

第8章 河道改修計画及び構造物対策の基本設計案の作成

8.1 本川上流ダム基本設計

ナンディ川流域におけるダムサイトの選定については 6.3.1 に詳述してある。ここではマスタープランに採択された、ナンディ川の本川におけるダムサイト NAD-3 におけるダムの基本設計について整理する。なお基本設計は「改訂版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説、建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編」（以下本節では技術基準と称す）に準拠して行った。

8.1.1 ダムの型式

ダム型式は洪水調節専用（流水型）ダムとする。このダムは洪水調節のみを目的とするダムであり、現河床部と同標高付近にゲートのない放流設備を有し、平常時は河川水および土砂がここを自由に流下するが、洪水時には河床部放流設備の放流能力を上回る洪水流量を貯水池内に一時的に貯留して洪水調節を行い、洪水の減衰とともに貯水池からの放流によって貯水池の水位が下がり元の状態になる。詳細な検討においては河床変動解析により貯水池内堆砂量を推定する必要があるが、河床放流設備から土砂が流下することから貯水池の堆砂量は非常に少なくなる。

この型式のダムは最近日本で洪水調節に用いられており、島根県の益田川ダムは完成して運用されている他約 10 ヶ所のダムサイトにおいて建設中または計画中である。

ダムの型式はコンクリート重力式が適当である。フィルタイプダムの場合は河床放流設備を地山に掘削したトンネルタイプとせざるを得ず、トンネル延長が長くなるのでトンネル内の土砂堆積や閉塞などの可能性が高く、またトンネルの構造的安全性や摩耗対策など維持管理などの点で好ましくない。従ってダム型式はコンクリート重力式洪水調節専用（流水型）ダムとする（アメリカ合衆国では Dry Dam と称す）。日本における完成または建設中のこの型式のダムは全てコンクリート重力式である。

8.1.2 非越流部標準断面

ダム天端幅は取付道路の幅員（2車線＋余裕）、堤体、洪水吐、天端橋梁などの維持管理、補修などに必要なクレーン車や重機の進入を考慮して 5m とする。上流面勾配は貯水池が常時空虚であることを考慮し、上流向きの地震震度に対してダムの安定を確保するために 1 : 0.1 とする。下流面勾配は洪水調節時のみ水圧が作用することから通常の貯水ダムより安定条件が有利なので 1 : 0.75 とする。これらの勾配は本ダム程度の堤高（39m）と基礎岩盤の強度（岩級区分 CM 級以上と想定）を考慮すれば本邦の数多の実例に鑑みても十分にダムの安定を確保できるものと思われる。また左右岸のダム取付部の地山貫入長は地質情報が無いのでそれぞれ 10m と仮定する。

ダム天端標高は「技術基準、設計編 I、2.1 ダムの基本形状、表 2-1」に基づき設計洪水水位(DHL)＋風波浪 h_w とする。下記 8.1.3 (1)にのべるように DHL=68.5m となり、サーチャージ水位 SWL は 64.5m となって 4.0 m も低いので、表 2-1 より天端標高は設計洪水水位時の風波浪の高さにより決定される。

$$h_w = 0.00077V \cdot F^{0.5} = 0.00077 \times 30 \times 2,800^{0.5} = 1.2 \text{ m}$$

ここに、

$$h_w : \text{風波浪高 (m)}, V: 10 \text{ 分間平均風速 (30m/sec と仮定)}, F: \text{最大対岸距離(2.8km)}$$

従って、ダム天端標高は $EL_t = DHL + h_w = 68.5 + 1.2 = 69.7 \rightarrow 70.0 \text{ m}$ とする。

基礎標高は基礎岩盤の岩級が CM～CH 級と良好なことから、地表からの掘削は比較的浅くて済むと想定されるので、現河床 (EL36.0) より約 5m 掘削した位置とする。

従って、ダム高 $H = EL_1 - REL(\text{河床標高}) + 5.0$ (基礎掘削深さ) $= 70.0 - 36.0 + 5.0 = 39.0\text{m}$ となる。

非越流部標準断面図は図 8-1(a)に示すとおりとなる。

8.1.3 越流部標準断面

(1) 非常用洪水吐き

設計洪水流量は「技術基準、計画編、第 12 章 3.2 ダム設計洪水流量」に基づき既往最大かつ基本高水流量の $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ (確率 1/50 相当) とする。

非常洪水吐き流量は次式で求められる。

$$Q = CBH^{3/2}$$

ここに、

C : 流量係数 (2.0) , H : 越流水深 (4.0m と仮定) , B : 越流幅 (75.0m と仮定)

$$Q = 2.0 \times 75.0 \times 4.0^{3/2} = 1,200\text{m}^3/\text{sec}$$

越流頂のスパン割は、ダムのコンクリートブロック幅をコンクリート打設時の温度応力による堤体のヒビ割れを防止するために通常 15m とするので、天端橋梁のピア幅 2m を考量してスパン 13m x 5 門 + 10m x 1 門 = 75m とする。非常用洪水吐きは維持管理が殆ど不要な自由越流方式とする。6.3.1 で実施した洪水調節計算の結果、洪水調節時の最大貯水位 (サーチャージ水位 (SWL)) は 64.5m となっているので、自由越流頂の標高を SWL に等しくすると設計洪水位は $DHL = 64.5 + 4.0 = 68.5\text{m}$ となる。

(2) 常用洪水吐き

常用洪水吐きはダム型式を流水型とし、河床部に流量調節設備の無い放流設備 (穴明き式)、幅 2.0m、高さ 2.5m、を閉塞のリスクを避けるために 2 門設ける事とした。これにより基本高水 (設計洪水量) $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ を $940\text{m}^3/\text{sec}$ カットし調節後最大流量 $260\text{m}^3/\text{sec}$ を放流する事としている (6.3.1(4) ダムの調節効果の検討参照)。

(3) 減勢工

設計対象流量は「技術基準、設計編 I、第 2 章 7.1.3 洪水吐きの設計」の解説を参考に設計洪水流量の 2/3 とすると $Q_d = 1,200 \times 2/3 = 800\text{m}^3/\text{sec}$ となる (因みに洪水調節後最大放流量は $260\text{m}^3/\text{sec}$)。減勢は水平水叩きにおける跳水によるものとする。減勢に必要な跳水共役水深は次式で与えられる。なお水叩き敷高は水叩きの床板厚 1.5m を考量して EL 36.0、水叩き幅は下流河床の幅を考慮して $B = 30.0\text{m}$ とする。

$$\begin{aligned} V_1 &= C(2gH)^{0.5}, h_1 = Q_d / (V_1 \cdot B), F_1 = V_1 / (g \cdot h_1)^{0.5}, \\ h_2/h_1 &= 1/2 \{ (1 + 8F_1^2)^{0.5} - 1 \} \\ L &= 4.5 h_2 \end{aligned}$$

ここに、 V_1 : 水叩き始点流速 (m/sec)、C : 流速係数 (0.9 と仮定)、g : 重力の加速度 ($9.8\text{m}/\text{sec}^2$)、H : 総落差 ($68.5 - 36.0 = 32.5\text{m}$)、 h_1 : 水叩始点水深 (m)、 Q_d : 設計対象流量 ($800\text{m}^3/\text{sec}$)、B : 水叩きの幅 (30m)、 F_1 : 水叩き始点フルード数、 h_2 : 跳水共役水深 (m)、L : 跳水の長さ (m)

$$\begin{aligned} H &= 68.5 (DHL) - 36.0 = 32.5\text{m}, V_1 = 0.90(2 \times 9.8 \times 32.5)^{0.5} = 22.7\text{m}/\text{sec}, \\ h_1 &= 800 / (22.7 \times 30.0) = 1.17\text{m}, F_1 = 22.7 / (9.8 \times 1.17)^{0.5} = 6.79 \end{aligned}$$

$$h_2/1.17=1/2 \{(1+8 \times 6.70^2)^{0.5}-1\}=8.99$$

$$h_2 = 8.99 \times 1.17=10.5\text{m}$$

L=4.5x10.5=47.3m、水叩き長 50.0m とする。

(4) 副ダムの高さ

越流水深 $h=5.6\text{ m}$ 越流量 $Q=CBh^{3/2}=2.0 \times 30.0 \times 5.6^{3/2}=795 \rightarrow 800\text{ m}^3/\text{sec}$ (減勢工設計対象流量)

副ダム高さ $W=10.5-5.6=4.9 \rightarrow 5.0\text{ m}$

副ダムには常時の排水、排砂のためにスリット幅 $0.5\text{ m} \times 3$ 門を設ける。

(5) 減勢工側壁高さ

設計洪水流量流下時に越流しない高さとする

対象流量 $Q=1,200\text{ m}^3/\text{sec}$

副ダム越流水深 $h_0=7.5\text{ m}$ $Q=2.0 \times 30.0 \times 7.5^{3/2}=1,232 > 1,200\text{ m}^3/\text{sec}$

側壁高さ $H_0=5.0+7.5=12.5\text{ m}$

(6) 流木止めダム

河床放流設備の流入口上流側に流木などの流入を防止するために、流木止めダムを設け幅 $1.0\text{ m} \times 3$ 門のスリットを設置する。

越流部の標準断面および減勢工の標準断面は図 8-1((b)および(c)に示すとおりである。

8.1.4 ダム平面

上記の検討結果に基づきダム上流面及び平面はそれぞれ図 8-1(d)および(e)に示すとおりとなる。

8.1.5 堤体関連コンクリート体積の計算

(1) ダム本体

ダム天端標高 サーチャージ水位 (EL64.5) +4.0 (非常用洪水吐きの自由越流水深) +1.5m (余裕高) =EL70.0

最低基礎標高 現河床標高 (EL36.0) -基礎掘削深さ (5.0m と仮定) =EL31.0

ダム高さ $H=70.0-31.0=39.0\text{ m}$

河床掘削幅 $B=45.0\text{ m}$ (ダム軸横断より)

堤頂長 $L=170.0\text{ m}$ (ダム軸横断より)

6.3.1 に述べた概略計算式によりダム本体の体積は次の通りとなる (図 6-14 参照)。

$$A_1 = mH^2/2 = 0.75 \times 39.0^2/2 = 570.4\text{ m}^2$$

$$A_2 = n(H-5.0/\text{m})^2/2 = 0.10(39.0-5.0/0.75)^2/2 = 52.3\text{ m}^2$$

$$A_3 = 5.0 \times 5.0/\text{m}/2 = 5.0 \times 5.0/0.75/2 = 16.7\text{ m}^2$$

$$A_4 = 2 A_3 = 5.0^2/\text{m} = 33.3\text{ m}^2$$

$$V_1 = A_1 B + A_3 B + (A_1 + A_3)(L-B-20.0)/2 + A_3(L-B-20.0) = (A_1 + A_3) B + A_1 + 3A_3)(L-B-20.0)/2$$

$$= (570.4 + 16.7) \times 45.0 + (570.4 + 3 \times 16.7)(170.0 - 45.0 - 20.0)/2 = 58,996\text{ m}^3$$

$$V_2 = A_2 B + A_2(L-B-20.0)/2 = A_2(B+L-20.0)/2 = 52.3(45.0 + 170.0 - 20.0)/2 = 5,099\text{ m}^3$$

$$V_3 = A_4 \times 20.0 = 33.3 \times 20.0 = 666 \text{ m}^3$$

$$V = V_1 + V_2 + V_3 = 58,996 + 5,099 + 666 = 64,800 \text{ m}^3$$

(2) フーチング

下流側フーチングは非常用洪水吐きの導水路底盤となるので一般のそれより大きくなる。堤体積の20%と仮定する。

$$64,800 \times 20\% = 13,000 \text{ m}^3$$

$$\text{ダム本体 } 64,800 + 13,000 = 77,800 \text{ m}^3$$

(3) 流木止めダム

$$\text{断面積 } (2.0 + 2.0 + 8.5 \times 0.3) / 2 \times 8.5 = 26.2 \text{ m}^2$$

$$\text{体積 } 26.2 \times 70.0 (\text{堤頂長}) = 1,900 \text{ m}^3$$

(4) 減勢工

副ダム

$$(2.0 + 2.0 + 5.0) / 2 \times 30 = 135 \text{ m}^3$$

側壁

$$(1.0 + 1.0 + 14.0 \times 0.2) / 2 \times 14 \times 2 \times 65 (\text{延長}) = 4,400$$

床板

$$1.5 \times 30 \times 55 = 2,500$$

$$\text{減勢工合計 } 135 + 4,400 + 2,500 = 7,100 \text{ m}^3$$

$$\text{堤体関連コンクリート体積 } 77,800 + 1,900 + 7,100 = 86,800 \text{ m}^3$$

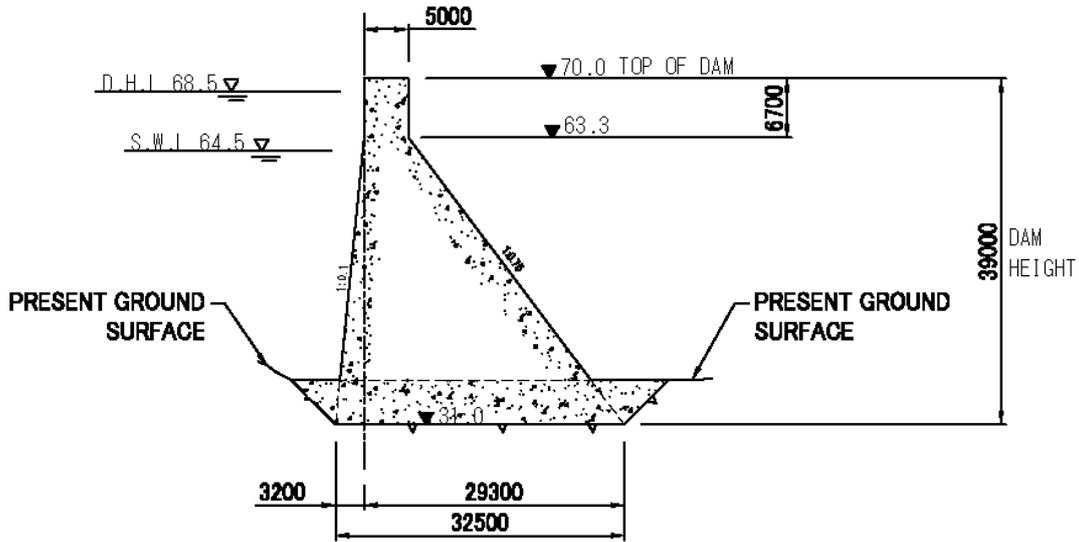
8.1.6 貯水池およびダムの諸元

NAD-3 ダムにおける貯水池およびダムの諸元は表 8-1 に示すとおりである。

表 8-1 貯水池およびダムの諸元

項目		諸元	備考	
貯水池	集水面積	110km ²		
	貯水面積	1.66km ²	S.W.L.における値	
	貯水容量	28,600,000m ³	必要調節容量に20%の余裕を見込む	
	設計洪水位	D.H.L.68.5m		
	サーチャージ水位	S.W.L.64.5m		
	設計洪水流量	1,200m ³ /sec	2012年3月洪水(既往最大、1/50確率相当)	
ダム	堤体	型式	流水型コンクリート重力式	
		天端標高	EL70.0m	
		最低基礎標高	EL31.0m	現地表標高-5.0m
		ダム高	39.0m	
		堤頂長	170.0m	
		堤体積	87,000m ³	
		上流面勾配	1:0.1	
		下流面勾配	1:0.75	
	放流設備	非常洪水吐き	自由越流型式、幅13.0mx5門 +幅10.0mx1門	越流水深4.0m
		常用放流設備	河床部穴あき式、幅2.0mx高 2.5mx2門	
		調節対象洪水流量	1,200m ³ /sec	
		調節流量	940m ³ /sec	
		調節後最大放流量	260m ³ /sec	
		減勢工対象流量	800m ³ /sec	設計洪水流量の2/3
		減勢方式	水平水叩き跳水方式	
		水叩き長	50.0m	
		水叩き幅	30.0m	
副ダム高さ	5.0m	越流水深5.6m		
側壁高さ	12.5m	越流水深7.5m		

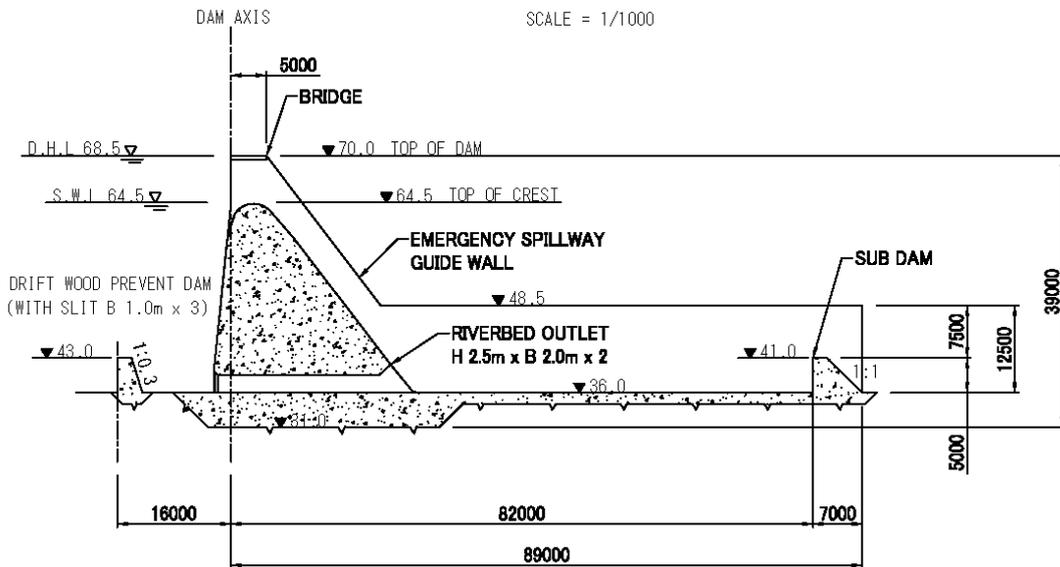
TYPICAL NON-OVER FLOW SECTION



SCALE = 1/1000

(a) 非越流部標準断面

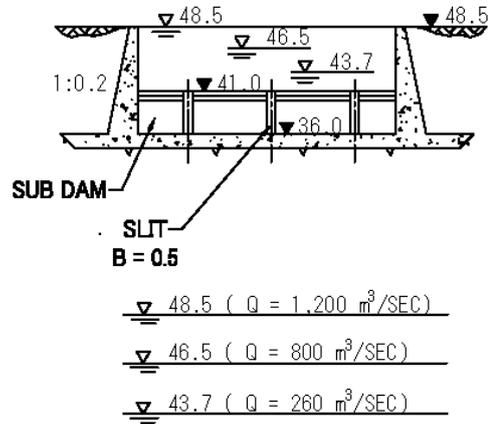
TYPICAL OVER FLOW SECTION



(b) 越流部標準断面

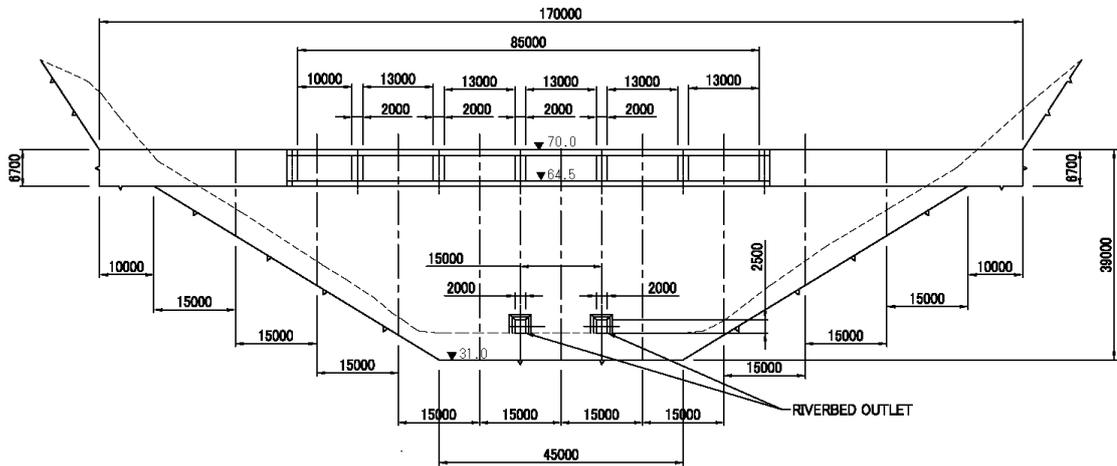
TYPICAL SECTION OF ENERGY DISSIPATOR

SCALE = 1/1000



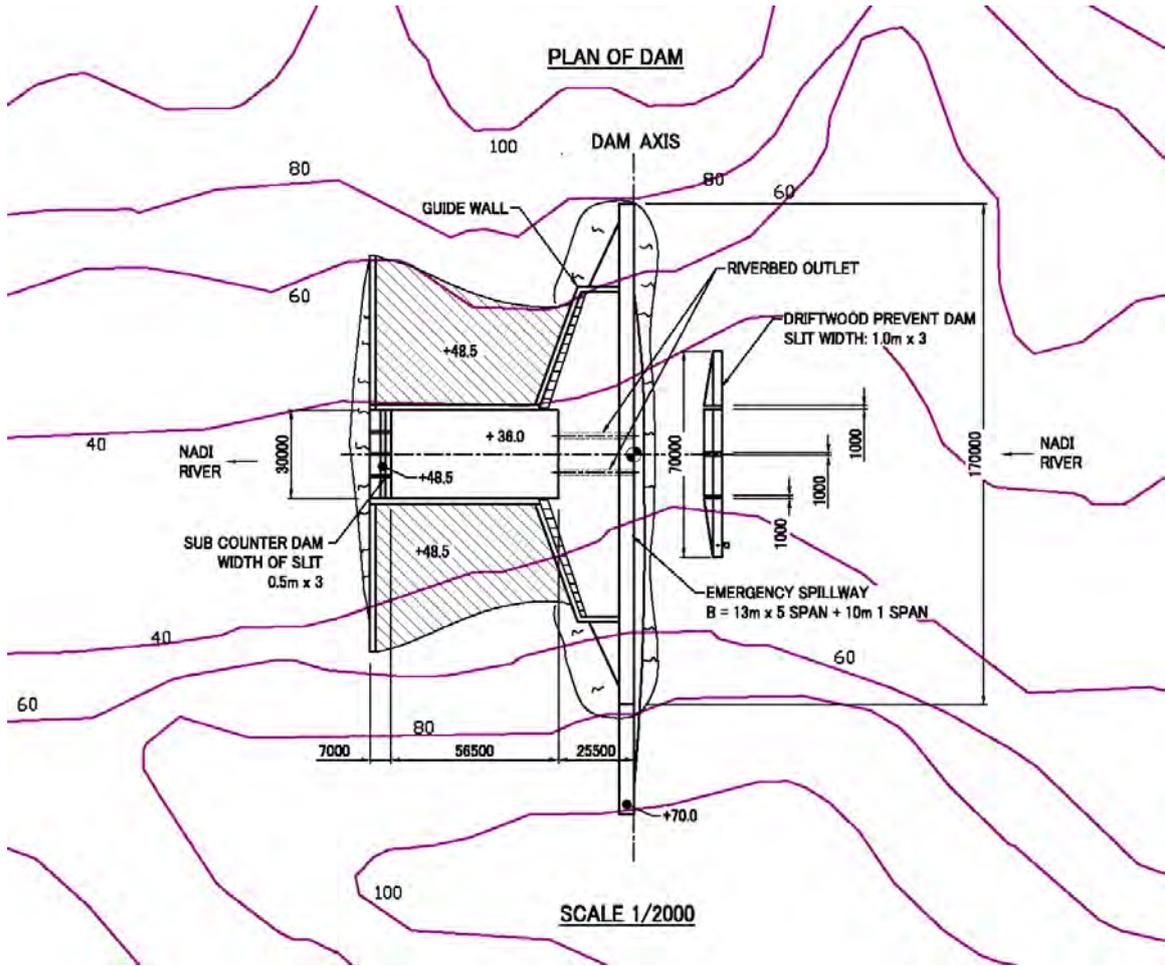
(c) 減勢工標準断面

UPSTREAM VIEW



SCALE S = 1/1000

(d) 上流面



(e)平面

図 8-1 ダムの基本設計図

8.2 本川支川河道改修計画及び基本設計

8.2.1 現況河道流下能力図

河道改修計画の検討に先立ち、ナンディ川本川及び支川（ナワカ川、マラクア川、ナモシ川）の現況河道流下能力図を図 8-2～図 8-4 に示す。

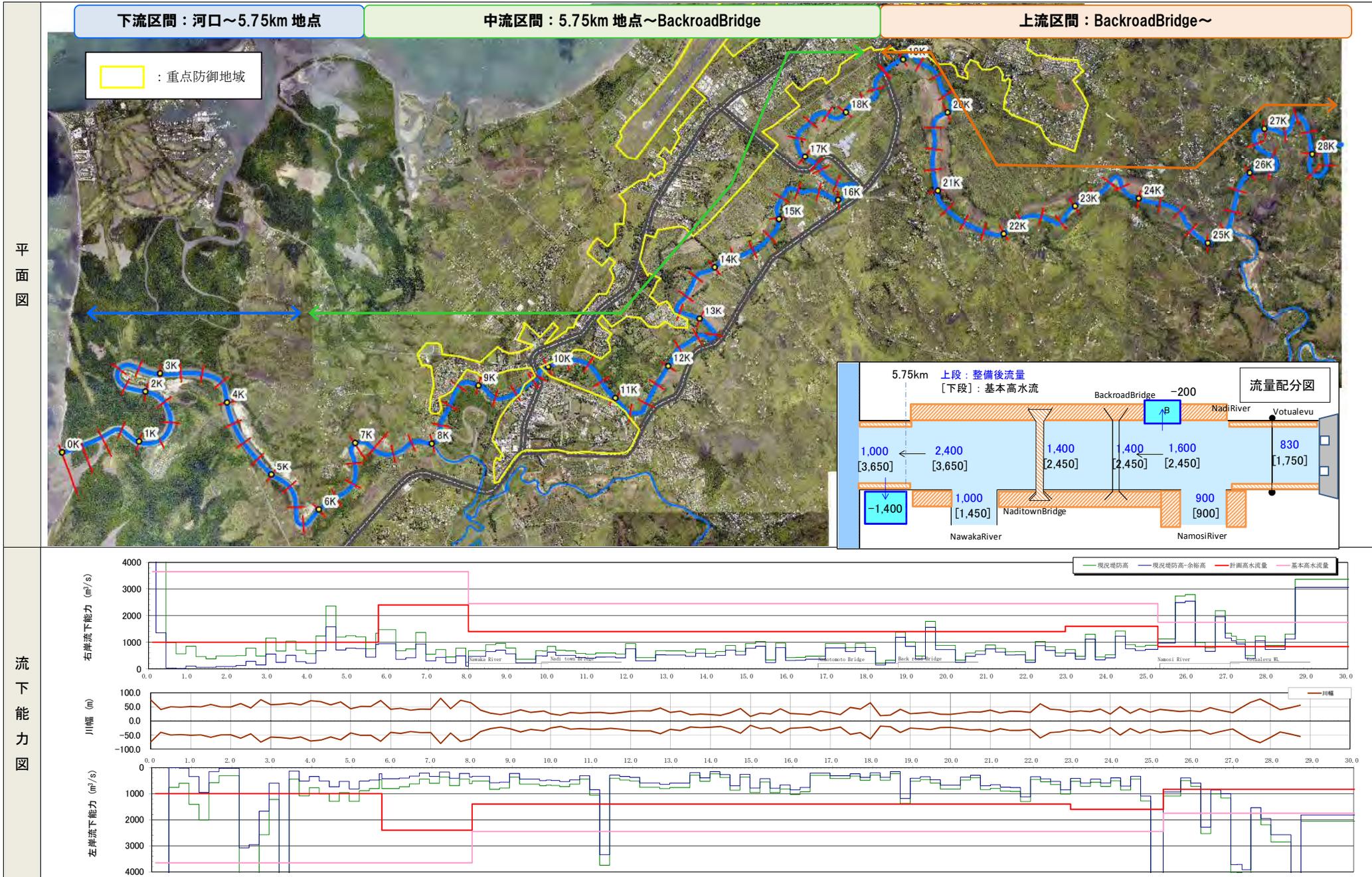


図 8-2 平面図および現況流下能力図 (ナンディ川)

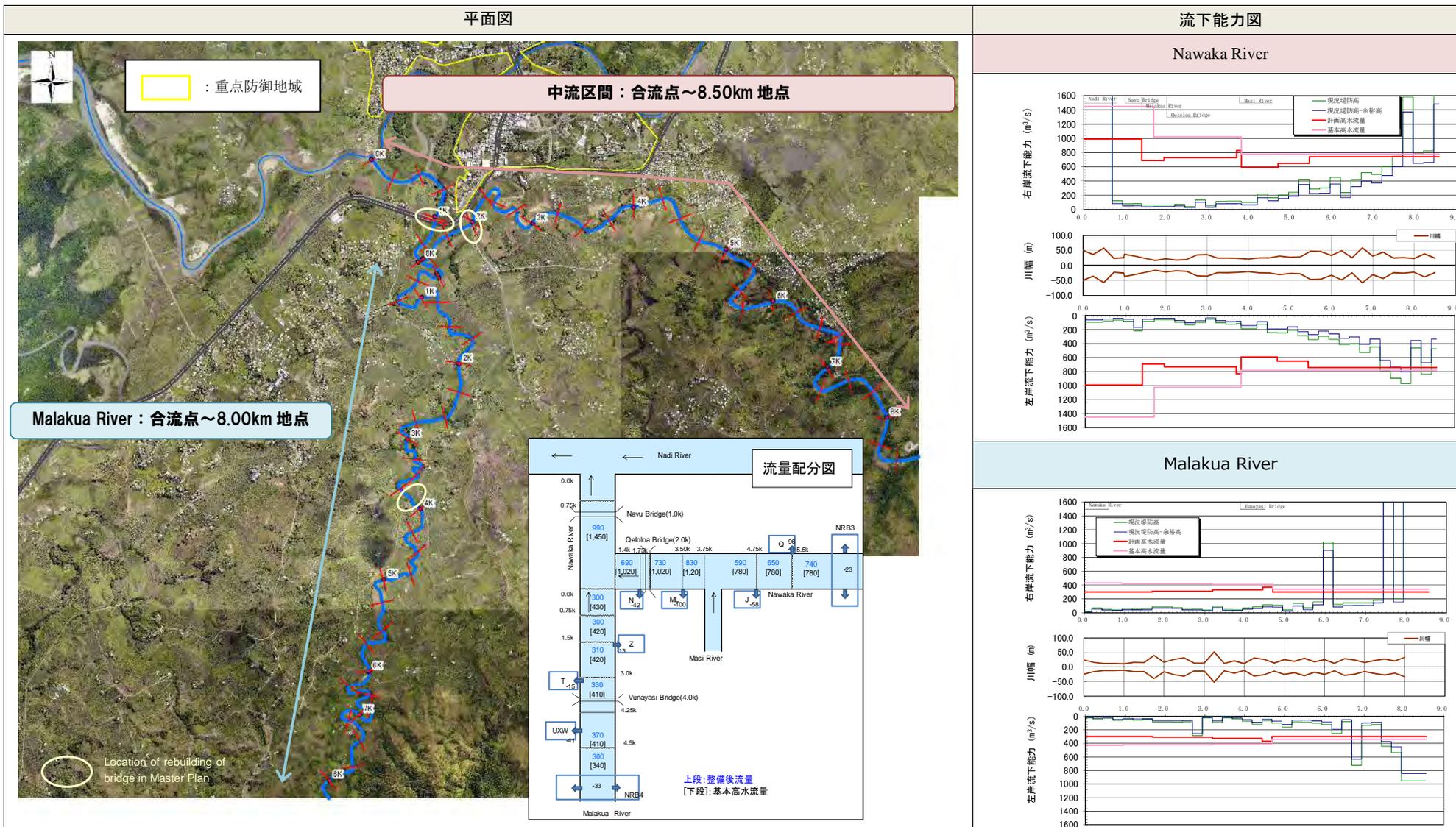


図 8-3 平面図および現況流下能力図 (ナワカ川、マラクア川)

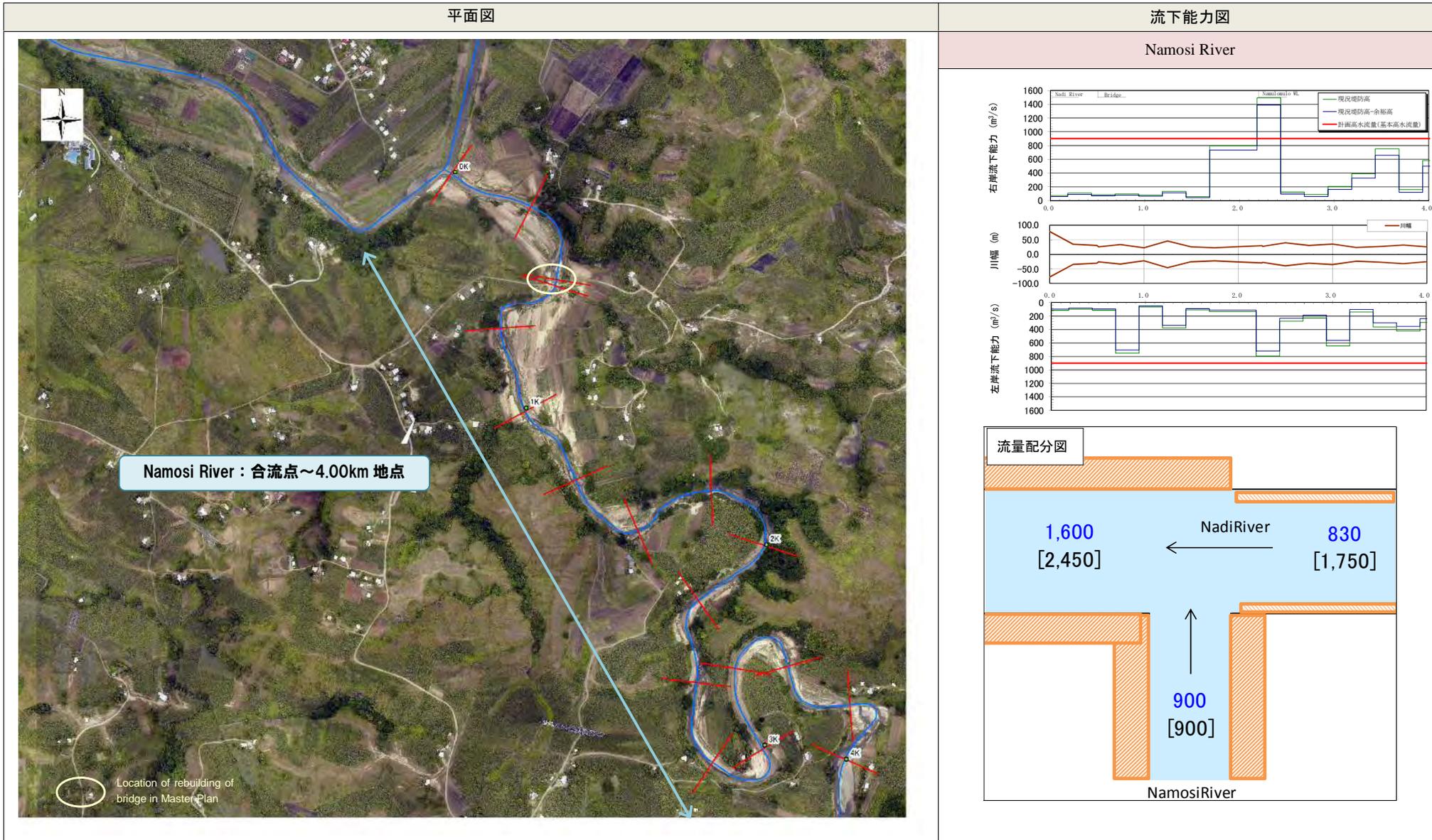


図 8-4 平面図および現況流下能力図 (ナモシ川)

8.2.2 平面計画

河道の平面線形は、河道の水理特性や沿川の土地利用等を総合的に勘案して決定する必要がある。以下に、ナンディ川流域の本川及び支川の平面計画についての考え方を示す。

①平面線形

現況の河道平面線形を基本とする。

②法線是正箇所

湾曲による水位上昇の影響により HWL を超える箇所については背後地の状況を勘案して法線を是正の有無を決定する。

③拡幅する河岸（左右岸）

公平性の観点から基本的には兩岸拡幅とするが、河道改修の線形、河道改修に伴う家屋移転（家屋移転を極力避ける）、土地利用への影響を考慮し、拡幅する河岸を決定する。

(1) 法線是正検討

法線の是正については湾曲による水位上昇量を考慮して決定する。

各河川の湾曲諸元と是正箇所を表 8-2～表 8-5、図 8-5～図 8-12 に示す。湾曲による水位上昇量を考慮し、不等流計算を実施した。結果を図 8-21～図 8-24 に示す。

湾曲の水位上昇量については「河道計画検討の手引き：国土技術研究センター」より以下の方法で検討する。検討結果を表 8-2～表 8-5 に示す。是正が必要な箇所については HWL を超えない湾曲半径を逆算し記載している。

③ わん曲による水位上昇 (Δh_{w3})

わん曲部外岸の水位差 Δh を推定する方法が、次式のように提案されていることから、わん曲部における水位上昇量の推定は次式で算定する。

$$\Delta h = \frac{BV^2}{grc} \quad (5.14)$$

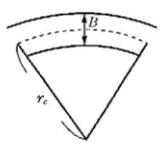
$$\Delta h_{w3} = \Delta h / 2 \quad (5.15)$$

不等流計算ではわん曲部の中央部に沿う水位が計算されるものと考え、わん曲内岸では $\Delta h / 2$ だけ低下し、外岸では $\Delta h / 2$ だけ上昇するものとする。

ここに B はわん曲部の水面幅、 V は断面平均流速、 g は重力の加速度、 rc は水路中央の曲率半径である。 rc は平面図より平均的な半径を求める。

なお、ここで得られた水位上昇はわん曲部による一時的な水位上昇であり、上流水位を算定する場合の不等流計算の境界条件とはせず、局所的なものとして当該わん曲区間の樹木群を考慮し、支川の合流による水位上昇と、橋脚による水位上昇を加えた不等流計算によって得られた平均水位に加算する。

わん曲による水位上昇量を算定するための具体方法は次のとおりである。



わん曲の判断： $rc/B < 10$ を対象とする。

B : 水面幅 B は、わん曲区間の水面幅の平均値とする。

V : 流速 V は、わん曲区間の計算断面の平均値とする。ただし、このときの平均流速 V は、樹木群を考慮した不等流計算に支川の合流、および橋脚の影響を加えた不等流計算から、全断面を対象とした平均流速 V を用いるものである。この平均流速 V は、各分割断面の流積 A_i と検討流量 Q をもとに $V = Q / \sum A_i$ より求められる値を用いる。

当該わん曲区間の水位上昇量 Δh_{w3} は、わん曲区間で一定値とする。

表 8-2 湾曲諸元と是正箇所 (Nadi River)

Nadi River													
湾曲諸元													
No.	開始距離標 (km)	終了距離標 (km)	曲率半径 (m)	湾曲方向	HWLを超過	是正後曲率半径	No.	開始距離標 (km)	終了距離標 (km)	曲率半径 (m)	湾曲方向	HWLを超過	是正後曲率半径
Nad.1	0.75	2.00	300	右岸側			Nad.22	17.5	17.75	140	左岸側		
Nad.2	2.25	2.75	130	左岸側			Nad.23	17.75	18.00	140	右岸側		
Nad.3	3.50	4.00	280	左岸側			Nad.24	18.25	18.50	90	右岸側		
Nad.4	5.00	5.50	360	左岸側			Nad.25	18.50	18.75	170	左岸側		
Nad.5	5.75	5.75	80	左岸側			Nad.26	19.00	19.25	90	左岸側		
Nad.6	6.25	6.75	340	左岸側			Nad.27	19.75	20.00	80	左岸側		
Nad.7	7.00	7.00	120	左岸側			Nad.28	20.00	20.25	150	右岸側		
Nad.8	7.25	7.50	330	右岸側			Nad.29	21.75	22.00	150	右岸側		
Nad.9	8.00	8.00	120	右岸側			Nad.30	22.25	22.50	340	左岸側		
Nad.10	8.75	9.00	110	左岸側			Nad.31	22.75	22.75	50	右岸側		
Nad.11	9.25	9.25	150	右岸側			Nad.32	23.50	23.75	80	左岸側		
Nad.12	10.25	10.75	380	左岸側			Nad.33	24.25	24.75	460	左岸側		
Nad.13	11.25	11.50	150	右岸側			Nad.34	25.00	25.00	50	右岸側		
Nad.14	12.50	12.50	50	左岸側			Nad.35	25.75	26.25	270	左岸側		
Nad.15	12.75	12.75	55	右岸側			Nad.36	26.25	26.50	90	右岸側		
Nad.16	13.25	13.25	30	左岸側	●	背後地盤が高いため是正しない	Nad.37	26.75	27.00	140	左岸側		
Nad.17	14.75	15.00	250	右岸側			Nad.38	27.25	27.25	70	右岸側		
Nad.18	15.25	15.50	50	左岸側	●	曲率半径70m以上に是正	Nad.39	27.50	27.50	60	左岸側		
Nad.19	16.00	16.00	100	右岸側			Nad.40	28.25	28.50	100	右岸側		
Nad.20	16.25	16.25	40	右岸側	●	背後地盤が高いため是正しない	Nad.41	28.75	28.75	60	左岸側		
Nad.21	17.00	17.25	240	左岸側									

表 8-3 現況湾曲諸元と是正箇所 (Nawaka River)

Nawaka River						
湾曲諸元						
No.	開始距離標 (km)	終了距離標 (km)	曲率半径 (m)	湾曲方向	HWLを超過	是正後曲率半径
Naw.1	0.25	0.25	200	右岸側		
Naw.2	0.50	0.50	100	左岸側	●	曲率半径130m以上に是正
Naw.3	0.75	0.75	80	左岸側		
Naw.4	1.25	1.50	50	右岸側		
Naw.5	2.00	2.00	30	右岸側	●	曲率半径60m以上に是正
Naw.6	2.25	2.50	40	左岸側	●	曲率半径60m以上に是正
Naw.7	2.50	2.50	50	右岸側	●	曲率半径60m以上に是正
Naw.8	2.75	2.75	30	左岸側	●	曲率半径80m以上に是正
Naw.9	3.00	3.00	40	右岸側	●	曲率半径70m以上に是正
Naw.10	3.25	3.25	200	左岸側		
Naw.11	3.50	3.50	80	右岸側		
Naw.12	4.25	4.25	80	左岸側		
Naw.13	5.25	5.25	50	左岸側		
Naw.14	5.50	5.75	80	右岸側		
Naw.15	6.00	6.25	150	左岸側		
Naw.16	6.75	6.75	40	左岸側	●	曲率半径60m以上に是正
Naw.17	7.25	7.25	70	右岸側		
Naw.18	7.50	7.75	130	左岸側		
Naw.19	8.00	8.00	220	左岸側		
Naw.20	8.25	8.50	80	右岸側		

表 8-4 現況湾曲諸元と是正箇所 (Malakua River)

Malakua River													
湾曲諸元													
No.	開始距離標 (km)	終了距離標 (km)	曲率半径 (m)	湾曲方向	HWLを超過	是正後曲率半径	No.	開始距離標 (km)	終了距離標 (km)	曲率半径 (m)	湾曲方向	HWLを超過	是正後曲率半径
Mal.1	0.25	0.25	40	左岸側			Mal.22	4.00	4.00	110	左岸側		
Mal.2	0.50	0.50	40	右岸側			Mal.23	4.25	4.25	30	左岸側		
Mal.3	0.75	0.75	40	右岸側			Mal.24	4.25	4.25	20	右岸側		
Mal.4	1.00	1.00	20	右岸側	●	曲率半径50m以上に是正	Mal.25	4.50	4.50	30	左岸側		
Mal.5	1.00	1.25	20	左岸側	●	曲率半径50m以上に是正	Mal.26	4.75	4.75	50	左岸側		
Mal.6	1.25	1.25	90	右岸側			Mal.27	5.00	5.00	20	右岸側		
Mal.7	1.50	1.50	80	左岸側			Mal.28	5.50	5.50	40	左岸側		
Mal.8	1.50	1.50	20	右岸側	●	曲率半径30m以上に是正	Mal.29	5.75	5.75	40	右岸側		
Mal.9	1.75	1.75	50	左岸側			Mal.30	6.00	6.00	100	左岸側		
Mal.10	2.00	2.00	120	右岸側			Mal.31	6.25	6.25	35	右岸側		
Mal.11	2.25	2.25	150	左岸側			Mal.32	6.50	6.50	30	左岸側		
Mal.12	2.50	2.50	110	左岸側			Mal.33	6.50	6.75	30	右岸側		
Mal.13	2.75	3.00	40	右岸側			Mal.34	6.75	6.75	30	左岸側		
Mal.14	3.00	3.00	20	左岸側	●	曲率半径30m以上に是正	Mal.35	6.75	7.00	40	左岸側		
Mal.15	3.25	3.25	30	右岸側	●	曲率半径40m以上に是正	Mal.36	7.00	7.00	100	右岸側		
Mal.16	3.25	3.25	20	左岸側	●	曲率半径40m以上に是正	Mal.37	7.25	7.25	20	右岸側		
Mal.17	3.25	3.25	30	右岸側	●	曲率半径40m以上に是正	Mal.38	7.50	7.50	60	左岸側		
Mal.18	3.25	3.50	20	左岸側	●	曲率半径40m以上に是正	Mal.39	7.50	7.50	60	右岸側		
Mal.19	3.25	3.50	15	右岸側	●	曲率半径40m以上に是正	Mal.40	7.75	7.75	30	左岸側		
Mal.20	3.50	3.50	20	左岸側	●	曲率半径30m以上に是正	Mal.41	8.00	8.00	50	右岸側		
Mal.21	3.75	3.75	40	右岸側									

表 8-5 現況湾曲諸元と是正箇所 (Namosi River)

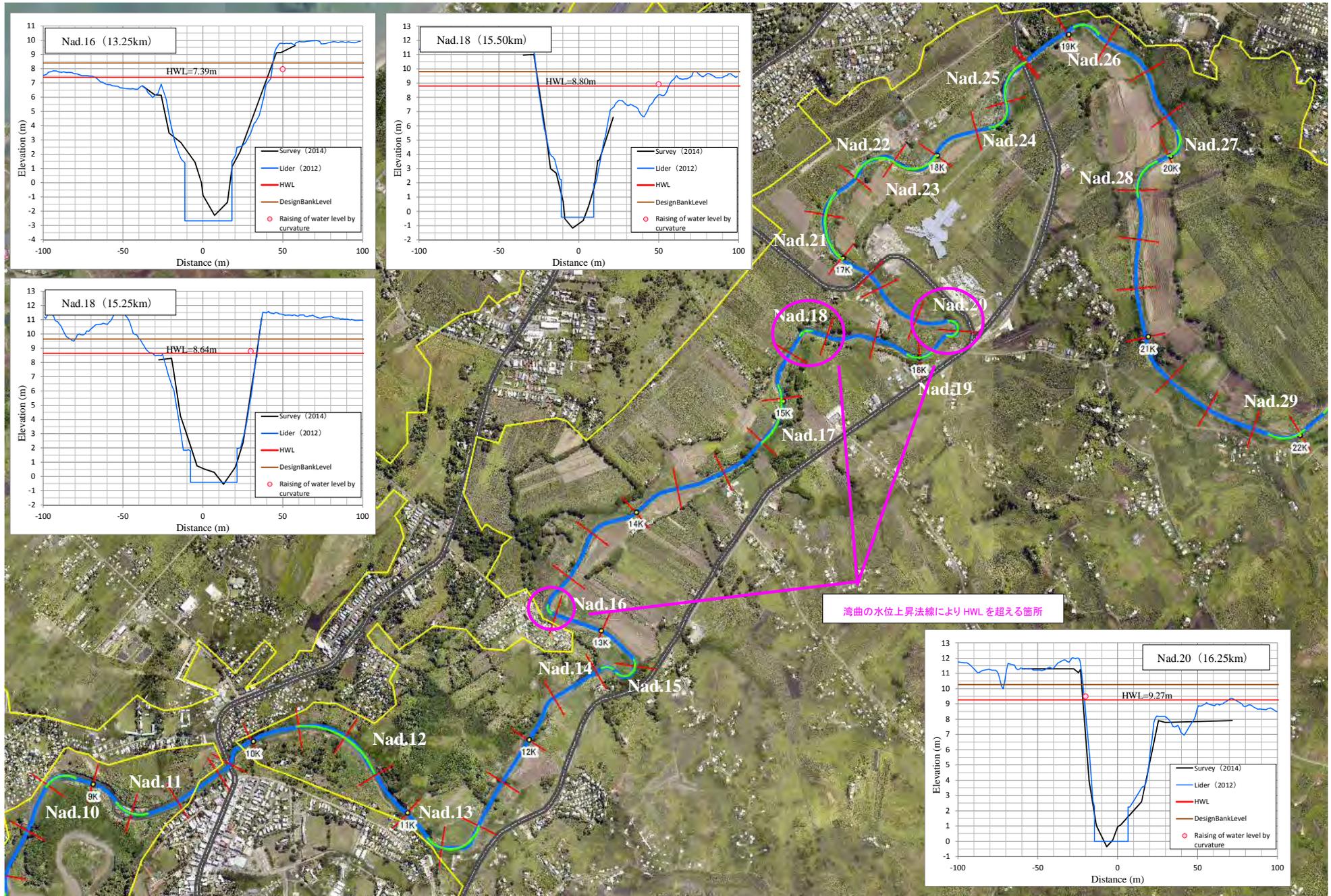
Namosi River						
湾曲諸元						
No.	開始距離標 (km)	終了距離標 (km)	曲率半径 (m)	湾曲方向	HWLを超過	是正後曲率半径
Nam.1	0.25	0.50	100	左岸側		
Nam.2	0.52	0.52	60	左岸側		
Nam.3	0.75	0.75	30	右岸側	●	背後地盤が高いためは正しない
Nam.4	1.50	1.50	50	右岸側		
Nam.5	1.75	2.00	110	左岸側		
Nam.6	2.25	2.25	80	右岸側		
Nam.7	2.75	2.75	140	右岸側		
Nam.8	2.75	3.00	40	右岸側		
Nam.9	3.25	3.50	80	左岸側		
Nam.10	3.50	3.75	80	右岸側		
Nam.11	3.75	4.00	30	左岸側		



図 8-5 湾曲部の状況 (Nad River 全体図)



図 8-6 湾曲部の状況 (Nad River 拡大図①)



湾曲の水位上昇法線によりHWLを超える箇所

図 8-7 湾曲部の状況 (Nad River 拡大図②)



図 8-8 湾曲部の状況 (Nad River 拡大図③)

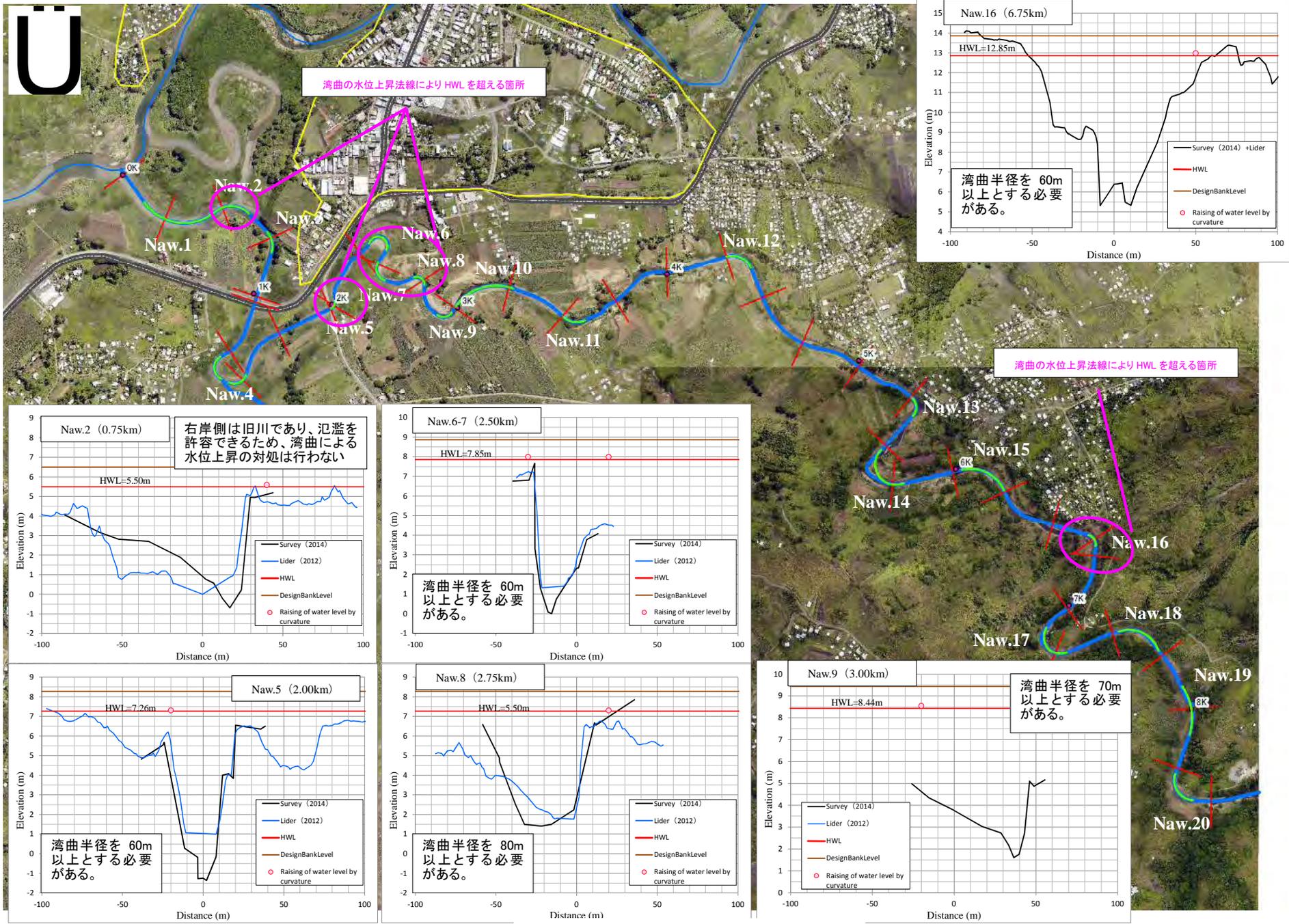


図 8-9 湾曲部の状況 (Nawaka River 全体図)

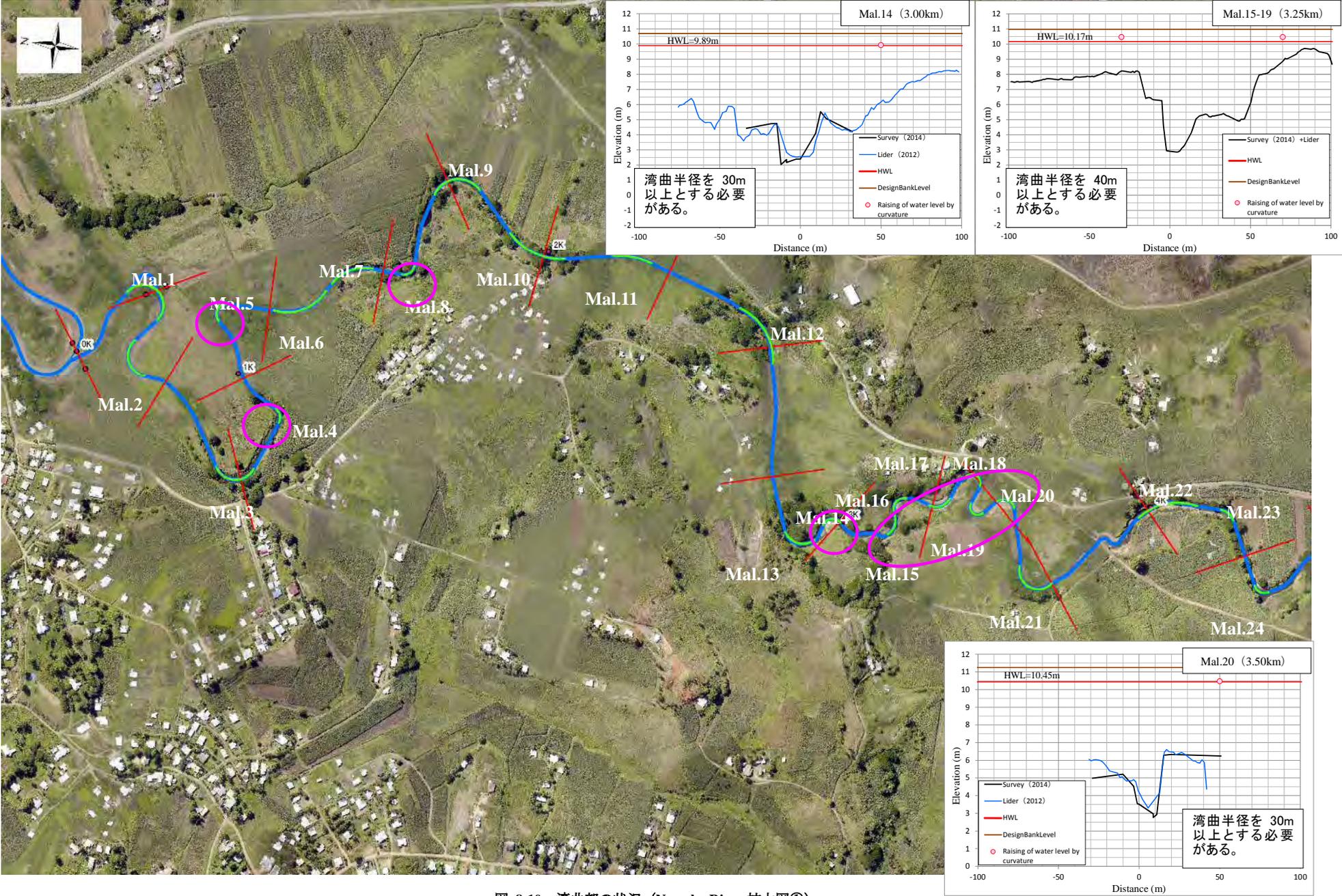


図 8-10 湾曲部の状況 (Nawaka River 拡大図①)

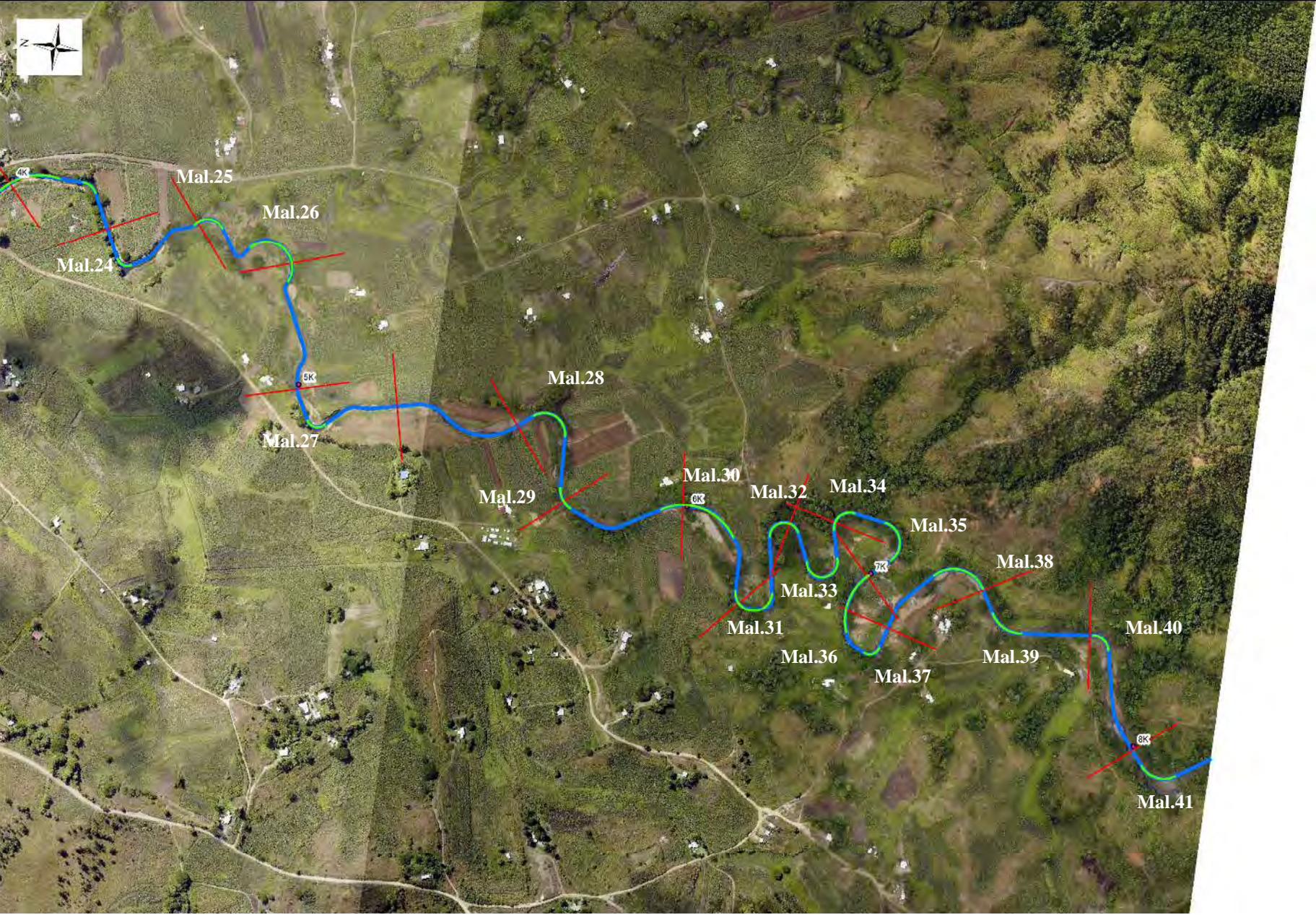


図 8-11 湾曲部の状況 (Nawaka River 拡大図②)

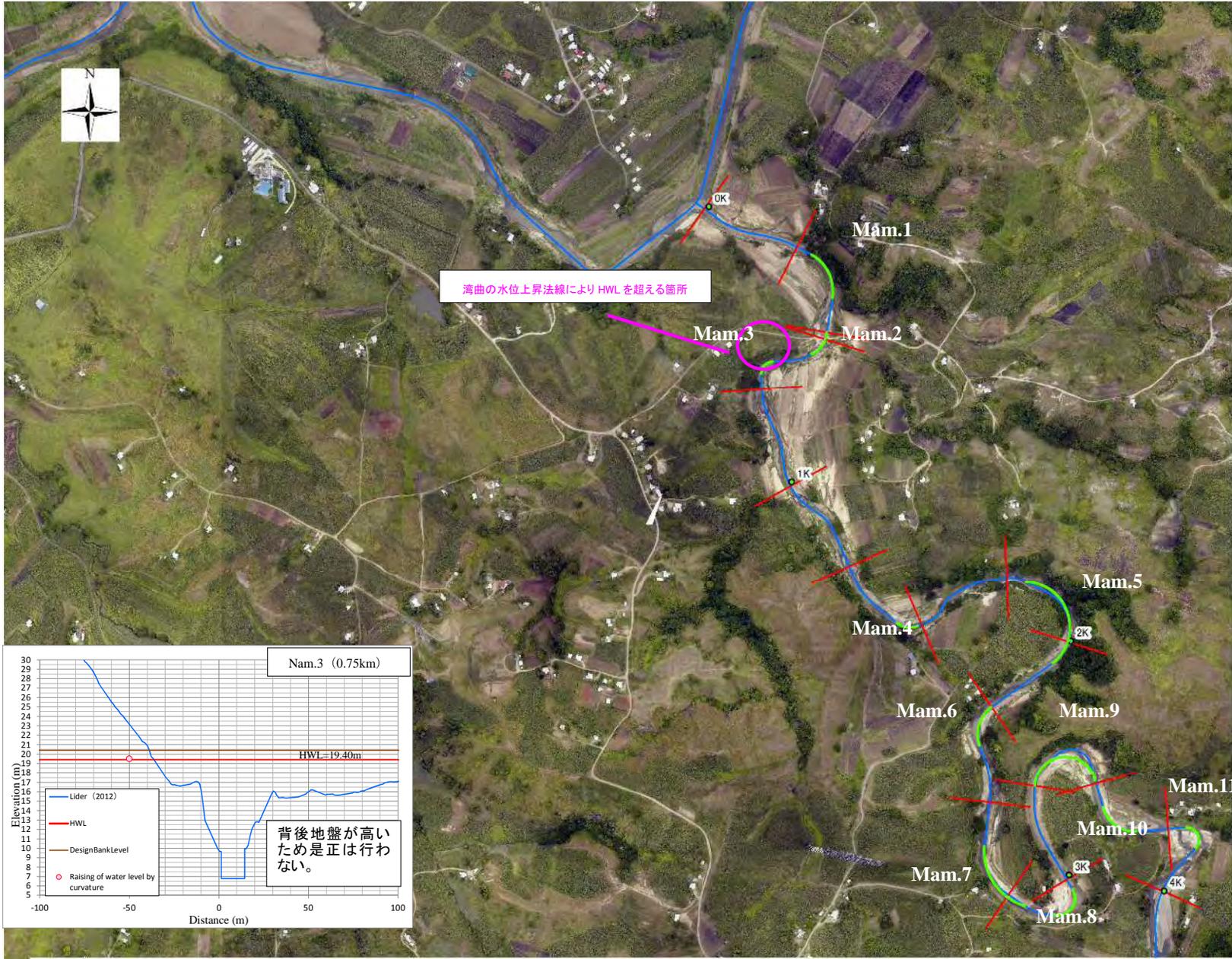


図 8-12 湾曲部の状況 (Namosi River 拡大図)

(2) 平面基本設計案

図 8-13～図 8-15 にナンディ川本川の平面基本設計案を示す。

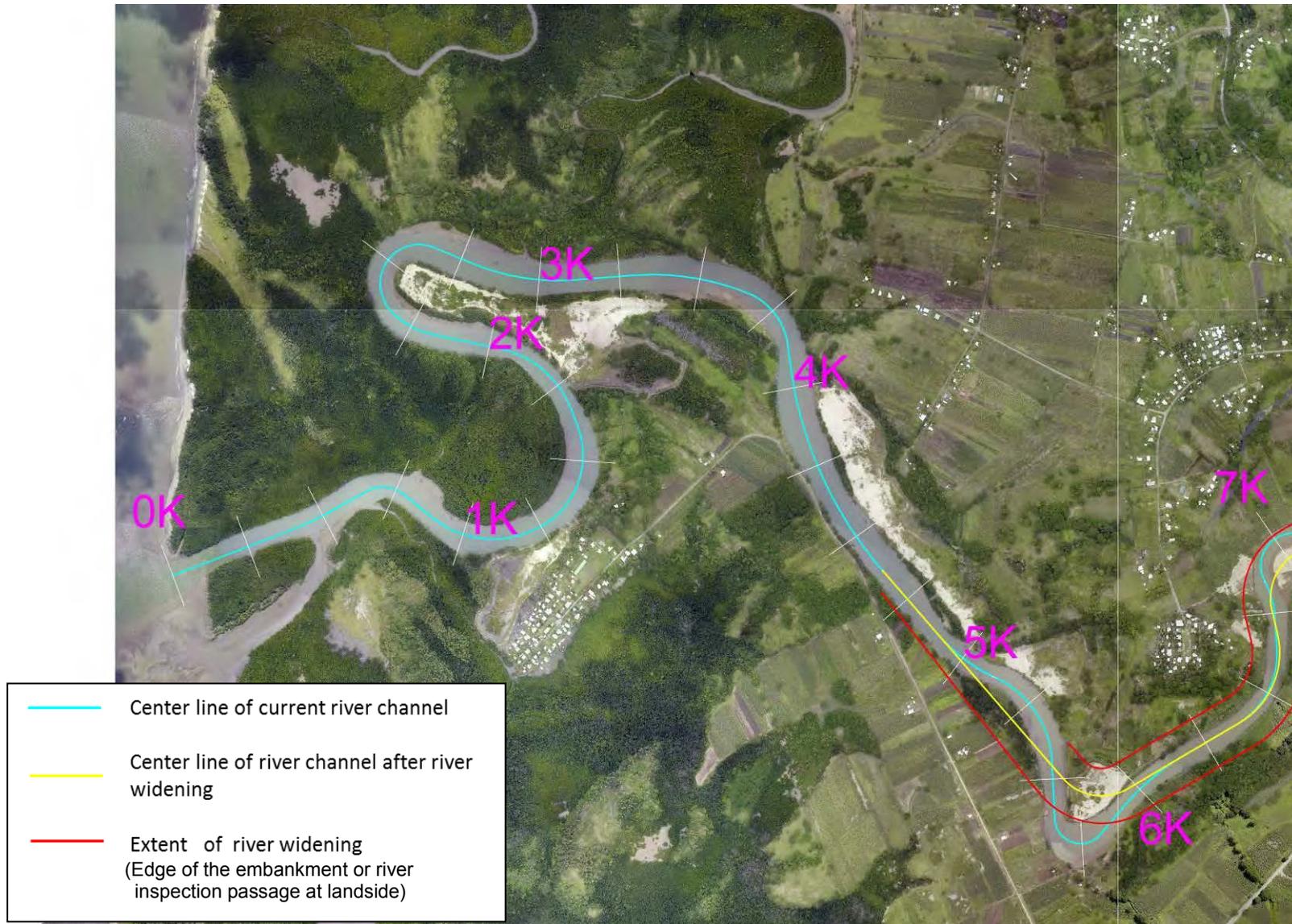


図 8-13 ナンディ川平面基本設計案(1)

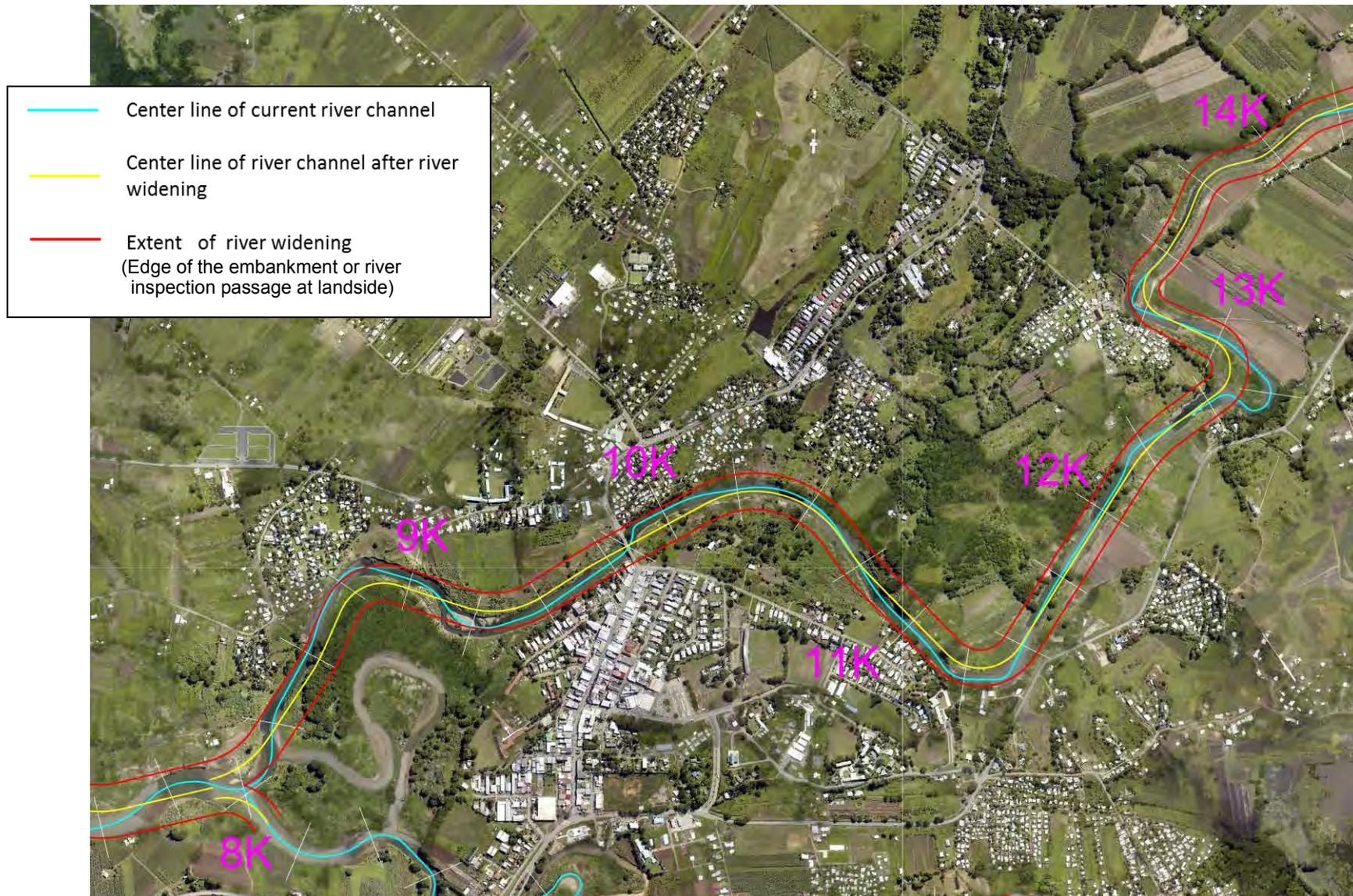


図 8-14 ナンディ川平面基本設計案(2)

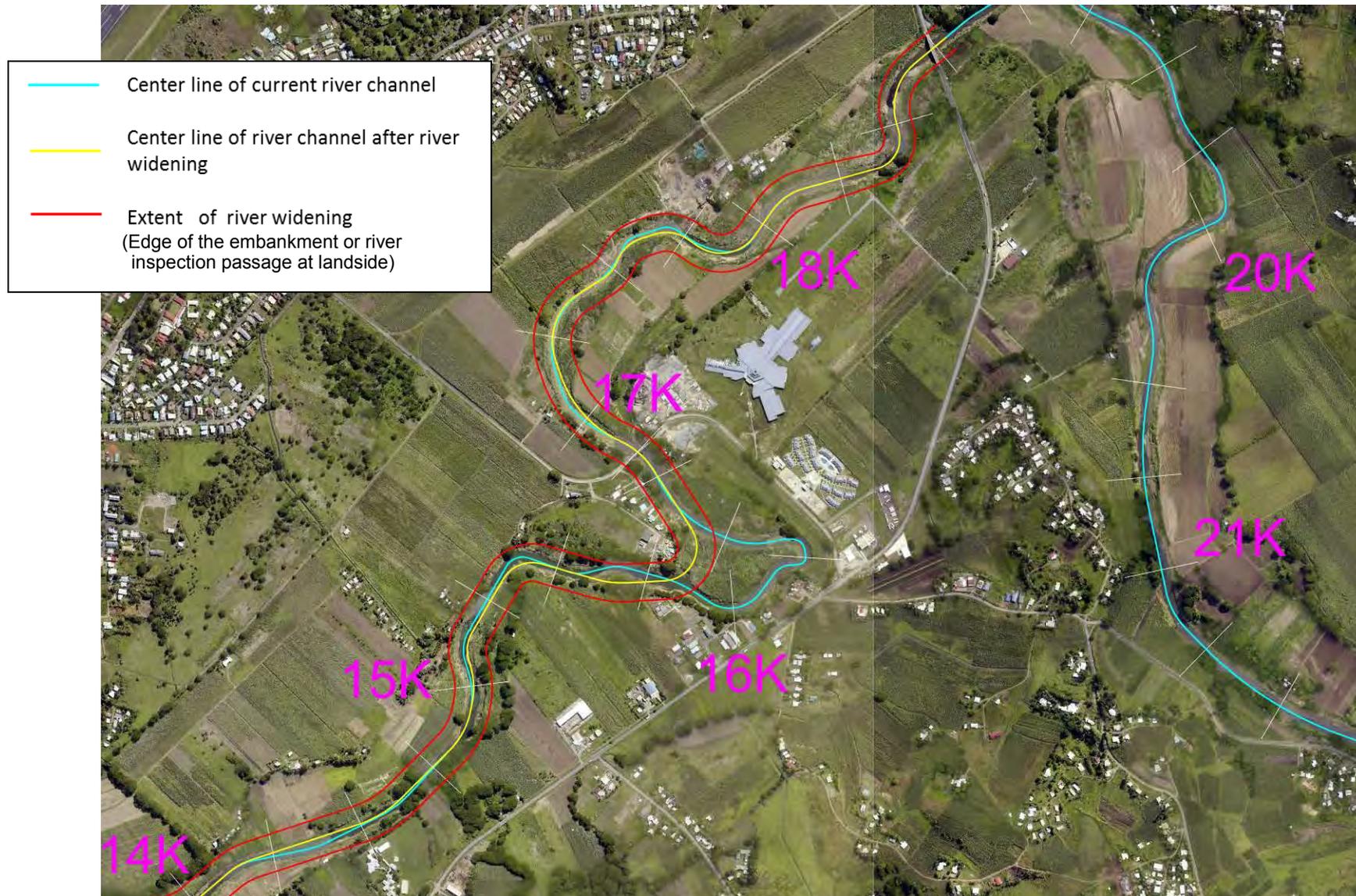


図 8-15 ナンディ川平面基本設計案(3)

8.2.3 縦断計画

以下に示す縦断計画についての基本的な考え方にに基づき、計画高水位および計画河床高を設定する。

① 計画高水位

Nadi River

計画高水位については、下流～中流区間は堤内地盤高程度とする。上流区間については遊水池の越流水位および計画流量流下時の不等流計算をもとに設定する。

○コントロールとなる地点

Nadi River (図 8-21 参照)

コントロールポイント①：トロッコ列車線路 (Old Queens Road Bridge)

コントロールポイント②：Backroad Bridge

コントロールポイント③：遊水地越流部

上記に基づき設定した HWL を図 8-21 に示す。なお、設定される HWL はマスタープラン完成時のものであるが、優先プロジェクト完了時においては、上流ダム等が未整備のため、計画規模外力により一部区間で計画高水位を上回る洪水の流下（計画堤防高よりは低い水位）を許容することになる。

Nawaka River

Nadi River 合流点の HWL を下流端の HWL とし（図 8-16 より）、遊水地への越流水位を考慮し、HWL を設定した。上記に基づき設定した HWL を図 8-22 に示す。

Malakua River

Nawaka River 合流点の HWL を下流端の HWL とし（図 8-17 より）、遊水地への越流水位を考慮し、計画高水を設定した。上記に基づき設定した HWL を図 8-23 に示す。

Namosi River

0～0.75km は Nadi 川の合流地点 (25.3 km) HWL とし、0.75km より上流については計算水位を包絡するように HWL を設定した。上記に基づき設定した HWL を図 8-24 に示す。

② 計画堤防高(余裕高)

「解説・河川管理施設等構造令 第三章二十条」に則り、所定の流量に対する余裕高を設け計画堤防高とする。

なお、周囲堤防ナンディ川とナワカ川の周囲堤防兼用区間については、優先プロジェクト完了時において、支川の遊水地が未整備のため、計画規模外力により河川水位がマスタープランで求められる計画高水位(HWL)を超えてしまい、河川水位（浸水位）は、

(Nadi 川左岸堤沿い)

M/P 完了時 HWL+余裕高 > 優先事業完了時 > M/P 完了時 HWL

(Nawaka 川右岸堤沿い)

優先プロジェクト完了時 > M/P 完了時 HWL+余裕高 (約 1.5km 区間で超過)

となる。(図 8-25、図 8-26 参照)

そのため、周囲堤防兼用区間の堤防高は以下のとおりにて整備する。

(Nadi 川左岸堤沿い)

M/P 完了時 HWL+余裕高 (=計画堤防高) で整備する。

(Nawaka 川右岸堤沿い)

優先プロジェクト完了段階、計画規模外力発生時の河川水位と同等で整備する。

※ナワカ川右岸堤沿いについては M/P を超える整備を実施しないと、優先防護区域の浸水を避けられない。

※優先プロジェクト時において、一部区間で計画高水位を上回る洪水の流下 (計画堤防高よりは低い水位) を許容することになるが、これは、①にて前述した Nadi River 中流区間の HWL の考えと同様である。

③ 計画河床高

Nadi River

計画河床高は、0.0～11.0km 区間については現況河床高-1.0m 程度*、その他の区間は現況河床高程度とする。(*ナンディ川においては、ナンディ橋付近で商業施設や家屋が近接しており、社会的影響(家屋移転)を極力減らす観点から、ナンディ橋における河道状況 (HWL, 河道幅) を一つのコントロール条件として縦横断計画を設定している。その中で計画流量を安全に流下できる断面として、計画河床高を現況河床高-1.0m 程度として設定した。)

Nawaka River

計画河床高は、現況河床高程度とする。

Malakua River

計画河床高は、現況河床高程度とする。

Namosi River

計画河床高は、現況河床高程度とする。

④ 計画河床勾配

計画河床勾配は、河床の安定性の確保を考慮し、現況河床勾配程度とする。

⑤ 水位上昇

橋脚による水位上昇、合流部による水位上昇を考慮する。なお、湾曲による水位上昇量は、背後地盤の地形状況を確認の上、必要に応じて横断形状または平面的な法線の是正により対応する。

Nawaka River

1.0km に位置するトロッコ列車橋については、列車の運行上、線路高を上げることができない¹⁾。そのため、潜り橋²⁾として計画し水位上昇を考慮する。

¹⁾ 管理者へのヒアリングによれば、列車の安全運行上及び性能上、軌道の縦断勾配はレベルを基本とし、現況軌道高を変更することは許容できないとのことである (8.5.2(2)参照)

²⁾ 橋梁の潜り橋としての構造上の問題については、設計実績のある現地コンサルタントへのヒアリングによれば、既存の橋梁においても潜水橋として設計する場合には、設定した軌道面を上回る水位に基づき、構造上の安全性を確保しているとのことである。当該橋の詳細設計の際には同様の設計思想にて構造上の安全性を確認する必要がある。

■Nawaka River の出発水位の考え方 (図 8-16)

Nadi 川、Nawaka 川ともに調節後のハイドロはピークがつぶれた形となっている。Nawaka 川のピーク流量発生と Nadi 川のピーク流量の発生はややずれるものの Nawaka 川ピーク時の Nadi 川流量はほぼピーク流量と同程度の値であるため、Nawaka 川の出発水位は Nadi 川の HWL とする。

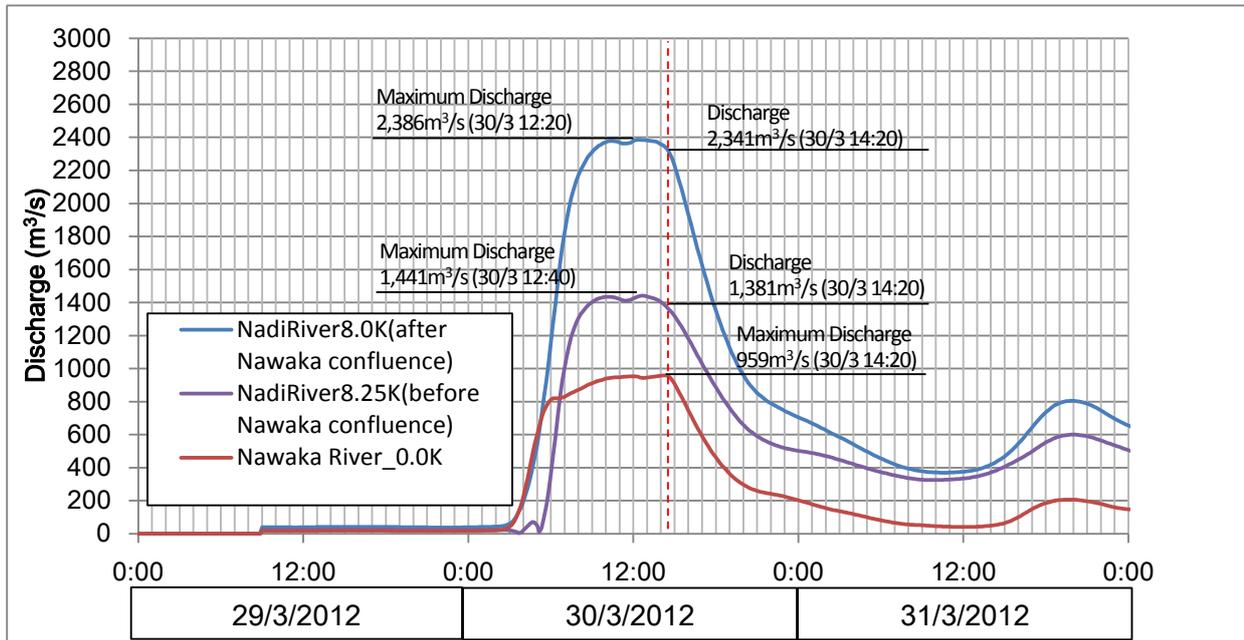


図 8-16 Nadi River と Nawaka River の合流点の波形

■Malakua River の出発水位の考え方 (図 8-17)

Nawaka 川、Malakua 川ともに調節後のハイドロはピークがつぶれた形となっている。Malakua 川のピーク流量発生と Nawaka 川のピーク流量の発生はややずれるものの Malakua 川ピーク時の Nawaka 川流量はほぼピーク流量と同程度の値であるため Malakua 川の出発水位は、Nawaka 川の HWL とする。

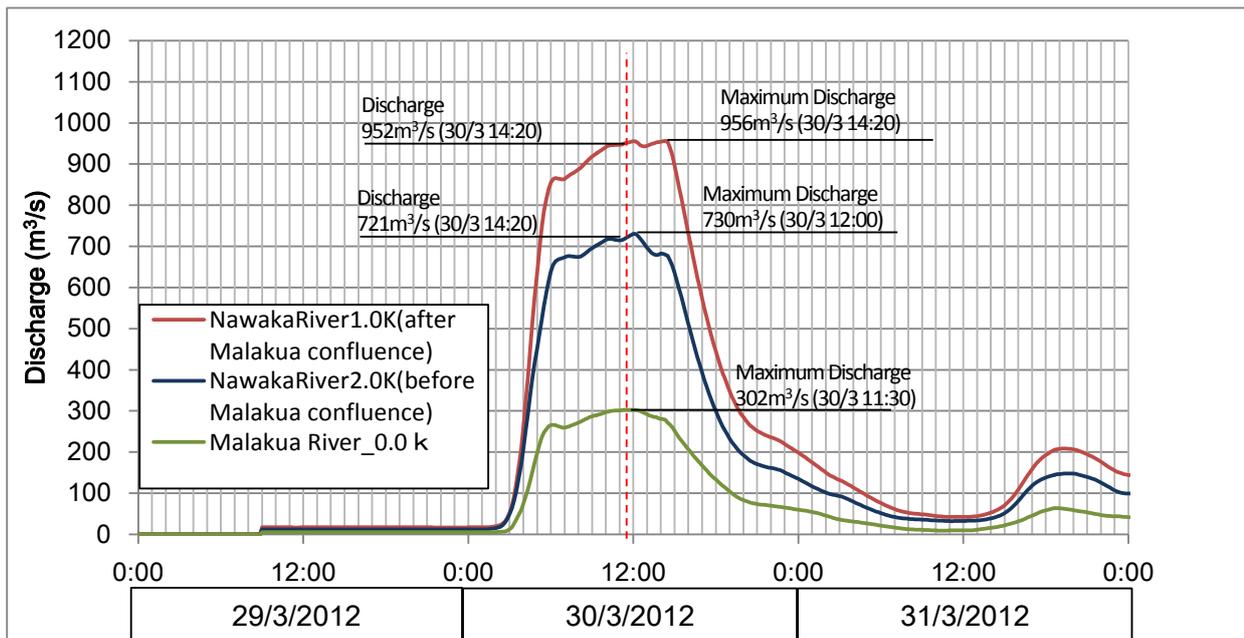


図 8-17 Nawaka River と Malakua River の合流点の波形

■ Namosi River の出発水位の考え方 (図 8-18)

Nadi川はダムにより調節されたハイドロであるが Namosi川については調節施設は計画されていない。

Nadi川と Namosi川合流点のピーク流量には合流時差がある。そのため、合流部の HWL の設定については以下の2ケースの水位により決定する。(図 8-19)

- Case1:支川ピーク流量とその時の本川水位を出発水位として用いる。
- Case2:本川ピーク時の水位を出発水位とし、その時の支川流量を用いる。

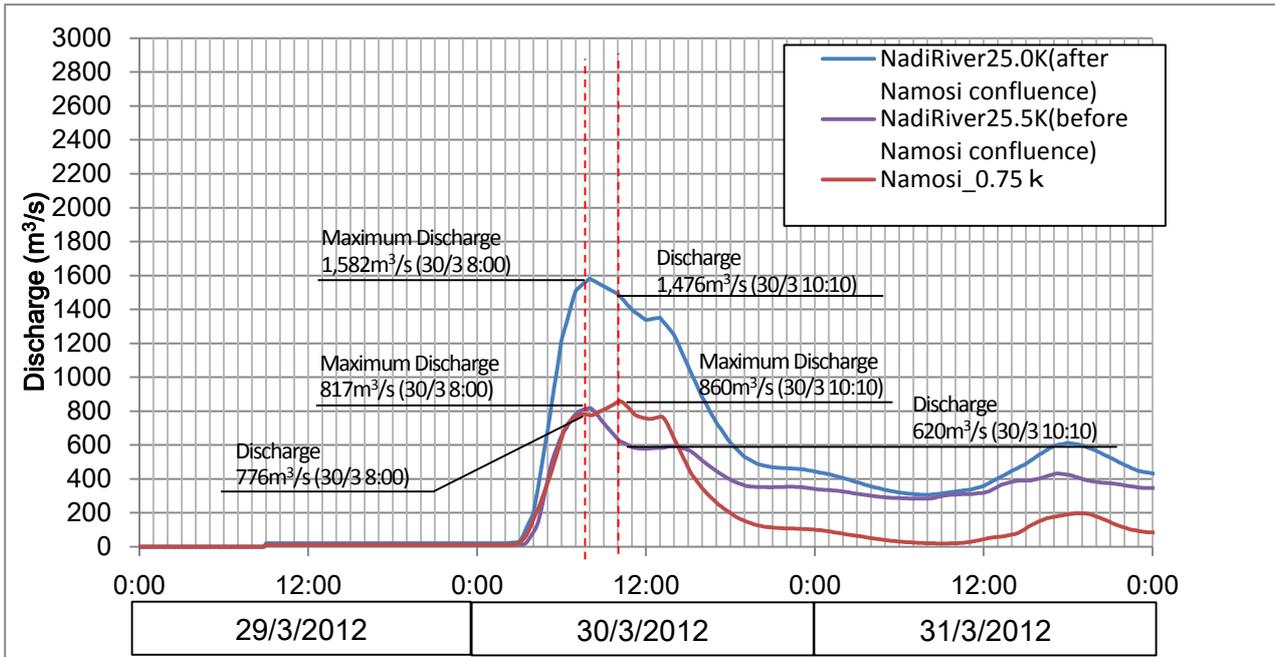


図 8-18 Nadi River と Namosi River の合流点の波形

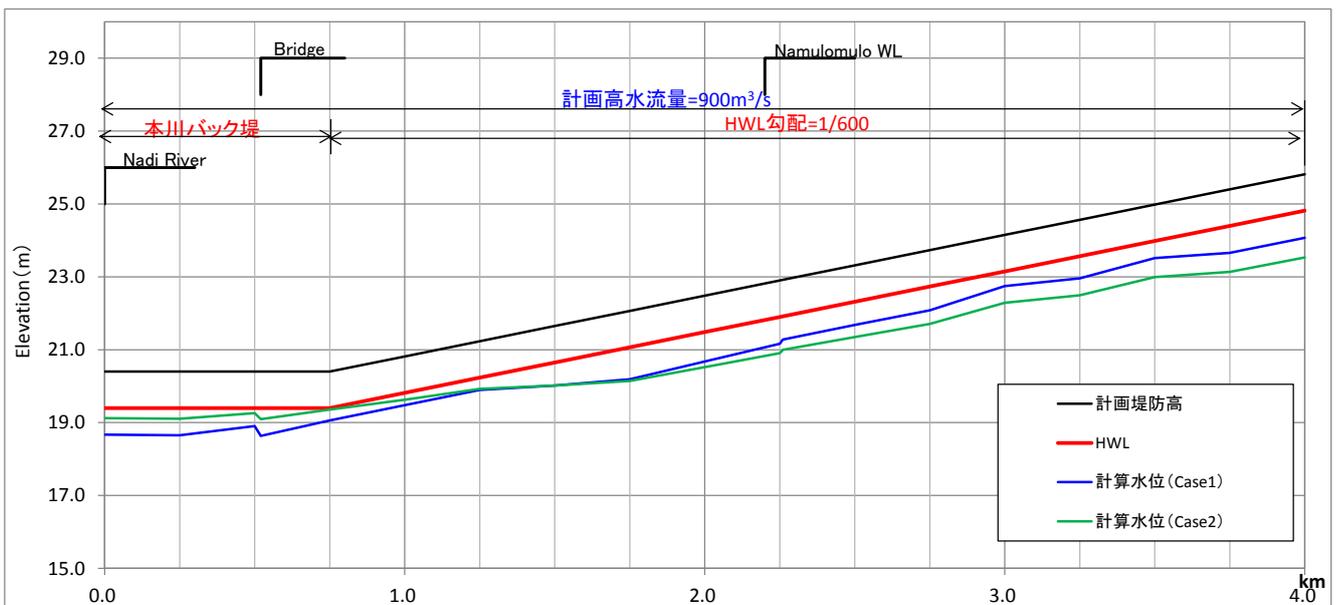


図 8-19 Namosi River の計算水位 (Case1,Case2)

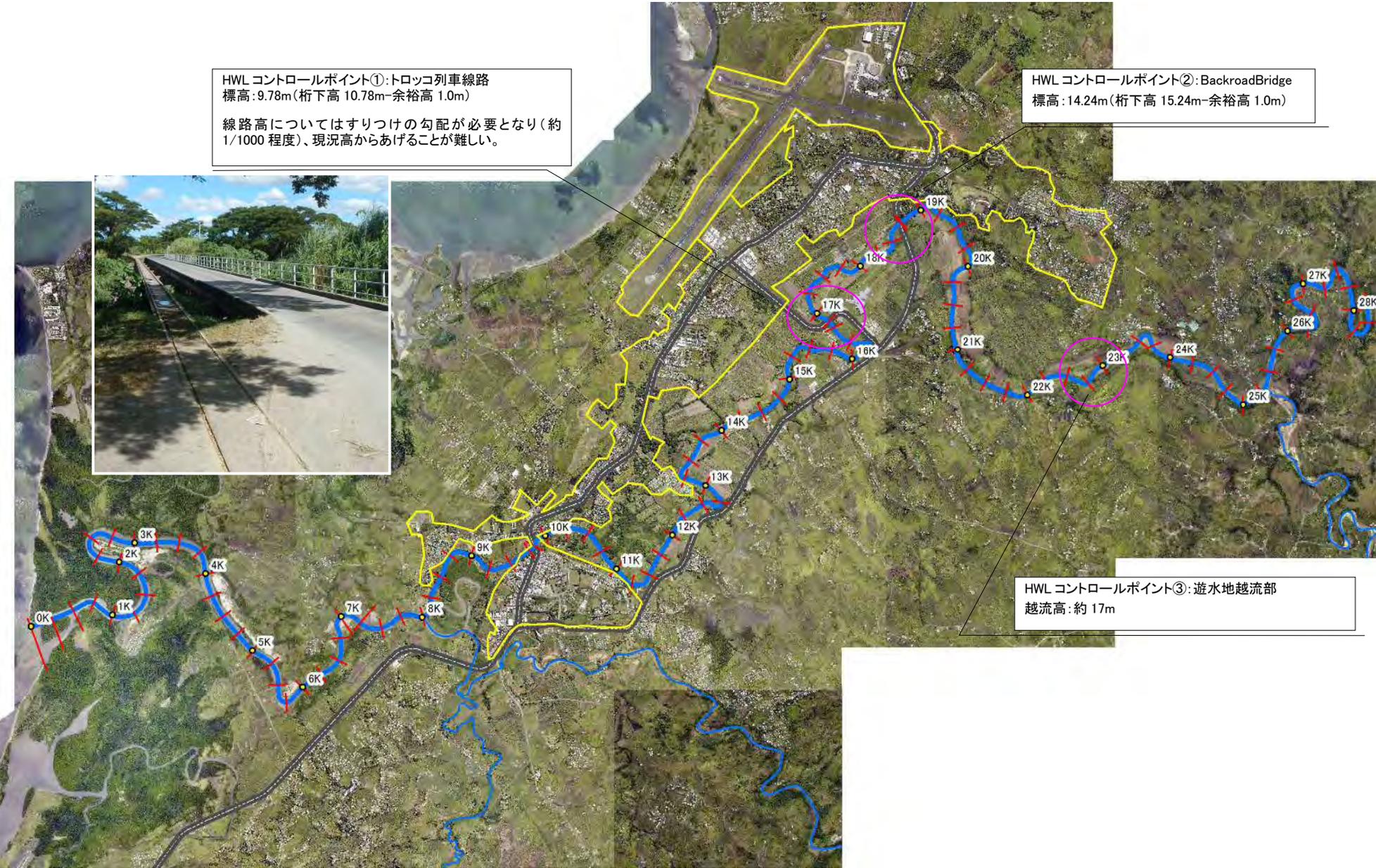


図 8-20 H.W.L を決定する際のコントロールポイント

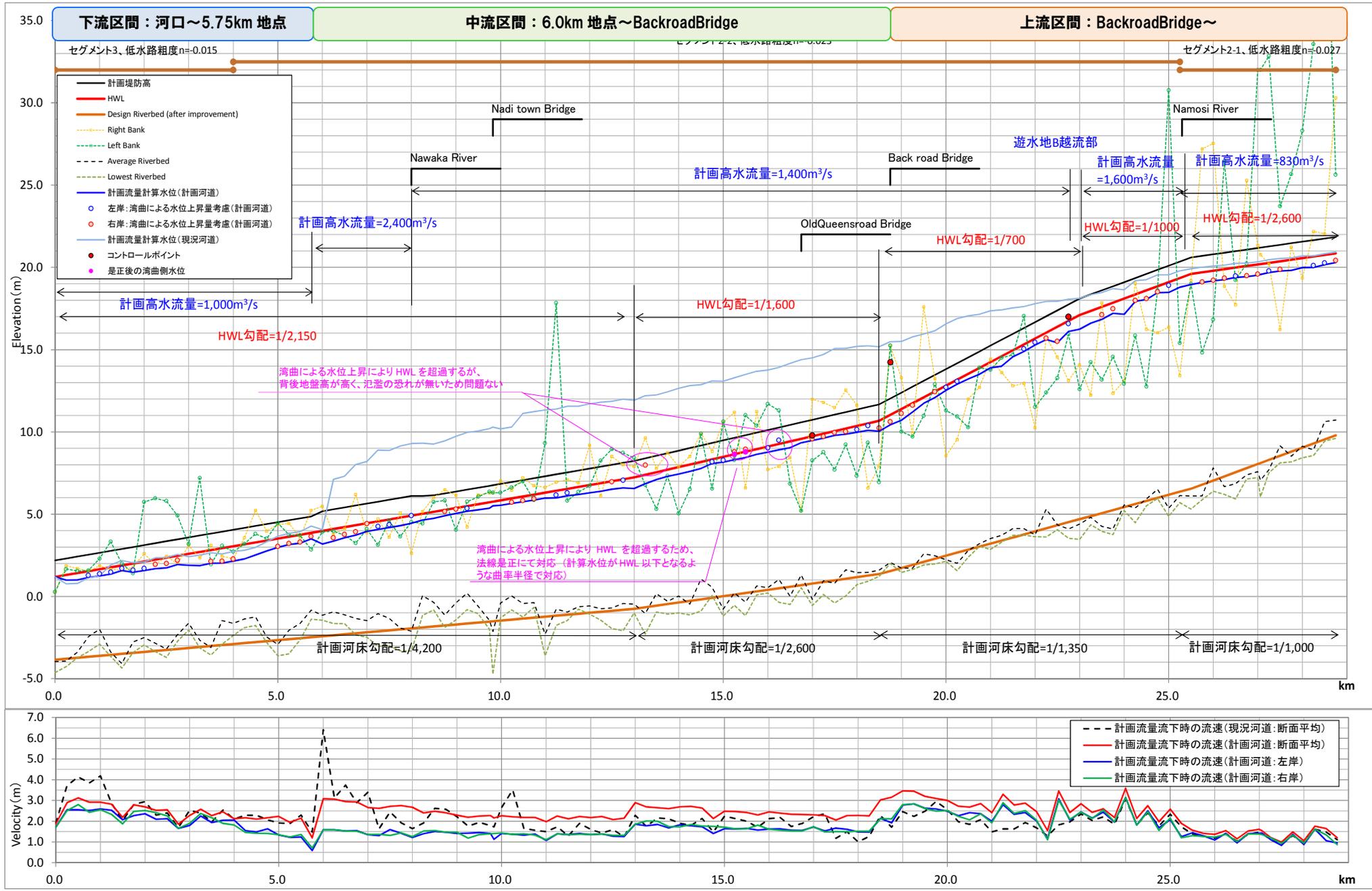


図 8-21 縦断諸元 (Nadi River)

表 8-6 縦断諸元 (Nadi River)

距離標	縦断諸元										計画諸元																	
	Structure	Interval	Left Bank	Right Bank	Lowest Point	Average Elevation	橋脚下下高-余高	計画流量計算水位	河床上昇量	橋脚考慮後水位	HWL-不常流計算	流速	流量配分	余高	HWL	計画堤高	Design Riverbed (after improvement)	HWL配分	Lowest Riverbed (after improvement)	計画流量計算水位	河床上昇量	橋脚考慮後水位	HWL-不常流計算	流速				
0.000		0.000	0.280	0.270	-4.830	-3.963		1.19	0.00	0.00	1.91		1.0	1.19	2.19	-3.85			1.19	0.00	0.00	1.91		1.91	0.00	1.87		
0.250		0.250	1.660	1.890	-4.270	-3.935		0.77	0.00	0.54	3.72		1.0	1.30	2.30	-3.79			0.99	0.00	0.31	2.89		1.00	0.00	0.42	3.12	
0.500		0.250	1.550	1.700	-3.730	-3.395		0.79	0.00	0.63	4.13		1.0	1.42	2.42	-3.73			1.00	0.00	0.00	0.42		1.16	0.12	1.28	2.92	
0.750		0.250	1.980	1.540	-3.350	-2.444		0.13	0.12	1.25	0.29	3.85		1.0	1.54	2.54	-3.67			1.16	0.12	1.28	0.26	2.92	1.16	0.12	1.37	2.92
1.000		0.250	2.300	1.860	-2.900	-1.994		1.24	0.12	1.37	0.29	4.18		1.0	1.65	2.65	-3.61			1.24	0.12	1.37	0.29	2.92	1.24	0.12	1.46	2.91
1.250		0.250	3.330	1.850	-3.440	-3.274		1.91	0.12	2.04	-0.27	2.67		1.0	1.77	2.77	-3.55			1.25	0.12	1.46	0.29	2.91	1.25	0.12	1.54	2.92
1.500		0.250	2.000	1.590	-4.356	-4.088		2.19	0.12	2.31	-0.42	2.03		1.0	1.89	2.89	-3.49			1.57	0.12	1.70	0.19	2.19	1.57	0.12	1.70	0.19
1.750		0.250	1.410	1.760	-3.420	-2.770		2.05	0.12	2.18	-0.17	2.80		1.0	2.00	3.00	-3.43			1.47	0.12	1.60	0.40	2.79	1.47	0.12	1.60	0.40
2.000		0.250	5.736	2.605	-2.950	-2.503		2.10	0.12	2.22	-0.10	2.94		1.0	2.12	3.12	-3.37			1.57	0.12	1.70	0.42	2.69	1.57	0.12	1.70	0.42
2.250		0.250	5.960	1.920	-3.354	-2.844		2.34	0.25	2.59	-0.36	2.30		1.0	2.23	3.23	-3.31			1.68	0.25	1.94	0.30	2.53	1.68	0.25	1.94	0.30
2.500		0.250	5.800	2.430	-3.710	-3.200		2.37	0.25	2.62	-0.27	2.40		1.0	2.35	3.35	-3.25			1.74	0.25	1.98	0.36	2.55	1.74	0.25	1.98	0.36
2.750		0.250	4.910	1.990	-2.720	-2.321		2.80	0.00	0.36	2.28		1.0	3.16	4.16	-2.84			1.84	0.00	2.19	0.68	2.28	1.84	0.00	2.19	0.68	
3.000		0.250	3.170	3.083	-2.040	-1.851		2.42	0.00	0.16	2.52		1.0	2.38	3.38	-3.14			1.89	0.00	0.83	2.58		1.89	0.00	0.83	2.58	
3.250		0.250	7.200	2.350	-3.128	-2.685		2.52	0.00	0.18	2.38		1.0	2.70	3.70	-3.08			1.87	0.00	0.68	2.58		1.87	0.00	0.68	2.58	
3.500		0.250	1.950	3.097	-3.960	-3.099		2.65	0.12	2.77	0.04	1.97		1.0	2.82	3.82	-3.02			2.01	0.12	2.13	0.69	2.27	2.01	0.12	2.13	0.69
3.750		0.250	3.080	2.440	-2.910	-1.471		2.57	0.12	2.69	0.24	2.54		1.0	2.93	3.93	-2.96			2.02	0.12	2.14	0.80	2.46	2.02	0.12	2.14	0.80
4.000		0.250	2.714	2.288	-2.370	-1.836		2.73	0.12	2.85	0.20	2.10		1.0	3.05	4.05	-2.90			2.15	0.12	2.27	0.78	2.12	2.15	0.12	2.27	0.78
4.250		0.250	3.200	3.570	-1.900	-1.374		2.80	0.00	0.36	2.28		1.0	3.16	4.16	-2.84			2.28	0.00	0.83	2.58		2.28	0.00	0.83	2.58	
4.500		0.250	3.800	3.200	-1.770	-1.244		2.89	0.00	0.30	2.29		1.0	3.28	4.28	-2.78			2.53	0.00	0.78	2.10		2.53	0.00	0.78	2.10	
4.750		0.250	3.520	3.970	-2.800	-2.460		3.32	0.00	0.08	2.06		1.0	3.40	4.40	-2.72			2.76	0.00	0.63	2.17		2.76	0.00	0.63	2.17	
5.000		0.250	4.460	4.360	-3.610	-2.923		3.66	0.06	3.72	-0.21	1.92		1.0	3.51	4.51	-2.66			2.97	0.06	3.03	0.48	2.23	2.97	0.06	3.03	0.48
5.250		0.250	3.750	4.440	-3.490	-2.061		3.83	0.06	3.89	-0.26	1.88		1.0	3.63	4.63	-2.60			3.15	0.06	3.21	0.42	1.94	3.15	0.06	3.21	0.42
5.500		0.250	3.714	3.587	-2.640	-1.645		3.93	0.06	3.99	-0.25	2.29		1.0	3.75	4.75	-2.54			3.24	0.06	3.30	0.45	2.15	3.24	0.06	3.30	0.45
5.750		0.250	2.850	4.760	-1.890	-0.486		4.28	0.15	4.42	-0.56	1.98		1.0	3.88	4.88	-2.48			3.35	0.15	3.84	0.26	1.19	3.35	0.15	3.84	0.26
6.000		0.250	3.910	3.480	-1.440	-1.141		4.08	0.00	-0.08	6.41		1.2	3.99	5.18	-2.42			3.19	0.00	0.88	3.08		3.19	0.00	0.88	3.08	
6.250		0.250	3.970	3.780	-1.645	-0.938		4.12	0.00	0.20	7.31		1.2	4.09	5.29	-2.36			3.37	0.20	3.56	0.53	3.07	3.37	0.20	3.56	0.53	
6.500		0.250	3.720	4.115	-1.650	-1.116		4.31	0.20	7.51	-3.30	3.74		1.2	4.21	5.41	-2.30			3.57	0.20	3.77	0.45	2.95	3.57	0.20	3.77	0.45
6.750		0.250	3.240	6.200	-2.340	-1.339		8.02	0.20	8.21	-3.89	2.89		1.2	4.33	5.53	-2.24			3.73	0.20	3.93	0.40	2.93	3.73	0.20	3.93	0.40
7.000		0.250	4.090	3.887	-2.480	-1.479		8.20	0.47	8.68	-4.23	3.39		1.2	4.44	5.64	-2.18			3.94	0.47	4.42	0.03	2.66	3.94	0.47	4.42	0.03
7.250		0.250	3.180	4.070	-1.890	-0.986		8.30	0.10	9.08	-4.51	1.64		1.2	4.56	5.76	-2.12			4.07	0.10	4.25	0.21	2.62	4.07	0.10	4.25	0.21
7.500		0.250	4.820	3.610	-3.300	-1.332		8.87	0.18	9.05	-4.37	2.44		1.2	4.68	5.88	-2.06			4.18	0.18	4.36	0.32	2.71	4.18	0.18	4.36	0.32
7.750		0.250	3.640	5.080	-3.300	-1.919		9.14	0.00		-4.34	1.92		1.2	4.79	5.99	-2.00			4.30	0.00	0.49	2.76		4.30	0.00	0.49	2.76
8.000		0.250	4.525	2.624	-3.320	-2.117		9.29	0.45	9.75	-4.84	1.64		1.2	4.91	6.11	-1.95			4.45	0.45	4.90	0.01	2.67	4.45	0.45	4.90	0.01
8.250		0.250	4.424	5.156	-1.150	0.049		9.32	0.00		-4.29	1.92		1.0	5.03	6.11	-1.89			4.54	0.00	0.38	2.39		4.54	0.00	0.38	2.39
8.500		0.250	5.740	6.013	-0.820	-0.358		9.26	0.00		-4.12	2.62		1.0	5.14	6.14	-1.83			4.75	0.00	0.39	2.48		4.75	0.00	0.39	2.48
8.750		0.250	5.330	4.860	-1.890	-0.938		9.45	0.26	9.71	-4.56	2.57		1.0	5.26	6.26	-1.77			4.90	0.26	5.15	0.84	0.26	4.90	0.26	5.15	0.84
9.000		0.250	4.050	6.190	-1.430	-0.393		9.73	0.26	9.98	-4.61	2.21		1.0	5.37	6.37	-1.71			5.05	0.26	5.30	0.07	2.29	5.05	0.26	5.30	0.07
9.250		0.250	5.750	4.220	-0.800	0.202		9.96	0.18	10.14	-4.65	1.65		1.0	5.49	6.49	-1.65			5.17	0.18	5.35	0.14	2.19	5.17	0.18	5.35	0.14
9.500		0.250	6.060	6.170	-1.050	-0.600		10.05	0.00		-4.44	1.95		1.0	5.61	6.61	-1.59			5.26	0.00	0.34	2.25		5.26	0.00	0.34	2.25
9.750		0.250	6.360	6.290	-2.000	-1.450		10.20	0.00		-4.47	1.79		1.0	5.72	6.72	-1.53			5.36	0.00	0.36	2.27		5.36	0.00	0.36	2.27
10.000		0.250	6.300	6.300	-4.730	-2.131	5.300	10.29	0.00		-4.53	1.73		1.0	5.76	6.76	-1.41			5.51	0.00	0.25	2.16		5.51	0.00	0.25	2.16
10.250		0.250	6.310	7.050	-1.300	-0.393		10.18	0.00		-4.34	2.68		1.0	5.84	6.84	-1.47			5.54	0.00	0.26	2.25		5.54	0.00	0.26	2.25
10.500		0.250	6.630	6.480	-0.820	0.028		10.30	0.07	10.38	-4.41	3.51		1.0	5.98	6.98	-1.51			5.65	0.07	5.72	0.24	2.21	5.65	0.07	5.72	0.24
10.750		0.250	6.990	7.210	-1.250	-0.431		11.12	0.07	11.19	-5.12	1.86		1.0	6.07	7.07	-1.35			5.76	0.07	5.83	0.25	2.18	5.			

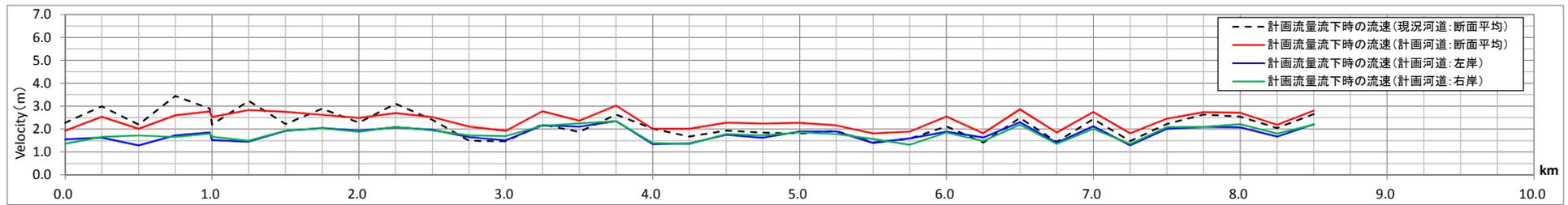
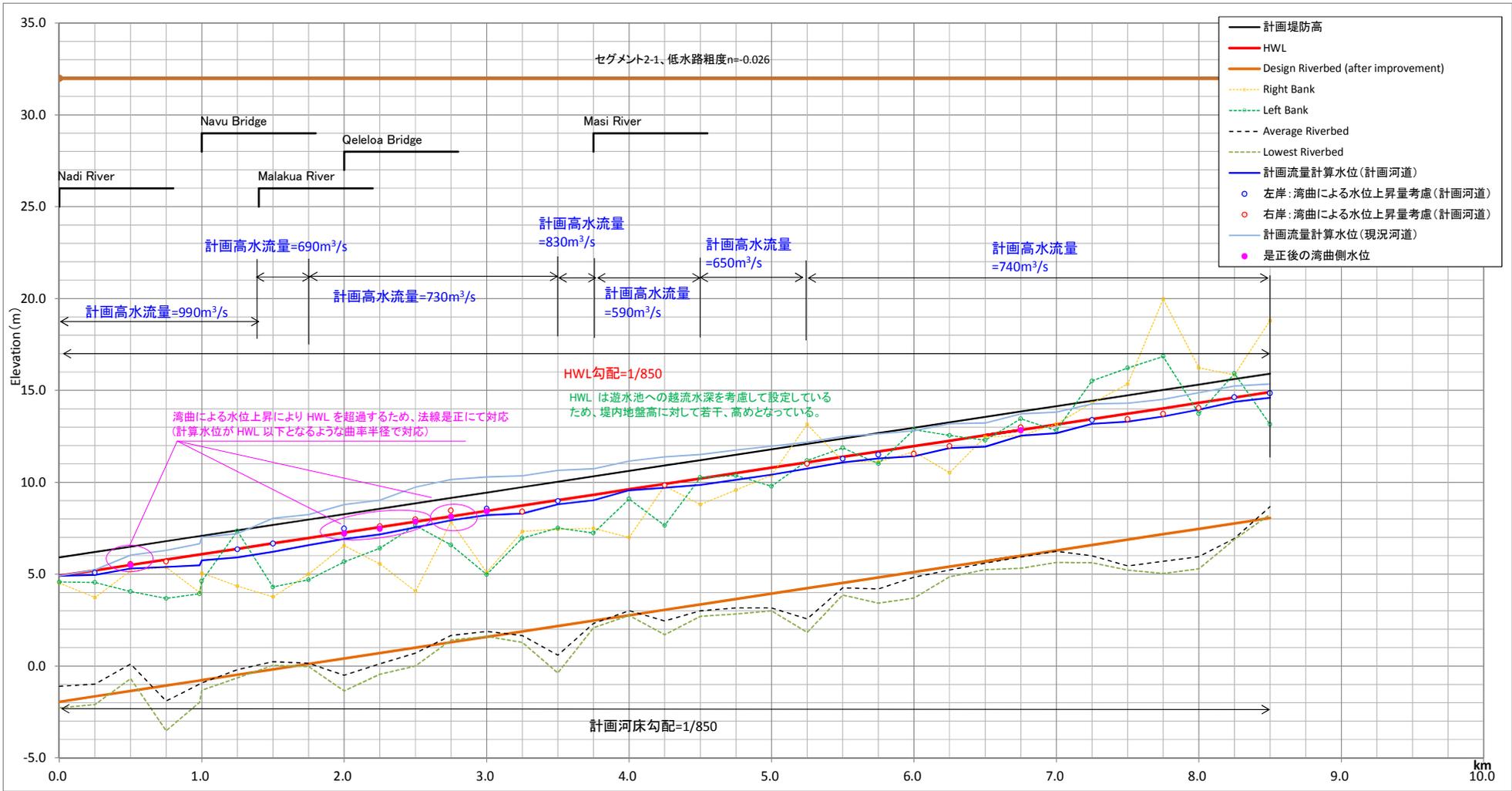


図 8-22 縦断諸元 (Nawaka River)

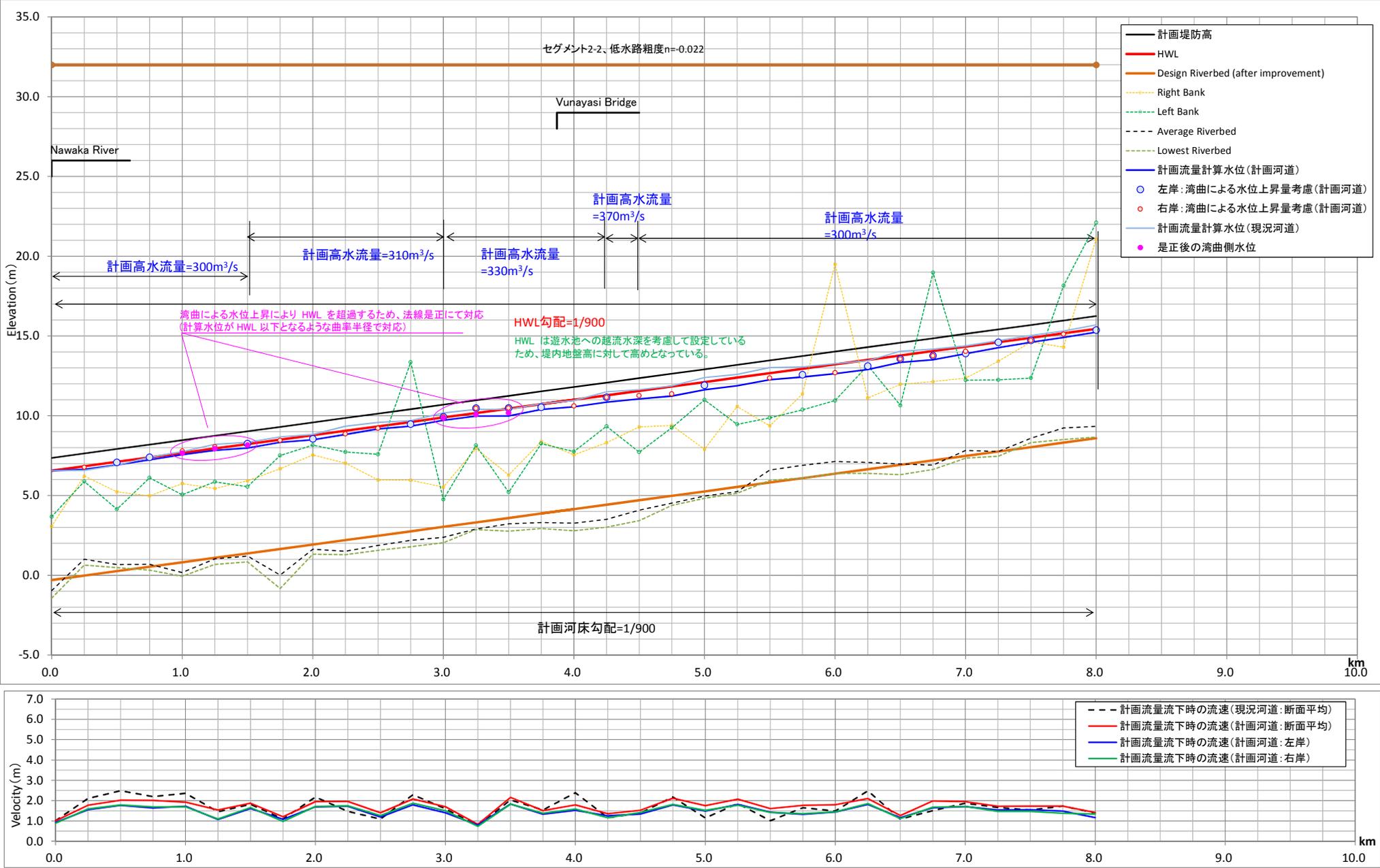


図 8-23 縦断諸元 (Malakua River)

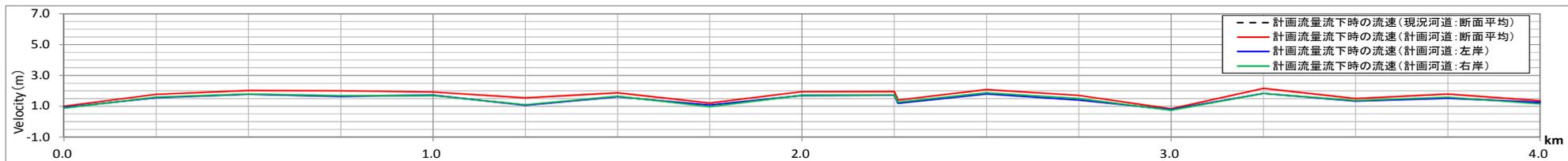
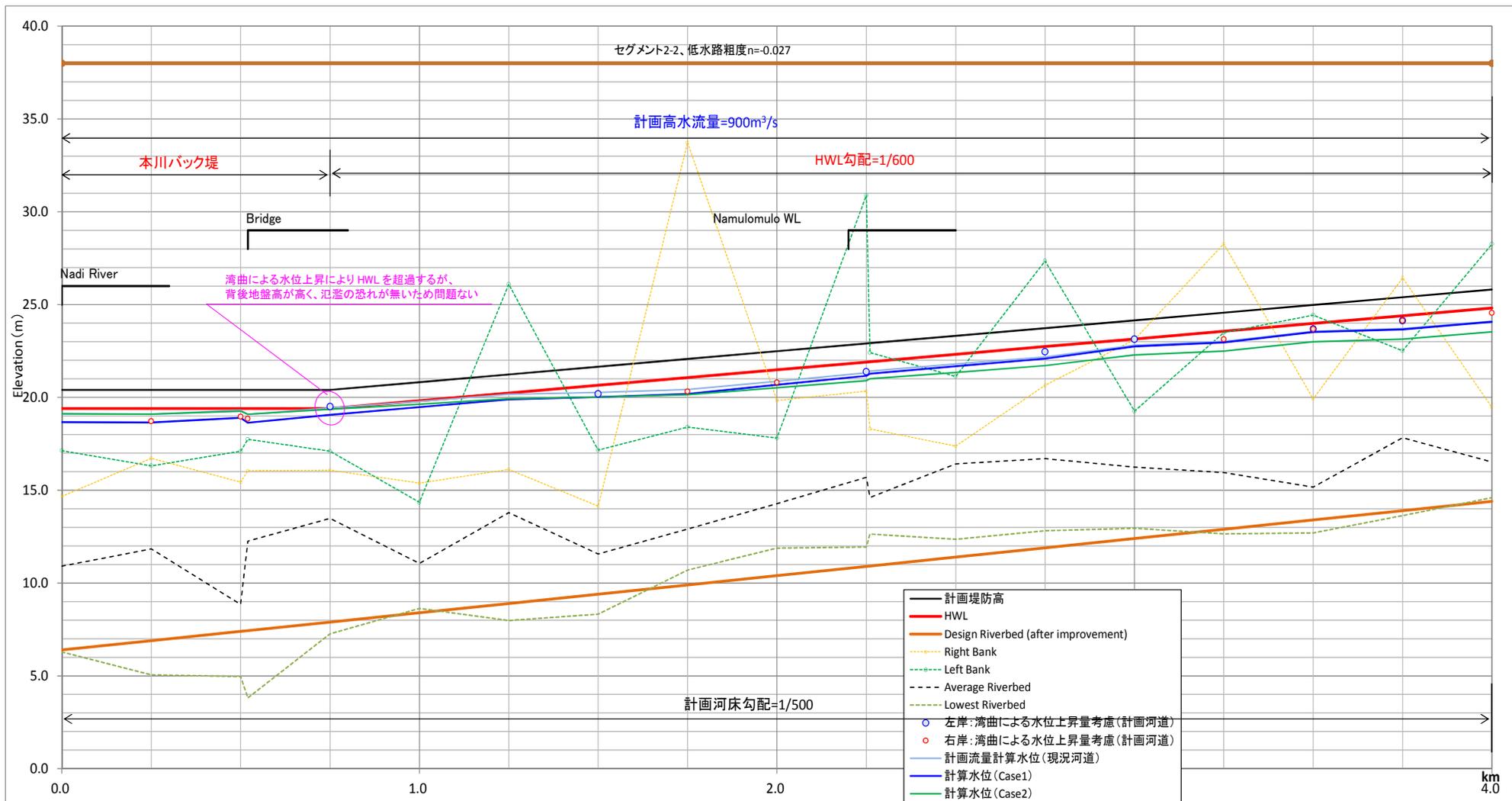


図 8-24 縦断諸元 (Namosi River)

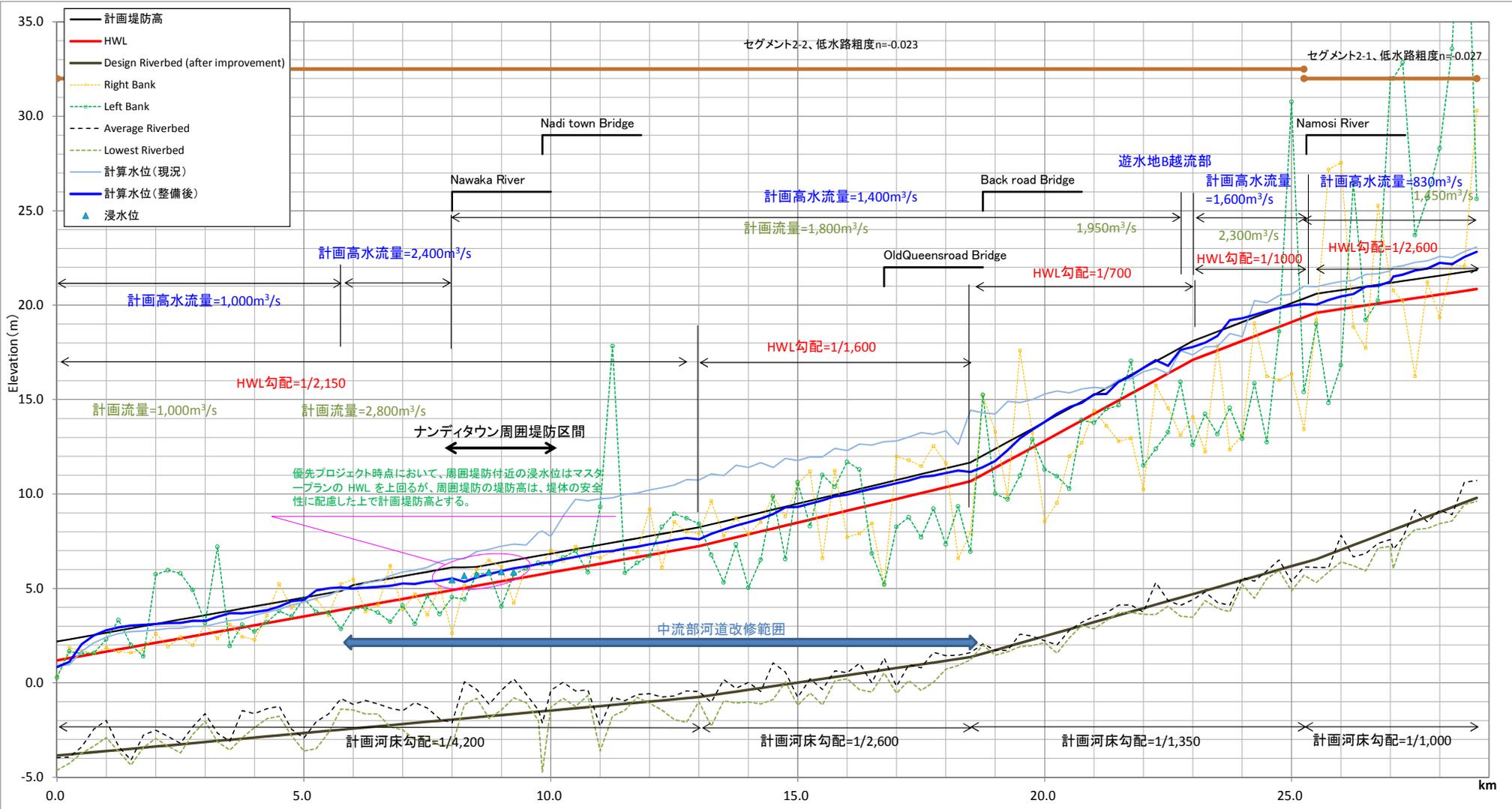


図 8-25 優先プロジェクト時における周囲堤防周辺の河川水位（浸水位）（ナンディ川左岸堤防付近）

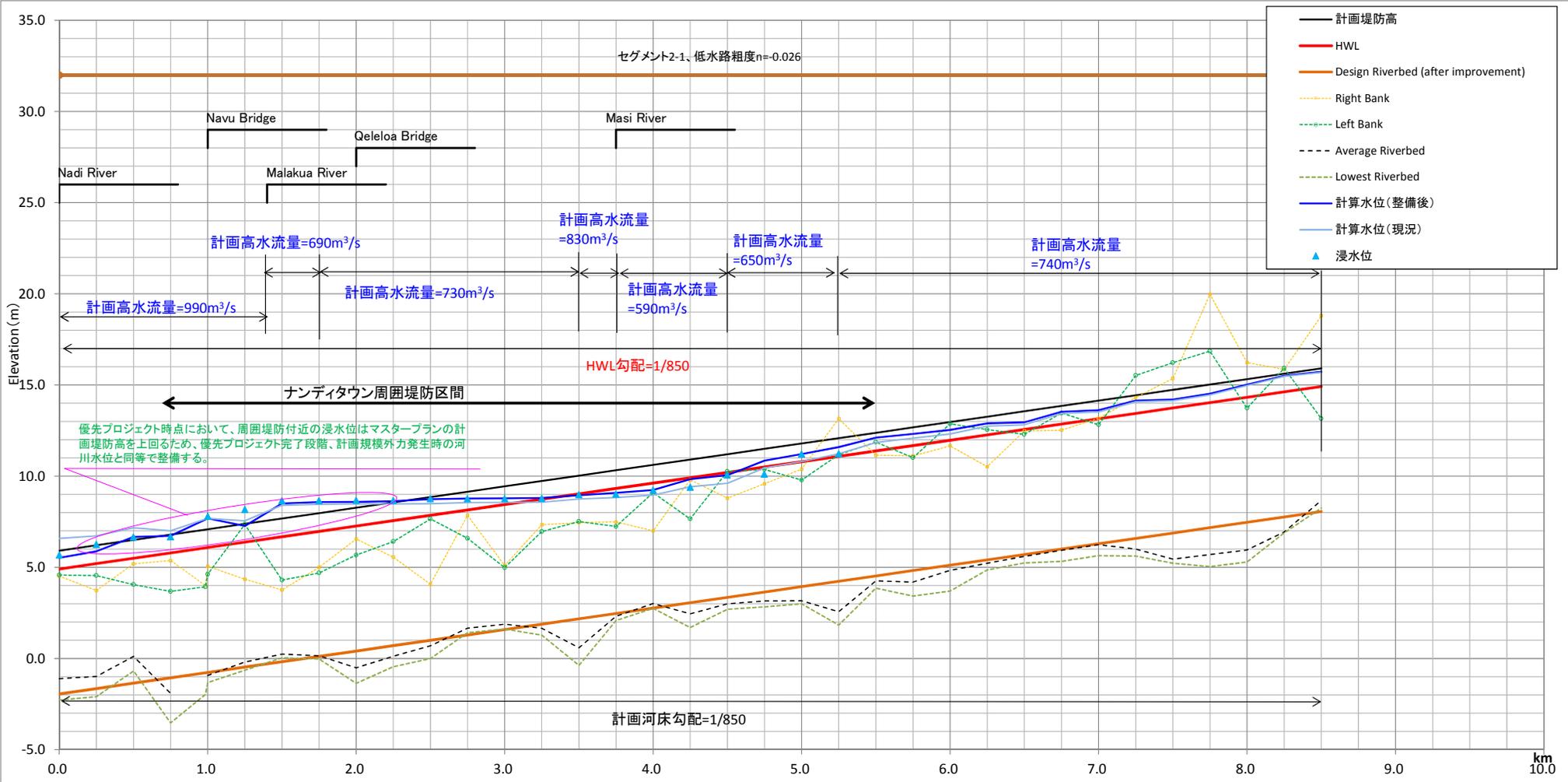
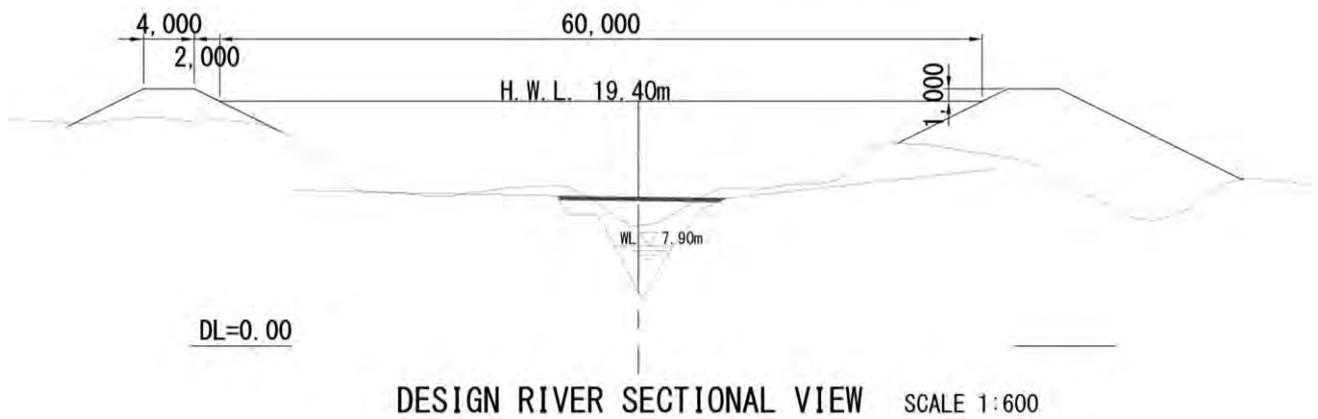
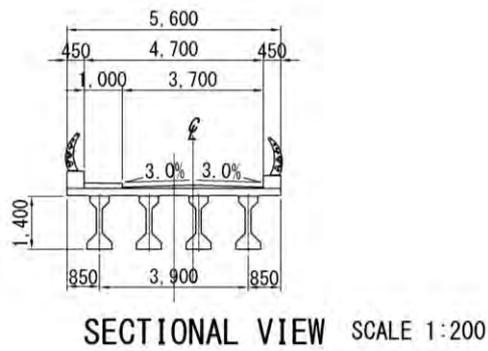
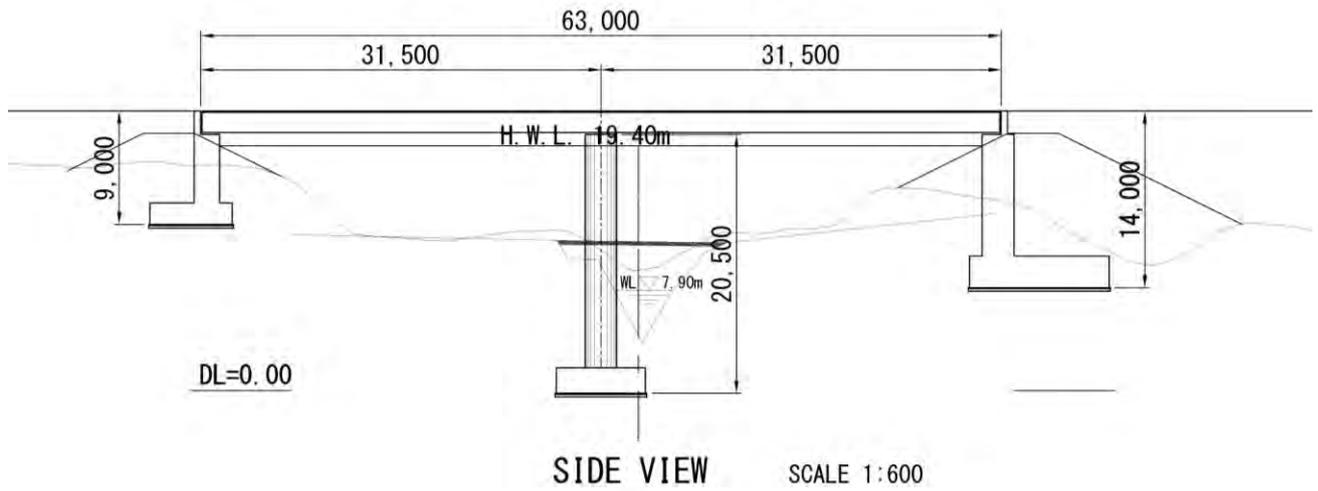


図 8-26 優先プロジェクト時における周囲堤防周辺の河川水位（浸水位）（ナワカ川右岸堤付近）



☒ 8-71 Bridge on Nausori Back Road

8.2.4 横断計画

横断計画については、計画高水流量を計画高水位以下で安全に流下させる河積を確保するとともに、沿川の土地利用や周辺の自然環境も勘案して適切な横断形状を設定する必要がある、以下に計画を立てる上での考え方を示す。以下より設定した標準断面諸元および断面図を表 8-8、図 8-29～図 8-33 に示す。

① 拡幅する河岸(左右岸)

公平性の観点から基本的には両岸拡幅とするが、河道改修の線形、河道改修に伴う家屋移転（家屋移転を極力避ける）、土地利用への影響を考慮し、拡幅する河岸を決定する。

② 法面勾配

川表法面勾配は現況の河岸法面勾配が 2 割程度であること、家屋移転や土地取得を極力避ける観点から、2 割勾配を基本とするが、安定性については十分検討する*。なお、築堤部の川裏法面勾配については、浸透等に対する堤体の安定性を考慮し、3 割勾配を基本とする。（*河岸の安定性については、FS 調査時に検討を行う）

③ 護岸

現況河道では局所的な河岸浸食が見られないことや植生が繁茂していること（図 8-28 参照）や改修後においても河岸の流速は 2～3 m であること（図 8-21～図 8-24）から植生による被覆で河岸を防護可能であると考え、基本的に護岸は設置しない。ただし、水衝部や表腹付部等は必要に応じて護岸を設置する。

④ 計画粗度

計画粗度については、河床部、河岸ともに現況河道の設定値（表 5.3-15 参照）を踏襲する。（表 8-7 参照）

⑤ 家屋連担区域

家屋連担区域の一部については、築堤を表腹付けとして、家屋移転を極力避ける。

⑥ 天端幅

築堤区間については「解説・河川管理施設等構造令 第三章 第二十一条」に則り、所定の流量に対する天端幅を設ける。

⑦ 管理用通路

堤防には、「解説・河川管理施設等構造令 第三章 第二十七条」に則り、管理用通路を設ける。

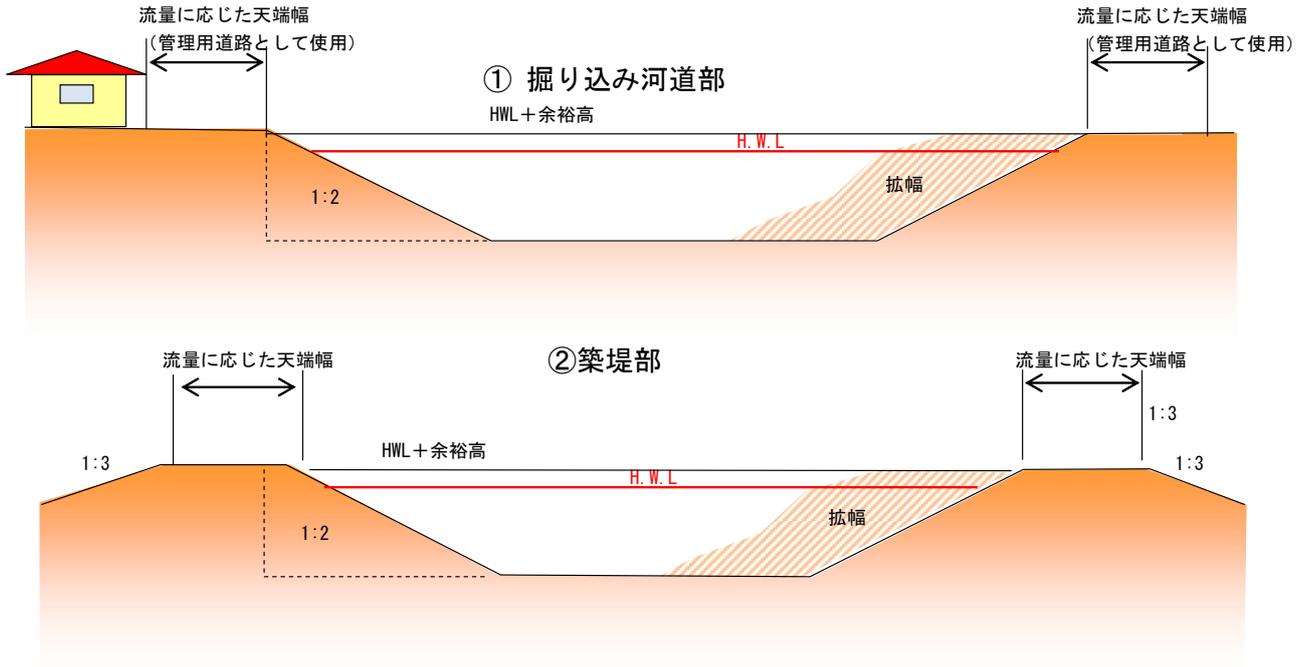


図 8-27 断面形状の例



図 8-28 現況の河岸状況 (BackroadBridge より下流を望む)

表 8-7 計画粗度係数

対象区間 (セグメント区分)	計画粗度係数 【河床】	計画粗度係数 【河岸】
ナンディ川 河道区分 1 (0.00km~4.00km、セグメント 3)	0.015	— (マングローブのみ繁茂【死水域】)
ナンディ川 河道区分 2 (4.00km~25.25km、セグメント 2-2)	0.023	0.060
ナンディ川 河道区分 3 (25.25km~、セグメント 2-1)	0.027	0.060
ナワカ川 (0.0km~10.0km、セグメント 2-1)	0.026	0.060
マラクア川 (0.0km~7.0km、セグメント 2-2)	0.022	0.060
ナモシ川 (0.0km~4.0km、セグメント 2-1)	0.027	0.060

表 8-8 標準断面諸元

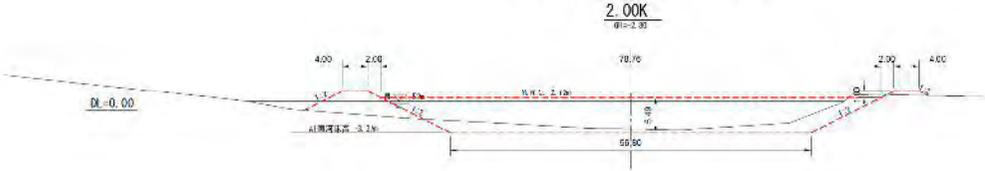
区間	河床幅(m)	水深 Ym の川幅(m)	表法勾配	裏法勾配
Nadi River				
Section1	0.00～5.50km	56.80m	80m (水深 5.80m)	2 割 3 割
Section2	5.75～8.00km	125.60m	150m (水深 6.10m)	2 割 3 割
Section3	8.25～12.75km	71.20m	100m (水深 7.20m)	2 割 3 割
Section4	13.00～18.25km	50.60m	85m (水深 8.60m)	2 割 3 割
Section5	18.50～20.75km	26.00m	70m (水深 11.00m)	2 割 3 割
Section6	21.00～22.75km	21.00m	65m (水深 11.00m)	2 割 3 割
Section7	23.00～28.75km	現況程度	現況程度	現況程度 現況程度
Nawaka River				
Section1	0.00～1.40km	42.60m	70m (水深 6.86m)	2 割 3 割
Section2	1.50～8.50km	27.60m	55m (水深 6.86m)	2 割 3 割
Malakua River				
Section1	0.00～8.00km	9.60m	37m (水深 6.86m)	2 割 3 割
Namosi River				
Section1	0.00～0.75km	10.0m	50m (水深 10.0m)	2 割 3 割
Section2※	0.75km～4.00km	10.0m	50m (水深 10.0m)	2 割 3 割

※NamosRiver Sektion2 については現地調査の結果背後地が高いため基本的に築堤は行わない。

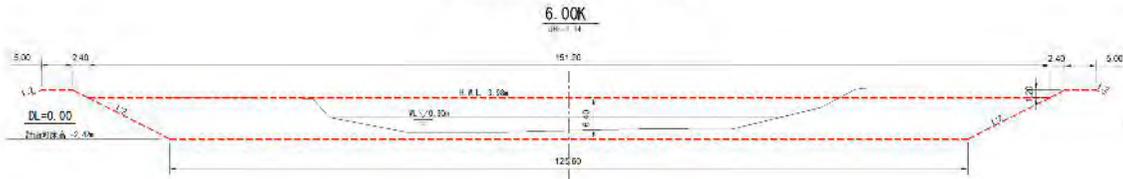
Typical Cross Section (1)

1:400

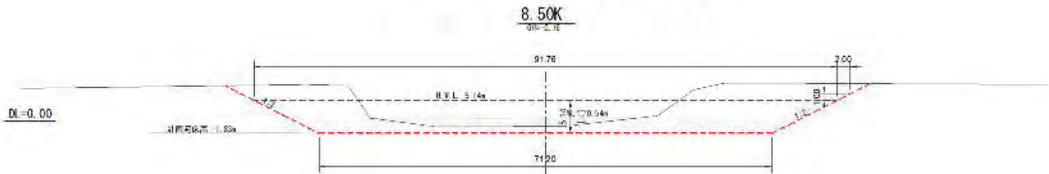
Section1:0.00K~5.50K



Section2:5.75K~8.00K



Section3:8.25K~12.75K



Naditown BRIDGE

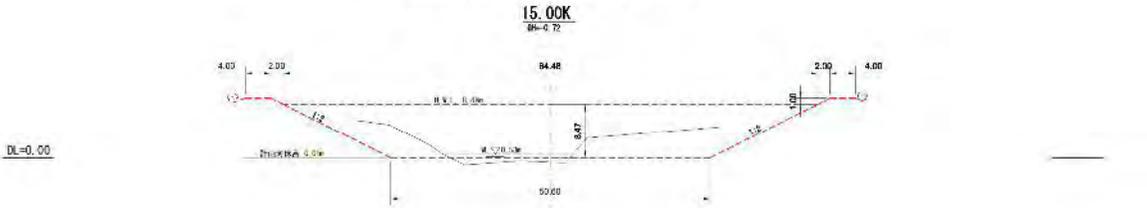


图 8-29 Nadi River 標準断面 (1)

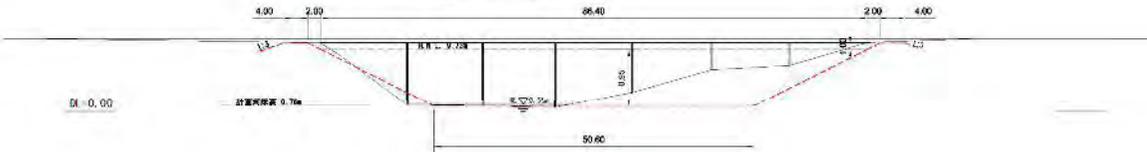
Typical Cross Section (2)

1:400

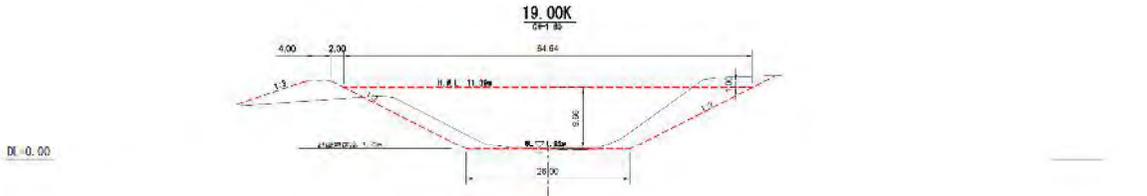
Section4: 13.00K~18.25K



Old Queensroad Bridge



Section5: 18.50K~20.75K



18.75K & Backroad Bridge



图 8-30 Nadi River 标准断面 (2)

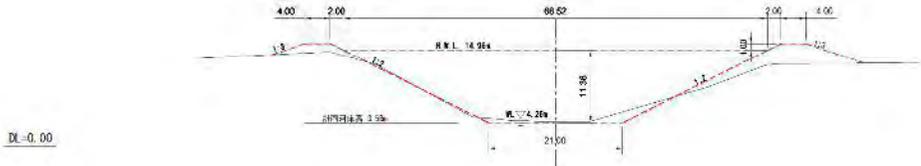
Typical Cross Section (3)

1:400

Section6:21.00K~22.75K

21.50K

BF3.77

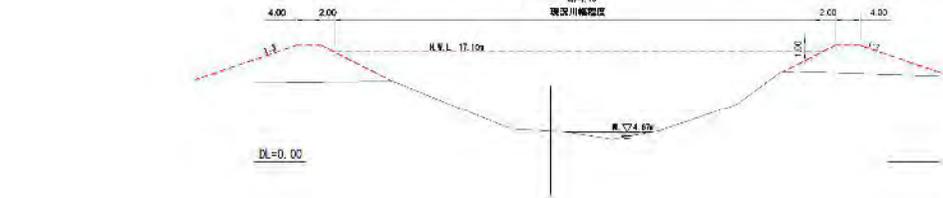


Section7:23.00K~28.75K

23.00K

BF3.70

現況川幅



27.00K

BF4.40

現況川幅

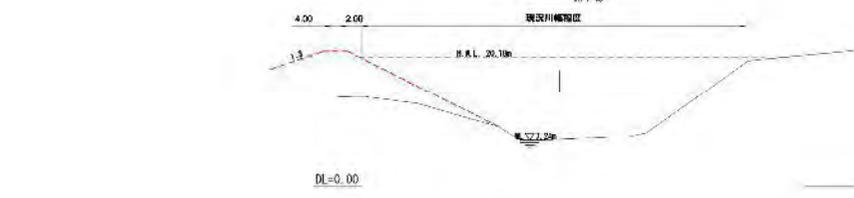
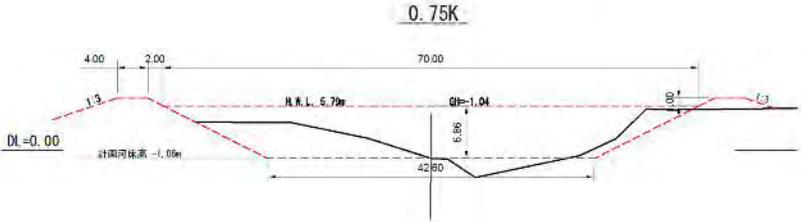


図 8-31 Nadi River 標準断面 (3)

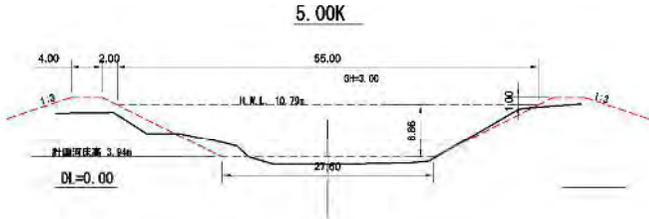
Typical Cross Section (1)

1:400

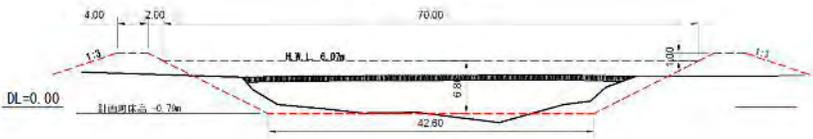
Nawaka River Section1:0.00K~1.40K



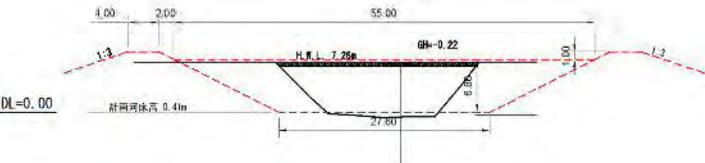
Nawaka River Section2:1.40K~8.50K



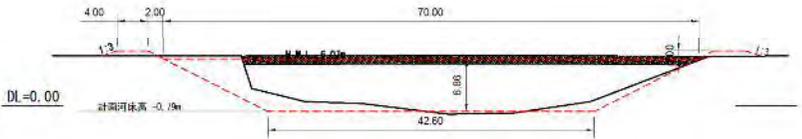
Tramline Bridge



Geleloa Bridge



Navu Bridge



Retention Weir

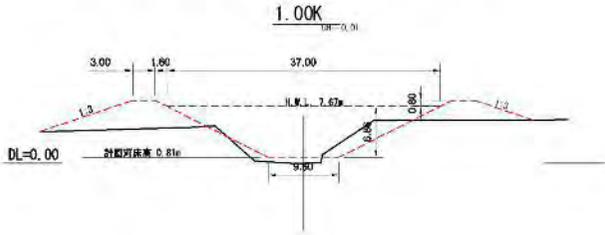


图 8-32 Nawaka River 標準断面

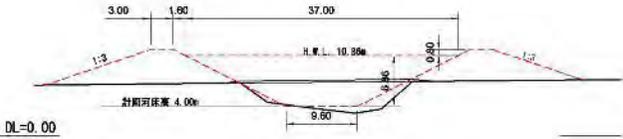
Typical Cross Section (1)

1:400

Malakua River Section 1:0.00K~8.00K



Timber/ Rail Bridge



7.00K

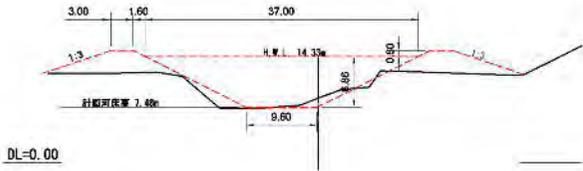
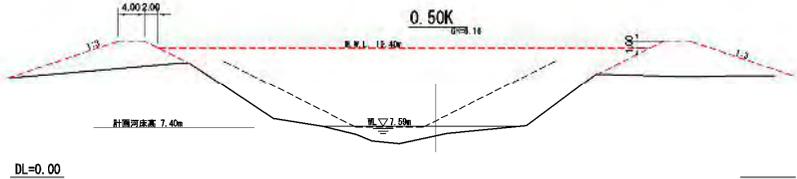


图 8-33 Malakua River 標準断面

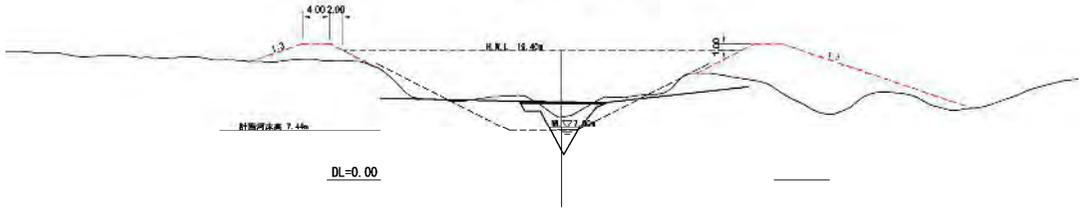
Typical Cross Section (1)

1:400

Section1:0.00K~0.75K



Downstream Bridge



Section2:1.00K~4.00K

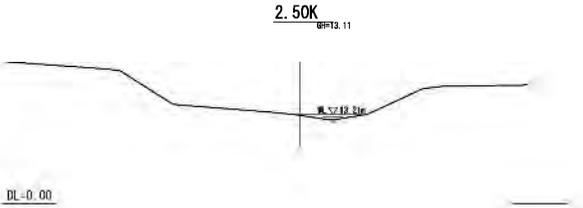


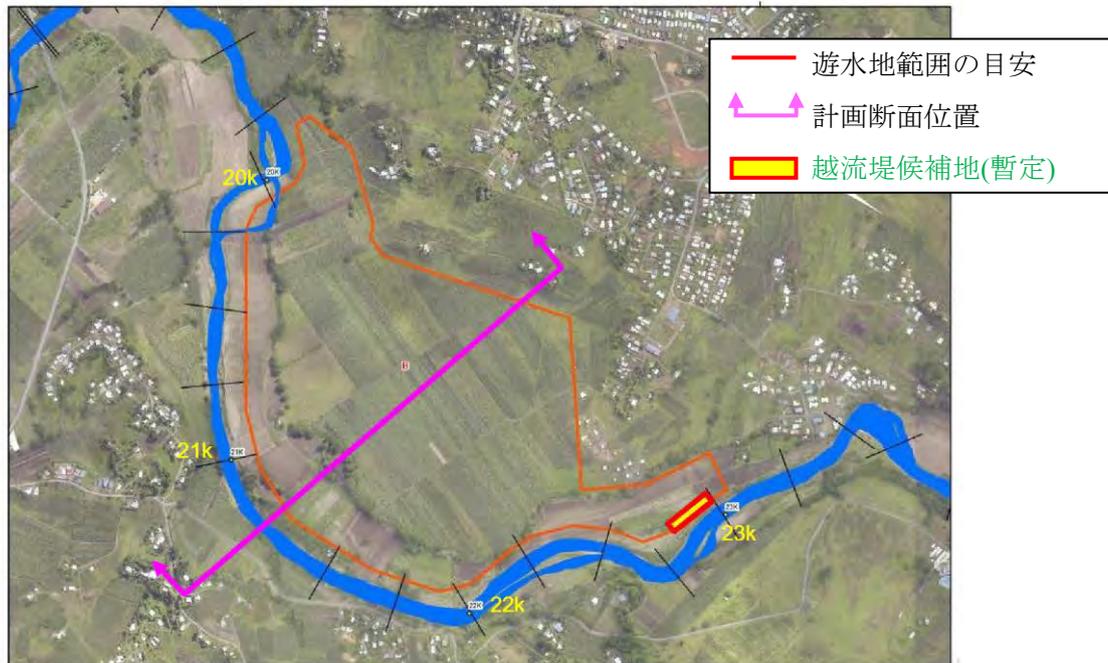
图 8-34 Namosi River 標準断面

8.3 本川支川遊水地計画及び基本設計

ナンディ川流域における遊水地の効果等については 6.3 に詳述してある。ここでは最終的にマスタープランとして採択された、ナンディ川流域の遊水地における基本諸元を下表に整理する。遊水地の基本諸元は流出氾濫解析を通じて所定の洪水量を調節できる規模として設定しているが、FS 調査時において、地形状況等を踏まえながら詳細に検討する必要がある。

8.3.1 本川右岸上流遊水地

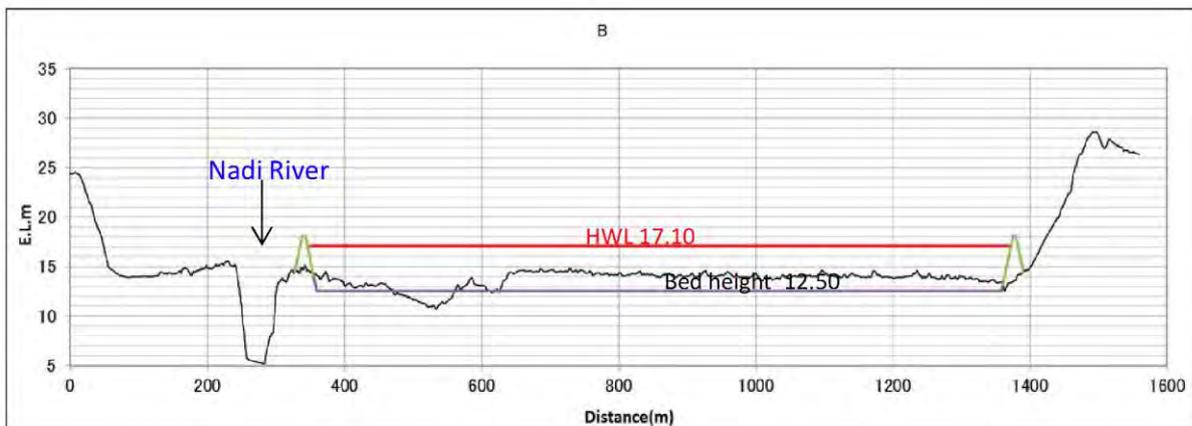
ナンディ川上流区間では洪水時に洪水を一時的に貯留する遊水地を整備する。遊水池の計画範囲は、既往洪水時に浸水した実績のある範囲で、かつ家屋を含まない範囲とする。以下、その他の遊水地も同様の考えによる。



Source: JICA 調査団

図 8-35 ナンディ川上流右岸遊水地平面計画

周囲堤防は遊水池に必要な調節容量を確保しつつ、移転家屋を生じさせないように配置する。また、F/S 調査時は背後地形等も勘案し、周囲堤防の必要性を精査する。以下、その他の遊水地も同様の考えによる。



Source: JICA 調査団

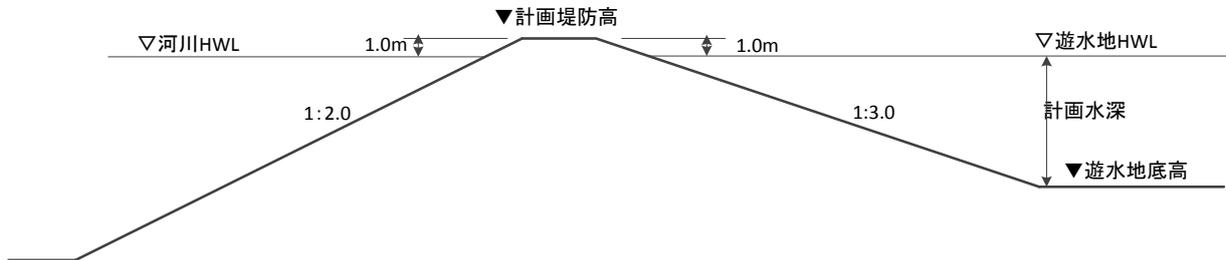
図 8-36 ナンディ川上流右岸遊水地計画断面

表 8-9 本川支川遊水池基本諸元案

■遊水池諸元(MPLレベル)

項目	遊水池A	遊水池B	下流遊水池	遊水池N	遊水池 MLK	遊水池 J	遊水池 Q	遊水池 NRB3	遊水池 Z	遊水池 T	遊水池 UXW	遊水池 NRB4
遊水池諸元	河川 ナンディ川 左岸 右岸	ナンディ川 左岸 右岸	ナンディ川 左岸 右岸	ナンディ川 左岸 右岸	ナワカ川 左岸 右岸	ナワカ川 左岸 右岸	ナワカ川 左岸 右岸	ナワカ川 左岸 右岸	ナワカ川 左岸 右岸	マラクア川 左岸 右岸	マラクア川 左岸 右岸	マラクア川 左岸 右岸
区間	18.75k-20.5k	19.5k-23.0k	0.00k-7.25k	1.50k-2.00k	2.00k-3.75k	3.75k-4.75k	5.25k-	6.25k-	0.85k-2.00k	3.00k-3.50k	3.75k-5.00k	4.50k-
面積(ha)	42	114	725	48.5	60.8	39.4	52.3	25.0	9.5	14.5	39.2	50.0
容量(1000m ³)	636	5,395	9,715	1,577	2,514	1,365	2,263	349	321	565	1,941	691
遊水池HWL(EL.m)	13.53	17.10	3.86	6.97	9.03	10.20	11.09	13.15	8.50	10.17	11.56	12.11
底面高(EL.m)	9.9~13.0	9~12.5	0.01~3.27	2.72~4.2	3.99~4.9	5.7~6.8	6.70	-	4.33~5.2	5.9~7.6	6.85	-
水深(m)	0.5~3.63	4.6~8.1	1.34(平均)	2.77~4.25	4.13~5.04	3.4~4.5	4.39	1.40	3.30~4.17	2.57~4.27	4.71	1.40
調節流量(m ³ /s)	30	220	1400	39	105	55	91	23	9	20	39	32
越流堤	越流長(m)	60	190	700	180	112	72	28	10	15	150	-
区間	20.44k-20.5k	22.81k-23.0k	5.05-5.75k	1.59k-1.75k	3.38k-3.5k	4.43k-4.5k	5.22k-5.25k	-	1.74k-1.75k	3.242k-3.25k	4.25k-4.50k	-
HWL	13.53	17.10	3.86	6.97	9.03	10.20	11.09	-	8.50	10.17	11.56	-
越流部	20.5k	23.0k	5.05-5.75k	1.75	3.5	4.5	5.25	-	1.75	3.25	4.5	-
計算時ピーク水位	13.10	15.17	3.50	6.18	8.73	9.85	10.68	12.61	7.97	10.13	10.62	11.83
越流部敷高	12.53	14.40	2.86	5.97	8.03	9.20	9.09	-	7.50	9.17	10.56	-
越流水深	0.57	0.77	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	-	1.00	1.00	1.00	-
囲繞堤	延長(m)	1,661	3,002	6,434	2,947	2,254	1,688	-	1,163	486	1,092	-
計画堤防高(EL.m)	14.53	18.10	3.86~4.45	7.97	10.03	11.20	12.09	-	9.30	10.97	12.36	-
H.W.L(EL.m)	13.53	17.10	3.86	6.97	9.03	10.20	11.09	-	8.50	10.17	11.56	-
余裕高(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	1.00	1.00	-
最大堤防高(m)	4.63	9.10	3.33	4.00	4.00	4.00	4.00	-	4.00	4.00	4.00	-
堤防天端幅(m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	-	4.00	4.00	4.00	-
裏法勾配	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-
裏法勾配	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-
周囲堤	延長(m)	1,367	2,462	5,212	2,631	5,254	1,157	3,142	-	718	1,541	4,343
計画堤防高(EL.m)	14.53	18.10	2.98~4.35	7.97	10.03	11.20	12.09	-	9.30	10.97	12.36	-
H.W.L(EL.m)	13.53	17.10	3.86	6.97	9.03	10.20	11.09	-	8.50	10.17	11.56	-
余裕高(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	1.00	1.00	-
最深部(EL.m)	10.00	12.50	3.70	4.90	6.80	6.70	6.70	-	5.20	5.70	6.15	-
最大堤防高(m)	4.53	5.60	2.60	4.27	5.13	4.40	5.39	-	4.10	5.27	6.21	-
堤防天端幅(m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	-	4.00	4.00	4.00	-
裏法勾配	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-
裏法勾配	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-	1:3.0	1:3.0	1:3.0	-
排水樋門	排水樋門ゲート	B1.5m×H1.5m×1門	B2.5m×H2.5m×2門	-	B2.0m×H2.0m×1門	B2.5m×H2.5m×1門	B2.0m×H2.0m×1門	B2.5m×H2.5m×1門	-	B1.0m×H1.0m×1門	B1.5m×H1.5m×1門	B2.5m×H2.5m×1門
敷高(EL.m)	9.59	8.2	-	2.72	3.99	5.7	6.7	-	4.33	5.7	6.15	-
排水先	19.0k	20.0k	-	1.5k	2.0k	3.75k	4.25k	-	1.0kk	3.0k	3.75k	-
排水樋門	連通管	-	-	-	-	M-L:B1.3m×H1.3m×1門 M-K:B1.1m×H1.1m×1門	-	-	-	-	B2.1m×H2.1m×1門	-
		-	-	-	-							

圍繞堤は、基本的に現河道に沿って配置し、遊水池の容量を最大化する。圍繞堤の断面は、本川堤防と連続するため、川表側を2割、川裏側を3割とするが、その安定性についてはF/S調査時において検討する。以下、その他の遊水地も同様の考えによる。

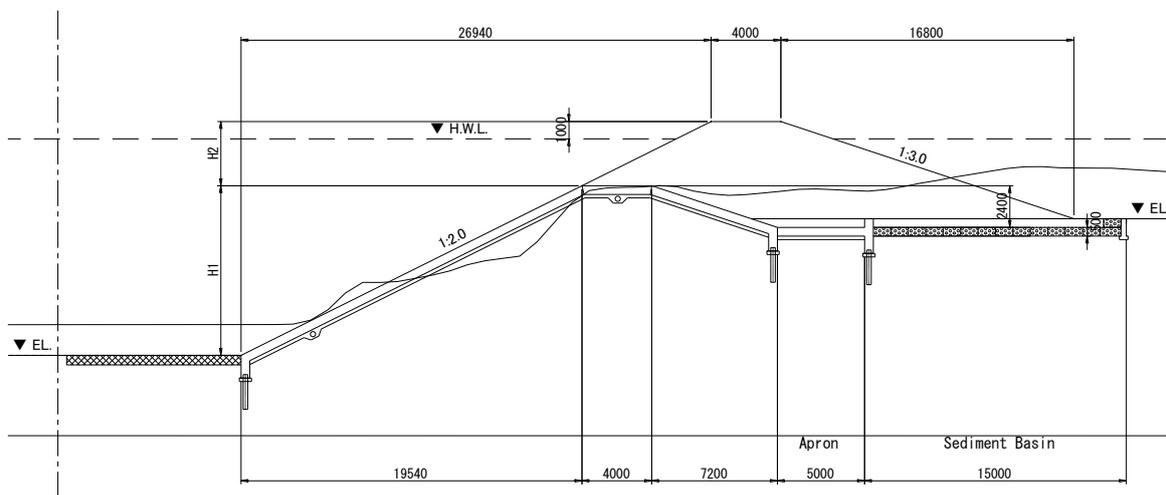


*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-37 ナンディ川上流右岸遊水地圍繞堤計画断面

越流堤は、遊水地において所定の調節容量を確保するため、なるべく上流側に配置する。越流堤の諸元は、優先プロジェクト時およびマスタープラン時において所定の調節容量を確保できる高さ・延長として、水理計算を通じて設定する。現時点での基本諸元は表 8-9 に前掲したとおりであるが、これらはF/S調査を通じて再度詳細に精査される。

越流堤の構造は、計画洪水に対して安全な構造とする必要がある。構造形式としては、コンクリート形式の他、布団かごやアスファルト等によるものもあるが、現時点では、日本国内において大規模越流堤での実績が多く、比較的厳しい水理条件に対応できるコンクリート形式を想定した。越流堤の標準断面を図 8-49 に示す。以下、その他の遊水地も同様の考えによる。



*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-38 ナンディ川上流右岸遊水地越流堤標準断面

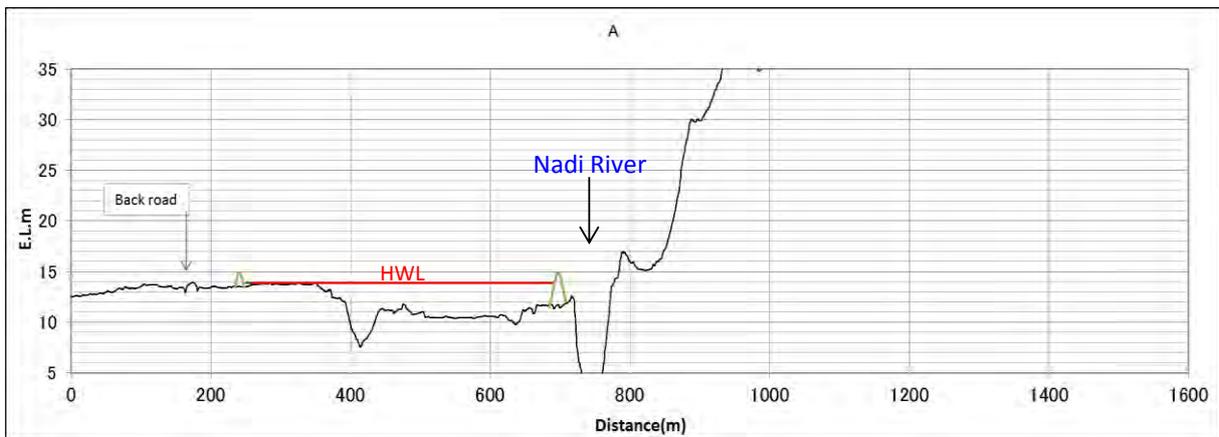
8.3.2 本川左岸上流遊水地

ナンディ川上流区間では洪水時に洪水を一時的に貯留する遊水地を整備する。



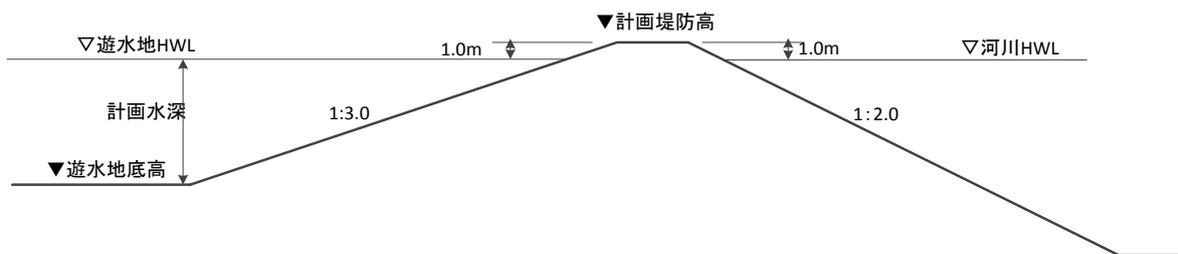
Source: JICA 調査団

図 8-39 ナンディ川上流左岸遊水地平面計画



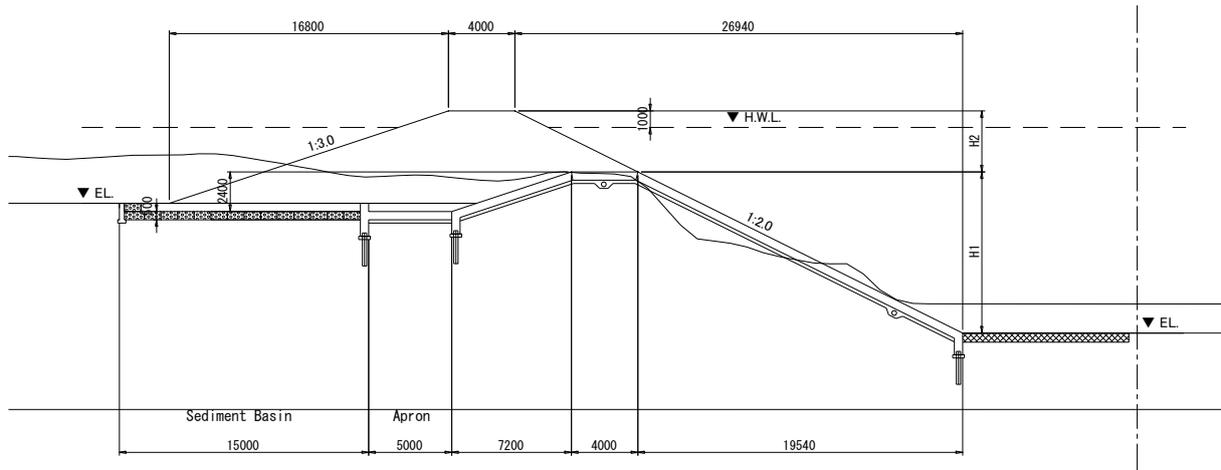
Source: JICA 調査団

図 8-40 ナンディ川上流左岸遊水地計画断面



*計画水深は前掲の表 8-による

図 8-41 ナンディ川上流左岸遊水地囲繞堤計画断面

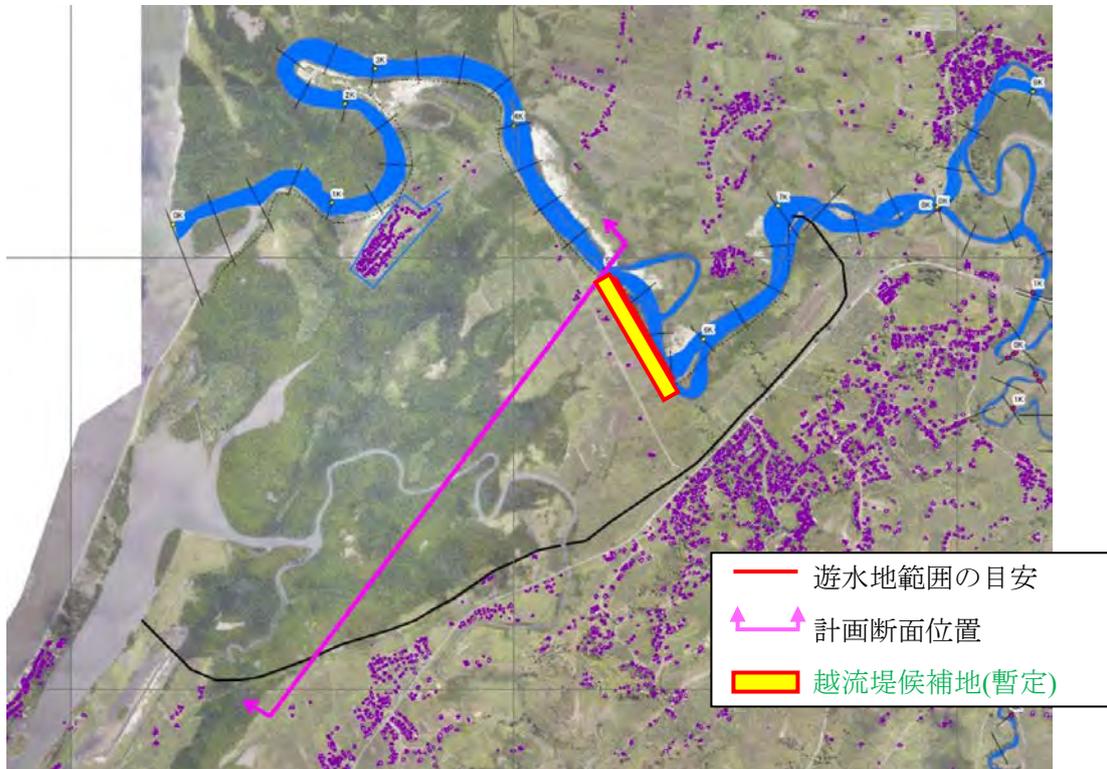


*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-42 ナンディ川上流左岸遊水地越流堤標準断面

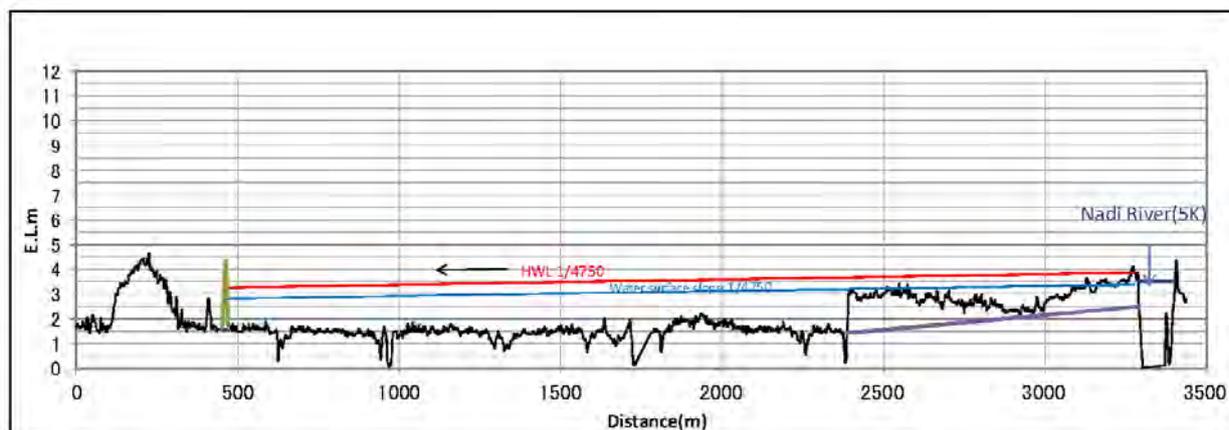
8.3.3 本川下流遊水地

ナンディ川下流区間では洪水時に洪水を一時的に貯留する遊水地を整備する。



Source: JICA 調査団

図 8-43 ナンディ川下流遊水地平面計画



Source: JICA 調査団

図 8-44 ナンディ川下流遊水地地区地形横断

なお、下流遊水地は貯留型でなく、下流部が空いた拡散型の遊水地であり、池内の貯水位に水面勾配が発生する。そのため、遊水地内の HWL は、水理計算結果から池内の最高水位を包絡するように水面勾配を考慮して設定した。図 8-45 にその設定要領を示す。

下流遊水地の HWL は、越流部でナンディ川 5.75k の河川 HWL とし、HWL 勾配を池内最高水位時の水面勾配として、排水先まで延伸して設定した。

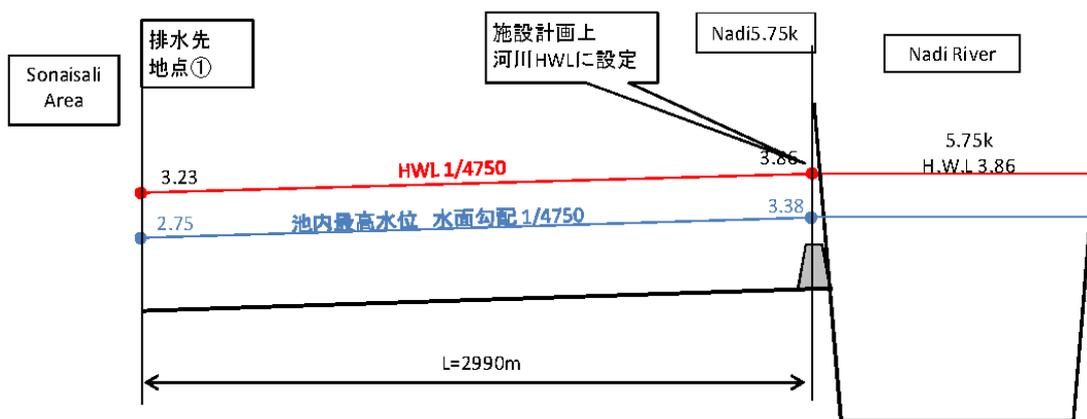
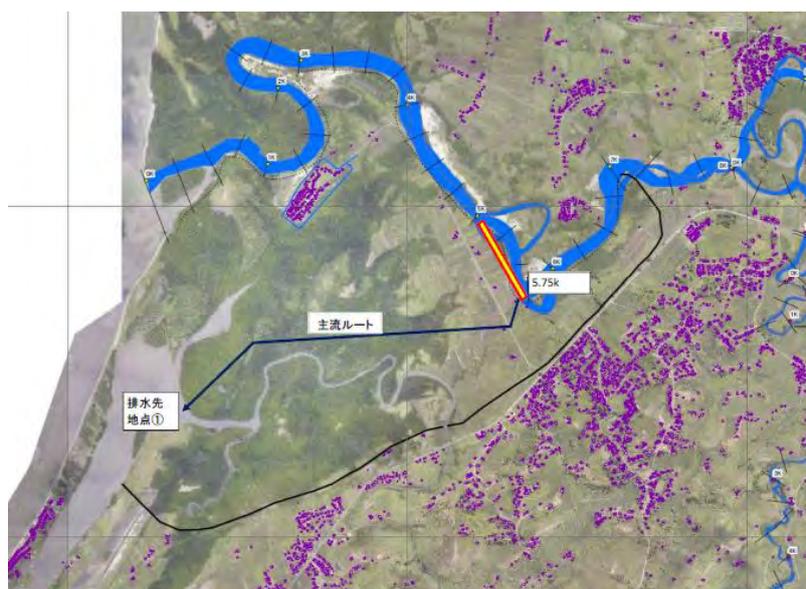
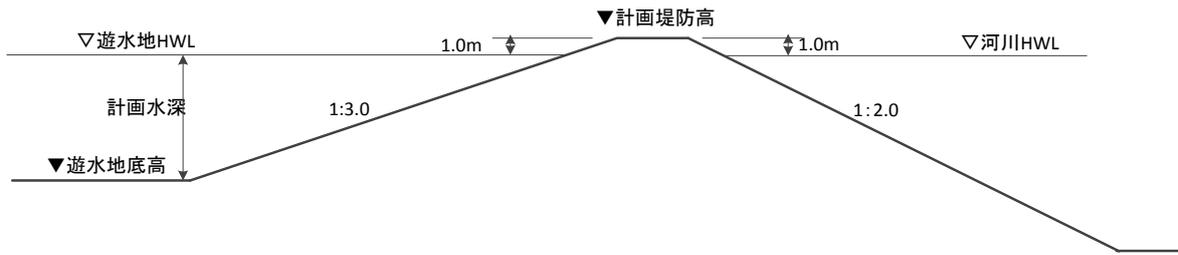
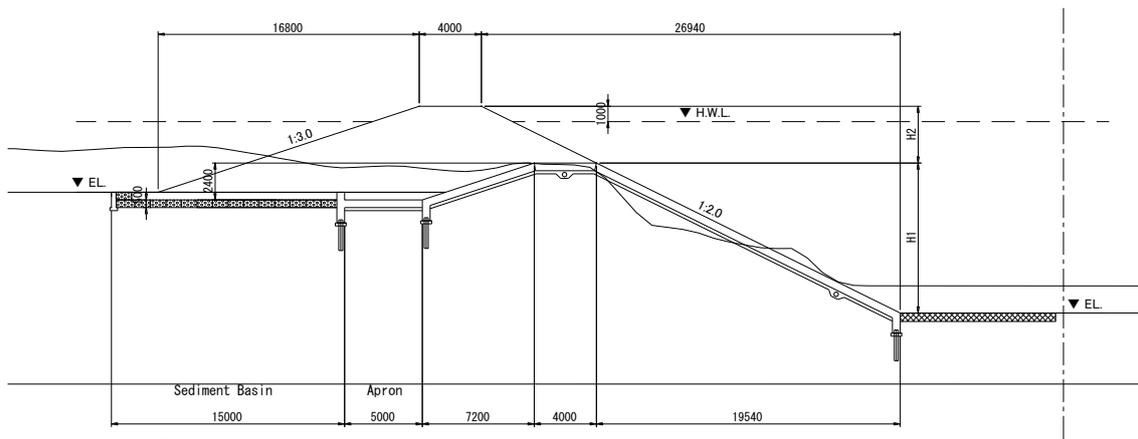


図 8-45 ナンディ川下流遊水地 HWL の考え方



*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-46 ナンディ川下流遊水地囲繞堤計画断面

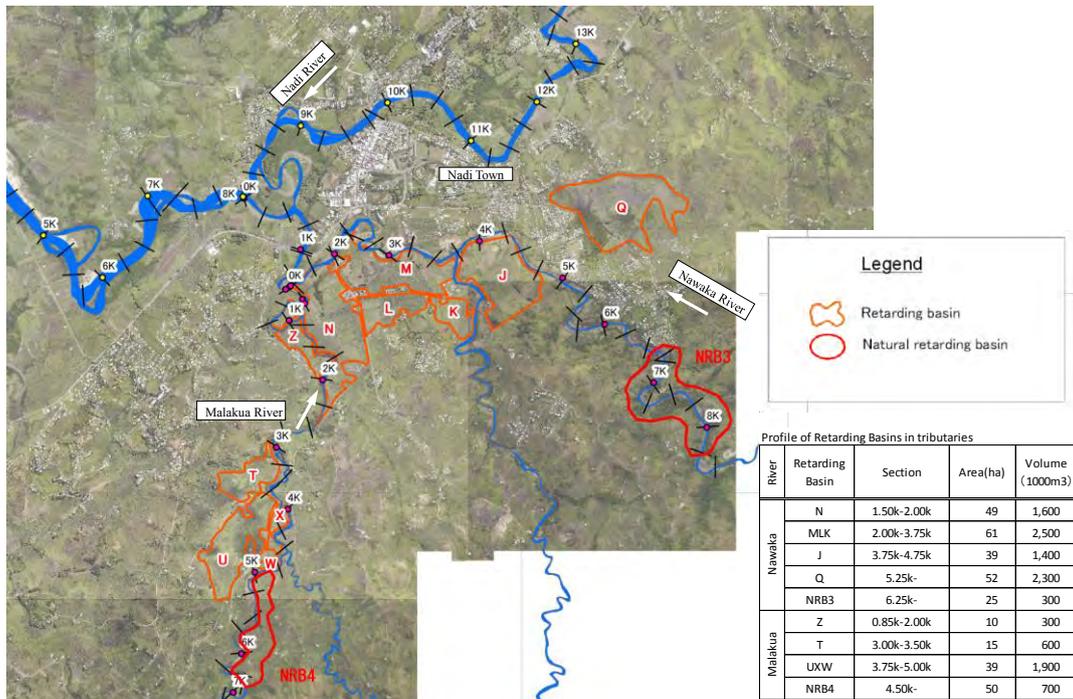


*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-47 ナンディ川下流遊水地越流堤標準断面

8.3.4 支川遊水地群

支川流域では洪水時に洪水を一時的に貯留する遊水地群を整備する。



Source: JICA 調査団

図 8-48 支川遊水地平面計画

支川遊水池のうち、比較的規模の大きい遊水地 J(ナワカ川)、遊水地 T(マラクア川)の平面図と地形横断を以下に示す。また、支川遊水地の圍繞堤断面を図 8-57 に示す。

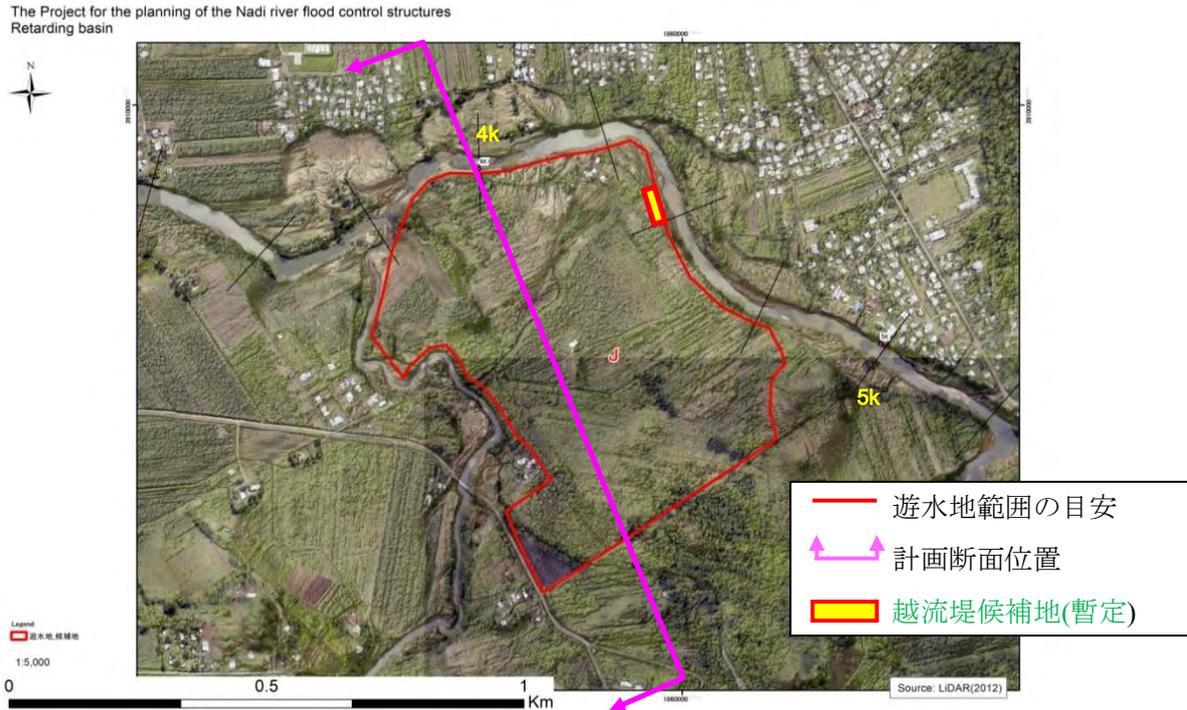


図 8-49 ナワカ川遊水地 J 平面計画

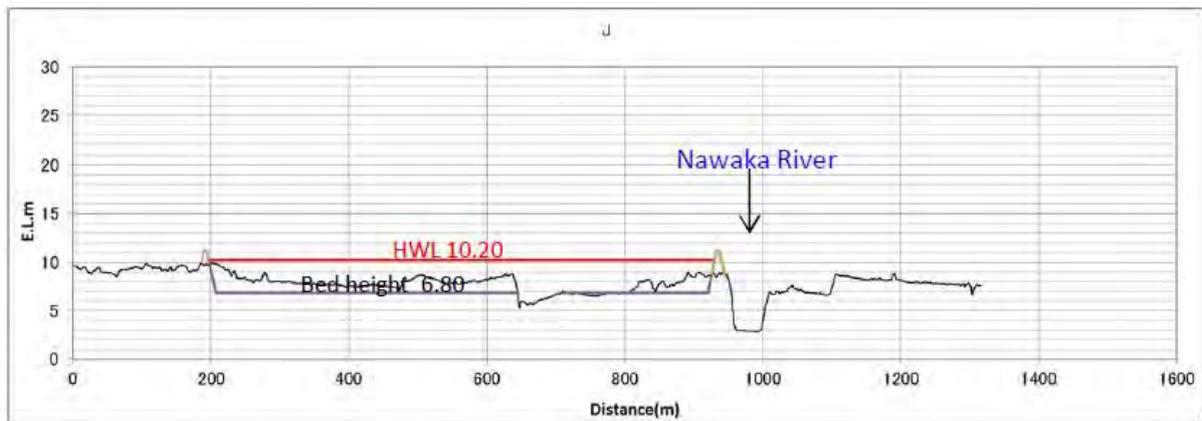
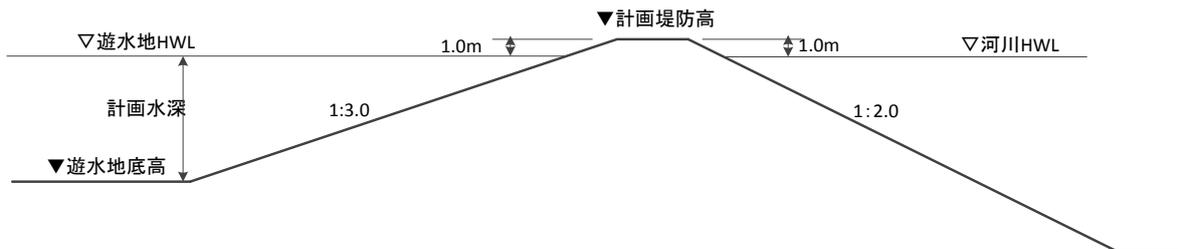
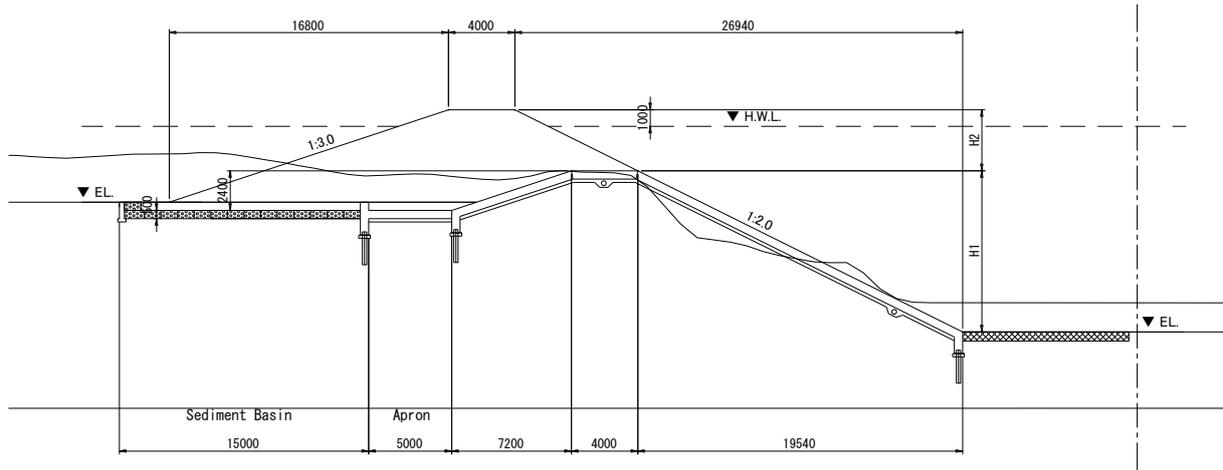


図 8-50 ナワカ川遊水地 J 地形横断



*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-51 ナワカ川遊水地 J 圍繞堤計画断面



*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-52 ナワカ川遊水地 J 越流堤標準断面

The Project for the planning of the Nadi river flood control structures
 Retarding basin

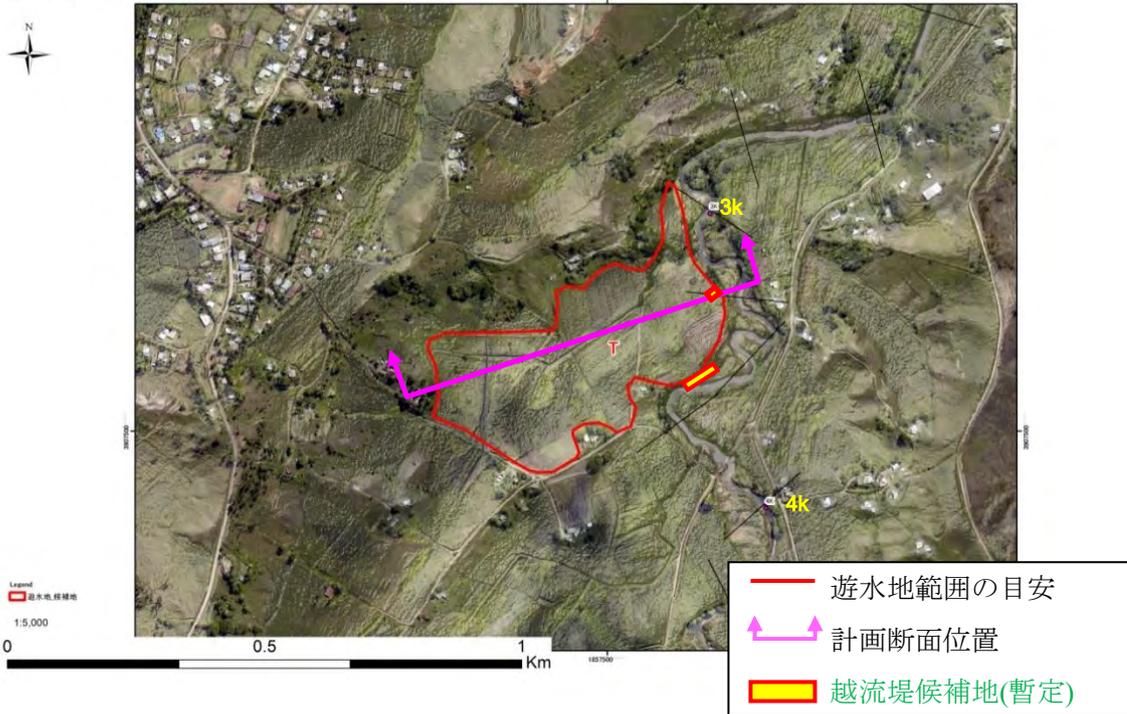


図 8-53 マラクア川遊水地 T 平面計画

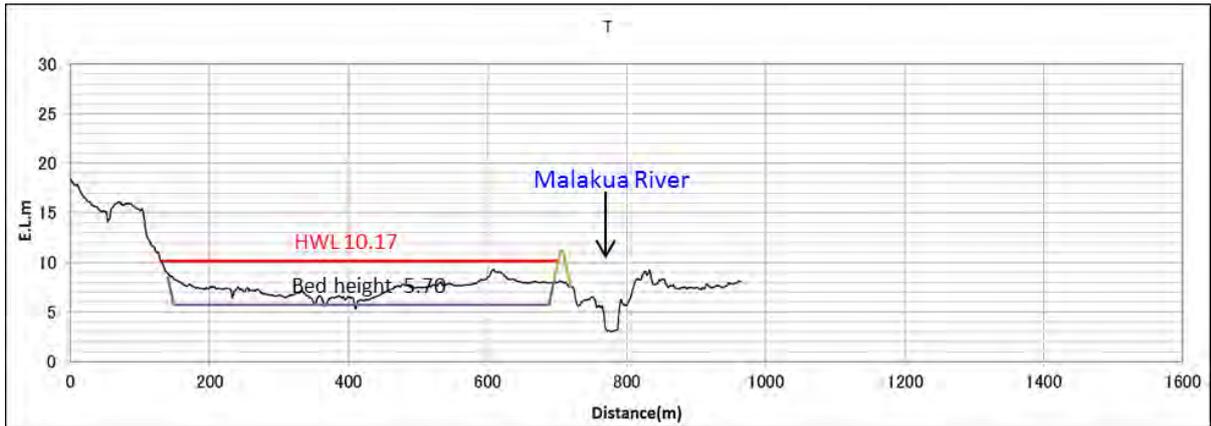
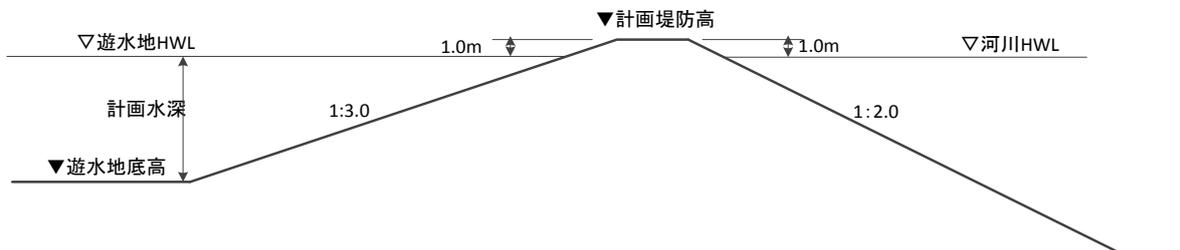
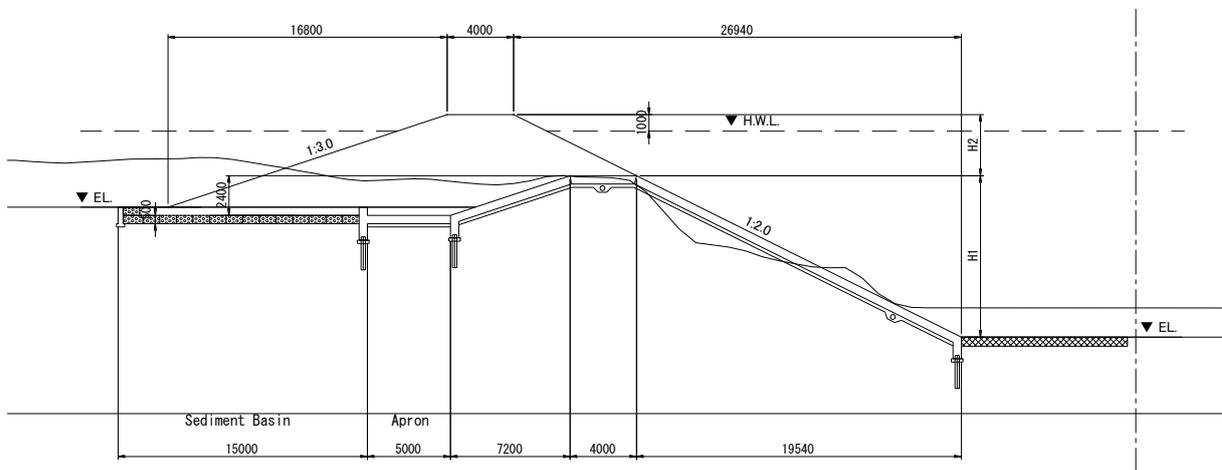


図 8-54 マラクア川遊水地 T 地形横断



*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-55 マラクア川遊水地 T 囲繞堤計画断面



*計画水深は前掲の表 8-9 による

図 8-56 マラクア川遊水地 T 囲繞堤計画断面

8.4 輪中堤計画及び基本設計

ナンディ川本川下流域の輪中堤は、マスタープランで位置づけられた下流計画遊水地内に位置する特定のコミュニティを防御するために整備される。

輪中堤の平面平地案を図 8-57 に示す。

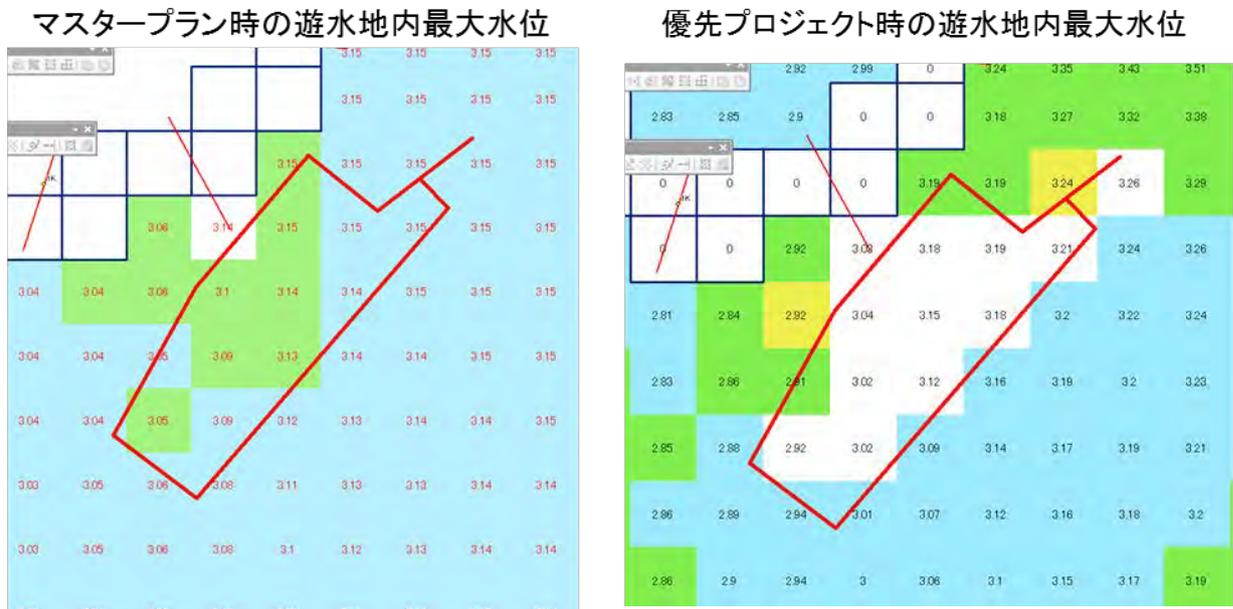


図 8-57 輪中堤平面配置

輪中堤の計画堤防高について、優先プロジェクト完了時において、計画規模外力（2012 年既往最大）に対し、ダム・遊水地でのカットがないため、遊水地水位は、

$$\text{マスタープラン(M/P)完了時 HWL+余裕高} > \text{優先事業完了時} > \text{M/P 完了時 HWL}$$

となる。そのため、輪中堤の堤防高は、M/P 完了時 HWL+余裕高（=計画堤防高）で整備する。輪中堤の上流端と下流端の水位差は 10cm 程度と僅かであるため、輪中堤の天端高は、最も水位の高い箇所を基準として、一律 EL. 4.2m とする。なお、輪中堤が優先プロジェクトに選定された場合、同天端高はフィジービリティ調査において精査される。



(a) マスタープラン時と優先プロジェクト時の遊水地内最大水位

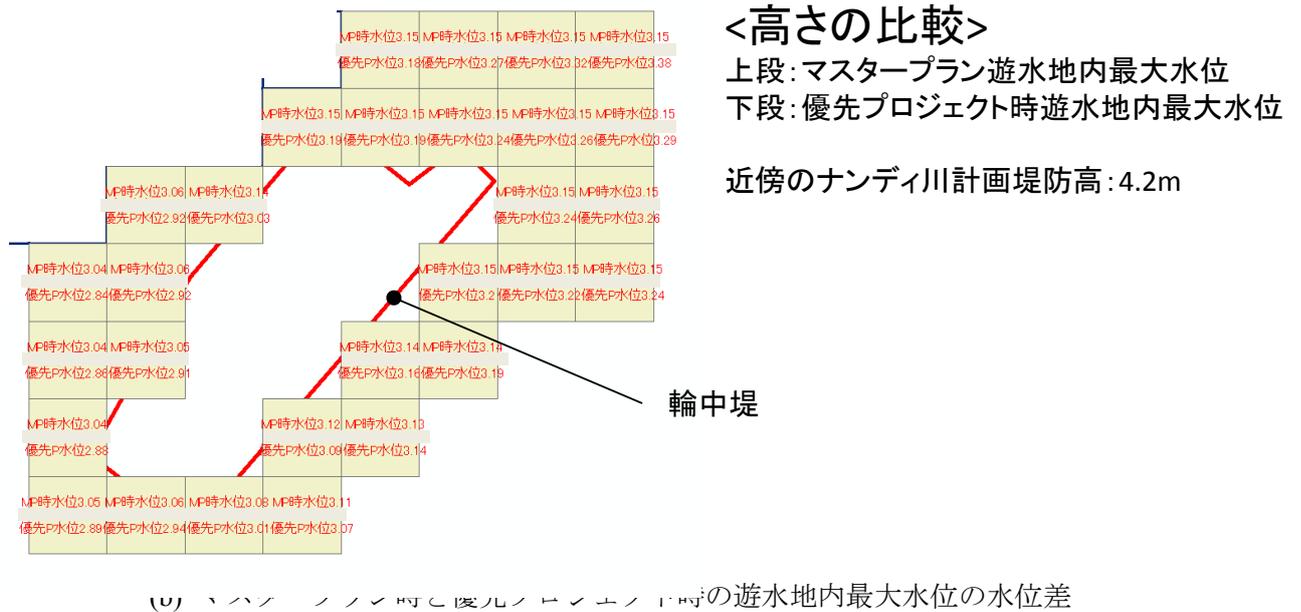


図 8-58 輪中堤周辺の浸水位比較

また、輪中堤の天端幅は維持管理を考慮し、本川堤防と同等の 4.0m を確保する。また、輪中堤の法面勾配は 3 割とする。

表 8-10 輪中堤計画諸元素

天端高 (EL.m)	天端幅 (m)	堤防高 平均(m)	法勾配 (堤内側 1:n)	法勾配 (堤外側 1:n)	延長 (m)
4.2	4.0	2.5	3.0	3.0	1,534

輪中堤の計画横断を図 8-59 に示す。

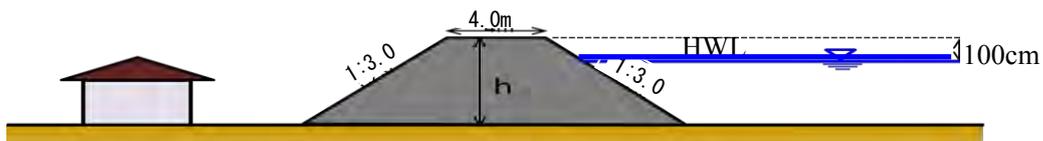


図 8-59 輪中堤計画断面

8.5 橋梁計画及び基本設計

対象流域には、ナンディ川およびその支川を渡河するための道路橋、およびトラムライン橋(サトウキビの運搬に使用)が多数架設されている。この内、前述の水理解析およびこれに基づく河道計画により、6道路橋、2トラムライン橋が河川改修の影響を受けることが明らかとなった。これらの橋梁は、橋長が計画河川幅に対して不足することに加え、一部を除き上部工の桁下高が計画高水位より低い位置となる。

本調査では、50年確率流量に基づく河道の計画横断形を橋梁計画に適用する。河道の計画横断形に対し、橋長および桁下クリアランスの不足等により河道流下の支障となる下表リストに示す橋梁について、既設橋を撤去し、架け替える計画とする。なお、これらの橋梁は、架設年次が古く、劣化・損傷等により更新時期に近づいてきていることに加え、既存の図面や設計図書が存在せず、活荷重、洪水や地震等の影響に対し、構造上の安定性を確認することが困難な状況である。

表 8-11 架け替え橋梁リスト

No.	Bridge Name	Route Name	River		Remarks
			Name	Distance(km)	
1-1	Nadi Town Bridge	Queens Road	Nadi	9.83	
1-2	Old Queens Road Bridge (Road)	Old Nadi Back Road	Nadi	16.84	Shared substructures
1-2'	Old Queens Road Bridge (Tramline)	Tramline			
2-1	Navo Bridge (Road)	Queens Road	Nawaka	1.03	
2-1'	Navo Bridge (Tramline)	Tramline	Nawaka	1.01	
2-2	Bridge on Malakua – Tunalia Road	Malakua - Tunalia Road	Malakua	3.87	
3-1	Qeleloa Bridge	Unknown	Nawaka	2.00	
4-1	Bridge on Nausori Back Road	Nausori Back Road	Namosi	0.52	

Source: JICA Study Team

以下に、本調査で実施した既設橋に関する調査結果、ならびに架け替え計画の詳細を示すとともに、各橋梁の架け替え計画概念図を後掲する。

8.5.1 既設橋梁の現況

橋梁の改修方針検討に先立ち、既設橋梁に対する基礎資料の収集を行った。

(1) 橋梁を管理する機関

対象流域内の橋梁を管理する機関は以下のとおりである。

表 8-12 橋梁を管理する機関

Structures	Organization
Road bridges	FRA (Fiji Road Authority)
Tramline bridges	FSC (Fiji Sugar Corporation)

Source: JICA Study Team

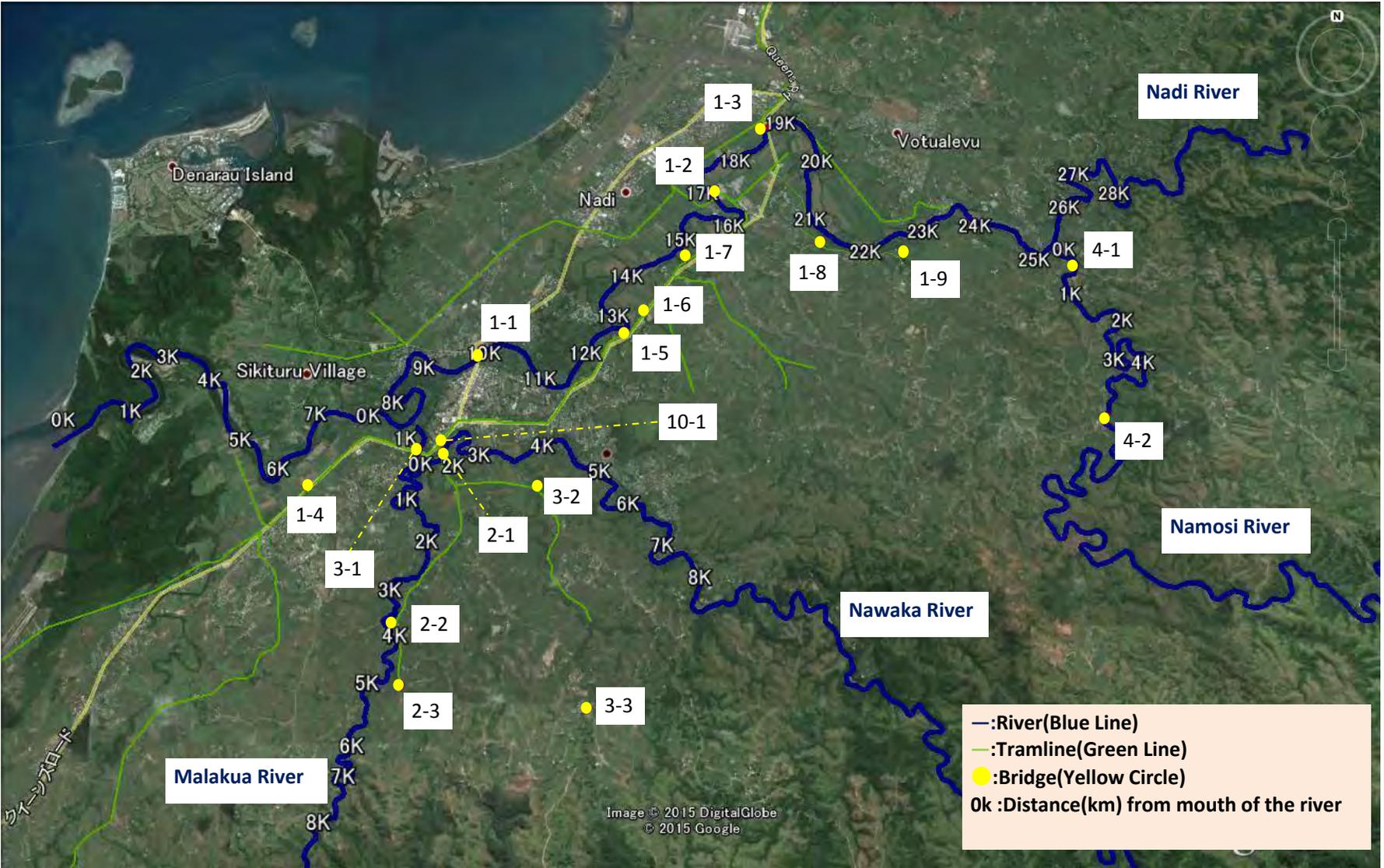
(2) 対象流域に架設されている橋梁

対象流域には、現状で次頁の表および図に示すように 18 箇所に 24 橋(18 道路橋、6 トラムライン橋)が架設されている。

表 8-13 既設橋梁

No.	Bridge Name [Year of Construction]	Channel		Route	Bridge Length	Bridge Width	Remarks
		Name	Distance				
1-1	Nadi Town Bridge[1965]	Nadi Rv	9.83	Queens Rd	72.00	10.39	There is a wreck of fallen former bridge 120m downstream of the bridge.
1-2	Old Queens Road Bridge (Road) [1936]	Nadi Rv	16.84	Old Nadi Back Rd	98.50	3.05	Substructures are shared with tramline bridge.
1-2'	Old Queens Road Bridge (Tramline) [1936]	Nadi Rv	16.84	Tramline	98.50	0.93	Substructures are shared with road bridge.
1-3	Back Road Bridge [1992]	Nadi Rv	18.74	Nadi Back Rd	80.00	9.40	
1-4	Br. on Queens Rd over channel (Road)	Channel to Nadi Rv	---	Queens Rd	13.00	10.50	
1-4'	Br. on Queens Rd over channel (Tramline)	Channel to Nadi Rv	---	Tramline	6.08	1.85	
1-5	Br. over Naividama Creek (Road)	Naividama Creek to Nadi Rv	---	Nadi Back Rd	13.80	9.70	
1-5'	Br. over Naividama Creek (Tramline)	Naividama Creek to Nadi Rv	---	Tramline	14.60	1.85	
1-6	Br. over Sa Creek (Road)	Sa Creek to Nadi Rv	---	Nadi Back Rd	8.75	9.70	
1-6'	Br. over Sa Creek (Tramline)	Sa Creek to Nadi Rv	---	Tramline	18.00	1.94	
1-7	Vunatogotogo Bridge (Road) [1990]	Vunatogotogo Creek to Nadi Rv	---	Nadi Back Rd	20.40	9.70	
1-7'	Vunatogotogo Bridge (Tramline)	Vunatogotogo Creek to Nadi Rv	---	Tramline	18.00	1.85	
1-8	Br. on Nausori Back Rd over channel #1	Channel to Nadi Rv	---	Nausori Back Rd	9.00	4.23	
1-9	Br. on Nausori Back Rd over channel #2	Channel to Nadi Rv	---	Nausori Back Rd	10.00	4.00	
2-1	Navo Bridge (Road) [1959]	Malakua Rv	1.03	Queens Rd	61.10	7.37	
2-1'	Navo Bridge (Tramline)	Malakua Rv	1.01	Tramline	55.20	1.85	3 types of piers.
2-2	Br on Malakua-Tunalia Rd	Malakua Rv	3.87	Malakua- Tunaria Rd	27.00	3.95	There is a wreck of old abutment at Nadi side.
2-3	Br on Nakia Rd over tributary to Malakua	Tributary to Malakua	---	Nakia Rd	10.00	3.05	
3-1	Qeileoa Bridge	Nawaka Rv	2.00	Unknown	21.00	8.98	There is a wreck of fallen tramline bridge upstream of the bridge.
3-2	Br on Togo Rd over tributary to Nawaka	Tributary to Nawaka	---	Togo Rd	27.75	3.65	There is a tramline on Nadi side of this bridge.(being cut before the bridge)
3-3	Box Culvert on Togo-Lavusa Rd over tributary to Nawaka	Tributary to Nawaka	---	Togo-Lavusa Rd	21.00	7.00	Precast Box
4-1	Br on Nausori Back Rd	Namosi Rv	0.52	Nausori Back Rd	11.45	4.00	The RC deck has several damages because of poor construction work. The width of river is narrow at the point of the bridge.
4-2	Malamura Bridge	Namosi Rv	5.50	Nausori Highland Rd	55.50	4.00	
10-1	Qeileoa Overpass [1999]	Tramline	---	Queens Rd	6.26	11.00	The bridge passed over a tramline.(Not used)

Source: JICA Study Team



Source: JICA Study Team

図 8-60 既設橋梁位置図

(3) 既設橋梁調査

1) 既設橋梁資料

サイト調査において、既設橋梁の設計図の有無について調査を行った。設計図が確認できた橋梁は以下の4道路橋のみである。

表 8-14 設計図を確認できた既設橋梁

No.	Bridge Name	Drawings
1-3	Back Road Bridge	位置図、下部工詳細図、床版詳細図など11枚
1-7	Vunatogotogo Bridge (Road)	位置図、下部工詳細図、床版詳細図など7枚
2-1	Navo Bridge (Road)	位置図、下部工詳細図など8枚
10-1	Qeleloa Overpass	全体図など2枚

2) ترامライン橋について

サイト調査において、橋梁を管理する FSC(Fiji Sugar Corporation)に運行状況等のヒアリングを行った。結果は以下の通りである。

- ✓ 対象流域における ترامラインは、サトウキビ輸送以外の用途では使われていない。
- ✓ ナンディ流域及び南部 (Sigatoka 等の地域) で収穫したサトウキビは全て Lautoka の製糖工場に運ばれる。
- ✓ サトウキビの輸送には ترامラインとトラックが用いられ、その比率はそれぞれ 50%である。
- ✓ サトウキビ輸送のために ترامラインを使う期間は、7月から1月である。一方、2月から6月はメンテナンスの期間としている。
- ✓ ترامライン橋の架け替え工事はメンテナンス期間に完了するのが望ましいがトラックの代替輸送で対応可能である。
- ✓ ترامラインはほぼレベルである。傾斜がある区間もあるが、事故多発地帯となっている。
- ✓ 洪水により落橋した Qeleloa 橋付近の ترامライン橋については、現在、トラックによる輸送が行われているため、架け替える計画はない。
- ✓ Denarau から Back Road に至る路線は、付近でサトウキビ栽培を行っていないため、使用していない。

3) 現状の課題

サイト調査の結果、既設橋梁の問題点を次頁表に整理した。既設 24 橋の内、河川改修による影響を受ける橋梁は、6 道路橋、2 ترامライン橋の計 8 橋である。なお、河川改修による影響が無い既設橋の中には、経年劣化等による損傷により補修が必要と判断される橋梁も存在するが、道路事業での対応が想定されるため、本事業では対象外とした。

以下に対象流域における既設橋に生じている特徴的な問題点を河川流下の観点から示す。

- ✓ 洗掘の影響で下部工基礎が露出している事例が散見される。
- ✓ 道路橋と ترامライン橋が近接するものの、支間割が異なり、流下を阻害している。
- ✓ 洪水時に生じたと思われる流木が橋座面に掛かっている事例が散見される。

表 8-15 既設橋梁の課題

No.	Bridge Name	Channel		Capacity of flow	Condition	Comment about Condition	
		Name	Distance				
1-1	Nadi Town Bridge	Nadi Rv	9.83	NG	Not good	Cracks can be seen on the road where beams are connected by hinge. The deck can be damaged as well in for the area.	
1-2	Old Queens Road Bridge (Road)	Nadi Rv	16.84	NG	Not good	Because of heavy vehicles from concrete factory nearby, large cracks can be seen on the surface and it is possible the deck is also damaged from the crack. Foundations can be seen because of erosion.	
1-2'	Old Queens Road Bridge (Tramline)	Nadi Rv	16.84	NG	Not good	Deterioration of anticorrosive function	
1-3	Back Road Bridge	Nadi Rv	18.74	OK	Good	Some crossbeams are missing. (stolen?)	
1-4	Br. on Queens Rd over channel (Road)	Channel to Nadi Rv	---	---	Good		*
1-4'	Br. on Queens Rd over channel (Tramline)	Channel to Nadi Rv	---	---	Mild damage	Deterioration of anticorrosive function	*
1-5	Br. over Naividama Creek (Road)	Naividama Creek to Nadi Rv	---	---	Good		*
1-5'	Br. over Naividama Creek (Tramline)	Naividama Creek to Nadi Rv	---	---	Mild damage	Deterioration of anticorrosive function	*
1-6	Br. over Sa Creek (Road)	Sa Creek to Nadi Rv	---	---	Good		*
1-6'	Br. over Sa Creek (Tramline)	Sa Creek to Nadi Rv	---	---	Mild damage	Deterioration of anticorrosive function	*
1-7	Vunatogotogo Bridge (Road)	Vunatogotogo Creek to Nadi Rv	---	---	Good		*
1-7'	Vunatogotogo Bridge (Tramline)	Vunatogotogo Creek to Nadi Rv	---	---	Mild damage	Deterioration of anticorrosive function	*
1-8	Br. on Nausori Back Rd over channel #1	Channel to Nadi Rv	---	---	Not Good	Deterioration of anticorrosive function	*
1-9	Br. on Nausori Back Rd over channel #2	Channel to Nadi Rv	---	---	Not Good	The middle of the span is sinking because of the traffic load and there is a fear of falling.	*
2-1	Navo Bridge (Road)	Malakua Rv	1.03	NG	Not Good	All piers are can be seen because of severe erosion.	
2-1'	Navo Bridge (Tramline)	Malakua Rv	1.01	NG	Mild damage	Deterioration of anticorrosive function	
2-2	Br on Malakua-Tunalia Rd	Malakua Rv	3.87	NG	Not Good	Old substructure damaged by erosion.	
2-3	Br on Nakia Rd over tributary to Malakua	Tributary to Malakua	---	---	Not Good	Deterioration of anticorrosive function	*
3-1	Qeleloa Bridge	Nawaka Rv	2.00	NG	Good		
3-2	Br on Togo Rd over tributary to Nawaka	Tributary to Nawaka	---	---	Not Good	Deterioration of anticorrosive function. Piers are leaned to the left by flood.	*
3-3	Box Culvert on Togo-Lavusa Rd over tributary to Nawaka	Tributary to Nawaka	---	---	Good	Newly built after 2012 flood because the former bridge was washed away by flood.	*
4-1	Br on Nausori Back Rd	Namosi Rv	0.52	NG	Bad	The deck is poorly constructed and there are many small holes that bees lives inside. Dangerous.	
4-2	Malamura Bridge	Namosi Rv	5.50	OK	Not good	All piers are can be seen because of severe erosion.	
10-1	Qeleloa Overpass	Tramline	---	---	Good		*

* Outside the scope of the Project

Source: JICA Study Team

(4) 改修方針

前述までのとおり、河川改修による影響を受ける 6 道路橋、2 トラムライン橋の計 8 橋については、下記理由により架け替える計画とする。

表 8-16 橋梁改修方針

No.	Bridge Name	Bridge improvement plan	Reason	Remark
1-1	Nadi Town Bridge	Reconstruction	✓ 計画河川幅に対し橋長が不足している。 ✓ 河床洗掘による基礎の露出等の損傷がある。	
1-2	Old Queens Road Bridge (Road)	Reconstruction	✓ 橋脚数が多く、河積阻害率が大い。 ✓ 河床洗掘による基礎の露出等の損傷がある。	
1-2'	Old Queens Road Bridge (Tramline)	Reconstruction	✓ 下部工が道路橋と一体構造であるため、道路橋と合わせて架け替えが必要である。	*1
2-1	Navo Bridge (Road)	Reconstruction	✓ 計画河川幅に対し橋長が不足している。 ✓ 桁下高が計画高水位以下となっている。 ✓ 河床洗掘による基礎の露出等の損傷がある。	
2-1'	Navo Bridge (Tramline)	Reconstruction	✓ 計画河川幅に対し橋長が不足している。 ✓ 橋脚位置が直近上流の道路橋と一致していないため河道流下の支障となる。	*2
2-2	Bridge on Malakua-Tunalia Road	Reconstruction	✓ 計画河川幅に対し橋長が不足している。 ✓ 桁下高が計画高水位以下となっている。	
3-1	Qeileoa Bridge	Reconstruction	✓ 計画河川幅に対し橋長が不足している。 ✓ 桁下高が計画高水位以下となっている。	
4-1	Bridge on Nausori Back Road	Reconstruction	✓ 計画河川幅に対し橋長が不足している。 ✓ 桁下高が計画高水位以下となっている。	

*1: トラムラインの縦断は列車の安全運行上及び性能上、既存縦断勾配を変更することができない。桁下高は計画高水位を上回るものの、桁下余裕高の確保は困難と想定される（インテリムレポートとりまとめ時点）。今後の FS 段階にて実施する測量結果を踏まえ、詳細に検討する(8.5.2(3)参照)。

*2: トラムラインの縦断は変更不可であるため、潜水橋として計画する。なお、当該橋の詳細設計時においては、河積阻害の軽減、および流木衝突リスク軽減対策等、潜水橋として構造および供用に支障の無いよう設計を行う必要がある。図 8-62～図 8-63 にその事例を示す。なお、現地コンサルタントへのヒアリング結果からは、近年架け替えを実施したトラムライン橋において潜水橋として設計する場合には、設計した軌道面を上回る水位に基づき、構造上の安全性を考慮しているとのことであったが、資料提供等は受けておらず、詳細は不明である。

Source: JICA Study Team

架け替える橋梁は、以下の性能を有することとする。

表 8-17 架け替え橋梁の性能

	道路橋	トラムライン橋
通行の可否	通常時：通行可能 洪水時：通行可能	通常時：通行可能 洪水時：軌道面を上回る出水がある場合には通行不可を容認する。
橋梁計画	桁下高は計画高水位＋余裕高以上、橋長は河川幅以上とする。	縦断線形を変えられないため軌道面を上回る出水がある場合には潜水橋となる計画とする(フィジー国内で同様の設計事例有り)。

*詳細設計時において性能の確認が必要である。

Source: JICA Study Team

8.5.2 橋梁改修計画

本節では架け替え橋梁における構造形式および構造諸元について検討結果を示す。なお、構造形式、構造諸元は、フィジー国において調査した施工実績および日本における施工実績より設定を行う。

(1) 基本条件

架け替え対象の渡河橋を計画するにあたり、前述の河道の計画横断形のみならず、下記の条件を勘案の上で検討するものとする。

- ✓ 架橋位置の条件（河川両岸における道路やトラムラインの幾何構造、現道の交通状況、民地の近接や粗密および施工条件）
- ✓ 各種構造形式（上部工、下部工、および基礎工）におけるフィジー国内の施工実績
- ✓ 渡河橋の計画に際し適用する基準類

1) 架橋位置周辺状況

架橋条件は各橋梁により様々であるが、橋梁計画に際し特筆すべき事項を下記に列挙する。

- ✓ 常時の流量は少なく、水位は低い。
- ✓ Nadi Town Bridge は北側には住宅地(小学校を含む)、南側には商業地域が近接しており、南側橋詰め付近に交差点が近接する。大型車は少ないものの、交通量は多い。
- ✓ Old Queens Road Bridge 橋詰め付近にはセメント工場があり、数戸の住宅がある。橋梁前後の道路は、2車線道路であるが、橋梁上は1車線で離合が困難な状況であり、ボトルネックになっている。
- ✓ Old Queens Road Bridge および Navo Bridge のトラムライン橋は列車の性能や安全運行上の問題から縦断を現況から変更できない。

2) 橋梁施工実績調査

a) 道路橋の上部工形式

橋梁規模に応じ、上部工形式として PC-I 桁、PC 箱桁、鋼 I 桁、鋼箱桁やボックスカルバートなど、様々な構造形式が採用されており、対象流域における既設道路橋では、架設年次の古い橋梁では鋼 I 桁、比較的新しい橋梁では、PC-I 桁の採用実績が多い。また、近年 EU や中国等海外の援助を受けて架設された渡河橋では、PC 構造が採用されている実績が多い。以下、フィジー国内で実績のある上部工形式について、適用支間と桁高支間比を以下に示す。

表 8-18 各上部工形式における適用支間と桁高支間比

上部工形式	適用支間*	桁高支間比*
PC-I 桁	35m 程度以下	1/18～1/23
PC 箱桁	30～60m	1/15～1/17
鋼 I 桁	30～60m	1/16～1/22

*日本の実績も含む

Source: JICA Study Team

b) トラム橋の上部工形式

短スパン(10m 程度)の鋼 I 桁が採用されている。ただし、いずれも架設年次が古く、主桁に発錆等の損傷が多く見られる。FSC へのヒアリングによれば、海岸に近く、近年損傷が著しい橋梁については、PC 橋に架け替えている事例もあるとのことである。

c) 下部工および基礎工形式

下部構造においては、RC 構造の壁式橋脚、ラーメン橋脚、パイルベント式橋脚が多く採用されており、基礎形式はリバース杭、鋼管杭や RC 杭の実績が多い。

3) 適用基準類

日本では、河道の健全な流下確保、護岸や堤防構造の健全性保持の観点から定められた河川施設等構造令があり、橋に対しても過去の被災経験を踏まえ、主に下記に示す規定が遵守すべき基本事項として定められている。

a) 橋台の位置や方向、および底版の根入れ等に関する規定(第 61 条)

b) 橋脚の形状や方向、河積阻害率、および根入れ等に関する規定(第 62 条)

c) 径間長や近接橋に関する規定(第 63 条)

d) 桁下高に関する規定(第 64 条)

支間割や上部工形式を決定する際には、上記に示す規定を踏まえ、構造安定性はもちろんのこと、走行性、施工性、維持管理性や経済性等の観点から総合的に勘案の上、決定するのが一般的である。一方、フィジー国内には該当する基準が存在しない。そこで本調査で実施する橋梁計画では、対象河川が日本と類似する流下形態であることを踏まえ、河川施設等構造令の規定を準用することとする。

(2) 支間割(橋脚基数)

架け替え橋梁には、大きく 2 ケースの架橋条件がある。いずれのケースも架け替え橋梁は既設橋を撤去した後に建設されるため、橋台や橋脚位置の決定に既設橋は影響しない。

1) ケース 1：道路橋単独(ケース 2 以外の橋梁)

- ✓ 道路橋は、洪水時の河道流下および現道交通の確保のため、橋長を河川幅以上、計画路面高を計画高水位より桁下クリアランスを確保するよう計画する。
- ✓ 橋台位置(橋長)は河川管理施設等構造令 61 条の規定に準拠して決定する。
- ✓ 橋脚基数は河積阻害の観点から極力減らすことが望ましい。そのため、河川施設等構造令で規定される基準径間長(63 条)を下回ることや河積阻害率 5%(同 62 条)を超過する支間割は採用しないこととし、以下に記す採用上部工形式のフィジー国内の施工実績(35m 程度以下)を踏まえ、必要最小数かつ構造上安定できるものとして橋脚基数を決定する。

2) ケース 2: トラムライン橋と道路橋が近接(Old Queens Road Bridge および Navo bridge)

a) 共通

- ✓ 支間割は上記ケース 1 と同様に河川管理施設等構造令に基づき、近接するトラム橋は縦断が変更できないことを踏まえ、下記の方針を追加する。
- ✓ トラムライン橋と道路橋の橋脚の位置は、河道の流下の観点から河川管理施設等構造令 63 条の規定に基づき、一致させることを基本とする。

b) Old Queens Road Bridge

- ✓ 互いの上部工の離隔が小さい(現況は約 3m)ため、既設橋と同様、トラムライン橋と道路橋の下部工を一体構造とする。上部工は縦断線形の変更が可能である道路橋に対し、トラム橋は変更できず、橋面高さに差が生じるため、別構造とする。
- ✓ 軌道面は、計画高水位以上であるが、フィジー国内で実績のある上部工形式では河川管理施設等構造令 63 条の規定を満足する最大の橋脚基数を配置しても桁下余裕高の確保は困難と想定される。今後の FS 段階にて実施する測量結果を踏まえ、詳細に検討するが、インテリム

レポートとりまとめ時点では、橋面積が大きく、工費の比率が高い道路橋に最も優位となる支間割を採用する。

c) Navo bridge

- ✓ 互いの上部工の離隔は比較的大きい(現況は約 15m)ため、上下部工ともに別構造とする。
- ✓ トラムライン橋は、軌道面が計画高水位より 2m 程度低くなることから、潜水橋として計画する。河積阻害低減の観点から、橋脚基数のみならず桁高を極力低くすることが必須である。そのためのやむを得ない措置として、河川施設等構造令の規定を下回る支間割を採用し、道路橋に対し河道中央に橋脚を 1 基増設することで桁高低減を図っている。なお、詳細設計時において、河川施設等構造令に準じて設計を行う場合は、トラムラインの縦断計画も含めた検討が必要である。
- ✓ トラムライン橋の橋台位置は、橋台前面が堤防法面より川表側に出ない位置とする。

(3) 上部工形式

1) 道路橋

上部工形式はフィジー国内や日本の施工実績を踏まえ、下記理由により PC-I 桁形式を基本とする。

- ✓ PC 箱桁や鋼桁等の長支間の構造は橋脚基数を減らせるものの、桁高が高く橋梁前後への影響が大きいことから、採用するメリットは小さい。
- ✓ PC-I 桁は適用支間が短く橋脚数は増えるものの、桁高は低く抑えられる橋梁形式である。
- ✓ 常時の水位は低く、下部工施工時には瀬替えを行えば、締切等の大規模な仮設は不要となるため、下部工基数増による大幅な工費増加はないと考えられる。
- ✓ 工場製品で高品質が期待でき、再塗装が必要な鋼桁に比べ維持管理性に優れる。

2) トラムライン橋

a) Old Queens Road Bridge

今後の FS 段階にて実施する測量結果を踏まえ、詳細に検討するが、インテリムレポート作成時点では、桁下高は余裕高の確保は困難であるものの、計画高水位以上であることを踏まえ、道路橋と同形式の PC-I 桁とする。

b) Navo Bridge

本橋は潜水橋として計画するため、その特殊性を踏まえ、橋としての構造および供用に支障が無いだけでなく、高水時の河道流下を阻害しない橋梁形式とする必要がある。すなわち、

- ✓ 水没時の浮力や桁の流出に抵抗できる構造が望ましい。
- ✓ 高水時の河道流下を阻害しない桁形状(等厚矩形断面)が望ましい。

したがって、上部工形式は下記理由により道路橋と同様 PC 構造形式とし、かつ等厚矩形断面の上部工形式を採用する(フィジー国内の施工実績を踏まえ、I 桁における桁間の間詰めを桁下面まで打ち下ろした構造とする)。

- ✓ 桁重量が重く、浮力に対する抵抗が大きい。
- ✓ 水没する橋梁のため、再塗装が不要なコンクリート橋が望ましい。

潜水橋におけるその他の対策として、以下のデバイスの設置等が考えられる。橋梁本体の基本構造には影響しないため、詳細設計への申し送りとする。以下に、日本における事例を示す。

- ✓ 上揚力対策：上揚力抵抗デバイスの採用(浮力が大きく、桁の重量のみでは抵抗できない場合、図 8-62)。
- ✓ 河川流下を阻害しない形状の工夫：桁側面の形状を丸くする(図 8-64)。
- ✓ 流木衝突リスクの低減対策：上流側への控え杭や流木避けの設置(図 8-61,図 8-63)

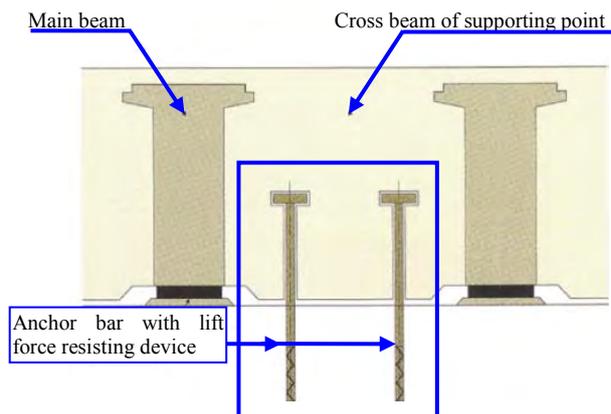


図 8-62 上揚力抵抗デバイス例

Source: プレストレストコンクリート工学会



図 8-61 流木衝突リスク低減対策事例 1

Source: <http://puppu.hamazo.tv/d2015-06-18.html>

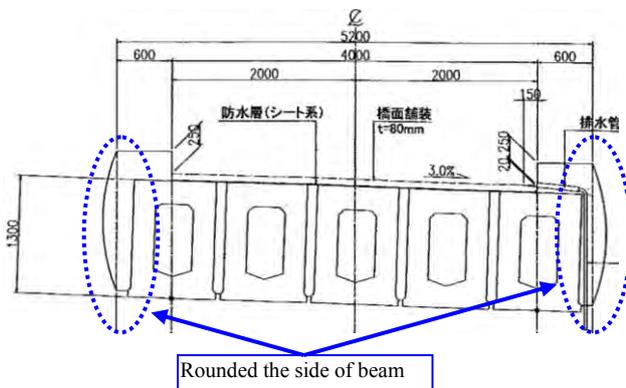


図 8-64 流下阻害低減対策例

Source: 国土交通省



図 8-63 流木衝突リスク低減対策事例 2

Source: <http://www.geocities.jp/fukadasoft/bridges/oppe/>

(4) 下部工

1) 橋台形式

橋台は構造高、支持地盤の条件、経済性により様々な形式が採用されるが、一般的には下表に示す橋台形式が、各構造高さにおける適切な形式とされている(国交省各地方整備局の設計要領による)。

本調査における橋台の計画高さは 3.5~9.0m であり、支持地盤の状態が良くないことから、逆 T 式橋台(Cantilever Type)を採用する。

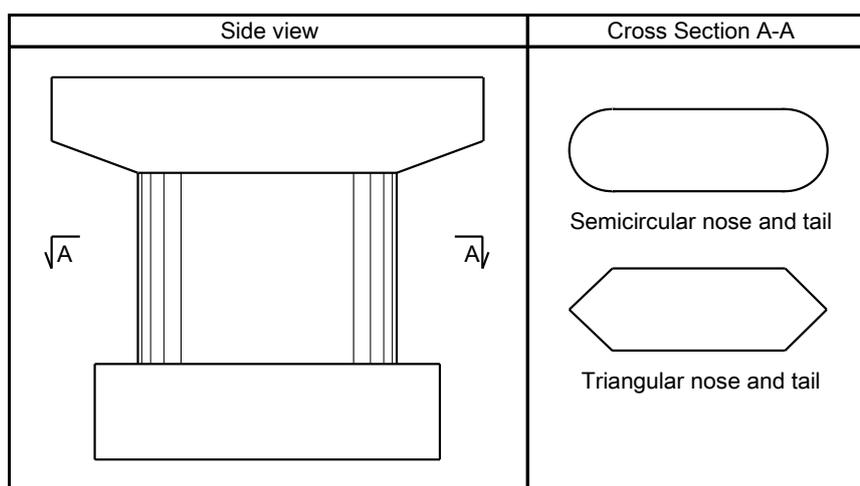
表 8-19 Abutment Types and Standard Height

Abutment Type	Height(m)			Remarks
	10	20	30	
Gravity Type	■			
Semi-gravity Type	■			
Cantilever Type	■	■		
Counterfort Type		■		
Rigid Frame Type		■		

Source: 国交省各地方整備局の設計要領を元に JICA Study Team 作成

2) 橋脚形式

橋脚形式を検討する際は、構造における要求性能を満足することはもちろんであるが、使用材料をできる限り少なくし、経済性に優れた構造とすることが望ましいため、経済性からすると、施工実績のあるラーメン式橋脚やパイルベント式橋脚の採用が考えられる。しかし、今回計画する橋脚の形状は、河川の流れを乱さないよう、壁式橋脚を採用する。また、将来的な橋脚周辺の局所洗掘による橋脚構造安定性の低下や河川管理施設への影響を考慮し、底版を有すると共に、河床からの根入れを十分に確保した構造とする。



Source: JICA Study Team

図 8-65 壁式橋脚

3) 基礎構造

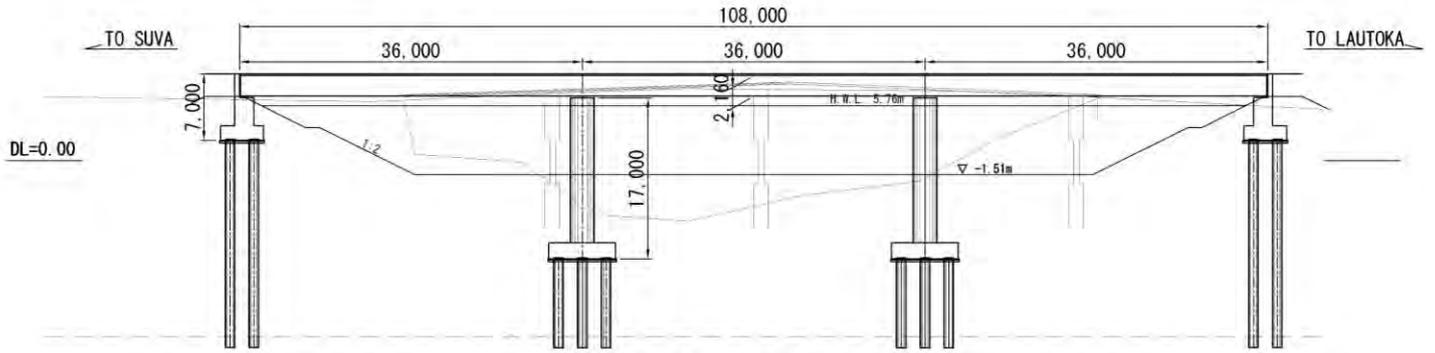
地盤条件はボーリング未実施のため詳細は不明であるが、現地コンサルタントへのヒアリングによれば、平地部における橋梁周辺の地層構成は下記の通りである。

- ✓ 支持層深は地表から約 25m で、ナンディからラウトカまでほぼ一定である。
- ✓ 支持層は石けん石と考えられる。
- ✓ 支持層より上部の地層は砂質土およびシルト質層である。

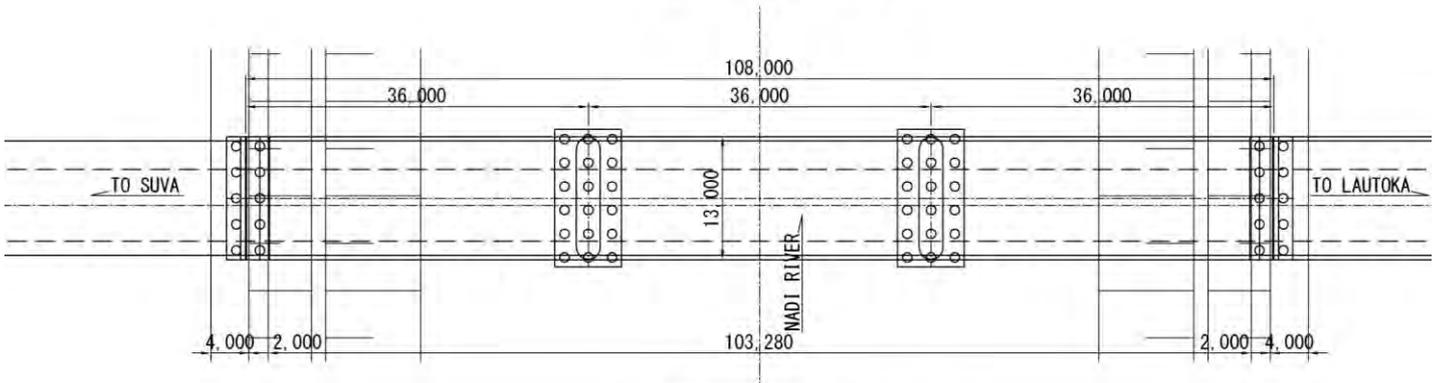
上記条件を考慮し、基礎形式は岩が露頭し、直接基礎が適用可能なナウソリバックロード橋を除き杭基礎として計画する。

(5) 新設橋梁計画

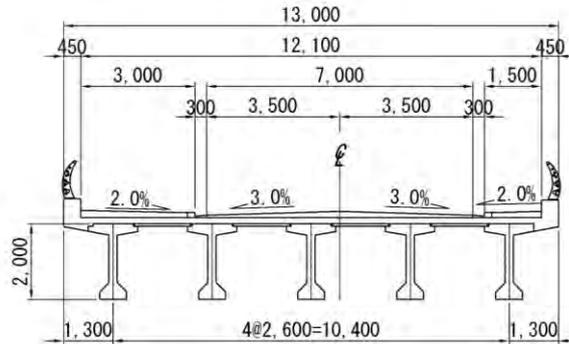
以上の条件で設定した新設橋梁の基本設計図を次頁以降に示す。



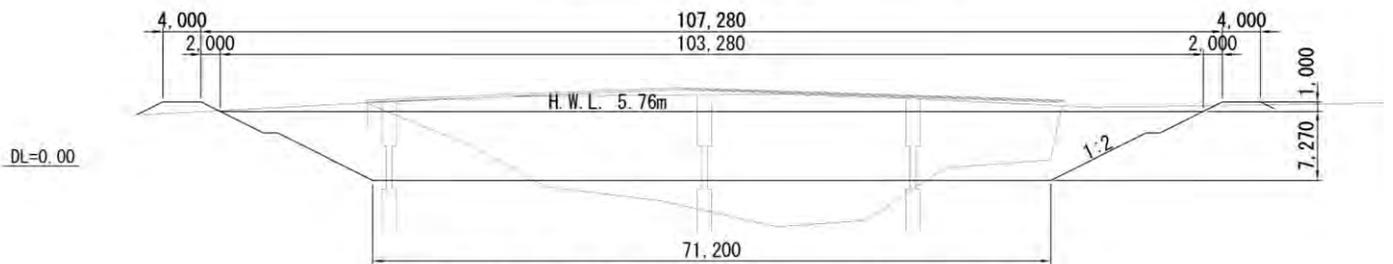
SIDE VIEW SCALE 1:800



PLAN VIEW SCALE 1:800

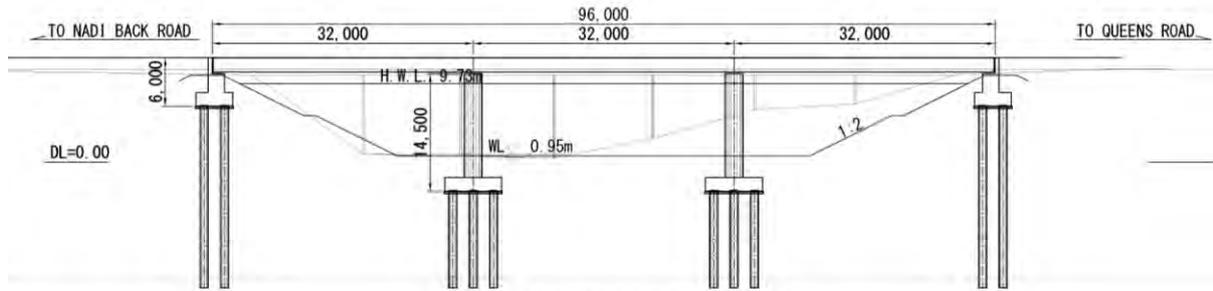


SECTIONAL VIEW SCALE 1:200

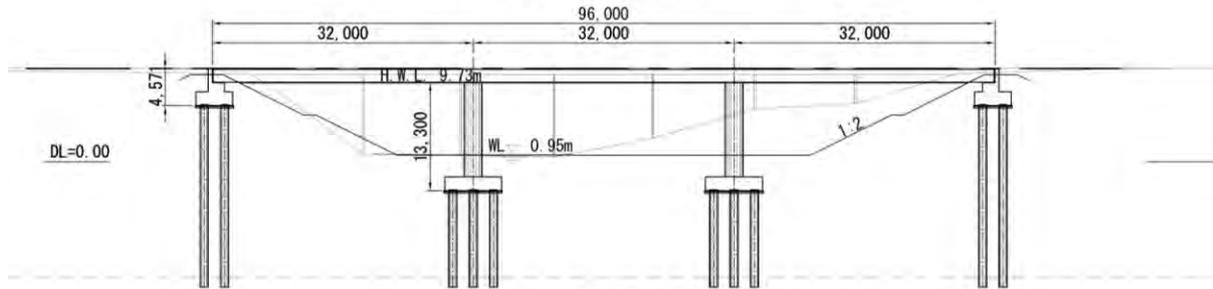


DESIGN RIVER SECTIONAL VIEW SCALE 1:800

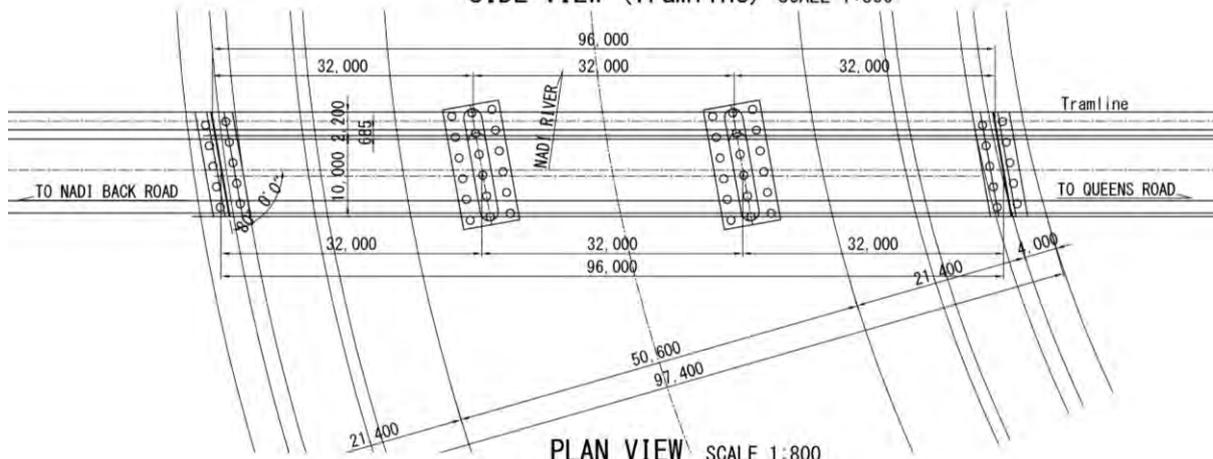
☒ 8-66 Nadi Town Bridge



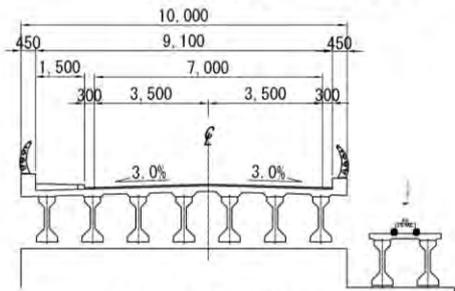
SIDE VIEW (Road) SCALE 1:800



SIDE VIEW (Tramline) SCALE 1:800

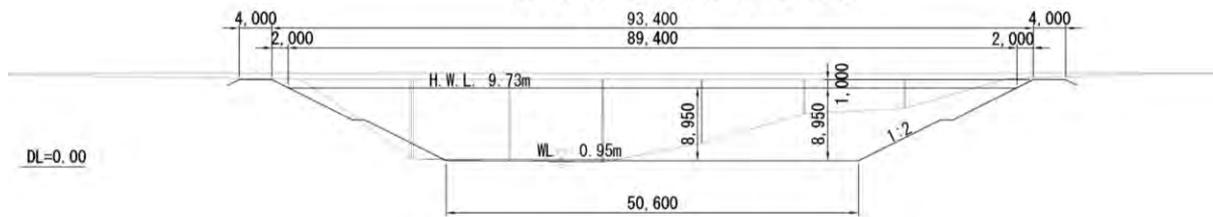


PLAN VIEW SCALE 1:800



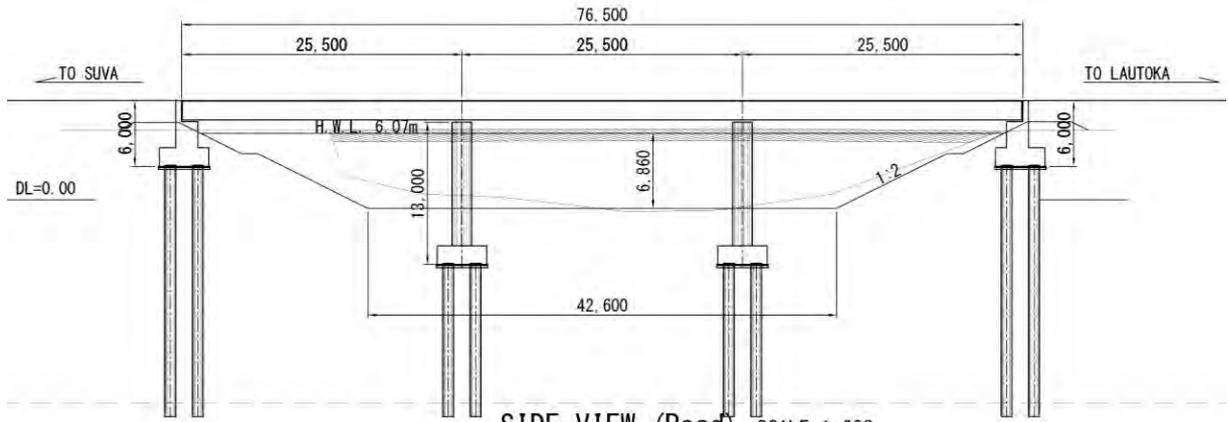
SECTIONAL VIEW SCALE 1:200

トラムラインの縦断は変更不可である。桁下高は計画高水位を上回るものの、桁下余裕高の確保は困難と想定される。今後の FS 段階にて実施する測量結果を踏まえ、対応を検討する。



DESIGN RIVER SECTIONAL VIEW SCALE 1:800

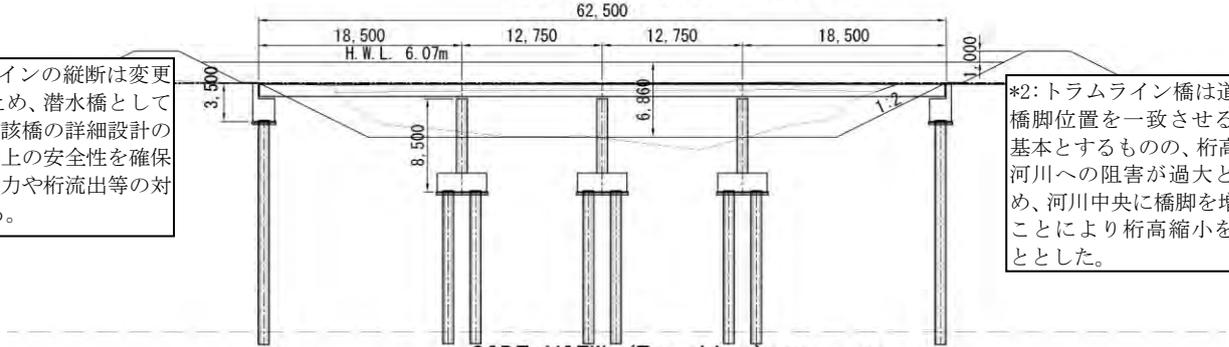
☒ 8-67 Old Queens Road Bridge



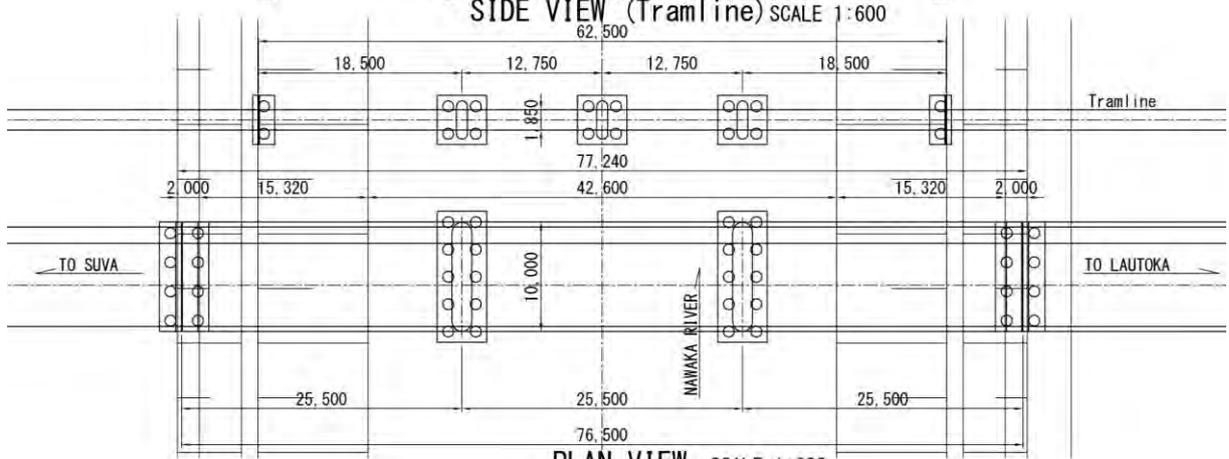
SIDE VIEW (Road) SCALE 1:600

*1: トラムラインの縦断は変更不可であるため、潜水橋として計画する。当該橋の詳細設計の際には、構造上の安全性を確保するため、浮力や桁流出等の対策を実施する。

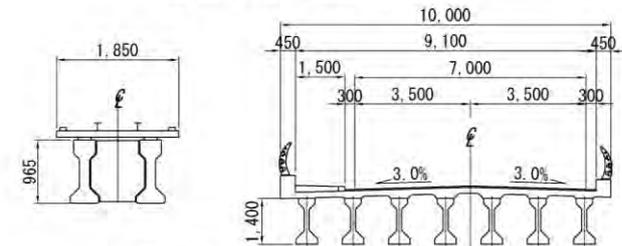
*2: トラムライン橋は道路橋と橋脚位置を一致させることを基本とするものの、桁高が高く河川への阻害が過大となるため、河川中央に橋脚を増設することにより桁高縮小を図ることとした。



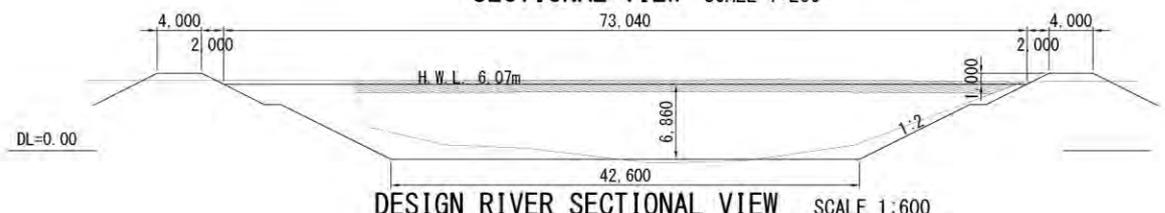
SIDE VIEW (Tramline) SCALE 1:600



PLAN VIEW SCALE 1:600

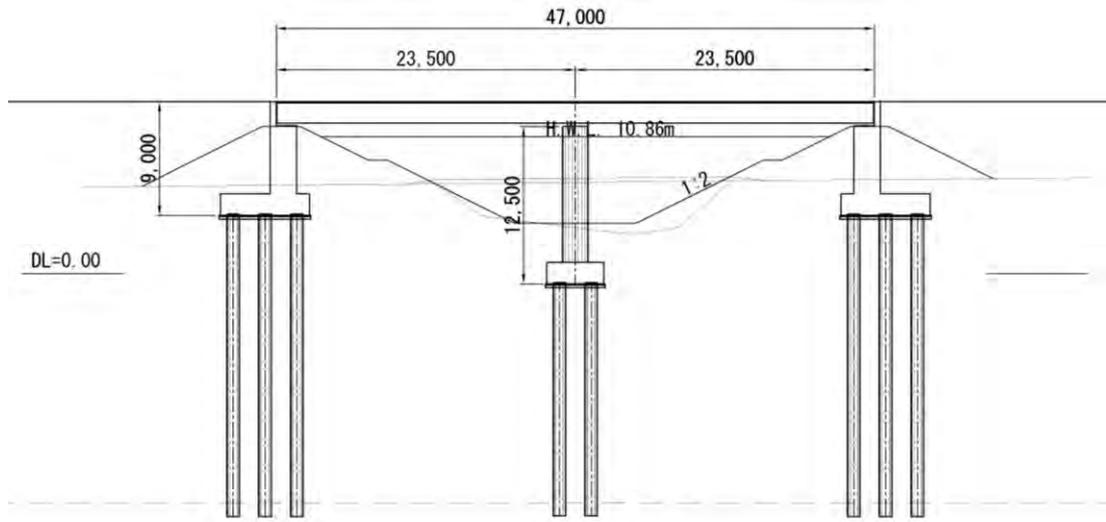


SECTIONAL VIEW SCALE 1:200

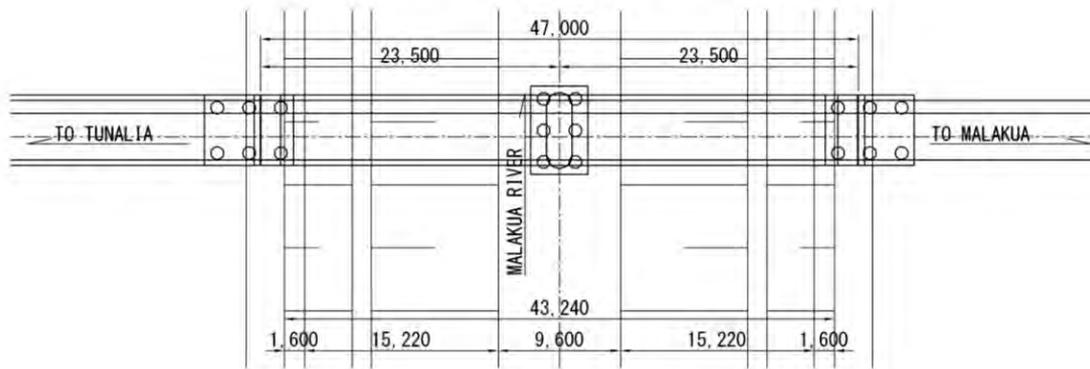


DESIGN RIVER SECTIONAL VIEW SCALE 1:600

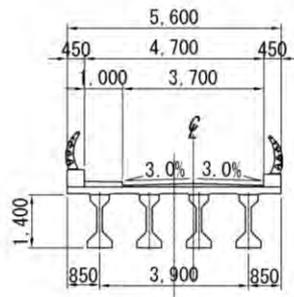
図 8-68 Navo Bridge



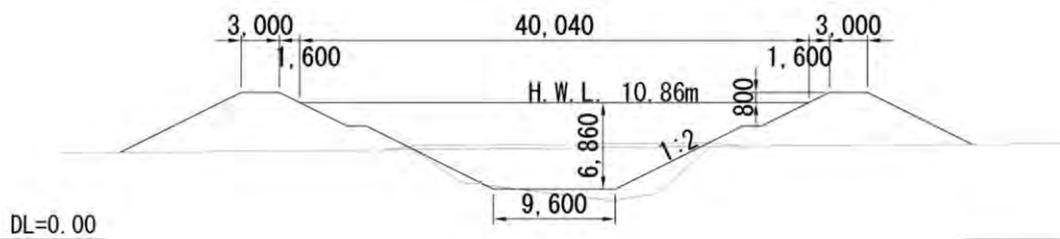
SIDE VIEW (Road) SCALE 1:600



PLAN VIEW SCALE 1:600

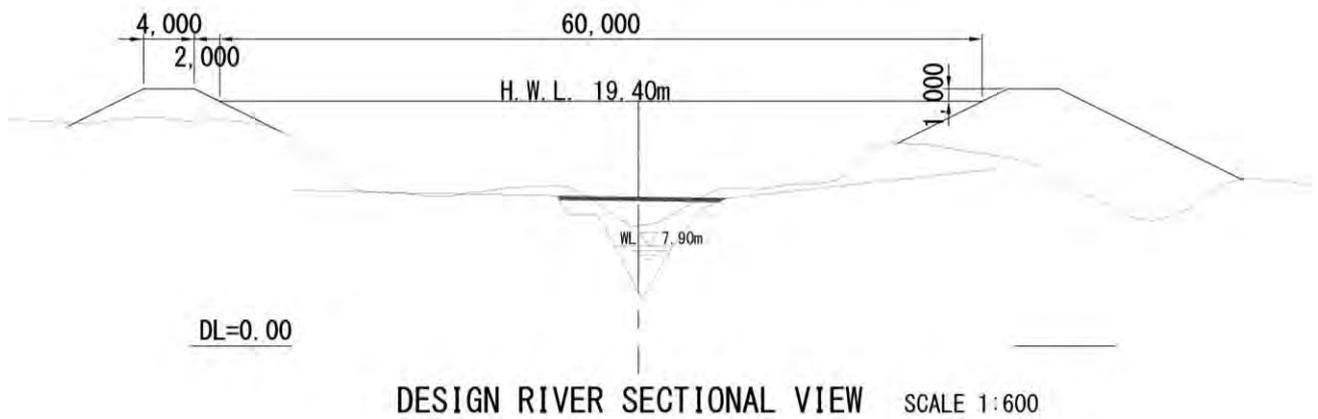
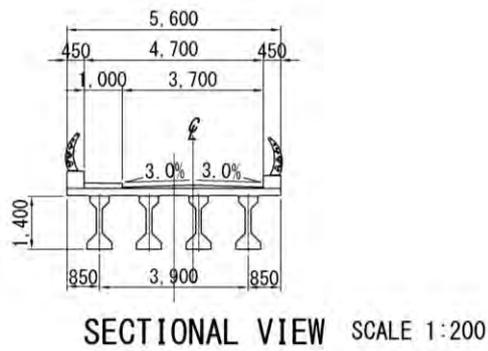
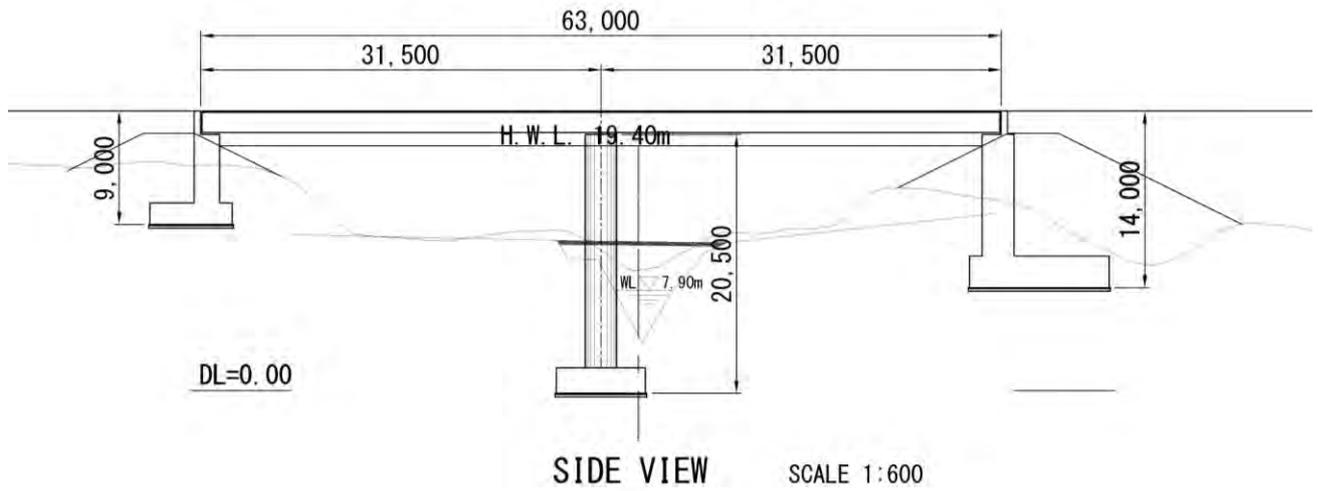


SECTIONAL VIEW SCALE 1:200



DESIGN RIVER SECTIONAL VIEW SCALE 1:600

☒ 8-69 Bridge on Malakua – Tunalia Road



☒ 8-71 Bridge on Nausori Back Road