

2.4 要請内容の妥当性の検討

2.4.1 砂防施設

(1) 砂防施設計画の方針

ポントド川の洪水、特に破壊力の大きい土石流の①量的な軽減(貯砂と山地・河道の安定化)、②減勢、および③流達時間の遅延を図るため、砂防ダムを計画する。砂防ダムはそれ自体、下流河道沿線の土砂害の軽減に寄与するものであるが、加えて、予警報・避難活動等のソフト対策をより確実に実施できるよう支援するものである。砂防施設の保全対象はポントド川下流部の国道付近に位置する集落と橋梁を含む道路施設である。ポントド川中上流部の河川沿いに重要な保全対象は無い。

(2) 砂防ダムの候補サイト

ポントド川は流域幅が狭く河川長が長い(約8.6km)ので、ほとんど全ての崩壊土砂が本川沿いの溪床に堆積し、この堆積物が土石流の二次的なソースになる。したがって、砂防ダムは上流山地の崩壊土に加え、中流部河道の堆積物も安定化できるよう本川沿いに設置する。まず、2003年の在外基礎調査で提案されている2ダムサイトに、航空写真(2003年撮影)上で砂防ダムの適地と思われる2サイトを新たに候補サイトとして加え、合計4サイトを対象に現地踏査を行い、砂防サイトとしての適性を調査した。各候補サイトの位置を図-2.4.1に、各ダム軸付近の写真を図-2.4.2に示す。

砂防サイトとしての適性評価は①砂防効果、②地質条件、③地形条件、④アクセス、及び⑤社会環境配慮の観点からおこなった。各サイトの評価を表-2.4.1に取りまとめた。

これらの候補サイトのうち、ホプカンサイトは溪床、河岸共に不安定な堆積層で、このサイトでダムおよび河道を安定に維持するには河床および河岸に強固な防護を要する。また、スドロンサイトは、上流地にあつて肝心の砂防効果をあまり期待できないこと及び長いアクセス道路の建設を要する。これらの2サイトはこのような理由でD-評価を与えられており、砂防ダムサイトとして不採択とする。結果として、砂防ダムサイトとして、地質・地形的に大きな欠陥がなく、比較的広域の流出土砂を制御でき、さらに環境社会配慮の面からも大きな問題の無い、ポントド(Pontod)およびコモン(Comon)の2サイトを砂防ダムの適地として採択した。

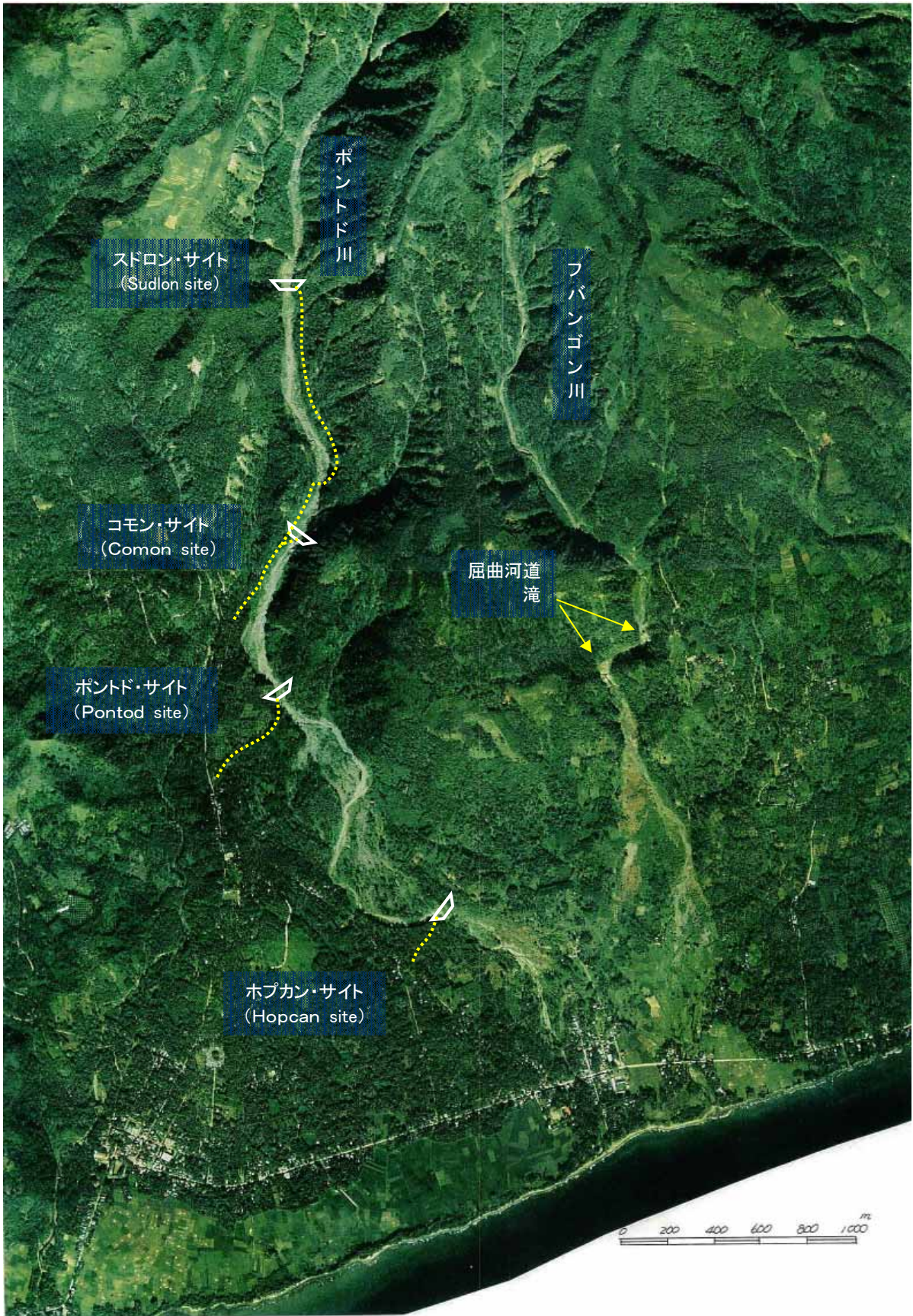


図-2.4.1 砂防ダム候補地点位置



↑ スドロン・サイト(上流を望む)



↑ コモン・サイト(上流を望む)



↑ ポントド・サイト(上流を望む)



↑ ホブカン・サイト(上流を望む)

図-2.4.2 砂防ダム候補地付近河道写真

表-2.4.1 砂防ダム候補サイトの適性評価

項目	ホプカン・サイト (Hopcan Site)	ポントド・サイト (Pontod Site)	コモン・サイト (Comon Site)	スドロン・サイト (Sudlon Site)
(1) 砂防効果	(評価:A) 防護対象地域に近く約90%の流域の土砂をコントロールでき、直接的な砂防効果が期待できる。	(評価:A) 防護対象地域から約2.1km 離れ、約 65%の流域の土砂をコントロールでき高い砂防効果が期待できる。	(評価:B) 防護対象地域から約3.0km 離れ、約 55%の流域の土砂をコントロールできる。	(評価:D) 防護対象地域から約4.1km 離れており、土砂コントロールの対象流域も約40%にすぎない。
(2) 地質条件	(評価:D) 河岸が堆積層のため、砂防施設が河岸侵食を誘発する恐れがあり、河床・河岸の強固な防護が必要。	(評価:B) 河床と左岸に露岩があり、右岸側にも浅いところに基岩が予測される。左岸露岩は河床から5m程度の高さで川幅約30mである。	(評価:B) 河床に岩の露頭があり、河岸にも浅いところに基岩が推測され、地質的に砂防ダムの適地である。	(評価:A) 河床と両河岸に露岩があり、地質的には最良のサイトと思われる。
(3) 地形条件	(評価:C) 上流は自然の堆砂地で川幅が広く、貯砂地としては適地であるが、ポントド川の堆積土砂上に位置し、砂防ダムを設ける場合、川幅が広く(約120m)堤長が長くなる。	(評価:B) 上流は自然の堆砂地で川幅が広く、貯砂地として適地である。河床からの有効高 10m(計画堤高12m)では川幅約50mである。	(評価:B) 左支川の合流点下流で川幅広く、貯砂地として適地である。河床からの有効高 10m(計画堤高12m)で川幅約80mとやや広くなる。	(評価:B) 右支川の合流点下流で川幅広く、貯砂地として適地である。河床からの有効高 10m(計画堤高12m)でも川幅約45mと狭い。
(4) アクセス	(評価:A) アクセス道は右岸側からココヤシ等の果樹林を通過して350m程度と短距離。民家の移転なし。工事・維持管理に好都合な立地である。	(評価:B) アクセス道は右岸側からココヤシ等の果樹林を通過して640m程度。民家の移転無し。	(評価:B) アクセス道は右岸側からココヤシ等の果樹林を通過して700m程度。アクセス道沿いに民家(8軒)があるが、線形の工夫によって移転を最小化できる。	(評価:D) アクセス道は総延長約1900mと極めて長い。先ず、右岸側ルートでコモン・サイトを越え、さらに渡河した後、左岸側沿いに上る。コモン・サイトに至るルートで民家移転を伴う。
(5) 環境社会 配慮	(評価:B ⁺) ①アクセス道のため果樹・有用木の伐採を要す。 ②候補地点直下流横断する灌漑水路対策が必要。 ③集落が近く工事中の軽微な騒音・振動・濁水問題あり。	(評価:B ⁻) ①アクセス道のため果樹・有用木の伐採を要す。 ②計画ダム直上流の生活用水道管対策が必要。	(評価:B ⁻) ①アクセス道のため果樹・有用木の伐採および民家移転対策を要す。	(評価:B ⁺) ①アクセス道のため果樹・有用木の伐採および民家移転対策を要す。 ②計画ダム直上流の生活用水道管対策が必要。
【総合評価】	不採択	採択	採択	不採択
位置(GPS)	N 009° 09' 59.3" E 124° 46' 42.4"	N 009° 09' 38.3" E 124° 46' 10.4" (在外基礎調査 の提案サイト)	N 009° 09' 40.5" E 124° 45' 49.5"	N 009° 09' 39.6" E 124° 45' 14.5" (在外基礎調査 の提案サイト)

【備考】 評価 A:優良、B:やや良い、C:どちらともいえない、D:やや悪い、E:悪い; +:悪いほうに近い、-:良いほうに近い

(3) 砂防ダムの形式と配置

砂防ダムの形式：砂防ダムの形式として基本的に、不透過型と透過型がある。不透過型砂防ダムは従来から多く建設されてきたもので、基本的な機能は土砂を貯留するが洪水は流下させるものである。ほとんど全ての流送土砂が貯留の対象になるため貯砂地は満砂しやすい。満砂後は堆砂面勾配の変化による土砂調節が可能だが、より大きな貯砂効果を得ようとするなら堆砂を人為的に除去しなければならない。一方、透過型砂防ダムは特定の巨礫を貯留しそれより小さな土砂と洪水を流下させるもので、貯砂地容量を有効に活用できる。

本件で検討中の砂防ダムは、貯砂池の規模から判断し、中小洪水で満砂してしまうことも十分予側される。砂防ダムは、やがて来る土石流に備え、貯砂容量を少しでも多く確保できるよう事前に堆砂を除去しておくのが望ましい。しかし、現実には、維持予算が少ないこと、巨礫が多くその除去が容易でないことなどから、維持掘削の実施が困難になることが予想される。したがって、主に破壊力の大きな巨礫の流下を食い止める透過型砂防ダムの設置を提案する。

透過型砂防ダムは近年土石流あるいは環境対策として建設されるようになったが、多くのダム形式が提案されている。表-2.4.2 に代表的な透過型砂防ダムの事例として、コンクリートスリット型、鋼製スリット型および暗渠型砂防ダムを不透過型砂防ダムと併せ、その主な特徴を取りまとめた。

本件砂防ダムの建設に当たっては、維持管理が比較的容易で、建設・維持補修に地元材の利用が可能なコンクリートスリット型を提案する。

表-2.4.2 主な砂防ダムの形式と特徴

砂防ダムのタイプ	特 徴
	<p>不透過型砂防ダム:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 洪水を流下させ、土砂を貯留する。 ● 一体構造なので構造的に強固で、工費が他形式に比べ比較的割安。 ● 満砂しやすく、貯砂容量を効果的に使うためには人為的な堆砂除去が必要。
	<p>透過型砂防ダム(コンクリートスリット型):</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 土砂および洪水を流下させ、下流に有害な巨礫や流木を貯留する。 ● 貯砂容量を効果的に利用できる。 ● 構造的に複雑なため、不透過型に比べ工費が割高。スリットの大きさが巨礫径などに左右され透過度に限度がある。
	<p>透過型砂防ダム(鋼製スリット型)</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 土砂および洪水を流下させ、下流に有害な巨礫や流木を貯留する。 ● 貯砂容量を効果的に利用できる。鋼材なのでスリットの大きさ・構造を必要に応じ細工でき、現場施工の期間も短縮できる。 ● 地元材料の使用が制限され、鋼材使用のため工費割高。地元材での維持補修も難しい。
	<p>透過型砂防ダム(暗渠型)</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 土砂および洪水を流下させ、下流に有害な巨礫や貯留する。 ● 貯砂容量を効果的に利用でき、しかも堤体を平常時渡河に利用可。 ● 構造的に複雑なため、不透過型に比べ工費が割高。目詰まりが懸念され維持管理が難しく、透過度にも限度がある。

砂防ダムの設置数：ポントド川の溪床に設けられる砂防ダムは、上流からの流出土砂量(後述の表-2.4.3 および 2.4.4 参照)に比べると、個々の貯砂容量が小さい。従って、多くの砂防ダムを設ければそれだけ多くの砂防効果の発現が期待できるといえる。しかし、当面ポントド川で考えられるダムサイトは上記(2)項で採択された2つのダム(ポントド・サイトとコモン・サイト)である。他のサイトはダムサイトとして条件が不備でその不備を施設の補わなければならない不経済な施設になるためである。一方、砂防ダムの効果は1基より2基のほうが大きいし、いずれかが破損した場合の救援措置ともなり確実な効果が期待できる。以上を勘案し、砂防ダムをポントド・サイトとコモン・サイトにそれぞれ1基ずつ、計2基を建設することとする。

(4) サイトの地形・地質条件

河川縦断図：図-4.2.3は5万分の1地形図に基づきポントド川の縦断図を作成したものである。この図上で溪床勾配を図ると、ポントド・サイトで1/10.4 (5.5%)、コモン・サイトで1/7.7 (7.5%)である。一般に溪床勾配が1/30より急な区間を土石流区間と称するとされており、これらのダムサイトはいうまでも無く土石流区間に位置している。

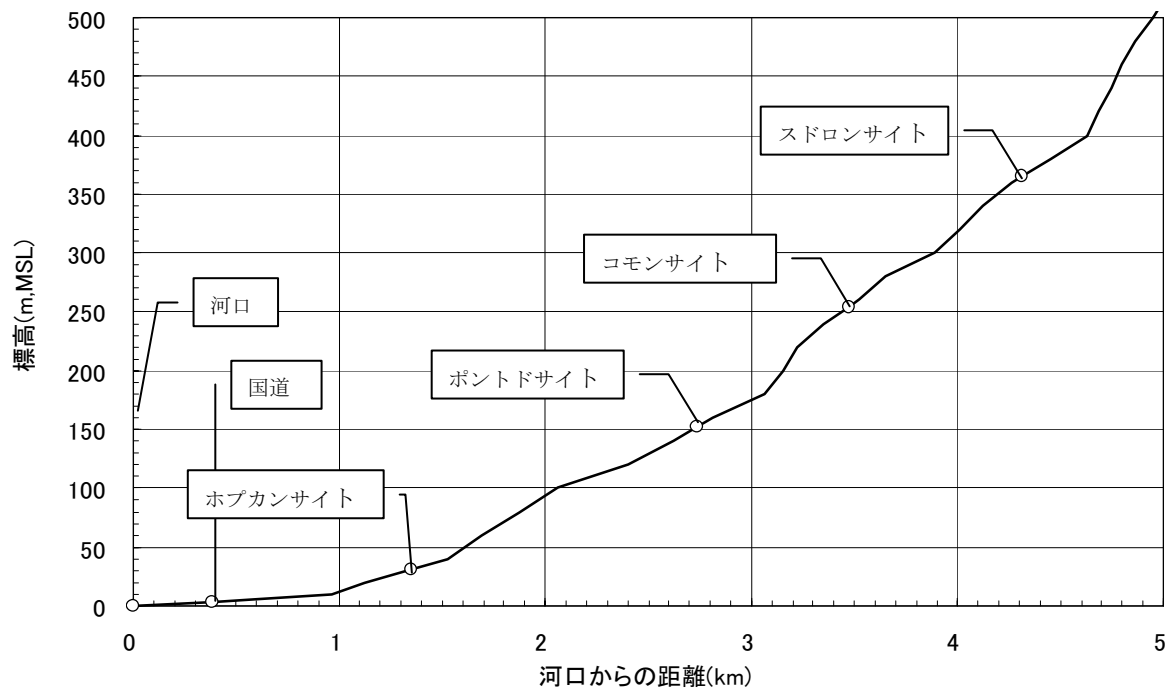


図-2.4.3 ポントド川縦断図

ポントド・サイト：このサイトの上流では川幅が広がっており地形的に貯砂地として適地である。地質的には河床と左岸に露岩があり、右岸側にも浅いところに基岩存在が予測される。川幅は堤高12m(有効高10m)では約50mである。左右岸に各5mの岩着のための掘削を仮定すると砂防ダムの堤長は概ね60mになる。このサイト周辺における巨礫の径は1.0m程度である(図-2.4.4 参照)。



図-2.4.4 ポントド砂防ダム計画サイト上流の巨礫群

コモン：サイト：左支川の合流点下流に位置し上流の川幅が広く、貯砂地として適地である。河床に岩の露頭があり、河岸にも浅いところに基岩が見られ、地質的にも砂防ダムの適地である。川幅は堤高12m(有効高10m)で約80mとやや長くなる。左右岸に各5mの岩着のための掘削を仮定すると砂防ダムの堤長は概ね90mになる。このサイト周辺における巨礫の径は1.0m程度である(図-2.4.5 参照)。



図-2.4.5 コモン砂防ダム計画サイト下流の露岩と巨礫

ポントド川流域図：在外基礎調査報告書から引用したポントド川の流域図に、計画ダムとその流域界を記入し図-2.4.6 に示す。

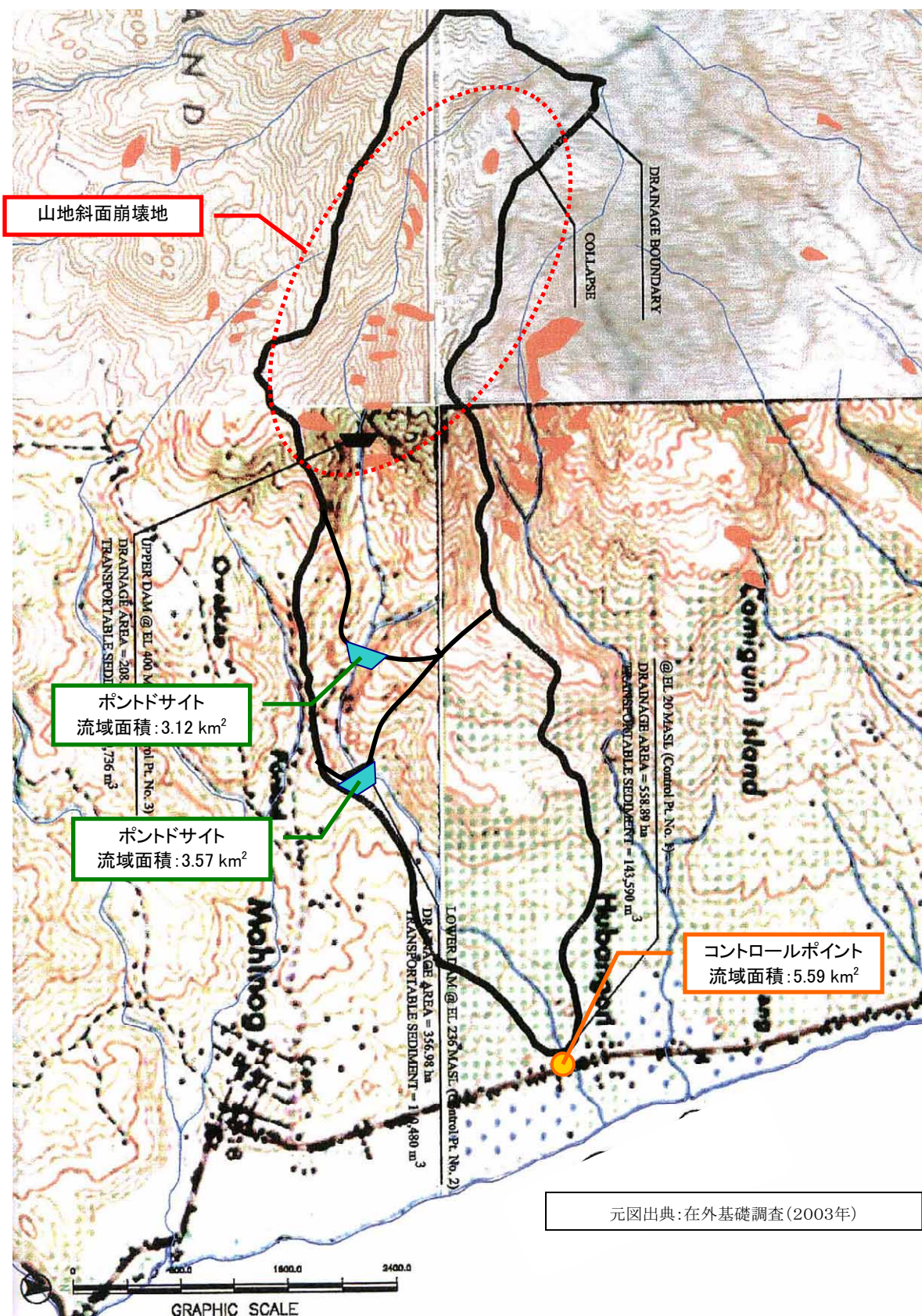


図-2.4.6 ポントド川流域図

(5) 砂防ダムの計画

技術基準等：砂防ダムの計画設計に当たっては、下記の基準・指針が適用できる。

- 1) Technical Standards and Guidelines (TSG) for Planning and Design; Volume III: Sabo Works, March 2002, PMO-FCSEC, DPWH
- 2) 土石流対策指針(案); 2000年、旧建設省砂防部、

計画土砂量：土石流対策指針(案)に基づき砂防ダムの検討に必要な諸計画土砂量を試算した。試算の結果は表-2.4.3 に示すとおりである。なお、計画流出土砂量としては、移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち小さな方の値(移動可能土砂量)をもって計画値とした。

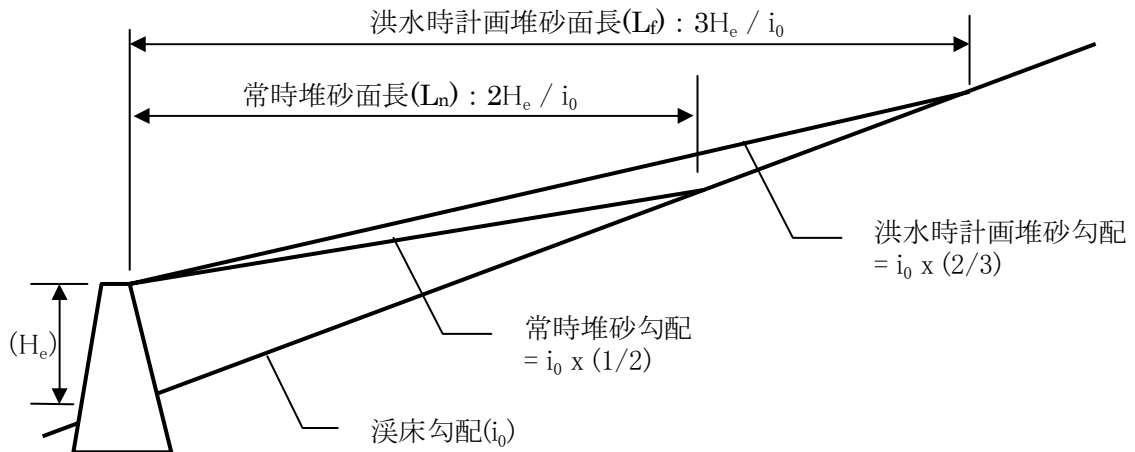
表-2.4.3 計画流出土砂量の試算

項目	単位	全流域	基準点	ポイント サイト	コモン サイト
流域面積(A)	km ²	5.96	5.59	3.57	3.12
砂防ダムによる制御面積率	%		100	64	56
移動可能土砂量(Ve=V1+V2)	10 ³ m ³	505	124.3	57.4	50.2
不安定土砂量(V1)*1	10 ³ m ³	269	124.3	57.4	50.2
斜面崩壊土砂量(V2)	10 ³ m ³	236	0	0	0
比移動可能土砂量(Ve/A)	10 ³ m ³ /km ²	84.7	22.2	16.1	16.1
運搬可能土砂量(Vec)*2	10 ³ m ³	-	-	174.2	160.7
流出補正係数(Fr)*3	-	-	-	0.1547	0.1634
溪床勾配(i ₀)	度	-	-	5.5	7.5
溪床勾配(i ₀)	-	-	-	0.0958	0.1305
土石流濃度(Cd)*4: Cd>=0.3	-	-	-	0.30	0.30
R ₂₄ (50-year)	mm/24hr	-	-	294	294
計画流出土砂量 (V): Ve<Vec	10³m³	-	-	57.4	50.2

- 【備考】 *1: 在外調査の推算土砂量とその比土砂量に基づき算定。
 *2: $Vec = [(10^3 \times R_{24} \times A) / (1 - \lambda)] \times [(Cd / (1 - Cd)) \times Fr$
 λ : 空隙率 (=0.4)、 R_{24} : 降雨強度式による(表-2.3.2 参照)
 *3: $Fr = 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05$; ただし、 $0.1 < Fr < 0.5$
 4: $Cd = \rho \tan \theta / [(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)]$; ただし、 $0.3 < Cd < 0.9C_$
 C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度 (= 0.6)
 ρ 、 σ : 泥水の密度 (= 1.2 t/m³) および礫の密度 (= 2.6 t/m³)
 ϕ : 堆積土砂の内部摩擦角 (= 35°)
 θ : 溪床勾配(i₀)

砂防ダムの高さと堆砂面： 砂防ダム建設後の堆砂地の常時堆砂勾配は、一般に溪床勾配の 1/2、また、洪水時の計画堆砂勾配は溪床勾配の 2/3 といわれている。この関係を用いると、ダム上流の堆砂面長はダムの有効高(H_e)と溪床勾配 (i_0)とから次式で概略見積もることができる。

- 1) 常時堆砂面長(L_m): $L_m = H_e / ((1-1/2) \times i_0) = 2H_e / i_0$
- 2) 洪水時計画堆砂面長(L_f): $L_f = H_e / ((1-2/3) \times i_0) = 3H_e / i_0$



土石流の勢いを制御するのに 150m 以上の堆砂面長が必要と仮定すると、砂防ダムの有効高さは概ね下記の高さ以上が必要となる。

項目	ポントドサイト	コモンサイト
溪床勾配(i_0)	1/10.4	1/7.7
最小所要有効ダム高(H_e)= $L_n \times i_0 / 2$	7.3 m 以上	9.8 m 以上

上記の最小所要高とサイトの地形・地質的条件および大きな貯砂容量の確保などを勘案し、両サイト共に砂防ダムの有効高(現河床からの高さ)を 10m に設定する。なお、砂防ダムの基礎根入れ深を 2m と仮定すると、計画砂防ダム高(基礎からの高さ)は 12m になる。

ダムの有効高(H_e)を 10m に設定すると、ダム上流の堆砂面長は次のとおり推定される。

項目	ポントドサイト	コモンサイト
溪床勾配(i_0)	1/10.4	1/7.7
常時堆砂面長: $2H_e / i_0$	208 m	154 m
洪水時堆砂面長: $3H_e / i_0$	312 m	231 m

コモンサイトはポントドサイトの二つの砂防ダムで、上流山地から流下する土石流の勢いを削ぎ、巨礫を補足する。両ダム間の距離は約 760m あり、上記の堆砂面長の検討結果から判断し、両ダムの堆砂域の干渉はないと判断される。

土砂整備率：ポイント及びコモンの両砂防ダムの有効堤高を 10m に計画した場合のポイント川土石流に対する土砂整備率を試算した。結果は表-2.4.4に示すとおりで、ポイント及びコモンの両砂防ダムで、50 年確率規模の土石流の流出に対し、その約7割を捕捉できると推定される。

表-2.4.4 土砂整備率の試算

項目	単位	ポイント 砂防ダム	コモン 砂防ダム	両砂防ダム
流域面積(A)	km ²	3.57	3.12	3.57
制御面積率	%	64	56	64
河床勾配(i ₀)	度	5.5	7.5	-
河床勾配(i ₀)	-	0.0958	0.1305	-
計画流出土砂量(V)	10 ³ m ³	57.4	50.2	57.4
土砂整備率 (G) : 100*(C+D+B)/(V-E)	%	41	34	71
計画捕捉量(C):(T*h ² /i ₀)/(2/3)	10 ³ m ³	23.5	17.2	40.7
透過高(h)	m	10	10	-
h/2 における平均堆積幅(T)	m	15	15	-
計画堆積量(D)	10 ³ m ³	0	0	0
計画土石流発生抑制量(B)	10 ³ m ³	0	0	0
計画流下土砂許容量(E)	10 ³ m ³	0	0	0

(6) アクセス道路

ポイント・サイト：ポイント・サイトへのアクセス道路は、ココ椰子林を通る約640m の人道沿いに設けることになる。民家移転はないが、ココ椰子やその他の有用木の立ち木補償が必要になる(図-2.4.7 参照)。



図-2.4.7 ポイント砂防ダムへのアクセス道路の状況

コモンサイト：コモンサイトへのアクセス道路は、ココ椰子、カカオ、ランソン、バナナ等の果樹林と集落を抜ける約 700m の人道に沿って設ける。有用木の伐採に対する補償が必要になる。民家の移転は道路法線等を工夫することにより、最小限(一戸)に押さえられそうである。人道沿いに転石が多くその除去が必要になる(図-2.4.8 参照)。



図-2.4.8 コモン砂防ダムへのアクセス道路の状況

(7) 工事工程計画

プロジェクト対象地域は明確な乾期のない気象である。通常は下流部の一部を除き、表流水の見えない河川であるが、流域に豪雨が数日続くと急激に河水が増し、洪水が発生する。過去の気象資料により、台風の来襲月、長期豪雨の発生時期などを調べ施工計画に反映する必要がある。カミギン島における月雨量の分布を図-2.4.9に示す。

一般に、3月から9月までの7ヶ月間の降雨が少なく、溪床におけるダム工事の可能な期間と思われる。したがって、下記の工事工程が考えられる。

- 1) アクセス道路工事:年間いつでも工事可能であるが、ダム本体工事が始まる年の3月までに工事を完了する。
- 2) 砂防ダム工事:3月から9月までの7ヶ月間に工事を完了させる。

ポントド及びコモン砂防ダムの工事には、それぞれほぼ同じ工期が必要と思われる。施工順序もいずれが先でも特に問題ないと思われる。しかし、両ダムを1基ずつ順次施工し6ヶ月間で竣工するのは期間的に困難と思われる。2基同時並行で施工するか、或いは1年に1基ずつ2年で竣工するのが良いと思われる。今後確定した工事数量を勘案の上検討し決定すべきである。

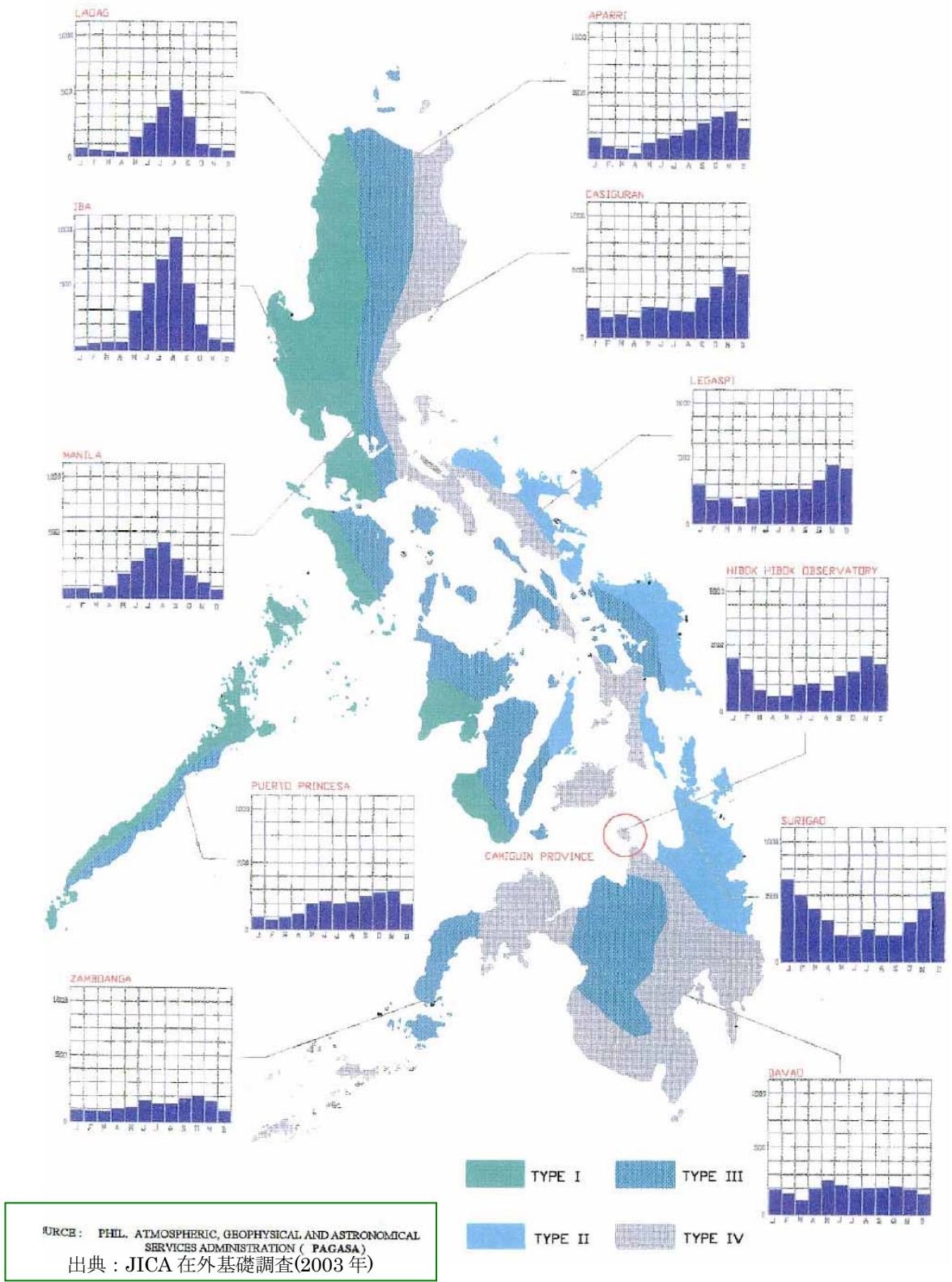


図-2.4.9 フィリピンの月雨量分布

(8) 概略事業費の検討

概算事業費の見積もり方法：予備調査段階では、砂防ダム建設予定地周辺の河道、地形、地質等の基礎調査資料がなく、砂防ダムの具体的な形状・寸法を得るに至っていない。幸い、今回提案したポントド砂防ダムは在外基礎調査(2003 年)で提案している下流砂防ダムと同じサイトで、計画堤高(12m)及び堤長(60m)は共に同じである。一方、コモン砂防ダムは在外基礎調査で提案された上流砂防ダムとサイトは異なるが、計画堤高(12m)及び堤長(90m)が共に同じである。したがって、ポントド砂防ダムは下流砂防ダムの、コモン砂防ダムは上流砂防ダムの事業費を用い、これに必要な調整を加えて概算事業費を見積もることとする。

在外基礎調査の事業費見積もり：2003 年実施の在外基礎調査の事業費の見積もり内容は次のとおりである。

項目	下流砂防ダム	上流砂防ダム	2 基合計
砂防ダム本体工費(百万円)	197.3	240.1	437.4
計画堤高(m)	12	12	-
堤長(m)	60	90	-
アクセス道路工費(百万円)	6.4	8.8	15.2
アクセス道路長(m)	300	300	600
アクセス工事単価(百万円/m)	0.021	0.029	
合計(百万円)	203.7	240.0	452.7

物価変動：2003 年から 2008 年までの 5 年間の価格調整について検討する。建設物価の価格変動資料がないので、消費者物価指数(Philippine Year Book、2006 年版)を適用する。消費者物価指数は 1994 年を基準年(指数 100)としており、1999 年以降の物価と為替レートの変動を表-2.4.5 に示した。

表-2.4.5 消費者物価指数と物価上昇率の推移

Year	GPI(%)	IR(%/年)	2003-CPI	
1999	145.9	6.6		
2000	152.3	4.4		
2001	161.5	6.0		
2002	166.6	3.2		
2003	171.4	2.9	100	
2004	120.6	-29.6	70	(備考)
2005	129.8	7.6	76	1) PCI: 1994 年を基準年とする消費者物価指数(%)
2006	139.7	7.6	81	2) IR: 対前年物価上昇率(%/年)
2007	150.3	7.6	88	3) 2003-PCI: 基準年を 2003 年に置き換えた PCI(%)
2008	161.7	7.6	94	4) 赤文字: 推算値

上表を見ると、2004年に急激な物価の下落があって、その後7.6%の年物価上昇率を仮定しても、2008年時点でまだ2003年物価の94%にしか回復していないことがわかる。しかし、近年の石油及び鋼材の価格上昇等を考慮すれば、現時点物価が2003年物価を下回っているとは断定し難い。したがって、建設コストに関して、現時点の物価は2003年と同水準にあるとみなし、価格変動の調整は行わないことにする。

ダム形式の違い：在外調査ではコンクリート不透過型砂防ダムを提案し、今回調査ではコンクリート透過型砂防ダムを提案している。透過型は不透過型に比べスリット部分のコンクリートが少なくなるが、反対に見掛けの単位体積重量が小さくなり、堤体の安定確保のため断面を大きくしなければならないので、堤体のコンクリート体積に大きな差異がないと考えられる。しかし、堤体がより複雑な構造になり施工に手間が掛かることに配慮し、不透過型に比べ15%の工費増を見込むものとする。

アクセス道路工費：在外基礎調査で用いている下記の単位長さあたりの単価を用いる。

- 1) 下流砂防ダム:0.021 百万円/m ポントド砂防ダムに適用
- 2) 上流砂防ダム:0.029 百万円/m コモン砂防ダムに適用

ポントドおよびコモン砂防ダムの事業費：以上の検討結果を考慮して砂防ダムの本体工事及びアクセス道路工事費を見積もると表-2.4.6のとおりである。なお、この事業費は見積もり方法の項でも述べたように、事業費の目安を与えるものに過ぎず、基本設計調査で、ダムの形状寸法を踏まえて、より精度を高める必要がある。

表-2.4.6 ポントド川砂防ダム概算事業費

項目	ポントド砂防ダム	コモン砂防ダム	2基合計
砂防ダム本体工費(百万円)	226.9	276.1	503.0
計画堤高(m)	12	12	-
堤長(m)	60	90	-
アクセス道路工費(百万円)	14.1	20.3	34.4
アクセス道路長(m)	670	700	1370
工事単価(百万円/m)	0.021	0.029	
合計(百万円)	241.0	296.4	537.4

(9) 砂防ダムの防災効果

ポントド川の砂防ダムに期待される土石流対策上の機能は次のとおりである。

- 1) 土石流の量的な軽減(貯砂と山地・河道の安定化):ポントド及びコモンの両砂防ダムで50年確率洪水による土石流の約7割を捕捉し、下流の土石流被害を軽減できる。さらに、砂防ダムはダム地点で河床高を固定し、上流の河床を安定化する。このことにより、上流山地斜面の崩壊量を低減できる。
- 2) 土石流の減勢および土石流の流達時間の遅延:急な溪床を流下した土石流は、透過型砂防

ダムに当たり衝撃で勢いを失う。さらに、砂防ダムの上流には現在の溪床勾配の 1/2～2/3 の緩い勾配を持った堆砂面が形成される。堆砂面の河道に沿った長さは有効高 10m のダムで 150m～300m と推定される。泥流と一体に成って液状化して流下した土石流はこの勾配緩い区間で速度が低下する。仮に等流を仮定すると流速は勾配の 0.5 乗に比例するから、勾配が 1/2～2/3 低下すると、流速は 70～80%に低下することになる。加えて、堆砂面で土石流の泥水と巨礫の分離が進むとさらに土石の流下抵抗が増し、現実には流下流速の低下はもっと大きくなると思われる。

- 3) 波及的な砂防効果:砂防ダム下流には 2001 年災害の土石流などで運ばれた巨礫が溪床に堆積している。流れによって運ばれた巨石なので、次の大出水時にこれらの巨礫は再び移動し災害の原因になりかねない。しかし、砂防ダムが建設され、上流からの土石流の勢いが削がれると、これらの巨石堆が逆に流れに逆らい上流から来る土石流の勢いを弱める働きをすることが考えられ、砂防ダムの建設により既存巨礫堆の流れに対する抵抗力が顕在化するなどの波及的な砂防効果も期待できる。

このように、ポントド川の砂防ダムは、土石流の頻度と勢力を軽減し、避難活動等のソフト対策を支援するうえで大きな効果が期待できる。

しかし、土石流は自然現象であり、土石流を完全に制御できる対策を講じることは、財務・経済的に困難である。したがって、ポントド川の砂防ダムは、下流地域を土石流災害から完全に開放するものでないことを、地域住民に周知する必要がある。ポントド川とフバンゴン川に挟まれたカパゴン地区は河川地形的に見てポントド川の河道区域に該当するところである。この地区には 2001 年災害以前から在るといふ巨礫堆があり、この地区が歴史的に土石流の流路であったことを示している。

ポントド川の砂防ダムは、土石流の危険度を和らげることによりソフト対策の実施を支援するものであり、砂防施設の建設後もソフト対策は、依然重要な防災活動であることは言を待たない。まして、砂防ダムの効果を頼りに、下流の危険地域に住民や資産が増加するようなことは厳に避けなければならない。旧住民が危険地域へ戻って住み着かないよう、代替地を用意するなどの行政的な対応が望まれる。危険地の土地利用規制(危ない所に住ませず、資産を集積させない)など、対策規模を超過する災害に備えることも重要なソフト対策である。

2.4.2 橋梁施設

(1) 橋梁施設の現状

カミギン島においては、島内唯一の国道である環状道路が最も重要な幹線道路であり、島内の物流インフラの骨格を成し、同島の経済を支える動脈と見なされている。その環状道路には 22 箇所（箇所）の橋梁があり、そのほとんどが RC または PC 構造物であり、トラスやアーチのような鋼製で作られた橋梁はなく、合成桁が 4 橋あるのみである。これはコンクリート構造物であればほとんどメンテナンスを必要としないこと、環状道路は海岸沿いのため鋼製桁では塩害によって錆が出やすいなどの理由によるものと思われる。

同島で最も長い橋梁は Dinangasan 橋で PC 桁 7 径間、橋長 217m の長大橋であるが、このような長大橋でも PC 桁橋を採用している。同橋梁は国際復興銀行（IBRD）の援助によって 4 ヶ年の歳月を費やし 1995 年に竣工したもので、これを除けば、同島では全て 40m 以下の中小橋梁ばかりである。

また、同島における多くの橋梁は 1990 年代の建設された橋梁であり、RC または PC 桁構造が多いせいか、今回対象のフバンゴン橋梁を除いて、緊急に架け替えなければならない橋梁はほとんどなく、健全度は比較的良好であるといえる。図-2.4.10 には 22 箇所（箇所）の橋梁位置図を示し、表-2.4.7 には DPWH カミギン当局が管理する 22 箇所（箇所）の橋梁台帳（Bridge Inventory）を示す。

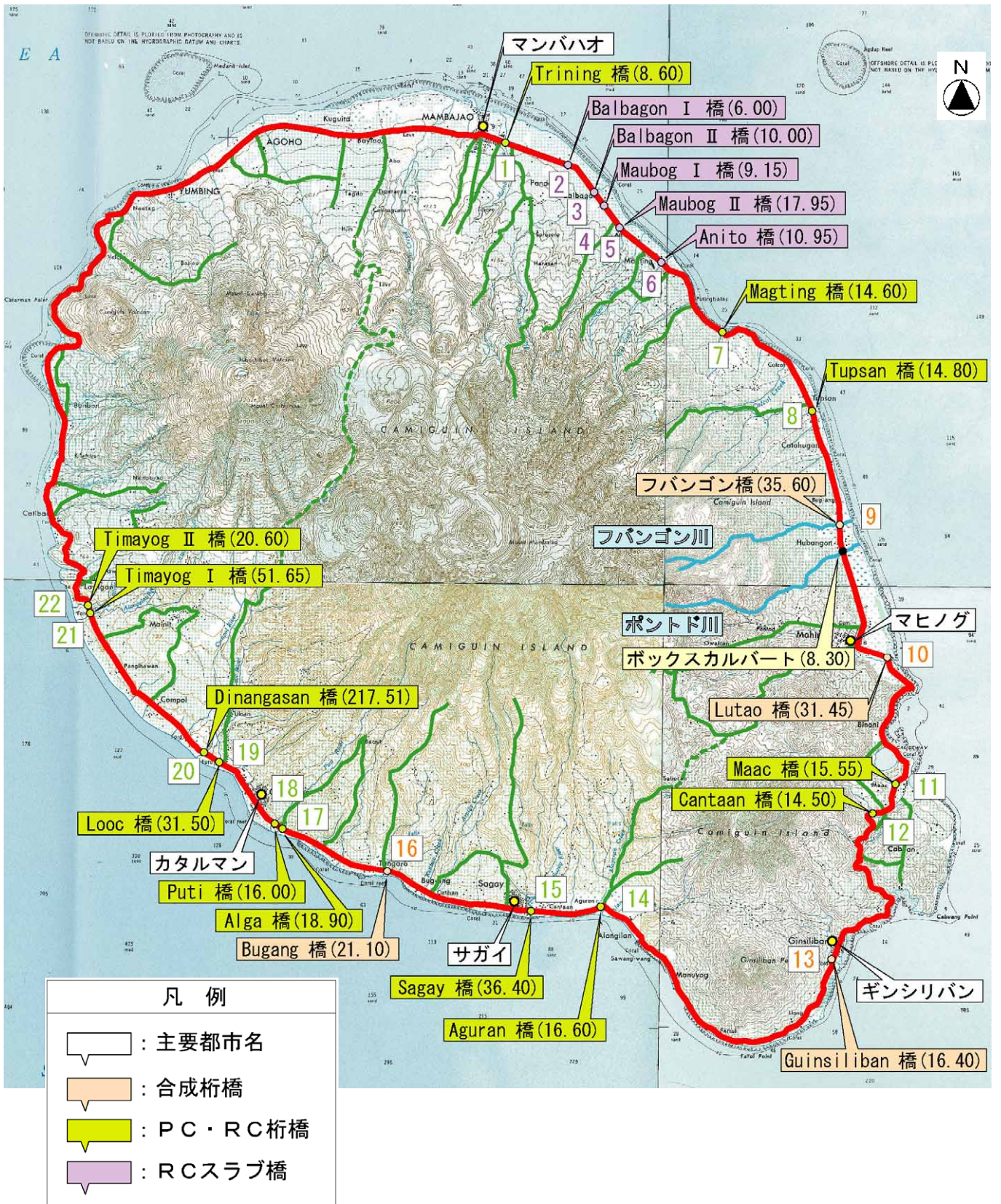


図-2.4.10 カミギン島の橋梁位置図

表-2.4.7 カミギン島の橋梁台帳

INVENTORY OF NATIONAL BRIDGES (For the purpose of updating the DPWH Bridge Master Plan)																
OFFICE : DPWH CAMIGUIN ENGINEERING DISTRICT																
Bridge	Bridge ID	Location			Bridge Description			Condition			Proposal					
		KM. Station	Road Section	Municipality	Province	No. of Span	Length	Width	Type	Year Const.		G	F	P	B	
1	Trining	B0000 1CG	0+502.30	01	Mambajao	Camiguin	1	8.60	7.32	RCDG	2000	√				Routine Maintenance
2	Balbagon 1	B0000 2CG	1+510.00	01	Mambajao	Camiguin	1	6.00	7.30	RCBL	1993	√				None
3	Balbagon 2	B0000 3CG	2+767.00	01	Mambajao	Camiguin	1	10.00	7.30	RCArch	1994	√				None
4	Maubog I	B0000 4CG	3+257.57	01	Mambajao	Camiguin	1	9.15	7.32	RCBL	1992	√				None
5	Maubog II	B0000 5CG	3+758.97	01	Mambajao	Camiguin	3	17.95	8.70	RCDG	1960	√				None
6	Anito	B0000 6CG	4+823.475	01	Mambajao	Camiguin	1	10.95	7.32	RCArch	1995		√			Repair/Rehab.
7	Magting	B0000 7CG	6+909.00	01	Mambajao	Camiguin	1	14.00	6.70	RCDG	1963		√			Repair/Rehab.
8	Tupsan	B0000 8CG	9+729.40	01	Mambajao	Camiguin	1	14.80	7.53	RCDG	1989	√				None
9	Hubangon	B0000 9CG	12+250.00	01	Mahinog	Camiguin	1	35.60	7.32	SICS	1984		√			Reconstruction
10	Lutao	B0000 10CG	15+642.73	01	Mahinog	Camiguin	2	31.46	7.10	SICS	1976		√			Repair/Rehab.
11	Maac	B0000 11CG	19+909.775	01	Guinsiliban	Camiguin	1	15.55	6.70	RCDG	1961	√				Routine Maintenance
12	Cantaan	B0000 12CG	20+718.25	01	Guinsiliban	Camiguin	3	14.50	6.70	RCDG	1961		√			Repair/Rehab.
13	Guinsiliban	B0000 13CG	24+530.20	01	Guinsiliban	Camiguin	1	16.40	7.53	SICS	1975	√				none
14	Aguran	B0000 14CG	31+729.30	01	Sagay	Camiguin	1	16.60	7.53	RCDG	1990	√				none
15	Sagay	B0000 15CG	33+243.20	02	Sagay	Camiguin	3	36.40	7.52	RCDG	1989		√			Repair/Rehab.
16	Bugang	B0000 16CG	36+370.55	02	Sagay	Camiguin	1	21.10	7.30	SICS	1990		√			Repair/Rehab.
17	Alga	B0000 17CG	38+870.45	02	Catarman	Camiguin	1	18.90	7.32	RCDG	1989	√				none
18	Punta Puti	B0000 18CG	39+077.00	02	Catarman	Camiguin	1	16.00	7.32	RCDG	1989	√				none
19	Looc	B0000 19CG	40+412.75	02	Catarman	Camiguin	3	31.50	7.32	RCDG	1989		√			Routine Maintenance
20	Dinagasan	B0000 20CG	40+902.80	02	Catarman	Camiguin	7	217.50	7.32	RCDG	1999	√				none
21	Timayog I	B0000 21CG	45+039.82	02	Catarman	Camiguin	2	51.64	7.32	RCDG	1997	√				none
22	Timayog 2	B0000 22CG	45+333.30	02	Catarman	Camiguin	1	20.60	7.32	RCDG	1997	√				none

Prepared by:

EDUARDO E. JAQUILMAC
Engineer II

Checked by:

MYRNA M. FIEL
Acting Chief, Maintenance Section

Submitted by:

ROLANDO C. CONZON
OIC - District Engineer

(2) 橋梁の整備優先度

カミギン島の国道(環状道路)には 22 箇所の橋梁があるが、今回調査対象であるフバンゴン橋が整備の優先度が高いと考えられている。その検証を以下に述べる。

① 重要幹線道路に位置する:

今回調査対象となっている橋梁はフバンゴン橋であるが、同橋はマンバハオから 12.25km の距離に位置し、同島でも州都マンバハオと同島の玄関口と言われるベニノ港を結ぶ、同島でも最も交通量の大きな区間に位置している。すなわち、同橋はカミギン島の経済と物流を底辺から支え、同島の経済活動にとって非常に重要なインフラ施設であると言える。

② DPWH 当局の橋梁台帳に同橋の架け替えが明記:

上述したように、カミギン島において重要度の高いと言われる環状道路には、大小 22 箇所の橋梁が存在するが、DPWH カミギン当局の橋梁台帳(表-2.4.7)の健全度評価によれば、フバンゴン橋だけは架け替える必要があると注意を促しているが、他の 21 箇所の橋梁は架け替えるほどの大きな改修の必要はないとしている。

③ 橋梁健全度調査の結果:

このように、フバンゴン橋は特に重要な橋梁と見なされるが、2001 年の大型台風において、流木の直撃を受けたと思われる大きな損傷が上流側の主桁の 1 本に見られる。橋梁の構造上最も重要な主桁の 1 本が大きく凹み、橋梁上を走行するトラックのような重量車を支えることはもはや不可能な状況である。また、主桁同士を連結補強する横構も大きく捻じ曲げられ、補強材の機能を失っている。こうした現状から、現地の DPWH カミギン当局も、損傷を受けた主桁に対し、これ以上の荷重を負担させないように 1 車線の通行を遮断し、損傷を受けていない主桁の側にだけに車両を走行させ、交通規制を実施している。

さらに、橋台も 2001 年の台風により大きな被害を受けている。橋台は工費の安価なパイルベント工法によって建設されており、このパイルベント杭には亀裂、剥がれなどが見られる。DPWH カミギン当局はこの現状に対し、パイルベント杭の周辺に捨石を被覆させ、その上部をコンクリートで防護し補強させている。しかし、このコンクリート防護は橋台への流木などの直撃を避けるものであり、橋台としての耐荷力を増強させたものではなく、同橋梁は構造上の問題を何ら解決したものでない。

このように、フバンゴン橋梁は主桁も橋台も致命的な欠陥を有しており、このまま改修せずに放っておけば、いつか橋梁は崩壊し落橋する可能性がある。すなわち、橋梁健全度という側面から見た場合、フバンゴン橋は 22 箇所の橋梁のうち、早急に架け替えなければならない構造物であると言える。

④ 「フィ」国の要請及び高い整備発現効果:

本調査において、「フィ」国政府からは砂防ダムの建設およびフバンゴン橋梁の建設が要請されているが、上述したように、フバンゴン橋梁の架け替え要請は妥当であり、早急に整備すべき優

先度の高い橋梁である。同橋を架け替えることによって、同島の物流促進を確保し、経済を活性化し、さらに災害時にも住民の非難経路や災害復旧のアクセス確保にも繋がるものである。すなわち、フバンゴン橋は 22 箇所 of 橋梁のうち、最も整備発現効果が大きく、同橋の架け替えは緊急性・必要性が高いものとみなせる。

⑤ 国道以外の橋梁の優先度:

なお、カミギン島においては環状道路の国道以外にも州道、村道、市内道などがあり、それらの道路上にも橋梁は存在する。しかし、島内では国道以外の道路は幹線道路ではないこと、整備効果発現の度合いが小さいなどの理由から、環状道路上の橋梁に比べ、橋梁整備優先度は低いと考えられる。

以上の検証から、環状道路の沿線 22 箇所の橋梁のうち、フバンゴン橋が最も整備の優先度が高い橋梁であることが確認された。

(3) フバンゴン橋の位置付け

今回対象橋梁であるフバンゴン橋は州都マンバハオから南へ約 12km の地点にあり、環状道路上に位置している。その橋梁から環状道路をさらに約 5km 南下するとベニノ港があるが、この港はミンダナオ島の第 2 の都市カガヤンデオロからのフェリー発着場となっており、カミギン島の玄関口となっている。

このように、フバンゴン橋梁はカミギン島において、最も大きな交通発生・集中地区を有するマンバハオ町とベニノ港の間に位置している。したがって、同橋梁は同島の中でも重要な幹線道路の区間に位置し、島内の車両交通を確保し、輸送手段の信頼性を向上させ、同島の物流促進を支え、経済活動の活性化、沿線における開発なども担っているだけでなく、災害時に際しても住民の非難経路や災害復旧のアクセス確保にも繋がる重要な橋梁であるといえる。

(4) フバンゴン橋の健全度

フバンゴン橋は約 23 年前の 1984 年に供用を開始した橋梁であり、環状道路の国道上にあって、橋長 35.6m、車道幅員 7.32m、歩道幅員 0.75m、鋼製 3 主桁の単径間であるが、上流側にある 1 本の主桁が下流側へ大きく歪んでおり、2001 年 11 月の台風時における流木衝突が原因と考えられている。

他の 2 本の主桁にはこれといった損傷は見られないものの、1 本の主桁の大きな歪みは主桁同士を連結する部材(横構鋼材)にも影響を及ぼし、横構としての機能を失った部材も見られる。鋼製主桁は高さ 1.8m、フランジ幅 0.35m であるが、桁下端における損傷は最も大きな箇所で 50cm 以上の歪みがあるものと思われる。こうした状況から、DPWH カミギン当局では上流側の主桁に対し、これ以上の荷重がかかることによって橋梁が崩壊することを懸念し、上流側の片側 1 車線に対しては車両規制を行って走行を遮断している。

車道幅員 7.32m であれば、一般に 4 主桁が採用されるのであるが、安価な建設費を考慮して設計さ

れたため、3主桁にしたものと思われる。したがって、3主桁の採用によってより主桁の1本が負担する荷重が増加し、わずかな損傷も大きな欠陥となって上部コンクリートスラブにも大きな影響を及ぼすものである。それでも今日まで持ちこたえているのは、DPWH が上記の緊急措置を実施したこと、および島内には大きな荷重を有したトレーラー、コンテナ車のような大型車が走行していないことが幸いしたものである。

主桁ばかりでなく、橋台も同じように大きな損傷を受けたが、このまま放置すれば橋台は沈下・崩壊する危険性があることから、DPWH は交通規制ばかりでなく、コンクリート被覆によって両側橋台を改修している。このため、橋台の損傷状態が現在では隠れて見えない状態になっているが、コンクリート被覆は橋台への流木などの直撃を避けるものであり、橋台としての耐荷力を増強させたものではない。したがって、同橋梁は上部工の鋼製桁ばかりでなく下部工の橋台においても構造上の問題を内包し、今日に至っているものと考えられる。

以上のフバンゴン橋の現状から、上部工、下部工とも健全度は著しく不良であり、修復や再使用の可能性も考えられない。したがって、同橋は致命的な損傷を受けており、早急に架け替えが必要であると判断される。

なお、フバンゴン橋梁の現場写真を図-2.4.11 及び図-2.4.12 にそれぞれ示す。

	
<p>2003年に撮影したフバンゴン橋。 橋長 35.6m、幅員 7.32m(車道部)。 橋台はパイルベント形式で損傷も著しい。橋台の前面にあるコンクリート構造物は橋台防護壁が沈下・転倒したと思われる。</p>	<p>2008年2月に撮影したフバンゴン橋。 橋台はコンクリートで巻いて改修しているが、耐荷力を強化した補強ではないため、構造上あまり期待できないと考えられる。</p>

図-2.4.11 フバンゴン橋の橋台改修前と改修後の現場写真



調査対象橋梁のフバンゴン橋を南側から撮ったもので、現在1車線の交通規制が行われている。



フバンゴン橋のアスファルト舗装が剥離した橋面



鋼製 3 主桁のうち衝撃によって凹んだ上流側の主桁。



主桁の変形によって曲がった横構部材。一部の部材は横構としての機能を既に失っている。

図-2.4.12 フバンゴン橋の橋面と主桁の現場写真

(5) フバンゴン橋の架け替え計画

(5)-1 橋長の検討

上記に述べたとおり、フバンゴン橋は上部工、下部工とも大きな欠陥を有しており、早急の架け替えが必要である。同橋の架け替えにおいて、既存の橋梁は比較的平面な地形に直線上に架けられていることから、新橋架け替えに際しても、車両の走行性を考慮すれば、同位置に同じ程度の橋長を有する橋梁を架け替えることになると考えられる。

フバンゴン橋梁の架け替えに当たり、本予備調査団では橋長を 40mと想定した。これは以下の理由に基づくものである。

① フバンゴン橋梁の現状

既存のフバンゴン橋の橋長は 35.6mという長い橋が架けられている。これは洪水時において、同橋はフバンゴン川だけでなく約 400m南に位置する隣のポントド川から流出した洪水の吐出口にもなっているからである(2.3.1 節(7)項参照)。

② ポントド川と河川改修の影響

その一方、ポントド川の吐出口は2連ボックスカルバートとなっており、幅がわずか8mに過ぎない。そこで、DPWH はこのボックスカルバートを橋長 12mの橋梁に架け替える計画を予定しており、その設計図面も完成している。さらに、暴れ川であるポントド川の河川改修を進めており、築堤、水路なども計画し 2008 年 2 月時点で着手にかかっている。

こうした橋梁の架け替え、河川改修に関する流量計算及び計画の根拠を DPWH カミギンの計画設計担当者に質してみたが、その明確な回答はなかった。現地担当者は過去の経験に基づいて設計・建設しているものと思われる。

③ 洪水流下に必要な通水断面の確保

①項で述べたごとく、現在洪水時にはフバンゴン橋をフバンゴン川およびポントド川の洪水が流下する。将来的にも、両川の統合排水案を基本方針としてフバンゴン村の洪水対策を進めるよう提言している。この提言の実実施スケジュールの如何を問わず、両川の洪水はフバンゴン橋を通過して流下するので、架けかえられる橋梁も両川統合後の洪水を安全に流下できる通水断面を備えていなければならない。50 年確立降雨強度による流量計算によれば、フバンゴン川及びポントド川の両川統合後には $150\text{m}^3/\text{s}$ の計画流量となる。水深 1.5m を仮定すれば所要水路幅が 38m になるという試算結果を得ており、これに対応する橋長を確保すれば両川統合後の計画流量に対しても必要な通水断面を確保できる(2.3.1 節(7)項参照)。

④ 橋台の杭位置

既存の橋台はパイルベント形式で建設されており、2001 年 11 月の大型台風によってパイルベント杭の部分にかなり損傷を受けたようである。再度の損傷を受ければこの橋台は沈下・転倒する可能性があり、2003 年 DPWH カミギン当局は橋台前面に捨石を設置し、その外側をコンクリート

で巻いて補強したとのことである。したがって、現在ではパイルベント杭の損傷程度が不明である。しかし、DPWH 当局が補強する前の橋台の写真が存在しており(図-2.4.11 参照)、パイルベント杭の損傷が確認される。この損傷具合を見ると、再利用は不可能で橋台を新たに建設する必要があると考えられる。新しく橋台を建設するに当たっては、橋台を支持する杭打設が必要となるが、既存のパイルベント杭の位置と重なるため、既存杭の位置を避けて新しい杭を打設しなければならない。新しい橋台の位置を後方にずらす必要がある。このため、新しく架け替える橋梁は既存の橋梁より5mばかり長くして計画したものである。

以上の検討結果からフバンゴン橋梁の橋長 40mとしたものであるが、詳細の検討は基本設計調査(B/D)において、既存の橋台の配置、流量計算などを考慮し、十分検討する必要があるものとする。

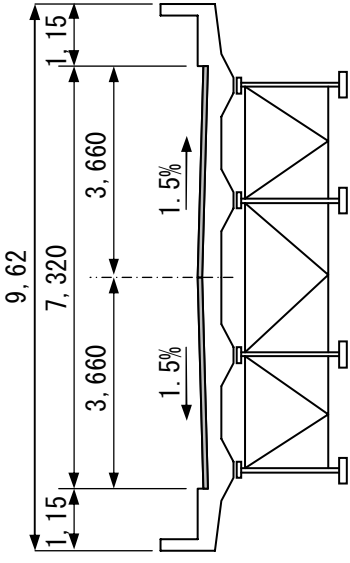
(5)-2 橋梁形式の検討

既存のフバンゴン橋の下部工はパイルベント形式であり、上部工は鋼製桁を使った合成桁となっている。既存橋は大きな凹み跡からわかるとおり、流木等の浮流物が桁を横から直撃したと思われる。このような河川においては横からの水平荷重に弱いパイルベント形式の橋台は不適當である。パイルベントに比べると躯体は大きくなるが、安定したマッシュブなコンクリート構造物が望ましく、コンクリート擁壁型橋台の形式が適している。

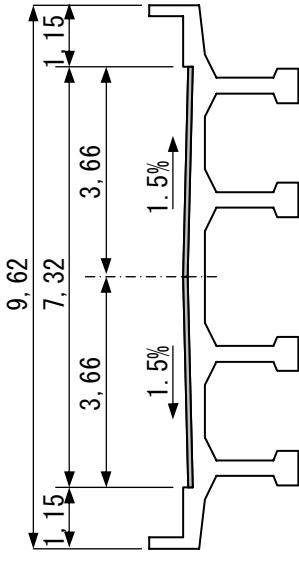
次に上部工であるが、橋長 40m程度となると、既存橋と同じ形式である鋼製桁が有力と思われる。しかしその反面、現場は海岸から近距離にあり、塩害による錆の発生が出やすく、塗装などの維持管理の負担が大きくなるという欠点を抱えている。こうした一方で、河川中央に橋脚を設け2径間橋梁とすれば、架設用大型クレーンの搬入も不要であるという形式も考えられる。このように上部工の形式の決定には多方面から検討が必要であることから、代替案をいくつか用意し、それから各代替案を比較検討し、最適案を採用することが重要と考えられる。代替案としては以下の3つの案を設定した。これを図-2.4.13 フバンゴン橋梁各代替案に示す。

- ① 代替案 1: 鋼製桁橋
- ② 代替案 2: PC 桁橋
- ③ 代替案 3: 2径間 PC 桁橋

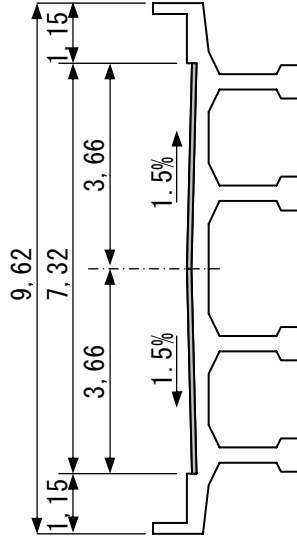
橋梁形式の比較検討に当たって、資機材の調達、施工の難易度などいろいろな比較要素が考えられるが、特に建設費というのは、これらの要素がほとんど反映されていることから、最終的には建設費が最も重要な要素であることに異論はないであろう。そしてその次に重要な要素としては、建設後における施設の維持管理費用であろう。すなわち、上記の橋梁形式代替案の比較検討については、建設費や管理維持費の比較が最も適切であり、これについては後述の「(10) 概算事業費の検討」において詳述するものとした。



代替案1： 鋼製桁橋



代替案2： PC桁橋



代替案3： 2径間PC桁橋

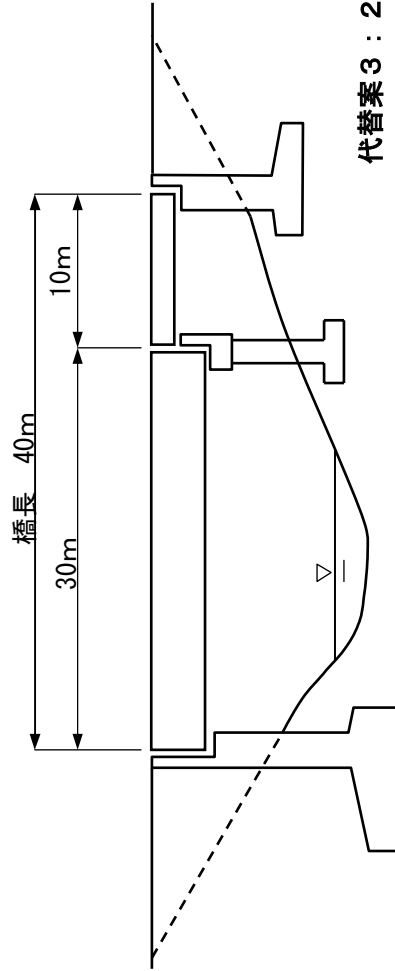
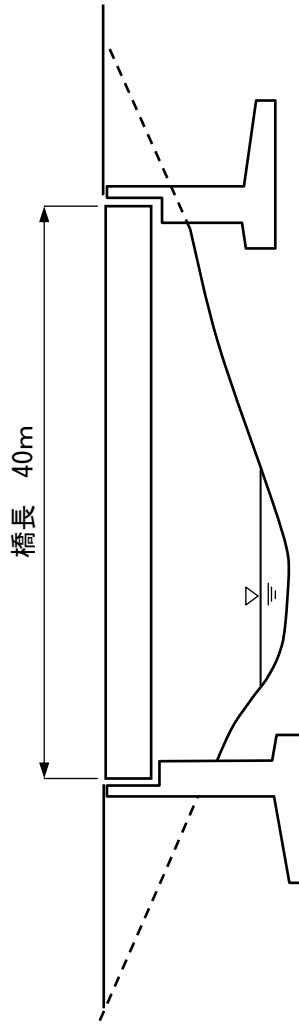
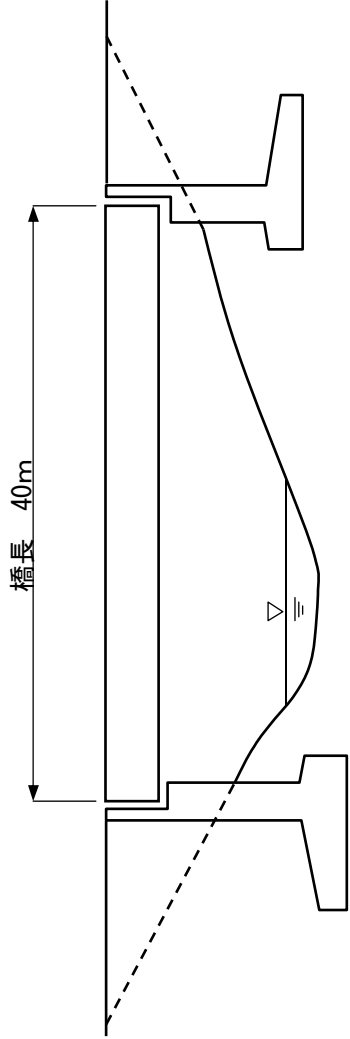


図-2.4.13 フバンゴン橋梁の各代替案

(5)-3 設計基準の適用

橋梁施設の設計仕様・基準については、これまで「フィ」国において実施された日本の無償資金協力案件と同じように、現地実施機関 DPWH が定める以下の設計基準に準拠する。

- Design Guideline Criteria and Standards (DPWH)
- AASHTO Design Specifications for Highway Bridges (USA)

(5)-4 迂回道路の検討

フバンゴン橋の取付け道路沿線には住居があり、橋梁の架け替え工事にあつては、比較的空地のある上流側に工事用架設橋を架け、できるだけ住民移転がないように迂回路を建設する必要がある。また、工事に際しては台風来襲や雨季の時期(10月～3月)を避けるなどの配慮が必要である。

工事中の迂回道路計画図の一例を図-2.4.14 に示すが、用地確保については基本設計調査(B/D)にて十分確認する必要があると考えられる。

(6) 道路セクターの実施機関

カミギン島における国道(環状道路)はDPWHカミギン技術事務所が管轄しており、州道はカミギン州政府が管轄している。同様に、バランガイ道路や市内道路は各自自治体が管轄し、道路・橋梁の維持管理についてもそれぞれの管轄した官公庁が担当している。

本調査対象のフバンゴン橋梁は国道上にあるので、DPWHカミギン技術事務所が担当し、当事務所の職員数は全員で149名である。しかし正規の職員はその1/3程度で、その他はアルバイト職員とのことであるが、アルバイト職員とはいえ待遇はあまり変わらないようである。

DPWHカミギン技術事務所の組織図を図-2.3.5 に示すが、この組織図のとおり、当事務所は計画設計部、建設部、維持管理部、品質管理部、総務部、人事・経理部の6部門からなっている。当事務所では道路・橋梁を中心に、防災復旧、上水道、下水道、公共建物などの計画・設計・施工監理などを実施している。

また、組織図を見ても分かるとおり、Maintenance Section(維持管理部)が他の部よりもはるかに職員数が多い。当局側によれば、毎年来襲する台風や洪水による被害が多く、それらの施設の改修・復旧に多くの予算・経費が当てられているとのことである。

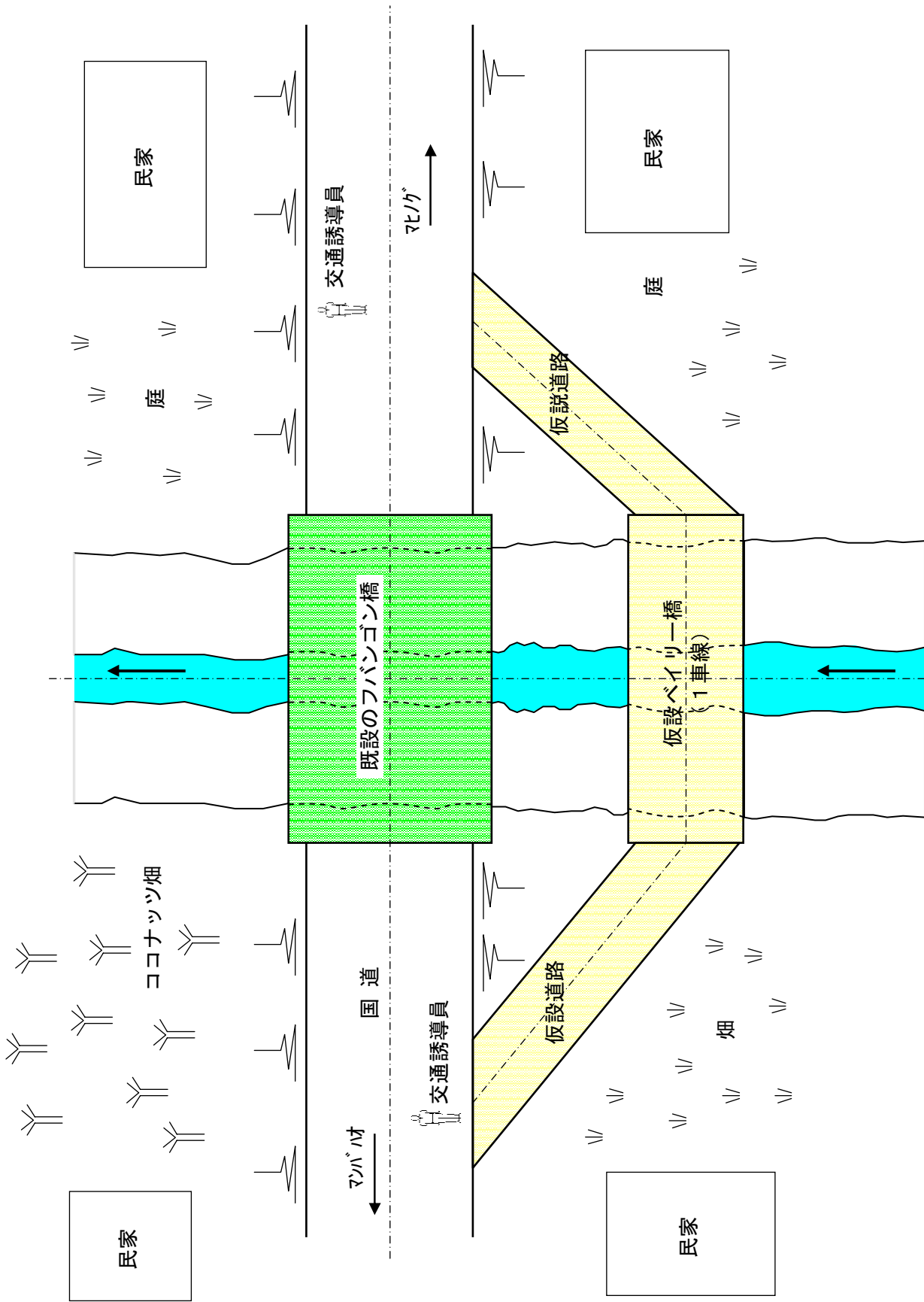


図-2.4.14 フバンゴン橋の迂回道路計画図

(7) 実施機関における維持管理

DPWH カミギン技術事務所の維持管理部は、定期的なコンクリート舗装の亀裂の補修、老朽化したボックスカルバートの改修などの維持管理ばかりでなく、台風、雨期における洪水などの自然災害のため、海岸護岸の損傷、急斜面の崩壊などの緊急な工事も実施しなければならず、毎年の予算不足は恒常化しているとのことである。

① DPWH カミギン技術事務所の予算

DPWH カミギン技術事務所の年間予算は約 3 億ペソ(約 8 億円)である。また、その内 2 千万ペソ(約 5,400 万円)が道路・橋梁維持管理費に充てられている。2007 年の 1 年間における予算の内訳を下記に示す。

・ インフラ施設の建設プロジェクト	264,557,859 ペソ
・ 建設機械及び燃料等維持管理費	20,036,887
・ 職員給与及び他の <u>運営管理・維持費</u>	<u>11,722,847</u>
合計	296,317,593 ペソ(約 8 億円)

② 実施中の道路維持管理プロジェクト

道路・橋梁の維持管理を担当するのは Maintenance Section(維持管理部)であるが、環状道路の劣化に対する改修として、上記の予算計上前から予算化され、現在、以下の 2 つのプロジェクトが実施中である。両案件を合計した予算は 6,154,500 ペソ(約 1,660 万円)である。

- ・ コンクリート舗装の改修 (延長 873m)
- ・ ボックスカルバートの改修 (2 連ボックスカルバート)

③ 保有建設機械

DPWH カミギン技術事務所のプロジェクトは基本的には全て民間建設業者に委託されることになっている。しかし、緊急の事態に備え、以下の 6 台の建設機械を保有している。手入れが悪いこと、スペアパーツの不足などから一部の機械は稼動していないとのことである。

- | | |
|--------------|---------------|
| ・ ロードローラー1台 | ・ タイヤシャベル1台 |
| ・ ロードグレーダー1台 | ・ ジブニー1台 |
| ・ ダンプトラック1台 | ・ イスズピックアップ1台 |

図-2.4.15 の現場写真の上段に見られるコンクリート舗装の打ち替え工事、ボックスカルバートの改修工事は、上記に述べた②実施中の道路維持管理プロジェクトの写真である。こればかりでなく、昨年末襲った台風による被害に対しても、DPWH の維持管理部は迅速に対応していることが、これらの現場写真からでも見られる。このように、DPWH の維持管理部の活動は少ない予算の中でも活発で信頼性がおけるものと判断される。



亀裂の入ったコンクリート舗装の打ち替え現場。



老朽化したボックスカルバートの改修現場。



昨年末における台風による法面崩壊の改修現場。



同じく昨年末の台風による海岸護岸の改修現場。



法面安定保護工の施工現場。高さ約 90m、延長約 400mの土工事で着工後すでに 5 ヶ年を経過し今年完成の予定。



同左。
大型工事のため車両交通規制が実施されている。

図-2.4.15 DPWH カミギン事務所による道路・橋梁維持管理状況

(8) 調達事情

カミギン島はミンダナオ島の北部にある離島のため、多くの生活用品、建設資機材、雑貨などはミンダナオ島カガヤンデオロ市からフェリーにて運搬されている。建設資材・機械の一部はカミギン島内にも調達できるが、建設市場が小さいことから調達できる資機材は極めて限られている。特に、今回の橋梁建設に当たってPC桁製作があるが、PC桁は高品質のコンクリートが必要であり、DPWHによれば、カミギン島で産出する砂や骨材は品質が粗悪で対応できないとのことであった。

フバンゴン橋梁の建設に当たって、島内で調達できる資材、ミンダナオまたは日本や諸外国から調達しなければならない資材をそれぞれ区分し表-2.4.8 に示した。同様にして、表-2.4.9 には主要機材の調達先を示す。

表-2.4.8 主要資材調達先

項目	調達先			備考
	カミギン島	ミンダナオ またはマニラ	日本または 諸外国	
セメント		○		
コンクリート用粗骨材		○		カミギン島では良質な骨材が産出しない。
コンクリート用細骨材		○		
混和剤		○		
アスファルト乳剤		○		
アスコン用粗骨材		○		カミギン島では良質な骨材が産出しない。
アスコン用細骨材		○		
加熱アスファルト合材		○		
道路用碎石、路盤材		○		数量がまとまらないためミンダナオ島から搬入する。
玉石		○		
木材	○			
合板型枠材		○		
鋼製型枠		○		
支保工部材		○		
鉄筋(異形)		○		
鋼矢板		○		
H型鋼		○		迂回路の仮設橋梁建設用資材
仮設ベイヤ橋		○		
PC鋼材			○	PC桁製作の特殊資材は日本または諸外国からの輸入となる。
PC定着具			○	
伸縮継手			○	
支承(ゴム製)			○	

表-2.4.9 主要機材調達先

項目	調達先			備考
	カミギン島	ミンダナオ またはマニラ	日本または 諸外国	
ブルドーザ		○		
モーターグレーダー		○		
タイヤローラー		○		
スチールローラー		○		
パイプロローラー		○		
バックホー		○		
ショベルローダー		○		
タンパー		○		
散水車		○		
ダンプトラック		○		
トラッククレーン		○		桁の架設のため大型クレーンが必要となる。
クローラクレーン		○		
大型ブレーカー		○		既存橋梁取り壊しのため の機材
パイプロハンマー		○		
発電機		○		
コンプレッサー		○		
コンクリートポンプ車		○		
水中ポンプ		○		
架設桁		○		
桁吊装置		○		
桁横取り装置		○		
桁運搬車		○		
桁吊装置		○		
桁横取り装置		○		
桁運搬車		○		
PC緊張機器		○		
PCグラウト機器		○		

(9) 施工計画

① 雨期の期間内に施工は行わない

本件の施工計画でもっとも肝心なことは、雨期(10月～3月)の期間内に下部工を施工しないことである。雨期にはフバンゴン橋は台風や洪水に見舞われることが多く、平常ならば水量の少ない河川が瞬間に大河川となって山から押し寄せてくる。したがって、雨期の期間内には洪水によって工事に支障をきたす可能性があり、事故の危険性も高い。

② 輸送計画

現場は離島であるため、上述した調達事情からも分かる通り、建設に必要な資機材はほとんどカミギンでは調達できず、ミンダナオまたはマニラからの輸送となる。したがって、資機材の輸送には多くの日数と輸送費用、陸揚げの諸手続きなどもかかることから、輸送計画には入念な調査を行う必要がある。

③ 現場の設営

橋梁建設現場において、現場事務所、労務宿舎、資材・機材置き場、型枠・鉄筋加工場など施

設の設置が必要である。フバンゴン橋の場合、周辺が水田、畑なので、必要な用地を一時的に借り上げる必要があると思われる。

④ 迂回路の道路計画

既存のフバンゴン橋は一直線道路上に架かっているため、同橋を架け替える場合、新設橋は全く同一の位置に架け替える必要がある。したがって、新設橋を架け替えるためには、既存の橋梁を取り壊す必要があり、新設橋が架け替えられるまで、迂回路を建設し、既存交通に支障がないように建設を進める必要がある。

幸い上流側には畑や豚小屋があるだけで、住居は離れて位置していることから、迂回路の用地確保は容易であると判断されるが、詳細な検討は基本設計調査(B/D)にて実施する必要がある。

⑤ PC桁の架設

スパン 40mにおける 1 本のPC桁の重量は約 67トンになると算定され、この PC 桁を所定の位置に架け替えるには 100トンクラスの大型クレーン車が 2 台必要となる。このような大型クレーン車はミンダナオ島では調達できないと考えられ、マニラから輸送する必要があると思われる。マニラから調達することになれば、LCT(戦車揚陸艇)に大型クレーン車を搭載し、直接マニラから海上輸送によりカミギン島へ運搬することになるものと考えられる。

(10) 概略事業費の検討

前出「(5)-2 橋梁形式の検討」において、フバンゴン橋の橋梁形式として 3 つの代替案が設定された。これらの代替案の比較検討に当たっては、各代替案における事業費が極めて重要な要素になることは既に述べたとおりである。

事業費の算定に当たっては、過去に実施した JICA 案件「北部ルソン島地方橋梁建設計画基本設計調査(2001 年)」及び「辺境地農地改革地区開発事業基本設計調査(2001 年)」、在外基礎調査(2003 年)、さらに DPWH カミギン技術事務所から入手した建設単価のコピー、資機材の価格及びレンタル価格、建設物価の過去の推移などのデータを基に、各代替案に対し概算事業費の算定を行った。その結果を以下の表-2.4.10、表-2.4.11、表-2.4.12 にそれぞれ示す。

表-2.4.10 代替案 1 : 鋼製桁橋の概算事業費

工種	単価	数量	事業費	摘要	留意点
橋梁本体	1.20 百万円/ m ²	293m ²	352 百万円	橋長 40m 幅員 7.32m	鋼製桁は日本から調達。 既存橋の取壊しを含む。
迂回道路	0.05 百万円/ m ²	500m ²	25 百万円	延長 125m 幅員 4.0m	仮設橋・仮設道路の設置 及び撤去を含む。
取付け道路、 ガードレール、 排水工、その他		1式	50 百万円		既存の不良土(1m 高さ) の排除後、良質土に置き 換える。
		合計	427 百万円		

表-2.4.11 代替案2：PC桁橋の概算事業費

工種	単価	数量	事業費	摘要	留意点
橋梁本体	0.60 百万円/ m ²	293m ²	176 百万円	橋長 40m 幅員 7.32m	既存橋の取壊しを含む。
迂回道路	0.05 百万円/ m ²	500m ²	25 百万円	延長 125m 幅員 4.0m	仮設橋・仮設道路の設置及び撤去を含む。
取付け道路、ガードレール、排水工、その他		1式	50 百万円		既存の不良土(1m 高さ)の排除後、良質土に置き換える。
		合計	251 百万円		

表-2.4.12 代替案3：2径間PC桁橋の概算事業費

工種	単価	数量	事業費	摘要	留意点
橋梁本体	0.70 百万円/ m ²	293m ²	205 百万円	橋長 40m 幅員 7.32m	既存橋の取壊しを含む。 橋脚1基建設を含む。
迂回道路	0.05 百万円/ m ²	500m ²	25 百万円	延長 125m 幅員 4.0m	仮設橋・仮設道路の設置及び撤去を含む。
取付け道路、ガードレール、排水工、その他		1式	50 百万円		既存の不良土(1m 高さ)の排除後、良質土に置き換える。
		合計	280 百万円		

なお、上記に記載した概略事業費は直接工事費であり、VATや施工管理費などは一切含まないものである。しかし今回は予備調査であり、事業費算定に大きな影響を与える杭の支持層の深度、土工量、資機材の調達・搬入計画などの重要なファクターが明確ではない。したがって、次の基本設計調査(B/D)にてこれらのファクターを明確にし、精度の高い積算を実施することが重要である。

また、上記の事業費の算定を基に、3つの各代替案ごとに長所・短所を比較し、次の表-2.4.13に一覧表としてまとめた。

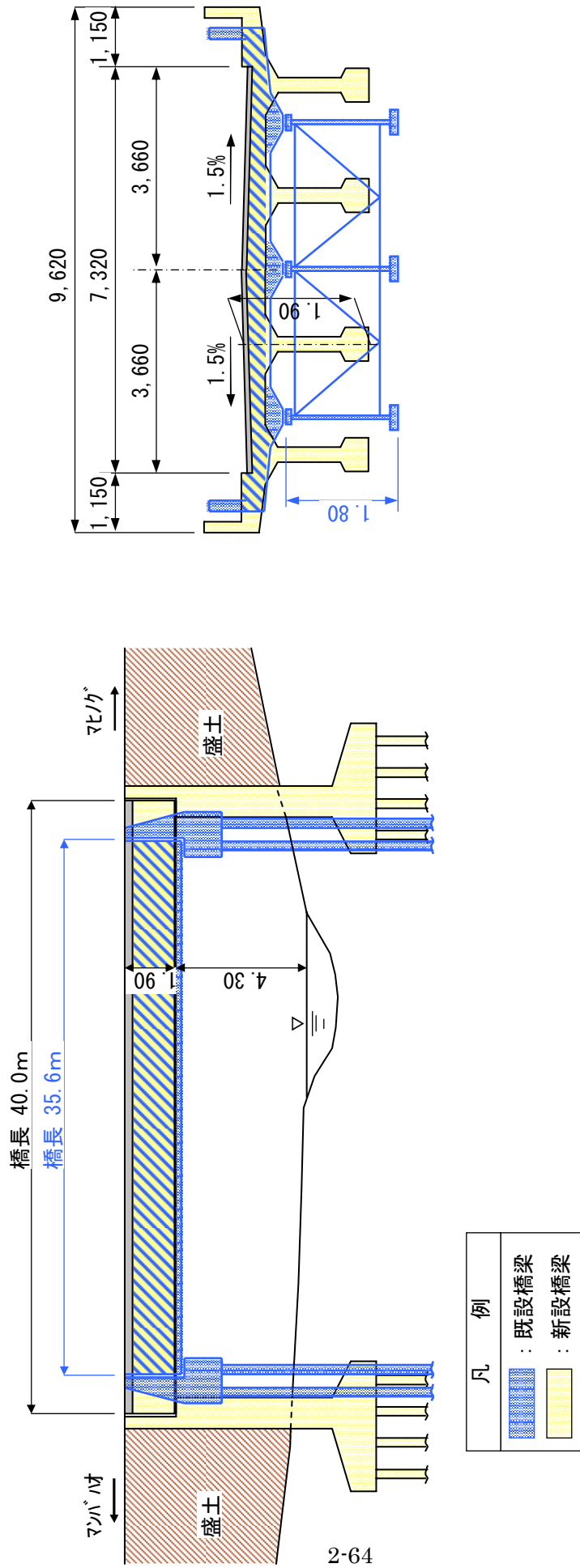
この比較検討から分かるとおり、代替案1は建設費も高く、その後の維持管理費もかかることから適切な案とは考えられない。次の代替案2は大型クレーンのリース料(月約2.2百万ペソ)、マニラからの輸送費(往復約3.2百万ペソ)、合計約5.4百万ペソ(約1,500万円)の経費がかかるものと推測されるが、それでも他の2案よりも高くなることはない。最後の代替案3であるが、橋脚の建設が必要であり、これが約5,000万円と推測され、建設費を増加させるため代替案2よりも高くなるものと算定された。なお、上記に示した建設費は全ての工種を含んだ全体費用として算出している。

表-2.4.13 フバンゴン橋における橋梁形式比較検討

橋梁形式	代替案1	代替案2	代替案3
	鋼製桁橋	PC 桁橋	2 径間 PC 桁橋
特徴	上部工に鋼製桁を使用する。	上部工に PC 桁を使用する。	橋脚を設け PC 桁2径間とする。
橋長	40m	40m	30m + 10m
幅員	車道部 7.32m (歩道部も含めた場合 9.62m)		
橋脚形式	橋脚なし	橋脚なし	T 型橋脚
資材の調達	困難 (日本から鋼製桁の輸入)	容易 (ミンダナオ島からの搬入)	容易 (ミンダナオ島からの搬入)
機材の調達	容易	困難 (大型クレーンを輸送)	容易
施工の難易度	普通	困難 (クレーン技士が必要)	容易
工期	鋼製桁の製作搬入に時間がかかる。	他の代替案より短い。	橋脚建設のために長くなる。
建設費	資材は高価であるが、施工費は安くなる。	資材は安価であるが、施工費は高くなる。	橋脚を建てるため代替案2より高価となる。
	約 427 百万円	約 251 百万円	約 280 百万円
維持管理費	塗装などの維持管理費がかかる。	維持管理費が極めて安価である。	維持管理費が極めて安価である。
長所	上部工が軽いので橋台の費用が少し安くなる。	<ul style="list-style-type: none"> ・建設に当たって、現地の資機材が全て利用できる。 ・将来の維持管理費があまりかからない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・建設に当たって、現地の資機材が全て利用できる。 ・桁高が低くなり、桁下空間が大きく取れる。
問題点	<ul style="list-style-type: none"> ・塗装などの維持管理費がかかる。 ・鋼製桁の架設に技術者の指導が必要となる。 	架設のために大型クレーンの搬入や熟練したクレーン技士が必要となる。	<ul style="list-style-type: none"> ・橋脚建設のため建設費が高くなる。 ・流木による橋脚損傷の恐れがある。
評価	×	○	△

以上の検討結果から、代替案2の PC 桁橋が他の2つの代替案よりも本プロジェクトに最も適していると判断された。しかし、これは建設費・維持管理費用の面からだけでなく、防災対策面からも同じことが言える。すなわち、PC 桁は鋼製桁より、流水圧や流木の衝突に対する被災(変形等)に強いと考えられ、また中間橋脚もないので、流木が衝突する懸念もない。したがって、再度、台風 Nanag 級の洪水に襲われても、代替案2の橋梁形式が防災面でも最も優れていると考えられる。こうした多方面からの検討により、代替案2が本プロジェクトにとって最適案と判断される。

したがって、以上の結果から、代替案2のPC桁橋が本プロジェクトに最も適した代替案であることが判明した。代替案2を採用したフバンゴン橋の架け替え一般図を図 2.4.16 に示す。



2-64

図-2.4.16 フバンゴン橋架け替え一般図

(11) 橋梁架け替え妥当性

フバンゴン橋は鋼製主桁損傷ばかりでなく、橋台も大きな打撃を受けており、上部工・下部工ともに致命的な損傷を受けていることから修復は不可能であり、再度の流木直撃が発生した場合落橋する可能性が大きい。さらに今後、カミギン島における経済活性化や住民の生活向上に伴い、大きな貨物を搭載した重量車が走行するようになれば、橋の崩壊の危険性があり、いつ大事故が発生するとも限らない。

フバンゴン橋はカミギン島において最も重要な幹線道路区間内に位置し、貨物・旅客輸送にとって極めて重要なインフラ施設であり、島内の経済発展、物流促進、沿線開発などに大きな貢献を担っている。特に、同島は火山や台風などの自然災害の多発地域となっており、災害時における避難通路として、また災害復旧時の資機材輸送確保として欠かせない施設である。

このように、同島内の幹線道路上にある 22 ヶ所の橋梁の中において、フバンゴン橋だけが大きな損傷を受けたまま今日に至っており、同橋の架け替えは急務であり、必要性も高く、十分妥当なプロジェクトであるといえる。

2.4.3 プロジェクトの裨益効果

(1) **砂防施設**：ポントド川の上流溪床部に砂防ダムを建設し、土石流を量的に軽減(貯砂と山地溪流の安定化)し、その勢いを削ぎ、流達時間を遅らせることにより：

- 1) 人命・財産の保全：カパゴン地区を含む被災地住民(マヒノグ町/12,600人)の人命と財産を土石流の直撃から護る。
- 2) 公共施設の保全：道路・橋梁、灌漑・水道施設等の公共施設を土石流の直撃から護る。
- 3) ソフト対策の補完：住民がコミュニティレベルで取り組む防災避難等のソフト対策を支援して、その実施をより確実にする。
- 4) 民生の安定と地域経済の活性化：施設的・非施設的防災体制の整備により、フバンゴン村住民の民生の安定と地域経済の活性化をはかる。
- 5) モデル事業としての波及効果：施設的・非施設的対策を組み込んだ防災対策として近隣ならびに類似地域における総合防災モデル事業としての波及効果が期待できる。

(2) **橋梁施設**：2001年の台風Nanangによる災害で破損したままになっているフバンゴン橋を改築することにより：

- 6) 安全・正常な交通確保：周回道路、特に交通量の多いベノニ港と州都マンバハオを結ぶ道路の安全で正常な交通が今後とも確保され、カミギン州の経済発展を支える(島民/7.4万人)。
- 7) 交通量の増加：橋梁上の走行性・安全性が確保されることにより、交通量の増加が見込まれるばかりでなく、ベノニ港から積み出される貨物輸送量の増加ももたらされる。
- 8) 交通事故の減少：片側1車線交通が2車線交通となり、交通事故が減少する。
- 9) 快適な旅と観光な提供：カミギン島を訪れる観光客に安全で快適な旅と観光を提供できる。

2.4.4 プロジェクトの自立発展性

下記の諸点から判断し、建設された砂防施設および橋梁施設は、公共事業道路省(DPWH-DEO)及び地元政府が保有する技術と資材を用いて補修し、維持運営して行けると判断される。

(1) 砂防施設

- 1) 地元で調達可能な資材を使用している。
- 2) 砂防ダムの建設補修技術はこれまでカミギン州で施工されているボルダーダイクや道路法崩れ防護工と類似したもので、特殊なものではない。
- 3) 現在DPWH-DEOが実施している河川工事ように、既存の体制で州政府や地元自治体と共に、砂防施設を含む河川施設が管理可能である。

(2) 橋梁施設

- 4) フバンゴン橋梁は従来とほぼ同規模のものであり、さらに、PC桁形式の採用によりメンテナンスがほとんど不要となることから、現在のDPWH-DEOによって十分維持運営していけるものである。