

パプア・ニューギニア国

横断道路建設計画調査
(ベレイナ・マララウア間)

最終報告書
(実施設計)

平成 2年 1月

国際協力事業団

パプア・ニューギニア国

横断道路建設計画調査(ベレイナ・マララウア間)

最終報告書

平成 2年 1月

国際協力事業団



社調一
62-01
90-001

JICA LIBRARY



1081164[4]

20955

パプアニューギニア国

横断道路建設計画
(ベレイナ・マララウア間)

最終報告書
(実施設計)

平成 2年 1月

国際協力事業団



国際協力事業団

20955

序 文

日本国政府は、バブア・ニューギニア国政府の要請に基づき、同国の横断道路建設計画(ベレイナ・マララウア間)に係る開発調査(実施設計)を行うことを決定し、国際協力事業団がこの調査を実施した。

当事業団は、1987年10月より1989年11月まで数度にわたり、日本工営株式会社の吉松昭夫氏を団長とし、同社、株式会社片平エンジニアリング、株式会社バスコインターナショナルから構成される調査団を現地に派遣した。

調査団は、バブア・ニューギニア国政府関係者と協議を行うとともに、プロジェクト・サイト調査を実施し、帰国後の国内作業を経て、ここに本報告書完成の運びとなった。

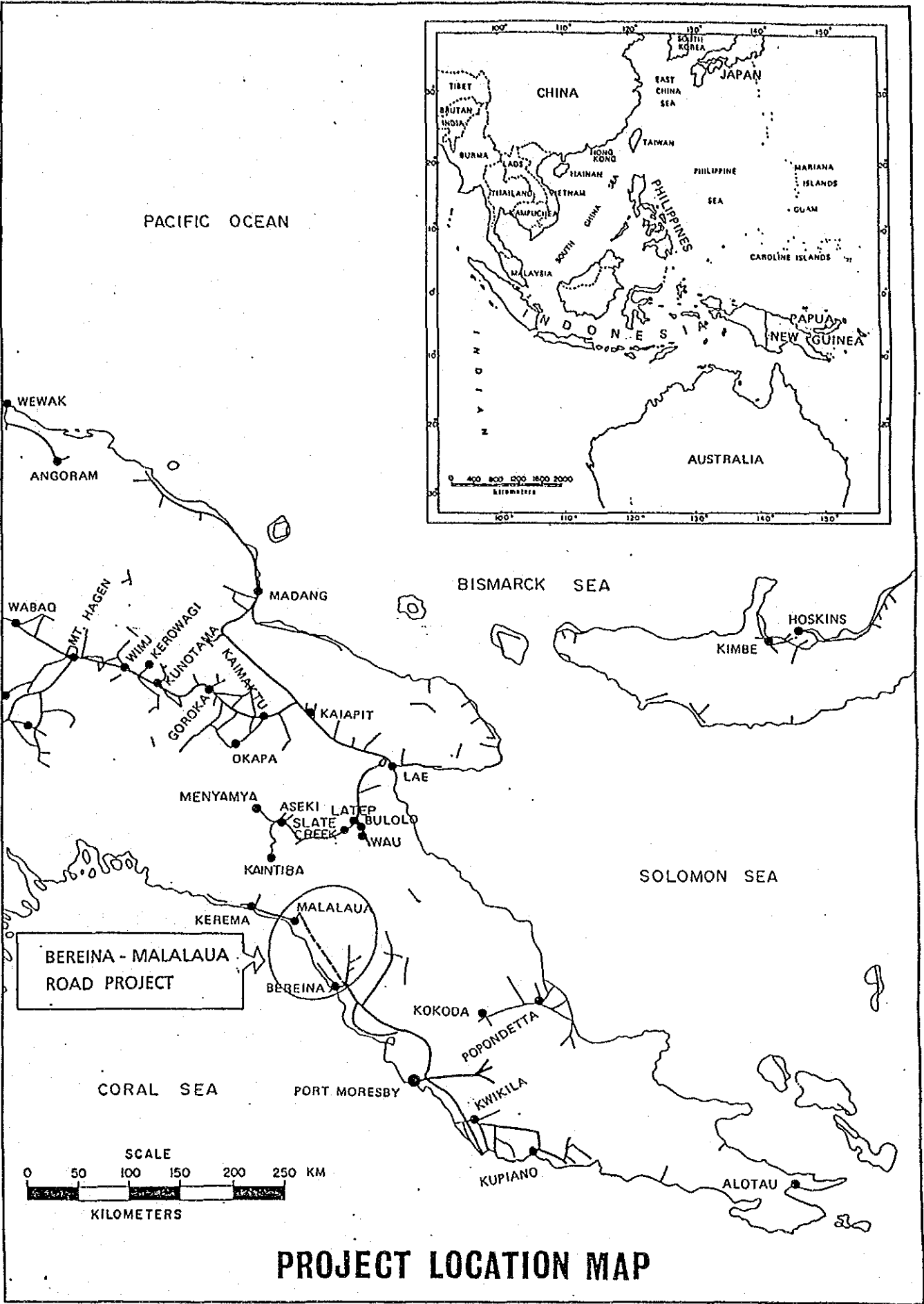
本報告書が、本計画の推進に寄与するとともに、ひいては両国の友好親善の一層の発展に役立つことを願うものである。

終りに、本件調査に御協力と御支援をいただいた両国の関係者各位に対し、心より感謝の意を表すものである。

平成 2年 1月

国際協力事業団

総裁 柳谷謙介



PROJECT LOCATION MAP

目 次

序文	
プロジェクト位置図	
第1章 調査の内容	
1. 調査について	1
2. プロジェクトについて	5
第2章 現地の状態	
1. 気候	7
2. 現場へのアクセス	8
3. 河川水位、水流の変化	10
4. スワンプの水深	11
第3章 地形測量	
1. 現地測量作業	12
2. 室内図化作業	17
第4章 地質調査	
1. 地質概要	20
2. 現地地質調査作業	26
3. 地質調査結果	29
4. DOWによる室内試験結果	34
第5章 水文・水理解析	
1. 洪水解析	44
2. 最高高水位の決定	49
第6章 道路の設計	
1. 道路構造詳細設計	51
2. 盛土の沈下と安定	66
3. 排水設計	78

第7章	橋梁の設計	
1.	架橋予定地点	84
2.	橋梁計画	86
3.	橋梁の詳細設計	90
4.	地震時流動化の検討	96
第8章	舗装設計	
1.	設計の基本	100
2.	ベレイナ-ミアル河工区 (Lot I) の設計	102
3.	ミアル河-マララウア工区 (Lot II) の設計	111
第9章	数量の算出	
1.	道路工事数量	121
2.	橋梁工事数量	122
第10章	事業費の積算	124
第11章	工事計画	
1.	概要	125
2.	工区の分割	125
3.	工事方法の計画	127
4.	工事工程計画	134
第12章	契約用書類	
1.	契約書類	138
2.	資格審査書類	139
3.	設計図	139
第13章	勧告	148
	添付図表等	149 ~ 288

第1章 調査の内容

1. 調査について

1.1 調査の背景

本報告書ではパプアニューギニア国(以下PNG国)の首都ポートモレスビーと第二の都市ラエを結ぶ575kmの横断道路の一部となる、80kmのベレイナ・マララウア道路の建設プロジェクトについて述べている。

この横断道路の建設は、PNG国が1975年に政治的独立を勝ちとって以来、けわしいスタンレー山脈で分離されているパプア側とニューギニア側を道路で結びたいという国家的悲願となっている。

この横断道路(575km)のうちポートモレスビーからベレイナ間の170kmはすでに開通しており、一方ラエからスレートクリークの125kmもすでに開通しているが、そのスレートクリークから先のアセキまでの70kmはかろうじて通行可能な(一車線の)山岳道路となっているにすぎず、残りのベレイナからカインティバを通してアセキまでの210kmには未だ道路らしい道路は建設されていない。

この575kmにわたる横断道路のルートについては1979年8月から1980年7月に英国コンサルタントのRendel & Partnersによって比較検討された。

その後、1980年12月から1982年9月にわたり、ベレイナ・マララウア間について、オーストラリアのコンサルタント、Cardno & Daviesが技術調査と基本設計を実施した(以下これをCardno & Davies Studyと呼ぶ)。

PNG政府は上記の調査にもとづいて、1985年7月日本政府に工事資金の援助を要請し、日本政府はこれを受けて援助することとし交換公文が替された。

その後1987年2月にPNG政府はベレイナ・マララウア道路の詳細設計に関する技術協力も要請してきたため、日本政府は国際協力事業団(JICA)にこれを付託した。JICAはただちに玉光理事を団長とするコンタクトミッションを1987年4月にPNGに派遣し、さらに作業内容確定のために村上順雄氏(国土開発技術研究センター理事)を団長とする事前調査ミッションを派遣し、1987年6月24日両政府は協議のうえScope of the Worksにサインした。

1.2 調査の目的

本調査の目的はPNG国の横断道路の詳細設計を準備することであり、1987年11月に本調査は開始され1990年1月に完成した。本調査の主な課題は次のとおり。

- (1) 詳細設計のための千分の一の地形図を作成すること。
- (2) 機械ボーリングによって橋梁架橋地点、スワンプ、土取場の地質を調査すること。
- (3) 道路・橋梁設計図を作成し、工事計画を立案、その工事費を積算すること。
- (4) 国際入札用の契約書類一式を作成すること。

1.3 作業工程

図-1に示される全体工程図に従って本調査は実施された。

1.4 調査の組織

本調査はJICA調査団により実施され、これを日本政府の技官によって構成される作業監理委員会が監理にあたった。JICA調査団は日本工営(株)の吉松昭夫氏を団長とし、(株)片平エンジニアリング、(株)パスコインターナショナルとの三社共同企業体を結成し、23名からなる専門家によって構成された。作業の遂行にあたってはPNG政府の建設省(以下DOWとする)のメンバーによるカウンターパートチームとの間に密接な連絡が保たれた。この調査の組織図は図-2に示されている。

1.5 調査協力への謝辞

本JICA調査団としては、本調査の遂行に特別お世話になったDOWの次官のMr. A. I. Temu、次官補のMr. Frank Leonardを始めとする下記の皆様に衷心より謝辞を申し上げたい。

Mr. Mike J. Sharp

Mr. John Bolt

Mr. F. Roland Jones

Mr. Unage Ata

Mr. W. Krishnathasan

Mr. Harold T. M. Insley

Mr. Kevin J. McConell

Mr. D. James

Fig. 1-1 WORK FLOW OF THE STUDY

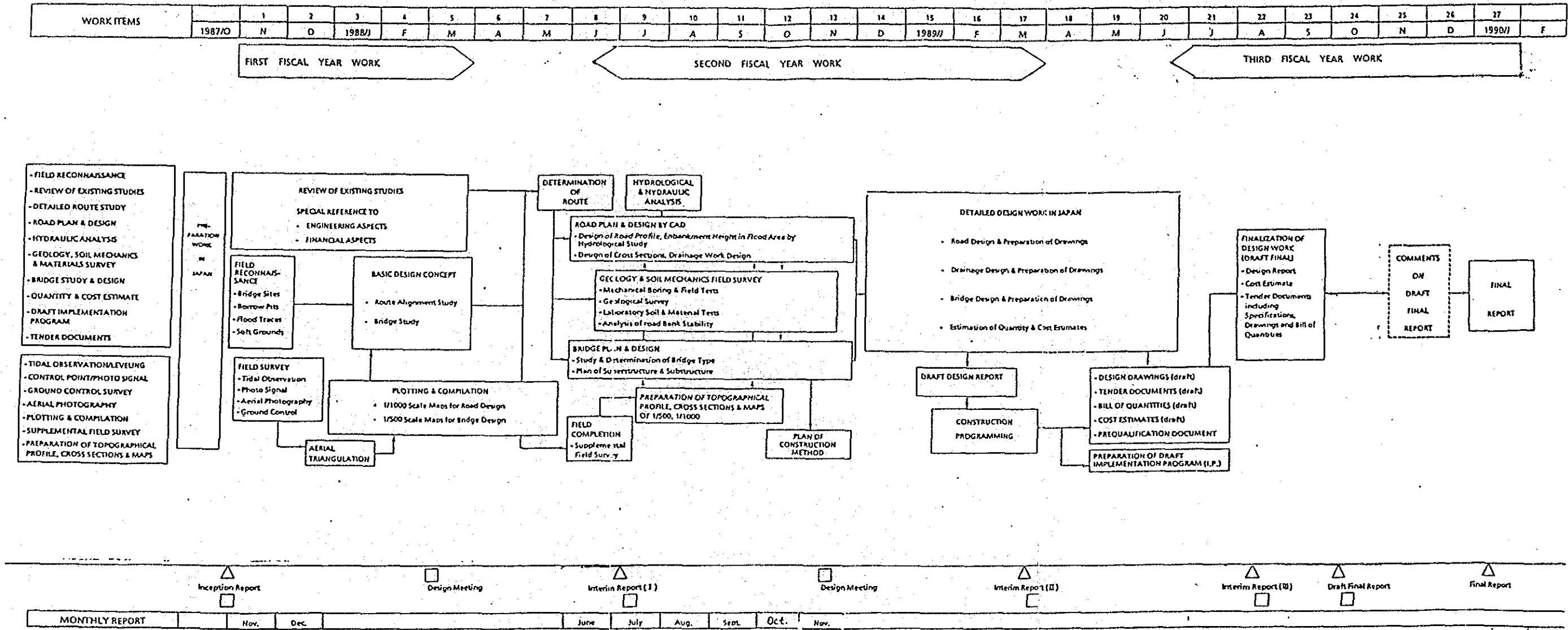
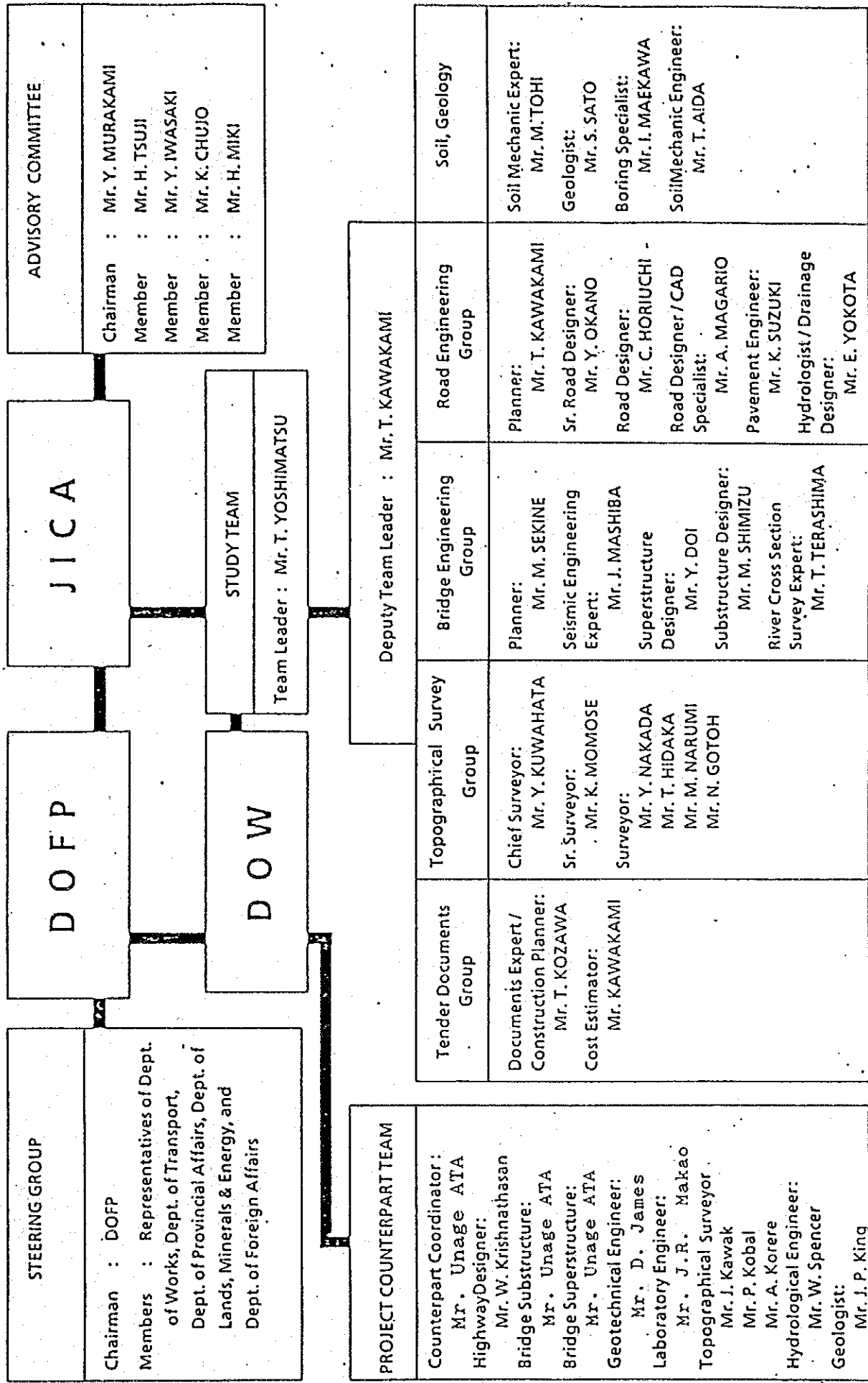


Fig. 1-2 ORGANIZATION OF THE STUDY



Mr. E. Still

Mr. William Morehari

Mr. Miauje Tava

Mr. AL. Smaller

さらに調査団は、常に本調査の進行を気遣っていただいたPNG政府関係各省の方々に構成される審議会の皆様にも謝辞を申し述べたい。

本調査の遂行にあたり、他の官庁、建設業者、コンサルタント、他の民間会社の方々からも貴重な情報を得ており、またポートモレスビー在住の方々のみならず現場の方々からも心からの御協力をいただきました。最後にあたりとても皆様方の名前をあげて御礼を述べるわけにまいりませんが本調査が無事完了したことに対して衷心より皆様に謝意を述べさせていただきます。

2. プロジェクトについて

2.1 プロジェクトの概要

横断道路の一部となる本プロジェクト道路の80kmは下記の2工区に分けて建設される。

第一工区	ベレイナ - ミアル河工区
	契約番号 SC 120-33-814/A
	工区延長 : 33,500m
	橋梁ヶ所(2車線) : 3ヶ所
	道路掘削量 : 830,000m ³
	道路盛土量 : 740,000m ³
	建設工期 : 36ヶ月
第二工区	ミアル - マララウア工区
	契約番号 SC 120-33-814/B
	工区延長 : 47,096m
	橋梁ヶ所(1車線) : 6ヶ所
	道路掘削量 : 260,000m ³
	客土掘削量 : 350,000m ³
	道路盛土量 : 590,000m ³

サンドマット量 : 170,000m³

建設工期 : 48ヶ月

2.2 プロジェクト地域の現状

本プロジェクトはセントラルとガルフの2州にまたがり、ベレイナ、ババノゴ、アパナイビ、イオケア、レゼオアライ、ボボ、テラボ、マララウア等の村落を通過する。

ベレイナ-ミアル間の現地住民の交通手段は乾期にはどうにか車でポートモレスビーまで来ることは出来るが、ミアル河以西マララウア側の住民には水路が唯一の交通手段という状態である。

したがって、地元住民は道路の実現により農産物の換金化と医療便宜がより受けやすくなるという生活の向上を強く期待している。

しかしながら、ミアル河、カプリ河、ラケカム河、タウリ河、マカラ河、サツパハロ河という6大河川とカプリ河附近の7kmにもおよぶマングローブスワンプをみて道路建設の困難さも充分承知しており、その結果今日までプロジェクト地域が首都から250km以内にあるにもかかわらず、陸の孤島として放置されてきた事情となっている。

2.3 国家目標プロジェクト

ベレイナ-マララウア間の道路建設はポートモレスビーとラエを道路で結ぶという国家目標プロジェクト実現の第一段階であり、ハイランドやニューギニア側の住民たちは次のマララウア-アセキ-ラテップ間の建設により、航空便より安価な首都への道路開通という国家目標プロジェクトの1日も早い実現を待ち望んでいる。

第2章 現地の状態

1. 気候

プロジェクトの気候条件は、オーストラリア科学工業研究所が1975年に発行した“パプアニューギニアの気象表”にもとずいて以下のとおり示される。

1.1 平均月間、年間降水量

Station Name	YRS. OF RECORD	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNUAL (mm)
KEREMA	44	231	232	264	289	437	386	347	331	336	299	209	209	3612
TERAPO	1	73	165	218	302	74	21	11	19	56	187	59	225	1601
POPO	5	221	156	167	152	53	67	53	44	86	100	87	192	1396
BEREINA	14	210	220	210	131	42	28	21	26	55	53	43	172	1182
KAIRUKU	36	240	277	226	134	46	44	28	14	40	40	54	133	1282
PT. MORESBY	42	177	199	170	103	62	30	29	16	26	31	49	105	995

1.2 月平均、年平均降雨量 (Deg. C)

Station Name	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNUAL (C°)
KEREMA	27.2	27.1	27.0	26.5	26.1	25.6	25.1	24.9	25.3	26.0	26.6	27.0	26.2
BEREINA	26.7	26.7	26.7	26.5	26.4	25.2	24.9	25.2	25.7	26.1	26.5	26.7	26.1
PT. MORESBY	27.5	27.3	27.2	26.9	26.8	26.1	25.7	26.0	26.4	27.1	27.5	27.7	26.8

最高気温36.8°C、最低気温10.4°Cという気温変化が現場で記録されている。

1.3 風向 (モンスーン)

12月～4月 : 北東(陸側)より南西(海側)へ

5月～11月 : 南西(海側)より北東(陸側)へ

上記の風向の変化により

- 12月から4月が雨期となり、5月から11月が乾期となる。
- 5mm以上の降雨日は雨期では月平均8日、乾期では2日となっている。

2. 現場へのアクセス

JICA調査団は1988年にプロジェクト地域へのあらゆるアクセスを下記のとおり調査した。

2.1 道路によるアクセス

ポートモレスビーからベレイナへの170kmのヒリタノハイウェイが当プロジェクト始点への唯一の道路アクセスである。本道路は日頃DOWにより充分補修されており、砂利道の区間も舗装されるべく予定されている。60km/hのスピードでトレーラーが建設機械を運ぶことも可能な良好なアクセスである。もう一つ重要なアクセスとしてベレイナよりイオケアを通過してアパナイビに至る62kmの道路がある。調査団は1988年の8月にこの道路を調査しその概要は以下に示される。

- ベレイナからキボリ橋に至る最初の19kmはセントラル州に属し最少曲線半径20mがあるがほぼ満足出来る状態である。ただし、ベレイナより8km地点の600mm間に上り勾配14%~20%という箇所がみられ改良の必要がある。
- 次のキボリ橋よりイオケアに至る27kmの道路中は4.5m以下と狭く、下り勾配とはいえ16%~20%の区間がオアイブから12kmにわたってみられ改良が必要である。
- 最後のイオケアからアパナイビに至る16km区間は5m以下の幅員で線形は良好であるが路面の損傷がひどく改良が必要である。
- キボリ橋からアパナイビ間のガルフ州に属する道は土砂道のため雨期には使用されていない。

1988年の8月の走行経験ではベレイナからアパナイビ間の62kmに3時間を要した。

さらに、調査団は、ケレマからマララウアのサッパハロクreekまでの70kmの道路も同年8月に調査した。この道路も本プロジェクトサイトと既存のケレマ港を結ぶ重要な道路であり以下の点を除いてほぼ満足すべき状態であった。

- 4ヶ所の排水パイプ断面の不足のため洪水時に溢流している。
- 3ヶ所のパイルベント脚Hビーム橋と3ヶ所の木橋は建設機械の運搬に際し補強を要する

ケレマからマララウアまでの走行には1988年の8月時点で1時間を要した。

2.2 水路からのアクセス

ポートモレスビーからケレマ港への海上輸送は最も信頼のおける手段の一つであり、50トン貨物船による定期便が年間を通じて運航されている。

ケレマ港の施設としては海中に突出した150mの船着場があるだけで、荷卸し、積み込み用の施設はない。ただし、シルラ河上流7km地点には天然の斜路があり河川港としての荷卸しに役立っている。

海岸沿いの波高はモンスーンの影響で雨期に低く、乾期に高い。したがって乾期には50トン以下の小舟による運航は行なわれていない(図2-1*参照)。

海岸沿いの次の3ヶ所には、簡易港建設の可能性がみられる。

- タウリ河河口のポートチャルマ
- イオケア村
- ユール島に面するピンウボカ地点

イオケアには他の生活用水路港があり、乾期でも地域住民が小舟を交通手段としている。

調査団は1988年8月、主要水路の水深調査を実施し、建設用バargeやポンツーンの利用の可能性を判断することにした。

その結果は以下に示される。

Water way	units meters Water Depth		
	at Mouth	Max.	Min.
Miaru river	1.0	8.0	1.8
Lese estuary	3.0	9.2	2.0
Kapuri river	1.5	10.0	3.9
Lakekamu river	3.0	10.0	3.0
Tauri river	1.3	11.0	2.2

タウリ河からサツパハロクリークとマカラ橋地点に至る支流は4.5m以上の水深があった。上表の河口における水深は満潮時の測定である。

この調査結果から、ラケカム河が当プロジェクトにとって最も信頼しうる水路であることがわかり、タウリ河とカプリ河を水路として使用するには河口部でのしゅん

せつが必要である。レゼオアライへの入江はその点ではしゅんせつを要しない良水路といえる。

2.3 空路によるアクセス

ベレイナ、イオケア、レゼオアライ、テラボミッション、マララウア、ケレマといったプロジェクトサイト内の集落には飛行場がある。タルエア航空の定期便が毎日あるが、1985年のヒリタノハイウェイ開通後はベレイナ空港の利用客がないことから閉港となっている。

ヘリコプターによるアクセスは当プロジェクトにとって最も便利な手段といえる。1988年にJICA調査団はその現地調査のため数多くのヘリポートを代開により建設した。

3. 河川水位、水流の変化

1988年の9月末から10月にかけて、主要河川の水位変化を24時間観測した。架橋計画には以下の河水変動が配慮された。

3.1 ミアル河

最高水位は1日回表われ、満潮時の逆流は見られない。これは海岸からの距離の遠いことと標高差が大きいためであろう。

流速は9月30日の観測では約1.0m/秒程度であった。最高洪水位は河岸高を0.5m超え、標高では5.0mと判断される。洪水時には溢流しながら流下しその流速は1.8m/秒程度と分析される。

3.2 カプリ河

約1.0mの水位変化が2時間のずれで干満の影響を受けて表れわる。満潮時には逆流している。流速は0mから0.5m/秒と上下流方向に変化している。

最高洪水位の痕跡はカプリ河附近にはみられないが、住民の話によれば、標高1.4m程度の高さになるようである。

3.3 ラケカム河

干満の変化に応じて1時間のずれをもって約1.0m水位変化がみられる。

満潮時の逆流もみられる。流速は10月3日の観測では1.0m/秒以下であった。洪水位の標高は河岸高を0.5mこえる2.5mと判断される。洪水時の設計流速としては3.2m/秒が考えられている。

3.4 タウリ河

干満の影響で約0.7mの水位変化が時差約1時間半をもって表わされている。満潮時には逆流も、10月5日の観測では流速は1.0m/秒を超えていない。洪水位はラケカム河と同じく標高で2.5mと判断され、洪水時設計流速は1.6m/秒と考えられている。

4. スワンプの水深

スワンプの水深は土木工事にとって重要な要因であり、下記のように要約される。

4.1 アリカスワンプ

1988年9月のアリカスワンプ内でのボーリング作業時点で、中央部の本流部で約3.0mの水深、両岸近くで2.0mの水深と観測された。スワンプ内の水は下流(海側)に流下しておりその流速は0.1m/秒以下であった。

4.2 カブリスワンプ

カブリ河の両側は1988年9月時点でも0.5m程度の湛水のみられるスワンプである。イラバラヒルに近い一部河川跡の水深は1.0m程度で、その年の洪水氾濫量の影響を受けて変化している。

4.3 マカラスワンプ

マカラ河河岸は満潮時に冠水をくりかえしている。

これらの現地の事情は本プロジェクトの応札者たちに提示すべきものであるので各工区別にLocal Conditions Reportとして、以下に述べる地質調査結果と合わせて別途まとめられてDOWに提出されている。

第3章 地形測量

1. 現地測量作業

1.1 潮位観測

- (1) 平均海面標高を求める為に潮位同時観測を行った。当初観測地点として、海岸のRoro-Aiara-Waima、Moro及びKoaruの3箇所を選定したが、ベレイナ近くのRoro-Aiara-Waimaは、堆積による影響がひどく観測地点をアンガバンカ河河口に移動した。しかし、観測点が河口の為低潮位が観測できなかった。マラウア近くのKoaruは、浅瀬の海岸の為波の影響が強く、携帯潮位計をベレイナから南に22キロのYulu島の埠頭に設置としなければならなかった。各潮位観測所の平均海面は1ヶ月間に自動観測される潮位変化からの計算だけでなく2日おきの手動観測による水位からも計算した。潮位計設置位置と直接水準線 (direct leveling lines) は図3-1*に示したとおり。直接水準測量では、付表で詳述するように9点のベンチマーク (BM) を設置した。
- (2) 3箇所の平均海面値に基づき、以下のA~E標高値はベレイナ飛行場近くに設置した基準GPS観測点(Base)を直接水準測量またはGPSで観測した標高差により計算した。5水準路線 (A~E) を図3-2*に示す。

各々の観測点より求めたGPS観測点 (BASE) の標高

	測 線	与点標高 (H)	比高 (dh)	標高 (H+dh)
A	1→2	118,15	-110,216	7,934
B	3→2	3,307	+5,019	8,326
C	4→2	5,112	+3,186	8,298
D	5→2	2,149	+6,002	8,151
E	検潮点No.2→2	1,203	+6,986	8,189

(直接水準)

- A. 標高7,934mは、GPS観測の平均比高とPNG国土地地理院により提供された既設一級多角点(AA009)の標高より求めた。しかしながこの既存のトラバース点の標高は、間接的な方法で測定されている為、高精度でないと思われる。

- B. 最大標高8,326mは、GPS観測の比高差によりIokea付近のMoroでの平均海面から求めた。
- C. 2番目の標高8,298mは、Iokea検潮所の平均海面からミアル河橋現場近くのB.Mまでの直接水準と、GPS観測の比高差の計算によって求めた。
この標高は、直接水準の成果がJICA標準で規定されている精度を満足している
ので信頼出来る。
- D. 最小標高8,151mはYulu島の平均海面値から求めた。
しかし、この標高は潮位観測に欠損が多いために信頼できない。
- E. 中間標高8,139mはアンガバンガ河の平均海面から得た。この標高も不幸にも最低水位が測定できなかったために信頼出来ない。
- (3) 以上の結果、ベレイナ飛行場近くの基準GPSステーション標高は信頼出来る2箇所、BとCの標高の平均値8,312mと決定した。
この結論は、初回の設計会議の議事録が示すように、DOWで承認された。

1.2 標定点/対空標識

プロジェクト地区の航空写真を撮る前に29測点の標定点(コントロールポイント)を設置し、そのうち20測点をコンクリート埋石で設置した。その位置を図3-3*に示す。

さらに対空標識19測点を追加配置し、地図の精度を高めた。

基準GPSステーションを含む全30の標定点の座標と標高を表3-1に示す。

1.3 航空写真撮影

航空写真撮影はJICAの測量チームが指名したMAPMAKERS PTY LTD(P.O. BOX 6575, Boroko PNG)により対空標識を設置した後の1987年の11月15日から開始された。撮影14コースは、1987年11月初回会議で確認した道路中心線に基づき図3-4*に示す通り提案された。

1987年11月20日までに、最初の撮影が行われ、フィルムが現像処理のためオーストラリアに送られ、2週間以内に処理されPNGに戻ってきた。

航空写真はMAPMAKERSによって現像され、1枚1枚慎重に検査した。コース2、7、13の3コースはコースが外れしかも雲の影が入ったためにJICA測量チームの指示

で再度撮影した。

1988年1月末に、合計228枚の航空写真(縮尺1:5000)を受領した。

1.4 標定点の観測 (GPS)

JICA測量チームは航空写真の撮影と平行してGPSにより30点の標定点を観測した。

標定点の位地は下記の受信機を使って測量した。

GPSレシーバー	4000SX GPS SURVEYOR Trimble Navigation co., Ltd. 米国製 3セット
コンピューター	DT-Oneラップトップコンピューター Data General Co., Ltd 日本製 3セット

PNG国土地院から得たベレイナの一级多角点(AA009)の座標をベレイナ飛行場近くの新設基準GPS(観測点)に取り付けて、標定点と既設基準点との間における方位、距離及び標高の差を測定した。

1.5 GPSの座標変換

GPS測量で採用のWGS84(1984年世界測地システム)楕円に関するGPSステーション座標は全てA. N. D. (オーストラリア国家基準)に基づきUTM座標のゾーン55に変換した。座標の変換は以下の3ステップで行われた。

- ステップ1 WGS84システムからWGS72システムへ変換
- ステップ2 WGS72システムからローカル測地システムへ変換
- ステップ3 ローカル測地システムからUTM座標へ変換

WGS84からWGS72及びWGS72からローカル(A. N. D.)への地理座標変換計算にはTRIVIECユーティリティプログラムを使った。準拠楕円体の原子は次の通りである。

楕円体	半長径	扁平率
WGS84	6,378,137.00	1/298.2572221
WGS72	6,378,135.00	1/298.26
A. N. D	6,378,160.00	1/298.25

Table 3-1 CO-ORDINATES OF GPS OBSERVATION POINT
(A. N. D. System)

STATION	GEOGRAPHIC			UTM Zone 55	
	LATITUDE (S)	LONGITUDE (E)	HEIGHT (m)	NORTHING	EASTING
<u>JP-01</u>	8 04 33.5657	146 09 41.5141	3.829	9107203.223	407615.143
<u>JP-02</u>	8 05 10.2744	146 09 09.5363	4.087	9106073.793	406638.694
<u>JP-03</u>	8 06 48.8553	146 10 17.5802	2.097	9103050.449	408727.530
JP-04	8 08 07.1898	146 10 11.0644	1.116	9100644.219	408533.037
JP-05	8 09 31.0540	146 10 45.2102	1.079	9098070.701	409583.260
<u>JP-06</u>	8 10 44.7575	146 11 22.7261	2.404	9095809.432	410735.873
<u>JP-07</u>	8 11 17.3915	146 12 30.9673	49.113	9094811.330	412826.050
JP-08	8 12 13.4537	146 12 56.2938	1.895	9093091.069	413604.391
<u>JP-09</u>	8 12 23.8015	146 15 26.3320	1.054	9092782.001	418195.882
JP-10	8 13 48.0980	146 16 41.0016	1.349	9090197.294	420485.271
<u>JP-11</u>	8 14 52.4794	146 17 22.3427	89.121	9088222.307	421753.653
<u>JP-12</u>	8 16 24.3035	146 17 24.1881	3.455	9085402.348	421815.133
<u>JP-13</u>	8 18 39.4221	146 18 09.7133	4.687	9081255.114	423215.145
<u>JP-14</u>	8 20 13.4814	146 19 30.3552	30.461	9078370.690	425686.865
JP-15	8 21 39.1324	146 20 36.2239	63.836	9075743.627	427705.989
<u>JP-16</u>	8 22 16.1413	146 21 45.7058	9.893	9074610.527	429832.957
<u>JP-17</u>	8 23 44.4624	146 21 32.0686	5.112	9071897.393	429420.295
JP-18	8 25 06.0181	146 22 05.3766	18.073	9069394.365	430442.978
JP-19	8 25 54.8376	146 22 27.2224	47.795	9067896.129	43113.438
<u>JP-21</u>	8 27 01.9357	146 24 33.8631	19.488	9065841.444	434989.175
<u>JP-22</u>	8 29 24.9306	146 25 43.4129	30.114	9061453.144	437122.316
JP-23	8 28 50.1191	146 25 57.2753	28.735	9062522.864	437544.593
JP-24	8 31 06.6752	146 27 35.5213	22.541	9058333.379	440554.353
<u>JP-25</u>	8 32 10.8413	146 28 49.3574	12.341	9056365.873	442814.345
<u>JP-26</u>	8 32 54.9561	146 29 47.8436	17.838	9055013.440	444604.084
<u>JP-27</u>	8 35 09.6406	146 29 52.3830	28.514	9050877.342	444748.253
<u>JP-28</u>	8 36 57.4352	146 30 08.5215	41.351	9047567.514	445245.856
<u>JP-29</u>	8 37 16.3197	146 30 52.6605	8.627	9046989.289	446569.673
<u>BASE</u>	8 38 20.9065	146 30 22.4934	8.312	9045004.587	445676.212

* Under-lined stations were monumented by NMB

各楕円体間の系統の変換パラメータは次の通りである。

		dx	dy	dz
A. N. D.	→WGS72	+118.385	+45.113	-114.585
WGS72	→WGS84	0.00	0.00	+4.50
X, Y, Z軸中心の回転(アークセコンド)				
		.000	.0000	-.5545
単位 (ppm)			.2263	

GPSステーションの標高値は、高さの既知点における観測を使って各ジオイド標高に変換した。28GPS標定点の座標と標高を表3-1に示す。

1.6 追加トラバース測量

1988年8月、補備測量として、ベレイナ町近くのAA009既存標定点とミアル近くのKuaba学校にあるJP17GPS点間に合計9点の標定点を追加設置した。これはWILDT2セオドライトと光波測距離を使って通常のトラバース方法で測量した。これら標定点は地中にスターピケットを打ち込んでマークした。

新トラバース点の座標を表3-2に示す。

Table 3-2 COORDINATES OF NEW TRAVERSE POINTS

STATION	NORTHING (m)	EASTING (m)	HEIGHT (m)
A-1	9,050,815.884	442,882.622	154.42
A-2	9,055,931.394	442,767.349	45.39
A-3	9,055,856.116	439,568.683	107.18
A-4	9,058,385.378	439,019.171	56.58
A-5	9,063,102.219	435,133.874	75.65
A-6	9,066,000.789	433,568.238	63.62
A-7	9,066,211.702	433,932.223	54.00
A-8	9,070,769.102	430,068.531	55.81
A-9	9,071,342.886	429,486.907	40.81

2. 室内図化作業

2.1 空中三角測量

計画道路沿いに合計14コースと209モデルの写真を使って空中写真座標の測定を行った。バスポイントに関しては、写真の主点付近に1点を取り、他の点は写真基線に直交する直線の両側にとった。複数のタイポイントは、隣接コースと重複している部分に選定した。測定はステレオコンパレータ (Zeiss Jena STECOMETER) を使用して、独立に2回測定を行った。両測定値の差が20ミクロン以内の場合、その平均値を採用し、これよりも差が大きい場合はもう一度測定を行い全測定値の平均値を採用した。

独立モデル法に基づくコースの調整には、西独スタットガルト大学が開発したプログラムPAT-M43を使った。調整計算には、各点に対してその目的にしたがって次のとおり重量を加えた。

a. モデル法

x,y:1.000 z:1.000

b. 投影中心点

x,y:0.25 z:1.000

c. 水平方向調整計算に使用した標定点

x,y:100.000

d. 垂直方向調整計算に使用した標定点

z:100.000

e. 基準用だけの標定点は調整計算には使わない

x,y:0.0 z:0.0

標定点の精度をセンチメートルで与えるには、各標定点の重量付けは空中三角測量の計算で1/100以下としなければならない。これは写真の測定の精度が2ミクロン以内で、実際の距離で1.2mのためである。したがって、標定点の測定値に100倍の重量を加えることが必要とみなした。調整計算は水平方向、垂直方向、水平方向、垂直方向、各曲線修正および水平方向の順序で行った。

重量平均したモデルポイント、投影中心および標定点の結果に対する精度は平均二乗誤差とした。以下に結果を示す。

No. of Model	No. of Control Points		Horizonted Residuals of Control Points		Vertical Residuals of Control Points		Tie - point Max. Horizontal Discrepancy	Tie - point Max. Vertical Discrepancy
	Horizontal	Vertical	Mean Square Error	Max. Value	Mean Square Error	Max. Value		
209	26	28	m 0.08	m 0.16	m 0.03	m 0.10	m 0.24	m 0.24
Allowable limit			m 0.15	m 0.30	m 0.15	m 0.30	m 0.30	m 0.30

設置したGPS標定点に関連させた19点の方位点は、パスポイント、タイポイントおよび標定点と同様、STECOMETERで測定した。各GPS点からの距離および方位角は表3-3*に示す。

2.2 図化と編集

図化機はAUTOGRAPH A8とSTEREO-METRO GRAPHを使った。写真評定はパスポイント、タイポイント、基準点および刺針水準点に基づいて行った。各点における標定の許容誤差は地図上で水平位置では0.5mm以内、標高では等高線間隔1/3以内であった。各モデルに対する結果は許容限度内であった。

スポット標高点は標定点と共に地図上で5cmの間隔とした。これらの各点は0.1m単位で2回測定し、その平均値を測定値として採用した。等高線に関しては、主曲線をオレンジ色で1m間隔に描画し、計曲線は黒色で5m間隔とした。しかし地形が非常に平坦な場所では間曲線を1/2(0.5m)と1/4(0.25m)の間隔で描画した。細部図化は、拡大写真上で分類された現地データを参考として、等高線を必要としない事象を描画した。植生と水面の境界は緑色と青紫色で描画し、製図段階で境界が明確に分かるようにした。最大幅2mのプラスチックフィルムベースのシート48枚を使って計画された道路路線80kmをプロットした。編集は図化したシートにこのフィルムベースシートと同一シートを正確に重ね合わせて必要な事象を編集および描画した。これにはPNGのDOWと国土地理院が採用している図式およびシステムを使った。

2.3 1:1,000図化素図作成

1988年3月初めまでに、縮尺1:1,000図化素図作成が完了し、同月の第1回設計会議でDOWに提出した。

2.4 1:1,000地形図原図作成

1989年2月末までに、計画ルート(幅250m、長さ80km)に対する等高線1m間隔の縮尺1:1,000地形図合計119シート、および計画の7橋梁サイト(500m×500m)に対する等高線0.5m間隔で縮尺1:500地形図合計28シートを完成した。図3-5*と3-6*に1:1,000縮尺地形図の索引シートと完成図のサンプルを示す。

2.5 航測縦断面図と横断面図

3次元地形座標の合計1941断面を解析図化機で測定した。この測定には1:5,000航空写真、航空三角測量結果およびJICA道路設計専門家の決定した計画中心線データを使った。このように測定したデータは自動図化用磁気テープに保存した。そして保存したデータをCAD/CAMシステムの道路設計用に5インチフロッピーディスクに記録した。

1989年3月末迄に、縦断面図合計120シートおよび横断面図合計240シートのプロット作業が完了した。図3-7*と3-8*に縦横断面図のサンプル図面を示す。

第4章 地質調査

1. 地質概要

ここに示される記述は主として以下の文献による。

A: ベレイナ-マララウア道路の地質と建設材料

—J. A. Buleka (1981)

B: ベレイナ-マララウア道路の架橋地点の地球物理学的調査

—P. J. Hill (1980)

C: 第II期ヒリタノハイウェー、ベレイナ-マララウア道路の地質工学報告書
(Vol. 8)

—Cardno & Davies PNG Pty Ltd.

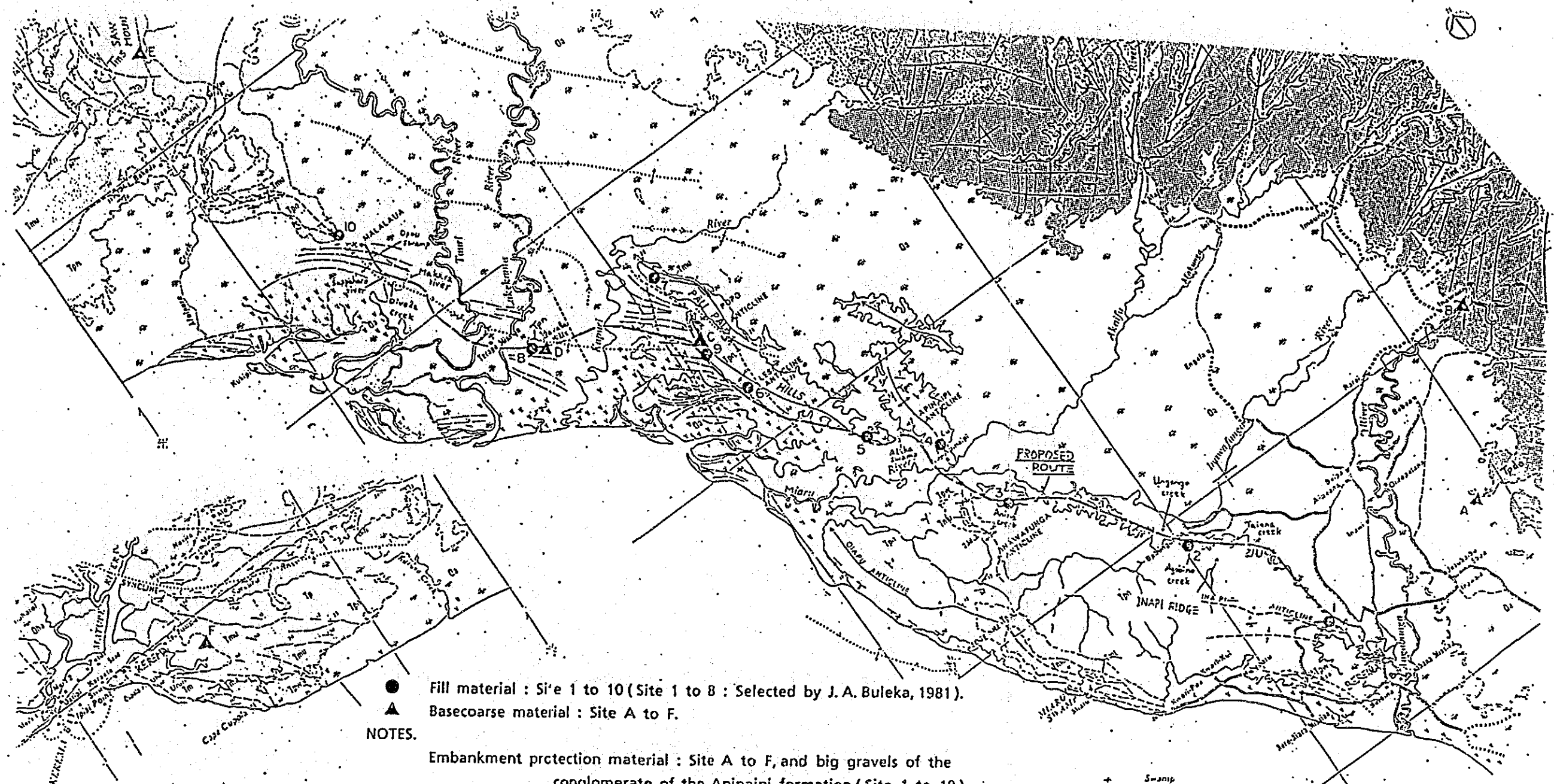
1.1 地質概要

プロジェクト地域の一般的な地質・地層の概要は図4-1と表4-1にそれぞれ示されている。これらは25万分の1のユール地区地質図 (Brown, C. M. 1977) とワウ地区地質図 (DOW, D.B. Smit, J.A.J. and Pge, G.W., 1975) によっている。

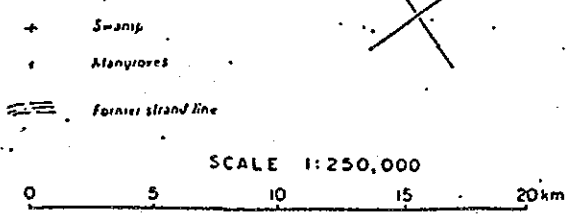
計画された道路は、PNG国のセントラルとガルフ州の沿岸部を通過している。この地域は平坦な海岸平野となだらかな丘陵地からなり、海岸線に対し北北東/南南西方向に丘陵地がのびており、イナビ山脈、バリバラヒル、イラバラヒルと呼ばれている。この地域の主要河川は東・北東部山地に源を発しており、アンガバンガ河、イナワフンガ河、ミアル河、カプリ河、ラケカム河、タウリ河等が海岸部平野を南から北へとすべて蛇行流下している。

この海岸部平野は沖積層軟弱層と第四紀沿岸堆積層より構成される。この平野部のほとんどはスワンプ地となっており、特にバリバラヒルの東部平野は広大なマンダローブのスワンプとなっている。この地に北西/南東方向に走る砂丘陵線がバリバラヒルとマララウア間にいくつみられる。

丘陵部は主として堆積岩、砂岩、集塊岩、シルト石、泥岩等から構成され、これは第三紀鮮新世のアバナイビ岩層に属する。アバナイビ岩層の地質構造は北北西/南南東へ向う背斜がみられ、イナビ山脈にはイナビ、オイアブ、イナワクンガ等の背斜があり、アバナイビ部落の北部にはアバナイビ背斜がみられ、バリバラヒルにはレゼ



● Fill material : Site 1 to 10 (Site 1 to 8 : Selected by J. A. Buleka, 1981).
 ▲ Basecourse material : Site A to F.
NOTES.
 Embankment protection material : Site A to F, and big gravels of the conglomerate of the Apinaipi formation (Site 1 to 10).
 Concrete aggregate : River bed deposit of the Angabanga River near Bereina.



QUATERNARY		Da	Gravel, sand, silt, mud, carbonaceous mud, clay, peat: alluvium and littoral deposits
TERTIARY			
PLIOCENE	Apinaipi Formation	Tpn	Calcareous and non-calcareous luffaceous sandstone, pebble and cobble conglomerate, siltstone, mudstone; minor limestone, volcanic agglomerate, fine white and coarse brown tuff and brecciated lava
	Mount Davidson Volcanics	Tpda	Basaltic and minor andesitic agglomerate, tuff, lava, lava breccia, with intercalated volcanically derived conglomerate and sandstone increasing westward
	Wedge Hill Limestone	Tpw	Coralgal limestone, calcareous sandstone, pebble conglomerate; minor calcareous mudstone, siltstone
LATE MIOCENE TO EARLY PLIOCENE	Miaru Mudstone	Tmu	Mudstone, shale; minor thin interbeds of siltstone, sandstone, limestone and conglomerate; volcanic interbeds towards base
	MIDDLE TO LATE MIOCENE	Aura Beds	Tms
Talama Volcanics		Tm	Greywacke, siltstone, mudstone; minor pebble conglomerate; calcareous interbeds, lignite bands and carbonaceous lamellae
		Tmx	Andesitic to basaltic agglomerate, tuff, lava breccia, lava; intercalated volcanically derived conglomerate, sandstone, minor mudstone

Fig. 4-1 GEOLOGY & QUARRIES IN THE PROJECT AREA

Table 4-1 GEOLOGY (1) SYMBOLS & LITHOLOGY

AGE	FORMATION	SYMBOL AND LITHOLOGY
QUATERNARY	Alluvium and Littoral Deposits	Qa : Gravel, sand, silt, mud, carbonaceous mud, clay, peat, etc.
TERTIARY		
Pliocene	Apanaipi Formation	Tpn : Calcareous and non-calcareous tuffaceous sandstone, pebble and cobble conglomerate, siltstone, mudstone; minor limestone, volcanic agglomerate
	Mount Davidson Volcanics	Tpda: Basaltic and minor andesitic agglomerate, tuff, lava, lava breccia, with intercalated volcanically derived conglomerate and sandstone increasing westward.
	Wedge Hill Limestone	Tpw : Coralgall limestone, calcareous sandstone, pebble conglomerate; minor calcareous mudstone, silt-stone, etc.
Late Miocene to early Pliocene	Miaru Mudstone	Tmu : Mudstone, shale; minor thin interbeds of siltstone, sandstone, limestone and conglomerate; volcanic interbeds towards base.
Middle to late Miocene	Aure beds	Tms : Biohermal limestone grading laterally into marl, limestone with some siltstone, sandstone and conglomerate. Tma : Greywacke, siltstone, mudstone; minor pebble conglomerate; calcareous interbeds, lignite bands and carbonaceous lamellae.
	Tamala Volcanics	Tmt : Andesitic to basaltic agglomerate, tuff, lava breccia, lava; intercalated volcanically derived conglomerate, sandstone, minor mudstone, etc.

After the geological maps of Brown, C.M., YULE, 1 : 250,000 (1977) and Dow, D.B., Smit, J.A.J. and Page, R.W., WAU, 1 : 250,000 (1974).

Table 4-1 GEOLOGY (2) TERRAIN UNITS

TERRAIN UNITS	FEATURES
1	Well drained hills, ridges, valleys, foothills. Deep water table. Examples : Inapi Ridge, Palipala Hills.
2	Level or gently undulating. Soils are of low plasticity and high permeability. Flood-free but subject to high water tables. Examples : South of Lese Oalai to Ch. 56. 6. South of Ilavala Hills.
3	Low lying land locally flat. Soils of medium or high plasticity and relatively low permeability. Flood-free but subject to high water tables. Examples : Some river and creek banks, e.g. Ungongo Creek. Some re-entrants in Inapi Ridge.
4	Normally dry land but flood-prone. Examples : South of Malalaua. River levees.
5	Normally inundated land but surface dries occasionally, or seasonally. Surface soils are firm, over-consolidated. Examples : Ch. 57. 2 to 64. 3. Ch. 73. 3 to 74. 3.
6	Permanently inundated land. Surface soils are very soft, virgin consolidated. Examples : Alika Swamp, Opou Swamp, Makara River bank.

(Ch. : Distance (km) from Bereina start point)

Geotechnical Report (Vol. 8) of the Hiritano Highway Stage II,
Bereina - Malalaua Link by Cardno and Davies PNG Pty. Ltd.

とボボ背斜を形成している。これらの丘陵地は一般にユーカリ樹の生えるサバンナとなっている。

イナビ山脈の東部、沿岸部のミアルスワンプ地域には、鮮新世のウェッジヒル石灰石炭層、後期中新世から初期鮮新世に属するミアル泥岩層、ママラ火山岩層等がオヘア背斜に沿う狭い地域に分布している。

東部山地はグビッド山で代表される火山岩層があり、北部山地にはノコギリ山に代表される中後期中新世に形成されたオーレ基岩層がある。これらの山地は深い雨林におおわれている。

1.2 路線沿いの地質

先の図4-1に示す路線沿いの地質概要は以下のとおり。

(1) ベレイナ-ババノンゴ部落

イナビ山脈から分岐する小山陵は風化した堆積岩、主としてアパナイピ岩層の集塊岩である。この地域の岩は大変風化しており硬質なものはいない。

(2) ババノンゴ-アパナイピ部落

ウンゴゴ、アニナクリーク等の軟弱な谷地部を通過する。その堆積層の厚さはCardno & Davies Studyの弾性波探査結果から4.5m程度と推定された。この附近の小山陵も風化岩で硬質なものはいない。アパナイピ部落をすぎてミアル河をわたりアパナイピヒルに至るが、この岩層はミアル河の下18~48mにあるものと判断された。

(3) アパナイピ部落-レゼ背斜の北端

ルートはアパナイピヒルをすぎて約400mのアリカスワンプを通過する。アパナイピ岩層はスワンプの下7~25mと推定された。その他の区間は風化砂岩と風化集塊岩からなり、部分的に硬質岩が河床や山背に散見された。

(4) レゼ背斜北端-テラボミッション

ルートは広いスワンプ地域に入りイラバラヒルを経てテラボミッションに至る。この間カプリ河とラケカム河を横断する。この地域は北西に走る旧海岸砂丘により構成されている。非常に軟弱なシルト、粘土からなる土砂が数mにわたりスワンプに堆積している。イラバラヒル附近を除けばその基岩層は50m以上の深さにみられるものと推定される。

イラバラヒルは風化砂岩で構成され、やや硬質な岩も一部に散見された。

(5) テラボミッション-マララウア町

テラボミッションからタウリ河を渡り旧海岸砂丘線にそってルートはマララウアに至る。この地域にはマカラ河、ディボラクリーク、サツパハロ河、オボウスワンプがあり数m厚の大変弱い軟弱層で構成されている。タウリ河付近の軟弱層厚も弾性波探査結果からは8m程度と推定された。

2. 現地調査団地質調査作業

調査団は1987年11月最初の現地踏査を行ない、第2回調査として機械ボーリングにより本格的調査を1988年7月から11月にかけて実施した。

2.1 機械ボーリング

表4-2に示すとおり、24ヶ所のボーリングとともに標準貫入試験、横方向係数試験、サンプリング等が実施された。

作業調査団の専門家の監督のもと、PNG国のNew Guinea Water Drillerに委託し、11月3日に現地作業を完了した。実施にあたっては、ヘリコプターによる移動が可能な比較的軽いボーリング機械(YBM-05、300KG)3セットを持ち込み貸与した。

2.1.1 ボーリング予定地と結果

ボーリング孔の位置は図4-2*に示されている。当初27孔を予定としていたが3孔はDOWの指示により中止となった。その中止の理由は以下のとおり。

Group A: 20孔のうちウンゴゴ洪水吐橋のB4とアニナスワンプ橋のB5は橋梁計画をパイプ排水に変更したことにより中止した。

Group B: 4孔予定のうち、アゴビノクリーク附近のスワンプは現地地形が丘陵地であったためこれを中止した。

ボーリング結果を示す柱状図は図4-6*から4-9*に概略示され(Appendix 参照)、詳細はLocal Condition Reportにまとめられている。

2.1.2 標準貫入試験

標準貫入試験は、乱した試料の採取の出来るコアをもつレイモンドサンプラーにより、地質の貫入抵抗を記録するため特にGroup A, B孔において実施された。その抵抗値は63.5kgのハンマーの30cm深さの貫入に要する落下回数N値によって記録された。

2.1.3 横方向係数(K値)

主要河川のボーリング孔にプレシオメーターを使用してK値算出のデータが測定された。ゴム管を窒素ガスで膨張させその変形抵抗を測定したもので、この結果は表4-3*に示されているが杭基礎設計の参考値とした。

Table 4-2 MECHANICAL BORING CONDUCTED

Hole No.	Location	Depth (m)	SPT (points)	PT (points)	Sampling (nos)
B1	Taiena creek	10.0	10	-	-
B2	Agobino creek	11.0	11	-	-
B3	Ungongo creek	10.0	8	-	1
B6	Miaru river (L)	20.0	19	-	3
B7	Miaru river (R)	40.0	39	3	3
B8	Alika swamp	20.8	14	-	4
B9	Kapuri river (L)	20.0	15	-	3
B10	Kapuri river (R)	50.0	46	1	3
B11	Lakekamu river (L)	10.0	10	1	2
B12	Lakekamu river (R)	8.0	8	-	2
B13	Tauri river (L)	15.0	7	1	2
B14	Tauri river (R)	15.0	9	1	2
B15	Makara river (L)	25.0	20	-	3
B16	Makara river (R)	40.0	35	-	4
B17	Divola creek	30.0	24	-	4
B18	Sappaharo creek (L)	23.0	19	1	4
B19	Sappaharo creek (R)	23.0	19	-	4
B20	Opou swamp	25.0	19	1	3
S2	Swamp	11.0	10	-	1
S3	Swamp	10.0	9	-	1
S4	Swamp	17.0	15	-	2
Q1	Palipala hills	30.0	-	-	-
Q2	Ilavala hills	30.0	-	-	-
Q3	Eboa quarry site	10.0	-	-	-
TOTAL 24 holes		503.8	366	9	51

- NOTES (1) SPT: Standard Penetration Test
(2) PT: Pressiometer Test
(3) Sampling: Undisturbed sample (Thin-walled tube)
(4) Q1, Q2 and Q3: Core boring

2.1.4 シンウォールチューブサンプリング

不攪乱試料を採取し土質の物理試験の供試体にするもので、これにより空けき率、粘性度、圧縮指数、圧密係数を求めた。サンプラーは径75mmのもので長さは約100cmの薄い鋼管である。

2.2 地質踏査

調査団の地質専門家は、1988年の9月1ヶ月にわたり現地のボーリング作業キャンプに滞在し、道路予定ルートでの地質踏査を実施した。この調査をふまえて現地の地質は分析され、次の節でその結果が述べられている。

3. 地質調査結果

3.1 概要

本プロジェクトの地質概要は前項にすでに述べられ、縮尺1:2,000の地質縦断図も Cardno & Davies Studyでまとめられておりこれらをふまえて、以下のことが調査結果として報告される。

a) 地層

本道路沿いの地質はアパナイビ岩層とその上の沖積土の堆積からなっている。アパナイビ岩層は第三紀鮮新世のもので、主に砂岩、シルト岩、集塊岩より構成されている。沖積層は第四紀のもので非圧縮の粘土層、シルト、砂、砂利、ピート等からなり、これらは沖積平野、沖積扇状地、斜面、崩積斜面等を形成している。サンゴ礁の石灰岩はラケカム河とタウリ河の河床下にみられこれはアパナイビ岩層に含まれるものであろう。

b) アパナイビ岩層の風化

現地踏査によれば、アパナイビ岩層の風化現象は以下のように判断される。

- 表層部0.5~1.0mは完全に風化し土砂となっており、沖積土の堆積と殆ど変わらない。
- ボーリング孔Q1(バリパラヒル)の結果によれば、風化し土砂化した(D)層厚は30m以上の深さになっている。
- ボーリング孔Q2(イラバラヒル)の結果によれば完全風化層は5m深さで、かなり風化した層(CL)は30m深さに及んでいる。
- 新鮮な硬岩はバリパラヒル(Q1)とイラバラヒル(Q2)にはみあたらない。
- やや風化した程度の岩、(CM)(CH)は場所によっては既応の土取場の下10m深にはみられることもある。しかし、当プロジェクトルート沿いのせまい範囲では非常にまれなことであり、しかも10m以深にその可能性がみられるということである。

c) 沖積土とスワンプ

レゼの北端部でルートは北西に曲がり、テラボミッションに近いタウリ河を渡り、現道沿いに北へ向いマララウアに至っている。この区間は沖積平野でマカラ河、ディボラクリーク、サッパハロ河、オボウスワンプといったスワンプ地域を横断している。この間の沖積土の層厚については図4-10*から4-12*に地質縦

断面概要として示されている。この沖積層は軟弱地盤解析として第6章で分析されている。

3.2 各区間の地質

3.2.1 ベレイナ-ババノンゴ

この間ではタイエナとアゴビノクリークでボーリングが実施された。

a) タイエナクリーク

ボーリング孔B₁(深さ10m)がクリークの左岸で調査されこのクリーク部の地質縦断面図は図4-13*に示される。

すなわち、

- 表土厚さ1m、シルトサンド、有機物、少量の砂利
- 表土の下はシルト粘土層でこの堆積土は孔底まで続く
- シルト粘土のN値は4mから10m深さで18から31に上昇している。

b) アゴビノクリーク

ボーリング孔B₂(深さ11m)がクリークの左岸で調査され図4-14*にクリークの地質断面図が示される。

- 表層がかったの河床部をボーリング位置としたためかなり深い
- 全層シルト粘土で7m~11m深さでN値36から29が測定された。

3.2.2 ババノンゴ-アバナイビ

この間にはウンゴンゴとミアル河でボーリングが実施された。

a) ウンゴンゴクリーク

ボーリング孔B₃(深さ10m)がクリーク左岸で調査された。クリーク部の地質断面図は図4-15*に推定された。

- 表層厚1.0m、その下に砂質粘土、粘土、シルト粘土といった沖積土が互層をなしている。
- 孔底10mでN値36が得られた。
- 右岸の地層はCardno & Davies Studyのオーガーボーリング結果(Cu 1, Cu2)からも砂質土が確認された。

b) ミアル河

ボーリング孔B6(深さ20m)左岸、B7(深さ40m)右岸が調査された。この河川の地質断面図は図4-16*に示された。

- ボーリング孔B6によれば20m深さの中では粘土はみられず砂質シルト、砂、砂質砂利層の互層である。
 - B7によれば表土3.4m、その下に1.0m厚のシルト質粘土層があるのみで他はシルト質砂となっている。
 - いずれもN値30を超す支持層は確認されていない。
- これによりアパナイピ基岩層はここでは40m以深と考えられる。

3.2.3 アパナイピ-レゼ北端

この間ではアिकासワンプでB8(深さ20.8m)のボーリングが行なわれた。このボーリング結果とCardno & Davies Studyの調査結果より図4-17*にスワンプの地質断面図が示される。

- 地表部1.8mはPEAT層、4.7mまでシルト粘土層7.2mまで砂層と粘土層と砂層の互層となっている。
- N値は18m~20.0mで32から50以上となり岩層が存在すると考えられる。

3.2.4 レゼ北端-テラボミッション

この間でのボーリングはカプリー河、ラケカム河、スワンプ内等で実施された。

a) カプリー河

ボーリング孔B9(深さ20m)左岸、B10(深さ50m)右岸が調査され、河床下の地質断面は図4-18*に示される。

- B9はシルト、粘土、砂層の互層となっている
- B10には2m厚のPEATが地表より1.5m以下にみられる。
- N値は左岸は30を超す層が一部みられるが右岸には硬い層はみられない。

b) スワンプ地域

カプリー河前後のスワンプ地域でS2(深さ11m)、S3(深さ10m)、S4(深さ17m)のボーリング調査が実施された。S2はカプリー河左岸600mの地点、S3とS4は右岸から600mと3,400mの距離で実施された。カプリスワンプ全体の地質断面図は図4-10*に示されるものとなる。

- シルト、砂質粘土、粘土、シルト質砂等が互層となりN値2~14の範囲を示した。

c) ラケカム河

ボーリングB11(深さ10m)、B12(深さ8m)が左岸と右岸で調査された。

これに基づく河床下の地質断面図は図4-19*になるものと推定される。

- B11によれば地表下8.5mよりサンゴ質石灰岩が表われている。
- B12では8m深さで同じ岩が表われている。
- このサンゴ質石灰岩はアパナイピ基岩層の一部であり河床下も一様に連続しているものと判断される。

3.2.5 テラポミッション - マララウア

この間にはタウリ河両岸でB13(深さ15m)、B14(深さ15m)、マカラ河両岸でB15(深さ25m)、B16(深さ40m)、ディボラクリークでB17(深さ30m)、サッパハロ河でB18(深さ23m)、B19(深さ23m)、オボウスワンプB20(深さ25m)の合計8本のボーリングが実施された。この地域の地質断面は図4-21*に推定される。

- この地域のアパナイピ基岩層は40m以深と判断される。
- オボウスワンプ附近はビート層と粘土層で砂の分布はみられない。

3.2.6 路盤材料調査

路盤材料を計画道路の沿線近くで確認するためのボーリング調査がバリバラヒル、イラバラヒル、エポアで実施された。そのボーリング位置は図4-3*に示され、結果は以下のとおり。

a) バリバラヒル

ボーリング孔Q1(深さ30m)が計画ルートに近いヒルの上から調査された。

- 山の高さは沖積平野面より約80m、山斜面の下半分は崖錐で上半分は草の生えた表土でおおわれている。崖錐は砂質土、岩碎の集まりでその厚さは数mにおよぶ。
- 上半分の斜面には所々に岩の破片が散在しておりアパナイピ基岩層の風化したものと判断される。
- コアとして採取されたものは砂岩、シルト岩の完全風化したものであった。

b) イラバラヒル

ボーリング孔Q2(深さ30m)は北端の山頂から調査された(図4-4*参照)。

- 山の高さは附近の沖積平野より50m、山裾部は崖錐土で被われている。
- アパナイピ岩層の砂岩と集塊岩の完全風化したものが、山の上部斜面に散見される。
- ボーリングQ2の結果からも粗粒砂岩と集塊岩とシルト岩の風化したもので、ハンマーで簡単にくずれてしまい、新鮮な岩は採取されなかった。

c) エボア

エボアの位置は図4-5*に示すとおりでボーリング孔Q3(深さ10m)が調査された。

- 山の高さは附近の平地部より約60mで、裾部は厚い崖錐でおおわれている。
- この基岩は第三紀鮮新世におけるグビド山火山の集塊岩と判断される。
- 採取されたコアには比較的風化した岩碎とやや風化しかけた新鮮な岩がみられた。

d) マララウア土取場のテストピット

調査団は以上の調査結果からミアル河-マララウア工区の路盤材料はマララウア土取場の砂利質土のセメント添加改良によるものとし、1989年7月4ヶ所でテストピットを実施し、砂利層上の土被り厚さを確認した。テストピットの位置は図4-23*に示される。

- マララウア土取場の砂利層の下には集塊岩が表われていることが、既存の土取場の採取作業から判明した。
- このことから砂利質土層は表土 (約6m厚)と集塊岩層の中間層として2.5~3.5m厚さで分布していることが明らかとなり、このため表土捨土が約350,000m³必要と判断される。

4. DOWによる室内試験結果

4.1 軟弱地盤に関する土質試験

4.1.1 サンプリング

軟弱地盤解析のための試験試料の採取はシンウォールチューブ(不攪乱)とレイモンドサンプラー(攪乱)によって行なわれた。これらの機械ボーリングによって試料はヘリコプターによってDOWの材料試験室に運ばれた。詳細試験結果はすべてLocal Condition Reportにまとめられた。

4.1.2 項目毎のテスト方法

適用した試験方法はオーストラリア基準(AS)と日本工業規格(JIS)によりそれぞれの項目別試験数量は表4-4に示される。

4.1.3 土の物理特性の概要

土の物理特性は自然含水比、湿潤比重、細粒土比率、塑性図、空隙比により判定された。この結果は図4-24*から28*に示されている。

砂質土の自然含水比は25%から40%の間に分布し、シルトおよび粘性土のそれは35%から75%の範囲に分布している。ただし、カプリ河附近のB9からのサンプルは96%と突出していた。湿潤比重に関してはシルト又は粘土は $1.6t/m^3$ から $1.9t/m^3$ 、砂質土は $1.8t/m^3$ から $2.0t/m^3$ の値となった。

74 μ m以下の細粒土比率はシルトと粘土では58%から99%、砂質土では11%から32%を示した。

塑性図はLL(液性限界)とPL(塑性限界)を明らかにするもので、図中のA線に沿って分布している。大部分のシルトと粘土はAASHTO分類のMHかCHに属する。

砂質土の空隙比は0.7から0.9であり、粘性土のそれは0.9から1.8の範囲であり、ただB9の試料のみ2.5と突出している。

軟弱地盤の地域の土砂は空隙の96%以上が水で飽和されている。砂質土の比重は2.60から2.74、シルト、粘土のそれは2.48から2.82であった。

4.1.4 土の力学特性の概要

土の力学特性はせん断強度(粘性)、圧縮指数、圧密係数、弾性係数によって判断される。試験の結果は試料の採取された深さと合わせて図4-29*から4-32*に示された。

Table 4-4 METHOD & NUMBER TESTED FOR SAMPLES FROM BORING

Test Item	Method Number	Quantity	
		UD ³	D ⁴
Natural water content	AS 1289. B1. 1	49	—
Liquid limit	AS 1289. C1. 1	(30)	(62)
Plastic limit	AS 1289. C2. 1	(30)	(62)
Shrinkage limit	AS 1289. C4. 1	(30)	(62)
Specific gravity	AS 1289. C5. 1	(42)	—
Particle size distribution	AS 1289. C6. 1 and C6.3	(56)	(49)
Unconfined compression	JIS ¹ J A1216-1977	31	—
Triaxial Compression	JSF ² J C (AS 1289. F4. 1 equivalent)	39	—
Consolidation	JIS ¹ J A1217-1980	41	—
PH	AS 1289. D3. 1		—

- Note:
- 1] Japanese Industrial Standard
 - 2] Standard of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
 - 3] UD : Undisturbed
 - 4] D : Disturbed

軟弱地盤の粘性は 0.06kgf/cm^2 から 0.35kgf/cm^2 であるが、ラケカム河のB11からの試料は 0.55kgf/cm^2 と突出した。大部分は 0.06kgf/cm^2 の範囲に入っている。

圧縮係数は非常に小さく砂質土で0.11から0.23、シルト、粘土では0.25から0.7となっている。

圧密係数は $20\text{cm}^2/\text{d}$ から $200\text{cm}^2/\text{d}$ に分布し深いものほど小さくなる。

弾性係数(E_{50})は浅い位置のものは 6kgf/cm^2 から 29kgf/cm^2 、より深いものは 3kgf/cm^2 から 17kgf/cm^2 となっている。

ただ、マカラ河からサツパハロ河附近のシルト質粘土は非常に低い弾性係数で平均 6.1kgf/cm^2 、深い層の平均値は 10.3kgf/cm^2 となっている。

4.2 盛土材料

4.2.1 サンプリング

材料試験のための試料採取は考えられる土取場である、パリバラヒル、イラバラヒル、マララウアヒル、ラケカム河口、ババノゴ土取場で行った。これらの材料はDOWの材料試験室に運ばれ試験された。

4.2.2 試験方法

試験方法は原則としてオーストラリア基準にしたがったが、三軸圧縮試験は日本の土質工学会(JSF)の方法により、項目別の試験数は表4-5に示される。

4.2.3 試験結果の概要

試験結果は表4-6に要約される。

ベレイナ-ミアル河間で掘削される土砂は風化した砂岩と集塊岩である。これらは下層路盤材として使用され得るものである。この代表的試料はババノゴの既存土取場からの砂混り砂利である。

パリバラヒルからの試料は風化砂岩でありサンドマットには不向きと判断されるような細粒分の多いものである。粒度分析結果からはその含有率は25%であった。

イラバラヒルの試料は細粒分のやや少ない風化砂岩といえる。この粒土分析結果では細粒分は10%であったので排水パイプとの併用でサンドマットにも適用可能な材料といえる。

Table 4-5 METHOD & NUMBER TESTED FOR EMBANKMENT MATERIALS

Test Item	Method of Number	Quantity	KEY
Natural water content	AS 1289. B1. 1	5	Nat w
Liquid limit	AS 1289. C1. 1	4	LL
Plastic limit	AS 1289. C2. 1	4	PL
Shrinkage limit	AS 1289. C4. 1	4	LS
Specific gravity	AS 1289. C5. 1	(5)	GS
Particle size distribution	AS 1289. Cb. 1 and Cb. 3	5	PSD
Compaction	AS 1289. E1. 1 and E2. 1	5	MDD Opt w
CBR	AS 1289. F1.1	8	
Triaxial compression	JSF C*	3	TCT

* STANDARD OF JAPANESE SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND
FOUNDATION ENGINEERING

Table 4-6 EMBANKMENT MATERIALS TESTED

Location		Palipala Hills 88/266	Ilavala Hills 88/310A	Malalaua Hills 88/349	Lakekamu River Mouth 88/351	Babanongo 88/265
Test Item						
Nat w (%)		8~12	7	50	8	6
LL (%)		29	39	61	—	39~41
PL (%)		16~17	22	29	—	25~26
PI		12~13	17	32	—	14~15
LS (%)		4~5.5	8	9	—	8.5~9.5
Gs						
PSD (%)	Gravel	0	28	1	0	64~66
	Sand	75~76	62	22	99.5	23~27
	Silt Clay	24~25	10	77	0.5	9~11
MDD (t/m ³)		1.71~1.76	1.77	1.2	1.58	2.05~2.09
Opt w (%)		16	15	36	12	10
TCT	Cd(kgf/cm ²)	0.35	0.65	—	—	1.6
	Ød(degree)	33.5	37.5	—	—	44
CBR (%)	Opt w	3.9	12	11, 14	8.2	15
	Nat w	3.3, 6.8, 9.4	5.3, 8.2	3.7	—	—

PI : Plasticity Index

MDD : Maximum Dry Density

Opt w : Optimum Water Content

マララウアヒルはマララウア空港の近くであるが、その試料は表土であったため砂質シルトであるが、自然含水率50%、乾燥比重は異常に低く $1.2t/m^3$ 、その最適含水比36%という試験結果となった。これが事実とすれば盛土材料としては好ましいものではなく再試験でその適性を再確認することにしたい。

このシルト材料に代り、マララウアの既存の土取場から採取した試料は乾燥比重 $2.03t/m^3$ 、最適含水比11%という、充分盛土材料として使用可能なものであった。

ラケカム河口より採取された海砂は細粒分1.0%と少くサンドマット材料としては充分である。

4.3 舗装材料

上下層路盤材料、表層材料の舗装材料の試験もDOWの材料試験室で行なわれ、その項目別試験数量と方法は表4-7に要約される。

4.3.1 下層路盤材料

(1) 無処理砂混り砂利

工事に発生する材料としてベレイナ土取場、ババノンゴ土取場、マララウア土取場からの材料が試験されその結果は表4-8*から4-10*に示される。

ベレイナの砂混り砂利:

自然含水比は6%~7%、塑性指数は16%~23%、最大粒径約50mm、細粒分は11~14%、粒度分布は良好であり、最大乾燥比重2.05~2.09、水侵CBRは30~50%であった。

ババノンゴの砂混り砂利

自然含水比6%、塑性指数14%~23%、最大粒径50mm、細粒分含有率は14%~15%、粒土分布は良好であり、最大乾燥比重2.05~2.08、水侵CBRは15%であった。

マララウアの砂混り砂利

自然含水比8%~10%、塑性指数7%~11%、最大粒径40mm、細粒分含有率8%~13%、粒度分布は良好であり、最大乾燥比重2.01~2.08、水侵CBRは15%~18%であった。

(2) セメント処理砂混り砂利

上記の試験結果ではDOWの規定する路盤材料としての規格に不合格となる。塑性指数は10%以下、水侵CBRは25%以上とされているからである。この改良のためセメント添加試験が行なわれ、表4-11*と4-12*に示すように改良された。

Table 4-7 METHOD & NUMBER TESTED FOR PAVEMENT MATERIALS

Test Item	Methods	Quantity
Natural Water Content	AS 1289 B1.1	8
Liquid Limit	AS 1289 C1.1	12
Plastic Limit	AS 1289 C2.1	12
Shrinkage Limit	AS 1289 C4.1	8
Particle Size Distribution by Dry Sieving	AS 1141 Sect. 11	8
Compaction	AS 1289 E1.1 and E2.1	8
California Bearing Ratio	AS 1289 F1.1 - 1977	10
Unconfined Compressive Strength of Compacted bound Materials	AS 1141 51	7
Bulk Density and Water Absorption of Coarse Aggregate	AS 1141 Sect. 6	4
Los Angeles Abrasion Loss	AS 1141 Sect. 23	3
Soundness - by use of Sodium Sulphate Solution	AS 1141 Sect. 24	4
Flakiness Index	BS 812	1

セメント量1.0%の添加は塑性指数を6%~3%(10%以下)にし、水侵CBRを50%(25以上)に増加させた。2.0%の添加の場合には、塑性指数は3~5%、CBRは110%と改良された。

4.2.3 上層路盤材料

(1) エボアの碎石

試料として採取されたエボアの岩石はDOWの材料試験室で砕かれ試験された。比重2.24、吸水率4.5%、すりへり損失24%で上層材料としての規格に適合した。

(2) マララウアの砂混り砂利へのセメント添加

マララウアの砂利が下層路盤材として不適格となるが、他に材料がないので、更にセメントを添加した上層路盤材としての試験を行った。その結果は表4-13*に示される。

乾燥した試料にセメント2.0%から5.0%までそれぞれ添加した結果は一軸圧縮強度が6~10kg/cm²、13~14kg/cm²、14~16kg/cm²、20kg/cm²と強度増加があった。Road Note 31に示す指定強度は18kg/cm²以上である。

4.4 アスファルト表層用の骨材

エボア碎石、アンバガンガ河川砂利、タウリ河川砂利からの試料について試験が行なわれた。

4.4.1 エボア碎石

試験結果は、比重2.24、吸水率4.5%、すりへり損分24%、硫化ナトリウムによる安定性試験値9.1%、これらの試験結果はDOWの規定する最小限の規準に合格するものであった。

調査団はボーリングコアからの材料を日本へ持帰り試験をしたところ比重2.33、吸水率7.3%、安定性試験100%となり、これはDOWの規準に不合格となり、再考の結果不適當と判断された(図4-14*参照)。

4.4.2 アンガバンガ、タウリ河の川砂利

アンガバンガ河の川砂利:

比重2.7、吸水率1.0%、すりへり抵抗17%、安定性1.5%で充分適用可能と判断された。

タウリ河の砂利

比重2.6、吸水率2.9%、すりへり抵抗24%、安定性5.7%となりこれも適用可能であった。

これらの結果は表4-15*に示されている。

4.5 コンクリート骨材

アンガバンガ河砂利とタウリ河砂利とカラマ河砂利が試験された。試験項目と方法については表4-16に示されている。

結論としてカラマ河の砂利はコンクリート用骨材としては有機物の多いことと軟質石質が多いことから不相当と判断された。

Table 4-16 METHOD & NUMBER TESTED FOR CONCRETE AGGREGATE

Test Item	Method of Number	Quantity	KEY
Bulk Density and Water Absorption of Fine Aggregate	AS 1141 Sect. 5	3	BD, WA
Bulk Density and Water Absorption of Coarse Aggregate	AS 1141 Sect. 6	3	BD, WA
Particle Size Distribution by Dry Sieving	AS 1141 Sect. 11	3	PSD
Aggregate Crushing Value	AS 1141 Sect. 21	3	ACV
Los Angeles Value	AS 1141 Sect. 23	3	LA
Soundness (by Use of Sodium Sulphate Solution)	AS 1141 Sect. 24	C3 F3	SS
Organic Impurities Other than Sugar	AS 1141 Sect. 34	3	OI

Table 4-17 CONCRETE AGGREGATE TESTED

Location		ANGABANGA	TAURI	KARAMA	Suggested Limit
Test Item		88/367	88/366	88/365	
PSD	Gravel	56	80	66	66
	Sand	41	19	29	29
	Silt	3	1	5	5
Coarse	BD 1]	2.7	2.6	2.6	2.3
	WA	1.0	2.9	2.7	5
	ACV	15	21	20	
	LA	17	24	30	
	SS	1.5	5.7	24.0 2]	12
Fine	BD	2.7	2.6	2.6	2.3
	WA	1.6	4.2	3.9	5
	SS	3.9	11.0	27.1 2]	16
	OI	1	1.2	2	

Note : 1] Key words be referred to Table 4-15.

2] Test shows the material from Kamara is out side of DOW specifications.

第5章 水文・水理解析

1. 洪水解析

1.1 最大高水量

調査団は本道路の洪水解析にあたっては、DOWが1973年3月に制定した「Flood Estimation Manual」に定める「地域洪水頻度法」(RFF)と合理式の2法を適用した。

RFF法はミアル河、カブリ河、ラケカム河、タウリ河のいわゆる主要河川流域に適用し、合理式はそれ以外の流域に適用された。図5-1はプロジェクト全体の集水面積と流量と降雨を観測する量水標の位置を示している。

本プロジェクト地域の中で役立つ水文資料から、降雨量又は流出量が平均して最も低い8月から水文年は始まるものとした。

表5-1はRIX(降雨強度指数)が110mmから130mmに変わった場合のそれぞれの最大高水量の計算を示している。この計算中のRIX、RSX(降雨勾配指数)、QFF(流出頻度機能)は図5-2*から5-4*に示された「Flood Estimation Manual」の関係図から値を得た。

4大主要河川の S_e (等積勾配)は図5-5*から図5-8*の河床勾配図に描かれている。図5-9*は上記の計算結果にもとづいて、集水面積と比流量の関係性について対数グラフに表わしたものである。

1.2 設計最大高水量

水文年にしたがって、表5-2*に示すように通常用いられている数箇の確立年に対する流出量がピアソンの手法IIIによって計算された。

100年確立(ARI)の比流量がそれぞれ計算され図5-9*に記入された。タウリ河沿いのヘルゲイト(地獄の門)の比流量は29水文年間の記録にもとづくもので最も信頼のあるものでそれがRFFの手法で求めた関係線に良く一致しておりRFF手法による分析が適当であるといえよう。

集水域修正係数1.25を配慮すると、ヘルゲイトでの100年確率流出量は $2,748\text{m}^3/\text{sec}$ で、その比流量は1.143と計算される。

図5-9*に示すごとく、この修正された最大高水量はRIXが130mmのときの比流量と一致している。したがって、設計最大高水量は主要4河川に対してRFF手法でRIX=

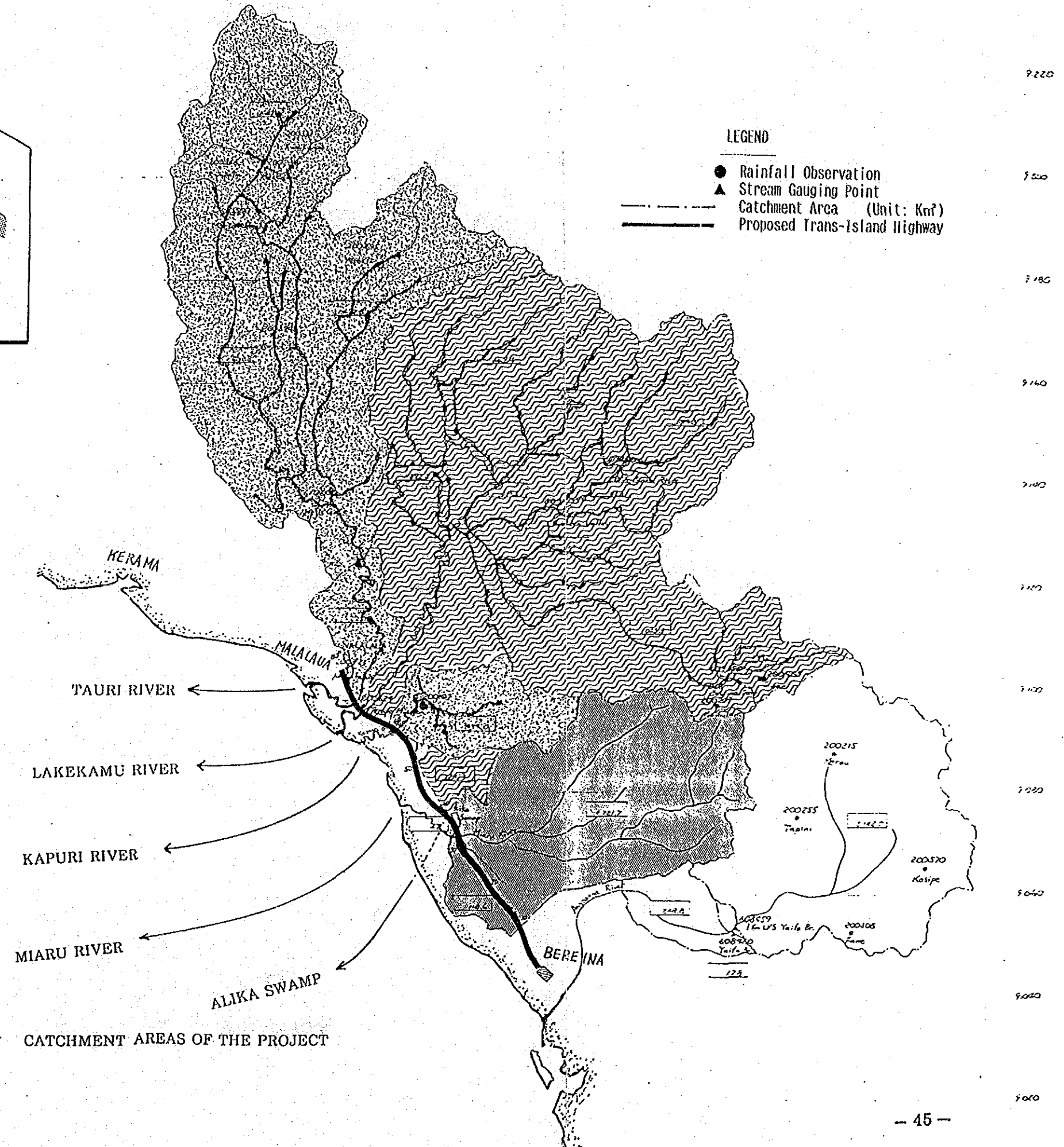
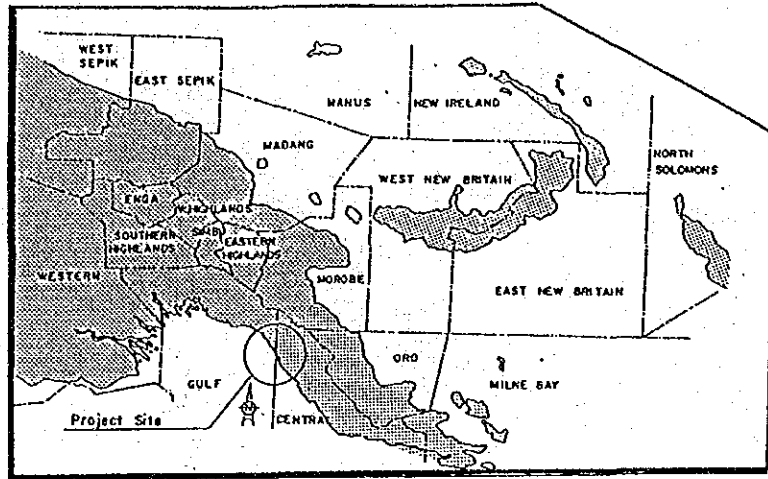


Fig. 5-1 CATCHMENT AREAS OF THE PROJECT

Table 5-1 PEAK FLOOD DISCHARGE OF MAJOR RIVERS
BY REGIONAL FLOOD FREQUENCY METHOD

River	C.A. (km ²)	RIX (mm)	Q ₂ (m ³ /s)	RSX	Q ₁₀ /Q ₂	QEF	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Sp
Miaru	1721.7	110	891	1.45	1.51	2.15	1914	1.11
		120	953	do.	do.	do.	2048	1.19
		130	1014	do.	do.	do.	2179	1.27
Kapuri	494.0	110	433	1.45	1.65	2.48	1071	2.17
		120	450	do.	do.	do.	1114	2.25
		130	467	do.	do.	do.	1155	2.34
Lakekamu	5393.2	110	1972	1.45	1.39	1.88	3702	0.68
		120	2110	do.	do.	do.	3960	0.73
		130	2245	do.	do.	do.	4213	0.78
Tauri	4092.6	110	1628	1.45	1.42	1.94	3157	0.77
		120	1741	do.	do.	do.	3377	0.83
		130	1852	do.	do.	do.	3593	0.88

Where, Q_n : Peak discharge for return period of n years.

Q₂ for catchment area over 500 km²

$$Q_2 = 0.1311 * A^{0.696} * RIX^{0.774}$$

Q₂ for catchment area from 20 to 500 km²

$$Q_2 = 0.2148 * A^{0.911} * RIX^{0.453} * Se^{0.203}$$

where Se is equal area slope in %

$$Q_{10}/Q_2 = 1.672 * RSX^{1.143} * A^{-0.0706}$$

A : Catchment area in km²

Sp : Specific flood discharge in m³/sec/km²

130mmとして求めることとし、その結果が表5-3*(表5-1のRIX130mmの場合)に示される。

量水標は本プロジェクトの巨大な集水域に対してまばらなものであり、計画道路沿いで唯一長期間にわたる資料のあるのはベレイナ観測所だけである。

表5-4*はプロジェクト道路集水域範囲内の観測所別年間降雨記録を示す。

設計降雨強度曲線は「Flood Estimation Manual」を参考として図5-12*から5-12*に示すように推定された。降雨強度($I_{tc,y}$)は次式により計算された。

$$I_{tc,y} = a \times REF [Y (RIX - R_{\frac{10min}{2yrs}}) + R_{\frac{10min}{2yrs}}] / t$$

ここに a : 換算係数

2年確率 : 1.08

5年確率 : 1.02

10年確率以上 : 1.00

REF : 降雨頻度関数 (図5-13*のダイヤグラム)

Y : 降継続期間係数 (図5-14*参照)

$R_{\frac{10min}{2yrs}}$: 10分間に降る2年確率雨量 (図5-15*参照)

この算出にあたり図5-16*に示されている年平均降雨分布図から1,500mmを適用した。

t : 継続時間

一方、Cardno & Davies Studyで対称として架橋予定クリーク部の設計最大高水量は表5-5に示された。

Table 5-5 DESIGN DISCHARGE OF CREEK RIVERS BY RATIONAL METHOD

Item	Taiena creek	Agobino creek	Ungongo creek	Anina swamp	Alika swamp	Makara river	Divola creek	Sappaharo river	Opuo swamp
Area (km ²)	9.2	9.3	61.4	4.1	124.3	1.8	0.4	2.8	2.2
Length (km)	7.2	5.7	15.5	4.3	24.6	1.8	0.8	3.0	2.0
se (%)	0.723	0.784	0.360	1.205	0.052	0.038	0.038	0.038	0.038
Tc (min)	225.3	175.2	461.0	131.7	1002.9	119.5	61.7	190.5	130.1
Ka	0.89	0.90	0.70	0.94	0.67	0.95	1.00	0.94	0.95
C	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

Once in 100 years

I _{tc,y} (mm/h)	46.9	56.8	28.9		15.0	95.3		68.4	
Q (m ³ /sec)	47.9	59.4	155.3		156.2	20.4		22.5	

Once in 50 years

I _{tc,y} (mm/h)				69.5			129.8		81.9
Q (m ³ /sec)				33.5			6.5		21.4

Where, Se : Area equivalent slope
 Tc : Time of concentration
 Ka : Rainfall areal reduction factor
 C : Runoff coefficient
 I_{tc,y} : Point rainfall intensity

2. 設計高水位の決定

2.1 主要河川の高水位

高水位の算定にあたり、洪水ハイドログラフを「Flood Estimation Manual」の標準ハイドログラフの形状パラメーターを参考として計算した。図5-17*にパラメーターとの関係を示した。

河川断面測量を各架橋地点で行い、これにもとづいて水位流量曲線を各河川毎に作成ものとし、河川流を等速定流と仮定した4河川の水位流量曲線を図5-18*に示した。

この計算において、河川断面は設計高水量に対して不足しており、量水標の水位記録も堤高を超えていることが判明した。地形図から判読しても上流河川断面は架橋地の断面より超えることはなく、小さいことから、洪水時には山の谷合から平坦部に河川が流下した地点から溢流しながら流下しているものと判断される。

図5-19*は架橋地での24時間水位観測結果を示している。これによれば各河川とも感潮河川であり、とくにカプuri河、ラケカム河、タウリ河の潮位による影響はかなりのものである。

高水位算出のための洪水シミュレーションを定流、不定流を組合せて、しかも潮位の影響も加味して試みたが、判明したことは洪水流出量に対して河川断面が流下出来ないということだけであった。また河川の両側への氾濫現象とその堪水位を算出するためには氾濫域全体の正確な地形図がないかぎり不可能と判断される。

結論として、設計高水位は表5-6に示すものを適用した、これらの情報は現地調査期間中に地元住民から確認したものである。

Table 5-6 DESIGN FLOOD WATER LEVEL OF MAIN RIVERS

RIVER	FWL (m)	Flood height from ground (m)	ground height (m)
Miaru	5.0	(0.5) 2.5-3.0	(4.5) 2.0
Kapuri	1.4	0.9	0.5
Lakekamu	2.5	Not flooded (Terapo Side)	2.0
Tauri	2.5	0.7	1.8
Makara	2.1	Not flooded	2.1
Sappaharo	2.8	Not flooded	3.0

2.2 クリーク部

四主要河川以外の架橋予定クリーク部の高水位については下式により洪水追跡計画された。

$$\frac{I_1+I_2}{2} \times T - \frac{O_1+O_2}{2} \times T = S_2 - S_1$$

ここで、 I_i : 瞬間洪水流入量

O_i : 瞬間洪水流出量

S_i : 瞬間貯水量

S_1 考える期間の開始時点

S_2 考えた期間の終了時点

T : ある期間

この結果は設計高水位として表5-7に示される。

Table 5-7 DESIGN FLOOD WATER LEVEL OF CREEKS

LOCATION	FWL (m)	Drainage Treatment
Taiena creek	18.7	Bridge
Agobino creek	12.7	Bridge and Pipes
Ungongo creek	13.1	Bridge and Pipes
Anina swamp	10.7	Pipes
Alika swamp	4.2	Pipes
Divola creek	1.9	Pipes
Opou swamp	2.8	Pipes

上表中のクリーク、スワンプについての洪水追跡計算書を表5-8*から5-13*に示している。

これらのクリークやスワンプでのパイプか橋かの選定については7章でふれている。

第6章 道路設計

1. 道路構造詳細設計

1.1 概要

道路設計区間は、対象地域の地形上の特性から次の2区間に区分される。

- (i) 丘陵部 : ベレイナ(始点)~バリバラヒル 41Km
- (ii) 平地部 : バリバラヒル~マララウア(終点) 39Km

丘陵部でのルートは、イナビおよびバリバラ両丘陵の裾野を通過する。

丘陵部は大部分がサバンナであるが谷間部には密林が分布している。上記の両丘陵の間には大河川のミアル河があり、その北部にはアリカ湿原が横たわっていて、乾季でも水に浸っている。

一方平地部でのルートはカブリ、ラケカムおよびタウリの大河川の河口近くを横断する。カブリ河付近はたえず水に浸っているカブリ湿原が広がっており、軟弱地盤地帯でもある。

このためルートは図6-1に示すように設計区間の約1/3が湿原地帯を通過しており、現地へのアクセス道路は、ベレイナ、アバナイビ及びマララウア付近に限られた。

これらの現地条件から現地調査は陸路では到達出来ず、着陸可能な地点までヘリコプターを駆使し、その周辺を徒歩で調査することになった。

これらの理由から道路中心線を地上測量により設置し縦・横断測量を行なう通常の設計方法が取れなかった。従って本設計では第3章地形測量で述べたように航空写真を基に図化した1/1,000縮尺の地形図を使用して行った。また谷地部の密林におおわれ地盤高の測定精度が悪い所や、架橋付近では補備地上測量を実施し地形図の精度を高めた。

本設計は以下の基本概念にたち実施した。

- (1) 本道路は、PNG国の首都ポートモレスビー市と第2の都市ラエ市を結ぶ幹線道路の一部をなすため雨季でも通行可能な全天候型の道路とする。
- (2) 設計ルートはCARDNO & DAVIESコンサルタントが1982年に実施した概略設計で選定されたルートを基本とする。
- (3) 土工費をより軽減するために次の点に留意する。
 - (i) 丘陵部では切土量と盛土量のバランスを取りかつ土運搬距離をより短くする。

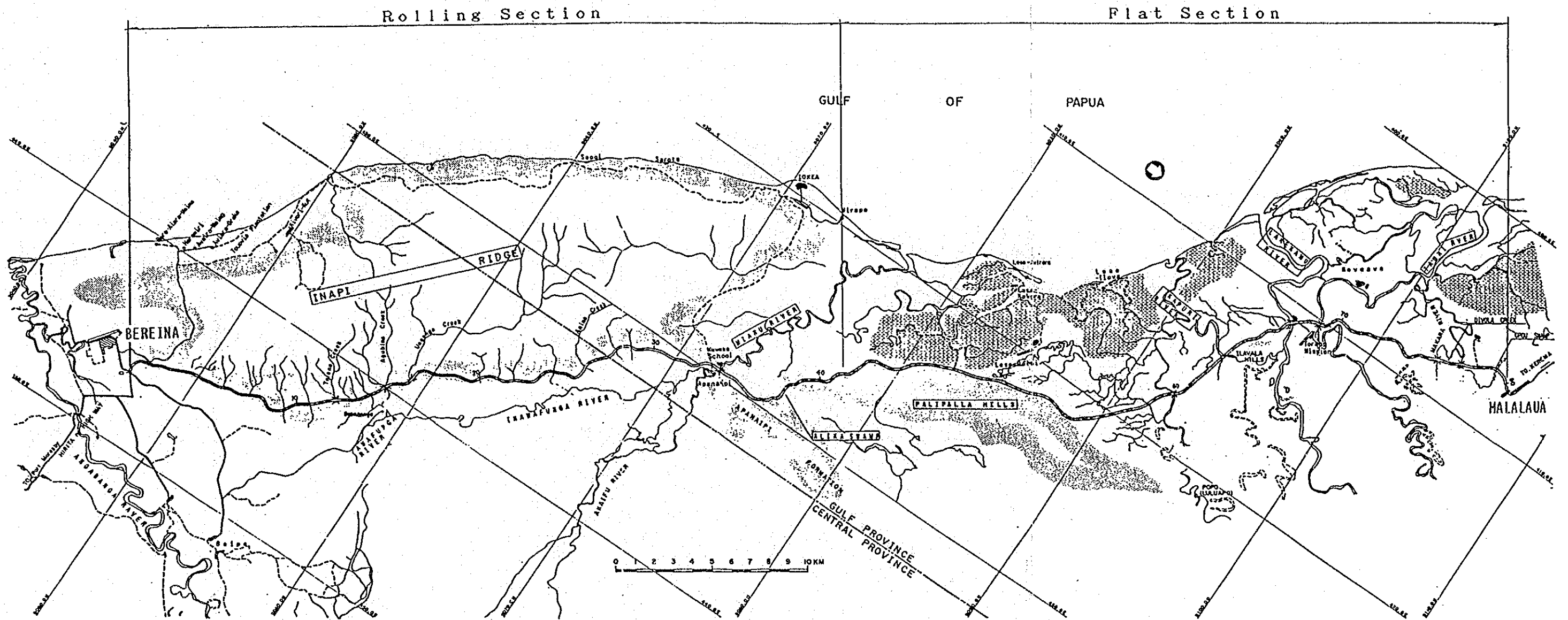


Fig. 6-1 || LOCATION MAP

- (ii) 平地部では第5章で述べた水文解析により推定した洪水位を基に盛土高を計画し、又客土の土運搬距離がより短くなるよう土取場の選定を行う。
- (4) 湿原地域の軟弱地盤上に建設する盛土構造は、本章第2項で述べる軟弱地盤の解析結果を基に、施工上ばかりでなく管理上にも問題がない構造とする。

1.2 幾何学構造規準

本道路設計は、PNG国公共事業省道路局の定めによる“Rural Road Design Manual of DOW”(1985年4月)を基に実施した。ただし本基準にないものは、オーストラリア、イギリスおよび日本の基準を採用した。

この採用した基準を表6-1に示す。又、この基準の詳細についてはAppendixで述べている。

土工部と橋梁部の標準横断構成を図6-2に示す。

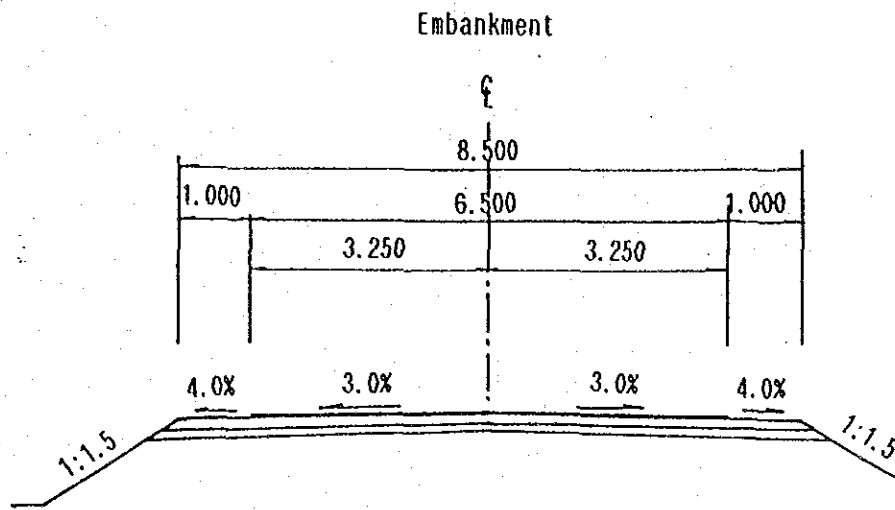
表6-1 本道路設計で採用した幾何構造 (1/2)

項 目	単 位	基 準 値	備 考
1. 設計速度 (アスファルト舗装)	Kph	70	地形状態 : 平地及び丘陵地 クラス : 普通 (交通量 100~400 Vpd)
2. 横断構成			
車道部	m	8.5	
車道	m	6.5	
路肩	m	1.0	
3. 視距			
最小停止視距	m	90	表4.7.1
中間視距	m	180	表4.7.1
最小追越視距	m	350*	表4.7.1 *追越視距確保区間は、少なくとも も2.0~2.5Km毎には設ける。
4. 平面曲線半径			
標準曲線半径	m	400	表7.5.2 (60Km/hr)
最小曲線半径	m	155	表2.1 片勾配10%を基準
最小曲線距離	m	120	表5.12
最小交差角	度	4.0	表5.12 片勾配を必要
最小交差角	度	1.5	表5.12 曲線を必要
5. 横断勾配			
アスファルト舗装部	%	3.0	
砂利舗装部(路肩)	%	4.0	
6. 最大片勾配	%	10.0	
7. 逆勾配をゆるす曲線半径	m	1000	表5.9 (3%を越えない)

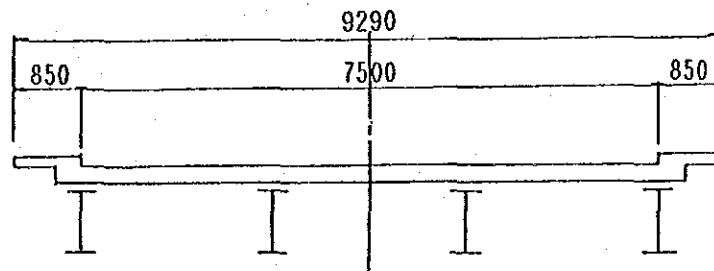
表6-1 本道路設計で採用した幾何構造 (2/2)

項 目	単 位	基 準 値	備 考
8. 最大片勾配すり付け率	%	0.55	表5.7
		(1/182)	
9. 縦断勾配			
最急勾配	%	6	表2.1
絶対最急勾配	%(m)	8(700)	表2.1
10. 縦断曲線			
最小縦断曲線半径(クレスト)	m	1755	図6.4.1 停止視距
最小縦断曲線半径(サグ)	m	1740	図6.5 ヘットライト視距
最小縦断曲線長(クレスト)	m	90	図6.4.1
最小縦断曲線長(サグ)	m	90	図6.5
11. 最急合成勾配	%	10.5	建設省道路構造令より
12. 建築限界(高土制限)	m	5.0	Bridge Design Standard of DOW

注記：備考欄内の表及び図番号は、“Rural Road Design Manual of DOW”のものである。



Two Way Bridge (L>40m)



Single Lane Bridge (L<40m)

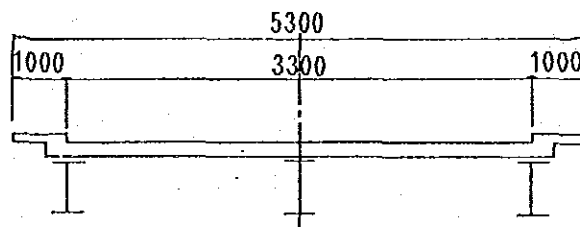


Fig. 6-2 STANDARD LANE CONFIGURATION

1.3 平面及び縦断線形

1.3.1 平面線形

先に述べたように道路の中心線は1982年のCardno & Davies studyで選定されたルートを基本とし、現地調査、地質調査結果を踏まえて計画した。

まず航空写真測量方法によって作成し1/1000地形図素図上にCardno & Daviesルートを展開し、このルートを基に軟弱地盤、渡河地点、洪水地域等を考慮して比較線の検討を行った。これらの比較線の検討区間については、より詳細な現地調査を行い最適なルートを選定した。

そして最終的な中心線は、密林地区の陰隠部や渡河地点付近について実施した補備地上測量の結果を基に修正した1/1,000縮尺地形図上で決定した。その結果設計概要は次のとおりとなった。

道路設計路線延長

全路線長	80.596 Km
土工部	80.052 Km (全体の99.3%)
橋梁部	0.544 Km (全体の0.7%)

地形特性区分

丘陵部 (ベレイナ～パリパラヒル)	41 Km
平地部 (パリパラヒル～マララウア)	39 Km

丘陵地域で採用した設計値

最小曲線半径	200 m
反向曲線間の最小直線長	86 m
多く採用した曲線半径	300～700 m

平地地域で採用した設計値

最小曲線半径	240 m
反向曲線間の最小直線長	92 m
多く採用した曲線半径	500～1000m

道路中心線の座標計算は最終線形ルートで計算し、その結果を入札図書である“Setting Out Co-ordinate Schedule”にまとめた。

1.3.2 縦断線形

縦断線形は1.3.1項の平面線形との調和を図り、かつ以下の点を配慮して計画した。

丘陵部については、切土、盛土の土量バランスを考慮しての最適な縦断線形、平地部については洪水位を考慮し、もっとも低盛土となるような縦断線形を計画するため、コンピューターによる道路設計システム(HI-CAD)を駆使しトライアル作業を重ね実施した。

特に丘陵部では切盛土量および土運搬距離を極力短く計画するため、数多くの検討が必要となり、このHI-CADシステムの効力が発揮された。

縦断設計条件を丘陵部と平地部に分けて整理すると以下のとおりである。

(1) 丘陵部の縦断設計

丘陵部の縦断設計は、以下の事項に留意して行った。

- 横断排水パイプを設置する所は、パイプ高に最小土被り厚0.6mを加えた高さとする。
- 洪水による影響がある所は、50年確率洪水位に余裕高を0.3mを加えた高さとする。
- 橋梁区間は、橋梁設計で決定した高さとする。
- 最大盛土高は7mとする。
- 最大切土高は14mとする。
- 土工量が最小となりかつ土運搬距離が短くなるようにする。

またHI-CADシステムでトライアル計算するに際し、具体的に次の点を考慮した。

- 平均土運搬距離を300m以下にする。
- 締固め後の土量変化率は以下のとおりである。

Dタイプ	(土砂)	0.85
Bタイプ	(軟岩)	0.95
Aタイプ	(硬岩)	1.05

これらの条件でトライアル設計した結果、縦断線形の最急勾配は6.0%、最小縦断曲線半径は、クレスト部およびサグ部でそれぞれ1800mとなった。

(2) 平地部の縦断設計

平地部での縦断設計は以下の点に留意して行った。

- 横断排水パイプを設置する所は、パイプ高に0.6mを加えた高さとする。

- 洪水による影響がある所は、50年確率洪水位に余裕高0.3mを加えた高さとする。
- 橋梁区間は橋梁設計で決定した高さとする。

上記の条件を踏まえて設計した結果、最急縦断勾配は3.1%、最小縦断曲線半径は、クレスト部で3,200m、サグ部で2,700mとなった。

なお、縦断図は横の縦尺を1:1,000縦の縮尺を1:100として平面図と対比するよう平面図の下部に配置した。

1.4 横断構造

のり面勾配、側溝等横断構造に関する設計上の留意点を以下に示す。

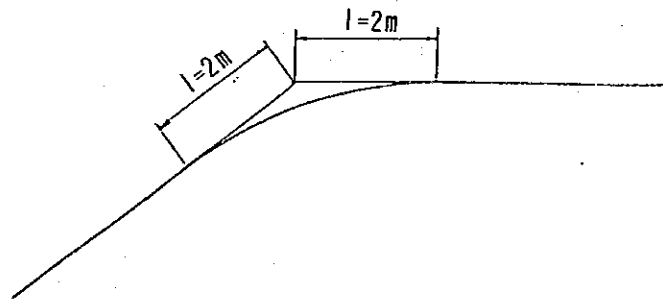
(1) 盛土のり面勾配

盛土材料による安定性の解析の結果、最高の盛土高である7mにおいても安定上の問題がないため盛土のり面勾配は1:1.5とする。

軟弱地盤地域においても別冊のり面の安定解析で述べているように問題はない為同一のり面勾配とする。

(2) 切土のり面勾配

地質調査結果により安定性を考慮して切土のり面勾配は1:1.0とし切土高5mごとに幅2mの小段を設ける。又、のり肩には2mのラウンディングをほどこす。

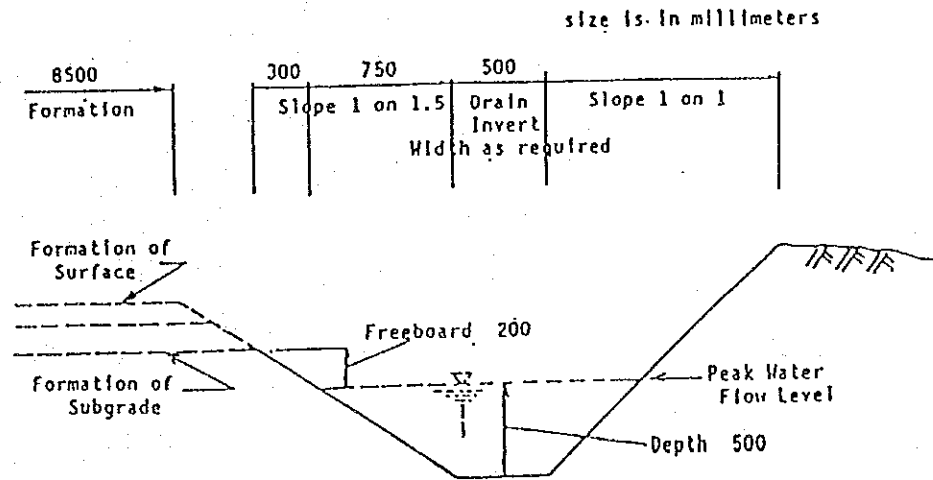


(3) のり面処理

当該国(PNG国)内の工事实績から、施工後短期間で自然に植生が生えると考えられるため植生工は行わないこととした。ただし、アリカ湿原地域の盛土のり面は、浸水高が高いので洗掘を防ぐため常時水が上がる高さまでフトンカゴを設置する。

(4) 側溝

切土部(盛土部の必要なところを含む)路肩の外側に下図のような形状の側溝を設計した。



(5) 舗装厚

舗装厚は第8章舗装設計で述べるように39cmとなった。

(6) 標準横断面図

切土、盛土及び軟弱地盤地域での標準横断面図は、図6-3(1)&(2)に示すとおりである。

一車線の橋梁取付部ではその前後30mで土工から橋梁へすり付けのため幅員の変更を行う。

(7) 横断面図作成

丘陵部を25~50m間隔、平地部を50~100m間隔とし全体平均としては50m間隔で縮尺1/100の横断面図をHI-CADシステムにより作成し、これを基に土工数量の算出を行った。

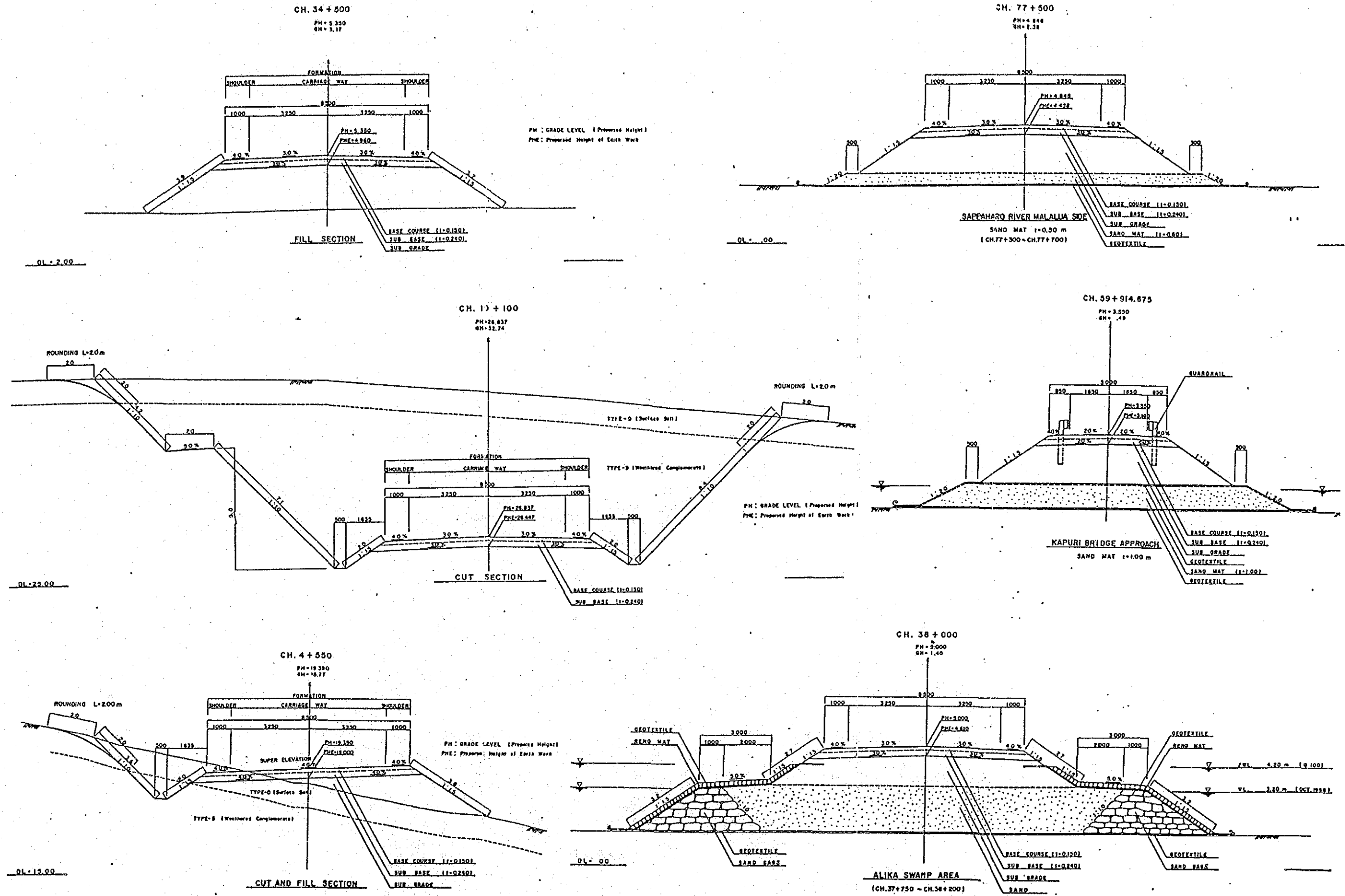


Fig. 6-3 TYPICAL CROSS SECTIONS OF CUT & FILL AND SOFT GROUND

F
5-1

1.5 土工数量の算出

土工量は土質別および工事工区ごとに算出した。工事工区は第11章で述べるように以下の2工区とした。

工区-I ベレイナ～ミアル河 33.5 Km

工区-II ミアル河～マララウア 47.0 Km

土工数量の算出に際しては次の点を考慮した。

- 工区-Iでは地・盛土量をバランスさせることにしたが、工区-II側の接合部で約9,000m³の土量が不足するため、約16,000m³の残土量を計画確保し、この中から流用出来るようにした。
- 工区-IIの平地部では沈下土量も含めて350,000m³の盛土材が不足するため本線沿線に5ヶ所の土取り場を設けてそこから客土することにした。

なお全沈下量は42,000m³でありこれ以外に177,000m³のサンドマット材が必要となった。

1.6 交差点設計

1.6.1 交差点設計箇所

既存の道路が交差する次の3箇所の交差点設計を行った。

- a. CH. 0+200 ベレイナおよびベイパに通ずる道路
- b. CH. 1+450 ベレイナ～イオケア道路への連結
- c. CH. 33+425 アパナイビ～イオケア道路の交差部

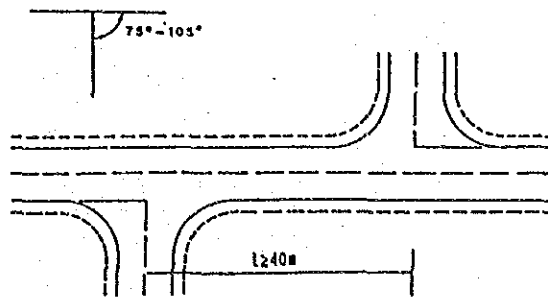
これらの交差点について縮尺1:1000地形図を使用して取付け部も含めて交差点全体の計画を行い、又交差点流出入部については1:400の縮尺でより詳細に計画した。

1.6.2 交差点設計基準

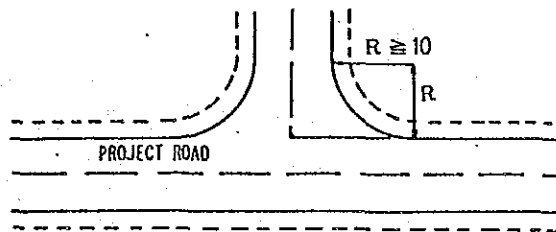
交差点設計に係る幾何構造基準は、“Road Design Manual of DOW” Section 8 Intersectionsを採用した。主な基準は以下のとおりである。

- 1) 交差角は75°～105°内とする。

前述a. 交差点では、十字交差させると交差点の手前で一旦停止せず危険性が高いため下図のようにくいちがい交差点とした。この場合の2つのT型交差点間は40m以上離す。



2) 交差点車道橋の隅角半径は10mとする。



3) 流出入部の道路幅員は、路肩も含め8mとする。

4) 交差点内の縦断勾配は3%以下とする。

5) 取付け部分についてもアスファルト舗装を行い、車道外側線路面標示を行う。

これらの基準で設計した交差点平面図を、別冊の図6-4に示す。

以上の交差点の外に集落へ通ずる小さな道路に取り付ける交差点も計画した。道路幅員は交差点部でも拡幅せず本線と同じとしアスファルト舗装は設けないことにした。

これら小さな交差点の取付箇所を以下に示す。

CH.14+200	ババノンゴ部落付近
CH.34+000	アバナイピ部落付近
CH.49+400	レセ・オアライ部落付近
CH.51+100	ボボ部落に向かう道路
CH.67+600	テラボミッション部落内
CH.68+500	モベアベ部落付近
CH.78+200	タバカ部落付近

1.7 交通安全施設の設計

“Design Manual of DOW” と “Australian Standards” の基準に従って以下の交通安全施設の設計を行った。

1.7.1 道路標識

Australian Standard 1742~1986, “Manual of Uniform Traffic Control Devices” に従って計画した道路標識は以下のとおりであり、それらの設置位置を合わせ示す。

(1) 案内標識

方面及び方向案内標識 G-2タイプ (Intersection Direction Board)

1.6.1項a, b及びCの主要交差点手前80mの本線道路上に設ける。

方面及び方向案内標識 G3-1, G3-2タイプ (Finger Board)

上記主要交差点を含む全交差点の本線上、交差部に2種類の方面、方向標識を設けた。

(2) 規制標識

前方優先道路標識 (Give way sign)

取付道路上で本線との交差点手前および1車線橋で近くの町へ向う車線の橋梁前方に「前方優先道路標識」を設ける。

追越禁止標識 (No overtaking or passing sign)

1車線橋で近くの町へ向う車線とは反対側車線上の橋梁前方に「追越禁止標識」を設ける。

学校あり標識 (School sign)

本線近くにある学校へ行く道との交差点部手前に「学校あり標識」を設ける。

(3) 警戒標識

前方優先道路予告標識 (Give Way Sign Ahead)

1車線橋接近部で近くの町に向う車線上の“前方優先道路標識”の手前に設置する。

1車線橋標識 (Single Lane Bridge)

1車線橋接近部で「前方優先道路標識予告標識」の前方と、「追越禁止標識」の前方に、「幅員減少標識 (W4-1タイプ)」と「1車線標識 (W-16タイプ)」を組み合わせ設置する。

1.7.2 ガイドポスト

視線誘導と維持管理を容易にするために“Rural Roads Design Manual of DOW”に従い以下の箇所にガイドポストを設計した。

(1) 曲線区内

- (i) 曲線の内側 : 曲線の始点および終点部
- (ii) 曲線の外側 : 曲線の始点および終点部、曲線区間内および曲線への接近部

(2) 横断排水パイプ : 横断排水パイプ呑口、吐口部の路肩部

敷設位置

(3) 1車線橋前方 : 1車線橋接近部の幅員変化開始点より10m手前の地点

1.7.3 ガードレール

橋梁の高欄への追突防止のため“Rural Roads Design Manual of DOW”基準に従い2車線への接近部12mの区間および1車線橋への接近部28mの区間の両側にガードレールを設置する。

1.7.4 路面標示線

Australian Standard 1742~1986, “Manual of Uniform Traffic Control Devices”に従い以下の路面表示線を設置する。

- 中心線 長3m、幅100mmの中心線を9m間隔に設けた。
- 追越禁止線 1車線橋への接近部と、追越禁止区間に設ける。
- 車道外側線 車道外側線を車道両側端に100mm幅の実線を設ける。
- 停止線及び車道外側線延長線 交差点流出入部に設ける。

2 沈下と盛土の安定

2.1 軟弱地盤の定義

道路の盛土の設計に際しては、一般的に次のような軟弱地盤判定基準がもちいられている。

General Criteria on Soft Ground

Soils	Peat	Clay	Sand
N values by SPT	less than 4	less than 4	less than 10
Unconfined Compression Strength* q_u kg/cm ²	less than 0.5	less than 0.5	less than 0.5
Cone Coefficient by Dutch Cone Test: q_u kg/cm ²	Not exceeding 10	Not exceeding 5	Not exceeding 40

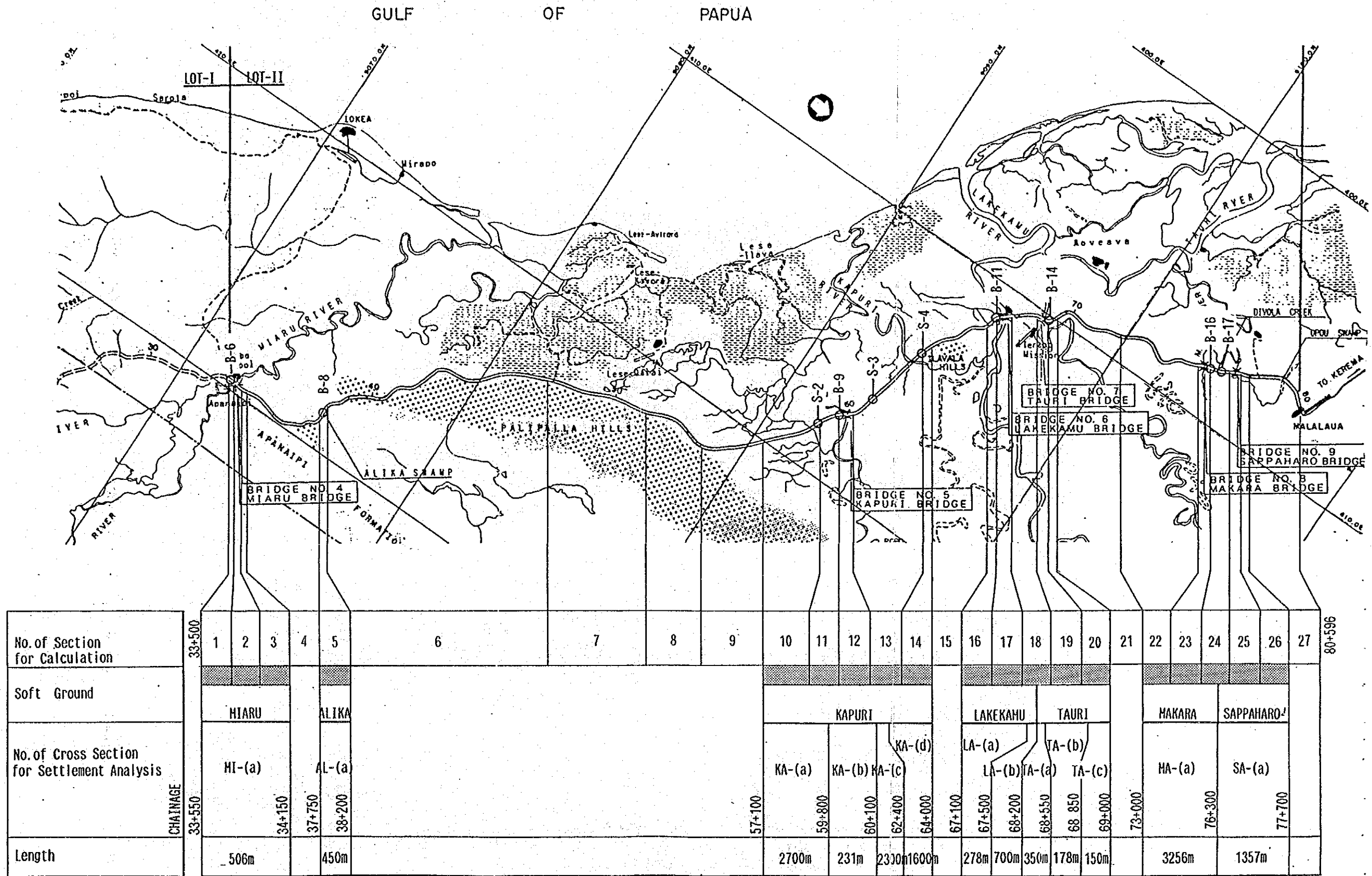
2.2 軟弱地盤の概要

Chapter 3で、1988年にJICAが、また、1982年にCardno & Daviesが実施した土質調査をもとに、当プロジェクト対象道路線上の土質概要を述べたが、ここではそのうち軟弱地盤と考えられる約14Kmを、図6-5及び次の表に示す13の地区に分け、それぞれの地区の土質工学的特性を述べる。

Section	Location	Chainage	Length (m)	Embankment Height (m)	Boring No.
MI (a)	Miaru	33+550 - 34+150	506	3.70	B-6
AL (a)	Alika	37+750 - 38+200	450	3.60	B-8
KA (a)		57+100 - 59+800	2700	2.50	S-2
KA (b)	Kapuri	59+800 - 60+100	231	3.00	B-9
KA (c)		60+100 - 62+400	2300	2.50	S-3
KA (d)		62+400 - 64+000	1600	2.50	S-4
LA (a)	Lakekamu	67+100 - 67+500	278	4.00	B-11
LA (b)		68+200 - 68+550	350	1.70	B-14
TA (a)		67+500 - 68+200	700	2.00	B-11
TA (b)	Tauri	68+850 - 68+850	178	4.40	B-14
TA (c)		68+000 - 69+000	150	1.70	B-14
MA (a)	Makara	73+100 - 76+300	3256	2.20	B-16
SA (a)	Sappaharo	76+300 - 77+700	1357	2.20	B-17

14,056

Fig. 6-5 LOCATION OF QUESTIONABLE SOFT GROUNDS



なお、BereinaからMiaru河に至る地区の軟弱地盤は、過圧密粘土より構成されており、沈下及び盛土の安定にかんしては問題がないと判断されたため、計画されていたボーリングS₁は実施しなかった。

a) MI(a)地区 Miaru河付近

40メートルの掘進長全長にわたり、ゆるいシルト質砂が堆積している。そのN値は、砂層では30、砂質シルト層では5以下である。しかし、粘性土層は認められない。

b) AL(a)地区 Arika湿地

上部1.8mは褐色の泥炭層、続く。17mはその上部に2.5mの砂層を挟在するシルト質粘土層で、構成されている。また、沼の底にはN値40以上の硬いシルト質砂層が、堆積している。

c) KA(a)-KA(c)地区 Palipara丘陵からKapuri河まで

この地区の地質は、薄い粘土質砂とシルト質あるいは砂質粘土で構成されているので、一般的に問題はない。

d) KA(d)地区 Kapuri河からIlavala丘陵まで

下部のほとんどはシルト質砂層より成っており、しかもシルト質粘土層の層厚は3.5m以下であるため、この地区も問題はない。

また、この地区に散在している旧河川跡の土質は、有機物を含んでいるようにみえるが、水位以下の土質は他の地区のものと大差ない。

e) LA(a)-TA(c)地区 Lakekamu河を含めたTerapo地域からTauri河まで

上部砂質粘土層の下4.0m以上の深さに岩質層が存在するので、一般的には問題はない。

f) MA(a)及びSA(a)地区 Makara及びSappaharo河

Makara河近くの地質は、20m以上の粘土層より成っているので、特に注意深く取り扱わなければならない。一般的にこの地区で安定した盛土を建設するためには、粘性土のN値は4以上あることが必要である。

Tauri河橋梁に隣接した地域(200m)は、いわゆる軟弱地盤であるが、その層厚はうすい。

2.3 軟弱地盤上の盛土の設計に必要な設計条件

軟弱地盤上の盛土高は、設計路面高から決定される。その外の、解析に必要な基本的なデータは、次のとおりである。

- 基礎地盤の条件は、それぞれのボーリング柱状図及び土質試験結果より求められる。
- 緩速施工で盛り立てられる盛土の厚みは、1日10cm以下とする。
- それぞれの土取場の盛土材の土性は、次表に示したとおりである。

Source of material	Unit Weight t/m ³	Cohesion tf/m ²	Internal Friction of Angle (degrees)
Bereina-Miaru	1.8	2.8	28
Palipala hills	1.8	2.8	28
Ilavala hill	1.8	5.2	31.5
Malalaua hills*	(1.8)	(5.2)	(31.5)

- 上表において、Malalaua丘陵の盛土材については、三軸圧縮試験は実施されていないが、丘陵の表土の土層は、Ilavala丘陵のものと同じ土性を有しており、盛土材として使用可能と仮定した。
- 盛土のすべりに対する安全率は1.2以上とし、盛土完了時点の許容残留沈下量は30cm以下とする。
- 軟弱地盤解析に用いる地盤定数は、Attachment-2に示す。

2.4 沈下解析

2.4.1 全沈下量と時間-沈下曲線

軟弱地盤に生ずる全沈下量は、次の式であらわせられる。

$$S = S_i + S_p + S_s \dots\dots\dots (1)$$

ここで

S ; 全沈下量

- S_i ; 即時沈下量
- S_p ; 一次圧密による沈下量
- S_s ; 二次圧密による沈下量

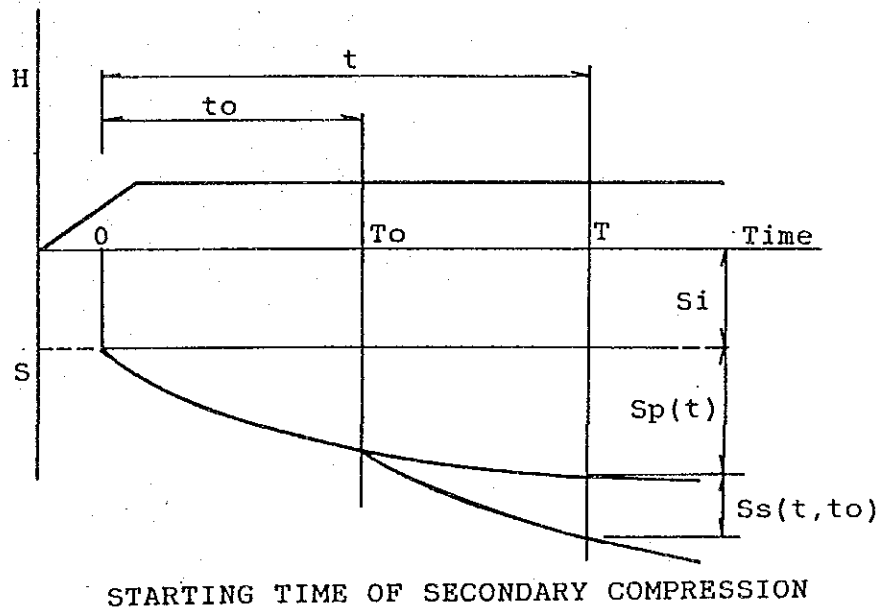
この式に時間の関数を導入すると式(2)がえられる。

$$S(t) = S_i + S_p(t) + S_s(t_0, t) \dots\dots\dots (2)$$

t_0 ; 二次圧縮が始まるまでの時間

式(2)を図であらわすと次図のようになる。

また、式(2)中のそれぞれの項は、つぎのように計算される。



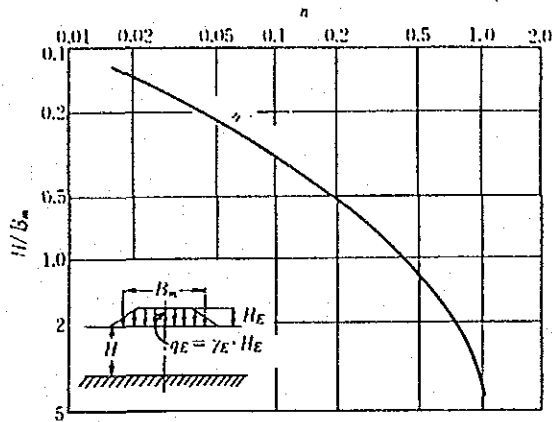
1) S_i ; 即時沈下量

シルト質あるいは粘土質土にたいしては

$$S_i = \frac{qE \cdot B_m}{E} \cdot n \dots\dots\dots (3)$$

ここで

- qE ; 盛土荷重
- B_m ; 荷重幅
- n ; 層厚と荷重幅にかんする係数(下図)
- E ; 土の平均弾性係数

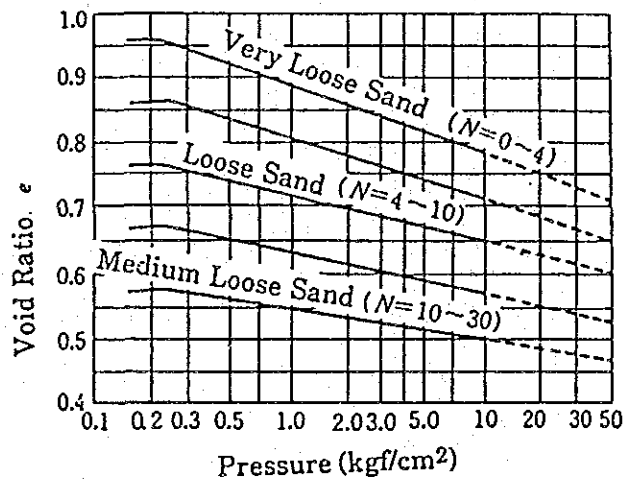


砂質土にたいしては

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \dots\dots\dots (4)$$

ここで

- e_0 ; 図2-4の P_0 であらわされる初期間隙比
- e_1 ; 圧縮後の間隙比で下図において $P = P_0 + \Delta P$ にたいする間隙比
- H ; 層厚



2) $S_p(t)$; 一次圧密による沈下量

$$S_p(t) = U \cdot S_c \dots \dots \dots (5)$$

ここで

S_c ; $e \sim \log P$ 曲線を用いて次の式で求められる圧密沈下量

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ここで

e_0 ; $e \sim \log P$ 曲線上 P_0 であたえられる初期間隙比

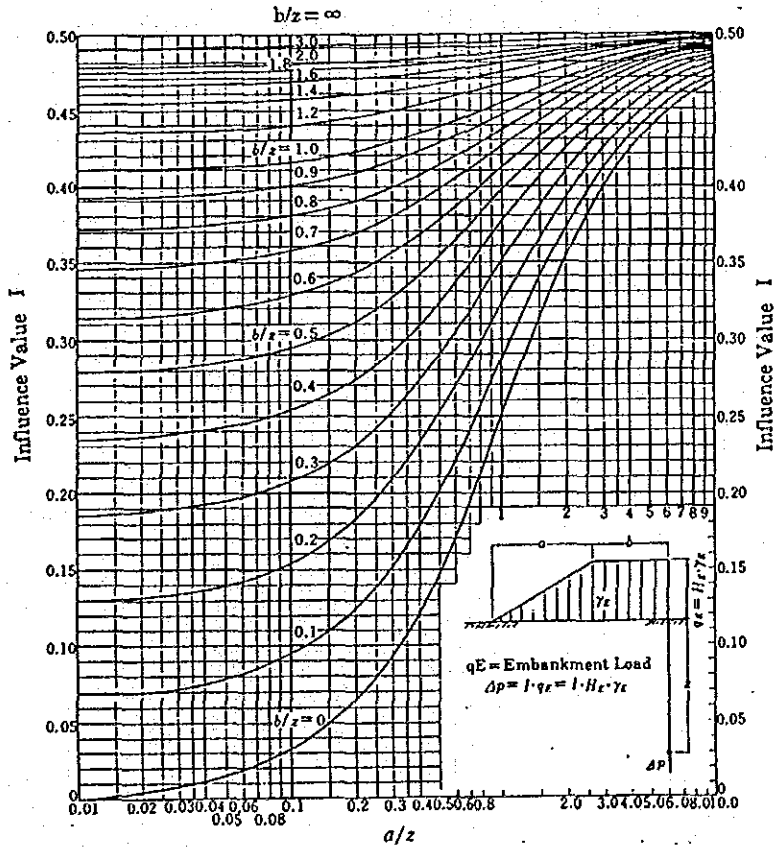
e_1 ; 圧縮後の間隙比で $e \sim \log P$ 曲線において $P = P_0 + \Delta P$ にたいする間隙比

H ; 層厚 (cm)

$e \sim \log P$ 曲線は Appendix の付-2 参照

P_0 ; 盛土開始前の土被り圧 (Kgf/cm²)

ΔP ; 盛土荷重による増加応力 (Kgf/cm²)



U ; 圧密度 (%), 時間係数との関係をあらわす図よりもとめられる

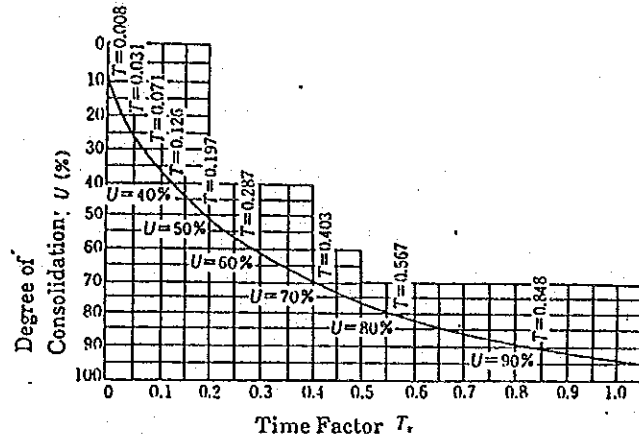
$$t = \frac{D^2}{C_v} T_v \text{ (day)}$$

ここで

D ; 軟弱地盤層厚

C_v ; 一次圧密係数

T_v ; 時間係数



3) S_s(t₀, t) 二次圧縮による沈下量

$$S_s(t_0, t) = a \cdot H \cdot \log(t/t_0) \dots\dots\dots (5)$$

ここで

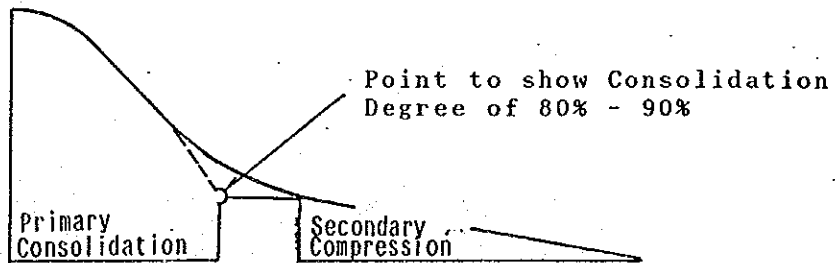
a ; 二次圧縮係数

$$a = 0.00018 W_n$$

H ; 軟弱地盤層厚

t₀ ; 二次圧縮が始まる時点

次図のように U=80%~90% の時点



RELATION BETWEEN CONSOLIDATION DEGREE AND STARTING TIME OF SECONDARY COMPRESSION

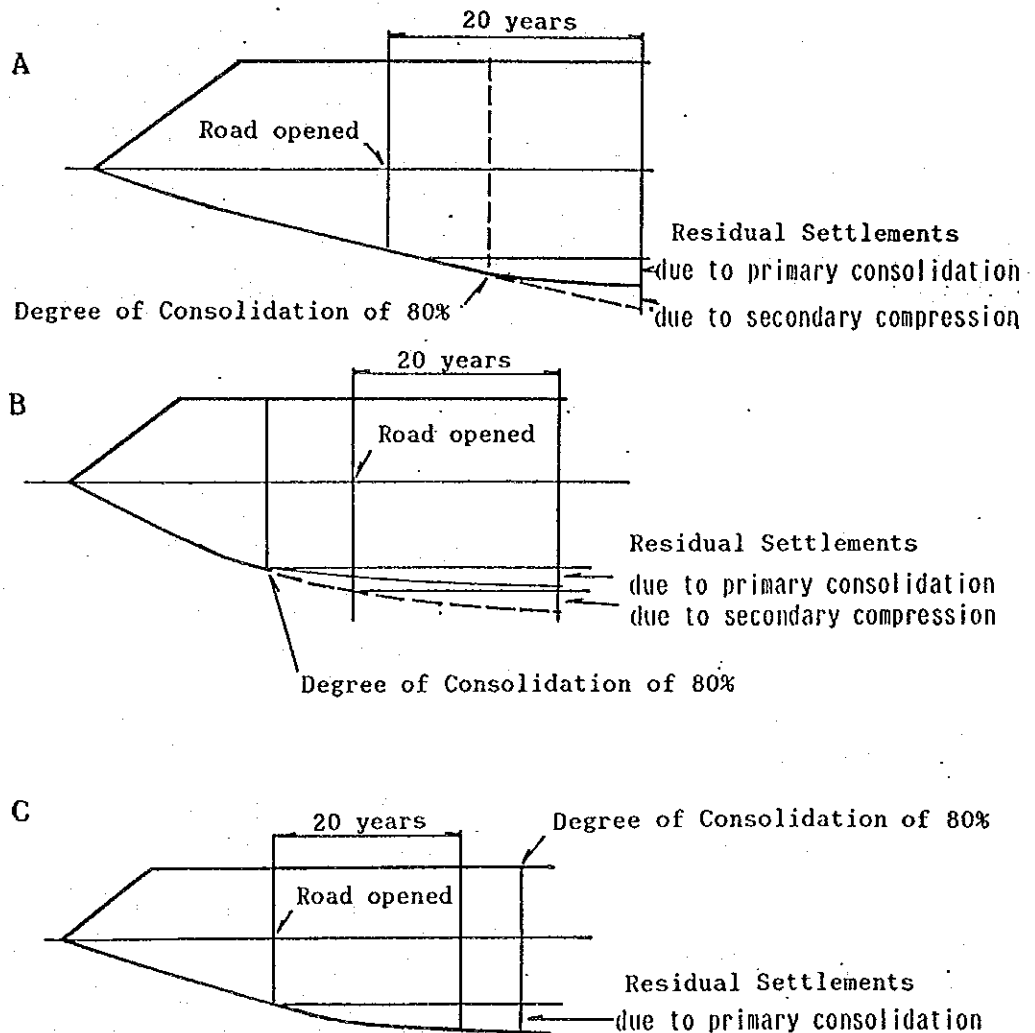
それぞれの断面における全沈下量と時間-沈下曲線は、Appendix 図6-6(1)～(12)に示す。

2.4.2 残留沈下量

残留沈下量は次の式により求められる。

$$S_r(t) = S(t+20 \text{ years}) - S(t) \dots\dots\dots (6)$$

この式を用いて残留沈下量を計算する場合、それぞれの断面に応じて次の3ケースが考えられる。



DESIGN RESIDUAL SETTLEMENTS AND SECONDARY COMPRESSION

Table 6-2 RESULTS OF SETTLEMENT ANALYSIS

		Before Pavement	After Opening Road		
Point Examined	Boring No.	Embankment Settlement (cm)	Residual Settlement (cm)	Allowance as Final	
				Free Board Q50 (cm)	Allowance > 30 (cm)
High Bank near Abutment					
MIARU	B6	39	3	60	57
ALIKA	B8	85	23	80	57
KAPURI	B9	43	17	210	203
LAKEKAMU	B11	32	4	240	236
TAURI	B14	25	21	240	219
COMMON BANK ON SOFT GROUND					
KAPURI	S2	26	4	80	76
	S3	37	3	80	77
	S4	17	4	80	36
LAKEKAMU	B11	17	4	40	29 *
TAURI	B14	10	11	100	93
MAKARA	B16	34	7	130	125
SAPPAHARO	B17	32	5		

* Additional Embanlement may be required before pavement works.

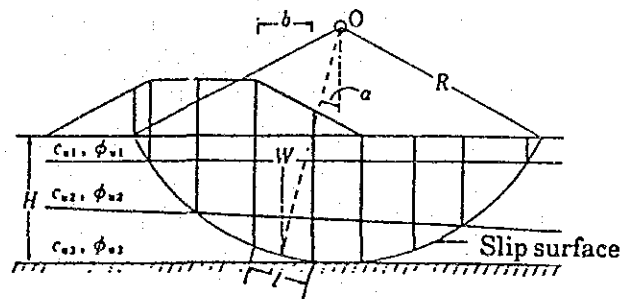
それぞれの断面にたいする沈下量の計算結果を表6-2にまとめた。

なお、舗装開始時点の、盛土による沈下量は、沈下による盛土量の増加に、考慮される。

2.5 盛土の安定解析

2.5.1 スペリに対する安全率の計算方法

軟弱地盤上の盛土のスペリに対する安全率は下図に示す分割法より求める。



上図におけるスベリ面での抵抗モーメントと盛土荷重による起動モーメントの比を下式によって求めれば、その値が安全率となる。

$$F_s = \frac{\sum \{ C l + (W \cos \alpha - U) \tan \phi \}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここで

- Fs : 安全率
- C : 各分割片内の粘着力 (tf/m²)
- l : 各分割片のスベリ面長 (m)
- W : 各分割片の自重 (tf/m)
- φ : 各分割片内の内部まさつ角 (度)
- α : 上図参照
- U : 各分割片内の間隙水圧 (tf/m)

2.5.2 安全率の計算結果

各軟弱地盤地域での盛土のスベリに対する安全率の結果を、表6-3及びAppendix 図6-7*(1)~(7)に示す。

Table 6-3 RESULTS OF STABILITY ANALYSIS

Soft Ground	Data Source of Drilling log	Safety Factor
Ungongo area	B3	2.2
Miaru area	B6	2.1
Alika swamp	B8	1.4
Palipala to Ilavala	B9	2.8
Terapo Mission area	B12	2.1
	B13	2.5
Makara to Sappaharo	B15	1.7
	B18	1.7

これらの図表より各軟弱地盤地域での盛土の安定性は、計算結果からみる限りでは対策工をほどこさなくても保たれることが判る。

2.6 軟弱地盤上の盛土施工について

上述した解析結果と現場状況を加味し、軟弱地盤上の盛土施工に対する基本的な留意点を以下述べる。

(1) 除草、除根

Alika沼には、背丈2mを超える水草が繁っており、これらの水草は工事に先立ち除草、除根する必要がある。

(2) 伐採、除根

Kapuri河兩岸の湿原地帯には、マングローブ及びその他の樹木がおおい繁っており、これらの樹木は盛土工事前に、伐採、除根しておかねばならない。

(3) ジオテキスタイルの敷設

軟弱地盤上に、トラフィカビリティーを確保するため、竹網、木網を敷く工法

について現地で討論したが、DOWの経験によれば、ジオテキスタイルを用いた工法の方がより効果的と考えられる。

(4) サンドマット

軟弱地盤地区では、ダンプトラックが走行できる程度のトラフィックビリティーが得られるまでサンドマットを施工する。サンドマット厚は必ず沼地の水面高を超えなければならない。KA(a)からKA(d)までの区間は、Ilavala丘陵の材料をサンドマットに使用する計画であるが、透水性が若干悪いため、サンドマット内に暗渠を設ける。

(5) 砂袋の敷設

水面下のサンドンマットの法面を保護するために、法面上を砂袋で覆うこととする。

(6) 盛土の弛緩施工

軟弱地盤上の盛土は、経済的な理由からも弛緩施工することが望ましい。一般に緩速施工する時の盛り立て厚は、1日10cm以下である。

(7) 橋台背面盛土の補強

軟弱地盤上に建造される橋台の背面には、不都合な沈下を防ぐため、木杭を打設することを提案する。橋台より10m以内の盛土部に対して木杭を1m間隔で打設する。

3. 排水設計

3.1 カルバートの排水設計

設計流出量の算出は合理式によった。各谷地部ごとの集水面積はベレイナ-バリパラヒル間は1/50,000の地形図を、バリパラヒル-マララウア間は1/100,000の地形図を用いて図6-8*に示すごとくその作業資料が示される。

設計雨量強度は T_c (降雨継続時間)にもとづいて算出するが、地形図上での流路長がその決め手となった。一方 T_c が決定しがたい集水域に対しては、集水面積に比例した流路長を想定し図6-9と図6-10に示すような海退曲線グラフから求めた。

パイプ断面、本数の選定にあつたては、パイプ出口流出制限を考慮したカルバート流量解析にもとづき図6-11を作成しこれを使用した。この際、カルバートの流路縦断を水平と仮定した。

カルバートが設置される場所は谷地部であるがほとんど平坦に近く1.0%以下の勾配である。したがってこういう条件下での水平と仮定してのカルバートに対する水位流量曲線の分析は、ある程度の安全側の設計をしたものと判断される。

3.2 カプリスワンプの排水

カプリ河を中心とするカプリスワンプ流域の排水システムについてはケーススタディーによる洪水追跡計算を行った。洪水と水位の関係は最高高水量が $1.160\text{m}^3/\text{秒}$ であることから「Flood Estimation Manual」のパラメーターを用いて分析された。図6-12*から図6-14*は道路より上流側の想定堪水面積を変化させた場合の高水位の変動が示されている。

結論として、排水パイプが機能を失って、カプリ河橋だけで排水することになっても、 75km^2 の堪水面積があるとすれば高水位は道路計画高を超えることはなく、したがって溢流現象は生じないと判断される。しかしながら、解析上の高水位をさらに嵩上げすることが起きないように、径900mのパイプを50m間隔に道路計画高の最も低い3,200m(CH 58+700~CH 61+900)の間に設置した。

3.3 鋼製パイプの選定

カルバートの設計にあたり、コンクリートボックスカルバートとコルゲートパイプの比較検討を以下の条件で行った。

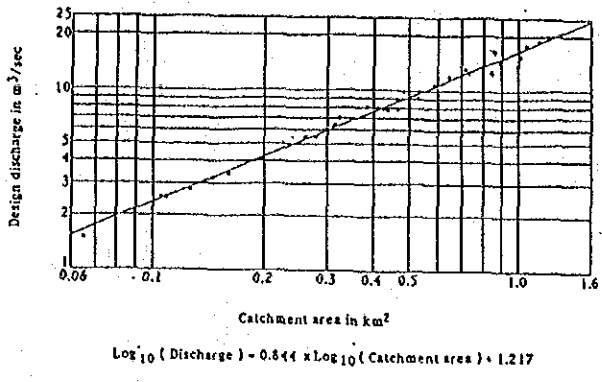


Fig. 6-9 SMALL CATCHMENT DISCHARGE (RIX ≈ 110mm)

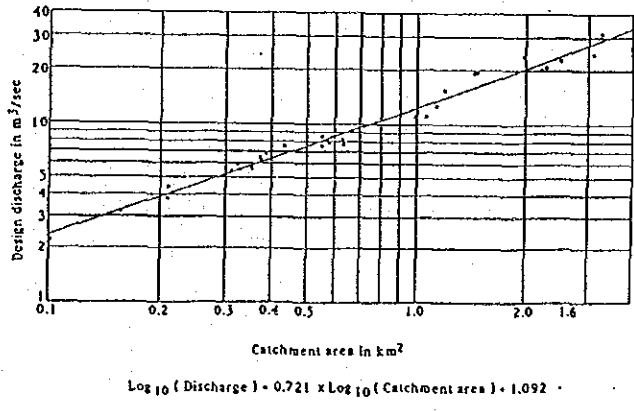


Fig. 6-10 SMALL CATCHMENT DISCHARGE (RIX ≈ 100mm)

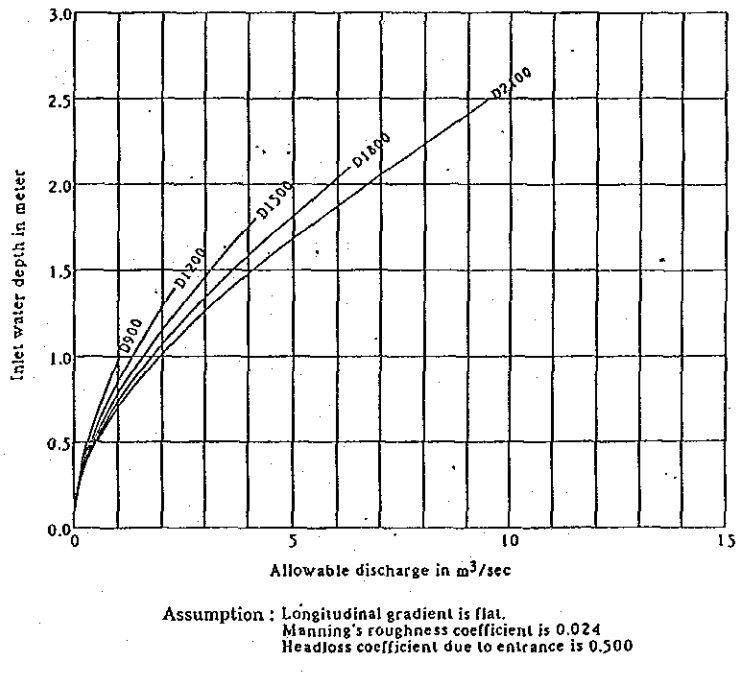


Fig. 6-11 CSP RATING CURVE

(1) コンクリートボックスカルバート (700mm×900mm)プレキャストブロック工法で建設、鋼製パイプより盛土高30cm低い道路とすることが出来る(最少土被りは設計余裕高30cmのみ)

(2) 鋼製パイプ (900mm径)

スワンプ内でも建設しやすいが構造上の安全のため最少土被り60cmが必要とされる。

上記の条件で以下のようなコストの比較が試みられた。

Comparison of Culvert Type at CH60+600 ~ CH61+600

Item	Steel Pipe Culvert ϕ 900mm per 226	Concrete Box Culvert 700mm×900mm per 208m
A. Cost of Culvert		
(1) Price of goods	K. 51,500 (at POM)	K. 75,400 (at Terapo Field Factory)
(2) Transportation to the site	K. 2,900 (POM to Site)	K. 20,000 (Terapo to Site)
(3) Setting Up	K.9,900	K.47,000
Sub total	K. 64,300	K. 142,400
B. Cost of Earthwork	K. 253,400 (12,485m ³)	K. 177,000 (8,720m ³)
Total	K. 317,700	K. 319,600

Note : The costs in the above table were estimated in June 1988.

両案のコストには有意差がなく調査団は下記の理由からコルゲートパイプを選定した。

- (1) 盛土高が30cm高い道路は高水位に対してそれなりの安全を付与することになる。
- (2) 軟弱地盤での不等沈下はコンクリートブロックのずれの原因となりそれが舗装面のキレツを生ずることとなる。カルバート上の厚さ30cmということは舗装厚内にカルバートの上部床版が位置することになるためである。

3.4 路面の排水

3.4.1 盛土区間

盛土区間の排水は路肩より法面に自然排水させる。路面巾が小さく、路肩部にアスファルトカーブを設けて集中排水する必要がないためである。しかし、盛土法尻の側溝は必要に応じて設計された。

3.4.2 切土区間

切土区間の路面排水は側溝に流入するよう設計された。集水面積としては小段以下の法面からの雨水も合せて考慮されたが、小段上の切土法面は小段上の側溝により法面外に流出するよう設計された。

3.4.3 適用された公式

合理式が適用された。

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} C \cdot I \cdot A \text{ m}^3/\text{s}$$

ここで

Q : 流出量 (m³/秒)

C : 0.75、流出係数

I : 2年確率降雨強度 103.7mm/時間

A : 集水面積 m²

又、側溝の流下能力は

$$q = a \cdot v \text{ (m}^3/\text{s)}$$

ここで

q : 側溝の流下量 (m³/秒)

a : 側溝の断面 (m²)

v : マンニング式による流速 (m/秒)

側溝内の水の流速は側溝法面の保護を必要とする程のものではなかった。

第7章 橋梁の設計

1. 架橋予定地

Cardno & Davies Study では14の架橋予定地が調査されている。しかしながらそのうち5橋 (Opou, Divola, Alike, Ungongo viaduct and Anina) は流出量が少いのでカルバートに置き換えることとなった。

調査団は1988年に新たに100年確率高水量を算出し、14橋の予定地を下表のとおり見直した。

Name of Proposed Bridge Site	Peak Flood (m ³ /s) Q100, (Q50)	Choice of Bridge/Culvert
Taiena creek	48	Bridge
Agobino creek	59	Bridge
Ungongo creek] Ungongo viaduct]	155 (141)	[Bridge [<u>Culverts</u>
Anina swamp	37 (34)	<u>Culverts</u>
Miaru river	2,180	bridge
Alike swamp	150 (142)	<u>Culverts</u>
Kapuri river	1,160	Bridge
Lakekamu river	4,210	Bridge
Tauri river	3,590	Bridge
Makara river	20	Bridge
Devola creek	7 (6.5)	<u>Culverts</u>
Sappoharo river	22.5	Bridge
Opou swamp	23.5 (21)	<u>Culverts</u>

橋梁かカルバートかの最終的判断は現地状況を見て以下のように判断した。

(1) ウンゴンゴ避溢橋

ウンゴンゴ谷の合計高水量は155m³/秒と計算され、沢の本流部には10mの水路があり他は300以上もの平坦な沢となり所々に小さな流路跡がみられる程度であった。本流に対する架橋は必要であるが高水時の沢全体に対する避溢橋は12

本の径2.1mのカルバートで設計するを決定した。その際高水追跡計算では上流側で1.8m以上の水位上昇がないことを確認した。

(2) アニナスワンプ

アニナの高水量は $37\text{m}^3/\text{秒}$ 、現地には浅いがはっきりとした水路がみられたが4本の径2.1mのカルバートで排水可能と判断された。

(3) アリカスワンプ

アリカスワンプの水はバリパラヒルとアバナイピ山の後方(北側)の遊水地域とミアル河氾濫による下流(南側)の遊水地域を結ぶ水路として機能している。

ミアル河が氾濫すると溢れた水はアリカスワンプを逆流して後方の遊水地域に侵入、乾期になるか、特にアリカ上流集水地に降雨があると下流(海側)へ流下する。常時流下している水量は最大でも $20\text{m}^3/\text{秒}$ 程度と算定された。このため9本の径2.1mのカルバートでの排水が(洪水追跡計算にもとづいて)可能と判断された。

(4) デイボラクリーク

デイボラクリークはマカラ河、サッパハロ河と同一地域にあり潮位変化に応じて流れも変る。最大高水量 $7\text{m}^3/\text{秒}$ と算定されたので径2.1mのカルバート1本で排水可能と判断された。

(5) オボウスワンプ

高水量は $23.5\text{m}^3/\text{秒}$ と算定され、1本のカルバート径(2.1m)で排水可能であると判断された。通常乾期にはこの付近は水がない。

以上の選定により、他の9ヶ所；タイエナ、アゴビノ、ウンゴンゴクリークとミアル、カブリ、ラケカム、タウリ、マカラ、サッパハロ河は架橋により排水することにした。

2. 橋梁計画

2.1 現地調査と解析

9橋の橋梁一般図は各現場での河川断面測量とボーリング調査結果にもとづいて作成された。

調査にあたり、架橋地点の確認は調査団の作成した500分の1の地形図からテープ測量により行なわれた。

河川断面測量は1988年7月から8月にかけて、ミアル、カプリ、ラケカム、タウリ、マカラ、サッバハロの6架橋予定地で実施された。測量にあたっては測量用ボート(30HP Yamaha Motor)と音響測深器(M410)により行い、鉛鐘ロープでこれを確認した。残りのクリーク3橋については、同時に地形測量班の補備測量によって、ジャングル内の伐採によりクリーク内の水路流路の形状が明確になり、道路線形と合せて架橋位置が明確にされた。

各架橋地のボーリングと地質断面図についてはすでに第4章で記述した。

この地質情報は下部基礎工型式決定になくてはならないものであった。

架橋高さを決定するためには高水量解析とDOWによって調査されたミアル、ラケカム、タウリ河での量水標観測が役立っており、すでに第5章で記述された。

2.2 橋梁計画

9橋の一般図は設計図集に含まれている。

高水量、高水位の資料と計画された各橋梁の諸元は下表のとおり。

Flood Data and Bridge Plan

Name of Bridge	Flood Data					Type of Pile	Super Structure		
	Q100*	FWL	LWL	HWL	Current		Simple/ Continuous	Type of Girder	Bridge Length
Taiena	48	18.7	—	—	—	F	1-S	H-Beam	17
Agobino	59	12.7	—	—	—	F	1-S	H-Beam	20
Ungongo	155	13.1	—	—	—	F	1-S	H-Beam	20
Miaru	440*	5.0	1.0	3.5	1.8	F	3-S	Built up-G	90
Kapuri	180*	1.4	-0.2	0.8	1.0	F	3-S	H-Beam	64.5
Lakekamu	1800*	2.5	0.2	2.0	3.2	B	3-C	Built up-G	120
Tauri	630*	2.5	0.4	1.3	1.6	B	3-C	Built up-G	120
Makara	20	2.1	1.2	2.0	1.0	F	2-S	H-Beam	40
Sappaharo	22.5	2.8	1.5	2.5	—	F	2-S	H-Beam	40

ここで

- Q100* : 設計高水量(m³/秒)
- Current : 設計河川流速 (m/秒)
- B : 支持杭
- F : 摩擦杭
- S : 単純桁
- C : 連続桁

橋梁計画で考慮されたものは下記のとおり。

- (1) 航空限界はどの橋にも特別な配慮はされなかった。桁下空間としては次のように計画した。
 - 1.5m—ミアル、ラケカム、タウリ河
 - 1.0m—カブリ、マカラ、サッパハロ河と他のクリーク
- (2) 橋長決定にあつたては、河川断面において推定される両側の堤体安定法面線以下に橋台基礎を定めそこでの橋台高さを配慮しながら調整した。

- (3) 橋梁形式としては経済性を重んじて、単純橋も連続橋もすべて合成桁形式とした。

工事の入札にあたっては、応札者はまず設計図に示す橋梁設計で応札するが、他の代替案も提案出来ることにした。その際には代替案の設計計算と設計図は応札者の負担となる。

- (4) 橋台背面の盛土高は軟弱地盤内のためその安定上から下表のように配慮された。

Name of Bridge	Embankment height behind Abutment	
	Bereina Side	Malalaua Side
Miaru	3.6m	3.3m
Kapuri	3.0m	3.1m
*Lakekamu	4.4m	4.2m
*Tauri	4.7m	4.4m
Makara	2.7m	2.1m
Sappaharo	2.0m	2.0m

すでに第6章で述べたとおり、ラケカム河とタウリ河付近の軟弱地盤は下に岩層が表われているにもかかわらずかえって悪いことがわかり高さ4.7m~4.2mは最大許容高さとして判断される。

他の背面盛土高は2.0m~3.6mとなり問題ないものと思われる。しかし沈下対策としては踏掛板と合せて、橋台背面盛土下に木杭を打込むことにした。

- (5) 河川内に建設される橋脚フーチング部の位置は低水位に下げることが配慮したが、乾期でも時々高水位がみられるため、高水位以上とした。
- (6) 流木が突出した形式の基礎杭間にはさまることのないよう、上流側に鋼杭を1本打設することにした。これは比較的流木の多いミアル、ラケカム、タウリの3橋にのみ計画された。
- (7) 護岸工として次の架橋地にフトン籠を設置することにした。
- タイエナ、アゴビノ、ウンゴンゴクリークの両岸法面
 - ミアル河のマララウア側河岸法面

- (8) マカラ河の河床には、5.7m厚さの砂層が深さ4.0mから9.0mの位置にみられ、しかもN値が10以下で流動化しやすいのでこれを検討した。これに関しては後で詳述している。
- (9) 河床の洗掘は各河川床より河床土を採取し室内試験で代表粒度 D_{50} を求めLaceyの公式によりその設計洗掘深を求めた。マカラ河、カプリ河、ミアル河で2.4mから3.8mの深さを考慮することにした。
- (10) 基礎杭は鋼管パイプとし、橋台部には通常の鋼管パイプとしたが、ラケカム、タウリの橋脚部は現場打コンクリート杭の外管として鋼管を使用、その他の脚には中詰鉄筋コンクリートを杭の上部(特に水中部)に補強材として打設し、流木による変形を防ぐこととした。

3. 橋梁の詳細設計

3.1 設計条件

3.1.1 適用した設計基準

橋梁構造の設計はバプアニューギニア国で用いられている手法を適用した。

- (1) PNG Standards 1001~1003 (1982)
- (2) NAASRA Bridge Design Specification (1976)
- (3) Earthquake Engineering for Bridges in PNG (1985 Revision)

上記の基準にない項目の設計にあたっては、日本の基準、BS、AASHTOを適用した。

3.1.2 荷重

(1) 活荷重

PNG Standardsに従って車輛荷重は次のとおり。

- A14 ton 局部荷重
- T44 ton 1台 全体荷重 (NAASRA)
- 60 ton 過載荷重

(2) 地震の影響

本道路の橋梁はPNGの第4ゾーンに属し、幹線橋としての重要度係数1.2を配慮した。基礎形式が杭であることからノンダクタイルの(Type C)として設計した。

(3) その他の荷重

その他の荷重(風、温度、土圧、水圧等)はPNG Standardsによったが、設計上の影響はなかった。河川の水位は過去の記録にもとずき、高水量は確率計算で推定したものを採用した。

3.2 橋梁の構造形式

3.2.1 上部工構造

上部工構造は経済的にも技術的にも合成桁形式が最適と判断され、次の三種の構造形式となる。

(1) 単純橋

タイエナ、アゴビノ、ウンゴンゴ橋は単純桁橋でその橋長は17m, 20m, 20mとなった。

(2) 多径間単純橋

マカラとサツバハロは1本の橋脚、カブリとミアルは2本の橋脚をもつ多径間単純橋である。軟弱地盤内の摩擦杭による橋梁として、不等沈下による二次応力の発生を避けるためである。

(3) 連続橋

ラゲカムとタウリは一車線巾の連続橋である。2主桁構造とし、中央径間46m 側径間37mの3径間連続橋とした。

支持層としての岩が比較的浅い位置にあり不等沈下による問題は起きない。

これらの桁は点支承によって支持され、地震時のゆれ、温度変化による桁の動きに抵抗するものとした。

3.2.2. 下部工構造

(1) 橋台

橋台には6本の杭を配置し、上部工荷重を支承を通じて支持する。杭は鋼管で最小500mm径のものを杭荷重を支える深さまで打込まれる。杭長はNAASRA Section 4の基準で算定された。橋台の構造はすべて地震時影響で決定された。橋台設計には、PNG基準で定めるノンダクティル杭に対する地震力を両方向かかるものとし、地震時の土圧、支承を通じての上部工荷重、橋台自重を考慮して設計された。落橋防止として連結板が橋台と桁端との間に設計された。

(2) 橋脚

橋脚には4本の杭を設計し、支承にて上部工荷重を受ける構造とした。

杭は最小800mmとし、打込み後杭上部にコンクリートの中詰めする。この理由は河床上に突出した杭が水中と空中を繰り返す錆びやすい状態で40年以上もの橋梁の耐用年数の間放置出来ないとの判断も入っている。

このため設計上では鋼管は曲げに対する計算では無視している。

杭長の決定はオーストラリア基準 NAASRA Section 4 にもとづいている。

橋脚部の設計はノンダクティル杭としての地震時の荷重で決定されている。多径間単純桁形式の場合脚上の両桁端を結ぶ落橋防止工が決定されている。

3.3 構造細部設計

3.3.1 床版厚と鉄筋

床版厚はNAASRA, Section 5の規定に従っている。コンクリートの強度はGrade 25 (約250Kgf/cm²)でその厚さは

桁間隔が 1,650 mm の場合 180 mm

桁間隔が 2,300 mm の場合 200 mm

桁間隔が 2,700 mm の場合 230 mm

となっている。鉄筋の降伏点は410MPaで主鉄筋は200mmピッチで16mm鉄筋である。分配鉄筋は主桁間隔がせまい床版には250mmピッチで、主桁間隔が広い床版には200mmピッチで配置している。

3.3.2 主桁断面

スパン中央部の主桁断面は表7-1*に活荷重による最大タワミとともに示されている。単純桁橋の場合にはミアル河橋を除いてすべてH形鋼(Grade 350)の桁高900mmクラスが最も経済的と判断された。ミアル橋を含む他のラケカム橋、タウリ橋は長スパンのため適当な既製のH形鋼がないので工場製作桁として設計することにした。

ミアル橋の桁高は1100mmであり橋台背面の盛土高を下げる事が出来た。ラケカム橋とタウリ橋の基礎は浅い位置に岩石層がみられ、桁高は経済的な1800mmを設計した。これらの鋼材もGrade 350とした。

3.3.3 横構と対傾構

横構と対傾構は別々に設計されている。

横構に関しては活荷重の有効な分配のためスパン中央に剛性のある桁を配置した。その他に4~5m間隔で主桁間隔を保持するための横桁を配置した。桁端部の支承上の横構は横方向荷重としての地震と風に抵抗する効果が期待されている。

30m以上のスパンの橋には下フランジを平面的に連結する対傾構が設計された。

以上の構造細部については図7-1に示される。

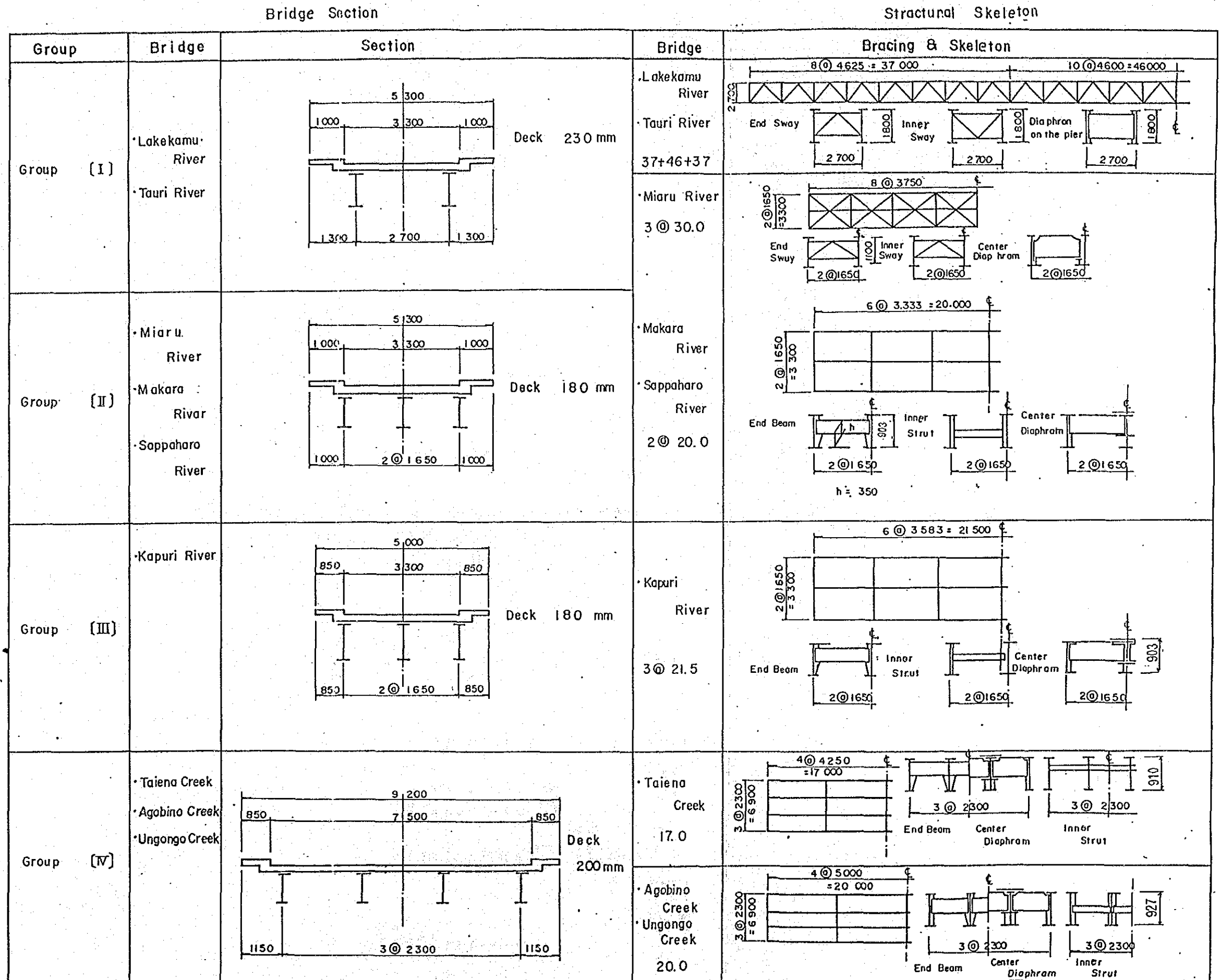


Fig. 7-1 DETAILS OF PLATE GIRDER BRIDGE

3.3.4 下部構造

下部構造の杭荷重と応力等の設計概要は図7-2*と7-3*に示される。

ラケカム・タウリ橋以外に適用されている橋台のマサツ杭の径は500mmか600mmで肉厚14mm、先端開口方式で19mか40m打込まれている。橋脚用の杭の径は800mmで肉厚12mm、36mm~42mの打込みとなっている。

杭長の設計にあたり、ボーリング調査が単純橋では1本多径間橋では橋台それぞれに1本実施されているが必ずしも充分なものではない。そこで土質調査結果の適用にあたっては、地層は平行にはほぼ同じものと考え、ボーリング孔より深い部分の地層はそのまま下へ同じ地層が続いているといる仮定のもとに設計を行っている。この仮定は安全側であり、杭長は地震時荷重でNAASRA Section 4の規定で計算された。適用した安全率は地震時荷重と死荷重を対象に2.5である。

杭断面は引張りよりも圧縮力で決定されている。施工業者にはマサツ杭の杭長決定にはさらに深いボーリン調査結果を与える必要があるかもしれない。

ラケカム橋とタウリ橋の架橋地のボーリング結果も杭の設計には必ずしも充分なものではなく、シルト岩、砂岩、石灰岩、集塊岩等の支持力を10MPaと仮定することにした。

ここでの杭は岩内に大型ロックボーリングで鋼管を岩層に入れることにした。杭径は橋台部で800mm、橋脚部で1000mmとなった。その岩層内の掘込み杭長は橋台部で4m、橋脚部で9mとした。その中に鉄筋コンクリートが打設された。

3.3.5 反力と支承の形式

支承にはいろいろな形式がある。当プロジェクト用の支承としては、地震地帯での長い実績のある日本製の支承が計画された。PNG国では、通常桁の垂直力を支持する支承が使用されており、支承上の桁が横方向にずれないように桁両端に落橋防止用の緩衝装置が設けられている。もちろんPNGでも垂直力と横方向をとるカメ型支承があるのでこれも有望な代替案であろう。表7-4*には設計に採用された支承とその反力が示されている。

3.4 その他の詳細構造

その他の詳細構造は以下のとおり。

- (1) 高欄にはDOWの標準設計を適用する。

- (2) 伸縮継手はDOWの簡易な形式のものを適用する。
- (3) 桁の塗装には亜鉛メッキ塗装と同等の防錆塗装とする。

4. 地震時流動化の検討

ミアル河、カブリ河、マカラ河、サツパハロ河の架橋地での地震時流動化の検討を述べる。結論として砂層の粒土が細いことから抵抗力があり流動化しないと判断される。

4.1 適用公式

適用公式は1964年の新潟地震の経験から、流動化の判定式として日本で開発された設計マニュアルによることとした。

4.1.1 検討対象となる砂層

飽和した非粘性の沖積土層で

- 地下水位面が10m以下にある砂層で
- 深さ20m以浅の砂層の平均粒径(D₅₀)が0.2mmから2.0mmの範囲にあるもの。

4.1.2 流動化の判定

流動化の判定を行う必要のある土層に対しては、F式(1)で定義される流動化に対するF_Lを求める。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$L = \gamma_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x$$

$$\sigma_v = [(\gamma_1 h + \gamma_1 (x-h))] / 10$$

$$\sigma'_v = [(\gamma_1 h + \gamma_2 (x-h))] / 10$$

ここで

F_L : 流動化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

γ_d : Lに対する深土方向の低減係数

K_s ; 流動化の判定に用いる水平震度(0.14)

σ_v : 全上載圧 (Kg/cm²)

σ'_v : 有効上載圧 (Kg/cm²)

R_1 : N値と σ'_v の関係図から得られるせん断強度比(図7-2参照)

R_2 : D_{50} の関数となるせん断強度比(図7-3参照)

x ; 地表面からの深さ(m)

h ; 地表面から地下水面までの深さ(m)

γ_1 : 砂の単位重量 1.6~1.8t/m³

γ_2 : 砂の有効単位重量 0.8~1.0t/m³

判定は次のようになされる。

$FL < 1.0$ の場合その砂層は流動化することがある。

$FL \geq 1.0$ の場合その砂層は流動化しない。

4.1.3 流動化の対策

砂層が流動化する場合には、対震設計上の土質定数を低減させる。その低減率(D_E)は0から1の範囲で表7-5に示される。

Table 7-5 Adjusting Factor (D_E) to soil factor

Value of (FL)	Depth (X) of layer (m)	Reducing ratio (D_E) for soil factor
$FL \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	1/3
$0.6 < FL \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	1/3
	$10 < x \leq 20$	2/3
$0.8 < FL \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	2/3
	$10 < x \leq 20$	1

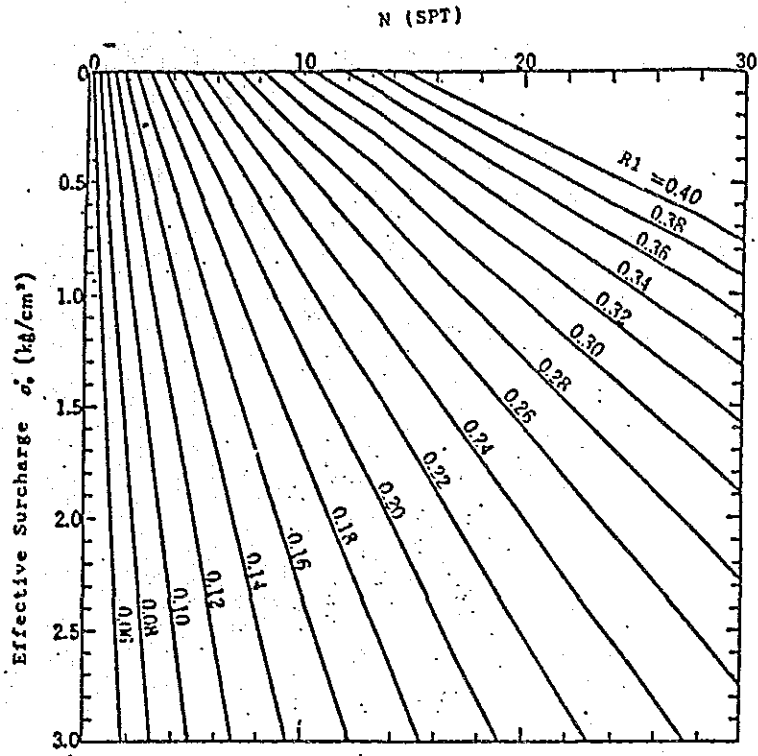


Fig 7-2 Relations between R1, and σ'_v (Effective Surcharge)

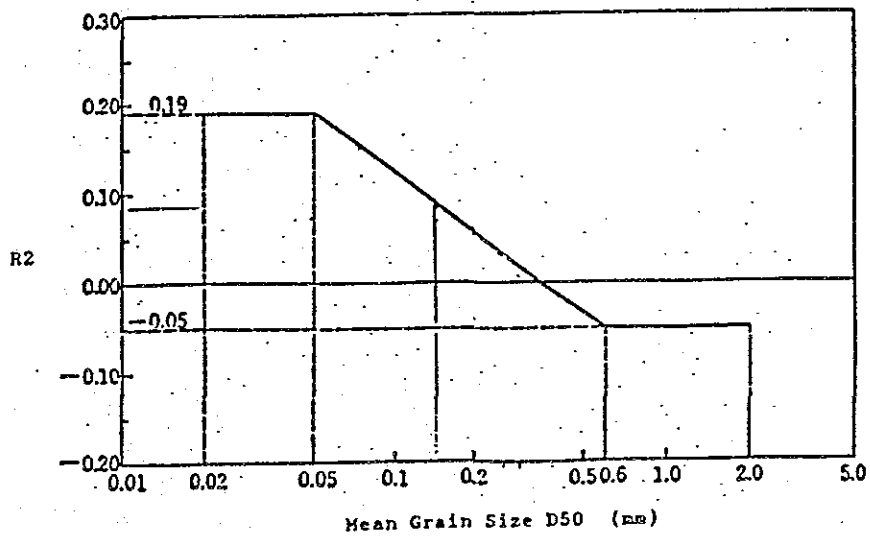


Fig 7-3 Relations between R2, and D50 (Mean Grain Size of Sand)

4.2 検討結果

ミアル河、カプリ河、マカラ河、サッパハロ河の架橋地点の流動化検討の結果は下表に要約される。

Name of Bridge	Values of FL	
	Left Bank	Right Bank
Miaru	1.37 - 2.48	∠1 0.99 - 1.70
Kapuri	1.06 - 2.10	∠2 0.99 - 3.05
Makara	1.22 - 1.47	1.10 - 1.45
Sappaharo	1.01 - 1.80	1.27 - 4.49

ここで

- /1 0.99は深さ12mの層の値であるが低減率は影響しない(表7-5参照)
- /2 0.99は深さ3m層のものだがこれはレンズ状のピート層のため影響しない。

上表の F_L と考慮すべき D_E を図7-4*から7-7*に、詳細計算は表の7-6*(1)~(8)に添付している。

第8章 舗装設計

1. 設計の基本

1.1 標準設計

舗装構造設計のRoad Note 31 "A Guide to the Structural Design of Bitumen-Surfaced Roads in Tropical and Sub-Tropical Country, 1977 (Transport and Road Research Laboratory, UK)は、DOWの道路設計マニュアルに適用されている。本舗装設計の舗装材料条件は、DOWのSpecification for Road and Bridge Works 1978とその改訂版を適用した。

1.2 設計交通荷重

設計交通荷重は以下に示す方法により決めた。

a) 設計期間 = 10年

b) 初期平均日交通 ; 200台/日

1985年の交通データの予測は、運輸省(DOT)より発表されていた。JICA調査チームは、ヒリタノ道路における、実際の交通の調査を受け入れ初期日交通量200台と判定した。

しかしながら1方向における基本年交通は、1日100台である。

c) 年交通の伸び率 = 3.0%

これはDOTの交通予想に従った。

d) 標準軸重(8.2 ton)の累積数

以下に示す仮定は、標準軸重の累積数の計算に適用した。

- 日交通に対する商用車の割合 = 40%

- 標準軸重の等価数を得る変換係数 = 0.45

標準軸重の累積数は以下のように算定した。

$$100 \times 0.40 \times 0.45 \times 365 \times \frac{(1+0.03)^{10} - 1}{0.03} = 75,922 = 0.08 \times 10^6$$

商用車の数から標準軸重の等価数を得るために使用した、0.45の変換係数は以下の表の根拠による。

Type of Road	Number of per commercial vehicle (a)	Number of standard axles per commercial axles (b)	Number of standard axles per commercial vehicle (a) × (b)
Motorway and trunk roads designed to carry over 1000 commercial vehicles per day in each direction at the time of construction	2.7	0.4	1.08
Roads designed to carry between 250 and 1000 commercial vehicles per day in each direction at the time of construction	2.4	0.3	0.72
All other public roads	2.25	0.2	0.45

Source : Road Note 29, TRRL UK

2. ベレイナ—ミアル河工区 (Lot I) の設計

2.1 路床のCBR

a) 水浸CBRによる設計CBR

この区間の土質試験データは、表8-1*に示す。水浸CBR値は、3.4から7.0%の範囲で平均値は、特別低い又は高い値を取り除いて5.1%である。

設計路床CBR値は、以下に示す算定式で計算される。

設計CBR値

=平均CBR値 - 推定した標準偏差

$$= \text{平均CBR} - \frac{(\text{最大CBR} - \text{最小CBR})}{C}$$

$$= 5.1 - \frac{7.0 - 3.4}{2.48} = 3.6$$

ここに、C値は以下に示す。

Number of Sample	2	3	4	5	6	7	8	9	10 or more
C	1.41	1.91	2.24	2.48	2.26	2.83	2.96	3.08	3.18

b) 塑性指数を基本とした設計CBR

Road Note 31は、道路基面からの水位の深さと路床土の塑性指数に関する推定最小設計CBR値の規定がある。

表8-1*によると、PIの範囲は11~49で平均値は19.6であった。全ての試験値の84%のPI値は以下に計算された設計PIと同じかやや小さい。

設計PI

=平均PI + 推定した標準偏差

$$= 19.6 + 7.9 = 27.5$$

したがって、設計に用いるPI値は約30である。

PI30に対する推定した最小設計CBR値はRoad Note 31に記述されているPI—水位の深さ—CBR値の関係表より以下のように得られた。

道路基面からの水位の深さ 最小CBR値

0.6m 3%

1.0m 4%

イギリスの設計規準の最大乾燥密度の95%で締固めた路床に対する舗装された道路の下の推定した最小設計CBR値は、以下に示す表から求められる。

Depth of watertable from formation level	Minimum CBR (per cent)					
	Non-plastic sand	Sandy clay P1=10	Sandy clay P1=20	Silty clay P1=30	Heavy clay P1=40	Silt
0.6m (2 ft)	8	5	4	3	2	1
1.0m (3.3 ft)	25	6	5	4	3	2
1.5 m (4.9 ft)	25	8	6	5	3	
2.0 m (6.5ft)	25	8	7	5	3	
2.5 m (8.2 ft)	25	8	8	6	4	
3.0m (9.8 ft)	25	25	8	7	4	
3.5m (11.5 ft)	25	25	8	8	4	
5.0 m (16.4 ft)	25	25	8	8	5	
7.0m (23 ft) or more	25	25	8	8	7	

c) 路床設計CBRの決定

このルート区間に沿った道路路床の土質タイプは細かい粒状土で、やや高い塑性指数 (PI) 値を持っている。

上記の考察より、路床の設計CBR値は4%と決定した。

2.2 舗装厚の設計

舗装の層厚は、8.2ton標準軸重の累積数 0.08×10^6 の設計交通荷重と4%の設計CBR値を適用し、Road Note 31の舗装設計チャート(図8-1*)により決定した。

求められた舗装各層の設計厚は以下のとおり。

表層 ; 二層歴青表面処理 (DBST)

上層路盤 ; 150mm (CBR 80以上)

下層路盤 ; 240mm (CBR25以上)

2.3 下層路盤の検討

a) 下層路盤材料の特性

予定された土取場からの下層路盤材料(砂まじり礫、あるいは礫まじり砂又は粘土)の試験結果、液性限界(LL)、塑性指数(P.I)および水浸CBR値は表8-2*に示した。

概要は以下に示す。

Summary of Subbase Material Test Results

Items	Ranges /1 of test values	Mean value	DOW specification limits
LL	35 - 43	39	not more than 30
PI	10 - 22	16	not more than 10
CBR	11 - 35	23	not less than 25

/1 Range were calculated from equation $X \pm s$, where X is the mean value and s is the standard deviation of the individual value.

上表によれば、材料の多くはCBR値が25%以下であり、DOW仕様書の規格を満足していないので、処理を考慮すべきである。LLやPIもほとんど仕様書の規格範囲外である。

このプロジェクトの地域内に、この材料以外に下層路盤材に使用可能な代替材または適当な粒状材料は見つからなかった。この地域内の砂まじり礫(礫まじり砂又は粘土)は良好な粒形の粒状材であるが、やや高い塑性特性があるのが問題である。

Road Note 31は、CBR値だけを規定しており、LLとPIの規定はなされていない。それは現地の礫、礫まじり砂または粘土材で下層路盤材として可能な材料を使用したほうが経済的であるという仮定に基づいているからであろう。

b) セメント添加(セメント安定処理)

自然発生の礫まじり砂又は粘土の材質の改良に対するPIの減少とCBRの増加のためのセメント安定処理は、道路建設に広く用いられている。より技術的には、セメント安定処理は重量の0.5%~1.5%といった少量のポルトランドセメントによるセメント添加として理解されている。通常このような少量のセメント添加では材料は完全に安全処理できないが材料の改良になることはあきらみである。たとえば、シルト又は粘土質礫の場合、わずか1%のセメント添加で、PI値は減少する。これによりその後続く建設現場で良好な締固めとワーカビリティを得る事が出来る。

セメント添加試験の結果は図8-2に示され、下表にまとめられた。

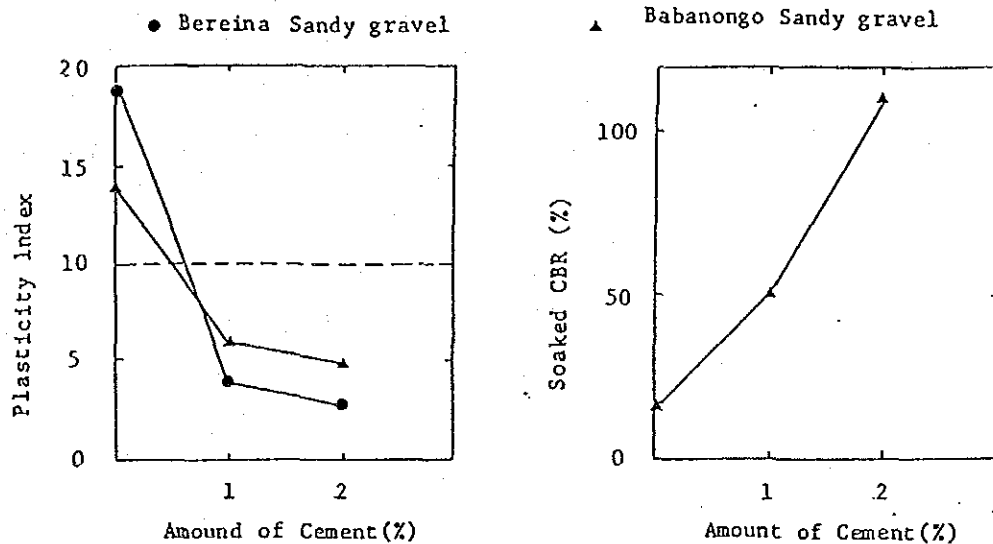


Fig. 8-2 Ip AND CBR IMPROVED BY CEMENT

重量の1~2%セメント添加は、いちじるしく土質改良効果があることを試験結果は示している。

PIの減少、CBR値の増加は極端に改良されている。1.5%の添加は、この砂まじり礫下層路盤の安定に対して十分であると言える。

The Cement Adding Effect on Subbase Sandy Gravel

Addition of Cement %	PI		Soaked CBR %
0	191」	142」	15
1	4	6	50
2	3	5	110

Note: Type A portland cement was added by weight of the dry aggregate

1」 Bereina pit-run sandy gravel

2」 Babanongo pit-run sandy gravel

c) 下層路盤の設計

経済面から、このセメント安定処理は、下層路盤の上部100mm層に適用する。

Road Note 31では、良好な路盤材料が得られない場合でも、その材料が起こりうる最悪の含水状態でもCBR8%以上期待出来るなら、上部100mmを除く下部の下層路盤材として使用可能であるとしている。

この地域の砂まじり礫は、ほとんど8%以上の水浸CBRである。

テスト結果の考察から、下層路盤設計は以下に示すとおり計画した。

上部下層路盤 100mm ; 1.5%セメント添加でセメント処理した砂まじり礫

下部下層路盤 140mm ; 処理しない砂まじり礫

d) 下層路盤の工事仕様

粒度範囲

砂まじり礫の粒度は図8-3*に示す。粒度曲線はほとんどDOW仕様書の粒度範囲の上限值にあるが、いくつかの試料の粒度曲線は、DOW仕様書の上限值の外側にある。

したがってこれらの砂まじり礫を使用するには建設仕様書で修正した粒度範囲の材料品質管理が必要である。

本建設に対する下層路盤材料条件は、以下の特別仕様書が提案される。

Grading Requirements for
Upper Subbase and Lower Subbase

Sieve Size	Percent by weight passing	
	DOW Specification Type B	Preferred Specification by JICA Study Team
75 mm	100	100
37.5 mm	60 - 100	70 - 100
19.0 mm	40 - 80	55 - 85
9.5 mm	30 - 60	40 - 70
4.75 mm	20 - 45	30 - 55
2.36 mm	15 - 35	20 - 45
425 um	8 - 22	5 - 23
75 um	3 - 12	3 - 15

上部下層路盤材 (セメント処理した下層路盤)

塑性指数 ; セメント処理材の0.0425mmフルイ通過の試料は、塑性指数が10以下とする。

水浸CBR ; セメント処理材は、AS1289, Test NO. E1.1により決められた最大乾燥密度のすくなくとも95%で締固め、4日間水浸した後、8%以上のCBR値とする。

下部下層路盤材 (処理しない下層路盤)

水浸CBR ; 砂まじり礫は、AS1289 Test NO. E1.1により決められた最大乾燥密度のすくなくとも95%で締固め、4日間水浸後、8%以上のCBR値とする。

プライムコート

絞固めたセメント処理下層路盤は、最終絞固めの終了した後、ただちに歴青養生シールで養生しなければならない。歴青プライムコートのDOW仕様をこの養生シールに対しても適用できる。

カットバック歴青 ; AMCO、すなわちアスファルト170 class 100と航空用ケロシン又は動力用ケロシン78の割合の混合物で散布量は
0.4~0.8ℓ/m²

ブロッター材 ; 清浄で乾燥した砂又は、碎石スクリーニングス
(目つぶし材) 散布量 : 0.3~0.5 kg/m²

2.4 上層路盤

上層路盤はエボア碎石場より砕いた石の骨材(38~0mm)を使用する計画である。粗骨材のスリヘリ減量に対する材料品質試験値は、24%でこの値は35%のスリヘリ減量の限界のDOW仕様書に適合している。上層路盤と歴青プライムコートに対するDOW仕様書は本設計にそのまま適用された。

2.5 表層

2層歴青表面処理(DBST)は、歴青表面処理に対するDOW仕様書を基準に設計された。

処理は以下に示したとおりである。

第1層のシール;

散布骨材 ; 19mm 65~85m²/m³

歴青材 ; 歴青170 1.25~1.65ℓ/m²

第2層のシール;

散布骨材 ; 9.5mm 100~135m²/m³

歴青材 ; 歴青170 0.6~1.0ℓ/m²

歴青バインダーと散布骨材の実際の使用値は、TRRL、UKにより、発表されたRoad Note 39 - Recommendations for Road Surface Dressingに従って決定する。

散布骨材 ; エボア採石場とアンガバンガ川から採取した資料に対する材料の品質試験結果は、以下の表に示したとおりである。

Test Items	Eboa quarry Rock		Angabanga River Coarse gravel	DOW Specification
	Quarry face sample	Boring sample		
Specific Gravity (SSD) t/m ³	2.24	2.23	2.7	—
Water absorption %	4.5	7.3*	1.0	5.0 Max.
Abrasion loss %	24	—	17	30 Max.
Sodium Sulphate soundness %	9.1	100*	1.5	12 Max.

* Out of DOW Specification limits, the test was done in Japan in December 1988.

試験結果は；

碎石場の表面より採取したエボア碎石試料は、比重・吸水・スリヘリ減量をして、安全性に対する、DOW仕様書の範囲に合致している。

ボーリングコアで採取した、エボア岩試料は、含水比と安全性がDOW仕様書の範囲に適合していない。

アンガバンガ粗骨材は、DOW仕様書の範囲に適合している。この試験結果より、歴青表面処理設計にアンガバンガ川砂利から生産する表層用骨材を計画した。

2.6 舗装設計構造

ベレイナーミアル河工区の舗装設計は図8-4のように計画する。

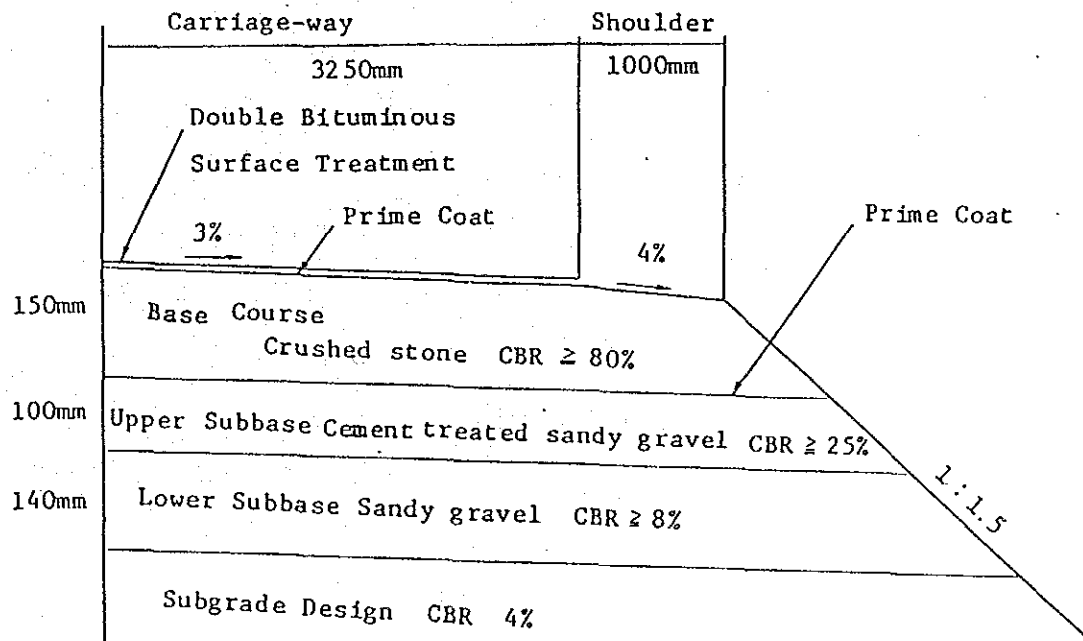


Fig. 8-4 PAVEMENT DESIGN PROPOSED FOR LOT I

3. ミアル河—マララウア工区 (Lot II) の設計

3.1 路床のCBR

ミアル河からマララウア間の各区間に対する盛土材料の土質試験結果は表8-3*に示した。

a) ミアル河からカプリー河区間

この区間の盛土材料は、ほとんどバリバラヒルの土を使う計画である。代表的な土の試験データはPIが13、水浸CBR値が3.3%、6.8%と9.4%の粘土質土である。水位線が道路基面から0.6m下にある時、PI13の土質に対する推定した最小設計CBR値は、Road Note 31, CBR推定表から4~5%のCBR値が得られた。水浸したCBR値X-S=3.5%、路床設計CBR値は、以上の考察より4%を適用した。

b) カプリー河からタウリー河区間

盛土材はイラバラヒルの土を使用する計画とした。そして試料とした土の試験結果はPIが17、水浸CBRが5.3%と8.2%のシルト質砂である。

水位線が道路基面から0.6m下にある時、PI17の土質に対する推定した最小設計CBR値は、ほぼ4%のCBRを得た。水浸CBR値、X-S=4.7%。これにより設計路床CBR値は、4%を採用した。

c) タウリー河からマララウア区間

盛土材料は、マララウア土取場からの土を用いる計画である。そして試料土の土質試験結果はPIが32、水浸CBR値が3.7%の粘土質シルトである。水位線が道路基面から0.6m下にある時、PIが32の土質に対する推定した最小設計CBR値は、ほぼ3%のCBRとなる。設計CBR値としては4%を採用した。

3.2 舗装厚設計

舗装の層厚は8.2tonの標準軸重の累積数 0.08×10^6 の設計交通荷重と設計路床CBR4%を適用して、Road Note 31の定める舗装設計チャートから決定した。

舗装厚設計は以下に示すとおりである。

表層	;	二層歴青表面処理
上層路盤	;	150mm (CBR 80%以上)
下層路盤	;	240mm (CBR 25%以上)

3.3 下層路盤

a) 下層路盤材料の特性

マララウアヒルの土の想定した土取場からの下層路盤材(砂まじり礫又は礫—砂—粘土)の試験結果は表8-4*に示したとおりである。概要は以下に示したとおりである。

Summary of Subbase Material Test Results

Items	Ranges* of test values	Mean value	DOW specification limits
LL	28 - 36	32	not more than 30
PI	3 - 11	7	not more than 10
CBR	18 - 37	28	not less than 25

* Ranges were calculated from equation $X \pm s$, where X is the mean value and s is the standard deviation.

上記の結果より材料のいくつかの項目はPIが10以下、CBR値が25%以上のDOW仕様書の範囲を満足していないことを表わしている。LLは、ほとんど30以下の基準をはずれている。

b) セメント添加(セメント安定処理)

重量の1.5%と少量のポルトランドセメントを添加する事により、PI値の減少とCBR値の増加というような現地材料の礫まじり砂又は粘土材料の材質補強に対しては、すでに工区-IIにおいて同じタイプの現地材料に対しての室内試験で確認されている。

c) 下層路盤設計

下層路盤設計について、Road Note 31ではもし良い材料が乏しい場合、準備した材料が起こりうる最悪な含水状態で試験をした時、CBRがすくなくとも8%あるなら、上下層路盤の下の材料の材質は、低減できると提案している。マララウアヒルからの砂まじり礫材料は水浸CBRが8%以上ある。経済的な理由から下層路盤設計は以下のとおりとした。

上部下層路盤 100mm ; 1.5%セメントを添加したセメント安定処理した砂まじり礫

下部下層路盤 140mm ; 処理しない砂まじり礫

d) 下層路盤の工事仕様

粒度

砂まじり礫の粒度は図8-5*に示した。これらの粒度はむしろ細かい粒子でありほとんどDOW仕様書の粒度範囲の外側である。建設時の品質管理に対して下層路盤材料の仕様、特に粒度範囲の修正が必要である。

この工区の下層路盤は、以下に示した粒度範囲規格とした。

Grading Requirements for
Upper Subbase and Lower Subbase

Sieve Size	Percent by weight passing	
	DOW Specification Type B	Preferred Specification by JICA Study Team
75 mm	100	100
37.5 mm	60 - 100	80 - 100
19.0 mm	40 - 80	65 - 90
9.5 mm	30 - 60	50 - 80
4.75 mm	20 - 45	40 - 65
2.36 mm	15 - 35	30 - 55
425 um	8 - 22	10 - 25
75 um	3 - 12	3 - 15

上部下層路盤材 (セメント処理、下層路盤)

塑性指数 (P.I) ; セメント処理材料の0.0425mmフルイ通過したものは塑性指数10を超えてはならない。

水浸CBR ; セメント処理材料は、AS1289 TEST NO. E1.1により決めた。最大乾燥密度のすくなくとも95%で絞固め、4日間水浸した後25%以上のCBR値が必要である。

下部下層路盤材 (処理しない下層路盤)

水浸CBR ; 砂まじり礫はAS 1289 TEST NO. E1.1により決めた最大乾燥密度のすくなくとも95%で絞固め、4日間水浸した後、8%以上のCBR値が必要である。

プライムコート (養生シール)

絞固めたセメント処理下層路盤は最終絞固めの終了した後、できるだけ早く歴青養生シールを用いて養生しなければならない。本設計の養生シール材は、DOW仕様書の歴青プライムコートを適用した。

3.4 上層路盤

a) セメント処理上層路盤

砕石上層路盤材料は一般に工区-IIの地域の中で得ることが難かしい。可能な土取場は工区外で、しかも工区の中心から約100km離れたエボア砕石場である。よって本工区はマララウアヒルからの砂まじり礫を使ったセメント処理上層路盤を計画した。

b) 粒度範囲

Road Note 31に、土の均等係数が5以上の場合(10以上が望ましい)にセメント処理した材料は、熱帯、亜熱帯の国々の多くの歴青表面処理道路の上層路盤に良好な材料であることが記述されている。均等係数は、 $U_c = D_{60}/D_{10}$ で求める。

ここに D_{60} ; 粒度分布グラフの60%通過の粒径

D_{10} ; 粒度分布グラフの10%通過の粒径

マララウアヒルから砂まじり礫は、約5~10mmが D_{60} と約0.2~0.6mmが D_{10} である。しかしながら均等係数は、約20~15%で10%以上である。これは、予想される砂まじり礫材料は、セメント安定処理に対して、良い粒度であることを意味している。

日本において切込み砂まじり礫に使っているセメント処理下層路盤は、道路建設の全てのタイプに広く使われている。日本道路協会“アスファルト舗装要綱”は、以下に示すセメント処理路盤に対する材料の望ましい粒度範囲を提示している。

Desirable Grading for Materials for Cement Treated Base Course
(Japan Road Association)

Sieve Size	Percent by weight passing
50 mm	100
40 mm	95 - 100
20 mm	50 - 100
2.5 mm	20 - 60
0.074 mm	0 - 15

マララウアの砂まじり礫の実際の粒度は、この提案されている粒度範囲内に入らない。しかしながら、本設計では下層路盤のより良い材質を確保する目的で下層路盤タイプB(38mm)に対するDOW仕様書の粒度範囲を適用する(粒度調整が必要となる)。

c) セメント量

セメント処理土のセメント量は、一般的に現場で可能な密度で締固め、そして、試験前7日間養生したセメント処理試料の一軸圧縮強度の結果を基に決定する。

この試験は、AS1141.51方法により締固めた材料の一軸圧縮強度の試験をもとに行なわれた。試料は、AS1289 Test NO. E2.1方法により締固めた。

締固められたセメント処理試料は20°C~25°Cの室温で湿潤状態の中に7日間養生する。そして、試験前4時間水浸する。

Summary of Base Course Material Test Results

Items	Malalaua Sandy Gravel		DOW Specification for Non Treated Base
LL	24	28	not more than 25
PI	11	7	not more than 6
MMD t/m ³	2.140	2.030	
OMC %	8.9	11.1	
Soaked CBR %	15	23	no less than 80
Unconfined Compressive Strength kg/cm ²			Road Note 31 Cement treated Base Recommended Criteria
Cement 2 %	9.0	6.0	
3 %	13.6	12.6	18kg/cm ²
4 %	14.0	16.2	
5 %		20.4	

試験結果、処理しない材料は、上層路盤に対するDOW仕様書に適應していないことを示している。セメント処理路盤材料に対するRoad Note 31は、7日養生後、250ib/in² (18kg/cm²)の一軸圧縮強度の基準を示している。試験結果から18kg/cm²の一軸圧縮強度に対応するセメント量は、図8-6に示したセメント量-強度曲線で約4.5%である。

実際のセメント量は、材料の室内試験、プロジェクトの必要条件によるセメント量と材料とを確認するために、仕事の開始前にプラント付近や現場で試験舗装、そしてこの国や近くの国々での経験により決定すべきものである。

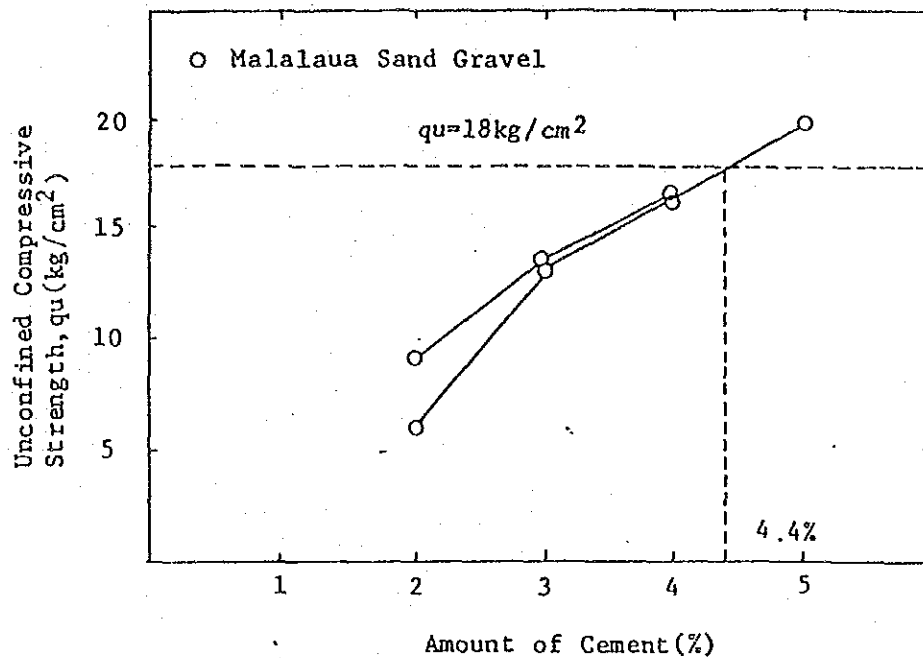


Fig. 8-6 BASE COURSE IMPROVED BY CEMENT

粘土を含んだ砂まじり礫材でセメント処理した上層路盤を使用して行った建設経験によれば、3%から4%のセメント添加量は耐久性確保と収縮ひびわれによる表層の問題を起こさないという面からは適当な量といえる。

セメント処理された砂まじり礫材の生産は、中央プラント混合方式により行なわれるべきである。土取場からの砂まじり礫は、スクリーンのユニットにより粗いサイズと細かいサイズにフルイ分けする。そして、仕様に合った調整粒度で混合する。

d) セメント処理上層路盤の工事仕様

粒度

本設計には、DOW仕様書の上層路盤材Bタイプ(38mm)を適用する。

DOW Specification Grading Requirements
for Base Course (Type B)

Sieve Size	Percent by weight passing
37.5 mm	60 - 100
19.0 mm	40 - 100
9.5 mm	30 - 60
4.75 mm	20 - 45
2.36 mm	20 - 45
425 um	10 - 25
75 um	3 - 15

塑性指数 ; セメント処理材料の0.0425mmフルイ通過した材料は塑性指数 (PI)が6以下でなくてはならない。

一軸圧縮強度 ; セメント処理材料は、AS1289 TEST NO. E2.1による最大乾燥密度のすくなくとも95%で締固め7日間養生した後、18kg/cm²一軸圧縮強度がなくてはならない。そして一軸圧縮強度は、AS1141.51締固めた材料の一軸圧縮強度により試験される。

プライムコート:

セメント処理下層路盤と同じとする。

カットバック歴青 ; AMCO、すなわちアスファルト170 class 100に対し航空用ケロシン又は動力用ケロシン78の割合で混合し、その散布量は0.4~0.8ℓ/m²

プロッター材 (目つぶし材) ; 清浄で、乾燥した砂又は碎石スクリーニングス
散布量 0.3~0.5kg/m²

3.5 表層

2層歴青表面処理(DBST)は、歴青表面処理に対するDOW仕様書を基準に設計した。処理は以下に示した通りである。

第1層のシール:

散布骨材 ; 19mm 65~85m²/m³
歴青材料 ; 歴青170 1.25~1.65ℓ/m²

第2層のシール

散布骨材 ; 9.5mm 100~135m²/m³
歴青材料 ; 歴青 170 0.6~1.0ℓ/m²

歴青バインダーと表層骨材の実際の使用値は、TRRL、UKより発表された Road Note 39 - Recommendations for Road Surface Dressingの中に述べられている方法により決定する。

表層骨材:

タウリ河粗骨材を使い生産された碎石は、以下の試験結果を基準に計画した。

Material Quality Test Results for Cover Aggregates

Test Items		Tauri River Coarse gravel	DOW Specification
Specific Gravity (SSD)	t/m ³	2.6	—
Water Absorption	%	2.9	5.0 Max.
Abrasion Loss	%	24	12 Max.
Sodium Sulphate Soundness	%	5.7	12 Max.

3.6 舗装設計構造

マイアウからマララウア地区に対する舗装設計は、図8-7のように計画する。

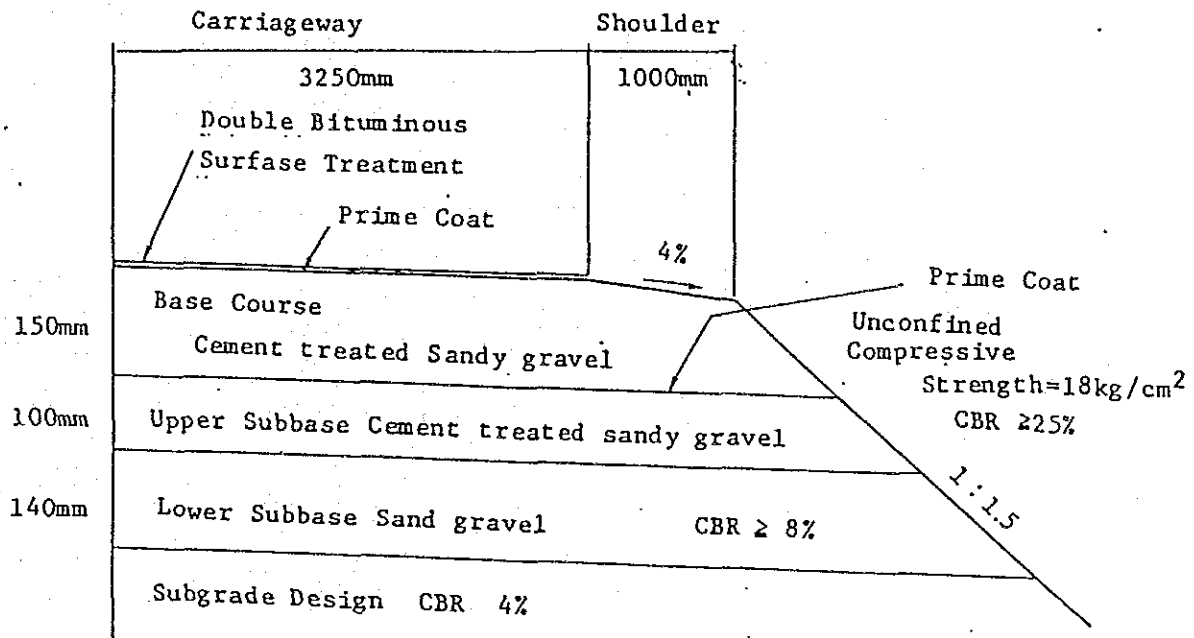


Fig. 8-7 PAVEMENT DESIGN PROPOSED FOR LOT II

第9章 数量の算出

1. 道路工事数量

1.1 概要

道路設計に基づき、土工数量を算出した結果 Cardno & Davies Study で算出した数量と大きな相違はなかった。

以下に本設計で行った数量算出条件および方法について述べる。

1.2 数量計算の基本

1.2.1 伐開除根

伐開作業範囲は中心線より両側20m幅の40mの道路用地敷き全体において行う事を標準とする。又除根作業範囲は次のとおりとする。

1) 土木工事範囲(のり肩もしくはのり尻)より外側2mまでの範囲

2) 軟弱地盤地域でジオテキスタイルの敷設部の盛土のり尻より外側へ4mの範囲

伐開作業はJICA調査団の現地調査結果に基づき、普通部と湿原地域部とに区分した。

また伐開作業のための作業難易度は、1/1000縮尺地形図記号により密林、粗林および草地を判読し3種類に区分した。

1.2.2 土工数量

1) サンドマット

湿原地域の浸水の深さや沈下量を考慮して決定したサンドマットについて敷設区内および数量を算出した。

又、同軟弱地盤地域に敷設するジオテキスタイルは、のり尻より外側に2mまでの範囲とした。

2) 不良材

不良材は、伐開除根の作業に含まれているので特に算出しなかった。しかしアリカ湿原地域のピート層1.3m厚は、路体への影響を考慮して置き換えることにした。

3) 土工量

土工量算出は、一般土工部、橋梁部、サンドマット敷設部に分けけて行った。

沈下によって生じる沈下土量を推計したが、最終的に、実際の沈下土量は現地に設

置する沈下測定板によって確定することになる。なお沈下土量は第6章で述べたように、舗装開始時点までの沈下土量を算出している。

4) 沈下測定板

沈下測定板は、250m間隔に道路中心および両路肩に設置することにした。また同地点には側方移動測定杭も設置することにした。

1.2.3 舗装数量

舗装数量は土工区間を算出した。

設計された使用材料の規定に上・下限の幅がある場合は、DOWとの協議により平均値を取ることにした。

道路標識は、Australian Standard 基準に従って算出した。

1.2.4 排水パイプ

排水パイプの数量は、パイプの口径別にパイプ延長を算出した。ただし沈下によるパイプのゆがみ等は、考慮していない。

2. 橋梁本工事の数量

2.1 概要

橋梁工事の数量はCardno & Davies Studyのものとは大きく異なる。理由は形式、幅、基礎の設計資料、5橋の廃案等が主な変化である。

施工業者からの橋梁形式の代替案を受け入れやすいようにするため、橋梁工事は各契約工区の中で別に区分された。

各橋梁工事は橋台部より後方へそれぞれ10m確保し、その間の盛土工事、裏込め工事、河川護岸工事が橋梁工事に含まれる。

2.2 橋梁本工事

杭打ち、フーチング、橋台、鋼桁工事、床版工はそれぞれ工事契約数量に合計された。その他橋梁附帯工も設計にもとづき計上された。

2.2.1 試験杭

試験杭は各橋で1本ずつ計上された。試験杭の材料と打込み費用は本杭と同じ単価で払われるようにしている。

2.2.2 流木阻止杭

ミアル河、ラケカム河、タウリ河には流木阻止杭が設計されている。この数量も本杭と同一単価で支払うよう数量が計上されているが、脚フーチングと杭の中間のゴム緩衝材は別途払いとした。

2.3 その他の工事

土木工事のうち、切土/客土(道路盛土用)、舗装工事、道路標識は橋梁工事の対象数量からははずし道路工事の対象数量に合計された。その他工事の主なものは次のとおり。

2.3.1 橋台裏込

橋台背面の盛土と裏込材は計算され橋梁工事数量に計上された。ベアリングユニットとして不等沈下防止のための木杭はその総延長で計上され、踏掛板の材料はコンクリートと鉄筋の項目に合計されて支払われるようにした。

2.3.2 河川護岸

箱形蛇かごとふとんかごがタイエナ、ウンゴゴ、アゴビノ沢の急流対策として設計され、計上された。蛇行現象の対策としてミアル河右岸にふとんかごが設計計上された。

工事数量算出に関するより詳細な内容に関しては本報告書の巻末に附属書として添付されている。

第10章 事業費の積算

調査団は算出された工事数量と新しい単価にもとづく事業費を算出した。事業費の内容は本設計報告書からは、除外し、次の別冊3部からなる報告書に記述されている。

A. 事業費積算報告書

この報告書には事業費総額、積算に使用した基本単価、工事の種類別の建設費、外貨比率、事業費の年度別使用計画等が㊦扱いで記述されている。

B. 金額入り工事契約書

調査団の見積りによる金額入り工事契約書一部を㊦扱いの表紙をつけて作成した。

C. 単価積算内訳書

各工事単価の内訳書は各工区毎に一部を㊦扱いの表紙をつけて作成した。

第11章 工事計画

1. 概要

予算の手当て、準備作業、契約作業、建設工事、現地の天候等の必要な経過をふまえて、考えられる本工事の工程は以下のように提案される。

1990年1月	詳細設計の完了
1990年2月	ローン締結の作業、用地買収の開始、 より 工事業者資格審査作業
1990年8月	ローン契約の締結
1990年11月	資格審査完了
1990年12月	工事入札開始
1991年9月	用地買収の完了、工事契約の締結、Lot IとLot IIの工事の着工
1994年9月	Lot Iの工事完了
1995年9月	Lot IIの工事完了

かかる工事計画の立案にあたっては、下記項目を前提としている。

- (1) 事業主体はPNG国政府である。
- (2) 工事の監督には外国コンサルタントが雇用される。
- (3) 事業費は日本の海外経済協力基金(OECF)からの借款とPNG国の国家予算でまかなわれる。
- (4) 工事業者の選定はOECFの定める要綱に従い入札参加を認められた国々を対象とする国際入札方式とする。

2. 工事工区の区分

2.1 2工区分割

本工事は80kmの延長を持ち、施工業者の持込む建設機械の効率化を配慮して、2工区に分割された。

2工区の構成は次のとおり。

第1工区： ベレイナーミアル河工区

CH 0+000 - CH 33+500 (L=33.500 km)

第2工区： ミアル河 - マララウア工区

CH 33+500 - CH 80+596 (L=47,096 km)

この2工区分割にあたっては次の要因が配慮された。

- (1) 各工区の工事内容が全く異なる、すなわち、一方は丘陵地の工事で、他方はスワンプの多い軟弱地盤上の工事である。
- (2) 第1工区は道路によるアクセスが可能であるが、第2工区は主として水路によるアクセスか空路によることになる。ただしミアル河付近では第1工区と共用のアクセス道路がある。
- (3) 工事用材料特に土工・舗装材に関しては、両工区間での立入り作業もなくそれぞれ独自の土取場を確保出来たことも理由の一つである。

両工区の工事量を同じにするよりも、丘陵地とスワンプで区分することの方が良いと判断された。第1工区の延長は33.5kmとなり第2工区は47kmとなった。

また、橋梁工事は道路工事と分割して契約されないということも配慮された。分割すると、工事工程の管理について互いに不満が出ることになろう。工事工程は、特に雨期はその天候によって支配されるもので、道路と橋梁の工事工程を一括管理する方が好ましいと判断された。

第1工区は、比較的容易な工事で地元の業者にとっては挑戦しやすいものであろう。第2工区は6橋梁工事とスワンプという大変むずかしい工事のため経験豊かな外国業者が対象となろう。

2.2 各工区の工事項目

各工区毎の工事グループ(仕様書で分類したものは)は以下のように計上される。

第1工区	第1グループ	工事の準備工
	第2グループ	エンジニアの準備工
	道路工事	(第3グループ—第18グループ)
	第1橋梁	タイエナ橋(第3グループ—第18グループ)
	第2橋梁	アゴビノ橋(第3グループ—第18グループ)
	第3橋梁	ウンゴゴ橋(第3グループ—第18グループ)
	第19グループ	予備工事
第2工区	第1グループ	工事の準備工
	第2グループ	エンジニアの準備工
	道路工事	(第3グループ—第18グループ)
	第4橋梁	ミアル橋(第3グループ—第18グループ)
	第5橋梁	カブリ橋(第3グループ—第18グループ)

第6橋梁	ラケカム橋(第3グループ—第18グループ)
第7橋梁	タウリ橋(第3グループ—第18グループ)
第8橋梁	マカラ橋(第3グループ—第18グループ)
第9橋梁	サッパハロ橋(第3グループ—第18グループ)
第19グループ	予備工事

上記グループについては工事仕様書に記述される。

3. 建設工法の計画

3.1 考慮すべき基本条件

建設工法の計画にあたっては、工事の性格と設定される工事工期が配慮される。その他には現地で調達可能な建設用人材、天候、現場の地質条件、地形の状態、機械化された工法等が原則として加味される。

3.1.1 稼働日数・時間

12月から4月は雨期であり、1978年から1987年のベレイナ観測所の月間雨量記録をもとに稼働日数を算定してみた。この算定にあたっては雨の日に続く待ち日、祝・祭日、日曜も配慮した。

- 土木工事

乾期	22日/月
雨期	14日/月
年間平均	19日/月

丘陵地帯の工事は年間可能とし、スワンプ地域は乾期施工(7ヶ月間)とした。

- 橋梁工事

年間を通じて 19日/月

- 舗装工事

乾期(7ヶ月間) 21日/月

実際の稼働時間は7時間として工程を検討した。

3.1.2 土の変化率

土作業量の算定にあたり考慮された土の変化率は以下のとおり。

	自然状態	ほぐした状態	締固めた状態
タイプA(岩)	1.00	1.60	1.05
タイプB(軟岩)	1.00	1.45	0.95
タイプC(土砂)	1.00	1.20	0.85

3.1.3 工事材料

工事計画で考えた工事事用資材の位置は次のように予定した。

a) 第1工区

盛土材料 : イナビ背陵の道路掘削からの発生土砂

下層路盤材 : ベレイナ、ババノゴ土取場(既存)

上層路盤材 : エボア岩石山

コンクリート、表層材、栗石 : アンガバンガ河上流

(工区中心ババノゴより30km)

b) 第2工区

盛土材料 : アバナイビ、バリバラ、イラバラヒル等の道路沿いの道路掘削

による発生材と離れた土取場として

- ミアル河付近第1工区の残土利用
- バリバラヒル(CH49付近)土取場
- バリバラヒル(CH54から2km弱)土取場
- イラバラヒル(CH 64+800付近)土取場
- マララウア(終点より500m)土取場

サンドマット材料 :

- イオケア海岸(起点より南へ16km)
- イラバラヒル(CH 64+500付近)
- コアル海岸(終点より西へ24km)

下層路盤材料 :

- マララウア土取場(終点より500m)

上層路盤材料 :

- マララウア土取場(終点より500m)

コンクリート、表層材、栗石：

タウリ河上流(テラボより上流75km)とアンガバンガ河上流
(起点より87km)

これらの位置関係については図11-1*に示されている。

3.2 準備工

3.2.1 調達ルート

第1工区

- ポートモレスビー-ベレイナ(道路)
- ベレイナ-ババノンゴ(道路)
- ベレイナ-CH 9+000(道路)

第2工区

- ポートモレスビー-ベレイナ-イオケア-ミアル河(道路)
- ポートモレスビー-レゼオアライ(海と入江)
- ポートモレスビー-テラボミッション(海と河川水路)
- ポートモレスビー-ケレマ港(海路)
- ケレマ港-マララウア(道路)

3.2.2 工事用道路の建設

本工事用道路となるベレイナ-イオケア-アパナイビ道路は本工事に先立って改良する必要がある。他の道路は工事中に改良され維持されることになろう。

新設の必要な工事用道路は以下のとおり。

第1工区

- ババノンゴ土取場-本線
- ババノンゴ道路-本線(CH9+000)
- 現道-アンガバンガ河川敷土取場
- 現道-エボア岩石土取場
- ベレイナ土取場-本線
- 本線沿い(終点-CH 30+000)

第2工区

- レゼオアライガット 一本線
- バリバラヒル土取場 (2ヶ所) 一本線
- サンド土取場 (3ヶ所) 一現道
- マララウア土取場 一現道

3.2.3 現道の維持修理

工事中の現道の維持修理は以下のように考えられた。

- 1) ポトモレスビーベレイナ間 (170km) はDOWの担当
- 2) ベレイナ—イオケア間 (49km) もDOWの担当
- 3) イオケア—アパナイピ間 (13km) は本工事業者の担当
- 4) 第1工区で利用する現道は本工事業者の担当
- 5) ケレマ港—マララウア (60km) はDOWの担当
- 6) マララウア—コアル海岸 (25km) は本工事業者担当

3.2.4 現場事務所と宿舎

工事業者用の現場事務所と宿舎を以下のように計画した。

第1工区 本事務所 : ベレイナ

出張事務所 : ミアル河付近、ババノンゴ付近

第2工区 本事務所 : マララウア

出張事務所 : テラボミッション、レゼオアライ、ミアル河付近

エンジニアの管理事務所と宿舎もベレイナとマララウアに本事務所とし、ミアル河付近とテラボに出張事務所を置きそれぞれ宿舎も置くこととする。

3.3 伐開除根作業

a) 丘陵部

立木はチェーンソーと人力で切り倒し、除根は15tonブルドーザーで行い集め焼却する。

b) スワンプ

乾期作業とし、10ton水のない地域は湿地ブルドーザーで除根し、スワンプでの伐採は0.5mから1.0mの水深中の作業となり、水陸両用タイプの0.4m³バックホウで除根されよう。

c) アリカスワンプ

1.8mの水深下に生えている丈長の草の除根作業はポンツーン上のクラムシェルで行なわれる。除根された草はボート上に卸ろされ岸まで運ばれ処理される。

3.4 土工

3.4.1 第1工区

ベレイナーミアル河間は4工区に細分し工程が検討された。

ベレイナータイエナ

タイエナーアゴビノ

アゴビノーウンゴンゴ

ウンゴンゴーシアル河

土工配分によれば90%の道路掘削土は500m以内の搬土距離で盛土に使用される。

ベレイナーアゴビノ間は、ババノンゴからのアクセスとCH 9+000のアクセスにより3ヶ所から工事開始される。

アゴビノーミアル河間には終点からCH 30+000までの本線沿いのパイロット道路が可能と判断されるので4ヶ所からの工事着手が出来る。これらの計画は図11-2*に描かれている。

土工作業は21 tonブルドーザー、リッパつき21tonブルドーザー、2.3 m³トラクターショベル、11 tonダンプトラックで切土運土を行い、11tonブルドーザー、8 ton振動ローラー、15 tonタイヤローラーで盛土作業を行う計画である。

土工作業は着手後第3年度の11月(26ヶ月目)には完了し次の舗装作業に支障のないようにする。

3.4.2 第2工区

ミアル河ーマララウア間は10工区に細分して工程が検討された。

起点ーミアル河橋

ミアル河ーアリカスワンプ

アリカー—バリバラヒル
バリバラヒル—カブリ河橋
カブリ—ラケカム河橋
ラケカム—タウリ河橋
タウリ—マカラ河橋
マカラ—サッパハロ橋
サッパハロ—マララウア終点

アバナイビヒル、バリバラヒルの丘陵部の施工は、第1工区と同様に行う。

スワンプの土工は客土を盛土する工事となり、盛土では10 ton湿地ブルドーザーで敷均し、15 tonタイヤローラーで転圧する。この土工工事には3乾期を要するであろう。スワンプでの土工にはまずジオテキスタイルを敷揚げ、サンドマットが施工される。海岸砂の積込みは0.6m³バックホウで行い8 ton ダンプで現場へ運ぶ。サンドマットの敷均しも10 ton湿地ブルドーザーで行う。図11-2*

3.5 舗装工事

3.5.1 下層路盤

下層路盤工は最後の2乾期で施工される。

a) 下部下層路盤

掘削、積込み、運搬を21 tonブルドーザー、2.3m³トラクターショベル、11 ton ダンプトラックで行う。敷均し転圧は3.7m巾モーターグレーダー、15 tonタイヤローラーと10 tonマカダムローバで計画される。

b) 上部下層路盤

敷均された路盤材の上に、人力とスパイクハローでセメントを散布し、1.6m巾スタビライザーで路上混合し転圧は下部下層路盤と同様とする。転圧表面を清掃後プライムコートに4000ℓディストリビューターで散布、その上に砂を散布し15 tonタイヤローラーで均しておく。

c) 上層路盤工

下層路盤につづいて上層路盤も乾期に実施する。第1工区は砕石材をエボア岩土土取場でクラッシャにて生産し、第2工区はマララウア土取場のシルト混り砂利粒度調整混合後ソイルプラントにてセメントと混合し生産する。

第1工区の生産には60 tonポータブルクラッシングプラント、第2工区の生産には100 tonソイルプラントが用意されよう。施工は下層路盤と同様とし、転圧後はプライムコートが施工される。

3.5.2 アスファルト表層工

アスファルト表層工も2乾期で施工される。アスファルトの加熱は6000ℓケトルを用い、4000ℓディストリビューターで運搬散布される。碎石は積込み運搬を1.6m³タイヤローダーと8 tonダンプトラックで行い、アスファルト散布後15分以内に2m巾スプレッダーで表層碎石は散布される。2層によって表層を完成する。

3.6 橋梁工事

3.6.1 第1工区

第1工区には3橋、(第1~第3橋梁)タイエナ、アゴビノ、ウンゴンゴ橋がある。橋梁の資機材はポートモレスビーよりトレーラーで陸送される。

径500mmの杭打ちは35 tonクレーンに装備された2.5 tonディーゼルハンマを使用する。

橋台、床版用コンクリートは0.6m³ミキサーで混合し0.7m³コンクリートダンパーで運ぶことが出来よう。

H型鋼による主桁は運搬後現地にて組立てられ35 tonクレーンにて吊り上げ架設される。

3.6.2 第2工区

第2工区には6橋、(第4橋梁~第9橋梁)ミアル、カブリ、ラケカム、タウリ、マカラ、サツパハロ橋が計画されている。

a) 第8と第9橋(マカラ橋とサツパハロ橋)

工事開始の初期に架設される橋で、橋梁資機材はポートモレスビーより海路でケレマ港に運び、ケレマ港よりトレーラーにてマララウアに陸送される。

径500mm/800mmの鋼杭は40 tonクレーンに装備したら、3.5 tonディーゼルハンマーで打込まれる。クレーンはポンツーン上に装着され移動することが出来る。コンクリート材料はタウリ河上流よりボートで現場に運ばれる。