

土 木 研 究 所 資 料

原位置せん断試験における試験体の
挙動と試験値の判断に関する考察

昭和 53 年 3 月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

原位置せん断試験における試験体の挙動と試験値の判断に関する考察

ま え が き

今回研究の対象としたAダムは、高さ100m余のコンクリート重力ダムで、目下堤体設計を実施しているが、それに際して、基礎岩盤のせん断強度を決定する必要があった。

一般に、岩盤のせん断強度は、モール・クーロンの式をベースにして、原位置試験によって定められるが、つぎの様な場合には、比較的容易に設計値が求められ、ある場合には、試験を必要としないこともある。

1. 断層、シーム等が少く、均一な岩盤。
2. 岩種が少い。
3. 岩級が少い。
4. ダム高が低い。

しかしながらAダムは、多くの岩種、岩級から成り、また、断層、シーム等の影響で地質が複雑であることから、岩盤の分類と対応した岩盤の解析がむずかしく、従って設計値の決定がなかなか困難になっている。

そこで、既往の試験結果について、できるだけ多方面から評価し、できるだけ合理的にせん断強度の決定を試みるとともに、原位置せん断試験についての問題点を考察しようとするのが、本報告書の目的である。

なお、本報告書は、受託研究として実施した“軟弱ダム基礎の設計法に関する研究”の一環としてダム構造研究室と水資源開発公団が共同して実施した調査、研究を取りまとめたものである。

ダム構造研究室 高 樋 堅太郎
永 山 功
依 光 春 実

目 次

ま え が き

1. 概 説	1
2. 既往試験について	3
2-1. 岩盤強度決定の流れ	3
2-2. 岩盤の分類に関して	3
2-3. 岩盤の試験について	4
2-4. 試験結果の評価について	4
3. 試験結果の再評価	5
3-1. 試験体の特性	5
3-2. 各ファクターとの関係とその考察	5
3-3. せん断荷重のずれ	8
3-4. せん断載荷時の試験体の挙動	8
3-5. 試験結果の検討	9
4. ブロックせん断試験の有限要素法によるシュミレーション	13
4-1. 概 説	13
4-2. 解析のフローチャート	13
4-3. 解析結果とその考察	15
4-4. ブロックせん断試験に対する考察と今後の塑性解析の進め方	19
5. ひずみ計埋設によるせん断面応力の測定	20
5-1. 概 説	20
5-2. 結 論	20
5-3. 試験の方法	21
5-4. 結果の考察	22
5-4-1. 対象岩盤の性状	22
5-4-2. せん断面の応力状態	23
5-4-3. 垂直方向変位と応力状態	23
あ と が き	32

1. 概 説

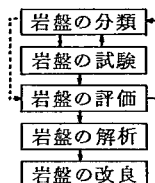
ダムの設計を行う場合に、基礎地盤について、つぎのような事項を明らかにすることが必要である。

1. 基礎地盤の力学的、水理的特性を知るための最適な岩盤試験方法。
2. 基礎地盤の解析法。
3. 基礎地盤の改良工法。

これら3つの事項は互に関連し、相互に研究をすすめていかなければならない。基礎岩盤を検討する際には、一般に図-1に示すような考察の流れが考えられる。ここで、岩盤の試験は力学的性質を知るための試験と、水理的性質を知るための試験に分けることができるが、ふつう岩盤試験と言う場合には、力学的性質を知るための試験を指す。

力学的性質は岩盤の強度と変形性である。このうち強度については圧縮強度とせん断強度が考えられる。通常のダムでは、一般にその支圧応力は小さい。したがって、強度で問題になるのはせん断強度である。

岩のせん断試験には室内試験と現地試験がある。このうち室内試験は数多く、比較的簡単に実施できることや、試験装置との関連から、各試験体の性状を相当適確に把握することができる、などの利点がある。ところが岩盤として見た場合、われ目等を含んだ一体としての性状を把握しているとは言えない。ダムの設計の立場からは、岩塊の性状よりも岩盤の性状を知ることが必要なので、このことから、基礎岩盤のせん断強度を求めるには、図-1 基礎地盤の考察過程



原位置せん断試験には、一面せん断試験（直接せん断試験）と三軸圧縮試験がある。三軸圧縮試験は、岩体の応力～ひずみの非線型特性を異った応力履歴で求めるために基本的に重要な試験であり、とくに軟弱地盤を対象とする場合には好ましいが、試験が大規模になることや、試験体の製作等問題が多く、一般的でない。また最近、ボアホールを用いた、回転による間接的な試験方法も研究されているが、未だその試験結果の信頼度は低い。したがって、ダム現場で多く実施されるのは一面せん断試験である。これには岩盤を切出して行うロックせん断試験と、コンクリートブロックを岩着させるブロックせん断試験があるが、両者に本質的な差はなく、通常かなり軟弱な岩盤の場合にロックせん断試験を用いることが多い。

岩盤のせん断強度は、一般的にクーロンの内部まさつ角説によって表現される。

$$\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$$

ここで、 τ ：せん断抵抗

τ_0 ：純せん断強度

σ ：垂直応力

ϕ ：内部まさつ角

一面せん断試験では、このうち τ_0 と ϕ を未知数としてせん断破壊時の垂直荷重と水平荷重から両者を求める。したがって図-2に示すように、原理的には同一対象岩盤で2個の試験体について実施すれば岩盤のせん断強度が求まる。ところが実際には、視覚的に同一岩級区分の岩盤を対象にした場合でも、ばらついた結果が出ることが多い。そこで、ふつうはできるだけ試験体の数を多くして最小二乗的な検討を行い、最終的には技術的判断で強度が決定される。

Aダムにおいては、過去に40個に近い原位置せん断試験が実施されているが、その試験結果には相当なばらつきが見られる。そこで、その試験結果のばらつきに関して、いろいろなファクターと関連させて考えてみる。

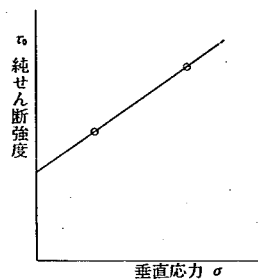


図-2 せん断強度と垂直応力の関係

2. 既往試験について

2-1. 岩盤強度決定の流れ

Aダムにおける岩盤強度の決定に関する流れを考えると、図-3のようになる。このうち既往の試験および解析、評価についてみると、つぎのようなことを指摘することができる。

2-2. 岩盤の分類に関して

Aダムの基礎岩盤を模式化すると、図-4に示すようになる。即ち、岩質境界の走行は河流にほぼ直角であり、層理は規則正しく上流落ちである。このことから、ダムベースの下流側から“下の粘板岩”“下の砂岩”“上の粘板岩”“上の砂岩”“チャート、互層”に分類することができ、設計の立場からは基礎のとらえ方が明確となり、各分類の特性を把んで設計上の考慮をする方向ですすむことができる。

つぎに岩級区分については、横坑およびボアホール位置でのいわゆる視覚的な情報を得る範囲での区分を行っている。一般に岩盤試験の結果とダム基礎とを結びつける場合には、ダム基礎を面としての区分を行い、各区分での設計値を定めて体の

安定に関する検討をすすめるというのが通常の手法である。Aダムで行われているのは、点または線としての岩級区分であり、試験結果とダム基礎の結びつきを明確にすることはできない。

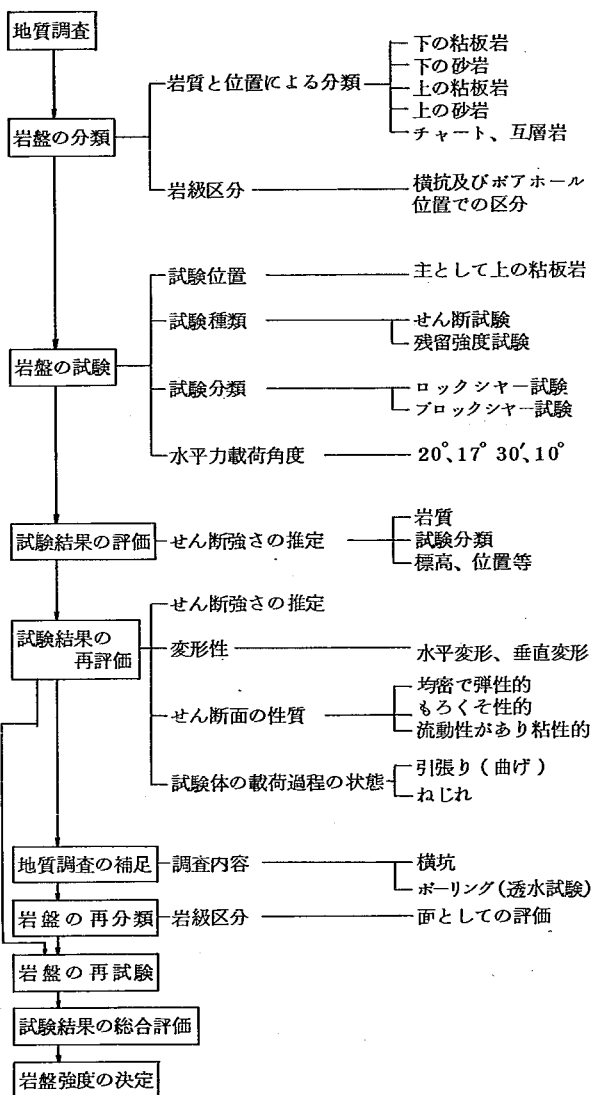


図-3 Aダム基礎岩盤せん断強さの決定のフローチャート

2-3. 岩盤の試験について

試験位置：今まで行われた37個のせん断試験のうち、29個が粘板岩で行われている。また29個のうち25個は“上の粘板岩”が対象である。このことは、今までに開削された横坑がダム軸上がほとんどであり、大部分が“上の粘板岩”を切っているから、必然的にそうなったものと思われる。Aダムで設計上支配する岩盤は粘板岩である

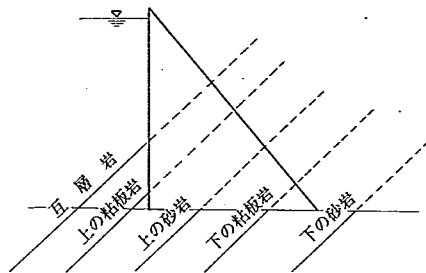


図-4 Aダム岩盤の模式図

ることから、試験対象の多くを粘板岩にしたことは妥当で、この場合“上の粘板岩”と“下の粘板岩”との地質的相関をたてる事が必要である。

試験種類：せん断試験と一部残留強度試験を行っている。せん断試験は標準的な一面せん断試験である。残留強度試験については、試験結果の評価について破壊機構の解析などで意見がわかれており、不明確な点はあるが、初期載荷時と繰返し載荷時における強度と変位の相関を得ることによって、せん断破壊を変位量に着目して解析できる可能性もある。このことは、とくに軟弱な基礎の安定について安全の目安を得る上で必要になることが考えられる。

試験分類：全体のうち6個についてロックせん断試験を行っているが、Aダムの基礎のように、凡そ普通岩を対象とする場合には、ロックせん断試験の必要性はとくに認められない。

水平力載荷角度： 20° 、 $17^{\circ}30'$ 、 10° の3種類があるが、 20° になれば垂直方向分力の増分が大きいため、試験装置の容量も考慮して、強い岩については完全な破壊点を得られない可能性も考えられる。また 10° の場合には、載荷方向の少しのずれによって曲げ引張りによる破壊が生ずる恐れもあり、一般的に $15^{\circ}\sim 17^{\circ}$ 程度を選ぶのが適当と考えられる。

2-4. 試験結果の評価について

せん断強さの推定は、岩質、試験分類、試験位置等に着目して解析している。ここでAダムの安定解析上、粘板岩が支配的であると考えられているのは正しい。しかしながら、試験結果のばらつきについて十分な考察が試みられていない。このことは面または立体としての岩級区分の不備と相まって堤体設計上の設計指標としてのせん断強度の決定に関して明確な基準が示されていない結果となっている。

3. 試験結果の再評価

3-1. 試験体の特性

試験体の特性は表-1のように分類した。これは、試験結果による破壊時のせん断強度から、内部まっつ角を 45° と仮定して仮の純せん断強度を定め、これをパラメーターとして、後述のように他のファクターとの関係を検討するための整理である。

3-2. 各ファクターとの関係とその考察

純せん断強度と他のファクターとの相関を考察するが、その場合に表-2に示すような個数修正係数を採り上げ、各ファクターでの各項目に関する比率を考える上で容易ようにした。

個数修正係数：試験体の合計個数を純せん断強度による分類の各個体数で割ったもの。各分類での各個体の重みをあらわす。

表-2 純せん断強度による分類と個数修正係数

純せん断強度	個 数	個数修正係数
C ₄	5	5.8
C ₃	6	4.8
C ₂	7	4.1
C ₁	11	2.6

(i) 岩級区分との関係

表-3・aおよび図-5・aにあらわす関係がある。相関は見られるが、設計の立場からは岩級区分との相関の意味は大きく、もっと高い相関が望ましいといえる。

表-3・a 純せん断強度と岩級区分

純せん断強度 岩級区分		C ₄	C ₃	C ₂	C ₁	計
B	個 数	2	1	2	0	5
	修正個数	12	4.8	8.3	0	25.1
	百 分 率	48	19	33	0	100
C _H	個 数	2	4	3	3	12
	修正個数	12	19	12	7.9	50.9
	百 分 率	24	36	24	16	100
C _M	個 数	1	1	1	7	10
	修正個数	5.8	4.8	4.1	29	43.7
	百 分 率	13	11	9	66	100
C _L	個 数	0	0	1	1	2
	修正個数	0	0	12	0.8	2
	百 分 率	0	0	60	40	100

(ii) 破壊時垂直応力との関係

表-3・bおよび図-5・bにあらわす関係がある。垂直応力のとくに高い部分と、とくに低い部分については高い相関が見られる。直線式で表示されるクーロン式を前提にすると、この結果は肯けない。何か破壊機構の不均一性に起因することが考えられる。

(iii) 岩盤層理との関係

表-3・cおよび図-5・cにあらわす関係がある。相関は見られない。これは、粘板岩のように層理の支配性が高いと考えられる岩盤の場合に奇異な感じを受ける。ここで原因としては、つぎのようなことが考えられる。

- ① 層理を一様に下流上がりとした前提。実際“上の粘板岩”では部分的に波うっている。
- ② 劣化の程度がすすみ、相対的に層理の支配性が低い。
- ③ せん断試験結果に及ぼす他の要素のウェイトが高い。

表-1 試験体の特性

試験体	純せん断強度の種類	岩級区分	せん断荷重の方向	破壊時垂直応力	試験の種類
R-1	C ₂	C _#	H ₁	σ_4	R
R-2	C ₁	C _M	H ₁	σ_3	R
R-3	C ₁	C _M	H ₁	σ_2	R
L-1	C ₃	C _M	H ₁	σ_3	R
L-2	C ₄	C _#	H ₁	σ_4	R
L-3	C ₄	C _#	H ₁	σ_4	R
R-11	C ₃	C _#	H ₂	σ_2	B
R-12	C ₂	C _M	H ₂	σ_3	B
R-13	C ₁	C _M	H ₂	σ_3	B
X-1	C ₂	C _#	H ₂	σ_2	B
X-2	C ₄	C _M	H ₂	σ_3	B
L-11	C ₃	C _#	H ₁	σ_2	B
L-12	C ₁	C _L	H ₁	σ_2	B
L-13	C ₂	C _L	H ₁	σ_3	B
L-14	C ₃	C _#	H ₁	σ_3	B
L-15	C ₁	C _M	H ₁	σ_1	B
L-16	C ₁	C _#	H ₁	σ_1	B
L-17	C ₁	C _#	H ₁	σ_1	B
R-14	C ₃	B	H ₂	σ_1	B
R-15	C ₂	B	H ₂	σ_3	B
R-16	C ₂	B	H ₂	σ_1	B
R-17	C ₄	B	H ₂	σ_4	B
R-21	C ₁	C _#	H ₂	σ_3	B
R-22	C ₂	C _#	H ₂	σ_1	B
R-23	C ₃	C _#	H ₂	σ_1	B
R-24	C ₄	B	H ₁	σ_4	B
R-25	C ₁	C _M	H ₁	σ_1	B
R-26	C ₁	C _M	H ₁	σ_1	B
R-27	C ₁	C _M	H ₁	σ_1	B

記号の説明

1. 純せん断強度の種類
せん断破壊時のせん断抵抗から
内部まさつ係数 $f=1$ と仮定して
定めた純せん断強度
 $C_1=0 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ $C_2=10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$
 $C_3=15 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ $C_4=20 \text{ kg/cm}^2$ 以上
2. 岩級区分
試験位置の検査所見に基づく岩級
分類による。
3. せん断荷重の方向
粘板岩の層理面に対して、せん断
荷重の方向の角度で分類
 H_1 ; 角度が大 H_2 ; 角度が小
4. 破壊時垂直応力
せん断破壊時における垂直応力
 $\sigma_1=0 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2=10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3=20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_4=30 \text{ kg/cm}^2$ 以上

(二) 載荷角度との関係

表-3・dおよび図-5・dにあらわす関係がある。20°と10°について相関が見られる。垂直荷重とせん断荷重の合力の作用点が中央3分点内にある場合には、断面保持の原則を仮定すると引張りは出ず、載荷角度の影響はないはずであるが、試験面の不均一性による応力の偏りや、試験時の不偏等が考えられる。

(イ) 純せん断強度と試験の種類および試験体の大きさ。

表-3・e, 図-5・eにあらわすような関係がある。ロックせん断試験の方が若干強度が高くなっているが、当初試験の種類の選択の際、比較的上級の岩の試験でロックせん断試験を選んだことを考慮する必要がある。

以上の結果を考えると、せん断強度との相関性が高いのは垂直荷重（先行垂直荷重と関係する）と、せん断荷重の載荷角度であることがわかった。この原因としては、

- ① 試験によるもの
- ② せん断面の破壊の仕方によるもの

に分けることができる。そこでこの二つについてつぎに考えてみる。

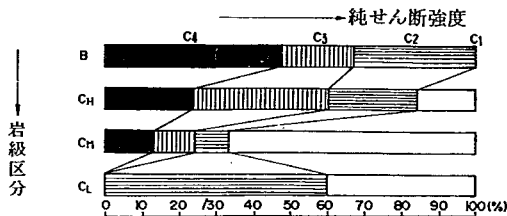


図-5・a 純せん断強度と岩級区分

表-3・b 純せん断強度と破壊時垂直応力

純せん断強度 垂直応力		C ₄	C ₃	C ₂	C ₁	計
σ_4	個 数	4	0	1	0	5
	修正 個 数	23	0	4	0	27
	百 分 率	85	0	15	0	100
σ_3	個 数	1	2	3	3	9
	修正 個 数	5.8	9.7	12	7.9	35.4
	百 分 率	16	27	35	22	100
σ_2	個 数	0	2	1	2	5
	修正 個 数	0	9.7	4.1	5.3	19.1
	百 分 率	0	51	21	28	100
σ_1	個 数	0	2	2	6	10
	修正 個 数	0	9.7	8.3	16	34
	百 分 率	0	29	24	47	100

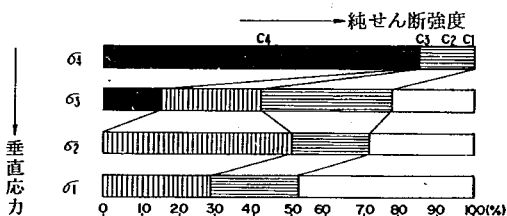


図-5・b 純せん断強度とせん断時垂直応力

3-3. セン断荷重のずれ

いま、載荷重の合力がずれる場合を想定すると図-6のようになる。

図-6(a)に示すように、セン断荷重の作用点が上にずれる場合は、破壊時の垂直および水平方向の分力は所定の配分になるが、時計方向の回転が生じて載荷側に曲げ引張りが生じる。

つぎに図-6(b)に示すように、セン断荷重の方向が上にずれる場合は破壊時の垂直および水平方向の分力は所定の配分にならず、実際には水平方向の分力が大きくなり、垂直方向の分力が小さくなる。また、時計方向の回転が生じて載荷側に曲げ引張りが生じる。

このように、いずれにしても垂直荷重が小さい場合およびセン断荷重の載荷角度が小さい場合に、荷重方向のずれが生じ易いことがわかる。

3-4. セン断載荷時の試験体の挙動

試験体にセン断方向の載荷を行ったとき、セン断面の材質の特性によって特徴的な変位をあらわす。もちろん、実際の岩盤は複合的な材質であり、単純な挙動を示すわけではないが、いずれかのカテゴリーに入れることは可能であり、このことの一

表-3・C 純セン断強度とセン断荷重の方向

純セン断強度 方 向		C ₄	C ₃	C ₂	C ₁	計
H ₁	個 数	3	3	2	9	17
	修正個 数	17	15	8.3	24	64.3
	百 分 率	26	23	13	38	100
H ₂	個 数	2	3	5	2	12
	修正個 数	12	15	21	5.3	53.3
	百 分 率	23	28	39	10	100

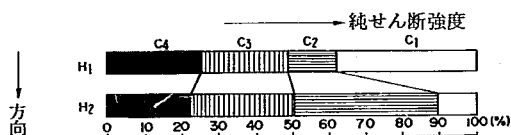


図-5・C 純セン断強度とセン断荷重の方向

表-3・d 純セン断強度と載荷角度

純セン断強度 載 荷 角 度		C ₄	C ₃	C ₂	C ₁	計
20°	個 数	2	2	1	2	7
	修正個 数	11.6	9.6	4.1	5.2	30.5
	百 分 率	38	32	13	17	100
17°30'	個 数	1	3	3	2	9
	修正個 数	5.8	14.4	12.3	5.2	37.7
	百 分 率	15	38	33	14	100
10°	個 数	2	2	3	7	14
	修正個 数	11.6	9.6	12.3	18.2	51.7
	百 分 率	22	19	24	35	100

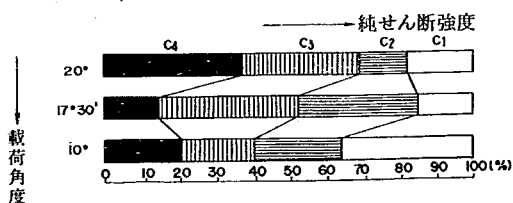


図-5・d 純セン断強度と載荷角度

部は岩級区分との対応と考えてよい。

せん断载荷時における試験体の水平変位と垂直変位を見ると、図-7に示すように大きく3つに区分できる。ところがここで、試験時の試験体の挙動についてとくに载荷側の垂直変位に着目すると、せん断载荷当初から浮上りが生じている場合がある。このことについては、そ性破壊による体積膨張の結果生ずる浮上りというよりも、曲げ引張りによる浮上りと考えた方が解り易い。

3-5. 試験結果の検討

以上のような考察を行い、Aダムで実施された既往の原位置せん断試験を、主として载荷時の試験体の挙動を基にして眺めた結果を表-4に示している。全体的に、本来の試験面の強さよりも低い結果が出ているのではないかと考えられる。

表-3・e 純せん断強度と試験の種類

純せん断強度		C ₄	C ₃	C ₂	C ₁	計
試験の種類						
R	個 数	2	1	1	2	6
	修正個数	12	48	41	53	262
	百 分 率	46	18	16	20	100
B	個 数	3	5	6	9	23
	修正個数	17	24	25	24	90
	百 分 率	19	27	28	26	100

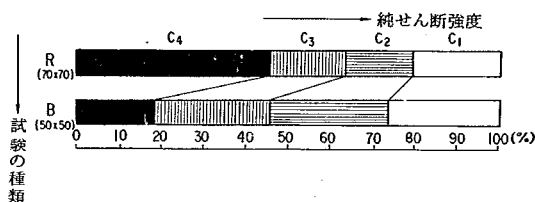


図-5・e 純せん断強度と試験の種類(大きさ)

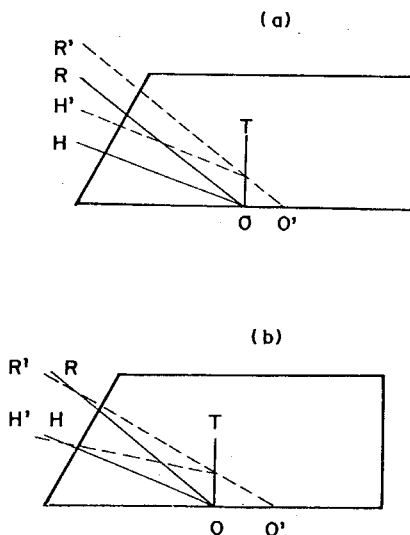
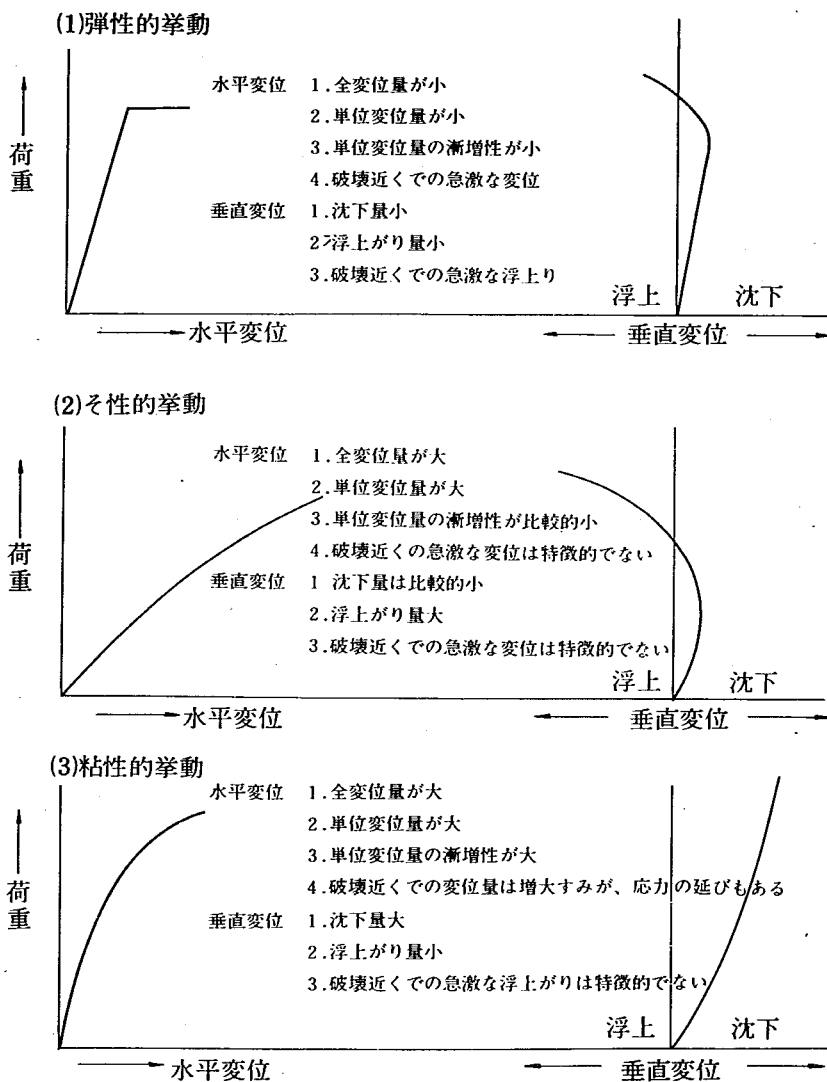


図-6 せん断荷重のずれ



図一七 せん断載荷時の試験体の挙動

表-4 試験体の総合評価

ブ ロ ッ ク	水 平 変 形				垂 直 変 形			せん断面の性質			引 張 り (曲げ)に よる 逐次破壊	完全な破壊に至って いないと思われるもの	試験結果に 対する評価
	変 形 量	単位 変形量	単位 変形量の 漸増傾向	破壊近くの 急激な変形	沈みの変形量	浮き上がりの 変形量	破壊近くの 急激な変形	緊密な 弾性的性質	もろい そ性的性質	流動性のある 粘性的性質			
R-1	×	×	×	×	×	×	×	◎	-	-	-	◎	↑
R-2	△	○	○	△	×	△	△	-	-	○	-	-	↗
R-3	×	×	×	○	×	×	△	-	-	○	-	○	↗
L-1	○	○	○	△	○	△	△	-	-	○	-	-	↗
L-2	△	×	×	○	×	×	△	◎	-	-	-	-	→
L-3	△	×	×	○	×	×	△	○	-	-	-	○	↗
R-11	○	○	△	△	×	○	△	-	○	-	-	-	→
R-12	○	△	○	△	△	○	○	-	-	◎	-	○	↗
R-13	○	△	○	△	△	×	△	-	-	◎	-	○	↑
X-1	△	△	○	△	×	△	×	-	○	-	-	○	↑
X-2	△	×	×	×	×	×	×	◎	-	-	△	○	↗
L-11	○	○	×	×	○	△	×	-	○	-	△	○	↗
L-12	○	△	×	○	○	×	△	-	△	△	-	-	→
L-13	○	○	○	×	○	△	×	-	-	○	-	○	↗
L-14	○	○	○	×	○	△	×	-	-	○	△	○	↗
L-15	○	△	△	○	○	○	○	-	-	○	○	-	↗
L-16	○	○	○	○	×	○	○	-	○	-	○	-	↗
L-17	○	○	△	×	×	○	△	-	○	-	-	○	↗
R-14	○	×	×	○	×	○	○	○	-	-	◎	-	↑
R-15	×	×	△	×	×	△	△	○	-	-	△	○	↗
R-16	△	△	×	○	×	○	○	○	-	-	◎	-	↑
R-17	×	×	×	○	×	×	△	◎	-	-	△	-	→
R-21	○	○	○	×	○	○	△	-	○	○	△	-	→
R-22	○	○	×	×	×	○	×	-	◎	-	◎	○	↗
R-23	○	○	×	×	×	○	×	-	◎	-	○	○	↗
R-24	×	×	×	△	×	×	○	○	-	-	○	○	↗
R-25	○	○	△	×	○	△	△	-	○	○	△	○	↗
R-26	○	○	△	×	△	○	△	-	◎	-	◎	-	↗
R-27	○	○	×	×	×	○	△	-	◎	-	◎	-	↗

記 号 の 説 明 (表 - 4)

水 平 変 形

変 形 量 : ○大 △普通 ×小
 単位変形量 : ○大 △普通 ×小
 単位変形量の漸増傾向 : ○大 △普通 ×小
 破壊近くの急激な変形 : ○大 △普通 ×小

垂 直 変 形

沈 み の 変 形 量 : ○大 △普通 ×小
 浮 上 が り の 変 形 量 : ○大 △普通 ×小
 破壊近くの急激な変形 : ○大 △普通 ×小

せん断面の性質

緊密な弾性的性質 : ◎非常に顕著 ○顕著
 もろいそ性的性質 : ◎非常に顕著 ○顕著
 流動性のある粘性的性質 : ◎非常に顕著 ○顕著

せん断破壊過程

引張り (曲げ) による遂次破壊
 : ◎非常に顕著 ○顕著 △若干ある

完全な破壊に至っていないと思われるもの

◎顕著にあるもの ○若干あるもの

試験結果に対する評価

↑ 非常に小さい強さが出ている
 ↗ 若干小さい強さが出ている
 → ほぼ正常な強さが出ている

4. ブロックせん断試験の有限要素法によるシュミレーション

4-1. 概 説

Aダムでの試験結果から、せん断面の強度に対して試験時の試験体の挙動がかなり特徴的であることがわかった。このことは、試験時の応力状態と深く関わっていると考えられるので、有限要素法を用いての解析を試みた。

通常ブロックせん断試験から岩盤の強度を評価する場合には次のような仮定が存在する。

- ① コンクリートブロックは剛体である。
- ② 岩盤は均質である。
- ③ 平面保持の原則が成立し、垂直応力、せん断応力は一様である。

しかし、これら仮定は一般には成立しないのが普通であり、求められたせん断強度は物理的に如何なる意味を持つかが問題になる。

実際の原位置試験では多くの要因が存在するため、解釈が困難になることが予想されるため、理想化した状態を計算機を用いたシュミレーションによる解析を行う。しかし、塑性計算には、複雑な計算と多大な経費がかかることが予想されるため、これに先立ち弾性解析を行い、岩盤の挙動の一般的傾向を把握しておく必要があると思われ、ここでは差し当って、弾性解析の結果を整理したものについて述べる。

4-2. 解析のフローチャート

数値解析の特徴の一つとして、現実には存在しない極端な物性をもつ材料を想定できることであり概説に述べた仮定の妥当性を示すためには、これら特殊なケースでの解析が有効であろう。又、現実に近い岩盤に対し仮定の妥当性を検討する必要もあろう。

そこで解析には各パターン（岩盤状態の差）に対して、Ordinary（普通の状態）と弾性係数を極端に大きく（小さく）させたTypical（特殊な状態）の3ケースの解析を行った。

（表-5参照）

解析のフローチャートを図-8に示す。

また参考までにロックせん断に相当するブロックと岩盤の弾性係数を一致させたケースをBasic（基本的な状態）として解析し、その他荷重の偏心による影響をもあわせて検討した。

なお、Typical な状態の解析で極端な応力集中によるモデル化における誤差（例えば要素分割の粗さ）と数値誤差（剛性マトリックス1kから変位1rを求める際の桁落ち）が問題となるが、モデル化における誤差は要素分割を細かくすることによって解析値に大きな差を生じないことを確かめ、数値誤差は過大にみつもっても1割程度のもと思われるので、実質上問題はないと考えてよい。

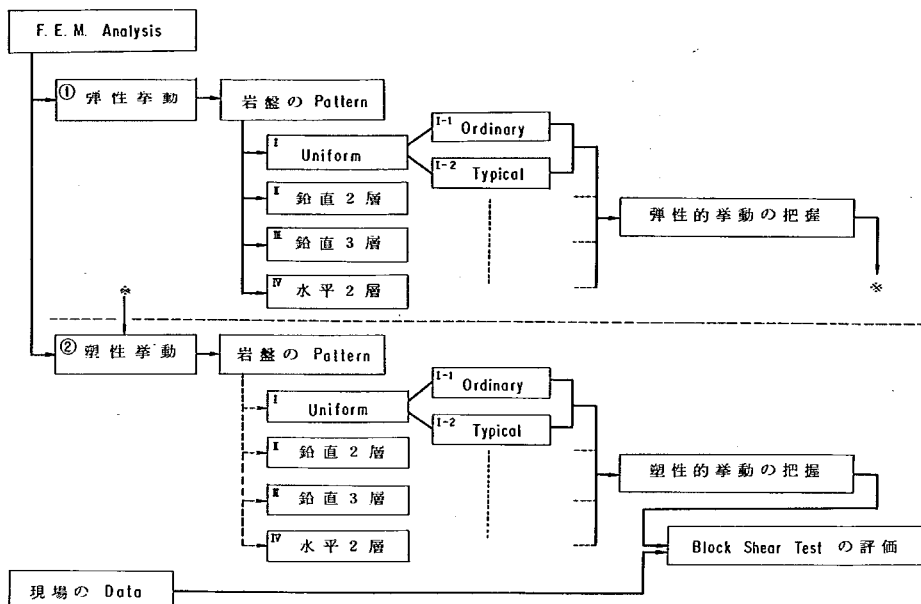


図-8 Block Shear Test に関する解析
— Flow Chart —

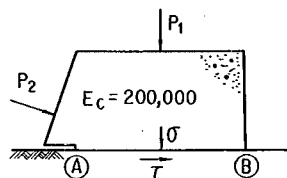
表-5 計算のケース

Elastic Solution						
Pattern	Type	Modulus of elasticity	←	←	←	←
I		Case ②	⑧	①	⑬	
		E ₁ 50 0.000	50 0.000	50 0.000	200 0.000	
		E ₂ —	—	—	—	
		E ₃ —	—	—	—	
	Remark	Typical	Ordinary	Typical	Basic	
II		Case ④	③	⑨		
		E ₁ 50 0.000	50 0.000	5 000		
		E ₂ 5 000	5 000	500 000		
		E ₃ —	—	—		
	Remark	Typical	Ordinary	Typical		
III		Case ⑥	⑤	⑦		
		E ₁ 50 0.000	50 0.000	5 000		
		E ₂ 5 000	5 000	50 000		
		E ₃ 50 0.000	50 0.000	5 000		
	Remark	Typical	Ordinary	Typical		

E₀ = 200,000 kg/cm²

4-3. 解析結果とその考察

Pattern I 岩盤が均質な場合



(単位: kg/cm²)

- ① 岩盤の弾性係数の大小にかかわらず、 σ は各ケースとも全面でほぼ一様といえる。但しブロックの両端A、Bでは応力集中の影響を受け、他よりも大きな値を示している。
- ② せん断力 τ に関しては荷重 P_2 側で大きな値、B側では小さな値を示す。この傾向は岩盤の弾性係数が大きいものほど強く、逆にコンクリートが剛と考えられるもの場合は τ は均一となる。
- ③ 安全率はA側からB側にかけて上昇する。
- ④ Ordinaryの状態と思われるcase 8についても①～③の傾向がみられ、概説における仮定①③は厳密には成立しない。

応力分布は図-9に示す。なお各点の安全率はつぎの式により求めたものである。

$$n' = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau}$$

ここで、

n' : 安全率

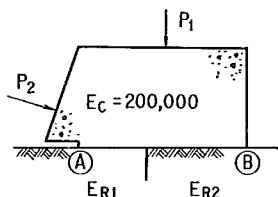
τ_0 : 岩盤のせん断強度 = 4

f : 岩盤の内部摩擦係数

σ : 垂直応力

τ : せん断応力

Pattern II: 岩盤が鉛直な2層からなる場合



(単位: kg/cm²)

E_{R1}	E_{R2}	
500,000	5,000	(Case 4)
50,000	5,000	(Case 3)
5,000	500,000	(Case 9)

- ① σ , τ ともEが大きい方で受けもっている。特に τ の方でこの傾向は強い。
- ② E_{R1} と E_{R2} の比が大きい場合、その境界付近に応力集中を生じ、そこで σ の大部分が受けもたれている。但し、Ordinaryの状態の場合は応力集中はみられない。

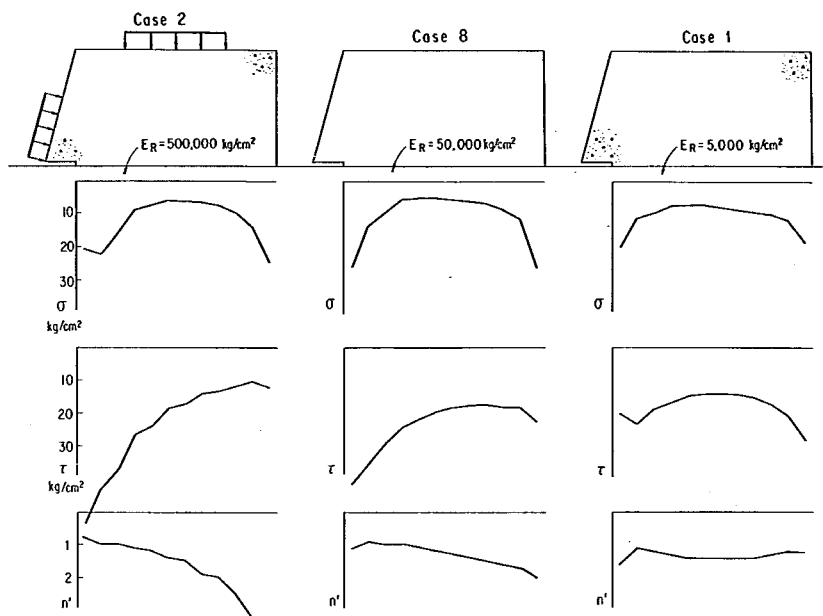


図-9 Pattern I における応力分布と安全率分布

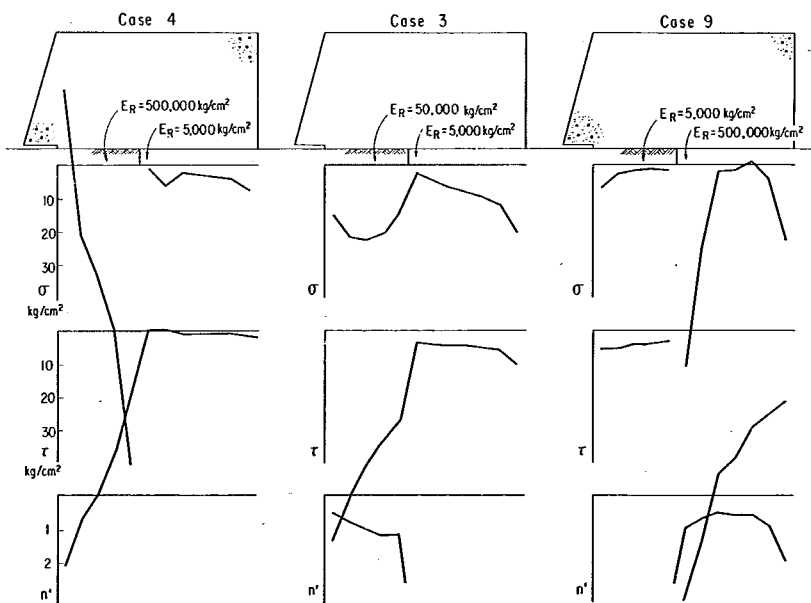
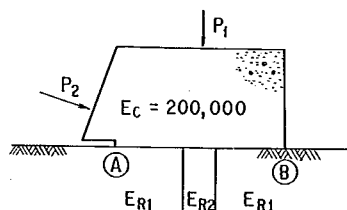


図-10 Pattern II における応力分布と安全率分布

③ case 9は、case 4, 3 と直接に比較は行えないが、これらと異った傾向を示している。case 4でA側に引張応力が作用しているのは $P_1 P_2$ の合力の作用線の位置を考えれば当然予想されるものである。case 9では合力の作用線が E_{R2} 内を通るため引張力は生じていない。

④ 従って応力のみに着目した場合、 E の大きい方と小さい方の安全率の分布は極端に異なる。

Pattern III : 岩盤が鉛直な3層からなる場合(薄層を含む場合)



(単位: kg/cm^2)

E_{R1}	E_{R2}	
500,000	5,000	(Case 6)
50,000	5,000	(≤ 5)
5,000	50,000	(≤ 7)

- ① case 5, 6 においては弱層との境界付近にかなりの応力集中が見られ、特に荷重 P_2 側Aの方の境界では負(引張)の応力集中がみられる。
- ② 弱層(E_{R2})にはほとんどせん断力が作用しない。
- ③ その結果、 E の小さい部分は E の大きい部分に比してかなり大きい安全率である。

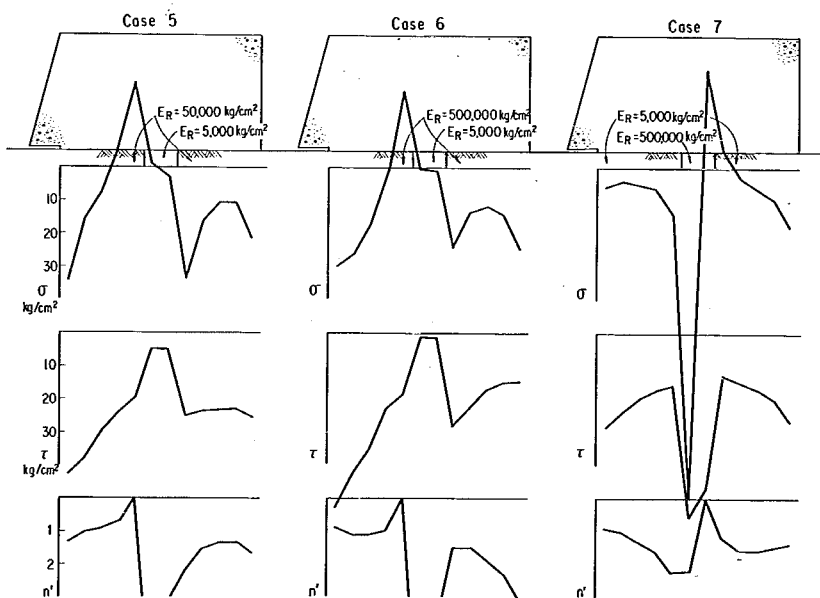


図-11 Pattern IIIにおける応力分布と安全率分布

Pattern I' : 均質な岩盤におけるロックせん断試験

- ① 傾向は Pattern I の case 8 (Ordinary) と酷似している。従ってブロックせん断とロックせん断は応力分布上大差なしとみてさしつかえない。

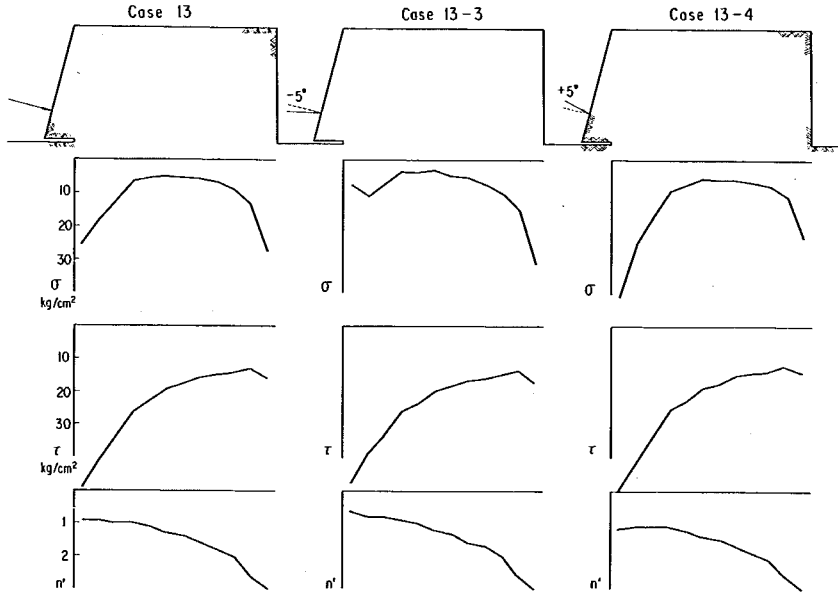
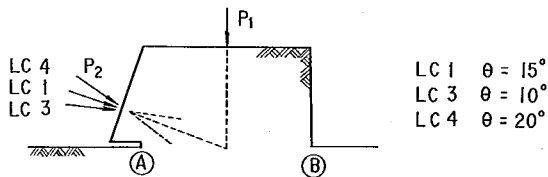


図-12 Pattern I' , I''における応力分布と安全率分布

Pattern I'' : 荷重の偏心による応力分布の差異



- ① 一般的傾向は Pattern I に示すとおりである。
- ② せん断力の分布と大きさは LC 1 ~ 4 でほぼ同一である。
- ③ 垂直応力 σ は P_2 の作用線と想定せん断面の交点の位置によってその分布形が規定される。
すなわち LC 3 では B 側、LC 4 では A 側の応力が大きな値となる。
- ④ その結果、LC 3 では τ が大きい A 側で σ が小さくなるため、せん断破壊の発生が LC 4 の場合よりも早い段階で生じる。

4-4. ブロックせん断試験に対する考察と今後の塑性解析の進め方

岩盤のように降伏と破壊を厳密に区別しにくいものに対しては強度の考え方が曖昧になるし、特にシュミレーションに対してはこれをどう区別するかが問題となる。

Pattern I～Ⅲの解析結果を見る限り、一般にせん断面の応力は一様にならず、破壊(降伏)はある点から発生し徐々に進行していくことが考えられる。岩盤が均質な場合は側方荷重を載荷する側のブロック端から、岩質が均質でない場合の一部についてはその境界から破壊(降伏)が生じる。

一般に塑性論においては、降伏後の応力状態は降伏条件を満足するように変化する。従って破壊までに至らず塑性変形が進行すれば、やがてせん断面の応力分布は $\tau = \tau_0 + f\sigma$ なる関係が成立し、局部的強度と平均的(全体的)強度は一致するはずである。しかし、岩盤のような材料の場合降伏後破壊に至るまでのひずみ増分はそれほど大きいと考えられないので、全面が降伏に至るまで破壊が生じないとは考え難い。従って真の破壊強度は $P_1 P_2$ から求められる平均的破壊強度よりは大きい値を示すはずである。これを厳密に説明するには、降伏点後のひずみ増分が全面降伏に達するまでどれほど変化するかを塑性解析によって検討してみる必要があると思われる。

塑性解析をするにあたって以上の観点からみて、Pattern I について詳しく検討をすすめ、それによってある程度整理を行った上で Pattern II について検討する必要があると思われる。Pattern IIIは塑性計算を行うには煩雑すぎて解釈をあやまる可能性があり不適当と思われる。又、弾性係数、降伏条件についても極端な値をとるのは今回の解析の意味から考えて不適当であり、Ordinaryに近い状態で解析を行うのが妥当であろう。

5. ひずみ計埋設によるせん断面応力の測定

5-1. 概 説

Aダムでは、基礎岩盤強度の設計値を定めるために既往の原位置せん断試験に加えて、数個の試験を追加することにし、それは下の粘板岩と下の砂岩（図-4参照）で実施した。その理由としては、

- ① 設計上支配的な岩盤は上記ふたつの岩盤である。
- ② 下の粘板岩は上の粘板岩との関連で総合的に解析できる。
- ③ 下の砂岩は既往の試験結果は少ないが、岩盤の性状にばらつきが少いと考えられることから、数多く試験する必要はない。

等が考えられた。

この試験を行うに際して、C₁級にランクされる粘板岩を対象とした試験体にひずみ計を埋設した。これは、試験体のせん断面付近における応力状態を知り、試験体の変位、主として垂直方向の変位との関係を見ようとしたものである。この対象とした岩盤は、試験結果から純せん断強度 $\tau_0 = 6 \sim 9$ 匁、内部まさつ角 $\phi = 36^\circ \sim 40^\circ$ 、近辺で行った剛体円板による変形試験結果から、割線弾性係数は 6,000 $\sim$ 9,000 匁 の岩盤である。また試験結果を比較する上で、Bダムにおける原位置せん断試験でもひずみ計を埋設した。この対象とした岩盤は堅硬な花崗岩で、試験結果から純せん断強度 $\tau_0 = 20 \sim 50$ 匁、内部まさつ角 $\phi = 50^\circ \sim 60^\circ$ である。この岩盤では変形試験は行っていないが、せん断試験時の挙動に大きく影響すると思われる岩塊の弾性係数は、少くとも 200,000 匁 はあるものと推定される。

5-2. 結 論

- ① 軟弱な岩盤では、せん断面近くの応力はかなり均等化している。
- ② 堅硬な岩盤では、せん断面近くの応力にはばらつきがあり、応力集中が見られる。
- ③ 軟弱な岩盤では、破壊は全面で生じる傾向が強く、堅硬な岩盤では、部分的な破壊が全体に及ぶ傾向が強い。
- ④ せん断荷重を行った際、試験体は荷重側から反対側にうつむく。
- ⑤ 軟弱な岩盤では、せん断面の体積膨張現象を徐々に生じて破壊に至り、堅硬な岩盤では、破壊点近くで急激な体積膨張現象が生じる。
- ⑥ 軟弱な岩盤の場合に、せん断荷重荷重当初から荷重側の浮上り現象が見られる場合、それは必ずしも曲げ引張りのためではない。
- ⑦ 堅硬な岩盤の場合、通常のパターンは破壊近くの急激な浮上りであり、これがだらだらと浮上りが生じている場合には引張り力による事が多い。
- ⑧ 通常 C₁ 程度にランクされる岩盤に対しても、ブロックせん断試験によってかなり正当なせん断強度の評価ができる。

- ⑨ 浮上り点の定義はむずかしいが、載荷側の変位と反対側の変位を加えたものが、浮上り側に転じた点が目安となる。

5-3. 試験の方法

Aダムの場合は図-13、Bダムの場合は図-14に示すような方法で3方向のひずみ計を埋設した。前者はコンクリートブロック中に埋設する方法、後者は岩盤中に削孔し、モルタルで埋設する方法をとった。これはとくに岩質の違いなどの理由によるものではない。この埋設方法の違いによって、応力の流れに若干の違いがあるかもしれないが、本質的な差は無いものとする。

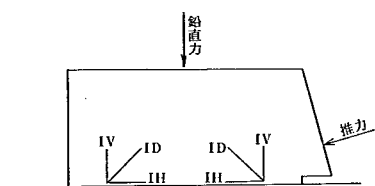


図-13 ひずみ計埋設位置 (Aダム)

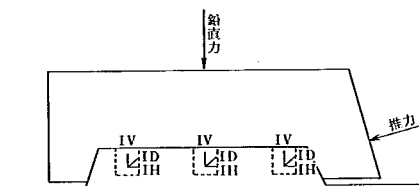


図-14 ひずみ計埋設位置 (Bダム)

測定した各計器のひずみ量はつぎの手順で応力に変換している。この際用いたコンクリート及びモルタルの弾性係数は、各々試験時と同材令の供試体を用いて室内試験を行って得た値を用いている。ちなみに各試験体に用いた弾性係数は表-6の通りである。なおポアソン比 ν はそれぞれ0.2を用いている。なお以下の考察でも応力の絶対値について言及するわけではないので、これらの値はそれ程意味のあるものではない。

表-6 供試体に用いた材料の弾性係数

BL-1 (コンクリート)	3 200 000 kg/cm ²
BL-2 (")	2 700 000 "
BL-3 (")	3 500 000 "
BL-4 (")	2 200 000 "
BL-A~C (モルタル)	9 600 000 "

。主ひずみの

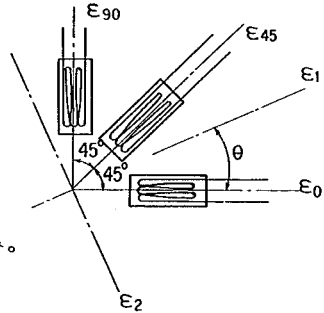
大きさ ϵ_1, ϵ_2
 方向 θ
 最大せん断ひずみ τ_{max} } は次式から求まる。

$$\epsilon_1 = \frac{1}{2} \{ \epsilon_0 + \epsilon_{90} + \sqrt{2 \{ (\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2 \}} \}$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{2} \{ \epsilon_0 + \epsilon_{90} - \sqrt{2 \{ (\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2 \}} \}$$

但し、 $\epsilon_0, \epsilon_{45}, \epsilon_{90}$ は各ひずみゲージの指示ひずみ。

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2 \epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90}}{\epsilon_0 - \epsilon_{90}} \right)$$



但し、 θ の値は反時計廻りを正とし、 $\epsilon_0 > \epsilon_{90}$ の時は ϵ_0 を基準にし、 $\epsilon_0 < \epsilon_{90}$ の時は ϵ_{90} を基準にする。

$$\tau_{max} = \sqrt{2 \{ (\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2 \}}$$

。主 応 力

$$\sigma_1 = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \{ (1+\nu)(\epsilon_0 + \epsilon_{90}) + (1-\nu)\sqrt{2 \{ (\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2 \}} \}$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \{ (1+\nu)(\epsilon_0 + \epsilon_{90}) - (1-\nu)\sqrt{2 \{ (\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2 \}} \}$$

$$\tau_{max} = \frac{E}{2(1+\nu)} \sqrt{2 \{ (\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2 \}}$$

但し、 σ_1, σ_2 : 主応力

τ_{max} : 最大せん断応力

5-4 結果の考察

5-4-1. 対象岩盤の性状

BL-1~BL-4 は C_L 級の粘板岩で、弾性係数は 6,000~9,000 𨳗、純せん断強度 $\tau_0 = 6 \sim 9$ 𨳗、内部まさつ角 $\phi = 36^\circ \sim 40^\circ$ 、BL-A~BL-C は C_H 級の花崗岩で、弾性係数は 200,000 𨳗以上、純せん断強度 $\tau_0 = 20 \sim 50$ 𨳗、内部まさつ角 $\phi = 50^\circ \sim 60^\circ$ である。せん断力に対して、前者は 3-4 'せん断載荷時の試験体の挙動' で定

義した粘性的挙動に近い動きを示し、後者は弾性的挙動に近い動きを示す。

5-4-2 セン断面の応力状態

図-15・a～dにBL-1～BL-4の各測定位置での主応力が示され、つぎのような傾向を示す。

- ① 一般に載荷側の直応力が大きい、反対側が大きいケースもある。
- ② 載荷重の増加につれて、各点の応力が一様に増加する傾向を示し、主応力の方向もそれ程変化しない。
- ③ 引張応力はほとんど見られない。

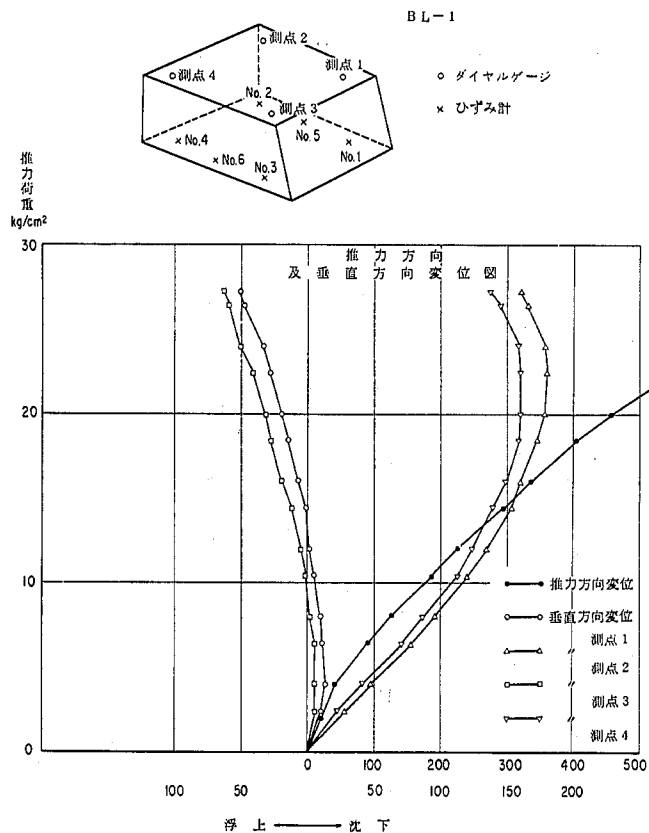
図-16・a～dにBL-A～BL-Cの各測定位置での主応力が示され、つぎのような傾向を示す。

- ① 各測点の応力に大きなばらつきが見られる。
- ② 載荷重の増加につれて、各点の応力の増減は一様でなく、主応力の方向の変化も著しい。
- ③ 引張応力は載荷側、反対側ともに現われる。ただし、図-16・aに示されるBL-A①の、推力120 ㎏ の場合に測点No 5に現れる大きな引張力は、すでに入ったひびわれが直接計器に影響した結果であり、図-16・bに示されるBL-A②（これはBL-A①を再度押したものの）の測点No 5で解るように、途中で断線している。図-16・dに示されるBL-Cの測点No 2についてもひびわれの影響と思われる。

5-4-3 垂直方向変位と応力状態

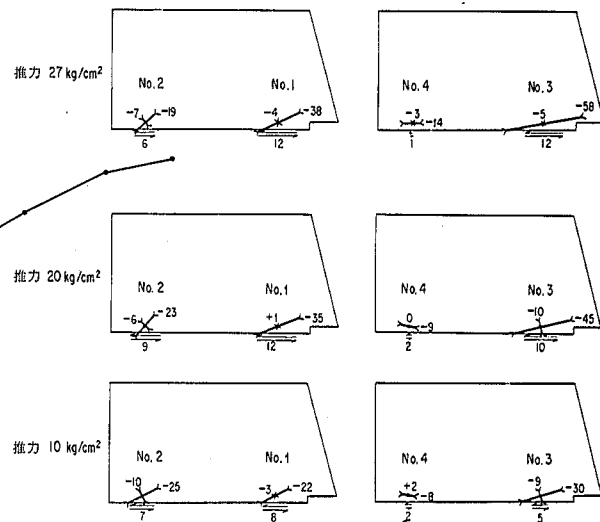
図-15及び図-16からつぎのような傾向を見ることができる。

- ① 載荷側（測点1及び測点3）は反対側（測点2及び測点4）に対して相対的に浮上り側にあり、応力に関係なく載荷側から反対側に向けておじきすることがわかる。
- ② セン断面の応力状態が一様で、引張応力も生じていない場合には、測点1と測点3の差と、測点2と測点3の差がほぼ等しい。言い換えれば、対角線位置の変位の和がほぼ等しい。（図-15・a～d） そうでない場合には、引張りが生じている場合が多い。（図-16・a～c）
- ③ 載荷側でせん断荷重の載荷当初から浮上りが生じている場合でも、必ずしも引張りが理由ではない。これはせん断載荷によるおじき現象によるもので、先行の垂直荷重による沈下を考えると絶対量としては沈下側にあり、垂直応力も圧縮を維持する。（図-15・b）
- ④ 弾性係数が10,000 ㎏ 以下の比較的軟弱な岩の場合には、浮上り現象はだらだらと生じ（図-15・a～d）、岩塊の弾性係数が200,000 ㎏ 以上の場合には（たぶん剛体円板による変形試験を行って弾性係数が50,000 ㎏ 以上の場合でも）、浮上り現象がだらだらと生じた場合には引張りが生じている。（図-16・a, b, d）



主 応 力 図
及 せん断力図

← -50 kg/cm^2 (圧縮)
→ $+25 \text{ kg/cm}^2$ (引張)
↔ 10 kg/cm^2 : 水平方向成分(せん断)

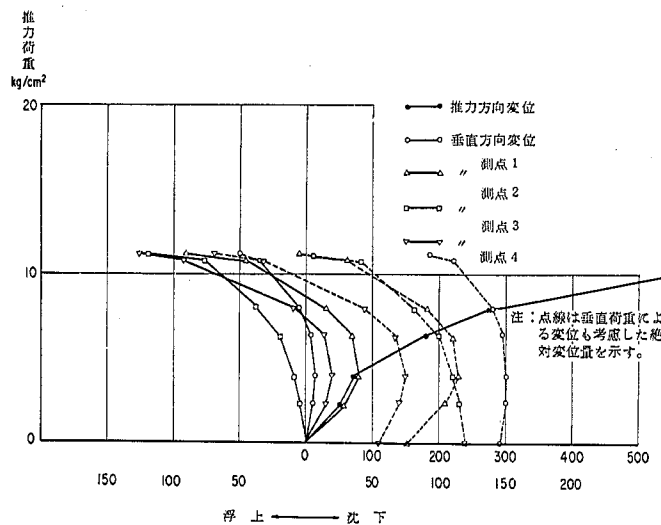


注：測点は実際の計器設置位置を示す。

$\times 10^{-2} \text{ mm}$ 推力方向変位
 $\times 10^{-2} \text{ mm}$ 垂直方向変位

BL-2

推力方向
及垂直方向変位図



主応力
及せん断力図

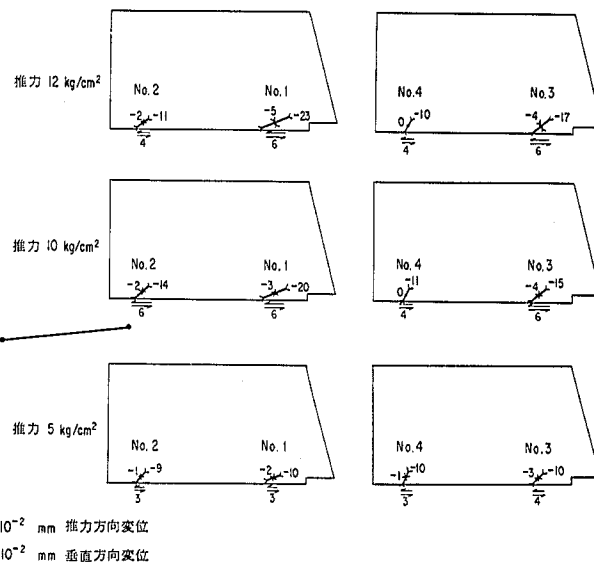
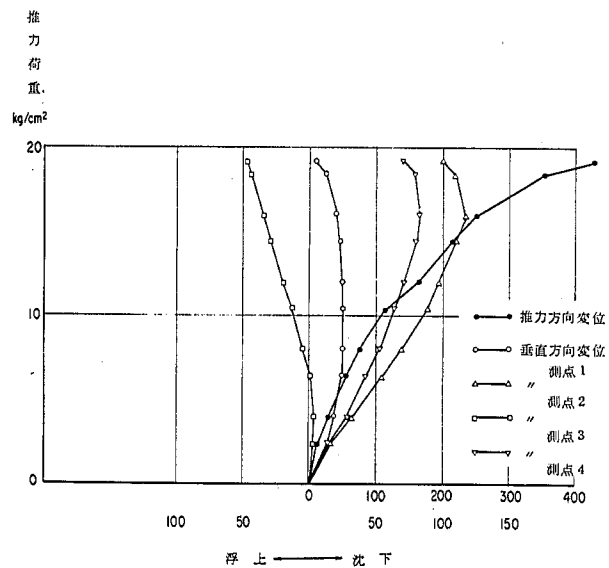


図-15・b

BL-3

推力方向
及垂直方向变位图



$\times 10^{-2}$ mm 推力方向变位
 $\times 10^{-2}$ mm 垂直方向变位

主应力图
及せん断力图

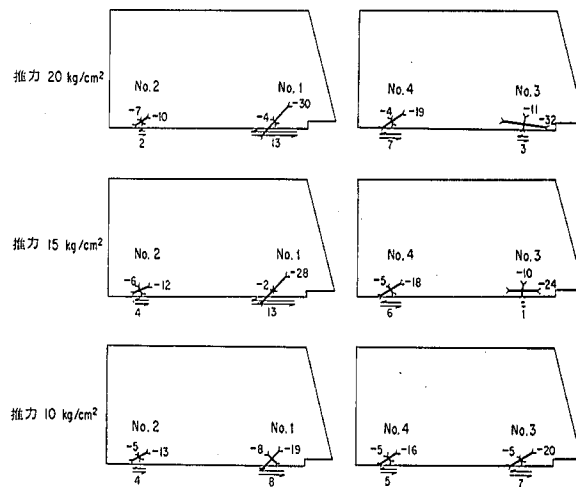
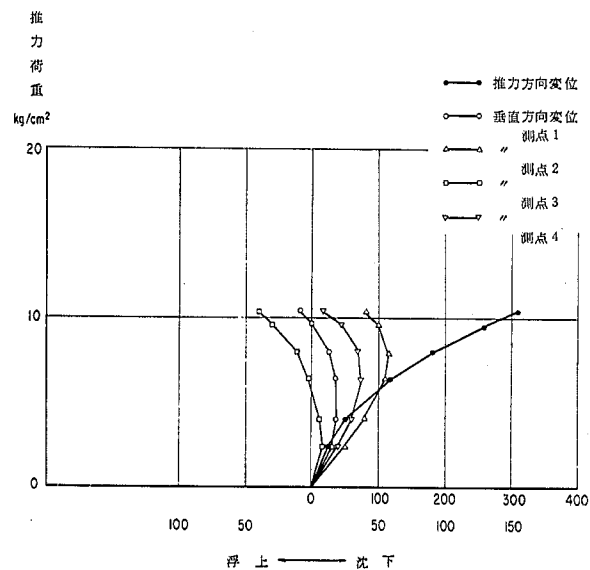


图-15·c

BL-4

推力方向
及垂直方向变位图



主応力図
及せん断力図

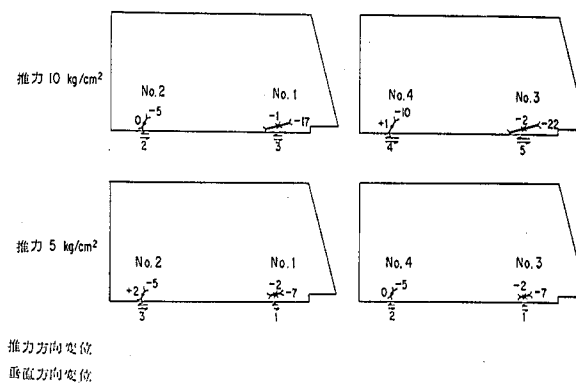
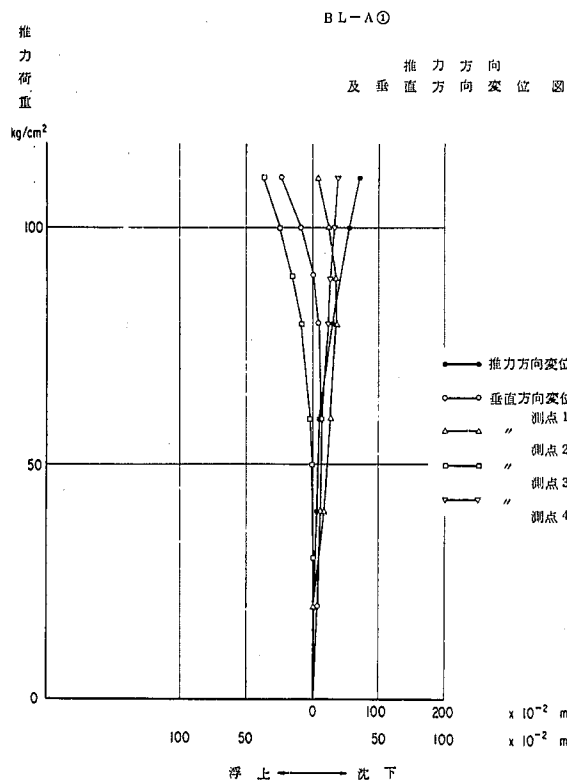


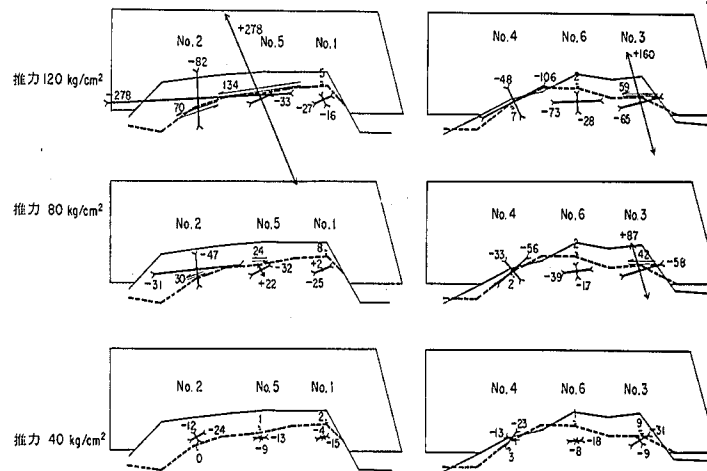
図-15・d



$\times 10^{-2}$ mm 推力方向変位
 $\times 10^{-2}$ mm 垂直方向変位

主 応 力 図
及 セ ン 断 力 図

$\nwarrow$ -50 kg/cm² (圧縮)
 $\nearrow$ +20 kg/cm² (引張)
30 kg/cm² (せん断) : セン断面の方向成分



注：測点は実際の計器設置位置を示す。

図-16・a

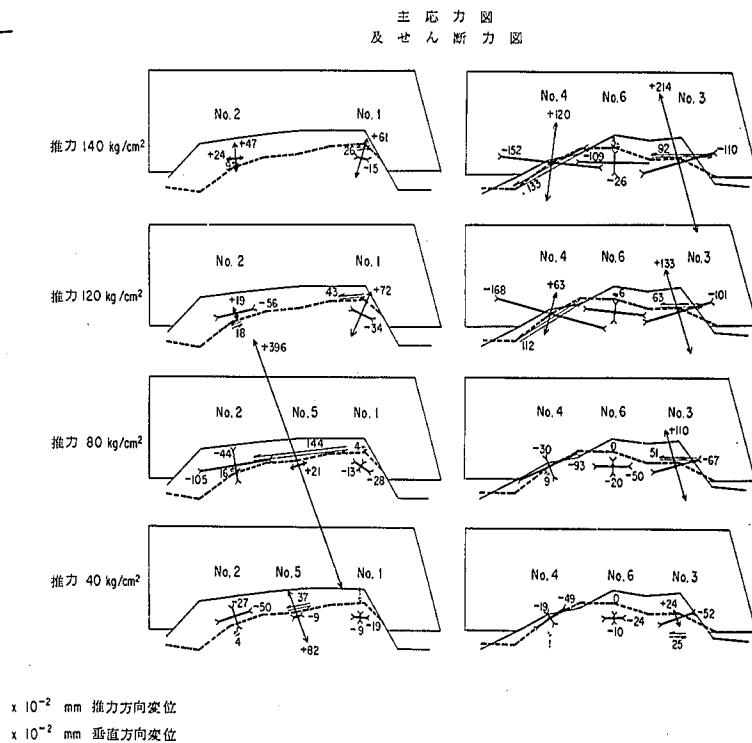
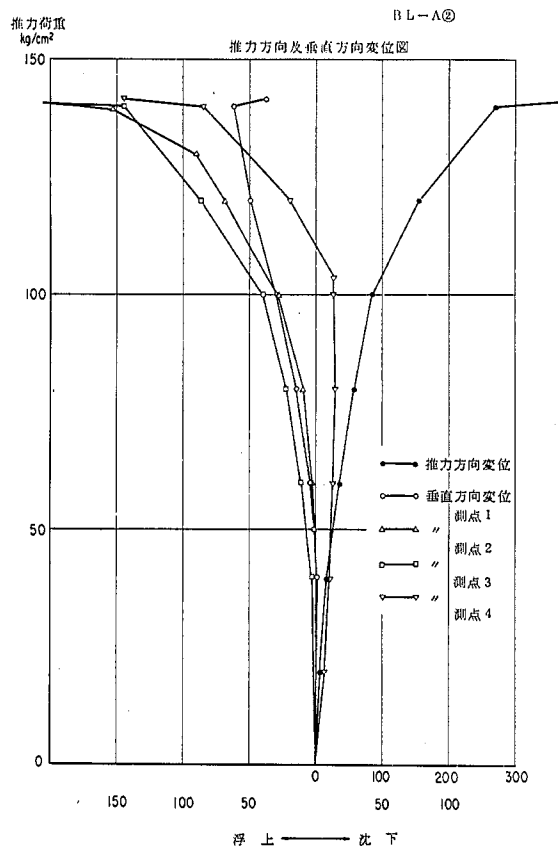


図-16・b

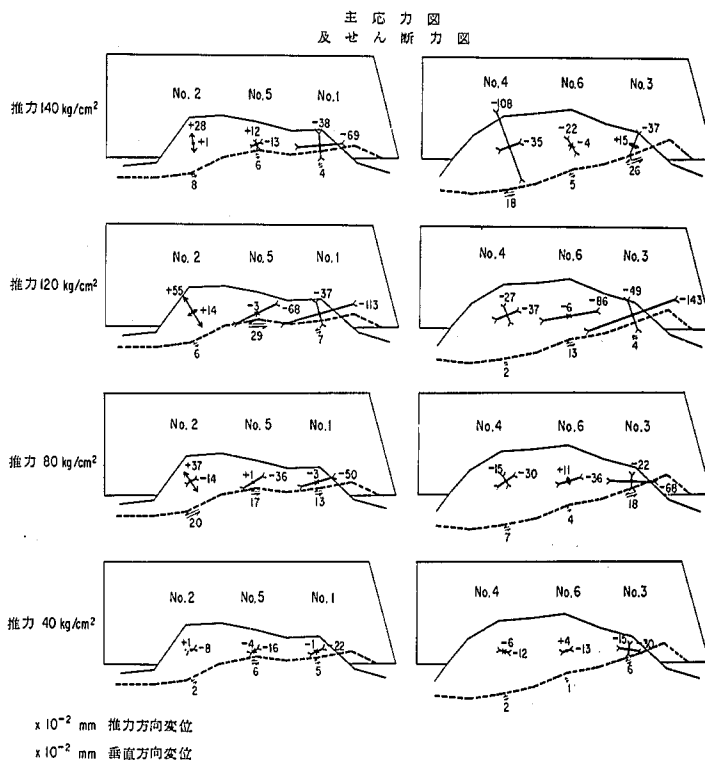
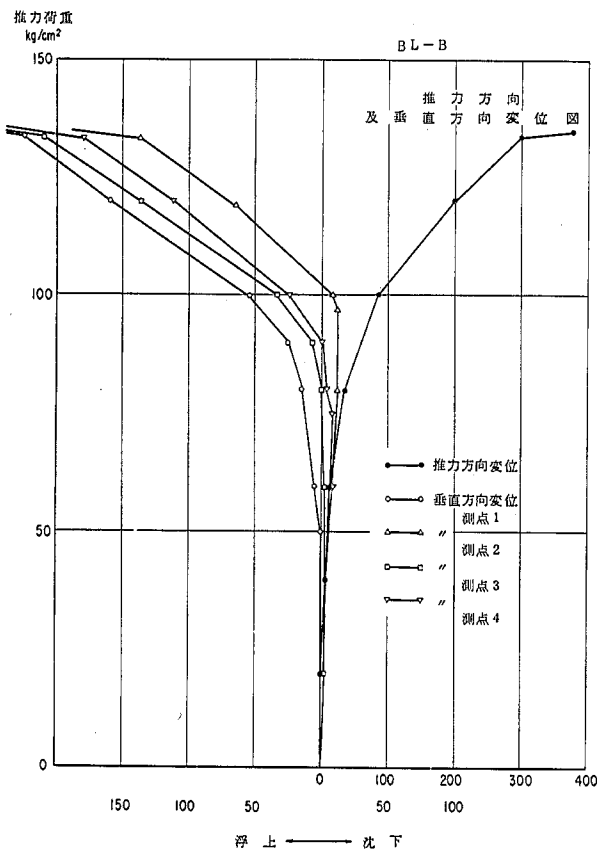


図-16・c

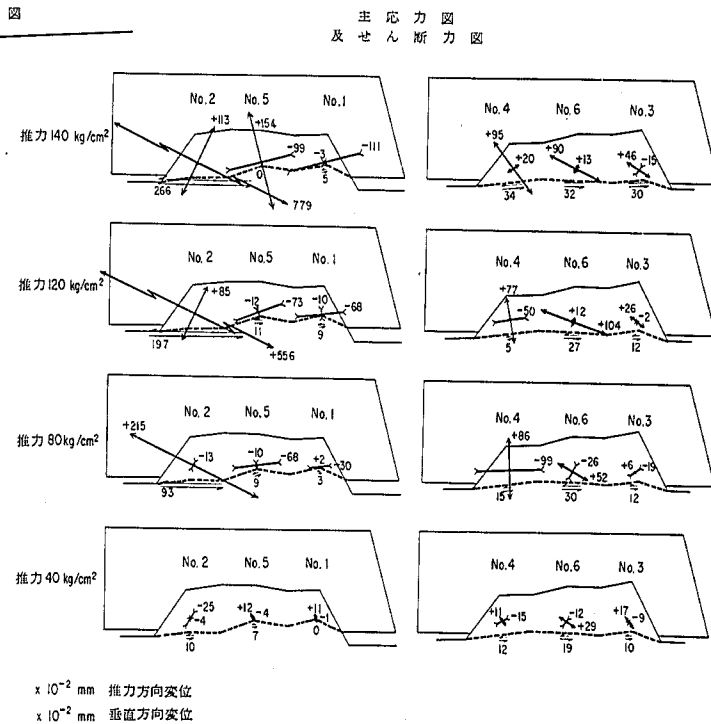
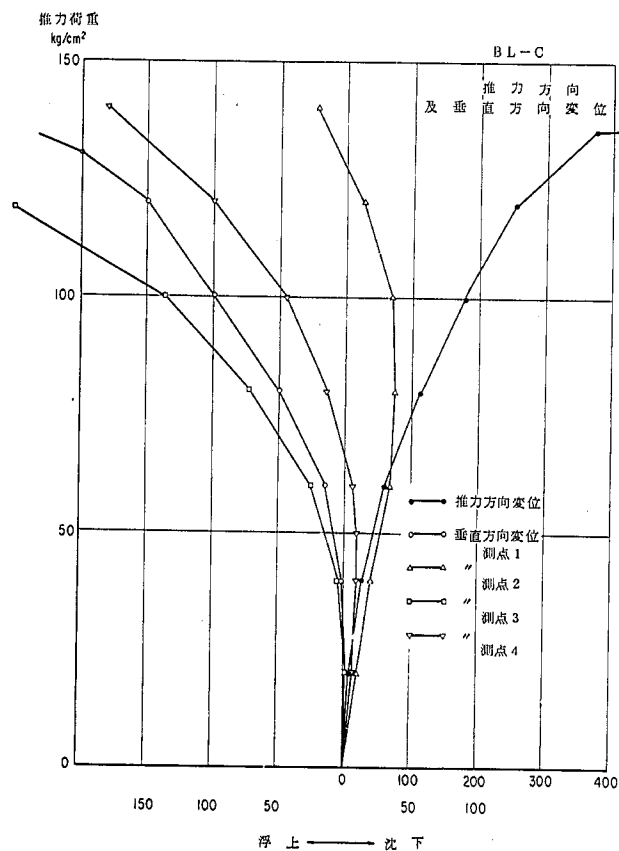


図-16・d

あ と が き

本報告書は、Aダムにおける基礎岩盤のせん断強度決定のプロセスを題材にして、原位置せん断試験に関して2, 3の考察を試みたものの取りまとめである。

せん断試験値と設計値の結びつき、すなわち試験結果の評価で常に設計者を悩ます問題は、試験値のばらつきである。ダムサイトの地質条件によって試験値のばらつく要因もさまざまであるが、第2章と第3章で試験結果をいろいろな面から評価する例を挙げ、せん断載荷時の試験体の変位、とくに垂直方向の浮上り現象に着目することがかなり有力であることを述べている。第4章と第5章では計算と計測によるせん断面の応力を考え、それと試験体の変位との関係を述べている。とくに計器埋設による計測は、物性の把握が完全でないこと、部分的な影響があらわれること、またこの種の計測につきものの誤差などによって、必ずしも明確な判断基準とはならないことを断っておく必要はあるが、とくに通常必要とされる強度の低い岩盤に対して、ひとつの方向づけはできたものと考えらる。

ダムの設計に当って、基礎岩盤のせん断強度の決定は古くて新しい課題であり、本書がそれに対して一助となれば幸いである。最後に、本報告書の作成に当って、原位置試験の実施などで協力頂いた関係工事事務所の担当者に対して、深く感謝する次第である。

参 考 文 献

土木技術者のための岩盤力学

土木学会編

土木研究所報告 144 号

割れ目を有する岩盤の非弾性挙動

に関する理論的研究

飯田・小林

土研資料 716 号

F E M電子計算プログラム使用説明書

飯田・小林・朝倉・原田