

第3章 プロジェクトの内容

3-1 プロジェクトの概要

3-1-1 キリバス国の現状

- ・ 人口 10 万 3 千人、面積 730km² (33 の環礁島から構成) であり、世界第 3 位の広大な排他的経済水域 (355 万 km²) を有する。
- ・ 唯一の国際港を有するベシオ島と行政機関本庁・居住地帯が位置するバイリキ島を結ぶ唯一の道路 (以下、コースウェイ) が、国民の生活及び経済活動を維持していく上で不可欠である。
- ・ コースウェイにおいて、老朽化・自然災害 (高潮等) を原因とする侵食・崩壊が発生しており、全面的な改修および強靱化が喫緊の課題となっている。

3-1-2 上位計画および要請背景

- ・ 「キリバス開発計画 (2012~2015)」において、インフラ整備を重点分野として位置づけ、近年の課題である老朽化した道路等の再整備への優先的な取り組みが掲げられている。
- ・ 2014 年 7 月にキリバス政府より、本無償資金協力事業が我が国に要請された。

3-1-3 先行調査および他ドナー等の援助活動

- ・ 2007 年に JICA 「キリバス国南タラワ水産業関連道路計画基本設計調査」が実施され、南タラワ道路の一部区間 (ベシオ地区、バイリキ地区、ビケニベウ地区) について改修計画が策定され、工事が実施された。
- ・ 2012~2016 年にアジア開発銀行 (ADB)、国際開発協会 (IDA) およびオーストラリア政府による共同出資で、「南タラワ道路網の改良工事」が支援されている。

3-1-4 要請内容

- ・ ベシオ~バイリキ間ニッポン・コースウェイ区間 (3,230m) の道路改修及び橋梁補修
- ・ 要請金額は 1) 建設費 : AU\$30million (約 27 億円)、2) 設計費 : AU\$1.5million (約 1.35 億円)

3-1-5 調査の目的

- ・ 無償資金協力の活用を想定して、プロジェクトの背景、目的及び内容を把握し、効果、人的・技術的・経済的妥当性を検討のうえ、協力の成果を得るために必要かつ最適な事業内容・規模につき概略設計を行い、概略事業費を積算する。
- ・ プロジェクトの成果・目標を達成するために必要な相手国側分担事業の内容、実施計画、運営・維持管理等の留意事項等を提案する。

3-1-6 プロジェクトの目標及び成果

- ・ 目標 : ベシオ~バイリキ間で、円滑で安定的な交通が確保される。
- ・ 成果 : ニッポン・コースウェイにおける安全かつ円滑な走行が確保される。

3-2 協力対象事業の概略設計

3-2-1 設計方針

3-2-1-1 サイト状況

3-2-1-1-1 盛土部の状況

(1) 損傷状況

盛土部の損傷状況を把握するため、20m 間隔で損傷度を調査した。損傷度は3種類（大・中・小）に分類した（表 3-2-1-1 参照）。

本調査における護岸損傷状況を表 3-2-1-2 及び表 3-2-1-3 に示す。これより、外洋側の護岸が大きく損傷しており、特に橋梁～バイリキ側の損傷が著しいことが明らかになった。

表 3-2-1-1 護岸の損傷区分

損傷区分	大	中	小
写真			
損傷度	<ul style="list-style-type: none"> 20m 区間全体的に損傷しており、繰り返し補修の痕跡が残っている。 基礎部には、補修前のファブリマットが残存している。 全区間内に亀裂が多数あり、断面変形が大きい。 基礎部付近に大きな空洞が見受けられる区間も含まれる。 	<ul style="list-style-type: none"> 20m 区間全体的に亀裂があるものの、その補修程度で断面変形が少ない ファブリマットの補修が部分的に補修されている。 全区間内の断面変形が少ない 	<ul style="list-style-type: none"> 20m 区間内に部分的な亀裂が少しあるものの、全体的に当初の護岸が維持できている。 ファブリマットの補修痕跡はない。 全区間内の断面変形もほとんどない。

表 3-2-1-2 損傷程度別の区間長

単位：(m)

	損傷程度	大	中	小	健全 or 砂浜等	総延長
護岸調査 L (ラグーン側)	ベシオ～橋梁	86	380	320	618	1,404
	橋梁～バイリキ	0	160	613	1,053	1,826
	ラグーン側 合計	86	540	933	1,671	3,230
護岸調査 R (外洋側)	ベシオ～橋梁	220	459	0	479	1,158
	橋梁～バイリキ	869	863	340	0	2,072
	外洋側 合計	1,089	1,322	340	479	3,230

(2) 損傷メカニズム

損傷の損傷メカニズムの想定と損傷の要因の特定は、対策工の代替案の内容と評価に直結する重要事項である。

1) 損傷発達のきっかけ

ラグーン側と外洋側に面しているに係らずコースウェイ護岸全線に共通している損傷はファブリマットのクラックである。このクラックが最初に起こったと考えられる。その後、クラックが発達し、大きな護岸の損傷・崩壊に至る区間や軽微な損傷の状態が続いている区間等、区間によってあるいは外洋に面しているかラグーンに面しているかによって損傷の違いが生じてきているものと思われる。

このクラックは、波による衝撃や交通振動などの影響により施工後砂盛土が緩み、法肩部のファブリマットの自重その他の力によって写真 3-2-1-1 に示す位置に最大曲げモーメントが発生し曲げ引張りによるクラックが発生。それと同時にその後斜面部のファブリマットが盛土側への変形・振動などの影響で写真に示す位置(最大曲げモーメント最大位置)で曲げクラックが発生したと考えられる。斜面の最大曲げモーメント位置は盛土内部の土嚢と砂盛土の境界で発生する。

斜面に沿っての海底側への沈下ずれの大小は位置によって異なる。この位置による沈下のずれの大小がファブリマート内にせん断力を発生させ、せん断クラックが発達したと考えられる(写真 3-2-1-2)。

すなわち、最初のクラックは施工後の砂盛土の緩みや圧縮によるわずかな空間ができることにより発生したと考えられる(写真に見られるような曲げクラックとせん断クラック。曲げクラックは法肩部と盛土内土嚢との境界部の2箇所に典型的に展開)。この現象はコースウェイ全線に渡って共通する現象であり、実際の損傷からも裏付けられる。

したがって、損傷の大きさの違いは波による外力の大きさの違いに起因すると考えられる。



写真 3-2-1-1 典型的な曲げクラック

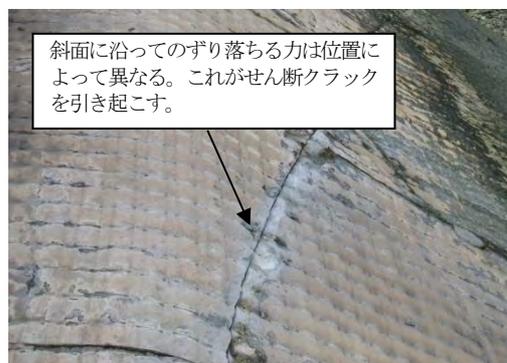


写真 3-2-1-2 典型的なせん断クラック

2) クラックの拡大と崩壊の要因

先述したクラックの発生は全線に渡って共通である。しかし、外洋に面し、橋梁からバイリキ側の護岸区間では度々の波浪等によりこのクラックが拡大し、砂が吸い出され、これによる空洞の発生、空洞への海水の流入と砂の吸出しが繰り返され、更なるクラックの拡大、崩壊へと至ったと考えられる。砂の盛土内からの流失の要因として波浪等の他に水道管からの漏水の影響もある(ヒヤリングの結果：水道管は塩ビ管であり、外洋側に配置されている)。ラグーンに面した護岸や橋梁からベシオ側の護岸への波の影響はクラックの拡大が観察されないことから、外洋に面し橋梁からバイリキ側の護岸への影響に比べ、かなり小さいと考えられる。

写真 3-2-1-3 の(B)に示した空洞が元となって次のキングタイドやうねりなどの波浪によって一挙に損

傷が拡大することはよく観察される場所である。河川堤防でもモグラの一穴から河川堤防の決壊に至る例は多い。盛土を構成している砂の流失が、クラック発生後のすべての損傷の元となっている。砂の流失は波浪等の波による洗い出しや吸い出しが主な原因であり、水道管の漏水も影響している。

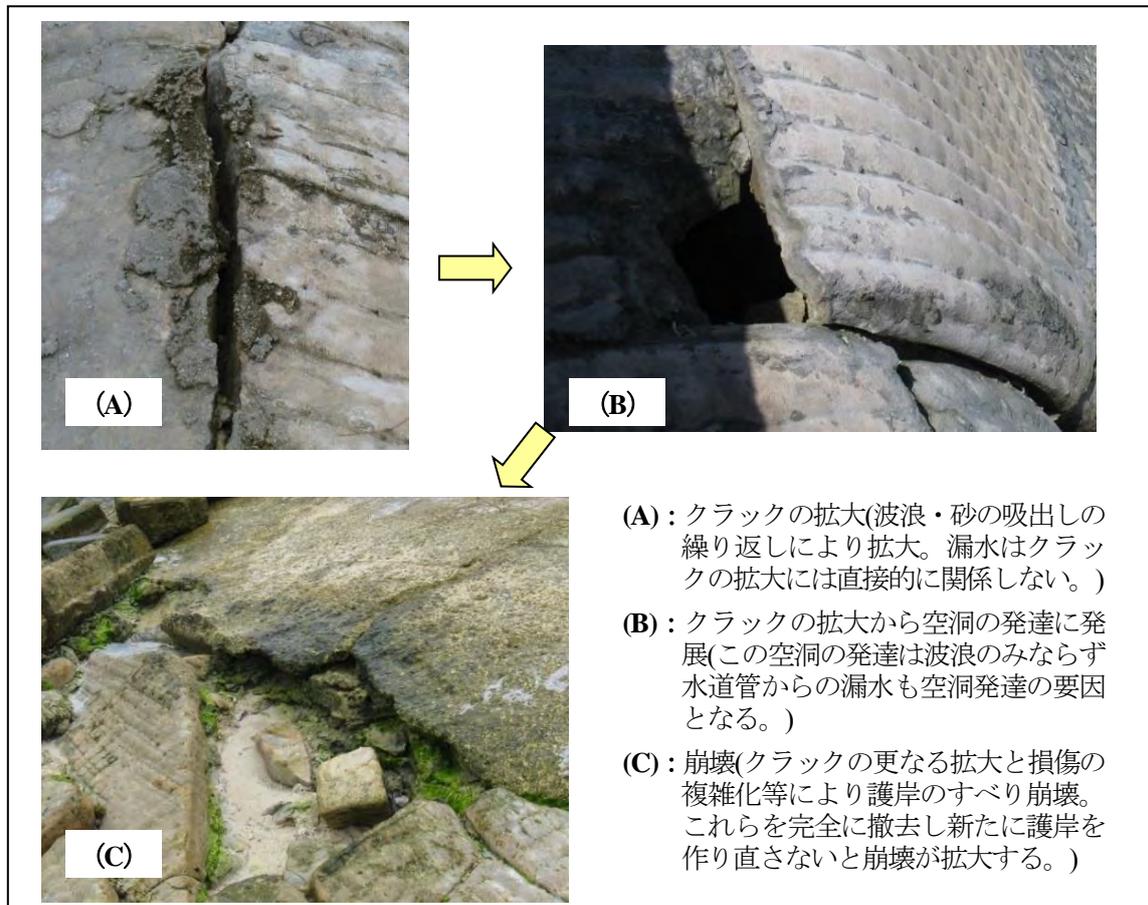


写真 3-2-1-3 クラックの拡大から崩壊へ

3) 護岸の変状の形態

護岸の変状の形態は、写真 3-2-1-4 に示すようにクラックの拡大による崩壊と基礎の支持力不足による滑動変状・崩壊の 2 つに大きく分類される。クラックの拡大による崩壊は砂の吸出し、洗い出しによる影響であり、基礎の支持力不足は、基礎地盤にきちっと定着させていなかったことが主因と考えられる。

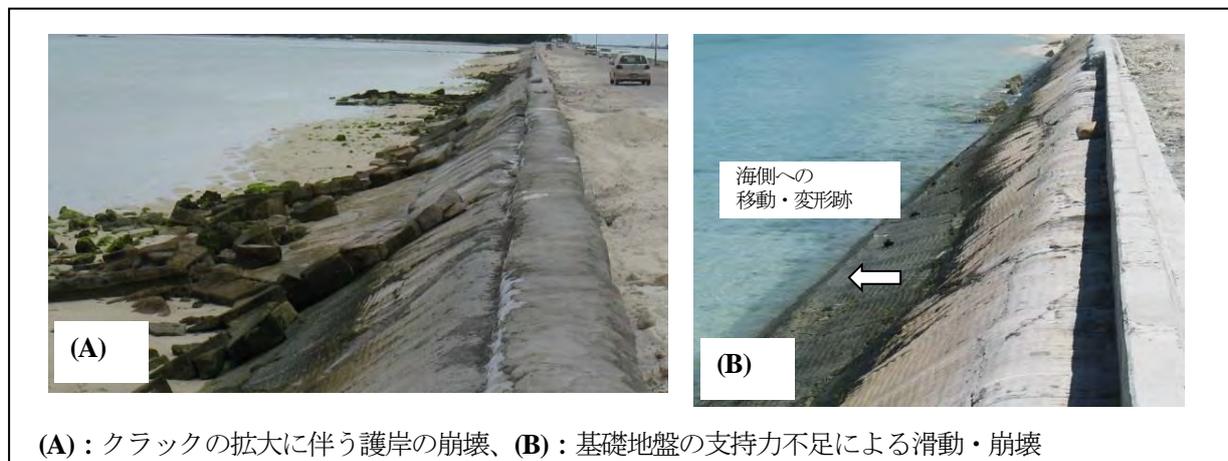


写真 3-2-1-4 護岸の変状形態

4) 護岸構造代替案に係る教訓

現地調査の結果、次の3点が護岸構造代替案を検討する上で教訓となる。

- 盛土内からの砂の流失を防ぐこと。
- 護岸の基礎の支持力を確保できるように地盤に定着すること。
- ファブリマットの品質向上（マットの増厚(20cm or 30cm)または強度向上)
- 水道管や電話線などのユーティリティはコースウェイ内に設置しないこと（漏水や維持補修工事によるコースウェイ本体への影響を避けること）。

3-2-1-1-2 橋梁部の状況

既存橋梁の損傷状況を把握するため、目視調査、寸法測定、ひび割れ測定、コンクリートの簡易強度試験及び聞き取り調査を実施した。調査の結果、路面の重大損傷や躯体の軽微な損傷・劣化が認められた一方で、躯体の倒壊の原因になる致命的な損傷や変状、また、車両の運行に対する阻害要因は認められない。

表 3-2-1-4、写真 3-2-1-5～写真 3-2-1-7に既存橋梁の状況を示す。

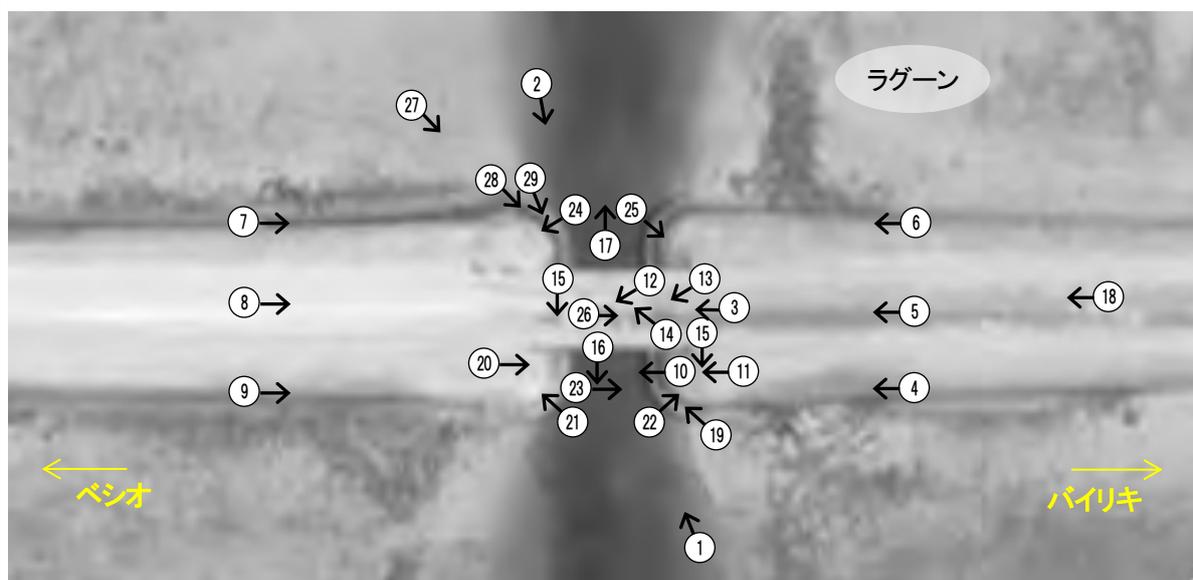
表 3-2-1-4 既存橋梁点検の方法と主な結果

	項目	調査方法	調査箇所	損傷度合い	主な結果
構造的健全度	舗装	・目視調査	橋面／ 取付道路	重大	・橋面、取付道路の舗装は著しく損傷し、広い範囲で剥離がみられる。 ・取付道路路肩は、建設当時はセメント補強土で保護されていたものの、新たな地下埋設掘削時に砂で埋め戻されたため、一部で砂の流失、沈下もみられる。
	耐荷力	・目視調査（主桁下面のひび割れ、遊離石灰、錆汁等）	桁下面	なし	・桁下面に活荷重によるひび割れは発生しておらず、活荷重に対する構造健全性が保持されている。
	コンクリート 躯体健全度	・形状寸法測定 ・目視調査 ・ひび割れ測定 ・シュミットハンマーによる簡易コンクリート強度試験	コンクリート 躯体	軽微	・躯体、特に堅壁と桁端部にひび割れ、錆汁が見られ、一部で被りコンクリートが剥離している。 ・鉄筋が腐食していると考えられる。 ・コンクリート圧縮強度は 30～40kN/mm ² 程度であり、設計圧縮強度（20.5kN/mm ² ）を満足している。
	基礎／堤防安定性	・目視調査 ・変状測定	鋼矢板基礎 ／護岸／護床	軽微	・橋梁基礎の変状は見られない。鋼矢板も腐食等もなく健全な状況である。ただし、鋼矢板天端の間詰めコンクリートは全て流失している。 ・取付道路の護岸の損傷（セメント土嚢により補修済）が見られる。位変動による外洋とラグーン側の水頭差によって開口部で流速が高まり、開口部取付護岸付近で渦流が発生し、結果、護岸が損傷していると考えられる。 ・護岸に設置されていたファブリマットは一部流失しているものの橋梁底版部の局所洗掘は見られない。
	附帯工等	・目視調査	高欄／橋梁 添架物／水路	軽微	・取付道路の沈下は見られない。 ・水路の堆砂による船舶航行への支障がある。 ・ベシオ・外洋側の親柱が紛失している。 ・橋梁中心の路肩に設置された照明装置は機能しておらず、支柱・基礎のみが残置されている。 ・コンクリート高欄は、損傷もなく健全である。 ・ボックスカルバート構造のため、支承や伸縮装置は使用されていない。
機能的健全度	幅員構成	・形状測定 ・目視調査	橋面	軽微	・車道幅員は取付道路と同様に 3.0m×2 である。 ・路肩は取付道路が 2.5m であるのに対して、橋梁上は 1.6m に縮小している。路肩のうち 1.1m は歩道としてマウントアップされている。マウントアップ部には電気、通信のケーブルが設置されている。 ・路肩がマウントアップされることで、実質的な路肩は 0.5m しかなく、交通のボトルネックとなっている可能性がある。
	船舶の航行	・目視調査 ・聞き取り調査	水路	なし (第2回現地 調査にて確認)	・航行する船舶数は少なく（1時間に数隻程度）、また、航行船舶は全て小型ボートである。 ・現状では、航行船舶に対して、桁下空間も十分に確保されており、安全円滑な船舶航行が可能である（ただし、設計水位

	項目	調査方法	調査箇所	損傷度合い	主な結果
	環境影響	<ul style="list-style-type: none"> ・ 目視調査 ・ 聞き取り調査 	ラグーン	なし	<p>上昇に伴う鉛直航路限界については、第2回現地調査にて確認する)。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水路に堆砂があり、干潮時の船舶航行に支障をきたしている。 ・ コースウェイの建設によって外洋とラグーンが分断されたものの、ラグーンの生態系や水質悪化等の影響は目視ではほとんどみられない(現在、水質調査分析の結果待ちであり、その結果を踏まえて確認する)。

写真 3-2-1-5 橋梁現況写真集 (1)

平面図および写真撮影位置図



【写真-1】外洋側より側面全景



【写真-2】ラグーン側より側面全景



【写真-3】橋面全景
(歩道マウントアップ、縮小路肩)



【写真-4】パイリキ側より外洋側路肩全景



【写真-5】パイリキ側より道路中心全景



【写真-6】パイリキ側よりラグーン側路肩全景



【写真-7】ベシオ側よりラグーン側路肩全景



【写真-8】ベシオ側より道路中心全景



【写真-9】ベシオ側より概要側路肩全景

写真 3-2-1-6 橋梁現況写真集 (2)

写真図



【写真-10】外洋側に添架される水道管
(漏水はなく健全)



【写真-11】水道バルブ



【写真-12】歩道に設置された照明柱(使用
されておらず支柱基礎のみ残る)



【写真-13】外洋側高欄
(損傷・劣化はなく健全)



【写真-14】ラグーン側高欄
(損傷・劣化はなく健全)



【写真-15】ボックスと取付道路の境界
(ボックス構造のため伸縮装置はない)



【写真-16】外洋側水路
(コンクリート殻による制水工が両側に設置されている、堆砂により干潮時の船舶の航行は困難)



【写真-17】ラグーン側水路
(コンクリート殻による制水工がバイリキ側のみに設置されている、堆砂により干潮時の船舶の航行は困難)

写真 3-2-1-7 橋梁現況写真集 (3)

写真図		
		
【写真-18】取付道路の損傷状況 (舗装が剥離している)	【写真-19】橋面舗装の損傷状況 (舗装が剥離している)	【写真-20】親柱の損傷(ベシオ・外洋)(親柱は紛失している)
		
【写真-21】堅壁損傷(ベシオ・外洋)(鉄筋腐食、被りコンクリートの浮き)	【写真-22】堅壁損傷(バイリキ・外洋) (鉄筋腐食、被りコンクリートの浮き)	【写真-23】桁損傷(外洋)(桁端部の鉄筋腐食、被りコンクリートの浮き)
		
【写真-24】堅壁損傷(ベシオ・ラグーン) (鉄筋腐食、被りコンクリートの浮き)	【写真-25】堅壁損傷(バイリキ・ラグーン) (鉄筋腐食、被りコンクリートの浮き)	【写真-26】桁損傷なし(桁中央部はひび割れもなく、健全である)
		
【写真-27】取付護岸の損傷(ベシオ・ラグーン)セメント土嚢による補修済	【写真-28】鋼矢板天端コンクリート損傷(全て流失している)	【写真-29】鋼矢板(腐食もなく健全性を保持している)

3-2-1-2 本プロジェクトにおける改良計画方針

本プロジェクトはコースウェイの改修・強靱化が目的であることから、既存構造（盛土構造及び既存橋梁）の改修・強靱化が基本案となる。さらに、コースウェイ全体を大幅に強靱化する案として既存橋梁の延長が考えられることから下記に示す3案で比較検討を実施する。なお、比較にあたっては、走行性、耐久性、施工性、経済性、維持管理性、環境社会配慮の面を考慮し、実施する。比較検討結果を表 3-2-1-5～表 3-2-1-7 に示す。比較検討の結果、施工性、経済性、維持管理性、環境社会配慮性より、「第1案：現況構造案（盛土構造）」を推奨する。

第1案： 現況構造案（盛土構造）

第2案： 橋梁構造案（PC 橋案）

第3案： 橋梁構造案（栈橋案）

表 3-2-1-5 橋梁構造の適用性における比較検討 (1)

比較案	第1案：現況構造案（盛土構造）		第2案：橋梁構造案（PC橋）		第3案：橋梁構造案（栈橋）	
計画概要	全線を既存構造と同様に盛土構造とし、損傷状況に応じた護岸対策（補修及び補強）を実施		コーズウェイの大部分（約3.0km）をPC橋（支間30.0m）とした案。橋梁は既存道路とほぼ平行にラグーン側に新設される。		コーズウェイの大部分（約3.0km）を栈橋（支間6.0m）とした案。橋梁は既存道路とほぼ平行にラグーン側に新設される。	
走行性（幾何構造）	設計速度60km/hにおける幾何構造条件を満たしている。 <ul style="list-style-type: none"> 平面線形：R=1500~∞（≧150） 縦断勾配：i=Level ~2.0%（≧5.0%） 	○	設計速度60km/hにおける幾何構造条件を満たしている。 <ul style="list-style-type: none"> 平面線形：R=300~∞（≧150） 縦断勾配：i=Level ~0.5%（≧5.0%） 	○	設計速度60km/hにおける幾何構造条件を満たしている。 <ul style="list-style-type: none"> 平面線形：R=300~∞（≧150） 縦断勾配：i=Level ~0.5%（≧5.0%） 	○
船舶航行性	<ul style="list-style-type: none"> 開口部周辺の航路に堆砂しやすく、定期的な浚渫等の維持管理が必要である。 設計水位上昇に対する垂直航路限界が確保できない。 	△	<ul style="list-style-type: none"> ベシオ〜バイリキ間が開口部となり、堆砂は軽減し、船舶航行は改善される。 設計水位上昇に対する垂直航路限界が確保できる。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ベシオ〜バイリキ間が開口部となり、堆砂は軽減し、船舶航行は改善される。 設計水位上昇に対する垂直航路限界が確保できる。 	○
耐久性	耐用年数：30年以上	△	耐用年数：50年以上	○	耐用年数：50年以上	○
耐波性	<ul style="list-style-type: none"> 波浪に対して、耐荷力を有する護岸や波返しを構築する。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 道路縦断を上げることにより、道路が受ける波浪の影響は少ない 	◎	<ul style="list-style-type: none"> 道路縦断を上げることにより、道路が受ける波浪の影響は少ない。 	◎
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 一時的な交通規制（片側規制）は必要となる。 他案に比べ、迂回道路建設等の大規模な交通規制や施工上の制約は少ない。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 一時的な交通規制（片側規制）は必要となる。（現道からのクレーン架設が必要） 既存道路との接続部における施工では迂回路が必要となる。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 一時的な交通規制（片側規制）は必要となる。（架設された栈橋から次のスパンを施工可能であるため、第2（案）に比べて規制時間は短い） 既存道路との接続部における施工では迂回路が必要となる。 	△
経済性	<ul style="list-style-type: none"> 他案よりもコンクリート量が小さく、架設費も不要となる。 損傷状況に見合った護岸対策を実施でき、他案よりも効率的な対策が可能である。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 大部分を橋梁形式（PC橋）とするため、第1案と比べ、コンクリート量が多く、架設費用がかかることから、工費は非常に高い。（第1案に比べて約9.0倍の工費） 	×	<ul style="list-style-type: none"> 大部分を橋梁形式（PC橋）とするため、第1案と比べ、コンクリート量が多く、架設費用や橋脚の防食処理が必要であり、工費は非常に高い。（第1案に比べて約6.5倍の工費） 	×
工費比率	1.0（基本案）		9.0		6.5	
維持管理性	<ul style="list-style-type: none"> 護岸や路面および航路の浚渫に係る維持管理が発生するが、現地の技術で維持管理が可能となる。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 盛土構造案に比べ、維持管理の頻度は少なくなるが、橋梁点検や補修など、現地の技術での維持管理が困難である。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 盛土構造案に比べ、維持管理の頻度は少なくなるが、橋梁点検や補修など、現地の技術での維持管理が困難である。 	△
環境社会配慮性	<ul style="list-style-type: none"> ラグーン内の水替えおよび自然環境状態は現況と変わらない。現コーズウェイ沿いに堆積した砂は存置される。 新たな用地取得は不要である。 	◎	<ul style="list-style-type: none"> コーズウェイの大部分が橋梁（開口部）となり、海水の流れが変化する。それに伴い、現コーズウェイ沿いに堆積している砂は流され、周辺の砂浜の形状も変化する可能性がある。既設道路に隣接する新たな橋梁を建設するための用地取得を要する。 	△	<ul style="list-style-type: none"> 既設コーズウェイ建設前の自然環境状態に近くなるものの、現コーズウェイ沿いに堆積した砂は離岸する。 既設道路に隣接する新たな橋梁を建設するための用地取得を要する。 	△
総合評価	◎ 施工性、経済性、維持管理性、環境社会配慮性より推奨		△		△	

凡例：◎ 最も望ましい、○ 望ましい、△ 中位、× 望ましくない

表 3-2-1-6 橋梁構造の適用性における比較検討 (2)

比較案	平面図
<p>【第1案】 現況構造案 (盛土構造)</p>	<p>【平面図凡例】 — : 第1案の線形</p>
<p>【第2案】 橋梁構造案 (PC橋)</p>	<p>【平面図凡例】 — : 第1案の線形 — : 第2案及び第3案の線形(盛土区間) — : 第2案及び第3案の線形(橋梁区間)</p>
<p>【第3案】 橋梁構造案 (栈橋橋)</p>	<p>【平面図凡例】 — : 第1案の線形 — : 第2案及び第3案の線形(盛土区間) — : 第2案及び第3案の線形(橋梁区間)</p>

表 3-2-1-7 橋梁構造の適用性における比較検討 (3)

比較案	縦断面図	断面図
<p>【第1案】 現況構造案 (盛土構造)</p>		
<p>【第2案】 橋梁構造案 (PC 橋)</p>		
<p>【第3案】 橋梁構造案 (栈橋橋)</p>		

3-2-1-3 道路設計に係る方針

3-2-1-3-1 道路横断構造

(3) 幅員構成

幅員構成は以下の方針にて検討を行う。

- ・ 車道幅はキリバス国における本路線の位置づけ（サービスレベルの位置づけ）、及び前後区間で実施されている KRRP（Kiribati Road Rehabilitation Project）との整合性を考慮して設定する。
- ・ 本コースウェイはキリバス唯一の国際港（ベシオ港）に繋がる重要な幹線道路であり、国道レベル（道路構造令第三種レベル）としての機能が必要であるとし、車道幅員は 3.0m とする。なお、前後区間で実施されている KRRP における車道幅も 3.0m であり、整合が図れる。
- ・ 路肩及び歩道については、埋設管の移設位置に大きく影響するため、埋設管の移設位置と幅員構成のパターンを比較し、検討する。

本プロジェクトにおける幅員構成を表 3-2-1-8、埋設管の移設位置と幅員構成パターンの比較表を表 3-2-1-9 に示す。

表 3-2-1-8 本プロジェクトにおける幅員構成（道路区間）

項目	設定値			備考
	既往設計	KRRP (Betio Causeway 区間)	本設計	
車道	3.00m	3.00m	3.00m	
路肩/歩道	2.50m	1.00m/1.50m	1.75m	

表 3-2-1-9 埋設管移設位置と幅員構成の比較（道路区間）

代替案	代替案 1		代替案 2		代替案 3	
横断構成						
幅員/道路機能	<ul style="list-style-type: none"> 車道は3.0m、路肩/歩道は1.5mである。 通信ケーブルや電気ケーブルなどの径が小さいRC-BOX部分においては、その部分を歩道して活用できる可能性もある。 		<ul style="list-style-type: none"> 車道は3.0m、路肩/歩道は1.5mである。 通信ケーブルや電気ケーブルなどの径が小さいRC-BOX部分においては、その部分を歩道して活用できる可能性もある。 道路中心に設置したRC-BOXは分離帯と機能としても活用でき、道路の走行安全性は高い。 		<ul style="list-style-type: none"> 車道は3.0m、路肩/歩道は1.75mであり、路肩/歩道スペースは他案の中で最も広い。 通信ケーブルや電気ケーブルなどの径が小さいRC-BOX部分においては、その部分を歩道して活用できる可能性もある。 埋設管スペースとしてラグーン側に1.5m確保するため、道路中心線のシフトが必要となるが、設計速度60km/hの幾何構造基準は満たすことができ、問題はない。 	
埋設管維持管理性	<ul style="list-style-type: none"> 既存埋設管は道路両側に設置したRC-BOXに移設され、路面の掘削を伴わず、補修・更新作業を実施することができ、維持管理性は改善される。(埋設管スペースは将来の増設も考慮し、現状サイズの2倍程度が収納できるサイズとする) また、維持管理時に路面の掘り起し作業が不要となるため、今まで課題となっていた埋戻し不十分による機能低下が避けられ、コースウェイ全体の健全性の確保にも寄与する。 埋設管移設スペースとして道路両側1.0mを確保する。 		<ul style="list-style-type: none"> 既存埋設管は道路両側に設置したRC-BOXに移設され、路面の掘削を伴わず、補修・更新作業を実施することができ、維持管理性は改善される。(埋設管スペースは将来の増設も考慮し、現状サイズの2倍程度が収納できるサイズとする) また、維持管理時に路面の掘り起し作業が不要となるため、今まで課題となっていた埋戻し不十分による機能低下が避けられ、コースウェイ全体の健全性の確保にも寄与する。埋設管スペースとして道路両側0.5m及び道路中心部分1.0mを確保する。 水道管、通信ケーブル、電気ケーブルを完全に分割できるが、道路中心に移設する水道管を維持管理する際は、作業の安全性に特に留意する必要がある。 		<ul style="list-style-type: none"> 既存埋設管は道路両側に設置したRC-BOXに移設され、路面の掘削を伴わず、補修・更新作業を実施することができ、維持管理性は改善される。(埋設管スペースは将来の増設も考慮し、現状サイズの2倍程度が収納できるサイズとする) また、維持管理時に路面の掘り起し作業が不要となるため、今まで課題となっていた埋戻し不十分による機能低下が避けられ、コースウェイ全体の健全性の確保にも寄与する。埋設管スペースとしてラグーン側に1.50mを確保する。 外洋側からの波の影響(リスク)を回避することができる。 ラグーン側の陸地化した区間は既存の埋設方法(道路下への埋設)とすることができることからRC-BOXでの移設区間が短くて済む。 	
経済性(比率)	1.10		1.12		1.00	
評価	路肩/歩道幅員が代替案3より小さい。外洋側へ設置する埋設管もあり、波の影響による損傷リスクが代替案3より高い。		路肩/歩道幅員が代替案3より小さいが、中央分離帯の役割により、走行安全性は高い。外洋側へ設置する埋設管もあり、波の影響による損傷リスクが代替案3より高い。		路肩/歩道の幅員が他案の中で最も広く、埋設管を波の影響が小さいラグーン側へ集約できることから、損傷リスクが小さい。	

(4) 道路横断勾配

道路横断勾配は道路排水機能を考慮し、2.0%（拌み勾配）を採用する。

(5) 道路の嵩上げ高（道路高の見直し）

本プロジェクトでは直近の潮位データを用いた設計潮位見直しに伴い、既存道路面の嵩上げを行う。設計潮位の見直しについては「3-2-1-4-2 節」に詳述する。

既存道路面の嵩上げ高の考え方を以下に示す。（図 3-2-1-1 参照）

- ・ 道路嵩上げ高は、直近の潮位データを用いて見直された $HWL=D.L.+2.85m$ を条件として計画する。
- ・ 道路面は道路地下水位（ $\approx HWL$ ）が路盤に悪影響を与えない位置まで嵩上げし、 $HWL(D.L.+2.85m)$ から+1.5mの位置（ $DL+4.35m$ ）を見直し道路高とする。（現況の $DL+4.05m$ から 0.3m の嵩上げ）
- ・ 上記の見直し道路高（ $D.L.+4.35m$ ）は車道端部での高さとする。

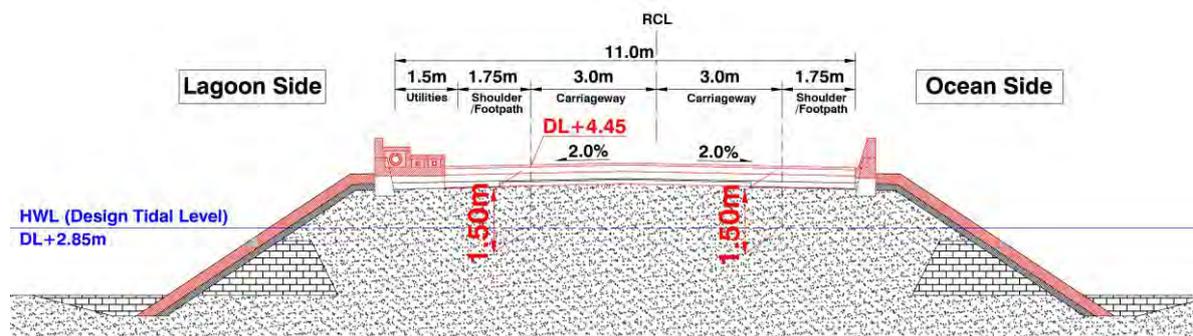


図 3-2-1-1 道路嵩上げ高の考え方

3-2-1-3-2 設計速度及び幾何構造

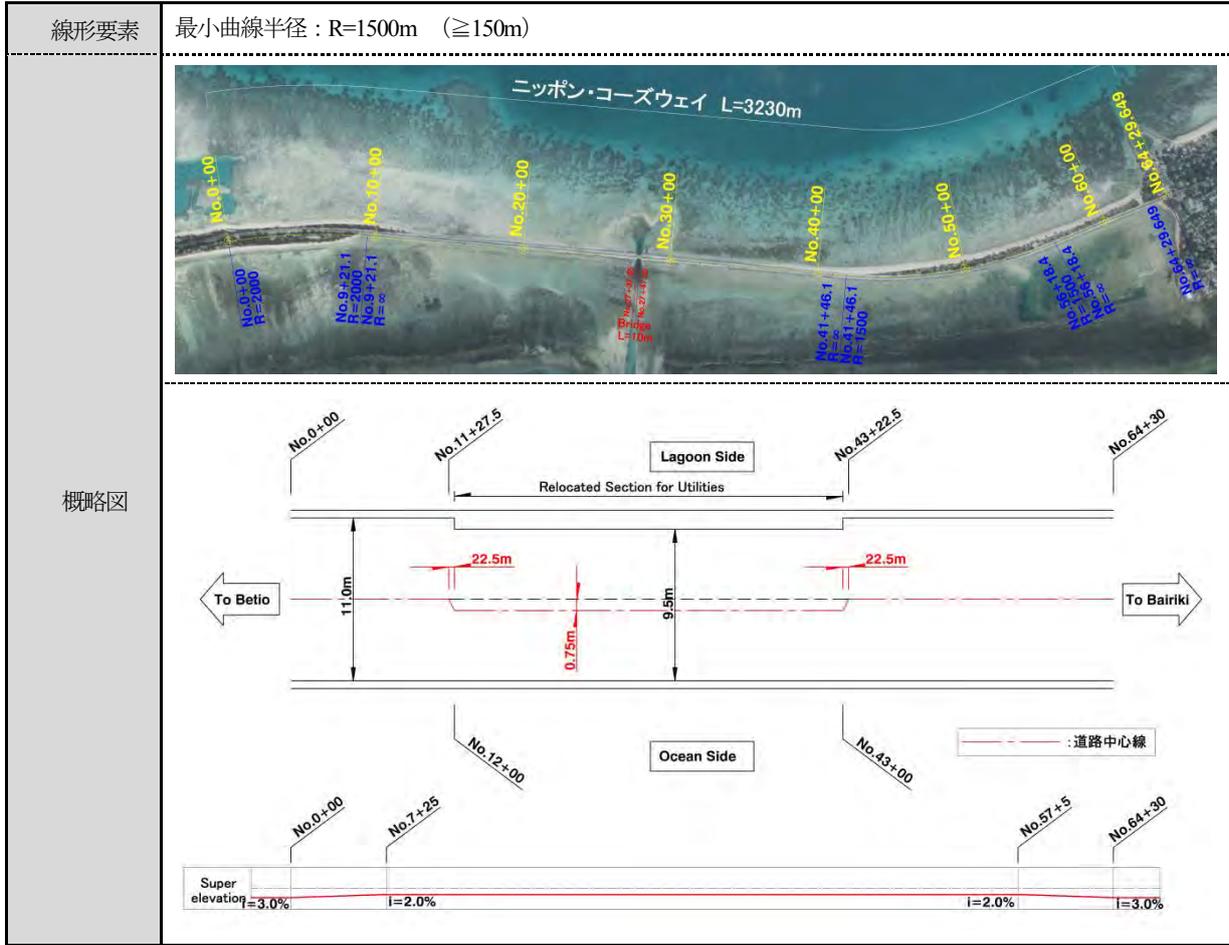
(1) 設計速度

設計速度は現在の法定速度である 60km/h を設定する。

(2) 平面線形

本調査では既存コースウェイの補修・補強を基本とするため、平面線形は変更しないものとする。ただし、埋設物移設区間においては、埋設管移設用のコンクリートBOX（以下、ユーティリティボックス）を道路端部に設置することから道路中心線シフト（0.75m）を行う。平面線形を表 3-2-1-10 に示す。

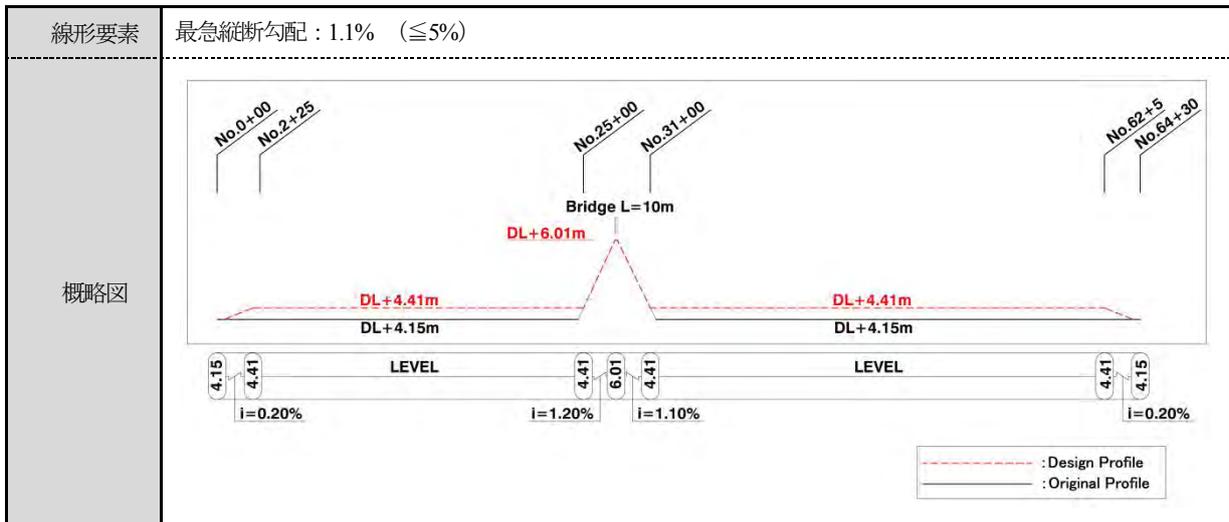
表 3-2-1-10 平面線形



(3) 縦断線形

設計潮位見直しに伴う道路面の嵩上げを考慮し、縦断線形を計画する。縦断線形を表 3-2-1-11 に示す。

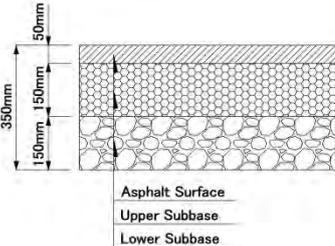
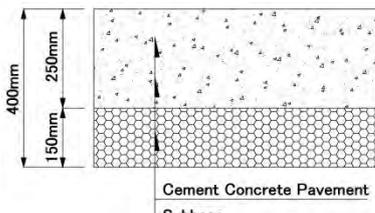
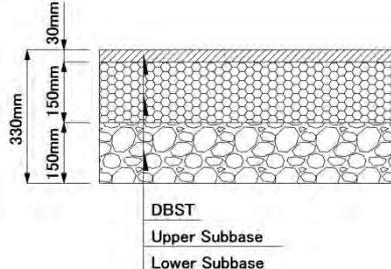
表 3-2-1-11 縦断線形



3-2-1-3-3 舗装タイプ

本調査では、アスファルトコンクリート舗装、セメントコンクリート舗装、DBST（既存舗装）の比較を行い、妥当な舗装タイプを選定する。また、比較の項目にライフサイクルコストの考え方を導入し、20年間におけるライフサイクルコストの比較を行う。ライフサイクルコストはひび割れ補修、パッチング、オーバーレイ、舗装打替えを考慮している。舗装タイプの比較表を表 3-2-1-12 に示す。

表 3-2-1-12 舗装タイプ比較表

項目	Asphalt Concrete	Cement Concrete	DBST (Double Bituminous Surface Treatment)
舗装構造			
設計年数	10年	20年	3～5年
耐変形・耐摩耗性	セメントコンクリート舗装と比較し、変形してわだち掘れが発生しやすく、摩耗に対して抵抗が低い。	他の舗装タイプよりもわだち掘れのような変形を生じにくく、耐摩耗性も高い。	他案より、わだち掘れが生じやすく、摩耗に対しての抵抗が低い。
平坦性	平坦性が高い	他案よりも平坦性が低い	平坦性が高い
騒音・振動	騒音・振動が小さい	騒音・振動が大きい	騒音・振動が小さい
資機材調達	舗装材料の輸入が必要。	舗装材料の輸入が必要	舗装材料の輸入が必要。
施工性	アスファルトプラントの設置が必要となる。	コンクリートプラントの設置が必要となる。外気温が高い地域であり、養生管理並びにコンクリートの配合に注意が必要である。	アスファルトプラントの設置が必要となる。
維持管理	補修するためにはアスファルトが必要であり、材料を輸入する必要がある。	現地で練成したモルタル等で維持補修が実施可能である。	補修するためにはアスファルトが必要であり、材料を輸入する必要がある。
初期費用 (建設費) ※	1.18	1.47	1.00
初期費用+ ライフサイクル コスト ※	1.00	1.13	1.19
総合評価	○ 初期費用は DBST よりも高くなるが、ライフサイクルコストを考慮した費用は最も安くなる。	△ 初期費用が最も高い。耐久性が最も高く、維持費の面のみでは最も安くなるが、建設費+ライフサイクルコストの費用は Asphalt よりも高価となる。	× 初期費用は最も安いですが、耐久性が低く、維持費が大きくなる。建設費+ライフサイクルコストの費用は最も高い。

※費用算出表は資料 8-3 に掲載

3-2-1-3-4 排水設計

道路排水は以下の点に留意して検討を行う。

- ・ 路面排水口は波除擁壁下部（道路基面位置）に設置し、コーズウェイ躯体に影響を与えない排水方法とする。（既存の排水方式を基本とする）
- ・ 道路縦断は橋梁部前後を除くとレベル（水平）であることから、擁壁下部の排水口が設置されてい

ない区間（排水口と排水口間の区間）に水が滞留しないよう排水口間の道路端部には排水勾配（0.3%）を設ける。

- 道路排水口のサイズ及び設置間隔は降雨強度及び越波量の双方を考慮し、検討する。

道路排水の検討条件をに示す。

表 3-2-1-13 道路排水検討条件

項目	数値	備考
越波排水量	0.02 m3/m/sec	m3/延長 1m/sec
計画交通量	5,718 台/日	10 年後
	7,685 台/日	20 年後
降雨確率年	3 年	道路排水施設
	10 年	横断排水施設
路面面積	35.53km ²	km2
降水量	187.5mm/日	mm/d (10 年確率:2007/1/27)
	150mm/日	mm/d (3 年確率: 2014/12/31)
降雨強度	3 年確率	$I_n=R_n*\beta_n=R_n*a/(t+b)$
	37.5mm/h	

3-2-1-4 護岸設計に係る方針

3-2-1-4-1 護岸対策方針

図 3-2-1-2 は、コースウェイ（外洋側とラグーン側）と橋梁（ベシオ側 or バイリキ側）を境に 4 つに区分し、護岸の損傷状況を示した模式図である。

既設護岸は、全線に亘り、外洋側・ラグーン側ともに基本的に同一の構造形式・仕様が採用されているが、過去の波浪による被災状況はそれぞれの区域によって異なる。護岸の損傷調査結果から、波浪による損傷が著しいのは外洋側であり、ラグーン側には重大な損傷はなく軽微な損傷のみであることが明らかとなった。また、外洋側においても、橋梁よりベシオ側とバイリキ側での損傷の大きさは異なり、特に重大な損傷はバイリキ側に集中している。これは、ラグーン側に作用する波は環礁開口部からの進入波であり、環礁入口からの距離が長く、外洋側と比べて波の影響が小さくなることや外洋側（ベシオ側）は外洋側（バイリキ側）とは異なり大半が浅いリーフであり、外洋側（バイリキ側）よりも波の影響が小さいことが要因だと考察される。

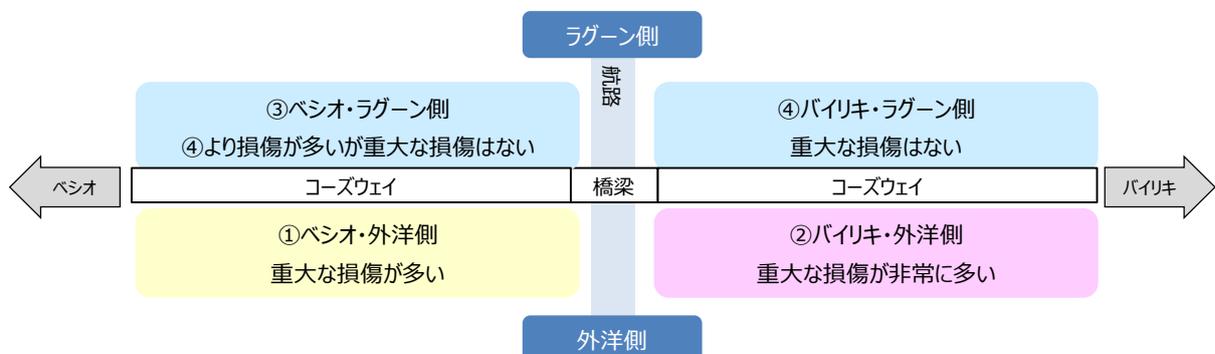


図 3-2-1-2 コースウェイ全体の損傷の特徴模式図

事業効果の確実な発現や事業費削減の観点から、損傷の重大性が異なる上述の4つの区域全てに対して、同規模・同仕様の対策を講じるのは不合理であると考えられる。そのため、表 3-2-1-14 に示すように、複数の代替案から各区分に応じた対策工の基本方針を比較検討する。

比較検討の結果、「第3案：外洋側とラグーン側で区分し、さらに外洋側をベシオ側とバイリキ側とで細分した対策を講じる案」を基本方針とし、被害状況に応じて、コースウェイ全体を3つの区域に区分し、それぞれの区分に適した対策工を検討することとする。

表 3-2-1-14 コースウェイ全体の損傷状況に合わせた対策工の基本方針

区分		第1案	第2案	第3案
		全ての区域に対して同規模の対策を講じる案	外洋側とラグーン側でそれぞれの対策を講じる案	第2案の外洋側をベシオ側とバイリキ側とで細分した対策を講じる案
対策工	①ベシオ・外洋側	大規模な補強対策工を主体	大規模な補強対策工を主体	中規模な補強対策工を主体
	②バイリキ・外洋側			大規模な補強対策工を主体
	③ベシオ・ラグーン側		小規模な対策工を主体	小規模な対策工を主体
	④バイリキ・ラグーン側			
評価		×	△	◎
		損傷が軽微な区域にも大規模な補強対策を講じることになり、費用対効果の観点から不合理である。	外洋側とラグーン側の自然条件が異なる特性を考慮できるものの、被害状況の実態に合致していない。	外洋側とラグーン側の自然条件が異なる特性を考慮したうえで、被害状況の実態に合致した対策工が立案できる。

凡例 ◎：最も望ましい、○：望ましい、△：中位、×：望ましくない

3-2-1-4-2 設計波・潮位・越波量の考え方

(4) 潮位

設計潮位は以下の3種類とする。（なお、既設設計の潮位、潮位基準面、潮位観測結果および気候変動による潮位への影響については資料 8-4 の自然条件調査の潮位の項を参照のこと。）

- 1) 既設設計と同じ考えに基づく潮位 (HWL)
- 2) 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(港湾基準)にある高潮対策における潮位
- 3) 上記に将来の気候変動を考慮した潮位

1) の潮位は道路の基盤面の高さなどの道路設計に用いる。護岸設計では、上記3種類の潮位と波浪条件を組み合わせ最も厳しい条件に基づきパラペット天端高さなどの構造を決定する。

既設の設計潮位はMHWS(大潮平均高潮位:Mean High Water Spring)で+2.54m(既設設計基準面で+1.80m)である。自然条件調査結果により、2010年から2014年の直近5年間の潮位観測データから求めたHWL(朔望平均満潮位:High Water Level)は+2.85mであり、これを既設設計と同じ考えに基づく1)の潮位として用い、高潮位(キングタイド)のケースとして設定する。なお、MHWSとHWLはそれぞれ調和解析結果から求めた潮位、潮位記録から求めた潮位の違いがあるがほぼ同じ潮位である。また、ここでは+2.80m以上の潮位をキングタイドとする。

港湾基準にある高潮対策の設計潮位の設定方法に準じると、①既往最高潮位、②HWL(朔望平均満潮面)

に既往の最大潮位偏差を加算した潮位、③既往の異常高潮位の生起確率分布による潮位、④異常高潮位の生起確率と背後地の被害額などから経済的に決定される潮位、の4つの方法がある。自然条件調査結果から既往の最大潮位とエルニーニョは密接な関係にあることがわかるが、③と④の方法に採用するエルニーニョによる異常潮位の生起確率分布が定かではないことから、上述2)の潮位は①と②の方法に従って設定する。HWLは+2.85mで②の方法に準じて、キングタイトの予想値と観測値との最大偏差(エルニーニョによる影響)25cmを加えると+3.10mとなる。①の方法による既往最大潮位は、1974年から2015年現在までの期間内で+3.12m(2015年2月19日)であり、結果的に②の方法での潮位+3.10mとほぼ同じとなるため、ここでは②の方法の結果+3.10mを用いる。ちなみに、サイクロン・パム発生時の潮位は、+2.79m(2015年3月9日)である。

将来の気候変動を考慮した潮位はIPCC第五次評価報告書を参照し、2045年までの世界平均海面上昇量20cmを加え3)の潮位とする。

以上の潮位を表3-2-1-15と表3-2-1-16にまとめた。外洋側、ラグーン側で潮位に時間差があるが、設計は同じ潮位条件とする。

表 3-2-1-15 潮位条件の見直し

潮位項目	既設設計潮位	見直し潮位		
		高潮位 (キングタイト)	キングタイト (エルニーニョ考慮)	気候変動考慮潮位 (将来水位上昇考慮)
潮位 (m)	MHWS +2.54	HWL +2.85	+2.85	+2.85
エルニーニョによる潮位の上昇量	—	—	+25cm	+25cm
今後の水位上昇量	—	—	—	+20cm
設計潮位 (m)	+2.54	+2.85	+3.10	+3.30
道路設計	---	○	---	---
護岸・パラペット設計*	---	○	○	○
備考	*: 護岸・波返し的设计では上記的设计潮位と波浪の同時発生頻度を考慮した組み合わせを用い外力や越波量を算定し、その中から最も厳しいケースで許容値以内であることを確認する。			

基準面はSEAFRAME、MHWS:大潮平均高潮位 (Mean High Water Spring) ≒HWL: 朔望平均満潮位 (High Water Level)

出典:調査団作成

表 3-2-1-16 既設設計時潮位と見直し潮位

既設設計時潮位	見直し潮位
<p>HHWL +2.45 HHWL(SEAFRAME)+3.19</p> <hr/> <p>MHWS +1.80 MHWS(SEAFRAME)+2.54</p> <hr/> <p>MSL(1974-1978) +0.94 MSL(SEAFRAME)+1.68</p> <hr/> <p>MLWS +0.09 MLWS(SEAFRAME) +0.68</p> <p>Datum University of Hawaii Gauge Zero (UoH) 0.0</p>	<p>気候変動による海面上昇を考慮した高潮位 +3.30</p> <hr/> <p>エルニーニョによる偏差を考慮した高潮位 +3.10</p> <hr/> <p>朔望平均満潮位(HWL) +2.85</p> <hr/> <p>平均潮位(MSL) +1.68 (2010-2014)</p> <hr/> <p>朔望平均干潮位(LWL) +0.62</p> <hr/>
<p style="text-align: center;">↑ 0.74m ↓</p>	<p>Datum SEAFRAME Gauge Zero 0.0</p> <hr/>
<p>出典 「ベシオ・バイリキ連絡路・漁船用水路 建設計画基本設計調査報告書」(1985年)</p>	<p>Kiribati Meteorological Serviceのデータから調査団作成</p>

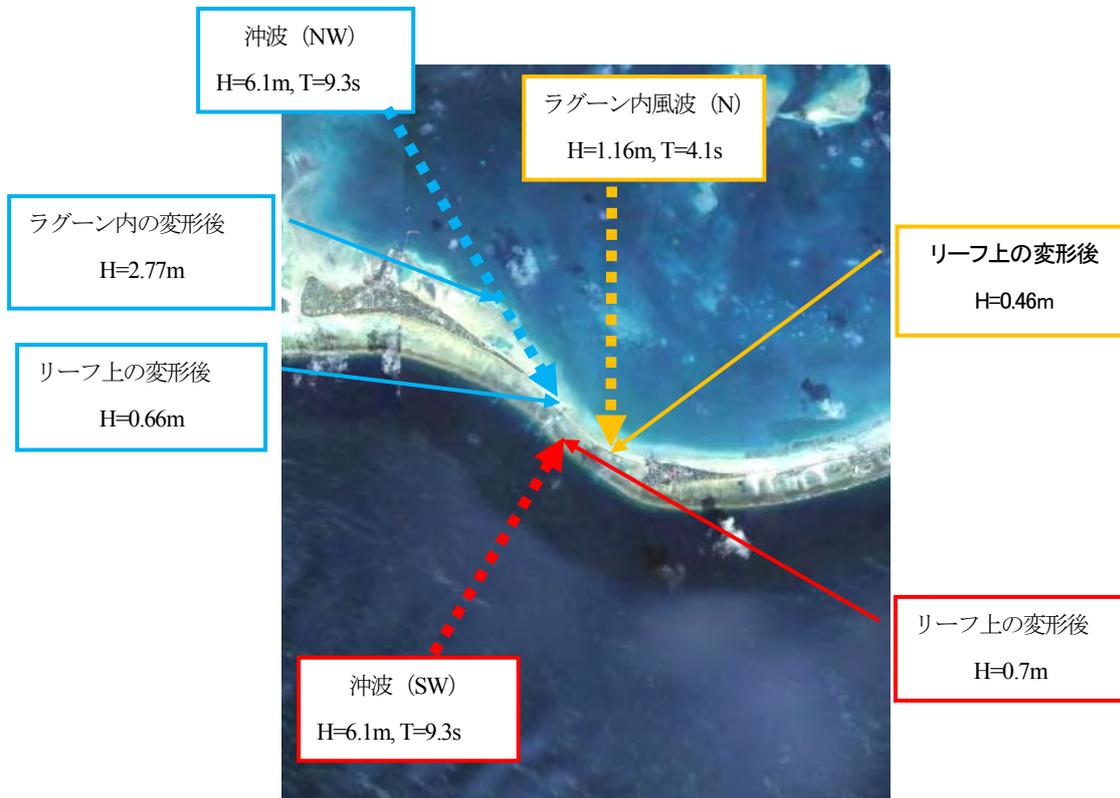
(5) 設計波高と越波量

1) 設計波高

波浪観測記録がないため、既設設計時の波高（50年確率 $H_{1/3}=6.1\text{m}$ 、 $T=9.3\text{s}$ ¹）と T&TI（Tonkin & Talor International）が推算した波高（50年確率 $H_s=3.26\text{m}$ 、 $T_m=7.1\text{s}$ ）を比較し安全側の既設設計の値を用いる。後述する計算結果でも沖波はその大きさにかかわらずリーフ上で減衰し 1m 前後となり、護岸前面の波高に対し沖波波高の影響は小さい。Wave Set Up に対しては沖波波高の影響は大きい、既設設計より大きな波高の出現記録はないため、既設設計の波高を用いることは妥当であると判断する。

また、既設設計ではラグーン側の波高として、同じ沖波が西側からの進入した場合とラグーン内で発生する風波の場合を考慮している。本設計においても、ラグーン側の設計波高も同様に既設設計の沖波とラグーン内発生波高を用いる。既設設計で採用されている波高を **図 3-2-1-3** に、今回用いる設計沖波波高をエラー! 参照元が見つかりません。に示す。リーフ上の変形後の波高は、新たに検討した結果を用いる。

¹ $H_{1/3}$: 有義波高、 T : 有義波周期、 H_s : 有義波高、 T_m : 平均周期:



出典:「ベシオ・パイルキ連絡路・漁船用水路 建設計画基本設計調査報告書」(1985年)より調査団作成

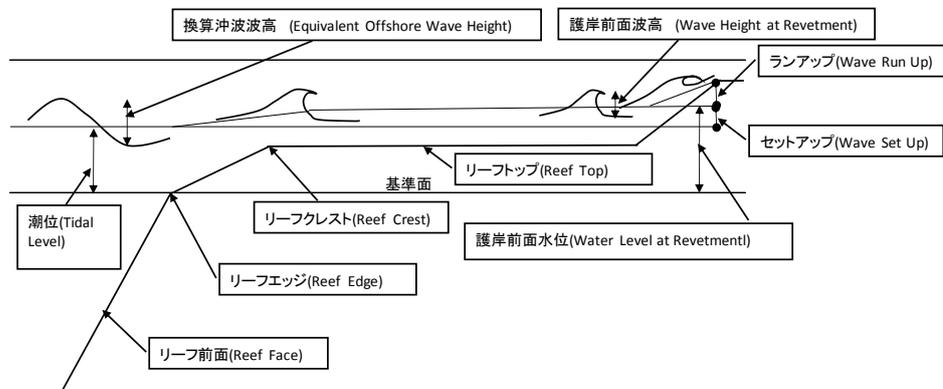
図 3-2-1-3 既設設計で採用された波高

表 3-2-1-17 設計波高

項目	既設設計と同じ沖波条件を採用する		
	外洋側	ラグーン側	
		外洋からの進入波	ラグーン内風波
沖波波高 (m)	6.1	6.1	1.14
沖波周期 (s)	9.3	9.3	4.1

2) 越波流量 (外洋側)

見直し潮位条件と設計波高を用いて図 3-2-1-4 に示すリーフ上の波の諸元、護岸前面波高、護岸前面水位と越波流量を求めた。

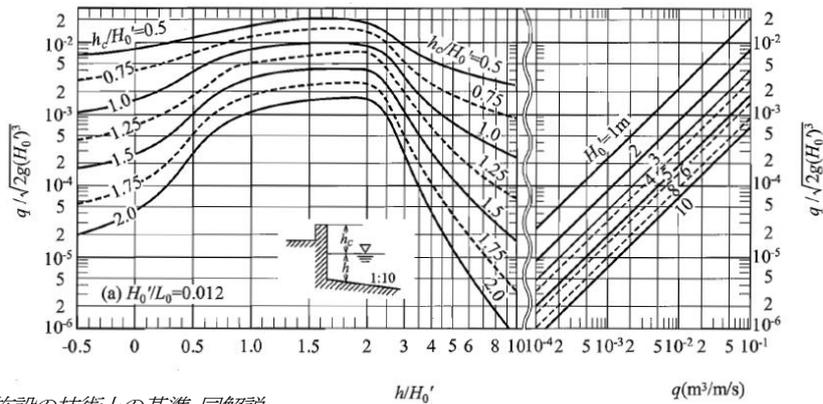


出典: 調査団作成

図 3-2-1-4 リーフ上の波の変形に係わる各項目の説明図

護岸前面波高と護岸前面水位を、既設設計と同じく港湾基準で示される高山の式（1977）で求めた。既設設計では潮位が斜面の途中にあり、パラペット天端高さは波のせり上がり量である Wave Run Up で検討していた。見直し潮位条件では斜面上部まで水位が上昇するため既設設計と同じ Wave Run Up で検討することは適当ではないと判断し越波流量で検討ケースを比較する。

越波流量は適用条件がやや異なるが合田による算定図表（図 3-2-1-5）を用いた。他の解析方法による結果と比較し適用性を確認する。



出典：港湾の施設の技術上の基準・同解説

図 3-2-1-5 越波流量算定図

見直し潮位と設計波高を組み合わせた事象に対し、同時に発生する頻度を考慮し Coastal Calculator2 などを用いられているように超過発生確率により、見直し潮位もしくは設計波高のどちらかを低減することもできる。しかし、今回は最も厳しい安全側の条件を設定し、それぞれの見直し条件の中で想定する潮位と波高が同時に発生するものとした。高潮位（キングタイド）は年に平均 20 回程度発生する潮位、エルニーニョ考慮の場合は過去最大の潮位、気候変動考慮の場合は 30 年後の上昇量の上限に近い潮位である。見直し潮位と設計波高による組み合わせを基本ケースとし、上述の方法によりリーフ上の波高、水位、越波流量を求めた結果を表 3-2-1-18 に示す。

表 3-2-1-18 見直し条件による越波流量（外洋側基本ケース）

項目	既設設計	見直し条件（基本ケース）		
		高潮位 （キングタイド）	キングタイド （エルニーニョ考慮）	気候変動考慮潮位 （将来水位上昇考慮）
沖波波高 (m)	6.1	6.1	6.1	6.1
沖波周期 (s)	9.3	9.3	9.3	9.3
設計潮位 (m)	+2.54	+2.85	+3.10	+3.30
Wave Set Up (m)	0.70	0.67	0.62	0.61
護岸前面水位 (m)	+3.18	+3.52	+3.72	+3.91
護岸前面波高 (m)	0.70	0.82	0.89	0.95
Wave Run Up (m)	1.3	—	—	—
パラペット天端高 (m)	+4.54	+5.00	+5.00	+5.00
越波流量 (m³/m/s) (既設天端高(+4.54)越波流量)	0.0016	0.0020 (0.0110)	0.0067 (0.0160)	0.0120 (0.0280)

基準面は SEAFRAME

出典：調査団作成

² NIWA により Kiribati Adaptation Program でキリバス政府に提供されたツールで、タラワ環礁内の各地点で、気候変動を考慮した確率的最大水位、Wave run up および越波量などを求めることができる。

サイクロン・パムでは、キリバスから離れていく経路にもかかわらず被害が発生していることから、サイクロンの発達とともにうねりが起こり、水面上昇の影響に加え、うねりがタラワの南海岸に吹き寄せたことが被災の理由と推測した。ここで感度分析として、うねりによる越波被害に対応した長い周期と、沖波波高の大きさによる違いを求めた。長い周期(15秒)の沖波は周辺海域の出現頻度表(Global Wave Statistics)には記録されていないが、現状うねりによる被害が発生していることを踏まえ、長周期の波の影響を把握するために、長い周期の波を複数設定した。気候変動考慮の高潮位での高い設計波高と長い周期の波は同時に発生しないとして、越波流量の想定時には波高を中程度(H=3.5m)に低減した。出現頻度表からみて実際に同じく発生しうる波高と周期の組み合わせのケースとして、エルニーニョ考慮の高潮位では設計周期(9.3秒)とした。想定される波の種類として、1年間に頻繁に発生する常時波浪とキングタイトの場合も含めた。感度分析ケースの結果をサイクロン・パムのケースとともに表 3-2-1-19 に示す。

表 3-2-1-19 見直し条件による越波流量 (外洋側感度分析)

項目	既設設計	現況 (サイクロン・パム 観測潮位)	想定ケース (感度分析)			
			長い周期 高い沖波 (キングタイト)	長い周期 中程度沖波 (キングタイト/ 気候変動考慮)	中程度沖波 (キングタイト/ エルニーニョ考慮)	常時波浪 (キングタイト)
沖波波高 (m)	6.1	6.1	6.1	3.5	3.5	2.0
沖波周期 (s)	9.3	9.3	15.0	15.0	9.3	9.3
設計潮位 (m)	+2.54	+2.79	+2.85	+3.30	+3.10	+2.85
Wave Set Up (m)	0.70	0.66	0.92	0.53	0.38	0.29
護岸前面水位 (m)	+3.24	+3.45	+3.77	+3.83	+3.48	+3.14
護岸前面波高 (m)	0.70	0.79	0.92	0.86	0.74	0.63
Wave Run Up (m)	1.3	-	-	-	-	-
パラペット天端高 (m)	+4.54	+4.54	+5.0	+5.0	+5.0	+5.0
越波流量 (m ³ /m/s)	0.0016	0.0078	0.012	0.0053	0.0009	<0.00001

基準面は SEAFRAME

以上の検討方法の妥当性を確認するため、被災時の写真から越波量を推定し比較した。サイクロン・パムの発生でコーズウェイが2015年3月12日前後に被災したが、表 3-2-1-20 より写真の時の越波量は0.0016~0.080 (m³/m/波) の程度と推定した。結果) では現況の天端高さ (+4.54m) に対し、パムの発生時期の高潮位 (+2.79m) の条件で越波流量が0.0078 (m³/m/s)、1波(周期9.3s)あたりは0.073 (m³/m/波) となり妥当な検討結果になっていると考える。

表 3-2-1-20 被災時の越波量の推定

 <p>出典: KRRP 写真 2015年3月12日の越波状況</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>越波の状況</th> <th>一周期の越波量 $2\pi Q / (H_0 L_0)$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>飛沫(水塊)が越える。</td> <td>$< 10^{-4}$</td> </tr> <tr> <td>飛沫、跳波(かなりの水塊)が越える。 (波の実質部分がわずかに溢流)</td> <td>$10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$</td> </tr> <tr> <td>波の実質部分が連続流となって溢流する。</td> <td>$5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$</td> </tr> <tr> <td>波形そのものが乗り越えるような状況で多量に溢流する。</td> <td>$> 10^{-2}$</td> </tr> </tbody> </table> <p>出典: 高田彰「うち上げおよび越波」 写真から越波量は上表を参考に $10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$ ($2\pi Q / (H_0 L_0)$) と考え、波高0.8m 周期9秒として $Q=0.0016 \sim 0.08$ (m³/m/波) の程度と推定</p>	越波の状況	一周期の越波量 $2\pi Q / (H_0 L_0)$	飛沫(水塊)が越える。	$< 10^{-4}$	飛沫、跳波(かなりの水塊)が越える。 (波の実質部分がわずかに溢流)	$10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$	波の実質部分が連続流となって溢流する。	$5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$	波形そのものが乗り越えるような状況で多量に溢流する。	$> 10^{-2}$
	越波の状況	一周期の越波量 $2\pi Q / (H_0 L_0)$									
飛沫(水塊)が越える。	$< 10^{-4}$										
飛沫、跳波(かなりの水塊)が越える。 (波の実質部分がわずかに溢流)	$10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$										
波の実質部分が連続流となって溢流する。	$5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$										
波形そのものが乗り越えるような状況で多量に溢流する。	$> 10^{-2}$										

3) 計画天端高（外洋側）

パラペットの天端高さは、感度分析を含む実際に発生しうる検討ケース中の最大越波流量が許容越波流量を越えないように計画する。許容越波流量について、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」によれば、護岸の被災限界として0.2 (m³/m/s)、後背地の重要度から0.02 (m³/m/s)、また護岸道路の場合は例えば北海道開発局道路設計要領 (H27) では $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-6}$ (m³/m/s) を標準としている。また、EurOtop (2007) では、車が浸からず低速走行できる許容越波量を0.01~0.05 (m³/m/s) としている。これらの基準を参考に、改修後は道路側の排水能力が改善されること、想定する条件は長期間継続するものではないため道路利用を一時的に制限することが可能であることを考慮して状態別に限界値を考える。越波が激しい場合は通行止めや速度などの交通制限はするが道路の被災は防ぐ限界値として0.02 (m³/m/s)、通常交通が可能な限界値として 1×10^{-4} (m³/m/s) を設定する。

外洋側のパラペット計画天端高は+5.0m とし、表 3-2-1-21 に計算された越波流量が許容越波流量以内であることを確認した。越波流量の最大値は、気候変動考慮潮位 (+3.30m) で設計波高のときに0.012 (m³/m/s) である。

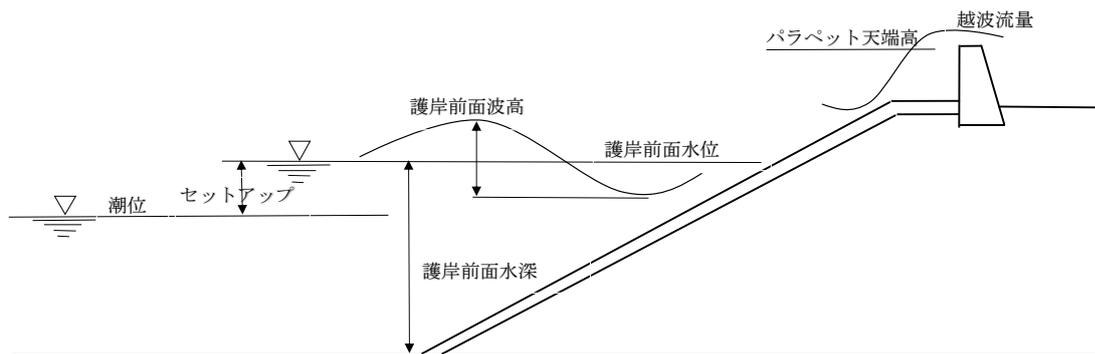
表 3-2-1-21 越波流量と許容値（外洋側）

項目	既設設計	検討ケース						
		基本ケース			感度分析			
		高潮位 (キングタイド)	キングタイド [*] (エルニーニョ考慮)	気候変動考慮潮位 (将来水位 上昇考慮)	長い周期 (キングタイド)	長い周期 (キングタイド/気候変動考慮)	中程度沖波 (キングタイド/ エルニーニョ 考慮)	常時波浪 (キングタイド)
沖波波高 (m)	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	3.5	3.5	2.0
沖波周期 (s)	9.3	9.3	9.3	9.3	15.0	15.0	9.3	9.3
設計潮位 (m)	+2.54	+2.85	+3.10	+3.30	+2.85	+3.30	+3.10	+2.85
護岸前面波高 (m)	0.70	0.82	0.89	0.95	0.92	0.86	0.74	0.63
パラペット 天端高 (m)	+4.54	+5.0	+5.0	+5.0	+5.0	+5.0	+5.0	+5.0
越波流量 (m ³ /m/s)	0.0016	0.0020 (0.0098*) *既設天端	0.0067 (0.019*) *既設天端	0.0120 (0.033*) *既設天端	0.0120	0.0053	0.0009	<0.00001
許容越波流量 (m ³ /m/s)	—	0.0200						1×10^{-4}
適用条件	—	通行を制限するが、被災させない						即時排水 により 通行可能

基準面は SEAFRAME

出典: 調査団作成

護岸前面波高、護岸前面水位、パラペット天端高、越波流量は図 3-2-1-6 のような関係である。



出典:調査団作成

図 3-2-1-6 護岸前面の諸元の説明図

4) 越波流量と計画天端高（ラグーン側）

外洋側と同様に、既設設計時の沖波波高（50年確率 $H_{1/3}=6.1\text{m}$ 、 $T=9.3\text{s}$ ）を用いる。既設設計ではラグーン内発生風波（50年確率波 $H_{1/3}=1.14\text{m}$ 、 $T=4.19\text{s}$ ）の場合も検討しているが、沖波が進入する場合に比べて護岸前面の波高は小さい。よって、厳しい設計条件である見直し潮位でラグーン内発生風波の影響が沖波進入波より小さいことを確認した。

沖波は環礁の西側開口部から進入し、環礁端部からコーズウェイのリーフエッジまでの間、リーフ上と同様に变形しながら伝搬する。表 3-2-1-22 に既設設計時と見直し潮位の場合の伝搬条件を示す。

表 3-2-1-22 環礁開口部からコーズウェーリーフエッジまでの波の変形

項目	既設設計	見直し条件（基本ケース）		
		高潮位 (キングタイド)	キングタイド (エルニーニョ考慮)	気候変動考慮潮位 (将来水位上昇考慮)
沖波波高 (m)	6.1	6.1	6.1	6.1
沖波周期 (s)	9.3	9.3	9.3	9.3
設計潮位 (m)	+2.54	+2.85	+3.10	+3.30
Wave Set Up (m)	0.41	0.31	0.32	0.32
リーフエッジ水位 (m)	+2.95	+3.16	+3.42	+3.62
リーフエッジ波高 (m)	2.77	2.84	2.93	3.00

出典:調査団作成

ラグーン側の計画パラペット天端高も+5.0m とし、表 3-2-1-23 に越波流量の計算結果を示す。波の入射角を考慮すると越波流量は小さくなるが、本検討では安全側として波の入射角は考慮していない。越波流量の最大値は、気候変動考慮潮位 (+3.30) で設計波高のときに 0.022 (m³/m/s) でわずかに許容値 0.02 を超えるが、環礁西側の開口部から護岸に進入する波向きを考慮した場合、許容越波量以下となる天端高は+5.0 より低くなるため³許容値以内と判断した。

³高山ら「斜め入射不規則波を用いた護岸の越波特性実験」海岸工学論文集 VOL31 を参照すれば、同一の越波量となる時の天端高さの比である換算天端高は入射角 θ の $\sin \theta$ に比例して減少し、本検討ケースに近い条件では垂直入射に比べ 0.6 程度となっている。

表 3-2-1-23 越波流量と許容値 (ラグーン側)

項目	既設設計	検討ケース				
		基本ケース			感度分析	
		高潮位 (キングタイド)	キングタイド ⁴ (エルニーニョ考慮)	気候変動考慮潮位 (将来水位上昇考慮)	長い周期 (キングタイド)	常時波浪 (キングタイド)
沖波波高 (m)	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	2.0
沖波周期 (s)	9.3	9.3	9.3	9.3	15.0	9.3
設計潮位 (m)	+2.54	+2.85	+3.10	+3.30	+2.85	+2.85
リーフエッジ水位 (m)	+2.95	+3.16	+3.42	+3.62	+3.37	+2.81
リーフエッジ波高 (m)	2.77	2.84	2.93	3.00	2.91	2.73
護岸前面波高 (m)	0.66	0.98	1.08	1.15	1.11	0.86
Wave Set Up (m)	0.28	0.21	0.22	0.21	0.34	0.22
パラペット 天端高 (m)	+4.54	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00
越波流量 (m ³ /m/s)	0.0012	0.0065	0.0099	0.0220 (注)	0.0160	0.0007
許容越波流量 (m ³ /m/s)	—	0.0200				
適用条件	—	通行を制限するが、被災させない				

基準面は SEAFRAME

注：波向きを考慮すれば許容越波量となる必要天端高さは+5.0 より低いことから、許容値以内と判断する。

出典：調査団作成

(6) 別法による解析との比較

より精緻な解析方法である CADMAS-SURF/2D⁴を用いた計算、および参考として前述の Coastal Calculator や T&TI による計算と比較したものを表 3-2-1-24 と表 3-2-1-25 に示す。

CADMAS での解析結果によれば、越波流量 (m³/m/s) の計算結果は、その他の解法に比べると、基本ケースのキングタイドの場合では半分程度、気候変動潮位ではほぼ同じであるが、長周期の場合は大きくなっている。ここでの長周期の条件は、感度分析が目的のものであり、実際には存在しない領域の波高と周期の沖波を想定している事を踏まえ、現実的な条件の範囲で高山の式と合田の算定図表の適用は妥当と考える。

Coastal Calculator による解析は、潮位を設定できないこと、また、パラペットを考慮できないため、近い潮位条件と 1m の天端幅による数値で比較したが、やや大きいと同じである (HWL 時で 0.023、見直し潮位で 0.014)。

T&TI の報告書にある条件での越波流量も併記したが高山・合田による結果と大きな差はない。このことから算定図表による解析は適用可能と判断できる。

CADMAS の解析による越波状況を図 3-2-1-7 と図 3-2-1-8 に示す。既設設計の条件下においても越波するが、潮位を見直した現状に近い条件ではさらに越波量が多くなる状況であることがわかる。

Coastal Calculator の出力例を図 3-2-1-9 に示す。左側の欄に必要な数値を入力すると、右側に求める越波量などが潮位と波高の出現頻度ごとに出力される。ここでは表 3-2-1-24 にある高潮位現況パラペット天端高のケースで 1%の超過確率の場合、越波量が 22.580/m/s (=0.023 m³/m/s)となっている。

⁴ 数値波動導水路 (Super Roller Flume for Computer Aided Design of Maritime Structure)、財団法人沿岸技術センター

表 3-2-1-24 各解析方法による結果比較（外洋側）

比較項目	既設設計 (MHWS+2.54m)			高潮位 現況パラペット天端高 (HWL +2.85m)			高潮位長周期 計画パラペット天端 高 (HWL+2.85m)		見直し潮位 計画パラペット天端高 (気候変動考慮 +3.30m)			
	高山式 合田図表	CADMAS	Coastal Calculator	高山式 合田図表	CADMAS	Coastal Calculator	高山式 合田図表	CADMAS	高山式 合田図表	CADMAS	Coastal Calculator	T&TI 報告書
沖波波高 (m)	6.1	6.1	3.26	6.1	6.1	3.26	6.1	6.1	6.1	6.2	3.26	3.48
沖波周期 (s)	9.3	9.3	—	9.3	9.3	—	15.0	15.0	9.3	9.3	—	7.36
潮位 (m)	+2.54	+2.54	+2.60 (注1)	+2.85	+2.85	+2.86 (注1)	+2.85	+2.85	+3.30	+3.30	+2.86 (注1)	+2.76 (注1)
護岸前面水位 (m)	+3.24	+3.09	+3.16	+3.52	+3.43	+3.30	+3.77	+3.85	+3.91	+3.83	+3.30	+3.45
護岸前面波高 (m)	0.70	0.67 (通過波 検定)	0.63	0.82	0.73 (通過波検 定)	0.68	0.92	1.23 (通過波 検定)	0.95	0.79 (通過 波検 定)	0.68	0.80
パラペット 天端高 (m)	+4.54	+4.54	+4.54	+4.54	+4.54	+4.54	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.00	+4.70 (注2)
越波流量 (m ³ /m/s)	0.0016	0.00087	0.013	0.098	0.0051	0.023	0.012	0.045	0.012	0.014	0.014	0.0077

基準面は SEAFRAME

注1：潮位条件は Coastal Calculator では IPCC 第四次 A1F1 (2012-2036)、T&TI では A1B (2050-2059)

注2：T&TI では既設パラペットの天端高さを+4.7m としている。

出典：調査団作成

表 3-2-1-25 各解析方法による結果比較（ラグーン側）

比較項目	見直し潮位計画パラペット天端高 (気候変動考慮 +3.30m)			
	高山式 合田図表	CADMAS	Coastal Calculator	T&TI 報告書
リーフェッジ波高 (m)	3.00	3.00	1.54 (注1)	1.64 (注1)
周期 (s)	9.3	9.1	-	3.06
リーフェッジ水位 (m)	+3.62	+3.62	+2.86 (注2)	+3.03 (注2)
護岸前面水位 (m)	+3.83	+3.72	+3.18	+3.29
護岸前面波高 (m)	1.15	0.96 (通過波検 定)	1.13	1.25
パラペット天端高 (m)	+5.00	+5.00	+5.00	+4.70 (注3)
越波流量 (m ³ /m/s)	0.022	0.019	0.003	0.047 (注3)

基準面は SEAFRAME

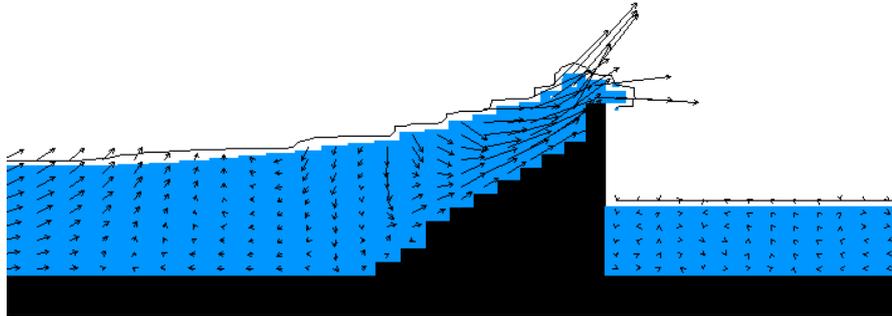
注1：Coastal Calculator と T&TI ではラグーン内で発生した波浪を対象にしている。

注2：潮位条件は coastal calculator では IPCC 第四次 A1F1 (2012-2039)、T&TI では A1B (2050-2059)

注3：T&TI では既設パラペットの天端高さを+4.7 としている。+5.0 とした場合を推定すると 0.02 となる。

出典：調査団作成

time=1.8800E+03
vel =2.0000E+00

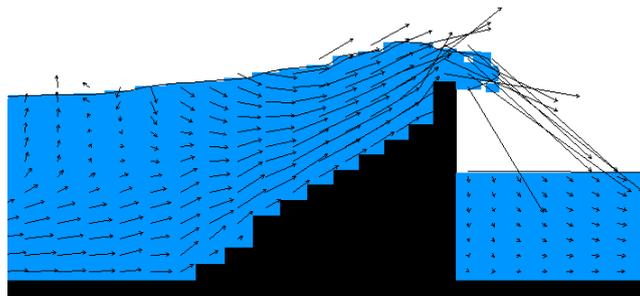


注：数値解析実験水路のため道路側は越波水の排水溝に設定されている。

出典：調査団作成

図 3-2-1-7 CADMAS-SURF による越波状況（既設設計）

time=1.6200E+03
vel =2.0000E+00



注：数値解析実験水路のため道路側は越波水の排水溝に設定されている。

出典：調査団作成

図 3-2-1-8 CADMAS-SURF による越波状況（既設設計キングタイド）



図 3-2-1-9 Coastal Calculator の出力例 (既設設計キングタイド)

3-2-1-5 橋梁設計に係る方針

3-2-1-5-1 既存橋梁の改良方針

本調査では、既存橋梁の現況調査を行い、損傷状況の把握を行った。調査結果より、既存橋梁の構造に致命的な損傷は確認されなかったことから、軽微な補修で対応が可能であると判断される（詳細は3-2-2-4 橋梁設計参照）。

なお、橋梁改良オプションの一つである既存橋梁架け替え案との比較を行い、施工性や経済性、環境性などの特徴について整理を行った。結果、既存橋梁補修案は施工性や経済性、環境性に優れ、改良方針として推奨される。表 3-2-1-26 に橋梁改良案の比較表を示す。

表 3-2-1-26 橋梁改良案の比較検討

比較案	第1案：補修案	第2案：橋梁架け替え案
計画概要図		
計画概要	<p>損傷があるコンクリート壁および床版端部を補修する案。既設橋上の交通を1車線規制し、ラグーン側・外洋側を交互に補修する。桁下は足場を組むため、工事期間中の船舶の航行は制約を受けるものの船舶の航行は可能である。</p>	<p>既設橋梁より50m程度離れた箇所に新たな橋梁を建設するとともに、既設橋梁は第1案と同様に補修し、開口部を2箇所にする案。新橋建設のために1車線の迂回路を設け、交互交通により車両交通を確保する。新橋は周辺を鋼矢板にて締め切り施工する。工事中の船舶の航行は既設航路を利用する。</p>
施工性	<p>桁下に足場を組んで補修を行うものの、施工性の難易度は低い。現況の車両交通も1車線交互通行により確保される。第2案に比べ工事期間は短い。</p>	<p>○ 新橋周辺を鋼矢板にて締め切る必要があるとともに、ラグーン側に建設時の迂回路および新橋建設地への工事用道路を建設する必要がある。現状の交通は迂回路（1車線交互通行）により確保される。第1案に比べ工事期間が長い</p>
船舶航行性	<p>工事中は船舶航行に対する一時的な規制があるものの現況と変わらず良好である。</p>	<p>○ 工事中は現在の橋梁が航路として使用される。開口部の新たな建設により外洋側およびラグーン側に新たな航路を建設する必要がある。ただし、新たな航路の建設は先方負担事項となる。</p>
経済性	<p>現橋の補修のため、工事費は最少となる。 推奨案に対する比率：1.0</p>	<p>◎ 新橋の建設、これに伴う迂回路建設、大規模な仮設締め切りが必要になるとともに、現橋の補修が必要なため、工事費は高価である。さらに、先方負担事項として航路の建設が必要である。 推奨案に対する比率：4.0（航路建設は含まない）</p>
維持管理性	<p>○ コンクリート構造物であり、劣化した部位は補修されるため、維持管理性は良好である。</p>	<p>○ コンクリート構造物のため、維持管理性は良好である。</p>
環境社会配慮性	<p>現況と環境社会条件は変わらないため良好である。</p>	<p>○ 新たな航路を建設する際に、大規模な海底掘削が必要となるため環境社会に与える負の影響が大きい。</p>
総合評価	◎	△

凡例) ◎：非常に望ましい、○：望ましい、△：中位、×：望ましくない

3-2-1-5-2 橋梁の幅員構成

橋梁部の幅員構成は、車輛の走行性や安全性に配慮し、道路部と同一断面（3-2-1-3 道路設計に係る方針参照）を採用するものとする。その為、既存橋梁を拡幅する必要があり、拡幅に対する補強設計を行う。

図 3-2-1-10 に道路部の幅員構成の比較検討に対応した橋梁の幅員構成案を示す。

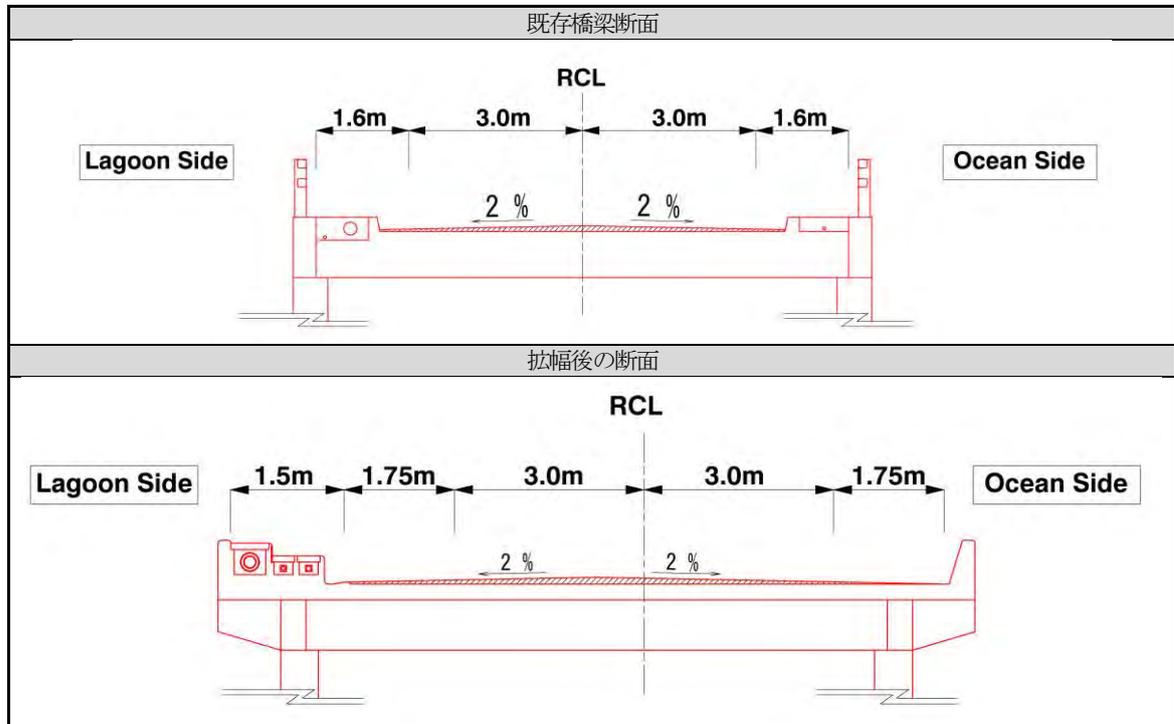


図 3-2-1-10 橋梁の幅員構成

3-2-1-5-3 ナビゲーションクリアランス

橋梁部の桁下の標高は+5.14m（既設設計時基準面で+4.40m）で、クリアランスは図 3-2-1-11 に示すように、既設設計の潮位上 2.6m となっている。見直し潮位でこのクリアランスが漁船通行に支障がないか検討する。既設設計の手順にしたがった検討に加え、水路の水深を考慮した波浪条件での検討を行い総合的に判断する。

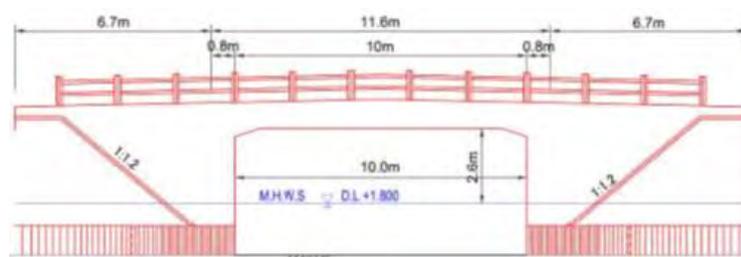


図 3-2-1-11 橋梁部の桁下クリアランス

(1) 既設設計の桁下クリアランス設定方法に従った検討

既設設計では、50 年確率沖波波高（ $H=6.1\text{m}$ ）でリーフ上の変形を考慮した波に、漁船の喫水、人間の座高などを考慮し設計潮位（MHWS）時のクリアランスを表 3-2-1-27 のように設定している。同様の考

えで、既設設計と同じ沖波でリーフ上の波の変形を考慮した波、同じ漁船の必要高さを用いた見直し潮位（HWL）の必要クリアランスは、現況の桁下高さ（+5.14）より 34cm 高くなる。しかし、これは高潮位で 50 年確率波の条件下であり、そのような状況では漁船は通路を利用しないと考えるのが妥当である。

表 3-2-1-27 既設設計の設定方法での桁下クリアランス

項目		既設設計	見直し潮位（高潮位）
設計潮位（m）	a	+2.54	+2.85
沖波の砕波によるリーフ内水位の上昇（m）	b	0.7	0.67
リーフ内の波高/2（m）	c	0.35	0.41
乾舷+トリム+人間の座高+その他（m）	d	1.55	1.55
必要高さ（a+b+c+d）		+5.14	+5.48
桁下標高（m）		+5.14	

(2) 水路水深を考慮した検討

上記の検討は、高潮位と高波浪の組み合わせ条件に加えて深い水路に対し浅いリーフ上の波の変形を適用している点で実際の現象と異なる。したがって、既設設計で別途検討されている漁船が利用する場合の海象条件や水路の深さを考慮した波浪条件を用いてクリアランスを検討する。

既設設計で漁船水路は、潮待ちせず漁船が通行可能なように、平均潮位で年最大沖波（1.8m）が砕波しない、干潮位で年数回程度の沖波（0.8m）が砕波しない、として水路の深さ（進入部-2.26m、標準部-0.96m）を設定している。

水路の利用が現在も同じ条件下にあるとし、クリアランスを検討する。沖波の条件は既設設計と同じとする。見直し潮位のうち高潮位が高くなっているため沖波が減衰せず進入するとした。平均潮位は変わらず、低潮位は大きく変わっていないので既設設計と同じ条件とする。

表 3-2-1-28 漁船利用と水路水深を考慮した桁下クリアランス

項目		既設設計			見直し潮位		
		高潮位 (MHWS)	平均潮位 (MSL)	干潮位 (MLWS)	高潮位 (HWL)	平均潮位 (MSL)	干潮位 (LWL)
潮位 (m)	a	+2.54	+1.68	+0.83	+2.85	+1.68	+0.62
沖波波高 (m)		1.8	1.8	0.8	1.8	1.8	0.8
標準部波高 (m)		1.75	1.67	1.07	1.8	1.67	1.07
波高/2	b	0.875	0.835	0.535	0.9	0.835	0.535
乾舷+トリム+人間の座高+その他 (m)	c	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
必要高さ (m)	a+b+c	+4.97	+4.07	+2.92	+5.30	+4.07	+3.24
桁下高さ (m)		+5.14					

表 3-2-1-28 より、平均潮位と年最大波高という漁船の利用条件では桁下クリアランスは+4.07m となり既設設計と変わりなく、現況の桁下高さ（+5.14m）は満足されている。見直し高潮位ではクリアランスが 16cm 不足するが、高潮位はその発生回数や継続時間が限られていることから許容できると考える。

(3) 破頂高に対する検討

想定される進入波の峰が桁にかかるかどうかを検討する。

通路水深：-0.96m（既設設計時基準面で-1.70m）

気候変動考慮時潮位：+3.30m

水深：h=3.3+0.96=4.26m

限界波高 : $0.78h = 0.78 \times 4.26 = 3.32\text{m}$

波頂高 : $+3.30 + 0.5 \times 3.32 = +3.30 + 1.66\text{m} = +4.96\text{m} < +5.14\text{m}$ (非碎波のため 0.5)

気候変動を考慮した最大潮位時で、水深で制限される最大波高での波の峰は桁にかからない。

3-2-1-6 埋設管移設に係る方針

地下埋設物の移設方法は道路幅員にも大きく影響する。移設方法の詳細は「3-2-1-3-1 道路横断構造」にて記載したとおりである。なお、移設区間については以下の考えのもと計画を行う。

- ・ 既存の埋設管はコースウェイ躯体内に埋設されているが、埋設管の維持管理に伴う掘削・埋戻しが適切に行われていないため、コースウェイ躯体へ悪影響を及ぼしている。(図 3-2-1-12 参照)
- ・ 埋設管 (通信ケーブル、電力ケーブル、水道管) はコースウェイ躯体とは分離し、埋設管の維持管理が容易となるようユーティリティボックスに格納する。また、コースウェイ躯体の掘削・埋戻しが不要となるため、本体の健全性にも寄与する。
- ・ 埋設物の移設区間は波の影響が無い陸地区間は除き、波の影響が懸念される区間のみとする。(図 3-2-1-13 参照)

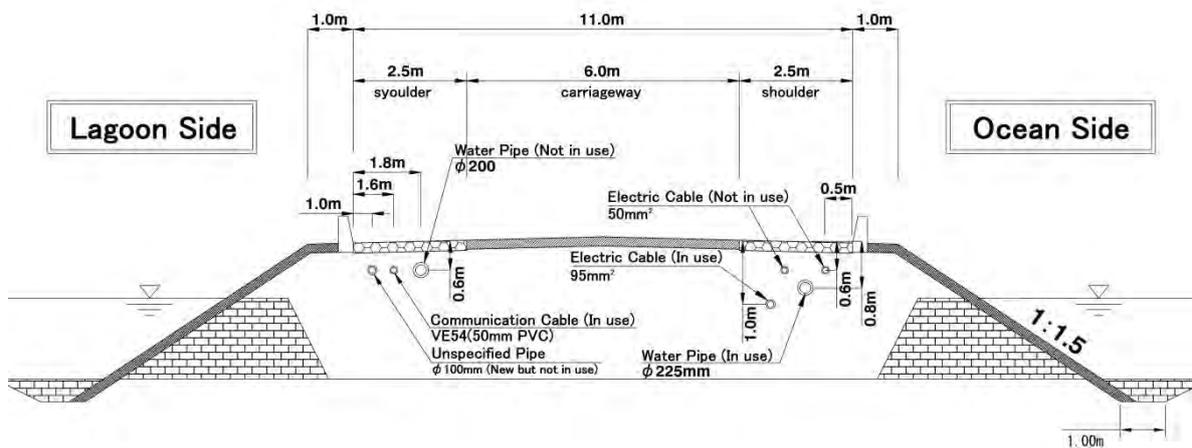


図 3-2-1-12 現状の埋設状況

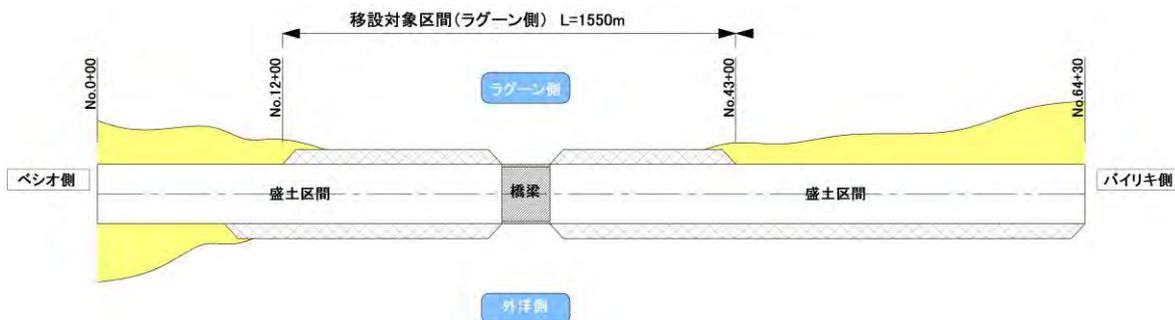


図 3-2-1-13 埋設物移設範囲

3-2-1-7 復旧工事に係る方針

3-2-1-7-1 現地政府で実施している緊急復旧工事の内容と評価

MPWUの直営で1班10人体制を基本として、月曜から金曜まで、9:00~16:00で復旧作業を行っている。主な作業としては、以下のとおりである。

① 舗装表面のポットホールの穴埋め



移動しながらの穴埋め



穴埋め状況



グレーダーによる穴埋め



車両による転圧

ポットホールに砂を散布して足で均し、後は車両による転圧に任せるという方法である。一時的には機能するが、段々剥がれていき、また降雨によっても洗い流されてしまう。

また、橋よりもベシオ側では、アスファルト舗装がほとんど剥がれているため、モーターグレーダーで直接路面を整地している。

従って、これらはいくまでも短期的対応策である。

② モルタルによる法面のクラック補修



練り混ぜ状況



塗布状況



施工不良による、塗布後の剥がれ

セメントと砂を混合し、海水を利用してモルタルを作り、手でクラック表面に塗布している。モルタルの配合は適当であり、セメント量が少なく水分が多い。ひび割れ部のVカットや、コテを使ってモルタルを中に押し込むような事はしていない。

品質管理の概念が無い事及び施工の拙さから、一度補修したところが剥がれている箇所が数多くあり、作業効率が悪い状況にある。

そこで、モルタルの配合方法、クラックの補修方法について第1次現地調査において簡易なマニュアルを作成し、MPWU職員及び作業員に対し、技術移転を行った。(図 3-2-1-14 参照)

Crack Repair Manual

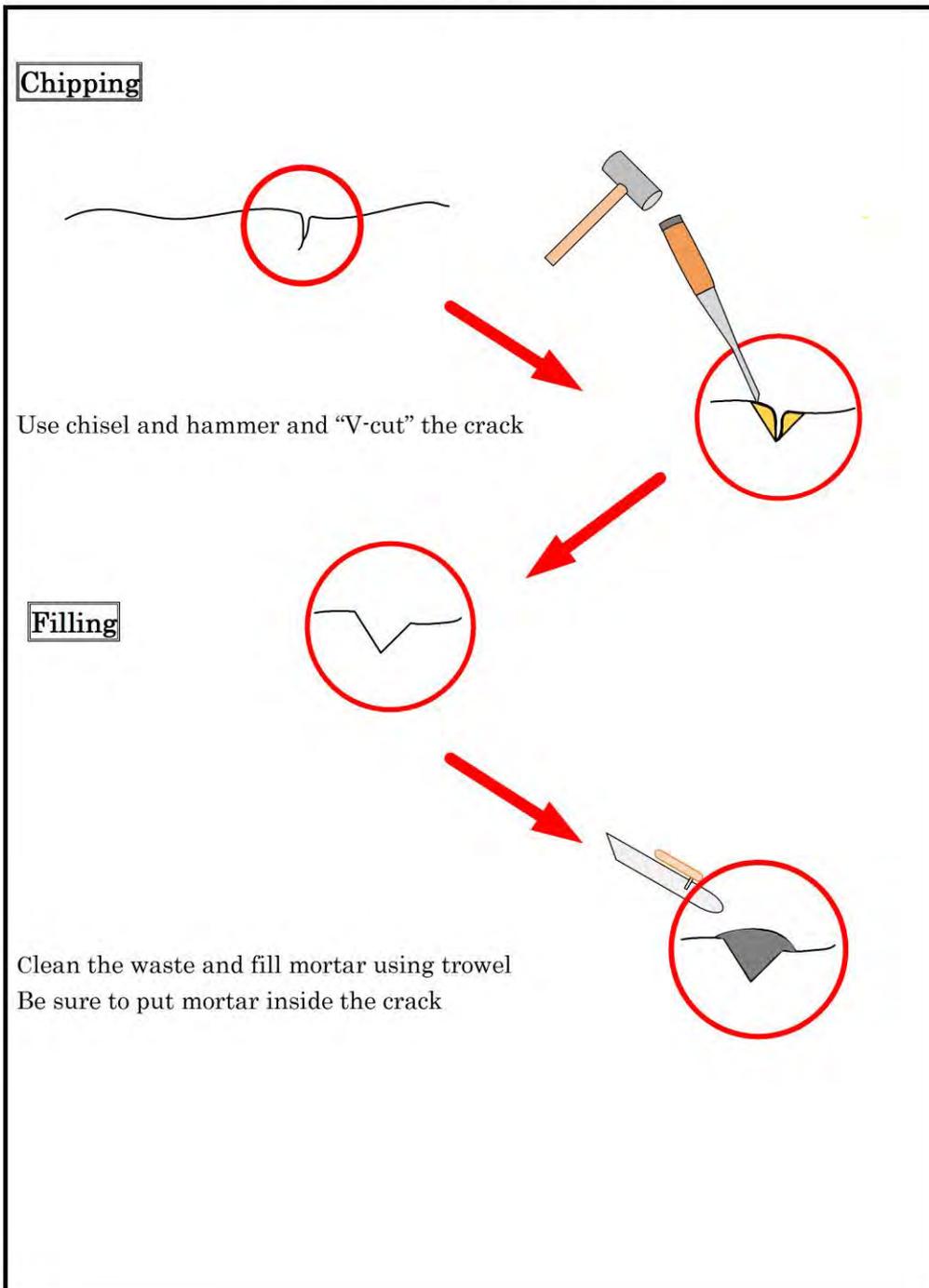


図 3-2-1-14 ひび割れ補修マニュアル

③ 法面背後の空洞の埋め戻し



試掘状況



パラペット基礎下部の空洞



水締め状況



クラックからの裏込投入材の流出

路肩端の凹んでいるところで試掘を行い、裏込砂が抜けているところや、既に陥没しているところなどを砂で充填している。

出力7Kwの小型発電機と2インチの水中ポンプを使用し、水締めをしながら砂を裏込投入している。裏込はしっかり行われているが、最終的に空洞の原因となった法面のクラックを補修していないので、またそこから砂が抜ける可能性が大きい。

水中ポンプを使用するため水位が高い時に作業を行い、裏込材が抜けている場合にはその所をマーキングし、干潮時にモルタルで塞ぐ事が必用であり、そのように指導した。

④ モルタル土のうによる路肩、法面、パラペットの補修



積み方が縦1列になっている



法面補修



法面補修

パラペットの土のうは積み方が乱雑で、通常は交互にずらして積んで強度を増すが、縦一列に積んであるところが数カ所ある。

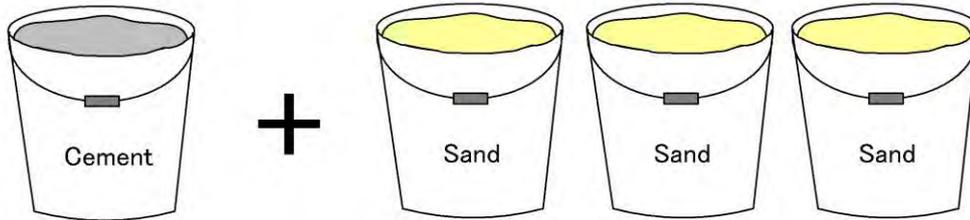
法面補修で積んでいる土のうは、紫外線や波浪によって土のう袋が破れているものが多いが、モルタル土のうであるためにそれ自体は比較的堅牢で、干潮時の調査でも亀裂の入っているものは無かった。

第1次現地調査時点では、必要箇所は全て施工済みであった。

土のうの積み方に関しては、第1次現地調査においてマニュアル化し、技術移転を行った。(図 3-2-1-15)

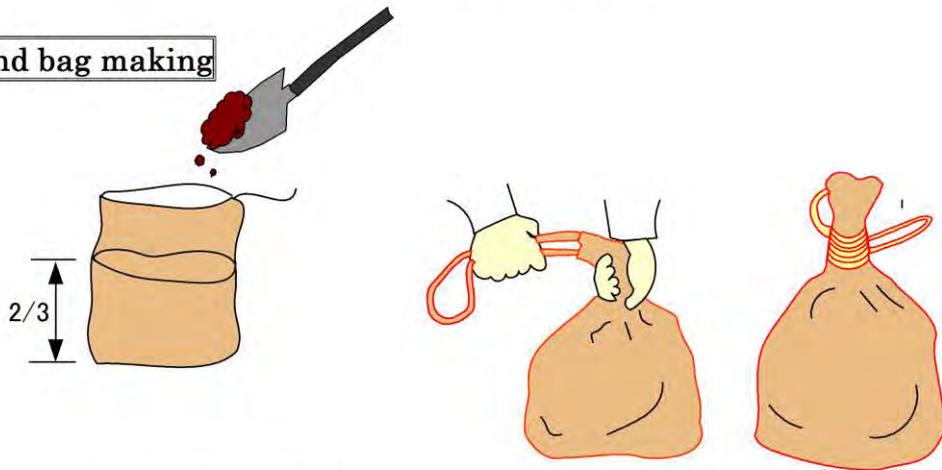
Mortar Sandbag Manual

Mortar mixture



- Volume ratio of cement and sand is 1:3
- Mix them properly and add appropriate quantity of water

Sand bag making



- Put mortar into the sand bag
- tie properly

Sand bag piling for seawall

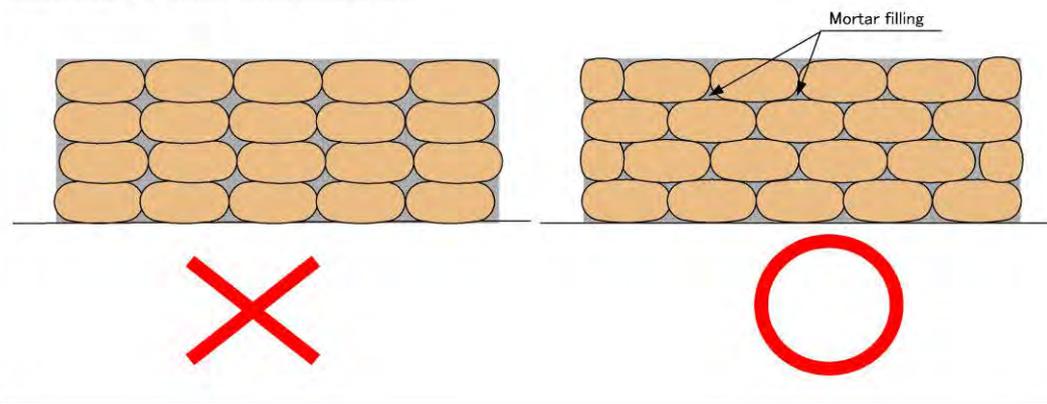
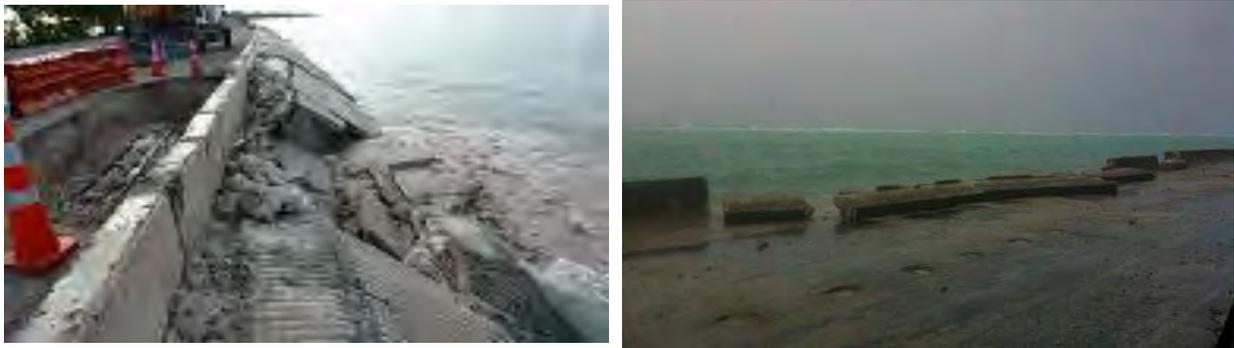


図 3-2-1-15 モルタル土嚢マニュアル

3-2-1-7-2 荒天候時の波浪への対応の方針

荒天候時にコースウェイが損壊する原因は、越波して路肩にあふれた海水が、舗装がはがれた路肩から躯体に浸透し、法面のクラック部分からの裏込砂の流出が進行することである。最終的には舗装路肩部から滑り崩壊をお越し、ファブリマットやパラペットも崩壊に至る。



写真提供：MPWU パトリック氏

対応策として求められることは、本工事まで活用できること、本工事に大きな支障とならないことなどであり、特殊な材料や技術、機械等を使うことなく、ローカルの技術を用いて復旧できることである。

具体的な工法としては、パラペットの補強と法面保護の両案を検討する。

3-2-1-8 本プロジェクトにおける留意点

本コースウェイはこれまでにキングタイトなどの悪天候の影響により、法面の崩壊等が発生している。しかしながら、被災箇所の復旧やコースウェイ全体の維持管理や補修工事が十分になされていないこともあり、被災が繰り返されている状況である。

今後、コースウェイ改修計画における詳細設計や工事が始まるまでに現在のコースウェイの状態（健全性）が大きく変化することが想定される。その為、詳細設計や工事実施時には現場の状況に応じて、測量調査等の追加調査の必要有無について検討する必要がある。

なお、これ以上の損傷進行を軽減するため、2016年1月から中期対応として外洋側の護岸法面に大型土嚢並びに防砂シートを設置する工事を実施した。

3-2-1-9 緊急工事技術指導（中期対応策）

コースウェイ改修が実施されるまでの間、暫定的に機能を維持し、損害拡大を防ぐために応急復旧対策工事として大型土のうを積むための技術支援を実施した。

日本側から、補強が必要な法面延長1,000m分として大型土のう5,500袋、防砂シート6,000m²を供与し、土のう用投入砂の供給と作業員の確保をキリバス側が負担した。

派遣期間は以下のとおりである。

- ・ 第1回派遣：2016年1月5日～2月3日（30日間）
- ・ 第2回派遣：2016年2月16日～3月11日（25日間）
- ・ 第3回派遣：2016年4月5日～5月9日（35日間）

① 施工方法

- 防砂シート敷設
防砂シートを下図のように30cm オーバーラップさせ、コンクリート釘で仮止めする。

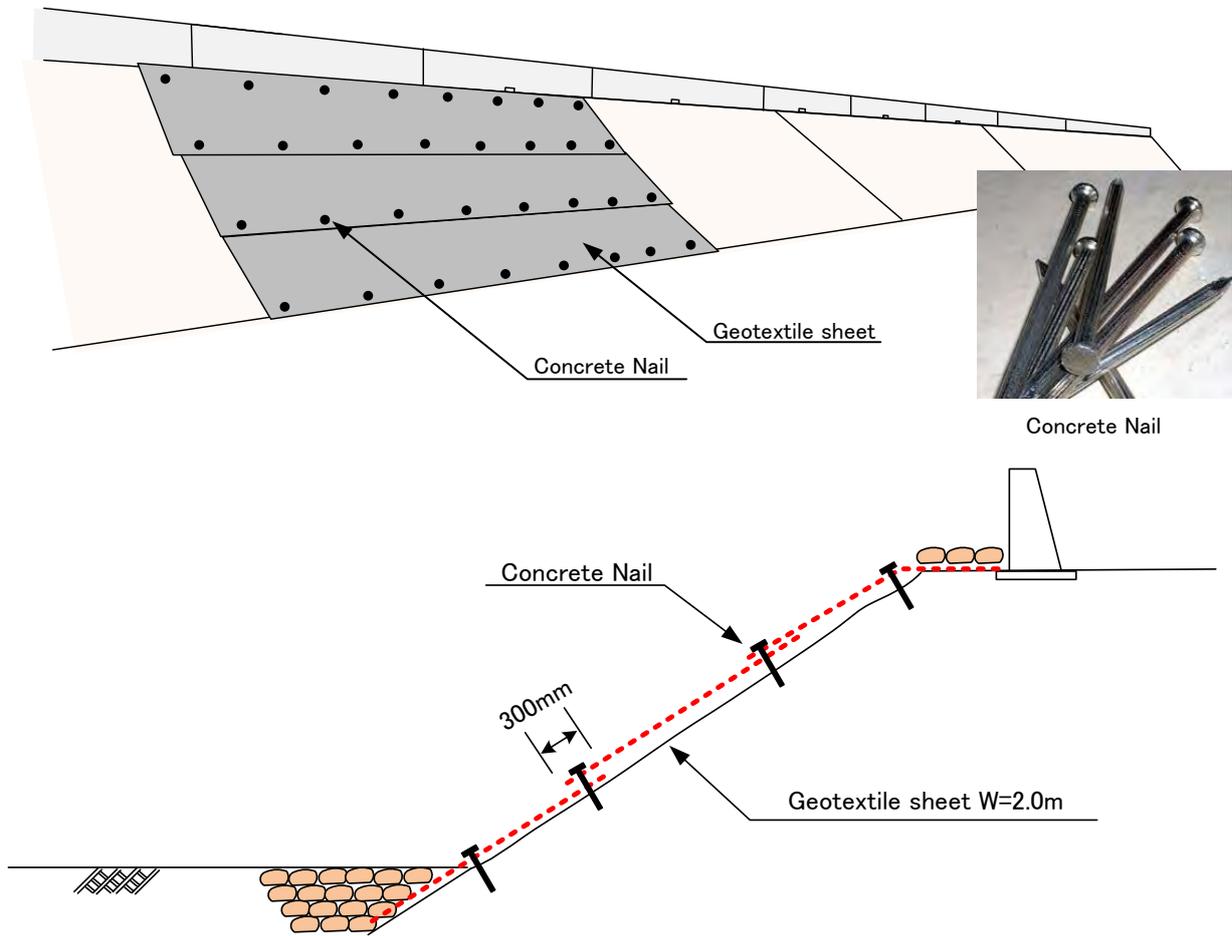


図 3-2-1-16 防砂シート敷設状況

- 大型土のう作成および敷設
(下段～中段)
シュートを設置し、路肩より砂を投入する

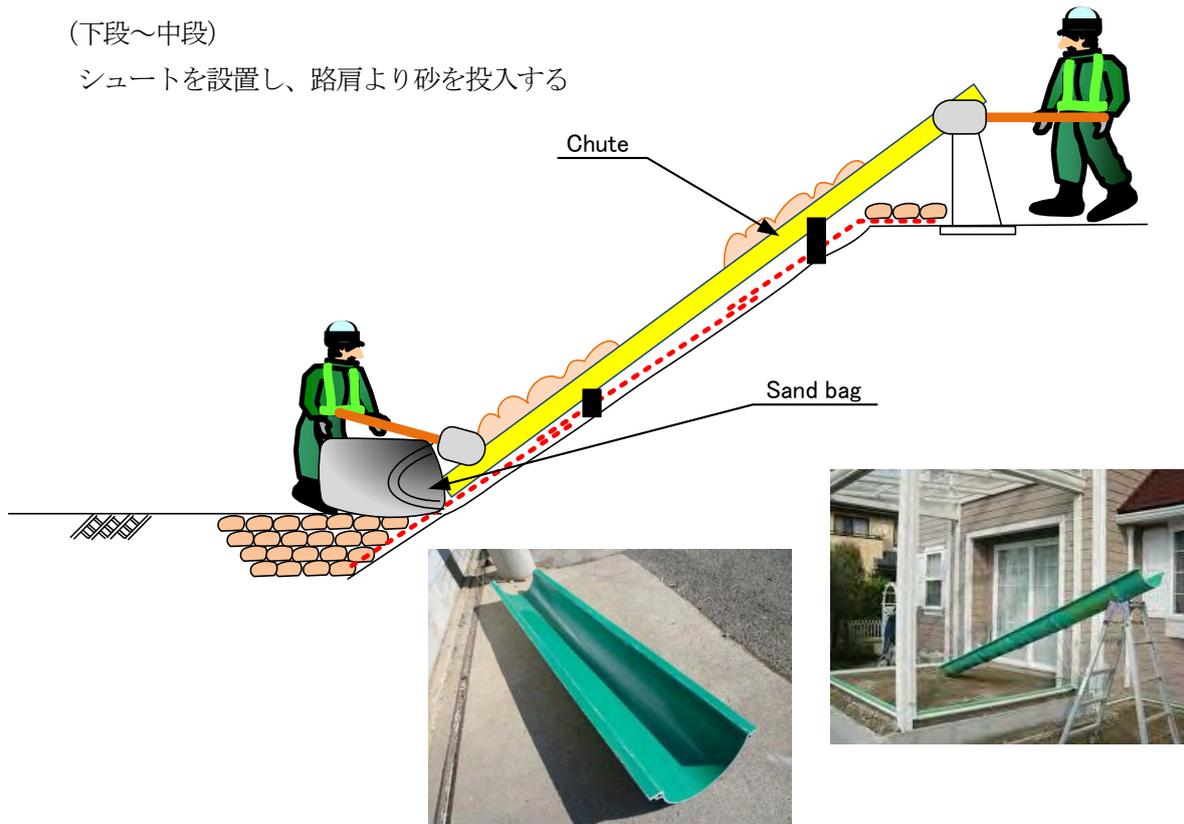
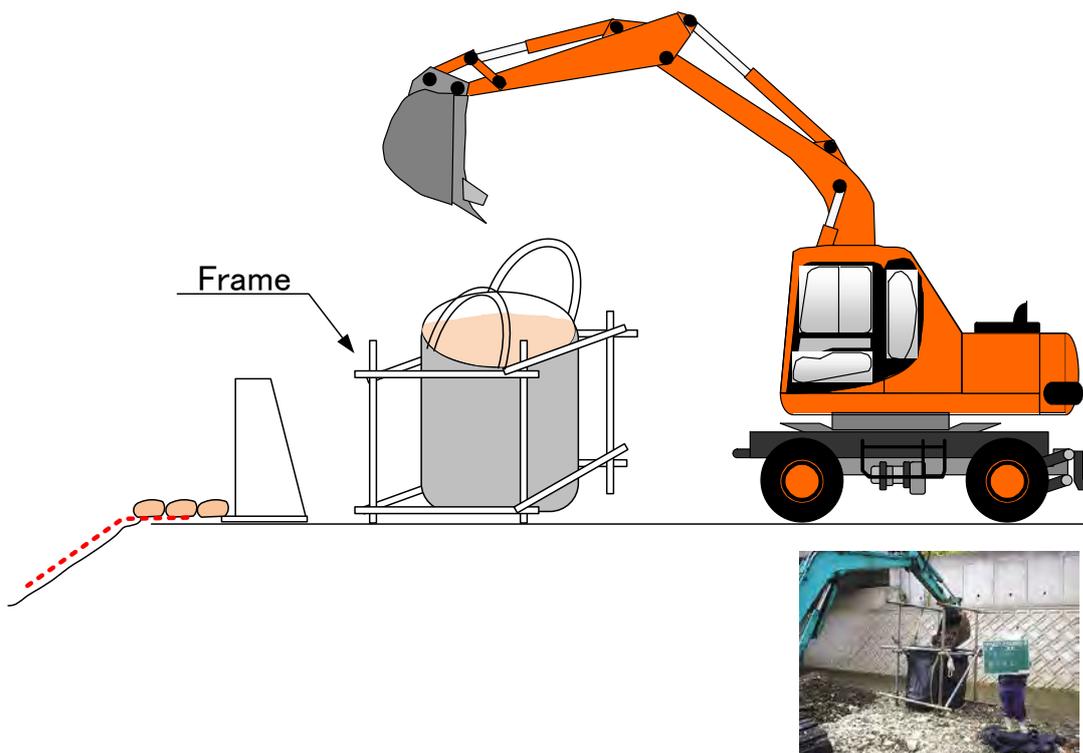


図 3-2-1-17 土のう製作・敷設 (下段～中段)

(中断～上段)

フレームに大型土のう袋を設置し、バックホウにて砂を投入して製作し、バックホウまたはクレーン付トラックにより敷設する。なお、これらの重機が使用できない場合はシュートを用いて全て人力で、製作・敷設を行う。



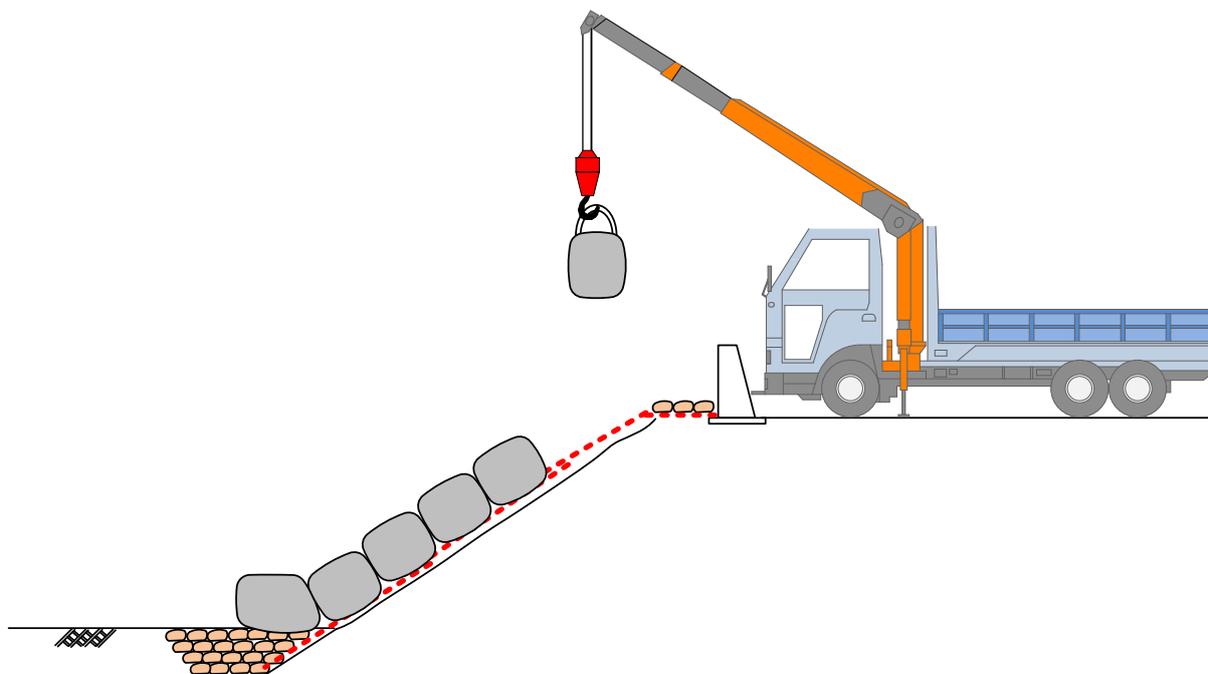
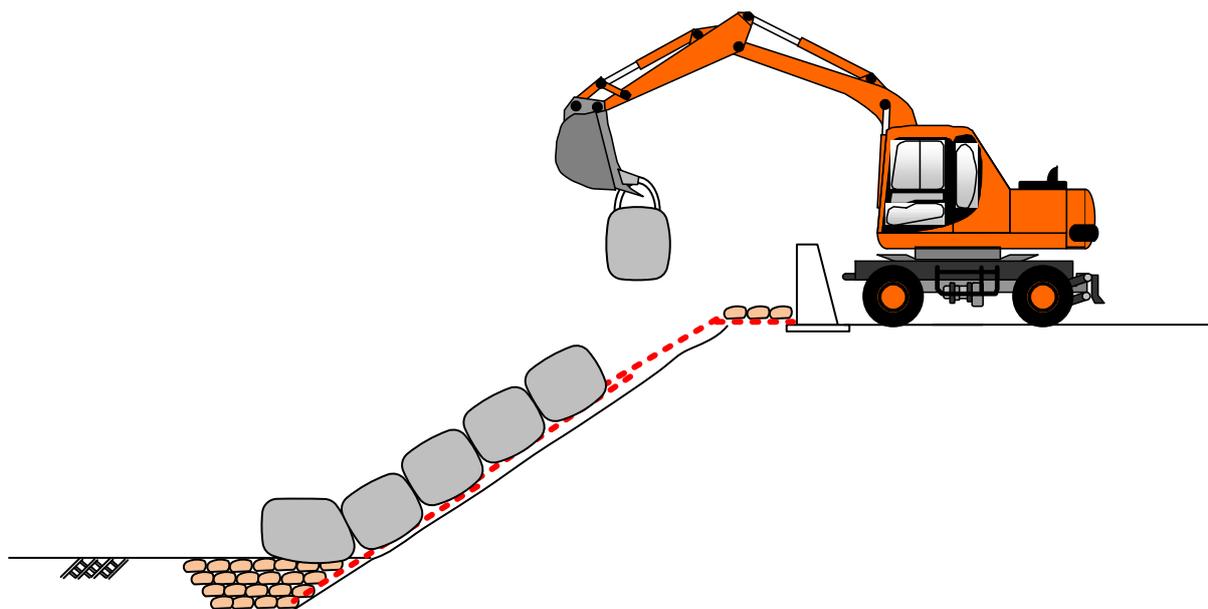


図 3-2-1-18 土のう製作・敷設 (中段~上段)

②工事写真



材料搬入



防砂シート敷設状況



大型土のう敷設状況

3-2-2 基本計画

3-2-2-1 適用基準類

本調査で参考とする実施指針及び基準類を表 3-2-2-1 に示す。

表 3-2-2-1 実施指針・基準等

種別	指針・基準名	発行年	発行機関名
道路設計	1) 道路構造令の解説と運用	2015	日本道路協会
	2) A Policy on Geometric Design of Highway and Streets (AASHTO)	2011	AASHTO
	3) 舗装設計便覧	2006	日本道路協会
	4) AASHTO for Design of Pavement Structures	2011	AASHTO
	5) 道路土工要綱	2014	日本道路協会
護岸設計	1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説	2005	日本港湾協会
	2) Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour in Japan	2009	The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan
橋梁設計	1) 道路構造令の解説と運用	2015	日本道路協会
	2) 道路橋示方書・同解説 I~IV	2012	日本道路協会
	3) コンクリート道路橋設計便覧	1994	日本道路協会
	4) コンクリート道路橋施工便覧	1998	日本道路協会
	5) 道路土工カルバート工指針	2010	日本道路協会

3-2-2-2 道路計画

3-2-2-2-1 舗装構造設計

(1) 舗装の設計方針

舗装の構造設計は本邦における代表的な設計手法 (T_A 法) を用いてアスファルトコンクリート舗装の構造検討を行う。なお、T_A 法で検討した舗装厚に対し、AASHTO による舗装設計法での結果と比較し、その妥当性を検証する。

(2) 舗装計画交通量

舗装計画交通量は、供用後 20 年間の平均的な大型車の 1 日 1 方向あたり交通量によるものとする。本コーズウェイは、2019 年の供用予定であり、供用時から 20 年間 (2019 年~2038 年) における平均大型車交通量は 227 台/日・方向となる。各年の大型車台数の推移を表 3-2-2-2 に示す。

表 3-2-2-2 大型車交通量の推移

年	伸び率	交通量 (台/日)	大型車 (台/日)	備考
2015		3,894	300	
2016	0.03	4,011	309	
2017	0.03	4,131	318	
2018	0.03	4,255	328	
2019	0.03	4,383	338	供用初年
2020	0.03	4,514	348	2 年後
2021	0.03	4,650	358	3 年後
2022	0.03	4,789	369	4 年後
2023	0.03	4,933	380	5 年後
2024	0.03	5,081	391	6 年後
2025	0.03	5,233	403	7 年後
2026	0.03	5,390	415	8 年後
2027	0.03	5,552	428	9 年後
2028	0.03	5,718	441	10 年後

年	伸び率	交通量 (台/日)	大型車 (台/日)	備考
2029	0.03	5,890	454	11 年後
2030	0.03	6,067	467	12 年後
2031	0.03	6,249	481	13 年後
2032	0.03	6,436	496	14 年後
2033	0.03	6,629	511	15 年後
2034	0.03	6,828	526	16 年後
2035	0.03	7,033	542	17 年後
2036	0.03	7,244	558	18 年後
2037	0.03	7,461	575	19 年後
2038	0.03	7,685	592	20 年後

出典：調査団作成

(3) 舗装の設計期間

本コースウェイはバシオ港と官公省庁が立地するバイリキを繋ぐ唯一の幹線道路であり、舗装の設計期間は20年とする。

(4) 設計 CBR

本調査で実施した室内 CBR 試験（現コースウェイの盛土材料を対象）した結果、設計 CBR 値は30.3～35.3%であり、平均は32.5%であった。よって、舗装構造設計における設計 CBR 値は20%（舗装構造設計における CBR の上限値）として検討を行う。

(5) 疲労破壊輪数

疲労破壊輪数は、設計区分の交通量区分に応じ、表 3-2-2-3 の通りとする。舗装計画交通量が 227 台/日・方向であり、N4 交通に区分されることから、疲労破壊輪数は300,000 回/20年となる。

表 3-2-2-3 交通量区分と疲労破壊輪数

交通量区分	舗装計画交通量 (台/日・方向)	疲労破壊輪数 (回/10年)
N7	3,000 以上	35,000,000
N6	1,000 以上 3,000 未満	7,000,000
N5	250 以上 1,000 未満	1,000,000
N4	100 以上 250 未満	150,000
N3	40 以上 100 未満	30,000
N2	15 以上 40 未満	7,000
N1	15 未満	1,500

出典：舗装設計便覧 P30 より

(6) 目標 TA 値の設定

式 3-1 に基づき、疲労破壊輪数・設計 CBR から信頼度 90%の目標 T_A を算出する。表 3-2-2-4 より、目標 T_A 値は12とする。

表 3-2-2-4 目標 TA 値の設定

交通量区分	設計 CBR					
	3	4	6	8	12	20
N7	50	46	41	38	33	29
N6	39	36	32	29	26	22
N5	29	26	23	21	19	16
N4	21	20	17	16	14	12
N3	17	15	14	12	11	10
N2	13	12	11	10	9	8
N1	10	10	9	8	7	6

出典：調査団作成

$$T_A = \frac{3.84N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \quad (\text{式 3-1})$$

$$T_A = \frac{3.84N^{0.16}}{CBR^{0.3}}$$

T_A : 必要等価換算厚
 N : 疲労破壊輪数
 CBR : 路床の設計 CBR

出典：舗装設計要領 P76 より

(7) 舗装厚の規定条件

舗装厚の規定条件として、各層の最小厚さを表 3-2-2-5 に示す。

表 3-2-2-5 各層の最小厚さ

層	最小厚さ	備考
表層・基層 (アスファルト)	50mm	舗装計画交通量 227 (台/日・方向) より設定
瀝青安定処理 (加熱方式)	50mm	最大粒径の 2 倍かつ 5cm
その他の路盤材	100mm	最大粒径の 3 倍かつ 10cm

出典：舗装設計便覧 P.77~78 参照

(8) 舗装比較設計

キリバス国ではアスファルトやセメント、骨材などは全てフィジーからの輸入となり、使用する材料によっては価格に大きく影響する。その為、舗装構成の検討を行うにあたり、各種材料での舗装構成と価格を比較し、最も経済的な舗装構成を選定する。

表 3-2-2-6 に舗装構成比較表を示す。これより、舗装構成はアスファルト舗装 50mm、粒度調整砕石 (現地骨材) 150mm、クラッシャーラン (現地骨材) 200mm を採用する。

表 3-2-2-6 舗装構成比較表

材料		等値換算係数 a	単価 (JPY/m ³)	舗装構成 (mm)				
				Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
表層/基層	アスファルト混合物	1.00	300,000	50	50	50	50	50
上層路盤	瀝青安定処理	0.80	112,000	50	100			
	セメント安定処理	0.55	90,000			50	100	
	粒度調整砕石※	0.20	28,000					150
下層路盤	クラッシャーラン※	0.20	28,000	150	100	250	100	200
T _A 値 (≥12)				12.00	15.00	12.75	12.50	12.00
合計厚さ (mm)				350	250	350	350	400
費用 (JPY/m)				27,600	29,000	29,600	32,700	24,800
評価				○	△	△	△	◎

※上層路盤及び下層路盤はコーラルロックを想定。等値換算係数は CBR20 以上 30 未満の仕様を想定した数値。なお、コースウェイの既存路盤 (コーラルロック) の室内 CBR 試験結果から前述の仕様を満たしていることは確認済み。

(9) AASHTO 法による舗装厚の照査

本項では、現状の軸重状況から舗装厚を検討する AASHTO 法により T_A 法で設定した舗装厚の妥当性を照査する。

AASHTO におけるアスファルト舗装 (たわみ性舗装) の検討に用いられる基本式は式 3-2 のとおりである。検討条件及び照査結果を表 3-2-2-7~表 3-2-2-9 に示す。

照査の結果、T_A 法で検討された舗装厚は AASHTO 法における構造耐久性を満たす結果となった。

$$\log_{10} (W_{18}) = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log_{10} (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10} (M_R) - 8.07 \quad (\text{式 3-2})$$

- W₁₈ : 18kip の等価単軸荷重 (ESAL) の予測載荷数
- Z_R : 標準偏差
- S₀ : 設計交通量予測及び設計終局供用指数における交通量予測の際の全標準偏差
- ΔPSI : 初期設計供用性指数 P₀ 及び設計終局供用性指数 P_t との差

M_R : レジリエント係数 (psi)
 SN : 構造指数 (全体の舗装厚に必要とされる数値)
 出典 : AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.I-5 より

表 3-2-2-7 軸重条件

設計条件	Car	Small Bus	Large Bus	2 Axle Truck	3 or 4 Axle Truck	5 or 6 Axle Truck
交通量	1,946	705	163	535	116	21
平均軸重 (kip)	1.00	1.00	6.51	6.51	22.20	40.20
等価荷重係数	1 軸目	0.0002	0.0002	0.0031	0.0031	0.0610
	2 軸目	0.0002	0.0002	0.0017	0.0017	0.1678
	3 軸目	-	-	-	-	0.0723
	合計	0.0004	0.0004	0.0048	0.0048	0.3010
設計 ESAL	8,592	3,113	8,550	28,064	385,425	336,405
合計 ESAL	770,149					

表 3-2-2-8 舗装設計条件

設計条件	採用値	備考
ESAL の予測荷数	W18 770,149	
解析年数	- 20 年	
標準偏差	ZR -1.282	AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.I-62
全標準偏差	S0 0.45	AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.I-62
供用性指数の全変化	Δ PSI 1.7	AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.II-10
レジリエント係数	MR 30,000	AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.I-14 MR=1,500×CBR より算定 (CBR は T_A で設定している 20 を準用)
構造指数	SN 2.158	

表 3-2-2-9 舗装厚照査結果

材料	層係数※1 (a)	層厚 (cm) (D)	排水係数※ (m)	構造指数 $SN = a \cdot D^m$
表層 (アスファルト)	0.400	5	-	0.787
上層路盤	0.150	15	1.0	0.886
下層路盤	0.090	20	1.0	0.709
合計	-	40	-	2.382 (≥ 2.376)

※1 : AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.II-18

※2 : AASHTO Guide for Design of Pavement Structure p.II-22

3-2-2-2-2 道路排水設計

(1) 計画方針

道路排水計画を以下に示す。

- ・ 本コースウェイには路面排水を縦断的に排水する「路肩排水溝」と、それを海側へ排水する「横断排水口」を計画する。
- ・ 路肩排水溝のサイズは道路土工要綱 (合理式) に基づき、雨水流出量を考慮したサイズとする。
- ・ 横断排水口は波の逆流影響を小さくするため、設置間隔を既存の間隔 (5m) よりも広く確保し、排水口背面には逆流防止壁を計画する。ただし、計画する排水口サイズは既存の横断排水口能力 (排水口面積) と同程度の面積を確保するよう計画する。

(2) 横断排水口の計画

横断排水口の設置間隔を 50m とし、排水口サイズは H=30cm、W=50cm を 2 ヶ所設置する。(既存の排

水口能力（排水口面積）と同程度を確保）

ラグーン側の埋設管移設 BOX 設置区間における排水口は埋設管 BOX の位置を高くし、排水口を確保する。図 3-2-2-1 に横断排水口の計画概要図を示す。



図 3-2-2-1 排水口サイズと設置間隔（現況と計画）

(3) 路肩排水溝の計画

路肩排水溝は雨水流出量（Q）を透水可能な断面を確保する。雨水流出量の算定は、式 3-2 を用いて計算し、算定に必要な降雨強度、降雨強度の確率年、流出係数は表 3-2-2-10～表 3-2-2-12 に示すとおりである。これより、計画値における雨水流出量は $0.0013\text{m}^3/\text{s}$ となる。コーズウェイにおける排水流域は路面のみであることから降雨確率年（3 年）を採用する。

表 3-2-2-10 降雨確率年の標準

分類	排水能力の高さ	降雨確率年	
		(*1)	(*2)
A	高い	3 年	10 年以上 (*3)
B	一般的		7 年
C	低い		5 年

- *1: 路面や小規模な法面等、一般の道路排水施設に適用する。
- *2: 長大な自然斜面から流出する水を排除する道路横断排水工、平坦な都市部で内水排除が重要な場所の道路横断排水工等、重要な排水施設に適用する。
- *3: 道路管理上、構造上重要性の高い沢部の盛土等の道路横断排水工については 30 年程度とする。

出典：道路土工要綱 P.112 より

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot C \cdot I \cdot A \quad (\text{式 3-2})$$

Q : 雨水流出量 (m³/s)

C : 流出係数

I : 降雨強度 (mm/h)

A : 集水面積 (km²)

出典：道路土工要綱 P.135 より

表 3-2-2-11 流出係数

地表面の種類		流出係数
路面	舗装	0.70~0.95
	砂利道	0.30~0.70

出典：道路設計便覧 P.134 より

表 3-2-2-12 降雨強度算定条件

項目	採用値	備考
集水面積	275m ²	横断排水口設置間隔 50m×路面幅 5.5m
降水量	150mm/day	3年確率: 2014/12/31
降雨強度 (In)	37.5mm/h	In=Rn*βn
60分降雨強度 (Rn)	6.25	
確率年特性係数 (βn)	6.0	

算定した雨水流出量に基づき、通水することが可能な路肩排水溝の形状を計画した。計算結果を表 3-2-2-13、路肩排水溝の形状を図 3-2-2-2 に示す。

表 3-2-2-13 計算結果

項目	採用値	備考
粗度係数	0.015	道路土工要綱 P.137 より
水路勾配	0.3%	
水路断面積	0.011m ²	図 3.1-7 参照
径深	0.34m	図 3.1-7 参照
流速	1.78m/s	
許容通水量	0.016m ³ /s	(≧0.0013m ³ /s)

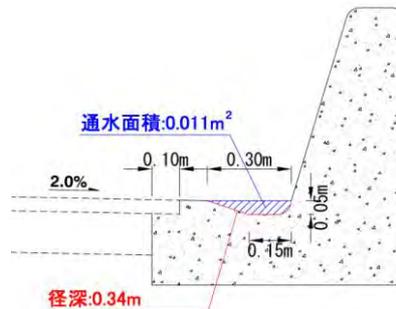


図 3-2-2-2 排水形状

3-2-2-2-3 埋設物移設計画

移設する埋設管の中には 11KV の高圧電線が含まれることから、各管の配置は電気設備技術基準に従い計画を行う。

同基準に基づき、高圧電線と水道管やその他の管との離隔は 30cm 以上確保するものとし、高圧電線の間には堅ろうな耐火性の壁を設ける構造とする。ユーティリティボックスはパラペットと一体型として計画を行い、通行車両が衝突しても埋設管に影響を与えない部材構造とした。

図 3-2-2-3 及び表 3-2-2-14 に埋設管移設用のユーティリティボックスの詳細図及び衝突荷重計算結果を示す。

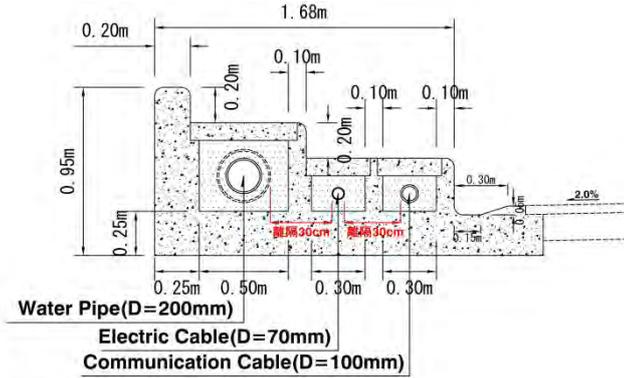


図 3-2-2-3 現状の埋設状況

表 3-2-2-14 ユーティリティボックスの車輛衝突計算結果

項目	採用値	備考
衝突荷重	43kN	車両用防護柵標準仕様・同解説P115 より
有効高さ(d)	120mm	
梁の断面幅(b)	1000mm	
引張鉄筋断面積(As)	506.8mm ²	D13@250
引張鉄筋比(P)	0.00442	
コンクリートの設計基準強度(f _{ck})	21N/mm ²	($\geq 0.0013m^3/s$)
許容曲げ圧縮応力度(σ_{ca})	7 N/mm ²	
鉄筋の許容引張強度(σ_{sa})	157 N/mm ²	SD295
衝突時の作用モーメント	3.16 kN・m	
圧縮側抵抗モーメント(M _{rc})	13.53 kN・m	≥ 3.16 kN・m
引張側抵抗モーメント(M _{rs})	8.60 kN・m	≥ 3.16 kN・m

3-2-2-3 護岸計画

3-2-2-3-1 護岸対策工の選定

本プロジェクトでは、以下の理由により斜面被覆材料として消波ブロックと被覆石を用いた断面案は考慮しないとした。

- ・ 護岸に消波ブロックを採用しなければならない程の設計波高ではないこと。
- ・ 設計波高に対し消波目的では被覆石が一般的であるが、現地には石材がなく輸入する必要があり、経済的な輸入先であるフィジーでも被覆石のような大きな石は非常に入手が難しいこと。
- ・ 消波ブロックと被覆石の下部にもフィルター層として石材が必要であるが、これも輸入となりさらにコスト増の要因となること。

したがって、消波ブロックと被覆石に替わる材料として、現地で既設と島内他プロジェクトでも実績が多く維持補修の観点でも有利な、サンドバッグ（サンドマット）およびファブリマット（またはその同等品）を基本に断面を比較検討した。なお、サンドバッグの中はモルタル、ファブリマットの中はコンクリートとする。

表 3-2-2-15～表 3-2-2-17 に本プロジェクトへの適用可能性のある代替案を示す。それらに基づき、以下の3案（Option1～Option3）を本プロジェクトの適用対策案とした。

- 【Option-1（代替案1）】：既存斜面維持
- 【Option-2（代替案3）】：ファブリマット・オーバーレイ
- 【Option-3（代替案5）】：法先矢板

また、Option1～Option3 の適用箇所については、コーズウェイの損傷状況や波浪などの想定される外的作用力の大きさを考慮し、以下の条件に該当する区間に適用した。

Option	条件
【Option-1】 既存斜面維持	<ul style="list-style-type: none"> ・ 護岸法面の基礎部の洗掘、又は法面の沈下が無い。 ・ 護岸法面のはらみ出し、ズレ等の変形が無い。 ・ 護岸法面のクラックが少なく、ひび割れ幅も軽微である。
【Option-2】 ファブリマット・ オーバーレイ	<ul style="list-style-type: none"> ・ 護岸法面の基礎部の洗掘、又は沈下が無い、もしくは軽微である。 ・ 護岸法面のはらみ出し、ズレ等の変形が無い、もしくは軽微である。 ・ 護岸法面のクラックが比較的多く、ひび割れ幅も比較的大きい（クラックの程度により、オーバーレイ厚さを 20cm、25cm に区分）
【Option-3】 法先矢板	<ul style="list-style-type: none"> ・ 護岸法面の基礎部の洗掘、又は沈下が大さい。 ・ すでに一度被災（すべり崩壊）している。 ・ 護岸法面のはらみ出しやズレが大さい ・ 護岸法面のクラックが多く、ひび割れ幅も大さい。

表 3-2-2-15 断面比較表 (1/3)

代替案	【代替案①】：既存斜面維持	【代替案②】：サンドバッグ被覆	【代替案③】：ファブリマット・オーバーレイ
概念図			
概要	<p>既存ファブリマット斜面を維持する。表面のクラックと斜面下の判明した空洞は充填する。堆積砂が斜面を被っている箇所は斜面の補修は不要とする。波返しは新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする。</p>	<p>既存ファブリマット斜面の上に新設のサンドマットを敷設する。表面のクラックと斜面下の判明した空洞は充填する。既設の根固めは掘削撤去しサンドマットで根固めする。波返しは新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする。</p>	<p>既存ファブリマット斜面の上に新設のファブリマットを敷設する。マットの厚さ（15cm または 20cm）は総合的に判断する。表面のクラックと斜面下の判明した空洞は充填する。既設の根固めは掘削撤去しサンドマットで根固めする。波返しは新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする。</p>
工費	<p>既設の手直しのみであるので最も安い。空隙充填をモルタルとすればすべて現地資材で対応は可能。</p>	<p>サンドマットの敷設と根固めが①案よりコスト増になる。マットが大量に必要となるが、空隙充填をモルタルとすればすべて現地資材で対応は可能。</p>	<p>ファブリマット敷設と根固めが①案よりコスト増になる。</p>
耐久性	<p>既存ファブリマット斜面を残すため、残存耐用年数は不明で、新設より耐久性は劣る。クラックの発生の可能性は既設と同じであるので砂の抜けだしによる道路崩壊は完全に防止はできない。そのため耐久性を維持するためのメンテナンスが必須となる。</p>	<p>新設サンドマットで被うため耐久性は高まるが、サンドマットのバッグは長期の品質は望めないため、耐久性はマット自体の強度次第となる。新設サンドマットに間隙が発生しても、既設のマットが保護層となり砂の抜け出しに抵抗するため道路崩壊にはつながらない。新設サンドマットの維持メンテナンスが必要。</p>	<p>新設ファブリマットで被うため耐久性は高まる。マットが厚いほど耐久性がある。新設マットにクラックが発生しても、既設のマットが保護層となり砂の抜け出しに抵抗するため道路崩壊にはつながらない。新設マットの維持メンテナンスはある程度必要。</p>
施工性	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 空隙充填を除き実績のある工種であるため施工性はよい。 空隙充填は数量把握と施工終了の見極めが難しい。</p>	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 空隙充填を除き実績のある工種であるため施工性はよいが、マット敷設を人力で行うと時間がかかる。 空隙充填は数量把握と施工終了の見極めが難しい。 根固め工は一部水中施工になり能率は落ちる。</p>	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 空隙充填を除き実績のある工種であるため施工性はよい。 空隙充填は数量把握と施工終了の見極めが難しい。 根固め工は一部水中施工になり能率は落ちる。</p>
維持管理の持続性	<p>既存の斜面が残るため、維持管理は継続して必要である。 確実な管理持続性を確保するためシステムチックな方法、体制の確立が必要となる。</p>	<p>新設斜面であり、地元の維持管理で用いている工法であるため、維持管理は容易である。空隙やサンドマットの劣化に対し持続的なメンテナンス体制が必要である。</p>	<p>新設斜面のため、維持管理は比較的容易になる。 クラックの発生に対し持続的なメンテナンス体制が必要である。</p>
環境社会配慮、	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>
その他	<p>工期が一番短い。</p>	<p>比較的工期は短い。空隙がなければ地元技術のみで施工可能であるため中期対応工法としても適用可能。</p>	<p>比較的工期は短い。</p>
適用	<p>被災がなく将来も被災がないと考えられる箇所に適用可能</p>	<p>被災箇所で、空隙とクラックが少ない箇所に適用可能</p>	<p>被災箇所で、空隙とクラックが少ない箇所に適用可能</p>

表 3-2-2-16 断面比較表 (2/3)

代替案	【代替案④】：ファブリマット新設	【代替案⑤】：法先矢板	【代替案⑥】：仕切り矢板（斜面新設）or（現況斜面維持）
概念図			
概要	<p>既存ファブリマットを撤去し新設のファブリマットを敷設する。マットの厚さ（15cm または 20cm）は総合的に判断する。マット敷設のために背後を掘削後サンドマットで斜面を固める。マットの下には吸い出し防止の防砂シートを敷設する。既設の根固めは掘削撤去しサンドマットで根固めする。波返しは新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする。</p>	<p>斜面法先に矢板を打設し、法先の洗掘と吸い出しを防止する。斜面は既存斜面維持か、必要であればファブリマットをオーバーレイ敷設する。③案ファブリマット・オーバーレイ案の根固めの代案として法先の矢板とする案でもある。</p>	<p>法肩位置で吸い出し防止の鋼矢板を打設する。損傷の多い斜面上部は掘削し再構築する。砂が斜面上部まで堆積している場合は既設斜面を維持する（案⑥'）。矢板の前面保護にファブリマット（15cm 厚）を採用するため既設と同じ勾配となり、土留めサンドバッグなど既設を可能な限りかぎり利用する。</p>
工費	<p>既設斜面の補修費は不要であるが、ファブリマットの撤去および敷設と根固めが①案よりコスト増になる。</p>	<p>矢板打設に資機材輸入が必要となる。斜面を既存維持とすれば③、オーバーレイでは④案と同レベルのコストと考える。</p>	<p>既設斜面の補修費は不要であるが、ファブリマット撤去および敷設、根固め、矢板打設費用が①よりコスト増になる（案⑥'は矢板打設費用のみ）。矢板打設に資機材輸入が必要となる。</p>
耐久性	<p>新設ファブリマットで被うため耐久性は高まる。マットが厚いほど耐久性がある。新設マットにクラックが発生しても、防砂シートで砂の抜け出しに抵抗するため道路崩壊にはつながらない。新設マットの維持メンテナンスはある程度必要。</p>	<p>既存斜面維持の場合は①、オーバーレイの場合は③と同じであるが、法先の耐久性は矢板があるため高まる。斜面の維持メンテナンスはある程度必要。鋼矢板の防食が必要であるが、ほぼ水中になるため腐食代で対応可能。</p>	<p>斜面は新設ファブリマットで被うため耐久性は高まる。新設マットにクラックが発生しても、防砂シートで砂の抜け出しに抵抗、さらに矢板でほぼ確実に道路下の吸い出しは防止できるため道路崩壊にはつながらない。新設マットの維持メンテナンスはある程度必要。鋼矢板の防食が必要であるが、土中部であるため腐食代で対応可能。</p>
施工性	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 実績のある工種であるため施工性はよい。 根固め工は一部水中施工になり能率は落ちる。</p>	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 コーラルへの矢板打設は可能であるが、能率は悪い。</p>	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 実績のある工種であるため施工性はよい。 根固め工は一部水中施工になり能率は落ちる。 コーラルへの矢板打設は可能であるが、能率は悪い。</p>
維持管理の持続性	<p>新設斜面のため、維持管理は比較的容易になる。 クラックの発生に対し持続的なメンテナンス体制が必要である。</p>	<p>既存の斜面が残る場合は①と同様、維持管理は継続して必要である。 新設マット敷設の場合は③と同様、維持管理は比較的容易になる。 クラックの発生に対し持続的なメンテナンス体制が必要である。</p>	<p>新設斜面のため、維持管理は比較的容易になる。 クラックの発生に対しメンテナンスは必要であるが矢板が無い場合と比べて必要性、緊急性は低くなる。</p>
環境社会配慮、	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>
その他	<p>斜面掘削法面構築のため比較的工期は長い。 撤去材が多いため再利用やリサイクルを考える。</p>	<p>矢板打設のため工期は長い。</p>	<p>撤去、斜面掘削法面構築と矢板打設のため工期は長い。撤去材が多いため再利用やリサイクルを考える。</p>
適用	<p>被災箇所、クラックが多い箇所に適用可能</p>	<p>既設矢板がある橋梁両側に適用可能、③案の代案として採用可能</p>	<p>最も被災が大きく将来も被災リスクが高い箇所に適用可能</p>

表 3-2-2-17 断面比較表 (3/3)

代替案	【代替案⑦】：矢板護岸（斜面部分撤去）	【代替案⑧】：矢板護岸（斜面全撤去バッグ被覆）	【代替案⑨】：ファブリマット新設（法先置換）
概念図			
概要	<p>法肩位置で護岸鋼矢板を打設する。矢板の前面斜面は既設の土留めサンドバッグの高さまで撤去し、新たにファブリマット（15cm厚）で被う。既設の根固めは掘削撤去しサンドマットで根固めする。矢板上部工と兼用の波返しを新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする</p>	<p>法肩位置で護岸鋼矢板を打設する。矢板の前面斜面はリーフ上面まで撤去する。砂の堆積状況によっては一部斜面が残る場合もある。矢板前面をすべてサンドバッグで被覆する。矢板上部工と兼用の波返しを新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする</p>	<p>既存ファブリマット、根固め、斜面とリーフ内の緩い土層を撤去する。緩い層を砂地置換した後、サンドマットの土留めと砂で斜面を構築し、新設のファブリマットを敷設する。マットの厚さ（15cmまたは20cm）は総合的に判断する。マットの下には吸い出し防止の防砂シートを敷設する。サンドマットで根固めする。波返しは新設する。天端高さは越波量にて決定する。道路面はかさ上げする。</p>
工費	<p>上部斜面の構築費が③と比べて減少するが、矢板鋼重が多くなる。矢板打設に資機材輸入が必要となる。</p>	<p>斜面の構築費が③と比べて不要だが新設被覆バッグが必要。撤去費用が必要で、矢板鋼重はさらに多くなる。矢板打設に資機材輸入が必要となる。</p>	<p>既設斜面の補修費は不要であるが、ファブリマット撤去および敷設、根固め、斜面掘削、置換え費用が①よりコスト増になる。</p>
耐久性	<p>新設ファブリマット部分の耐久性は高まる。護岸矢板で砂の抜け出しに抵抗するため道路崩壊にはつながらない。新設マットの維持メンテナンスはある程度必要。鋼矢板の防食が必要のため、被覆などの重防食で対応する。</p>	<p>護岸矢板で砂の抜け出しに抵抗するため道路崩壊にはつながらない。トの維持メンテナンスほとんど不要であるが、被覆バッグの維持は必要。鋼矢板の防食が必要のため、被覆などの重防食で対応する。</p>	<p>新設ファブリマットで被うため耐久性は高まる。マットが厚いほど耐久性がある。新設マットにクラックが発生しても、防砂シートで砂の抜け出しに抵抗するため道路崩壊にはつながらない。新設マットの維持メンテナンスはある程度必要。</p>
施工性	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 実績のある工種であるため施工性はよい。 根固め工は一部水中施工になり能率は落ちる。 コーラルへの矢板打設は可能であるが、能率は悪い。 斜面撤去掘削時に矢板の重防食のダメージ保護が必要。</p>	<p>道路のかさ上げとは別途で護岸工事がすすめられる。 コーラルへの矢板打設は可能であるが、能率は悪い。 斜面撤去掘削時に矢板の重防食のダメージ保護が必要。</p>	<p>道路側に仮掘削面が入るため交通規制が必要となる。 実績のある工種であるため施工性はよい。 床掘置換や根固め工は一部水中施工になり能率は落ちる。</p>
維持管理の持続性	<p>矢板と新設斜面のため、維持管理は比較的容易になる。 クラックの発生に対しメンテナンスは必要であるが、矢板が無い場合と比べて必要性、緊急性は低くなる。 露出している矢板の防食に対しては点検が必要となる。</p>	<p>維持管理は被覆サンドバッグのみとなる。 矢板の防食に対しメンテナンスは必要であるが、矢板が無い場合と比べて必要性、緊急性は低くなる。</p>	<p>新設斜面のため、維持管理は比較的容易になる。 クラックの発生に対し持続的なメンテナンス体制が必要である。</p>
環境社会配慮、	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>	<p>断面の範囲内では特に問題はない。</p>
その他	<p>斜面撤去、掘削、矢板打設のため工期は長い。撤去材が多いため再利用やリサイクルを考える。越波量は全斜面がある場合と比べて減少する。</p>	<p>斜面撤去、矢板打設のため工期は長い。撤去材が多いため再利用やリサイクルを考える。越波量は比較案の中で一番減少する。</p>	<p>斜面掘削法面構築のため比較的工期は長い。 撤去材が多いため再利用やリサイクルを考える。</p>
適用	<p>最も被災が大きく将来も被災リスクが高い箇所に適用可能</p>	<p>最も被災が大きく将来も被災リスクが高い箇所に適用可能</p>	<p>地盤が緩く斜面がはらんだ箇所に適用可能</p>

対策工適用範囲図

Option-1 : 既存斜面維持

- ▶ 基礎部の洗掘、又はマットの沈下が無い
- ▶ 法面護岸のはらみ出し(変形)が無い
- ▶ 法面護岸のクラックが軽微




Option-2 : ファブリマット・オーバーレイ

- ▶ 基礎部の洗掘、又はマットの沈下が小さい
- ▶ 法面護岸のはらみ出しやズレが確認される
- ▶ 法面護岸のひび割れが比較的大きい
(クラック幅・分布状況により厚さ20cm,25cmで分類)








Option-3 : 法先矢板

- ▶ 基礎部の洗掘、又はマットの沈下が大い
- ▶ すでに一度被災(滑り崩壊)している
- ▶ 法面護岸のはらみ出しやズレが大い
- ▶ 法面護岸のひび割れ幅が大い




既存パラペット補修

- ▶ 陸地化しており、波の影響が無いと想定される区間



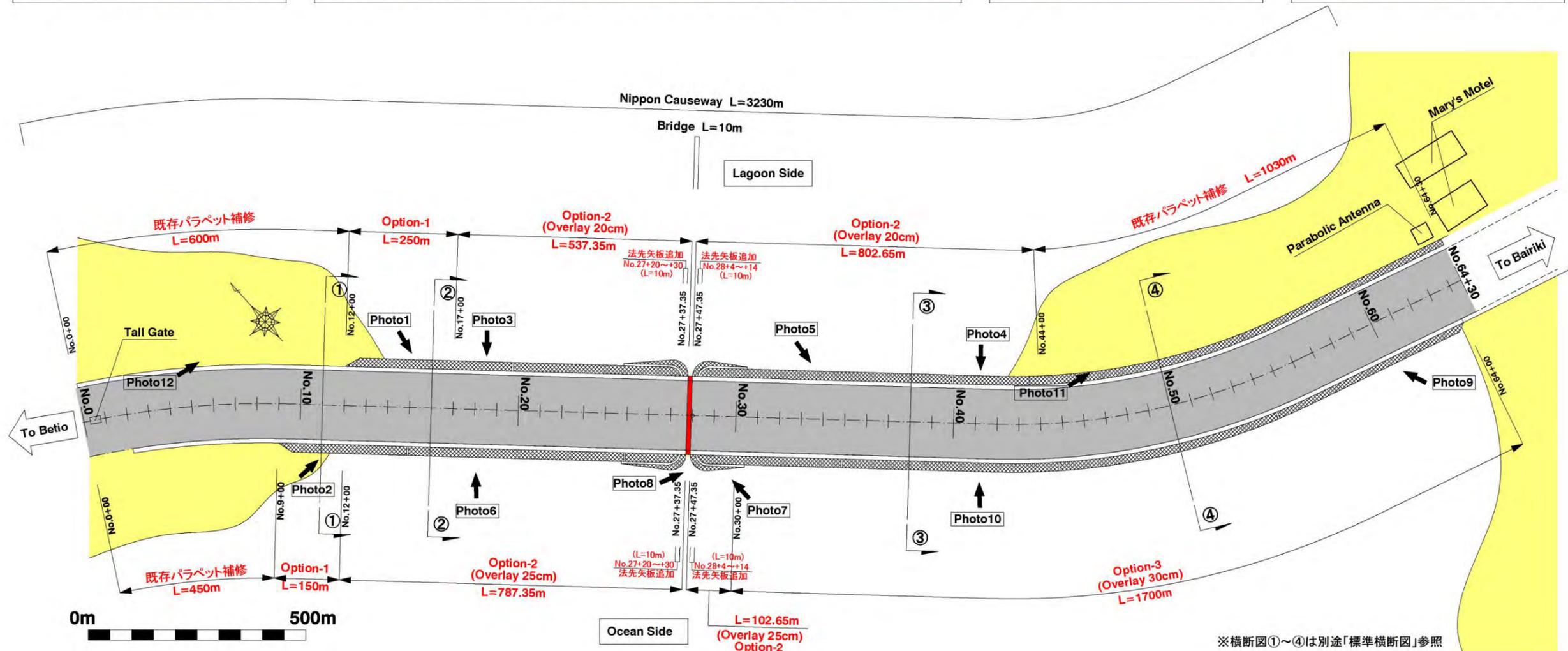



図 3-2-2-4 対策工適用範囲図

3-2-2-3-2 護岸構造設計

(1) パラペット構造の検討

1) 検討条件

既設の波返しが被災時に滑動し、道路への越波増加や損傷を広げていることから以下の方針で波返し（パラペット）を見直す。

- ・ 波返しは波圧に対して安定な構造とする。
- ・ 既設の波返しの滑動状況を参考に検討に用いる波高と波圧強度を決める。
- ・ 最大波の波圧を考える。
- ・ ラグーン側に作用する波は環礁開口部からの進入波であり、西側からの波向きが顕著であるので波向きを考慮する。
- ・ 外洋側はバイリキ側とベシオ側で波返しの被災状況が異なっている現状を考慮する。
- ・ 波返しは滑動抵抗を持つ根入れ構造として、道路側の受働土圧を考慮する。

図 3-2-2-5 で、既設の波返しの滑動安全率が 1 となる護岸前面波高：H=0.73m（最大波）を求めた。波圧強度について、直立壁に作用する波圧を算定する合田式を用い潮位面の波圧強度 p_1 を護岸前面の条件で計算したところ $1.09w_0H$ となった。水面より上の斜面上にある波返しではそれ以下の波圧になるが $P=1.0w_0H$ を波返し高さにわたり作用させるものとした。また、既設の波返し寸法は、設計時の図面では上面幅と底面幅が定かではないため想定寸法である。

外洋側ベシオ側およびラグーン側のほとんどの波返しは動いていない事から、波返しには H=0.73m 以上の波高は作用してなかったと考える。これを最大波とすれば、有義波高は $H1/3=0.73/1.8=0.4m$ となり既設設計波高の 0.70m（外洋側）および 0.68m（ラグーン側）と比べて小さいが、ベシオ側の外洋側の大半は浅いリーフが広がり、ラグーン側も環礁入口からの距離が長く、それぞれ計算される波高よりも小さくなるような状態にあると理解される。

一方、外洋側バイリキ側の既設波返しは多数滑動、転倒していることから、H=0.73 m 以上の波高による波圧が作用したはずであるが、その際の波高は不明である。

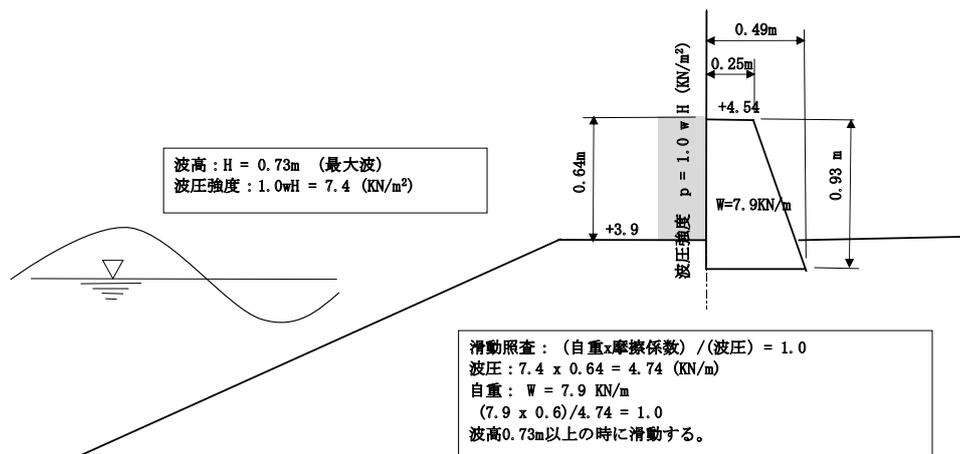


図 3-2-2-5 既設波返し工が滑動する時の波高

上記の考察から、見直しでは外洋側ベシオ側とラグーン側の波高はそれぞれ $\alpha=0.4/0.7=0.57$ および $\alpha=0.4/0.68=0.59$ の減衰係数を考える。波圧強度には有義波高の 1.8 倍の最大波高を用い、見直しする波返しの波高、波圧強度を表 3-2-2-18 のようにする。

表 3-2-2-18 適用波高と波圧強度

場所	外洋側		ラグーン側
	パイリキ側	ベシオ側	
検討ケース	気候変動考慮潮位 設計沖波波高 (H=6.1m)		気候変動考慮潮位 設計沖波波高 (H=6.1m)
護岸前水位 (m)	+3.91		+3.83
護岸前面有義波高 $H_{1/3}$ (m)	0.95		1.15
減衰係数 : α	1.0	0.57	0.59
採用波高 $H=\alpha H_{1/3}$ (m)	0.95	0.54	0.68
最大波高 $H_{max}=1.8 H$ (m)	1.71	0.97	1.22
波向き角度 β (度)	90		45
波圧強度 $p=1.0w_0H_{max} \cdot \cos\beta$ (KN/m ²)	17.3	9.8	8.7

出典:調査団作成

2) 安定計算

パラペットの構造 (形状) は、表 3-2-2-18 で示した外力条件に基づき、滑動に対する安全率 1.20 を満たすよう計画する。

3) 外洋側 (パイリキ側)

外洋側 (パイリキ側) パラペットの安定計算結果を図 3-2-2-6 及び表 3-2-2-19 に示す。

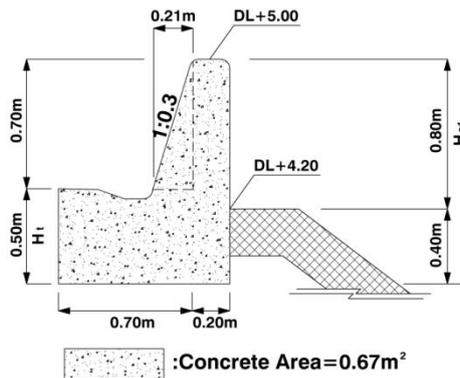


図 3-2-2-6 外洋側 (パイリキ側) パラペットの形状

表 3-2-2-19 外洋側 (パイリキ側) パラペット安定計算結果

項目		数値	備考
外力	波圧強度 (Wp)	1.77tf/m ²	
	波力 (WF)	$=W_p \times H_{e1}$ 1.42tf/m	
反力	土圧	内部摩擦角 (ϕ)	35° 道路土工擁壁工指針 P.66
		単位体積重量 (γ_s)	1.90tf/m ³ 道路土工擁壁工指針 P.66
		受動土圧係数 (K_p)	$=\tan^2(\pi/4+\phi/2)$ 3.7
		作用土圧 (P_p)	$=1/2 \times K_p \times \gamma_s^2 \times Ht^2$ 0.87tf/m
	コンクリート	単位体積重量 (γ_c)	2.3tf/m ³ 道路土工擁壁工指針 P.52
		躯体面積 (A_c)	0.67m ² 図 3.1-7 より
		躯体重量 (W_c)	$=\gamma_c \times A_c$ 1.54tf
		摩擦係数 (μ)	0.6 道路土工擁壁工指針 P.70
合計反力 (RF)		$=P_p+W_c \times \mu$ 1.79	
安全率 (SF)		$=RF/WF$ (≥ 1.20) 1.26	

4) 外洋側（ベシオ側）

外洋側（ベシオ側）パラペットの安定計算結果を図 3-2-2-7 及びに示す。

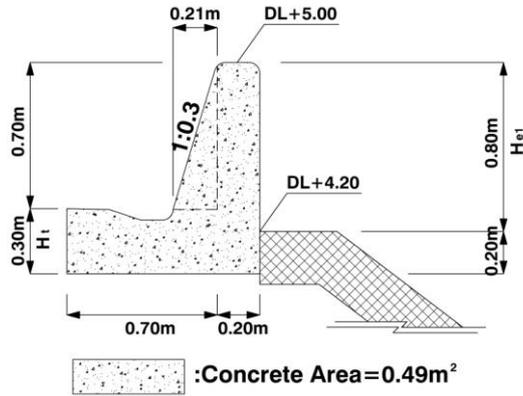


図 3-2-2-7 外洋側（ベシオ側）パラペットの形状

表 3-2-2-20 外洋側（ベシオ側）パラペット安定計算結果

項目		数値	備考		
外力	波圧強度 (Wp)	1.01tf/m ²			
	波力 (WF)	=Wp×H _{e1} 0.80tf/m			
反力	土圧	内部摩擦角 (φ)	35°	道路土工擁壁工指針 P66	
		単位体積重量 (γ _s)	1.90tf/m ³	道路土工擁壁工指針 P66	
		受動土圧係数 (K _p)	=Tan ² (π/4+φ/2)	3.7	
		作用土圧 (P _p)	=1/2×K _p ×γ _s ² ×H _t ²	0.31tf/m	
	コンクリート	単位体積重量 (γ _c)	2.3tf/m ³	道路土工擁壁工指針 P52	
		躯体面積 (A _c)	0.49m ²		
		躯体重量 (W _c)	=γ _c ×A _c 1.13tf		
		摩擦係数 (μ)	0.6	道路土工擁壁工指針 P70	
合計反力 (RF)		=P _p +W _c ×μ	0.99		
安全率 (SF)		=RF/WF (≥1.20)	1.24		

5) ラグーン側

ラグーン側パラペットの安定計算結果を図 3-2-2-8 及び表 3-2-2-21 に示す。なお、ラグーン側に設置するパラペットはユーティリティボックスと一体型の形状となる。

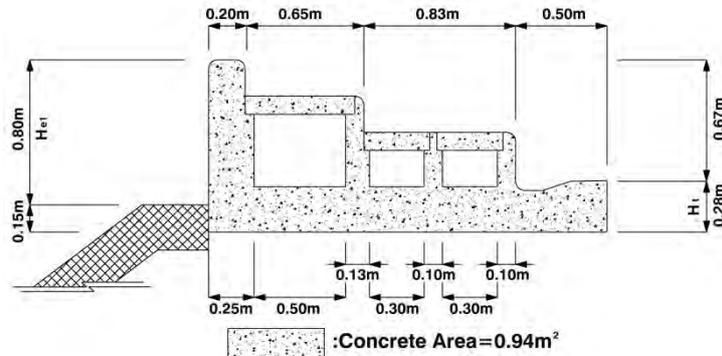


図 3-2-2-8 ラグーン側パラペットの形状

表 3-2-2-21 ラグーン側パラペット安定計算結果

項目		数値	備考
外力	波圧強度 (Wp)	0.90tf/m ²	
	波力 (WF)	=Wp×H _{e1} 0.72tf/m	
反力	土圧	内部摩擦角 (φ)	35° 道路土工擁壁工指針 P.66
		単位体積重量 (γ _s)	1.90tf/m ³ 道路土工擁壁工指針 P.66
		受動土圧係数 (K _p)	=Tan ² (π/4+φ/2) 3.7
		作用土圧 (P _p)	=1/2×K _p ×γ _s ² ×H ² 0.27tf/m
	コンクリート	単位体積重量 (γ _c)	2.3tf/m ³ 道路土工擁壁工指針 P.52
		躯体面積 (A _c)	0.94m ² 図 3.1-7 より
		躯体重量 (W _c)	=γ _c ×A _c 2.16tf
		摩擦係数 (μ)	0.6 道路土工擁壁工指針 P.70
	合計反力 (RF)	=P _p +W _c ×μ 1.40	
安全率 (SF)	=RF/WF (≧1.20) 1.96		

(2) 強度計算

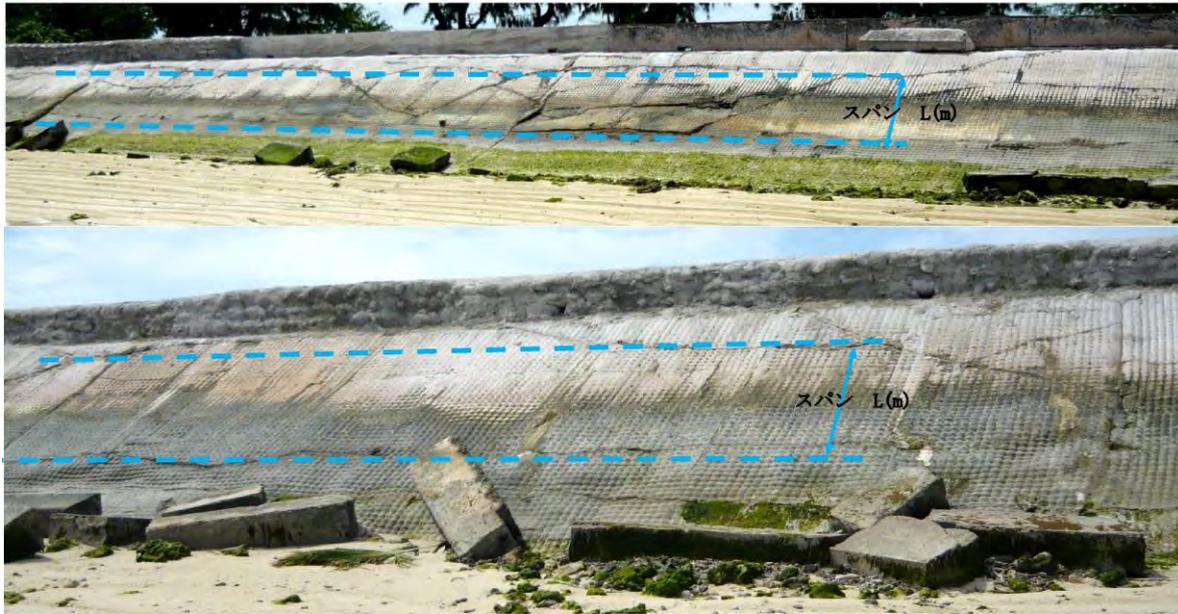
1) ファブリマット厚 (波浪に対する検討)

ファブリマットの製造者技術資料にある波圧によるマット厚さの選定は以下の方法である。

「ファブリマットは背面土砂と一体となって外力に抵抗するものであるが、背面土砂が沈下等によって空隙が生じ、波圧とマット自重により曲げモーメントが生じた場合を想定して最小曲げ破壊寸法によるブロック重量を求め、ハドソン公式による所要最小ブロック重量より重ければ、被覆保護工として安定であるとする。」

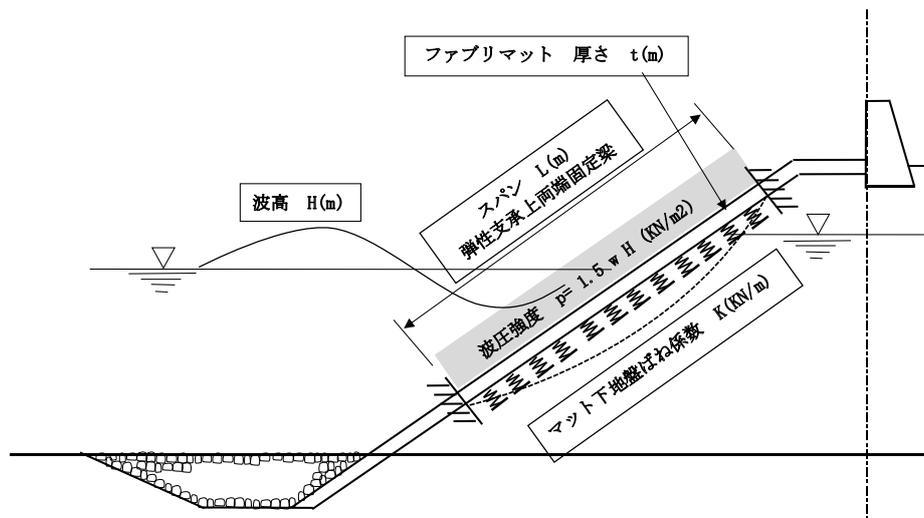
上記は波圧によりマットが割れた場合でも斜面被覆効果は失われない事を想定しているが、既設構造は、マットが割れた場合盛土材の吸い出しを防ぐことができなかった。今回計画では、ファブリマットの下部に防砂シートを施し、割れた場合でも吸い出しが防止可能な構造とする。さらに、製造者技術資料を参考に現状のひび割れ状況を反映した検討モデルを用いて、ファブリマット自体も可能な限り割れを防ぐ厚さとする。

斜面のファブリマットは遮水構造のため、斜面内側の盛り土内水位と外側の潮位、波浪の水位で水圧差が生じ斜面には表裏に繰り返し荷重が作用しているはずである。斜面上部と下部は固定されているため、マットが外力によって動揺すれば斜面の両端部付近に曲げによるクラックが発生しやすくなることになる。実際に多くの斜面で上部と下部の延長方向にクラックが発達している (写真 3-2-2-1 参照)。



出典:調査団作成

写真 3-2-2-1 斜面に発生しているクラックの状況 (海側バイリキ側)



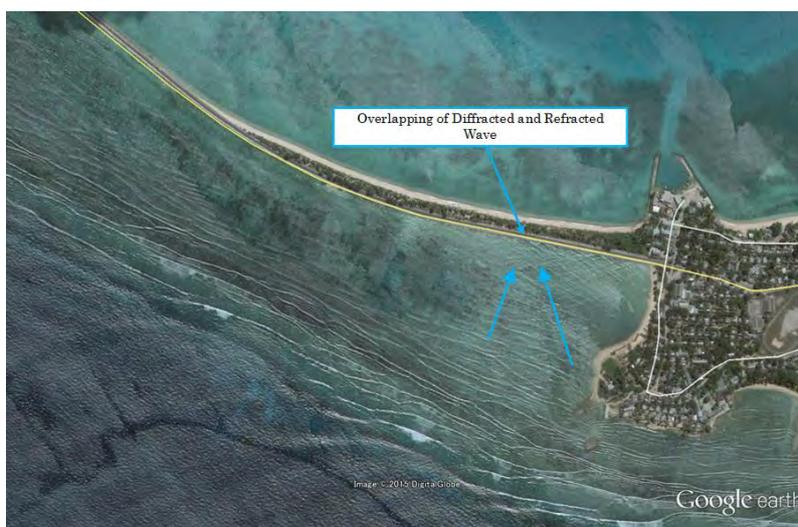
出典:調査団作成

図 3-2-2-9 護岸斜面の検討モデル

現状のクラック位置 (斜面上端と斜面下部) より、**図 3-2-2-9** のように高潮位時の波浪により斜面が揺動し固定部の曲げモーメントで生じる応力が、マットの曲げ引張強さを越えクラックが生じたと考え、現況の 15cm 厚と 20cm 厚でのクラック発生状況との比較をした。検討の仮定と条件は下記である。

- ・ ファブリマットの斜面はバネ支承上の固定梁と考える。バネ定数 K_v は、道路橋示方書にある算定式を用いて推定する。 $K_v = (1/0.3) \cdot \alpha \cdot E_o \cdot (B_v/0.3)^{-3/4}$ 、 $\alpha=1$ 、 $E_o=2800N$ (KN/m²)、 $B_v = (1m \times \text{スパン長}) / 2$ 、斜面下が緩んでクラックが発生したとの推測から $N=3\sim 5$ を想定し、 $K_v=10,000$ (KN/m²) とする。

- ・ 現況の露出している部分の斜面長は 4.7m 前後で、延長方向に上下に発生しているクラックの間隔は 2.5～3.5m 程度であることからスパン長： $L=3.5m$ とする。
- ・ 斜面に作用する波圧 p は玉井ら⁵（1975）を参考に、Surging Wave として $1.5wH$ を考える。ちなみにこの波圧はファブリマット製造者技術資料と同じである。荷重には自重（ $22.5KN/m^3$ ）を考慮する。
- ・ 斜面のクラック発生が波の繰り返しによると考え、波高は護岸前面の有義波高とする。被災箇所とクラックの発生が多いバイリキ側では、特に波浪が集中している箇所が現地調査期間のキングタイド時に観察されたことより、波高は回折による重ね合わせを考慮し、回折係数を 0.7 として 1.2 倍の波高とする。（図 3-2-2-10 参照）



出典:Google Earth より調査団作成

図 3-2-2-10 外洋側バイリキ側の回折波

- ・ 既設設計の護岸前面波高 0.7m（周期 9.3 秒）、 w は海水の単位堆積重量（ $10.1KN/m^3$ ）
- ・ 実際にひび割れが発生していることから、限界状態として引張強度を用いる。ファブリマット（モルタル）の引張強度は、「コンクリート標準示方書」にある圧縮強度との関係式（ $f_{tk}=0.23 \cdot f_{ck}^{2/3}$ ）から、圧縮強度（ $18N/mm^2$ ）の場合で $1.6（N/mm^2）$ とする。
- ・ ファブリマットの断面係数は $Z=bt^3/6$ で 1m 当たり、 $t=15cm$ で $0.00375m^3/m$ 、 $t=20cm$ で $0.00667m^3/m$

計算結果を表 3-2-2-22 に示す。15cm のマットでは発生応力度が限界の引張強度を大きく越えている。20cm のマットも引張強度を越え強度が弱い部分にクラックが発生するような大きさである。このことから検討モデルと現状は矛盾していないと判断する。

⁵玉井、小林「斜面壁面上に作用する波圧に関する研究」農業土木学会論文集第 56 号（1975）

表 3-2-2-22 現況ファブリマットの検討

項目	現況	
マット厚さ t (cm)	15	20
波高 H (m)	0.84	0.84
波圧 p (KN/m ²)	12.7	
自重 w x cosθ (KN/m ²)	2.8	3.7
荷重 p+w (KN/m)	15.5	16.4
曲げモーメント M (KNm)	15.1	14.0
断面係数 Z (m ³)	0.00375	0.00667
発生応力度 σ=M/Z (N/mm ²)	4.0	2.1
引張強度 (N/mm ²)	1.6	
クラックの状態	ほとんどの箇所て上下の他にも多く発生	一部の箇所て上下に発生

出典:調査団作成

この検討モデルを基に、見直し潮位と波浪条件で想定しているケースで最大の護岸前面波高に対し現状と同じようなクラックが発生しないような厚さを決める。現状の検討と同様に以下の仮定と条件を設定した。

- ・ 既設のマット上に新設マットを敷設するオーバーレイの場合と、既設マットを撤去して新設マットを敷設する場合を検討する。
- ・ 計画厚は、外洋側バイリキ側を 25/30cm、外洋側ベシオ側を 20/25cm、ラグーン側を 15/20cm とする。(数字はオーバーレイ/撤去新設の場合の厚さである。)
- ・ オーバーレイの場合のバネ定数は、既設マットの剛性を考慮し、N=60 程度の Kv=140,000 (KN/m²)、既設マットを撤去新設する場合は、斜面を N=35 程度の密度に構築することを前提に Kv=80,000 (KN/m²) とする。
- ・ 既設の検討と同様に有義波高を用い、バイリキ側での波高は回折による重ね合わせを考慮し、回折係数を 0.7 として 1.2 倍の波高とする。
- ・ ラグーン側は西側から斜面直角方向から約 60 度の方向からの進入波であるので斜面に対し β=45 度の角度を考慮し低減する。
- ・ 荷重は自重と波圧で、それぞれの荷重係数を港湾基準の防波堤底版と側壁に準じ、1.1 と 1.2 とする。同じく、構造物係数、解析係数はそれぞれ 1.0 とする。部材係数は 1.1 とする。
- ・ 護岸前面波高 0.95m (外洋側、周期 9.3 秒)、1.15m (ラグーン側、周期 9.3 秒)
- ・ ファブリマットには圧縮強度 21 (N/mm²) のコンクリートを充填し、その引張強度は前述の式より 1.8N/mm² とする。材料係数は 1.3 とする。
- ・ ファブリマットの断面係数 Z=bt³/6 は 1m 当たり、t=25cm で 0.0104m³/m、t=30cm で 0.015m³/m、上記条件にて、現状のクラック間隔と同程度のスパン L=3.5m を想定し、波圧時に計画する厚さのファブリマットの断面耐力 Rd が曲げモーメントを越えないことを確認した。()

表 3-2-2-23 計画版厚の照査（波浪）

項目	計画					
	撤去・新設			オーバーレイ		
場所	外洋 ベシオ側	外洋 バイリキ側	ラグーン側	外洋 ベシオ側	外洋 バイリキ側	ラグーン側
引張強度 (N/mm ²)	1.8			1.8		
計算スパン L (m)	3.5			3.5		
マット厚さ t (cm)	25	30	20	20	25	15
波高 H (m)	0.95	1.14	1.15	0.95	1.14	1.15
波圧 P (KN/m ²)	14.4	17.3	12.3	14.4	17.3	12.3
自重 D=w x cosθ (KN/m ²)	4.7	5.6	3.7	3.7	4.7	2.8
荷重 1.1D+1.2P (KN/m)	22.5	26.9	18.8	21.4	25.9	17.8
曲げモーメント M (KNm)	13.1	18.9	8.1	6.9	11.8	3.6
断面係数 Z (m ³)	0.0104	0.015	0.00667	0.00667	0.0104	0.00375
引張強度 ftk' (N/mm ²) γm=1.3	1.4			1.4		
断面耐力 Rd Rd=Z・ftk'/γb (KNm) γb=1.1	13.2	19.1	8.5	8.5	13.2	4.8
M/Rd (1.0以下でOK) γi=1.0/γa=1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	0.9	0.7
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK

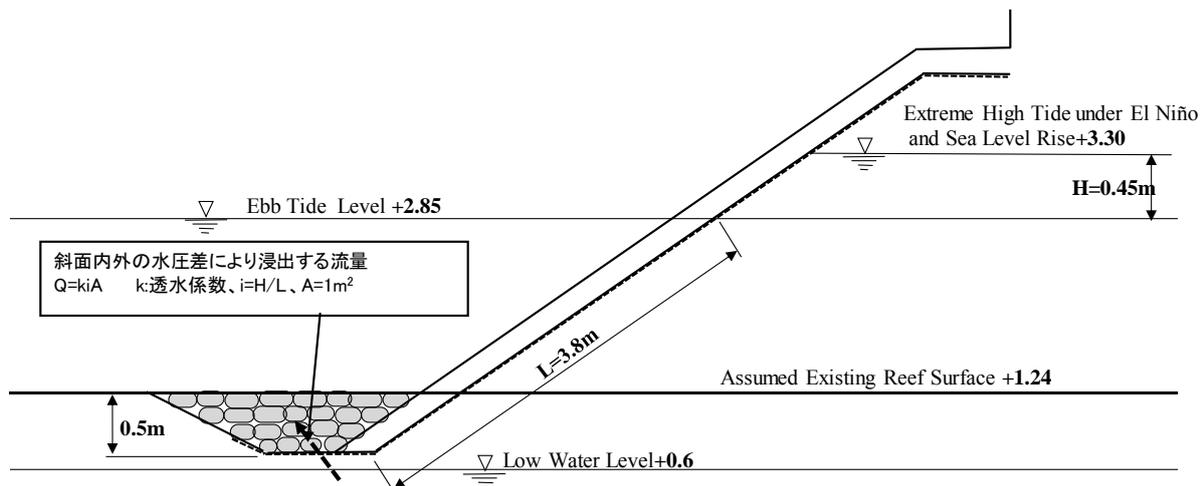
2) ファブリマット厚（水位差に対する検討）

遮水性のファブリマットを堤体斜面に被覆すると、堤体外の潮位変動とそれに伴う堤体内の水位変動に時間差が生ずる。時間差によって生じる水位差は堤体内から法尻を通る浸透流により解消されていくが、その時間は堤体と現地盤の透水係数による。一例として、農林水産省構造改善局の土地改良事業計画基準では、透水係数 k が 1×10^{-3} (cm/s) 以上ではフィルダムの堤内水位は貯水位の降下に伴い降下するとしている。これよりファブリマットと構造が類似するテールアルメ壁の設計例では、透水係数が 1×10^{-3} (cm/s) 以上の場合、水位差（残留水位）は考慮していない。

ここで、透水性の程度を把握するため、気候変動考慮の潮位+3.30 が低潮位+0.6m まで下がる時間を 6 時間と考え、1 時間の潮位低下分の 0.45m 堤体内で水位が下がる時間と比較した。

- ・ 透水係数を地質調査で得られた盛土の粒径（細～粗砂）に対応する範囲（0.02～0.4cm/s）から $k=0.05$ (cm/s) とする。深さ 4m までの粒度分布試験における D20 は 0.13mm から 0.63mm でクレーガーの方法による透水係数の平均値は 0.07 (cm/s) となりほぼ同じである。
- ・ 単位断面積：A=1m² を考える。
- ・ ダルシーの法則より浸出流量は $Q=kiA$
- ・ 水位差が一定のまま水位が低下すると考える。
- ・ 透水距離を斜面に沿った 3.8m とすれば導水勾配は $i = (0.45/3.8) = 0.12$
- ・ 砂の含水率を 0.5 と仮定し水位差 0.45m 分の単位断面あたりの流量 $Q=0.5 \times 45 \text{cm} \cdot \text{m}^2$ が浸出する（すなわち水位が下がる）時間は $t=Q/(ki) = 1.06$ 時間（3,800 秒）となる。

潮位が低下する 1 時間で堤体水位低下分とほぼ同じ流量が流れる結果となり、この条件では斜面の内外で潮位低下 1 時間分の 0.45m 程度以上の水位差は発生しないことが示唆される。したがって、斜面に水位差は考慮しない。



出典:調査団作成

図 3-2-2-11 堤体内外の水位差の検討図

根固めサンドバッグの厚さ (0.5m) について、水位差が 0.45m 以下の条件では作用する圧力は 4.5KN/m² 以下であり、サンドバッグの水中重量 6KN/m² で抑えることが可能である。また、水位差 0.45m 以下の条件下で厚さ 20cm のファブリマットが浮き上がらないことを図 3-2-2-11 で確認した。

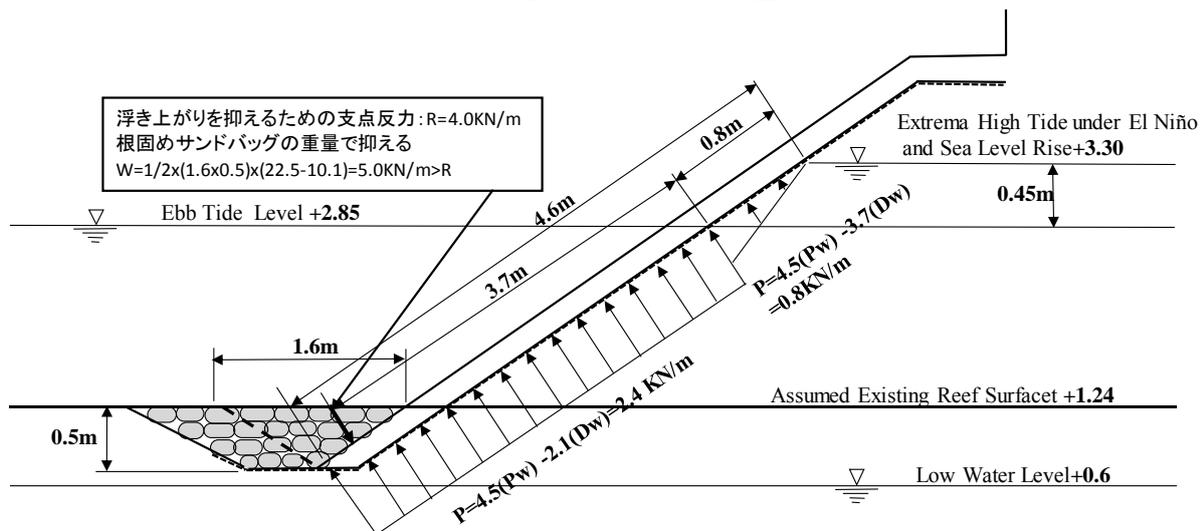
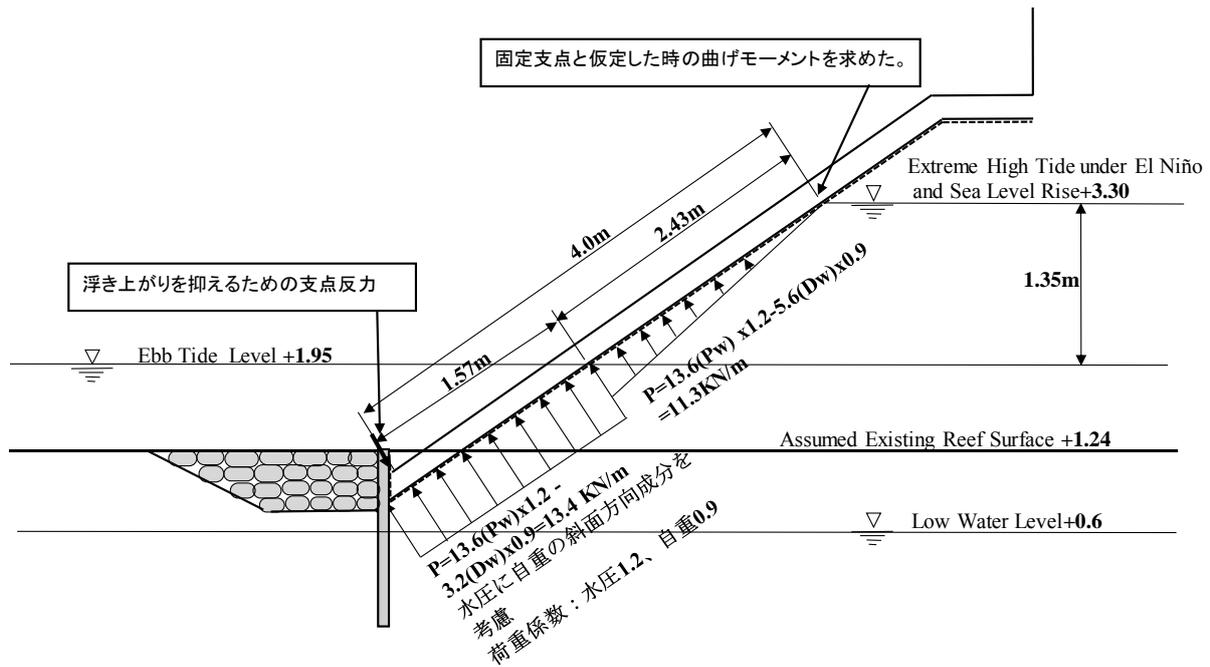


図 3-2-2-12 ファブリマットの浮き上がりに対する検討

前述と同じ条件で法尻矢板 (長さ 4m) がある場合、動水勾配は $i=0.45/11.8=0.04$ となり潮位低下に対し堤体内水位の低下に 8 倍の時間を要することから内外水位差が生じる事が予想される。したがって、法尻矢板がある斜面には潮位差を考慮し、一方では矢板が無いラグーン側斜面からも堤体内の水は排水されることも勘案し、残留水位を潮位差の 1/2 として図 3-2-2-12 の検討モデルを考えた。この条件で計画板厚の応力度を照査し、耐力以内であることを確認した (表 3-2-2-24)。なお、法尻矢板には、ファブリマットの浮き上がりを抑えるためその反力として水平力が頭部に作用するため、後述する検討で考慮した。



出典:調査団作成

図 3-2-2-13 法尻矢板がある場合のファブリマット検討モデル

表 3-2-2-24 計画版厚の照査 (水位差)

場所	外洋 バイリキ側
引張強度 (N/mm ²)	1.8
計算スパン L (m)	4.0
マット厚さ t (cm)	30
水圧差 Pw (KN/m ²)	13.6
自重 Dw=w x cosθ (KN/m ²)	3.2/5.6
荷重 1.2P -0.9Dw (KN/m)	13.4/11.3
曲げモーメント M (KNm)	17.0
断面係数 Z (m ³)	0.015
引張強度 ftk' (N/mm ²) γm=1.3	1.4
断面耐力 Rd Rd=Z · ftk'/γb (KNm) γb=1.1	19.1
M/Rd (1.0 以下の場合 OK) γi=1.0/γa=1.0	0.9
判定	OK
支点反力 R (KN/m)	18.2

出典:調査団作成

(3) 法尻の補強方法

波浪による被害が特に多く、今後も被災リスクが高い区域の法尻は鋼矢板で補強する。補強の構造を図 3-2-1-14 に示す。新設するファブリマットはリーフ現地盤下まで入れその前面を鋼矢板で根固めする。地質調査で現地盤の表層は緩いコーラル砂が堆積していることが判明しているため鋼矢板が変位しないようにその前面をサンドバッグで根固めする。

波浪による被害が比較的少ない区域では鋼矢板がない構造とする。

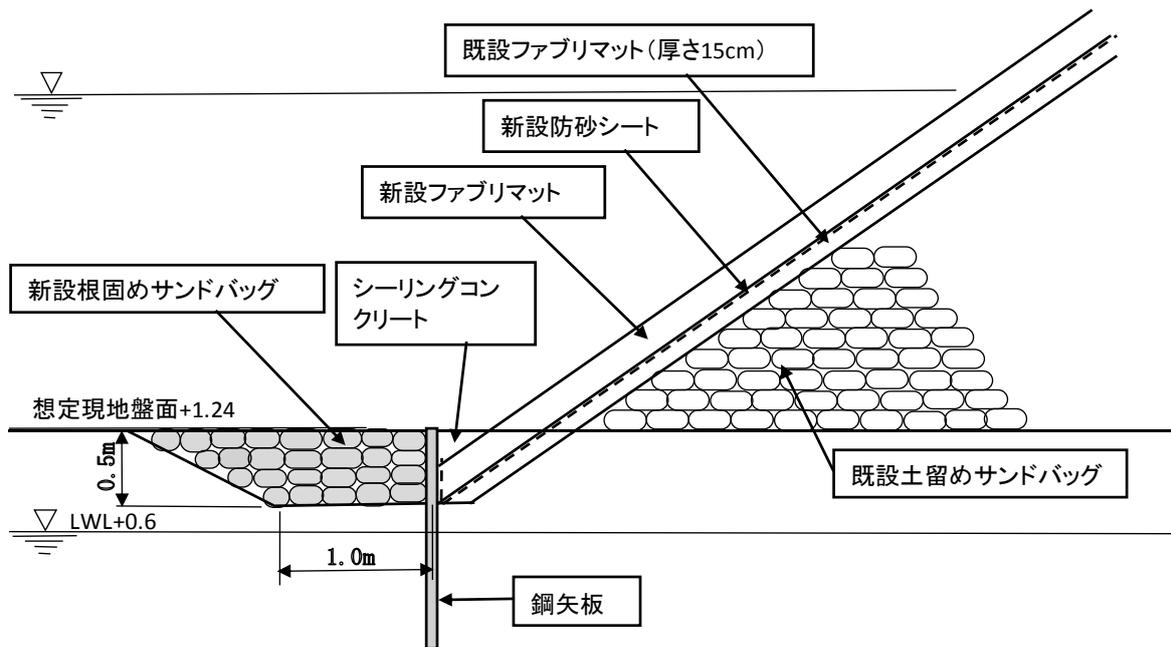


図 3-2-2-14 法尻の根固め構造

鋼矢板は部分的に存在する固いリーフ地盤にも打設可能な最小限のサイズであるⅡ型とする。鋼矢板に作用する荷重として背後の盛り土斜面土圧を考慮して図 3-2-2-15 に示すモデルで応力度を検討する。検討条件と計算結果は以下である。

- ・ 矢板を幅 1m の梁とし受働側の抵抗をバネ支点として評価する。バネ係数は横方向地盤反力係数による。矢板の先端はヒンジ支点とする。
- ・ リーフの現地盤面を+1.24m、表層の N 値を 10、 $\phi=27$ 度と想定する。
- ・ 受働側の横方向地盤反力係数を 2000N (KN/m³) と評価して特性値 $\beta=7.2 \times 10^{-3}$ (1/cm) を求め、矢板長は半無限長として扱う事ができる 2.5β 以上となる 4.0m とする。
- ・ 矢板の先端から主働崩壊角を引いて得られた斜面の影響範囲上の平均高さが 0.94m であるので主働土圧には 1m の高さの斜面を上載荷重として考慮する。これは斜面の傾斜角を考慮した土圧強度と比較して安全になる。矢板全長に作用する主働土圧の平均土圧を等分布荷重として考慮する。
- ・ 検討水位は上載荷重として扱う斜面自重が最大になる最低潮位 (LWL) とする。
- ・ 先に検討した水位差による残留水圧とマットの浮き上がりを抑える反力の水平力を考慮する。

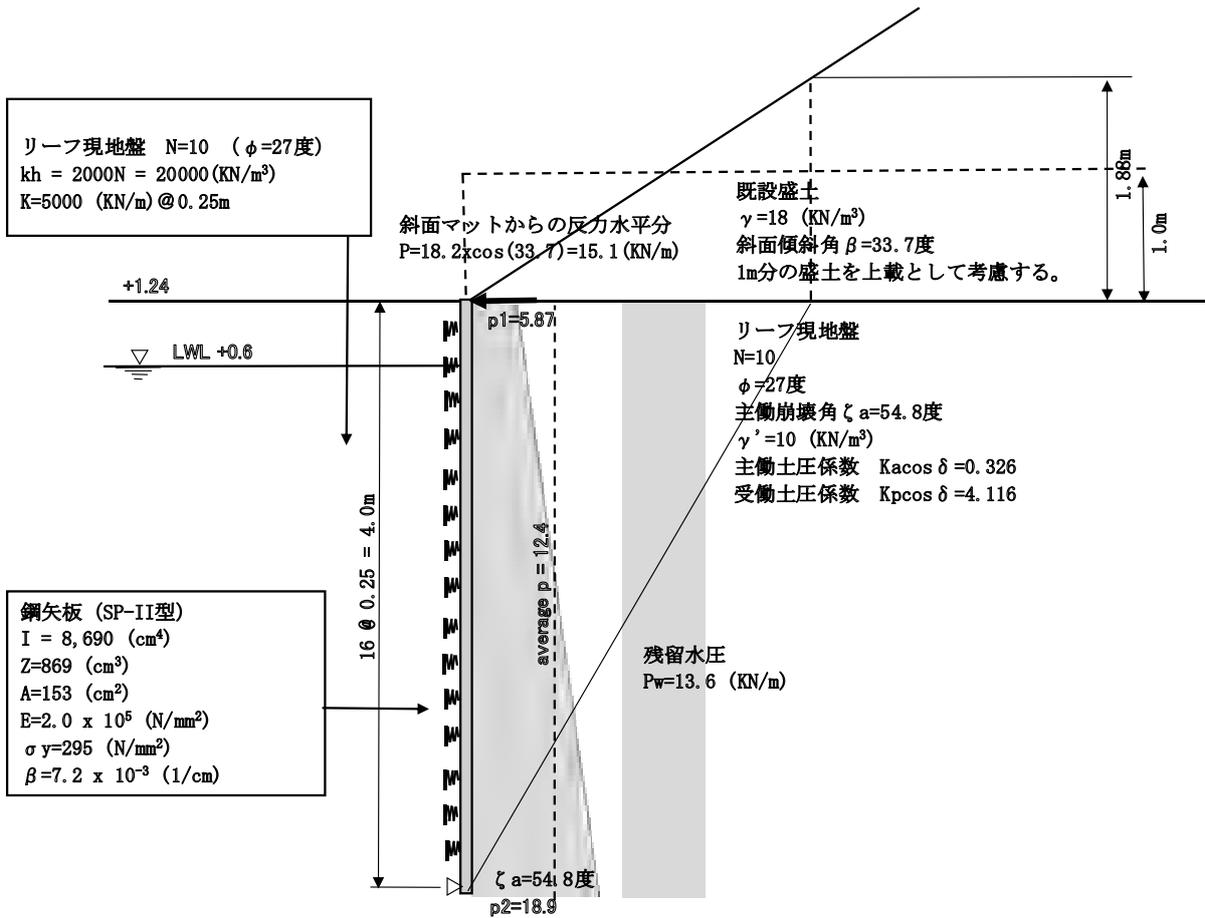


図 3-2-2-15 鋼矢板の検討モデル

表 3-2-2-25 計算結果

最大曲げモーメント (KNm)	6.2
最大発生曲げ応力度 (N/mm ²)	7.1 > 180
頭部変位 (cm)	0.002 (m)

3-2-2-4 橋梁設計

3-2-2-4-1 設計条件

(1) 橋梁補強

既存橋梁の補強設計における設計条件を表 3-2-2-26～表 3-2-2-28 に示す。

なお、各種条件設定は「道路橋示方書・同解説」、「河川砂防技術基準」、「河川管理施設等構造令」及び既存竣工図を基に実施した。

表 3-2-2-26 既存橋梁の主要な設計条件

舗装	アスファルト舗装 : 110mm
幾何線形	縦断勾配 : LEVEL 横断勾配 : 2% (拌み勾配)
設計荷重	添架物死荷重 : 電気 (9kg/m), 電話 (2kg/m), 水道 (47kg/m) 活荷重 : TL-20 (床版はB活荷重により照査) 歩行者荷重 : 350kg/m ² (群集荷重) 風荷重 : 設計風速 23.2m/s (84km/h), 再現期間 50 年, 基本風荷重 244kg/m ² , 基本風速 160.9km/h 地震荷重 : 水平地震力 $h_e=0.05W$ 温度変化 : 基準温度 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 波力 : $P=1.5w \cdot H$ (P: 砕波による波力 (t/m ²), w: 海水の単位体積重量 (t/m ³), H: 波高 (m))
使用材料	鉄筋コンクリート : 210kg/cm ² 均しコンクリート : 180kg/cm ² 鉄筋 : SD30

表 3-2-2-27 復元設計条件

材料の単位重量	舗装	kN/m ³	22.50		
	盛土 (湿潤)	kN/m ³	18.00		
	盛土 (飽和)	kN/m ³	18.80		
	鉄筋コンクリート	kN/m ³	24.50		
	水	kN/m ³	9.80		
土圧係数	鉛直土圧	-	1.00		
	水平土圧	-	0.50		
温度変化	上昇	degree	15.0		
	下降	degree	-15.0		
材料の基準値 許容応力度	コンクリート	設計基準強度	N/mm ²	21.0	
		許容曲げ圧縮応力度	一般部	N/mm ²	7.0
			ハンチ有	N/mm ²	7.0
			ハンチ無	N/mm ²	5.25
		許容支圧応力度	N/mm ²	6.30	
		許容せん断応力度 (1)	N/mm ²	0.360	
		許容せん断応力度 (2)	N/mm ²	1.600	
		許容抜きせん断応力度	N/mm ²	0.850	
		許容付着応力度	一般部	N/mm ²	1.40
			隅角部	N/mm ²	1.40
	ヤング係数	N/mm ²	2.35×10^4		
	鉄筋	材質	-	SD295	
		許容引張応力度	N/mm ²	160.0	
供用引張応力度 (頂版)		N/mm ²	180.0		
許容圧縮応力度		N/mm ²	180.0		
鉄筋かぶり		cm	10.0		
活荷重		kN	25.0		

表 3-2-2-28 土質定数（既存橋梁の支持力照査）

土質	層厚 (m)	平均 N 値	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (Degree)
S1 (礫・粗砂)	2.90	16	20	30
S2 (珊瑚礫)	2.07	24	20	34
	0.83		11	34
S3 (未固結堆積物)	3.30	10	10	27
G (固結堆積物)	1.30	50 以上	11	42
S4 (未固結堆積物)	5.05	25	10	34

※本調査で実施した地質調査結果より設定

(2) 航路条件

既存条件の航路条件を表 3-2-2-29 のとおり設定する。

表 3-2-2-29 航路条件

対象船舶	船外機付漁船（船長：6.4m、船幅：2.0m、最大吃水：0.78m）
水路の幅員 （水平航路限界）	10m（水平航路限界=最大船長×1.5=6.4×1.5=9.6m）
水路の水深	大潮平均低潮位（Mean Low Water Springs: MLWS）より-1.780m（最大吃水-1.0の余裕）
垂直航路限界	平均潮位（Mean Sea Level: MSL）より 2.6m の航路空間 沖波の砕波によるリーフ内水位の上昇 0.70m リーフ内の波高 0.35m 乾舷+トリム+人間の座高+その他 1.55m 計 2.60m
航路の法面勾配	1:3（水路の土質条件：コーラル砂や礫）、リーフ先端の航路開口部は水路幅の拡幅
設計基準	道路橋示方書（日本道路協会）

3-2-2-4-2 対策工設計

(3) 補修設計

現況構造を補強・補修する対策が推奨された。橋梁部についても同様に現況を活用することとし、橋梁の現況（点検調査結果）より、主な損傷・劣化に対して表 3-2-2-30 に示す対策の適用を検討する。また、対策工に係る課題を併せて記載する。また、補修数量を表 3-2-2-31 に示す。

表 3-2-2-30 橋梁改修に係る代替案

項目	改修箇所	対策工および課題
舗装工	橋面	<p>【対策工】 橋梁路面の舗装は劣化・損傷が著しいため、コーズウェイの路面舗装と同構造にて、全面、舗装を行う。</p> <p>【課題】 既存舗装を撤去した際にコンクリート桁上面の状況を調査し、必要に応じてひび割れの補修等を行う必要がある。現状では桁下面に貫通ひび割れがないことから桁上面にもひび割れは発生していないと考えられる。</p>
	取付道路	<p>【対策工】 取付道路の舗装は劣化・損傷が著しいため、コーズウェイの路面舗装と同構造にて、全面、舗装を行う。</p> <p>【課題】 取付道路護岸の損傷により堤体の砂が流失している可能性がある。護岸補修に伴い堤体の砂を補充した上で路床・路盤を構築する必要がある。</p>
コンクリート 躯体工	縦壁	<p>【対策工】 コンクリートの浮きは全て撤去し、必要に応じて新しい鉄筋を配置した後にコンクリートあるいはモルタルで被りコンクリートを再構築する。</p> <p>【課題】 コンクリート内部の鉄筋の腐食状況は被りコンクリートを撤去しないと確認できないことから、柔軟に数量変更に対応する必要がある。また、既設鉄筋の腐食が著しい場合に新設鉄筋との差し替えを行う必要があり、新旧鉄筋の接続が課題である。</p>
	桁	<p>【対策工】 縦壁と同様に、桁端部のコンクリートの浮きは全て撤去し、必要に応じて新しい鉄筋を配置した後にコンクリートあるいはモルタルで被りコンクリートを再構築する。</p> <p>【課題】 縦壁と同様である。さらに、外洋側には桁側面に既設水道管が添架されており、桁端部の補修の際に一時撤去を要する可能性がある。</p>
基礎工	鋼矢板	<p>【対策工】 既存鋼矢板は腐食や変形がないため、補修の必要はない、ただし、矢板天端と護岸の接続部を保護するコンクリートは全て流失しているため、天端コンクリートを再構築する必要がある。</p> <p>また、既設鋼矢板の設置範囲が狭く、取付護岸の損傷が著しいことを考慮し、鋼矢板を取付道路側に10m程度延伸する。</p> <p>【課題】 鋼矢板延伸とコーズウェイの護岸改良とを擦り付ける必要がある。また、新設に鋼矢板については防錆処理を施す必要がある。</p>
	護岸/ 制水工	<p>【対策工】 取付道路護岸を土嚢等により補強するとともに、橋梁基礎周りの鋼矢板を取付道路方向に10m程度延伸し、護岸基礎を補強する。また、橋梁付近での渦流を抑制するために水路沿いにコンクリート殻等により制水工を構築する。</p> <p>【課題】 橋梁取付道路とコーズウェイの護岸改良とを擦り付ける必要がある。</p>
	護床	<p>【対策工】 既設ファブリマット護床が一部流失したため、局所洗掘を防止するためにコンクリート殻による捨石を水路底に沿って設置する。</p> <p>【課題】 捨石工が流失しないように、コンクリート殻の重量（寸法）を設置する。</p>
付帯施設工	歩道/添架 施設	<p>【対策工】 歩道のマウントアップを廃止し、フラット構造に改良する。これによって縮小路肩を確保する。マウントアップ歩道内に配置されている施設（電気・通信ケーブル）は、橋梁側面に添架する構造、あるいは、独立構造として設置する。</p> <p>【課題】 取付道路の地下埋設物の配置に準じて添架物の配置計画を行う。また、必要に応じて橋梁前後にChamberを設置する。</p>
	親柱/高欄	<p>【対策工】 紛失した親柱は再構築する。高欄は健全なため残置する。</p> <p>【課題】 特になし。</p>
	照明	<p>【対策工】 コーズウェイには太陽光発電式の照明が設置されているため、橋梁上の歩道に設置されている既設照明柱および基礎（非稼働）は撤去する。</p> <p>【課題】 照明装置（非稼働）の撤去について、先方政府機関の合意を得る。</p>
	水路	<p>【対策工】 堆積した砂を浚渫し、航路を確保する。</p> <p>【課題】 浚渫は維持管理事項であるため、日本側の事業内容には含めず、先方政府機関が実施するように促す。</p>

表 3-2-2-31 補修数量

区間	部材	部位	表層コンクリート研り (t=150mm)			表層コンクリート被覆 (t=150mm)			鉄筋のケレン・防錆処理						下地処理・エポキシ樹脂充填量					
			縦長 (m)	横幅 (m)	容量 (m ³)	縦長 (m)	横幅 (m)	容量 (m ³)	推定本数(本)					長さ (m)	部位No	長さ (m)	幅 (m)	深さ (m)	容量 (L)	
									D10	D13	D19	D22	D25							
Ocean Side	正面	①	2.0	2.0	0.60	2.0	2.0	0.60	--	--	8	--	16	48.0	IB-1	1.1	0.0007	0.1	0.08	
		②	0.7	0.3	0.03	0.7	0.3	0.03	--	2	--	--	6	3.2	IB-2	1.5	0.0008	0.1	0.12	
		③	0.5	1.2	0.09	0.5	1.2	0.09	5	2	--	--	--	4.9	IE-1	2.6	0.0015	0.1	0.39	
		④	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	2	2	--	--	--	2.0	IE-3	1.0	0.0010	0.1	0.10	
		⑤	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	2	2	--	--	--	2.0	IE-4	1.0	0.0050	0.1	0.50	
		⑥	0.4	4.0	0.24	0.4	4.0	0.24	16	2	--	--	--	14.4						
		⑦	0.5	0.3	0.02	0.5	0.3	0.02	--	2	--	--	--	4	2.2					
		⑧	1.5	2.5	0.56	1.5	2.5	0.56	--	--	10	--	--	12	45.0					
小計		--	--	1.62	--	--	1.62	25	12	18	0	38	121.7		--	--	--	--	1.19	
Lagoon Side	正面	①	1.0	0.6	0.09	1.0	0.6	0.09	3	4	--	--	--	5.4	IB-1	3.4	0.0040	0.1	1.36	
		②	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	--	2	--	--	4	3.0	IB-2	3.4	0.0014	0.1	0.48	
		③	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	--	2	--	--	4	3.0						
		④	1.0	0.5	0.08	1.0	0.5	0.08	--	2	--	--	8	6.0						
		⑤	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	--	--	2	--	--	4	3.0					
小計		--	--	0.13	--	--	0.13	3	10	2	0	20	8.4		--	--	--	--	1.84	
BP側	側壁	①	1.6	1.6	0.38	1.6	1.6	0.38	--	--	6	--	13	31.0	I-4	2.0	0.0050	0.1	1.00	
		②	1.6	1.6	0.38	1.6	1.6	0.38	--	--	7	--	13	32.0	I-5	2.0	0.0005	0.1	0.10	
		③	1.2	1.8	0.32	1.2	1.8	0.32	--	--	8	--	10	27.6	I-6	1.0	0.0005	0.1	0.05	
		④	1.0	0.3	0.05	1.0	0.3	0.05	--	--	2	--	--	8	4.4					
小計		--	--	1.14	--	--	1.14	0	0	23	0	44	95.0		--	--	--	--	1.15	
EP側	側壁	①	1.8	1.3	0.35	1.8	1.3	0.35	--	--	6	--	15	30.3	I-1	1.2	0.0010	0.1	0.12	
		②	1.0	1.4	0.21	1.0	1.4	0.21	--	--	6	--	8	17.2	I-2	1.5	0.0005	0.1	0.08	
		③	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	--	--	2	--	4	3.0	I-3	1.0	0.0005	0.1	0.05	
		④	2.1	2.3	0.72	2.1	2.3	0.72	--	--	10	--	17	60.1	I-4	0.4	0.0005	0.1	0.02	
小計		--	--	1.32	--	--	1.32	0	0	24	0	44	110.6		--	--	--	--	0.27	
頂版	頂版	①	0.8	7.0	0.84	0.8	7.0	0.84	--	--	28	7	--	71.4	I-1	7.0	0.0005	0.1	0.35	
		②	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	--	--	2	4	--	3.0						
		③	0.5	0.5	0.04	0.5	0.5	0.04	--	--	2	4	--	3.0						
小計		--	--	0.92	--	--	0.92	0	0	32	15	0	77.4		--	--	--	--	0.35	
橋梁全体合計			--	--	5.12	--	--	5.12	28.0	22.0	99.4	15.0	146.0	413.1		--	--	--	--	4.79

(4) 補強設計

1) 復元設計

a) BOX 断面方向

BOX 断面方向の設計結果を表 3-2-2-32 に示す。

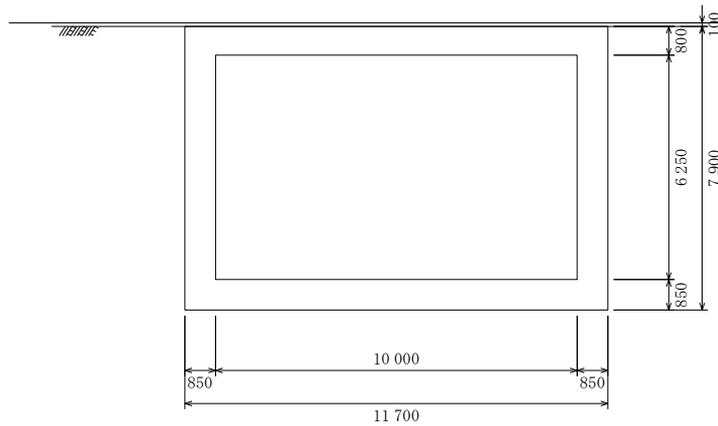


表 3-2-2-32 BOX 断面方向の設計結果

		単位	頂版			側壁		
			(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
断面力	M	kN.m	-163.4	175.9	-163.4	-182.0	-66.2	-374.2
	N	kN	55.6	55.6	55.6	131.6	203.4	281.0
	S	kN	126.3	-98.9	-126.3	-70.1	118.0	202.6
鉄筋		mm	D22@250 D19@250	D22@125 -	D22@250 D19@250	D22@250 D19@250	D25@250 D19@250	D25@125 -
かぶり		mm	100.0 100.0	100.0 -	100.0 100.0	100.0 100.0	100.0 100.0	100.0 -
応力度	σ_c	N/mm ²	2.32	2.43	2.32	2.51	0.86	4.54
	σ_s	N/mm ²	86.02	81.74	86.02	76.40	-10.32	106.69
	τ_m	N/mm ²	0.180	0.141	0.180	0.093	0.157	0.270
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	5.25	7.00	5.25	5.25	7.00	5.25
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	160.00	-180.00	160.00
	τ_a	N/mm ²	0.478	0.567	0.478	0.480	0.609	0.556
		単位	底板					
			(1)	(2)	(3)			
断面力	M	kN.m	-360.7	334.1	-360.7			
	N	kN	218.0	199.6	218.0			
	S	kN	-269.9	197.8	264.8			
鉄筋		mm	D25@125	D25@125	D25@125			
かぶり		mm	100.0	100.0	100.0			
応力度	σ_c	N/mm ²	3.87	3.87	3.87			
	σ_s	N/mm ²	107.62	100.47	107.62			
	τ_m	N/mm ²	0.359	0.264	0.353			
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	5.25	7.00	5.25			
	σ_{sa}	N/mm ²	160.00	160.00	160.00			
	τ_a	N/mm ²	0.544	0.728	0.544			

b) ウイング部

ウイング部の設計結果を表 3-2-2-33 に示す。

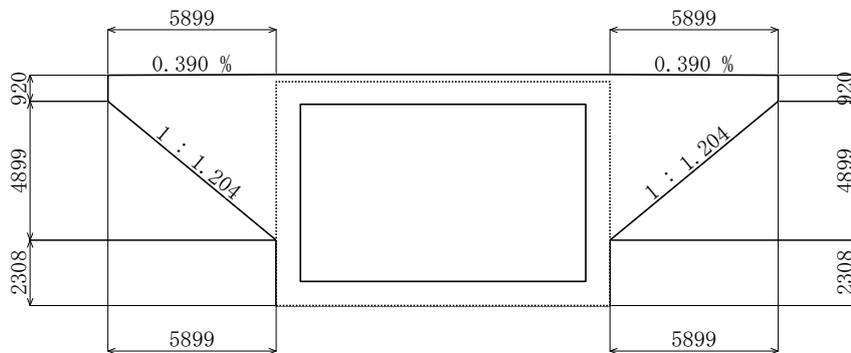


表 3-2-2-33 ウイング部の設計結果

		単位	左側		側壁		土留壁
			付根	補強鉄筋	付根	補強鉄筋	
断面力	M	kN.m	144.0	144.0	144.0	144.0	0.2
	N	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	-
	S	kN	78.2	-	78.2	-	1.5
鉄筋		mm	D25@125	D25@250	D25@125	D25@125	D16@125
応力度	σ_c	N/mm ²	3.42	2.04	3.42	1.68	0.01
	σ_s	N/mm ²	81.57	77.88	81.57	46.49	0.42
	τ_m	N/mm ²	0.156	-	0.156	-	0.005
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
	σ_{sa}	N/mm ²	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
	τ_a	N/mm ²	0.392	-	0.392	-	0.375

ウイング部材厚は 600mm

2) 既存橋梁の支持力照査

a) 計算方法

基礎地盤の許容支持力は「道路橋示方書・同解説」における式1に基づき算定する。また、計算モデルを図 3-2-2-16 に示す。

$$Q_u = A_e \times \left(k \times c \times N_c \times S_c + k \times q \times N_q \times S_q + \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times \beta \times B_e \times N_\gamma \times S_\gamma \right) \cdot \cdot \quad (\text{式1})$$

- c : 基礎底面地盤の粘着力 (kN/m²)
- q : 上載荷重 (kN/m²)
- A_e : 有効載荷面積 (m²)
- γ₁ : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)
- B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
- α, β : 形状係数
- k : 割増係数
- N_c, N_q, N_γ : 支持力係数
- S_c, S_q, S_γ : 支持力の寸法効果に対する補正係数

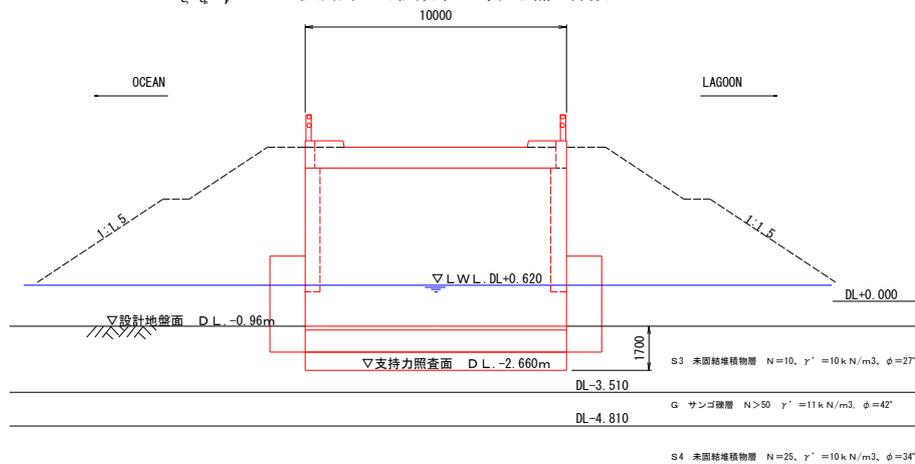


図 3-2-2-16 計算モデル

b) 照査結果

照査の結果、基礎地盤は鉛直荷重 9,800kN に対して、支持力を確保できる結果となった。表 3-2-2-34 に照査結果を示す。

表 3-2-2-34 支持力照査結果

c	: 基礎底面地盤の粘着力 (kN/m ²)	0
q	: 上載荷重 (kN/m ²)	17.0
A _e	: 有効載荷面積 (m ²)	117.0
γ ₁	: 支持地盤の単位体積重量 (kN/m ³)	10.0
B _e	: 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)	10.0
α	: 形状係数	1.26
β	: 形状係数	0.66
k	: 割増係数	1.05
N _q	: 支持力係数	32
N _c	: 支持力係数	48
N _γ	: 支持力係数	35
S _c	: 支持力の寸法効果に対する補正係数	1.000
S _q	: 支持力の寸法効果に対する補正係数	0.838
S _γ	: 支持力の寸法効果に対する補正係数	0.464
Q _u	: 極限支持力 (kN)	118,600
Q _a	: 鉛直荷重 (kN)	9,800
F _s	: 安全率 (≧3.0)	12.10

(5) 拡幅設計

橋梁部の幅員は道路部の幅員と同一断面を採用することから、既存橋梁を左右 1m ずつ拡幅する。拡幅部はコンクリートの張出梁を設置する構造とする。

また、既存橋梁部は歩道部が 25cm のマウントアップ構造となっており、配筋もなされているが、現在の橋梁計画高を基本として拡幅する場合、既存歩道のマウントアップ部分を切断する必要がある。その場合、歩道部の切断が及ぼす構造的影響を把握することは非常に困難であることから、床版部は 25cm の増厚構造とし、マウントアップ部を切断しない対策を講じる。床版部の増し厚コンクリートにより、既存橋梁と張り出し部の接続部分を覆うことができ、水の侵入を防ぐ効果もあることから、張り出し部の構造耐久性向上も期待できる。

以下に張り出し梁の標準図を図 3-2-2-17 示す。

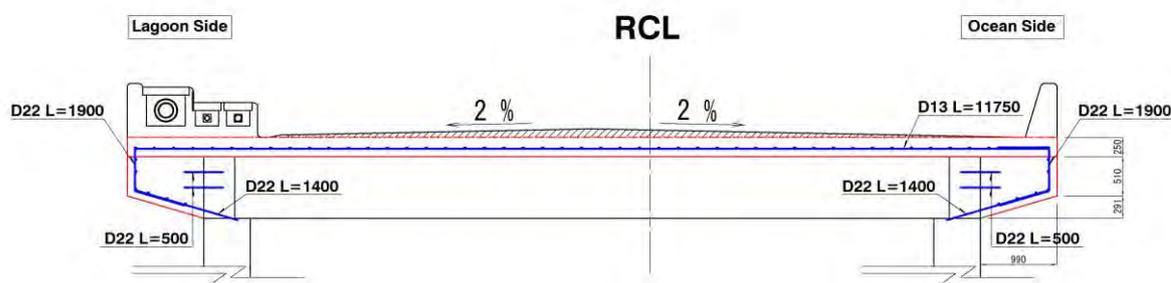


図 3-2-2-17 拡幅補強標準図

3-2-2-5 復旧工事計画

3-2-2-5-1 計画条件

(6) 適用方針

防護対策は外洋側のみとし、ラグーン側には実施しない。パラペットの補強はコースウェイ両端の満潮時に砂がついているところを除き、現存するパラペットすべてに実施する。法面被覆案は、ファブリマツトに亀裂が多く入り、状態の悪いところを実施する。離岸堤案は、風向きによる波浪の方向も考慮し、コースウェイ両端と航路を除いた全線とする。

(7) 費用分担

日本側負担事項は、キリバスおよびフィジーにて入手しにくい材料および施工監理要員とする。トラッククレーンはキリバス港湾公社所有の 30t 吊りラフテレーンクレーンがあるが、1 時間あたり A\$230 と高額なため、実際に使用するのには難しい。また、クローラクレーンのリース品はキリバスには無い。従って、クレーンが無くてもできる施工方法を考える必要がある。

3-2-2-5-2 工法の選定

(8) 工法比較

本工事開始までの間、現在のコースウェイの機能を保全するための対策案を検討する。

コースウェイ堤体の損壊は法面の損壊とパラペットの損壊がある。これらの原因は荒天時や高潮時に、排水穴から滲入したり越波した海水が路肩の緩んでいるところから抜け、法面のクラック部分から裏込砂

とともに流れ出して法面が崩壊し、それに伴いパラペットが破壊されたり、また波力により直接パラペットが破壊されることなどである。

法面保護に関しては、法面を被覆する案と、離岸堤を設置する案を検討する。また、パラペットの補強に関しては、背部に重量物を設置して安定させる案を検討する。

表 3-2-2-35～表 3-2-2-37 に比較表案を示す。

表 3-2-2-35 復旧工事計画比較案 (1)

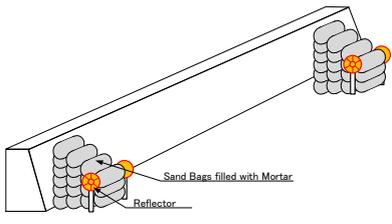
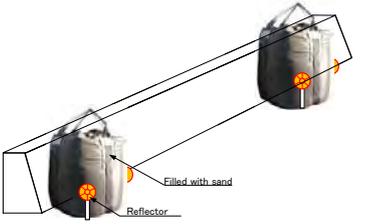
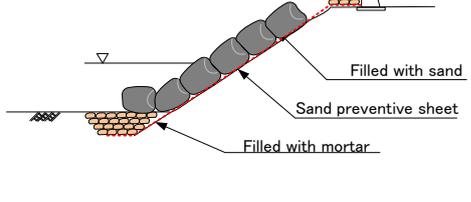
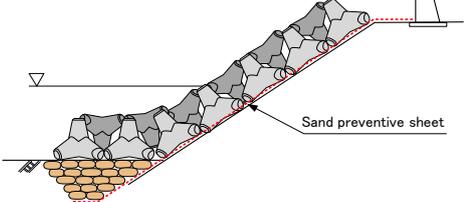
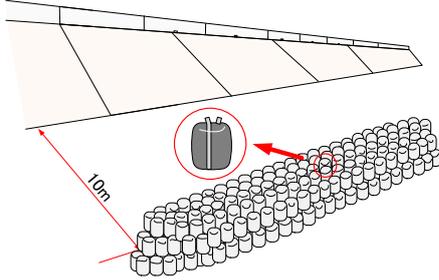
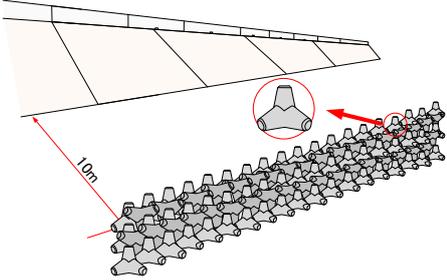
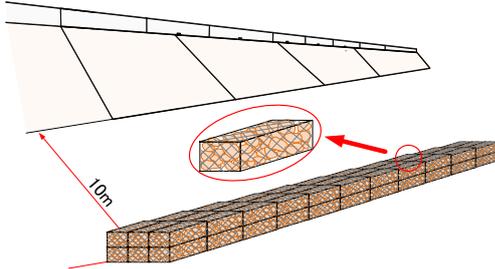
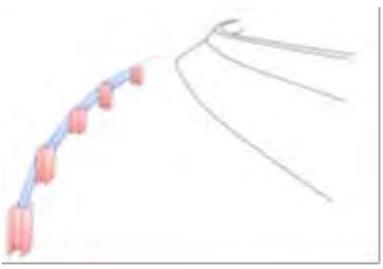
		パラペット補強案	
		モルタル土のう (P-1)	大型土のう (P-2)
パラペット補強案	概念図		
	概要	パラペット背後の土のうを人力により積み上げる	パラペット背後にバック杓を用いて大型土のうを設置する
被覆案			
		大型土のう (SL-1)	消波ブロック (SL-2)
	概念図		
	概要	法面に防砂シートを敷設し、その上から耐候性大型土のうを敷設することにより、砂の吸出しを防止するとともに既設法面を保護する。	法面に防砂シートを敷設し、その上から消波ブロックを敷設することにより、砂の吸出しを防止するとともに既設法面保護及び消波効果を期待する
離岸堤案			
		大型土のう (SL-3)	消波ブロック (SL-4)
法面保護案	概念図		
	概要	法尻から 10m 程度のところに耐候性土のうを使用して防潮堤を設置する。	法尻から 10m 程度のところに消波ブロックを水平 2 層積で設置する。
		布団かご (SL-5)	親杭横矢板 (SL-6)
	概念図		
	概要	法尻から 10m 程度のところに布団かごを水平 2 層積で設置する。	法尻に H 型鋼を打設し、木製横矢板を設置する

表 3-2-2-36 復旧工事計画比較案 (2)

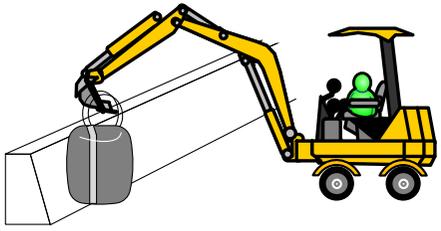
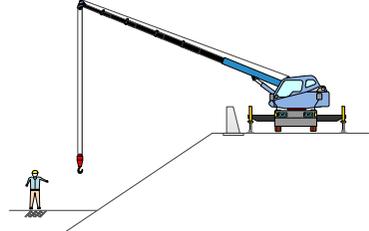
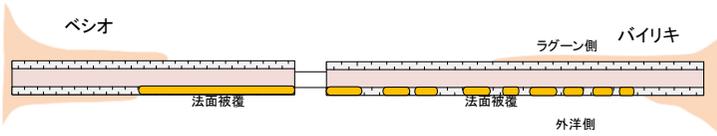
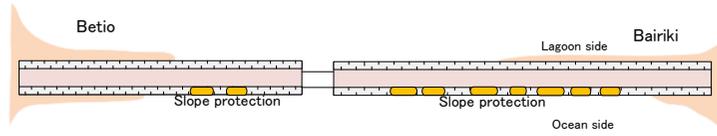
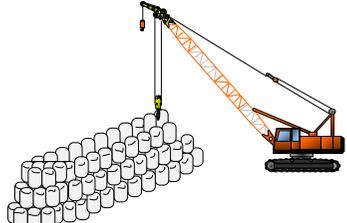
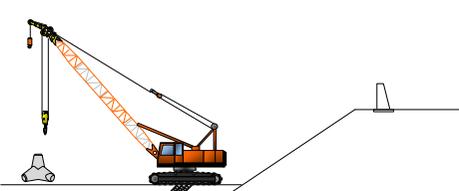
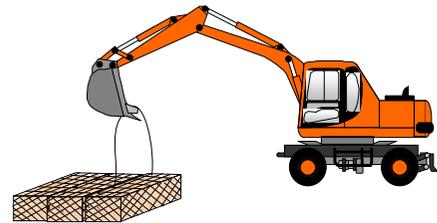
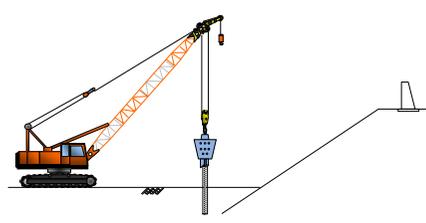
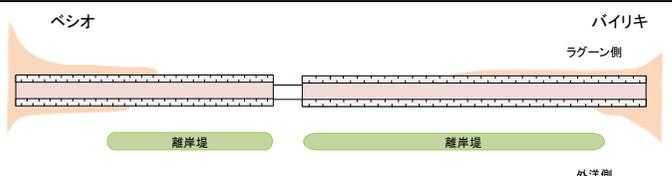
工法案	パラベット補強案						被覆案					
	モルタル土のう (P-1)			大型土のう (P-2)			大型土のう (SL-1)			消波ブロック (SL-2)		
施工状況図												
概要	パラベット背後にモルタル土のうを人力により積み上げる。			パラベット背後にバックホウを用いて大型土のうを設置する			法面に防砂シートを敷設し、その上から耐候性大型土のうを敷設することにより、砂の吸出しを防止するとともに既設法面を保護する。			法面に防砂シートを敷設し、その上から消波ブロックを敷設することにより、砂の吸出しを防止すると共に既設法面保護及び消波効果を期待する		
主要機械	中型ダンプトラック (MPWU 所有)			バックホウ (MPWU 所有) 中型ダンプトラック (MPWU 所有)			バックホウ (MPWU 所有) トラッククレーン 中型ダンプトラック			トラッククレーン 2台 コンクリートミキサ		
費用分担 (案)		MPWU	JICA		MPWU	JICA		MPWU	JICA		MPWU	JICA
	土のう袋	○	×	大型土のう袋	×	○	大型土のう袋・防砂シート砂	×	○	セメント	○	×
	砂	○	×	砂	○	×	ダンプ・バックホウ	○	×	骨材	○	×
作業員	○	×	ダンプ・バックホウ	○	×	トラッククレーン	○	×	防砂シート	○	○	
施工監理	×	○	作業員	○	×	作業員	×	×	ダンプ・バックホウ	○	×	
				施工監理	×	○	トラッククレーン	○	×	トラッククレーン	×	×
							コンクリートミキサ	×	○	作業員	○	×
							施工監理	×	○	施工監理	×	○
想定負担金額	AS	¥		想定負担金額	AS	¥	想定負担金額	AS	¥	想定負担金額	AS	¥
	41,000	3M		60,000	10M		0.32M	50M		5.2M	30M	
施工性/工期	良い 工期：1か月程度			良い 工期：1.5か月程度			コーズウェイ上にクレーンを設置して据付を行うので施工性が良い 工期：4か月程度			広い製作ヤードと仮置ヤードが必要。製作に時間がかかる。据付はコーズウェイ上から行う。 工期：6か月程度		
適用方針	外洋側のパラベットの崩壊していない箇所						外洋側の満潮時砂がついているところ、法面が土のうに置き換えられているところ、及び航路を除いた箇所で、損傷の大きいところ					
施工場所												
施工延長	2,520m						1,000m					
特徴	土のうの中詰はコーラルサンドを使用したモルタルとする 法面が崩壊した場合、崩れる可能性がある			土のうの中詰はコーラルサンドとする 法面が崩壊した場合、崩れる可能性がある			土のうの中詰はコーラルサンドとする 本工事の法面施工の際、積上げて波除堤として勝代できる。			転用が可能である。		
推奨案	調査団 法面被覆案と同時に行うことにより効果が期待される	MPWU 法面被覆案と同時施工が好ましい		調査団 法面被覆案と同時に行うことにより効果が期待される	MPWU 法面被覆案と同時施工が好ましい		調査団 大きな効果が期待できる。推奨案	MPWU 本案を実施することとしたが、クレーン無でも作業できるのではないか。		調査団 大きな効果が期待できるが、費用と工期が大	MPWU	

表 3-2-2-37 復旧工事計画比較案 (3)

工法案	離岸堤案													
	大型土のう (SL-3)			消波ブロック (SL-4)			布団かご (SL-5)			親杭横矢板 (SL-6)				
施工状況図														
概要	法尻から5~10m程度のところに耐候性土のうを使用して防潮堤を設置する。			法尻から5~10m程度のところに消波ブロックを水平2層積で設置する。			法尻から5~10m程度のところに布団かごを水平2層積で設置する。			法尻にH型鋼を打設し、木製横矢板を設置する				
主要機械	バックホウ (MPWU 所有) クローラクレーン コンクリートミキサ 中型トラック (MPWU 所有)			トラッククレーン 1台 (ブロック製作) クローラクレーン 1台 (ブロック設置) コンクリートミキサ			バックホウ (MPWU 所有) コンクリートミキサ 中型トラック (MPWU 所有)			クローラクレーン パイプロハンマ				
費用分担 (案)		MPWU	JICA		MPWU	JICA		MPWU	JICA		MPWU	JICA		
	大型土のう袋	×	○	セメント	○	×	布団かご	×	○	H型鋼	×	○		
	セメント	○	×	骨材	○	×	割栗石	○	×	足場板	×	○		
	骨材	○	×	ダンプ・バックホウ	○	×	ダンプ・バックホウ	○	×	クローラクレーン	×	×		
	ダンプ・バックホウ	○	×	コンクリートミキサ	○	×	クローラクレーン	○	×	パイプロハンマ	×	×		
	コンクリートミキサ	○	×	クローラクレーン	×	×	トラッククレーン	×	×	作業員	○	×		
クローラクレーン	×	×	トラッククレーン	×	×	作業員	○	×	施工監理	×	○			
作業員	○	○	作業員	○	×	作業員	○	×	作業員	○	×			
施工監理	×	○	施工監理	×	○	施工監理	×	○	施工監理	×	○			
想定負担金額	AS 2.2M	¥ 120M		想定負担金額	AS 6.9M	¥ 9M		想定負担金額	AS 1.3M	¥ 135M		想定負担金額	AS	¥
施工性/工期	潮間作業となるので施工性が非常に悪い 1か月に60時間程度しか施工時間がない 工期：2年程度			広い製作ヤードと仮置ヤードが必要である。製作に時間がかかり、かつ掘削は潮間作業となる 1か月に60時間程度しか施工時間がない 工期：2.5年程度			潮間作業となるので施工性が非常に悪い 石材のストックヤードが必要 1か月に60時間程度しか施工時間がない 工期：2年程度			潮間作業となるので施工性が非常に悪い 1か月に60時間程度しか施工時間がない 工期：1.5年程度				
適用方針	外洋側の航路、ベシオ側砂がついているところを除いた箇所													
施工場所														
施工延長	2,700m													
特徴	土のうの中詰はモルタルとする 波力低減のための仮設とする 撤去する場合、産廃が多量に発生する			0.5t程度の消波ブロックとする 再利用が可能である			大量の割栗石を輸入する必要がある 再利用が可能である			パイプロハンマの有無の確認 本工事に際し、撤去材の再利用が望めない 大量の木材を輸入する必要がある				
推奨案	調査団 潮間作業のため工期が大	MPWU		調査団 潮間作業とブロック製作のため工期が大	MPWU		調査団 潮間作業のため工期が大	MPWU		調査団 潮間作業のため工期が大	MPWU			

(9) 工法比較

パラペットの崩壊は、前面の護岸が崩壊することに伴うことが多い。従って、パラペット補強のみを行っても前面護岸が崩壊した場合は意味をなさず、本案は他案との複合で行うことにより効果を発揮する。

離岸堤案は、コースウェイ上からでは作業半径が大きすぎて不可能である。また、台船上からの作業を行うには水深が浅すぎて不可能である。従って、干潮時に潮の引いた堤体の法尻に重機をセットしての潮間作業となる。重機はコースウェイ両端からしか進入できないので、移動にも大きな時間がかかり、工期が非常に長くなる。

被覆案は堤体の法面に防砂シートを敷設し、その上に重量物を設置するため、法面保護の直接的効果が大きい。消波ブロックを設置する場合は、ブロック製作に広大な製作・仮置ヤードを必要とし、かつ制作時間がかかる。一方大型土のうを設置する場合は、中詰めは海砂であり、製作、設置が簡単である。また、クレーンが準備できない場合は、先に土のうを設置し、人力にて砂を投入することができる。従って、最初に施工方法を教えることによって、MPWU 独自で追加施工や復旧を行うことができる。

以上より、大型土のうによる法面被覆案を推奨することとし、MPWU に説明を行った。省内での検討の結果、MPWU も同案を推奨することとした。

3-2-2-5-3 実施スケジュール (案)

実施スケジュール (案) を表 3-2-2-38 に示す。

表 3-2-2-38 実施スケジュール

	2015 年				2016 年																
	11 月		12 月		1 月		2 月		3 月		4 月		5 月		6 月		7 月		8 月		
	15	30	15	31	15	31	15	28	15	31	15	30	15	31	15	30	15	31	15	31	
調達		■	■																		
輸送			■																		
準備工				■																	
復旧工					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
後片付工																					■
施工監理					■	■	■	■	■	■	■	■									

3-2-3 概略設計図

概略設計図集を資料 8-5 に示す。図面目次は表 3-2-3-1 の通りである。

表 3-2-3-1 図面目次

No.	Drawing Title	Sheet No.	DRG No.
1	Location Map	1	LM-1
2	Horizontal Alignment	2~10	HA-1~9
3	Plan	11~19	PL-1~9
4	Profile	20~30	PF-1~11
5	Typical Cross Section	31~34	TCS-1~4
6	Cross Section	35~71	CS-1~37
7	Typical Drawing of Revetment Strengthening	72~73	TRS-1~2
8	Typical Drawing of Steel Sheet Pile	74	TSP-1
9	Fabrimat Details	75~77	FD-1~3
10	Parapet Details	78~79	PD-1~2
11	Transverse Drainage Details	80~81	TDD-1~2
12	Utilities Connection Part Details	82~83	UCP-1~2
13	Typical Drawing of Bridge Strengthening	84	TBS-1
14	Typical Drawing of Structures	85~86	TDS-1~2

3-2-4 施工計画／調達計画

3-2-4-1 施工方針／調達方針

協力対象事業が実施される場合の基本事項は次のとおりである。

- ・ 協力対象事業は、日本政府とキリバス国政府間で本計画に係る無償資金協力の交換公文（Exchange of Notes:E/N）、贈与契約（Grant Agreement: G/A）が締結された後、日本政府の無償資金協力の制度に従って実施される。
- ・ 協力対象事業の実施機関は、キリバス国公共事業省である。
- ・ 協力対象事業の詳細設計、入札関連業務および施工監理業務に係るコンサルタント業務は、本邦のコンサルタントがキリバス国政府とのコンサルタント契約に基づき実施する。
- ・ 協力対象事業の工事は、入札参加資格審査合格者による入札の結果選定された本邦の建設業者により、キリバス国政府との工事契約に基づき実施される。
- ・ 協力対象事業の施工にあたっての基本方針は次のとおりである。
- ・ 建設資機材および労務は、可能な限り現地調達とする。現地で調達できない場合は、所要の品質、供給能力が確保される範囲で最も確実かつ経済的となる第三国または日本からの調達とする。
- ・ 施工方法および工事工程は、現地の気候、地形、地質および海象等の自然条件に合致したものとする。
- ・ 可能な限り特殊な機材や技術を必要としない一般的で容易な工法を計画する。
- ・ 適切な工事仕様および施工管理基準を設定するとともに、この基準を満足する建設業者の現場管理組織、コンサルタントの施工監理組織を計画する。
- ・ 工事中の交通路確保と交通安全のための施設（工事案内板、交通誘導員等）を設置する。
- ・ 仮置き場、廃棄物処理場は、キリバス国から指定された場所を選定する等、環境影響を低減し環境保全に努める。
- ・ 協力対象事業は、現在も被災を受ける可能性がある海中道路であるため、可能な限り早期完成を前提とした施工計画とする。

3-2-4-2 施工上／調達上の留意事項

(10) 自然条件に対する留意事項

対象サイトは干満や波浪の影響を直接受ける。施工中はこれらの影響を極力減少させ、既設道路の通行を維持しながら施工できる計画とする。

(11) 環境社会配慮

サンゴ礁上の狭い島であり、仮設予定地も分散して計画せざるを得ないことから、周辺地域への環境への影響を少なくするため、仮設用地での騒音対策と大量に輸送する材料の置き場をプロジェクト地点にできるだけ近く設定することで工事関係車両の走行距離、走行台数を少なくする計画とする。

(12) コーズウェイ利用者の交通の確保

コーズウェイは首都の中心部と港を結ぶ唯一の陸上交通路であり、長期に交通を遮断することはできない。現在の2車線（片側1車線）を工事区域では片側1車線の交互通行とし、交通誘導員を配置する計画とする。

(13) 現地資材、人的資源の利用

現地には、必要とされる資材や技能労働者等は少ないが、極力、現地の資源、人的資源を活用する計画とする。

3-2-4-3 施工区分／調達区分

両国政府が分担すべき事項は、表 3-2-4-1 のとおりである。

表 3-2-4-1 両国政府の負担区分

項目	内容	負担区分		備考
		日本国	キリバス国	
用地取得			○	
資機材調達	資機材の調達・搬入	○		
	資機材の通関手続き	○	○	
準備工	工事に必要な用地の確保		○	現場事務所、資機材置場、作業場等
	上記以外の準備工	○		
工事障害物の移設	障害物の移設		○	水道管、電力線、通信線
本工事	コーズウェイ工事・橋梁補強工事	○		護岸、法面防護、舗装、補修等

3-2-4-4 施工監理計画／調達管理計画

本邦コンサルタントがキリバス国政府とのコンサルタント業務契約に基づき、実施設計業務、入札関連業務及び施工監理業務の実施にあたる。

(1) 実施設計業務

コンサルタントが実施する実施設計業務の主要内容は次のとおりである。

- ・ キリバス政府実施機関との着手協議、現地調査
- ・ 詳細設計、図面作成

- ・ 事業費積算

実施設計業務の所要期間は、約 3.5 ヶ月である。

(2) 入札関連業務

コンサルタントが実施する入札関連業務の主要内容は次のとおりである。

- ・ 入札函書の作成（上記、実施設計と並行して作成。）
- ・ 入札公示
- ・ 入札業者の事前資格審査
- ・ 入札実施
- ・ 応札書類の評価
- ・ 契約促進業務

入札関連業務の所要期間は、約 6.5 ヶ月である。

(3) 施工監理業務

コンサルタントは、施工業者が工事契約に基づき実施する工事の施工監理を行う。その主要項目は次のとおりである。

- ・ 測量関係の照査・承認
- ・ 施工計画の照査・承認
- ・ 品質管理の照査・承認
- ・ 工程管理の照査・承認
- ・ 出来形管理の照査・承認
- ・ 安全管理の照査・承認
- ・ 出来高検査及び引き渡し業務

施工の所要期間は、約 27.0 ヶ月と見込まれる。

施工監理業務は、日本人常駐監理技術者 1 名、工事技術者（現地人）1 名、事務員（現地人）1 名、雑役（現地人）1 名を配置する計画とする。橋梁補修工、アスファルト舗装工の施工時には、施工監理技術者を派遣する。また、主任技術者は着工支援、品質管理会議、竣工検査等を担当するとともに、瑕疵検査時には技師を派遣する。

工事期間中一部の道路占用を行いながら施工する必要があるため、安全管理に特に留意し、施工業者の安全管理者と協議、協力しながら事故の発生を未然に防ぐよう監理を行う。

3-2-4-5 品質管理計画

工事期間中に品質管理が必要な主な項目は、以下のとおりである。

- ・ コンクリート工
- ・ 鉄筋工及び型枠工
- ・ 土工
- ・ 舗装工

上記のうち、代表的な品質管理項目であるコンクリート工の主要な品質管理計画を表 3-2-4-2、土工及び舗装工の主要な品質管理計画を表 3-2-4-3 に示す。

表 3-2-4-2 コンクリート工の品質管理計画

項目	試験項目	試験方法 (仕様書)	試験頻度
セメント	セメントの物性試験	AASHTO M85	試験練り前に1回、施工中コンクリート500m ³ 打設毎に1回あるいは原材料が変わった時点(ミルシート)
骨材	コンクリート用細骨材の物性試験	AASHTO M6	試験練り前に1回、施工中500m ³ 毎に1回あるいは供給場所が変わった時点(納入業者のデータ確認)
	コンクリート用粗骨材の物性試験	AASHTO M80	試験練り前に1回、施工中500m ³ 毎に1回あるいは供給場所が変わった時点(納入業者のデータ確認)
	ふるい分け試験	AASHTO T27	施工前に1回、施工中毎月1回あるいは、供給場所が変わった時点(納入業者のデータ確認)
	骨材のアルカリシリカ反応性試験方法(モルタルバー法)	ASTM C1260	試験練り前に1回、施工中6か月材齢の同配合・同条件で作成されたコンクリート供試体1回、あるいは供給場所が変わった時点
	骨材に含まれる鉱物組成の検査	ASTM C295	試験練り前に1回、その後供給場所が変わった時点
水	水質基準試験	AASHTO T26	試験練り前に1回、その後必要と判断されるごと
混和材	品質試験	ASTM C494	試験練り前に1回、その後必要と判断されるごと(ミルシート)
コンクリート	スランプ試験	AASHTO T119	1回/75m ³ または1打設区画
	エアーム試験	AASHTO T121	1回/75m ³ または1打設区画
	圧縮強度試験	AASHTO T22	打設毎に6本の供試体、1回の打設数量が大きい場合には75m ³ 毎に6本の供試体(7日強度:3本、28日強度:3本)
	温度	ASTM C1064	1回/75m ³ または1打設区画

表 3-2-4-3 土工及び舗装工の品質管理計画

項目	試験項目	試験方法 (仕様書)	試験頻度
盛土工	密度試験(締固め)	AASHTO T191	500m ² 毎
路盤工	材料試験 (ふるい分け試験)	AASHTO T27	使用前に1回、その後1,500m ³ 毎に1回あるいは供給場所が変わった時点
	材料試験(CBR試験)	AASHTO T193	使用前に1回、その後1,500m ³ 毎に1回あるいは供給場所が変わった時点
	乾燥密度試験(締固め)	AASHTO T180	使用前に1回、その後1,500m ³ 毎に2回あるいは供給場所が変わった時点
	現場密度試験(締固め)	AASHTO T191	500m ² 毎
アスファルト舗装	材料試験 (ふるい分け試験)	AASHTO M43、 M80	施工前に1回、材料変更時点
	材料試験(密度及び吸水率)	AASHTO T84	
	現場密度試験	AASHTO T209	200mに1回
	温度測定		トラック毎

3-2-4-6 資機材調達計画

(1) 主要工事資材の調達

主要工事資材は、普通コンクリート用骨材、アスファルト用骨材、セメントは第3国調達。コーラルコ

ンクリート骨材は現地調達、その他のファブリフォーム、鉄筋等の資材は日本調達である。なお、コーラル材は現地政府関連企業から 20 \$/m³ で調達する。主要建設資材の調達区分を表 3-2-4-4 に示す。

表 3-2-4-4 主要建設資材調達区分表

項目		調達先			調達理由	海上輸送
品名	仕様	現地	第三国	日本国		
構造物用資材						
セメント	40kg 袋		○		経済性	フィジー
鋼矢板	II型			○	品質・確実性	日本
吸出し防止シート	不織布、t=5mm			○	品質・確実性	日本
ファブリフォーム	t=20~30cm			○	品質・確実性	日本
異形鉄筋				○	品質・確実性	日本
異形鉄筋	エポキシ樹脂被覆			○	品質・確実性	日本
コンクリート用骨材	コーラル骨材※	○				
コンクリート用骨材	普通骨材		○		経済性	フィジー
路盤材	上、下層路盤	○				
アスファルト用骨材			○		経済性	フィジー
ストレートアスファルト			○		経済性	同上
アスファルト乳剤			○		経済性	同上
ガソリン		○				
軽油		○				
目地板	t=10mm			○	品質・確実性	日本
コンクリート混和剤	減水		○		経済性	フィジー
波付硬質合成樹脂管	FEP φ=15cm			○	品質・確実性	日本
土のう				○	品質・確実性	日本
クラック充填材				○	品質・確実性	日本
断面修復材				○	品質・確実性	日本
仮設用資材						
仮設用鋼材				○	品質・確実性	日本
大型土のう				○	品質・確実性	日本
型枠用合板				○	品質・確実性	日本

※コーラル骨材はファブリフォーム及びパラペット用のコンクリートに使用する予定である。尚、本調査におけるコーラル骨材を用いたコンクリート強度試験では所定の強度 (21N/mm²) 発現を確認済みである。

1) セメント、アスファルト、アスファルト用骨材、普通コンクリート用骨材、

これらはキリバス国では生産していない。経済性からフィジーからの調達とする。

2) 第三国および日本調達品の荷揚港

海上輸送を必要とする第三国および日本からの調達資機材は、近接するベシオ港で荷揚げする。

(2) 工事中機械

現地、並びにもっとも可能性のあるフィジーには建設機械市場は無く、工事中機械のほとんどを日本調達とする。

工事中建設機械の調達区分整理表を表 3-2-4-5 に示す。

表 3-2-4-5 工事中建設機械調達区分整理表

項目		賃貸/ 損料	調達先		調達理由	調達先・ルート
機械名	仕様		現地	日本国		
バックホウ	山 0.28m ³	損料		○	可能で確実	日本—ベシオ港
バックホウ	山 0.45m ³	損料		○	可能で確実	日本—ベシオ港
バックホウ	クレーン機能付き、	損料		○	可能で確実	同上

項目		賃貸/ 損料	調達先		調達理由	調達先・ルート
機械名	仕様		現地	日本国		
	山 0.45m ³					
バックホウ	超ロングアーム 山 0.45m ³	損料		○	可能で確実	同上
ダンプトラック	10t 積	損料		○	可能で確実	同上
ブルドーザー	15t	損料		○	可能で確実	同上
ロードローラ	マカダム 10～12t	損料		○	可能で確実	同上
タイヤローラ	8～20t	損料		○	可能で確実	同上
アスファルトフィニッシャー	2.4～6.0m	損料		○	可能で確実	同上
アジテータラック	4.4m ³	損料		○	可能で確実	同上
トレーラ	28t積	損料		○	可能で確実	同上
大型ブレーカ	600～800kg 級	損料		○	可能で確実	同上
ホイールローダー	1.2m ³	損料		○	可能で確実	同上
クレーン付きトラック	2.9t吊、10t積	損料		○	可能で確実	同上
発動発電機	20/25KVA	損料		○	可能で確実	同上
発動発電機	125/150KVA	損料		○	可能で確実	同上
発動発電機	350/400KVA	損料		○	可能で確実	同上
コンクリートポンプ車	55～60m ³ /hr	損料		○	可能で確実	同上
コンクリートプラント	強制練、0.5m ³	損料		○	可能で確実	同上
骨材プラント	自走式ショベルクラッ シャー 10t級	損料		○	可能で確実	同上
ふるい分け設備	移動式スクリーン、 2分別、2×2	損料		○	可能で確実	同上
アスファルトプラント	60t/h	損料		○	可能で確実	同上
パイプロハンマ	電動、普通型、 60kw	損料		○	可能で確実	同上
海水淡水化装置	2m ³ /h	償却計算		○	可能で確実	同上

3-2-4-7 ソフトコンポーネント計画

(1) ソフトコンポーネントを計画する背景

我が国の無償資金協力「漁船水路・島嶼連絡路建設計画」（1985 年）により整備されたニッポン・コーズウェイ（長さ 3.2km、幅 11m）は、同国に一つしかない国際港が位置するベシオ島と行政機関及び住民が多く居住するバイリキ島を結ぶライフラインとしての唯一の道路である。このコーズウェイは、老朽化に加えて、潮流や気候変動の影響とされる高潮等による浸食が進み崩落が頻発している。公共事業省（MPWU）による補修工事は実施されているものの、盛土の流出防止や護岸改修等の抜本的な対策となっておらず、またその補修方法も不十分であるため、今後護岸が更に崩壊し、道路の機能を失うことが懸念される。

本プロジェクトでコーズウェイ本体の改修・強靱化を実施するとともに、持続的な効果発現のために、供用後の適切な維持管理が求められる。そこで、本プロジェクトにおいて、ソフトコンポーネントを組み込むことにより、MPWU によりコーズウェイの維持管理が適切に実施されるよう、補修工法等にかかる技術移転を実施するものである。

(2) ソフトコンポーネントの目標

ソフトコンポーネントの目標は、「プロジェクト完成後、キリバス国側によるコーズウェイの維持管理が持続的かつ効果的に実施される。」であり、この目標が達成されることにより、無償資金協力事業の効果

が持続的に発現することが期待される。

(3) ソフトコンポーネントの成果

本コンポーネントで達成すべき成果は以下のとおりである。

- ① 舗装及び護岸の損傷原因、補修方法等が理解される。
- ② 舗装及び護岸の維持管理マニュアルが作成される。
- ③ 舗装及び護岸の補修技術が習得される。

(4) 成果達成度の確認方法

- ① 維持管理マニュアルの完成（組織と役割、日常点検、補修方法等を含む）
- ② アンケートによるC/Pの理解度

(5) ソフトコンポーネントの活動（投入計画）

【対象者】

- ・MPWUの道路維持管理担当者 約10名

道路維持管理（点検・補修）は、MPWUの道路維持管理担当者の直営により実施されている。必要に応じて、地元コミュニティと契約をし、マンパワーを確保している状況である。よって、本ソフトコンポーネントでは、MPWUの道路維持管理担当者が、コースウェイを適切に維持管理できるようになることを目指す。また、MPWUが地元コミュニティに維持管理方法を指導できるよう、技術支援を行う。

	舗装小補修（ポットホール補修）	護岸小補修
現状の維持管理レベル	<ul style="list-style-type: none"> ■維持管理計画がない ・点検・清掃が実施されていない。 ・維持管理計画がなく、損傷が発生してから事後的に対応。予算の配布も事後対応である。 ・損傷が長期間放置され、拡大する傾向にある。 ■補修技術の不足 ・砂を詰め、足で踏み固める等の技術しかない。 	<ul style="list-style-type: none"> ■維持管理計画がない ・点検が実施されていない。 ・維持管理計画がなく、損傷が発生してから事後的に対応。予算の配布も事後対応である。 ・損傷が長期間放置され、拡大する傾向にある。 ■補修技術の不足 ・空洞に砂を詰め、水締めする等の技術しかない。 ・チップングなどはせず、クラックにモルタルを塗布（剥離しやすい）。
目指すべきレベル	<ul style="list-style-type: none"> ■維持管理計画に基づく実施 ・維持管理計画に基づき、点検や補修を実施する。 ・維持管理を実施するための予算を事前に確保する。 ・点検・清掃が実施できるようになる。 ■補修技術の向上 ・ポットホールを適切に補修できるようになる。（清掃、常温合材の投入、締め固め） ・地元コミュニティに指導できるようになる。 	<ul style="list-style-type: none"> ■維持管理計画に基づく実施 ・維持管理計画に基づき、点検や補修を実施する。 ・維持管理を実施するための予算を事前に確保する。 ・点検を実施できるようになる。 ■補修技術の向上 ・護岸のクラックを適切に補修できるようになる。（チップング、モルタル塗布） ・地元コミュニティに指導できるようになる。

上記の成果の達成のための必要な活動実施する。

護岸・舗装の補修方法にかかる座学と実習

（専門家） 護岸補修1名、舗装補修1名（計2.7M/M）

（活動内容）

持続的な維持管理を実施するために、維持管理マニュアルを作成する。また、セミナーにて、

トの活動を円滑に進めるとともに、「キ国」側のオーナーシップの醸成を狙いとしている。

(7) ソフトコンポーネントの実施工程

表 3-2-47 本体工事の概略計画を含む全体工程のとおり。

(8) ソフトコンポーネントの成果品

- ① ソフトコンポーネント計画完了計画書（和文）
- ② アスファルト舗装並びに護岸の維持管理マニュアル（英文）

(9) 相手国負担事項

本事業にて改修されるコースウェイは、キリバス国公共事業省（MPWU）が運営維持管理を実施する。上記のソフトコンポーネントの目標達成にあたり、この前提条件に基づいて、キリバス国側が責任をもって実施すべき活動内容は、以下のとおりである。

- ・ カウンターパートの提供（土木技術課（CES）の職員）
- ・ 研修施設の提供（MPWU 内の会議室の使用）
- ・ 邦人コンサルタントの作業室の提供
- ・ 舗装及び護岸の補修演習にかかる資材費用（セメント等）
- ・ 舗装及び護岸の補修実習にかかる建設機材（MPWU 所有）

また、ソフトコンポーネントを含むプロジェクト完了後も、継続的に維持管理が実施されるよう、下記の点を「キ」国側の責務事項として認識させ、実施するよう求める。

- 維持管理計画に基づく点検・補修・清掃の実施
- 定期的な点検・補修のための予算配布の実施
 - これまでは補修が必要な際に、閣議に申請して補修費用を受け取るという事後対応であった。プロジェクト完了後は、毎年維持管理予算が確保されることが必要である。

阻害要因として、維持管理の重要性の理解不足により、予算が配賦されないことが挙げられる。予算の財源としては、ニッポン・コースウェイの料金収入を充てることが見込まれるが、現状のような事後的な配賦ではなく、維持管理のために事前に予算が配賦されることが必要である。予算の配賦や維持管理の継続的な実施については、セミナーや補修実習を通してその重要性を強く説明していくとともに、可能な限り「キ」国側に、維持管理予算の配賦と継続的な実施をコミットさせることが望ましい。

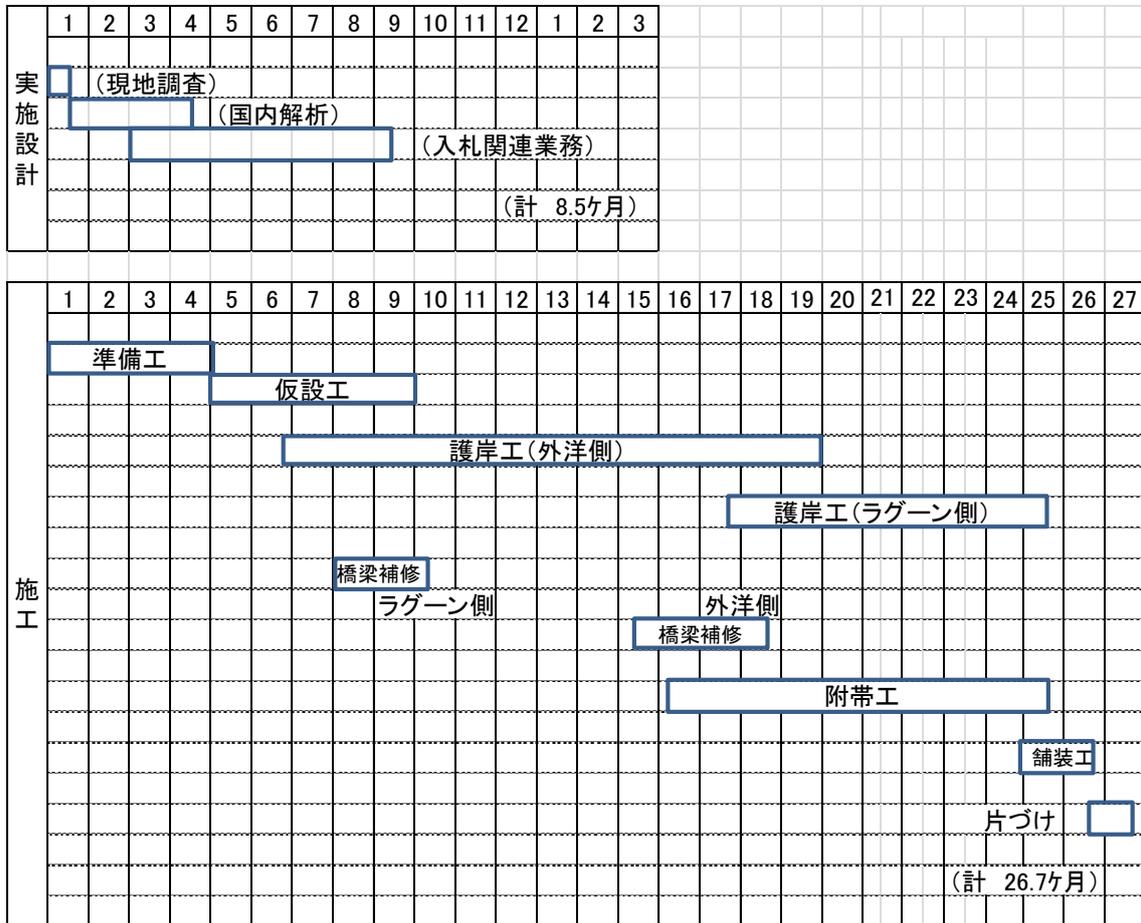
表 3-2-4-6 ソフトコンポーネント活動計画

成果	活動内容	実施方法	期間	ターゲットグループ	実施リソース	成果品
① 舗装及び護岸の損傷原因、補修方法等が理解される。	・セミナー	・以下をセミナーにて説明する -アスファルト舗装の破損の種類とその原因 -点検、補修工法、緊急時の対応	2019年1月～2月	MPWU 土木技術課の職員 10名	法人コンサルタント 2.70MM カウンターパート 1名	・維持管理マニュアル
② 舗装及び護岸の維持管理マニュアルが作成される。	・マニュアル作成	・点検から補修までの方法が記載されたマニュアルを、C/Pと協働して作成する。		MPWU 土木技術課の職員 4名		
③ 舗装及び護岸の補修技術が習得される。	・現場実習	・護岸補修並びにアスファルト小補修(ポットホール)		MPWU 土木技術課の職員 10名		・完了報告書(アンケートによる理解度評価の結果含む)

3-2-4-8 実施工程

実施設計及び施工の業務実施工程表を表 3-2-4-8 に示す。

表 3-2-4-8 業務実施工程表



3-3 相手国側負担事業の概要

3-3-1 我が国の無償資金協力事業における一般事項

キ国分担の一般事項については、両国間で合意された協議議事録において既に確認されているが、ここではその内容を以下に記述する。

- ・ ストックヤード等の施設の建設に必要な用地、建設に伴い発生する廃棄物処理・残土処分場を確保する。
- ・ 認証された契約に基づく製品・サービスの供給に関して、受入国で生ずる関税、国内税およびその他の公課を日本国民に対して免除する。
- ・ 認証された契約に基づく製品・サービスの供給に関して、事業実施のために受入国に入国し、または滞在する日本国民および第三人（キ国民以外）に対し、それに必要な便宜を供与する。

3-3-2 本計画固有の事項

無償資金協力としての一般的負担事項以外に、本計画特有の相手方負担事項は、以下のとおりである。

(1) 本件実施のための許可の取得

- ・ 本計画にかかわる工事許可
- ・ 本計画の環境にかかわる許可

(2) 地下埋設物の整備と街灯の取扱

- ・ 本計画では、地下埋設物（電力、電気、水道）のためのコンクリートボックスの整備は、日本側負担で実施する。ただし、そのボックス内にユーティリティの材料費および設置費は現地政府負担とする。
- ・ ユーズウェイのラグーン側に路肩に沿って街灯が設置されている。日本側工事では街灯の基礎を構築し、街灯そのものは現地政府負担とする。既存の街灯は太陽光パネル搭載のものなので、撤去・保管しておき、基礎完成後に設置すれば、そのまま使えると想定している。

(3) 仮設ヤードの確保

建設業者の建設ヤードのための仮設用地を提供する。

3-3-3 相手国側への要望

公示を円滑に実施するために相手国側に以下の事項を要望する。

(1) 本計画区間沿線住民への事業説明会の実施

本計画の実施が、交換公文の調印により公式に決定後、速やかに沿線住民もしくはその代表者を集めた事業説明会を公共省主体が実施すること。

(2) 交通安全

公示期間中の交通整理員による指示に従うように、一般の道路利用者への周知を徹底すること。

(3) 工事中の不都合の通知の徹底

公示による通過交通への不都合が多々予想されるため、ラジオ等の広報メディアを通して、道路利用者

に工事中の不都合の通知を徹底すること。

3-4 プロジェクトの運営・維持管理計画

3-4-1 運営維持管理体制

キ国では、道路およびコースウェイの護岸等の維持管理は公共事業省 土木技術課（CES）が実施している。

CES では、新規の工事はほとんど行っておらず、この部署の主要業務は既存施設の維持管理である約 40 名が在籍しており、タラワ地域担当とその他の離島地域担当の部署に分かれて、主として CES が直営で維持管理している。

ニッポン・コースウェイは老朽化とキングタイトの影響で護岸が損傷を受けて、その度に補修している。また道路舗装に関しては、ポットホールの穴埋め作業を実施している。

協力対象事業の概略事業費

本計画実施後の道路および護岸に関して、以下の維持管理が必要になる。

(1) 日常的維持管理

通年で必要となる補修等の作業を以下に示す。

- ・ アスファルト表層面のパッチング（穴埋め）
- ・ 必要に応じた路盤の補修
- ・ 側溝や排水横断構造物の清掃
- ・ ファブリマットフォームのクラック補修

(2) 定期的維持管理

- ・ 路盤補修
- ・ 表層打ち替え（オーバーレイ）

現在、上記の維持管理工事は公共事業省 CES が直営方式で実施しており、体制上の問題はない。ただし、キリバスにはアスファルトプラントがないため、オーバーレイは業者が実施することになるであろう。特に、損傷部分の早期補修が鍵となるため、日常の点検・巡回を十分行うことを要請する。

3-5 プロジェクトの概算事業費

3-5-1 協力対象事業の概略事業費

概略事業費 [施工業者契約・認証まで非公開]

3-5-1-1 日本側負担経費

概略事業費 [施工業者契約・認証まで非公開]

3-5-1-2 キリバス国側負担経費

表 3-5-1-1 キリバス国側負担経費

費 目		金 額 (AUS)
(1)銀行手数料		8,224
(2)電柱・通信施設等の移設	水道管	340,000
	通信ケーブル	170,000
	電線	170,000
	小計	680,000
計		688,224

3-5-1-3 積算条件

積算条件は以下のとおりである。

- 積算時点 : 2015年 9月
為替交換レート : A\$1.00=94.36円 (オーストラリア・ドル対日本円レート)
US\$1.00=124.40円 (アメリカ・ドル対日本円交換レート)
施工期間 : 詳細設計および工事の所要期間は実施工程に示したとおり。
その他 : 積算は、日本国政府の無償資金協力の制度を踏まえて行うこととする。なお、本事業は予備的経費を想定した案件となっている。但し、予備的経費の可否及びその率については外務省によって別途決定される。

3-5-2 運営・維持管理費

道路維持管理人員としては、**図 3-5-2-1** に示すように Transport Engineer と Coastal Engineer の下に Foreman などがおり、実際の労働者としては Transport Maintenance Worker (4名) と Coastal Maintenance Worker (4名) のみとなっている。

MPWU は道路維持管理費といった予算は持っておらず、維持管理費が必要となった場合、リクエストレターを閣議に提出して、特別予算として受け取ることとなっている。

道路維持管理の予算を受け取ったら、MPWU は地元のコミュニティ（例えばキリスト教のコミュニティ等）と契約して、そのコミュニティは地元住民を雇って、維持管理作業を行う。なお、国内には道路維持管理を行う企業は存在しないため、このような方法を活用している。

このような状況から道路維持管理体制は、人員及び予算上、十分確保されていない状況といえる。想定されるコーズウェイの維持管理費（盛土部及び橋梁部）を**表 3-5-2-1**、**表 3-5-2-2** に示す。

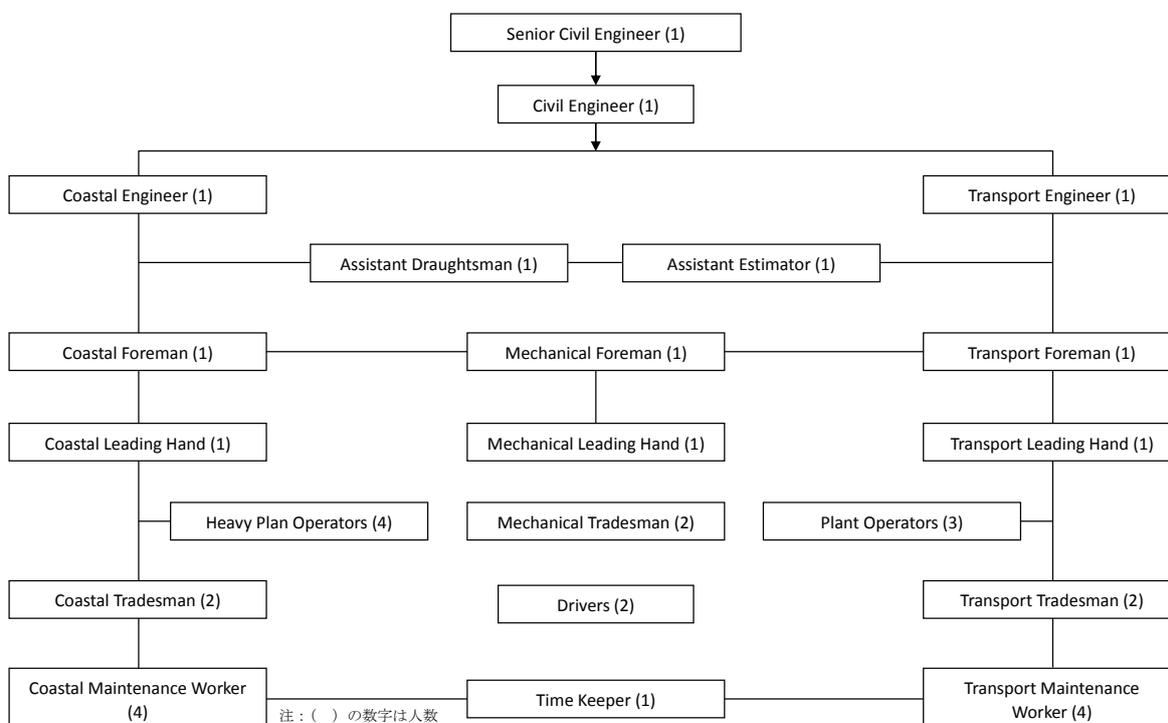


図 3-5-2-1 Civil Engineering Section の組織図

表 3-5-2-1 既存橋梁の主要な維持管理項目及び年間費用

項目	施設名	点検項目	実施頻度	実施人員	使用資機材	所要数量	金額 (AUS)	
定期点検	舗装	ひび割れ/不陸欠損等	12回/年 所要日数1日/回	2名	スコップ/ハンマー /カマ/バリケード	延24人日/年	437	
	排水施設	土砂堆積/障害物等						
	躯体	損傷変形/汚れ/剥離等			ピックアップ	延12台日/年	960	
	付帯施設	高欄等						
	小計							1,397
日常維持管理	舗装	清掃	4回/年 所要日数2日/回	5名	スコップ/バリケード /ほうき等	延40人日/年	728	
	排水施設	土砂・障害物除去						
	橋梁	清掃			小型トラック	延8台日/年	960	
	小計							1,688
補修	舗装	ひび割れ・欠損補修	1回/年 所要日数4日/回	6名	作業員	延24人日/年	437	
	排水施設	破損部分の補修			プレートバクラー	延4台日/年	200	
	躯体	破損部分の補修			小型トラック	延4台日/年	480	
	付帯施設	高欄等			アスファルト	1.0m ³ /年	5,000	
	路面標示	レーンマーク補修			路線区画線	5.0m/年	100	
	小計							6,217
	合計							9,302

表 3-5-2-2 盛土部の主要な維持管理項目及び年間費用

項目	施設名	点検項目	実施頻度	実施人員	使用資機材	所要数量	金額
定期点検	舗装	ひび割れ/不陸欠損等	12回/年 所要日数1日/回	4名	スコップ/ハンマー /カマ/バリケード	延48人日/年	874
	護岸	ひび割れ/不陸欠損等					
	排水施設	土砂堆積/障害物等			ピックアップ	延12台日/年	960
	小計						
日常維持管理	舗装	清掃	4回/年 所要日数2日/回	10名	スコップ/バリケード /ほうき等	延80人日/年	1,456
					小型トラック	延16台日/年	1,920
	小計						
補修	舗装	ひび割れ・欠損補修	1回/年 所要日数4日/回	6名	作業員	延24人日/年	437
					プレートバクラー	延4台日/年	200
	護岸	破損部分の補修			小型トラック	延4台日/年	960
					アスファルト	2.0m ³ /年	10,000
					路盤材	30.0m ³ /年	2,250
					路線区画線	12.0m/年	240
小計							14,087
合計							19,297