フィリピン共和国
財務省、公共事業道路省、内務自治省

フィリピン国
台風ヨランダ災害緊急復旧復興支援プロジェクト

ファイナルレポート(Ⅱ)

主報告書

第１分冊：復旧復興計画策定支援

平成 29 年 2 月
（2017 年）

独立行政法人
国際協力機構（JICA）

株式会社 オリエンタルコンサルタンツグローバル
株式会社 建設技研インターナショナル
パシフィックコンサルタンツ株式会社
八千代エンジニヤリング株式会社
株式会社 パスコ

基盤
JR
17-014

フィリピン共和国
財務省、公共事業道路省、内務自治省

フィリピン国
台風ヨランダ災害緊急復旧復興支援プロジェクト

ファイナルレポート(Ⅱ)

主報告書

第１分冊：復旧復興計画策定支援

平成 29 年 2 月
（2017 年）

独立行政法人
国際協力機構（JICA）

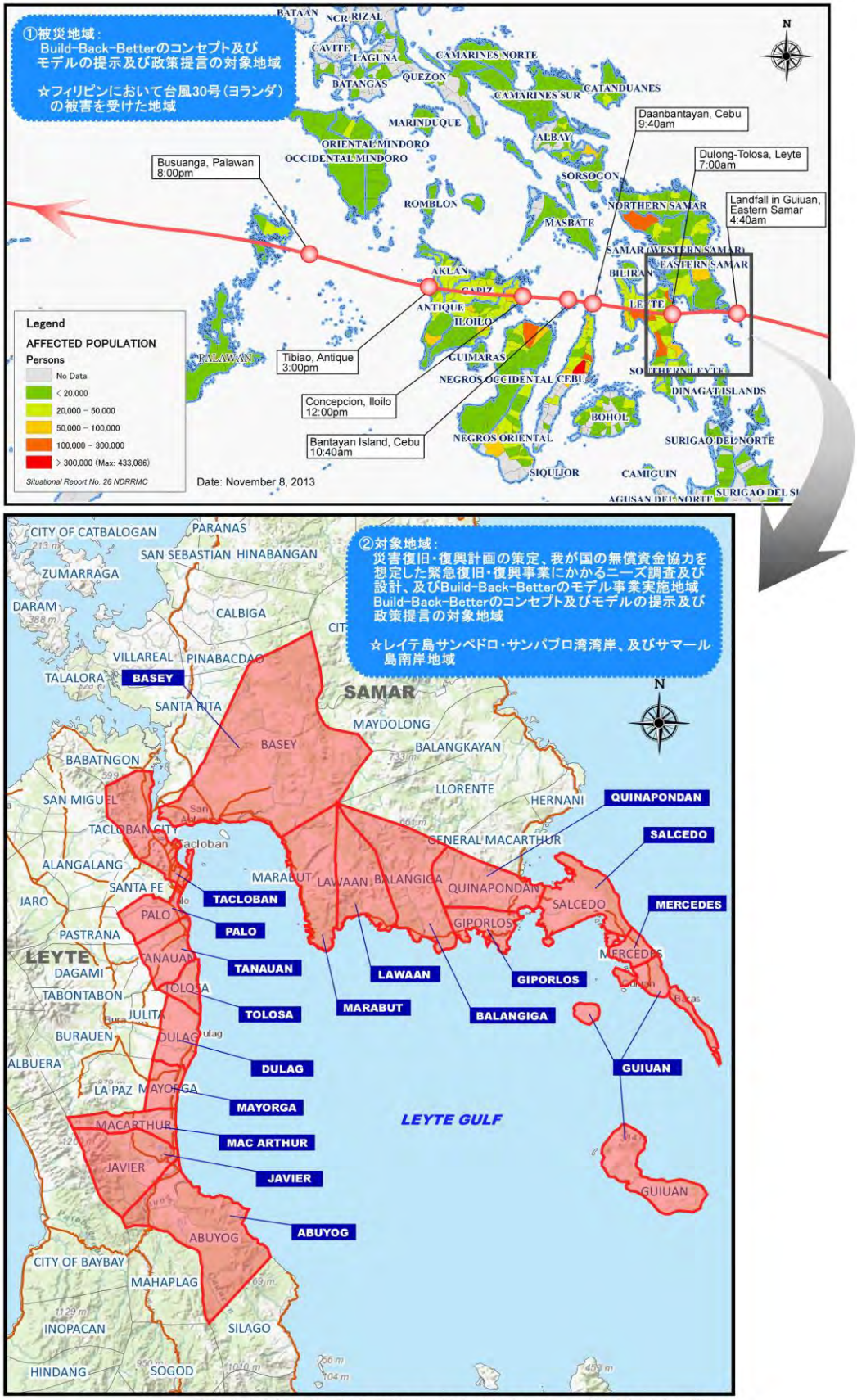
株式会社 オリエンタルコンサルタンツグローバル
株式会社 建設技研インターナショナル
パシフィックコンサルタンツ株式会社
八千代エンジニヤリング株式会社
株式会社 パスコ

ファイナルレポート(II)の構成

要　約（和文・英文）		
主報告書（和文・英文）	第 1 分冊	復旧復興計画策定支援
	第 2 分冊	クイック・インパクト事業
附 属 書（英文）	テクニカルサポーティングレポート 1（第一分冊第二章）	
	テクニカルサポーティングレポート 2（第一分冊第三章・第四章）	
	テクニカルサポーティングレポート 3（第二分冊）	

米国ドル$ 1.00 = フィリピン・ペソ (PHP) 49.68 = 日本円 ￥117.38

(2017 年 1 月)



調査対象地域位置図（被災地域及び対象地域）

フィリピン国
台風ヨランダ災害緊急復旧復興支援プロジェクト
ファイナルレポート(II)
主報告書　第１分冊　復旧復興計画策定支援

目　　次

調査対象地域位置図
目次
図表目次
略語表

ページ

第 1 章　はじめに

1.1　第 2 年次業務の背景と範囲 1-1
1.1.1　背景 1-1
1.1.2　範囲 1-1

－　第 1 編　－

第 2 章　構造物対策の推進

2.1　背景 2-1
2.1.1　DPWH および JICA の役割 2-1
2.1.2　当初提案された事業の概要 2-3
2.1.3　アライメントの代替案および構造の比較検討 2-4

2.2　セクション 3 および 4 の基本計画 2-15
2.2.1　基本計画に含まれる構造物 2-15
2.2.2　構造物対策の基本思想 2-18
2.2.3　アライメント設定のコントロールポイント 2-18
2.2.4　防潮堤 2-32
2.2.5　道路 2-49
2.2.6　横断構造物 2-55
2.2.7　ボックスカルバート 2-95
2.2.8　既設橋梁の状況確認と活用 2-115

2.3　優先区間の基本設計 2-120
2.3.1　優先区間の選定 2-120
2.3.2　優先区間 2-121
2.3.3　優先区間内の構造物 2-124
2.3.4　優先区間の基本設計 2-128

2.4　詳細設計への技術アドバイス 2-128
2.4.1　マッカーサー公園周辺のアライメントおよび付属施設 2-129
2.4.2　湿地帯の排水 2-134
2.4.3　流出計算および水文設計 2-140

2.5　施工調達計画 2-151
2.5.1　調達計画 2-151
2.5.2　工法 2-152
2.5.3　建設資機材 2-152
2.5.4　国外からの調達資材 2-157
2.5.5　調達スケジュール 2-157

2.6 環境社会配慮 2-159
2.6.1 法的取組み 2-159
2.6.2 PEISS 関係機関 2-160
2.6.3 PEISS の手続き 2-161
2.6.4 本プロジェクトの EIS レポート作成 2-162
2.6.5 ECC の発行 2-163
2.6.6 JICA 環境チェックリスト 2-164
2.6.7 まとめと提言 2-171

2.7 DPWHR8 の能力向上 2-172
2.7.1 技術面での能力向上 2-172
2.7.2 プロジェクトマネジメントでの能力向上 2-172

2.8 DPWHR8 の課題対応および教訓 2-174
2.8.1 プロジェクト進捗の時系列表 2-174
2.8.2 構造物設計に係る課題対応および教訓 2-174
2.8.3 社会環境面に係る課題対応および教訓（関係する機関との調整） 2-178

2.9 今後の課題・提案 2-179

2.10 成果 2-180

第 3 章　CLUP 改定に対する安全なまちづくり支援に係る活動実績

3.1 概要 3-1
3.1.1 支援概要 3-1
3.1.2 支援結果 3-1
3.1.3 活動スケジュール 3-2
3.1.4 成果品（ハンドブック） 3-2

3.2 活動報告 3-2
3.2.1 タクロバン市 3-2
3.2.2 パロ町 3-25
3.2.3 タナワン町 3-33
3.2.4 成果品としてのハンドブックの作成 3-38

3.3 CLUP 改定支援活動作業を通して得られた教訓・提言 3-39

ー　第 2 編　ー

第 4 章　避難計画支援に係る活動実績

4.1 概要 4-1
4.1.1 支援概要 4-1
4.1.2 支援結果 4-1
4.1.3 活動スケジュール 4-2
4.1.4 成果品 4-2

4.2 活動報告 4-2
4.2.1 タクロバン市 4-2
4.2.2 パロ町 4-14
4.2.3 タナワン町 4-22

4.3 避難計画策定活動を通して得られた教訓・提言 4-30

附表リスト

表 2.1 1　当初計画案の課題に対する新たな線形案での対応 2-5
表 2.1 2　Case-A および Case-B により守られる土地の面積および家屋数(セクション 3&4) .. 2-12
表 2.1 3　Case-C により守られる土地の面積および家屋数(セクション 3&4) 2-13
表 2.2 1　基本計画で提案された構造物 2-16
表 2.2 2　天端標高の設定 2-32
表 2.2 3　防潮堤の構造諸元 2-34
表 2.2 4　ヨランダによる推定越流水深 2-37
表 2.2 5　シミュレーション結果による高潮の高さおよび津波高 2-39
表 2.2 6　クリープ比 2-40
表 2.2 7　推奨する道路設計基準 2-51
表 2.2 8　フィリピンの道路に於ける最少設計基準 2-51
表 2.2 9　収集資料一覧 2-55
表 2.2 10　既存横断構造物諸元 2-56
表 2.2 11　河川および水路の地形に関する諸元 2-58
表 2.2 12　タクロバンにおける年最大日、2 日雨量 2-60
表 2.2 13　観測期間および標本数 2-60
表 2.2 14　推定した確率規模別の雨量と既往検討との比較 2-60
表 2.2 15　対象地域内の土地被覆割合 2-62
表 2.2 16　適用した流出係数 2-63
表 2.2 17　算出結果（合理式） 2-63
表 2.2 18　算出結果（SCS 単位図法） 2-64
表 2.2 19　ピーク流量 2-64
表 2.2 20　流出計算結果 2-67
表 2.2 21　既存吐口の排水能力 2-67
表 2.2 22　調査団が推奨する吐口地点の水理諸元 2-68
表 2.2 23　構造物による河口部処理形式の選定(1) 2-74
表 2.2 24　構造物による河口部処理形式の選定(2) 2-75
表 2.2 25　防潮堤の計画天端高 2-77
表 2.2 26　水門扉体の推奨水理緒元 2-77
表 2.2 27　水門扉体の計画緒元 2-79
表 2.2 28　セクション 3 と 4 の既存排水出口一覧 2-95
表 2.2 29　セクション 3 と 4 の計画排水出口リスト 2-113
表 2.2 30　既設橋梁の基礎情報 2-116
表 2.2 31　堤防余裕高 2-120
表 2.3 1　セクション 3 および 4 におけるサブセクションの基本的特徴 2-120
表 2.3 2　優先区間に含まれる構造物 2-124
表 2.3 3　優先区間に含まれる構造物 2-124
表 2.4 1　流域面積と比流量の関係 2-136
表 2.4 2　適用した遅滞係数 2-141
表 2.4 3　適用した調整率 2-141
表 2.4 4　雨水の地表流下時間 2-141

表 2.4 5　雨水の河道流下時間 2-142
表 2.4 6　雨水の集中時間 2-142
表 2.4 7　適用した流出係数 2-143
表 2.4 8　合理式法によるピーク流出量 2-143
表 2.4 9　適用した曲線番号 2-144
表 2.4 10　SCS 法によるピーク流出量 2-144
表 2.4 11　水門施設の計画設置地点でのピーク流出量の計算結果 2-147
表 2.4 12　既設の河口吐口構造物の排水能力 2-148
表 2.4 13　調査団が推奨する吐口地点の水理諸元 2-149
表 2.4 14　水門扉体の推奨水理緒元 2-150
表 2.4 15　水門扉体の計画緒元 2-150
表 2.5 1　プロジェクトの段階的実施 2-152
表 2.5 2　セクション３と４に必要な主要建設資材 2-153
表 2.5 3　搬入盛土材土取場候補地の概要 2-155
表 2.6 1　PEISS の法的枠組み 2-159
表 2.6 2　EIS レポートの目次 2-162
表 2.6 3　ECC の付帯条件 2-163
表 2.6 4　JICA 環境ガイドライン（2010 年 4 月）に基づくチェックリスト 2-164
表 2.6 5　環境チェックリスト 2-165
表 3.3 1 各 LGU の CLUP 改定の特徴 3-40
表 4.2 1 クラスターごとの災害時の主な役割 4-6
表 4.2 2 避難バランガイと避難世帯数 4-19
表 4.2 3 Brgy. San Joaquin の避難所（Brgy. Cavite West 内） 4-19
表 4.2 4 新築避難所リスト 4-24
表 4.2 5 タナウアン町のハザードとその特徴 4-26

附図リスト

図 2.1 1　DPWH と JICA で確認された基本事項 2-1
図 2.1 2　DPWH と JICA のタスク分担 2-2
図 2.1 3　DPWH 事業の組織図（セクション 3 および 4） 2-2
図 2.1 4　セクション 3 およびセクション 4 の位置図 2-3
図 2.1 5　当初提案されたアライメント 2-4
図 2.1 6　セクション 3 とアライメントの代替案 2-6
図 2.1 7　セクション 3 - 1 のアライメントの代替案 2-6
図 2.1 8　セクション 3 - 2 および 3 - 3 のアライメントの代替案 2-7
図 2.1 9　セクション 4 のアライメントの代替案 2-7
図 2.1 10　セクション 4 - 1 および 4 - 2 のアライメントの代替案 2-8
図 2.1 11　セクション 4 - 3～4 - 5 のアライメントの代替案 2-8
図 2.1 12　セクション 4 - 6～4 - 7 のアライメントの代替案 2-9
図 2.1 13　Case-A の構造タイプ（盛土） 2-10
図 2.1 14　Case-A のアライメント（盛土） 2-10

図 2.1 15　Case-A の構造タイプ（コンクリート擁壁）.....2-10
図 2.1 16　Case-A のアライメント（コンクリート擁壁）.....2-11
図 2.1 17　Case-B の構造タイプ（コンクリート擁壁）.....2-11
図 2.1 18　Case-B のアライメント（コンクリート擁壁）.....2-11
図 2.1 19　Case-C の構造タイプ（盛土）.....2-12
図 2.1 20　Case-C のアライメント（盛土）.....2-12
図 2.1 21　セクション 3 における代替案の比較検討.....2-14
図 2.1 22　セクション 4 における代替案の比較検討.....2-15
図 2.2 1　設計条件および標準構造.....2-16
図 2.2 2　基本計画に含まれる構造物.....2-17
図 2.2 3　構造物対策および非構造物対策による防御レベルの概念図.....2-18
図 2.2 4　アライメント設定のコントロールポイント.....2-19
図 2.2 5　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１）.....2-19
図 2.2 6　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（２）.....2-20
図 2.2 7　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（３）.....2-20
図 2.2 8　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（４）.....2-21
図 2.2 9　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（５）.....2-21
図 2.2 10　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（６）.....2-22
図 2.2 11　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（７）.....2-22
図 2.2 12　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（８）.....2-23
図 2.2 13　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（９）.....2-23
図 2.2 14　セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１０）.....2-24
図 2.2 15　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１）.....2-24
図 2.2 16　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（２）.....2-25
図 2.2 17　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（３）.....2-25
図 2.2 18　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（４）.....2-26
図 2.2 19　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（５）.....2-26
図 2.2 20　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（６）.....2-27
図 2.2 21　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（７）.....2-27
図 2.2 22　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（８）.....2-28
図 2.2 23　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（９）.....2-28
図 2.2 24　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１０）.....2-29
図 2.2 25　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１１）.....2-29
図 2.2 26　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１２）.....2-30
図 2.2 27　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１３）.....2-30
図 2.2 28　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１４）.....2-31
図 2.2 29　セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント（１５）.....2-31
図 2.2 30　Macarthur 公園の北側のアライメント.....2-32
図 2.2 31　サイクリングロードおよび管理用通路としての必要天端幅.....2-33
図 2.2 32　防潮堤の標準構造.....2-33
図 2.2 33　基礎コンクリートの高さの設定例.....2-34
図 2.2 34　1953 年台風以前の防潮堤の標準構造.....2-35

図 2.2 35　1953 年台風以降の防潮堤の標準構造.....2-35
図 2.2 36　設計基準に示される防潮堤の標準構造.....2-36
図 2.2 37　洗掘深算定の概念図.....2-37
図 2.2 38　実験結果に基づく洗掘深（D）および定在渦（R）の関係.....2-38
図 2.2 39　津波ハザードマップおよび Ready プロジェクトによる津波高(MSL+m).....2-39
図 2.2 40　クリープ比計算モデル図.....2-41
図 2.2 41　車両のためのアクセス道路の一般図.....2-42
図 2.2 42　自転車のためのアクセス道路の一般図.....2-43
図 2.2 43　歩行者のためのアクセス道路の一般図.....2-44
図 2.2 44　根固工の構造例（出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説(2004), pp.3-54）..2-45
図 2.2 45　波浪推算結果（数値は換算沖波波高を示す）.....2-46
図 2.2 46　砕波帯における有義波の算定図.....2-47
図 2.2 47　構造ごとの透水係数の仮定.....2-48
図 2.2 48　サンホセ空港道路と防潮堤道路の交差点概略図.....2-53
図 2.2 49　工区のバイバイ道路とマンルリップ道路の交差点概略図）.....2-53
図 2.2 50　プロジェクト対象地域における河川および水路.....2-56
図 2.2 51　集水域分割（1/2）（2/2）.....2-57
図 2.2 52　平均月雨量.....2-59
図 2.2 53　タクロバンにおける年最大日雨量.....2-59
図 2.2 54　確率分布曲線 (Tacloban、日雨量).....2-61
図 2.2 55　2010 年の土地被覆.....2-62
図 2.2 56　集水域毎の湿地面積とカット量の関係.....2-65
図 2.2 57　Mahalika Highway 沿いの湿地帯.....2-65
図 2.2.85　確認された貯留エリア（湿地帯および水田）の分布.....2-66
図 2.2.85　水位縦断(Tanghas Lirang Creek).....2-69
図 2.2.06　水位縦断 (Sagkahan Creek).....2-70
図 2.2.06　水位縦断(Mahayahay Creek).....2-71
図 2.2.02　水位縦断(Burayan River).....2-72
図 2.2.06　河川水門施設の計画設置位置.....2-76
図 2.2.06　Tanghas- Lirang Creek Gate 平面図.....2-81
図 2.2.08　Tanghas- Lirang Creek Gate 縦断面図.....2-81
図 2.2.00　Tanghas- Lirang Creek Gate 海側正面図.....2-82
図 2.2.06　Sagakhan Creek Gate 縦断面図.....2-82
図 2.2.05　Sagakhan Creek Gate 海側正面図.....2-83
図 2.2.05　Mahayahay Creek Gate 平面図.....2-83
図 2.2.66　Mahayahay Creek Gate 縦断面図.....2-84
図 2.2.66　Mahayahay Creek Gate 縦断面図.....2-84
図 2.2.62　Mahayahay Creek Gate 海側正面図.....2-85
図 2.2.66　Burayan River Gate 平面図.....2-85
図 2.2.66　Burayan River Gate 縦断面図.....2-86
図 2.2.68　Burayan River Gate 海側正面図.....2-86
図 2.2.60　Kilot Creek Gate 平面図.....2-87

図 2.2.66　Kilot Creek Gate 縦断面図 2-87
図 2.2.65　Kilot Creek Gate 海側正面図 2-88
図 2.2.65　Binog Creek Gate No.1 平面図 2-88
図 2.2.56　Binog Creek Gate No.1 縦断面図 2-89
図 2.2.56　Binog Creek Gate No.1 海側正面図 2-89
図 2.2.52　Binog Creek Gate No.2 平面図 2-90
図 2.2.56　Binog Creek Gate No.2 縦断面図 2-90
図 2.2.56　Binog Creek Gate No.2 海側正面図 2-91
図 2.2-85　堤防の構造 2-92
図 2.2-86　DPWH が設計している横断面 2-92
図 2.2-87　DPWH が計画している堤防線形 2-93
図 2.2-88　DPWH によって設計された縦断線形 2-94
図 2.2-89　計算水位と設計水位の比較 2-94
図 2.2-90　氾濫ボリュームと Bangon 川下流への洪水流量との関係 2-95
図 2.2-91　既存排水出口の位置図 (1) 2-97
図 2.2-92　既存排水出口の位置図 (2) 2-98
図 2.2-93　既存排水出口の位置図 (3) 2-99
図 2.2-94　既存排水出口の位置図 (4) 2-100
図 2.2-95　既存排水出口の位置図 (5) 2-101
図 2.2-96　既存排水出口の位置図 (6) 2-102
図 2.2-97　既存排水出口の位置図 (7) 2-103
図 2.2-98　既存排水出口の位置図 (8) 2-104
図 2.2-99　既存排水出口の位置図 (9) 2-105
図 2.2-100　既存排水出口の位置図 (10) 2-106
図 2.2-101　既存排水出口の位置図 (11) 2-107
図 2.2-102　既存排水出口の位置図 (12) 2-108
図 2.2-103　既存排水出口の位置図 (13) 2-109
図 2.2-104　橋梁位置図 2-115
図 2.2-105　既設橋梁の活用例（１） 2-118
図 2.2-106　既設橋梁の活用例（２） 2-119
図 2.3-1　優先区間（先行着手区間）の概要 2-122
図 2.3-2　優先区間の始点 2-123
図 2.3-3　優先区間の終点 2-123
図 2.3-4　優先区間の構造物(1) 2-125
図 2.3-5　優先区間の構造物(2) 2-125
図 2.3-6　優先区間の構造物(3) 2-126
図 2.3-7　優先区間の構造物(4) 2-126
図 2.3-8　優先区間の構造物(5) 2-127
図 2.3-9　優先区間の構造物(6) 2-127
図 2.3-10　優先区間を含むセクション 4 の基本設計図書の表紙 2-128

図 2.4-1　優先区間 2-129
図 2.4-2　パロ町との調整 2-130
図 2.4-3　防潮堤と他の関係者のプロジェクトの調整 2-130
図 2.4-4　防潮堤とマッカーサー公園の高さ関係 2-131
図 2.4-5　マッカーサー公園での防潮堤のパース 2-131
図 2.4-6　基本設計での防潮堤のアライメント 2-132
図 2.4-7　関係者との調整後の防潮堤のアライメント 2-132
図 2.4-8　マッカーサー公園中央部の防潮堤の構造 2-132
図 2.4-9　DPWH と関係者との調整で確定した自転車道の位置 2-133
図 2.4-10　マッカーサー公園における自転車道のイメージ図 2-133
図 2.4-11　漁業利用のための坂路 2-134
図 2.4-12　漁業利用のための坂路の位置 2-134
図 2.4-13　湿地帯の排水区域 2-135
図 2.4-14　流域面積と比流量の関係 2-135
図 2.4-15　ボックスカルバートの流下能力計算のための縦断図 2-137
図 2.4-16　ボックスカルバートの流下能力計算のための横断図 2-137
図 2.4-17 幅 2.3m での計算水位 2-138
図 2.4-18 幅 2.4m での計算水位 2-138
図 2.4-19 JICA 調査団のアドバイスによる構造物のスケッチ 2-139
図 2.4-20 変更された構造 2-140
図 2.4-21 SCS 法による 1/5 年確率の流出量ハイドログラフ・降雨ハイエトグラフ 2-145
図 2.4-22 SCS 法による 1/10 年確率の流出量ハイドログラフ・降雨ハイエトグラフ 2-146
図 2.5-1　搬入盛土材の土取場候補地位置図 2-154
図 2.5-2　路盤材、砂と砂利、玉石等の供給源の位置図 2-156
図 2.5-3　調達スケジュール（セクション４） 2-158
図 2.6-1　PEISS 関係機関 2-160
図 2.6-2　EIA 手続きのフローチャート 2-161
図 2.6-3　本プロジェクトの EIA 手続き 2-162
図 2.7-1　WBS コードの付された図面リストの例 2-173
図 2.7-2　繰り越された課題を明記した議事録の様式 2-174
図 2.8-1　プロジェクト進捗の時系列表（1/2） 2-176
図 2.8-2　プロジェクト進捗の時系列表（2/2） 2-177
図 2.8-3　バランガイ 61 におけるパブリックコンサルテーション（DPWH 撮影） 2-178
図 3.2-1　BSC アプローチによる CLUP 改定ステップの見直しイメージ 3-5
図 3.2-2　タクロバン市の発展方向やハザードリスク等を考慮した土地利用の考え方 3-6
図 3.2-3　浸水深と建物被害との関係（東日本大震災事例） 3-7
図 3.2-4　立体的土地利用と建築規制（東日本大震災事例） 3-7
図 3.2-5　ハザードマップを活用した改定プロセスのイメージ 3-8
図 3.2 6　ハザードマップの作成プロセス 3-9

図 3.2 7　シミュレーションを活用したハザードマップにおける到達時間の考え方.....3-9
図 3.2 8　現状の土地利用計画図とハザードマップの重ね合わせ図.....3-10
図 3.2 9　タクロバン市における脆弱なエリアの規制 3-10
図 3.2 10 日本における脆弱なエリアの規制の紹介 3-11
図 3.2 11 ハザードマップに基づいた脆弱なエリアの規制のシミュレーション.....3-11
図 3.2 12 調査団から説明した防災対策の考え方 3-12
図 3.2 13 タクロバン市の移転の現状と課題の解説 3-12
図 3.2 14 具体的な対策の解説 3-13
図 3.2 15 市の提案も考慮した構造物対策の解説 3-13
図 3.2 16 構造物対策とハザードリスクの解説 3-14
図 3.2 17 JICA 調査団がファシリテートしたグループワークショップ 3-14
図 3.2 18 バランガイワークショップによる計画発表内容例（写真）.....3-16
図 3.2 19 JICA 調査団による開発方向性と地域の課題の解説 3-18
図 3.2 20 JICA 調査団によって作成された土地利用計画コンセプト図 3-20
図 3.2 21 3 月 31 日時点の将来土地利用図 3-21
図 3.2 22 紹介された日本の事例（気仙沼市の事例）.....3-22
図 3.2 23 共有されたイメージパース 3-22
図 3.2 24 協議された対象地域の将来土地利用イメージ 3-22
図 3.2 25 GIS エンジニアによって作成支援された河川・緩衝地域のデータ 3-23
図 3.2 26 パロエリアマネジメント委員会 3-26
図 3.2 27 パロエリアマネジメント協議で策定された Dream Plan 3-27
図 3.2 28 Dream Plan ビデオのキャプチャー 3-27
図 3.2 29 マッカーサー上陸記念式典時における DreamPlan 周知・広報の様子.....3-29
図 3.2 30 エリアマネジメントの目標や方針 3-30
図 3.2 31 エリアマネジメントの検討体制 3-34
図 3.2 32 エリアマネジメントの目標 3-35
図 3.2 33 ドリームプランイメージ 3-35
図 3.2 34 エリアマネジメント協議を踏まえたＣＬＵＰの土地利用計画改定イメージ.....3-37
図 3.3 1　立体的な土地利用による利活用イメージ 3-41
図 3.3 2　エリアマネジメントとして、地域の避難計画や利活用計画を進めている事例
（東日本大震災事例）.....3-41
図 3.3 3　東日本大震災にみる復旧復興計画（全体計画）と
エリアマネジメントの関係図 3-42
図 4.2 1　更新されたタクロバン市の避難所マップ 4-4
図 4.2 2　7 月 25 日避難訓練の様子 4-4
図 4.2 3　7 月 25 日避難訓練のタイムライン 4-5
図 4.2 4　タクロバン市のクラスター構成 4-6
図 4.2 5　DILG マニュアルでのスクリーニングのためのチェックリスト 4-8
図 4.2 6　避難所管理クラスターのワークショップ結果例 4-9

図 4.2 7　作成されたタクロバン市のタイムラインアクションプラン.....4-11
図 4.2 8　2014 年パロ町避難計画のアウトプット 4-14
図 4.2 9　バランガイレベルの避難所位置図サンプル（サンホアキン）.....4-16
図 4.2 10　パロ町避難計画対象バランガイ 4-17
図 4.2 11　パロ町避難計画方針.....4-17
図 4.2 12　避難バランガイと受け入れバランガイ 4-18
図 4.2 13　避難ルート例（San Joaquin から Cavite West まで）.....4-20
図 4.2 14　2014 年　タナウアン町避難計画のアウトプット.....4-22
図 4.2 15　CRS の支援予定バランガイ.....4-23
図 4.2 16　タナウアン町避難所リスト提出状況 4-25
図 4.2 17　タナウアン町避難所と避難方向 4-25
図 4.2 18　タナウアン町ハザードと避難方向 4-26
図 4.2 19　タナウアン町避難先調整イメージ 4-26
図 4.2 20　避難計画方針.....4-27

略語表

ASEAN		東南アジア諸国連合	Association of Southeast Asian Nation
BBB		ビルド・バック・ベター	Build Back Better
BFAR	:	農業省漁業水産資源局	Bureau of Fisheries and Aquatic Resources
BSC		安全なまちづくり	Building Safer City
CCC	:	気候変動委員会	Climate Change Commission
CCVA		気候変動脆弱性評価	Climate Change Vulnerability Assessment
CDRRMO		市防災局	City Disaster Risk Reduction Office
CDRRMC		市防災協議会	City Disaster Risk Reduction Council
CDP	:	総合開発計画	Comprehensive Development Plan
CDRA	:	気候災害リスクアセスメント	Climate and Disaster Risk Assessment
CLUP	:	総合土地利用計画	Comprehensive Land Use Plan
CRS		カトリック救援事業会	Catholic Relief Service
DA	:	農業省	Department of Agriculture
DAO		環境天然資源省行政命令	DENR Administrative Order
DENR	:	環境天然資源省	Department of Environemnt and Natural Resources
DIG		災害図上訓練	Disaster Imagination Game
DILG	:	内務自治省	Department of Interior and Local Government
DepED	:	教育省	Department of Education
DOT		観光省	Department of Tourism
DPWH	:	公共事業道路省	Department of Public Works and Highways
DRRM	:	災害リスク削減・管理	Disaster Risk Reduction Management
EC		避難所	Evacuation Center
ECA		環境重点地域	Environmentally Critical Areas
ECC		環境適合証明書	Environmental Compliance Certificate
ECP		環境重点事業	Environmentally Critical Projects
EIA		環境影響評価	Environmental Impact Assessment
EMB		環境管理局	Environmental Management Bureau
EVRMC	:	東ビサヤ地域医療センター	Eastern Visayas Regional Medical Center
GPS		衛星利用測位システム	Global Positioning System
Ha	:	面積の単位：ヘクタール	Hectare

HLURB	:	住宅･土地利用規制委員会	Housing and Land Use and Regulatory Board
hPa	:	圧力の単位　ヘクトパスカル	hecto Pascal
IEC	:	–	Information, Education, and Communication
INGO	:	国際非政府組織	International Non-government Organizations
IOM	:	国際移住機関	International Organization for Migration
IT	:	情報技術	Information Technology
JICA	:	日本国際協力機構	Japan International Cooperation Agency
LGU/PLGU/CLGU/MLGU	:	自治体/州/市/町	Local Government Unit/Provinial LGU, City LGU, Municipal LGU
LEYECO	:	レイテ電力公社	Leyte Electric Cooperative
MDRRMO	:	町災害リスク削減管理事務所	Municipal Disaster Risk Reduction and Management Office
MSL		平均海面潮位	Mean Sea Level
MSWD		町社会福祉開発局	Municipal Social Welfare Development
MW	:	電力の単位	Mega Watt
NAMRIA	:	国土地理・資源情報庁	National Mapping and Resource Information Authority
NBZ	:	–	No Build Zone
NEDA	:	国家経済開発庁	National Economic Development Agency
NGO	:	非政府組織	Non-goverment Organizations
NHA	:	国家住宅庁	National Housing Authority
OCD	:	市民防衛局	Office of Civil Defense
PAGASA	:	フィリピン気象庁	Philippines Atmospheric Geophysical & Astronomical Services Administration
PEISS	:	フィリピン環境影響ステートメントシステム	Philippine Environmental Impact Statement System
PCA		フィリピン農業省ココナッツ庁	Philippine Coconut Authority
PD	:	大統領令	Presidential Decree
PNP	:	フィリピン国家警察	Philippine National Police
PP			Presidential Proclamation
PWD	:	障害を持つ人たち	People With Disabled
QIPs	:	クイック・インパクト事業	Quick Impact Projects

RA	:	共和国法	Republic Act
RRP	:	復旧復興計画	Recovery and Reconstruction Plan
SCS		土壌保全サービス	Soil Conservation Service
SNS	:	ソーシャルネットワークサービス	Social network Services
TAP		タイムラインアクションプラン	Timeline Action Plan
TOR		付託条項	Terms Of Reference
TWG		テクニカルワーキンググループ	Technical Working Group
UN	:	国際連合	United Nations
USAID		アメリカ合衆国国際開発庁	United States Agency for International Development
WS	:	ワークショップ	Workshop
ZO	:	土地利用条例	Zoning Ordinance

第1章　　はじめに

1.1　第 2 年次業務の背景と範囲

1.1.1　背景

2014 年 1 月に JICA によって開始されたフィリピン国台風ヨランダ災害緊急復旧復興支援プロジェクト（以下、JICA プロジェクトと呼称する）は、2015 年 5 月に当初予定であった第 1 年次の業務成果をファイナルレポート 1 としてとりまとめた。幸いにも第 1 年次の実施期間中より、被災地住民の生計向上、災害に強い建物建設技術の能力向上、ハザードマップに基づいた復旧復興計画策定に関わる活動は、フィリピン国関係者と JICA 関係者の理解と支援を得られた。また、2014 年 11 月のヨランダ台風災害 1 周年の際に、DPWH は被災地の 1 市 2 町を高潮から護る構造物対策の早期工事実施を表明し、JICA に対してその計画設計への技術支援を要請した。それらの JICA プロジェクト成果のさらなる継続的な発現と普及がフィリピン国政府各方面より嘱望され、2015 年 2 月、JICA は本プロジェクトの第 2 年次としての 2016 年までの延長を決めた。

本報告書は、ファイナルレポート 2 として第 2 年次の次項に記載する範囲の業務成果を取りまとめたものである。報告書は第一分冊、第二分冊の 2 分冊構成とした。

<u>第一分冊 復旧復興計画策定支援</u>

第一編 総合土地利用計画（CLUP）の改訂

- ✧ 構造物対策の計画と設計支援活動
- ✧ 総合土地利用計画（CLUP）の改訂支援活動

第二編 災害リスク軽減管理計画の改善

<u>第二分冊 QIPs</u>

- ✧ 被災地住民の生計向上関連
- ✧ 災害に強い建物建設技術の能力向上関連

1.1.2　範囲

<u>構造物対策の計画と設計支援活動</u>

タクロバン市、パロ町、タナウアン町を 50 年確率規模の高潮から防護する構造物対策の基本計画の策定と、優先工事実施区間に対する基本設計、および早期工事実施へ向けての DPWH 職員に対する技術支援活動

<u>総合土地利用計画（CLUP）の改訂支援活動</u>

自然災害ハザードを考慮した総合土地利用計画（以下、CLUP と呼称）の改訂を行っているタクロバン市、パロ町、タナワン町への技術アドバイス活動。タクロバン市では HLURB のガイドブックに準じたワークショップを中心とした改訂活動の支援。パロ町およびタナワン町に対しては、エリアマネージメント活動の導入を指導し、CLUP への反映を促す。

災害リスク軽減管理計画の改善支援活動

高潮と河川洪水の生起が予想される際の今後の事前対応と避難計画の改善について、タクロバン市、パロ町、タナウアン町への技術アドバイス活動。

QIPs

第二期では、生産、加工、流通/市場関連、公共サービス/能力強化関連に分類される 12 のクイック・インパクト事業（以下、QIPs）が実施された。この内、5 件が第一期からの継続事業、7 件が新規事業である。

第　1　編

第2章　構造物対策の推進

2.1　背景

2.1.1　DPWH および JICA の役割

構造物対策の推進に関する DPWH への JICA の技術的支援については、2014 年 12 月に DPWH と JICA で以下の通り、前提となる基本事項の確認を行った。

- GPH Goal: realization of tangible physical protection structure (i.e., Road Heightening and Tide Embankment) to protect from the storm surge affected before 2015 / 2016.
- Prompt action is highly required as a first priority.
- Therefore special Procedure to be considered to accelerate the implementation of the Project, however, environmental and social protection shall be carefully considered.
- Section 3 and 4 were prioritized, yet it contains some areas that need resettlement and/or land acquisition.
- Phasing approach is necessary for planning and implementing the physical protection for the entire section.
- Basic Design should be conducted for the prioritized section that has less land issue and negative impact on residents & environment, within Section 3 & 4, in order to accelerate the realization of physical protection.

出所: JICA 本部

図 2.1-1 DPWH と JICA で確認された基本事項

ここで構造物対策の計画および基本設計における両者のタスク分担については、図 2.1-2 に示す内容で DPWH および JICA の双方が合意した。

図 2.1-3 は本事業における DPWH の組織図である。JICA および JICA 調査団は DPWH を技術的に支援するものの、事業主体は DPWH である。DPWH 本省の監督のもと、DPWH リージョン VIII 事務所にテクニカルワーキンググループが組織された。また、地質調査、地形測量、基本計画および基本設計、詳細設計のそれぞれについて、DPWH リージョン VIII 事務所はローカルコンサルタントで業務の一部を委託した。

なお JICA 調査団が支援した基本設計の対象区間は、セクション 3 および 4 のなかの優先区間（約 3km を想定）のみである。

	DPWH	JICA
1 Preparation of TOR of Topographic Survey		Done
2 Preparation of TOR of Subsoil Investment		Done
3 Establishment of Working Group: WG (Based in Leyte)	◎	
4 Survey & Data Collection for Section 3 & 4 *(Preparation for Survey, Mobilization, Site Survey, Drafting & Reporting, Submission of Report)*	◎	
5 Preparation of Basic Design for Section 3 & 4 *(Data Confirmation, Basic Planning (Traffic Design, Land use planning, Construction Procedure Studies, Structural Design, Road Heightening, Tide Embankment, River Crossing, Drainage Plan, River Flow, Storm Water Drain, Environmental Study, Relocation)*	Joint Work with WG for Capacity Development (necessary for entire section with in Section 3 & 4)	
6 Basic Design for Prioritized Sections within Section 3 & 4 *(Structural Design (Road Heightening, Tide Embankment, Back Tidal Embankment, Bridge, River Crossing Gate), Cost Estimate)*		
7 Detailed Design (for the Selected Sections by Basic Design)	◎	Clients' viewpoint advice
8 Tender Documentation Preparation	◎	

出所: JICA 本部

図 2.1-2 DPWH と JICA のタスク分担

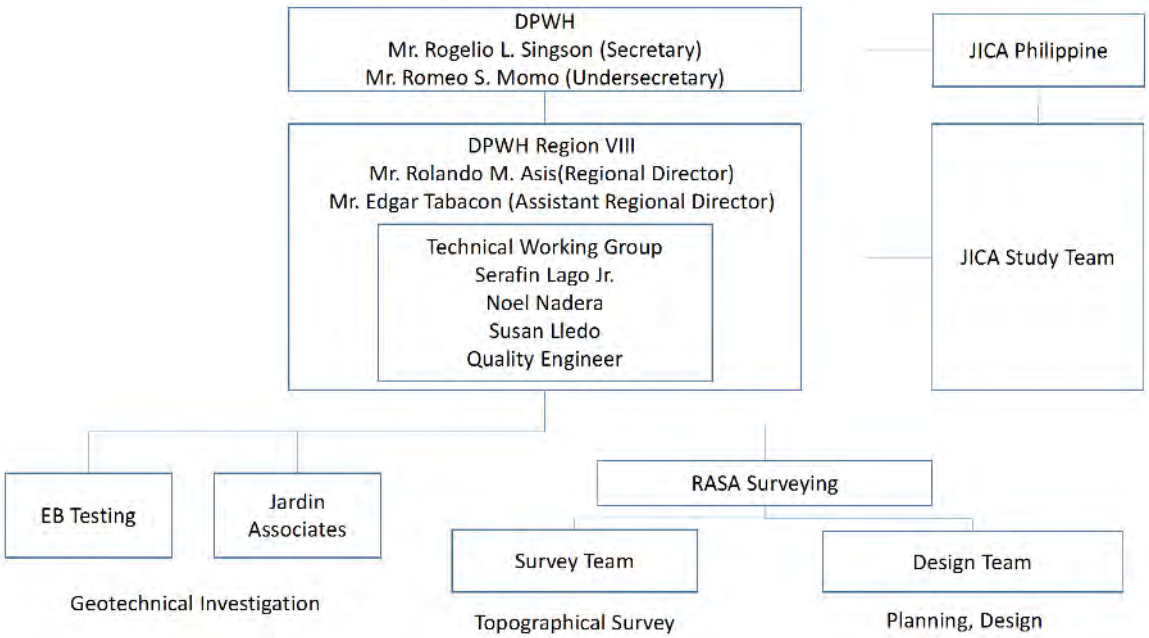


図 2.1-3 DPWH 事業の組織図（セクション 3 および 4）

2.1.2　当初提案された事業の概要

本事業は台風ヨランダの高潮により被害を受けた地域において、確率規模 50 年の高潮に対する防護を目的とした嵩上げ道路・防潮堤の建設事業であり、フィリピン国政府は前述の JICA との確認事項の通り、セクション 3 およびセクション 4 を先行して工事を行う区間とした。事業概要は以下の通りである。

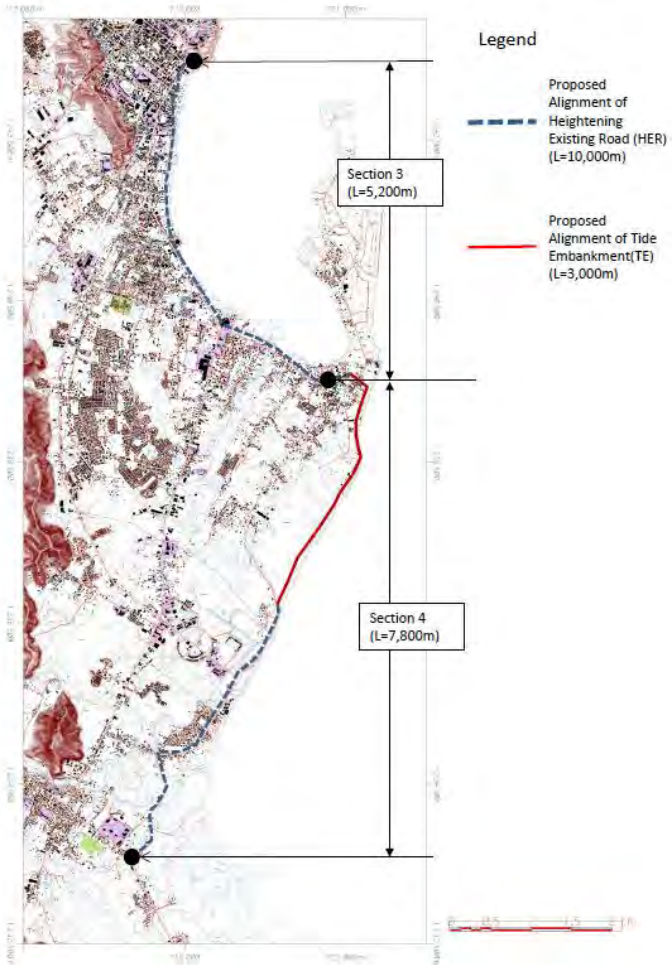
事業名: Project on Road Heightening and Tide Embankment for Section 3 and 4（セクション 3 および 4 における道路嵩上げおよび防潮堤事業）

事業地域: レイテ州タクロバン市およびパロ町（リージョン VIII）

実施機関: DPWH

事業財源: DPWH（100%）

図 2.1-4 にセクション 3 およびセクション 4 の範囲を示す。セクション 3 およびセクション 4 の延長は既設道路上でそれぞれ 5.2km、7.8km である。図中の「道路嵩上げ(Road Heightening)」および「防潮堤(Tide Embankment)」の区分は当初提案された内容に基づくものであり、後述するとおり、その後の基本計画で見直された。



出所: JICA 調査団

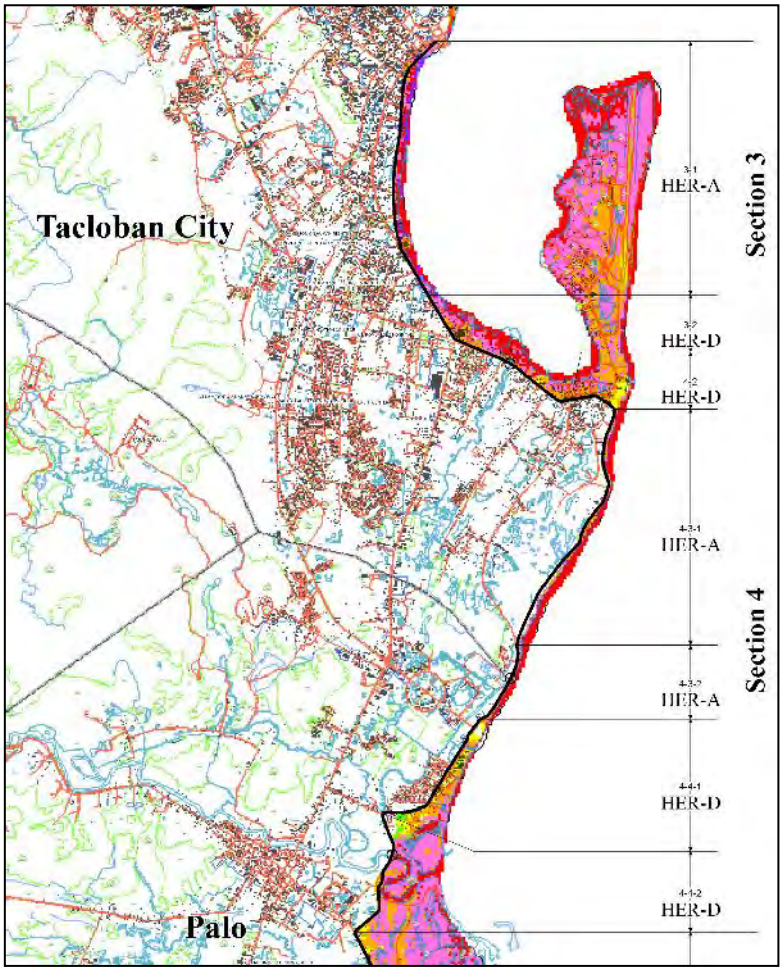
図 2.1-4 セクション 3 および 4 の位置図

2.1.3　アライメントの代替案および構造の比較検討

基本計画を実施するにあたり、アライメントの代替案および構造の比較検討を行った。

(1)　当初提案されたアライメント沿いの現地状況

当初提案された構造は既設道路の嵩上げであり、アライメントは図 2.1-5 に示される通り、既設道路に沿うものとなっている。当該アライメントは、市街地を守ることを最優先としつつ、影響を受ける住民の数を少なくするよう設定されたものである。



出所: JICA 調査団

図 2.1-5 当初提案されたアライメント

(2)　現地踏査

アライメントの代替案および構造の検討を行うにあたり、現地踏査を行った。現地踏査では、嵩上げ道路および防潮堤の予定地付近での土地の利用状況、道路及び交差点の状況、家屋の立地状況などについて確認を行った。その結果、当初の提案されたアライメントでは下記の課題が確認された。

① 交通量が多いことから、道路の嵩上げ工事を行う際には、道路交通に相当の支障が生じる可能性がある。

② 交差点が多く存在し、交差点付近では嵩上げ道路に接続する道路においてスロープによる“すりつけ区間”が必用である。
③ 道路沿いに家屋が近接している区間が多い。
④ 当初予定の線形位置から海岸線までの間には家屋や工場などの施設が多く存在していることから、防護すべきエリアが十分にカバーできていない。
⑤ ノービルトゾーンが当初予定の線形位置から海側に設けられている。

以上の課題を考慮し、その影響をできるだけ低減するために、当初計画案（Case-A）の他に、道路沿いにコンクリート擁壁を設ける案(Case-B)、海岸沿いに防潮堤を設ける案(Case-C)の 2 つの代替案を新たに提案し、以下に示す 3 つのアライメント案について比較検討を行う。

- ✓ Case-A　:　道路嵩上げ案（当初提案のアライメント）
- ✓ Case-B　:　コンクリート擁壁案（CASE-A の道路沿いの海側のアライメント）
- ✓ Case-C　:　防潮堤案（海岸沿いのアライメント）

表 2.1-1 に当初提案されたアライメントの課題に対する代替案での対応について示す。

表 2.1-1 当初計画案の課題に対する新たな線形案での対応

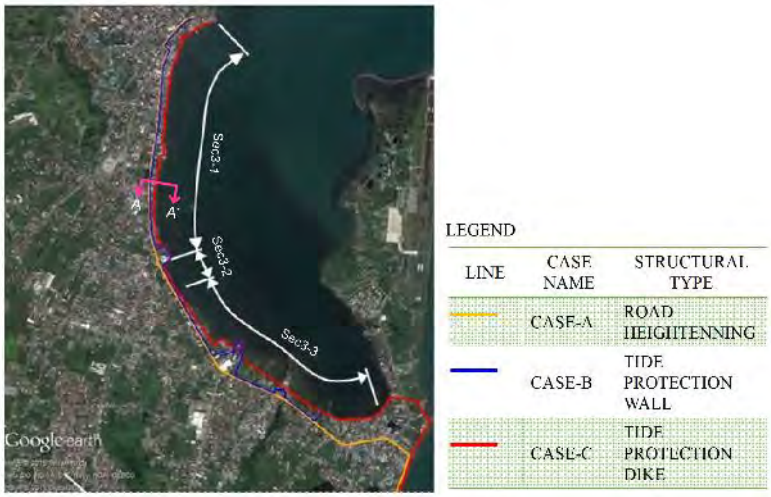
	当初計画案における課題	対応可能な線形案		備考
		CASE-B	CASE-C	
課題①	施工時における道路交通への対応	○	○	胸壁案、防潮堤案では道路交通への影響は生じない
課題②	交差点におけるすりつけ区間への対応	△	○	胸壁案、防潮堤案では交差点でのすりつけ区間は不要（ただし、胸壁案については交差点では陸閘などの扉が必要）
課題③	道路沿いの家屋への対応	×	○	防潮堤案では道路沿いの家屋への影響は生じない
課題④	防護エリアの拡大への対応	×	○	防潮堤案では防護エリアの拡大が可能
課題⑤	ノービルトゾーンとの関連	×	○	防潮堤案はノービルトゾーン内での施工が可能

(3)　アライメントの代替案の設定

現地踏査結果に基づき、CASE-A、CASE-B および CASE-C のそれぞれについて、アライメント位置の設定を行った。

1)　セクション 3

現地状況を踏まえ、セクション 3 の全区間についてアライメントの代替案（CASE-A、CASE-B および CASE-C）の検討を行った。セクション 3 は北のセクション 3-1 から南のセクション 3-3 まで 3 つのサブセクションに細分される。



出所: JICA 調査団

図 2.1-6 セクション 3 のアライメントの代替案

a) セクション 3-1

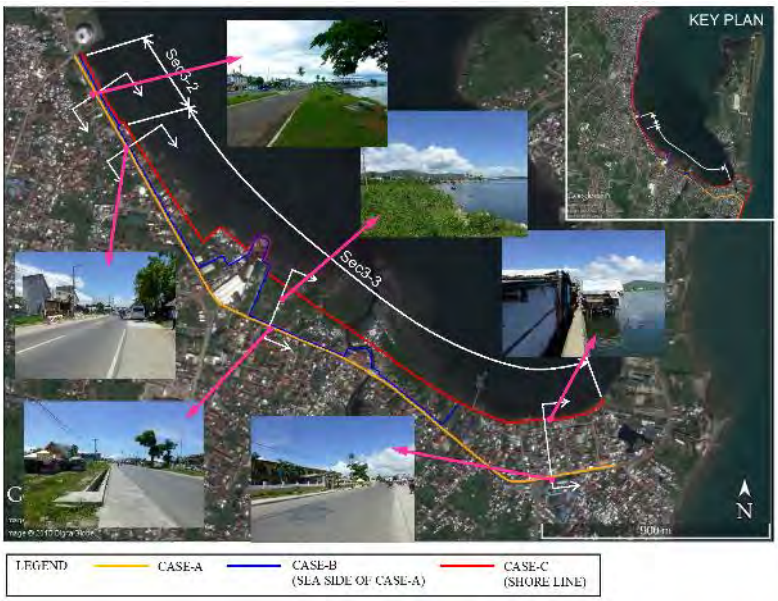
セクション 3-1 のアライメントの代替案を図 2.1-7 に示す。

出所: JICA 調査団

図 2.1-7 セクション 3-1 のアライメントの代替案

b) セクション 3-2 および 3-3

セクション 3-1 および 3-3 のアライメントの代替案を図 2.1-8 に示す。



出所: JICA 調査団

図 2.1-8 セクション 3-2 および 3-3 のアライメントの代替案

2)　セクション 4

現地状況を踏まえ、セクション 4 の全区間についてアライメントの代替案（CASE-A、CASE-B および CASE-C）の検討を行った。セクション 4 は北のセクション 4-1 から南のセクション 4-7 まで 7 つのサブセクションに細分される。

出所: JICA 調査団

図 2.1-9 セクション 4 のアライメントの代替案

a) セクション 4-1 および 4-2

セクション 4-1 および 4-2 のアライメントの代替案を図 2.1-10 に示す。

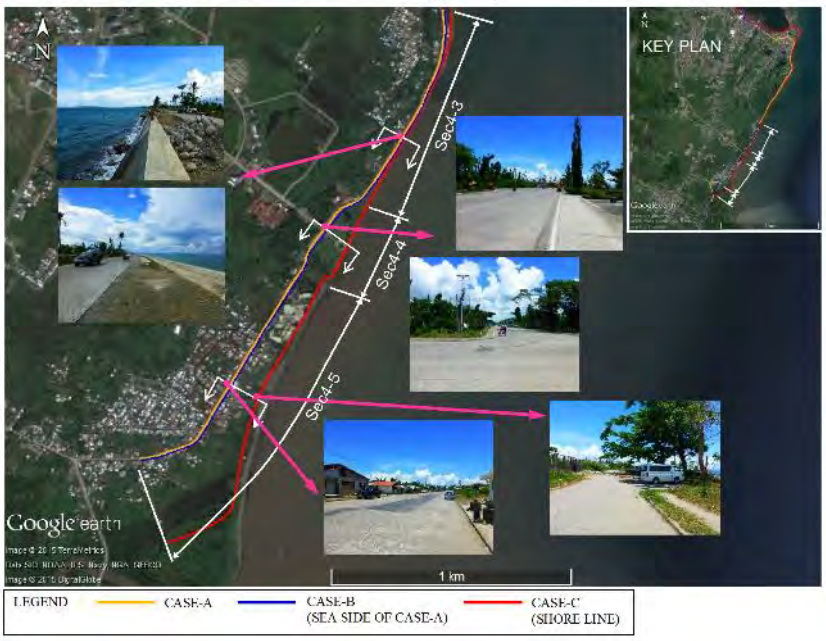
出所: JICA 調査団

図 2.1-10 セクション 4-1 および 4-2 のアライメントの代替案

b) セクション 4-3、4-4 および 4-5

セクション 4-3、4-4 および 4-5 のアライメントの代替案を図 2.1-11 に示す。

.



出所: JICA 調査団

図 2.1-11 セクション 4-3～4-5 のアライメントの代替案

c) セクション 4-6 および 4-7

セクション 4-6 および 4-7 のアライメントの代替案を図 2.1-12 に示す。

出所: JICA 調査団

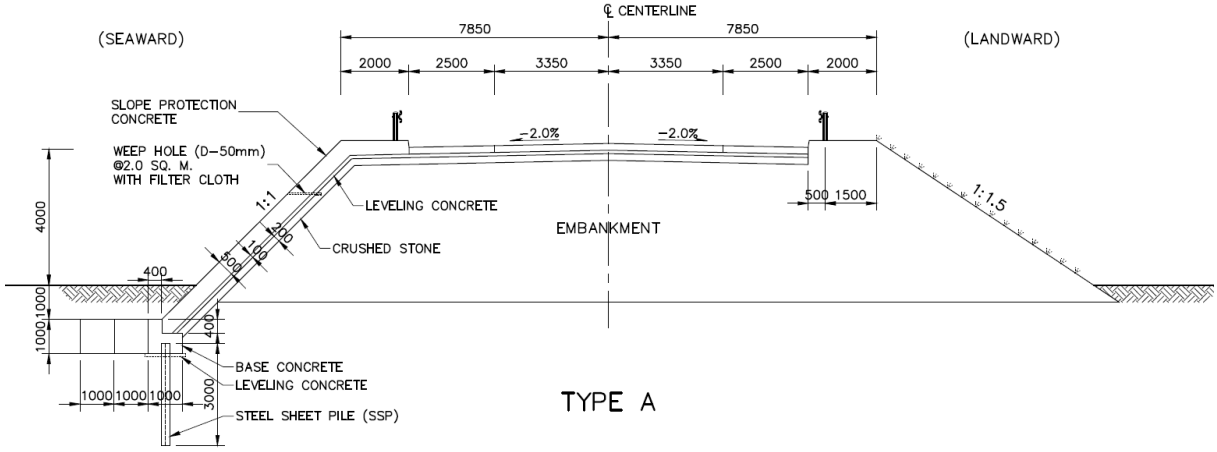
図 2.1-12 セクション 4-6～4-7 のアライメントの代替案

(4) アライメントの代替案に対応する構造タイプ

現地状況の調査結果より、アライメントの代替案 3 案に対応する構造タイプの検討を行った。Case-A、Case-B および Case-C の各アライメントの代替案に対応する構造タイプをそれぞれ以下に示す。

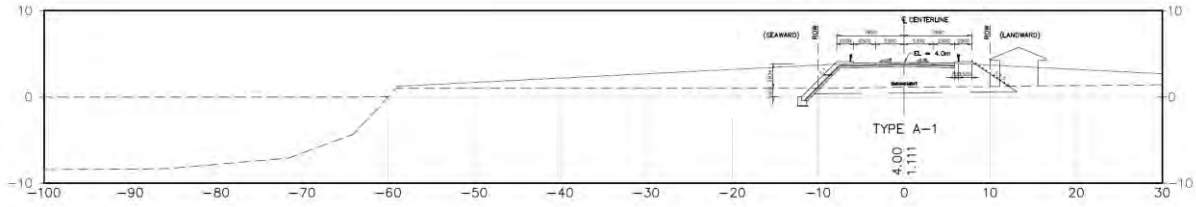
1) Case-A

Case-A は当初提案されたアライメントであり、既設道路を活用する案である。Case-A に対応する構造タイプを図 2.1-13 および図 2.1-15 に示す。図 2.1-13 に示される構造タイプは嵩上げ道路の標準構造である。既設道路沿いの既存の建物の移設が不可能な場合には、図 2.1-13 の盛土による標準構造の構造を配置することができないため、図 2.1-15 に示されるコンクリート擁壁型の構造とする必要がある。



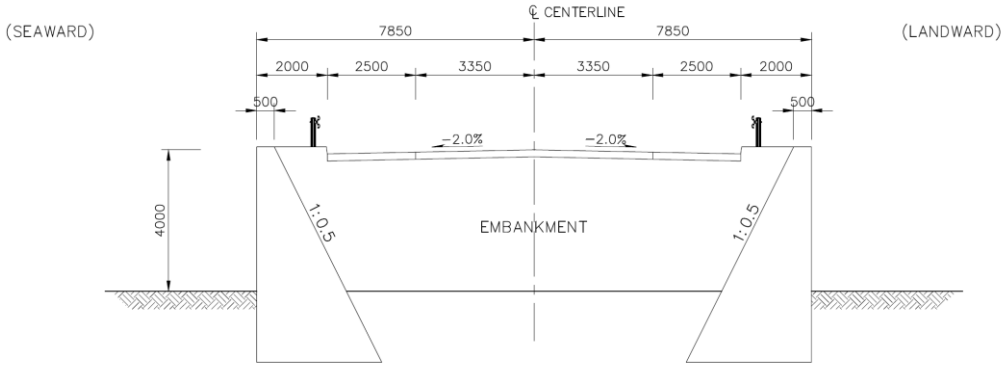
出所: JICA 調査団

図 2.1-13 Case-A の構造タイプ（盛土）



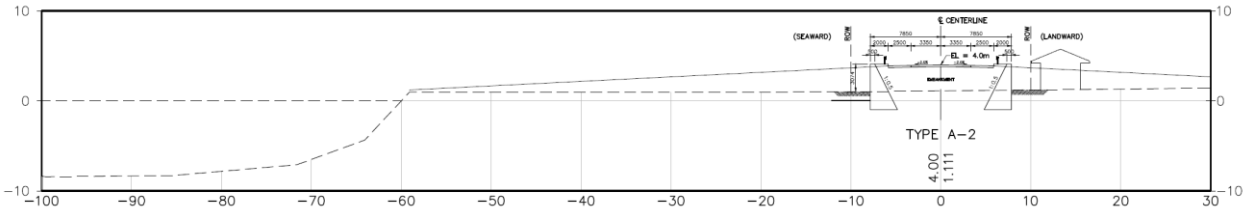
出所: JICA 調査団

図 2.1-14 Case-A のアライメント（盛土）



出所: JICA 調査団

図 2.1-15 Case-A の構造タイプ（コンクリート擁壁）

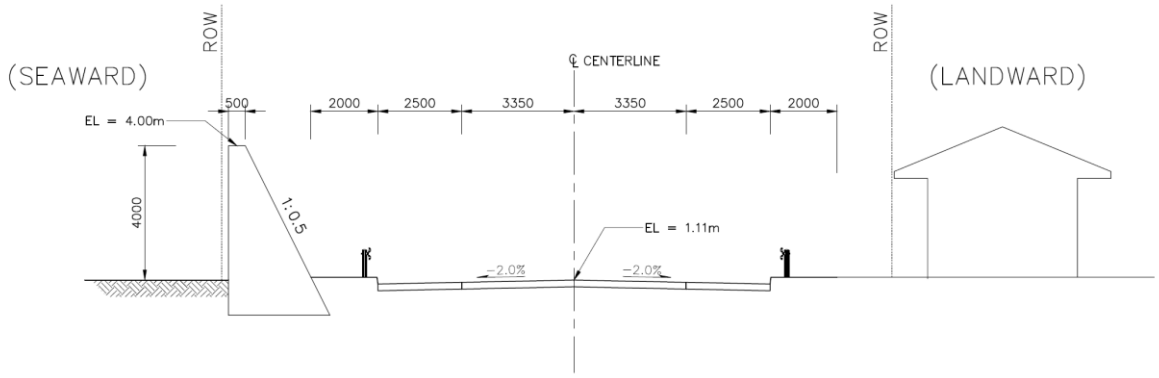


出所: JICA 調査団

図 2.1-16 Case-A のアライメント（コンクリート擁壁）

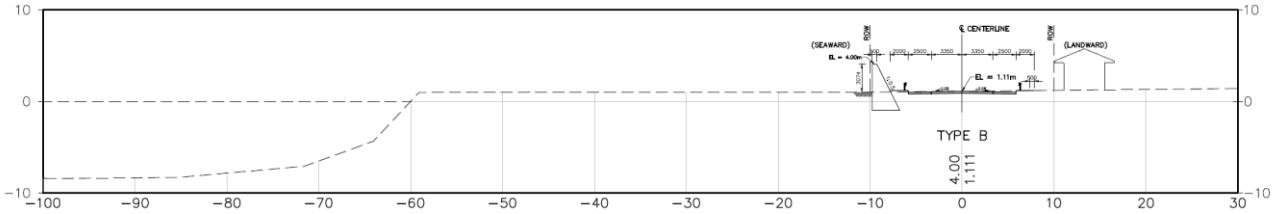
2)　Case-B

Case-B は既設道路に沿って防護する案であり、当初提案のアライメント（Case-A）に対して平行な案である。図 2.1-17 および図 2.1-18 に示すとおり、既設道路の海側にコンクリート擁壁を設置することで、道路および道路より陸側の建物への影響を最小限とする。



出所: JICA 調査団

図 2.1-17 Case-B の構造タイプ（コンクリート擁壁）

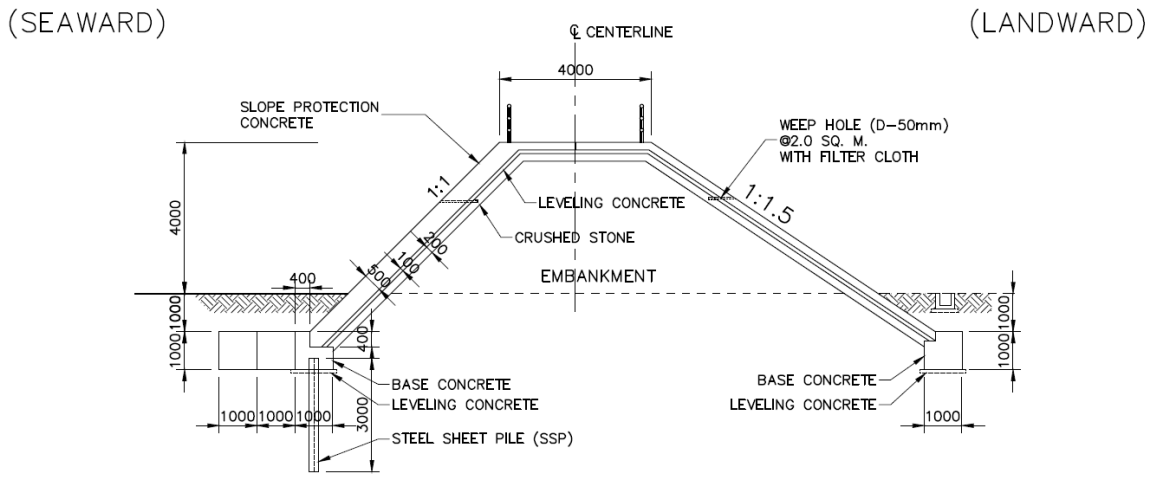


出所: JICA 調査団

図 2.1-18 Case-B のアライメント（コンクリート擁壁）

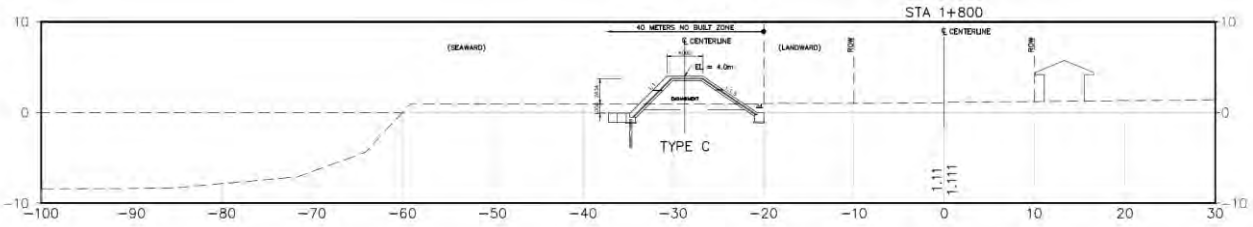
3)　Case-C

Case-C は構造物が海岸線より 40m 位置に設定された No Dwelling Zone（以下、NDZ）内に収まるよう、海岸線より 30m の位置をアライメントとする。アライメントが海岸沿いであり、既設道路および既設道路沿いの家屋への影響が最小限であることから、構造形式は図 2.1-19 に示される盛土形式とする。



出所: JICA 調査団

図 **2.1-19 Case-C** の構造タイプ（盛土）



出所: JICA 調査団

図 **2.1-20 Case-C** のアライメント（盛土）

(5) 代替案により防護される家屋および土地.

1) 代替案により防護される家屋数および土地の面積

アライメントの代替案により防護される家屋数および土地の面積の計算を行った。Case-B のアライメントは Case-A とほぼ同じであるため、Case-B により防護される家屋数、土地は Case-A と同等と見なす。防護される家屋数および土地の面積の計算は、構造物対策の計画規模である 50 年確率の高潮に対して行った。

a) Case-A および Case-B

Case-A および Case-B により防護される土地の面積および家屋数の集計結果を下表に示す。

表 **2.1-2 Case-A** および **Case-B** により守られる土地の面積および家屋数(セクション **3&4)**

	浸水面積（m2）		家屋数（戸）	
セクション	防護される土地（陸側）	防護されない土地（海側）	防護される家屋（陸側）	防護されない家屋（海側）
セクション 3	3,748,500	3,773,700	9,482	2,616
セクション 4	11,073,600	1,627,200	11,667	750
合計	14,822,100	5,400,900	21,149	3,366
	73%	27%	86%	14%

b) **Case-C**

Case-C により防護される土地の面積および家屋数の集計結果を下表に示す。

表 2.1-3 Case-C により守られる土地の面積および家屋数(セクション 3&4)

	浸水面積（m2）		家屋数（戸）	
セクション	防護される土地（陸側）	防護されない土地（海側）	防護される家屋（陸側）	防護されない家屋（海側）
セクション 3	7,081,200	441,000	11,117	981
セクション 4	12,700,800	0	12,417	0
合計	19,782,000	441,000	23,534	981
	98%	2%	96%	4%

2)　考察

Case-A および Case-B では、全浸水面積の 27%および全浸水家屋数の 14%がアライメントの海岸側に位置し、防護されない。Case-A および Case-B で防護されない範囲には、Coka-Cola や San Miguel などの大規模な工場も含まれる。

Case-C では、Case-A および Case-B と比較して、防護されない家屋数が大きく減少している。

(6)　代替案の比較検討

上記で整理した当初提案のアライメントを含む 3 案について、既設道路・建物からのアクセス性、施工時の道路機能補償の必要性、防護されない家屋数、景観、経済性の観点から比較検討を行った。セクション 3 およびセクション 4 のアライメントの代替案の比較検討結果をそれぞれ図 2.1-21 および図 2.1-22 に示す。

セクション 3 における比較検討では、既設道路を嵩上げする Case-A および道路沿いにコンクリート擁壁を設置する Case-B は、既設道路・建物からのアクセス性や施工時の道路機能補償の必要性の観点より Case-C に劣る。また Case-A および Case-B は Case-C と比較して、防護できる家屋数が少ない。また Case-C は NDZ に位置するため、用地取得が他案に比較して容易である。

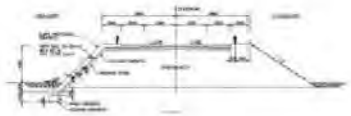
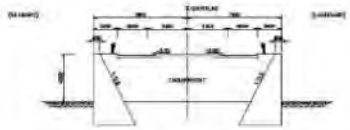
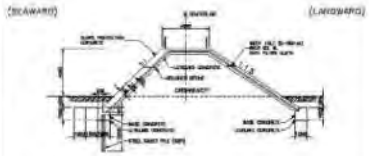
Case-C の概算工事費は Case-B より若干高いものの、上記の通り、その他の項目では Case-C に優位性がある。

このため、セクション 3 においては Case-C を選定することが望ましい。

セクション 4 では、現地状況より Case-A および Case-C の比較を行った。比較の観点はセクション 3 と同じであるが、全ての観点において、Case-C が Case-A よりも優位である。概算工事費も Case-C が Case-A よりも安価である。Case-A は用地取得範囲も狭い。

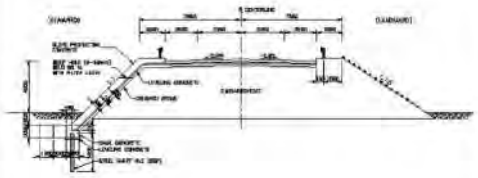
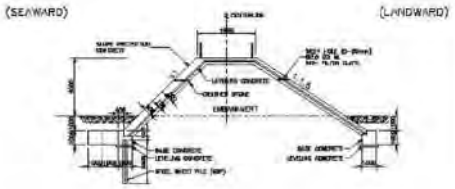
このため、セクション 4 においても、Case-C を選定することが望ましい。

上記評価により、セクション 3 およびセクション 4 の基本計画では、Case-C を適用する。

Alignment Case		Case A		Case-B	Case-C
Structural Type		Road heightening plan (proposed initial alignment)	Road heightening plan (proposed initial alignment)	Tide protection wall plan	Tide embankment plan
Cross Section					
Accessibility of Existing Road or House	Comment	●Connecting from heightened road to exiting road is needed at least less than 5% slope adjustment and length of adjustment slope is 80m. ●Height between Road and Lot of House is 4m and access to House can not be provide for each house	●Connecting from heightened road to exiting road is needed at least less than 5% slope adjustment and length of adjustment slope is 80m. ●Height between Road and Lot of House is 4m and access to House can not be provide for each house	●No Change of Road Elevation. ●Height between Top of Tide Protection Wall and Lot of House is m and access to House can be provide by Gate Wall but it is difficult to maintain of this Gate.	●Not Affected
	Evaluation	★	★	★★	★★★
Traffic Condition During Construction	Comment	●Detour Road is needed during construction but very difficult to make detour road and very traffic congestion is occurred.	●Detour Road is needed during construction but very difficult to make detour road and very traffic congestion is occurred.	●Occupied only Road side area during construction and minimized traffic congestion.	●Not Affected
	Evaluation	★	★	★★	★★★
Number of households outside the protection	Comment	●2616 households in section 3 will be affected. ●Besides that, large facilities (factories) will be affected as well.	●2616 households in section 3 will be affected. ●Besides that, large facilities (factories) will be affected as well.	●2616 households in section 3 will be affected. ●Large facilities (factories) will not be affected, because the aligment will be shifted to shoreline near the facilities (factories).	●981households in section 3 will be affected.
	Evaluation	★	★	★★	★★★
Esthetic View Point	Comment	●High slope along Road is not so good view along Road Side.	●Tide Protection Wall is not so good view along Road Side.	●Tide Protection Wall is no good view.	●Totally good and Maintenance road to be used for Cycling road and esplanade.
	Evaluation	★★	★★	★	★★★
Cost	ROW Condition (per Meter)	●Additional ROW is necessary for both side P 160 Thousand /m (A = 20.0㎡ /m)	●Not necessary for additional ROW. ●Tide Protection wall can be constructed within ROW P 0 Thousand /m (A = 0.0㎡ /m)	●Not necessary for additional ROW. P 0 Million (A = 0 m2)	●New ROW for Tide Protection Dike is necessary, but it falls within no dwelling zone. P 8 Thousand /m (A = 20.0㎡ /m)
	Construction Cost (per Meter)	P 343 Thousand /m	P 512 Thousand /m	P 296 Thousand /m	P 354 Thousand /m
	Total	P 503 Thousand /m	P 512 Thousand /m	P 296 Thousand /m	P 362 Thousand /m
	Evaluation	★	★	★★★	★★
Recommendation		Last Place	Last Place	Second Place	First Place

Note) Symbol of evaluation column means as follows: the ★★★ is good, ★★ is fair, ★ is bad

図 2.1-21 セクション 3 における代替案の比較検討

Alignment Case		Case A	Case-C
Structural Type		Road heightening plan (proposed initial alignment)	Tide embankment plan
Cross Section			
Accessibility of Existing Road or House	Comment	●Connecting from heightened road to exiting road is needed at least less than 5% slope adjustment and length of adjustment slope is 80m. ●Height between Road and Lot of House is 4m and access to House can not be provide for each house	●Not Affected .
	Evaluation	★	★★★
Traffic Condition During Construction	Comment	●Detour Road is needed during construction and very traffic congestion is occurred.	●Not Affected .
	Evaluation	★	★★★
Number of households outside the protection	Comment	●750 households in section 4 will be affected.	●Not Affected .
	Evaluation	★	★★★
Esthetic View Point	Comment	●High slope along Road is not so good view.	●Totally good and Maintenance road to be used for Cycling road and esplanade.
	Evaluation	★	★★★
Cost	ROW Condition (per Meter)	●Additional ROW is necessary for both side P 132 Thousand /m (A = 20.0㎡ /m)	●New ROW for Tide Protection Dike is necessary, but it falls within no dwelling zone. P 8 Thousand /m (A = 20.0㎡ /m)
	Construction Cost (per Meter)	P 314 Thousand /m	P 249 Thousand /m
	Total	P 446 Thousand /m	P 257 Thousand /m
	Evaluation	★	★★★
Recommendation		Last Place	First Place

Note) Symbol of evaluation column means as follows: the ★★★ is good, ★★ is fair, ★ is bad

図 2.1-22 セクション 4 における代替案の比較検討

2.2 セクション 3 および 4 の基本計画

2.2.1 基本計画に含まれる構造物

表 2.1-1 および図 2.2-1 に基本計画に含まれる構造物を示す。主たる構造物は防潮堤であり、前章に記した比較検討結果を受け、LGU との協議を行った結果、既設道路沿いではなく、海岸沿いに設定された。図 2.2-1 に標準構造および諸元を示す。

主たる構造物以外では、セクション 4 の一部区間で、防潮堤背後に道路の新設もしくは既設道路の拡幅を伴う。またセクション 3 および 4 を合わせて 8 箇所の水門、27 箇所のフラップゲート付のボックスカルバートの設置が含まれる。さらに交差点が 2 箇所必要となる。天端へのアクセス坂路も含まれるが、位置及び箇所数は詳細設計で決める。

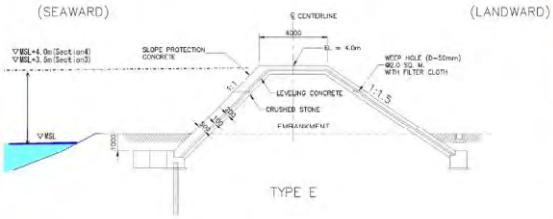
表 2.2-1 基本計画で提案された構造物

	Section 3 (5.5km:Tacloban)	Section 4 (7.5km:Tacloban, Palo)			
Main Structure	Tide Embankment (5.5km)	Tide Embankment (2.7km)	Tide Embankment + new road (1.5km)	Tide Embankment + road widening (0.9km)	Tide Embankment (2.4km)
Access road	To be designed	To be designed	To be designed	To be designed	To be designed
Intersection	1 site -Crossing with airport road	None	1 site -North of Payapay bridge	None	None
Flood Gate	4 sites -Tanghas-Lirang creek -Sagakahn creek -Mahayahay creek -Burayan River	None	1 sites -Kilot creek	1 sites -Binok creek (No.1)	2 sites -Binok creek (No.2) -Bangon River Appendix
Box culvert + flap gate	17 sites	2 sites	5 sites	None	3 sites

Prioritized Sections

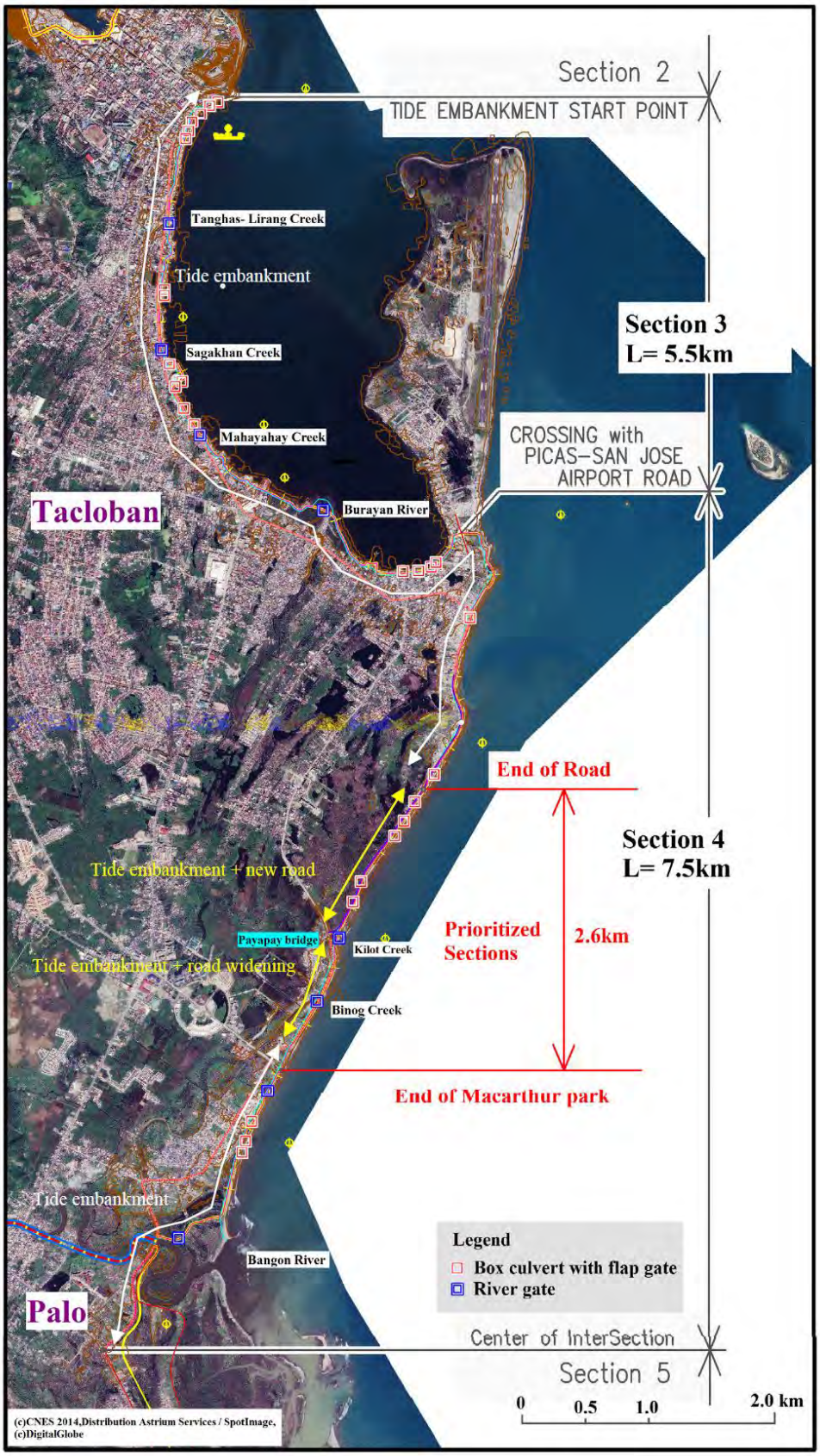
出所: JICA 調査団

Protection Level : Storm Surge of 50 years return period
Type of Structure : Tide Embankment
Top Elevation : MSL+4.0m (Section 4) and MSL+3.5m (Section 3)



出所: JICA 調査団

図 2.2-1 設計条件および標準構造



出所: JICA 調査団

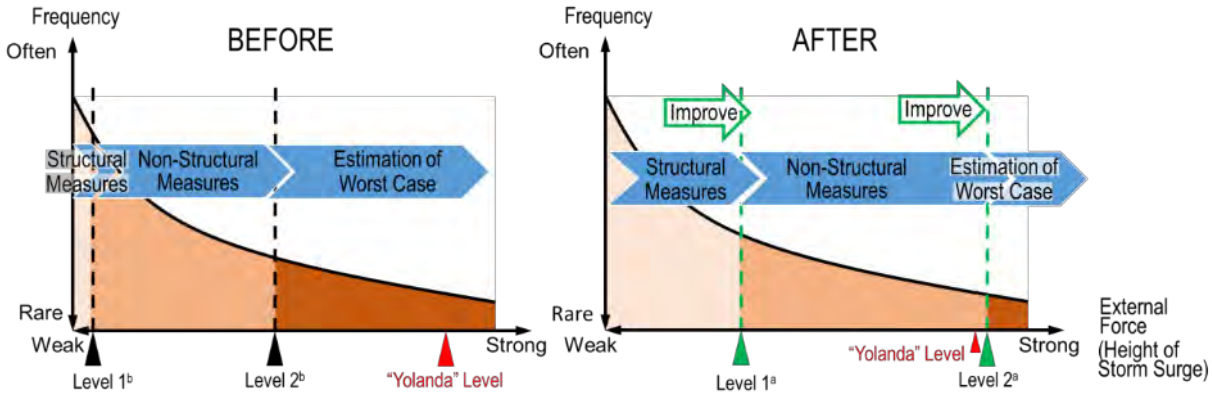
図 2.2-2 基本計画に含まれる構造物

2.2.2　構造物対策の基本思想

構造物対策の防御レベルは、確率規模 50 年の高潮を対象に設定することを方針とする。つまり、解析結果により算定された 50 年確率の高潮の高さをもとに防潮堤の天端高の設定を行う。

ヨランダのように生起確率が設計の確率規模より低いが外力の大きい高潮に対しては、構造物対策と非構造物対策の両方での防御が必要となる。その場合には越流した高潮により、構造物がすぐに破壊されないよう、防潮堤は粘り強い構造を有する必要がある。非構造物対策に含まれる避難計画は、構造物が粘り強さを発揮することにより、より確実なものとなる。

このため、DPWH の事業実施にあたっては、構造物対策に加えて、非構造物対策も平行して行うことが期待される。



出所: JICA 調査団

図 2.2-3 構造物対策および非構造物対策による防御レベルの概念図

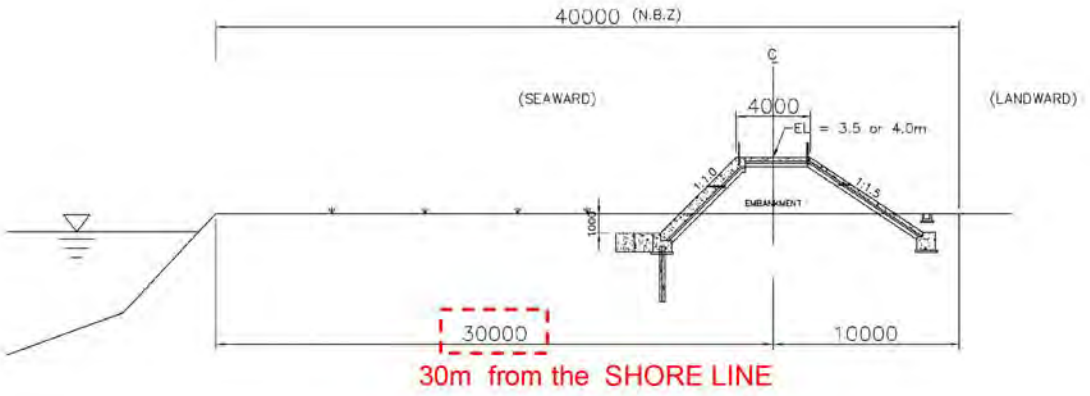
図 2.2-3 に構造物対策および非構造物対策による防御の概念図を示す。図中の"Before"は現在の状況を示し、図中の"After"は対策実施後の将来の状況を示す。

構造物対策を実施することで、現状の防御レベル 1b よりも大きい外力 1a に対して背後地が防護されることになる。これに避難所の立地や避難ルートの改良といった非構造物対策の見直しと合わせて、非構造物対策による防御レベルも 2b から 2a へ改善される。ヨランダ規模の台風が再度来襲した場合でも、構造物対策の整備と非構造物対策の改善により、被害を大幅に軽減することが可能である。

2.2.3　アライメント設定のコントロールポイント

(1)　基本方針

アライメントの設定については、下図の通り、防潮堤の中心線を海岸線より 30m の位置に設定することを基本方針とする。これにより、防潮堤の敷幅が海岸線から 40m 以内の No Dwelling Zone に収まる。



出所: JICA 調査団

図 2.2-4 アライメント設定のコントロールポイント

例外として以下の箇所ではアライメントの位置を調整する。

- 既設の大規模施設（工場）がある場合には、施設への影響を避ける位置にアライメントを移動させる。
- 既存道路が海岸線から 40m 以内に位置する場合には、既存道路への影響を避けるため、アライメントを道路よりも海岸寄りに配置する。

上記理由により、アライメントを基本方針よりも海寄りに設置する場合でも、既存の地盤面に防潮堤を建設することを原則とし、海中施工は避けるものとする。

(2) セクション 3 におけるアライメントの設定

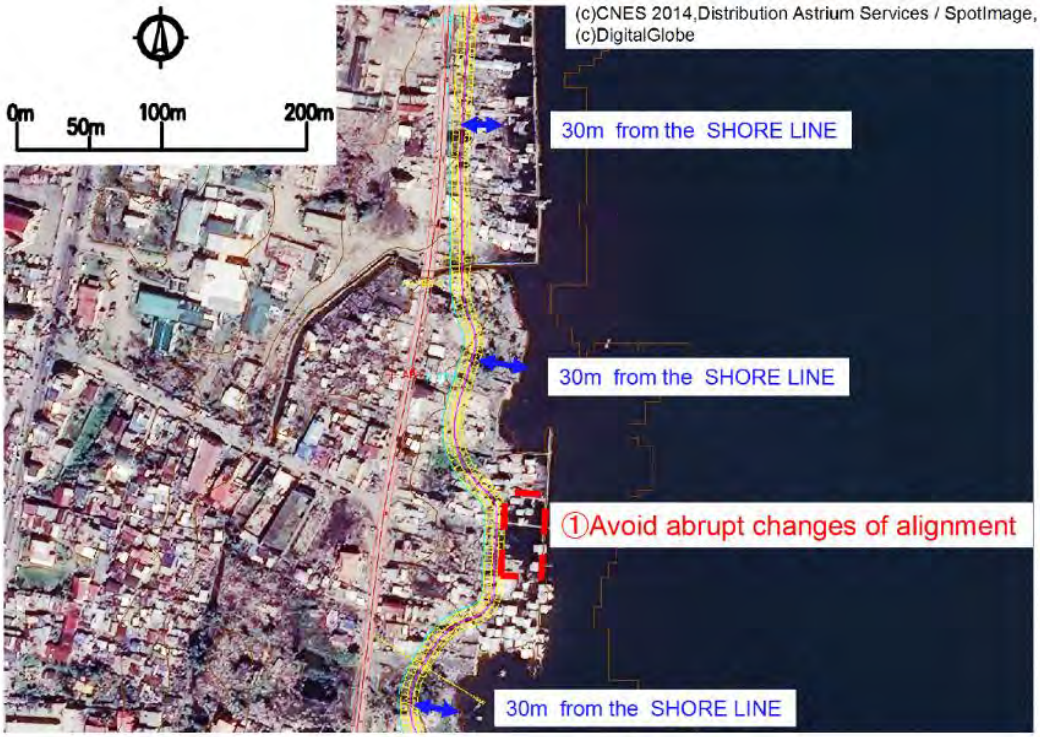
アライメント設定のコントロールポイントを以降の図に示す。

出所: JICA 調査団

図 2.2-5 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(1)

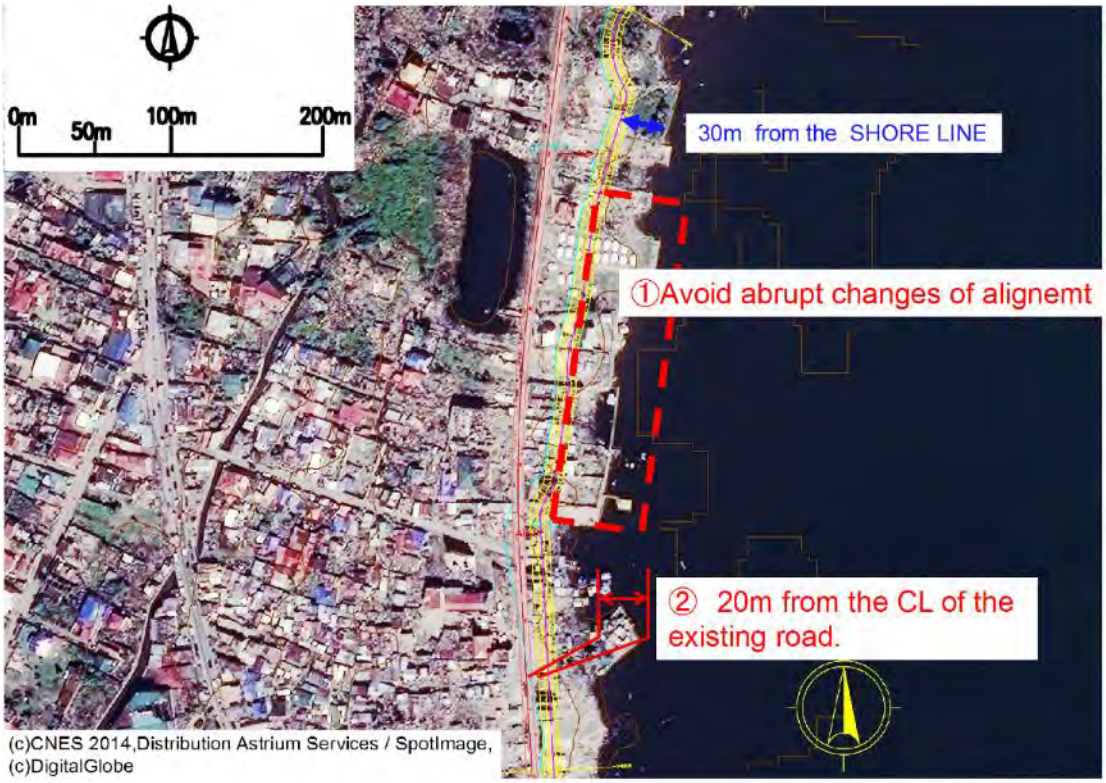
出所: JICA 調査団

図 2.2-6 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(2)



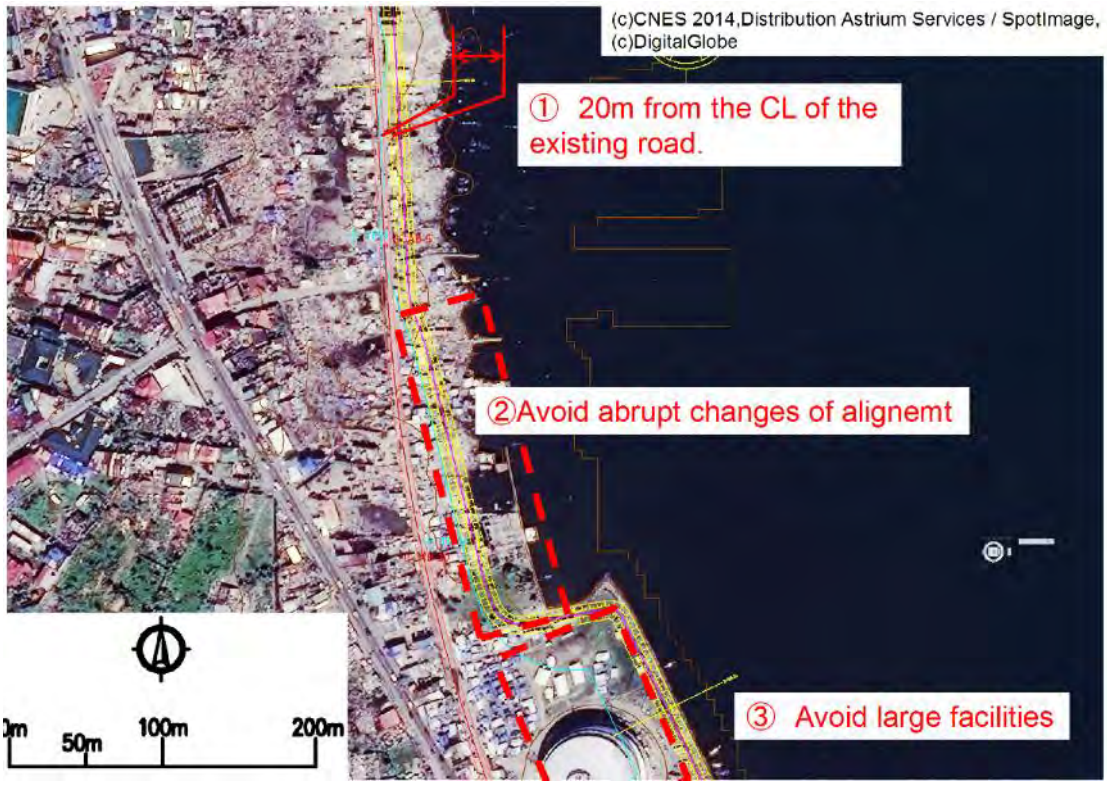
出所: JICA 調査団

図 2.2-7 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(3)



出所: JICA 調査団

図 2.2-8 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(4)

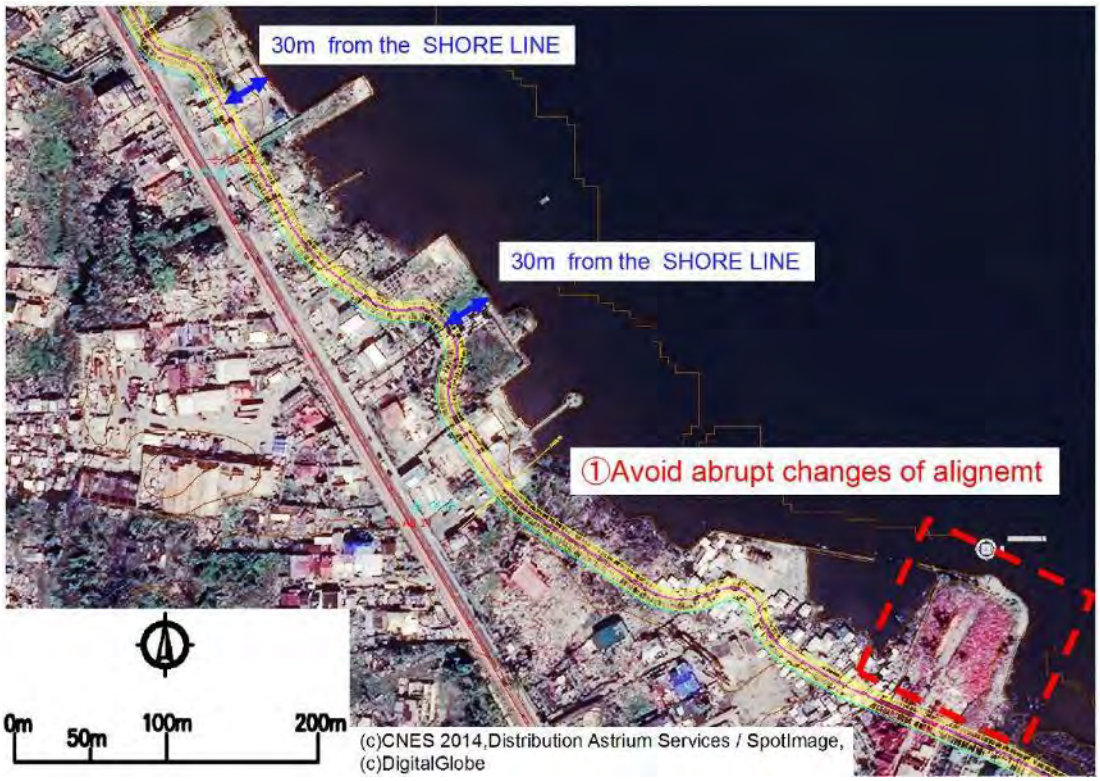


出所: JICA 調査団

図 2.2-9 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(5)

出所: JICA 調査団

図 2.2-10 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(6)



出所: JICA 調査団

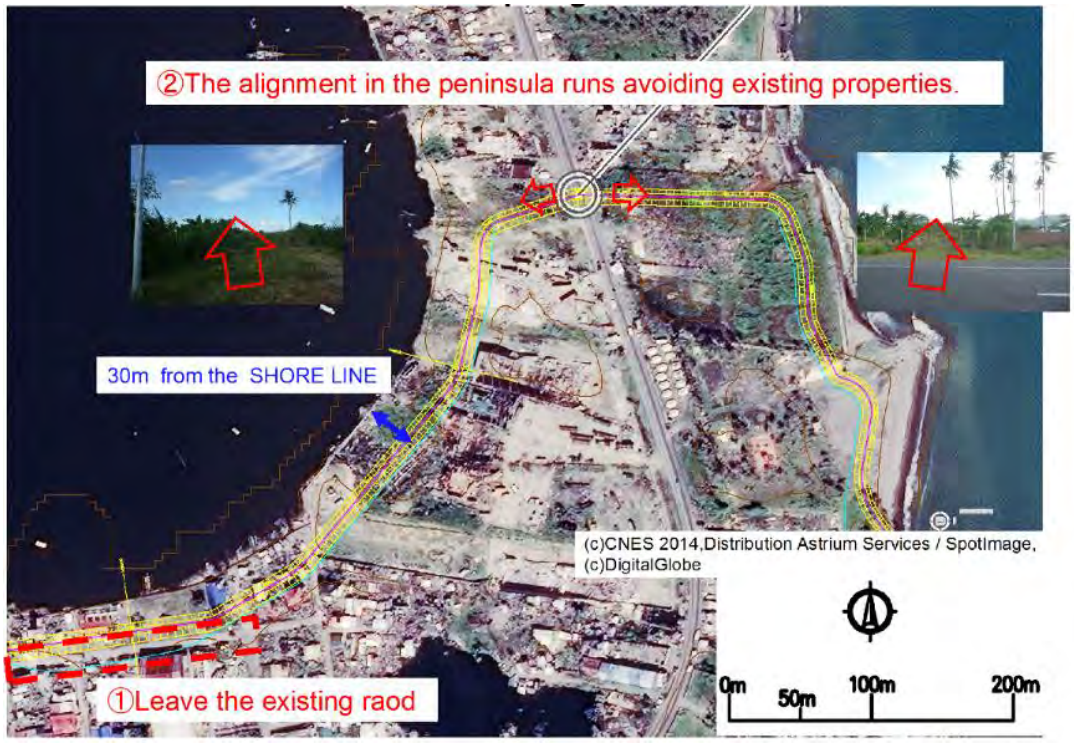
図 2.2-11 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(7)

出所: JICA 調査団

図 2.2-12 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(8)

出所: JICA 調査団

図 2.2-13 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(9)



出所: JICA 調査団

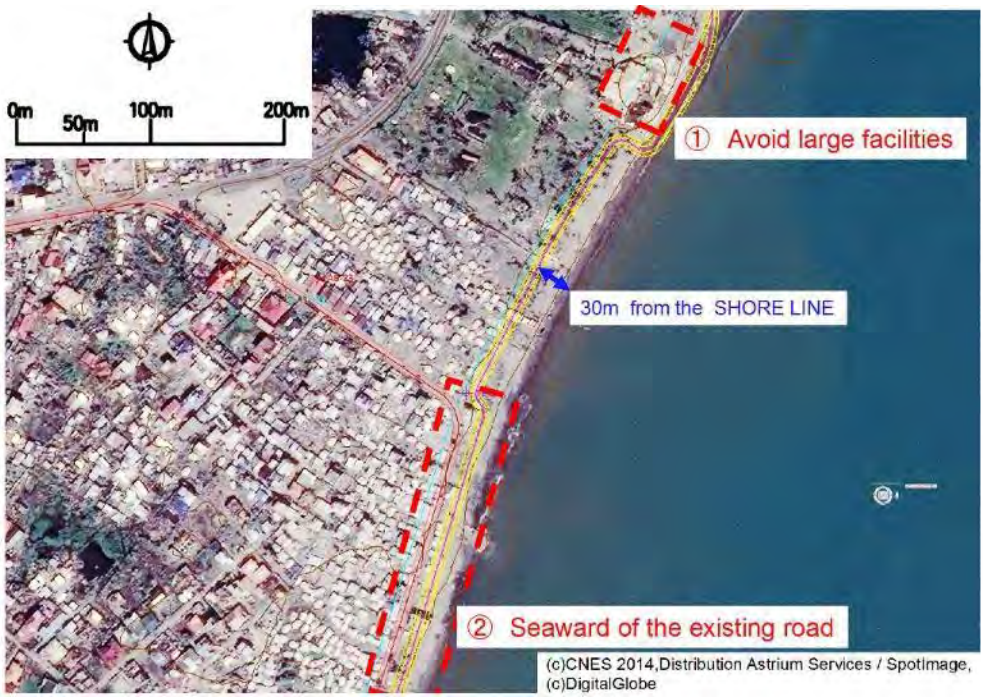
図 2.2-14 セクション 3 におけるアライメント設定のコントロールポイント(10)

(3) セクション 4 におけるアライメントの設定

アライメント設定のコントロールポイントを以降の図に示す。

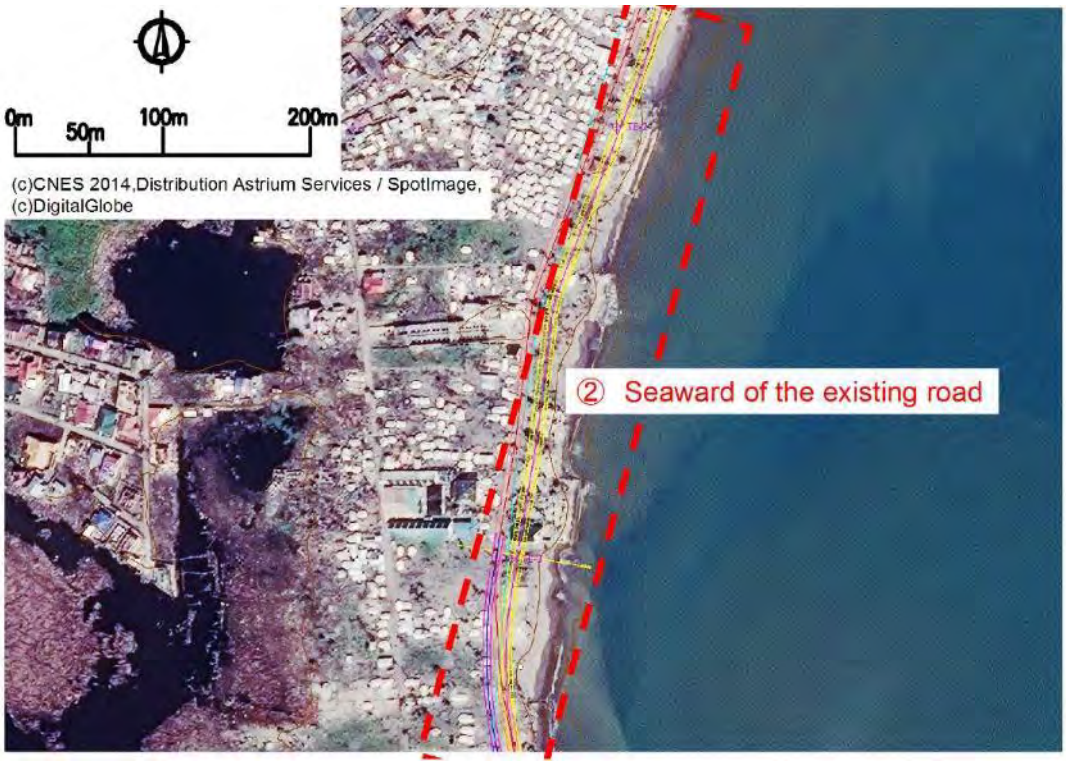
出所: JICA 調査団

図 2.2-15 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(1)



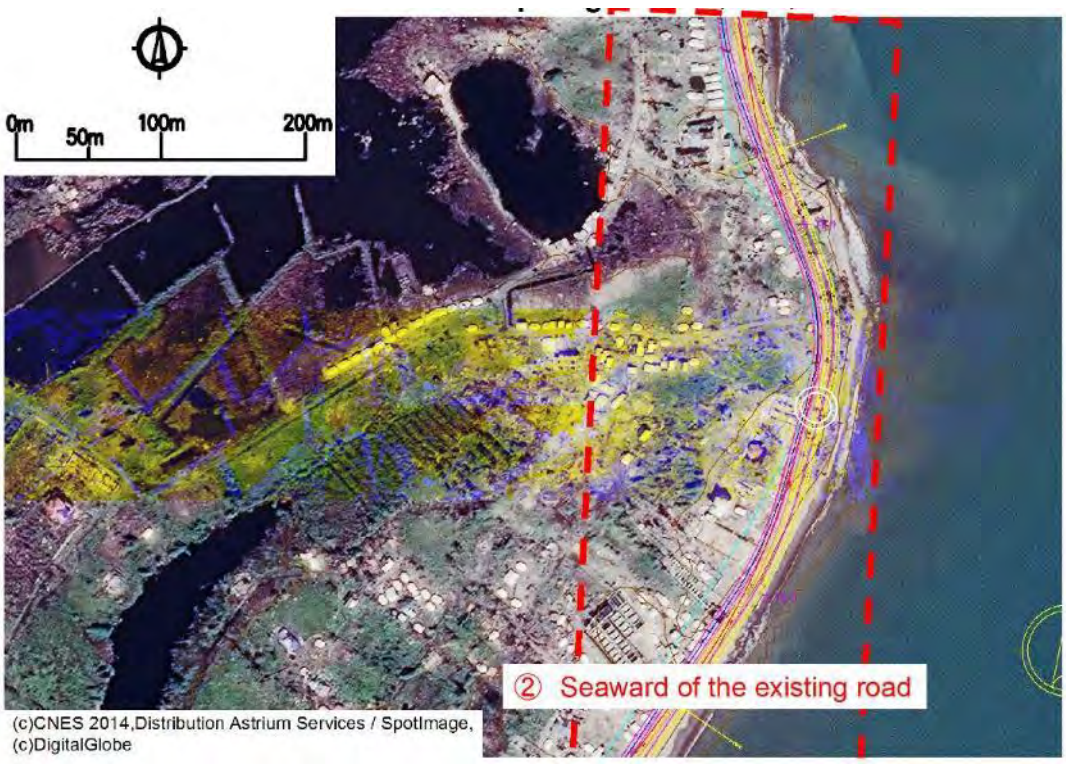
出所: JICA 調査団

図 2.2-16 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(2)



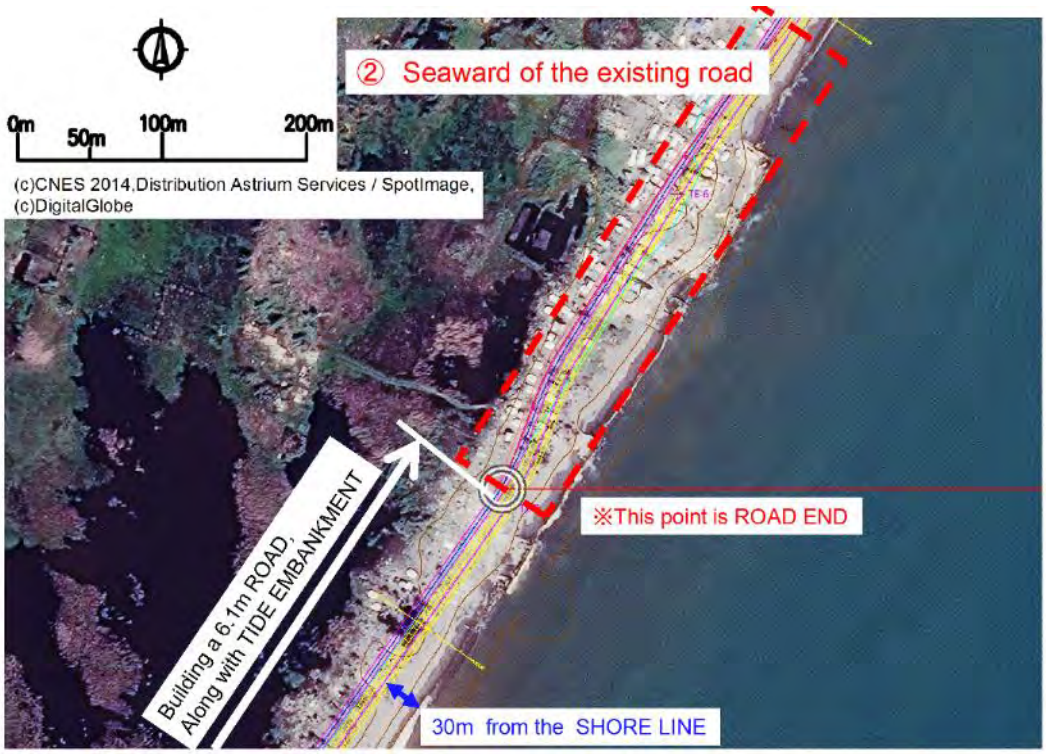
出所: JICA 調査団

図 2.2-17 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(3)



出所: JICA 調査団

図 2.2-18 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(4)



出所: JICA 調査団

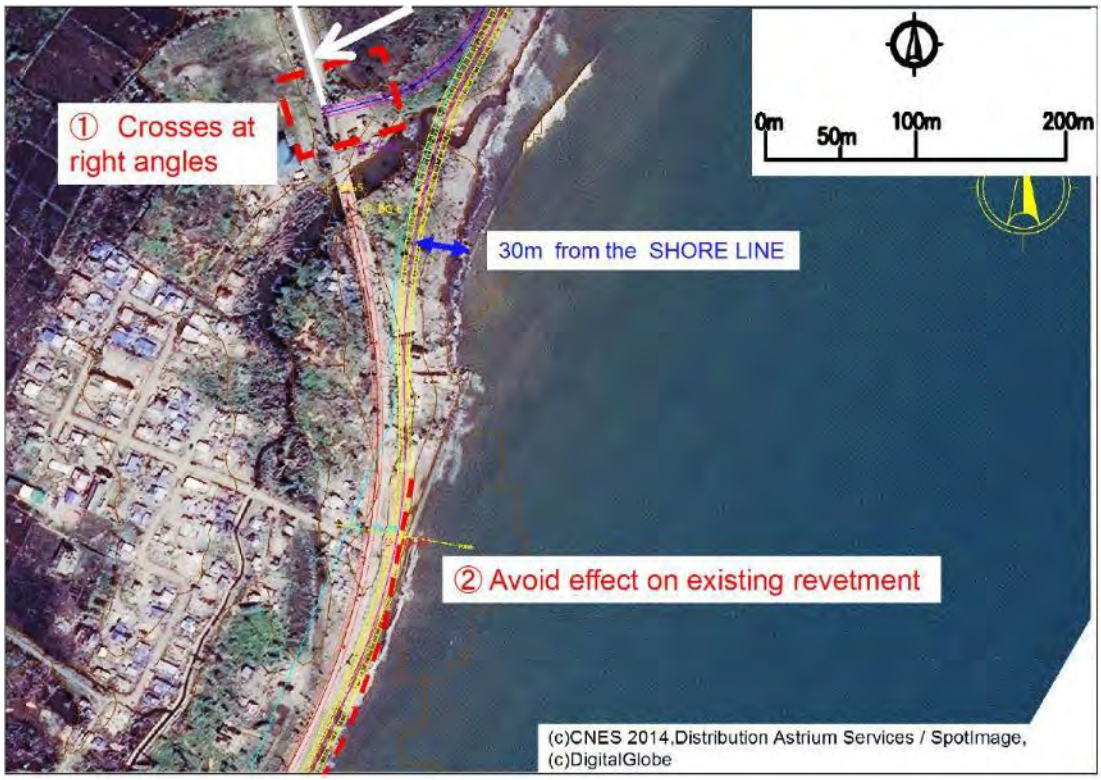
図 2.2-19 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(5)

出所: JICA 調査団

図 2.2-20 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(6)

出所: JICA 調査団

図 2.2-21 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(7)

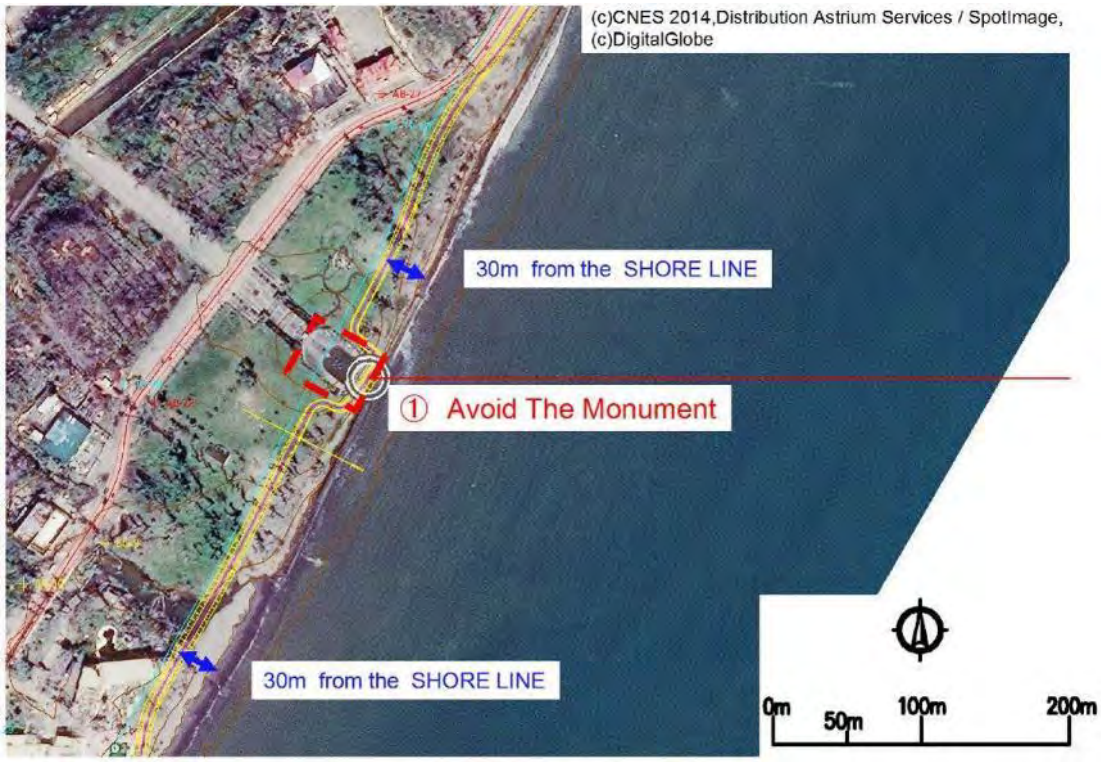


出所: JICA 調査団

図 2.2-22 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(8)

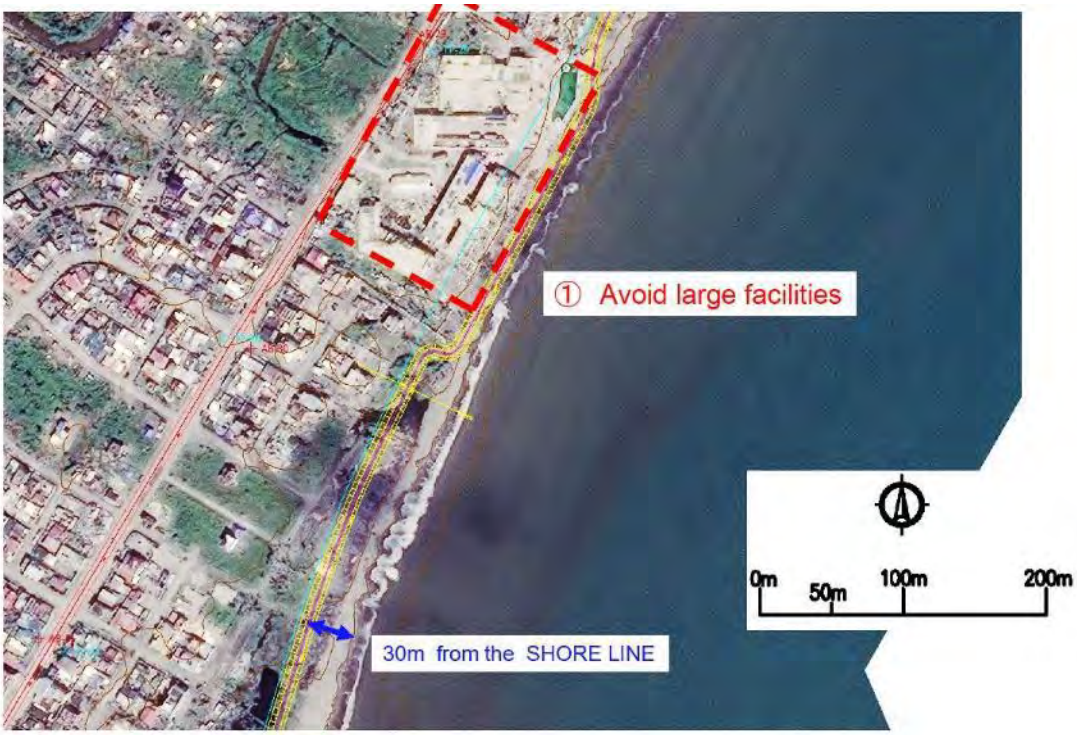
出所: JICA 調査団

図 2.2-23 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(9)



出所: JICA 調査団

図 2.2-24 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(10)

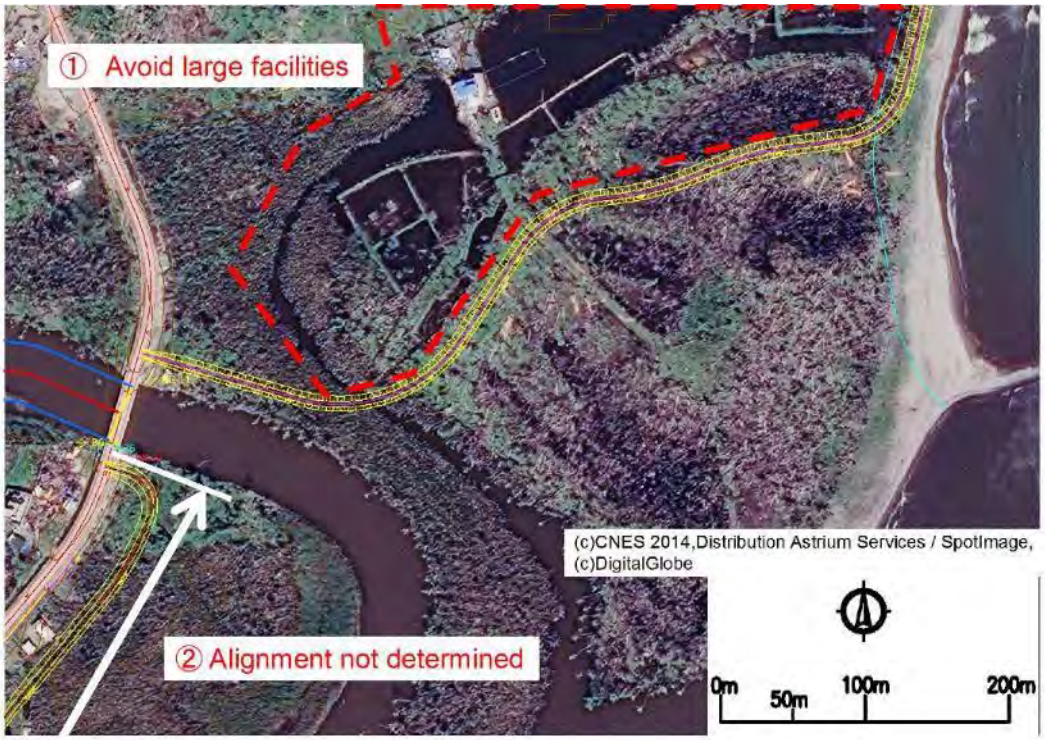


出所: JICA 調査団

図 2.2-25 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(11)

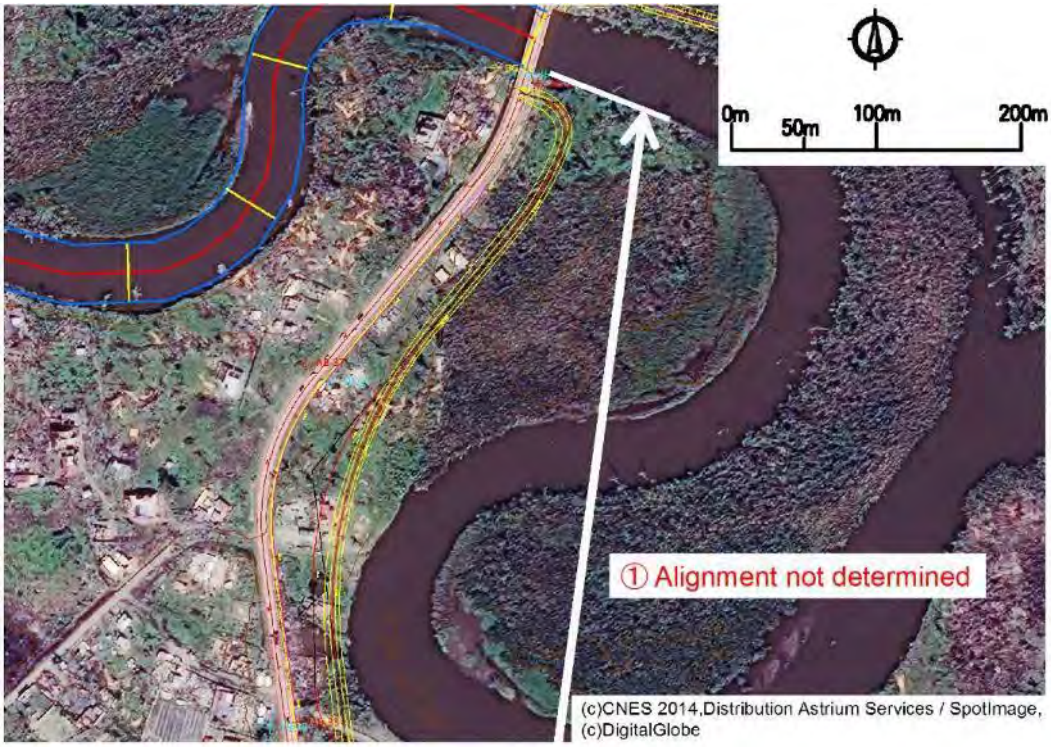
出所: JICA 調査団

図 2.2-26 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(12)



出所: JICA 調査団

図 2.2-27 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(13)



出所: JICA 調査団

図 2.2-28 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(14)

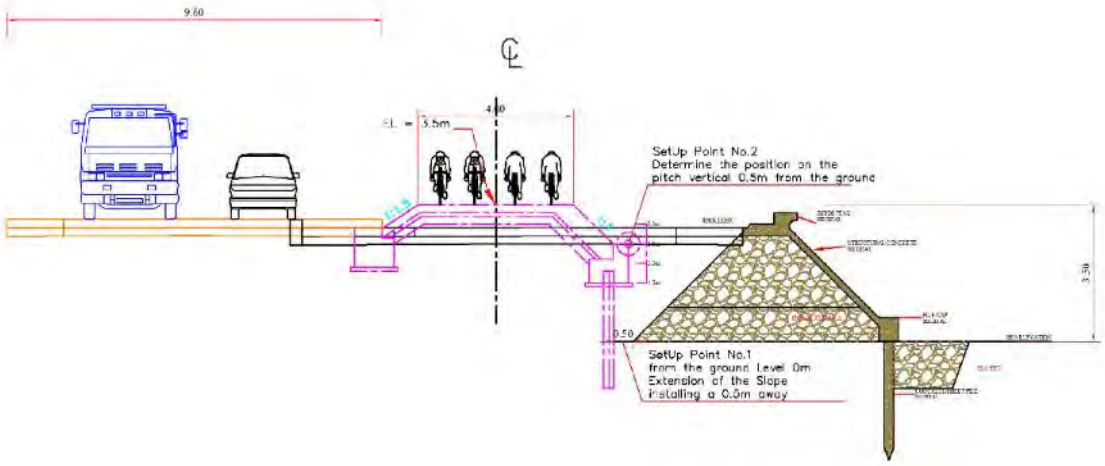
出所: JICA 調査団

図 2.2-29 セクション 4 におけるアライメント設定のコントロールポイント(15)

(4) Macarthur Park の北側のアライメント

Macarthur Park のすぐ北側では台風ヨランダの高潮により既設護岸が被災し、護岸の復旧工事が DPWH により実施されている。

本事業の防潮堤は、復旧工事中の既設護岸への影響を避けるため、既設護岸との離隔を確保した上で、背後に設置するものとする。また既設護岸沿いの既設道路は、陸側に移設する必要が生じる。



出所: JICA 調査団

図 2.2-30 Macarthur 公園の北側のアライメント

2.2.4 防潮堤

(1) 天端標高

防潮堤の天端標高は、各セクションにおける 50 年確率の高潮解析の結果より、セクション 3 で MSL+4.0m、セクション 4 で MSL+3.5m とする。これは、セクション 3 における解析値の最大は MSL+3.8m、セクション 4 における解析値の最大は MSL+3.2m をラウンドアップして設定した。

表 2.2-2 天端標高の設定

	高潮解析の最大値 (MSL+m)	天端標高の設定値 (MSL+m)
セクション 3	MSL +3.8m	MSL +4.0m
セクション 4	MSL +3.2m	MSL +3.5m

(2)　天端幅

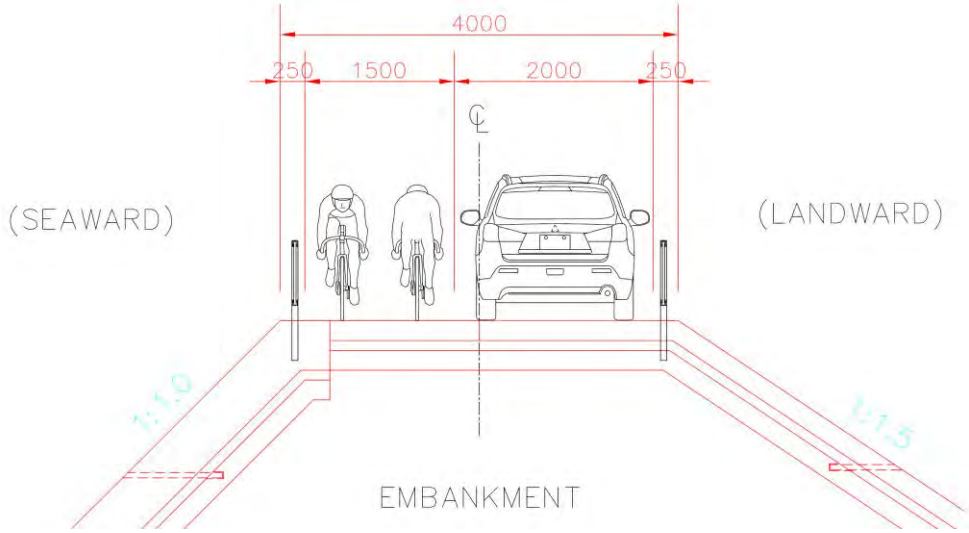


図 2.2-31 サイクリングロードおよび管理用通路としての必要天端幅

防潮堤天端は歩行者および自転車用の通路とし、原則として一般車両は通行させないが、防潮堤および付属構造物の維持管理用の車両のみ通行を許可する。このため、天端幅は、管理車両通行時においても自転車の通行できる幅として、図 2.2-31 に示す 4.0m とする。設定の内訳としては、車両通行の必要幅 2.0m、自転車通行の必要幅 1.5m に路肩 0.25m×2 箇所となる。

(3)　構造諸元

防潮堤の構造諸元を下表に示す。フィリピンには防潮堤の設計基準は存在しないため、高潮および津波の被災実績より経験的に諸元が規定されている日本の防潮堤の構造を参考にした。特記なき限り、海岸保全施設の技術上の基準・同解説（2004）に基づく。

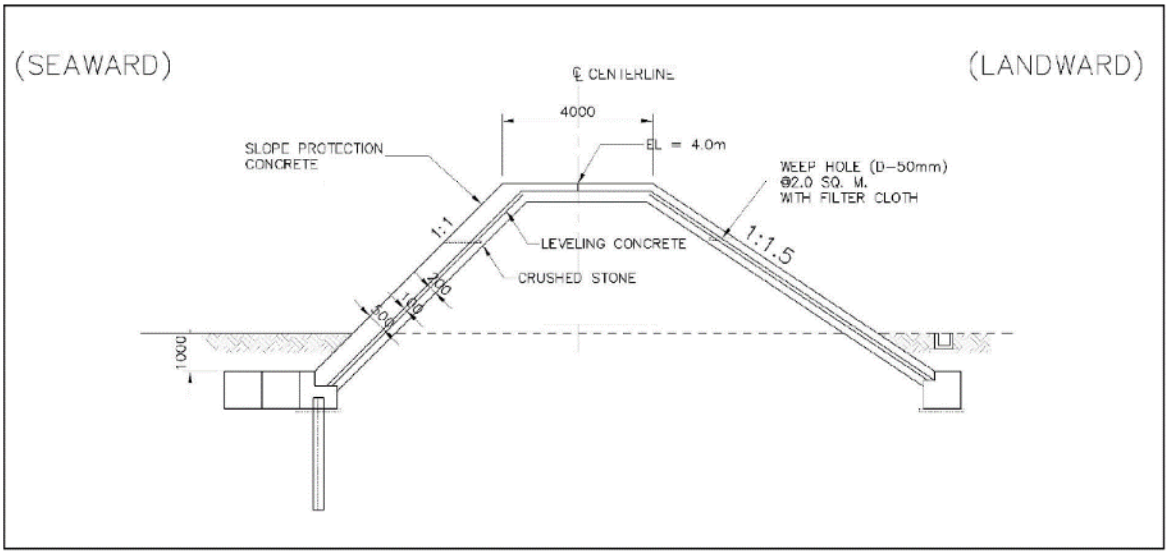


図 2.2-32 防潮堤の標準構造

表 2.2-3 防潮堤の構造諸元

項目	諸元	備考
法勾配（海側）	1 : 1.0	・コンクリート被覆式防潮堤の最急勾配 ・勾配を緩くすると越波量が増える
法勾配（陸側）	1 : 1.5	・コンクリート被覆式防潮堤の標準勾配
法面の被覆厚（海側）	コンクリート　(50cm) 均しコンクリート (10cm) 砕石 (20cm)	・コンクリート被覆式防潮堤の標準被覆
法面の被覆厚（陸側）	コンクリート　(20cm) 均しコンクリート (10cm) 砕石 (20cm)	・コンクリート被覆式防潮堤の標準被覆
天端保護工	コンクリート　(20cm) 均しコンクリート (10cm) 砕石 (20cm)	・コンクリート被覆式防潮堤の標準被覆
鋼矢板 (海側)	長さ L=3.0m	・遮水矢板としての必要長さ。浸透路長の計算により決定するものとする。
基礎コンクリート (陸側)	コンクリートブロック（1m x 1m）	・コンクリート被覆式防潮堤の標準構造
基礎の根入れ (海側)	D=1.0m	・洗掘防止のために必要な長さ
基礎の根入れ(陸側)	D=1.0m	・洗掘防止のために必要な長さ
法尻保護工	コンクリートブロック (1m x 1m)×2 列	・法尻保護工の標準構造

なお、基礎コンクリートの天端標高は、前後の地盤高を考慮し、一連区間で一定となるよう設定する。その際、基礎コンクリートの根入れとして現地盤高より 1m 以上を確保するものとし、基礎コンクリートの天端標高は 0.50m ピッチで変化させる。海側および陸側の基礎コンクリートについて、同様の手法を適用する。

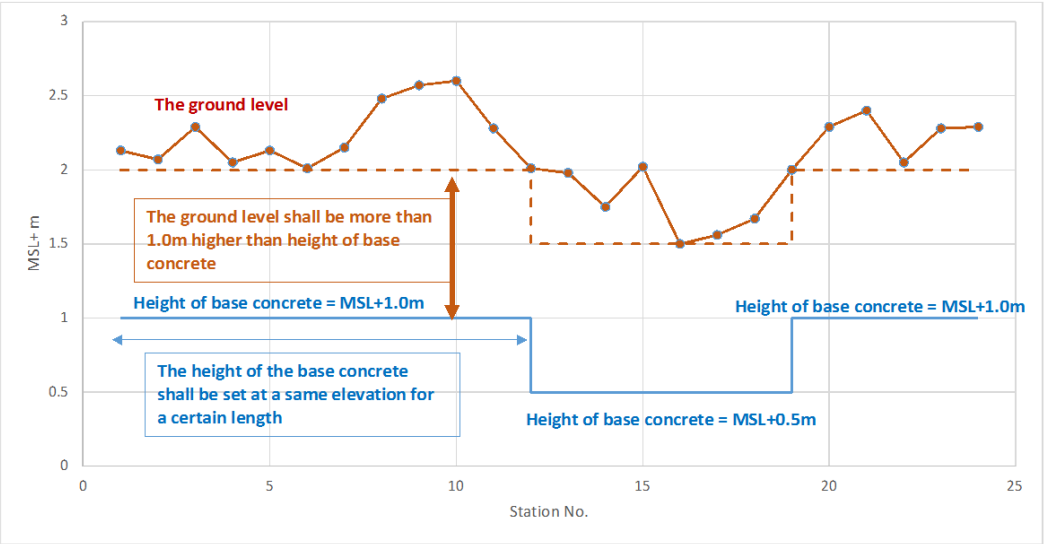


図 2.2-33 基礎コンクリートの高さの設定例

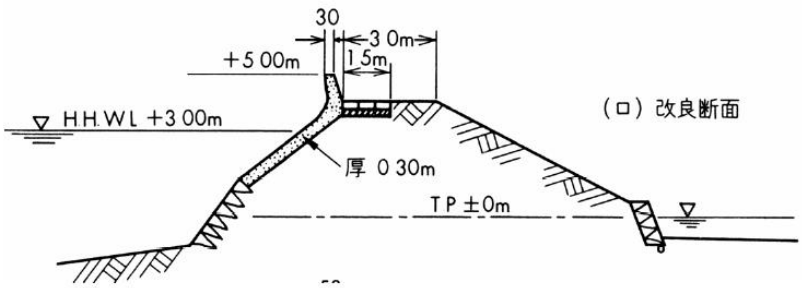
(4)　被覆厚の決定

法面を保護するコンクリートの被覆厚は海側で 50cm、陸側および天端で 20cm とする。これら被覆厚は日本における防潮堤の被災事例に基づき設定された。

図 2.2-34 は 1953 年以前の日本の防潮堤の標準構造を示す。海側の法面保護工の被覆厚は 30cm である。これは 1950 年に標準化されたものであったが、1953 年台風 13 号が中部地方（三重県および愛知県）に来襲したときに、これらの防潮堤が著しく被災した。当時の建設省が被災状況の調査を行い、図 2.2-35 に示す構造の提案を行った。

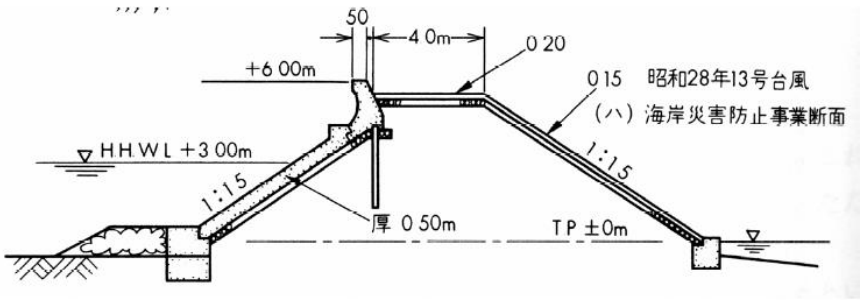
海側法面の被覆厚は 50cm であるが、これは被覆工が 40cm のもので被災した事例があったことによる。また天端および陸側の法面については、越流水による洗掘から保護するために被覆するものとした。天端および陸側の被覆厚は 20cm である。天端は管理用通路としての利用を考慮し、20cm の被覆厚としている。

上記の標準構造の変化後の 1959 年に伊勢湾台風が来襲し、三重県および愛知県の伊勢湾沿岸で高潮により 5000 人以上の死者を出したが、その後の調査で 1953 年以降に建設された防潮堤は伊勢湾台風による被災を受けていないことが明らかになった。これらの防潮堤は伊勢湾台風以降、50 年以上も構造を維持している。



Source: Central Disaster Prevention Council (2008) [1]

図 2.2-34 1953 年台風以前の防潮堤の標準構造



Source: Central Disaster Prevention Council (2008)

図 2.2-35 1953 年台風以降の防潮堤の標準構造

[1] 中央防災会議 (2008) : 災害教訓の継承に関する専門調査会報告書平成 20 年 3 月 1959 伊勢湾台風 3 堤防等の防災施設 p.86-88　http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1959--isewanTYPHOON/index.html (in Japanese)

1953 年以降に規定された被覆厚は現在も使われており、海岸保全施設の技術上の基準・同解説（2004）では海側の法面保護工の被覆厚として 50cm 以上、天端および陸側法面の保護工の被覆厚として 20cm 以上を規定している。図 2.2-36 に設計基準に示される防潮堤の標準構造を示す。（本事業で DPWH が建設する防潮堤にはパラペットは設置されないが、これは設計外力を大きく上回る高潮が越流した場合に、パラペットが構造上の弱点となるためである。）

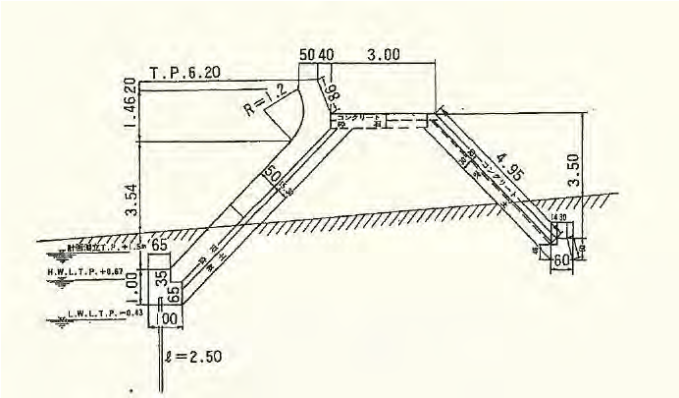


図 2.2-36 設計基準に示される防潮堤の標準構造

なお、セクション 4-2～4-4 の区間内に該当する箇所はないが、他区間で天端を交通量の多い道路として利用する場合には、天端保護工の被覆厚は道路の基準に基づき、決定されるべきである。

(5) 地盤の安定解析

盛土後の基礎地盤の安定計算、地盤の圧密解析および液状化影響検討は土質試験結果を用いて行うものとする。基礎地盤の安定性、圧密および液状化による影響が懸念される場合には、対策工を講じるものとする。

基本計画段階においては、土質試験結果が上がってこなかったため、上記検討は設計時に行うものとする。

(6) 洗掘対策の検討

1) 越流水に対する洗掘保護工

本事業で建設する防潮堤は、台風ヨランダのような設計外力を超過する規模の高潮に対して、越流時の粘り強さを発揮できるものでなければならない。防潮堤の粘り強さとは、高潮が天端を越流した場合にはおいても、すぐに破壊しないことを意味する。

ここで高潮解析により得られたヨランダ時の区間ごとの最高潮位より、越流量の推定を行い、防潮堤の陸側法尻部における洗掘深さを評価することで、基礎工の根入れおよび大きさを設定し、洗掘に対して安定な構造を確保する。

a) 越流量

高潮解析により得られた区間ごとのヨランダの最高潮位はセクション 3 で MSL+5.0m、セクション 4 で MSL+4.0m である。セクション 3 における天端標高が MSL+4.0m、セクション4における天端標高がMSL+3.5mであることから、セクション3における越流水深は1.0m、セクション 4 における越流水深は 0.50m となる。

表 2.2-4 ヨランダによる推定越流水深

セクション	解析結果による最高潮位	天端標高	越流水深
	(MSL+m)	(MSL+m)	(m)
セクション 3	MSL+5.0m	MSL+4.0m	1.00m
セクション 4	MSL+4.0m	MSL+3.5m	0.50m

これより、越流量は下式により計算される（本間の式）

$$Q = 0.35 \times h1 \times \sqrt{(2 \times g \times h1)} \times B$$

越流水深 h1 :1m、 重力加速度 g: 9.8 m/s^2、単位幅 B：1 m より、越流 Q は 1.55 m^3/s である。

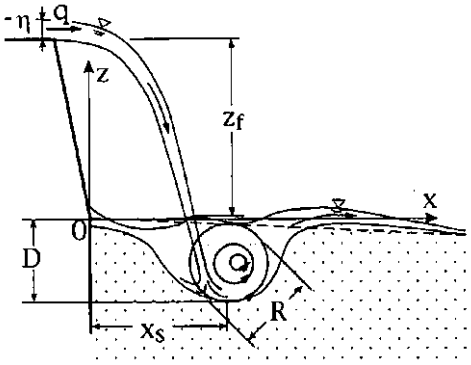
b) 洗掘深の推定

洗掘深は図 2.2-37 の D に示されるものとして、野口他(1997)により提案された方法により推定された。図 2.2-38 より、模型実験で計測された洗掘深（D）は定在渦（R）の計算値と相関を持ち、D の値は R の値の 2.1 倍大きい。洗掘深の推定においては、まず R の値を下式より算定する。

$$R = g^{-1/4} \times Q^{1/2} \times zf^{1/4}$$

ここで zf は地盤上の防潮堤の高さであり、当事業では最大で 3.5m 程度である。越流量 Q:1.55 m^3/s とした場合、R は 0.96m と計算される。

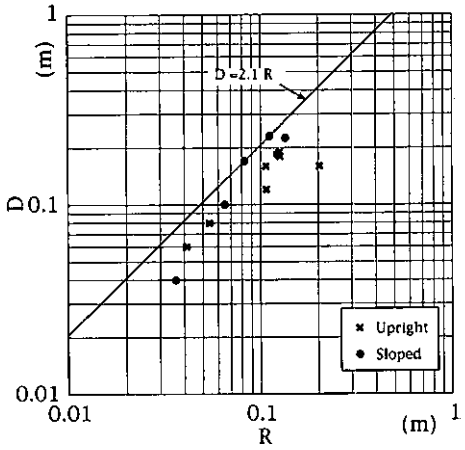
ここより、洗掘深 D は 2.0m と推定される。



出所:野口他 (1997)[2]

図 2.2-37 洗掘深算定の概念図

[2] 野口賢二･佐藤慎司･田中茂信(1997):津波遡上による護岸越波および前面洗掘の大規模模型実験 海岸工学論文集 第 44 巻(1997) p.296-300



出所:野口他 (1997)

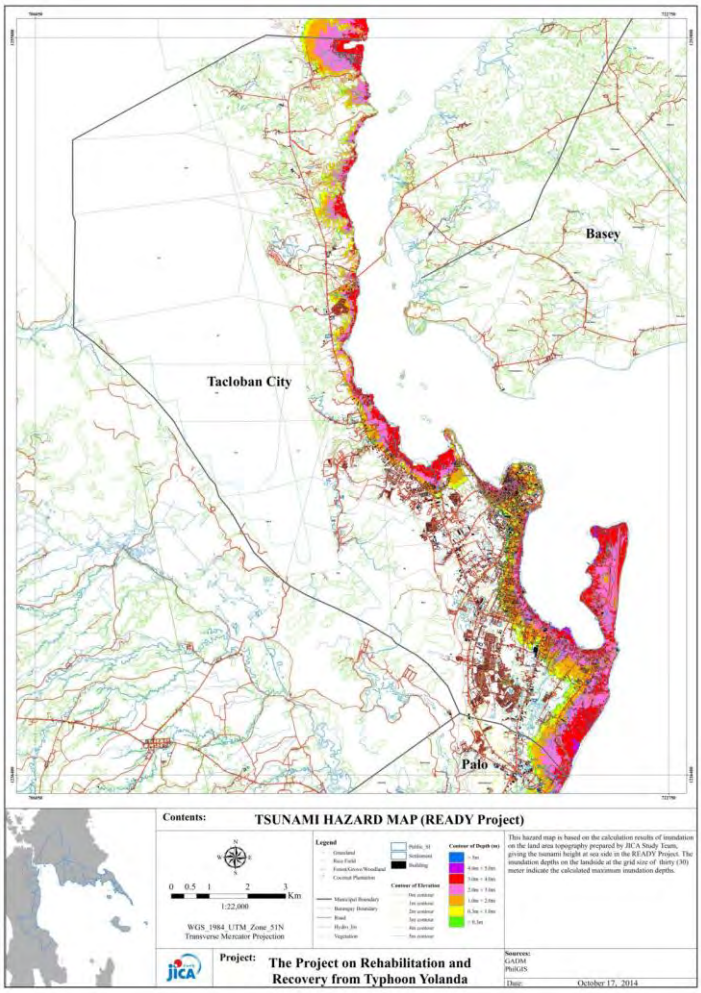
図 2.2-38 実験結果に基づく洗掘深（D）および定在渦（R）の関係

c) 基礎コンクリートの寸法および根入れ深さの推定

基礎コンクリートの寸法および根入れ深さは、防潮堤の法尻部において 2.0m の洗掘が生じた場合においても、堤体の安定性が損なわれないよう設定する。これに従い、根入れ深さとして 1.0m、基礎コンクリートの寸法として 1.0m とし、基礎地盤から基礎コンクリートの下面まで 2.0 を確保するものとした。

2) 津波に対する防御

本事業で建設する防潮堤の外力として津波は対象としないが、Ready プロジェクトにより計算された津波高を用いて JICA 調査団では津波ハザードマップを作成しており、これに基づく津波高はセクション 3 および 4 で MSL+4.5m 程度である。これは防潮堤の天端高 MSL+3.5m に対して、1.0m 程度の越流水深となり、ヨランダによる高潮の越流水深と同等である。越流水深がほぼ等しいことから、Ready プロジェクトで想定されている津波高に対しても、ヨランダによる高潮に対する防護と同等の効果を期待できるものと判断される。



出所: JICA 調査団

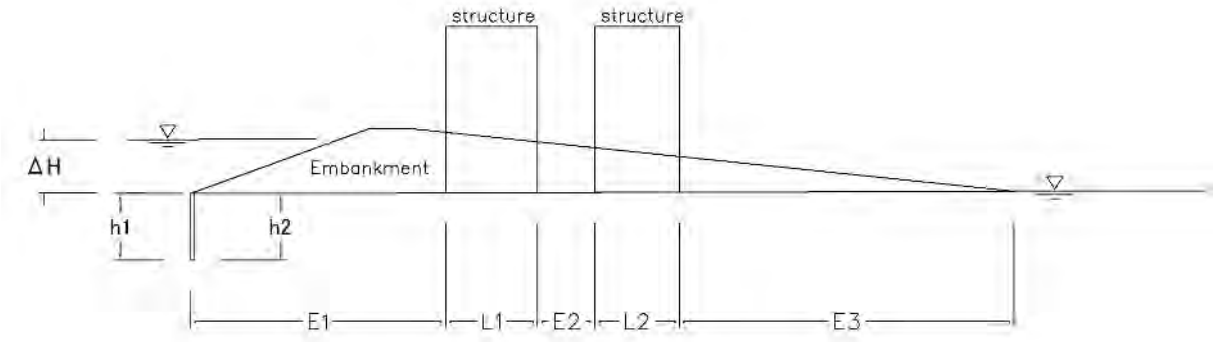
図 2.2-39 津波ハザードマップおよび Ready プロジェクトによる津波高(MSL+m)

表 2.2-5 シミュレーション結果による高潮の高さおよび津波高

セクション	シミュレーション結果による最高潮位	Ready プロジェクトによる津波高
	(MSL+m)	(MSL+m)
セクション 3	MSL+5.0m	約 MSL+4.5m
セクション 4	MSL+4.0m	約 MSL+4.5m

(7) 浸透路長の計算

コンクリート被覆された防潮堤では、堤体直下の基礎地盤でのパイピングが懸念される。ここで Lane の加重クリープ比より、浸透路長の計算を行い、遮水矢板の長さを決定する。



クリープ長　$=\sum(h+H+\frac{1}{3}L)$　$\sum(h+H+\frac{1}{3}L)$

クリープ比　　$\leq$　$\frac{Creep\ distance}{\nabla H}$

ここで,

h = 鉛直方向の浸透路長の増分

E = 水平方向の浸透路長の増分 (堤体と基礎地盤の間)

L = 水平方向の浸透路長の増分 (構造物と基礎地盤の間)

H = 内水位と外水位の差

材料の種類ごとのクリープ比は以下の通りである:

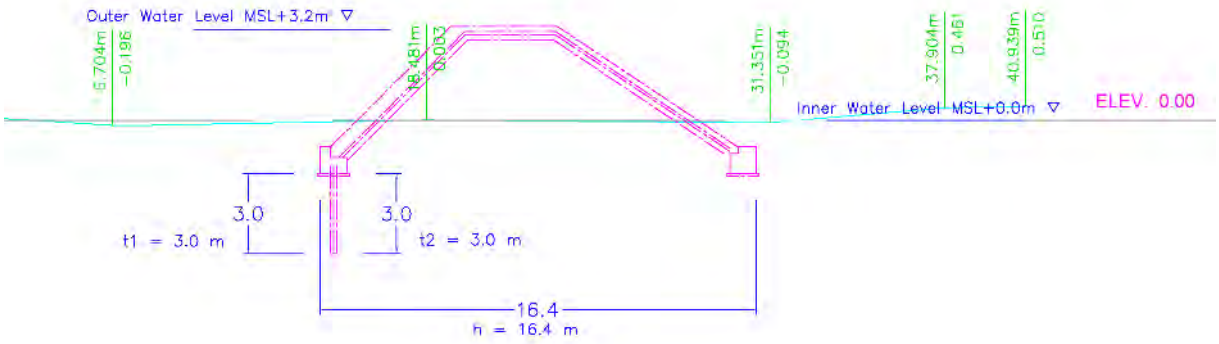
表 2.2-6 クリープ比

材料	比
- 極めて細かい砂またはシルト	8.5
- 細砂	7.0
- 中砂	6.0
- 粗砂	5.0
- 細砂利	4.0
- 中砂利	3.5
- 栗石を含む粗砂利	3.0
- 栗石と礫を含む砂利	2.5
- 軟らかい粘土	3.0
- 中くらいの粘土	2.0
- 堅い粘土	1.8
- 非常に堅い粘土	1.6

セクション 4 の防潮堤では、クリープ長およびクリープ比は、遮水矢板の長さが 3m の場合には、以下の通り計算される。

クリープ長 = 3.0 +3.0+ 16.4=22.4

クリープ比 = 22.4 / (3.2-0.0) = 7.0



出所: JICA 調査団

図 2.2-40 クリープ比計算モデル図

クリープ比は 7.0 であり、基礎地盤および堤体が細砂の場合には、遮水矢板の長さとして 3.0m あれば充分である。

(8) アクセス坂路および階段

天端および防潮堤の反対側にアクセスするために、坂路および階段を必要な箇所に設置する。車両の通行を想定するか、あるいは自転車や歩行者の通行に限定するかにより、適切なタイプのアクセス坂路もしくは階段を使い分ける。

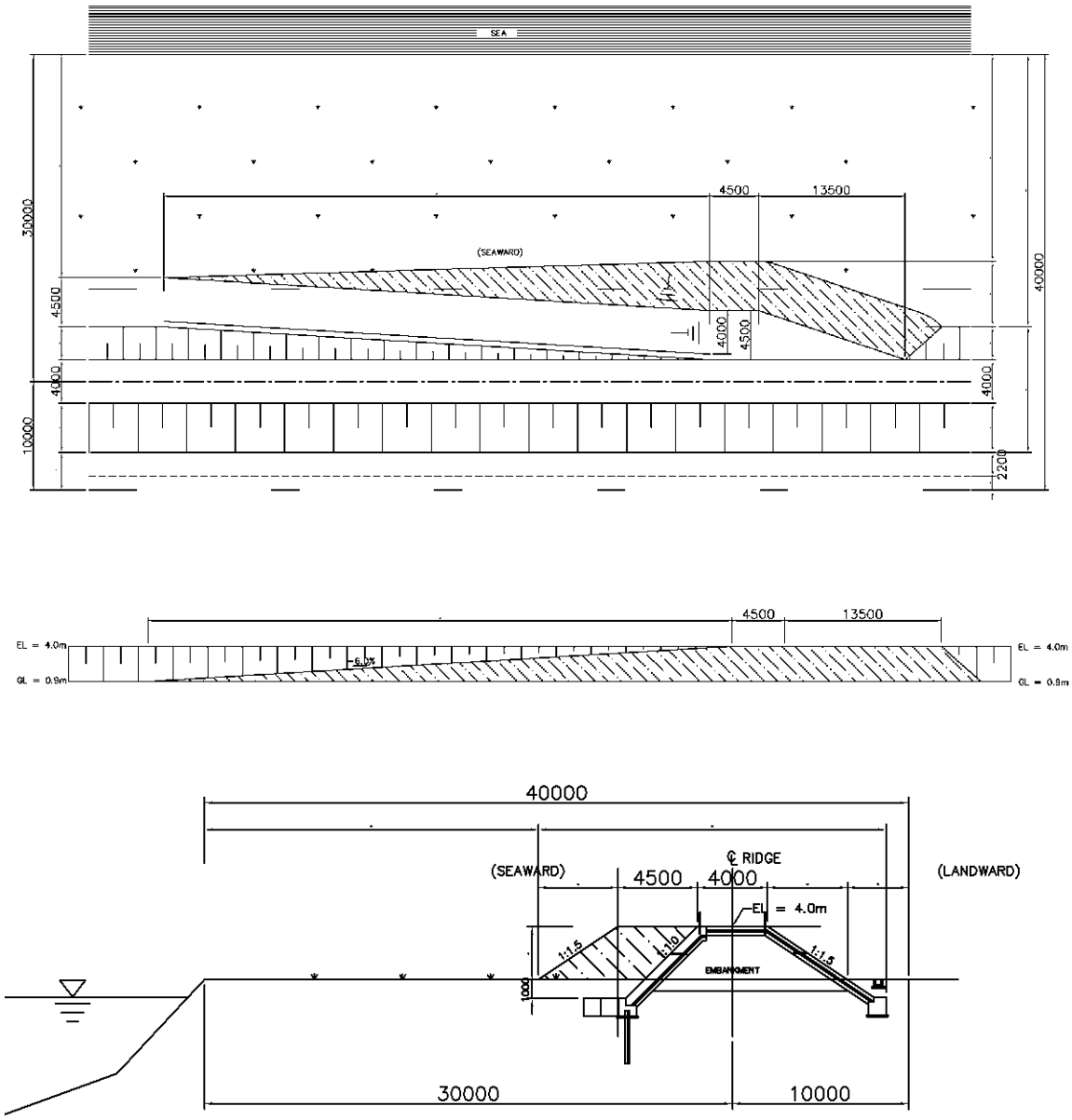


図 2.2-41 車両のためのアクセス道路の一般図

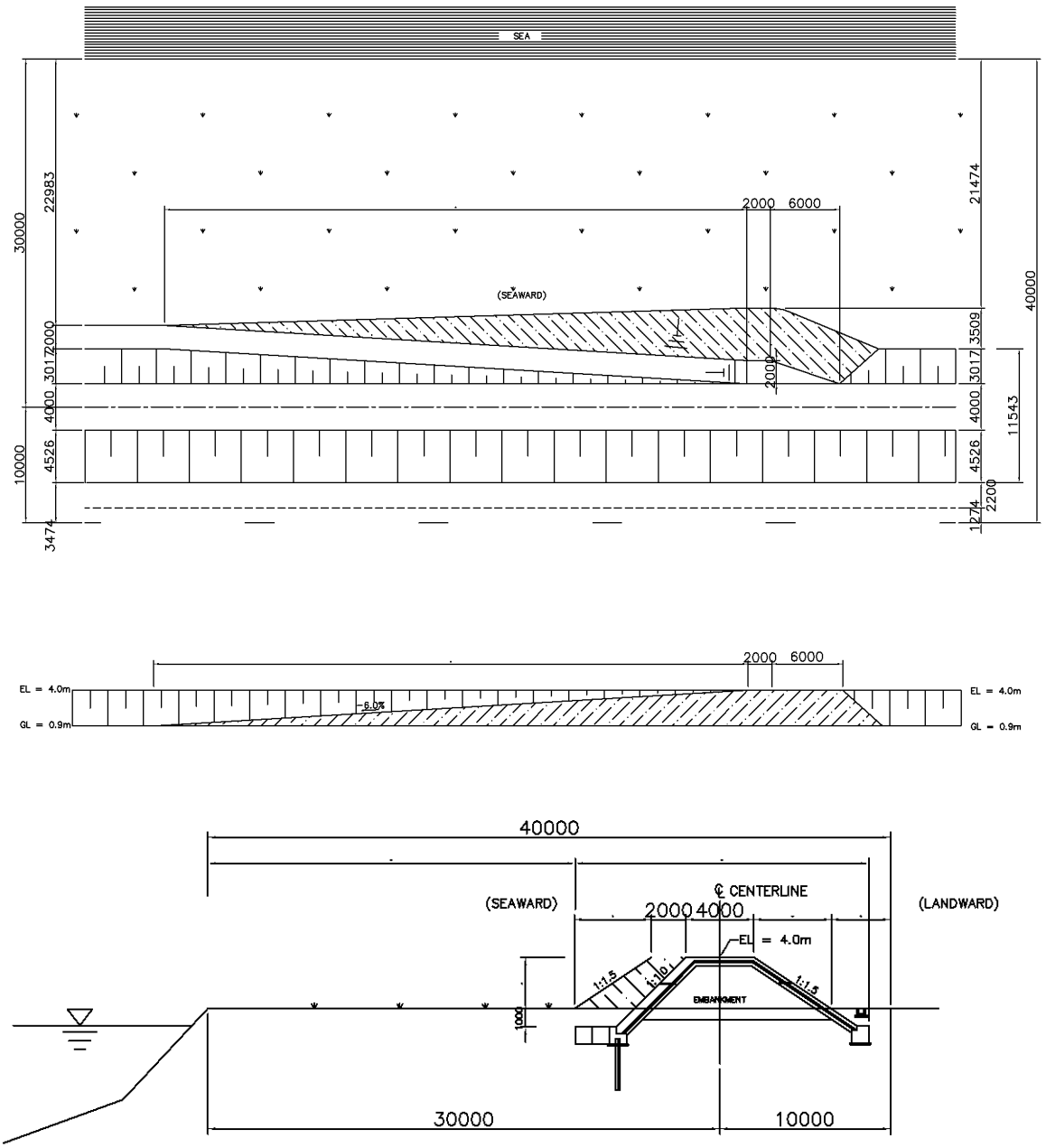


図 2.2-42 自転車のためのアクセス道路の一般図

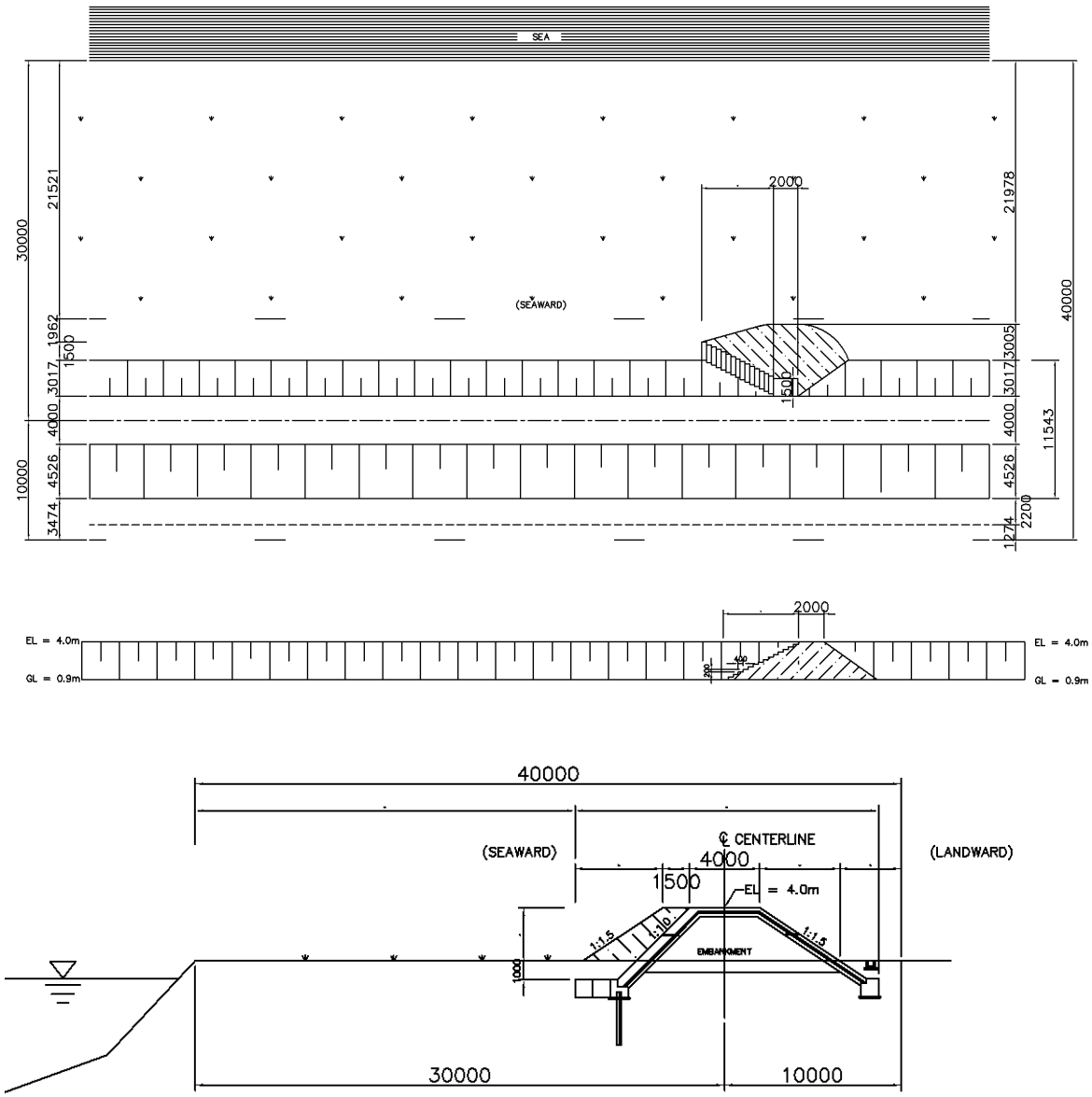
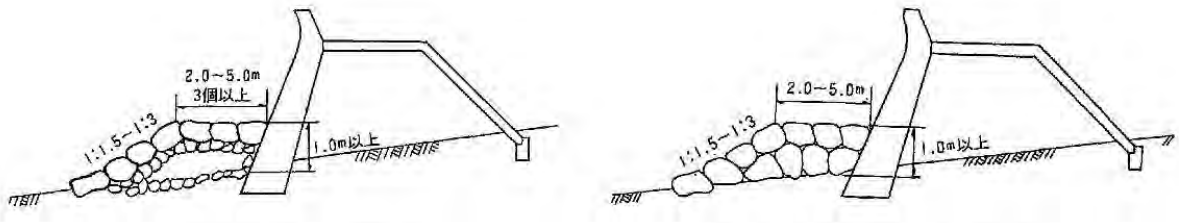


図 2.2-43 歩行者のためのアクセス道路の一般図

(9)　防潮堤前面の根固め（必要な場合）

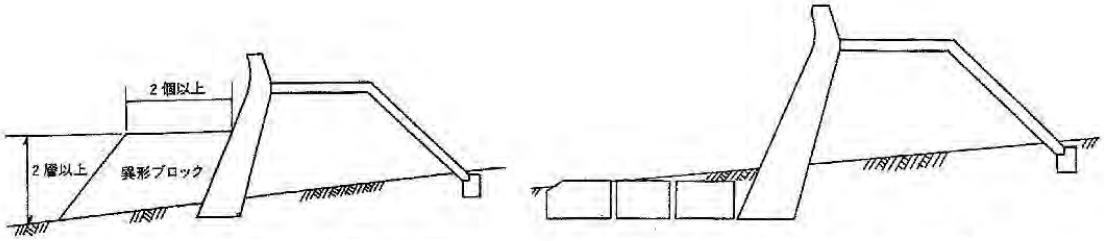
4-1 区間における海岸線の状況をみると、砂浜の幅が他の区間に比べて狭くなっている。そのため、高波浪が来襲した場合、海岸線付近の堤防前面では法先が洗掘を受ける可能性が想定される。洗掘が発生すると堤防の基礎部が露出し、被災する可能性がある。そのため、洗掘を防止するための対策を講じる必要がある。

日本における海岸保全施設に関する技術基準では、洗掘対策として図-2.2-44 に示すような事例が示されている。



a)中詰を用いた場合　　b)同質量の捨石を用いた場合

捨石根固工の構造



a)異形ブロックを用いた場合　　b)コンクリート方塊を用いた場合

コンクリートブロック根固工の構造

図 2.2-44 根固工の構造例（出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説(2004), pp.3-54）

捨石を用いた場合の根固工の必要重量の算定結果を以下に示す。

- 設計条件 (Yolanda Level※)

  Ho = 6.0m (Ho: 沖波波高)

  T = 9.5second (T:周期)

  SWL (設計潮位) = +4.0m (基準面: MSL)

注:外力条件は粘り強い構造にすることを目的とするために台風ヨランダ来襲時の波浪条件とした。波の推算結果を図 2.2-45 に示す。

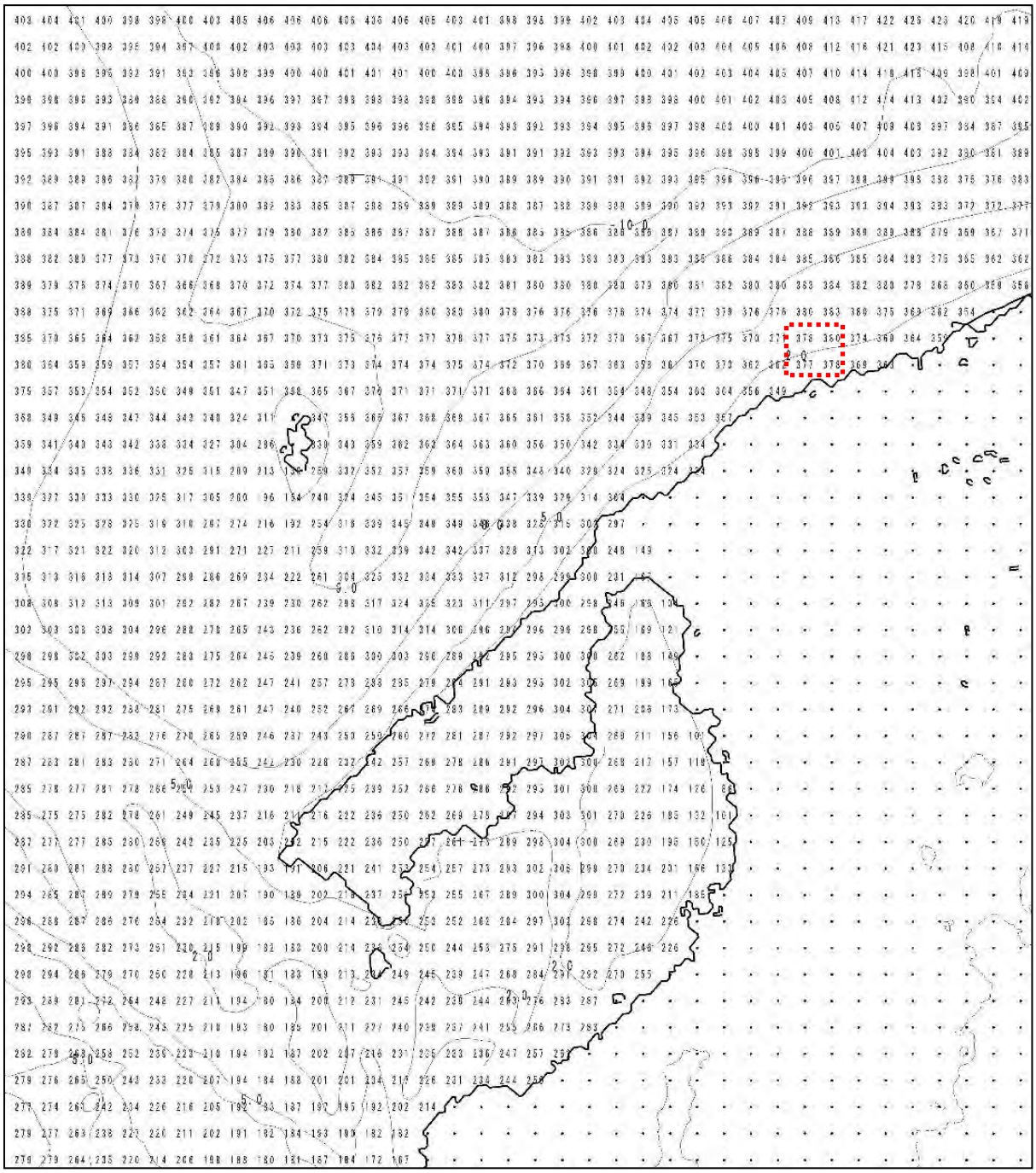


図 2.2-45　波浪推算結果（数値は換算沖波波高を示す）

注：破線で囲んだ値を設計条件に適用した。

- 設計波の条件

Ho' = 3.78m (Ho':換算沖波波高)　(図 2.2-45 参照)

例えば、構造物の法尻の高さを+1.5m とした場合の設計波は以下のように算定できる。

h = +4.0m － +1.5m = 2.5m

h／Ho' = 2.5m ／ 3.78m = 0.66

$H_{1/3}$ = Ks ×Ho' = 0.47 × 3.78 = 1.8m ($H_{1/3}$: 有義波高)　(図 2.2-46 参照)

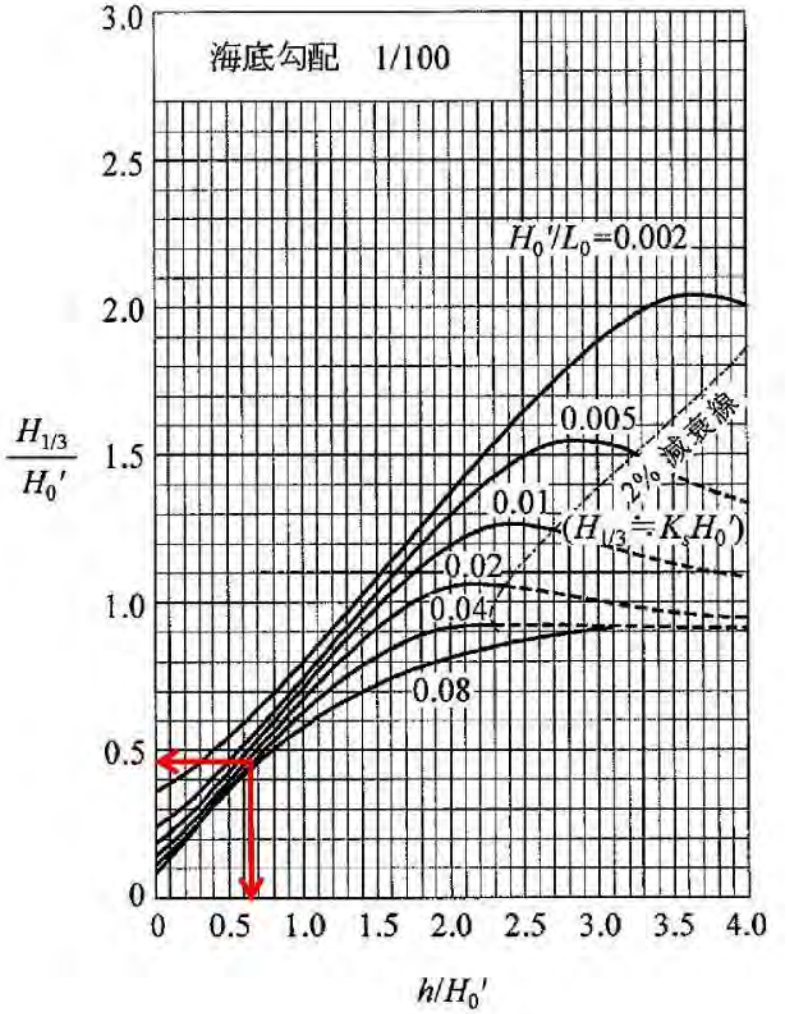


図 2.2-46　砕波帯における有義波の算定図
（出典：港湾の施設の技術上の基準・同解説(2009),pp.157）
注：Ho'/Lo = 3.78 / 140.79 = 0.027 (Lo: 沖波波長)

● 根固め工の重量の計算

根固め工の重量は Van Der Meer の式より計算することが出来る。以下に計算例を示す。

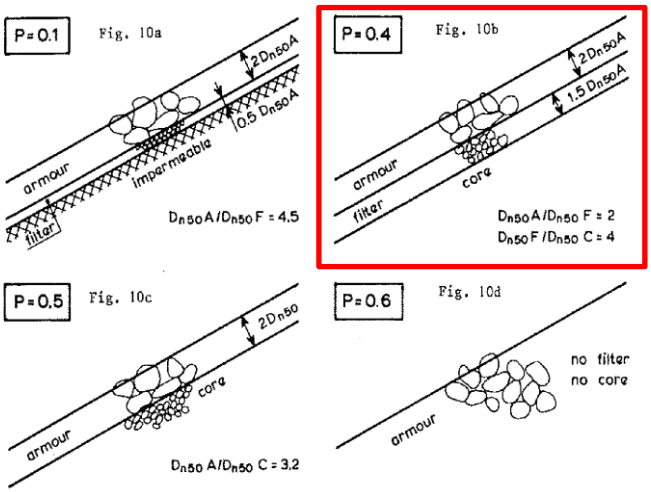
ξ_z	= surf similarity parameter, $\xi_z = \tan\alpha/\sqrt{s_z}$	(-)
s_z	= wave steepness = $2\pi H_s/gT_z^2$	(-)
T_z	= zero up-crossing wave period	(s)
α	= slope angle	(degrees)
Δ	= relative mass density of stone, $\Delta = \rho_a/\rho - 1$	(-)
ρ_a	= mass density of stone or unit	(kg/m^3)
ρ	= mass density of water	(kg/m^3)
D_{n50}	= nominal diameter of stone, $D_{n50} = (W_{50}/\rho_a)^{1/3}$	(m)
W_{50}	= 50% value of mass distribution curve	(kg)
P	= permeability coefficient of the structure	(-)
S	= damage level, $S = A/D_{n50}^2$	(-)
A	= erosion area in a cross-section	(m^2)
N	= number of waves (storm duration)	(-)
H_s	= significant wave height at toe of structure	(m)

$$H_s/\Delta D_{n50} * \sqrt{\xi_z} = 6.2\ P^{0.18}\ (S/\sqrt{N})^{0.2} \qquad (1)$$

for plunging waves, and

$$H_s/\Delta D_{n50} = 1.0\ P^{-0.13}\ (S/\sqrt{N})^{0.2}\ \sqrt{\cot\alpha}\ \xi_z^P \qquad (2)$$

for surging waves



$D_{n50}A$ = nominal diameter of armour stone

$D_{n50}F$ = nominal diameter of filter material

$D_{n50}C$ = nominal diameter of core

The structures on Fig.10a, 10b and 10c have been tested

The value of P for Fig.10d has been assumed

図 2.2-47: 構造ごとの透水係数の仮定

			Remarks
significant wave height (m)	Hs	1.80	
zero up-crossing wave period(s)	Tz	9.5	
wave steepness	Sz	0.013	
slope angle(degrees)	α	18.43	1:2
surf similarity parameter	ξz	2.95	=tanα/√(Sz)
mass density of stone (t/m3)	ρa	2.650	
mass density of water (t/m3)	ρ	1.025	
	Sr	2.585	
relative mass density of block	Δ	1.585	Δ＝ρa/ρ-1
permeability coefficient of structure	P	0.40	
damage level	S	2.00	Basis of design
number of waves	N	1000.00	Performance of Japan
(1) plunging waves			
nominal diameter of stone(m)	Dn50	0.64	
(2) surging waves			
nominal diameter of stone(m)	Dn50	0.66	
critical value of surf similarity parameter	ξcr	3.01	
decision (1) plunging waves or (2) surging waves		(1) plunging waves	
nominal diameter of stone(m)	D50	0.64	
50% value of mass distriburion curve(t)	W50	0.71	

2.2.5　道路

(1)　道路設計基準

道路設計基準は公共道路事業省（DPWH）公共道路設計基準１巻・２巻及び AASHTO の設計基準及びガイドラインを使用する。

推奨する道路設計基準を表 2.2-7 及び公共道路事業省の道路設計基準を表 2.2-8 に示す。

設計は工事費のプラス・マイナス 10%の範囲内に収められるようにする。

1)　交通量予測

道路設計又はそれに伴う物は実際の交通を基にしなければならない。サービスの向上は現在及び将来の交通需要によって示される。それは車線数、車線幅、縦断、線形及び舗装の種類等の道路設計に直接影響し且つ、全ての道路に対して全ての車種に対する安全性及び利便性を備えたものでなければならない。

2)　設計速度

道路の価値は利便性と経済性により評価され、それは安全且つ迅速に人と物を運ぶ事である。設計速度は如何なる個所に於いても最大安全速度を持続されなければならず、道路設計の特性を左右するものである。推奨する平地及び山間地域に於けるタイプ別道路の設計速度を表 2.2-8 に示す。

3)　平面線形

平面線形は接線と円を緩和曲線で結ぶ構成である。考慮しなければならない要素は安全性、縦断勾配、地物のタイプ、設計速度、地形及び工事費である。

4)　縦断線形

縦断線形は勾配と縦断曲線によって構成される。一般的な縦断線形のコントロールは次のとおりである；

- 滑らかな勾配線と緩やかな変化
- ローラーコースター式や凹部が隠される縦断線形は避けなければならない
- 相当な長い起伏を有る縦断線形は車輛の運行に対する評価をしなければならず、長い下り勾配はトラックの速度に対し悪影響を及ぼす結果となっている。
- 同方向に屈曲する異なる縦断勾配の間に短い直線を入れるブロークンバックグレードと言う縦断線形は避けなければならない。
- 長い縦断勾配では、軽い上り勾配は特に低速道路に有効である。
- 交差点での縦断勾配は小さくすべきである。
- 登坂車線は制限長を超える縦断勾配の時に考慮しなければならない。設計容量に対する大型車輛混入率が 30%を超える場合の多車線道路。
- 横断構成

これらは表層のタイプ、舗装の幅、横断勾配、路肩、排水溝及び側方勾配によって構成される。

表 2.2-7 推奨する道路設計基準

設計項目	単位	設計速度 (kph)			
		40	50	60	80
1. 最少曲線長	m	55	85	120	220
2. 最少緩和曲線	A	45	65	80	120
3. 最大縦断勾配	%	8	8	7	6
4. 最少横断勾配	m/m	0.10	0.10	0.10	0.10
5. 最少制動停止視距	m	50	65	80	110
6. 最少追越視距	m	150	200	250	325
7. 車線幅 (4 車線交通)	m	3.25	3.25	3.35	3.50
8. 縦断曲線長					
- 凸部 (推奨値)	m	5A	8A	14A	32A
- 凹部 (推奨値)	m	6A	10A	15A	25A
9. 盛土法面勾配	m	1:1.5	1:1.5	1:1.5	1:1.5
10. 標準横断勾配					
- コンクリート舗装	%	2.0	2.0	2.0	2.0
- アスファルト舗装	%	2.0	2.0	2.0	2.0
11. 歩道					
- 横断勾配	%	4	4	4	4
- 幅	m	1.5	1.5	1.5	1.5
12. 用地幅	m	30	30	30	30

表 2.2-8 フィリピンの道路に於ける最少設計基準

ADT AVERAGE DAILY TRAFFIC ON OPENING	UNDER 200	200 – 400	400 – 1000		1000 - 2000		MORE THAN 2000	
			MINIMUM	DESIRABLE	MINIMUM	DESIRABLE	MINIMUM	DESIRABLE
DESIGNED SPEED (km/h)								
FLAT TOPOGRAPHY	60	70	70	90	80	95	90	100
ROLLING TOPOGRAPHY	40	50	60	80	60	80	70	90
MOUNTAINOUS TOPOGRAPHY	30	40	40	50	50	60	60	70
RADUIS (metre)								
FLAT TOPOGRAPHY	120	160	160	280	220	320	260	350
ROLLING TOPOGRAPHY	55	65	120	220	120	220	160	280
MOUNTAINOUS TOPOGRAPHY	30	50	50	80	80	120	180	160
GRADE (PERCENT)								
FLAT TOPOGRAPHY	6.0	6.0	5.0	3.0	4.0	3.0	4.0	3.0
ROLLING TOPOGRAPHY	8.0	7.0	6.0	5.0	5.0	5.0	5.0	4.0
MOUNTAINOUS TOPOGRAPHY	10.0	9.0	8.0	6.0	7.0	6.0	7.0	5.0
PAVEMENT WIDTH (m)	4.0	5.5 ; 6.0	6.10		6.70		6.70	7.30
SHOULDER WIDTH (m)	0.50	1.0	1.50	2.00	2.50	3.00	3.00	
RIGHT OF WAY (m)	20	30	30		30	30	30	
SUPERELEVATION (m / m)	0.10 (MAX.)		0.10 (MAX.)		0.10 (MAX.)		0.10 (MAX.)	
NON PASSING SIGHHT DISTANCE (metre)								
FLAT TOPOGRAPHY	70	90	90	135	115	150	135	160
ROLLING TOPOGRAPHY	40	60	70	11.5	70	115	90	135
MOUNTAINOUS TOPOGRAPHY	40	40	40	60	60	70	70	90
PASSING DISTANCE (metre)								
FLAT TOPOGRAPHY	420	490	490	615	645	645	615	675
ROLLING TOPOGRAPHY	270	350	350	560	560	560	490	615
MOUNTAINOUS TOPOGRAPHY	190	270	270	350	420	420	420	490
TYPE OF SURFACING	GRAVEL, CRUSHED GRAVEL OR CRUSHED STONE BIT, PRESERVATIVE TREATMENT, SINGLE OR DOUBLE BIT, SURFACE TREATMENT, BITUMINOUS MACADAM PAVEMENT		BITUMINOUS MACADAM PAVEMENT, DENSE OR OPEN GRADED PLANT MIX SURFACE COURSE, BITUMINOUS CONCRETE SURFACE COURSE		BITUMINOUS CONCRETE SURFACE COURSE		BITUMINOUS CONCRETE SURFACE COURSE PORTLAND CEMENT CONCRETE PAVEMENT	

出典: DPWH 設計基準より

(2)　道路線形

1)　4－2 工区のサービス道路（バイバイ道路）の延伸

4－2 工区の STA. 2+400 付近の現存バイバイ道路は台風ヨランダにより流されてしまった。この為、6.1m幅の新しい道路を STA.1+840～STA.3+70 (防潮堤工事の 4－2 工区)まで現況道路（バイバイ道路～マンルリップ道路間）に対する車輌のアクセスの為に結ぶものである。

新道路の構成;

- 道路の種類　：第 2 種道路（昇格）
- 舗装の種類　：コンクリート舗装（PCCP）
- 車線数及び車線幅　：１車線、両方向、6.01 m 幅
- 路肩幅　：両サイド１m幅
- 標準舗装構造
  - 表層・基層（PCCP）
  - 上層路盤
  - 下層路盤
  - 改良路床*

*記：推奨する新舗装に対し上部路体が適合しない場合（CBR が低い湿地帯等）、上層路盤は有効深さまで改良する。

2)　4－3 工区の道路拡幅

4－3 工区の現況道路（マンルリップ道路）の防潮堤測点 STA.3+500～STA.4+260 区間に付いて提案する防潮堤と現況護岸の余裕を取るため拡幅される事を提案する。更に舗装タイプは現況道路と同じコンクリート舗装とする。

(3)　交差点

1) 4 工区の始点のサンホセ空港道路との新交差点

4 工区の始点で現況サンホセ空港道路と防潮堤が交差する。この為サンホセ空港道路の高さを防潮堤に合わせるべく新しい交差点を設けるが、防潮堤道路には一般車は入れない。この防潮堤道路は歩行者、自転車及び管理自動車用である。

サンホセ空港道路の線形は現況道路と同じ線形である。下図 2.2-48 にサンホセ空港道路と防潮堤道路の交差点概略図を示す。

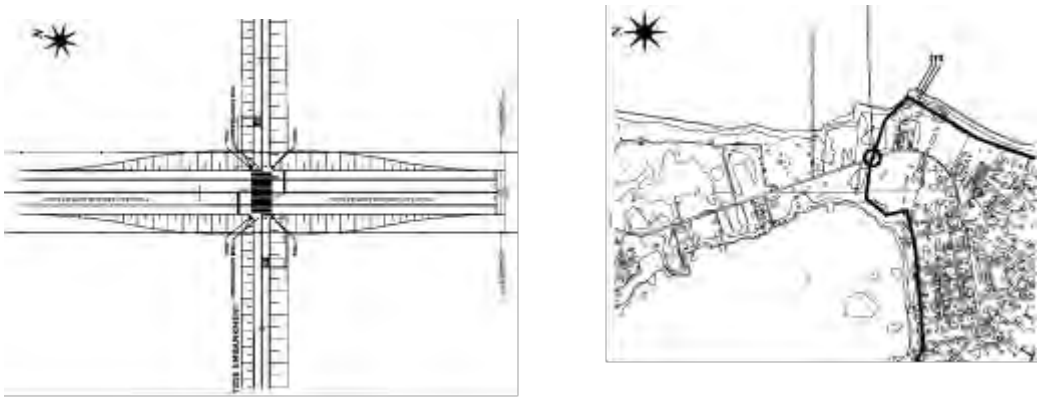


図 2.2-48 サンホセ空港道路と防潮堤道路の交差点概略図

2) 4 工区のバイバイ道路の延伸とマンルリップ道路を結ぶ新交差点

4 工区のバイバイ道路は STA.2+400 から STA.3+700 のマンルリップ道路まで延伸し、交差ポイントは T 字交差点となる。下図 2.2-49 にバイバイ道路とマンルリップ道路の交差点概略図を示す。

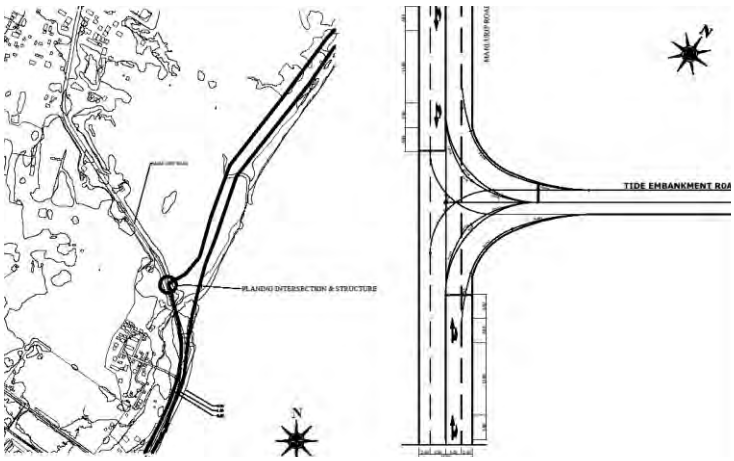


図 2.2-49 工区のバイバイ道路とマンルリップ道路の交差点概略図

(4) 4－2 工区の舗装基本設計

道路プロジェクトの舗装設計基準は公共道路事業省（DPWH）及び 2004 年版 AASHTO ガイドラインを適用する。インプットの諸元及びデータは土質調査（CBR）、交通量調査（ESAL と ESWL を計算）レジリエント係数（試験室のテスト結果から）及び交通需要予測から使用しなければならない。

道路プロジェクトに於ける舗装設計はライフサイクルコスト解析結果を使用する。

1) 解析期間

舗装の解析期間;

剛性舗装:

- 一般道路 …… 30 年
- サービス道路 ……. 20 年

たわみ性舗装:

- 一般道路 …… 20 年
- サービス道路 ……. 20 年 (合計の供用期間)
  {10 年 (最初の期間) + 10 年 (オーバーレイ)}

2) 舗装タイプの選定

基本的に舗装タイプは大きく剛性舗装とたわみ性舗装の 2 つの種類に分けられる。2 つの舗装の違いは段階施工によるプロジェクト実施の効果的な投資が出来るかである。段階施工は最初の工事を 10 年間の設計解析期間で行い、その後定期的なオーバーレイによって供用期間を延ばし一般的にたわみ性舗装がこれに当たる。1 回での施工する場合は一般的に剛性舗装が適用される。

a) **剛性舗装　Rigid Pavement**

剛性舗装構造は砕石下層路盤とコンクリート版から構成されており、これに対する必要舗装厚を計算する。

交通荷重は交通調査の結果より計算される。これらの設計インプットは土質調査結果や利用可能なデータ及び情報により環境影響や路床の有効支持力係数の計算を行う。

b) **たわみ性舗装**

たわみ舗装の構造は下部路盤、上層路盤、5cm の基層及び 5cm の表層で構成され必要舗装厚を計算する。交通荷重の計算は剛性舗装と同様である。舗装構造指数（SN）は AASHTO 設計指針のたわみ性舗装の設計グラフから求める。

3) 4 工区のサービス道路（バイバイ道路）の舗装タイプ

バイバイ道路の延伸は 4 工区の STA.2+400 からマンルリップ道路に結ぶサービス道路である。現況道路は 5m 幅のコンクリート舗装であり、交通量は非常に少ない（日交通量 843 台）。この為 21cm の最少厚のコンクリート舗装と 20cm の砕石下層路盤を推奨する。

4) 4 工区のマンルリップ道路拡幅の舗装タイプ

4 工区の STA.3+500～STA.4+260 までの延長 760m の現況コンクリート舗装道路（マンルリップ道路）が新防潮堤工事に支障する。この為 4m 内地側へシフトしなければならなく、拡幅部の舗装タイプ及び舗装厚は最少厚 25cm のコンクリート舗装及び 20cm の砕石下層路盤を提案する。

2.2.6 横断構造物

(1) 現況の洪水の状況

本プロジェクト対象地域における洪水について、下図の表のとおり収集した資料に基づき調査・分析した。

表 2.2-9 収集資料一覧

	項目	目的	出典および提供元
1	観測雨量	降雨・流出解析	Philippine Atmospheric Geophysical Astronomical Service Administration (PAGASA)
2	確率規模雨量、降雨強度	降雨・流出解析	Inventory Survey and Basic Analysis of Hydrological Data for Department of Public Works and Highways Technical Standards and Guidelines (WOODFIELDS CONSULTANTS INC., March, 2002)
4	土地被覆	降雨・流出解析	National Mapping and Resources Information Authority (NAMRIA)
5	表層土壌マップ	降雨・流出解析	Bureau of Soil and Water Management (BSWM)
6	DEM	降雨・流出解析	プロジェクト 1 年目調査において LiDAR 測量成果より作成
7	レポート等	タクロバン市内の洪水対策レビュー	Study on the Flood Control for Rivers in the Selected Urban Centers, Final Report (JICA, 1995)
8	排水計画	タクロバン市内の洪水対策レビュー	タクロバン市
9	堤防設計図	Bangon 川の洪水対策レビュー	DPWH

(2) 地形条件

1) 河川の位置図

DPWH が計画している防潮堤を横断する河川ならびに水路（Creek）について、現地調査にて図 2.2-50 のとおり確認した。これらの河川・水路と防潮堤との交差地点の既存構造物の諸元を表 2.2-10 に示す。

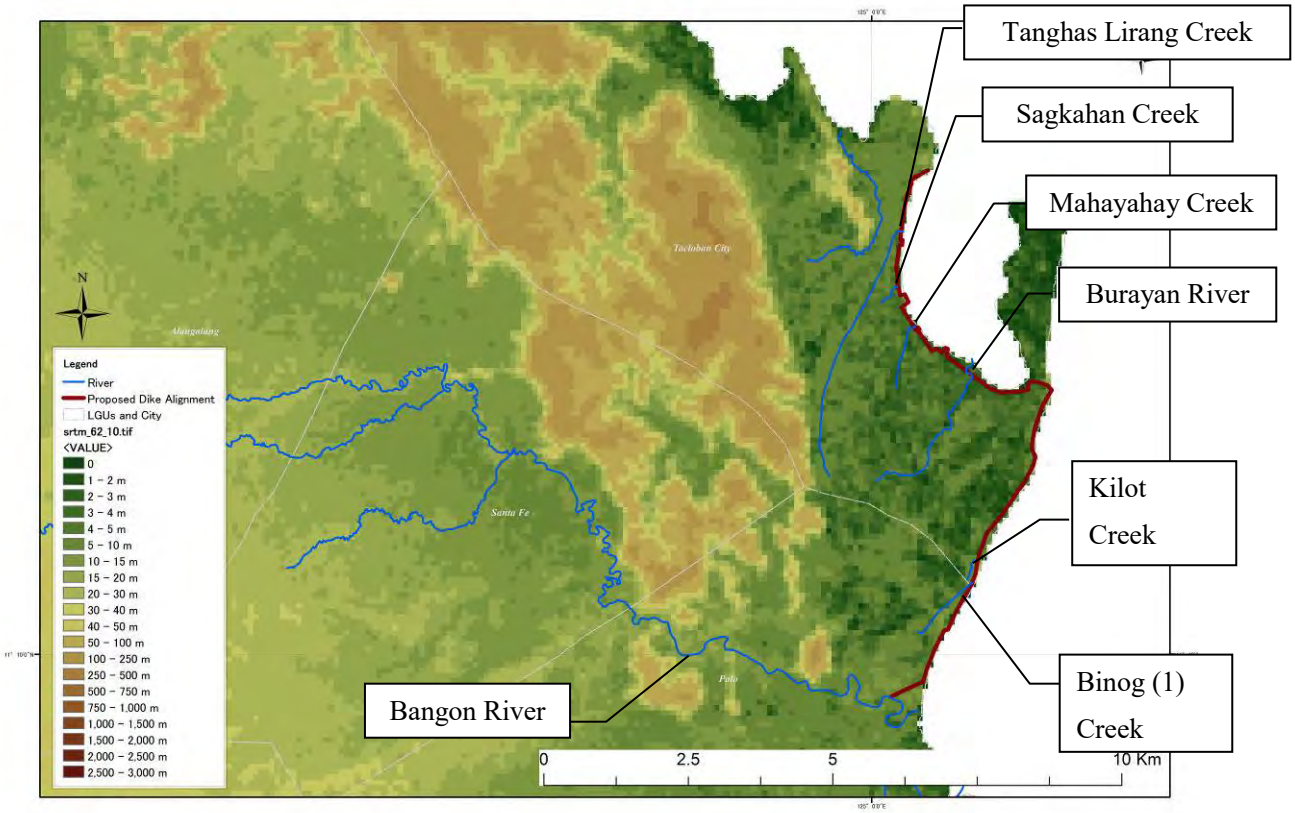


図 2.2-50 プロジェクト対象地域における河川および水路

表 2.2-10　既存横断構造物諸元

No.	河川/水路名	横断位置		横断箇所の構造物の種類	口径	既存構造物の土被り厚
		緯度 (度)	経度 (度)			
1	Tanghas-Lirang Creek	11.23257	125.00428	橋梁	H= 1.1 m W= 4 m	380mm
2	Sagkahan Creek	11.22085	125.00470	Box カルバート	H= 1.1 m W= 2.6 m	300mm
3	Mahayahay Creek	11.21756	125.00653	Box カルバート	H= 1 m W= 1 m x 2	300mm
4	Burayan River	11.20939	125.01544	橋梁	H= 3 m W= 10 m	1,500mm
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	11.18140	125.01589	橋梁	H= 4.2 m W=26.5 m	-
6	Binog(1) Creek	11.17799	125.01536	Box カルバート	H= 2 m W= 4 m	500mm
7	Bangon River	11.15982	125.00317	橋梁	H= Unknown W= Unknown	-

2)　集水域分割

収集資料ならびに現地調査（既往 JICA 調査、現況排水路、排水計画、既存盛土道路）に基づき、それぞれの河川および水路の集水域を図 2.2-51 のとおり分割した。

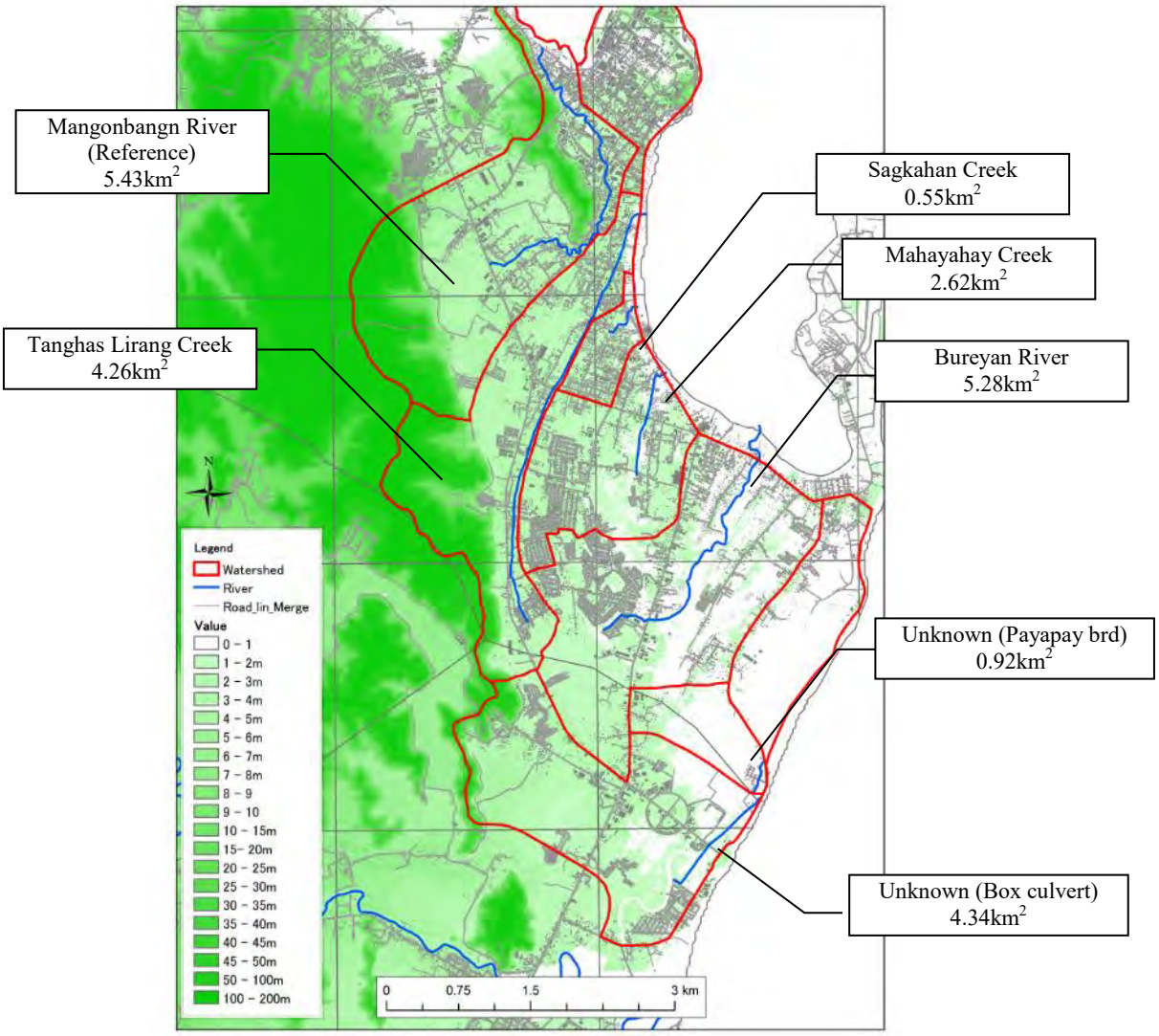


図 2.2-51　集水域分割（1/2）

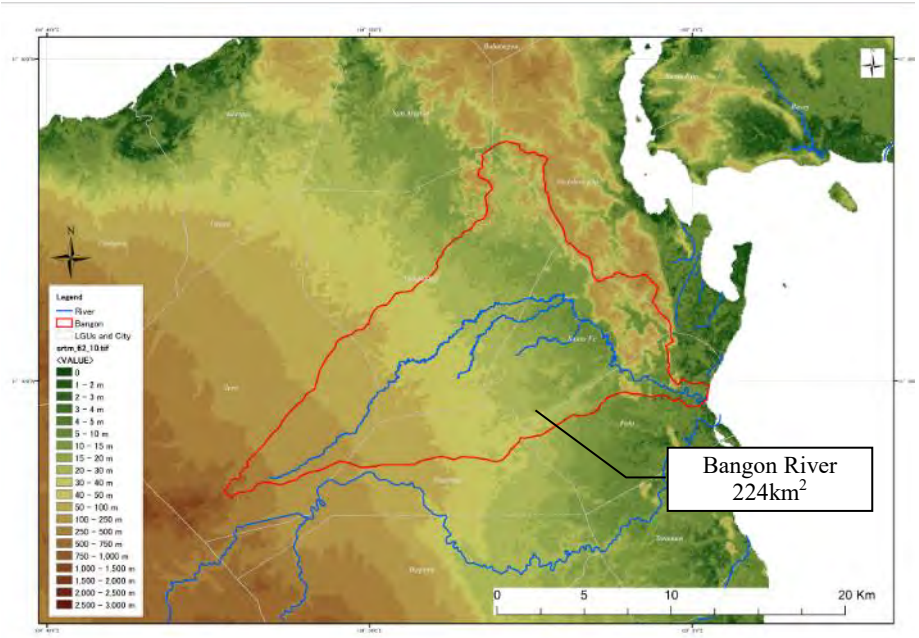


図 2.2-51　集水域分割（2/2）

3)　河川諸元および水路の集水域

河川および水路の地形に関する情報を総括すると表 2.2-11 のとおりとなる。

表 2.2-11　河川および水路の地形に関する諸元

No.	河川/水路名	集水面積 (km^2)	水路長 (km)	地形勾配	洪水到達時間* (分)
1	Tanghas Lirang Creek	4.26	4.6	1,120	54
2	Sagkahan Creek	0.55	0.47	340	15
3	Mahayahay Creek	2.62	1.17	460	36
4	Burayan River	5.27	3.3	1,250	54
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	0.2	0.5	-	-
6	Binog(1) Creek	4.34	0.8	320	36
7	Bangon River	224	38	50 - 800	117

* クラーヘン式を採用

(3)　対象地域の洪水特性

1)　タクロバン市内

タクロバン市内においては洪水（河川からの溢水）や雨水湛水が、不十分な水路網の整備状況や排水能力の不足により生じており、DPWH やタクロバン市も懸念している。洪水/浸水発生は a)湿地が多く分布している低平地（Barangay 78～80 等）、b)タクロバン市西側の山付近を走る既存および計画のバイパス沿い（Barangay Apitong, Pan-Philippine Highway 沿い）に集中している。タクロバン市のエンジニアによると、Tanghas-Lirang Creek と Burayan River の上流同士をつなぐ水路や、Mangonbangon River から Tanghas-Lirang Creek への水路など、排水改善のための施設は既にいくつか建設済みであり計画されている。

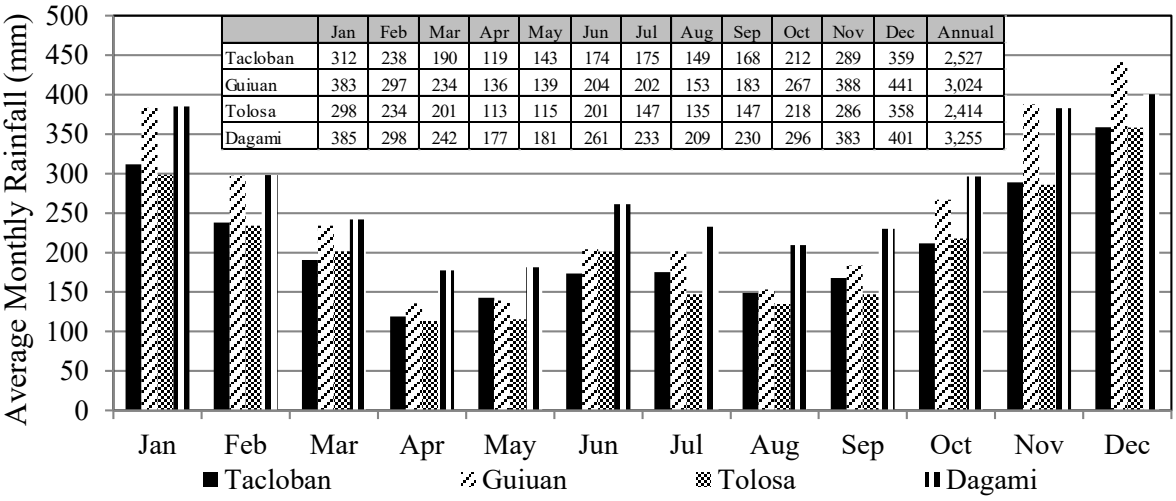
2)　Bangon 川流域

Bangon 川流域は地形・土地利用的に a)中～上流域における急勾配からの変化点となる沖積地の起点、b)下～中流域における緩やかな勾配の灌漑区域および平野部、c)下流域の低平地-湿地帯-住宅地の混在地および河川蛇行区間に分類できるが、いずれの箇所においても洪水および雨水湛水が発生している。洪水は川からの溢水が主原因であり、破堤等の報告は確認できていない。堤防整備がされているのは下流部の町沿いの一部のみであるため、沖積土の堆積からなる自然堤防区間については今後破堤の可能性も考えられる。1 年目調査で実施した洪水実績調査によると、洪水は前述した箇所の内、a)の勾配変化点と c)の低平地において多く発生していることが確認されたが、いずれも頻繁に発生している洪水では人命は奪うほどが突発的に生じるものではなく慢性的な洪水・湛水が主である。

(4)　降雨解析

1)　プロジェクト対象地域の降雨特性

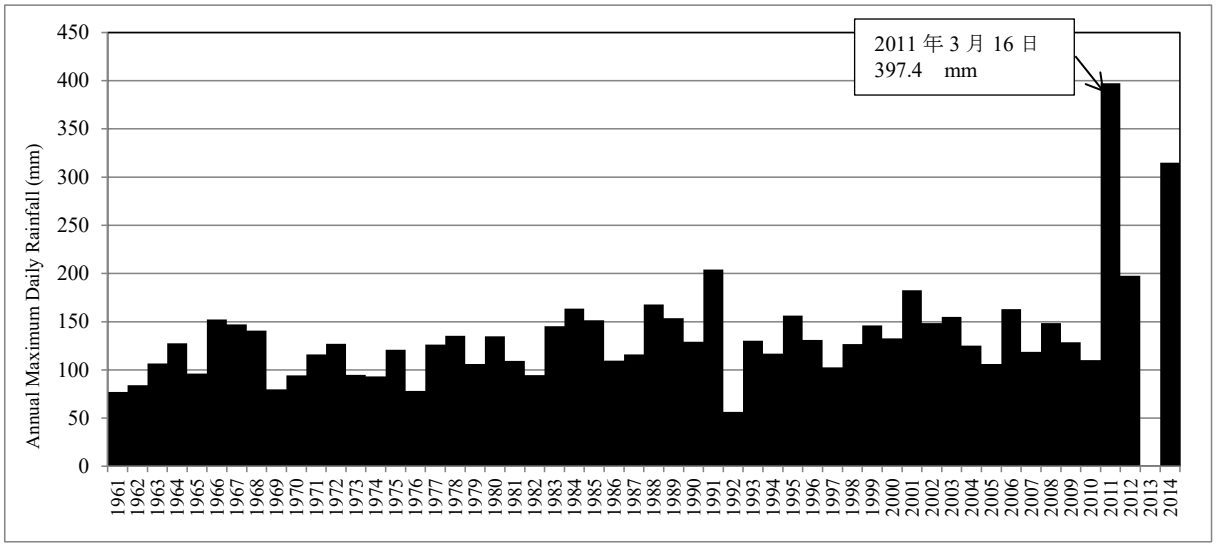
プロジェクト対象地域である東レイテは「フィ」国の気候分類によると「Type4」に分類され、乾季と雨季の明瞭な区別がない地域である。降雨は年間通して発生し（図 2.2-52 参照）、特に 11 月から 2 月にかけて増加する傾向にある。もっとも最大の降雨は 2011 年 3 月 16 日に発生した長雨であり、タクロバンにおいて観測された日雨量は 397mm であり（図 2.2-53）、その確率規模は 400 年を超える。Palo の LGU スタッフからはこの降雨によりもっとも深刻な洪水が発生したとの報告を受けている。



	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Annual
Tacloban	312	238	190	119	143	174	175	149	168	212	289	359	2,527
Guiuan	383	297	234	136	139	204	202	153	183	267	388	441	3,024
Tolosa	298	234	201	113	115	201	147	135	147	218	286	358	2,414
Dagami	385	298	242	177	181	261	233	209	230	296	383	401	3,255

*PAGASA からの提供データを基に調査団が作成

図 2.2-52　平均月雨量



*PAGASA からの提供データを基に調査団が作成

図 2.2-53　タクロバンにおける年最大日雨量

表 2.2-12　タクロバンにおける年最大日、2 日雨量

Year	1day	Date	2day	Date	3day	Date	Year	1day	Date	2day	Date	3day	Date
1961	77.2	1961/10/17	96.8	1961/7/24	124.7	1961/7/25	1988	167.9	1988/10/23	258.8	1988/12/17	309	1988/12/18
1962	84.1	1962/1/11	108	1962/9/10	114.9	1962/9/10	1989	153.7	1989/2/14	172.5	1989/2/15	175.8	1989/2/15
1963	106.7	1963/8/12	150.4	1963/8/12	153.2	1963/8/13	1990	129.1	1990/1/8	196.7	1990/1/8	206.4	1990/1/9
1964	127.5	1964/11/18	252.2	1964/11/19	258	1964/11/19	1991	204	1991/3/12	276.7	1991/3/13	317.6	1991/3/14
1965	96.1	1965/12/15	150.5	1965/12/16	168.6	1965/12/16	1992	56.4	1992/12/17	79.4	1992/7/19	100.8	1992/7/19
1966	152.2	1966/5/15	157.5	1966/5/16	164.7	1966/5/15	1993	130.2	1993/11/20	186.6	1993/11/20	218	1993/12/28
1967	147.1	1967/1/13	237.2	1967/1/19	343.9	1967/1/19	1994	116.8	1994/12/21	149.1	1994/12/6	179.8	1994/12/6
1968	140.7	1968/11/23	145.3	1968/11/24	168.9	1968/11/25	1995	156.4	1995/9/29	191.2	1995/12/27	202.4	1995/12/27
1969	79.7	1969/7/16	97.1	1969/12/22	99.1	1969/12/23	1996	131	1996/3/2	162.2	1996/3/3	257.8	1996/3/2
1970	94.3	1970/10/12	156	1970/2/21	175.8	1970/2/22	1997	102.7	1997/1/27	159.3	1997/1/28	159.6	1997/1/28
1971	116	1971/6/24	152.4	1971/6/25	171.4	1971/6/26	1998	126.8	1998/12/6	173.8	1998/12/6	203.6	1998/12/7
1972	127	1972/1/18	218.4	1972/1/18	273.9	1972/1/18	1999	146.1	1999/2/9	188.8	1999/11/7	242.7	1999/2/9
1973	94.8	1973/12/26	104.4	1973/12/26	124.3	1973/12/26	2000	132.6	2000/11/13	169	2000/11/30	205.3	2000/2/2
1974	93.3	1974/2/13	131.9	1974/12/14	154	1974/5/24	2001	182.6	2001/1/15	244.5	2001/11/6	415.8	2001/1/17
1975	120.9	1975/12/13	148.1	1975/12/13	184.2	1975/12/13	2002	148.4	2002/1/2	259	2002/1/1	267.2	2002/1/3
1976	78.2	1976/1/23	119.1	1976/1/23	153.8	1976/1/24	2003	155	2003/10/1	189.2	2003/9/30	212.8	2003/6/14
1977	126.2	1977/2/16	190	1977/2/17	209.6	1977/2/17	2004	125.1	2004/1/23	143.5	2004/1/23	239.6	2004/1/25
1978	135.4	1978/4/20	251.9	1978/4/20	291.9	1978/4/21	2005	106.2	2005/12/25	136.1	2005/12/15	166.6	2005/12/12
1979	106.2	1979/6/17	121.4	1979/5/12	130.8	1979/5/13	2006	163	2006/5/11	252.3	2006/2/11	352	2006/2/12
1980	134.9	1980/11/11	155.5	1980/1/16	190.6	1980/1/16	2007	118.7	2007/11/19	206.3	2007/11/18	207.7	2007/11/20
1981	109.3	1981/9/24	131.9	1981/12/3	202	1981/12/4	2008	148.6	2008/6/20	228.4	2008/2/16	294.6	2008/2/18
1982	94.7	1982/3/25	165.3	1982/3/26	188.7	1982/3/26	2009	128.6	2009/2/6	151.2	2009/6/22	175.8	2009/12/16
1983	145.3	1983/7/13	233	1983/12/25	299.9	1983/12/26	2010	110.2	2010/1/16	203.2	2010/1/15	223.4	2010/1/17
1984	163.6	1984/12/30	243.9	1984/12/31	243.9	1984/12/31	2011	397.4	2011/3/16	437.1	2011/3/16	561.1	2011/3/18
1985	151.5	1985/1/16	208.6	1985/1/16	226.9	1985/1/17	2012	197.7	2012/12/25	212.9	2012/12/25	223.1	2012/12/26
1986	109.7	1986/1/25	153.4	1986/1/25	170.5	1986/4/7	2013	-	-	-	-	-	-
1987	116	1987/8/12	198	1987/8/12	198	1987/8/12	2014	314.8	2014/12/29	368.8	2014/12/29	379.5	2014/12/30

*PAGASA からの提供データを基に調査団が作成

2)　確率規模別雨量の推定

収集したタクロバンにおける日雨量を基に年最大日雨量を抽出し、確率規模毎の雨量を統計的手法により推定した。標本に関する諸元を表 2.2-13、推定した確率規模別の日雨量を表 2.2-14 に示す。統計手法については Gumbel 法を採用した。

表 2.2-13　観測期間および標本数

観測所名	観測期間	標本数
Tacloban	1961-2014	51

表 2.2-14　推定した確率規模別の雨量と既往検討との比較

Unit: mm

	Case	Probable function	1/2	1/5	1/8	1/10	1/20	1/30	1/50	1/100	1/200	1/400
1	1995 JICA MP (1961-1991, N=31)	Iwai	119.9	146.1	-	161.2	174.5	-	190.2	201.3	-	-
2	2002 WCI Study (1961-1991, N=41)	Log Normal	119	145	-	161	216	-	247	206	-	-
3	2015 JICA Study (1961-2014, N=51*)	Gumbel	122	150	164	169	187	197	210	227	245	262

*本検討では、2011 年 3 月降雨と 2014 年 12 月降雨は異常値として棄却した。

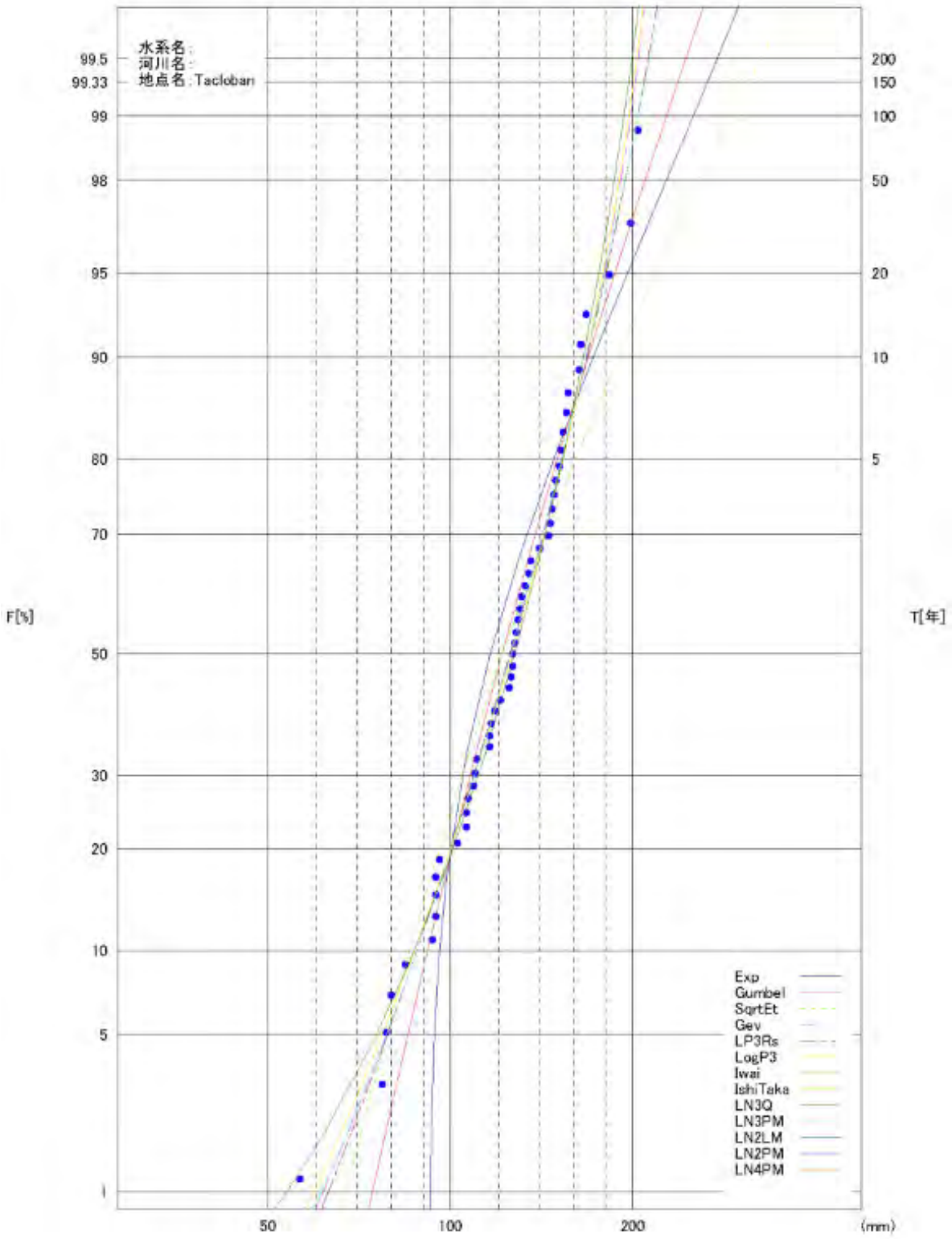


図 2.2-54　確率分布曲線 (Tacloban、日雨量)

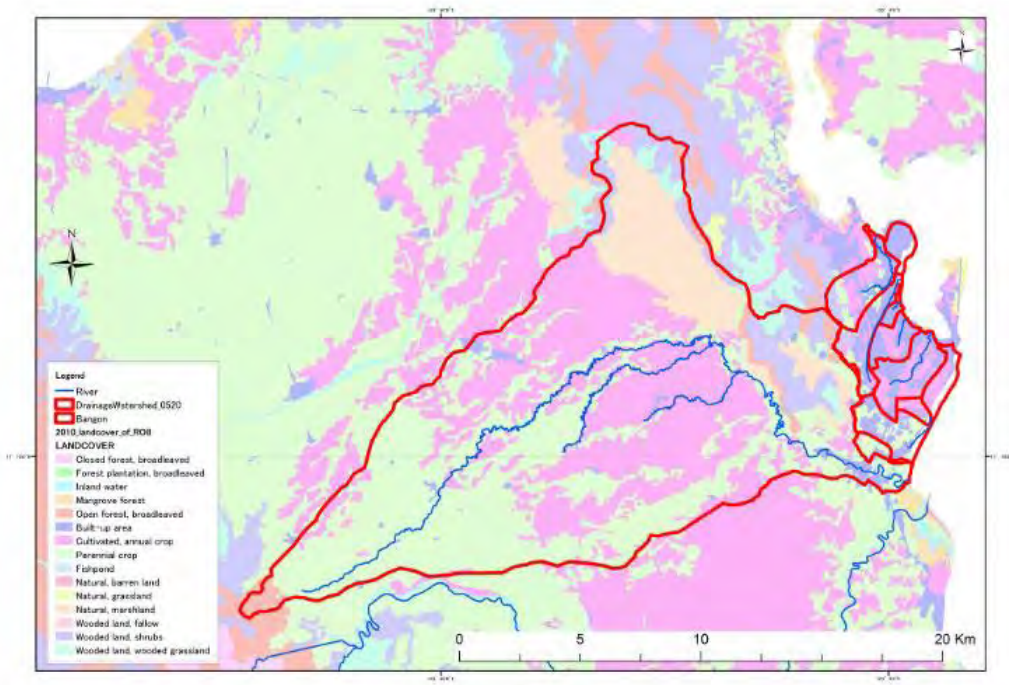
(5)　流出解析

防潮堤の横断構造物の吐口の水理諸元を設定するため、流出計算を実施し確率規模別流量を算定した。今回は対象区域ではないが、タクロバン市内を流下する Mangonbangon 川に

ついても参考として流出計算を実施した。Bangon 川については、1 年目調査において流出計算を実施しており、この結果を採用した。

1)　現況土地被覆

現況の土地被覆を NAMRIA より収集した 2010 年の土地被覆データを基に分析した。対象地域内の土地被覆面積は表 2.2-15 に示すとおりである。対象としている河川・水路のいずれについても下流域は市街地が分布している。耕作地は（水田含む）上流域に多く分布している。



*NAMRIA から提供のデータを調査団が図化

図 2.2-55　2010 年の土地被覆

表 2.2-15　対象地域内の土地被覆割合

Unit: km^2

	River	Open forest, broadleaved	Other land, built-up area	Other land, cultivated, annual crop	Other land, cultivated, perennial crop	Other land, fishpond	Other wooded land, shrubs	Total
1	Tanghas-Lirang Creek	0.04	2.21	0.90	0.67	0.00	0.44	4.26
2	Sagkahan Creek	0.00	0.53	0.02	0.00	0.00	0.00	0.55
3	Mahayahay Creek	0.00	1.80	0.81	0.00	0.00	0.00	2.62
4	Burayan River	0.00	2.67	2.58	0.02	0.00	0.00	5.27
5	Kilot Creek	0.00	0.19	0.65	0.05	0.00	0.00	0.92
6	Binog (1) Creek	0.00	2.29	0.16	1.87	0.03	0.00	4.34
7	Bangon River	5.42	3.44	81.41	93.64	0.06	7.19	224

2)　確率流量の算定

a) 合理式

5 年および 10 年の確率規模のピーク流量を以下の合理式により算出した。

$$Qp = 0.2778frA$$

ここに、

Qp　:　確率規模別ピーク流量 (m^3/s)

F　:　流出係数

R　:　洪水到達時間内の降雨強度 (mm/hr)

A　:　集水面積 (km^2)

集水域毎の流出係数については、表 2.2-16 で設定した土地被覆毎の値を各集水域内の土地被覆面積を加重平均して求めた。算出結果を表 2.2-17 に示す。No.5 の Payapay 橋上流については水田が分布しているが河道が判断できない（これについては、水路の架け替え等による旧河道として存在していることが考えられる）ため、他の河川の比流量の平均値に集水面積を乗じて算出した。

表 2.2-16　適用した流出係数

土地被覆	設定した流出係数
Open forest, broadleaved	0.75
Other land, built-up area	0.8
Other land, cultivated, annual crop	0.45
Other land, cultivated, perennial crop	0.45
Other land, fishpond	0.7
Other wooded land, shrubs	0.45

*JICA 調査団が「国土交通省河川砂防基準（計画編）」を基に設定

表 2.2-17　算出結果（合理式）

No.	河川/水路名	洪水到達時間 (分)	降雨強度 (10 年) (mm/hr) **	降雨強度 (5 年) (mm/hr) **	流出係数	**10 年確率ピーク流量 (m^3/s)**	**5 年確率ピーク流量 (m^3/s)**	10 年確率比流量 ($m^3/s/km^2$)	5 年確率比流量 ($m^3/s/km^2$)
1	Tanghas Lirang Creek	54	76	62	0.63	**57**	**46**	13	11
2	Sagkahan Creek	15	144	117	0.79	**17**	**14**	31	26
3	Mahayahay Creek	36	96	78	0.69	**48**	**39**	18	15
4	Burayan River	54	76	62	0.63	**70**	**57**	13	11
5	Unknown (Payapay Brd.)	-	-	-	-	**4**	**3**	-	-
6	Unknown	36	95	77	0.64	**73**	**59**	17	14

** 収集資料「Inventory Survey and Basic Analysis of Hydrological Data for Department of Public Works and Highways Technical Standards and Guidelines" (WOODFIELDS CONSULTANTS INC., March, 2002)」記載の降雨強度式を参考に算出した。.

5 年確率　$R_5=1138.08/(t+10.32)^{0.70}$

10 年確率　$R_{10}=1407.27/(t+10.56)^{0.70}$

b) SCS 単位図法

2015 年に実施した JICA 調査では、流出計算手法として、土地被覆と表層土壌を基に損失モデルに関するパラメータを推定する SCS 単位図法を採用した。本検討でも同様の方針で算出を行う事とする。降雨波形については、確率規模毎の日雨量を 2011 年 3 月 16 日降雨の 24 時間の時間雨量パターンで配分した算出結果を表 2.2-18 に示す。

表 2.2-18　算出結果（SCS 単位図法）

No.	河川/水路名	洪水到達時間(分)	SCS No.**	非浸透域率(%)	**10 年確率ピーク流量 (m^3/s)**	**5 年確率ピーク流量 (m^3/s)**	10 年確率比流量 ($m^3/s/km^2$)	5 年確率比流量 ($m^3/s/km^2$)
-	Mangonbangon River	52	80	21	**28**	**24**	5.16	4.42
1	Tanghas Lirang Creek	54	80	28	**22**	**19**	5.16	4.46
2	Sagkahan Creek	15	-	-	**3**	**2**	-	-
3	Mahayahay Creek	36	-	-	**14**	**12**	-	-
4	Burayan River	54	79	49	**29**	**25**	5.51	4.75
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	-	-	-	**1**	**1**	-	-
6	Binog(1) Creek	36	-	-	**23**	**20**	-	-

* 合理式と同様、Mangonbangon 川, Tanghas-Lirang Creek and Bureyan 川において算出した比流量の平均値に集水面積を乗じて算出した。
** 1 年目調査を参照

c) SCS 単位図法+湿地・水田による貯留効果考慮

上記の SCS 単位図法では、湿地・水田による貯留効果を反映させることができない事から、SCS 単位図法に加えてこれらの貯留効果を考慮しピーク流量を推定した。各集水域の貯留ボリュームについては、湿地・水田の面積・深さを衛星画像および現地調査を基に確認し、先述の b)で求めた流量を貯留ボリュームでベースカットすることで算出した。

表 2.2-19　ピーク流量

No.	河川/水路名	SCS No.	非浸透域率(%)	貯留効果なし		湿地および水田によるカット量** (m^3/s)	貯留効果あり	
				10 年確率ピーク流量 (m^3/s)	5 年確率ピーク流量 (m^3/s)		**10 年確率ピーク流量 (m^3/s)**	**5 年確率ピーク流量 (m^3/s)**
-	Mangonbangon River	80	21	28	24	13	**15**	**11**
1	Tanghas Lirang Creek	80	28	22	19	3	**20**	**17**
2	Sagkahan Creek	-	-	3	2	0	**3**	**2**
3	Mahayahay Creek	-	-	14	12	3	**11**	**9**
4	Burayan River	79	49	29	25	14	**15**	**11**
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	-	-	-	-	0	**1**	**1**
6	Binog(1) Creek	-	-	23	20	10	**13**	**10**

* 合理式と同様、Mangonbangon 川, Tanghas-Lirang Creek and Bureyan 川において算出した比流量の平均値に集水面積を乗じて算出した。
**水田および湿地の貯留高については、現地調査に基づき 0.3 m に設定した。No2、No 3、No 5、No 6 については、No.1、No4 および Mangonbangon 川における湿地および水田の面積とカット量の線形関係より推定した（図 2.2-56 参照）。

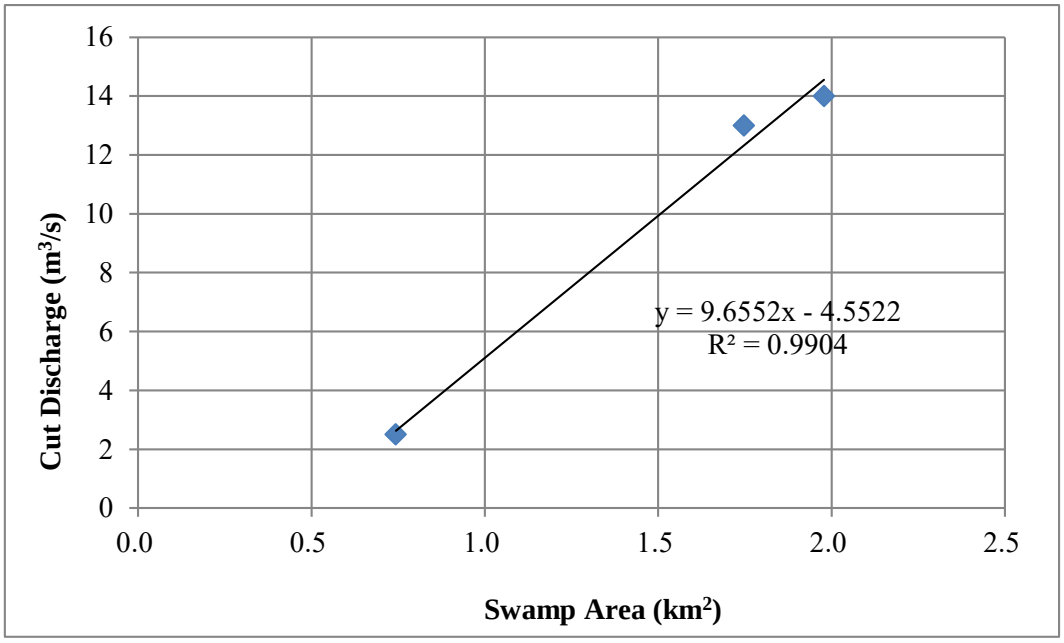


図 2.2-56　集水域毎の湿地面積とカット量の関係

緯度　11.198442°N
経度　124.992017° E

緯度　11.190190°N
経度　124.994008°E

図 2.2-57　Mahalika Highway 沿いの湿地帯

No.	River/ Creek	Swamp Area (km^2)	Percentage(%)
-	Mangonbangon River	1.75	32.2
1	Tanghas-Lirang Creek	0.74	17.5
2	Sagkahan Creek	0.06	10.2
3	Mahayahay Creek	0.76	28.9
4	Burayan River	1.98	37.5
5	Unknown (Payapay Brd.)	0.62	68.1
6	Unknown	2.14	49.3

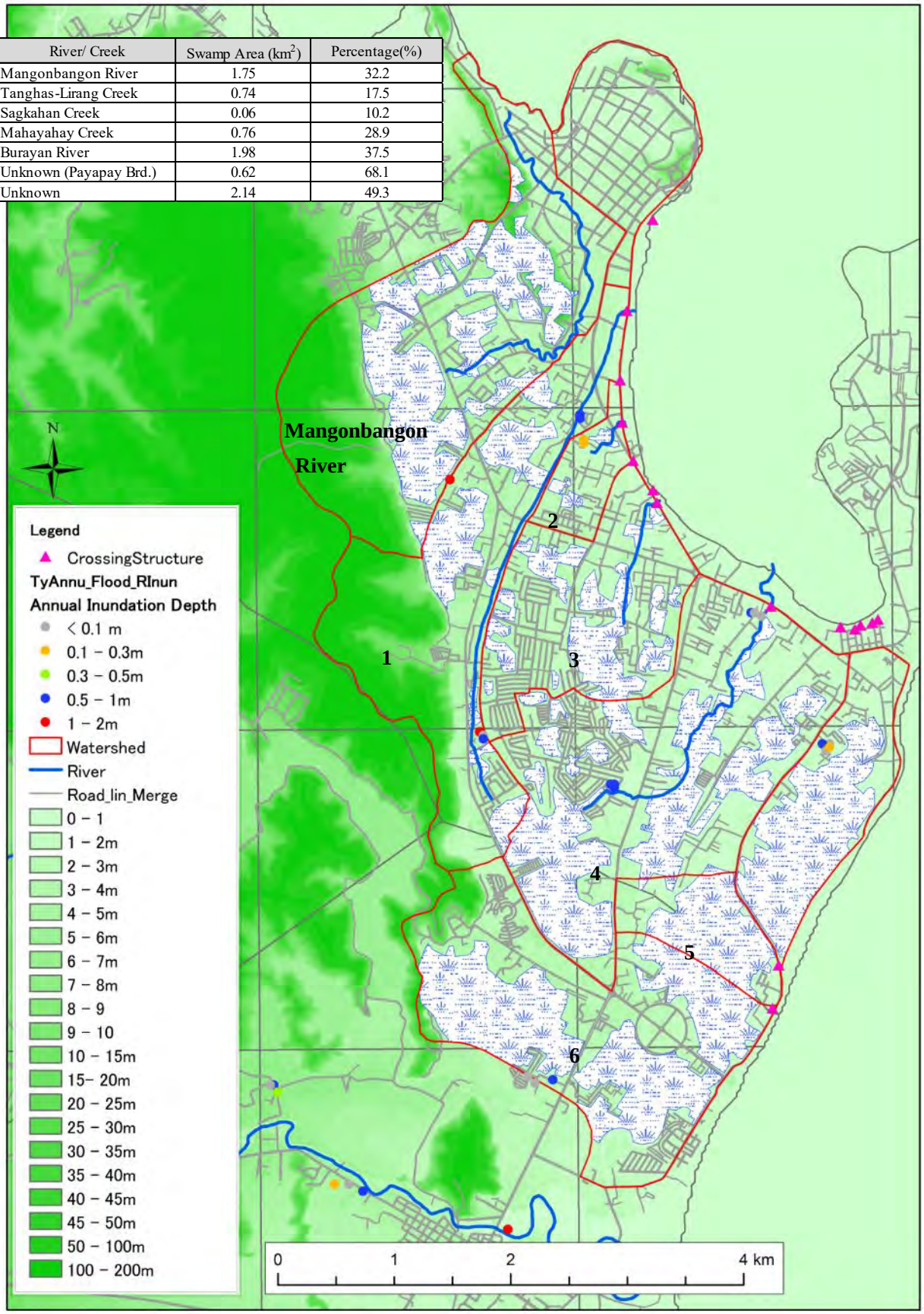


図 2.2-58　確認された貯留エリア（湿地帯および水田）の分布

c) 総括

上記 3 手法の算出結果を以下に整理した。実際には集水域内に生じた雨は河川に直接集まらず、湿地や水田に湛水する。それら全てないし大部分を河道流量に含めた a)、b)の手法では流量が過大となり、設計規模が過大になってしまう。これを踏まえ吐口地点における設計流量については、C) SCS+貯留効果考慮を採用した。

表 2.2-20　流出計算結果

Unit: m^3/s

No.	河川/水路名	a) 合理式		b) SCS 単位図法		**c) SCS 単位図法＋貯留効果考慮**	
		10 years	5 years	10 years	5 years	**10 years**	**5 years**
1	Tanghas Lirang Creek	57	46	22	19	**20**	**17**
2	Sagkahan Creek	17	14	3	2	**3**	**2**
3	Mahayahay Creek	48	39	14	12	**11**	**9**
4	Burayan River	70	57	29	25	**15**	**11**
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	4	3	1	1	**1**	**1**
6	Binog(1) Creek	73	59	23	20	**13**	**10**

3)　既存吐口の排水能力の評価

現況の吐口地点の排水能力をマニング式により以下のとおり算定した。

表 2.2-21　既存吐口の排水能力

No.	河川/水路名	10 年確率ピーク流量 (m^3/s)	5 年確率ピーク流量 (m^3/s)	既存吐口の構造物	既存吐口の断面	勾配	排水能力 (m^3/s)	10 年確率流量の流下	5 年確率流量の流下
1	Tanghas Lirang Creek	20	17	橋梁	H=1.1m, W=4m	1,120	3	不可	不可
2	Sagkahan Creek	3	2	Box カルバート	H=1.1m, W=2.6m	340	3	不可	可
3	Mahayahay Creek	11	9	Box カルバート	(H=1m, W=1m) x 2	460	2	不可	不可
4	Burayan River	15	11	橋梁	H=3m, W=10m	1,250	29	可	可
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	1	1	橋梁	H=2.8m, W=25.6m	500	286	可	可
6	Binog(1) Creek	13	10	Box カルバート	(H=2m, W=4m) x 2	320	31	可	可

*マニングの粗度係数は 0.03 を採用

(6)　調査団が推奨する水理断面

上記で検討した計画流量を流下させることができるために確保するのが望ましい水理断面として、計画流量を流下できる諸元をトライアンドエラーにより算出した。観測潮位の上限と下限の差が 2m であることから、吐口の高さを 2m に固定した。算出結果を表 2.2-22 に示す。これらの諸元を設定し 10 年確率流量を河道に与えた場合、吐口地点の水位が設定した高さ以下になる事を不等流計算により確認した（図 2.2-59～図 2.2-62 参照）。

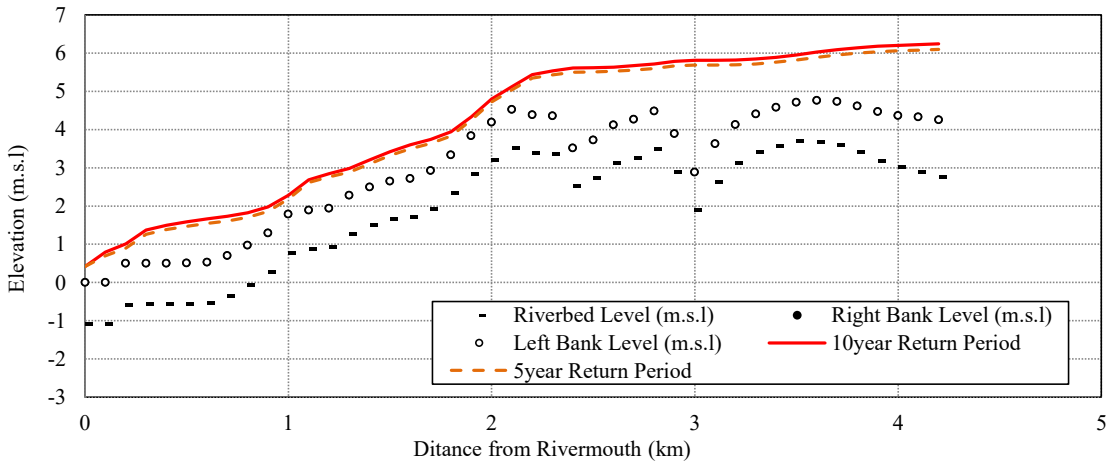
表 2.2-22　調査団が推奨する吐口地点の水理諸元

No.	河川/水路名	既存吐口の構造タイプ	既存吐口の現況水理諸元	勾配	計画流量 (m^3/s)		推奨される水理諸元			
					10 年確率	5 年確率	10 年確率		5 年確率	
							幅 (m)	高さ (m)	幅 (m)	高さ (m)
1	Tanghas Lirang Creek	橋梁	H=1.1m, W=4m	1,000	20	17	9.0	2.0	8.0	2.0
2	Sagkahan Creek	Box カルバート	H=1.1m, W=2.6m	1,500	3	2	3.0	2.0	2.0	2.0
3	Mahayahay Creek	Box カルバート	(H=1m, W=1m) x 2	250	11	9	3.0	2.0	3.0	2.0
4	Burayan River	橋梁	H=3m, W=10m	2,000	15	11	10.0	2.0	9.0	2.0
5	Kilot Creek (Payapay Brd.)	橋梁	H=2.8m, W=25.6m	2,000	1	1	2.0	2.0	1.0	2.0
6	Binog(1) Creek	Box カルバート t	(H=2m, W=4m) x 2	1,500	13	10	8.0	2.0	6.0	2.0

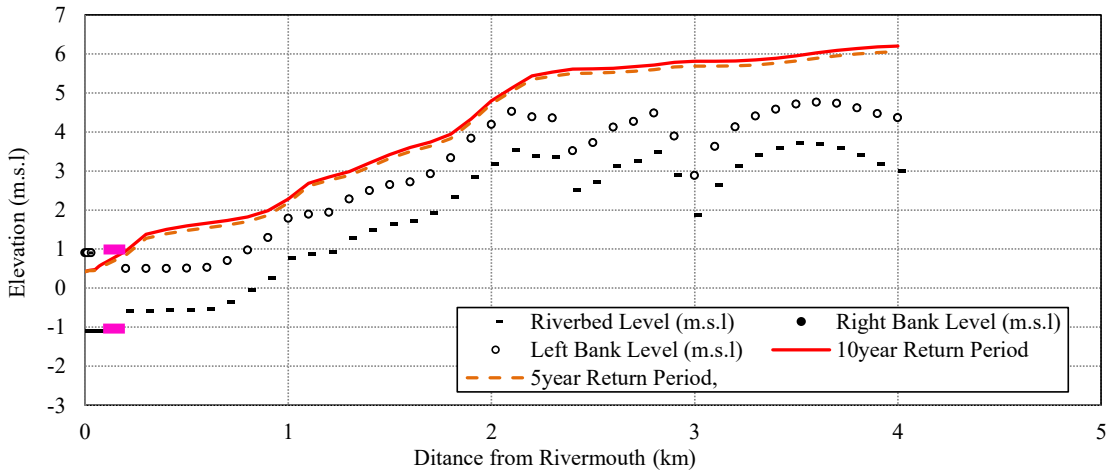
*マニングの粗度係数は 0.03 を採用

a) Tanghas Lirang

【現況】



【ゲートあり(H=2m, W=9m)】



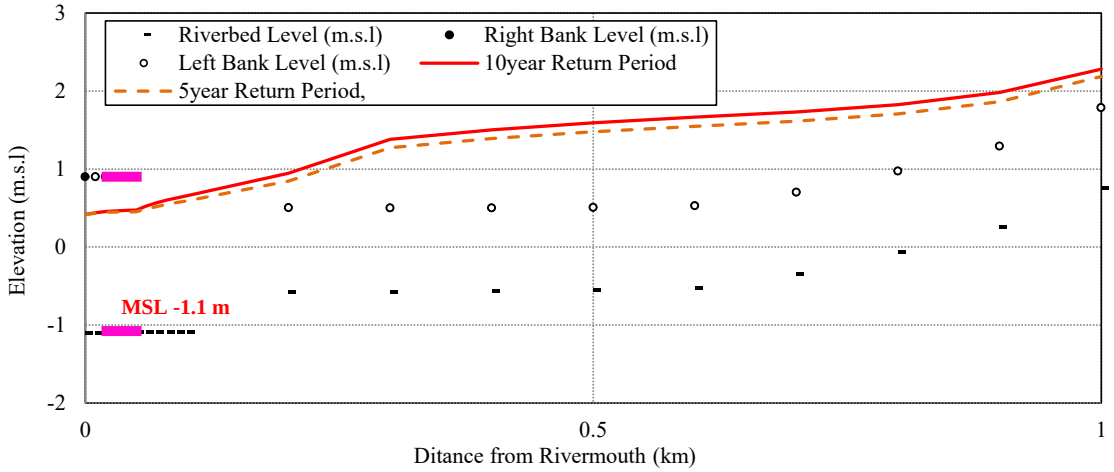
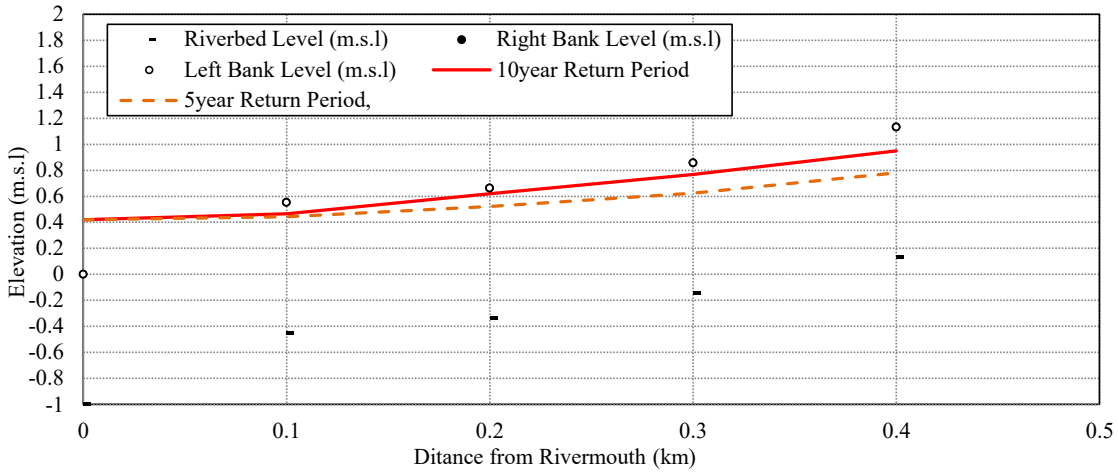


図 2.2-59　水位縦断(Tanghas Lirang Creek)

b) Sangkahan

【現況】



【ゲートあり(H=2m, W=3m)】

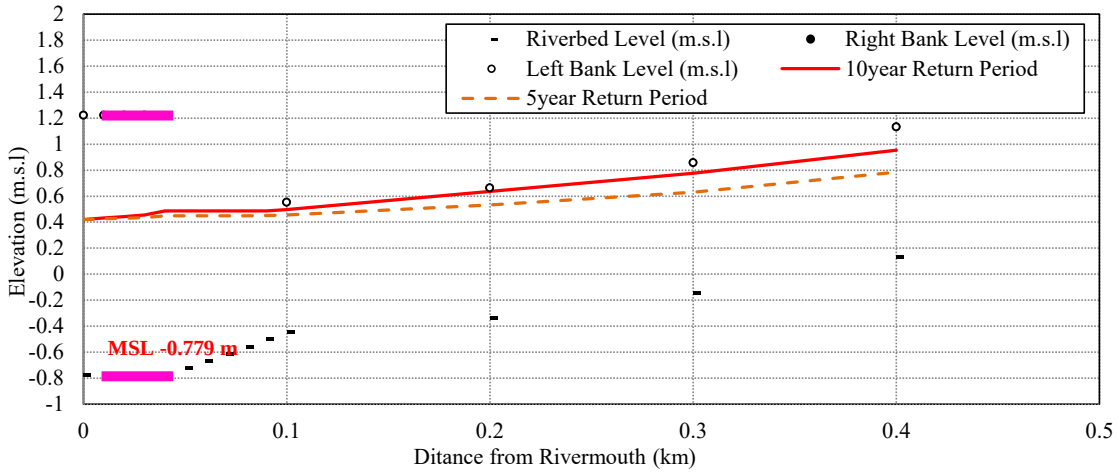
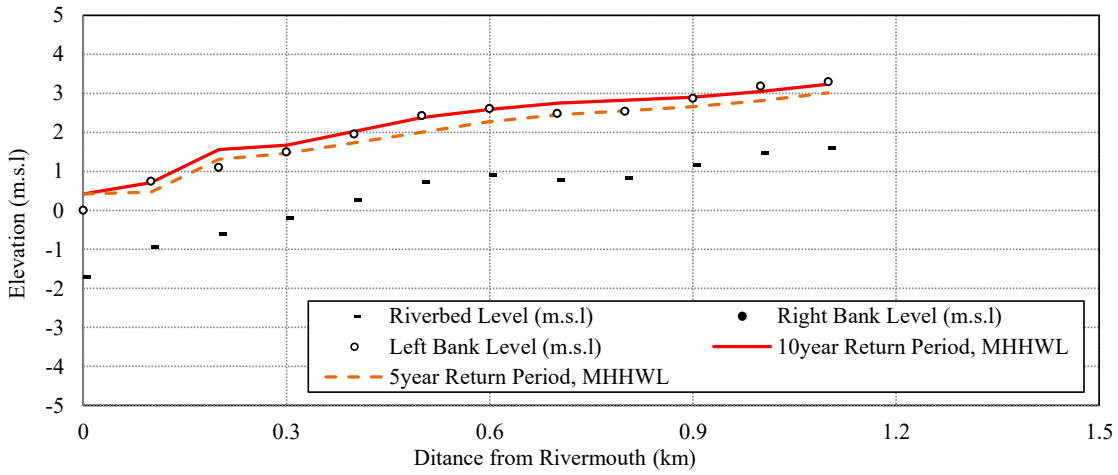


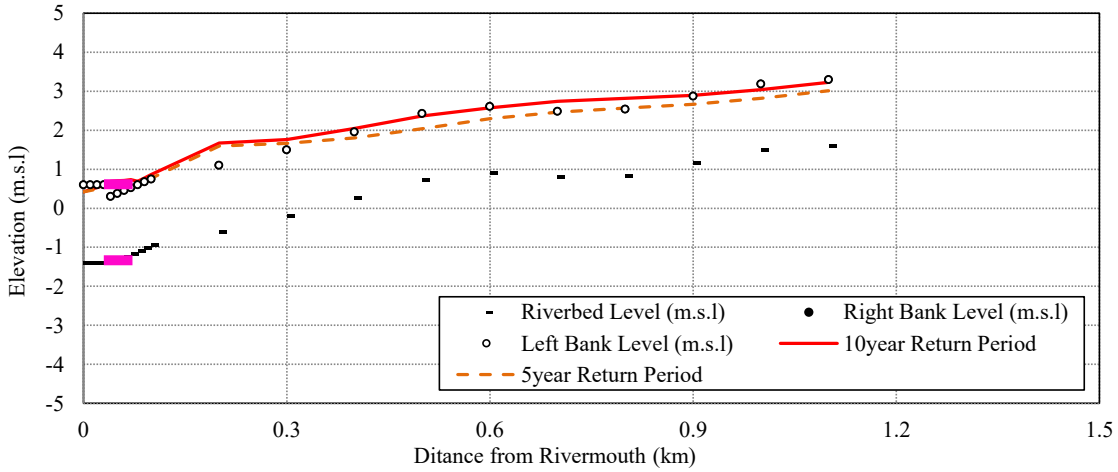
図 2.2-60　水位縦断 (Sagkahan Creek)

c) Mahayahay Creek

【現況】



【ゲートあり(H=2m, W=3m)】



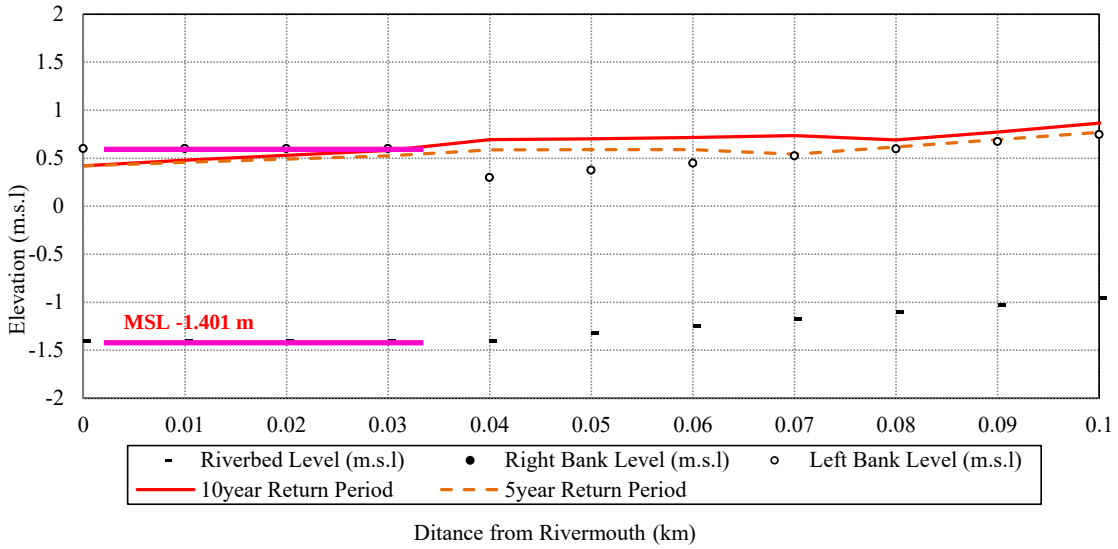
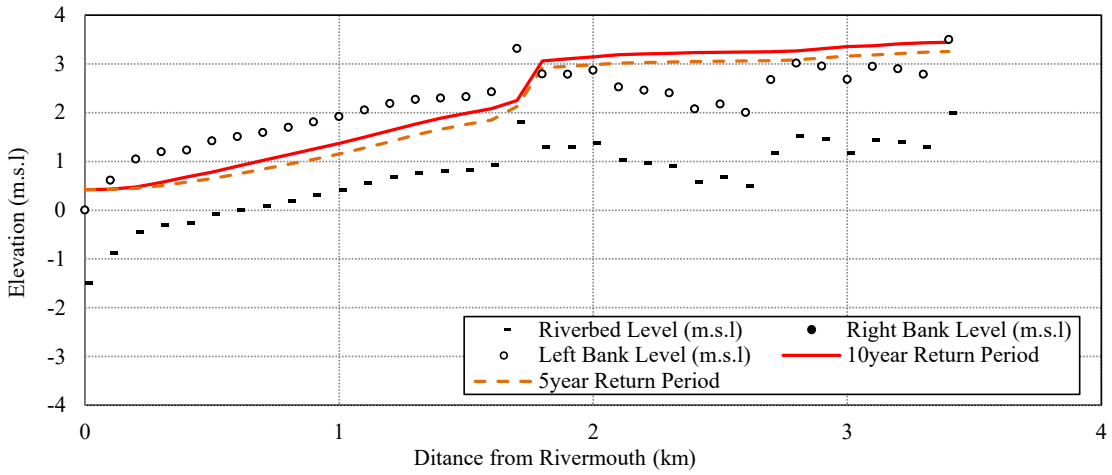


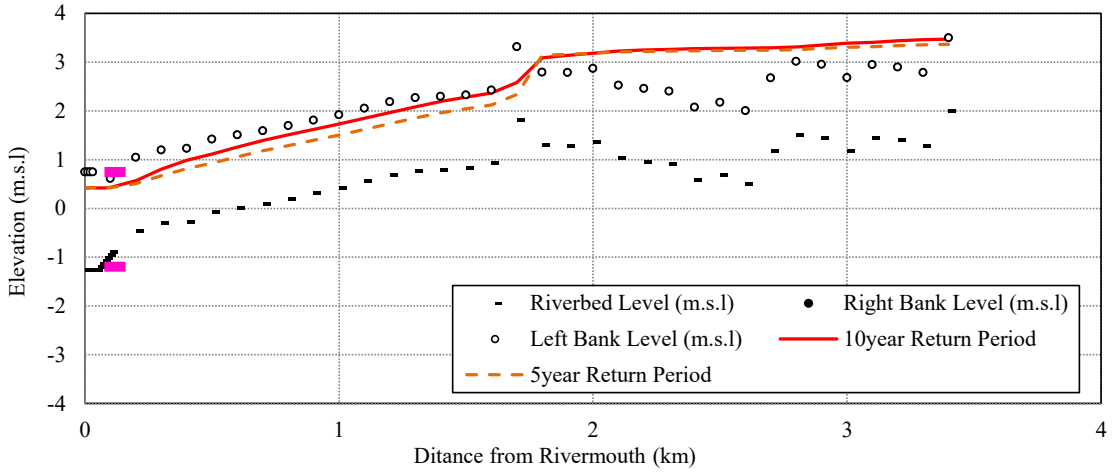
図 2.2-61　水位縦断(Mahayahay Creek)

d) Burayan River

【現況】



【ゲートあり(H=2m, W=10m)】



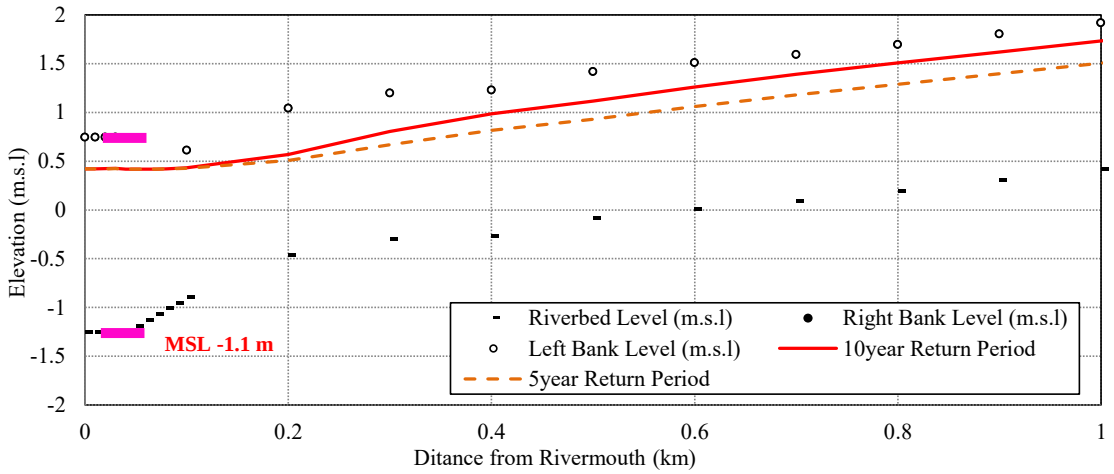


図 2.2-62　水位縦断(Burayan River)

(7)　構造物による河口部処理形式の選定

1)　比較の目的

河川下流の開口部では河川洪水の流下に必要な断面を確保する必要がある一方で、高潮の流入を防ぐことが求められている。通常、防潮堤の河川開口部の処理としては、次の 2 つの方法がとられる。

1. 交差部に水門を設置し、高潮時には水門を閉鎖することで河川への高潮の流入を防ぐ。
2. 交差部より上流に防潮堤と同等の高さの河川堤防（バック堤）を設置する。高潮の河川への流入は許容するが、流域への溢水は防ぐ。

各河川について、現行計画との整合性、経済性および施工性に留意し、上記の方法の比較検討を行った。以下を検討の条件とする。

- 水門およびバック堤ともに、防潮堤の計画規模と同等の 50 年確率の高潮に対して必要な高さを確保するものとする。
- 水門およびバック堤は河川洪水の流下を阻害しないものとする。

なお防潮堤による締切りが陸側からの排水を阻害し、洪水氾濫を助長させることがないように、交差部における適切な河川断面の推奨案の検討を別途行うこととする。

2)　対象河川

セクション 3 およびセクション 4 にある次の 4 河川を比較検討の対象とする。これからの河川は河口部における川幅が広く、集水面積も比較的大きい。

- Tanghas lirang creak (Aslum Creek)
- Burayan 川
- Payapay Creak
- Bangon 川

表 2.2-23　構造物による河口部処理形式の選定(1)

河川名		Tanghas lirang creek (Aslum Creek)	Burayan 川.
セクション		セクション 3	
防潮堤の計画高		MSL+4.0m	
横断面の諸元（現況）		 ・幅：6m ・延長：8,400m	 ・幅：10m ・延長：8,600m
交差部の構造物形式の候補		水門およびバック堤 ◆ 水門の諸元 ・ 幅：3.0m×3=9.0m ・ 高さ：2.6m ◆バック堤の諸元 バック堤は防潮堤より上流、現地盤高が MSL+4.0m となる地点まで設置する。	水門およびバック堤 ◆ 水門の諸元 ・ 幅：3.5m×3=10.5m ・ 高さ：2.6m ◆バック堤の諸元 バック堤は防潮堤より上流、現地盤高が MSL+4.0m となる地点まで設置する。
概算費用	水門	61M　ペソ	71M　ペソ
	バック堤	495M　ペソ	596M　ペソ
施工に関する特記	水門	・既設橋梁の下流部に設置する。	・既設橋梁の下流部に設置する。
	バック堤	・河川が家屋密集地を流下することから、バック堤設置に伴い、家屋の移転が必要となる。 ・流域の排水を阻害する可能性がある。 ・橋梁の架け替えが必要になる可能性がある。	

出所: JICA 調査団

表 2.2-24　構造物による河口部処理形式の選定(2)

河川名		Payapay 川. (Kilot creek)	Bangon 川.
セクション		セクション 4	
防潮堤の計画高		MSL+3.5m	
横断面の諸元 （現況）		 ・幅：河口部は砂洲で閉塞	 ・幅：50m ・延長：2200m
交差部の構造物 形式の候補		水門 ※Paypay 川は河口部が砂洲で閉塞されており、想定される水門の幅が狭いこと、流域が低平であり、バック堤の建設が合理的でないことから、水門を候補とする。 ◆水門の諸元 幅：3.5m×1 （幅について、パロ町との協議より漁業用の小舟が通行できる幅以上とする） 高さ：2.6m	バック堤 ※DPWH が Bangon 川で整備中の河川堤防で対応可能であることからバック堤を候補とする。 ◆バック堤の諸元 Bangon 川の第 1 橋から第 3 橋までは、DPWH による河川堤防および河道付替え事業が進行中である。 河川堤防の高さがバック堤として必要な高さである MSL+3.5m を満足するものであり、既に完成した区間では堤防のコンクリート被覆も行われている。
概算費用	水門	・ P24M	-
	バック堤	-	DPWH による事業が進行中である。

出所: JICA 調査団

(8)　河川水門施設の設計

1)　水門施設の位置

水門施設は、内陸地を海水侵入から保護するために、現況の河川／水路が計画防潮堤と交差する位置に設置する。水門施設の計画設置位置は図 2.2-63 の通りである。

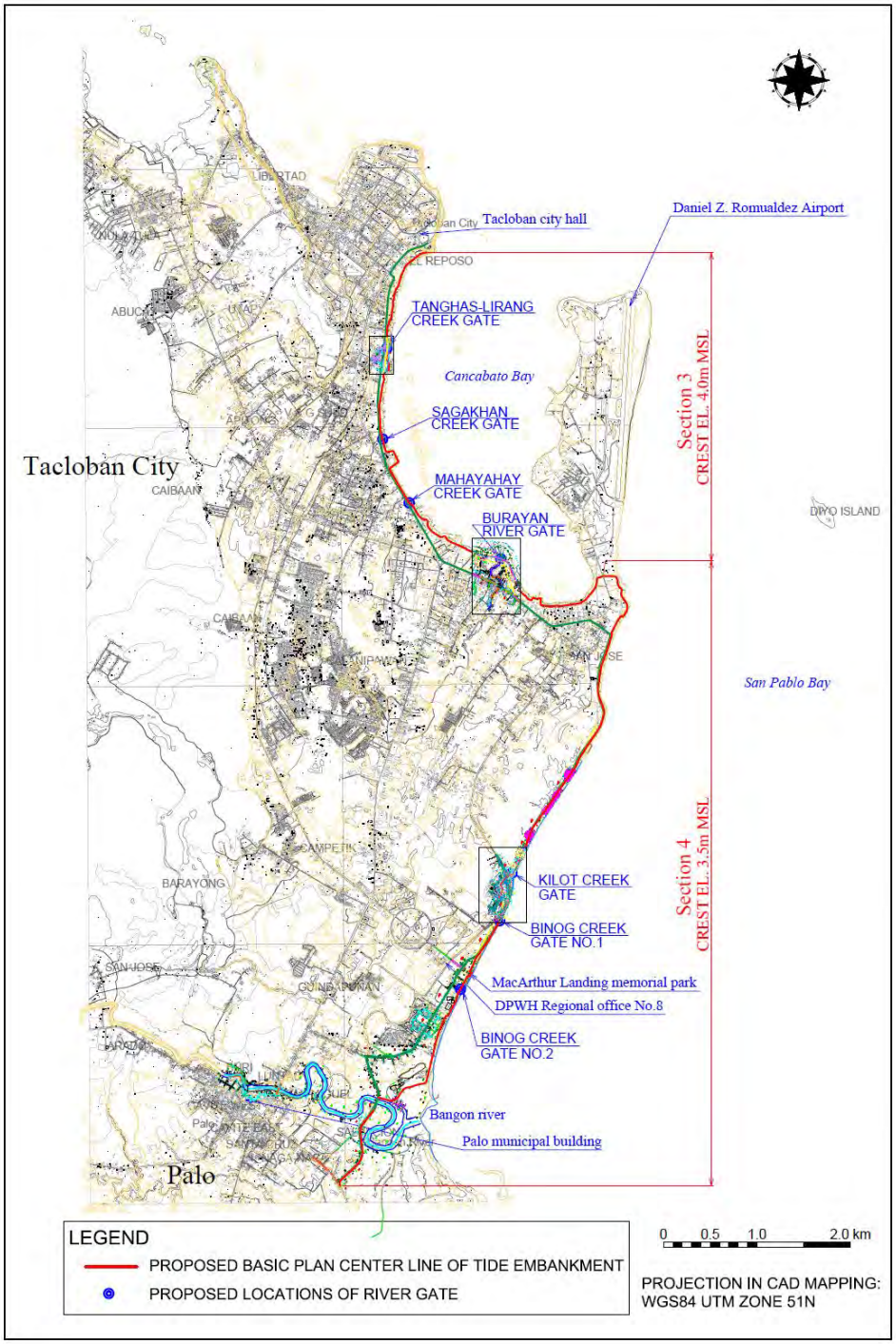


図 2.2-63　河川水門施設の計画設置位置

2)　水門扉体の計画諸元

a) **水理条件**

水門施設は、表 2.2-25 に示す防潮堤の計画天端高に相当する潮位が内陸側に侵入しないよう設置するものである。

表 2.2-25　防潮堤の計画天端高

Sections	Section 3	Section 4
防潮堤の計画天端高 (MSL)	+4.0m	+3.5m

*JICA 調査団が設定

水門施設は、内陸側の計画高水位以下の水位において河川／水路の流水を阻害しないよう、かつ周辺の防潮堤と河川／水路の構造に支障を及ぼさないように設計する。DPWH、タクロバン市、パロ町との協議結果、計画高水位は 1/10 年確率雨量規模の流域流出量に対する水位とした。防潮堤の計画天端高は本件調査団が設定したもので、不測の潮位上昇に対しての余裕分をも含めている。従って、水門施設は防潮堤の計画天端高に相当する潮位に対して構造的に安全であるよう設計する。防潮堤計画線形の Section 3、4 において、水門施設の計画設置位置での計画流出量、ならびに水門扉体の推奨水理緒元は表 2.2-26 の通りである。

表 2.2-26　水門扉体の推奨水理緒元

No.	Sections	Rivers/ Creeks	所在の 地方自治体	既設の河口吐口構造物の開口寸法	1/10 年 計画流出量 (m^3/s)	水門扉体の推奨水理緒元			
						ｹﾞｰﾄ 敷高 (m MSL)	幅 (m)	高さ (m)	全面積 (m^2)
1	3	Tanghas-Lirang creek	Tacloban city	Aslum bridge 1 span beam type B4.5m×H1.5m	20	-0.5	9.0	2.0	18.0
2	3	Sagakhan creek	Tacloban city	Box culvert B3.5m×H1.0m	3	-0.5	3.0	2.0	6.0
3	3	Mahayahay creek	Tacloban city	Box culvert B1.0m×H0.8m×2	11	-0.5	3.0	2.0	6.0
4	3	Burayan river	Tacloban city	Burayan bridge 1 span I girder type B10.0m×H2.0m	15	-0.5	10.0	2.0	20.0
5	4	Kilot creek	Palo municipality	Payapay bridge 3 span I girder type B(7.8m+10.0m+7.8m) ×H3.5m	1	+0.5	2.0	2.0	4.0
6	4	Binog creek	Palo municipality	Box culvert No.1 B2.3m×H1.8m×2	13	+0.3	5.0	2.0	10.0
7	4	Binog creek	Palo municipality	Box culvert No.2 B2.7m×H1.7m		+0.5	-	-	To be not smaller than current

*JICA 調査団が設定

b) 水門扉体の選定

水門扉体の高さ、径間、枚数は、水門全開時において計画流出量ならびに計画水位を支障なく流下させられるように設定する。

水門扉体の余裕高は、DPWH: Design Guidelines Criteria and Standards for Public Works and Highways, Volume II, page 468 に下表の通り記載されているので、計画流量 200m3/s 以下の場合の 0.60m とする。

Item	Design Discharge (m^3/s) Q	Value to be added to design water-level (m)
1	Less than 200	0.60
2	200 to less than 500	0.80
3	500 to less than 2000	1.0
4	2 000 to less than 5 000	1.20
5	5 000 to less than 10 000	1.50
6	More than 10 000	2.00

従って、水門扉体の高さは、計画流出量水深に余裕高 0.60m を加えた寸法を下回らないようにする。水門扉体は 4 方向水密構造とし、扉体天端上にカーテンウォールを設け、扉体全閉時に海水が浸入しないようにする。

2015 年 6 月 11 日にパロ町長および町幹部と協議した結果、Kilot creek の水門施設については幅 3m 程度の漁業用ボートの通過を見込んだ水門扉体幅にすることとした。

計画流出量の大小に拘らず、水門扉体の単体サイズについては、フィリピン国業者の製作能力・実績を見込んで決めることにした。フィリピン国内業者の水門施設製作能力については、情報に乏しいのが実態である。DPWH Regional office No.8 および NIA Regional office No.8 での聞き取りによる限り、フィリピン国内業者の水門設備製作能力は高くないようである。従って水門扉体の単体最大サイズは、日本国での小形水門の定義に準拠した 10m2 とする。なお、品質保証を確保するためにはフィリピン国外調達も排除しないことを推奨する。

水門扉体の敷高は、砂浜海岸においては漂流砂により閉塞しないよう、+0.5m MSL とする。また、砂浜海岸以外では、河道の河口での現況敷高に合わせることとする。

防潮堤計画線形の Section 3、4 において、水門扉体の計画緒元は表 2.2-27 の通りである。詳細設計時にはこれら緒元に従い、機電設計、躯体構造設計、基礎設計を行う。

表 2.2-27　水門扉体の計画緒元

No.	Sections	水門施設名称	水門扉体の計画緒元								
			計画潮位	ｹﾞｰﾄ敷高	設計水深	操作水深	扉体径間	扉体高	枚数	全面積	種類*
			(m MSL)	(m MSL)	(m)	(m)	(m)	(m)	-	(m^2)	
1	S-3	Tanghas-Lirang Creek Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.0	2.6	3	23.4	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
2	S-3	Sagakhan Creek Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.0	2.6	1	7.8	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
3	S-3	Mahayahay Creek Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.0	2.6	1	7.8	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
4	S-3	Burayan River Gate	+4.0	-1.0	5.0	5.0	3.5	2.6	3	27.3	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
5	S-4	Kilot Creek Gate	+3.5	-0.5	4.0	4.0	3.5	2.6	1	9.1	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
6	S-4	Binog Creek Gate No.1	+3.5	+0.3	3.2	3.2	3.0	2.0	2	12.0	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
7	S-4	Binog Creek Gate No.2	+3.5	-0.5	4.0	4.0	3.0	2.6	1	7.8	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ

*JICA 調査団が設定

4)　設計の概念

計画する河川水門施設は、ゲート（扉体、開閉装置、戸当たり、受電設備、予備エンジン発電機）、堰柱、門柱、操作台、ボックスカルバート、翼壁、胸壁、しゃ水壁、プレストレスドコンクリート矢板、基礎杭、しゃ水矢板、ハンドレール、らせん階段、すりつけ堤防で構成される。ゲート、しゃ水矢板、ハンドレール、らせん階段を除くそれぞれ構成要素は、鉄筋コンクリート、プレストレスドコンクリート、練石といったコンクリート構造とする。

扉体サイズ 10m2 以下の小形水門には、スライドゲートとローラゲートがあるが、本件ではローラゲートを選定する。本件水門施設でスライドゲートを選定した場合、1 枚当たり 100kN～200kN の開閉能力を必要とする。一方、ローラゲートを選定した場合、開閉能力は半分の 1 枚当たり 50kN～100kN となる。

扉体、戸当たり露出部、開閉装置は、鉄よりも海水中での耐食性に優れたオーステナイト系ステンレス SUS304 製とする。海水では塩化物の含有量、電気伝導度ともに真水の 100 倍程度と高く、鉄の腐食を加速する要因となっている。一方、鉄と異なり、ステンレス SUS304 の表面にはクロム酸化物の酸化被膜が形成されている。この酸化被膜は海水中でも母材の腐食を保護する機能を有しており、ステンレス SUS304 は鉄よりも海水中での耐食性に優れている。

海への吐口構造はプレストレスドコンクリート矢板とし、エプロン部は布団かごで保護する。こうして、波力による衝撃、波浪による地盤浸食でも倒壊しないようにする。プレストレスドコンクリート矢板は、コンクリート製品製造業者より調達する。

水門施設の上流側翼壁と既設河川／水路堤防との接続は、プレストレスドコンクリート矢板、またはすりつけ堤防により行う。すりつけ堤防は練石造とし、プレストレスドコンクリート矢板、すりつけ堤防の床部は布団かごを施工して流水浸食を防止する。

開閉装置は操作台に設置する。開閉装置は、ランニングコストが安く信頼性の高い電動ラックギアの選定を提案する。本件水門施設では扉体 1 枚当たり 50kN～100kN の開閉能力を必要とする。仮に日本国で開閉装置を調達する場合、規格化されている常用手動開閉装置の最大開閉能力は 40kN までであるので電動開閉装置を選定することになる。開閉装置には、停電時あるいはモーター故障に備え非常用手動開閉機構を装着する。開閉装置の電源は、220V × 60Hz 3 相の商用電力を Leyte II Electric Cooperative, INC. (Leyeco II)より購入する。商用電力の停電時に備え、予備エンジン発電機を設置して 220V × 60Hz 3 相を供給できるようにする。

基礎杭は、構造物荷重を地盤に伝達するために施工する。基礎杭の支持力は DPWH が外注調査している標準貫入試験の N 値によって評価する。杭基礎先端の支持層は、砂質地盤でN値30以上、粘質地盤でN値20以上がそれぞれ3m以上の厚さを要する地盤層とする。

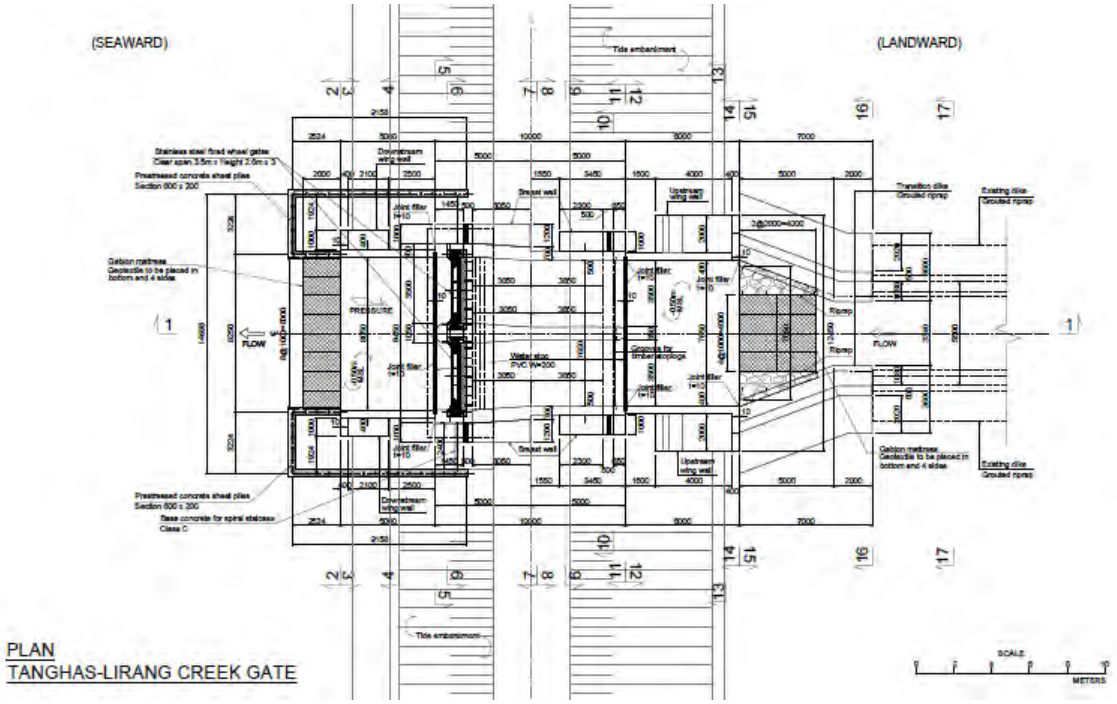
しゃ水矢板は、パイピング現象により構造物底版下の土粒子が移動し、基礎地盤が破壊されないように施工する。パイピング現象とは、潮位と内陸側水位との差により、構造物底版下に沿って浸透流が発生することである。しゃ水矢板は、鋼製とする。

ハンドレール、らせん階段は、防食塗装あるいは溶解亜鉛メッキにより表面を保護し、海水と潮風による腐食を防止する。

5)　河川水門施設の形状

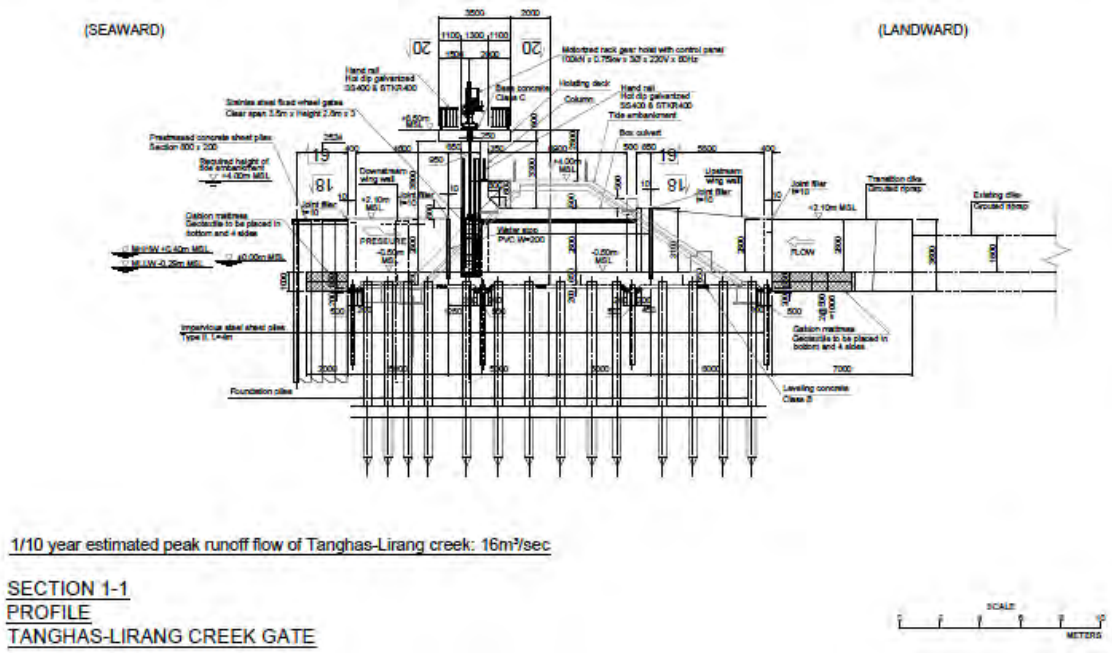
以上までの設計条件により設計作業を行った結果、本件の河川水門施設の形状は下記図面の通りである。

a) **Tanghas- Lirang Creek Gate in Tacloban city**



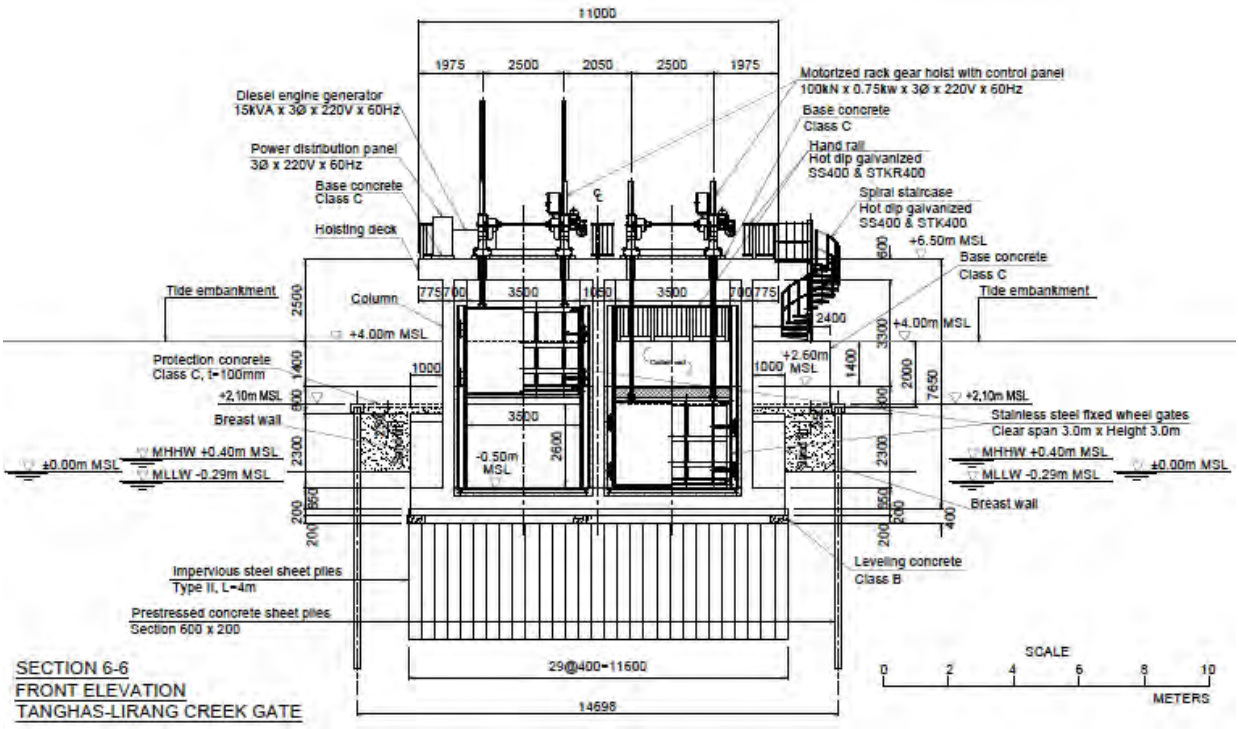
Source: JICA Study Team

図 2.2-64　Tanghas- Lirang Creek Gate 平面図



Source: JICA Study Team

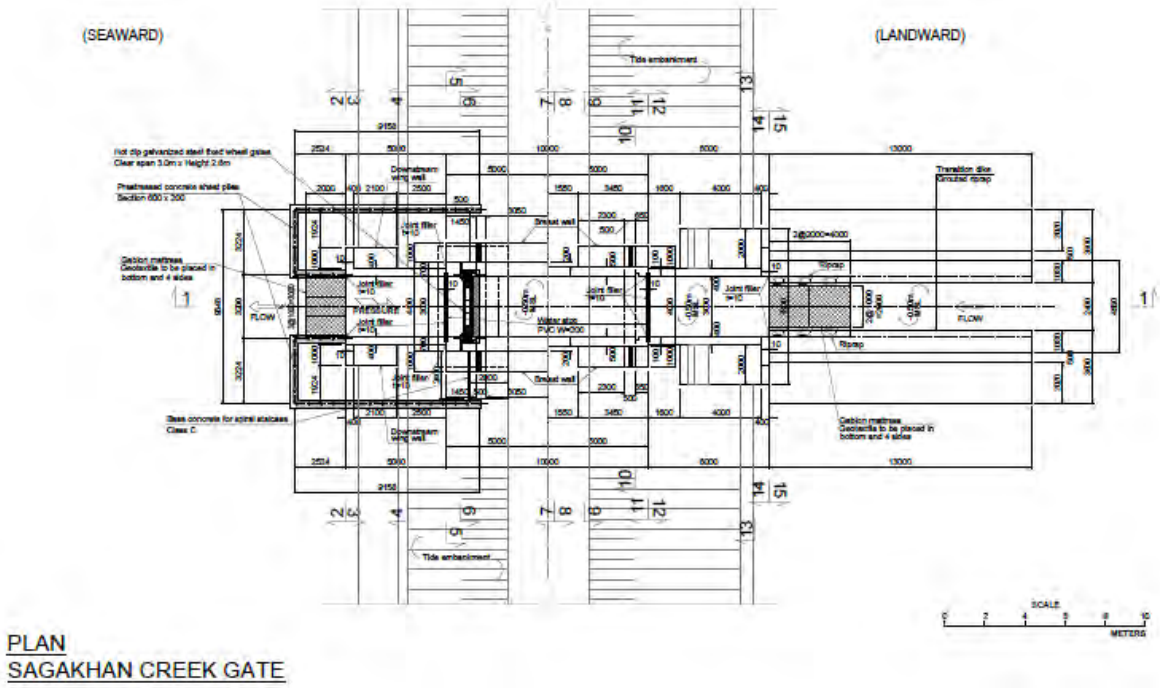
図 2.2-65　Tanghas- Lirang Creek Gate 縦断面図



Source: JICA Study Team

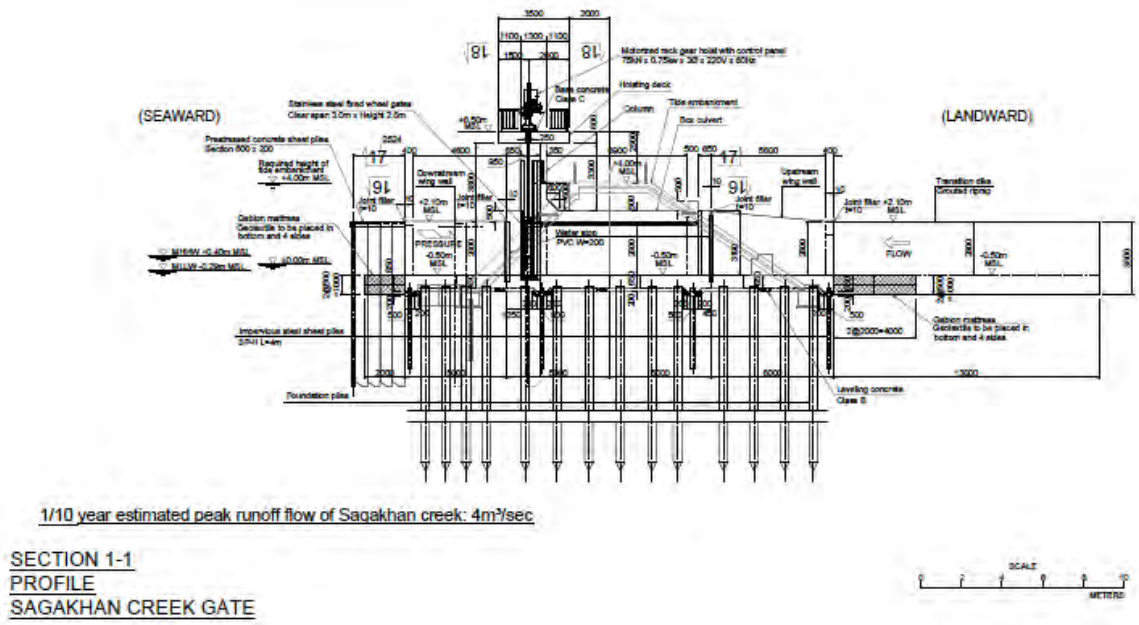
図 2.2-66　Tanghas- Lirang Creek Gate 海側正面図

b) **Sagakhan Creek Gate in Tacloban city**



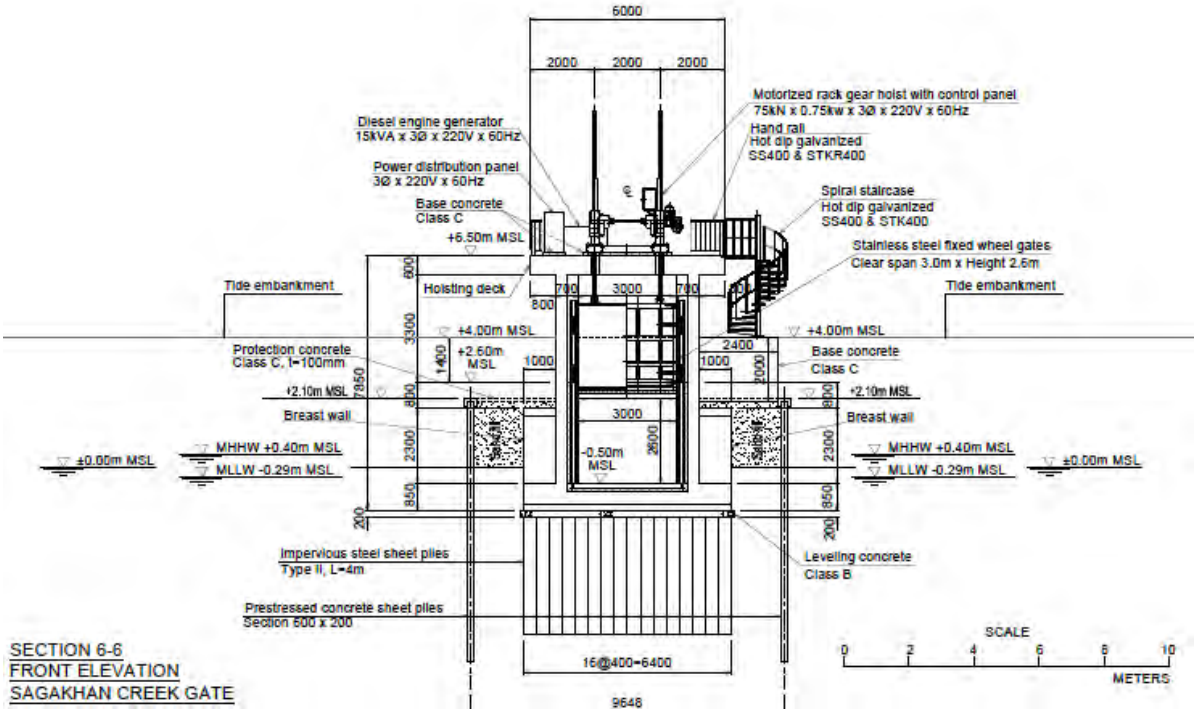
Source: JICA Study Team

図 2.2-67　Sagakhan Creek Gate 平面図



Source: JICA Study Team

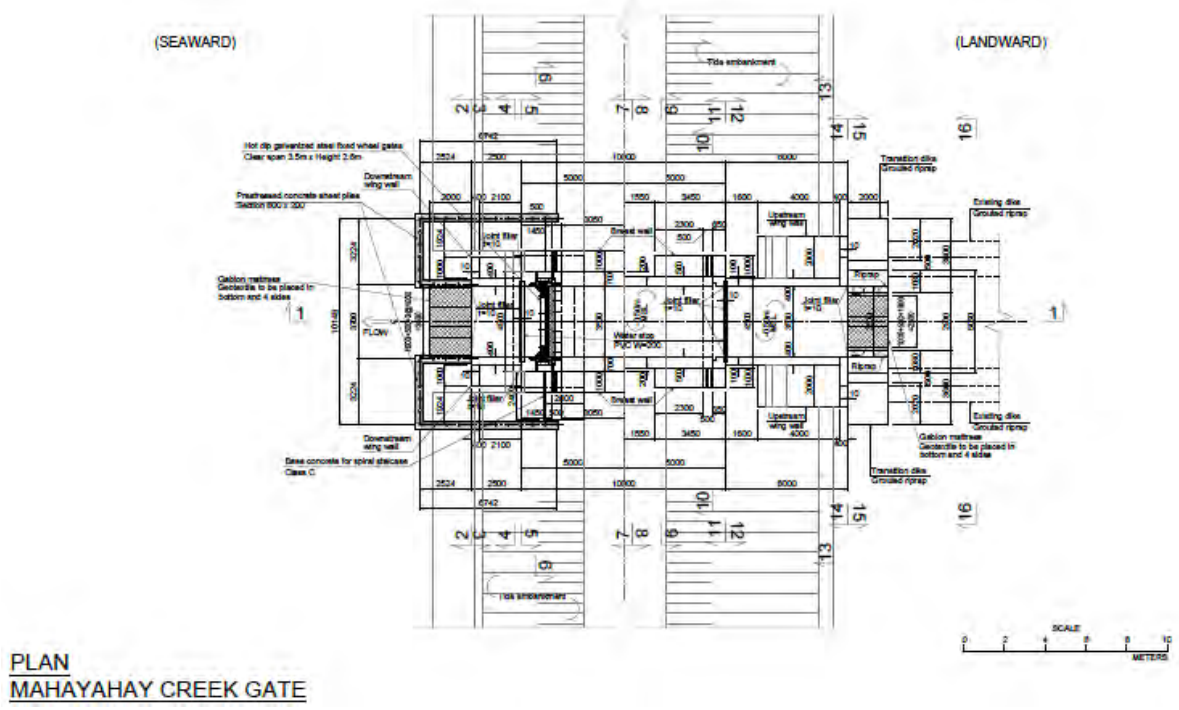
図 2.2-68　Sagakhan Creek Gate 縦断面図



Source: JICA Study Team

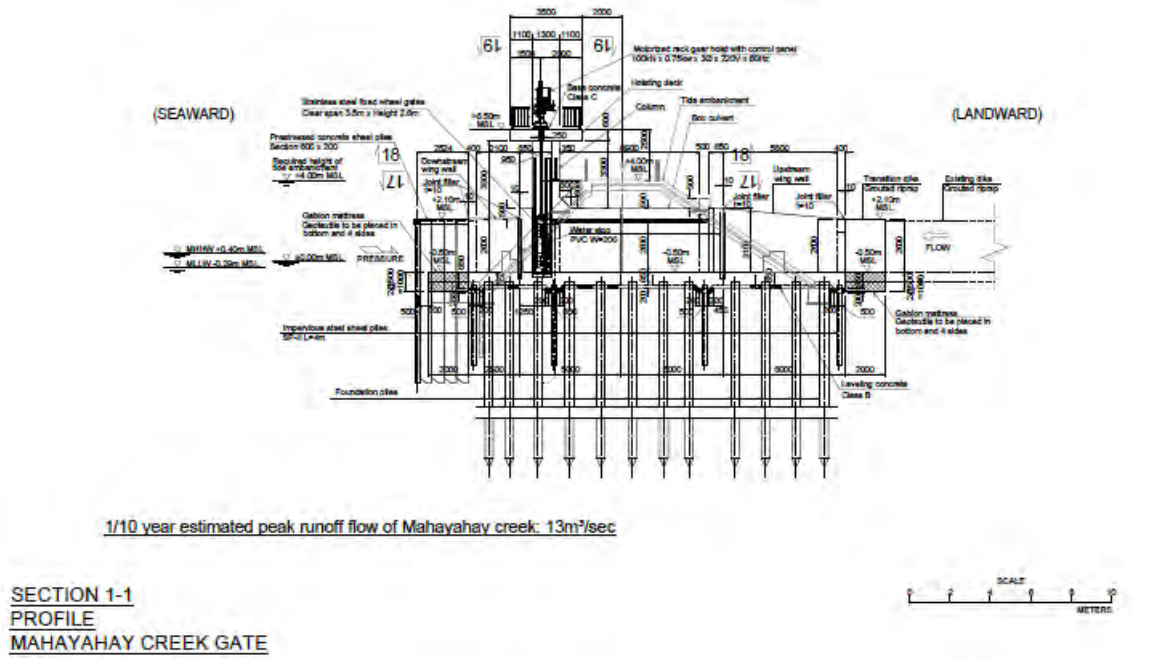
図 2.2-69　　Sagakhan Creek Gate 海側正面図

c) **Mahayahay Creek Gate in Tacloban city**



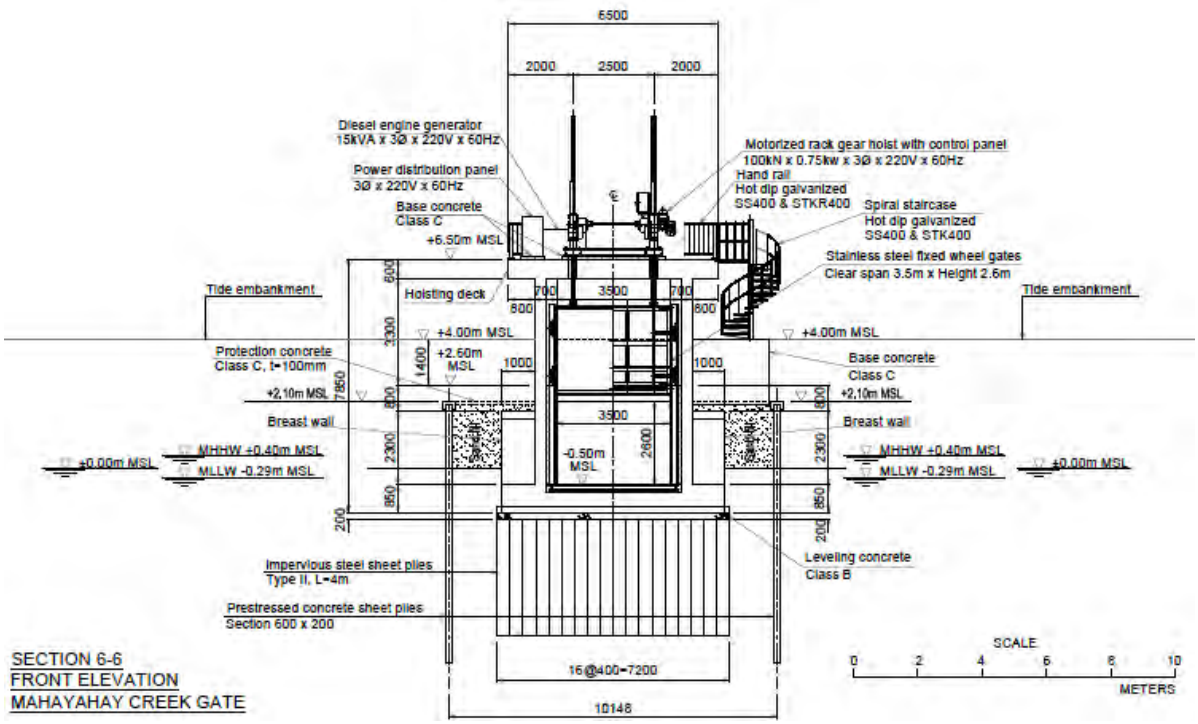
Source: JICA Study Team

図 2.2-70　Mahayahay Creek Gate 平面図



Source: JICA Study Team

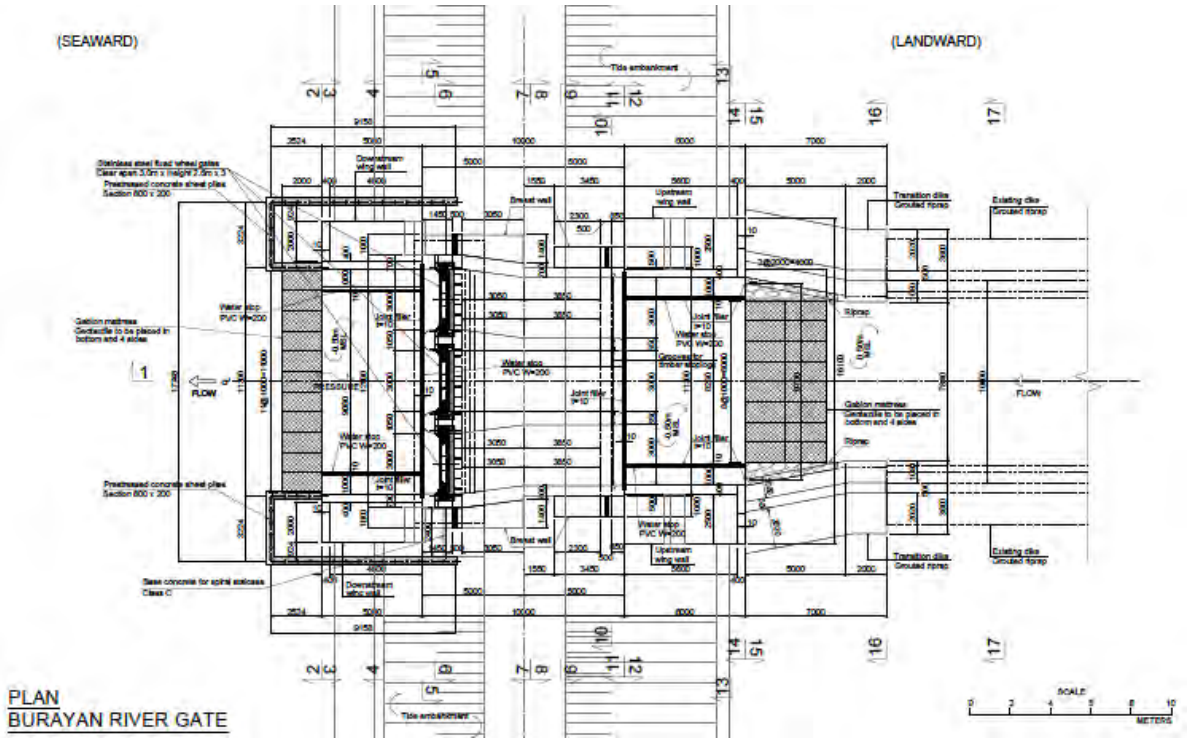
図 2.2-71　Mahayahay Creek Gate 縦断面図



Source: JICA Study Team

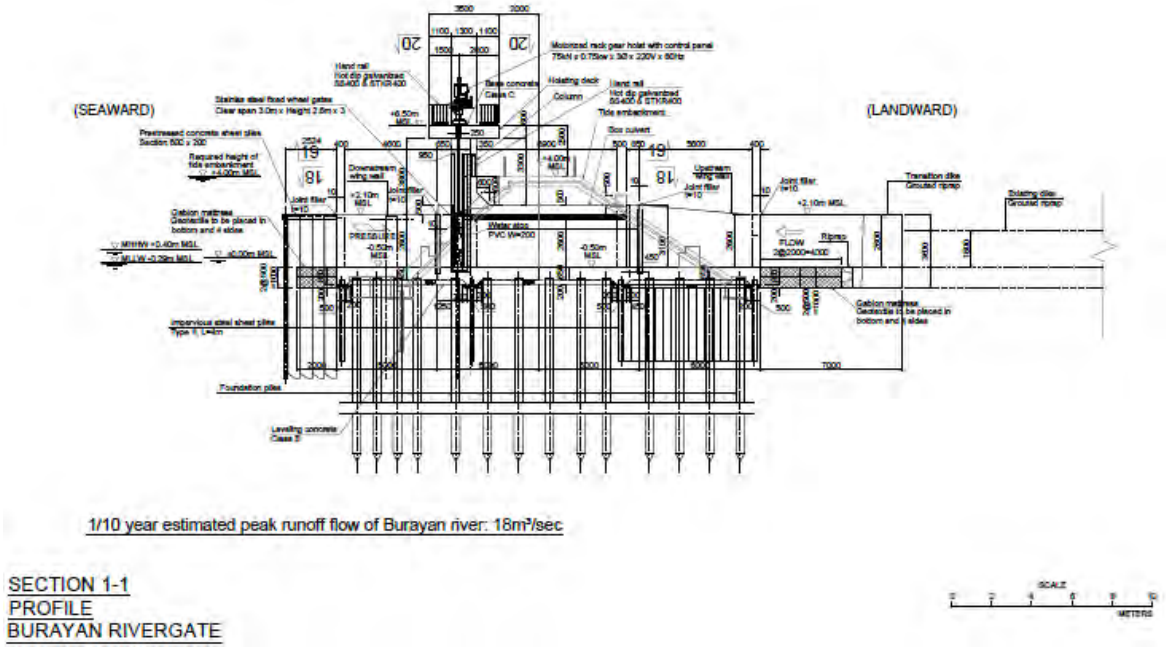
図 2.2-72　Mahayahay Creek Gate 海側正面図

d) **Burayan River Gate in Tacloban city**



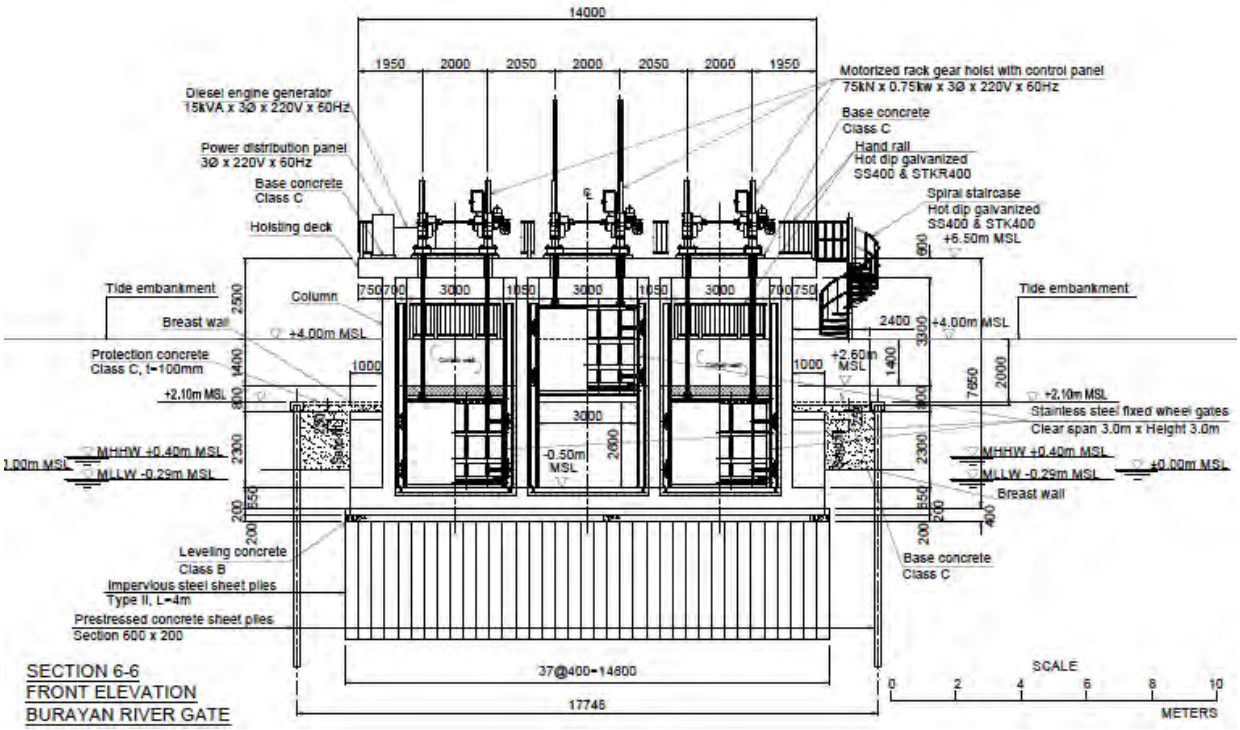
Source: JICA Study Team

図 2.2-73　Burayan River Gate 平面図



Source: JICA Study Team

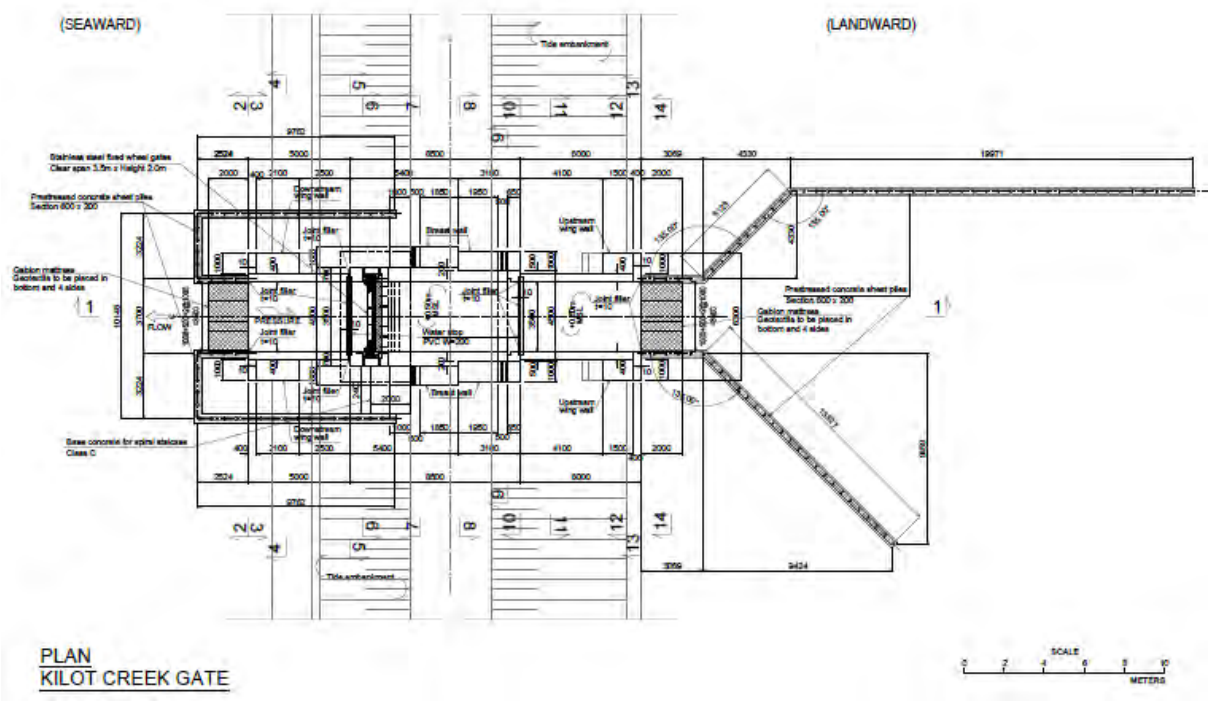
図 2.2-74　**Burayan River Gate 縦断面図**



Source: JICA Study Team

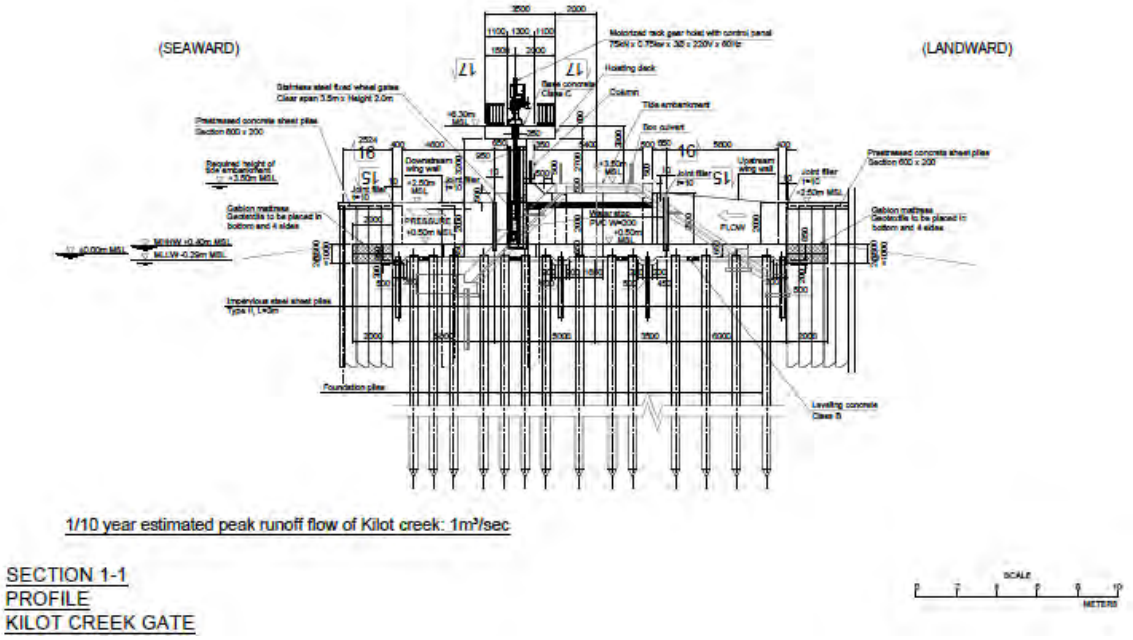
図 2.2-75　**Burayan River Gate 海側正面図**

e) Kilot Creek Gate in Palo Municipality



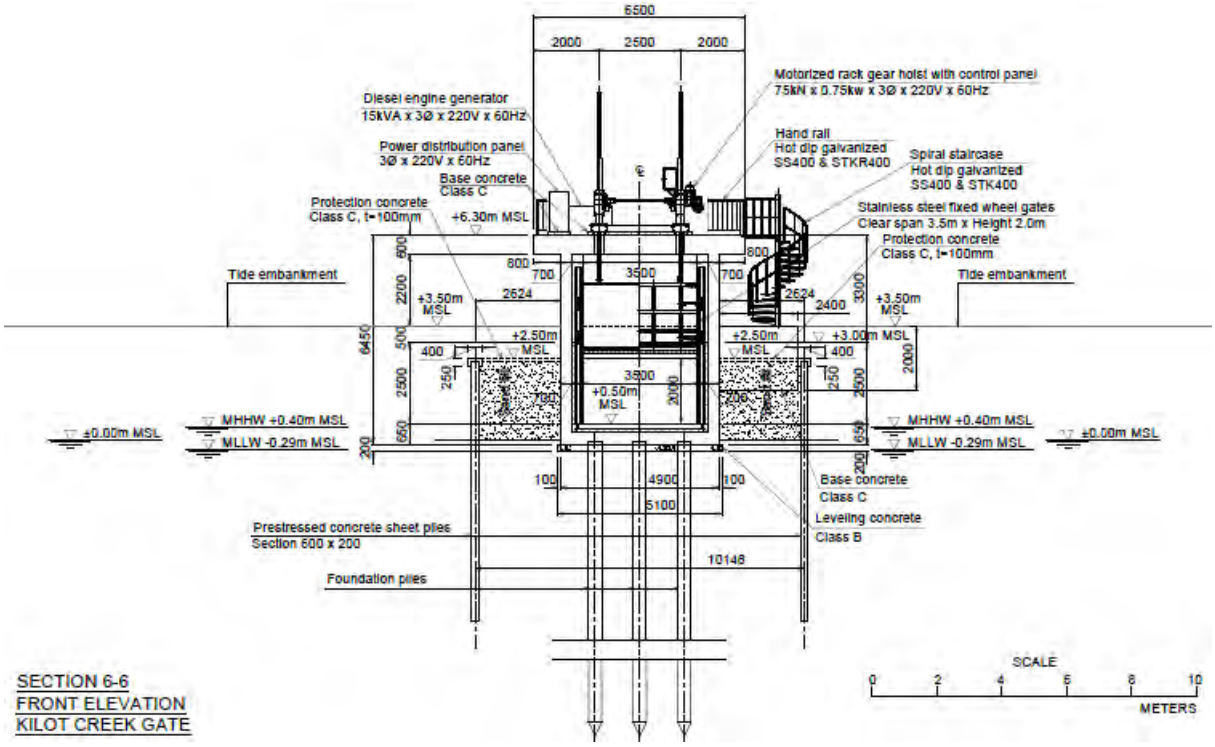
Source: JICA Study Team

図 2.2-76　Kilot Creek Gate 平面図



Source: JICA Study Team

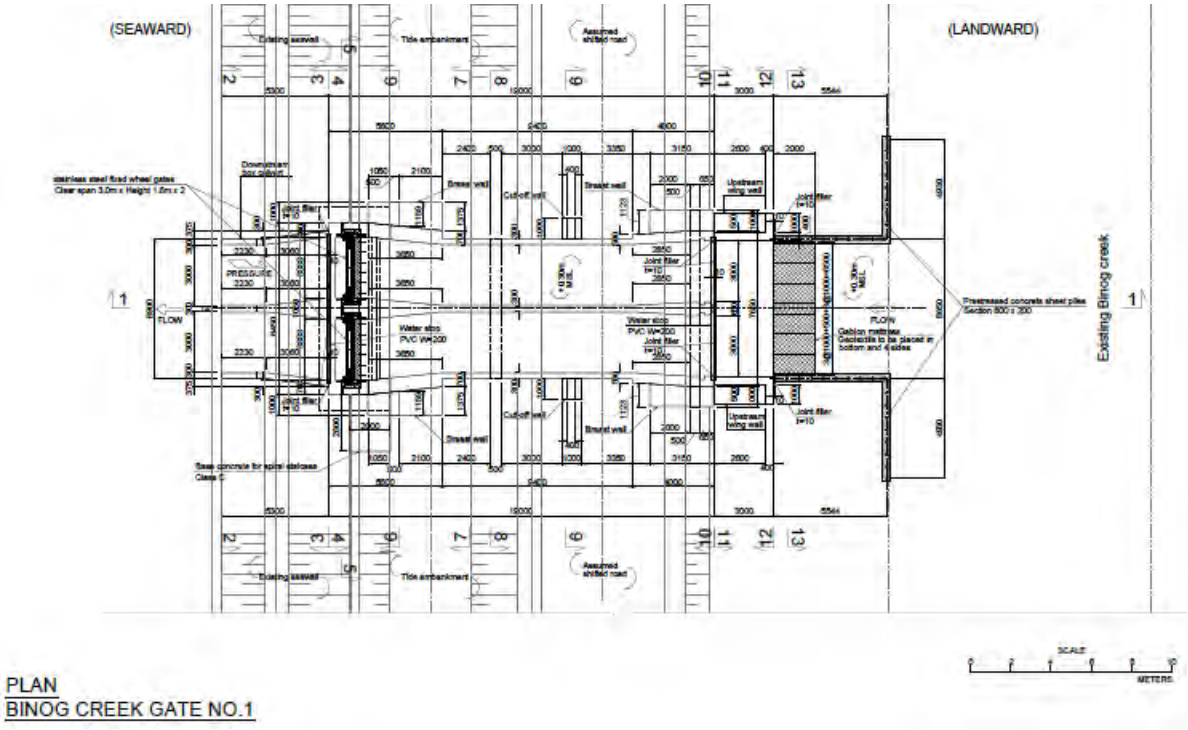
図 2.2-77　Kilot Creek Gate 縦断面図



Source: JICA Study Team

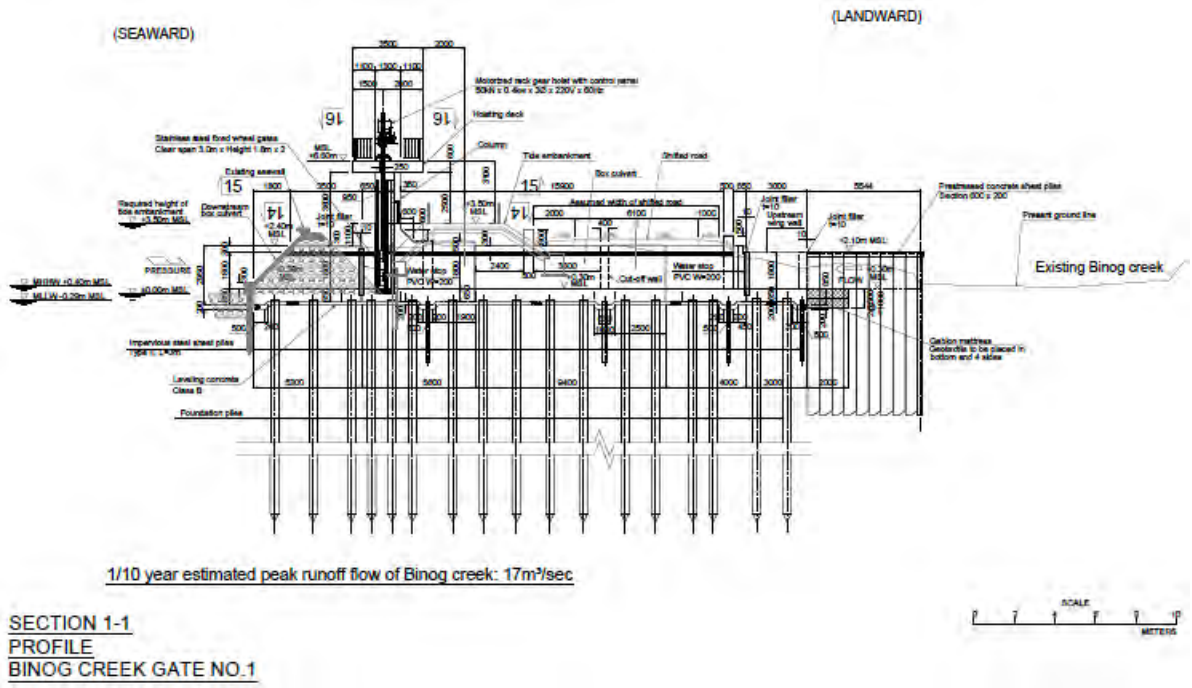
図 2.2-78　Kilot Creek Gate 海側正面図

f) **Binog Creek Gate No.1 in Palo Municipality**



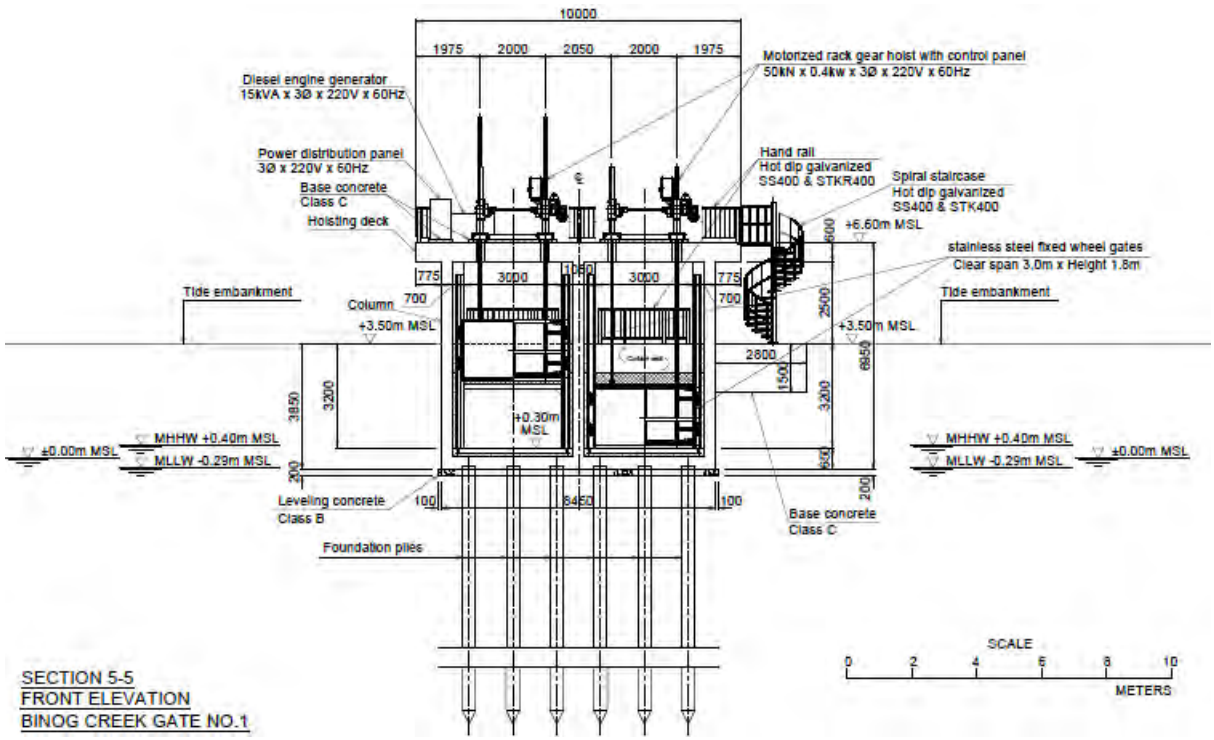
Source: JICA Study Team

図 2.2-79　Binog Creek Gate No.1 平面図



Source: JICA Study Team

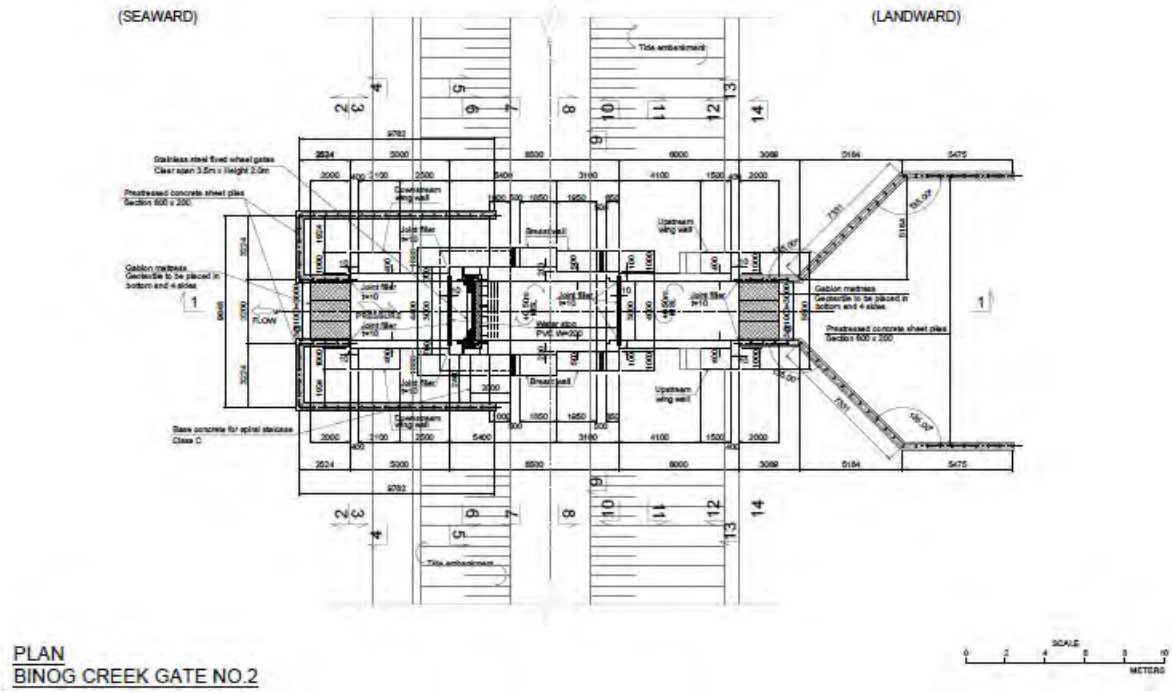
図 2.2-80　Binog Creek Gate No.1 縦断面図



Source: JICA Study Team

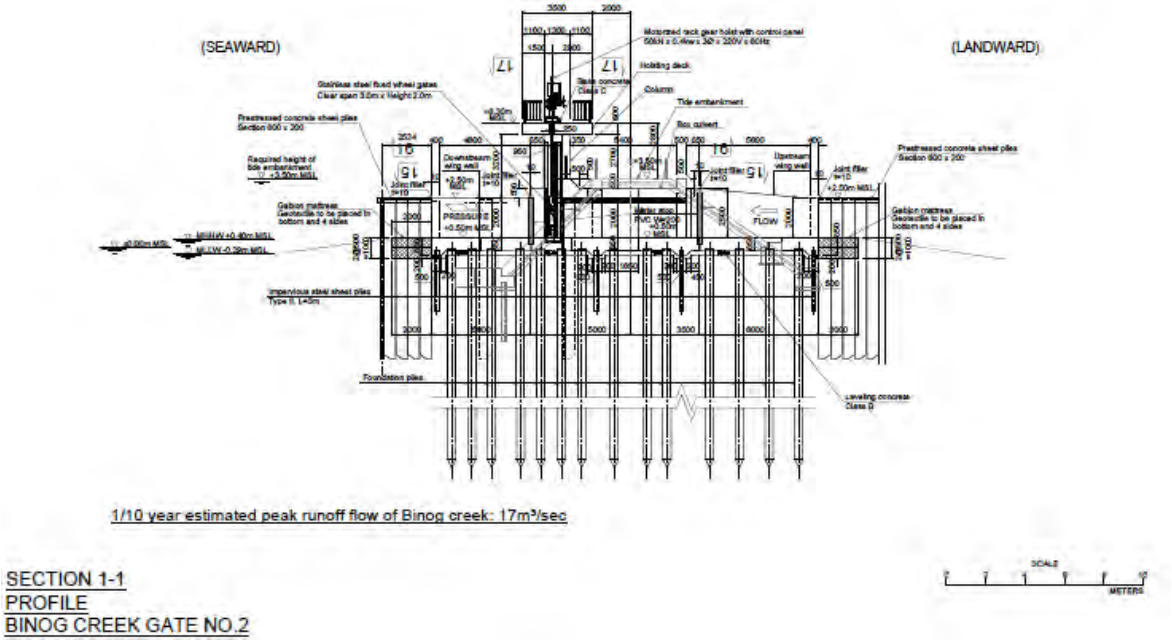
図 2.2-81　Binog Creek Gate No.1 海側正面図

g) **Binog Creek Gate No.2 in Palo Municipality**



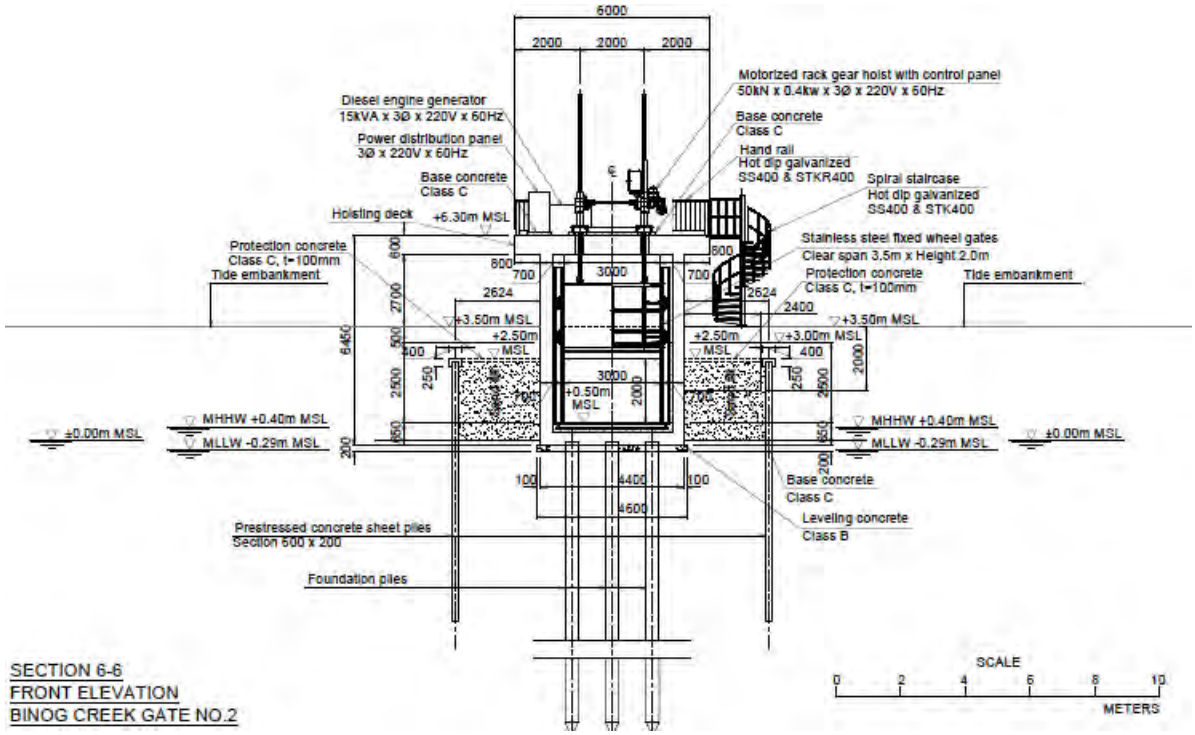
Source: JICA Study Team

図 2.2-82　Binog Creek Gate No.2 平面図



Source: JICA Study Team

図 2.2-83　Binog Creek Gate No.2 縦断面図



Source: JICA Study Team

図 2.2-84　Binog Creek Gate No.2 海側正面図

(9)　バック堤の計画

防潮堤の設計では、河口における吐口処理方式（河口処理）については水門やバック堤などいくつかの選択肢があり、これらは河川の規模、建設費や社会背景などを勘案して決定される。Bangon 川については、DPWH Reed Bridge 2 と Bernard Reed Bridge の区間において、すでに 50 年確率規模の洪水防御を目的とした堤防を建設している。調査団はこれに準拠し当川の河口処理についてはバック堤を適用することとする。

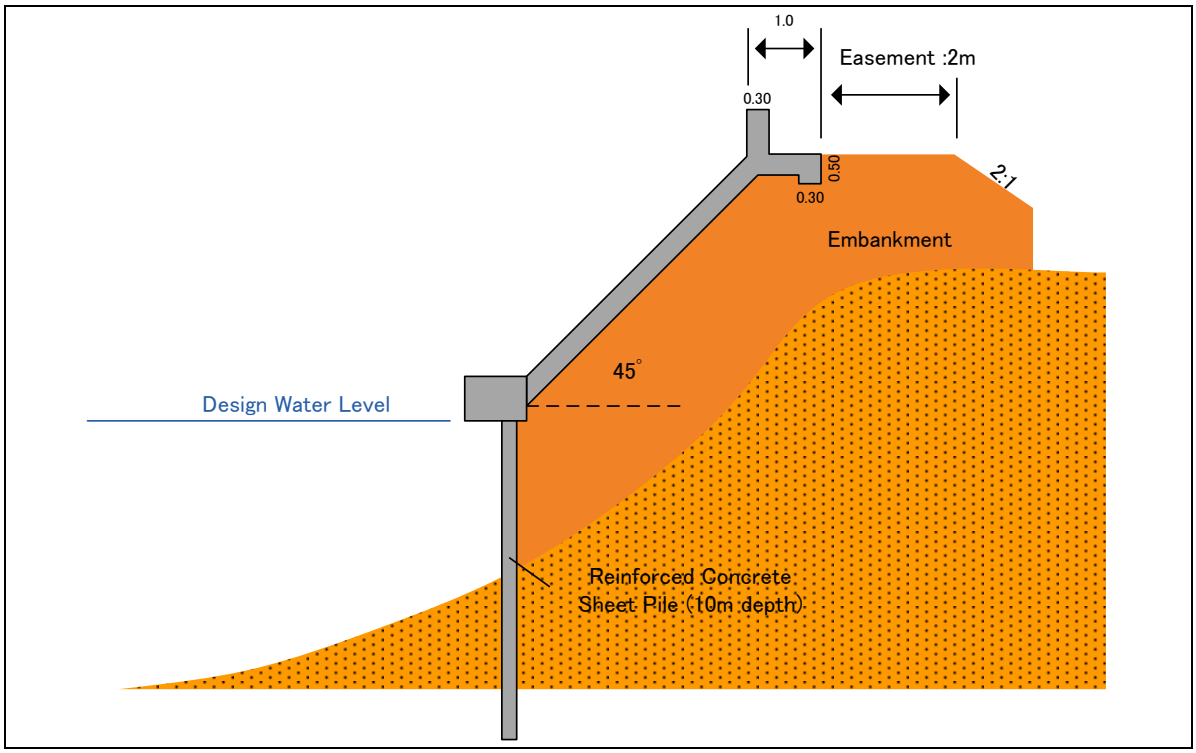
1)　計画方針

a) 目標とする確率規模

DPWH の設計によると、処理をする洪水規模を 2011 年 3 月 16 日洪水相当としており堤防を設計している。この洪水は 50 年規模に相当するという証言を DPWH の職員より得ている。

b) 構造タイプ

DPWH の設計している堤防の構造は基本的に土盛り堤である。設計堤防高は不明であるが川表の勾配は 1:1、川裏勾配は 2:1 であり、天端には 60cm のパラペットが付帯している。側壁は直立の RC 矢板（深さ 10m）が打ち込まれている。

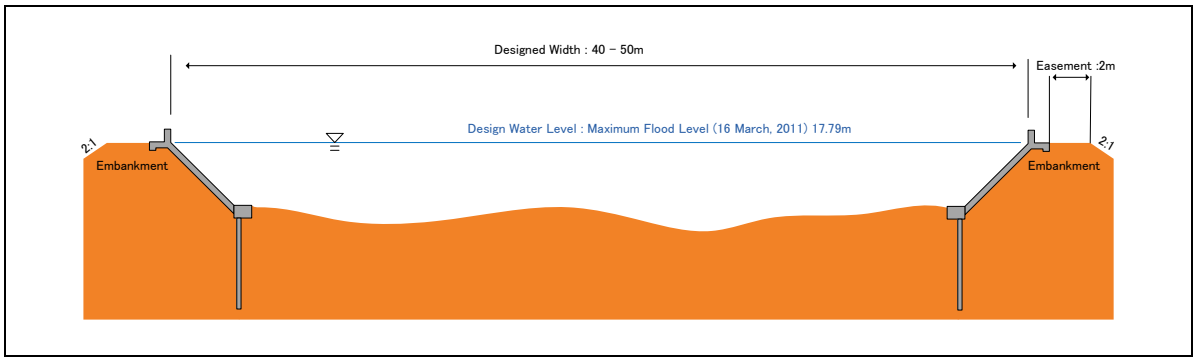


引用：DPWH

図 2.2-85　堤防の構造

2)　横断計画

図 2.2-86 に DPWH が設計している定規断面の基本断面を示す。確認した図面では具体的な堤防幅、堤防高は記載されていないが、堤防建設箇所に河道拡幅の形跡がないことから現況の河道幅と同様 40～50m と推察される。洪水時の最大水位は 17.79m と記載があるがその基底高さは不明である。



Source: DPWH

図 2.2-86　DPWH が設計している横断面

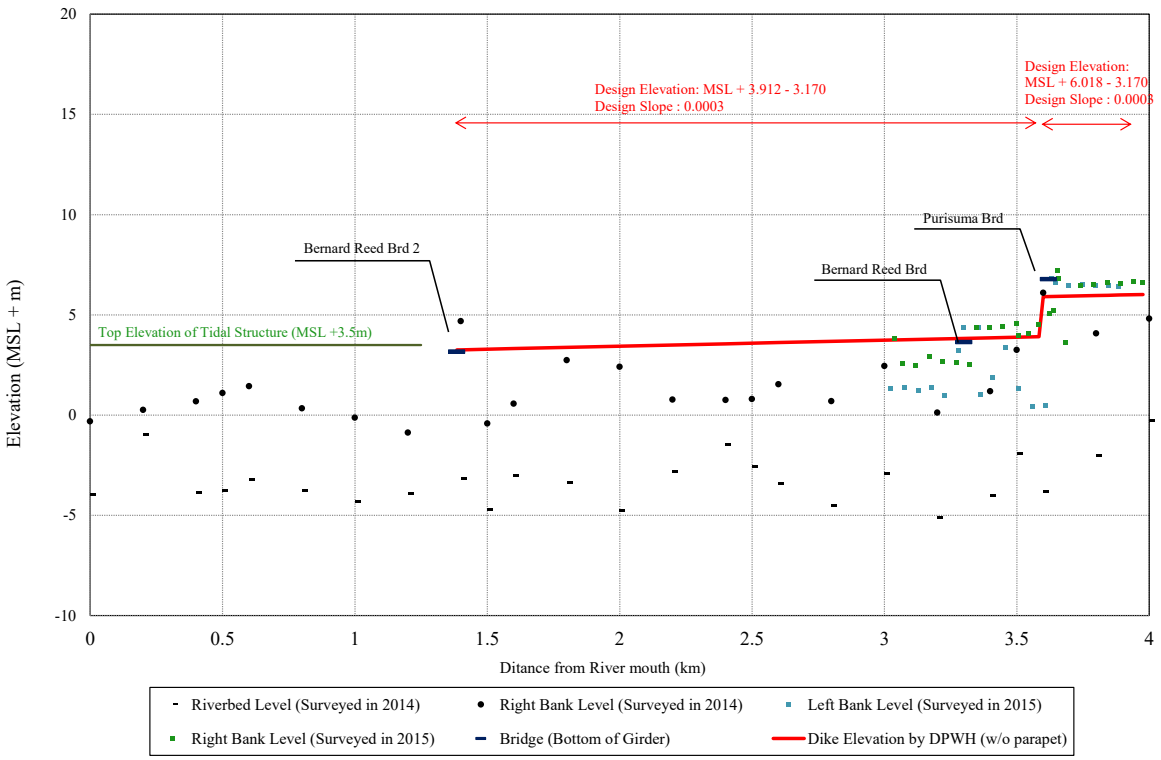
3)　DPWH が計画している堤防線形

図 2.2-87 に DPWH が計画している堤防線形を示す。DPWH は防潮堤設置地点の Bernard Reed Bridge 2 から上流の Purisima Bridge までの 1.9km を堤防区間としている。堤防は 1) Pursima Bridge 上流の両岸、2) Bernard Reed Bridge-Pursima Bridge 間の右岸、3) Bernard Reed Bridge 上流 50m の左岸において既に建設されている。

図 2.2-88 に DPWH が設計した堤防高および現況の堤防高を示す。堤防高については具体的な堤防高がなかったが、設計勾配が 0.0003 との記載があったためこれを基に堤防高を描画した。この設計勾配を採用した場合、Bernard Reed Bridge 2 の桁下高は設計堤防高よりも低くなることが確認された。

Source of Alignment: DPWH
(c)CNES 2014,Distribution Astrium Services / SpotImage,
(c)DigitalGlobe

図 2.2-87　DPWH が計画している堤防線形

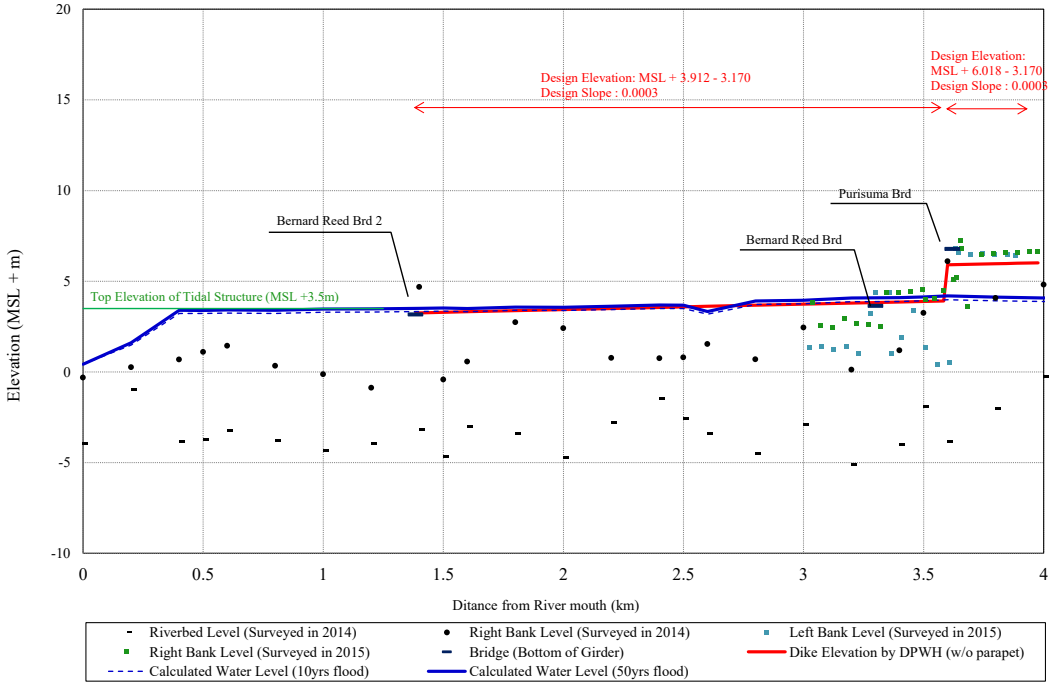


*堤防高にパラペット高（60cm）は含まれない。

図 2.2-88　DPWH によって設計された縦断線形

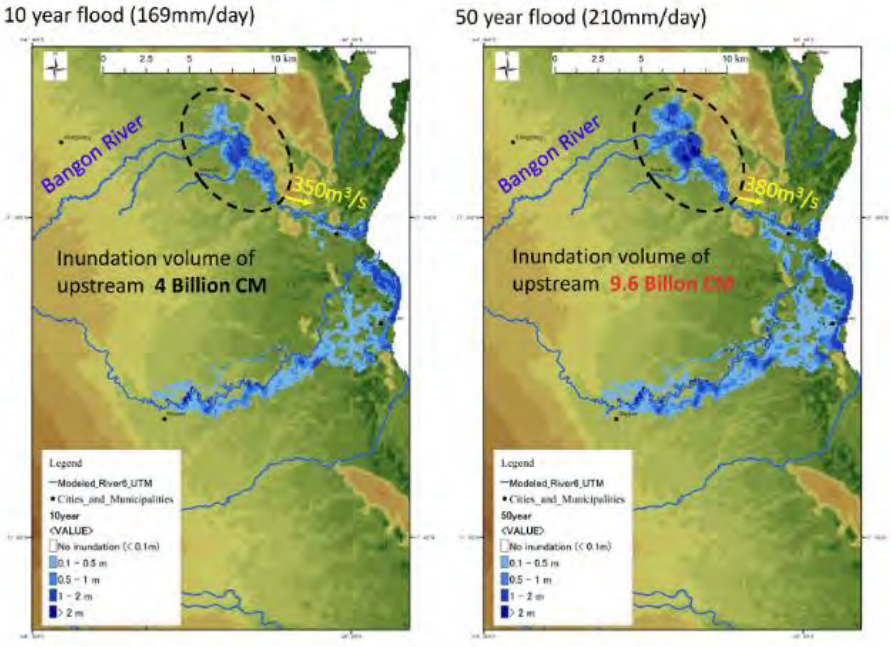
4)　DPWH による堤防の洪水対策の評価の検証

ここでは DPWH が設計した堤防の洪水処理効果について不等流計算により検証した。50 年洪水流量の水位と堤防水位を比較したが計算水位の方が高いことが確認され、設計堤防水位は 10 年程度の洪水処理効果しか確保できないことが確認された。.



*不等流計算の境界条件として、50 年確率流量（380 m^3/s）と 10 年確率流量（350m^3/s）を与えている。これらは上流における氾濫による貯留効果を見込んでいる。

図 2.2-89　計算水位と設計水位の比較



*出典：JICA 調査団

図 2.2-90　氾濫ボリュームと Bangon 川下流への洪水流量との関係

2.2.7　ボックスカルバート

(1)　現況調査

現地調査および二つの地方政府と DPWH 第 VIII 地区からのデータ収集によって得られたタクロバン市とパロ町の排水出口の現況に基づき、新規に整備される防潮堤沿いの雨水排水が計画された。

タクロバン市とパロ町のセクション 3 と 4 に新規に整備される防潮堤沿いの排水出口の現在の状況が現地調査、二つの地方政府からのデータ収集により調査された。この現地調査に基づき、既存排水出口のリストと位置は、以下の表と図に示される通りである。

表 2.2-28　セクション 3 と 4 の既存排水出口一覧

NO.	SEC.	LGU	STATION	STRUCTURE	STATUS	REMARKS
1	3-1	TC	0+046	1 ROW - 0.610 m Ø RCPC	ACTIVE	AT BALYUAN SITE
2	3-1	TC	0+131	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	ALONG REAL STREET
3	3-1	TC	0+307	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	ALONG REAL STREET
4	3-1	TC	0+378	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	ALONG REAL STREET
5	3-1	TC	0+430	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	
6	3-1	TC	0+492	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	OUTLET IN PAMPANGO
7	3-1	TC	1+364	**ASLUM BRIDGE**	ACTIVE	TANGHAS LIRANG CREEK
8	3-1	TC	1+930	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	EXISTING WITH HEADWALLS
9	3-1	TC	2+123	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	

10	3-1	TC	2+393	BOX CULVERT	ACTIVE	SAGKAHAN CREEK
11	3-1	TC	2+441	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	
12	3-1	TC	2+562	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	BACK OF ASTRODOME
13	3-1	TC	2+681	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	AT ASTRODOME - ALONG REAL STREET
14	3-2	TC	2+877	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	ALONG REAL STREET
15	3-2	TC	2+922	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	ALONG REAL STREET
16	3-2	TC	3+100	BOX CULVERT	ACTIVE	MAHAYAHAY CREEK
17	3-3	TC	4+382	**BURAYAN BRIDGE**	ACTIVE	BURAYAN RIVER
18	3-3	TC	5+493	OPEN LINED CANAL 0.9m(W)x0.8m(H)	ACTIVE	
19	3-3	TC	5+422	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	
20	3-3	TC	9+702	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	
21	3-3	TC	9+748	1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	
22	4-1	TC		BOX CULVERT 2m(W)x0.5m(H)	CLOGGED	
23	4-1	TC		Swamp (1)		
24	4-2	TC		Swamp (2)		
25	4-2	TC		Swamp (3)		
26	4-2	PL		Swamp (4)		
27	4-2	PL		Swamp (5)		
28	4-2	PL		Swamp (6)		
29	4-3	PL	8+850	**PAYAPAY BRIDGE**	ACTIVE	KILOT CREEK
30	4-3	PL	9+222	2 BARREL - 2.5m(W)x1.8m(H)x15m(L) BOX CULVERT	ACTIVE	BINOG CREEK
31	4-4	PL	10+150	1 BARREL - 2.7m(W)x1.7m(H)x12.80m(L) BOX CULVERT	ACTIVE	
32	4-5	PL		RCPC	ACTIVE	
33	4-5	PL		RCPC	ACTIVE	
34	4-5	PL	10+893	Swamp (BOX CULVERT in the upstream)	ACTIVE	
35	4-7	PL		CHANNEL FROM A FISH POND	ACTIVE	LEFT BANK OF BANGON RIVER
36	NA	PL		CONFLUENCE OF A TRIBUTARY	ACTIVE	LEFT BANK OF BANGON RIVER
37	NA	PL		NATURAL CHANNEL FROM A SWAMP		RIGHT BANK OF BANGON RIVER
38	NA	PL		1 ROW -0.6m Ø RCPC	ACTIVE	RIGHT BANK OF BANGON RIVER
39	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	RIGHT BANK OF BANGON RIVER
40	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	RIGHT BANK OF BANGON RIVER UNDER BRIDGE
41	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	RIGHT BANK OF BANGON RIVER
42	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	ACTIVE	LEFT BANK OF BANGON RIVER

* TC: Tacloban, PL: Palo

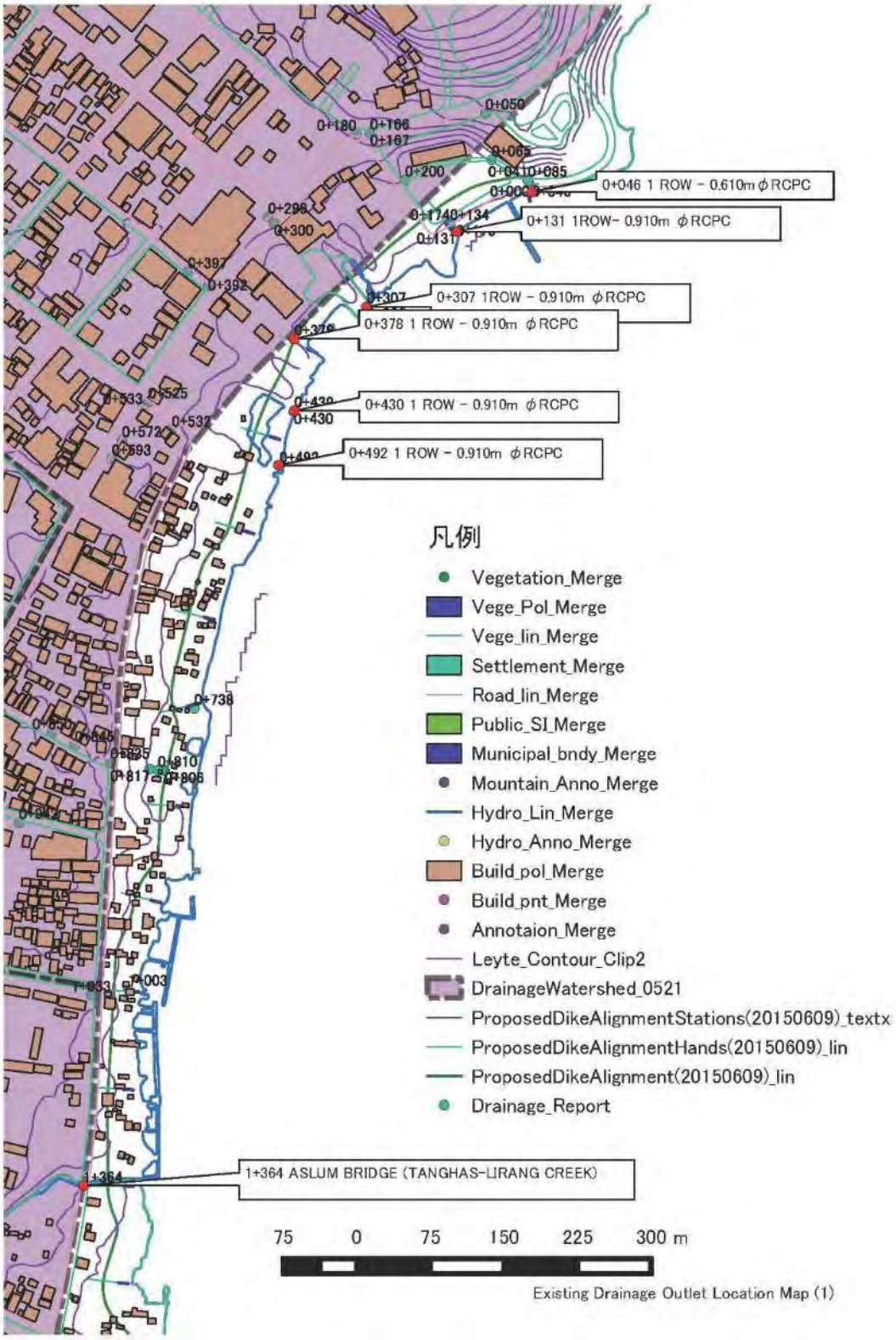


図 2.2-91　既存排水出口の位置図 (1)

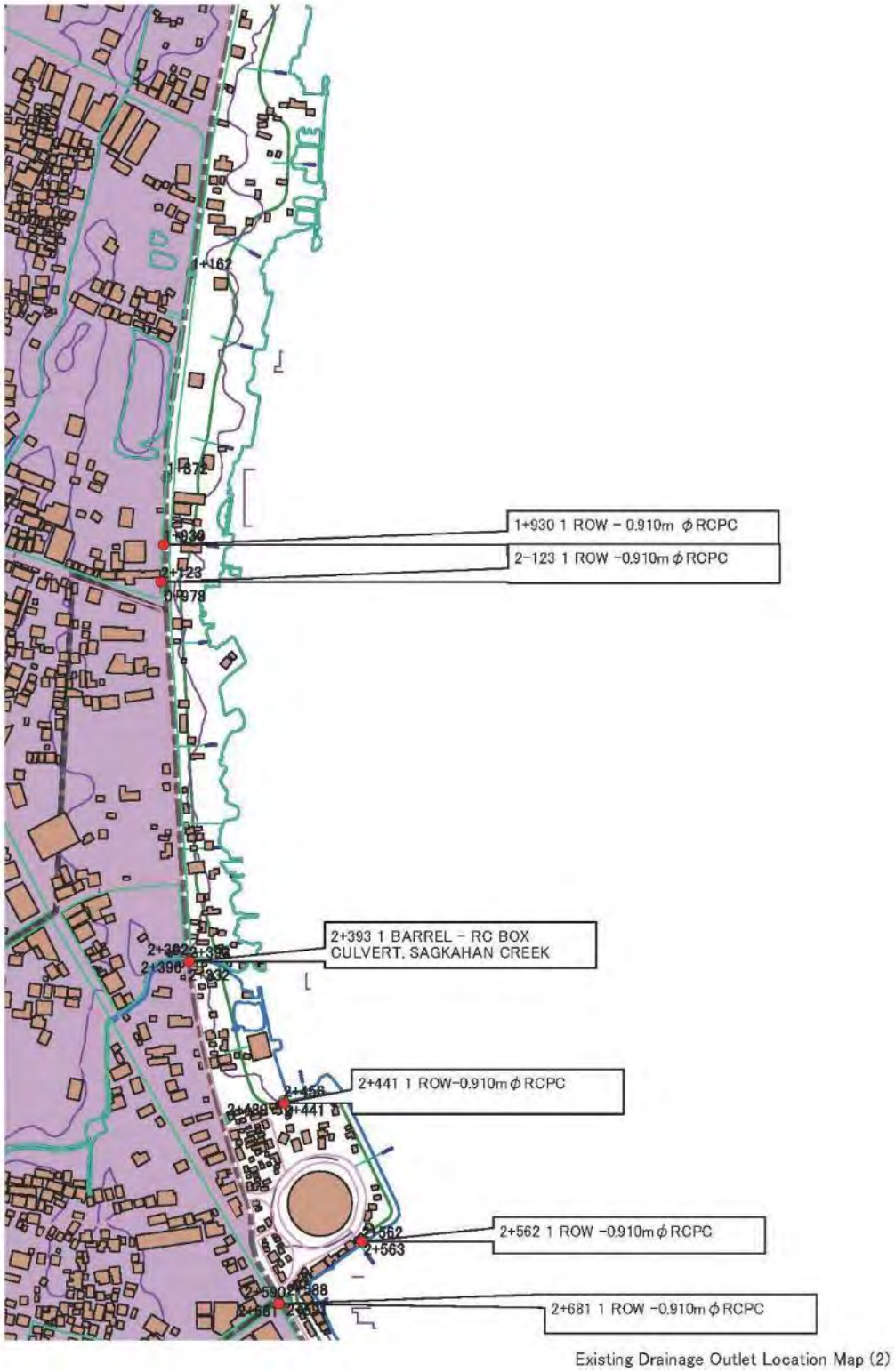


図 2.2-92　既存排水出口の位置図 (2)

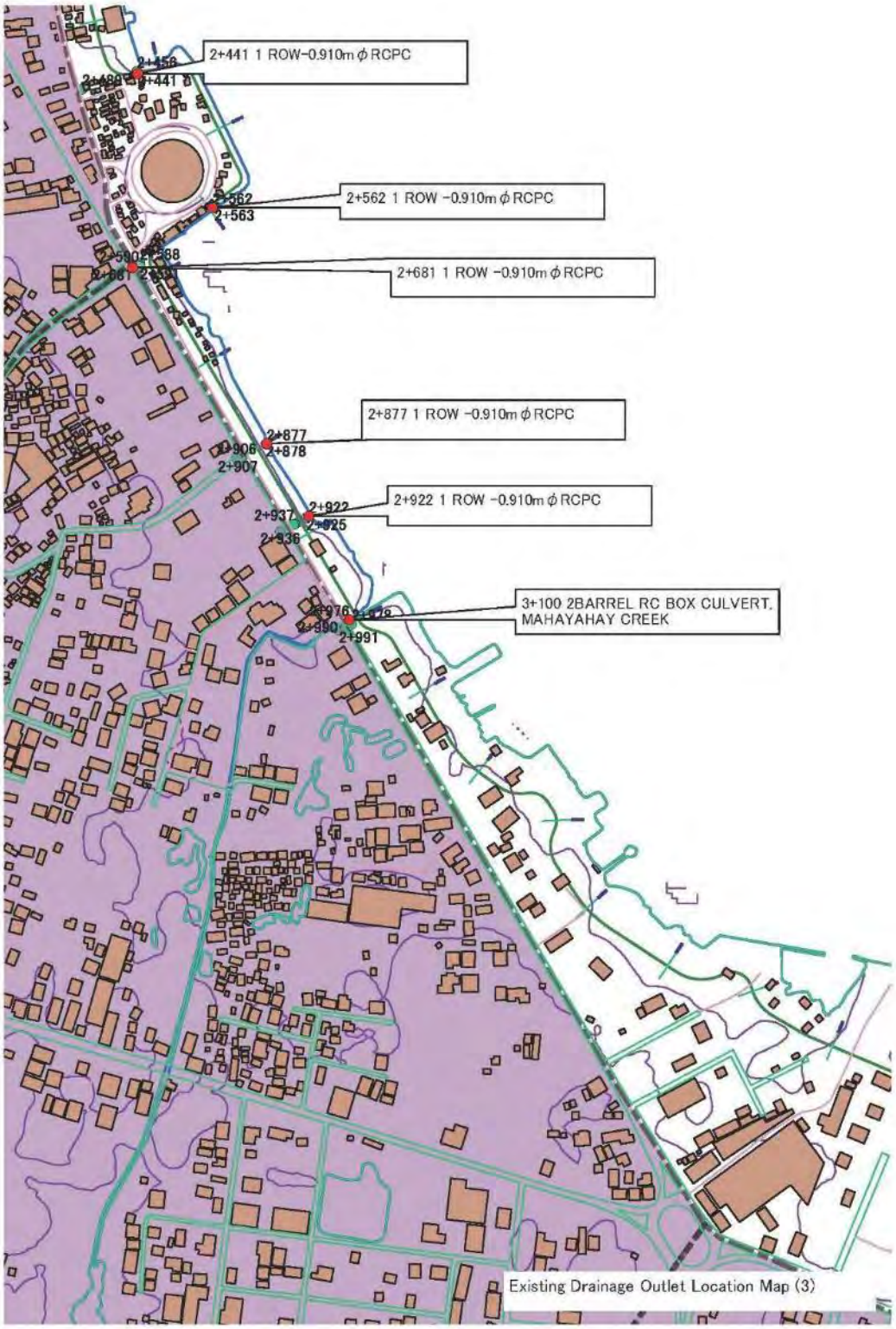


図 2.2-93　既存排水出口の位置図(3)

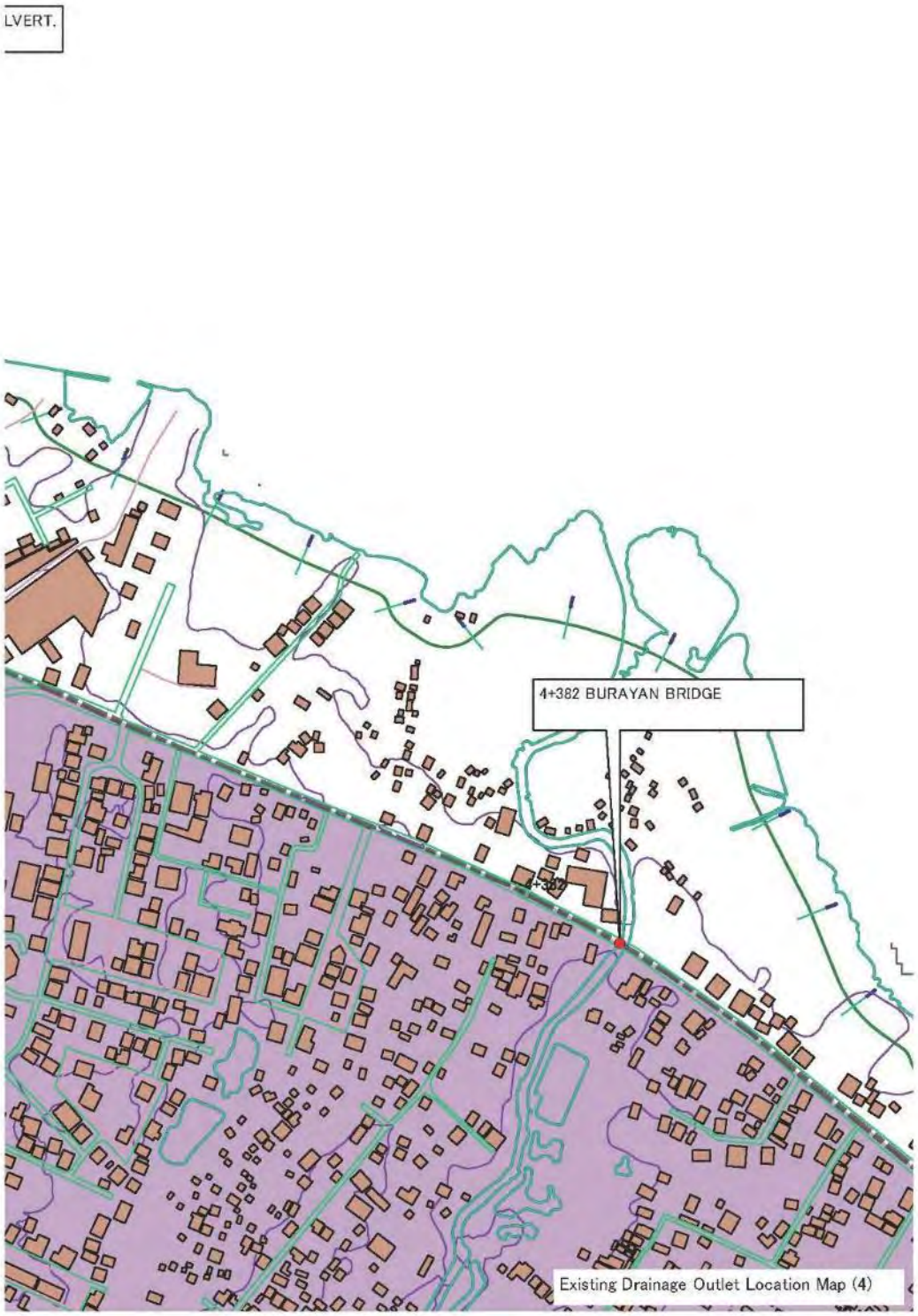


図 2.2-94　既存排水出口の位置図(4)

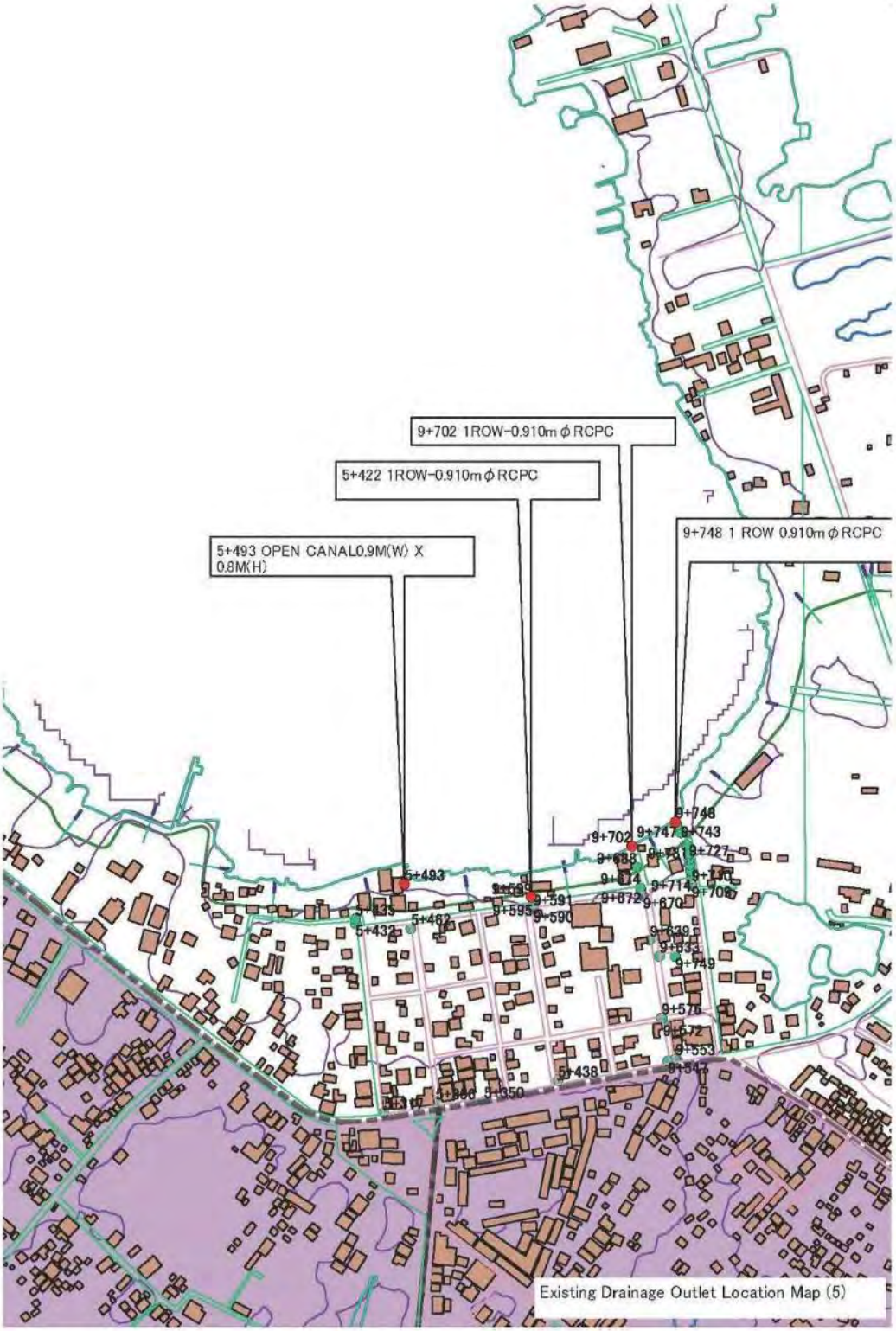


図 2.2-95　既存排水出口の位置図 (5)

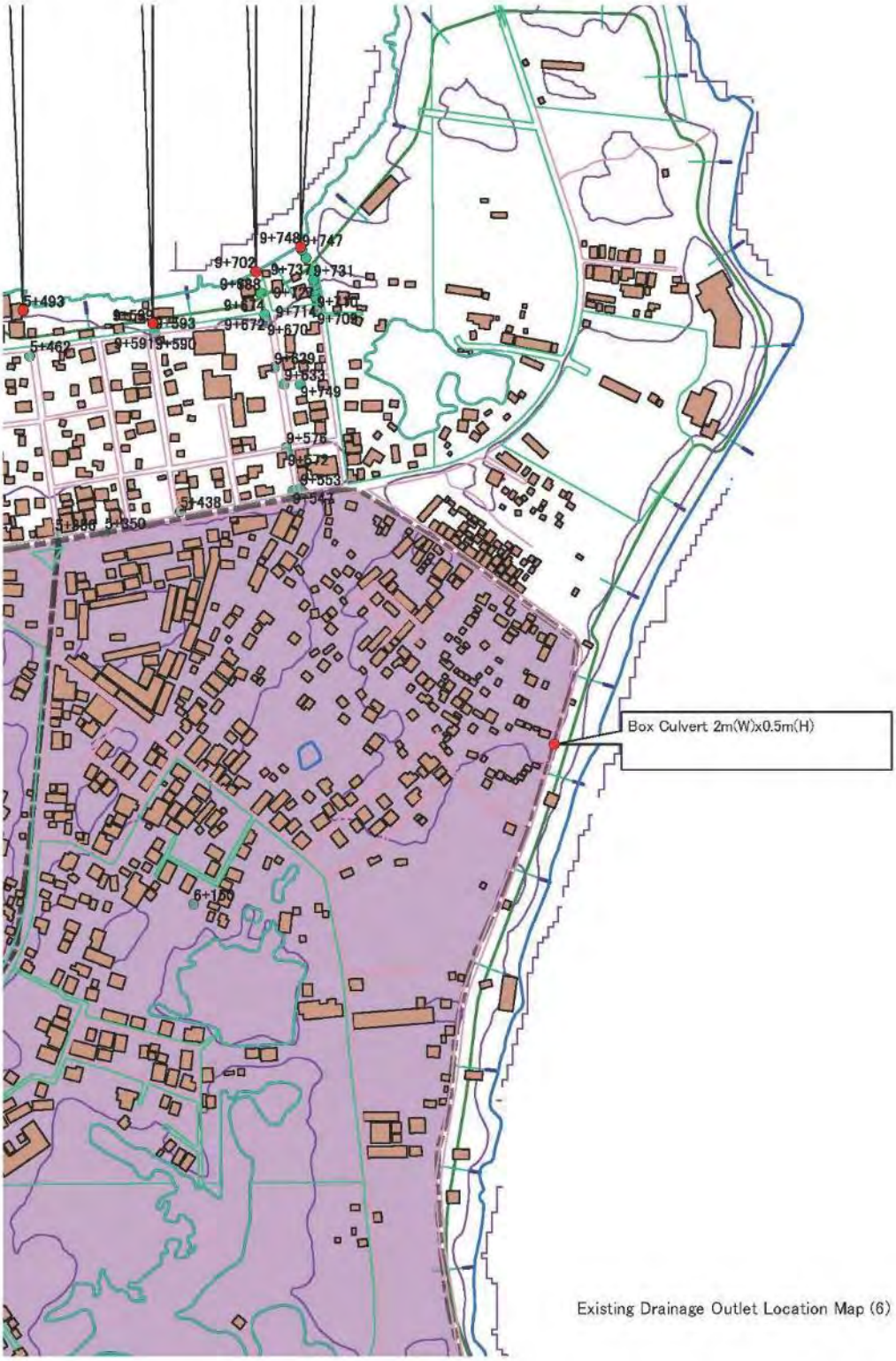


図 2.2-96　既存排水出口の位置図 (6)

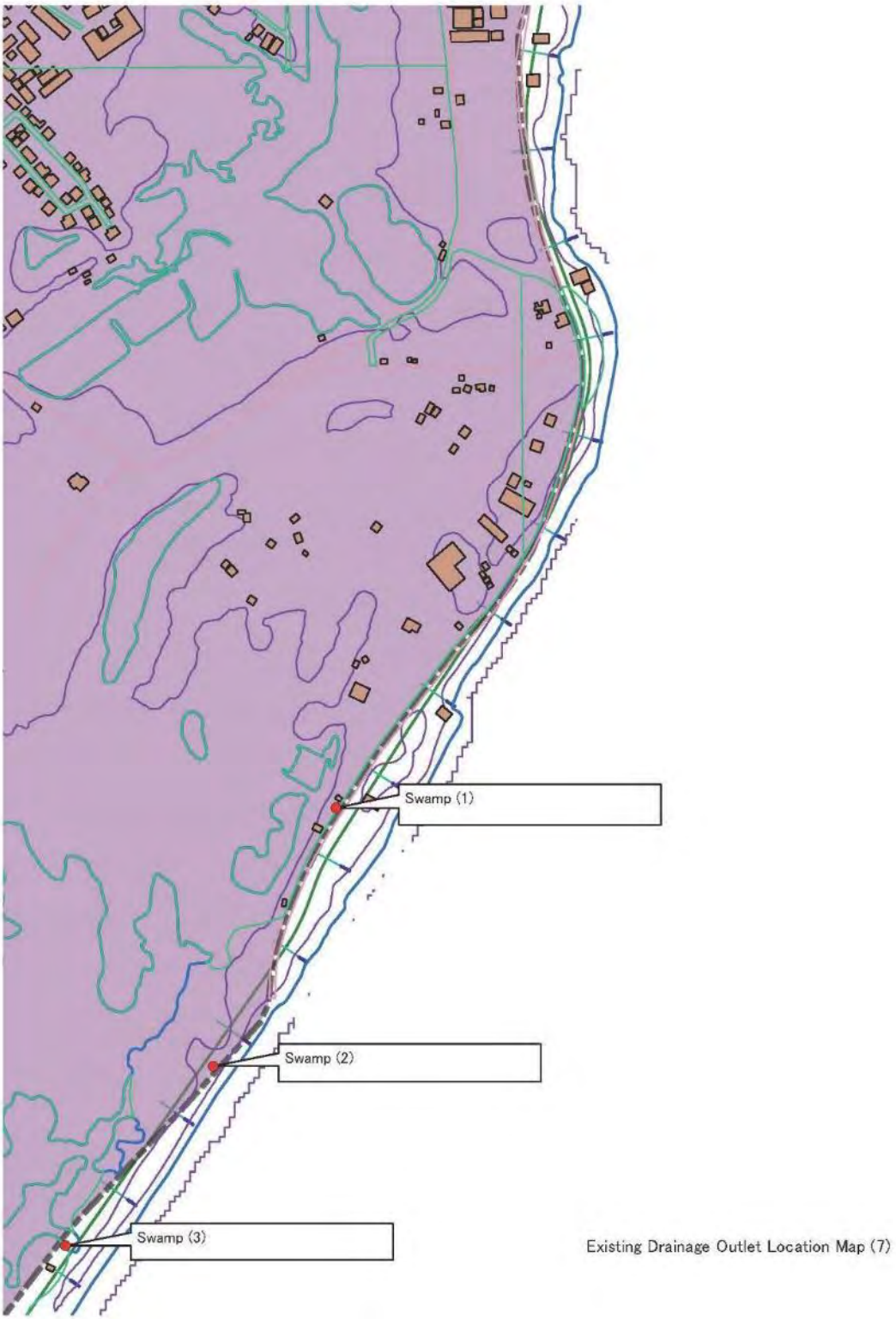


図 2.2-97　既存排水出口の位置図 (7)

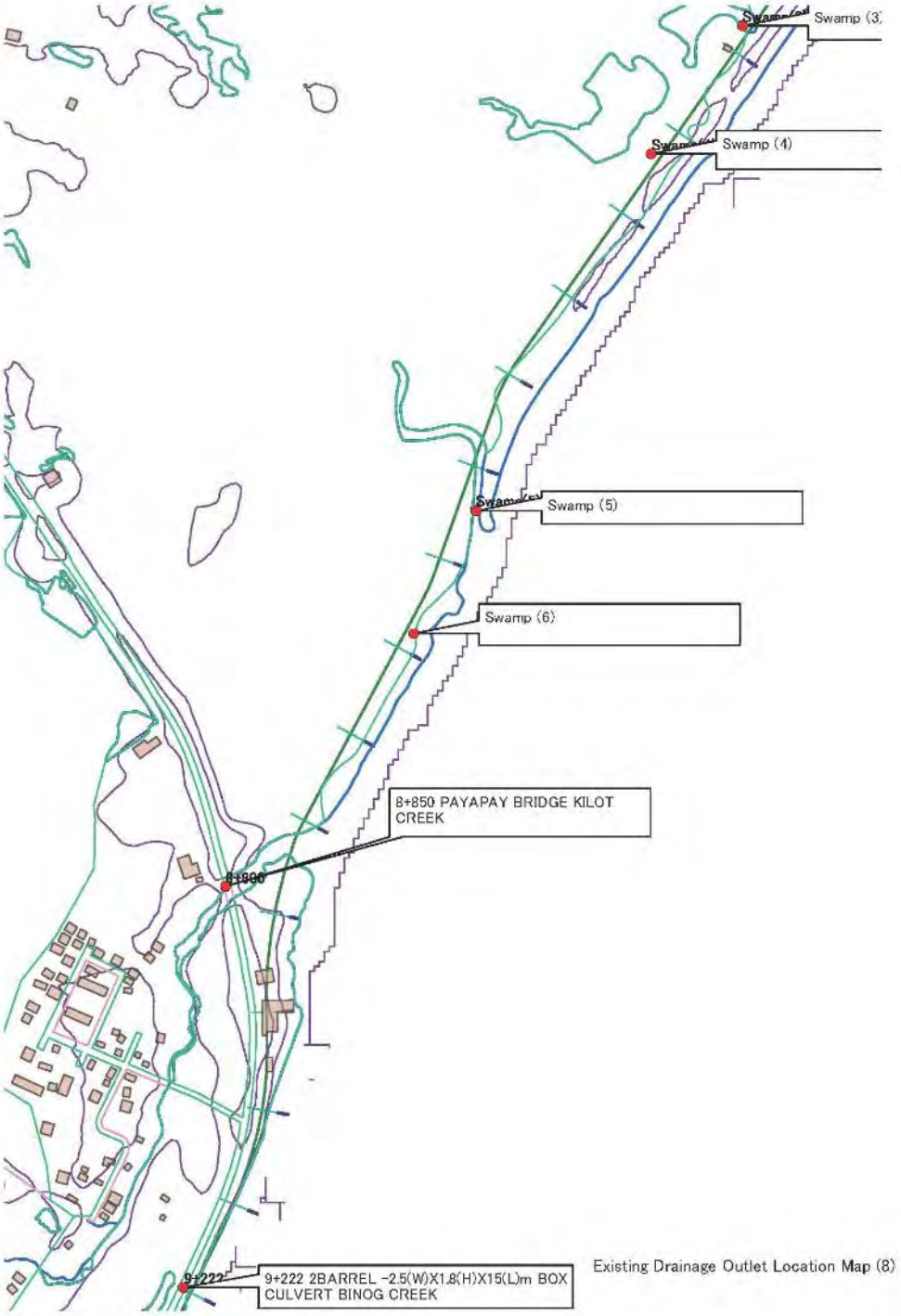


図 2.2-98　既存排水出口の位置図 (8)

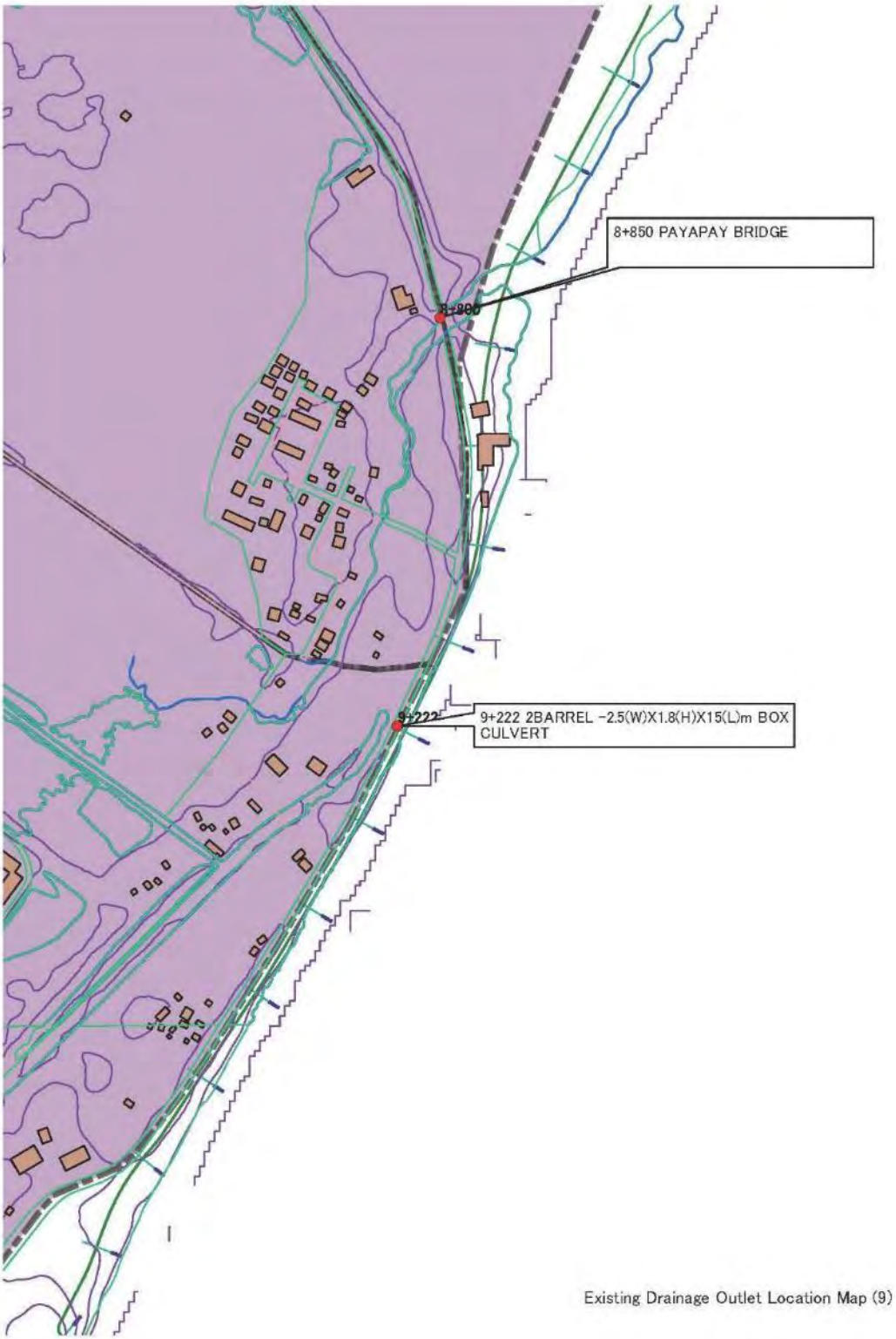


図 2.2-99　既存排水出口の位置図(9)

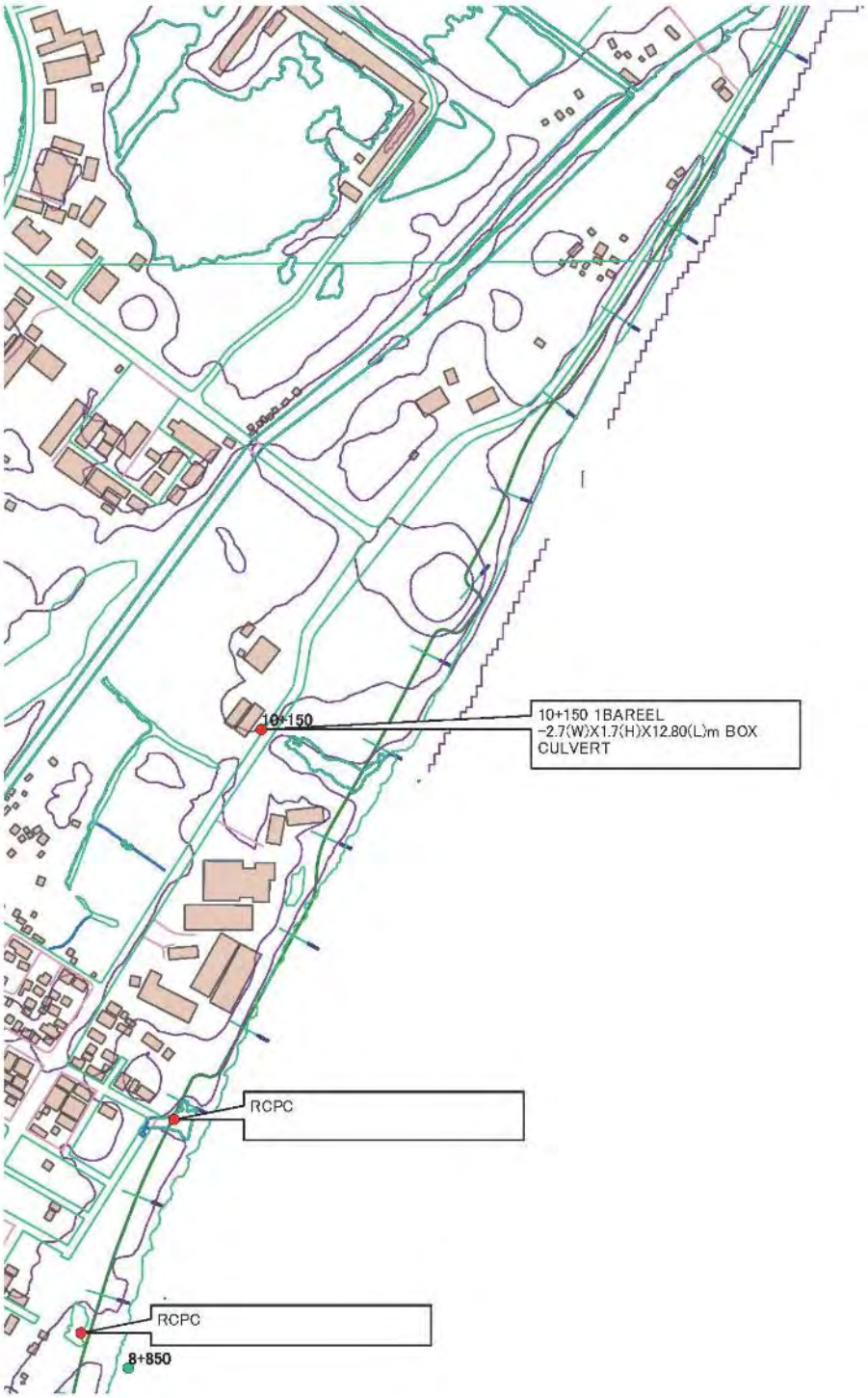


図 2.2-100　既存排水出口の位置図 (10)

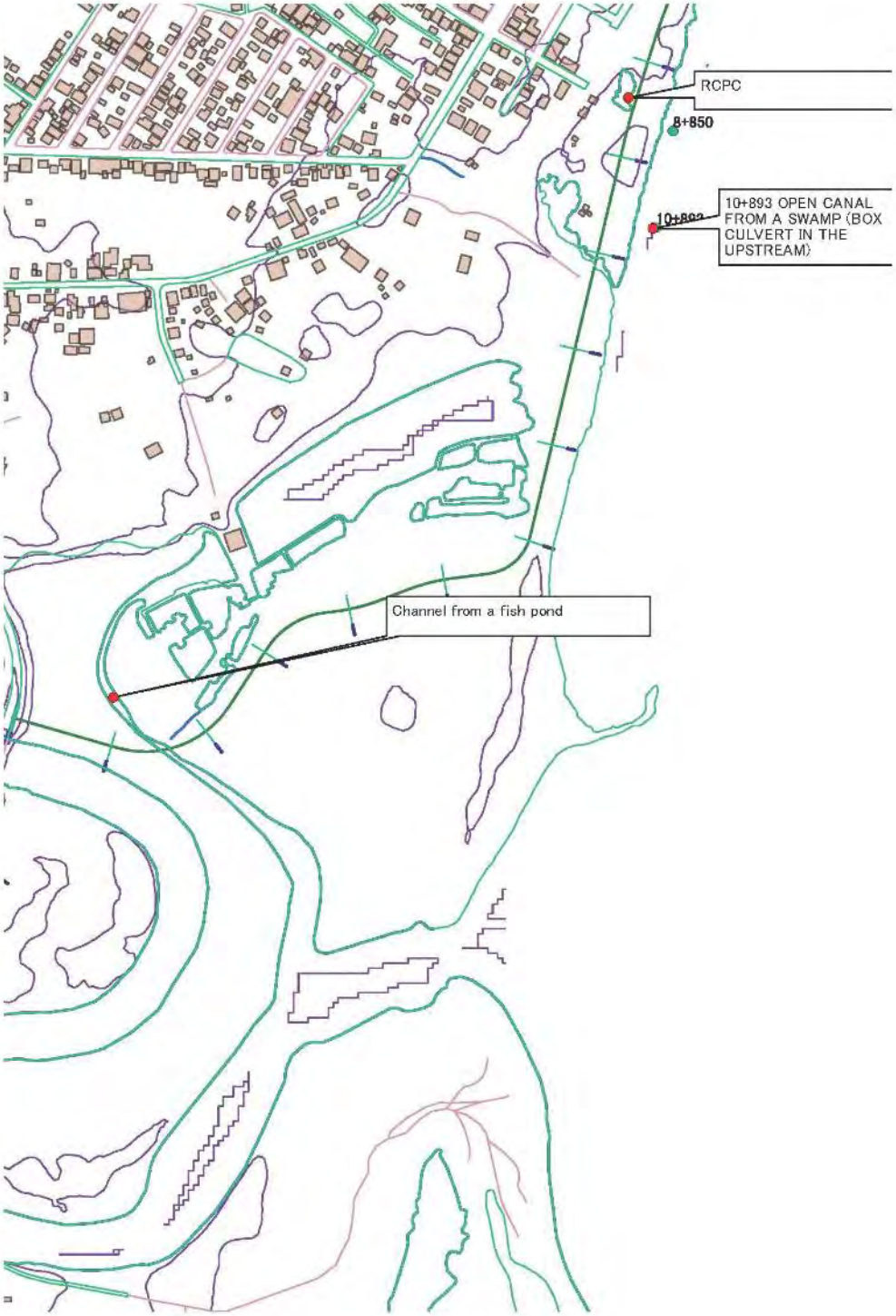


図 2.2-101　既存排水出口の位置図 (11)

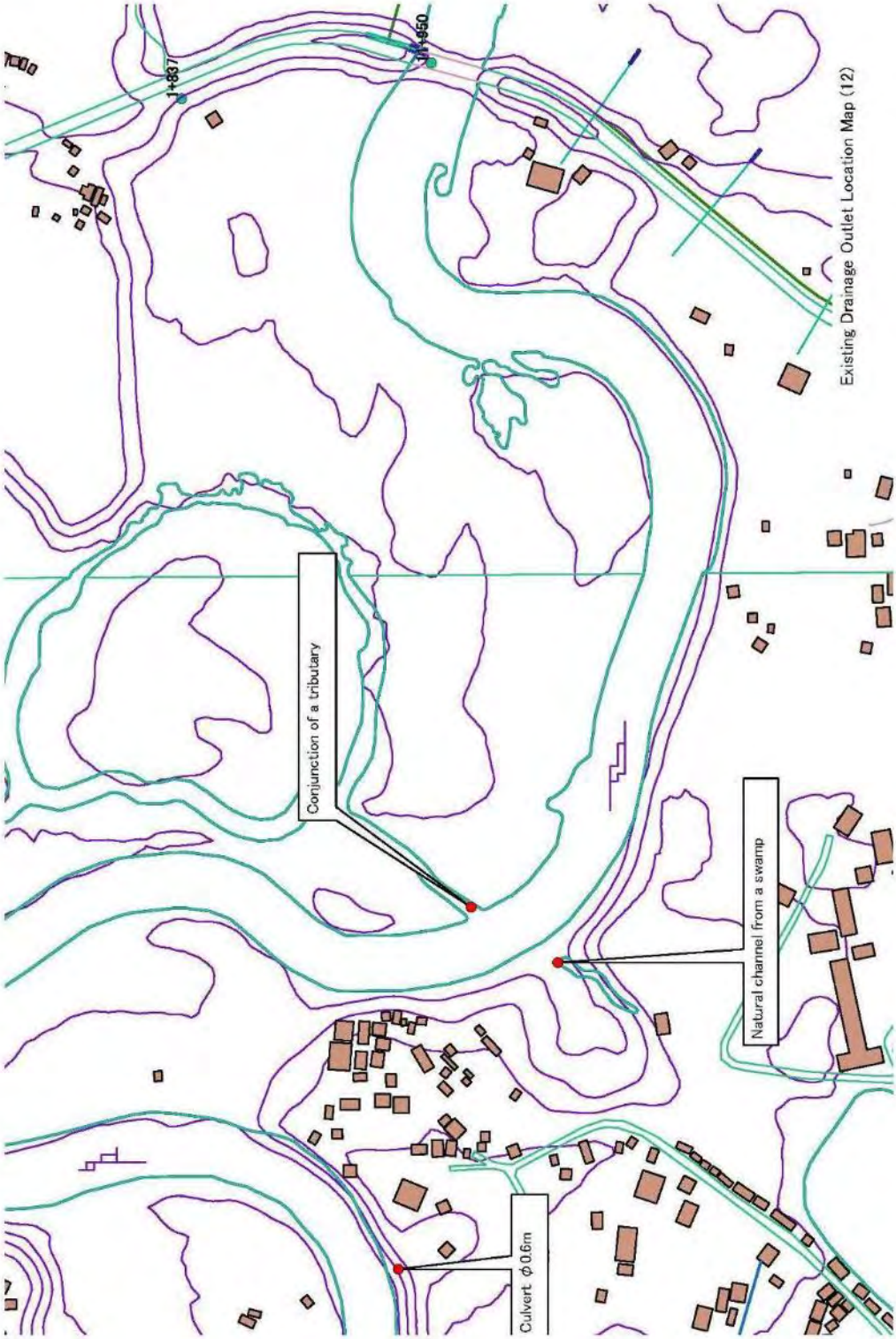


図 2.2-102　既存排水出口の位置図 (12)

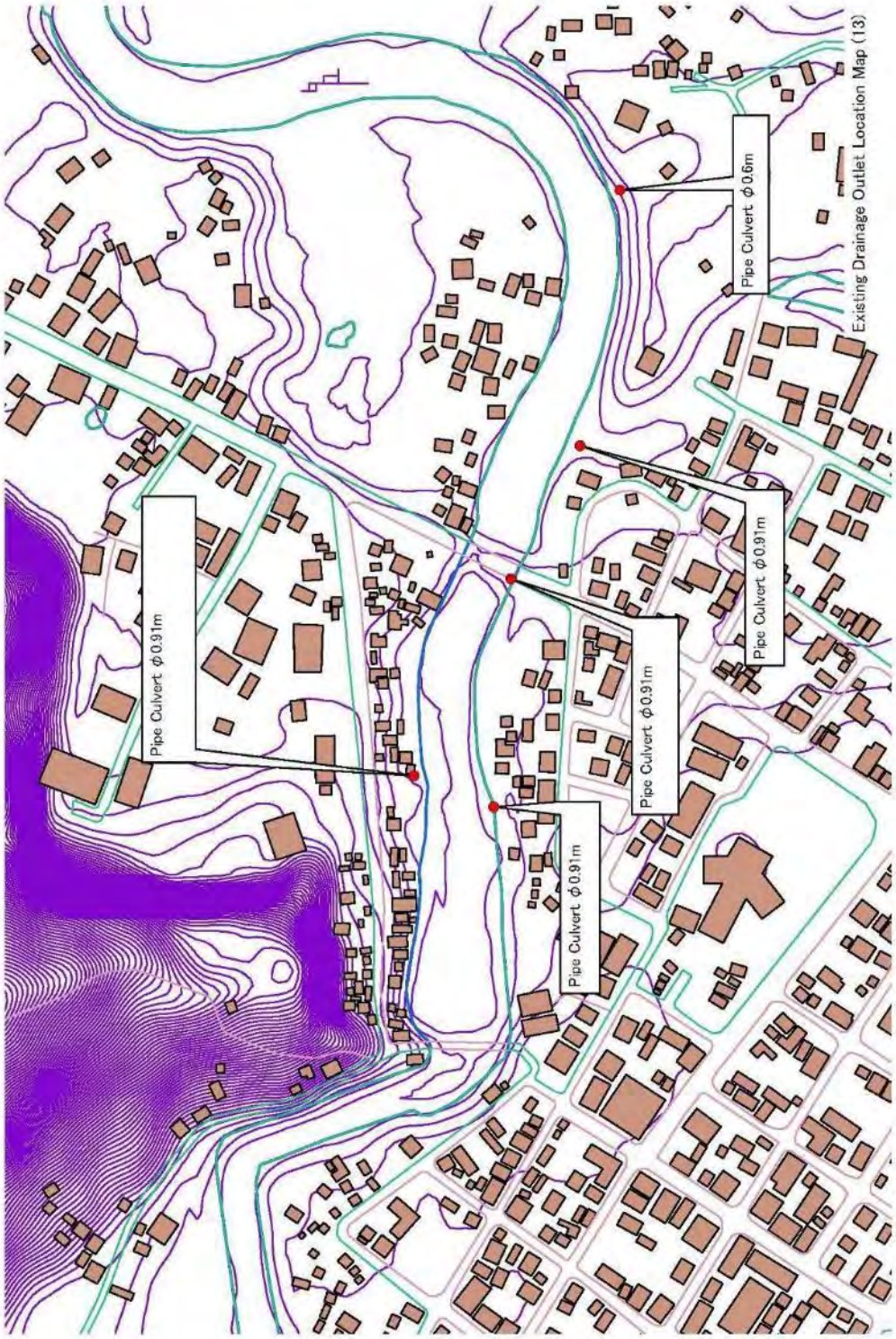


図 2.2-103　既存排水出口の位置図 (13)

(2)　排水出口の配置と排水量（セクション3および4）

1)　排水出口配置の方針

排水出口配置の基本的な方針は、既存の排水出口の機能を補償することである。そして、排水出口の配置のために以下の4つの選択肢がある。

- **オプション1: 新しく設置する排水出口では、既存の出口の位置と設計排水量を確保**
- オプション 2: 新しく設置する排水出口では、既存の出口の位置を保つが、設計排水量は増加させる
- オプション 3: 既存の複数の出口を統合して一つの新し出口とする
- オプション 4: 海岸線および新しい堤防沿いの既存の湿地帯／池それぞれのために一つの出口を加える

基本的な方針を考慮すると、オプション1が最初に考えられるべきである。

そして、オプション2と3は、もしも関連地方政府がしっかりした将来の排水改良計画を有しているならば、考慮されることが可能である。しかしながら、いくつかの既存出口が一つに統合された場合、設計排水量は増えることになり、そして、出口の寸法も現在よりも大きくなるであろう。その場合、フィリピンの現地市場で調達できる最大のフラップゲートのサイズが制約条件となる可能性がある。

2)　必要な機能

計画される排水出口は、高潮時に陸側への背水を防ぐことに加え、陸側から海側に雨水を排水する機能を有することが必要である。

3)　排水パイプの設計水量

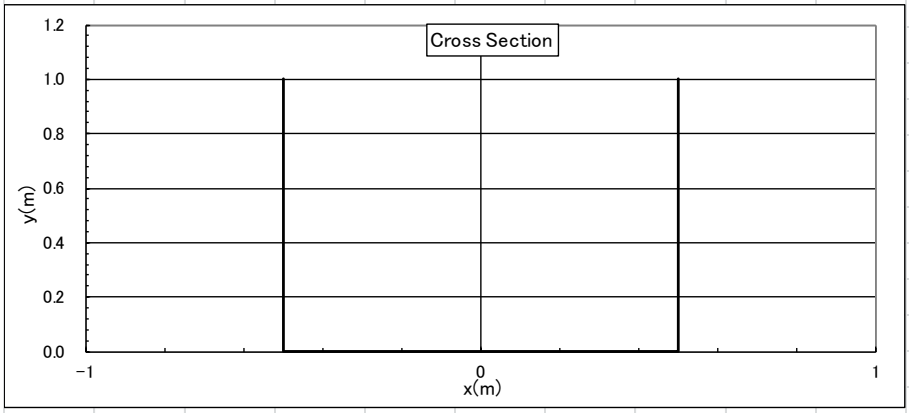
計画排水パイプの設計水量は、前述した基本方針とオプション1に基づくと、既存のもの以上であることが必要である。

既存の最大の鉄筋コンクリートパイプカルバート（RCPC）の疎通能力は、等流計算を用いて計算され、その結果は1.161m^3/sである。

幅1.0m×高さ1.0mの長方形ボックスカルバートは、等流計算を用いると、この流量を流すことが可能である。計算シートを以下に示す。

Uniform Flow Calculation Sheet

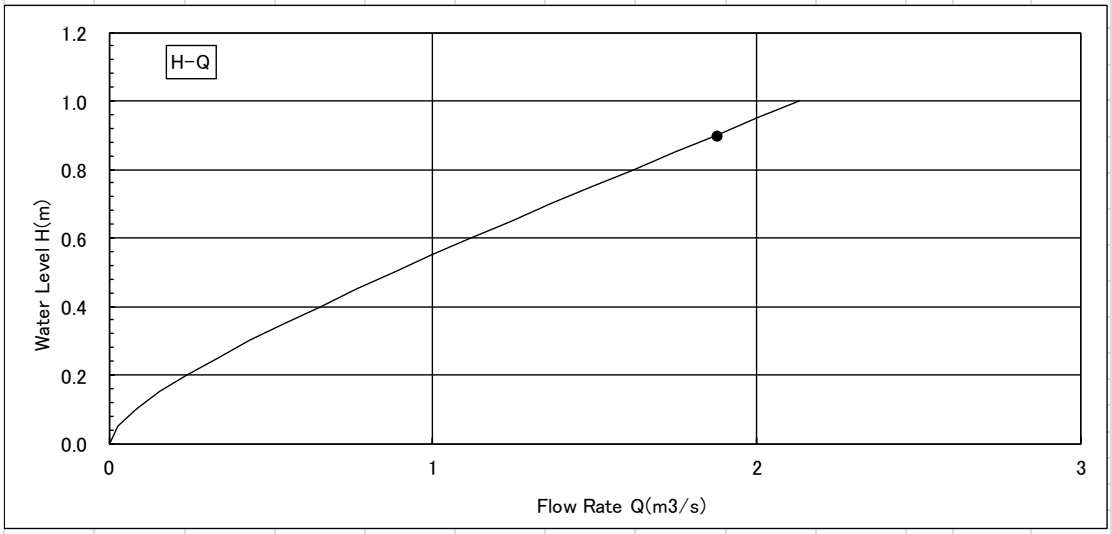
Section	Slope	Roughness	Lowest Bed EL.	No of stations
NO.1	1/ 300	0.013	0.000 m	1～ 5



No	Stations X	Stations Y
1	−0.50	1.00
2	−0.50	0.00
3	0.00	0.00
4	0.50	0.00
5	0.50	1.00
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
max	0.50	1.00

Hydraulic Conditions　Δh1= 0.05　Δh2= 0.05　Δh3= 0.05

W Level H(m)	W Depth h(m)	Area A(m2)	H Radius R(m)	Width B(m)	Velocity V(m/s)	Flow Rate Q(m3/s)	Wetted P S(m)	Froude Fr	Remarks
0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	
0.05	0.05	0.050	0.045	1.000	0.566	0.03	1.100	0.808	
0.10	0.10	0.100	0.083	1.000	0.847	0.08	1.200	0.856	
0.15	0.15	0.150	0.115	1.000	1.053	0.16	1.300	0.868	
0.20	0.20	0.200	0.143	1.000	1.214	0.24	1.400	0.867	
0.25	0.25	0.250	0.167	1.000	1.345	0.34	1.500	0.859	
0.30	0.30	0.300	0.187	1.000	1.455	0.44	1.600	0.849	
0.35	0.35	0.350	0.206	1.000	1.548	0.54	1.700	0.836	
0.40	0.40	0.400	0.222	1.000	1.629	0.65	1.800	0.823	
0.45	0.45	0.450	0.237	1.000	1.700	0.77	1.900	0.810	
0.50	0.50	0.500	0.250	1.000	1.762	0.88	2.000	0.796	
0.55	0.55	0.550	0.262	1.000	1.818	1.00	2.100	0.783	
0.60	0.60	0.600	0.273	1.000	1.868	1.12	2.200	0.770	
0.65	0.65	0.650	0.283	1.000	1.913	1.24	2.300	0.758	
0.70	0.70	0.700	0.292	1.000	1.953	1.37	2.400	0.746	
0.75	0.75	0.750	0.300	1.000	1.990	1.49	2.500	0.734	
0.80	0.80	0.800	0.308	1.000	2.024	1.62	2.600	0.723	
0.85	0.85	0.850	0.315	1.000	2.055	1.75	2.700	0.712	
0.90	0.90	0.900	0.321	1.000	2.084	1.88	2.800	0.702	
0.95	0.95	0.950	0.328	1.000	2.110	2.00	2.900	0.692	
1.00	1.00	1.000	0.333	1.000	2.135	2.14	3.000	0.682	FULL
0.90	0.90	0.900	0.321	1.000	2.084	1.88	2.800	0.702	HWL



(3)　ゲートタイプの検討

1)　フラップゲート

ゲート操作の容易さを考慮すると、陸側に海水が入ることを防ぐためにはフラップゲートが最も適切である。しかしながら、フィリピン国内市場で調達できるフラップゲートの最大サイズが調査されて考慮されるべきである。

2)　引き上げ式ゲート

もしも、出口の寸法がフラップゲートの最大サイズよりも大きい場合、引き上げ式ゲートが考慮されるべきである。

「1.2.6 構造物による河口部処理形式」で述べられているとおり、防潮堤沿いの次の 6 河川／クリーク（小川）は引き上げ式ゲート（樋門）と考えられている。

・　タンハスーリラン・クリーク（Tanghas-Lirang Creek）

・　サグカハン・クリーク（Sagkahan Creek）

・　マハヤハイ・クリーク（Mahayahay Creek）

・　ブラヤン川（Burayan River）

・　パヤパイ橋のキロット・クリーク（Kilot Creek）

・　パヤパイ橋南の既設ボックスカルバートのあるビノグ・クリーク（Binog Creek）

これらの 6 つの河川／クリークの他に、次の 3 つの河川／クリーク／水路においても樋門が建設されるべきである。

・　マッカーサー公園近くのボックスカルバートのあるビノグ・クリーク

・　バンゴン川左岸の養魚池からの水路

・　バンゴン川左岸の支川合流点

a) マッカーサー公園近くのボックスカルバートのあるビノグ・クリーク

このボックスカルバートは、ビノグ・クリークの洪水が既存の 2 連ボックスカルバートで流せない時のために設置されている。それゆえ、既存の出口の大きさはそのまま確保されるべきである。

b) バンゴン川左岸の養魚池からの水路

この水路の目的は、養魚場へバンゴン川河口から水を交換するためである。そして、この水路の出口は、計画防潮堤の線形に位置している。そのため、幅は現状を確保されるべきである。しかしながら、この水路の正確な幅は密集した森林により確認されていなかった。衛星写真に基づくと、その幅は約 6m と大まかに推定された。それゆえ、この水路にも樋門が建設されるべきである。

c) バンゴン川左岸の支川合流点

この支川の合流点は、現在、洪水防御用堤防が DPWH によって建設されているバンゴン川左岸に位置している。それため、樋門が DPWH によって建設されることが推奨される。

(4)　排水出口の基本計画（数、位置、寸法およびゲートタイプ）

セクション 3 と 4 およびバンゴン川の洪水防御堤防における計画排水出口のリストは表 2.2-29 に示すとおりである。42 ヶ所の排水出口、小川および湿地が挙げられている。

タクロバン市では、リストの 1 番から 25 番まで、4 ヶ所の樋門と 21 ヶ所の鉄筋コンクリート・ボックスカルバート（RCBC）が建設される。RCBC のサイズは、1.0m 幅×1.0m 高さでフラップゲート付きと設計されている。4 ヶ所の樋門は、7 番のタンハス―リラン・クリーク、10 番のサグカハン・クリーク、16 番のマハヤハイ・クリーク、そして、17 番のブラヤン・クリークである。

パロ町では、リストの 16 番から 35 番まで、4 ヶ所の樋門と 5 ヶ所の鉄筋コンクリート・ボックスカルバートが防潮堤に建設される。RCBC のサイズは、幅 1.0m×高さ 1.0m のフラップゲート付きで設計されている。4 ヶ所の樋門は、29 番のキロット・クリークのパヤパイ橋、30 番のビノグ・クリークの既設 2 連ボックスカルバート、31 番のマッカーサー公園近くのビノグ・クリークの 1 連ボックスカルバート、そして、35 番のバンゴン川河口の左岸にある養魚池からの水路に建設される。

36 番から 41 番の構造物は、DPWH によって建設されているバンゴン川の洪水防御堤防に沿って位置している。36 番はバンゴン川の左岸側支川の合流点であり、樋門が提案される。

表 2.2-29　セクション 3 と 4 の計画排水出口リスト

NO.	SEC.	LGU	STATION	PRESENT STRUCTURE	PLANNED STRUCTUURE	REMARKS
1	3-1	TC	0+046	1 ROW – 0.610 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
2	3-1	TC	0+131	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
3	3-1	TC	0+307	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
4	3-1	TC	0+378	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
5	3-1	TC	0+430	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
6	3-1	TC	0+492	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
7	3-1	TC	1+364	Aslum Bridge	River Gate	Tanghas-Lirang Creek
8	3-1	TC	1+930	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
9	3-1	TC	2+123	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
10	3-1	TC	2+393	Box Culvert	River Gate	Sagkahan Creek
11	3-1	TC	2+441	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
12	3-1	TC	2+562	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	

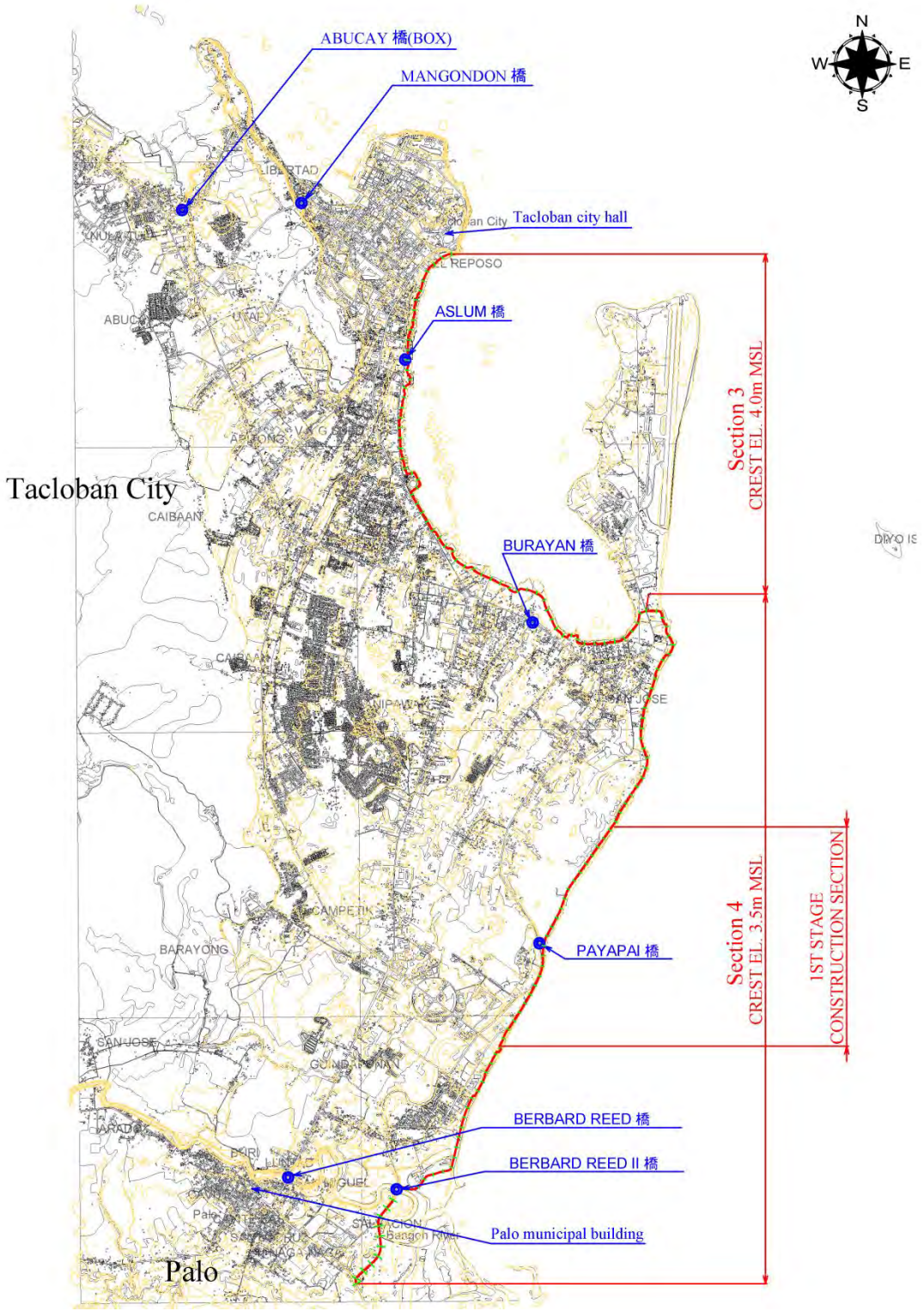
13	3-1	TC	2+681	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
14	3-2	TC	2+877	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
15	3-2	TC	2+922	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
16	3-2	TC	3+100	Box Culvert	River Gate	Mahayahay Creek
17	3-3	TC	4+382	Burayan Bridge	River Gate	Burayan River
18	3-3	TC	5+493	Open Lined Canal 0.9m(W)x0.8m(H)	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
19	3-3	TC	5+422	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
20	3-3	TC	9+702	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
21	3-3	TC	9+748	1 ROW – 0.910 m Ø RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
22	4-1	TC		Box Culvert 2m(W)x0.5m(H)	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
23	4-1	TC		Swamp (1)	2X1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	Double (2) Barrels
24	4-2	TC		Swamp (2)	2X 1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
25	4-2	TC		Swamp (3)	2X 1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
26	4-2	PL		Swamp (4)	2X 1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
27	4-2	PL		Swamp (5)	2X 1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
28	4-2	PL		Swamp (6)	2X 1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
29	4-3	PL	8+850	Payapay Bridge	River Gate	Kilot Creek
30	4-3	PL	9+222	2 Barrel - 2.5m(W)x1.8m(H)x15m(L) RCBC	River Gate	Binog Creek
31	4-4	PL	10+150	1 Barrel - 2.7m(W)x1.7m(H)x12.80m(L) RCBC	River Gate	Binog Creek near Mac Arthur Park
32	4-5	PL		RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
33	4-5	PL		RCPC	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
34	4-5	PL	10+893	Swamp (RCBC in the upstream)	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	
35	4-7	PL		Channel from a Fish Pond	River Gate	Bangon R. left bank
36	NA	PL		Confluence of a Tributary	River Gate	Bangon R. left bank
37	NA	PL		Natural Channel from a Swamp	1.0m(W)X1.0m(H) RCBC + Flap Gate	Bangon R. right bank
38	NA	PL		1 ROW -0.6m Ø RCPC	To Add Flap Gate	Bangon R. right bank
39	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	To Add Flap Gate	Bangon R. right bank
40	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	To Add Flap Gate	Bangon R. right bank
41	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	To Add Flap Gate	Bangon R. right bank
42	NA	PL		1 ROW - 0.910 m Ø RCPC	To Add Flap Gate	Bangon R. left bank

* TC: Tacloban, PL: Palo

2.2.8　既設橋梁の状況確認と活用性

(1)　既設橋梁の情報

防潮構造は既設国道や海岸線に沿って線形が検討されており、この検討範囲には図 と表 2.2-30 に示す既設橋梁がある。



出典：JICA チーム

図 2.2-104 橋梁位置図

なお、2014 年に架け替えられた Burayan 橋を除き、竣工図などの供用年数や橋梁形状のわかる既存資料はない。

表 2.2-30　既設橋梁の基礎情報

セクション	橋梁	河川	橋面*1 (m)	高さ*2(m)		橋長 (m)
				橋面	桁下	
1	Diit	Ditt	5.8	-	-	22.00
	Tigbao	Tigbao	5.2	-	-	45.65
2	Abucay RC Box Culvert *3	Abucay Creek	1.8	-	-	
	Mangonbangon (1)	Mangonbangon	3.6	-	-	24.85
3	Aslum	Tanghas Lirang Creek	1.5	1.101	0.702	4.28
	Burayan (New)	Burayan	3.2	2.711	1.692	25.45
4	Payapay	Payapay	4.2	3.779	2.900	26.30
	Bernard Reed II	Bangon	4.9	4.819	3.200	58.85
5	San Joaquin	Binahan	3.3	-	-	99.10
6	Calogcog	Calogcog	3.7	-	-	68.02
	Embarkadero	Embarkadero	3.3	-	-	49.80
	Cambatista	Cambatista	3.6	-	-	38.69
参考	Solano	Cambatista	3.3	-	-	31.80
	Bernard Reed	Bangon	-	4.215	2.873	54.64

*1: 現地踏査時における水位面からの計測高
*2: DPWH による測量結果
*3: 構造形式は Aslum 橋と同じ
出典: JICA チーム

(2)　既設橋梁の状況

基本設計の対象であるセクション３から４の範囲の既設橋梁の状況を、現地での目視踏査により調査した。

台風ヨランダに起因すると推測される、既設橋梁の著しい損傷は確認されず、その理由は以下と考察される（旧 Burayan 橋は著しい損傷を受けていたが、DPWH により架け替え済みである）。

- 既設橋の桁下高がヨランダによる高潮水位より高かった。
- 小断面橋梁部ではボックス部と同様に、高潮が越流した。
- 橋梁周辺の護岸や河床は高潮により洗掘されなかった。

以上より、台風ヨランダによる高潮は既設橋梁の桁下高より低かったと考えられる。

(3)　既設橋梁の活用性

1)　既設桁下高が設計高潮高より高い場合

高潮により発生する内陸へ向かう河川内の遡上流は橋梁下を抜けるとともに、高潮対策が実施された護岸工の設置があれば堤内への流れ込みは防止できる。　なお、既設橋梁周辺の護岸や河床は、高潮による遡上や遡上後の引き潮に対する防護されなければならない。

2)　既設桁下高が設計高潮高より低い場合

２つの方法が考えられる。

(a) 橋梁架け替え
- 橋梁の架け替え（今回は高潮対策としての対象はないと考えられる）
- 堤防を嵩上げする。
- 橋梁部は、洗掘防止となる護岸・護床工とする。

(b) 水門の新設
- 高潮対策となる水門を既設橋梁の海側に新設する。

上記の考察を元に、既設橋梁を活用した場合の事例をを図 と図 に示す。

なお、既設橋梁の桁下高が通常の洪水水位とそれに付加する余裕高より低い場合、以下の対策が必要と考えられる。

- 橋梁と道路を嵩上げする。
- 河川幅を広くし、橋長も長くする。

上記２ケースのうち、橋梁の嵩上げが必要な場合の対策概要を図 と図 に加えている。

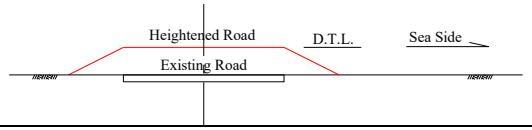
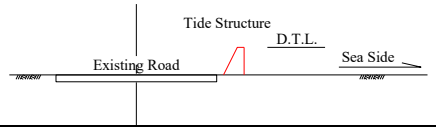
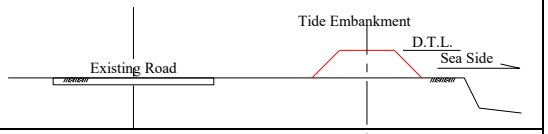
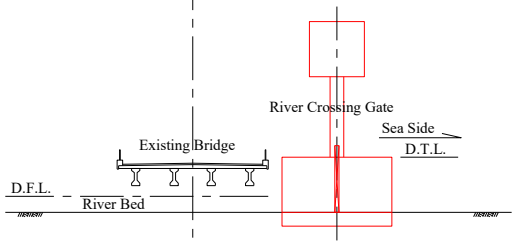
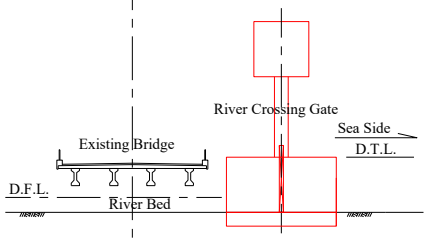
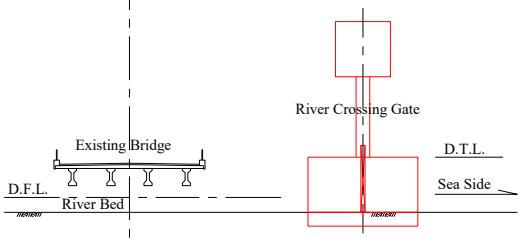
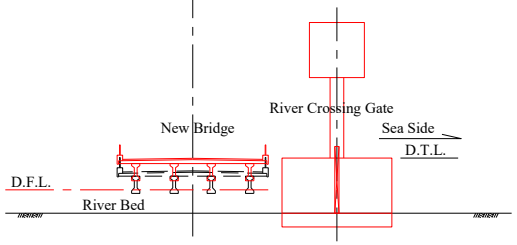
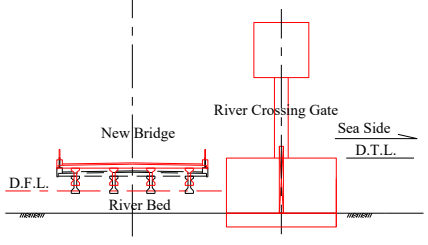
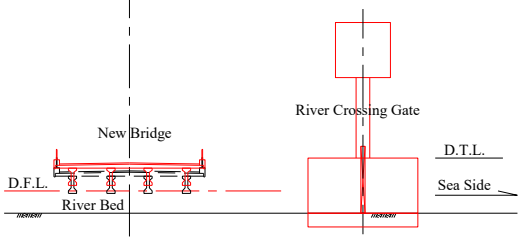
対策方法			タイプ A（道路嵩上げ）	タイプ B（道路前に防潮構造設置）	タイプ C（海岸線に防潮構造設置）
水門設置の場合	陸上部		- 道路の嵩上げ 	- 防潮構造物を既設道路横に設置 	- 海岸線に防潮堤を設置 
	河川部	洪水対応が不要	- 既設橋梁横に水門を設置 	- 既設橋梁横に水門を設置 	- 水門を防潮堤内に設置. 
		洪水対策が必要	- 洪水対策として既設橋梁を架け替え、高潮対策用の水門を新橋前に設置 	- 洪水対策として既設橋梁を架け替え、高潮対策用の水門を新橋横に設置 	- 洪水対策として既設橋梁を架け替え、水門を防潮堤内に設置 

図 2.2-105 既設橋梁の活用例（1）

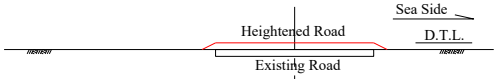
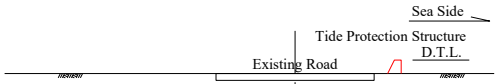
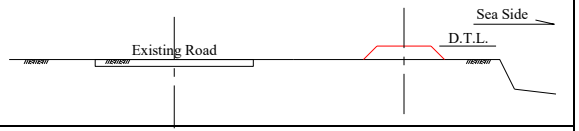
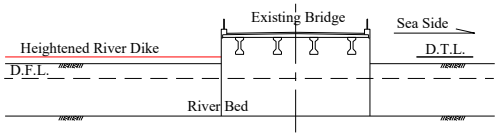
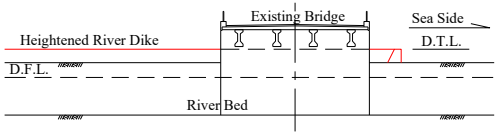
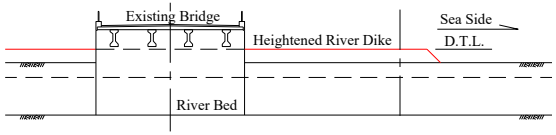
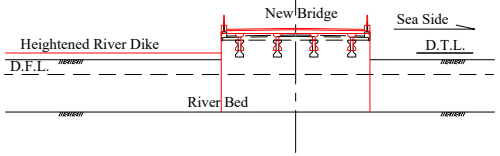
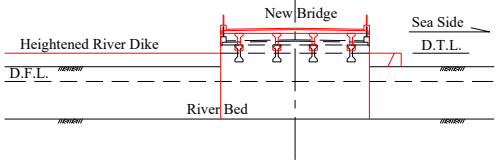
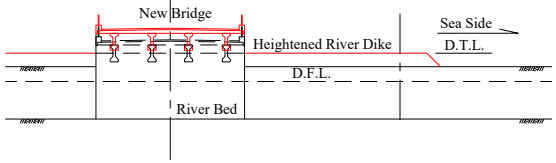
対策方法			タイプ A（道路嵩上げ）	タイプ B（道路前に防潮構造設置）	タイプ C（海岸線に防潮構造設置）
河川堤防嵩上げの場合	陸上部		- 道路の嵩上げ  	- 防潮構造物を既設道路横に設置  	- 海岸線に防潮堤を設置 
	河川部	洪水対応が不要	- 計画高潮高が既設桁下高より低い. - 既設橋梁より上流側の河川堤防の嵩上げ  	- 計画高潮高が既設桁下高より低い - 防潮構造物から上流側の河川堤防の嵩上げ  	- 計画高潮高が既設桁下高より低い - 防潮堤より上流側の河川堤防の嵩上げ 
		洪水対策が必要	- 計画洪水高に対応した橋梁への架け替え  	- 計画洪水高に対応した橋梁への架け替え  	- 計画洪水高に対応した橋梁への架け替え. 

図 2.2-106 既設橋梁の活用例（2）

(4) 橋梁の架け替え

既設橋梁は高潮対策となる護岸工や護床工の設置を行えば活用が可能と考えられるが、洪水に対する対策が必要となる可能性がある。

洪水対策として橋梁を架け替える場合、以下の条件を満足する必要がある。

- 計画高潮位より桁下高を高くする
- 計画洪水位とそれに加える余裕高より桁下高を高くする（堤防余裕高を表 2.2-31 に示す）
- アプローチ道路の嵩上げ
- 工事中の交通迂回路の確保

表 2.2-31　堤防余裕高

設計洪水量 Q (m3/s)	Value to be added to design water-level (m)
200 未満	0.6
200 以上 500 未満	0.8
500 以上 2000 未満	1.0
2000 以上 5000 未満	1.2
5000 以上 10000 未満	1.5
10000 以上	2.0

出典: Design Guidelines Criteria and Standards Volume II DPWH

水門を設置する場合、既設橋梁の桁下高が計画洪水高に余裕高を加えた高さより高ければ既設供用の利用が可能である。　しかし、桁下高が低い場合は橋梁の架け替えが必要となる。

2.3 優先区間の基本設計

2.3.1 優先区間の選定

セクション 3 および 4 はいくつかのサブセクションに細分されるが、2015 年中の着工を目指す区間として優先区間が選定された。

優先区間の選定にあたって、各サブセクションの社会環境面および技術面での課題を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 セクション 3 および 4 におけるサブセクションの基本的特徴

<table>
<tr><th>セクション</th><th>サブセクション</th><th>社会環境面</th><th>技術面</th><th>優先区間</th></tr>
<tr><td rowspan="2">優先区間
3</td><td>3-1</td><td rowspan="4">NBZ 内に家屋が多く、タクロバン市による住民移転が必要。用地取得に時間がかかる。</td><td rowspan="2">大きな課題はない</td><td></td></tr>
<tr><td>3-2</td><td></td></tr>
<tr><td></td><td>3-3</td><td rowspan="2">工事中の空港道路の迂回路が必要になる。</td><td></td></tr>
<tr><td>4</td><td>4-1</td><td></td></tr>
</table>

4	4-2	NBZ 内に家屋が無く、用地取得が容易	大きな課題はない	○選定
	4-3			○選定
	4-4	NBZ 内の家屋が少なく、用地取得が容易	既設道路の終点から マッカーサー公園まで	○選定
	4-5	NBZ 内の家屋が少なく、用地取得が容易。アライメントが一部 NBZ 外に位置する。	地質調査･地形調査を行い、実現可能か判断することが必要。	
	4-6			
	4-7	用地取得にかかる時間はアライメントの位置による。（アライメント未確定）	セクション 5 との連続性を考慮し、計画を見直す必要がある。	

出所: JICA 調査団

上記の整理結果に基づき、先行して工事に着手する優先区間としてセクション 4 のうちの約 2500mの区間を選定した。優先区間の概要は次章に整理する。

2.3.2　優先区間

DPWH により選定された優先区間を本章に示す。

(1)　優先区間の概要

優先区間の概要を図 2.3-1 に示す。優先区間は全区間のなかでも先行して工事の着手を行う区間であり、事業効果発現のためには全区間の竣工が必要なことに注意すべきである。

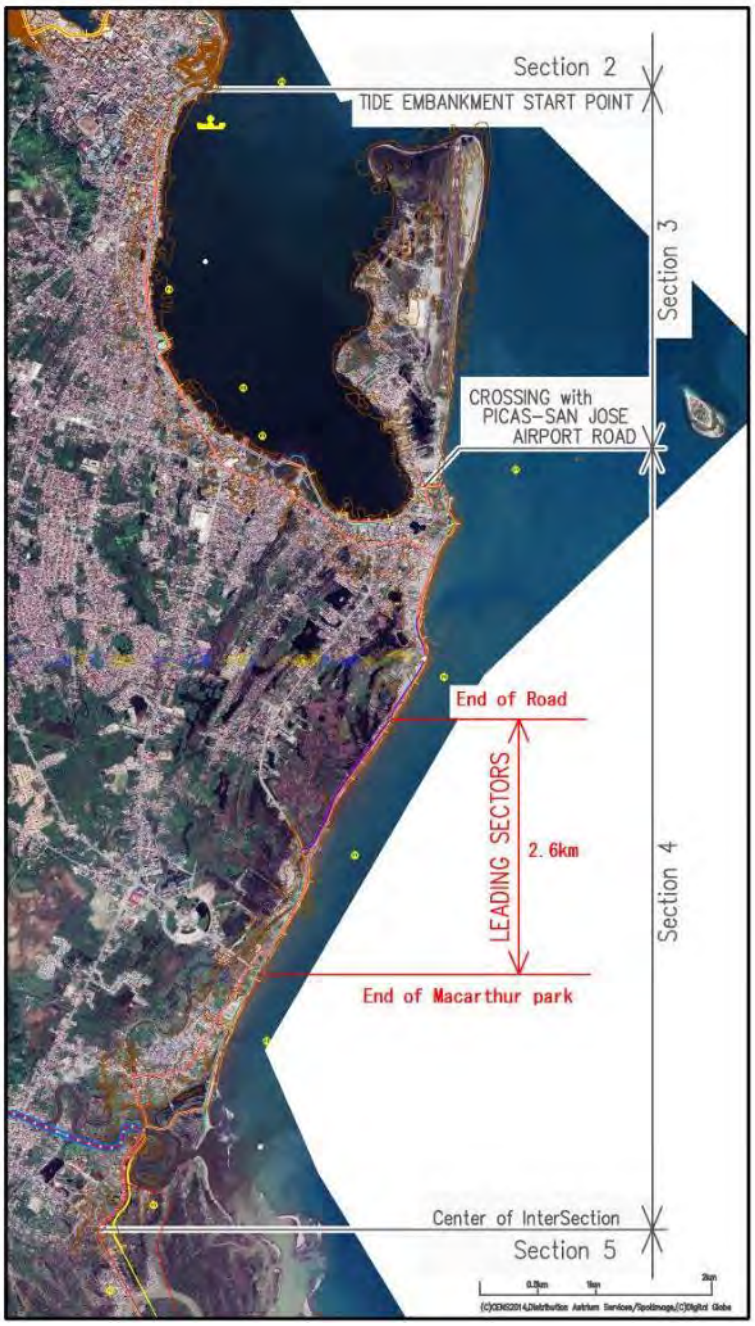


図 **2.3-1** 優先区間（先行着手区間）の概要

(2)　優先区間の始点

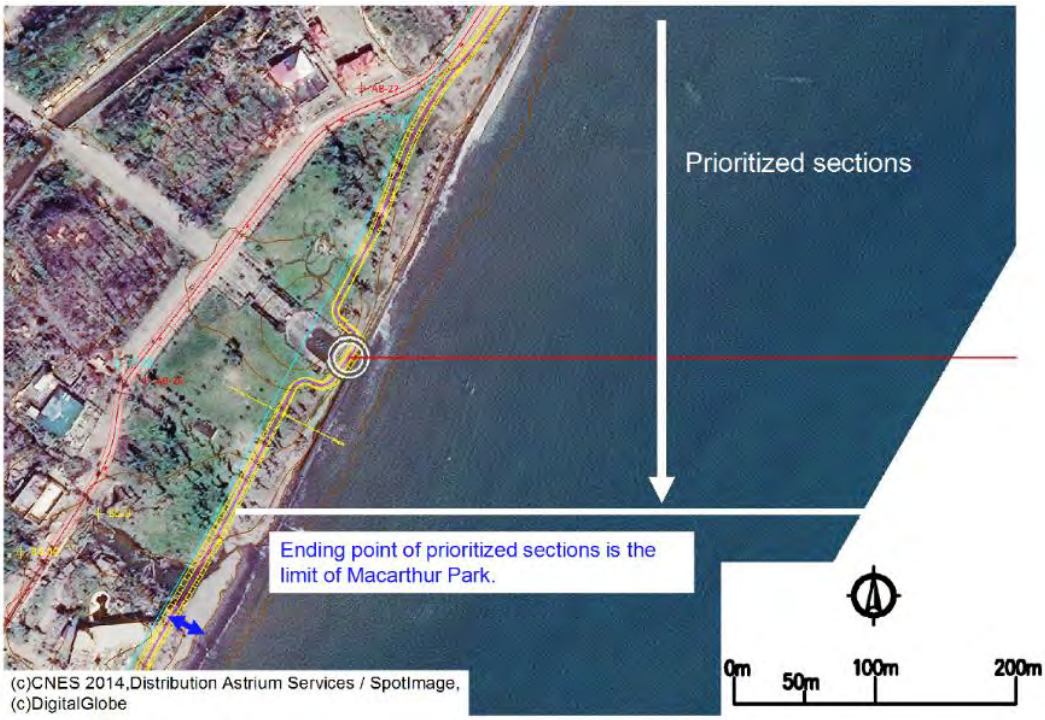
優先区間の始点は、図 2.3-2 に示す既設道路の終点（南端）とする。

出所: JICA 調査団

図 2.3-2 優先区間の始点

(3)　優先区間の終点

優先区間の終点は、図 2.3-3 に示すマッカーサー公園の終点（南端）である。



出所: JICA 調査団

図 2.3-3 優先区間の終点

2.3.3 優先区間内の構造物

(1) 優先区間の概要

優先区間の概要を表 2.3-2 に示す。優先区間は主要構造物の違いにより、3 つのサブセクションに細分される。これら主要構造物は、防潮堤および新設道路、防潮堤および道路拡幅、防潮堤であり、それぞれセクション 4-2、4-3 および 4-4 に該当する。各区間に含まれるほかの構造物には、交差点、水門、ボックスカルバートおよびアクセス坂路がある。交差点および水門はセクション 4-3、ボックスカルバートはセクション 4-2、アクセス坂路は各セクションに含まれる。

表 2.3-2 優先区間に含まれる構造物

セクション	延長	主要構造物	交差点	水門	ボックスカルバート	アクセス坂路
4-2	1.4 km	防潮堤及び新設道路	N/A	N/A	5 箇所	詳細設計にて場所を決定
4-3	0.9 km	防潮堤及び道路拡幅	1@ Payapay 橋の北	1@Kilot creek 1@Binok creek	N/A	詳細設計にて場所を決定
4-4	0.3 km	防潮堤	N/A	N/A	N/A	詳細設計にて場所を決定
合計	2.6 km		1	2	4	

出所: JICA 調査団

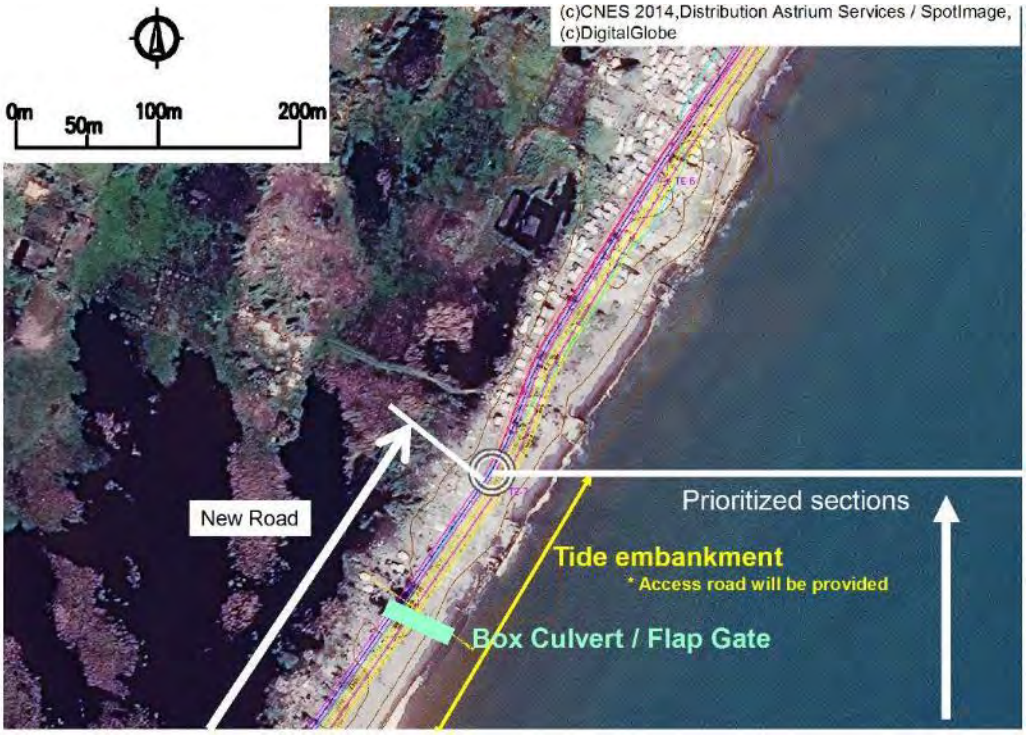
(2) 優先区間に含まれる構造物

優先区間に含まれる構造物を表 2.3-3 および図 2.3-4～図 2.3-9 に示す。河川堤防および橋梁は優先区間には含まれない。

表 2.3-3 優先区間に含まれる構造物

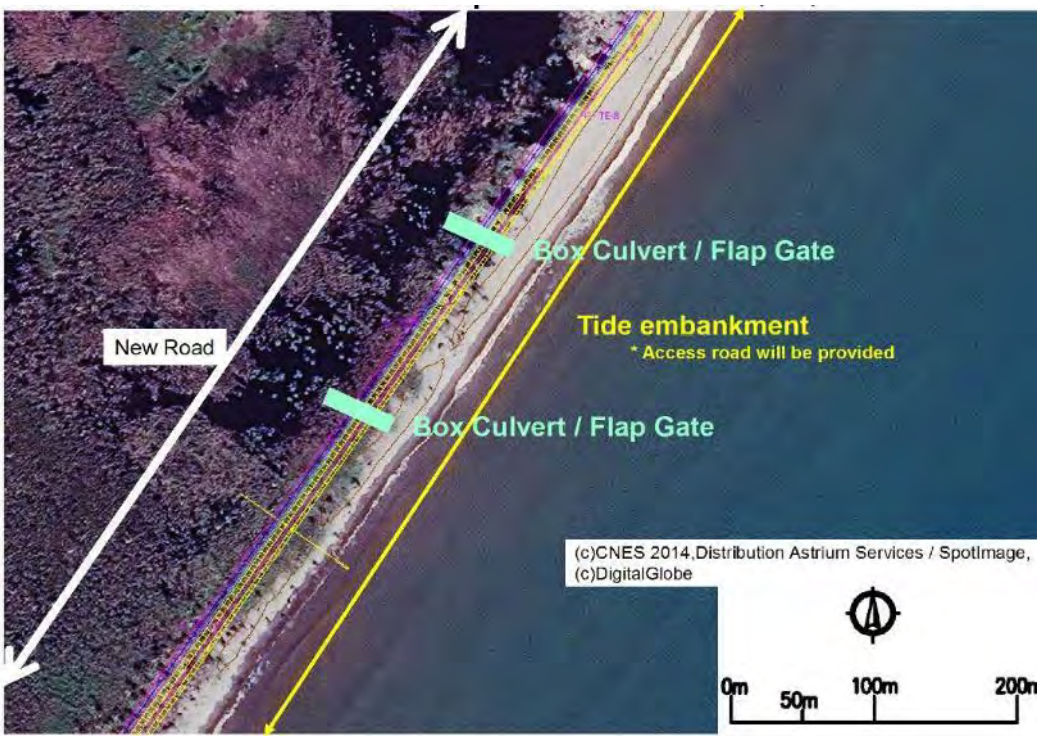
構造物のタイプ	箇所数 / 延長	備考
防潮堤	約 2.6 km	全区間
アクセス坂路	詳細設計で決定	全区間
道路：新設道路	約 1.4 km	Payapay 橋の北
道路：道路拡幅	約 0.9 km	Payapay 橋の南
道路：交差点	1 箇所	Payapay 橋の北
水門	2 箇所	Kilot creek, Binok creek
ボックスカルバート	5 箇所	湿地帯

出所: JICA 調査団



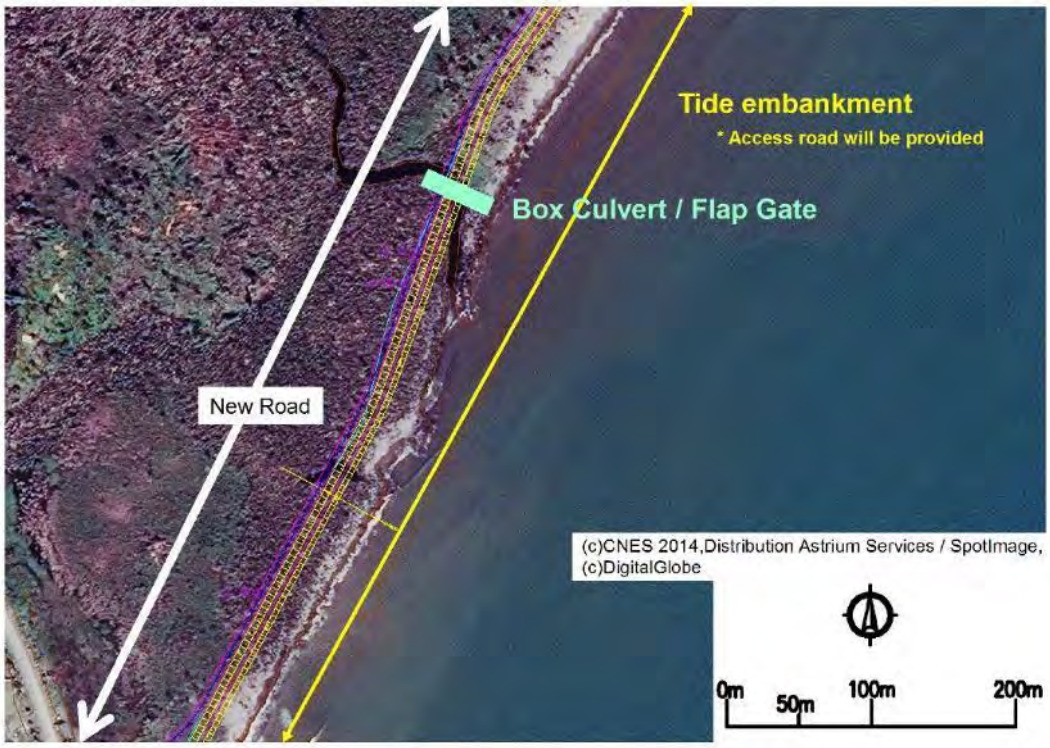
出所: JICA 調査団

図 2.3-4 優先区間の構造物(1)



出所: JICA 調査団

図 2.3-5 優先区間の構造物(2)



出所: JICA 調査団

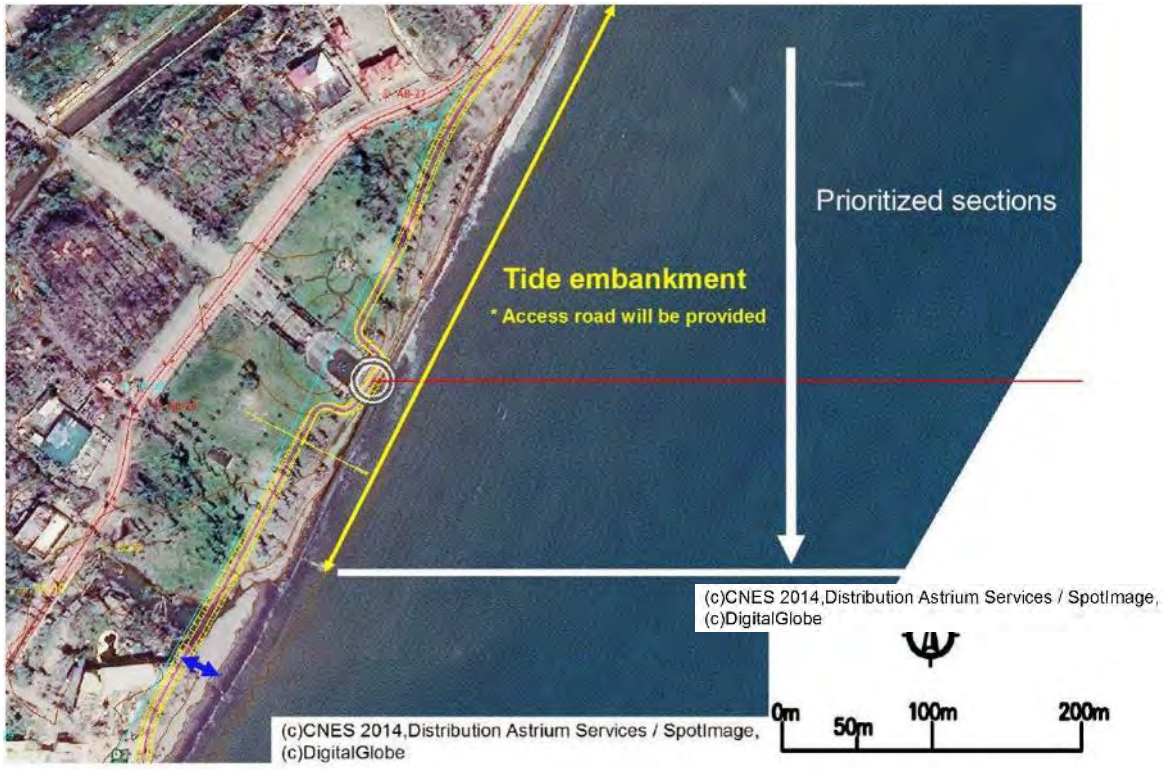
図 2.3-6 優先区間の構造物(3)

出所: JICA 調査団

図 2.3-7 優先区間の構造物(4)

出所: JICA 調査団

図 2.3-8 優先区間の構造物(5)



出所: JICA 調査団

図 2.3-9 優先区間の構造物(6)

2.3.4 優先区間の基本設計

優先区間の基本設計はDPWHおよびDPWHの契約したローカルコンサルタントにより完成し、2015年8月18日にDPWH本省に提出された。JICAの支援範囲は優先区間にとどまるものであったが、DPWHはセクション3および4の全区間についてローカルコンサルタントに設計を委託し、JICAの支援した優先区間を含む全区間について基本設計図書を完成させた。

図 **2.3-10** 優先区間を含むセクション **4** の基本設計図書の表紙

2.4 詳細設計への技術アドバイス

詳細設計は優先区間を対象としてDPWHにより実施された。優先区間は図 2.4-1に示すセクション4-2～4-4により構成される。セクション4-2はDPWHの1パッケージあたりの予算額の制約より、セクション4-2Aおよびセクション4-2Bの2つのサブセクションに分割された。

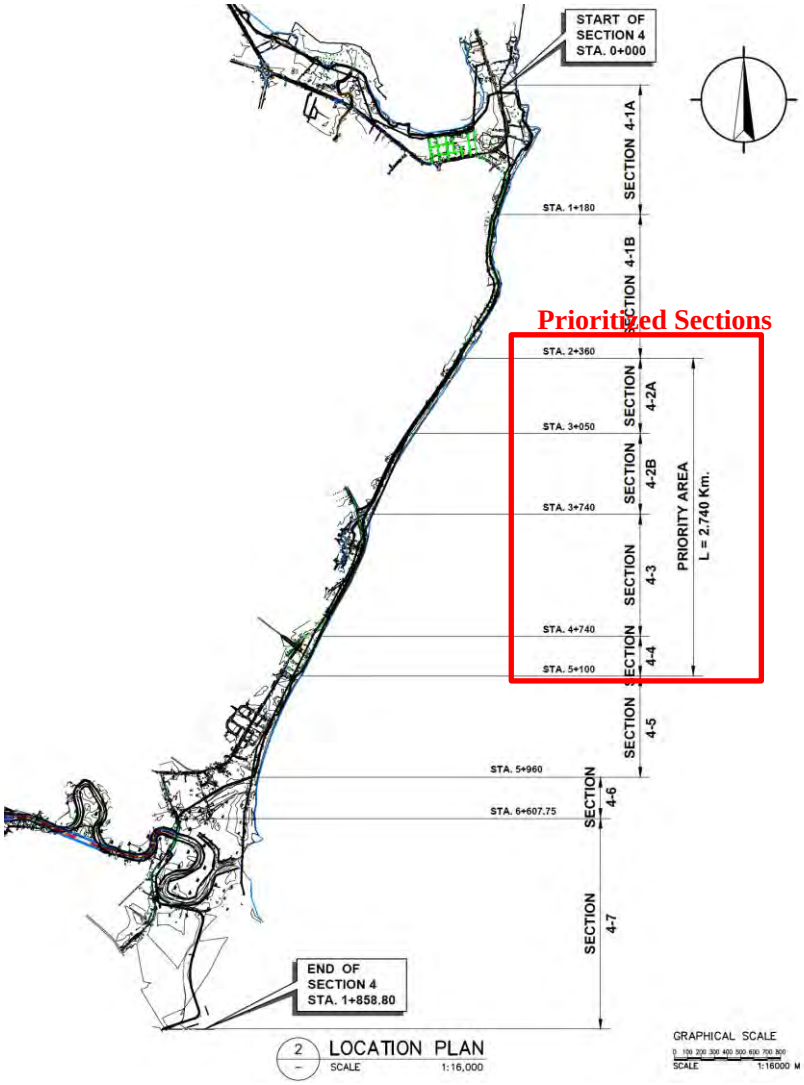


図 **2.4-1** 優先区間

優先区間の詳細設計を行うに当たり、DPWH は各構造物設置箇所の現場条件に見合うよう基本設計成果の見直しを行い、また DPWH の保有する基準と照らし合わせて、入札および着工に必要な情報を網羅した設計図書を取り揃えた。JICA 調査団は DPWH より問われた技術的な課題に対して、解決のためのアドバイスを行った。いくつかの課題は他の関係者との調整でのみ解決されるものであり、JICA 調査団は DPWH と LGU、他の関係者の打合せに同席した。JICA 調査団が詳細設計において行った支援内容を本省に整理する。

2.4.1　マッカーサー公園周辺のアライメントおよび付属施設

(1)　パロおよび関係者との協議の促進

マッカーサー公園周辺のアライメントおよび付属施設の決定においては、パロおよび関係者との密接な調整が求められた。これは防潮堤の建設がマッカーサー公園の景観のみならず、周辺地域の土地利用にも大きく影響を及ぼすためである。

JICA 調査団は DPWH がパロ町およびバランガイ代表者や観光局(DOT)、レイテ州など他の関係者と毎週開かれる定例協議を開催することを支援し、DPWH が事業および懸念を関係者にプレゼンできるようにした。各関係者も同様に彼らの計画や事業を DPWH にプレゼンすることで、関係者の課題解決を図り、防潮堤事業への合意形成を図った。

定例会議はパロが主催し、DPWH が共同議長を務めた。

図 2.4-2 パロ町との調整

図 2.4-3 防潮堤と他の関係者のプロジェクトの調整

(2)　防潮堤のアライメント

防潮堤のアライメントがマッカーサー公園の海側を通過することから、防潮堤の景観への影響について、パロ町および他の公園関係者より懸念が上がった。このため、調査団は定例会議において、DPWH がパロ町および関係者へ防潮堤および公園の高さ関係を説明するためのパース等の資料作成を支援し、マッカーサー公園では公園中央部の地盤高が防潮堤と比べて充分に高いため、景観上の影響がないことを会議参加者が理解した。

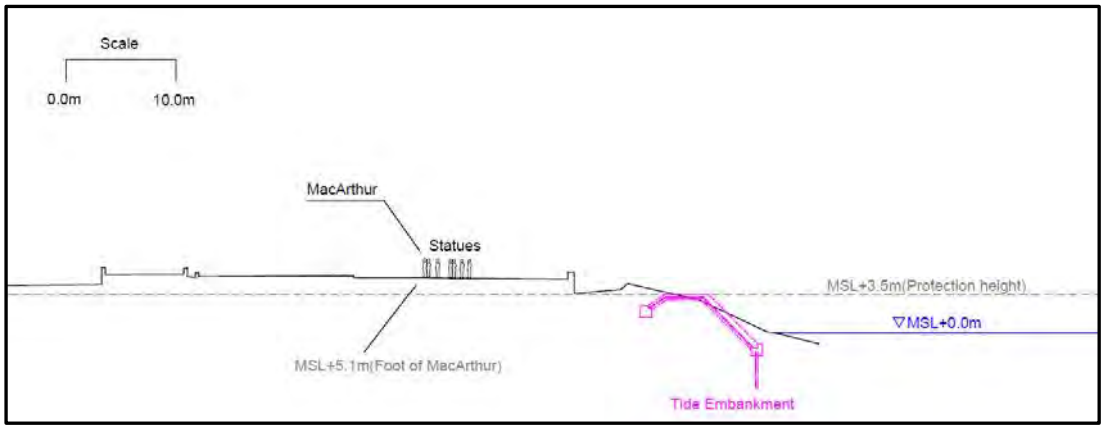


図 2.4-4 防潮堤とマッカーサー公園の高さ関係

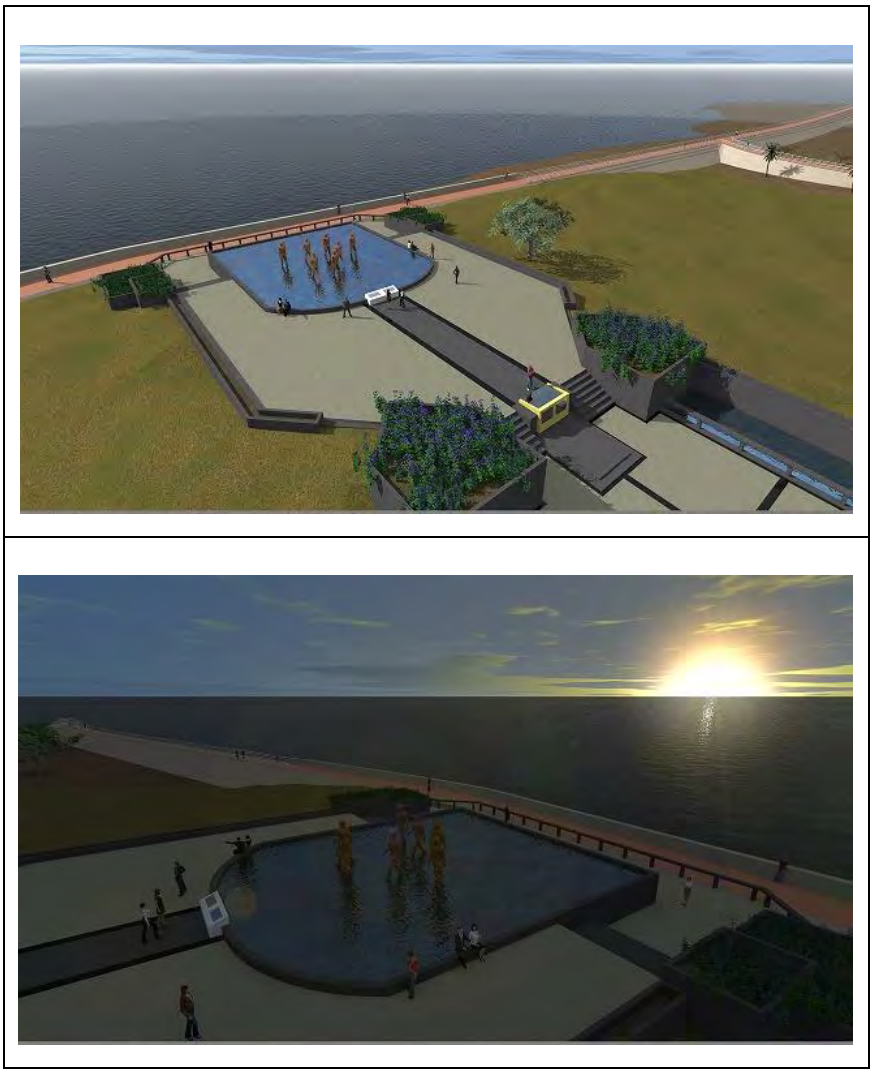


図 2.4-5 マッカーサー公園での防潮堤のパース

また基本計画で設定したアライメント（図 2.4-6）は、定例会議でパロ町および関係者との議論を経て、図 2.4-7 にように修正された。マッカーサー公園中央部のマッカーサー像背後には、標準構造の防潮堤を配置するために充分なスペースがないことから、図 2.4-8 に示す構造に変更された。

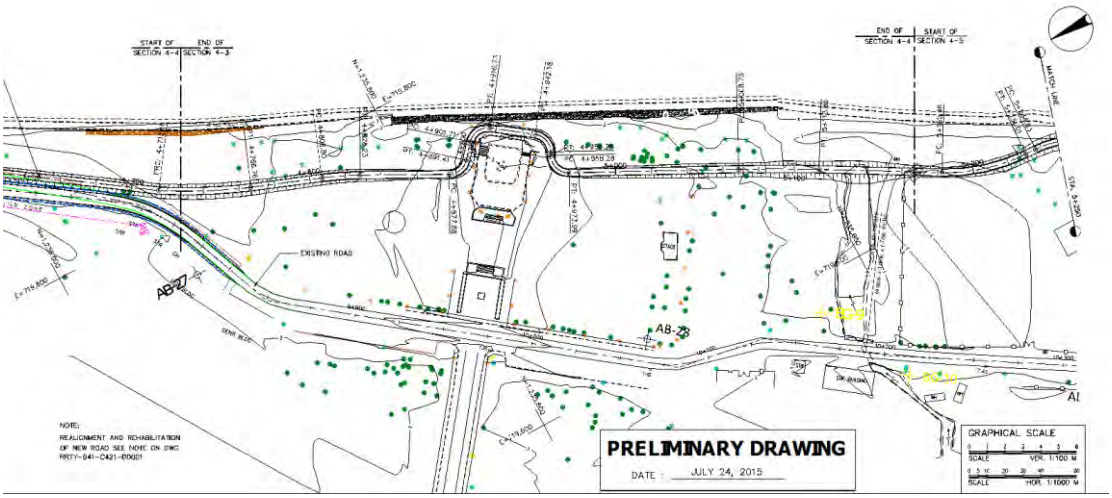


図 2.4-6 基本設計での防潮堤のアライメント

図 2.4-7 関係者との調整後の防潮堤のアライメント

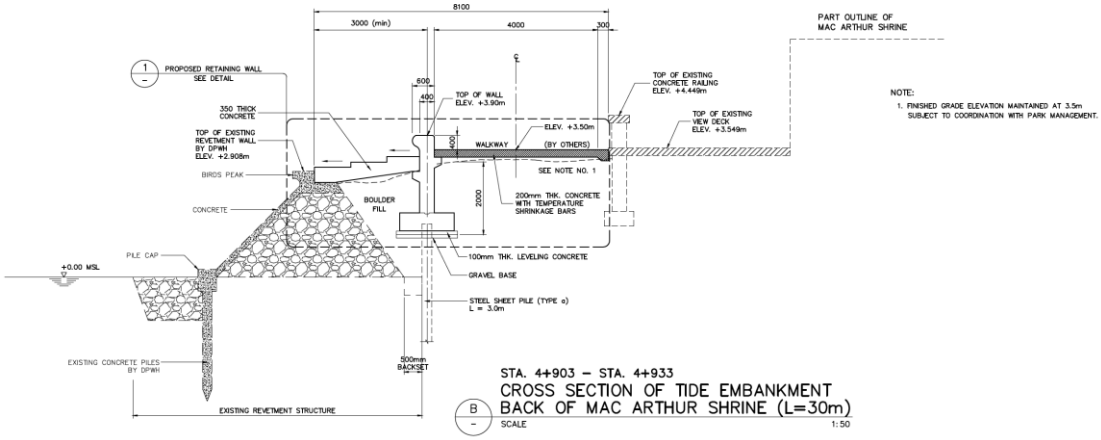


図 2.4-8 マッカーサー公園中央部の防潮堤の構造

(3)　付帯構造物の配置

1)　自転車道

パロ町および関係者との協議の結果、マッカーサー公園内部には自転車の侵入を認めないこととなり、調査団の支援により、DPWH は図 2.4-9 および図 2.4-10 に示される位置に自転車道を設置することをパロ町に提案し、確認された。

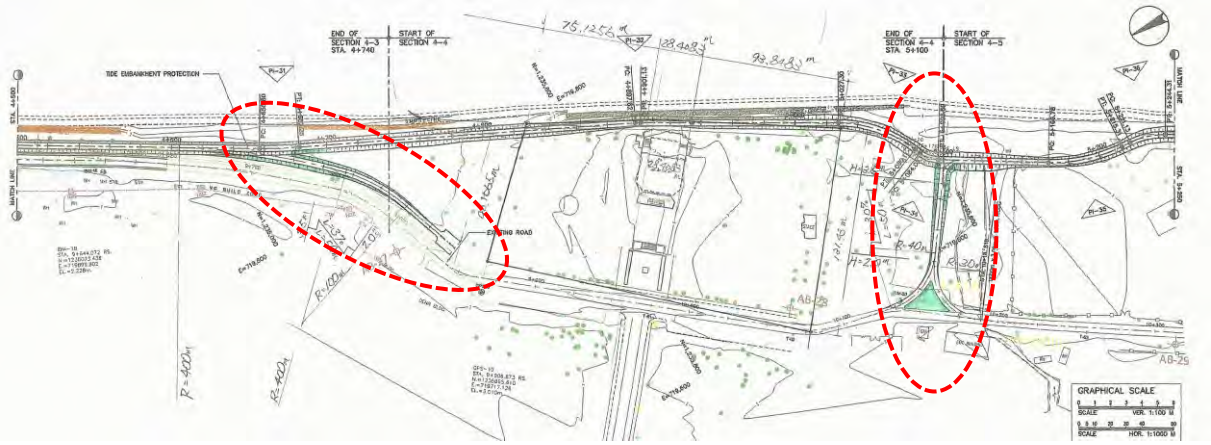


図 **2.4-9 DPWH** と関係者との調整で確定した自転車道の位置

図 **2.4-10** マッカーサー公園における自転車道のイメージ図

2)　漁業利用のための坂路

セクション 4-3 の砂浜には漁業用の小舟が多く係留されている。パロ町との定例会議において、防潮堤の建設が漁業関係者の海の利用を妨げることが指摘され、パロ町およびバランガイ代表者より坂路の設置を要求された。これに対して、DPWH は図 2.4-11 に示す構造の販路を図 2.4-12 に示す位置に設置することを提案し、課題の解決が図られた。

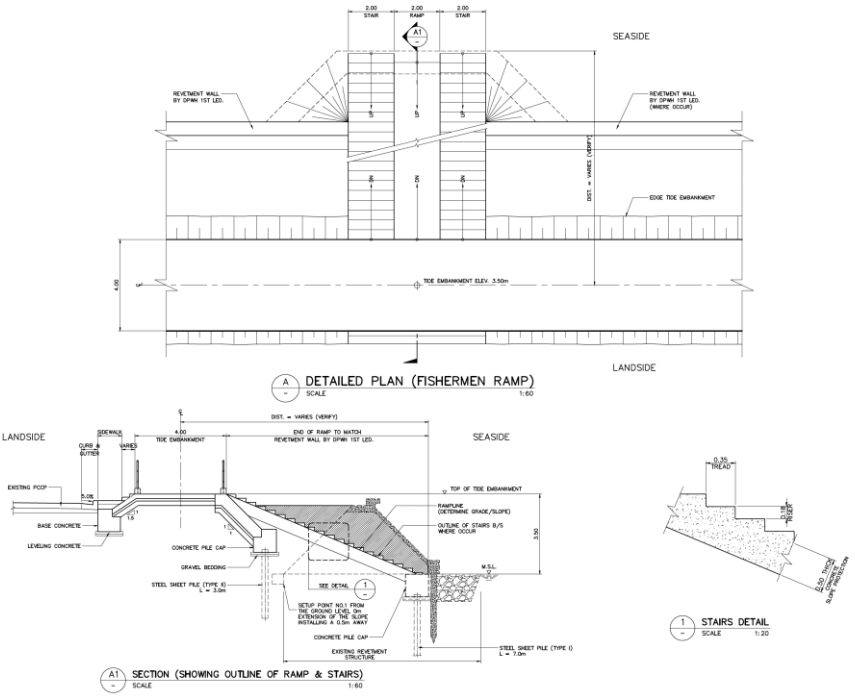


図 **2.4-11** 漁業利用のための坂路

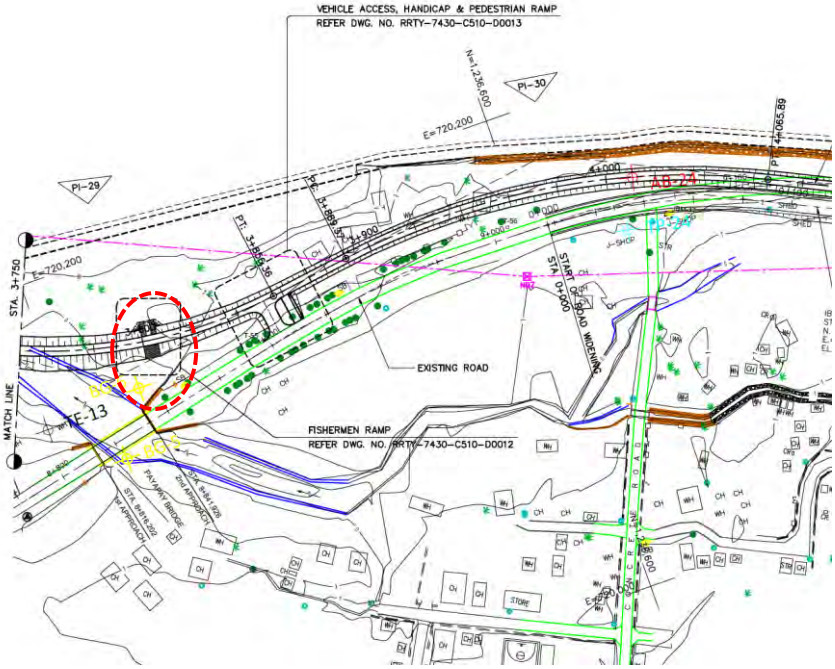


図 **2.4-12** 漁業利用のための坂路の位置

2.4.2　湿地帯の排水

(4)　湿地帯のボックスカルバートの設計条件

1)　設計流量

湿地帯に関しては、地形測量や深浅測量はなされていない。湿地帯の容量や範囲については正確には確認されていない。そのため、降雨流出解析を用いて湿地帯からの流出量を決定することは困難である。

そこで、JICA 調査団は、DPWH に対して、湿地帯からの流出量を基本計画の中の 6 河川／クリークの比流量を用いて算出するように助言した。

6 河川／クリークの流域面積と比流量の関係は、図 2.4-14 の左図にプロットされている。その相関係数は-0.04436 とあまり高くない。しかしながら、キロット・クリークについては、流出解析手法が他の 5 河川と同じでない。そこで、キロット・クリークを除いた 5 河川の流域面積と比流量の関係を図 2.4-14 の右図に示すとおりであり、その相関係数は-0.82102 と十分に高い。相関式は次のとおりである。

$$q_p = -0.49\mathrm{CA} + 5.708$$

q_p ： 比流量($m^3/s/km^2$)
CA ： 流域面積(km^2)

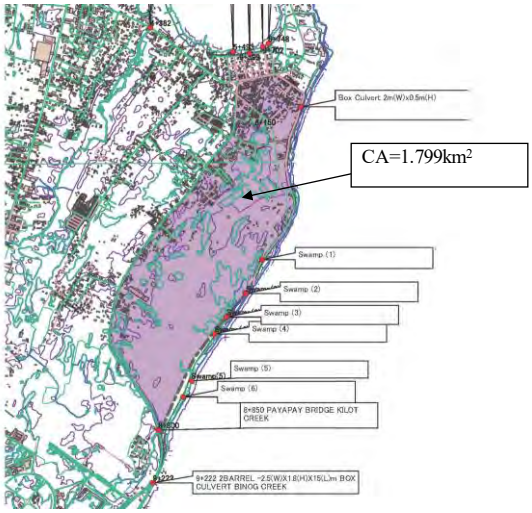


図 2.4-13 湿地帯の排水区域

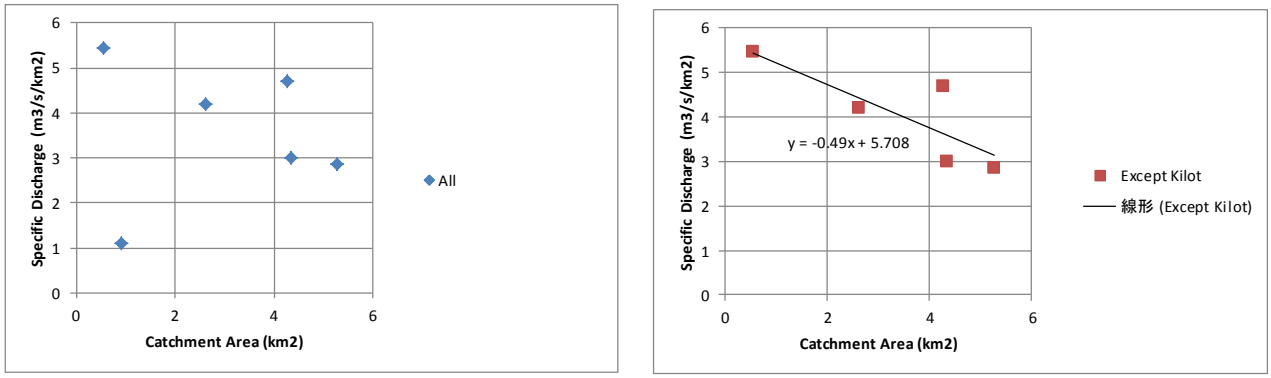


図 2.4-14 流域面積と比流量の関係

表 2.4-1　流域面積と比流量の関係

	River	Total Catchment Area (km2)	10 years Flood by SCS plus Water Retarding (m3/s)	Specific Discharge (m3/s/km2)	Specific Discharge (m3/s/km2)
1	Tanghas-Lirang Creek	4.26	20	4.69	4.69
2	Sagkahan Creek	0.55	3	5.45	5.45
3	Mahayahay Creek	2.62	11	4.20	4.20
4	Burayan River	5.27	15	2.85	2.85
5	Kilot Creek (Payapay Brd)	0.92	1	1.09	-----
6	Binog Creek (RCBC)	4.34	13	3.00	3.00
Correlation Coefficient				-0.04436	-0.82102

湿地帯全体の面積は 1.799 ㎢ 2 である。上述した式によると、湿地帯からの流出量の比流量は次のとおり計算される。

$$q_p = -0.49 \times 1.799 + 5.708 = 4.827(m^3/s/km^2)$$

それゆえ、排水流量は次のとおり計算される。

$$Q_p = q_p \times CA = 4.827 \times 1.799 = 8.684(m^3/s)$$

この場合、湿地からの 6 ヶ所の排水出口が設置されるべきである。それぞれが同じ排水流量を排水すると仮定すると、1 ヶ所の出口の排水流量は 1.448m3/s を越えなければならない。

2)　横断形状および管底高

湿地帯からの出口点では小規模な砂丘が形成されている。湿地帯の水位が高い場合、湿地の水は砂丘を超えて海へ流入する。逆に、海水の水位が高い時は、海水が湿地に入ってくる。そのため、湿地帯は汽水環境を有している。

もしも、管底高が現在の砂丘の頂点の標高よりも現在の砂丘の頂点の高さよりも低く設置されると、砂が現在と同じような状況で堆積させられるであろう。JICA 調査団は、管底高は河川・小川・湿地の出口水路のもっとも高い地点と同じ標高にセットされるようにアドバイスを行った。そして、それは砂丘の高さであった。管底高は、それゆえ、平均海水面から 0.5m 上とセットされ、それは、湿地出口(6)の砂丘の標高から決められたものであり、その値は標高海抜 0.408m であり、6 つの提案した地点の中で最も低いものであった。

3)　ボックスカルバートの流下能力

ボックスカルバートの流下能力は不等流解析によって算出される。不等流解析の条件は次のとおりである。

<u>下流端境界条件</u>：朔望平均満潮位（MHHW＝0.420m）または翼壁の下流端での限界水深

ボックスカルバートの呑み口での水位が計算されて、必要な余裕高が加えられる必要がある。照査項目は次のとおりに定める。

a）不等流解析がボックスカルバートの候補の幅それぞれに対して適用される。最低の幅は 1.0m とする。

b) 計算水深（水位）はボックスカルバートの呑み口の水深（水位）に用いられる。

c) ボックスカルバートの呑み口の水位は、湿地帯の最高標高であり、湿地帯の許容洪水位である標高 1.000m を超えてはならない。

d) 開口部の設計高さは、排水路の位置する水路の設計洪水位に 10%の水深の余裕高を加えたもので定義される。

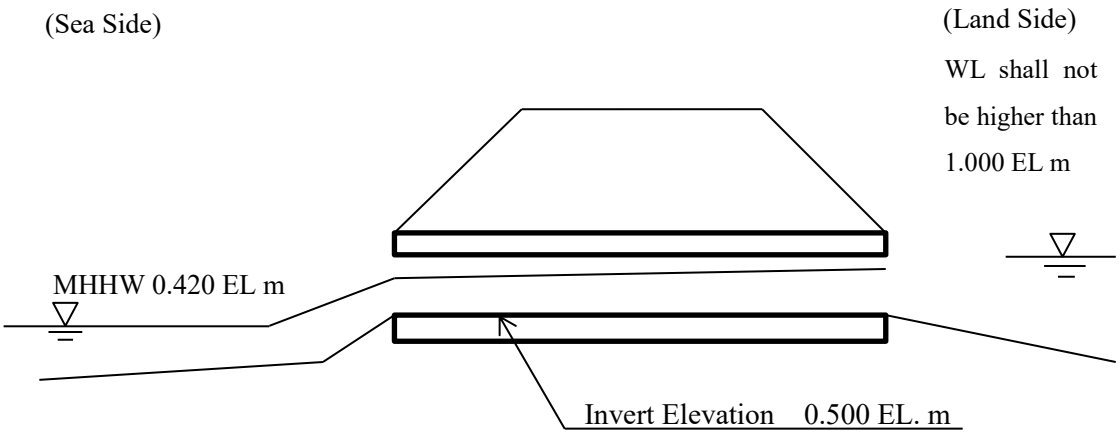


図 2.4-15 ボックスカルバートの流下能力計算のための縦断図

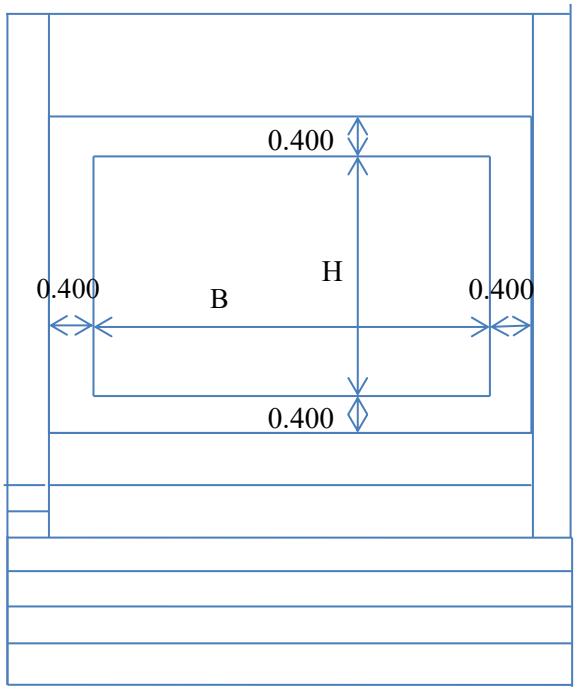


図 2.4-16 ボックスカルバートの流下能力計算のための横断図

幅 2.3m と 2.4m の不等流計算が実施され、その結果は以下のとおりである。

a) 幅: B = 2.3m

上流端／陸側の計算水位は、標高 1.010m であり、1.000m よりも高い。したがって、必要条件が満たされていない。

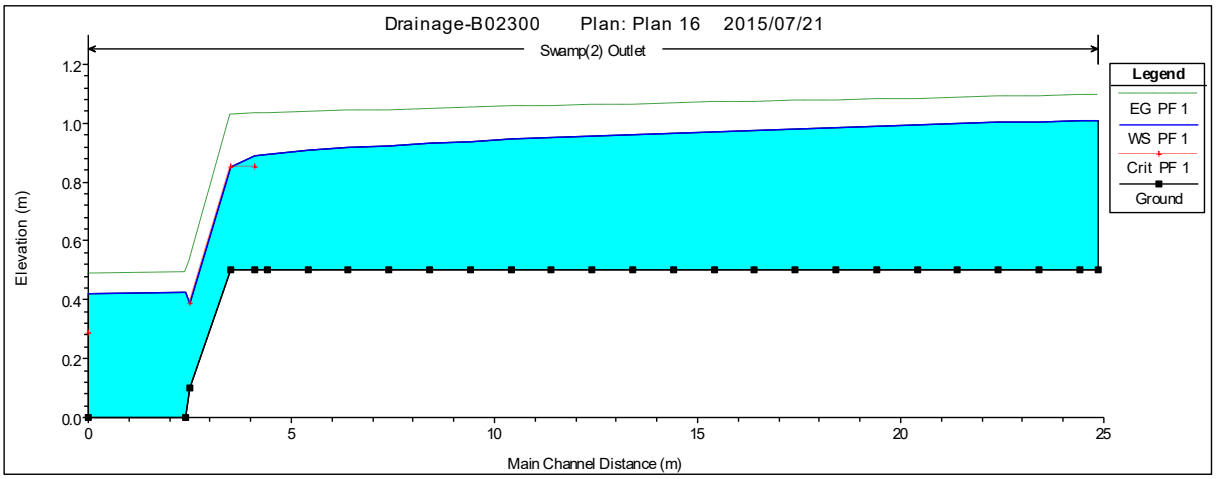


図 **2.4-17** 幅 2.3m での計算水位

b) 幅: B = 2.400m

上流端／陸側の計算水位は標高 1.000m であり、1.000 を超えていない。したがって、必要条件は満たされた。

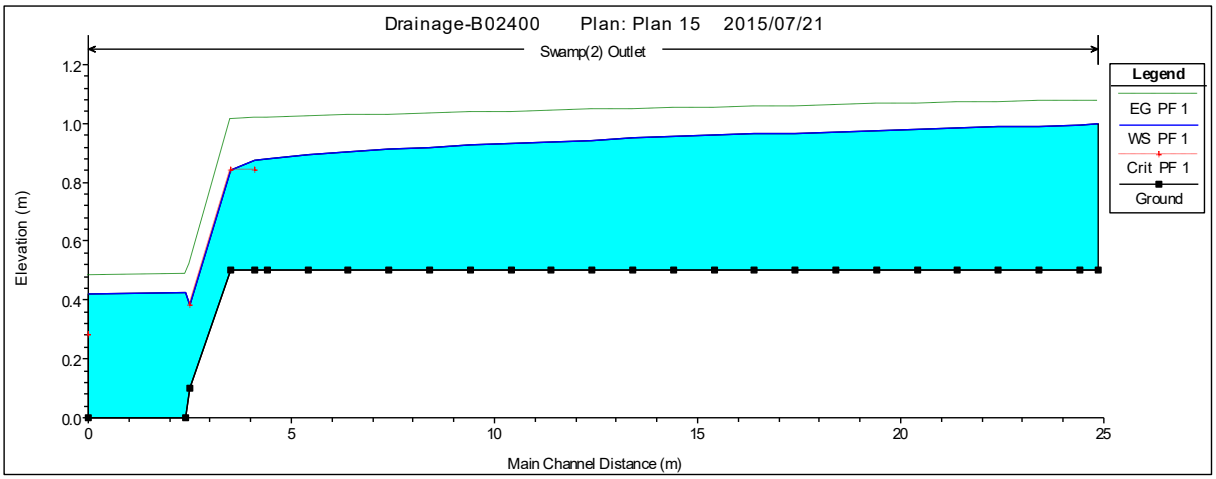


図 **2.4-18** 幅 2.4m での計算水位

したがって、ボックスカルバートの横断形状は次のとおりとする。

- 幅: 2.4 m (1.2 m×2 連を採用)
- 高さ: 0.5 m + 必要な余裕高 (1.2 m を採用)

(5) ボックスカルバートの構造的詳細

JICA 調査団は、DPWH に詳細設計において考慮されるべき事項を以下のとおり提示した。

- ゲートの海側のインバートの標高は、ボックスカルバートのインバート高よりも低くなければならない。なぜなら、フラップゲートを設置するからである。そのため、海側のインバート標高は海抜約 0.1 から 0.2m であり、そこには波と高潮に対する保護工が必要である。

- ボックスカルバートからの水の流れを促すために、蛇篭か捨石による水路が設置されなければならない。なぜなら、ボックスカルバートの海側のインバート標高は周囲の土地の高さよりも低いからである。蛇篭や捨石の重量は防潮堤の堤脚保護で提案されたものと同じでなければならない。
- コンクリートの厚さを検討する時に、浮力が考慮されなければならない。
- フラップゲートの設置を考慮すると、ボックスカルバートの海側端部の厚さは 40cm 以上が必要である。

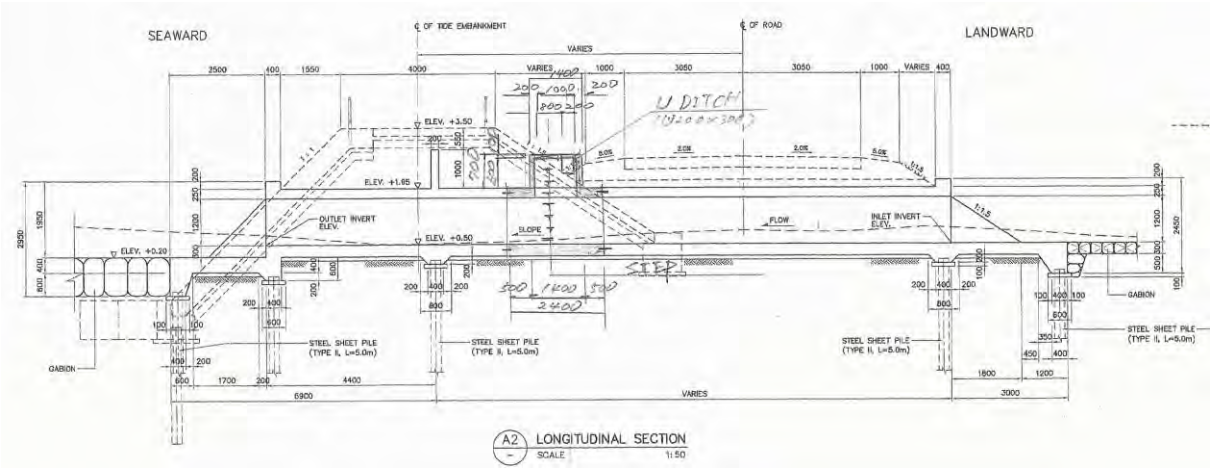


図 **2.4-19** JICA 調査団のアドバイスによる構造物のスケッチ

さらに、JICA 調査団は DPWH に以下のとおり提案を行った。

- ボックスカルバートの海側端部は護岸表面よりも後に設置されるべきである。そうすることで、フラップゲートが護岸から突き出ることがなくなる。
- 翼壁は護岸から突き出るべきでない。

しかしながら、これら２つの提案は採用されなかった。なぜなら、これらの提案は胸壁をより高くするためである。一方、DPWH は、波がフラップゲートに当たらないように、翼壁を海側に前に突き出すことを提案した。さらに、彼らは波消しや波止めをボックスカルバート開口部の前に設置することを提案した。

日本においては、海岸線や河岸の構造物は、洪水や高潮の最中に、流木やガレキ、ゴミがそれらの構造物に当たることを防ぐため、護岸よりも後ろに設置されるべきと考えられている。しかしながら、フィリピンにおいては、そのような共通認識は存在しない。そのため、これらの提案は、今後、DPWH によって検討されるであろう。

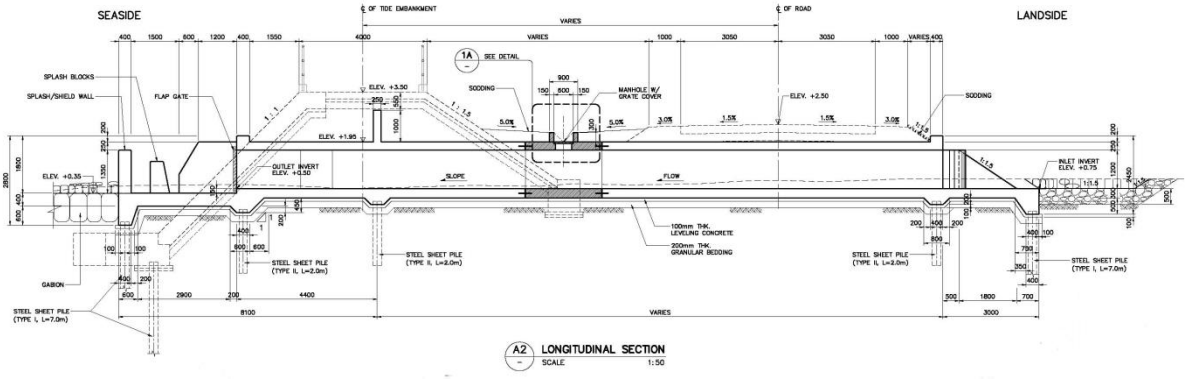


図 2.4-20 変更された構造

2.4.3 流出計算および水門設計

基本計画で提案した流出計算の手法（SCS 単位図法+湿地・水田による貯留効果考慮）は DPWH による計算の再現および見直しが困難であったため、DPWH の詳細設計の実施にあたり、流出計算の手法の見直しを行い、提案した。これに伴い水門の水理断面も変化する。

(1) 流出量の算定

DPWH、タクロバン市、パロ町との協議結果、当該水門は 1/10 年確率雨量規模の流出量を安全に流下させる規模で設計することとした。

既往 JICA 調査では、流出計算手法として、土地被覆と表層土壌を基に降雨損失に関する 2 つのパラメータを推定する SCS 法を採用した。本件での対象集水域面積は小さいので、SCS 法と合理式法の両方で流出量を算定して比較した。流出量は 1/10 年確率雨量の他、1/5 年確率雨量についても比較のために算定した。

1) 集中時間

確率流量を算定するに当たり、それぞれ流域での雨水の集中時間が必要である。

水門計画設置地点へ到達するまでに雨水が最も時間を要する流域最遠点において、雨水が水門計画設置地点へ到達するまでの時間を集中時間とした。集中時間は、以下 2 つの成分の合計とした。

地表流下時間 t_{ov} + *河道流下時間* t_{ch} = *集中時間* t_c

地表流下時間 t_{ov} ならびに河道流下時間 t_{ch} の算定には幾つかの方法が提案されている。本件では米国の Texas Department of Transportation: Hydraulic Design Manual, 2015、および Florida Department of Transportation: Drainage Handbook, 2012 を参照し、少ないパラメータでも使用できる以下式を採用した。

$$t_{ov} = 1.44(L_{ov} \times N)^{0.467} \times S_{ov}^{-0.235}$$ *Kerby 式*

$$t_{ch} = 0.0195 \times F_s \times L_{ch}^{0.770} \times S_{ch}^{-0.385}$$ *Kirpich 式*

ここに、

t_{ov} : 流域最遠点から河道流入口までに雨水が地表流下する時間 (min)
t_{ch} : 河道流入口から計画地点までに雨水が河道流下する時間 (min)
L_{ov} : 流域最遠点から河道流入口までに雨水が地表流下する距離 (m)
S_{ov} : L_{ov} の平均勾配 (無次元)
N : 遅滞係数
L_{ch} : 河道流入口から計画地点までに雨水が河道流下する距離 (m)
S_{ch} : L_{ch} の平均勾配 (無次元)
F_s : 調整率

当該流域の遅滞係数 N と調整率 F_s については、以下表の値を適用した。

表 2.4-2　適用した遅滞係数

土地被覆	遅滞係数 N
Open forest, broadleaved	0.60
Built-up area	0.02
Cultivated annual crop	0.20
Cultivated perennial crop	0.20
Fishpond	0.60
Wooded land, shrubs	0.60

*JICA 調査団が「Texas Department of Transportation: Hydraulic Design Manual, 2015」を基に設定

表 2.4-3　適用した調整率

河道状態	調整率 F_s
Natural basins with well-defined channels	1.0
Mowed grass road side ditches	1.0
Concrete channels	0.2

*Florida Department of Transportation: Drainage Handbook, 2012

前述の米国技術書に従い、平均勾配値が 0.003 (0.3%)以下であれば、流下時間が非現実的に長くならぬよう平均勾配値に 0.0005 (0.05%)を加算して調整した。雨水の地表流下距離 L_{ov}、河道流下距離 L_{ch}、ならびに地表標高については、JICA 調査団の作成した GIS データを計測して求めた。こうして求めた算定結果は次の通りである。

表 2.4-4　雨水の地表流下時間

No.	Rivers/Creeks	L_{ov} (m)	Elevation of L_{ov}		S_{0ov} = (Up-Down) /L_{ov}	S_{ov}: 調整平均勾配, If S_{0ov} <= 0.003 then S_{ov} = S_{0ov}+0.0005	遅滞係数 N	**地表流下時間 t_{ov} (min)**
			Up-end (m MSL)	Down-end (m MSL)				
1	Tanghas-Lirang Creek	1,500	+215	+3.0	0.14133	0.14133	0.6	**55**
2	Sagakhan Creek	1,000	+3.4	+1.4	0.00200	0.00250	0.02	**25**
3	Mahayahay Creek	1,900	+3.1	+2.5	0.00032	0.00082	0.02	**52**
4	Burayan River	800	+4.4	+2.7	0.00213	0.00263	0.2	**65**
5	Kilot Creek	1,900	+3.0	+0.3	0.00200	0.00250	0.2	**99**
6	Binog Creek	3,100	+110	+2.5	0.03468	0.03468	0.2	**64**

表 2.4-5　雨水の河道流下時間

No.	Rivers/Creeks	L_{ch} (m)	Elevation of L_{ch}		S_{0ch} = (Up-Down)/ L_{ch}	S_{ch}: 調整平均勾配, If S_{0ch} <= 0.003 then $S_{ch} = S_{0ch}$+0.0005	調整率 F_s	**河道流下時間 t_{ch} (min)**
			Up-end (m MSL)	Down-end (m MSL)				
1	Tanghas-Lirang Creek	4,600	+4.1	0	0.00089	0.00139	0.2	**32**
2	Sagakhan Creek	470	+1.4	0	0.00291	0.00341	0.2	**4**
3	Mahayahay Creek	1,170	+2.5	0	0.00215	0.00265	0.2	**9**
4	Burayan River	3,300	+2.7	0	0.00080	0.00130	0.2	**26**
5	Kilot Creek	500	+1.0	0	0.00200	0.00250	0.2	**5**
6	Binog Creek	800	+2.5	0	0.00313	0.00313	0.2	**6**

以上より、雨水が流域最遠点から水門計画設置地点へ到達するまでの集中時間を表 2.4-6 の通り算定した。

表 2.4-6　雨水の集中時間

No.	Rivers/Creeks	地表流下時間 t_{ov} (min)	河道流下時間 t_{ch} (min)	**集中時間 $t_c = t_{ov} + t_{ch}$ (min)**
1	Tanghas-Lirang Creek	55	32	**87**
2	Sagakhan Creek	25	4	**29**
3	Mahayahay Creek	52	9	**61**
4	Burayan River	65	26	**91**
5	Kilot Creek	99	5	**104**
6	Binog Creek	64	6	**70**

2)　合理式法

5 年および 10 年の確率雨量規模別のピーク流出量を以下の合理式により算出した。

$$Qp = 0.2778fIA$$

ここに、

Qp :　確率規模別ピーク流出量 (m^3/s)
f :　流出係数
I :　集中時間内の降雨強度 (mm/hr)
A :　集水面積 (km^2)

降雨強度については、WOODFIELDS CONSULTANTS INC.: Inventory Survey and Basic Analysis of Hydrological Data for Department of Public Works and Highways Technical Standards and Guidelines, March 2002 に記載されている次の降雨強度式を用いて算定した。

1/5 年確率降雨強度式　$I_5 = 1138.08/(t_c+10.32)^{0.70}$
1/10 年確率降雨強度式　$I_{10} = 1407.27/(t_c+10.56)^{0.70}$

ここに、

I_5 :　1/5 年確率降雨強度 (mm/hr)
I_{10} :　1/10 年確率降雨強度 (mm/hr)
t_c :　集中時間 (min)

集水域毎の合成流出係数 Composite f については、表 2.4-7 の流出係数を用い、表 2.2-15 の土地被覆割合を次の通り加重平均して求めた。

$$Composite\ f = \Sigma f_j A_j / \Sigma A_j$$

ここに、

Composite f	:	合成流出係数
f_j	:	表 2.4-7 の流出係数
A_j	:	土地被覆毎の面積 (km^2)

現地踏査の結果、被覆が Cultivated crop と分類されている平坦地の相当面積は湿地であった。湿地の雨水貯留能力は高いと判断し、流出係数は 0.3 と小さく設定した。

表 2.4-7　適用した流出係数

土地被覆	流出係数 f
Open forest, broadleaved	0.75
Built-up area	0.80
Cultivated annual crop	0.30
Cultivated perennial crop	0.30
Fishpond	0.70
Wooded land, shrubs	0.45

*JICA 調査団が「国土交通省河川砂防基準（計画編）」を基に設定

以上により算定した各パラメータとピーク流出量は下表の通りである。

表 2.4-8　合理式法によるピーク流出量

No.	Rivers/Creeks	Composite f	集中時間 t_c (min)	降雨強度		集水面積 A (km^2)	ピーク流出量	
				I_5 (mm/hr)	I_{10} (mm/hr)		**1/5 年確率 Q_5 (m^3/s)**	**1/10 年確率 Q_{10} (m^3/s)**
1	Tanghas-Lirang Creek	0.58	87	46	57	4.26	**32**	**39**
2	Sagakhan Creek	0.78	29	87	107	0.55	**10**	**13**
3	Mahayahay Creek	0.64	61	57	71	2.62	**27**	**33**
4	Burayan River	0.55	91	45	55	5.27	**36**	**44**
5	Kilot Creek	0.40	104	41	51	0.92	**4**	**5**
6	Binog Creek	0.57	70	53	65	4.34	**36**	**45**

3)　SCS 法

5 年および 10 年の確率雨量規模別の流出量を SCS 法(Soil Conservation Service method)により算出した。

SCS 法では少ないパラメータで流出量ハイドログラフを求めることができ、しかも US Army Corps of Engineers の HEC-HMS ソフトウェアを無償利用できる。解析手法の詳細は、ソフトウェア Help メニューの HEC-HMS Technical Reference Manual, 2000 で説明されている。SCS 法で必要なパラメータは、集水面積、不浸透面積割合 *Impervious %*、合成曲線番号 Composite CN、時間遅れ Lag time、計画降雨である。

不浸透面積割合 *Impervious %*は、表 2.2-15 の Built-up area 面積の 65%を不透水と見込み、次のように求めた。

$$Impervious\ \% = 0.65 Built\text{-}up\ area / \Sigma A_j \times 100$$

ここに、

Built-up area : Built-up area の面積 (km^2)
A_j : 土地被覆毎の面積 (km^2)

集水域毎の合成曲線番号 Composite CN については、表 2.4-9 の曲線番号 CN を用い、表 2.2-15 の土地被覆割合を次の通り加重平均して求めた。

$$Composite\ CN = \Sigma CN_j A_j / \Sigma A_j$$

ここに、

Composite CN : 合成曲線番号
CN_j : 表 2.4-9 の曲線番号
A_j : 土地被覆毎の面積 (km^2)

時間遅れ Lag time とは、計画地点における計画降雨と流出との間の時間差で、以下の通り求めた。

$$t_{lag} = 0.6 t_c$$

ここに、

t_c : 表 2.4-6 の集中時間

計画降雨は、表 2.2-14 の 1/5 と 1/10 年計画日降雨とした。

表 2.4-9　適用した曲線番号

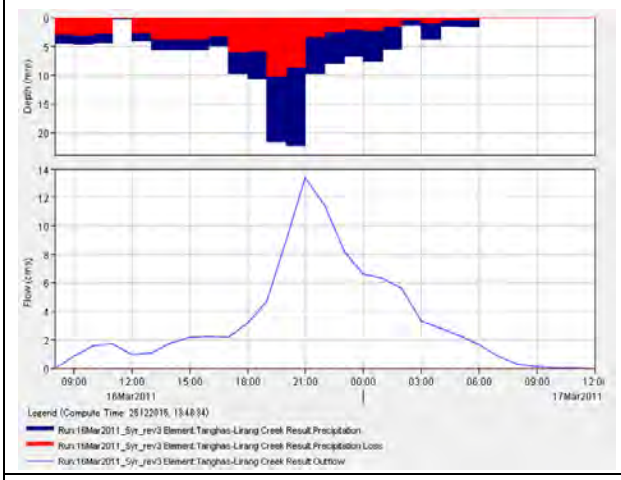
土地被覆	曲線番号 CN
Open forest, broadleaved	75
Built-up area	80
Cultivated annual crop	30
Cultivated perennial crop	30
Fishpond	70
Wooded land, shrubs	45

*JICA 調査団が「US Army Corps of Engineers: HEC-HMS Technical Reference Manual, 2000」を基に設定

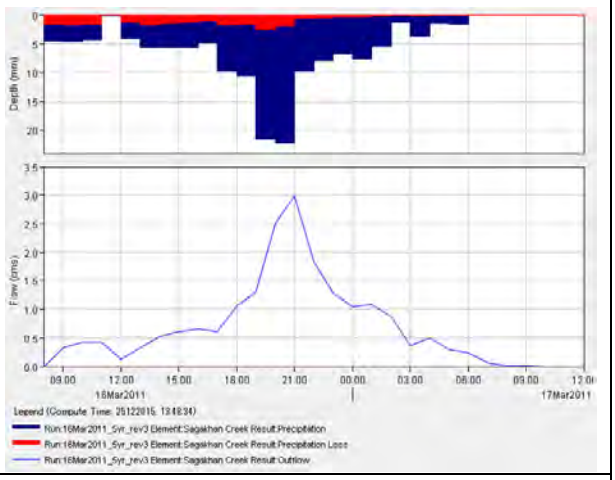
HEC-HMS の SCS 法に入力したパラメータと、算定されたピーク流出量は表 2.4-10 の通りである。また、本件対象集水域毎の流出量ハイドログラフ、ならびに降雨ハイエトグラフは図 2.4-21、図 2.4-22 の通りである。

表 2.4-10　SCS 法によるピーク流出量

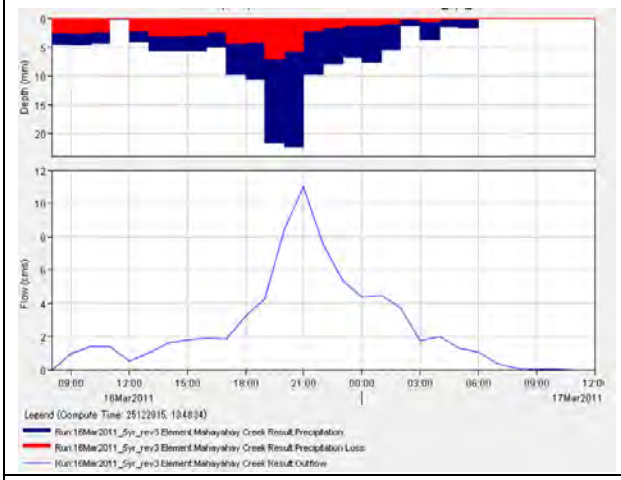
No.	Rivers/Creeks	Composite CN	Lag time t_{lag} (min)	集水面積 A (km^2)	Impervious % (%)	ピーク流出量	
						1/5 年確率 Q_5 (m^3/s)	**1/10 年確率 Q_{10} (m^3/s)**
1	Tanghas-Lirang Creek	58	52	4.26	34	**14**	**16**
2	Sagakhan Creek	78	17	0.55	63	**3**	**4**
3	Mahayahay Creek	64	37	2.62	45	**11**	**13**
4	Burayan River	55	55	5.27	33	**15**	**18**
5	Kilot Creek	40	62	0.92	13	**1**	**1**
6	Binog Creek	57	42	4.34	34	**14**	**17**



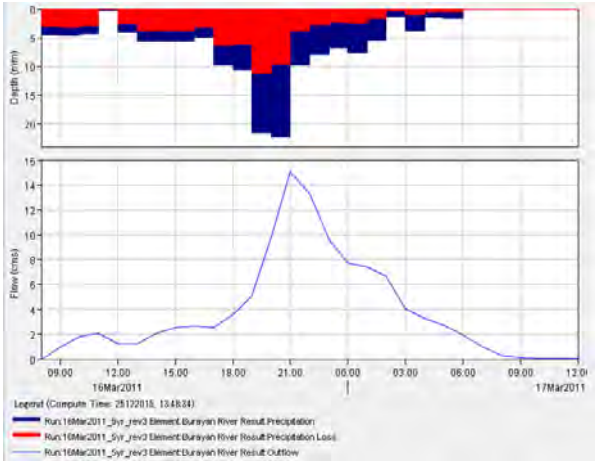
Tanghas-Lirang Creek



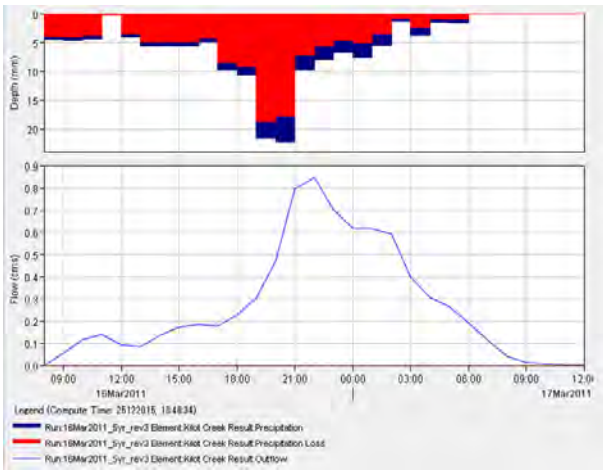
Sagakhan Creek



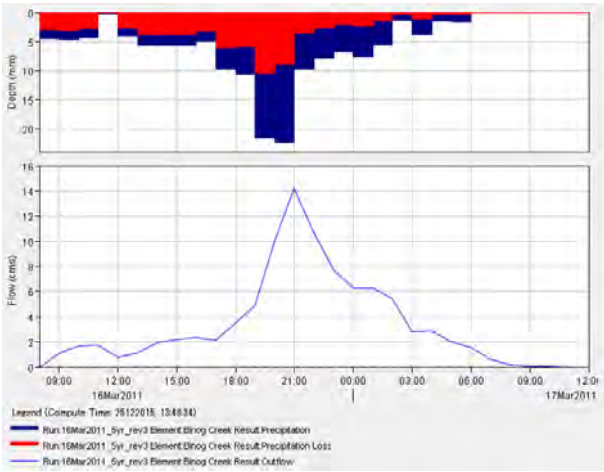
Mahayahay Creek



Burayan River

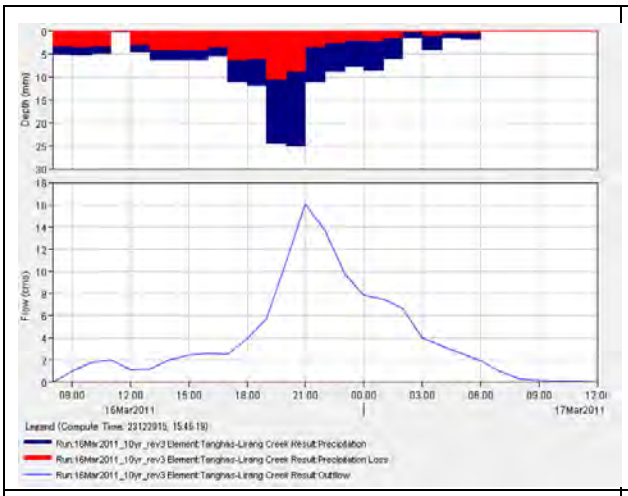


Kilot Creek

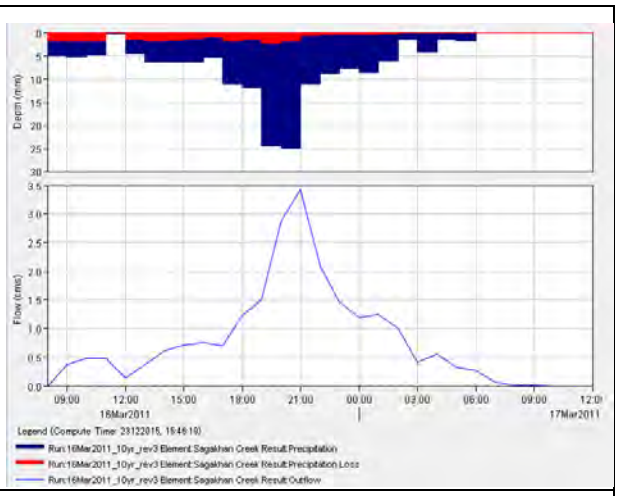


Binog Creek

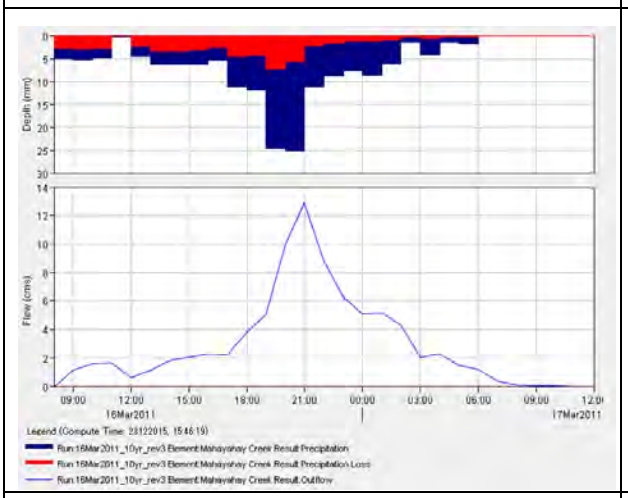
図 2.4-21　SCS 法による 1/5 年確率の流出量ハイドログラフ・降雨ハイエトグラフ



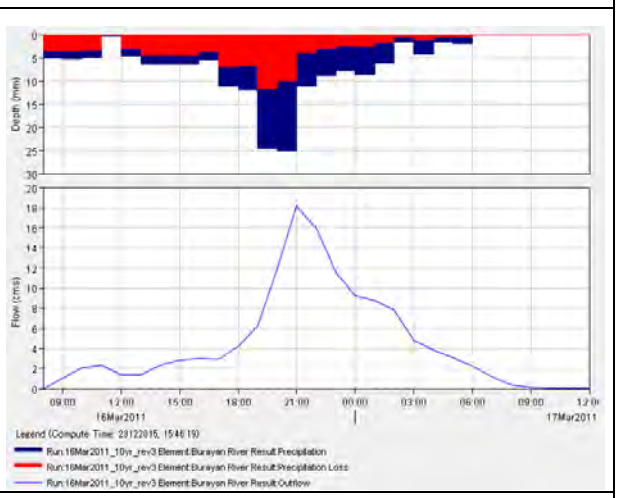
Tanghas-Lirang Creek



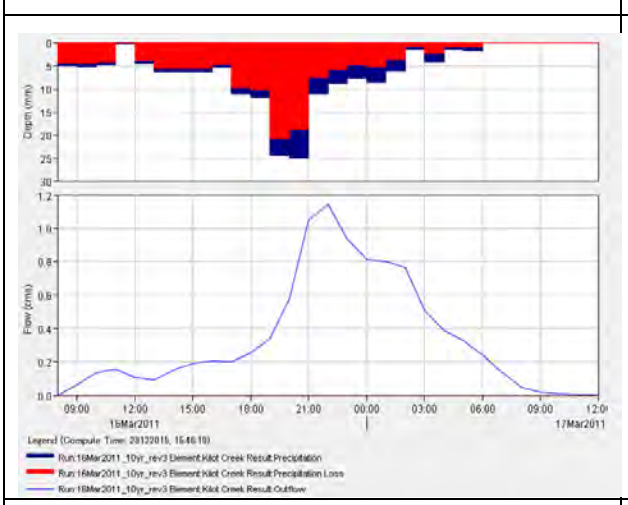
Sagakhan Creek



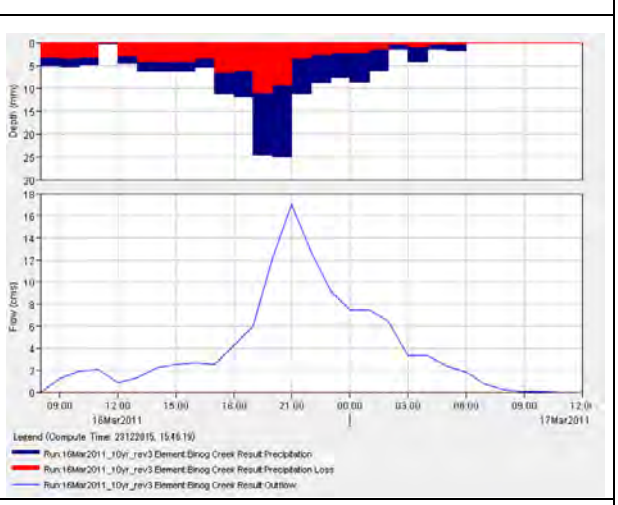
Mahayahay Creek



Burayan River



Kilot Creek



Binog Creek

図 2.4-22　SCS 法による 1/10 年確率の流出量ハイドログラフ・降雨ハイエトグラフ

4)　総括

合理式法と SCS 法によるピーク流出量の計算結果を下表に整理した。合理式法によるピーク流出量は、SCS 法による値よりも相当大きくなった。これは、合理式法で使用した既存の降雨強度式で求めた時間降雨強度が、SCS 法で使用した計画降雨の時間降雨強度よりも相当大きいからである。水門施設計画設置地点での住民への浸水聞き取り情報と、既設の河道ならびに付帯構造物の寸法を判断すると、合理式法によるピーク流出量は過大であり、水門扉体のサイズを極めて大きくせざるを得なくなる。一方、SCS 法では、集水域の湿地での雨水貯留能力を合理的に評価し、ピーク流出量についても実情に相応した妥当な値であると思われる。よって、設計ピーク流出量は SCS 法の算出結果を採用する。

表 2.4-11　水門施設の計画設置地点でのピーク流出量の計算結果

Unit: m^3/sec

No.	Rivers/Creeks	合理式法		SCS 法		**採用する設計ピーク流出量**	
		1/5 年 Q_5	1/10 年 Q_{10}	1/5 年 Q_5	1/10 年 Q_{10}	**1/5 年確率 Q_5**	**1/10 年確率 Q_{10}**
1	Tanghas-Lirang Creek	32	39	14	16	**14**	**16**
2	Sagakhan Creek	10	13	3	4	**3**	**4**
3	Mahayahay Creek	27	33	11	13	**11**	**13**
4	Burayan River	36	44	15	18	**15**	**18**
5	Kilot Creek	4	5	1	1	**1**	**1**
6	Binog Creek	36	45	14	17	**14**	**17**

5)　既設河口吐口構造物の排水能力の評価

河川／水路の流末に設けられた、既設の河口吐口構造物の排水能力を評価した結果は表 2.4-12 の通りである。排水能力は、洪水時の土砂堆積を考慮して河口吐口構造物の開口断面積の 80%を通水断面とし、許容流速を乗じて求めた。許容流速は河道のライニング状況を考慮し、Stone or block masonry の 1.8m/sec (Bureau of Design: Design Guidelines Criteria and Standards for Public Works and Highways Volume-II, p701)とした。これら河口吐口構造物に水門扉体は据えつけられていないので、制水機能を有していない。そして、これら河口吐口構造物は防潮堤の計画法線よりも内陸側に設けられており、当該プロジェクトにおいて河川／水路をも含めた改修を行う計画にはない。DPWH、タクロバン市、パロ町との協議結果、水門は 1/10 年確率雨量規模の流出量を安全に流下させる規模で設計することとしている。従って、Tanghas-Lirang Creek、Mahayahay Creek の河口吐口構造物の排水能力は全く不足している状況である。内陸から当該防潮堤に至るまでの河川／水路の改修は、別プロジェクトとして実施されるよう提案する。

表 2.4-12　既設の河口吐口構造物の排水能力

Section	No.	Rivers/ Creeks	ピーク流出量		既設吐口構造物	既設の河口吐口構造物の開口寸法	許容流速 (m/s)	排水能力 (m^3/s)	ピーク流出量の排水能力の可否	
			1/5 年確率 (m^3/s)	1/10 年確率 (m^3/s)					1/5 年確率	1/10 年確率
3	1	Tanghas-Lirang Creek	**14**	**16**	Aslum bridge 1 span beam type	B4.5m×H1.5m	1.8	10	**No**	**No**
		Mangonbangon River より 8m^3/s 分水された場合	**22**	**24**					**No**	**No**
3	2	Sagakhan Creek	**3**	**4**	Box culvert	B3.5m×H1.0m	1.8	5	**Yes**	**Yes**
3	3	Mahayahay Creek	**11**	**13**	Box culvert	B1.0m×H0.8m×2	1.8	2	**No**	**No**
3	4	Burayan River	**15**	**18**	Burayan bridge 1 span I girder type	B10.0m×H2.0m	1.8	29	**Yes**	**Yes**
4	5	Kilot Creek	**1**	**1**	Payapay bridge 3 span I girder type	B(7.8m+10.0m+ 7.8m) ×H3.5m	1.8	122	**Yes**	**Yes**
4	6	Binog Creek	**14**	**17**	Box culvert No.1	B2.3m×H1.8m×2	1.8	19	**Yes**	**Yes**
4	7				Box culvert No.2	B2.7m×H1.7m	1.8			

*Binog Creek の排水能力は、Box culvert No.1、No.2 の合計値である。

(2)　当調査団が推奨する水門扉体水理断面

以上の通り検討した計画流出量について、確保すべき水門扉体の水理断面を表 2.4-13 の通り求めた。検討に当たり、以下箇条書き事項を基本条件とした。

- 水門扉体は 1/10 年確率雨量規模の流出量を安全に流下させるサイズとする。
- 水門扉体は水理断面に通水余裕高を含めたサイズとする。
- 水門扉体の水理断面は、本件対象 Rivers/Creeks の河道ライニングが Stone or block masonry に相当する強度を有しているものと見込み、許容流速を 1.8m/sec として算定する。
- 水門扉体の敷高は、砂浜海岸においては漂流砂により閉塞しないよう、+0.5m MSL とする。また、砂浜海岸以外では、河道の河口での現況敷高に合わせることとする。
- 水門扉体幅は、既設 Rivers/Creeks の河道幅程度を下回らないようにする。
- 水門扉体高は、防潮堤の天端高 (Section 3: +4.0m MSL、Section 4: +3.5m MSL)、ならびに平行道路の路面高を考慮して算定する。
- 本件対象 Rivers/Creeks 自体の改修は防潮堤建設プロジェクトの対象とはしていないので、Rivers/Creeks 自体の計画流出量の通水能力の有無は別途機会に詳細調査が必要である。

また、タクロバン市は Dadison Street の路面下にカルバートを建設し、Mangonbangon River の過剰水を Tanghas-Lirang Creek へ分水するプロジェクトを近々に実施したい意向である。タクロバン市より入手した設計図面によれば、カルバートの最大通水能力は、内空断面の 80%を有効通水断面として以下の通り算定される。

$$Q = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times A = 1/0.015 \times 0.55^{2/3} \times (0.5/100)^{1/2} \times 2.57 = 8\ (m^3/sec)$$

ここに、

n	:	Roughness coefficient	$= 0.015$
A	:	通水断面積	$= 1.8 \times 1.782 \times 0.8 = 2.57(m^2)$
S	:	Wetted perimeter	$= 1.8 + 1.782 \times 0.8 \times 2 = 4.65(m)$
R	:	Hydraulic radius	$= A/S = 2.57/4.65 = 0.55(m)$
I	:	Longitudinal bed slope	$= 0.5(\%)$

従って、Tanghas-Lirang Creek は自流域流出量に分水量 8m^3/sec を加えた排水能力が必要となる。

Kiloto Creek の流出量は小さいが、既存 Payapay bridge の開口部がバンカボートの舟通しとして利用されているので、中規模のバンカボートが通過できる水門扉体サイズとする。

Binog Creek の河口の既設ボックスカルバート No.1 (B2.3m×H1.8m×2)には、フラップゲートを据えつけて高潮時の海水侵入を防止する。フラップゲートのサイズは、防潮堤横断ボックスカルバートの標準内空寸法である B1.2m×H1.2m×2 とする。

表 2.4-13　調査団が推奨する吐口地点の水理諸元

Section	No.	Gates of Rivers/Creeks	許容流速 (m/s)	計画流出量 (m^3/s)		水門扉体の水理諸元					安全率	
				1/5 年確率 Q_5 (m^3/s)	1/10 年確率 Q_{10} (m^3/s)	敷高 (m MSL)	Width B (m)	Height H (m)	Area A (m)	Flow capacity Q (m^3/s)	1/5 年確率 Q/Q_5	1/10 年確率 Q/Q_{10}
3	1	Tanghas-Lirang Creek Gate	1.8	14	16	-0.5	7.0	2.0	14.0	25	1.7	1.5
		Mangonbangon River より 8m^3/s 分水された場合		22	24						1.1	1.0
3	2	Sagakhan Creek Gate	1.8	3	4	-0.5	3.0	2.0	6.0	11	3.6	2.7
3	3	Mahayahay Creek Gate	1.8	11	13	-0.5	3.5	2.0	7.0	13	1.1	1.0
3	4	Burayan River Gate	1.8	15	18	-0.5	9.0	2.0	18.0	32	2.1	1.7
4	5	Kilot Creek Gate	1.8	1	1	+0.5	3.5	1.4	4.9	9	9.0	9.0
4	6	Binog Creek 既設 Box culvert No.1 にﾌﾗｯﾌﾟｹﾞｰﾄ据付	1.8	14	17	+0.3	2.4	1.2	2.88	5	1.8	1.5
4	7	Binog Creek Gate No.1	1.8			+0.3	6.0	1.2	7.2	13		
4	8	Binog Creek Gate No.2	1.8			+0.5	3.0	1.4	4.2	8		

*水門扉体の Height には通水余裕高を含めていない。

(3)　水門扉体の計画緒元

水門扉体の推奨水理諸元および計画諸元を以下の通り見直す。

表 2.4-14　水門扉体の推奨水理緒元

No.	Sections	Rivers/ Creeks	所在の 地方自治体	既設の河口吐口構造物の開口寸法	1/10 年 計画流出量 (m^3/s)	水門扉体の推奨水理緒元			
						ｹﾞｰﾄ 敷高 (m MSL)	幅 (m)	高さ (m)	全面積 (m^2)
1	3	Tanghas-Lirang creek	Tacloban city	Aslum bridge 1 span beam type B4.5m×H1.5m	16	-0.5	7.0	2.0	14.0
2	3	Sagakhan creek	Tacloban city	Box culvert B3.5m×H1.0m	4	-0.5	3.0	2.0	6.0
3	3	Mahayahay creek	Tacloban city	Box culvert B1.0m×H0.8m×2	13	-0.5	3.5	2.0	7.0
4	3	Burayan river	Tacloban city	Burayan bridge 1 span I girder type B10.0m×H2.0m	18	-0.5	9.0	2.0	18.0
5	4	Kilot creek	Palo municipality	Payapay bridge 3 span I girder type B(7.8m+10.0m+7.8 m) ×H3.5m	1	+0.5	3.5	1.4	4.9
6	4	Binog creek	Palo municipality	Box culvert No.1 B2.3m×H1.8m×2	17	+0.3	6.0	1.2	7.2
7	4	Binog creek	Palo municipality	Box culvert No.2 B2.7m×H1.7m		+0.5	3.0	1.4	4.2

*JICA 調査団が設定

表 2.4-15　水門扉体の計画緒元

No.	Sections	水門施設名称	水門扉体の計画緒元								
			計画 潮位	ｹﾞｰﾄ 敷高	設計 水深	操作 水深	扉体 径間	扉体高	枚数	全面積	種類*
			(m MSL)	(m MSL)	(m)	(m)	(m)	(m)	-	(m^2)	
1	S-3	Tanghas-Lirang Creek Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.5	2.6	2	18.2	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
2	S-3	Sagakhan Creek Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.0	2.6	1	7.8	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
3	S-3	Mahayahay Creek Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.5	2.6	1	9.1	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
4	S-3	Burayan River Gate	+4.0	-0.5	4.5	4.5	3.0	2.6	3	23.4	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
5	S-4	Kilot Creek Gate	+3.5	+0.5	3.0	3.0	3.5	2.0	1	7.0	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
6	S-4	Binog Creek Gate No.1	+3.5	+0.3	3.2	3.2	3.0	1.8	2	10.8	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ
7	S-4	Binog Creek Gate No.2	+3.5	+0.5	3.0	3.0	3.0	2.0	1	6.0	ﾛｰﾗｹﾞｰﾄ

*JICA 調査団が設定