

2.4 水文調査

新設橋梁の設計には、基本的な気象データと水理・水文データを収集して、相互の関連性を示すことが必要である。

2.4.1 準備調査における水文・水理調査のレビュー

水文・水理に関する評価は準備調査で実施され、橋梁設計の計画値が推定された。準備調査における水文・水理評価の結果の精度を向上させるために、詳細設計段階で河川及び水文・水理の測量調査として、水文データ収集と河川測量を実施する。新設橋梁であるバゴ橋の架設位置は感潮区間にあたり、調査にあたっては経年的な潮位等の水文データが非常に重要となる。さらに、河川横断測量は、新橋架設位置の上流は港湾局（MPA）の標高基準に基づく深淺測量図により推定されており、結果として水理解析は MPA データを適用している。準備調査では、地上測量の標高基準（MSL）と港湾局の標高基準との関係性は、Bo Aung Kyaw Street Wharf Station の MWL + 3.121m を地上測量の標高基準（MSL+0m）としているが、準備調査後にこれと異なる情報が提供されたため、本調査で、これらの関係について確認することとする。

表 2.4.1 に、準備調査における水文・水理調査の結果を示す。準備調査段階では新設橋梁架設候補地のうち下表の第 3 案が最適と判断された。設計高水位は 100 年確率洪水における水位と、ヤンゴン港の確率水位との比較により算出した。詳細設計段階では、本調査で実施する河川測量成果及び新たに収集される水文データを用いて水文・水理調査の精度向上を図る。

表 2.4.1 準備調査における新設橋梁設計にかかる計画値

Item	Alternative 1 (Monkey Point Plan)	Alternative 2 (Bago Point Plan)	Alternative 3 (2 nd Thanlyin Bridge Plan)	Remarks
Design Discharge	18,292 (m ³ /s)	15,503 (m ³ /s)	14,398 (m ³ /s)	100yr flood
Design H.W.L.	7.7 (m)	7.7 (m)	7.7 (m)	MPA based
Design H.W.L.	4.579 (m)	4.579 (m)	4.579 (m)	Land Survey

出典: The Preparatory Survey for The Project for Construction of Bago River Bridge

2.4.2 詳細設計における水文・水理調査の概要

水文・水理調査は、水文データ収集と河川測量調査から構成される。詳細設計における水文・水理測量では、以下の項目が実施される。

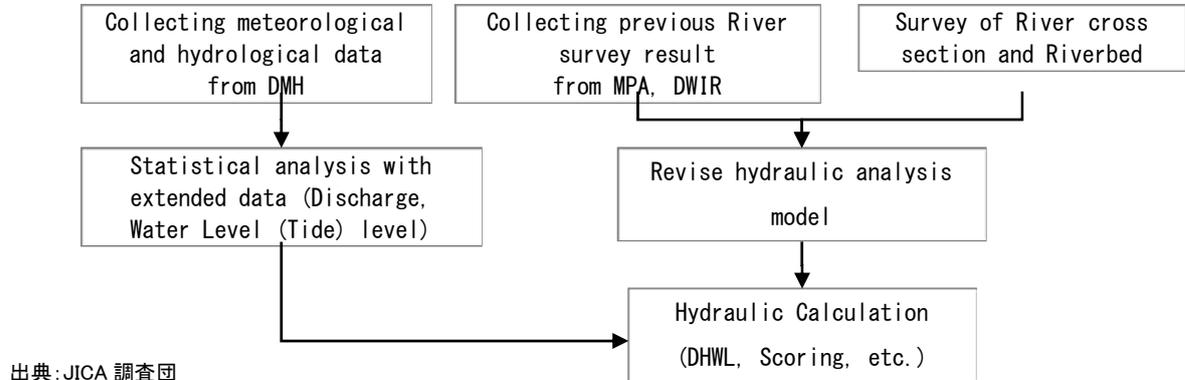


図 2.4.1 詳細設計における検討フロー

2.4.3 水文データ収集調査

水文データ収集調査は、統計解析の安定性の向上と、河川の形状を把握するために実施した。水文データは、気象水文局 (DMH)、灌漑局 (ID)、MPA、海軍などの政府機関から収集した。各データ収集項目のリストを表 2.4.2 に示す。収集した資料は付録-11 に添付する。

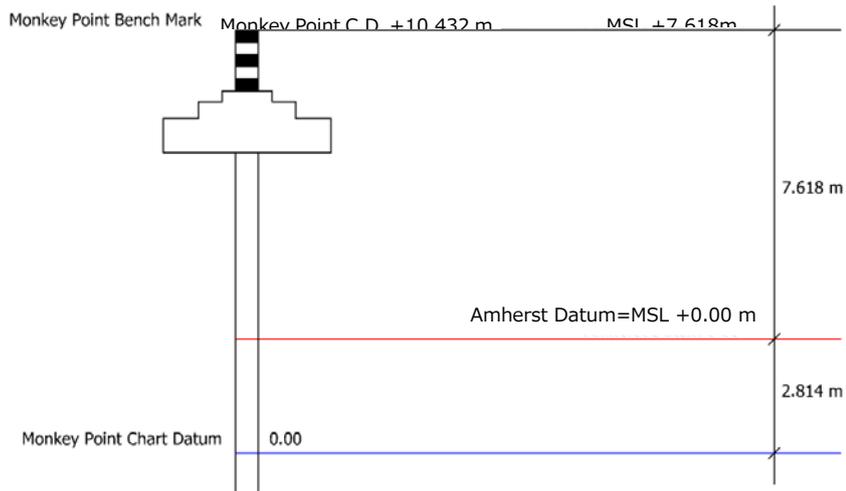
本調査で収集した水文データは、全て MSL で整理され、収集された観測データが MSL に基づいていない場合は、MSL とその他のデータとの関係を測定した。この結果、土地調査の地上標高である MSL データが、港湾局等の提供資料の標高基準である Monkey Point 基準面+ 2.814m であることを得た。

表 2.4.2 データ収集調査項目一覧

No.	Item	Unit	Quantity		Remarks
Meteorological Data Collection		Related Organ.: DMH of MoT			
M-1	Daily Rainfall during 2013-2015	mm	Kaba-Aye station.	1095= 3 year * 365 days	DMH
Meteorological Data Collection		Related Organ.: DMH and MPA of MoT, ID of MoAH			
H-1	Annual Maximum Discharge at 3 stations	m ³ /sec	Bago station during 2015	1= 1 year * 1 day	DMH
		m ³ /sec	Zaungtu station during 2012-2015	4= 4 years * 1 day	DMH
		m ³ /sec	Khamonseik station during 2012-2015	4= 4 years * 1 day	DMH
H-2	Annual Maximum & Minimum Water\Tide Level at 2 stations	m MSL	More than 30 years at Monkey Point (Yangon) and Elephant Point (Estuary) stations	60= 30 years * 1 day *2	MPA
H-3	Daily Water Level at 1 station	m MSL	More than 10-20 years at Bawt Creek Shuice station	3650.= 10-20 years * 365 days	ID
H-4	Past useful bathymetric survey results	-	DWIR - Bathymetry survey (Dec. 2015) MNHC - Nautical chart (Jan. 2016)		DWIR, MNHC

Note. MoT: Ministry of Transport
 MoAH: Ministry of Agriculture and Irrigation
 DMH: Department of Meteorology and Hydrology
 DWIR: Department of Water Resources and Improvement of River System
 MPA: Myanmar Port Authority
 ID: Irrigation Department
 MNHC: Myanmar Naval Hydrographical Center

出典: JICA 調査団

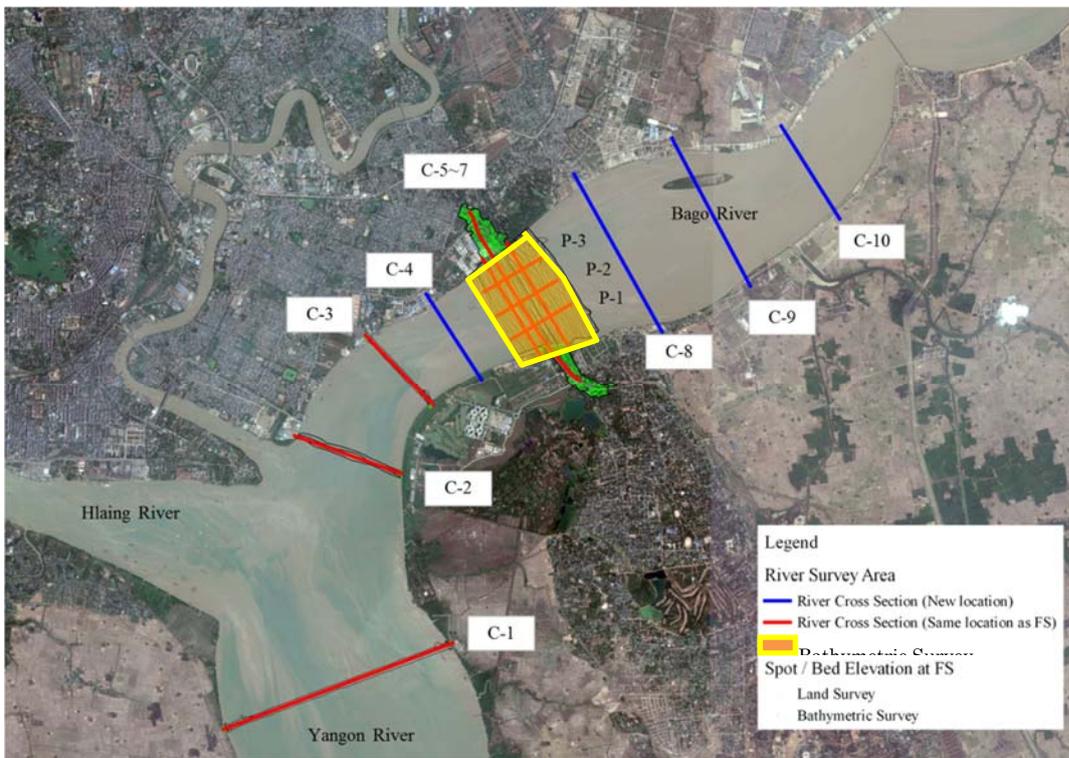


出典: JICA 調査団

図 2.4.2 MSL と MPA 標高基準との関係

2.4.4 河川横断測量と深淺測量

河川縦横断測量位置を、図 2.4.3 及び表 2.4.3 に示す。河川測量及び深淺測量は、地元のコンサルタント (Asia Air Survey Myanmar Co., Ltd.) によって実施された。この調査は、河道中心線から両岸にかけて実施し、河道内は、音響測深機と GPS を用いた。河川横断測量図は付録 12 に添付する。



出典: JICA 調査団

図 2.4.3 測量位置図

表 2.4.3 河川横断測量位置一覧

Item	ID of River Survey	Coordinates of River Survey Section by WGS84/UTM 47N				Ground / Bathymetric Survey Length	Remarks
		Left Bank		Right Bank			
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	L (m)	
Cross Section	C- 1	203893.397	1853390.658	200529.369	1852174.488	3577.115	F/S location
	C- 2	203177.998	1855870.984	201624.546	1856447.178	1656.868	F/S location
	C- 3	203659.434	1856868.313	202683.342	1857913.420	1430.036	F/S location
	C- 4	204367.397	1857240.911	203576.584	1858502.916	1489.310	
	C- 5	205237.751	1857572.738	204406.285	1859011.418	1661.667	F/S location
	C- 6	(Same as Road/Bridge Center)				1686.716	F/S location
	C- 7	205628.401	1857736.159	204769.924	1859221.578	1715.649	F/S location
	C- 8	207012.397	1857903.495	205758.548	1860226.573	2639.854	
	C- 9	208311.581	1858554.664	207194.788	1860730.592	2445.790	
	C- 10	209629.357	1859518.909	208793.569	1860888.159	1604.178	
Profile section	P- 1	204815.777	1857830.529	205683.231	1858328.046	1000.000	F/S location
	P- 2	204616.770	1858177.511	205484.224	1858675.028	1000.000	F/S location
	P- 3	204417.763	1858524.493	205285.218	1859022.010	1000.000	F/S location
Total 13 sections						22907.183	

出典：JICA 調査団

2.4.5 気象条件

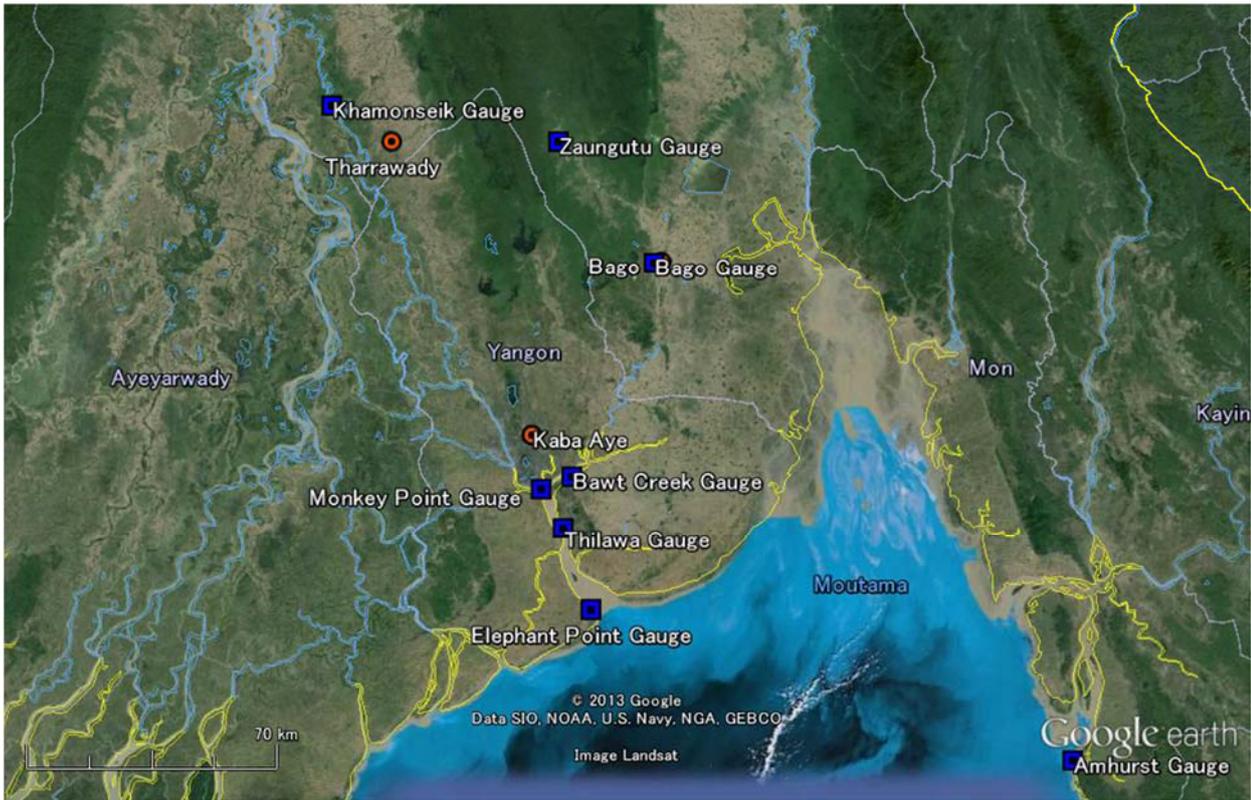
ヤンゴンの気候は熱帯モンスーン性気候である。降雨は、南西モンスーン（5月から10月）の高温多湿の時期に著しく集中している。これとは対照的に、北西モンスーン（12月から3月）の時期は比較的涼しく乾燥している。時折激しいサイクロンが4月から5月に、ミャンマー沿岸を通過する。

ヤンゴン都市圏とその周辺には、表 2.4.4 に示す 3 箇所の気象観測所があり、それらは MoT の気象水文局（DMH）に設置、運営されている。気象水文観測所の位置を図 2.4.4 に示す。

表 2.4.4 気象観測所諸元

Meteorological Station	Code (WMO)	Coordinates		Height (m)	Period of records						Remarks
		Latitude	Longitude		Temperature	Relative Humidity	Rainfall	Sunshine	Evaporation	Wind	
1. Kaba Aye (Yangon)	48097	16-54	96-10	20	1968-	1968-	1968-	1977-	1975-	1968-	
2. Bago	48093	17-20	96-30	9	1965-	1965-	1965-	-	-	1965-	
3. Tharrawady	48088	17-38	95-48	15	1965-	1965-	1965-	-	-	1965-	

出典：DMH

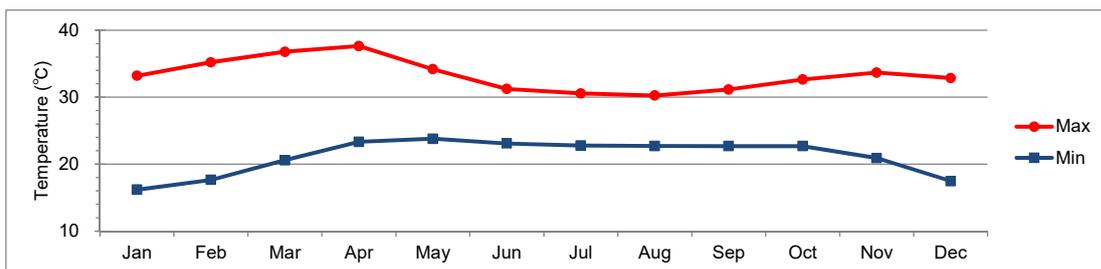


出典: DMH, MPA, ID (Google Earth Map)

図 2.4.4 気象観測所、水文観測所位置図

(1) 気温

ヤンゴン周辺の月平均気温は 24.8℃～30.3℃である。収集されたデータによると、ヤンゴン地区の平均月最高温度 37.6℃ (4月) と平均最低温度 16.2℃ (1月) が直近 25 年間に記録された。

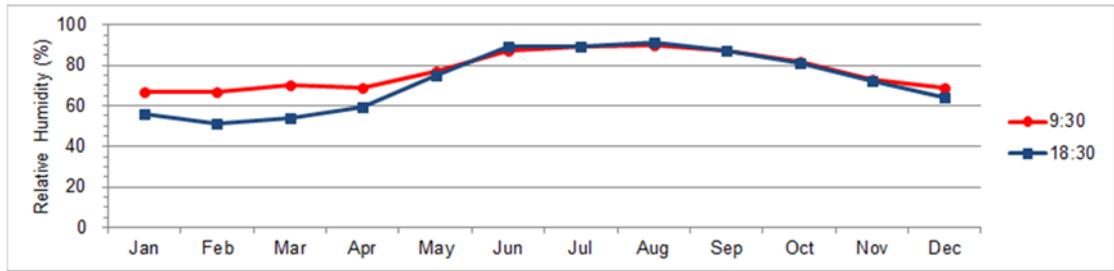


出典: DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.5 Kaba-Aye での月平均最高及び最低気温(1991～2015)

(2) 相対湿度

相対湿度は 1 日 2 回 (9:30 と 18:30 に) 観察されており、図 2.4.6 に見られるように、朝と夕の湿度差は非常に小さい。ヤンゴンの月平均相対湿度は、51～91%である。

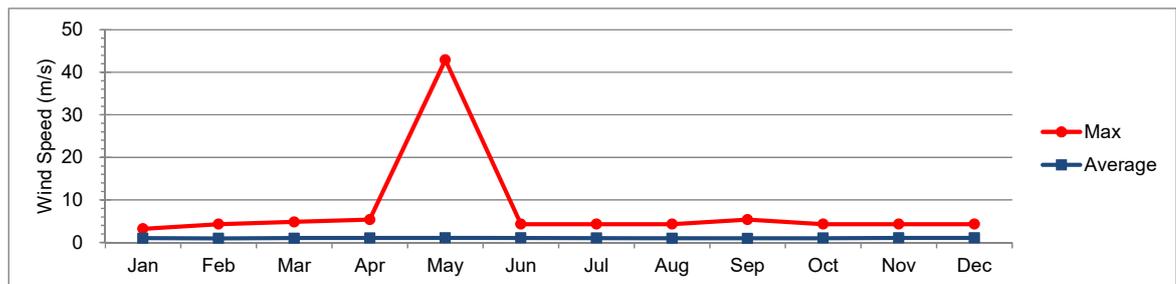


出典: JICA 図書館 (The Study on Improvement of Water Supply System in Yangon City in the Union of Myanmar, 2002), DMH

図 2.4.6 Kaba-Aye での月平均最大及び最小相対湿度(1991~2008)

(3) 風速、風向

月平均風速は年間を通じて 1.0~1.2m / s で安定している。ヤンゴン地区の風況は、雨季の南西モンスーンの影響に依存する。2008 年にサイクロン Nargis で最大風速 42.9 m / s が記録された。

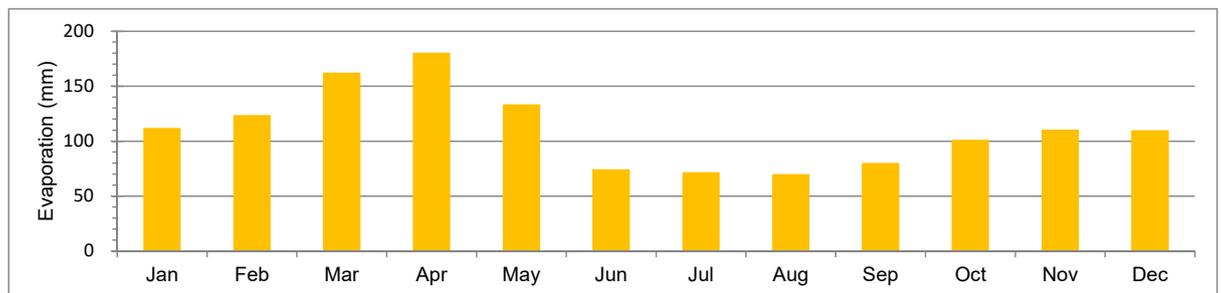


出典: JICA 図書館 (The Study on Improvement of Water Supply System in Yangon City in the Union of Myanmar, 2002), DMH

図 2.4.7 Kaba-Aye での最大及び月平均風速(1991-2015)

(4) 蒸発散量

ヤンゴン地区での年平均蒸発散量は 1349mm で、年間降水量の 50%である。

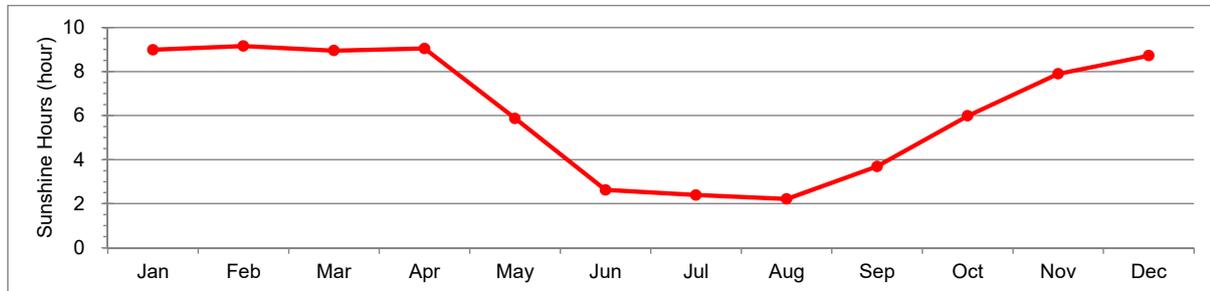


出典: DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.8 Kaba-Aye での月平均蒸発散量(1981-2015)

(5) 日照時間

年間平均日照時間はヤンゴン地区で約 6.3 時間/日である。雨季は、他の季節とことなり、日照時間が短くなっている。



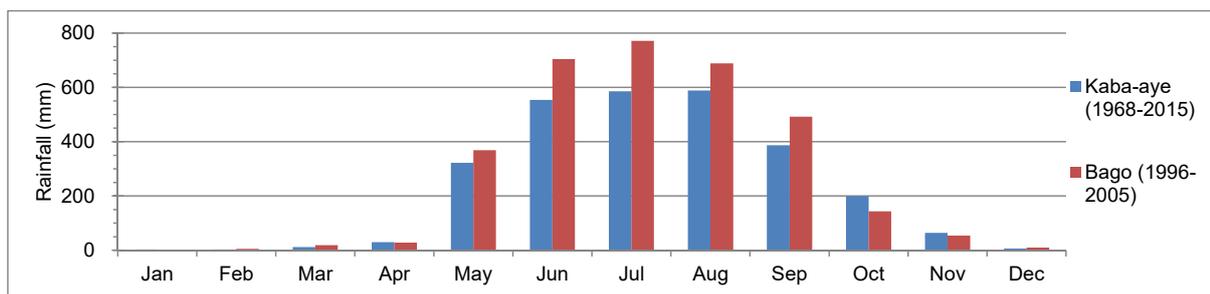
出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.9 Kaba-Aye での月平均日照時間(1977-2015)

(6) 年間降雨量と季節変動

ヤンゴン市 (Kaba-aye) とバゴ市での月間降雨量の季節変動は類似している。降雨量の季節変動については、年間降水量の約 96%が 5 月から 10 月の雨季にもたらされ、7 月から 8 月に最も高い値を示す。年間平均降雨量はヤンゴン市で 2,745mm、バゴ市で 3,288mm であり、ヤンゴン市では 3,592mm から 2,127mm の間を変動している。収集データ/文書によれば、ヤンゴン地区では、以下の特性が示される。

- ヤンゴンの東側のバゴで、最も高い年間降雨量をもたらす。
- ヤンゴンの北西側の Tharrawady で最も低い年間降雨量をもたらす。年間降雨量は Hlaing 川の北 (上流側) に向かって徐々に小さくなる。



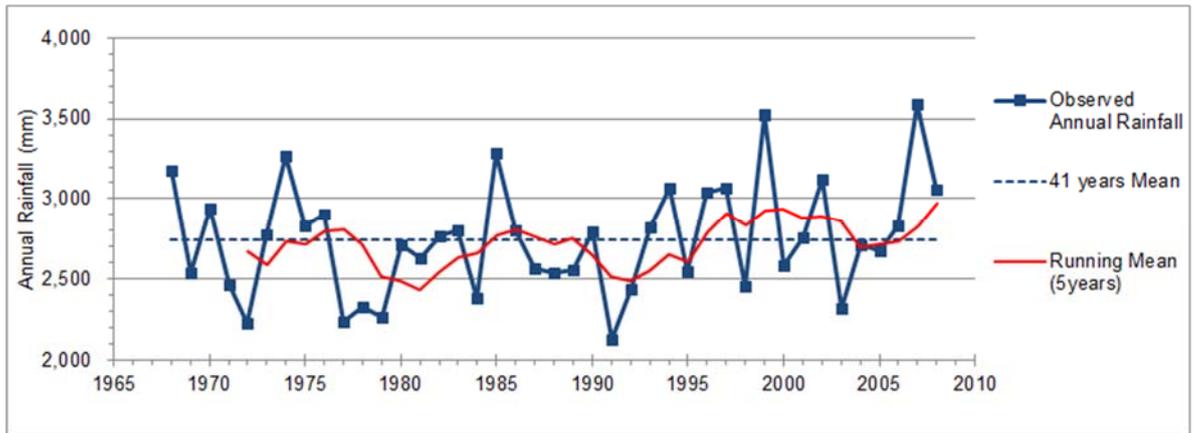
出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.10 ヤンゴン都市圏とその周辺での月平均降雨量

(7) 年間降水量の長期変動

図 2.4.11 は、Kaba-aye での 5 年平均値を用いた年間降水量の長期変動を示している。この図によれば、サイクルは明確ではないが、明確な湿潤季と干ばつ季が認められる。近年は、年間

降水量の上昇傾向がみられる。



出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.11 Kaba-Aye での年間降雨量と 5 年平均降雨量(1986-2008)

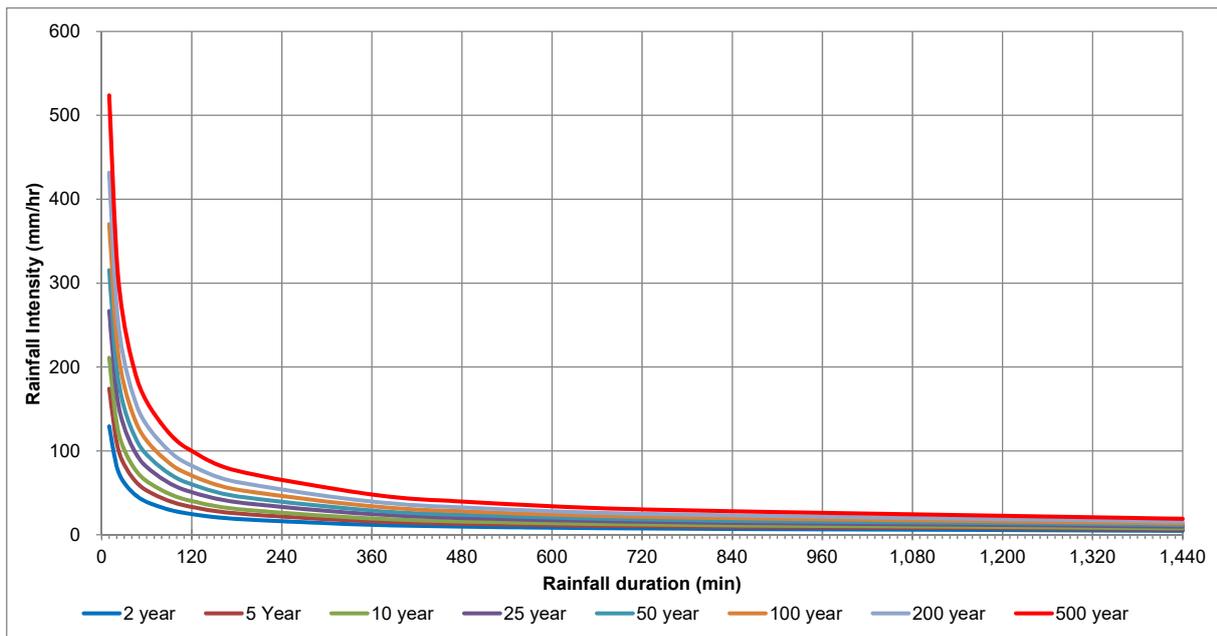
(8) 降雨の超過確率と強度曲線

新橋架設に近い Kaba-aye 観測所では、40 年以上にわたって年間最大日雨量データ（極値）が観測されている。これらの極値を用いて、2 年から 500 年確率までの 24 時間降水量を計算する。また、短時間雨量と 24 時間雨量の強度の相関は、物部式を準拠することにより推定される。表 2.4.5 及び図 2.4.12 に Kaba-aye 観測所での確率雨量と降雨強度曲線を示す。

表 2.4.5 Kaba-aye 観測所での短時間雨量と 24 時間量の強度の相関(物部式、1968-2015)

Return Period (Probability) (Year, %) Kaba Aye	Dairy Rainfall: R ₂₄ (mm/day)		Rainfall intensity each rainfall duration (mm/hr): It = R ₂₄ /24*(24/t) ^m , m=2/3											Remarks	
	24 hour	1,440 min.	24	12	8	6	3	2	1.5	1	0.75	0.5	0.333		0.167
	2	50.0%	112.9	4.7	7.5	9.8	11.9	18.8	24.7	29.9	39.1	47.4	62.1		81.4
3	33.3%	130.1	5.4	8.6	11.3	13.7	21.7	28.4	34.4	45.1	54.6	71.6	93.8	148.9	
5	20.0%	152.1	6.3	10.1	13.2	16.0	25.4	33.2	40.2	52.7	63.9	83.7	109.7	174.1	
10	10.0%	184.3	7.7	12.2	16.0	19.4	30.7	40.3	48.8	63.9	77.4	101.4	132.9	211.0	
20	5.0%	220.4	9.2	14.6	19.1	23.1	36.7	48.1	58.3	76.4	92.6	121.3	158.9	252.3	
25	4.0%	233.0	9.7	15.4	20.2	24.5	38.8	50.9	61.6	80.8	97.9	128.2	168.0	266.7	
30	3.33%	243.7	10.2	16.1	21.1	25.6	40.6	53.2	64.5	84.5	102.3	134.1	175.7	279.0	
50	2.0%	275.5	11.5	18.2	23.9	28.9	45.9	60.2	72.9	95.5	115.7	151.6	198.7	315.4	
80	1.25%	307.3	12.8	20.3	26.6	32.3	51.2	67.1	81.3	106.5	129.1	169.1	221.6	351.8	
100	1.0%	323.4	13.5	21.4	28.0	34.0	53.9	70.6	85.6	112.1	135.8	178.0	233.2	370.2	
150	0.667%	354.1	14.8	23.4	30.7	37.2	59.0	77.3	93.7	122.8	148.7	194.9	255.4	405.3	
200	0.5%	377.1	15.7	24.9	32.7	39.6	62.9	82.4	99.8	130.7	158.4	207.5	271.9	431.7	
300	0.333%	411.4	17.1	27.2	35.7	43.2	68.6	89.8	108.8	142.6	172.8	226.4	296.7	470.9	
400	0.25%	436.9	18.2	28.9	37.9	45.9	72.8	95.4	115.6	151.5	183.5	240.4	315.1	500.1	
500	0.2%	457.5	19.1	30.3	39.7	48.0	76.3	99.9	121.0	158.6	192.1	251.8	329.9	523.7	
Calculation formula of Probable rainfall = Generalized extreme value distribution															

出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成



出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.12 Kaba-aye 観測所における降雨強度曲線

2.4.6 道路および橋梁設計のための水文水理状況

洪水期間の流量/水位を予測するためには、ヤンゴン市周辺のヤンゴン (Hlaing) 川、バゴ-川、Pazundaung Creek の水文水理状況を収集して相互に関連づける必要がある。本検討では、ミャンマーの関係機関への情報収集に加え、これまでの報告書 (JICA 報告書など) を参考にして検討するものとする。

6つの既存水位・流量観測所が、Hlaing川、バゴ川とヤンゴン川流域において、気象水文局(DMH)とミャンマー港湾局(MPA)によって管理されている。これらのうち、MPAの3局は、流量記録を観測していない。また、DMHのバゴ観測所は10月から5月(乾季)の間、潮位の影響を受けるため、この間の流量記録は使用できない。但し、雨季のバゴ観測所の流量記録は、洪水確率計算に利用可能である。DMHはそれらの流出量曲線表を所有しており、流量条件を考慮したうえで、流量記録用いて数回変更されている。水位・潮汐観測所の一覧を表2.4.6に示す。

表 2.4.6 水位・潮汐観測所一覧

River/Gauging Station	Code	Coordinates		Catchment Area (km ²)	Height (m)	Type of Gauge	Perbd of Record	Water (Tide)	Discharge	Observed by	Remarks
		Latitude	Longitude								
1. Hlaing River/Khamonseik	6020	16-35	95-30	5,840	14.465	Pile Gauge	1987-	○	○	DMH	
2. Bago River/Zaungutu	6220	17-38	96-14	1,927	9.8	Pile Gauge	1987-	○	○	DMH	
3. Bago River/Bago (Pegu)	48093	17-20	96-30	2,580	9	Pile Gauge	1970-	○	○	DMH	
4. Hlaing River/Yangon Port	210	16-46	96-11	-	-	Steel Plate (Automatic)	-	○	-	MPA	other 2 stations at Yangon Port
5. Yangon River/Thilawa Point	-	16-40	96-15	-	-	Steel Plate (Automatic)	-	○	-	MPA	
6. Yangon River/Elephant Point	-	16-28	96-19	-	-	Steel Plate (Manual)	-	○	-	MPA	

出典:DMH, MPA

2.4.6.1 現況調査

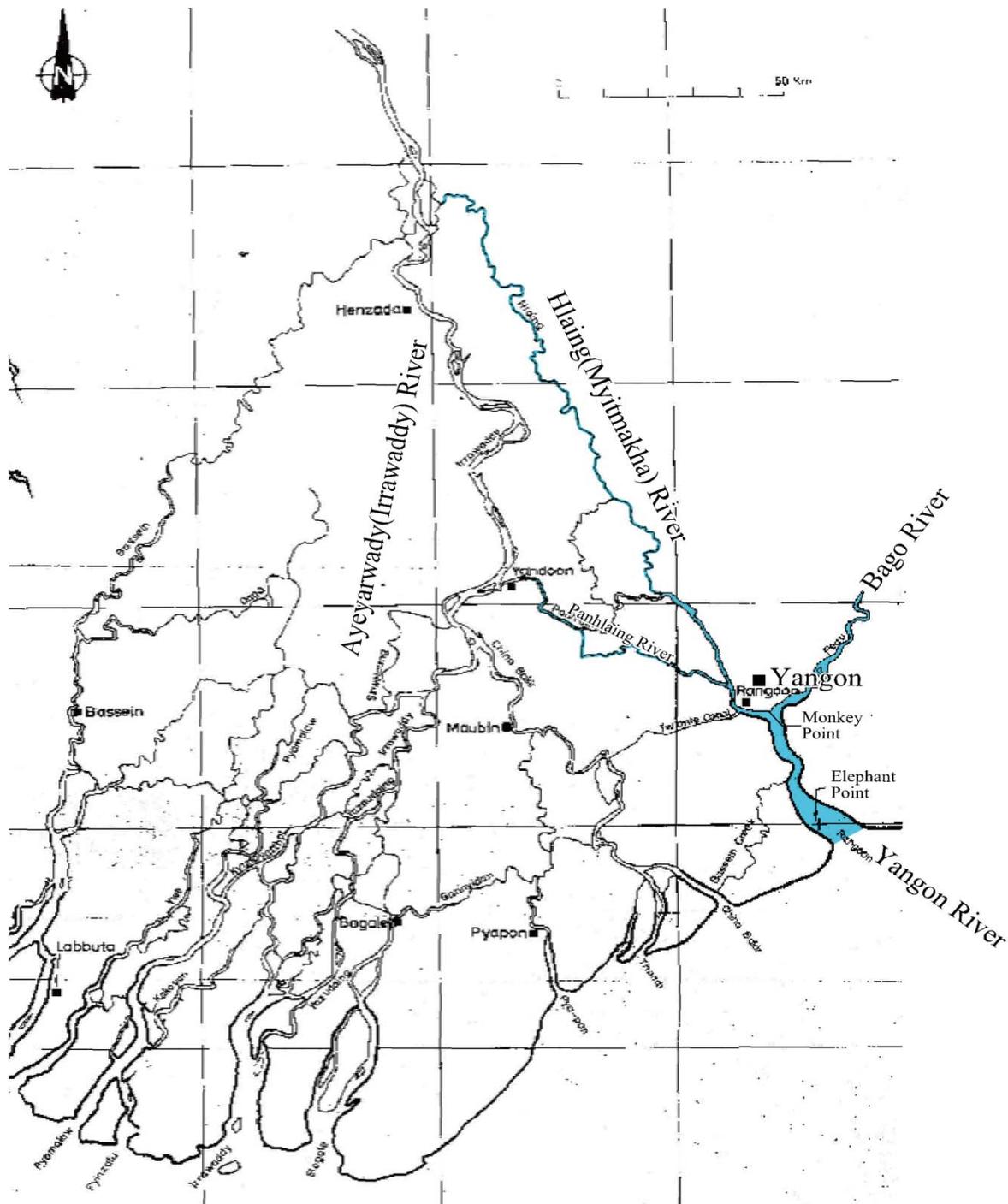
(1) 河川と河川流動特性

ヤンゴン水系は、図 2.4.13 に示すように Ayeyarwady (Irrawaddy) デルタの東端に位置している。

ヤンゴン市では、ヤンゴン川は、Monkey Point の上流約 13km の位置で Panhaling 川と Hlaing 川の合流部より形成されている。Hlaing 川は、上流の Bago Yomas 地点までは実際の河川であり、約 12,950 km² の流域面積を持つが、Panhlaing 川は Ayeyarwady 川からの分流である。市の北部には Pazundaung Creek、つまり Ngamoyeik Creek が、市の南東端の Monkey Point でヤンゴン川に合流する。Pazundaung Creek の流域面積は約 1,487 km² である。5,180 km² の流域面積を持つバゴ川も、ヤンゴン川河口から約 45 km の位置でヤンゴン川に合流する。ヤンゴン川河口での流域面積は、これらの支川の流域面積を合わせて 25,640km² となる。

バゴ川は、Bago Yoma の Thikkyi 近くを源泉とし Bago Yoma の東向き斜面を北から南へ、Sittang 川にはほぼ平行に流下している。バゴ市から流向を西に変え、ヤンゴン川と合流して海へ流下する。

ヤンゴン川合流地点から源泉までの延長は約 260km である。また、バゴ観測所の観測流量は、低流量の期間中は潮位の影響が大きい。



出典:デルタにおける潮汐水理の一次元解析(Nicholas Odd, Report OD 44, July 1982,Hydraulics Research Station, UK), MoAI 図書館

図 2.4.13 Ayeyarwady (Irrawaddy)デルタとヤンゴン川

(2) 河川の流動特徴

1) 関連河川の上流部の特性

日本でよく使用される流況曲線は、年間を通じて河川の潜在的な表流量の特性を理解するために検討される。流況は、各水文観測所での日平均流量の年間流動状態を示し、日流量が超過

した日数によって表現される。超過日数毎の流量の定義は以下のとおりである。

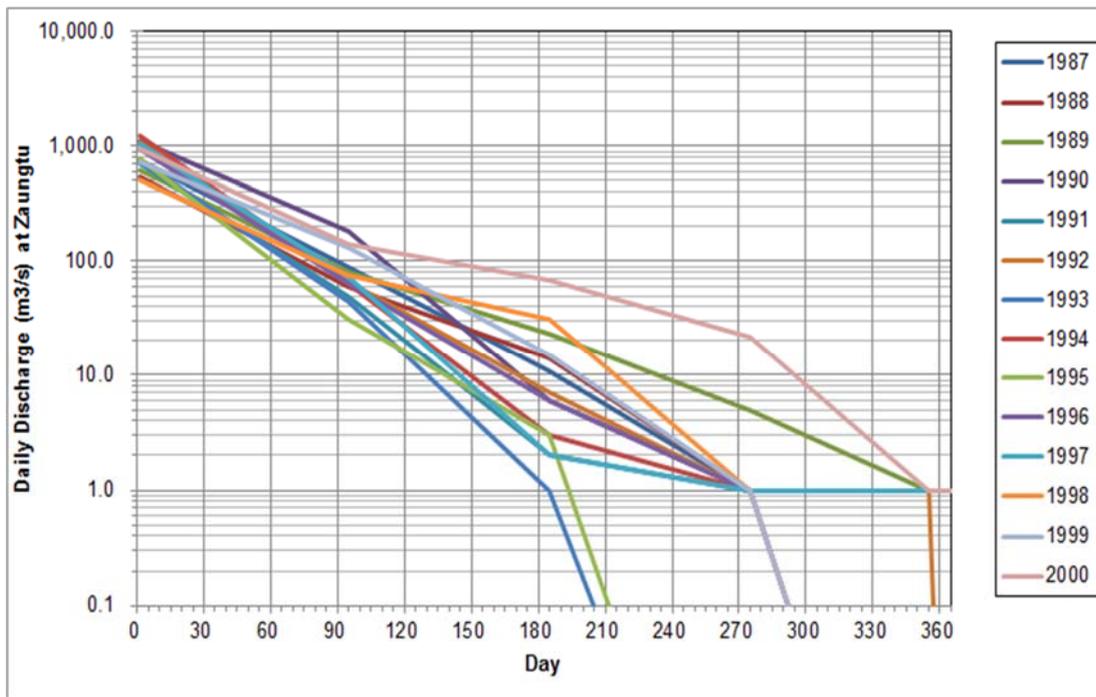
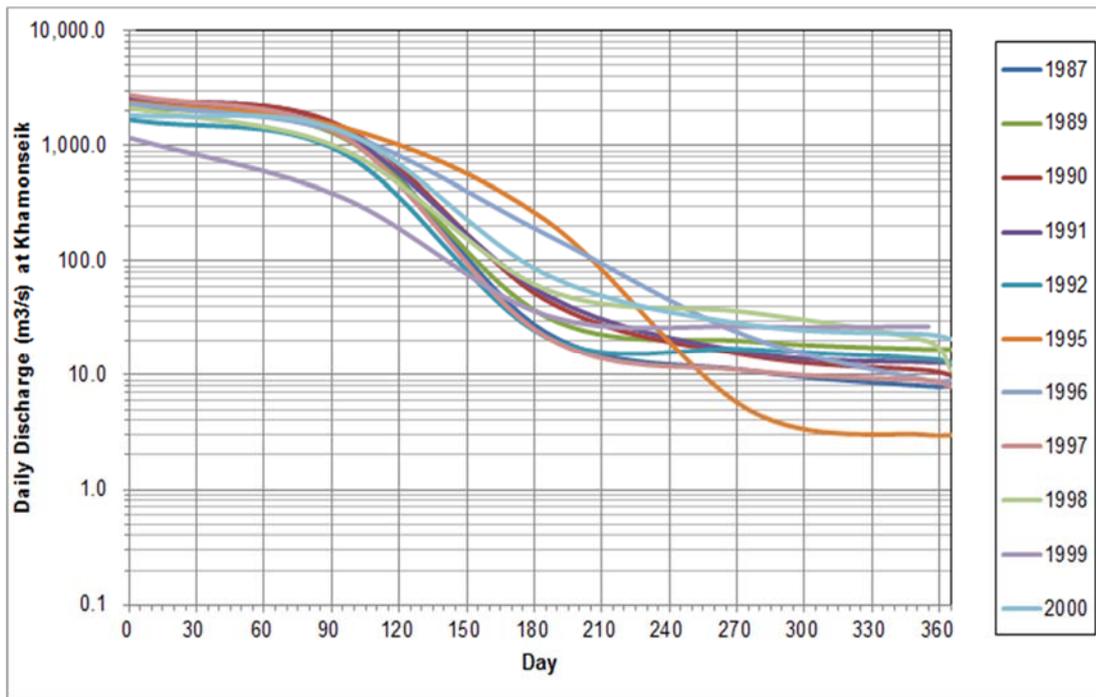
- 豊水流量(年間を通じて 95 日はこれを下らない流量)
- 平水流量 (年間を通じて 185 日はこれを下らない流量)
- 低水流量 (年間を通じて 275 日はこれを下らない流量)
- 渇水流量 (年間を通じて 355 日はこれを下らない流量)

Zaungtu 観測所と Khamonseï 観測所での 14 年間 (1987 年～2000 年) のデータより作成した Hlaing 川とバゴ川の流れを表 2.4.7、図 2.4.14 に示す。これらから分かるように、河況係数は河川によって極端な違いを見せる。Hlaing 川 (Khamonseï 観測所) とバゴ川 (Zaungtu 観測所) の低水流量は安定しておらず、その河況係数は非常に大きい。特に、Zaungtu 観測所では、バゴ川が基底流量を持っていないことを示している。なお、河況係数の大きさは、年間を通じての流量変動が大きいことを示し、係数が大きい場合は、通年の取水が困難であり、洪水被害が発生しやすいことを示している。

表 2.4.7 Hlaing 川と Bago 川の流れ (1987-2000)

River (station)	Mean Daily Discharge (m ³ /s)							Coefficient of River Regime	Remarks
	Max.	High Discharge	Normal Discharge	Low Discharge	Drought Discharge	Min.	Mean		
		95th day	185th day	275th day	355th day				
Hlaing (Khamonseï)	2,292	1226	99	20	14	13	602	176.3	
Bago (Zaungtu)	837	82	14	3	1	1	72	837.0	

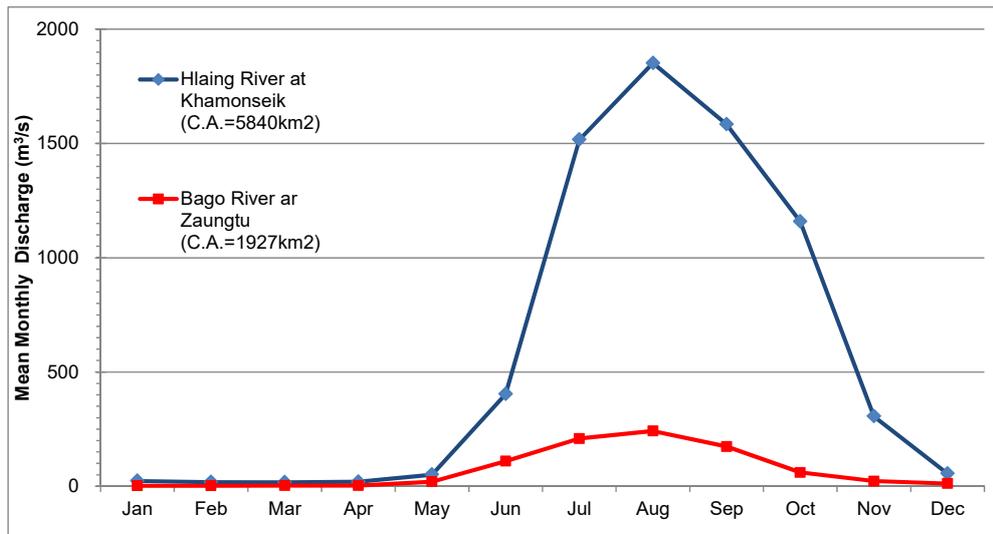
出典: JICA 図書館 (ヤンゴン市の給水システム改善に関する研究, 2002), DMH



出典: JICA 図書館 (ヤンゴン市の給水システム改善に関する研究, 2002), DMH

図 2.4.14 Hlaing 川と Bago 川の流況(1987-2000)

以前の JICA 報告書 (1987 年～2000 年の 14 年間の記録) を参考に、Khamonseik 観測所と Zaungtu 観測所の平均月間流量パターンを図 2.4.15 に示す。図からわかるように、月間流量は雨季に増加し、ピーク流出は 8 月に発生する。



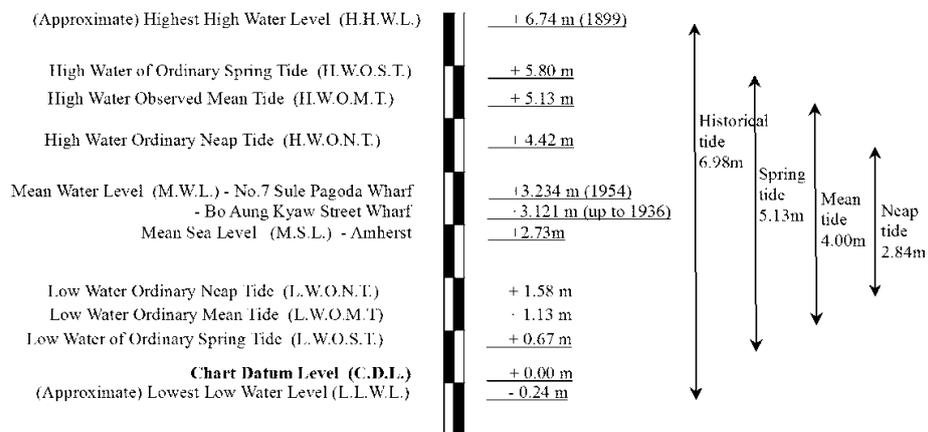
出典: JICA 図書館 (ヤンゴン市の給水システム改善に関する研究, 2002), DMH

図 2.4.15 Khamonseik 観測所と Zaungth 観測所での平均月間流量(1987-2000)

2) 感潮河川の特徴

上述のように、ヤンゴン水系の下流域は、河口から 100km 以上に渡り潮汐変動の影響を受ける感潮河川である。ヤンゴン港周辺の潮位変動は、約 5.1m から 2.8m であり、河口からヤンゴン港までにおける潮位による流速は最大で 3.0m / s に達するとされている。(ヤンゴン港周辺の航路図の速度は 1.6~1.8m / s)

ヤンゴン港周辺の潮位変動範囲については、図 2.4.16 に示すように、ヤンゴン港の潮位図が示されている。潮位図より、大潮、平均及び小潮の変動は、それぞれ 5.13m、4.00m、2.84m である。また、ヤンゴン港における最大高潮(すなわち、潮位偏差または天文潮位と観測潮位の差)は、MPA へのヒアリングによれば 2.13m と報告されている。(2008 年 5 月 3 日のサイクロン Nargis で、MPA は洪水痕跡から 2.13m と測定した。)



出典: MPA

図 2.4.16 ヤンゴン港の潮位図

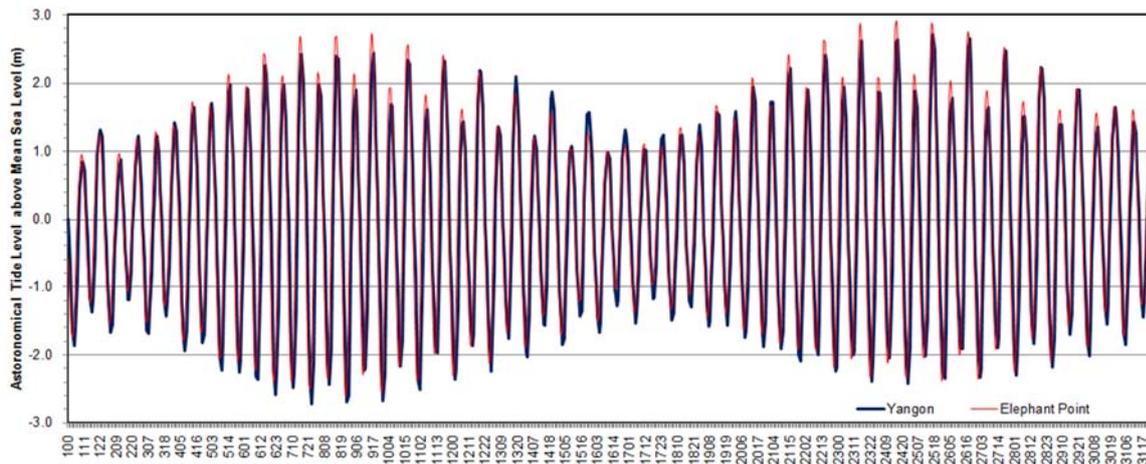
比較のため、灌漑局の水文部による計算結果として、Elephant Point での高潮の振幅（潮位偏差）の確率値を表 2.4.8 に示す。これにより、ヤンゴン港でのサイクロン Nargis の高潮は、甚大なものであったことがわかる。

表 2.4.8 Elephant Point における確率高潮振幅

Return Period (year)	5	10	20	25	50	100	200
Surge (m)	0.889	1.046	1.196	1.244	1.391	1.537	1.682

出典：JICA 図書館（サイクロン・ナルギスによる被災地における農業生産と農村生活の緊急リハビリテーションのための農業地保全プロジェクト, 2011), MoAI,

ヤンゴン港と Elephant Point の天文潮の時系列データは、Web サイトから入手できる。両観測所の 2005 年 3 月における天文潮位を図 2.4.17 に示す。



出典：東京大学地震研究所

図 2.4.17 Elephant Point とヤンゴン港の天文潮位（2005 年）

感潮区間における河川特性の構成要素として、「上流域からの流出量（河川自己流）」と「潮位変動による潮流」に加えて、「海水と河川水の塩分濃度差による河口での密度流」、「浮遊固形物の濃度差による密度流」、「熱対流」、「波浪による流れ」などが挙げられる。これらの流れのスケールは、時間と空間の両方で大きく変化するとともに、複雑に影響を及ぼし合った現象を示すため、それぞれの要素の挙動を予測することは困難である。しかしながら、これらの流れの構成要素が合わさって、大きな潮汐変動の潮流と推察されているため、上げ潮、下げ潮時には、実際の流下運動における層状流と密度流の影響は小さいと考えられる。（これにより、本検討では、河川流量（河川自己流量）と潮流を境界条件として水理解析を行っている。）

また、潮汐は天体の動きに基づいており、多くの周期成分の和として顕在化することから、潮流の潮位（上げ潮、下げ潮）も周期的な挙動を示す。さらに、1つの潮汐区域における1つの潮汐

周期における平均速度はゼロにならない。このような潮汐の振動運動に関連する平均流量は、潮汐運動の非対称性に起因する潮汐残流量として定義される。したがって、シミュレーション期間は、1回の潮汐周期だけでなく、小潮から大潮まで比較的長い期間が求められる。また、解析対象範囲は、潮汐の影響を受ける河川区間全体とすることが望ましい。

また、ヤンゴン川上流域からの土砂流出が、河口域からヤンゴン港にかけて堆積しており、ヤンゴン川の感潮区間の流路及び河床は少しずつ変化していることにも充分考慮する必要がある。ミャンマー河川便覧（1996年、DWIR）によると、ヤンゴン川の年間輸送量は、流域面積とその特性から3,700万トンと推定されており、ヤンゴン港の近くでは、港湾局が航路確保のために継続的に浚渫を実施している。

3) 河床変動

本検討において収集した既存の河川測量（深淺測量）の一覧を表 2.4.9 に示す。これらの測量成果を元に河川横断等の作成を行った。測量時期の異なる河川断面の作成することにより、河床形状の縦横断的な変化を確認する。

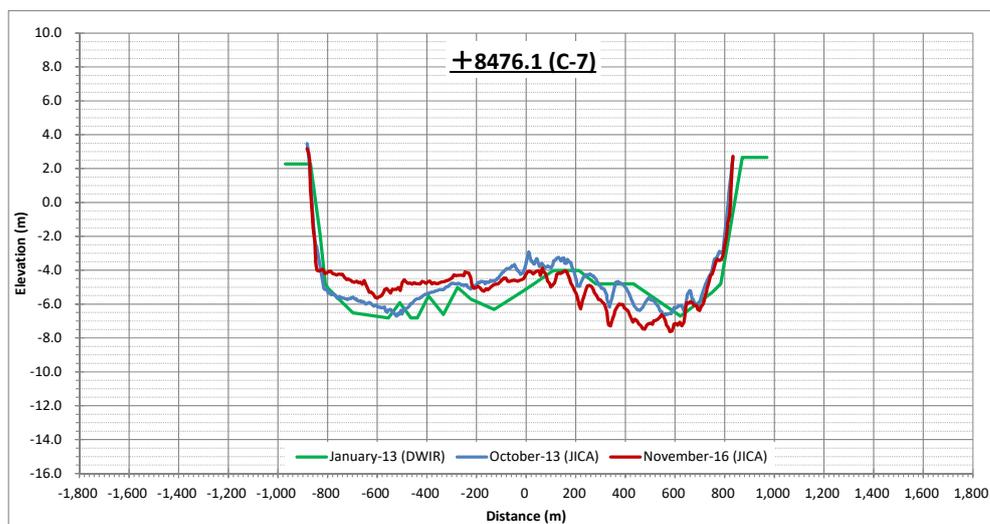
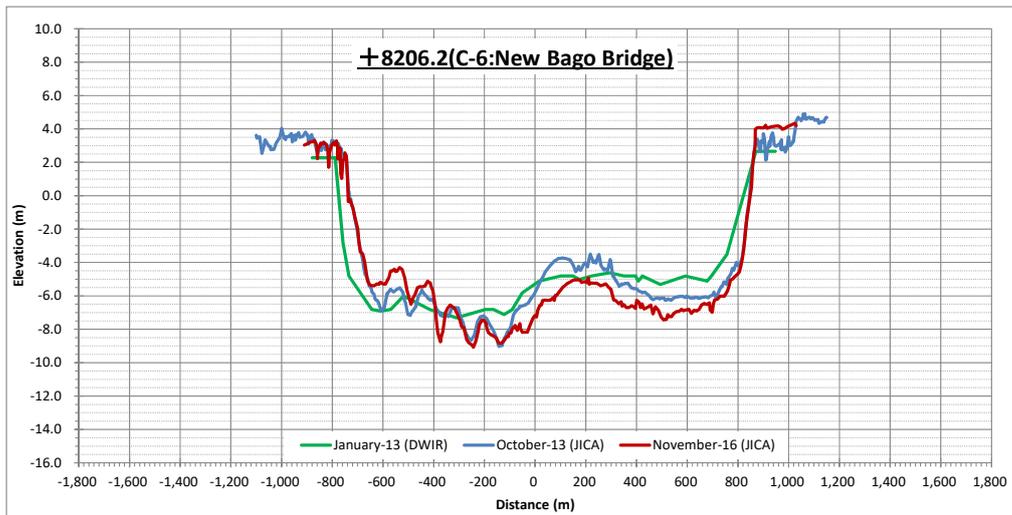
表 2.4.9 深淺測量成果一覧

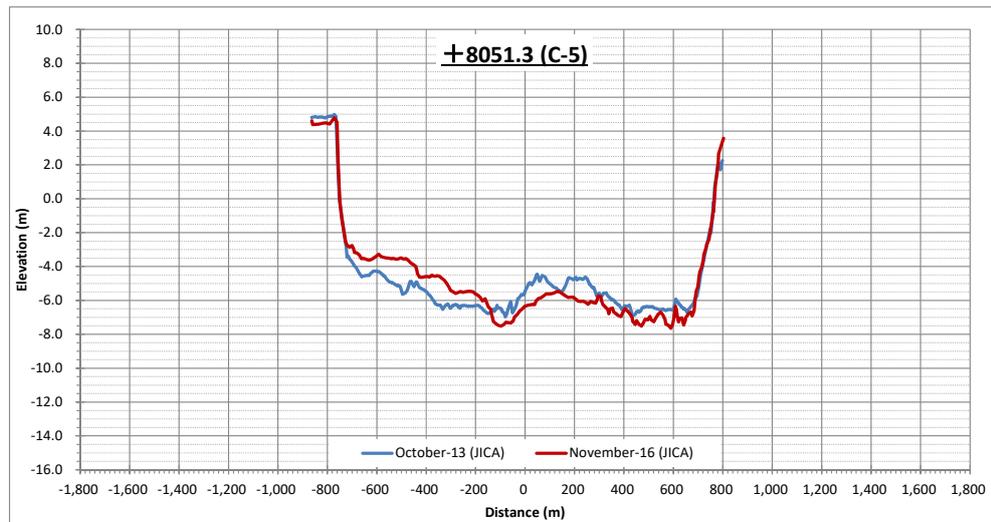
Organization	Reach	Survey Date	Remarks
Navy - nautical chart	Yangon river mouth -Bago river, Pazundaung creek, Hlaing river to Port limit	Jan. 2016	
MPA - bathymetry survey	Inner bar (Monkey Point)	Feb. 2010, Feb., Jun., Jul.2013	Partial data
MPA - bathymetry survey	Liffy reach of Yangon river	Apr. 2011	Partial data
MPA - bathymetry survey	Monkey Point to Bo Aung Kyaw Wharves of Hlaing river	Feb. 2010	
DWIR - bathymetry survey	Upstream of Thanlyin to upstream of Dagon bridge	Jan. 2013(Dagon) Dec. 2015(Thanlyin)	
DWIR - bathymetry survey	Confluence of Hlaing to Thanlyin bridge	May 20007	
Thanlyin Estate Development Ltd. (Star City) - bathymetric survey	Monkey Point to Thanlyin Bridge of Bago river	Jul. 2012	
JICA Study Team	Confluence of Hlaing to upstream of Thanlyin bridge, Pazundaung creek	Aug. 2013	F/S
JICA Study Team	Confluence of Hlaing to upstream of Thanlyin bridge	Nov. 2016	This Study

出典: JICA 調査団

近年の河川横断形状の変遷を図 2.4.18 に示す。

- 水理解析における No. 8476 では、右岸側では浸食傾向がみられる一方で、左岸側は堆積傾向が認められる。
- 新橋架設位置にあたる No. 8206 は、No. 8467 と同様の河床変動傾向がみられる。なお、2013 年と 2016 年で河岸線に有意な違いは認められない。





出典: JICA 調査団、DWIR

図 2.4.18 河川横断形状の経年的変化

河川構造物設計において、河岸線の変遷の把握が重要となる。上述のとおり、新橋架設位置 (No.8206) の河岸について、近年目立った変動はみられない。左岸側 (タンリン側) は航路として利用されており、河岸浸食が懸念されているが、河岸の法勾配は約 1:0.8 で安定している。図 2.4.19 に示した時系列の航空写真によれば、新橋架設位置周辺の河岸線はの 10 年以上にわたり安定していると推察される。また、潮位による水位変動にさらされているにもかかわらず、現地調査では明確な浸食崖は認識されず、少なくとも新橋架設位置付近では河岸浸食が進行していないと考えられる。図 2.4.20 は、法肩に近づくほど法面勾配は急になるが、法面は枯れ草に覆われており浸食が発生していないことを示している。



出典: JICA 調査団、DWIR

図 2.4.19 バゴー川の時系列写真



出典: JICA 調査団、DWIR

図 2.4.20 新橋架設位置におけるバゴー川河岸の現状(左側)

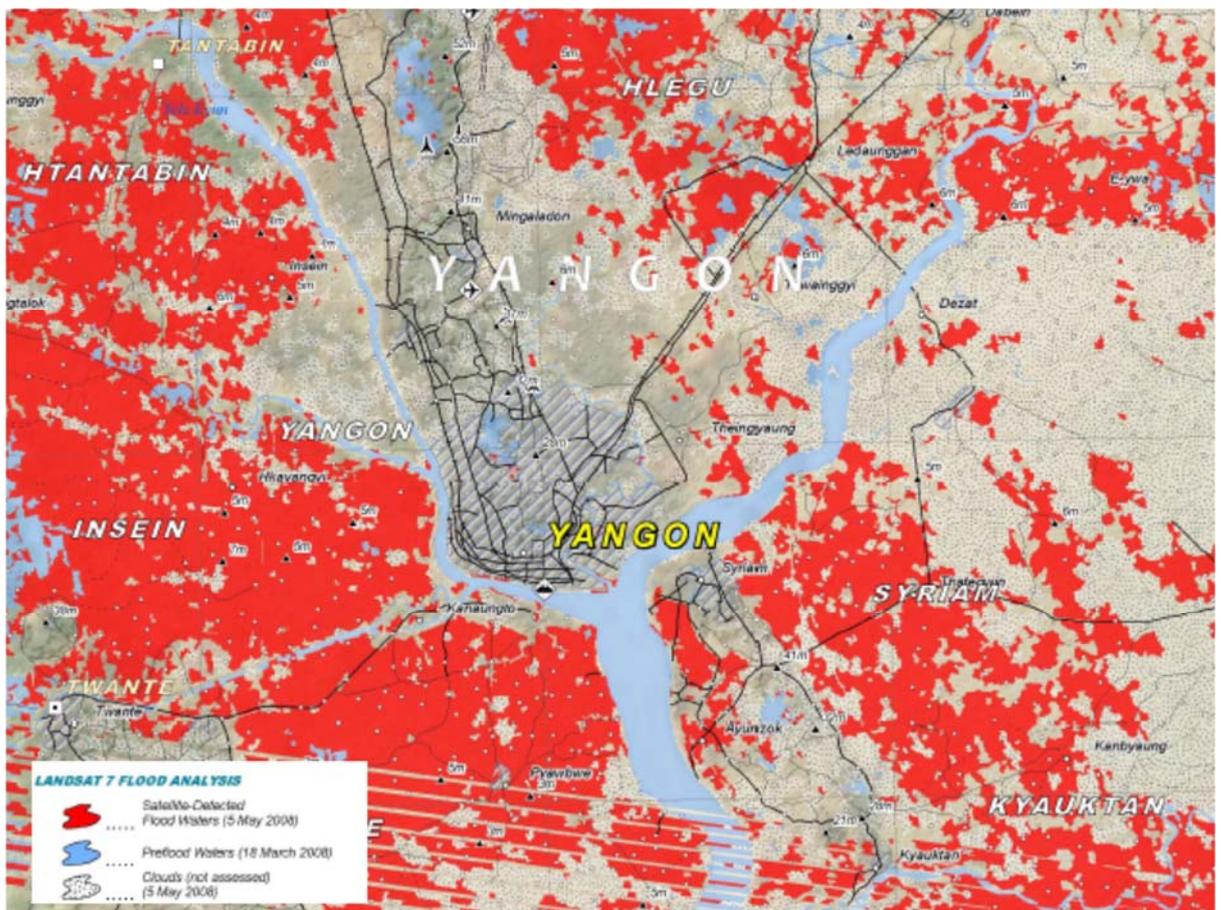
(3) 高潮を含む洪水状況

「ミャンマーの災害白書(2009年)」によれば、洪水は全ての災害のうち 11%を占めており、火災に次いでミャンマーの主要災害に位置付けられる。ヤンゴン周辺の洪水は、次の3つに分類

することができる。

- 氾濫原における河川洪水
- 豪雨、飽和土壌、低浸透率、不十分または不適切なインフラストラクチャー等の組み合わせによる都市部の局所的な洪水
- 沿岸地域におけるサイクロンや高潮による洪水

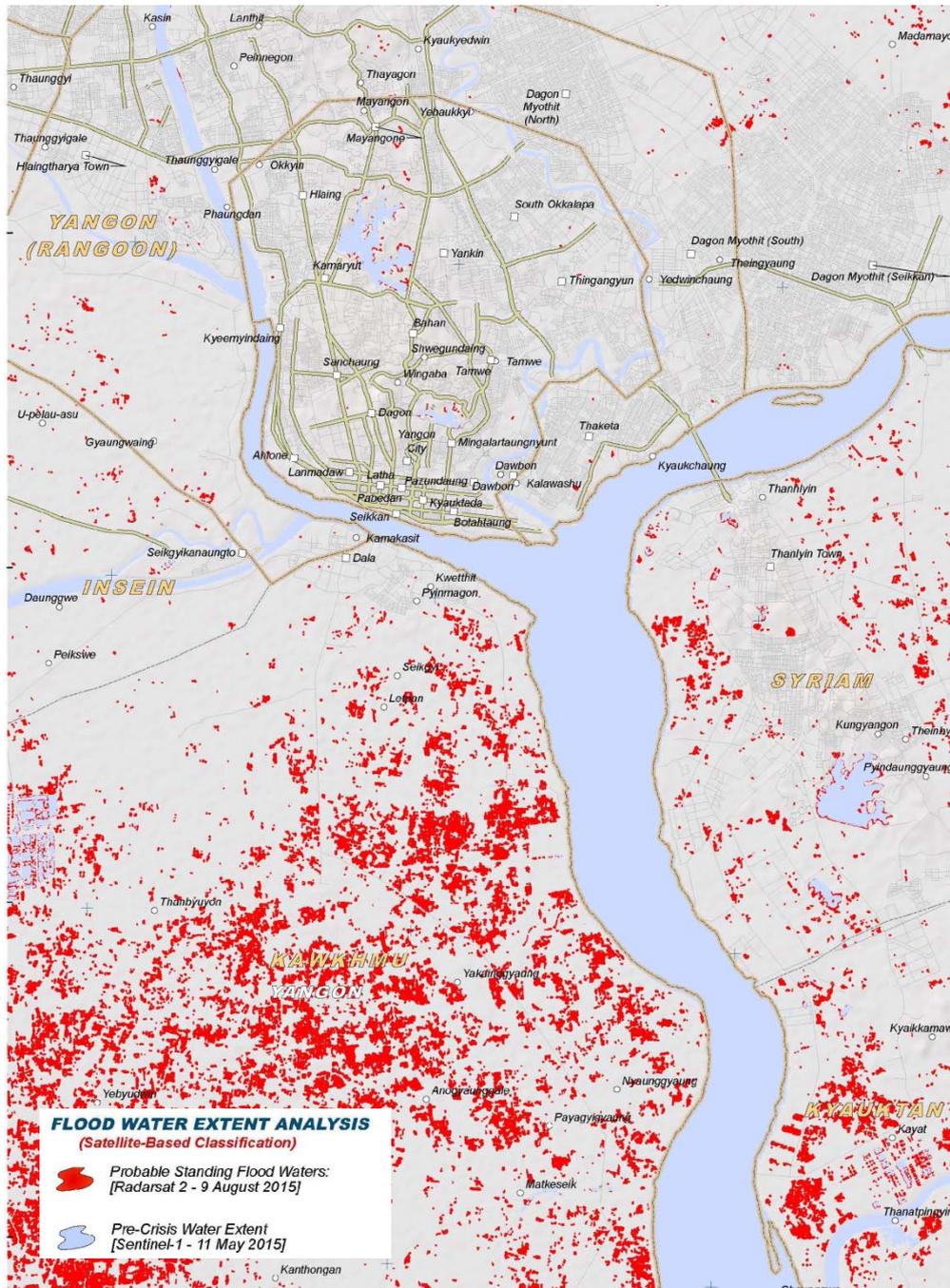
上記のうち、サイクロンや高潮による洪水が最も甚大な被害を発生させる。図 2.4.21 に、2008年5月5日に撮影した衛星画像によるサイクロン Nargis での浸水区域を示す。「ミャンマー災害白書」によると、死者・行方不明者 138,373 人、家畜被害 300,000 頭、6,000 以上の村で 4,000 を越えるの住宅と学校が倒壊し、Ayeyarwady 地区と Yangon 地区を含む総被害額は 13 兆 kyat とされている。



出典: UNOSAT (www.unosat.org)

図 2.4.21 ヤンゴン周辺の洪水状況(サイクロン Nargis、2008 年 5 月 5 日)

2015 年 7 月から 9 月まで続いた大洪水では、全 14 州のうち 12 州に被害を及ぼし、103 人が死亡、被災者は 1,000,000 人にも及ぶ結果となったが、ヤンゴン周辺では、洪水の影響を受けた土地のほとんどが農地であり、河川の氾濫は発生しなかったものと考えられる。



出典: UNOSAT (www.unosat.org)

図 2.4.22 ヤンゴン市周辺の洪水状況(2015年8月9日)

(4) 水運

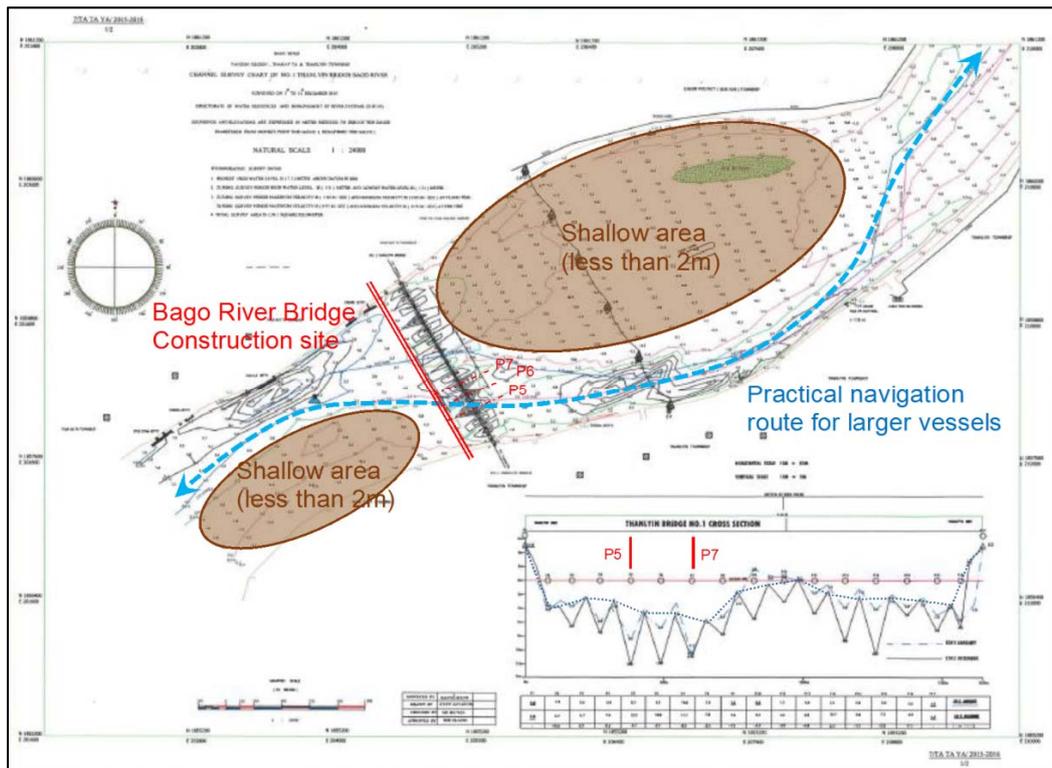
ヤンゴン港は18の埠頭を持つ河川港で、ミャンマーの主要な国際港で、ヤンゴン川のヤンゴン市側に位置している。新橋架設位置では、水運にかかる比較的大型の船舶は、小型船や漁船を除いて、1日に約1隻程度の航海が在るのみである。また、既存のタリンリン橋の上流には小さな造船所があり、数隻の小型船はタリン橋を渡っている。現況の航路制限を表 2.4.10 に示す。

表 2.4.10 現況航路の制限

Bridge Name	River Name	Clearance (m)	
		Width	Height
Thanlyin Bridge	Bago	106.1	10.2

出典: IWT

港湾局と水運局とにインタビューした結果によると、タンリン橋の航行水路は、図 2.4.23 に示すとおりである。



出典: DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

図 2.4.23 河床と航行ルートの状態

2.4.6.2 確率洪水及び高水位

(1) 観測所における確率洪水

表 2.4.11 に示すように、3 つの流量観測所 (Zaungtu、Bago、Khamonseik) での過去の年間最大流量 (極値) を収集した。

表 2.4.11 年間最大流量資料の収集一覧

Station Name	River Name	Catchment Area (km ²)	Period of Record	Collected Data No.	Remarks
Zaungtu	Bago	1,927	1987-	29 (1987-2015)	
Bago	Bago	2,580	1970-	46 (1970-2015)	
Khamonseik	Hlaing	5,840	1987-	26 (1987-2015)	3year - missing observation

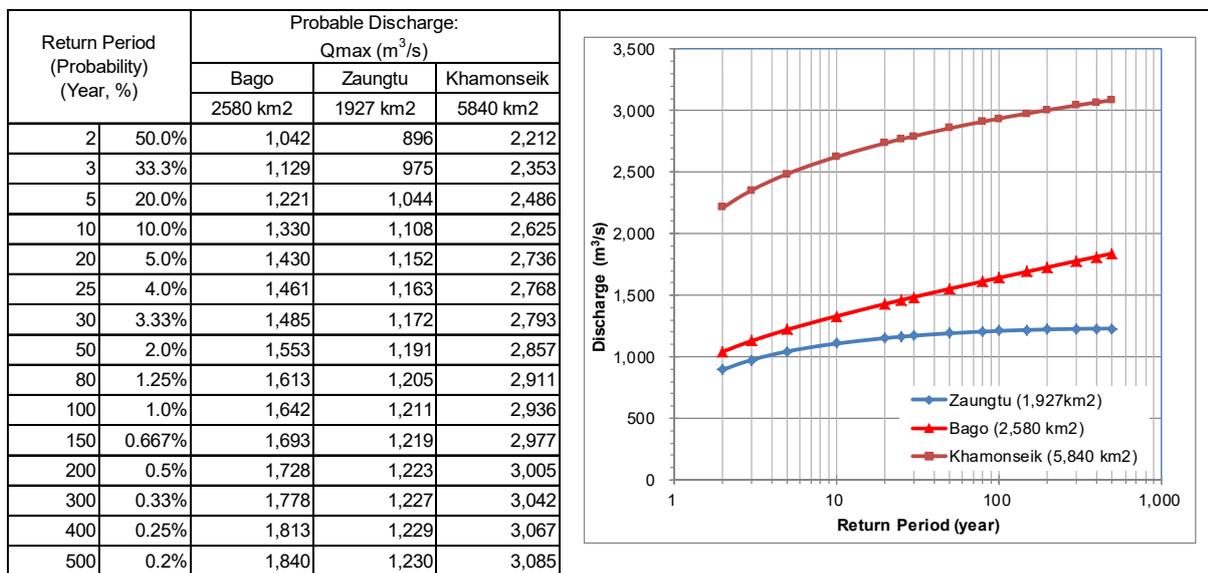
出典:DMH

確率洪水流量は以下の手順に従い算定した。

- Gumbel 分布、岩井分布、一般化極値分布の中から確率分布に適したモデルを選択する。本検討では、岩井法を最も一般的な方法として適用した。
- 再現期間は、2 年、3 年、5 年、10 年、20 年、25 年、30 年、50 年、80 年、100 年、150 年、200 年、300 年、400 年および 500 年とした。

3つの流量観測所（Zaungtu、Bago、Khamonseik）確率流量を表 2.4.12 に示す。

表 2.4.12 Zaungtu、Bago、Khamonseik 観測所での確率洪水計算



出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

(2) 設計に用いる河川流量からの確率洪水流量

計画されている新橋架設位置での流出量は、上流の各水位観測所での確率流量に対して、観測所上流の流域面積に対する算出地点の流域面積の割合を乗ずることで算定される。

水理解析に用いる確率洪水流量を表 2.4.13 に示す。なお、これらの流出量は河川自体からの流出量であり、下げ潮の影響による追加の流量は、これらの流量には含まれていない。

表 2.4.13 設計用の河川流量からの確率洪水流量

Riverine System Name	Yangon river					Remarks
River Name	Bago river		Hlaing river		Pazundaung Creek	
Gauge Station Name	Bago		Khamonseik		(Bago)	
Catchment Area at Station (km ²)	2,580	-	5,840	-	-	
Catchment Area at Construction Site (km ²)	-	5,180	-	12,950	1,490	
Return period	Probability value	Discharge	Probability value	Discharge	Discharge	
1/10	1,330	2,670	2,625	5,821	768	
1/30	1,485	2,982	2,793	6,193	858	
1/50	1,553	3,118	2,857	6,335	897	
1/100	1,642	3,297	2,936	6,510	948	
1/500	1,840	3,694	3,085	6,841	1,063	
		Q1		Q3	Q2	
100 year discharge per unit drainage area (m ³ /sec/km ²)	0.63643		0.50274		=specific discharge	

	Bago River Q1	Pazundaung Creek Q2	Hlaing River Q3	Yangon River (Monkey P.) Q4	Yangon River-mouth Q5	Remarks
Catchment Area (km ²)	5,180	1,490	12,950	19,620	(25,640)	
10 year flood (m ³ /s)	2,670	768	5,821	9,259	(11,965)	
30 year flood (m ³ /s)	2,982	858	6,193	10,033	(12,912)	
50 year flood (m ³ /s)	3,118	897	6,335	10,350	(13,295)	
100 year flood (m ³ /s)	3,297	948	6,510	10,755	(13,782)	Design Discharge
500 year flood (m ³ /s)	3,694	1,063	6,841	11,598	(14,778)	

出典:DMH のデータを元に JICA 調査団 が作成

(3) 潮位観測所での確率高水位

設計高水位算出のために、表 2.4.14 に示す Monkey Point の過去の年最高水位（極値）を収集した。これらの値から、算定した確率高水位を表 2.4.15 に示す。

表 2.4.14 Monkey Point の年最高観測水位

Year	Observed Maximum Annual Water Level: (m, MPA based)	Remarks	Year	Observed Maximum Annual Water Level: (m, MPA based)	Remarks
	Monkey Point			Monkey Point	
1981	6.80		1999	7.00	
1982	Not observed		2000	6.69	
1983	6.32		2001	7.13	
1984	Not observed		2002	6.71	
1985	6.94		2003	7.09	
1986	Not observed		2004	6.82	
1987	Not observed		2005	6.84	
1988	7.10		2006	7.07	
1989	Not observed		2007	7.46	
1990	Not observed		2008	6.75	
1991	6.82		2009	7.21	
1992	6.93		2010	6.78	
1993	7.12		2011	7.10	
1994	6.99		2012	7.03	
1995	6.78		2013	7.23	
1996	6.37		2014	7.07	
1997	7.16		2015	7.53	
1998	6.88		2016	7.06	

出典: MNHC

表 2.4.15 Monkey Point における確率高水位

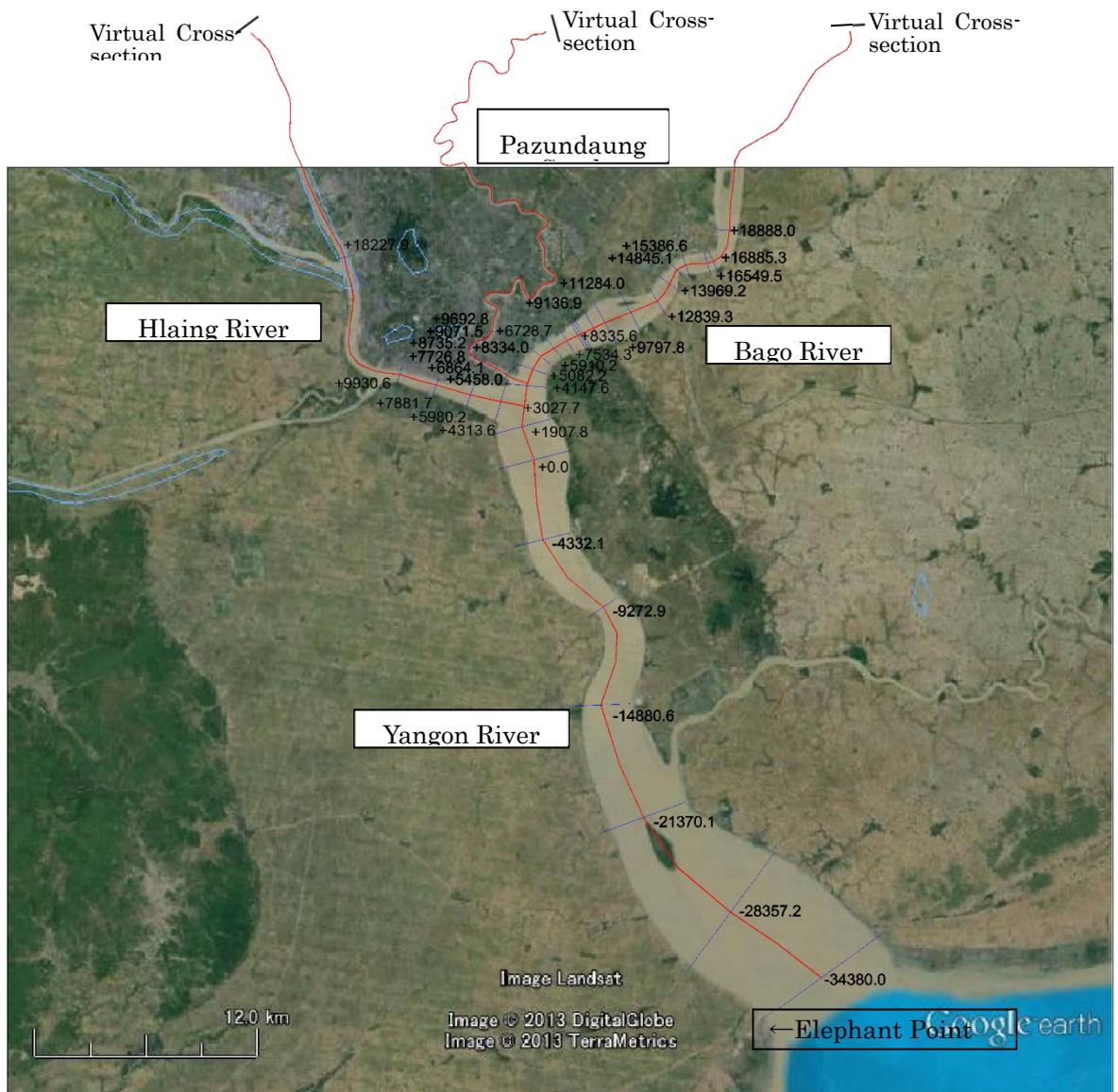
Return Period (Probability) (Year, %)	Porbable High Water Level: H.W.L. (m)		Remarks
	Yangon Port		
	MPA	Land Survy	Collected Data No.
	30 (1981-2016) (*82,'84,'86-'87,'89-'90 are not observed)		Benchmark
2	50.0%	6.92	4.11
3	33.3%	7.03	4.22
5	20.0%	7.15	4.34
10	10.0%	7.31	4.50
20	5.0%	7.46	4.65
25	4.0%	7.51	4.70
30	3.33%	7.55	4.74
50	2.0%	7.65	4.84
80	1.25%	7.75	4.94
100	1.0%	7.80	4.99
150	0.667%	7.88	5.07
200	0.5%	7.95	5.14
300	0.33%	8.03	5.22
400	0.25%	8.09	5.28
500	0.2%	8.14	5.33

出典: MNHC のデータを元に JICA 調査団 が作成

(4) 水理計算

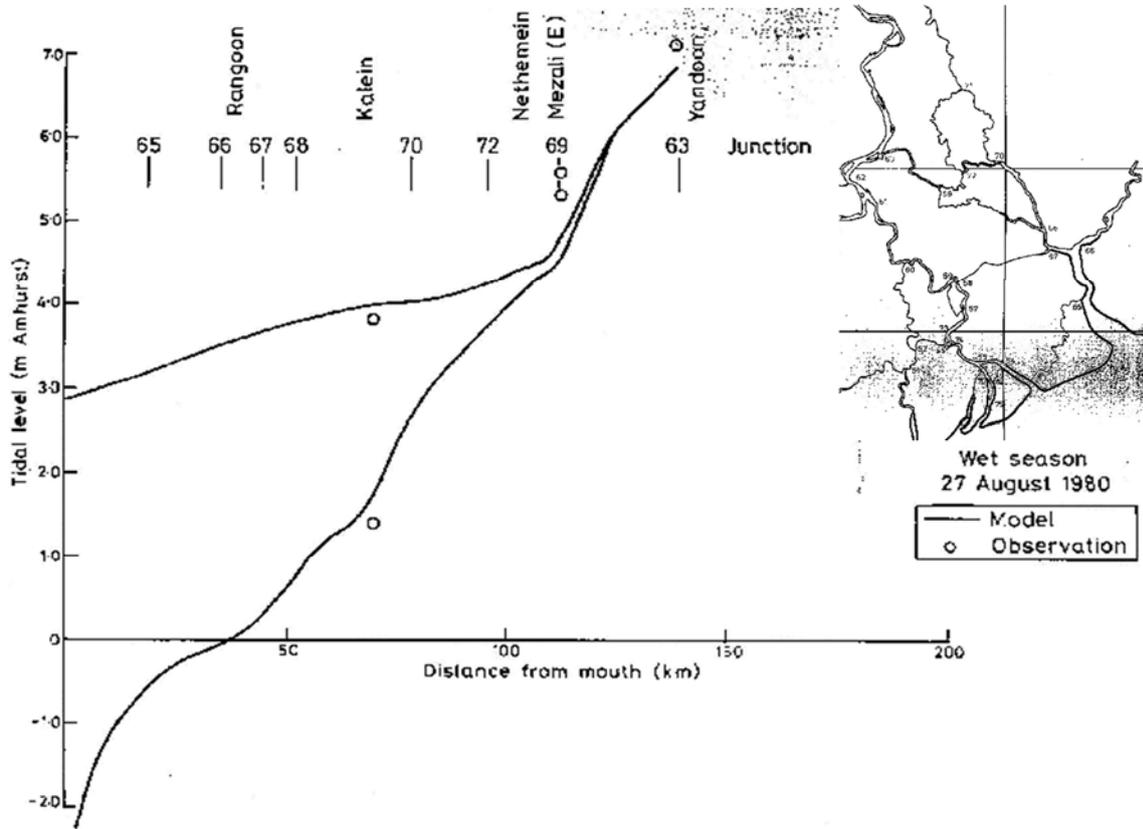
感潮区間における水理現象（河川流量による洪水に加えて、上げ潮、下げ潮など）は、それぞれがシミュレーションに必要な要素であるため、数値計算のモデル化の範囲は、バゴ川や Pazundaung Creek 等の支川を含めたヤンゴン川水系全体を対象とする。下流の境界として Elephant Point（ヤンゴン川の河口）が設定される。上流の境界は、過去の文献（図 2.4.25）を参照して各支川の上流端、地形図から河川延長を測定し、上流端の河川横断については仮想断面を与える事とした。このようにして、河口から上流境界まで、延長 100km 以上についてモデル化した。

ヤンゴン川水系の水理解析モデルを図 2.4.24 に示す。



出典: JICA 調査団

図 2.4.24 ヤンゴン川水系の水理解析モデル



出典：デルタにおける潮汐水理の一次元解析(Nicholas Odd, Report OD 44, July 1982,Hydraulics Research Station, UK), MoAI 図書館)

図 2.4.25 ヤンゴン川の高水位と低水位の過去のシミュレーション例(1980年8月、雨季)

1) 分析ソフトウェア

米国陸軍工兵隊によって開発された HEC-RAS (水文工学センター - 河川解析システム) を用いて、ヤンゴン川の潮汐および洪水現象をシミュレートするために、水理解析を実施した。HEC-RAS には、定常流と非定常流について、常流、射流及び常射混合流の 1 次元水位計算が可能である。各断面水位は、標準ステップ法を用いてエネルギー方程式を解くことによって、ある断面から次の断面まで計算されます。エネルギー損失は粗度 (マニングの方程式) と急縮・急拡の係数によって評価されます。HEC-RAS は、境界条件として上流の流量と下流の水位または既知のエネルギー勾配を与える必要がある。また、津波は下流境界条件として非常に動的であり、このソフトウェアのユーザーマニュアルによれば、潮汐の影響を正確に数値解析するために、陰解法重み付け係数シータは 0.6 に近づける必要がある。

2) 水理解析前提条件

水理解析は以下の手順により実施される。

- 乾季における 2 カ所の潮位観測所の天文潮位を用いて、粗度係数を推定する。(下流の Elephant Point の天文潮から計算された上流のヤンゴン港の水位は、粗度係数を変えるこ

とによってヤンゴン港の天体の潮汐波形に近似される。2005 年の Elephant Point とヤンゴン港の潮位は既知の水位データとして与えられる。）

- 実際の潮位から算出された上記の粗度係数を用いて洪水時（雨季）の計算を行う。

また、検討ケースの条件は次のとおりである。

- 水理解析に用いる河川横断形状は、深淺測量結果、海図等を用いて与えられる。
- 乾季の水理解析の下流境界は、Elephant Point での時系列潮位データ（2005 年 2 月 4 日～2 月 24 日、小潮～大潮～小潮）を与える。（したがって、流れは不定流になる。）乾季の上流境界は、低水流量（275 日間流量）を一定で与える。
- 雨季の水理解析の下流境界は、Elephant Point での時系列潮位データ（2005 年 10 月 17 日～10 月 21 日、大潮）を与える。雨季の上流境界は、各河川へ 100 年洪水流量を一定で与える。
- 上流境界条件である流入量は、上流端流域と全流域との流域面積按分により与え、残流域からの流出量は、流路に「定量の横流入」として与える。

3) 水理解析結果

以下の 2 ケースの水理解析を行った。

表 2.4.16 水理解析検討ケース

Case No.	Boundary Condition of Upstream (m ³ /s)				Boundary Condition of Downstream (Elephant Point)	Remarks (Objectives)
	Discharge	Hlaing	Bago	Pazundaung	Period of Tidal Waveform	
1	Low-water runoff	44	8	5	4 Feb – 24 Feb 2005 (Annual minimum tide, Neap - Spring – Neap tide)	(for calibration of roughness coefficient)
2	100 year flood	6,510	3,297	948	17 Oct to 21 Oct 2005 (Annual Maximum Tide, Spring tide)	(for calculation of HWL)

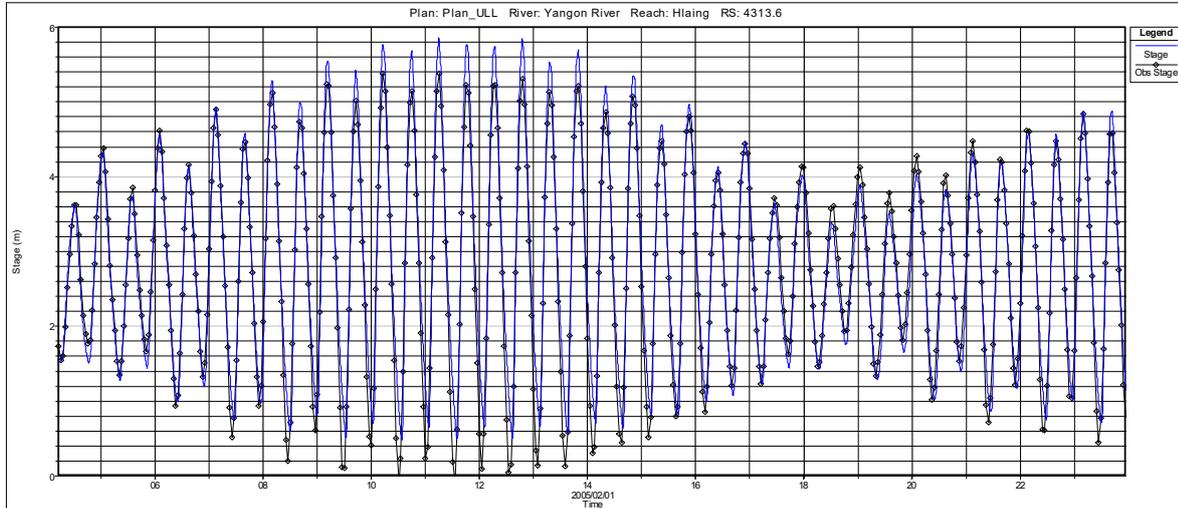
Note: 流量は Hlaing 川, Bago 川、 Pazundaung 川の各合流点の値。

出典: JICA 調査団

扇状地のように河床勾配が非常に緩く、河床材料が非常に小さい場合、粗度係数は一般に非常に小さく、その値は過去の文献 1 によれば約 0.015 と推定される。（準備調査の地質調査の結果から、バゴ橋付近の河床材料の平均粒径は非常に小さく、0.015～0.15 mm と測定された）。

1 利根川河口部の河床形状と洪水中の河床変動, 日本土木学会誌, Ser. B1 (水工学) 第 54 巻 (2010 年), 日本

ケース 1 の粗度係数は 0.010,0.015,0.020,0.025 とした。水理解析結果から、天文潮の振幅にしたのは、図 2.4.26 に示すように、粗度係数が 0.015 のときであり、最大誤差は約 40cm であった。



出典: JICA 調査団

図 2.4.26 水理解析によるヤンゴン港の天文潮と計算潮位との同期(ケース 1、粗度係数 0.015)

高水位の水理計算は、乾期の低水流量における計算結果から、粗度係数を 0.015 として実施した。ケース 1 とケース 2 の水理解析結果を表 2.4.17、図 2.4.27 に示す。

さらに、高水位の推定にあたり、サイクロンによる大気圧の低下に起因する水面上昇分がある。(波浪による影響は本検討では対象としていない。) 大気圧の低下による水面上昇量は、以下の式を用いて推定される。

－ 気圧低下による静水位の上昇値

$$\eta_{PS} = 0.991 \cdot (1013 - p) = 0.991 \cdot (1013 - 962) = 50.54 \text{ cm} = 0.505 \text{ m}$$

ここで、 η_{PS} : 気圧低下による静止水位の上昇値(hPa)

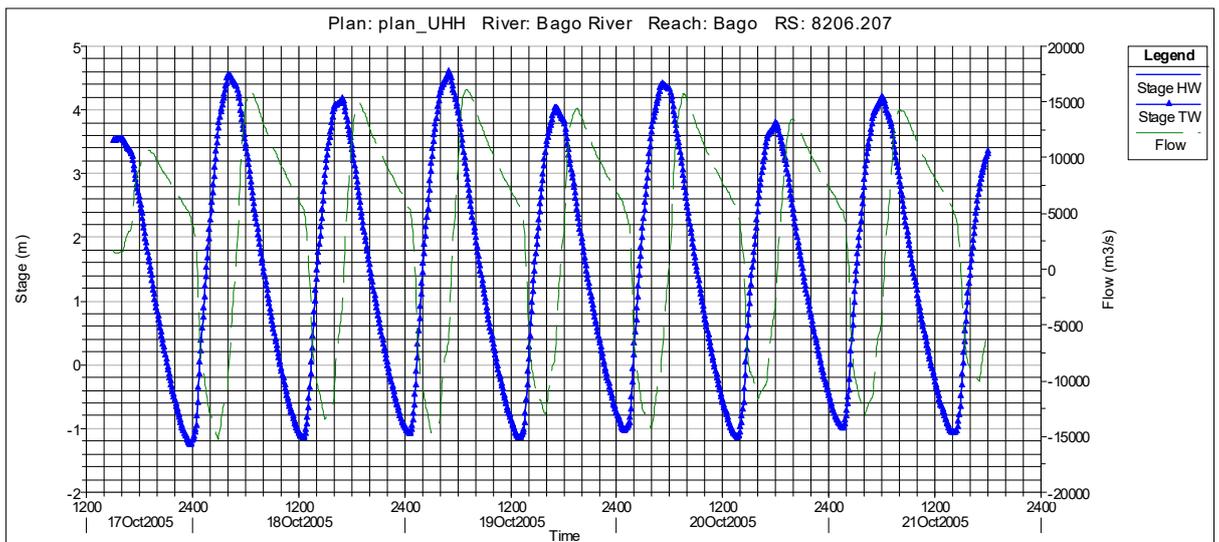
p: サイクロンにおける大気圧 (hPa)

(サイクロン Nargis(2008 年): 962 hPa)

表 2.4.17 水理解析結果

Item	Unit	New Bago Bridge	Remarks
		+8206.2	
< Hydraulic Calculation Results >		Case 1: Annual Minimum Tide and Flood	
High Water Level	m	3.07	at Low Discharge
Maximum Discharge	m ³ /s	9,298.12	
Low Discharge	m ³ /s	8.06	
Tidal flow	m ³ /s	9,290.06	falling tide
Velocity	m/s	0.91	
Minimum Discharge	m ³ /s	-14,428.05	
100 year Flood	m ³ /s	8.06	
Tidal flow	m ³ /s	-14,436.11	rising tide
Velocity	m/s	-1.27	
< Hydraulic Calculation Results >		Case 2: Annual Maximum Tide and Flood	
High Water Level:	m	4.59	at 100-year Flood
Maximum Discharge	m ³ /s	16,168.13	
100-year Flood	m ³ /s	3,296.73	
Tidal flow	m ³ /s	12,871.40	falling tide
Velocity	m/s	1.44	
Minimum Discharge	m ³ /s	-15,230.83	
100-year Flood	m ³ /s	3,296.73	
Tidal flow	m ³ /s	-18,527.56	rising tide
Velocity	m/s	-1.11	
< Probability Calculation >			
Probable H.W.L. (MPA based)	m	7.80	
Probable H.W.L. (Land Survey)	m	4.99	△2.814m
< Planned Value >			
Design Discharge	m ³ /s	16,169	100-year flood
Design H.W.L.	m	4.99	

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 2.4.27 バゴ橋地点における潮位を考慮した水位、流量変動(ケース 2)

(5) 設計高水位及び設計流量

上記の水理解析から得られる設計高水位及び設計流量は、表 2.4.17 に示すとおりである。設計流量に関しては、上流域流出による河川自己流量に対して潮流の影響成分が非常に大きくなっている。

2.4.6.3 洗掘深

(1) 基本概念

橋梁による洗掘は、河床及び河岸における流水の浸食作用によって引き起こされる。洗掘の進行は事実上、河床及び河岸付近で発生する渦流による複雑なものである。洗掘深は洪水ピーク付近で最大になるとされているが、洪水の後期には、洗掘孔が堆積物で補充されるため、実際に観測することは難しい。一般に、橋梁渡河部における洗掘は、数回の洪水を経て、最大洗掘深に達すると考えられる。

(2) 洗掘計算

橋梁構造物の設計では、現地固有の地盤などの情報を十分に検討し、橋脚と橋台の洗掘の可能性を評価することが非常に重要である。橋梁交差部での全洗掘量は、以下の 3 つの要素で構成される。

1. 長期的な河床上昇と河床低下
2. 収縮洗掘
3. 局所洗掘

1) 河床上昇と河床低下

河床上昇と河床低下は、河床に影響を与える可能性のある自然や人為的な要因による長期的な河床変動である。河床の上昇は、橋の上流河川または流域から流出する土砂等の堆積であり、河床低下は、上流からの流出土砂の供給が河川の土砂輸送能力に対して不足するために生じる。一般に、長期的に土砂等の供給・輸送に係る構成が変化しなければ、流れは安定し、土砂輸送のバランスがとれていると考えられる。

2) 収縮洗掘

橋梁交差部における収縮洗掘は、橋梁地点での河積の収縮および流速の増加の結果として、河道幅に渡り河床及び河岸において発生する洗掘である。

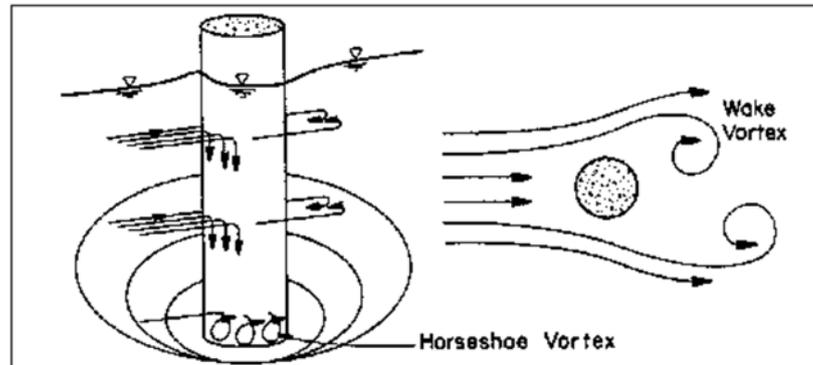
新橋を建設する場合、河積収縮の一般的な原因は、氾濫原や流路の一部に張り出した道路盛り土がある。河積が減少することにより、流速および掃流力は増加し、輸送土砂量が上流からの供給土砂量を上回ることにより洗掘が進行する。洗掘による河床低下等が進行することで橋梁交差部断面の河積が増加し、流速が橋梁架設前と同程度まで低下することで再び平衡状態に達する。

3) 局所洗掘

橋脚やアバットメントでの局所洗掘は、馬蹄渦や後流渦として知られている渦の形成による浸食である。馬蹄渦は、構造物の上流の流れの停滞部から生じ、その後、橋脚または橋台の周辺において流れを加速させ、構造物の周囲で局所的な渦を発生させる。橋脚の底辺では、馬蹄形渦に加えて、後流渦と呼ばれる垂直渦が発生し、馬蹄渦、後流渦は橋脚周辺を洗掘する。後流渦は構造物下流で急速に衰退するため、橋脚の直下流には、しばしば河床材料の堆積がみられる。

橋脚や橋台での局所洗掘深に影響する要因として以下のものが挙げられる。

1. 直上流の流速
2. 水深
3. 橋脚幅
4. 橋台による阻害流量
5. 流れに平行でない場合の橋脚長
6. 河床材料粒径及び分布
7. 橋脚、橋台への流れの斜角
8. 橋脚または橋台の形状
9. 河床形状
10. 氷または土石



出典: Evaluating Scour at Bridges (2012 Fifth edition), Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC 18), FHWA, USA

図 2.4.28 円柱橋脚における洗掘模式図

バゴ橋は、既存のタンリン橋の近くに位置しており、上記の要因に加えて、近接橋の橋脚により、両方の橋梁が互いに水理的に影響を及ぼすと言われている。近接橋による影響は、図 2.4.29 の修正係数 (K_d) を使用して計算される。近接橋の局所洗掘深は、 K_d に近接橋が無い場合の推定局所洗掘深を乗じて設定する。 K_d は図の a/b の読み値である。

a : 上流橋と下流橋の橋脚中心間の距離

b : 上流橋の橋梁幅

この場合、 a/b の値は20以上 ($a \doteq 125\text{m}$ 、 $b \doteq 6\text{m}$) であり、上流橋の K_d は1.0 となり、上流橋脚の局所掘削深さは下流橋の影響を受けない。一方、下流橋の K_d は約 0.8 である。しかしながら、これらの橋梁の位置の水理特性として、流れの方向が潮汐効果によって変化することが挙げられる。すなわち、タリン橋とバゴー橋の2つの橋の相対的な位置は、潮位によって反対になる。したがって、 K_d の値は安全のために1を取るべきであり、 K_d はそれぞれ1.0 になり、近接橋が無い場合と同じ結果となる。なお、バゴー川が下流側から上流側に流れるとき、 K_d は16 ($a \doteq 125\text{m}$ 、 $b \doteq 7.5\text{m}$) となり、順方向の場合とほぼ同じ結果となる。

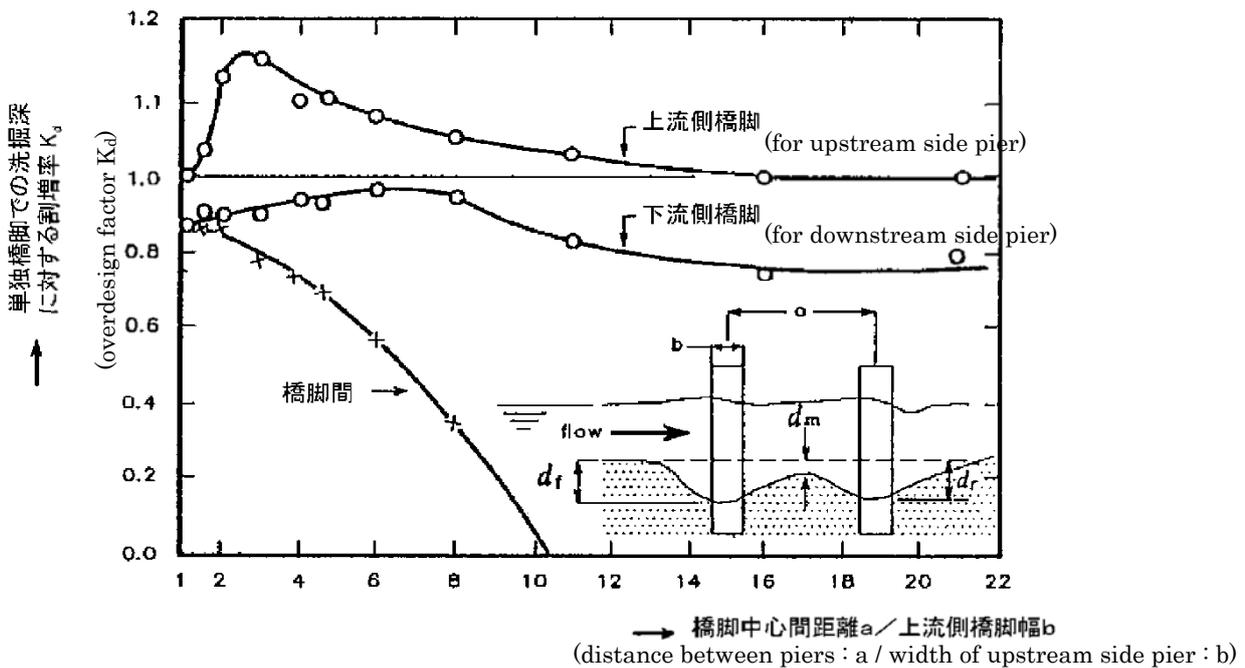


図 3-8 近接橋脚による修正係数 K_d

出典：河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案)、国土技術研究センター

図 2.4.29 近接橋による修正係数 K_d

4) 洗掘の評価

橋梁による流れに対する障害は、解析に十分な橋梁上下流河道と合わせて、米国水工学センターによって開発された HEC-RAS によってモデル化される。このモデルを用いて、100 年確率洪水について解析を実施する。モデル化した橋梁データは図 2.4.30 に示すとおりである。

米国連邦道路公社 (FHWA) の水工学第 18 号 (HEC18) に基づき、不定流計算から得られる最大流量と高水位を用いて、HEC-RAS で洗掘計算を実施した。洗掘深の推定方程式は次の通りである。

- 収縮洗掘方程式(Laursen(1960 年)の修正式)

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

ここで、

y_1 : 上流河道の平均水深 (m)

y_2 : 収縮断面の平均水深 (m)

y_0 : 収縮断面の現況水深 (m)

Q_1 : 上流土砂輸送流量 (m^3/s)

Q_2 : 収縮断面流量 (m^3/s)

W_1 : 上流土砂輸送断面幅 (m)

W_2 : 橋脚幅を除いた収縮断面幅 (m)

k_1 : 河床材料輸送形態による指数

- 局所洗掘(橋脚洗掘)方程式(CSU 方程式に基づく)

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

ここで、

y_s : 洗掘深(m)

y_1 : 橋脚直上流の水深 (m)

K_1 : 橋脚形状による係数

K_2 : 流れに対する斜角による係数

K_3 : 河床形状による係数

a : 橋脚幅 (m)

L : 橋脚長さ (m)

Fr_1 : 橋脚直上流のフルード数

V_1 : 橋脚直上流の平均流速 (m/s)

HEC-RAS では、CSU 方程式に加えて、David Froehlich 博士によって開発された追加の方程式が、代替の橋脚洗掘方程式として利用可能である。Froehlich 方程式によって評価された洗掘深は、流れの条件に関係なく橋脚幅を加えているため、実際の洗掘深が橋脚幅よりも小さければ過大となる可能性がある。

- 局所洗掘(橋脚洗掘)方程式(Froehlich の方程式)

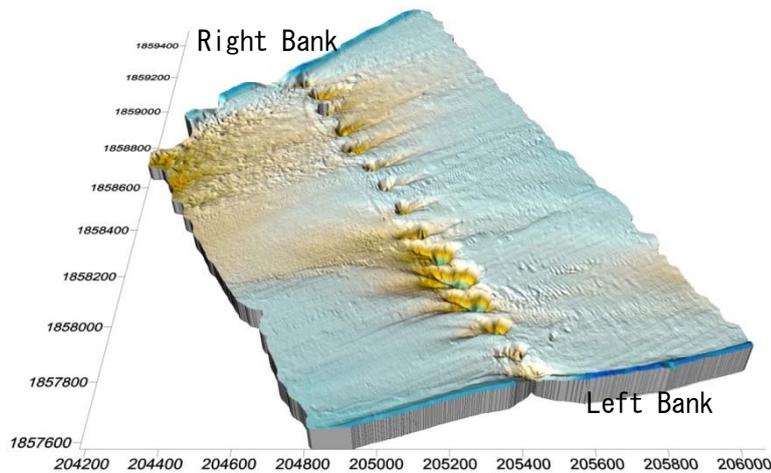
$$y_s = 0.32\varphi(a')^{0.62}y_1^{0.47}Fr_1^{0.22}D_{50}^{-0.09} + a$$

ここで、

φ : 橋脚形状による補正係数

a' : 流向に対する投影橋脚幅 (m)

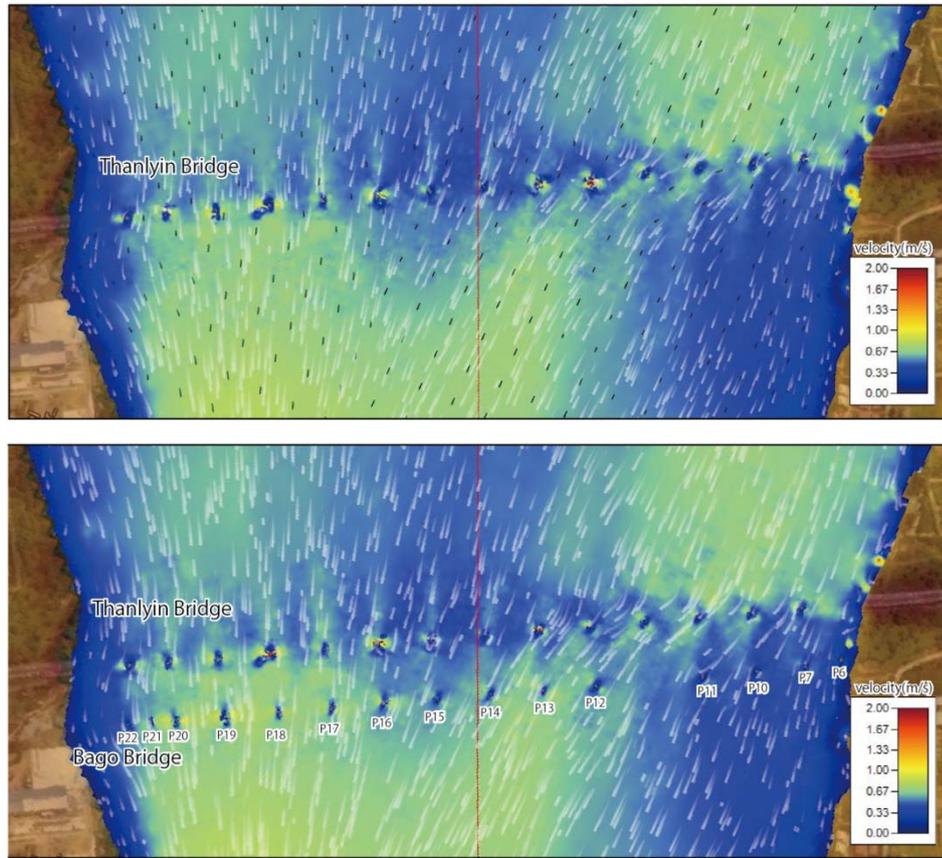
局所掘削計算のための各橋脚に対する流れの仰角を正確に把握するために、HEC-RASにより平面2次元流況解析（以下、2次元流況解析と呼ぶ）を行った。HEC-RASの2次元モデルは、適切な結果を得るための詳細で正確な地形データが必要となるため、本検討で実施した深淺測量結果により地形モデルを構築した。仰角の把握に加えて新橋架設による影響を解明するため、新橋あり、なしの2つの地形モデルを構築した。2次元流況解析は地形モデルを細分化した計算メッシュを使用し、水位は各時間ステップでメッシュごとに計算される。一般に、地形や流況の急激な変化を解析するには、より小さなメッシュが必要になる場合があるため、橋脚周りのメッシュのサイズは、他の領域よりも詳細に設定した。



出典：JICA 調査団

図 2.4.30 深淺測量結果の3次元イメージ

計算の境界条件は表 2.4.16 のケース 2 と同じであり、2D フロー解析の結果は図 2.4.31 に示されている。図によると、新しい橋の周りの流れ方向は、バゴー川を中心線に平行ではなく、水路（航行フェアウェイ）に沿っている。タンリン橋の局所的な酸性度に関しては、流れ方向に対して大きな斜角を有する栈橋による掘削深さが他よりも深いため、2D 流況解析結果は河床の実際の地形と一致する。一方、図中の新橋の有無による地形モデルの流動状態と比較すると、新しい橋の流れの影響は新しい橋のまわりに限られているといえる。



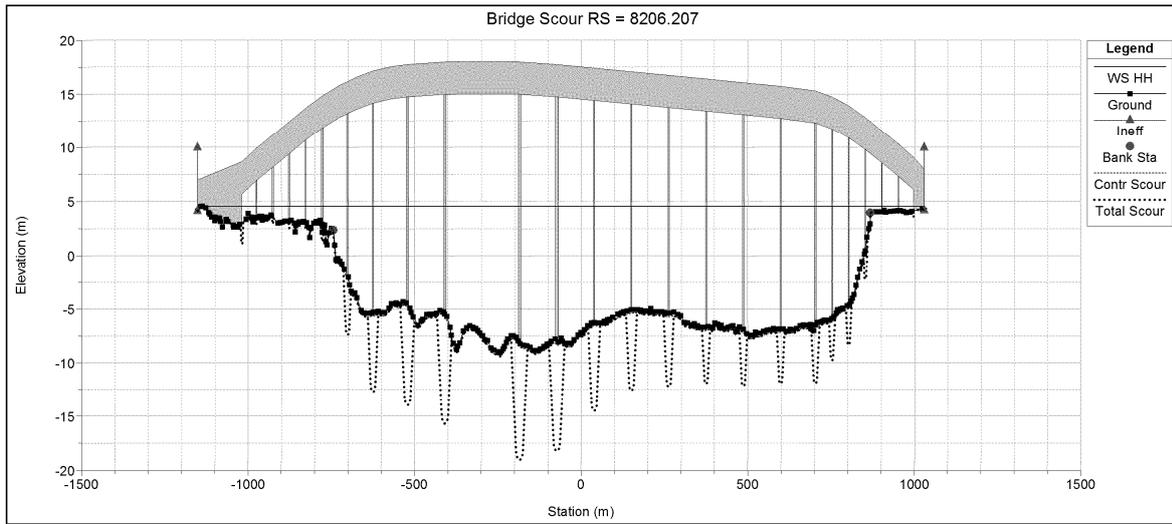
出典: JICA 調査団

図 2.4.31 2D フロー解析の結果

表 2.4.18 バゴー橋橋脚の斜角

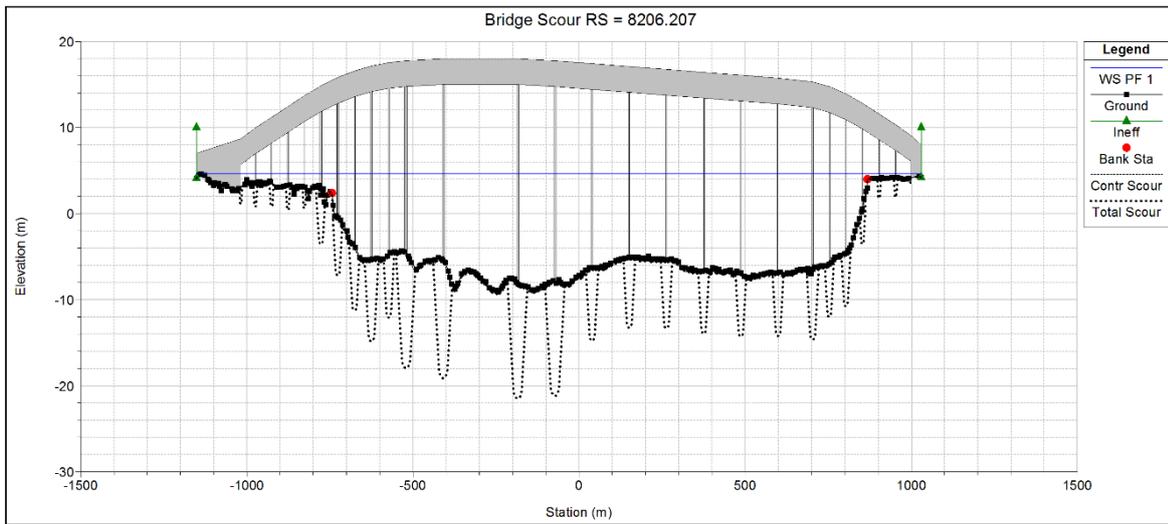
Pier No.	Oblique Angle	K ₂ for CSU equation	a' for Froehlich equation	Pier No.	Oblique Angle	K ₂ for CSU equation	a' for Froehlich equation
P6	16.6°	1.83	5.69	P16	19.1°	1.49	6.29
P7	30.3°	2.10	6.75	P17	4.1°	1.12	4.50
P10	32.9°	1.42	8.12	P18	2.8°	1.08	4.34
P11	38.6°	1.45	7.30	P19	1.6°	1.05	4.19
P12	39.1°	1.46	9.95	P20	1.4°	1.04	4.66
P13	32.0°	1.41	9.89	P21	1.3°	1.05	3.18
P14	32.8°	1.73	7.80	P22	0.3°	1.01	3.04
P15	29.5°	1.68	7.45				

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 2.4.32 CSU 方程式によるバゴ橋における洗掘計算結果



出典: JICA 調査団

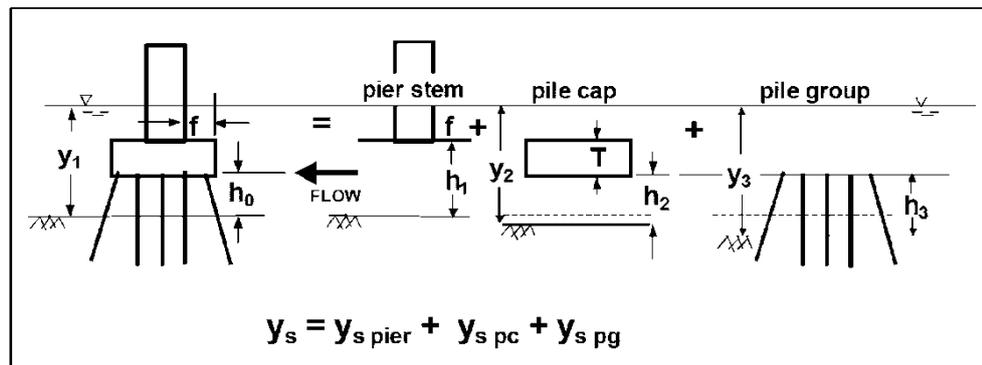
図 2.4.33 Froehlich 方程式によるバゴ橋における洗掘計算結果

表 2.4.19 洗掘計算結果一覧

Pier No.	the CSU equation			the Froehlich equation		
	Total Scour (m)	Local Scour (m)	Contraction Scour (m)	Total Scour (m)	Local Scour (m)	Contraction Scour (m)
P1	0.53	0.53	0.00	4.26	4.26	0.00
P2	0.53	0.53	0.00	4.25	4.25	0.00
P3	0.59	0.59	0.00	4.33	4.33	0.00
P4	0.59	0.59	0.00	4.21	4.21	0.00
P5	0.98	0.98	0.00	7.33	7.33	0.00
P6	4.35	3.99	0.36	7.21	6.85	0.36
P7	4.75	4.39	0.36	7.93	7.57	0.36
P8	5.03	4.67	0.36	8.53	8.17	0.36
P9	4.72	4.36	0.36	7.43	7.07	0.36
P10	6.45	6.09	0.36	11.33	10.97	0.36
P11	7.16	6.80	0.36	12.26	11.90	0.36
P12	7.58	7.22	0.36	12.72	12.36	0.36
P13	7.09	6.73	0.36	11.93	11.57	0.36
P14	4.94	4.58	0.36	7.42	7.06	0.36
P15	4.64	4.28	0.36	7.22	6.86	0.36
P16	4.73	4.37	0.36	7.28	6.92	0.36
P17	4.80	4.44	0.36	7.41	7.05	0.36
P18	4.93	4.57	0.36	7.47	7.11	0.36
P19	4.91	4.55	0.36	7.46	7.10	0.36
P20	5.25	4.89	0.36	8.16	7.80	0.36
P21	4.13	3.77	0.36	6.50	6.14	0.36
P22	4.07	3.71	0.36	6.38	6.02	0.36
P23	3.03	2.67	0.36	4.38	4.02	0.36
P24	0.29	0.29	0.00	2.77	2.77	0.00
P25	0.28	0.28	0.00	2.75	2.75	0.00

出典: JICA 調査団

表 2.4.20 に示すように、推定された洗掘深は複数の橋脚において基礎に達している。新設橋は、洗掘対策工を設置しない状態で安定するように設計されなければならないため、図 2.4.34 に示す複合構造橋脚の洗掘深計算 (Jones and Sheppard 2000) を実施する。



出典: Evaluating Scour at Bridges (2012 Fifth edition), Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC 18), FHWA, USA

図 2.4.34 複合構造橋脚における洗掘要素

全洗掘深は構造形式毎の洗掘深の合計として次式で与えられる。

$$y_s = y_{s\ pier} + y_{s\ pc} + y_{s\ pg}$$

ここで、

y_s : 全洗掘深 (m)

$y_{s\ pier}$: 橋脚による洗掘 (m)

$y_{s\ pc}$: パイルキャップまたはフーチングによる洗掘 (m)

$y_{s\ pg}$: 群杭による洗掘 (m)

$$\frac{y_{s\ pier}}{y_1} = K_{h\ pier} \left[2.0K_1K_2K_3 \left(\frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \right)^{0.43} \right]$$

$$\frac{y_{s\ pc}}{y_2} = 2.0K_1K_2K_3K_w \left(\frac{a_{pc}}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{v_2}{\sqrt{gy_2}} \right)^{0.43}$$

$$\frac{y_{s\ pg}}{y_3} = K_{h\ pg} \left[2.0K_1K_3 \left(\frac{a^*_{pg}}{y_3} \right)^{0.65} \left(\frac{v_3}{\sqrt{gy_3}} \right)^{0.43} \right]$$

ここで、

a_{pier} , a_{pc} , a^*_{pg} : 橋脚幅、パイルキャップ幅、群杭投影幅(m)

$K_{h\ pier}$: 河床上の橋脚の高さとパイルキャップによる遮蔽効果による係数

K_w : 橋脚幅係数

$K_{h\ pg}$: 群杭高さ係数

各構造の洗掘深の重ね合わせにより得られる全洗掘深の算定結果を表 2.4.20 に示す。

表 2.4.20 全洗掘深計算結果

Pier No.	Scour of components				R ived E levation (M SL+m)	W ater Depth (m)	M ean V ebcity (m /s)	P ile top E levation (M SL+m)	S cour ed Level (M SL+m)
	Total Scour (m)	Scoru for P ier (m)	Scoru for P ile cap (m)	Contracti on Scour (m)					
P1	0.35	0.35	-	0.00	4.30	0.29	0.02	3.55	3.95
P2	0.36	0.36	-	0.00	4.30	0.29	0.02	3.49	3.94
P3	0.37	0.37	-	0.00	4.30	0.29	0.02	3.44	3.93
P4	0.20	0.20	-	0.00	4.30	0.29	0.02	3.49	4.10
P5	0.32	0.32	-	0.00	4.30	0.29	0.02	3.51	3.98
P6	3.86	3.15	0.36	0.35	-1.72	6.31	0.78	-3.45	-5.58
P7	2.34	1.01	0.99	0.35	-5.35	9.94	0.78	-3.45	-7.69
P10	6.72	5.80	0.58	0.35	-4.55	9.14	0.88	-9.20	-11.27
P11	6.72	5.53	0.84	0.35	-5.41	10.00	1.00	-9.20	-12.13
P12	5.71	4.25	1.11	0.35	-7.96	12.55	1.06	-9.20	-13.67
P13	5.46	4.14	0.97	0.35	-8.02	12.61	1.01	-9.20	-13.48
P14	5.14	4.03	0.76	0.35	-6.28	10.87	1.01	-8.06	-11.42
P15	5.74	4.73	0.66	0.35	-5.09	9.68	0.89	-8.06	-10.83
P16	5.08	4.11	0.63	0.35	-5.26	9.85	0.92	-8.06	-10.35
P17	2.99	2.28	0.36	0.35	-6.70	11.29	0.92	-8.06	-9.69
P18	3.00	2.12	0.53	0.35	-6.99	11.58	0.98	-8.06	-9.99
P19	2.89	2.09	0.45	0.35	-6.88	11.47	0.97	-8.06	-9.77
P20	2.97	2.00	0.62	0.35	-6.55	11.14	0.97	-7.28	-9.52
P21	2.40	1.71	0.34	0.35	-6.15	10.74	0.79	-7.55	-8.55
P22	2.86	2.51	-	0.35	-4.61	9.20	0.79	-7.59	-7.47
P23	2.01	1.66	-	0.35	-0.05	4.64	0.79	-2.39	-2.06
P24	0.13	0.13	-	0.00	4.11	0.48	0.01	3.73	3.98
P25	0.13	0.13	-	0.00	4.04	0.55	0.01	3.78	3.92

出典: JICA 調査団

2.5 公共施設調査

2.5.1 調査の目的および内容

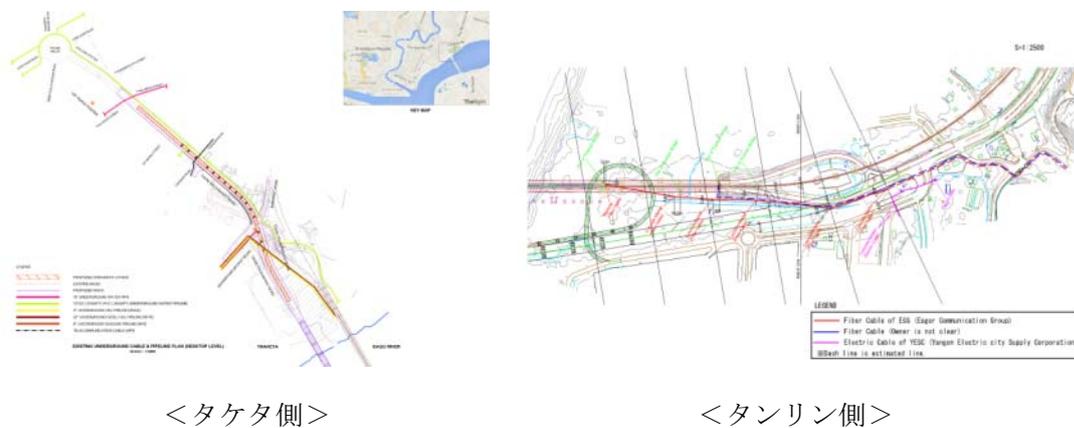
公共施設調査は、プロジェクト対象地域内の既存公共施設に関する情報を収集するために実施するものであり、地上部における公共施設調査および地下埋設公共施設調査からなる。

(1) 地下埋設公共施設調査

プロジェクト対象地域内に位置する地下埋設公共施設の埋設位置、種類、サイズを確認するため、以下に示す通り試掘調査を実施した。

1) 調査準備

- 地下埋設公共施設の大よその位置は、図 2.5.1 に示す通り、F/S で確認されている。



出典:追加 F/S

図 2.5.1 追加 F/S による地下埋設公共施設調査結果

- 試掘調査位置は、上記、F/S における地下埋設公共施設調査結果を参考に決定した。
- #### 2) 試掘
- 試掘は、地下埋設公共施設に損傷を与えないよう、機材を使用せず人力で行った。
 - 調査準備で決定した試掘調査位置で試掘を行った結果、地下埋設公共施設を発見できなかった場合、発見するまで、その近辺における掘削を継続した。
- #### 3) 計測
- 地下埋設公共施設を発見した際は、以下に示す情報を記録した。
 - 試掘位置 ID
 - 公共施設の種類
 - 公共施設のサイズ

- 舗装端等容易に確認できる位置からの距離
- 埋設深さ
- スケッチ
- 写真

4) 埋戻し

- 計測が終わり次第、試掘孔は埋め戻され、元の状態に復旧した。

5) レポート

- 全ての試掘箇所における調査レポートを作成した。

(2) 地上部における公共施設調査

プロジェクト対象地域内に位置する地上部の公共施設の位置、種類、サイズ、材料を確認するため、地上部における公共施設調査を実施した。

電線、電話線、電柱等の公共施設の他、広告等の民間施設についても調査を行った。

2.5.2 調査結果

(1) 地下埋設公共施設調査結果

試掘による地下埋設公共施設調査の結果、以下に示す公共施設が、プロジェクト対象地域内に埋設されていることが確認された。

- 水道管
- 燃料パイプライン
- ガスパイプライン
- 電話線
- 通信ケーブル

地下埋設公共施設調査結果の例を、図 2.5.2 に示す。全ての調査結果は、付録-13 を参照されたい。

Survey Sheet of D-1

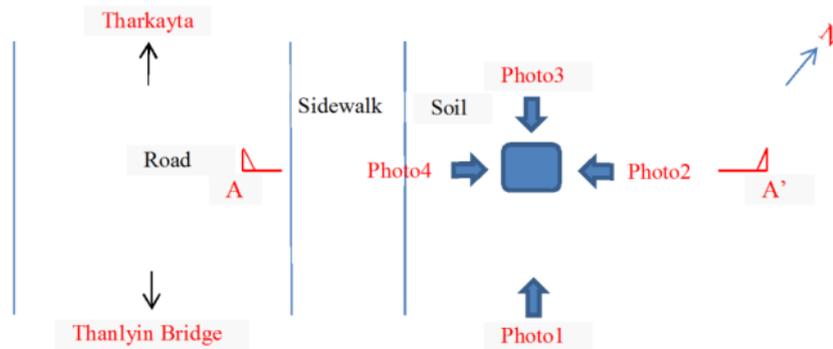
1. Summary of Location

The location of D-1 pit is located at the following coordinate and the corner of Thanlyin approach road and Thalawadi road in the Tharkayta Township.

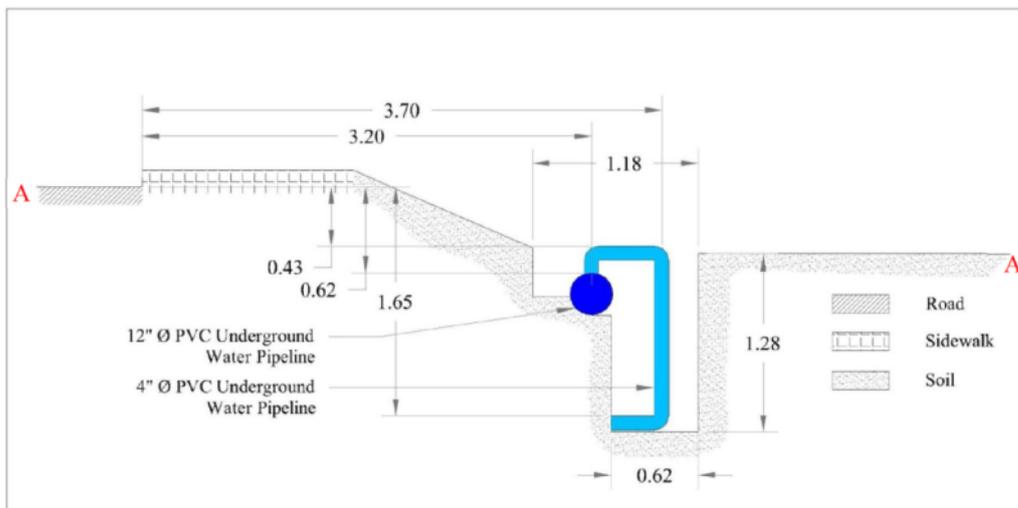
- Latitude 16° 48' 18.5436" N
- Longitude 96° 13' 15.9024" E



2. Sketch

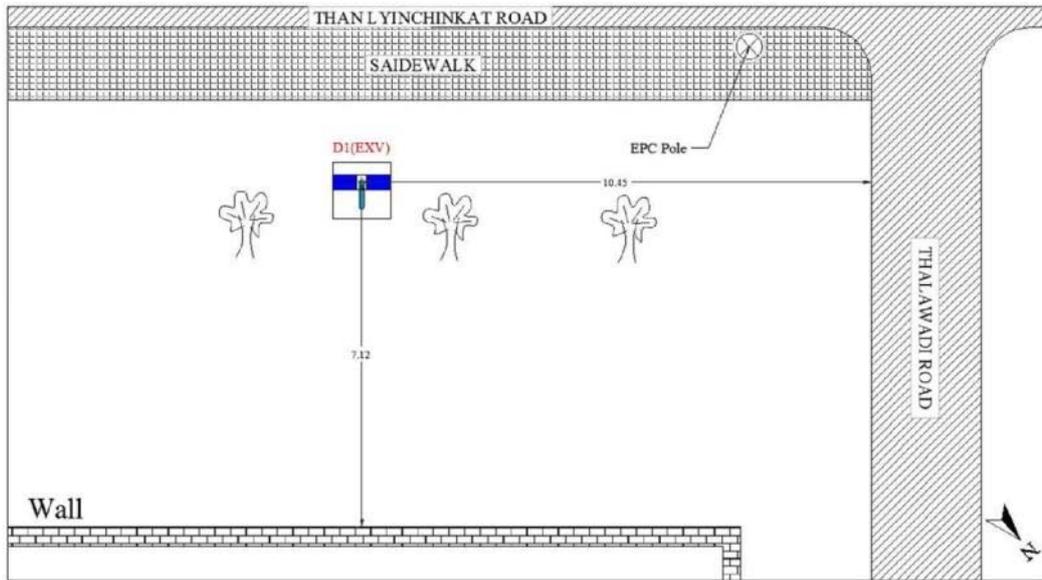


3. Cross Section



Cross Section

4. Plan View



5. Photos of D-1



Photo 1



Photo 2



Photo 3



Photo 4

出典: JICA 調査団

図 2.5.2 地下埋設公共施設調査結果の例

(2) 地上部における公共施設調査結果

地上部における公共施設調査の結果、多くの公共および民間施設が、プロジェクト対象地域内で確認された。

地上部における公共施設調査結果の例を、図 2.5.3 に示す。

No.	Type	Size	Material	Photo	Note
1	Phone Pole	0.2 Ø x 8 m	Concrete		
2	Electric Pole	0.3 Ø x 10 m	Concrete		
3	Electric Pole	0.3 Ø x 10 m	Concrete pole with support pole 0.2 Ø x 12 m		
4	Electric Pole with Lamp	0.2 Ø x 10 m	Concrete pole		
5	Phone Pole	0.2 Ø x 10 m	Concrete pole with support 0.2 Ø x 12 m		
6	Electric Pole	0.25 Ø x 12 m	Concrete pole		On the platform, 0.4 Ø x 0.2 footing

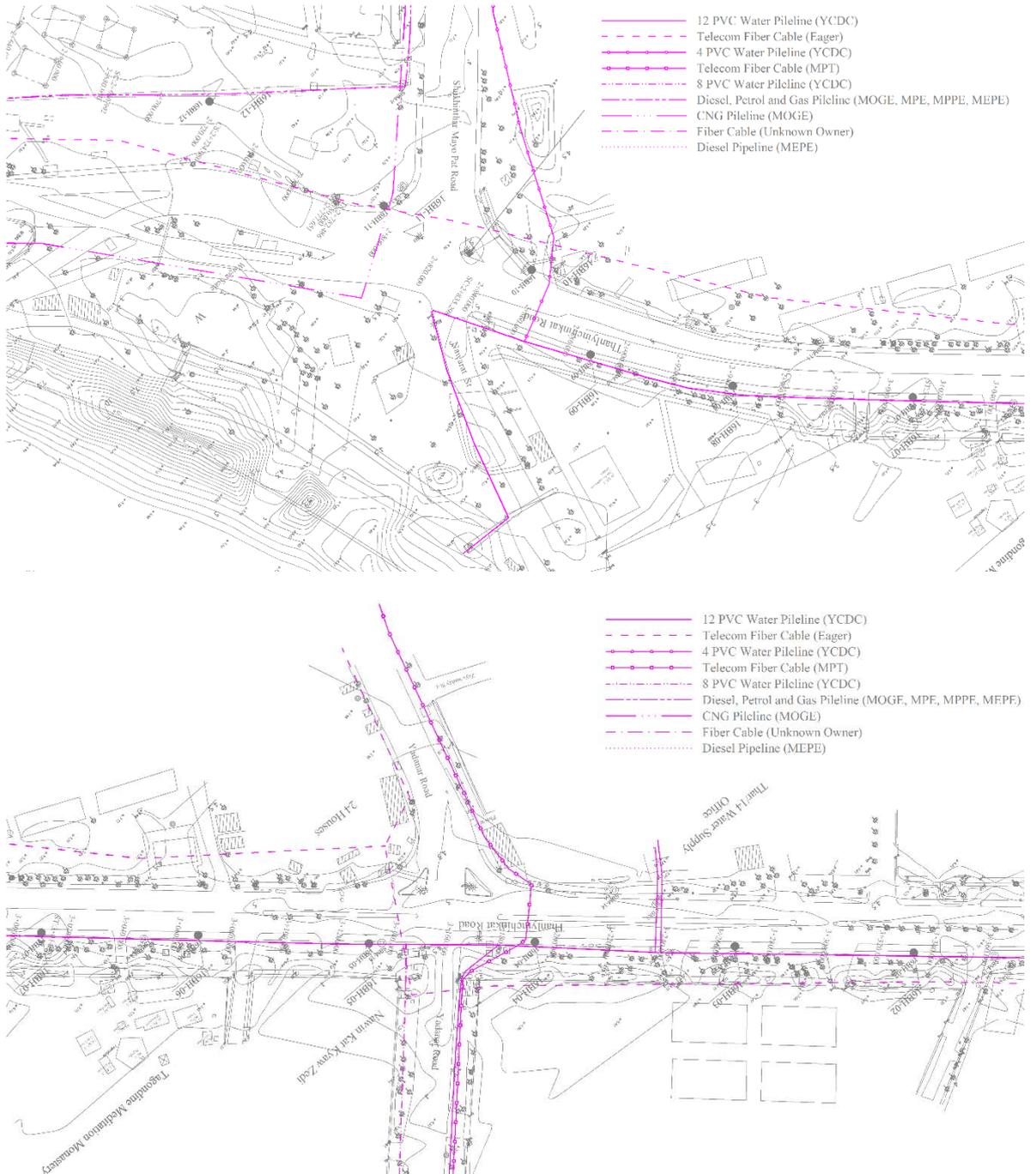
出典：JICA 調査団

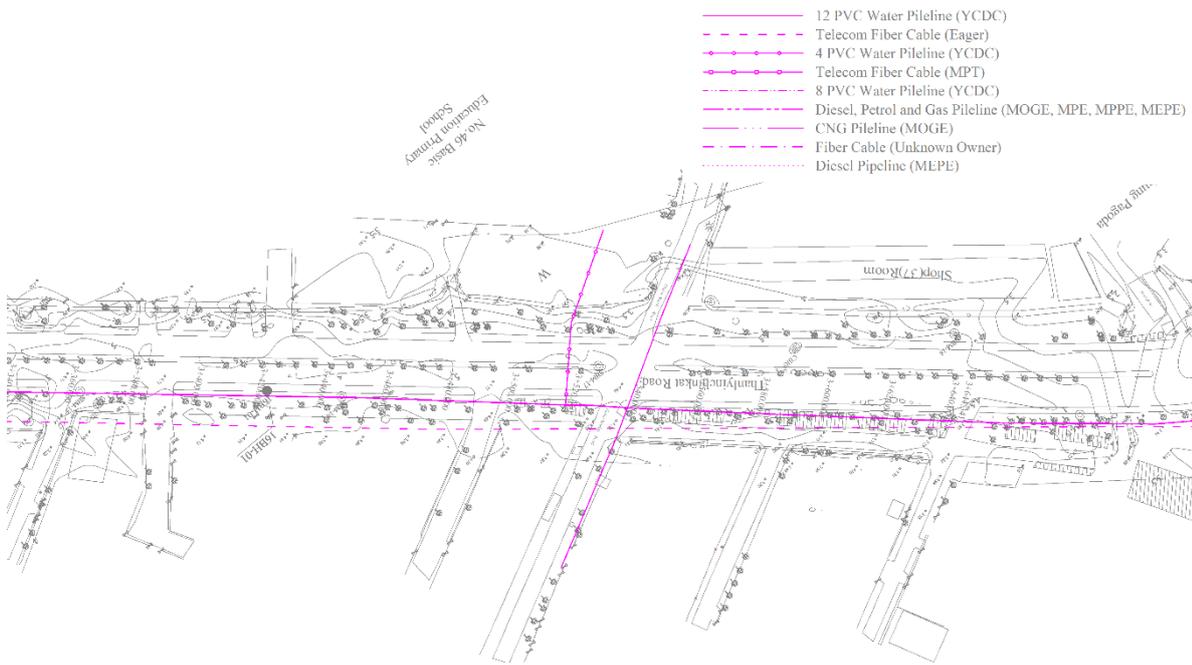
図 2.5.3 地上部における公共施設調査結果の例

2.5.3 既存の公共施設配置

(1) 既存の地下埋設公共施設配置

既存の地下埋設公共施設配置を図 2.5.4 に示す。



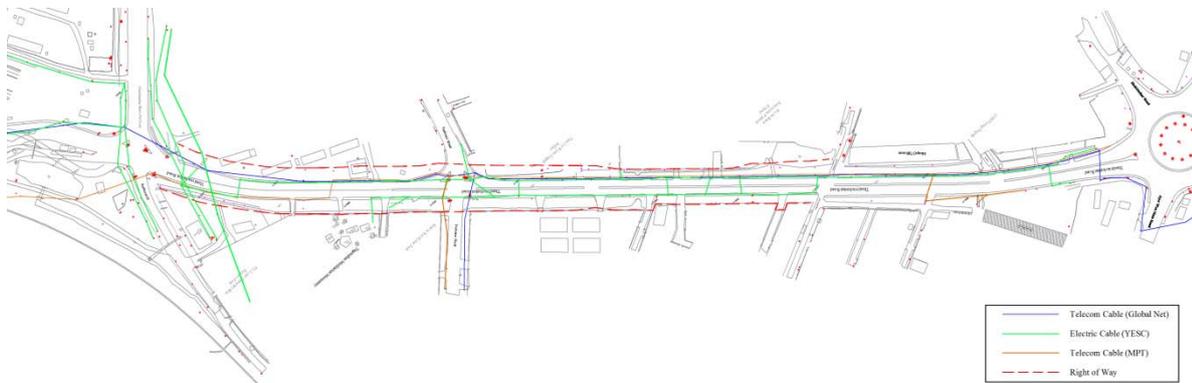


出典: JICA 調査団

図 2.5.4 既存の地下埋設公共施設配置

(2) 地上部における既存の公共施設配置

地上部における既存の公共施設配置を図 2.5.5 示す。



出典: JICA 調査団

図 2.5.5 地上部における既存の公共施設配置

2.5.4 公共施設移設の手順

道路内の全ての公共施設は、工事が始まる前に移設されなければならない。公共施設の移設は以下の手順で行われる。



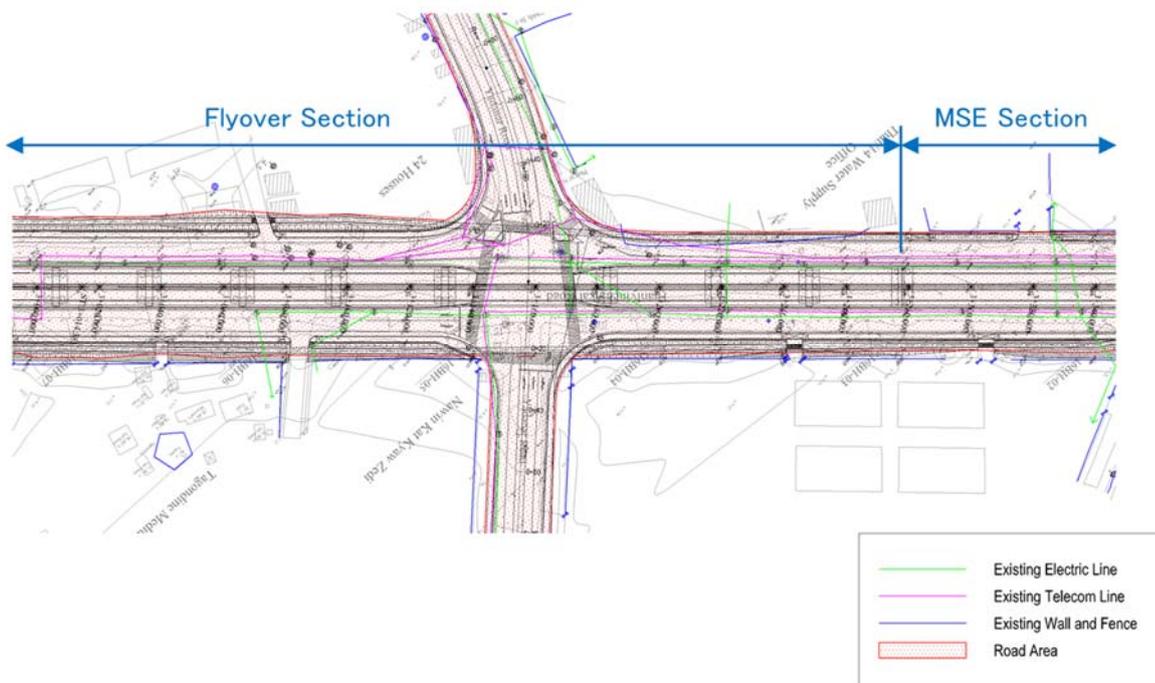
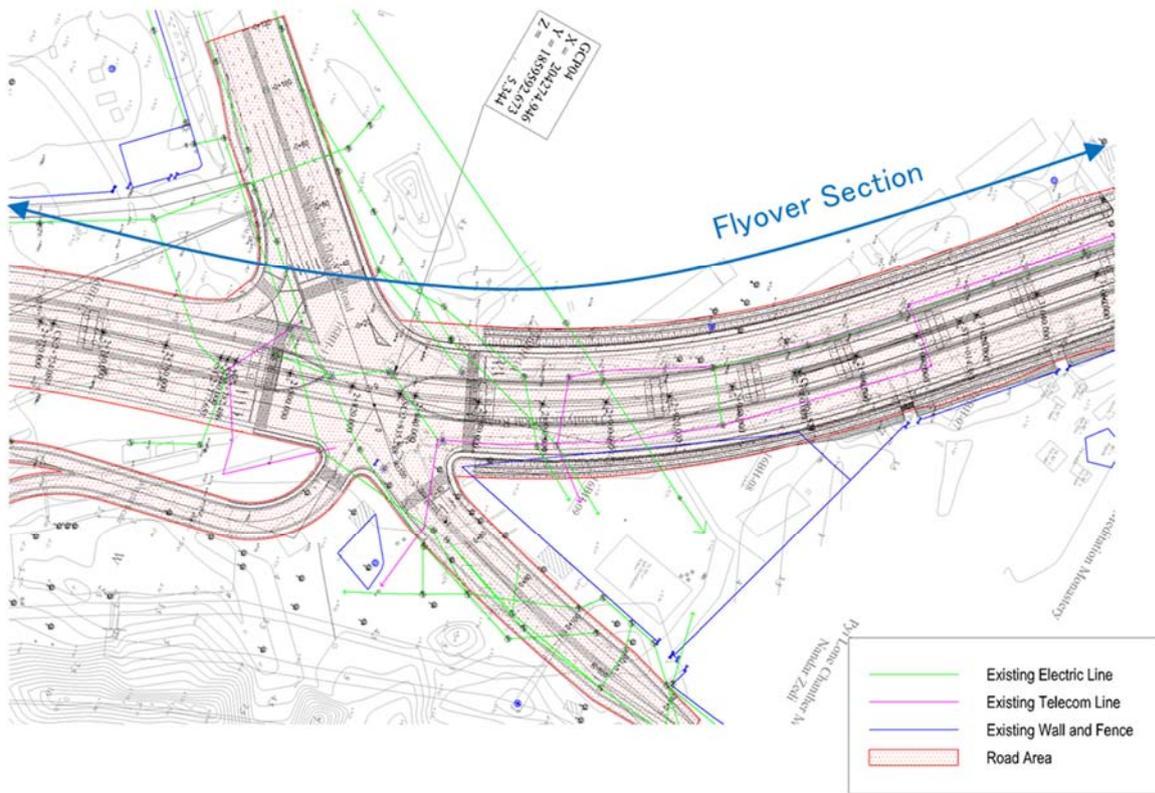
出典: JICA 調査団

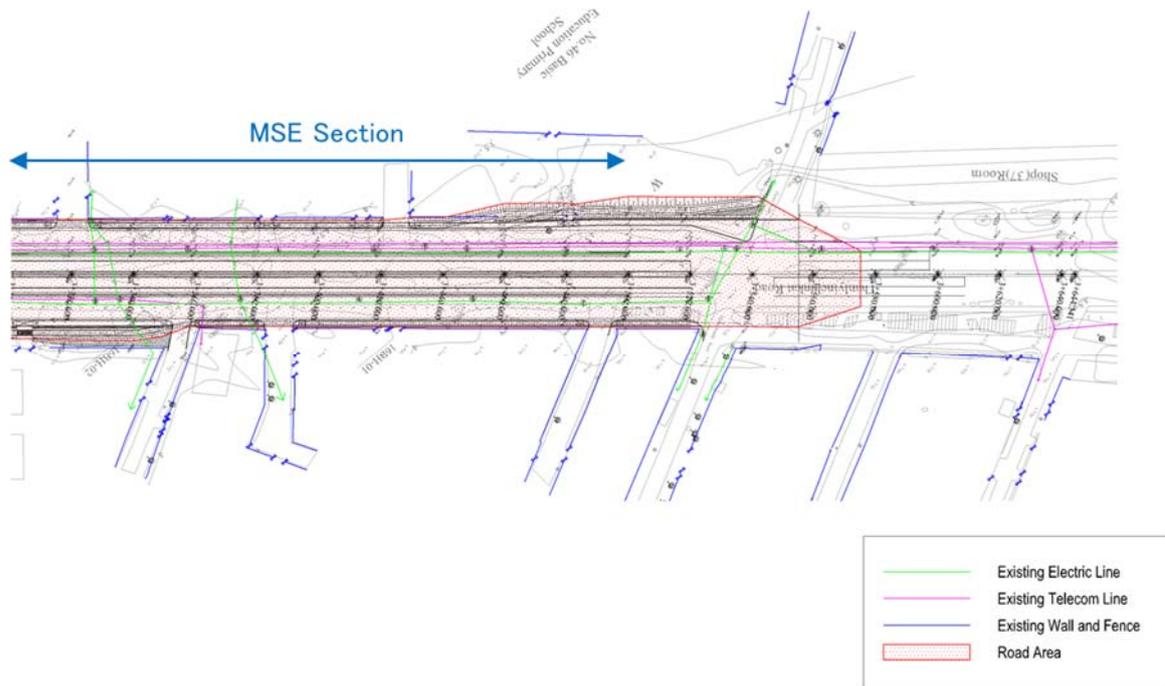
図 2.5.6 公共施設移設の手順

2.5.5 公共施設移設の概念図

(1) 地上部の既存公共施設計画と道路計画

図 2.5.7 に示すように、公共施設関連機関は、地上部の既存公共施設と道路の計画に基づき、移設計画を準備することが望ましい。移設計画は道路内の全ての公共施設を撤去するよう策定されなければならない。



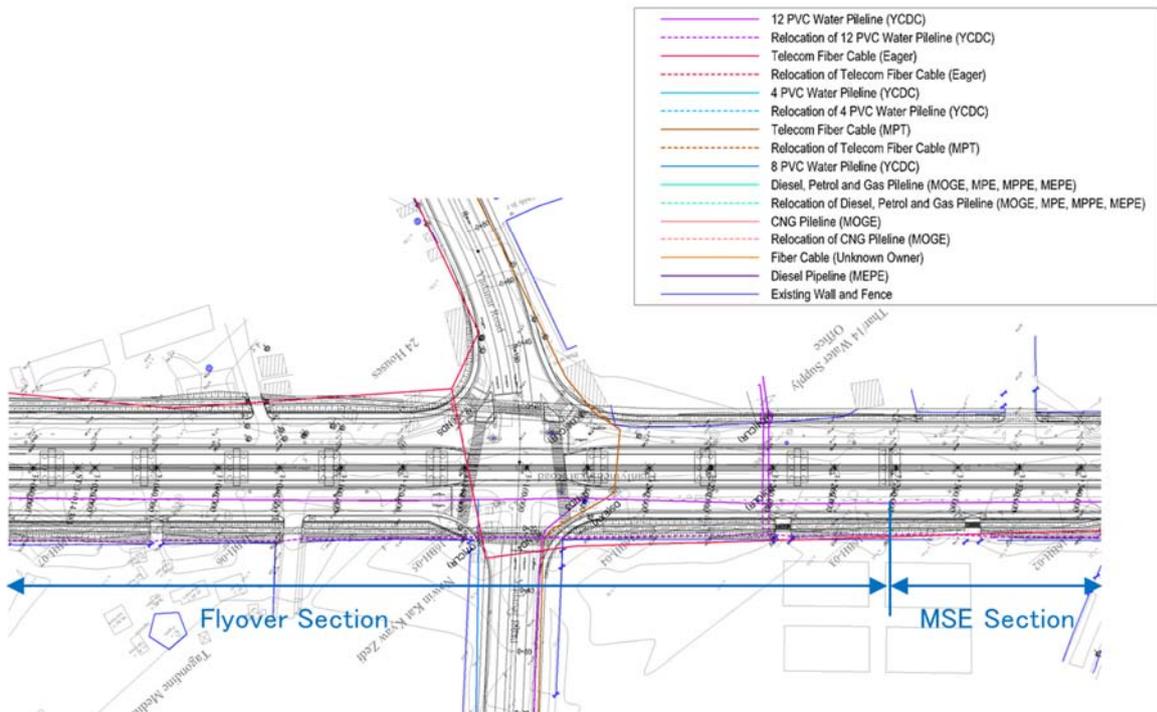
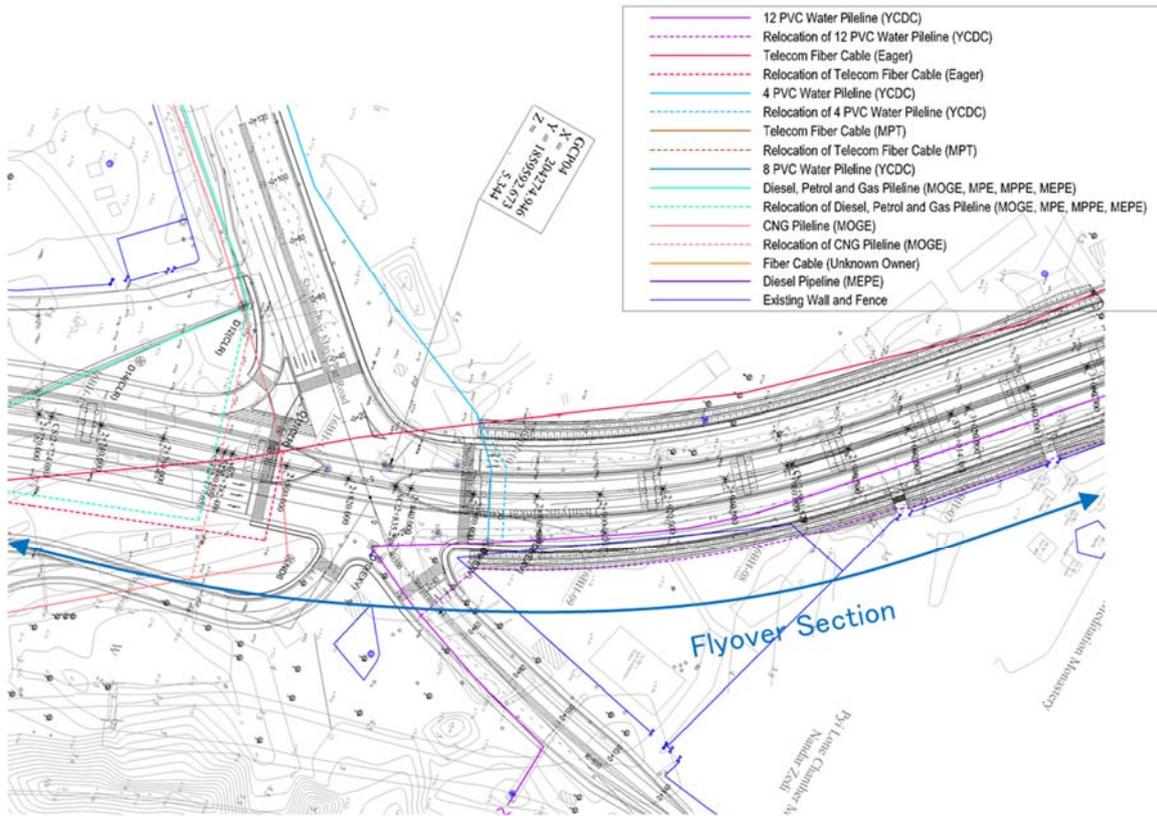


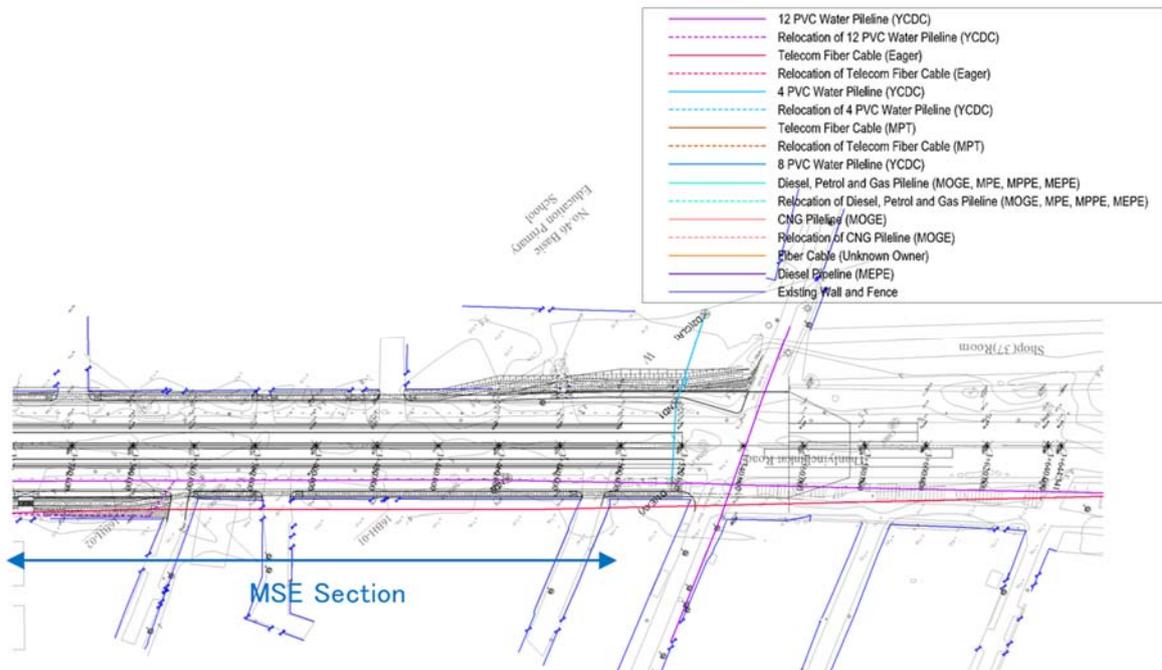
出典：JICA 調査団

図 2.5.7 地上部における既存公共施設計画と道路計画

(2) 地下埋設公共施設移設の構想計画

公共施設関連機関は、この構想計画に基づき移設計画を作成することが望ましい。



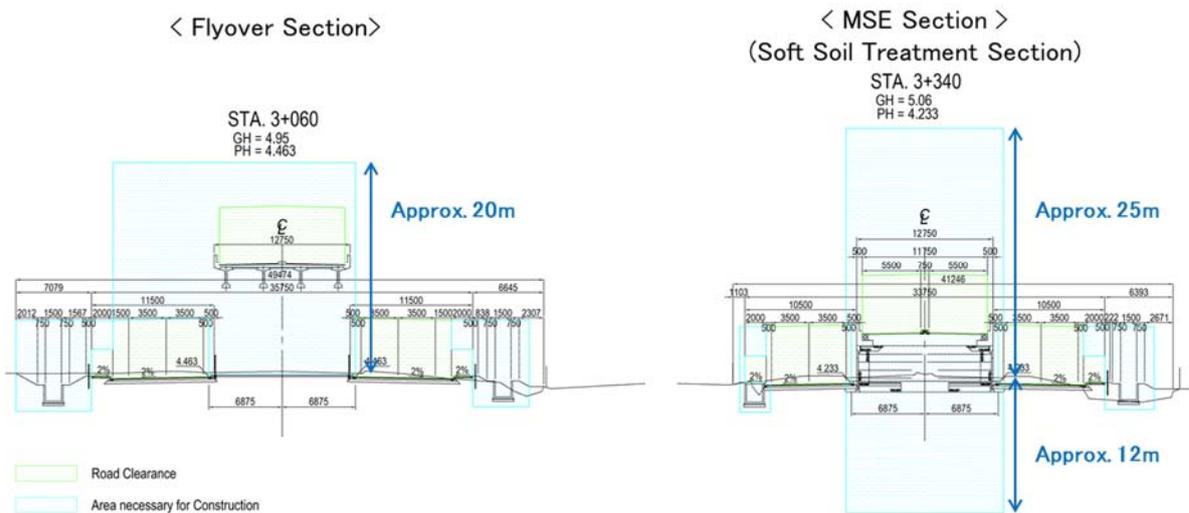


出典: JICA 調査団

図 2.5.8 地下埋設公共施設移設の構想計画

2.5.6 公共施設移設計画の準備

図 2.5.9 に示すように、フライオーバー区間及び補強土壁区間が本体工事範囲である。



出典: JICA 調査団

図 2.5.9 道路断面と工事範囲

公共施設関連機関は下記を考慮して公共施設移設計画を作成しなければならない。

- 公共施設は、橋脚を除くフライオーバー区間の地下のみを利用し、道路を横断させる。
- 道路の横断は最小限にとどめる。