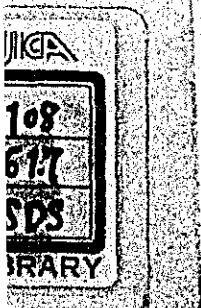


インドネシア共和国

インドネシア国ブランタス河（ウリ ンギ・ダム）アフターケア調査報告書

昭和53年3月

国際協力事業団



国際協力事業団		
受入 月日	'84. 5. 16	2/08
登録No.	04341	16/57
		SDS

は し が き

日本国政府は、インドネシア共和国政府の要請に応え、同国東部ジャワ州のプランタス河上流部ウリンギダムについて、昭和46、47年に実施した同河川水資源開発計画調査のアフターケア調査を行うことを決定し、その調査は国際協力事業団が実施することとなった。

事業団は、建設省土木研究所ダム部長 飯田隆一氏を調査団長とする3名のアフターケア調査団を、昭和53年3月9日から同年3月19日まで現地へ派遣した。

今回のアフターケア調査は、現在施工中のウリンギダムの漏水対策について、インドネシア政府が作成した対策工法について検討すると共に、現地調査を行って、技術的見地から適切な助言を与えることを目的としたものである。

本報告書にもとづき最適なる対策が施され、本件計画が円滑に進められることを期待する。

おわりに、今回調査の実施にあたりご協力いただいたインドネシア国政府、在インドネシア日本大使館ならびに関係各機関に対して厚く御礼申しあげるものである。

昭和53年3月

国際協力事業団
社会開発協力部長
廣 田 孝 夫

目 次

は し が き

第1章 序 文	1
1. アフターケア調査の目的	1
2. 調査団の構成	1
第2章 結論と勧告	2
1. 結 論	2
2. 勧 告	2
第3章 調査内容	3
1. 地 質	3
2. 漏 水	4
2.1 漏水の状況	4
2.2 基礎の浸透流に関する要素	5
2.3 水みちと止水対策	6
3. ダム本体の安全性	7
4. 発電所、余水吐、灌漑用水取水口の安定	9
5. 監視体制	10
6. 水 計 画	11
第4章 海外のダム工事の事故防止に関する所見	12

第 1 章 序 文

1. アフターケア調査の目的

ブラントス河は、流域面積 12,000 Km² のジャワ島第 2 番目の大きな河川で、人口密度が高く、よく耕作された地域を経てスラバヤ市に流れ、マドラ海峡に注いでいる。

雨季には強い雨が降るのでこの流域ではしばしば洪水の被害を受けている。ウリンギ多目的ダム計画は 1973 年の OTCA (現在の JICA) の協力によるブラントス河流域開発計画の一環としてとりあげられたもので、フィジビリティスタディを 1973 年 11 月に終え、1974 年 12 月に OECF による借款が決まった。詳細設計とダム建設工事は 1974 年 6 月に始められた。

工事中に石灰岩を浸透して左岸の余水吐と発電所の掘削ケ所に石灰岩から多量の湧水が生じた。そして、1977 年 10 月 5 日に始めた第一次湛水で現在工事中の発電所水じょく池で予期した以上の漏水が生じた。そこで関係者による漏水の連続した観察と、対策工法の研究がなされてきた。

インドネシア政府は、この問題の解決法を確定するため日本政府に技術調査団の派遣を公式に要請した。

この調査団は、既刊の報告書(参考文献参照)と工事関係者によって準備された資料に基づき、次の検討を行なった。

- 1) ダムならびに付属構造物の安全性の確認
- 2) 対策工法の提案
- 3) 貯水池湛水計画および将来の監視体制に関する勧告

これらは後で述べる本報告のとおりである。

2. 調査団の構成

団 長	飯 田 隆 一	工学博士、建設省土木研究所ダム部長
団 員(ダム)	柴 田 功	建設省中部地方建設局長島ダム工事々務所長
団 員(地質)	三 浦 三 郎	建設省九州地方建設局河川部建設専門官

第 2 章 結 論 と 勧 告

1. 結 論

- 1) ダムおよび付属構造物は現在の水位において充分安全である。
- 2) 「勧告」で述べる対策を行えば貯水位は満水位まで上昇することが可能である。
- 3) 満水位まで貯水位を上昇させるに際しては漏水量、間隙水圧、変位の測定を入念に行い、安全性を確認しつつ 2 段階に分けて行うべきである。

2. 勧 告

- 1) ダム本体に関してはダム本体および基礎の浸透流の解析と堤体の安定解析を再度行う。
もし安定性に不足あるときはダム下流側に押え盛土を行って補強する。
- 2) 発電所については、次の処置を行なうべきである。
 - a) 上流側のカーテングラウトを EL 100 m 以下の深さまで行う。
 - b) Section II のグラウトにより N20°W の方向の溶蝕節理の荒止めを行う。
 - c) 発電所底面に深さ 10~15 m のコンソリデーショングラウトを行い発電所底面の溶蝕節理およびフィッシャーを充分充填する。
 - d) 排水孔を設ける。
- 3) 貯水池に露出する石灰岩は現貯水位以下の既に水没した部分に対しては土砂の高撤きにより、また現貯水位以上のものは難透水材料の撤き出しによって覆う。
- 4) 発電所周辺のグラウトカーテンの補強を行う。

第 3 章 調 査 内 容

1. 地 質

ウリングダム地点の地質の基盤は、新第三紀中新生のものと称される石灰岩 (coral limestone) からなり、これは左岸では露頭するが、河床から右岸にかけては低い位置に分布し、露頭は非常に少ない。即ち右岸側ではこれを 20 m ~ 30 m の厚さで密な火山性堆積物が覆い、さらにルーズな火山性堆積物が 10 m ~ 20 m の厚さで覆っている。河床部では石灰岩の上に直接 20 m ~ 30 m の厚さで河床砂礫層が堆積している。左岸側では石灰岩の上をルーズな火山性堆積物が薄く覆っているが、石灰岩の谷地形のケ所では部分的に厚く分布する。さらに左右岸の台地上を表土層が厚さ数 m で全般的に覆っている。

1) 石 灰 岩

比較的新しい地質時代のさんご礁性石灰岩であり、全般に透水性は高く ($K = 10^{-2} \text{cm/sec}$ のオーダー) ダム本体 (盛土) 及び発電所余水吐の掘削面では主として N20°W の走向でほぼ鉛直な溶蝕 Joint の発達が目立つ。この溶蝕 Joint は地質構造に起因したものであり、この地域に広く存在しているものと考えられる。なお Snowy Mountain Engineering Corporation (SMEC) の報告書では左岸発電所から 800 m 離れた付近にダム軸にほぼ直交する断層が存在し、それが水道となっていると云っているが、その根拠は弾性波探査の 1 測線の異常のみを取り上げたものであり、その後のボーリング調査結果等を考慮すると、その存在は疑しい。

2) 密な火山性堆積物

今回の現地調査では露頭の水没により、直接観察は出来なかったが、既往調査結果によるとこの密な火山性堆積物、安山岩質な凝灰角礫岩、集塊岩質凝灰岩よりなり良く締ったもので、透水性は比較的小さい ($K = 10^{-4} \text{cm/sec}$ のオーダー)。

3) ルーズな火山性堆積物

今回の調査では発電所水じょく池の掘削ケ所及び左右岸の貯水池周辺の露頭で観察出来た。既存調査結果等によれば、この層には安山岩質な凝灰岩及び凝灰角礫岩などの火山性の堆積物と、これらが水成作用を受けて二次的に堆積したものが存在している。一般的には一次堆積物は比較的固結度も良く、難透水性 ($K = 10^{-4} \text{cm/sec}$ のオーダー) であり、二次堆積物は固結度が低く透水性 ($K = 10^{-1} \text{cm/sec}$ のオーダー) である。すなわち、異種な物質が水平に幾層も堆積していることとなる。

4) 河床砂礫

火山起源(安山岩質)の細砂、砂、礫よりなり、粒度の分級化はかなり明確に見られ、礫を主とした層($K = 10^{-1} \text{ cm/sec}$ のオーダー)と砂及び細砂を主とした層($K = 10^{-2} \text{ cm/sec}$ のオーダー)があり、透水性の異なる層がほぼ水平にくり返して堆積している。

5) 表土層

ルーズな火山性堆積物の風化物及び降下火山灰よりなり、左右岸の台地の地表を2~3mの厚さで覆っているローム質な土質が主体となり、一部はダムの不透水コア材にも使用されている。

2. 漏水

2.1 漏水の状況

工事着手前に左岸河床付近(EL 140m土)に2~3 m^3/min の湧水があった。その後発電所の掘削にともなって掘削面から湧水が増えだし、また発電所から約600m離れた井戸の水が枯れた。その後水位EL 155mまで中間たん水したところ、湧水はさらにふえ井戸の水も回復した。

この湧水は河水が著しく濁っているのにもかかわらず澄んでおり、また時間の経過とともに量が減少している。その状況は次表のとおりである。

発電所付近湧水と井戸の水位

日付	水位		石灰石の 露出標高	漏水量	井戸の水位			備考
	貯水池	下流			D ₁	D ₂	D ₃	
5月中旬 76'	m 140	m 140	m 131	m^3/min 30	m	m	m	
7月1日	140	140	127	55	—	—	—	井戸水枯れ
7月中旬	140	140	122	55				
10月中旬	140	140	124	30				
10月5日 77'	144.5	140	126	25				湛水開始
10月6日	155	140	126	30	140	—	138	
10月10日	155	140	126	40	146.6	150.8	149.6	
10月15日	155	140	126	50				
10月20日	155	140	126	55	149.6	152.5	150.6	
10月30日	155	140	126	60	150.3	152.5	150.8	
11月中旬	155	140	126	75				
2月中旬 78'	155	140	126	55				

2.2 基礎の浸透流に関する要素

a) 各地層の透水性

カーテングラウト孔の注入前の水押しの透水係数はルーズな火山性堆積物のほんの一部に $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ が認められるだけで、他は $2 \sim 6 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ となっており、密な火山性堆積物とルーズな火山性堆積物の間に透水性の顕著な差はない。したがって火山性堆積物はダム基礎としては十分満足すべき庶水性をもっていることを示している。これはボーリング孔の孔壁の崩壊はきわめて少なく、火山性堆積物がよく固結していることによっても裏付けられる。

河床砂礫のグラウト前の施工記録では最初に掘ったパイロット孔で $1.3 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ であった。このダムの調査段階の井戸による透水試験では 5 mm 以上 75%、砂 24% で $5.7 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 、5 mm 以上 69%、砂 29% で $2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ の値を示し、ボーリング孔のパッカーによる試験で $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ を示した。残された現場の観察とこれらの記録から考えて河床砂礫は砂礫の部分で $1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 、細粒砂の部分で $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度の層をなしているものと推定される。

また、コアの下に一部河床砂礫を残したが、最初に施工したカーテングラウト外側孔では孔壁崩壊が著るしく難行したが、後に施行した内側孔では孔壁崩壊は少なかったの、グラウトがよく出来たことを示している。しかし、注入材料として用いたアクリルママイドは、急な動水勾配に対して弱いので、そのような動水勾配をかけないようにする必要がある。

石灰岩のグラウト前の水押しテストの透水係数は $K = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 程度の記録が多い。しかし、これは溶蝕節理の部分を除いたもので、溶蝕節理が発達している範囲が広いことが推定されているので全体としては透水性はきわめて大きいことになる。

b) 石灰岩中の溶蝕節理

カーテングラウト工事のボーリング孔のいくつかが空洞に当たっている。これらの空洞ヶ所で数トン/m のセメント注入の記録されているものもあるが、無限に入るのではなく空洞がそんなに大きくないことを示している。しかし空洞の近くでセメント注入量の多いステージがみられるので空洞が断続的につながっているものと推定される。

例えば余水吐直上流の掘削面の石灰岩に N20°W (主ダム軸と 40° の交角) の断層がみられたが、この部分のグラウト孔で空洞に当たっており、断層沿いに溶蝕節理ができ、

それが深くのびていることが示されている。また、発電所の掘削でもこれらの傾向をもつ溶蝕節理をいくつか見出している。

次に左岸の Power station から約 600 m 離れた E.L. 155 土の位置にある井戸の水が発電所の掘削によって枯れたが、この井戸は上述の石灰岩の主な溶蝕節理の方向に一致している。

これらからみて、この卓越した溶蝕節理が石灰岩中の主な水みちとなっている。

c) グラウト=カーテンの深さ

石灰岩中のグラウト=カーテンがやや浅いし、範囲が狭いという意見があるかもしれない。しかし、次節で述べるように工学的判断として、ほぼ妥当なものであると考えられる。

なお、発電所前面のグラウト=カーテンの底は、直下流で行なった掘削深さより高い位置で止まっているので次章で述べる構造物の安定上からみて、追加する必要がある。

2.3 水みちと止水対策

このダムサイトで最も水を通じやすいのは石灰岩であり、中でも左岸上流からダムに向かう方向の $N20^{\circ}W/80^{\circ}W$ の溶蝕節理をもつ割れ目が卓越した透水経路となっている。そしてこの卓越した割れ目は広い範囲に分布していると考えられるべきである。したがってウリソギダム全体としてみると、今問題になっている発電所付近の溶蝕節理より上流側にある溶蝕節理は貯水池に直接つながっているため、主ダムの下に供給される水みちが一番強いことになる。このためダムの安定について再検討しておく必要があるがこれについては次節で述べる。

貯水池から石灰岩中を通ってくる浸透流の水みちを小さくするため通常の工法としてはカーテン グラウトがなされているが、このダムサイトの場合には完全なグラウト カーテンを形成するには著しく深く、かつ民家の井戸のある場所よりもさらに広い範囲に実施する必要があつて工費も膨大となつて実際的ではない。

このダムでは幸いなことに透水性の低い表層土あるいは火山性堆積物があるので水みちの流入部をふさぐため現貯水位以上の石灰岩の露出部にこれを撒きだすとともに、既に貯水された部分の崖でもこれを高撒きするのがよい。これはグラウチングに比して工費もきわめて安くダムの漏水対策としては有益な工法である。

なお、河川水は著しく濁っているが、発電所付近の湧水はよく澄んでいるし、また貯水位上昇後数ヶ月たつと湧水量が減少しているので、河川水中の泥等がつまりつつあることを示している。このようなことから、浸透水の流入部に難透水層を形成することは止水に有効であることを示している。

この透水性の高い石灰岩は、貯水池に露出している部分があるが、左岸尾根の下流および現河床の右岸側で下にもぐり、その上は火山性堆積物等の難透水材料で覆われているので、その中の地下水は水が流れなければ貯水池の水面と同じ水圧をもつことになる。火山性堆積物が厚く覆っている左岸尾根下流には水は流れないので問題がないが、発電所付近では水のおさえとなる火山性堆積物の被りがなく、薄いので水が容易に流れることになる。したがって発電所のまわりで通常の不透水の基礎の場合のような排水孔を配列するのは好ましくない。このため、かなり広い範囲の大きな水みちを小さくしてから、その領域中の圧力水を抜くような排水孔を設けるよう改めた方がよい。

右岸側のダムの下には火山性堆積物が厚く分布している。この火山性堆積物は密なものと同様のものに分類されているが、透水係数の差はほとんどなく、その値も高くないので問題はない。

3. ダム本体の安全性

SMECのReport of Inspection of Wlingi Multi-purpose Projectによるダムの設計に用いられた材料の性質を実際に施工された材料との間に相違があると指摘されているが、この点に関しては既に日本工営(NK)により材料の変更に対応した解析が準備され、その解析に用いられている材料の性質は実際に施工された材料の性質を良く表わしているため問題はない。

しかし、この問題を検討するに当たって特に留意しなければならないのは、

- a) 石灰岩の透水性が高いため、浸透流速が早くなり石灰岩及びその上の河床砂礫あるいは火山性堆積物に材料の流出が生ずる可能性があるか否か
- b) 石灰岩の透水性が高いため設計時に仮定したものよりも高い間隙水圧が生ずる可能性があり、これに対しダムが充分安全であるか。

の2点である。

- a) の問題については前節にも述べた様に左岸上流の石灰岩の露頭からの浸透流の主たる

流路はダム本体の下に来ているにかかわらずダム築堤周辺は火山性堆積物及び河床砂礫に覆われており火山性堆積物は透水係数は小さく、河床砂礫は水平方向には、透水係数は大きい
が鉛直方向には透水係数は、小さいので浸透水の出口はこれら上部堆積物によってふさがれ
た形になっていて浸透流速は小さくなっていると考えられる。これは右岸側で行なわれたラ
ジオアイリトープ試験の結果からも裏付けられている。従って a) の問題については心配
はないと考えられる。

一方、b) の問題については a) の検討に於いても述べた様にダム本体下の溶蝕節理に
沿った浸透流が出口を塞がれた形になっているため、高い揚圧力が働くことになろう。この
点については 堤体下の河床砂礫を残す場合の検討に於いて、浸透流の解析が行なわれてい
るがここで石灰岩の透水係数を 10^{-2} cm/sec 、河床の透水係数を水平方向に $5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 、
鉛直方向に $5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度に仮定して再び解析を行ない、砂礫層間の流速が 2×10^{-2}
 cm/sec 以下であればパイピングに対して安全であり、この間隙水圧に対してダム本体及び下
流の河床堆積層が安全であればダムの安全性は確保されたと言うことができる。

これとは別に堤体内の間隙水圧を現在の間隙水圧の測定結果から推定する方法もある。す
なわちコア直下流の地下水位が上下流の水位に比例して変化すると仮定すると

	上流水位	下流水位	コア直下流の水位
現 状	154.6 m	140 m	143 m
常時満水位	163.5 m	140.8 m	145.3 m
洪水位	164.5 m	144.8 m	148.7 m

とするが、これに多少の余裕をみて常時満水位及び洪水時でコア直下流の地下水位をそれ
ぞれ 147.0 m、150 m と仮定する方法がある。

この2つの方法で安定計算を行ない充分安全であれば、ダム本体は安全であると考えられる。

この計算において河床砂礫の内部マサツ角を $\phi = 33^\circ$ としているが河床砂礫内には粒径の
異なる種々の水平な層が認められ砂シルト分の多い層があり、この部分は強度的に低いので
河床堆積層の平均の内部マサツ角は、 $\phi = 33^\circ$ であるが、安全側にみて $\phi = 28^\circ$ として計算
しておけば良いと考えられる。

この様にして計算されればダムの安全性は充分確保されると考えられ、計算もかなり安全
側の仮定で行なったことになろう。

この様に計算してダムの安全率が不足した場合には何らかの対策が必要となるが SMEO

はリリーフウェルを増加して間隙水圧を低下させることを提案している。しかし

- I) リリーフウェルは石灰岩内の浸透流に出口を与え、流速を早めるので溶蝕を促進することになって好ましくない。
- II) リリーフウェルは動水勾配を強めることになり河床堆積層をグラウトした部分は強度的に弱く、強い動水勾配には耐えられないので好ましくない。

の理由からリリーフウェルの増設は避け、下流側の押え盛土で対処すべきであるとする。

4. 発電所、余水吐、灌漑用水取水口の安定

発電所周辺は最大 $70\text{ m}^3/\text{min}$ の漏水があり問題となっているが、この漏水問題に関しては2節で述べているのでここでは言及しないこととして安定問題に限って述べることにする。

現在発電所周辺で観測されている揚圧力は満水時に設計で仮定した値を上廻る可能性があり、特に上流側で著しい。このために何らかの処置が必要である。先ずこれを検討するために発電所の偏心モーメントを考慮した解析を行ない、各部の垂直応力が揚圧力を上廻ることを確認する解析を行なうべきである。

通常とられる対策はドレイン孔による揚圧力の低減である。しかし現在発電所周辺及び底面には大漏水をもたらす溶蝕節理が当初予想したよりも多く存在しており、このままドレイン孔を設置することはかなりの漏水量の増大を招くことになるので好ましくない。

従ってこの対策としては、

- a) 発電所上流側のグラウトカーテンが残いのでE1 100m程度まで下げるよう追加する。
- b) Seetron II のグラウトを斜方向に適当な間隔で行ない、溶蝕節理などの流速の早い流路の荒止めを行う。
- c) 発電所の基礎および周辺に深さ10～15mにわたってコンソリデーショングラウトを行ない、残存している開口部を充分填充する。
- d) 次にコンソリデーショングラウトで填充した範囲内でドレインを行う。

余水吐については現在の調査では充分安全であると考えられる。

灌漑用水路については、ダム軸のすぐ下流で透水性の高い石灰岩が浅い位置にあるので貯水位を上昇させた場合に、その基礎からの浸透水により揚圧力が上昇する可能性があり、特にSeetron II のグラウチングはこれを助長する可能性がある。したがって灌漑用水路の基礎にはドレイン孔を設け揚圧力を低減する処置が必要であろう。

5. 監視体制

ダムの完成後、湛水するに当って最も重要なことは、ダムの安定性を確認しながら貯水位を上昇させることである。この際の計測として重要なものは、漏水量、間隙水圧、変形の測定である。

これらの計測の特徴と安全性の判定方法について以下に述べる。

1) 漏水量

ダムの安全管理において最も重要な事は、漏水量の観測である。今までに事故のあったダムは、いずれも事故直前に漏水の急増が報告されており漏水量の観測は、ダムの安全性の判定に対し、最も基本的なものである。

漏水量の測定による安全性の判定法は、その量の多少によるのではなく、漏水量が同一の水位において減少または一定であり、出て来た水が澄んでいるときは漏水経路が塞がれつつあるが、一定の状態にあることを示しており、今後とも現在の状態よりよくなるか、同じ状態が続くことを示しているので安定した状態にあることを示しており、ダムは安全であると、判断しうる。

一方、漏水量が同一の水位で増加するとき、又は水が濁っているときは透水経路が拡がって浸蝕流出が進行していることを示しているので、ダムは危険であることを示していると判断せざるをえない。このような基準に従って観測を行ない、安全性の判定を行ないながら湛水を行なうことが重要である。

では、本ダムにおいて漏水量の測定はどのようにして行なうべきであろうか。もちろん、観測出来ない漏水が相当量あるものと思われ、全漏水量の測定は不可能であるが、ダム本体（築堤）についてはリリーフウェルで測定した漏水量がダム本体からの漏水に比例していると見做すことにより管理することができる。

また、発電所周辺については、現在の漏水を可能な限り集水し発電開始後も漏水測定が可能なように測定装置を設けるべきである。

余水吐基礎については堅坑の漏水量を観測出来る施設を設けるべきである。

2) 間隙水圧

ダム本体（築堤）では、コアー直下流の地下水位を測定すればよく、発電所周辺に関しては発電所底面の揚圧力を測定すればよい。堤体内の地下水位の測定はパイプ内水位の水位測定により行ない、発電所底面の揚圧力測定はブルドン管によって行なうのが良い。

3) 変 形

変位測定はダム天端での視準（水平）測量により行なうべきである。

日本ではダム完成後に次の3つの時期に分けている。

第1期（湛水開始後 満水後半年まで）

第2期（第1期後 全現象が安定するまで）

第3期（第2期以降）

第1期は、ダムの安定管理上、最も重要でダムの事故もほとんどのこの時期に生じている。従ってこの時期は、漏水量、間隙水圧の測定は毎日1回とし、変位の測定は、週1回とする。

第2期は、最初の満水から3年間程度であるが、比較的安定した時期で、漏水量、間隙水圧の測定は週1回、変位測定は月1回とする。

第3期は湛水初期に問題となった諸現象は安定し、むしろダムの老化現象が問題となるので漏水量以外の測定は中止し、見廻り点検に重点を行なうべきである。漏水量の測定も月1回でよい。

6. 湛水計画

4節に要約した補修対策を行ない、5節に述べた観測設備を設置し終わった後に貯水位の上昇を開始してもよい。

今後の貯水位の上昇は第1段階として、EL 155mから、EL 160mへ上昇させるというように2段階に行なう。

各段階では、少なくとも1ヶ月間は同一水位に保ち安全性の確認（漏水が濁っていないか、同一水位で増加していないか、間隙水圧が設計値を上廻っていないかを確認すること。）をした後に、次の段階の水位に上昇させるべきである。

第4章 海外のダム工事の事故防止に関する所見

今回、ウリンギダムの漏水対策に従事して、海外のダム工事一般について痛感した所見を以下に述べる。

1. コロンボプランの派遣専門家による工事の各段階（ダム調査の終了時点、詳細設計の終了時点、ダム本体の掘削終了時点、湛水開始前）におけるチェックが必要であること。
2. コロンボプランの派遣専門家により処理困難な問題など高度な技術的判断については、数ヶのダムをまとめて、技術的なチェックを行う調査団を派遣する必要があること。

以上についてより詳しく説明すると

今回のウリンギダムの漏水問題においても、設計者であり、工事監督者である日本工営は真剣に検討を行っていた。しかし、工事の各段階において起り得る事態の予想の中で最も幸運な事態のみを予想し、事後で見ると見落しがあり、より幅のある判断に欠けていた点がなかったとは言えない。

この点はダムの現場にはあり勝な問題で、我が国でも現場技術者が自分のダムに愛着を感じれば感ずる程、起り得る事態を有利な方に解釈し、さらに工費、工期が限られているときは発想も制限されていることは間々見かけることである。

ダムの安全性は極めて重要なので、我が国ではこの点を防ぐために、利水ダムに関しては建設省が工事の各段階に河川管理者としてチェックを行っているし、多目的ダム、治水ダムに対しては本省土木研究所が第三者的なチェックを行っている。

今後、円借款のダム、日本の業者の行う海外のダム工事についても、事故をなくし、国際信用を得るためには、ダム工事の各段階における第三者的なチェックが必要である。

しかし、これらの海外の日本の関係あるダム工事をすべて日本政府の調査団により行うことは困難であるので、とりあえずインドネシアのようにコロンボプランによりダムの専門家が派遣されている所では先ずコロンボプランのダムの専門家の権限を強化し、その国のダム工事の各段階のチェックを行いつつ、その種の専門家をその国人中にも育成するように努めると共に問題を整理し、高度に技術的判断を必要とするダムについては年に一度位調査団を派遣するようにする必要がある。

**REPORT
ON
INSPECTION OF WLINGI MULTIPURPOSE PROJECT**

16 MARCH, 1978

JAPAN INTERNATIONAL CORPORATION AGENCY

CONTENTS

	Page
I. INTRODUCTION	1
II. CONCLUSION AND RECOMMENDATION	3
III. TECHNICAL FINDING	5
1. Geology	5
2. Leakage	8
3. Safety of Dam Embankment	13
4. Stability of Power Station, Spillway and Irrigation Intake	16
5. Monitoring System	18
6. Plan of Reservoir Impounding	21
DOCUMENTS AVAILABLE	22

I. INTRODUCTION

1. Background and Purpose of Aftercare Investigation

The Brantas river is the second large river (with the catchment area 12,000 km²) in the Java Island. The river flows, surrounding the densely populated and highly cultivated area, down to the Surabaya City and pours into the Madura Strait.

This basin frequently suffers from flood damages, since the rainfall intensely takes place in the wet season. The Wlingi Multi-purpose dam project has been formulated as one of the serial projects in the overall development plan of the Brantas river basin framed with an assistance of the OTCA* (JICA** at present) in May 1973. Feasibility study was completed in November 1973, followed by Loan agreement with OECF*** which was made in December 1974. The detail design and the dam construction work were commenced in June 1974. During the construction period, a considerable amount of leakage coming through the limestone at the left bank has been observed at the spillway and the power station sites. The first impounding, started on October 5, 1977, brought much leakage water more than expected at the tailbay of the power station which was still under construction. Then, continuous observation of the leakage and the study of the countermeasure has been carried out by the parties concerned. In this connection, to make surer the solution of this problem, the Indonesian government made official request to the Japanese government the dispatch of the technical inspection mission. This mission aims to make the following studies, based on the existing reports (see "Document Available") and data prepared by the parties concerned with the construction.

Remarks: * Overseas Technical Cooperation Agency
** Japan International Cooperation Agency
*** Overseas Economic Cooperation Fund

- 1) The review on the safety of the dam and the appurtenant structures.
- 2) Proposal of the countermeasures.
- 3) Recommendation on the reservoir impounding plan and the future monitoring system.

2. Mission Organization

Head (Coordinator) : Dr. Ryuichi Iida; Director, Dam Engineering Department, Public Works Research Institute, Ministry of Construction.

Member (Dam) : Mr. Isao Shibata; Director, Nagashima Dam Office, Chuubu Regional Construction Bureau, Ministry of Construction.

Member (Geology) : Mr. Saburo Miura; Senior Engineer, River Department, Kyushu Regional Construction Bureau, Ministry of Construction.

II. CONCLUSION AND RECOMMENDATION

1. Conclusion

- 1) Dam and appurtenant structures are sufficiently safe at the present water level of the reservoir.
- 2) The reservoir level can be raised to its high water level when the countermeasures proposed in the "Recommendation" have been carried into effect.
- 3) Raising of the reservoir level to its high water level should be done in two steps with careful confirmation of the structure's safety by monitoring of the leakage amount, pore pressure and deformation.

2. Recommendation

- 1) Concerning the dam, analysis of seepage flow through the dam and foundation and of dam stability should be performed again with more conservative basis. If the safety of the dam is not sufficient, the dam should be stabilized by embanking counterweight on the downstream slope of the dam.
- 2) Concerning the power station, the following are required.
 - a) Extending curtain grout under the intake of power station down to elevation around 100 m.
 - b) Rough sealing of the dissolved joints having N 20° W strike at the proposed grout Section II.
 - c) Sufficient sealing of the dissolved joints and the fissures under the power station bottom by applying consolidation grout with depth of 10 m.
 - d) Providing drainage system.

- 3) Limestone outcropping in the reservoir area should be blanketed by dumping soil in the area already submerged and by spreading impervious material in the area not submerged yet.
- 4) Grout curtain around the power station should be reinforced.

III. TECHNICAL FINDING

1. Geology

The basement of the geologic formation at the Wlingi dam is composed of coral limestone formed in Miocene in Tertiary which crops out typically at the left bank. It is also developed from the river bed to the right bank underlying volcanic deposits and river deposit.

At the right bank, the limestone is commonly overlain by compact volcanic deposit with a thickness of 20 - 30 meters, and, about it, by loose volcanic deposit with 10 - 20 meter thickness.

At the river bed, alluvial sand and gravel of the river deposit rest directly on the limestone.

At the left bank, the limestone is normally covered with thin loose volcanic deposit, which becomes thicker locally at the sub-surface valley of the eroded limestone surface.

Top soil is widely extended with a few meters in thickness on the upland of both banks.

1) Limestone

The coral limestone, formed in the rather young geologic age, is very pervious (permeability coefficient will be in the order of 10^{-2} cm/sec). At the power station and spillway sites, the limestone has numerous dissolved joints which are almost vertical and extend mainly in the direction of N 20° W in strike. These dissolved joints are presumed to occur commonly in the limestone in this area, as it is considered that they have been formed with the geological structure movement.

It is written in the SMEC* report that a fault, located 800 meters apart from the power station site running in the direction normal to the dam axis, may act as a water path. However, it is very

Remarks: * Snowy Mountains Engineering Cooperation.

difficult to confirm the presence of such fault even by inspecting carefully the recent drilling investigation result in addition to the review of the previous seismic prospecting in which only one profile suggested the fault because of an abrupt change of velocity layers in horizontal direction.

2) Compact volcanic deposit

In this study the compact volcanic deposit could not be observed because of inundation of reservoir water. It has been known by the previous study that the compact volcanic deposit is formed of consolidated andesitic tuff, tuff breccia and volcanic breccia with low permeability (permeability coefficient will be in the order of 10^{-4} cm/sec).

3) Loose volcanic deposit

Loose volcanic deposit was inspected on outcrops at the excavation site for the construction of the power station. According to the inspection result, the loose volcanic deposit is composed of the primary volcanic deposits of andesitic tuff and tuff breccia and the secondary deposits formed by the sedimentary action.

The primary deposits in the loose volcanic deposits are commonly well consolidated and rather impervious (permeability coefficient will be in the order of 10^{-4} cm/sec), however, the secondary deposits are loose and rather pervious (permeability coefficient will be in the order of 10^{-3} cm/sec). This means that the above loose volcanic deposit is formed of the alternation of horizontal layers of various kind in properties.

4) River deposit

The river deposit is composed of well sorted fine sand, sand and gravel of andesitic rock, showing the alternation of fine material beds of silt and sand (permeability coefficient will be in the order of 10^{-3} cm/sec), and coarse material beds of gravel (permeability coefficient will be in the order of 10^{-1} cm/sec). This means that the river deposit is the alternation of horizontal layers with various permeability.

5) Top soil

The top soil of weathered loose volcanic deposit and aerial volcanic ash covers the upland of the both banks of the river with 2 - 3 meter thickness. It is mainly formed of loamy material of soil which is locally used for the impervious core material of the dam embankment.

2. Leakage

1) Condition of leakage

Ground water leakage with an amount of 2 to 3 m³/sec was noticed before the construction was started. Then, following the progress of excavation in the power station, the leakage from the excavated surface increased and the domestic wells located about 650 m apart from the power station site were dried up and, after the reservoir surface is provisionally raised to EL. 155, they recovered again.

The leakage water is still clean despite the river water is very dirty and the amount is decreasing as the time goes. The situation is shown in the following table.

Seepage in the vicinity of power station and water level in the domestic well

	Water level		Excavation level (m)	Seepage amount (m ³ /min)	Water level on downstream well			Remarks
	Reservoir (m)	Downstream (m)			D ₁ (m)	D ₂ (m)	D ₃ (m)	
Mid/May '76	140	140	131	30				
1 Jul.	140	140	127	55	-	-	-	Domestic well dried up
Mid/Jul.	140	140	122	55				
Mid/Oct.	140	140	124	30				
5 Oct. '77	144.5	140	126	25				Impounding started
6 Oct.	155	140	126	30	140	-	138	
10 Oct.	155	140	126	40	146.6	150.8	148.6	
15 Oct.	155	140	126	50				
20 Oct.	155	140	126	55	149.6	152.5	150.6	
30 Oct.	155	140	126	60	150.3	152.5	150.8	
Mid/Nov.	155	140	126	75				
Mid/Feb. '78	155	140	126	55				

2) Factors affecting foundation seepage flow

(a) Permeability of each formation

The water test before injecting the curtain grout holes indicated permeability of $2 -- 6 \times 10^{-4}$ cm/sec for the volcanic deposit except the small parts where the permeability of 1×10^{-3} cm/sec noticed. There is no distinctive difference of permeability between the loose and compact volcanic deposits.

From the above, it is recognized that the volcanic deposits are sufficiently impervious. This is further confirmed by the well consolidated condition of the volcanic deposits, which is proved by the fact that collapse of the bore holes was very seldom.

The pilot holes firstly drilled in the river deposit before grouting performance indicated its permeability of 1.3×10^{-3} cm/sec. The field permeability test using the wells in the investigation stage showed the permeability of 5.7×10^{-2} cm/sec for the deposits composed of gravel over 5 mm size of 75% and sand of 24%, and the permeability of 2.0×10^{-2} cm/sec for the deposits composed of gravel of 69% and sand of 29%. The test by the bore holes using packers showed the permeability of 1×10^{-3} cm/sec. From the inspection on the remaining field condition and these records, it is presumed that the river deposit is the alternation of sand and gravel beds with the permeability of about 1×10^{-1} cm/sec and fine sand beds with that of about 1×10^{-3} cm/sec.

In the outer curtain grout holes first drilled in the river deposit underlying the impervious core, collapses of the bore hole were frequently encountered and this made the operation very hard. But, in the inner holes later provided the hole collapses were infrequent and this suggests the satisfactory performance of grouting. It is required, however, to avoid the sharp hydraulic gradient of seepage flow because the injection material of acrylamide used for grouting is not strong enough for such condition.

Regarding the limestone, many records of the permeability tests conducted before grouting indicated the permeability coefficient of 1×10^{-4} cm/sec. However, since these records do not include those for the parts of dissolved joints which are assumed to widely develop, the permeability of limestone is considered rather high as a whole.

(b) Dissolved joints in the limestone

Caves were indicated in the process of drilling curtain grout holes. Grout take of several tons per meter cement was recorded at some of such caves. The injection amount was not infinite, suggesting the cave not being eminently big. But, rather high cement grout take note was also recorded in the injection stages near the caves, then caves may be connected intermittently.

For instance, a fault with strike N 20° W (40 degree intersectional angle to the main dam axis) was found in the excavated limestone surface just at the upstream of spillway crest. A cave detected in the grout holes at this area, is presumed to be the dissolved joint formed along this fault. Also in the stage of power station excavation, the same trend dissolved joints were found.

Domestic wells located in the left bank at around 650 m from the power station and at elevation around 155 m dried up caused by the excavation of power station. Those wells are located to the same direction of major dissolved joints in the limestone described above.

Through the above facts, it is considered that the dissolved joints in the limestone provide the major leakage path.

(c) Depth of grout curtain

There might be an opinion that the existing grout curtain in the limestone is somewhat shallow in its depth and narrow on its longitudinal width. But as explained on the succeeding paragraph, engineering judgement suggests the existing

one being almost agreeable. But, the bottom level of the grout curtain in front of the power station is now limited above the excavated level for the structure in the power station, then additional curtain is required from the view point of structural stability as described later.

3) Water path and sealing treatment

The limestone will be the most pervious rock at the damsite, in which dissolved joints, running from upstream in the left bank to the dam abutment with N 20° W in strike and 80° W in dip, are to form prominent water paths. Such joints are presumed to be extensively distributed in the limestone.

On the whole site of the Wlingi dam, the greatest water paths are considered to occur under the main dam because the dissolved joints have direct connection to the reservoir, while the similar joints at the power station, in the current problem, exist apart from the reservoir.

The re-examination will, therefore, be required on the stability of the dam. The detail on this matter will be mentioned in the following Section.

In order to reduce the water paths from the reservoir through the limestone, a curtain grout work may commonly be adopted, however, it is not practical for this site to make a complete grouted curtain which is very deep and extensive from the dam abutment over the domestic well site with enormous construction cost.

Fortunately, fine materials of top soil and volcanic deposit occur around the reservoir. It is desirable to spread these fine materials on the outcropping limestone and to dump them on the slope in the reservoir. This treatment will be effective with low cost in comparison with that for the curtain grout work.

Besides, sealing of entrance of seepage with suspended silt in the reservoir water has been indicated by the facts that the leakage water at the power station site is very clean and that

leakage quantity has decreased little by little since the reservoir water rised to the stable level.

This suggests that the formation of such an impervious layer at the entrance of water paths will be effective for the sealing against the seepage.

The permeable limestone crops out in places in the reservoir, however, it underlies impervious volcanic deposit at downstream of the left bank and at the right bank. If ground water could not flow in such volcanic deposit, water table might keep as same as the reservoir water level.

Little quantity of ground water is presumed to flow to the downstream in the left bank, while, it flows rather easily to the power station site where thin volcanic deposit occurs on the limestone.

It is, therefore, unfavourable to install such a drainage system under the power station on the pervious foundation as same as that under the building on the usual impervious foundation.

Instead, it is recommendable on the power station site to reduce the water path in extensive area initially and to install a drainage system, subsequently, for decreasing water pressure in it.

The embankment at the right abutment is underlain by thick volcanic deposits, which are classified into compact volcanic deposit and loose volcanic deposit. It is considered that the volcanic deposit will make no trouble on the dam, because both loose and compact volcanic deposits have low permeability.

3. Safety of Dam Embankment

It is pointed out in the Report of Inspection of Wlingi Multi-purpose Project prepared by SMEC that there are some discrepancies of the embankment material properties between the designed and the actually used. Regarding this matter, the re-analysis corresponding to the actual condition is underway by Nippon Koei (NK) and now no problem is seen since the properties of the used materials fully reflect upon the values used in the present analysis.

However, it is considered necessary to pay particular attention on the following two points.

- a) Possibility of erosion of the limestone as well as overlying river sand gravel and volcanic deposits which could be caused by high seepage velocity due to high permeability of limestone.
- b) Safety of the dam against higher pore pressure than the value assumed in the design which could take place owing to high permeability of the limestone.

As for the problem (a), it is judged that there is no such risk of erosion. Although main seepage flow is coming from the exposed limestone on the left bank through the dissolved joints, the velocity of seepage flow is considered to be low because outlet of such flow is blocked by the less permeable volcanic deposit as well as the river deposit which has far less permeability in the vertical direction than the horizontal. This fact is proved by the result of the radioisotope seepage test conducted on the right bank.

Regarding the problem (b), because as mentioned in the above (a), the outlet of seepage flow through the dissolved joints with caves which comes under the dam body is blocked by the overlying deposits, the uplift pressure would be high in the limestone. The seepage flow analysis has been made in the case of leaving the river deposit treated by grouting. In this connection, it is recommended to make re-analysis assuming the permeability coefficient of around 10^{-2} cm/sec for the limestone and those of the vertical permeability of 5×10^{-3} cm/sec and horizontal permeability of 5×10^{-2} cm/sec for the river deposit. If the resulting flow velocity through the

river deposit is less than 2×10^{-2} cm/sec, the dam is judged safe for piping phenomena. The dam body should also be as safe for the estimated pore pressure.

Separately from the above method, there is another approach to analyze the safety assuming pore pressure with the observation result of the present condition.

In this case, the pore pressure level just downstream of the core is assumed to change proportionately with that of the water level between the upstream and downstream of the dam as shown below.

	Upstream W.L.	Downstream W.L.	Just downstream of core
Present water level	El. 154.6 m	140.0 m	143.0 m
Normal water level	163.5 m	140.8 m	145.3 m
Flood water level	164.5 m	144.8 m	148.7 m

With some allowance, the pore pressure or uplift pressure level just downstream of the core can be assumed as EL. 147.0 m for the normal high water level and EL. 150.0 m for the flood water level.

The stability analysis with the above two methods is desirable to prove the safety of the dam.

In the present analysis, the internal friction angle of the river deposit is assumed at $\phi = 33^\circ$, but, in the actual condition, the various horizontal layers with different particle size are observed. As the layers with much silty sand are also seen and the strength of such layers is comparatively low, it is recommendable to take the conservative value of $\phi = 28^\circ$ rather than the average value of $\phi = 33^\circ$ for the safety sake.

When the above procedures are followed, it is considered that the safety of the dam is fully proved on the fairly conservative basis.

If the safety estimated by such approach falls short, some countermeasures would be necessary. In this respect, SMEC recommended to lower the pore pressure by increasing the number of relief wells.

From the following reasons, however, it is considered better to avoid the increase of the relief wells and instead, to adopt the method of counterweight embankment.

- i) Increase of the relief wells would give more possible outlets of seepage flow through the limestone and accerelate dissolution due to higher velocity.
- ii) Increase of the relief wells would steepen the hydraulic gradients of seepage flow and could endanger the grout curtain provided in the river deposit which is not strong enough for steep hydraulic gradient.

4. Stability of Power Station, Spillway and Irrigation Intake

70 m³/sec leakage water in maximum has been observed at the power station area and this problem leakage water is discussed in the proceeding Section 2. Herein the description will be limited on the stability of structures.

A possibility is noticed that the uplift pressure presently measured at the power station could exceed the assumed design values when the reservoir surface comes up to high water level. This would more eminently take place in the upstream side of the structure. Some measures are considered necessary to overcome this problem. At first, analysis should be made to confirm that the vertical stress at every point of the power house foundation is larger than acting uplift pressure by the analysis with due consideration of eccentric moment of the power station.

Construction of drain system is normal solution for the purpose of decreasing uplift pressure. In this case, many dissolved joints accompanying much leakage water, more than expected, were observed under and around the power station. Therefore, it is considered not preferable to provide drain holes under the present condition which would cause considerable increase of leakage amount.

Such being the situation, the following counter measure is recommended;

- a) Extending curtain grout under the intake of power station down to elevation around 100 m.
- b) Rough sealing of the dissolved joints having N 20° W strike at the proposed grout Section II.
- c) Sufficient sealing of the dissolved joints and fissures under the power station bottom by applying consolidation grout with depth of 10 m.
- d) Providing of drainage system.

The investigation and review made this time indicate that the spillway is sufficiently safe.

As for the irrigation canal, the canal located just in the downstream of the dam axis is underlain with permeable limestone in rather shallow depth, then there is a possibility to increase the uplift to the structure which will be caused by the seepage water through the foundation. Especially, the grouting at the Section II way may expedite the uplift increase. It is required to provide drain holes in the irrigation canal structure to decrease the uplift.

5. Monitoring System

The most important matter, when impounding the reservoir after completion of the dam, is to raise the reservoir level with concurrent checking of the dam safety.

Measurement of the leakage water amount, pore pressure and deformation is considered essential for checking. The following is the explanation of the measurement characteristics and the way of safety judgement.

1) Leakage amount

Monitoring of leakage amount is the most important for safety control of the dam.

Sudden increase of leakage amount has been always reported just before happening of accident in all the cases of dam failures. Judgement of safety by monitoring the leakage amount does not depend on the magnitude itself.

In case the amount is constant or decreasing at a constant reservoir water level and the leakage is clean, it suggests the seepage condition is stable or seepage paths are in the process of sealing.

On the other hand, in case the amount is increasing or the leakage water becomes contaminated at a constant water level enlargement of seepage path, namely the progress of erosion, is suggested. Then the dam is judged dangerous. It is important that the reservoir filling is controlled under the concurrent safety check through such an observation standard as explained above.

Measurement of leakage amount for this dam will be done as explained below.

Though total amount of leakage practically can not be measured, the safety of the dam embankment body can be checked with the assumption that the total amount of leakage through the dam and foundation is proportional to the leakage amount collected to the relief wells.

At the power station area, leakage water should be collected at as many locations as possible and appropriate measuring device

be provided to enable the measurement of the amount after the start of power generation.

Also the measuring device is required to be provided in the vertical shaft for detecting the leakage amount to the spillway foundation.

2) Pore pressure

Pore pressure monitoring for the dam embankment body can be made by observing the ground water table in the pipes built in the just downstream of the core. The same for the power station and its vicinity can be done by uplift measurement at the bottom of power station with the use of Bourdon pipe gauges.

3) Deformation

Measurement of deformation should be done by the alignment transit at the dam crest.

Commonly in Japan the monitoring stage after the dam completion is largely divided on the following three terms,

The first term : Until half year after full impounding

The second term: Until all the phenomena become stable after the first term.

The third term : After the second term.

The first term is the most important period for the dam stability control. Almost of the dam accidents happened in this period, then it is recommendable that the measurement on the leakage amount and pore pressure is done once per day and the deformation measurement is done once per week.

The period of the second term is normally around three years after the first full impounding. In this period the condition is relatively stable, then leakage amount and pore pressure measurements can be limited to once per week and deformation measurement is once per month.

All the phenomena which might have been problem at the initial stage of impounding becomes stable in the third period.

Problem in this period is the deterioration phenomena of the dam, then all the measurements except for leakage amount is not necessary and checking mainly depends on patrolling inspection.

Leakage amount measurement is allowed to decrease to only once per month.

6. Plan of Reservoir Impounding

Reservoir impounding is allowed to start after completing the countermeasures briefed in Section 4 and after installing measuring devices explained in Section 5.

It is recommendable that the impounding will be done to EL.160 m from the present level EL. 155 m at the first step and to HWL 163. 5 m at the second step.

It is also recommended that at each step, the reservoir water level is kept constantly in one month and that checking on the safety (Check on the contamination of the leakage water, on the increase of leakage amount and on the pore pressure exceeding the designed value) be made, then after the succeeding step follows.

DOCUMENTS AVAILABLE

1. Foundation

- 1.1 Report on the Geological Investigation and Construction in the Wlingi First Stage Project. : NKW-204/78
Feb. 18, '78
- 1.2 Wlingi Dam and Power Station Project Geological Investigation Report, Jul. 1964, Nippon Koei Co., Ltd.
- 1.3 Report on Dam Site Seismic Refraction Survey in the Village Tumpang Wlingi East Java, 1973, Department of Mines, Geological Survey of Indonesia.
- 1.4 Report of Geological Investigation on the Wlingi Multipurpose Project, Nov. 1973, Brantas Multipurpose Project.
- 1.5 Report of Additional Geological Investigation on the Wlingi First Stage Project.
- 1.6 Report of Investigation on Geology and Foundation of Wlingi Dam, October 1973, C/P Experts OTCA Japan.

2. Dam

- 2.1 Dam Material Supply in the Wlingi Project : NKW-068/76
Mar. 15, '76
- 2.2 Study on the Zoning of Main Dam in The Wlingi Project : NKW-102/76
Sept. 22, '76
- 2.3 Study on The Partial Cutoff in The River Bed in The Wlingi Project : NKW-111/76
Oct. 15, '76

- 2.4 Stripping and Blanket Construction in The Earth Cutoff of The Wlingi Project : NKW-114/76
Nov. 1, '76
- 2.5 Main Dam Relief Device : NKW-137/77
Mar. 8, '77
- 2.6 Specification on Earth Cutoff Construction Below EL. 140 : Inf. NKW-193/76
Oct. 14, '76
- 2.7 Dam Embankment Control : NKW-149/77
May 24, '77
- 2.8 Field Control Test Data for Main Dam : Inf. NKW-361/78
Mar. 1, '78
- 2.9 Design Drawings
- a. General Plan
 - b. C - 0204
 - c. C - 0207
 - d. C - 0208
3. Spillway & Power Station
- 3.1 Stability Calculation on Spillway weir, Spillway floor block and Power house
- 3.2 Review Report on The Ground Seepage to The Spillway and Power Station after Completion of The Dam in The Wlingi Project : NKW-136/77
Feb. 26, '77
- 3.3 Design Drawings
- a. C - 0301
 - b. C - 0302
 - c. C - 0315
 - d. C - 0317
 - e. C - 0401
 - f. C - 0402

4. Reports after The First Impounding

- 4.1 Report (5) on Inspection and Improvement Works for Seepage Water : NKW-212/78
Mar. 7, '78
- 4.2 Review on Leakage Water/Pore Pressure in Dam and Power Station/Spillway as Mid. Nov. '77, in The Wlingi Project : NKW-185/77
Nov. 28, '77
- 4.3 Study on the Leakage at the Left Abutment of the Wlingi Dam : NKW-203/78
Feb. 14, '78
- 4.4 Radio Isotope Test - Interim Data : by BATAN team
- 4.5 Work Plan of Grout Curtain at the Left Abutment of Power Station of the Wlingi First Stage Project : NKW-210/78
Mar. 3, '78
- 4.6 Report on the Grout Test for Cutoff in the Fissure Seepage : NKW-213/78
Mar. 7, '78
- 4.7 Investigation Plan on the Stability of the Dam in As-built Condition in the Wlingi First Stage Project : NKW-196/78
Jan. 25, '78
- 4.8 Interim Report of Investigation on Zone Property and Pore Pressure in the D/S of the Dam : Inf. NKW-360/78
Mar. 7, '78
- 4.9 Report on Inspection of Wlingi Multipurpose Project, Jan. '78, Snowy Mountains Engineering Corporation : by SMEC

