

4.4 たわみ測定結果

上部工のたわみ測定を現地コンサルタントの協力を得て各スパンについて実施した。軸重を計測したトラックを用意し、測量水準器を用いて戴荷しない状態と戴荷した状態でレベルを測定した。測定結果を図 4.4.1 及び図 4.4.2 に示す。

戴荷による変位は 4~7mm と小さく、同じ荷重条件のもとで行った構造解析結果よりも小さな値となった。これは構造解析ではスラブによる剛性を考慮していないためで、測定値は妥当な値であると言える（「4.6 部材耐力」参照）。

橋梁は、本来、自重による変位が設計の縦断線形に合うようにカンバーを設けるのが普通であるが、図 4.4.2 を見ると橋脚上のレベルを結んだ線に対してスパン中央が下がっているのが分かる。特にスパン 4 で大きく下がっているのは、2001 年の補修工事の写真（右上）から分かるように、第 4 スパンの上流側の斜材 D3（図 4.3.1 参照）が切断されていた影響によるものと考えられる。補修工事時に切断された際、右下写真のようにベント（支保工）で仮受しているが、この支持が不十分だったのではないかと考えられる。この斜材は現在の自重を支えるのに 100% 寄与しているかどうかは疑問である。

今後の補修・補強工事に於いて部材交換などを行う場合、変位を生じさせないように支保工や代替部材等による一時的な仮受をすると共に、変位測定など十分な管理体制を整えたうえで細心の注意を払った施工をする必要がある。

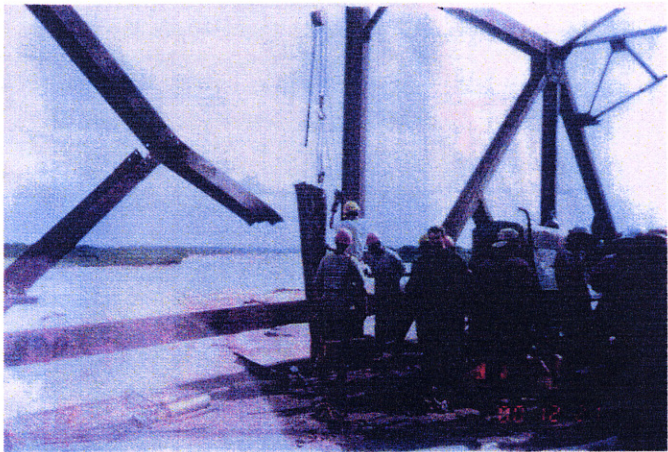
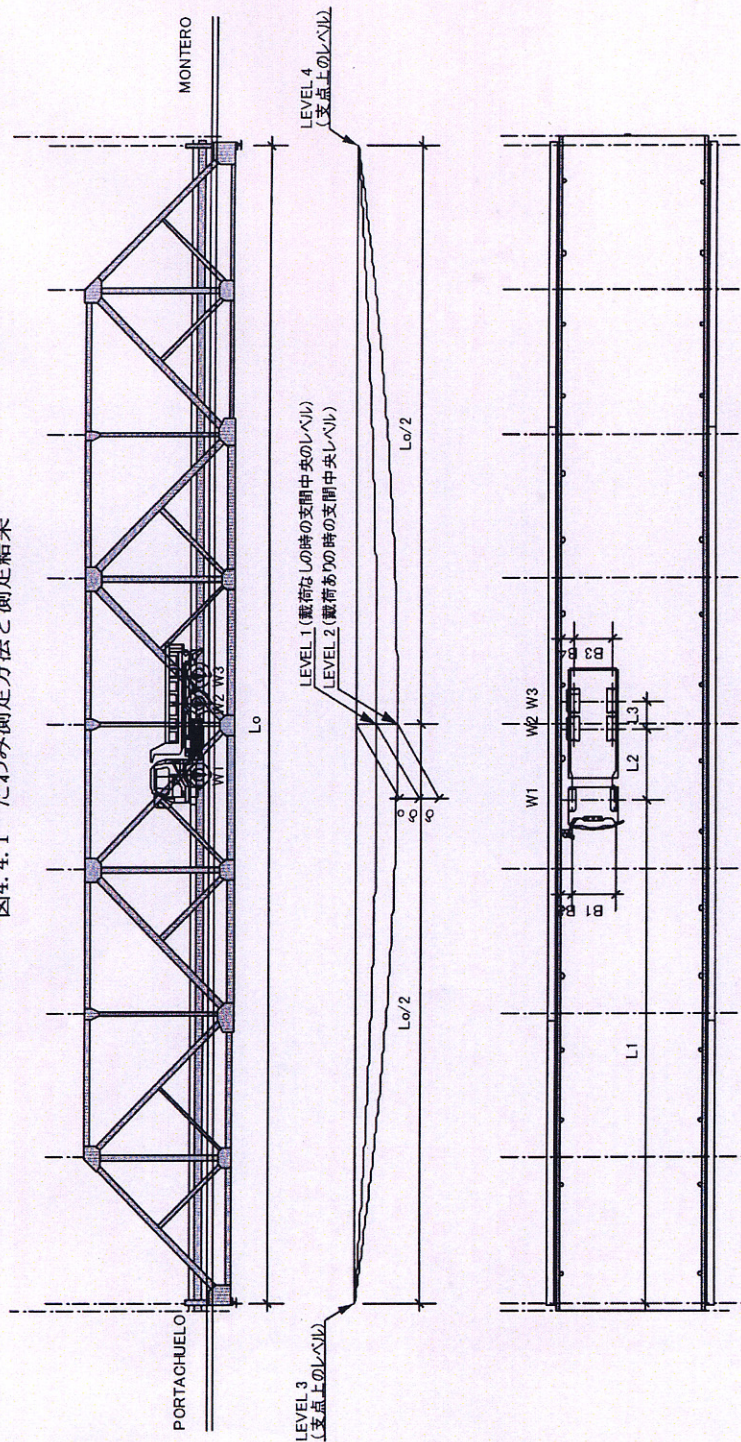


図4.4.1 たわみ測定方法と測定結果



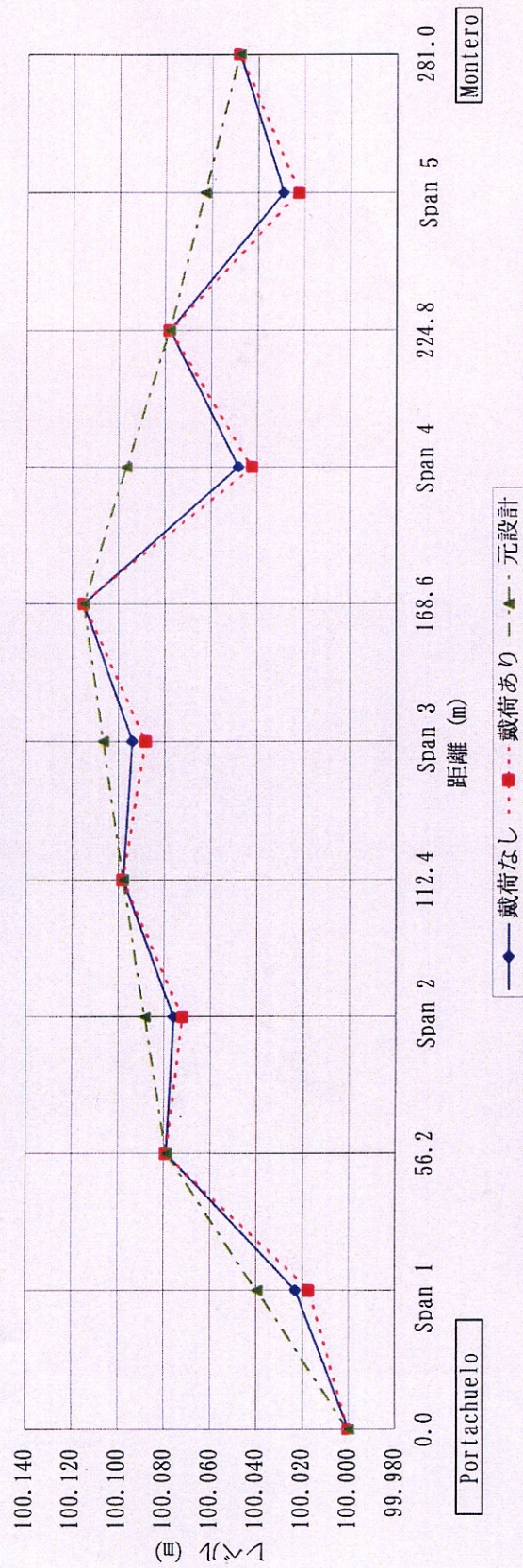
径間名	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	B1 (m)	B2 (m)	B3 (m)	B4 (m)	Lo (m)	トラック軸重	支間中央レベル Level 1 (m)	Level 2 (m)	たわみ量 δ (mm)	支点上のレベル Level 3 (m)	Level 4 (m)	たわみ量 δo (mm)
Span 1	23.389				0.500		0.770			100.023	100.017	6	100.000	100.079	16.5
Span 2	23.331				0.550		0.670			100.076	100.072	4	100.079	100.098	12.5
Span 3	23.371	4.710	1.390	2.020	0.615	1.830	0.710	55.400	6.15	100.094	100.088	6	100.098	100.115	12.5
Span 4	23.335				0.550		0.685			100.048	100.042	6	100.115	100.078	48.5
Span 5	23.385				0.650		0.745			100.029	100.022	7	100.078	100.048	34.0

注) たわみ量 δ : トラック載荷による支間中央のたわみ量 = Level 1 - Level 2

たわみ量 δo : 支点上のレベルを結んだ直線上から載荷なしの状態のレベルまでの差 = (Level 3 + Level 4)/2 - Level 1

図4.4.2 たわみ曲線

たわみ測定結果



注) 戴荷なし：トラック戴荷なしのレベル
 戴荷あり：トラックを戴荷した時のレベル
 元設計：支点上のレベルを直線で結んだもの（推定される元設計レベル）

4.5 コンクリート強度と中性化深さ

シュミットハンマーによるコンクリート強度試験とフェノールフタレイン試薬を用いたコンクリートの中性化深さ測定を実施した。

シュミットハンマーによるコンクリート強度試験は、左岸側橋台と左岸側第一橋脚（P1）上の床版について行った。表 4.5.1 に示すように、コンクリート強度は、それぞれ 483kg/cm²、328kg/cm² という高い値を得た。設計コンクリート強度は不明であるが、日本の道路橋示方書では、鉄筋コンクリートの設計基準強度は 210kg/cm²、床版で 240kg/cm² が標準である。AASHTO に示されている強度は表 4.5.2 に示すとおりであり、下部工、床版のコンクリートとしてそれ以上の強度のコンクリートを使用しているとは考えにくい。

表 4.5.1 シュミットハンマーによるコンクリート強度試験結果

シュミットハンマー試験結果						
構造物名称 アイゼンハワー橋						
試験箇所	左岸側橋台			スパン1床版 (P1橋脚上)		
試験日時	2003/2/26 10:10			2003/2/26 10:30		
No.	反発度 R	偏差	採用 R	反発度 R	偏差	採用 R
1	54	3.4	54	38	-1.4	38
2	52	1.4	52	40	0.6	40
3	53	2.4	53	32	-7.4	-
4	53	2.4	53	36	-3.4	36
5	55	4.4	-	38	-1.4	38
6	49	-1.6	49	35	-4.4	-
7	53	2.4	53	45	5.7	-
8	49	-1.6	49	34	-5.4	-
9	58	7.4	-	44	4.7	-
10	53	2.4	53	42	2.7	42
11	51	0.4	51	40	0.6	40
12	51	0.4	51	40	0.6	40
13	52	1.4	52	40	0.6	40
14	41	-9.6	-	37	-2.4	37
15	42	-8.6	-	38	-1.4	38
16	51	0.4	51	42	2.7	42
17	46	-4.6	-	40	0.6	40
18	50	-0.6	50	46	6.7	-
19	49	-1.6	49	40	0.6	40
20	50	-0.6	50	40	0.6	40
平均値	50.6		51.3	39.4		39.4
標準偏差	4.0			3.5		
コンクリート強度 (kg/cm ²)			483	328		

表 4.5.2 AASHTO で規定しているコンクリート強度

クラス	コンクリート強度 (28 日)
A, A(AE), C, C(AE)	4000 lbs/in ² = 280 kg/cm ²
B, B(AE)	2400 lbs/in ² = 170 kg/cm ²

中性化深さの測定は、左岸側橋台及び左岸側第一橋脚（P1）のコンクリートに関して行ない、それぞれ 3mm、5mm という結果を得た。その結果と提唱されている実験式を図 4.5.1 に示すが、経過年数 40 年のコンクリートとしては低い値であることが分かる。

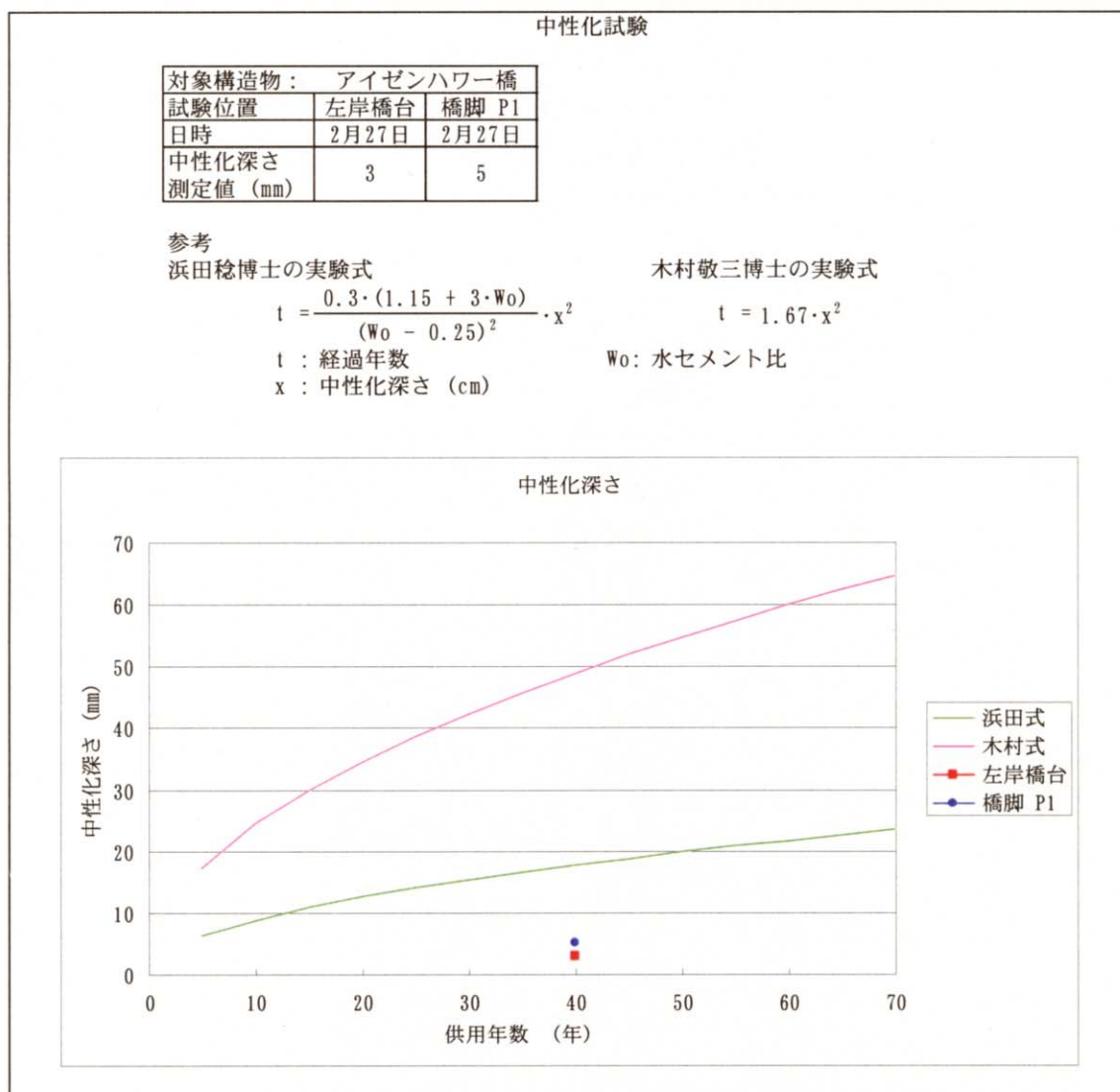


図 4.5.1 中性化深さの測定結果

以上の試験結果より、コンクリートの老朽化の兆候は見当たらない。

4.6 部材耐力

(1) トラス

図 4.6.1 に示すように全部材のある状態と D3 及び B3 部材のない状態の構造モデルに関してトラスの構造解析を行った。D3 及び B3 部材がない状態で解析を行ったのは、スパン 4 で 2001 年の補修工事の際に取り替えた部材が、死荷重を支持するのに十分寄与していないと想定されるためである。

各部材の鋼材寸法は、実測値より米国基準と照合して設定したものを使用し、活荷重は AASHTO の HS-15 及び HS-20 の両方について計算した。

死荷重の計算に用いる単位重量は、AASHTO に従って以下の値を用いた。

鋼材	:	490 lbs/cu·ft = 7.85 t/m ³
鉄筋コンクリート	:	150 lbs/cu·ft = 2.40 t/m ³
アスファルト舗装	:	140 lbs/cu·ft = 2.24 t/m ³

また、たわみ測定結果との照合のため、たわみ測定で使用したトラック荷重を戴荷した時の変位についても解析した。

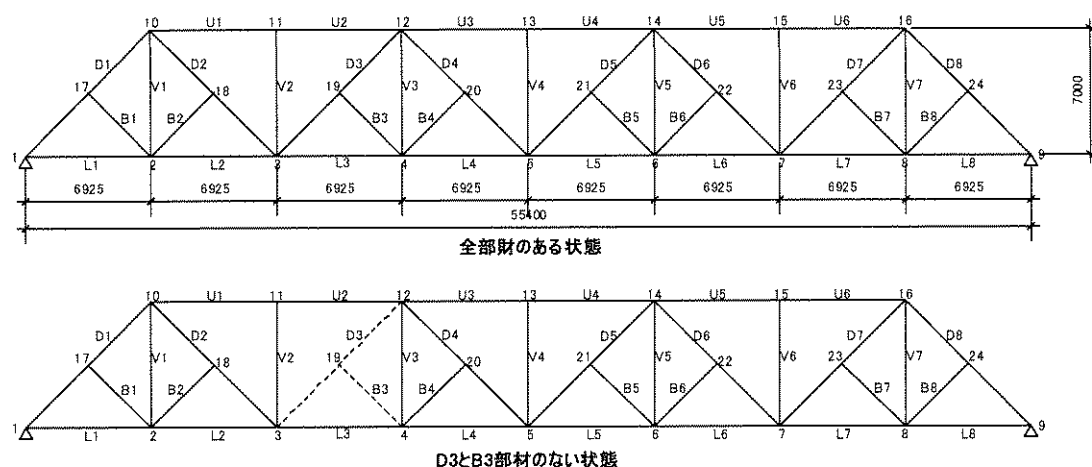


図 4.6.1 構造解析モデル

表 4.6.1 に日本の道路橋示方書及び米国 AASHTO の許容応力度の比較を示す。表 4.6.2 ～表 4.6.5 に解析結果によるそれぞれの荷重ケースに対する応力度照査結果を示す。使用鋼材の材質は AASHTO M270 (ASTM A709 と同等) Grade 36 と仮定した。鋼材強度を正確把握する必要がある場合は、供試体を採取し、引張試験及び化学分析試験による判断が必要である。

活荷重の合計の死荷重の合計に対する割合は、HS-15 と HS-20 でそれぞれ 0.33 及び 0.45 である。

表4.6.1 日米の許容応力度の比較

道路橋示方書	材質	
	軸方向引張応力度	SS400, SM400 1400 kg/cm ²
AASHTO	軸方向圧縮応力度	L/r ≤ 20 : 1400 kg/cm ² 20 < L/r ≤ 93 : 1,400 - 8.4 · (L/r - 20) 93 < L/r : 12,000,000 / [6700 + (L/r) ²]
	軸方向引張応力度	AASHTO M270, ASTM A709 Grade 36 20,000 psi = (1406 kg/cm ²)
	軸方向圧縮応力度	KL/r ≤ 126.1 : 16,980 - 0.53 · (KL/r) ² psi 1194 - 0.0373 · (KL/r) ² kg/cm ² KL/r > 126.1 : 135,008,740 / (KL/r) ² psi 9,492,213 / (KL/r) ² kg/cm ²

K = 0.75 (リベット、ボルトまたは溶接による端部接合の場合)

表4.6.2 荷重ケース DL+HS15

部材	L (m)	A (cm ²)	r (cm)	L/r	KL/r	N (t)	σ (kg/cm ²)	σ a (kg/cm ²)		
								道路橋示方書	AASHTO	
下弦材	L1, L2, L7, L8	H-350x204x8.6x15.1	6.925	91.0	14.9	46.5	34.9	93.2	1024	1400 0.73 OK
	L3~L6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	201.7	1180	1400 0.84 OK
上弦材	U1, U2, U5, U6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	-160.1	-936	-1195 0.78 OK
	U3, U4	H-364x371x13.3x21.8	6.925	206.5	15.8	43.8	32.9	-217.9	-1055	-1200 0.88 OK
鉛直材	V1~V7	H-352x171x6.9x9.8	7.000	57.1	14.6	47.9	36.0	26.5	464	1400 0.33 OK
	D1, D8	H-356x305x11.1x19.1	4.923	151.8	15.6	31.6	23.7	-132.5	-873	-1303 0.67 OK
斜材	D2, D3, D6, D7	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	95.2	1046	1400 0.75 OK
	D4, D5	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	-59.2	-650	-1290 0.50 OK
	B1~B8	H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	23.1	404	1400 0.29 OK
		H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	0.0	0	1400 0.00 OK

着色セルは応力度が許容値の90%以上のものを示す。

表4.6.3 荷重ケース DL+HS20

部材		L (m)	A (cm ²)	r (cm)	L/r	KL/r	N (t)	σ (kg/cm ²)	σ a (kg/cm ²)			
									道路橋示方書			
									AASHTO			
下弦材	L1, L2, L7, L8	H-350x204x8.6x15.1	6.925	91.0	14.9	46.5	34.9	101.3	1113	1400	0.79	OK
	L3~L6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	219.8	1285	1400	0.91	OK
上弦材	U1, U2, U5, U6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	-174.1	-1018	-1195	0.85	OK
	U3, U4	H-364x371x13.3x21.8	6.925	206.5	15.8	43.8	32.9	-238.1	-1153	-1200	0.96	OK
鉛直材	V1~V7	H-352x171x6.9x9.8	7.000	57.1	14.6	47.9	36.0	28.7	503	1400	0.36	OK
	D1, D8	H-356x305x11.1x19.1	4.923	151.8	15.6	31.6	23.7	-144.0	-948	-1303	0.73	OK
斜材	D2, D3, D6, D7	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	103.6	1138	1400	0.81	OK
	D4, D5	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	-65.0	-714	-1290	0.55	OK
	B1~B8	H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	26.1	456	1400	0.33	OK
		H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	0.0	0	1400	0.00	OK

着色セルは応力度が許容値の90%以上のものを示す。

表4.6.4 荷重ケース DL (部材なし) +HS15

部材	L (m)	A (cm ²)	r (cm)	L/r	KL/r	N (t)	σ (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	
								道路橋示方書	AASHTO
下弦材	L1, L2, L7, L8	H-350x204x8.6x15.1	6.925	91.0	14.9	46.5	34.9	1400	0.73 OK
	L3~L6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	1400	0.84 OK
上弦材	U1, U2, U5, U6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	-1195	0.84 OK
	U3, U4	H-364x371x13.3x21.8	6.925	206.5	15.8	43.8	32.9	-1200	0.90 OK
鉛直材	V1~V7	H-352x171x6.9x9.8	7.000	57.1	14.6	47.9	36.0	-1165	0.43 OK
	D1, D8	H-356x305x11.1x19.1	4.923	151.8	15.6	31.6	23.7	-1303	0.67 OK
斜材	D2, D3, D6, D7	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	1400	0.88 OK
	D4, D5	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	-1290	0.49 OK
		H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	1400	0.69 OK
	B1~B8	H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	1400	0.00 OK

着色セルは応力度が許容値の90%以上のものを示す。

表4.6.5 荷重ケース DL (部材なし) +HS20

部材	L (m)	A (cm ²)	r (cm)	L/r	KL/r	N (t)	σ (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	
								道路橋示方書	AASHTO
下弦材	L1, L2, L7, L8	H-350x204x8.6x15.1	6.925	91.0	14.9	46.5	34.9	1400	0.79 OK
	L3~L6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	1400	0.92 OK
上弦材	U1, U2, U5, U6	H-356x369x11.2x18.0	6.925	171.0	15.6	44.4	33.3	-1195	0.91 OK
	U3, U4	H-364x371x13.3x21.8	6.925	206.5	15.8	43.8	32.9	-1200	0.98 OK
鉛直材	V1~V7	H-352x171x6.9x9.8	7.000	57.1	14.6	47.9	36.0	-1165	0.43 OK
	D1, D8	H-356x305x11.1x19.1	4.923	151.8	15.6	31.6	23.7	-1303	0.73 OK
斜材	D2, D3, D6, D7	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	1400	0.95 OK
	D4, D5	H-350x204x8.6x15.1	4.923	91.0	14.9	33.0	24.8	-1290	0.54 OK
		H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	1400	0.73 OK
	B1~B8	H-352x171x6.9x9.8	4.923	57.1	14.6	33.7	25.3	1400	0.00 OK

着色セルは応力度が許容値の90%以上のものを示す。

注) 上記の部材なしのケースは、軸力だけによる断面照査の結果であり、上弦材、下弦材に二次応力として大きな曲げ応力が生じるので安全とは言えない。

部材が全て健全である場合（表 4.6.2、表 4.6.3）、HS-15、HS-20 いずれの荷重ケースにおいても、許容応力度を満足する結果となった。ただし、活荷重 HS-20 のケースでスパン中央部の上弦材及び下弦材で応力度の許容応力度に対する比が 90%を超えており、腐食等による断面欠損がある場合は、注意すべき部材であることが分かる。

D3 と B3 部材をはずした状態での解析の場合、トラスとしての安定が失われ構造的に成り立たないため、上弦材・下弦材を剛結合として解析した。表 4.6.4 及び表 4.6.5 は、軸力だけによる応力の照査結果であり、二次応力としての曲げモーメントの影響を考慮していない。部材がない状態では、局部的に大きな曲げ応力が生じ、トラスの部材は接合が容易なように弱軸方向に設置されているため、曲げに対する剛性が低く危険な結果となった。2001 年の補修時にベントで仮受していたことで、全くの無部材状態を避けた結果になっていたと考えるのが妥当である。

今後の補修工事に於いて部材を取り替える際は、支保工や代替部材等によって一時的な仮受を行うと共に、変位測定などの体制を整え、細心な管理の下に施工する必要がある。また、トラス主構の損傷原因が通過車輛の接触事故に起因していることから、大規模な衝突事故や度重なる接触事故の繰り返して部材が破断に至った場合には落橋の恐れもあるため、接触事故を減らす対策が対象橋梁の寿命を延ばすためには重要となる。

たわみ測定と同条件で構造解析を行った結果、戴荷による変位は 10.3mm と測定結果を若干上回る結果を得た。この差は今回の解析が、床版の剛性を考慮していないためであり、現地での測定結果は理論的なたわみ量に近似していると言える。なお、日本の道路橋示方書及び米国 AASHTO に規定される単純支持トラス橋の許容たわみ量を表 4.6.6 に示す。HS-15 及び HS-20 の設計活荷重による最大鉛直変位量は、それぞれ 23.2mm 及び 31.0mm であり、許容範たわみ量を満足している。

表 4.6.6 許容たわみ量

	許容たわみ量	備考
道路橋示方書	$L/600$ (= 92mm)	衝撃を含まない活荷重によるたわみ
AASHTO	$L/800$ (= 69mm)	衝撃を含む活荷重によるたわみ
L：支間長＝55.4m		

なお、活荷重 HS-15 及び HS-20 の活荷重による移動支点での計算上の水平変位量は、それぞれ 8.8mm と 11.7mm であるのに対し、実際の伸縮目地の遊間が狭い点が気になる。死荷重による、最大鉛直変位は 62.8mm であった。

(2) 床版

床版に関しては、図面がなく鉄筋量が不明なため、構造力学的な解析はできない。下から見上げただけでクラックが両方向に入っているのがはっきり認められ、鉄筋の錆汁によると思われる変色箇所も見受けられる。クラックはスラブの中央に多く認められるが、これは縦桁のゆるみにより中央部の曲げ応力が増加して生じたものと思われる。2001 年の補修工事で炭素繊維 Carbodur M1214 (*1) を貼り付けているが、その設置間隔が 2~3m と広く、SNC (道路公団) の担当者の話では、予算の範囲内で可能な量を設置したとの話もあり、その効果の程に疑問がある。また、見えているクラックへのエポキシ注入などの補修は行っていないとのことであった。

橋面にできたポットホールやわだち掘れなどにより通過車輛の衝撃が直接床版に伝達されている状況でもあり、クラックの進行状況の継続観察が必要である。床版に関しては、詳細調査で鉄筋の探査により鉄筋量を把握した上で、最終的に構造的な判断をする必要があるが、補修・補強の必要性を強く感じる状況であった。

(*1): Carbodur (カーボデュア) M1214 はシーカ (Sika) 社の製品であり、幅 120mm、厚さ 1.4mm、弾性係数 210,000N/mm² の炭素繊維板 (CFRP) でシーカデュア 30 (Sikadur-30) により床版コンクリート面に接着し、構造物を補強するものである。日本シーカ (株) に確認したところ、日本で用いられている「トレカラミネート」(東レ (株) の製品) と基本的に同等のものということであった。

(3) 下部工

下部工に関しても、図面が入手できず、杭径、杭本数、杭長、フーチングの大きさ、根入れ、鉄筋量等が不明である。嵩上げ時及び補修工事の時の図面も入手できなかったため、解析のための詳細な情報に欠ける。

工事写真より、ゆれの原因ではないかと疑っていた嵩上げ時の鋼製の支承台座は、2001 年の補修工事においてコンクリートで巻きたて、横梁でつないだことにより剛性が上がり、ゆれが抑えられていると考えられる。工事写真の説明で無筋コンクリート (Hormigon Simple) という記述があったが、環境評価報告書に記載されている工事仕様から鉄筋が入っていることが分かった。コンクリートにひび割れやジャンカもなく健全に見える。

入手できた土質データは、SNC が 3 径間増設を計画した時に行ったボーリング 3 箇所の中の 1 箇所の柱状図と SEARPI が行った河床材の変動を調べるために行った柱状図だけである。前者は右岸側の取付道路で行ったもので深さ 20m、後者は深さ 10m で標準貫入試験は行われていない。図 4.6.2 に二つの柱状図を示す。杭径 1.2m の場所打ち杭として仮定して試算した結果、300t 程度の杭支持力が期待できる。

左岸側橋台の上流で、河床洗掘により 2002 年に行われた補修工事で設置した蛇かご

が沈下し、傾いている。また、SEARPI からの情報で、深さ 7m までの砂層が洪水時には移動しているとのことであるが、橋脚及び橋台に異常な沈下や傾斜は認められず、基礎杭により十分抵抗できていると判断される。

今回構造的な解析はできなかったが、大きな荷重増加を必要とする改修を行わない限り、下部工は健全であると判断する。

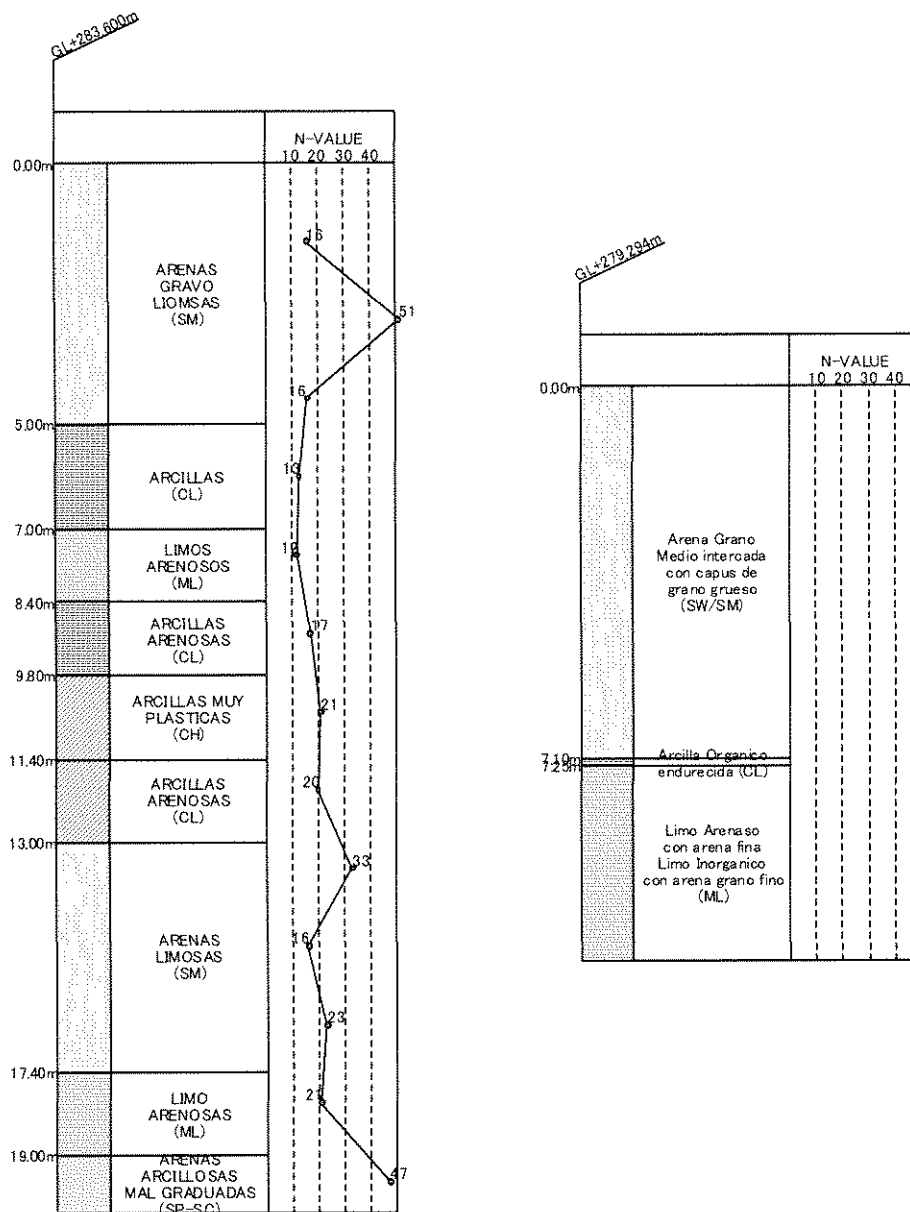


図 4.6.2 土質柱状図

4.7 総合健全度判定

橋梁の総合健全度判定は、東京都建設局発行の「橋梁の点検要領（平成6年2月）」に基づいて行うものとし、アイゼンハウアー橋に適用できるよう若干の修正を加えた。

「橋梁の点検要領」に記載の鋼橋の総合健全度判定式とその評点及び重み係数を表4.7.1に、また判定図及び判定境界値を図4.7.1に示す。

表 4.7.1 橋梁の総合健全度判定式とその評点及び重み係数

総合健全度判定（「橋梁の点検要領」 平成6年2月 東京都建設局）

鋼橋の判定式

$$\text{耐久性}(\alpha) = a_1^{b1} \cdot a_2^{b2} \cdot a_3^{b3} \cdot a_4^{b4} \cdot a_5^{b5} \cdot a_6^{b6} \cdot a_7^{b7} \cdot a_8^{b8}$$

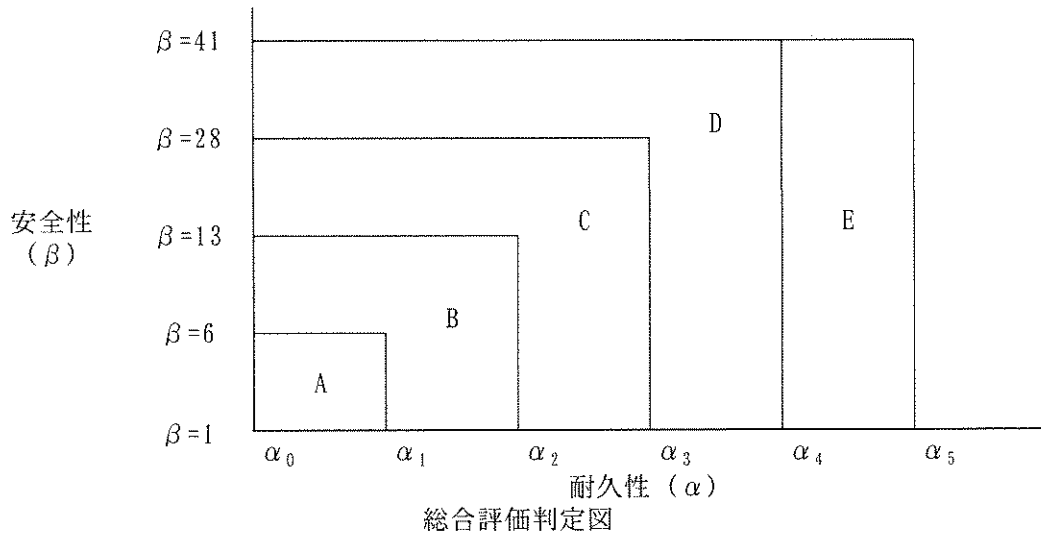
$$\text{安全性}(\beta) = a_9^{b9} \cdot a_{10}^{b10} \cdot a_{11}^{b11}$$

重み係数及び評価因子別評点（鋼橋）

		評価項目		i	評価因子別の評点 (ai)		重み係数 (bi)
耐久性	上部工	桁	主桁	1	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		30
			縦桁	2	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		5
			横桁	3	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		5
			横構・対傾構	4	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		1
		床版		5	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		30
		支承		6	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		1
	下部工	橋台		7	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		4
		橋脚		8	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5		4
安全性	活荷重	設計活荷重	9	≥S31		1.0	2
				S31>～≥S14		1.5	
				S14>		1.6	
	交通量	大型車交通量 (台／日)	10	4000≥		1	1
				4000<～≤8000		2	
				8000<～≤12000		3	
				12000<		4	
		供用年数	11	≥S40		1	1
				S40>～≥S20		2	
				S20>～≥S1		3	
S1>				4			

図 4.7.1 橋梁の総合健全度判定図及び判定境界値

総合健全度判定図及び判定境界値



耐久性 (α) の判定境界値

橋種	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
鋼橋	1	2×10^{11}	2×10^{22}	4×10^{33}	5×10^{44}	8×10^{55}

海外の橋梁に適用できるように設計荷重・供用年数に関しては評点の区分を以下のよう
に修正した。

供用年数に関しては、以下のように読み替えた。

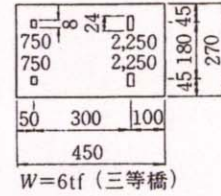
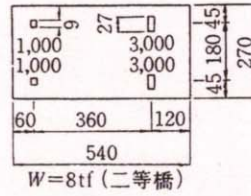
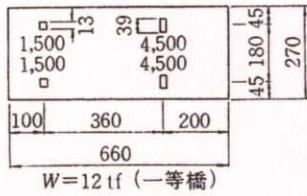
和暦	西暦	供用年数
平成 6 年 (要領発行年)	1994 年	0 年
昭和 40 年	1965 年	29 年 → 30 年
昭和 20 年	1945 年	49 年 → 50 年
昭和 1 年	1926 年	68 年 → 70 年

設計荷重に関しては、日本の道路橋自動車荷重と米国 AASHTO の自動車荷重を比較し、
建設当初の設計荷重に対する重み係数を設定した。

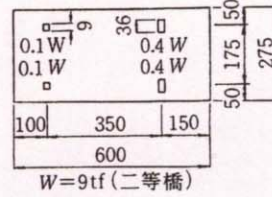
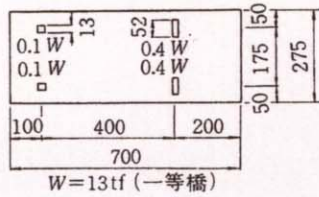
日本の設計活荷重の変遷及び米国 AASHTO の設計活荷重を図 4.7.2～図 4.7.4 に示す。
荷重を整理し、決定した評点を表 4.7.2 に示す。

大正15年(1926年)制定

(重量の単位: kgf)
(寸法の単位: cm)



昭和14年(1939年)制定



昭和31年(1956年)制定

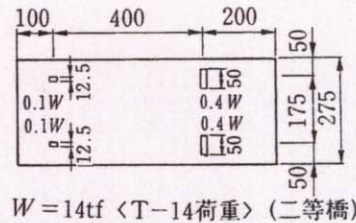


図 4.7.2 日本の自動車荷重の変遷

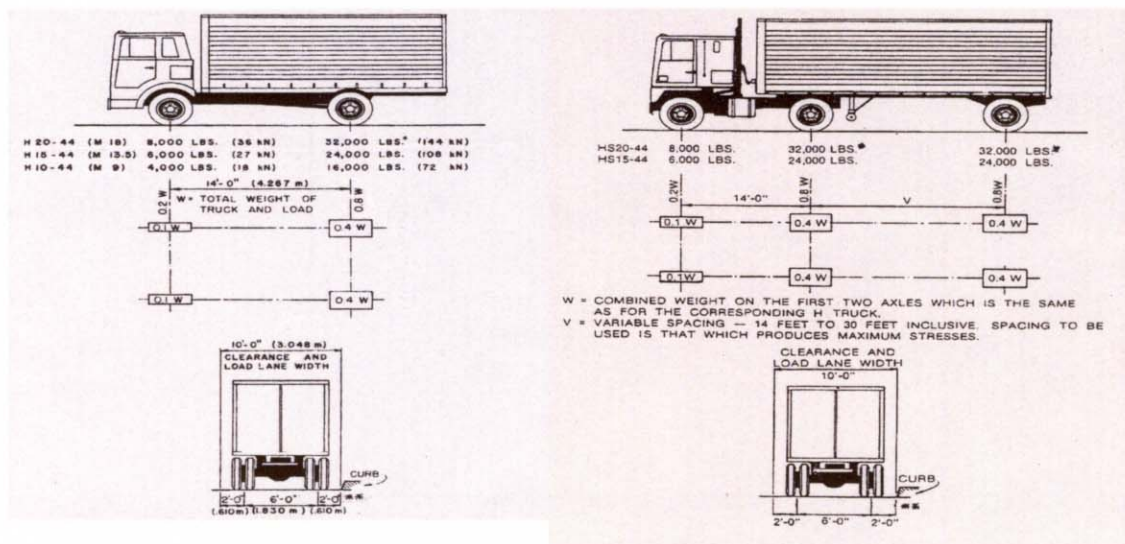


図 4.7.3 AASHTO トラック荷重

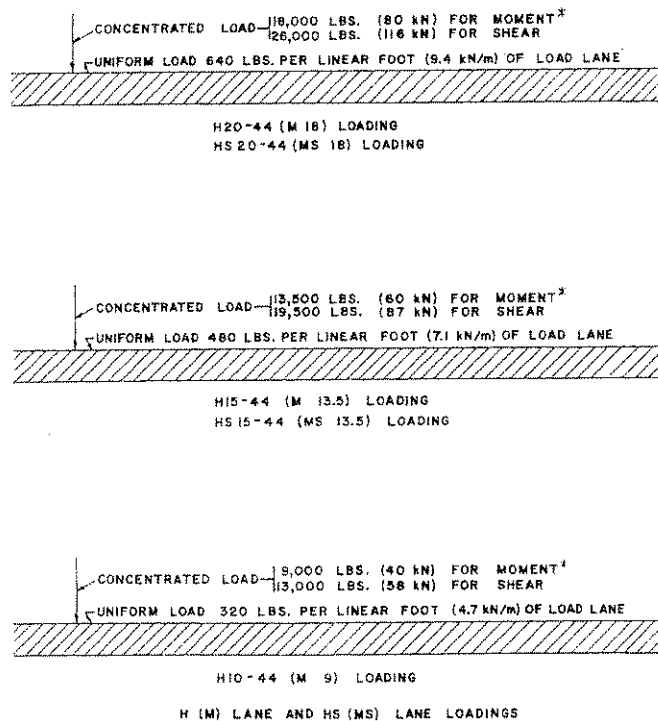


図 4.7.4 米国 AASHTO の車線荷重

表 4.7.2 日米の自動車荷重の比較と重み係数の決定

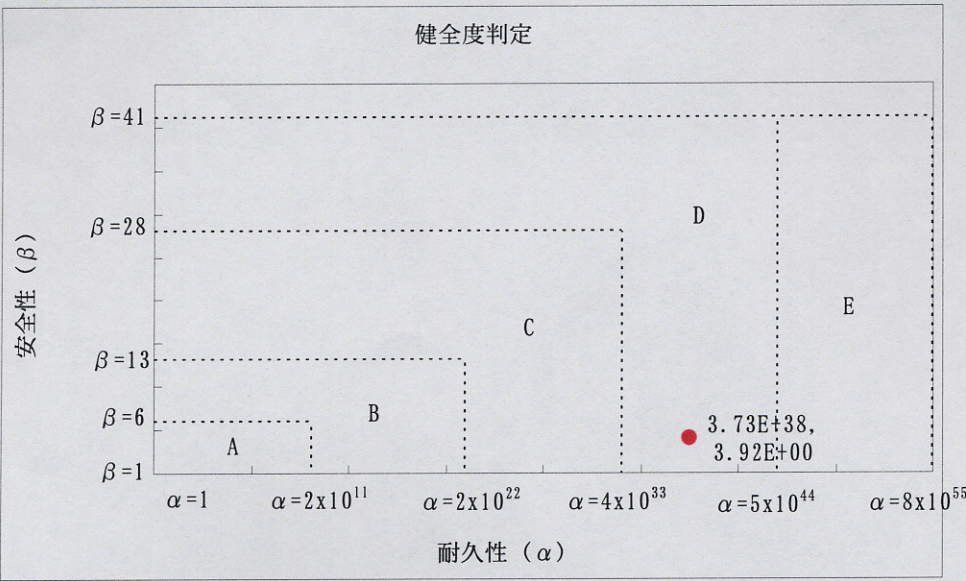
名称		日本の自動車荷重			アメリカの自動車荷重 (AASHTO)				
				T-20	H-10	H-15	H-20	HS-15	HS-20
制定年	和暦	大正15年	昭和14年	昭和31年	(昭和19年)				
	西暦	1926年	1939年	1956年	1944年				
適用		一等橋	一等橋	一等橋	-	-	-	-	インター-ステート ハイウェイ
軸重	1 軸	3.0 (1.33)	2.6 (1.54)	4.0 (1.00)	1.80 (2.00)	2.7 (1.33)	3.6 (1.00)	2.7 (1.33)	3.6 (1.00)
	2 軸	9.0 (1.78)	10.4 (1.54)	16.0 (1.00)	7.3 (1.99)	10.9 (1.33)	14.5 (1.00)	10.9 (1.33)	14.5 (1.00)
	3 軸							10.9 (1.33)	14.5 (1.00)
	合計	12.0 (1.67)	13.0 (1.54)	20.0 (1.00)	9.1 (3.58)	13.6 (2.40)	18.1 (1.80)	24.5 (1.33)	32.6 (1.00)
分布荷重				0.35 (1.00)	0.5 (2.00)	0.7 (1.43)	1.0 (1.00)	0.7 (1.43)	1.0 (1.00)
集中荷重	モーメント			5.0 (1.00)	4.1 (2.00)	6.1 (1.34)	8.2 (1.00)	6.1 (1.34)	8.2 (1.00)
	せん断				5.9 (2.00)	8.8 (1.34)	11.8 (1.00)	8.8 (1.34)	11.8 (1.00)
評点		1.6	1.5	1.0	2.0	1.4	1.0	1.4	1.0

- 注) 1) 下段 () 書き数値は比率
 2) 日本の分布荷重は、L-20主載荷重のスパン80m以下の値 (tf/m²) を示す。
 3) 日本の集中荷重は、L-20主載荷重の線荷重 (tf/m) を示す。
 4) AASHTOの分布荷重、集中荷重は1設計車線当りの値でそれぞれの単位はtf/m、tfである。

従ってアイゼンハワー橋の総合健全度評価は以下のように計算され判定区分 D の「注意」と評価される。

表 4.7.3 アイゼンハワー橋総合健全度評価

		評価項目		i	評価因子別の評点 (a _i)	重み係数 (b _i)	評価		
							a _i	a _i ^{b_i}	α、β
耐久性	上部工	桁	主桁	1	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	30	3	2.06E+14	α = 3.73E+38
			縦桁	2	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	5	2	3.20E+01	
			横桁	3	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	5	2	3.20E+01	
			横構・対傾構	4	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	1	3	3.00E+00	
		床版	5	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	30	4	1.15E+18		
		支承	6	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	1	2	2.00E+00		
	下部工	橋台	7	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	4	2	1.60E+01		
		橋脚	8	a=1, b=2, c=3, d=4, e=5	4	2	1.60E+01		
安全性	活荷重	設計活荷重	9	当初荷重 HS 20-44	1.0	2	1.4	1.96	β = 3.92
				当初荷重 HS 15-44	1.4				
				当初荷重 H 10-44	2.0				
	交通量	大型車交通量 (台／日)	10	4000≥	1	1	1	1	
				4000<～≤8000	2				
				8000<～≤12000	3				
				12000<	4				
		供用年数	11	30年未満	1	1	2	2	
				30年以上50年未満	2				
				50年以上70年未満	3				
				70年以上	4				



総合判定標準		総合健全度判定による。	措置
判定区分	状況		
A	健全		-
B	ほぼ健全		記録
C	やや注意		記録・動態観測
D	注意		記録・詳細調査
E	危険		確認・緊急補修等

第5章 河川・水文調査

5.1 気象水文の概要

(1) 調査対象地域の立地

ボリビアは海を持たない内陸国で、西部の 6,000m 級の山々を擁するアンデス山脈と東部のアマゾン河およびラプラタ河流域へ続く平原がよりなる。ボリビア全土の地形図を図-5.1.1 に示す。ピライ川流域はアンデス山脈東端オリエンタル山脈の丘陵地とその山麓平地とで構成され、その平地は遠くアマゾン河へと続く。流域は、概ね西経 62 度～64 度、南緯 16 度～18 度に位置し、標高 2,400m 程度の上流丘陵地域を除き、ほとんどが 700m から 200m の標高に分布する。

(2) 気候区分

ケッペンによるボリビアの気候区分を図-5.1.2 に示すが、その気候は熱帯気候、乾燥気候、温帯気候そして寒帯気候と、緯度・標高によって大きく変化する。同図に示すとおり、調査対象地域のサンタクルスは熱帯、乾燥、温帯の各気候帯の境界領域に位置しており、気象が不順で複雑に変化する地域といわれている。ボリビア全土の年平均気温と平均年雨量分布を図-5.1.3 および図-5.1.4 に示す。

(3) 架橋地点の気象・水文

アイゼンハウワー橋における気温(1986 年～2002 年)、降雨(1977 年から 2002 年)および水位(1986 年～2002 年)記録に基づき、気象・水文の月変化を整理し、図-5.1.5 および表-5.1.1～表-5.1.2 に示した。その概要は次の通りである。

- a. 月平均気温：年平均気温は 25.6℃で、年間の気温変化は小さく最低月（7 月）の 20.5℃から最高月（1 月）の 28.0℃へ漸変している。
- b. 月平均雨量：平均年雨量は 1,616mm で、年による変動が大きく 1978 年～2002 年の 35 年間で見ると 839mm(1999 年)から 3,057mm(1992 年)まで変動している。年間を通じて 50mm を越える月平均雨量になっており、乾期が明瞭ではないが、月平均雨量 100mm 以下の少雨月は 6 月から翌 9 月までの 4 ヶ月である。
- c. 流況：月平均水位を見る限り、水位は 1、2 月をピークに 10 月へ向け漸次低下しているが、これは年間を通じての平均的な傾向を示しているに過ぎない。水位は年間を通じて低く、通常は河床砂州が水面上に露出する状態であるが、時折の豪雨で一時的に増水する。一般に洪水流出期間は短く 1～2 日程度である。この増水頻度は多雨月ほど高いと思われるが、アイゼンハウワー橋の水位記録によると、ピーク水位 2.50m（標高 280.06 m）前後の洪水水位が、9、10、11 月を除く

どの月でも観測されている。

5.2 河川流域の特性

5.2.1 ピライ川流域

(1) 河川系統

ピライ川はオリエンタル山脈東斜面のサマイパタ（サンタクルス市南西約 100km）付近に発し、サンタクルス市の西方を北上し、ラ・ベルヒカ橋を経てアイゼンハウワー橋に至る。アイゼンハウワー橋直上流では左支川ゲンダ川を合流する。ピライ川はさらに北上し右支川チャネーパイロン川を合流した後、流向を北西に変えヤパカニ川へ合流する。その後、ピライ川はヤパカニ川、グランデ川、マモレ河、さらにマデイラ河を経て、最終的にアマゾン河へ流入する。

(2) 流 域

ピライ川流域図を図-5.2.1 に示す。ピライ川の流域面積はアイゼンハウワー橋地点で 4,039 km²（うち、ゲンダ川 1,147 km²）、ヤパカニ川合流点で 7,188 km²である。流域は地形および河道特性から上流域（ラ・アンゴストゥーラ地点上流で、河川勾配 1/100 以上）、中流域（ラ・アンゴストゥーラからラ・ガルディア地点まで）および下流域（ラ・ガルディアより下流）に区分され、サンタクルス市およびアイゼンハウワー橋は下流域に位置する。

(3) 河川縦断

ピオヘロス川とベルメホ川の合流点からヤパカニ川合流点までのピライ川縦断図を図-5.2.2 に示す。河川勾配は上流域で 1/100 以上、中流域で 1/200～1/400 程度である。下流域ではチャネ川合流点付近を境に上下流で勾配が大きく異なり、合流点上流区間で 1/400～1/1,200、下流区間では 1/5,100 程度である。

5.2.2 地形・地質

(1) 地形

5 万分の 1 地形図に基づくアイゼンハウワー橋付近の地形コンターを図-5.2.3 に、河床縦断を図-5.2.4 に示す。アイゼンハウワー橋付近の河床勾配は 1/800 程度であるが、その上流 3km～8km のピライ川本川およびゲンダ川に急勾配区間 (1/200～400 程度) が認められる。

(2) 地質

EU 調査結果(図-5.2.5)によると、上流域は古生代、中流域は第三紀の地層である。下流域については、ピライ川左岸のゲンダ川流域は第三紀、その他の下流域は第四紀の地層としている点が注目される。アイゼンハウワー橋上流の急勾配区間は第三紀から第四紀地層への遷移部分に位置していると思われる。

5.2.3 土砂動態

(1) ピライ本川

上流域河道は侵食作用による土砂生産が卓越し、中流域河道では上流からの土砂の運搬が行われ、下流域河道では土砂の堆積が卓越している。下流域河道のうちアイゼンハウワー橋下流のベニ鉄道橋より上流区間では堆積作用が比較的軽微であるが、その下流では堆積作用が極めて活発で、土砂堆積により流路が定まらない。EU 調査によると、ピライ川流域の土砂生産量は、アンゴストゥーラ (Angostura: サンタクルス市の上流、上・中流域の境界) 付近で年間 170 万トン、ベニ鉄道橋付近 (図-5.2.5 参照) で年間 300 万トン程度と推定され、その 50%は細かいシルト、粘土および有機物質よりなるウォッシュロードと考えられる。

一方、河川が河床材料を移動させる年間平均流砂能力は、アンゴストゥーラでは 140 万トン、ラ・ガルディアから鉄道渡河地点の区間では 100 万トン程度である。これらを考え合わせると、アンゴストゥーラとラ・ガルディアの間では洗堀が卓越し、ラ・ガルディアとラ・ベルヒカの間では平衡状態に近い。ラ・ベルヒカ橋より下流では堆積傾向にあるが、ベニ鉄道渡河地点あたりまでは堆積傾向が比較的軽微であるが、この地点より下流では河川の流砂能力をはるかに超える多量の土砂が供給される。そのため、下流区間では河道が変移しやすく、最近 20 年間に少なくとも 3 度河道が変移したと言われている。

(2) ゲンダ川

ゲンダ川は、アイゼンハウワー橋直上流でピライ川に合流し、ゲンダ川の支川、アムバイバル川、ペレオトシート川もこの合流点直上流でゲンダ川に合流する。ゲンダ川およびこれらの支川は流域規模が小さいにもかかわらず川幅がピライ川と同程度かあるいはそれ以上である。河状もピライ川に比べ荒れており流送土砂量も多く、その影響が下流ピライ川のアイゼンハウワー橋地点へも及んでいる (図-5.4.1 参照)。ゲンダ川流域がピライ川への重要な土砂供給源になっていると考えられる。

5.3 洪水特性

5.3.1 既往洪水

ピライ川における近年の主要洪水は、1983 年、1991 年、1992 年、2001 年、2002 年と言われている。これら洪水の背景としてエルニーニョ現象が指摘されているが、そのメカニズムは未詳である。

(1) 1983 年洪水

1983 年 3 月に発生した洪水は近年最大の災害をもたらした。1983 年洪水の氾濫状況を図-5.3.1 に示す。洪水はラ・ベルヒカからファン・ラティーノ区間の右岸で氾濫し、既往のピライ川の流路からはずれアイゼンハウワー橋を通過せず下流のベニ鉄道橋付近で従来のピライ川に合流している。アイゼンハウワー橋はピライ川洪水が上流で右岸へ氾濫したため重大な被害を受けなかったが、上流のラ・ベルヒカ橋、タルマ橋が落橋した。ゲンダ川も一部左岸へ氾濫し、ポルタチュエロが被災した。

本洪水はモンテロ、ポルタチュエロに 100 人余の死者・行方不明者を生じるなど大きな被害をもたらし、EU 支援によるピライ川治水基本計画調査のきっかけとなった。

(2) 1991/1992 年洪水

モンテロ市街およびその周辺地域が被災し、当時 BID 資金で建設中の道路がアイゼンハウワー橋付近で一部決壊した。この洪水でピライ川は完全にリベルタード川へ流路を変えてしまい、アイゼンハウワー橋を洪水が通過することは無かった。洪水後、ピライ川流路を元の川へ復帰させる工事が実施された。

この洪水を契機に、BID はピライ川治水工事に出資を申し出、EU もモンテロ洪水防御事業の実施を決めることになった。

(3) 2001/2002 年洪水

モンテロ洪水防御事業の完成後の洪水で、ファン・ラティーノの横越流堰で越水が確認されたが、周辺地域へ大きな洪水被害をもたらすことは無かった。2001 年洪水ではアイゼンハウワー橋左岸の橋台部分が破損した。この左岸橋台部分については EU 調査によって橋梁の延長計画が提言されており、手戻り工事を避けるため左岸側の防護工事を控えていたことも被災の一因になったと関係者は述べている。道路公団と SEARPI がこれを修復した。

治水施設災害としては、横越流堰前面の防護工（杭網型）が 2001 年、2002 年の 2 年間に 3 度損壊したと言われている。2002 年 2 月の防護工倒壊は延長 200m に及んだが、これらは既に修復されている。これらの防護工はコンクリート杭と金網で出来ており、

コンクリート杭は長さ 11m で地上部分約 2m を残し 9m を地中へ打ち込んだものである。

5.3.2 洪水流出特性

(1) ピライ川の流出特性

アイゼンハウワー橋の直上流でピライ川は支川ゲンダ川を合流しており、架橋地点の洪水はピライ本川の出水によるもの、ゲンダ川の出水によるもの、および両者が同時生じたものと指摘されている。

ピライ川は流域が縦断方向に長く、一般に洪水が集中し難い形状で、広域かつ長期継続降雨の場合に大きな出水を生じると考えられる。短期降雨による洪水は、一般に水量が少ない上、上流河道における貯留と氾濫によりピークがつぶれてしまうためである。したがって、ピライ川の流出は水量大きく比較的継続時間の長いものとなり、河道形成に支配的と思われる。

(2) ゲンダ川の流出特性

一方、ゲンダ川はその支川がゲンダ本川と平行して流下し、ピライ川との合流点付近でゲンダ川へ合流しており、本支川からの洪水および流送土砂が下流合流点付近で集中しやすい水路系統になっている。ゲンダ川は短期降雨によってもフラッシュ・フラッドを生じ、架橋地点へシャープな洪水と土砂の流出をもたらすが、継続時間は短い。

(3) 洪水ハイドログラフ

ピライ川のアイゼンハウワー橋地点における 1989 年 8 月 21 日洪水と 25 日洪水を図-5.3.2 に例示する。この洪水は EU 調査において、流出モデルの同定用に選定されたものである。これら洪水時の降雨分布等は未詳だが、7 時間程度でピークに達している 8 月 25 日洪水は主にゲンダ川の流出により発生したもので、23 時間目にピークが発生している 8 月 21 日洪水は主にピライ本川の流出によるものと思われる。このようにピライ川の洪水の継続時間は 1 日ないし 2 日程度である。

5.3.3 アイゼンハウワー橋地点最大洪水位

アイゼンハウワー橋の水位記録によると、ピーク水位 2.5m (標高 280.06 m) を超えるような洪水は、9、10 および 11 月を除くどの月でも発生している。1986 年～2002 年の最大ピーク水位は 1987 年 7 月の 3.10m (標高 280.66 m) である。一方、1977 年以降の日平均水位資料によると最高日平均水位は 1983 年 5 月の 2.43m で、日平均水位 (Hd) とピーク (Hp) 水位の平均的な関係 ($H_p/H_d = 1.434$; 図-5.3.3 参照) を適用してピーク水位を推定すると、3.5m (標高 281.0 m) 程度と推定される。さらに、アイゼンハウ

ワ一橋における 1983 年 3 月の洪水時写真（図-5.3.4）を見ると、洪水位は 2.3m 嵩上げ前の橋梁橋桁下（推定標高 282.5 m）の 0.5m～1 m 下まで達している。

以上の検討結果を総合すると、アイゼンハウワ一橋地点における既往最高水位はせいぜい標高 282.0 m であったと判断される。

5.4 河道特性

5.4.1 河道変遷

（1）基礎資料・情報

1967 年 8 月撮影の航空写真および 5 万分の 1 地形図（1960 年代撮影航空写真を基本にアップデート）をラパスで購入し、SEARPI 所有の 2000 年 8 月撮影モザイク航空写真のコピーを入手した。さらに、河川へのアクセスが悪いため調査団は 2003 年 2 月ヘリコプターにより空中から河状を視察した。これらの資料・情報に基づき河道の現状とその変遷を調査した。

（2）河道の変遷

アイゼンハウワ一橋は 1964 年に建設され、河道については 1967 年（35 年前）以降の資料が利用可能である。これらの資料のうち、1967 年 8 月航空写真と 5 万分の 1 地形図は河道が酷似しており、また、2000 年 8 月河道は現在もほとんど変化していないことが確認された。したがって、1967 年 8 月河道と 2000 年 8 月河道を重ね合せ、過去 30 年余における河道の変化を調査した。その結果、下記事項が明らかになった。

- a. ピライ川およびゲンダ川の本・支川の変遷は概ね河道砂堆の移動範囲内と考えられ変動は小さい。変動が比較的大きいのはピライ川とゲンダ川の合流点形状およびアイゼンハウワ一橋下流のピライ川河道である。アイゼンハウワ一橋付近の河状と河道の変遷を図-5.4.1 に示す。
- b. 上記のピライ川とゲンダ川の合流点形状の変化はアイゼンハウワ一橋断面と河道の交差角度に微妙に影響している。当初、ほぼ直角に橋梁を横断していた河道が、現在は橋上流で左岸側へ橋下流で右岸側へ変移し橋と斜めに交差している。
- c. ピライ川河道はアイゼンハウワ一橋下流での右岸側へ大きく湾曲し、河道重ね図下端に見られるように、川筋を変えてしまっている。

（3）橋梁断面の河床上昇

アイゼンハウワ一橋架橋地点の河床が上昇しているとの一部情報があるが、現地踏査および SEARPI 等の関係者への事情聴取によってその事実を確認することは出来なかった。架橋断面で河床砂堆が時とともに左右岸へ移動するので固定点で見たとき河床が上昇

している場合がある。このような場合、断面全体の平均河床高はほとんど変化していないと思われる。

5.4.2 河床材料調査

(1) 河床材料調査

ピライ川のゲンダ川合流点上・下流でそれぞれ3断面、ゲンダ川で2断面、合計8断面で河床材料を採取した(図-5.4.2)。これらの河床材料は、河床砂州上で表土30cmを除去しその下30cm～80cmの深さの材料を混合して採取したもので、地元コンサルタントに依頼して比重試験および室内篩分けによる粒度分析を行った。

(2) 試験結果

比重試験結果を表-5.4.1、粒度分析結果を図-5.4.3に収録するが、結果を要約すると次の通りである。

採 取 地	試料 No.	標準偏差 (d_{84}/d_{16}) ^{0.5}	平均粒径 (d_{60} :mm)	比重
ピライ川(ラ・ベルヒカ橋)	M8	> 2	0.13	2.54
ピライ川(橋上流約 21.8 km)	M5	2.0	0.20	2.50
ピライ川(橋上流約 12.0 km)	M4	> 2	0.10	2.55
ピライ川(アイゼンハウワー橋)	M1	1.5	0.28	2.64
ピライ川(橋下流約 12.5 km)	M6	1.5	0.27	2.62
ピライ川(橋下流約 19.0 km)	M7	1.5	0.29	2.62
ゲンダ川(橋上流約 23.3 km)	M3	1.7	0.31	2.62
ゲンダ川(橋上流約 10.5 km:水制域内)	M2	2.2	0.20	2.41

上記のうち試料-M2はアクセスの都合でやむを得ず水制域内で採取したものであるが、試験結果から見ると特異な値を示していると思われるので、検討対象から除外することにする。また、試料-M4とM8の標準偏差については細粒分の含有割合が多く16%粒径が確認できなかったが標準偏差が2以上と判断される。上記の調査結果から次の事項が明らかになった。

- a. 粒径分布: ゲンダ川と合流点下流ピライ川では粒径が均質で標準偏差も小さいが、合流点上流のピライ川では細粒分の含有量が増え、粒径の分布範囲も広く標準偏差が大きくなっている。
- b. 平均粒径(d_{60}): ゲンダ川と合流点下流ピライ川で0.3 mm、合流点上流ピライ川で0.1～0.2 mmである。

- c. 比重：ゲンダ川と合流点下流ピライ川で 2.62～2.64、合流点上流ピライ川で 2.50～2.55 である。
- d. 考察：上記のごとく、ゲンダ川と合流点下流部ピライ川とでは河床材料の連続性が高く、ゲンダ川の河床材料が合流点下流のピライ川河床材料を特徴付けていることがうかがえる。

5.4.3 洪水時河床動態調査

あらかじめ河床にセラミックを埋設し、洪水後そのセラミックがどの深さまで流失したかを調べることにより、洪水時の最大洗堀深を知ることが出来る。この方法による EARPI 調査によると、アイゼンハウワー橋下流約 800m 地点の断面で 1995 年、1996 年洪水時に河床が最大 8m の深さまで洗堀された事が報告されている。この移動層厚はボーリング結果と照合し、細粒砂の堆積する沖積層厚に対応するとしている。

ラ・ベルヒカ橋からアイゼンハウワー橋までの河川沿いの区間で SEARPI が実施した 12 本のボーリング結果によると、この沖積層の厚さはアイゼンハウワー橋上流約 10km 地点から上流では 2.5m～4.0m であるのに対し、下流河道では 6m～8m と急に厚くなっている。なお、アイゼンハウワー橋地点では 7.3m の厚さ（標高 279.3 m から 272.0 m まで）と報告されている。

5.4.4 洪水時河床形態

（１）流水と河床波の関係

流水によって河床に様々な河床波が生じ、その河床波は河道粗度を変化させ、洪水の流況に影響を与える。河床波と流れのパターンを図-5.4.4 に示す。流水と流砂状態の関係は現地および実験室データから図-5.4.5 に示すダイアグラムに整理されている。図中で用いられているパラメーターは次の通りである。

摩擦速度	: $u^* = (g H I)^{0.5}$
無次元掃流力	: $\tau^* = u^{*2} / (s g d) = H I / (s d)$
流速係数	: $\phi = v_m / u^* = H^{1/6} / (n g^{1/2})$
水深粒径比	: H/d

ここに、

H：水深、I：勾配、g：重力加速度(= 980 cm/s²)、
d 或いは d_R：河床材料代表粒径、s：河床材料の水中比重、
v_m：平均流速、n：マンニングの粗度係数

(2) アイゼンハウワース橋におけるパラメーターの値

上記ダイアグラムを現アイゼンハウワース橋の河道断面に適用し、洪水時水位 282.0 m を仮定して洪水時の流砂・河床形態を推定する。河道の基本諸元は次の通りである。

河床勾配(I) = 1/500、重力加速度(g) = 980 cm/s²

流積(A) = 1304 m²、水面幅(B) = 282 m、平均水深(H) = A/B = 4.64 m

河床材料代表粒径(d) = 0.03 cm、河床材料の水中比重(s) = 1.65

これらの諸元を用いてパラメーターを試算すると、

摩擦速度 : $u^* = (g H I)^{0.5} = 30.13 \text{ cm/s}$

無次元掃流力 : $\tau^* = u^{*2} / (s g d) = H I / (s d) = 18.71$

水深粒径比 : $H/d = 15,400$

(3) 考 察

上記の試算パラメーターをダイアグラムにプロットすると、次のことがわかる。

- a. 流砂形態：ピライ川の摩擦速度を図-5.4.5 の左図にプロットした。河床材料粒径が河道の摩擦速度に比べ極めて小さいため、河床材料は高濃度の浮遊砂となって移動していると推察される。一方、図-5.4.5 の右下図では、ピライ川の無次元掃流力が極めて大きくダイアグラムの領域外に出てしまうが、反砂堆（図-5.4.4 参照）の領域にある。このことから、洪水時のアイゼンハウワース橋では、極めて高濃度の浮遊砂を含有した流れが、反砂堆の状態で流下していると思われる。EU 調査報告書では、10～300 m³/s 程度の流量の下でさえ、常流河道ではほとんど生じない水面の乱れや反砂堆の形成が見られると報じている。
- b. 図-5.4.5 の左図中の u^{*2} と d に関する曲線はわが国における平衡状態に達した河川の摩擦速度と河床材料の関係を示している。ピライ川の摩擦速度はこの曲線から大きく乖離しているが、これはアイゼンハウワース橋地点の河床材料がピライ川独自の流送土砂によるのではなく、ゲンダ川からの土砂補給によることを物語っていると思われる。

5.5 治水計画

5.5.1 ピライ川治水の経緯

(1) SEARPI

サンタクルス市および周辺地域はピライ川流域の土砂・洪水問題に苦しめられてきた。ボリビア政府は1975年からCORDECRUZ（Corporacion Regional de Desarrollo de Santa Cruz: サンタクルス開発地域公社）と協力して対策を講じてきたが、1983年3月に死者行方不明者100人余に及ぶ大洪水が発生したのを期に、法 No. 550 が制定され、SEARPI

(Servio de Encauzamiento de Aguas y Regularizacion del Rio Pirai:ピライ川改修公団) が設立されることになった。

SEARPI の権限は、流域の総合管理のための計画を策定し事業を実施することであり、ピライ川に影響を及ぼす公共事業や工場建設に関して許認可業務を行うことである。1983 年の創立以来 20 年間、SEARPI はピライ川の改修の主幹事業者として上記業務を実施してきている。

(2) GTZ, EU, BID の協力

SEARPI は 1983 年の設立当初からドイツの GTZ の協力をえて、洪水防御や河岸防護のための資機材供与、人材育成を受けてきた。その後 EU の支援によりサンタクルス市の治水計画調査を実施し、ピライ川流域治水基本計画 (Plan Directivo de la Cuenca del Rio Pirai) を策定した。

1991 年、1992 年の洪水により、モンテローロ市街とその周辺地域が被災し、当時 BID 資金で建設中のサンタクルス-コチャバンバ道路がアイゼンハウワー橋付近で一部決壊した。これに対処し BID は Pirai 川治水工事に 100 万ドルの出資を申し出た。併せて EU もモンテローロ市街の洪水防御事業に参加の意思を表明し、緊急事業 (SEARPI-Emergencia) が実施されることになった。この事業で BID 資金はボリビア政府出資分として使われることになった。

この緊急事業は長期的な対策としては不十分なため、EU はさらに出資 (SEARPI-CE) を決め、SEARPI-Emergencia と併せて、モンテローロ市街地防御ピライ川治水事業 (Programa de Proteccion de la Ciudad de Montero Contra las Inundaciones del Rio Pirai : 以下、『モンテローロ治水事業』と略称) として実施されることとなった。EU による協力は、当初の 1999 年 9 月 2 日の期限を 2000 年 12 月 31 日まで延長し、全て終了している。

(3) その後の事業

EU 協力の終了後、SEARPI は EU 事業の残資機材や EU 事業の免税還付金などを使って、EU 事業の残工事や施設の維持補修工事を実施している。

5.5.2 ピライ川流域治水基本計画調査

(1) 治水基本計画調査

1989 年 3 月から 1990 年 8 月にわたり、EU の協力を得て、SEARPI はイタリアのコンサルタント (AIC 社) と共に治水基本計画調査を実施し、1991 年 6 月にピライ川流域治水基本計画を策定した。この基本計画とその付属調査報告書は、その後のピライ川治水対策の基本方針となっている。

(2) 調査の目的

ピライ川流域治水基本計画調査（EU 調査）の調査対象地域はアンゴストゥーラ（中流域の上流端）からサン・ペドロ（アイゼンハウワー橋下流 90.86km 地点）までの約 215km 区間である。

調査の主な目的は次の通りである。

- a. ピライ川に係る問題点を摘出し、その定量化をはかる。
- b. その問題点を解決する代替案を検討する。
- c. 次の機能を果たすような一連の対策計画を、プレフィージビリティ・レベルで策定する。
 - ・常水路を水理的に十分な機能を持つよう改修する。
 - ・ピライ川の洪水危険地域を防護する。
 - ・調査対象河川区間における堆砂を減少または制御する。
 - ・全体として流域内の経済的重要性の高い地域の安全性を向上する。
- d. 既設橋梁の水理的な能力を評価し、必要に応じてピライ川を渡る道路・鉄道橋の拡張や新設を計画し、水理的に必要な通水断面を確保する。
- e. ピライ川の水質汚濁を評価し、水質管理のためのマニュアルを作成する。
- f. 提案事業のフィージビリティ調査を行い、事業実施のための最終設計の T/R (Terms of Reference) を作成する。

(3) 提案された事業内容

河道変遷、河岸浸食、洪水被害等のピライ川が抱える諸問題に対処するため、下記の河川の改修工事が提案された。

- a. 河道改修工事
 - ・落差工：97 基、あるいは総延長 16.3 km
 - ・河岸法先防護工：49 km (モルタル詰土嚢、蛇かご)
 - ・護岸工：90.5 km
 - ・水制工：3.5 km
 - ・締切堤護岸：4.3 km
- b. 100 年確率堤防工事：5,600,000 m³ (La Angostura から San Pedro 間の左右岸堤で 100 年確率高水対応)
- c. 20 年確率堤防工事：2,200,000 m³ (全区間左岸堤とアイゼンハウワー橋からベニ鉄道間の右岸堤。これらの堤防は 20 年確率プラス余裕高とし、余裕高なしで 100 年確率高水にも対応するものとする。)
- d. 事業費：これらの事業に要するコストは総額約 125,0 百万ユーロ (ECU) と見積もられている。

5.5.3 モンテローロ市街地防御ピライ川治水事業

(1) モンテローロ治水事業

SEARPI は EU と一部 BID の資金協力を得て、イタリア-フランスの混成コンサルタント (AIC-PROGTI/NCR) と共に、1994 年 9 月 29 日から 2000 年 9 月 28 日までの 72 ヶ月にわたり、モンテローロ治水事業を実施した。本事業は基本的にピライ川流域治水基本計画に基づくもので、その対象区間はラ・ベルヒカ橋からアイゼンハウワー橋までの約 33 km である。

(2) 事業の目的

モンテローロ治水事業は次の目的を持つ：

- a. モンテローロ市街地 (56,000 人) を防御し、民生の安定を図る。
- b. 社会、エネルギー、経済インフラを保全し、地方・国際的交通 (コチャバンバー-サンタクルス道路とベニ鉄道) の継続的な供用を保障する。
- c. 農牧生産を向上するため、農地 (15,000 ha) を復旧し改良する。
- d. 計画対象地域の開発を始動する。
- e. SEARPI の組織強化を図る。

(3) 事業費

本事業の実施に要する事業費は、約 15,670,000 ユーロ (ECU) で、EU の資金協力分およびボリビア側負担分は次の通りである。

協 定	EU (ECU)	ボリビア (ECU)	Total (ECU)
a. ALA/92/47 (S-Emerhencia)	973,000	836,000	1,809,000
b. ALA/92/35 (SEARPI-CE)	12,500,000	3,170,000	15,670,000

(4) 治水事業の概要

モンテローロ治水事業の主な工事は下記のとおり、堤防建設、河道改修、および付帯施設等の工事からなる。事業の配置図を図-5.5.1 に示す。

- a. 右岸 100 年確率堤防：ラ・ベルヒカ橋からファン・ラティーノ地点 (CE-D07: 17.2 km) およびファン・ラティーノ地点からアイゼンハウワー橋 (CE-D01: 14.2 km) までの区間のモンテローロ、ワルネスおよび周辺地域をピライ川の 100 年洪水から防御する。CE-D01 堤防法線はピライ川の河道が安定していないことに配慮して 1991/1992 年洪水時氾濫水路の右岸側に設ける。
- b. 右岸 20 年確率堤防 (CE-D06: 13.9 km)：上記 CE-D01 堤防とピライ川に挟まれた地域を 20 年確率洪水から防御する。この堤防の上流端 (ファン・ラティーノ地

点)には横越流堰(延長 800m)を設け、ピライ川流量が 2,000 m³/s を超えると洪水を越水しピライ川本川の流量負担を軽減するよう計画されている。

- c. 左岸 100 年確率堤防 (CE-D09: 5.9 km) : ピライ川およびその左支川ゲンダ川の 100 年洪水からポルタチュエロおよび周辺地域を防御する。堤防法線はゲンダ川の左岸側に設ける。
- d. 河道改修 (ラ・ベルヒカ橋からアイゼンハウワー橋までの延長 33 km) : 洪水の円滑な流下を確保するため、河道整正(河道掘削工、水制工、水路締切り工)、河岸防護(護岸工、法先防護工)等を実施。

5.3.4 アイゼンハウワー橋関連河道計画諸元

(1) 計画流量配分

モンテロー治水事業におけるピライ川の計画流量配分としては、河道の安定と右岸地域の開発に配慮して、下記 2 段階の計画流量配分が提案されている。

- a. 現計画流量 3,720 m³/s : ファン・ラティーノ地点で 2,000 m³/s に達したら洪水を横越流させ、最終的に 100 年流量の 5,160 m³/s 時に 1,900 m³/s を横越流させ、ピライ本川下流へは 3,260 m³/s (20 年確率相当) を流下させ下流部河道の負担を軽減する流量配分で現施設に対応。アイゼンハウワー橋地点ではゲンダ川の流量を加え、3,720 m³/s になる。
- b. 将来計画流量 5,620 m³/s : 将来ピライ川が安定化し、CE-D01 堤防と CE-D06 堤防に囲まれた地域が市街化等に伴う高度利用が必要になった場合の流量配分で、アイゼンハウワー橋地点ではピライ本川の 5,160 m³/s にゲンダ川の流量を加え、5,620 m³/s になる。この場合には、CE-D06 堤防を 100 年確率に対応するよう整備し、横越流堰を撤去する。SEARPI はアイゼンハウワー橋の架替えに際しては将来計画流量対応することとし、橋長を延ばすよう提言している。

(2) 堤防天端高

SEARPI が実施した測量結果によると、アイゼンハウワー橋のある国道 7 号線とピライ川堤防が交差する地点の現状堤防天端高は下記の通りである。

- a. 右岸 100 年確率堤防(CE-D01)の 7 号線交差点天端高 : 標高 284.52 m
- b. 右岸 20 年確率堤防(CE-D06)の 7 号線交差点天端高 : 標高 283.00 m
- c. 左岸 100 年確率堤防(CE-D09)の 7 号線交差点天端高 : 標高 281.89 m

5.6 アイゼンハウワー橋の河川・水文的评价

アイゼンハウワー橋の河川・水文的观点からの健全度は下記の3点から評価する。

- a. 橋梁周辺河道の安定性：橋梁周辺河道が自然或いは人為的に安定を維持し、流路を変えたり橋梁取付け道路を破損したりすることなく、架橋部河道断面を流下するか。
- b. 橋梁桁下高：洪水が橋桁を損傷したり或いは橋桁に影響されたりすることなく、橋梁桁下を十分な余裕を持って通過できるか。洪水が安全に桁下を流下するためには、橋梁の桁下高が既設堤防の天端高より高く、しかも過去の最大洪水位より余裕を持って高くなっている必要がある。余裕高は、日本国の基準では計画流量 2,000～5,000 m³/s に対し 1.2m、5,000～10,000 m³/s に対し 1.5m を下限値としている。
- c. 下部工の洗堀に対する安全性：橋梁下部工の根入れ高は洪水時の河床低下および下部工周辺の局所洗堀に対して安全か。

なお、アイゼンハウワー橋地点のピライ川計画流量(100年確率対応)として(1)現状改修状態(3,720 m³/s)および(2)将来改修状態(5,620 m³/s)の2段階がある。しかし、河道の安定には今後長年月を要するうえ、モンテローの市街地拡大も土地条件の良くない河川側を必ずしも選択する必要の無いことを考えると、将来改修状態の実現はよほど遠い将来と推察される。したがって、評価は現状状態に対して行うこととし、将来状態に対してはその対応について検討するに留める。

5.6.1 現状改修状態における評価

(1) 橋梁周辺河道の安定性

ピライ川は急勾配で、第3紀層で生産される多量の細粒土砂を受け、本来、若い荒れた川である。しかし、近年の SEARPI による河道改修事業により、アイゼンハウワー橋周辺河道の安定化は進んでいる。

今後、ゲンダ川流域(第3紀層)を中心に土砂の生産・流出を軽減する対策を推進することが重要である。また、ゲンダ川とピライ川の合流形状の変化は、アイゼンハウワー橋地点の河道の変動に直接影響するのでその変化を注視する必要がある。

(2) 橋梁桁下高

現橋梁の桁下高と現堤防天端高および既往の最大洪水位の関係を模式的に図-5.6.1に示す。下記の通り、現橋梁の桁下高は現堤防天端高および既往の最大洪水位と照合しても十分な余裕があり、洪水流下の妨げにならない。

a. 現堤防天端高との比較：

現桁下高(標高 284.8 m) > 現堤防高(標高 281.89～284.52 m)

b. 最大洪水位との比較：

現桁下高(標高 284.8 m) > 最大洪水位(標高 282.0) + 余裕高 1.5m = 283.5 m

(3) 下部工の洗堀に対する安全性

既設橋梁下部工の図面が無いため安全性の評価は困難である。しかし、河床材料が砂質で細粒なため洪水時の河床移動厚は深く、5.4.3 で述べた SEARPI 調査でも 8m を超える河床砂の移動が確認されている。この調査に基づき SEARPI は、沖積層厚を洪水時の移動層厚とみなし、アイゼンハウワー橋の移動層厚を 7.3m(丸めて 8m)と推定している。したがって、現河床下 8m までの洗堀に耐えられるような下部工の対策が必要と考えられる。

既存の左岸橋台防護工は緊急対応の施設で、防護範囲や規模が不十分である。流れに面する橋台および取付け道路を覆うような範囲(延長 100m 程度)に対して法面防護工、護岸基礎工による補強が必要である。法面防護工は洪水時の流水或いは浮流物による法面の損傷防ぐ施設で、護岸基礎工は護岸法止め工と河床根固め工とからなる。河床根固め工は洪水時の河床洗堀に柔軟に対応し、護岸法止め工および法面防護工を護るものである。防護範囲および防護工については第 6 章に取りまとめる。

5.6.2 将来改修状態への対応

(1) 架橋幅

将来改修状態においては、橋梁断面における計画流量が現状の 3,720 m³/s から 5,620 m³/s になる。架橋幅は架橋地点および上下流の河道における洪水や土砂の移動状況および河床変動等を検討の上慎重に決めるべきであるが、ここでは、経験則に基づき流量増による架橋幅への影響について検討する。Lacy は沖積河川における安定河道幅として次の経験式を提案している。

$$W_s = CQ^{0.5}$$

ここに、 W_s ：安定河道幅 (ft)、 Q ：計画流量 (ft³/s)、 C ：1.8～2.7 の範囲の係数である。この経験式をピライ川に適用すると、安定河道幅は次の通り試算される。

a. 現状流量 3,720 m³/s に対して：安定河道幅＝200m～300m

b. 将来流量 5,620 m³/s に対して：安定河道幅＝250m～370m

流量が約 50%増しになる将来状態において、架橋幅は概ね 25%増しになっている。アイゼンハウワー橋の現状架橋幅は 280m で、現状流量および将来流量のいずれの安定河道幅の範囲内にも入っている。

将来、アイゼンハウワー橋を架け替える事態が生じた場合には、EU 調査で提言して

いるように、架橋幅の拡幅が維持管理上望ましいとは考えるが、現状架橋幅も代替案の一つに加えた水理的、経済的、社会的検討を経て決めるべきである。

（２）橋梁周辺河道の安定性

当面の対策としては提案されなかったが、将来的には兩岸にガイドバンクを設け、河道の変移に対し柔軟に対応して河岸および取付け道路を防護できるようにするのが、維持管理上得策と考える。

（３）橋梁桁下高

現堤 CE-D01 の天端高は将来流量に基づき計画されており、現橋梁の桁下高は現状改修状態の評価でも述べたように、十分な高さを持っていると判断される。

表-5.1.1 月平均温度と月雨量:アイゼンハウワー橋

MONTHLY TEMPERATURES: EISENHOWER BRIDGE

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Max.	Min.	Ave.
1986	26.9	26.6	26.4	-	-	-	-	-	-	-	28.8	29.5	29.5	26.4	-
1987	-	-	-	26.5	-	21.8	24.1	22.5	25.0	26.6	28.0	26.1	28.0	21.8	-
1988	26.8	27.6	27.2	24.7	21.1	21.5	19.6	25.6	26.0	27.2	27.9	27.1	27.9	19.6	25.2
1989	26.5	27.2	26.2	25.0	22.5	23.3	21.5	24.2	-	28.2	29.2	27.7	29.2	21.5	-
1990	27.6	27.7	28.1	26.2	22.1	20.1	19.6	23.7	24.1	28.0	27.8	27.1	28.1	19.6	25.2
1991	26.8	27.5	27.0	25.5	24.6	22.0	20.9	23.2	25.5	26.7	26.7	26.8	27.5	20.9	25.3
1992	27.8	26.4	26.7	24.5	22.8	22.6	18.4	22.1	22.9	26.1	26.4	27.3	27.8	18.4	24.5
1993	26.9	27.4	27.7	26.0	23.2	23.1	20.5	22.7	24.5	27.4	27.4	27.4	27.7	20.5	25.4
1994	28.0	27.7	26.5	25.3	25.1	22.9	21.6	24.8	27.6	27.3	29.0	28.5	29.0	21.6	26.2
1995	26.3	27.3	27.3	24.9	23.3	23.5	-	24.9	26.8	28.1	29.0	28.7	29.0	23.3	-
1996	27.6	27.7	28.2	26.3	24.2	19.8	22.6	25.3	24.9	26.5	27.6	27.0	28.2	19.8	25.6
1997	28.8	27.0	27.8	26.1	23.7	21.6	23.7	23.6	28.4	28.3	28.3	27.6	28.8	21.6	26.2
1998	29.0	27.9	25.1	25.8	22.0	21.5	24.5	24.0	23.9	26.9	27.2	27.4	29.0	21.5	25.4
1999	27.8	28.5	27.2	25.1	23.2	21.7	20.7	23.5	28.9	28.4	28.1	27.5	28.9	20.7	25.9
2000	29.4	27.3	26.1	27.1	26.1	22.7	9.2	24.6	25.7	28.4	27.1	25.7	29.4	9.2	25.0
2001	27.1	27.8	26.8	26.2	21.9	21.6	23.5	26.1	26.8	28.2	27.5	28.0	28.2	21.6	26.0
2002	30.5	26.7	27.5	26.5	25.4	21.2	21.6	25.7	27.3	30.4	29.4	27.4	30.5	21.2	26.6
Max.	30.5	28.5	28.2	27.1	26.1	23.5	24.5	26.1	28.9	30.4	29.4	29.5	30.5	26.4	26.6
Min.	26.3	26.4	25.1	24.5	21.1	19.8	9.2	22.1	22.9	26.1	26.4	25.7	27.5	9.2	24.5
Ave.	28.0	27.5	27.1	25.8	23.5	21.7	20.5	24.2	25.9	27.7	27.7	27.3	28.5	19.7	25.6

(Note: Data period of average: 1988, 1990-1994, 1996-2002)

MONTHLY PRECIPITATION: EISENHOWER BRIDGE

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Max.	Min.	Annual
1977	-	-	-	-	-	-	-	-	-	68.0	-	98.1	-	-	-
1978	220.0	85.7	138.8	33.4	106.5	113.9	9.9	8.9	93.0	108.5	273.5	181.5	273.5	8.9	1373.6
1979	342.7	464.8	18.7	102.3	37.5	0.2	20.8	8.8	72.5	77.9	134.4	90.7	464.8	0.2	1371.3
1980	328.0	186.7	143.1	329.7	80.1	12.8	1.4	49.4	152.7	2.2	189.0	71.2	329.7	1.4	1546.3
1981	264.7	132.2	192.6	156.5	211.5	47.3	19.5	92.4	125.7	345.2	192.6	243.1	345.2	19.5	2023.3
1982	103.5	318.2	122.8	78.5	217.7	258.2	26.2	72.3	119.7	148.5	143.8	323.6	323.6	26.2	1933.0
1983	326.6	137.8	198.8	128.8	286.5	56.4	87.4	11.6	17.6	128.2	156.6	276.0	326.6	11.6	1812.3
1984	262.8	238.1	189.1	87.9	29.2	52.0	44.8	27.7	26.2	101.8	283.7	366.4	366.4	26.2	1709.7
1985	91.1	166.3	66.0	128.6	18.9	222.5	236.7	5.1	111.1	105.3	101.9	105.4	236.7	5.1	1358.9
1986	188.1	279.7	162.3	102.6	418.9	20.1	91.1	115.3	97.4	117.0	189.6	171.5	418.9	20.1	1953.6
1987	492.3	172.0	244.3	41.1	98.4	131.4	326.0	154.5	30.3	192.2	316.5	355.9	492.3	30.3	2554.9
1988	186.1	153.8	178.2	225.9	30.0	2.7	13.0	0.8	18.6	130.4	88.5	268.6	268.6	0.8	1296.6
1989	433.5	255.6	163.3	94.0	34.0	90.0	39.4	332.9	22.6	36.9	96.1	323.7	433.5	22.6	1922.0
1990	201.6	201.2	188.4	168.8	282.0	194.9	75.5	57.6	99.2	27.6	268.0	237.0	282.0	27.6	2001.8
1991	484.5	107.1	128.3	65.6	49.3	68.0	78.9	0.0	38.2	100.8	282.8	193.3	484.5	0.0	1596.8
1992	581.7	428.8	130.9	303.2	287.2	90.3	56.6	102.1	296.2	125.7	174.7	480.1	581.7	56.6	3057.5
1993	226.4	249.7	135.6	10.9	57.1	64.1	61.3	23.1	49.1	100.1	251.4	131.7	251.4	10.9	1360.5
1994	180.8	197.4	141.9	49.2	106.2	152.6	63.3	4.8	126.4	175.0	76.9	189.5	197.4	4.8	1464.0
1995	150.7	397.9	97.4	142.9	35.7	6.7	18.6	9.2	81.1	90.6	98.3	159.1	397.9	6.7	1288.2
1996	254.1	321.3	205.1	98.4	56.7	36.9	32.4	97.7	223.1	204.1	217.2	393.4	393.4	32.4	2140.4
1997	290.6	189.3	154.5	222.4	47.9	163.3	2.8	43.6	61.4	247.5	214.5	185.4	290.6	2.8	1823.2
1998	179.9	200.6	80.3	66.8	24.6	6.4	1.8	30.5	115.4	27.0	209.6	137.6	209.6	1.8	1080.5
1999	206.7	75.1	56.7	55.2	63.8	42.3	15.7	1.3	46.4	31.3	102.9	142.4	206.7	1.3	839.8
2000	61.3	106.7	211.3	25.6	19.4	12.7	54.2	26.6	16.1	45.8	167.3	217.0	217.0	12.7	964.0
2001	44.8	143.5	116.6	87.4	51.9	16.8	26.1	50.8	34.4	7.2	231.9	96.8	231.9	7.2	908.2
2002	200.3	200.1	149.0	43.1	27.3	33.8	34.1	17.0	21.9	3.5	43.8	244.3	244.3	3.5	1018.2
Max.	581.7	464.8	244.3	329.7	418.9	258.2	326.0	332.9	296.2	345.2	316.5	480.1	581.7	56.6	3057.5
Min.	44.8	75.1	18.7	10.9	18.9	0.2	1.4	0.0	16.1	2.2	43.8	71.2	197.4	0.0	839.8
Ave.	252.1	216.4	144.6	114.0	107.1	75.9	57.5	53.8	83.9	107.2	180.2	223.4	330.7	13.6	1615.9

(Note: Period of processing data: 1978-2002)

表-5.1.2 月平均・最高・最低水位:アイゼンハウワー橋

MONTHLY MEAN WATER LEVEL

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Max.	Min.	Ave.
1986	-	-	0.47	-	1.00	0.99	0.93	0.94	0.94	0.90	0.80	1.08	-	-	-
1987	0.91	0.71	0.91	0.94	0.88	0.74	0.66	0.66	0.56	0.60	0.58	0.80	0.94	0.56	0.75
1988	0.54	0.26	0.50	0.60	0.51	0.46	0.46	0.38	0.41	0.44	0.24	0.45	0.60	0.24	0.44
1989	0.73	0.75	0.60	0.77	1.03	1.07	0.99	1.08	0.92	0.81	0.67	0.92	1.08	0.60	0.86
1990	1.15	1.12	0.90	0.81	0.95	0.90	0.82	0.78	0.74	0.72	0.76	0.83	1.15	0.72	0.87
1991	1.04	0.79	0.58	0.35	0.73	0.74	0.67	0.67	0.67	0.73	0.76	0.74	1.04	0.35	0.71
1992	0.62	0.86	0.88	0.82	0.61	0.68	0.74	0.75	0.78	0.66	0.67	0.71	0.88	0.61	0.73
1993	0.49	0.43	0.44	0.56	0.50	0.43	0.45	0.44	0.64	0.62	0.81	0.88	0.88	0.43	0.56
1994	-	-	-	-	0.76	-	-	-	-	-	0.65	-	-	-	-
1995	0.88	0.84	0.88	0.79	0.61	0.55	0.58	0.54	0.51	0.50	0.54	0.61	0.88	0.50	0.65
1996	0.76	0.88	0.73	0.68	0.71	0.69	0.65	0.63	0.68	0.77	0.90	0.95	0.95	0.63	0.75
1997	0.91	0.77	0.74	0.70	0.56	0.64	0.65	0.62	0.59	0.55	0.60	0.75	0.91	0.55	0.67
1998	0.58	0.75	0.60	0.58	0.53	0.51	0.52	0.50	0.46	0.51	0.53	0.38	0.75	0.38	0.54
1999	0.38	0.42	0.44	0.44	0.46	0.47	0.44	0.34	0.34	0.22	0.26	0.47	0.47	0.22	0.39
2000	0.42	0.45	0.75	0.41	0.39	0.43	0.35	0.26	0.18	0.21	0.31	0.61	0.75	0.18	0.40
2001	0.52	-	0.53	0.55	0.45	0.40	0.36	0.33	0.29	0.37	0.44	0.30	-	-	-
2002	0.20	0.57	0.21	0.22	0.14	0.22	0.26	0.19	0.12	0.09	0.16	0.22	0.57	0.09	0.22
Max.	1.15	1.12	0.91	0.94	1.03	1.07	0.99	1.08	0.94	0.90	0.90	1.08	1.15	0.72	0.87
Min.	0.20	0.26	0.21	0.22	0.14	0.22	0.26	0.19	0.12	0.09	0.16	0.22	0.47	0.09	0.22
Ave.	0.69	0.69	0.65	0.62	0.62	0.61	0.59	0.56	0.54	0.53	0.56	0.67	0.85	0.43	0.61

(Note: Monthly rainfall of 1995 was adjusted for the lack of records, two days in Jan. and 1 day in Jul.)

(Note: Data period of average: 1986-1993, 1995-2000, 1992)

MONTHLY MAX. WATER LEVEL (INSTANTANEOUS)

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Max.	Date
1986	2.30	1.88	1.18	2.22	2.52	1.50	1.52	1.52	1.62	1.39	1.42	2.62	2.62	Dec.18
1987	2.47	1.64	1.33	2.13	1.12	2.18	3.10	1.97	0.66	1.04	1.33	2.65	3.10	Jul.28
1988	1.94	1.32	2.06	1.45	0.70	0.54	0.58	0.43	0.57	0.81	1.07	1.82	2.06	Mar.13
1989	2.25	2.07	1.96	2.00	1.41	2.37	1.43	2.49	1.10	1.08	2.04	2.41	2.49	Aug.25
1990	1.94	1.88	2.40	1.51	1.65	2.02	1.21	1.04	1.31	1.10	1.63	1.52	2.40	Mar.27
1991	2.31	1.54	1.37	1.27	2.20	1.35	1.23	0.74	0.81	1.19	1.30	1.68	2.31	Jan.30
1992	2.35	2.30	1.68	2.40	1.94	1.10	1.63	1.24	1.53	1.44	1.26	2.00	2.40	Apr.24
1993	1.73	2.21	0.98	0.83	1.05	0.68	0.72	0.64	1.70	1.43	1.97	2.08	2.21	Feb.7
1994	1.43	1.82	1.80	1.28	0.91	1.03	1.20	0.72	0.65	1.41	0.82	1.47	1.82	Feb.22
1995	1.77	1.43	1.43	1.97	0.74	0.58	0.71	0.63	0.79	0.81	0.93	0.91	1.97	Apr.10
1996	1.45	1.36	2.06	1.52	0.96	0.80	0.78	0.81	1.05	1.67	2.03	1.69	2.06	Mar.14
1997	1.70	2.40	1.34	2.62	0.70	1.10	0.70	0.70	0.86	1.54	1.42	2.12	2.62	-
1998	1.78	1.75	1.62	1.36	0.63	0.56	0.68	0.62	0.72	0.72	1.60	1.12	1.78	-
1999	0.80	1.16	1.20	0.59	0.62	0.84	0.58	0.39	0.52	0.64	0.64	0.96	1.20	-
2000	0.62	0.70	1.60	0.60	0.49	0.93	1.60	0.40	0.43	0.54	1.53	2.10	2.10	-
2001	0.96	-	0.98	1.32	0.92	1.12	0.45	0.62	0.88	0.90	1.70	0.50	-	-
2002	0.42	2.50	0.70	0.90	0.28	0.38	0.75	0.24	0.28	0.35	0.32	0.50	2.50	-
Max.	2.47	2.50	2.40	2.62	2.52	2.37	3.10	2.49	1.70	1.67	2.04	2.65	3.10	
Min.	0.42	0.70	0.70	0.59	0.28	0.38	0.45	0.24	0.28	0.35	0.32	0.50	1.20	
Ave.	1.70	1.75	1.54	1.54	1.12	1.12	1.15	0.91	0.91	1.07	1.33	1.73	2.23	

MONTHLY MIN. WATER LEVEL (INSTANTANEOUS)

Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Min.	Date
1986	0.12	0.12	0.23	0.07	0.72	0.92	0.81	0.75	0.80	0.75	0.69	0.76	0.07	Apr.23
1987	0.39	0.38	0.72	0.83	0.79	0.59	0.48	0.53	0.51	0.46	0.44	0.47	0.38	Feb.15
1988	0.16	0.08	0.07	0.41	0.42	0.42	0.41	0.34	0.33	0.33	0.09	0.15	0.07	Mar.1
1989	0.41	0.53	0.29	0.54	0.94	0.89	0.88	0.97	0.81	0.68	0.48	0.55	0.29	Mar.20
1990	0.92	0.90	0.77	0.72	0.77	0.66	0.70	0.70	0.64	0.62	0.61	0.65	0.61	Nov.17
1991	0.76	0.64	0.19	0.20	0.49	0.51	0.57	0.61	0.60	0.63	0.68	0.56	0.19	Mar.30
1992	0.31	0.29	0.77	0.41	0.35	0.59	0.64	0.69	0.56	0.50	0.56	0.52	0.29	Feb.15
1993	0.18	0.09	0.29	0.47	0.50	0.40	0.40	0.38	0.30	0.44	0.58	0.59	0.09	Feb.10
1994	0.44	0.79	0.60	0.69	0.72	0.69	0.66	0.60	0.50	-	0.57	0.63	-	-
1995	0.71	0.56	0.69	0.58	0.55	0.50	0.50	0.50	0.42	0.37	0.35	0.42	0.35	Nov.6
1996	0.51	0.73	0.52	0.50	0.65	0.64	0.58	0.58	0.56	0.54	0.71	0.80	0.50	Apr.5
1997	0.70	0.56	0.61	0.50	0.52	0.52	0.62	0.59	0.54	0.28	0.43	0.39	0.28	-
1998	0.33	0.43	0.40	0.42	0.46	0.48	0.46	0.42	0.37	0.42	0.31	0.21	0.21	-
1999	0.23	0.32	0.25	0.36	0.38	0.40	0.38	0.24	0.00	0.00	0.00	0.31	0.00	-
2000	0.25	0.27	0.38	0.35	0.32	0.32	0.20	0.18	0.08	0.06	0.17	0.33	0.06	-
2001	0.30	-	0.41	0.41	0.35	0.32	0.31	0.27	0.18	0.22	0.22	0.22	-	-
2002	0.08	0.13	0.09	0.15	0.05	0.12	0.16	0.16	0.02	0.00	0.00	0.12	0.00	-
Max.	0.92	0.90	0.77	0.83	0.94	0.92	0.88	0.97	0.81	0.75	0.71	0.80	0.61	
Min.	0.08	0.08	0.07	0.07	0.05	0.12	0.16	0.16	0.00	0.00	0.00	0.12	0.00	
Ave.	0.40	0.40	0.42	0.43	0.53	0.53	0.52	0.51	0.44	0.41	0.41	0.46	0.23	

(Note: Data period of average: 1986-1993, 1995-2000, 2002)

表-5.4.1 ピライ川河床材料比重試験結果

connal srl	
Peso Específico y Absorción Agregados	
Expediente : JICA	Operador : Pedro Padilla
Obra : ESTUDIO PUENTE EINSENHOWER	Fecha : Santa Cruz, Febrero 26 del 2003

Muestra N°		M-1	M-2	M-3	M-4
Descripcion Muestra		Puente Einsenhower, lado izquierdo aguas abajo	Rio Guenda, Portachuelo a 3 Km de gaveta	Rio Guenda, entrada a Peroto	Aguas arriba, a 5 Km de Montero
Picnómetro No		5	5	5	5
Temperatura (°C)		20	20	20	20
Peso muestra seca en el aire (grs)	A	498.0	493.4	498.1	492.1
Peso muestra s.s.s en el aire (grs)	B	500.0	500.0	500.0	500.0
Peso Picnómetro + agua (grs)	X	751.4	751.4	751.4	751.4
P. Picnom. + agua + muestra (grs)	J	1061.8	1044.1	1060.6	1055.4
E = X - J		310.4	292.7	309.2	304.0
F = B - A		2.0	6.6	1.9	7.9
H = A - E		187.6	200.7	188.9	188.1
I = B - E		189.6	207.3	190.8	196.0
Peso Específico Aparente (grs/cc)	G	2.655	2.458	2.637	2.616
Peso Específico Bulk (grs/cc)	Gb	2.627	2.380	2.611	2.511
Peso Específico Bulk (SSS)Aparente	Gbs	2.637	2.412	2.621	2.551
Absorción (%)	Abs	0.40	1.34	0.38	1.61

Muestra N°		M-5	M-6	M-7	M-8
Descripcion Muestra		Juan Latino a 8 Km carretera Warnes - Montero	Aguas abajo, NAICO	Aguas abajo, La Cruz Soletto	Puente La Bélgica
Picnómetro No		5	5	5	5
Temperatura (°C)		20	20	20	20
Peso muestra seca en el aire (grs)	A	494.6	497.6	497.7	494.3
Peso muestra s.s.s en el aire (grs)	B	500.0	500.0	500.0	500.0
Peso Picnómetro + agua (grs)	X	751.4	751.4	751.4	751.4
P. Picnom. + agua + muestra (grs)	J	1051.2	1060.4	1060.7	1054.4
E = X - J		299.8	309.0	309.3	303.0
F = B - A		5.4	2.4	2.3	5.7
H = A - E		194.8	188.6	188.4	191.3
I = B - E		200.2	191.0	190.7	197.0
Peso Específico Aparente (grs/cc)	G	2.539	2.638	2.642	2.584
Peso Específico Bulk (grs/cc)	Gb	2.471	2.605	2.610	2.509
Peso Específico Bulk (SSS)Aparente	Gbs	2.498	2.618	2.622	2.538
Absorción (%)	Abs	1.09	0.48	0.46	1.15



図-5.1.1 ボリビアの地形

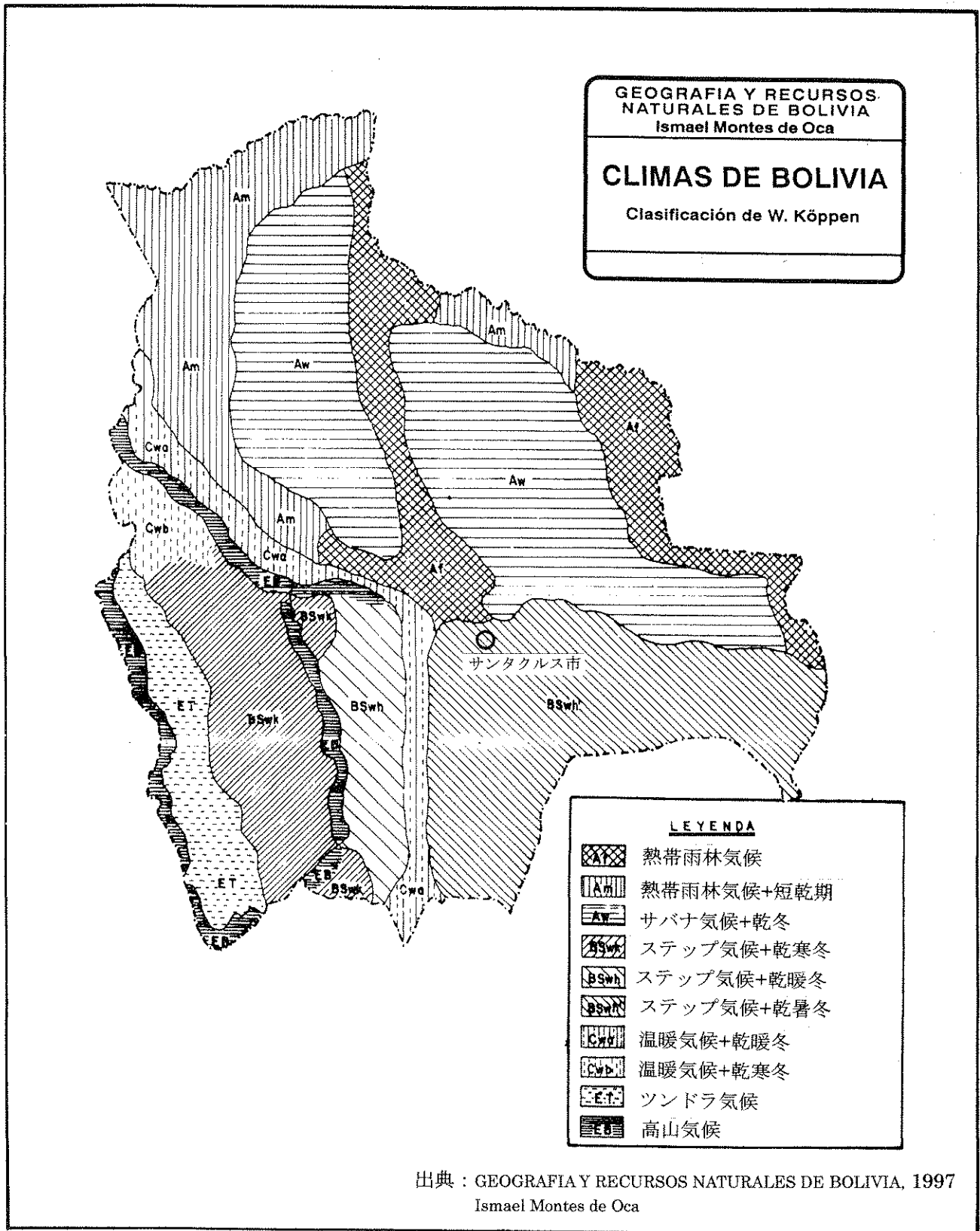
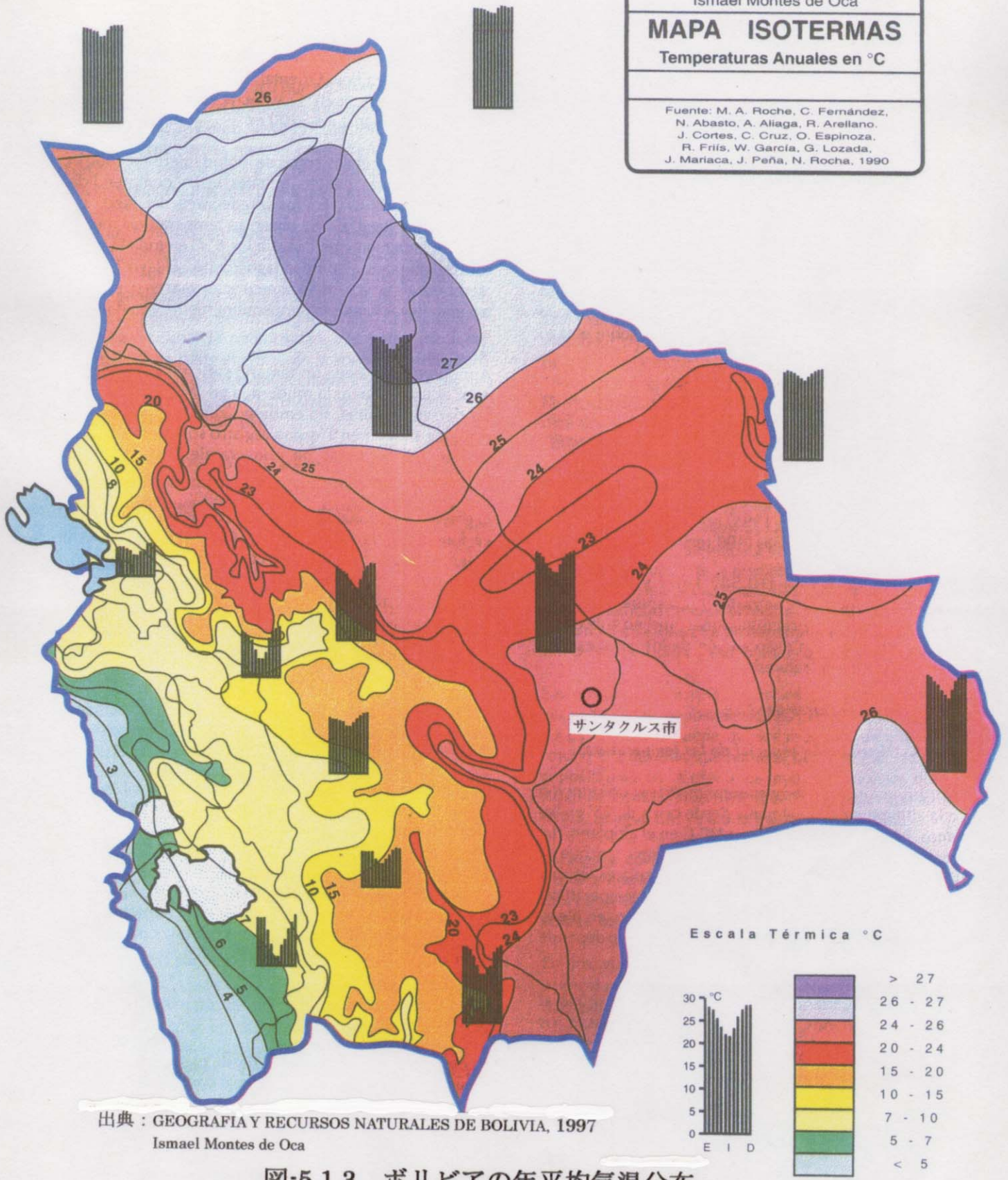


図-5.1.2 ボリビアの気候区分

GEOGRAFIA Y RECURSOS
NATURALES DE BOLIVIA
Ismael Montes de Oca

MAPA ISOTERMAS
Temperaturas Anuales en °C

Fuente: M. A. Roche, C. Fernández,
N. Abasto, A. Aliaga, R. Arellano,
J. Cortes, C. Cruz, O. Espinoza,
R. Friis, W. García, G. Lozada,
J. Mariaca, J. Peña, N. Rocha, 1990



出典：GEOGRAFIA Y RECURSOS NATURALES DE BOLIVIA, 1997
Ismael Montes de Oca

図-5.1.3 ボリビアの年平均気温分布

GEOGRAFIA Y RECURSOS
NATURALES DE BOLIVIA
Ismael Montes de Oca

MAPA ISOYETAS
Precipitación Anual en mm

Fuente: M. A. Roche, C. Fernández,
N. Abasto, A. Aliaga, R. Arellano,
J. Cortes, C. Cruz, O. Espinoza,
R. Frías, W. García, G. Lozada,
J. Mariaca, J. Peña, N. Rocha, 1990

出典：GEOGRAFIA Y RECURSOS NATURALES DE BOLIVIA, 1997
Ismael Montes de Oca

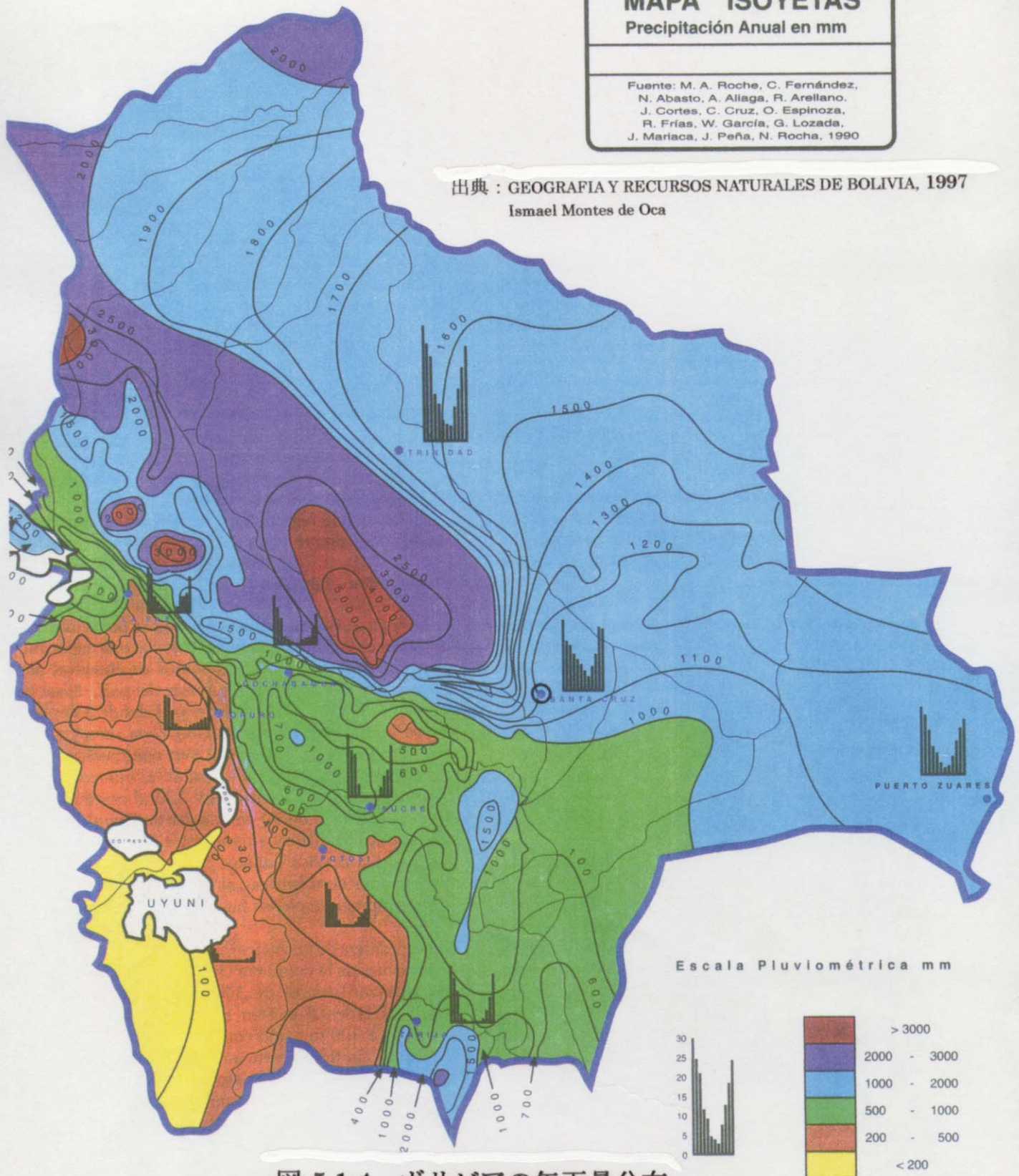
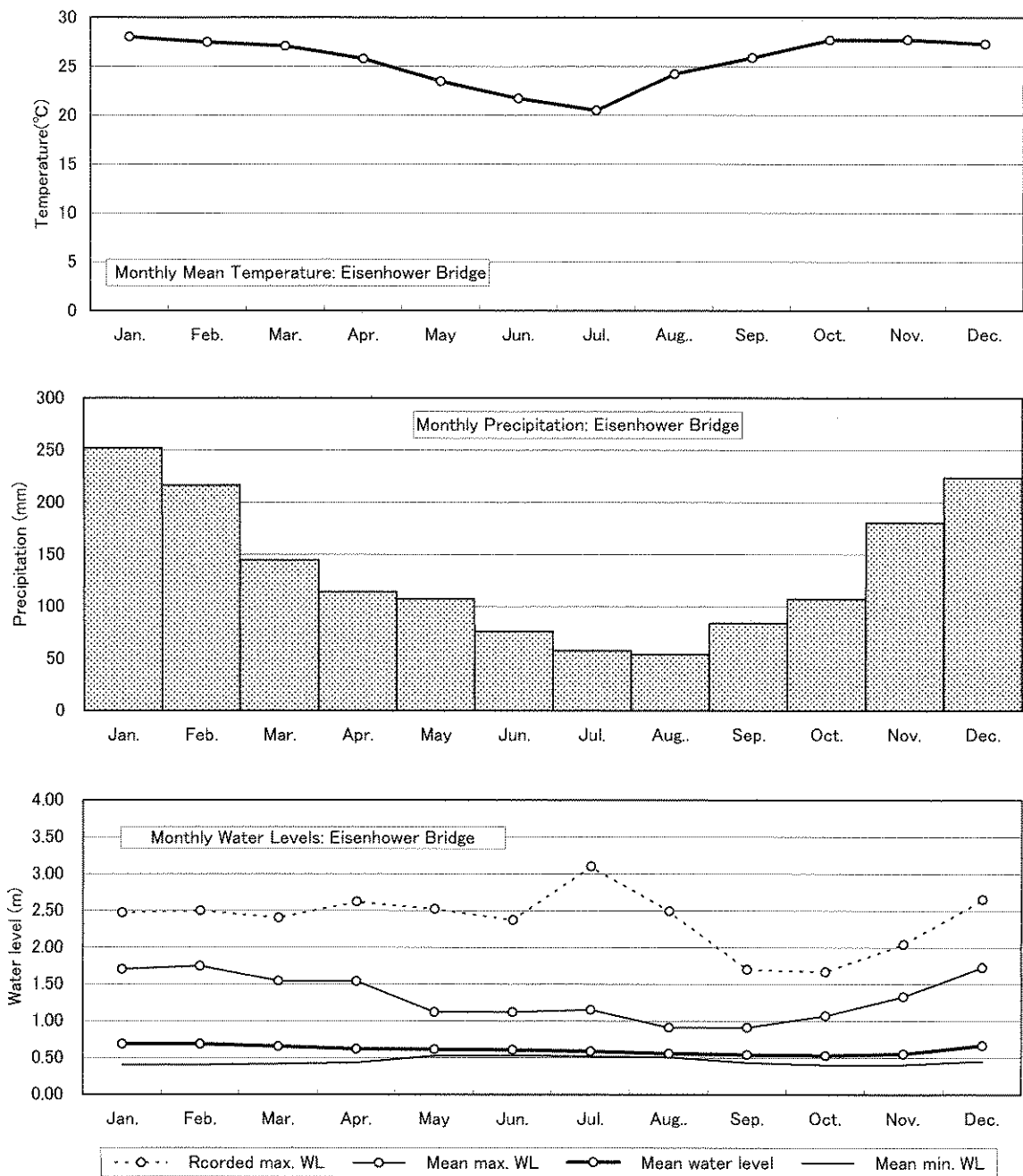


図-5.1.4 ボリビアの年雨量分布
5-23



Monthly Hydro-meteorological Data

Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Annual
Temperature (mean:°C)	28.0	27.5	27.1	25.8	23.5	21.7	20.5	24.2	25.9	27.7	27.7	27.3	25.6 (Ave.)
Precipitation (mean:mm)	252	216	145	114	107	76	58	54	84	107	180	223	1,616 (Total)
Water level (WL:m)													
Recorded max. WL	2.47	2.50	2.40	2.62	2.52	2.37	3.10	2.49	1.70	1.67	2.04	2.65	3.10 (Max.)
Mean max. WL	1.70	1.75	1.54	1.54	1.12	1.12	1.15	0.91	0.91	1.07	1.33	1.73	1.32 (Ave.)
Mean water level	0.69	0.69	0.65	0.62	0.62	0.61	0.59	0.56	0.54	0.53	0.56	0.67	0.61 (Ave.)
Mean min. WL	0.40	0.40	0.42	0.43	0.53	0.53	0.52	0.51	0.44	0.41	0.41	0.46	0.45 (Ave.)
Recorded min. WL	0.08	0.08	0.07	0.07	0.05	0.12	0.16	0.16	0.00	0.00	0.00	0.12	0.00 (Min.)

Data period: Temperature(1986-2002), Rainfall(1977-2002), Water level(1986-2002)

図-5.1.5 気象・水文状況:アイゼンハウワ橋

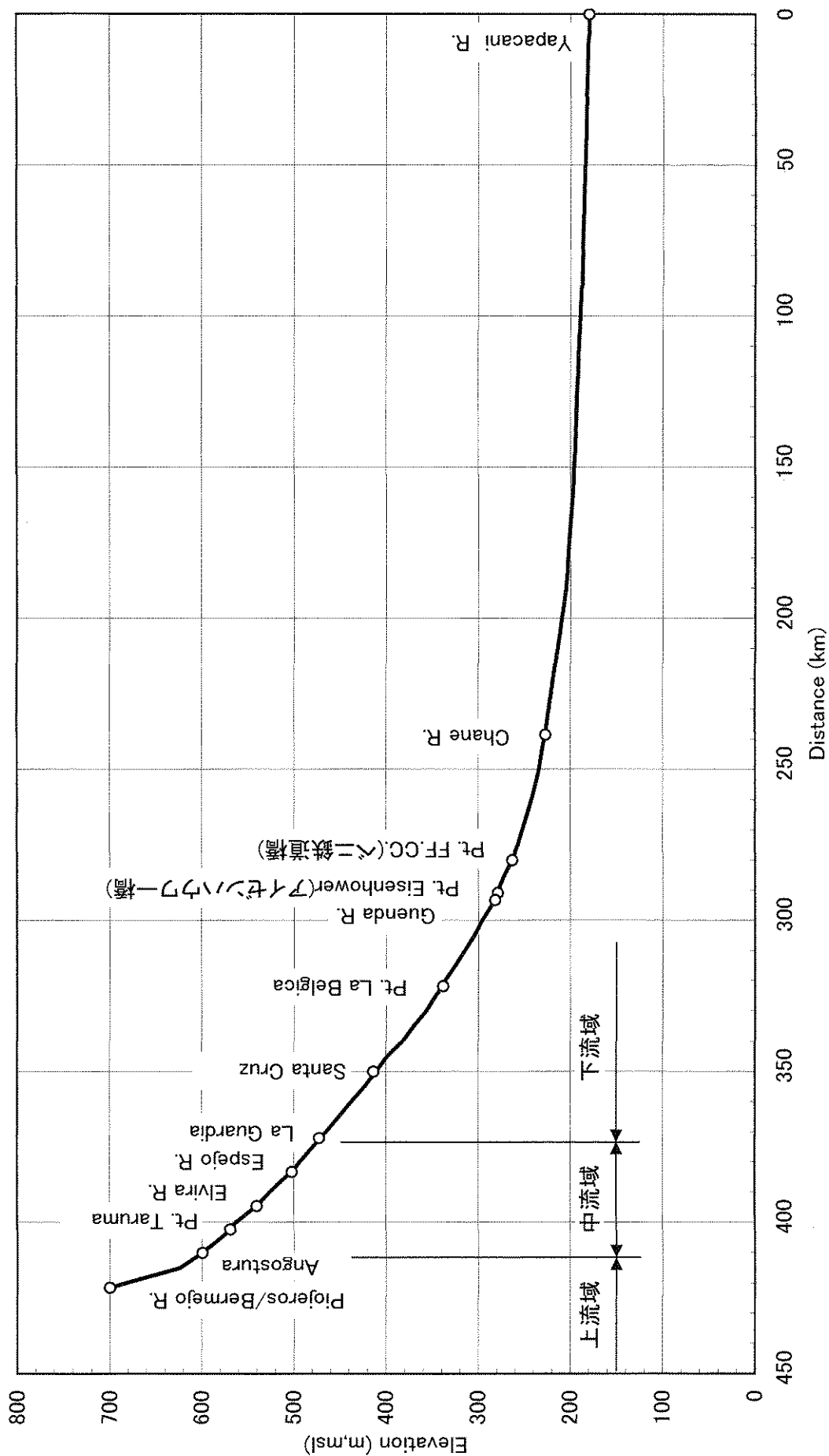


図-5.2.2 ピライ川縦断面図

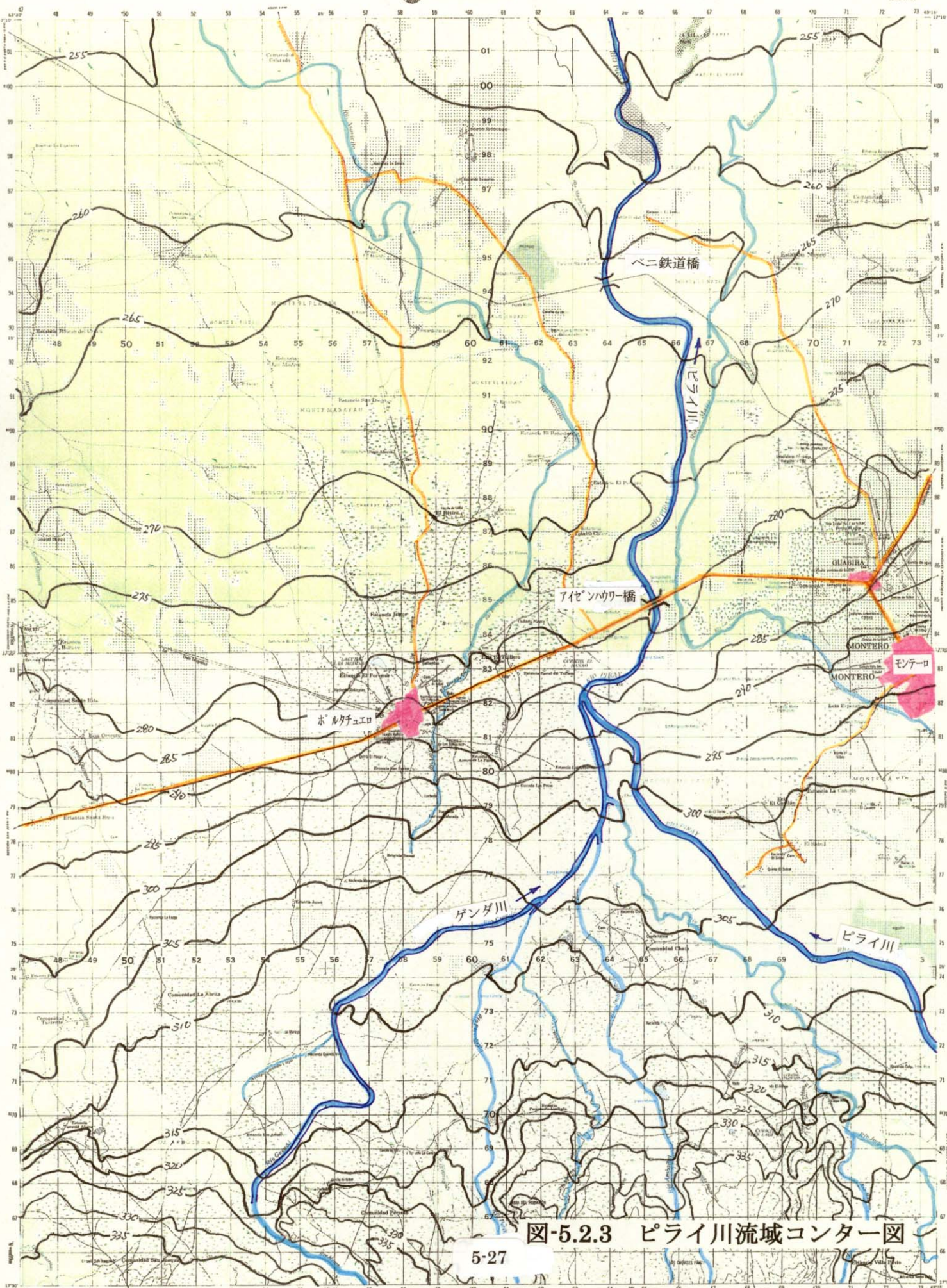


図-5.2.3 ピライ川流域コンター図

5-27

0 1 2 3 4 5 km

1:50,000

EDICIÓN 1-1-G.M.

PROYECTO DE INGENIERIA DE 20 METROS

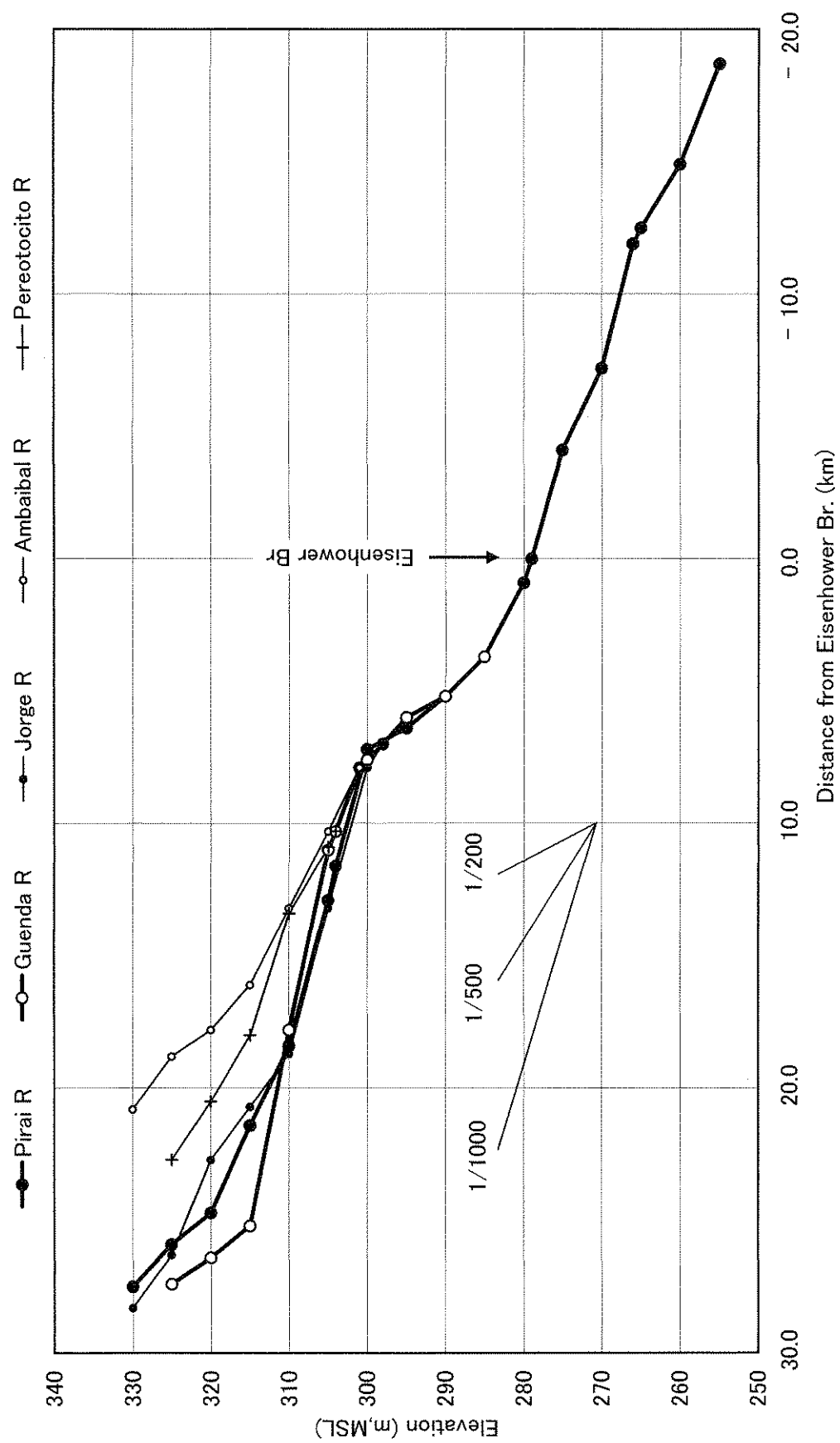
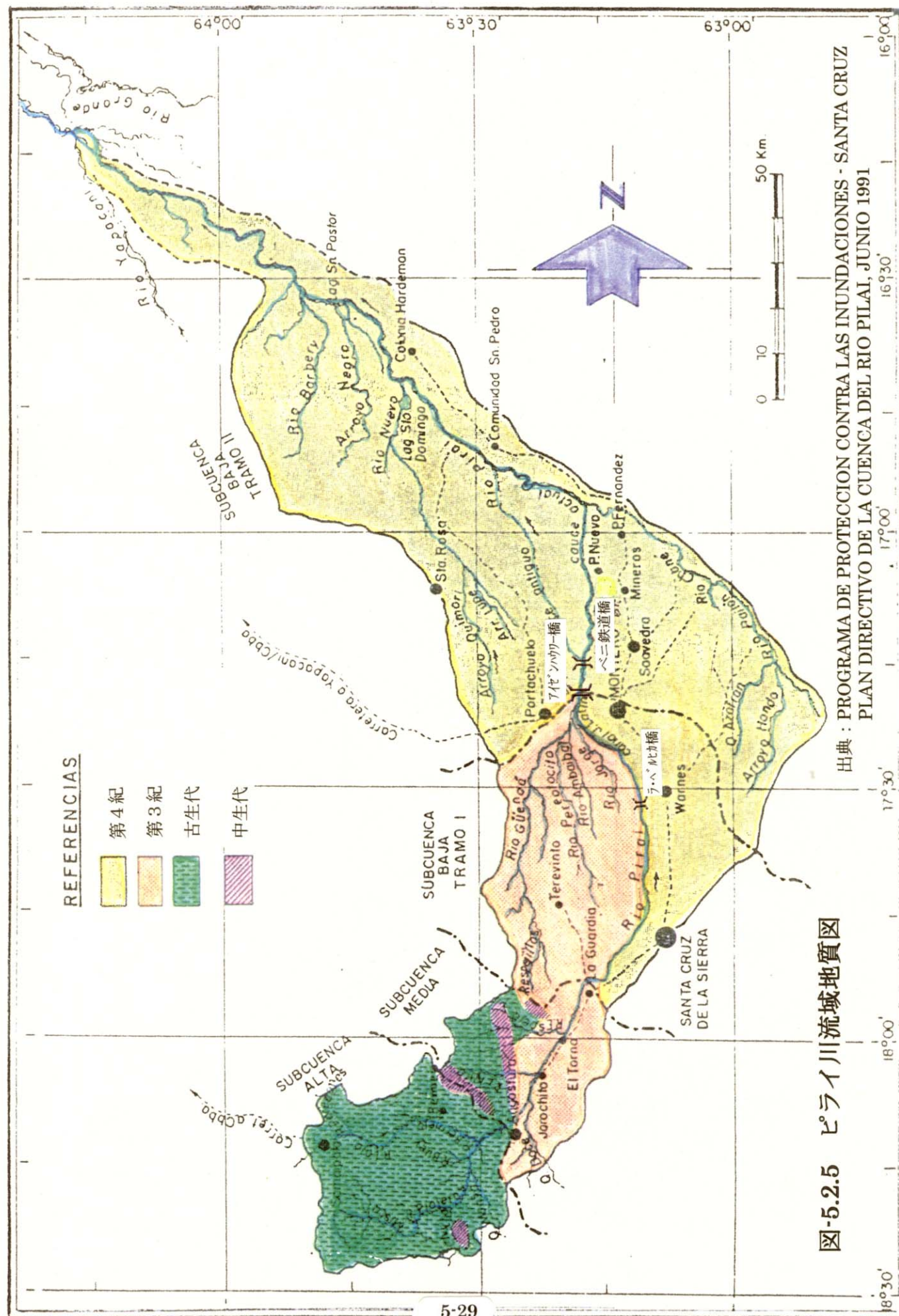


図-5.2.4 アイゼンハワー橋周辺ピライ川縦断面図



[illegible]

PROGRAMA DE PROTECCION CONTRA LAS INUNDACIONES - MONTERO	
SITUACION A 1983 (DESBORDE)	
SEARPI - UE	SIN PROYECTO
CONVENIO	ALA 92/36 ALA 92/47

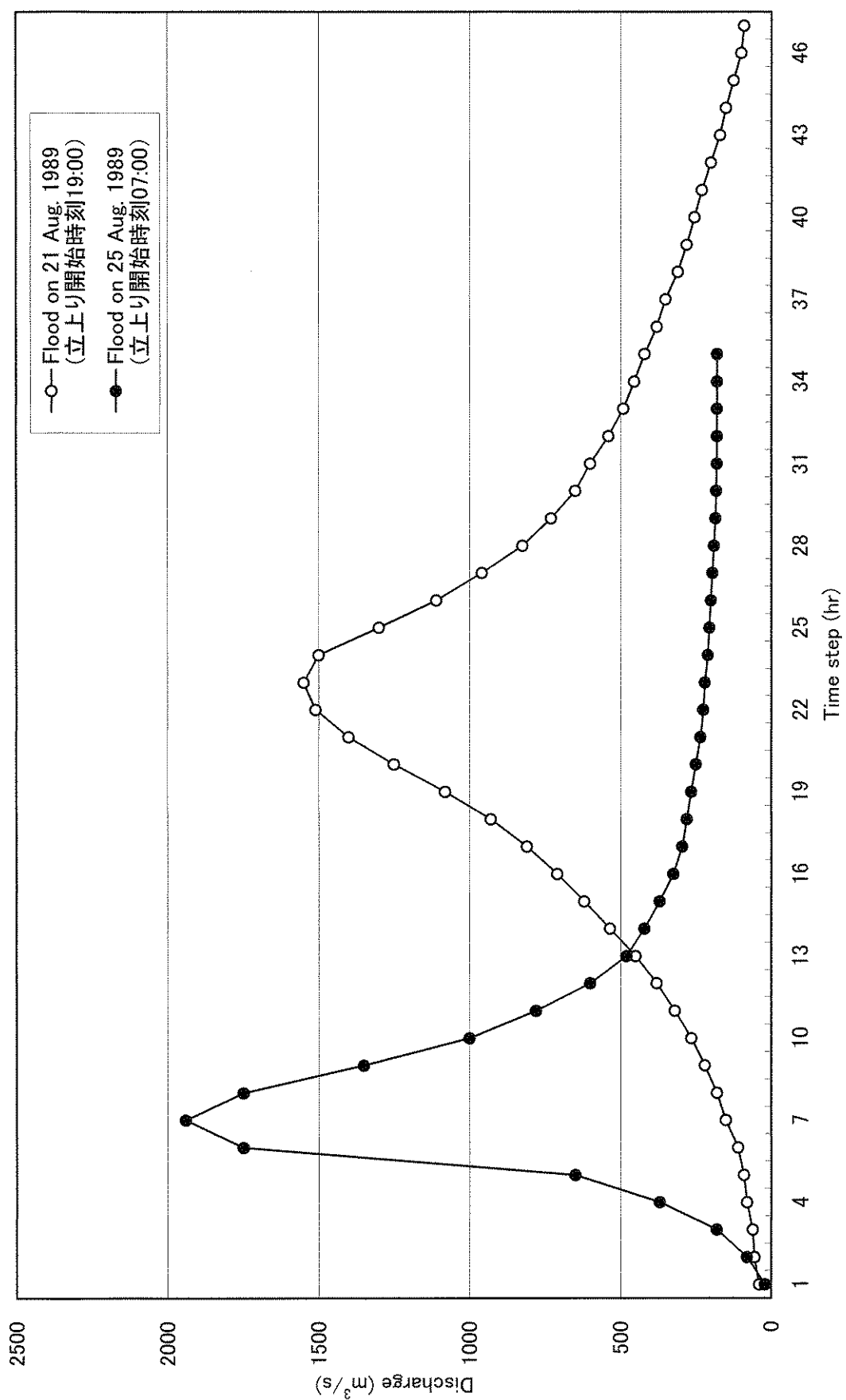


図-5.3.2 ピライ川実測流量ハイドログラフ:アイゼンハー橋地点

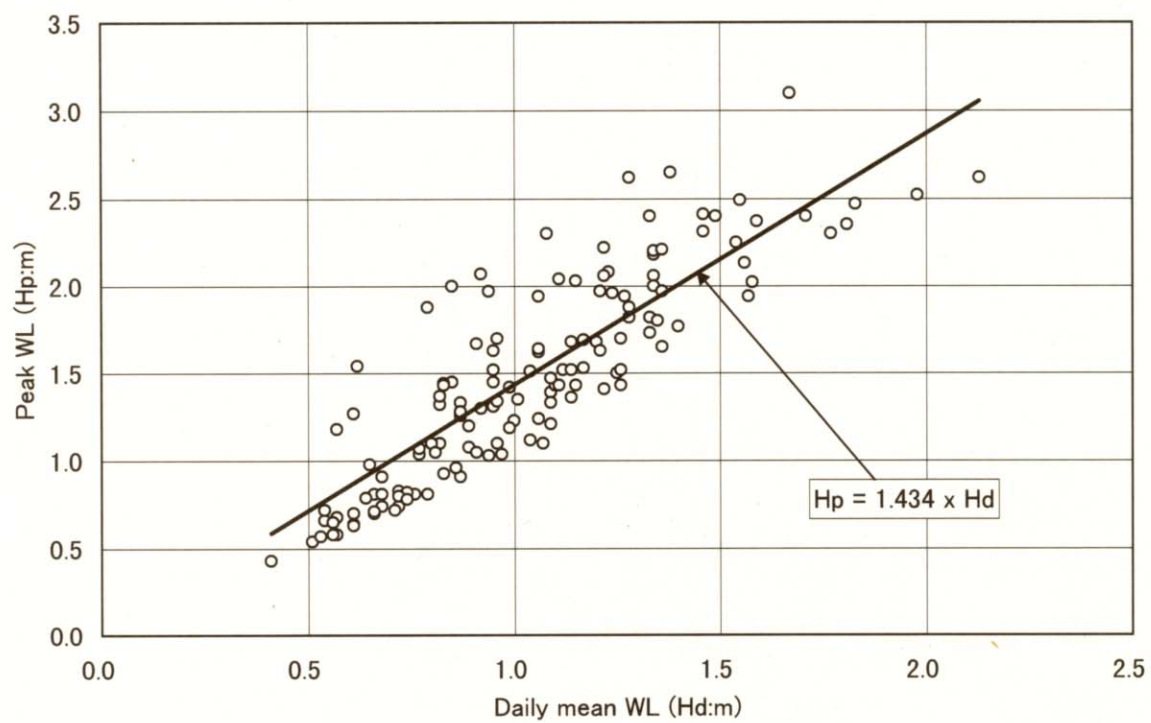


図-5.3.3 日平均水位とピーク水位の関係(アイゼンハウワ―橋)

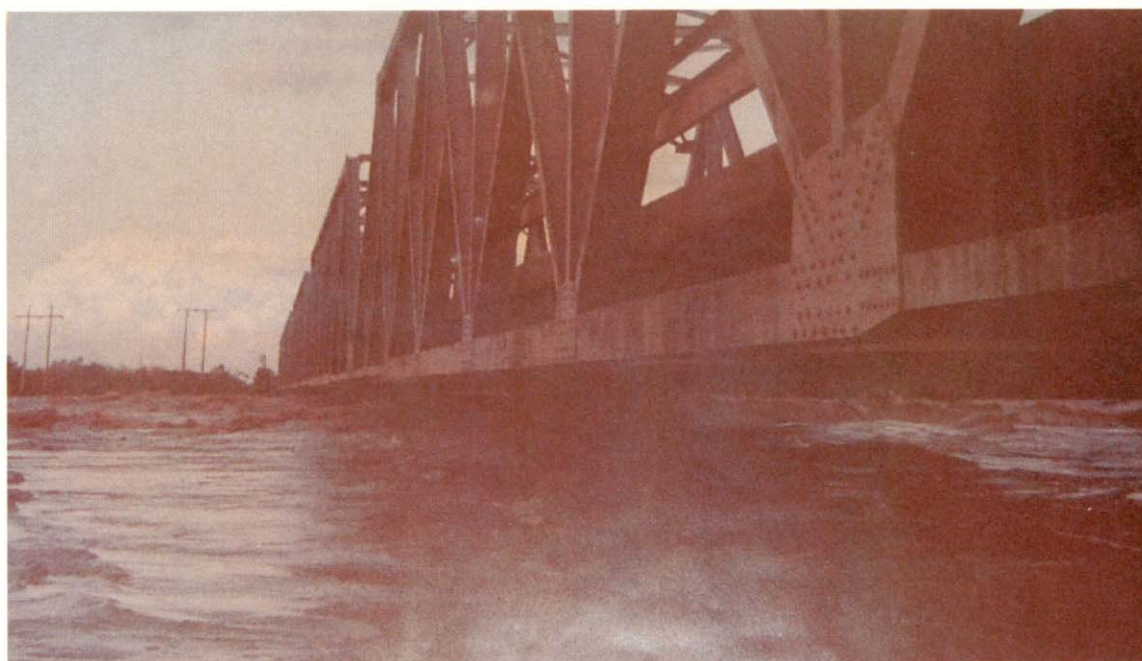


図-5.3.4 アイゼンハウワ―橋洪水流況:1983年3月洪水

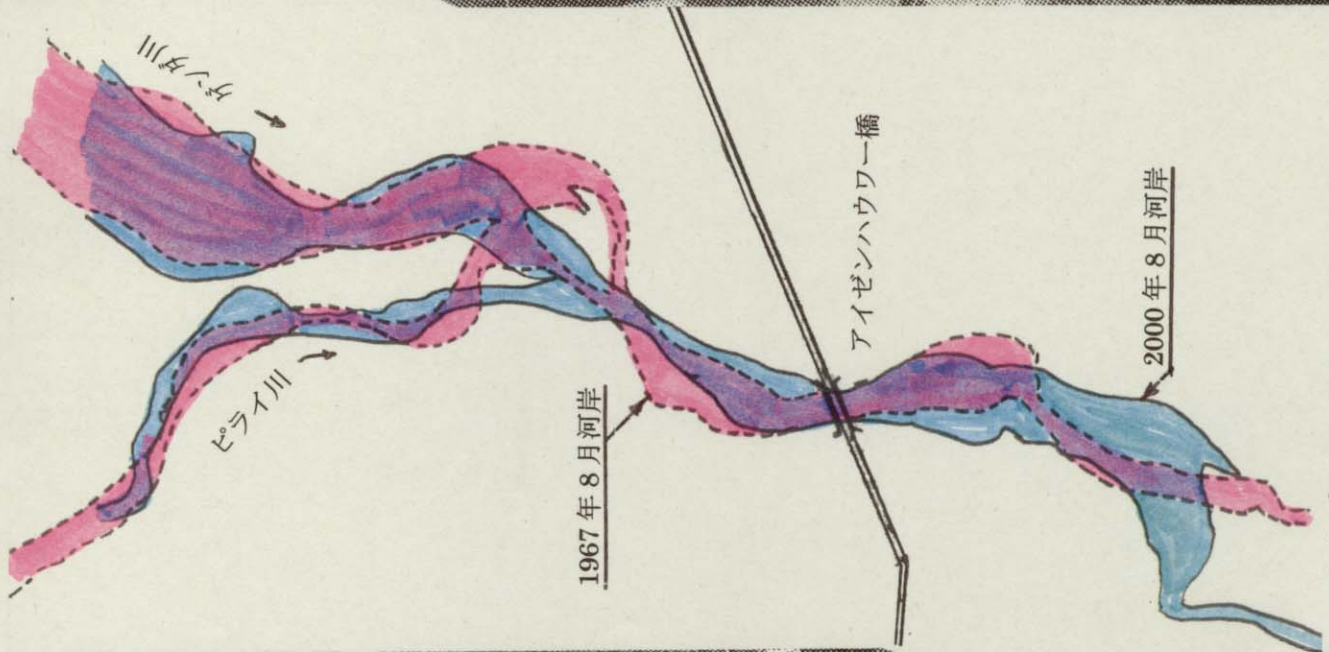


図-5.4.1 アイゼンハウワー橋周辺河道変遷

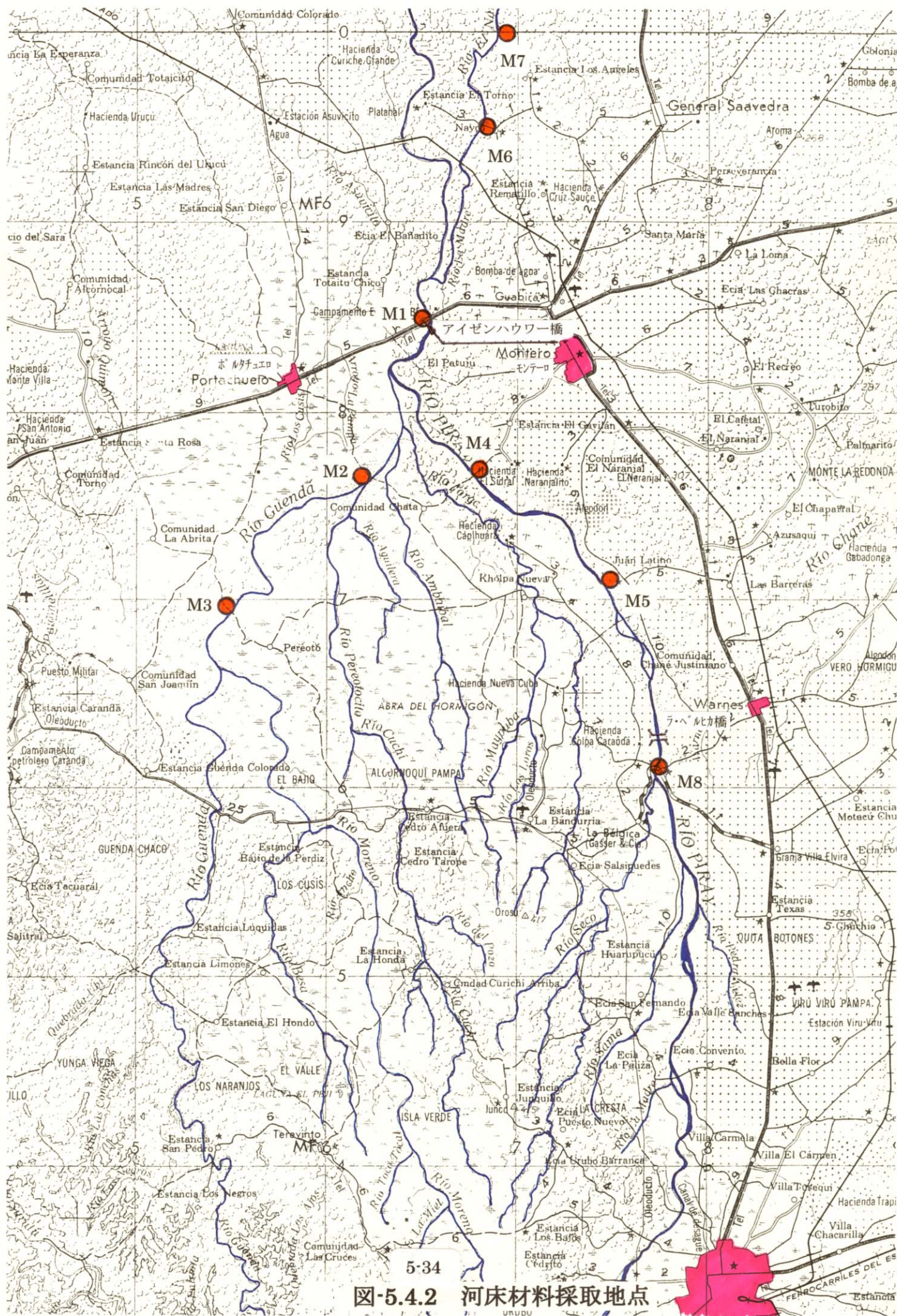
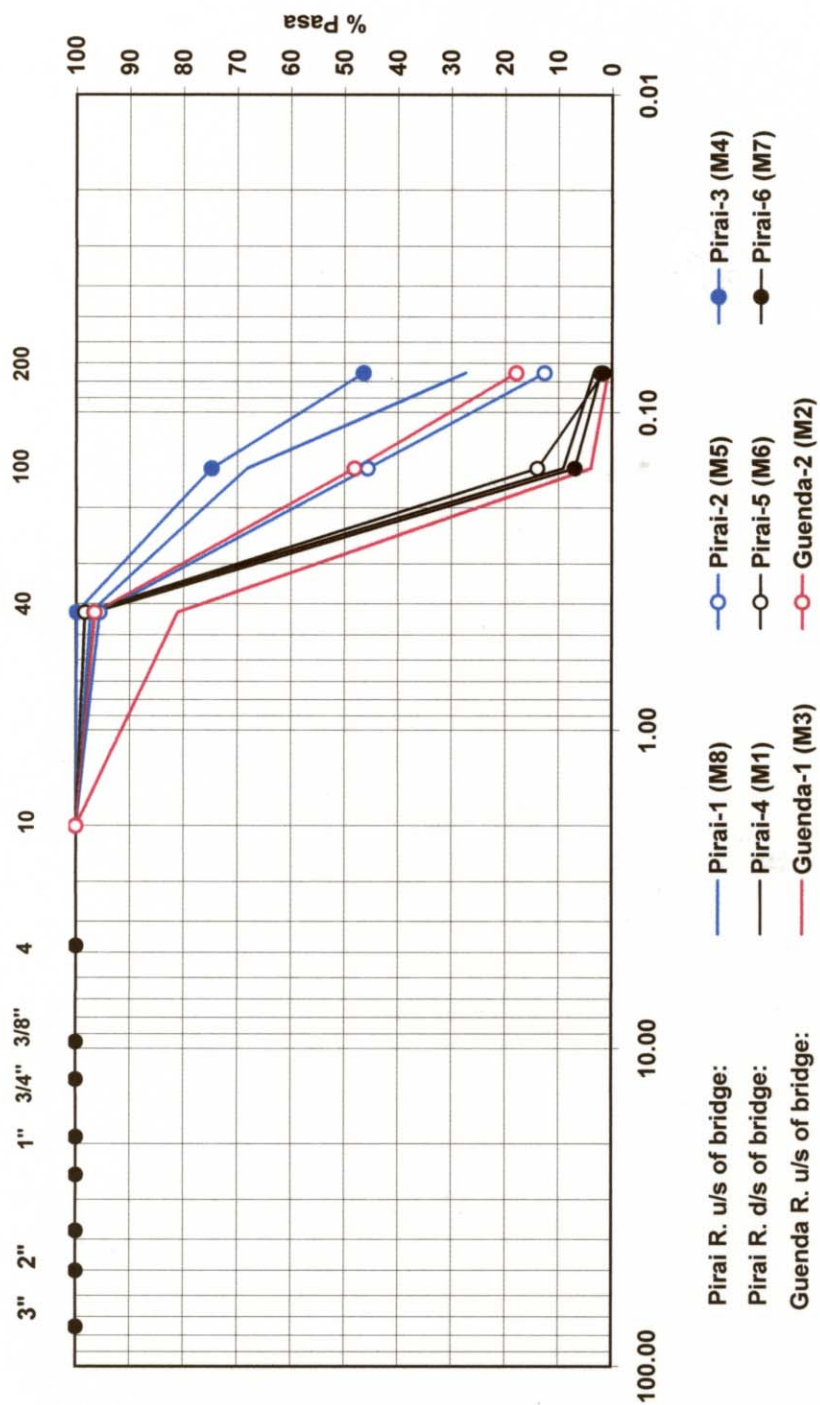


図-5.4.2 河床材料採取地点

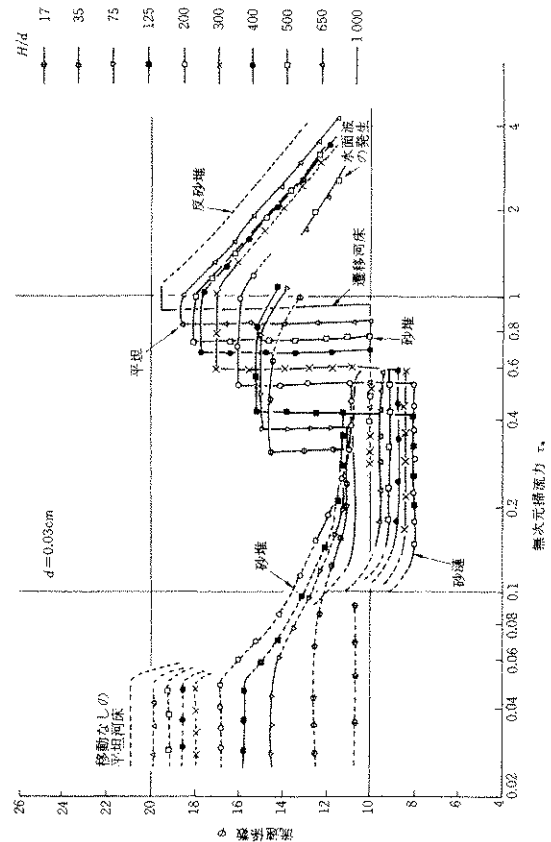
図-5.4.3 プライ川河床材料粒度分析結果



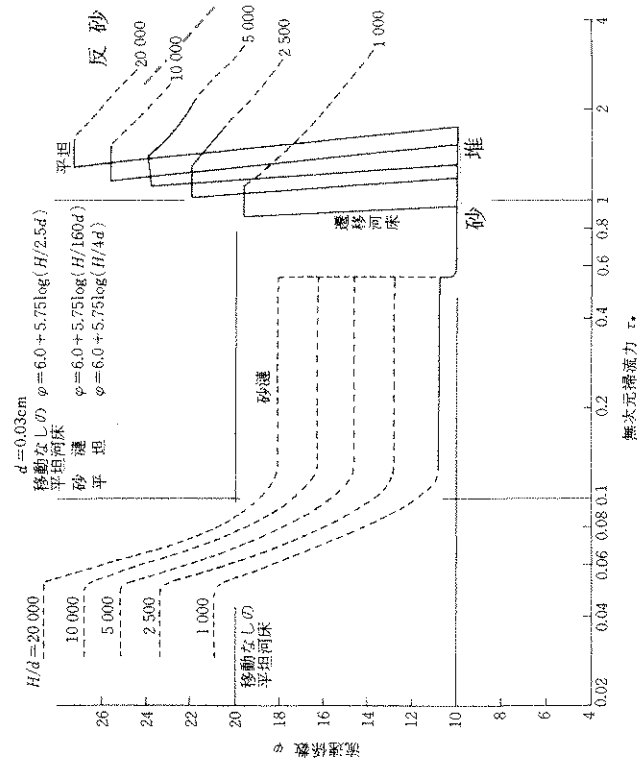
河床形態	形状・流れのパターン		移動方向	河床波の特性
	縦断面図	平面図		
小規模河床形態	低水流領域	砂漣	下流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂漣の波長は河床材料の粒径の約500～1500倍である。
		砂堆	下流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面に比べると緩やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の約4～10倍である。
		遷移河床		発達初期段階にある小さな砂漣と砂堆が平坦河床の間に広がっている。
中規模河床形態	高水流領域	平坦河床		多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
		反砂堆	上流停止 下流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉を持つ河床波。
		交互砂州	停止 下流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅の約5～16倍である。
大規模河床形態		複列砂州	下流	—
		うろこ状砂州	下流	うろこ状砂州は B/H が非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。

出典：沖積河川学、山本晃一

図-5.4.4 河床波の特徴と定義

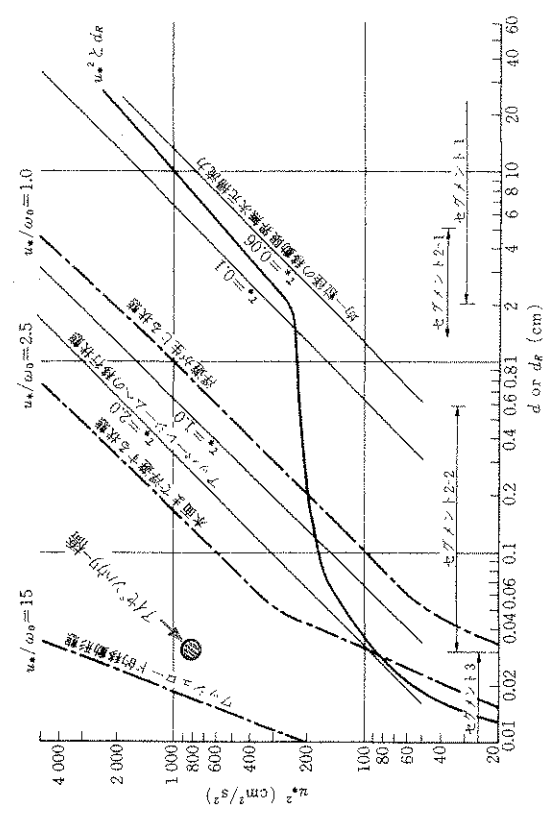


ϕ と τ^* の関係 ($d=0.03\text{cm}$, $H/d=10\sim1000$ の場合)⁴⁹⁾



ϕ と τ^* の関係 ($d=0.03\text{cm}$, $H/d=1000\sim20000$ の場合)⁴⁹⁾

出典：沖積河川学、山本晃一



粒径 d と u_*/ω_0 , τ^* の関係 (ω_0 は Rubey の式 $S=1.65$, $T=25^\circ\text{C}$ で評価)

図-5.4.5 流砂・河床波に関する経験曲線

ポルタチュエロ
PORTACHUELO



PROGRAMA DE PROTECCION CONTRA LAS INUNDACIONES - MONTERO	
SITUACION PREVISTA AL 2000	
SEARPI - UE	CON PROYECTO
CONVENIO	ALA 92/35 ALA 92/47

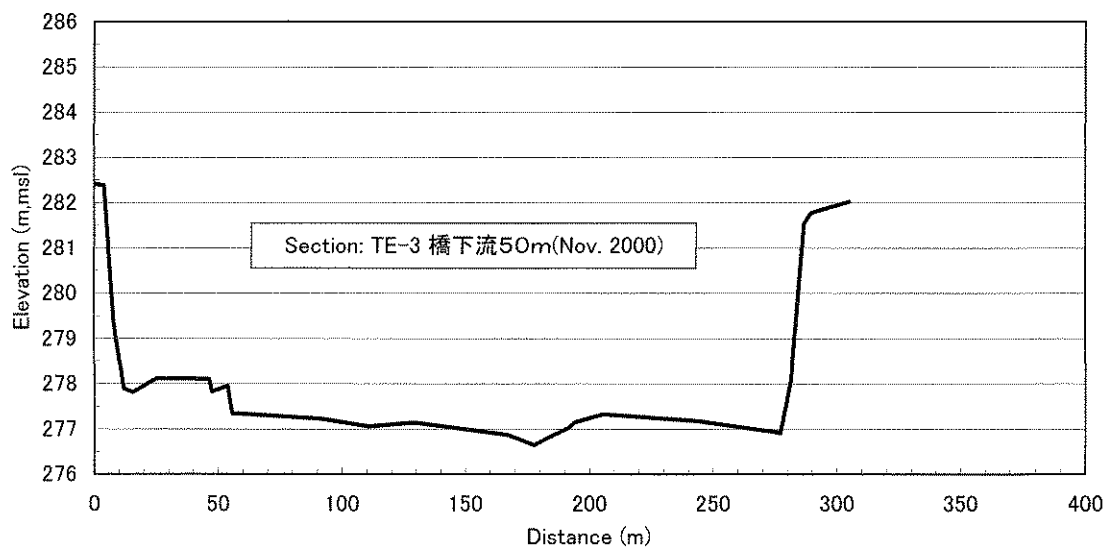
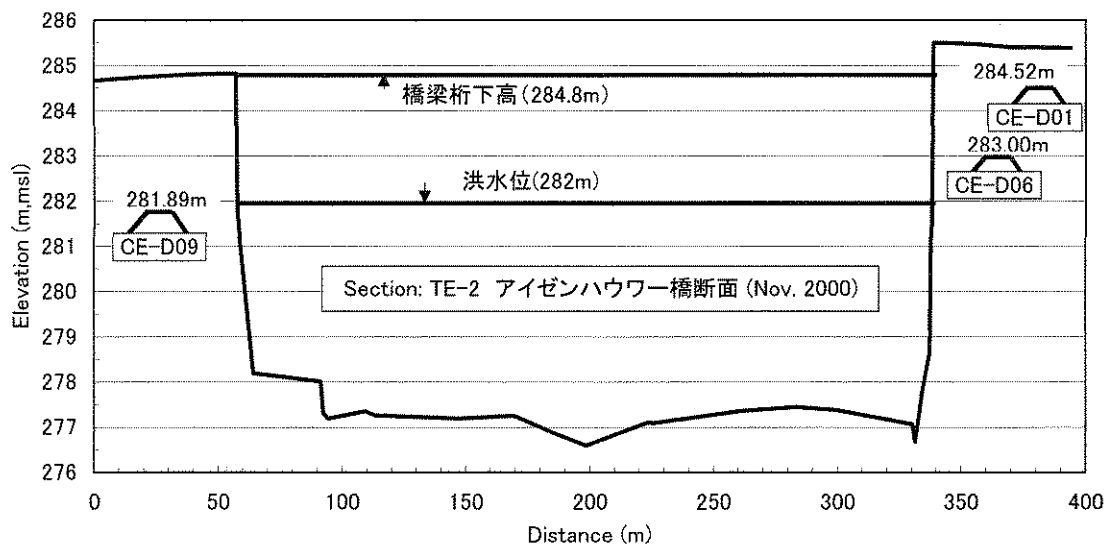
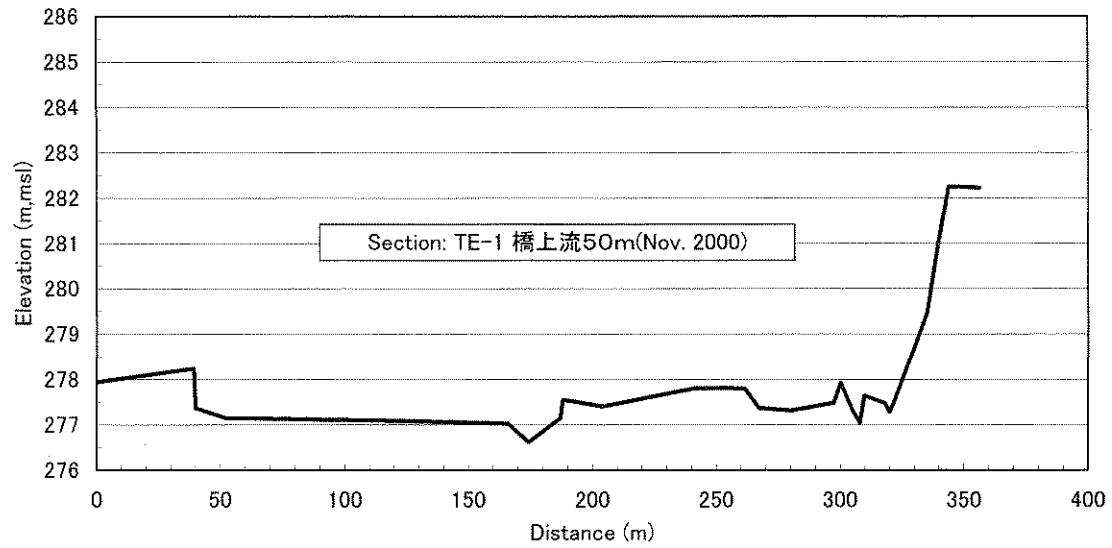


図-5.6.1 アイゼンハウワー橋周辺ピライ川河道断面