

パプア・ニューギニア

ブラリ河電力開発計画調査報告書

第五卷 水力発電計画のための地質及び地質工学的調査

昭和52年12月

国際協力事業団

パプア・ニューギニア

プラリ河電力開発計画調査報告書

第五巻 水力発電計画のための地質及び建設材料調査

昭和 52 年 12 月

JICA LIBRARY



1043218[5]

国際協力事業団

本報告書は、次に示す標題の全八巻より構成されている。

- 第一巻 要 約
- 第二巻 水力発電計画
- 第三巻 港湾、工業および都市開発
- 第四巻 工事用道路
- 第五巻 水力発電計画のための地質および建設材料調査
- 第六巻 水力発電計画のための水文調査
- 第七巻 港湾、工業および都市開発一調査資料
- 第八巻 水力発電計画一地質柱状図

国際協力事業団	
受入 月日 '84. 3. 22	206
登録No. 01424	643
	MPN

序 文

Wabo 計画地域は、パプアニューギニア、カルフ・プロビンスの Purari 河にあるパプア湾から上流約 200 Km のところに位置している。

計画地点は Port Moresby の北西約 350 Km のところにある。人口希薄な計画地域は高低のある土地で深い熱帯の密林でおおわれている。計画地域までの交通はボートまたは飛行機を使用する。滑走路を備えた恒久キャンプはダム地点のすぐ下流に建設されている。

Wabo 地点は、1959 年から 1960 年に Commonwealth Aluminium Corporation (CAC) のコンサルティング・エンジニア会社であった Sir William Halcrow & Partners の指示のもとに George Wimpey & Co. Ltd および Keith R. Miles (地質コンサルタント) によって調査された。

1971 年 8 月から 1973 年 3 月の間に、日本工営株式会社 (NK) が、Purari 河の水力発電開発に関し 2 回に亘る調査を実施した。1974 年、Snowy Mountains Engineering Corporation (SMEC) が NK 報告書の見直しを行なった。

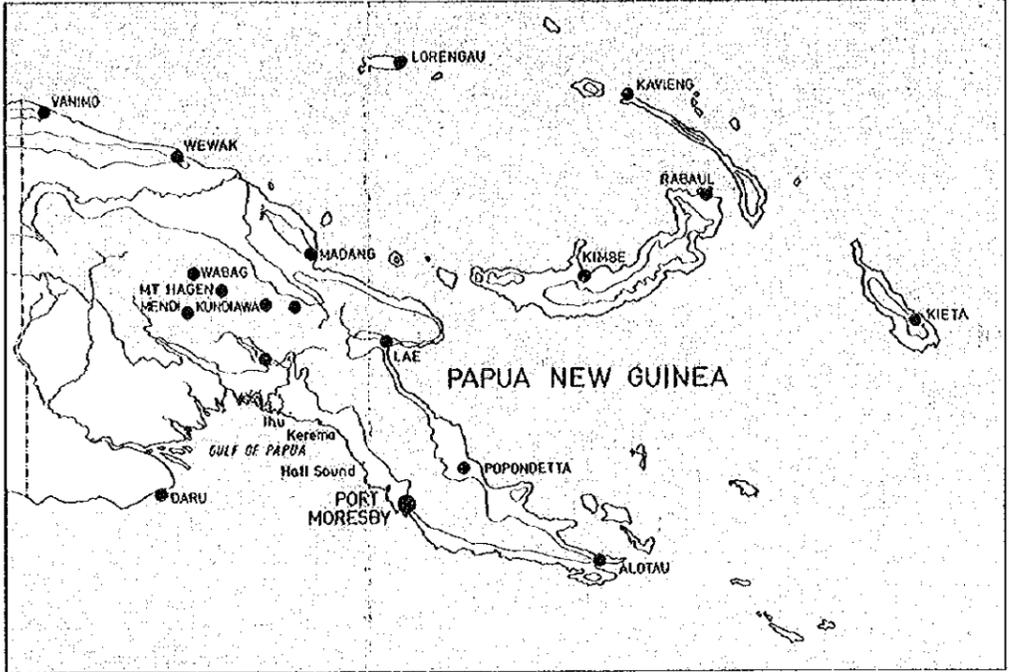
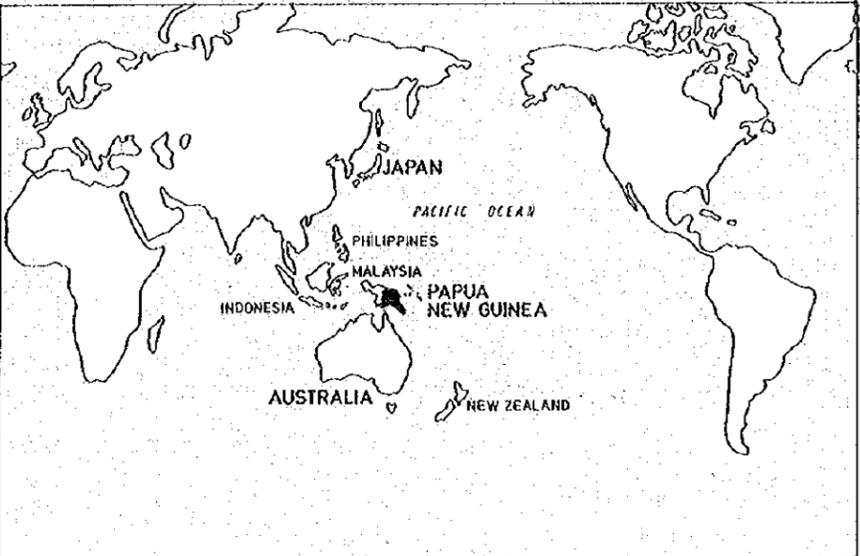
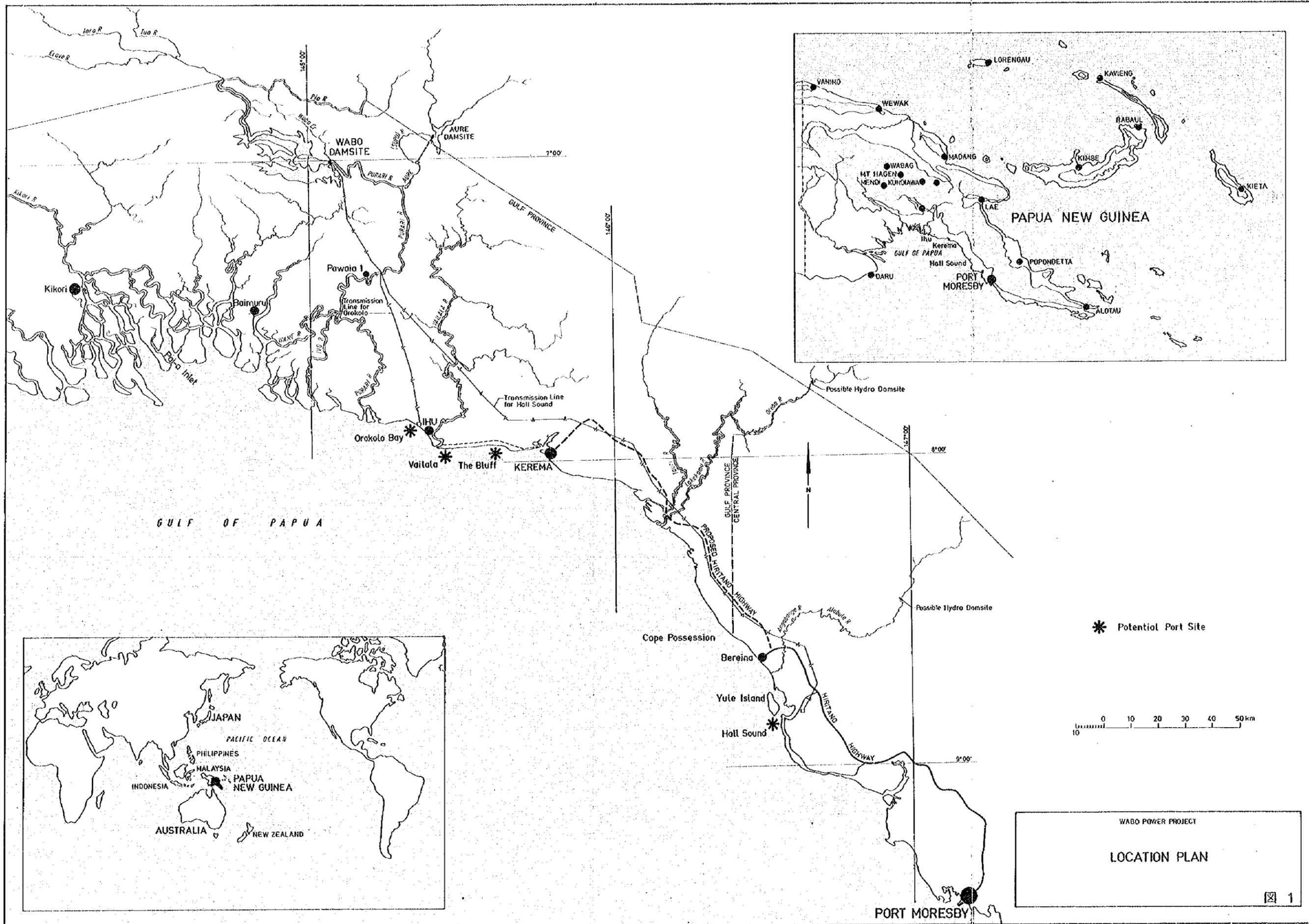
SMEC-NK ジョイント・ベンチャーによる Wabo 地点のフィージビリティ・スタディが行われた。本巻 (第 5 巻) はフィージビリティ・スタディ調査の一部を成すもので、その調査結果は、二部に分けて述べられている。

第 1 部 — 地質調査

第 2 部 — 建設材料調査

水力発電関係の調査については第 2 巻に述べられている。

今回の現地調査期間中、河船の操作並びに維持、密林の伐採、測量業務の補助、食事の用意、宿舎の維持、調査ピット、トレンチ、手動オーガー孔の堀削、及び試験器具、土質試料の運搬等を担当した現地雇用のパプアニューギニアの人々の協力に対し深く感謝の意を表すものである。



全 体 目 次

	頁
序 文	iii
口 絵 (図 1)	iv
添付図一覧表	vi
付録一覧表	x
第 1 部 - 地質調査	1
第 2 部 - 建設材料調査	4 4
図 2 から 図 8 8	
付録 A から L	

添 付 図 一 覧 表

図 番 号	標 題
1	(口絵) 全体計画位置図
第 1 部 一 地 質 調 査	
地質概要	
2	地質概要
3	Wabo 近傍地震活動
主ダム地域	
4	地質平面図
5	地表面下の地質
6	地質構造等高線 UNIT 2 1 基部
7	岩盤等高線
8	地層柱状図
9	地質断面 AA 及び BB 14 の 1
10	地質断面 CC, DD 及び EE 14 の 2
11	地質断面 FF 及び GG 14 の 3
12	地質断面 HH 14 の 4
13	地質断面 II 14 の 5
14	地質断面 JJ 14 の 6
15	地質断面 KK 及び LL 14 の 7
16	地質断面 MM 及び NN 14 の 8
17	地質断面 OO 14 の 9
18	地質断面 PP 14 の 10
19	地質断面 QQ 14 の 11
20	地質断面 RR 14 の 12
21	地質断面 SS 及び TT 14 の 13
22	地質断面 UU 及び VV 14 の 14
23	各種ボーリング孔の概括柱状図
24	トレンチ T201 - T202 の地質柱状図 3 の 1

25	トレンチ T 2 0 3 - T 2 0 7 の地質柱状図	3 の 2
26	トレンチ T 2 0 8 - T 2 1 4 の地質柱状図	3 の 3
27	手動オーガー孔 A 2 0 1 - A 2 3 6 の地質柱状図	
28	弾性波探査・走時曲線図トラバー S 1 - S 6	
29	極図 (Schmidt net) - 節理及び層理面	

副 ダ ム 地 域

30	副ダム1 - 地質平面図	5 の 1
31	副ダム1 - 地質平面図	5 の 2
32	副ダム2 - 地質平面図	5 の 3
33	副ダム3 - 地質平面図	5 の 4
34	非常余水吐及び副ダム4 - 地質平面図	5 の 5
35	副ダム1 - 地質断面	AA 16 の 1
36	副ダム1 - 地質断面	AA及びBB 16 の 2
37	副ダム1 - 地質断面	PWD18+27, PWD23+18及びPWD28 16 の 3
38	副ダム1 - 地質断面	PWD7, PWD10及びPWD15 16 の 4
39	副ダム1 - 地質断面	PWD3, 及びPWD5 16 の 5
40	副ダム1 - 地質断面	PWD30+20, 及びPWD1 16 の 6
41	副ダム1 - 地質断面	PWD35及びPWD32+45 16 の 7
42	副ダム1 - 地質断面	PWD44及びPWD39 16 の 8
43	副ダム2 - 地質断面	CC 16 の 9
44	副ダム2 - 地質断面	PWD58+20, PWD55及びPWD50 16 の 10
45	副ダム2 - 地質断面	PWD72+29, PWD69 及びPWD63 16 の 11
46	副ダム2 - 地質断面	PWD82, PWD78, PWD94 及びPWD87 16 の 12
47	副ダム3 - 地質断面	DD 16 の 13
48	副ダム3 - 地質断面	PWD104+16, PWD100+30 及びPWD98 16 の 14
49	非常余水吐 - 地質断面	EE, NK35, NK32 及びNK29 16 の 15
50	副ダム4 - 地質断面	FF, NK54 及びNK51 16 の 16
51	トレンチ T 1 - T 2 7	地質柱状図 10 の 1
52	トレンチ T 2 8 - T 5 5	地質柱状図 10 の 2
53	トレンチ T 5 6 - T 8 2	地質柱状図 10 の 3
54	トレンチ T 8 3 - T 1 0 9	地質柱状図 10 の 4
55	トレンチ T 1 1 0 - T 1 3 7	地質柱状図 10 の 5
56	トレンチ T 1 3 8 - T 1 7 2	地質柱状図 10 の 6

- 5 7 トレンチ T173 -- T180 地質柱状図 10の7
- 5 8 トレンチ T149 -- T168, T171, T174, T176及びT181 地質柱状図 10の8
- 5 9 トレンチ T30, T116, T119, T130及びT131 10の9
- 6 0 トレンチ T144 -- T148 地質柱状図 10の10
- 6 1 ハンドオーガー孔の地質柱状図
- 6 2 弾性波探査・走時曲線図トラバーSD1
- 6 3 極図 (Schmidt net) -- 層理面

第2部 一 建設材料調査

- 6 4 計画地域 -- 調査地区位置図
- 6 5 調査計画及び掘削柱状図 地形UG11 -- Ure クリーク土取場
- 6 6 調査計画 -- 地形UG13 Upu クリークアースフィル土取場
- 6 7 調査断面及び掘削柱状図 地形UG13 -- Upu クリーク土取場 2の1
- 6 8 調査断面及び掘削柱状図 地形UG13 -- Upu クリーク土取場 2の2
- 6 9 第2回目追跡調査における泥岩の分類
- 7 0 地形UG13 泥岩の走時曲線図及び表示計算
- 7 1 泥岩土取場の土質一般断面図
- 7 2 泥岩土の類別分析
- 7 3 泥岩土の塑性範囲
- 7 4 泥岩土の活動性
- 7 5 泥岩土及び岩の含水範囲
- 7 6 泥岩土の三軸試験 -- 円応力図 -- 整形試料
- 7 7 泥岩土 -- 圧密資料
- 7 8 調査平面及び掘削柱状図
 - 地形UG1 -- 主ダム地点
 - 地形UG17 -- Gleeson 砂利 -- 砂
 - 地形UG16 -- Hou 砂利 -- 砂
- 7 9 調査計画及び掘削柱状図
 - 地形UG18 -- Pide 砂利 -- 砂
 - 地形UG19 -- Kone 砂利 -- 砂
- 8 0 調査計画及び掘削柱状図 -- 地形UG20 -- Umasiai 砂利 -- 砂
- 8 1 砂礫の粒径分布曲線

- 8 2 砂礫の潜在再活動度（化学的方法）
- 8 3 砂礫三軸剪断試験—円応力図
- 8 4 フィルター材料としての砂礫
- 8 5 ランダムフィル材—モールの円応力図—三軸試験
- 8 6 ランダムフィル材の圧密曲線
- 8 7 硬岩採石場の位置と調査
- 8 8 コンクリート試験練り圧縮強度と水・セメント比

付 録 一 覧 表

第 1 部 一 地 質 調 査

付 録	標 題
A	放射性炭素年代測定報告
B	地質編纂図の索引及び補助断面
C	ボーリング柱状図一覧表
D	岩石と土の定義及び化学的風化度
E	UG1-主ダムの基礎 現場並びに室内土質試験結果の概要
F	UG10-副ダムの基礎 現場並びに室内土質試験結果の概要
G	ダイヤモンドボーリングコアの室内試験

第 2 部 一 建 設 材 料 調 査

H	土質統一分類法 (メートル表示)
I	現場並びに室内土質試験結果の概要
J	鉱物学的検討用粘土の3試料 AMDEL 報告書 №MP124/76
K	Purari 河砂利試料に関する岩石分類学的検討結果 George Wimpey & Co. Ltd. ロンドン中央試験所報告

第 1 部 地 質 調 査

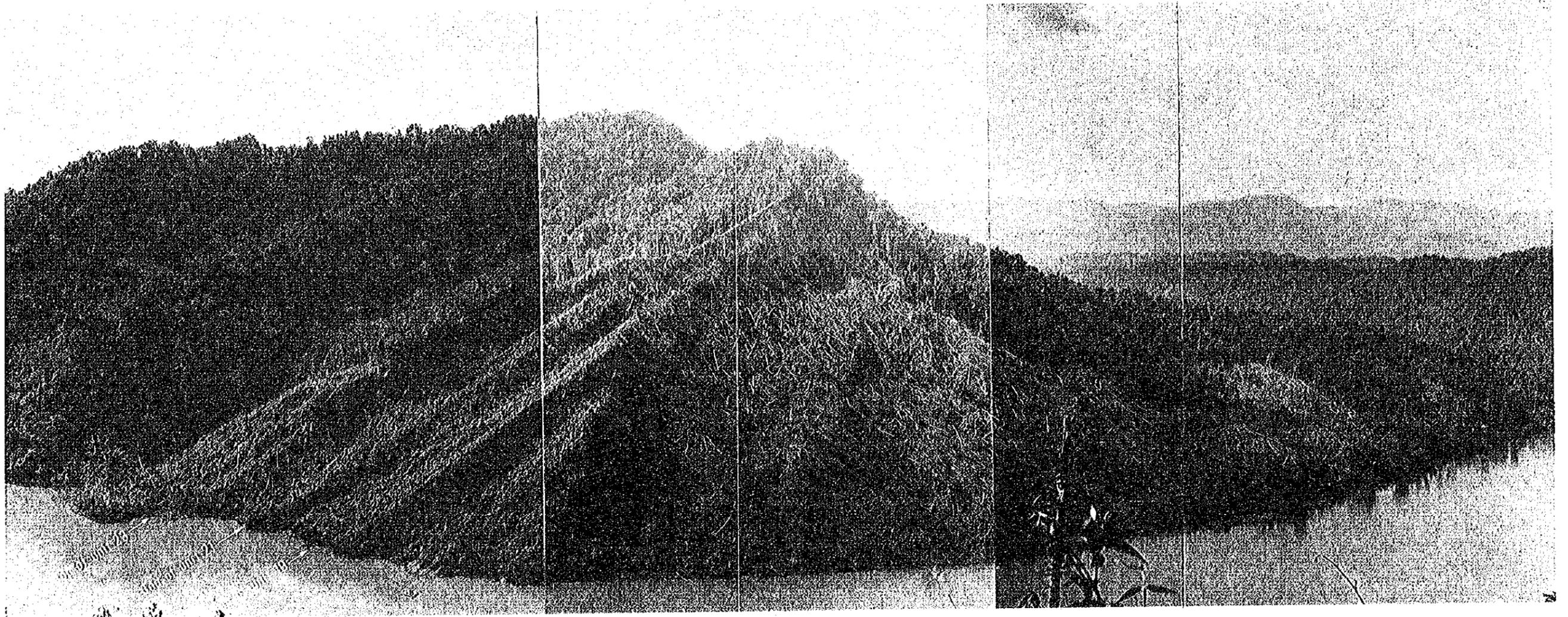
目 次

	頁
写真一覧表	
第1章 緒 言	1
第2章 一般地質	2
2.1 概 要	2
2.2 地 質 名	2
2.3 地質と構造	3
2.4 断 層	4
2.5 地震活動	4
第3章 主ダム及び関連工事	6
3.1 概 要	6
3.2 地 形	6
3.3 調 査	7
3.3.1 地質図	7
3.3.2 ダイヤモンドボーリング	8
3.3.3 パーカッション・ボーリング	9
3.3.4 オーガーボーリング孔	9
3.3.5 トレンチ	9
3.3.6 弾性波屈折トラバース探査	9
3.4 岩石と層	10
3.5 風 化	14
3.6 構 造	15
3.6.1 褶 曲	15
3.6.2 節 理	15
3.6.3 断層及び剪断地帯	16
3.7 地下水及び透水性	16
3.8 斜面安定度	18
3.9 室内試験データ	18
3.10 地質工学的考察	19
3.10.1 主 ダ ム	19

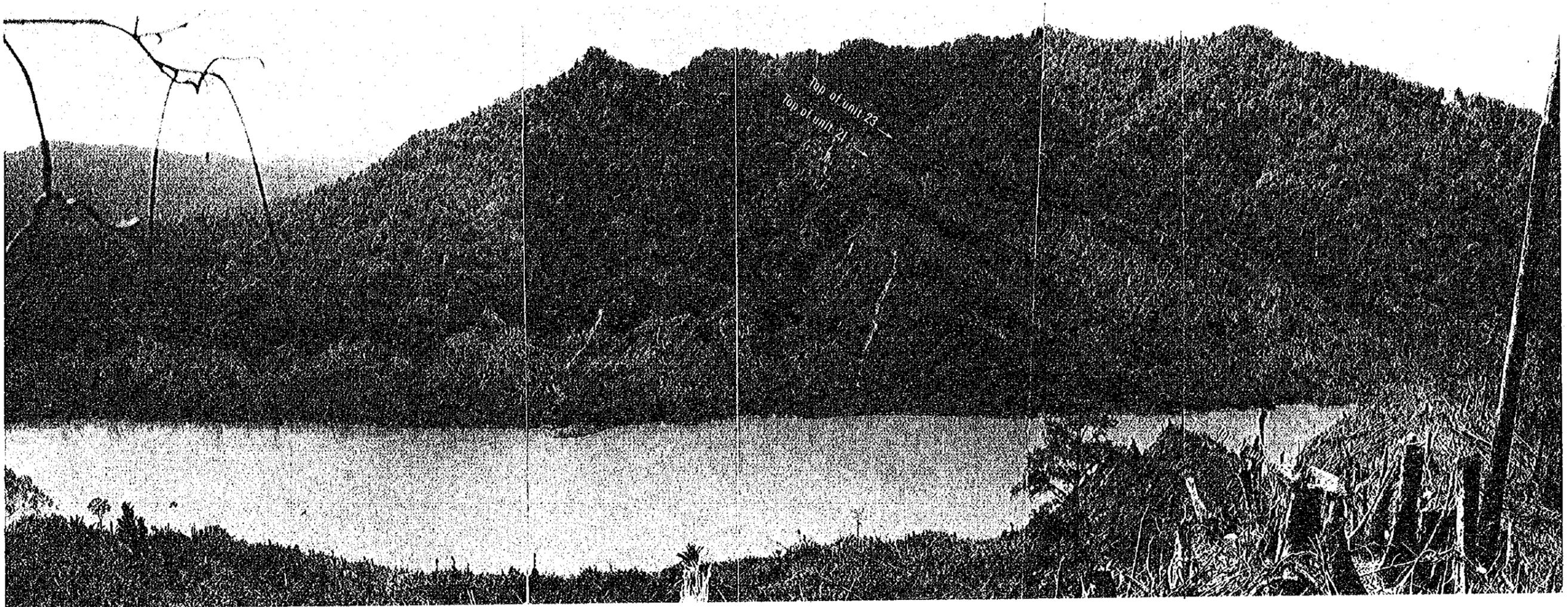
3.1 0.2	取水構造物及び水圧鉄管	23
3.1 0.3	発電所	24
3.1 0.4	余水吐	25
3.1 0.5	仮排水路トンネル	26
3.1 1	勸告	26
第4章	副ダム	28
4.1	概要	28
4.2	地勢	28
4.3	調査	29
4.3.1	地質図作成	29
4.3.2	ダイヤモンドボーリング	30
4.3.3	トレンチ	30
4.3.4	オーガー孔	31
4.3.5	弾性波屈折トラバース探査	31
4.4	岩種別及び形成層	31
4.5	風化	33
4.6	構造	34
4.6.1	褶曲	34
4.6.2	断層及び剪断	34
4.7	地下水及び透水性	35
4.8	斜面安定度	35
4.9	室内試験データ	36
4.1 0	地質工学的考察	36
4.1 1	勸告	38
第5章	Aure計画	39
5.1	調査	39
5.2	地質	39
5.3	建設材料	40
5.4	Aure計画の地質工学的考察	40
5.5	今後の作業に対する勸告	41
第6章	参考文献	42

写 真 一 覧 表

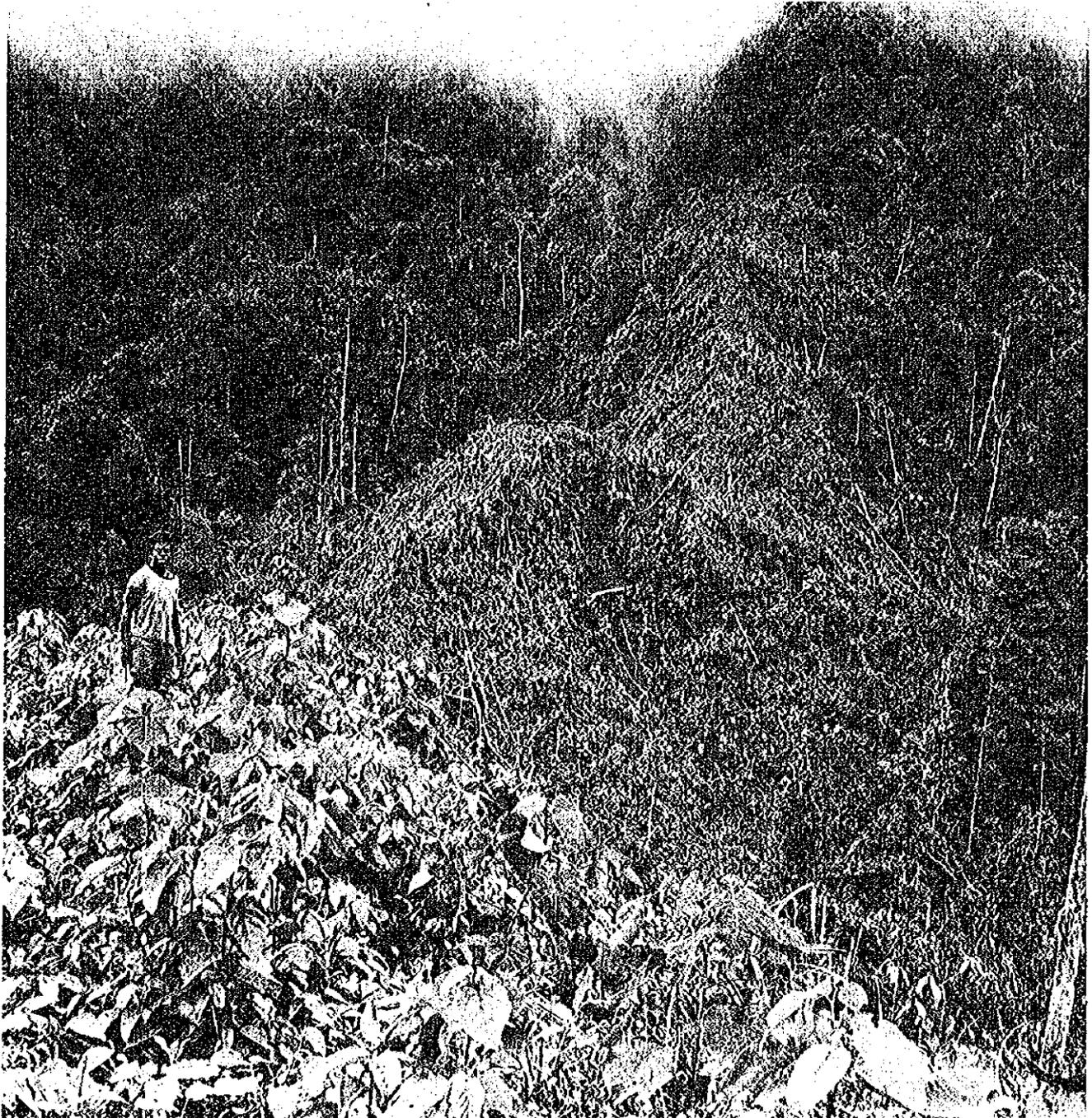
写真番号	標 題
1.	主ダム左岸部及び発電所
2.	主ダム右岸部及び余水吐地域
3.	副ダム1 杭PWD21 から南を見る
4.	副ダム1 杭PWD9 から北のWo r山を見る
5.	副ダム3 杭PWD92 から北東のWo r山及び山頂を見る
6.	副ダム3 杭PWD98 から見た塊状地すべりと思われるもの



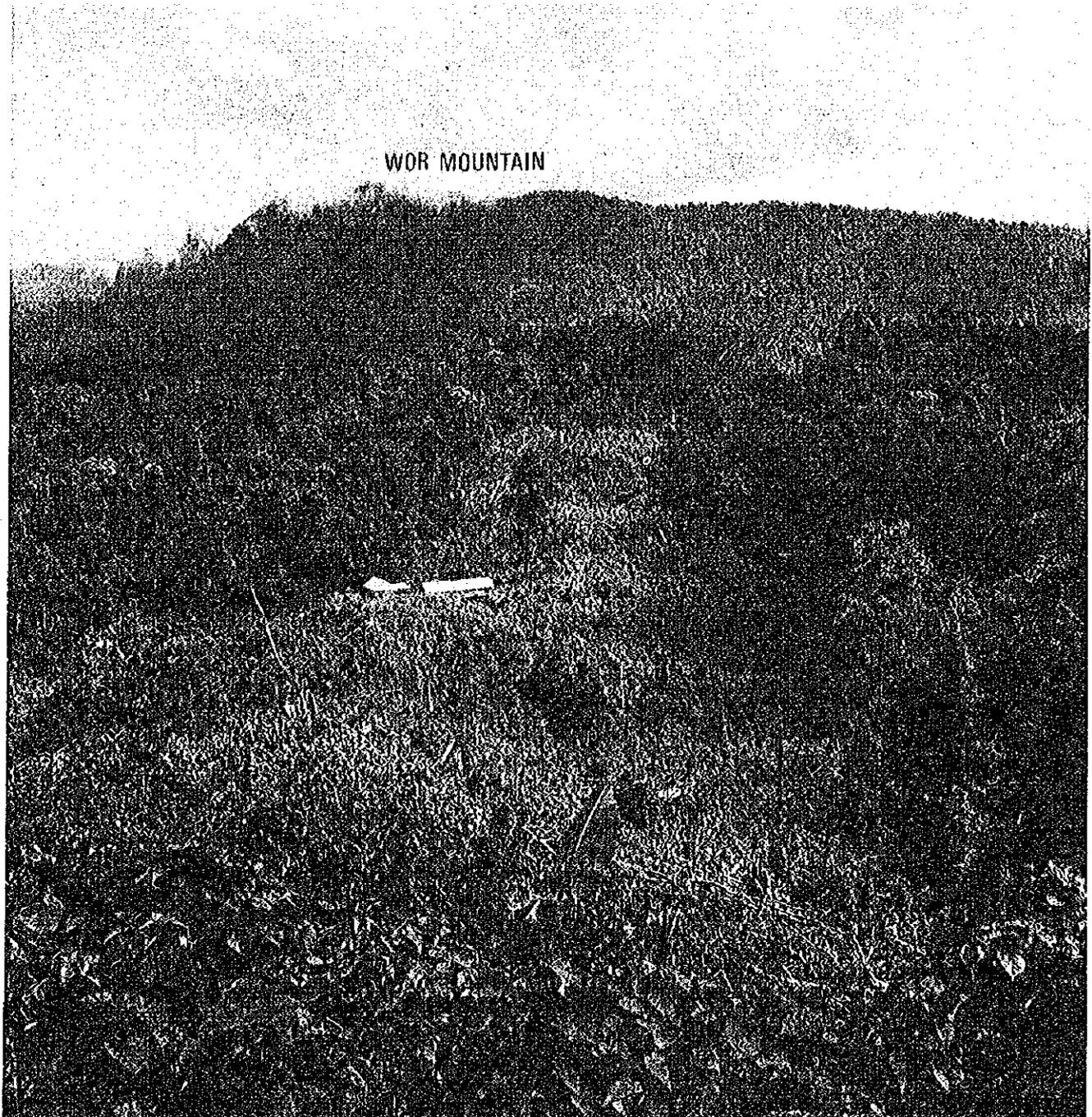
MAIN DAM, LEFT BANK, AND POWER STATION AREA



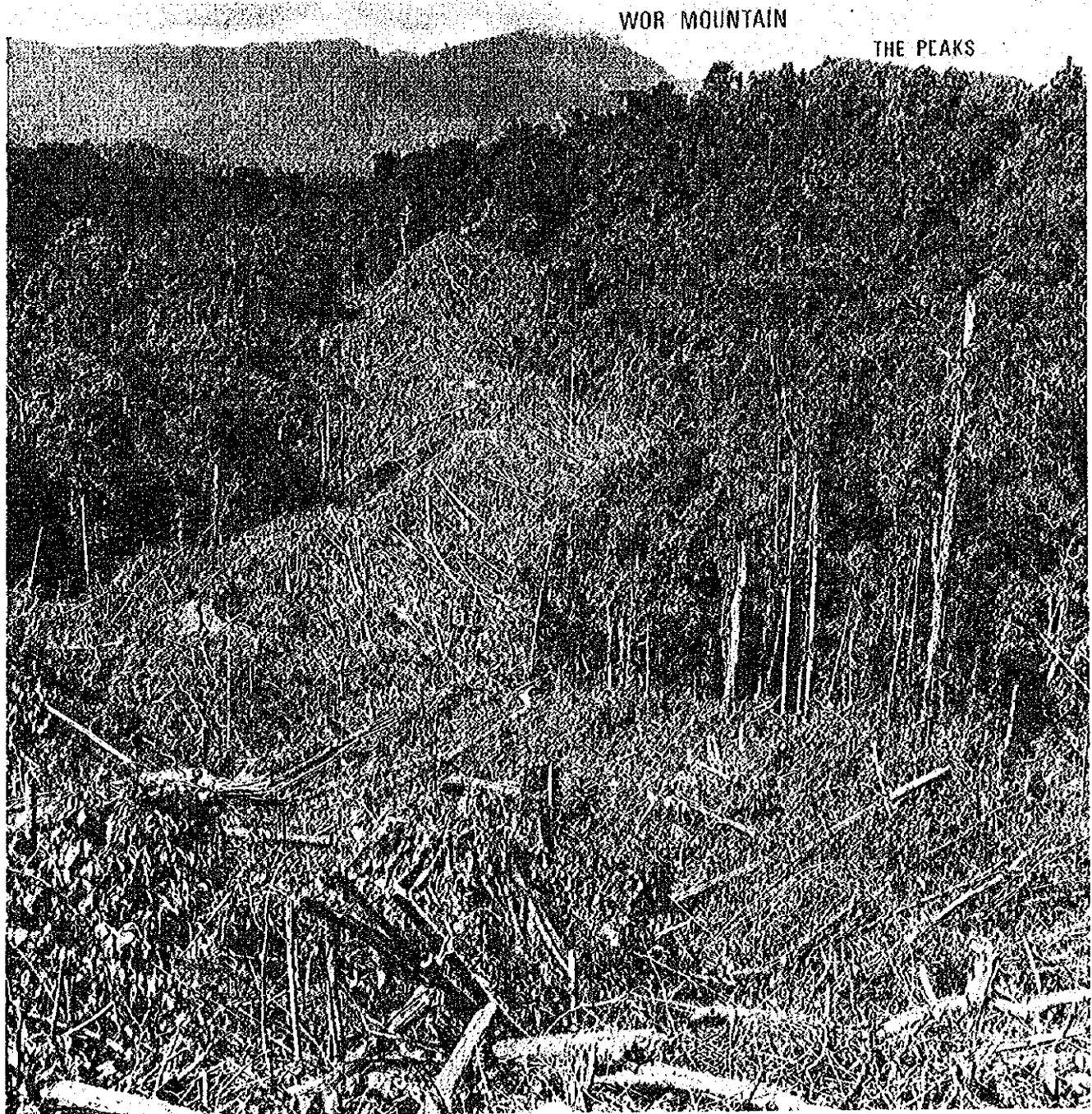
MAIN DAM, RIGHT BANK AND SPILLWAY AREA



SADDLE DAM 1. Looking South from Peg PWD 21



SADDLE DAM 1. Looking North to Wor Mountain from Peg PWD 9



SADDLE DAM 3. Looking North-east to Wor Mountain and The Peaks from Peg PWD 92



SADDLE DAM 3. Probable block slide viewed from Peg PWD 98

第 1 章 緒 言

Wabo 電力開発の計画地点は、Port Moresby の北西約 350 Km、パプア湾に注ぐ Purari 河流域にある。

高低のある人口希薄な計画地域は深い密林でおおわれている。Purari 河は、河口からダムサイトまで約 200 Km の距離があり、更に上流のあるところまでは 100 m までのバージで航行可能である。ダムサイトまでのアクセスはボートまたは飛行機による。滑走路を備えた恒久キャンプがダムサイトのすぐ下流に建設された。

計画は Purari 河を横断するフィルタイプの大ダムをその内容とするが、このダム・サイトは Wabo クリークとの合流点の上流に位置する。ダム堤頂は沖積層の基礎岩盤上約 160 m、Purari 河の水面上約 120 m となる。右岸にはゲート付き余水吐きが、左岸には取水口構造物、地上式水圧鉄管および大発電所で構成する電力施設が設置される。3 本の大口徑仮排水路トンネルも必要とされている。

全長約 3.7 Km の 4 つの副ダム（サドルダム）が主ダムの北西 9 Km に位置する 5.5 Km 長の分水嶺に沿って必要となる。副ダム地点への交通はヘリコプターを使用する。Wabo ダム地点の最初の調査は、Commonwealth Aluminium Corporation の依頼を受けた George Wimpy & Co. Ltd が 1958 年 12 月から 1959 年 11 月の間に行った。この調査には、ダムサイトにおける広範なボーリングと余水吐地点（現在、副ダム #1）でのボーリングとテストピット掘削および室内試験を含む材料試験（Commonwealth Aluminium Corporation 1960）が包含されている。地質図は Dr. Keith R. Miles (1960) によって作成された。その時点では扶壁式ダムが考えられていた。

さらに、ダイヤモンド・ボーリングと室内試験による調査が、1971 年日本工営株式会社（1973）によって実施された。

今回の調査のうち、地質調査は 1975 年 4 月から 1976 年 2 月の間に行われ、地質図作成、ダイヤモンドおよびパーカッション・ボーリング、ハンドオーガー・ボーリング、トレンチ掘削および弾性波探査を含んでいた。今回の調査結果は、以前の調査とともに本報告書に述べられている。

概略地質を Wabo ダム・サイトの下流、Purari 河左岸の支流 Aure 河の水力発電計画地点についても実施した。

今回の作業には港湾建設候補地点および工業開発地点についての地質調査も含まれている。その作業の大部分は、1976 年 1 月から 4 月にかけて行われ、成果は第 7 巻に報告されている。

第 2 章 一般地質

2.1 概 要

貯水地域の一部を除き、主ダムと副ダムを含むWabo計画の大半は、縮尺25万分の1のKarimui地質図(Bureau of Mineral Resources 1974)でカバーされている。計画地域はまた、石油開発会社(The Australian Petroleum Company 1961およびJenkins 1974)によって図化されているが、出版された地質図は小縮尺のものである。

図-2は計画地域の地質平面図である。地層は主として既存の地質図にもとずいているが、地質境界は高水準の「スカイラボ」写真を含めた航空写真と、基本図として最近作製された縮尺2万5千分の1の地形平面図を用いて再プロットされている。

2.2 地 質 名

計画地域の水成岩は、中粒および細粒の砂岩からシルトおよび粘土の粒子から成る岩まで類別される。

細粒子の岩の命名は各報告書によってちがう。前述のGeorge Wimpy & Co. Ltd (Commonwealth Aluminium Corporation, 1960)とDr K.R. Miles (1960)による本計画地域に関する最初の報告書では「砂岩」と「泥岩」の用語を使っている。それ以前の報告書では「泥岩」は主として粘土またはシルトあるいは両者で構成される硬化した岩石と定義されている。しかし、以前の報告書にある詳細な資料によるものや、Miles (1960)の概括的資料による岩石の命名についてはいくつかの矛盾がある。

日本エ管(1973)の報告書では「砂岩」と「シルト岩」を使用している。今回の調査報告書では「砂岩」「シルト岩」および「泥岩」の用語を用いることとした。シルト岩は岩石が主としてシルトサイズの粒子で構成しているような場合に、泥岩はシルトサイズの粒子と粘土サイズの粒子の両者で構成されている場合に使用している。「粘土岩」という用語は使用されていない。存在したにしても、おもに粘土粒子で構成されている岩はほとんど見つけられないからである。

シルト岩と泥岩との差異は重要と考えられる。なぜならこの二つの岩は外気にさらされた後異った挙動をするからである。一般にシルト岩は中程度の気中弛緩をするが、泥岩は激しい気中弛緩をする。しかし完全に矛盾のない命名をすることは実質的に不可能であると強調されている。

2.3 地質と構造

当地域は地勢的にまた地質学的に二つの部分に分けることができ、ほぼ東西に走る顕著な断崖により分離されている。この断崖は25万分の1の地質図(Bureau of Mineral Resources 1974)では「Duraria衝上断層」として、The Australian Petroleum Companyの報告書(1960)では「Purari断層」として示されている(Section IJ, Plate 2)。

断崖の北方地域は高地南縁部の標高200m位から遂次不規則に高くなっている。計画地域北方部のこの地域では最も古い岩石が存在している。すなわち、下部白亜紀の砂岩および暁新世上部から中新世中部の石灰岩帯で、Dauai石灰岩とAure層の石灰岩を含んでいる。これらの石灰岩層はおそらく局地的なおし被せ褶曲により複雑に折り重なっている。地層の傾斜は平坦なものから非常に急傾斜のものまで種々変化する。

同時代のもう一つの石灰岩帯が南方約25km離れたところに存在する。この地層の一部が図一2に示されている。断崖の南の地域は高地の山麓丘陵を形成している。この地域の大部分は標高200m以下であるが、400mよりやや高い山稜がいくつかある。地質学的にこの地域は長さ50km、幅20kmの大きな複向斜の北東翼を形成しており、「Pide複向斜」として知られている岩石は複向斜の中心部に向ってすなわち副ダムから南方主ダムに向って褶曲は次第減じている。複向斜の中の地層は全部第三紀層で三つの累層が存在する。最も古い地層はAure層(上部暁新世上部から中新世中部)とOrubadi層(中新世上部から鮮新世)である。これらの地層は副ダム予定地の比較的低い地帯を占めている。Orubadi層は主ダム地点まで広がり、主ダム地点の下流側の半分を占めている。計画地域内のAure層は泥岩、シルト岩、砂岩から成るが、Orubadi層は主として泥岩と少量の砂岩を含むシルト岩から成る。しかし、この2つの累層の岩石タイプは岩石学的に非常に類似している。サドルダム地区にある両層は縮尺25万分の1地質図に示してあり、Beuan断層によって分断されている。断層が正確に把握できないことと、この地域では岩石学的にはっきりした変化がないために、この2つの地層は図一2では区別されていない。この地域では古生物学的研究は行なわれていない。したがって25万分の1の地質図が不正確であり、Aure基層はここには存在しない可能性もあり得る。

第三番目の層はOrubadi層をおおひ鮮新世から更新世代の基礎で形成されている。このEra層はWaboダムサイトの上流側半分に露出しており、基底の最下部の厚い砂岩層が特徴的である。この層につづいてシルト岩から砂岩への漸移帯がある。漸移帯の上のシルト岩と泥岩を挟む厚い砂岩層がある。砂岩は隣接する泥岩より耐浸食性があり、地域全体にわたって容易に見分けられる切り立った山の背を形成している。Waboダム地点はPurari河がこの山稜を切って流れる点に位置している。Era層は単純に褶曲をなしており主ダム地点では走向

135° から155° で通っており傾斜は南西方向に平均38° である。

外洋の環境のなかで堆積したOrubadi層は貝がらや海洋化石をふくんでいる。Era基層はデルタや海岸(潮位帯)堆積物である。貝がら化石と植物化石が主ダム地点にあるこれらの岩に見い出される。地層学的順位のさらに高いところの基層は淡水堆積物であり、石炭層が存在すると報告されている (Bureau of Mineral Resources 1974)。

第4紀水成岩はPurari河と数本の支流に沿って限られた範囲に発達している。

Purari河沿い堆積物は川の流路と小さな島にある砂利で構成されており水面上20m以下の両岸は高位置の砂利が局部的に散在している。シルトは川の岸に沿って堆積している。

砂利の約90%は石灰岩で、残りは計画地域外のいくつかの火山錐から引き出される火山岩と少量の水成岩、主として砂岩である。

2.4 断 層

25万分の1地質図はこの計画地域に2つの断層を示している。Duraria衝上層とPurari断層が副ダム底4のすぐ北に存在する。実際の断層は位置を見い出されていないが、違った年代と構造の岩が並置しているのを説明するには大きな断層を仮定しなければならない。断層はおそらく断崖下方の基盤に向ってかくれているのであろう。

25万分の1地質図によると、Beuan断層はOrubadi層とEra層を分離し、副ダムの近くで分枝している。この断層位置は航空写真の解折にもとづいている。今回の調査により、少なくとも9つの断層帯があり、それぞれの断層は副ダムの地域を横断して2mから3mの破碎泥岩を含んでいることが明らかになった。これらの断層を横切る岩石学的割れ目のある目立った徴候はない。岩石が完全にOrubadi層に属するのか、あるいは一部Orubadi層に一部Aure層に属するかを決定するには、古生物学的証拠がないことには不可能である。

地域内の岩の年代が比較的若いことからして、一つあるいはそれ以上の断層がまだ活動している可能性が考えられなければならない。しかしこの種の徴候はまだ地表面にあらわれていない。地震観測所が局部的な地震監視用としてWaboに設置されている。

副ダム1地区の一番低いダムに位置する最南の断層帯は、樹木片を含む地滑り岩層でおおわれている。断層はこの地滑り岩層を移動させてはいない。放射性炭素によると、木材(付録A)の年代は現在から1,430±100年前と1,150±80年前の時代を示している。木材の性質を考えるとこれらの年代はかなり矛盾のないもので、断層は1,000年以上移動していないことを示している。

2.5 地震活動

環太平洋地震帯に位置するパプアニューギニアは世界で最も地震活動の活発なところの一つ

である。最も強い活動は島の北側でみられ、マグニチュード7から8の中深度の地震はまれではない。これらは南から南西へ傾斜する海洋プレート沈降帯と関係がある。

図-3はWabo地区の地震活動を示す。データはBureau of Mineral Resourcesの地震記録ファイルから得られたもので、1974年度までに東経144°から146°の地区と南緯6°~8°の地区において46件が記録されている。

監視体制が改善された1967年以後に比較してこれ以前の地震記録はあまり正確ではない。

この地域の地震は二つの大きなグループに分けられる。Waboの北東ではほとんどすべての地震は中間深度(70 Kmから299 Km)のものであり、これより浅いもの二、三(70 Km以内)と深いものが一つ(300 Km以上)だけある。中間深度の地震は全部、Waboの下方、深さ約200 Kmを通過すると見られ、西南方向に傾斜するプレートの沈みこみ地帯に関係していると考えられる。断面図でみるとマグニチュード7.2(1946年9月)の最大地震はほぼWaboから150 Kmのところである。

第二グループの地震は北西、Waboの西および南方で起きている。そして一つを除いては、みな浅発地震である。例外の一つは78 Km深さのもので、ちょうど中間深度の範囲のものである。小数の浅発地震がWaboの北東でおきている。マグニチュードが報告されている23地点の地震のうち、9個はマグニチュード5以上で最大5.8である。1967年以前のこの地域での10個の地震のうちわずか1個が正確に位置がわかっており、残りの9個は 145° 、 $S7^{\circ}$ の近辺に密集している。地震活動は監視が強化された1967年に増大した。これについて実際の活動の増加は1971年に始まり、大半はWaboの南と西の方向である。それから1972年~1973年の間に北西に移動している。1974年には活動の記録はない。上記のすべての地震は、断面AA(図-3)に投影すると、場所と時間の密集が明らかであり、NNWに傾斜する断層帯のあることを示唆している。この解釈が正しいとすると断層帯は40 Kmから50 Km深度でWaboダムサイトの下を通過することになる。

1成分地震計が、現地調査の後半にWaboにおいてある一定時間作動していた。局地的地震活動の記録はない。その後3成分観測所がキャンプに設置されている。

Wabo地区では、種々のマグニチュードの地震の統計的周期をもとに予測が行われている。しかしながら、改良された監視装置から得られる信頼できる連続記録は非常に短期間のものであるので、予測は慎重でなければならない。水平加速度0.12gの地震係数が予備設計に適用されている。

第3章 主ダムおよび関連工事

3.1 概 要

Wabo 電力計画の設備概要を投影した主ダム地点の地質平面図が図-4 に示されている。

主ダムは中心部に不透水性のコアを有するフィルタイプとなる。堤頂は流路内の基盤岩上約 160 m (標高 141 m) となる。

電力施設は左岸に設けられる。取水口構造は高さ 56 m のコンクリート重力式ダムで、大取水路の終点に位置し、北側で斜面高最大約 270 m の掘削となる。掘削された材料はダムの主要フィル材となる。直径 8 m の 6 本の水圧鉄管は 6 × 360 MW の設備能力のある発電所を持つ取水口構造物と連結する。放水庭は川の中に掘削されることになる。

ゲートつき余水吐けは右岸に設けられる。接近水路は余水吐けの天端の近くで約 100 m 深さまで掘削を必要とする。その天端から長さ 476 m のコンクリートでライニングされたシュートが川の近くのフリップバケットまでつづいている。

掘削径 16 m (公称直径 14.5 m) のコンクリートでライニングされた仮排水路トンネル 3 本のうち、1 本は左岸、2 本は右岸につくられる。採用される配置計画に対する資料と同様に、コンクリートフェーシング・ダムを含むその他多くの比較配置案に対する一般データを得る目的で、当計画の地質調査は行なわれた。

河流部に存在する沖積層がダムの基礎として適しているか否かを決定するための調査が一部行われた。

3.2 地 形

Wabo ダムサイトは抵抗力のある硬い砂岩層よりなる切り立った山の背を横断して流れる Purari 河の比較的短い区間に位置している。その地層の走向は河川にほぼ直角に通じ、上流に傾斜している。

谷はダムサイトの上流側と中心部が最も狭くなっている。ここでは川幅は約 165 m で谷の壁は川から平均約 30° の勾配で上っている。ダムの下流端近くでは、川幅は 200 m 以上となっている。さらに下流では谷の勾配は平らになり、川に接近したところでは約 15° であるが、川から離れるにしたがい次第に急峻となる。ダムサイトの上流側境界は、左岸の深くえぐられた峡谷と右岸のクリークによって分断されている。

ダムサイトにおいては地形と地質の間には密接な関係がある。ダム取付部と斜交して尾根と沢が鋸刃状に配列しているがこれは比較的弱い地層と強い地層とが互層をなしているためである。浸食に対し抵抗力のある地層 (砂岩とシルト岩の一部) は尾根を形成し、弱い地層または

浸食を受けやすい地層（泥岩とシルト岩の一部）は沢を形成している。西方上流の丘陵の斜面は $35^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の傾斜を有する層理面と一致する斜面であるが、反対側の斜面は 60° 前後の急斜面をなしており、主として岩石の節理面に沿って形成されている。ダム中心軸の下流の方は谷が広がっているがこれは軟弱な泥岩が主体となっているためである。

3.3 調 査

3.3.1 地 質 図

深いジャングルでおおわれ、詳細な基本地形平面図がなかったため、岩石露出図の作成はできなかった。地図作成には、層理と直角方向の路線上に約 50 m 間隔に木杭を打ち、この線に沿って調査を行った。せまい帯状の平面図と地質断面図が同時につくられた。いくつかの自然露出部と露岩を有する大部分のクリークの河床も図化された。図化は 500 分の 1 の縮尺で行い、その後同じ縮尺で等高線平面図に編集された。

地質平面図の原図はパプアニューギニア Hydroelectric Archives に保管されている。これらの平面図に対する索引は当初の断面図の位置も含めて付録 B に掲載してある。

ジャングルを切りはらってから非常に明瞭になった地点の特徴として、特にサイトの上流部では水成岩の地層がはっきりしていること、又大きな不連続は観察されないこと、あるいは層理面以外に軟弱地帯のないことなどである。

地表面下の地質は、ボーリング孔、地表露岩および地質と地形との関係から得られた層序学的情報によって高い精度で推定することができる。

主要な地質資料を下記に示す。

- 一般地質平面図

露岩が点在しており、浅い表土または浸食斜面を形成する（厚さ 2 m 以内）地域、表土が深い（ 2 m 以上）場所、侵食斜面、地すべり岩層の地域、沖積層を示す。

（図 4）

- 表層堆積物の下にある各種岩相別の推定位置を示す地表面下地質平面図

- 地質横断面（図 9 ～ 図 23）

主ダム、取水口構造物、発電所および余水吐の一部の地域は写真測量図作成の前にジャングルを伐採した。その後多くの地質図が完成した。地質断面調査中に、伐採した地域では写真測量の等高線はかなり信頼できるものであることがわかった。しかしながら、伐採しない地域では地盤面の調整をした近くで 5 m から 10 m の誤差があり、地盤面の調整をしないところでは 20 m ほどの誤差があった。一番大きい誤差は、クリークと沢にあり、その正確な位置がジャングルによっておおいかくされていたためである。それ故等高線図と地質断面図とは若干の

不一致がみられるだろう。このレポートでは、基本平面図の等高線を伐採地では実線で、非伐採地では破線で示している。

3.3.2 ダイヤモンドボーリング

ダイヤモンド・ボーリングは3回に分けて実施された。

1959年George Wimpey & Co.Ltd が Commonwealth Aluminium Corporation Pty Ltdに対し30本(全延長1,252m)のボーリングを行った。このボーリングはBH1からBH20、BH24、BH25、BH34、およびBH40からBH46のナンバーがつけられ、全部ダムサイトにおけるものである。ボーリングコアはもう利用出来ない。ボーリング資料は英国単位からメートル単位に書き直され、始めの岩石名称を使用している。ボーリング資料はこの報告書におさめられている。

1971年に日本工営(株)がダムサイトで6本のボーリングを行い、L1、L2、L3、R1、R2およびR3(全延長365m)とナンバーをつけた。ボーリングコアはまだ利用可能である。これらのボーリングのコアは再検討されて、この報告書にもまとめられている。

1975年～1976年の間に21本のダイヤモンドボーリング(NMCコアサイズ)が掘られ、DD101からDD121までナンバーがつけられている。これらのうち最初から15本は全延長1,245mで位置は下記のとおりである。

- DD103、DD104、DD105は左岸上、取水構造物付近
- DD101、DD102、DD109、DD110、DD113、DD115は発電所地区、左岸上
- DD106、DD114、DD112はメーンダムサイト、最初の2本はfaced damの土台付近、3本目はアースダムおよびロックフィルダムの中心部
- DD108はダム堤頂近くの余水吐け地域、DD111およびDD107は右岸上の余水吐シュートの下

大型機で掘削された上記のボーリング孔のほか、小さい径(AMLC)のコアを採取できるポータブルなWinkieボーリングが用いられた。コアの損失は大きかったが、発電所と余水吐地域を含むダム中心軸下流に存在する地すべり岩層および崖錐のおおよその厚さ決定に対しては、有益な資料が得られた。6本のWinkieボーリングはDD116からDD121までナンバーがつけられ、全延長109mである。

全ボーリング孔に関する詳細資料とコアの写真(1959年のボーリング孔を除く)は第8巻におさめられている。全ダイヤモンドボーリング孔は付録Cに表示されている。

全ボーリング孔の総括記録は地質断面に示されている(図9～図23)。

3.3.3 パーカッション・ボーリング

George Wimpey & Co. Ltdによって河床に掘られたシェル、オーガー、ウオッシュの各ボーリングの他に3本のパーカッション・ボーリング（衝撃式）が1975年に行われた。これらはUG1/1P、2P、4Pとナンバーがつけられ、全延長83mとなっている。ボーリング孔1Pと4Pは岩盤の中まで掘進しているが、2Pは岩盤に到達しただけに止まったようである。総括ボーリング柱状図は地質断面図（図12, 15, 23）に示されている。詳細な柱状図は第8巻に納められているが、パーカッション・ボーリング孔は付録Cに表示してある。

3.3.4 オーガーボーリング孔

36本のハンドオーガーボーリング孔はA201からA236までのナンバーを付し、沖積層と地すべり岩せつの厚みをしらべるため、発電所、仮排水路トンネル放水口および余水吐地域に掘られた。地すべり岩層のボーリング孔の多くは砂岩の漂礫に邪魔されて岩盤に到達しなかった。他のボーリング孔における岩盤確認も疑わしい。しかし、これらボーリング孔は全部表土剥ぎの最小限の深さを表示した点において役立つ。詳細なボーリング記録は図-27に、総括ボーリング記録は関係の地質断面図に示す。

3.3.5 トレンチ

全延長580mの13本の調査用トレンチが、最大深さ5mまで手掘りで（T211は除く）で掘削された。これらのトレンチはT201からT213までのナンバーが付された。位置は次のとおり。

- T202、T205、T210は発電所地域
- T201、T203、T204、T207、T209、T213は主ダムサイト・左岸
- T206、T211は主ダムサイト・右岸
- T211は地すべりによって現れた岩盤の大露出部でトレンチにより記録をとった。

トレンチの柱状図は図-24、25および26に示す。

3.3.6 弾性波屈折トラバー探査

全延長220mの6本のハンマーによる弾性波トラバー探査がトレンチやオーガーボーリングから得た沖積層と地すべり岩層の厚さの結果を更に拡大して調べるために、そして平均の岩盤速度を得るために行われた。

トラバーの位置は次のとおりである。

- トラバー A および B 発電所地区
- トラバー C および D 余水吐
- トラバー E および F 主ダム

走時曲線グラフと速度層の作成についての説明が図-28に示されている。表土と岩盤の速度の差異がはっきり出ていないこと、エネルギー伝達不良、さらに第1次および第2次の弾性波到達の区別が困難なことのために、結果は全体的に満足し得るものでなかった。

3.4 岩石と層

岩盤はOrubadi層とEra層の2層の水成岩からなる。

これらの地層は地すべり岩層、崖錐および沖積層によって部分的におおわれている。

3.4.1 Orubadi層およびEra層

これらの地層は砂岩、シルト岩、泥岩からなり粗いものから細粒のものに完全な漸移が認められる。この二層は各岩石の割合だけが異なるだけである。

ダムサイト地域の層の順序は確立されている(図-8)。地層柱状図の中心部分はボーリング孔DD103、DD104、DD105の結果にもとづいている。柱状図の下部は、発電所地域のクリーク基岩の露出とボーリング孔DD102から得られたものである。地質断面OO(図-17)は標準的な断面と考えられる。

柱状図の上部はボーリング孔DD160と左岸の露出部から得たものである。

大部分にわたって残っているボーリング孔やコア利用のできないボーリング孔で種々の岩石ユニットを確認することができた。

ダムサイトの下流半部、発電所および余水吐に存在するOrubadi地層は軟かい泥岩ないしシルト岩よりなり砂岩層の小レンズを狭んでいる。計画地域内においては、本層は上部の150mのみが存在するように見える。しかしこの層は非常に厚く発電所の東方まで連続している。

Orubadi層の露岩は非常に少ない。露出は主として河の左岸、沢の底部および右岸の水辺に点在する。

Era層はOrubadi層の上をおおい、わずかに不整合をなし厚い砂岩層を有する。尾根層を形成している砂岩はEra層の標準層となる。しかし、サイトの下流部では、この地層は少なくとも一部地すべり岩せつの下に埋っている。

第(Unit)1層は最初の厚い砂岩で累層底部の特徴となる発電所地域に断続的に露出して

おり、左岸上のボーリング孔DD102および右岸上のDD107の孔内に現れている。

第(Unit) 5層および第8層も断続的な露出砂岩層である。

第(Unit) 11, 13, 16, 19, 21および23の層は全般に更に厚い砂岩層で顕著な蜂を形成している。後から3個の層は最も顕著な目印となる層(写真1および2参照)をなすものでダム建設予定地の谷間をせばめる原因となった地層である。第1層から第31層までは全層厚約465mで、Era層の下部のみを代表しているに過ぎない。

Era層は沢やクリーク底に露出しているが、絶壁面では多数の露出がある。Era層は準露頭岩として通常尾根の頂部において表土中の岩片として存在する。

Era層の砂岩は、泥質(時に石灰質)の基地を有する。

中粒、淡灰色の石質砂岩から、細粒、暗灰色のシルト質砂岩ないしシルト岩までの範囲がある。新鮮な砂岩は大抵、ハンマーでたたくと通常ぼんやりした音を発生するが適当によく結合している。一般に砂岩は氣中弛緩はうけない。

シルト岩は細かい、暗灰色の砂質シルト岩から暗灰色のシルト質泥岩までである。砂岩とシルト岩とは自信をもって区別できるが、細粒のシルト岩と泥岩とを確実に分類することはしばしば困難である。疑わしい岩は原則としてシルト岩としてではなく泥岩として分類されている。シルト岩はすべて暗灰色から灰色で泥質結合基質の割合が多い。大抵のシルト岩はかなり強固であるが、少し力を入れればハンマー先端で溝をつけることができる。大氣中にさらすと、黒色のより粘土質のシルト岩は変化し、氣中弛緩して表面が腐食する。

泥岩はシルト岩より細粒な全ての岩石を含み、非常に粘土質の強いシルト岩から粘土岩までである。本当の粘土岩はまれであり、大部分の泥岩はシルトと粘土大の粒子をおおよそ同じ割合で含んでいる。泥岩は暗灰色で指の間でくたくたすることができる。この岩石は中程度ないし強度の氣中弛緩をうける。パプアニューギニア大学で暗灰色岩(細粒の砂岩から泥岩)の資料についてX光線回折解析を行ったところ、全体を通じて基本的には同じ鉱物組成をしており、主要鉱物の割合のみ変化することが判明した。組成鉱物は石英、長石、陶土、イライト、炭酸塩(おそらく炭酸カルシューム)で、緑泥石も含まれるようである。膨張性粘土は存在しないか、存在してもごく微量である。

Australian Mineral Development Laboratoryにおける3個の泥岩資料の鉱物学的解析によると上記と若干異った鉱物組成となった。すなわち主要鉱物として陶土、緑泥石、石英、混合層粘土があり、付随鉱物として長石、方解石、雲母/イライトが存在する。粘土部分(資料の約40%を占める)の解析ではさらに、主要粘土鉱物として、イライトーモンモリロナイト、混合層、緑泥石、陶土、および不規則層状の粘土の存在が明らかになった(本巻の第2部を参照)。

氣中弛緩の傾向のある岩石現場調査によると、弛緩は岩石が乾燥するときだけ発生すると

とを示唆している。ボーリング直後にプラスチックのカバーで封じたコアや、ジャングル樹冠でおおわれたクリークにおける自然露出部では気中弛緩はしていない。

実験室の試験によると岩石が高い自然水分を持っていることが示されている。Wimpey & Co. (1960) の表1と表2では自然含水比6%から12%を示している。副ダム内の土取場UG11およびUG13からの泥岩は8.7%から14.8% (平均11.6%) の含水比を示した。

3.4.2 地すべり岩層と崖錐

サイトの大部分は、地すべり岩せつと崖錐に漸移する表土と岩片によって多種多様におおわれている。図-4は岩石の露出、準露出および岩屑のうすい層でおおわれた地域、厚さ2m以上で連続した岩せつでおおわれた地域等の分布を示している。典型的な地すべり岩せつと崖錐構成物は砂岩とシルト岩の岩片でそのサイズはまちまちだが最大6mの大転石もあり、これらが粘土質マトリックス(基質)の中に含まれている。岩片は多様に風化し、砂岩はしばしば砂質粘土に分解されている。色は通常黄褐色である。しかし全く風化を受けていない泥岩の角礫が発電所地域で、典型的な地すべり岩せつと崖錐の下方に存在する。泥岩、若干のシルト岩、極く稀に粘土マトリックス中にある砂岩片からなる角礫岩は初めは断層角礫岩と考えられたがトレンチやボーリング孔で見られる分布を考察するとこれも地すべり岩層であることが判明した。

泥岩とか泥岩-シルト岩の弱岩層の大部分は地すべり岩せつでおおわれている。ダムサイトの上流部では、岩せつが砂岩の尾根に挟まれたかなり狭い沢に、最大深さ約5mまで存在する。それ故左岸では、トレンチT201がわずかに一部地すべり岩層中を掘さくしているに過ぎないが(図-24)、ボーリング孔BH6とBH4は4mと6mの厚さをそれぞれ示している。(断面ee、図-10)

右岸では、トレンチT206が部分的に地すべりを掘進しており、ある一点で厚さ4m余りであった(図-25)。ボーリング孔BH15は厚さ約5mを示した。

ダムサイトのくびれを形成する顕著な尾根の東方、すなわちダム基礎本体、発電所および余水吐の下流地域では地すべり岩層と崖錐の面積と深さはかなり増大している。

右岸のダム基礎部では比較的岩層は少ないが、左岸には岩層で埋まった大きな凹地が数個ある。ボーリング孔DD116の少なくとも14.7m、あるいは全長20mが地すべり岩層(断面ff、図-11)でボーリング孔DD118のほとんど15m(断面mm、図-16)も地すべり岩層である。非常に広く厚い岩層堆積が左岸分岐トンネルの下流部ポータル付近に存在し、ボーリング孔DD119(断面qq、図-19)では厚さ約15mであった。

発電所地域では、砂岩の塊を含む地すべり岩せつと崖錐は多くの場所で泥岩角礫岩の下にあ

る。この岩はトレンチ T202、T205 と T210 でも存在する。この地すべり岩せつと泥岩の角礫岩の厚さはボーリング孔 DD102 (約13m) と DD115 (15m) の近くで最大である。

右岸は相対的にほとんど調査されていない。沢の中には岩層深さを推定できるような露出がほとんどない。ボーリング孔 DD107 は発電所のボーリングと同様泥岩 breccia を貫通しており、地すべり岩層の垂直厚は約11mであった。斜面をさらに上ったボーリング孔 DD121 は地すべり岩層と崖錐を23mボーリングしたが岩盤には到達していない。

3.4.3 沖積層

Purari 川によって推積した沖積層には3種類のものがある。すなわち、流路沖積層、段丘沖積層、および高標高沖積層である。この他急流堆積層が若干存在する。河床沖積層はページから掘削した11本の鉛直ボーリング孔によって調査された。すなわち BH16 から BH20 まで、BH24、BH25、BH34、UG1/1P、UG1/2P および UG1/4P である。この他3本の傾斜孔、BH41、BH42 および BH43 が岸から低角度で掘削され、沖積層から岩盤まで貫通している(図23 および図21)。これらボーリング孔の総括柱状図は断面 CC、hh および 11、図10、図12 および図15 に示してある。

沖積層の深さはかなり整合性があり、流路の中心附近の全孔とも25m以上の沖積層を示し、孔 UG1/4P では最大の29.4mを示している。最低の岩盤高は UG1/1P と UG1/4P とにあり、ともに海面下約18mである。河水面下の谷の断面は川幅のもっとも狭い部分の断面 hh、図-12 にかなり精密にあらわされている。流路の水面下の斜面傾斜は水面上の谷斜面より若干急峻である。その他の場所の基岩盤面は地表面下の地質を考慮して、全ボーリング孔における岩盤面から推定した。

沖積層の組成はいろいろなボーリング孔でちがっているが、一般的な層序上の連続性は認められる。各孔の上部4mから8mまでは砂利又は砂利と砂で構成され、その下に10mから15mの細粒のシルト質砂又はシルトがある。断面 hh (図12) の BH34、UG1/4P と BH24 の3本の深い孔は全部、細粒の砂とシルトの下方、岩盤との間に厚さ6m以下の砂利があることを示している。しかしさらに下流の UG1/1P と 2P には砂利はなかった。これらの試料の試験データは3.9節で述べられている。

通常の河床沖積層の他に、水流が低下した時に露出する沢口扇状地が3箇所あって河流に向かって突き出ている。最大の扇状地はダムサイトの上流で右岸クリークの合流点に、2番目はダムのすぐ上流左岸沢口に、3番目はダムサイトの下流で右岸沢口にある。これらは全部砂岩の大玉石より成り沢の中を急流堆積物として流下したものである。

沖積段丘はダムサイト全般にわたって河面上約10m(標高30m)に存在する。この段丘

はダムサイト付近では幅5 mから20 mであるが、ダムサイトおよび発電所地域の下流部では40 m、場所によっては100 mの幅がある。

段丘沖積層は、主に暗灰色の粘土質シルトと少量の青灰色粘土よりなる。場所により細粒砂が存在する。

段丘沖積層の厚さは一般に10 m以下のものである。ダムサイトにおいては、河流が低下したときには、いくつもの露出岩が段丘沖積層の下方に現われる。この段丘沖積層でのオーガー孔A214は2 m厚の砂利層をおおう厚さ8 mのシルトの存在を示している。ボーリング孔DD120は泥岩をおおう8 mのシルトを示しており、ボーリング孔DD113はさらに厚さ10 mの地すべり岩層と沖積層の互層とこれをおおって9 mのシルトが存在する。

右岸の段丘沖積層では、8本のオーガー孔(A201、A202、A216、A217、A218、A219、A220、A236)が3 mから6 mのシルトを貫通しているが硬岩に逢着して掘進を停止している。この硬岩はあるいは岩盤かも知れない。

主要段丘沖積層の上方約10 mには旧段丘の残存物がある。この標高では主として10 mmから30 mm、最大50 mm径の丸い川砂利が黄褐色砂質シルトマトリックス中にまだかに存在する。発達した沖積層は兩岸のダム中心軸下流に大部分発生しているが、その他の場所でも砂利の根跡はある。主なものは右岸仮排水路トンネル取水口位置に存在している。

左岸のオーガー孔A209は滑動岩層と発達した沖積層の混合と思われる層に4 m掘進している。右岸のオーガー孔A222では0.6 mの発達した沖積層があった。

川のなかの湿地扇状として発生している玉石層の他に、サイトを通じて多くの峡谷に玉石層は存在している。これらは細粒物が浸食によって取除かれた滑動岩層や崖錐を代表している。

3.5 風 化

風化を説明するためこの報告書で使われた用語は付録Dに定義されている。

完全にそして高度に風化された岩はサイトには殆んどみられない。これら風化されるような材質のものは、形成前に浸食や滑りによって除去されてしまうようである。それ故、高度にそして完全に風化した岩は滑動岩層や崖錐のなかにある岩片、玉石として存在している。

土や岩の表面を含む深さ1 mまたは2 mの浅い滑動はかなり一般的である。調査中に右岸でおきたこのような滑動は、本質的には新鮮な岩が全長にわたって(図26)露出されたため、溝(トレンチT211)として調査記録した。

新鮮であるが、褐鉄鉄錆の節理を持つ岩石を含めて、岩盤の全風化深さはほとんど2 m以上のものはない。左岸取付部の高所でのボーリング孔DD105においては、徐々に風化した岩石は4.3 mまで存在する。

DD109のなかで、いろいろに風化した約6.5 mの岩石は地すべり岩層の可能性があり現

地層の岩盤ではない。

DD106、DD111、DD112およびDD114において、褐鉄鉄錆の節理を持つ新鮮岩の底部は岩盤の表面下4 mから6 mまで広がっている。しかしながら、他の多くの試錐孔では褐鉄鉄錆の節理および節理帯が上記のものとはなれてかなりの深さのところまで存在している。この錆は常に開口節理と関係がある。試錐孔掘さく中節理褐鉄鉄錆を有する部分を通ずる場合には水の損失は普通であった。この件は3.7節で更に検討されている。

3.6 構造

3.6.1 褶曲

電力計画区域を含む広範の地域内では広域的規模のかなりの褶曲があった。広域規模の走向は、副ダム付近の東西から主ダム付近の北西-南西の走向をもって除々に広がっている(図2)。

ダムサイトを全体的に眺めると(写真1および2)地層は約40°の傾きをなしているが、その他は大きく形を変えているところはない。

地質図作成中に、約140の層面測定が行われた。これらの測定を統計的に見ると走向傾斜は非常に明りょうなピーク値を示している。つまり走向はN147°E、傾斜は38°Wとなる(図29)。

しかし現地調査では傾斜は、サイトの上流部では緩く、下流部では急勾配であることが示された。発電所地区では傾斜は50°と急であったことが示されている。露出とボーリング柱状図(図6)から求めた第21砂岩層の基盤の等高線図を見ると一方の岸から他の岸へとPurari河をはさんで地層の走向が若干湾曲していることが分る。この走向の変化は他の地層の観測からもまた確認されているが、その試錐柱状図の本数が余り多くないので正確な量を決定することは困難である。

3.6.2 節理

地質図作成中200以上の節理を測定した。節理の分布は極図(図29)上に投影した。節理の走向はかなり変化しているが、傾斜の変化は少ない。投影点の等高線は大円の近くで輪を形づくるが、その極は層理面の平均位置を示している。したがって、節理は層理面にはほぼ直角になっていることが示されている。

主な3組の節理は下記の平均極点を持つ。

Set (i)	走向N009°E 傾斜63°E
Set (ii)	走向N113°E 傾斜67°E
Set (iii)	走向N062°E 傾斜80°E

Set (i)と(ii)は共役の関係にあり、走向は平均極点のいずれかの側に約 20° の範囲内にある。

崖の面では、砂岩の節理が最も顕著で節理の間隔は広い。節理がボーリング孔内に現れた場合には節理はきれいである。水圧試験によると、多くの節理は締まっているが、時には漏水度の高い開口節理が明らかに存在している。地下水ならびに透水性については3.7節でさらに検討されている。

3.6.3 断層及び剪断地帯

ダムサイト地域の調査により、大きな断層や剪断地帯のないうことが明らかになった。しかし、左岸上の発電所地域におけるボーリング孔と右岸上のボーリング孔DD107およびDD111では、小範囲に軟弱岩を含んでおり、その多くは小さい断層のようである。断層の鏡肌はまれである。約5mmから10mmの砕岩と粘土を持つ、いくつかのせまい水平層面断層がある。しかし、ボーリングコアのなかでそのようなせまい薄層を正確に見分けることはむずかしい。同じような物質がボーリング、気中弛緩による攪乱の結果生ずるからである。

このような層面断層がボーリング孔DD114内に数個あり、いくつかはトレンチT206の近くの洗い流されたクリーク床の中に見られた。

3.7 地下水及び透水性

初期のボーリングでは水圧試験も地下水の測定も行われなかった。しかしボーリング水の循環と損失に関する測定がいくつか行われた。Wimpey & Co. (1960)は次のように述べている。大部分の循環水の損失は砂岩中で起きた。例えば、BH13の深さ27.7mの場合の如くである。また、BH15では循環水の損失はコア内の20.6mから21.8m間の破砕と明らかに関係していた。断続的なまたは完全な循環水の損失はボーリング孔BH4、BH8およびBH10で記録された。損失はまた川の下で掘った傾斜孔、BH40、BH44、BH46にも生じた。但しこれらの孔では全長にわたってほとんど側面の被りがなかったことに起因する可能性がある。

ボーリング孔BH1、BH2、BH3およびBH5は左岸上に位置するが全孔掘削中に孔口から地下水が噴出した。

1975年から1976年のボーリング計画では、圧力テストが15本のNMCLボーリング孔のうち11本において実施された。地下水位観測が調査期間中は概1週間の間隔で行われた。この資料は詳細ボーリング記録と地質断面図のなかの総括記録に示されている。

全部で123の圧力試験が行われ結果は次のとおりである。

- 2本は不成功または信頼がおけない。
 - 8本は漏水なし。
 - 36本は1ルジェオン以下の漏水率あり。
 - 48本は1から10ルジェオンの漏水率あり。
 - 20本は10から100ルジェオンの漏水率あり。
 - 9本は100ルジェオン以上の漏水率あり。
- (1ルジェオンとは、 $l/分/10Kg/cm^2$ の漏水量を意味する。)

ごくわずかの例外はあるが、10ルジェオン以上の漏水率は砂岩層に関係があった。
地下水と関係のある更に顕著な事項を述べると下記のようになる。

- ダムの上流端の左岸上のDD106は掘削中循環水の損失があり、砂岩のなかで一貫してボーリング孔長の大部分よりも高い漏水率を示した。25.5mから29.8mの間では水圧がほとんどなく、この位置の漏水率は120ルジェオンであった。この孔の地下水位は非常に低く、漏水の大きいところの部分に近かった。
- 左岸上のダム基礎のDD112は15.1mと19.7mの間で、あるかなり高い漏水を示した。この特殊な試験の完了後しばらく水が孔から流出した。
- ダムの上流端の右岸上のDD114は砂岩と関連して中位ないし高い損失がいくつかあり、地下水位は孔よりも30m以下であった。
- 右岸の取付部の上部のDD108は砂岩に達した直後21.5mのところ循環水の損失があった。この位置には、1本の粗い節理がある。水圧試験では、非常に高率の漏水があり、地下水位はこの面以下であった。52mと58.4mの間の水圧試験でもまた1本の粗い節理に関して、砂岩内で高い漏水があった。
- 取水構造物と水圧鉄管付近のDD104では孔口近くで、砂岩内において比較的高い漏水率を示している。86.2mと93.7mの間の漏水はポンプ容量より大きく、明らかに砂岩内の1本の粗い節理に沿っていた。しかしこの地点の岩石のかぶりはずか約20mであった。
- 水圧管台から遠くない左岸仮排水路トンネル付近のDD103は表面近くで高い漏水率を示したが、これはバッカーがあきらかに地すべり岩せつ内であったことによるもので数えられるべきものではない。112.5mと123.4m間で普通ないし高い漏水があった。この孔の地下水位は表面下約6mから7mであるがこの高い漏水に対するはっきりした説明はできない。
- 余水吐と分岐トンネル出口附近のDD107は単一の砂岩層に関係のある31.2mと36.2m間で高い漏水率を示した。

地下水位観測では、既に述べたDD106、DD114およびDD108の低水位を除いては、水位は大部分地表面下1 mから7 mであった。時間とともに比較的小さな変化があった。

一般に、ダムサイト付近の水位は風化の底部またはその付近および節理の褐鉄鉄錆部にあった。但し例外として砂岩内に用いた節理がある場合は水位が下り、また発電所と余水吐地域の地下水位はしばしば地すべり岩層や崖錐の中まで上っている。

3.8 斜面安定度

ジャングルの上を飛行すると最近の地すべりによる崩壊痕が往々にして見られる。これらの岩は急傾斜地に多く存在し、比較的浅く、新鮮な岩と面を接する種々に風化岩と表土が地すべりを起した結果と思われる。計画地域内でこれの最も大きいものは幾万 m^3 の量と推定される。この最大の地すべりは1975年にWabo貯水池の湛水地域に起きた。位置は図2に示してある。

ダムサイトにおいては、わずか数 m^3 の表土と風化岩を通常含む数件の小さい滑りが調査中に生じた。これは明らかにサイトの伐採が原因となった状況変化がきっかけとなったものである。

やや大きな地すべりはトレンチT211として調査記録した右岸上のものであった。約2 mの土と風化岩が滑り、滑った全量は2,000 m^3 のオーダーのものと推定された。

他の2つの不安定な斜面の形態がダムサイト地域で起きている。ダムサイト上流部では山腹は上流に向かって傾斜し35°ないし45°の傾斜を有するのが、普通である。この付近の地形は左岸においては層理面および節理系Set(i)と右岸において層理面および節理系Set(ii)によって限られたくさび形破壊によって形成されている。滑りは弱い泥岩またはシルト岩の層準とおそらく層面断層に沿って発生する。図29はくさび形破壊を示すブロックダイアグラムである。

ダムサイトの下流側半分には、主に節理系Set(i)とSet(ii)に支配されて約60°の傾斜を有する断崖が一つあって下流に向かって面している崖面の下には滑動岩せつと崖錐で大部分をおわれた18°から30°の斜面がある。断崖は時間とともに後退しているように見える。これに最も似た機構としてやや深部の回転地滑りがある。この地すべりは斜面下端の新鮮な泥岩とシルト岩のなかに入りこんでいる破壊面に伴うものである。これらの地すべりにより断崖面は薄片を運び去られ岩せつ、崖錐とともに斜面を下方にまき散らしている。その後の地すべり岩層や崖錐はガレによる浸食のために傾斜が安息角を超えて局所的な崩壊や地すべりが生じたものである。

3.9 室内試験データ

主ダムにおける河の流路で穿孔したパーカッションボーリング孔11G1/1P、UG1/

2P及び11G1/4Pから得た沖積層の試料に対する現場並びに試験室における試験データの概要は付録Eに示してある。標準貫入試験(S.P.T)は現場で行われた。粒度分析試験はすべての試料について、アッターベルグテスト、選定試料について、密度、含水比、せん断強度及び透水性の各試験が行われた。

強度パラメーターは、主ダム地点から採取した8個の砂岩及びシルト岩のコア試料と副ダム地点から採取した10個の試料から決められた。試験結果は日本工営(1973)及びCommonwealth Aluminium Corporation(1960)による初期の作業から得た資料(適切な場合はメートル法に換算)とともに付録Gに示してある。

試験に先立ちコア試料の劣化の問題があったが、試験を行った泥岩の試料は前回調査中に試験した岩石類のいずれのものより非常に軟弱であったように思われる(呼称の問題(2.2節参照)があって、以前に試験をした実際の岩石の種類は正確に分っていない)。またロードをかけると相当クリープするであろうことが証明された。

3.10 地質工学的考察

3.10.1 主ダム

ダム地点の主要な地質学的特徴は下記のとおりである。

- 岩盤は比較的強固なものから軟弱なものに及ぶ水成岩より成り、また上流における傾斜は 35° から 40° の間にある。
- サイトの上流半部において岩盤はいくらかの泥岩層を含む砂岩及びシルト岩より形成されている。場所によっては地すべり岩層または崖錐の層で被われている。新鮮な岩石までの深さは5mにまで達するが、平均して3mになる。
- 下流半分では、岩盤は主として泥岩及びシルト岩で、通常地すべり岩層により被われている。それは厚さ15mにまで達し、左岸では20mの厚さをもっているものと思われるが、右岸では明らかに浅い。
- 砂利及び細かなシルト質砂で形成される流路の沖積層は、約27mの深さをもち、さらに標高約-18m、すなわち河川水面下40m近くまで広がっている。
- ダム地点全体にわたり河川水面(標高30m)より約10m高いところに5mから20m幅の沖積段丘が存在する。この段丘は下流半分においては幾分広がっている。

a) ダムの形式

地質学的にこの地点は、コンクリートフェーシングまたは中心に土質遮水壁を持つフィルタイプダムに適しているものと考えられ、後者の方が採用された。流路中の大部分の沖積層を構成する細かなシルト質砂の強度が低いため、築堤はすべて岩盤に基礎をおくことに決定

された。この点については第2巻に詳細に述べられている。コンクリートフェーシングの比較案はその他の点についてはやや適していない点があるが地質学的及び地勢学的な地点条件に対し有利性のあることが指摘されている。なぜなら、コンクリートフェーシングは層理面（図6の地質構造等高線で示されているような）と同じ傾きで築造され得るだろうし、ダムの岩盤取付部は単一層に沿って自然の起伏に従うからである。またこのような方法で、コンクリート遮水壁は透水性の低い泥岩またはシルト岩盤に結着され、それによって基礎グラウトがかなり少なくなるからである。

b) 基礎部分の剝土

剝土は沖積土、地すべり岩層、崖錐および一部多様に風化した既存岩石の取除きを含める。岩石表面の風化部分が比較的薄いため、土質遮水壁直下の剝土は堤体の他の部分よりもわずかにばかり深くするだけで良いことが予想される。堤体基礎に適する本質的に新鮮な岩石の剝土の深さはボーリング結果から評価され、表A.1に示されている。BH孔に対する剝土深度は現在コアが利用できないのでボーリング記録から推定した。BH41、BH42、BH43は岩盤から河川の沖積層を貫ぬいているので岩盤を2度横切っていることになる。

表A.1 剝土深度

穿孔 No	最 小	最 大	推定剝土深さ
	m	m	m
左岸取付部			
DD105	3.4	4.4	3.4
DD104	2.8	2.8	2.8
L3	1.5	1.5	1.5
DD106	1.0	2.3	1.0
BH6	1.9	7.4	3.7
BH4	3.5	5.2	5.2
BH5	0.9	1.5	1.5
DD116	14.7	20.0以上	20.0以上
DD118	13.8	14.4	14.0
DD117	16.4	16.4	16.4
BH3	4.9	7.6	4.9
BH45	1.5	1.5	1.5
DD112	2.9	2.1	2.9
L2	3.1	3.9	3.1
BH2	0.3	0.3	0.3

BH 4 0	0.0	0.0	0.0
BH 4 1	0.5	3.0	3.0
	1 0.7	1 0.7	1 0.7
BH 4 2	0.1	0.1	0.1
	3 1.7	3 1.7	3 1.7
BH 1	1.1	1.1	1.1
L 1	6.1	6.1	6.1

谷 底

BH 2 5	1 8.6	1 8.6	1 8.6
BH 3 4	2 5.0以上	2 5.0以上	2 5.0以上
UG 1/4P	2 6.8	2 6.8	2 6.8
BH 2 4	2 1.5	2 1.5	2 1.5
BH 1 6	1 4.7	1 4.7	1 4.7
BH 1 7	9.8	9.8	9.8
BH 1 8	1 0.3	1 0.3	1 0.3
BH 1 9	1 5.9	1 5.9	1 5.9
BH 2 0	1 0.6	1 0.6	1 0.6
UG 1 1/1P	2 9.4	2 9.4	2 9.4
UG 1 1/2P	2 5.5以上	2 5.5以上	2 5.5以上

右岸取付部

BH 9	1.9	1.9	1.9
BH 4 3	1.2	4.9	2.4
	1 7.1	1 7.1	1 7.1
BH 4 4	0.0	0.0	0.0
BH 4 6	0.1	1.3	0.5
BH 8	5.0	5.0	5.0
BH 7	0.2	3.3	3.3
R 1	8.3	8.3	8.3
BH 1 5	8.4	8.4	8.4
BH 1 4	2.0	2.0	2.0
BH 1 0	3.4	4.1	3.4
BH 1 2	0.1	0.1	0.1
BH 1 3	0.5	0.5	0.5
DD 1 4	2.9	4.6	2.9
BH 1 1	1.2	1.2	1.2
R 2	1.5	1.5	1.5
R 3	8.0	8.0	8.0
DD 1 1 1	1.9	1.9	1.9
DD 1 0 8	0.7	0.7	0.7

注：全ての深さはコアに沿って測定したもので、孔の傾きや地形による修正はしていない。
新鮮な岩石の概略の位置を示す岩盤等高線は図7に示されている。与えられた基礎面までの剝土は従来の掘削機または水力洗い流し（sluicing）によって行うことができるであろう。

c) 基礎処理

ほとんどないと思われるが、必要に応じ小規模の形状修正又はデンタル・コンクリートが必要と予想される。形状の処理が必要なときはデンタル・コンクリートより掘削する方がおそらく経済的だろう。

基礎のある部分は特別な防止法をとらなければ、剝土後気中弛緩によって質の低下をおこすだろう。この防止法には、岩を絶えず散水機で湿らせておく方法または剝土した後の基礎を、例えば、空気注入モルタルの薄い膜で目張りする方法がある。約0.1 mから0.2 m以上はないと思われるが、気中弛緩した岩は全て、ダム本体築造前ただちに取除かなければならない。代案として本体の盛り立てを剝土後ただちに行うこともできる。

d) グラウチング

ボーリング孔の水圧試験は、泥岩とシルト岩は一般に透水性が低い、砂岩は開いた節理によって種々のそして局部的に高い透水性を持っていることを示した。開いた節理は砂岩に限られるのか、またはシルト岩あるいは泥岩にも存在するのかは分らない。しかし、いくつかの砂岩層に被圧水の存在することは、砂岩層の上下にあるシルト岩及び泥岩は砂岩よりはるかに低い透水性を持っていることを示唆している。泥岩及びシルト岩は必要があるとしても、わずかなグラウトしか必要としないが、開いた節理を持つ砂岩は局部的に多量の注入を必要とすることが予想される。

開いた節理に有効に交差させるためには、基礎の取付部に約45°の角度でグラウト孔を掘らねばならない。従来のグラウトカーテンが必要であり、しかも砂岩層に対してはブラケットグラウチングが必要であると仮定することは、現段階では妥当であると考えられる。しかしこれは固定した設計条件と考えるべきではない。グラウト注入は、泥岩及びシルト岩が締まっていると確認された場合、グラウチングを減ずる目的で、工事中連続して監視しなければならない。

設計条件は、不透水性のコアの基礎の地域にあるいろいろな岩石の概略の位置を示す図5を参考として示すことができる。例えば、主としてシルト岩と泥岩である岩層（Unit）14と15が事実上不透水層であることが明確化できれば、谷底を横断して広い間隔の1列の孔でつくるグラウトカーテンは名ばかりのものになってしまうだろう。砂岩層（Unit）13と11は、（Unit）14

と15の下流及びその直下に存在する。それ故貯水池の水はこれらの層に到達していないようであり、これらの砂岩層にグラウトを必要とするところはないと思われる。しかし砂岩層16は堤体中心部によってわずかに一部被覆されるであろうからグラウチングを必要とする潜在的漏水路となる。堤体中心部を横断する砂岩層19及び21はブランクットならびにカーテングラウチングが必要である。

取付部の尾根においては、漏水路は層理面を横切っている。そして取水構造物及び余水吐への取付水路のなかで上層の泥岩、シルト岩層かつ崩壊する場合を除いては、砂岩層のなかに通じる直接の水みちはない。グラウチングは、これらの構造物のすぐ近く以外は必要でない。

3.10.2 取水構造物及び水圧鉄管

この地域の表面の地質は地質断面1-i、0-0及びq-qに示されている（図13、図17及び図19）。

取水構造物はその中心軸が層理とほぼ 20° の角度をなしているので、いくつかの層に基礎を置くようになる。しかし主として層15の砂岩及びシルト岩、層16の砂岩に基礎をおくようになる。底面のわずかな部分のみぎ層14の砂岩に基礎を置くことになるが、取付部では層17、18、19、20および21も存在するだろう。

取水構造物の下流では砂岩の割合は減少している。水圧鉄管受台の上流水平断面には明らかに厚い砂岩層（層13及び11）が存在するが、わずかに数個の砂岩の薄層（層8.5及び11）が、受台の傾斜断面に沿って存在する。

(a) グラウチング

主ダム基礎のグラウチングに関する考え方は取水構造物にも適用している。通常のグラウト形式は予備設計ならびに概算見積りを立てるのに適用されるべきである。しかし王事中には、泥岩及びシルト岩層の透水性の低いことが判明した場合にグラウト量を減らすことができるので、グラウチングの結果は絶えず再調査しなければならない。主ダムと同様、グラウト孔は急傾斜の節理と交差するように約 45° の傾斜をつけるべきである。

(b) 斜面の安定性

詳細設計段階において、安定法面勾配をより正確に決定できるよう、三次元モデルを用いて掘削と岩石の種別ならびに地質構造（層理と節理）との関係を検討すべきことが勧告されている。予備設計用として、導水路から堤頂面までは水平1に対し鉛直1の平均法面勾配を、この頂面より上の斜面と水圧鉄管受台に沿う斜面に対しては水平1.5に対し鉛直1の勾配を

採用した。安定性の観点から、不安定になる斜面が主に3種ありそうである。

これらは

- (i) 層理面の下が切り取られた場合の層理に沿う地すべり沈下
- (ii) 層理と節理に沿った斜めの地すべりによるくさび型破壊
- (iii) 地すべり岩層または他の非固化物質の崩落と地すべり

層理に沿って傾斜下方に落下する地すべりに対し最も好ましくない場所は導水路の右側である。断面O-O(図17)においては、層理の走向と直角な平面にあっては傾斜勾配は実際に層理と平行であるか、非常にわずかに下を切り取っているように見える。地層の切り取りが極くわずかである場合は、その結果生ずる不安定さはごく小さいものであろう。

くさび型破壊の原因としては、軟弱水平面層(一般に泥岩層)と適当に発達した交差節理の組み合わせがあるにちがいない。泥岩層の位置は層序学によってかなりの信頼度をもって推定することができる。

全計画地域内の節理の一般分布は図29に示されているが、取水口地域の導水路の節理形態については特別な調査は何も行われなかった。

開掘削は最大の安定性を確保すべく比較的平らな斜勾配で控え目に設計するか、部分的くさび型破壊の起きるのを許容し、一旦これらのくさび型の部分がくずれ落ちあるいは除去されてしまうと斜面は安定することを期待して幾分か急な勾配で設計することができる。

取水構造物の付近においては、泥岩は非常に少ないが、高さ60mまでの地域においては砂岩の自然崖があり約0.5:1の勾配を持っているように見える。これらの状況から判断すると、1:1より急な斜面は取水構造物の取付部においては安定するようと思われる。極度0.5:1のこれらの急な勾配はかなりコンクリートの節約になるだろう。

概算見積りを行うために適用された1.5:1の斜面のいくつかは厚い砂岩層にも存在している。これらの斜面は高い切り取りを考慮しても控え目であると考えられる。泥岩とシルト岩が広がっている水圧鉄管受台から更に下方は1.5:1の斜勾配が保証される。この地域にある崖錐と地すべり岩層のかなり厚い堆積層では、安定に対して緩やかな斜面を必要とする。

地下水圧は斜面不安定のもととなるように考えられる。各小段から斜面への水平面下の排水孔掘削はこの問題を緩和するのに役に立つだろう。

3.10.3 発電所

発電所地域の地表面下の地質は地質断面m-m、n-n、o-o、及びp-p(図16、17及び18)に示されている。岩盤は主として泥岩及びシルト岩で、場所によって断層や剪断で弱められている。15mまたはそれ以上の厚さの地すべり岩層が地域の一部をおおっている。

る。

予備設計に対しては、水平1.5、鉛直1及び水平2、鉛直1の斜勾配が永久斜面に適用された。工事中の一時的な法面勾配は、高さ10mまで垂直、高さ30mまでは0.5:1の勾配が発電所先端で計画されている。永久斜面は安定についての問題を起すことはないが、一時的斜面は岩石が剪断によって弱くなっているところは問題をおこすかもしれない。

ブルドーザーによって作られた深いトレンチを用いてオープンカットにおけるこれらの岩の挙動を調べる提案は、バークから河岸にブルドーザーを安全におろすことができないと判明し、実施されなかった。しかしこの種の調査は、適当な上陸用施設が建設されたときに、設計段階では特に必要とされる。

泥岩とシルト岩の地耐力はおそらく適当であるが、いくつかの岩の断層的性質や室内試験から得た非常に弱い強度を判断するならば、設計段階に原位置試験や更に大型の試料について室内試験を行うことは当然のことであろう。

3.10.4 余水吐

計画余水吐に沿った地質は、対岸の取水構造物や水圧鉄管部の地質と同様であり、水成岩は同じ層序の連続性を有する。しかしこれら施設配置の近傍においては地下の調査は非常に少ないので地下の状態は大部分は推定されたものである。

余水吐越流部は顕著な尾根に設置される。そこには層16、19及び21の厚い砂岩層が存在する。尾根に沿っては薄い表土層と風化した岩が存在する。

余水吐が設置される右岸のボーリング孔とより多くのボーリングの行われた左岸のボーリング孔との比較から、余水吐水路に沿った下部に横たわる岩盤は主としてシルト岩と大部分地すべり岩層によって不明りょうになった泥岩であろうと推定される。ボーリング孔DD121では地すべり岩層の厚さは23m以上(図21)でありダム地点の地域で知られた最大の厚さである。

射水路の近傍で、射水路から下方の丘に位置するボーリング孔DD111及びDD107はこの地域に狭少な剪断帯が存在することを示している。

余水吐の付近における岩盤の等高線が書かれたが、この等高線は非常に限られた資料から作成されたもので、設計段階で地盤調査がさらに行われたときには修正を必要とするだろう。

予備設計で適用した法面勾配は余水吐の頂部付近で1:1及び1.5:1、余水吐の射水路に沿うところは1.5:1である。尾根が厚い砂岩層で堅くなっている越流部構造物の附近においては斜面を急勾配にすることが考えられる。設計された斜面は層面の下を切取ることはない。そしてこの点については安定であろう。しかし傾斜面においてはいくつかのくさび型破壊の生ずる可能性がある。このことは設計段階で三次元地質モデルを用いて研究されなければならな

い。

余水吐射水路の斜面上方の高い傾斜面は大部分地質図の地域外になっている。これらの斜面においては地すべり岩層はずっと薄いように見えるが、岩盤はおそらく比較的弱い泥岩とシルト岩で主として形成されている。したがって斜勾配は今回計画されているように1.5 : 1より急勾配であってはならない。

追加調査が余水吐において必要である。主な目的の一つは射水路が岩盤上に完全に基礎を置くことができ、部分的でも地すべり岩層の上に載らないことを確めるため信頼のある岩盤等高線を作成することである。

3.10.5 仮排水路トンネル

兩岸の接近水路及び上流側トンネル坑門は浅い表土の被りのあるかなりがっしりした岩石の地域に位置している。しかし今回計画された斜勾配1 : 1は水路の上流側の層理の下部を切取るだろう。この切取りが不安定の原因となるとしたら、左岸の仮排水路トンネルNo.1の坑口に対する法面勾配は幾分緩くすることができるだろう。しかし右岸の仮排水路トンネルNo.2及びNo.3に対して斜面を緩くすることはダムの上流側法先に影響するだろう。

坑門及び排水路は部分的に剪断された泥岩及びシルト岩が下部にあり、かなり厚い地すべり岩層がこれをおう地域に位置しているので、下流の坑門の勾配決定はよりむずかしい。計画法面勾配は主として1 : 1であるが1.5 : 1も計画されている。

発電所地域における断層で切られた泥岩及びシルト岩の性質がさらに調査された後でこれらの法面勾配を再検討するのが賢明と思われる。

仮排水路トンネルの径が大きく、掘削される岩層の大部分が比較的弱層である点から工事中におけるトンネルの適切な支持を確保するため多くの注意が必要であろう。

これらのトンネルは径が大きいため、導坑及びベンチカット工法による掘削を必要とするだろう。

砂岩層においては地下水の湧出がいくらかあるだろう。

3.11 勸告

本計画における各種の土木構造物に影響を与える地質上の特質がいくつか存在する。したがって設計段階においてさらに研究が必要であろう。

地震の危険を再検討することが必要であろう。これには地域の地震データ（1974年8月までの資料は今回の調査に編入されている）を最新のものとすること、及び最近設置した地震計の装置から得た資料の解析が含まれている。あとわずかではあるが、主ダム基礎の地域における地質作業が必要と思われる。しかしながら、地質図作成は余水吐施設全体にわたって広

げられねばならない。特に余水吐、地域全般に存在するクリーク床の作図に留意しなければならない。かくして岩盤露出部はその位置と標高を定めることができる。この地域のダイヤモンドボーリングの追加もまた地すべり岩層の厚さを決めるために必要である。すべてこれらの推奨される作業によって正確な岩盤等高線を作成することができる。そしてこの等高線は、岩盤の表面が現在考えている余水吐射水路の基礎面より下がっていないことを確認するのに必要なのである。深く掘削する場合の法面安定度は再検討されなければならない。前に述べたように、取水口および余水吐越流部の構造物附近の切土は、これらの地域が比較的強固な砂岩の厚い層であるため、おそらく安全に急勾配とすることができる。しかし泥岩とシルト岩の互層の層理面に沿ってくさび形破壊の恐れがあるだろう。

各種の地層の位置は現存の資料（層 21 の構造等高線のような）からかなり正確に見通すことができるが、選定位置における主要地層の境界の位置と高さの測量結果を加え、現存の資料を用い、その他の地層（特に層 19 の底部）の等高線を描くことによりさらに高い精度を得ることができる。

取水構造物及び余水吐越流部地区の法面安定度の問題は、さらに三次元モデルを用いて研究することを勧告する。層序学上の資料に加えて標定、節理の方向性、間隔及びこれらの深い切取部の近辺における地層の不連続に関する資料をさらに必要とする。

仮排水路トンネル 2 および 3 の上流側坑口付近の法面安定度は再検討の必要がある。それは現在考えられている法面は層理の下部を切り取ることになるからである。この下部切り取りによって発生する層理沿いの地すべりはダムの上流端に支障を与えるものと思われる。

泥岩及びシルト岩はその特性として、断層の有無にかかわらず安定度に影響を与えるものであり、結果として発電所、仮排水路トンネル下流側坑門、余水吐下流区間の設計にも影響を与える。急勾配法面側における試掘を行いこれらの岩石の挙動と基礎材としての性質を調べるため、特に発電所地域において、ブルドーザによる深いトレンチを少なくとも 1 本掘削することを勧告する。仮排水路トンネルの 1.2 箇所の下流側坑門において 1 本または 2 本の調査トンネルが必要である。これはおそらくロードヘッド型の機械を使用することになるだろう。

ボーリングコアの最近の室内試験結果は、試料が脆弱性で短時間で崩壊するために軟弱岩、特に泥岩の物理的特性に関して結論が出ないままになっている。したがって設計段階でさらに試験が必要である。

考えられる方法としては大口径ボーリングコア（直径 61 mm から 64 mm までの H シリーズのコア）と箱型の不攪乱岩石試料を採取して更に室内試験を行うことである。その他原位試験も考えられる。

第4章 副ダム

4.1 概 要

貯水地域の地形図は主ダムの北西約9 Kmの位置の貯水池外縁に標高の低い広がりのあることを示している。この広がりの長さは約5.5 Kmである。細部測量結果は、堤頂の全長約3.7 Kmの副ダムがこの低い広がりのところが必要であることを示している。低い地点の一つは非常余水吐に利用される。

4つの副ダムが必要とされる。これらのダム及び非常余水吐の位置は図3.0から図3.4に示されている。

非常余水吐は標高131において幅275 mの水路であり、てんば標高139.5 mの越流により侵食されうる築堤の基礎となるコンクリート床版でできている。

次に示す2つの形式の築堤が計画されている。

- (a) 築堤高さが約15 m以上の場合は中央遮水壁型となり、上流側勾配は水平1.8に対し鉛直1、下流側勾配は1.7 : 1となる。
- (b) 築堤高15 m以下の場合はアースフィルダムが予想され、2.5 : 1の上流側勾配と2 : 1の下流側勾配を持つ。

図3.0から図3.4までに示したダム軸線は予備設計(第2巻参照)に適用したものと同一であることは注目すべきことである。しかしダムの輪郭は地勢ならびに地質の最新情報を考慮して修正されている。

4.2 地 勢

種々の副ダム地点の地勢は図3.0から図3.4の平面図に、図3.5から図5.0の断面図に示されている。写真3から写真6はそれぞれ副ダムNo.1及びNo.3の地点の写真である。

副ダムが必要となる貯水池外縁部は、高さにかなりの変化がある。最低地点は副ダムNo.1の地域に存在し、主ダムてんば(標高141 m)よりほぼ60 m下にある。最高地点はダムてんばより約120 m高く、副ダムNo.3の北側の山頂に存在する。

場所によっては、外縁部は非常に切立って細くなっていて、斜面はかなりの距離にわたって共通しており20°と30°の間である。高さ10 m以上の一部区間には45°以上の斜面のところがある。貯水池外縁が主ダムのてんばを越えてはいるが、外縁部の横断面がダムの断面よりせまく、安定性と漏水防止のため築堤が必要な地点が数箇所ある。写真3は副ダムNo.2の南端の標準的な細い尾根を示している。

副ダム $\#$ 1は長さ約1,750mとなる。貯水池外縁がダムてんばより高いところにある二、三の地点があるけれど、副ダム地区の大部分はダムてんばより約40m低く、約60m低いところが2地点ある。ダム基礎の最も低い部分から上の堤高は約85mとなる。

標高155mの小丘があり、副ダムを副ダム $\#$ 1と副ダム $\#$ 2に分離している。副ダム $\#$ 2の長さは約1,210mである。この地点における最も低い地点はダムてんばより約20m下にあり、尾根が堤頂より高い場所が多いが尾根幅は狭い。そのため、尾根が堤体断面よりわずかに広い所が二、三箇所あるにも拘らず副ダム $\#$ 2は地質図(図32)には連続な築堤として示されている。基礎の最低部から上の堤高は約50mとなる。

副ダム $\#$ 2と $\#$ 3の間の貯水池外縁部の大部分はダムてんば標高において幅100m以上ある。

副ダム $\#$ 3の長さは約400mとなり、この地域において最も低い地点はダムてんばより約15m低い地点である。しかしながら、貯水池外縁が稜線より高いところが数箇所存在する。基礎の最低地点からの堤高は約40mとなる。副ダム $\#$ 3と非常用余水吐地点の間の貯水池外縁の間隔は広く、稜線よりかなり上方にある。

非常用余水吐地点においては、長さ60mの外縁の広がりにはダムてんば標高と同じかやや高い。外縁を貫通して標高131mのところ幅275mの水路を掘削することが計画されている。

非常用余水吐の北の尾根はダムてんば標高において大部分が幅100mあるいはそれ以上である。ただし副ダム $\#$ 4の地点は例外で、この位置では堤頂より約5m下に低い位置にあり、長さ85mの築堤を必要とする。

4.3 調 査

4.3.1 地質図作成

副ダム地点の地形図作成は、尾根の頂部及びその両側の若干の範囲にわたって伐採後航空写真測量によって行われた。地形基本平面図は地質図作成が完成するまでに使用できなかった。地質調査は地上測量線に沿って行われ、細長い地質平面、地質断面が作成された。地質図調査は、多量の岩石露出のあるクリーク沿いにも行われた。得られた地質データは縮尺500分の1の地形図に編集され、完全ではないが代表的な構造物基礎地域の岩石露出図が作成された。

地質図作成に用いた測量網は尾根の頂部に沿う5Km以上のトラバー点と尾根を横断する32のトラバー点で構成された。南から北の方向の尾根のトラバーは、PWD杭29から1までと30から106およびこれに続くNK1から73(記号のPWD及びNKはPublic Works Departmentと日本工営のそれぞれの測量班の頭文字)によって確認できる。断面図は尾根頂部の始点杭と始点の上、下流にある番号を付した杭とを照合して確認することができる。

前に述べたように、地質は図30の索引図に示しているように副ダム地域の縮尺500分の1の等高線平面図にまとめられている。これらの図面はバブアニューギニア政府の資料保管所に保管され、利用可能であるが、本報告書には添付されていない。この地域の地質は図30から図34までの縮少された平面図と図35から図50の断面図に示されている。

主ダム同様、写真測量による等高線図は伐採地ではかなり信頼をおけるが、未伐採地では等高線図と地上で得た詳細図との間には顕著な差異のあることが分った。地質断面に示される地形細部は、地上測量から得たもので、等高線図から得たものではない。

4.3.2 ダイヤモンドボーリング

1959年Commonwealth Aluminium Corporationに対しGeorge Wimpey & Co. Ltdが8本のダイヤモンドボーリング孔(BH1からBH8)の掘削を行った。ボーリング孔は深さ12mから15m、全削孔長11.6mで、当時余水吐として考えられていた副ダムNo.1の最も低地の区間に位置している。

メートル単位に換算したボーリング孔の詳細柱状図は第8巻にまとめられている。概括柱状図は図35および図36に示されている。これらのボーリング孔では水圧試験は行なわれていない。

1975年に深さ15mから50m、全長55.0mの18本のボーリングを行った。これらの位置は次のとおりである。

副ダムNo.1	9本、	DD201からDD209
副ダムNo.2	4本、	DD210からDD213
副ダムNo.3	2本、	DD214とDD215
非常用余水吐	2本、	DD216とDD217
副ダムNo.4	1本、	DD218

水圧試験は全孔について実施された。地下水位測定も行われた。ボーリングコアの詳細柱状図と写真は第8巻にまとめられている。ボーリング孔の概括柱状図は地質断面A-A'からF-F'(図35、36、43、47、49および50)に示されている。

4.3.3 トレンチ

1975年に全部で181個所のテストピットと長さ25m、深さ3m以下のトレンチ(T1からT181)を手掘りにより掘さくした。

これら掘削位置は図30から図34に示され、詳細柱状図は図51から図60に示されてい

る。

概括柱状図は該当する地質断面に載せてある。

調査は1959年に行われ13のテストピットを含んでいる。これはAからH及びJからNの番号を付してある。ピットA、B、C、D、F、H、J、K、L及びNが再度掘削されT1からT10までそれぞれ番号が付けられた。加えてT11、T12およびT13がボーリング孔BH3、BH2及びBH1の予定箇所にそれぞれ掘削された。

4.3.4 オーガー孔

A1からA9、A11からA13及びA110からA120までの23本の手動オーガーボーリング孔と1本の堅坑S10が副ダムNo.1の地すべり地域に掘られた。これは地すべり岩層の範囲と深さについての資料を得る目的のものである。位置は図31に示されている。

A121からA124の4本のオーガー孔が副ダムNo.3の地すべり地域に掘られた。位置は図33に示されている。

また副ダムNo.1(図30)の南端に近くA17、A18、A108及びA109の4本のオーガー孔と副ダムNo.4(図34)にA20及びA21の2本のオーガー孔がある。

詳細な柱状図は図61に、概括柱状図は該当の地質断面図に示されている。

4.3.5 弾性波屈折トラバース探査

長さ45mの弾性波屈折トラバース探査が副ダムNo.1のダイヤモンドボーリング孔DD210の近傍で行われた。

走時曲線グラフならびに速度層の説明は図62に示されている。

4.4 岩種別及び形成層

副ダムの岩盤は、主ダムの岩盤の組成と同様の水成岩から構成されており、表土、傾斜湿土、地すべり岩層、崖錐及び沖積層の表層堆積物でおおわれている。

岩盤の露出はクリークや峡谷に沿ってかなり数多く存在しており、ルーズに砕けた塊状の露出岩が尾根の頂部にひんばんに存在している。

4.4.1 Orubadi層及びAure層

主ダムにおける層序学的関係から副ダムNo.1の南端に存在する岩石はOrubadi層に属することが判明している。地域の地質図によるとAure層の岩石は地域北部に存在する可能性があるが、これは現在の調査の結果として確認されておらず、又反証もされていない。褶曲と断層によっておそらく同一地層のくり返しがあつて地質構造が複雑となつており特徴的な目印

となる層と層序上の連続性が存在しないため層序を確立することは不可能であった。大部分にわたって地層は、時には厚さ1 mから10 mの砂岩層を狭む泥岩ないしシルト岩として分類される。長さ400 mの副ダムNo.1の区間（杭PWD19とPWD5の間）においては、砂岩が多量にあり累層中の約25%を占めている。砂岩層はまた非常用余水吐及び副ダムNo.4の近辺に比較的多量に存在する。

副ダムNo.1においては、砂岩が完全に欠如すること、また泥岩がシルト岩上に優越しているという事実によって特徴づけられた二つの地域がある。一つは厚さ450 mの区間（杭PWD5とPWD34の間）もう一つは長さ300 mの区間（杭PWD35とPWD42の間）である。

4.4.2 地すべり岩屑と崖錐

地すべり岩屑と崖錐に漸移する土と沢口堆積物が副ダム地域に広く分布する。これらの堆積層には無数の沈降地と浸食された急傾斜地が存在する。これらの堆積物を調査し、厚さを決定するために手掘トレンチ及びピットが広く用いられた。トレンチの深さは約3 mを限度（主として安全を考慮して）としたがその多くは深さ1 mないし3 mの間で岩盤に遭遇し、堆積の大部分が表層的であることを示している。またトレンチの調査によって、最も一般的な不安定箇所は風化岩と新鮮な岩との間の接触面上のすべりであることが示されている。

しかしながら、深い異常な地すべり岩屑も多く、多くの場所に存在している。さらにはっきりした地すべり岩屑の地域以外に、トレンチ内で密雑した節理、開口節理又は剪断をうけた岩石が露出している地域が存在する。これは断層によるものかあるいは地すべりによるものと思われる。

既知の地すべり岩屑中最大のもが副ダムNo.1の中心部に近い低い鞍部にあり、約200 mにわたる三角形の輪郭を有する堆積地域が描き出されている（図31）。又この地域は写真4の右側の前景にも示されている。

この堆積層の厚さは尾根の頂部のダイヤモンドボーリング孔DD203において17.2 mと測定されている（断面AA、図36）。尾根の斜面における手動オーガー孔とテストピットの結果では断面PWD3とPWD5（図39）に沿うところで厚さ約10 mに達するとされている。

この特殊な堆積物質は泥岩質角礫岩として記載するのが最良と思われる。風化していない状態においては、それは青灰色粘土マトリックス（基質）中の泥岩断片で構成されていて有機物質を含んでいる。それは断層角礫岩に似ており、最初そのようなものであったと考えられたが堆積層の幾何学的形状により地すべり物質であることが示されている。堆積層の上部2～3 mは様々に風化されている。

地すべり岩屑の年令は含まれている有機物質（付録A参照）の放射性炭素年代測定によって

現在より1,430±100年前及び1,150±80年前と決定された。基礎材としての特性を決めるため室内及び現場試験が地すべり岩層について行われた。その結果は4.9節に述べられている。上記地すべり岩層の真南の断面PWD7の付近には尾根の東斜面に沿って約150mの崖錐の斜面が存在する。この堆積層はトレンチT50によると、深さ約3mである。これは特に大きな堆積ではないが、断層帯上をおおっている可能性がある。これは再度4.6節において言及されている。

長さ50m以上の地すべり岩層地域が副ダムNo.2(図46)の東端の断面PWD78の近くに存在する。この地域における3本のトレンチのうち1本だけは岩盤に到達しなかった。しかし稜線頂部付近の地形は副ダムNo.3に存在する塊状地すべりと思われる地形と類似している。副ダムNo.3の地形は最初の二つの副ダムにおける正規の稜線頂部と比較すると、いくらか異常である。それは不規則な一連の小丘や小山があるからである。

断面PW100+30(図48)の付近においては、小山のような地形は多分塊状の地すべり(写真5および6)であろうと解釈されている。もしこの解釈が正しいとすれば攪乱された物質の厚さは15mほどであろう。その他同じような地すべりがこの付近に存在することはあり得る。

副ダムNo.3の北東端においては、断面PWD104+16(図33および48)付近にほぼ円形の地すべり岩層地域が図示されている。そこには傾いた樹木や、その他最近移動したことを示す証拠がある。

4.4.3 沖積層

大きなクリークに沿った副ダム地域においては小規模の沖積層の堆積物のみがある。これらはせいぜい幅が約10mでおそらく厚さは1mから2m単位のものである。

4.5 風化

主ダムと同様副ダムにおける風化はほぼ単層程度のものである。それは風化物体が形成後すぐ浸食とすべりによって急速に取り除かれるためと思われる。この地域内にある数多くの崩落崖は深さ3m内外で風化岩と新鮮岩との間の接触面におけるすべりに原因していることが、トレンチにおいて示されている。風化した岩石の断片が地すべり岩層や崖錐の堆積層中に存在しているが完全かつ高度に風化した岩石は岩盤としてはほとんど見られない。少量の褐鉄鉱錆の節理のある部分を含め新鮮な岩石はクリーク床の露出面で普通に見うけられ、またトレンチでも極めて普通に観察される。0から2mの風化岩がボーリング孔内でみられ、また少数の孔内には節理中の錆がみられる。しかしながら尾根の頂部に近い大部分の孔では約5m、最大7mの風化(垂直に測って)を示している。錆のある節理は風化岩によりさらに約1m下方まで存

在するのが普通で、風化岩は最大10mの深さ(垂直に測って)を持っている。

4.6 構造

4.6.1 褶曲

広域地質図を見ると主ダム付近における地層の走向は全般的に方向変換をしてN140°Eから副ダム付近では東西(約N100°E)に変化している。しかしながら副ダム地域詳細図は、褶曲の様子は複雑で走向はNE-S Eから東西に変化し更に南北方向のものまである。傾斜は一般に南北方向に対して急であるが、副ダムNo.1の北部及び副ダムNo.2の南部においては傾斜は一般に北および南の方向に25°から45°の間であり、この地域が向斜軸となっていることを示唆している。

層理の状態を表わす極図(図63)は主な2方向の褶曲に起因すると解される複雑な型を示している。個々の砂岩層のいくつかは副ダムNo.4の北方にある古い岩石と同様の屈曲をなしているが、山頂に存在する別の砂岩層は、剪断によりくり返し変位している。小さな褶曲を伴い、このように地層の状態が変化していることから、大きな背斜と向斜がいくつか存在することが示唆される。もちろんこれらの中には小規模の褶曲が存在する。更に断層によって複雑化しているのでこの地域全般の地質構造は余りはっきりしない。

4.6.2 断層及び剪断

この地域全般に、多くの鞍部が存在することは地質上の弱点があることを示唆している。これら副ダムの多くはダイヤモンドボーリング孔及びトレンチで調査され、ほとんどすべての場合に密な節理、剪断、あるいは断層が見られた。

副ダムNo.1においては、杭PWD19とPWD5の間400mの区間に沿って、稜線の頂部は砂岩層を25%含む地層で構成されている。しかしながら地質図は、これらの地層が岩層におおわれた稜線の東側斜面によって切断されていることを示唆している。稜線上に位置するボーリング孔DD204においては層面傾斜が異常に変化しており、又破砕岩に逢着している。更に水圧試験中ボーリング水の損失と高い漏水とがあった。コアの調査中には大きな断層は認められなかったが、この孔のコアにより砂岩層が平らな断層帯によって下部の地層と分離され、薄い層として尾根をおおっていることが示唆されている(図30、31および36参照)。

杭PWD5の北方の地すべり岩層は始めは断層角礫岩と思われた。この地域の調査の過程で、ボーリング孔DD203をこの岩層の下方に傾斜孔として掘進した。泥岩は無数の小さな剪断と粘土の薄層をはさんでおり大きな断層帯と考えなければならぬ。この地域の多くのトレンチは破砕を受けあるいは開口節理のある泥岩を示しているが、このような破壊のどれほどが断層によるものであるか、そしてすべりの進展とどの程度関係しているかは不明である。この地

質は東方の主ダムまで続いている顕著な地形、即ち広い谷に沿って存在している。それは、また西方にも明らかに延びているが、2つに分岐している可能性がある。

地すべり岩層は断層によって移動した徴候はない。岩層の時代は放射性炭素測定により現在から1,430+100年前と1,150+100年前の間の年代とされている。この問題は、詳細設計の段階で再検討されるべきである。

剪断および破碎岩帯は最近(1975年)のボーリング孔のすべてに存在しており、この破碎帯を小断層あるいは大断層の何れかに分類する事はできない。

4.7 地下水及び透水性

1975年に掘った18本のボーリング孔はすべて水圧試験用であった。試験結果は詳細ボーリング柱状図(第8巻)と地質断面A A'からF F'(図35、36、43、47、49および50)の概括柱状図に示されている。

トレンチ内の雨水観測では新らしい泥岩とシルト岩は比較的不透水であることを示している。ボーリング孔においては、水位はしばしば風化層の底面に非常に近接して存在し、新鮮な岩石は非常に低い透水性を示唆していることが分った。しかし、地下水面下の水圧試験中高い水の損失が認められ、ボーリング中にも認められた。適切に孔を塞ぐバッカーが、岩が軟弱なために拡大して止水に失敗したので、圧力試験結果のいくつかは信頼できない疑いはあるが、この段階では高度の漏水は事実と考える方が妥当であろう。

例えばボーリング孔DD211及びDD212を含む何本かのボーリング孔は砂岩を掘進することを目的としたが、これらは砂岩層の近くで高度の損失を示した。

4.8 斜面安定度

既に述べたように、副ダム地域には無数の崩落と浸食急斜面がある。これらの大部分は地表面の現象であることがトレンチによって確認されており、上部の1mから3mの表土と風化岩の範囲に限られることが明らかになった。これらの物質は基礎からたやすく除去することができる。

深部におよぶ地すべりが大きな関心の対象であり、この種の地すべりのあるものには風化しない岩石の変位に関係している。いくつかの大きな地すべりが予想されるものについては4.4節で述べている。しかし基礎の地域全体はまだ作図されていないし、未だ発見されていない地すべり地域がある可能性を見逃してはならない。

塊状地すべりと思われるものについては副ダムNo.3で述べた。この副ダム地域の異常な凹丘状の地形と今後さらにこの種の地すべりの可能性がある副ダムNo.2の東端に注意が必要である。

この地域は設計段階で詳細な検討が必要である。詳細な検討を要する他の地域は、副ダムNo.

1の大地すべり地域とこの丁度南にある平坦な断層の存在が予想される地域である。

4.9 室内試験データ

地すべり岩層の副ダム基礎としての工学的特性を決めるため岩層の試料について現場並びに室内試験が行われた。試験結果は付録Fに示されている。

ほとんどの試料は杭PWD5の北の副ダムNo.1の大きな地すべり岩層から得たものである。しかし試料17Aおよび18Aは副ダムNo.1の南端、20Aおよび21Aは副ダムNo.4から得たものである。

強度パラメーターは副ダム基礎から得た砂岩と泥岩の10個のコアサンプルに対して決められた。結果は付録Cに主ダムの結果と共に報告されている。

4.10 地質工学的考察

4.10.1 副ダム

副ダム地点の主な地質上の特徴は、

- 岩盤は褶曲ならびに一般に急傾斜の泥岩及びシルト岩で構成され、一部に砂岩を含んでいる。
- 層理の走向は一般にダムの中心軸と大きな角度をなしている。しかし特に副ダムNo.2においては走向は部分的にほぼ平行である。
- 表土層、沢口に堆積した地すべり岩層、あるいは厚さ1mから3mの風化岩が副ダム地点の大部分をおおっている。なお、大規模で深部に達する地すべりがいくつかある。
- いくつかの断層と剪断が基礎部分に存在する。

地質学的に見て、いろいろな副ダム地点に対して提案されているようなアースフィル築堤またはアースとロックフィルの築堤の例れにも適していると考えられる。一般に表土、沢口堆積物、地すべり岩層および風化岩は弱い性質を持っているため、これらの物質を基礎から取り除くことが必要であろう。基礎として許容されるのは、褶皺・鉤状節理を持つ新鮮岩をいし、わずかに風化した岩石である。新しい岩石も地すべりによって攪乱されている場合には除去が必要である。最小限除去を必要とする推定の深さについては、地質断面に示されている大部分にわたって2mから3mの程度である。少なくとも深さ17mまでの除去は、地すべり岩層のあるものについては予想される。

ボーリング孔のコアから定められる剝土深さは表A2に示されている。

表 A 2 副ダム及び非常用余水吐

ダイヤモンドボーリングからの推定剝土深さ

穿孔番号	孔の傾斜	除 去 深 さ			備 考
		最小 m	最大 m	想定 m	
副ダム No. 1					
DD201	90°	1.9	1.9	1.9	
DD202	45°	1.2 (0.8)	1.5 (1.1)	1.2 (0.8)	
DD203	90°	1.7	17.3		地すべり岩層砂岩
DD204	90°	6.7	7.0	7.0	
DD205	45°	6.8 (4.8)	7.8 (5.5)	6.8 (4.8)	
DD206	45°	2.6 (1.8)	2.6 (1.8)	2.6 (1.8)	
DD207	90°	5.1	6.8	5.1	
DD208	45°	6.4 (4.5)	10.5	6.4 (4.5)	局所的な深掘削
DD209	45°	3.5 (2.5)	4.2 (2.9)	4.2 (2.9)	
副ダム No. 2					
DD210	45°	5.2 (3.6)	12.0 (8.4)	5.2 (3.6)	
DD211	45°	6.5 (4.6)	8.8 (6.2)	7.6 (5.3)	
DD212	45°	4.0 (2.8)	6.8 (4.8)	5.4 (3.8)	
DD213	90°	2.0	2.4	2.4	
副ダム No. 3					
DD214	45°	4.1 (2.9)	4.1 (2.9)	4.1 (2.9)	
DD215	90°	1.3	1.7	1.5	
非常用余水吐					
DD216	45°	5.3 (3.7)	5.5 (3.9)	5.5 (3.9)	
DD217	45°	4.2 (2.9)	5.2 (3.6)	4.5 (2.9)	
副ダム No. 4					
DD218	45°	2.5 (1.8)	5.3 (3.7)	5.3 (3.7)	

注：最初の数字はコアの長さによって測った。()内数字は孔の傾斜を勘案修正したものである。

これらの剝土深さは尾根の頂部に対しては代表的なものを見なされるが、トレンチでは一般に剝土が浅いという結果が出た稜線斜面には当てはまらない。

ボーリング孔の圧力試験ではほとんどすべてのボーリング孔において中位から高度の漏水があった。ただし完全に泥岩を掘進した孔は例外である。概算見積りを立てるために、築堤の全長にわたってカーテングラウチングをするのは当然と思われる。この作業によって基礎の一部区間がグラウチングを必要としない非常に低い透水性を持っていることが立証されるだろう。

築堤の上流側においては、局部的に安定性の問題があり得る。そこは築堤法先部が低水位より上にある箇所である。植物は貯水池の水位変動範囲内は死滅し、表土や傾斜湿地は場所によって浸食と地すべりで取り去られてしまうだろう。気中弛緩された岩の露出しているところでは、捨土または捨石で露出岩をおおうような保護処置を行うことが必要である。

4.10.2 非常用余水吐

この構造物の計画基礎面の岩石は新鮮であろう。しかしながらこの基礎には圧砕岩を含むかなり大きい断層がいくつもある。これら軟弱物質は非常用余水吐の操作を開始した時に問題を提起する。非常に高い水の流下条件下にさらされる砂岩とシルト岩が将来侵食される可能性があるということが実際問題となる。この様な見地から設計段階には非常に周到な検討を必要とする。

4.11 勸告

次に示す追加地質作業を設計段階で行なうことを勧告する。

- 地質図作成。現在の地質図は測量のトラバースに沿う作図にもとづく骨格である。完全な作図が各種のダムや非常用余水吐の基礎地域に必要である。
- 数箇所の知られている大きな地すべり地域及び地すべりの起りそうな地域（4.4.2節および4.8節）の真剣な再検討が必要である。追加ダイヤモンドボーリング並びにトレンチ掘削（なるべく小型のブルドーザまたはその他の機械的用具によって）が、すべりの深さと地域的範囲を十分な信頼性で決定するために必要である。
- 設計条件にしたがって、グラウチングの必要性に対する指針として、基礎の透水性に関する追加資料を得るためにボーリングが必要である。
- 非常余水吐。この余水吐は実際に運転されないであろうが、非常に高い流下条件下にさらされる基礎の岩石の侵食性によって構造物の非常に甚だしい損害と破壊をまねく危険がある。地層の侵食性についてできるだけ現実的な評価を得るためと、この危険を最小限におさえるように構造物を設計する必要があり、この地域は真剣に再検討されるべきである。

第5章 Aure 計画

5.1 調査

Aure 計画の位置は図1に示されている。

Aure 計画の地質検討はヘリコプター使用による地域の踏査、現存の小縮尺地質図(25万分の1および10万分の1)および2万5千分の1の地形図を用いて行う航空写真解析よりなる。地上での調査は行われていない。

Aure 河は Aure 河と Puari 河との合流点の上流約10Kmの Bar Creek から約45Km上流の急曲点まで検討された。この間の河面の標高差は320mである。水路の大部分にわたって河は玉石をまきちらした流路のなかの一連の急流として流れ、水流は谷底の大半を占めている。谷斜面の勾配は普通 20° から 30° であるが、部分的に急で、時おり断崖がある。地域内の全高低差は1,500mである。地域は密林でおおわれて非常に急峻で接近は困難である。地形にもとづいて、ダム地点として3つの可能な地点が検討のために選定された。すなわち二つの河川の合流点からそれぞれ上流へ約36Km、32Kmおよび20Kmである。

約44Km上流の4番目の地点も14Km上流の発電所までの長さ10Kmの導水路トンネルに関連して考えられた。そしてこれは河の距離で約30Kmにわたって河の落差を利用開発するためであった。

これが今回提出されている計画である。

5.2 地質

地域は Aure 層の水成岩から成り、泥岩、シルト岩、およびわずかな石灰岩の層を持つ砂岩で構成されている。

最初の三つのダム地点が狭げまっているのは各々厚い石灰岩の層の存在に原因している。この石灰岩は他の岩種より侵食に対し低坑力が強い。岩石の露出は河床に多く見られ、谷斜面の下部ではかなりよく見られた。

地層は2方向の褶曲を有し、大体東西とNW-S Eの褶曲軸を持っており、盆状構造、ドーム構造の組合った複雑な構造をなしている。地層は普通 30° と 50° の間の傾斜を有する。いくつかの褶曲に関係した断層があるように見える。Puari 河との合流点の上流約33Kmと43Kmの間にある Aure 河の南、すなわち左岸の谷壁の少なくとも一部は、dip slope のようである(すなわち地形は層理に平行である)。

5.3 建設材料

河床の大部分は玉石でおおわれているが、局所的な砂利の堆積が河の下流約2.8 Kmの大半にわたって存在する。これらの砂利の等級は分っていないが、多分非常に粗いものである。コンクリート用骨材は多分砕岩または粗い砂利から製造するか、かなりの距離のところから運搬しなければならない。細粒な材料はおそらくほとんどないだろう。

石灰岩は良質のロックフィル材を産み出すだろう。この地域にあるその他の種類の岩石の物理特性は分っていないが、多分Waboダム地点のシルト岩及び砂岩に匹敵するもので、高強度を要するロックフィル材には適しないだろう。

調査の印象によれば、この地域には、表土の堆積があったとしてもわずかなものである。最も可能性のあるアースフィル材は泥岩であると思われる。

5.4 Aure計画の地質工学的考察

電力開発の経済性の検討は上流ダム地点の大部分を包含する導水路トンネルの計画が基本となっている。

この計画は地質上からは可能であるということが示されている。実質上新鮮な水成岩がダム地点の2 mないし3 mの深さのところに存在し、河の流路のなかには厚い沖積層はないだろうと予想されている。谷の斜面がdip slopeと考えられる、左岸上にある潜在的に斜面が不安定な地域は、地点の下流にわずかしかな存在しないと見られるので、将来何らかの不安定さが起きても、ダムや貯水池に影響することはないだろう。しかしこの見解に対しては、将来何らかの調査を行って周到な検討を必要とする。

導水路トンネルは比較的軟かい水成岩のところに位置し、全面的なライニングを必要とする。機械掘削の条件に適している。

地下発電所は軟弱水成岩のところで掘削を行うことになると思われるので、今回は地上面の配置計画を検討することに決定した。

地域あるいは地下式の水圧鉄管のいずれかを設置するとしても、サイトの適地を決定することができると考えられる。発電地域では、傾斜は急であるが、地層は山側に傾斜しているので、層面に沿うすべりに起因する斜面の安定問題は起きないだろう。電力開発の比較案は合流点の上流3.6 Km、3.2 Kmおよび2.0 Kmに位置するダム地点のうち一地点以上を使用すると思われる。

これらすべての地点には基礎には石灰岩がある。地形が若いので、ほら穴の発達のような広範な溶解現象は起きそうもないと考えられるが、グラウチングを必要とする節理に沿う溶解があるかもしれない。新鮮な岩までの深さはおそらく局所的な崖錐のたまりを除いては全地点とも浅いであろう。河底は玉石が散らばり河底と岸には無数の岩の露出がある。厚さ2 mないし

3 m以上の沖積層のありそうな場所はない。

高いダムが三つの地点に建設できることに関しては、疑問はほとんどない。しかしながら、3.6 kmと3.0 kmの地点を含む計画の建設に対する可能性は、谷の左岸の斜面における安定性の問題のための疑問が残る。もし谷の斜面が dip slope であることが確実ならば、将来貯水池を埋め、ダムをのりこえ発電所やダムをのみ込む恐れのある巨大な地すべりに発展する可能性が存在することになる。

5.5 今後の作業に対する勧告

この計画に関する将来の地質調査には、アクセスが極端に困難なので補給の問題があるだろう。最初の段階の調査は、ヘリコプターで支援する小規模な現地調査隊が数週間の調査期間で（調査対象の数によるが）の詳細な地質踏査をすべきことを勧告する。

調査はいくつかの弾性波トラバース探査を含む、機器による踏査、および少数のテストピットまたはオーガー孔によるボーリングより構成される。

完全なフィージビリティ調査をするには、ダイヤモンドボーリングおよびその他地表面下の調査を引続き行わねばならない。既存の2万5千分の1の地形図としてかなり広範な広域地質図の作成が必要とされる。これにはAure河左岸に存在が予想される dip slope、貯水池地域の斜面安定およびトンネル路線に沿う地質などの検討をしなければならない。地図作成には航空写真の解析及び空中踏査を行ない地上のトラバースの増加を図らなければならない。

ダム地点および発電所の地域は、基本平面図として、縮尺2千分の1地形図を用いて地質調査を行わなければならない。

アースコア、ロックファイル、捨石およびコンクリート骨材を含む工事用材料の存在する位置を定め、また該当する場所の試料採取を行わなければならない。

河のさらに下流に位置する高いダムに適する可能な三地点のうち、一地点以上を調査対象に含めるべきかどうか決めるための室内検討が更に必要である。地質に関する作業、すなわち谷斜面の安定性の検討、縮尺2千分の1地質図作成（既存の地形図を利用して）および材料踏査は、この計画のなかの他の調査に必要とするものと同程度のものでなければならない。

第 6 章 参 考 文 献

- AUSTRALIA DEPARTMENT OF MINERALS AND ENERGY. BUREAU OF MINERAL RESOURCES, GEOLOGY AND GEOPHYSICS (1974). Karimui, Papua New Guinea. 1:250,000 geological series—explanatory notes. Canberra.
- THE AUSTRALIAN PETROLEUM COMPANY PROPRIETARY. (1961). Geological results of petroleum exploration in Western Papua. Geol. Soc. Australia Jour. 8, (1).
- COMMONWEALTH ALUMINIUM CORPORATION PTY LTD. (1960). Report on site investigation for proposed Wabo Dam, Purari River, Papua. George Wimpey & Co. Limited, Hayes, U.K. December 1960.
- JENKINS, DAVID A. L. (1974). Detachment tectonics in Western Papua New Guinea. Geol. Soc. Amer., Bull 85 (4). pp. 533—548.
- MILES, KEITH R. (1960). Report on further geological investigations, Wabo Dam Project. January 1960.
- NIPPON KOEI CO. LTD. (1973). The lower basin development of the purari River—preliminary report. Tokyo, September 1973.

第 2 部 建設材料調査

目 次

	頁
添付表一覧表	
第 1 章 序 論	4 4
1.1 既存の調査データ	4 4
1.2 今回の調査概要	4 4
1.3 命名法、標準および方法	4 4
1.4 プロジェクト地域の地形と地質	4 6
1.5 必要量	4 7
第 2 章 要約と結論	4 8
2.1 建設材料採取場	4 8
2.1.1 土質材料	4 8
2.1.2 堤体ロック材料、フィルター材料およびコンクリート骨材	4 8
2.2 建設材料の性質	4 9
2.2.1 土質材料	4 9
2.2.2 河床砂礫	5 0
2.2.3 コンクリート	5 1
2.2.4 ロックフィル	5 1
2.2.5 ランダムフィル	5 1
第 3 章 不透水性コア材料（ゾーン 1）	5 2
3.1 概 要	5 2
3.2 現地調査の方法	5 3
3.3 主ダムに対する採取場	5 4
3.3.1 UG11地区（Uru Creek土取場）	5 4
3.3.2 UG12地区（Wabo Creek採取場）	5 5
3.4 副ダムに対する採取場	5 5
3.4.1 UG10地区（副ダム基礎）	5 5
3.4.2 UG13地区（Upu Creek採取場）	5 6

3.4.3	UG14地区 (Buo Creek採取場)	57
3.5	土質材料の性質	58
3.5.1	現場試験	58
(a)	現場含水比と密度	58
(b)	転圧試験	59
(c)	弾性波探査	61
(d)	一般断面	62
3.5.2	室内試験	63
(a)	概 要	63
(b)	土の分類試験 (i) 粒度分析	63
	(ii) 塑性試験	63
(c)	粘土鉱物学、膨張および分散	64
(d)	締固め試験	66
(e)	工学的性質 (i) 三軸せん断強度	67
	(ii) 圧 密	68
	(iii) 透水性	69
3.6	可採量	70
3.6.1	UG13 (Upu Creek採取場)	70
3.6.2	UG11 (Uru Creek採取場)	71
第4章	沖積砂礫	72
4.1	概 要	72
4.2	現地調査の方法	72
4.3	主ダムと副ダムの採取場	73
4.3.1	概 要	73
4.3.2	UG16地区 (Hou砂礫)	74
4.3.3	UG17地区 (Gleeson砂礫)	75
4.3.4	UG1地区 (主ダム基礎区域)	75
4.3.5	UG18地区 (Pide砂礫)	76
4.3.6	UG19地区 (Kone砂礫)	77
4.3.7	UG20地区 (Umasiai砂礫)	77
4.4	工学的性質	78
4.4.1	概 要	78

4.4.2	密度、吸水率および比重	78
4.4.3	粒度と粒子形状	79
4.4.4	靱性と耐久性	79
4.4.5	不純物と反応度	81
4.4.6	せん断強度	83
4.4.7	岩石	84
4.5	砂礫の使用	84
4.5.1	グラベルフィル	84
4.5.2	フィルターゾーン材料	85
4.5.3	コンクリート骨材	85
4.6	可採量	85
4.6.1	概要	85
4.6.2	UG 20 地区	85
4.6.3	UG 19 地区	86
4.6.4	UG 18 地区	87
4.6.5	UG 1 地区	87
4.6.6	UG 17 地区	87
4.6.7	UG 16 地区	88
4.6.8	要約	88
第5章	ランダムフィル材	90
5.1	概要	90
5.2	工学的性質	90
5.2.1	現場における評価	90
5.2.2	室内試験	91
第6章	ロック材(ロックフィルおよびリップラップ)	94
6.1	概要	94
6.2	採石候補地	94
6.2.1	UG 15 地区 (The Peaks 砂岩)	94
6.2.2	UG 21 地区 (Uraru 石灰岩)	95
6.2.3	UG 23 地区 (Po'on Mountain 石灰岩)	96
6.2.4	UG 24 地区 (Wor Mountain 砂岩)	97

6.3	工学的性質	97
6.4	可採量	98
第7章	コンクリート	100
7.1	骨材	100
7.2	セメント	100
7.3	コンクリート配合試験	100
7.3.1	概要	100
7.3.2	材料	100
7.3.3	配合計画	101
第8章	今後の調査に対する勧告	105
8.1	概要	105
8.2	土質材料	105
8.3	砂礫	105
8.4	ロックフィル	106
8.5	ランダムフィル	107
8.6	コンクリート	107
第9章	参考文献	108

添 付 表 一 覧 表

表	標 題	頁
B . 1	プロジェクトの各地区	45
B . 2	必要量	47
B . 3	泥岩土の一般的性質	50
B . 4	泥岩の現場含水比と密度	58
B . 5	泥岩土の塑性値	64
B . 6	泥岩の締固め、比重、含水比および密度	67
B . 7	泥岩土の三軸せん断試験	68
B . 8	泥岩土の圧密試験結果	69
B . 9	攪乱泥岩土の室内透水試験結果	70
B . 10	主ダム地点の河床における堆砂の深さと砂礫の割合	76
B . 11	砂礫の密度、吸水率および比重	78
B . 12	砂礫のロサンゼルス値および骨材破砕値	80
B . 13	砂礫の硫酸ナトリウム安定性	81
B . 14	砂礫の反応度、化学試験 (Mielenz) とモルタル棒試験結果	83
B . 15	砂礫量の総括	89
B . 16	ランダムフィル材料の粒度分析	92
B . 17	ランダムフィルの性質	92
B . 18	UG 15 地区の砂岩の粒度分析—転圧前後	95
B . 19	Wor Mountain 砂岩の工学的性質	99
B . 20	パプアニューギニアで用いられている三種の銘柄のセメント の化学成分と物理的性質	103
B . 21	配合試験—まだ固まらないコンクリートと硬化したコンクリート の配合比と性質	104

第 1 章 序 論

1.1 既存の調査データ

1959年から1960年にかけてのCommonwealth Aluminium Corporation (CAC) 調査報告書(Commonwealth Aluminium Corporation, 1960年およびMiles, 1960年)の抜粋が、本報告書に追加されている。

1.2 今回の調査概要

1975年の7月から12月にかけて行なわれた材料調査の主要な目的は、計画地域における建設材料の入手の可能性、並びに材質を知ることと、卓越した気象条件における盛立材料の施工性を小規模な転圧試験を行ない評価することであった。また、地質調査に関連して、主ダムと副ダムの基礎の材料を採取し、試験することも必要であった。

土質材料、ロック材料および、砂礫材料の採取地点を定めるために、ヘリコプターやリバートラック(平底船)を使って精力的かつ全般的な調査を行ない、その後最も有望な地点をさらに詳細に調査した。その調査は、ジャングル内のグリット線に沿う伐採、除去と測量、ハンドオーガー、手掘りトレンチや立て坑、ポータブル・ボーリングマシンおよび、シュミットハンマーによる地表調査より構成されるものである。砂礫の粗粒部分の粒度分析は現地で行なわれたが、その他の試料はバブアニューギニアの試験所(LaeのUniversity of TechnologyまたはPort MoresbyのDepartment of Housing and Construction)または、オーストラリアにあるSnowy Mountains Engineering Corporation (SMEC)のCooma Laboratoriesにおいて試験するために送り出された。掘削された全ての材料についての代表的な標本の小さな展示室がWabo地点のコア収容庫内に作られた。

1.3 命名法、標準および方法

現地調査および、試料採取に使用された分類整理システムは、プロジェクト名、地区、掘削および試料番号を割り当てるためのものである。このシステムは次のようになる。

(プロジェクト記号と地区番号/掘削番号と掘削の種類/試料番号と試料の種類)

Wabo計画に割り当てられたプロジェクト記号は、「UG」である。地区番号の完全なリストは、表B.1に示すとおりである。

この報告書に記載してある掘削の種類は次のとおり分類される。

A—ハンドオーガー孔	E—露 頭
T—手掘りトレンチまたは立て坑	P—バーカッションボーリング孔
DD—ロータリーボーリング孔	Q—試験採石
X—弾性波探査線	TT—転圧試験

試料の種類は、次のとおり分類される。

D—攪乱した試料
U—不攪乱試料
C—ダイヤモンドボーリングコア試料
W—含水比試料
G—掘削試料

例：UG17/3T/2D

UGは、Wabo発電計画を意味する。

UG17は、Wabo発電計画の地区17番目、すなわちGleeson砂礫（表B.1）を意味する。

3Tは、3番目の掘削で手掘りトレンチであることを意味する。

2Dは、2番目の試料で、乱した試料であることを意味する。

調査地区の位置は、図64に示されている。これらの地域に与えられた多くの名称は、Purari流域の居住者に用いられているものである。

土はメートル法による統一分類法に従って分類されている。この分類法の写しは付録IIに示されている。現地でなされた分類は、可能な所で照合された。そしてもし、室内試験の後修正された場合には、掘削柱状図に「lab」という注がつけられている。

岩石と表土の定義および風化の程度のカテゴリは、付録Iに与えられている。

Waboのロックを定義するに当たっては、この報告書の第1部に記載されているように泥岩という用語が用いられている。

表B.1 プロジェクトの各地区

地区番号	名 称
UG-1	主ダム河床基礎
UG-2	主ダム右岸アバットメント
UG-3	主ダム左岸アバットメント
UG-4	発電所掘削

UG-5	鉄管路ベンチ掘削	
UG-6	取水口構造物掘削	
UG-7	仮排水トンネル掘削—右岸	
UG-8	仮排水トンネル掘削—左岸	
UG-9	余水吐掘削	
UG-10	副ダム基礎	
UG-11	Uru Creek	土質材料採取場
UG-12	Wabo Creek	土質材料採取場
UG-13	Upu Creek	土質材料採取場
UG-14	Buo Creek	土質材料採取場
UG-15	The Peaks	砂岩
UG-16	Hou	砂礫
UG-17	Gleeson	砂礫
UG-18	Pide	砂礫
UG-19	Kone	砂礫
UG-20	Umasiai	砂礫
UG-21	Uraru	石灰岩
UG-22	Paw Creek	石灰岩
UG-23	Po ¹ on Mountain	石灰岩
UG-24	Wor Mountain	砂岩

室内試験はオーストラリアの標準試験方法 AS 1289 (土) および AS 1141 (コンクリート骨材) に基づく適切な試験方法で行なわれた。また試験がオーストラリアの標準試験方法によって規定されていない場合には適切な S M B C の標準試験方法によって行なわれた。

1.4 プロジェクト地域の地形と地質

Wabo 地点は Purari 河下流域に沿った山ろく地帯にある、この地域の起伏は中程度であり標高は約 750 m までである。プロジェクト地域は切り立った山の背、鞍部および円丘の地帯により特徴づけられている。山稜の斜面は極めて急であり、しばしば断崖をなしている。巧みに自然に掘られたクリークの系統が風景を特徴づけている。プロジェクト地域には広い台地や平地はない。山のすそと河川の間には狭い平らな段丘があるだけである。密生したジャングルの植生が全域を覆っている。背が高く、しばしば強く張り出した樹林が地上高く木陰を形成し、下部はより小さな木やぶどう科の植物、しゆろ、灌木等の低い植物で覆われている。これ

らの低い植物は標高が低い程密生している。

この地域の一般的地質はこの報告書の第1部に記述されている。

プロジェクト地域の地質は、年代的には洪積世から白亜紀まで変化し、EraとOrubadi/Aure層における年代の新らしい砂岩、シルト岩と泥岩、Durai石灰岩、そして北方にはより古い白亜紀の砂岩とシルト岩が存在する。Orubadi層はEra層の露頭の端から東方と北部のいたる所に露頭している。不透水性土質材料の採取場UG11、UG12、UG13およびUG14は全てこのOrubadi泥岩の露頭の領域に分布している。副ダムの基礎である地区、UG10は一般地質の項では区別されていないOrubadi層とAure層にのっている。

砂岩地区UG24は、副ダム北部の古期白亜紀の堆積岩に位置しているのに対し、石灰岩の原石山である地区UG21、UG22及びUG23はDarari石灰岩層にある。

Purari河の河床、島、河岸および段丘は年代の新しい河川堆積物であり、これが砂礫の供給源となるだろう。

1.5 必要量

建設材料の利用フローチャートは第2巻に示されている。それは容積増加率と浚渫、碎石および処理における損失に関する仮定を含んでいる。これらの仮定に基づき、種々の供給源に要求される材料の地山量は表B.2に与えられている。

表B.2 必要量

構造物	材 料	地 山 量 m ³
主 ダ ム	土 質 材 料	2,400,000
	砂 礫	5,945,000
	ロックフィルと法面保護	1,100,000
	ランダムフィル	6,900,000
副 ダ ム	土 質 材 料	2,000,000
	砂 礫	2,705,000
	ロックフィルと法面保護	4,000,000
コンクリート構造物	砂 礫	995,000
自由排水の埋戻し		140,000

第 2 章 要約と結論

2.1 建設材料採取場

建設材料採取場の代替地は多数あり、何れも量は多い、しかし図 6 4 に示されるようにプロジェクト地域の全域に分散している。

2.1.1 土質材料

ダム堤体のための不透水性土質材料は Orubadi 泥岩層に求められる。主ダムに対するこの材料として二地点の供給源が考えられ、その内 UG 1 1 (Uru Creek 採取場) が推奨されている。副ダムのコアに対しては三地点の供給源が考えられ、その内上流のより大きな UG 1 3 (Upu Creek) と称される採取場が推奨されている。設計段階では副ダムの基礎から掘削される適当な材料の使用が考えられるだろう。

UG 1 1 と UG 1 3 の採取場に 2 0 0 m のグリッドを組み、ハンドオーガーとロータリーボーリング機を用いて調査掘削を行った結果、両地域とも適当な材料を多量に埋蔵していることが判明した。

Orubadi 泥岩は自然含水比が低い過圧密粘土であり、最適含水比にするには粉細とこね返りに際し、大量の水を必要とする事実は、この卓越した湿潤気候下では、他の種類の土質材料の含水比管理とプラント作業が極めて困難であることを考えると、極めて有利であると考えられる。

2.1.2 堤体ロック材料、フィルター材料およびコンクリート骨材

石灰岩のロック材料の 2 つの候補地が検討された。両地点とも量的には充分と思われる。それらは、主ダムから約 3 5 Km 上流 UG 2 1 (Uraru 石灰岩) と Wabo Creek の上流部の副ダムの北北東にある UG 2 3 (Poon 山石灰岩) と称されるものである。何れも位置的には適当でないが、岩石は良質である。主ダムの仮締切堤には UG 2 1 の使用が推奨されている。UG 2 4 (Wor Mountain 砂岩) と命名されている、さらに硬い砂岩の採取候補地点は、副ダムの左岸に急峻な尾根を形成している。量的には多く、この材料は極めて強いと見られたが、硫酸による安定性試験の結果は良くなかった。しかしながら、この事実はロックフィルあるいは法面保護材として決定的反論事項とはならず、Wor Mountain は副ダムのロック材料として推奨されている。この場合に設計段階でより詳細な耐久性に関する調査が必要である。副ダムには近いが、地区 UG 2 4 はその位置が鞍部より高いために、作業上の困難を伴うだろう。

主ダムのランダムフィルの材料は主にダムサイトのEra層の比較的軟かい砂岩とシルト岩を掘削して得られるだろうし、また主ダムの上流からも採取できる。

Purari河の砂礫堆積物は、堤体のグラベルフィル材料あるいはフィルター材料となると同時に、コンクリート骨材にもなる。河の流路56Kmの範囲は6地区に分けて調査され、図化された。そして、全量は次のように見積られている。

- (a) 目に見える表層の量 — 最小に見積っても、 $4,000,000\text{ m}^3$
- (b) 可能な量 — $10,000,000\text{ m}^3$ 、最大の採取可能量であるが最も遠い地点に堆積。UG20を除く
- (c) 可能な上限 — $40,000,000\text{ m}^3$

各々の主要な堆積部の大きさと分布をより正確に知るために、設計段階では大規模な調査が必要であろう。しかしながら堆積部は、Waboにおける必要量を満たすには充分大きいということはおそらくである。

2.2 建設材料の性質

全ての室内試験結果の詳細なリストは付録Iに示されている。次の総括的な記述はこれらの結果に基づくものである。

2.2.1 土質材料

Orubadi泥岩は過圧密粘土である。それは、破碎、混合し加水することによって適度のプラスティシティを有し、不透水性コアに適する粘性土となる。母岩の上にある灰色泥岩土も不透水性土質材料として適当である。灰色粘土の現場含水比が24%のオーダーであるのに対し、泥岩のそれは約12%である。最適含水比は約18%である。すなわち灰色粘土は乾燥することを必要とし、泥岩粉砕土はほとんどの場合、強い降雨により得られる加水を必要とする。その他の方法として2種類の材料が混合されよう。Orubadi泥岩について転圧試験をした結果、この材料はこの地帯の卓越した湿潤気候において使用可能であり、容易に破碎されて粘土質土になることが判明した。

弾性波探査と転圧試験を行うために為された掘削によって、泥岩はブルドーザーのリッピングにより掘削されることが示された。

泥岩は次の三種類に分類される。

- かつ色（風化した）の最上表土層
- 灰色岩の（軟化した岩）表土層

- ・新鮮な泥岩を破砕混合して作られた土。

各分類におけるいくつかの土の性質の平均値が表 B . 3 に示されている。

表 B . 3 泥岩土の一般的性質

土 質	粒 度		液性限界	塑性指数	線 収 縮
	シルト(%)	粘 土(%)	WL (%)	Ip (%)	(%)
かっ色風化土	46	24	63	25	13
灰 色 土	69	26	51	27	9
砕 石 土	61	29	53	30	11

これらの土は統一分類法(付録H)によってCLあるいはCHに分類される。

灰色泥岩土の最大乾燥密度は 1.75 t/m^3 のオーダーである。灰色土の室内透水係数は載荷重 124 Kpa で $0.06 \times 10^{-6} \text{ cm/秒}$ であり、載荷重が 622 Kpa になると $0.01 \times 10^{-6} \text{ cm/秒}$ に落ちる。このことはこの土の透水性は極めて低いことを示している。三軸試験結果はせん断強度パラメーターが広いバラツキを示しており、このバラツキを狭めるために、設計段階の調査ではさらに試験を行なうことが推奨される。今回の設計で採用された値は第3章に示されている。

試験によると新鮮な泥岩から作られた土は分散する性質(Dispersive)を有している。この傾向は灰色土あるいはかっ色土では少ない。これは二価のカルシウムイオンの存在のためである。設計段階で今後さらに調査する必要があるが、泥岩は許容される間けき水圧とブランド作業とが一定で両立する限り、充分な湿潤状態で盛り立てられ、充分な転圧を受けるならば、満足のゆく材料であると考えられる。このことは変形によるクラックを生ずることのない、塑性盛土材として、極めて低い透水性を保證するものである。

2.2.2 河床砂礫

28個の試料を分析した結果、粒度分布はよく、統一分類系でGWに分類される砂礫であることを示している。礫は主に石灰岩からなり、それに20%までの範囲で他の材料が含まれている。それは塩基性から中性の火成岩が主であり、その他、わずかな量の砂岩およびチャート等の珪質岩が含まれている。礫の平均比重は2.72であり試験室内条件で振動締固めにより乾燥密度 2.31 t/m^3 までを得ることが可能である。この場合の礫と砂の混合比は70%対30%である。

相対密度80%まで締固められた試料について行なわれた三軸試験によれば、内部摩擦角は 45° で粘着力はゼロである。

2.2.3 コンクリート

骨材試験によれば、砂礫はコンクリート骨材に適することが示されている。有機不純物の含有量は大きい、モルタルテスト結果は、圧縮強度にあまり影響を与えないことを示唆している。

小規模の配合試験プログラムが実施された。骨材の最大寸法は37mmで水セメント比がそれぞれ0.45と0.60の場合に圧縮強度は17Mpaと13Mpaのオーダーであった。強度は低く不十分であるので、設計段階では一層の調査が必要とされる。

2.2.4 ロックフィル

UG21からもUG23からも石灰岩の試料は取られなかったが、この材料は明らかに強度が強く耐久性がある。UG24地区(Wor Mountain砂岩)の1本のダイヤモンドボーリング孔からコアの試料が取られ室内試験が行なわれた。一軸圧縮強度は乾燥状態で64Mpaから88Mpaのオーダーであり、飽和されると36Mpaから43Mpaのオーダーになった。しかしながらコアの一部について行なわれた硫酸ナトリウムによる安定性試験によれば損失は極めて大きく、ケースによっては100%であった。この内容については第6章において議論されている。

2.2.5 ランダムフィル

試験的な地表掘削からEra層の砂岩の試料がとられ、広範囲に亘る土質試験が行なわれた。その結果破砕された材料は低い塑性を有する(WL=33%、Ip=11%)砂質土であり、透水係数は 0.20×10^{-6} から 0.28×10^{-6} cm/秒のオーダーであった。これらの値は泥岩質土の室内透水係数の20倍であるが、ランダムフィルは完全な自由排水ではなく、転圧後間引き水圧上昇の可能性がある。

成形試料についての非排水三軸試験の結果、内部摩擦角は35°、粘着力は26Kpaであることが示された。

第3章 不透水性コア材料(ゾーン1)

3.1 概 要

Era層とOrubadi層の双方の岩石は機械により比較的容易に破碎され細粒土となり、何れも不透水土質材料として使用できると考えられる。しかしながら、Era層の岩石を破碎して得られる土質はシルト質砂であって、Orubadi泥岩より作られる粘土あるいはシルト質粘土に比べると、粒度は粗く塑性も低い。不等沈下に起因するクラックとパイピングの危険が大きいために、Era層の砂岩あるいはシルト岩のコア材料は、Orubadi泥岩から成るコア材に比べて明らかに劣るであろう。

すなわち、Era層からの材料は、泥岩が利用できない場合にのみ使用されることになるだろう。

Orubadi泥岩の顕著な特徴は、それが過圧密粘土であるために、地山の状態から掘さく破碎され、こねかえされた状態にされる際に必要な水量が極めて大きいということである。通常の粘土採取場においては、Waboのような湿潤な気候のもとでは作業は不可能に近いであろう。

環境的な観点からは、土質材料の採取場を貯水池内に求めることが望ましい。環境以外にも工事後の復元、あるいは清掃作業は一切不要という利点がある。このことは副ダムの採取場については可能であるが、主ダムの採取場ではできない。貯水池内にあるOrubadi層の露頭で最も近いものは、Kuc Creekにある主ダムから上流へ25 Km付近にあり、ここでPurari河はEra層の縁をダムサイトと同様に横切っている。

Aure層もまた細粒の堆積岩を含んでいる。そして鞍部尾根の北部および東北部においては、シルト岩や細粒砂岩が、南部におけるよりも多く分布している。本巻の第1部の図64では、Orubadi層とAure層とを区別しておらず、Orubadi/Aure層が主ダムの下流に露出し、また低い起伏のある地形の幅広い屈曲した帯域として延びていることを示している。この幅は4 Kmから10 KmでNW—SE方向に横たわっている。この帯域は、南部ではEra層砂岩の縁を形成する急峻な絶壁によりさえぎられており、北部では白亜紀の堆積岩の尾根と絶壁によりさえぎられている。

不透水性土質材料の採取場として考慮され、また調査された全ての地区はこのOrubadi/Aure層の帯域の内部にある。ただし、2つの例外があって、それらはOrubadi地区の泥岩内にある。

3.2 現地調査の方法

各地域に入る前に、明らかに不適当な地域を除外し、有用と思われる地域の輪郭を描くために、航空機により予備調査が行なわれた。クリークや尾根に沿って手短かな地上踏査を行ない所要の材料があるかどうかを検討した。

調査促進に必要であるため、ヘリポートが建設された。

選定地域のジャングル内の幅2 mの通路に沿って予め定められたグリッド線の伐採と測量により調査が始まった。一般には200 m 正方のグリッドが採用され、プリズムコンパス、Abney レベルおよび30 mのテープを用いてトラバー測量が行なわれ、測量の進行に伴ってグリッドの交点が決定された。プロジェクト地域内の地表条件、露頭、クリークおよび地下掘削の位置を正確に知るために、これらのグリッドは既知の測量基準点に連結された。

一連の径100 mmのハンドオーガー孔がグリッドの範囲内に掘削された。掘削位置は一般にグリッドの交点またはその近くであって、掘削はJarret型アースオーガーとアルミニウムの継ぎ足しロッドを用いてなされた。深さ、現場分類その他の現場観察事項はオーガー掘削の進行に伴って柱状図に記入された。さらに室内分類および強度試験のため、あるいは保存用の試料を確保するために、規則的に試料が採取された。

比較的硬くて新鮮な泥岩に到達した場合、あるいは孔内の水のために、オーガーの刃先において掻きまぜられた材料を取り出すことが困難になった場合は、それ以上の深さにオーガー孔を掘進することは一般に困難である。掘進できなくなる深さは一般には3 m程度である。ただし6 m以上掘削できた孔もある。結局オーガー孔で得られる情報は、表層あるいは有機質表土を含めた軟い沢口押し崖錐堆積物あるいは強固な母岩の上に残留している風化部分の深さと種類に関するものである。これらの層の下方の調査は、ダイヤモンドボーリングにより続けられた。UG11とUG13の採取予定地では、WinkieモデルGW15のポータブルダイヤモンド試錐機が用いられた。これは径27 mmのAMLCサイズのコアを採取するものである。各孔は12 mないし15 mの適当な深さまで掘削された。コアは柱状に整理され、選ばれた部分は現場含水比測定のため保存されたり、室内試験のために送付されたりした。

この試錐機のコア採取率は良好で平均91%、最大97%であった。副ダムサイトでは、より大きなMindri11マシンが用いられたがそのコアサイズはNX、径54 mmであった。この削孔は主に副ダムの基礎の条件を調査するためのものであった。

クリークの側壁面の露頭において、つるはしとショベルを用いて人力掘削が行なわれた。その目的は室内試験と保存試料のための大量の泥岩サンプルを得ることであった。副ダムでは、深さ3 mの手掘りトレンチが掘削され、これによって層序風化および岩種についての追加情報が得られた。Bisonモデル1750Bの信号発生用ハンマー起振機を用いていくつかの弾性波探査が行なわれた。その目的は土と岩盤の断面について更に情報を得ることと、重ブルドー

ザーにより新鮮な泥岩を現場でかき起せる可能性と、速度との相関についてデータを得ることであった。UG11地区内で、Orubadi 泥岩に対し、単一層で3回の転圧試験が行なわれた。この試験では、キャタピラのD5、D6およびD8ブルドーザーが用いられた。現場密度は、風船型密度計を用いて測定され、また転圧前後の材料の密度が測定された。

3.3 主ダムに対する採取場

主ダムの上流の妥当な距離の範囲内に泥岩がないために、可能性のある採取場として、ダムサイトの下流2.5 Kmの半径内にある二つの地区、すなわちUG11 (Uru Creek採取場) およびUG12 (Wabo Creek採取場) が考えられた。

図64は採取場の配置を示す。詳細調査、すなわちUG11地区の弾性波探査断面と掘削の柱状図が、図65に示されている。

3.3.1 UG11地区 (Uru Creek土取場)

この土取場はPurari河の右岸にあり、幅0.8 Kmから1 Kmの帯状に長さ約3.5 Kmにわたり、ダムの下流端からWabo滑走路の南端までのびている。片側は河川に、もう一方の側は、貯水池の縁を形成するEra層の尾根に境を接している。この地区はジャングルに覆われているEra層のdip scarp (地層面が断崖面となっている急斜面) に向った一連の切り立った山の背の急斜面を通っている。この地区内を二つの大きなクリークが流れている。

調査は主にWabo滑走路の近傍の1.5 Km×0.5 Kmの地域に集中された。この地域の調査は副ダムの土取場UG13に比べて少なかった。それは物資補給の都合によるものである。材料は同種のものであり、その時点ではコンクリートフェーシングタイプが考えられていたので、主ダムには不透水性コアは必要とされていなかった。したがって、調査は泥岩がこの地域の主たる岩石である事を確証し、その存在と深さを確認するだけに限定された。この場合、UG13の調査の結果判明した性質は、UG11にも当てはまるものと推定されていた。

Waboのキャンプと工事設備は、ブラリ河に接する低い平地に設けられるだろう。土取場は必要があれば現在設定してある境界を越えて下流し延長することが出来る。但しまだそこまでは、調査が為されていない。この地区の評価を容易ならしめるために全長2 Kmにわたる直線のトラバース線が設定された。調査は5本のハンドオーガー孔、1条の手掘りトレンチ、3本のロータリーボーリング孔、およびクリークの河床と侵食された溝の観察を含むものであった。キャンプにおいて実施された転圧試験の詳細が3.5.1節(b)に示されている。

ハンドオーガー孔の全長は15 m、平均深さ2.9 m、最大深さ4.7 mである。ダイヤモンドボーリング孔はそれぞれ11.0 m、13.0 mおよび19.0 mで止められた。この地区全域にわたるクリークと溝の観察の結果、泥岩はこの地区の主要な岩石であることが確められた。また

掘削によって次のような断面特性の概要が判明した。

- 0.1 mから0.2 mの有機質表土
- 1.5 mから3.5 mの塑性の高いかっ色のシルト質土で、30 mm程度の弱い泥岩片を含んでいる。
- 0.3 mから1.0 mの中程度の塑性を有する灰色の粘性土
- 最小厚1.9 m、全般に新鮮な泥岩で薄い層のシルト岩を含む。ボーリングコアは容易に破砕されて中程度から高い塑性を有する粘性土になる。

全部で16個の代表的サンプルが室内試験のために採取された。

結果は解析と共に3.5.2節に示されている。

3.3.2 UG12地区(Wabo Creek採取場)

この地区はPurari河左岸、主ダムの下流端とWabo Creekの合流点との間にある。UGにより下流に採取場を求めるとWabo Creekに橋梁をかける必要が生ずる。UG12地点は当初UG11の予備採取場と考えられた。簡単な地上踏査によるとこの地区の主な岩石は泥岩であるが、平坦な地域であるのでUG11より排水が困難である。UG11地区には泥岩が豊富にあるので、予備的な採取場は不要であると考えられ、UG12地区は詳細には調査されなかった。

3.4 副ダムに対する採取場

三箇所の採取場が考えられた、その内UG13(Upu Creek採取場)が主な採取場であり、これに多分UG10地区(副ダム基礎)が組合わせられる可能性がある。UG14地区(Buo Creek採取場)は予備的な採取場と考えられたため、簡単に調査されただけであった。

これら三つの地区の位置は図6.4にまた調査の詳細とUG13地区の横断トラバース調査図、柱状図は図6.6から図6.8に示されている。

3.4.1 UG10地区(副ダム基礎)

副ダムの基礎には相当量の掘削が必要とされるだろう。これらの材料の多くは、有機質表土と汚染土あるいは湿潤な土を捨土した後には、不透水性コア材用に適しているだろう。

副ダムの基礎は不透水性コア材料の供給源としては特に調査されなかったが、本巻の第1部に述べられているように、基礎として徹底的な調査が為され、それが副ダムの基礎を材料源として評価するための情報を生み出した。

地山密度、含水比および室内試験で求められた分類特性は3.5節に述べられている。それらは土質材料の性質の範囲を定める際に考慮された。

副ダムサイトの大部分は残留土、崖錐、あるいは地すべり岩層により覆われている。新鮮な岩石露出は副ダムが予定されている分水嶺の両側に流れる多くの小さなクリーク内に普通に見られる。

主な岩種は泥岩とシルト岩である。高い所に1mないし10mの厚さの砂岩層が存在するが、それは面積にして10%以下で主に北半分にある。一般に鞍部と尾根の最低部は泥岩とシルト岩からなる。

UG10地区において掘削材料の全量の40%以上を副ダムのコア材として利用することは可能と思われるが、UG13に多量の材料があるので、フェージビリティ段階の施工計画ではこの可能性を無視しても不都合ではない。

3.4.2 UG13地区 (Upu Creek採取場)

UG13地区は副ダム#1に接する貯水池内部にある。この地域は、西方のPurari河に注ぐUpu CreekとKae Creekの小さな支流のクリーク網の頭部にある。

この地区は、全般的に標高150m以下にあり、斜面は一般に南西に向って傾斜しており、一連の小さく、鋭く、そして間隔せまく並んだ切り立った山の背、および鞍部からなる地域で両岸が急傾斜、かつ流速の速い多数の小クリークが切れこんでいる。滝が多く、高さ6mに達する鋭直な岩盤の露頭もある。多くの鞍部の低地は小さな沼となっている。沼でない他の地域では、地盤は一般に湿潤である。小さな玉石、あるいは微粒砂岩片の他は、山の尾根と斜面には露頭はない。

調査の照合用として1,000m×800mのグリッドを組み、近くの副ダムの中心線測量杭に連結した。32本のハンドオーガー孔網を補って、6本のダイヤモンドボーリング孔の掘進、クリークの側壁部における3箇所の手掘り切羽の開さく、3本の弾性波探査線調査を実施した。

オーガー孔の掘削が不可能となった深さは1.2mから6.3mであって、平均が3.2m標準偏差は1.3m、オーガー孔の全長は約102mであった。

ダイヤモンドボーリング孔は6本で全長は約80m、深さは7.7mから15.2mまで変化し、平均は約13.2mであった。孔の深さは、所要材量の入手可能性を確認するのに必要と考える最大深度を超える深さである16mより浅い適当な所とされた。

クリークの側壁部の泥岩の露頭部における人力掘削は0.3m、1.0mおよび8.5mであって、室内試験をするためにやや風化したあるいは新鮮な泥岩の湿潤試料として、大量のサンプルを採取した。

弾性波探査によれば、低速度から中速度の材料の上に厚さ約3mの極めて低速度の材料が載

っていることが示されている。弾性波速度は3.5.1節(c)に論じられている。

各種の掘削によれば、採取場の一般的断面は次の通りである。

- 0.1 mから0.2 mの有機質表土
- 1.0 mから6 mの粘性土、堆積岩を母岩とするものであって斜面から押し出したもの、その場で風化あるいは軟化した岩石である。表面近くでは黄-オレンジ色からかっ色、ただしかっ色に灰色から青および薄い灰色の斑点を有する、新鮮な色をした岩のやや角ばった破片は全般に存在する。
- 新鮮な泥岩、深さは未調査の深度まで、淡灰色ないし濃灰色

UG13地区は必要であればグリッドの境界を超えて拡大することが可能であり、それは図66に示されている。

52個の代表的試料が採集されたが、その内14個が室内試験用に選定された。

UG13 (Upu Creek採取場)の調査の際に、いくつかのトラバー線沿いに、主として山の尾根で斜面の下方にはないが、微粒の弱く固結した砂岩の小さな玉石や破片が孤立して存在するのが観察された。あるロータリーボーリング孔には砂岩とシルト岩が比較的薄い層で互層となっていた。

このように孤立した岩種があるにも拘らず、UG13地区では泥岩が支配的であった。微粒の砂岩とシルト岩は少量のみ存在するため、通常の混合を行えば、泥岩材料の性質におよぼす影響は無視できるであろう。設計段階における調査は重大な砂岩層が介在しないことを確認するため、この地区より正確な地質図作成調査を行なうべきである。

3.4.3 UG14地区 (Buo Creek採取場)

この地区は副ダム建設のための予備採取場と称されており、副ダムの下流側にある。すなわち、副ダムが西側の境界をなしている。Buo Creekが南側の境界をなし、この地区は北側約1,000 mにわたり延びている。Buo Creekとその他の小さなクリークはWabo Creekに流れ込んでいる。

サドルダムの東約400 mの所の、この地区の主な山の尾根に、一本オーガーボーリング孔が掘られた。クリークや溝の露頭で観察すると泥岩が主要な岩種である。

ハンドオーガー孔によれば、厚さ0.1 mの表土が厚さ2.1 mの高い塑性を有する斜面浸食土の上ののっており、現場分類ではCHである。その下に灰色の泥岩があり、現場分類では中程度ないし高い塑性を有する粘性土となっている。泥岩の上部0.5 mは軟質化しておりハンドオーガーによる掘削が可能である。材料は本質的にはUG13地区で見られるものと同様である。

UG14地区は予備的な採取場と見なされている。ことを試掘する必要はないようである。この地区は貯水池外にあるので、UG13地区に比べて魅力的ではなく、もし採掘した場合は、かなりの修復作業が必要とされるだろう。

3.5 土質材料の性質

名称が付されている全ての土質材料採取場の土質材料は、同一地層に属する泥岩と、從属的に存在するシルト岩からなるので、それから得られる土質材料の性質はほとんど変化しないだろう。アッターベルグ試験結果をUG11とUG13の材料について比較したところ、平均値と標準偏差において類似の傾向を示した。以上の理由により、全ての試験結果はひとつにまとめられた。

3.5.1 現場試験

(a) 現場含水比と密度

各地区における泥岩の現場含水比は、一般に同様な傾向を示した。それを表B.4にまとめて示す。同じ範囲の試料について行なわれた現場密度試験結果も表B.4に示す。かっ色風化泥岩土については現場密度試験は行なわなかった。灰色土については、現場密度は 1.40 t/m^3 から 1.75 t/m^3 のオーダーであった。泥岩についてはUG13/43D/(1Cと2C)のコア試料について2つの湿潤密度だけを測定した。これらの値の平均は 2.30 t/m^3 であった。

表B.4 泥岩の現場含水比と密度

泥 岩	平 均 値	
	現場含水比 (%)	現場乾燥密度 (t/m^3)
かっ色同化泥岩土 0 m から 1.5 m	38.0 試料数 2 個のみ	—
灰色軟質泥岩土 1.5 m から 3.0 m	25.8 試料数 27 個 $\Delta = 6.1$	1.59 試料数 22 個 $\Delta = 0.17$
灰色軟質泥岩土 3 m 以上	23.9 試料数 39 個 $\Delta = 3.7$	1.67 試料数 28 個 $\Delta = 0.09$
新鮮な灰色硬質泥岩	11.6 試料数 13 個 $\Delta = 2.1$	2.30 試料数 2 個のみ

$\Delta =$ 平均値からの標準偏差

含水比の両極端の範囲は、8.7%から41%におよび、前者は深さ10mの硬岩、後者は地表から約1mの風化したかっ色の泥岩試料に対するものであった。

これらの結果は3.5.2節(d)の締固め試験との関連において考察される。

UG11とUG13の地区からの試料について含水比試験は行なわれなかったが、これらの地区の風化土の現場含水比は、定性的にオーガー孔の柱状図に記載されている。すなわち「極めてぬれた」、「ぬれた」、「しめった」と表記されているが、この範囲は大体において最適含水比、あるいはこれより6%程度湿潤度が高いものであるだろう。現場含水比は、UG10地区(副ダム基礎)の泥岩より採集した49個の不攪乱のシンウォール・サンブラーと立方試料から測定することができた。これらの試料は孔から出されるとすぐに密封された。ほとんどの試料からいくつかの供試体が、種々の試験のために切り出された。含水比試験は各々の供試体について行なわれたので、含水比の値は試料の数より多くなった。

UG11とUG13地区の新鮮で硬いかっ色の泥岩の地山含水比は、二重にプラスチックで包んで保存されていたAMLCサイズのボーリングコアの適当な長さを選った11個のサンプルより決定された。UG13地区の人力掘削から得られた現場状態の新鮮な岩石と、3回の転圧試験の内2度目の試験時に、かき起こしてすぐ得られた新鮮な岩石の含水比も得られた。現場含水比の状態に関するより詳細な調査が設計段階では必要であるだろう。

(b) 転圧試験

調査中に泥岩について3回の転圧試験が行なわれた。

始めに、極めて小規模な試験が現場で行なわれた。その目的は、新鮮な泥岩が所要のプラスチックを有する土にまで果して粉砕されるか、あるいは破砕されるとすればどの位速く粉砕されるかを知るためであった。手掘サンプルUG13/3E/1Dから得られた約25kgの泥岩の試料がプラスチックの袋の中におかれ、CAT D6のブルドーザーにより転圧された。岩屑は40mmから100mmまでの粒度のものであった。袋の中の材料の厚さは約150mmであった。材料はそれぞれ1回、2回および6回の転圧の後に観察された。材料は次第に粉砕され、6回転圧後には殆ど土になり、約50mmのいくつかの破片を残すのみであった。ブルドーザーの履帯の通過した部分の岩片は1回で細粒化した。2回目の転圧試験のために、Waboキャンプの後方の比較的平坦な、泥岩の露頭のある場所が選ばれた。泥岩は新鮮なものかやや風化が見られる薄い灰色のものであった。けん引棒の中心からはずれた所にシングル・リッパを備えたCAT D-5ブルドーザーが泥岩をかき起こすのに用いられたが、作業は若干困難であった。かき起した材料の最大粒径は500mm程度であった。かき起した材料は手短かにCAT D-8ブルドーザーで処理した。すなわち大半は2回転圧して、準備された基盤の上に厚さ約200mmの層に敷ける前に、押し出して小山にした。

この段階での最大粒径は約150 mmであった。泥岩は最適より9.7%余分に乾燥していた。この層はD-8ブルドーザーで6回転圧した。転圧固化した層から粒度分析用の試料を採取した。次の週、この細長い部分を通常の夜間の豪雨にさらした。ある夜は200 mmを超える降雨を記録するものであった。夜通しの強い雨の後にもかかわらず、転圧された材料は次の日の昼間は、作業に差支えない程度の乾燥状態であった。泥岩は水分によって著しく軟化した。ある期間さらした後にこの層をさらにD-8ブルドーザーで6回転圧した。この部分は大体において最適含水比付近であるように見えたが、後の試験により、最適より約2%余分に乾燥していることが判明した。泥岩におけるブルドーザーの作業は容易であった。転圧した層について風船型密度計を用いて現場密度が測定された。密度測定孔の近くから2個の大型攪乱試料を多量に採取した(UG 1-1/MTT/3Dと4D)。その目的は粒度分析、塑性試験、締固めおよび強度試験を行なうためであった。現場密度試験と併せて、現場では急速締固め試験が行なわれた。含水比の試料は、かき起しの直後と後に行なわれた締固めた盛土の密度測定孔から採られた。

現場密度および締固め試験の結果は次の通りである。

盛土湿潤密度	2.03 t/m ³
盛土乾燥密度	1.71 t/m ³
締固め試験の最大湿潤密度	2.13 t/m ³
室内試験最大乾燥密度	1.79 t/m ³
密度比	95.4 %
締固め比	98.4 %
盛土含水比	18.4 %
室内試験最適含水比	20.7 %

ブルドーザー転圧に対する密度比と締固め比は極めて良好であって、転圧にシープフットローラーを使用する本格的な試験盛土では少なくとも100%の値が得られることを示すものであった。各段階毎の泥岩の粉碎状況を示す粒度曲線は図69に示されている。

3回目の転圧試験は、不都合な気象条件での泥岩の掘削とまき出し時の挙動に関し、最終的に検討するために実施された。Wahoキャンプの近くのある場所では、ジャングル植物と表土が除去され、長さ約18 mの細長い部分が作られた。表土の下の泥岩をCAT D5ブルドーザーでかき起し、大気と雨に数日間さらした。これによって試験場所は完全に湿潤な条件となった。CAT D8ブルドーザーの履帯とブレードによって泥岩を処理した。泥岩のブロックは次第に破砕され、自由水を吸収した。その程度は30分の作業で最適含水比以下であり、極めて作業し易い状態であった。この最後の転圧試験では試料は採取されなかつ

た。UG 13 地区では転圧試験は実施しなかった。その理由は必要な設備をこの地点に持ち込むのが困難であったのと、得られる結果はUG 11 のそれと同様であろうと考えられたからである。三回の転圧試験によって、新鮮な泥岩は適度に粉砕されて適当な土質材料になり、それより現地の湿潤な条件のもとでも使用可能であることが判明した。しかし設計段階では、ダム建設で用いる予定のローラーを含む代表的な建設機械を用いての大規模な試験盛土が必要となるだろう。

(c) 弾性波探査

UG 13 (Up. Creek) 採取場の図 6 6 に示される場所において、ハンマー起振機を用いて3本の弾性波探査が行なわれた。探査線の長さは60 m、43 mおよび40 mであって、各線について前進方向と後進方向の試験が行なわれた。3本の探査線について、プロットから計算された速度と層境界の深さを含めて、走時曲線が図 7 0 に示されている。計算においては、風化してない強固な母岩とその上の風化土層の2層を仮定し、土と岩盤の境界線は地表面に平行であるとした。弾性波測線のプロットにおいて、特に36 Xと37 Xでは、3種類の速度帯があるように解釈されたが、決定的にこれを裏付ける理由は見い出されなかった。この種のプロットは土層中に存在する新鮮な岩石のブロックや、玉石がある場合に示されることもあるのである。計算された平均速度は、土層では420 m/秒であり、その下の岩盤層では990 m/秒であった。測線の内の2本の前進方向の場合の走時曲線によると、見かけの速度は空中での音速よりも小さかった。感振機の読みとりはチェックしたが同様な結果を示したので、図 7 0 に示されるように結果は無視した。

泥岩の平均速度が990 m/秒であるということは、それをかき起すことができることを示すものである。このことは、1本のリッパをもつ小さなCAT D5のブルドーザーによる転圧試験でも確かめられた。油圧式の平行四辺形のリッパを備えた大型機械であれば、この材料を容易にリッピングできるだろう。

Caterpillar Companyにより公表された弾性波速度とリッパの作業性に関するデータは次の通りである。

弾性波速度 (m / S)

岩 種	リッピング可能	境 界	リッピング不可能
砂 岩	750から2000	2000から2700	2700以上
シルト岩	750から2000	2000から2700	2700以上
粘 土 岩	900から1800	1800から2450	2450以上

測線 37 X と 44 X において層境界の深さが 3.0 m と 3.1 m であるということは、38 本のハンドオーガー孔（図 7 1 参照）において岩が新鮮で掘れなくなる深さの平均値に一致する。そして測線 36 X における平均値 1.8 m は、この掘れなくなる深さの平均値からの標準偏差以内にある。

副ダム基礎と主ダムサイト附近の弾性波に関する情報は本巻の第 1 部に述べられている。

(d) 一般断面

泥岩地域における一般化された表土岩層の断面を図 7 1 に示す。これは UG 11、UG 13 および UG 14 地区のハンドオーガー孔の結果だけから作成されたものである。泥岩の広大な地すべりと副ダム基礎の破砕帯の地質調査から得られる情報、およびコアボーリング孔より得られる情報は除外した。副ダムの基礎岩までの深さは、採取場全体を代表するものではない。これは、軟化したボーリング孔のコアから軟かく、新鮮な灰色、泥岩土と新鮮な泥岩との境界を区別することは困難であろうと考えられたからである。

全般に断面は次のようになっている。

- 薄い有機質表土、厚さは約 0.1 m、色は濃かつ色で地表の残存物質の下にあり、極めて湿潤で多くの草木根を含む。
- かつ色の完全な風化土層、厚さは約 1.7 m（標準偏差は 0.6 m から 2.8 m の範囲にある）。現場分類は CH/CL。オレンジ色と黄かつ色からかつ色まで変化し、しばしば灰かつ色の斑点を有している。しばしば軟質化しているが新鮮な泥岩のブロックを含む。含水比は通常高い。極めて軟質あるいは軟質、密度は中程度でオーガー削孔は容易。やや風化し新鮮な色のやや角ばった破片を含む。粒径は一般に 20 mm から 30 mm で、場合によっては 50 mm 位に達するが指で粉砕できる。
- 灰色の土層、基本的には新鮮ないし新鮮でやや汚れていると考えられる、固結度の低い泥岩で軟質化しているが化学的風化は、多少あるにしても、ほとんど受けていない。平均厚さは 1.4 m（範囲は 0.4 m から 2.4 m）。最も一般的な現場分類は CL。薄い灰色、時として青灰色から灰色および濃い灰色である。「湿った」、「湿ってくずれる」そして時々「乾いてくずれる」。密でオーガー削孔困難、新鮮か、やや汚れた新鮮な泥岩の破片が含まれている。そして時として方解石の細片が含まれている。それは所により深さ全体にわたり分布し、手で粉砕することができる。
- 乾燥した、比較的硬い、新鮮な泥岩、色は灰色である。この層を貫くオーガー孔は不可能。新鮮な露頭がクリークの側壁に見られる。またこの岩から風化して出来た方解石の大きな破片がクリークの底部に時々見られる。この基岩の厚さは、採取場でのダイヤモンド

ンドボーリング孔の最大深さである19 mを越えている。

降雨量が大きいことと地下水面が高いことによって、風化層の深さは比較的浅く、植物は浅い根の系統を有し、まっすぐな主根をもたない。植物の根が新鮮な岩の表面を貫くのは極めて稀である。現地で風化した土と、斜面を流れたり泥岩が滑動したものを含めた運積土とを区別する試みはなされなかった。

3.5.2 室内試験

(a) 概 要

Waboには現場試験室は設けなかった。全ての室内試験はLaeのUniversity of Technology, Port MoresbyのDepartment of Housing and ConstructionあるいはSMECのCooma Laboratoriesにて行なわれた。泥岩の試料は適当な機械的処理により粉碎して土質材料にした。

Waboからの泥岩土質について行なわれた室内試験は粒度分析、塑性試験と締固め試験、三軸せん断強度試験、圧密と透水試験であった。

(b) 土の分類試験

(i) 粒度分析

試験は灰色土の17個の試料と、かつ色土の3個の試料について、ふるいと比重計を用いて行なわれた。粒度曲線は泥岩が粉碎される度合によって異なるものであるが、灰色土の粒度分布曲線はUG13/34E/1Dの試料を除いては比較的せまい範囲に分布している。第2回転圧試験の際に採取した泥岩試料の2つの粒度分析の平均は、平均よりは粗い方ではあったが上記の粒度曲線の包絡線の間に入った。現地の軟い灰色の泥岩土と粉碎した新鮮な岩との間には、粒度に関して明らかな差異はなかった。前者は平均してシルト分含有率69%、粘土分含有率26%を示したが、後者は平均してシルト分含有率61%、粘土分含有率29%を示した。かつ色風化土の3つの層は平均してシルト分含有率46%、粘土分含有率24%を示した。

泥岩の全ての粒子は、事前処理の程度によって究極的には、シルトあるいは粘土の粒径となった。クリークの河床にみられる、泥岩採取場の砂礫部分はこのようにして粉碎されてしまうのである。図7.2には粒度分析の結果が示されている。

(ii) 塑性試験

33個の試料について液性限界と塑性限界に関するアッターベルグ試験が行なわれ、30個の試料について線収縮試験が行なわれた。灰色の現場の土と泥岩を破碎して作った土は極めて類似の塑性を示した。結果は次に示す通りである。

表 B. 5 泥岩土の塑性質

泥岩土	線収縮 %	液性限界 (WL) %	塑性指数 (IP) %
かっ色土層	13 (△=3) 3個の値	63 (△=9) 3個の値	25 (△=5) 3個の値
灰色土層	9 (△=2) 9個の値	51 (△=8) 10個の値	27 (△=7) 10個の値
新鮮な泥岩 からの土	11 (△=3) 18個の値	53 (△=9) 20個の値	30 (△=9) 20個の値

△=平均値の標準偏差

図73はCasagrandeの分類チャートにおける泥岩の塑性の範囲を示す。Orubadi泥岩は、細粒で中程度から高い塑性を有する土質に粉碎されるが、これは不透水性コア材料として極めて適している。

(c) 粘土鉱物学、膨張および分散

Papua New Guinea大学において砂岩、シルト岩および泥岩についてX線回析が行なわれたが、その結果支配的な鉱物は石英、長石、カオリン、イライト、炭酸塩（おそらく方解石）および僅かの塩化物であって、それらは全ての試料に含まれていた。膨張性の粘土鉱物は含有されていないかあるいは微量であった。

UG11とUG13地区の泥岩試料について、南オーストラリアのAMDEL試験所で粘土鉱物分析が行なわれた。分析はX線回析と電子顕微鏡によって行なわれた。試験は、風化したかっ色土層の1試料（UG13/1A/1D）と、青灰色の比較的新鮮な材料の2試料（UG11/21A/1DおよびUG13/2E/1D）について行なわれた。結果はこの報告書の付録に報告されている。その報告によれば3個の試料は極めて類似しているが、風化した試料には付随的な、微量の方解石と黄鉄鉱が存在しなかった。大まかな鉱物組成としては、塩化物、カオリン、イライトとモンモリロナイトの混合層、およびランダムに層状化している粘土が主として共存していた。風化した試料において石英も主たる構成物質として共存していたが、新鮮な試料においては副次的であった。付随的に微量に存在する鉱物は、長石、方解石、雲母/イライトおよび黄鉄鉱であった。

各試料の質量において凡そ40%を占める粘土の部分においては、イライトとモンモリロナイトの混合層、塩化物、カオリンおよび不確定のランダムな層状をなした粘土が主なものと

して共存していた。

AMDELにより報告された結果とPopua New Guinea大学による結果は極めて良好な一致を示すものであった。重要なことは、最も活性を有する粘土鉱物のタイプであるモンモリロナイトはどの試料にも分離して存在することはなかったという点である。3個のAMDEL試料の粘土部分においてはイライトとモンモリロナイト粘土の混合層（MLと表示される）が他の3種の鉱物と共存していた。最悪の場合でもこれは粘土部分の25%以上を占めることはなく、全体から見ると10%以下であった。膨張と分散特性とを経験的に判定する方法として土壌の活性度（activity）すなわち塑性指数と $2\mu m$ 以下の重量百分率との比が得られた。

Wabo泥岩土質の20個の試料（3個のかけ色の風化土と17個の灰色の新鮮な土）は平均値1.05、標準偏差0.35であった。図74は塑性指数に対して $2\mu m$ 以下の重量百分率をプロットしたものである。これに対する純粋なモンモリロナイト、イライトおよび種々の割合の石英砂を含むカオリン粘土の直線も示されている（LambeおよびWhitman、1969の図3.5による）。図74によれば、Orubadi泥岩を母岩とする土は、膨張と分散の観点より判断すれば、イライト粘土を含む土の性質に最も類似している。

Orubadi泥岩から採集された土の分散挙動に関するEmerson試験が17個の試料について行われた。これらの中で、3個の試料はかけ色（完全に風化した）泥岩土であり、5個の試料は灰色の泥岩土であり、現場の岩石が軟質化したものであって、化学的に風化したものではない）、残りの9個の試料は新鮮な灰色泥岩である。

かけ色と灰色の土については、分散性でないことが示された（Emersonクラスの5か6）。しかし、新鮮な泥岩の全ての試料はかなり分散性であった（Emersonクラスの2）。

この明らかな異常は自由カルシウムイオンの影響によるものと考えられた。現場の観察と分析によって新鮮な泥岩には方解石のあることが判明し、9個の試料の全てが1Nの塩酸に対して激しい反応を示した。5個の灰色泥岩土の試料のうち、2個の試料だけがこの酸に対して反応したのに対し、かけ色風化土の3個の試料は反応しなかった。AMDELの分析はかけ色土の試料には方解石が存在しないことを示した。すなわち、新鮮な泥岩の中にあるイライト—モンモリロナイト粘土鉱物は極めて分散し易いようである。分離した方解石の存在はカルシウムイオン++の粘土構造への移動をほとんど許容しないため、分散性の低下は起らない。風化が始まると、地下水（恐らく僅かに酸性）が、泥岩を軟質化させ方解石を分解させる、このことがカルシウムイオン++の粘土構造への移動を許し、それによって粘土鉱物の分散性の傾向は低下する。このプロセスは風化と土壌化が進むにつれてより効果的となる。全ての試験と分析の結果を考察することによって、次のように総括することができる。

- ・高い活性度を有する粘土鉱物は存在しないか、存在したとしても僅かに存在するのみである。
- ・膨張は泥岩の上に薄いコンクリートスラブを施工する場合を除いて重大な問題とはならない。
- ・新鮮な泥岩上の軟質風化土は分散性をもたない。
- ・新鮮な泥岩を粉砕混合して得られる土はかなりの分散性を有する。殆どの不透水性コア材料はこのようにして求められるので、粘土コアの分散の可能性の問題について考慮する必要がある。コア材料が最適より湿潤側で十分に締め固められ、フィルターゾーンが適切に設計施工されるならば、分散によるコロイドの移動に起因する問題は少ない。長期的には、湿った粘土コアの自然風化が進み、カルシウムイオンが方解石の溶解により自由になる可能性が極めて高い、このようにしてコア材料は次第に分散性を失なうようになるであろう。

Orubadi 泥岩の分散性 (dispersive) の挙動については、設計段階でより詳細な調査をする必要がある。

(d) 締固め試験

泥岩土の 8 試料について、最大乾燥密度と最適含水比を求める標準室内締固め試験が行われた。かっ色風化土の 2 個の試料はかなり大きな最適含水比を示したが、現場の土あるいは粉砕土である灰色土の 6 個の試料に比べて低い最大乾燥密度が得られた。

表 B. 6 は現場と室内締固め試験による密度と含水比を示している。比重の値も示されている。現場の土と粉砕土の双方について、灰色土の最大乾燥密度の標準偏差の範囲は 1.70 t/m^3 から 1.80 t/m^3 である。この場合に現場の土を用いると土量変換率は 1 以下であろうし、粉砕土を用いれば 1 よりかなり大きくなるだろう。土量変換率とは、採取場における乾燥密度と、盛土において所要の転圧を行なった場合の乾燥密度との比として定義される。設計段階ではさらに、泥岩について現場湿潤密度を決定する必要がある。29 個の試料について比重が求められた。かっ色あるいは灰色の現場の土と泥岩の間に特に差はなかった。

Orubadi 泥岩は強く過圧密されているから、それが現場の岩石の状態から締固めた土質材料の盛立に到るまでに大量の水を必要とする。3.5.1 節(a)によれば、現場の泥岩の現場含水比は最適より低く、泥岩土は最適より高い。その結果、現場の岩石が粉砕されて所要の含水比となるために水を加える必要がある。その反面、泥岩土は乾燥の必要がある。

表B.6 泥岩の締固め、比重、含水比および密度

	試料数	平均	標準偏差
比 重	29	2.71	0.06
密 度 (t/m ³)			
灰色土・現場乾燥密度 (深さ1.5 mから3.0 m)	22	1.59	0.17
灰色土・現場乾燥密度 (深さ3.0 m以上)	28	1.67	0.09
泥岩現場乾燥密度	2	2.30	—
かっ色土・最大乾燥密度	2	1.48	—
灰色現場土・最大乾燥密度	1	1.72	—
灰色粉砕土・MDD	6	1.75	0.04
泥岩転圧試験一室内MDD	1	1.79	—
盛立乾燥密度	1	1.71	—
含 水 比(%)			
かっ色土・現場含水比	2	38.0	—
灰色土・現場含水比 (深さ1.5 mから3.0 m)	27	25.8	6.1
灰色土・現場含水比 (深さ3 m以上)	39	23.9	3.7
泥岩・現場含水比	13	11.6	2.1
かっ色土・最適含水比	2	26.0	—
灰色現場土・最適含水比	1	17.4	—
灰色粉砕土・OMC	6	18.0	1.6
泥岩転圧試験一室内OMC	1	20.7	—
盛立含水比	1	18.4	—

MDD：最大乾燥密度 OMC：最適含水比

現場含水比と最適含水比の関係は図7.5に示されている。

(e) 工学的性質

泥岩土について三軸せん断強度、圧密と透水性に関する試験が行われた。

(i) 三軸せん断強度

8個の試料について三軸せん断試験を行った。2個の試料がかっ色土で、残りは灰色泥

岩土であった。室内試験が終わってからしばらくして結果を詳細に見ると5個の試験が誤ったデータによっていることが判明した。したがって、これらの5個の試験結果は除外された。残りの3個の試験のうち、2個は灰色泥岩土についてであり（両方とも新鮮な泥岩から粉碎混合された土である）、1個はかっ色泥岩土についてである。表B.7は試料の詳細と試験結果を示し、図7.6は応力円図を示す。

灰色の泥岩土に関する信頼性の高いせん断強度試験に基づいて、この段階における主ダムと副ダムの泥岩のコアとして、比較的控え目なせん断強度定数（有効応力）を採用することが次のように勧告された。

粘着力 $C = 50 \text{ kPa}$
 内部摩擦角 $\phi = 15^\circ$

設計段階ではさらに追加の三軸試験を行なう必要がある。

表B.7 泥岩土の三軸せん断強度試験

試料番号	締固め試験		せん断試験前の供試体条件			試験の種類	せん断強度定数		材料の種類
	MDD (t/m^3)	DMC (%)	d (t/m^3)	w (%)	Sr (%)		C' (KPa)	ϕ (度)	
UG11/MTT /3D	1.74	18.6	1.74	19.7	98	非排水 一段階	52	23	灰色泥岩土 (岩石より)
UG11/4A/ 1D	1.42	30.0	1.42	31.0	94	非排水 一段階	58	28	かっ色 泥岩土
UG11/13E /1D	1.69	18.6	1.69	19.7	90	非排水 一段階	105	15	灰色泥岩土 (岩石より)

注：試験前の供試体条件は、各試料についての第一段階の3個の試体の平均値である。

(ii) 圧密

8個の試料について拘束一次元圧密(Oedometer)試験が行なわれた。6個の試料は灰色泥岩土であり残りの2個の試料はかっ色土である。

供試体の載荷段階は4段階で、ある場合には5段階とした。応力の範囲は0から2000 kPaである。

表B.8は試験前後の供試体条件と圧密試験の要約を示す。

図7.7は灰色土の試料について、荷重の範囲に対して圧密度の平均値を図解したものであ

る。得られた試験結果の範囲はかなり広い、しかし泥岩の転圧試験（UG11/MTT/3Dと4D）から得た2個の試料に対する個々の圧密曲線は平均曲線にかなり近いものである。

表 B . 8 泥岩土の圧密試験結果

試料 番号	深さ m	Gs	初期供試体 条件			圧密度荷重 (kpa)						最終供試体条件		
			d t/m ³	W %	Sr %	200	400	800	1200	1600	2000	d t/m ³	W %	Sr %
灰色土試料														
UG11/MTT/3D	T . T	268	174	196	98	20	38	72	85	111	115	186	171	100
UG11/MTT/4D	T . T	272	177	184	93	35	59	86	107	118*	125*	194	171	100
UG11/13E/1D	30-40	269	170	194	89	15	31	55	74	84	89	179	190	100
UG13/3E/1D	00-10	266	171	182	87	62	86	120	140	154*	160*	—	—	—
UG13/5A/1D	09-63	264	172	196	97	25	47	84	104	115*	121*	190	189	100
UG13/34E/1D	54-85	273	179	176	91	33	55	84	104	115*	121*	197	180	100
6 試料平均						32	53	84	102	116	122			
かっ色土試料														
UG11/4A/1D	01-33	269	143	307	93	14	25	48	66	80	88	151	299	100
UG13/11A/5D	01-33	280	152	231	77	27	54	92	120	140*	152*	170	256	100

* これらの値は、最大荷重を超えて圧密度曲線を外挿することによって得られたものである。

(iii) 透水性

この調査では原位置透水試験は行なわなかった。攪乱泥岩土の8試料について室内透水試験を行なった。これらの試料のうち2試料はかっ色土で残りは灰色土である。全ての供試体に対してU . S . B . R . の定水位試験が行なわれた。標準水頭124 kpaと622 kpaに対して得られた透水係数の範囲は 0.01×10^{-6} cm/秒から 0.22×10^{-6} cm/秒であり、このことは材料がアースダムの不透水性コア材料として適していることを示すものである。載荷重のもとで泥岩土が示した沈下と透水係数は表B . 9に示されている。

表 B . 9 攪乱泥岩土の室内透水試験結果

試料 番号	透水性				材料の 種類
	124kpaの 載荷重		622kpaの 載荷重		
	透水係数	最終 沈下	透水係数	最終 沈下	
	10^{-6} cm/秒	%	10^{-6} cm/秒	%	
UG13/3E/1D	0.22	2.4	0.01	3.6	灰色土
UG13/5A/1D	0.07	2.8	0.02	3.0	灰色土
UG13/11A/5D	0.08	2.9	0.01	3.3	かっ色土
UG13/34E/1D	0.01	3.1	0.01	3.4	灰色土
UG11/13E/1D	0.01以下	1.2	0.01以下	4.2	灰色土
UG11/4A/1D	0.06	0.8	0.03	4.1	かっ色土
UG11/MTT/3D	0.02	1.5	0.01以下	5.6	灰色土
UG11/MTT/4D	0.09	2.9	0.01	3.6	灰色土

3.6 可採量

3.6.1 UG13 (Upu Creek採取場)

調査グリッド、 $1,000 \text{ m} \times 800 \text{ m}$ の平面面積、仮定深度(フィービリティ調査用の) 10 m と表土掘削およびそれに関連した捨土の深さ 2 m の仮定によって、この採取場での可採量は $6.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。

この計算は極端に単純化したものである。それは、全域が一定の深さまで掘削されることになっており、Waboのように降雨量の多い気象条件では特にであるが、掘削により水がたまり、この水は適切に排水されなければならないからである。このことを考慮に入れて、採取場の南西隅のオーガー孔UG13/32A(図6.6参照)の近傍にある主流クリークの現存の自然表面に低い場所を設け、掘削された採取場の表面に、一様に5%のこう配を持たせる代案が考えられた。この基本的な考え方によると、約 2 m の表土はぎと捨土掘削のもとで、想定入手可能量は $11.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。平面図等高線(図6.6)をもとに断面図を作成すると上端から下端までの掘削高さは 40 m に達する。UG13地区のこの深さまでのボーリング孔はないが、泥岩は充分この深さまであることは確実と考えられる。

土質材料盛立て量の大半は新鮮な泥岩を粉砕して得られるが、そのふくらみ率は最低でも1.25である(表B.6参照)。これは掘削、破砕、運搬およびまき出しの際の損失により相殺される。第2巻に示されているフローチャートでは、全体の純ふくらみ率を控え目に0.9と

想定している。

UG13の採取場には泥岩が多量に存在するため、サドルダムの所要盛立て量 $2 \times 10^6 m^3$ は十分にまかなうことができる。

3.6.2 UG11 (Urn Creek採取場)

採取場UG11は、UG13程広範には調査されておらず、レイアウトを想定して数量を算出する試みはなされていない。ボーリングにより約 $1 \times 10^6 m^3$ の数量の存在が証明されたが、調査された地域を更に上下流に延長できないという理由はない。

主ダムのコアとして必要な量 $2.4 \times 10^6 m^3$ はUG11に存在すると考えられる。

第4章 沖積砂礫

4.1 概 要

島、洲、河床あるいは河岸における堆積層として多量の砂礫が Purari 河の計画地域に存在する。

Miles (1960) および Commonwealth Aluminium Corporation (1960) による既存の調査は主ダムサイトの上下流 8 Km 以内のいくつかの島と、礫州等の比較的低い河流水準に関するものであった。しかし実際には、ダムサイトの調査を除いて Gleeson 島および Hou Creek 地域の小さな砂利堆積層に対する調査が集中的に行なわれたにすぎない。

日本工管 (1973) はダムサイトの上流 30 Km から 40 Km の所に大きな堆積のあることを実際に確認している。

今回の調査は、1960年の作業より広範な踏査、図化、トレンチ、掘削および試料採取を含むものであるが、掘削の深さは浅かった。踏査は主ダムの上流 4.2 Km の Uraru 村から Hou Creek を超えて下流 1.4 Km に亘るものであった。

これらの地区は図 6.4 に示されている。個々の地区と調査掘削の柱状図は図 7.8 から図 8.0 に示されている。

4.2 現地調査の方法

ヘリコプターによる偵察によって、堆積の範囲と位置は、大まかに把握された。

地上調査は、リポートラック (平底船) を用い、島、洲および河岸の河川全長に亘る詳細な視察より始められた。全ての目に見える堆積箇所は図化され図 7.8 から図 8.0 に示されている。大きな島はすべて歩測とコンパスにより測定された。

選定された場所では、深さ 3.4 m までの手掘りトレンチの掘削がなされた。掘削壁の崩壊又は河川水に妨げられ、深い掘削はできなかった。6 箇所の地区で計 24 本のトレンチが掘られた。

各トレンチの壁から代表的な砂礫の攪乱試料が採取され直ちに現場で -37 mm までふるい分けられた。代表的な試料はさらに -9 mm までふるい分けられ、それ以下の細かい部分は試験所で、さらに細粒部分の分析を行なうために送られた。他の試料については、試験所で工学的性質に関する試験が行なわれた。

当初中ないし大規模の油圧機械あるいはバックホーによる深いトレンチ掘削が予定されたが、補給と航行に問題があり実施できなかった。河の各地点で、バージに備えつけたパーカッション

ンドリルを用い、ケーシングによるボーリングとし、砂礫を調べることも試みられた。しかし洪水が多く、高速で流下する重い木材が被害を及ぼすため、このボーリングは3本しかできなかった。それは主ダム地点下方の沖積層を貫き、さらに岩盤まで掘られたもので、河床標高以下30.6 m、25.5 mおよび27.2 mであった。これらは自走式のパーシに備え付けられた掘削能力75 mのHorwood-Bagshawパーカッションドリルにより削孔された。この水上掘削作業は別報告で詳細に記載されている(Snowy Mountains Engineering Corporation、1976)。この他に軽量ボーリング用ポンツーンに備え付けられたHydromaster 2000の電動パーカッションドリルによる削孔が試みられた。

1959年に行なわれた深部調査のデータがかなり利用できた。これらの孔は径150 mmから200 mmに削孔されたものであって、シェル・オーガードリルによりGleeson島では深さ3.6 mから12.6 mまで、Hou砂礫では14.0 mと3.0 mの深さであった。主ダムサイトの河床では8本の削孔が行なわれた。砂礫はシェル・オーガーにより、砂とシルトでは水洗試験(wash boring)により、岩盤においてはロータリーコアボーリングによって掘さくされた。

4.3 主ダムと副ダムの採取場

4.3.1 概 要

Purari河の56 Kmの区間は次の6地区に分けられた。

地区番号	名 称	位置(主ダムからの距離)
UG 20	Umasiai 砂礫	上流4.2 Kmから2.6 Km*
UG 19	Kone 砂礫	上流2.6 Kmから9 Km
UG 18	Pide 砂礫	主ダムの上流9 Km
UG 1	主ダム基礎	—
UG 17	Gleeson 砂礫	主ダムと下流5 Kmの間
UG 16	Hou 砂礫	下流5 Kmから1.4 Km

*副ダムに最も近い最大の堆積

調査された全ての堆積砂礫は本質的には同種のものである。礫は丸味を帯びやや細長く平たいものもある。それらは全般に白から淡黄色であるが、灰色、かつ色あるいは黒色の礫も存在する。岩片は通常硬く密で新鮮であり、主として石灰岩である。堆積物の約20%は塩基性ないし中性の各種火成岩からなり、これに少量のチャートその他の珪質岩、砂岩およびシルト岩が含まれている。風化岩は稀である。通常の最大粒径は150 mmで時として300 mmの玉石を含んでいる。

砂は粗いものから中程度まであり、丸味を帯びたものからやや角ばったものまでである。色は一般に灰黒色であるが、よく見ると白い粒子もある。砂の構成は礫の岩種を反映している。

砂礫は一般に清浄で75 μ mを通過する重量は2%以下である。ただし、時として細かいシルトのレンズ、あるいはポケットが存在する。

河川水位以上の堆積は島と河岸にある。大きな島の典型は、上流面に広い平坦な玉石と礫の露頭がエプロン状をなし、下流に行くにつれて粗い砂に漸移している高い部分は細砂であり最高部は砂質シルトである。シルトの下にある砂礫層は鉄分を含み、連続していると見られ、シルトの上には硬い針金状の竹およびつたかずらの植生があり、より塑性的なシルトの上には樹木やジャングルが密生している。洪水により流れて来たものがしばしばこれらの島の植物にからみついている。島の下流端は垂直に近いシルトの壁である。上流側の薄い玉石の被覆をトレンチ掘削したところ、その下に砂礫の混合物のあることが判明した。河岸にある堆積砂礫の粒径分布は一般に島のそれに類似していた。洲や小さな島の堆積は、全体に砂礫を玉石が覆っているものであった。

多くのクリークの河口には、どろどろとした粘性土で覆われた不規則な玉石が押し出し扇状地をなしている。これらは硬くて安定性のある砂岩とシルト岩であったが、考慮の対象とはならなかった。

Purari河の河床は時間と共に変動している。露出した堆積砂礫の粒径と外見も変化している。河流水位が高い時には、多くの堆積層は見えなくなる。河岸の輪郭も変り堆積層の真の範囲を隠してしまう。河川水位の低い場合、島、洲、半島および岸の隠れた部分が見える、岸には、層序断面ではシルトの被覆の下部にある、通常は水没している礫層が見える。河川水位の低い場合、観察と一般的な地質上の形跡によれば、UG20、UG16および恐らくその他の地区においても、礫は河床を横切って、島と岸を連結しているものと思われる。多くの砂礫堆積層は河川敷外にも続いていて、かなり厚いシルトとジャングルに覆われているものと思われる。

堆積部は時間と共に若干変化する。1959年に撮影された航空写真と1975年の状態を比較してみると、大きな島はそのままであるが小さな島はかなり変化している。ある堆積は消滅し、新しい堆積が他の部分に見れている。本調査の5か月間の期間においても小さな変化が見られた。その原因は河流、特に洪水による洗流と再堆積のくり返しによるものである。ある地区では洪水により砂が礫と入れ換ったが、その逆のこともあった。

4.3.2 UG16地区(Hou砂礫)

当河流域は計画地域の中で2番目に豊富な砂礫の堆積層である(図78)。低水時には河岸、洲および島に大きな堆積部が見られる。この地区の島と河岸に6本の手掘りトレンチが掘られ

た。深さは1.5 mから2.6 mであった。1本のトレンチ(G16/4T)は島の岸に溝状に切り込んであり、その層の高さは河川水位から5.8 mである。1959年の一連の調査では、2本のシェル・オーガー孔がこの地区の礫洲に掘られた。それは完全に砂礫の中で深さは3.0 mと14.0 mであった。

6本のトレンチにおける砂礫の平均深さは1.7 mであったが、機械を使用すればより深い掘削ができた筈である。

主ダムの下流7 kmから9 kmにあるこの地区の一部では砂礫層が河床を通過して両岸に現れていると考えられるがこれは将来確認する必要がある。

4.3.3 UG17地区(Gleeson砂礫)

この地区において目に見える唯一の堆積部は、Wabo Creekの河口にある大きなGleeson島(図-78)である。砂礫の洲が島から河の右岸まで連続していて、陸地のシルトと粘土の層の下まで続いているようである。近くのWabo滑走路用の砂利取場として掘削した時に、シルトと粘土の下に横たわる砂礫は滑走路の近くまであることが確かめられた。河川水位の低いときには、礫層が河川流路内にはるか上流まで続いているのが見られる。

Gleeson島に掘り下げられた1本の手掘りトレンチによれば、砂礫層の深さは少なくとも3.1 mである。この堆積は風化した材料を含むが、それは異例のことである。以前に掘削したGleeson島における10本のシェル・オーガー孔は3.6 mから6.1 mの間の適当な深さで止められたが、平均して4.8 mであった。10本目は洪水のため中止された。全ての孔は砂礫を貫いたものであった。1本の孔は(WI-1)12.2 mの砂礫、1.5 mの硬い灰色粘土を貫き、13.7 mで泥岩層に到達した。

第7章に述べられるコンクリート配合試験に使用した砂礫は、Gleeson島におけるもう1本の浅いトレンチから採取されたものである。

Gleeson島の縦断面を1960年に検討したところ島の最高部に厚さ約3.5 mの砂層があり、その下に砂の少ない礫層と砂質礫層がある(Commonwealth Aluminium Corporation、1960、図-63)。

図-78によれば、泥岩とシルト層がこの島の残りの部分を占めている。そしていくつかのクリークの河口には流送された玉石の扇状地がある。この地区の河床には砂礫が埋蔵されて

4.3.4 UG1地区(主ダム基礎区域)

主ダム基礎地域における沖積層については、本巻の第1部に述べられている。ボーリング孔の位置は図78に示されている。基礎には11本のボーリング孔が掘られた。3本のパーカッ

ンション孔は河床より深さ25.5 m、26.8 mおよび29.4 mの岩盤に達した。1959年のボーリング孔は、岩盤上の沖積層を9.8 mから25 m以上で貫いて、砂岩もしくは泥岩の岩盤に達し、その全長は18.3 mから39.8 mに亘っている。ボーリング孔34は基礎岩盤に達しなかった。

1本を除く全てのボーリング孔は、清浄な粗粒から中程度の砂あるいは砂礫を示したが、その中には礫まじり粘土(G.C)層、シルト質あるいは粘土質砂層(SM.SC)および塑性の低いシルトあるいは粘土層(ML.CL)を含んでいた。河川の中央部における6本の孔のみが、河床に露出している砂礫と同じものを示している。

図78に示されるように、11本の調査孔の内6本は河流の中央半部にあり、残りは右岸寄りである。この地区の沖積層におけるきれいな砂礫の割合は次表の通りである。

表B.10 主ダム地点の河床における堆砂の深さと砂礫の割合

	全沖積層深さ (m)		清浄な砂礫の割合 (%)	
	H	Q	H	Q
平均値	25.0	14.1	59	15

H=河川の中央半部

Q=河川の両外側4半分

以上の数字より次のことが指摘される。

- ・基礎岩盤は岸の方に向って上昇している。
- ・河流の中央半部は岸側の部分に比べて4倍の砂礫を含んでいる。

これから判ることは、河川の中央部における砂礫堆積層の平均「有効深さ」は約15 m、そして両側部では約2 mである。主ダムの基礎から掘削される沖積層の砂礫の割合は、全体として、外挿断面からみて約35%と想定される。

4.3.5 UG18地区(Pido砂礫)

主ダムより4.5 kmから6 kmの区間、Pimai島、およびPido河の河口における一群の洲、小島および河岸の堆積物が、この地区における最も重要な、目に見える砂礫である(図79)。パーカッションボーリング孔UG18/4Pによれば、4.5 mから6.0 mの範囲にある堆積砂礫は、河底において右岸から少なくとも河心まで延びていると考えられる。3.5 kmの距離の所にある河川の急な湾曲点に、極めて水位が低い時に中程度の礫の洲が見られる。この地区には他に島はなく、河岸の残りの部分は砂岩、シルト岩およびシルトであって所々に砂礫のポケット

トがある。

この地区では4箇所の掘削が行なわれた。Pimai島で2本の手掘りトレンチが掘削されたが、深さは2.2 mと3.2 mであった。これらは島の上層部にあるが、第1のトレンチは全長に亘り砂礫であり、第2のトレンチは少なくとも0.6 m厚さの砂礫の上にシルトがのっている。主ダムから約6 Km離れた所にある小島で掘られたトレンチでは、砂礫の厚さは少なくとも2.3 mであった。この地区の水中で150 mm径のパーカッションボーリングが行なわれたが、砂礫の深さは少なくとも2.6 mであった。この深さまで、機械の故障のためボーリングは中止された。

4.3.6 UG19地区(Kone砂礫)

主ダムの上流9 Kmから26 Kmの17 Kmの間には、堆積砂礫部は三つの島と一箇所の河岸があるのみであった(図79)。河岸の残りの部分は砂岩で、時々小さな絶壁をなしており、その他シルト岩とシルトの堆積であった。河床に堆積層が存在しないならば、この地区は全ての採取候補地区のうちで最も不毛な地域である。

ダムサイトから16.5 Kmの島の上で掘った1本の手掘りトレンチUG19/1Tによれば、少なくとも1.5 mのきれいな砂礫の上に1.0 m厚さのシルトとシルト混り礫がのっている。河流水位が低い時には、島の上流端にはかなりの幅の砂礫が見られる。

4.3.7 UG20地区(Umasiai砂礫)

この長さ16 Kmの地区(図80)は、計画地域の中で最も大量の砂礫を埋蔵しているが、主ダムのはるか上流にある。副ダムは、最も近い点で本地区から東ないし南東に約6 Kmの所にある。

この地区には、少なくとも15の中程度ないし大きな礫よりなる島があり、その他に、数多くの小島、洲および広範な河岸堆積物がある。河岸の各部には、泥岩、シルトおよび粘土も見られる。最も大きな島は、Hietu、Momatu、Weiamatu、IamatuおよびUraruの諸島である。砂礫は河床を横切って延びており、多くの場合に河岸の下部をある距離の範囲まで連続している。Imatu島上流端の礫の堆積は、特徴が分らぬ程黒く、それは恐らく西方のFaveng火山付近に由来するものであろう。

この地区全域に亘り12本の手掘りトレンチが掘削され、その深さは1.1 mから3.3 mであった。これらのトレンチによれば、砂礫層の平均深さは1.8 m(範囲は1.1から2.6 m)で、上部には細かい砂とシルトがのっている。細砂から中程度の砂がふるい分析の試料として採取されたが、これはフィルター材料の混合材とする予定のものである(4.5.2節)。

これらの堆積箇所は、副ダムの砂礫フィル材料とフィルター材料の最も近い採取場となる。

4.4 工学的性質

4.4.1 概 要

代表的試料の試験の種類は、Waboにおける現場ふるい分けと室内試験によるふるい分析、可能な場合の比重計分析、湿潤密度の決定、比重、吸水率、ロサンゼルス値、骨材破砕値、硫酸安定性、アルカリ反応度、有機不純物、単位重量、相対密度および三軸圧縮によるせん断強度などの測定であった。

4.4.2 密度、吸水率および比重

砂礫堆積物について現場密度試験は行なわなかった。ルーズな表層下の地上物質は堅く締固まっているのが観察された。三軸試験の前に相対密度測定が行なわれた。供試体は最大粒径30mmで礫分が70%、砂分が30%である。最大乾燥密度は2.31 t/m³、最小乾燥密度は1.97 t/m³であった。礫の個々の粒径部分について単位重量試験が行なわれたが、乾燥密度の範囲は1.76 t/m³から1.79 t/m³であった。このように低い値は通常の均一粒度の場合の値として予測されたものである。4.76mmふるいの残留率が65%通過率が35%の砂礫混合材料について、2つの単位重量試験が行なわれたがその値はそれぞれ1.99 t/m³と2.08 t/m³であった。

表面乾燥飽和状態での全体密度と吸水率が、13個の試料から採った3個の礫サンプルと、15試料から採った砂のサンプルについて測定された。前記と同一同数の試料について見かけの比重も決定された。

密度、吸水率、比重についてまとめた値が表B.11に示されている。

表B.11 砂礫の密度、吸水率および比重

	単 位 重 量 t/m ³ (乾燥)	湿 潤 密 度 t/m ³ (表面乾燥)		S.G.		吸 水 率 %		注 記
		平 均	標 準 偏 差	平 均	標 準 偏 差	平 均	標 準 偏 差	
砂 礫								
13試料の値 (38試験)	—	2.66	0.03	2.72	0.02	1.3	0.8	各試料に対し 各々3個ずつ 試験した
R.D.試験 最大	2.31	—	—	—	—	—	—	70/30の砂礫混 合物について
最小	1.97	—	—	—	—	—	—	
単位重量	2.04	—	—	—	—	—	—	AS1141法の 65/35混合の2 つの平均

砂								
15 試料の値	—	2.66	0.06	2.74	0.06	1.6	0.8	S.G.と湿潤密度では2つの異常な値を除いた
コンクリート骨材としてのAS 1465の基準値	1.20	2.30	—	—	—	5.0	—	最大

△ = 平均値の標準偏差

砂礫は Australian Standard AS 1465 の基準に合致する。

4.4.3 粒度と粒子形状

28個の代表的な砂礫試料についてふるい分析を、そして8個の自然の賦存状態の試料についてふるい分析と比重計分析を行なった。砂礫のうち5個の試料と砂のうち3個の試料は、主ダムサイトで水上より行なわれたボーリングにより採取したもので、試験は1959年の調査の際に行なわれた。

平均粒度曲線、1つの標準偏差の範囲および全ての粒度の包絡線が図81に示されている。粒度分布の悪い、細粒-中粒砂および中粒-粗粒砂の平均を示す曲線も同図に示されている。砂礫の粒度分布は良好で比較的せまい粒度範囲にある。最大粒径は150mmであって、75μmの通過率は4%以下である。

UG20地区の5試料がWaboと室内でふるい分析された。これらの試料の粒度分布のうち各1対の平均だけが全体的な統計分析図に掲載されている。

礫片の粒子形状は決定されなかった、しかし粒子の大半は良く丸味をおびており、その他は大体丸味があるもの、最悪のものでもやや角ばっている程度である。極く一部だけが細長いか薄片状である。

4.4.4 靱性と耐久性

砂礫の11個の試料についてロサンゼルスすりへり試験が、また7個の試料について骨材破砕値試験が行なわれた。ロサンゼルス試験はAS 1141粒度Aの材料について行なわれ、500回転に対し損失値が測定された。

ロサンゼルス値と骨材破砕値は表B.12に示されている。

Purari河砂礫はコンクリート骨材に対するすりへりと破砕値に関する Australian Standard の基準に合致している。

表 B . 1 2 砂礫のロサンゼルス値と骨材破砕値

試 験 値	500回転に対する ロサンゼルス値		骨材破砕値	
	平 均	標準偏差	平 均	標準偏差
	1 9.8	4.1	1 4.7	3.8
コンクリート骨材とし ての AS 1465 の基準	30から35* を超えない	—	25から30* を超えない	—

*各ケースの下限值は玄武岩、粗粒玄武岩および安山岩の岩種に適用され、上限値は石灰岩と「河床礫」に適用される。Purari 砂礫はこれらの間に入るが、後者に近いものである。

粗粒骨材の11個の試料と細粒骨材の15個の試料が砂礫から採取され、これらについて硫酸ナトリウム安定性試験が行なわれた。これらの試験結果は細骨材と粗骨材について別々に表 B . 1 3 に示されている。全加重平均損失を除いては、加重損失ではなくて各々の部分の損失の百分率の平均がこの表に示されている。なぜなら、重量測定に用いられた粒度は試料によりかなり異なるので、実際の損失百分率の方がより有用なデータになると考えられたからである。

各粒径部分の平均値はコンクリート骨材としての許容限界を充分下回るものであるが、標準偏差は高い。2つの部分について、平均損失に標準偏差を加えた値は許容限界を上廻っている。これは大半が極めて小さな損失であるにもかかわらず、少数の比較的大きな損失値がデータの中にあるという不均衡による影響である。高い値は、試料の中に軟かくて新鮮な堆積岩があるか、あるいは風化した粒子があるためであると考えられる。薄片状のあるいは細長い粒子も安定性試験に上記の影響を及ぼすのであるが、このような粒子の相応な量が存在したためかも知れない。

通常処理では、摩滅によって風化岩あるいは軟岩は除去されることが考えられる。人工的に作られる骨材の硫酸ナトリウムによる損失は、表 B . 1 3 の値よりは高くはならず、いく分低めとなるだろう。

表 B . 1 3 砂礫の硫酸ナトリウム安定性

(a) 粗骨材	試験後の個々の 通過百分率					全加重損失 %
	3 7.5	2 6	1 9	1 3	9	
	~ 2 6 <i>mm</i>	~ 1 9 <i>mm</i>	~ 1 3 <i>mm</i>	~ 9 <i>mm</i>	~ 4.7 5 <i>mm</i>	
平均 (1 1 試料)	1.0	1.9	2.3	3.3	2.0	2.0
標準偏差	1.7	3.1	3.3	4.8	2.6	2.7
平均 + 1 標準偏差	2.7	5.0	5.6	8.1	4.6	4.7
AS 1465 限界	3.0	4.5	6.0	9.0	1 2.0	1 2.0

(b) 細骨材	試験後の個々の 通過百分率				全加重損失 %
	4.7 5	2.3 6	1.1 8	6 0 0	
	~ 2.3 6 <i>mm</i>	~ 1.1 8 <i>mm</i>	~ 6 0 0 μm	~ 3 0 0 μm	
平均 (1 5 試料)	3.3	3.1	3.7	5.5	4.2
標準偏差	4.4	2.6	2.6	3.4	2.7
平均 + 1 標準偏差	7.7	5.7	6.3	8.9	6.9
AS 1465 限界	4.0	6.0	8.0	1 2.0	1 6.0

4.4.5 不純物と反応度

(a) 有機不純物

砂礫の 1 8 個の試料からとられた細骨材部分について、荷性ソーダによる有機不純物試験 (AS 1 1 4 1 : 1 9 7 4 Section 3 4) が行なわれた。これらのうち二つの試料を除き砂の表面に浮ぶ溶液の色は、細骨材洗浄の前後の両方において標準色より濃い色を示した。しかし大ていの場合、洗浄後の色は、洗浄前よりうすい傾向を示した。すなわち何ら

かの有機不純物が存在することになる。この明らかな不純物の影響を評価するために、モルタル供試体の28日圧縮強度試験が行なわれた。Southern Blue Circle Type A Cementを用いて、水セメント比0.60で2組の6個の立方体が作られた。1組にはEight Mile Sandと云われる標準砂が用いられ、もう1組には洗浄したWabo砂礫の細粒分が用いられた。Wabo供試体6個の平均値は標準供試体の平均値の98.8%であった。処置の過程で材料が完全に洗浄されるならば、Wabo砂礫は充分なコンクリート骨材になるであろうと結論された。しかしながら、これらの骨材を用いて作ったコンクリートの強度は低いので、強度に対し有機不純物がどの程度関係するのかさらに検討する必要がある。

(b) アルカリ反応度

1959年の調査において、Purari河の砂礫UG16とUG17地区から選定された16個の試料について、アルカリ・骨材反応の可能性を評価するための岩石学的な検査が行なわれた。供試体の検査については付録Kに報告されている。16個の供試体の内4個だけがアルカリ・骨材反応を示す材料を含んでいた。その報告書は堆積砂礫は10%未満の有害な材料を含んでいると結論している。3%以上のこのような材料を含むセメントは、アルカリ反応度に関連して疑わしいと考えられているため、その報告書は高いアルカリセメントは反応をひき起こす恐れがあり、さらに化学試験およびモルタル棒試験を行うことを勧告している。

UG17地区の砂礫の2個の試料と、UG18およびUG20地区の各1個の試料について、Mielenz Method (AS 1141, Section 39)を用いた化学分析によってアルカリ反応が検査された。UG17とUG20の試料はまたMortar Bar Stability Method (AS 1141, Section 38)により試験された。化学試験においては、シリカの溶解値(Sc)とアルカリ度の減少値(Rc)が決定され、図82のチャートにプロットされた。このチャートは無害、有害の可能性のある領域および有害な骨材の3領域に分けられている。全ての試料の細粒部と粗粒部が試験されるが、中には石灰岩とその他の岩種の両方が含まれていた。チャートにプロットされた各点は3個の化学分析の平均値を示すものである。Sc、Rcとして得られた値はモルタル棒試験の結果と共に表B.14に示されている。このモルタル棒試験においては、比較のため、高アルカリと低アルカリの両セメントが疑わしい骨材と共に用いられた。ある一定の条件のもとで、ある一定の期間について棒の膨長が測定され、90日後の伸びが長さの0.05%以下なら骨材は無害と考えられる。図82と表B.14からPurari河の砂礫は無害と考えられている。

表B. 14 砂礫の反応度化学試験(MIEIENZ)とモルタル棒試験結果

	シリカ溶解 Se mmol/リットル	アルカリ度減少 Re mmol/リットル	90日における モルタル棒の伸び	
			低アルカリ セメント	高アルカリ セメント
UG17/1T/1D細	3.2	1.47	—	—
粗	2.8	1.47	—	—
UG17/1T/4D細	1.8	2.63	0.004%	0.015%
粗	2.6	3.20	—	—
UG18/1T/1D細	2.5	1.49	—	—
粗	1.8	0.89	—	—
UG20/1E/1D細	2.5	2.83	0.013%*	0.016%
粗	1.9	2.77	—	—
無害限界	図8.2のチャート参照		0.05%	

*この試験に用いられたセメントのアルカリ含有は中程度であり、分析の結果0.89%の K_2O と微量の Na_2O を含むのみであった。

4.4.6 セン断強度

UG16-UG17/1Mと命名された砂礫の試料を、UG16/2T/1D、UG16/6T/1DおよびUG17/1T/3Dの試料と組み合わせて三軸圧縮試験を実施した。試料は図8.1に示される曲線のように試料調整されたが、最大粒径は30mmであった。三軸試験を実施する前に、粒度調整した材料について相対密度試験が実施された。結果は4.4.2節に示されている。3軸試験供試体は相対密度80%に相当する密度、 $2.23 t/m^3$ にまで締め固められた。この値は高いものであるが、容易に使用できる重振動ローラーを用いて、恐らく盛立作業の際に達成することができるだろう。

分離を少なくするために、材料は湿潤状態でモールドに入れられた。径150mmの供試体は飽和-圧密-排水条件で試験された。モールの応力円は図8.3にプロットされているが、有効内部摩擦角は 45° で、粘着力はゼロである。

設計段階ではさらに粒度分布を変化させ、供試体密度を変えて三軸試験を実施する必要がある。

るだろう。

4.4.7 岩 石

殆どの堆積砂礫は約10%の火山性の塩基性ないし中性の岩石および10%のチャートとその他の珪質岩石、すなわち、ホルンフェルス、砂岩、シルト岩および変成岩を含んでいる。珪質石灰岩も存在する。UG20地区のImatu島附近の堆積層は黒い火山性材料を多量に含むようである。

1959年に岩石記述学上の検証が行なわれ、16個の砂礫の試料の顕微鏡薄片観察の記載は全部付録Lに報告されている。供試体に関する簡単な記述は以下に示されている。この材料はUG16とUG17の地区についてであるが全ての堆積部に適用できると考えられる。

供 試 体	簡単な記述
1. 石 灰 岩	— 細粒、淡黄色
2. ホルンフェルス	— 極めて細粒、緑がかつた灰色
3. 砂 岩	— 石英、準硬砂岩、細粒、灰色
4. 石 灰 岩	— 極めて細粒、かつ色のしまあり
5. マイクロモンゾニ岩	— 石英、中粒、帯緑色、
6. 安 山 岩	— 角内石、斑岩状、細粒
7. ホルンフェルス	— 石英を含む、細粒、緑色
8. 礫 岩	— 緑のマトリクス中の礫
9. 石 灰 岩	— 珪質、細粒、淡黄色
10. 安 山 岩	— 斑状、細粒、粗面安山岩
11. 玄 武 岩	— 青灰色、気孔質、かんらん石
12. 玄 武 岩	— 青灰色、気孔質、かんらん石
13. 花こう岩	— 中粒、黄緑色、緑泥石化
14. 石 灰 岩	— 細粒、黄白色
15. 石 灰 岩	— 細粒、淡黄色
16. 石 灰 岩	— 極めて細粒、淡黄色

採取選定された供試体は、堆積砂礫における岩種の相対的比率を反映するものではない。

4.5 砂礫の使用

4.5.1 グラベルフィル

砂礫は主ダムにおいてはコアを支える主要なフィルゾーンに用いられ、それ程ではないがサ

ドルダムにも用いられる。何れの場合にも砂礫は掘削され、プロセッシングされることなく運搬される。砂礫は十分な耐久性を有し、この目的に対する強度も充分であり、締固めにより高い密度を得ることができる。

4.5.2 フィルターゾーン材料

主ダムと少なくとも最も高いサドルダム（No.1）は、泥岩の不透水性コアを保護するためにフィルターゾーンを必要とする。

図84はゾーンフィルダムのフィルターゾーンに使用されうると考えられる材料の粒度分布を示すものである。

泥岩のコアの下流側を保護するための、粗粒フィルターに支えられる、細粒フィルターが設けられる。適当な細粒フィルターは、砂礫の9.5 mm通過部分を天然の中粒砂に混入することにより得られる。この中粒砂は大きな島の上部か河岸に砂礫層を覆って存在する。島や河岸の上部に掘削されたトレンチによれば、深さは2.2 mまでであった。堆積物は完全に調査された訳ではないので、所要の粒度を得るための各種の方法を検討するため、設計段階で追加調査が必要となるだろう。

4.5.3 コンクリート骨材

Purari河砂礫は有機不純物と粘土・シルトを除去するように洗浄すれば、コンクリート骨材として適当であると考えられる。細粗骨材を生産するために、破碎、スクリーニングあるいは再混合し、ストックパイルする必要がある。しかしながら、小規模な配合試験による圧縮強度は、第7章に記述されているように低い。これは使用される骨材、そして恐らくは有機物質の存在のためと思われる。しかし、モルタル立方体の試験では、このことは立証されなかった。コンクリートの強度が低い原因が、有機不純物のせいかな否かを結論づけるためには追加の調査が必要である。

設計段階ではさらに、硫酸ナトリウムによる安定性試験と骨材-アルカリ反応度試験を追加する必要がある。また早急に大きな試験ブロックをWaboで作り、自然条件にさらして、長期間の観測をすることも必要である。

4.6 可採量

4.6.1 概要

大規模な調査が実施されるまでは、各地区の砂礫量は概算値の評価ができるだけである。その結果、見積りとしては上限値及び下限値の両方が示されている。

各地区における最大可能上限量は、堆積が各地区の全範囲に賦存するという仮定に基づいて

なされた。この場合、肉眼で確認するとかあるいはその他によって確認された堆積は合理的と考えられる範囲で、拡張して計算してある。

最小、即ち下限量は厳密に目に見える、あるいはその他の方法で確認できる堆積だけに留められた。通常これらの堆積は現地で図化され測定された。

何れの場合にも、測定された深さの外挿はされなかった。未調査堆積部の近くのトレンチ、河岸あるいはボーリング孔で測定された深さを用いるか、もし何れも近くで利用できないときは、全地区について得られた平均深さが用いられた。

真の砂礫量は下限値を超えるだろうし、想定された上限値よりは少ないであろう。

堆積砂礫の分布は時間と共に変化するものである、しかし計画地域内の地区全体を考えると、砂礫の量は本質的には不変であると考えられる。

4.6.2 UG20地区

上限量の計算では、砂礫は島のまわりあるいは河床を横切って岸から岸へと水底を覆って堆積しており、個々の分布を観察した結果によって、この堆積は陸地に30mから50m入り込んでいると仮定された。縮尺1:20,000の地形図に、河川沿いに500m毎に河幅と堆積の延長をとりSimpsonの原理を適用した。平均厚さは1.8mとされたが、これはUG20地区の調査トレンチにおける平均深さに相当するものである。

下限値の想定の際には、目に見える堆積の区域が測量によって縮尺1:6,000の地形図にプロットされ、プランイメーター法が用いられた。想定された深さは、近くのトレンチまたは河床で測定されたものあるいは平均値1.8mである。

上 限 値	—	$17.8 \times 10^6 m^3$
下 限 値	—	$1.3 \times 10^6 m^3$

4.6.3 UG19地区

ここは全ての地区の中で最も量の少ないものであり、下限値は僅かに300,000m³である。この値は島と河岸の堆積から測面器により求めたものであって、深さはそれぞれ1.5mと0.5mである。

河床部における調査がないので、上限値の想定にはUG1、主ダムサイトの堆積の分布の仮定が準用され、シルトの含有率も同じとされた。しかしながら、河岸の地形から見て、また流れの条件から推定し、厚さはより薄いだろう。したがって河床堆積は中央半分で僅か8mと想定され、両側は無視された。そして河床堆積が全区間に亘って続いている確率は、任意に0.3とされた。8mの厚さはパーカッション孔UG1/1P、UG2/2P、UG1/4Pお

よびシェル・オーガー孔24、25および26によるものである。推定上限値は 4.7×10^6 m^3 まで削減された。

上 限 量	—	$4.7 \times 10^6 m^3$
下 限 量	—	$0.3 \times 10^6 m^3$

4.6.4 UG18地区

既知の堆積部は、8.0 Km (Pimai 島)、6.0 Km および 3.5 Km 地点における目に見える島とパーカッション孔UG18/4Pで確認され、目に見える河岸堆積に近接している6.0 Km から4.5 Km間の水中の堆積である。1.9 m から2.6 mの厚さと、現場の簡易調査地図から計算された面積を用いると、下限値量は $600,000 m^3$ と推定される。

上限値の計算には、未確認の河川の中央半部での河床厚8 m、および確率係数0.3 (9 Km から6 Km および 3 Km から1 Kmの区間)、0.8 (6 Km から3 Kmの区間) および0.9 (1 Km から主ダムサイト) が用いられた。河幅の概算にはSimpsonの方法が用いられた。

上 限 量	—	$4.7 \times 10^6 m^3$
下 限 量	—	$0.6 \times 10^6 m^3$

4.6.5 UG1地区 (主ダム基礎)

主ダムと仮締切堤の基礎部の全ての河床砂礫は除去される。

上限量は、全掘削砂礫量を、中央半部と両側の四半部とに分け、全堆積量に対する砂礫量の百分率を乗ずることによって求められている。全体での百分率は35%と想定され、主ダム基礎で除去される全堆積量は $3.0 \times 10^6 m^3$ である。

下限量は、全ての砂礫を採掘できると仮定するのは実用的でなく、砂礫を掘り上げられる深さを8 mだけに仮定して求められている。

上 限 量	—	$1.0 \times 10^6 m^3$
下 限 量	—	$0.1 \times 10^6 m^3$

4.6.6 UG17地区

Gleeson 島とWaboの右岸側の洲だけが目に見える堆積である。10箇所の掘削から、基盤岩まで到達しているシェル・オーガー孔1本を除いた平均深さ4.8 mを図化部分の面積に適用して、下限量 $500,000 m^3$ を求めた。

上限量には、基岩までのシェル・オーガー孔による12 mの深さが適用された。この場合に堆積部は、厚さ2 mで右岸側の滑走路の近くの陸地内へ50 m延びており、また河床の堆積は下流側へも延びていると仮定された。水中の堆積については未確認であるが、河床の中央半部には主ダムの下流端から5 Km下流にわたり、8 mの厚さが仮定された。任意の確率値はダムからGleeson島まで0.8そしてGleeson島からダムサイト下流5 Kmまでは0.3とされた。

上 限 量 — $4.2 \times 10^6 m^3$

下 限 量 — $0.5 \times 10^6 m^3$

4.6.7 UG16地区

Hou砂礫は候補となった地区の中で、埋蔵量は2番目に大きいと思われる。下限値を求めるためには、目に見える堆積の図化面積とトレンチ掘削による平均厚さ2.2 m、あるいは最も近くに掘られたトレンチの実際の厚さが用いられた。計算値は900,000 m^3 である。

上限量は3箇所について計算された。5 Kmから6.5 Kmおよび10.5 Kmから14.0 Kmの区間には、河床堆積の存在を一貫して示すものはない。このために河川の中央半分に対しては、8 m厚さの堆積層について任意の確率係数をそれぞれ0.3と0.2が乗じられた。6.5 Kmから10.5 Kmの区間には、砂礫が連続的に河床をおおひ、兩岸の区間にわたり連続している。さらに目に見える島や洲の堆積と連続していて、島のジャングルに覆われた部分の下まで延びていることを示す徴候が充分にある。この層の厚さとして、トレンチ掘削から計算された値である僅か2.2 mが仮定された。シェル・オーガー孔HGAはこの区間での深さ14.0 mを与えたが、この厚さが兩岸に続いているとは考えられない。

岸から陸地内への礫層の延長は、それを証明するものがないために認められなかった。

上 限 量 — $5.1 \times 10^6 m^3$

下 限 量 — $0.9 \times 10^6 m^3$

4.6.8 要 約

各地区における採掘可能な砂礫の上限および下限値として計算された量の総括が、フィージビリティスタディの段階で合理的であると判断される直視的な期待量とあわせて表B.15に示されている。

両極端の間には10倍の開きがある。工事における砂礫の所容量は約 $10 \times 10^6 m^3$ であるが、はるか上流にあるUG20地区まで掘削を行なわなくとも入手できる可能性が強い。必要量は下限値の3倍よりは少ないので、入手可能であることは間違いない。しかしながら材料の分

布は重要であり、堆積砂礫の存在と分布範囲を、設計段階において、特にUG16、UG17およびUG18について、徹底的な調査により確認する必要がある。

表B.15 砂礫量の総括

地 区	量 ($10^6 m^3$)		
	下 限	上 限	期待量
UG20-Umasiai	1.3	17.8	10.0
UG19-Kone	0.3	4.7	2.0
UG18-Pido	0.6	4.7	3.0
UG1 -ダム基礎	0.1	1.0	1.0
UG17-Gleeson	0.5	4.2	3.0
UG16-Hou	0.9	5.1	4.0
計	3.7	37.5	23.0

第5章 ランダムフィル材

5.1 概 要

主要計画地域の必要とされる掘削から、大量の材料が入手可能となるため、それを土捨場に捨土するよりも主ダムに利用することが提案された。さらに貯水池の始めの2.5 Km区間の至る所で同様の材料が得られ、他のいかなる材料よりも安価であるため、所要の掘削量で不足する場合にはダム上流に材料採取場を設けるのが経済的であると思われる。

関連する材料はEra層の砂岩とシルト岩である。これらは軟質で比較的新しい年代のものであり、主ダムとその上流に露出している。以下に記される予備調査は、この材料がダムのランダムフィル材として利用されうるかの適性を評価したものである。

副ダムにランダムゾーンを設けることは提案されていない。

5.2 工学的性質

UG3地区(主ダムアバットメントで必要な掘削)の砂岩については試験発破、現場転圧試験および室内試験が行なわれた。

5.2.1 現場における評価

左岸アバットメント上部の導水路区域の砂岩とシルト岩層から典型的な材料を採取することが提案された。上流に傾斜するこれらの層は、下方では河岸の高さまで連続しているため、アクセス可能な場所は主ダムの上流左岸とされた。幅3.5 m、長さ約5 mのベルチが硬い全く新鮮な砂岩まで手掘りされた。AMLCの寸法で6本の深さ3 mのボーリング孔がポータブル試験機を用いて掘削された。孔間隔は約1.5 mであった。孔には爆破係数0.5 Kg/m²でセリグナイト(Gelignite)を装薬し、導爆線と安全フューズにより爆破した。全般的に版状の砂岩材料は最大粒径約0.6 mに爆破されたが、この中には多量の細粒分が含まれていた。この試験発破の材料について、現場ふるい分けは実施されなかった。

試験発破材料の内大塊を含む約2 m³が、カヌーによりWaboのキャンプに運搬されて来た。この一部が現場でふるい分けられ、残りは厚さ約0.4 mの帯状に敷置された。一夜の強い雨のあと、この帯状の材料はCAT D8ブルドーザーにより転圧された。6回通過の後、再びふるい分け試験が行なわれた。2回の粒度分析の結果を以下に示す。

粒 度 試 験 結 果

粒 径 <i>mm</i>	通過百分率(%)	
	転圧前	転圧後
450	100	
300	90	
230	60	
150	30	100
75	15	84
37.5	7	67
19.0	3	48
13.2	1	34
4.75		24
2.36		18

この転圧試験に用いられた材料を地質学的にみた場合、おそらく必要とされる掘削より得られる最良のものよりいく分弱いであろうと推定された。37.5 mmのふるいを通過する試料の大半が、室内試験のために船積みされた。

転圧試験の結果、材料は、注意を払えば、湿潤な気候のもとでも、それ程の困難を伴わず盛立て作業に使用できることが判明した。ランダムフィルが泥ねい状態になり、作業が不可能となる事態を避けるために、タイヤローラーで表面転圧をするとか、排水層を設けるなどの処置を構する必要がある。

さらに転圧試験では、盛土は硬い粒子が点接触することなく破砕された材料の中に埋まってしまう、目にみえる間隙はないということが判明した。材料を砂にまで破砕する試みはなされなかった。効果的な締固めは、500 mmの層に振動ローラーを用いることによって達成されるだろう。

5.2.2 室内試験

小規模な転圧試験(UG3/1Q/1D)から得られた材料について一連の試験が行なわれた。通常の範囲の試験、すなわち、粒度、塑性、締固め、比重、圧密、透水および三軸剪断強度試験の他に、5回の乾燥・湿潤サイクルにより破砕の程度を知る試験が行なわれた。

結果は表B.16と表B.17に示されている。材料はいろいろな面で、粘土とシルトからなる塑性の低い細粒分を過度に含む砂のような挙動を示した。三軸試験に先立って行なわれた透水試験では、あらかじめ乾燥密度1.88 t/cm³、含水比14.0%に準備した試料を使用した。

得られた結果を考慮して、三軸試験を非排水条件で行なうことにした。材料は完全に自由排水ではなく、安定解析には間げき水圧を考慮する必要があるだろう。三軸剪断試験は径100mmの再成形材料の標本について実施された。三軸試験によるMohrの応力円図は図85に示されている。

図86は材料の圧密曲線を示す。

表B.16 ランダムフィル材料の粒度分析

転圧試験から得た UG3/1Q/1D 試料 (-3.75 mm部分)	通過百分率 (%)	5サイクルの乾燥・湿 潤後の通過率の増加(%)
ふるい寸法		
3.75 mm	100	0
1.9 mm	83	6
9.5 mm	67	10
4.76 mm	57	4
2.40 mm	49	2
1.20 mm	46	5
0.60 mm	44	6
0.30 mm	42	7
150 μm	36	7
60 μm	18	4
20 μm	13	4
6 μm	8	3
2 μm	6	1

表B.17 ランダムフィル材の性質

塑性	UG3/1Q/1D 試料
液性限界 WL	33 %
塑性指数 IP	11 %
線収縮	4.7 %

比重	2.69		
締固め			
最大乾燥密度—MDD	1.87 t/m ³		
最適含水比—OMC	14.8 %		
三軸せん断強さ			
試験の種類	飽和—圧密—非排水		
試験前の供試体条件			
側圧 (KPa)	172	344	689
乾燥密度 (t/m ³)	1.87	1.87	1.88
含水比 (%)	14.6	14.9	14.6
せん断強さ (有効応力)			
破壊時歪	14.5	16.5	18.5
破壊時 σ_1/σ_3 比	4.1	3.9	3.8
粘着力 C'	2.6 KPa		
マサツ角 ϕ'	35°		
透水性	124 KPaにおいて	622 KPaにおいて	
沈下量 (%)	1.2	3.1	
透水係数 (cm/s)	0.28×10^{-6}	0.20×10^{-6}	
圧密	1,720 KPaにおいて	4.1 %	

第 6 章 ロック材

6.1 概 要

4箇所の原石山候補地が調査された。2箇所は石灰岩地域であり2箇所は砂岩地域であった。石灰岩の地域はUG 2 1地区(Uraru石灰岩)とUG 2 3地区(Po'on山石灰岩)と命名されている。UG 2 1地区は主ダムの上流約3.5 Kmの位置にある。UG 2 3地区は副ダムの北端の北北東約3 Kmの二つのクリークの間にある。この二つのクリークはPo'on山の下流とWabo Creekを連結している。

3番目の石灰岩原石山として、UG 2 2地区(Paw Creek石灰岩)が当初考えられたが、UG 2 1地区に比らべてアクセスが困難であるため調査されなかった。

2つの砂岩原石山のうち、UG 1 5地区(The Peaks砂岩)は材質が劣り、最的にも不十分であるということで、充分調査した上で、ロックフィル用原石山候補地から除外された。UG 2 4地区(Wor Mountain砂岩)は高い砂岩の尾根で、副ダムの北側アバットメントを形成するものである。

石灰岩の地区についてはボーリングは実施されなかったし、両地区の試料については室内試験も行なわなかった。AMLC寸法のダイヤモンドボーリングが1本UG 2 4地区(Wor Mountain砂岩)で掘られ、そのコアが室内で試験された。

6.2 採石候補地

6.2.1 UG 1 5地区(The Peaks砂岩)

UG 1 5地区は副ダム3と非常用余水吐の間にある長さ約2 Kmの突出した尾根で、E-W方向あるいは副ダムの尾根に対してほぼ直角をなしている。

地質学的にこの地区は第三紀層で中央脊陵を構成する。この脊陵は中粒の石灰質基地で固結した厚さ僅か5 mの砂岩層の走向に沿った露岩を呈している。砂岩の中央層は南に急傾斜し、その両側には整合状に厚いシルト岩と泥岩層があり、その中に薄い軟弱な砂岩層が介在している。いくつかのせん断帯が走向を横切っているが、それは破砕、断層および泥岩中と砂岩層の間の地塊移動を伴っている。この地区の周辺には、崖錐岩層と水流で運ばれた硬い砂岩片が多く見られる。

露頭はしばしば硬く耐久性に富むと思われるが、多くは青灰色の中粒の砂岩層が存在し、この層は軟弱な粘土質の結合質を含んでいる。中央砂岩層の質は、さらにせん断帯の存在によって劣化している。

この地区の調査としては、15本の径100 mmのハンドオーガー孔、6本の弾性波測線、5

本の手掘りトレンチ、尾根から流下する長さ300mと400mの2本のクリークの調査を実施した。約3Kmにわたる測線に沿って伐採・測量がなされた。

この地区の位置は、図64に示され、調査の詳細な位置と柱状図は図87に示されている。

トレンチUG15/16Tから採取した、やや風化したあるいは中程度に風化した砂岩の試料120Kgを袋につめて簡単な転圧試験を行った。試料は粒度別に分けて6個の袋につめなおし、Cat D7に匹敵する小松D65Eブルドーザーの両キャタピラで転圧し、再び粒度分析した。砂岩を破砕するには2回の通過で充分であった。粒度分析の結果は表B.18に示されている。

粒径37mmから9.5mmの範囲の見かけの比重は2.16と極めて低い。

表B.18 UG15地区の砂岩の粒度分析—転圧前後

試 料	通過百分率(%)						
	225	150	112	75	37	19	9
UG15/16T/1G	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
転 圧 前	90	90	53	11	2	1	0
転 圧 後	100	100	100	92	64	44	30

砂岩層の傾斜方向で、余り表土の被りがなく砂岩が採掘できるのは僅か50mである。厚さ5mで長さ1,500mとすると全量でも380,000m³に過ぎない。セン断破さい域と軟弱層を採取する際のロスにより、この値は約200,000m³となり、無視しうる程僅かな量となる。質は疑問であり、材料は採取の際に両側の層によって汚されるだろう。この山は採石山としてふさわしいとは考えられない。

6.2.2 UG21地区(Uraru石灰岩)

この地区はMua CreekとMua Creek 2の間であり、Purari河の左岸から内陸に向い約1Km、主ダムの上流約35Km、Uraru村の下流約2Kmの所にある。一般的な位置は図64に示されている。

この層はDarai石灰岩(文献、Karamui 1:250,000地質図、補足説明にも記述されている大規模な層)の一部であって厚さは100mから1,200mまで変化し、西方はIrianのJayaに延びている。

UG21地区の石灰岩は厚さ150mと想定され、3Kmにわたり絶壁を形成する山の背に沿って走向沿いに追跡することができる。両側は断層で終わっている。石灰岩の南側半分の露頭は、Duraria Thrustを含む大きな断層の影響を受けている。大きな断層帯の近くではかなり深い破砕が予想されるが、一般的な傾向としては大半の破砕は治癒しているといえる。

層理と平行して平均間隔 200 mm の肋骨状のものが露出面にあるが、そのもととなっている沿ゆした破碎構造は、クリークの肩や絶壁に見られる大きな露頭の強度に大きく影響しているとはいえない。この層の大半からは、リップラップサイズの岩石材料を採取しうると考えられる。

層の傾斜は、西端のほとんど垂直から東西の翼部では南に 60° から 70° へ、南北の翼では東に 45° へと変化している。この層を整合におおっているが、この泥岩は河川水位まで侵食されていて、そこでは石灰岩の地層傾斜面が見られる。その底部には石灰岩片がある。

Mua Creek 2 は硬い石灰岩、礫岩および硬質砂岩からなる多くの玉石を含んでいる。

当初の採石切羽として最適の位置は、Mua Creek 2 により形成される谷の南端であると考えられる。採石は山陵に沿って北方へ進めることができるだろう。二番目の切羽は、Mua Creek 2 の西岸に開かれ走向沿いに進むだろう。Mua Creek 2 の両岸の南側石灰岩地帯は、充分平らでプラントとストックパイルに適しているだろう。

図 87 は UG 21 地区 (Uraru 石灰岩) の地質を示している。

6.2.3 UG 23 地区 (Po'on Mountain 石灰岩)

Po'on 山は Howape と So'oge の二つのクリークの間にある。この二つの上流クリークは、Wabo キャンプの北西約 10 Km で合流して Wabo Creek となる。この山の標高はクリークの高さから 200 m までとなっている。ヘリコプターによる調査に際しては、いくつかの急峻な石灰岩の露頭がみられた。山の頂上と Howape と So'oge のクリークは両方とも踏査された。

石灰岩は公表された Karamui 1 : 250,000 地質図に、Aure 層内の単一層として示されている。

限られた現場作業と写真判定によって認められたことは、石灰岩は密に褶曲して 010° の方向の背斜を構成しており、背斜軸は Po'on Mountain を含む尾根に沿っている。これよりゆるやかな褶曲を有する向斜が南方に接していて、恐らく東端は断層で終わっていると思われる。

石灰岩の下には強じんな、石質のおそらく白亜紀と考えられる砂岩層があり、この上部には南方の泥岩がのるか、あるいは断層で接していると考えられる。

この岩体は大規模なものではなく、東方では石灰質砂岩、はくり性の石灰岩、そして泥岩に漸移する。特に東方に向ってこの傾向が強い。風化した石灰岩と泥岩が、Po'on Mountain の頂上に見える。このことは石灰岩が侵食されにくいことを示している。石灰岩の最大厚さは Po'on Mountain の頂上で 100 m を超えると考えられるが、So'oge クリークの西の石灰岩全体の平均厚さとしては、50 m が施工上妥当な数字であるだろう。層理の発達不良で 100 mm の層理が僅かに見られる。ただし岩体の東端は例外で、石灰岩は、はくり

性を有し、大塊を産出することはできないと考えられる。この岩体の西部の石灰岩の大伴は、塊状で層理は癒着しており、節理も少ない。Howape Creekとその支流には大きな玉石がある。石灰岩の下の白亜紀の石質の砂岩もまた使用可能である。

UG 23地区の位置は図64に、地形と地質の詳細は図87に示されている。

6.2.4 UG 24地区(Wor Mountain砂岩)

この地区は東西方向の高い砂岩の山陵を形成しており、副ダムのすぐ北にある。それは副ダムの左岸アバットメントを形成するものである。白亜紀のものであるために、この砂岩はEra層あるいはAure/Orubadi層の第三紀の砂岩よりは硬く、耐久性をもっているものと思われる。大きな岩の露頭が貯水池に面しており、谷底の崩壊岩層から急斜面でそびえている。山の反対側の斜面はそれよりゆるやかで、東方のWabo Creek上流部を向いている。

山陵の一部に沿う当初の踏査では、高さ20mの砂岩の有望な壁があって、ハンマーでたたくと良い音がした。ヘリポートとしての適当な場所が選ばれ、それ以後の調査はこれを基地として実施された。以後の地質調査によって、いくつかの良好な崖の露頭がヘリポートの東約150mの付近にあることが判明した。一つの露頭は高さ15mで連続し、塊状で硬く暗灰色の石質の細粒ないし中粒の砂岩の絶壁を含んでいた。ヘリコプターによる当初の調査では、高さ約50mの連続した砂岩の絶壁があるとされていた。

層理は見えるが開いておらず、節理の平均間隔は3mである。層理の走向は100°ないし340°、傾斜は北から北東に約12°である。

これらの観察のほか、航空写真の判読および層位学的考察によって、砂岩は水平方向に数kmにわたってのびていること、およびフィージビリティの段階で調査すべき主な数量は、それが絶壁からいづらか離れた所で垂直にどの位連続しているか、ということが示唆された。

AMLC寸法のダイヤモンドボーリング(UG 24/1DD)が1本、ドリルロッドの全長25mまで掘られたが、全長にわたり細粒から中粒、灰色の石質砂岩であった。

斜面にゆるやかに入っている傾斜は、安定した採取面として好ましいと思われる。山陵はダムの頂上より300m高く、南に向いた急斜面を有している。

副ダムのアバットメント近くの急斜面の下部にたまった崩壊岩、玉石および露頭によると、他の岩種もあるようである。それは黒色、中粒で極度に硬い。硬さと組成からみると火成岩に近いものである。この材料の起源も範囲も判っていない。

UG 24の位置と調査は図87に示されている

6.3 工学的性質

UG 21とUG 24地区の岩石のじん性と耐久性、およびロックフォール、リップラップとし

ての適性は、河床礫の中に石灰岩の大塊が多量に存在することと、石灰岩地帯のクリークの中に塊状のしかも滑らかに摩耗した岩塊がたまっていることによって立証される。石灰岩地区ではボーリングは行なわれなかった。

Wor Mountain 砂岩の調査孔から3個のボーリングコア試料が採取された。このコアはUG 24/1DD/1C、2Cおよび3Cと名命され、これらについて気乾および飽和状態での一軸圧縮試験、引張り試験、現場コア密度、比重、吸水率ならびに硫酸ナトリウム安定性試験の諸試験が行なわれた。各試料から数個の供試体が長さ(L)と径(D)の比2.0で切り出され、これについて引張りおよび圧縮強度試験が行なわれた。しかし残る試験においては、1つの試料のいくつかの岩片が組合せて用いられた。試験結果は表B. 19に示されている。

Wor Mountain 砂岩は、強度はあるが耐久性に疑問がある。結果は強度が深さと共に増加することを示している。

硫酸ナトリウム安定性試験によると損失率は大きい、この損失率はロックフィル又は法面の保護材料としての耐久性に対して決定的なものではない。試験は、吸水率の高い多孔質の堆積岩については特にであるが(Minty 1976; Orchard, 1976およびWyld, 1976)、極めて緻密なものと認められた。この種の岩石は通常試験では良くないが、実用上耐久性は高い。さらに、試験された岩片は細長く、体積と表面積比の大きいものであった。Waboの現場条件のもとでは、硫酸ナトリウム安定性試験は不適当かも知れない。砂岩の耐久性が低いことは、圧縮強度の高いことと矛盾する。ボーリング孔UG 24/1DDの地質柱状図によれば、孔の上部には粘土質あるいは石灰質のコアが存在する。

6.4 可採量

UG 21地区(Uraru石灰岩)においては、被りが少なく採取のためにアクセス可能な傾斜角は、露頭3Kmにわたって平均して150mである。控え目に平均厚さを100mと見積って、Mua Creek水位上の埋蔵量は $45 \times 10^6 m^3$ と想定されている。

UG 23地区(Polon Mountain石灰岩)においては、Sologe Creekの西側にクリーク水位上に $50 \times 10^6 m^3$ の埋蔵量があり、この内 $20 \times 10^6 m^3$ が採取可能と考えるのが妥当である。

Wor Mountain 砂岩のUG 24地区には、控え目に見積っても材料として少なくとも $200 \times 10^6 m^3$ 存在する。これは必要量の数倍である。

表B.19 Wor Mauntz in 砂岩の工学的性質

試料 番号	深さ	一軸圧縮 強度		引張り 強度 MPa	コ 7 乾燥密度 t/m ³	比重 (表乾 飽和)	吸水率		硫酸ナトリウム耐久性		
		MPa	MPa				%	%	26-19	19-13	13-9
		乾燥	飽和	乾燥	飽和						
UG24											
1DD/1C	5.6-6.0	63.8 (2)	38.7 (2)	2.5 (1)	2.35 (5)	2.43	6.6	100	100	100	100
1DD/2C	19.6-20.0	71.5 (2)	36.3 (3)	3.3 (1)	2.42 (7)	2.47	5.8	54	56	70	70
1DD/3C	22.0-22.6	88.1 (3)	42.9 (3)	5.4 (2)	2.43 (1)	2.47	5.2	52	100	63	63

注：1. 強度供試体はL/D=2.0の比を有する。

2. コ7の乾燥密度は乾燥重量と円筒供試体の寸法から求めた。

3. 比重は水中で減少した重量を測定して決定された。

4. 表には平均値を示した。かつこの中の数字は平均を出すために用いられた値の数である。

第7章 コンクリート

7.1 骨 材

第4章に記載された室内試験によれば、砂礫は破碎、スクリーニングおよび水洗い等の適切な処理をすればコンクリート骨材として適切である。有機不純物の含有率は高いが、モルタル立方体の試験結果によれば、このために圧縮強度は低下しないことを示している。

石灰岩原石を破碎して骨材に用いる必要はないと考えられる。したがって、配合試験には堆積砂礫が用いられた。これらはUG17地区(Gleeson砂礫)から採取したものである。この材料の性質は7.3節に与えられている。

7.2 セメント

パプアニューギニアで一般に用いられているセメントの銘柄は宇部、三菱スリーダイヤモンドおよび住友である。これらの銘柄の各々の物理的あるいは化学的性質は表B.20に与えられている。配合試験には三菱セメントが用いられた。

7.3 コンクリート配合試験

7.3.1 概 要

Purari河からの天然砂礫、普通ポルトランドセメントおよびAE剤により5種類の配合が準備された。

7.3.2 材 料

(a) 骨 材

砂礫試料UG17/1T/3Dはふるい分けられ、洗浄され粒径37.5mmから19.0mm、19.0mmから9.5mm、および9.5mmを通過する部分に分けられ、試験所に船で運搬された。品質試験は上記と同じ採取場からの試料UG17/1T/1Dについて行なわれたが、その結果は付録Jに示されている。配合試験に用いられた粒度と量の計算に用いられた湿潤密度と吸水率を以下に示す。

ふるい寸法 mm	残留百分率 %
粗 骨 材	
19.0	51
9.5	31
4.75	18

細骨材		
2.36		18
1.18		8
0.60		15
0.30		40
0.15		15
0.075		3
— 0.075		1
粗粒率		2.62
湿润密度	: 粗骨材	2.65 t/m ³
	細骨材	2.54 t/m ³
吸水率	: 細骨材	1.3 %

(b) セメント

配合に用いられた三菱スリーダイヤモンド印普通ポルトランドセメントは、パプアニューギニアの L a e の市販業者から求められた。

(c) 混和剤

A E 剤 Pro tex は全ての配合に用いられた。混和剤についての試験結果を次に示す。

PH	11.8
比重	1.05
固体含有率	15.4 %

7.3.3 配合計画

0.028 m³ の A E コンクリートの五種類の配合のうち、三種は水セメント比 0.60 で、残りの二種は 0.45 である。配合設計基準は次の通りである。

- 骨材の最大寸法は 37.5 mm。
- 配合設計における空気量は 5 %。
- 水と細骨材はスランプ 40 mm から 80 mm の間で充分ワーカブルな配合を与えるよう調整される。
- 細骨材は堆積層を掘削したままで水洗いはされない。

最適ワーカビリティと最小水量を与える「理想」粒度を求める試みはなされなかった。

配合成分は調整され、混合は0.056 m^3 の平鍋型ミキサーを用いてなされた。スランプと空気量試験は未だ固まらないコンクリートについてなされ、材令7日、28日および90日で圧縮強度試験を行なうための円筒供試体が作られた。

配合比と試験結果は表B. 21に与えられている。圧縮強度と水セメント比の関係は図88に示されている。達成された圧縮強度は予想より低かった。特に水セメント比0.45で、材令28日以上の場合低かった。これに対する満足な説明はなされ得なかった。第4章で述べたモルタルの試験は、細骨材の不純物の影響は少ないと思われる。

しかしながら設計段階では、コンクリートの明らかな低強度の原因を突きとめるために、これとその他の要因を調べる必要がある。

表B.20 パプアニューギニアで用いられている三種の銘柄
のセメントの化学成分と物理的性質

性 質	セメント銘柄		
	字 部	三 菱 スリーダイヤモンド	住 友
	化学成分 (%)		
SiO ₂	21.9	21.8	22.7
Al ₂ O ₃	5.6	5.2	5.4
Fe ₂ O ₃	3.3	3.2	3.4
CaO	65.1	64.5	65.0
MgO	1.1	1.5	1.1
SO ₃	1.7	1.9	1.9
Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃ 比	1.7	1.6	1.6
C ₃ A)	9	8	9
C ₄ AF) 仮定	10	10	12
C ₃ S)	51	52	45
C ₂ S)	24	23	31
物理的性質			
ルンヤテリエ mm	1	0	0
凝固時間(分)			
開始	165	150	135
終了	240	225	195
圧縮強度 MPa			
3日	24.0	28.0	27.0
7日	36.0	42.0	43.0

注：全ての試験はBritish Standard No.12に基づいて行われた。

表B.21 配合試験—まだ固まらないコンクリートと硬化したコンクリートの配合比と性質

配合 番号	水 比	セメント	Kg/m ³	細骨材率	全空気量 %	スランプ mm	単位 体積 重量 Kg/m ³	硬化したコンクリートの性質				
								配合比	圧縮強度—MPa (空気量5%に調整)			
1)	0.60	136	227	640	1300	34	4.6	35	2,320	8.7	11.8	12.9
2)	0.60	135	225	590	1,360	31	6.0	45	2,340	9.1	13.9	17.3
3)							6.5	70	2,270	10.8	12.9	13.8
4)	0.45	143	318	520	1,330	29	6.0	40	2,330	13.5	18.6	19.8
5)							6.5	70	2,320	13.5	15.4	16.4

細 粗

7日 28日 90日

注：セメント：普通ポルトランドセメント 三菱スリーダイヤモンド印

骨 材：最大寸法37.5mmのPurari河天然砂礫

第8章 今後の調査に対する勧告

8.1 概 要

フィージビリティスタディの期間に実施された調査により、このフィージビリティスタディの諸項目について、今後設計段階で更に作業が必要であることが認められ、その内容が指摘された。今まで得られた情報を確保、拡大し同時に不明な事項の解明が行なわれるだろう。詳細設計では入札の際の指示と、建設の指導のための多量のデータが必要とされる。

8.2 土質材料

土質材料採取場、すなわち主ダム用のUG11地区(Uru Creek)と副ダム用のUG13地区(Upu Creek)は適切な材料を保有していると考えられる。埋蔵量として、設計上必要とされる量より少なくとも50%増を確保するための追加調査が必要である。

所要地域を横切る50mグリッド上のハンドオーガーを用いる表層調査網は、同じ地域についての200mあるいは250mグリッドによる小口径のダイヤモンドコアボーリングにより補う必要がある。ブルドーザーあるいはバックホウによる一連のより深いトレンチ掘削も必要となるだろう。

二つの地区の地質図化調査を行うことにより、低塑性の土壌を産出する砂岩又はシルト岩の重要な地域が発見されるだろう。

Orubadi 泥岩についての大規模な試験盛土が、主ダムサイトと副ダムサイトで行なわれる必要があるだろう。機械の種類と作業方法とにより施工条件のシミュレーションがなされるべきである。通常の範囲の試験に加えて、泥岩を許容される密度と不透水性を有する土質材料にまで粉砕するのに必要な締固め力を査定評価すべきであろう。同時にこの土地の天候が施工方法におよぼす影響を忘れてはならない。母岩の上に乗っている湿潤泥岩土質の使用、および2種の土質の混合について検討する必要がある。採取地全域の泥岩と、泥岩土質の現場含水比とその時間的変化の詳細な記録が必要である。

現在の値よりせまい範囲のせん断強さを求めるために、注意深い試料採取と室内試験の計画が必要である。

Orubadi 泥岩の分散性に対しては更に検討して当初のスタディを補うためと、設計に十分なデータを提供するために、さらにスタディを行う必要がある。

8.3 砂 礫

既に確定されている埋蔵の量を増し、その分析、特に主ダムに近い所での分布、を確認する

ために船に備えつけた大きなバックホー、ドラグラインあるいはクラムシェルで堆積砂礫の表層を掘削する大規模な水上調査計画が必要である。水面下および目に見える堆積をかなりの深さまで調査する他に、シルトや粘土の下にある砂礫層、あるいは河岸、島の岸の露頭から内陸に延びている砂礫層を調査する必要がある。

土石採取地点の伐採と表土はぎのために小型のブルドーザーを準備する必要があるだろう。中粒砂から細粒砂の堆積は、細粒フィルターと骨材を産出するための混合材料として詳細に調査されなければならないだろう。

調査される全ての堆積においては、広範囲な試料採取が必要である。河川水位が極めて低い時に、カラー写真を含めた低空航空写真を撮影し、これによって堆積量の計算、照合および分類が容易となるだろう。

追加の三軸せん断試験（径570mmが望ましい）を行ない盛立の支持ゾーンであるグラベルフィルの設計強度定数を定める必要がある。

泥岩のコアを保護するフィルターの粒度設計のために、一連のフィルター効果試験が必要となるだろう。泥岩の分散性（Dispersive）の可能性を勘案して、入念にコントロールされたコロイドの移動試験も必要となるだろう。

8.4 ロックフィル

予備的な施工計画で、それぞれ主ダムと副ダムの原石山として最も好ましいと考えられたUG21地区（Uraru石灰岩）とUG24地区（Wor Mountain 砂岩）において、ダイヤモンドボーリングと地質調査を実施する必要がある。この情報は原石採取方法を立案するのに役立つだろう。

双方の原石山のボーリングコアについて強度と耐久性の試験を行う必要がある。砂岩の耐久性には特別の注意を払い、ワシントン劣化、湿潤乾燥、加熱冷却および凍結融解試験を行なう必要がある。

節理が岩石破片寸法におよぼす効果と、爆薬の使用量を見るために、試験発破を行なう必要がある。

Wor Mountain 砂岩を自由排水のゾーンに用いるのが適切であるかを評価するために、ローラー試験が必要となるかも知れない。

もしさらに検討を行った結果、砂岩が耐久性に乏しいことが示された場合には、副ダムのロックフィルと法面保護材料の採取場として、UG23地区（Poon Mountain 石灰岩）を詳細に調査する必要がある。

8.5 ランダムフィル

試験盛立のために十分に代表的な材料を必要掘削箇所の一つから得るために、小型試験採取場を設ける必要がある。盛立て現場と室内の試験を行い、多量の降雨が試験盛立施工におよぼす影響を評価する必要がある。評価すべき重要な点は、密度、強度および透水性とこれらの数値の設計値を達成する最適の方法である。ランダムフィルの露出した主ダムの下流側の法面を植生、排水等の侵食から防護する方法も検討の必要がある。

8.6 コンクリート

構造設計仕様のデータを準備するために、広範囲なコンクリート配合試験計画が必要となるだろう。骨材としての砂礫の補足的な物理試験も必要となるだろう。

選ばれた配合設計を用いて、適当な形状の大きなコンクリートテストブロックを打設し、Waboの気象条件にさらしてみることが必要である。設計仕様が確定するまでのできるだけ長い間にわたり、定期的に観察し写真をとることによって、耐久性についての固有の問題が明らかになるだろう。この観察はできるだけ早く始めた方がよい。それは、設計段階で始めると、評価のために十分な時間がとれないからである。

第 9 章 参 考 文 献

- COMMONWEALTH ALUMINIUM CORPORATION PTY LTD. (1960). Report on site investigations for proposed Wabo Dam, Purari River Papua. Lab. Ref. No. S/1922/A, December 1960.
- DEPARTMENT OF NATURAL RESOURCES, PORT MORESBY (1977). Geological Survey, Papua New Guinea. Wabo Report-seismicity-possible fault zone through Kikori. Letter reference E. 2300 to Office of Minerals and Energy. 21 September 1977.
- EMERSON, W. W. (1967). A classification of soil aggregates based on their coherence in water. Aust. J. Soil Res. 1967, 5, 47-57, September 1966.
- LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. (1969). Soil Mechanics. (John Wiley & Sons).
- MILES, K. R. (1960). Report on further geological investigations, Wabo Dam Project.
- MINTY, E. J. (1976). The occurrence and importance of clay in aggregates in relation to soundness and adhesion. Conference on the Production, Properties and Testing of Aggregates. Australian Road Research Board, Sydney, September 1976.
- NIPPON KOEI CO. LTD. (1973). The lower basin development of the Purari River (Papua New Guinea Preliminary Report). Tokyo, September 1973.
- ORCHARD, D. F. (1976). The resistance of rocks to weathering. Conference on the Production, Properties and Testing of Aggregates. Australian Road Research Board. Sydney, September 1976.
- SNOWY MOUNTAINS ENGINEERING CORPORATION (1974). Purari Project, Papua New Guinea. Review of Nippon Koei Preliminary Report. Government of Australia, Department of Foreign Affairs, April 1974.
- SNOWY MOUNTAINS ENGINEERING CORPORATION (1976). Problems and techniques of overwater drilling at Wabo Damsite. Cooma, May 1976.
- WYLDE, L. J. (1976). A literature review: crushed rock and aggregate for road constructions - some aspects of performance, test methods and research needs. Australian Road Research Board. Report No. 43. January, 1976.