

川俣ダム基礎処理

建設省 中村慶一 駒井 勲
飯田隆一 柴田 功 萬屋達郎

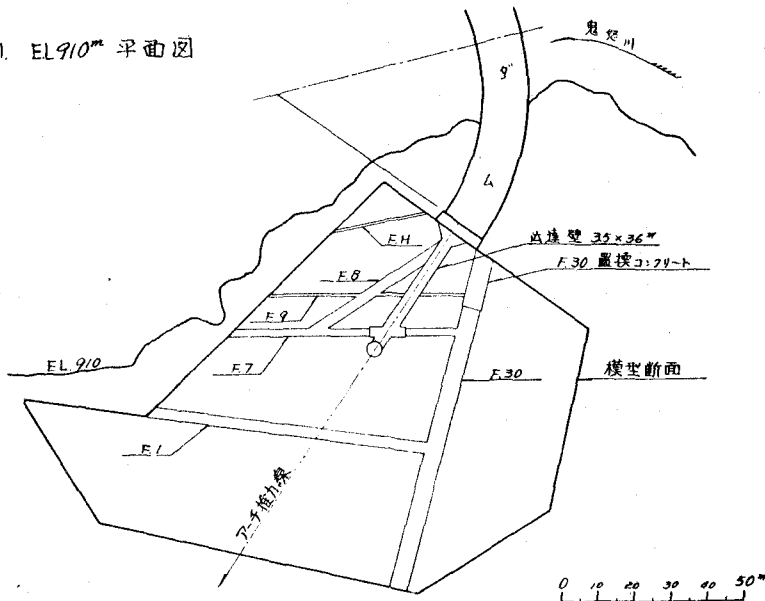
概 説

川俣ダム地奥は 栃木県塩谷郡栗山村字川俣地先の鬼怒川上流部に位置し、鬼怒川改修計画の一環として堤高120m、堤頂長137mのアーチ式コンクリートダムを施工するが、左岸ダムサイトには基礎岩盤内にいくつかの軟弱層が存在し、現況ではダムの設計上必要とされる基礎岩盤の支持力と一様性に欠けている。したがって、基礎の処理工法として、アーチダムからのアーチ推力を軟弱部を貫いて岩体の深部に伝達せしめる為に、コンクリートの伝達壁を入れる工法をとるものとし、この伝達壁の形状を2次元模型実験により検討したものである。

1. 左岸の地質的特徴と問題点

ダム地奥附近は一般に瀬戸合峡と呼ばれ、全体としては堅牢な石英粗面岩からなり急峻な狭い谷を形成している。

図-1. EL910^m 平面図



特に左岸アバットメントは、F1とF30とに囲まれる三角柱状のロッキープラーに取り付けられて居り、そのロッキープラーの内部にもアーチ推力線の方にほぼ平行なF8を含めて、いくつかのSeamや破砕帯が存在するが、F8を除く他の軟弱層はすべて谷の側壁に現われている。更に、ダ

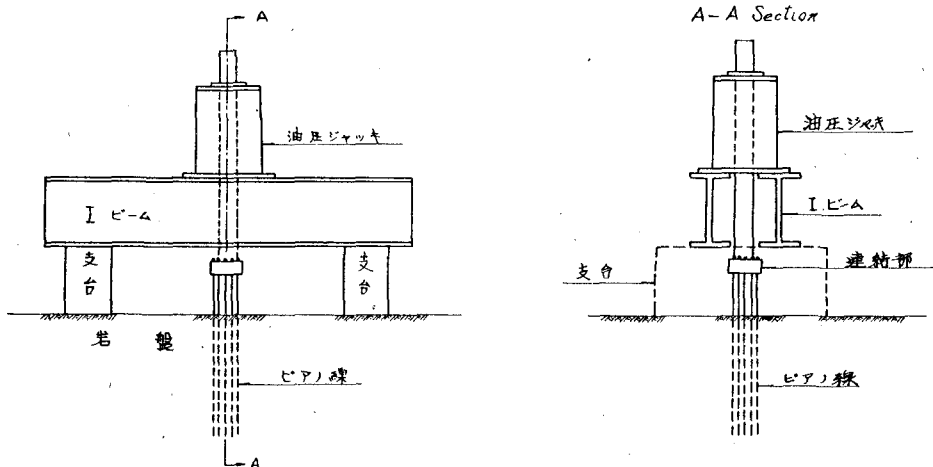
川のすぐ下流では川が下流側に曲っているために、応力計算により求めたアーチ推力線は、比較的岩盤の表面近くを通過して居り、従って基礎岩盤がアーチ推力を受けた時、特にF.7～F.8を包囲する面で破断されることが果念された。

又、この種の安定計算方法の一例として、岩盤に作用する外力からロッキープラーの裏山の反力を差し引いた力が、ピラーの底面および側面のせん断抵抗に依って支えられなければならないとする3次元のロッキープラーの安定計算に依れば、アーチ推力の最大である。EL.910mではF.1～F.30とに囲まれたロッキープラーが一体として働くものとし軟弱層のせん断強度 $\tau_f=0$ とすれば、せん断に対する耐荷力は7.3倍である。又、F.7とF.30とに囲まれたロッキープラーが一体化されているものと仮定すれば、せん断に対する耐荷力は3.2であり、同じくF.7～F.8に対しては1.8倍である。従って、F.7を越えて岩盤内奥深くアーチ推力を伝える仮定壁に依ってF.7まで一体化させこれと同時に岩盤内の耐荷力を3次元的影響を含めて、4.0倍程度までに高め得るような仮定壁の形状を決定しようとするものである。

2. 現地試験

一般に基礎岩盤の特性を把握することは困難であるが、現在行われている岩盤調査法、特に弾性係数測定法として動的なものとしては弾性波試験、静的なものとしては、ジャッキ法、水浸法、また岩盤の破壊試験法としては、引板試験、せん断試験などがあげられる。模型実験を進めて行く上にも、特に軟弱層のせん断強度及び弾性係数が問題となる川俣ダムサイトの現地試験方法としては、特にアーチ推力線方向にはほぼ平行に存在し、他の全ての軟弱層よりも、最も卓越した問題を含んでいるF.8には、ジャッキ法と引板試験の2種、又、F.8以外の軟弱層には、ジャッキ法のみを行い得られた弾性係数とF.8の実測結果を対比して、せん断応力を推定するものとした。

図-2 岩盤引板試験装置略図



これらは全て、左岸の代表的な軟弱層（巾1～2m、破壊変質を受けている）を追跡した調査横抗内部で試験を行ったものである。

特に川俣ダムで行われた引板試験では、岩盤に力を作用させる方法として、岩盤内に穿孔されたボ

ーリング孔内に $\phi 5\text{mm} \times 48$ 本のピアノ線群を、岩盤自由面に対して垂直にモルタルで破着し、ピアノ線群を、120ton 容量のB.B.R.Vジャッキで上方に引き抜くことに依って、外力の伝達を計る方法を採用し、測尺が比較的良好な岩盤から変質度の高い岩盤まで、均等に配置されるよう留意した18測尺に付いて実施したものである。引板試験の結果を総合してみると、引抜きにより破壊した岩盤の形状は、各孔とも一般的傾向として円錐体を呈する様であるが、岩盤中に存在する断層や節理の影響を強く受け、破壊部分の底部は $40^\circ \sim 50^\circ$ の急勾配であるが、その上部はより緩勾配となっている。このことは底部の急傾斜部分はせん断により、上部の緩傾斜部分は引張りに依って破壊したものと推定される。この観察から軟弱層及びその附近の岩盤のせん断強度を求めてみると、約 80 t/m^2 と云う値が得られた。

図-3 岩盤破壊部形状

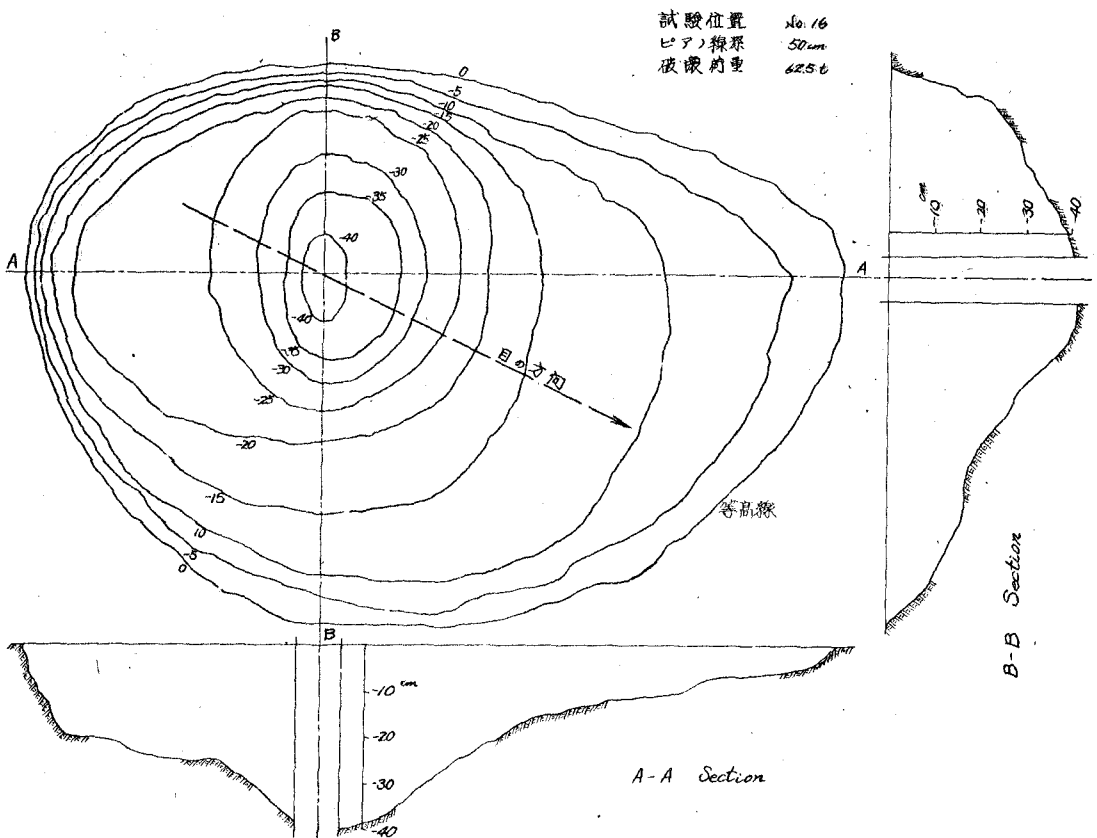


表-1 ジャッキテスト結果

試験位置	弾性係数 (kg/cm^2)
良好な岩盤部分	70,000
F.7およびF.8	20,000
F.1およびF.9など	15,000
F.30	4,000

3. 実験内容

アーチダムを構成するコンクリートに比べて、基礎岩盤を構成する岩盤の性質には不明確な点が多く、しかも軟弱層が基礎岩盤の構成を複雑なものにしている。又、基礎岩盤は組合せの応力状態ではかなり複雑な破壊をし、強度も一軸的な圧縮強度、及び引張強度とはかなり異った値を示すものと考えられ、従って発生する応力と一軸強度と比較して判断された安全度と、実際に基礎岩盤が持つ安全性とはかなり異っているものと思われる。更に、不静定度の高い構造物では一部に破壊、又は塑性変形が生じて、応力の再配分が行われかなり大きな荷重まで耐え得るのが一般である。

従って、当実験に於ても本来は破壊実験と応力測定を同時に併用して実験を進めるべきものであるが、最初より併用して実験を進めるには、時間的に余裕がないので、破壊実験で最も良好な結果を与えたものについてのみ、応力測定を行うこととした。

模型は図一（の如き形状に、縮尺 1 : 100、厚さ 10 cm で石膏及び珪藻土との混合物で実物の弾性係数と一致する様、いくつかのブロックに分けて作り、各ブロックをアラライト（Castling type D, $E = 30,000 \text{ kg/cm}^2$ ）で接着し組立てる方法をとった。更にアーチ推力の大きさは、ダム本体の模型実験及び解析結果を考慮し、更に正の温度荷重及び地震荷重をも加味して 5200 t/m とした。

又、模型製作の際、応力分布の相以性を保つ為、模型各部の弾性係数が実際の状況に一致するように模型を製作したが、この際強度に対する相以性にも、ほぼ相以率は成立しているものと考えられるが、一般的傾向としては、実際の良好な岩盤部分は弱めに、又軟弱層は強めに表現されているものと推定される。

表-2 材料試験結果

試験位置	圧縮強度 (kg/cm^2)
良好な岩盤部分	130
F.750' F.8	39
F.1050' F.940'	29
F.30	5

次に参考までに、模型各部の圧縮強度を示せば右の通りである。

4. 破壊実験

表一3 図一4 5 6の如き結果を得るまでに、温度荷重の変化に依るアーチ推力線の方向差（ $\pm 10^\circ$ の範囲）の問題を検討してみたが、その結果方向差の問題に付いては、特に著しい耐荷力の差は認められなかったが、伝達壁の中が厚く弾性係数が高い場合は、伝達力は増加するが伝達壁の尖端部分に圧壊が生じ易く、伝達壁をコンクリートにすれば巾 3.0 m 以上で圧壊が生じた。

従って、伝達壁尖端の圧壊を防止するために、部分的な応力集中を避けられる様な方法をとれば伝達壁の中を 3.5 m とした最終案では、2次元で耐荷力は 4.0 程度は期待でき、3次元の影響を加味すれば充分 4.0 倍以上あると考えられる。

図-4 最終伝達壁形状

表-3 実験からの安全率

伝達壁		耐荷力
寸法	材質	
5	1	0.90倍
35×36"	コンクリート	3.40
		4.00

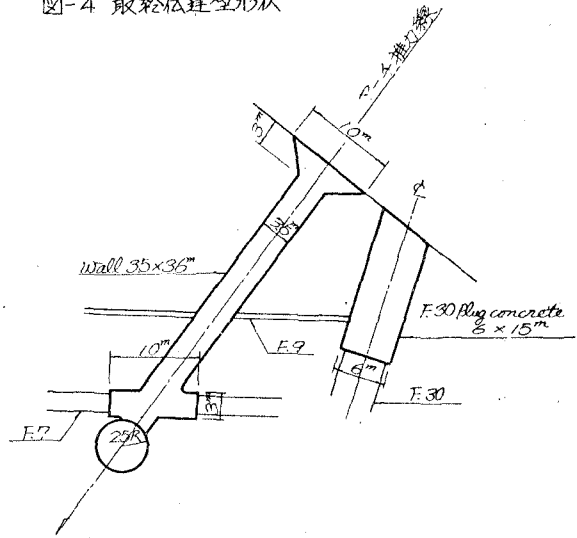
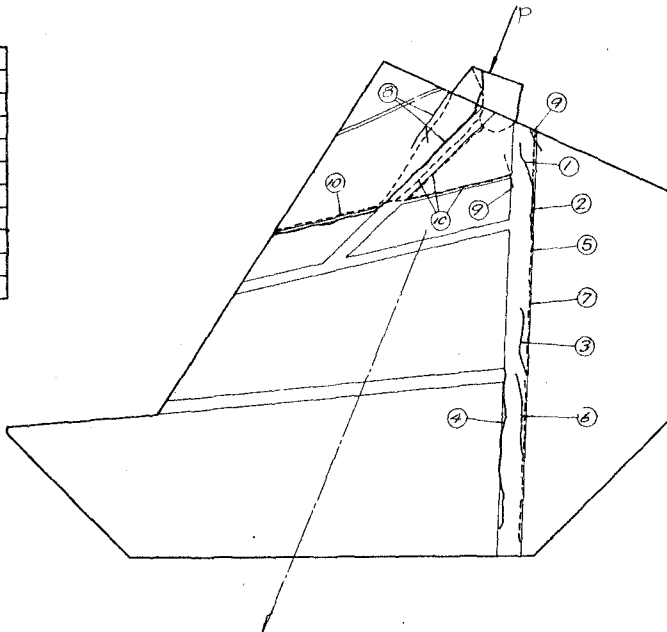


図-5 Wall 5i 模型の破壊状況

No	荷重比
1	0.55
2	-
3	0.60
4	-
5	0.75
6	0.80
7	0.85
8	0.90
9	1.00
10	1.10

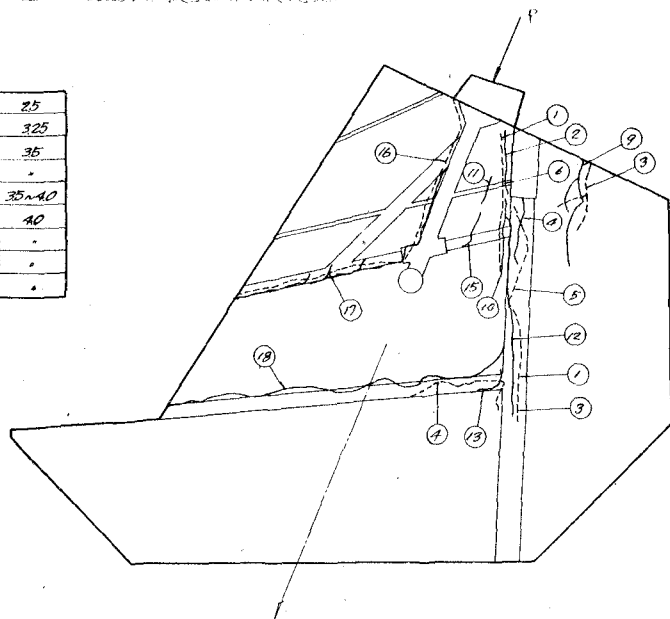


凡 例

—— 表 剛
 - - - 表 変

図-6 Wall入り模型の破壊状況

No	荷重比		
1	10	10	25
2	15	11	325
3	175	12	35
4	18	13	-
5	19	14	35~40
6	285	15	40
7	25	16	-
8	-	17	-
9	-	18	-



5 応力測定

破壊実験から得られた最終 Type の伝達壁によって基礎処理を行った場合と、基礎処理を行った場合に、アーチ推力 5200 t/m を載荷した時、各軟弱層沿いに発生する直応力 σ_p とせん断応力 τ_{ap} を比較したものと、同じく各軟弱層沿いの各応力値の総和が伝達壁を入れることによってどの程度変化するかを調べてみたのが図-7、表-4である。

伝達壁のない基礎処理前の状況では直応力 σ_p は F.7、F.9 共 F.30 と交わる附近に、又、せん断応力 τ_{ap} はアーチ推力線と交わる附近に、各々最大値を示し、F.8 にはほとんどせん断応力のみが働き、アバットメントに近づく程大きい値を示している。これらは伝達壁を入れることによって、応力値は減少し各軟弱層沿い共、ほとんど等分布曲線に近い曲線を示しほぼ一様化されている。特に σ_p 、 τ_{ap} 曲線は、F.7、F.9 とほぼ同じ値の曲線を示し、F.8 のせん断応力は著しく低下して材料の破壊に達する迄には、まだかなりの余裕が残されていることがわかる。

表-4 応力低下率表

測点	F.1	F.7	F.8	F.9	F.8~9	F.8~7	断面力	摘要
測点1	max σ_p	290	296	23	404	26	24	14. 断面力
	max τ_{ap}	117	82	111	113	111	111	
	$\Sigma \sigma_p$	3280	2720	300	3100	490	421	
	$\Sigma \tau_{ap}$	2700	2990	1700	3140	2230	2180	
測点2	max σ_p	97	86	12	128	12	08	37. 断面力
	max τ_{ap}	41	33	16	36	30	27	
	$\Sigma \sigma_p$	2160	997	100	890	240	290	
	$\Sigma \tau_{ap}$	1020	1260	440	1210	780	920	
測点3	max σ_p	337	221	167	267	187	333	74. 断面力
	max τ_{ap}	402	393	117	317	270	223	
	$\Sigma \sigma_p$	621	364	373	281	571	620	
	$\Sigma \tau_{ap}$	674	423	271	395	350	422	

図-7 直応力 σ_z の比較

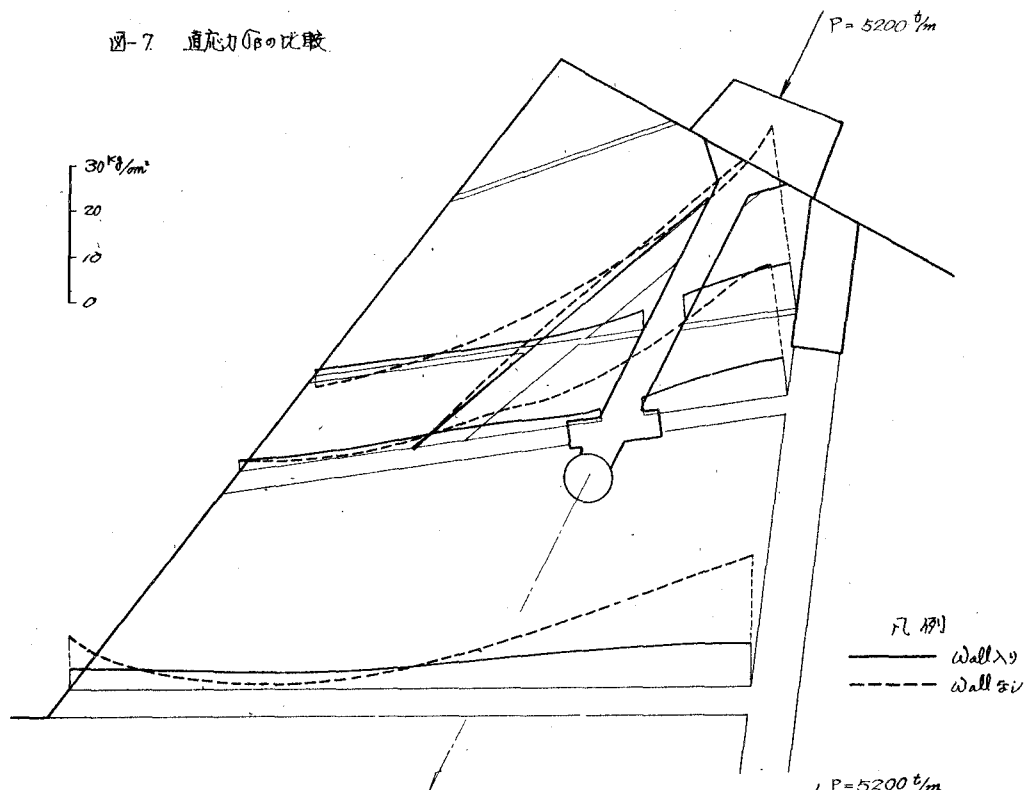
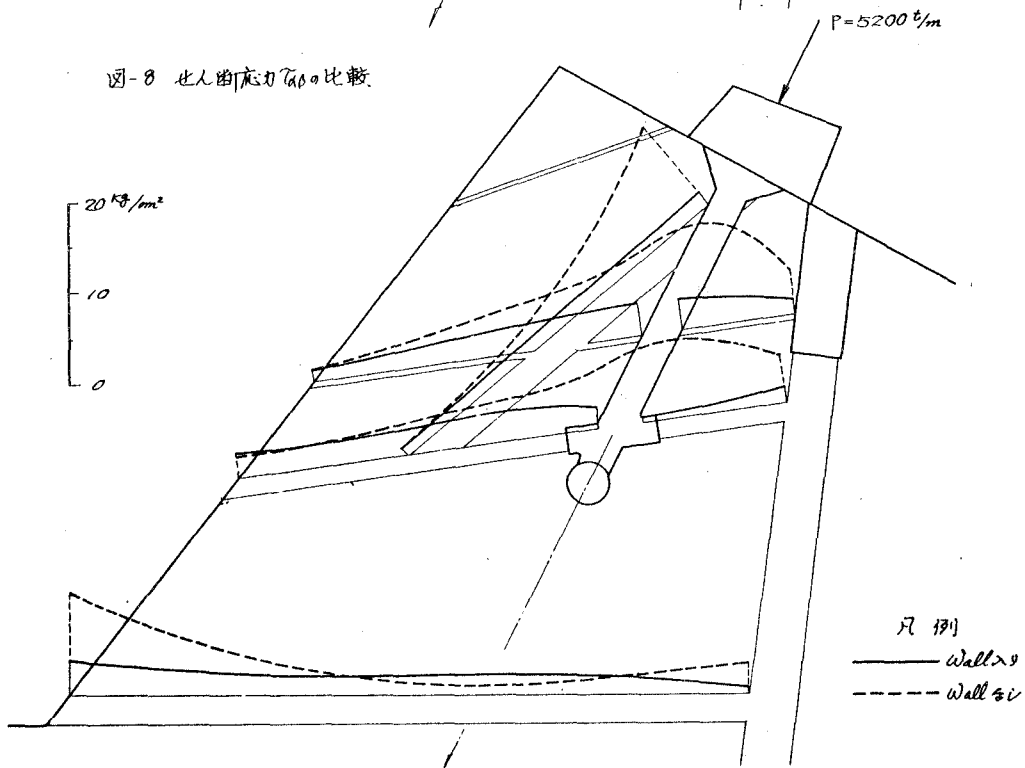


図-8 せん断応力 τ_{xz} の比較



6 あとがき

前述の破壊実験及び応力測定の結果、伝達壁を入れることに依って安全度は著しく高まり、このことから伝達壁の効果が大きいことがわかる。今後この種の実験の検討方法については何等かの手掛りを得られたと考えられるが、現在の段階では当実験だけでなく、この種の他の実験全体にも適用できるかどうかは、今後の検討に残された問題と考えられる。