

# 砂防施設の鉄筋補強に関する研究

建設省土木研究所

石川芳治・石塚忠範・前田昭浩

京都大学農学部

水山高久

八千代エンジニアリング(株)

下田義文

## 1. まえがき

貯水のためのダムは古くより、経験的に石積、土によって建設されていたが、1881年に重力式ダムの安定理論がRankineによって示されて以来、重力式コンクリートダムが多く建設されるようになった。その後、Rankineの安定理論に揚圧力が設計外力として加えられるようになり、ヨーロッパ、アメリカで大型ダムの時代が到来した。1940年になると、ヨーロッパでは大型ダムの堤体積を削減し、経済的なダムを作ろうとして、アーチ式やホローグラビティダムを生み出した。この堤体積削減思想に基づく、ダムの設計は我国にも直ちに輸入された。日本の砂防の分野においては、戦後から昭和40年代前半に建設された砂防ダムのうち約15%はアーチ式等の砂防ダムとなっている<sup>1)</sup>。ところが、1954年にフランスのMalpassetダムが基礎岩盤の破壊が原因で決壊したことにより、ダム基礎が極めて重要であることが認識され、1940年以降の堤体積削減思想に基づく設計から、基礎岩盤の安全性を重視した設計へと変わった。このため基礎への応力集中の著しいアーチダム、ホローグラビティは建設されなくなり、重力式コンクリートダムに取って替わられた。昭和55年改訂の我国の砂防設計マニュアル<sup>2)</sup>においても、重力式コンクリートダムが標準化されて、昭和50年以降はアーチ式等のスレンダーな砂防ダムはほとんど建設されていない。

このように、Malpassetダムの決壊以降、我国においては貯水ダムおよび砂防ダムは重力式コンクリートダムになるが、オーストリアでは、小規模で且つ山地部で比較的良い岩盤の得られる場所では堤体積削減思想によるスレンダーなRC砂防ダムが継続して建設されてきている。上記のように、ダム技術の歴史からみて、砂防ダムのようにダム規模が小さい場合で、規模に応じた岩盤強度が確保できる場合は、堤体積削減思想に基づくRC砂防ダムは経済的で、有効なダム形式となると考えられる。

## 2. RC砂防ダム設計法

オーストリアのRC砂防ダム技術<sup>3)</sup>を参考に、RC砂防ダムの設計方法を考えると図-1に示すように、①地形・地質にあった構造形式を選定し、全体の安定条件を満足するような形状を決定する段階(全体設計)、②部材の応力に応じて配筋量を決定する段階(補強設計)および、③土石流衝撃力に対する安全性をチェックする段階(衝撃設計)に分けられる。オーストリアのRC砂防ダムの設計では③の段階は実施されていないが、土石流発生の多い日本の急流河川の状況および現行設計基準を考慮すると必要と考えられる。

## 3. 総RC砂防ダムの設計事例

### 3.1 設計条件

比較設計を行うダムサイトの具体的な形状を谷幅30mで山腹斜面の勾配45°とする。さらに、基礎岩盤が深く着岩はできず、砂礫基礎で、両岸は着岩可能なダムサイトで、水通し幅30m、設計水深2.0mと仮定する。設計を行うダム高はH=5.0m、7.5mおよび10.0mの3ケースとする。

上記の条件のもと、オーストリアで最も多くもちいられているRC砂防ダムである逆T(L型)タイプおよび連続ばりタイプのRC砂防ダムを図-1に示す方法に従い設計し、重力式コンクリートダムと比較し経済性等について検討した。

### 3.2 逆T型の設計

逆T型のRC砂防ダムの底盤の長さは基礎の滑動の安定から、垂直壁の厚さは内部のせん断の安定から決定した。各断面の配筋は、それぞれの点の曲げモーメントから求めた。逆T型砂防ダムの標準断面を図-2に示す。

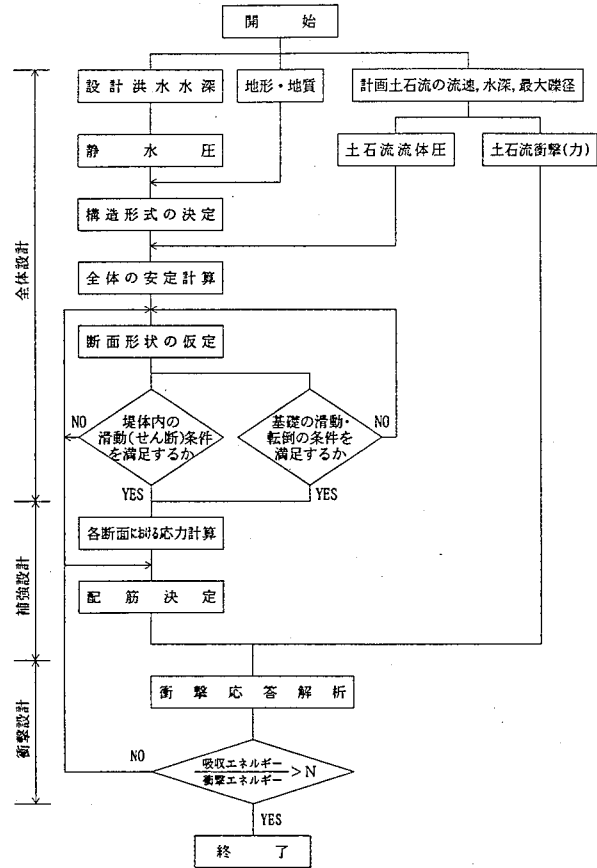


図-1 RC砂防ダムの設計手順

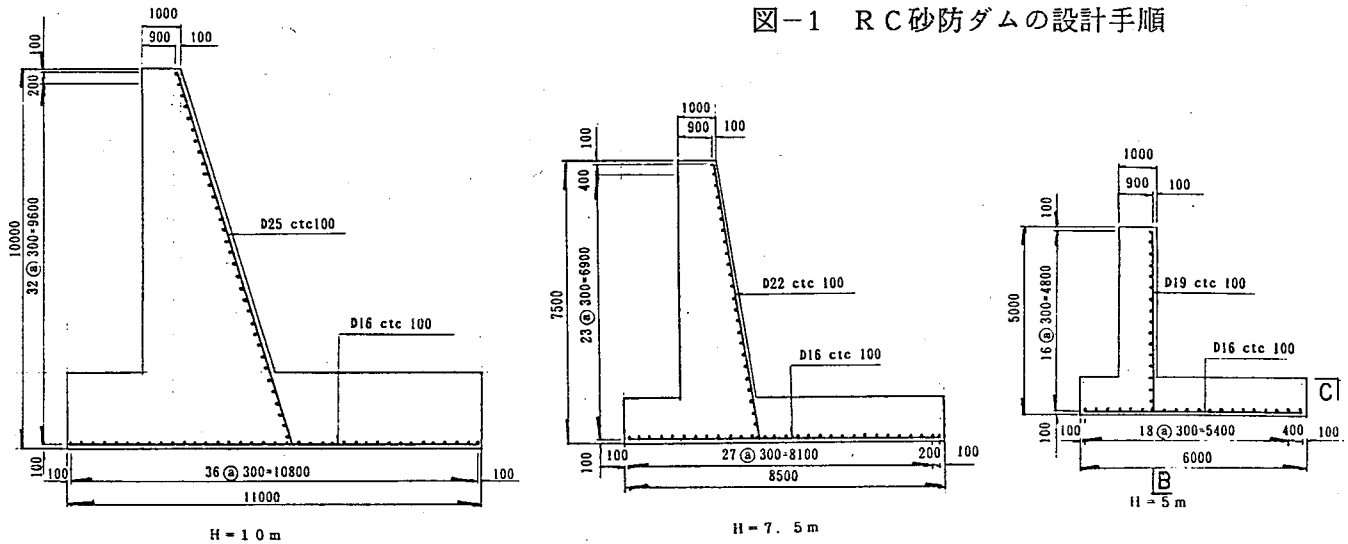


図-2 逆T型砂防ダム

### 3.3 連続ばり設計事例

連続ばり型砂防ダムは水圧、堆砂圧を側壁護岸と両袖着岩部によって支えられた連続ばり構造(本体部)で受けるものである。従って、両岸は十分な支持力のある岩盤が必要であり、ここでも、両岸は着岩できるものと仮定した。図-1のフローチャートの全体設計に従い、静水圧を受ける連続ばりの計算により部材力(モーメント、支点反力、せん断力)を求め、支点反力を取り入れた側壁護岸全体

の安定検討を行なった。連続ばり（本体部）は、コンクリートの剪断強度を $\tau_a = 4.2\text{kg/cm}^2$ （ $=42\text{t/m}^2$ ）として、剪断力に対して必要堤体厚を求めた。これに基づき堤体の標準断面を図-3に示すように定めた。さらに、連続ばり計算で求められた曲げモーメントを用いて配筋量を決定した。

側壁護岸工は主ダムをバットレス形式で支えることになるので、主ダムの支点反力が作用するとして転倒、滑動の安定計算を行う。主ダムからの伝達される支点荷重は、側壁護岸工に対しては水通し天端からダム基礎の間の分布荷重となる。これ以外にも袖部が受け持つ荷重が側壁護岸工の天端に集中荷重として作用する。安定計算結果によると、滑動に対する安全性およびMiddle-thirdの条件も満足しない。必要な安全率に対して大幅に下廻っており、この側壁護岸工により本体の安定を確保するのは困難と考えられる。

側壁護岸全体の安定を満足させるためには、控壁を約5m間隔（滑動に対する安全率より逆算により推定）に設置する必要がある。あるいは、谷幅が狭いサイト（水通し幅10m+両岸の幅 $5\text{m} \times 2\text{m} = 20\text{m}$ ）においては安全な構造とすることができる。また、砂防ダム側壁護岸工の外側は掘削残土による埋戻しが行なわれるので、この埋戻し土砂の土圧を計算上考慮すると、谷幅が広い場合においても、安全性を確保できると考えられる。現行の設計基準では安全側の設計を行うとの思想に基づき、一般に埋戻し土砂による土圧を取り入れていないので、土圧の取り入れについては基準等の運用についての検討が必要となる。

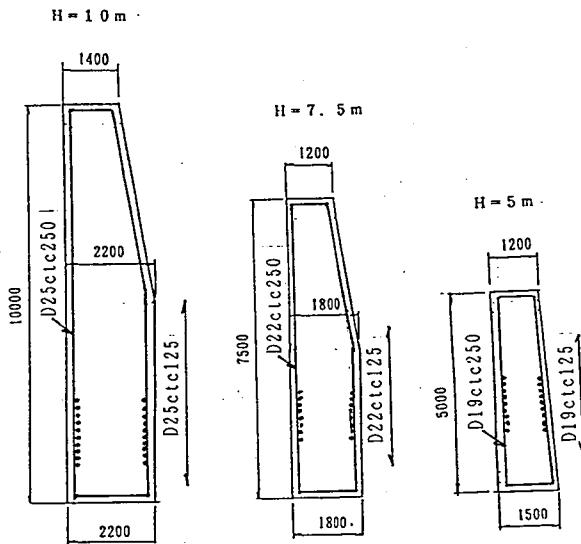


図-3 連続ばり砂防ダム

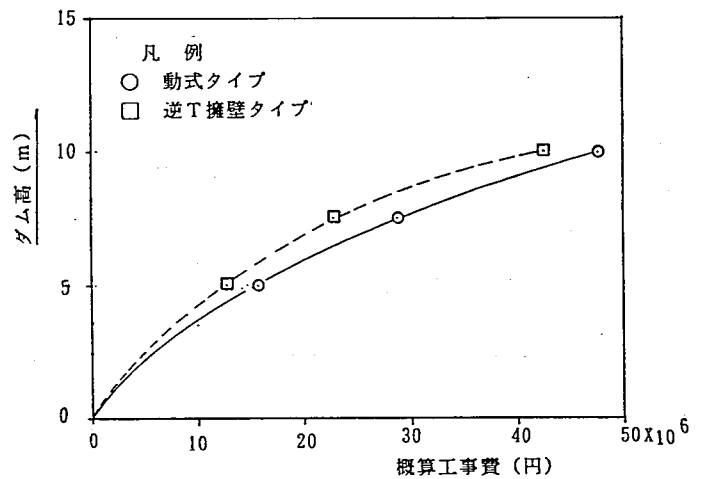


図-4 概算工事費の比較

### 3.4 概算工事費の比較

重力式コンクリートタイプと図-2に示す逆T擁壁タイプの概算工事費の比較を行なった。連続ばりタイプは側壁護岸工の安定について問題があり、構造上の検討を必要とするので、今回の比較には加えなかった。概算工事費の算出は、積算地は東京として、材料費、労務費を物価版より用いて行なった。ダム高と概算工事費の関係を図-4に示す。図-4から逆Tタイプは重力式に比較してH=5m、7.5mで約20%、H=10mで約10%経済的と言える。

#### 4. 衝撃設計

衝撃設計のための基礎的な研究として衝撃模型実験によるコンクリート片持梁の衝撃吸収エネルギーの評価を行なっているが、まだ十分な結論に達していない。ここでは、鉄筋コンクリート片持梁の破壊を根元のコンクリートの切断と仮定し、さらに衝撃荷重による破壊条件および吸収エネルギーが静的のそれらと同じと仮定して、図-1に示す衝撃設計を試みた。

##### 4.1 破壊条件

鉄筋コンクリート片持ちばりの静的実験による荷重-変位曲線を図-5に示す。これによると、破壊変位  $\delta_r$  と変位点の高さ  $y$  の比  $\delta_r/y=0.15$  となる。片持ちばりの吸収エネルギーは  $E = \int Pd\delta$  で求められる。

##### 4.2 鉄筋コンクリート砂防ダムの吸収エネルギー

砂防ダムの水通しの位置に巨礫の衝撃を受けた場合の、砂防ダムの吸収エネルギーは、(1)式で表わされる。一方、降伏点荷重  $P_e$  は(2)式で表わされる。(1)、(2)式から  $H=5、7.5、10m$  の鉄筋コンクリート砂防ダムの吸収エネルギーを求めると表-1のとおりとなる。一方、巨礫を直径1mの球、図-1に示す衝撃設計における安全率を  $N=3$  と仮定すると、設計した  $H=5、7.5、10m$  の砂防ダムは表-1の最右欄に設けた速度 ( $V$ ) に対して安全と言える。

$$E = \frac{1}{2} P_e \cdot \delta_f \quad (1)$$

$$P_e = \frac{M_e}{y} = \frac{A_s \cdot \sigma_s \cdot 0.875 d}{y} \quad (2)$$

ここで、 $E$  : 吸収エネルギー ( $\text{kgf}\cdot\text{m}$ )、 $P_e$  : 降伏荷重 ( $\text{kgf}$ )、 $\delta_f$  : 破壊変位 ( $\delta_f = 0.15 y$  :  $\text{m}$ )、 $y$  : 載荷点の高さ ( $\text{cm}$ )、 $\sigma_s$  : 鉄筋の降伏応力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )、 $A_s$  : 鉄筋量 ( $\text{cm}^2$ )、 $d$  : 計算位置の部材厚 ( $\text{cm}$ )、 $M_e$  : 降伏モーメント ( $\text{tf}\cdot\text{m}$ ) である。

表-1 鉄筋コンクリートダムの耐久できる巨礫速度

砂防ダムの高さ (m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$d$ (cm)	$y$ (cm)	$P_e$ (tf)	$\delta_f$ (m)	$E$ ( $\text{tf}\cdot\text{m}$ )	$V$ (m/s)
5.0	28.65	100	500	36.0	75	13.5	2.8
7.5	38.71	200	750	65.0	112	36.4	4.7
10.0	50.67	350	1000	112.9	150	84.6	7.1

注：巨礫を直径1mの球と仮定

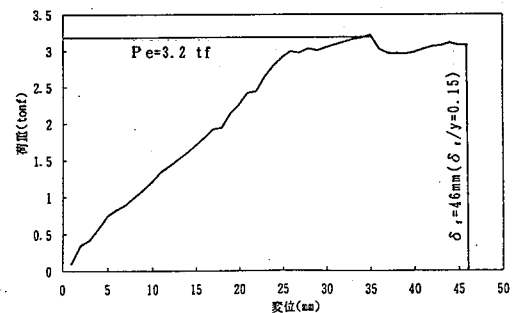


図-5 鉄筋コンクリート片持ちばりの荷重-変位曲線 (静的)

#### 参考文献

- 1) 建設省河川局砂防部：砂防ダム大鑑、(社)全国治水砂防協会、昭和48年8月
- 2) 建設省河川局砂防部：改訂版砂防設計公式集、(社)全国治水砂防協会、昭和55年9月
- 3) 下田義文、水山高久：オーストリアにおける鉄筋コンクリート (RC) 砂防ダムの技術、新砂防、Vol. 46、No. 3、1993年9月