

湯田タムの基礎処理施工計画

建設省 湯田ダム工事事務所 富士野昭典
○花籠秀輔

1. 概要

湯田ダム地床は比較的堅硬な花崗岩に覆われているが、きれつが多く特に地盤運動による軟弱破碎帯を伴った0.1~数m巾の断戸が交又して数多く発達しており、破碎帯も広範囲に分布している。このためアー４タムの基礎としてはかなりの改良が必要と考えられ、各断戸、破碎帯の位置的規模的特性に応じて主に置換による基礎処理を計画した。その主なもの10ヶ所95,000 m³である。一方61年春、融雪洪水を呑んでいた右岸の仮排水トンネルで、アバット地床で地表に達する陥没が生じ、この事で我々はこの地床の地質状態を改めて認識すると共に、35,000 m³に及ぶこの処理をいかに工程にのせてゆくに苦心し、その成果をもって現在施工中である。この論文はこれらいろいろな角度からの基礎処理の考え方を陥没災害処理を中心にしてまとめたものである。

2. タム計画概要

タム諸元

タム型式	不等厚変中心アー４式
堤高	21.5 M
堤頂巾	基本形10 M
堤底巾	クラウン33 M, アバット46 M
堤頂長	265 M
堤頂半径	132 M
中心角	110°~60°
堤体積	350,000 M³

湯田ダムは北上川上流改修計画の根幹をなすタム群(5大ダム)による洪水調節計画の一翼をにない、流域面積600 Km²をもって北上川右支川和賀川に設けられた多目的タムである。和賀川は本川有数の大支川でありしかも多雨地帯でもあり、ここに総貯水量114,000 4 m³の貯水池を設ける事によりタムサイトの計画洪水量2,200 m³/secの82%を貯留し、本川に対する敷きよさを従来の45%に減ずる効果を持ち、更に下流沃野3540

haの用水を確保し併せ最大出力3,100 KWの発電を可能ならしむるものである。

3. タムサイトの地質

タムサイトは、この附近では小範囲に分布する先沖三系花崗岩を基盤とし、右岸に近接して石灰岩類が存在しその接触部分にはスカルン帯と呼ばれる熱変成作用を受け有用鉱物を含んだ変質帯がある。この敷きようと断戸群のために右岸は全般に軟弱岩質となっている。又全体にこの地帯は褶曲運動による断戸が発達しており、走向NW-SEで殆んど鉛直に近い断戸群が主役を占めて堤体を斜めに横断している。これに対しNE-SW方向の二次的断戸群が交わり、きれつの多い岩塊を作っている。これらは大部分が破碎帯を伴い広範囲に軟弱部が分布している。二次的断戸群は前者より幾分規模が小さく屈曲したり寸断したりし追跡するのが困難で、基礎掘削によって判明したものが多い。これらの地質状態を我々は便宜上その変質程度によって硬岩中硬岩軟岩及粘土土と区分している。硬岩は普通の岩で一見新鮮であるが、けんび鏡観察によると有色鉱物のかなりの部分が緑泥石化し、長石類は粘土鉱物に変質しておりハンマーで叩くと節理面より楽に割れる。いわゆるもろく割目の多い状態に

図-1

湯田ダム平面図

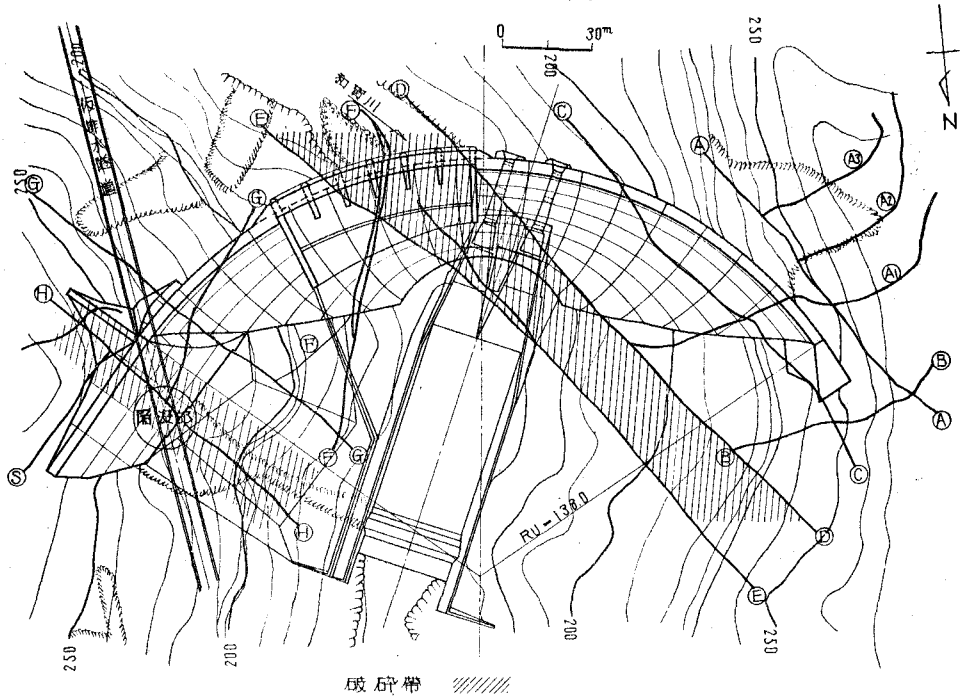
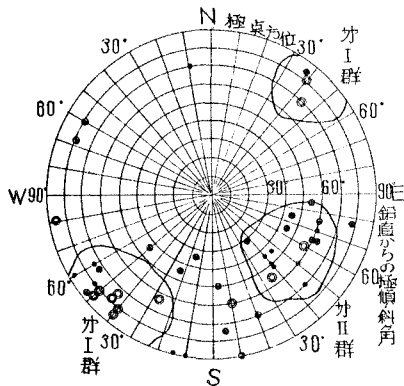


図-2. 地表面断戸分布

(Schmit Net断戸面上半球極図)

- A級 巾1M以上の破砕戸を伴うもの
- B級 巾1M以下の破砕戸を伴うもの
- C級 破砕戸を伴わない断戸



っている。これが本サイトの坚硬岩と云われるものである。又軟岩は上述の破砕帯と云われるもので、断戸に沿って存在し変質が著しく、簡単に崩壊するものである。

上の視察の状態を、現地で測定した物理的数値で表わしてみると次表の様になる。

主なる断戸の発達状況

断戸	粘土厚	破砕戸H	描	要
A	0.02 ~ 0.05	0.5 ~ 3.0	破砕戸平均0.5M	局所的に3M
A ₁ A ₂ A ₃	0.005 ~ 0.05	0.1 ~ 0.7	N 25 E 傾斜60°H側であり、文等の上部の岩はきれつに富む。	
B	0.03 ~ 0.25	0.3 ~ 1.2	上流側破砕著しく、平均H 1m、下流側平均0.5M程度	
C	0.005 ~ 0.05	0.1 ~ 0.3	左岸寄は尖滅の傾向にある。	
C ₁	0.01 ~ 0.02	0.5 ~ 1.5	かなり発達したものである。	
D, E	0.02 ~ 0.05	0.05 ~ 25.0	D断戸側は粘土細脈多い断戸間は軟石状に岩塊が存在するが概して破砕帯である。	
F	0.02 ~ 0.05	1.0 ~ 4.0	堤敷内の破砕著しいが下流方向の破砕度合は減少している。	
G	0.02 ~ 0.1	0.2 ~ 4.0	内部で発達する傾向にある	
G'	0.005 ~ 0.02	0.1 ~ 3.0	当断戸から下流側きれつ発達、上流側硬質岩	
H	0.005 ~ 0.07	1.0 ~ 7.0	鉾山の接近し破砕風化軟弱の度合大	

岩盤静弾性係数値

岩盤の種類	場所	静弾性係数 E_s ($\phi 20\text{cm}$ 載荷板 オイルジャッキ)	動弾性係数 E_d (走時計数装置)	$\frac{E_d}{E_s}$	ざれつ係数
硬岩	左岸中段	20,000~106,000 kg/cm^2	63,000 kg/cm^2	1.8	0.78
・	右岸中段	18,000~105,000	62,000	1.8	0.79
中硬岩	右岸中段		39,000	2.9	0.79
・	右岸下段	15,000~81,000	48,000	4.7	0.58
軟岩	左岸DE	12,000~15,000	13,000	16.4	0.60
・	右岸F	11,500~15,000	13,000	13.3	0.66

ざれつ係数

$$= \frac{E_0 - E_d}{E_0}$$

E_0 : 無欠稜枝のサン
79Lの係数値

E_d : 岩盤の係数値

無欠稜枝の動弾性係数: 10ヶの値・X,Y,Z方向を夫々測定しその範囲は $4.15 \sim 6.21 \times 10^3$
 kg/cm^2 , 平均 $5.35 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$

尚本体の設計に採用した E_s 値は EL.240~200で 60,000, EL.200~180で 100,000, EL.180~160で 150,000 kg/cm^2 である。

4. 基礎処理の基本的考え方

堤体型式を与えられたと云う前提に立って基礎処理の方針を考える。一般にタムの基礎処理はその必要とする範囲及程度を客観的に判断する事は、現状では極めてむづかしい。岩盤の性状を定量的に把握するために色々の調査が行なわれているが、勿論完全なものではない。しかし何とかしてより妥当な方法を見つけようと努力は続けられており、我々の考えた事もその一つの試みとして受取って載ければ幸である。当所で計画して来た処理の基本的考えは、

- ① アーチタムと云う条件から、岩として期待できそうにない軟岩以下のものは全て置換える。その判断は弾性係数値、実験、視察等により行う。
- ② それに該当するものは堤体応力の依違状態から、その位置的、規模的特性に応じ、周囲の堅硬岩に支持させるという考えでその堅硬岩の強度について検討する。
- ③ 岩盤の破壊強度に対する安全率は種々の検討に対する数字を基にして4以上とし、位置的重要性からその度をえらぶ。
- ④ 置換範囲外の軟質部分は、グラウトにより附帯的に補強を行う。

5. 陥没部の処理

らー1概要 陥没地点は、右岸スラストブロック予定地の直下で仮排水トンネルの中央部に当る所である。この附近はGH断戸系と、堆積変質をうけた破砕帯が広く分布しており、当所から直接アーチを受けるには不向きで、上半部に重力式のスラストブロックを置き、又断戸の置換も計画していた。61年春の融雪水によってパイパスは満杯して洪水を流していたが、その内突然中段グラウト監査坑の一部数が陥没し、渦流により除々に侵蝕拡大して地表に達し、パイパスは崩壊岩塊で閉塞した。陥没の大きさは高さ45M上面広さ1000 M^2 で $V \approx 35,000 \text{ M}^3$ である。

災害の原因と考えられる妥当なものとしては、①融雪期の異常頻度の洪水による土砂流によってパイパス捲立コンクリートが剥離し、洗掘が進行した事、②堆積変質帯、断戸及破砕帯が集中している事が陥没の進行を促がした事である。

災害発生后、具体策を樹てる迄の間の応急的処理として取敢ず、陥没空洞に骨材を填充する事、周辺の岩盤の動きを観測し異常を予め知る事、ボーリング調査により陥没の規模、岩のゆるみ状況を調査する事、バイパス呑口は閉塞する事等の処置がとられた。

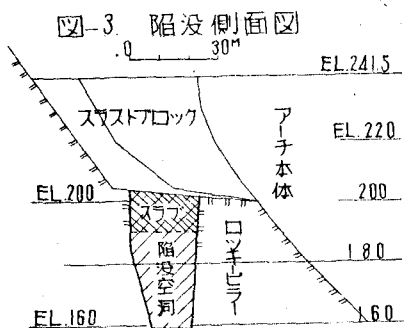
処理の方針は数度の検討によって次の様にまとめられた。

- ① 陥没部は原則としてコンクリートで填充し復旧補強する。その場合施工の安全性、全体の工程を考慮する。
- ② 本体作業の進捗状況から、ダム型状の大きい変更は行なわない。
- ③ 陥没処理、断戸処理の程度を知る資料とするため右岸全体の模型実験を行う。

これらの方針に従って種々の角度から検討が進められたが、最も問題となったのは施工方法であった。

5-2 設計上の検討 処理程度を見当つけるため各種調査と平行して次の項目について種々の計算を行った。① ダム本体の安全性、② 置換の場合の範囲及程度、③ 周囲の岩盤の安全性

本体のアーチ形状は打設の進捗状況から大きい変更は望み得ないため、変更しない事が得策である。一方本体の一部である右岸重力アバットはその数が大部分陥没し、更に計画上の基礎面形状が変わるので再検討しなければならない。重力アバットは高さ35m長さ45mで底面反力によってアーチを支える計画だったが、整地により高さが40mに増加するためアーチ力が22%増9,600tになり底面積及重量が不足する。これに対し法面掘削により長さを10m延すと共にストラットの作用を採用し、裏山の支持反力も期待する事にした。これにより極限支持力による安全率は5以上となった。



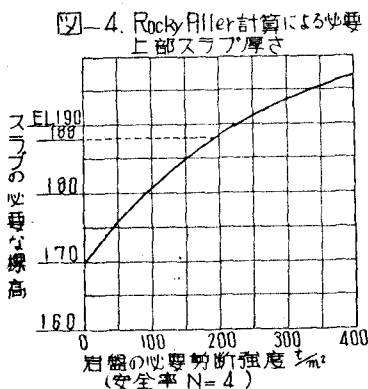
次に陥没の置換をコンクリートで行う場合の範囲を検討する。置換物は上方から重力アバットの力と堤体からの水平力を受けるので、スラブ及びストラットとして検討しなければならない。スラブについては、周囲岩盤の許容剪断力を50 t/m²とすれば17m程度の厚さが必要になる。

又ダムアバットと陥没部間の残った岩盤についてRocky Pillerの検討によって裏側の反力の必要性を検討した結果図-4の様に上部12m程度の支持が必要になる。

上記の計算は陥没部が中空の場合について行ったもので施工計画の大略の目安をつけるためのものである。詳細な検討は、模型実験と現場の調査試験により行なわれた。

5-3 調査試験 災害直后には、その規模や周囲の地質状況を知るために写真測量やボーリング調査が行なわれたが、処理方法の検討のために大別次の様な調査が計画された。

- ① 重力アバットの荷重のかかる裏山地耐力の再調査。
- ② 崩落岩及骨材により填充されている陥没部分をセメントグラウトにより固結させる試験
- ③ 陥没部分の模型実験



トビ重力アバットがアーチスラストを裏山に依えた場合の裏山の地耐力をみるため、横断内で同方向について静弾性試験を行った。これにより設計時採用した地耐力 300 kg/cm^2 以上の載荷が案にかけられ満足な値が得られた。

次に陥没部充填確をそのままセメント注入によって固める実験を広範囲に行い、次の点について検討した。(1)注入

方法、材料の配合、(2)注入による固まりの状態 (3)固結されたものの強度。実験の種類、(4)セメントモルタル、ミルクの注入、配合試験 (5)グラウトパイプの打込試験 (6)固結状態の把握

これらは陥没部という特殊な条件から、以下具体的に述べる方法で行った。(1)モルタル、ミルクが無圧注入された場合と加圧注入された場合が考えられるので、両者について試験室で高さ 3.6 m の破戸を作って注入を行い、その流下状況、固結状況から、固結強度 100 kg/cm^2 以上を基準として注入に適當な配合を数種えらんだ。(2)この配合により現場での無圧、圧入実験を行う。セメントミルクは $20 \times 20\text{ m}$ 高さ 3 m の破戸投入試験槽で注入による固結状況、強度を観察する。モルタルは注入の可否と固結の状況を見るため直接陥没上で行う。この結果次の事が解った。ミルクは無圧注入によってもほとんど完全に填充され、 $0.25 \sim 1.70\text{ kg/cm}^2$ 程度は期待でき漏水もない。粘土質の細粒部分は水洗い、再注入が必要である。全体の動弾性係数値は平均 $44,000\text{ kg/cm}^2$ である。モルタルの加圧注入は適當な配合で可能だが無圧注入はほとんど不可能である。

以上の実験によって右に述べる様に反固結注入、或は注入処理の指針と固結されたものの性状が大部分推定できたのである。

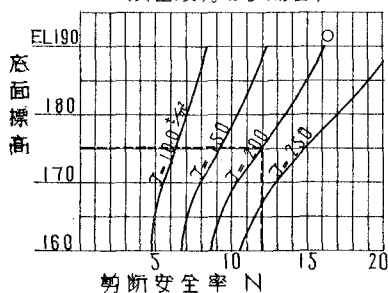
次に模型実験について述べる。この目的は ① 陥没部を填充する場合の填充物質に必要な強度、必要程度に対する判断の基準を得る事、② 陥没部周辺の断戸帯を含めた全体基礎の安全性を見、断戸の補強計画を樹てる事で、二次元破壊実験を主として行うものである。

実験は建設省土木研究所の指導のもとに建設技術研究所で行なわれた。模型は石膏を用い右岸 $120\text{ m} \times 120\text{ m}$ の範囲、厚さ 10 m を $1/100$ 水平断面として2断面えらび、平面形上、断戸、地質を弾性係数により再現しこれにアバットからの荷重をかけて破壊させた場合の、安全度と破壊状況を観察する事により判定する。実験の種類は一般的性質を研する事も考慮して、応力分布の測定も行い次の種類について系統的に行った。(1)断戸、陥没のない地質の一樣なもの (2)断戸陥没を再現したもの、(3)

直至 80 cm 、最大荷重 200 t ジャッキによる
静弾性試験 EL-205坑道

場所	最大荷重 t/cm^2	載荷回数	平均静弾性係数 kg/cm^2
N0.1	355	3回	65,000
N0.2	328	3	41,400

図-6. Rocky Pillar底面剪断安全率
(裏山反力ある場合)



全処理した場合3種、(4)堤体アバットの形状を検討するもの。この代表的結果を図-1に掲げる。

この実験の詳細は他の機会に報告されると思うが主な結果を掲げると、(1)EL185では陥没部のコンクリート填充により、安全率が $1.85 \rightarrow 3.2$ と相当効果が認められる。(2)EL175断面では低強度の陥没填充で一応目的は達せられ、コンクリート填充によってもそれ以上の効果は認められない。(3)地表に近い部分の断戸は破壊状況にかなり影きようしており、円形滑りに近い形となる。置換処理によりかなり改良され

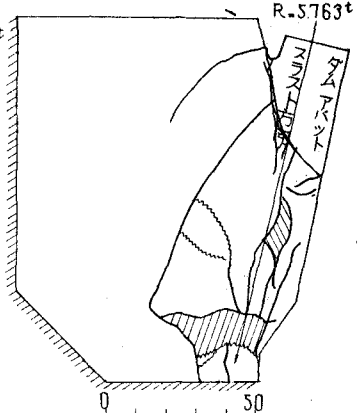
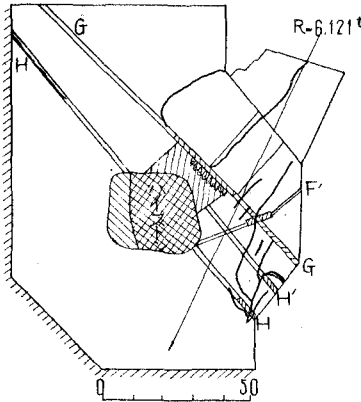
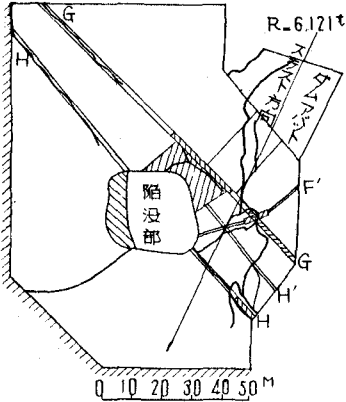
図-5 陥没模型実験成果図

EL185 満水+9月温度荷重
陥没部断戸共未処理の場合
模型 NO.14
模型縮尺 1/100
破壊安全率 設計荷重 = 1.85

EL185 満水+9月温度荷重
陥没部断戸共処理済の場合
模型 NO.17
破壊安全率 = 2.96

EL175 満水+3月温度荷重
陥没部断戸共無表現の場合
模型 NO.25
破壊安全率 = 2.50

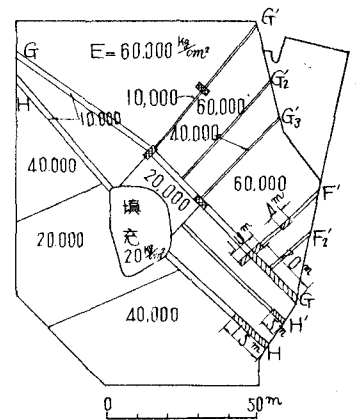
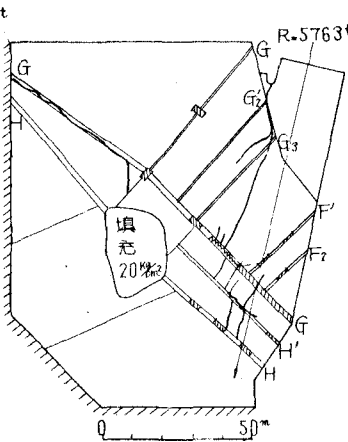
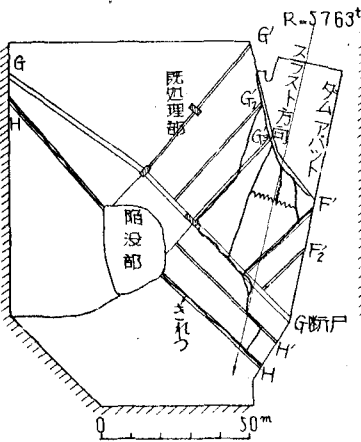
記号されつ
圧縮性されつ
圧壊部



EL175 満水+3月温度荷重
陥没部断戸共未処理の場合
模型 NO.13
破壊安全率 = 1.55

EL175 満水+3月温度荷重
陥没部断戸処理済
模型 NO.23
破壊安全率 = 2.2

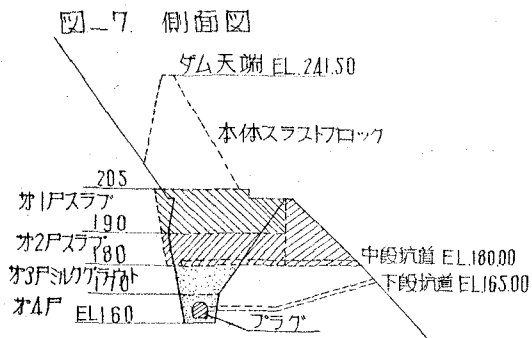
EL175 処理計画図
コンクリート置換
既処理
計画追加 (巾2m)
陥没部
 $\sigma > 20 \text{ kg/cm}^2$ のもの填充
(セメントミルクグラウト)



る。ワダムアバットのハーフラグアルは応力集中をおこすので好ましくない。

ここで気のつく事は、模型実験での破壊安全率が小さい事である。この点について不安があったのでこれを三次元的に考えるために、実験での破壊面を参考にして、破壊移動する部分についての底面抵抗をロッキーピラーとして計算してみた。(図-6) その結果実験値と合せ考えると $12 + 2 = 14$ 程度の安全率が期待できるので安心した。

5-4 陥没施工法、以上3項目にのべた結果を基にして施工法を検討した訳だが、それには先にのべた様にダム工事工程、安全性、経済性等の面を考え合せなければならない。10種類近い工法案



の変遷を全て施工計画が出来上り現在施工中であるが、その最終案について施工計画を簡単に説明する。(1)重力アバット計画面を5m下げ、上部法面を整理する(掘削 20,000 M³)。 (2)陥没部分深さ4.5mを4Fに区分し、オ1、2F(EL 180以上)はコンクリート置換を行う。オ1Fは、オープン掘削とし(20,000 M³)コンクリート打設台オ2F採取を行う(80,000 m³)。 (3) オ3、4Fは作業坑道から、ボーリング、水洗い、セメント

注入を行い固結する(注入量 4,000 M³)。 (4)オ4Fの旧バイパスは陥没前面で閉塞する。陥没周辺コンクリートラウトを行う(9,500 M³)。 (5)断戸処理及陥没前面止水工を行う。 (6) 以上の施工のために陥没周辺に2段の環状作業坑を、又スラブ内にも作業坑を設ける。この工期は約2年3ヶ月。

6. 河床及DE断戸処理

河床から左岸趾部にかけて堤体を斜めに横断しているDE断戸間巾25mは破砕風化を強く受けており、更に河床から右岸下流へ向ってはF断戸系統の破砕戸がのびている。場所的にこの処理は基礎の補強と止水の面からの検討が必要である。それで河床部と左岸部とに分けて検討した。河床部は上述のように軟弱帯が広範囲なため、補強の意味では全体にクッションを敷くような考えから特に悪い部分の中について弾性床土の梁で渡し、全体厚さ8mを求めた。

ダム下流への張出も同様考えとした。又ダム上流面に沿ってはカットオフの考えから深さ20mまで置換え、更にその下20m(断戸部分)は竖坑置換を行った。(全体V=15,000 m³)。

左岸部は堤体の趾部分が軟弱帯上に乗る。この部分は基盤として重要な点であり、しかも河床の軟弱部の影響で堤体応力が面岸に寄

図-8 河床処理説明図

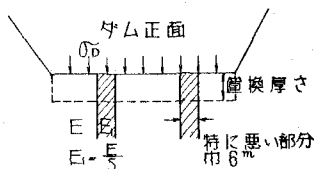


図-9 DE断戸処理説明図

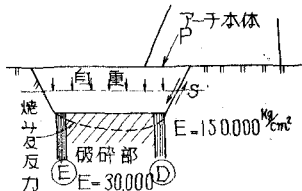


図-10. D-E断戸河床処理平面図

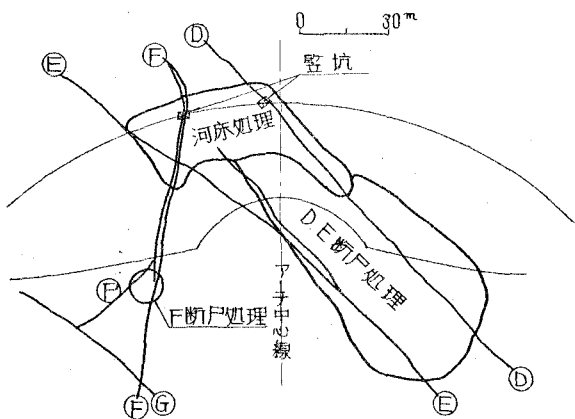
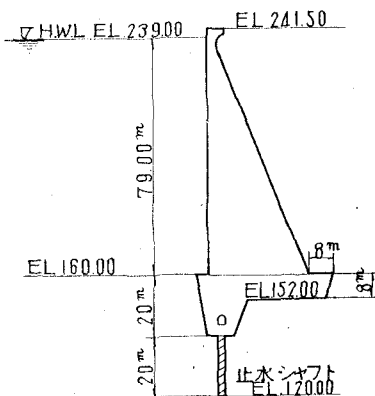


図-11. 河床処理断面図



る傾向にあるので綿密な検討計算を行った。その結果、弾性床土の固定梁を渡し、破砕帯反力を繰り返し計算で求めそれにより面アバットにかかる剪断力について、安全率 $n=6$ となる置換厚さを求めた。その梁については別にタムからの横方向力やアバット岩からの力による移動等に対する安全性を確かめた($V=35,000\text{ m}^3$)。施工計画図は図10～12に示す。

梁長さ25m、最大撓み1.0mm、梁最大応力 $\sigma = -7.7\text{ kg/cm}^2$ 、 11.0 kg/cm^2 、アバット剪断力 4.5 kg/cm^2 、弾性床反力率82%。尚堤体応力を模型実験により求めた際、河床及DE断戸部の影響が検討された。

7. その他の断戸処理

以上述べた外堤体アバット近辺にある断戸の処理として、GH系断戸、F断戸、A断戸、C断戸、鉦山跡止水処理があり、夫々性状に応じて置換処理が行なわれている。GH系断戸は右岸にあり、前述陥没模型実験による川側処理計画の外に、堤体応力によって断戸が圧密される可能性があるので、基礎岩盤の応力分布図をタムからの支圧、モーメント、剪断力によって求め、基礎内主応力 10 kg/cm^2 以上の範囲についてトンネルによる膜状置換を行う($V=7,000\text{ m}^3$)。F断戸は、河床から右岸堤体趾部を通るもので中4m程度、範囲が狭いため契作用によって力を受けるものとし、施工は直径 $10\times 11\text{ m}$ 楕円筒状に深さ16m掘り下げ置換えた($V=1,500\text{ m}^3$)。A断戸は左岸タムアバット面に平行したものでG断戸と同じ様な位置にあるが、両岩は比較的堅硬なので、置換コンクリートによるストラット、ジベル作用を検討し、横坑及斜坑により処理した($V=500\text{ m}^3$)。その他止水のための置換、旧鉦山止水工が数ヶ所で行なわれているが省略する。これら断戸の周辺は勿論ゲラウト工により補助的に補強されるのであってその数量は相当量になる。本体ゲラウトを含めたボーリング全延長は87,000mを計画している。

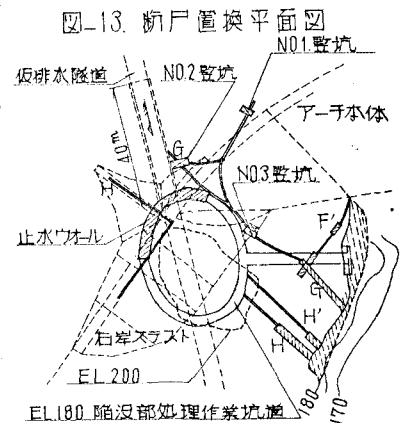
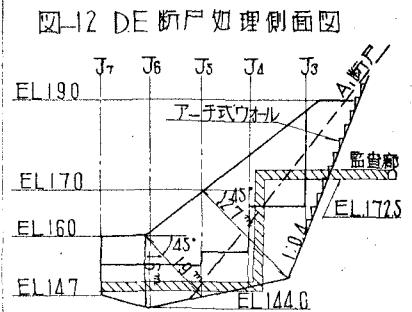


図-14. G断戸置換断面図

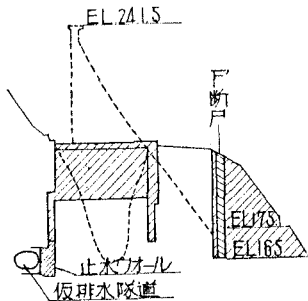
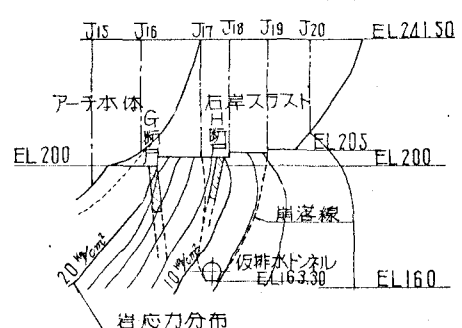


図-15. GH断戸陥没部展開図



3. あとがき

湯田谷の基礎地質は、花崗岩という名に似つかない様な軟弱帯の分布が広く、それに対し思い切った置換処理を行った上にアーチ本体を乗せなければならなかった。その置換範囲をいかにして合理的に見いだすかについて関係者は非常な苦心をした。それは現在、基礎地盤の性状の解明が十分に出来ない事、更に複雑な基礎力学的検討が適切に与えられないという事から、検討に対する判断がむづかしかったからである。この方面の今後の発展に期待したい。

終りに計画立案のために苦勞した部内関係者は勿論多大の御援助を戴いた建設省土木研究所、建設技術研究所の方々に深く感謝の意を表します

図-16. A断戸置換断面図

