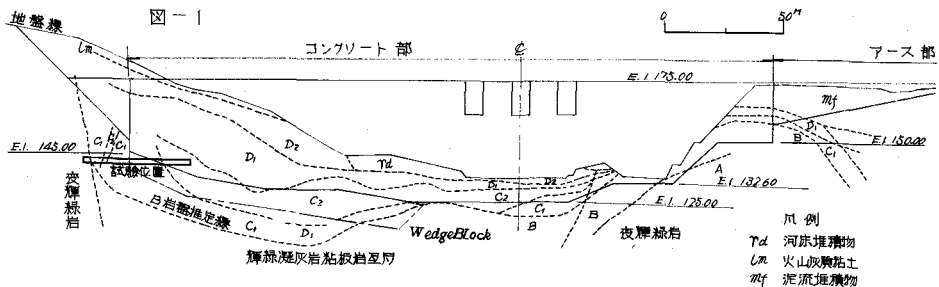


I ま え が き

四十四田ダムは北上川五大ダムの一つとして本川上流に計画された洪水調節を主とする堤高50米、堤長480米の一部アース部を含む重力式コンクリートダムである。ダムサイト附近は、平坦な台地上地形をなし地質は左岸一帯が風化した古生層が分布し、右岸部は火山砕屑物が分布しており、このため当初フィルタイプダムの検討がなされた、但し原石山に恵まれず又工事途上における異常洪水の危険感からコンクリートダムに設計され、現在工事がなされてゐる。本研究は、風化した脆弱岩盤で行つた小型剪断試験について述べると共に、これに伴う問題点及び、この結果を用いて計画したダム滑動に対する安全性増加のための対策工法について述べる。

II 地 質

ダムサイトの基礎岩盤は、河床部及び左岸部の大半が輝綠凝灰岩から成り変輝緑岩の混入もみられる。一般地質構造は、走向N30°~60°W、傾斜50°~90°S Wでかなりの擾乱を受けてゐる。アース部に当る右岸部は岩盤上を厚い泥流堆積層火山灰がみつゝてゐる。基礎岩盤は、20~50米の風化帯を有しており、その風化度合



により工学的性質を異にしており地質分類にこだわらず表-1の如く区分し地質状態を記した。

表-1

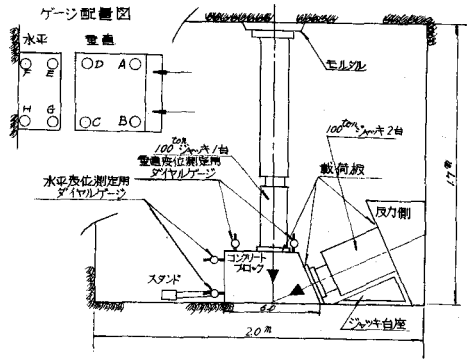
項目	岩盤区分	A 岩盤	B 岩盤	C 岩盤		D 岩盤	
				C ₁	C ₂	D ₁	D ₂
色 調		淡 緑 色	淡緑色、青緑色	淡緑色、褐緑色	黄褐色、褐緑色	淡黄褐色	淡黄褐色
風化変質の 状態		極めて新鮮 風化変質なし	割目30cm以下で風化 した岩内部新鮮 幾分脆弱	割目30cm以下で風化 した岩内部新鮮 幾分脆弱	岩内部の一部除去 風化脆弱	岩内部まで風化は おこなが岩構造は 認めない	完全に粘土化岩構造 と認めない
フ ラ ッ ク		割目30cm以下で密 着している	割目30cm以下で密 着している	割目30cm以下で密 着している	割目30cm以下で密 着している	割目30cm以下で密 着している	割目30cm以下で密 着している
弾性波速度 (m/sec)		3800 ~ 5200	3200 ~ 3500	3200 ~ 3500	3200 ~ 3500	1800 ~ 2500	700 ~ 1300
動弾性係数 (X10 ⁸ kg/cm ²)		35 ~ 53	25 ~ 30	25 ~ 30	25 ~ 30	7 ~ 12	1.1 ~ 3.8
静弾性係数 (X10 ⁸ kg/cm ²)		30 ~ 37	16 ~ 18	16 ~ 18	16 ~ 18	14 ~ 17	
耐圧強度 (kg/cm ²)		1200 以上	250 ~ 1200 多くは 1000	185	185	78	

表-1に示したように、A、B岩盤はコンクリートダムの基礎として信頼出来得るがC岩盤は既存のダムの地質からみればかなりの疑問がもたれるものでありD岩盤にいたつてはフィルタイプダムの基礎としてのみ考えられない。岩盤分布をみれば(図-1)左岸部では良好岩盤たるA、B岩盤は40~50米と深所に存在しその掘削及びアバット処理は困難を極めることが予想される。この点C岩盤上にダム基礎を置くことが可能か否かがダム築造上の大きな課題となり、1962年8月、11月の二回に亘つて岩盤剪断試験を行つた。

Ⅲ 岩盤剪断試験

図-2

Ⅲ-1 試験方法 地山状態を乱さずに岩盤ブロックを作ることは困難なため、A. DVORAK¹⁾が行った方法をとった。この方法は、コンクリートブロックを岩盤上に打設しその打継面を剪断させるもので、その装置を図-2に示した。この方法は単一な水平剪断荷重のみではブロック前面にモーメントが働き引張応力が生じるのでそれを防ぐため傾斜荷重で載荷し、別に各ブロックごとに異つた一定垂直荷重を加え、破壊時の応力関係より、内部摩擦角と結合力（土の場合の粘着力に相当するもの）を推定した。



Ⅲ-2 岩盤変形特性 ブロックの変位は、岩盤変形を微細に表現するものではないが、黒部第四ダム²⁾における岩盤試験に於いてみられる変形と極めて類似してゐる。即ち剪断荷重初期に認められる IY (Initial Yield Limit) は破壊現象にいたらない既存分離面の閉塞や岩内部の弾性限の終点を示しており、剪断荷重後半に認められる変位の急激の増加は PY (Principal Yield Limit) を示すものと考えられ新しい分離面が作られブロックの浮上りがみられる。これは岩盤剪断による円弧迂りの開始を示すものである。

剪断荷重の最高を示した点は F (Failure) に相当し岩盤の神組織が消滅したことを示す。

Ⅲ-3 解 析 岩盤の破壊が土と同様な連続体として力の伝達が行なわれるものではないが、岩盤の剪断強さは次式クーロンの公式

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

τ : 剪断抵抗

c : 粘着力

σ : 垂直応力

ϕ : 内部摩擦角

にしたがうものとして解析すれば、結果は表-2となる。

表-2

ブロック No.	初期垂直荷重 P_1		剪断荷重 S		剪断荷重 C		岩盤等級 及び管見
	総荷重 Ton	単位荷重 kg/cm ²	総荷重 Ton	単位荷重 kg/cm ²	総荷重 Ton	単位荷重 kg/cm ²	
A-1	10.0	2.8	42.6	11.8	65.3	18.1	C 岩盤 断層灰岩
A-2	42.8	12.0	69.4	19.2	53.7	14.9	C
A-3	36.0	10.0	59.6	16.6	47.4	13.2	C
A-4	18.0	5.0	41.2	11.4	46.8	12.9	C
B-1	27.0	7.5	51.1	14.2	48.2	13.4	C ₁
B-2	36.0	10.0	96.5	26.8	121.7	33.8	B 岩盤 断層
B-3	18.0	5.0	107.2	29.8	178.0	49.7	B
B-4	5.0	1.4	94.3	26.2	178.0	49.7	A
C-1	10.0	2.8	47.5	13.2	70.2	20.0	C 断層灰岩
C-2	54.0	15.0	87.5	24.2	46.2	12.8	C
C-3	36.0	10.0	70.8	19.7	69.8	19.4	C ₁
C-4	18.0	5.0	35.8	9.9	35.9	9.9	C

岩盤の剪断抵抗値、内部摩擦角 ϕ はそれぞれの岩盤の風化度合によつて異つた値を有するものであるから、次の三つに区分し、それぞれの ϕ を推定した。

I ダム基礎として考慮中のC岩盤（輝緑凝灰岩、粘板岩の風化部分）

II C岩盤よりB岩盤に漸移する岩盤（輝緑凝灰岩、粘板岩の未風化部分）

III 変輝緑岩よりなるB岩盤

Ⅲはジャッキ能力内で剪断不能であり、 ϕ を推察することは困難であり算出しない。I、IIグループのそれぞれの ϕ は、図-3、図-4に示した。

完全破壊と降伏点とを比べれば、剪断応力において13%~30%、内部摩擦係数で0~18%低下してゐる。

図-3 岩盤完全破壊による剪断抵抗

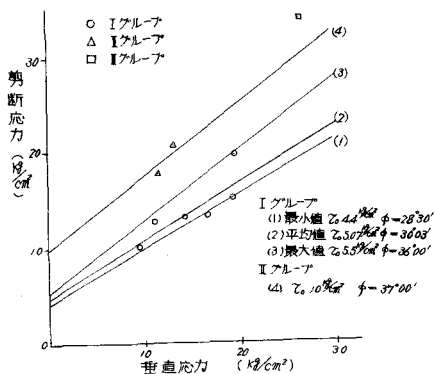
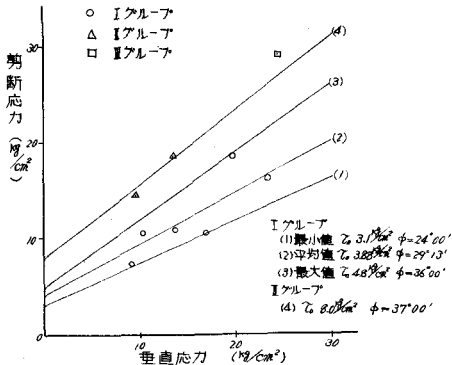


図-4 岩盤降伏点における剪断抵抗



Ⅳ ダムの滑動に対する対策工法

Ⅳ-1 活動に対する安全率は一般にHenny

の公式によつて表現される。当ダムの場合の安全率を前述破壊及び降伏強さを各値を用いた場合について計算すれば表-3のようである。国際大ダム会議

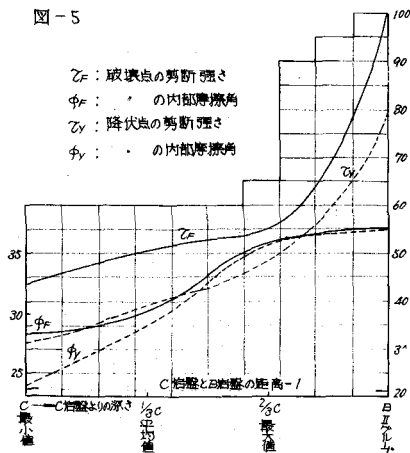
国内委員会の基準によれば $n \geq 4$ と定められており、この値は予想以上に小さなものである。今Hennyの式の意義と安全率について考えてみるにその解説も当ダムの様な岩盤の剪断にふれている例が殆んど見あたらない。

Greager³⁾は彼の著書で、Hennyの式中に平均剪断応力の最大剪断応力に対する比を挿入することにより応力集中の因子を考慮しているように見える。ダム基盤の剪断破壊は試験により推定し浮上りの要素も加わり巾をもつて曲線的に、しかも時間的に漸進的な進行を示すのではないかと考えられ、決して純剪断ではあり得ない。直接剪断試験の意義は荷重速度、大きさによる相似の問題を別して、これらの要素を含んだ値が得られる事にある。しからば $n=4$ はこれらの要素を考慮した場合安全側か、否か?、Greagerは式中の内部摩擦係数を磨いた試料の摩擦角で定義しているが岩盤の場合果して安全側になるであろうか。又ダムの岩盤の場合亀裂の増大は揚圧力の増大となり作用する外力そのものの様相を変化せしめる。この点より降伏強さを基準にすべきであろうがこの際の安全率は何の程度にすべきものであろうか。又コンクリートブロックによる試験にしてもその大きさの影響はいかなるものであろうか、特に亀裂性岩盤の場合細片との相対的關係は相当大きな影響をもつよう考えられる。しかし之等の問題は今後組織的研究をまつべきものと思われるので問題として提起するに留め、以下対策工法については全く別

表-3

	破 壊				降 伏 点			
	ϕ	f	$\tau(\frac{f}{\sigma})$	n	ϕ	f	$\tau(\frac{f}{\sigma})$	n
上限値	36°00'	0.727	55	2.21	36°00'	0.727	48	2.04
平均値	30°05'	0.578	50.7	1.9	29°13'	0.559	38.8	1.6
下限値	28°30'	0.543	44	1.7	24°00'	0.445	31	1.3

図-5

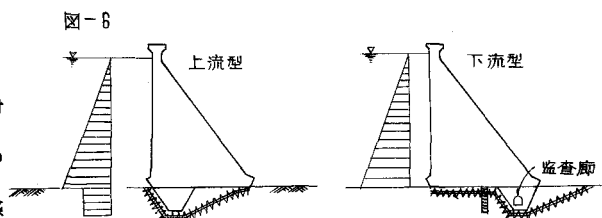


個に現在の基準に従い検討した。即ち試験値の最小値を注目し破壊強さの場合 $n=4$ を目標とし、又同時に降伏強さの場合の安全率を検討し殆んど $n=3$ である事がわかつた。なおC岩盤上面よりB岩盤までの間の強さ数値は安全側を考え前述解析数値を利用したものを図-5に示した。

N-2 工法の検討 試験の結果ダム基礎の剪断強さが足りず、しかも調査の結果盤下け及びグラウト等による適当な地盤強化法がない為筆者等はダムに特殊な構造を附す事を検討した。フーチングは堤体上下流に約5米づつ付して n を 1.6 2.5 (降伏強さの場合 1.3 1.8) まで増加することが出来かなりの効果があるが、これのみにて充分とすることは出来ず、更に斜Pile工法及びWedge Block工法を検討したが前者はPile meshが小さくなり、当ダムでは適当でないことがわかつた。

N-3 Wedge Block 工法

この工法は堤体にWedgeを付す事により滑動に対する安全性を増大せしめるもので付ける位置により上流、下流型及び上下流型の三つが考えられる。上流型は最も信頼性が感



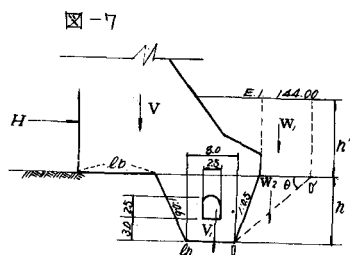
じられるが、Wedgeにかゝる水平力の増加が相当大である。これに対し下流型はカーテングラウトの為相当小となりしかもWedge内に監査廊を作り排水を考慮すれば殆んど無視出来る程度になると考えられる。しかも剪断抵抗の増加は上流型に比しはるかに大きい。この点より下流型を採用する事とし第一案として図-8のように考えた。しかる場合の安全率の増分 n' は次式により θ の変化による最小値として試算により求められる。

$$n' = \frac{(W_1 + W_2) \cos \theta \tan \phi_m + (W_1 + W_2) \sin \theta + \frac{zh}{\sin \theta} + H \sin \theta \tan \phi_m}{H \cos \theta}$$

当ダムでは岩盤の引張り強さを無視した場合の必要な最大Wedge深さは1.2米であつた。但しWedge Blockの形状は現在行っている模型実験による応力分布を考慮し最終的に決定する考えである。

V あとがき

以上当ダムで行つた岩盤試験と対策工法についてのべたが何れも問題点の提示と、問題点解析の爲の一つの資料を提供したにすぎないと考えている。先輩各位の御指導と御批声を乞うと共に御指導を賜つた各位に対し深甚の謝意を表する。



参 考 文 献

- 1) A. Dvořák Field test of Rocks on Dam sites, Proc 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (1957)
- 2) 野瀬 正 儀 黒部川第四ダム地点の岩盤試験について 第1回岩盤力学シンポジウム (1962)
- 3) W.P. Creager, J.D. Justin, & J. Hinds, Engineering for Dam (1944)

The Insitu Rock Shear Test and Treatment as to Increase the Stability of Dam Sliding, in Shijushida Dam.

Yashichi Yoshii, Toshio Nagasawa, and Kozo Takahashi

Abstract

The Shijushida dam which has been projected to be built in the main stream of the Kitakami River for many purposes is a concrete gravity type (in main parts) 479.5 meters long and 50 meters high. The area wherein the damsite chosen is occupied mainly by the weathered and fractured very fragile Paleozoic rocks (alternations of schalstein and slate), and, therefore, seems to be unfavourable for the foundation of the concrete dam. On the other hand, it is impossible in economic sense to cut the weathered and fragile Paleozoic rocks mentioned above, down to the underlying unweathered fresh rocks which may be favourable for the foundation. It is, therefore, natural that the foundation has to be fixed on the former. Under the circumstances mentioned above, the writers made the insitu rock shear test on the shear strength which is the most serious problem among the bed rock strength concerned, and inferred the bed rock shear strength, depending on the weathering degrees.

Table

weathered stage of bed rocks	failure		yielding point	
	coefficient of internal friction	cohesion t/m ²	coefficient of internal friction	cohesion t/m ²
I (seriously weathered; projected to be foundation)	0.543 =tan 28°30'	44	0.445 =tan 24°00'	31
II (slightly weathered)	0.578 =tan 30°03'	50.7	0.559 =tan 29°13'	38.8
III (unweathered)	0.727 =tan 36°00'	55	0.727 =tan 36°00'	48

The table make clear that the bed rock shear strength is considerably inferior and that the stability of dam sliding is also worse and summarised as follows; shear-friction factor attains to only 1.7 at failure and 1.3 at yielding point in the weathered stage I cited above which is the representation of the area projected to build the dam foundation.

Subsequently, in order to increase the stability of dam sliding, the writers are intended to fix the Wedge Block in the downstream side of dam to make broaden the shear resisting area and raise the shear-friction factor up to 4 at failure and 3 at yielding point, respectively.