より（y_{or}，z_{or}）=(40.9，0) の点の洪水再現期間 T は約5年となる．これが現状の治水安全度である（図中の黒丸）．

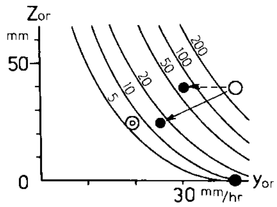
計画中の地下貯留施設の雨量換算貯留容量は，式(7)に z_0，f を代入することにより求まって，$z_{or}=40$ mm．（y_{or}，z_{or}）=(40.9，40) の点をみると，$T=200$ 以上（図中の白丸）．すなわち流域の状態が現状のままで，地下貯留施設を建設すると，この流域は都市河川としては非常に高い治水安全度をもつことになる．

b） 都市化が進行する場合

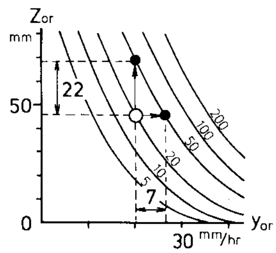
流域の都市化による流出形態の変化は，流出率の増大と洪水到達時間の短縮で特徴付けられる．仮に，流出率およびピーク流出係数のみが変化して，ともに0.8になる場合を考えよう．このとき式(6)，(7)より $y_{or}=25.6$，$z_{or}=25.0$ となり，$T=15$ 程度に下がる（図中実線の矢印）．

次に洪水到達時間のみが変化し $t_p=0.75$ 時間になるものとする．$i_s=1.17$，$y_{or}=30.8$ となり，$T=50$ 程度になる（図中破線矢印）．

当然流出率の増大と洪水到達時間の短縮は同時に起こるから，これらをともに考慮すると，洪水再現期間は約7年となる（図中二重丸）．すなわち都市化の進行を考



図—7 利用例1：都市化に伴う治水安全度の低下
●：現状，○：地下貯留施設ができた場合，
実線：流出率増大，破線：t_p 短縮，◎：両方の効果



図—8 必要な施設容量の算定
○：現状，●：$T=50$ に上げるに必要な施設容量

慮すれば，この地下貯留計画は，早急に実現に向けて努力しなければならない重要な計画であることがわかる．

c） 必要な施設容量の算定

現有の施設容量が図―8中の白丸で表わされるものとする．すなわち現在の治水安全度は $T=20$ である．これを $T=50$ に上げることを考える．図―8からわかるように，雨量換算貯留容量で 22 mm 程度，雨量換算排水容量で 7 mm/h 程度施設規模を拡張する必要がある．流出特性は上記 a）で述べた数値で代表されるものとする．式(6)，(7)を用いて実際の容量になおすと，$y_0=8.6\ \mathrm{m^3/s}$，$z_0=110\,000\ \mathrm{m^3}$ となる．すなわちポンプの増強のみで治水安全度を $T=50$ に上げるには，新たに容量 $8.6\ \mathrm{m^3/s}$ のポンプを設置しなければならない．また貯留施設のみで対応するには，貯留容量 11 万 $\mathrm{m^3}$ の貯留施設を新たに築造する必要がある．

d） 治水経済評価への適用

図―8の場合を考える．別の見方をすれば，現有施設に対して，50年確率で，ピーク溢水量で 7 mm/h 相当，総湛水量で 22 mm 相当の溢水が起こることになる．洪水被害額は通常，ピーク溢水量または総湛水量の関数となるので，これを，確率を重みとして合計すれば，被害額の期待値が求まる．

e） 防災調節池の設計

鉛直壁をもつ防災調節池の場合，$p=0.5$ である．このときは式(3)，(4)より $s=1.83$．たとえば下流の疎通能が与えられるとき，これを雨量換算排水容量 y_{or} になおす．治水安全度を与えると，式(8)，あるいは標準等危険度線図より，z_{or} が求まる．これより必要な貯留容量 z_0 が求まる．また y_0，z_0，p を式(1)に代入すると a が求まり，これより必要な孔口のサイズが求まる．

f） その他の例

その他すでに，段階的治水計画への適用[4]，等危険度線と等価な降雨波形の提案[3]，貯留施設下流に残流域がある場合への理論の拡張[2]，当コスト線との併用による最適施設規模の決定[1),3)]などの研究成果が示されている．

今後複数の貯留施設が存在する場合の取り扱い，浸透型治水施設の取り扱いなどについて，さらに検討を進める必要がある．

5. 結　　語

等危険度線の理論を，実際の都市河川の治水計画に適用する方法を示した．いかに簡明な理論でも，それを実用に供する時点で，思わぬ問題が生じたり，こまごまとした工夫が必要になったりする．本論文ではそれらについて種々検討してきた結果をまとめて報告した．そのうえで都市河川流域の治水安全度，必要な治水施設の規模などを，簡便かつ合理的に評価・決定するための標準的な手法を提案した．またこれを用いたさまざまの具体的な評価の例を示した．

2. のまとめ(7)，4. の利用例で示したように，標準等危険度線は比較的単純な手順で描くことができ，かつきわめて実用性の高い都市河川の治水計画手法である．

補　遺　1

三角形降雨波形の仮定について補足する．たとえば24時間内の時間雨量波形を考えると，本来なら，各時間の雨量に対応する，24個の確率変数の結合確率分布に基づいて治水安全度を評価しなければならない．このような方法は実際的でない．たとえば，結合確率分布を導くことそのものが，まず不可能と考えてよい．

一方雨量波形を特徴づける諸量のうち，ピーク流量(排水容量）の評価に支配的な影響をもつのはピーク雨量である．同様に貯留容量の評価に支配的な影響をもつのは総雨量およびピーク雨量である．貯留容量はピークの位置にも関係する．ただしピークが降雨継続時間内に一様に分布すると仮定した場合と，中央集中型降雨波形を仮定した場合を比較すると，等危険度線にはあまり大きな差はない．

また，総雨量はピーク雨量と降雨継続時間の積に比例すると仮定すると（三角形降雨波形の仮定），総雨量とピーク雨量の組のかわりに，ピーク雨量と降雨継続時間の2つを，治水計画に支配的な，降雨波形を特徴づける2確率変数として選ぶことができる．

2変数結合確率分布を基礎とする理論解析は，変数の数がそれ以上の場合に比べれば，比較にならないほど取り扱いやすい．必要に応じてピークの位置も確率変数として導入する．これにより，得られる結果の信頼性，実用性を損なうことなく，貯留施設をもつ治水システムの治水安全度評価に対する理論的なアプローチ，一般的な性質の解明などが可能になる．

当然シャープなハイエトグラフ，フラットなハイエトグラフ等さまざまの降雨波形が，その生起確率に応じて考慮されていることになる．この意味で降雨波形を固定することの問題は完全に解決されている．三角形降雨波形を仮定するという問題が残るが，明瞭な二山降雨ででもないかぎり，この仮定はおおむね成り立つ．よって，これまで述べた種々の利点を考慮するならば，現段階では，この仮定の導入は容認されるべきものと考える．

補　遺　2

s_0 の値は理論的に[3]，s_∞ の値および式(3)の関数形については今のところモンテ・カルロ・シミュレーショ

ンにより[5]，得られたものである．p の特殊な値に対しては理論的な検討も可能である．それに用いる式の一部は文献5）に示している．理論式の数値解は，式(3)〜(5)を裏付ける結果となっている．

s の値について，あまり高精度の解を得ることは意味がない．なぜなら式(2)の等危険度線の式そのものが近似式である．むしろ本論文で提案した手法を，多くの流域の実測水文量時系列に適用して，s の値がどのような範囲に分布するか検討することが先決である．

以上により，現段階では一応，式(4)の s_0，s_∞ の値を採用しておく．

補 遺 3

式(1)を $q/q_0=(z'/z_0)^p$ と書く．すなわち $a=q_0/z_0^p$．p が大きいとき，$z'<z_0$ なら右辺≒0．よって $q≒0$．すなわち貯留量 z' が z_0 以下では全量カットする．同様に z_0 以上になると，流入量を瞬間的に全量放流して，貯留量が z_0 の状態に戻る．この調節方式は，貯留容量を z_0 とする全量カット方式にほかならない．

$p\to 0$ のときも同様の考察より一定量方流方式であることがわかる．この場合 q_0 が目標放流量となる．

参 考 文 献

1） 江藤剛治・室田 明：一雨降雨の1確率模型，土木学会論文集，第345号／II-1，pp.101〜109，1984.
2） 江藤剛治・室田 明：単一貯留施設による治水の安全度に関する理論的研究，土木学会論文集，第361号／II-2，pp.163〜171，1984.
3） 江藤剛治・室田 明・柳本速雄：貯留施設と排水施設を併用した高水計画の安全性，第28回水理講演会論文集，pp.359〜367，1984.
4） 中西祐啓・江藤剛治・室田 明：等危険度線による遊水地計画の安全度評価の例，近畿大学理工学部研究報告，第20号，pp.261〜269，1984.
5） 江藤剛治・室田 明：自然調節型貯留施設に対する等危険度線理論の拡張，第29回水理講演会論文集，pp.305〜310，1985.
6） 中西祐啓・室田 明・江藤剛治：貯留施設の治水効果に関する実際的な評価の例，第29回水理講演会論文集，pp.311〜316，1985.
7） 中西祐啓・江藤剛治・室田 明：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.
8） 江藤剛治・室田 明・米谷恒春・木下武雄：大雨の頻度，土木学会論文集投稿中.
9） （社）日本下水道協会：合流式下水道越流水対策と暫定指針，1982.

（1985.7.27・受付）