

# 講 座

UDC 627.821.2:627.824.7

## コンクリートダム特論 I

### ダムの設計条件について

正 員 新 井 義 輔\*

コンクリートダムと云えば一般にはコンクリート重力ダム、アーチダム、バットレスダムの3種類があるが、こゝでは主として重力ダムの設計条件について、今迄日本に採用されていた方針を説明し併せてこれらに関する最近の傾向及び著者の私見を述べる。

尚アーチダムについては垣谷氏が本講座に執筆される筈であるが、アーチダムにしても或いはバットレスダムにしても設計条件については、具体的な数値は異なるが、根本的には重力ダムと同様である。ただ温度変化の条件が加わるだけである。

コンクリート重力ダムの設計条件については昭和16年～18年にかけて当時の日本発送電会社が費用を負担し、国際大堰堤会議日本国内委員会が主催者となり、各方面の人達が参加して堰堤設計調査委員会を設け、調査した設計基準がある。これは物部博士の提唱した方針を再検討したものであるが、今から見れば多少保守的な点もあるので、この際更に見直す必要があるのではないと思われる。こゝでは説明の便宜上この委員会の結論をもととして各項目について述べる。

#### 1. 堤体コンクリートの比重

ダムの設計に当つては予め実際に使用する材料を用いて所定の配合の供試体をつくり、その重量を測定して比重を決定するが、この際問題となるのは供試体のどんな状態の時を基準として比重を決定するか、云い換えれば実際のダムのコンクリートはどんな状態に在るか云うことである。設計委員会ではこの点につき色々調査して次の結論を出した。“堤体コンクリートの比重は実験で決定し、設計に用いる値は供試体製作後 28 日間水中養生したものの、表面乾燥飽和状態における比重より 0.05 を減じたものとする”。

即ちダムのコンクリートは湿潤状態にあることを認めているが施工の不良を懸念して安全をとつて 0.05 を減ずることに最後の委員会で決定したもので、0.05

と云う数字には何ら根拠のあるものではない。

著者の考えではダムのコンクリートは湿潤状態にあり、且つ実際に施工されたコンクリートの比重は、今迄の経験によれば、供試体の比重よりも一般に大きいので、施工さえ完全ならば、たとえ監査廊等の断面の減少があつても、湿潤状態の比重即ち土木学会のコンクリート標準示方書重力ダムの部で規程している（第5条）重量から求めた値を用いて差支えないと思う。

アメリカでは設計に用いるコンクリートの単位重量は 150 lb/ft<sup>3</sup>、即ち比重にして 2.4 を標準としている。又実際に施工したコンクリートもこの程度の単位重量を有しているのである。これに反し日本では在来 2.3～2.35 を設計比重として用いているが、云う迄もなく単位重量の大きいことは、ダムのコンクリートとして総ての点で好ましいので、密度の大きいコンクリートが得られるようにしなければならない。

#### 2. 余裕高

ダムの安定計算に用いる静水圧は貯水池の最高水位に適当な余裕高を加えた水位から求めるのである。この余裕高は予想しない大洪水による水位の上昇、暴風による波浪、門扉操作上の不慮の事故等に対し安全のために附加するもので、この値は溢流に対するダムの安定度及び高さにより適当に決定されるが又余水吐の容量（最大洪水量の採り方）とも密接な関係がある。

コンクリートダムでは以前は物部博士が地震時貯水池水面が上昇するものとして導いた  $\Delta h = nk_1^2 H^2$  なる式を用いていたが、物部博士はその後の研究<sup>2)</sup>で地震そのものによる波高は極めて小さいことが判つたが、水槽の振動試験の結果水面の上昇する機会もあり得ることを知り、前式を用いて余裕高を求め、その代り動水圧は常時満水面以下に作用するものとして計算する方法を提案された。設計委員会ではこの点を再検討して  $\Delta h = nk_1^2 H$  なる式が理論的根拠のうすいこと、又 Stevenson その他の人の公式を山間の貯水池に適用して適当な値が得られるかどうか疑問があるので、実例により次のように定めた。“ダムの設計水位

\* 資源庁電気施設部

1) 土木学会誌 11 巻 5 号  $n=2-3$ ,  $K_1$ : 水平震度,  $H$ : 貯水池の最大水深  
2) 土木試験所報告 29 号

は貯水池の最高水位に余裕高を加えたものとする。余裕高の値は最高水位に相当する水深の3%を標準とし、地況に応じてこれを若干増減するも差支えない。”

この規程は  $H$  に比例するのでダムの高さが100m以上になると多少大き過ぎる傾向にあるので次のような  $\sqrt{H}$  の型の式がよいと思う。例えば  $Ah=1+0.1\sqrt{H}$ 。

Creager の Engineering for Dams では Stevenson の式を変形して風速の項を入れた Molitor の実験式で波高 波圧を求めているが、実際には使用していないようである。

### 3. 揚 圧 力

揚圧力はフランスの M. Levy によつてはじめてダムに作用する外力として考えられるようになったもので、氏の考え方は上流面の各点の鉛直圧縮応力度は少くともその点の水圧強度に等しくなければならないと云うことであつた。これは揚圧力係数を1とすることであつて、その後この値が大き過ぎると云う非難が出て、多くの人々が研究されたが未だ的確なことは判っていない。

堰堤設計調査委員会の調査では次のように結論した。“揚圧力は基礎岩盤の良否により上流端に於て静水圧の25~50%とし、下流端に於て0とする三角形荷重として作用するものとする。但し、特殊の事情のある場合はこの限りでない。

尚基礎地盤の状況及び水深に応じて、上流側に相当の深さの止水壁を設けその下部には充分グラウトを施し、且つ排水孔を設けなければならない。”

今迄の揚圧力の観念はダムの上流端ではその点の全水頭に等しく、下流端では0又は下流水位の水頭に等しく、その間は直線的に変化するものと考え、これにその実際に作用する面積を乗じたものであると考えている。即ち揚圧力係数  $\mu$  は、 $A$ : Uplift area factor  $B$ : Uplift Intensity factor とすれば、 $\mu=A \times B$  で表わされ、 $A=0 \sim 1$ ,  $B=1$  と云うことであつて委員会の報告では、 $A=0.25 \sim 0.50$ ,  $B=1$  と云うことである。

これは、たとえ打継目或いは岩盤との接触面でも、相当注意した施工を行うならば、揚圧力の作用する空隙部分は単位面積当り50%を超えることはあるまいと云うことから  $\mu$  の最大値を0.5としたものであるが最小値の0.25は実例から見て0.3に引き上げたい。

又特に排水及び遮水工法を行うことを条件としているのは今迄の実測結果によれば排水及び遮水工法が揚圧力の軽減上有効なことが証明されているからであ

る。

これに対し Creager の見解<sup>3)</sup>は、前述の  $\mu=A \times B$  に於て  $A=0.95 \sim 1$ ,  $B=0.5 \sim 0.6$ 、即ち揚圧力の作用面積は全面積に対し100%に近く、その強さが逆に遮水工法により水頭の50~60%に減少するとしているので前の考え方とは根本的に異なるわけである。

然し実際問題として下流側の水位が0の場合は両者とも同一の結果を与える。何れが正しいかは今後の研究に俟たなければならない。アメリカでは上流端で  $\mu=1$ 、排水孔の位置で適当な値に低下させ、下流端で0となるような分布を仮定した例もある。

以上は主として堤体と基礎岩盤との接触面又は水平打継目に対する揚圧力の問題であるが堤体コンクリートに対する揚圧力の理論は Fillunger の研究がある。

この考えを簡単に述べると、コンクリート中の骨材がセメントペーストの中の空隙内に浸透した水により浮力をうける。これが即ち等質な堤体コンクリートに作用する揚圧力であることである。従つてこの場合はコンクリートの品質から、 $\mu$  は理論的に決定できるもので普通のダムコンクリートならば(セメント量=240~180 kg/m<sup>3</sup> w/c=0.55~0.75) 0.3~0.4の範囲にあるようである。<sup>4)</sup> この場合も実際のダムでは上流側に水抜孔を設け監査廊に導くように設計されるので、 $\mu$  の値は上記の理論値よりも小さくなると思う。

### 4. 地 震 力

ダムに作用する地震の影響については理論的に云えば動力学的に取扱わねばならない訳であるが、地震そのものの性質もはつきりしないので、今迄コンクリートダムは弾性変形も少なく、剛体に近い構造物と考え、静力学的に取扱つている。地震力の大きさを決定する震度は、その地震動の振巾及び週期並びに構造物及びその土地の固有振動週期等により変化するので、これを合理的に推定することは現状では不可能であるが、調査委員会では、物部博士が関東大地震の時の記録より推定して提案した震度を、地震帯との関係を考へて地域的に區別して次のように定めた。

“地震の強さは等値水平震度を以て表わし、基礎地盤の良否及び下流に及ぼす影響等を考慮し、下記の範囲に於て決定するものとする。

(1) 満水時: (a) 東北(福島, 山形, 秋田) 関東, 中部及び近畿は0.12~0.20とする。(b) 北海道, 東北(宮城, 岩手, 青森) 中国, 四国及び九州は0.10~0.15とする。

(3) 空虚時: 空虚時は満水時の震度の $\frac{1}{2}$ とする。”  
この地域の区分けはその後日本放送電で調査したところによると変更を加えた方がよいと思われる点があ

3) Engineering for Dams Vol. II

4) F. Tölke: Wasserkraftanlagen p.323

るが上の区分けは極く大略のものでダム設計にはその位置によつて震度を変えると云う意味に解釈すれば強いてこの区分にこだわる必要はないと思う。

以上は前にも述べたようにダムを剛体と考えて各部に様な地震力が作用するものと考えたのであるが、若しダムの固有振動週期に近い短週期の地震の影響をうけた場合<sup>5)</sup>には上記の計算方法は成立しないことになるが、今迄の、過去の大規模地震に際しての観測結果によれば一般に長週期の振動が発達していると云われているし、又短週期の地震波は地表付近で減衰散乱等の影響をうけ易いとも云われているから、現在の段階ではダムを剛体と考えて静力学的に耐震計算を行う実用的な方法で差支えないと思う。

尚重力ダムでは地震力は堤軸に直角な場合のみを考えるがアーチダム及びバットレスダムでは堤軸に平行な方向の地震力についても考える必要がある。

### 5. 動水圧

地震の際ダムに及ぼす作用は堤体に作用する地震力の外に堤体と池水との相対運動による動的な水圧を受ける。これは動水圧と呼んでいるが、この項目については堰堤設計調査委員会では触れなかつた。この動水圧の公式は Westergaard の提案した  $p_d = \frac{7}{8} w_0 k_1 \sqrt{Hx}$  を用いているが、この式は周知のように地震動の週期は 1sec 以上の長週期であるからダムは剛体と考えることができるものとして求めたもので、地震動の週期が短い場合には適用出来ない。又微分方程式の境界条件にも不合理と思われる点もあるので、最近畑野氏田中清氏がこの点を修正した研究を発表している。

しかし地震力の項でも述べたようにダムの耐震計算を静力学的に行っている現状ではこの式で差支えないものと思う。ただ  $\gamma_s$  と云う係数は本来はダムの高さと地震動の週期によつて変化する係数を便宜  $\gamma_s$  としたものでアメリカでは振動週期を仮定してダムの高さから求めているが、地震動の週期を予め定めること自体が大きな仮定であるからダムの高さによつてこの係数を変えることはそれ程必要性があると思われぬ。

この式は重力ダムを前提として導かれたもので、これをアーチダム、マルチプルアーチダムにそのまま適用することは充分検討しなければならないと思うが、現状ではアメリカでも  $p_d = C w_0 k_1 \sqrt{Hx}$  で表わされる水圧が上流面に水平に半径方向に作用すると考えている。従つてバットレスダムの場合は(マルチプルアーチを含む)そのダムの上流面に垂直な力が作用するものと考えればよい。

5) この場合にいつは畑野止氏の研究がある

6)  $p_d$ : 動水圧の強さ,  $w_0$ : 水の単位重量,  $k_1$ : 水平震度,  $H$ : 池の最大水深,  $x$ :  $p_d$  が作用する点の水深

### 6. 堆砂圧

貯水池に将来土砂の堆積することを予想し、ダムの安定計算には堆積土砂の圧力を考える。この土砂の堆積する深さは水源の状況、貯水池面積の広狭、ダムの位置等によるものであるが、委員会ではこれについて次のように報告をしている。

“(1) 堆砂の深さ: 計算に当つて考慮すべき堆砂の深さは次表を標準とする。尚下記の標準より低い堆砂深を採用しようとする場合は、その貯水池の沈砂状況等につき充分検討しなければならない。

位 置	水源状況	地 積	堆砂深*
上流に沈砂効果充分なるダムがない場合	良好でない場合	狭小なとき	70~100
		広大なとき	50~80
	良好な場合	狭小なとき	50~80
		広大なとき	40~70
上流に沈砂効果充分なるダムがある場合	良好でない場合	狭小なとき	50~80
		広大なとき	40~70
	良好な場合	狭小なとき	40~70
		広大なとき	30~60

\* 堆砂の深さは固定堰堤の高さに対する百分率で示す。

(2) 堆砂圧は堤体に対し水平に作用するとし、その大きさは  $P_1 = \frac{1}{2} C w_1 H^2$  より算出する。こゝに  $P_1$ : ダムの単位幅に作用する総堆砂圧,  $C$ : 土圧係数=0.4~0.6,  $H$ : 堆砂深,  $w_1$ : 水中に於ける堆砂の単位容積重量である。但し  $C, w_1$  は後に述べる値を標準とする。

(3) 地震時動水圧を考える場合には地震による堆砂圧の増大を考える必要はない。

(4) 堆砂の重量: 堆砂の水中重量は次式により求める。

$$w_1 = w + w_0 v - w_0 \quad \text{或いは} \quad w_1 = w + v - 1$$

こゝに  $w_1$ : 堆砂の水中の単位体積重量,  $w$ : 堆砂の見かけの単位体積重量,  $v$ : 堆砂の空隙率,  $w_0$ : 水の単位重量であつて,  $w = 1.45 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ ,  $v = 0.35 \sim 0.45$ ,  $w_0 = 1$  を標準とする。”

(1)の堆砂の深さについては、この表はごく大体の標準を与えたもので、個々の場合については、最近貯水池の土砂堆積の研究も進んでいるから、よくその河川の流砂状況、流域の地形、地質等を調査して定める方がよい。計算式については堆砂圧は水圧に比して二次的なものであるから便宜上この式で計算して差支えないと思う。又  $C$  の値は堆砂の粒子の大小により異つてくるので、やかましく云えば上部と下部では粒の大きさが異なるから、かえなければならぬがそこ迄詳しく計算する必要もないし又意味ないことである。

水中の堆砂の重量は今迄  $w_1 = w - w_0$  で計算していたがこれは間違つていたので  $w_1 = w + \lambda w_0 - w_0$  に訂正し

た方がよい。Engineering for Dams でもこの式を用いている。地震による堆砂圧の増大は  $C$  の値を 0.6~0.7 程度にとればカバーできると思うが特に考える必要はないようである。最後に従来ダムに排砂門を設ける場合、その排砂門の敷までの堆砂を考えることが多く行われていたが、この排砂門は実際には役に立たないので、感心した方法とは云えない。

## 7. 氷 圧

氷圧は氷の厚さによることは勿論であるがこの外その時の温度及び結氷板の大きさ等によつて定まるもので、これに関する数値は貯水池の緯度、標高、温度、気象、地形等によつて大幅に変化するので現状では未だ満足な値が得られていない。従来採用されていた値としては  $15t/m^2$  の圧力があり、これが満水面に集中して水平にはたらくものとしていた。堰堤設計調査委員会でも種々調査研究したが的確な結論が得られないので参考資料として次のように報告している。

“氷圧は貯水池の大きさ、地形、形状、水質及び気象等に左右されるも次式により推定するものとする。

$$P = -5\Delta\theta \leq 18/(l/100h)^2$$

$P$ : 氷圧( $t/m^2$ ),  $\Delta\theta$ : 最低日平均気温( $-C^\circ$ ),  $l$ : 対岸距離(m),  $h$ : 氷厚(m) =  $0.023\sqrt{-C \cdot T}$ ,  $T$ : 結氷開始後氷厚が最大になる迄の日数,  $C$ : 結氷開始後当日迄の日平均気温の  $T$  日間の平均値( $-C^\circ$ )。

但し結氷板に龜裂の生じない場合及び氷厚 10cm 以下の場合氷圧は考慮するに及ばない。

氷圧は計画水位に於て水平に作用するものとする。”

この式は結氷板に龜裂の生じた場合の計算式で、結氷板に龜裂の生ずるのはある温度以下に気温が降下した場合である。ある温度以上では結氷板は上下両面の温度差で凹形に歪められているがそれ以下になると龜裂が生じ、この龜裂に浸入した水が結氷してその間隙を填充し、その後の気温の上昇に伴う膨張によつて氷圧が生ずるものと考えているのである。

一般に貯水位は冬期は下降しているので満水面に作用することは殆んどなく、且つ氷圧の影響はダムの上部に対し少々著しくダム全体の安定にはあまり関係ない。又結氷防止方法もあるので、防止施設をして氷圧をなくする方がコンクリートの凍害を防止する点から云つても望ましいのではないだろうか。たゞ低いダムやゲートの設計には  $15t/m^2$  程度の氷圧を考える必要がある。

## 8. 滑動に対する安定条件

従来ダムの滑動に対してはコンクリートと岩盤或いはコンクリート相互間の摩擦係数を 0.6~0.75 にとり、滑動係数がこれを超過しなければよいとしていた

が、実際に計算して見ると下部の滑動係数はこの値を超過するのが普通であつた。

この不合理を改めて調査委員会ではアメリカで行われているように滑動に対する安定は剪断抵抗を考へて計算することに改めた。即ち次のように報告している。“滑動の安定条件は次の式によつて決定する。

$$\frac{fV + \tau l}{H} \geq n$$

ここに  $V$ : 垂直力( $t$ ),  $H$ : 水平力( $t$ ),  $f$ : 摩擦係数,  $l$ : 剪断巾(ダムの底面の巾),  $\tau$ : 剪断破壊強度(コンクリート又は岩盤のうち何れか弱い方をとる)  $n$ : 剪断摩擦安全係数 但し  $n=5$  を標準とする。

上式中  $f$ ,  $\tau$  の値はダムのコンクリート及び基礎岩盤について剪断強度試験を行つて決定すべきであるが、試験を行わないときは  $f=0.65$ ,  $\tau=200t/m^2$  を標準とする。但し基礎岩盤が水平又は下流向きに緩かな下り勾配の頁岩層、片岩層等よりなる場合或いはこれに類する方向を有する節理又は龜裂がある場合は特別な考慮を要するものとする。ダムの施工面はなるべく下流向上り勾配を附し、且つ凹凸階段等を設け或いはダムを岩盤中に嵌入させる等、滑動を防止する方法を講ずること。”

この滑動に対する安定条件は D.C Henny<sup>7)</sup> の提唱したもので、同氏は  $n \geq 4$  としている。又今迄日本では  $f=0.75$  にとるのが普通であつた。従つて著者の考えは  $n \leq 4$ ,  $f=0.75$  とし、 $\tau$  の値は大規模なダムでは試験して定めればよいと思う。尙  $\tau$  の値はコンクリートと岩盤との附着強度を用いるのが適しているようにも考えられるが、実際にその値を正しく求めることも困難であり、ダムの基礎面の状況を考えればその必要もないと思う。

最後にダムの許容応力と安全率との関係について云えば、ダムのコンクリートの許容圧縮応力度は圧縮強度の  $1/5$  以下に、即ち安全率を 5 以上にとるのが普通であるが、これは圧縮応力に対する安全率であつて、剪断応力に対する安全率はこれよりはるかに低いものであることに留意しなければならない。例えば最も応力の大きい満水時の下流面のある一点について考えれば、最大主応力を  $\sigma_1$  最大剪断応力を  $\tau_m$  とすれば、

$$\tau_m = \frac{1}{2} \sigma_1 \text{ 又 } \tau_c = (0.2 \sim 0.3) \sigma_c \text{ ⑧) であるから、}$$

$$\text{今 } \sigma_{ca} = (1/5 \sim 1/6) \sigma_c \text{ ⑧), } \tau_{ca} = \frac{1}{2} \sigma_{ca} \text{ ⑧) とすれば}$$

$$\tau_c / \tau_{ca} = (0.2 \sim 0.3) \sigma_c / \frac{1}{2} \sigma_{ca} = (0.4 \sim 0.6) \sigma_c / \sigma_{ca}$$

$$= 2 \sim 3 \text{ or } 2.4 \sim 3.6$$

即ち圧縮応力度に対して 5 の安全率をとれば剪断応力度に対しては最小 2~3 の安全率があることがわかる。もつとも  $\tau_c$  の値は直圧力を受けるから上記の値より大きくなると思われるので、これは最小限であろう。

7) Trans. A. S. C. E. 1934 Vol. 99

8)  $\sigma_c$ : 材令 28 日の圧縮強度,  $\tau_c$ : 剪断強度,  $\sigma_{ca}$ : 許容圧縮応力度,  $\tau_{ca}$ : 許容剪断応力度