

5.3 現況流下能力の検討

5.3.1 検討条件の整理

ナンディ川及びナモシ川、ナワカ川、マラクア川の現況流下能力を不等流計算により算出する。不等流計算の計算条件について以降に整理した。

(1) 堤防評価高の設定

測量横断面図と LiDAR 横断面図 (LiDAR データから作成) の重ね合わせを行い、流下能力算定時の堤防評価高の設定を行った。

各河川の代表断面における測量横断面図と LiDAR 横断面図の重ね合わせ図を図 5.3-1～図 5.3-4 に示す。なお、LiDAR では水面下が計測されないため、ここでは便宜的に一律、矩形断面としている。

図に示す通り、測量による堤防高は LiDAR 横断面図と比較して 1m 前後の差異があり、LiDAR の標高は河川沿いの雑草、サトウキビ等の密生により樹木等のフィルタリング処理ができず高めの値となっていることが推察される。一方、表 5.3-1 に示す通り、河川測量では、測線によっては堤内地盤高を十分に捕捉できていない断面がある。以上のことから、堤防評価高は、堤内地の土地利用状況を勘案し、河川測量もしくは LiDAR の堤内地盤高を評価高として用いた。

なお、断面形状に大きな差異がないことから、測量結果が適切なものと判断して水理解析に使用する。また、上下流断面と比較して局所的に堤防高に高低差がある断面や支川や水路が流入する断面については、現地状況を確認した。

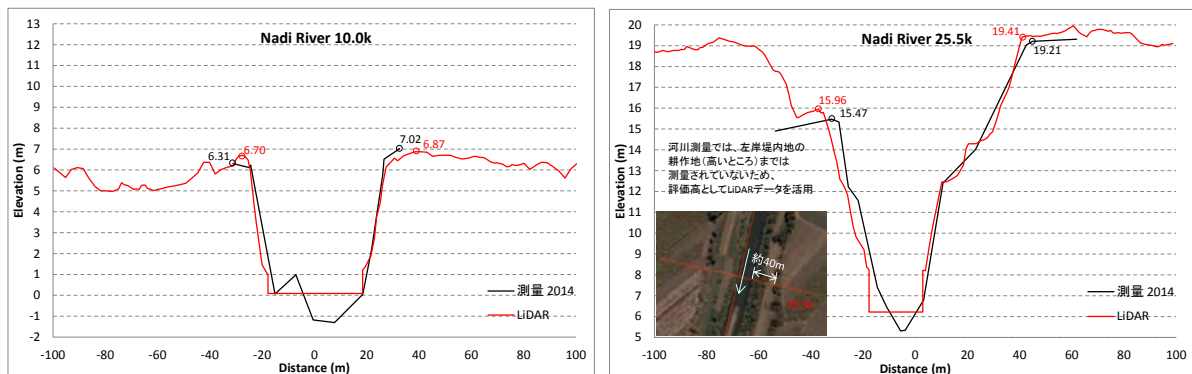


図 5.3-1 代表断面における横断重ね合わせ図 (ナンディ川)

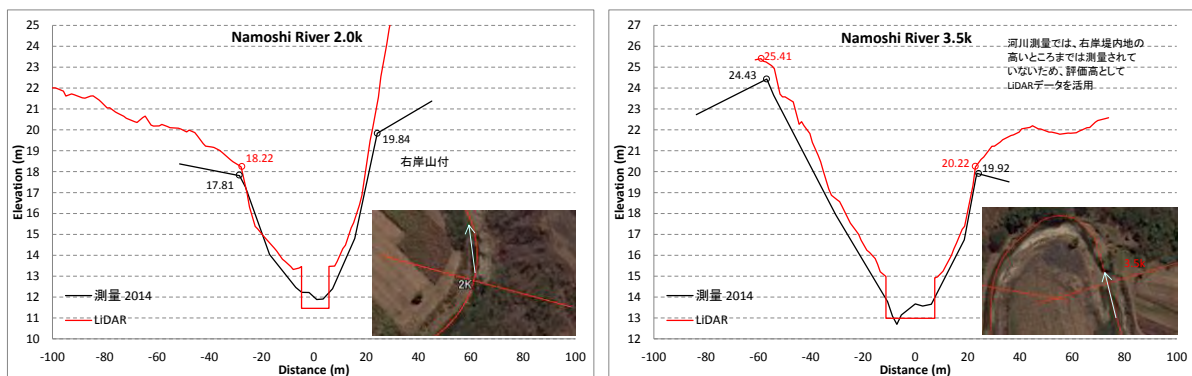


図 5.3-2 代表断面における横断重ね合わせ図 (ナモシ川)

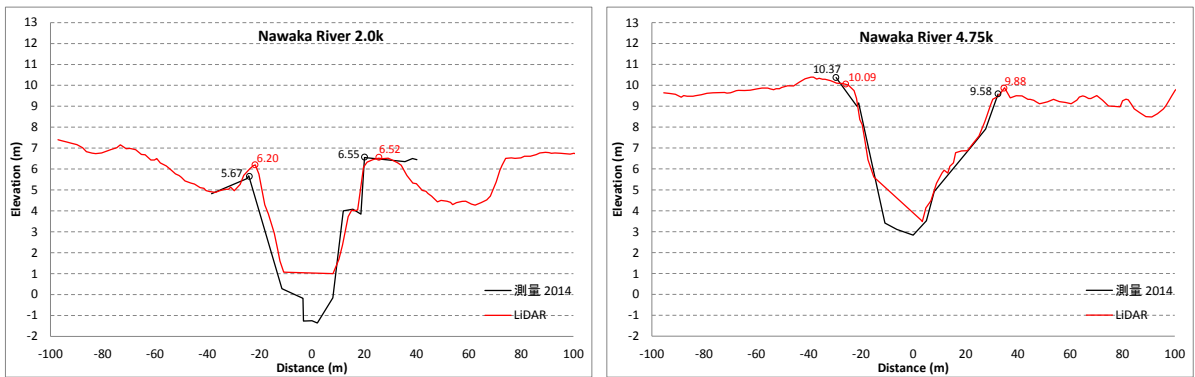


図 5.3-3 代表断面における横断重ね合わせ図 (ナワカ川)

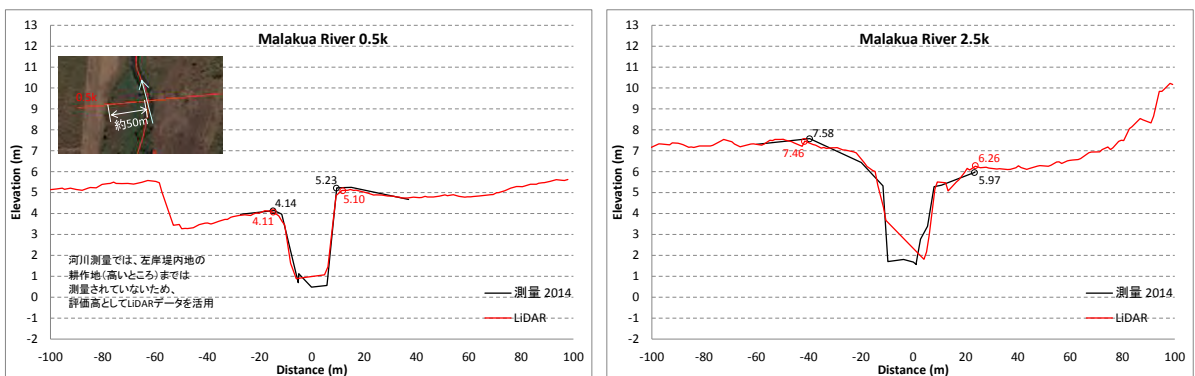
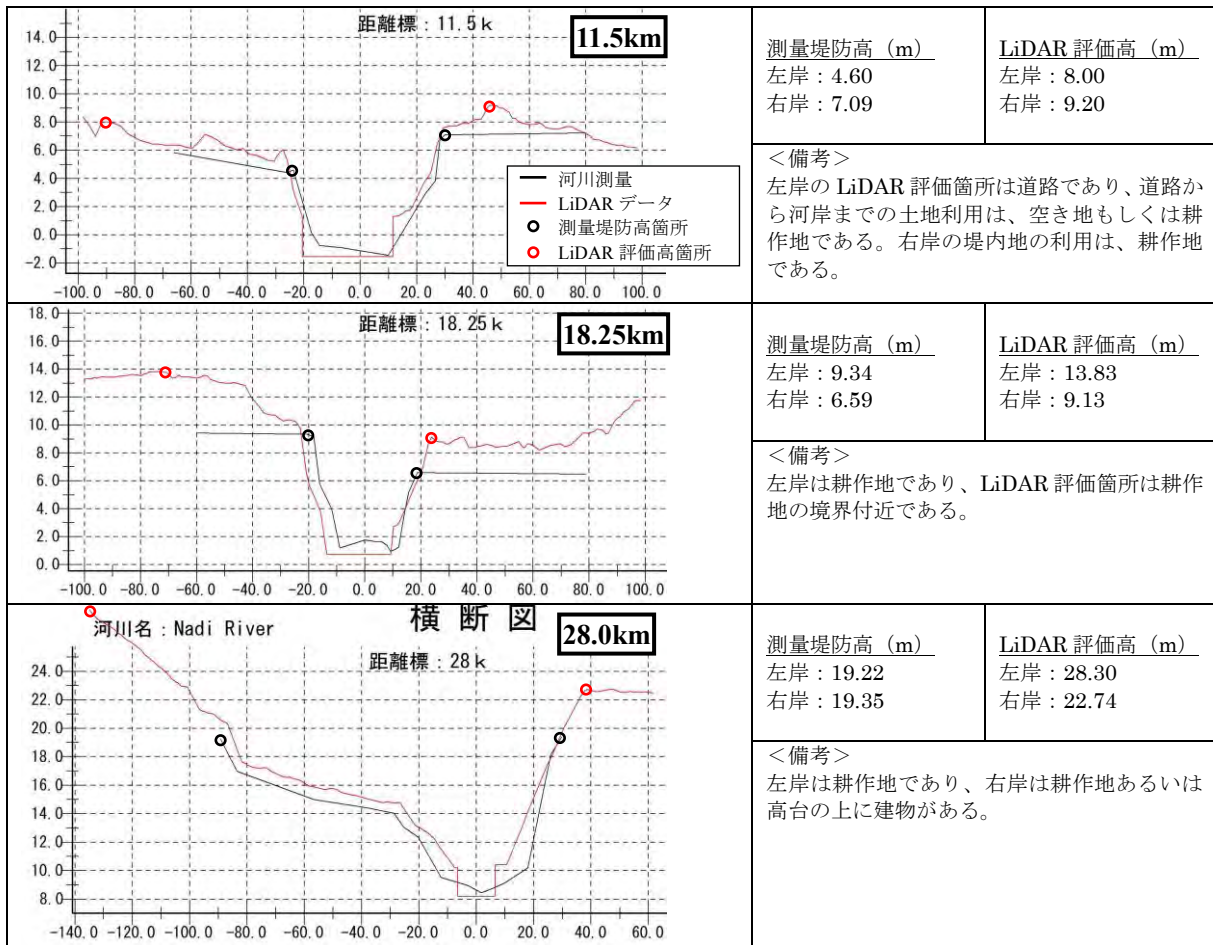


図 5.3-4 代表断面における横断重ね合わせ図 (マラクア川)

表 5.3-1 河川測量と LiDAR データによる評価高の比較 (代表断面)

<p>距離標: 6.5 k 6.5km</p>	<p>測量堤防高 (m)</p> <p>左岸: 3.72 右岸: 4.12</p>	<p>LiDAR 評価高 (m)</p> <p>左岸: 4.75 右岸: 4.79</p>
<p>河川名: Nadi River 横断図 11.25km</p> <p>距離標: 11.25 k</p>	<p>測量堤防高 (m)</p> <p>左岸: 10.93 右岸: 6.95</p>	<p>LiDAR 評価高 (m)</p> <p>左岸: 17.83 右岸: 7.35</p>
<p><備考> 左岸堤内地の利用は、空き地もしくは耕作地である。</p> <p><備考> 左岸の高台上に建物がある。下流 11.00km の左岸堤防高は、10m 程度である。</p>		



なお、参考として、ナンディ川において図 5.3-5 のように堤内地（主に耕作地）のはん濇を許容すると仮定し、堤内地側の盛土や小高い耕作地を評価高とした場合の流下能力を併せて算定する。整理した評価高、流下能力図は表 5.3-17、図 5.3-18 に示す通りであり、平面的な箇所は添付資料として整理した。表 5.3-2 に示す通り、断面によっては、堤内地の評価高より堤防高の方が高い箇所が見受けられる。



図 5.3-5 はん濇を許容する場合の評価高位置の一例

表 5.3-2 堤防評価高とはん濫を許容する場合の評価高の比較（代表断面）

<p style="text-align: right;">5.0km</p>	<p>堤防評価高 (m) 左岸：4.36</p>	<p>はん濫許容時の評価高 (m) 左岸：3.89</p>
<p style="text-align: right;">6.5km</p>	<p>堤防評価高 (m) 左岸：4.75 右岸：4.79</p>	<p>はん濫許容時の評価高 (m) 左岸：6.10 右岸：4.40</p>
<p style="text-align: right;">14.0km</p>	<p>堤防評価高 (m) 左岸：6.18 右岸：9.05</p>	<p>はん濫許容時の評価高 (m) 左岸：11.15 右岸：10.28</p>
<p style="text-align: right;">24.0km</p>	<p>堤防評価高 (m) 左岸：14.48 右岸：13.67</p>	<p>はん濫許容時の評価高 (m) 左岸：27.39 右岸：17.86</p>
<p><備考> 右岸は堤防高が堤内地より高い。はん濫許容時の評価高箇所までは、空き地もしくは耕作地となっている。</p>		
<p><備考> 左岸は道路盛土があり堤防高より高く、右岸は堤防高が堤内地より高い。はん濫許容時の評価高箇所までは、空き地もしくは耕作地となっている。</p>		
<p><備考> 左右岸ともに、小高い耕作地がある。はん濫許容時の評価高箇所までは、空き地もしくは耕作地となっている。</p>		
<p><備考> 左岸は斜面の上に耕作地があり、右岸ははん濫許容時の評価高箇所まで、空き地もしくは耕作地となっている。</p>		

(2) 出発水位の設定

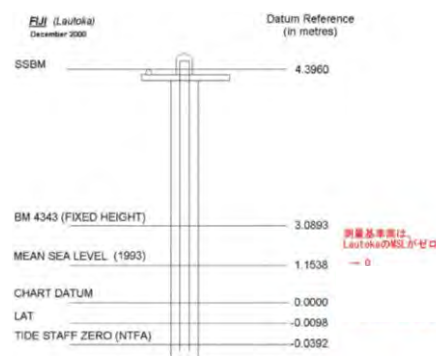
水位計算を行う際の出発水位はナンディ川河口部 (0.0km) の河口水位とし、当年を含む前 5 年間 (2010~2014 年) の朔望平均満潮位とした。ただし、フ国の潮位は Lautoka 及び Suva の 2 観測所のみで観測されているため、最近隣の Lautoka 潮位計による観測潮位データを基とし、本案件でナンディ川河口付近 (河口から約 1.3km 地点左岸) に設置した圧力水位計の観測データと比較、補正することとする。なお、ナンディ川河口付近の観測水位は、現在データ整理を行っているため、ここでは Lautoka の 5 年間 (2010~2014 年) の朔望平均満潮位を、一次的な河口水位とした。

ここで、河川測量の測量基準点における基準高 (0 点高) は、下記に示すとおり “Lautoka の M.S.L = 1.1538m” と設定されていることから、ナンディ川河口の出発水位を「1.188m (河口水位 2.342m - 1.1538m)」と設定した。

表 5.3-3 5 年間の Lautoka における観測潮位及び設定出発水位

Month	Year	Gaps	Good	Minimum Sea Level	Maximum Sea Level	Mean Sea Level	St Devn
1	2010	0	7440	0.169	2.437	1.335	0.498
2	2010	0	6720	0.184	2.421	1.307	0.474
3	2010	0	7440	0.237	2.419	1.258	0.492
4	2010	0	7200	0.259	2.391	1.266	0.471
5	2010	0	7440	0.283	2.154	1.237	0.469
6	2010	0	7200	0.199	2.127	1.226	0.471
7	2010	1840	5600	0.149	2.104	1.203	0.447
8	2010	0	7440	0.066	2.200	1.191	0.476
9	2010	0	7200	0.135	2.291	1.211	0.479
10	2010	0	7440	0.201	2.346	1.259	0.475
11	2010	2126	5074	0.221	2.245	1.256	0.492
12	2010	0	7440	0.240	2.203	1.258	0.489
1	2011	0	7440	0.239	2.312	1.287	0.488
2	2011	0	6720	0.184	2.335	1.295	0.494
3	2011	0	7440	0.253	2.388	1.312	0.487
4	2011	0	7200	0.218	2.398	1.293	0.483
5	2011	0	7440	0.263	2.364	1.319	0.469
6	2011	519	6681	0.295	2.271	1.307	0.466
7	2011	0	7440	0.330	2.273	1.319	0.488
8	2011	0	7440	0.317	2.358	1.323	0.506
9	2011	0	7200	0.313	2.478	1.333	0.506
10	2011	0	7440	0.243	2.479	1.357	0.500
11	2011	0	7200	0.179	2.364	1.320	0.484
12	2011	0	7440	0.266	2.415	1.317	0.478
1	2012	0	7440	0.322	2.324	1.359	0.471
2	2012	0	6960	0.338	2.235	1.341	0.486
3	2012	0	7440	0.390	2.393	1.427	0.477
4	2012	0	7200	0.348	2.494	1.413	0.487
5	2012	0	7440	0.275	2.487	1.348	0.491
6	2012	0	7200	0.195	2.343	1.319	0.489
7	2012	0	7440	0.287	2.414	1.370	0.496
8	2012	0	7440	0.319	2.357	1.356	0.503
9	2012	0	7200	0.406	2.348	1.373	0.501
10	2012	0	7440	0.295	2.424	1.359	0.491
11	2012	0	7200	0.184	2.414	1.346	0.491
12	2012	0	7440	0.241	2.529	1.376	0.492
1	2013	0	7440	0.225	2.515	1.383	0.500
2	2013	0	6720	0.198	2.303	1.307	0.499
3	2013	0	7440	0.365	2.256	1.293	0.492
4	2013	0	7200	0.280	2.337	1.305	0.495
5	2013	0	7440	0.186	2.387	1.277	0.498
6	2013	0	7200	0.079	2.318	1.270	0.498
7	2013	0	7440	0.096	2.308	1.243	0.487
8	2013	0	7440	0.193	2.315	1.236	0.484
9	2013	0	7200	0.310	2.272	1.279	0.488
10	2013	0	7440	0.375	2.227	1.299	0.483
11	2013	0	7200	0.276	2.272	1.336	0.489
12	2013	0	7440	0.239	2.403	1.353	0.498
1	2014	0	7440	0.138	2.522	1.367	0.514
2	2014	0	6720	0.192	2.423	1.340	0.490
3	2014	1	7439	0.209	2.377	1.310	0.514
4	2014	0	7200	0.329	2.253	1.320	0.495
5	2014	60	7380	0.293	2.274	1.259	0.492
6	2014	0	7200	0.183	2.277	1.271	0.491
7	2014	0	7440	0.151	2.380	1.256	0.494
8	2014	524	6916	0.079	2.308	1.206	0.492
9	2014	0	7200	0.135	2.309	1.235	0.500
10	2014	0	7440	0.254	2.346	1.256	0.495
11	2014	0	7200	0.276	2.262	1.238	0.496

5年平均朔望満潮位
2.342m
河川測量の測量基準点における基準高
1.1538m
出発水位
1.188m



測量基準点と M.S.L. の関係

【出典 : Pacific Country Report pp19-20, 2002, National Tidal Facility Australia】

【出典 : <http://www.bom.gov.au/oceanography/projects/spslcmp/data/monthly.shtml#table>】

熱帯低気圧による高潮に関して、既往観測潮位データがある熱帯低気圧（Viti Levu 島西部に影響があったと考えられる低気圧）は、表 5.3-4 に示すとおりである。

1997 年の T/C Gavin については、3 月 9 日頃が朔であったため、潮位が 1992～2014 年間の最大観測値を記録し低気圧の影響で高潮が発生したと推察され、2008 年の T/C Gene は、朔、望とは重ならず、朔望満潮位を上回る高潮は発生していないと推察される。また、2009 年の T/C Mick は、望（12 月 2 日頃）の後にサイクロンがナンディに接近し、2012 年の T/C Evan については、朔（12 月 13 日頃）の後の 12 月 17 日頃にサイクロンが Viti Levu 島西部に最接近し、共に朔望満潮位を上回る高潮は発生していないと考えられる。

以上のとおり、2010～2014 年までの 5 年間の朔望平均満潮位については、高潮の影響はなかったと判断される。

表 5.3-4 主な熱帯低気圧と潮位

Date (Formed - Dissipated)	Name of T/C	Maximum Sea Level on the hour during T/C (m)	Maximum Sea Level in Month (m)
7 Mar 1997 (2 - 11 Mar)	T/C Gavin	2.777	2.777 (8 Mar 5:42) *Maximum recorded level
28 Jan 2008 (25 Jan - 9 Feb)	T/C Gene	2.114	2.266 (22 Jan) 2.263 (20 Feb)
14 Dec 2009 (3 - 15 Dec)	T/C Mick	2.277	2.309 (3 Dec)
17 Dec 2012 (9 - 27 Dec)	T/C Evan	2.521	2.529 (13 Dec)

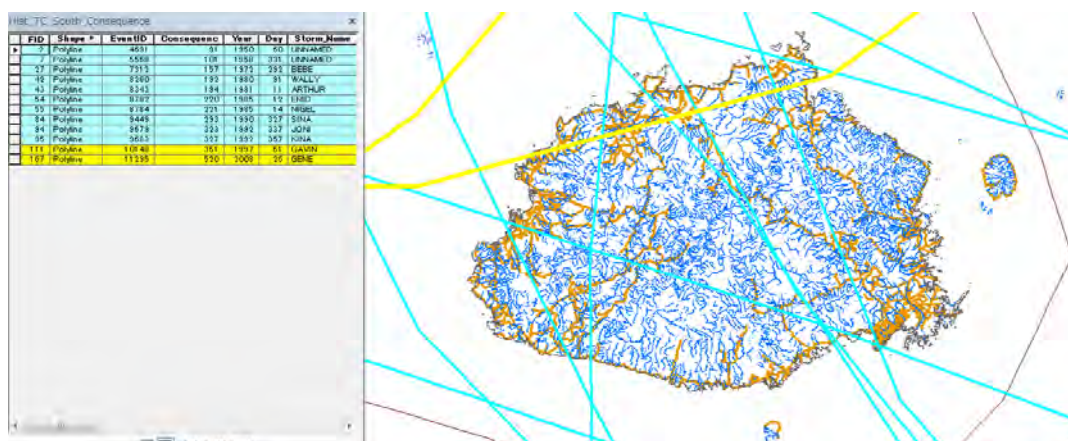


図 5.3-6 過去のサイクロン経路（黄色及び水色の線）（1948～2008 年）

【出典：SOPAC 提供 GIS データ、PCRAFI/Component_1-Hazards/Historical_Events】

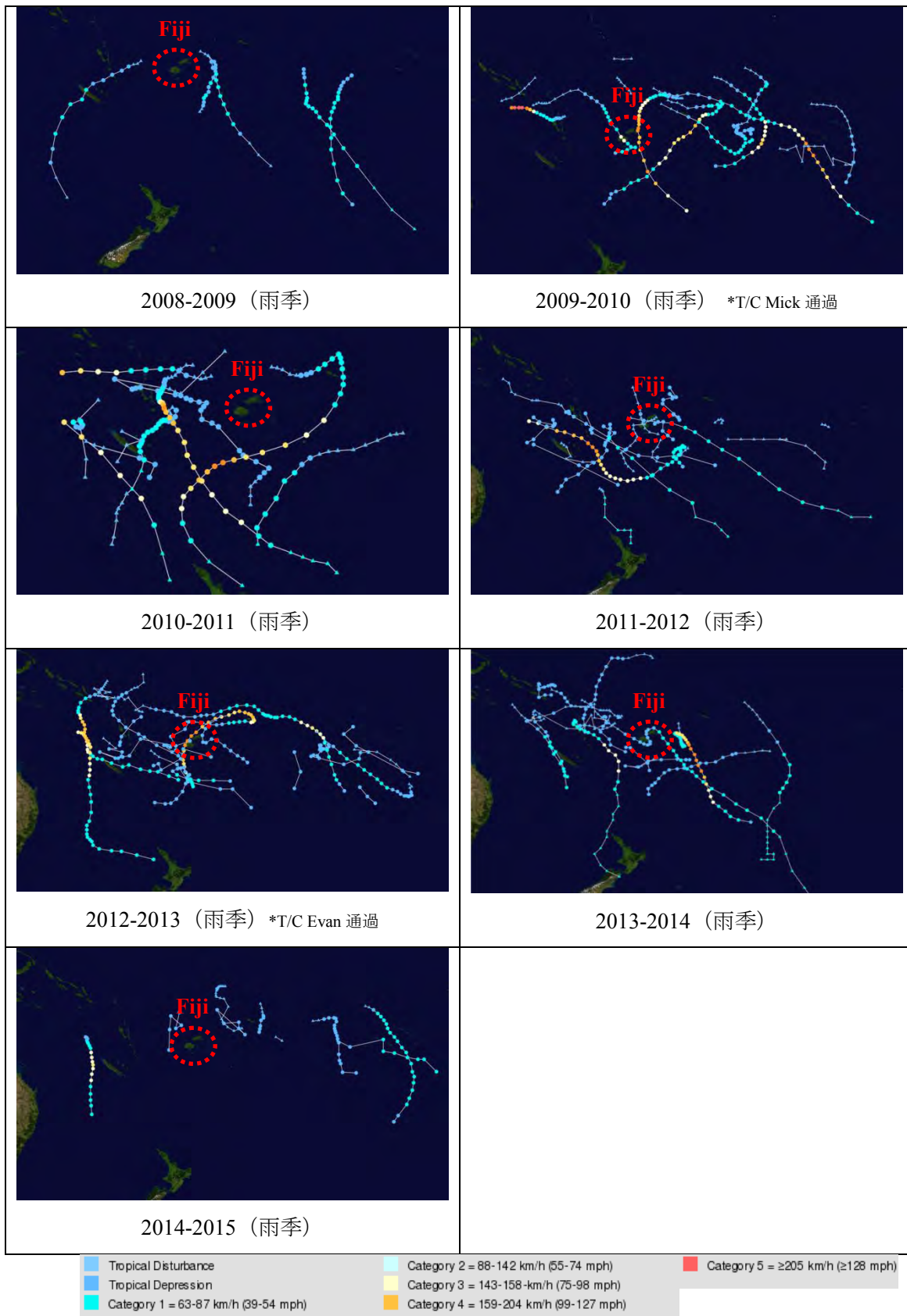


図 5.3-7 過去のサイクロン経路 (2008~2015年)

【出典 : http://en.wikipedia.org/wiki/2009%E2%80%9310_South_Pacific_cyclone_season# 他】

(3) 河道特性 (セグメント区分)

河道計画においては現況河道の有する諸特性を把握することが重要であり、ここでは「類似した河道特性を有している河道区分」をセグメントとして分類する。セグメントは、下記のように定義され (河道計画検討の手引き財団法人国土技術研究センター編 p.60)、基本的には河床縦断勾配と河床材料から区分を行う。ナンディ川及びその支川についても同様の手法に従い、河床勾配や河床材料を基に、以降に示すセグメントに区分した。

■セグメント

山間部を含めて河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持ついくつかの区間に分かれていると見ることができ、このような河床勾配がほぼ同一である区間は、河床材料や河道の種々の特性が似ており、これをセグメントと呼んでいる。

セグメントとは類似した河道特性を有している河道区分を指し、基本的には河床縦断勾配と河床材料から区分を行う。同じような河道特性を有する区間に分割することを「セグメント区分」といい、河道特性を把握分析する単位空間をセグメントごとにとることを、「セグメント単位の見方」という。

日本の河川では、山間部の河岸や河床が岩であったり、崖からの崩壊礫などの供給がある区間をセグメントMといい、山間部を出てから海に向かう河道については、概ね三区区分され、上流からセグメント1 (扇状地河道)、セグメント2 (中間地河道、自然堤防帯河道等)、セグメント3 (デルタ河道) と呼んでいる。また、河床材料や河床波の発生状況からみて、河道特性上はセグメント2の区間をさらに二分割し、上流からセグメント2-1、セグメント2-2に分割して区分している。

表 5.3-5 セグメント区分とその特徴

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分					
河床材料の代表粒径 dR	多種多様	2cm以上	3~1cm	1cm~0.3mm	0.3mm以下
河岸の構成材料	河床河岸に岩が出ていることが多い	表層に砂、シルトが乗ることがあるが、薄く、河床材料と同一物質が占める	細砂、シルト、粘土の混合材料 ただし下部では河床材料と同一		シルト、粘土
勾配の目安	多種多様	1/60~1/400	1/400~1/5,000		1/5,000~水平
蛇行程度	多種多様	曲りが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きいところでは8字蛇行または島の発生		蛇行が大きいものもあるが、小さいものもある
河岸浸食程度	非常に激しい	非常に激しい	中 (河床材料が大きいほうが、水路がよく動く)		弱 (ほとんどの水路の位置は動かない)
低水路の平均深さ	多種多様	0.5~3m	2~8m		3~8m
ナンディ川および支川の対象区間	-	ナンディ川上流	ナンディ川: 25.25k~(28.75k) ナワカ川、ナモシ川	ナンディ川: 4.00k~25.25k (ナモシ川合流点下流) マラクア川	ナンディ川: 0.00k~4.00k (マングローブ繁茂)

(1) 河床縦断勾配からみたセグメント区分

河川縦断図を図 5.3-16、図 5.3-17 に示す。ナンディ川の対象区間 (0.0km~28.75km) における平均河床の河床縦断勾配の変化点は、17.0km、25.25km 地点で見られ、この地点が河道区分の境界として想定される。一方、河床勾配はほぼ同一と見なされる下流側区間でも、特に河口部近傍 (0.0km~4.0km) は、河岸状況が異なり (マングローブの繁茂)、河床材料も他の地点と大きく異なることが想定されるため、ここでは下記のようなセグメント区分とした。マラクア川、ナワカ川、ナモン川の支川については、対象区間内に明確な変化点は見受けられないため、それぞれ同一の区分とした。

表 5.3-6 河床縦断勾配からみたセグメント区分

区間	平均河床勾配	セグメント
ナンディ川、河口~17.0km	1/4,200	2~3
ナンディ川、17.0km~ナモン川合流点	1/1,350	2
ナンディ川、ナモン川合流点~計算区間上流端	1/630	2
ナンディ川、ナンディ川上流 ※計算区間外	-	1
マラクア川、0.0km~7.0km	1/780	2
ナワカ川、0.0km~10.0km	1/860	2
ナモン川、0.0km~5.0km	1/480	2

(2) 代表粒径からみたセグメント区分

セグメントを代表粒径から区分するにあたり、「河道計画検討の手引き 財団法人国土技術研究センター編 pp.57~60」を基に、下記の方法により代表粒径を設定した。

河床材料の粒度分布形は、対数正規分布形に近いと言われているが、実際には特性の異なる 3 つ以上の集団を持っているのが一般的である。堆積学では図 5.3-8 の河床材料の概念図のように、河床材料の主モードである集団を A 集団、それより細かいものを B 集団、A 集団より粒径の大きいものを C 集団と呼んでいる。それぞれの集団の区分粒径は、図 5.3-8 の種々の粒度分布における粒径集団の区分のように、粒径加積曲線上での勾配の急変点の粒径とする。

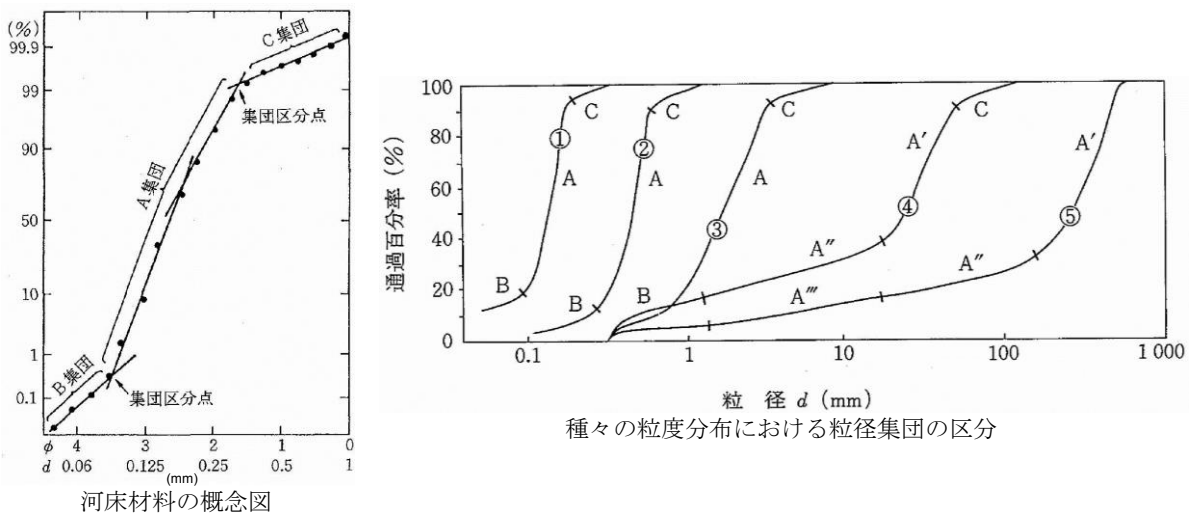


図 5.3-8 粒径の集団区分

扇状地河川表層下の河床材料は混合粒径であり、大粒径から小粒径のものを含んでいる。このうち、小粒径のものは河床変化にあまり関与しない。河床変動に関係するものは主に C 集団、A' 集団であり、また河床材料の動き易さを規定するものもこの集団である。

A'' 集団以下の材料が 20% 以下であるような場合は、平均粒径 d_m あるいは 60% 通過粒径である d_{60} が C 集団と A' 集団の代表粒径 (C 集団と A' 集団のみからなる材料の平均粒径) とあまり変わらない。しかし、河床材料中に A'' 集団以下の材料が 30% 程度占めるような場合には、河床材料の平均粒径 d_m あるいは 60% 通過粒径 d_{60} と C 集団と A' 集団の代表粒径との差異が大きくなり、河床の動き易さを示す指標として適切でなくなる。そこで河床の動き易さ、河床変動に影響を与える代表粒径 d_R を C 集団と A' 集団のみからなる河床材料の粒度分布より、その平均粒径あるいはその 60% 通過粒径をとる。

ここでは代表粒径を、60% 通過粒径 d_{60} とした。また、設定方法は表 5.3-7 の通りである。

表 5.3-7 代表粒径の設定方法

河床材料の d_{60}	代表粒径 d_R
1cm 以下	d_{60} を採用する
1cm 以上	A'' 集団以下の材料が 30% 以下である場合は d_{60} を採用する
	A'' 集団以下の材料が 30% 以上を占める場合は、A' と C 集団を対象として、新たに粒度分布を作成し、その通過粒径の d_{60} を採用する

代表粒径は、本プロジェクトで実施した河床材料調査 (図 5.3-9) の結果を基に粒径加積曲線 (図

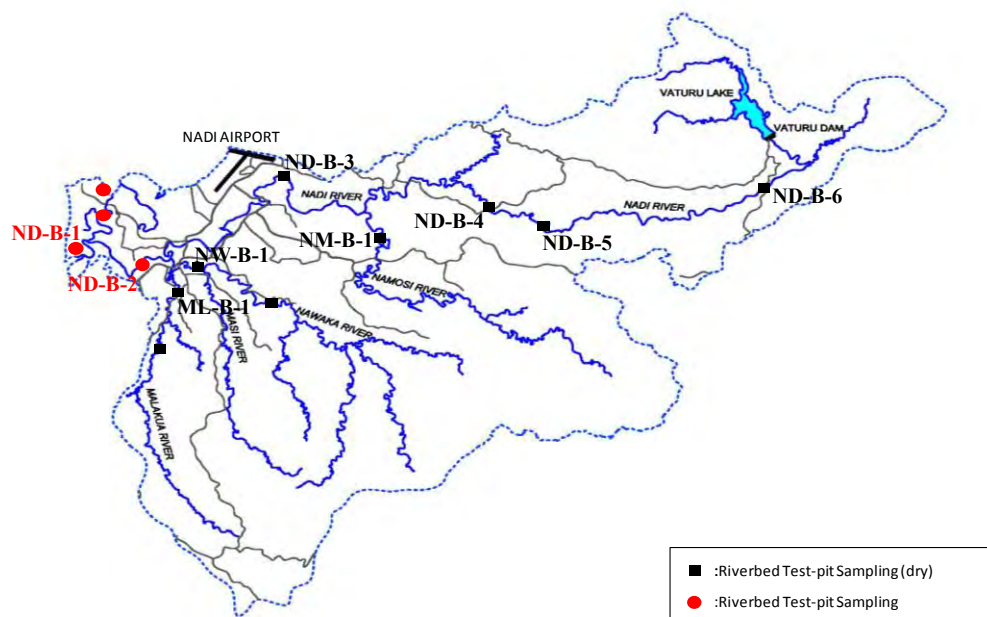
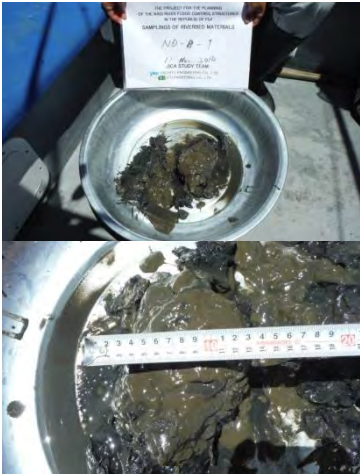










図 5.3-9 河床材料調査位置図

表 5.3-8 河床材料調査状況の一例

<p>ND-B-1 (ナンディ) セグメント 3 代表粒径 $d_R = 0.02\text{mm}$</p> 	<p>ND-B-2 (ナンディ) セグメント 2-2 代表粒径 $d_R = 2.0\text{mm}$</p> 	<p>ND-B-3 (ナンディ) セグメント 2-2 代表粒径 $d_R = 2.7\text{mm}$</p> 
<p>ND-B-4 (ナンディ) セグメント 2-1 代表粒径 $d_R = 45.0\text{mm}$</p> 	<p>ND-B-5 (ナンディ) セグメント 2-1 代表粒径 $d_R = 31.0\text{mm}$</p> 	<p>ND-B-6 (ナンディ) セグメント 1 代表粒径 $d_R = 38.0\text{mm}$</p> 
<p>ML-B-1 (マラクア) セグメント 2-2 代表粒径 $d_R = 2.2\text{mm}$</p> 	<p>NW-B-1 (ナワカ) セグメント 2-1 代表粒径 $d_R = 40.0\text{mm}$</p> 	<p>NM-B-1 (ナモシ) セグメント 2-1 代表粒径 $d_R = 44.0\text{mm}$</p> 

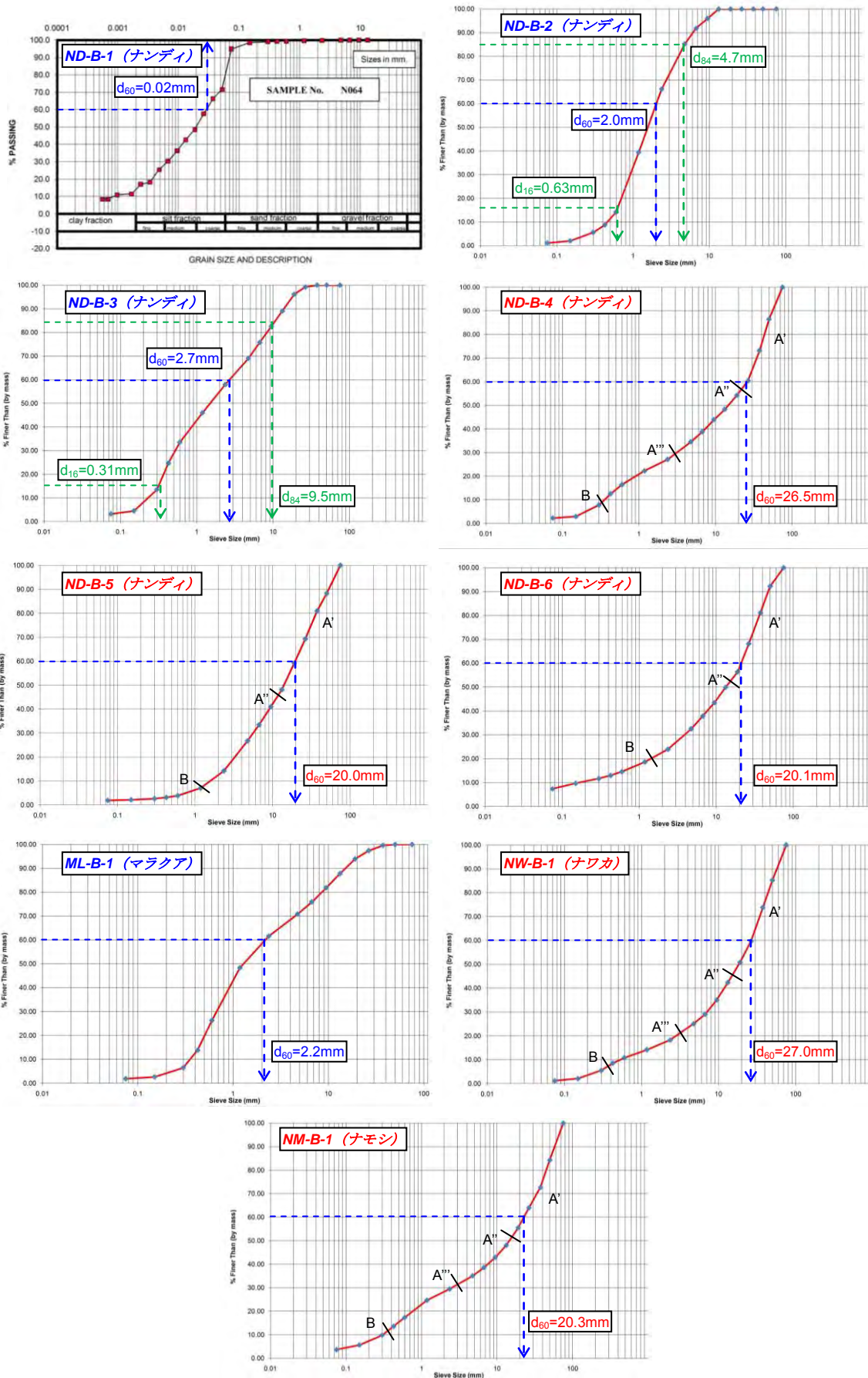


図 5.3-10 粒径加積曲線
(青字： d_{60} を代表粒径とする、赤字：新たに粒度分布を作成する)

なお、粒径の存在範囲が広く、勾配区分粒径の分け方が困難な場合、以下の手順に従って区分粒径を設定する。

- ① 各セグメントで河床材料の粒度河積曲線を描く。
- ② 大粒径集団である C 集団と河床材料の主構成材料である A' 集団は、通常、粒径加積曲線上で勾配急変点が現れるため、それを区分粒径とする。
- ③ 砂成分を B 集団とする。この場合、粒径加積曲線上で勾配急変点が生じていれば、それを区分粒径とする。通常 1.0~2.0mm 程度になることが多い。勾配急変点が明確でない場合は、2.0mm を区分粒径とする。
- ④ A'、A'' の区分粒径は、粒径加積曲線上で勾配急変点として評価し得ることが多いが、混合粒径河床材料は、粒径が粗砂以上であれば、同一粒径集団として同じような土砂の移動形態を持つものは最大と最小の粒径の比で 7~8 程度であるため、C、A' の区分粒径の 8 分の 1 程度の粒径を、A'、A'' の区分粒径とする。
- ⑤ A'、A'' の区分粒径と、B 集団の最大粒径の比が 8~10 程度であれば、A'、A'' の区分と B 集団の最大粒径の間の材料を A'' 集団とする。比が 15 を超える場合は、下流のセグメントの粒度分布形を参考にしながら、A'、A'' の区分粒径と B 集団の最大粒径の間の粒径成分を、最大と最小の粒径比で 8 程度となるように区分し、大きな集団から A''、A'''、A'''' 集団とする。

上記手順に従い、ND-B-4、5、6 (ナンディ)、NW-B-1 (ナワカ) 及び NM-B-1 (ナモシ) は、60%通過粒径 d_{60} が 1cm 以上かつ A' 集団以下の材料が 30%以上を占めるため、A' と C 集団を対象として新たに粒径加積曲線を図 5.3-11 の通り作成し、その d_{60} を代表粒径として採用した。

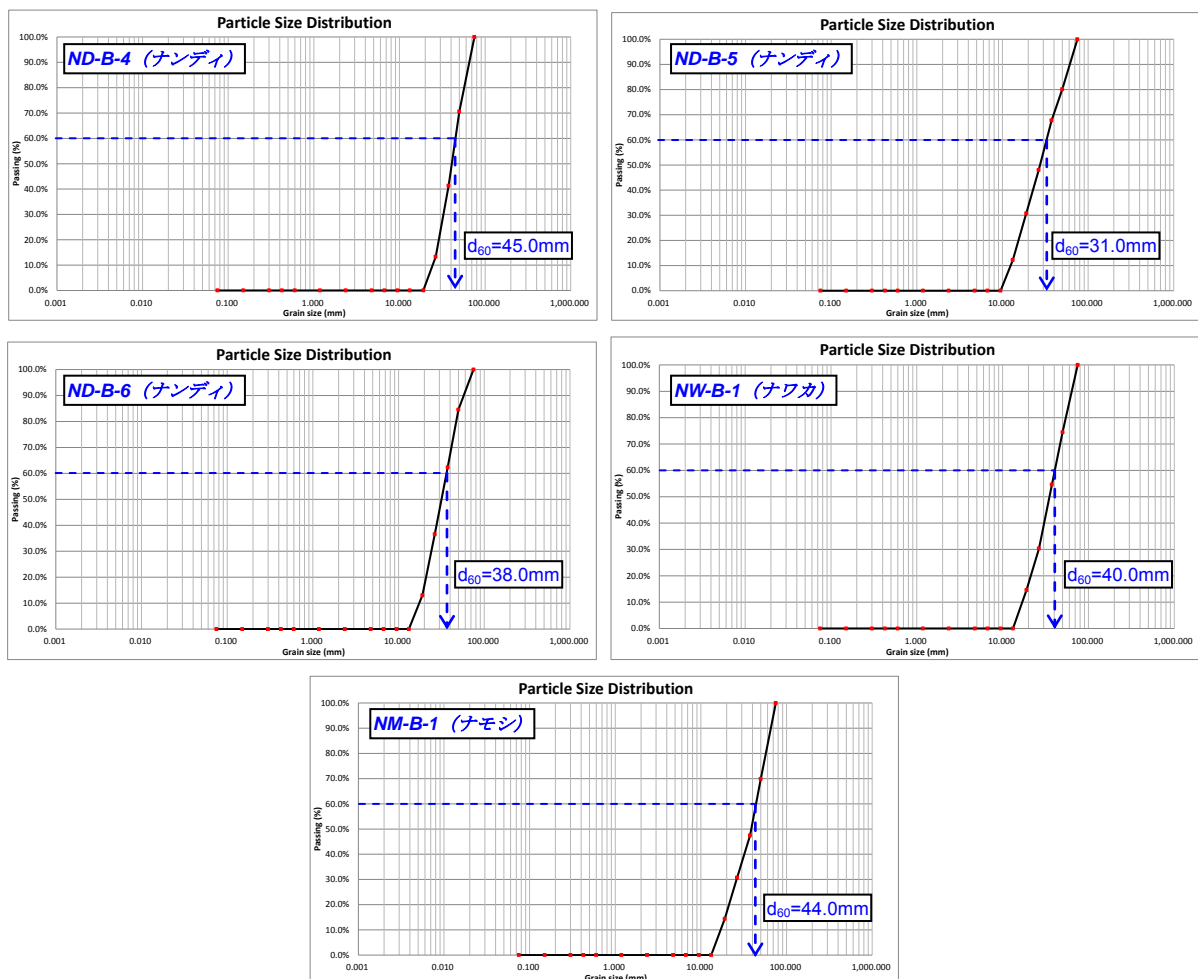


図 5.3-11 A' 集団のみの粒径加積曲線

以上の結果から、代表粒径は下記のように整理される。

表 5.3-9 ナンディ川及び支川の各調査地点の代表粒径

調査地点	代表粒径 (mm)	セグメント
ND-B-1 (ナンディ川河口)	0.02	3
ND-B-2 (ナンディ川 7.0k 付近)	2.0	2-2
ND-B-3 (ナンディ川 17.0k 付近)	2.7	2-2
ND-B-4 (ナモシ川合流点上流)	45.0	2-1
ND-B-5 (ナモシ川合流点上流)	31.0	2-1
ND-B-6 (ナンディ川上流)	38.0	1
ML-B-1	2.2	2-2
NW-B-1	40.0	2-1
NM-B-1	44.0	2-1

また、上記(1)、(2)を踏まえて、ナンディ川及び支川のセグメント区分を表 5.3-10 に整理した。

表 5.3-10 ナンディ川及び支川のセグメント区分

区間	平均河床勾配	代表粒径 (mm)	セグメント
ナンディ川 河道区分 1 (河口～4.0km)	1/4,200	0.02	3
ナンディ川 河道区分 2 (4.0km～ナモシ川合流点 25.25km)	1/4,200、1/1,350	2.0、2.7	2-2
ナンディ川 河道区分 3 (25.25km～計算上流端 28.75km)	1/630	45.0、31.0	2-1
ナンディ川 (ナンディ川上流) ※計算区間外	-	38.0	1
マラクア川 (0.0km～7.0km)	1/780	2.2	2-2
ナワカ川 (0.0km～10.0km)	1/860	40.0	2-1
ナモシ川 (0.0km～5.0km)	1/480	44.0	2-1

(4) 粗度係数の設定

ここでは、粗度係数を上述のセグメント区分毎に設定することとし、セグメントの代表断面における河床や河岸(植物繁茂)の粗度状況から低水路粗度係数および高水敷粗度係数を設定する。

1) 低水路粗度係数

セグメント 3 の低水路粗度係数は、河道計画検討の手引き (p.109) では下記の手順に従って設定するが、本プロジェクトのセグメント 3 の代表粒径 d_R が 0.1mm 以下であるため、ここでは、粗度係数を最も小さい 0.015 と設定した。

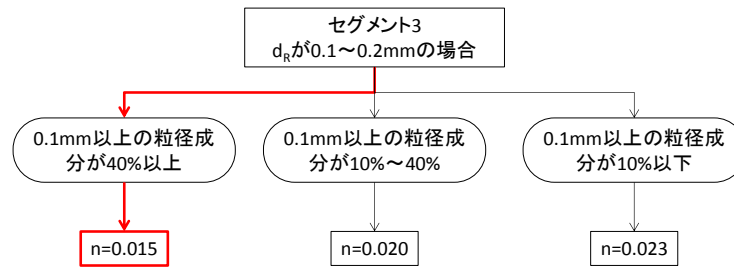


図 5.3-12 セグメント 3 における低水路粗度係数の標準値の算定手順

セグメント 2-2 の低水路粗度係数は、下記の手順 (河道計画検討の手引き p.106) に従って設定する。

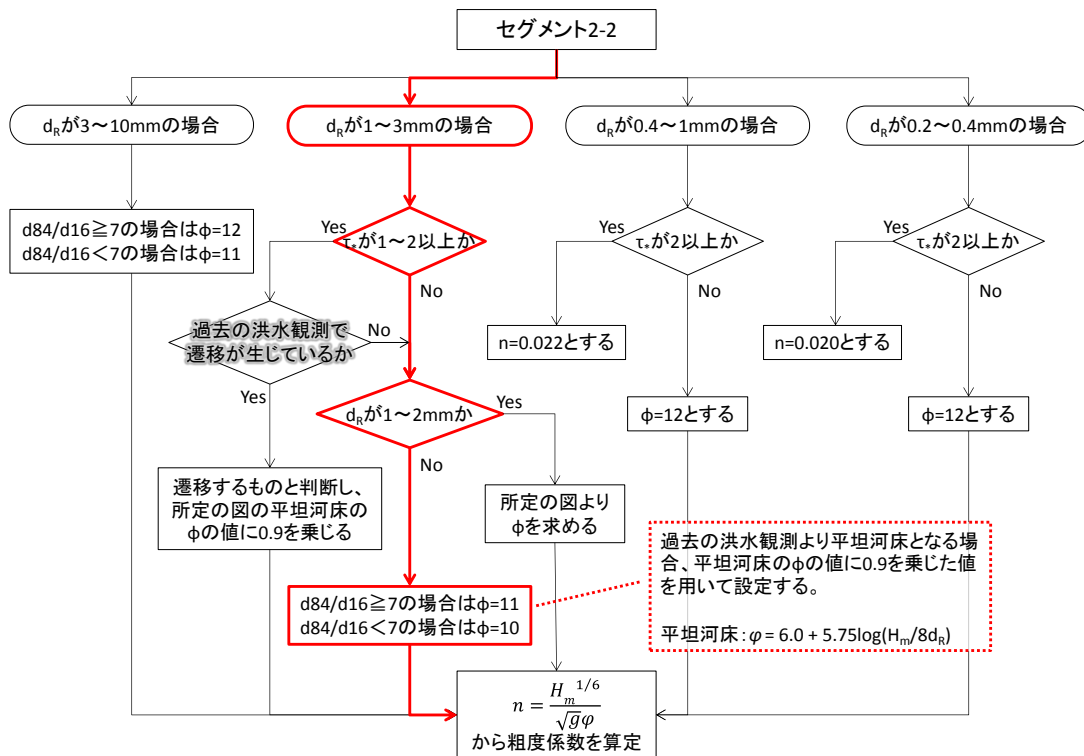


図 5.3-13 セグメント 2-2 における低水路粗度係数の標準値の算定手順

セグメント 2-2 の区間の代表粒径は $d_R=2.0\sim 2.7\text{mm}$ であるため、上記算定手順の赤線のフローを採用した。

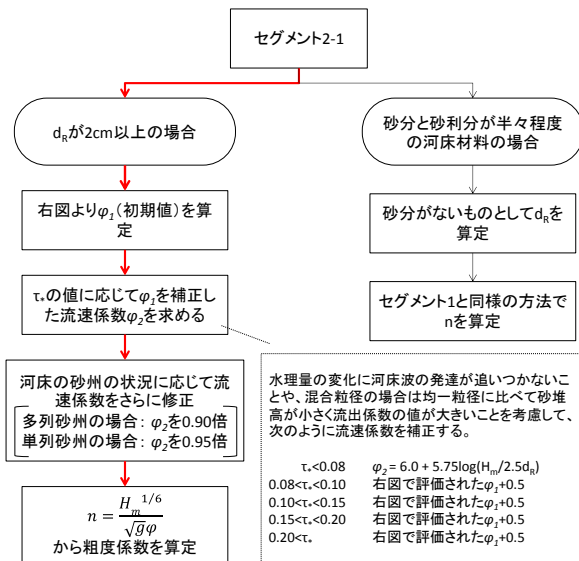
堤防満杯程度の流量時の無次元掃流力 τ^* 及び水深粒径比 H/d_R より、流速係数 ϕ_1 (初期値) および ϕ_2 を求めた。この結果、低水路粗度係数を表 5.3-11 のとおり設定した。

表 5.3-11 堤防満杯時の水流量及びセグメント 2-2 の低水路粗度係数

河道区間	平均水深	摩擦速度 u^* (m/s)	代表粒径 d_R (mm)	水深粒径比 H/d	無次元掃流力 τ^*	流速係数 ϕ_1	流速係数 ϕ_2	低水路粗度係数
ナンディ川 河道区分 2 4.00km~25.25km	9.18	0.18	2.4 (2.0、2.7)	3,905	0.84	19.91*	-	0.023
マラクア川 0.0km~7.0km	5.33	0.16	2.2	2,421	0.76	18.84*	-	0.022

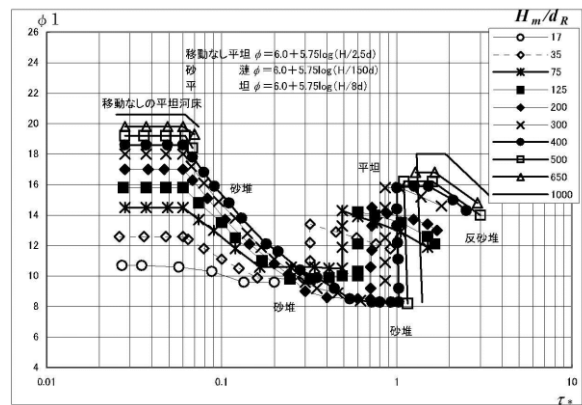
*平坦河床として、平坦河床の ϕ の値に 0.9 を乗じた値を用いて設定

セグメント 2-1 の低水路粗度係数は、下記の手順 (河道計画検討の手引き p.104) に従って設定する。



低水路粗度係数の標準値の算定手順

図 5.3-14 セグメント 2-1 における低水路粗度係数の標準値の算定手順



τ^* と ϕ_1 の関係 (d が 0.4cm 以上)

セグメント 2-1 の区間の代表粒径は $d_R=31\sim 45\text{mm}$ であるため、上記算定手順の左側を採用した。

セグメント 2-2 同様、無次元掃流力 τ^* および水深粒径比 H/d_R より、流速係数 ϕ_1 (初期値)、 ϕ_2 を求めた。この結果、低水路粗度係数を表 5.3-12 のとおり設定した。









表 5.3-12 堤防満杯時の水流量及びセグメント 2-1 の低水路粗度係数

河道区間	平均水深	摩擦速度 u^* (m/s)	代表粒径 d_R (mm)	水深粒径比 H/d	無次元掃流力 τ^*	流速係数 ϕ_1	流速係数 ϕ_2	低水路粗度係数
ナンディ川 河道区分 3 25.25km~28.75km	8.71	0.20	45	194	0.05	-	16.86	0.027
ナワカ川 0.0km~10.0km	5.13	0.10	40	128	0.01	-	15.83	0.026
ナモシ川 0.0km~5.0km	6.19	0.11	44	141	0.02	-	16.07	0.027

2) 高水敷粗度係数

河岸（高水敷）の粗度係数については、河道計画策定の手引き（国土技術研究センター 2002）を参考とし、現地の植生繁茂状況から設定する。

表 5.3-13 河岸の植生状況

 <p>ナンディ川 1.25k 付近 (セグメント 3)</p>	 <p>ナンディ川 9.50k 付近 (セグメント 2-2)</p>
 <p>ナンディ川 18.75k 付近 (セグメント 2-2)</p>	 <p>ナンディ川 ND-B-4 付近 (セグメント 2-1)</p>
 <p>ナンディ川 ND-B-5 付近 (セグメント 2-1)</p>	 <p>マラクア川 ML-B-1 付近 (セグメント 2-2)</p>
 <p>ナワカ川 NW-B-1 付近 (セグメント 2-1)</p>	 <p>ナモシ川 NM-B-1 付近 (セグメント 2-1)</p>

対象洪水時における草本類の水深と地被状況（植生の高さ、倒伏状況）を基に、図 5.3-15 を用いて河道内植生の粗度係数の設定を行う。

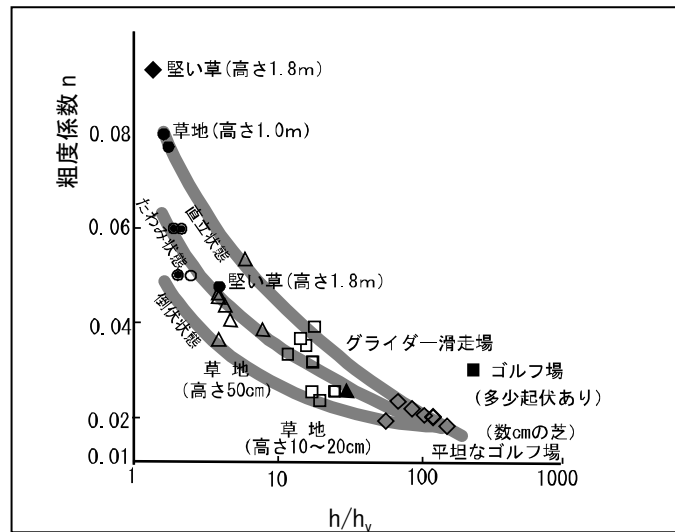


図 5.3-15 高水敷の植生の状態と水深と粗度係数の関係

< 堅い草が繁茂している場合 >

堅い草とはヨシ、ススキ、セイタカアワダチソウ等に代表される高さ 1~3m に達する直立した堅い茎を有する草を指す。流水中の堅い草の状態は摩擦速度の大ききで以下のように設定する。

直立状態	たわみ状態	倒伏状態
$u^* \leq 12 \text{cm/s}$	$12 \text{cm/s} < u^* \leq 22 \text{cm/s}$	$22 \text{cm/s} < u^*$

< 柔らかい草が繁茂する場合 >

柔らかい草とはエノコログサ、イヌエビ、ネズミムギなどに代表される地表面近傍から多数の葉が生えており、かつ比較的曲がりやすい茎を有する草を指す。流水中の草の状態は摩擦速度の大ききで以下のように設定する。

直立状態	たわみ状態	倒伏状態
$u^* \leq 7 \text{cm/s}$	$7 \text{cm/s} < u^* \leq 15 \text{cm/s}$	$15 \text{cm/s} < u^*$

ここでは、セグメント 2-1：ナモシ川、セグメント 2-2：ナンディ川 18.50k 付近を各セグメントの代表断面として設定し、現地の植生状況から下表に示す河岸の粗度係数を設定した。なお、セグメント 3 については、マングローブ以外の河岸植物は概ね無いことから河岸の粗度係数は考慮していない。

表 5.3-14 河道内植生と粗度係数

(セグメント 2-1：ナモシ川、セグメント 2-2：18.50k 付近)

主な植物	草丈 hv (cm)	堅/柔	流量 (m ³ /s)	水深 h (cm)	h/hv	摩擦速度 u* (cm/s)	状態	粗度係数 n
イネ科系植物 (セグメント 2-1)	150	堅	63	200 程	1.3	15 程度	たわみ	0.060
イネ科系植物 (セグメント 2-2)	250	堅	540	350 程	1.4	20 程度	たわみ	0.060

以上を踏まえ、セグメント区分毎に設定した粗度係数を表 5.3-15 に示す。

表 5.3-15 設定した粗度係数

対象区間 (セグメント区分)	粗度係数 【河床】	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
マラクア川 (0.0km~7.0km、セグメント 2-2)	0.022	0.060
ナワカ川 (0.0km~10.0km、セグメント 2-1)	0.026	0.060
ナモシ川 (0.0km~5.0km、セグメント 2-1)	0.027	0.060

5.3.2 検討結果

次頁以降に、ナンディ川及び各支川の縦断図、流下能力表、流下能力図を示す。流下能力の算定にあたっては、表 5.3-16 に示す流量配分と出発水位を用いている。また、ここでの流下能力は、①河川測量及び一部 LiDAR データで補足した評価高、及びナンディ川については、②表 5.3-2 に示したはん濫を許容する場合の評価高を用いたものを示す。

表 5.3-16 流下能力算定時の流量配分と出発水位

計算流量ケース	出発水位	Nadi			Malakua		Nawaka			Namosi	
		設定流量(m ³ /s)			出発水位 Nawaka1.50k 計算水位	設定流量(m ³ /s)	出発水位 Nad8.00k 計算水位	設定流量(m ³ /s)		出発水位 Nad25.25k 計算水位	設定流量(m ³ /s)
		~8.00k	~25.25k	25.50k~	~7.75k	0.00~1.50k	1.75~10.00k	~5.00k			
① ⑥×0.05	1.188	105.0	90.0	75.0	1.611	6.5	1.586	15.5	9.0	8.754	10.5
② ⑥×0.10	1.188	210.0	180.0	150.0	2.309	13.0	2.275	31.0	18.0	10.283	21.0
③ ⑥×0.30	1.188	630.0	540.0	450.0	4.537	39.0	4.504	93.0	54.0	14.296	63.0
④ ⑥×0.50	1.188	1,050.0	900.0	750.0	6.235	65.0	6.208	155.0	90.0	16.817	105.0
⑤ ⑥×0.70	1.188	1,470.0	1,260.0	1,050.0	7.408	91.0	7.379	217.0	126.0	18.735	147.0
⑥ 1998年検討時の1/20確率相当	1.188	2,100.0	1,800.0	1,500.0	8.848	130.0	8.817	310.0	180.0	21.237	210.0
⑦ ⑥×0.90	1.188	1,890.0	1,620.0	1,350.0	8.395	117.0	8.365	279.0	162.0	20.438	189.0
⑧ ⑥×0.95	1.188	1,995.0	1,710.0	1,425.0	8.625	123.5	8.594	294.5	171.0	20.841	199.5

ナンディ川において流下能力が最も小さい地点は 1.75k 左岸、7.00k 左岸、8.00k 右岸等で、200~300m³/s 程度である。ナワカ川、マラクア川は特に下流側の流下能力が低く、最小流下能力は 20~30m³/s である。ナモシ川はところどころに山付箇所があり、最小流下能力は 70m³/s となっている。



図 5.3-16 水位縦断面図① (上図：ナンディ川【～8.00k : 2,100m³/s、～25.25k : 1,800m³/s、25.50k～ : 1,500m³/s 等】、下図：ナワカ川)

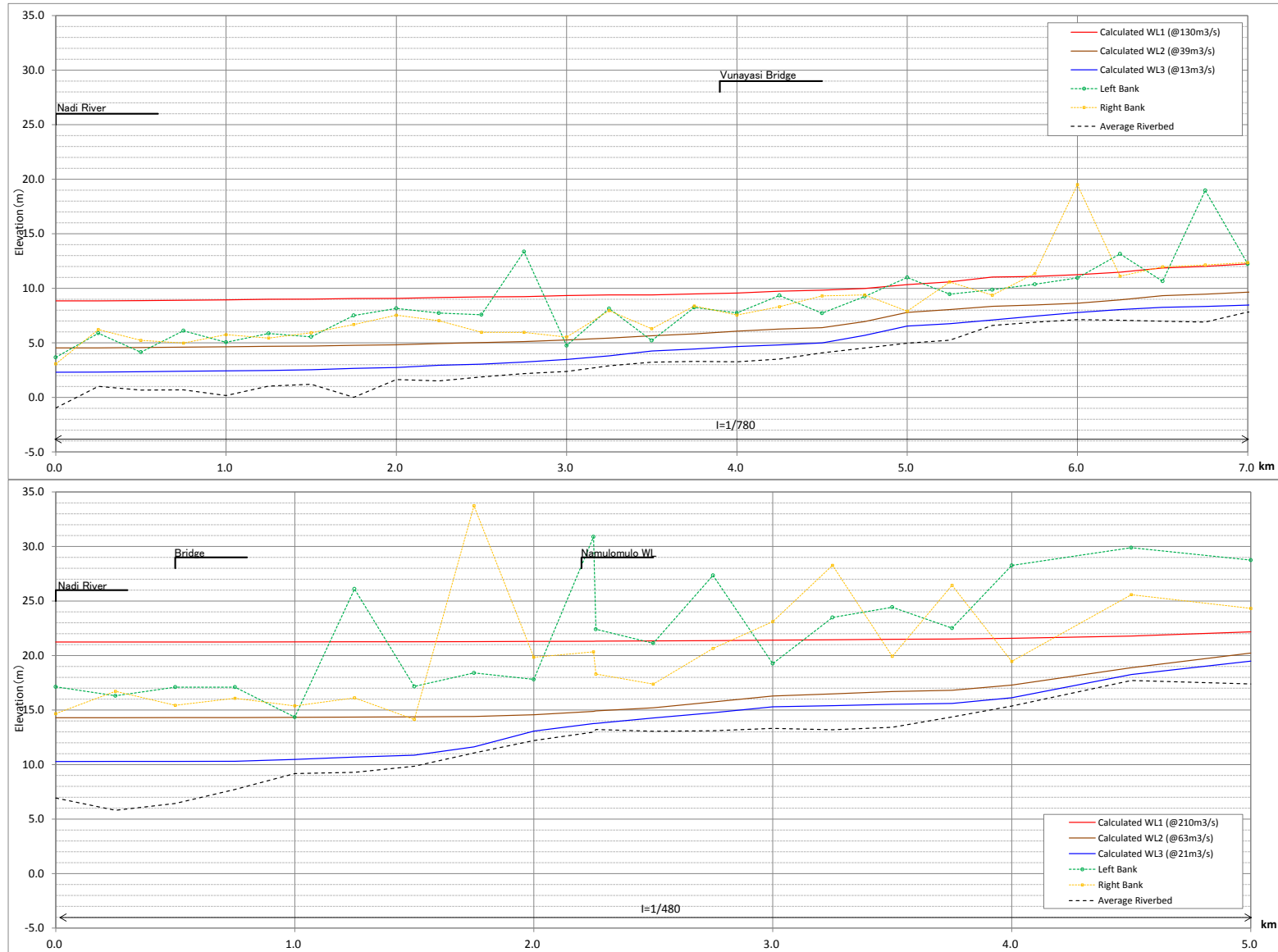
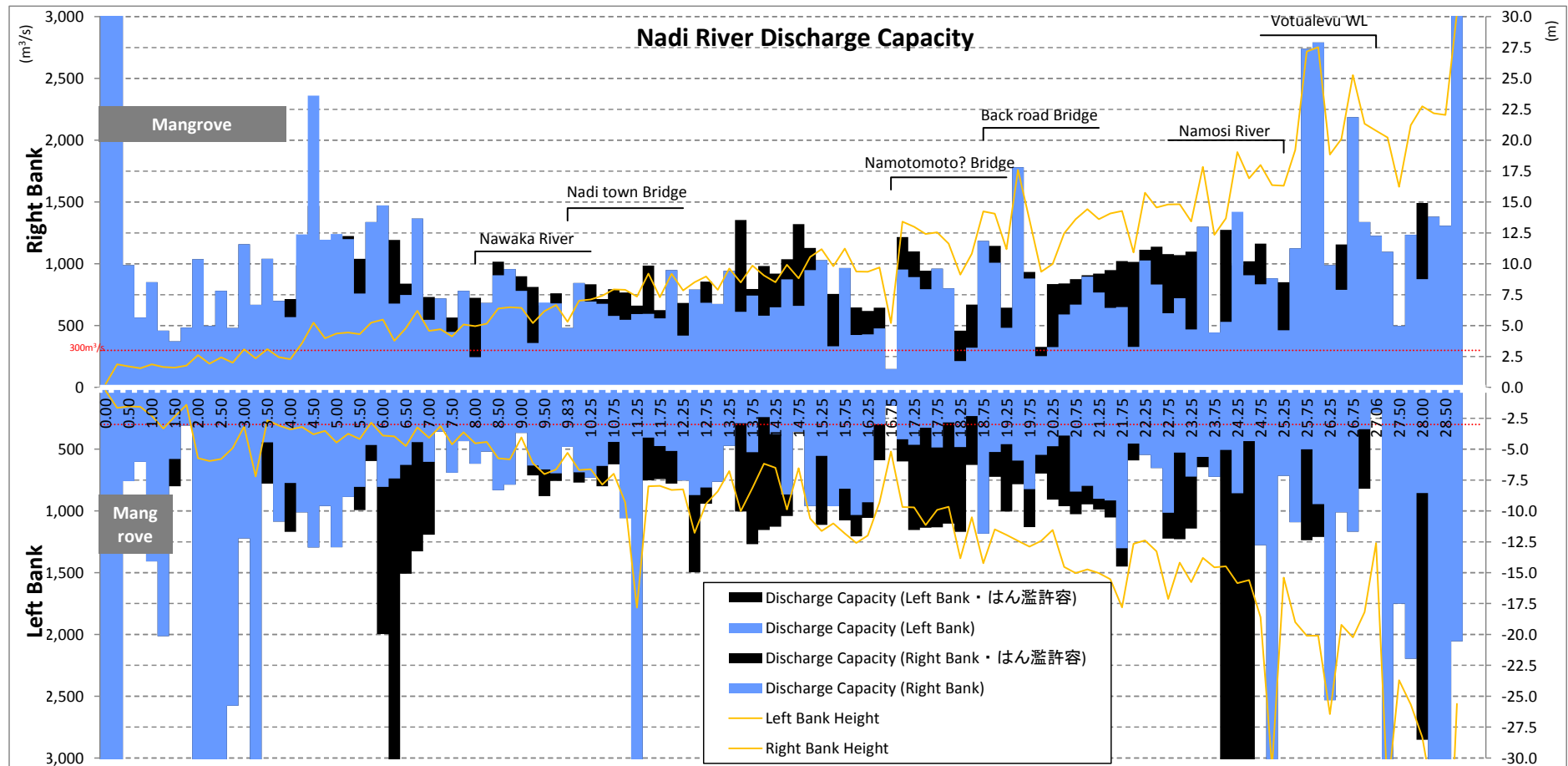


図 5.3-17 水位縦断面図② (上図：マラクア川、下図：ナモシ川)



※ 「はん濫許容」は表 5.3-2 に示す評価高とした場合の流下能力

図 5.3-18 流下能力図 (ナンディ川)

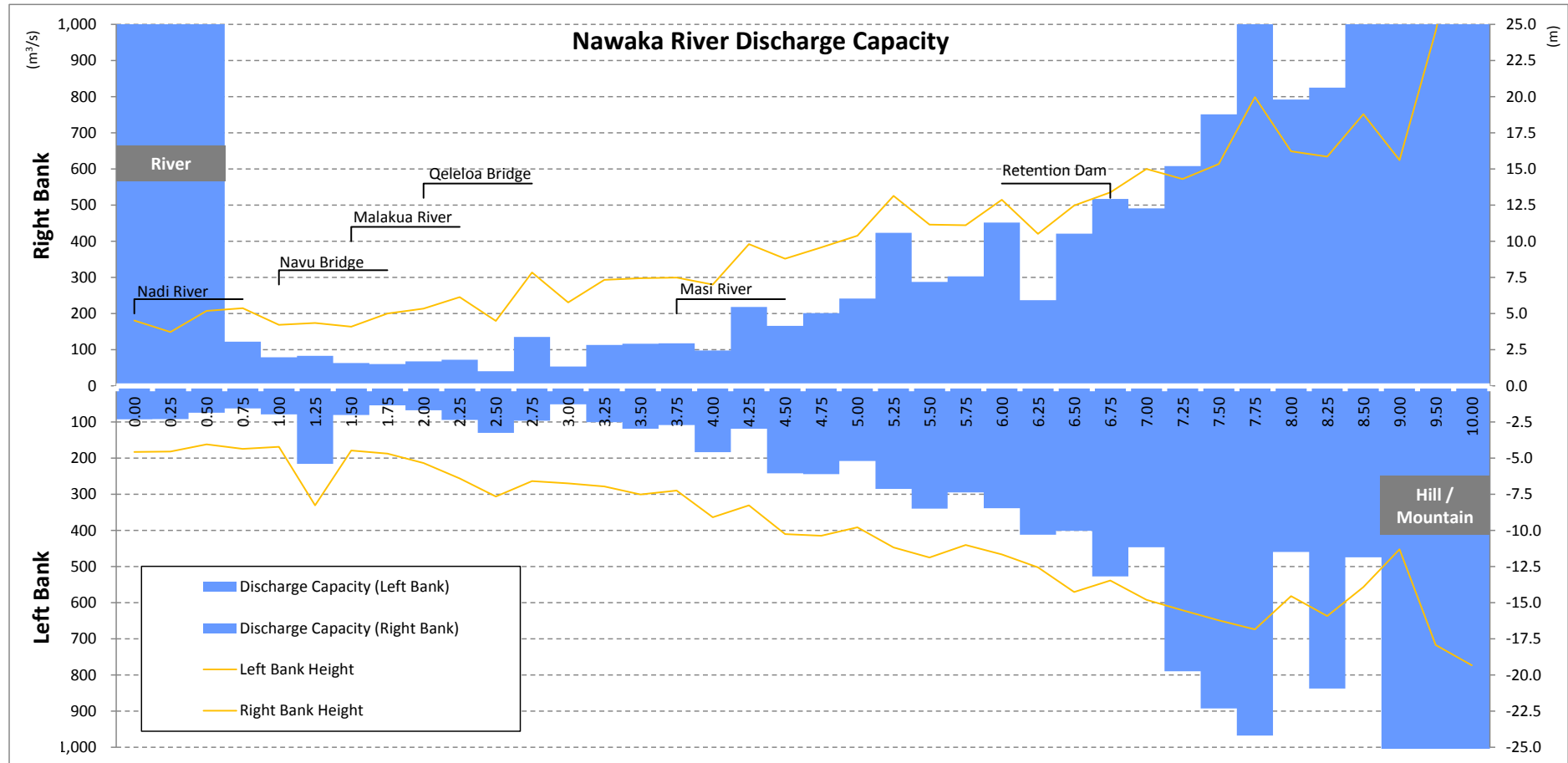


図 5.3-19 流下能力図 (ナワカ川)

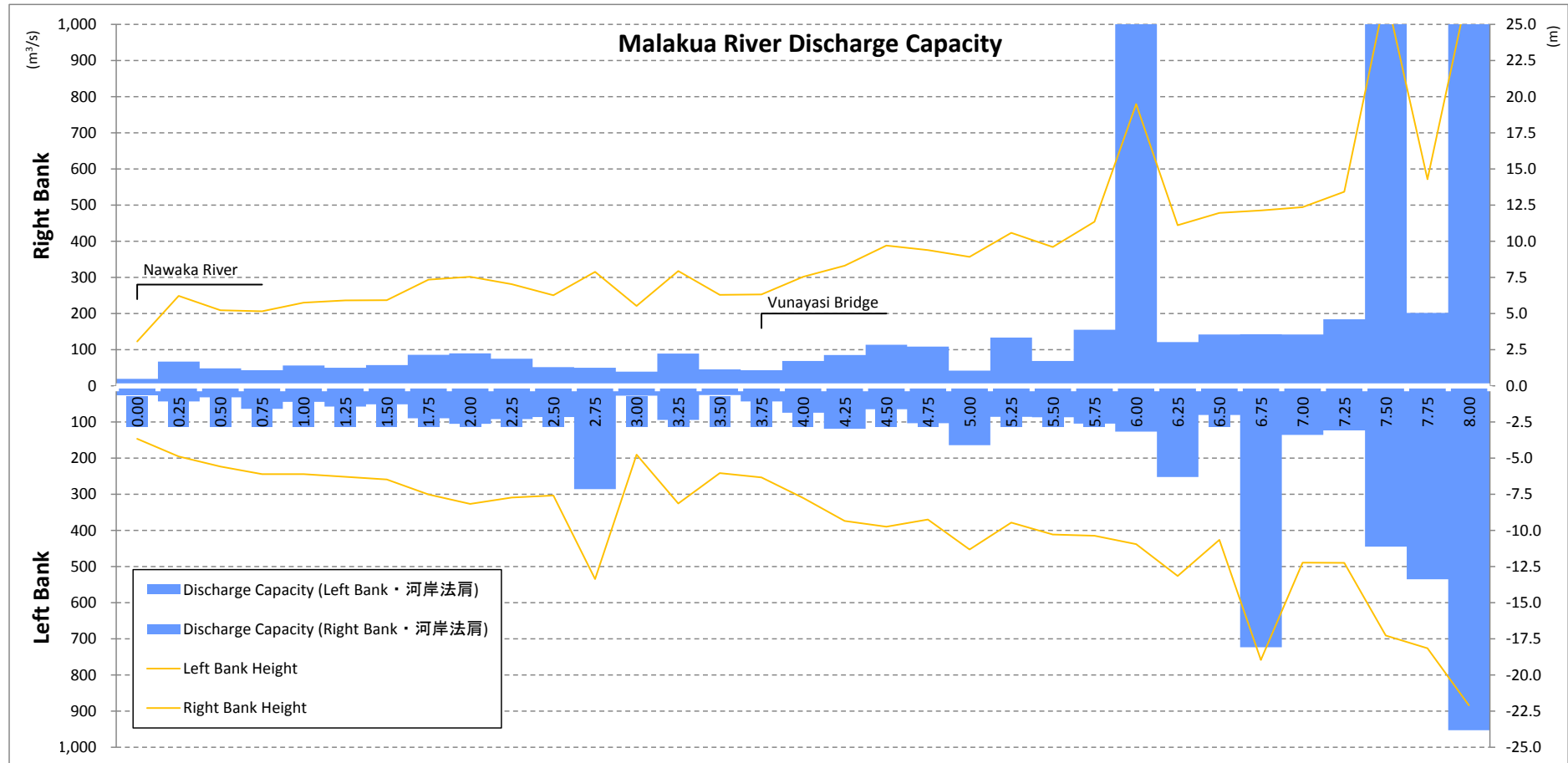


図 5.3-20 流下能力図 (マラクア川)

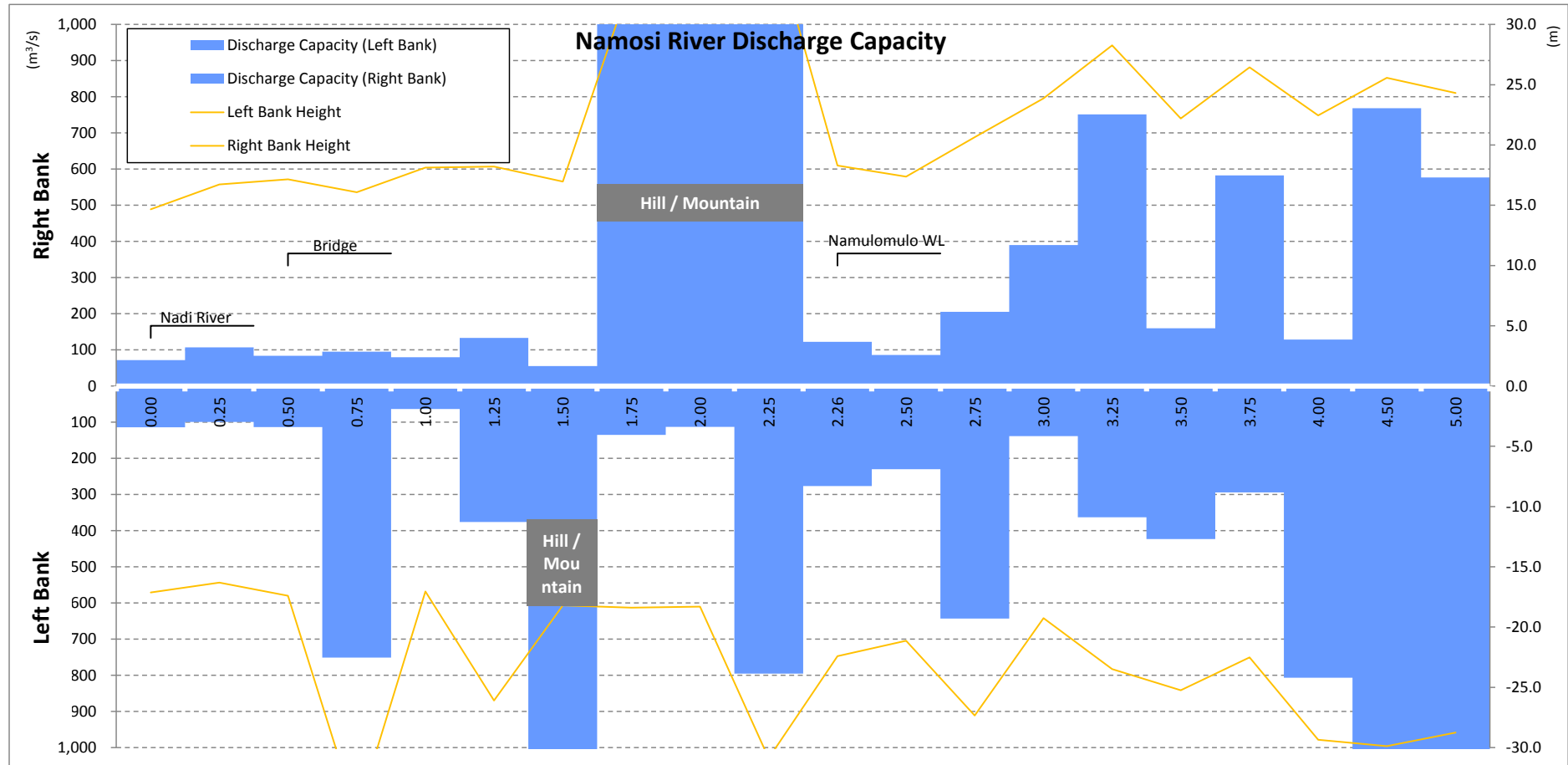


図 5.3-21 流下能力図 (ナモシ川)

表 5.3-17 流下能力表 (ナンディ川)

■: LIDAR堤防高採用 ■: はん濫許容時の評価高
■: LIDAR内植断面 ■: LIDAR堤防高採用 ■: LIDAR内植断面

Cross Section	Remarks	Interval (m)	Cumulative Distance (m)	①Bank Height 堤防付近の場合		②Bank Height 堤内地(農耕地等)の浸水を許容する場合		Land Use @ 50-100m from the bank		Discharge Capacity at Bank Height ①		Discharge Capacity at Bank Height ②		H-Q Formula Q=a×(h+b) ²		Cross Section		
				Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank		a	b
0.00		0	0	0.28	0.27	0.28	0.27	Sea	Sea	9999	9999	9999	9999	0.00	0.00	0.00		
0.25		250	250	1.66	1.86	1.66	1.86	Mangrove	Mangrove	10085	18149	10085	18149	29399.41	-1.07	0.25		
0.50		250	500	1.55	1.70	1.55	1.70	Mangrove	Mangrove	759	988	759	988	671.05	-0.49	0.50		
0.75		250	750	1.58	1.54	1.58	1.54	Mangrove	Mangrove	603	564	603	564	400.08	-0.35	0.75		
1.00		250	1000	2.30	1.86	2.30	1.86	Mangrove	Mangrove	1408	851	1408	851	359.94	-0.32	1.00		
1.25		250	1250	3.33	1.65	3.33	1.65	Resident	Mangrove	2013	460	2013	460	194.49	-0.11	1.25		
1.50		250	1500	2.00	1.59	2.36	1.59	Empty/Crop	Mangrove	580	373	801	373	137.65	0.05	1.50		
1.75		250	1750	1.41	1.76	1.41	1.76	Empty Land	Mangrove	309	484	309	484	158.58	-0.01	1.75		
2.00		250	2000	5.74	2.61	5.74	2.61	Empty Land	Mangrove	5032	1038	5032	1038	152.94	0.00	2.00		
2.25		250	2250	5.96	1.92	5.96	1.92	Empty Land	Mangrove	4408	496	4408	496	119.23	0.12	2.25		
2.50		250	2500	5.80	2.43	5.80	2.43	Empty Land	Mangrove	4302	780	4302	780	124.84	0.03	2.50		
2.75		250	2750	4.91	1.99	4.91	1.99	Empty Land	Empty Land	2577	480	2577	480	97.66	0.23	2.75		
3.00		250	3000	3.17	3.08	3.17	3.08	Empty Land	Empty Land	1222	1159	1222	1159	110.18	0.16	3.00		
3.25		250	3250	7.20	2.25	7.20	2.25	Empty Land	Empty Land	5743	668	5743	668	106.01	0.16	3.25		
3.50		250	3500	1.95	3.10	2.65	3.10	Empty Land	Empty Land	445	1040	779	1040	94.76	0.22	3.50		
3.75		250	3750	3.08	2.44	3.08	2.44	Empty Land	Empty Land	1086	700	1086	700	103.29	0.16	3.75		
4.00		250	4000	2.71	2.29	3.40	2.60	Empty/Crop	Crop	773	568	1169	714	86.53	0.28	4.00		
4.25		250	4250	3.20	3.57	3.20	3.57	Empty/Crop	Empty/Crop	1011	1238	1011	988	83.58	0.28	4.25		
4.50		250	4500	3.80	5.23	3.80	5.23	Crop	Empty/Crop	1295	2361	1295	1468	77.71	0.28	4.50		
4.75		250	4750	3.52	3.97	3.52	3.97	Crop	Empty/Crop	961	1195	961	1071	63.14	0.38	4.75		
5.00		250	5000	4.46	4.36	4.46	4.36	Crop	Empty/Crop	1294	1242	1294	1010	54.09	0.43	5.00		
5.25		250	5250	3.75	4.44	3.75	4.49	Crop	Empty Land	887	1201	887	1225	49.88	0.47	5.25		
5.50		250	5500	3.71	3.59	4.19	4.30	Crop	Empty Land	806	759	994	1040	43.47	0.59	5.50		
5.75		250	5750	2.85	5.23	3.30	5.23	Crop	Empty Land	466	1338	595	1338	39.70	0.58	5.75		
6.00		250	6000	3.91	5.48	6.47	5.48	Empty/Crop	Empty Land	805	1473	1998	1473	40.66	0.54	6.00		
6.25		250	6250	3.97	3.78	8.74	5.22	Empty/Crop	Empty/Resident	737	678	3055	1193	37.73	0.64	6.25		
6.50		250	6500	3.72	4.12	6.10	4.79	Empty/Crop	Empty/Resident	627	747	1508	839	33.55	0.60	6.50		
6.75		250	6750	3.24	6.20	6.20	6.20	Empty Land	Empty/Resident	443	1367	1367	1367	28.89	0.68	6.75		
7.00		250	7000	4.09	3.87	6.02	4.57	Empty Land	Empty/Crop	603	548	1193	731	26.63	0.67	7.00		
7.25		250	7250	3.13	4.70	3.13	4.70	Empty Land	Empty/Crop	359	719	359	719	25.12	0.65	7.25		
7.50		250	7500	4.62	3.61	4.62	4.12	Crop	Empty Land	691	448	691	564	25.65	0.57	7.50		
7.75		250	7750	3.64	5.08	3.64	5.08	Crop	Empty Land	435	780	435	780	24.12	0.61	7.75		
8.00	Confluence	250	8000	4.53	2.62	4.53	4.95	MasikuaNawaka	Empty/Resident	618	245	618	724	23.39	0.61	8.00		
8.25		250	8250	4.42	5.16	4.42	5.16	Empty/Old river	Empty/Resident	519	683	519	683	20.87	0.56	8.25		
8.50		250	8500	5.74	6.01	5.74	6.39	Empty/Old river	Resident	833	908	833	908	21.98	0.41	8.50		
8.75		250	8750	5.84	6.48	5.84	6.48	Empty/Old river	Resident	833	957	788	957	19.81	0.47	8.75		
9.00		250	9000	4.05	6.15	4.05	6.84	Empty/Old river	Resident	368	781	368	899	17.41	0.55	9.00		
9.25		250	9250	5.75	4.22	6.13	6.58	Empty/Old river	Empty/Crop	639	360	716	813	16.36	0.47	9.25		
9.50		250	9500	6.06	6.17	6.06	6.17	Town	Empty/Crop	664	664	664	664	16.54	0.27	9.50		
9.75		250	9750	6.36	6.29	6.65	6.67	Town	Crop/Resident	695	691	757	762	15.76	0.28	9.75		
9.83	Nadi Town Bridge / WL	80	9830	5.30	5.30	5.30	5.30	Town	Crop/Resident	481	481	481	481	15.26	0.51	9.83		
10.00		170	10000	6.31	7.02	6.70	7.02	Town	Resident	688	844	771	844	15.81	0.28	10.00		
10.25		250	10250	6.63	6.46	6.63	7.11	Empty/Town	Resident	730	695	730	834	15.03	0.34	10.25		
10.50		250	10500	6.99	7.21	7.87	7.42	Empty/Town	Empty/Resident	636	676	801	714	12.21	0.23	10.50		
10.75		250	10750	5.85	6.73	7.00	7.93	Empty/Town	Empty/Resident	441	578	623	794	11.85	0.25	10.75		
11.00		250	11000	9.31	6.63	9.31	7.90	Town	Empty/Crop	1058	546	1058	768	11.67	0.21	11.00		
11.25		250	11250	17.83	6.95	17.83	7.35	Town	Empty/Crop	3745	594	3745	662	11.46	0.25	11.25		
11.50		250	11500	5.82	7.09	8.00	9.20	Resident	Empty/Crop	407	595	752	966	11.03	0.26	11.50		
11.75		250	11750	6.35	6.90	7.98	7.30	Crop/Resident	Empty/Crop	476	559	743	624	11.16	0.18	11.75		
12.00		250	12000	6.72	9.19	8.31	9.19	Crop/Resident	Empty/Crop	514	949	779	949	10.83	0.17	12.00		
12.25		250	12250	8.25	6.10	8.25	7.84	Empty/Crop	Empty/Crop	754	419	754	683	10.56	0.20	12.25		
12.50		250	12500	8.95	8.51	11.78	8.51	Empty/Resident	Empty/Crop	873	791	1497	791	10.47	0.18	12.50		
12.75		250	12750	8.72	8.00	9.42	8.97	Empty/Resident	Empty	810	685	943	856	10.17	0.21	12.75		
13.00		250	13000	8.42	7.90	8.42	7.90	Empty/Crop	Empty	764	674	764	674	10.37	0.16	13.00		
13.25		250	13250	6.77	9.62	6.77	9.62	Empty/Crop	Resident	473	942	473	942	9.82	0.17	13.25		
13.50		250	13500	5.32	7.78	10.01	11.63	Crop	Empty	290	612	1005	1354	9.80	0.12	13.50		
13.75		250	13750	7.33	8.74	11.45	9.86	Crop	Crop	525	743	1268	797	9.49	0.11	13.75		
14.00		250	14000	5.04	7.88	11.15	10.28	Crop	Crop	241	580	1155	982	9.13	0.09	14.00		
14.25		250	14250	6.51	8.51	11.21	10.13	Crop	Crop/Resident	378	649	1128	921	9.05	-0.04	14.25		
14.50		250	14500	9.88	9.92	10.82	10.80	Resident	Crop	866	873	1041	1036	8.97	-0.05	14.50		
14.75		250	14750	6.55	8.82	6.55	12.43	Crop	Crop	360	660	360	1322	8.72	-0.12	14.75		
15.00		250	15000	10.62	10.56	10.62	11.49	Empty/Crop	Crop	959	948	959	1128	8.90	-0.24	15.00		
15.25		250	15250	8.29	11.19	11.63	11.19	Empty/Crop	Crop	554	1029	1113	1029	8.64	-0.26	15.25		
15.50		250	15500	11.01	6.80	11.01	9.88	Crop	Empty/Crop	962	393	962	393	7.57	-0.30	15.50		
15.75		250	15750	10.38	11.23	11.83	11.23	Crop	Resident	821	961	1076	966	8.21	-0.38	15.75		
16.00		250	16000	11.70	7.71	12.59	9.38	Resident	Empty	1033	424	1205	646	8.39	-0.60	16.00		
16.25		250	16250	11.30	7.91	12.00	9.36	Resident	Empty	929	428	1057	619	8.35	-0.75	16.25		
16.50		250	16500	6.85	8.45	9.32	9.71	Empty/Crop	Empty	299	476	590	645	8.03	-0.75	16.50		
16.75	Namotomoto? Bridge	250	16750	5.20	5.20	5.20	5.20	Resident	Resident	148	148	148	148	7.85	-0.85	16.75		
17.00		250	17000	8.26	11.98	9.69	13.41	Crop	Crop	419	953	599	1216	7.81	-0.93	17.00		
17.25		250	17250	8.77	11.79	13.28	12.99	Crop	Crop	464	892	1154	1100	7.58	-0.94	17.25		
17.50		250	17500	7.70	11.47	13.53	12.41	Crop	Crop	327	795	1136	943	7.18	-0.94	17.50		
17.75		250	17750	9.22	12.54	13.53	12.54	Crop	Resident	487	961	1133	961	7.24	-1.01	17.75		
18.00		250	18000	7.33	11.63	13.47	11.63	Crop	Resident	283	801	1103	801	7.11	-1.02	18.00		
18.25		250	18250	9.34	6.59	13.89	9.13	Crop/Resident	Empty/Crop	484	213	1170	459	7.22	-1.15	18.25		
18.50		250	18500	6.94	7.92	10.82	10.82	Empty/Crop	Empty/Crop	232	322	628	670	7.52	-1.38	18.50		
18.75	Back Road Bridge	250	18750	14.24	14.24	14.24	14.24	Crop	Crop	1184	1184	1184	1184	7.28	-1.48	18.75		
19.00		250	19000	10.02	13.29	11.50	14.05	Crop	Resident	523	1009	724	1145	7.40	-1.61	19.00		
19.25		250	19250	9.71	9.90	13.52	1											

表 5.3-18 流下能力表 (ナワカ川、マラクア川、ナモシ川)

Cross Section	Remarks	Interval (m)	Cumulative Distance (m)	① Bank Height 堤防肩付近の場合		② Bank Height 堤内地(農耕地等)の浸水を許容する場合		Land Use @ 50-100m from the bank		Discharge Capacity at Bank Height ①		Discharge Capacity at Bank Height ②		H-Q Formula Q=a × (h+b) ²		Cross Section		
				Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank	Left Bank	Right Bank		a	b
Nadi River																		
Nawaka River																		
0.00		0	0	4.57	4.52			Empty Land	Empty Land	93	9999			3.45	0.61	0.00		
0.25		250	250	4.55	3.73			Crop	Empty Land	92	9999			3.46	0.61	0.25		
0.50		250	500	4.05	5.19			Crop	Empty Land	75	9999			3.45	0.60	0.50		
0.75		250	750	3.68	5.37			Crop	Resident	63	122			3.48	0.56	0.75		
1.00	Navu Bridge	250	1000	4.22	4.22			Crop	Empty Land	79	79			3.45	0.57	1.00		
1.25		250	1250	7.35	4.35			Resident	Empty Land	216	83			3.45	0.56	1.25		
1.50	Confluence	250	1500	4.30	3.76			Empty Land	Empty Land	80	63			3.45	0.53	1.50		
1.75		250	1750	4.69	5.00			Empty/Crop	Empty Land	54	60			1.99	0.50	1.75		
2.00	Geleloa Bridge	250	2000	5.34	5.34			Resident	Resident	68	68			1.98	0.50	2.00		
2.25		250	2250	6.41	5.56			Empty Land	Resident	94	72			1.98	0.49	2.25		
2.50		250	2500	7.65	4.07			Empty Land	Empty Land	130	40			1.99	0.43	2.50		
2.75		250	2750	6.59	7.85			Empty Land	Crop	97	135			2.06	0.26	2.75		
3.00		250	3000	4.98	5.10			Crop	Empty/Crop	51	53			2.42	-0.39	3.00		
3.25		250	3250	6.96	7.33			Crop	Resident	100	113			2.91	-1.08	3.25		
3.50		250	3500	7.51	7.45			Crop	Crop	119	117			2.89	-1.10	3.50		
3.75		250	3750	7.24	7.49			Crop	Empty/Crop	108	117			2.89	-1.11	3.75		
4.00		250	4000	9.09	7.00			Crop	Crop	183	98			3.03	-1.32	4.00		
4.25		250	4250	7.65	9.80			Resident	Resident	119	218			3.25	-1.80	4.25		
4.50		250	4500	10.25	8.79			Crop/Resident	Crop/Resident	242	166			3.28	-1.68	4.50		
4.75		250	4750	10.37	9.58			Crop	Resident	244	201			3.38	-1.87	4.75		
5.00		250	5000	9.78	10.38			Crop	Resident	208	242			3.49	-2.08	5.00		
5.25		250	5250	11.18	13.15			Crop	Resident	285	423			3.51	-2.16	5.25		
5.50		250	5500	11.87	11.15			Crop	Crop	340	288			4.16	-2.83	5.50		
5.75		250	5750	11.01	11.11			Crop	Crop	295	303			5.52	-3.70	5.75		
6.00		250	6000	11.66	12.87			Empty/Crop	Empty/Crop	339	452			5.56	-3.86	6.00		
6.25		250	6250	12.55	10.52			Empty/Crop	Resident	412	237			5.82	-4.14	6.25		
6.50		250	6500	12.29	12.48			Empty/Crop	Resident	401	421			6.76	-4.58	6.50		
6.75	6.70k Retention Dam	250	6750	13.46	13.38			Empty/Crop	Empty/Crop	527	517			7.49	-5.07	6.75		
7.00		250	7000	12.82	13.18			Empty/Crop	Resident	447	491			8.13	-5.41	7.00		
7.25		250	7250	15.52	14.31			Empty/Crop	Resident	790	608			8.08	-5.63	7.25		
7.50		250	7500	16.22	15.35			Empty/Crop	Resident	892	752			7.99	-5.65	7.50		
7.75		250	7750	16.85	19.98			Empty/Crop	Empty/Crop	968	1585			7.72	-5.65	7.75		
8.00		250	8000	13.73	16.23			Crop	Empty Land	460	792			7.18	-5.73	8.00		
8.25		250	8250	15.92	15.85			Empty/Crop	Resident	837	825			9.11	-6.33	8.25		
8.50		250	8500	13.15	18.80			Empty/Crop	Resident	474	1771			12.91	-7.09	8.50		
9.00		500	9000	11.31	15.61			Empty/Crop	Empty/Crop	9999	1405			26.36	-8.31	9.00		
9.50		500	9500	17.92	24.54			Empty/Crop	Empty/Crop	1433	4248			17.03	-8.75	9.50		
10.00		500	10000	19.33	35.68			Empty/Crop	Empty/Crop	1513	9861			13.65	-8.80	10.00		
														17.49	-9.95			
Malakua River																		
0.00		0	0	3.67	3.07			Crop	Empty Land	26	19			1.45	0.58	0.00		
0.25		250	250	4.88	6.22			Empty Land	Crop	43	67			1.46	0.56	0.25		
0.50		250	500	4.14	5.23			Empty/Crop	Empty/Crop	32	48			1.47	0.49	0.50		
0.75		250	750	6.11	4.98			Resident	Empty/Crop	63	43			1.48	0.45	0.75		
1.00		250	1000	5.05	5.75			Crop	Empty/Crop	44	56			1.47	0.42	1.00		
1.25		250	1250	5.86	5.44			Crop	Crop	57	50			1.46	0.40	1.25		
1.50		250	1500	5.55	5.92			Empty/Crop	Crop	51	58			1.49	0.31	1.50		
1.75		250	1750	7.51	7.34			Crop	Crop	90	86			1.53	0.16	1.75		
2.00		250	2000	8.16	7.54			Resident	Crop	105	90			1.57	0.01	2.00		
2.25		250	2250	7.73	7.03			Empty/Crop	Empty/Crop	92	75			1.86	0.28	2.25		
2.50		250	2500	7.58	5.97			Crop/Resident	Crop/Resident	86	52			1.67	-0.39	2.50		
2.75		250	2750	13.36	5.96			Resident	Empty/Crop	286	56			1.77	-0.65	2.75		
3.00		250	3000	4.75	5.53			Empty/Crop	Empty/Resident	27	39			1.87	-0.95	3.00		
3.25		250	3250	8.14	7.95			Crop	Empty/Resident	94	89			2.07	-1.38	3.25		
3.50		250	3500	5.21	6.29			Empty/Crop	Empty/Crop	25	45			2.46	-2.00	3.50		
3.75	3.87k Vunayasai Bridge	250	3750	6.33	6.33			Crop	Empty/Crop	43	43			2.53	-2.19	3.75		
4.00		250	4000	7.75	7.55			Crop	Resident	74	69			2.64	-2.45	4.00		
4.25		250	4250	9.34	8.31			Crop	Crop	119	85			2.61	-2.59	4.25		
4.50		250	4500	7.72	9.30			Crop	Crop	65	113			2.72	-2.84	4.50		
4.75		250	4750	9.25	9.39			Empty/Crop	Crop	103	109			3.40	-3.74	4.75		
5.00		250	5000	10.99	7.90			Crop/Resident	Crop	164	42			4.19	-4.73	5.00		
5.25		250	5250	9.46	10.58			Crop/Resident	Crop/Resident	86	134			4.27	-4.98	5.25		
5.50		250	5500	9.87	9.37			Crop	Crop	87	69			4.20	-5.32	5.50		
5.75		250	5750	10.37	11.36			Crop/Resident	Crop	104	155			5.16	-5.88	5.75		
6.00		250	6000	10.95	19.50			Crop	Crop/Resident	127	1023			5.88	-6.31	6.00		
6.25		250	6250	13.15	11.11			Crop/Resident	Empty/Crop	252	121			5.74	-6.52	6.25		
6.50		250	6500	10.65	11.97			Empty Land	Empty Land	81	142			4.99	-6.63	6.50		
6.75		250	6750	18.97	12.14			Empty Land	Empty Land	724	142			4.80	-6.69	6.75		
7.00		250	7000	12.23	12.36			Empty Land	Empty/Crop	136	142			4.59	-6.79	7.00		
7.25		250	7250	12.25	13.42			Resident	Empty/Crop	123	184			4.46	-6.99	7.25		
7.50		250	7500	17.28	27.15			Resident	Empty/Crop	445	1784			4.59	-7.44	7.50		
7.75		250	7750	18.15	14.30			Empty/Crop	Empty/Crop	535	202			5.37	-8.16	7.75		
8.00		250	8000	22.10	27.66			Empty Land	Empty Land	953	1886			5.11	-8.44	8.00		
Namosi River																		
0.00		0	0	17.13	14.67			Empty/Crop	Crop	114	72			0.82	-5.30	0.00		
0.25		250	250	16.31	16.72			Crop	Crop	99	107			0.82	-5.30	0.25		
0.50	Bridge	250	500	17.10	15.43			Crop	Crop	114	84			0.82	-5.31	0.50		
0.75		250	750	35.58	16.08			Resident	Crop	751	95			0.82	-5.33	0.75		
1.00		250	1000	14.35	15.38			Crop/Resident	Crop	63	80			0.89	-5.92	1.00		
1.25		250	1250	26.10	18.21			Hill	Crop	376	133			0.99	-6.61	1.25		
1.50		250	1500	17.16	14.14			Crop/Resident	Empty/Crop	9999	55			1.01	-6.76	1.50		
1.75		250	1750	16.40	33.73			Crop	Hill	135	9999			1.17	-7.67	1.75		
2.00		250	2000															

5.4 計画規模の設定

5.4.1 計画規模の設定

(1) 基本的考え方

計画規模は計画対象地域の洪水に対する安全の度合いを表すものであり、それぞれの河川の重要度に応じて上下流、本支川でバランスが保持され、かつ全国的に均衡が保たれることが望ましい。

河川の重要度は、洪水防御計画の目的に応じて、流域の大きさ、対象域の社会的経済的重要性、想定される被害の量と質、過去の災害履歴などの要素を考慮して定めるものである。

特に著しい被害を被った地域においては、既往洪水を無視して計画規模を定めることは好ましくなく、その被害の実態等に応じて民生安定上、実績洪水規模の再度災害が防止されるように計画を定めるのが通例である。

一般的な考え方は前述のとおりであるが、フィジー国においては、計画規模を設定した治水事業は実施されていないことから、計画規模の設定は、過去の洪水規模の評価に基づいて設定を行うものとする。

(2) 実績洪水の生起確率

ナンディタウンブリッジ地点における上位5洪水における確率評価は表 5.4-1 に示すとおりである。上位5洪水の確率規模は、概ね 1/20 から 1/50 の範囲となっている。

既往最大洪水と言われている 2012 年 3 月洪水の確率規模は概ね 1/50 となる。また、近年で 2 番目に大きいと言われている 2009 年 1 月洪水の確率規模は概ね 1/30 となる。

表 5.4-1 主要洪水の生起確率 (Nadi Town Bridge 上流)

Date	Rainfall Depth	Return Period
2012/3/29	483 mm/2day	approximately 1/50
2009/1/9	442 mm/2day	approximately 1/30
1972/10/23	405 mm/2day	approximately 1/20
1999/1/18	404 mm/2day	approximately 1/20
1993/2/26	400 mm/2day	approximately 1/20

(3) 計画規模の設定

流域に最大被害をもたらした 2012 年 3 月洪水を目標とすることは民生安定上重要である。したがって、ナンディ川のマスタープランにおける計画規模は、既往最大洪水規模 (2012 年 3 月洪水実績、概ね 1/50) とする。

(4) 1998年調査との比較**1) 1998年調査における評価指標との比較**

1998年のJICA調査においては、流域重要度を評価する指標として、流域面積、想定氾濫区域、想定氾濫区域内の人口、居住地面積、資産が整理され、各指標の計画規模について評価を行い、長期計画における計画規模は1/50として決定されている。(表 5.4-2)

表 5.4-2 1998年調査時の計画規模

Item		Nadi	
		Index Value	Return Period
Catchment Area (km ²)		516	1/70
Inundation Area (ha)		3,050	1/70
Inundation Area	Residential Area (ha)	120	1/50
	Population (1,000 persons)	11.1	1/30
	*Property (10 ³)	59	1/50
	*Industrial Product (10 ³)	3.5	1/30
Return Period of Determined Design Flood		1/50	

*Value divided by GDP per capita

2014年時点の流域の重要度を評価する指標について表 5.4-3 に示すとおりであり、1998年時と比較して想定氾濫区域内の人口は約4倍、居住地面積は約5.5倍に増加している。

1998年時に設定された流域の重要度の観点で見た場合、計画規模としては1/50以上確保されることが望ましいと考えられる。

表 5.4-3 ナンディ川流域の評価指標

Item		Nadi(1998)		Nadi(2014)	
		Index Value	Return Period	Index Value	Return Period
Catchment Area (km ²)		516	1/70	516	1/70
**Inundation Area (ha)		3,050	1/70	4,550	1/70
Inundation Area	Residential Area (ha)	120	1/50	660	1/50
	Population (1,000 persons)	11.1	1/30	41.2	1/50
	*Property (10 ³)	59	1/50	324	1/70
	*Industrial Product (10 ³)	3.5	1/30	19.2	1/50

*Value divided by GDP per capita

**2012年3月洪水の浸水実績とした。

については、1998年値を居住地面積比率で算定したもの。今後、経済分析の検討により精査を行う。

5.4.2 計画基準点の設定

(1) 基本的考え方

計画基準点は、水系の洪水防御計画の最重要である計画規模を定める地点であり、既往の水利、水文資料が十分に得られ、水理水文解析の拠点となる箇所を考慮して設定する。

計画基準点は、河口部に近い市街地等の洪水防御対象区域の上流、計画の基準となる水位標のある地点や支川、ダム等の洪水調節施設が設けられている地点が適している。

なお、支川計画を対象とする場合は、本川の背水の影響のない最下流端において計画基準点を設定する。

さらに水系一貫とした計画策定に際しては、水系の計画基準点の他に計画上の主要地点を設定するのが望ましい。

① 計画基準点

水系で最重要となる洪水防御地域の計画規模を定める地点である。計画基準点は、水系内に1箇所とし、氾濫区域における人口および資産の分布、地形特性、氾濫形態等を踏まえて、その水系において最も重要な市街地等の洪水防御区域の直上流若しくは、近傍に設定することが望ましい。また、水位、流量等の資料が十分に得られる地点を選定するものとする。

② 主要地点

計画高水流量配分を作成する上で必要な地点であり、主要な支川の下流端、支川合流あるいは分流に伴い流量配分計画が変化する地点である。

なお、ダム地点については、本川計画上は主要地点と同等の扱いとなるが、施設計画にあたっては、計画基準点と同等に扱うこととなる。

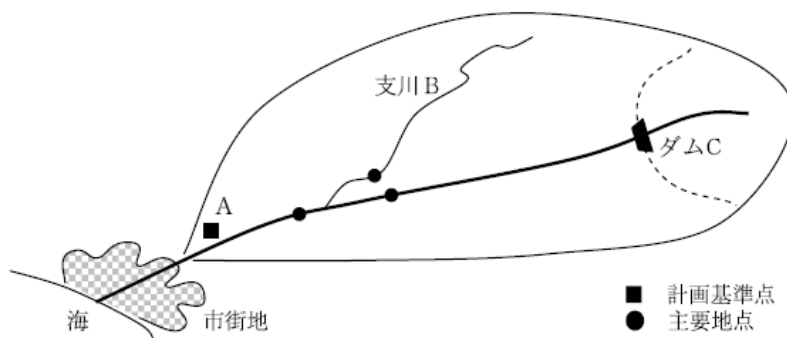


図 5.4-1 計画基準点および主要地点の設定

(2) 計画基準点の設定

1) 基準点の候補地点とその評価

a) 洪水防御対象区域

想定氾濫区域内の洪水防御対象区域として、以下の地区を設定した。

- ・観光・商業の中心市街地であるナンディタウン
- ・重要施設であるナンディ国際空港およびアクセス道路となる主要幹線

ナンディタウンは、ナンディ町議会により市街地の拡大区域が計画されており、今後、益々発

展していくことが予想される。

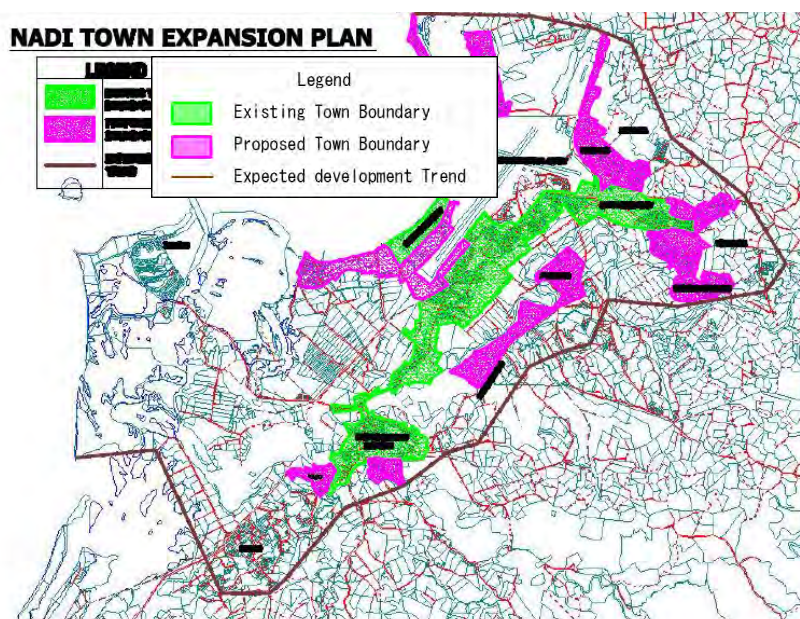


図 5.4-2 ナンディタウンの拡張計画

2) 基準点などの候補地点

ナンディ川の計画基準点の候補地点として、以下の要件に該当する 4 地点が考えられる。

a) 基準点の要件

- ・洪水防御対象区域の上流および近傍である地点
- ・計画の基準となる水位標のある地点や支川
- ・水理・水文解析の拠点となる地点

b) 候補地点

- ・Nadi Town Bridge 水位観測所地点
- ・Back Road Bridge (ナモシ川合流点下流の橋梁地点)
- ・Votualevu 水位観測所地点 (ナモシ川合流点上流)
- ・Namulomulo 水位観測所地点 (ナモシ川)

なお、支川のナワカ川は、ナンディタウンの下流部でナンディ川と合流することから、本川の候補地点から外している。

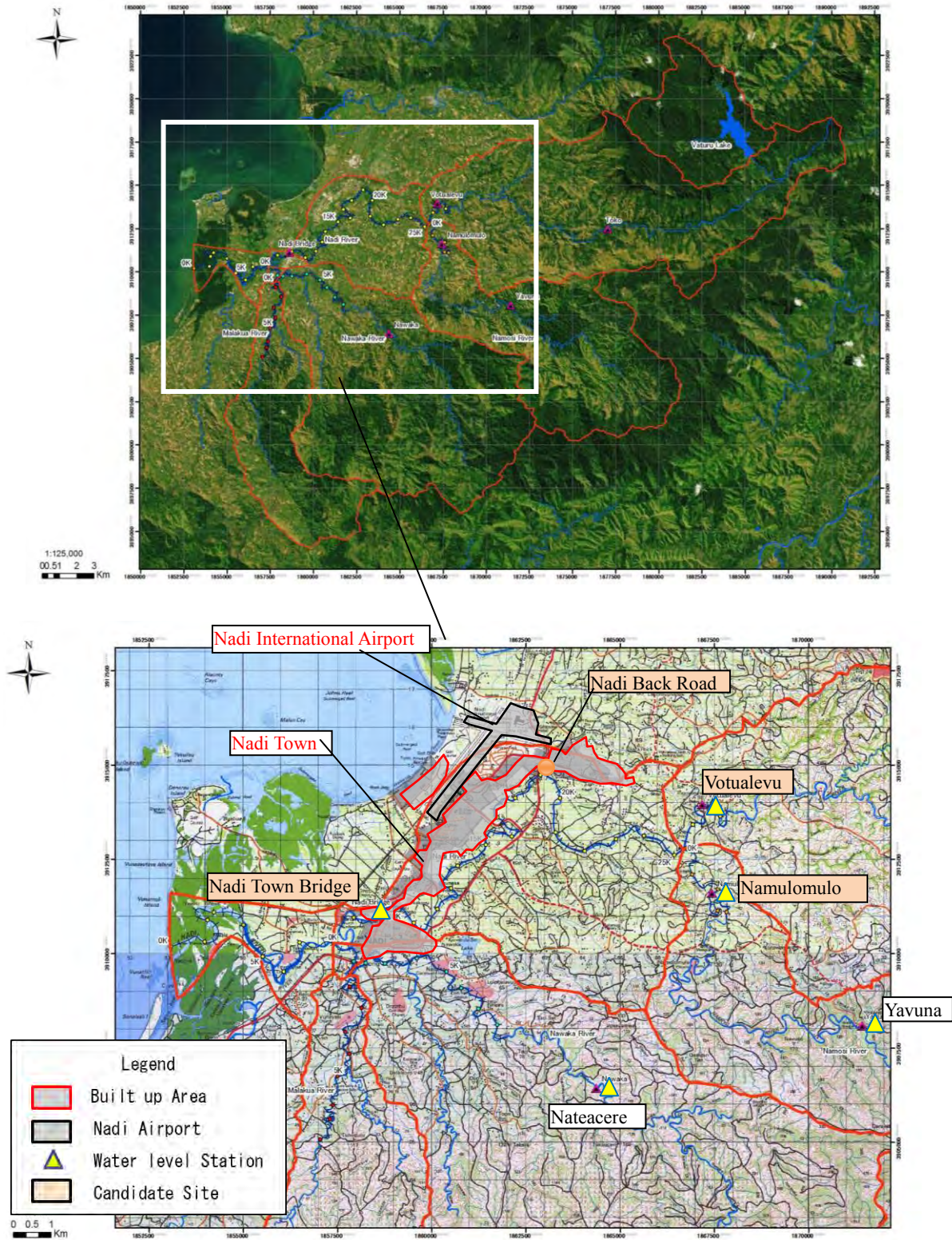


図 5.4-3 洪水防御対象区域と基準点候補地点

c) 候補地点の評価

前述した候補地点において、地形特性、氾濫特性、洪水対象区域との関係、水位・流量資料の蓄積状況、水位・流量観測地点としての妥当性、将来的な観測継続性、などの観点から評価を行った。

各項目について整理を行った結果は、表 5.4-4 に示すとおりである。

計画基準地点としては、水位資料の蓄積状況を除けば、バックロード橋地点が適しているが、既存の水位資料が蓄積されているナンディタウンブリッジ地点を計画基準点として設定する。

なお、バックロード橋地点については、将来的に計画基準点として取り扱えるように、水位観測施設を設置し、水位記録を蓄積していくことが望ましい。

- ・ 基準地点 : Nadi Town Bridge 水位観測所
- ・ 主要地点 : Back Road Bridge
 - Votualevu 水位観測所地点 (ナモン川合流前)
 - Namulomulo 水位観測所地点 (ナモン川)

表 5.4-4 基準点候補地点の比較

地点	Nadi town Bridge	Back road Bridge	Votualevu	Namulomulo
河川	Nadi River	Nadi River	Nadi River	Namosi River
流域面積	316	290	184	92
全流域に対する割合	61%	56%	36%	18%
地形特性	低平地部	低平地部	丘陵地部	丘陵地部
	ナモシ川合流後に位置し、流域約6割から出てくる流量を受ける地点である	ナモシ川合流後に位置し、流域約6割から出てくる流量を受ける地点である	ナモシ川合流前に位置し、流域約3割から出てくる流量を受ける地点である。	ナンディ川合流前に位置し、流域約2割から出てくる流量を受ける地点である。
氾濫形態	○	○	△	△
	流下型/拡散型	流下型	流下型	流下型
市街地等の洪水防御対象区域の直上流および近傍	上流側の氾濫の影響を、Back Road地点より大きく受ける。	上流側の氾濫の影響を、Votualevu地点より大きく受ける。	上流側で河道沿いに氾濫した影響を受ける。氾濫範囲は狭い	上流側で河道沿いに氾濫した影響を受ける。氾濫範囲は狭い
	△	△	○	○
水位、流量等の資料の蓄積状況	ナンディタウンの直上流に位置するが、ナンディ国際空港の下流となる。	ナンディタウン、ナンディ国際空港の上流に位置する。	ナンディタウン、ナンディ国際空港の上流に位置する。	ナンディタウン、ナンディ国際空港の上流に位置する。
	○	◎	◎	◎
水位観測、流量観測地点としての妥当性	・1997年以降水位観測が実施されており約11年分の水位データがある。	・既存の水位記録はない。現在、簡易水位計にて水位を計測中である。 ・水位観測	・1978年から水位観測が実施されており約25年分の水位データがある。	・2011年から水位観測が実施されており約4年分の水位データがある。
	○	△	○	△
将来的な観測継続の可能性	・感潮区間に位置するため適切な流量が把握できない。 ・橋梁があることから、浮子法による流量観測が可能である。	・感潮区間の上流に位置する。 ・橋梁があることから、浮子法による流量観測が可能である。	・感潮区間の上流に位置する。 ・流量観測は、浮子法は適さず、非接触型の超音波式流速計などの設置により対応可能である。	・感潮区間の上流に位置する。 ・流量観測は、浮子法は適さず、非接触型の超音波式流速計などの設置により対応可能である。
	x	○	△	△
水防警報の基準局であるか	水防警報局となっていることから、将来的な継続性は高い。河川改修が実施される場合は、一時的に移設が必要である。	橋梁架設の予定はなく、将来的な継続性は高いが、水位観測機器の設置が必要である。	水防警報局となっていることから、将来的な継続性は高い。河川改修が実施される場合は、一時的に移設が必要である。	将来的な継続性は高い。河川改修が実施される場合は、一時的に移設が必要である。
	○	○	○	○
評価	水防警報の基準局となっている	該当しない	水防警報の基準局となっている	該当しない
	○	△感潮区間の上流で、ナモシ川合流点下流であり、位置としては妥当である。	○	△
評価	水位観測資料が十分に得られ、洪水防御対象区域の上流・近傍に位置すること、流域約6割をカバーしていることから基準点とする。基準地点として位置付ける。	感潮区間の上流で、洪水防御対象区域の上流に位置し、流域の約6割をカバーしており、位置的には基準点に適しているが、水位観測が実施されていないことから、主要地点として扱う。将来的に水位観測記録が継続された後、基準点としての取扱いを検討する。主要地点として位置付ける。	水位観測資料は十分に得られ、洪水防御対象区域から離れていること、流域の約3割しかカバーしていないことから、基準点には適さない。主要地点として位置付ける。	水位観測資料は4年分であり、洪水防御対象区域から離れていること、流域の約2割しかカバーしていないことから、基準点には適さない。主要地点として位置付ける。

3) 計画基準点の設定

ナンディ川流域における計画基準地点は、以下の理由により、ナンディ川本川の「Nadi town Bridge (Nadi town Bridge 水位観測所)」とした。なお、本地点は感潮区間に位置することから、上流地点で水文資料が蓄積された際は、その取扱いについて再検討する必要がある。

氾濫区域の人口・資産が集中する市街地（ナンディタウン）の上流および近傍に位置する。

重要施設（ナンディ国際空港）の近傍に位置する。

水防警報の基準点となっている。

水文資料が十分に得られ、将来的な継続観測が可能である。

Nadi town Bridge 水位観測所地点における流域面積は約 316km² であり、全流域の約 6 割を占める位置にある。



図 5.4-4 計画基準点と主要地点位置図

5.5 計画降雨波形の設定

計画降雨波形は、実績降雨を計画降雨量に引き伸ばし後、短時間雨量（引き伸ばし率に着目）および地域分布が過大な引き伸ばしとなっている波形を棄却して抽出する。

計画降雨波形群の抽出は以下のとおりとした。

5.5.1 計画降雨波形群の一次選定

計画降雨波形を選定するにあたっての一次選定として、時間雨量資料が整備されている1991年以降の主要な26洪水を抽出した。（表 5.5-2）

5.5.2 計画降雨波形群の二次選定

以下の2つの観点から、計画降雨波形の対象となる洪水の二次選定を行った。

・棄却基準1：計画規模への引き伸ばし率による棄却

計画規模を既往最大洪水規模（2012年3月洪水実績、概ね1/50）と設定し、計画降雨継続時間雨量の2倍以上の引き伸ばし率となる降雨波形については棄却する。

降雨継続時間（2日）雨量＝483.1mm

・棄却基準2：地域分布による棄却

引き伸ばし後の計画降雨継続時間内（2日）雨量が jackknife 上限値以上となる場合は、過大な引き伸ばしとして棄却する。jackknife 上限値および推定値は、表 5.5-1 のとおりである。

表 5.5-1 jackknife 上限値および推定値

流域	計画規模(年)	計画降雨継続時間	採用確率分布	jackknife 推定諸量(mm)		
				①推定値	②推定誤差	①+②上限値
ナンディ川流域（ナモン川合流前）	1/50	2日	GEV	582.6	45.1	627.7
ナモン川流域	1/50	2日	LP3Rs	501.0	41.5	542.7

: 棄却基準

5.5.3 計画降雨波形の選定

以上の棄却基準により、1997年3月7日洪水、1999年1月18日洪水、2009年1月9日洪水、2009年1月13日洪水、2012年1月23日洪水、2012年3月29日洪水の6波形を抽出した。

表 5.5-2 に計画降雨波形選定結果を、図 5.5-1 に計画降雨波形を示す。

表 5.5-2 計画降雨波形一覧表

Date time (dd/mm/yy)	Cause	棄却基準1			棄却基準2						選定結果
		NaditownBridge 流域2日雨量	引き伸ばし率	評価	ナンディ川流域 (ナモン川合流 前)2日雨量	引き伸ばし後 雨量	評価	ナモン川流域2 日雨量	引き伸ばし後 雨量	評価	
1997/1/24	T.C. Evan	137.9	3.504	×	108.1	379.0		186.5	653.6	×	
1997/1/30	T.D	123.3	3.920	×	112.4	440.5		135.1	529.4		
1997/3/7	T.C. Gavin	373.8	1.292		479.0	619.0		181.9	235.1		○
1999/1/18	T.D	404.2	1.195		373.6	446.5		435.2	520.1		○
2000/5/3	LP	77.9	6.204	×	58.2	361.3		108.1	670.5	×	
2000/12/6	T.D	140.8	3.430	×	166.3	570.4		110.4	378.8		
2000/12/11	T.D	140.9	3.430	×	147.9	507.4		122.3	419.4		
2001/3/14	N/R	117.1	4.124	×	121.7	502.0		131.5	542.3		
2001/10/21	LP	166.7	2.898	×	158.7	460.0		169.0	489.8		
2002/2/23	T.D	209.4	2.307	×	248.3	572.8		151.0	348.3		
2003/3/11	T.C. Eseta	217.9	2.217	×	246.0	545.4		187.2	415.1		
2005/4/18	LP -Mansoonal Trough	202.2	2.389	×	199.1	475.5		226.6	541.2		
2007/2/11	LP	191.5	2.522	×	155.4	391.9		294.0	741.6	×	
2007/3/24	T.D	183.8	2.628	×	233.7	614.1		126.7	333.0		
2008/1/28	T.C. Gene	343.7	1.406		465.9	654.9	×	162.1	227.9		
2008/2/24	SPCZ	70.0	6.898	×	20.7	142.7		147.5	1017.8	×	
2008/3/28	N/R	69.0	7.003	×	60.3	422.4		79.3	555.4	×	
2008/11/28	LP	119.1	4.057	×	132.9	539.2		111.3	451.3		
2009/1/9	T.D	442.0	1.093		460.5	503.4		429.9	469.8		○
2009/1/13	T.D	245.9	1.965		266.9	524.4		222.9	438.0		○
2011/2/18	N/R	157.5	3.068	×	151.6	465.2		157.7	483.8		
2012/1/5	N/R	136.1	3.549	×	107.5	381.4		182.8	648.9	×	
2012/1/23	T.D	309.6	1.560		330.2	515.2		222.5	347.1		○
2012/3/29	TD	483.1	1.000		481.6	481.7		512.9	512.9		○
2014/1/29	LP	191.1	2.528	×	180.4	456.1		205.7	520.1		

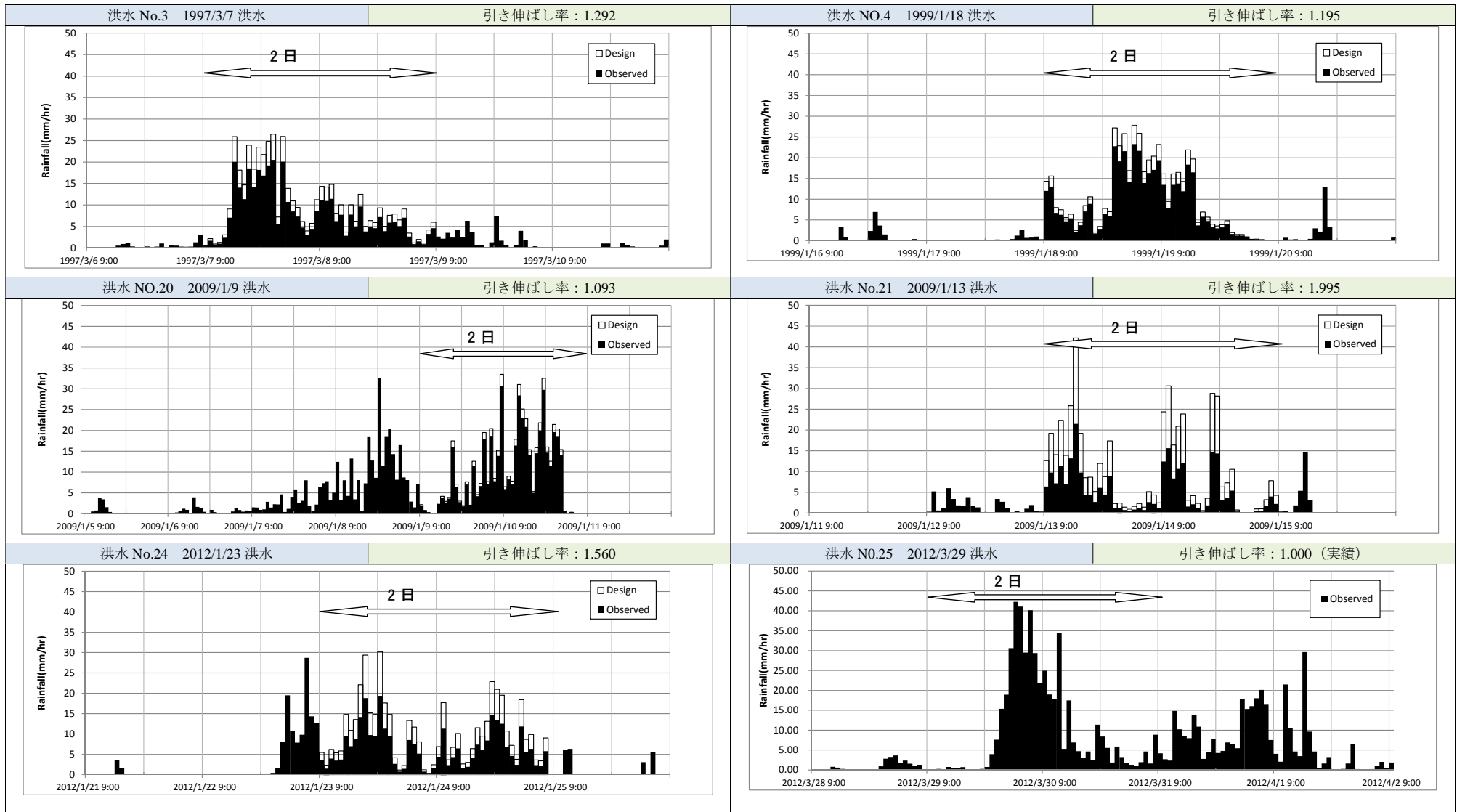


図 5.5-1 計画降雨波形群の降雨ハイトグラフ

5.5.4 気候変動の影響を考慮した確率雨量の推定

(1) 気候変動の影響による降雨量の変化について

気候変動に関する政府間パネル(IPCC)は気候変動に関して科学的および社会経済的な見地から包括的な評価を行い、5～7年ごとに評価報告書(AR)を公表している。2014年には第5次評価報告書(AR5)の政策決定者向け要約が承認・公表されるとともに報告書本体が受諾された。

AR5の中で、「フ」国を含む小島嶼国については、主要なリスク及び適応の課題と展望として、

- ✓ 21世紀における世界の平均海面水位上昇と高水位現象との相互作用は、低平な沿岸地域を脅かすだろう(確信度が高い)
- ✓ 陸地の大きさに比べて沿岸域の面積割合が大きい場合、島嶼にとって適応は財政面、資源面で重大な課題となるだろう
- ✓ 適応の選択肢としては、沿岸の地形と生態系の維持と修復、土壌・淡水資源管理の改善、及び適切な建築基準法と居住パターンがある

ことなどが指摘されている。

AR5に基づく、「フ」国関係機関からの正式見解・資料等はまだ示されていないが、第4次評価報告書(AR4)に基づく気候変動予測では、表 5.5-3 及び図 5.5-2、図 5.5-3 のとおりとされている。これらによれば、最大日雨量(200mm)の生起確率は上昇し、海面上昇の生起確率は低下することが予測されている。また、年平均雨量について、シナリオによっては2055～2090年までに21%増加および16%減少することが予測されている。

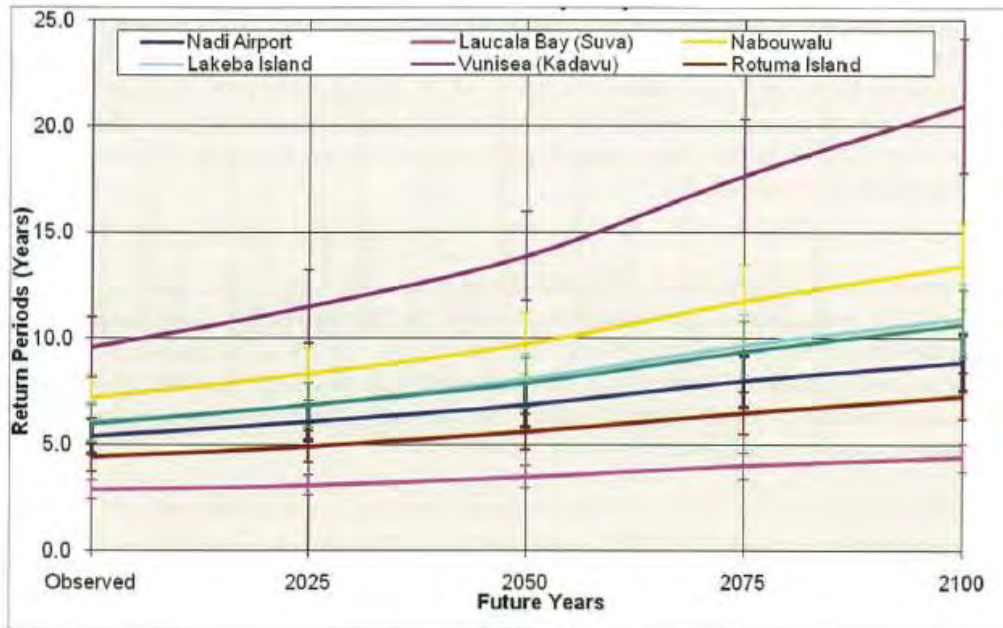
表 5.5-3 Climate Projections (Global Climate Models)

By 2030	The most likely projected change for Fiji is for warmer temperatures and little change in rainfall with annual mean temperature increases of 0.7°C and negligible (-1%) change in mean annual rainfall, which is predicted by 69% of the models. Warmer and drier change in projected climate is predicted by 6% of the models with annual mean air temperature increases of 0.6°C and annual mean rainfall decreases of 6%. Warmer and wetter conditions are represented by 13% of the models with annual mean air temperature increases of 0.8°C and annual mean rainfall increases of 7%.
By 2055	The majority of the models(56%) project hotter temperatures and little change in rain fall, with annual mean air temperature increases of 1.9°C and annual mean rainfall decreases of 1%. The other likely high impact projected climate is for hotter and much drier conditions, which is predicted by 6% of the models, with annual mean air temperature increases of 1.8°C and annual mean rainfall decreases of 16%. Hotter and much wetter conditions are predicted by 13% of the models, with annual mean air temperature increases of 2.3°C and annual mean rainfall increases of 21%.
By 2090	Nine out of 16 models project hotter temperatures and little change in rainfall with annual mean air temperature increases of 1.9°C and annual mean rainfall decreases of 1%. The other likely high impact projected climate is for hotter and much drier conditions, which is predicted by 6% of the models, with annual mean air temperature increases of 1.8°C and annual mean rainfall decreases of 16%. Hotter and much wetter conditions are predicted by two out of 18 models, with annual mean air temperature increases of 2.3°C and annual mean rainfall increases of 21%.
By 2100	The sea level projections are based on the fourth IPCC assessment report that global sea level changes are expected to be ranging from 0.21 to 0.48 meters by end of the century (IPCC 2007a). However, there is significant uncertainty surrounding ice-sheet contributions to sea level rise and a larger rise than that projected cannot be excluded.

出典：Republic of Fiji, National Climate Change Policy 2012

Maximum rainfall

The maximum daily rainfall of 200 mm is projected to become less frequent by 2100 at various locations in Fiji (Figure A1-7).

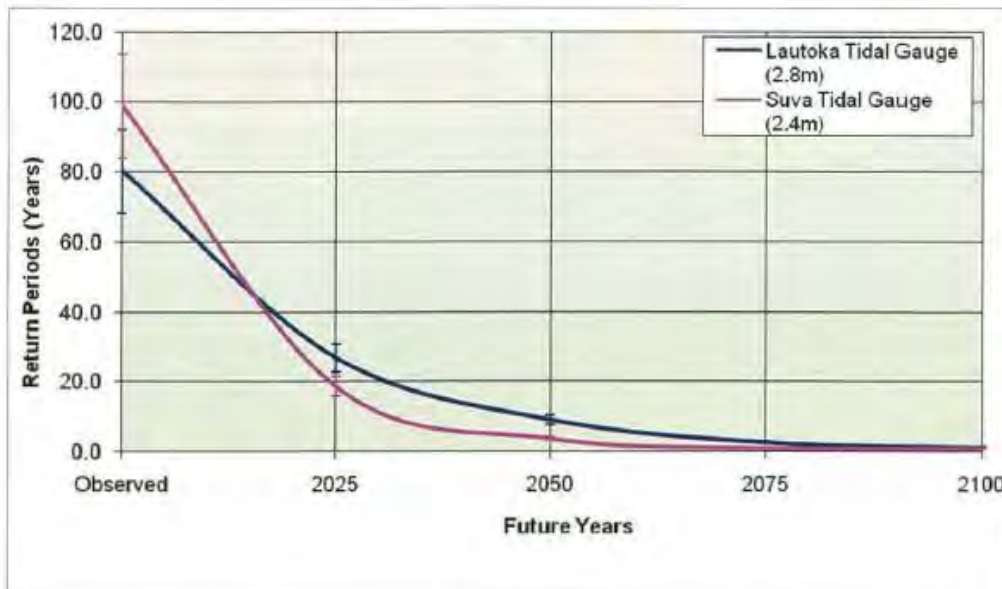


出典 : Data source: Fiji Meteorological Services 2011, Republic of Fiji, National Climate Change Policy 2012

図 5.5-2 Projections for daily maximum rainfall of 200 mm in Fiji projected to 2100

Maximum sea levels

Maximum sea level currently observed at Lautoka and Suva tide gauges are expected to become more frequent by at least by 2050 and become a normal occurrence by 2100 (Figure A1-11).



出典 : Data source: Fiji Meteorological Services 2011, Republic of Fiji, National Climate Change Policy 2012

図 5.5-3 Climate risk of maximum sea level at various locations in Fiji projected to 2100

(2) 気候変動による計画規模の変化

第4次評価報告書(AR4)に基づく気候変動予測結果に基づき降雨が21%増加した場合および16%減少した場合の現在の計画規模がどの程度の確率規模になるかを検討した。

結果を表5.5-4に示す。現在の計画規模概ね1/50年確率は降雨が21%増加した場合には1/15年確率、降雨が16%減少した場合には1/200年確率となる。

表 5.5-4 気候変動による計画規模の変化

Basin	Rainfall	Present		Future (rainfall increases of 21%)		Future (rainfall decreases of 16%)	
		Probability	Model	Probability	Model	Probability	Model
Nadi Town Bridge 流域	483.1 mm/2 days	概ね 1/50	IshiTaka	概ね 1/15	IshiTaka	概ね 1/200	IshiTaka

表 5.5-5 年最大降雨【現在、将来(21%増加、16%減少)】

ナンディ(NaditownBridge上流)流域					
Hydrological Year		2日雨量			
		生起日	現在	将来(21%増加)	将来(16%減少)
1	1967	1968/3/20	136.09	164.67	114.32
2	1968	1969/2/1	146.24	176.95	122.84
3	1969	1970/2/12	217.67	263.38	182.84
4	1970	1971/3/6	155.03	187.59	130.23
5	1971	1972/1/19	155.15	187.74	130.33
6	1972	1972/10/23	404.82	489.83	340.05
7	1973	1974/4/24	319.41	386.49	268.31
8	1974	1974/12/8	144.94	175.38	121.75
9	1975	1975/10/28	190.11	230.03	159.69
10	1976	1976/9/4	192.41	232.82	161.63
11	1977	1978/1/24	91.11	110.25	76.53
12	1978	1979/3/27	230.16	278.49	193.34
13	1979	1980/1/26	108.78	131.63	91.38
14	1980	1981/1/27	249.17	301.49	209.30
15	1981	1982/1/29	239.08	289.29	200.83
16	1982	1983/2/28	394.38	477.19	331.28
17	1983	1984/3/17	298.03	360.61	250.34
18	1984	1985/3/4	261.95	316.96	220.04
19	1985	1986/4/9	275.33	333.15	231.27
20	1986	1987/2/5	77.07	93.25	64.74
21	1987	1988/3/3	93.95	113.68	78.92
22	1988	1989/2/10	238.61	288.72	200.43
23	1989	1990/3/20	294.56	356.41	247.43
24	1990	1990/11/27	210.10	254.22	176.48
25	1991	1991/9/13	82.95	100.37	69.68
26	1992	1993/2/26	400.24	484.29	336.20
27	1993	1994/6/3	108.07	130.76	90.78
28	1994	1995/3/16	96.14	116.33	80.76
29	1995	1996/3/8	140.09	169.51	117.68
30	1996	1997/3/7	373.78	452.28	313.98
31	1997	1997/8/6	93.39	113.00	78.45
32	1998	1999/1/18	404.23	489.12	339.56
33	1999	2000/1/24	184.92	223.76	155.33
34	2000	2000/12/11	140.86	170.44	118.32
35	2001	2002/2/23	209.43	253.41	175.92
36	2002	2003/3/11	217.91	263.68	183.05
37	2003	2004/2/13	139.69	169.03	117.34
38	2004	2005/4/18	202.25	244.72	169.89
39	2005	2006/1/29	132.57	160.41	111.36
40	2006	2007/2/11	191.53	231.75	160.89
41	2007	2008/1/28	343.66	415.82	288.67
42	2008	2009/1/9	441.99	534.80	371.27
43	2009	2009/12/14	268.78	325.22	225.77
44	2010	2011/2/18	157.47	190.53	132.27
45	2011	2012/3/29	483.08	584.52	405.78
46	2012	2012/12/16	134.79	163.10	113.22
47	2013	2014/1/29	191.06	231.19	160.49

5.6 基本高水の検討

5.4 の計画降雨波形群をインプットとして、流出氾濫解析モデルを用いて、シミュレーションを行い、基本高水の設定を行った。

流出氾濫解析モデルにおける計算条件は以下のとおりである。

- ・ 河口水位：朔望平均満潮位 1.188m
 (2012年3月洪水については実績潮位)
- ・ 遊水効果：河道沿いの氾濫を見込んだ場合と、見込まない場合の2ケースを想定

5.6.1 基本高水流量

計画降雨波形群による Nadi Town Bridge 地点ピーク流量は表 5.6-1 に、ハイドログラフは図 5.6-2 ～図 5.6-7 に示すとおりである。また、主要地点のピーク流量を表 5.6-2～表 5.6-3 に示した。

この結果、Nadi Town Bridge 地点のピーク流量が最大となる波形は、氾濫を見込まない場合および氾濫を見込んだ場合ともに、洪水 NO.25 2012 年 3 月型となる。

よって、基本高水流量は、洪水 NO.25 2012 年 3 月型の波形を用いて決定する。決定した、基本高水の流量配分図を図 5.6-1 に示す。

氾濫の有無により Nadi Town Bridge 地点で評価すると、氾濫ありでは、約 1000m³/s 減少している。

表 5.6-1 Nadi Town Bridge 地点のピーク流量

Flood		Nadi Town Bridge	
		Without Inundation	With Inundation
No.3	1997/3/7	1,530	1,135
No.4	1999/1/18	1,651	1,224
No.20	2009/1/9	1,548	1,202
No.21	2009/1/13	1,622	1,024
No.24	2012/1/23	1,534	1,135
No.25	2012/3/29	2,432	1,473

洪水 No.25 2012 年 3 月型

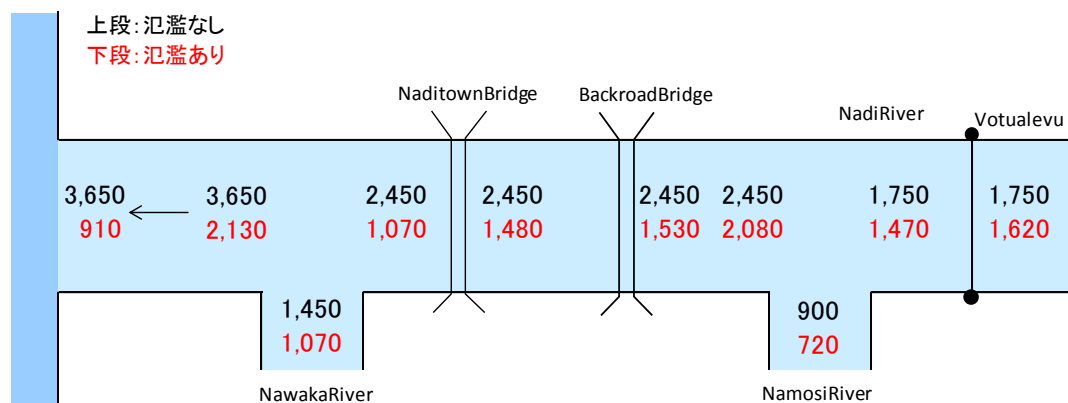


図 5.6-1 基本高水の流量配分図 (洪水 NO.25 2012 年 3 月型)

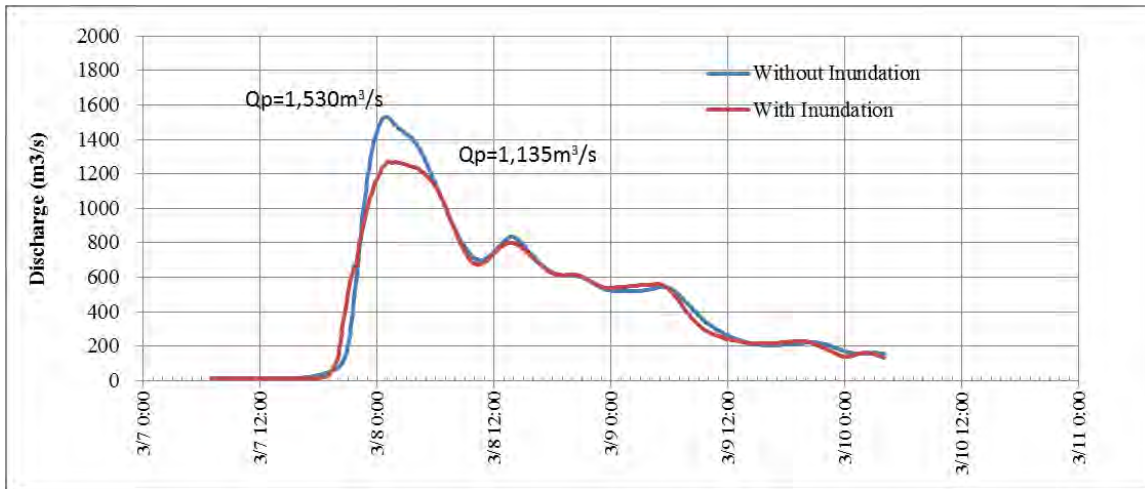


図 5.6-2 計画降雨波形・洪水 NO.3 1997 年 3 月型のハイドログラフ

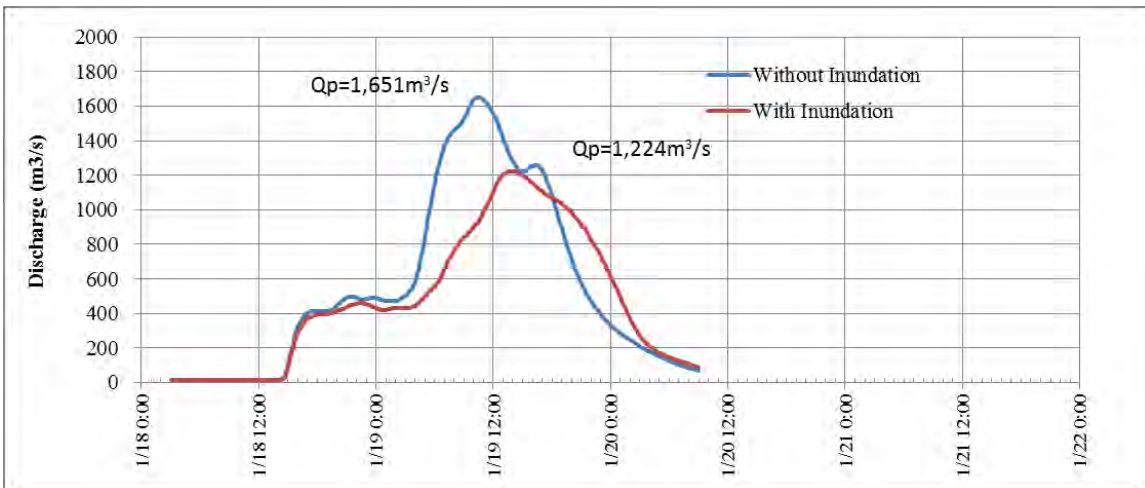


図 5.6-3 計画降雨波形・洪水 NO.4 1999 年 1 月型のハイドログラフ

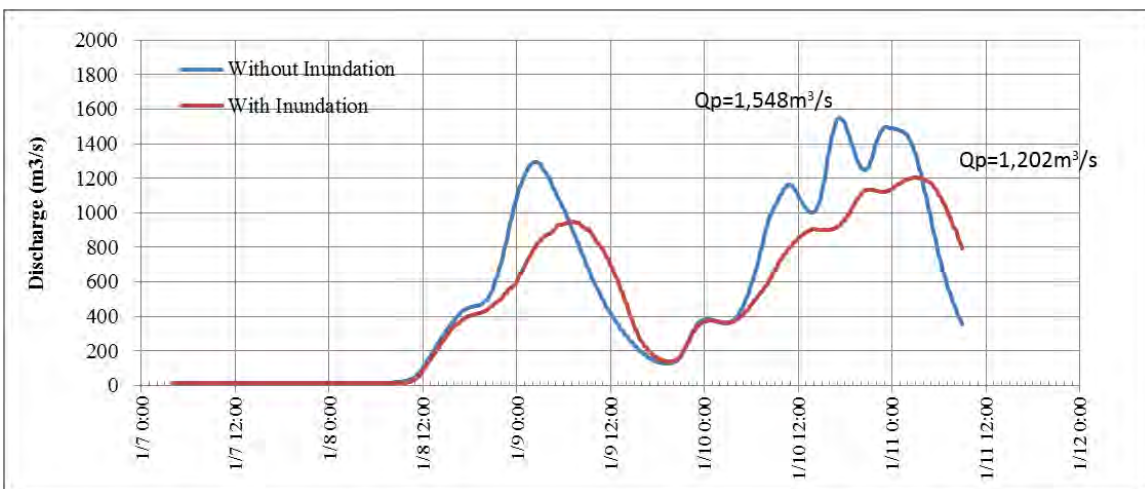


図 5.6-4 計画降雨波形・洪水 NO.20 2009 年 1 月 9 日型のハイドログラフ

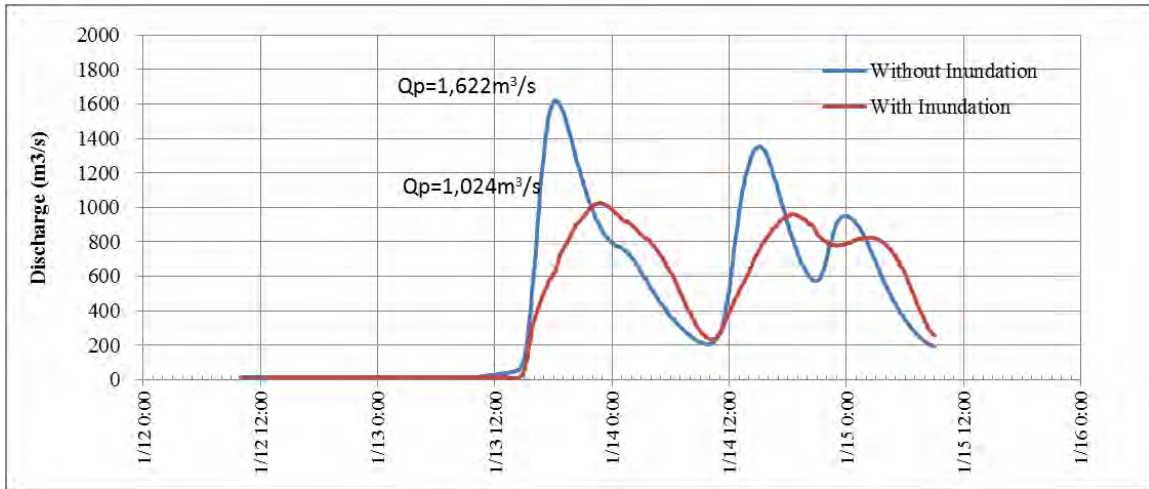


図 5.6-5 計画降雨波形・洪水 NO.21 2009 年 1 月 13 日型のハイドログラフ

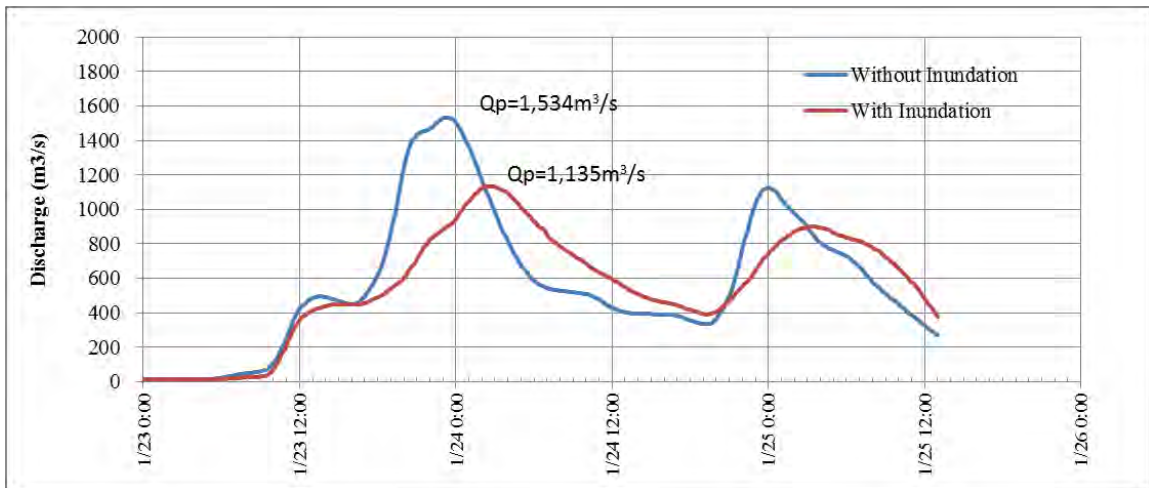


図 5.6-6 計画降雨波形・洪水 NO.24 2012 年 1 月型のハイドログラフ

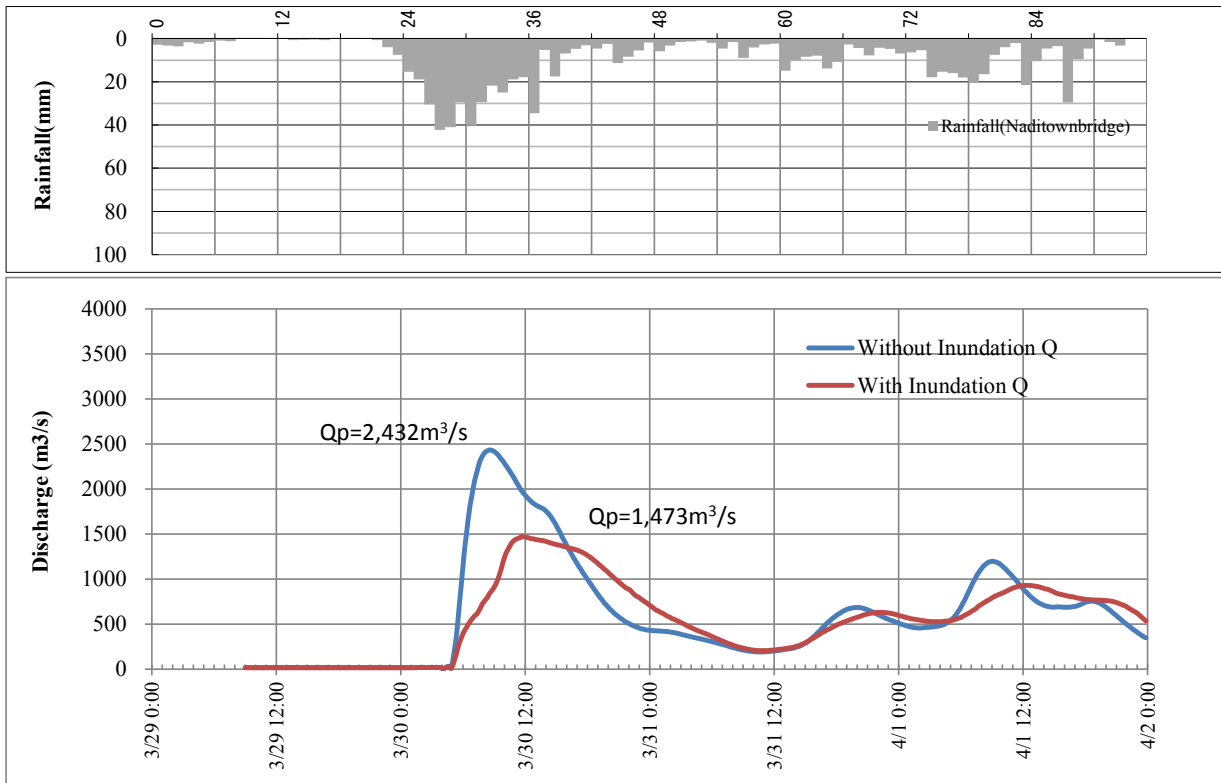


図 5.6-7 計画降雨波形・洪水 NO.25 2012 年 3 月型のハイドログラフ

表 5.6-2 計画対象降雨波形群による主要地点のピーク流量（氾濫なし）

River	Distance (km)	Point	No.3	No.4	No.20	No.21	No.24	No.25
			1997/3/7	1999/1/18	2009/1/9	2009/1/13	2012/1/23	2012/3/29
Nadi	0.00	Estuary	1,772	2,688	2,128	2,034	2,415	3,651
Nadi	8.00	After Nawaka confluence	1,774	2,695	2,144	2,072	2,430	3,656
Nadi	8.25	Before Nawaka confluence	1,524	1,645	1,550	1,612	1,534	2,423
Nadi	9.75	Nadi town Br.	1,530	1,651	1,548	1,622	1,534	2,432
Nadi	18.75	Back road Br.	1,546	1,606	1,561	1,681	1,505	2,429
Nadi	25.00	After Namosi confluence	1,556	1,571	1,597	1,754	1,477	2,440
Nadi	25.50	Before Namosi confluence	1,202	1,499	1,208	1,445	1,109	1,727
Nadi	27.00	Votualevu	1,209	1,506	1,223	1,472	1,152	1,762
Namosi	0.50	Before Nadi confluence	377	453	482	456	498	900
Namosi	2.26	Namulomulo	396	457	488	467	504	869
Nawaka	0.00	Before Nadi confluence	400	1,342	789	665	905	1,456
Nawaka	2.00	Qeleloa Br.	278	741	551	507	656	1,020
Nawaka	4.00	Nawaka 4.0k	217	402	446	413	507	775
Malakua	0.00	Before Nawaka confluence	119	584	260	183	253	421
Malakua	4.00	Upstream of Vunayasi Br.	120	578	265	208	263	407

表 5.6-3 計画対象降雨波形群による主要地点のピーク流量（氾濫あり）

River	Distance (km)	Point	No.3	No.4	No.20	No.21	No.24	No.25
			1997/3/7	1999/1/18	2009/1/9	2009/1/13	2012/1/23	2012/3/29
Nadi	0.00	Estuary	657	788	712	650	723	905
Nadi	8.00	After Nawaka confluence	1,278	1,816	1,503	1,287	1,533	2,132
Nadi	8.25	Before Nawaka confluence	790	906	839	743	819	1,070
Nadi	9.75	Nadi town Br.	1,135	1,224	1,202	1,024	1,135	1,473
Nadi	18.75	Back road Br.	1,273	1,310	1,277	1,305	1,273	1,524
Nadi	25.00	After Namosi confluence	1,487	1,493	1,505	1,618	1,451	2,079
Nadi	25.50	Before Namosi confluence	1,173	1,450	1,187	1,394	1,118	1,466
Nadi	27.00	Votualevu	1,199	1,476	1,207	1,461	1,148	1,620
Namosi	0.50	Before Nadi confluence	320	453	472	401	407	720
Namosi	2.26	Namulomulo	410	457	491	474	509	860
Nawaka	0.00	Before Nadi confluence	489	911	724	615	747	1,063
Nawaka	2.00	Qeleloa Br.	232	303	325	320	309	362
Nawaka	4.00	Nawaka 4.0k	215	339	403	388	408	486
Malakua	0.00	Before Nawaka confluence	63	255	160	123	169	289
Malakua	4.00	Upstream of Vunayasi Br.	107	293	138	135	141	215

5.6.2 確率規模別流量

Nadi Town Bridge 地点のピーク流量が最大となる洪水 NO.25 2012 年 3 月型の波形を用いて、主要地点における確率規模別のピーク流量の算定を行った。表 5.6-4 に Nadi Town Bridge 地点の確率規模別ピーク流量を、図 5.6-8～図 5.6-14 に確率規模別ハイドログラフを示す。表 5.6-5～表 5.6-6 に主要地点におけるピーク流量を示した。

表 5.6-4 Nadi Town Bridge 地点の確率規模別ピーク流量

Return Period	(A) Probable Rainfall	Ratio	Peak Discharge at Nadi Town Bridge(m ³ /s)	
	(mm/2days)	(A)/(B)	Without Inundation	With Inundation
2-year	204.3	0.423	701	611
3-year	250.7	0.519	971	792
5-year	300.3	0.622	1,268	931
10-year	359.6	0.744	1,647	1,176
20-year	414.1	0.857	1,991	1,357
30-year	444.5	0.920	2,184	1,414
Design scale (approx.50-year)	483.1	1.000	2,432	1,473

Note; Target Flood: No.25 2012/3/29 ((B)=2 days average rainfall depth:483.1mm)

表 5.6-5 洪水 NO.25 2012 年 3 月型波形による主要地点の確率規模別ピーク流量(氾濫なし)

River	Distance (km)	Points	Probable Discharge for Each Return Period						
			2-year	3-year	5-year	10-year	20-year	30-year	Design scale (approx.50-year)
			Without Inundation	Without Inundation	Without Inundation	Without Inundation	Without Inundation	Without Inundation	Without Inundation
Nadi	0.00	Estuary	1,196	1,589	2,042	2,564	3,038	3,307	3,651
Nadi	8.00	After Nawaka confluence	1,210	1,597	2,045	2,576	3,046	3,312	3,656
Nadi	8.25	Before Nawaka confluence	702	964	1,259	1,636	1,982	2,174	2,423
Nadi	9.75	Nadi town Br.	701	971	1,268	1,647	1,991	2,184	2,432
Nadi	18.75	Back road Br.	707	985	1,283	1,659	1,996	2,184	2,429
Nadi	25.00	After Namosi confluence	710	990	1,303	1,682	2,008	2,192	2,440
Nadi	25.50	Before Namosi confluence	403	633	892	1,159	1,414	1,547	1,727
Nadi	27.00	Votualevu	418	656	922	1,195	1,450	1,583	1,762
Namosi	0.75	Before Nadi confluence	331	429	527	647	755	818	891
Namosi	2.26	Namulomulo	332	429	521	636	738	798	869
Nawaka	0.00	Before Nadi confluence	514	657	850	1,034	1,216	1,328	1,456
Nawaka	2.00	Qeleloa Br.	371	466	593	725	847	924	1,020
Nawaka	4.00	Nawka 4.0k	291	363	457	551	646	700	775
Malakua	0.00	Before Nawaka confluence	147	194	251	298	356	389	421
Malakua	4.00	Upstream of Vunayasa Br.	159	199	248	289	345	376	407

注)1/2、1/3年確率流量は、第一ピーク流量より第二ピーク流量が大きくなるが、降雨の引き縮めの対象となっている第一ピーク流量の値を記載している。

表 5.6-6 洪水 NO.25 2012 年 3 月型波形による主要地点の確率規模別ピーク流量(氾濫あり)

Unit:m³/s

River	Distance (km)	Points	Probable Discharge for Each Return Period						Design scale (approx.50-year) With Inundation
			2-year	3-year	5-year	10-year	20-year	30-year	
			With Inundation	With Inundation	With Inundation	With Inundation	With Inundation	With Inundation	
Nadi	0.00	Estuary	600	658	717	785	841	868	905
Nadi	8.00	After Nawaka confluence	1,020	1,216	1,441	1,703	1,904	2,006	2,132
Nadi	8.25	Before Nawaka confluence	550	626	725	868	975	1,017	1,070
Nadi	9.75	Nadi town Br.	611	792	931	1,176	1,357	1,414	1,473
Nadi	18.75	Back road Br.	673	884	1,137	1,330	1,424	1,462	1,524
Nadi	25.00	After Namosi confluence	711	999	1,299	1,568	1,750	1,872	2,079
Nadi	25.50	Before Namosi confluence	405	646	914	1,123	1,322	1,373	1,466
Nadi	27.00	Votualevu	420	663	936	1,168	1,433	1,500	1,620
Namosi	0.75	Before Nadi confluence	330	431	513	547	594	656	720
Namosi	2.26	Namulomulo	332	430	520	628	715	789	860
Nawaka	0.00	Before Nadi confluence	478	597	726	837	930	990	1,063
Nawaka	2.00	Qeleloa Br.	288	301	327	336	354	345	362
Nawaka	4.00	Nawka 4.0k	279	333	393	416	438	453	486
Malakua	0.00	Before Nawaka confluence	83	117	162	195	231	253	289
Malakua	4.00	Upstream of Vunayasi Br.	116	130	134	150	177	198	215

注) 1/2、1/3年確率流量は、第一ピーク流量より第二ピーク流量が大きくなるが、降雨の引き縮めの対象となっている第一ピーク流量の値を記載している。

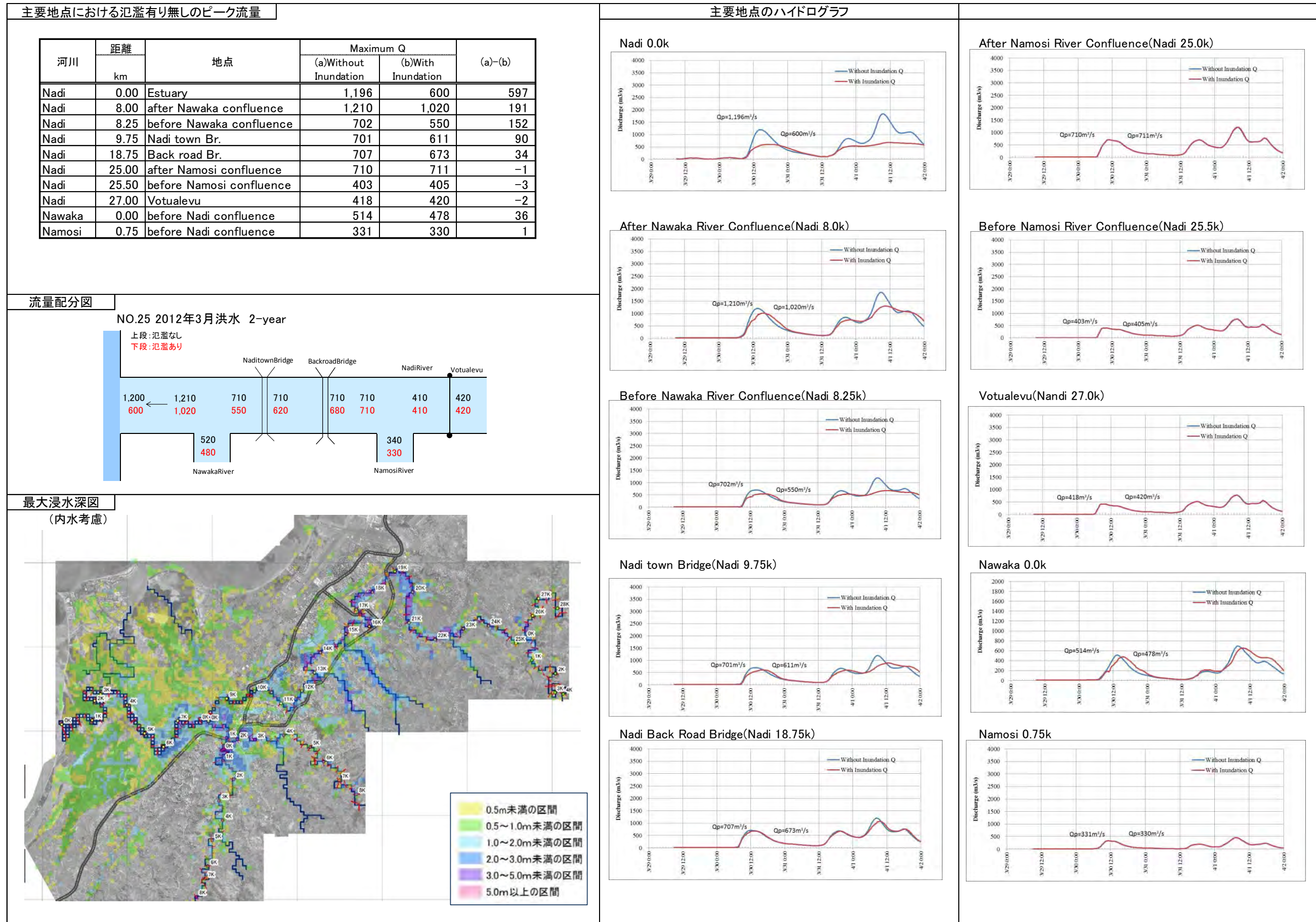


図 5.6-8 2年確率規模における主要地点のピーク流量・ハイドログラフ・最大浸水深図

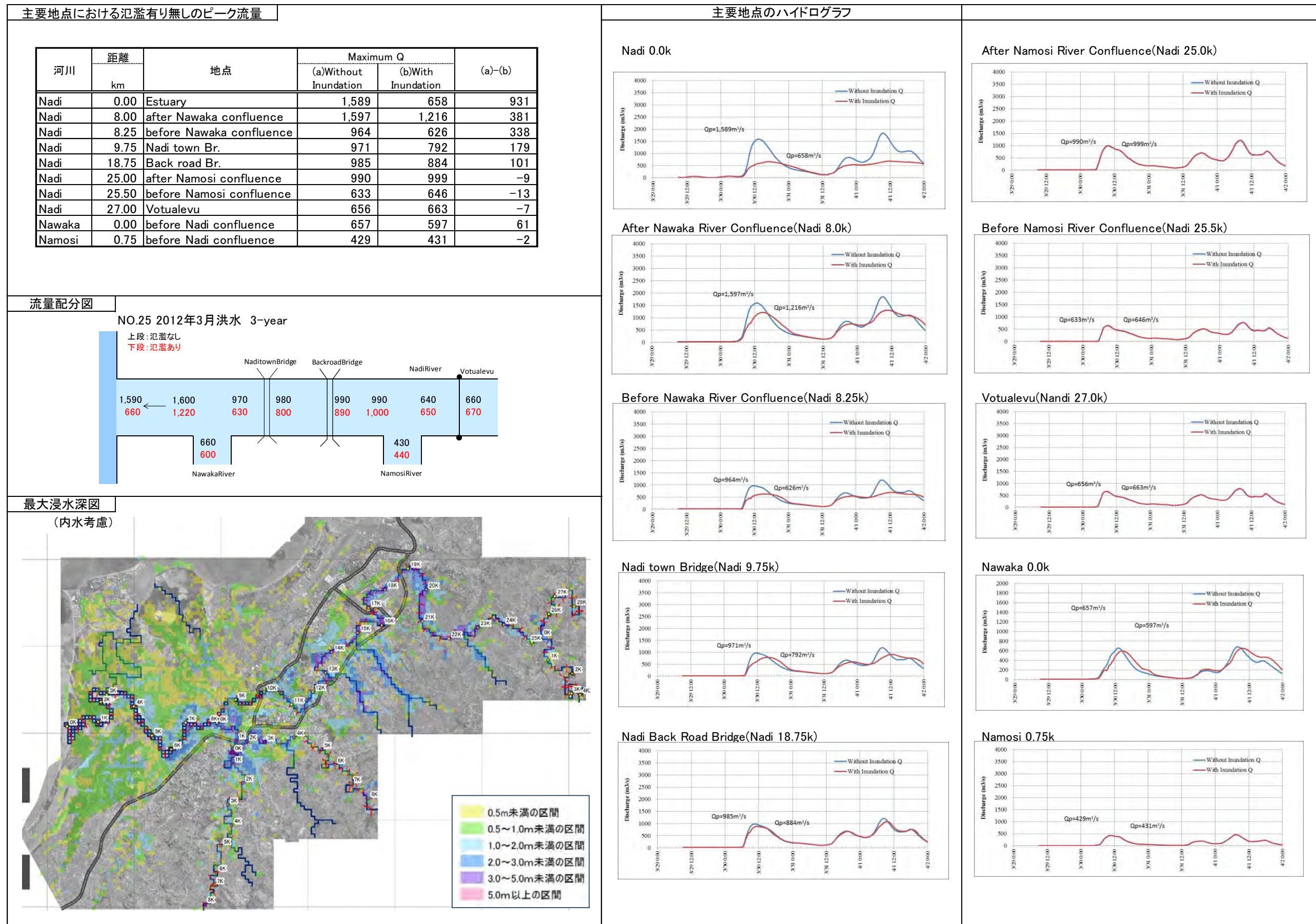


図 5.6-9 3年確率規模における主要地点のピーク流量・ハイドログラフ・最大浸水深図

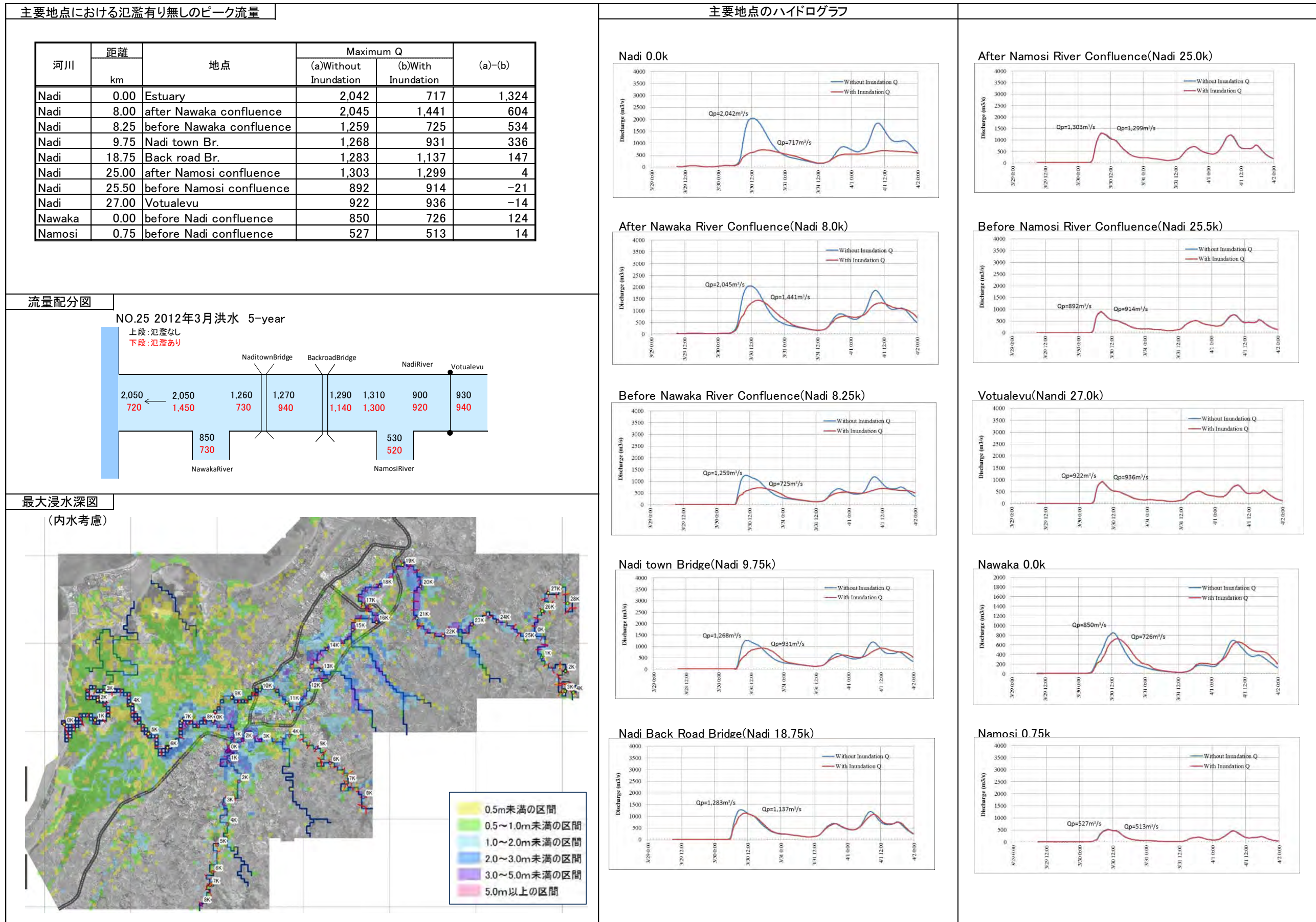


図 5.6-10 5年確率規模における主要地点のピーク流量・ハイドログラフ・最大浸水深図

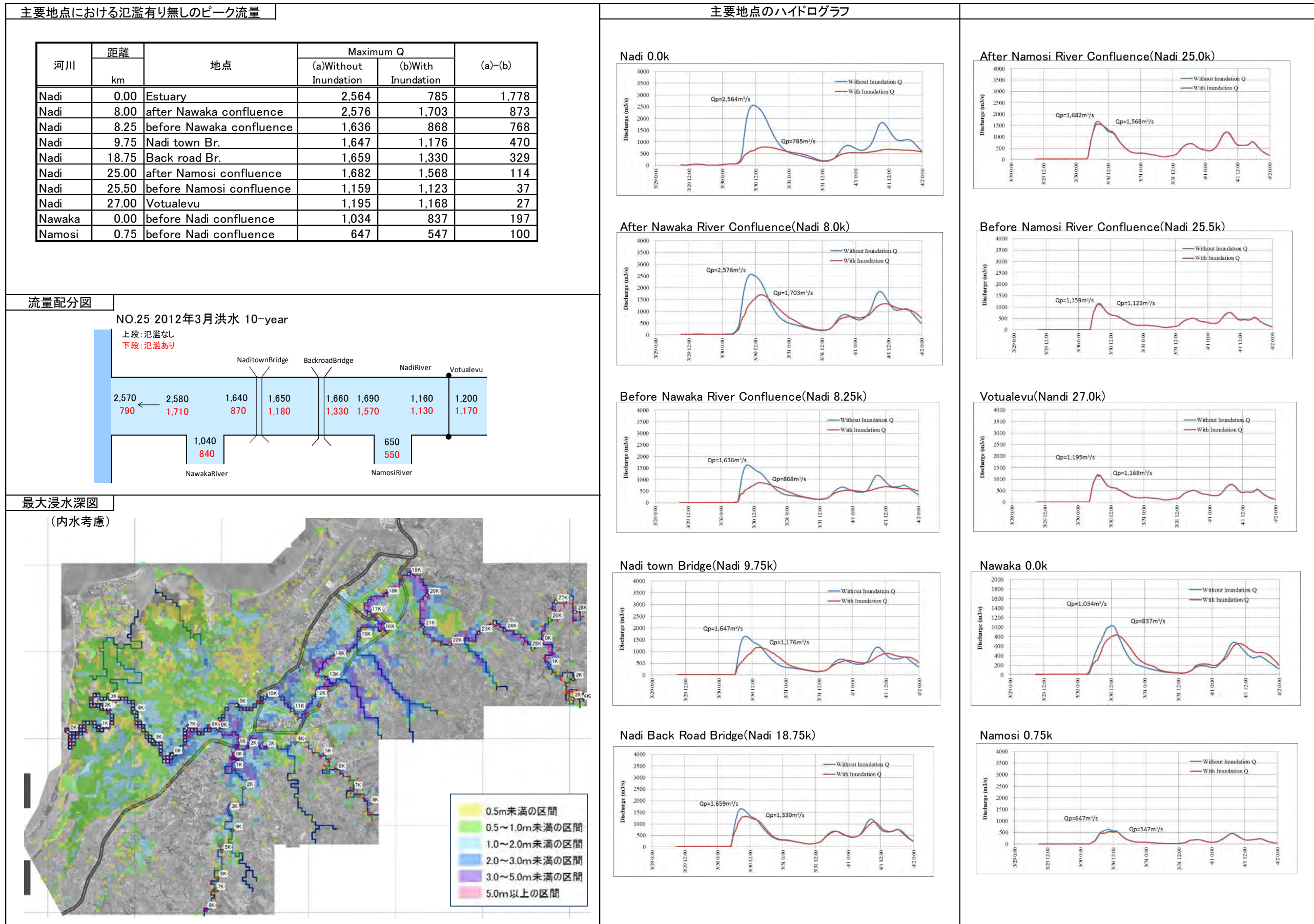


図 5.6-11 10年確率規模における主要地点のピーク流量・ハイドログラフ・最大浸水深図

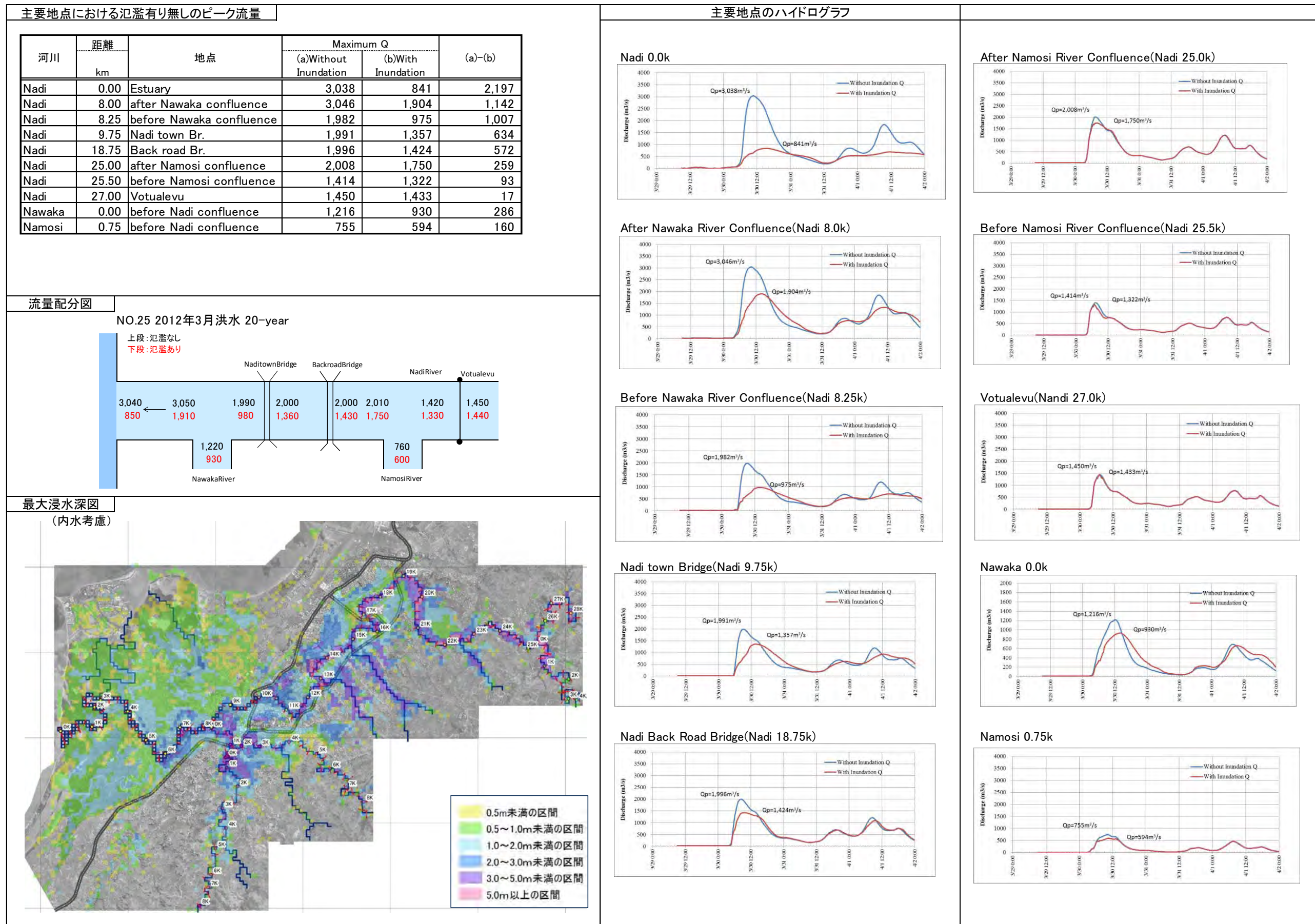


図 5.6-12 20年確率規模における主要地点のピーク流量・ハイドログラフ・最大浸水深図

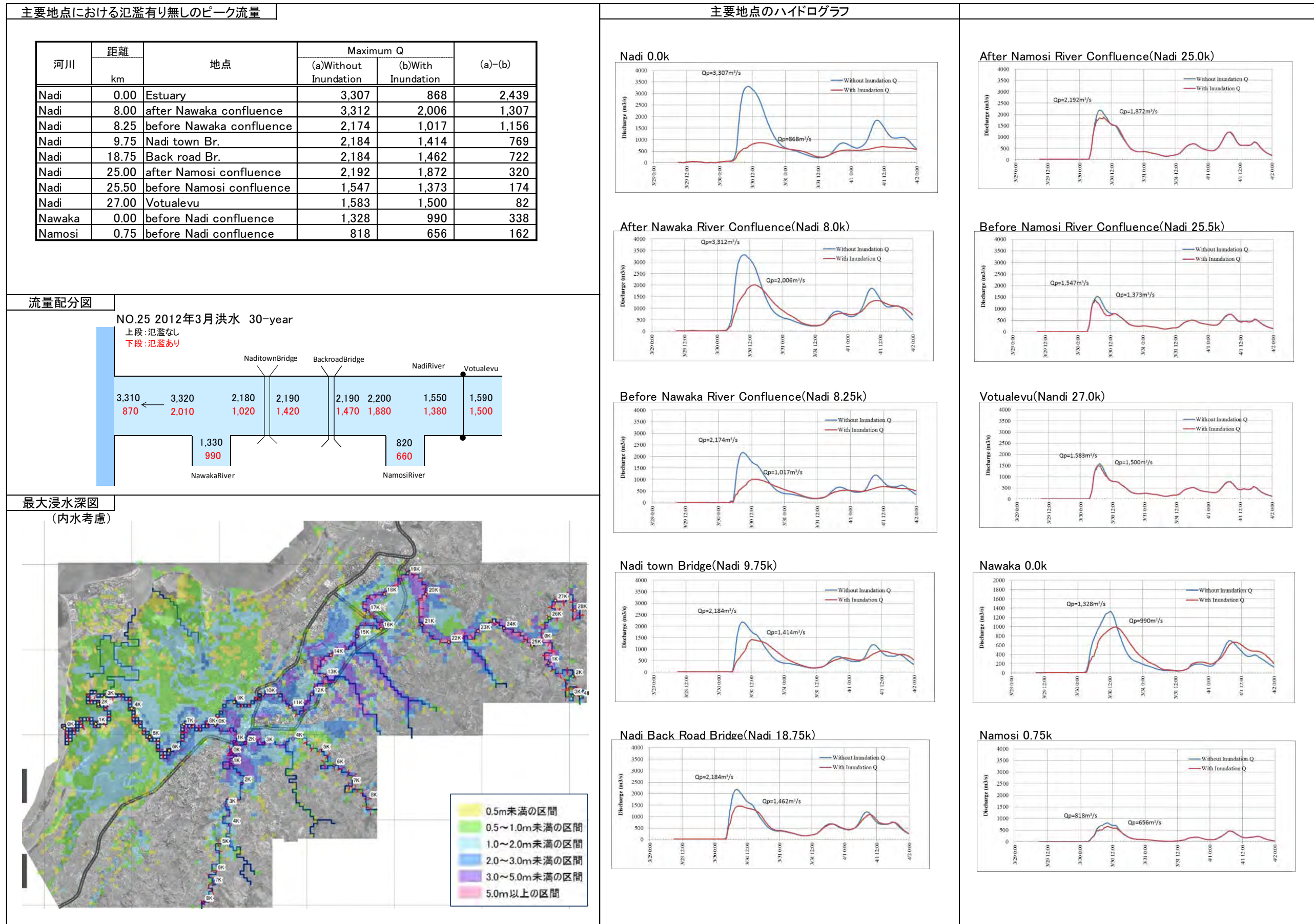


図 5.6-13 30年確率規模における主要地点のピーク流量・ハイドログラフ・最大浸水深図

第6章 洪水対策初期検討

6.1 治水計画初期検討基本方針

6.1.1 基本的な考え方

洪水対策施設の組合せ検討に際し、治水計画初期検討基本方針を以下のように設定した。

① 重要防御地域の設定

治水計画上、優先的に守るべき資産として「Nadi Town」、「Nadi Airport」、「Queens Road」を位置づけ（図 6-4 参照）、これらが優先プロジェクトにおいても対象洪水に対して浸水被害が発生しないよう計画の検討を行う。

② 既存橋梁の取り扱い

Nadi Town Bridge」および「Back Road Bridge」については交通の主要道路となっているため、架け替えが極力不要となるような方策とするが、「Nadi Town Bridge」については極端に流下能力が低く、架け替えを行ったほうが費用等の面で経済的と判断された場合は架け替えを踏まえた検討を行う。「Old Queens Road Bridge」については老朽化しており、架け替えることとする。

③ 対象とする洪水氾濫

本計画では河川からの洪水氾濫を対象として治水計画を策定し、降雨の排水不良等による内水氾濫は計画の対象としない。

6.1.2 目標流量の設定

資産が集中している「Nadi Town Bridge」～「Back Road Bridge」間で引き堤を含めた大規模な河道改修の可否により、目標流量を以下と設定し、「Nadi Town Bridge」および「Back Road Bridge」をコントロールポイントとして設定する。

現況河道幅程度で河道整正のみの河道改修を行う場合の「Nadi Town Bridge」および「Back Road Bridge」の流下能力を図 6-1、図 6-2 に示す。

「Back Road Bridge」については上流の調節施設（ダム、遊水地）による最大限調節を行った場合においても「Back Road Bridge」地点の通過流量が $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であること、現況川幅見合いの改修後流量が $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ であることを勘案し目標流量を $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ と設定する。

「Nadi Town Bridge」については架け替えを含め、市街地で引堤が可能な場合は、「Back Road Bridge」の目標流量と同等の $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、架け替えが難しい場合については現況川幅見合いの改修後流量 $700 \text{ m}^3/\text{s}$ を目標流量として設定する。（図 6-3 参照）

- ・市街地で現況河道幅程度での河道改修を行う場合：

「Nadi Town Bridge : $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 」、 「Back Road Bridge : $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 」

- ・市街地で引堤を含めた河道改修を行う場合：

「Nadi Town Bridge : $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下」、 「Back Road Bridge : $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 」

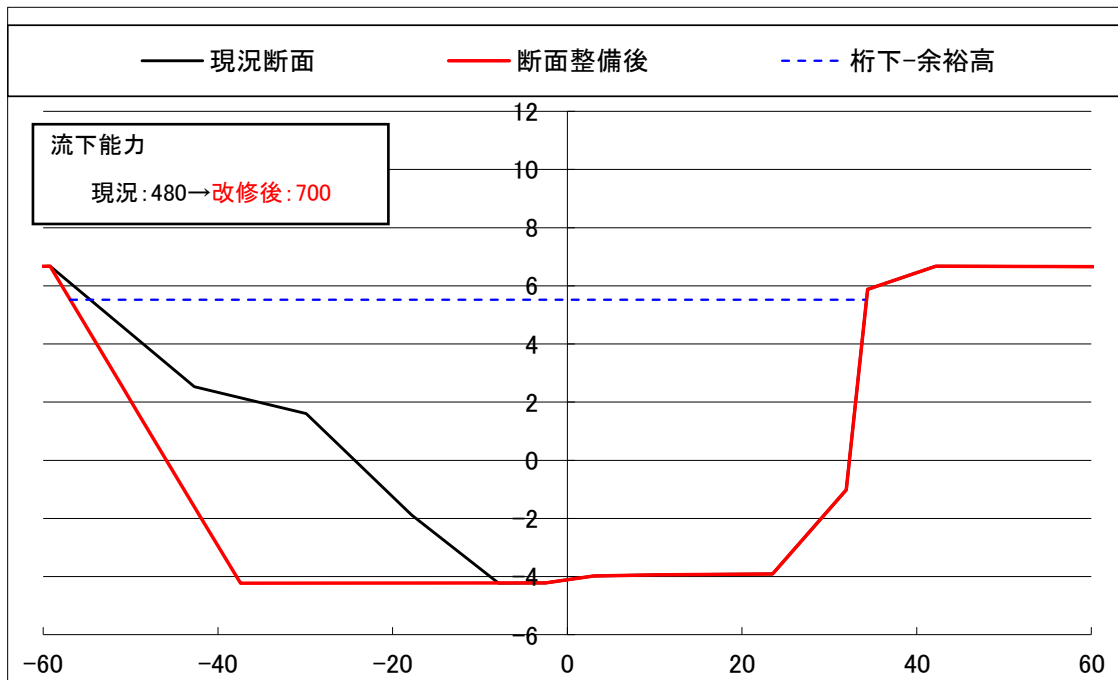


図 6-1 Nadi Town Bridge の河道改修前後断面

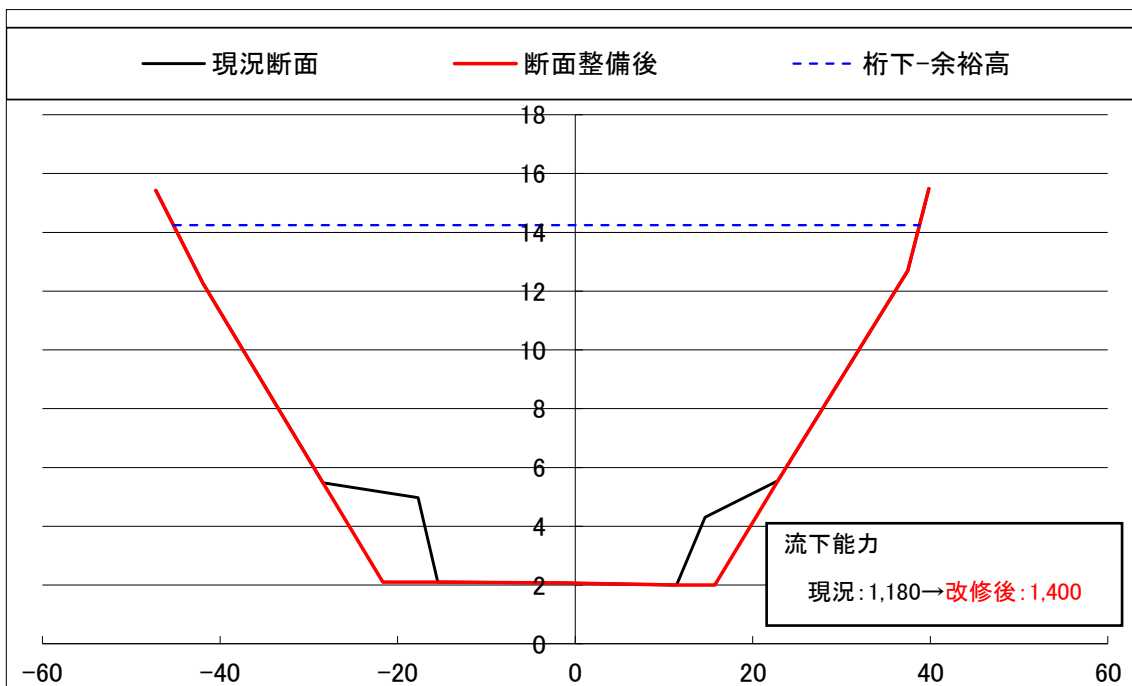


図 6-2 Back Road Bridge の河道改修前後断面

No.25 2012年3月洪水

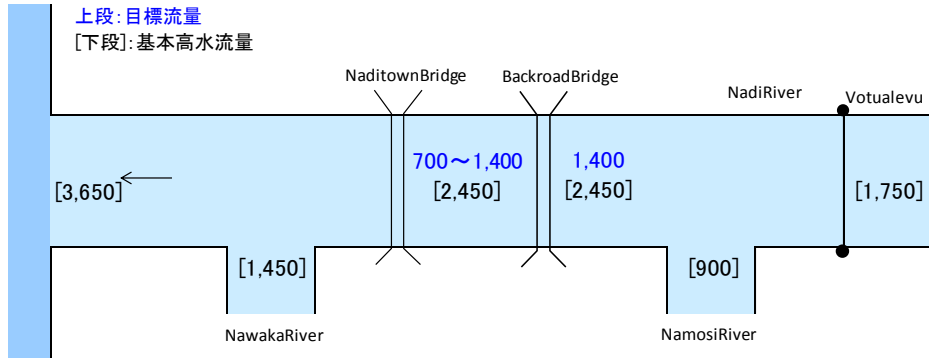


図 6-3 目標流量の設定



図 6-4 優先的に守るべき資産および橋梁の状況

6.1.3 区間分割

最も重要な中流区間を中心に、治水計画検討区間を以下の3区間に区分する(図 6-5 参照)。各区間の検討方針のもと各種治水対策案を組み合わせた施設配置を検討する。

① 中流区間:5.75km~Back Road Bridge

「Back Road Bridge」から市街地が集中している6.0kmまでを中流区間と位置づけ、中流区間については、「Back Road Bridge」の通過流量 $1,400\text{m}^3/\text{s}$ を「Nadi Town Bridge」においては架け替えの有無に応じて、 $700\sim 1,400\text{m}^3/\text{s}$ となるように整備を行う。

○検討対策案

- ・放水路
- ・河道改修

② 下流区間:河口~5.75km

下流区間については、マングローブ林が広がっており守るべき資産は中流、上流区間に比べ少ないが河口部右岸側で開発が予定されている。

開発への影響を最小限に留め Nawaka River 合流による水位上昇が合流点上流に影響しない対策を検討する。

○検討対策案

- ・遊水地
- ・放水路

③ 上流区間:Back Road Bridge~上流

上流区間については、「Back Road Bridge」において、通過流量が $1,400\text{m}^3/\text{s}$ となるように洪水調節施設等により流量をカットする。

○検討対策案

- ・遊水地
- ・放水路
- ・河道改修
- ・ダム
- ・Namosi River の調節施設



図 6-5 区間分割図

6.1.4 各区間の方策の一次選定

各区間において実現可能な治水対策の一次選定を行った。選定結果を表 6-1 に示す。

表 6-1 治水対策一次選定結果

方策	方策の実施方針	中流区間		下流区間		上流区間		
		抽出結果	抽出結果	抽出結果	抽出結果	抽出結果	一次抽出	
A	ダム	<ul style="list-style-type: none"> ダムを新設し、洪水時に洪水流の一部を貯留する 	<ul style="list-style-type: none"> ダムの候補地が存在しないことから中流区間について、ダム案は検討しない。 	非抽出	<ul style="list-style-type: none"> ダムの候補地が存在しないことから下流区間について、ダム案は検討しない。 	非抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出
B	遊水地	<ul style="list-style-type: none"> 河道沿川で、洪水時に洪水流の一部を貯留する。 	<ul style="list-style-type: none"> 検討対象となる候補地が存在しないことから中流区間について、ダム案は検討しない。 	非抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出
C	放水路	<ul style="list-style-type: none"> 検討対象区間の上流部に新たな新川を掘削し、下流に放流する。 	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出
D	河道改修	<ul style="list-style-type: none"> 河道掘削：河道掘削により断面積を拡大し、河道の流下能力を向上させる。 引き堤：堤内地側に新たな堤防を新築し、旧堤防を撤去することで河道の流下能力を向上させる。 築堤：堤防を築堤することによって河道の流下能力を向上させる。 	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 	抽出	<ul style="list-style-type: none"> 検討の必要性、実現性があり、治水効果が十分見込めることから、本治水対策案は抽出する。 <p>※下流への流下が 1,400m³/s と規定しているため河道単独案については検討しない</p>	抽出※

6.2 洪水対策（構造物対策）の種類

洪水対策（構造物対策）として以下の 5 案について検討し、各案を組み合わせた構造物対策による治水計画案を立案する。

- ①ダム
- ②遊水地
- ③河道改修
- ④放水路
- ⑤輪中堤

6.3 洪水対策（構造物対策）の初期検討

6.3.1 ダム

ナンディ川流域において洪水調節のためのダムサイト候補地を予備的に選定し、選定したダムサイトについて洪水調節効果の概略を検討する。ナンディ川流域の洪水調節マスタープランにダム案を採用する際には更に地形・地質調査を含む詳細検討が必要である。

(1) ダムサイトの選定

現地調査に先立って 1/50,000 の地形図に基づきナンディ川本川ならびに支川のナモン川、ナワカ川およびマラクワ川についてダムサイトの候補地を選定した。選定の基準は次のとおりである。

- 谷幅が狭く、地形が急峻で経済的にダムが建設できる。
- ダム上流側にポケットが有り、貯水容量が期待できる。
- ダムサイトにおける洪水流量（集水面積）が大きく下流のナンディ地域への調節効果がある。
- 貯水池予定地の周囲に鞍部がなく他流域への溢流がない。
- 洪水吐、減勢工、仮排水路、ダム施工設備の配置などに特に問題がない。

選定したダムサイトはナンディ川本川 4 ヶ所（NAD-1～ NAD-4）、支川ナモン川 2 ヶ所（NAM-1 & NAM-2）およびナワカ川 1 ヶ所（NAW-1）である。マラクワ川については地形がなだらかで谷幅が広く良好なダムサイトが見当たらなかった。これらの位置は図 6-6 に示すとおりである。

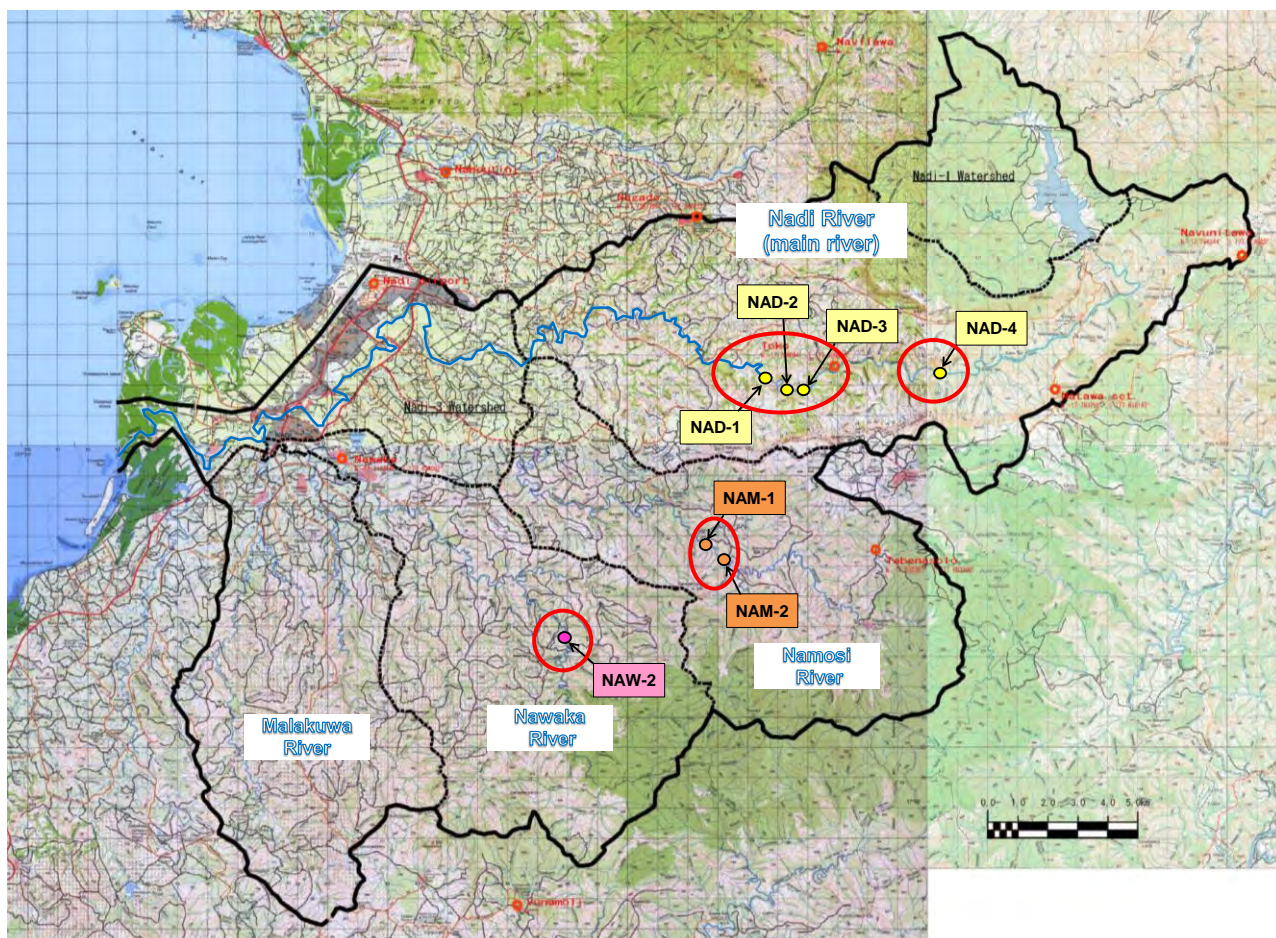


図 6-6 ダムサイト調査位置図

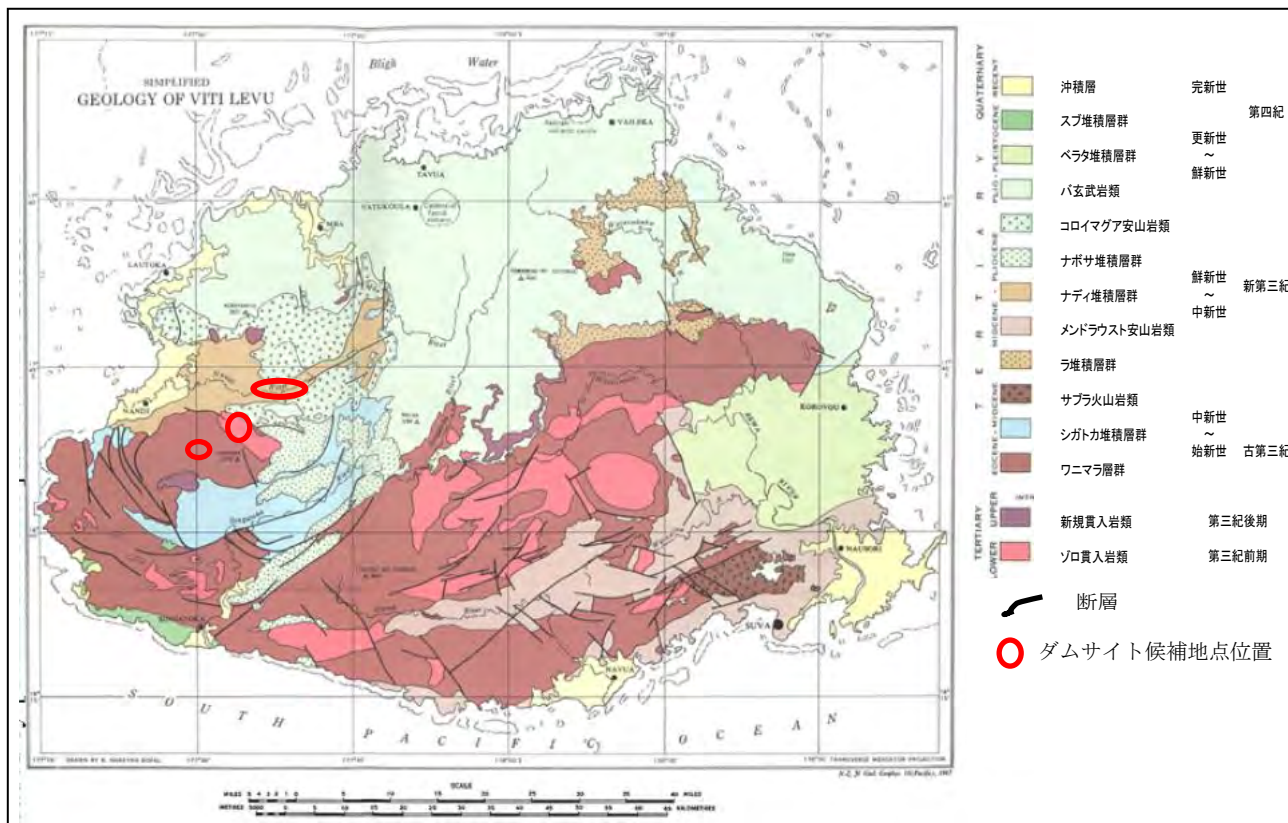
(2) ダムサイトの地形・地質調査

各サイトとも車による直接のアプローチは不可能で、サイトにより異なるが、車の進入可能地点より 90～45 分程度山道（獣道）および河床を歩行する必要がある（調査時点 2014 年 8 月で最大膝上の水深）。いずれのサイトへ行くにも地元のガイドが不可欠である。また雨季には河床の歩行が困難なのでゴムボートなどの準備が必要となる。

1) ビチレブ島の地質概要

ビチレブ島の広域地質図を図 6-7 に示す。ビチレブ島を含むフィジー諸島の地質は、新生代の地質により構成されており、最古の地質は、古第三紀始新世後期～新第三紀中新世中期に形成された（ワニマラ層群、シガトカ堆積層群）。その後、中期～後期中新世にかけてゾロ造山期（Colo orogeny）となり深成岩類（ゾロ深成岩類）が形成された。その後、新第三紀鮮新世～第四紀更新世にかけてフィジー諸島域は陸化し、火山活動が活発に起こり、堆積層および火山岩類が堆積・形成された。

図 6-7 に示されるように、島の南部では断層が卓越するが、北部では鮮新世以降に形成された火山岩類に広く覆われており、主要な断層は見られない。南部では、断層は NE-SW 及び NW-SE 方向が卓越している。



出典：Outline of Geology of Viti Levu. New Zealand Journal of Geology and Geophysics (2011)

図 6-7 ビチレブ島の地質概要

2) ナンディ川流域の地形・地質概要

a) 地形概要

ナンディ川流域の地形図およびダムサイト候補地点位置を併せて図 6-6 に示す。図 6-6 の中央右側の緑色部分は、標高 500m 以上の山地地形からなる。それより西側では徐々に標高が減じ、丘陵地帯、さらに西に向かって海岸付近の平野部となる。

ナンディ空港のあるナンディの中心付近は、北側から東、南東にかけて山地状の地形に囲まれており、ナンディ川の流域を含め平野部に向かって河川が集中する傾向が認められる。

b) 地質概要

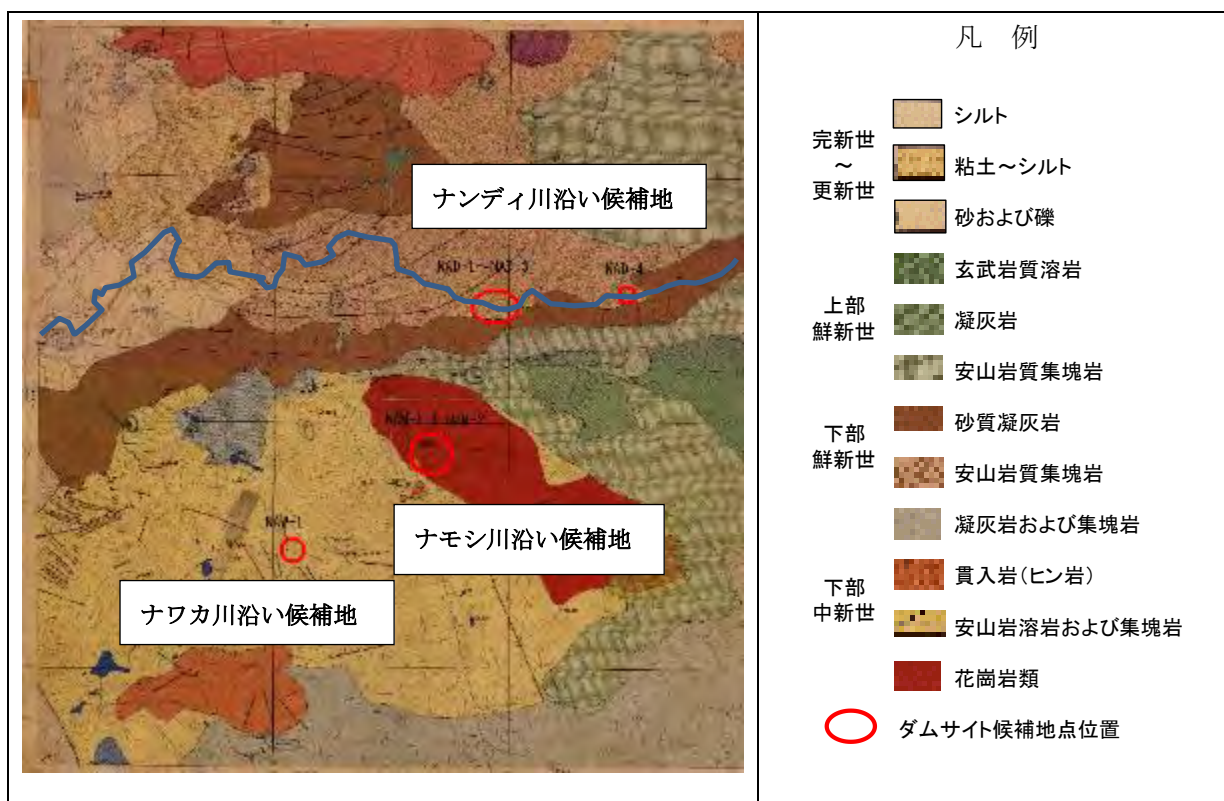
ナンディ川流域の地質状況を図 6-8 に示す。図 6-8 の地質図は、1959 年に作成されたものであり、2011 年出版の図 6-7 の地質図と若干形成時期などの点で異なるところもあるが、ダムサイト候補地点の地質状況は概略以下の通りである。

・ナンディ川およびナワカ川沿いには、安山岩溶岩ないしは同質火砕岩類である集塊岩を主体とする。これらの形成年代は、ナワカ川沿いのものが古い。(ナワカ川沿いは図-2 のワニマラ層群、ナンディ川沿いは同図のナンディ堆積層群に相当)

・ナモシ川沿いには、貫入岩であるゾロ深成岩類の花崗岩質岩が分布する。

ナンディ川流域に分布する安山岩溶岩および同質の火砕岩類は、約 7 百万年前（新第三紀後期中新世）以降～3 百万年前（後期鮮新世）に起こった大規模な火山活動により形成された。一方、ナワカ川沿いに分布する安山岩溶岩および同質火砕岩類は、第三紀始新世～中新世に形成されてとされている。

なお、図中にはダムサイト候補地点位置の概要を示しているが、各ダムサイト候補地点の現地調査結果による地質状況については3)に記述している。



出典：Geology of Nadi area 1959

図 6-8 ナンディ川流域周辺の地質概要

3) ダムサイト候補地点

a) 候補地点の地形・地質概要

① 地形概要

ダムサイト候補地点の地形は、前出の図 6-6 に示すように山間部ないしは丘陵地形を呈しているが、ほとんどのダムサイト候補地点は丘陵状の地形からなる。

② 地質概要

表 6-2 には、選定したダムサイト候補地点およびその地質概要を示している。ダムサイト候補地点周辺の地質は、(1)および(2)に記述したように、新第三紀中新世以降に形成された火山岩類（火山岩および火山砕屑岩類など）を主体とし、一部に第三紀始新世に形成された深成岩類が分布する。

表 6-2 ダムサイト候補地点の地質概要

河川名	ダムサイト候補地点名	地 質 概 要	
ナンディ川本川	NAD-1 ~ NAD-4	集塊岩 (Agglomerate with Andesite Flow)	ナンディ堆積層群の火山岩および火山砕屑岩類（自破碎状溶岩（ハイアロクラスタイト）、凝灰岩、凝灰角礫岩、集塊岩など）
支川ナモシ川	NAM-1 & NAM-2	花崗岩 (Hornblende Granit)	ゾロ深成岩類および貫入岩（ヒン岩）
支川ナワカ川	NAW-1	安山岩 (Basic Andesite Flows with Agglomerates Phases)	ワイニマラ層群の厚い火山岩、及び粗粒砕屑岩など

現地調査の結果によれば各ダムサイトとも河床部は基盤岩の露頭が分布しており、節理や小規模な断層は分布するものの全般に固結は良好、堅硬である。これらの河床部に露頭する岩盤の状況から判断する限り岩級区分（付録—1 参照）は CM 級ないしは CM~CH 級は期待できるものと考えられ、60~80m 級のコンクリート重力ダムの基礎となり得るものと判断される。以下に各河川沿いの候補地点の状況について記述する。

b) ナンディ川本川

ナンディ川流域のダムサイト候補地点の位置および地形を図 6-9 に示す。ダムサイト候補地点の河床標高は 30m~55m 程度である。最上流部の NAD-4 地点では左岸側は河床部から標高 600m 程度の山地まで連続した斜面からなり、右岸は一旦標高 250m 程度の尾根となるが、その後、標高 800m 程度の山地へと連続する斜面からなる。一方、それよりも下流側の NAD-1~NAD-3 地点は、左右岸とも丘陵状の地形を呈しており、アバット部の尾根頂部の標高は 100~150m 程度である。

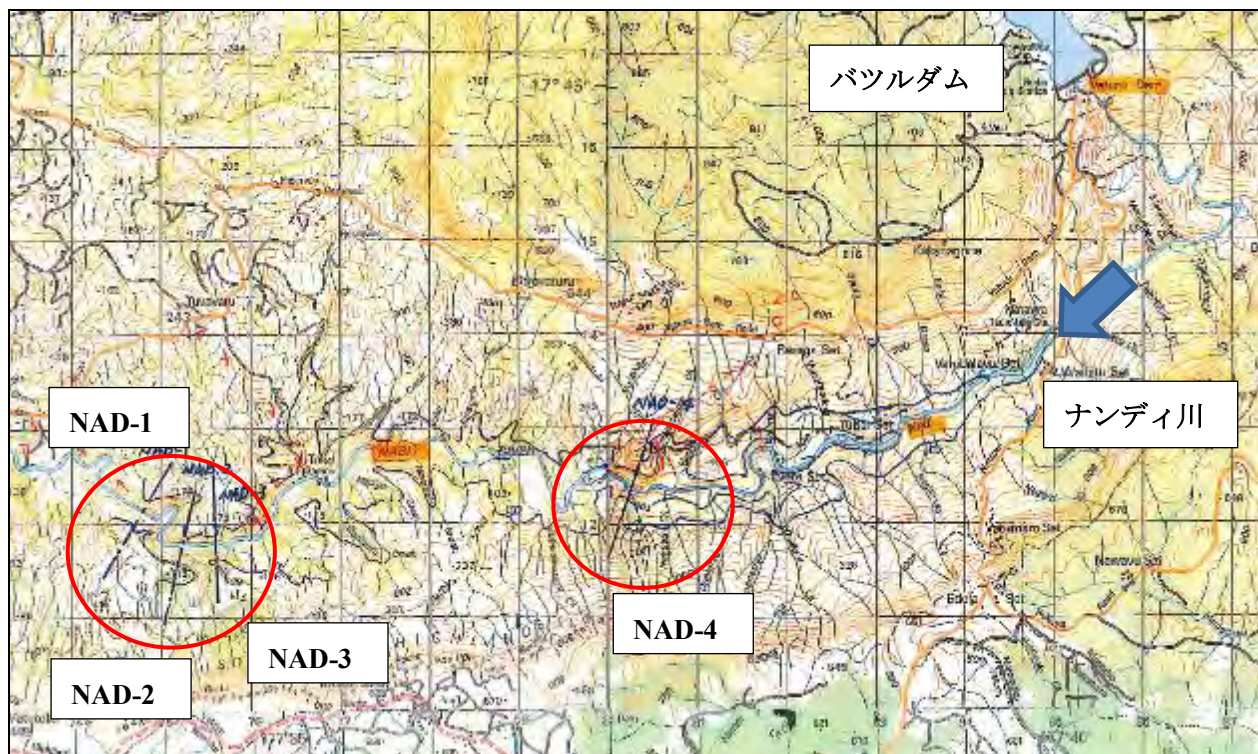


図 6-9 ナンディ川流域ダムサイト候補地点位置および周辺の地形

①NAD-1 候補地点

i) 地形

河床幅は約 30m、左岸は河床から中腹にかけて急斜面からなり、その間に基盤岩の露頭がみられる。右岸は河床部に厚さ 3～5m の河床砂礫層（氾濫原堆積物）が堆積しており、その上位の斜面には崖錐堆積物が分布する。



写真-1 NAD-1 想定ダムサイト河床部の状況

ii) 地質・被覆層

河床部には、安山岩溶岩および同質の自破碎状溶岩（あるいは水中破碎岩）ないしは集塊岩が分布する。被覆層は、右岸側斜面には崖錐堆積物が堆積しているが、左岸斜面は全般に被覆層は薄いものと考えられる。いずれにしても厚い崖錐堆積物の分布はないものと考えられる。

iii) 岩盤状況

河床部に分布する基盤岩は固結度が良好であり、河床部の露頭状況から判断すると基盤岸の岩級区分はCM級程度が期待できる。



写真-2 NAD-1 河床部の地質および岩盤状況

②NAD-2 候補地点

i) 地形

河床幅は約 27m、左右岸ともに河床部には基盤岩の露頭が分布するが、左岸側は比較的緩斜面となっている。また、左岸側の直上流部には、やや大きな支川が流入する。



写真-3 NAD-2 想定ダムサイト河床部の状況

ii) 地質・被覆層

河床部には、NAD-1 同様に安山岩溶岩および同質の自破碎状溶岩（あるいは水中破碎岩）ないしは集塊岩が分布する。被覆層は、左岸側斜面は緩傾斜であることから、やや厚い崖錐堆積物が堆積しているものと考えられる。

iii) 岩盤状況

河床部に分布する基盤岩は NAD-1 同様に固結度が良好であり、河床部の露頭状況から判断すると基盤岩の岩級区分は CM 級程度が期待できる。



写真-4 NAD-2 河床部の地質および岩盤状況

③NAD-3 候補地点

i) 地形

河床幅は約 20mである。左右岸ともに比較的急斜面からなり、左岸斜面は基盤岩の露頭が認められる。

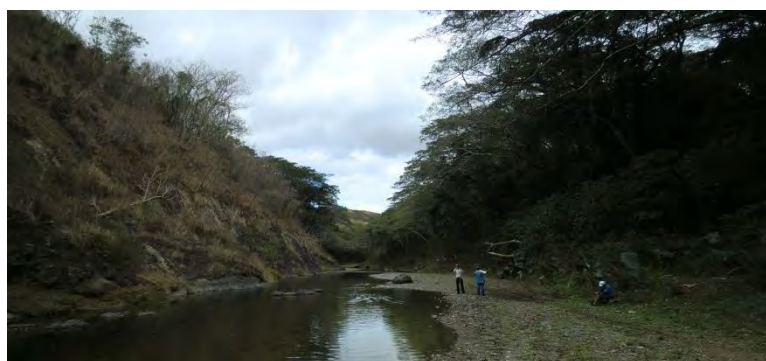


写真-5 ダムサイト風景 (NAD-3)

ii) 地質・被覆層

基盤岩の地質は、NAD-1 地点および 2 地点同様に、全般に安山岩質の自破碎状溶岩ないしは集塊岩を主体とし、ところどころに塊状の安山岩溶岩を挟在する。被覆層は、全般に薄いものと考えられる。

iii) 岩盤状況

河床部に分布する基盤岩は NAD-1 および 2 同様に固結度が良好であり、河床部の露頭状況から判断すると基盤岸の岩級区分は CM 級程度以上が期待できる。



写真-6 NAD-3 河床部の地質および岩盤状況

④NAD-4 候補地点

i) 地形

本地点は、4つの候補地点のうち最も上流に位置する。河床幅は約28mである。下流側河床部には巨礫からなる転石がみられる。左岸は標高約600mの尾根部まで連なる斜面からなり、急斜面を形成している。また、右岸は、独立峰（標高243m）に連なる急斜面からなる。この斜面は、さらに右岸側で標高800m程度の稜線へと連続する。



写真-7 ダムサイト風景 (NAD-4)

ii) 地質・被覆層

左岸河床部の露頭は、下位から凝灰岩ないしは凝灰質砂岩、火山礫凝灰岩ないしは凝灰角礫岩などの火山砕屑岩類を主体として構成されている。また、河床部には集塊岩ないしは自破碎状溶岩の露頭が点在する。これらは全般に固結は良好である。被覆層は、左右岸ともに急斜面を形成することから全般に薄いものと考えられる。

iii) 岩盤状況

河床部に分布する基盤岩は下流側候補地点同様に固結度が良好であり、河床部の露頭状況から判断すると基盤岩の岩級区分はCM級程度以上が期待できる。



写真-8 NAD-4 河床部の地質および岩盤状況

c) 支川ナモシ川

ナンディ川支川ナモシ川流域のダムサイト候補地点の位置および地形を図 6-10 に示している。ダムサイト候補地点の河床標高は 70~90m 程度である。NAM-1 および 2 とともに、左岸側は標高約 500m の山稜に連続する斜面であるが、右岸側は丘陵地形を呈しており、アバット部の尾根頂部の標高は、150~200m 程度以下である。

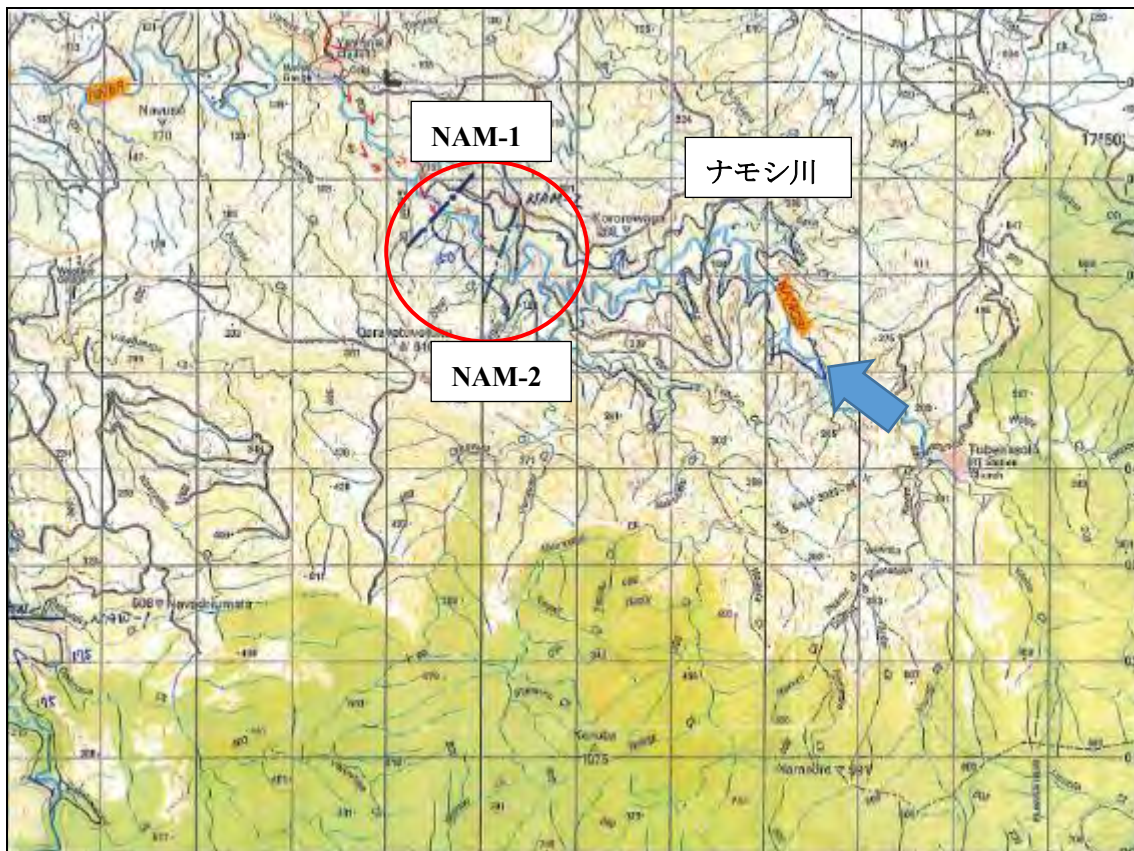


図 6-10 ナモシ川流域ダムサイト候補地点位置および周辺の地形

①NAM-1 候補地点

i) 地形

河床幅は約 14m である。左岸側は急斜面からなるが、右岸側は緩斜面からなる。河床部は、右岸側は河床堆積物が堆積するが、全般に薄く、基盤岩の露頭が点在する。

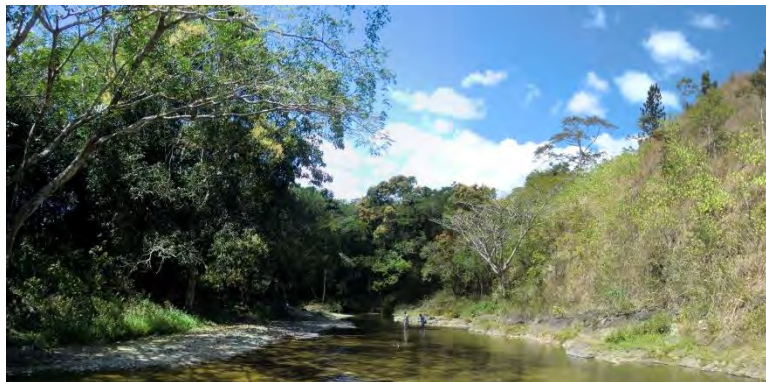


写真-9 ダムサイト風景 (NAM-1)

ii) 地質・被覆層

河床部には、粗粒の深成岩（花崗岩類）が広く分布しており、これらの花崗岩類中に岩脈（ヒン岩と考えられる）が貫入している。貫入岩は、後述の NAM-2 地点よりも多く分布している。花崗岩類および貫入岩ともに硬質岩からなるが、花崗岩類では一部ややマサ化しているところも見受けられる。被覆層である崖錐堆積物は、左岸では薄く、右岸ではやや厚いものと考えられる。

iii) 岩盤状況

河床部に分布する基盤岩は硬質岩からなり、一部前述のようにマサ化しているところも見受けられるが、露頭状況から判断すると基盤岩の岩級区分は CM 級程度（CM～CH 級程度）が期待できる。



写真-10 NAM-1 河床部の地質および岩盤状況

②NAM-2 候補地点

i) 地形

河床幅は約 14m である。左岸は比高 70m にわたって急斜面をなしている。左右岸とも河床部から高さ 5~6m にわたって基盤岩が露岩している。左岸は比高 70m にわたって急斜面をなしているが、右岸側は上述の河床部より上位標高では地形がやや緩い。



写真-11 ダムサイト風景 (NAM-2)

ii) 地質・被覆層

河床部には、粗粒の深成岩（花崗岩類）が主体に分布しており、これらの花崗岩類中に岩脈（ヒン岩と考えられる）が貫入している。被覆層である崖錐堆積物は、左岸側では全般に薄い、右岸側は河床から 5 ないし 6m より上部ではやや崖錐堆積物が厚いことが考えられる。

iii) 岩盤状況

花崗岩類およびヒン岩ともに硬質岩からなり、河床露頭から判断すると基礎岩盤の岩級区分は CH 級程度と推定される



写真-12 NAM-2 河床部の地質および岩盤状況

d) 支川ナワカ川

ナンディ川支川ナワカ川流域のダムサイト候補地点の位置および地形を図 6-11 に示している。ダムサイト候補地点の河床標高は 90m 程度である。NAW-1 は、山地から丘陵への移行部であり、左右岸ともアバット部尾根頂部の標高は、150~200m 程度以下である。

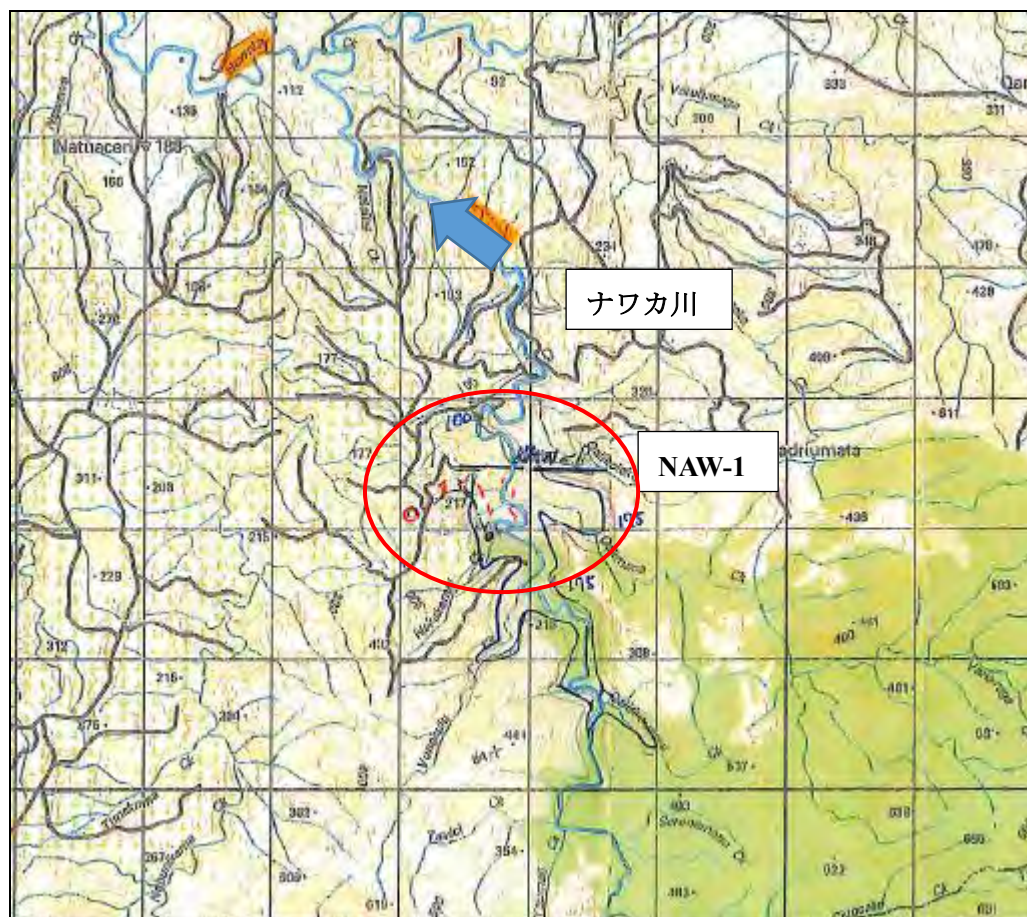


図 6-11 ナワカ川流域ダムサイト候補地点位置および周辺の地形

①NAW-1 候補地点

i) 地形

河床幅は約 15m、左岸は緩傾斜の崖錐地形をなし、右岸もやや急な崖錐地形をからなる。河床部左右岸および中央部に基盤岩の露頭が点在する。ダムサイト下流側には巨大な転石が認められる。これらの巨礫は現位置での河川の浸食により形成されたことも考えられるが、斜面上部からの崩落によることも考えられる。



写真-13 ダムサイト風景 (NAW-1)

ii) 地質・被覆層

河床の左右岸および中央部に露頭が見られる。基盤岩は、安山岩溶岩を主体としており、ところどころに集塊岩が分布する。左右岸ともに斜面部には、被覆層である崖錐堆積物が分布するものと考えられる。

iii) 岩盤状況

基盤岩はいずれも堅硬かつ緻密であり、河床露頭から判断すると基礎岩盤の岩級区分は CM～CH 級程度が期待できる。



写真-14 NAW-1 河床部の地質および岩盤状況

(3) ダムサイトの比較選定

1) 貯水容量およびダム軸横断面

貯水容量曲線 (H-V カーブ) はフィジー政府 (Lands and Survey Department) より入手した 5 万分の 1 地形図に記載された等高線を用いて作成した。等高線が 20m 間隔で作成されているため、20m 間隔でダムサイト地点上流の湛水面積(平面積)を算出し、平均断面法によって標高別の貯水可能容量を算出した。ダム軸断面についても上述の等高線を用いて作成した。

ダムサイトにおける貯水容量曲線図 (H-V、H-A) およびダム軸縦断面図は図 6-12 および図 6-13 に示すとおりである。ダム軸縦断面図には後述する方法 ((3) 2)c) 参照) により想定されるダム堤体の形状を示している。

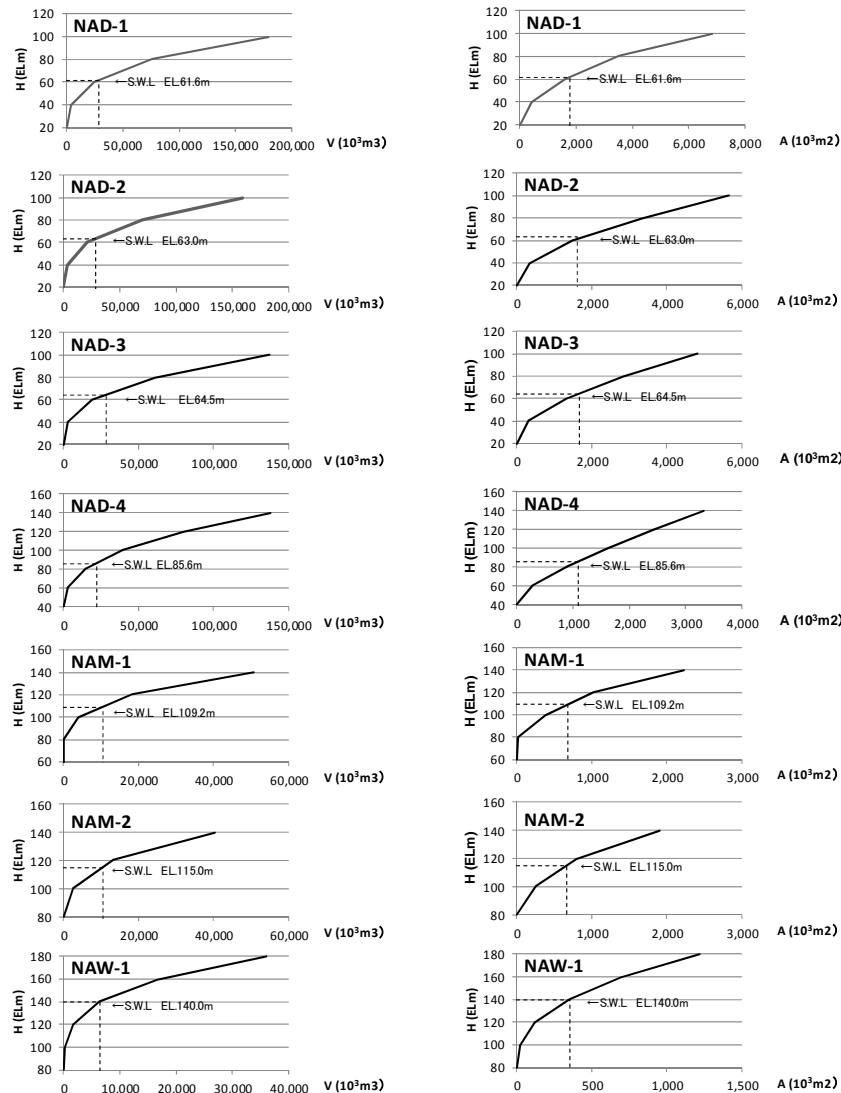


図 6-12 貯水容量曲線 (H-V, H-A) および計算表

NAD-1	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	20	0	0	0	0
	40	20	414	4,140	4,140
	60	40	1,622	20,360	24,500
	80	60	3,512	51,340	75,840
	100	80	6,825	103,370	179,210

NAD-2	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	20	0	0	0	0
	40	20	329	3,290	3,290
	60	40	1,476	18,050	21,340
	80	60	3,334	48,100	69,440
	100	80	5,664	89,980	159,420

NAD-3	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	20	0	0	0	0
	40	20	306	3,060	3,060
	60	40	1,313	16,190	19,250
	80	60	2,842	41,550	60,800
	100	80	4,825	76,670	137,470

NAD-4	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	40	0	0	0	0
	60	20	289	2,890	2,890
	80	40	899	11,880	14,770
	100	60	1,610	25,090	39,860
	120	80	2,418	40,280	80,140
	140	100	3,319	57,370	137,510

NAM-1	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	60	0	0	0	0
	80	20	9	90	90
	100	40	383	3,920	4,010
	120	60	1,029	14,120	18,130
	140	80	2,228	32,570	50,700

NAM-2	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	80	0	0	0	0
	100	20	255	2,550	2,550
	120	40	805	10,600	13,150
	140	60	1,908	27,130	40,280

NAW-1	E.L.(m)	Interval(m)	Area(10 ³ m ²)	ΔV(10 ³ m ³)	Reservoir Capacity(10 ³ m ³)
	80	0	0	0	0
	100	20	24	240	240
	120	40	120	1,440	1,680
	140	60	351	4,710	6,390
	160	80	696	10,470	16,860
	180	100	1,214	19,100	35,960

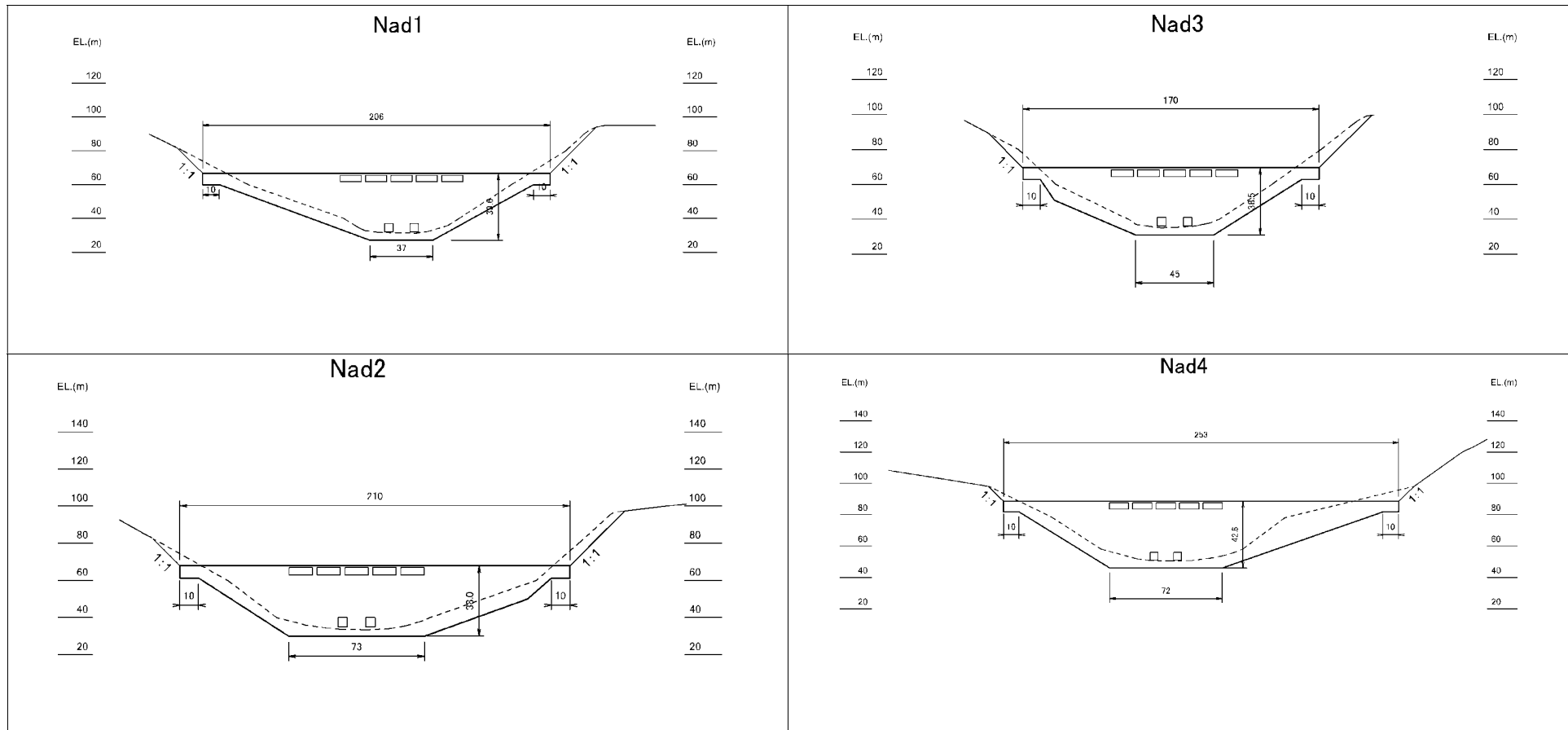


図 6-13 ダム軸縦断面図 (1/2)

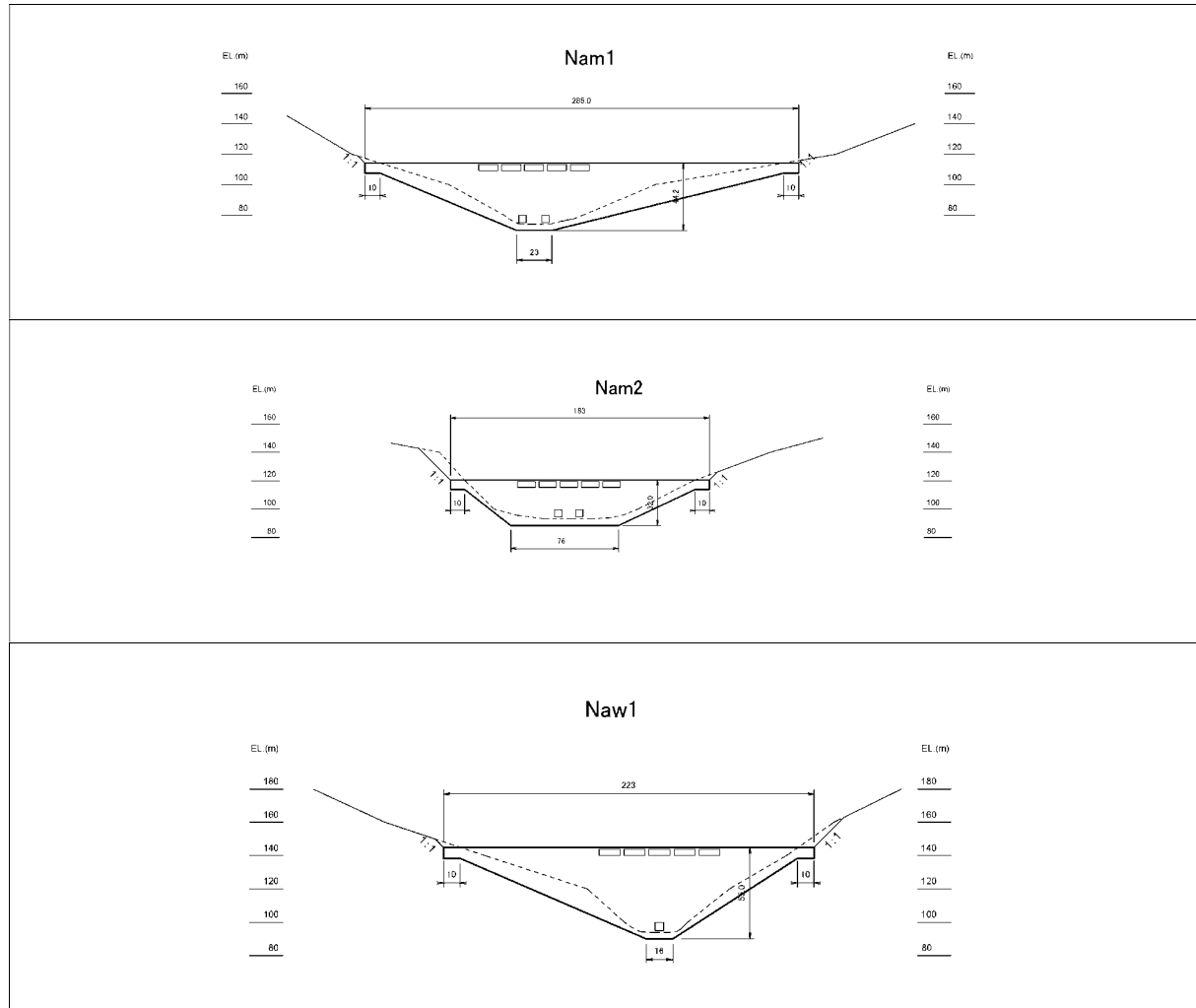


図 6-8 ダム軸縦断面図 (2/2)

2) ダムの型式および標準断面

a) ダム型式

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かなり少なくなる。

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。

b) 貯水容量および貯水位

ダムサイトの比較選定に用いる貯水容量は第5章降雨・流出解析により算定された No.25 2012 年 3 月洪水の流出波形をナンディ川本流の NAD-3、支流のナモシ川 NAM-2 および支流のナワカ川 NAW-1 の各ダムサイトに適用して洪水調節計算を行い、得られた必要洪水調節容量に基づき次のように推定した。

NAD-3 については計算された必要洪水調節容量に 20% の余裕を見込み必要貯水容量を 28,600,000m³ とした。NAD-1, および NAD-2 については集水面積が NAD-3 とほぼ同様なので、同じく 28,600,000m³ とした。本流の上流部における NAD-4 ダムサイトについては NAD-3 との集水面積比により $28,600,000 \times 84\text{km}^2 / 110\text{km}^2 = 21,800,000\text{m}^3$ とした。

支流のナモシ川については NAM-1 および NAM-2 における集水面積がほぼ同様なので NAM-2 において計算された必要治水容量 10,500,000m³ とした。

支流のナワカ川 NAW-1 については計算結果に基づき 6,400,000m³ とした。

各ダムサイトの必要治水容量は次のとおりである。

NAD-1	28,600,000m ³
NAD-2	28,600,000m ³
NAD-3	28,600,000m ³
NAD-4	21,800,000m ³
NAM-1	10,500,000m ³
NAM-2	10,500,000m ³
NAW-1	6,400,000m ³

また貯水容量に対応する貯水位は貯水池容量と標高の関係より比例計算により算出した。これらの値は表 6-4 に示すとおりである。

c) 標準断面

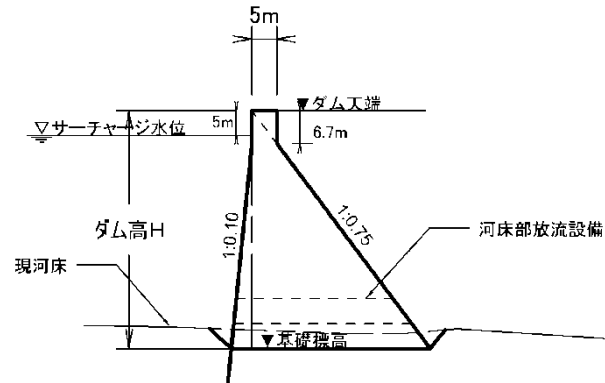
ダム型式は自由越流型非常用洪水吐を有するコンクリート重力式とし、河床標高にゲートの無い放流設備を有する流水型洪水調節専用ダムとする。基礎標高は基礎岩盤の岩級が CM~CH 級と良好なことから、現河床より約 5m 掘削した位置とする。

ダム天端標高はサーチャージ水位を自由越流頂標高とし、これに自由越流水深とダムの余裕高の合計 5m を加えた値とする。ダム天端幅は 5m とし、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良いので1:0.75とする。また左右岸のダム取付部の地山貫入長はそれぞれ10mと仮定する。

ダム標準断面図およびダム軸横断標準断面図は図 6-14 に示す通りとする。

ダム標準断面



ダム軸横断標準断面図

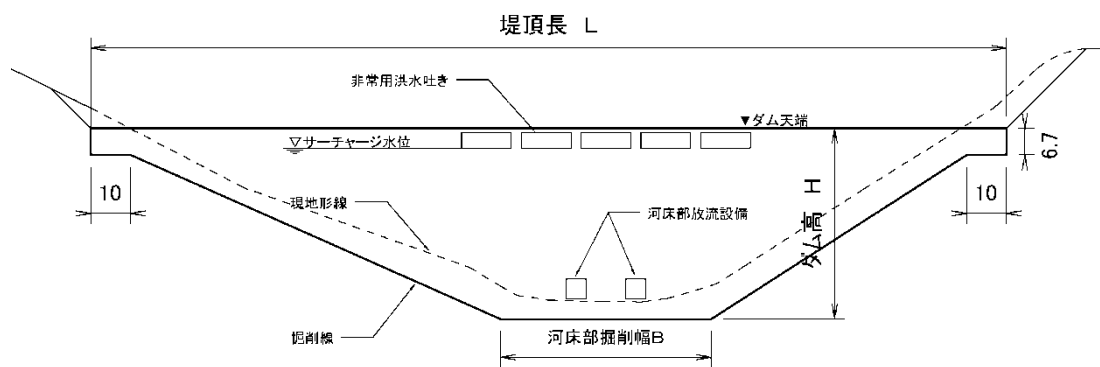


図 6-14 ダム標準断面

d) ダム体積

ダム体積は次式により概算する (図 6-14 参照)。

$$H = SWL - REL + 10.0$$

$$A1 = mH^2/2, A2 = n(H-5.0/m)^2/2, A3 = 5.0 \times 5.0/m^2, A4 = 2A3 = 5.02/m$$

$$V1 = A1B + A3B + (A1+A3)(L-B-20.0)/2 + A3(L-B-20.0) = (A1+A3) B + (A1+3A3)(L-B-20.0)/2,$$

$$V2 = A2 B + A2(L-B-20.0)/2 = A2(B+L-20)/2,$$

$$V3 = A420.0$$

$$V = V1 + V2 + V3$$

ここに、

H : ダム高 (m)、SWL : サーチャージ水位 (EL)、REL : 現河床標高 (EL)、m : 下流面勾配、n : 上流面勾配、A1 : ダム軸下流側断面積 (m²)、A2 : ダム軸上流側断面積 (m²)、A3 : ダム地山取付きブロック部におけるダム軸下流側断面積 (m²)、A4 : 地山取付きブロック断面積 (m²)、B : 河床部掘削幅(m)、L : 堤頂長 (m)、V1 : ダム軸下流側堤体積 (m³)、V2 : ダム軸上流側堤体積 (m³)、V3 : 地山取付きブロック体積 (m³)、V : 合計堤体積 (m³)

ダム標準断面図およびダム軸横断標準図を各ダムサイトに適用して各ダムサイトにおける堤体積を計算すると表 6-3 に示すとおりとなる。

表 6-3 堤体積の計算

河川名	ナンデイ川本川				支川ナモシ川		支川ナワカ川
	ダムサイト	NAD-1	NAD-2	NAD-3	NAD-4	NAM-1	NAM-2
SWL	61.6	63.0	64.5	85.6	109.2	115.0	140.0
REL	32.0	35.0	36.0	53.0	75.0	83.4	95.0
H	39.6	38.0	38.5	42.6	44.2	32.0	55.0
m	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
n	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
A1	588.1	541.5	555.8	680.5	732.6	384.0	1,134.4
A2	54.2	49.1	50.7	64.6	70.4	32.1	116.8
A3	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7
A4	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3
B	37.0	73.0	45.0	72.0	23.0	76.0	16.0
L	206.0	210.0	170.0	253.0	285.0	183.0	223.0
V1	69,924.0	75,357.0	57,573.0	109,012.0	111,941.0	49,377.0	129,168.0
V2	6,043.0	6,457.0	4,943.0	9,852.0	10,138.0	3,836.0	12,790.0
V3	667.0	667.0	667.0	667.0	667.0	667.0	667.0
V	76,600	82,500	63,200	119,500	122,800	53,900	142,700

3) ダムサイトの比較選定

ダムサイトの比較選定結果は表 6-4 に示すとおりである。

ナンディ川本川には中流から上流にかけて 4 ヶ所 (NAD-1~NAD-4) のダムサイト候補地が選定されているが、洪水調節のうえでは集水面積の大きいほうが有利である。中流域の 3 サイト (NAD-1~NAD-3) の集水面積はナンディ川全流域面積 516km² に対して約 22% となっており、上流域のダムサイト (NAD-4) の集水面積は約 16% である。また後者の集水面積は前者の約 74% となっていて、洪水調節の観点からは中流域のダムサイトが優れている。上流域の NAD-4 は堤体積も最も大きく貯水効率 (貯水容量/堤体積) も低い。中流域の 3 サイトについては集水面積に関してはほぼ同等であるが、堤体積は NAD-3 が最も小さく、貯水効率は最も高い。また基礎岩盤の評価についても 3 サイトのうちで最も良好である。従って本川のダムサイトとしては NAD-3 を選定する。

支川のナモシ川には 2 ヶ所のダムサイト候補地 (NAM-1 および NAM-2) が選定されている。集水面積はほぼ同様であるが、堤体積は NAM-2 が小さく貯水効率も高い、また基礎岩盤の評価も高いので、ナモシ川のダムサイトとしては NAM-2 を選定する。

支川のナワカ川にはダムサイト適地が少なく 1 ヶ所のダムサイト (NAW-1) しか選定していない。このサイトについても他流域のサイトに比較して堤体積も大きく、貯水効率も著しく低いが、他に適地がないので、ナワカ川のダムサイトとしては NAW-1 を選定する。

支川のマラクワ川については「2. ダムサイトの選定」で述べたように机上調査の段階で適地が無い事がわかったので、ダムサイトは選定していない。

表 6-4 ダムサイトの比較選定

河川名	ナンディ川本川				支川ナモシ川		支川ナワカ川
	NAD-1	NAD-2	NAD-3	NAD-4	NAM-1	NAM-2	NAW-1
集水面積(km ²)	114	113	110	84	48	47	25
ダム高(m)	39.6	38.0	38.5	42.6	44.2	32	55
堤頂長(m)	206	210	170	253	285	183	223
堤体積(m ³)	76,600	82,500	63,200	119,500	122,800	53,900	142,700
貯水面積(km ²)	1.77	1.76	1.66	1.1	0.68	0.67	0.35
基礎岩盤の岩級	C _M	C _M	C _H ~C _M	C _H ~C _M	C _M ~C _H	C _H	C _M ~C _H
貯水容量(千m ³)	28,600	28,600	28,600	21,800	10,500	10,500	6,400
貯水効率(貯水容量/ 堤体積)	373	347	453	182	86	195	45
選定結果			○			○	○

◆ダムの基礎岩盤の分類（建設省土木研究所，1996年）

岩盤の区分基準

区分要素	細区分	内容	区分要素
岩盤の硬さ	A	堅硬。ハンマーで火花が出る。	岩盤の硬さ
	B	一部堅硬一部軟質，全体的にやや軟質 ハンマーで強打して1回で割れる。	
	C	軟質。ハンマーで崩せる。	
割れ目の間隔	I	50cm以上	割れ目の間隔
	II	50～20cm	
	III	20cm以下	
割れ目の状態	a	密着	割れ目の状態
	b	開口ぞみ。薄く粘土を挟む	
	c	開口。粘土を挟む	

岩級区分	細区分の組合せ
B	A I a
C _H	A I b, A II a
C _M	A I c, A II b, A III a, B I a, B I b, B II a
C _L	A II c, A III b, B I c, B II b, B III a, B III b, C I a, C II a
D	A III c, B II c, B III c, C I b, C I c, C II b, C II c, C III a, C III b, C III c

(4) ダムの調節効果の検討

各河川において堤体積が一番小さく、貯水効率が高い NAD-3、NAM-2、NAW-1 ダムを対象としてダムによる調節効果の検討を行った。調節方式は自然調節方式とし、放流口の諸元については最大調節量を算定するため最小の口径とし、門数については土砂閉塞を考慮し原則として 2 門とするが、NAW-1 については、W : 2.0m×H : 2.5m 2 門では調節効果が発揮されないため W : 1.5m×H : 1.5m 1 門とする。

表 6-5 放流口諸元

ダム名	放流口諸元
NAD-3	W : 2.0m×H : 2.5m 2 門
NAM-2	W : 2.0m×H : 2.5m 2 門
NAW-1※	W : 1.5m×H : 1.5m 1 門

1) 洪水調節計算結果

上記の条件により NO.25 2012 年 3 月洪水（実績）を対象として各ダムによる洪水調節結果を以下に示す。

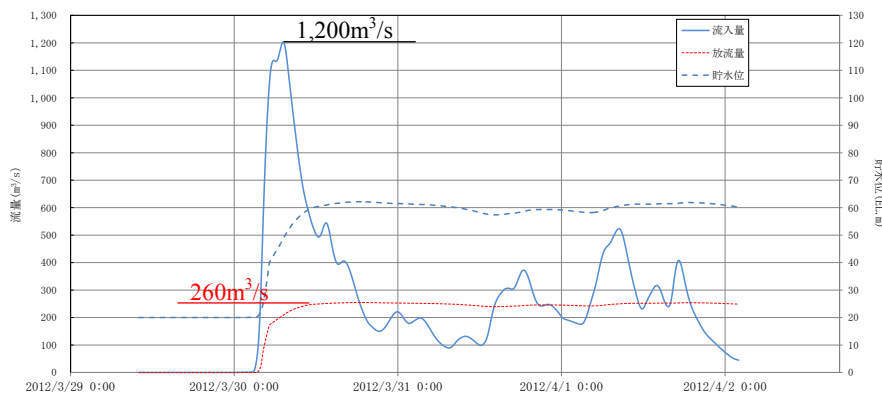


図 6-15 2012年3月NAD-3洪水調節結果

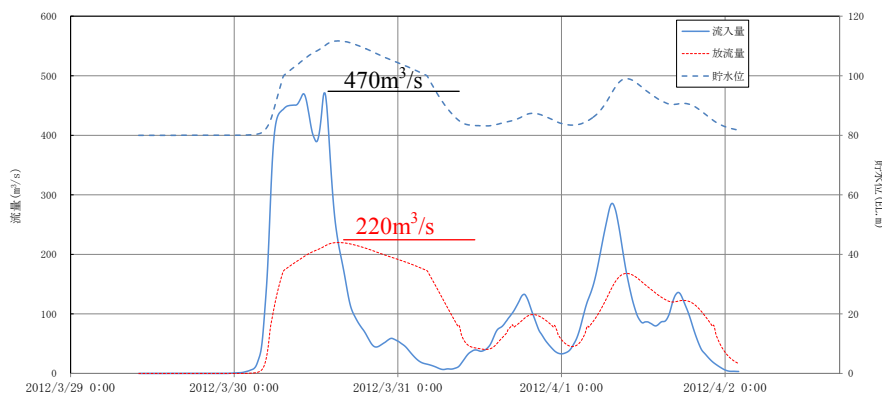


図 6-16 2012年3月NAM-2洪水調節結果

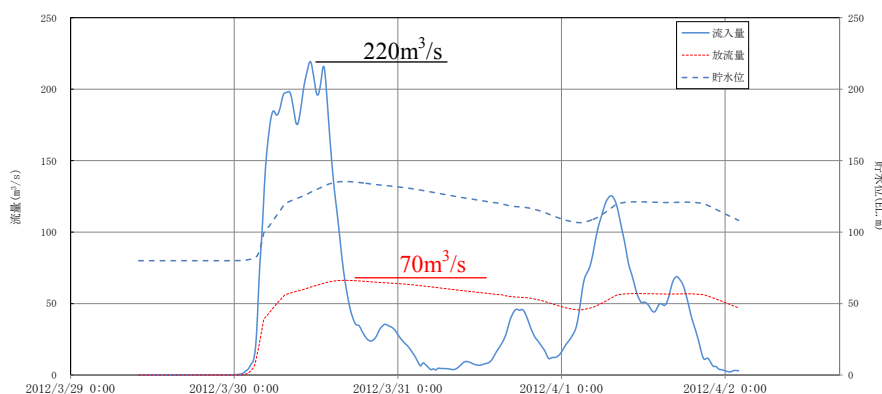


図 6-17 NAW-1洪水調節結果 (Case2)

各ダムにおける洪水時ピーク流量、ダムによる調節流量および調節後放流量は表 6-6 に示すとおりである。

表 6-6 各ダムにおける調節効果

ダム名	洪水ピーク流量 (m ³ /s)	調節後最大放流量 (m ³ /s)	洪水調節流量 (m ³ /s)	洪水調節容量 (千 m ³)
NAD-3	1,200	260	940	23,780
NAM-2	470	220	250	8,750
NAW-1	220	70	150	5,300

2) 洪水調節後の流量配分図

以下に洪水調節後の流量配分を示す。ダムの設置条件としては以下を想定した。

表 6-7 ダム配置条件

ダム配置
NAD-3 単独
NAM-2 単独
NAW-1 単独
NAD-3、NAM-2

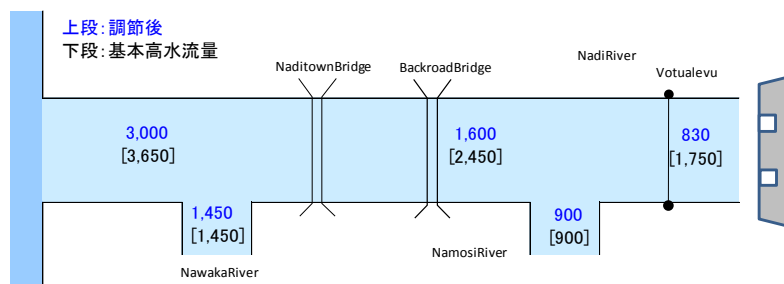


図 6-18 NAD-3 調節後流量配分図

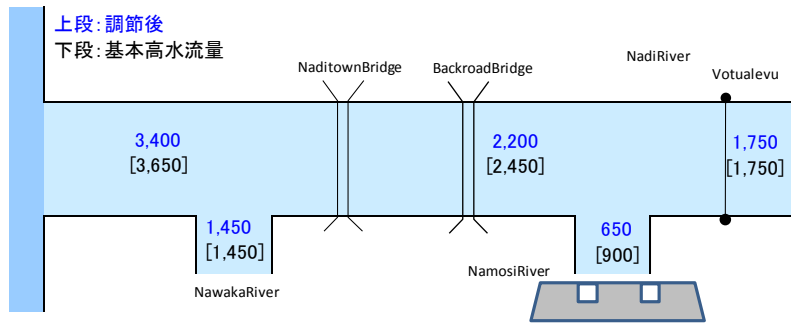


図 6-19 NAM-2 調節後流量配分図

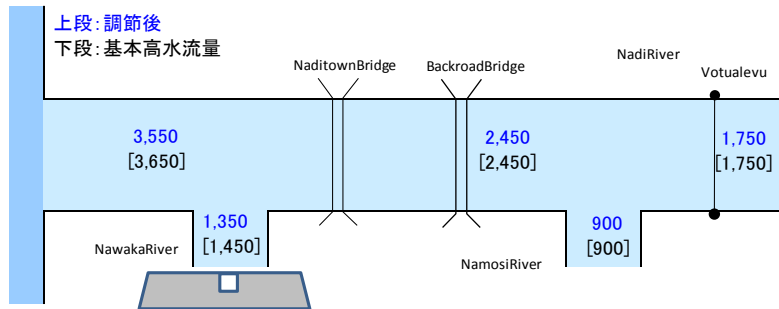


図 6-20 NAW-1 調節後流量配分図

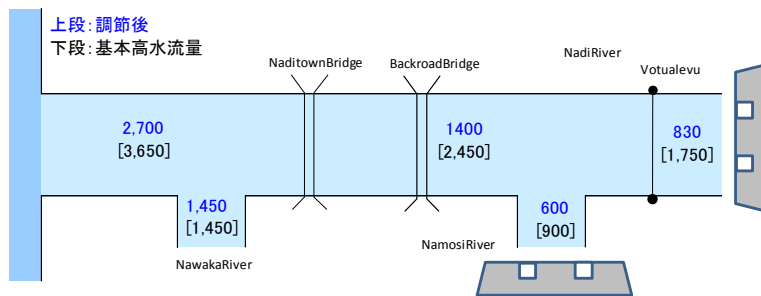


図 6-21 NAD-3、NAW-2 調節後流量配分図

6.3.2 遊水地

(1) 自然遊水効果の検討

2012年3月洪水の浸水エリアのうち、既成市街地、およびナンディ町の計画拡大区域を除いたエリアを自然遊水地として見込んだ場合の遊水効果の検討を行った。

なお、遊水区域内に点在する家屋については、移転あるいは輪中堤により対応する必要がある。

1) 対象となる自然遊水地

図 6-23 に示す 2012 年 3 月洪水の浸水エリアのうち、既成市街地、およびナンディ町の計画拡大区域を除いたエリアを自然遊水地区とする。

対象とした自然遊水地地区は、表 6-8 および図 6-22 に示すとおりである。

表 6-8 対象とした自然遊水地区

■2012年3月洪水による自然遊水対象区域内の浸水ボリューム

区間	ブロック	2012年3月洪水(外水のみ)			区間			
		浸水面積 (ha)	浸水ボ リューム (千m3)	平均浸水 深 (m)	浸水面積 (ha)	浸水ボリュー ム (千m3)		
ナンディ川 下流	河口 ~ナワカ 川合流点	NAD-L1	813	4,953	0.61	813	4,953	
ナンディ川 中流	ナワカ川合流 点~Nadi town Brdge	NAD-L2	47	1,355	2.85	47	1,355	
ナンディ川 上流	Back Road Bridge~ナモ シ川合流点	NAD-L5	46	1,464	3.21	388	10,904	
		NAD-L6	41	1,198	2.91			
		NAD-L7	61	1,185	1.95			
		NAD-L8	17	835	4.91			
		NAD-R4	176	4,649	2.64			
		NAD-R5	47	1,574	3.34			
	ナモシ川合流 点上流	NAD-L9	31	1,031	3.34	57	2,132	
		NAD-L10	5	226	4.53			
		NAD-R6	3	76	2.54			
		NAD-R7	5	240	4.80			
		NAD-R8	4	129	3.44			
		NAD-R9	9	429	4.78			
	ナモシ川	ナンディ川合流 点上流	NAM-L1	8	361	4.51	60	2,072
			NAM-L2	4	128	3.21		
NAM-L3			6	229	3.81			
NAM-L4			2	47	2.36			
NAM-L5			6	155	2.59			
NAM-R1			24	963	4.04			
NAM-R2			2	43	2.14			
NAM-R3			4	66	1.67			
NAM-R4			4	80	2.02			
ナワカ川	マラクア川合 流点~Masi川 合流部	NAW-L1	164	4,128	2.52	164	4,128	
	Masi川合流部	NAW-L2	43	572	1.34	159	2,760	
		NAW-L3	14	231	1.65			
		NAW-L4	7	76	1.09			
		NAW-L5	8	122	1.53			
		NAW-R1	77	1,609	2.09			
		NAW-R2	10	150	1.50			
マラクア川	ナワカ川合流 点 ~3k	MAL-L1	4	203	4.58	37	994	
		MAL-L2	33	791	2.42			
	3k上流~	MAL-L3	50	804	1.61	130	2,009	
		MAL-L4	7	94	1.35			
		MAL-R1	30	514	1.72			
		MAL-R2	29	333	1.15			
		MAL-LR1	14	265	1.89			

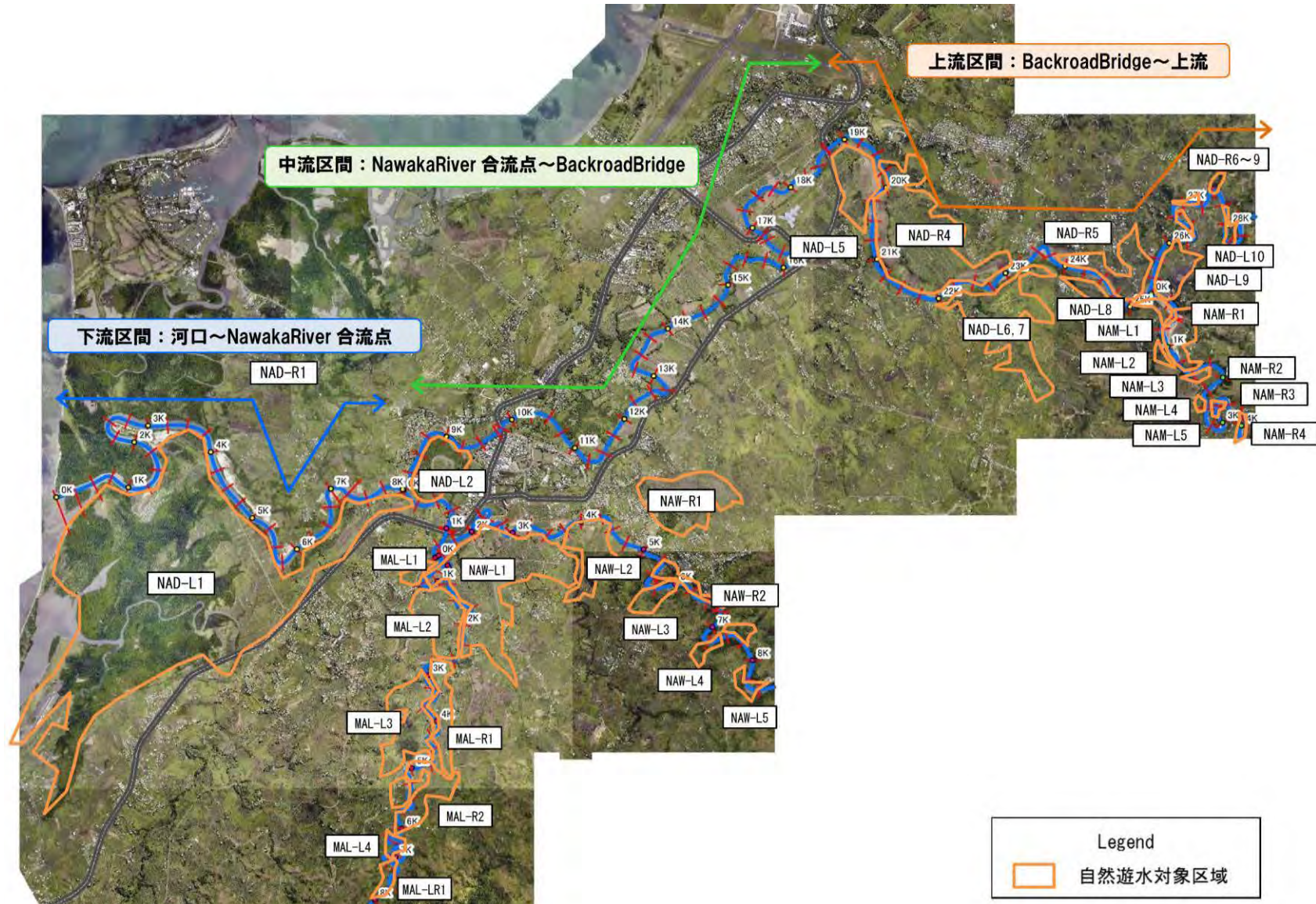


図 6-22 自然遊水対象区域

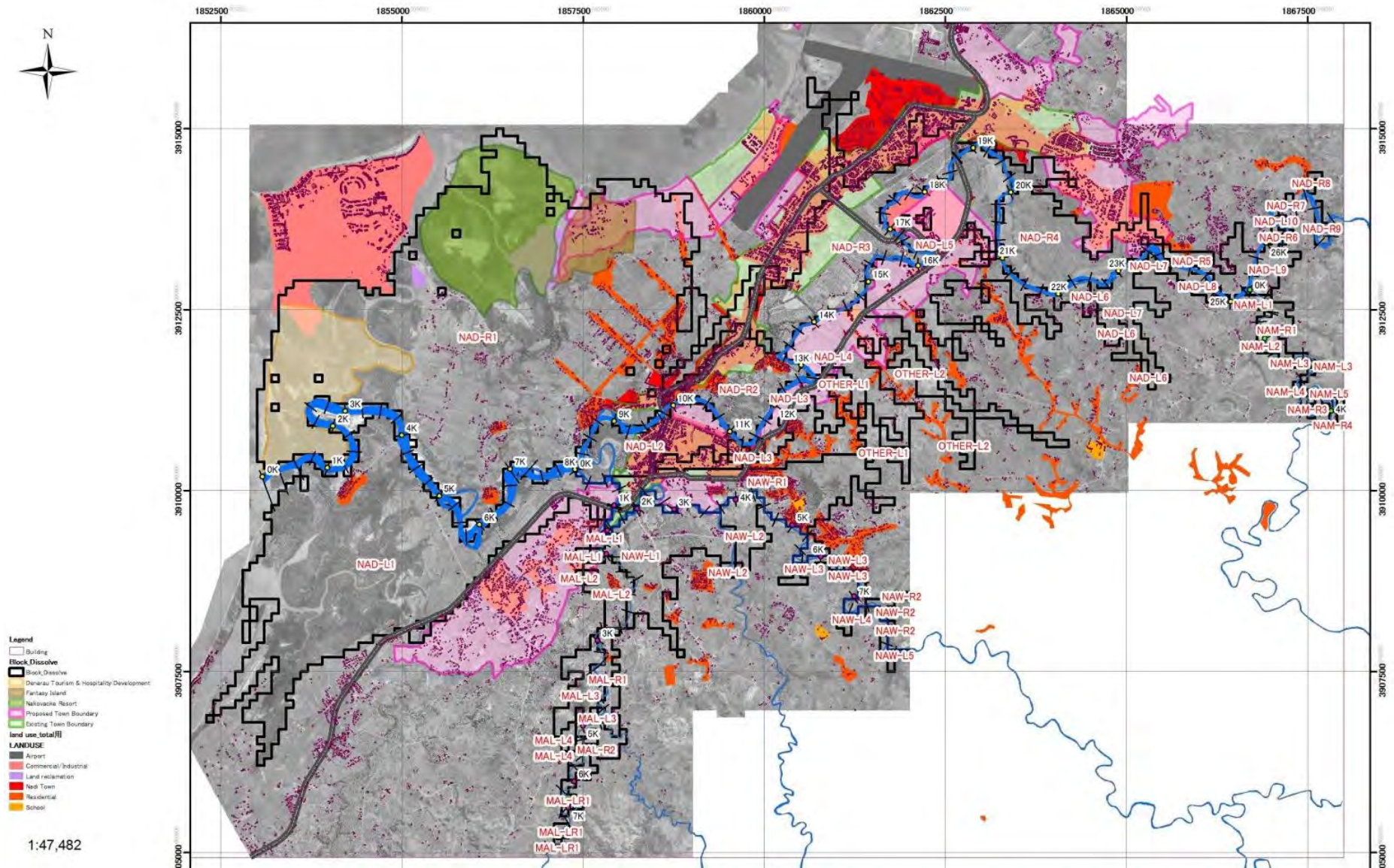


図 6-23 氾濫ブロックと既成市街地および市街地拡大区域、開発区域

2) 遊水効果

前述したエリアを自然遊水地区として見込んだ場合の遊水効果の検討を行った。遊水効果により河道内流量は、バックロード橋地点で 1,550m³/s、ナンディタウン橋地点で 1,600m³/s となる。

このときの流量配分図を図 6-24 に示した。バックロード橋地点、ナンディタウン橋地点のハイドログラフを図 6-25 に示した。

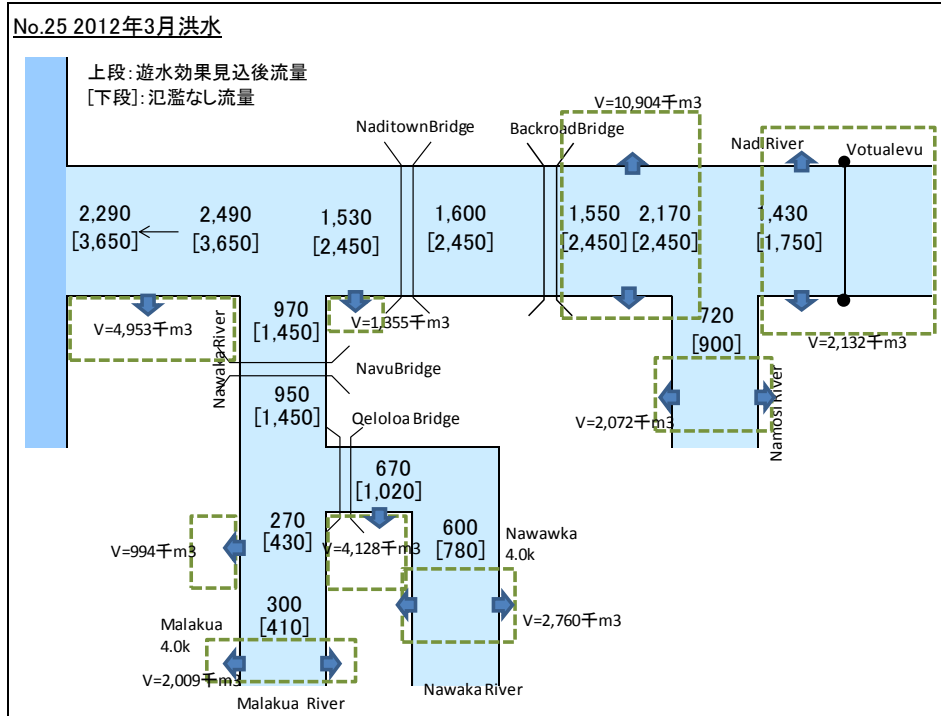


図 6-24 遊水地効果を見込んだ場合の流量配分図

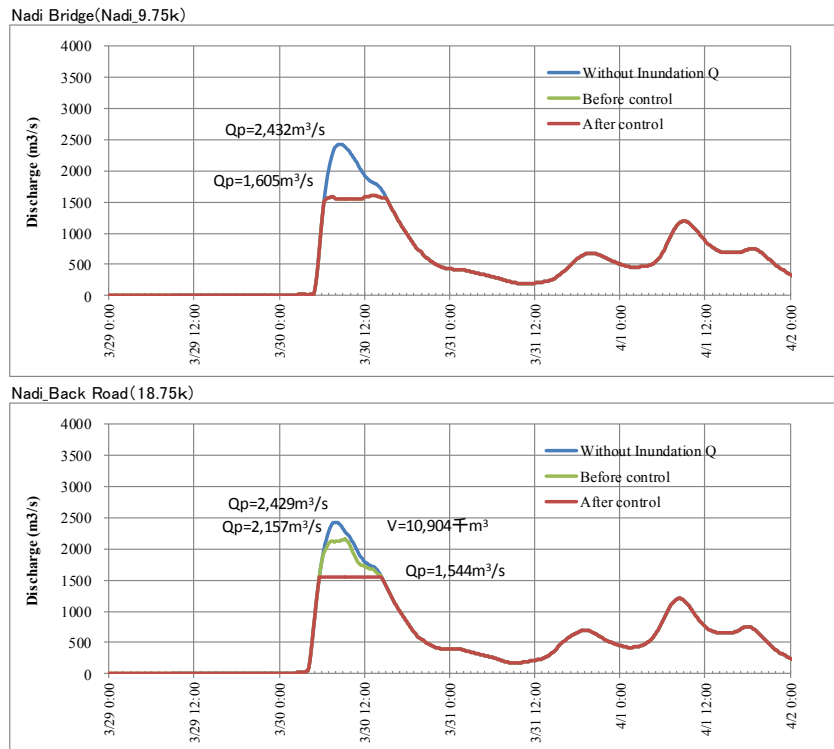


図 6-25 ハイドログラフ (遊水地効果を見込んだ場合)

(2) 計画遊水地の検討

1) ナンディ川上流区間、ナワカ・マラクア区間

河川沿い堤防および越流堤を設け、計画的に河道内流量を一時的に遊水地に貯留させる計画遊水地の検討を行った。

a) 計画遊水地候補地点の選定

計画遊水地の候補地点は以下を考慮して選定を行った。

- ・2012年3月洪水の浸水エリアのうち、既成市街地、およびナンディ町の計画拡大区域を除いたエリアを対象とする。
- ・上記エリアのうち、点在する家屋が極力かからない一連区間を遊水地候補地とした。

選定した計画遊水地候補地点は、表 6-9 および図 6-27 に示すとおりである。計画遊水地候補地周辺の土地利用図を図 6-28～図 6-29 に示した。

- ・ナンディ川上流域 6箇所（築堤タイプ 5箇所、自然遊水タイプ 1箇所）
- ・ナモシ川 3箇所（築堤タイプ 2箇所、自然遊水タイプ 1箇所）
- ・ナワカ川 8箇所（築堤タイプ 7箇所、自然遊水タイプ 1箇所）
- ・マラクア川 7箇所（築堤タイプ 6箇所、自然遊水タイプ 1箇所）

設定した計画遊水地の横断と縦断イメージは図 6-26 に示すとおりである。

遊水地 HWL は、流入先河川の HWL として設定する。河川 HWL は、現況河道における不等流計算水位とした。

各遊水地候補地点の横断図、H-V 曲線を図 6-30 に示した。

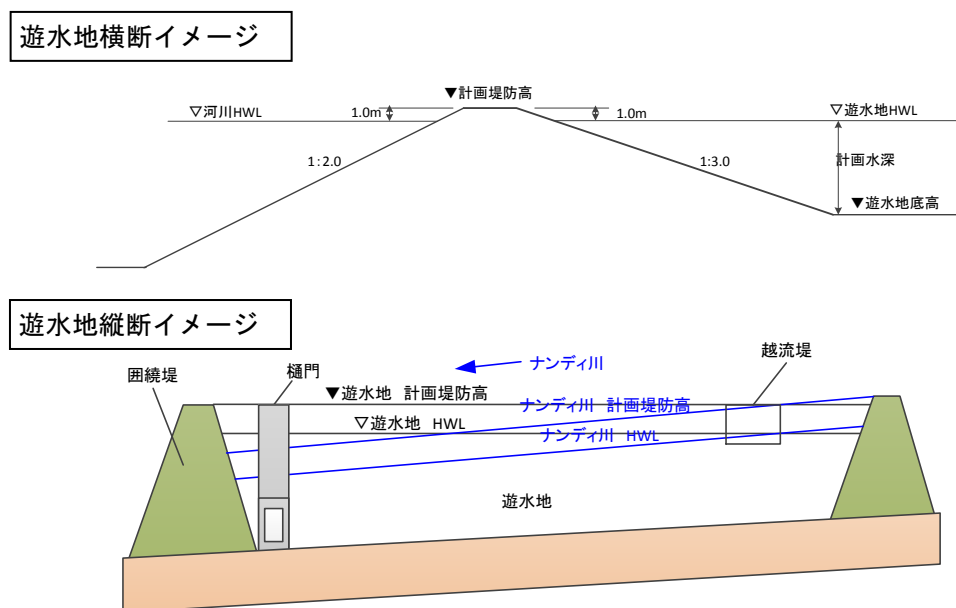


図 6-26 計画遊水地イメージ図

表 6-9 計画遊水地候補諸元

Site	河川	左右岸	区間起点 k	区間終点 k	越流部 k	池HWL (EL.m)	余裕高 (m)	計画堤防 高(EL.m)	池底高 (EL.m)	計画水深 (m)	面積 (ha)	計画容量 (1000m3)	移転家 屋数 (戸)	備考	
A	Nadi	左岸	18.75	20.50	20.50	15.50	1.00	16.50	8.63	6.9	44.1	2,867	1	約2~5m掘削(1,280千m3)	
B	Nadi	右岸	19.50	23.00	23.00	17.60	1.00	18.60	9.03	8.6	153.1	11,508	4	約1~4m掘削(5,100千m3)	
C	C1	Nadi	左岸	22.75	24.75	24.50	19.10	1.00	20.10	10.19	8.9	34.2	0	約1~5m掘削(1,730千m3)	
	C2	Nadi	左岸	22.75	24.75		19.10	1.00	20.10	13.10	6.0		34.4	2	C1と統合
DEF	D	Nadi	右岸	23.75	24.00	25.00	19.56	1.00	20.56	10.19	9.4	4.4	0	Eと統合	
	E	Nadi	右岸	24.25	25.00		19.56	1.00	20.56	11.86	7.7		12.5	0	
	F	Nadi	右岸	25.00	26.00		19.56	1.00	20.56	11.86	7.7		7.3	0	Eと統合
G	Nadi	左岸	25.25	26.50	25.75	20.41	1.00	21.41	12.63	7.8	23.4	683	0		
NRB1	Nadi	左右岸	26.50	28.75	27.75	21.83	1.00	22.83	—	4.3	26.0	1,100	0	NAD-L10,R6,R7,R8,R9	
小計											339.4	20,934	7		
H	Namosi	左岸	0.00	0.50	0.25	19.11	1.00	20.11	14.59	4.5	2.2	78	0	NAML1	
I	Namosi	右岸	0.50	1.50	1.50	25.01	1.00	26.01	13.88	11.1	14.9	1,125	0		
NRB2	Namosi	左右岸	1.50	—	3.00	28.21	1.00	29.21	—	2.7	28.0	748	0	NAM-L2,L3,L4,L5,R2,R3,R4	
小計											45.1	1,950	0		
AA	Nawaka	左岸	0.00	0.75	0.75	6.08	1.00	7.08	2.20	3.9	47.0	683	0	ナンディ川合流部	
N	Nawaka	左岸	1.50	2.00	1.75	9.02	1.00	10.02	2.72	6.3	48.5	1,859	0		
MLK	M	Nawaka	左岸	2.00	3.75	3.50	10.57	1.00	11.57	3.99	6.6	36.2	5		
	L	Nawaka	左岸	2.00	3.75		10.57	1.00	11.57	5.49	5.1		14.6	0	Mと統合
	K	Nawaka	左岸	2.00	3.75		10.57	1.00	11.57	6.77	3.8		10.0	0	Mと統合
J	Nawaka	左岸	3.75	4.75	4.50	11.30	1.00	12.30	5.70	5.6	39.4	1,334	6		
Q	Nawaka	右岸	5.25	—	5.25	11.93	1.00	12.93	6.87	5.1	52.3	2,220	0	Nawaka Lake、5.25kで接続	
R	Nawaka	右岸	5.25	6.00	6.00	12.43	1.00	13.43	8.04	4.4	4.3	104	0		
S	Nawaka	左岸	5.50	6.25	5.75	12.30	1.00	13.30	8.13	4.2	18.4	170	0		
NRB3	Nawaka	左右岸	6.25	—	7.00	13.21			—	1.4	25.0	349	0	NAW-L4,L5,R2	
小計											295.7	9,208	11		
Z	Malakua	右岸	0.75	2.00	1.75	9.17	0.80	9.97	4.33	4.8	9.5	333	0		
O	Malakua	左岸	2.00	2.50	2.50	9.79	0.80	10.59	6.18	3.6	5.0	151	0		
P	Malakua	右岸	2.50	3.25	3.00	10.26	0.80	11.06	6.27	4.0	5.6	171	0		
T	Malakua	左岸	3.25	3.50	3.25	10.45	0.80	11.25	5.90	4.5	14.5	384	0		
UXW	X	Malakua	左岸	4.00	4.75	4.50	11.43	0.80	12.23	6.85	4.6	4.5	0	Uと統合	
	W	Malakua	左岸	4.30	5.00		11.43	0.80	12.23	7.44	4.0		1.5	0	Uと統合
	U	Malakua	左岸	3.75	5.00		11.43	0.80	12.23	7.16	4.3		33.2	0	
V	Malakua	右岸	4.00	4.50	4.75	11.31	0.80	12.11	7.44	3.9	9.7	221	0		
NRB4	Malakua	左右岸	4.50	—	5.00	12.18			—	1.4	50.0	691	1	MAL-L4,R2,LR1	
小計											133.5	2,971	1		

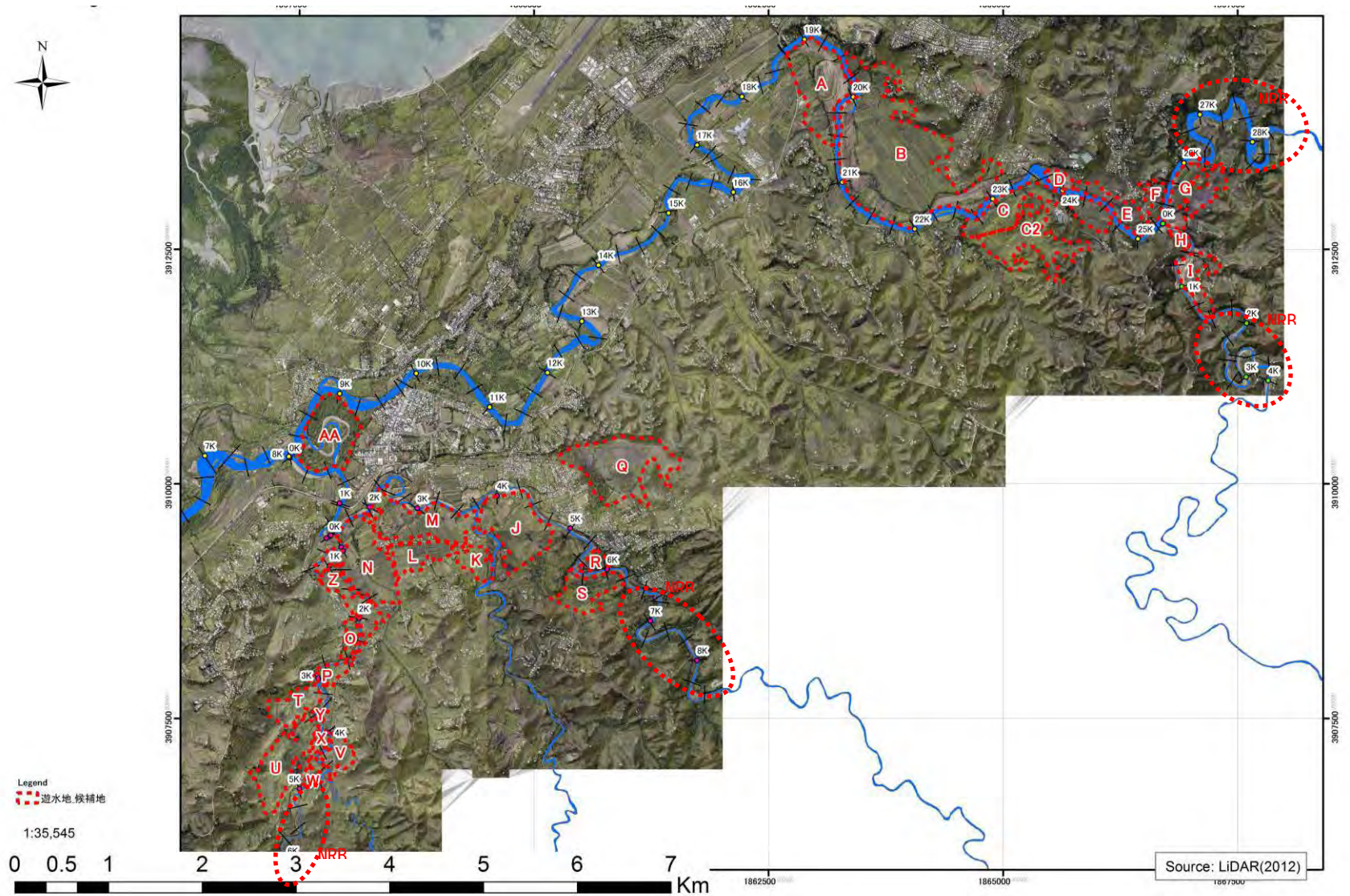


図 6-27 計画遊水地候補地位置図

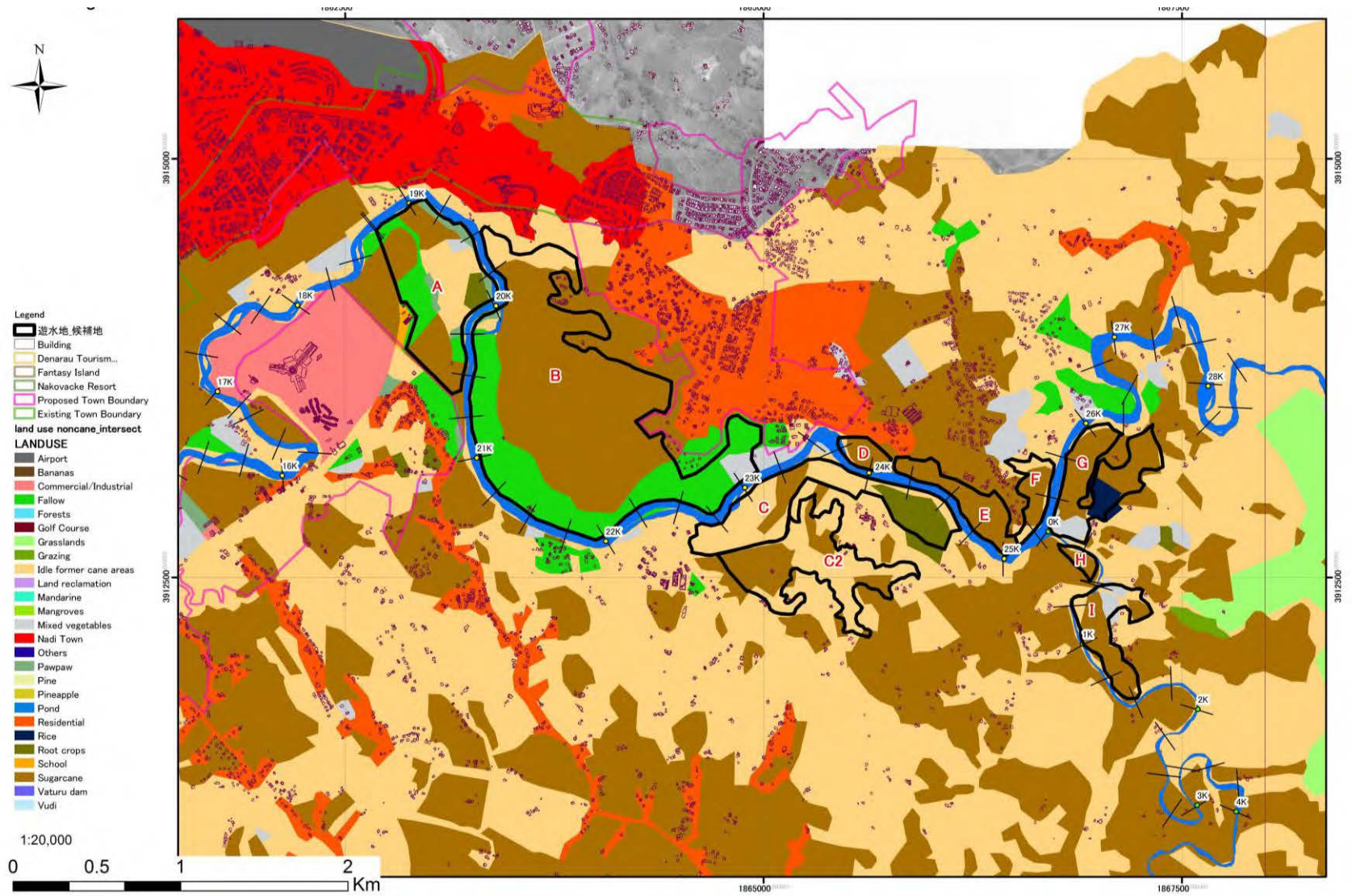


図 6-28 計画遊水地候補地土地利用図 (ナンディ川上流)

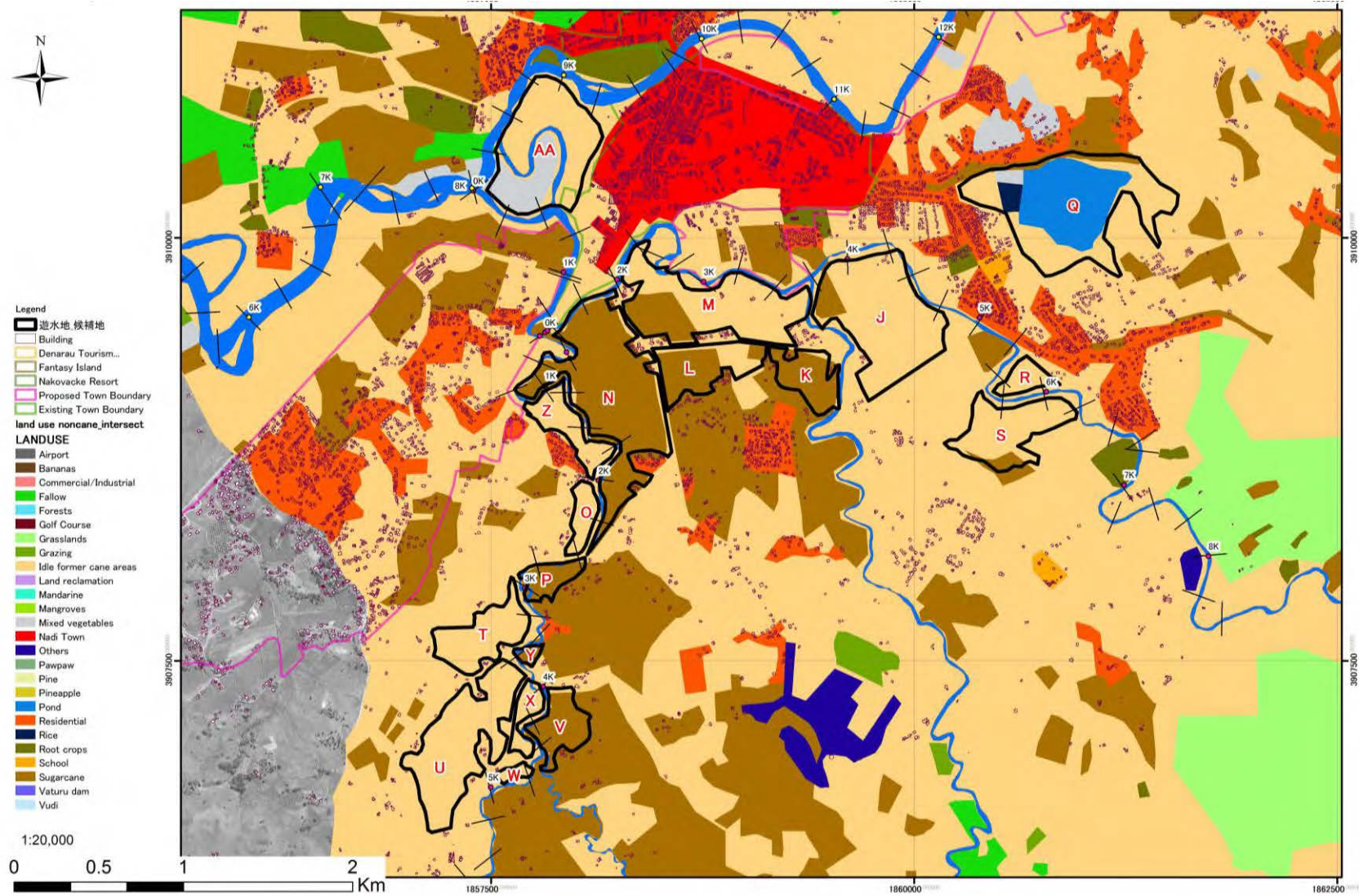


図 6-29 計画遊水地候補地土地利用図 (ナワカ川、マラクア川)

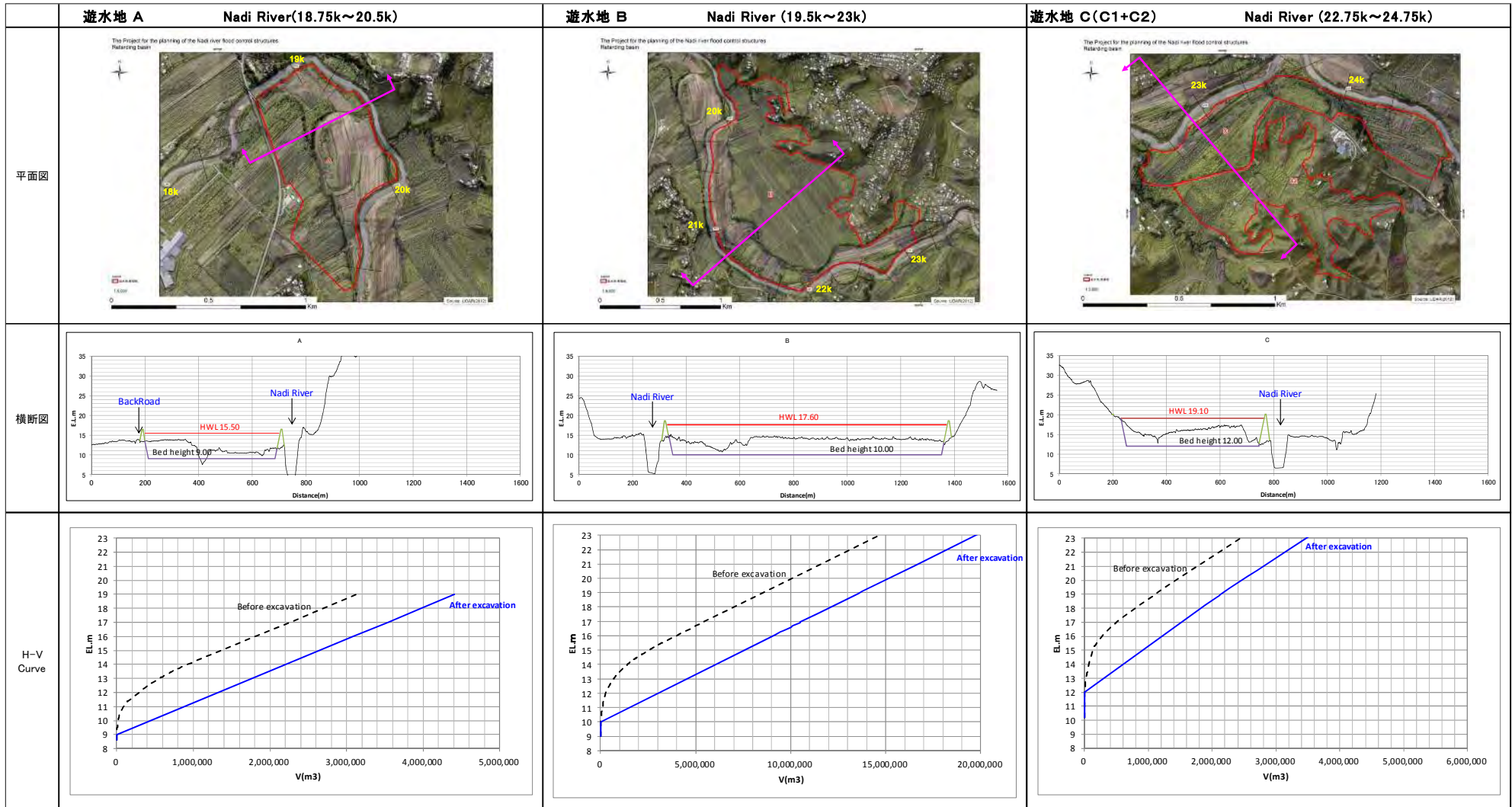


図 6-30 (1) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

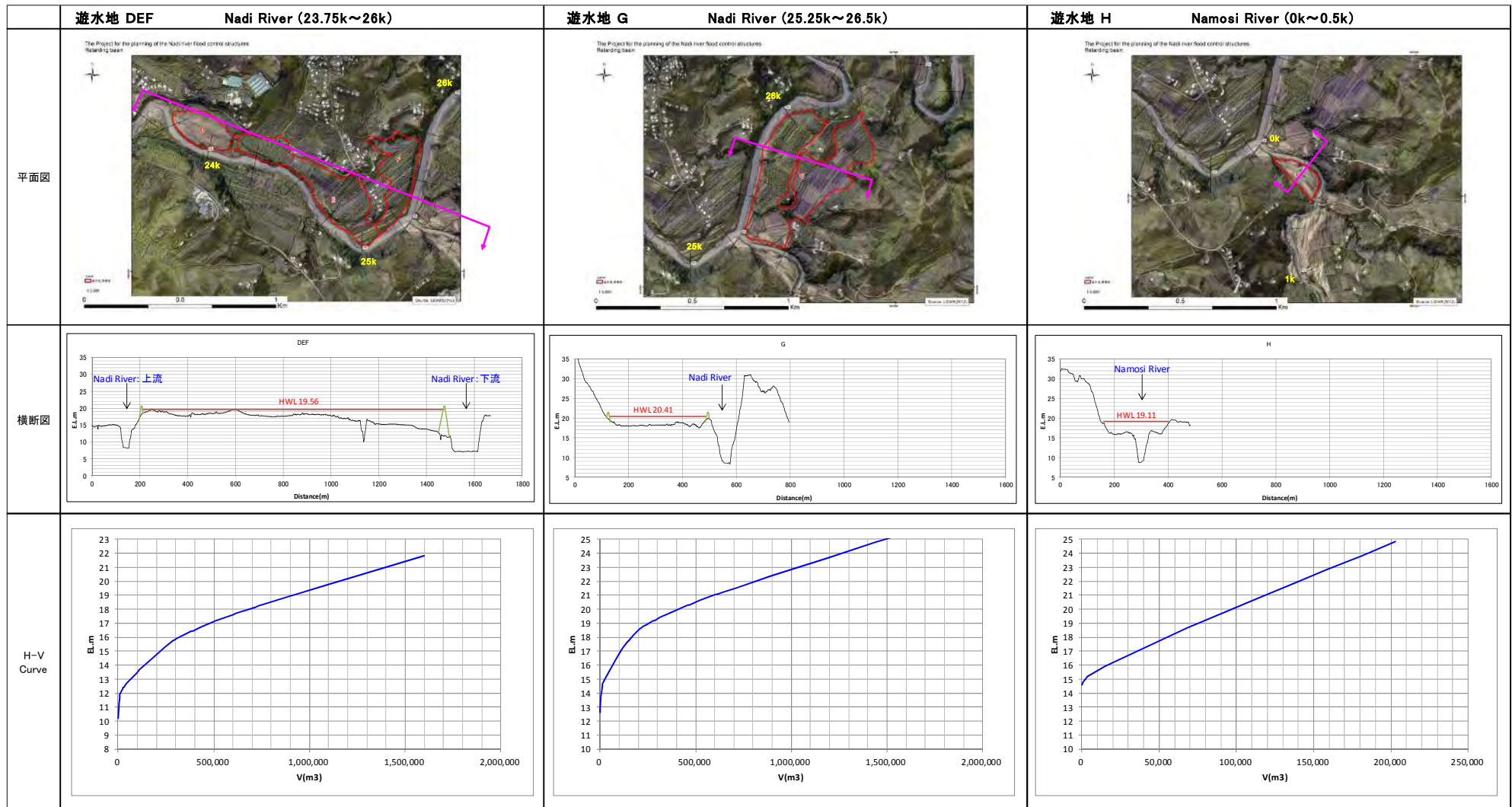


図 6-30 (2) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

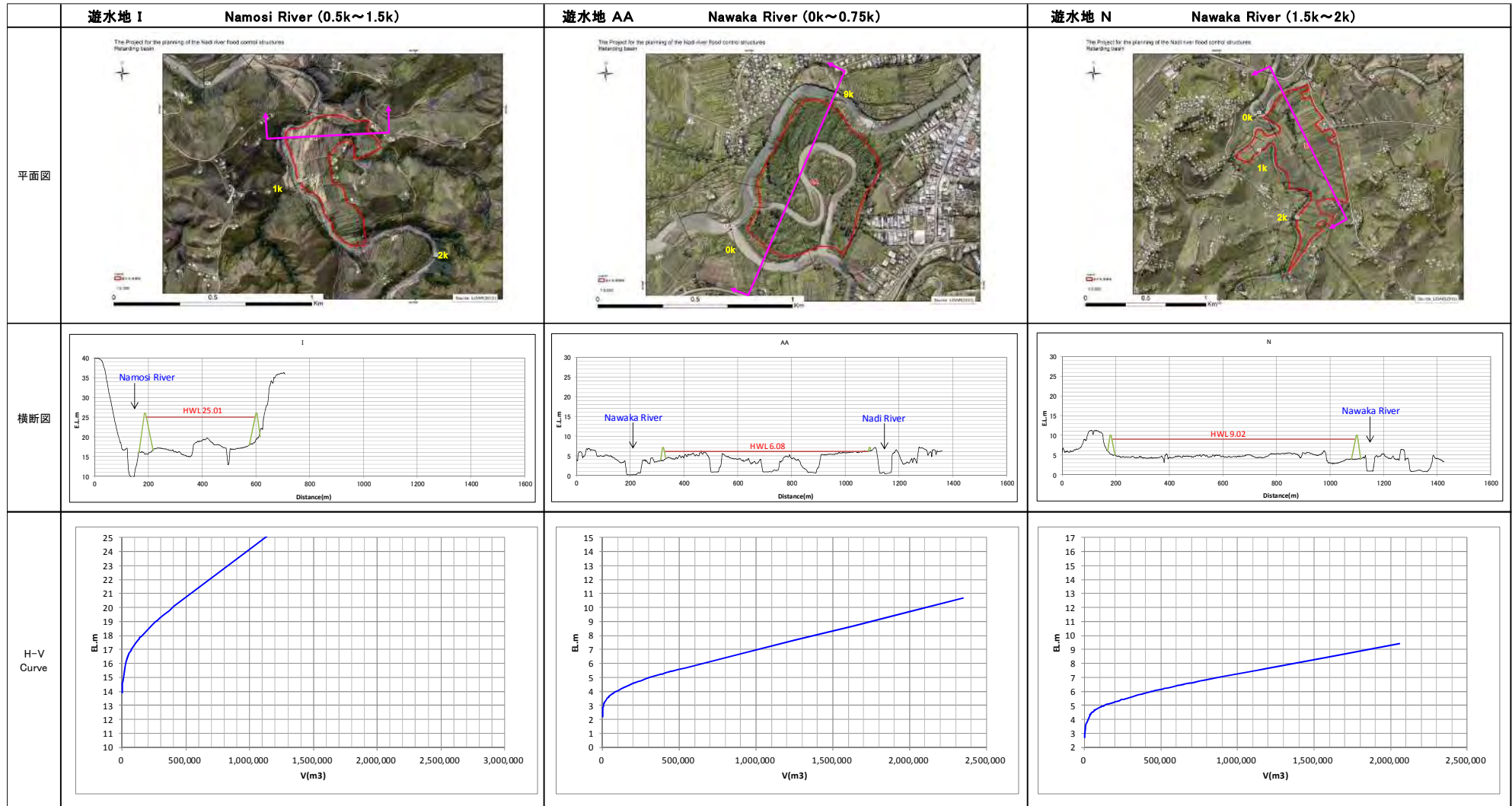


図 6-30 (3) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

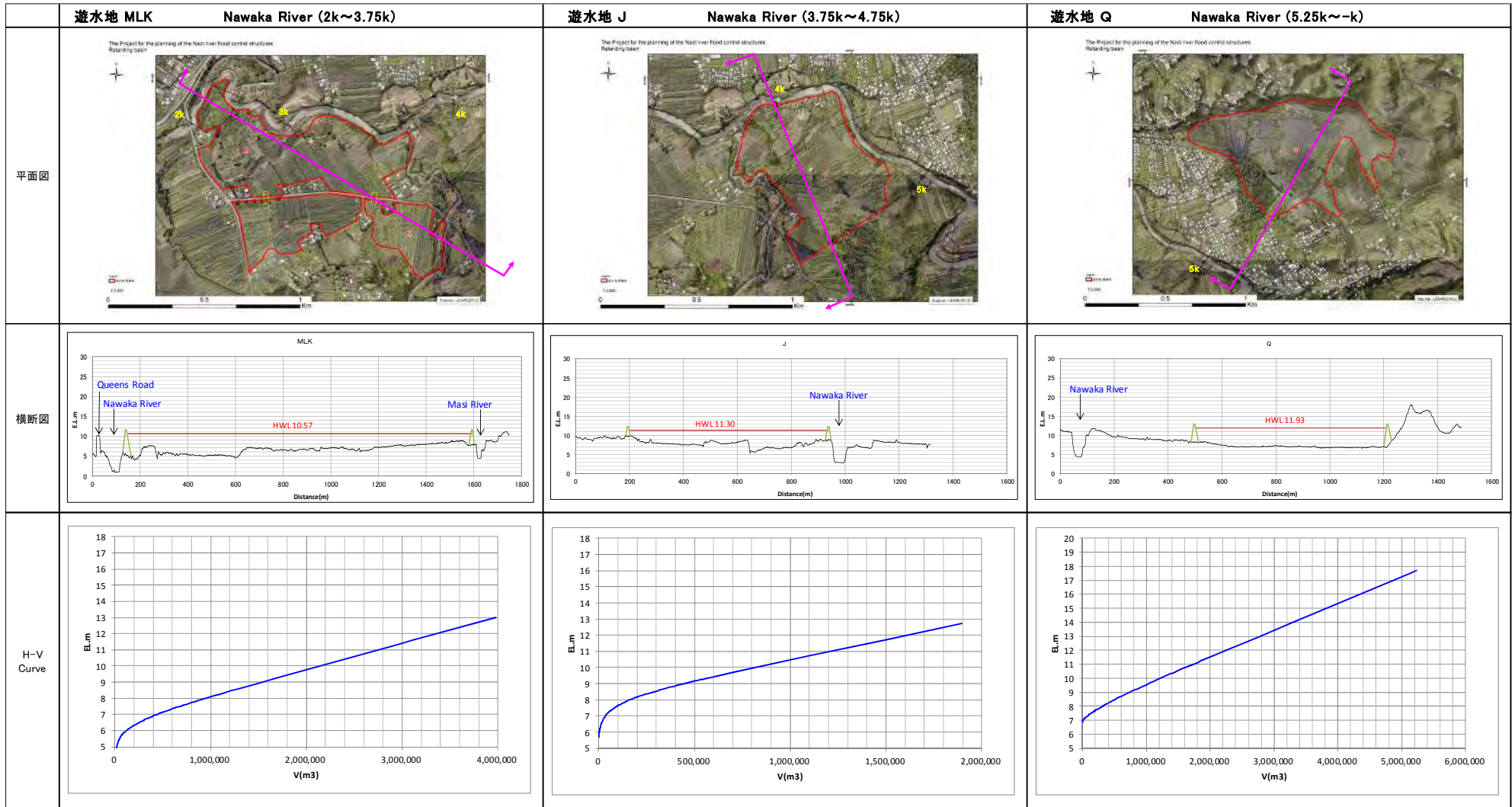


図 6-30 (4) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

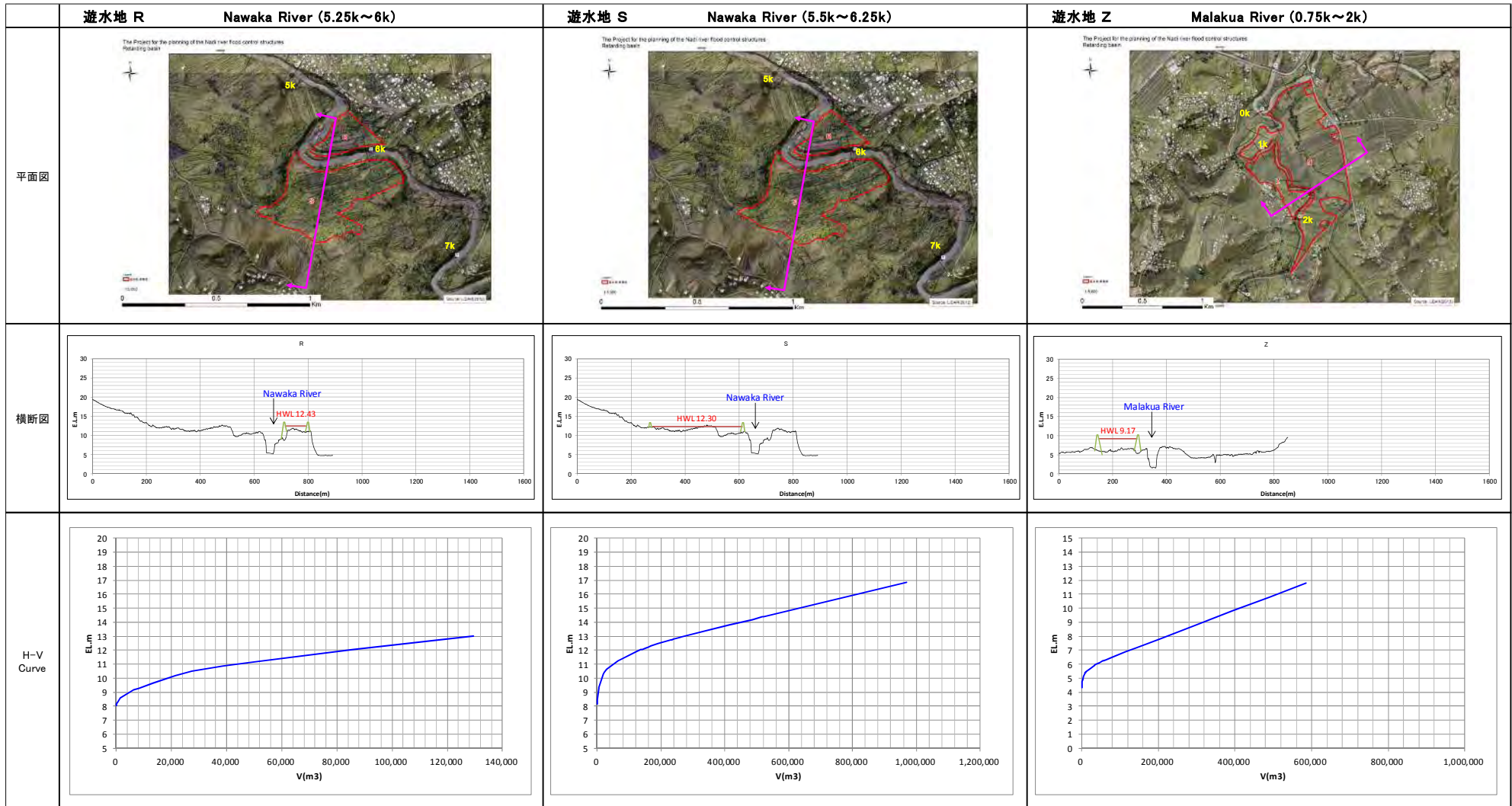


図 6-30 (5) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

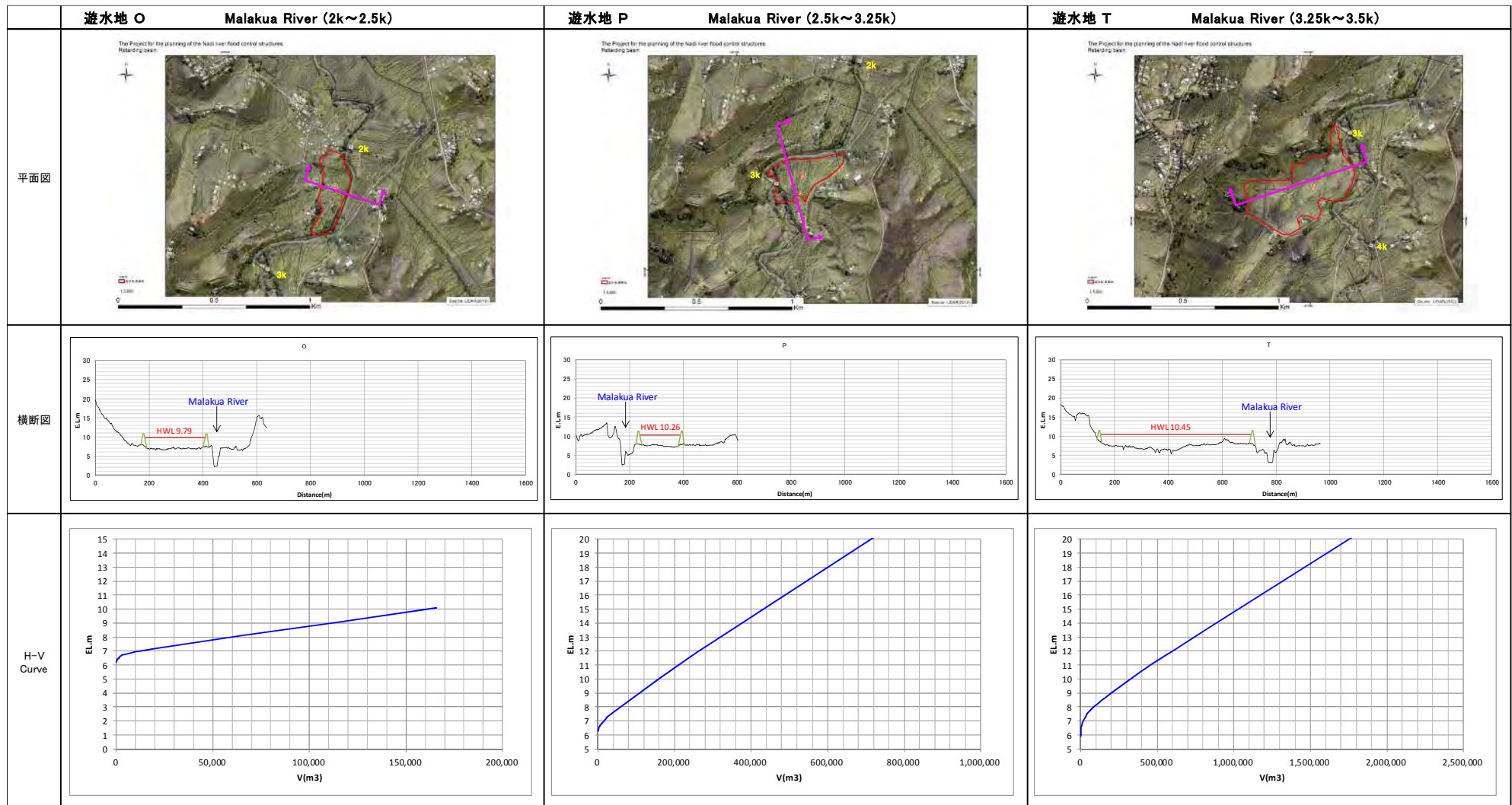


図 6-30 (6) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

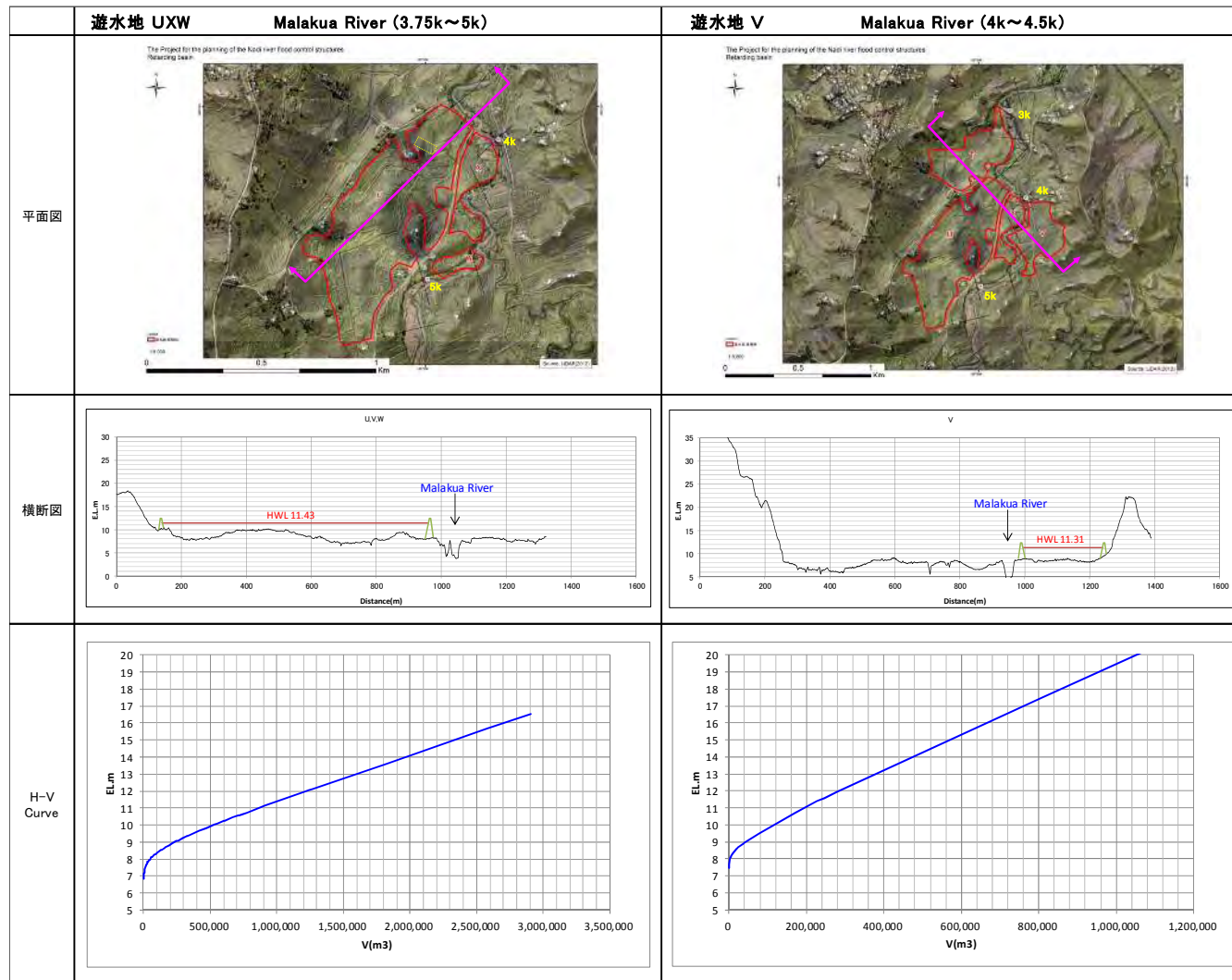


図 6-30 (7) 計画遊水地候補地横断面、H-V 曲線

b) 遊水地群による調節効果の検討

①Nadi River 上流

Nadi Back Road Bridge 地点 1,400m³/s となる遊水地規模の検討を行った。

遊水地群（8箇所、384.5ha、V=22,884千m³）にて調節前流量 2,430m³/s を調節後流量 1,400m³/s まで調節することが可能となる。

なお、遊水地内を掘削せずに築堤のみで対応した場合は、Nadi Back Road Bridge 地点 1640m³/s までしか調節できないため、所定の効果量を満たすため A、B、C の遊水地については、それぞれ約 1280 千 m³、5100 千 m³、1730 千 m³ の掘削が必要となる。

遊水地候補地のうち、ナモシ川の H 遊水地については洪水調節効果が見られなかったために計画遊水地からは外している。

表 6-10 調節前後ピーク流量（Back Road Bridge 地点）

Target Flood	Number of Site	Area (ha)	Volume (1,000m ³)	Average Depth (m)	Before Control (m ³ /s)	After Control (m ³ /s)	Effect (m ³ /s)
Flood of March 2012	8	382.3	22,807	6~11	2,430	1,400	1,050

8箇所のうち2箇所は自然遊水部であり、築堤などは不要である。

表 6-11 各遊水地地点の洪水調節効果

Site	河川	左右岸	越流部 k	計画水深 (m)	面積 (ha)	計画容量 (1000m ³)	調節前 (m ³ /s)	調節後 (m ³ /s)	調節量 (m ³ /s)	洪水調節容量 (1000m ³)	1m ³ /s当りの必要容量千 m ³ /(1m ³ /s)	備考
A	Nadi	左岸	20.50	6.9	44.1	2,867	1,499	1,399	100	2,615	26.2	約2~5m掘削(1,280千m ³)
B	Nadi	右岸	23.00	8.6	153.1	11,508	1,923	1,451	472	10,286	21.8	約1~4m掘削(5,100千m ³)
C	Nadi	C1 左岸	24.50	8.9	34.2	3,727	2,235	1,924	311	3,441	11.1	約1~5m掘削(1,730千m ³) C1と統合
		C2 左岸		6.0	34.4							
DEF	Nadi	D 右岸	25.00	9.4	4.4	1,049	2,300	2,235	65	1,048	16.1	Eと統合 Eと統合
		E 右岸		7.7	12.5							
		F 右岸		7.7	7.3							
G	Nadi	左岸	25.75	7.8	23.4	683	1,656	1,585	71	606	8.5	
NRB1	Nadi	左右岸	27.75	4.3	26.0	1,100	1,823	1,643	180	1,100		NAD-L10,R6,R7,R8,R9
小計					339.4	20,934				19,097		
H	Namosi	左岸	0.25	4.5	2.2	78	-	-	-	-	-	効果なし
I	Namosi	右岸	1.50	11.1	14.9	1,125	781	732	49	1,118	22.8	
NRB2	Namosi	左右岸	3.00	2.7	28.0	748	850	777	73	748		NAM-L2,L3,L4,L5,R2,R3,R4
小計					42.9	1,873				1,866		

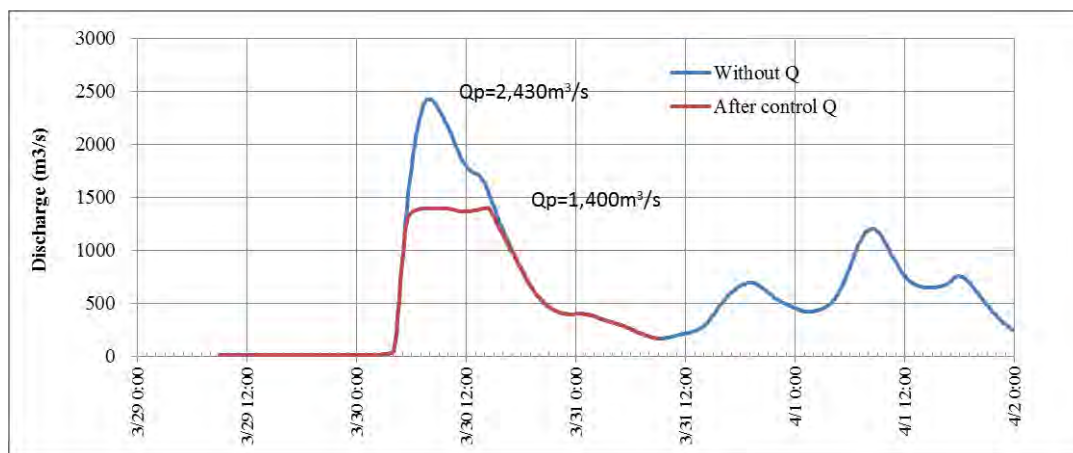


図 6-31 Back Road Bridge 地点のハイドログラフ（2012年3月洪水）

②Nawaka / Malakua River

設定した遊水地候補地にて可能な洪水調節効果の検討を行った。ナワカ川ナンディ川合流前地点流量が 1000m³/s 以下となる遊水地規模の検討を行った。

遊水地群（10 箇所、386.2ha、V=11,363 千 m³）にて調節前流量 1,450m³/s を調節後流量 960m³/s まで調節することが可能となる。

遊水地候補地のうち、ナワカ川の R・S 遊水地、マラクア川の O・P・V 遊水地については容量が小さく洪水調節効果は小さいため、計画遊水地からは外している。

表 6-12 調節前後ピーク流量（ナワカ川、ナンディ川合流前地点）

Target Flood	Number of Site	Area (ha)	Volume (1,000m ³)	Average Depth (m)	Before Control (m ³ /s)	After Control (m ³ /s)	Effect (m ³ /s)
Flood of March 2012	10	386.2	11,363	3.5~6.5	1,450	960	490

10 箇所のうち 2 箇所は自然遊水部であり、築堤などは不要である。

表 6-13 各遊水地地点の洪水調節効果

Site	河川	左右岸	越流部 k	計画水深 (m)	面積 (ha)	計画容量 (1000m ³)	調節前 (m ³ /s)	調節後 (m ³ /s)	調節量 (m ³ /s)	洪水調節容量 (1000m ³)	1m ³ /s当りの必要容量千 m ³ /(1m ³ /s)	備考
AA	Nawaka	左岸	0.75	3.9	47.0	683	991	962	29	683	23.5	ナンディ川合流部
N	Nawaka	左岸	1.75	6.3	48.5	1,859	731	689	42	1,324	31.5	
MLK	M	Nawaka	3.50	6.6	36.2	2,489	833	733	100	2,489	24.9	Mと統合
	L	Nawaka		5.1	14.6							Mと統合
	K	Nawaka		3.8	10.0							
J	Nawaka	左岸	4.50	5.6	39.4	1,334	646	588	58	1,334	23.0	
Q	Nawaka	右岸	5.25	5.1	52.3	2,220	742	646	96	2,220	23.1	Nawaka Lake, 5.25kで接続
NRB3	Nawaka	左右岸	7.00	1.4	25.0	349	759	736	23	334		NAW-L4,L5,R2
小計					273.0	8,934				7,368		
Z	Malakua	右岸	1.75	4.8	9.5	333	313	300	13	315	24.2	
T	Malakua	左岸	3.25	4.5	14.5	384	327	312	15	370	24.7	
UXW	X	Malakua	4.50	4.6	4.5	1,020	368	327	41	1,017	24.8	Uと統合
	W	Malakua		4.0	1.5							Uと統合
	U	Malakua		4.3	33.2							
NRB4	Malakua	左右岸	5.00	1.4	50.0	691	335	302	33	691	20.9	MAL-L4,R2,LR1
小計					113.2	2,429				1,701		

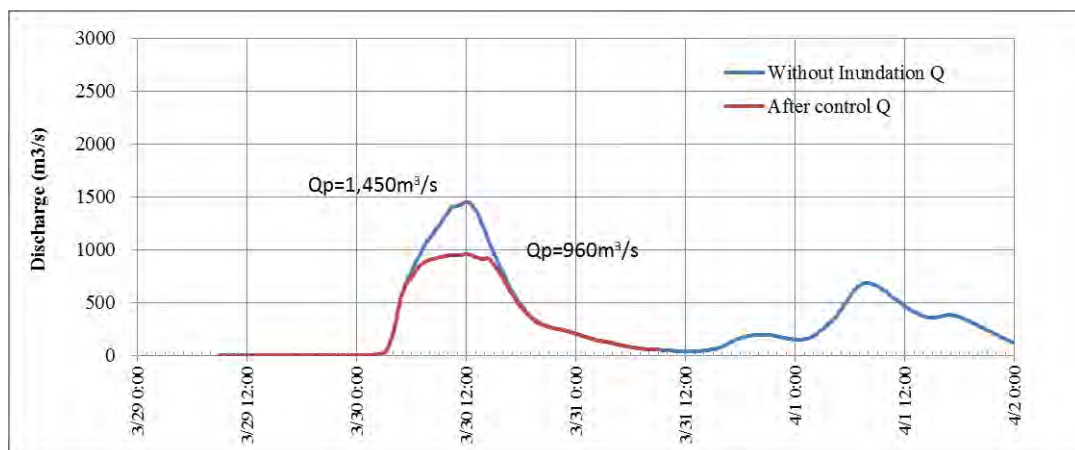


図 6-32 ナワカ川 ナンディ川合流前地点のハイドログラフ（2012年3月洪水）

ナンディ川上流、ナワカ川・マラクワ川の遊水地群による流量配分図を図 6-33 に示した。

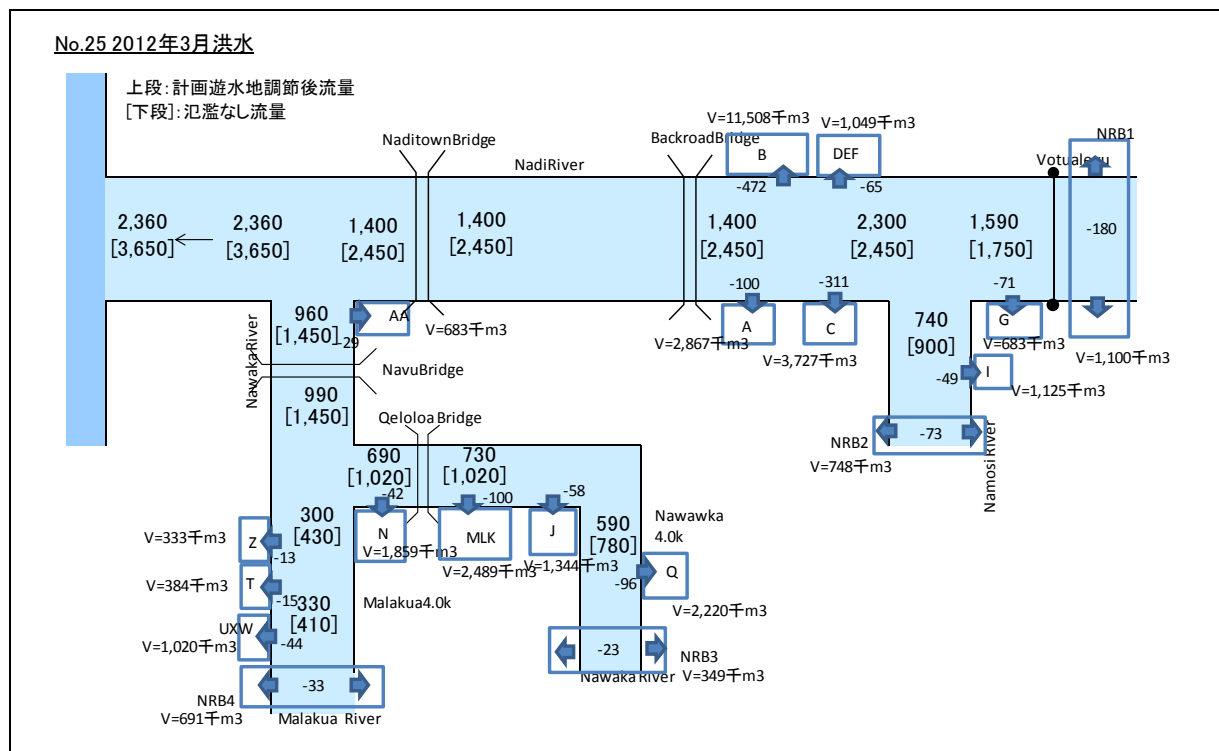


図 6-33 流量配分図 (ナンディ上流、ナワカ川・マラクワ川遊水地群)

c) ダム+遊水地案における遊水地調節効果の検討

① Nadi River 上流

Nadi Back Road Bridge 地点 1,400m³/s となるダムカット後の遊水地規模の検討を行った。上流のダムはNAD-3を対象とした。

遊水地 B (1箇所、153.1ha、V=4,005千m³)にて調節前流量1,600m³/sを調節後流量1,400m³/sまで調節することが可能となる。(表 6-14)

表 6-14 調節前後ピーク流量 (Back Road Bridge 地点)

Target flood	Number of Site	Area (ha)	Volume (1,000m ³)	Average Depth (m)	Before Control (m ³ /s)	After Control (m ³ /s)	Effect (m ³ /s)
Flood of March 2012	1	153.1	4,005	7.6	1,600	1,400	200

表 6-15 遊水地地点の洪水調節効果

Site	河川	左右岸	越流部 km	池HWL (EL.m)	余裕高 (m)	計画堤防高 (EL.m)	池底高 (EL.m)	計画水深 (m)	面積 (ha)	計画容量 (1000m ³)	調節前 (m ³ /s)	調節後 (m ³ /s)	調節量 (m ³ /s)	洪水調節容量 (1000m ³)	1m ³ /s当りの必要容量 (1000m ³ /(1m ³ /s))	備考
B	Nadi	右岸	23.00	16.60	1.00	17.60	9.03	7.6	153.1	4,882	1,617	1,365	252	4,005	15.9	計画容量は2割の余裕を見込む

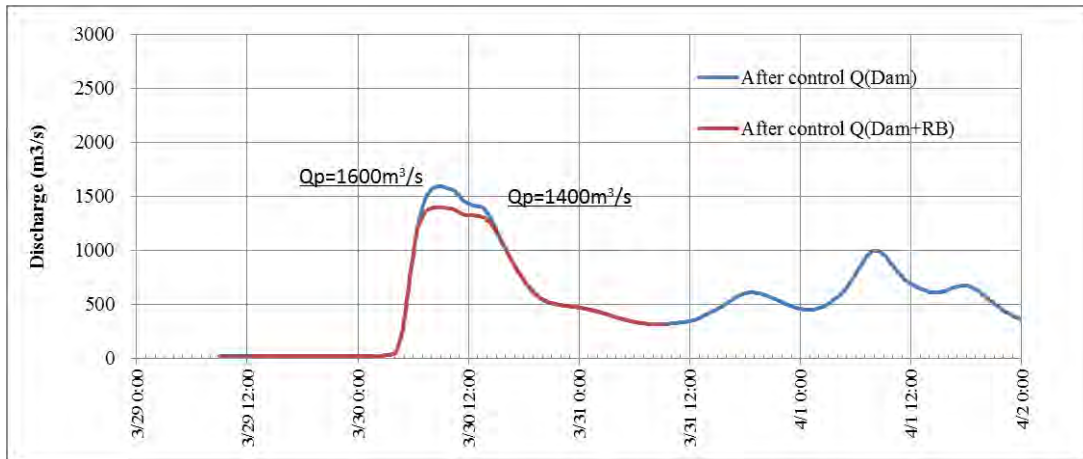


図 6-34 Back Road Bridge 地点のハイドログラフ (2012年3月洪水)

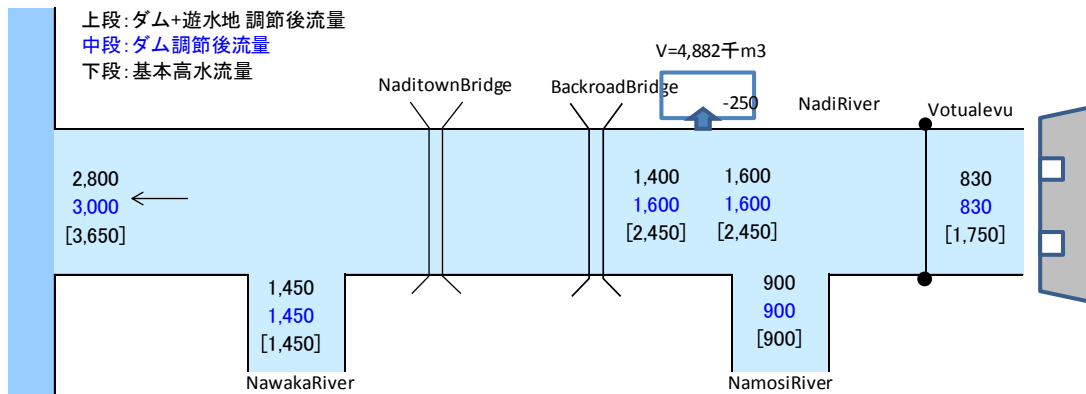


図 6-35 流量配分図 (ナンディ上流)

2) 下流区間

ナンディ川下流区間において、図 6-36 に示す整備後流量を満足する遊水地の検討を行った。対象とする遊水地区域は、右岸側には既開発区域であるデナラウ地区や開発中のファンタジーアイランドなどがあることから、これらの開発区域を避けて、左岸側を対象とする。(図 6-38、図 6-39 参照) なお、遊水地区域内にある家屋については、越流部周辺家屋は移転対象とし、その他の家屋、集落については、輪中堤で囲み移転家屋数を減らす方針とした。

a) 調節前流量および整備後流量

中流区間の洪水対策により、下流区間の調節前流量は $2400\text{m}^3/\text{s}$ および $1400\text{m}^3/\text{s}$ となるので河口流量を現況川幅程度での改修後流下能力の $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ とするためには次の 2 ケースにつき検討する。

調節前流量 $2400\text{m}^3/\text{s}$ を $1400\text{m}^3/\text{s}$ 調節し、河口流量 $1000\text{m}^3/\text{s}$ とする。

調節前流量 $1400\text{m}^3/\text{s}$ を $700\text{m}^3/\text{s}$ 調節し、河口流量 $1000\text{m}^3/\text{s}$ とする。

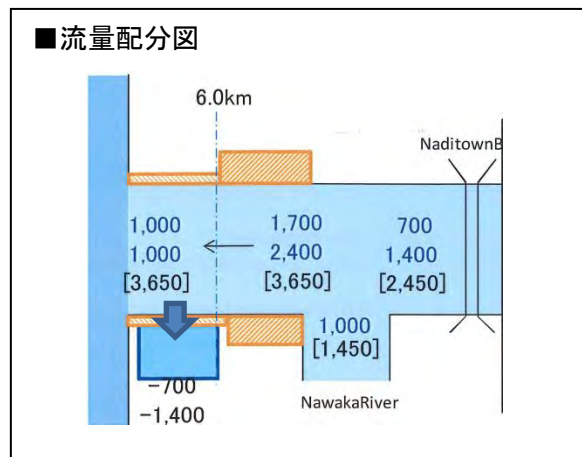


図 6-36 整備流量配分図

b) 施設諸元

設定した下流区間の計画遊水地諸元は、表 6-16 に示すとおりである。また、遊水区域内に点在する家屋および、主要道路沿いの輪中堤の諸元を表 6-17 に示す。

表 6-16 遊水地諸元

■遊水地諸元

項目	諸元	
面積	807 ha	
湛水ボリューム	10,263 千m ³	
平均湛水深	1.27 m	
土地利用	面積(ha)	比率
Mangrove	640.52	79.4%
SugarCane (サトウキビ畑)	40.92	5.1%
農地 (サトウキビ以外*)	0.04	0.0%
その他**	125.52	15.6%
越流部	Q=1400m ³ /s	Q=700m ³ /s
延長	L=600m	
区間	Nadi 左岸 5.15-5.75k	Nadi 左岸 5.45-5.75k
越流水深	1.0m	
越流部敷高	河川HWL-1.0m	
築堤部(輪中堤)		
延長	7128 m	
築堤高	1.2~3.1m(平均2.0m)	
法勾配	堤内側 1:2.0、堤外側 1:2.0	
用地面積	41 ha	
移転家屋数	12 戸	

*Idle former cane areas,Grazing,Mixed vegetable,Roots Crops

**Sand,Water surface, Grazing,Others

表 6-17 輪中堤諸元

Name	天端高 (EL.m)	地盤高 (EL.m)	天端幅 (m)	築堤高 (m)	法勾配 (堤内側/ 1:m)	法勾配 (堤外側/ 1:n)	延長 (m)
①	4.32	1.82	4.0	2.5	2.0	2.0	1,534
②	4.35	2.45	4.0	1.9	2.0	2.0	90
③	4.30	2.70	4.0	1.6	2.0	2.0	340
④	6.28	4.28	4.0	2.0	2.0	2.0	320
⑤-1	6.17	3.07	4.0	3.1	2.0	2.0	730
⑤-2	4.20	2.10	4.0	2.1	2.0	2.0	1,097
⑤-3	4.40	2.20	4.0	2.2	2.0	2.0	500
⑥	4.37	1.87	4.0	2.5	2.0	2.0	942
⑦	3.82	2.32	4.0	1.5	2.0	2.0	1,210
⑧	3.41	2.21	4.0	1.2	2.0	2.0	310
⑨	3.38	1.98	4.0	1.4	2.0	2.0	55
合計							7,128

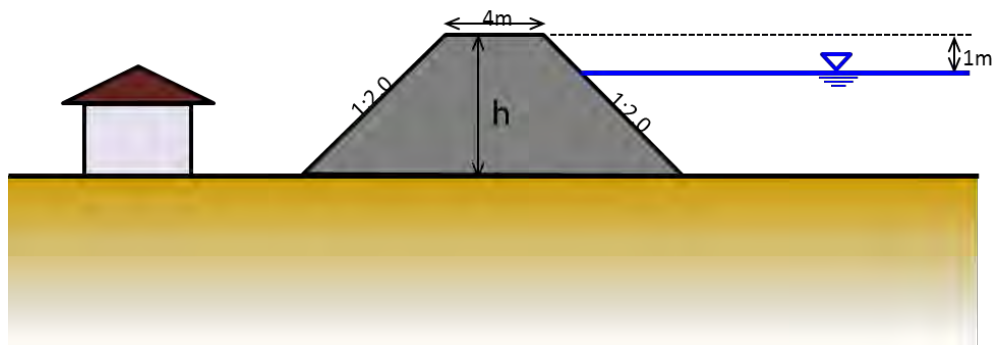


図 6-37 輪中堤イメージ図

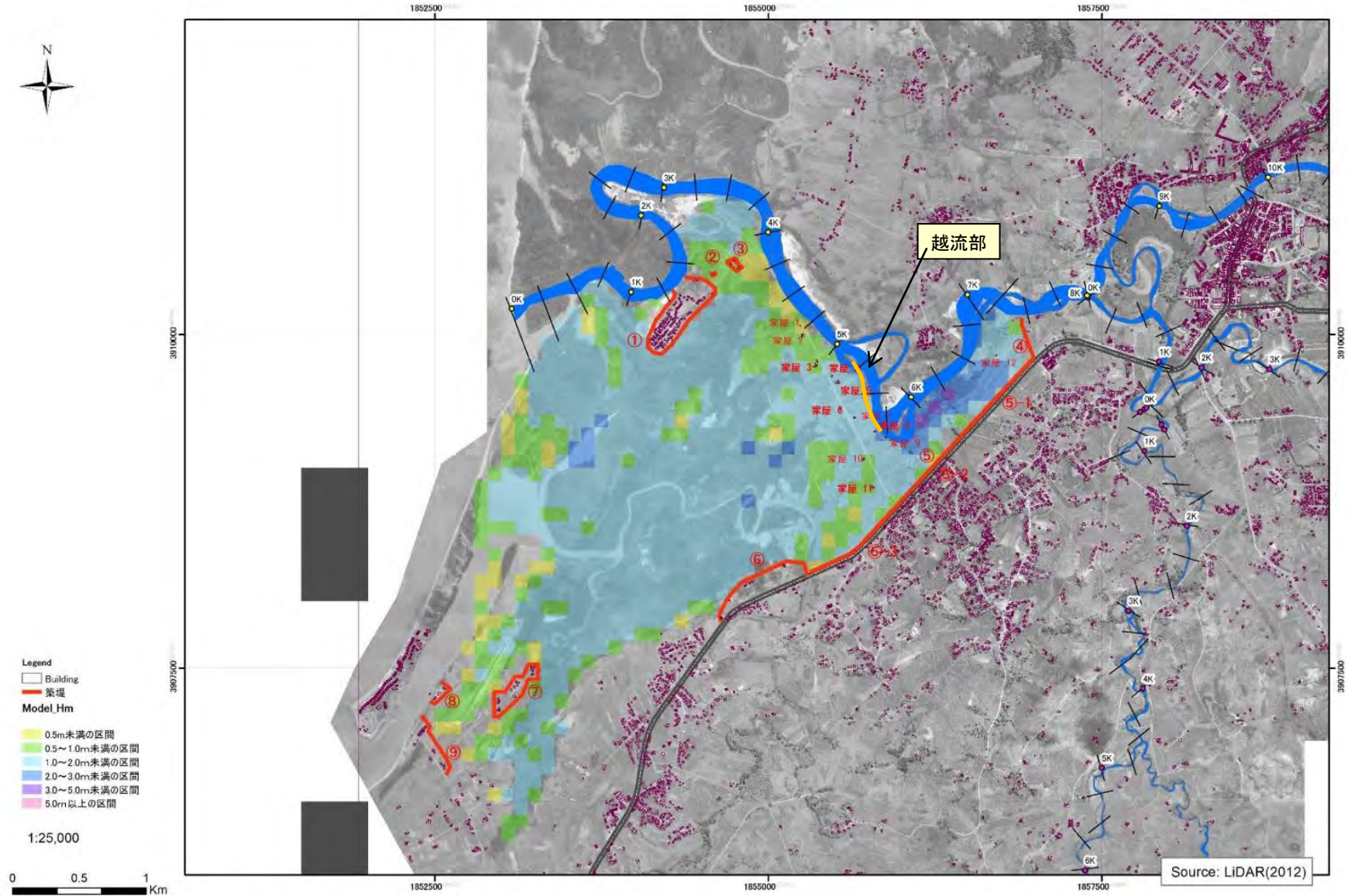


図 6-38 遊水地および輪中堤位置図

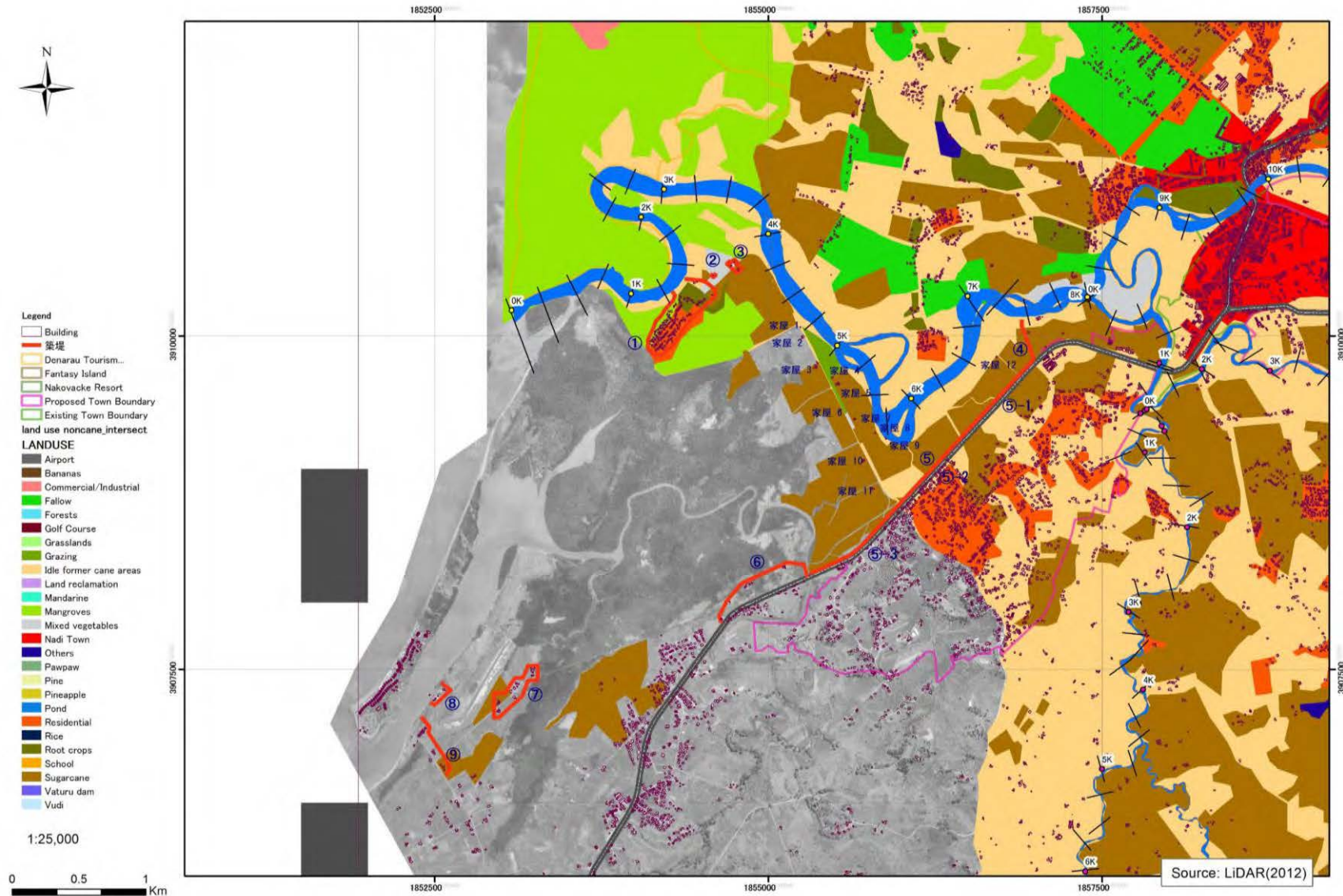


图 6-39 游水地周边土地利用图

6.3.3 河道改修

河道改修のみにより対象洪水流量を流下させる場合の検討を以下のとおり行った。

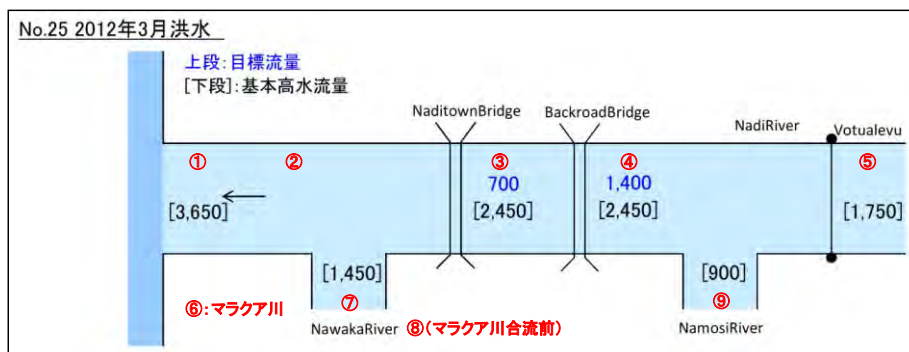


図 6-40 検討対象流量

標準断面の設定は、下記の考え方に従って設定した。

- 計画水深は、現況河道の堤防満杯程度を想定し、区間の平均水深とした。
- 法面勾配は、2割勾配とした。
- 計画粗度係数は、整備後の植物繁茂を想定し、計画水深同様、現況河道の堤防満杯程度を想定して区間の平均合成粗度とした。
- 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した。

設定した標準断面の一例を図 6-41 に示す。

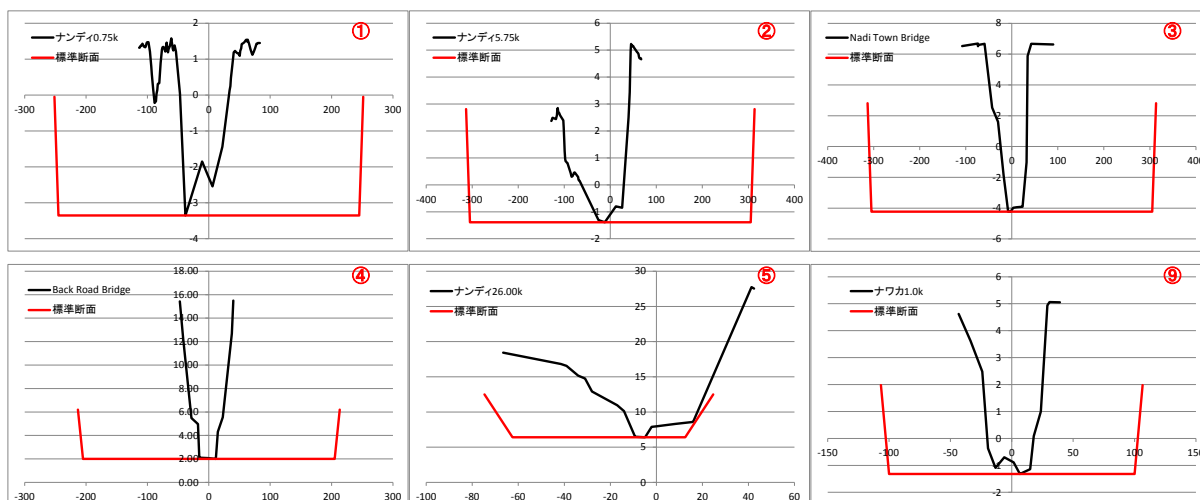


図 6-41 河道改修単独案の標準断面と現況断面

図 6-41 に示したとおり、河道改修単独案では現況の河積の 2～5 倍程度の河積が必要となり、河道の大規模な拡幅、多数の用地取得および家屋移転、既設橋梁の架け替え等が発生する。このように、社会環境への影響が多岐となるため、河川改修単独案は現実的ではなく、他の対策案と組み合わせることが望ましいと判断された。

6.3.4 放水路

放水路によりどの程度の流量が分派可能か標準断面を想定し試算を行った。この結果は計画流量配分を検討する際に放水路の分派量を決定する参考値とする。

(1) 放水路のルート選定

表 6-18 及び図 6-42 に示す 5 ルートを放水路候補として選定する。

表 6-18 放水路候補ルート

ルート	延長 (km)	ナンディ川距離標
1	4.809	19.10k
2	3.100	13.75k
3	4.111	9.00k
4	4.301	8.30k
5	2.680	5.75k

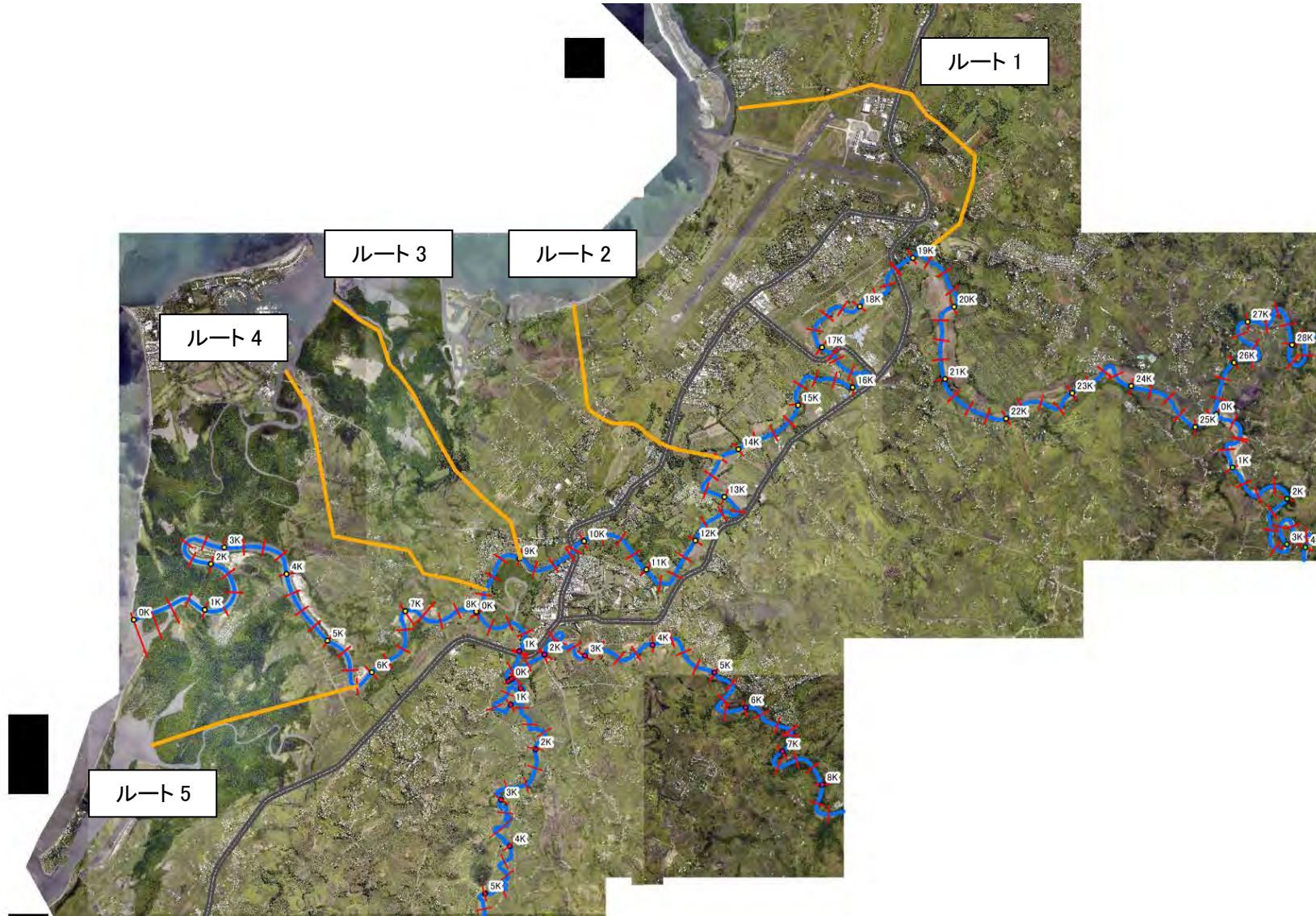


図 6-42 放水路候補ルート図

(2) 放水路の断面諸元

下記の断面形状を想定し、各放水路において水理計算を行い、流下可能な流量の検討を行った。放水路 1～4 の断面については図 6-43 に放水路 5 については図 6-44 に示す。

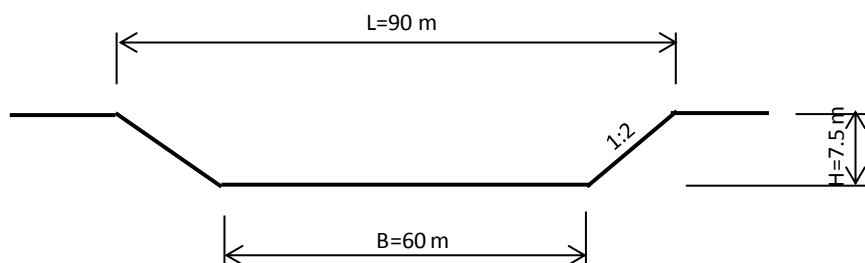


図 6-43 放水路 1～4 断面図

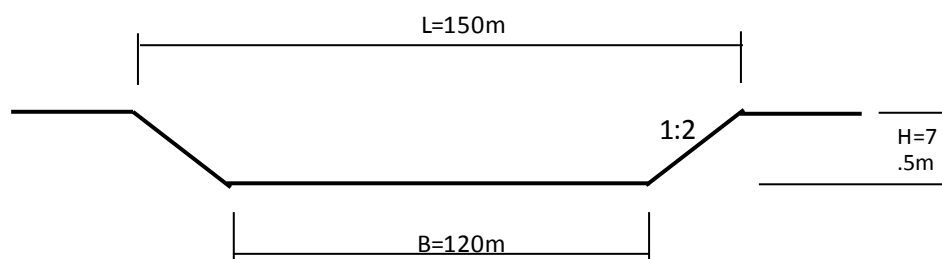


図 6-44 放水路 5 断面図

(3) 放水路の縦断

放水路の呑口高はナンディ川の河床高とし、吐口高は現況汀線高とする。また、追加ケースとしてナンディ川河床高より 2m 高い場合も検討する。表 6-19 放水路の縦断設定に放水路縦断を各ルート別に示す。なお、放水路候補ルート 3 及び 4 は、呑口のナンディ川河床高が吐口高より低いため、ナンディ川河床高より 2m 高いケースのみとする。図 6-45～図 6-51 に放水路縦断勾配図を各ルート別に示す。

表 6-19 放水路の縦断設定

ルート	延長 (km)	呑口高	吐口	勾配	備考
1	4.809	2 m	-1.0 m	1/1,601	Case-1
		4 m		1/961	Case-2
2	3.100	0 m	-1.0 m	1/3,100	Case-1
		2 m		1/1,050	Case-2
3	4.111	0 m	1.0 m	1/4,090	Case-1
4	4.301	0 m	1.0 m	1/4,267	Case-1
5	2.590	1 m	0 m	1/2,590	Case-1

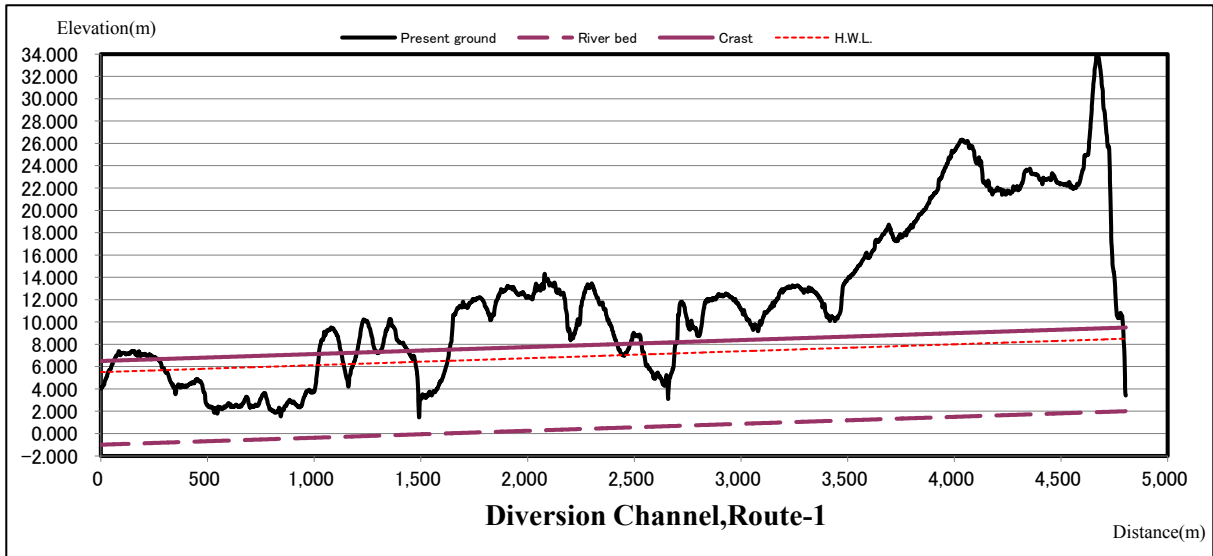


図 6-45 放水路候補ルート 1 (Case-1)

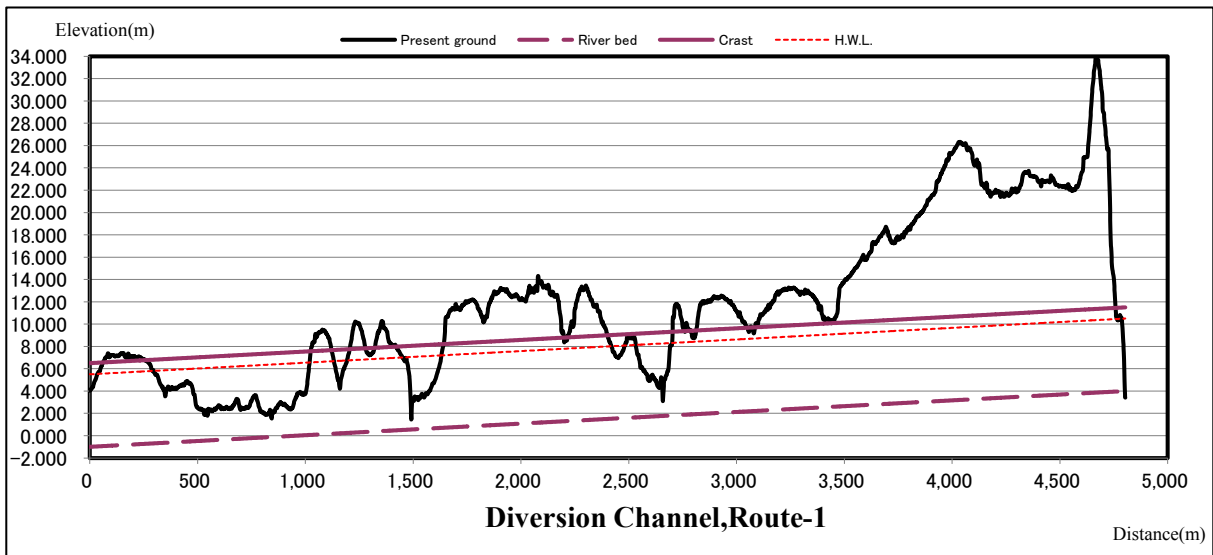


図 6-46 放水路候補ルート 1 (Case-2)

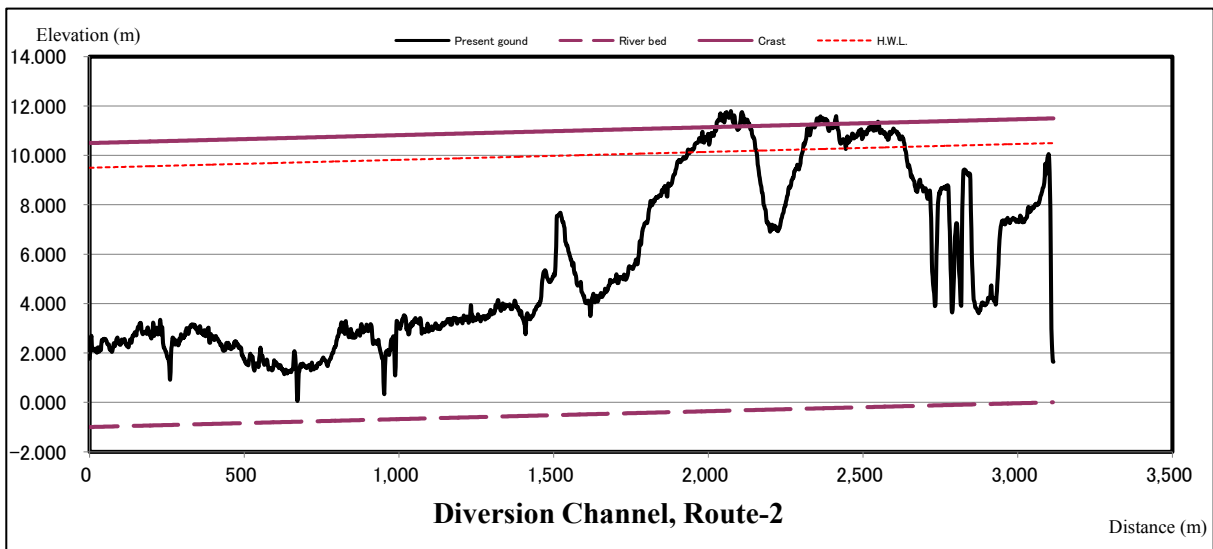


図 6-47 放水路候補ルート 2 (Case-1)

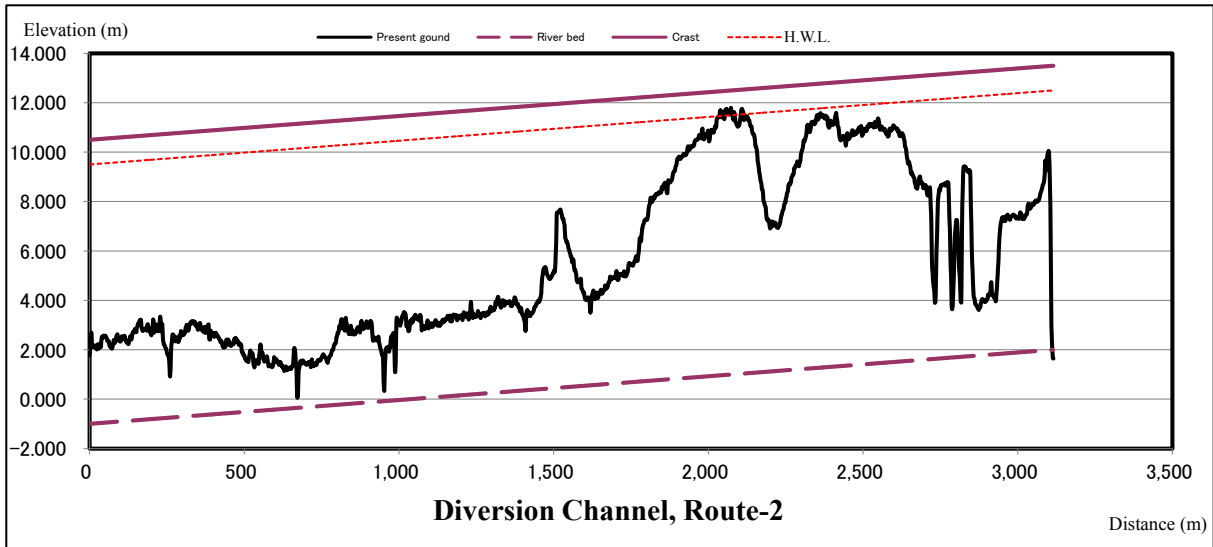


図 6-48 放水路候補ルート 2 (Case-2)

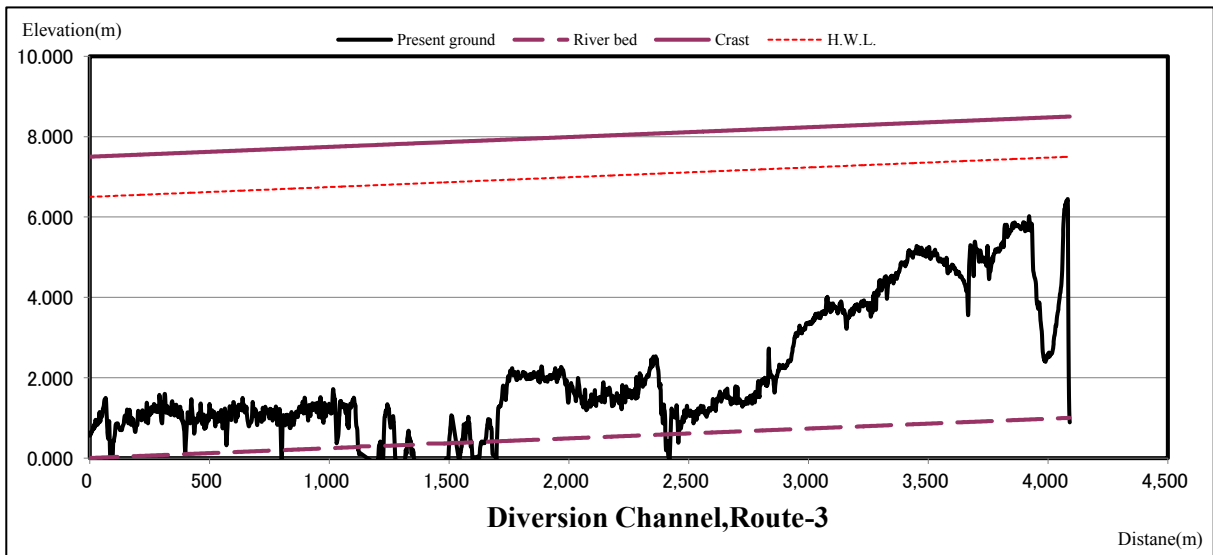


図 6-49 放水路候補ルート 3 (Case-1)

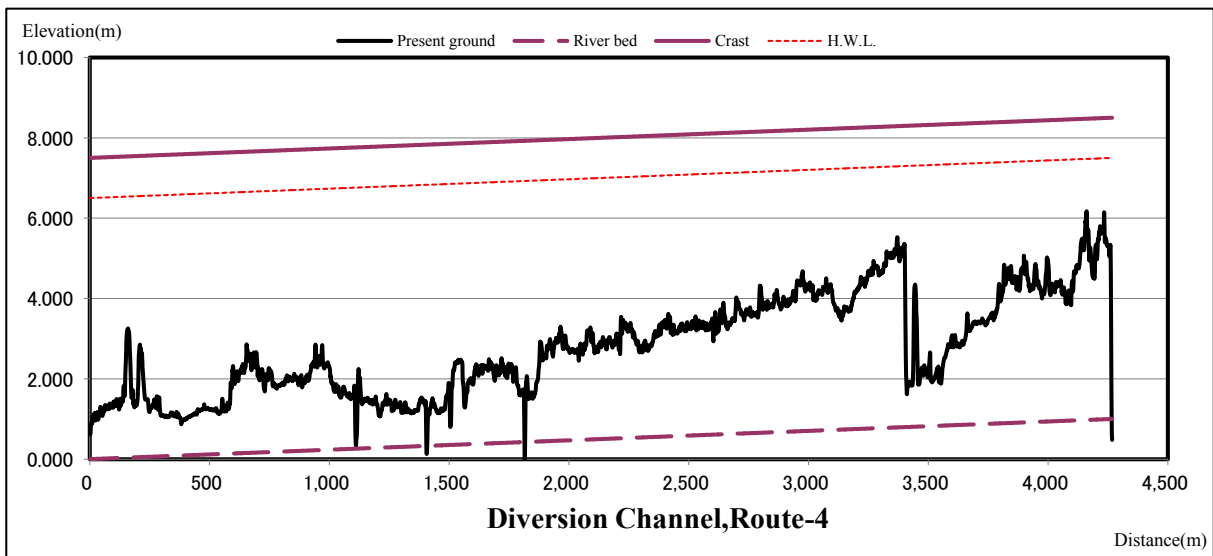


図 6-50 放水路候補ルート 4 (Case-1)

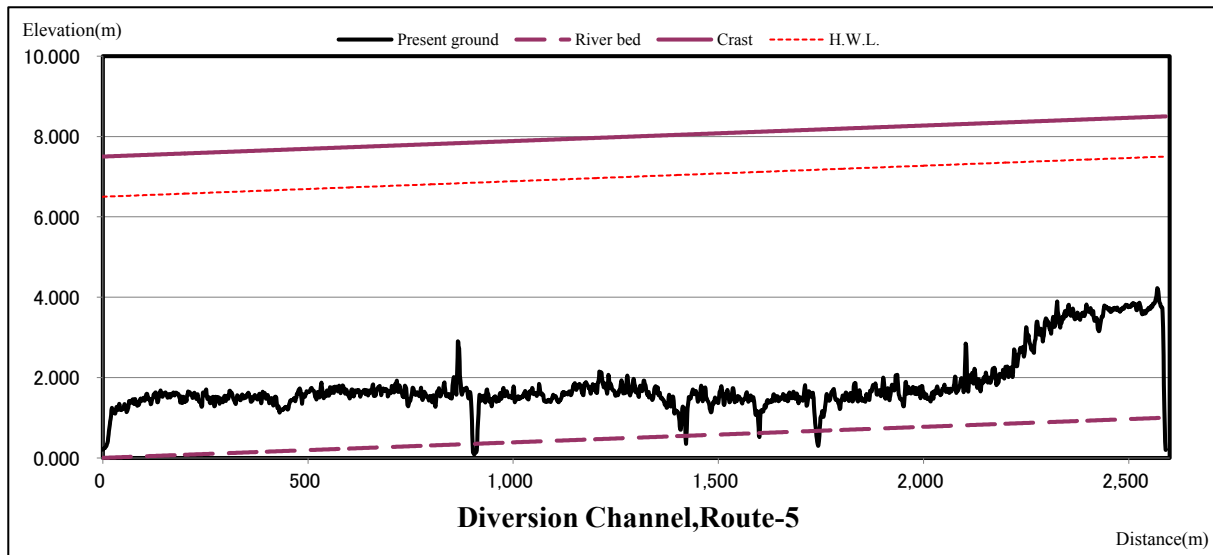


図 6-51 放水路候補ルート 5 (Case-1)

(4) 不等流計算の実施

各放水路候補の流下能力を把握する目的で不等流計算を実施する。計算条件を以下に示す。

- ① 出発計算水位はナンディ湾の朔望平均満潮位 EL.1.188 m とする。
- ② 粗度係数は 0.030 及び 0.035 の 2 ケースとする。

計算の結果を表 6-20 に示す。

ルート 1 では 500~1,000 m³/s、ルート 2 では 1,000 m³/s、ルート 3、4 では 500m³/s、ルート 5 では 2,000 m³/s が流下可能であると判断される。治水計画検討に際し、さらに放水路への分派流量を増やす場合については断面を増やす必要がある。

表 6-20 不等流計算結果

ルート	検討ケース	粗度係数	500 m ³ /s	1,000 m ³ /s	1,500 m ³ /s	2,000 m ³ /s
1	Case-1	0.030	○	○	×	×
		0.035	○	○	×	×
	Case-2	0.030	○	○	○	×
		0.035	○	×	×	×
2	Case-1	0.030	○	○	×	×
		0.035	○	○	×	×
	Case-2	0.030	○	○	○	×
		0.035	○	○	×	×
3	Case-1	0.030	○	○	×	×
		0.035	○	×	×	×
4	Case-1	0.030	○	○	×	×
		0.035	○	×	×	×
5	Case-1	0.030	○	○	○	○
		0.035	○	○	○	○

6.3.5 輪中堤

輪中堤は流下能力不足箇所からの溢水を許容し、そのエリアの資産箇所を取り囲むような堤防を設置する手法であり、河道の流下能力向上や調節効果には寄与しない方策である。

そのため輪中堤についてはマスタープランで遊水地が選択された場合の遊水地内の集落および優先プロジェクトで浸水が残る個所について適宜検討するものとする。