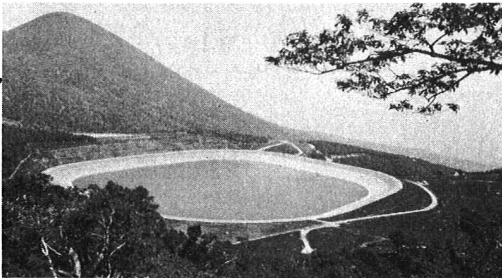


沼原ダムの火山礫層について

1. まえがき

沼原ダムは、昭和 40 年代後半の高度経済成長に伴う、電力需要の急増に対処すべく、首都圏の近傍に計画された沼原揚水発電所の上池をなすものである。本計画は、那珂川本流に計画された農林省の深山ダムを下池とし第四紀の火山地形を利用し、水圧管路を含む全延長が、約 2.8 km という短い水路で最高落差 517m、出力 67万5 千 kW を得る純揚水発電計画であり、地形的には、揚水発電所として有利な条件に恵まれたものである。反面、上池は第四紀の火山である那須岳の西麓の火山台地に位置し、火山噴出物を 4340,000m³掘削し、その含水比の高い材料で 1273,000m³（うち火山礫材料は 659,000m³）の築堤をするという条件を克服しなければならなかった。上池の設計は表面アスファルトしや水壁型フィルダム（しや水面積 197,000m²）、法勾配 1：2.5、最大盛立高 38 m、最深部 55 m の全く人工的なプールとなった。この上池の地質を構成する火山噴出物は安山岩熔岩、火山礫層を主体とし、火山の噴出時に堰止められ形成された局地的な湖成層や降下火山灰であるローム層を含む複雑、不均質、かつ不連続な地質であり、調査、設計、施工の各段階において、多くの難しい問題があった。



2. 地質構造の解明と土質試験

地質調査は、ボーリングを中心に行い、第一次の定性的な調査により概略の地質構造を把握し、第二次、第三次のボーリング位置、深度を決定した。同時に立坑 2 本とトレンチを行い、載荷、C B R、標準貫入、現場密度等の現位置試験、比重、含水比、アッターベルク、粒度等の物理試験、不かく乱試料による一面せん断、三軸せん断、一軸圧縮、圧密等の試験を行った。これらの結果により、沼原の地質構造および各地層毎の土質材料もしくは基礎としての強度等が把握され、具体的な設計の基礎資料となった。結果を要約すると、

ⅰ) 上池の層序は、表土、ローム層、火山灰質砂礫層、上部火山礫層、上部湖成層、下部火山礫層、安山岩熔岩層、下部湖成層、下部火山礫層となっている。

ⅱ) ダム基礎としては、上部火山礫層、下部火山礫層、安山岩熔岩層は十分信頼できるものである。

ⅲ) 盛立材料には、上部火山礫、下部火山礫が考えられるが、共に含水比が高い。

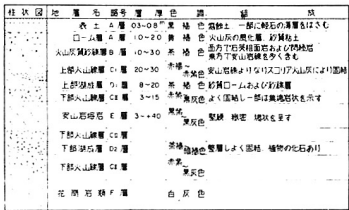
ⅳ) 安山岩熔岩は、東より西へ向って、ゆるやかに傾斜し(1：10)取水口付近でかなり急傾斜(1：5.5)となっている。厚さは南北ほぼ同じであり取水口付近が最も厚く(+40m)東へ行く程うすくなっている。

V) 上部湖成層は、礫を含む所も多いが細粒部分もあり、その圧密沈下、せん断強度等について、さらに検討が必要である。

表-1 上池地質調査工事一覧

施工年度	工事種別	数量	延長	内 容
昭和 42 年	ボーリング (第一次)	8 本	248m	地質調査
	トレンチ	2 本	30m	地質調査
	地質探査	3 測線	2,600m	地質調査
昭和 43 年	ボーリング (第二次)	10 本	727m	地質調査および透水試験
	ボーリング (第三次)	16 本	731m	地質調査および透水試験
	トレンチ	4 本	225m	地質調査および土質調査
	立 坑	2 本	22m	地質および土質調査
昭和 44 年	ボーリング (第四次)	12 本	642m	安山岩熔岩の分布範囲追跡
	ボーリング (第五次)	4 本	84m	透水試験孔、シートバイル深度決定
	ボーリング (第六次)	16 本	425m	浸透透水試験、K K T、火山礫グラウト
	ボーリング (第七次)	14 本	200m	浸透透水試験
	ボーリング (第八次)	7 本	235m	浸透載荷試験
	立 坑	4 本	63m	土質材料、現位置試験
	トレンチ	3 本	145.5m	土質材料、現位置試験
	地質探査	3 測線	2,600m	
総 計	ボーリング	91 本	3,292m	—
	立 坑	6 本	85m	—
	トレンチ	9 本	370.5m	—
	地質探査	3 測線	2,600m	—

図-1 上池の模式柱状図

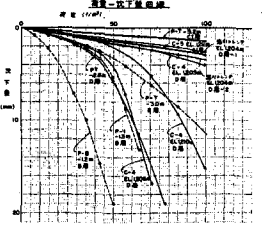


第四次から第八次までの調査は、具体的な設計に合せ、必要な地点で各種調査を追加して行った。すなわち、池の容量より、上池の底面は安山岩熔岩層の上盤につける設計となり、その岩盤等高線作成のためのボーリング孔の追加、上池掘削時の湧水量想定のための注入法および揚水法による透水試験、“沼原湿原”の水位保持のためのシートパイル深度決定のための浅層透水試験、深層透水試験、立坑、トレンチの追加と各層（特に湖成層）の載荷等の現位置試験、土質試料の採取と室内試験の追加、湖成層の平面的な強度の変化を追跡確認するためのボーリング孔による深層載荷およびKKTによるK値測定とその対比、火山礫のグラウト試験、また冬期には現場での凍上試験を行った。火山噴出物の不均質、不連続な地質はボーリング孔間の対比を難しくさせ、かつ物性値についても立坑等において実際に試験できる地点は限られ面的な対比はボーリングを手懸りに行われなければならなかったためボーリングコアの鑑定は入念かつ細心に行われなければならなかった。これらを総合し、最終的な基礎資料とした。

3. 火山礫層の基礎としての性質

図-2 荷重-沈下量曲線

載荷試験における荷重-沈下量曲線(図-2)を見ると、B層(火山灰質砂礫層)とD層(上部湖成層)のシルト卓越層では明確な破壊荷重は得られないが、最も折曲る点を取り降伏荷重とした。それによるとB層では礫を含む部分で $40\text{ton/m}^2 \sim 48\text{ton/m}^2$ となり、その沈下量は $3.0\text{mm} \sim 3.2\text{mm}$ である。D層では礫を含むもので $125\text{ton/m}^2 \sim 133\text{ton/m}^2$ となり、その沈下量は $3.7\text{mm} \sim 4.7\text{mm}$ で、砂まじりシルトの部分では $32 \sim 53\text{ton/m}^2$ 、 $2.0 \sim 2.9\text{mm}$ となっている。これに対しC_I層およびC_{II}層では、ほぼ直線的な関係を示し、試験時の最大荷重 $155\text{ton/m}^2 \sim 198\text{ton/m}^2$ の範囲では降伏点は見せない。この部分を弾性的と考え、静弾性係数を算出すると、C_I層で $1100\text{Kg/cm}^2 \sim 1250\text{Kg/cm}^2$ 、C_{II}層で $1500\text{Kg/cm}^2 \sim 2500\text{Kg/cm}^2$ の値となっている。



一面せん断試験においては、非排水圧密→せん断と非排水圧密→排水圧密→せん断の二種類で行った。その結果、B層、D層は圧密による強度増加が見られたがC_I層、C_{II}層には認められなかった。これらは、よく固結しており圧密が期待できぬもので当然であろう。B層においては $C = 0.55 \sim 1.3\text{Kg/cm}^2$ 、 $\phi = 16^\circ 58' \sim 20^\circ 36'$ 、C_I層で $C = 0.3 \sim 1.5\text{Kg/cm}^2$ 、 $\phi = 21^\circ 48' \sim 36^\circ 53'$ 、C_{II}層で $C = 2.25 \sim 2.75\text{Kg/cm}^2$ 、 $\phi = 27^\circ 30' \sim 29^\circ 54'$ 、D層で $C = 2.0\text{Kg/cm}^2$ 、 $\phi = 18^\circ 47'$ 、礫質の部分で $C = 1.4\text{Kg/cm}^2$ 、 $\phi = 27^\circ 31'$ となっている。

三軸せん断は試料の整形可能なシルト質なD層について行ったが、非排水圧密時およびせん断時の間隙圧について見ると側圧が 6Kg/cm^2 付近までは $40 \sim 50\%$ であり、側圧が 8Kg/cm^2 で 94% で 7.5Kg/cm^2 となっており、側圧 6Kg/cm^2 付近より急増することより、この付近の荷重で降伏することを示していると思われた。同一地点における他の試験での降伏荷重は載荷試験で 4.3Kg/cm^2 、圧密試験で 5.6Kg/cm^2 (先行荷重)となっている。有効応力で処理した場合 $24^\circ 37'$ となるが、この値は地質内部の最大主応力が 6Kg/cm^2 以下の場合に限って適用できるものと考えた。圧密試験の結果では、B層で先行荷重 $P_0 = 2.6 \sim 3.9\text{Kg/cm}^2$ 、圧縮指数 $C_c = 0.30 \sim 0.35$ 、D層で $P_0 = 2.9 \sim 5.6\text{Kg/cm}^2$ 、 $C_c = 0.96 \sim 1.34$ 、C_I層で $C_c = 0.08 \sim 0.18$ 、C_{II}層で $C_c = 0.29$ (この値はやや大きすぎる)である。

初期間隙比と設計荷重における間隙比から沈下量を算出したが、C_I層では載荷試験からの値の4倍、D層については2.7倍となり10mあたりの沈下量はC_I層 $14.8\text{cm} \sim 32.1\text{cm}$ 、C_{II}層で 18.9cm 、D層で 20.5cm と計算された。後述するように湯川のダム基礎の沈下量の実測では、16m間で 9.3cm で安定しており、これは10mにつき 5.81cm の値となり載荷試験と圧密試験からの算出値の中間にあり、むしろ前者の値に近い。

設計において問題になったのは湖成層であり、特にシルト質の湖成層は、各種降伏荷重が小さく、その分布状態を明確にし、かつ物性値を対比させる必要があり追跡のためのボーリング、および孔内載荷およびKKTによるK値測定により対比を試みた。幸いなことに細粒な湖成層は、掘削の中心である池の中央部に分布し周辺で礫質となっており、設計値を確保できた。B層については、表面にあり軟弱部は掘削除去することで施工に臨んだ。施工中の地盤強度の判定は、実際の掘削箇所では載荷試験、せん断試験等を行うのが望しいが、掘削の速さや反力のことを考えると不可能であり、種々の対比方法について検討を行った。N値、コーン指数、ペーンせん断、ブロック貫入等を試みたがいづれも汎用できず、また対比も難しかった。

しかしながらCBR値(%)について検討した結果、各種地層の強度を区別出来、内部摩擦角との対比も良好であることが判った。図-3、図-4に圧縮率および沈下量との関係を示す。CBR15以下では、圧縮率、沈下量ともに大きくなる。各垂直応力におけるせん断応力とCBRの関係より、設計値の1.25

図-5 地層別CBR値

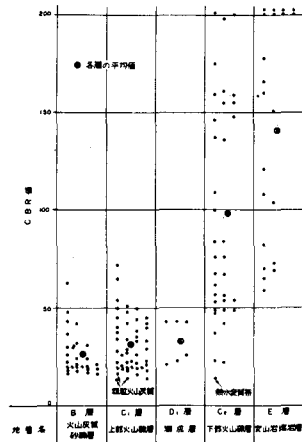
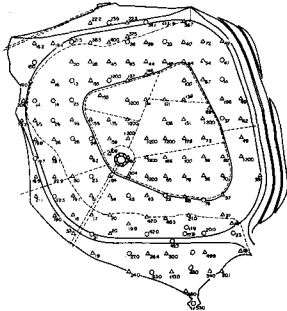


図-6 CBR値実績



倍を管理値とし各層におけるCBR基準値を決め、その値を下まわる場合は、その位置より不かく乱試料を採取し、一面せん断試験を行い、確認することとした。CBR試験は2,000 m² (約45×45 m) に1回、管理値を下まわらない場合でも10,000 m² (100×100 m)

に1回はせん断試験を行い、その基準値に合格するものとした。実際の施工においては、心配された湖成層も、ダム基礎となる部分では、礫質であり、下部火山礫は予想以上の強度を示した。図-5、図-6、に管理試験実施位置とCBR実測値、および各層のCBR値を示す。

4. 掘削および盛立材料としての火山礫層

B層およびD層は軟質であったが、C_I層およびC_{II}層は、よく固結していた。特にC_{II}層は、D-8クラスのブルドーザでもリッパー不可能であり大型ショベル(150 B)でも掘削できず火薬を使用せねばならなかった。

所がこれらの材料も一度乱されると、ブル押しや大型ダンプの走行によるこね返しにより強度が低下し極度のトラフィカビリティ低下をきたした。ダム盛立材料としては、上部火山礫および下部火山礫を使用せざるを得なかったが、いづれも含水比が高く、乾燥密度が小さく間隙比も大きく、その間隙の大部分は水で飽和されており飽和度90%以上の材料も珍しくなかった。図-7に不かく乱試料の自然含水比と乾燥密度を示した。土粒子の比重は2.65~2.93とバラつくが2.72~2.75が大半を占めた。S_rとの関係を見るためG=2.75の各S_r曲線を入れた。このような湿潤な地盤および材料のため、切羽での重機類の足場、運搬道路、また盛立面へのダンプの進入等についてトラフィカビリティを確保する手段として種々検討したが敷砂利以外有効な手段は見出せなかった。敷砂利も、細粒なものではなく、 $\phi 30 \sim 50$ cmもの礫を多く含み、かつ厚さも少なくとも、50 cm以上なければ、たちまち泥寧化してしまい連続走行には、耐えなかった。ダム盛立に対しても、同様であり播出厚さ、転圧方法等について4回にわたり大規模な転圧試験を行った。この結果、火山礫材料を単独で使用することは困難であり、砂礫材料(那珂川産、トンネル崩り、原石山)と互層にしなければならない事が判った。アスファルトの基礎となる池側は、火山礫と砂礫を40 cmの互層とし、外側は火山礫3 m毎に砂礫材料を50 cm敷込むことに設計変更した。このような飽和度の大きな材料は、ブルドーザ等の転圧でも容易に締めかため百分率で90%を越えむしろ過転圧に注意したが反面、圧密沈下と間隙水圧の発生が心配された。しかしながら実際には砂礫を互層に敷込むことに

図-3 CBR値と圧縮率

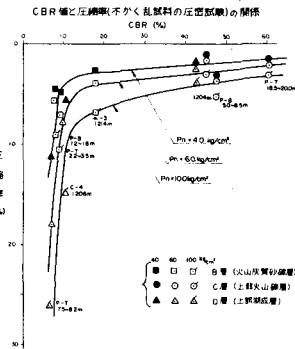


図-4 CBR値と沈下量

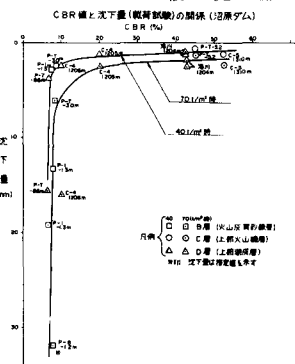
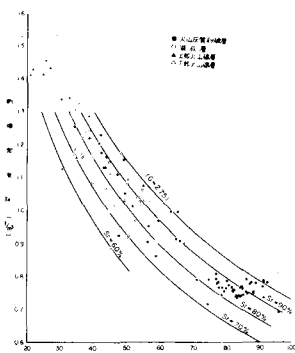


図-7 乾燥密度と含水比



より排水が促進され、早期の間隙水圧の消散と圧密の効果が期待できるメリットをもたらした。排水経路と間隙水圧の消散について、当時の沼原建設所次長川嶋登紀衛氏の詳細な論文がある（“ロックフィルダム の施工管理について”日本大ダム会議ダム技術講演討論会テキスト，1971. 参照）。また盛立に使用できた火山礫も C_I 層、C_{II} 層のすべてではなく、これらの中でも含水比の低い細粒分の少ない材料を吟味して使用したものである。その撰択および切羽の確保に現場では非常な努力を払った。

沼原ダムの盛立管理試験は、火山礫材料について 372 個所、砂礫材料について 46 点行った。その全平均は火山礫材料で、湿潤密度 1.938，乾燥密度，全体 1.532，-60 mm 1.514，締固め百分率 95.6%，最適含水比との差 -60 mm，+0.77%，含水比，全体 25.5%，-60 mm 26.0%であった。

5. ダム基礎および堤体部の挙動

最も盛立高の大きい湯川における層別沈下計および湖成層に入れた連続沈下計の挙動を図-8，図-9，に示す。層別沈下計の最深部の測点は長さ 22 m のボーリングを行い池の底面を構成している溶岩層の中に設置し、湖成層を挟むダム基礎 16 m 間の挙動を測定した。堤体部は 3 m 毎に測点を設けた。この基礎部の沈下は盛立に平衡して起り現在までに 9.3 cm の沈下量となり、現在その沈下は止まっている。これは盛立完了時で 7.0 cm で 75.3%，その後沈下を続け 6 ヶ月後で 8.5 cm 91.4%となっている。その後湛水により 8 mm の沈下となっている。また盛立部については現在までの沈下量が 53 cm（全盛立高の 1.4%）となり落着いている。この値は大きいように思われるが、盛立当初からの量であり、盛立完了時で 47.0 cm 88.7% その 6 ヶ月後で 52.7 cm 99.4%と盛立完了後 6 ヶ月で基礎も含め 98.2%の沈下が完了し、湛水およびその後の沈下量は 0.9 cm である。この数値は、アスファルトを舗設した時点ではほとんど沈下が完了していた

図-8 湯川地区 層別沈下量

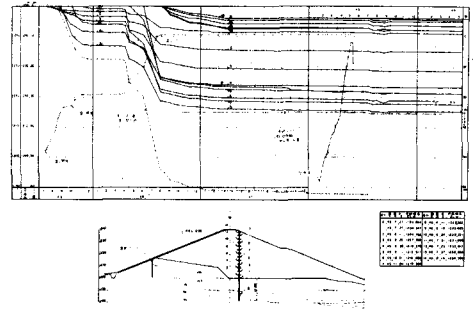


図-9 湖成層の層厚変化

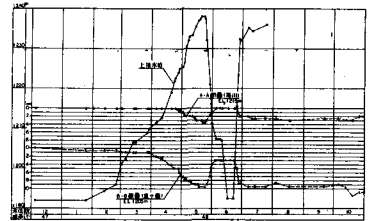
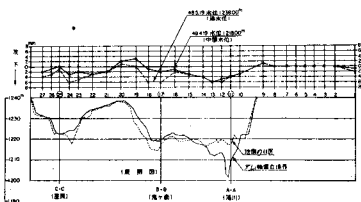


図-10 ダム天端標点の変位



ことを示すものである。また湖成層をはさんで設置した連続沈下計は上池の試験湛水時の充排水の水位に平行するような挙動を示し、その後の毎日の水位変化には圧密沈下の傾向を示した。またダム完成後設置したダム天端の標定点の動きは、試験湛水により図-10，のような動きを示した。これは盛立高と沈下量が見合っており、沈下の傾向が盛立高に平衡していることを示している。

参考文献

- 1) 川嶋登紀衛 “ロックフィルダムの施工管理について”
日本大ダム会議ダム技術講演討論会テキスト，1971年。
- 2) 発電水力 “沼原特集号” No 127，発電水力協会 1973 年。
- 3) 電源開発株式会社土木試験所
土木試験報告 “沼原調整池に関する土質試験（基礎地盤および盛土材料）” および同別冊，1970 年。
- 4) "Numappara Dam embanked, using inferior quality material on foundation of Volcanic Products" by T. Kawashima.
Trans. of the 12th Internat' Cong. on Large Dams, Q.44. R. . Mexico, 1976.

The Foundation and Construction materials of "Numappara storage pond"

founded on Volcanic Products (Feb. 1976)

Makoto Abe

Electric Power Development Company

Summary

1) Electric Power Development Company developed the Numappara Pumped-strage power project in 1973 to supply daytime peak load with generating capacity of 675 MW, in Tochigi Prefc. about 150 km north of Tokyo.

2) One of the characteristics of the storage pond of the project is the geologic condition of its foundation which is composed of Quaternary various eruptive products from "Nasu Volcano".

3) This products mainly consist of andesite lava flow and lapilli, volcanic conglomerate with local volcanic lake deposits.

4) The strage pond was asphalt-faced to its whole basin (total asphalt-faced area amounts to $197,000 \text{ m}^2$) as the foundation has a large permeability ($k = 10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec.}$).

The volcanic products of about $4,300,000 \text{ m}^3$ were excavated away, and about $1,270,000 \text{ m}^3$ of the excavated materials, mainly lapilli, was utilized for embankment work.

5) The lava flow and lapilli had sufficient bearing strength to create the strage pond on it. They were so hard that the explossives were needed in the excavation work.

However when the excavated lapilli was used as fill material it became very soft and easily turned to muddy state, therefor the traficability of large equipments were became inferior at the place of excavation, transportation and banking face.

6) Lapilli materials had high water contents (about $20 \sim 35\%$), small dry density ($1.2 \sim 1.55 \text{ ton/m}^3$) and high degree of saturation.

7) Field filling and compaction tests were carried out at many time. It was easily obtained sufficient relative density, but it couldn't filled up only lapilli materials, so it was decided to embank in alternate layers of gravel material and lapilli material in order to ensure traficability.

8) Before commencement of the actual construction work, it was apprehended that appreciable settlement and high pore pressure might possibly occur, but introduction of such embanking method resulted successfully in the early dissipation of pore pressure and progression of settlement in short time period, to the negation of such apprehension.