

今月は論文集第100号(38年12月発行) 掲載論文としてつぎの4編を紹介します。なお、次号では第101号 掲載論文として下記の3編を紹介する予定です。

- 吉村虎哉・平井一男：ランガー桁の動的解析
- 平井一男：結合法による格子構造の動的解析
- 井上広胤：砂の直接せん断に関する研究

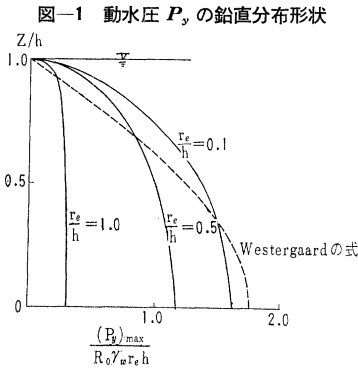
## 水中橋脚の振動と耐震設計に関する基礎的研究

後藤尚男・土岐憲三

最近、水中橋脚の重要性が強調されながら、その振動性状や耐震性、さらに耐震設計などについてはあまり究明されていないので、これらについて基礎的な研究を行なった。

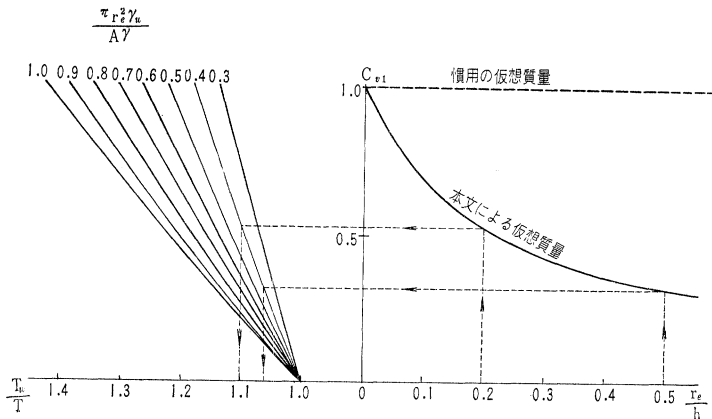
### 1. 円柱状橋脚に作用する動水圧

水底で固定され、その頂部まで被水した円柱状橋脚が単弦振動をするときに、橋脚に作用する動水圧に関する理論解析を遂行した。その結果、円柱状橋脚ではダムなどにみられるような動水圧の共振現象は存在しないことを見出した。本理論の動水圧分布を壁体を対象とした Westergaard の結果と比較したのが図-1



である。水中橋脚は奥行き幅の限定された構造物であるので、壁体に作用する動水圧をそのまま適用することはできず、かかる傾向は細長い橋脚においていちじ

図-2  $r_e/h$  と空気中固有周期  $T_a$  に対する水中共振周期  $T_w$  の比率との関係



### 2. 水中にある円柱状可撓橋脚の振動

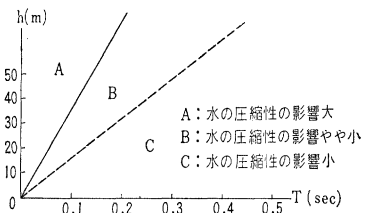
橋脚の弾性たわみをも考慮して動水圧を計算し、これを下端固定の片持ばりの弾性振動に関する運動方程式に代入すると微積分方程式をうる。ついで、絶対座標系から相対座標系へ変換したのち、橋脚の振動たわみを空気中にある片持ばりの曲げ振動についての正規関数により級数展開し、これを先の微積分方程式に持ち込んでその解を理論的に解析した。

以上の解析結果によると、特定の条件下においては動水圧が一種の減衰効果を有することを見出した。また、高さ 30 m 程度以下の  $\alpha$  橋脚では水中における振動時のたわみ曲線は、空気中のそれと大差ないことも判明した。

つぎに水中での共振周期に注目したが、これが空気中での固有周期より長いという現象を説明する仮想質量についてのさらに一般的な解を得た。また従来から慣用されている仮想質量はわれわれの得た解において、水深を無限大と考えた場合に相当することが明らかになった。さらに仮想質量は橋脚の断面形状のみでなく、高さとの関連において考えられねばならないことも確認された。かくして水の圧縮性の影響が無視できる場合について、円柱状橋脚の半径と高さとの比  $r_e/h$  と、橋脚の自重に対するその排除した水の重量との比  $\gamma_w \pi r_e^2 / \gamma A$  から、水中での共振周期の空気中での固有周期に対する比  $T_w/T_a$  を求める図表を理論解により計算図示したのが図-2 である。

一方、減衰抵抗については、水中を運動する橋脚に作用する抵抗には、動水圧や速度の 1~2 乗に比例する抵抗が考えられる。これらの抵抗を受ける橋脚は微小時間内には調和振動をするものと仮定して、その 1/4 周期間になす仕事を計算して各抵抗の大小関係を比較した。その結果によると、速度の 2 乗に比例する抵抗は動水圧による抵抗の  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  程度の値であり、また速度に比例する抵抗は動水圧の  $10^{-1} \sim 10^{-2}$  程度となった。すなわち水中で運動する橋脚に働く抵抗は、加速度に比例するものが最大であり、速度の 2 乗に比例する抗力はきわめて小さなものと考えたこと

図-3 水の圧縮性の影響



さらに、水中橋脚の振動に与える

水の圧縮性の影響についても考察を進めたが、その目安を明らかにしたのが図-3 である。この図の領域 B と C との境界線上における水の圧縮性の影響は 3~5% 程度となっている。また水深と地震周期との関係が領域 A にあるような場合はまれであろうが、このときには動水圧が一種の減衰作用をすることになる。

### 3. 模型振動実験

合成樹脂製の円筒による橋脚模型を用いて振動実験を行ない、理論解析結果との比較検討を行なった。かくして自由振動記録から測定した固有周期、水中での共振周期と本研究による理論式によって計算した値とを比較対照したのが表-1 である。

表一 共振周期についての理論値と実験値との比較

模型	固有周期	水中での共振周期			理論値と実験値の差
		実験値	理論値	固有周期に対する水中での共振周期比	
模型 I φ 76 mm	0.05 sec	0.12	2.40	0.5%	
	0.047	0.112	2.41		
模型 II φ 45 mm	0.09	0.155	1.85	7.5%	
	0.080	0.160	2.00		
模型 III φ 35 mm	0.10	0.182	1.82	5.2%	
	0.095	0.182	1.92		

[模型の長さはいずれも 1000 mm]

また鉛直方向の測定ひずみ分布と理論解により計算したひずみ分布を図-4に示し、直径 20 cm、高さ 20 cm の円柱状橋脚模型の空気中と水中におけるひずみ分布を図-5に比較した。これらの測定値はいずれも理論式による計算値とかなりよく対応しており、本文における理論解析結果の妥当性をおおむね裏づけているものと考えてよからう。

さらに減衰抵抗は速度に比例するものが卓越しており、水中における減衰定数は空気中における場合とほとんど差異がみられなかった。

#### 4. 水中橋脚の耐震設計についての考察

本研究の結果より、水中橋脚の耐震設計について若干の考察を進めるとつぎのようである。

1) Westergaard の動水圧式は水中橋脚のように奥行き幅がせまく、比較的弾性変形を生じやすい構造物にそのまま適用す

図-4 ひずみ分布についての理論値と実験値の比較

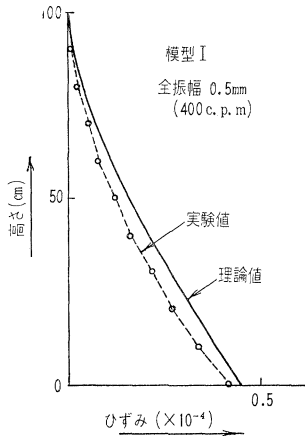
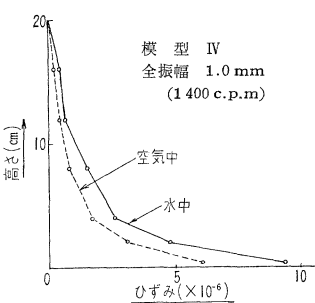


図-5 水中と空気中における測定ひずみの比較



るのは不適當である。橋脚のように細長い構造物に作用する動水圧は Westergaard の式による値よりも小さい値となり、その傾向は細長いほどいちじるしい。

2) 水中橋脚は空気中にある同一の橋脚より固有周期が増大するという特徴を有するが、構造物の振動解析においては、固有周期の小さな変化が弾性変形、断面力などに大きな変化をもたらすことがありうるので注意を要する。

3) 従来から慣用されている水の仮想質量は水深が無限大の場合の値であり、橋脚が細長い場合には比較的良い近似値を与えるが、太短かい橋脚に対しては過大な値を与える。したがって水の仮想質量は断面形状のみでなく、その高さとの関連において考えられねばならない。

4) 耐震設計の観点からは、特に細長い橋脚以外では、その排除した水の重量に対して橋脚の自重の大なるものが望ましい。したがって中空断面の井筒状橋脚は水の影響を受ける度合が大きくなり、耐震的には不利な構造といえよう。

5) 水中橋脚の架設される地点が岩盤のように硬い地盤であり、周期の小さな地震動を受ける可能性のある場合とか、水中橋脚の高さと水深が数 10 m におよぶ場合には、水の圧縮性をも考慮した解析を行なうことが望まれる。

#### 5. 結 び

本研究は水の質量作用に関しての大きな仮定を設けることなく理論解析を遂行したものであり、従来の理論式はここに得た解の特殊な場合として説明できたが、いぜんとして水の減衰作用や動水圧の非定常解など未解決の問題も多く取り残されている。また水中橋脚の断面形状についても円形や小判形断面などでは動水圧の算定が困難になるので、これらに関しては実験的な研究をあわせ行なうべきであろう。(1963.7.18・受付)

〔後藤：正 員 工博 京都大学教授 工学部土木工学教室〕  
〔土岐：学生員 工修 京都大学大学院博士課程土木工学専攻〕

### 山地の崩壊と地質、地形および雨量との関係について

西畑 勇 夫

天竜川の上流域は南北方向に走る中央構造線を中心として、これと平行して明瞭な地質分布が帯状に見られ、地形的な特性が非常によくこの地質分布に一致し長年月の侵食過程を特徴づけている。昭和 36 年 6 月の豪雨により天竜川上流域一帯に大崩壊が発生したが、その崩壊の密度と降雨量の関係は表-1 および表-2 のとおりである。

この崩壊を地質、地形、雨量と密度を考慮して約 500 カ所選出しつぎの項目につき調査を行なった。

表一 降雨量域別地質ごとの平均崩壊密度 (1 km<sup>2</sup> あたり)  
(6月23日～28日累積降雨量による)

降雨量域	地質	竜花崗岩西類	段鮮新世礫層	竜花崗岩東類	ミロナイト	三波川ふ帯	中古生層
250~300mm						0.7 (3/4.5)	4.5 (140/31.5)
300~400			0.4 (8/18.5)	20.0 (210/10.5)	19.6 (143/7.3)	10.9 (418/38.5)	5.5 (1333/241.5)
400~500		24.3 (1091/45)	2.9 (43/15)	59.2 (2781/47)	17.0 (248/14.6)	13.2 (1205/91.2)	5.4 (249/46)
500~600		15.7 (1356/86.2)	34.2 (756/22.1)	65.7 (2760/42)		20.2 (131/6.5)	13.3 (60/4.5)

注：( ) 内は実測箇所数/測定面積 km<sup>2</sup>

図-1

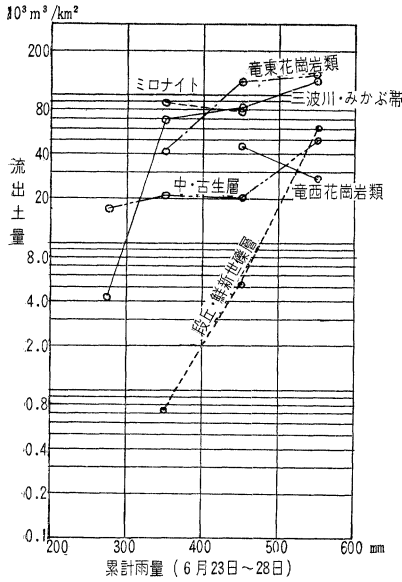


図-2

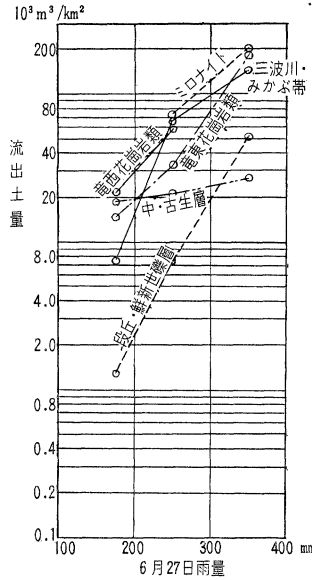


図-3

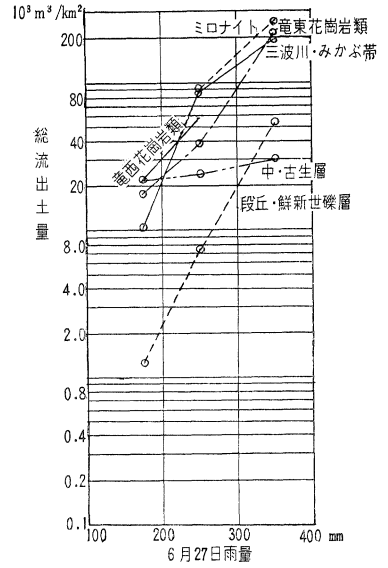


表-2 降雨量域別地質ごとの平均崩壊密度 (1 km<sup>2</sup> あたり) (6月27日の日降雨量による)

地質	竜東花崗岩類	西段丘・鮮新世礫層	竜東花崗岩類	ミロナイト	三波川みかぶ帯	中生層古生層
降雨量域						
150~200mm	11.0	0.7	7.2		1.2	5.0
200~300	29.4	4.1	16.0	15.6	10.6	5.6
300~400		29.1	88.2	44.3	23.4	7.2

表-3 地質別1箇所あたり崩壊状況 (平均値)

地質	竜東花崗岩類	西段丘・鮮新世礫層	竜東花崗岩類	ミロナイト	三波川みかぶ帯	古・中生層
調査項目						
崩壊土量 $\bar{v}$	1 462	1 589	1 323	2 917	4 093	2 513
$\bar{v} = L\bar{v}_0$	2 485	2 225	2 249	4 959	6 958	4 272
崩壊面積 $\bar{S}$	1 668	1 388	1 796	2 222	2 864	2 622
最大深さ $\bar{d}_{max}$	1.5	2.0	1.3	2.9	2.4	1.9
平均深さ $\bar{d}$	0.88	1.14	0.74	1.31	1.43	0.96
残土量 $\bar{r}$	494	408	174	414	705	496
%	19.9	18.3	7.7	8.3	10.1	11.6
流出土量 $\bar{f}$	1 991	1 817	2 075	4 545	6 253	3 776
$\bar{f} = \bar{v} - \bar{r}$						

- (a) 崩壊の形状, 面積
- (b) 崩壊の深さ
- (c) 残土の厚さ
- (d) 崩壊土量
- (e) 残土量
- (f) 崩壊方向, 傾斜角

これを地質別に整理すると表-3 のようになる。ただし、ほぐれた土砂の容積変化率  $L$  は硬岩は  $L=1.7$ 、固結した砂利または土砂まじり砂利は  $L=1.4$  とした。

崩壊1箇所あたりの崩壊土量と累計雨量との間には同一の地質において特別の規則性が見出せないが、崩壊密度と雨量との間には規則性が見られることから、地質別の個々の崩壊調査の平均値を用いて累計雨量(降り始めから崩壊が終了した日まで

の連続雨量)と崩壊による流出土量との関係を示すと図-1 のとおりである。

図-1 で  $1 \text{ km}^2$  あたり崩壊流出土量の対数と累計雨量の関係式を求めるとつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{段丘・鮮新世礫層} & \log y_2 = 0.00966x - 0.5548 \\ \text{竜東花崗岩類} & \log y_3 = 0.002583x + 3.7850 \\ \text{三波川・みかぶ帯} & \log y_5 = 0.004623x + 2.7450 \\ \text{中・古生層} & \log y_6 = 0.001541x + 3.7630 \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに  $y_i$ : その地質区分の崩壊流出土砂量 ( $\text{m}^3/\text{km}^2$ )  
 $x$ : 累計降雨量 (mm)

崩壊発生の直接原因である集中日雨量(崩壊がいつせいに発生した日の日雨量)と崩壊流出土量との関係を見ると図-2 のようになり累計雨量に対するよりも良好な相関を示す。集中日雨量と崩壊流出土砂量の対数との間の関係式はつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{竜西花崗岩類} & \log y_1 = 0.005693x + 3.3440 \\ \text{段丘・鮮新世礫層} & \log y_2 = 0.009210x + 1.5210 \\ \text{竜東花崗岩類} & \log y_3 = 0.006283x + 3.0300 \\ \text{ミロナイト} & \log y_4 = 0.004534x + 3.7170 \\ \text{三波川・みかぶ帯} & \log y_5 = 0.007160x + 2.7710 \\ \text{中・古生層} & \log y_6 = 0.00915x + 4.1090 \end{aligned} \right\} (2)$$

式(1)または式(2)より崩壊地における流出土砂量を雨量の関数として推定することができよう。ただし式(2)の場合は  $100 \sim 150 \text{ mm}$  の前期降雨量を別に考慮する必要がある。

以上よりみて崩壊現象はある程度の前期降雨の上に直接原因となり集中降雨が加わることによって発生するものであり、その密度は集中降雨に対しては明瞭な規則性を示すと推定される。累計雨量に対して規則性が乱れることは前期降雨の量とその分布状態に支配される結果と考えられる。

地すべりは崩壊に比して数は少ないが規模は大きい。地すべりによる流出土量に崩壊流出土量を加えた総流出土量の対数と集中日雨量との関係を示したのが図-3である。(1963.6.27・受付)

[筆者: 正員 名古屋大学教授 工学部]

# アーチダムの振動，特に その縦振動に関する研究

岡本舜三・伯野元彦・加藤勝行

## 1. 緒 言

筆者らはさきに実在するアーチダム（堤高 62.5m，堤頂長 128.7m 以下Tダムとよぶ）について起振機を用いて振動実験を行ない約 12 cps の共振振動数をもつ上下方向振動を主とする基準振動が存在することを認めた。

本文はアーチダムの上下振動の共振が地震時に実際に発生することがあることを観測し，さらに共振時の応力を求める解析のおよび実験の方法について述べたものである。

## 2. 実在アーチダムにおける地震観測

著者らは 1959 年以來石本式加速度計によってTダムの地震観測を続けてきたが，さらに動線録速度計を増設して詳細な記録を得た。得られた観測結果からみると地震上下動によってアーチダムが上下方向を主とした共振振動を起こすことがあることは，ほぼ疑いないものと思われた。

## 3. 模型による振動実験

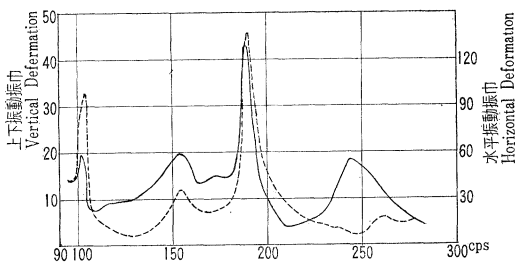
実在ダムにおける地震観測によってその存在を認められたアーチダムの上下方向の共振現象についてさらに詳細な知識を得るために石膏模型による振動実験を行なった。

試験方法としては生研式アーチダム模型振動試験装置を用い，模型をTダムを形どった。模型は石膏，珪藻土の混合材料を用いて固定床上に作られ頂部に電磁コイル型加振器を9個とりつけ，加振器を通じて正弦波外力を模型に与え応答を調べた。図-1 は頂部中央における上下方向ならびに半径方向変位の共振曲線を示す。実線は上下方向変位，破線は半径方向変位であるが，半径方向変位の単位は上下方向変位のその 1/3 となっている。上下方向変位には 104 cps, 189 cps, 245 cps に半径方向変位には 104 cps, 189 cps にそれぞれピークが認められるが，104 cps, 189 cps はダムが下流側にそっていることにより水平振動が誘起され，それにもなつて上下方向振動も大となっているもので上下方向振動を主とする基準振動ではないと判断される。245 cps のピークはたわみ振動をほとんどともなわず，上下振動を主とする基準振動が誘起されているものと考えられる。そして，その際の振動形状，振動ひずみ分布をも測定した。

## 4. 電子計算機による数値的解法

本節ではアーチダムの上下振動の数値的解析を試みたが，そ

図-1 模型ダム上下振動共振曲線



の際つぎのような仮定を設定した。

(1) ダムは弾性的でかつ全全体が1個の連続体として働くとする。

(2) 形状は対称形の支持辺をもつ直立した等厚の円筒殻とする。

(3) ダムの基礎岩盤の支持条件は岩盤を剛とした場合(A)と弾性支持(B)の場合を扱った。

いま実在ダムにおける振動実験または模型実験などからみると上下振動を主とする共振に際しては半径方向変位  $w$  は他の二方向の変位に比して小さいため  $w$  を無視すればつぎの共振方程式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \frac{D}{h^2} \left[ 3 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{3(1-\sigma)}{2} \frac{\partial^2 u}{a^2 \partial \phi^2} + \frac{1}{2} \left\{ 3(1+\sigma) - \frac{1+2\sigma^2}{(1-\sigma)} \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial^2 v}{a \partial \phi \partial x} \right] &= 2\rho h \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ \frac{D}{h^2} \left[ \left\{ \frac{3(1-\sigma)}{2} + 2(1-\sigma) \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \left\{ 3 - \frac{3a}{2(1-\sigma)} \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial^2 v}{a^2 \partial \phi^2} \right. \\ &\left. + \left\{ \frac{1}{2}(1-\sigma) \left( \frac{h}{a} \right)^2 + 3(1+\sigma) \right\} \frac{\partial^2 u}{a \partial \phi \partial x} \right] &= 2\rho h \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

堤頂境界条件，

$$\left. \begin{aligned} 3 \frac{\partial u}{\partial x} + \left\{ 3\sigma - \frac{2\sigma + \sigma^2}{2(1-\sigma)} \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial v}{a \partial \phi} &= 0 \\ \left\{ 3 + 4 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{2} \left\{ 3 + \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial v}{a \partial \phi} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(2)$$

支持辺境界条件 (A)

$$u=0 \quad v=0 \dots\dots\dots(3)$$

支持辺境界条件 (B)

$$\left. \begin{aligned} K_1 u &= \frac{E}{3(1-\sigma^2)} \left[ 3 \frac{\partial u}{\partial x} + \left\{ 3\sigma - \frac{2\sigma + \sigma^2}{2(1-\sigma)} \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right\} \frac{\partial v}{a \partial \phi} \right] \\ K_2 v &= \frac{E}{6(1+\sigma)} \left[ \left\{ 3 \left( \frac{h}{a} \right)^2 - 1 \right\} \frac{\partial v}{\partial x} + 3 \frac{\partial v}{a \partial \phi} \right] \end{aligned} \right\} (4)$$

ここに  $h$ : 堤厚の 1/2,  $a$ : アーチ半径,  $\rho$ : 単位質量  
 $u$ : 上下方向変位,  $v$ : アーチ周方向変位  
 $\sigma$ : ポアソン比,  $E$ : ヤング係数,  $D=2Eh^3/3(1-\sigma^2)$   
 $K$ : 岩盤バネ係数

式(1)の方程式を式(2),(3),(4)の境界条件を満足させて解くには，これらの式をすべて階差式に改め電子計算機 TAC によって演算を行なった。その結果は共振振動数については図-2 に，共振振動形，同じく応力分布については図-3, 図-4 に示すとおりである。振動数をTダムにおける実測値(12 cps 強)と比較した場合，計算結果としては岩盤支持条件(B)の場合がほぼ一致している。その支持条件における振動形(図-3)，応力分布(図-4)もほぼ実測結果と一致しているが，模型実験結果では上下共振時にも曲げの影響がかなりみられる。これは

図-2 縦振動共振振動数計算結果

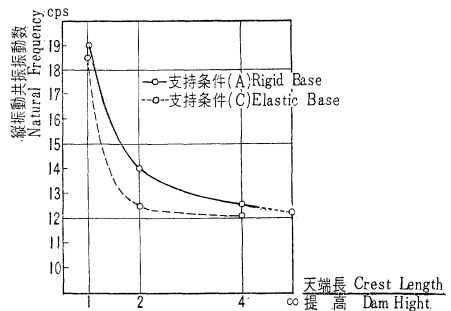


図-3 上下縦振動共振振動形  
 堤頂長  
 堤 高 = 2  
 地盤係数  $K_1 = 160 \text{ kg/cm}^3$  (平均)

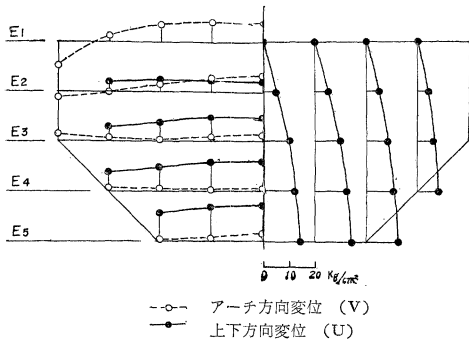
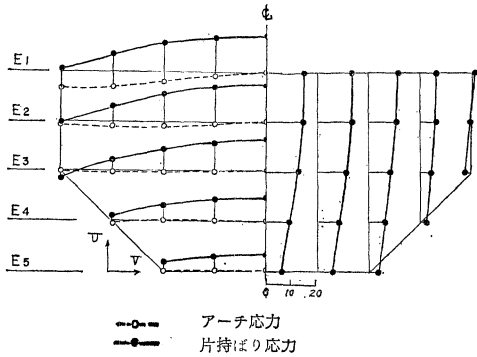


図-4 上下縦振動共振応力分布  
 堤頂長  
 堤 高 = 2  
 地盤係数  $K_1 = 160 \text{ kg/cm}^3$  (平均)  
 地震加速度 100 gal



振動方程式 (1) において半径方向変位  $w$  は微小であるとして無視したためではないかと考え  $w$  をも考慮して近似解を求め、曲げの影響を考察したが、その結果、模型実験に認められる曲げひずみは式 (1) において半半径方向ひずみを無視したためではなく、模型ダムの下流側へのそりによるものとわかった。

以上のように模型実験値と計算結果とは振動数、振動形状、ひずみ分布などに関してほぼ一致していることが認められたので、模型実験では得られなかった上下伸縮振動の特性について、つぎのような計算を行なった。すなわち、ダムの形状変化の影響を知るため、すでに計算例として示した T ダム(堤頂長堤高比 2)とは形状の異なる堤頂長堤高比 1 および 4 の場合につき前述の計算方法により振動数その他の算定を試みた。その結果ダム幅がせまくなると左右岩盤の影響が現われ振動数が高くなること、定常正弦波振動 100 gal が作用しダムの減衰常数を 0.05 と仮

定すれば最大  $14 \text{ kg/mm}^2$  の引張り応力が底部に発生することが知られた。

### 5. アーチ ダムの上下振動に関する総合的考察

前節までに得られた成果を総括してつぎのよういことができる。

#### (1) アーチ ダムの上下振動の共振現象の存在について

T ダムの地震観測によれば 12 cps 強の上下振動の卓越が認められるが、これは振動試験の結果と照合してみると、面内伸縮振動を主とする基準振動が誘起されていると判断される。このことからアーチ ダムは地震に際し、水平動のみならず上下方向にも共振を起こしうることが確認された。

#### (2) 共振振動数について

上下面内伸縮共振振動数は、ダム幅が広がると両岸の影響がなくなり、減少して棒の縦振動数に近づく。またアーチ半径、厚さなどに影響される度合は少ない。

#### (3) 共振応力について

岩盤変形を考えた上下動共振振動時における応力分布はアーチ方向にはアーチ中央点を最大値とするゆるい円弧をなしている。最大値は中腹部から底部にかけて大きく無視できない値である。

(1963.7.18・受付)

岡本：正員 工博 東京大学教授 生産技術研究所  
 伯野：正員 工博 東京大学生産技術研究所  
 加藤：正員 東京大学生産技術研究所

## コンクリートのひずみ能力、破壊強度に対するひずみ分布の影響

畑 野 正

コンクリートの基本的な力学的性質を調べて、今まで数回にわたって発表して来た。その要約はおおよそつぎのごとくである。

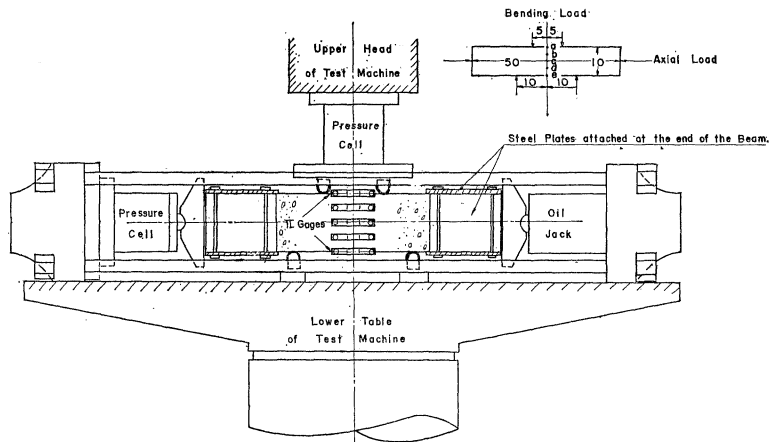
(1) 一軸的な圧縮、引張りにおいて破壊ひずみ (最大荷重時のひずみ値) は時間に関せず一定である。

$$\text{Compressibility } \epsilon_c = \text{Constant} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{Extensibility } \epsilon_t = \text{Constant} \dots\dots\dots(2)$$

(2) 一軸的な圧縮引張りにおいて破壊強度  $\sigma_u$ 、破壊時間  $t_u$

図-1



SCHEMA OF TEST ARRANGEMENT

(荷重を時間に比例して増大したときの破壊に至るまでの時間)の間にはつぎの関係が成立する。

$$1/\sigma_u = A + B \log t_u \dots\dots\dots (3)$$

(3) 一軸的な圧縮, 引張りにおいて応力とひずみの比をSecant Modulus  $E_s$  で表わすと, つぎの関係が得られる。

$$1/E_s = C + D \log t_u \dots\dots\dots (4)$$

(4) 一軸的な圧縮くり返し荷重を加えるとき, 応力とひずみの比, すなわち動的弾性係数  $E_d$  と荷重の周期  $T$  との間にはつぎの関係が見出される。

$$1/E_d = C' + D' \log T \dots\dots\dots (5)$$

(5) 一軸的な圧縮くり返し疲労破壊を規定する法則は(1)に示される式と考えられ, 同一応力振幅の荷重を加える場合, 周期の大なる荷重の方が破壊ひずみを生ずる回数が少ないと推定される。

(6) 一軸的な圧縮, 引張り, くり返し荷重下における応力

とひずみの関係は Maxwell-Kelvin body を考えれば相当程度説明することができる。

以上の結論はすべてコンクリート部材の断面に一樣のひずみ分布を考えた場合であったが, この問題をさらに発展させるため, 部材断面内のひずみ分布が一樣でないとき破壊ひずみの値がいかに変化するか, 破壊強度がいかになるかという問題を検討して見た。この場合上記のようにひずみ値は時間に関係ないが, 強度は時間の関数であるから, ひずみ分布の変化と破壊ひずみの関係, ひずみ分布の変化と一定破壊時間における強度の関係を求めることにした。一定破壊時間として通常の静的破壊試験すなわち 100~200 sec の時間をとった。ひずみ分布の一樣でない場合として最も簡単な, 断面内に一樣傾斜のひずみ分布をもつ場合を採り, 10 cm 角, 50 cm 長の角柱に軸圧力と同時にこれに直角方向に曲げ荷重を加えて破壊した。図-1 に示すように供試体の一側面に  $\pi$  gage 5 個を用いて, ひずみを測定

図-2 (a)

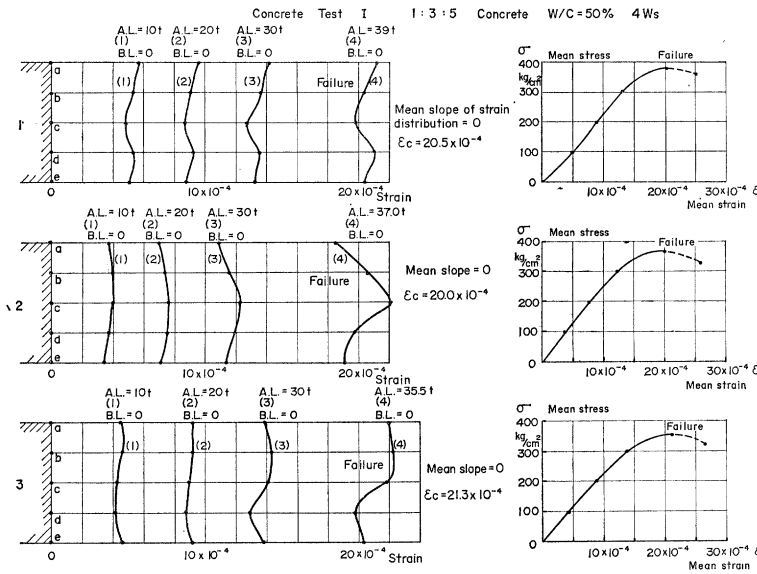
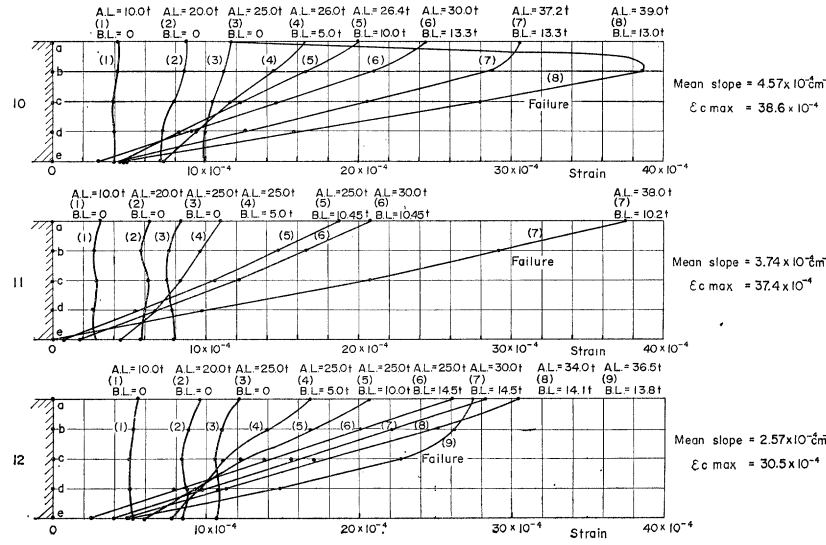


図-2 (b)



し, 軸圧力と曲げ荷重を同時記録した。荷重はまず軸圧力がある程度に加える第一段階, つぎに曲げ荷重を加える第二段階 (ただし下辺 e 点のひずみが引張りひずみにならない程度に止める), 最後に軸圧力を増加して破壊せしめる第三段階の三者にわけて加えた。供試体は 1:3:5 コンクリート  $w/c=50\%$ , 1:3 モルタル  $w/c=50\%$  の二種を用い, おのおの Test I, II の二回あて実験を行なった。図-2 にはコンクリート Test I の測定結果の一部を示してある。このうち 1, 2, 3 は軸圧力のみによる破壊で, 断面の平均応力, 平均ひずみによる応力ひずみ曲線を付記してある。破壊時のひずみに凹凸があるがその変動は小さいので平均ひずみで断面一樣ひずみ分布破壊と考える。10~12 は曲げ荷重を加えた状態で破壊した場合である。破壊時のひずみ分布の傾斜はほぼ直線的であるので, このときの平均ひずみ勾配をとり, 破壊ひずみとしては a 点の最大ひずみ  $\epsilon_{c \max}$  をとった。10 の例では破壊時に a 点のひずみは回復している。これは a 付近の極大ひずみによって micro 破壊を生じ応力が release している状態を示すものと考えられる。このような場合には b~e 間の平均ひずみ勾配と b 点のひずみ値を  $\epsilon_{c \max}$  として採用する。図-3 はこれらの結果をまとめたもので, ひずみ能力がひずみ分布の傾斜の増大とともに次第に増加し, かつ一定限度に近づくこと

図-3

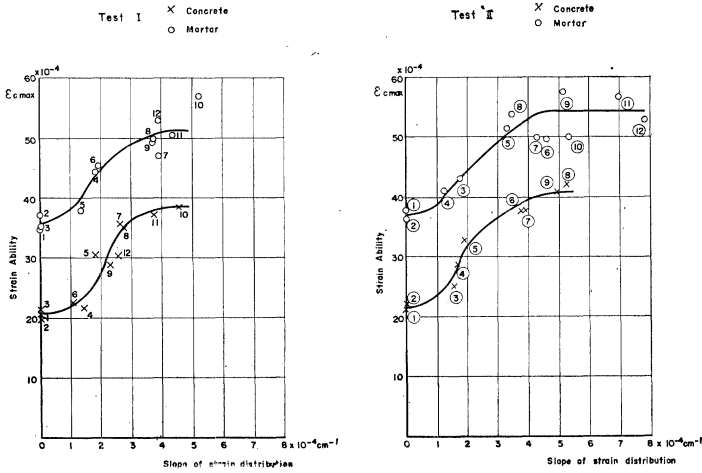
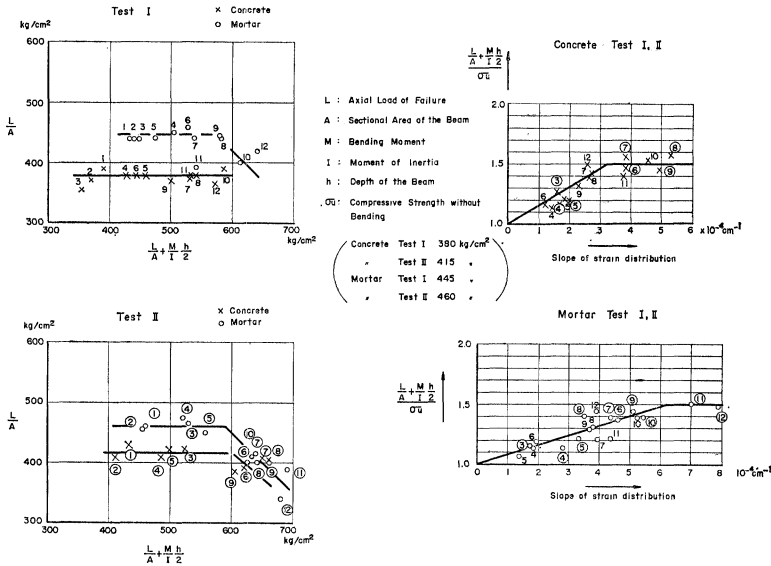


図-4



を示している。すなわち コンクリートの破壊は一軸破壊試験によって得られた、ひずみ能力に達したとき破壊するのでよく、図-3 のようなひずみ分布の傾斜に応じて定まるひずみ能力に達したとき初めて破壊するのである。傾斜がある程度以上に大きくなると、コンクリートについては一様ひずみ分布のときのひずみ能力の約2倍、モルタルの場合約1.5倍を限度としてひずみ能力の増大は見られない。図-4 は以上の結果を慣用の強

度または外力の点から見た表現である。前述のようにこの場合破壊時間一定の前提を設ける。今破壊時の軸圧力による平均応力  $L/A$  とこのときの曲げによる縁応力の計算値  $M/I$   $h/2$  を用いて図示すると、両者の和が増大するにかかわらず  $L/A$  は一定である。しかし両者の和が一定値を越すと  $L/A$  は低下する。すなわちある限度以下では曲げ荷重の有無に関せず一定軸圧力で破壊することを示す。計算上の縁応力と軸圧力の平均値の和と一軸圧縮破壊強度  $\sigma_u$  との比とひずみ分布の傾斜との間の関係を示した。図-4 はコンクリート、モルタルのいずれも、計算上の強度が傾斜の増大とともに増大し、かつその最大限度が一軸強度の1.5倍であることを示している。

以上の現象はしからばどのように説明したらよいのか。ひずみ分布によりひずみ能力や強度が変化するというは、破壊の種類を確率論的に説明すべきものであることを示すといえよう。部材内にひずみが一様に分布していないとき、そのひずみの極大部にまず micro 破壊が生ずるとしても、周囲のひずみの小なる部分力が受けもって部材としての macro 破壊が生じない。これに反し一様ひずみ分布のときは一部の micro 破壊を周囲の部分が受持つ余裕は少なく macro 破壊に早く到達すると考えられる。このためにひずみ能力、強度が小さな値に止まってしまう。このような説明は中西教授が鉄鉄について行なったものであるが確率論的破壊の抽象的説明ともいえよう。数理的には堀博士が行なった方法が考えられるが、本文に述べ

たような圧縮領域の破壊について適用できる確率論的方法の展開が望まれる。

以上の結果を実際に適用する場合、最大応力と一軸破壊強度との比較を考える従来の方法を改めて最も簡単にはひずみ分布の傾斜を考えて従来の1.5倍まで許容応力を増加することが正当化される。

(1963.7.6 受付)

[筆者：正員 工博 電力中央研究所]

### 元会長 平山復二郎氏の追想録ご希望の方へ

元本会会長平山復二郎氏の追想録「平山復二郎君の思い出」が出版されました。ご希望の方は学会に残部をあずかっておりますので編集部までご連絡下さい。

体 裁：A 5判 502 ページ 箱入上製本  
刊 行：平山復二郎記念刊行会