

山口大学工学部 正 齋 藤 隆
西日本工業大学 正 赤 司 信義
徳山工専 正 大 成 博文

ダム放流施設に要求される性能としては利水計画に対応した流下水量の適正制御、設計条件からくる水位制御及びダム築造前の河川性能との類似化などがあげられるが、昨今のダムをとりまく社会的環境の変化によつてそれぞれに依じた種々の問題が提起され、従来の放流施設の形状・規模の選定に関して再検討する必要があることが提唱されている。こうした状況の中で、著者らはダム流下水量の適切な予測を行うため、ダムフレスト形状とその水理特性についての検討を行っているものである。さて、ダムフレスト自由越流時の流れについては既に数多くの理論的あるいは実験的研究がある。特に流量係数については周知の岩崎の式やピアの影響を考慮した石井・藤本の式といった実用的な特定式が提案されている。しかし、いづれも越流面における限界水深出現位置が確定されずに終わっている。これは標準型越流頂の $1/80$ 次あるいは $1/65$ 次の様な曲線形状をもつ時、越流頂裏での曲率半径が数学的に0となるため、これですらわれているダム上の流れの理論的図像が越流頂に適用できないことに起因している。この点に関し著者らは、種々のダム形状について明解に限界水深を導出し流量係数と堤体面での圧力分布等について検討を行うと共に、ダム堤体面の相度及び反斜の影響と境界層の発達と関連させて流量係数におよぼす影響をみたものである。

1) ポテンシャル流としての取り扱い；ダム越流量及び Be (Anger) の法則に基づく限界水深の理論的関係は次式として知られている。

$$\frac{Q}{B\sqrt{2gE_0^3}} = \frac{R+h}{E_0} \sqrt{1 + \frac{S}{E_0} - \frac{h}{E_0} \cos \theta \cdot \ln(1 + \frac{h}{R})} \quad \cdots \textcircled{1}$$

$$\frac{h_c}{E_0} = \frac{2(1+S/E_0) - \{R \cos \theta / E_0 - 2(1+S/E_0)\} \cdot \ln(1+h_c/R)}{2 \cos \theta + 3 \cos \theta \cdot \ln(1+h_c/R)} \quad \cdots \textcircled{2}$$

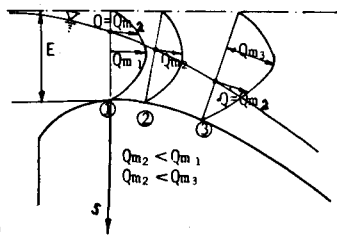


図-1 限界水深出現位置決定図

又、ダムフレスト標準越流形状は設計水頭を E_0 として次式の形で表わされている。 $S/E_0 = k (x/E_0)^m \cdots \textcircled{3}$ 形状係数 k, m の値を種々変えて限界水深出現位置をみたのが図2である。同図はまず k, m を与えて形状を決定し、任意の $x/E_0, S/E_0$ の限界水深 (h_c/E_0) を求め、さらに①式によつて限界流量の場所的变化を求めた後その内の最小限界流量出現位置が限界水深となることから決定したものである。図1の略図の如く③式の曲線形状をもつ時ダム頂裏では限界水深は生ぜず、若干頂裏より下流側に生ずることになる。図3は限界水深を、図4(実線)はこうして求められた流量係数を示したものである。なお図々中の実線は岩崎の式による値 ($H_d/H_0=0$) を示している。

流量が定められると限界水深出現より下流側(射流区間)にて①式を用いて水深と堤体面での圧力分布が求められる。図5は標準型越流頂についての結果を示したもので、従来実験的に知られて

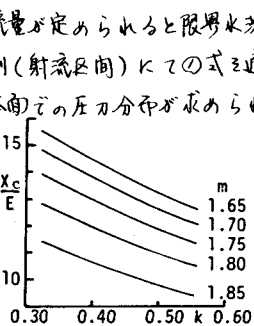


図-2 限界水深出現位置

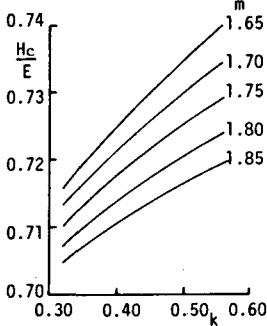


図-3 限界水深

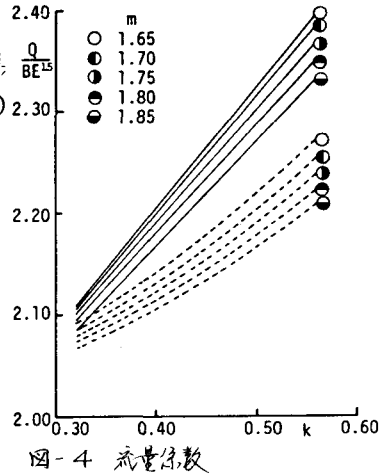


図-4 流量係数

いるように標準型といえども負圧の発生が認められる。図6は同様の方で、 $m=1.8, 1.85$ について k を種々変えて計算したものである。なお k , m の値を種々変えることにより、クレスト最前形状の検討及び任意越流水頭 ($E/E_0 = \alpha$, $\alpha = (k_0/k_0)^{1/m}$), k_0 は設計水頭に

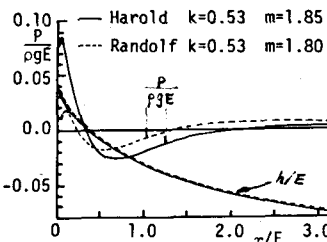


図-5 圧力分布及び水面形状

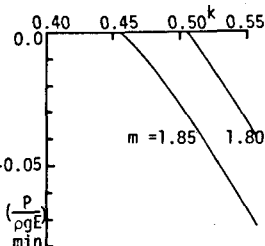


図-6 最大負圧

よって規定される k の値) での各水理量の換算が可能になる。: $S/E = k_0(E/E_0)^{m-1}(\alpha/E)^m$... ④
 b) 境界層を考慮した取り扱い; 前述の流れの取り扱いで理論的には十分であるが、流量係数は若干他の実験値と比較すると高い値を示している。この原因は種々考えられるが、ここでは堤体面粗度による影響をまず調べる。堤体前面における境界層の発達を Pohlhausen の方法によつて定め、堤背面のそれを滑面としては Blasius の抵抗則を、又相即としては Manning-Strickler の式を抵抗則として採用して境界層運動量方程式によつて定める。今回6の実線の如く境界層が求められたものとする。境界層によつて排除される流体量 dQ は滑面の時 $dQ = \frac{1}{2} \rho (R+h) \left(\ln \frac{R+\delta}{R} - \frac{\delta}{R+\delta} \right)$ として、又相即の時 $dQ = \frac{1}{2} \rho (R+h) \left(\ln \frac{R+\delta}{R} - \frac{\delta}{R+\delta} \right)$ として定められる。この時流量 Q は先のポテンシャル流として定められた流量 Q_0 より限界水深出現時の dQ を差し引いて決定される。なお、運動量方程式の適用にあたり、 $self-preservation$ が成立するものとし、又圧力勾配 dp/dx は先の計算によつて求めた圧力を導入して計算した。図-7は相当粗度 $k_0/E = 10^{-2}$ 、形状係数 $m=1.85$ について、 $Re = \sqrt{2gE_0^3}/\nu$ の値を変えて流量係数 K の変化をみたものである。又同図中に滑面としての結果、 $k_0/E = 10^{-6}$ の時の結果およびランドルフ曲線形状の時の a) の結果を併記してある。 $Re = 10^3$ になるとかなり流量係数は低下することが分かる。図8はこ

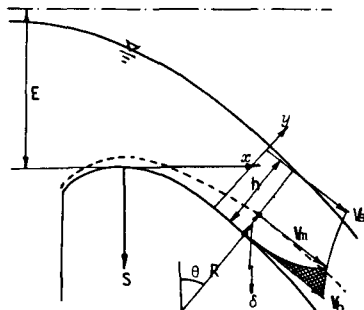


図-7 境界層を考慮したモデル

れで示されている算定式(岩崎の論文より転記)、模型実験結果(土木技術資料 No. 2 より転記)及びここに述べた境界層を考慮した取り扱いによるランドルフ、ハロルド形状の時の計算結果と比較したものである。実験値のばらつきはあるが、ポテンシャル流としての取り扱いは流量係数 K の上限を与えるものと考え、接近流速の影響や模型実験の精度等に留意すれば、本計算結果は十分適合性のあることが認められる。

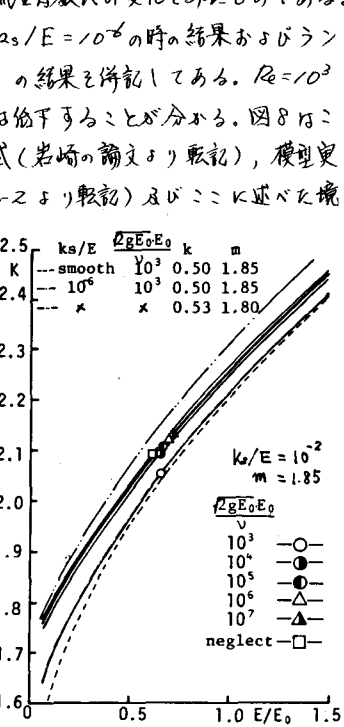


図-8 流量係数

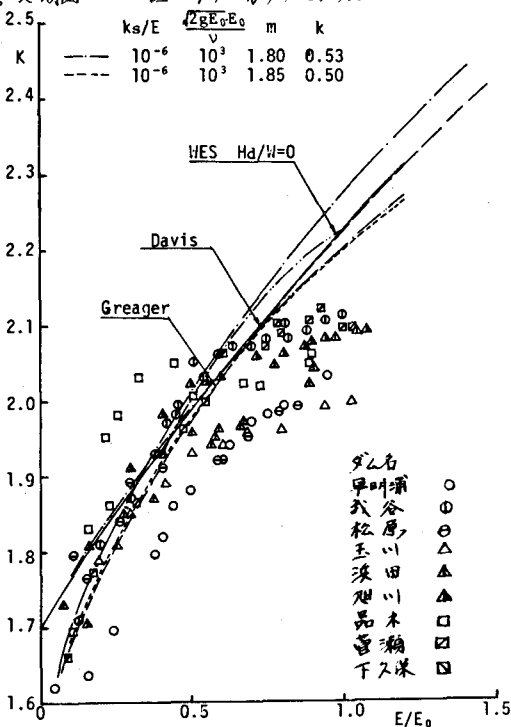


図-9 流量係数