

堰堤基礎岩盤の弾性試験について

正 員 開発局土木試験所 星 野 寔

目 次

- § 1 緒 言
- § 2 試験地点の地質概要
- § 3 変形試験
 - (1) 試験方法及び測定値
 - (2) 考 察
- § 4 弾性波試験
- § 5 両試験についての諸考察
 - (1) 供試体試験値と地山試験値との比較
 - (2) 岩石の動弾性係数と静弾性係数
 - (3) 弾性波試験による E_D と変形試験による E_S との比較
- § 6 結 語

§ 1 緒 言

従来堰堤基礎岩盤の支持力の目安としては、小さな供試体による圧縮強度試験値がとられ、又弾性係数についても同様に供試体の測定値から基礎岩盤のそれを推定する方法がとられて来た。しかし基礎岩盤は岩石それ自身が不均質であり（微視的には凡べての岩石がそうであり、巨視的には礫岩、集塊岩、角礫凝灰岩等がそうである）、更に尚複雑な地質条件（ここでは、断層、不整合、節理、亀裂、劈開、層理——ことに互層、所謂シーム等の不連続面を意味する）をもっている。又供試本と異なつて、巨視的には側方及び下方に拘束された状態にある。この様な基礎岩盤をコンソリデーショングラウティングによつて改善したとしても、地山の力学的な性質を、小さな供試体の測値から推定することは危険なことであり、最も望ましいことは地山に直接試験をすることであろう。

現在計画中の空知川中流部の金山堰堤地点では、弾性波試験と横坑内に於いてジャッキによる変形試験を実施した。又さきに技術資料 No. 11 にその概要を報告した豊平峡地点では、変形試験を実施した。ここにこれら諸試験の概要を報告して大方の御批判を仰ぎたいと考えるものである。

§ 2 試験地点の地質概要

(1) 豊平峡地点

この地域には鮮新世の豊平峡集塊岩層が広く且つ厚く発達し、集塊岩特有の著しく急峻な峡谷を形造っている。この岩層は安山岩質集塊岩を主体とする火山砕屑物の厚層で、層理明らかでなく塊状であるが、概ね河流方向、右岸に緩傾斜する単斜構造が推定される。堰堤計画地点附近の観察によれば、この岩層は岩質上次の4層に分層される。即ち上部から集塊質熔岩（A型）、凝灰質集塊岩（B型）、礫質又は砂質集塊岩（C型）、角礫凝灰岩（D型）であり、更にこれらの中に熔岩流を夾在している。これらの4層及び熔岩流は互に漸移の關係にあり明らかに境界線を引くことは困難である。この地点で特質的なことは、他地点に比して節理、亀裂の少ないことで、ことにC及びD型に於いてその傾向が著しい。この構造上の特質が岩質上の欠点を補っている。

(2) 金山堰堤地点

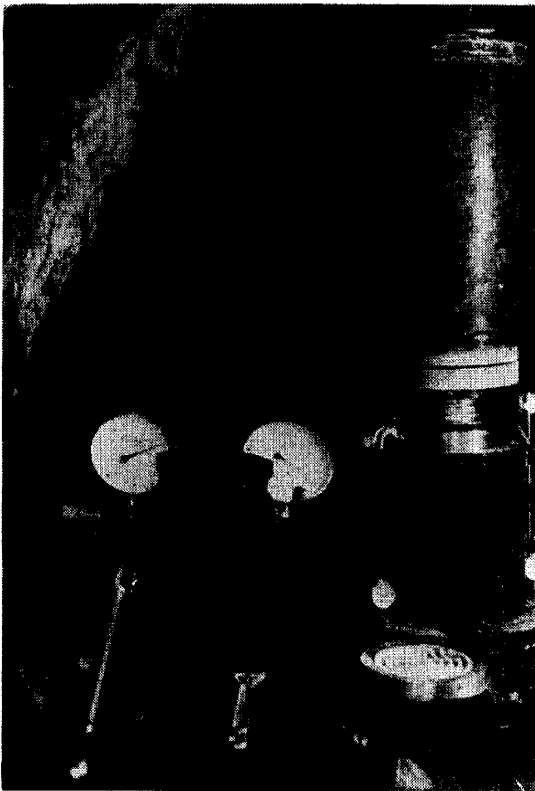
当堰堤は空知川中流部富良野町字金山市街地より上流2.5 kmの地点に計画されている多目的ダムである。

この地域には先白堊系と考えられる輝緑凝灰岩、これを貫く輝緑岩、下部菊石層及び圧碎角礫岩（巾10 m程度で南北方向の延長をもつ）等が分布しており、主要な地質構造線は南北即ち河流に直交する方向で、多くの断層も南北方向のものが卓越している。堰堤の基礎は凡べて輝緑岩である。この輝緑岩は肉眼的に輝緑凝灰岩と識別し得ない部分が多く、輝緑凝灰岩との境界は明らかでない。この岩石は圧碎作用によつてブロック化、或は粒状化（時に片状化）した部分も認められ、全般的に緑泥石化作用を著しくうけている。右岸部では比較的節理亀裂が少ないが、左岸部ことに上部ではそれらの発達が著しく、それらに沿つて風化も著しい。節理は河流に45°に交る方向のものが卓越し、東西方向に仿いた圧縮力を推定せしむる。

§ 3 変形試験

(1) 試験方法及び測定値

試験機は100 ton 分離式オイルジャッキを、沈下量の測定には1/100 mmのダイヤルゲージを用いた。（図—1）加圧面及び支承面はタガネで或る程度平滑且つ水平にし、加圧面は更にその上を硫黄で整形した。載荷は1



図一 1 変形試験装置

分毎に 1 ton とし、その都度ダイヤルゲージの読みを記録し、一定荷重迄載荷した後、徐々に除荷し荷重 0 のときの残存沈下量（永久変位）を読みとつた。この操作を 2～3 度繰返した。この様な方法によつてよみとられた沈下量（変位量）から次式によつて E を計算した。その E の測値を表一(1)及び表一(2)に示す。

$$w = \frac{(1-V^2)P}{2Ea} \dots\dots\dots(1)$$

(J. Bousinesq: Application des potentiâls à l'étude.....1885)

$$(1) \text{ 式より } E = \frac{(1-V^2)P}{2aw}$$

ここに於いて

E : 弾性係数: kg/cm^2 V : ポアソン比

P : 全 荷 重: kg a : 加圧板半径: cm

w : 沈 下 量: cm

(2) 考 察

i 繰返し載荷の影響

いずれの試験においても、第 1 回載荷時の測値に比して第 2 回、第 3 回と順次その値が大きくなっていることが観察され、ことに第 1 回と第 2 回の測値との間には極めて大きな差異が認められる。一方永久変位についてはそれほどの差は認められない。永久変位は加圧板と加圧面の間隙の閉塞、岩盤の節理、亀裂の閉塞等によつて現われるもので、従つて載荷の回数の増加と共にこの様な塑性が除かれ、真の E に近づくものと考えられる。

表一(3)

表一(1) 金山堰堤基礎岩盤変形試験成績

試験 番号	横杭 番号	岸 別	標 高 (m)	施行 深度 (m)	弾 性 係 数 kg/cm^2			永 久 変 位 1/100 mm			地 質 状 況
					第 1 回 載 荷	第 2 回 載 荷	第 3 回 載 荷	第 1 回 載 荷	第 2 回 載 荷	第 3 回 載 荷	
1	5	右岸 袖部	300	6.70	31,841	63,745	—	49.00	54.50	—	深度 7 m 風化, 3 m 附近まで 横断方向の亀裂, 全般的に塊 状 4~6 m 下流側壁に滲潤水。
2	6	"	293.43	11.50	3,131	7,901	6,268	85.00	101.70	128.80	深度 6 m 風化, 断層(粘土 3~ 7 cm±) 上流側 80° 崩落性あ り。施行箇所, 断層上
3	6	"	"	左 4.50	31,841	—	—	47.00	—	—	断層の走向 10 m より上流向 施行箇所, 左支坑断層より 4 m
4	7	"	321.38	6.65	12,427	19,277	22,939	109.00	134.00	145.50	切羽面に 5~15 m + の空洞坑 口向。
5	1	左岸 袖部	310	9.60	35,281	48,338	—	29.00	32.00	—	5.0 m 迄脆弱帯が続き 8.60 m では不規則な形をした横断方 向の断裂線あり。
6	1	"	"	15.80	38,788	43,537	—	21.50	29.00	—	上流側壁及び天端に滲潤水が 認められる。又切羽に 1~2 cm+ の亀裂及び Calcite 条 線, 風化 13 m
7	2	"	306.5	左 7.85	13,992	44,444	—	168.00	181.50	—	施行箇所は断層より 0.70 cm 滲潤水著しい。 断層粘土 3~10 cm ±
8	2	"	"	15.85	28,699	40,503	—	48.00	62.50	—	風化は 14 m まで延び滲潤水 あり, 以奥はやや良好な岩盤 である。

試験 番号	横坑 番号	岸 別	標 高 (m)	施行 深度 (m)	弾 性 係 数 kg/cm			永 久 変 位 1/100 mm			地 質 状 況
					第 1 回 載 荷	第 2 回 載 荷	第 3 回 載 荷	第 1 回 載 荷	第 2 回 載 荷	第 3 回 載 荷	
9	3	"	316	9.20	24,123	42,384	55,172	28.00	50.50	49.50	風化 9 m, 4.5 m 岩砕状 4~9 m 滲透水を認む。
10	4	"	333	16.60	22,857	33,862	36,364	67.00	75.00	88.50	風化 15 m 50 m, Calcite 条 線著しい。14 m 滲潤水。
11	4	"	"	20.80	17,702	35,556	—	64.00	66.00	—	全般的にブロック状。
12	9	"	336	21.20	12,167	18,234	18,391	93.00	104.00	118.50	少亀裂多くあり。
13	9	"	"	2.75	22,069	41,290	44,138	69.00	73.50	79.50	少亀裂あるもやや良好である

表—(2) 豊平峡堰堤基礎岩盤変形試験成績

試 験 番 号	横 坑 番 号	標 高	岩 質	弾 性 係 数 kg/cm ²		永 久 変 位 1/100mm		摘 要
				第 1 回 載 荷	第 2 回 載 荷	第 1 回 載 荷	第 2 回 載 荷	
No. 1'	No. 1'	右岸 380	角礫凝灰岩	29,994 (40 ton)	54,537	30.00	34.01	坑口より 2.7 m 亀裂, カルサ イト小脈あり。
No. 2'	No. 2'	" 443	集塊熔灰 (A型)	53,643 (50 ton)	131,027	30.28	38.18	坑口より 2.7 m やや風化
No. 3'	No. 2'	" 442	"	36,635 (50 ton)	90,579	37.51	33.6	坑口より 1.5 m 風化
No. 1	No. 1	左岸 452.7	集塊炭 (B型)	52,083	66,489	10.5	24.9	坑口より 9 m 緑泥化作用
No. 2	No. 1	" 452.7	"	41,064	65,445	32.2	44.0	坑口より 14 m 緑泥石化作用 断層 (3~5 cm 巾) の約 50 m 側 方
No. 3	No. 2	" 431.0	"	42,229	78,126	32.0	32.4	坑口より 6 m 緑泥石化作用安 山岩に近接する部分
No. 4	No. 2	" 431.0	安山岩 (熔岩)	17,458	31,725	93.0	111.5	坑口より 13 m 亀裂及び節理 著しい。
No. 5	No. 2	" 431.0	集塊岩 (B型)	8,928	N. D	260.5	N. D	坑口より 13 m 断層 (巾 2~ 5 cm)
No. 6	No. 3	" 410.6	"	43,706	73,529	31.5	35.7	坑口より 6 m 緑泥石化作用や や風化
No. 7	No. 3	" 410.6	"	22,776	52,521	76.5	33.5	坑口より 9 m 緑泥石化作用, 滲透水
No. 8	No. 4	" 388.8	集塊岩 (C型)	20,096	67,934	120.0	126.0	坑口より 4 m やや砂質 Calcite vein 礫岩様, 第 3 回 Edel 77.478 永久変位 137
No. 9	No. 5	右岸 420.9	集塊岩 (B型)	45,955	67,204	26.0	27.35	坑口より 16.80 m 壁硬な角礫 を含む。
No. 10	No. 5	" 420.9	"	55,803	111,607	33.5	32.5	坑口より 19.00 m 非常に堅硬 な角礫を含む。
平均値								平均値には No. 5 (断層のも の) を除いた。
集塊熔岩 (A型)				45,142	110,804	33.95	35.89	
集塊岩 (B型)				43,373	73,560	34.60	32.91	
集塊岩 (C型)				20,096	67,934	120.00	126.00	
角礫凝灰岩				29,994	54,537	30.00	34.01	
安山岩 (熔岩)				17,458	31,725	93.00	111.50	
総平均				38,453	74,226	46.09	47.80	

- 註 1. (40 t) (50 t) はその回の最大荷重, 特記の無いものは最大荷重 100 t。
 2. 第 2 回載荷時の弾性係数はその回の沈下量から前回の永久変位を差引いて計算した値。
 3. No. 1', 2', 3' は直径 15 cm の加圧板を用い, 他は 30 cm のものを用いた。
 4. ポアソン比は金山の場合 0.2, 豊平峡の場合 0.25 を用いた。

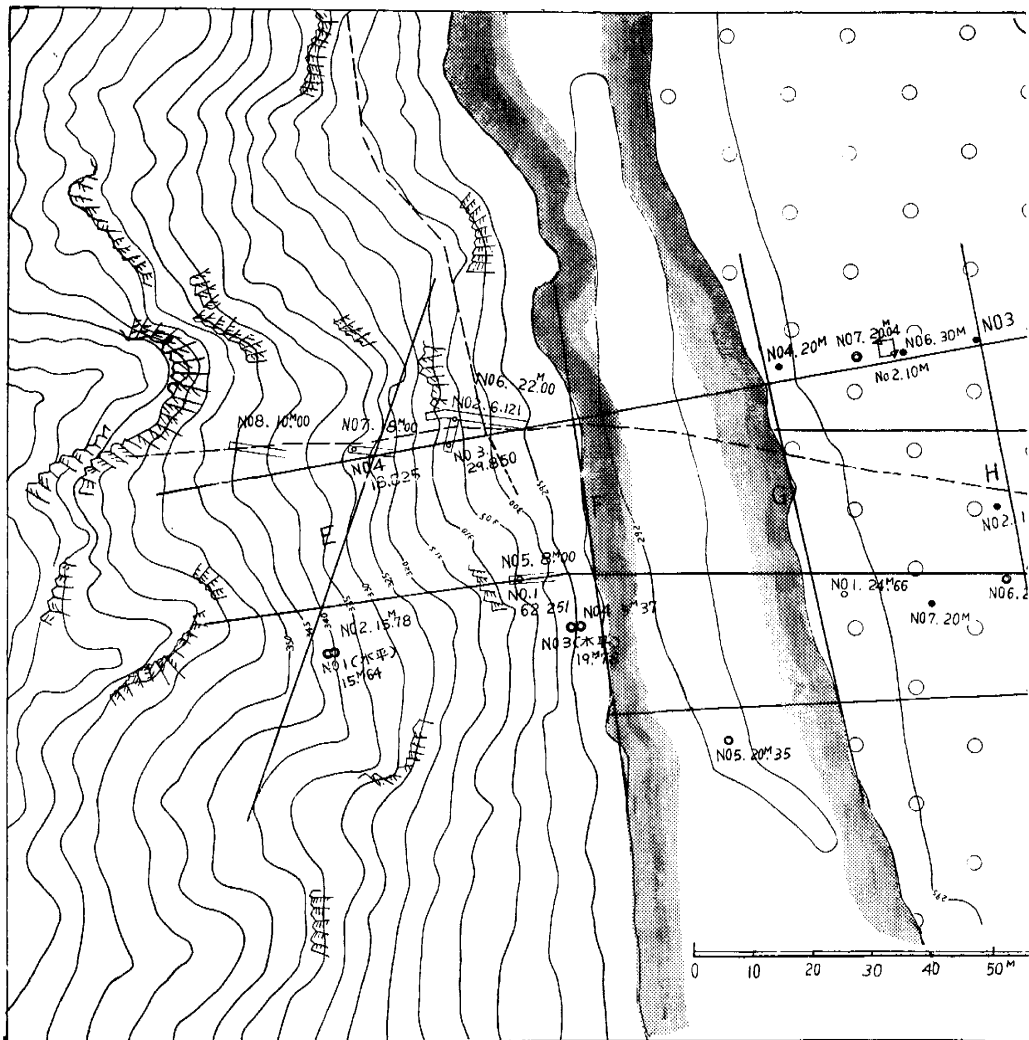
表一(3) 変形試験成績(岩種別平均値)

地 点	岩 質	第1回の E kg/cm ²	第2回の E kg/cm ²	備 考	耐圧強度値 kg/cm ²	
金 山	輝 緑 岩	23,507	37,219	12 箇の平均値	667	26 箇の平均
豊 平 峽	集塊岩 (A)	45,142	110,804	2 "	360	14 "
"	" (P)	43,373	73,560	7 "	313	15 "
"	" (C)	20,096	67,934	1 "		
"	角礫凝灰岩	29,994	54,537	1 "	281	10 "
"	安 山 岩	17,458	31,725	1 "	1,000±	3 "

ii 測値と耐圧強度値との関係

表一(3)に見る如く変形試験の測値と、耐圧強度値の間には何等の相関関係が認められない。即ち耐圧強度値の大である安山岩(約1,000 kg/cm²)、輝緑岩(約650

kg/cm²)の E が集塊岩の E より非常に小さい値を示している。この現象は変形試験によつて求められた E は岩石の物理性(岩石それ自身のかたさ)よりもむしろ地質条件(節理、亀裂、層理、劈開等を意味する、一試験の



図一2

際はこれらのひびわれは肉眼的に識別し得ない程しまっている場合が多い) により強く支配されることを示しているのではなかろうか。勿論このことは程度問題で岩質が非常に軟弱でひびわれが極めて少ないという様な極端な場合にはあてはまらない。一例を示せば千歳川上流漁川の洪積層の凝灰岩は軟弱でひびわれが少ない地層であるが、この地点の測値では $2,000 \text{ kg/cm}^2 \sim 3,000 \text{ kg/cm}^2$ という極めて小さい値を示した。

§ 4 弾性波試験

(1) 試験方法及び測定値

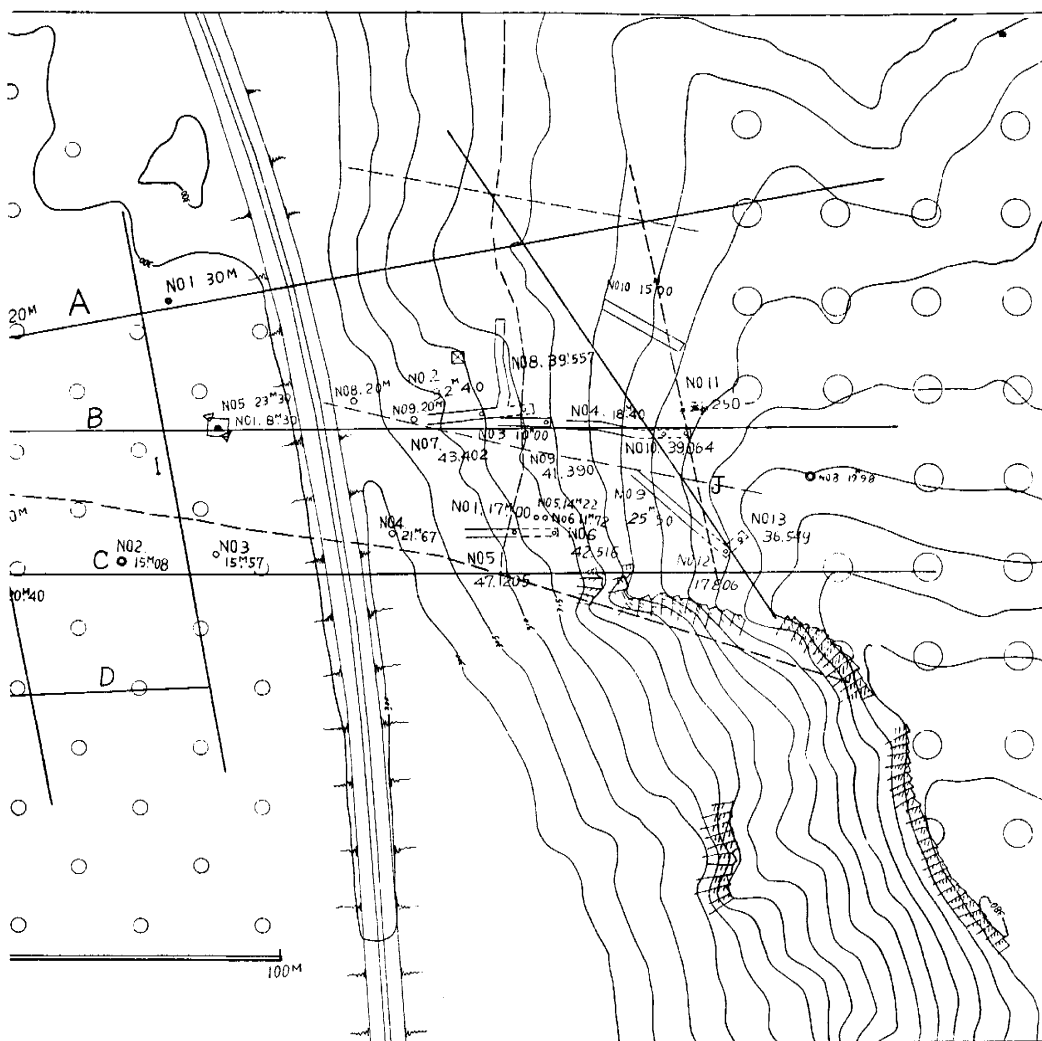
調査機械は六成分微動測定装置で、その性能は表一(4)に示す如きで、その総合感度は 20 cycle の振動に対して約 40 万倍である。調査測線は A~J の 10 本で総延長

1,523 m である。(図一(2))

表一 (4) 六成分微動測定記録装置

名 称	様 式	性 能
感 震 器	変磁束型 上 下 動	固有周期 20 cycle
		振動固有周期 150 "
記録装置	六 連 式	内部抵抗 120 ohm
オシロ グラフ		感度 (内部抵抗なし) $1.5 \times 10^{-5} \text{ A/cm}$
		" (臨界制動) $3.6 \times 10^{-5} "$
音 又 電 磁 型		$100 \pm 1 \times 60^{-3} \text{ cycle}$

人工地震によつて、地殻には体積変化が伝播する縦波 (P波)、よじれの状態が伝播する横波 (S波) 及び表面波 (Rayleigh 波, Love 波) が起る。この中 P 波の伝播



平 面 図

速度が最も大であるので、一般の弾性波式地下探査には主としてこの P 波が利用される。 P 波の伝播速度はポアソン比を一定とすれば、岩石の弾性係数の平方根に比例し、密度の平方根に逆比例する。即ち P 波の伝播速度を V_P とすればそれらの関係は次式で表わされる。

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-r)}{\rho(1+r)(1-2r)}}$$

ここに於いて

E : 弾性係数

ρ : 密度

r : ポアソン比

弾性波式地下探査に於いて計算の基本をなすものは走時曲線である。これは横軸に爆発点と観測点との距離をとり、縦軸に波動の到達するに要した時間をとつて、距離と時間との関係を表わしたグラフであり、(図-3にその一例を示す) これは地下構造によつてそれぞれ異なつた形を示すもので、この走時曲線を解析することによつて各層の V_P が求められ、その求められた V_P から各層の E が逆算される。上述の如き方法によつて求められた各地層の V_P 及び E の測値を表-5)に示す。—— E の逆算に当つては、ポアソン比: 0.2, 密度: 2.7 を用いた。

ポアソン比は供試体の測定値から推定した。密度は地表の岩石の平均密度 2.7 を用いた。岩石の密度はその種類による差異が少ないこと、又基礎岩盤は断層粘土又は角礫、風化された部分等種々の異質な部分を不規則に含んでいるので供試体の測定値から推定するより、岩石の平均値の方が安全であると考えた。

表-5) 金山堰堤地点弾性波試験成績

層別	地 質	V_P m/sec			E_D kg/cm ²		
第1層	表土及び 礫	200	250	300	970	1,500	2,200
第2層	砂礫及び著 しい風化帯	400	900		3,900	8,700	
第3層	風化帯上部	1,200			33,000		
第4層	" 下部	2,000			97,000		
第5層	新鮮な岩石	3,000			219,000		
		4,000			389,000		
		5,400			709,000		

§ 5 両試験についての諸考察

(1) 供試体試験値と地山試験値との比較

さきに述べた如く金山地点の輝緑岩は肉眼的には輝緑凝灰岩と区別し難い様な堅硬緻密とは言い難い岩質で、更に若干の圧砕作用も受けているので、試験による岩芯の採取率は悪く、長大な岩芯は極めて少なく、又露頭或は横坑内に於いても供試体の採取が困難であつたので、供試体による試験は少数に限られた。供試体は5個で、同一のものについて、振動法、及び静荷重法の両者を実施した。その成績を表-6)に示す。

テストピースはいずれも肉眼的に新鮮な岩石を選んだが、その採取深度は地表乃至 10 m 程度で、弾性波試験の第4層即ち下部風化帯(1部は第5層上部即ち新鮮な岩石の上部と思われるものもある)に属するものである。

E_D について見れば、テストピースの測値は 29~49×

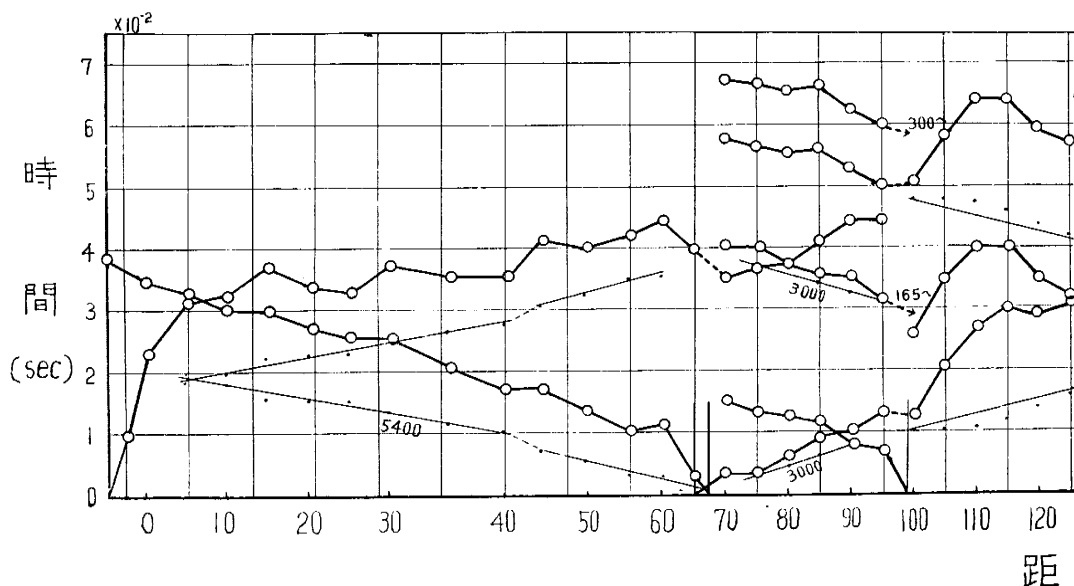


図-3

表一 (6) 金山地点輝緑岩の E_D 及び E_S (供試体の測定値)

試料番号	D. Y. M. kg/cm^2	S. Y. M. kg/cm^2	ポアソン比	備 考
No. 1	43.8×10^4	12.44×10^4	0.183	試錐岩芯 深度 8 m
No. 2	47.6	9.7	0.185	" " 9.6 m
No. 3	42.7	9.6	0.180	" " 10.7 m
No. 4	30.5	3.4	0.198	立方体 " 0.4 m
No. 5	29.1	2.64	0.170	" " 4.2 m

10^4 kg/cm^2 で地山のそれは $9.7 \sim 21 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、であり、地山の測値はテストピースのそれの約 $1/4$ 程度の値を示している。この現象は再三述べた如く地山に存在する多くの地質条件に原因するものと考えらるべきではなからうか。一方 E_S について見ると、テストピースの測値は $2.6 \sim 12.4 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ でその平均値は $7.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ で、地山のそれは第1回は $1.2 \sim 3.8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、平均 $2.4 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、第2回は $1.8 \sim 6.3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、平均 $3.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ で、テストピースの測値のそれぞれ $1/3$ 及び $1/2$ とゆう値を示している。

この様にテストピースの測値と地山試験値との差異が甚しく大きいということは、テストピースの測値のみから、基礎岩盤の性質を推定するということが非常に危険であるということを示すものではなからうか。ことにコンソリデーショングラウティングの技術が不完全であり、又その効果の度合に関しても明確に把握されていない現在では尙更のことと考えられる。

(2) 岩石の動弾性係数と静弾性係数

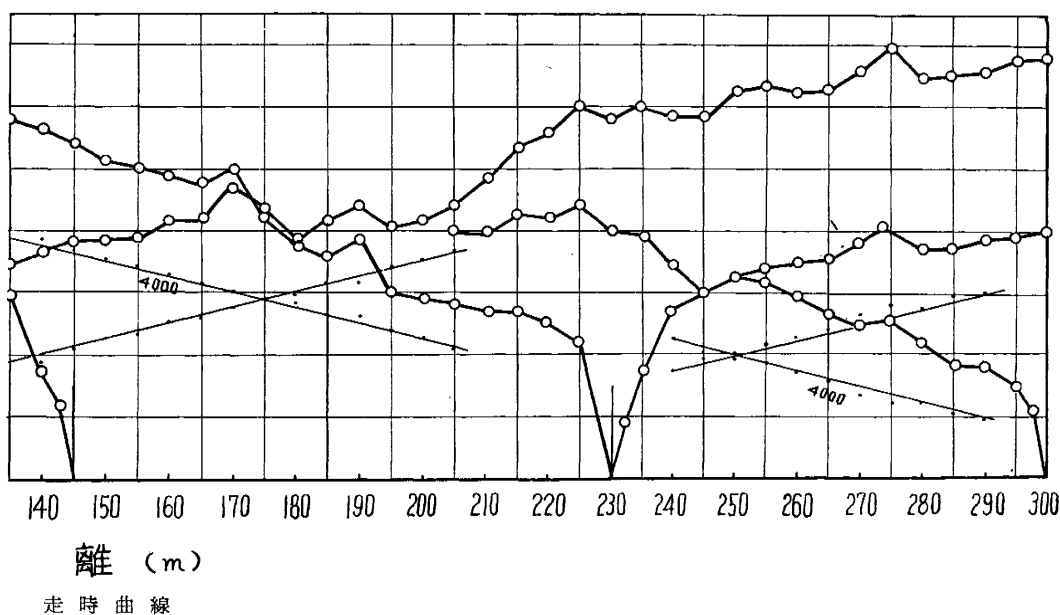
弾性波試験によつて求められる E は動弾性係数 (E_D)

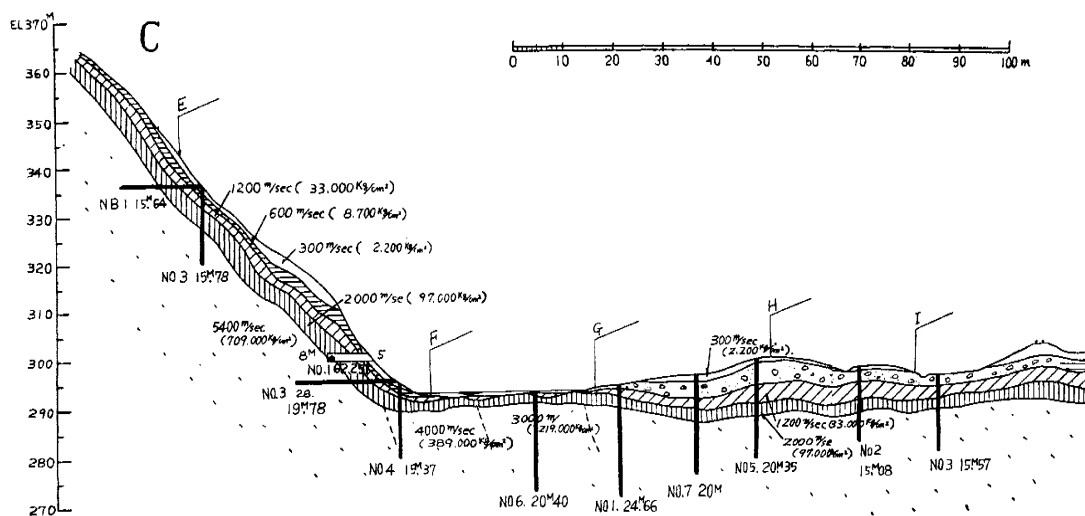
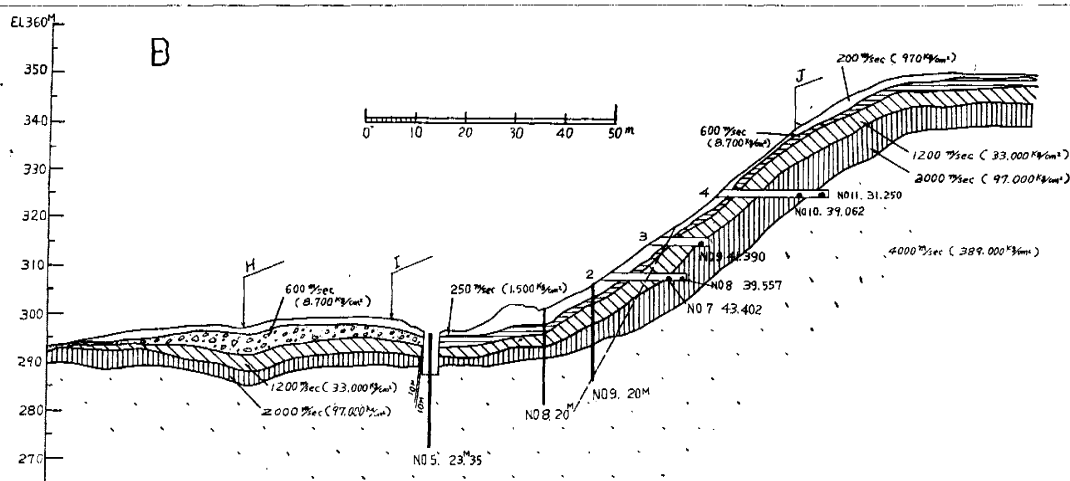
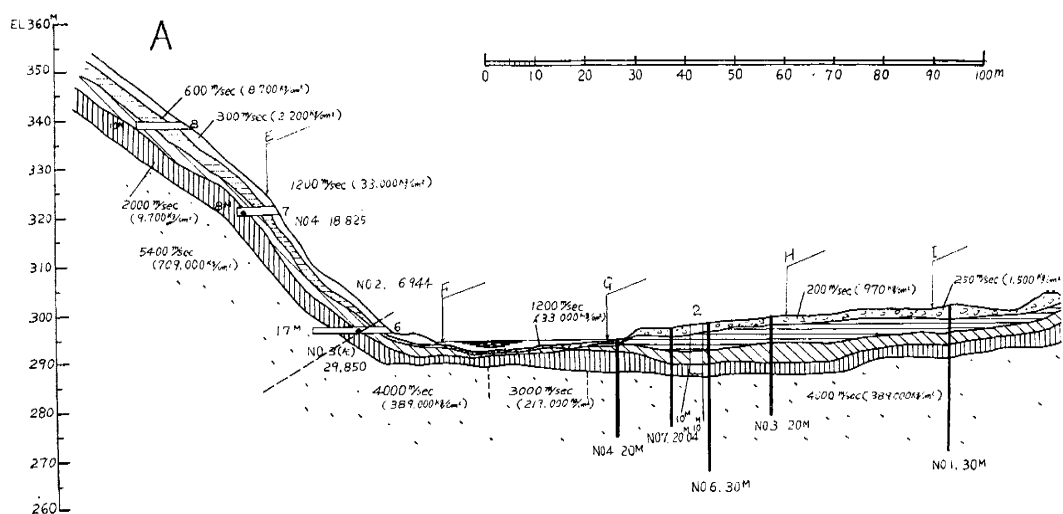
であり、変形試験によつて求められるは静弾性係数 (E_S) である。 E_D は静荷重法と異なり塑性を含みぬ真の E と考えられる。何故ならば振動法は振動によつて供試体或は地山に加えられる応力が小さく、又非常に早く繰返されるために塑性の影響は殆んどうけない。従来コンクリートに行なわれた実験によれば E_D は常に E_S に対して高い値を示している。又石綿スレートの例では $E_D : E_S = 2$ という資料も示されている。

金山地点の輝緑岩の供試体について、振動法と静荷重法の試験を同一供試体について実施した (表一(6)) これによれば $E_D : E_S = 4 \sim 10$ という値を示している。即ち E_D が可成り大きな値を示すことは間違いのない所と思われるが、その関係については現在の所云々することは出来ない。今後岩種別、岩質別に多くの試験を実施して究明せねばならない問題であろう。

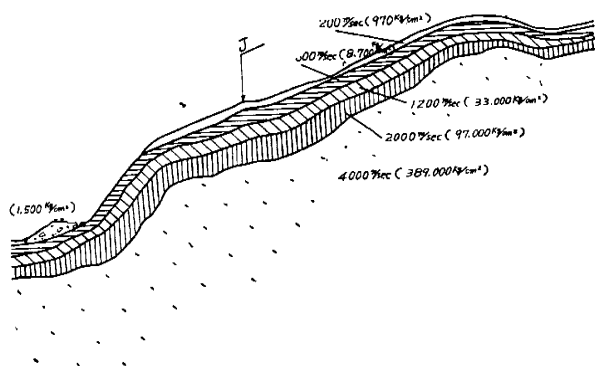
(3) 弾性波試験による E_D と変形試験による E_S との比較

金山堰堤地点の資料によれば、変形試験箇所は弾性波式地下探査によつて推定される第4層即ち下部風化帯



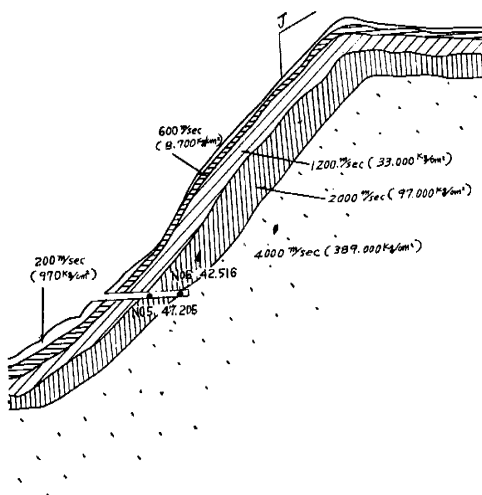


图—4 断面图



凡 例

	表土及崖錐		" 中部
	砂礫層		" 下部
	風化層上部		輝緑岩



(一部第5層上部即ち新鮮な岩石層の上部)に相当する。即ち現在迄掘削された横坑の大部分が第4層中にありまだ新鮮な岩石層に到達していないことになる。(図—4)

この第4層及び第5層上部の V_p はそれぞれ 2,000 m/sec, 3,000 m/sec で E_D はそれぞれ 60,000 kg/cm², 219,000 kg/cm² である。変形試験によつて求められた E_s は表—(1)に見る如くでその平均値は第1回、及び第2回はそれぞれ 24,316 kg/cm², 39,197 kg/cm² で後者は飛躍的に増大している。即ち、第1回、第2回、第3回の順序で E_s は大となり順次 E_D に近づいていると考えられる。第2回の E_s を E_D に比較すれば $E_D : E_s = \text{約} 3$ という値が得られる。

§ 6 結 語

これらの試験は吾々の取扱う基礎岩盤の複雑な地質条件を必ずしも克服するものではないが、この様に地山に直接試験を実施するという意味に於いては一步の前進であることは間違いない所であろう。然し乍らこの試験の方法及び解析の理論も確立されているわけではなく、又基礎岩盤のもっている地質条件は多くの場合非常に複雑であるので、求められた数値が直ちに基礎の力学的な性質を表わすものではなく、現在の段階では相対的な意味を表わすものと考えられる。次に前節迄述べて来たことがらを要約してみる。

- (1) 基礎岩盤の支持力の目安として、変形試験の測値は、供試体の耐圧試験値よりすぐれているのではなかろうか。
- (2) 変形試験による E_s は弾性波試験による E_D より可成り小さく、その比率はコンクリート、石綿スレートのそれより可成り大であつた。
- (3) E_s は繰返し载荷によつて大きくなり急激に或は徐々に E_D の値に近づく。
- (4) E_s は岩石の物理的性質(主としてかたさ)よりも岩盤のもつ地質条件(節理、亀裂、その他の不連続面)によつてより多く支配される。
- (5) 堰堤の設計に用いる E の推定の資料としては、変形試験の第2回乃至第3回载荷時の E_s を用いるのが妥当と思われる。

参 考 文 献

- 萩原 尊礼：物理探鉱法。(1951年、昭和26年)。
 明石外世樹：コンクリート非破壊試験法。(1954年、昭和29年)。
 小西尚他2名：石綿スレート板の動弾性係数と強度との関係。セメントコンクリート No. 106。(1955年、昭和30年)。
 土居 繁雄：定山溪図巾。(1955年、昭和30年)。
 U. S. Department of Interior Bureau of Reclamation: Foundation bearing test of Davis Dam (1951年) Westergard, H. M.: Theory of Elasticity and plasticity. (1952年)