

1. はしがき

砂防ダムの袖部が土石流の衝突によって、破壊する例がみられることから、先に著者の提案した衝撃力が作用したときの袖部の耐力を、無筋および複鉄筋としたときに破壊にいたる土石流の規模で表した。

2. 設計の対象と基準

2.1 設計の対象 砂防ダムの被災例¹⁾によると、昭和30年度より昭和60年度までの30年に、砂防ダム本体の破損は89件で、そのうち袖部の破壊が24件、倒壊が4件で、残りは水通しの破壊等構造以外の破損である。破壊の原因は明らかでなく土石流以外によるものも含まれていると推定されるが、構造的破損は袖部の被災が相対的に多い。土石流の発生頻度は必ずしも大きくない。まして満砂前に本体が直接、土石流の衝撃を受ける確率は、さらに小さいといえる。袖部はダム満砂後も土石流の衝撃を受けるので、まず袖部の破壊を防ぐ必要があると考え、袖部を設計の対象に考える。

2.2 示方書に規定する衝撃を受ける部材の設計法

土木学会の規定では²⁾、設計外力に衝撃係数を乗じる、あるいは等価な静的設計荷重に置換することで、静的設計法を適用するとしている。この規定は構造物によつては適切でなく、エネルギー的考察が必要と指摘されているが、まず、この規定に従って考察する。

3. 静的設計法

3.1 土石流の衝撃力

先に著者³⁾は、土石流による衝撃力を、その衝突速度から、非圧縮性流体または圧縮性流に分けて考察し、非圧縮性とみなせる場合は、

$$p = \rho \phi / \Delta t, \phi = u(y)hF_p(y) \quad (1)$$

ここに、 ρ : 流体密度、 Δt : 衝撃力の緩和時間、 u : 衝突速度、 h : 流動深、 $F_p(y)$: 圧力分布で Fig.1 に示す。圧縮性のケースでは、

$$p = \rho c_L u \quad (2)$$

ここに、 c_L : 流体中の衝撃波の伝播速度で、衝突速度 15m/s 以上は圧縮性流体とみなし、衝撃力を Fig.1 のようにあらわした。これを砂防ダムの被災例⁴⁾ Table 1 に適用した。この例では全てのケースが 15m/s 以下であるから、非圧縮性である。無筋コンクリートの破壊ひずみは、 200μ ⁴⁾ とされている。Table 1 で土石流の規模が小さい 8、9 の場合を除いて、他のケースはひずみが 200μ を越えるか、これにちかく、ダムの破壊は土石流の衝撃によると結論できるとともに、Fig.2 が妥当であることを示した。ただ、破壊ひずみ 200μ は $E=1.4 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ のとき $\sigma_c = 28 \text{ kgf/cm}^2$ に相当し、高品質のコンクリートである。ダムコンクリートでは、一般に σ_c はその 1/2 位であるから、破壊ひずみは 100μ としてよいのではなかろうか。

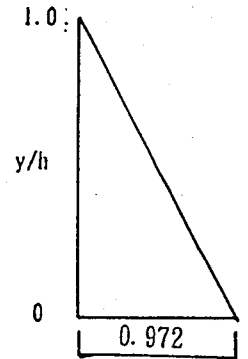


Table1 土石流で破壊した砂防ダムの例への理論の適用

No.	水深 (m)	速度 (cm/sec)	衝撃力 (tf/m)	モーメント (tfm)	Z (m ²)	σ_c (kgf/cm ²)	ひずみ (μ)
D1	2.46	3.9	172.4	212.1	0.375	55.6	397
D2	1.71	6.1	130.3	112.1	0.666	16.8	397
D3	3.12	10.2	725.3	1131.5	0.666	169.9	120
D4	5.60	20.0	4581.7	12828.7	0.666	1926.1	1214
D5	1.08	4.4	37.5	20.2	0.375	5.4	39
D6	2.20	5.8	205.1	225.6	0.345	65.3	466
D7	1.38	6.1	84.9	58.6	0.666	8.8	63
D8	0.47	4.2	6.8	1.6	0.375	0.2	1.7
D9	0.21	1.4	0.5	0.05	0.375	0.01	0.1

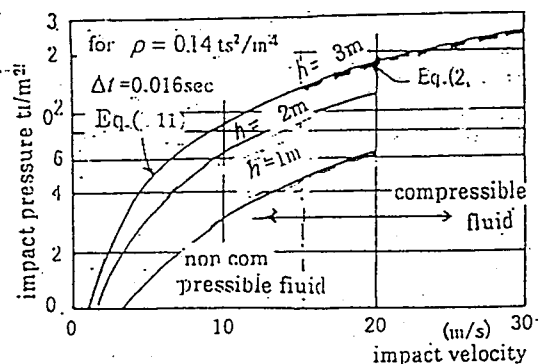


Fig.2. 衝撃圧と衝突速度の関係(理論値)

3. 2 土石流衝撃力と等価な静的設計荷重への置換 ごく短時間作用する衝撃力を、等価な静的荷重に置換する手法は確立していない。土石流の衝突速度はせいぜい 30m/s 以下で、衝撃力の分類では、ソフトな衝撃の範囲である。式(1)および(2)で与えられる力は、設計基準⁵⁾で決められている力の数 10 倍から 100 倍程度である。ただし作用時間が 0.016sec と短いので、等価な静的荷重に置換したとき、当然式(1)、(2)の力より小さい値で良い。したがって式(1)、(2)の力を等価な静的荷重とみなすのが一番危険側であるので、これをそのまま静的荷重とみなし断面設計をおこなう。

3. 3 無筋コンクリートの場合の応力 コンクリートに縦弾性係数を学会²⁾の規定により $1.4 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。コンクリートの許容圧縮強度 $\sigma_c = 80 \text{ kgf/cm}^2$ とすると、 $\sigma_t = 8 \text{ kgf/cm}^2$ とすることができる。

$$\text{許容引張応力度を与えたときの限界曲げモーメント } M_c \text{ は、} \quad M_c = \sigma_t \cdot Z \quad (3)$$

である。衝撃力によって、袖の付け根に生じるモーメントは、一様流速のとき、Fig.1 の $F_p(y)$ の下限の値は

$$0.972 \text{ であるから、} \quad M = \int_0^h p dy \cdot y_G = \frac{0.972 \rho u h^3}{6 \cdot \Delta t} \quad (4)$$

ここに、 y_G は作用点までの距離で、底から $h/3$ にとつた。ダムの断面係数を Z として、

$$0.972 \rho u h_c^3 / (6 \Delta t) < \sigma_t \cdot Z \quad (5) \quad \text{より、この条件を満たす土石流の限界流動深 } h_c \text{ は、}$$

$$h_c^3 < 6 \sigma_t Z \Delta t / (0.972 \rho u) \quad (6) \quad \text{となる。}$$

実際の砂防ダムの堤幅は、2.0m が多いので、2.0m を幅とする。かりに、 $\rho = 0.14 \text{ t sec}^2 / \text{m}^4$ 、 $\Delta t = 0.016 \text{ sec}$ 、 $u = 6.0 \text{ m/s}$ とすると、 $h_c = 1.83 \text{ m}$ となる。この計算を堤幅 3m について、同じ土石流の条件で計算すると、限界水深 $h_c = 2.40 \text{ m}$ となり、この規模の土石流の発生頻度は低下するので、堤幅 3m では被災例¹⁾が少なくなる理由とも言える。いずれにしても、無筋の場合は安全とはいえない。

3. 4 複鉄筋コンクリートとした場合の応力 コンクリートの許容応力 $\sigma_{ca} = 80 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄筋の許容応力 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$ として、許容応力度法により、コンクリートの応力が破壊応力に達し、鉄筋はまだ破壊応力に達していない条件で抵抗モーメントを 3 種の鉄筋量について求めると、Table 2 のようになる。この大きさの土石流の発生頻度は急激に減少する。したがって、袖付け根のところに例えば、D 19 × 8 本両側に配筋することによって、袖の被害はかなり減少すると言える。

4 結び 1) 衝撃荷重をそのまま静的荷重とみなすのが一番危険側と考え、これを等価な静的荷重とした。2) 厚さ 2m の袖が破壊しない限界の土石流の規模は、無筋コンクリートのとき、衝突速度 6.0m/s のとき、流動深は、1.83m. 以下である。

3) 複鉄筋コンクリートのとき、例えば D19 を片側

8 本配置すると、同じ土石流で深さ 2.6m まで耐えられる。土石流が発生するおそれがあるところの砂防ダムは袖部を鉄筋コンクリート化すべきである。

Table 2 抵抗モーメントとそれに対応する土石流の流動深

鉄筋	M_c	M_s	破壊を起こす土石流の深さ
D 19 × 8 本	1 6 3 tm	1 9 0 tm	2. 6 7 m
D 3 5 × 8 本	3 3 1 tm	5 3 1 tm	3. 3 8 m
D 5 1 × 8 本	5 3 7 tm	9 8 4 tm	3. 9 7 m

参考文献 1) 建設省土木研究所：砂防ダム被災調査報告書(2)、昭 62.4. 2) 土木学会：コンクリート標準示方書、1991 3) 大同：土石流の衝撃力とそれに対応する砂防ダムの設計法、砂防学会誌投稿中 4) 下田ら：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/I-20,1992 5) 鋼製砂防構造委員会：鋼製砂防構造物設計便覧、平 5、砂防地すべり技術センター