

岩盤の破壊特性に関する現地試験について

A STUDY ON FAILURE CHARACTERISTICS OF FOUNDATION ROCK THROUGH A SERIES OF TESTS IN SITU

君 島 博 次*

By Hirotugu Kimishima

記 号 説 明

τ : 平均的なせん断強度・同応力	kg/cm ²
τ_0 : 岩石の粘着力	〃
σ : せん断試験時の垂直応力	〃
ϕ : 岩石の内部摩擦角	度
μ : 岩石相互の静摩擦係数	
E_R : 岩盤の(ジャッキ試験による)弾性係数	kg/cm ²

1. 序 言

岩盤のせん断破壊がダム崩壊の主原因であるといわれるマルパッセ ダムの決潰以来、二、三のダムの事故が引き続いて起こり、地質構成の複雑なわが国の岩盤の安定性の問題、とくにそのせん断強度については近時の水力技術者の大きな関心の的になってきた。

以後各地において、種々の目的のもとに岩盤の変形・破壊特性に対する研究が強力に行なわれるようになった。これらは、室内実験や解析的研究はもちろんのこと、大規模な現場試験によって、過去一世紀にわたり慣用されてきた“均質の弾性体”という金科玉条の仮定の適用性を確かめることを目的としたものが多かった。

黒部第四ダム¹⁾(関西電力 KK)・一ツ瀬ダム²⁾(九州電力 KK)・四十四田ダム³⁾(建設省)等における試験結果はそれぞれ報告されている。

これらの結果を通覧すると、現場で削り出した岩盤供試体、岩盤とコンクリートまたは断層物質を挟んだ岩盤についてせん断破壊試験を行ない、平均的なせん断強度 τ と垂直応力 σ のプロットからクーロン式の粘着力 τ_0 と内部摩擦角 ϕ を推定しようと試みられているものが多い。

筆者達はこれらの結果にもとづいてさらに検討を重ねた結果、もし多額の費用を要する現地試験を行なわずに、比較的簡単な岩石コアの室内実験結果を用いて、ひびわれのある現地岩盤の強度を推定することができれば、益するところが大きいものがあると考えられた。

そこで今回の試験にはつぎの2つの目的を定めて実施することにした。

(1) 2次元的な現地岩盤の平均せん断強度を室内の

岩石コアの力学的試験結果と関連づけてこれらを用いて試算推定することを試みる。

(2) 現地岩盤の破壊現象はどの程度のせん断応力の時から、どのような状態で起こるか、またこれはコンクリートのような比較的よく知られている物質の破壊現象とどのように異なるかを調べる。

かねてより当研究所では主として構造・地質の両研究室が協同して地盤研究班*を組織し、岩盤力学の基礎的研究もふくめて現場試験を重ねて来たが、今回のせん断破壊試験は3カ年計画の最終的テーマとして、従来に引続き関西電力 KK の庄川水系境川ダム サイトにおいて、同社の非常なご協力のもとに行なった試験である。

したがってこの結果は同地点の岩盤(石英粗面岩)についての実験結果を報告するもので、どこの岩盤についても適用できるような一般化した結論ではない。

2. 試験方法

(1) 準備工事

多くの試掘横坑の地質調査結果にもとづき、付近一帯の地質がほぼ一様と推定される石英粗面岩地帯の一地点に図-1のような横坑を掘り、図示のような標準寸法の岩盤供試体を4個削り出した。

各供試体の寸法は保有ジャッキの出力から制限があるが、なるべく大きく取って図示のようになった。供試体の削り出しは発破による損傷を最少にするため遠方より火薬使用を制限し、供試体の近くは、すべて手掘りとした。

(2) コンクリートの被覆

約1.5m角程度の岩盤ブロックを手掘りで削り出したので、表面の不規則な凹凸を整形する必要がある。また削り出し後の時間経過による供試体岩盤のゆるみ防止、および岩盤の削り量を最少にして所要のジャッキ支圧面積を得るため、供試体ブロックの上面と四周をコンクリートで被覆した。ジャッキの支圧面は鉄筋コンクリートで補強し、供試体上面には過大な拘束力を避けるた

* 主要参加者：君島博次・色部 誠・林 正夫・若本 清・桜井彰雄・北原義浩・五味義雄(以上構造研究室) および井上康夫・糟谷憲司・岡野祐助・斎藤和雄(以上地質研究室)

* 正会員 工博 電力中央研究所技術研究所・土木第2部部当
任、構造第1研究室長主任研究員

Fig. 1 Test Adit and Size of Blocks.

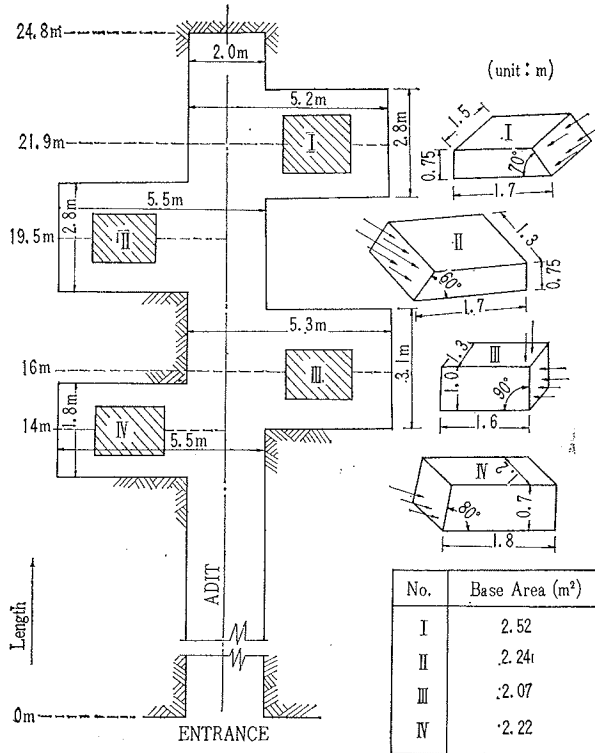
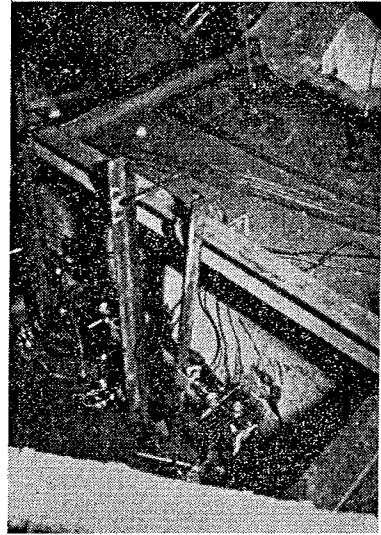


Photo 1. Rock Specimen Ready to Test.



供試体の位置について、節理の方向・傾斜・長さ・間げき状態・風化程度等を入念に調査して図と表に示し、力学的性質との関連性を求めやすいようにした。それらの詳細は技研報告⁴⁾に述べられているが、表-1, 2 にその一部を例示する。これらの結果は Schmidt Net および Wulff's Net

を用いて整理し、試験結果と対比考察することに用いた。また前年には大型のジャッキ試験による岩盤の弾性係数 E_R の測定を行なって岩盤の変形特性の一部を知り、同一地点の岩石を採取して室内試験によりせん断・圧縮の両強度、内部摩擦・静止摩擦の両係数、比重等の

めの人工継目を1本設けた。

(3) 主要実験設備

載荷装置としては大型油圧ジャッキ (Max. 300 t/台) を7台、電動12連油圧ポンプ (Max. 500 kg/cm²) 1台、30馬力交流発電機1台を用いた。写真-1は準備のできた供試体を示す。

測定器は、変位測定にカールソン型継目計と差動電圧式変位計、ひずみ測定に電気抵抗線ひずみ計、油圧測定にはブルドン管式、電気抵抗線式および自記記録式を用い、その他振動計、オッシログラフ等を用いた。

(4) 測定法

なるべく試験目標を狭くして強度に関係する要因を単純化する方針をたて、実用的な載荷速度 0.3 kg/cm²/分を単純増加させ、一部の計器はオッシログラフに記録させて変位・ひずみ・振動音および油圧を読取った。荷重方向は供試体底面に引張応力が発生しないように斜めに載荷する合力方法と、2方向より載荷する分力方法の2種を用いせん断応力と垂直応力を同時に与えるようにした。

(5) 主要調査事項

以前2年にわたる地質調査から、付近一帯の地質状態についてはかなり詳細に判明していた。さらに今回は各

Table 1 Detailed Description of Observed Joints in Rock.

NO. Joint	Pole	Width (mm)	Mat included	Length of Joint (cm)			Area (cm ²)	shape
				Side	Top	Side		
1	330/36	—	—	65	77	62	6,143	smooth
2	147/53	—	—	13	88	—	572	
3	342/43	1	—	68	120	46	4,324	

Table 2 Summarized Geological Conditions of Specimens.

ITEMS	I	II	III	IV
Numbers of Joints	43	33	36	56
State of opening	closed	"	"	"
Weathering of Joints	fresh	"	"	"
Direction of Joints	340/50	310/80	128/58	60/80
Direction of Loads*	17/70	205/60	18/67	204/80
Angle between Above	51°	19°	18°	52°
Total Joint Area (m ²)	12.9	9.9	8.9	9.2
Weathering of Rock	C_H	C_H	C_M	C_M
Total slippable Area (m ²)	12.2	8.2	6.3	8.4

* Schmidt Net

Fig. 2 Mechanical Properties of Rock Samples.

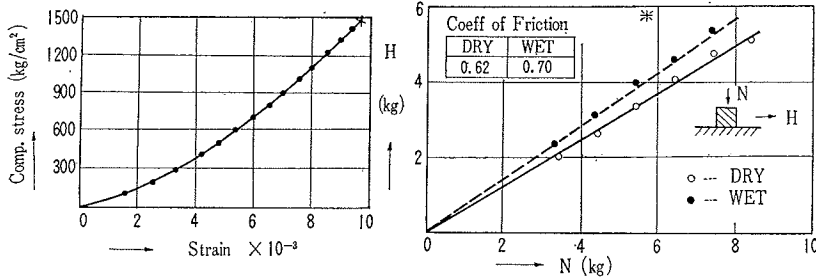


Table 3 Mechanical Properties of Rock Samples.

Samp. No.	Shearing Strength τ_0 (kg/cm ²)	Compressive Strength σ_f (kg/cm ²)	Coefficient of Internal Friction: μ^*
1	260	1 410 1 580	1.23 1.30
2	246	1 070 670	0.82 0.31
3	220	1 660 1 840	1.72 2.02
4	240	1 410	1.28
5	230	—	—
Mean	240	1 380	1.24

$\tau = 240 + 1.24 \sigma$ (kg/cm²)

諸物理性を調べた。一部の結果を図-2と表-3に示す。

3. 結果と考察

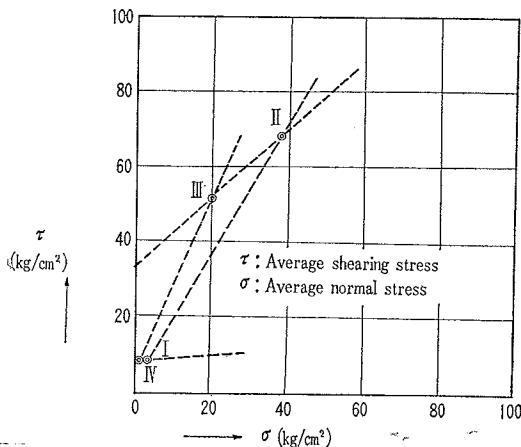
(1) せん断強度

4個の岩盤供試体が破壊（ここでは荷重支持力が減退し始めた時とする）し始めた時の τ と σ を測定し、これらをプロットしたものが図-3で、図から明らかなように直接衆知のクーロン式を想定して τ_0 と $\tan \phi$ を求めようとするのは困難であり、また表-3の岩石試験結果とも全く異なる。図-4の下段には現場の岩盤のせん断強度を室内の岩石試験のそれと比較した結果が示され、わずか3~11%しかないことがわかる。上段には現場試験時の与えた応力と全荷重の関係がプロットされている。

(2) 有効面積の推定

上述のように岩石試験結果に比し現場岩盤の強度がはなはだしく弱いことは、岩盤のひびわれが主要原因で

Fig. 3 $\tau \sim \sigma$ Plot.



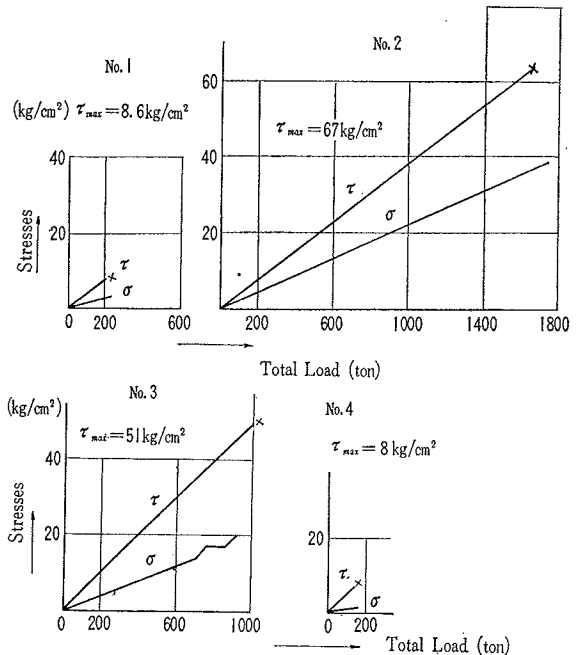
あろうと想像された。事実破壊後の破断面の詳細測量結果もせん断破壊でなくて単に滑動した断面が既存ひびわれ面上に多く発見されたので、もしせん断荷重に真に抵抗できる有効面積を推定できれば、岩盤試験を行わずにある程度の岩盤強度を推定できるであろう

との見込みのもとに破断面を結果的に詳細観察して破断面と滑動面に大別しておおのの面積を算出した。なおここに述べた破断面とは、せん断面上で岩石が破碎（引張・せん断）された跡を示す部分であって、一般的には粗で新鮮な切口を呈している。また滑り面とは破断の跡が認められず、試験前から存在していた節理面（多くは平滑で汚れた面）の部分である。両者の差異は目視してかなり明確に認められた。

つぎにこれらの観測結果にもとづいて、クーロン則の適用範囲に以下に順記する仮定を設けて抵抗荷重を推定する試算を行なった。

1. 試験前の想定せん断面全体にクーロン則を適用
2. 破壊後の精密測量結果、抵抗要素と考えられた部

Fig. 4 Stress~Load Plot.



Block No.	I	II	III	IV
shear strength (kg/cm ²) (%)	8.6 (7)	67 (17)	51 (26)	8 (26)
Ratio of st under uniaxial state*	3	7	11	11

* τ_0 : Strength of Rock core: 240 kg/cm²

(): Strength of Rock in Situ converted into uniaxial state

Table 4 Trial Calculation of Rock Resistance Using Data from Rock Core Tests.

Items	I	II	III	IV
Total base Area (m ²)	2.52	2.24	2.07	2.22
Estimated shear off Area(m ²)	0.14	0.53	0.56	0.62
Estimated lip off Area(m ²)	1.55	1.28	0.97	1.08
Other Area ambiguous(m ²)	0.83	0.43	0.52	0.26
Angle bet. load & F. Plane (deg.)	20	30	23	10
Actual load (ton)	230	1500	1130	180
Calculated shear off load(ton)	360	1790	1750	2760
Ratio(%) actual/calculated	63	84	65	6.5

分全体にクーロン則を適用

3. 抵抗要素をせん断破壊部と滑り破壊部とに分けて考え、滑り破壊部に対して静止摩擦係数を用いて、滑り破壊条件をチェックする。

4. 実質抵抗部分としてせん断抵抗部のみを考えてクーロン則を適用

5. 実質抵抗部分以外の部分も、せん断抵抗は零であるが垂直力は分担すると考え、実質抵抗部分の垂直力の分担を少なくしてクーロン則を適用

各段階での試算結果は文献 7) に詳述されている。これらの試算の中で仮定 5 による結果が表-4 に示されている。すなわち仮定 5 で試算したところ、IV号を除けば[実測荷重/抵抗荷重の計算値]の比で約 65~85% の近似度で岩盤の荷重支持力が推定できた。図-5 と写真-2 は破壊後の破断面の測量結果と写真であり、IV号が近似しなかったのは、本供試体のせん断面は非常に細かい節理(指先程度の大きさ)が縦横に発達していて、滑動した岩片も再度削られたりして、表面からの観察では

Fig. 5 Surface of Failure after the Test.

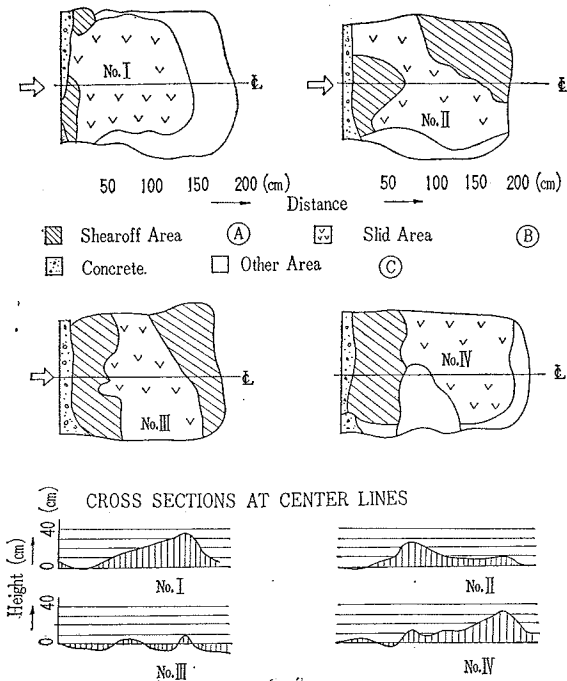


Photo 2 Shear off Surface of a Rock Specimen



せん断抵抗によって破碎したと判断された部分が多かったためではないかと思われる。すなわち節理が細かく発達している場合には両部を区分することが困難になることが、このような値をもたらした理由であろう。

(3) その他の結果

a) 反覆載荷による強度の低下 II号供試体の試験は、岩盤の強度が大きかったことに加えて載荷装置の不備から偶々3回のくり返し載荷を行なわざるを得なかった。その結果第3回目の載荷で破壊したがその強度は以前の最大荷重時に比し約8%の低下した荷重で破壊している。反覆載荷による局部破壊が最大抵抗力を減じたように思われる。このことはくり返し荷重を受ける岩盤の強度の安全率に重要な課題を提起する。

b) せん断試験時の E_R とジャッキ試験の E_R の比較 今回のせん断強度試験時の底面のせん断変位量から衆知の F. Vogt 式*により E_R を求め、前年の全く同一箇所で行なわれたジャッキ試験による $E_R^{(1)}$ とくらべると、表-5 のように今回は約 1/10 となった。今回の場合はひびわれの多い表層部分が主抵抗要素となっているし、岩盤を構成する岩塊の個々の回転・変位に対し

$$* \bar{\Delta} x = \frac{(m^2-1) 2 P \cdot a}{m^2 \pi E_R} \left[\left\{ \log(n + \sqrt{1+n^2}) + n \log \frac{1 + \sqrt{1+n^2}}{n} - \frac{(\sqrt{1+n^2})^2 - 1 - n^2}{3n} \right\} + \frac{m}{m-1} \left\{ n \log \left(\frac{1 + \sqrt{1+n^2}}{n} \right) - \frac{(2n^2-1)\sqrt{1+n^2} - (2n^2-1)}{3n} \right\} \right]$$

ここに、 a, b = 載荷幅
 で右図による
 $n = b/a$ = 載荷面の縦横比
 m = ボアソン数 (5 を仮定)

E_R = 岩盤の弾性係数
 P = せん断荷重強度
 $\bar{\Delta} x$ = 全断面平均水平変位

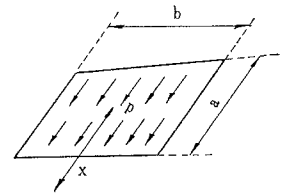


Table 5 Comparison of “ E_R ” between Shearing and Jack Tests.

		I	II	III	IV
Working Stress (kg/cm ²)		0~4.3	{ 0~10.5 { 10.5~15.7	{ 0~14 { 14~20	0~4.8
E_R (kg/cm ²)	Shearing Test	5 100	{ 57 000 { 85 000	{ 7 300 { 5 400	1 100
	Jack Test	48 200	57 000	63 000	18 000
Ratio (%) Shear/Jack		11	{ 10 { 15	{ 12 { 9	6

てはこの方が拘束度が少ないことが主原因であろう⁵⁾。いずれにせよ現在の実用的な基礎の変位計算法では荷重方向による E_R の差異を考慮していないから、今後の研究にまつものがある。

(4) 試験法に対する考察

以上の試験に対し若干考察を加える。

a) 概括的には一様性の岩質であってもひびわれまで考慮に入れると力学的条件はかなり異なるから結果を広く一般化することは非常に困難がある。

b) この程度の寸法の岩盤でよいかどうかの決定的な判断はつきかねたが、側面に約 10 本程度のひびわれを認め、実用上の理由からこの寸法になった。また発破による岩盤の損傷効果⁶⁾ は大きいので極力これを小さくする目的で面倒な掘削法を仕様した。

c) コンクリートの被覆は岩盤強度に若干の影響を与えるであろうが、載荷・測定のためやむを得ぬことと考へて、模型実験を行なって人工継目を 1 個だけ影響の緩和を計った。岩盤を削り出すことによる多少のゆるみは避けられないがこの被覆の効果は不明瞭である。

(5) ひずみの測定

試験の結果の数値のみを取り上げては従来のように不明なことが多いので、結果の説明を行なうため、単に荷重と変位の面から“壊れた”として済ませないで、種々の精密測定器を用いて破壊の前後の現象を分析した結果

Fig. 6 Strains of A Rock Specimen in Situ.

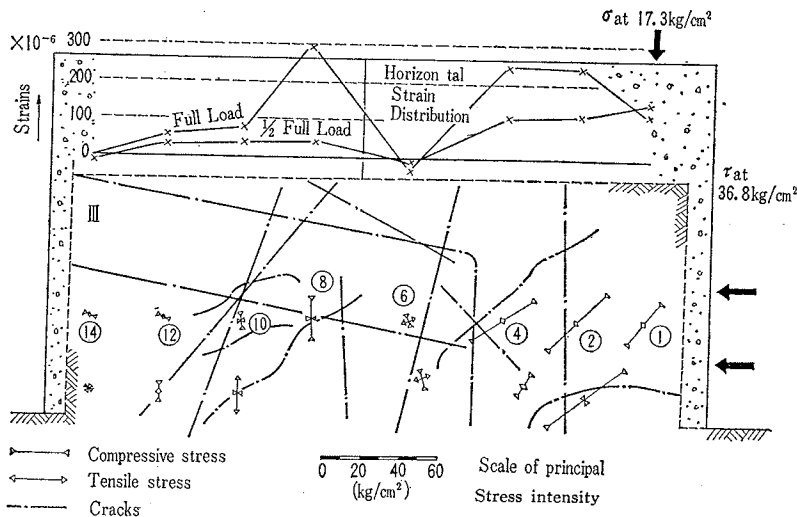
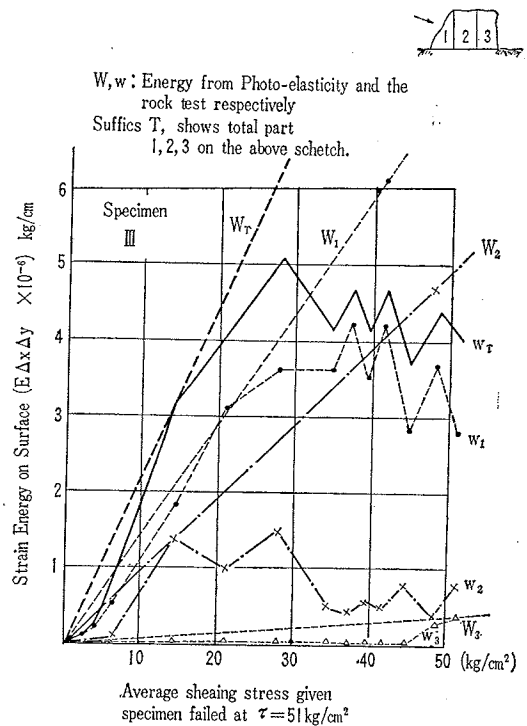


Fig. 7 Accumulated Strain Energy and Given Shearing Stress.



について以下に述べる。

岩盤供試体の側面の各部に貼りつけた電気抵抗線ひずみ計の測定値から、載荷された岩盤のひずみは場所的によどのような分布を持つか、また時間的にはどのように変位するかの一列を示したものが図-6にある。

同図の上部は最大荷重に近い時とほぼその 1/2 の荷重の時の岩盤ひずみの変化を示すもので、場所によっては荷重が増えてもひずみは減り、ひびわれの存在によるひずみ変化の複雑性、恐らく局部的な岩盤の破壊・転位・

応力緩和等の発生による不規則な応力の増減を生じたものと信じられる。

同図下段にはほぼ最大荷重の 1/2 の時の主応力の方向と大きさを示す図がある。場所的に載荷端の側が大きく応力を分担し、他端はほとんど応力を受けず、またひびわれのためであろうが場所により不規則な大きさや方向の応力を示し、弾性体の分布と異なることを示している。

(6) ひずみエネルギーの検討

岩盤供試体の載荷にともな

って蓄積すると想像されるひずみエネルギーを前述のひずみ測定値から積算し^{*}、同時に光弾性実験から得られた弾性体のエネルギーと一緒にプロットしたものが図-7にある。

とくに前項で認められた場所的差異を表現するため、供試体を3分して载荷側 1/3、中央 1/3、後方 1/3 の3部分に蓄積するひずみエネルギーをそれぞれ w_1, w_2 、および w_3 とそれぞれ符号を付した。破線(大文字 W で示す)は弾性体のエネルギーで、添字 T は Total を示す。

これによると、つぎの3点が明らかに認められる。すなわち、

(1) 平均破壊強度 (51 kg/cm^2) の約 1/3 の応力付近 (17 kg/cm^2) までは弾性体の実験値にほぼ近似したひずみエネルギーを蓄積している。

(2) この 1/3 の応力付近を過ぎると蓄積されるひずみエネルギーは与えた荷重に比例しなくなり、約 1/2 の応力付近からはむしろ減少を始め、何か他にエネルギーが消費されている(たとえば、摩擦の熱、変位等)ことを示す。

(3) エネルギー蓄積の場所的な差異をみると载荷側 1/3 が大きくて、後方 1/3 はほとんどエネルギーを蓄積せず遊んでいて破壊間近になってわずかに蓄積を示すにすぎない。

この結果からは破壊強度の 1/2 程度の応力付近から、早くも局部的破壊が発生し、岩塊の転位や摩擦熱等へエネルギーが逃げ始めたことを示すもので、完全弾性体と異なる点である。

この計算ではすべてのひずみエネルギーを集計できたとはいえないであろうが、局部破壊の発生を示すものとしては意義がある。

(7) 変位測定

岩盤供試体の種々の測点で3成分方向の変位を測定した結果の一例が図-8に示されている。一部の变位計は測定範囲が小さくて昇降変位はスケールアウト(0.7 mm以上)のため部分的に測定不能であったが、傾向的には少なくとも全容を把握できた。

すなわち、荷重の増加につれて供試体は側方と上方に顕著な膨れ出しを起こし、見かけの容積を大きくし、同

$$\begin{aligned}
 * W_i &= \frac{1}{2E} \{ \sigma_h^2 + \sigma_v^2 + 2(1+\nu)\epsilon_{hv} \} \Delta x \Delta y \\
 &= \frac{E \Delta x \Delta y}{2} \left\{ \frac{1}{(1-\mu^2)^3} (\epsilon_h^2 + 2\nu\epsilon_h\epsilon_v + \nu^2\epsilon_v^2 + \epsilon_v^2 + 2\nu\epsilon_v\epsilon_h \right. \\
 &\quad \left. + \nu^2\epsilon_h^2 + \frac{1}{2}(\epsilon_h^2 + \epsilon_v^2 + 4\epsilon_d^2 + 2\epsilon_h\epsilon_v - 4\epsilon\epsilon_d - 4\epsilon_v\epsilon_d) \right\}
 \end{aligned}$$

ここに

W_i : $\Delta x \cdot \Delta y$ の面積の表面ひずみエネルギー

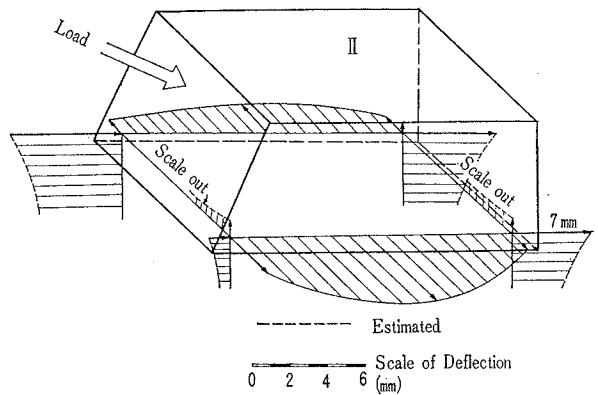
E, ν : 弾性定数(弾性係数・ポアソン比)

$\sigma_h, \sigma_v, \epsilon_{hv}$: $\Delta x \cdot \Delta y$ の面積に作用する応力成分

$\epsilon_h, \epsilon_v, \epsilon_d$: $\Delta x \cdot \Delta y$ の面積で測定されたひずみ成分

$\Delta x \cdot \Delta y$: 応力成分の作用している微小面積

Fig. 8 Displacements of Specimen No. II. at $\tau = 36 \text{ kg/cm}^2$



時に四隅の測点は荷重方向にせん断変位を生じた。

図示の II 号供試体の場合は荷重側 2 測点のはなはだしい左右の非対称変位を生じ、不明瞭ではあったがブロックの付根にひびわれを生じたように観察された。

この膨れ出し現象および鉛直荷重成分を加えているにもかかわらず隆起現象を起こした主原因は、恐らく個々の岩塊が回転・摺動を起こしていわゆる“ガタ”を生じ、ルーズな状態になったことによるものと思われる。

かような変位観測結果からも単一な弾性体がせん断変位を起こし、耐え切れなくなってついに破壊滑動するような現象とは異なることが見られる。

(8) 振動観測

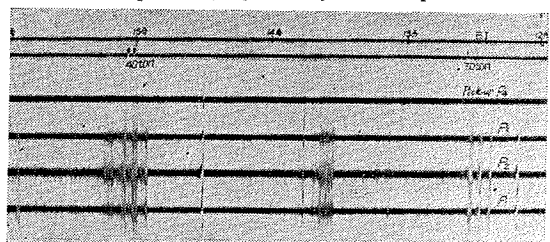
既述のように岩盤には局部破壊の進行を示す多くの資料が得られたので、とくに荷重の増加と破壊の進行の関連性を明らかにするために振動音の測定記録を行なった。

局部破壊と滑動の際発生するであろう振動音の区別はつかないが、一応岩盤破壊の進行と振動音の発生はなんらかの関係あるものと仮定して、低周波振動を除却して振動の発生頻度を測定した結果が写真-3に、頻度~平均せん断応力曲線が図-9に示されている。これによるとつぎのことが認められる。

(1) 振動の発生は载荷直後から破壊時までおおむねほぼ一樣な頻度で生じ、均質の弾性体のように終局破壊時に近くなって急に生ずるものではない。

(2) 階段状に载荷した本実験においては、荷重増分

Photo 3 Recorded Vibration P_1, P_2, P_3 on the Rock Specimen, P_4 Vicinity of the Specimen.



のない一定持続荷重の状態においても荷重増加時の 1/2~1/3 程度の頻度で振動音を発生して破壊が進行し、岩盤強度は載荷時間にも関係あるような事実を示している。

この結果は均質の弾性体の安全率に対する考え方をただちに岩盤に適用できないことを示唆すると信じられる。

4. 結 言

電力中央研究所の地盤研究班が境川ダム地点(関西電力 KK・岩質石英粗面岩)において3カ年計画の裡に行なった岩盤研究の中から、せん断強度試験を採り上げ、現地岩盤のせん断強度と破壊現象の詳細についてべ調た結果、おおむねつぎのような結論を得た。

(1) 現場の岩盤の平均的なせん断強度は同一地点で採取した岩石コアのそれに比していちじるしく弱くわずかに 3~11% 程度しかなかった。

そこで供試体の全底面積でなくて、せん断荷重に真に抵抗できる有効面積がなんらかの方法で推定できれば、これに室内の岩石試験による τ_0 , $\tan \phi$ および μ を用いると、約 65~85% の近似度で岩盤のせん断強度が推定できた。

(2) 今回の岩盤強度は3回の反覆載荷で少なくとも約 8% の強度低下を示した。また基礎岩盤のせん断変位から求めた岩盤の弾性係数 E_R は慣用されているジャッキ試験から求めた E_R の約 1/10 程度であった。

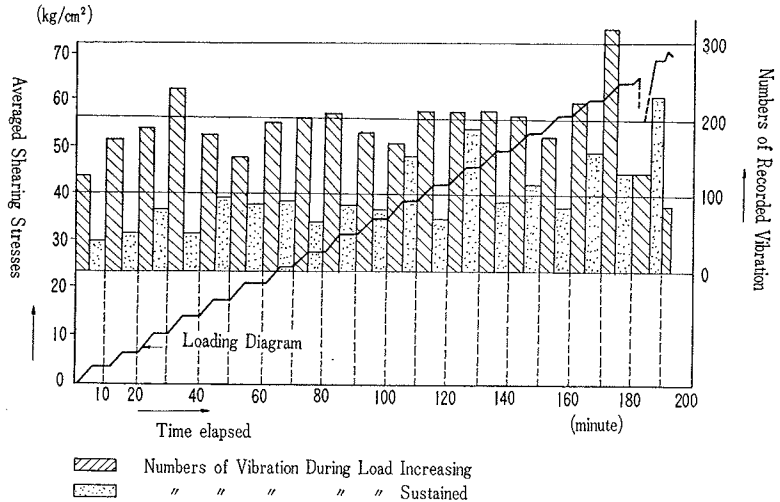
(3) 岩盤の破壊現象を電気式変位計・電気抵抗線ひずみ計および振動計等の特殊計測器を用いて精密に測定し分析すると、以下に述べるように従来の均質の弾性体の破壊と非常に異なる現象を探究した。

それらの結果はいずれも比較的載荷初期から局部的破壊が発生・進行することを示すもので、今後の岩盤の安全率に対する考え方に大きな課題を提起するものである。

すなわち

(4) 岩盤表面のひずみ分布は、ひびわれ等の影響で場所的にも時間的にも与えた荷重にくらべて不規則に変化する大きさと方向を示した。また蓄積されるそのひずみエネルギーは破壊荷重の約 1/3 から与えた荷重に比例しなくなり、約 1/2 付近からむしろ減少を始め、岩塊の摩擦や変位等にエネルギーが消費され始めたことを示している。蓄積されるエネルギーは載荷側 1/3 が大部分

Fig. 9 Vibration of Rock Specimen, No. II



で、後方 1/3 はほとんどこれがなく、不均等がはなはだしかった。

(5) 岩盤供試体諸点の変位測定結果によると比較的早くから岩盤が上方・側方に膨れ出し、みかけの容積を増し、いわゆるルーズな状態に移行していることを示す。

(6) 振動測定結果によると、振動音の発生と局部的破壊の進行がなんらかの関連性あるものとすれば、載荷の直後から振動音を発し、また荷重増加のない時期でさえ振動音を常時発生し局部破壊の進行を示している。

この現象は終局荷重付近で急激に破壊を生ずると推定されていたものとは異なる事実を示していた。

なお本文は技術研究所報告”の要約であるから、その詳細は同書を参照されたい。

参 考 文 献

- 1) 野瀬正儀：“現地岩盤試験、岩盤の特性に関する一般的試験およびそれらに基づく黒四ダムの設計について”，大ダム，No. 26, 1963年，12月
- 2) 青木謙三：“一つ瀬アーチダム基礎に関する諸測定(その1, 2)”，発電水力，No. 56, 57, 1962. および“一つ瀬アーチダム基礎に関する諸解析ならびに安定性(その1, 2, 3)”，発電水力，No. 58, 59, 60, 1962
- 3) 多目的ダム岩盤試験班：“日本の多目的ダムに於ける岩盤試験”，大ダム，No. 27, 1964
- 4) 地盤研究班：“境川ダム地点の岩盤研究—変形試験—”，電力中央研究所技術研究所報告(土木 63001), 1963
- 5) С.А. ПОЗА：“после исппзания скалбнования высокоплорной гравитач нонной ппотины” прптехническое стпнтежпбство, 1960 No. 2, p. 21~25
- 6) 若本清・五味義雄：“岩盤のジャッキ試験における二・三の問題”，電力中央研究所技術研究所報告(土木 62008) 昭和 38 年 1 月
- 7) 地盤研究班：“境川ダム地点の岩盤研究—第 4 報・せん断試験—”，電力中央研究所技術研究所報告(土木 64004), 昭和 39 年 6 月 (1964.9.5・受付)