

# 塚原重力ダムの振動実験とその考察

正員 畑 野 正\*  
 正員 高 橋 忠\*\*  
 准員 堤 一\*\*

## VIBRATION TESTS AND THEIR STUDIES

### ON TSUKABARU GRAVITY DAM

By *Tadashi Hatano, C.E. Member, Tadashi Takahashi, C.E. Member,*  
*Hajime Tsutsumi, C.E. Assoc. Member*

**Synopsis :** This paper reports the result of the vibration tests on Tsukabaru Gravity Dam (height 78 m, crest length 215 m, ungrouted key joints) and its consideration.

The vibration was given by an exciter having about 12 tons max. capacity which was installed at one point in the gallery. And the vibration propagated into the whole structure through the ungrouted key joints, but a large phase lag in horizontal direction and some slip between neighbouring two blocks were observed.

From the result of this test, it will be reasonable to consider the gravity dam joint ungrouted as a three dimensional structure from the dynamical or statical point of view.

Accordingly we proposed an engineering method of earthquake-proof design for a gravitydam, considering cantilever and twist elements in it.

But for the simplicity, the phase lag and slip were not considered, and it will be necessary to observe the motion of the several points in the dam during natural earthquakes to know the rationality of this simplification.

## 1. 緒 言

ダムの耐震問題に関する研究としては、数理的ないし模型実験の例はあるが、実際のダムについての観測はまだ一、二の例を見るに過ぎない<sup>1)</sup>。従つて実物ダムの振動性状はほとんど知られていない現状であるので、塚原重力ダムをその第一の実験対策として取りあげることとした。

本研究には起振器、爆薬による人工的振動の観測、自然地震による観測等を行つたが、これ等各種の実験の中、起振器による実験は特に詳細に行われその結果から、このダムの振動性状の一端を知ることができると思われるので今回ここに起振器による振動実験の結果を報告し、あわせて簡単な考察を加えることとした。

なお、本文の詳細は電力中央研究所、技術研究所所報 Vol. 7, No. 6 に発表してあるので、くわしくは本論文によらねたい。

## 2. 塚原ダムの概要

このダムの概要は次に示すごとくである。

(1) ダムの型式	直線越流型コンクリート重力式
(2) 基礎地盤から固定ダムまでの高さ	78.0 m
(3) 堤頂長さ	215 m
(4) 堤頂幅	越流部 11.25 m
	非越流部 4.00 m
(5) 上下流面の勾配(%)	上流面 10
	下流面 78
(6) ダム体積	363 146 m <sup>3</sup>
(7) 収縮継目の間隔	15.00, 21.00 m 間隔
(8) 基礎地盤の地質	硬砂岩、石墨粘板岩および千枚岩質粘板岩

\* 工学博士、電力中央研究所、技術研究所、構造研究室

\*\*電力中央研究所、技術研究所、構造研究室

図-1 にダムの平面図, 断面図を示す。

3. 実験器械

重力ダムを人工的に振動せしめ, これを観測するには測定器も十分感度の高い, 精度のよいものが必要である。この為, 予備実験に基づいて重力ダム用の大型起振器および増幅器を製作した。起振器は直径 80 cm の三輪駆型で, これに 20 kg の偏心重量を4コ用いた。起振力は 10 cycle/sec で最大 11.5 ton である。起振器はダム監査廊の両壁にジャッキによつて締付け, 河流方向の振動を与えた。

振動計は動線輪換振器 ( $T_0=0.5$  sec) で, 出力は増幅器を通り, 電磁オシログラフで記録される。

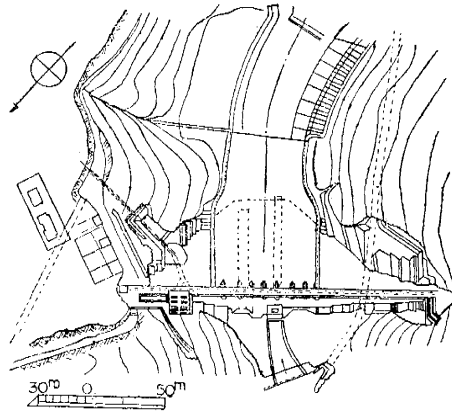
増幅器に対して要求される性能は 2~20 cycle/sec で Gain 一周波数特性が一定であり, しかも非常に高い感度が必要である。また, 電源交流ハム, Ground Noise に対する対策も必要であつた。

以上のような条件を十分に考慮した結果, 増幅器には MG-III 型増幅器<sup>2)</sup>を製作使用した。この増幅器は周波数 1~30 cycle/sec の使用範囲を有し, 非常に高感度であり, しかも Low-pass filter が使用してあるので前述の要求に適するものであつた。

4. 実験要領

この実験では図-2 に見られるように測点を決めた。すなわちダムをブロックによつて 0~12 の 13 ブロックに分け, また堤頂線を A, 上段監査廊を B, 下段監査廊を C として, 図示した様に測点を決めた。また特に横縦

図-1 PLANE FIGURE



CROSS SECTION

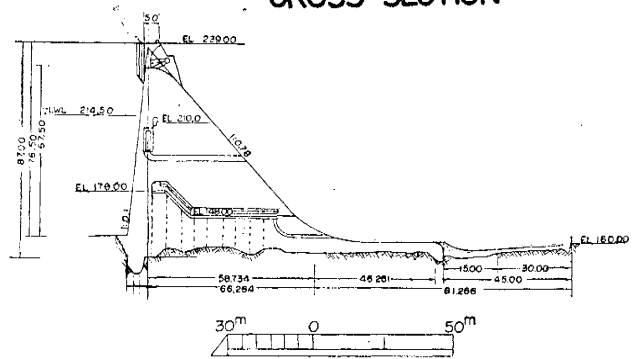
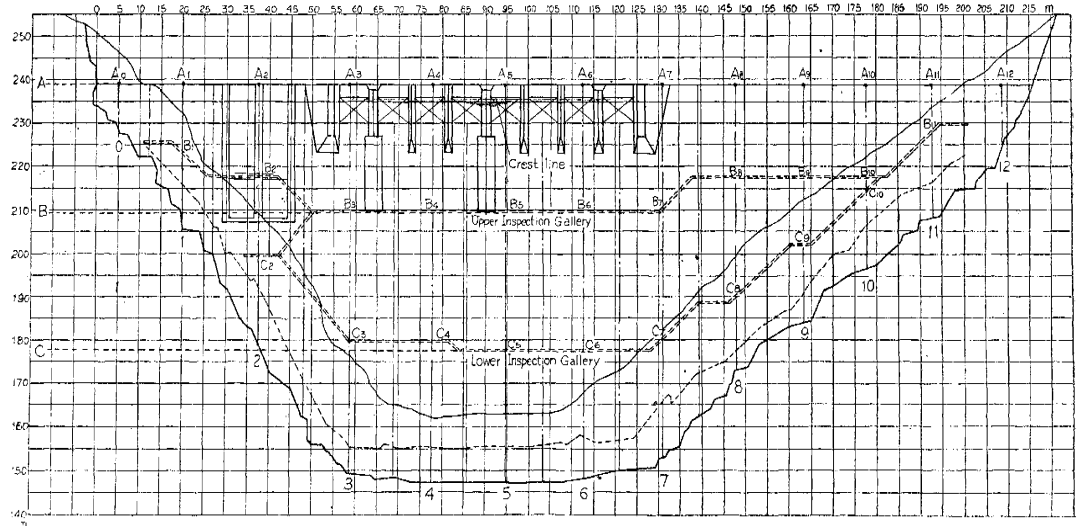


図-2



目に接して  $B_5', B_6', B_8', B_9'$  の測点を取つた。

初め起振器を上段監査廊  $B_5$  に設置し 120 cycle/min から 600 cycle/min にわたつて 20 cycle/min ごとに各測点の振動の同時測定を行つた。その後起振器を  $B_6$  に移し、同様の測定を行つた。換振器は6台であつたのでその中一台を規準点 (Exciter  $B_5$  のとき  $B_5$ , Exciter  $B_6$  のとき  $B_6$ ) に設置し、他の換振器を測点に移動させて測定を行つた。

この場合得られた結果は起振器の出力  $F=r\mu^2$  に対応するものであるが、本文中の測定値はすべて  $F=4000$  kg に換算して表わしている。これは  $r$  および  $m$  を変ずることにより出力  $F$  を変えても振幅一週期曲線に非線型性を示さなかつたからである。

なお、これらの実験はすべて貯水池満水の状態で行われた。

5. 実験結果

(i) 振幅一週期曲線

図-3 は起振器位置  $B_5$  のときの各測点の振幅一週期曲線を表わし、また図-4 は同様に起振器位置のときの

図-3

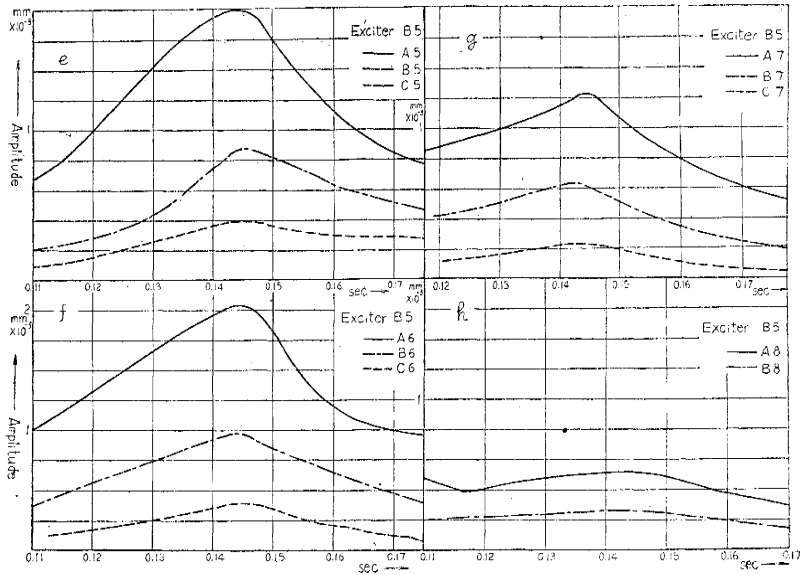
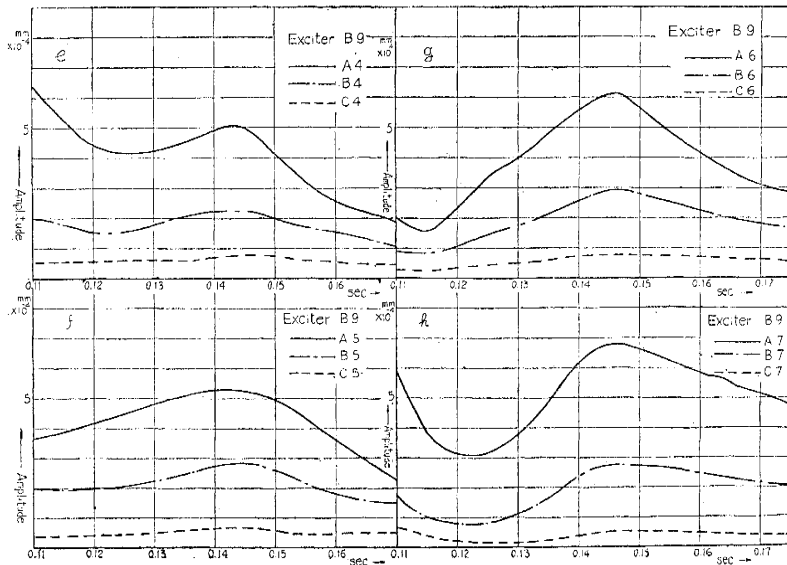


図-4



各測点の振幅一週期曲線を表わす。これ等の図から知られるように各測点の振幅一週期曲線は起振器の位置によつて多少その形が異なる。また、起振器の位置が同一でも中央最高位ブロックすなわちブロック 4, 5, 6 と基礎の傾斜したブロックすなわちブロック 1, 2 および 8, 9 等とはその形が多少異なつてゐる。しかしながら、同一ブロック内では、この曲線の形は相似な形である。またこれ等の曲線から 0.145 秒でピークを示す事がわかる。

また、起振器  $B_2$  の場合ブロック 7, 8, 9 で週期が 0.13 秒より短くなると、急激に振幅が増大する。

(ii) 振動形

次に振動時におけるダムの振動形状を知るため、特に週期 0.145 秒および 0.12 秒の場合の振動形状を 図-5~図-8 に示した。図-5, 図-6 はそれぞれ起振器位置  $B_2$  の場合の週期 0.145 秒および 0.12 秒における各測点の瞬時位置で  $B_2$  が最大振幅を示す場合を基準にとつてある。また、同様に図-7, 図-8 は起振器位置  $B_1$  の場合の週期 0.145 秒および 0.12 秒におけるもので、この場合は  $B_1$  が基準である。

起振器から遠ざかるにしたがつて水平方向の位相の遅れが大きいが各測点間の位相差と距離との関係を十分正確に把えることは、非常に困難であつた。この実験では起振器  $B_2$  の場合、0.145 秒で測点  $B_2$  と  $B_1$  の位相差は約  $50^\circ$  で、また 0.12 秒では約  $100^\circ$  であつた。各ブロック内の鉛直方向には位相のずれは認められなかつた。

(iv) 横継目

重力ダムの振動性状に影響を与える大きな要素の一つとして横継目が考えられる。従つて今度の実験でも特に代表的な横継目を選び、継目における両ブロックの動きを調べた。

図-9 は起振器位置  $B_2$  のときの  $B_2'$ ,  $B_2'$  の振幅一週期曲線であり、また図-10 は  $B_2'$ ,  $B_2'$  の振幅一週期曲線である。

図-9 では週期の大なる間は両ブロックは同一振動を行つてゐるが、0.145 秒の peak を過ぎさらに週期が短くなると、振幅に差が認められる。図-10 ではすでに全週期にわたつて振幅に差が認められる。

6. 考 察

上述の実験結果を見れば重力ダムの振動性状は極めて複雑なものであることがわかる。以下その主要なものについて考察してみよう。

この重力ダムは、すでに述べた様に、ブロック別になつており、横継目には 図-11 に示すような鉛直方向の key が設けられてあ

図-5

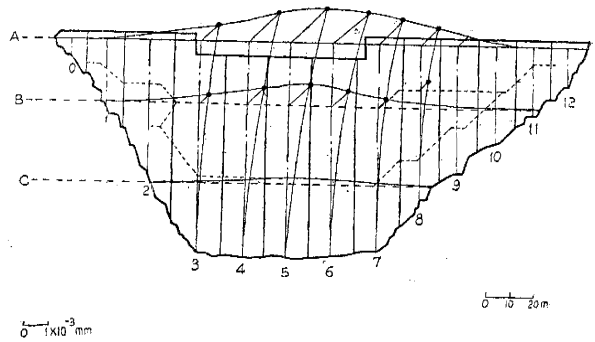


図-6

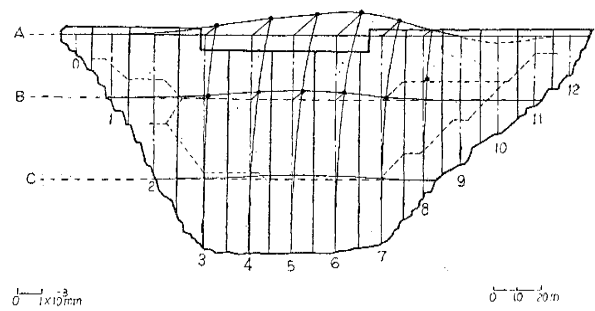


図-7

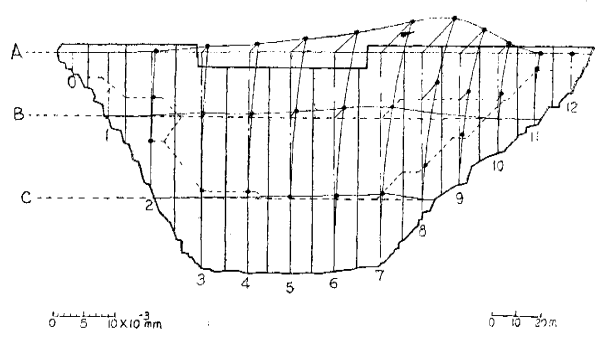
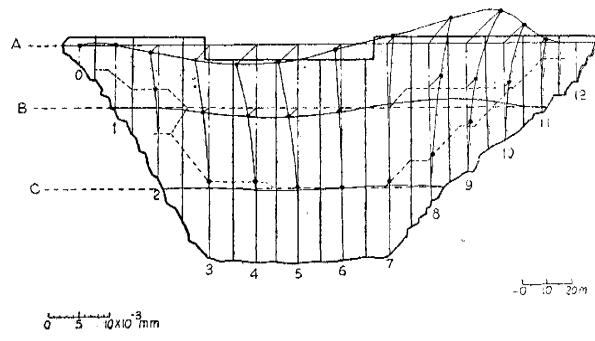


図-8



る。また縦継目には、コンクリート1リフト毎に水平方向の key が設けられてある。横継目はグラウトのされない継目であり、縦継目もほとんどグラウトされない継目であると考えてよいようである。

このような構造において、一点加振による振動が十分相隣れるブロックを通じてダム全体に伝播していることは、静力学的にも動力学的にもダム全体を連続した構造として取扱う方がよいことを示すものであろう。

次にこのダムを一体と見たときの満水時の自己振動週期は、この実験における共振週期 0.145 sec に近いものであろうと考えられる。アーチダムと異なり、一点加振によつても全体が慣性力をうけたときに生ずる変形応力状態と本質的には異なる状態を生ずると考えてよいからである。しかし基礎部分が固定した振動型であるから、動水圧による水の付加部分が、全体が振動したときより小となり、ある程度この値より週期がのびるものと考えねばならぬであろう。

次に振幅一週期曲線の代表的なものから粘性減衰のある振動と考えた場合の減衰係数を求めて見ると表-1 のようになる。

表-1

Exciter	$\beta t$	$T_0, \text{sec}$	$h = \epsilon/n$	
$B_5$	$A_6$	0.145	0.12	} 図-3.f
$B_5$	$B_6$	0.145	0.12	
$B_9$	$A_6$	0.145	0.10	} 図-4.g
$B_9$	$B_6$	0.145	0.10	

すなわち減衰係数は限界減衰係数の 10~12% と計算されることになる。

次に振動論的取扱いを行うためには、外荷重による変位、モーメントおよびせん断力の関係を規定する必要がある。この問題に関しては周知のようにアメリカ開拓局による Twist analysis の方法があるが著者はこの方法につき一部修正を要すると考えるので、以下にこれを含めて解法を略記することにする。

前述のように横継目の key を介して全体が三次元的に連続であるとするのがよいのであるから、key により上下流方向のせん断力と、横継目の鉛直面内におけるねじりモーメントとを伝え、水平面内における曲げモーメントを伝えることのできない一体構造を考えるものとする。この場合横継目をはさんでブロック間にずれを生じ得ることを考慮に入れることは取扱いが困難になると考えられるのでここでは一応省略して考える。

いま重力ダムを鉛直片持バリ要素、水平ねじり要素、鉛直ねじり要素からなるものと考え、図-12 に示すように各要素が曲げモーメントおよびせん断力、ねじりモーメントおよびせん断力を伝えるとして微小部分の力の平衡式を求めると次のようになる<sup>3)</sup>。

図-9

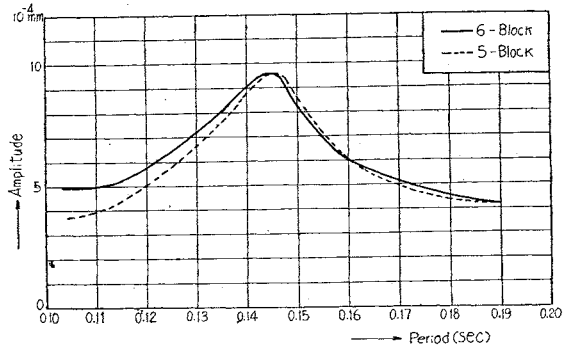


図-10

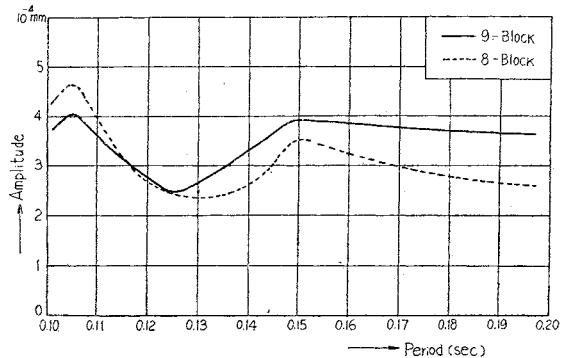
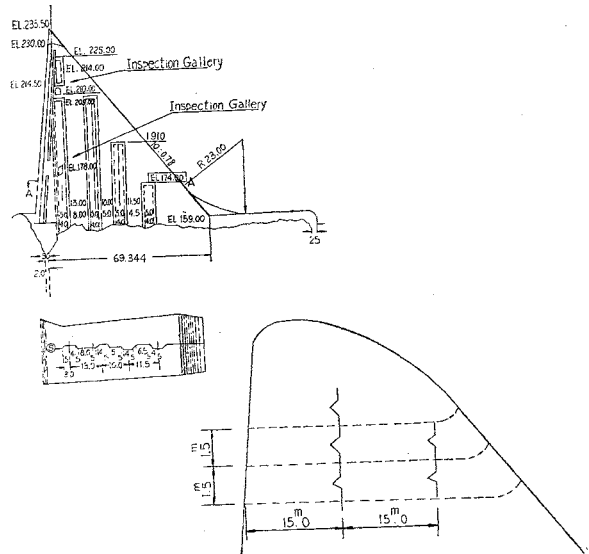
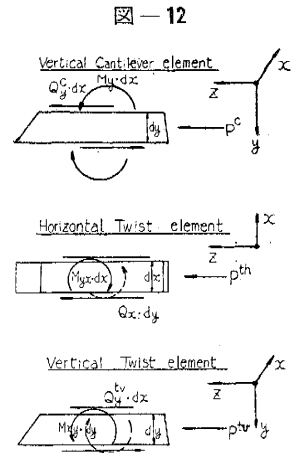


図-11



$$\begin{cases} \frac{\partial M_y}{\partial y} - Q_y^c = 0 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{\partial Q_y^c}{\partial y} - p^c = 0 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} - Q_x = 0 \dots\dots\dots(3) \\ \frac{\partial Q_x}{\partial x} - p^{th} = 0 \dots\dots\dots(4) \\ \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} - Q_y^{tv} = 0 \dots\dots\dots(5) \\ \frac{\partial Q_y^{tv}}{\partial y} - p^{tv} = 0 \dots\dots\dots(6) \\ p^c + p^{tv} + p^{th} = p \dots\dots\dots(7) \end{cases}$$



$M_{xy}$  および  $M_{yx}$  は相互に直角な二面におけるせん断応力の等しいことからほぼ等しいとおくことができ、従つて (3), (4), (5), (6) 式より

$$p^{tv} = p^{th} \dots\dots\dots(8)$$

(1)~(8) 式から

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} = p \dots\dots\dots(9)$$

次に各構造要素はそれぞれの分担荷重により同一の変位を生ずるものとする。

鉛直片持り要素はモーメント  $M_y$ 、せん断力  $Q_y^c$  の両者により、上下流方向に変位  $w$  を生ずるとすれば

$$w = \iint \frac{12 M_y}{Et^3} dy dy + \int \frac{K Q_y^c}{Gt} dy \dots\dots\dots(10)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \frac{12 M_y}{Et^3} + \frac{K}{G} \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{Q_y^c}{t} \right) \dots\dots\dots(11)$$

水平ねじり要素はねじりモーメント  $M_{yx}$ 、せん断力  $Q_x$  の両者により同じく変位  $w$  を生ずるとすれば

$$w = \iint \frac{12 M_{yx}}{Et^3} dy dx + \int \frac{\alpha Q_x}{Gt} dx \dots\dots\dots(12)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{12 M_{yx}}{Et^3} + \frac{\alpha}{G} \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{Q_x}{t} \right) \dots\dots\dots(13)$$

鉛直ねじり要素については全く同様に

$$w = \iint \frac{12 M_{xy}}{Et^3} dx dy + \int \frac{K Q_y^{tv}}{G} dy \dots\dots\dots(14)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{12 M_{xy}}{Et^3} + \frac{K}{G} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q_y^{tv}}{t} \right) \dots\dots\dots(15)$$

以上 (9), (11), (13), (15) 式から重力ダムの三次元的解を得ることができる。

ここに  $t$  はダムの上下流方向のあつき  $\alpha, K$  はせん断力の分布状態に関する常数

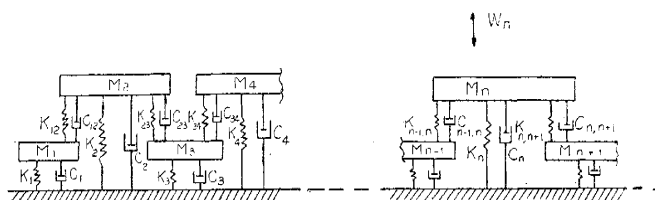
次に一点加振による今回の実験について考察して見よう。

いま併立した各ブロックを一つの質点と見なし、これに動水圧に關係する水の仮想体を加えた合計質量を  $M_n$  とする。

基礎地盤および相隣れるブロックとのつながりを図-13のごときものとする。

この系の振動方程式は各質点の力の平衡式から次のごとく与えられる。

図-13



$$\begin{aligned}
 M_1 \ddot{W}_1 + C_1 \dot{W}_1 + C_{12}(\dot{W}_1 - \dot{W}_2) + K_1 W_1 + K_{12}(W_1 - W_2) &= 0 \\
 M_2 \ddot{W}_2 + C_2 \dot{W}_2 + C_{23}(\dot{W}_2 - \dot{W}_3) + C_{23}(\dot{W}_2 - \dot{W}_3) + K_2 W_2 + K_{12}(W_2 - W_1) + K_{23}(W_2 - W_3) &= 0 \\
 \vdots & \\
 M_5 \ddot{W}_5 + C_5 \dot{W}_5 + C_{45}(\dot{W}_5 - \dot{W}_4) + C_{56}(\dot{W}_5 - \dot{W}_6) + K_5 W_5 + K_{45}(W_5 - W_4) + K_{56}(W_5 - W_6) &= P \sin pt \\
 \vdots & \\
 M_n \ddot{W}_n + C_n \dot{W}_n + C_{n-1,n}(\dot{W}_n - \dot{W}_{n-1}) + C_{n,n+1}(\dot{W}_n - \dot{W}_{n+1}) + K_n W_n + K_{n-1,n}(W_n - W_{n-1}) \\
 + K_{n,n+1}(W_n - W_{n+1}) &= 0
 \end{aligned} \tag{16}$$

この聯立微分方程式の解として強制振動の項をとれば、次のような型におくことができるであろう。

$$W_n = A_n \sin(pt + \alpha_n) \dots\dots\dots (17)$$

ここに、 $A_n$  : 質点  $n$  の振幅

$\alpha_n$  : 質点  $n$  の位相のずれ

バネ常数は次のようにして求めることができるであろう。すなわち質点と基礎地盤を結ぶバネの常数  $K_n$  を求める為には各ブロックを個々の片持バリ要素と考えて、その天端中央に上下流方向の単位荷重を作用し、(10)により変位を求める。このとき例えば天端における変位を基準にとり、その逆数に比例した値を  $K_n$  とする。

相隣れるブロック間のバネの常数  $K_{n-1,n} \cdot K_{n,n+1}$  等を求める為には、ダム三次元構造体に任意の荷重、例えばブロック5の天端中央に上下流方向の単位荷重を作用し、(10)、(12)等によりダム全体の変位を求める。

これらの内各ブロック天端中央の変位を以て各質点の変位を代表させこれを  $W_n$  として(16)に代入して既知の  $K_n$  の値を用いて  $K_{n-1,n}$ 、 $K_{n,n+1}$  等を求める。この場合(16)の中の  $\ddot{W}_n$ 、 $\dot{W}_n$  等時間に関係する項は0とおき、外荷重  $P \sin pt$  は1とおく。

バネ常数の絶対値を決定する為の比例常数は任意の片持バリ要素の自己振動週期を計算し、これと質量  $M_n$ 、バネ常数  $K_n$  とから定めることができる。

また粘性減衰係数  $C$  は表-1の値から推定するものとする。

これらの数値計算は極めて繁雑であるのでここには省略するが、(16)、(17)により一点加振における振動状態をある程度まで説明できると思われる。

地震時の場合は上下流方向の地動を  $g(t)$  とすれば(16)式の右辺をそれぞれ

$$M_n \ddot{g}(t)$$

とおけばよいことになる。

この場合地震波の波長の関係から

$$M_n \ddot{g}(t + \beta_n)$$

として、 $\beta_n$  によりブロック別の地震波動の位相のずれを加味する必要があるかもしれない。この問題は地震の際の堤体内の数カ所における同時震動記録によつて将来追求して見たいと考えている。

最後に重力ダムの耐震設計に関する工学的方法につき考察して見よう。

実際に重力ダムの耐震設計をする場合上に述べたような取扱いを行うことは大変な手数を要する点から実際的ではない。そこで問題を簡易化して容易な取扱い法を考える必要がある。

それには堤体内における波動的な位相のつれを省略して考えることが耐震設計上は安全側であると考えて、堤体全体を一体の基準振動的なものとして取扱うのが一つの方法であろう。

以下この考えに従つて取扱いを述べて見よう。

いまダムの振動曲線を

$$W = w \cdot qt \dots\dots\dots (18)$$

とおく。 $qt$  は時間関数。

位置のエネルギー  $V$  は各構造要素におけるものを加えて

$$\begin{aligned}
 V = \left\{ \iint \left( \frac{1}{2} \frac{12}{Et^3} M_y^2 + \frac{1}{2} \frac{K}{Gt} Q_y^{c2} + \frac{1}{2} \frac{12}{Et^3} M_{yx}^2 + \frac{1}{2} \frac{\alpha}{Gt} Q_{\alpha}^2 \right. \right. \\
 \left. \left. + \frac{1}{2} \frac{12}{Et^3} M_{xy}^2 + \frac{1}{2} \frac{K}{Gt} Q_y^{t2} \right) dx dy \right\} q_t^2
 \end{aligned}$$

$$= \lambda q_t^2 \dots\dots\dots (19)$$

運動のエネルギー  $T$  は堤体および動水圧に関する水の仮想体を考えて

$$T = \left\{ \iint \frac{1}{2} \left( \frac{\rho_c}{g} \dot{t} + \frac{\rho_w}{g} \dot{b}_w \right) w^2 dx dy \right\} \dot{q}_t^2$$

$$= \mu \dot{q}_t^2 \dots\dots\dots (20)$$

$\rho_c, \rho_w$  はコンクリートおよび水の単位体積重量

$b_w$  は動水圧に関する水の仮想部分の厚さ

消散関数

$$F = r \dot{q}_t^2 \dots\dots\dots (21)$$

一般力

$$Q = - \iint \left( \frac{\rho_c}{g} \dot{t} + \frac{\rho_w}{g} \dot{b}_w \right) \ddot{g}(t) w dx dy \dots\dots\dots (22)$$

これから運動方程式

$$\ddot{q}_t + 2\epsilon \dot{q}_t + n^2 q_t = C \ddot{g}(t) \dots\dots\dots (23)$$

$$\epsilon = \frac{r}{2\mu}, \quad n^2 = \frac{\lambda}{\mu}, \quad C = \frac{-1}{2\mu} \iint \left( \frac{\rho_c}{g} \dot{t} + \frac{\rho_w}{g} \dot{b}_w \right) w dy dx$$

を得る。

振動の週期  $T_0$  は

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{\mu}{\lambda}} \dots\dots\dots (24)$$

にて与えられる。

以上の計算をこのダムに適用するに当つて、次のような簡略化を行う。すなわちダム全体を上下流面勾配 1:0.1 および 1:0.78 もつ三角形断面とし三角形の頂点に座標原点をおく。荷重として

$$p^c = \rho_w y$$

すなわち鉛直片持バリ要素に水圧が作用するものとし、各片持バリの変位 (10) をダム全体の変位とする。この変位と同一変位をもつねじり要素のねじりモーメント (13) または (15) を計算し (19), (20) からエネルギーを計算する。

この際ねじり要素の変位の内せん断力  $Q_x$  または  $Q_y^{tv}$  による変位はねじりモーメント  $M_{yx}, M_{xy}$  による変位に比べていちじるしく小さいことが過去の計算例でわかっているから、 $Q_x, Q_y^{tv}$  を含む各項を省略して計算の簡素化をはかる。

数値計算に用いた常数は

$$E = 3 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 \text{ (ダムのコンクリート中を伝播する音速を測定して計算した),}$$

$$G = \frac{E}{2.4}, \quad K = 1.00, \quad \rho_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

また

$$t = 0.88 y, \quad M_y = \frac{1}{6} y^3, \quad Q_y^c = \frac{1}{2} y^2,$$

$$w = \frac{1}{3 \times 10^6} \{ 1.468(h-y)^2 + 0.682(h^2 - y^2) \}$$

ここに  $h$  は片持バリの高さ。

$b_w$ : Westergaard の簡易式

$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$  の計算は階差法による。

以上による計算の結果は表-2に示すようになる。

表-1.2 に示した値を (23) 式に適用すれば、著者が先に示したようにダムに作用する等値加速度が得られることになる<sup>4)</sup>。

この計算および尖測に示した所から推察されるように、考えられる最大級の高さ 150 m 程度のものから、50 m 程度のものに到る重力ダムの自己振動週期は

表-2

$\iint \frac{1}{2} \frac{12}{Et^3} M_y^2 dy dx$	$199\ 978\ 920 \times \frac{1}{3 \times 10^6} \text{ t-m}$
$\iint \frac{1}{2} \frac{K}{Gt} Q_y^c dy dx$	$278\ 754\ 431 \times \frac{1}{3 \times 10^6} \text{ t-m}$
$2 \iint \frac{1}{2} \frac{12}{Et^3} M_{xy}^2 dy dx$	$2 \times 52\ 278\ 310 \times \frac{1}{3 \times 10^6} \text{ t-m}$
$\iint \frac{1}{2} \frac{\rho_w}{g} t w^2 dy dx$	$532\ 665\ 947\ 169 \times \frac{1}{9 \times 10^{12}} \text{ t-m-sec}^2$
$\iint \frac{1}{2} \frac{\rho_w}{g} b_w w^2 dy dx$	$426\ 223\ 704\ 115 \times \frac{1}{9 \times 10^{12}} \text{ t-m-sec}^2$
$T_0$	0.149 sec



0.3~0.1 sec 程度として大なる差はないであろう。従つて岩盤地帯に想定される地震動卓越週期と同等またはそれ以下の値となるがこの範囲においてはいずれも等値加速度が地盤加速度より大きな値となることになる。

## 7. 結 論

以上本文に述べた所を要約するとおよそ次のごとくである。

- i) 塚原ダムのごとき横継目をグラウトしない key をもつた重力ダムは、静力学にも動力学的にも三次元的に連続した構造物と考えるのがよい。
- ii) 粘性減衰のある振動と考えるとこのダムの減衰係数は限界減衰係数の 10~12% であつた。
- iii) 横継目をグラウトしない重力ダムを、片持バリ要素およびねじり要素の組合せと考へて、エネルギー法により工学的な振動的取扱いをすることができる。
- iv) 重力ダムの振動機構を実際の地震について観測することが次の重要な課題と考えられる。

## 参 考 文 献

- 1) Engineering News. Record; August 11, 1938 "Dam Tested by Artificial Earthquakes"
- 2) 田 望:「爆破地震動及び微弱地震動測定のための増幅器の試作」, 地震第2輯, 第6巻, 第2号
- 3) Otto Pfafstetter: "Trial Load Analysis of Stresses in Dams" Proc. A.S.C.E. April, 1955.
- 4) 畑野 正:高橋 忠「地震に対するアーチダムの安定性」電研所報 Vol. 5, No. 5

(昭.33.2.25)