

(44) 土石流の衝撃力とそれに対応する砂防ダムの設計法

IMPACT FORCE OF MUD-DEBRIS FLOW ON CHECK DAM
AND PROTECT DESIGN TO IT'S PRESSURE

大同淳之*

Atsuyuki DAIDO

*工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科(〒525 滋賀県草津市野路町1916)

キーワード: 衝撃, 砂防ダム, 土石流

(impact force, check dam, mud-debris flow)

1. はしがき 土石流衝突時に、重力式砂防ダムのブロック状破壊および鋼製ダムの座屈がみられる。その破壊の状態から破壊時の応力を推算すると、その応力は、土石流の衝突速度を用いた運動量から推算される力より大きい。土石流の衝撃力が果たして異常に大きなものかについては、従来から、土石流の衝撃力^{1),2),3)}の推定が行われてきたが測定範囲が限られていた。一方、衝撃に対する構造物の限界応力および変形性能については、下田ら⁴⁾が、コンクリート製の片持ちばりに鋼球を衝突させる現象を鋼球と片持ちばりをそれぞれ質点、鋼球と片持ちばりの接点および片持ちばりにダッシュポットを用いたモデルで解析し、この結果を実際の砂防ダムの袖に破壊例に適用した。ただ、流体圧による衝撃力は正確に見積もられていないため、被災の生起について解析と実際例との間にはかなりの不一致がみられた。これは論文にも書かれているように、土石流の衝撃力の評価が不十分なためといえる。

土石流はその衝突速度から非圧縮性または圧縮性流体として挙動するが、従来の著者の研究では両者の境界での整合性が必ずしもよくなかった³⁾。本文では式中の物質常数を原型に近いスケールで求めることによって整合性をはかり、この結果を構造設計における基準荷重とする。この基本荷重に対応するために現在無筋のダムの袖を鉄筋コンクリート化すべきことを提案する。

2. 衝撃力の機構

構造物の受ける力を、衝突した流体中の圧力より求める。

2.1 土石流の流動特性

土石流は個体のみの粒子流から、微細な粘土粒子が水に完全に溶解した流れを含む。このように幅広い

範囲の流れであるが、それらが流動するとき、流線上の流速を u 、圧力を p 、密度を σ 、容積濃度を c とし、固液が同じ流速で流動しているとする、流管に適用した運動方程式は、流管の断面積を A として、

$$\sigma A ds \frac{du}{dt} = -\frac{\partial p}{\partial s} ds A - \sigma A ds g \sin \theta \quad (1-1)$$

となる。この式は書き直すと、

$$\frac{1}{g} \int \frac{\partial u}{\partial t} ds + \frac{u^2}{2g} + \frac{p}{\rho cg} + z = const \quad (1-2)$$

となって、ベルヌーイの式になる。したがって、基準面からの高さを z とすると、流線上のエネルギー e は、

$$e = \frac{u^2}{2g} + \frac{p}{\sigma cg} + z \quad (1-3)$$

と表されるので、流れの断面の平均エネルギー \bar{E} は、

$$\bar{E} = \alpha \frac{u_m^2}{2g} + h, \quad \alpha = \int \frac{u^3}{u_m^3} \frac{\sigma c}{\sigma c} \frac{dA}{A} \quad (1-4)$$

となる。この結果は、粒子流か泥流かによって摩擦抵抗係数は異なるものの、流れの運動方程式は平均の密度 $\bar{\rho}$ を用いて表せば、水とそれとは変わらないと考える。

2.2 土石流が非圧縮性流体のときの衝撃力

流体の運動式、連続式は、

$$\frac{Du}{Dt} = -\frac{1}{\rho} grad p \quad (2.1), \quad \frac{Dp}{Dt} + \bar{\rho} div u = 0 \quad (2.2)$$

式(2.1)は積分してポテンシャルを Ω とすると、

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \int \frac{dp}{\rho} + \frac{u^2}{2} + \Omega = 0 \quad (2.3)$$

連続式(2.2)は、 $\text{div } u = 0$ より、 $u = \text{grad } \phi$ より、

$$\nabla^2 \phi = 0 \quad (2.4)$$

が得られる。衝突現象は、 $\partial \Phi / \partial t \gg u^2$ と考えられるので、式(2.3)は、

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \int \frac{dp}{\rho} \quad (2.5)$$

となる。したがって、衝撃力 p は、式(2.4)を適当な境界条件で速度ポテンシャル ϕ について解き、それを式(2.5)に代入することによって得られる。

$$p = \bar{\rho} \frac{\phi}{\Delta t} \quad (2.6)$$

式(2.4)を $\phi'_x(0, y) = u(y)$, $\phi'_y(x, 0) = \phi'_y(x, h) = 0$, $\phi_\infty(\infty, y) = 0$ の境界条件で解くと次のようになる。

$$\phi = u(y)h \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{1}{n\pi} e^{-\frac{n\pi}{h}x} \left(\sin \frac{n\pi}{2h}y + \cos \frac{n\pi}{2h}y \right) \right\} \quad (n=1,3,5,\dots) \quad (2.7)$$

ここに $u(y)$ は土石流の衝突速度 (m/s)、 h : 土石流の衝突高さ、 x は堤体前面を 0 にとった流れ方向の距離、 y は底を 0 とした高さ方向の距離である。堤体の前面で、 ϕ は最大で、

$$\phi = K(y)h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n\pi} \left(\sin \frac{n\pi}{2h}y + \cos \frac{n\pi}{2h}y \right) \quad (n=1,3,5,\dots) \quad (2.8)$$

となる。 \sum で括った項は ϕ の深さ方向の変化 $F_p(y)$ で、この値は Fig.2.1 に実線に示す。

もし衝突時に堤体の近傍で流れの表面で上向きの流速 M があるとする、

$$\phi = u(y)h \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{n\pi} \left(\frac{M}{n\pi} \sin \frac{n\pi}{h}y \right) + \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{m} \cos \frac{m\pi}{2}y \right\} \quad (m=1,3,5,\dots, n=0,2,4,\dots) \quad (2.9)$$

となり、 ϕ の分布 $F_p(y)$ は Fig.2.1 の一点鎖線の様になる。この値に流れの流速分布 $u(y)$ と流動深 h を乗じたものが圧力 p である。

Fig.2.1 は、もし土石流が深さ方向に様な速度をもって衝突したとき、底面ほど大きな圧力になることを示す。これは、測定した圧力分布と一致する。

Δt は衝撃圧の緩和時間で、実験では $\Delta t = 1.5 \times 10^{-3}$ sec と算定された。 Δt には被測定物質の規模の影響があると考えられる。そこで、実際の土石流に近い規模の衝撃として、金沢大学での砂層上に重錘を落としたときの圧力測定値、図-2.2 のピークからの減衰時間 $\Delta t = 0.016$ sec を採用する。この実験は、 $d_{50} = 0.14$ mm の砂を 0.9 m の厚みに敷き、重さは 1 t または 0.3 t、径は 0.9 m または 0.6 m の重錘を高さ 5.0 m

～20.0 m より自由落下させて、0.9 m の深さの点において土圧が測定されている。これは砂が最密に充填された場合の Δt になる。先の実験で得た値の約 10 倍である。

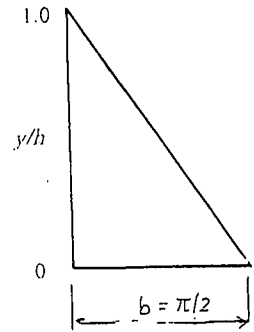


Fig.2.1 Pressure distribution $F_p(y)$

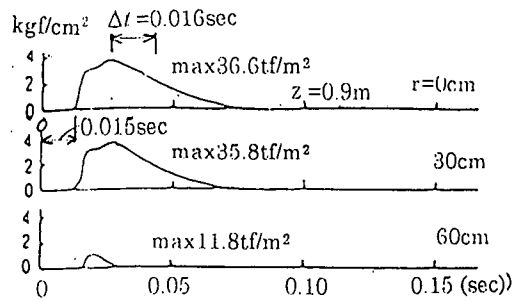


Fig.2.2 Measured pressure distribution (after Kanazawa Univ.)

2.3 土石流が圧縮性流体のときの衝撃力

(1)基礎式

対象とする現象が圧縮性の場合、式(2.2)の連続式は

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \rho \nabla^2 \phi \quad (2.10)$$

となる。圧縮度 S を $S = (\rho - \rho_0) / \rho_0$ とすると、式(2.1)の場合と同様に、式(2.3)は、

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = C_L^2 \cdot S + \frac{u^2}{2} + \Omega \quad (2.11)$$

となる。運動の時間的変化の激しい場合には右辺第 2 項、第 3 項は省略でき、式(2.4)に相当する式は、

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{C_L} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (2.12)$$

となる。圧力の偏り \bar{p} は、

$$\bar{p} = p - p_0 = \left(\frac{\partial p}{\partial \rho} \right) (\rho - \rho_0) = C_L^2 \rho_0 S = \rho_0 \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (2.13)$$

式(2.12)の解は $\phi = f(x - C_L t)$ であるから、

$$p = \rho C_L U \quad (2.14)$$

ここに C_L は土石流中の衝撃波の伝播速度(m/s)、 u は土石流の衝突速度(m/s)である。式(2.14)は圧力 p と衝突速度 u との間に線形の関係があることを示し、 C_L は直線の勾配より読みとれ、実験では、平均密度 $\bar{\rho} = 0.12 - \frac{tf \text{ sec} / m^4}{m^4}$ のとき、 $C_L = 9.6\text{m/s} \sim 2.9\text{m/s}$ の値を得た。しかし、この C_L についても測定の対象とする物質の規模の影響がある。

(2) 土石流中を伝播する衝撃波の速度の測定

砂防ダム設計のための外力は、そこに生じる外力の最大値を対象とすればよい。 C_L の値は、礫が最密に詰まっている状態が最大と考えられる。そこで、砂層上に重錘を落としたときの砂層内の圧力より C_L 求める。

C_L を求めることと平行して、砂層表面の衝撃圧を求める。さきに引用した金沢大学の測定では、砂層内の深さ0.9mの点の圧力が、重錘の質量とその落下加速度から求めた力 P_0 とが、 P_0 が50tfまでは等しい⁵⁾としている(Fig.2.3)。砂層内では深さが深くなるほど圧力が減少するので、砂層表面では P_0 より大きい力が生じていることになる。この砂層表面での衝撃力が流れから構造物が受ける力に相当する。この力がいくらかであるか、砂層内の応力分布から求めよう。

砂層を弾性体と見なしたときの任意の深さの圧縮応力 σ_z は次のようにに与えられる⁶⁾

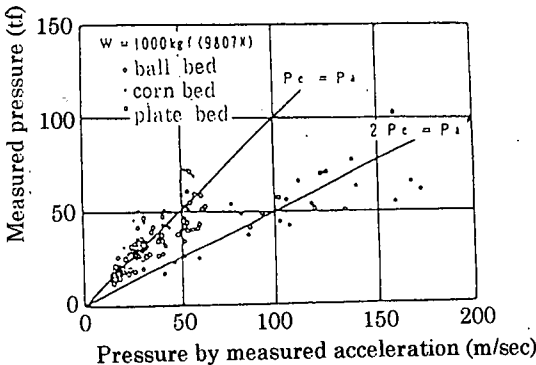


Fig.2.3 Relation between measured pressure and pressure by measured acceleration. (after Kanazawa Univ.)

$$\sigma_z = \left\{ \left(2\varepsilon^2 - \frac{\omega^2}{C_L^2} \right) A e^{-n_1 z} - 2\varepsilon n_2 B e^{-n_2 z} \right\} J_0(\varepsilon r) \mu \exp(i\omega t) \quad (2.15)$$

$$\varepsilon^2 = \frac{\omega^2}{C_L^2} + n_1^2 = \frac{\omega^2}{\beta^2} + n_2^2 \quad (2.16)$$

$$C_L = \sqrt{\frac{(\lambda + \mu)}{\rho}}, \quad \beta = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}, \quad J_0 : \text{Bessel関数}$$

$P \exp(i\omega t)$ という力が1回だけ、 $r = 0, z = 0$ の点に作用したと考える。よって境界条件は、

$$\begin{aligned} \sigma_z|_{z=0} &= -P e^{i\omega t} \quad (r=0), \quad \tau_{rz}|_{z=0} = 0 \quad (r=0) \\ &= 0 \quad (r>0), \end{aligned} \quad (2.17)$$

となる。

外力が作用した真下での応力は、

$$\sigma'_z = C e^{-n_1 z} + D e^{-n_2 z} \quad (2.18)$$

ここで、 $\sigma'_z = \sigma_z / P$

$$C = \frac{(2\varepsilon^2 - \omega^2/\alpha^2)(2\varepsilon^2 - \omega^2/\beta^2)}{(2\varepsilon^2 - \omega^2/C_L^2)(2\varepsilon^2 - \omega^2/\beta^2) + 4\varepsilon^2 n_1 n_2}$$

$$D = \frac{2\varepsilon^2 n_1 n_2}{(2\varepsilon^2 - \omega^2/\alpha^2)(2\varepsilon^2 - \omega^2/\beta^2) + 4\varepsilon^2 n_1 n_2}$$

となる。

$z = 0$ 、すなわち構造物の表面の衝撃力 P は式(2.18)より求められる。

式を計算するためには、 $\omega, \varepsilon, n_1, n_2, C_L, \beta$ の値が必要である。したがって、できるだけ諸定数は実験結果から定める。 ω と ε の関係式 $\sin(\varepsilon z - \omega t)$ は砂層内を伝播する衝撃波の速度を表現するものであるから、

$$\text{砂層の表面}(z=0) \text{で} \quad \omega t = \pi \quad (2.19)$$

$$z \text{のところで} \quad \varepsilon z - \omega t = \pi \quad (2.20)$$

を満たす必要がある。実測値Fig.2.2から波動の半周期を0.04sとすると、 $\omega = 76.7\text{s}^{-1}$ となる。また深さ0.9mの点に波動が伝わる時間は0.015sと観測され、これは C_L が60m/sであることを示す。式(2.20)に $z = 0.9\text{m}$ を入れたとき ε の値は $\varepsilon = 6.9\text{m}^{-1}$ となる。 C_L は縦波の速度、 β は横波の速度であるが、深さが1m位の範囲では $C_L \approx \beta$ と考えられる。とりあえず $n_1 = n_2$ とみなす。式(2.18)の P に加速度から導いた力をかりに入れて、 $z = 0.9\text{m}$ の点の σ_z の測定値を与えて、 n'_1 を決め、この n'_1 を式(2.16)の $\omega, \varepsilon, C_L, \beta$ および n' の関係をほぼ満たしていることを確かめた後、式(2.18)より表面における応力 P を求め、さらにこの P を式(2.18)に入れることを繰り返して、 n' の最確値を決めた。こうして求めた n' を、先に述

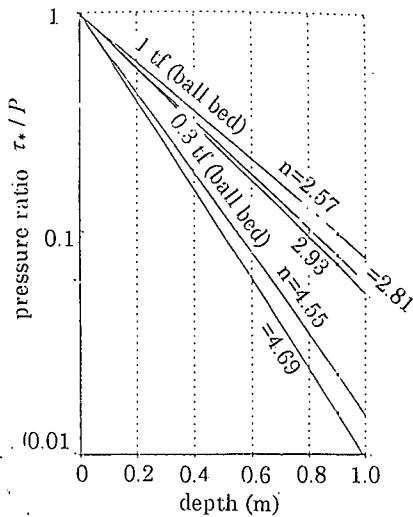


Fig. 2.4 Longitudinal change of pressure

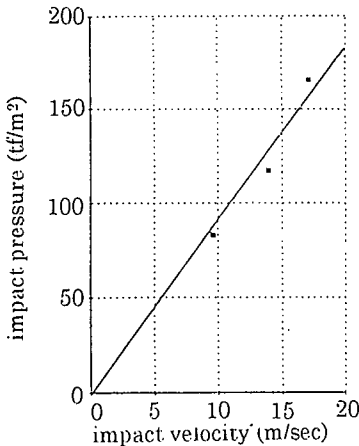


Fig. 2.5 Relation between impact pressure and impact velocity

べた理由で $n' = n_1 = n_2$ として式(2.18)の $e^{-n'z}$, e^{-n_2z} の係数を求めると、両者はほぼ同じ値である。したがって、式(2.17)は、

$$\sigma_z = \frac{Pe^{n'z} \left\{ (2\varepsilon^2 - \omega^2/\alpha^2)(2\varepsilon^2 - \omega^2/\beta^2) + 4\varepsilon^2 n_1 n_2 \right\} e^{-n'z}}{(2\varepsilon^2 - \omega^2/\alpha^2)(2\varepsilon^2 - \omega^2/\beta^2) + 4\varepsilon^2 n_1 n_2} \quad (2.21)$$

となる。この結果の σ_z/P の関係、用いた n' の値を Fig. 2.4 に示す。式(2.18)より求めた P を式(2.14)の関係に表示したとき、 p と u の関係の傾斜は、 ρC_L を満たす必要があるが、Fig. 2.5 に示すように、両者の関係の線の傾斜は $C_L = 60 \text{ m/s}$ をみたしており、整合性は保たれた。

以上の結果、砂が最密に充填の土石流の C_L は

60m/s と考えることができる。また、表面での衝撃応力 P は深さ 0.9m の点の $e^{-n'z}$, e^{-n_2z} 倍となり、10 倍から 100 倍になる。

はじめに述べたように、金沢大学の測定で $z=0.9\text{m}$ の点の測定圧力が重錘の質量とその加速度より求めた P_0 と等しいとされているので砂屑表面の衝撃力は P_0 の 10 から 100 倍となることが得られた。

2.4 衝撃力と衝突速度の関係

非圧縮性について、 $\bar{\rho} = 0.14 \text{ ts}^2/\text{m}^4$, $\Delta t = 0.016 \text{ sec}$, 流動深さ $h = 1.0 \sim 3.0 \text{ m}$ として、 $F_p(y)$ は平均の値を用いて式(2.6)を計算した結果を表すと Fig. 2.6 の実線のようになる。一方、圧縮性の場合として $\bar{\rho} = 0.14 \text{ ts}^2/\text{m}^4$, $C_L = 60 \text{ m/s}$ として式(2.15)を計算した結果を Fig. 2.6 に点線で示す。Skalak⁷⁾ は、 $u > c/4$ の領域で、圧縮性として取り扱ってよいとしているので、 $C_L = 60 \text{ m/s} \times 0.25 = 15 \text{ m/s}$ の点まで式(2.14)を記入した。圧縮性の領域では式(2.14)はただ一つの関係しかないのに対し、式(2.6)は流動深によって、

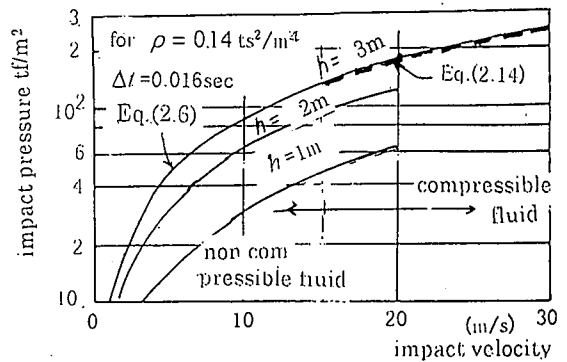


Fig. 2.6 Relation between impact pressure and impact velocity

$F_p(y)$ の値が異なるため、式(2.6)は ρ 一定でも h の関数になるが、 $b=3.0\text{m}$ のケースでは両者はほぼ一本の線で表され、両領域での物質常数の整合性をもつことが示された。

2.5 砂防ダムの破壊例による式の妥当性の検討

Table 2.1 は、下田ら⁴⁾ の研究に引用されている、土石流によって砂防ダム袖部が完全に破壊したものの収録である。下田らは、外力として、一般に採用されている 1 sec を単位とした運動量の差によって求めた動水圧を与えて、被害が生じるかを検査されて結果、この外力では、はずみが 200μ を超えたのは D4 のみで、破壊が生じない結果になったとされ、その原因を巨礫の衝突によるものとされている。

この被害例を本研究で求めた式によって検査する。流速は D4 以外は、 10 m/sec 以下であるから、土石流は非圧縮性流体として衝突したものと考えられる。

Table 2.1 Comparison with damage example for check dam and results by Eq.(2.6)

No.	River bed slope l_0	Max. diameter	Mudflow depth	Mudflow velocity	Dynamic water pressure	Strain shear stress	Shear stress	(a)1	(b)	(c)	(d)	(e)2
		$d_{max}(m)$	(cm)	(cm/sec)	(10 ³ kgf)	(μ)	(10 ³ kgf/m ²)	Impact pressure by Eq.(2.6) (tf/m ²)	Total impact pressure (tf)	Max. moment (10 ⁶ kg·cm)	(σ_t) (kgf/cm ²)	ε (μ)
D1	0.0323	2.0	2.46	3.9	5.7	4	4	23.9	58.9	4.82	12.80	711
D2	0.1429	1.5	1.71	6.1	9.7	3	5	26.0	44.5	2.53	3.75	208
D3	0.2000	3.0	3.12	10.2	49.7	46	25	79.4	247.6	25.72	38.56	2142
D4	0.1000	2.0	5.60	20.0	342.7	595	171	279.4	1564.0	29.16	43.72	2428
D5	0.1429	1.0	1.08	4.4	3.2	0	2	11.9	12.8	0.46	1.22	67
D6	0.2000	3.0	2.20	5.8	11.3	11	8	31.8	69.9	5.12	14.80	824
D7	0.1613	1.0	1.38	6.1	7.9	0	4	21.0	29.0	1.33	1.99	110
D8	0.0875	2.0	0.47	4.2	1.3	0	0.9	4.9	2.3	0.036	0.10	53
D9	0.0524	3	0.21	1.4	0.06	0	0	8.7	0.15	0.0011	0.003	1

文献より引用

1) $\rho=0.12t \cdot s_2/m^4$ とした

2) $E=1.8 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$ を用いた

そこで、式(2.6)によって、 $\bar{\rho}=0.12 \text{kgs}^2/m^4$ とし、流動深さ、流速は、表の値を用い、(a)に単位面積当たりの衝撃圧力、(b)単位幅当たりの衝撃圧力、(c)袖基部における曲げモーメント、(d)引張り応力、(e) $E=1.8 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$ を用いて、ひずみを求めた。その結果、土石流の規模の非常に小さいD8, D9を除いて、他の例はひずみが200 μ を超えるか、またはそれに近く、破壊すると判断できることを示す。

この結果は、式(2.6)が原型の砂防ダムに作用する衝撃力を十分表現できるものと考えられ、 $\Delta t=0.016 \text{sec}$ もほぼ妥当であることを示しているといえる。

3 土石流の衝撃力を対象とした砂防ダムの設計法

3.1 衝撃荷重の静的荷重への置換

現在、コンクリート部材に対する耐衝撃設計法は、衝撃荷重を静的な荷重に置き換え、許容応力度法によるのが基本的な方法になっている。

(1) 土石流が非圧縮性流体とみなせるとき

瞬間的な荷重をそのまま静的荷重とすることは正しくない。そこで、構造物の設計において荷重とする力 p は1secを単位として求める運動量の差から p_1 との力積がそれぞれ等しいものとする。

$$p_1 \times 1 \text{sec} = p \times (\Delta t \times C) \quad (3.1)$$

そして C は10とする。したがって2.4で述べた衝撃力 p の1/10の力が、 $\Delta t \times 10$ の間に作用するとする。

(2) 土石流が圧縮性流体とみなせるとき

圧縮性を考慮する場合も Δt は同じオーダーと考えて良いので、同じ扱いをする。

3.2 砂防ダムの断面設計

直轄の砂防ダムの被害は袖部の破壊が90%であるから⁸⁾、袖部の検査を行う。越流部の高さまで、満砂の状態、土石流が衝突した状態で考える。

(1) 無筋断面の限界荷重

現行の砂防ダムは無筋のケースが多いので、無筋断面での限界強度を求める。

下田ら⁴⁾によると限界最大ひずみを200 μ と決めている。コンクリートの縦弾性係数 E を

$1.8 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$ とすると、 $\varepsilon \times E = \sigma_t$ より、 $\sigma_t = 0.36 \text{kgf/cm}^2$ となる。

許容引張応力度を与えたときの限界曲げモーメント M_c は、 $M_c = \sigma_t \cdot Z$ である。衝撃力によって袖の付け根に生じる曲げモーメントは、Fig.2.1より、分布の底辺の長さを b として、

$$M = \int_0^h p dz \cdot y_c = \frac{\rho u h^3 b}{\Delta t \cdot 6} \quad (3.2)$$

であるから、許容最大ひずみに対する限界モーメントは、

$$\rho u h_c^3 b / (6 \Delta t) < \sigma_t Z \quad (3.3)$$

となる。これを満たす土石流の限界流動深 h_c は

$$h_c^3 > 6 \sigma_t Z \cdot \Delta t / (\rho u b) \quad (3.4)$$

実際の砂防ダムの堤幅は、2mが多いので、2.0mを標準幅とする。 $\rho = 0.14 \text{tsec}^2/m^4$ 、 $\Delta t = 0.16 \text{sec}$ 、 $u = 6.0 \text{m/s}$ とすると、 $h_c = 1.60 \text{m}$ となる。すなわち流動深さ1.0m、流速6.0m/sec、 $\rho = 0.14 \text{tsec}^2/m^4$ の土石流が堤幅2mの無筋の堤体の限界荷重である。この計算を堤幅3mについて行くと、同じ土石流の条件で、限界水深 $h_c = 2.04 \text{m}$ となり、この規模の土石流の発生頻度は低下するので、幅3mのダムの被災例が少ない理由はここにあるといえる。

(2) 袖部のところを複鉄筋にしたときの限界荷重

土石流による衝撃力は大きいのか、発生頻度は低い。従って断面を決めるとき、応力限界設計法でよい。幅2mのダムに物理的に許せる範囲内で鉄筋を入れ、それがどの程度の土石流の規模に耐えるかを見る。

コンクリートの応力度がその許容応力度に達したときの抵抗モーメント M_{rc} は、許容応力度 $\sigma_{ca} = 80 \text{kgf/cm}^2$ のとき、

$$M_{rc} = \left\{ \frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + \frac{(x-d)(d-d')}{x} n A'_s \right\} \sigma_{ca} \quad (3.5)$$

引張鉄筋の応力度がその許容応力度に達した場合の抵抗モーメント M_{rs} は、

$$M_{rc} = \left\{ A_s(d-d') + \frac{bx^2}{2n(d-x)} \left(\frac{x}{3} - d \right) \right\} \sigma_{rs} \quad (3.6)$$

である。堤幅は最も施工例の多い2mとし、鉄筋はJIS規格の最大径D51（公称直径50.8mm）を1mあたり8本、複鉄筋として配筋する。式(3.5)、(3.6)にこれらの値を代入すると、 $x=0.755$ m、 $M_{rc}=227$ tm、 $M_{rs}=524$ tmとなる。この限界モーメント M_{rc} を式(3.3)に代入して、限界の土石流の流動深 h_c を求めると、 $h_c=3.34$ mとなる。

むすび

1. 土石流の衝撃力を算定した。土石流の衝撃力は衝撃時に土石流が非圧縮性流体または圧縮性流体としての挙動をするが、非圧縮性流体のときは、 $P = \rho\phi / \Delta t$ と表され、 ϕ の値は $\phi = u(y)hF_p(y)$ とし、 $F_p(y)$ は計算に便利のように図表で表示した。また、 Δt は0.016secを得た。または圧縮性流体のときは、 $p = \rho C_L u$ として表され、 C_L の値は、砂防ダムの設計にはその最大値として、60m/secを採用すればよいことを述べ、両者は互いに連結することをFig.2.6に図示した。

2. 砂防ダムの設計においては、上記荷重を静荷重に置換する必要がある。ここでは、通常の設計の外力に採用されている、1 sec間を単位として運動量の差から求められる力の力積と(0.016sec)× c 倍の時間間隔に生じる力の力積が等しい条件で置き直し、 $c=10$ を用いることにした。

3. 現在多用の無筋コンクリートダムで耐えられる限界の土石流の大きさを求める式をダムのひずみが200 μ 以下という基準で定めた。その結果、現在一番多用される幅2mの堤体では、 $\rho=0.14tsec^2/m^4$ 、衝突速度 $u=6.0$ m/sの条件で流動深1.0mが限界である。これを複鉄筋にしたとき、幅2mの堤体で同じ条件の土石流で流動深 h_c は2.34mとなる。

今後さらにエネルギー法によって砂防ダムの吸収エネルギーがいくらであるか精査する必要があるが、土石流による袖部の被害を防ぐためには、コンクリート断面積は現状が良いが複鉄筋とするべきである。

謝辞 この研究にあたり、実験方法の手伝を得た立命館大学大学院吉栖雅人、竹林洋史の両君に謝意を表すとともに、この研究に砂防地すべり技術センターの助成を得たことを記し、感謝の意を表す。

- 1) 矢沢・水山・下東：鋼管に対する土石流衝撃実験報告書。土木研究所資料、第2276号、昭和61年3月。
- 2) 渡辺・水山・上原・鈴木：土石流対策砂防施設に関する実験。土木技術資料22-2。1980。
- 3) 大同淳之：土石流が構造物に作用する衝撃力：

第2回落石などによる衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集。pp89-94。1991。

- 4) 下田義文、水山高久、石川信隆、古川浩平：巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃模型実験と被害例シュミレーション。土木学会論文集、No450/1-20。pp.131-140。1992.7。
- 5) 金沢大学工学部土木工学科構造力学研究室：落石実験報告(1)。昭和59年1月。
- 6) 伯野、藤城、横山：動的圧力球根について：第24回年次学術講演会論文集。pp109-110。
- 7) Skalak.R ; Impact on the surface of a compressible fluid, J. Eng. for Industry, Vol. 88. No. 3, 1966. pp325-331
- 8) 建設省土木研究所：砂防ダム災害実態報告書(2)：昭62. 4. p44。