

第2章

プロジェクトを取り巻く状況

第2章 プロジェクトを取り巻く状況

2-1 プロジェクトの実施体制

2-1-1 組織・人員

(1) 運輸インフラ省

「ニ」国の実施機関となる MTI は、日本をはじめとする外国からの援助による道路・橋梁分野の整備事業を数多く実施した実績を有していることから、本プロジェクトの実施に際しても問題はないものと考えられる。同省の 2005 年時点の総職員数は 932 名で、その内訳は管理職 116 名、技師等の専門職 154 名、技能員 391 名、作業員が 271 名である。プロジェクトの実施部署は、計画総局及び道路総局であり、計画総局は 35 名、道路総局は 308 名の職員を擁している。

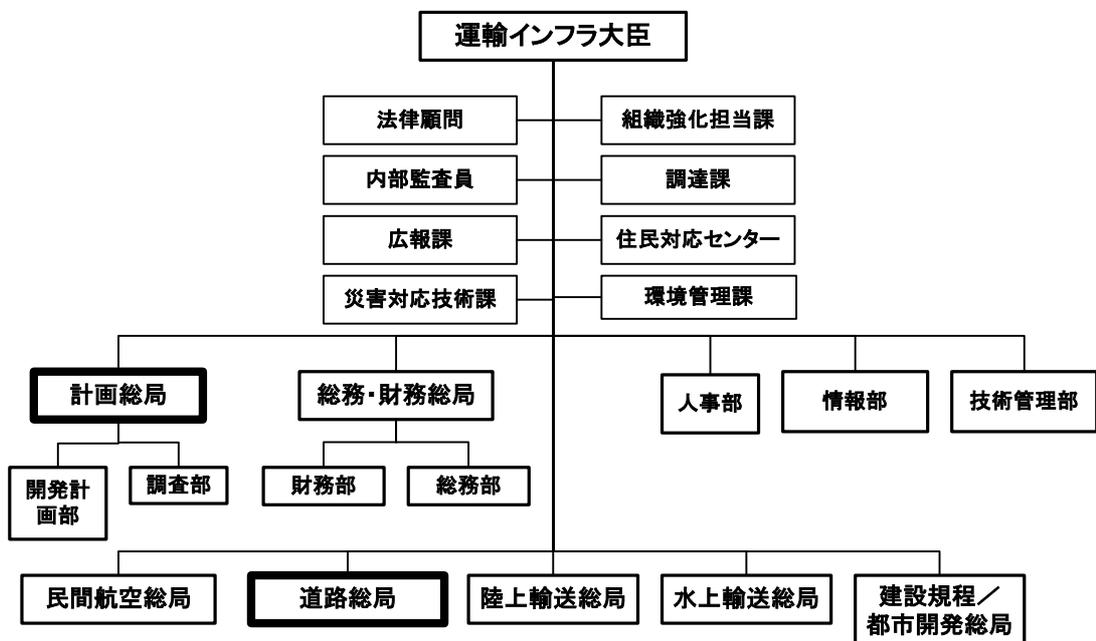


図-5 ニカラグア国運輸インフラ省組織図

(2) 道路維持管理基金

「ニ」国における道路・橋梁の維持管理は、MTI と、MTI から独立した FOMAV が行っている。現時点で MTI は、新規に改良された道路の維持管理を行い、FOMAV は、メンテナンスを含めたりハビリ重視の道路改良、橋梁補強・補修工事を行っている。

従来、MTI が道路・橋梁の計画から建設・維持管理のすべてを行ってきたが、「ニ」国における道路インフラ整備水準の低さから建設が主となり、維持管理は不十分になっていた。そこで、世銀及び IDB の勧告により、MTI から維持管理部門を独立させ、道路インフラ整備における維持管理の重要性について利用者から理解を得た上で道路維持管理を進めるように、

道路維持管理基金による機関が設立された。設立にあたって、2000年6月に法律を制定し、2003年4月に認可され、2003年5月から業務を開始している。また、2003年7月にエル・サルバドルで行われた第1回道路基金地方会議の結果、設立された中央アメリカ道路基金(COCAVIAL)にも中米5カ国の代表が参画し、中米諸国と協調し、技術並びに整備水準の統一を図っている。

運営方針は運営協議会(Concejo Directivo)により決定される。総裁の下に技術局と総務・財務局が置かれ、技術局は調達・契約部、計画部、監督・検査部(Depto. Supervision Control y Seguimiento)の3つの部に分かれている。

2005年3月現在のFOMAVの職員は15名、道路・橋梁の技術者は7名、維持管理についてはすべて建設会社との契約により実施しており、現場管理についてはコンサルタントを雇用している。

2-1-2 財政・予算

(1) 運輸インフラ省

本プロジェクトの実施機関であるMTIの2003年から2005年までの予算の推移を表-8に示す。2002年に最低レベルとなった運輸インフラ省に対する予算配分は、2003年以降増加傾向に転じて、道路建設費用も2年間で43%増加している。MTIの予算の財源は、外国からの借款及び無償が76%を占めている。

表-8 運輸インフラ省の予算の推移

項目	2003	2004	2005	
	百万コルドバ	百万コルドバ	百万コルドバ	百万米ドル
一般管理費	23.5	24.2	25.9	2.0
道路建設	742.7	972.6	1,063.6	64.0
道路維持費用	55.9	72.6	70.0	4.0
道路規制、管理費用	7.1	7.9	8.7	1.0
その他部局費用	22.4	21.1	30.3	2.0
予算総額	851.6	1,098.4	1,198.5	72.0
財源				
一般会計	183.1	272.8	254.9	15.0
特定目的借款	19.5	18.2	32.4	2.0
世銀借款	0.0	42.1	111.6	7.0
米州開銀借款	64.9	48.6	71.0	4.0
外国借款	555.4	609.7	601.6	36.0
外国無償	28.8	112.1	127.1	8.0

出典：共和国一般会計予算書 2003, 2004, 2005

(2) 道路維持管理基金

FOMAVの運営は、本来ガソリン税を主な財源としてニカラグアの一般会計とは別に独立して実施されることになっている。しかしながら、燃料税(0.60コルドバ/ガロン)を特定財源とする法律の承認に時間を要し、2003年～2005年は世銀及びIDBからの融資(3年間で総額700万米ドル)により資金調達が行われてきた。最終的には2005年12月に同法案が国

会で承認されたことから、今後は FOMAV の運営はすべて特定財源で行われることになる。

2-1-3 技術水準

MTI の技術水準は、高級職、技術職は全て大学卒業以上の学歴を有しており、概ね中南米の標準的な位置づけであるといえる。但し、内戦期間中に多くの技術者が海外に流出したため、優秀な技術職員の数は必ずしも多くないと考えられる。

しかし「ニ」国では、過去に日本の無償資金協力によるこれまでに 6 件の橋梁架け替え建設の実施経験があり、本計画についても MTI は、「ニ」国側実施機関として業務を遺漏なく果たすことが出来ると考えられる。

また、MTI が行う道路・橋梁の維持管理方法は、各県から補修・改良の要請が上がった道路・橋梁について MTI のスクリーニングにより、要請内容の優先順位を決め、MTI の技術者が現場における点検調査を行い、その結果、補修・補強が必要であるかどうかを判断している。補修・補強が必要であると判断された場合、コンサルタントに補修・補強箇所のインベントリー作成から、その施工方法、積算までを発注し、予算申請を行う。そして、予算化されたものから工事を行っている。なお、橋梁の維持管理は、2001 年から DANIDA の技術移転により、2003 年に完成した NICASAP (Nicaragua Sistema de Administracion Puente) を使い、全国橋梁のデータベース化を開始している。このシステムの導入により、橋梁維持管理の効率化を図り、将来的には、地理情報システム (GIS) やハザードマップも導入する計画である。

2-2 プロジェクト・サイト及び周辺の状況

2-2-1 関連インフラの整備状況

(1) 国道 7 号線及び関連施設の整備状況

本プロジェクト対象橋梁の位置する国道 7 号線関連施設の整備状況を図-6 に示す。首都のマナグアと太平洋岸の河川港であるエル・ラマ港を結ぶ国道 7 号線は、エル・ラマ港関連貨物、大部分の沿道における牧畜業関連の貨物の物流路として、「ニ」国内でも重要な位置付けとなっている道路である。

このため、「ニ」国政府は、国道 7 号線の整備を重要課題として位置付け、WB、IDB ならびに DANIDA の資金 (DANIDA は無償援助) により、全線に亘る改良工事を実施し、2005 年までに道路部分の改良工事が完成した。その結果、国道 7 号線の走行性は格段に向上し、マナグア～エル・ラマ間を 4 時間程度で走行することが可能となっている。その反面、本プロジェクト対象橋梁を含めて狭幅員の橋梁が数多く存在し、高速走行する車両に起因する交通事故発生の危険性が高まっている。

また、エル・ラマ港に関しては、滞砂により吃水が確保できずに小型船のみが就航している状況を解消するため、5,000DWT クラスの船舶の接岸が可能な荷役岸壁の建設が行われ、2005 年 10 月に完成した。また、太平洋岸のエル・ブラフ港直近での滞砂による中型船舶のエスコンディド川への進入が困難になっている問題を解決するため、2006 年度に

DANIDA の援助で浚渫工事を実施する計画となっている。この2つの工事により、エル・ラマ港への 5,000DWT クラスの船舶の入港が可能となることから、取扱貨物量の増加が予想されている。



図-6 国道7号線及び関連施設の整備状況

(2) 交通量

プロジェクト対象橋梁地点での 2005 年時点の交通量調査結果を表-9 に示す。国道 7 号線における交通の特徴は、大型車・重車輛の混入率が高いことであり、エル・ラマ港の整備の進捗により、大型車・重量車の交通需要は増加するものと予想される。

これらの重量車輛については、車輛タイプ毎に重量の制限が規定され、その取り締まりのための検量所や可搬式検量器が設置されているものの、実際にはこの規定を超える過積載車両の走行を完全には排除できないのが現状である。

表-9 プロジェクト対象橋梁における現況交通量

調査地点	方向	12時間交通量 (台/12時間)									24時間 交通量 (台/日)	12時間交通量	
		乗用車	ピックアップ アップ	ミニバス	バス	大型トラ ック	セミトレ ーラー	二輪車	合計	大型車 混入率		自転車 (台)	歩行者 (人)
ラス・ リマス橋	エル・ラマ方向	272	274	10	89	260	41	23	-	-	-	72	40
	サン・ベニート方向	269	302	12	80	270	35	25	-	-	-	68	33
	合計	541	576	22	169	530	76	48	1,962	39.5%	2,354	140	73
ムアン橋	エル・ラマ方向	50	85	1	35	114	2	11	-	-	-	5	50
	サン・ベニート方向	54	86	2	34	119	2	9	-	-	-	5	71
	合計	104	171	3	69	233	4	20	604	50.7%	725	10	121

出典：基本設計調査団調査結果（2005年9月）

注：24時間交通量は、国道7号線での運輸インフラ省の過去の交通量調査結果の昼夜率1.2を使用して算出

オコングア橋及びキナマ橋はムアン橋に近接して位置することから、これら2橋の交通量はムアン橋と同一と判断され、交通量調査はムアン橋のみで実施した。

2-2-2 自然条件

(1) 気候

「ニ」国は全国土が熱帯性気候に属しているが、東部のカリブ海沿岸が多雨地帯となっているのに対して、西部地域に向かうにつれ降水量は減少する。表-10 にラス・リマス橋の場所と似通った気象条件であるファイガルパ市における平均気温、平均湿度ならびに風速を示すと共に、表-11 に他の3橋の位置する場所と似通った気象条件であるリベルタード市の気象データを示す。

調査対象橋梁の内、ラス・リマス橋は地形的にニカラグア低地に位置することから、マナグアと同様に年平均気温が27度の熱帯地域に属しているが、比較的乾燥している地域である。一方、オコングア橋、キナマ橋及びムアン橋は地形的に内陸高地地形に位置することから、年平均気温は前者と比べて3度低い24度の地域に属しているが、降雨量が多い関係から湿度が高い。

表-10 ファイガルパ市における気象データ

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平均
平均気温(°C)	26.1	26.8	27.8	28.8	28.5	27.0	26.6	26.8	26.5	26.4	26.6	26.2	27.0
平均湿度(%)	74.0	71.0	68.0	68.0	74.0	82.0	82.0	82.0	84.0	84.0	79.0	76.0	77.0
平均風速(m/秒)	3.7	3.6	2.9	2.6	2.2	2.0	2.4	2.3	1.7	2.2	2.8	3.5	2.7

注：1960年から2005年までの平均データ

出典：国土地理院気象局データ

表-11 リベルタード市における気象データ

項目	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
平均気温(°C)	22.2	23.0	24.4	25.6	25.8	24.4	23.6	23.8	23.9	23.9	23.4	22.7	23.9
平均湿度(%)	84.0	80.0	75.0	66.0	77.0	87.0	89.0	88.0	80.0	81.0	85.0	85.0	81.0
平均風速(m/秒)	2.3	2.3	2.1	2.1	1.7	1.6	2.0	2.2	1.5	1.5	1.9	2.3	2.0

注：1962年から1989年までの平均データ

出典：国土地理院気象局データ

(2) 降雨量

施工計画および橋梁基本設計の資料とするために、過去の降雨量データを収集した。

プロジェクトの基本設計にあたっては、架橋位置における最高水位および最大流量が必要となることを考慮すると、収集した降雨量データは日単位で集計されており、また、データ年も10年分におよぶことから、本調査における水文解析に十分であると判断した。

降雨量に関しては、ラス・リマス橋近傍ではテウステペ雨量観測所、ムアン橋近傍ではムアン雨量観測所、他の2橋の近傍ではビジャ・サンディーノ雨量観測所のデータが入手可能であった。

a) ラス・リマス橋周辺の降雨量

ラス・リマス橋近傍のテウステペ雨量観測所の雨量データを表-12に示す。この雨量観測所のデータは1995年から2005年の平均雨量であるが、平均降雨日数は1998年から2003年までの日別降雨量データを参照した。なお、表中、雨量最大値の10月の値についてはハリケーン・ミッチの際のデータであるので、特異値として水文解析上は無視する事とした。

この表より、ラス・リマス橋周辺においては、雨期が5月～11月の7ヶ月間、乾期が12月から翌年の4月までの5ヶ月間であると判断される。

表-12 テウステペ雨量観測所の雨量データ

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年間Σ
雨量最大値(mm)	10.6	0	20.4	43.5	98.3	50	73.3	101.1	79	202.6	93.2	5.2	1162.8
雨量平均値(mm)	1.9	0	2.6	7.8	44.6	32.1	29.5	47.5	40.7	64.9	32.1	1.2	932.0
雨量最小値(mm)	0	0	0	0	2.4	11.1	5	20.1	22.1	14.4	6.3	0	642.7
平均降雨日数	0.4	0	0.6	0.4	6	8	7.8	9.8	11.4	10.8	3.8	0.2	59.2
雨期/乾期区分	乾期				雨期							乾期	

出典：国土地理院気象局データ

b) オコングア橋及びキナマ橋周辺の降雨量

オコングア橋、キナマ橋近傍のビジャ・サンディーノ雨量観測所の雨量データを表-13に示す。この雨量観測所のデータは1996年から2005年の平均雨量であるが、平均降雨日数は2000年から2003年までの日別降雨量データを参照した。

この表より、オコングア橋及びキナマ橋周辺においては、ラス・リマス橋周辺と大きく異なり、日最大降雨量はラス・リマス橋周辺と大差ないが、年間平均降雨日数が169.5日と多い。雨期は5月～11月の7ヶ月間、乾期は12月から4月までの5ヶ月間であると判断される。

表-13 ビジャ・サンディーノ雨量観測所の雨量データ

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年間Σ
雨量最大値(mm)	30	10.1	11.2	16.3	67.4	79	90	50	55.5	60.4	57.3	26	2083.1
雨量平均値(mm)	9.5	7.2	6.1	6.3	24.3	43.9	47.4	33	36.8	46.7	36.6	13.3	1658.0
雨量最小値(mm)	0	0	2.1	0	0	6.3	14.5	6.2	9.1	28	6.6	1	1467.4
平均降雨日数	9	12	3.5	3.8	10.3	21.5	23.5	21.8	17	20	17.3	10	169.5
雨期/乾期区分	乾期				雨期							乾期	

出典：国土地理院気象局データ

c) ムアン橋周辺の降雨量

ムアン橋近傍のムアン雨量観測所の雨量データを表-14 に示す。この雨量観測所のデータは 1994 年から 2003 年の平均雨量であるが、平均降雨日数は 1999 年から 2003 年までの日別降雨量データを参照した。

この表よりムアン橋周辺においては、オコングア橋、キナマ橋周辺より更に降雨日数が増え、日最大降雨量は他の 3 橋周辺と大差無いが、年間平均降雨日数が 208 日と極端に多く、降雨日数が 10 日を下回るのは 3 月と 4 月の僅か 2 ヶ月となっている。但し、12 月～2 月にかけては、降雨日数が月の約半分であるが、最大降雨量は 30～50mm のレベルである。以上の結果から、雨期は 5 月～11 月の 7 ヶ月間、明確な乾期が 3 月から 4 月までの 2 ヶ月間、12 月から 3 月までの 3 ヶ月間は、降雨日数は多いが雨量は少ない時期であると判断される。

表-14 ムアン雨量観測所の雨量データ

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年間Σ
雨量最大値(mm)	53	30.1	23.6	35	87.3	77.5	100.1	92.5	96.5	67.2	67.3	42.7	2629.9
雨量平均値(mm)	24.2	14.6	10.3	10.8	42.9	49.8	69.2	49.5	45.4	42.2	36.3	23.1	2173.8
雨量最小値(mm)	8.8	0	0	0	11.5	35.6	35.4	30.4	18.2	27	20	8.1	1825.5
平均降雨日数	15.6	14.6	4.4	5.2	14.8	25.2	26.6	24.8	21.8	23.4	15.4	16	207.8
雨期/乾期区分			乾期					雨期					

出典：国土地理院気象局データ

(3) 地震

「ニ」国では、1972 年にマナグア市中心部を全壊させた大地震をはじめとして、大きな地震が多発している。図-7 に 1992 年から 1998 年にかけて発生した地震の震源の位置位置を示す。

この図から明らかなように、「ニ」国における地震の大半は、太平洋沖ならびに西部火山地帯が震源となっているが、本プロジェクト対象橋梁周辺を震源とする地震も発生しており、プロジェクト対象橋梁設計の際には、耐震性を考慮することが必要であると考えられる。

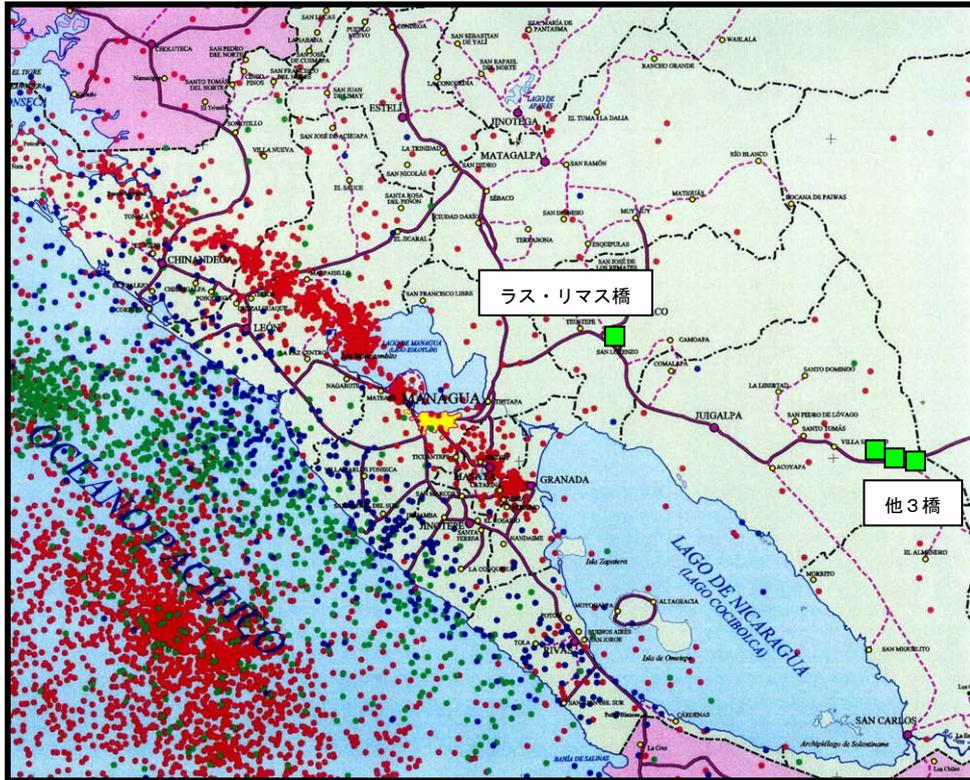


図-7 ニカラグアで1992年から1998年にかけて発生した地震の震源地分布

(4) 水文解析

橋梁設計のための計画洪水流量は、プロジェクト対象橋梁の架かる河川において水量観測が行われていないことから、前出の収集した過去の降雨データより確率降雨を決定し、河川断面特性から計画高水位および計画流量を設定する方法を採用した。

a) 確率降雨量の算定

各流域の日最大降雨量データから架橋地点における確率降雨量を表-15に示すように推計した。観測地点については、各橋とも流域面積が小さく、流域周辺の降雨の偏りが少ないと考えられることから1観測点を流域代表観測点とした。

b) 計画降雨量

表-15より対象流域の計画降雨量について簡易プロット方式で確率計算を行った。簡易プロット方式には、Gumbel・プロット、Hazen・プロット、Weibul・プロットなどいくつかの方法があるが、「経験的に分布を推定する場合には合理性があり、また、同じ超過確率または非超過確率に対して分布の上側では大きめ（同様に分布の下側では小さめ）の水文量を与えるので、計画上の観点からは安全側である」（建設省河川砂防基準(案)）ことから、Weibul・プロットを採用した。その結果を表-16に示す。

対象超過確率年を一般的な耐用年数である50年として考え、ラス・リマス橋、ムアン橋における計画日降雨量は150mm/日、同様にオコングア橋、キナマ橋は140mm/日とした。

表-15 各流域の日最大降雨量

(単位：mm/日)

架橋地点 観測年	ラス・リマス橋 (Teustepe)	オコングア橋 (Sandino)	キナマ橋 (Sandino)	ムアン橋 (Muhan)
1994	-	-	-	67.2
1995	101.1	-	-	76.9
1996	93.2	60.3	60.3	100.1
1997	50.0	90.0	90.0	70.2
1998	68.2	60.4	60.4	92.5
1999	64.6	38.0	38.0	74.5
2000	100.7	50.7	50.7	77.5
2001	98.3	83.5	83.5	99.8
2002	-	79.0	79.0	96.5
2003	50.8	75.0	75.0	50.0
2004	-	-	-	-
2005	29.4	66.0	66.0	-

資料提供：INETER (Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales)

表-16 各流域の日最大計画降雨量

(単位：mm/日)

架橋地点 観測年	ラス・リマス橋 (Teustepe)	オコングア橋 (Sandino)	キナマ橋 (Sandino)	ムアン橋 (Muhan)
2年	70	50	50	70
5年	90	80	80	90
10年	110	100	100	110
20年	130	120	120	130
50年	150	140	140	150
100年	170	160	160	170
200年	180	170	170	180

c) 計画洪水流量の算定

各流域の流域諸元（面積、勾配、流出係数）を調査し、計画降雨に対する架橋地点の流出量を計算し、計算の結果を表-17に示す。

表-17 調査対象橋梁の計画洪水流量計算結果

項目	ラス・リマス橋	オコングア橋	キナマ橋	ムアン橋
計画降雨量 (mm/日)	150	140	140	150
流域面積 (km ²)	97.0	58.0	18.8	49.0
全流路長 (m)	18,400	13,500	6,600	10,500
流域勾配	1/30	1/61	1/25	1/25
河道勾配	1/350	1/280	1/80	1/200
洪水到達速度 (m/秒)	16	7.0	12.0	5.0
(上段山地、下段平地)	2.1	2.1	2.1	2.1
洪水到達時間 (時)	1.8	1.0	0.4	0.8
降雨強度 (mm/時)	34	47.8	88.9	60.0
流出係数	0.7	0.65	0.7	0.7
流出量 (m ³ /秒)	641	501	325	572
計画洪水流量 (m ³ /秒)	650	510	330	580
比流量 (m ³ /秒/km ²)	6.7	8.8	17.6	11.9
流下能力 (m ³ /秒)	750	1,100	820	1,530

2-3 プロジェクト対象橋梁の検証

2-3-1 プロジェクト対象橋梁の概要

本プロジェクトの対象橋梁は、首都マナグア北方のサン・ベニートと大西洋側の河川港であるエル・ラマ港を結ぶ国道7号線上で、ボアコ県(面積4,177km²、人口166千人-2002年推計値)に1橋(ラス・リマス橋)ならびにチョンタレス県(面積6,481km²、人口177千人-2002年推定値)に3橋(オコングア橋、キナマ橋及びムアン橋)が位置している。

国道7号線沿道地域では、全線に亘り牧畜業が産業の主体であり、沿道土地利用は牧場が大半を占めている。一方、国道7号線の終点であるエル・ラマには、カリブ海側の主要港湾であるエル・ラマ港があり、マイアミとの間の国際航路が設定されるとともに、カリブ海沿岸のエル・ブルフ、ブルーフィールドならびに離島への物資輸送に使用されている。以上のような沿道土地利用ならびにエル・ラマ港の現状より、プロジェクト対象橋梁の位置する国道7号線は、主として牧畜関係の飼料等及び製品の出荷、ならびにエル・ラマ港関連の輸出入貨物ならびに沿岸地域への物資輸送路として非常に重要な役割を果たしている。

本プロジェクトの対象橋梁4橋の概要を表-18に示す。

表-18 対象橋梁4橋の概要

橋梁名称	橋長	幅員	橋梁形式	位置 (マナグア市からの距離)	建設年
ラス・リマス橋	30.92 m	6.04m	3径間単純鋼鈹桁橋 (9.33+12.26+9.33m)	約 68 km	1944 年
オコングア橋	63.52 m	6.71m	3径間連続鋼鈹桁橋 (19.59+24.34+19.59m)	約 194 km	1961 年
キナマ橋	38.24 m	6.72m	2径間単純鋼鈹桁橋 (19.12+19.12m)	約 199 km	1961 年
ムアン橋	63.52 m	6.71m	3径間連続鋼鈹桁橋 (19.59+24.34+19.59m)	約 207 km	1961 年

また、各橋梁の概要を以下に示す。

(1) ラス・リマス橋

ラス・リマス橋はサン・ベニート(国道7号線始点部)から東方36kmの平坦部に位置している。サン・ベニートからラス・リマス橋までの国道は丘陵地を通過し、DANIDAの援助により道路改良が行われたことから、その道路幅員は8.0m(車道幅員2×3.3m=6.6m、路肩2×0.7m=1.4m)であり、路面状況も良好である。

既設ラス・リマス橋は1944年に建設された。架橋位置の河川幅は約27mであり、支間9.33+12.26+9.33m、橋長30.92m、車道幅員6.04mの鋼3径間単純鈹桁橋である。既設ラス・リマス橋の現地調査時点の日平均交通量は2,300台/日で4橋の中で最も交通量が多く、交通上の機能性は非常に高いが、橋梁部の幅員が狭いことによる交通事故が発生しており、幅員の拡幅による安全確保が急務となっている。また、コンクリート床版の損傷が著しく、

走行上危険な状況にある。さらに、橋台、橋脚は石積み構造であり、且つフーチングが小さいため、耐震性に非常に劣っている。また、石積み構造下部工の損傷及び風化が激しい。

(2) オコングア橋

オコングア橋はサン・ベニートから東方 162km のサント・トマス市近郊の丘陵部に位置し、橋梁両側の国道 7 号線は、IDB の資金協力で近年改良工事が実施され、その道路幅員は 8.0m であり、路面状況も良好である。

既設オコングア橋は 1961 年に建設された。架橋位置の河川幅は約 9m であり、支間 19.59+24.34+19.59m、橋長 63.52m、車道幅員 6.71m の鋼 3 径間連続鈹桁橋である。既設オコングア橋の日平均交通量は 730 台/日である。本橋はマナグア～エル・ラマ間の重要輸送道路に位置しているが、橋梁部の幅員に路肩が無く、車両衝突の危険性がある。また、コンクリート床版の損傷が著しく、交通走行上危険な状況にある。さらに、フーチング寸法が小さく、耐震性が著しく劣っており、また橋台前面の護岸工が崩壊し、橋台の裏込め土砂が崩れ出ており、構造的に危険な状態である。

(3) キナマ橋

キナマ橋はサン・ベニートから東方 167km、オコングア橋の東方 5km に位置する。橋梁両側の国道 7 号線は、IDB の資金協力で近年改良工事が実施され、その道路幅員は 8.0m であり、路面状況も良好である。

既設キナマ橋は 1961 年に建設された。架橋位置の河川幅は約 12m であり、支間 19.12+19.12m、橋長 38.24m、車道幅員 6.72m の鋼 2 径間単純鈹桁橋である。既設キナマ橋の日平均交通量は 730 台/日である。本橋はマナグア～エル・ラマ間の重要輸送道路に位置しているが、橋梁部の幅員に路肩が無く狭いため、車両の衝突による高欄の損壊が著しい。また、コンクリート床版の損傷が著しく、走行上危険な状況にある。さらに、橋台前面の護岸工が崩壊し、橋台の裏込め土砂が崩れ出ている。このように、キナマ橋は機能的な重要度が高いにもかかわらず、構造的に非常に危険な状態にある。

(4) ムアン橋

ムアン橋はサン・ベニートから東方 175km、キナマ橋の東方 8km に位置する。橋梁両側の国道 7 号線は、IDB の資金協力で近年改良工事が実施され、その道路幅員は 8.0m であり、路面状況も良好である。

既設ムアン橋は 1961 年に建設された。架橋位置の河川幅は約 9m であり、支間 19.59+24.34+19.59m、橋長 63.52m、車道幅員 6.71m の鋼 3 径間連続鈹桁橋である。既設ムアン橋の日平均交通量は 730 台/日である。本橋はマナグア～エル・ラマ間の重要輸送道路に位置しているが、橋梁部の幅員に路肩及び歩道が無く、車両同士の衝突の危険性のみならず、ムアン橋が集落の近くに位置するため、周辺住民のムアン橋の安全な通行にも支障が生じている。また、施工不良により、マナグア側の P1 橋脚の損壊が著しく、さらに

フーチング寸法が小さいため耐震性が著しく劣っており、構造的に危険な状況にある。また、エル・ラマ側の P2 橋脚には大規模な洗掘が発生しており、抜本的な改修が必要である。

2-3-2 健全度調査

本基本設計調査においては、予備調査において実施された目視調査ならびに非破壊調査に加えて、より詳細に対象橋梁の健全度ならびに構造上の問題点を明確にするために、表-19 に示す調査を各橋梁に対して実施した。

調査項目としては、測量、ボーリング調査・試験、フーチング形状調査、洗掘状況調査、コンクリート圧縮強度試験、コンクリート中性化試験及びトラック載荷試験等の健全度調査を実施した。

表-19 健全度調査及び構造上の問題点把握のための調査項目

調査項目	調査内容
橋梁形状	<ul style="list-style-type: none"> ・測量とメジャーによる幅員、径間長、下部工寸法等の測定 ・目視による周辺状況の確認及び水道管等の添架物調査 ・荷重規制の値
損傷度調査	<ul style="list-style-type: none"> ・目視と写真撮影によるコンクリートの剥落／鉄筋の露出／豆板／遊離石灰／錆び汁／ひびわれの調査 ・目視と写真撮影による鋼部材の脱落／変形／腐食の調査 ・目視と写真撮影による橋脚、橋台の洗掘・護岸の損傷調査 ・目視と写真撮影による高欄、伸縮装置、支承、添架物等の損傷調査 ・目視と写真撮影による取付道路／擁壁等の道路構造物の調査
コンクリート強度調査	<ul style="list-style-type: none"> ・床版、橋脚のコンクリートコア圧縮強度試験によるコンクリートの強度測定 ・シュミットハンマーテストによるコンクリートの強度測定
コンクリート中性化試験	<ul style="list-style-type: none"> ・フェノールフタレイン溶液によるコンクリートの中性化深さの測定
フーチング（基礎）形状調査	<ul style="list-style-type: none"> ・ボーリング及びサウンディングによるフーチング幅、厚さの測定
土質調査	<ul style="list-style-type: none"> ・既存橋脚基礎直下の土質状況把握のために実施
洗掘状況調査	<ul style="list-style-type: none"> ・洗掘が著しいと判断されたムアン橋の右岸側橋脚に関して、MTI の協力を得て、洗掘の状況を確認するために、土のうによる仮締め切りならびにポンプによる排水を行い、洗掘の状況を確認
トラック載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> ・トラック及びトレーラーの載荷試験による橋梁のたわみ測定

2-3-3 プロジェクト対象橋梁の検証結果

プロジェクト対象橋梁 4 橋（ラス・リマス橋、オコングア橋、キナマ橋、ムアン橋）に関して交通上の機能性、健全性（損傷度）、構造的（強度）、耐震性の面から健全度評価を検証し、その検証結果の概要を表-20 に示す。

この判定結果に基づき、本基本設計調査では、構造上の定量的評価結果も加えて、プロジェクト対象橋梁の改修内容は、すべて架け替えが望ましいものと判断された。

なお、予備調査で補修と判断されたムアン橋に関しては、基本設計調査での詳細な技術的検討の結果、架け替えが妥当と判断された。

表-20 プロジェクト対象橋梁の健全度検証結果概要

橋梁名	優先度			状 況	改修案
	交通面	構造面	総合		
ラス・リマス橋	高い	高い	高い	<ul style="list-style-type: none"> 日平均交通量は 2300 台/日で 4 橋の中で最も交通量が多く、交通上の機能性（役割）は非常に高い。 橋梁部の幅員が狭いことによる交通事故が発生しており、幅員を拡幅する必要が急務である。 コンクリート床版の損傷が著しい。 橋台、橋脚は石積み構造であり、且つフーチングが小さいため、耐震性に非常に劣る。 	架け替え
オコングア橋	中位	高い	高い	<ul style="list-style-type: none"> 日平均交通量は 730 台/日であるが、本橋はマナグア～エル・ラマ間の重要輸送道路に位置しており、交通上の機能性（役割）は高い。 橋梁部の車道幅員（6.72m）に路肩が無く、走行機能上、車両衝突の危険性がある。 コンクリート床版の損傷が著しい。 フーチング寸法が小さく、耐震性が著しく劣っている。 橋台前面の護岸工が崩壊し、橋台の裏込め土砂が崩れて来ている。 支承の腐食が激しく、機能不全となっている。 	架け替え
キナマ橋	中位	高い	高い	<ul style="list-style-type: none"> 日平均交通量は 730 台/日であるが、本橋はマナグア～エル・ラマ間の重要輸送道路に位置しており、交通上の機能性（役割）は高い。 橋梁部の車道幅員（6.72m）に路肩が無く狭いため、車両の衝突による高欄の損壊が著しい。 コンクリート床版の損傷が著しい。 橋台前面の護岸工が崩壊し、橋台の裏込め土砂が崩れている。 	架け替え
ムアン橋	中位	高い	高い	<ul style="list-style-type: none"> 日平均交通量は 730 台/日であるが、本橋はマナグア～エル・ラマ間の重要輸送道路に位置しており、交通上の機能性（役割）は高い。 橋梁部の車道幅員（6.72m）に路肩が無く、走行機能上、車両衝突の危険性がある。 施工不良により、P1 橋脚に著しい損壊が見られる。 フーチング寸法が小さく、耐震性が著しく劣っている。 P2 橋脚に大規模な洗掘が発生している。 	架け替え

2-4 環境社会配慮関連

2-4-1 環境資源省発給の事業実施許可

予備調査時には、本プロジェクトが JICA 環境社会配慮ガイドラインによりカテゴリーB に区分されていたことから、初期環境調査（IEE）レベルの環境社会配慮調査を予備調査団と MTI が共同で実施するとともに、調査対象橋梁が位置するボアコ県テウステペ市ならびにチョンタレス県ビジャ・サンディーノ市において、地元市、関係住民及び地権者等のステークホルダーを対象としたステークホルダー協議が実施された。

以上の結果を踏まえ、MTI は、対象 4 橋について、2004 年 11 月 19 日付けで事業実施のための許可申請書を環境天然資源省（Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales：以下「MARENA」）に提出した。MARENA では、各橋毎に申請書内容を精査すると共に、

各橋の現地調査を行い、2005年1月31日付けで、工事実施に際しての遵守条件を付けた上で、MTIに対して事業実施の許可証を発給した。

さらに、基本設計の結果、4橋架け替えのための作業工程を考慮し、また取付道路の線形と環境社会配慮上の問題が生じないことを確認した上で、キナマ橋に関しては現橋位置の上流19mの地点に新橋を建設することとなった。この点に関して、調査団は2006年3月中旬の基本設計概要報告書提出時に「ニ」国側に説明を行った。MTIではキナマ橋のみ架橋位置が現橋位置と異なることから、MARENAに対してキナマ橋に関してのみ、事業実施のための許可申請書を再度提出し、2006年4月26日付けで事業実施の許可証が改めて発給された。表-21に、各橋の改修工事に関してMARENAが発給した許可証における条件を示すと共に、許可証のコピーを資料-6に添付する。

表-21 環境資源省発給の事業実施許可証での工事実施条件

対象橋梁	工事許可条件
ラス・リマス橋	<ol style="list-style-type: none"> 1. 既存の橋梁位置に新橋を架け替える際には、河川の現状を維持して工事を行うこと。また、旧橋の撤去に伴うコンクリート等の産業廃棄物は、テウステペ市役所の指示する場所に廃棄すること。 2. 工事に際して発生する粗大ゴミは、市役所の指示する場所に廃棄すること。 3. 橋の工事に際しては、迂回路を建設して、交通の支障とならないようにし、工事完成後は迂回路を撤去し、環境の保全措置を行うこと。 4. 工事着工前に、迂回路の図面、ならびに工事区域の土砂移動の計画を MARENA に提出すること。 5. 工事期間中は、交通事故を防止するために、MTI は適切な交通標識を設置すること。
オコングア橋	<ol style="list-style-type: none"> 1. 既存の橋梁位置に新橋を架け替える際には、河川の現状を維持して工事を行うこと。また、旧橋の撤去に伴うコンクリート等の産業廃棄物は、ビジャ・サンディーノ市役所の指示する場所に廃棄すること。 2. 工事に際して発生する粗大ゴミは、市役所の指示する場所に廃棄すること。 3. 橋の工事に際しては、迂回路を建設して、交通の支障とならないようにし、工事完成後は迂回路を撤去し、環境の保全措置を行うこと。 4. 工事着工前に、迂回路の図面、ならびに工事区域の土砂移動の計画を MARENA に提出すること。 5. 工事期間中は、交通事故を防止するために、MTI は適切な交通標識を設置すること。
キナマ橋	<ol style="list-style-type: none"> 1. 既存の橋梁位置より 19m 上流に車両通行のための新橋を建設することを許可する。 2. 現在の橋は完全に撤去し、撤去に伴うコンクリート等の産業廃棄物は再利用するか、あるいはビジャ・サンディーノ市役所の指示する場所に廃棄すること。 3. 工事に際して発生する粗大ゴミは、市役所の指示する場所に廃棄すること。 4. 工事に伴い設置する全ての仮設構造物は、工事終了後に完全に撤去すると共に、該当箇所を現状復帰させ、環境を回復させる措置を取ること。 5. プロジェクト実施者は、工事に伴う迂回路建設箇所周辺の土壌及び植生回復・再生のための計画を提示すること。この計画は、現在使用されている橋の撤去を開始する前に提出すること。 6. 工事期間中は、運転者及び歩行者に注意を喚起して、交通事故を防止するために、MTI は適切な交通標識を設置すること。 7. キナマ橋建設に伴い影響が予想される電線の移設について、MTI は電気事業者と事前に調整すること。
ムアン橋	<ol style="list-style-type: none"> 1. 既存の橋梁位置に新橋を架け替える際には、既存橋に添架されている簡易水道管を移設する等の処置を行い、住民への飲料水供給に支障をきたさないようにする。なお、水道管の移設は工事者が行うこととする。 2. 工事に際して発生する粗大ゴミは、市役所の指示する場所に廃棄すること。 3. 橋の工事に際しては、迂回路を建設して、交通の支障とならないようにするとともに、水道管を移設する。工事完成後は迂回路を撤去し、環境の保全措置を行うこと。 4. 工事着工前に、迂回路の図面、ならびに工事区域の土砂移動の計画を MARENA に提出すること。 5. 工事期間中は、交通事故を防止するために、MTI は適切な交通標識を設置すること。

なお、ムアン橋に現在添架されている簡易水道の水道管に関しては、ビジャ・サンディーノ市長より、現在ムアンの町側に新しい井戸を工事中であり、新しい井戸を使用するようになる段階で、現在の簡易水道管は予備の扱いとなることから、水道管移設に関しては市が責任を持って行うとの表明がなされた。

2-4-2 ムアン橋周辺の道路用地内に存在する住居の移転

ムアン橋近傍では、道路用地内に住居が存在している。ムアン橋に関しては、健全度調査の結果、架け替えが妥当と判断された。そのため、工事に際しては迂回路が必要であり、そのため、道路用地内に存在する住居の移転が必要と考えられた。

これらの検討結果を踏まえて、調査団は当該地域を管轄するビジャ・サンディーノ市長と協議を行った。その結果、市長はムアン橋南東部に位置する市の保有する土地に、ムアン橋近傍のすべての不法占拠住居を移転することを決定し、対象住民への説明を行うとともに、MTI に対して 2005 年 10 月 7 日付けで、住民移転に関する確約書を提出した。同時に、同市長からは 2005 年 10 月中に住民移転の作業を完了させるとの提案がされた。2006 年 3 月中旬の基本設計概要報告書提出時点の現地踏査において、手続き上の齟齬があった 1 軒の住居を除き、同市長の提案通り、他の住居はすべて 2005 年 10 月に道路用地外に移転が行われた点が確認された。

2-4-3 MTI と土地所有者との合意取付の確認

プロジェクト対象 4 橋の改修工事に際して、迂回路用地、建設ヤード用地等に関しては、周辺民有地の借用が必要である。この点に関して MTI と協議の結果、MTI としては基本設計において、図面上で必要用地が確定した段階で、民有地所有者との交渉を開始するという事で合意を得ている。

第3章 プロジェクトの内容

第3章 プロジェクトの内容

3-1 プロジェクトの概要

「ニ」国においては、太平洋岸側の地域は、山岳部地域を抱えるアクセスの悪さ、河川港で溜砂の問題から入港船舶船型の小型化を余儀なくされ、取扱貨物量が減少傾向にあったエル・ラマ港等の条件から、道路・橋梁の整備が遅れ、その結果、地域全体の開発も遅れていた。そのため、貧困層住民の割合も太平洋側の地域と比較して高く、大きな社会問題となっていた。このような情勢を鑑み、「ニ」国政府は、2001年に発表した国家開発計画において、①国家統一、②太平洋岸側地域の発展による東西地域の経済格差の是正、③エル・ラマ港を拠点とした米国との貿易による経済発展、を主眼として、エル・ラマ港の機能強化及び国道7号線の改修を重点施策の1つとして掲げている。この国家開発計画の重点施策に基づき、WB、IDB及びDANIDAの協力により国道7号線の道路部分の改修工事が実施されるとともに、エル・ラマ港の改修工事（栈橋の新設を含む）が実施された。

さらに、中米経済統合実現のための開発計画であるPPPに関して、「ニ」国は、2005年6月にベリーセで開催された閣僚会合において、主として大西洋岸輸送回廊ならびに接続道路強化を目的として、新たなPPP道路網を提案し、各国の合意を得ている。この新たなPPP道路網では、本プロジェクト対象道路である国道7号線のサン・ベニート〜ロバゴ間が新たに大西洋輸送回廊の一部として認知され、従前ニカラグア及びコスタリカにおいて欠落していた大西洋輸送回廊が両国内において形成されることになった。なお、このPPP道路網の設定により、国道7号線の東側半分の区間は、国際輸送回廊の一部を形成することになり、重要性がますます高まるものと予想される。

国道7号線は、他ドナーにより道路部分の改良が行われると共に、同区間に位置する59橋の橋梁も順次改修が行われているが、本プロジェクト対象橋梁は他ドナーによる改修の対象となっていない。そのため、本プロジェクト対象橋梁の老朽化ならびに大規模な損傷による安全性の低下は、エル・ラマ港の整備に伴い期待される貨物取扱量の増加による交通量の増加や大型トレーラーの積載荷重に対応できない状況となっており、国道7号線の物流にマイナスの影響を及ぼしている。

本プロジェクトは、首都マナグアとエル・ラマを結ぶ国道7号線上で特に構造的問題点、損傷、狭幅員に伴う安全性の低下、貨物車の重量制限等が顕著である4橋（ラス・リマス橋、オコングア橋、キナマ橋及びムアン橋）を改修するものである。プロジェクト目標は、国道7号線における交通・輸送を安全かつ安定的に確保するとともに、地域住民の利便性向上に寄与することであり、期待される成果としては、国道7号線上の4橋梁が改修され、安全な通行が確保されることである。さらに、このプロジェクトの実施により、エル・ラマ港の整備効果と合わせて物流が増加することで地域社会経済が発展し、上位目標である貧困削減に寄与することが期待される。

3-2 協力対象事業の基本設計

3-2-1 設計方針

3-2-1-1 基本方針

(1) 目標整備水準

本プロジェクトは、主要幹線道路である国道7号線上の4橋梁の改修を行うことにより、同国道の円滑かつ安全な交通を確保し、主要物流路としての機能を回復することを目標とする。

これを踏まえて、本基本設計調査では以下の3点を整備水準の目標とした。

- ① 交通上のボトルネックならびに交通事故発生の危険性が高い狭幅員の橋梁を拡幅すること。
- ② 大型トレーラーの交通量が多く、今後の交通需要の増加が見込まれることを考慮し、AASHTOのHS20-44の25%増しの活荷重に耐え得る橋梁構造とすること。
- ③ ニカラグアは、マナグア市の中心地区を全壊させる大地震をはじめとし、過去に大地震が多発している地震国であることを考慮した耐震設計を行うこと。

(2) 橋梁の幅員

プロジェクト対象橋梁4橋（既設橋）の幅員は図-8に示す通りである。

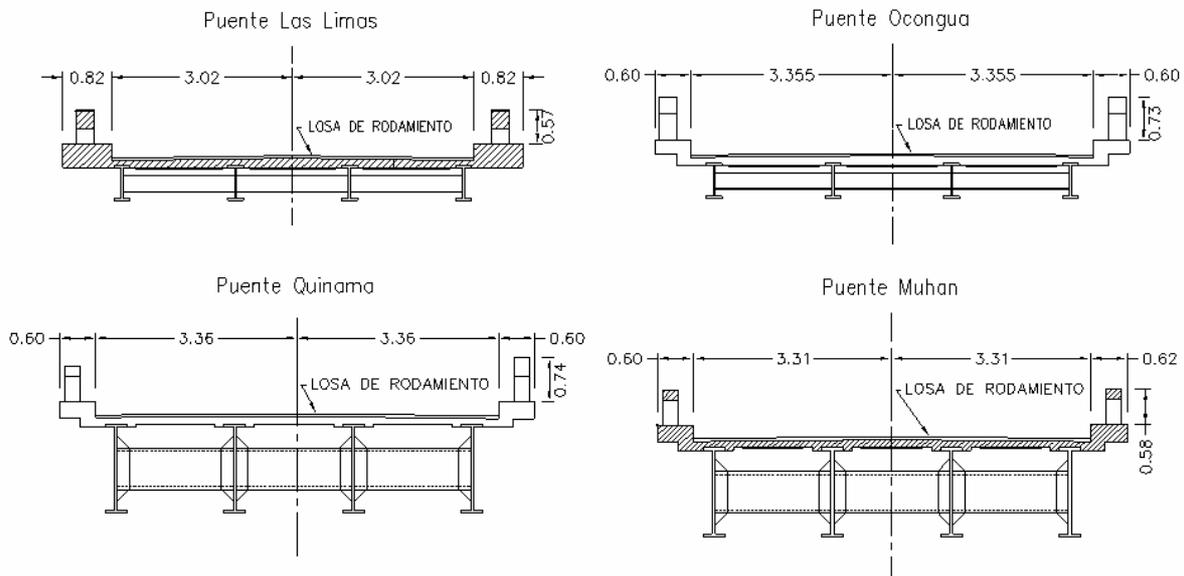


図-8 プロジェクト対象橋梁の幅員構成

一方、国道7号線の道路幅員は、道路部分の改良によって、全線に亘り図-9に示す通り車道6.6m、路肩1.4m、計8.0mの幅員を有している。幅員の整合性を確保するために、新設橋の有効幅員（車道+路肩）の幅員は8.0mとする。また、歩行者の安全性を確保するため幅1.0mの歩道を片側に設け、総幅員を9.7mとする（図-10参照）。

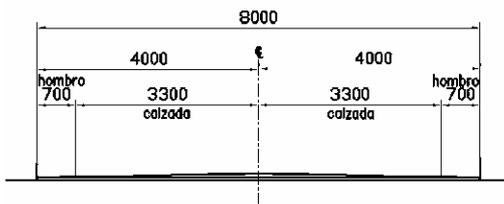


図-9 国道7号線の幅員構成

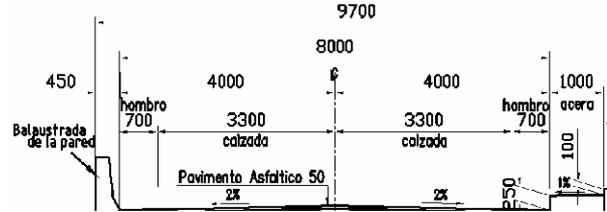


図-10 新設橋の幅員構成案

(3) 橋長・径間割・橋面計画高の検討

調査対象橋梁周辺でのヒアリングの結果、現橋を越流したケースは、1988年のハリケーン・ファンナで全橋梁、1998年のハリケーン・ミッチではラス・リマス橋及びオコングア橋で越流が観測され、他の2橋では桁下までの水位上昇があったことが判明した。これらのケースは異常雨量による結果であり、基本的には現在の橋長で50年確率の洪水量に対応できるものと判断された。このヒアリングの結果ならびに水文解析から、橋長は原則として現橋の橋台位置を確保し、かつ現橋の各架橋地点の状況と水文解析から求められた確保・維持すべき河川幅を考慮して計画した。

また、計画洪水量から基準径間長を求め、先に決められた橋長に対する最適な径間割を決定した。橋面計画高は、橋長、計画洪水量から求められる計画洪水位、径間長から求められる桁高、必要とされる桁下高さ、取付道路部を含む道路縦断計画等から決定した。ここで必要な桁下高としては、日本の「河川構造物設計基準（案）」で決められた所定の余裕高を計画洪水位上に持つことを満たすこととした。

以上の各項目を検討して纏められた対象各橋梁の設計諸元は、表-22に示す通りである。また、これらの各橋梁の詳細は「3-2-1 基本計画」に記す。

表-22 プロジェクト対象橋梁の設計諸元

項目	単位	ラス・リマス橋	オコングア橋	キナマ橋	ムアン橋	
河川計画	計画高水位	m	139.760	237.690	255.670	295.540
	計画流量	m ³ /s	530	390	390	440
	計画流速	m/s	4.4	3.6	4.3	3.0
	桁下余裕高	m	1.0	1.0	0.8	1.0
	桁下標高	m	140.959	241.486	258.600	298.183
	基準径間長	m	20.0	20.0	12.5	20.0
橋梁計画	架橋位置	m	原位置	原位置	現橋の上流側 19m 地点	原位置
	橋長	m	32.000	65.000	39.000	65.000
	支間割	m	31.100	3@20.767	2@18.600	3@20.767
	最低桁下標高	m	140.842	241.283	258.118	298.018
	構造高	m	1.93	1.73	1.63	1.73
	路面高	m	142.772	243.013	259.748	299.748
	全幅員	m	9.700	9.700	9.700	9.700
迂回路 の設置	必要性	-	有り	有り	なし	有り
	位置	-	上流側	下流側	-	下流側
	材料	-	既存材料活用	調達材料使用	-	調達材料使用
用地	買収の必要性	-	なし	なし	有り	なし
	迂回路用借地	-	有り	有り	なし	有り

3-1-2-2 プロジェクトの設計方針

(1) 自然条件に関わる方針

a) 気温・湿度

対象橋梁4橋の建設サイトは、高温・多湿な亜熱帯気候である。この自然条件は、鋼橋の場合、将来の維持管理に最も影響することを念頭に置いておかなければならない。

また、コンクリート橋の場合、コンクリートの養生において温度管理等に細心の注意が必要である。

b) 降雨量及び河川水位

ラス・リマス橋近傍のテウステペ雨量観測所での月最大降雨量は約300mm（年平均降雨量は約900mm）であり、オコングア橋、キナマ橋及びムアン橋近傍のムアン雨量観測所での月最大降雨量は400mm（年平均降雨量は約2,100mm）である。「ニ」国では雨期・乾期の区分が明確であり、その降雨のほとんどが雨期に集中している。

また、水文解析の結果も各橋梁地点での河川の流況がそれぞれ異なっていることを示しているが、対象橋梁の架かる河川が、水位観測の行われていない中小河川であることから、観測データが不十分であることもあって、この解析結果には相当な幅があるものと考えなければならない。水位の上昇速度等、現地での聞き取り調査の結果を踏まえて、個々の河川の状況を総合的に把握することとした。

さらに、このような現地の状況は、施工計画・工程計画に大きく影響する要素であり、これら計画の立案に当たっては十分、この現況に配慮することとする。特に、橋脚基礎工等の河川内工事を乾期の間に完了させることを目指す。

c) 耐震設計

「ニ」国には建築物・構造物を対象にした設計コード「Reglamento Nacional de Construcción-1983」がある。今回の基本設計にもこれに準拠した設計震度を定め、すべての橋に対して耐震設計を行うこととする。

d) 洗堀と基礎構造設置深さ

ハリケーン等による災害では、橋梁基礎構造が洗堀を受けて橋梁が破壊・流失した例が多い。この事実に着目し、洪水時の基礎構造周辺での洗堀に十分対応できるよう、その設置深さを慎重に検討して決定する。

(2) 交通量・交通荷重に関わる方針

本プロジェクトでは、現実の通行車両に即した条件を設定するものとする。また、これまでに日本の無償資金協力で建設された他の橋梁の設計条件との整合を図ることとする。

(3) 現地資機材・労働力の活用に関する方針

a) 鉄筋・鋼材・PC鋼材

径 32mm までのコンクリート用鉄筋は、「ニ」国又は近隣諸国の製品を市場で調達できるが、その品質の信頼性を保証するシステムが全く存在しない。また、形鋼等の鉄鋼製品や PC 鋼材は一般市場ではほとんど調達不可能であると同時に、それら製品を加工する信頼のおける技術を持った施設も「ニ」国にはない。

したがって、本プロジェクトに使用するこれら資材は、品質確認の出来る措置を講じた上で発注することとし、日本又は第三国からの調達を考慮することとする。

b) コンクリート用材料

①粗骨材

国道 7 号線沿線では道路改修工事が実施され、その際に使用された採石場が数カ所存在するが、ほとんどの採石場では、砕石プラントは既に撤去されている。しかし、既存の採石場であることから、MARENA に対する許可申請も簡略化したもので可能であり、利用価値は高いものと判断される。

②細骨材（砂）

コンクリート用細骨材については、現地調査の結果、国道 7 号線沿線では入手が不可能であり、エル・ラマ港岸壁工事のコンクリート用の細骨材も、すべてマナグアから入手していることが判明した。したがって、細骨材に関しては、輸送距離から割高になるものの、マナグアから調達することとする。

③セメント

「ニ」国には、クリンカーからセメントを製造する工場がマナグア北方に存在するが、ここで生産するセメントは、「ポルトランドセメント」ではなく「混合セメント」である。しかし、弊社が過去に「ニ」国で施工監理を実施した「第 2 次主要国道橋梁架け替え計画」において「混合セメント」を使用し、橋梁構造物に使用するのに十分な強度が出ることを実証済みである。従って、本プロジェクトにおいては、セメントに関しては、「ニ」国産のものを調達することとする。

④アスファルト・コンクリート

「ニ」国には、マナグア近郊、ならびにサン・ベニート近郊の国道 7 号線沿線にデンマークの建設業者の保有するアスファルト・プラントがあり、舗装用のアスファルト・コンクリート合材を生産しているが、デンマークの建設業者の保有するアスファルト・プラントは、2006 年 5 月に予定されている工事終了と共に、撤去される予定であるため利用できない。従って、本プロジェクト工事時の舗装用アスファルト・コンクリートは、マナグア近郊のプラントから調達することとする。

c) 工事用機械・設備

「ニ」国には、コマツ、キャタピラー等の建設機械をリースで取り扱う業者が存在し、一般的な建設機械については調達が可能である。但し、大型のクローラー・クレーン等の特殊な機械は取り扱っておらず、唯一グアテマラのクレーン・リース会社で 70 トンのクロ

ローラー・クレーンの調達が可能である。従って、施工計画立案に際しては、この70トンのクローラー・クレーンでの架設が可能な工種については、このタイプのクレーンを使用することを前提とする。

d) 現地建設会社・技術者・労務者

「ニ」国には、これまでの無償資金協力による橋梁工事（現在、実施中のコンクリート橋を含む）で経験を積んだ建設会社・技術者・労務者がいる。しかしながら、PC部材に関する施工技術や施工経験は非常に少ない。これら高度な技術を必要とする工種や施工実績の少ない工種に対しては日本から技術者を派遣するものとし、その他の技術者については可能な限り現地の技術力・労働力を活用することを基本方針とする。

(4) 設計・施工上の適用基準についての方針

「ニ」国では、近年、米国のAASHTOに基づき、独自に道路建設及び建設標準仕様書（Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes）が策定されている。そこで、橋梁の幅員構成、設計活荷重、現地材料を使用した場合の材料基準強度、地震荷重等については「ニ」国の設計基準を使用する。一方、それ以外の項目に関しては、MTIとの協議を通じて日本の基準・指針「道路橋示方書・同解説」（平成14年3月、（社）日本道路協会）を採用する。

(5) 施工区分についての方針

プロジェクト対象の橋梁に関しては、キナマ橋を除き、本プロジェクトの施工範囲は、対象橋梁が既設道路の路線上に建設されることから、施工範囲は、橋梁計画によって生ずる取付道路の変更が既設道路に摺り付くまでの範囲とする。キナマ橋に関しては、4橋架け替えのための作業工程を考慮し、また取付道路の線形と環境社会配慮上の問題が生じないことを確認した上で、現橋位置の上流19mの地点に新橋を建設することとし、各橋台背面から既設道路に摺り付くまでの範囲で取付道路を新設する。

(6) 頭上片持ち式案内標識の設置の方針

ラス・リマス橋とムアン橋に、頭上片持ち式案内標識を設置し、日本の協力により改修された橋梁であることを併記する。

(7) 工期及び実施形態に関する方針

本プロジェクトの各橋梁の建設工事には、約18ヶ月の工期が必要と考えられる。したがって、本プロジェクトの工程計画は、各橋梁ともに8月に同時に工事着工することを前提として立案することとする。更に、これは乾期の始まる少し前にあたるので、河川内工事（基礎工事等）を最初の乾期内に終了させるという技術的要請も満足させることを目標に計画する。なお、無償資金協力の枠組みを勘案し、本協力対象事業は多年度に跨り実行可

能な国債枠で実施するのが適切と考える。

3-2-2 基本計画

3-2-2-1 設計条件と設計法

(1) 水理条件

過去の降雨量に基づき確率降雨を決定し、河川断面と過去の洪水痕跡から流量を想定して計画諸元を決定した。計画規模は過去の無償資金協力による橋梁設計の規模や橋梁耐用年数などを考慮して1/50年とした。

a) 計画流量

計画洪水流量を、流域面積が50km²より小さい場合には合理式、大きい場合にはいくつかの手法を併用し計画流量を設定した。具体的には現地の聞き込みによる過去の洪水時の水位とその時の流量と日降雨量との関係、気象や地形条件の類似する流域での流量と流域面積の関係(比流量)をもとに表-23に示すように推定した。

表-23 プロジェクト対象橋梁の計画洪水流量計算結果

項目	ラス・リマス橋	オコングア橋	キナマ橋	ムアン橋
計画降雨量 (mm/日)	140	160	160	160
流域面積 (km ²)	97.0	58.0	18.8	49.0
全流路長 (m)	18,400	13,500	6,600	10,500
流域勾配	1/31	1/61	1/25	1/88
河道勾配	1/210	1/210	1/110	1/410
洪水到達速度 (m/秒)	4.7	2.1	3.4	2.1
(上段山地、下段平地)	2.1	2.1	3.5	3.0
洪水到達時間 (時)	2.0	1.8	0.5	1.3
降雨強度 (mm/時)	30	37	88	46
流出係数	0.65	0.65	0.7	0.7
流出量 (m ³ /秒)	525	387	322	438
計画洪水流量 (m ³ /秒)	530	390	330	440

b) 計画高水位

計画断面に関する計画流量に対する水位は、水理計算を実施することで計画高水位を推計する手法が一般的であり、表-24のように計画高水位を設定した。桁下余裕高は日本の基準(河川管理施設等構造令)に従い、計画流量によって表-25に示すように各々設定する。

表-24 プロジェクト対象橋梁の計画高水位計算結果

項目	ラス・リマス橋	オコングア橋	キナマ橋	ムアン橋
計画洪水流量 (m ³ /秒)	530	390	330	440
計画高水位 (m)	139.760	237.690	255.670	295.54
粗度係数 : n	0.035	0.035	0.035	0.035
河道勾配 : i	1/210	1/210	1/110	1/410
流下断面 : A (m ²)	120.67	108.47	78.55	148.0
潤辺長 : P (m)	36.51	44.75	40.27	47.77
径深 : R (m) [= A/P]	3.30	2.42	1.95	3.1
流速 : v (m/秒) [マンゲ'式]	4.4	3.6	4.3	3.0
流量 : Q (m ³ /秒) [= A x v]	530.94	390.48	337.75	444.05

表-25 計画流量と桁下余裕高

計画洪水流量 (m ³ /s)	桁下余裕高 (m)
200 未満	0.6
200 以上 500 未満	0.8
500 以上 2,000 未満	1.0
2,000 以上 5,000 未満	1.2
5,000 以上 10,000 未満	1.5
10,000 以上	2.0

c) 川幅

川幅については、常水路については流量、河床勾配、河床の粒径などにより維持される幅がある程度定まっており、いくつかの式が提案されている。一般には常水路は 2 年に 1 回発生する洪水が流下する断面といわれており、この条件で川幅を求めることが可能である。従って、架橋地点における川幅については上下流の川幅の連続性を保持しつつ計画流量の流過に必要な断面を確保できる川幅とした。

具体的には過去と近年撮影された航空写真を用いて、架橋地点の上下流についてその幅を調査した。川幅の決定にあたっては航空写真からでは河畔林によって河岸が見えない区間も多いため、河畔林を含めた範囲を川幅として設定し、上下流 10km についてその幅を計測した。

d) 洗掘深

橋脚基礎の高さは、橋脚による洗掘に考慮して設定する。洗掘深としては、日本の基準では計画河床または最深河床のうち低いものから 2.0m 以上洗掘深を確保することと規定している。したがって、本プロジェクトでは、橋脚フーチングの根入れを最深河床から 2.0 m 以上または岩盤内に根入れすることとした。

橋台については、フーチング底面を岩盤、土丹、砂礫等の良質な支持層に十分根入れすることとした。また、必要に応じて根固め工を設ける。

e) 護岸

護岸については、橋梁周辺の河岸保護のために、流量規模により河岸方向には橋梁上下流それぞれ 15m から 20m の範囲に設置する。護岸の深さとしては、最深河床高より 1.5×D (橋脚幅) 以深まで護岸の基礎を入れるか、これより浅い場合には根固め工を設置する。高さについては、計画高水位以下の範囲は玉石張り等による護岸、計画高水位以上については張り芝や植栽による保護工を設ける。また、橋台付近の取付道路についても同様に、護岸を設ける。

(2) 設計活荷重

以下の事実に着目し、現実の交通荷重に対応した設計荷重とすることとして、設計活荷重は HS20-44 (AASHTO) の 25%増しとする。

- MTIは、国道7号線の道路上の橋梁についてもHS20-44の25%増しを設計活荷重として採用することを調査団に対して要請している

- 中米諸国においては、大型トレーラーによる輸送路上の構造物の設計活荷重は、HS20-44の25%増とすることで合意されている
- 「ニ」国における車両軸重制限値は車種毎に決められているが、その最大荷重がHS20-44 (AASHTO) を上回る値で設定されていること。(図-11参照)
- 実際には、上記車両軸重制限を上回る車両が通行していること。
- 第2次主要国道橋梁架け替え計画基本設計調査において、通行車輛の軸重測定結果から設計活荷重をHS20-44の25%増しとする妥当性が検証されたこと。

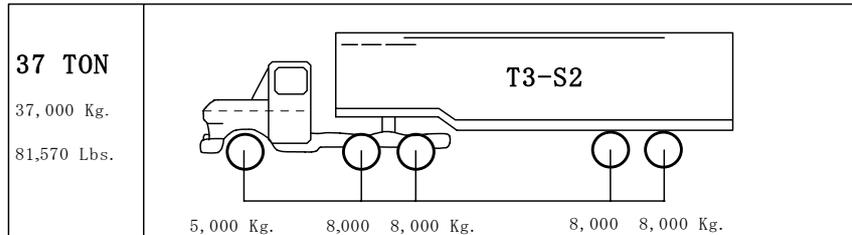


図-11 ニカラグアにおける許容最大荷重及び軸重

(3) 地震荷重

「ニ」国における耐震設計用の水平震度の標準値は、「ニ」国における規定(Reglamento Nacional de Construcción)より設定されている。この表から、本調査対象橋梁の水平震度は、①地震強度の地域区分 (6 地域)、②構造物のタイプ (7 分類で橋梁はタイプ 3)、③施工グレード (高い順に A, B, C)、④構造物の重要度 (高い順に 1, 2, 3、橋梁はグループ 1) というカテゴリーの組み合わせによって決定される。この方法により設定された各橋梁の設計水平震度は表-26 に示す通りである。

表-26 ニカラグア国の規定による対象橋梁における設計水平震度

カテゴリー	ラス・リマス橋	オコングア橋	キナマ橋	ムハン橋
地 域	ZONA-3	ZONA-2	ZONA-2	ZONA-2
構造物タイプ	Tipo 3	Tipo 3	Tipo 3	Tipo 3
施工グレード	A	A	A	A
構造物の重要度	GRUPO 1	GRUPO 1	GRUPO 1	GRUPO 1
設計水平震度 (案)	0.220	0.115	0.115	0.115

(4) 材料強度

a) PC上部工用コンクリートの設計基準強度

PC 上部工に用いるコンクリートの設計基準強度は以下の値とする。

- 主桁 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- 横桁 $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

b) 鉄筋コンクリートの設計基準強度

下部工、基礎工および地覆、壁高欄等鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋コンクリートの設計基準強度は以下の値とする。

$$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$$

c) 無筋コンクリートの設計基準強度

均しコンクリート及び歩道部間詰コンクリート等無筋コンクリート部材に用いるコンクリートの設計基準強度は以下の値とする。

$$\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$$

d) 鉄筋

本プロジェクトに使用する鉄筋の仕様はSD345とする。なお、鉄筋の降伏応力度は以下の値とする。

$$\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$$

e) PC鋼材

- 主桁：PC鋼より線 7S12.7 (SWPR7BL)
- 横桁：PC鋼より線 1S19.3 (SWPR19L)

(5) 径間長の設定手順

径間長の設定手順を図-12に示す。

L: 径間長

Q: 計画洪水流量(m³/秒)

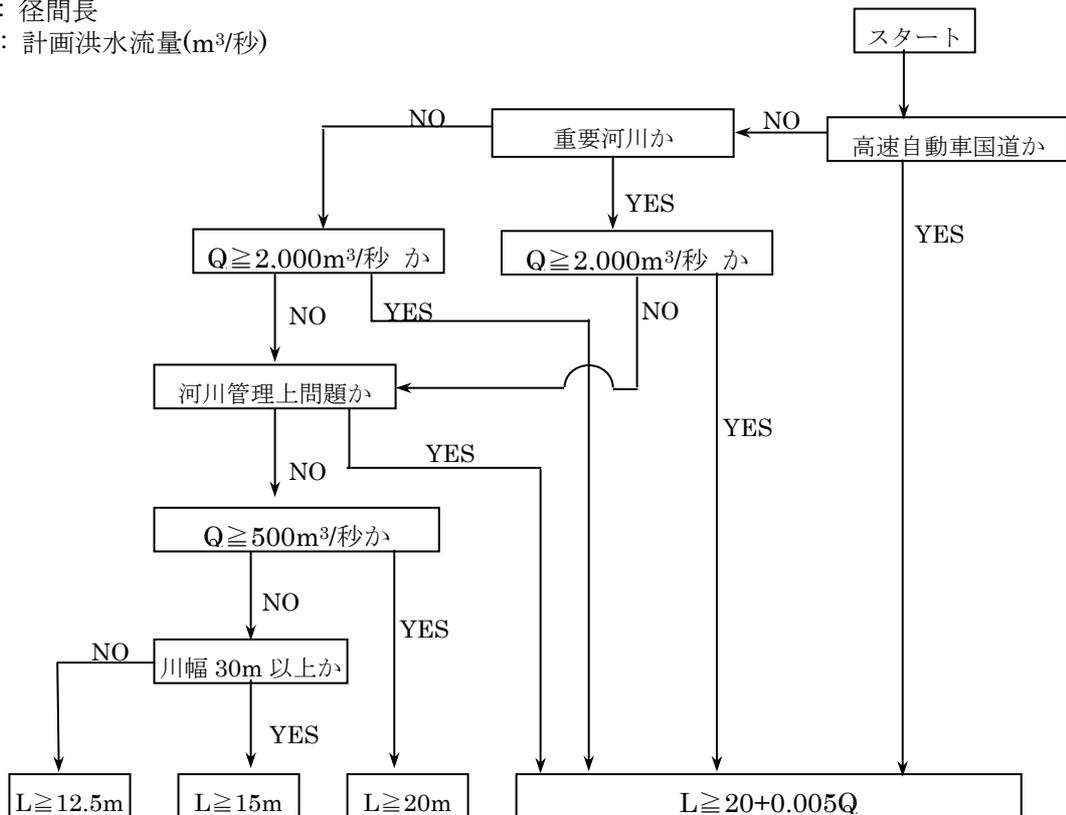


図-12 径間長の設定手順

径間長の設定手順に基づいて、プロジェクト対象4橋の径間長を算定した結果を表-27に示す。

表-27 プロジェクト対象橋梁の径間長算定結果

項目	ラス・リマス橋	オコングア橋	キナマ橋	ムアン橋
道路の区分	国道	国道	国道	国道
重要河川か否か	No	No	No	No
計画洪水流量 Q(m³/秒)	530	390	330	440
Q ≥ 2000m³/秒か	No	No	No	No
河川管理上問題か	No	No	No	No
Q ≥ 500m³/秒か	Yes	Yes	No	Yes
川幅 30m 以上か	↓	↓	No	↓
基準径間長	L ≥ 20m	L ≥ 20m	L ≥ 12.5m	L ≥ 20m
現支間長	9.33+12.26+9.33 =30.92	19.59+24.34+19.59 =63.52m	19.12+19.12 =38.24m	19.59+24.34+19.59 =63.52m
設定径間長	L ≥ 30.92m	L ≥ 20m	L ≥ 19.12m	L ≥ 20m

(5) 橋梁形式選定表

a) 上部工形式選定表

上部工の形式選定表として、標準適用径間を表-28に示す。

表-28 標準適用径間

上部工形式	推奨適用径間			曲線適否		桁高・ 径間比	
	50 m	100 m	150 m	主構造	橋面		
鋼 橋	単純合成鉄桁	—			○	○	1/18
	単純鉄桁	—			○	○	1/17
	連続鉄桁	—			○	○	1/18
	単純箱桁	—			○	○	1/22
	連続箱桁	—			○	○	1/23
	単純トラス		—		×	○	1/9
	連続トラス		—		×	○	1/10
	逆ランガー桁		—		×	○	1/6,5
	逆ローゼ桁		—		×	○	1/6,5
	アーチ		—		×	○	1/6,5
P C 橋	プレテン桁	—			×	○	1/15
	中空床版	—			○	○	1/22
	単純T桁	—			×	○	1/17,5
	単純合成桁	—			×	○	1/15
	連結T桁、合成桁	—			×	○	1/15
	連続合成桁	—			×	○	1/16
	単純箱桁	—			○	○	1/20
	連続箱桁 (片持工法)	—			○	○	1/18
	連続箱桁 (押し出し または支持工法)	—			○	○	1/18
	π形ラーメン	—			×	○	1/32
R C 橋	中空床版	—			○	○	1/20
連続充腹式アーチ	—			○	○	1/2	

b) 下部工形式選定表

下部工の形式選定表を表-29に示す。

表-29 下部工形式の選定表

種類	形式	適用高さ (m)			適用条件
		10	20	30	
橋台	1. 重力式	■			支持地盤が浅く、直接基礎の場合に適する。
	2. 逆T式	■	■		適用例の多い形式であり、直接基礎杭基礎に適する。
	3. 控壁式		■		橋台が高い場合に適する。使用材料は少ないが工期が長い。
	4. 箱式		■		高橋台用に開発された形式である。工期が若干長い。
橋脚	1. 柱式	■	■		低い橋脚、交差条件の厳しい場合、河川中等に適する。
	2. ラーメン式		■	■	比較的高い橋脚で広幅員の橋梁に適する。河川中では洪水時流下を阻害することがある。
	3. パイルベント式		■	■	最も経済的な形式であるが、水平力の大きい橋梁には適さない。また、河川中では洪水時流下を阻害する。
	4. 小判形		■	■	高橋脚、外力の大きい橋梁に適する形式である。

c) 基礎工形式選定表

基礎工の形式選定表を表-30に示す。

(6) 取付道路・舗装

原則として取付道路断面は、舗装構造を含めて既存道路と同様の設計とし、橋面、取付道路共にアスファルト舗装とする。

(7) 洗掘対策・護岸

洗掘対策として橋脚フーチングの根入れを、最深河床から2.0m以上または岩盤内に根入れする。橋台については、フーチング底面を岩盤、土丹、砂礫等の良質な支持層に十分根入れすることとし、必要に応じて根固め工を設ける。また、ラス・リマス橋及びキナマ橋に関しては、橋台周囲には、ふとんかごによる護岸を設置し、橋台および周辺の盛土を保護する。

(8) 設計手法

橋梁の設計は原則として許容応力度法で行う。上記現地材料を用いた場合の許容応力度については、設計手法と材料安全率との整合を図るため、他の無償資金協力による橋梁改修案件との整合を図った上で、すべて日本の基準・指針によって設定する。

表-30 基礎工の形式選定表

基礎形式 選定条件		直接基礎	打込杭基礎			中掘り杭基礎				場所打ち杭基礎			ケーソン基礎		鋼管矢板基礎	地中連続壁基礎				
			RC杭	PHC杭	鋼管杭	PHC杭		鋼管杭		オールケーシング	リバース	アースドリル	深礎	ニューマチック			オープン			
						最終打撃方法	噴出攪拌方式	最終打撃方法	噴出攪拌方式											
地盤条件	支持層までの状態	中間層に軟弱地盤がある	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
		中間層に極堅い層がある	○	×	△	△	○	○	○	○	○	△	○	△	○	○	△	△	○	
		中間層に礫がある	礫径 5 cm 以下	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			礫径 5 cm~10 cm	○	×	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	○	○	△	○	△
			礫径 10 cm~50 cm	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	○	△	×	△
	液状化する地盤がある	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	支持層の深度	5 m 未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
		5~15 m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	△	△	
		15~25 m	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		25~40 m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	○	○	○	
		40~60 m	×	×	△	○	△	△	△	○	○	○	△	○	×	×	△	○	○	
		60 m 以上	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	△	△	△
		支持層の土質	粘性土 (20 ≤ N)	○	○	○	○	○	×	△	○	×	△	○	○	○	○	○	○	○
	砂・砂礫 (30 ≤ N)		○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	
	傾斜が大きい (30° 以上)	支持層面の凹凸が激しい	○	×	△	○	△	△	△	○	○	○	△	△	○	○	△	△	△	
地下水の状態		地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	
構造物の特性	荷重規模	湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	×	○	○	○	△	
		地表より 2 m 以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	○	×	
		地下水流速 3 m/分以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	○	△	○	×	
		鉛直荷重が小さい(支間 20 m 以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×	×
鉛直荷重が普通(支間 20 m~50 m)		○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
鉛直荷重が大きい(支間 50 m)	○	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○		
鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△		
鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい	○	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
施工条件	支持形式	支持杭	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	
		摩擦杭	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	環境	水上 水深 5 m 未満	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	○	△	×	△	△	○	×
		水上 水深 5 m 以上	×	△	△	○	△	△	△	△	△	△	×	△	×	×	△	△	○	×
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	△	×	△
		斜杭の施工	△	△	○	×	×	×	△	△	△	△	×	×	×	△	△	△	△	△
有毒ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○		
周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	×	△	○	○	△	○	○	△	○	○	○	○	△	○		
隣接構造物に対する影響	○	×	×	△	△	△	○	△	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○		

注：○-適合性が高い、△-適合性がある、×-適合性が低い

3-2-2-2 ラス・リマス橋の基本計画

(1) 全体計画

表-31 ラス・リマス橋のプロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		①ラス・リマス橋の設計・建設 ②取付道路及び護岸工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配=0.04%	
構造・内容	新橋梁	橋長 L=32.0m 総幅員 W=9.7m 斜角 $\theta=0^\circ$ (直橋) 橋面積 A=310.4m ² 上部工形式= PC 単純T桁橋 上部工架設= 架設桁工法 橋台=逆T式: 2基: 高さ=9.0m 基礎=直接基礎 橋面舗装=256.0m ² 加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm)	アスファルト舗装要綱
	取付道路	総幅員=9.7m 延長: A1 橋台背後= 11.4m、A2 橋台背後=11.3m 車道=加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm) 路肩=アスファルト簡易舗装 (t=3.0cm)	アスファルト舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	踏掛版	総幅員=8.0m 長さ=5m	
	護岸工	位置=橋台周辺法面 構造=ふとんかご工	

表-32 ラス・リマス橋の概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	コンクリート (40 N/mm ²)	m ³	142.9		
	同上 (30 N/mm ²)	m ³	26.1		
	同上 (24 N/mm ²)	m ³	15.9		
	型枠工	m ²	1060.6		
	PC 鋼線・鋼棒	ton	7.2		
	鉄筋	ton	18.2		
	橋面舗装工 (加熱アスファルト)	m ²	256.0	t=50mm	
	高欄	m	32.0		
	下部工	基礎掘削	m ³	2,690	
		躯体コンクリート (24 N/mm ²)	m ³	406	
同上型枠工		m ²	518		
鉄筋		ton	40.6		
埋め戻し工		m ³	2,283		
取付道路	盛土工	m ³	0.0	下部工で計上	
	路盤工 (上層・下層)	m ²	203.4		
	踏み掛け版工 (コンクリート)	m ³	36.0	2セット分計上	
	アスファルト舗装工 (加熱)	m ²	192.0		
護岸工	ふとんかご工	m ²	420.0		

(2) 施設（橋梁・取付道路・護岸）計画

a) 計画水位・桁下余裕高・橋面計画高

架橋地点での河川幅、次項に記した橋台設置適地等から決まる橋長に対する計画洪水水位及び計画洪水流量から求められる桁下余裕高は、表-25 に示された通りである。本橋は既設橋の位置での架け替えであるため、橋面の計画高は既設橋と同じである。

b) 橋台位置と橋長の決定

① 左岸側橋台 A1

左岸側橋台 A1 は現橋梁の橋台 A1 の背後の位置に設けるものとする。現橋台 A1 は洪水による洗掘、損傷等の被害は見受けられず、また架橋地点付近の河道はその上下流において緩やかな S 字形を形成し、比較的安定していることから、その護岸線形に合わせることにした。

* 橋台 A1 の位置 : 0+184

② 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 は水文計算上、必要河川幅が 30m であることから、余裕高と橋座幅を考慮すると橋長は 32m となる。従って、右岸側橋台 A2 は、既設橋台の背面に設けるものとする。

* 橋台 A2 の位置 : 0+216

縦断的には既設道路との取付けから決まり、桁下余裕高さは約 1.08m となり、河川流量から決まる必要余裕高さ 1.0m をクリアーする。

c) 橋梁幅員

表-31 参照。

d) 径間数の設定

日本の河川構造令では、流木等の流下を妨げないよう橋脚数を制限するという考え方から計画洪水流量 Q に応じた基準径間長を定めている。

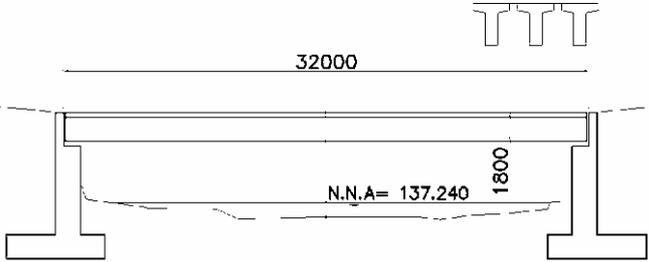
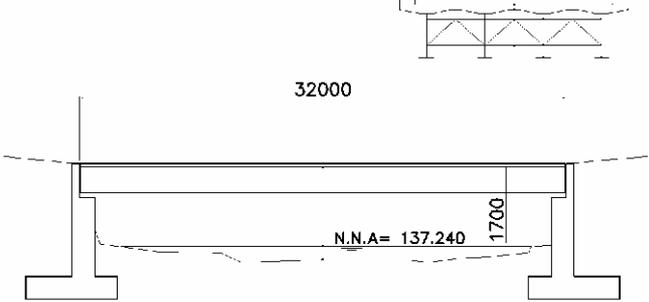
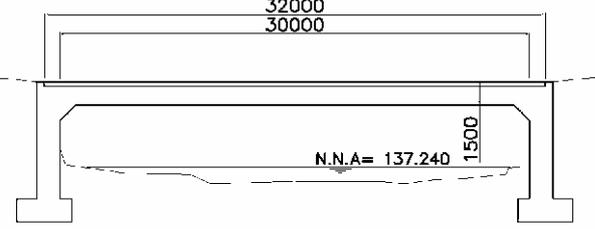
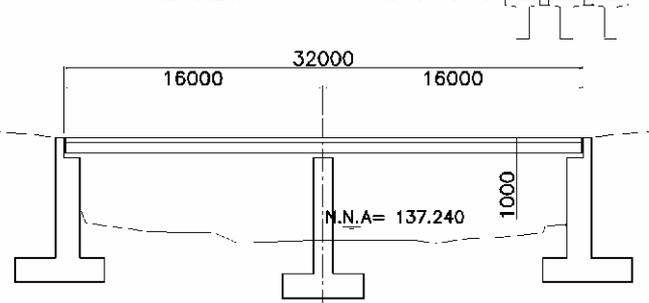
この基準の要約は 図-12 に示す通りであり、その結果、基準径間長は $L \geq 20m$ であり、本橋の場合は 1 径間の橋梁となり、径間長（橋長）は 32m となる。

e) 上部工形式の選定

現橋長（30.92m）及び計画洪水流量($Q=740m^3/秒$)から新設橋の径間長は $L \geq 30.92m$ となる。この径間長から考えられる上部工形式として表-28 を参考に下記の 4 案を抽出し、比較検討を行った（表-33 に比較一覧表を示す）。

- 第1案 PC単純ポステンT桁橋（ $L=32.0m$ ）（架設桁工法）
- 第2案 鋼単純合成鉄桁（ $L=32.0m$ ）（ベント併用クレーン架設）
- 第3案 PRC単純ポータルラーメン橋（ $L=32.0m$ ）（オールステーピング）
- 第4案 PC2径間連結プレテンT桁橋（ $L=2@16.0=32.0m$ ）（架設桁工法）（参考）

表-33 ラス・リマス橋橋梁形式代替案比較表

代替案	概 要
<p>第1案 PC単純ポステンT桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国内に実績がある橋梁型式。 ・主桁を橋台背面のヤードで製作する。 ・主桁上部のフランジ部分を床版として使用できるため、現場での床版施工の工期を短縮できる。 ・橋脚が無いため、河川流下上最も優位である。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・橋脚が無いため、現場工期は最も優位である。 ・架設は架設桁工法。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は最も優位である。 <p style="text-align: right;">◎</p>
<p>第2案 鋼単純合成鉄桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・米国を始めとする国々の援助で「ニ」国内に実績がある橋梁型式。 ・上部工重量は4案中最も軽く、耐震性にも優れるが、メタル橋であるため高価となる。 ・1案に次いで現場工期は優位となる。 ・架設はクレーン架設（ベント併用）。 ・メンテナンス費用（塗装の維持管理費）が必要であるが、当該国に費用が乏しいため、往々にして必要なメンテナンスがされない。 ・鋼桁の製作が日本または第三国となる。 ・鋼橋であるため建設費が高く、且つ維持管理費がかかるため、経済性は最も劣る。 <p style="text-align: right;">△</p>
<p>第3案 PRC単純ポータルラーメン橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造的には特に問題なく、4案中最も安価。 ・雨期に河川内で、オールステージング等により主桁製作する事になり、河川の出水時に危険である。 ・基本的にメンテナンスフリーである。 ・支承・伸縮装置を省略しているため、走行性は優れている。 ・応力が集中する隅角部の品質管理が難しい、等の問題があり、第1案、第2案と比べ技術移転は難しい。 <p style="text-align: right;">△</p>
<p>(第4案 PC2径間連結プレテンT桁橋 (参考))</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国内に実績がある橋梁型式。 ・プレテン桁を工場で作成するため、品質は4案中最も優れる。 ・主桁上部のフランジ部分を床版として使用できるため、現場での床版施工の工期を短縮できる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・現橋の支間長は 9.33+12.26+9.33m であるが、計画洪水流量から算定される基準径間長は 20m 以上であるため、本案は採用できない。 <p style="text-align: right;">×</p>

注：N.N.A.は平均水位の西訳Norma Nivel de Aguaの略称

比較検討の結果、「ニ」国での実績、経済性、維持管理、施工性、技術移転の可能性等から第1案のPC単純ポステンT桁橋が最適であるとの結論に至った。なお、第4案は現橋の径間長は満足するものの新橋としての基準径間長を満たしていないため、不採用であるが参考として掲げた。

f) 橋台形式の選定

① 橋台床付け位置

橋台のフーチングの床付け位置は現河床最深部(136.183m)より深く、かつ砂礫層(支持層)に根入れすることとする。

② 橋台形式

前項で決定した床付け位置と路面計画高さから、橋台の高さは以下の通りとなる。

- 橋台A1 : H=9.0m
- 橋台A2 : H=9.0m

日本国内における橋台高さと適用橋台形式の関係は、表-29 下部工の選定表によれば、上記橋台の高さから、A1、A2 橋台共に逆T式橋台とする。

g) 基礎形式の選定

既設橋梁のA1 橋台位置前面の河川敷(SLL-2)及びA2 橋台位置背面(SLL-1)で2本の地質調査を実施した。地盤はSLL-2は、砂質土、砂礫、岩盤等から構成されており、SLL-1は、砂質土、砂利、砂礫、岩盤等から構成されている。橋梁の様な重要構造物の基礎は安定した地盤に十分な根入れを必要とすることから、本橋梁ではA1 橋台はN値50以上の砂礫層、A2 橋台はN値50以上の砂利層を支持層とする。この支持層は路面から9m弱の比較的浅い位置(河床)に広がっており、橋台の底版を砂礫及び砂利層内に根入れし、直接基礎とする。

h) 桁下空間

a)の計画水位で示したように、本橋の計画高は橋梁前後の道路との取付から決定され、桁下空間として必要余裕高1.0mを確保している。

i) 施工区分

3-2-1に記した設計方針に従って、本橋梁への取付道路の建設範囲は、左右岸側とも橋台掘削範囲+オーバーレイ(10m)とする。

上記取付道路部の路面は橋台背面に長さ5mの踏み掛け板(厚さ40cm)を日本の指針に準拠して建設し、この踏み掛け版上と橋梁上はアスファルト・コンクリートの表層のみとし、残りの部分に路盤からのアスファルト舗装を施工する。

j) 護岸工・橋台保護工

河川の護岸および橋台の保護の目的で橋梁上下流および橋台前面の護岸の整備を行う。本橋梁の護岸には、ふとんかごを用いる。

3-2-2-3 オコングア橋の基本計画

(1) 全体計画

表-34 オコングア橋のプロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		①オコングア橋の設計・建設 ②取付道路の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配=0.61%	
構造・内容	新橋梁	橋長 $L = 3 @ 21.667 = 65.0m$ 総幅員 $W = 9.7m$ 斜角 $\theta = 0^\circ$ (直橋) 橋面積 $A = 630.5m^2$ 上部工形式 = PC3 径間連結ポステンT桁橋 上部工架設 = 架設桁工法 橋台 = 逆T式橋台 2基 : 高さ = 7.5m、13.0m 橋脚 = 壁式橋脚 2基 : 高さ = 12.8m 基礎 = 直接基礎 橋面舗装 = $520.0m^2$ 加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm)	アスファルト舗装要綱
	取付道路	総幅員 = 9.7m 延長 : A1 橋台背後 = 8.0m、A2 橋台背後 = 14.4m 車道 = 加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm) 路肩 = アスファルト簡易舗装 (t=3.0cm)	アスファルト舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	踏掛版	総幅員 = 8.0m 長さ = 5m	
	護岸工	なし	

表-35 オコングア橋の概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	コンクリート (40 N/mm ²)	m ³	266.1		
	同上 (30 N/mm ²)	m ³	69.6		
	同上 (24 N/mm ²)	m ³	32.2		
	型枠工	m ²	1979.4		
	PC 鋼線・鋼棒	ton	9.93		
	鉄筋	ton	39.0		
	橋面舗装工 (加熱アスファルト)	m ²	520.0	t=50mm	
	高欄	m	65.0	鋼製高欄	
	下部工	基礎掘削	m ³	9,208	
		躯体コンクリート (24 N/mm ²)	m ³	796	
同上型枠工		m ²	981		
鉄筋		ton	79.6		
埋め戻し工		m ³	8,516		
取付道路	盛土工	m ³	0.0	下部工で計上	
	路盤工 (上層・下層)	m ²	270.1		
	踏み掛け版工 (コンクリート)	m ³	36.0	2セット分計上	
	アスファルト舗装工 (加熱)	m ²	255.1		

(2) 施設（橋梁・取付道路・護岸）計画

a) 計画水位・桁下余裕高・橋面計画高

架橋地点での河川幅、次項に記した橋台設置適地等から決まる橋長に対する計画洪水水位及び計画洪水流量から求められる桁下余裕高は、表-25 に示された通りである。本橋は既設橋の位置での架け替えであるため、橋面の計画高は既設橋と同じである。

b) 橋台位置と橋長の決定

① 左岸側橋台 A1

左岸側橋台 A1 は現橋梁の橋台 A1 の背後の位置に設けるものとする。

架橋地点付近の河川断面は、台地を削り込んだ谷底を川が流れている状態となっており、周辺地盤高は一様で河床面に比べ高く、掘割河川の様相を呈している。現橋台 A1 は洪水による洗掘、損傷等の被害は見受けられず、また架橋地点付近の河道はその上下流において殆ど直線的な緩やかな流線を形成し、比較的安定していることから、その護岸線形に合わせることとした。

* 橋台 A1 の位置 : 0+168

② 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 は水文計算上、必要河川幅が 44m であることから、余裕高と橋座幅を考慮すると橋長は 65m となる。従って、右岸側橋台 A2 は、既設橋台の背面に設けるものとする。

* 橋台 A2 の位置 : 0+233

縦断的には既設道路との取付けから決まり、桁下余裕高さは約 3.24m となり、河川流量から決まる必要余裕高さ 1.0m を十分クリアーする。

c) 橋梁幅員

表-34 参照。

d) 径間数の設定

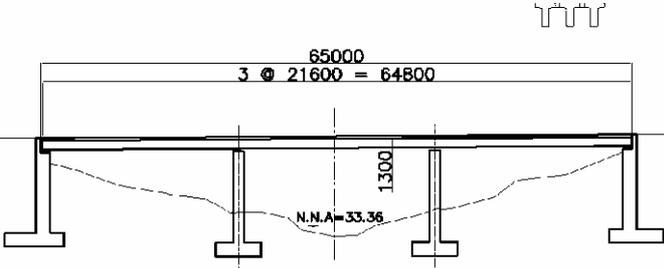
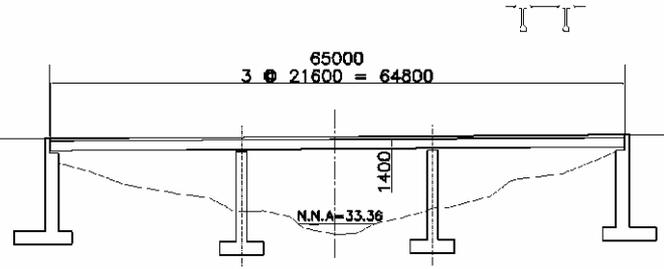
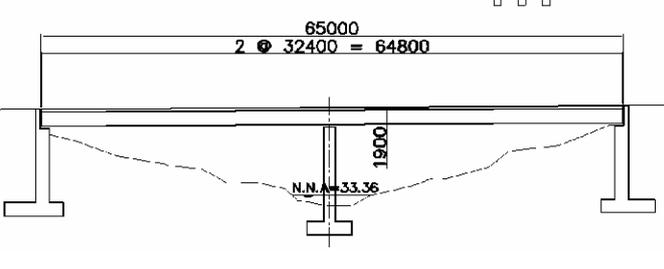
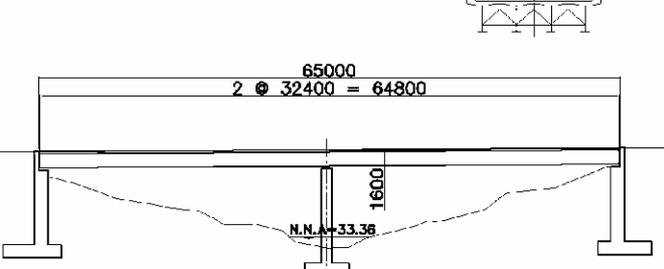
径間数の設定は、計画洪水流量から算出される基準径間長によるものとする（図-12 参照）。その結果、基準径間長は $L \geq 20\text{m}$ であり、本橋の場合は 3 径間または 2 径間の橋梁となり、径間長は約 21.6m（3 径間）または約 32.4m（2 径間）となる。

e) 上部工形式の選定

現径間長（ $19.59+24.34+19.59=63.52\text{m}$ ）及び計画洪水流量（ $Q=610\text{m}^3/\text{秒}$ ）から新設橋の径間長は $L \geq 20\text{m}$ となる。この径間長から考えられる上部工形式として下記の 4 案を抽出し、比較検討を行った。

- 第1案 PC3径間連結ポステンT桁橋（ $L=3@21.6\text{m}=64.8\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第2案 PC3径間連結ポステン合成桁橋（ $L=3@21.6\text{m}=64.8\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第3案 PC2径間連結ポステンT桁橋（ $L=2@32.4\text{m}=64.8\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第4案 鋼2径間連続鈹桁橋（ $L=2@32.4\text{m}=64.8\text{m}$ ）（ベント併用クレーン架設）

表-36 オコングア橋橋梁形式代替案比較表

代替案	概要
<p>第1案 PC3 径間連結ポステン T 桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国で実績がある橋梁型式。 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードで製作し、運搬する。 ・主桁上部のフランジ部分を床版として使用できるため、現場での床版施工の工期を短縮できる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・現場工期は最も優位である。 ・架設は架設桁工法。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は4案中最も優位である。 <div style="text-align: right;">◎</div>
<p>第2案 PC3 径間連結ポステン合成桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国で実績がある橋梁型式 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードで製作し、運搬する。 ・場所打ちで床版を作成するため、第1案に比べ床版施工分の工期が長くなる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は1案と同様優位である。 <div style="text-align: right;">○</div>
<p>第3案 PC2 径間連結ポステン T 桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国で実績がある橋梁型式 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードでブロック製作し、運搬する。 ・橋脚が河川内の中央に設置されるため、河川流下上の阻害となる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・現場工期は中位である。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は第1案、2案より劣る。 <div style="text-align: right;">△</div>
<p>第4案 鋼 2 径間連続鉄桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・米国を始めとする国々の援助で「ニ」国で実績がある橋梁型式。 ・上部工重量は4案中最も軽く、耐震性にも優れるが、メタル橋であるため高価となる。 ・橋脚が河川内の中央に設置されるため、河川流下上の阻害となる。 ・他案に比し現場工期が短くて済む。 ・架設はクレーン架設（ベント併用）。 ・メンテナンス費用（塗装の維持管理費）が必要であるが、当該国に費用が乏しいため、往々にして必要なメンテナンスがされない。 ・鋼桁の製作が日本または第三国となる。 ・鋼橋であるため建設費が高く、且つ維持管理費がかかるため、経済性は最も劣る。 <div style="text-align: right;">×</div>

注：N.N.A.は平均水位の西訳 Norma Nivel de Agua の略称

比較検討の結果、二国での実績、経済性、維持管理、施工性、技術移転の可能性等から第1案のPC3径間連結ポステンT桁橋が最も優位となった。

f) 橋台・橋脚形式の選定

① 橋台床付け位置

A1橋台のフーチングの床付け位置は想定地盤高より深く、かつ砂礫層（支持層）に根入れすることとする。A2橋台のフーチングの床付け位置は想定地盤高より深く、かつ固結シルト層（支持層）に根入れすることとする。

② 橋台形式

前項で決定した床付け位置と路面計画高さから、橋台の高さは以下の通りとなる。

橋台 A1 : $H=7.5\text{m}$

橋台 A2 : $H=13.0\text{m}$

日本国内における橋台高さと適用橋台形式の関係は、表-29 下部工の選定表によれば、上記橋台の高さから、A1、A2橋台共に逆T式橋台とする。

③ 橋脚床付け位置

地質調査結果より、P1、P2橋脚付近では、河床から約8.0mの深さに岩盤があるが、その上層部に固結粘土層（土丹）があることから、これを支持層とし、さらに洗掘を考慮してフーチングの根入れを最深河床から最低2.0m以上確保するものとした。よって、橋脚の床付け高さは以下のようになる。

- 左岸側P1橋脚=28.445m

- 右岸側P2橋脚=28.579m

④ 橋脚形式

橋脚の高さは約13mと高く、また、河川内の橋脚であることから、表-29の下部工の選定表を参考に壁式橋脚とする。脚柱の断面形状は小判形とし、過流の発生、流水圧、流木による影響を極力少なくする。

g) 基礎形式の選定

① 橋台

既設橋梁のA1橋台位置背面(SO-5)及びA2橋台位置背面(SO-1)及び前面(SO-4)で3本の地質調査を実施した。地盤は、SO-5は砂利、砂礫、岩盤等から構成されており、A1橋台は岩盤より上面にあるN値50以上の支持層（砂礫層）に根入れし、直接基礎とする。SO-1及びSO-4は、砂質土、シルト、土丹、岩盤等から構成されており、A2橋台はN値35以上の支持層（土丹層）に根入れし、直接基礎とする。

② 橋脚

既設橋梁のP1(SO-3)及びP2橋脚位置(SO-2)で2本の地質調査を実施した。地盤は、SO-3及びSO-2共、粘性土、シルト、土丹、岩盤等から構成されており、P1、P2橋脚共、岩盤より上面にあるN値50以上の支持層（土丹層）に根入れし、直接基礎とする。

h) 桁下空間

a)の計画水位で示したように、本橋の計画高は橋梁前後の道路との取り付けから決定され、

桁下空間は 3.2m あり、必要余裕高 1.0m を十分確保している。

i) 施工区分

2-2-1 に記した設計方針に従って、本橋梁への取付道路の建設範囲は、左右岸側とも橋台掘削範囲+オーバーレイ (10m) とする。

上記取付道路部の路面は橋台背面に長さ 5m の踏み掛け板 (厚さ 31cm) を日本の指針に準拠して建設し、この踏み掛け版上と橋梁上はアスファルト・コンクリートの表層のみとし、残りの部分に路盤からのアスファルト舗装を施工する。

3-2-2-4 キナマ橋の基本計画

(1) 全体計画

キナマ橋に関しては、4 橋架け替えのための作業工程を考慮し、また取付道路の線形と環境社会配慮上の問題が生じないことを確認した上で、現橋位置の上流 19m の地点に新橋を架けることで計画を立案した。なお、既存道路と並行する形で、新橋の前後にそれぞれ約 220m の取付道路を設け、平面線形ならびに縦断線形を決定した。

表-37 キナマ橋のプロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		①キナマ橋の設計・建設 ②取付道路及び護岸工の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配=1.75%	
構造・内容	新橋梁	橋長 L=2@19.5=39.0m 総幅員 W=9.7m 斜角 $\theta=0^\circ$ (直橋) 橋面積 A=378.3m ² 上部工形式= PC2 径間連結ポステンT桁橋 上部工架設= 架設桁工法 橋台=逆T式橋台 2基: 高さ=9.4m、8.3m 橋脚=壁式橋脚 1基: 高さ=8.4m 基礎=直接基礎 橋面舗装=312.0m ² 加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm)	アスファルト舗装要綱
	取付道路	総幅員=9.7m 延長: A1 橋台背後=228.0m、A2 橋台背後=227.3m 車道=加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm) 路肩=アスファルト簡易舗装 (t=3.0cm)	アスファルト舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	踏掛版	総幅員=8.0m 長さ=5m	
	護岸工	位置=橋台周辺法面 構造=ふとんかご工	

表-38 キナマ橋の概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	上部工	コンクリート (40 N/mm ²)	m ³	153.0	
		同上 (30 N/mm ²)	m ³	40.0	
		同上 (24 N/mm ²)	m ³	19.3	
		型枠工	m ²	1,158.2	
		PC 鋼線・鋼棒	ton	6.0	
		鉄筋	ton	22.1	
		橋面舗装工 (加熱アスファルト)	m ²	312.0	t=50mm
		高欄	m	39.0	鋼製高欄
	下部工	基礎掘削	m ³	1,852	
		躯体コンクリート (24 N/mm ²)	m ³	491	
同上型枠工		m ²	704		
鉄筋		ton	49.1		
埋め戻し工		m ³	1,443		
取付道路	盛土工	m ³	3,722		
	切土工	m ³	3,820		
	路盤工 (上層・下層)	m ²	2,848		
	踏み掛け版工 (コンクリート)	m ³	32.0	2セット分計上	
	アスファルト舗装工 (加熱)	m ²	2,240.0		
護岸工	ふとんかご工	m ²	420.0		

(2) 施設 (橋梁・取付道路・護岸) 計画

a) 計画水位・桁下余裕高・橋面計画高

架橋地点での河川幅、次項に記した橋台設置適地等から決まる橋長に対する計画洪水水位及び計画洪水流量から求められる桁下余裕高は、表-25 に示された通りである。本橋は既設橋の上流約 19m の位置での架け替えであるが、橋面の計画高は既設橋とほぼ同じとした。

b) 橋台位置と橋長の決定

① 左岸側橋台 A1

左岸側橋台 A1 は、現橋梁の橋台 A1 の上流側約 19m の位置に設けるものとする。

架橋地点付近の河川断面は、台地を削り込んだ谷底を川が流れている状態となっており、周辺地盤高は一様で河床面に比べ高く、掘割河川の様相を呈している。現橋台 A1 は洪水による洗掘、損傷等の被害は見受けられず、また架橋地点付近の河道はその上下流において緩やかな流線を形成し、比較的安定していることから、その護岸線形に合わせることにした。

* 橋台 A1 の位置 : 0+228.5

② 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 は水文計算上、必要河川幅が 37m であることから、余裕高と橋座幅を考慮すると橋長は 39m となる。右岸側橋台 A2 は、現橋梁の橋台 A2 の上流側約 19m の位置に設けるものとする。

* 橋台 A2 の位置 : 0+267.5

縦断的には既設道路との取付けから決まり、桁下余裕高さは約 1.5m となり、河川流量から決まる必要余裕高さ 0.8m を十分クリアーする。

c) 橋梁幅員

表-37 参照。

d) 径間数の設定

径間数の設定は、計画洪水流量から算出される基準径間長によるものとする（図-12 参照）。

その結果、基準径間長は $L \geq 12.5\text{m}$ であり、本橋の場合は 2 径間または 1 径間の橋梁となり、径間長は 19.5m（2 径間）または約 39.0m（1 径間）となる。

e) 上部工形式の選定

現径間長（ $19.12+19.12=38.24\text{m}$ ）及び計画洪水流量（ $Q=400\text{m}^3/\text{秒}$ ）から新設橋の径間長は $L \geq 19.12\text{m}$ となる。この径間長から考えられる上部工形式として下記の 4 案を抽出し、比較検討を行った。

- 第1案 PC2径間連結ポステンT桁橋（ $L=2@19.5\text{m}=39.0\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第2案 PC2径間連結ポステン合成桁橋（ $L=2@19.5\text{m}=39.0\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第3案 PC単純ポステンT桁橋（ $L=39.0\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第4案 鋼単純合成鉄桁（ $L=39.0\text{m}$ ）（ベント併用クレーン架設）

比較検討の結果、「ニ」国での実績、経済性、維持管理、施工性、技術移転の可能性等から第1案のPC2径間連結ポステンT桁橋が最も優位となった。

f) 橋台・橋脚形式の選定

① 橋台床付け位置

A1 および A2 橋台のフーチングの床付け位置は最深河床高（252.62m）より深く、かつ岩盤（支持層）に根入れすることとする。

② 橋台形式

前項で決定した床付け位置と路面計画高さから、橋台の高さは以下の通りとなる。

橋台 A1 : $H=9.4\text{m}$

橋台 A2 : $H=8.3\text{m}$

日本国内における橋台高さと適用橋台形式の関係は、表-29 下部工の選定表によれば、上記橋台の高さから、A1、A2 橋台共に逆T式橋台とする。

③ 橋脚床付け位置

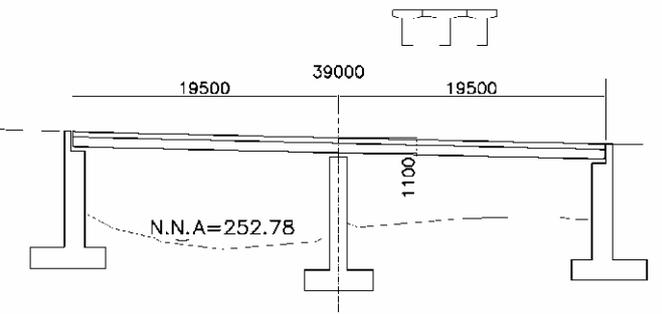
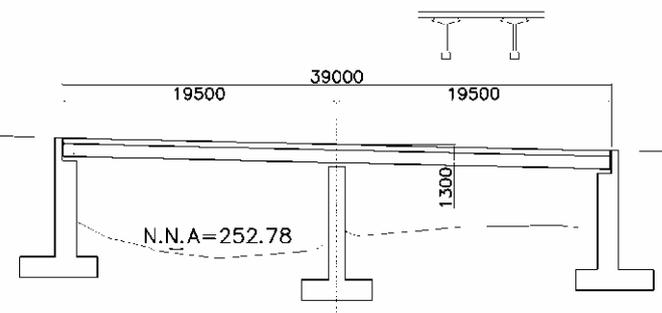
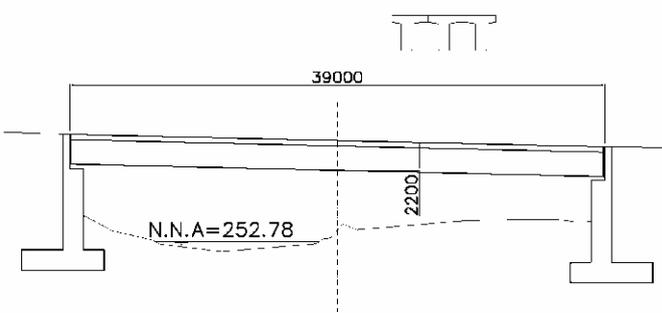
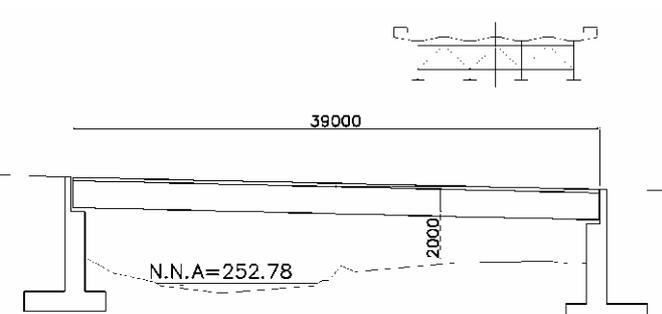
地質調査結果より、P1 橋脚付近では、最深河床（252.62m）から約 0.4m の深さに岩盤があることから、これを支持層とし、さらに洗掘を考慮してフーチング天端を岩盤以下とした。よって、橋脚の床付け高さは以下ようになる。

- P1橋脚=250.064m

④ 橋脚形式

橋脚の高さは約 8.4m と高く、また、河川内の橋脚であることから、表-29 の下部工の選定表を参考に壁式橋脚とする。脚柱の断面形状は小判形とし、過流の発生、流水圧、流木による影響を極力少なくする。

表-39 キナマ橋橋梁形式代替案比較表

代替案	概 要
<p>第1案 PC2 径間連結ポステン T 桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国で実績がある橋梁型式 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードで製作し、運搬する。 ・主桁上部のフランジ部分を床版として使用できるため、現場での床版施工の工期を短縮できる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・現場工期は最も優位である。 ・架設は架設桁工法。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は最も優位である。 <p style="text-align: right;">◎</p>
<p>第2案 PC2 径間連結ポステン合成桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国で実績がある橋梁型式 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードで製作し、運搬する。 ・場所打ちで床版を作成するため、第1案に比べ床版施工分の工期が長くなる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は1案と同様優位である。 <p style="text-align: right;">○</p>
<p>第3案 PC 単純ポステン T 桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国内に実績がある橋梁型式。 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードでブロック製作し、運搬する。 ・橋脚が無い場合、河川流下上最も優位である。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・橋脚の施工が無い場合、現場工期は4案中最も優位である。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は1案、2案より劣る。 <p style="text-align: right;">△</p>
<p>第4案 鋼単純合成鉄桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・米国を始めとする国々の援助で「ニ」国で実績がある橋梁型式。 ・上部工重量は4案中最も軽く、耐震性にも優れるが、メタル橋であるため高価となる。 ・橋脚が無い場合、河川流下上最も優位である。 ・現場工期は3案に次いで短くて済む。 ・架設はクレーン架設（ベント併用）。 ・メンテナンス費用（塗装の維持管理費）が必要であるが、当該国に費用が乏しいため、往々にして必要なメンテナンスがされない。 ・鋼桁の製作が日本または第三国となる。 ・鋼橋であるため建設費が高く、且つ維持管理費がかかるため、経済性は最も劣る。 <p style="text-align: right;">×</p>

注：N.N.A.は平均水位の西訳 Norma Nivel de Agua の略称

g) 基礎形式の選定

① 橋台

既設橋梁の A1 橋台位置背面(SQ-2)及び P1～A2 橋台間の位置(SQ-1)で 2 本の地質調査を実施した。地盤は、SQ-2 は砂利、シルト、岩盤等から構成されており、A1 橋台は地盤面上より約 9m の深さにある岩盤に根入れし、直接基礎とする。SQ-1 は、砂利、砂礫、岩盤等から構成されており、A2 橋台は地盤面上より約 8m の深さにある岩盤に根入れし、直接基礎とする。

② 橋脚

既設橋梁の P1～A2 橋台間の位置(SQ-1)で地質調査を実施した。地盤は、砂利、砂礫、岩盤等から構成されており、P1 橋脚は現地盤面上より約 2m の深さにある岩盤に根入れし、直接基礎とする。

h) 桁下空間

a)の計画水位で示したように、本橋の計画高は橋梁前後の道路との取付から決定され、桁下空間は約 1.5m あり、必要余裕高 0.8m を十分確保している。

i) 施工区分

2-3-1 に記した設計方針に従って、本橋梁への取付道路の建設範囲は、マナグア側が橋台背面より 228m、エル・ラマ側が橋台背面より 227m とする。

この取付道路部の路面は、橋台背面に長さ 5m の踏み掛け板（厚さ 40cm）を日本の指針に準拠して設置し、この踏み掛け版上と橋梁上はアスファルト・コンクリートの表層のみとし、残りの部分に路盤からのアスファルト舗装を施工する。

j) 護岸工・橋台保護工

河川の護岸および橋台の保護の目的で橋梁上下流および橋台前面の護岸の整備を行う。本橋梁の護岸には、ふとんかごを用いる。

3-2-2-5 ムアン橋の基本計画

(1) 全体計画

表-40 ムアン橋のプロジェクト概要

項目	細目	内容又は数量	摘要
プロジェクトの範囲		①ムアン橋の設計・建設 ②取付道路の建設	
線形	平面	直線	
	縦断	橋梁縦断勾配=0.48%	
構造・内容	新橋梁	橋長 L=3@21.667=65.0m 総幅員 W=9.7m 斜角 $\theta = 75^\circ$ (斜橋) 橋面積 A=630.5m ² 上部工形式= PC3 径間連結ポステンT桁橋 上部工架設= 架設桁工法 橋台=逆T式橋台 2基: 高さ=5.5m、7.5m 橋脚=壁式橋脚 2基: 高さ=11.0m 基礎=直接基礎 橋面舗装=520.0m ² 加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm)	アスファルト舗装要綱
	取付道路	総幅員=9.7m 延長: A1 橋台背後=7.8m、A2 橋台背後=8.1m 車道=加熱アスファルト舗装 (t=5.0cm) 路肩=アスファルト簡易舗装 (t=3.0cm)	アスファルト舗装要綱 簡易舗装要綱準拠
	踏掛版	総幅員=8.0m 長さ=5m	
	護岸工	なし	

表-41 ムアン橋の概略数量

施設	内容	単位	概略数量	備考	
新橋梁	コンクリート (40 N/mm ²)	m ³	266.1		
	同上 (30 N/mm ²)	m ³	70.8		
	同上 (24 N/mm ²)	m ³	32.2		
	型枠工	m ²	1,984.6		
	PC 鋼線・鋼棒	ton	10.0		
	鉄筋	ton	39.2		
	橋面舗装工 (加熱アスファルト)	m ²	520.0	t=50mm	
	高欄	m	65.0	鋼製高欄	
	下部工	基礎掘削	m ³	1,795	
		躯体コンクリート (24 N/mm ²)	m ³	443	
同上型枠工		m ²	654		
鉄筋		ton	44.3		
埋め戻し工		m ³	1,466		
取付道路	盛土工	m ³	0.0	下部工で計上	
	路盤工 (上層・下層)	m ²	127.7		
	踏み掛け版工 (コンクリート)	m ³	36.0	2セット分計上	
	アスファルト舗装工 (加熱)	m ²	120.6		

(2) 施設（橋梁・取付道路・護岸）計画

a) 計画水位・桁下余裕高・橋面計画高

架橋地点での河川幅、次項に記した橋台設置適地等から決まる橋長に対する計画洪水水位及び計画洪水流量から求められる桁下余裕高は、表-25 に示された通りである。本橋は既設橋の位置での架け替えであるため、橋面の計画高は既設橋と同じである。

b) 橋台位置と橋長の決定

① 左岸側橋台 A1

左岸側橋台 A1 は現橋梁の橋台 A1 の背後の位置に設けるものとする。

現橋台 A1 は洪水による洗掘、損傷等の被害は見受けられず、また架橋地点付近の河道はその上下流においてほぼ直線的な流線を形成し、比較的安定していることから、その護岸線形に合わせることにした。

* 橋台 A1 の位置 : 0+163.5

② 右岸側橋台 A2

右岸側橋台 A2 は水文計算上、必要河川幅が 51m であることから、余裕高と橋座幅を考慮すると橋長は 65m となる。従って、右岸側橋台 A2 は、既設橋台の背面に設けるものとする。

* 橋台 A2 の位置 : 0+228.5

縦断的には既設道路との取付けから決まり、桁下余裕高さは約 3.2m となり、河川流量から決まる必要余裕高さ 1.0m を十分クリアーする。

c) 橋梁幅員

表 2-20 参照。

d) 径間数の設定

径間数の設定は、計画洪水流量から算出される基準径間長によるものとする（図-12 参照）。

その結果、基準径間長は $L \geq 20\text{m}$ であり、本橋の場合は 3 径間または 2 径間の橋梁となり、径間長は約 21.6m（3 径間）または約 32.4m（2 径間）となる。

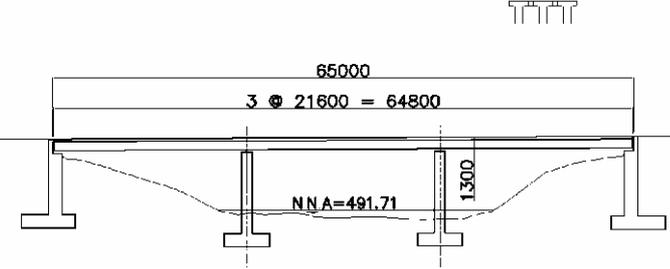
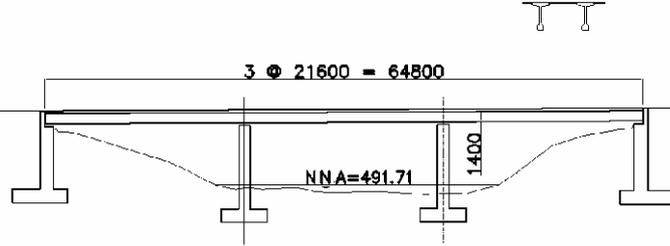
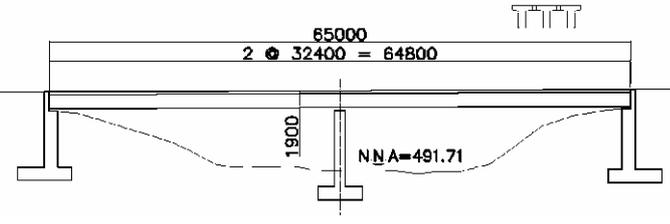
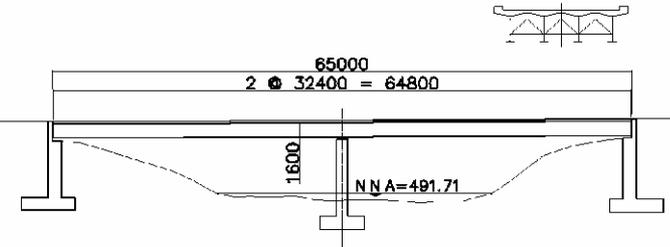
e) 上部工形式の選定

現径間長（ $19.59+24.34+19.59=63.52\text{m}$ ）及び計画洪水流量（ $Q=650\text{m}^3/\text{秒}$ ）から新設橋の径間長は $L \geq 20\text{m}$ となる。この径間長から考えられる上部工形式として下記の 4 案を抽出し、比較検討を行った。

- 第1案 PC3径間連結ポステンT桁橋（ $L=3@21.6\text{m}=64.8\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第2案 PC3径間連結ポステン合成桁橋（ $L=3@21.6\text{m}=64.8\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第3案 PC2径間連結ポステンT桁橋（ $L=2@32.4\text{m}=64.8\text{m}$ ）（架設桁工法）
- 第4案 鋼2径間連続鈹桁橋（ $L=2@32.4\text{m}=64.8\text{m}$ ）（ベント併用クレーン架設）

比較検討の結果、「ニ」国での実績、経済性、維持管理、施工性、技術移転の可能性等から第 1 案の PC3 径間連結ポステンT桁橋が最も優位となった。

表-42 ムアン橋橋梁形式代替案比較表

代替案	概要
<p>第1案 PC3 径間連結ポステン T 桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国で実績がある橋梁型式。 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードで製作し、運搬する。 ・主桁上部フランジ部分を床版として使用できるため、現場での床版施工の工期を短縮できる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・現場工期は最も優位である。 ・架設は架設術工法。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は4案中最も優位である。 <p style="text-align: right;">◎</p>
<p>第2案 PC3 径間連結ポステン合成桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等で「ニ」国内に実績がある橋梁型式 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードで製作し、運搬する。 ・場所打ちで床版を作成するため、第1案に比べ床版施工分の工期が長くなる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は1案と同様優位である。 <p style="text-align: right;">○</p>
<p>第3案 PC2 径間連結ポステン T 桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・無償資金協力等でニ国内に実績がある橋梁型式 ・主桁を橋台背面又は近隣のヤードでブロック製作し、運搬する。 ・橋脚が河川内の中央に設置されるため、河川流下上の阻害となる。 ・基本的にメンテナンスフリーであり、維持管理に優れる。 ・現場工期は中位である。 ・上下部工共、殆ど「ニ」国での製作が可能である。 ・今後、「ニ」国での採用が期待される型式であり、技術移転は可能である。 ・経済性は第1案、2案より劣る。 <p style="text-align: right;">△</p>
<p>第4案 鋼 2 径間連続鋼桁橋</p> 	<ul style="list-style-type: none"> ・米国を始めとする国々の援助で「ニ」国内に実績がある橋梁型式。 ・上部工重量は4案中最も軽く、耐震性にも優れるが、メタル橋であるため高価となる。 ・橋脚が河川内の中央に設置されるため、河川流下上の阻害となる。 ・他案に比し現場工期が短くて済む。 ・架設はクレーン架設（ベント併用）。 ・メンテナンス費用（塗装の維持管理費）が必要であるが、当該国に費用が乏しいため、往々にして必要なメンテナンスがされない。 ・鋼桁の製作が日本または第三国となる。 ・鋼橋であるため建設費が高く、且つ維持管理費がかかるため、経済性は最も劣る。 <p style="text-align: right;">×</p>

注：N.N.A.は平均水位の西訳 Norma Nivel de Agua の略称

f) 橋台・橋脚形式の選定

① 橋台床付け位置

A1 および A2 橋台共、フーチングの床付け位置は岩盤（支持層）に根入れすることとする。

② 橋台形式

前項で決定した床付け位置と路面計画高さから、橋台の高さは以下の通りとなる。

橋台 A1 : $H=5.5\text{m}$

橋台 A2 : $H=7.5\text{m}$

日本国内における橋台高さと適用橋台形式の関係は、表-29 下部工の選定表によれば、上記橋台の高さから、A1、A2 橋台共に逆 T 式橋台とする。

③ 橋脚床付け位置

地質調査結果より、P1、P2 橋脚付近では、最深河床から約 2.0m の深さに岩盤があることから、これを支持層とし、さらに洗掘を考慮してフーチングの根入れを最深河床から最小 2.0m 以上確保するものとした。よって、橋脚の床付け高さは以下のようになる。

• 左岸側P1橋脚=486.951m

• 右岸側P2橋脚=487.054m

④ 橋脚形式

橋脚の高さは 11m と高く、また、河川内の橋脚であることから、表-29 の下部工の選定表を参考に壁式橋脚とする。脚柱の断面形状は小判形とし、過流の発生、流水圧、流木による影響を極力少なくする。

g) 基礎形式の選定

① 橋台

既設橋梁の A1 橋台位置背面(SM-3)及び A2 橋台位置背面(SM-1)2 本の地質調査を実施した。地盤は、SM-3 は地盤面上から約 4m の深さまで砂利層があり、その下に岩盤がある。A1 橋台は岩盤（支持層）に根入れし、直接基礎とする。SM-1 は、粘性土、シルト、土丹、岩盤等から構成されており、A2 橋台は地盤面上から約 7m の深さにある岩盤（支持層）に根入れし、直接基礎とする。

② 橋脚

既設橋梁の P1 及び P2 橋脚間の位置 (SM-2) で地質調査を実施した。地盤は、地盤面上から約 4m の深さまで砂層及び砂利層があり、その下に岩盤がある。P1、P2 橋脚共、この岩盤（支持層）に根入れし、直接基礎とする。

h) 桁下空間

a)の計画水位で示したように、本橋の計画高は橋梁前後の道路との取付から決定され、桁下空間は 3.2m あり、必要余裕高 1.0m を十分確保している。

i) 施工区分

2-3-1 に記した設計方針に従って、本橋梁への取付道路の建設範囲は、左右岸側とも橋台掘削範囲+オーバーレイ (10m) とする。