ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.38 No.122 2014.3

本州四国連絡高速道路株式会社編集

EDITED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

本四技報　第 122 号　目次

Contents of Honshi Technical Report No.122

【巻頭言】

Ｔ型技術者……保全部長　吉　川　章　三… 1
T-shaped Engineer

【技術論文】

環境に配慮した塗料の開発……長大橋技術センター　総括・防食グループサブリーダー　大　塚　雅　裕… 2
Development of environmentally considered paints　坂出管理センター　橋梁維持第二課長代理　蔵　森　和　生

供用段階におけるケーブルバンドすべりに対する…長大橋技術センター　診断・構造グループリーダー　小　林　義　弘… 8
維持管理方法　長大橋技術センター　総括・防食グループ付　池　田　秀　継
Maintenance method for the cable band sliding　(前)長大橋技術センター　診断・構造グループサブリーダー
after the completion

多々羅大橋鉛直支承すべり板補修……しまなみ尾道管理センター　橋梁維持課　大　西　諒…14
Repair of sliding plate of vertical supports　しまなみ尾道管理センター　橋梁維持課長　森　脇　正　生
of Tatara Bridge

海上橋梁管理路の劣化傾向と補修……保全部　橋梁保全課長　森　山　彰…22
Deterioration trend and repair method of　鳴門管理センター　橋梁維持課長　貴　志　友　基
maintenance way on Long-span Bridges

神戸淡路鳴門自動車道の盛土のり面の緊急点検……保全部　道路保全課　藤　田　憲　二…28
及び対策検討　鳴門管理センター　道路維持課長　磯　江　浩
Urgent inspection and safety improvement of embankments
on the Kobe-Awaji-Naruto Expressway

【海外報告】

エジプト国橋梁維持管理能力向上プロジェクト……エジプト・アラブ共和国道路陸運総庁派遣　大　川　宗　男…37
The Project for Improvement of the Bridge　JICA 専門家
Maintenance Capacity in Egypt　神戸管理センター付

【技術ニュース】……45
The latest information

【文献紹介】……48
Related technical report in other publications

T型技術者

T-shaped Engineer

保全部長　　吉　川　章　三
Shozo Yoshikawa

「T 型技術者」というと、何のことかと思う人もいれば、懐かしい言葉と思う人もいると思います。「T 型技術者」の語源は正確には良く分かりませんが、20 年以上前のこと、当時の本四公団の本社の中で、本四の技術者はどうあるべきかを議論していたとき、某「T 氏」が本四の技術者は「T 型技術者」を目指すべきでないかと盛んに言っていました。ご自身のイニシャルが「T」なので、強調されていたのかも知れませんが・・・

私も「T 型技術者」の正確な意味は良く分かっていませんが、私なりに解釈しているのは、「T」の字は技術者の姿を表し、具体的には、「T」の字の横棒（水平軸）は技術等の分野を表し、縦棒（鉛直軸）はその分野の知識等の深さを表します。

T

したがって、上の図の「T」の字は、ある技術者が、ある程度の分野の知識等をそこそこの深さで持っているとともに、ある得意の専門分野の知識等を深く有していることを表しています。つまり、横棒は、ゼネラリスト、縦棒は、スペシャリストを示します。地方の公務員技術者（と言ったら怒られるかもしれませんが・・・）ならゼネラリスト、研究職ならスペシャリストで良いかも知れませんが、本四の技術者は、幅広い技術等の分野の知識を有するとともに、ある専門分野では大学教授とも議論し合えるほどの深い知識等を有して欲しいというものです。私も同感です。

本四の技術者（特に土木技術者）にとって必要な技術等の分野とは、何か？　道路関係で言えば、道路計画、道路線形設計、土工、舗装、道路維持管理、他、橋梁関係で言えば、材料（コンクリート、鋼材他）、設計（上部工設計、下部工設計、耐震設計、耐風設計、疲労設計、他）、施工（施工計画、積算、他）、橋梁維持管理（防食、疲労等）、機械技術関係、電気通信技術関係、他、純粋な技術とは言えないかも知れないが、道路行政関係、工事契約関係、防災関係、道路管理関係、対外協議関係（地元協議、漁業関係者協議、海事関係者協議、官庁協議）など、多岐にわたる。

したがって、「T 型技術者」といっても、いろいろな「T」の字があると思う。

本四の技術者としては、縦棒（もしくは横棒）が極端に薄い「T」の字は、いかなものか？

かといって、必ずしもきれいな形の「T」の字が良いとも限らないと思う。いろいろな形の「T」の字もありと思う。



では、自分自身は、どんな「T」の字かと聞かれると、どう答えるか・・・

これまで、本四に入社してから、本社以外の現場としては、瀬戸大橋、明石海峡大橋の下部工工事、多々羅大橋の橋梁計画、来島海峡大橋の下部工工事、しまなみ海道の管理等を担当・・・

皆さんは、どんな「T」の字でしょうか？

社会人は誰しも同じですが、希望どおりの専門の仕事（部署）ができるとは限らないですが、担当する部署にいないと希望の仕事ができないことも事実です。希望どおりの部署にいないから仕事を手を抜かずに、配属された部署で一生懸命仕事をすれば、幅広い技術（広い意味での）が身に付き、いずれは、希望どおりの専門の仕事もでき、本四の技術者として必要な「T型技術者」になるのではないかと期待する次第です。

環境に配慮した塗料の開発

Development of environmentally considered paints

長大橋技術センター 総括･防食グループサブリーダー　大 塚 雅 裕
Masahiro Otsuka

坂出管理センター 橋梁維持第二課長代理　蔵 森 和 生
Kazuo Kuramori

概　要

平成16年5月に改正された大気汚染防止法が事業者の自主的取組による揮発性有機化合物：VOC (volatile organic compounds) の排出抑制を推進していることを背景として、約400万m^2の外面塗装面積を有する本州四国連絡橋の塗替え塗装に適用できるVOC削減可能な塗料の開発を行ってきた。平成20年に宮古島及び大鳴門橋において省工程型塗料及び水性塗料の暴露試験を開始し、これまでのふっ素樹脂塗料と同等以上の耐候性能（光沢保持性能）を有していることを確認した。

また、これらの塗料は下地のジンクリッチペイントから塗付する塗装システムとして設計され、既に実用化されているものもあるが、本州四国連絡橋の塗替え塗装が旧塗膜を残して中塗り及び上塗りのみを塗り替えることを基本としていることから、旧塗膜上に塗付する場合にも所要の品質が確保できるか等を確認するために実橋において試験施工を行った。

本報は、暴露試験により確認した塗料の耐候性能及び実橋試験施工により確認した塗装の品質、初期の性能、施工性等について報告するものである。

Air pollution control law promotes voluntary suppression of emission of volatile organic compounds (VOC) to business operators. According to this background, paints which can reduce VOC have been developed for re-coating of the Honshu-Shikoku Bridges with coating area of about 4 million m^2. Coating exposure tests of simplified application process paint and water-based paint have been started in Miyako Island and Ohnaruto site from 2008,and it was found that these paints have weather resistance equal to or higher than conventional fluorine resin paint.

These paints are designed as a paint system from base coat to surface coat, but re-coating specification for the Honshu-Shikoku Bridges expects the surface coat and middle coat to be repainted over old nondeteriorated paints. Therefore, the test painting on site were carried out in order to confirm that the required quality can be obtained when these are applied on it.

This paper reports weather resistance of paints confirmed by coating exposure test and quality, initial performance, workability, etc. confirmed by the test painting on site.

1.　はじめに

本州四国連絡高速道路の海峡部長大橋（以下、「本四連絡橋」という）は約400万m^2という膨大な外面塗装面積を有し、いずれの橋梁も厳しい腐食環境に置かれていることから、塗替え周期の長周期化による維持管理の低減を図るために重防食塗装系を採用している。現在の塗替え塗装仕様は有機系塗料の使用を前提としており、塗替え塗装に際して大気汚染の要因となる揮発性有機化合物（以下、「VOC」という）を排出することになる。

塗装分野における環境への配慮の仕方としては、大気汚染の抑制のほかに、生物や地球環境への負荷の低減、リサイクル塗料や長寿命型塗料の採用による省資源化、断熱塗料や防汚塗料の採用による省エネルギー化等があるが、本四連絡橋の塗替え塗装に適用する塗料の開発で期待できる効果としては、VOC削減による大気汚染抑制の効果、塗装の長寿命化による省資源化の効果が考えられる。これらの効果が期待できる塗料として省工程型塗料及び水性塗料の適用を検討した。

2.　省工程型塗料

2.1　想定する塗替え仕様

本四連絡橋の塗替え塗装は、下地の無機ジンクリッ

チペイントを長期にわたり維持することを目的としてこれを保護する下塗り塗膜が露出するまでに中塗り、上塗りを塗替える予防保全的な手法を採用している。検討する省工程型塗料による塗替え塗装仕様は、活膜を残し、現行仕様の中塗り及び上塗りを1工程で塗替える**表－1**の仕様を想定した。ただし、現行の中塗り塗料に要求されている旧塗膜との付着機能を本塗料が満足できるか不明なため、現状で実施している十分な品質管理下での素地調整を前提としている。

省工程型塗料は上塗りの性能を有し、膜厚は現行の中塗りと上塗りの膜厚の合計値とした。現行の塗替え塗装ははけ塗りを基本としているが、省工程型塗料は55μmを確保するためにローラー塗りによることとした。

塗料の開発は、塗料メーカー4社より提案された**表－1**に適合する塗料を用いて行った。

表－1　想定する塗替え塗装仕様

Table 1 Re-coating specification

仕　様	素地調整	第1層	第2層	備　考
現行仕様	４種	エポキシ樹脂塗料中塗（30）	ふっ素樹脂塗料上塗（25）	はけ塗り
省工程型塗料	４種	省工程型塗料（55）		ローラー塗り

※（　）内の数字は基準とする乾燥塗膜厚（μｍ）

2.2　環境負荷に対する効果

省工程型塗料は、従来の上塗り塗料よりも厚膜となるため粘性の高い塗料設計がなされている傾向があり、塗料の揮発分が少なく、使用量は現行の中塗りと上塗りの合計使用量よりも少なくなっている。したがって、省工程型塗料の採用によりVOC排出量の抑制が期待できる。**表－2**は、各社の塗料のVOC削減率を試算したものであり、2～5割程度の削減効果となっている。

また、耐候性の面で性能が劣る中塗り塗料の部分が上塗りに相当する耐候性に優れる塗料に置き換わることから、現行仕様よりも省工程型塗料の方が長期の耐久性が得られる可能性があり、この場合、ライフサイクルで見たVOC排出量の抑制につながるとともに、前述の省資源化にも寄与するといえる。

表－2　VOC削減率

Table 2 Reduction rate of volatile organic compounds

塗料メーカー	VOC排出量		削減率
	現行仕様	省工程型塗料	
A社	99g/m^2	76g/m^2	24%
B社	99g/m^2	68g/m^2	31%
C社	102g/m^2	77g/m^2	24%
D社	110g/m^2	51g/m^2	54%

※ VOC排出量は、希釈率を5%としたときの値.
※ 現行仕様のVOC排出量は、中塗りと上塗りの合計.

2.3　課題

本四高速では、既に従来のふっ素樹脂塗料（以下、「従来ふっ素」という）よりも耐久性に優れる高耐久性ふっ素樹脂塗料（以下、「高耐久性ふっ素」という）を開発し、実橋への適用を始めている。省工程型塗料については、これと同等以上の耐久性や経済性を求めた塗料であるが、以下に示す課題がある。

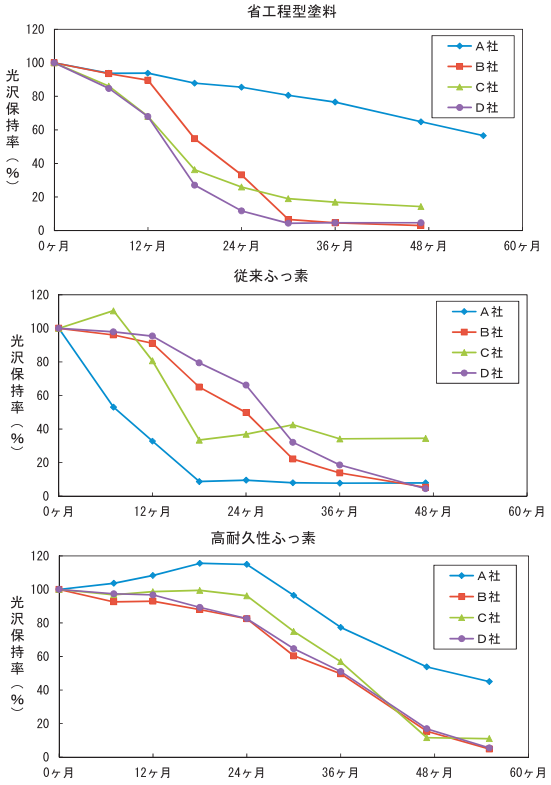
①塗料の耐久性（耐候性）が不明。
②ローラー塗りで所要の膜厚が確保できるかどうか。
③長期の耐久性を期待するには、耐候性に優れるのみでなく、長期的に旧塗膜との付着性を確保する必要がある。省工程型塗料は、接着層と呼ばれる中塗りを省略していることから、長期の付着性が保持できるかどうか。
④従来の塗料と粘性の異なる塗料を使用することや、ローラーでの施工データが乏しいこと等から、省工程型塗料での施工性が不明。

これらの課題を解決するために、耐候性の確認には暴露試験を、その他の性能の確認には実橋での試験施工を行った。

2.4　暴露試験による塗料性能の確認

平成20年3月に大鳴門橋暴露場及び日本ウエザリングテストセンター宮古島試験場（以下、「宮古島試験場」という）において省工程型塗料を含めた各種の塗料の暴露試験を開始し、現時点では光沢度（光沢保持率）の追跡を行っている。腐食環境条件が厳しい宮古島試験場における省工程型塗料、従来ふっ素及び高耐久性ふっ素の光沢保持率の推移を**図－1**に示す。

省工程型塗料は、A社の塗料が高耐久性ふっ素と同等以上の推移を示しており、高い耐久性が期待できる。また、B、C、D社の塗料は2～3年で光沢保持率が下限まで



図－1　光沢保持率の推移（宮古島試験場）

Fig.1 Rate of gloss retention at Miyako Island

低下し、従来ふっ素とおおむね同等の耐候性能と予想されるが、膜厚がふっ素樹脂塗料上塗りの2倍以上となることから、これらも長期の耐久性が期待できる。後述する試験施工に供したものには、更に改良されたものを含んでおり、今後それらの耐候性を実橋の塗膜及び暴露試験において追跡する予定である。

2.5　試験施工による塗料性能の確認

暴露試験の結果、高い耐久性が期待できる材料が確認されたことから、2.3に示した耐候性以外の課題に対し、平成24年に南備讃瀬戸大橋、平成25年に岩黒島橋において省工程型塗料の試験施工を実施することとした(以下、それぞれ「H24試験」、「H25試験」という)。

(1) H24試験の概要

H24試験は塗料の特性を確認することを主な目的として部材単位での試験塗装を行った。施工箇所は将来の追跡が容易な管理路直上の主横トラス部材とし、外観、膜厚、初期付着力、初期光沢度を確認するとともに、追跡用の定点を設けた。**写真－1**に試験施工箇所及び塗付状況を示す。塗付した時期は8月下旬から9月上旬である。

省工程型塗料は中塗りを省略していることから、旧塗膜との付着性が得られない可能性がある。H24試験では、素地調整の影響を確認するために4種及びウェス拭き（水拭き）のみとした2ケースについて試験した。4種はディスクサンダー（ディスクペーパー#240）を用いた。



〔塗付対象部材〕



〔塗付状況〕

写真－1　H24年試験施工

Photo 1 Situation of test painting in 2012

(2) H25試験の概要

H25試験はローラー塗装による施工性の確認を主目的にトラス面材単位での試験を実施した。施工箇所は、格点43からの4パネルのうち外面作業車を足場として施工する主構下弦材、主横トラス下弦材、下横構それぞれの4面及び主構垂直材の1面（海側）とし、約2,000m^{2}を施工した。施工状況を**写真－2**に示す。塗付した時期は11月である。

添接部やローラーでの塗付が難しい狭隘部等については、鋼床版で実施したスプレー塗装の施工を参考に先行塗り箇所を選定し、はけで先行塗りした上でローラー塗装を行った。

H24試験では、美観仕上げ用の中毛（毛丈11mm）の無泡ローラーを使用したが、塗装作業者から塗料の含みが少なく感じるとの意見があったことなどから、H25試験では各塗料メーカーの提案する塗料に合ったローラーブラシ（毛丈11～13mm）を使用して塗装を行った。



写真－2　H25年試験施工

Photo 2 Situation of test painting in 2013

(3) 厚膜性

膜厚は、ウェット膜厚で管理した。H24試験でローラーにより管理値を満たすことを確認した上でH25試験を実施している。H25試験では、ウェット膜厚を1施工ロットあたりの先行はけ塗り部及びローラー塗り部で各25点計測するとともに、品質確認のために微破壊試験による塗膜厚計測を1パネルあたり2箇所(ローラー塗り部)で行った。**表－3**にH25試験の膜厚計測結果を示す。全ての塗料において管理値を満足した。

表－3　H25試験の膜厚計測結果

Table 3 Film thickness of test painting in 2013

塗料メーカー	検査箇所	ウェット膜厚			乾燥膜厚		
		管理値	測定箇所数	測定結果	基準膜厚	測定結果①	測定結果②
A社	ローラー部	150μm	25	150～175μm	55μm	84μm	60μm
	先行塗り部		25	150～175μm			
B社	ローラー部	125μm	25	125～150μm	55μm	110μm	60μm
	先行塗り部		25	125～150μm			
C社	ローラー部	150μm	25	150～175μm	55μm	60μm	72μm
	先行塗り部		25	150～175μm			
D社	ローラー部	100μm	25	100～125μm	55μm	100μm	70μm
	先行塗り部		25	100～125μm			

(4) 付着性

H24試験の定点において実施した塗装直後及び約1年経過後の付着力試験（JIS K5600プルオフ法）の結果を**表－4**に示す。塗装の品質管理上は1N/mm^{2}を上回る付着力を要求しており、引張試験器の能力は上限6N/mm^{2}である。初期状態では高い付着力が得られること、素地調整グレードの影響がないことを確認した。H25試験においても1パネルあたり2箇所の付着力を計測し、管理値を上回ることを確認した。

表－4　付着力試験結果

Table 4 Adhesion stress

素地調整	塗料メーカー	初期値(H24.9)	2回目(H25.6)
4種	A社	5.4N/μm^2	6.0N/μm^2
	B社	5.4N/μm^2	6.0N/μm^2
	C社	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	D社	5.9N/μm^2	6.0N/μm^2
ウェス拭き	A社	5.8N/μm^2	6.0N/μm^2
	B社	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	C社	5.7N/μm^2	6.0N/μm^2
	D社	5.3N/μm^2	6.0N/μm^2

(5) 仕上がり

仕上がりについては、透け、割れ、流れ、はじき、泡、ちぢみ、白化、色むら、ダスト、膨れ、その他の変状の計11項目の有無について目視により確認を行うこととした。H24試験での仕上がり確認及びH25試験の塗装作業後検査において、全ての塗料についてこれらの不具合は確認されなかった。

H24試験の省工程型塗料と櫃石島橋に設けたふっ素樹脂塗料の塗膜調査用定点の初期光沢度を**表－5**に示す。省工程型塗料はローラー施工により僅かにローラーマークが残ることなどから、はけ塗りに比べてやや低い光沢度となった。

表－5 初期光沢度

Table 5 Initial gloss value

塗料メーカー	省工程型塗料※1)〔ローラー〕	ふっ素樹脂塗料※2)〔はけ〕	参考：暴露試験体※3) 省工程型塗料〔スプレー〕	参考：暴露試験体※3) ふっ素樹脂塗料〔スプレー〕
A社	58	75	76	75
B社	70	77	77	69
C社	56	76	66	76
D社	51	77	68	78

※1 省工程型塗料は2定点×5区画分/定点＝10区画の平均.
※2 ふっ素樹脂塗料は櫃石島橋に設置した各メーカー8定点の平均値.
※3 宮古島に暴露している試験体の光沢度.

(6) 施工性

桁外面作業車の作業車床より施工する主構下弦材、主横トラス下弦材及び下横構を対象とした塗装の施工実績の概要を**表－6**に示す。先行塗り及びローラー塗りでの施工と現行仕様の上塗りの施工とを比較したところ、やや省工程型塗料の方が能率が良いことを確認した。したがって、中塗り塗付分以上の工程短縮が可能となることが分かった。

表－6　施工実績

Table 6 Results of painting works

仕様	施工範囲	労務編成	実働日数
現行仕様の上塗り〔はけ〕	P47～P49 P54～P57（7パネル）	橋梁塗装工 7人	1.3日/パネル
省工程〔ローラー〕	P43～P46（4パネル）	橋梁塗装工 7人	1.2日/パネル

2.6　経済性

省工程型塗料は、中塗り塗付の1工程が省略されることにより塗替え単価が低減される。塗料の重量あたり単価を高耐久性ふっ素と同等、施工歩掛は現行の上塗りの歩掛と同等とし、上塗りの消耗状態を予測して設定した塗替え塗装の期待耐用年数を従来ふっ素が20年、高耐久性ふっ素が25年、耐候性が期待できる層の厚い省工程型塗料が35年としてコストを試算した例を**表－7**に示す。

初期コスト、ライフサイクルコスト（以下、「LCC」という）ともに省工程型塗料が優位となる。

表－7 コスト試算例

Table 7 Example of initial cost and life cycle cost

塗料	期待耐用年数	初期コスト	LCC(40年間) 塗替回数	LCC(40年間) 割引率4%	LCC(100年間) 塗替回数	LCC(100年間) 割引率4%
従来ふっ素	20年	1	2	1	5	1
高耐久性ふっ素	25年	1.01	2	0.95	4	0.88
省工程型塗料	35年	0.98	2	0.84	3	0.71

※ LCCは従来ふっ素を1としたときの指数.
※ LCCは「国土交通省公共事業コスト構造改善フォローアップ実施要領」[1]を参考にして試算.

3.　水性塗料

3.1　想定する塗替え仕様

水性塗料は、土木研究所及び塗料メーカー6社の共同研究[2]（以下、「土研共同研究」という）で鋼道路橋塗装･防食便覧[3]（以下、「便覧」という）の塗装系を目指した検討がなされ、鋼構造物塗装設計施工指針[4]や東京都VOC対策ガイド[屋外塗装編][5]（以下、「東京都ガイド」という）では水性塗装仕様が導入されて実橋での適用も試験的に開始されているが、本四連絡橋の塗替え仕様が目標としている性能や塗装構成がこれらとは異なっている。

検討する水性塗料による塗装仕様は、現行の塗替え塗装仕様の中塗り及び上塗りのそれぞれを水性塗料に置き換えるものであり、**表－8**の水性塗料仕様①を想定した。また、旧塗膜の付着力が低下している箇所で旧塗膜を除去する場合などに下塗りを1層追加することがあり、この場合には下塗りも水性塗料として**表－8**の水性塗料仕様②を想定した。水性塗料を用いた塗装ははけ塗りを前提としている。

塗料の開発は、塗料メーカー4社より提案された**表－8**に適合する塗料を用いて行った。

表－8　想定する塗替え塗装仕様

Table 8 Re-coating specification

仕　様	素地調整	第1層	第2層	第3層
現行仕様	4種	エポキシ樹脂塗料中塗 (30)	ふっ素樹脂塗料上塗 (25)	
水性塗料仕様①	4種	水性エポキシ樹脂塗料中塗 (30)	水性ふっ素樹脂塗料上塗 (25)	
水性塗料仕様②	3種	水性エポキシ樹脂塗料下塗 (60)	水性エポキシ樹脂塗料中塗 (30)	水性ふっ素樹脂塗料上塗 (25)

※（　）内の数字は基準とする乾燥塗膜厚(μm)

3.2　環境負荷に対する効果

水性塗料は、主剤、硬化剤ともに主成分が溶媒水に懸濁したものであり、これらを混合して塗付けた際に揮発するものの大半が溶媒水の蒸発である。したがって、水

性塗料の採用により大きなVOC排出抑制効果が期待できる。**表－9**は、各社の塗料のVOC削減率を試算したものであり、8割以上の削減効果がある。

表－9　VOC削減率

Table 9 Reduction rate of volatile organic compounds

塗料メーカー	VOC排出量		削減率
	現行仕様	水性塗料仕様①	
A社	99g/m^2	1.6g/m^2	98%
B社	99g/m^2	0g/m^2	100%
C社	102g/m^2	14g/m^2	86%
D社	110g/m^2	18.2g/m^2	83%

※ VOC排出量は、希釈率を5%としたときの中塗・上塗合計値.

3.3　課題

水性塗料は、都市圏を中心として試験的に橋梁構造物に適用されているが事例はまだ少なく、適用するためには塗料の性格から把握していかなければならない。

以下に水性塗料の主な課題を示す。

①塗料の耐久性（耐候性）が不明。

②水性塗料は有機系塗料と粘性特性が異なり、たれが生じやすく仕上がりや厚塗り性が問題になる場合がある。土研共同研究で実施した橋梁模擬桁の試験塗装では、水性エポキシ樹脂塗料下塗のたれが課題とされ、ここで提案されたVOC削減暫定塗装仕様の下塗りは便覧仕様の60μm×2層に対し、水性塗料下塗が40μm×3層とされている。

③土研共同研究で想定した仕様や東京都ガイドの低VOC型の塗替え塗装仕様は、下塗りを塗付することを前提としている。本四の塗替えで想定する仕様は下塗り塗付を前提としていないため、旧塗膜と中塗りとの付着性を確認しておく必要がある。

④低温や高湿度環境下で塗膜は乾燥しにくく、このような環境で形成した塗膜は膨れが生じる懸念があるといわれている[2)]。

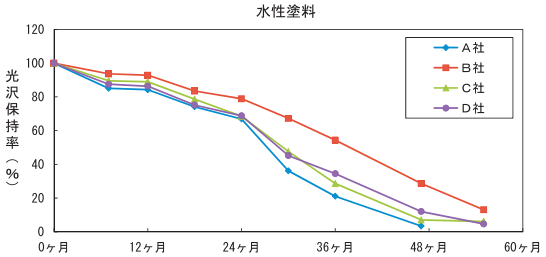
3.4　暴露試験による塗料性能の確認

省工程型塗料と同様に、平成20年3月に大鳴門橋暴露場及び宮古島試験場において水性塗料の暴露試験を開始している。宮古島試験場における水性塗料試験体の光沢保持率の推移を**図－2**に示す。

48～57ヶ月が経過した時点で光沢保持率はほぼ下限に至り、これは、**図－1**の高耐久性ふっ素樹脂塗料の推移（A社を除く）と同様であり、高耐久性ふっ素樹脂塗料と同等の耐久性を有している可能性がある。

さらに、高耐久性ふっ素の光沢保持率の推移が暴露開始から1～2年間ほぼ横ばいで推移した後に下降し始める傾向にある（塗膜表面に樹脂成分の多い層が形成されるためと考えられる）のに対し、水性塗料は暴露開始から低下を始め、全暴露期間を通じて一定勾配に近い形で下降する傾向にあり、仮に塗膜の消耗速度が光沢保持率の下降勾配に比例するとすれば、水性塗料の方が消耗速度が小さいことになり、高耐久性ふっ素の耐久性を上回る可能性もある。

光沢がおおむね下限に到達した57ヶ月経過時での塗膜の消耗量はいずれもゼロであった。今後も消耗の進展を追跡し、塗料の耐久性を調査していく予定である。



図－2　光沢保持率の推移（宮古島試験場）

Fig.2 Rate of gloss retention at Miyako Island

3.5　試験施工による塗料性能の確認

(1) H24試験の概要

水性塗料においても暴露試験により高い耐久性が期待できる塗料が確認されたことから、3.3に示した耐久性以外の課題（3.3の④を除く）に対して試験施工を行うこととした。水性塗料の性能の確認は、省工程型塗料のH24試験と併せて南備讃瀬戸大橋で実施した。省工程型塗料の試験と同様に外観、膜厚、初期付着力、初期光沢度を確認するとともに、追跡用の定点を設けた。**写真－3**に塗装状況を示す。

各社の水性塗料が下塗りからの塗装を前提として設計されていると考えられ、旧塗膜との付着性能が不明なため、試験は素地調整の影響を確認するために4種及びウェス拭き（水拭き）のみとした2ケースについて実施した。4種はディスクサンダー（ディスクペーパー#240）を用いた。

また、**表－8**の水性塗料仕様①の中塗りについて、付着力が課題として残った場合を想定して中塗りに溶剤型エポキシ樹脂塗料を塗付する仕様も試験した。



写真－3　H24年試験施工

Photo 3 Situation of test painting in 2012

(2) 厚膜性

膜厚は、ウェット膜厚で管理した。**表－10**にH24試験の膜厚計測結果を示す。いずれの塗料とも管理値を満たすことを確認したが、はけ返しの際に塗料がかき取られる「かすれ」が確認される場合があった。

表－10　H24試験の膜厚計測結果

Table 10 Film thickness of test painting in 2012

塗料メーカー	上塗り			中塗り			下塗り		
	管理値	測定箇所	測定結果	管理値	測定箇所	測定結果	管理値	測定箇所	測定結果
A社	75μm	18	75～125μm	100μm	12	100～125μm	150μm	6	150μm
B社	60μm	18	100μm	70μm	12	100～125μm	150μm	6	150μm
C社	61μm	18	75～125μm	83μm	12	100μm	133μm	6	150μm
D社	63μm	18	75μm	81μm	12	100μm	159μm	6	175μm

※ 1塗装面あたり3箇所でウェット膜厚を確認

(3)付着性

H24試験の定点で実施した塗装直後及び約1年経過後の付着力試験の結果を**表－11**に示す。水性中塗り塗料（水性塗料仕様①）について、初期状態では高い付着力が得られていること、素地調整グレードの影響がないことを確認した。また、水性下塗り塗料（水性塗料仕様②）については、**表－11**に2回目の試験結果のみを示したが、同様に十分な付着力を有している。

表－11 付着力試験結果

Table 11 Adhesion stress

素地調整	塗料メーカー	水性塗料仕様①		水性塗料仕様②
		初期値(H24.9)	2回目(H25.6)	2回目(H25.6)
4種	A社	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	B社	5.0N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	C社	5.9N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	D社	5.5N/μm^2	5.8N/μm^2	6.0N/μm^2
ウェス拭き	A社	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	B社	5.8N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	C社	5.5N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2
	D社	5.8N/μm^2	6.0N/μm^2	6.0N/μm^2

(4)仕上がり

省工程型塗料の試験と同様に透け等11項目の不具合の有無について目視により確認を行った。希釈が多い場合にはけ筋にわずかに発生した「透け」、はけ返しの際に塗料がかき取られる「かすれ」、塗色を白に設定したことによる「透け」が確認される場合があったが、そのほかの変状は見られず全般的に良好な仕上がりとなった。

中塗りの塗付に新品の溶剤型塗料用のはけを使用したところ、塗料のダマが発生することがあったため、上塗り塗付には、水性塗料用のはけを使用してダマの発生を回避した。

H24試験の水性塗料と櫃石島橋のふっ素樹脂塗料定点の初期光沢度（前掲）を**表－12**に示す。水性塗料についても同じはけ塗りしたふっ素樹脂塗料に比べて若干低めの光沢度となった。

表－12 初期光沢度

Table 12 Initial gloss value

塗料メーカー	水性塗料〔はけ〕※1)	ふっ素樹脂塗料〔はけ〕※2)	参考：暴露試験体※3)	
			水性塗料〔スプレー〕	ふっ素樹脂塗料〔スプレー〕
A社	65	75	74	75
B社	64	77	85	69
C社	69	76	61	76
D社	74	77	86	78

※1 水性塗料は6定点×5区画分/定点＝30区画の平均.
※2 ふっ素樹脂塗料は櫃石島橋に設置した各メーカー8定点の平均値.
※3 宮古島に暴露している試験体の光沢度.

3.6　経済性

水性塗料の土木構造物への適用はまだ試験段階にあり、塗料の価格も未定であり、また水性塗料の施工性を確認する試験を実施していないため作業歩掛も不明であるが、塗料単価がふっ素樹脂塗料に比べ割高となる傾向にあることから、塗替え単価は現行（高耐久性ふっ素での塗替え）に対し数パーセント程度高くなると思われる。今後追跡する耐久性について優位性が得られれば、LCCで優位になる可能性もある。

4.　今後の予定

これまでの試験施工等により、省工程型塗料、水性塗料の初期性能、施工品質及び施工性について確認を行った。今後の予定は、試験施工からおおむね5年間のスパンで耐候性及び付着性の追跡を行い、塗替え塗装への適用性を評価したいと考えている。耐候性の評価は、H24試験及びH25試験で実橋に設置した定点、宮古島及び大鳴門橋に暴露した試験体に対して光沢度の変化、塗膜の消耗量（消耗速度）を追跡し、付着性の評価は、H24試験での定点において追跡する予定である。

また、塗膜の消耗量の計測は5年目以降も継続が必要になると思われる。

5.　おわりに

省工程型塗料、水性塗料は、いずれも環境負荷低減が図れる塗料であり、両塗料の暴露試験を実施して長期の耐久性を有している可能性があることを確認した。それを受けて両塗料が持つ課題を確認・解決するために実橋での試験塗装を実施し、厚膜性、初期の付着性、仕上がり等についておおむね問題がないことを確認した。

今後、一定期間経過後の性能を確認し、また必要に応じて追加の調査、試験等を実施した上で、高耐久性ふっ素、省工程型塗料、水性塗料相互間の優位性を確認し、塗替え塗装への適用性を評価したいと考えている。

最後に、暴露試験の実施から実橋での試験施工に至るまで、塗料メーカー各社には多くのご指導、ご協力を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1) 国土交通省：国土交通省公共事業コスト構造改善フォローアップ実施要領、pp4-7
2) (独)土木研究所他：鋼構造物塗装のVOC（揮発性有機化合物）削減に関する共同研究報告書、2010.12
3) (公社)日本道路協会：鋼道路橋塗装･防食便覧、ppⅡ-32、ppⅡ-95、2005.12
4) (公財)鉄道総合技術研究所：鋼構造物塗装設計施工指針、pp89-90、2005
5) 東京都環境局：東京都VOC対策ガイド[屋外塗装編]、pp17、2006.4

供用段階における
ケーブルバンドすべりに対する維持管理方法

Maintenance method for the cable band sliding after the completion

長大橋技術センター　診断・構造グループリーダー　小　林　義　弘
Yoshihiro Kobayashi
長大橋技術センター　総括・防食グループ付　池　田　秀　継
（前）長大橋技術センター　診断・構造グループサブリーダー　Hidetsugu Ikeda

概　要

ケーブルバンドを取り付けているケーブルバンドボルトの軸力は時間の経過とともに減少し、ケーブルバンドがすべる可能性が高くなるため、これまで設計要領に基づいた軸力管理を行ってきた。しかし、設計要領によるケーブルバンドのすべりに対する安全率は、製作、架設時における各種不確定要素を安全側に総合評価したものであり、維持管理段階での安全性評価については、構造物の現状を踏まえたものとすることが合理的であると考えられる。このため、供用後のバンドボルト軸力低下データやハンガー張力の誤差を再評価し、増し締め等維持管理の新しい評価判定方法を作成した。

A new evaluation method for the safety of cable bands in the suspension bridges of the Honshu-Shikoku Bridges at the stage of maintenance has been developed. The tension in the cable band bolt needs to be kept because the tension in the cable band bolts reduces with time and the risk of sliding of the cable band increases, and it had been done based on the design manual . However, the safety about the cable bands' sliding at the stage of maintenance based on the actual condition of the structure can be more rational than that on the design manual. After analyzing the tension in cable band bolts and the tension in suspenders, a new evaluation method has been developed.

1.　はじめに

本州四国連絡橋の維持管理は、予防保全を前提としたアセットマネジメントの考え方により行っている。例えば、吊橋ケーブルは、交換のできない部材として予防保全の重要性は高く、このため、ケーブル防食は乾燥空気送気システムを採用し、効果を上げている。一方で、構造物を合理的に維持管理するためには、部材機能の重要性や維持管理の経済性も踏まえ維持管理水準を設定し、建設時に採用した設計基準値を、維持管理段階においても遵守する必要があるかどうか等を再照査する必要があると思われる。

ここでは、再締付け等に手間がかかるケーブルバンドボルトの維持管理に着目し、ケーブルバンドのすべり安全性評価について検討した。具体的には、設計時の仮定や構造特性を完成後の実測データに基づき再検討し、その結果から、今後の維持管理マニュアルを新たに作成したので、その概要について述べる。

2.　ケーブルバンドボルトのすべり安全性

吊橋のケーブルバンド（以下「バンド」という。）は鋼線の集合体である主ケーブルとハンガーロープ（以下「ハンガー」という。）を接続する鋳鋼製の部材であり、バンドを締付ける複数のボルト（ケーブルバンドボルト、以下「ボルト」という。）の締付け力（軸力）で生じる摩擦力によってその位置を保持する。ボルト軸力は吊橋完成後も時間の経過により低下し、摩擦力も低下してバンドがハンガー張力によってすべる可能性があるため、維持管理段階でも、ボルトの軸力管理は必要である。バンドの一例を**図-1** に示す。

本州四国連絡橋では、吊橋のバンドの設計はボルトの軸力低下を 30%と見込んだ上で、バンドに設置されている個々のボルト軸力の総和にすべり摩擦係数と内圧係数を乗じて求められるすべり抵抗力が、ハンガー張力のバンド傾斜角方向成分であるすべり力の 3 倍以上となるように**式 (1)** によりボルト本数や締付け軸力を決定している。

$$m\mu N / T\sin\theta \geqq 3.0 \quad (1)$$

ここに、m：バンドの内圧分布状態に関する係数(2.8)

μ：摩擦係数(0.15)

N：ボルトの締付け力

T：ハンガー張力

θ：ケーブルの傾斜角

これらの概念図を**図-2** に示す。これまでの維持管理では、原則として設計時の考え方を踏襲し、すべり抵抗力がすべり力の 3 倍以上となるようにボルト軸力を管理してきたため、明石海峡大橋の場合には供用後 15 年の間に 2 回増し締めを行い軸力計測も 5 回実施している。

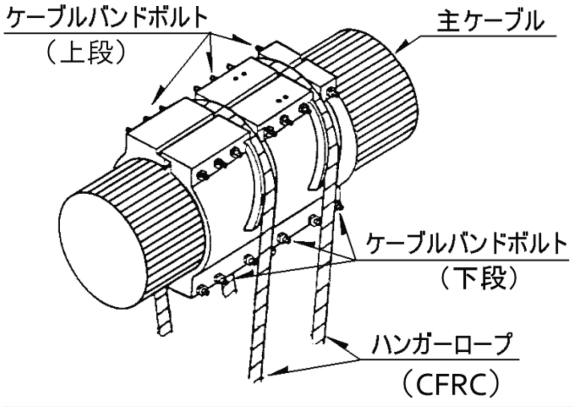


図-1　バンド（鞍掛けタイプ）

Fig.1 Cable band (Saddle type)

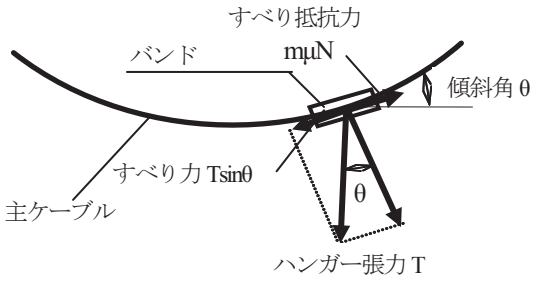


図-2　バンドにおけるすべり力とすべり抵抗力

Fig.2　Sliding force and resistance force of cable band

これらの維持管理作業を軽減するため、これまで行ってきたボルト軸力やハンガー張力の計測結果を分析し反映したものとすることとした。その結果、これまで包括的に3としていた安全余裕を、荷重作用側と荷重抵抗側に分けて設定、比較する評価法とした。また、作業費用を軽減するため、ケーブル作業車を用いて行う他の維持管理作業（例えば、塗替え塗装等）と同時に軸力計測を行うことを前提とした現場的な管理規定とした。なお、この評価方法は、検討の結果最も厳しい明石海峡大橋の条件により評価式を決定した。以下の説明においては、主として明石海峡大橋を対象として、その検討内容について述べる。

3.　バンドの維持管理の現状

従前のボルト軸力管理は、点検管理要領に精密点検で「必要に応じ計測を実施」とあるだけで、すべり安全性に対する維持管理段階でのマニュアル等がなく、各々の吊橋管理担当者によって「ケーブルバンド設計要領(案)」の規定に従って行われていた。軸力測定箇所に統一的な決めがなく、暫定形で供用している吊橋のすべり力の評価に、設計初期の完成形の設計ハンガー張力を用いて評価していたり、バンドがすべった時の重要度等もあまり考慮されず各々の担当部署の判断で計測や締付けが行われ、場合によっては計測のためだけにケーブル作業車をケーブルに載荷させて計測を行うこともある等、バンドの維持管理の合理化の余地が残されていると考えられた。例えば、明石海峡大橋では、PWSハンガーを接続するピンタイプバンドが420個、CFRCハンガーを接続する鞍掛けバンドが114個あり、バンド種別が両方合わせて14種類ある（**図-3**）。このバンドを全数軸力管理する必要はないと判断し、タイプごとに代表管理バンドを決め、残留軸力計測を行ってきた。計測個数は64バンド（約12%）であり、ピンタイプバンドのほとんどの種別で代表バンドを置いている。その個々の軸力低下率実績から、時間を関数とした将来の軸力低下予測式を最小二乗法で設定し、その式により、近々に規定を下回るものについて増し締め作業を行っている。

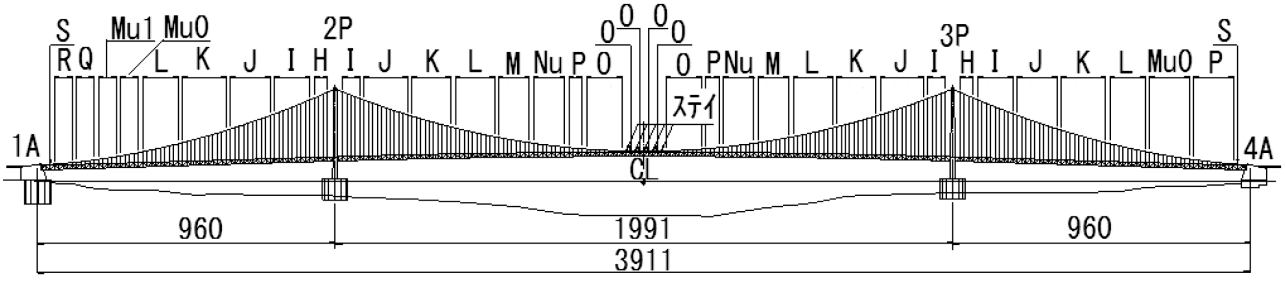


図-3　明石海峡大橋のバンド（アルファベットはバンドのタイプを示す）

Fig.3 Cable bands on the Akashi Kaikyo Bridge (The alphabets mean the type of cable bands)

4.　すべり安全性評価法の概要

新たなすべり安全性の評価法は、ケーブルの塗替え塗装等ケーブル作業車を用いた維持管理作業に合わせてボルト軸力を計測することとし、その維持管理作業期間を考慮して軸力計測と安全性の評価を行うことでケーブル作業車稼働に関する経費を節減する等、より実践的な管理方法とした。

また、評価レベルは、残留軸力計測結果から作成する将来の軸力低下予測式を用い、25年後を増し締め判定期間、200年後を軸力管理の必要性の判定期間とし、2つの残留軸力推定値から評価を行うこととした。それぞれの評価式を満足するかどうかによって3つのカテゴリーに分類して、そのケーブルの将来の管理方法を決定することとした。その理由は、ケーブル塗替えサイクル（ゴム塗装系の明石海峡大橋では約15年であるが余裕をみてケーブルに近接する機会を最長25年程度）と合わせることで、ボルト軸力計測のためだけにケーブル作業車を設置する必要がなくなる。このため、25年を1つの評価期間とした。また、200年を1つの評価期間とし、超長期的に管理する必要がないボルトを把握し、管理するべきバンドの数量を減少させることを狙った。これは、同じケーブルであっても位置によってバンド傾斜角度やハンガー張力が異なり、バンドのすべりに対する余裕度が異なるためである。一般に主塔近傍等傾斜の急なところほど、すべりに対する余裕は厳しくなる。

すべり安全性評価の判定は、荷重抵抗側と荷重作用側を比較する形で**式(2)**により行うものとした。これらに対する安全余裕は、供用後のボルト軸力やハンガー張力の計測データを基に確率論的な手法により係数α、βを設定することを考えた。

$$\alpha m \mu N > \beta T \sin\theta \qquad (2)$$

ここに、m：バンドの内圧分布状態に関する係数(2.8)
μ：摩擦係数(0.15)
N：ボルトの締付け力
T：ハンガー張力
θ：ケーブルの傾斜角

5.　すべり安全性評価式の係数の設定

5.1　ボルトの軸力低下予測に関する検討

係数の設定に先立ち、ボルト軸力の低下や収束値に関する予測が必要になるためそれらに関する検討を行った。

ボルト軸力低下の予測式については、従来の維持管理では**式(3)**が用いられてきた。

$$N = a\log t + b \qquad (3)$$

ここに　N:残留軸力率(%)
t:経過日数(日)
a, b:係数

しかし、長期になると予測値よりも実際の軸力低下が大きくなる計測結果が得られていたため[1)]、過去の軸力計測データを用いて検討した結果、適合性が良好と判断された**式(4)**を採用した。

$$N = a\log(t+c) + b \qquad (4)$$

ここに　N:残留軸力率(%)
t:経過日数(日)
a, b,c:係数

これまで計測してきた残留軸力データから作成した**式(3)**と**式(4)**の比較を**図-4**に示す。なお、軸力低下予測式は、橋ごとに設定することとしている。

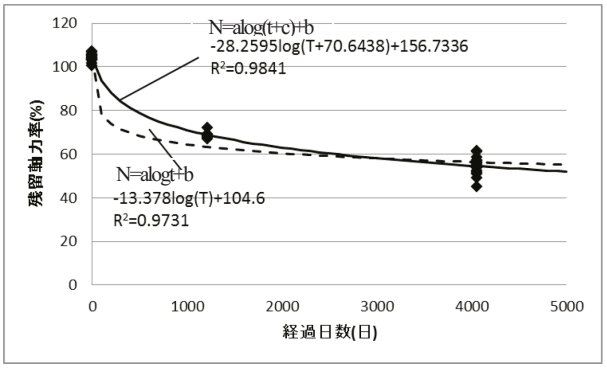


図-4　式(3)と式(4)の比較

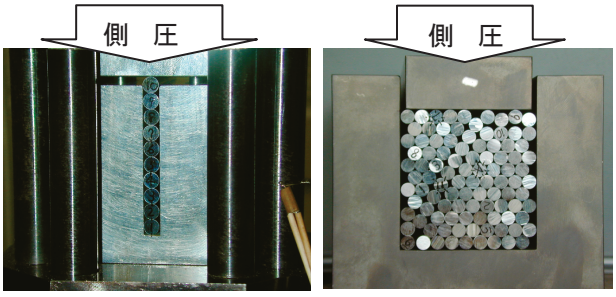
Fig.4 Comparison between the formula (3) and (4) at the Akashi Kaikyo Bridge

5.2　ボルトの軸力低下の収束に関する検討

またボルトの軸力低下については際限なく起こることは考えにくく、実験結果等を基にして収束値について検討することとした。

高さ約 50mm の枠に亜鉛めっき鋼線を詰めて行ったクリープ試験（**図-5**）を実施したところ [1)]、変形量は**図-6**のようになっており、マス配置と直列配置では変位量に差があることから荷重載荷による素線の再配列が軸力低下の主要因であると考えられた。

また試験での変位の推移形（わずかに下に凸）が軸力低下の推移（上に凸）に対応していることから、直径約



(a)直列配置　(5.23mm×10 本、空隙率 21%)　(b)マス配置　(5.23mm×100 本、空隙率 18%)

図-5　クリープ試験における素線配置

Fig.5 Creep test setup for galvanized steel wires

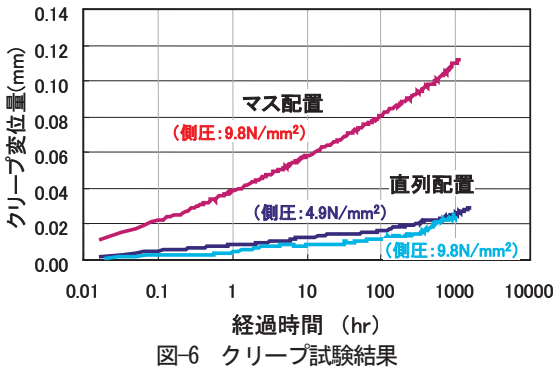


図-6　クリープ試験結果

Fig. 6 Creep test results

5mm の素線に施されている亜鉛めっき層のクリープも１つの原因であると考えられた。

亜鉛は物性が複雑でクリープを起こしやすい性質があり [2)]、変形の予測が難しいが、仮定も加えながら、実験で得られたデータから収束値を検討することとした。検討においては、実験と実際のケーブルの相違点等を踏まえ、注意点として以下が考えられた。

①実験での直列配置は素線の逃げ場がなく、純粋なクリープ挙動を示すと考えられる。

②マス配置は実際のケーブルでの配置に類似していると考えられる。しかしながら、実際のケーブルでは素線に張力が働いているため実験ほど自由には移動できないと考えられる。

③直列配置もマス配置も実験では変位を起こしても圧力は一定である。実際のケーブルでは変位を起こせば圧力は変化するため、変位は実験ほど大きくならないことが想定される。

軸力低下のストーリーとして以下のように考え、上記注意点を考慮して各段階での変位量を検討した。

①亜鉛めっき層の支圧強度が内圧と平衡するまで塑性変形する。

②亜鉛めっき層がクリープ変形を継続する。

③素線位置が移動する。

①に関しては、隣接する素線でボルト締付けの圧力による変形と変形による軸力の低下が平衡するとした。②については実験データの直列配置の推移を**式 (4)** で推定した。③については、実験データのうち、マス配置と直列配置の変位量の差が素線の移動に相当すると考え、実際のケーブルの素線は実験ほど移動しにくいと考えられることから移動量を半減するとした。この結果を基に、因島大橋のケーブル（直径610mm）をモデルに主ケーブル直径方向に素線が並んでいると仮定して①から③の変形量を計算し「30%の残留軸力で収束」と仮定した。この検討結果に基づき、軸力低下予測式で30%以下になる場合は30%とした。

5.3　係数αの設定

係数αは、供用以降計測されてきたボルト軸力データを用いて、確率論的な検討を行い設定することとした。すなわち、ボルト軸力データからバンドごとのすべり抵抗力の確率分布を設定し、すべり抵抗力が限界値を下回る確率をバンドごとに計算し、ケーブル全体でバンドが1つでも限界値を下回る確率を計算した。

すべり抵抗力の確率分布は正規分布に従うものとした。すべり抵抗力の平均値は、5.1で述べた軸力低下予測式を用いて算出した評価時点のボルト残留軸力率に目標導入軸力と摩擦係数・内圧換算係数を乗じて算出した。標準偏差は以下のように設定した。経年の計測データでは、ボルト残留軸力率の標準偏差の推移は**図-7**に示すように最終ボルト締付け時から1000日程度以降では小さく、ほぼ一定値となっている。よって、全橋共通とし、ほぼ上限値となる6%とした。

また限界値はハンガー張力を設計値としてすべりが発生するときのすべり抵抗力とした。これらの値から、バンド個別の超過確率P_{fi}としてすべり抵抗力が限界値を下回る確率を求めた（**図-8**）。

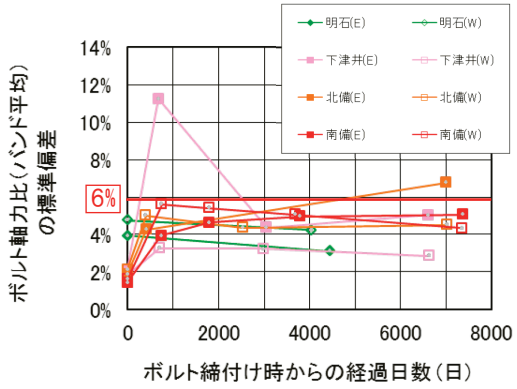


図-7　ボルト軸力比の標準偏差の推移

Fig.7 Changes in standard deviation of bolt tension rate

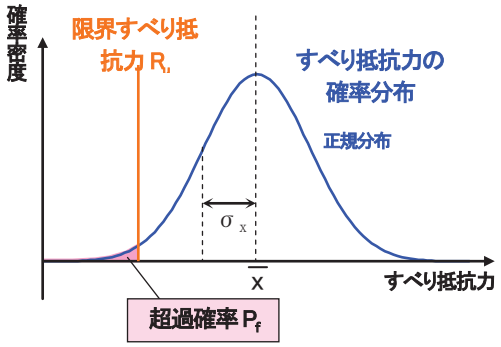


図-8　個別のバンドのすべり抵抗力の確率分布、限界すべり抵抗力、超過確率の関係

Fig.8 Relationship between probability density distribution of resistance force, limit value, and the exccedance probability

この確率は、以下の式で表される。

バンド i の t 年後の超過確率(P_{fi})　$P_{fi}=\varphi(R_{ui})$

ここに、

バンド i の限界すべり抵抗力(R_{ui})　$R_{ui}=m\mu N_{ui}=T_i\sin\theta_i$

すべり抵抗力の標準偏差　$\sigma_x=m\mu N_{des,i}\sigma_{Ni}$
すべり抵抗力の平均値　$\bar{x}=m\mu N_i=m\mu N_{des,i}\rho(t)$
m ：内圧換算係数(=2.8)　μ：摩擦係数(=0.15)
$N_{u,i}$：バンドiの限界すべり抵抗力に対する全ボルト軸力
Ni ：バンドiのt年後の全ボルト軸力　$Ni=N_{des,i}\rho(t)$
$N_{des,i}$：バンドiの全目標導入軸力
ρ(t)：t年後の残留軸力率
σ_{Ni}：バンドiのt年後のボルト残留軸力率の標準偏差
Ti ：バンドiの設計ハンガー張力
θi ：バンドｉのケーブル傾斜角
φ(x)：正規分布$N(x,\sigma_x^2)$の累積分布関数

バンド個別の超過確率P_{fi}から、全体の超過確率$P_{f,w}$の算定では、全体の超過確率を「対象とする全バンド（1ケーブルに設置されるバンド）のうち、1個以上が限界すべり抵抗力を下回る確率」と定義した。これを言い換えると、「全てのバンドが限界すべり抵抗力を下回らない場合」の余事象になるので、バンド個別の超過確率P_{fi}から以下のとおり計算した。

$$P_{f,w}=1-\prod_{i=1}^{n}(1-P_{f,i}) \qquad (5)$$

ここに　n：全バンド数

$$\prod_{i=1}^{n}x_i=x_1\times x_2\times\cdots\times x_{(n-1)}\times x_n$$

この考え方は、個々のバンドがすべるという事象を、ケーブル全体のバンドにおけるすべり安全性の指標としたものである。しかし、バンドが1つすべることによる橋全体の安全性喪失の影響は、極めて微少である。実際に、バンドのすべりが発生した場合、ハンガー張力は隣接するハンガーへ荷重が移り、その時点ですべり力が低減されすべりは止まると考えられる。

したがって、発現確率の閾値の設定については、ISO2394「GENERAL PRINCIPLES ON RELIABILITY FOR STRUCTURE」[3]の規定を参考に、破壊による被害：微小、安全対策に必要な費用：小として超過確率1%を採用することとした（表-1, 2）。

表-1　信頼性指標βと破壊確率P_fの関係

Table 1 Relationship between β (reliability index) and P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7	5.2

表-2　目標β値の例（供用期間）

Table 2. Target β-values (life-time, examples)

安全対策に必要な費用	破壊による被害			
	微小	小	中	大
	(small)	(some)	(mode-rate)	(great)
大	0	1.5	2.3	3.1
中	1.3	2.3	3.1	3.8
小	2.3	3.1	3.8	4.3

これを基に計算した結果、これを超える年数は、明石海峡大橋の西側ケーブルで最も短くなり、31.0年後となった。この結果からも、増し締め判定評価を25年としたことは、適切であると判断している。また、このとき、(限界すべり抵抗力)／(すべり抵抗力)を計算すると、約0.5となったため、αの値を0.5と設定した（図-9）。したがって、他の吊橋においては、これよりも安全余裕が大きくなる。

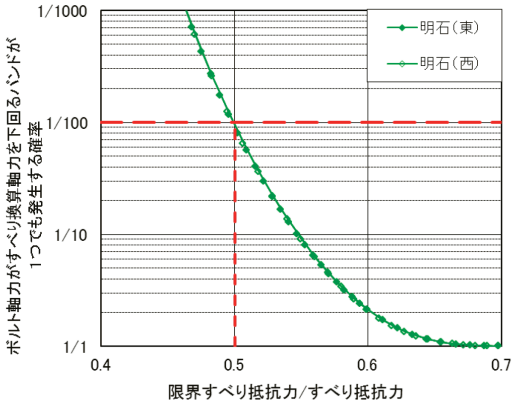


図-9 $P_{f,w}$と限界すべり抵抗力/すべり抵抗力の関係

Fig. 9 Relationship between the possibility of $P_{fi,w}$ and the value of (The limit value)/(The resistance force)

長期的なボルトの軸力低下は徐々に収束していくと想定しており、ばらつきはまた違ったものとなることが想定される。また、軸力低下予測式は、供用後数十年程度の計測データを使用し、外挿した式であるため今後見直しが必要になる。したがって、現時点では、超長期的な判定においてもα値は同等に扱うこととし、計測データの蓄積を踏まえて再検討、見直しを行うこととしている。

5.4　係数βの設定

設計ハンガー張力に乗じる係数βの設定に当たっては、増し締め判定期間においてはハンガー張力が設計値（影響線載荷で最大張力になる載荷状態）に達する可能性が低いと考えられることから、供用後実測しているハンガー張力をデータとして使用し、設計荷重に対して低減した荷重を設定できないか検討した。完成後に実施した明石海峡大橋のハンガー張力の計測値では、設計ハンガー張力から活荷重分を差し引いた張力に比べ、実測張力が小さいことが確認されている。これは、設計で見込まれている製作架設誤差が実際にはそれほど効いていないことが考えられる。しかし、計測時の活荷重作用分の張力は明らかでなく、実測結果から現実的な活荷重載荷状態を想定し活荷重倍率を設定することは難しいと判断した。なお、明石海峡大橋の場合、設計ハンガー張力に占める活荷重張力は14%程度であり、仮に活荷重張力を1.5倍した場合でも合計張力は活荷重分を除いたハンガー張力の実測値と設計値の差に収まる程度である。また、計測ハンガー張力を活荷重0の場合と仮定し、ばらつきを評価

して、非超過確率99%で統計処理した場合のβを算出すると約0.85程度となる。これに活荷重を加えてもほぼ設計ハンガー張力に収まるので、ここではβ=1.0とすることとした。

また、管理必要判定期間におけるハンガー張力については、設計ハンガー張力を減ずる要因はなく、管理必要判定期間においても、β=1.0とした。

上記で設定した供用期間、α、βの値を使用して、バンドの安全性評価の模式図を**図-10**に示す。青色のケースでは25年以内に軸力計測を行うこととし、緑色のケースでは次回軸力計測を省略できることになる。破線で示した方法が従来の維持管理手法に基づくものであり、この方法ではかなり安全側であることがうかがえる。

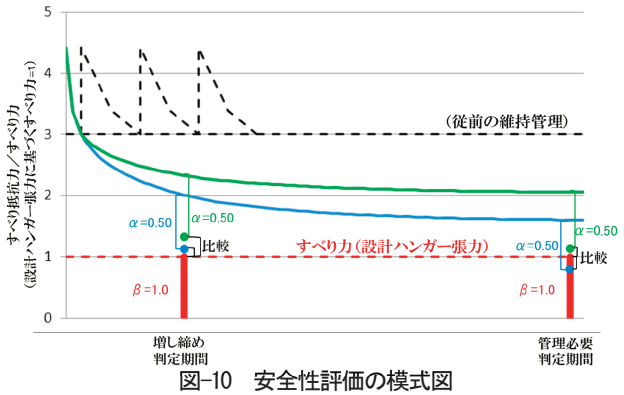


図-10　安全性評価の模式図

Fig.10 Evaluation model

6.　ボルトの維持管理の方法

これまで述べてきた評価式での評価結果から、増し締め判定期間及び管理必要判定期間の判定の組合せで3つのカテゴリーに分け、ケーブル単位での維持管理を行う（**表-3**）。なお、バンドは多くの場合片側ケーブル

表-3　評価結果と管理方法

Table 3　Evaluation and maintenance method

管理グループの評価		管理グループの維持管理方法
増し締め判定期間	管理必要判定期間	
評価式を満足する	評価式を満足する	次回の予測バンドの軸力計測を省略。
評価式を満足する	評価式を満足しない	評価後25年以内に予測バンドの軸力計測を実施し、再評価。
評価式を満足しない	評価式を満足しない	評価後、直ちに目標導入軸力で増し締め。

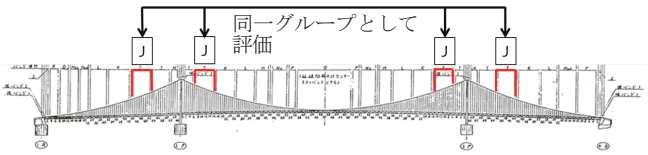


図-11　管理グループの例

Fig.11 An example of an evaluation group

の1/4区間ごとに同じタイプのものが設置され、それらは同程度のすべり条件であると考えられるため、同じタイプのバンドを1グループの管理単位とした。管理グループの例を**図-11**に示す。

明石海峡大橋西ケーブルでこれまで述べてきたすべり安全性評価手法で安全性を評価すると**表-4**のとおりになり、管理必要判定期間で評価式を満足せず軸力管理が必要なバンドは傾斜が急なところに配置されているバンドや一部の形のバンドに限定される結果となった。また、増し締め時期は、従前の考え方に対し、最も早いグループでも約26年後となった。

表-4　明石海峡大橋西側ケーブルの評価結果

Table 4 Evaluation results for the western cable of the Akashi Kaikyo Bridge

バンドタイプ	評価		バンドタイプ	評価	
	増し締め判定期間	管理必要判定期間		増し締め判定期間	管理必要判定期間
H	○	×	Mu1	○	×
I	○	×	Nu	○	×
J	○	×	O	○	○
K	○	×	P	○	○
L	○	×	Q	○	○
M	○	×	R	○	○
Mu0	○	×	S	○	×

○：評価式を満足する
×：評価式を満足しない

7.　おわりに

維持管理段階における吊橋のバンドのすべり安全性評価手法について、上記に述べた考え方で「本州四国連絡橋ケーブルバンドボルト（横締め形式）軸力管理マニュアル」としてとりまとめ、平成25年9月に策定した。これにより、より合理的な維持管理が行えると思われる。なお、その効果は、明石海峡大橋では、従前に比べ80%減程度と試算される。

なお、今回の評価方法については、今後の軸力計測結果を反映させ、評価式、軸力低下予測式、軸力収束値等をフレキシブルに見直すこととしている。

また、上記マニュアルの対象とならない縦締め形式のケーブルバンド（来島海峡大橋）については、別途検討する予定である。

参考文献

1)　森山：吊橋ケーブルバンドボルトの管理手法に関する検討　本四技報pp9-14、2007.3

2)　日本鉛亜鉛需要家研究会：亜鉛ハンドブック、pp.80、1977

3)　ISO2394「GENERAL PRINCIPLES ON RELIABILITY FOR STRUCTURE」

多々羅大橋鉛直支承すべり板補修

Repair of sliding plate of vertical supports of Tatara Bridge

しまなみ尾道管理センター　橋梁維持課　大西　諒 Ryo Onishi

しまなみ尾道管理センター　橋梁維持課長　森脇　正生 Masao Moriwaki

概　要

多々羅大橋の大反力用すべり支承(密閉ゴム支承板支承(BP･B支承))において、中間プレートより突出している部分のすべり板(PTFE板)が摺動によりせり出している事例があり、平成19年度までに取替えを実施した。しかしながら、取替え後においてもすべり板のせり出しが再発生したため、新材料(ポリアミド樹脂)によるすべり板の採用及び形状変更の検討を行った。その結果、すべり板が十分な耐久性を有していることが確認できたことから、PTFEすべり板に替わる新材料として、ポリアミド樹脂を用いたすべり板を採用し、多々羅大橋P1下り線側支承のすべり板取替え作業を実施した。本論文は、その検討内容、性能確認試験及び取替え作業について報告するものである。

Since protrusions of the PTFE sliding plates caused by the sliding movement of the bearings had been reported on the Tatara Bridge, all the sliding plates were replaced by FY2007. Howevere, the protrusions were observed even after the replacement. New sliding plate with new materials(polyamide) and new geometries were studied for the next replacement.

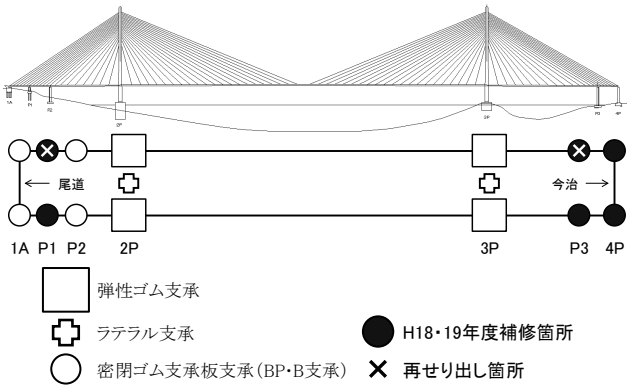
Based on the study result, the improved sliding plate has checked having sufficient durability. After the verification, the material for the sliding plate was changed from PTFE to polyamide and one of the conventional sliding plates, on the P1 pier of Tatara Bridge, was replaced.

In this report, contents of the study, performance test and replacing the sliding plate are reported.

1.　まえがき

多々羅大橋の主塔部以外の橋台・橋脚には、鉛直荷重を受け持つ密閉ゴム支承板支承(BP･B支承)が10基配置されている(**図-1**)。この鉛直支承のうち最大のものはP1橋脚に設置されているもので、設計反力(架設時)は29,253kNであり、すべり板の直径は1,010mmで国内最大級の支承である。この鉛直支承では、平成11年の供用開始直後からPTFE製すべり板のせり出しが確認され、平成18、19年度にすべり板の取替えを実施した[1)]。しかしながら、取替え後においても、P1、P3下り線側のすべり板の再せり出しが確認されていた。

平成18、19年度の取替えは、すべり板はPTFEのまま実施したが、再せり出しの原因がPTFEにあると考えられたため、今回はPTFEに替わる材料及びすべり板のサイズの変更を検討し、取替えを実施することとした。



図－1　支承配置状況及び変状・補修経緯

Fig.1 Bearings arrangement and the repair record

2. 変状概要

すべり板のせり出し状況を**写真-1**に示す。せり出したすべり板は、三日月状に引きちぎられたような破断面を示し、断続的に側方に押し出されていた。また、部分的に上沓のステンレス板に変形(はらみ)が見られる部分(**写真-2**)もあった。



写真－1 すべり板せり出し状況
Photo.1 Protrusions of sliding plate



写真－2 ステンレス板変形状況
Photo.2 Deformation of Stainless plate

3. 変状の原因

3.1 前回補修時の推定

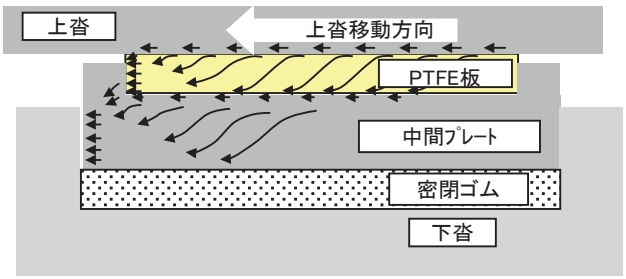
前回補修時に推定された原因として、以下の3点が挙げられていた。

①使用しているすべり板サイズが他橋梁と比較して大きい:スケール効果による応力集中(すべり板端部に応力が集中)が顕著

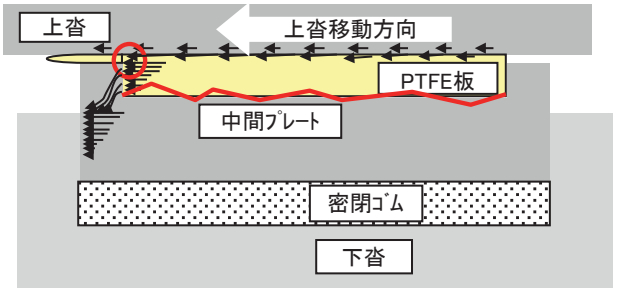
②死荷重反力(面圧18N/mm^2)、常時移動量（±250mm)が他橋梁と比較して大きい:耐久性に関して過酷

③中間プレートとすべり板との接着力の影響：接着が切れると①が顕著になる(**図-2**)。

【接着が健全な場合】



【接着が切れた場合】



図－2 接着力の影響
Fig.2 Influence of adhesive strength

3.2 再発した要因

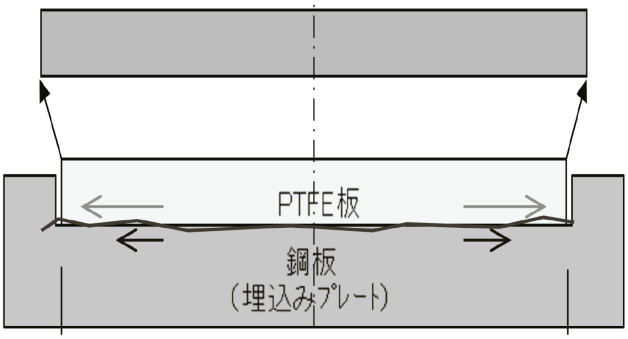
前回補修時の3点に加え、新たな要因として、以下の2点が推定された。

④PTFEは23℃前後に線膨張係数が急激に大きくなる転移点があり(**表-1**)、その温度付近では線膨張係数の違いによりPTFE板と鋼板の温度伸縮量に大きな差が生まれ、中間(埋込み)プレートとすべり板との接着部分に応力が発生し、接着が切れる(**図-3**)。

⑤上沓のステンレス板の変形がすべり板に何らかの影響を与えた。

表－1 PTFE と鋼板の線膨張係数
Table 1 Coefficient of linear expansion of PTFE and steel plate

温度範囲(℃)	線膨張係数(×10^{-5}/℃)	
	PTFE	鋼板
25-30	16	1.2
20-25	**79**	
10-20	16	

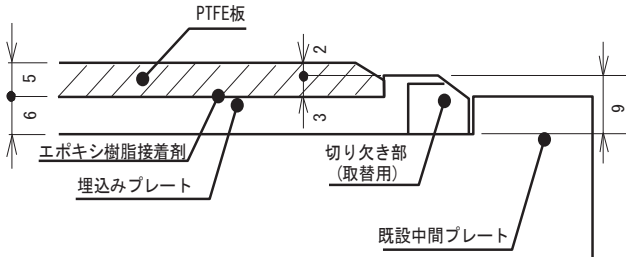


図－3 PTFE と鋼板のずれ
Fig.3 Gap between PTFE and steel

4.　再補修方法の検討

4.1　前回の補修概要

前回の補修では、既存の中間プレート凹部に、掘り込みを設けた鋼板(埋込みプレート)にすべり板(PTFE板)を接着したものを設置し、埋込みプレートの交換による取替え可能な構造を採用した(**図-4**)。また、すべり板端部の面取りにより、応力集中を緩和、接着剤の変更(クロロプレンゴム系→エポキシ樹脂系)により、接着力の向上を図った。



図－4　既存すべり板状況

Fig.4 Existing sliding plate

4.2　新材料によるすべり板の検討

3.の②③④より、温度依存性が少なく、大反力・大直径においても耐久性のある材料の検討が必要だと考えられ、新材料の検討を行った。橋梁用すべり支承では、すべり材にPTFEを用いるのが一般的であり、他の材料を用いた事例はほとんどない。そこで、建築用免震すべり支承において国土交通大臣に認可されている**表-2**の組合せについて検討を行った。

表－2　建築用すべり材の組合せ

Table 2 Combination of material and sliding plate for architecture

すべり材	すべり板	基準面圧 (N/mm²)
PTFE 系	SUS316	20
ポリアミド	SUS316	30
充てん材入 PTFE	SUS316+PTFE コーティング	20

検討の結果、基準面圧が高いポリアミド樹脂とSUS316の組合せを選定した。ポリアミド樹脂とは、主原料のナイロンモノマーを大気圧下で重合・成形することによりナイロンの特性を向上させたものであり、その特徴を以下に列挙する。

①PTFEに比べ耐圧性が高く、摺動する相手面の状況によっては摩擦が小さくなる(摩擦係数$\mu \leqq 0.05$)。

②PTFEに比べ引張強度・曲げ強度が高く、耐久性に優れる。

③高面圧下ではほとんど吸水しない。

④橋梁用すべり支承の使用実績としては、PTFE板に比べて極端に少ないが、1例使用実績がある。

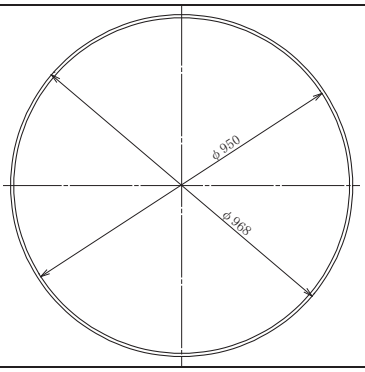
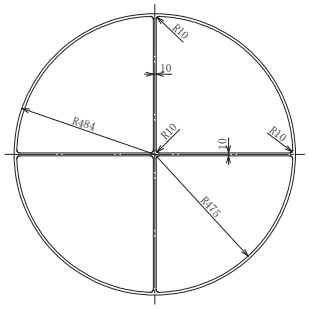
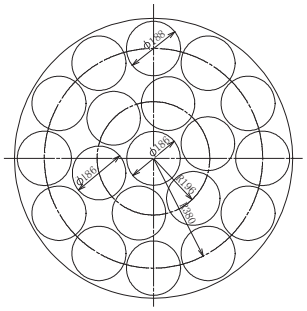
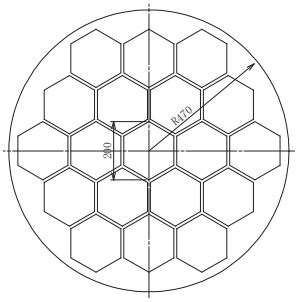
4.3　すべり板の形状変更検討

3.の①より、すべり板サイズが大きく、接着不良後のスケール効果による応力集中が原因ですべり板せり出し発生の可能性があること及び現形状でのポリアミドによる製作は、定尺を超えるため難しいことから、1枚あたりのすべり板を小さく分割し、応力集中を抑える形状の検討を行った。**表-3**に検討案を示す。

経済性及び角部の応力集中の可能性を考慮し、今回の補修では案2の円形すべり材を複数配置したすべり板を採用することとした。ただし、支圧面積が小さくなり、最大支圧応力度が基準面圧($30N/mm^2$)を超えるため、事前に性能確認試験を実施し、実用可能か確認することとした。

表－3　すべり板の形状比較

Table 3　Comparison of sliding plate

	現状		
形状 (mm)			
支圧面積 (mm^2)	708, 823		
最大支圧 応力度 (N/mm^2)	29. 6		
問題点	定尺を超えるため、ポリアミドは製作不可		
改良案	案 1	案 2	案 3
	支圧面積を 最大限確保し 4 分割	実験や実績のある すべり材サイズを 複数配置	実験や実績のある すべり材サイズで 多角形で配置
形状 (mm)			
支圧面積 (mm^2)	689, 654	523, 311	493, 635
最大支圧 応力度 (N/mm^2)	**30. 4**	**40. 1**	**42. 6**
問題点	角部における 応力集中の可能性あり	支圧面積の減少に伴い、 支圧応力度は基準面圧の約 1. 3 倍	角部における 応力集中の可能性あり 角部加工が必要で、製作コスト UP
経済性	1. 0	1. 1	1. 4
要追加 試験	耐久性試験	耐久性試験 接触状況確認試験	耐久性試験 接触状況確認試験
判定	△ 経済性が良いが、 角部の応力集中に不安有り	○ 経済性は少し悪いが、 すべり板に角が無く、構造的に安定	△ 経済性が悪く、 角部の応力集中に不安有り

5. 性能確認試験

5.1 使用材料

表-4に性能確認試験で使用したすべり材の物性値を示す。なお、相手材のすべり面にはJIS G 4305冷間圧延ステンレス鋼板に示されるSUS316を、その表面仕上げ程度はNo.2B程度とした。

表－4 すべり材の物性値

Table 4 Physical-properties of sliding material

項目	ポリアミド樹脂	
	規格値	試験方法
比重	1.10	ASTM D-792
引張強さ	67(N/mm²)	
伸び	19(%)	

5.2 小反力試験

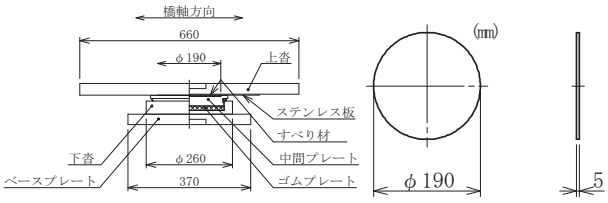
(1)試験方法

すべり材の耐久性(変形・摩擦係数)を確認するため、すべり材1枚に最大反力載荷時に相当する荷重(面圧45N/mm²)を載荷した状態で、水平方向に変位制御による正負繰り返し載荷を行い、摩擦係数及び載荷後の形状の変化等を確認した。試験条件を**表-5**に、試験体形状を**図-5**に示す。

表－5 小反力試験条件

Table 5 Condition of a sliding plate reaction test

項目	内容
載荷荷重	面圧 45N/mm² (1,276kN)
水平変位	±100mm
加振振動数	0.02Hz (最大速度 12.6mm/s)
加振回数	8,213 回 (30 年相当)



図－5 小反力試験体形状

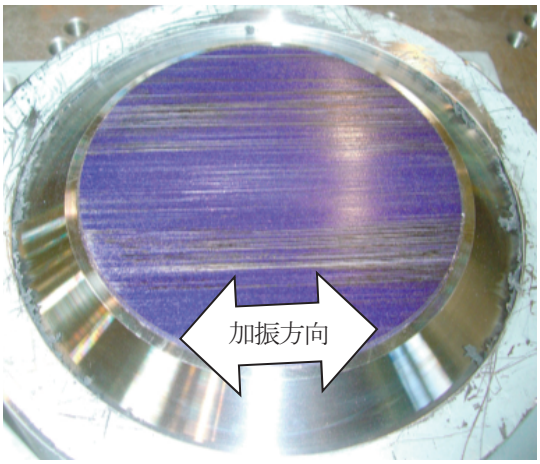
Fig.5 Test peace for a sliding plate reaction test

(2)試験結果

①耐久性

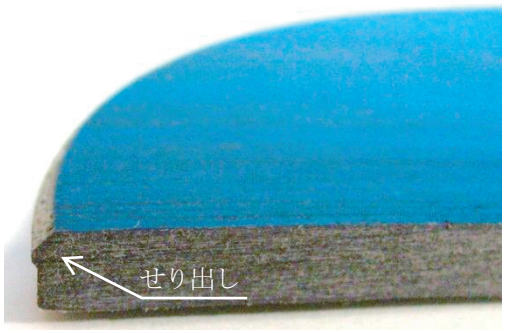
載荷後の試験体の状況を**写真-3、4**に示す。

すべり板の表面には加振方向に応じた筋状のこすれ痕が生じており、すべり材の周囲に微量の粉状のものが落ちていた。すべり材の縁端には僅かなせり出しが認められたものの、外形に顕著な変状はなく、円形が保たれていた。載荷後のすべり材の直径は、最小値が190.0mmであったのに対し、せり出し部の最大値は190.4mmであった。最大反力×30年相当の加振を行っても、せり出し量が0.2mm以下であったことから、すべり材は十分な耐久性を有していることが確認された。



写真－3 載荷後のすべり材状況(平面)

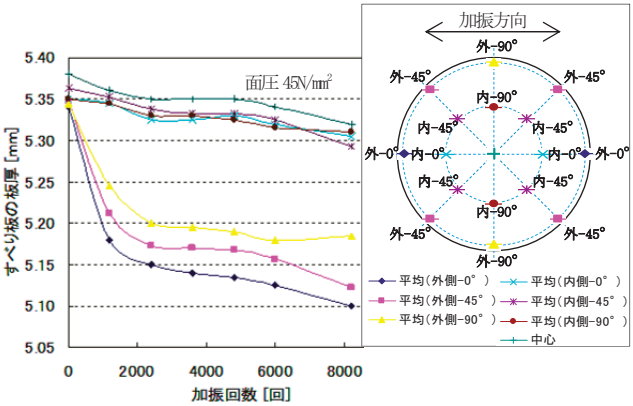
Photo3 Sliding material aftera sliding plate reaction test(plan view)



写真－4 載荷後のすべり材状況(断面)

Photo4 Sliding material aftera sliding plate reaction test(Sectional view)

加振回数と板厚の相関を**図-6**に示す。すべり材の板厚は加振の繰り返しに伴い加振方向で0.3mm程度減少したが、加振回数2,000回程度でほぼ安定した。

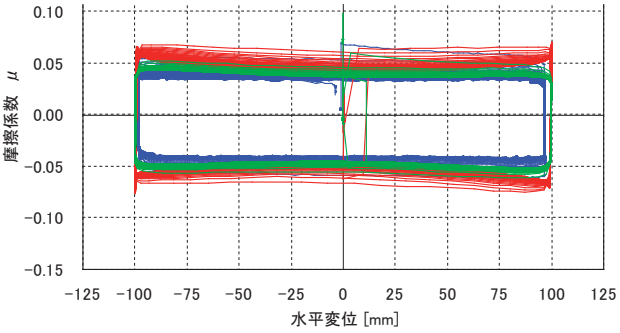


図－6 加振回数と板厚の相関

Fig.6 Relation between vibration test and thickness of sliding material

②摩擦係数

摩擦係数の履歴曲線を**図-7**に示す。摩擦係数は0.08以下で推移している。



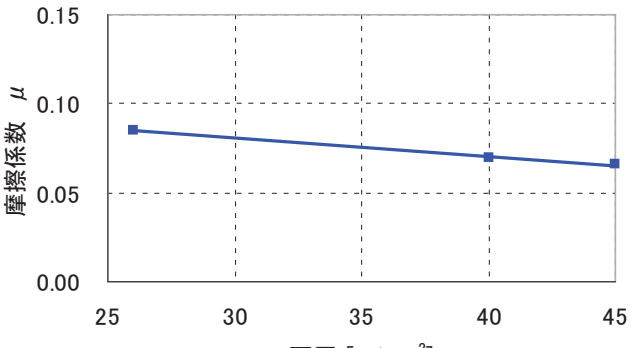
図−7　摩擦係数の履歴曲線（小反力試験）

Fig.7 Hysteresis curve of friction coefficient (a sliding plate reaction test)

③面圧依存性

所定の加振回数終了後、面圧26、40、45N/mm^2 ※の鉛直荷重を載荷した状態での摩擦係数を測定した（図−8）。その結果、すべり材は面圧が小さくなるにつれて摩擦係数が大きくなり、面圧26N/mm^{2}載荷時の摩擦係数は、面圧45N/mm^{2}載荷時の1.3倍程度になることが確認された。

※面圧　26N/mm^2　死荷重反力時の支圧応力
　　40N/mm^2　最大支圧応力
　　45N/mm^2　最大支圧応力に余裕を考慮



図−8　載荷面圧と摩擦係数の相関

Fig.8 Relation between suface load and coefficient of friction

5.3　大反力試験

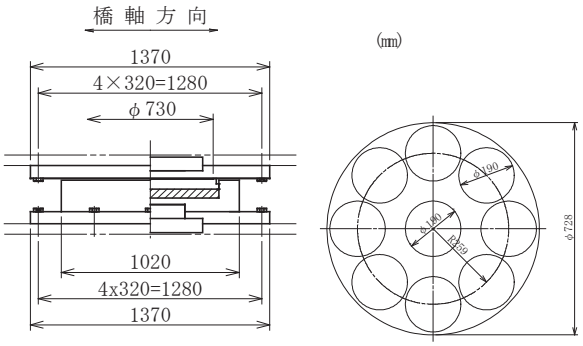
(1) 試験方法

複数配置した各すべり材の接触状況（外観観察）と摩擦係数を確認するため、9枚のすべり材を配置したすべり板に最大反力載荷時に相当する荷重を載荷した状態で、水平方向に変位制御による正負繰り返し載荷を行い、摩擦係数及び載荷後の形状の変化等を確認した。試験条件を**表−6**に、試験体形状を**図−9**に示す。

表−6　大反力試験条件

Table 6 Condition of the whole reaction test

項目	内容
載荷荷重	面圧 45N/mm^2 (11, 483kN)
水平変位	±100mm
加振振動数	0.01Hz（最大速度 6.3mm/s）
加振回数	100 回



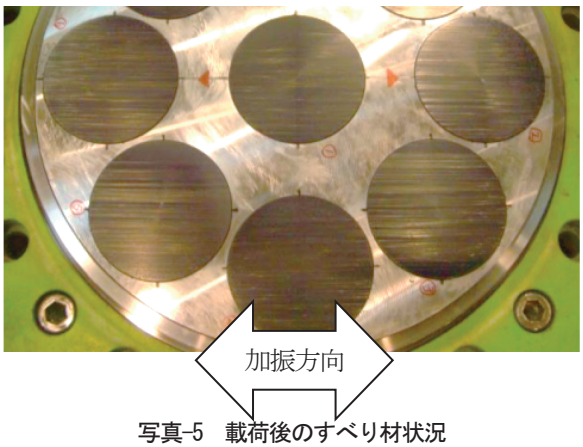
図−9　大反力試験体形状

Fig.9 Specimen of the whole reaction test

(2) 試験結果

①接触状況

試験後のすべり材の状況を**写真−5**に示す。載荷後のすべり材表面は均一に加振方向に応じた筋状のこすれ痕が生じており、上沓との接触は均等であった。なお、すべり材周辺に微量のポリアミドの削れた粉が落ちていたが、せり出しはなく、形状・寸法に顕著な変化はなかった。

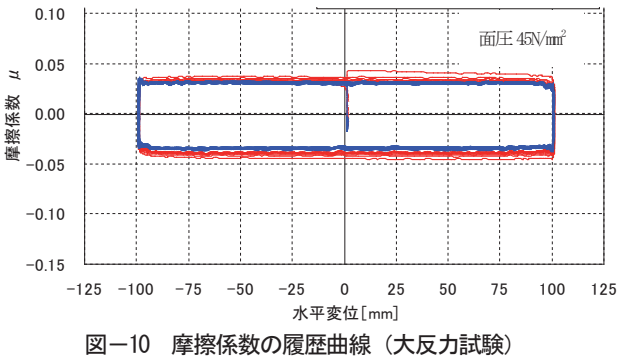


写真−5　載荷後のすべり材状況

Photo.5 Sliding material after the whole reaction test

②摩擦係数

摩擦係数の履歴曲線を**図−10**に示す。摩擦係数は0.05以下で推移している。なお、小反力試験で確認された面圧依存性を考慮しても、死荷重反力時の支圧応力下で支承便覧に規定されるPTFEとステンレス鋼のすべり摩擦係数0.1を上回ることはない。

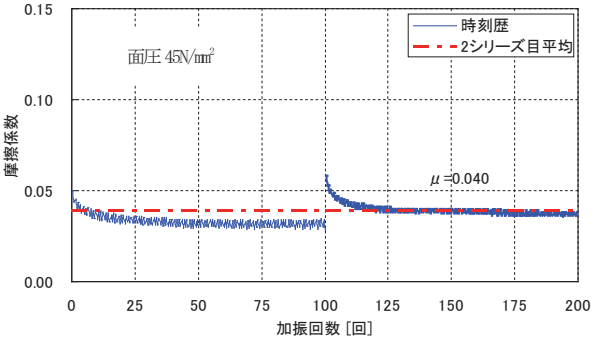


図−10　摩擦係数の履歴曲線（大反力試験）

Fig.10 Hysteresis curve of friction coefficient (whole reaction test)

③初期摩擦係数

摩擦係数は加振の繰返しに伴い低下していき、加振回数25回以降で安定した(**図-11**)。加振開始直後の摩擦係数は、各加振シリーズにおける平均値の1.5倍弱であった。各加振シリーズにおける加振開始直後の摩擦係数がやや大きい値を示したのは、すべり材が磨耗しにくい性質を有しているため、接触面がなじむまで安定しなかったものと考えられる。なお、小反力試験で確認された面圧依存性を考慮しても、死荷重反力時の支圧応力下で初期摩擦係数が0.1を上回ることはない。



図－11　加振回数と摩擦係数の相関

Fig.11 Relation between vibration and coefficient of friction

5.4　試験結果まとめ

今回の試験結果より、以下の知見が得られた。

①ポリアミド樹脂を用いたすべり材の耐久性

小反力試験の結果より、PTFEの許容支圧応力度(30N/mm^2)を超える最大反力(45N/mm^2)×30年相当の摺動を行った後も変状は認められず、板厚の減少も0.3mm未満であったことから、すべり材は十分な耐久性を有していることを確認した。

②すべり材の接触状況

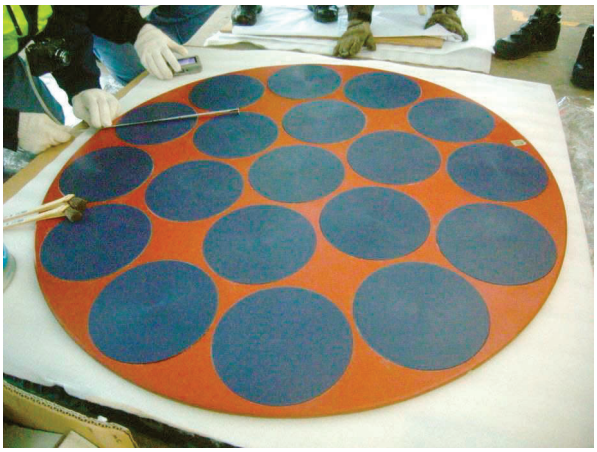
大反力試験の結果より、すべり材を複数配置した分割タイプでも、それぞれのすべり材が上沓のステンレス板に均等に接触することを確認した。

③摩擦係数

ポリアミド樹脂の摩擦係数の特性として、面圧依存性があり、初期摩擦係数が高いことが確認されたが、大反力試験時の摩擦係数は、最大反力載荷時(面圧45N/mm^2)：0.0466、死荷重反力載荷時(面圧26N/mm^2)：0.056以下であると推定され、支承便覧に規定されるすべり摩擦の摩擦係数0.1を超えないと考えられる。

6.　補修工事

以上のことから、すべり支承(密閉ゴム支承板支承(BP・B支承))のPTFEすべり板に替わる新材料として、ポリアミド樹脂を用いたすべり板(**写真-6**)を採用し、多々羅大橋P1下り線側支承のすべり板取替工事を実施した。施工は温度変化による桁の伸縮量が小さい冬季(平成25年2月)に、5,000kNジャッキ4台を用いて、ジャッキの総反力17,500kN、ジャッキアップ量18mmで作業を行った(**写真-7**)。



写真－6　改良型すべり板

Photo.6 Improved Sliding Plate



写真－7　ジャッキアップ状況

Photo.7 Jacking up

7.　損傷すべり板状況

損傷すべり板を取り出して観察した結果、以下の状況が確認された(**写真-8、9**)。

・橋軸直角方向の最縁部近傍ではせり出しも浮き上がりも発生していない。

・橋軸方向線に対し、やや斜め方向に顕著なせり出しが発生している。

・せり出したPTFEは、浮き上がり方向に変形しており、接着が剥がれていたが、せり出し部付近以外は接着していた。

・橋軸方向線上の最縁部では、PTFEの径が減少している箇所もある。

以上のことから、発生メカニズムとして、「橋軸方向への摺動により、橋軸方向線上の最縁部において、接着の剥がれとせり出しが発生し、摺動の繰返しに伴って、徐々に変状が拡大した」と考えられる。

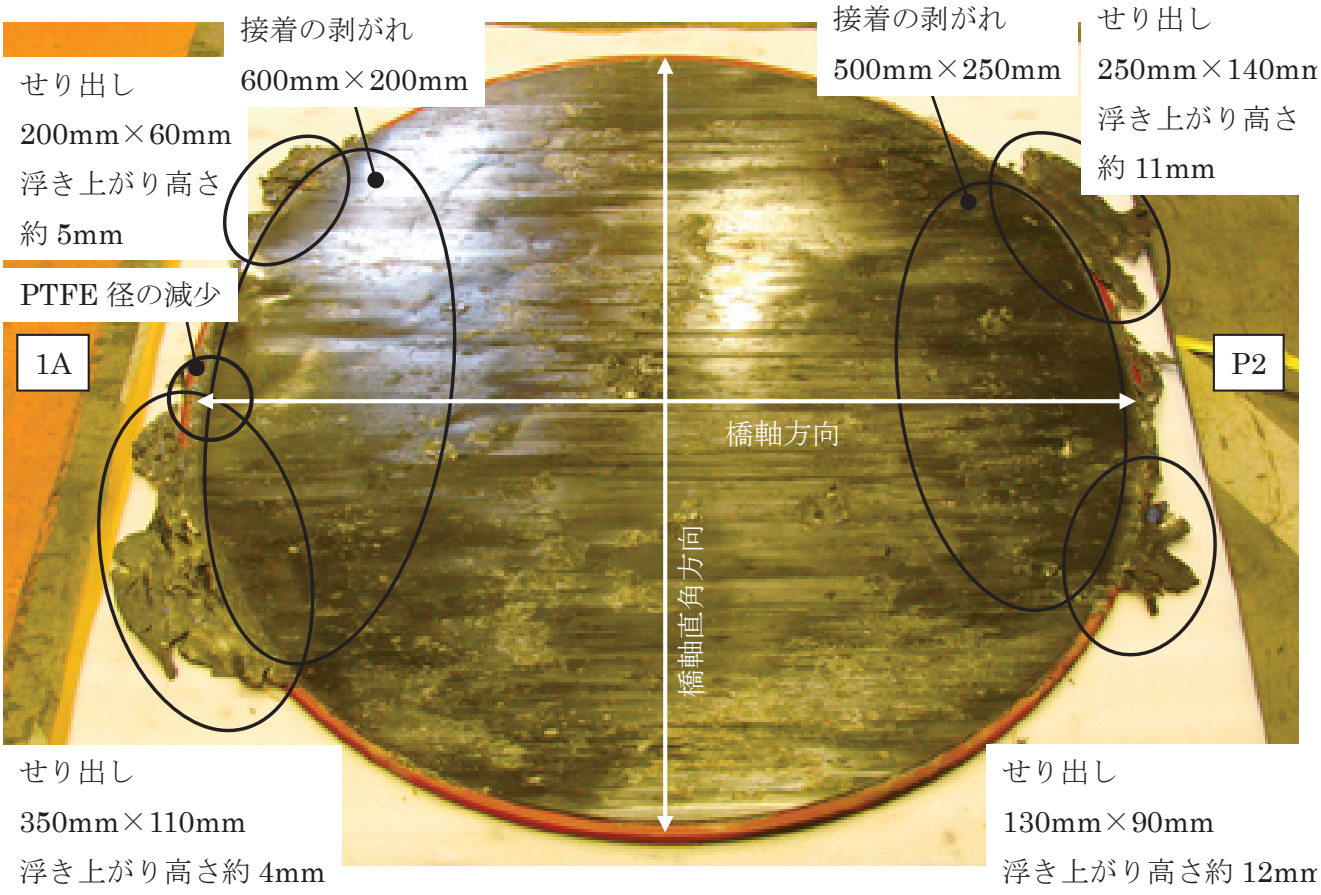
8. あとがき

本変状は、すべり板が一般的な橋梁に用いられているものより大きく、かつ移動量が大きいため発生したと考えられ、長大橋特有のものである。

今回採用したポリアミド製分割タイプのすべり板は、設置から1年経過した現在でもせり出し等は確認されていない。今後も定期的な点検を実施しつつ、今回得られた知見を今後の維持管理に生かしていきたい。

参考文献

1)末廣 弘靖、森脇 正生：多々羅大橋鉛直支承のすべり板改良、本 四 技 報 、 Vol33 、 No.111 、 pp.12-17 、 2008.9



写真－8　従来型すべり板損傷状況（平面）

Photo.8 Damage condition of Conventional Sliding Plate(plan view)



写真－9　従来型すべり板損傷状況（側面）

Photo.9 Damage condition of Conventional Sliding Plate(side view)

海上橋梁管理路の劣化傾向と補修

Deterioration trend and repair method of maintenance way on Long-span Bridges

保全部　橋梁保全課長　森　山　　彰
Akira Moriyama
鳴門管理センター　橋梁維持課長　貴　志　友　基
Yuki Kishi

概　要

管理路は橋梁の点検、補修を行う上で重要な構造であり、海上橋梁においては近接手段が限られることから、その重要度は極めて高い。管理路は、溶融亜鉛めっきによる防食が一般的であるが、腐食環境が厳しい場合には比較的早期に変状が生じている事例が見られる。本四連絡橋においても亜鉛めっき部材を多用しており、経年による変状の発生、進展が顕著となっている。ここでは、劣化が著しく管理路の補修を行っている大鳴門橋、門崎高架橋を対象に劣化状況の分析、過去の補修箇所の調査結果及び新しい防食仕様による試験施工の結果について報告する。

Maintenance way is an important structure in conducting inspections and repair of the bridge. Long span bridge is limited the access method, its importance is very high. Maintenance way is corrosion protection by the galvanization, but the cases that occurred relatively early degradation can be seen. Often used the member that has been galvanized to Honshu-Shikoku Bridges. By aging, damage occurs to the member, progress has been remarkable. We report the study contents in Ohnaruto Bridge and Tozaki Viaduct. In this report explains the following, the state of deterioration of maintenance way, situation of repair where it was done in the past and evaluation of new corrosion protection specification..

1.　まえがき

管理路は橋梁の点検、補修を行う上で重要な構造であり、海上橋梁においては近接手段が限られることから、その重要度は極めて高い。管理路は、溶融亜鉛めっきによる防食が一般的であるが、腐食環境が厳しい場合には比較的早期に変状が生じている事例が見られる。本四連絡橋においても亜鉛めっき部材を多用しており、経年による変状の発生、進展が顕著となっている[1)]。

橋梁には、管理路のほかにも多くの付属物が整備されており、その多くに亜鉛めっきによる防食が施されている。そのため、コスト縮減を目指した管理方法の確立が必要となっている。亜鉛めっき部材の劣化度の評価は、部材表面の変色に着目するのが一般的[2)]であるため、現在、定量的な指標による劣化度の評価方法について調査を進めている。

ここでは、劣化が著しく管理路の補修を行っている大鳴門橋、門崎高架橋を対象に下記について報告する。①大鳴門橋の保安管理路は、支柱、手摺等に角形鋼管部材を用いているが、一部に孔食の進展による断面欠損が発生し、過去に補修を行っている。今回、その補修箇所の追跡調査を行い補修方法の評価を行った。②大鳴門橋では損傷が著しい箇所の更新を行っており、その際の撤去部材の解体調査を行い、鋼管内部の腐食状況を整理した。③門崎高架橋において試験的に新しい防食仕様による管理路を設置しており、その耐久性に関する評価を行った。

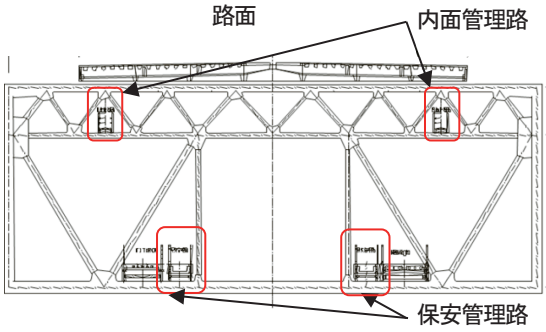
2.　補修効果の調査

2.1　大鳴門橋の管理路

大鳴門橋は**図－1**の断面図に示すとおり内面管理路2条、保安管理路2条を有し、それらは点検及び補修に不可欠な設備である。内面管理路は鋼材を亜鉛めっきにより防せいしているが、保安管理路は支柱と手摺部分が鋼製角形鋼管で構成され、溶接により連結する構造で、補剛桁と同様に重防食塗装により防せいされている（**図－2**参照）。保安管理路は補剛桁を連結する格点間を1スパンとして渡しており、長さは約10mである。鋼材内部の防せ

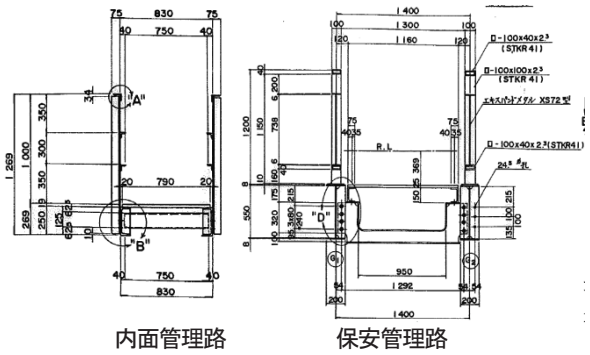
いのため、両端にプレートを溶接して外気を遮断し、閉断面構造としている。このため、孔食が発生すると飛来する塩分・土砂や浸入する水分を排出できない等、防せい上の問題がある。

本四連絡橋では、日常の点検において変状の早期発見、早期補修を行うことによって、LCCを低減させる予防保全の考え方で管理している。大鳴門橋では、管理路の部分的な変状について、変状発見時に飛来・落下防止対策として、合成繊維製防食テープで仮処置を行い、その後補修塗装や部分的な部材交換を行ってきた。ここでは、更新時までの部分補修として有効と認められる工法とその効果、更新後の基本構造についての検討の観点から、**表－1** のとおり管理路部材の劣化調査を実施した。



図－1　大鳴門橋断面図

Fig.1 Cross section of main girder tress (Ohnaruto Bridge)



図－2　大鳴門橋管理路断面図

Fig.2 Cross section of maintenance way (Ohnaruto Bridge)

表－1　管理路部材の劣化調査

Table 1 Degradation investigation of component for maintenance way

調査種別	対象橋梁	対象部材	調査箇所数	調査内容
追跡調査	大鳴門橋	保安管理路手摺	272箇所	部分補修後10年経過した部材の外観調査
切断調査			20パネル	腐食の著しい部材の外観、切断した部材の内部外観、板厚測定
腐食調査	門崎高架橋	外部管理路手摺	270パネル	部分取替した仕様の外観調査

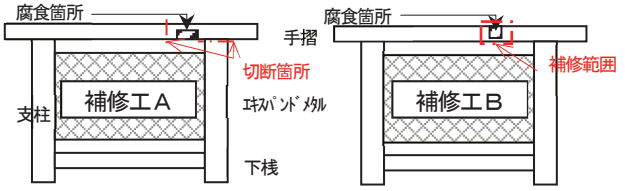
2.2　追跡調査

大鳴門橋では孔食による局部的な損傷部に対し、腐食の進行の違いにより、**表－2**に示す2つの補修仕様で**図－3** 、**写真－1** 、2 のとおり部分補修した。その箇所の補修後10年を経過した時点での追跡調査を行った。

表－2　部分補修仕様

Table 2 Partial repair specification

工種		補修工A	補修工B
補修内容		腐食部材をハンドカッターで切断後、亜鉛めっきを施した状態の部材を溶接し、電動工具で素地調整を行い、4層塗り（S仕様）を施工	腐食箇所を電動工具等で素地調整を行い、FRPシート（紫外線硬化型）を貼付け、硬化完了後2層塗り（U仕様）を施工
塗装工程	素地調整	2種ケレン	4種ケレン
	第1層目	エポキシ樹脂プライマー(30)	—
	第2層目	超厚膜型エポキシ樹脂塗料(300)	—
	第3層目	エポキシ樹脂塗料中塗(30)	エポキシ樹脂塗料中塗(30)
	第4層目	ふっ素樹脂塗料上塗(25)	ふっ素樹脂塗料上塗(25)



図－3　部分補修の施工例

Fig.3 Example of construction of partial repair



写真－1　補修工A（切断・溶接）

Photo.1 Type A of repair (Cutting/Welding)

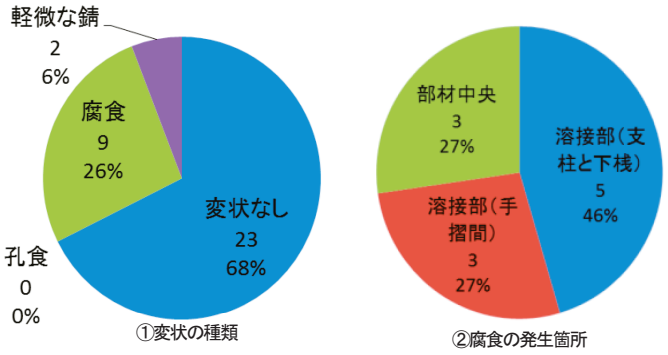


写真－2　補修工B（FRPシート貼付）

Photo.2 Type B of repair (FRP sheet pasting)

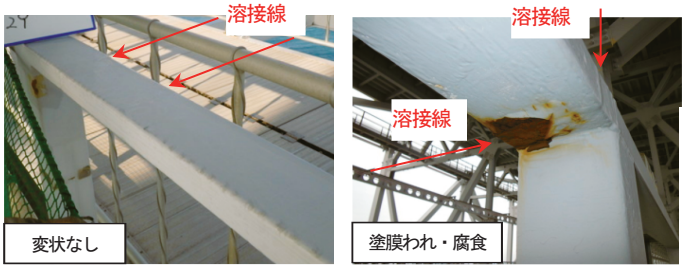
(1) 補修工A（切断・溶接補修）

補修箇所の全数34箇所に対し、**図－4**のとおり10年経過後でも変状なしが23箇所で、全体の7割であった。**写真－3**のとおり変状は溶接部に多く見られ、塗膜割れ・腐食が発生していた。主に支柱と下桟や手摺の溶接部と手摺間でも支柱に近い箇所で確認された。



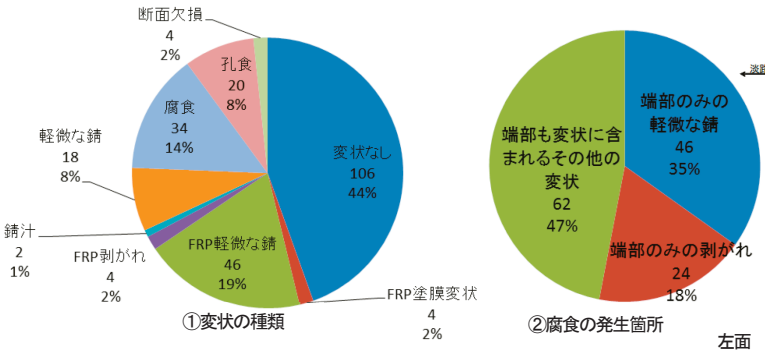
図－4　切断・溶接補修後の状況

Fig.4 Situation after cutting / welding repair



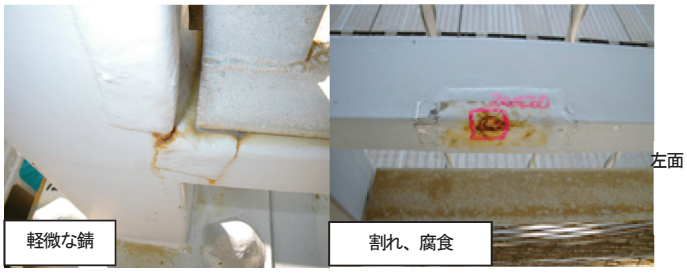
写真－3　切断・溶接補修後（10 年後）

Photo.3 After cutting / welding repair (10 years after)



図－5　FRP シート貼付補修後の状況

Fig.5 Situation after FRP sheet pasting repair



写真－4　FRP シートの補修後（10 年後）

Photo.4 After FRP sheet pasting repair (10 years after)

(2) 補修工 B（紫外線硬化型 FRP シート貼付補修）

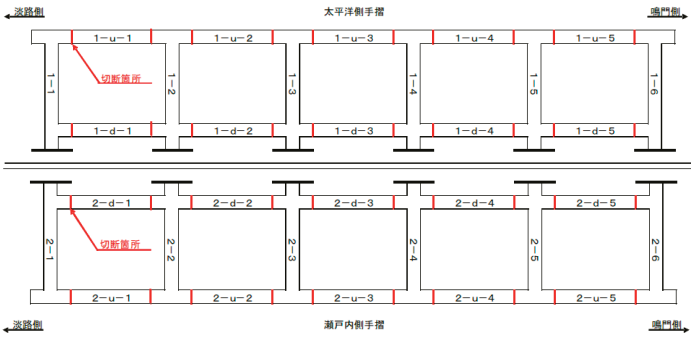
補修箇所の全数 238 箇所に対し、**図－5** のとおり 10 年経過後でも変化なしが 106 箇所であった。**写真－4** のとおり変状が見られたのは、軽微なさびが 46 箇所、FRP シートの塗膜の変状が 4 箇所等であり、防食機能が損なわれていた変状箇所は 82 箇所であった。変状の多くはシートの端部に発生していた。

(3) 調査結果と考察

切断・溶接補修箇所のほぼ 6 割以上が健全であり、FRP シートでは一部シート表面で軽微なさび等が見られるものの、約 6 割が健全であった。いずれも補修前と比較しておおむね良好で、腐食等の再変状に対しても必要に応じて部分補修塗装等で対応が可能であり、部分補修として両仕様ともに有効性を確認した。

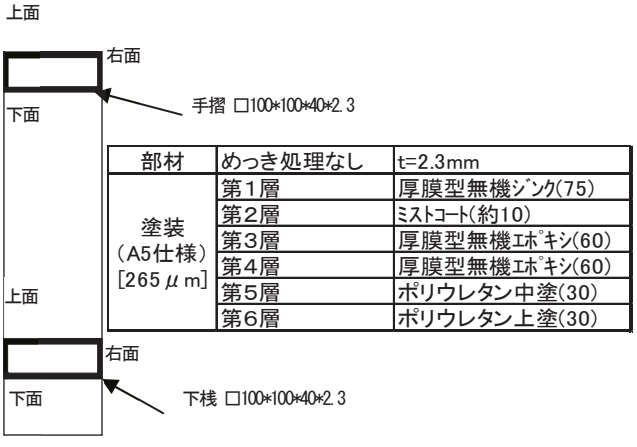
2.3　切断調査

保安管理路のうち、外観調査で変状が比較的進行している20パネルを選定し、**図－6 、7**に示す手摺、下桟、支柱を16片に分割、孔食した箇所と周囲の部材4面の板厚を測定し、部材内部の腐食状態について調査した。



図－6　切断調査の部材片（1 スパン）

Fig.6 Piece of component of cutting investigation (One span)



部材	めっき処理なし	t=2.3mm
塗装（A5仕様）[265μm]	第1層	厚膜型無機ｼﾞﾝｸ(75)
	第2層	ﾐｽﾄｺｰﾄ(約10)
	第3層	厚膜型無機ｴﾎﾟｷｼ(60)
	第4層	厚膜型無機ｴﾎﾟｷｼ(60)
	第5層	ポリウレタン中塗(30)
	第6層	ポリウレタン上塗(30)

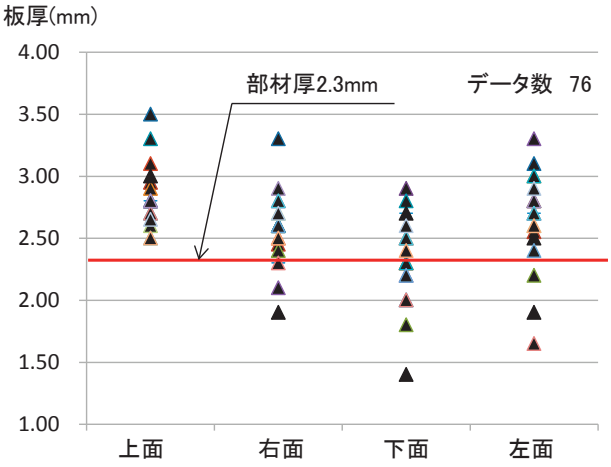
図－7　切断調査の断面

Fig.7 Cross section of cutting investigation

(1) 調査結果

調査の結果、孔食が発生している部材は320片中80片で、切断部材の25%に達しており、部材の広範囲で腐食の発生が確認された。孔食した箇所から100mm離れた位置で切断し、各部材の板厚測定を行った。**図－8** のとおり板厚2.3mmに対して76測点中11測点で板厚が減少していた。

このうち、板厚2mm未満の箇所は5箇所で、大きな断面の減少は見られなかった。ただし、無塗装である内面の状態は**写真－5 、6 、7** に示すような点さびが63部材片で確認された。



図－8 切断面肉厚

Fig.8 Cutting plane thickness



写真－5 切断部材（支柱）

Photo.5 Cutting component (Support)

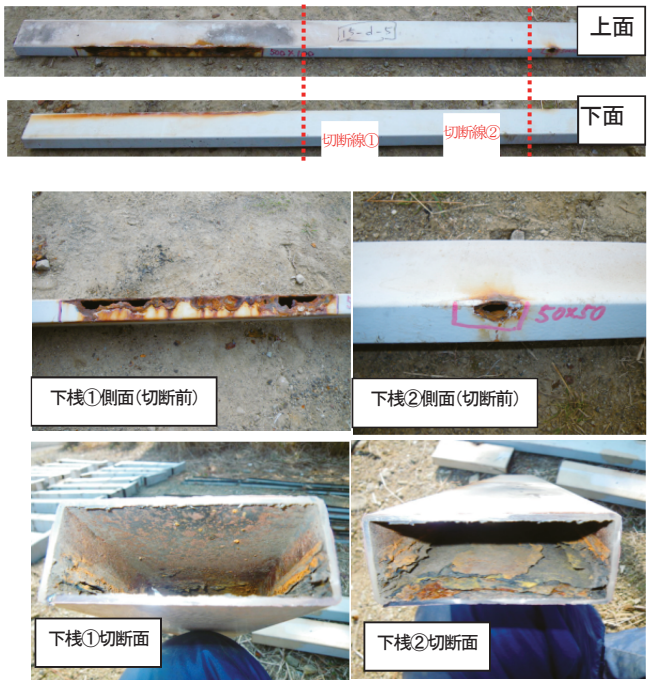
(2) 考察

外観調査で最も孔食の面積が大きかった部材でも、孔食部から100mm離れた位置では、顕著な断面減少が見られなかった。部材内部には土砂及び水分が確認されたことから、保湿状態にあると見られ、全般的に点さびが発生したと考えられる。



写真－6 切断部材（手摺）

Photo.6 Cutting component (Handrail)



写真－7 切断部材（下桟）

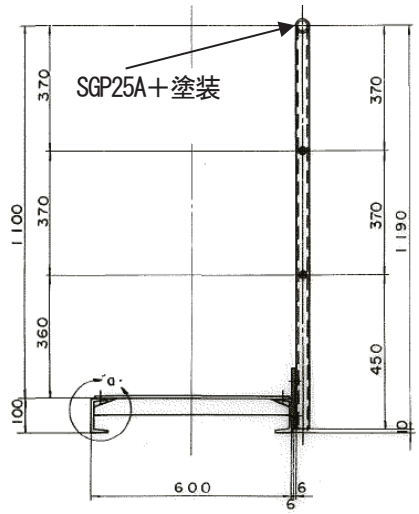
Photo.7 Cutting component (Bottom crosspiece)

3.　更新のための防せい仕様の検討

3.1　門崎高架橋の管理路

門崎高架橋は大鳴門橋の淡路島側に位置する全長約1kmの箱桁で、外面管理路は上り線側に1条設置されている。構造は**図－9** のとおり、溶融亜鉛めっきの炭素鋼鋼管（SGP25A等）に塗装を施した仕様で、**写真－8** のとおり総じて腐食の度合いは大鳴門橋よりも大きい。

部分的に腐食部材の一部を溶融亜鉛めっきに塗装を施した仕様で交換を行ったが、**写真－9** のとおり約10年で劣化し、発せい、腐食等の変状が確認されている。このため現仕様に替わる防食仕様について、更新を踏まえた検討を行うために**表－3** に示す試験施工を行った。構造は形鋼を基本とし部分取替えが容易となるようボルトで支柱と横桟を連結する形式とした。防食機能は形鋼自体をアルミニウム合金で製作したもの（仕様①）、鋼材（SS400）で溶融アルミニウムめっき（仕様②）及び溶融亜鉛アルミニウム合金めっき（Zn-5%Al-1%Mg 溶融めっき：SGめっき等：仕様③）とした。今回、6年経過後の調査で、その防食効果の確認を行った（**表-3**）。



図－9　外部管理路断面図

Fig.9 Cross section of exterior maintenance way

3.2　腐食調査

6年経過後の調査により、**写真－11** の溶融アルミニウムめっき製は全体的に発せいが確認され、防食機能は満足できなかったと考えられる。**写真－10**　のアルミニウム合金製と**写真－12** の溶融亜鉛アルミニウム合金めっき製については、表面の一部で変色している部分が見られたが、さびは発生しておらず、防食機能が維持されている。

4.　調査結果と補修状況

4.1　結果の総括

①　大鳴門橋の保安管理路手摺は、全般的に発せいが見られる。手摺は角形鋼管（STKR400）を表面塗装した仕様で、内面が無塗装であることから、鋼材に孔食が生じると、飛来する砂と塩分が堆積し、雨水や結露水により、内部は腐食環境となると考えられる。

②　保安管理路手摺で行った部分補修は、施工 10 年後の調査で、切断・溶接補修では約 6 割以上が健全であり、FRP シートでは、一部シート表面の軽微なさび等が見られるものの、約 6 割が健全であった。変状が確認された箇所は、支柱と下桟の交差部近傍の溶接部等、主として狭隘な部分で多く発生していた。これは、防食性能の劣化ではなく、補修作業時の現場溶接や素地調整作業における施工品質の良否によるものと推定され、補修対象箇所の位置によっては部分補修が適さないと考えられる。

表－3　門崎高架橋試験施工仕様表

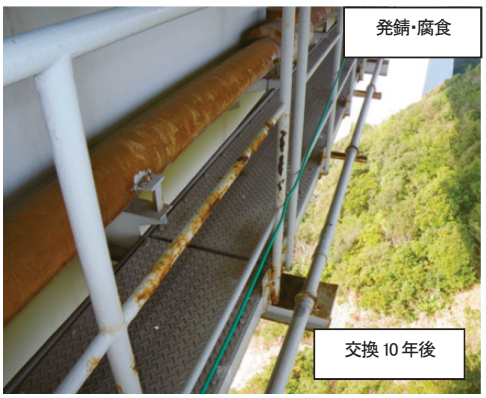
Table 3 List of trial construction of Tozaki Viaduct

	仕様①	仕様②	仕様③
種類	ｱﾙﾐﾆｳﾑ合金	溶融ｱﾙﾐﾆｳﾑめっき	溶融亜鉛ｱﾙﾐﾆｳﾑ合金めっき
仕様	手摺：A6063S-T5 BP：A5052 陽極酸化複合被膜B種以上	めっき厚さ120μm以上	めっき付着量350g/m2以上 （めっき厚さ50μm以上）
備考	JIS H 4100 （ｱﾙﾐﾆｳﾑ及びｱﾙﾐﾆｳﾑ合金の押出形材）	JIS H8642　HDA2 （溶融ｱﾙﾐﾆｳﾑめっき）	（溶融亜鉛―5 %ｱﾙﾐﾆｳﾑ-1%ﾏｸﾞﾈｼｳﾑ合金めっき）



写真－8　外部管理路

Photo.8 Exterior maintenance way

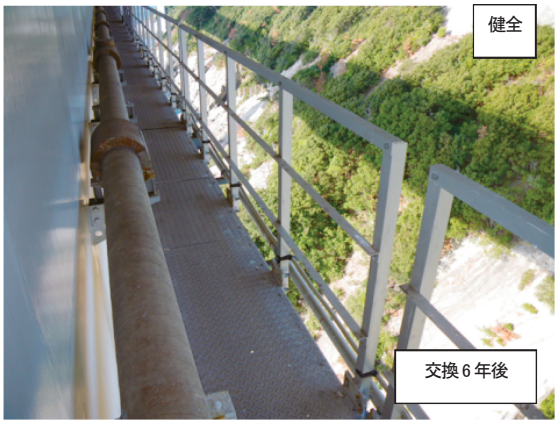


写真－9　交換部材の状況（亜鉛めっき＋塗装）

Photo.9 Situation of exchange component (Galvanization+paint)

③　部分補修の 6 割は健全であり、部分補修は有効であると考えられる。

④　門崎高架橋での腐食調査結果から、溶融アルミニウムめっきについては設置後 6 年で発せいしており、管理路には適さないと判断される。これは、管理路が張り出し床版の直下にあるため、雨水による付着物の洗い流しが期待できないためと考えられる。



写真－10　仕様①の状況（6 年後）

Photo.10 Situation of Type 1 (6 years after)



写真－11　仕様②の状況（6 年後）

Photo.11 Situation of Type 2 (6 years after)



写真－12　仕様③の状況（6 年後）

Photo.12 Situation of Type 3 (6 years after)



写真－13　保安管理路の更新状況（大鳴門橋）

Photo.13 Updating situation of maintenance way (Ohnaruto Bridge)

4.2　補修状況

大鳴門橋、門崎高架橋では損傷が著しい箇所を対象に取替えを行っている。取替えは**写真－13** に示すように従来の鋼管等による内空断面部材から形鋼による開断面部材に構造変更した。これは、調査によって閉断面内部が腐食環境にあることが確認されたことから、目視調査による損傷程度の把握を容易に、しかも確実に行うことを目的としている。

5.　あとがき

本四連絡橋は供用からの時間の経過とともに変状が進展している。大鳴門橋では塗替塗装を既に完了しさび部の補修塗装やハンガー補修等の修繕工事を、瀬戸大橋では塗替塗装や構造物補修等、経年による変状箇所の修繕工事を実施している。今後も継続的な修繕工事は避けられない。管理路は、点検用通路としての使用に加え、これら塗装や修繕工事の資材等の搬入、運搬路や仮置き場、作業員の移動用通路等、その使用頻度は極めて高く、ますます重要性が高まっている。管理路は、海上橋梁を管理する上での要として、確実な機能の維持が必要とされている。一方で、管理路の数量は膨大であり、その管理に係るコスト縮減も求められている。LCC の縮減のための管理手法の確立に向け、劣化状況に応じた補修と更新の判断基準の策定、補修時期の設定のための指標の選定と閾値の設定等、適切な管理手法の早急な確立に努めたい。

参考文献

1)　楠原栄樹、祖父江泰孝：溶融亜鉛めっき部材管理路の劣化度評価手法の検討、土木学会第 67 回年次学術講演会、2012.9

2)　(社) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧、2005.12

神戸淡路鳴門自動車道の盛土のり面の緊急点検及び対策検討

Urgent inspection and safety improvement of embankments on the Kobe-Awaji-Naruto Expressway

保全部　道路保全課　藤田憲二 Kenji Fujita

鳴門管理センター　道路維持課長　磯江浩 Hiroshi Isoe

概　要

2009年8月駿河湾で発生した地震により東名高速道路の牧之原地区の盛土が崩壊した。これを受け2009年11月に、(1)スレーキングしやすい岩質材料が用いられている可能性のある盛土、(2)沢埋め部等の水の集まりやすい地形条件に造成された盛土、(3)盛土高が10m以上、の3つを条件として全国的に調査をすることとなった。本四高速では、まず、机上調査により、(1)の土質条件から神戸淡路鳴門自動車道の盛土だけが対象であることを確認して現地踏査を実施した。引き続いて現地踏査結果に基づいて選定したのり面の簡易現地調査（簡易動的コーン貫入試験、盛土内の水位確認）を実施した。さらに、簡易現地調査結果を踏まえたマクロ評価による優先付けを行ってボーリング調査箇所等の選定を行い詳細調査を実施した。最終的に詳細調査結果で得られたデータを基に安定解析を実施し、要対策と判断した盛土について対策工法の検討を実施した。今回の報告は、調査の対象となった神戸淡路鳴門自動車道の調査結果及びそれに基づく対策工法についての報告を行うものである。

An embankment of Makinohara district on the Tomei Expressway collapsed due to the earthquake in Suruga Bay in August 2009. It was decided, in November 2009, to investigate embankments in nationwide which met the following three conditions; (1) Embankment which was constructed by easily slaking soils, (2) Embankment which was constructed with filling small valleys where water concentrates, (3) Height of embankment is more than 10m. Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company checked geological conditions, original terrains, and construction reposts associated with embankments on three routes. Bsed on this checking, embankments on the Kobe-Awaji-Naruto Expressway were identified to meet the three conditions. Through a foundamental field surevy, the embankments which need further field tests were identified and both dynamic cone penetration test and water level test were carried out. Accroding to this field tests, detailel field invesitagation was decided to the selected embankments based on the macro evaluationduring the detailed field investigation, core boring results and water level records were obtained. The embankment stability analysis was conducted by using the data obtained in the detailed filed investigation. Finally, safety improvement actions for the selected embankment were determined. This paper describes the field investigation results for the embankments on the Kobe Awaji Naruto Expressway and the safety improvement actions to increase the stability of embankments.

1.　はじめに

2009年8月に発生した静岡県駿河湾の地震（M6.5）で、東名高速道路の牧之原地区における盛土のり面が崩落し、通行止めとなる事象が発生した。崩落の状況について、「東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会」[1)]で次のことが確認された。

１）のり面崩壊は、盛土内で発生

２）当該地は、道路横断方向が凸、道路縦断方向に凹の地山形状で、水が集まりやすい地形・地質条件。

３）崩落個所の地下水位は高い。

４）盛土の下部に風化しやすい泥岩が、上部には良質な砂れきを使用。

これらの状況等から、盛土崩壊の要因は、「盛土下部に使用された泥岩が、長年の水の作用により強度低下するとともに、透水性が低下した結果、盛土内の地下水位が上昇し、地震が誘因となり崩壊が発生した」と推定されている。

これらを踏まえ、類似の盛土箇所について2009年11月に緊急点検を全国的に実施することとなった。本州四国連絡高速道路（以下「本四高速」という）では、「盛土のり面緊急点検要領(案)国土交通省H21.11.20）」（以下、「点検要領」という）に基づき、管理する盛土の地山の地形、地下水及び盛土材料を把握し、盛土のり面の現況

を確認するとともに、同様の災害を未然に防ぐための調査・対応策を講じることとした。

2．緊急点検

緊急点検の手順は、**図－１**に示す①机上調査、②現地踏査、③簡易現地調査の3段階で実施した。

2.1　机上・調査対象の抽出

点検要領の点検対象とする盛土の条件は、①スレーキングしやすい岩質材料（泥岩、頁岩、凝灰岩）、②集水地形、③盛土のり尻から盛土高さが10mを上回る、という3つの条件で、これら全ての条件に該当する盛土が今回の緊急点検の対象となる。神戸淡路鳴門自動車道は、神戸層群、大阪層群、和泉層群の分布地域を通過又は近接しており、神戸層群と大阪層群に泥岩、和泉層群に頁岩が含まれることから、①の条件により神戸淡路鳴門自動車道が緊急点検の対象として選定された。一方、瀬戸中央自動車道と西瀬戸自動車道は、花崗岩の分布地域を通過していることから、今回の緊急点検の対象としていない。このようなことから、神戸淡路鳴門自動車道の盛土調書等に基づき、位置、盛土高さ、集水地形、スレーキングしやすい岩質材料の使用の有無について机上調査を行い、上記の①～③の対象となる106箇所の盛土を抽出した。

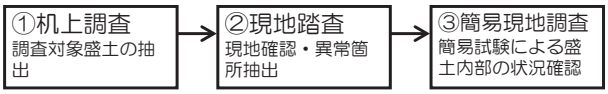


図-１　点検手順の流れ

Fig.1 Procedure of Urgent Inspection

2.2　現地踏査【平成22年2月～平成22年3月】

机上調査の結果、現地踏査の対象となった106箇所の盛土に対し、点検要領に従って現地踏査を実施した。

現地踏査の視点は以下の4つである。

(1) 湧水の存在及び湧水の恐れの確認
(2) 路面のクラック、沈下
(3) のり面のクラック、はらみ出し
(4) 排水設備の機能の低下

なお、湧水の存在及び湧水の恐れを確認するため、現地踏査の時期は、平常時及び降雨後（連続雨量あるいは24時間累積雨量が30㎜程度以上と定義）1～2日以内に実施した。湧水の存在及び湧水の恐れの確認は次のポイントに基づき、湧水状況を3段階評価した。

①湧水あり：盛土のり面で湧水が認められる場合
②しみだし程度：盛土のり面、盛土が設置されている地盤が濡れているが①に満たない少ない湧水。
③湧水又はしみ出しはない

湧水状況について上記の3段階で評価を行い、机上調査で選定された106箇所の盛土のうち①又は②に該当した36箇所を選定して、さらに簡易調査を実施することとした。なお、併せて把握した路面のクラック、沈下、のり面クラック、はらみ出し、排水設備の機能の低下等の点検結果に基づき、変状等が確認された箇所についてはクラック補修や清掃などの対応を実施した。

これらの調査結果は、当該箇所の位置図及び盛土構造（高さ、勾配）、のり面保護工、水路、湧水、クラック等の変状位置を示した平面図と断面図のスケッチ及び写真撮影も行い対象となった106箇所の盛土の調書を作成した。

2.3簡易現地調査【平成22年9月～平成23年3月】

簡易現地調査では、現地踏査で選定された36箇所の盛土に対し、盛土材料の強度及び地下水位の有無を確認するために①簡易動的コーン貫入試験、②簡易地下水調査を実施した。

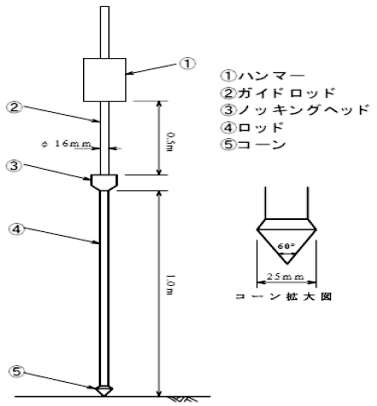
(1)簡易動的コーン貫入試験の実施

簡易動的コーン貫入試験は、**図－２**に示すように5kgの重りを50㎝の高さから落下させ、先端角60°の円錐コーンを貫入させ、コーンが10㎝貫入するのに要した重りの落下回数をNd値とし、その落下回数により、地盤の強さを調査するものである。一般的に、良質な岩塊やれき質材料であれば打撃回数が多くNd値は高くなり、スレーキング等が発生している場合は１打撃当たりの貫入が大きくなることからNd値は低くなる傾向にあるため、盛土材料の強度を推定することが可能となる。

簡易動的コーン貫入試験は、のり尻付近の湿潤状況が盛土の安定性に寄与することから、のり尻から高さ2m上方付近及び湧水ポイントからの高さで約2m上方付近において、Nd値が30を超える深度まで行うこととし、最大3mまでとした。なお、局部的にNd値が30を超える層が存在することを想定し、Nd値が30を超えてから最大2m深さまで試験を行った。

点検要領による盛土材料の強度の評価を行う上で判断の目安は以下のとおりであり、盛土内の平均Nd値が10より大きい場合には、使用材料が良質な岩塊等であると判断することとしている。

①軟弱な粘土質の場合：盛土内の平均Nd≦4
②砂質土等の場合：盛土内の平均Nd≦10
③れき質土・岩塊等の場合：盛土内の平均Nd値＞10



図－２　簡易動的コーン貫入試験

Fig. 2 Dynamic Cone Penetration Test

⑵盛土内の水位確認

地下水が集中しやすく排水性が悪い盛土を把握することを目的に、簡易動的コーン貫入試験孔に塩ビ管を挿入し、**写真－１**に示すようにテスター式水位計にて盛土内の常時及び降雨後の水位計測を行い水位上昇の有無を確認した。

・常時の水位確認：盛土中の水位の有無及び水位
・降雨後（連続雨量あるいは24時間累積雨量が30mm程度以上と定義）の水位確認：降雨後の水位上昇の有無及び水位



写真-1　地下水位計測状況
Photo 1 Water Level Test

点検要領に従い、(1)の簡易動的コーン貫入試験及び(2) の盛土内の水位の結果に基づき、**図－３**に示すフローに従って各盛土の対応を判断した。これは、盛土材料の強度が低い層で常時又は降雨後の水位の状況を確認するものである。具体的には、①常時において Nd 値≦10 の層で高い水位が確認できる場合、又は②盛土内に水位上昇が生じた場合に Nd 値≦10 の層で水位が確認できる場合に、水の作用により盛土材料の強度が低下する可能性があることから、これに該当する盛土を選定して詳細調査を実施することになっている。その結果 36 箇所の盛土のうち 13 箇所の盛土で詳細調査を行うこととした。一方、Nd 値≦10 の層まで、地下水位が常時及び降雨後でも達しない場合は、重点監視として平面図、横断図、着目すべき変状、想定される災害形態、その際の対応、技術的なコメント、写真を添付した防災カルテを作成し、定期点検、又は豪雨、地震時等の臨時点検の際に活用することとした。

３．詳細調査

3.1　詳細調査方法

盛土のり面の簡易現地調査までは、点検要領に基づき実施したが、詳細調査の方法については、それぞれの道路管理者が専門家の意見を踏まえて実施することとなっている。本四高速では、当社の技術委員会の委員の意見を踏まえ、建設された盛土が必ずしも均一の土質材料で構築されていないことなどから**表－１**の調査を実施することとした。

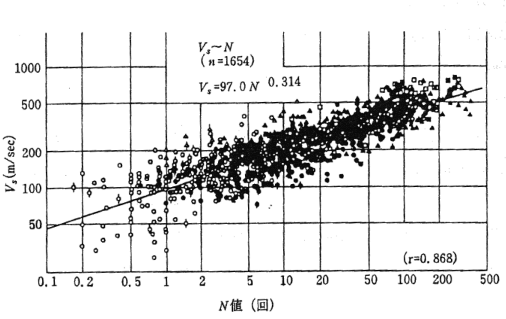
表－１　詳細調査項目及び調査の目的

Table 1　Further investigation item and the purpose of investigation

調査項目	調査の目的
表面波探査	S 波速度構造を２次元的に把握しボーリング調査の位置や優先度を決定するための基礎資料とする
機械ボーリング	盛土材料の把握（目視）
標準貫入試験	盛土の締まり具合の把握
PS 検層	表面波探査結果との整合を図るため。
密度検層	盛土の密度と N 値の関係を把握するため
室内試験	盛土材料の判定
孔内水位観測	盛土内の地下水の状況の把握

3.2　表面波探査

表面波探査による盛土内の S 波速度と N 値の関係は**図－４**のとおりほぼ相関があると報告[2)]されており、盛土の締まり具合がおおよそ判断ができることから、初めに詳細調査対象となった全てののり面で表面波探査を実施した。表面波探査結果の一例を**図－５**に、地盤評価の目安を**表－２**に示す。



図－４　地盤の S 波速度と N 値の関係

Fig.4 Relation between S Wave Velocity and N Value of the Foundation

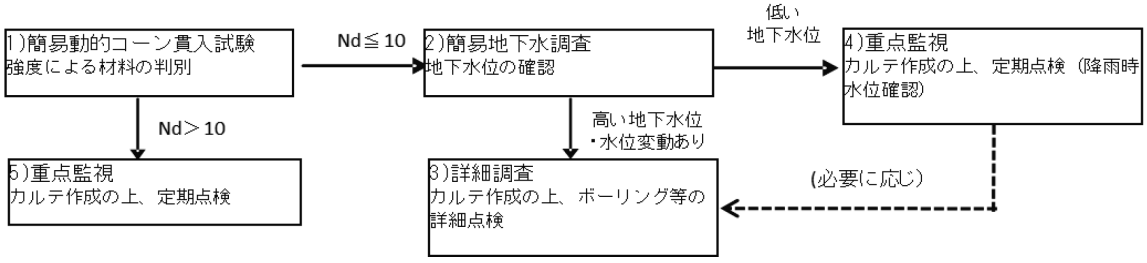
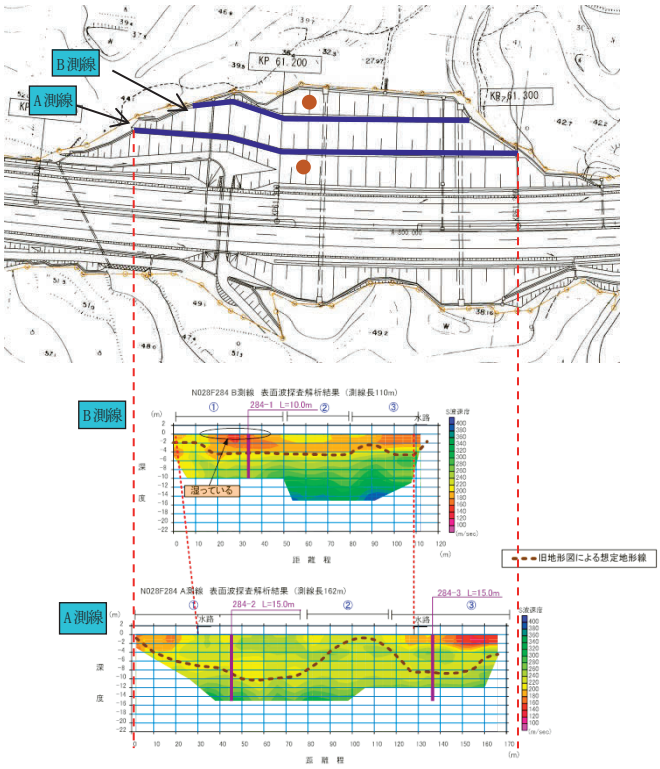


図-3　詳細調査のり面選定フロー

Fig.3 Procedure to select Embankments for Detailed Invetigation



図－５　表面波探査結果例（施設管理番号 N028F284）

Fig.5 Surface Wave Investigation Result

表－２　地盤のＳ波速度とＮ値の地盤評価の目安

Table2 The standard of the foundation evaluation about the degree of S wave velocity and N value of the foundation

S波速度 (m/S)	図中の色	換算N値	一般的な評価
97		1	一般的な軟弱地盤
161		5	
200		10	健全な盛土
248		20	
282		30	
309		40	地震基盤面（安定地盤）

図－５は施設管理番号 N028F284 の表面波探査結果を示す。こののり面は 3 段の盛土になっており、2 つの小段で道路延長方向に表面波探査を実施している。表面波探査結果に示す点線は盛土を設置した原地盤線を表している。この図が示すように深さ方向に赤から黄色、さらに緑色に変化しており、おおむね深さ方向に強度が上がっていることがわかる。さらに、B 測線では、湿っている箇所が赤くなっており、相対的に軟らかな地盤であることが想定できる。

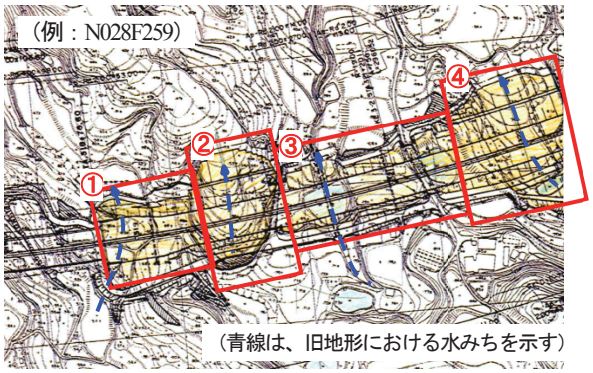
表－３　盛土評価結果

Table 3 Summary of Embankment Evaluation

施設管理番号	緊急盛土点検管理番号	表面波探査 実施数量		必要調査内容				マクロ評価法		盛土高さ (m)	湧水	変状	総合評価
		測線数	延長 (m)	名称	項目	数量　単位	優先度	区間	評点				
K028F001	四-1-1	2	434	001-1	調査ボーリング	30 m	a	①	78	35	常時有り	有り	A
				001-2	調査ボーリング	15 m	a						A
								②	68	25	常時有り	有り	C
								③	75				A
K028F002	四-1-2	2	242					①	77	30	常時有り	有り	A
								②	72				C
				002-1	調査ボーリング	30 m	a	③	82				A
				002-2	調査ボーリング	12 m	a						A
K028F006	四-4	0	0										C
K028F075	四-49	1	92	075-1	調査ボーリング	12 m	a	①	72	15	常時有り	僅か	A
K028F080	四-52	1	110	080-1	調査ボーリング	10 m	a	①	71	15	常時有り	有り	A
K028F082	四-53-2	1	180					①	56	15	降雨時	有り	C
								②	69				C
N028F254	四-54	3	440					①	60	14	常時有り	なし	C
								②	64	14	常時有り	僅か 布団籠補修有	C
N028F258	四-58-1	2	70					①	64	20	常時有り	有り	C
											常時有り	有り	C
N028F259	四-59	2	202					①	55	21	常時有り	有り	C
				259-1	調査ボーリング	7 m	a	②	74				A
								③	56				C
				259-2	調査ボーリング	12 m	a	④	76				A
N028F260	四-60	2	208					①	61	15	常時有り	なし	C
													C
N028F261	四-61	1	188					①	66	13	常時有り	僅か	C
								②	58	–	降雨時	有り	C
N028F263	四-63-1	2	694	263-1	調査ボーリング	10 m	a	①	77	20	常時有り	有り	A
				263-2	調査ボーリング	15 m	a						A
								②	65				C
													C
								③	57				C
N028F284	四-84-1	2	272	284-1	調査ボーリング	10 m	a	①	82	20	常時有り	有り	A
				284-2	調査ボーリング	15 m	a						A

3.3　ボーリング対象のり面の選定

ボーリング対象のり面の選定にあたっては、表面波探査結果、マクロ評価法[3]（8 項目で危険度を評価し 100 点満点で点数が高いほど危険度が大きい）、盛土の高さ、湧水及び変状の有無等を参考にし、専門技術者の意見を踏まえて選定した。なお、マクロ評価の適用にあたっては 1 つの盛土においても延長が長く地形条件等が異なる場合は、**図―６**に示すように 1 つの盛土を道路延長方向に地形条件等に応じていくつかに区分し、区分した盛土単位でマクロ評価を行った。



図－６　マクロ評価の適用方法の事例

Fig. 6 * Application of Macro Evaluation

盛土の評価結果を**表－３**に示す。ここで、総合評価の「A」がボーリング調査等の実施、「C」が防災カルテにて経過観察することを表している。盛土を総合的に評価した結果、詳細調査対象盛土 13 箇所のうち 7 箇所の盛土でボーリング調査を行うこととし、ボーリング位置については表面波探査の結果から比較的軟弱と思われる場所を選定した。

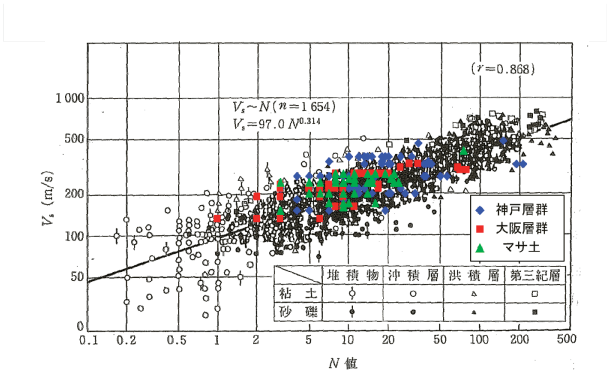
3.4　調査結果

3.4.1　機械ボーリング

ボーリングコアを目視で確認することにより盛土材料の大まかな土質区分は判断できるものの、盛土材料は必ずしも均一ではない。このため、安定解析に必要となる盛土の土質区分を確定させるため、粒度試験も併せて実施し粒度分布も把握した上で土質区分を判断した。

3.4.2　PS 検層

盛土材料に神戸層群、大阪層群及びマサ土を使用している箇所のボーリング孔を用いて PS 検層を実施した。その結果と N 値との関係を**図－７**に示す。この図に示すように地盤の S 波速度と N 値の関係は類似しており、事前に行った S 波を利用した表面波探査が有効であることが確認できる。なお、この図に示すように、神戸層群、大阪層群及びマサ土の地質の違いによる S 波速度の違いは確認できなかった。



図－７　現地計測した S 波速度と N 値の関係

Fig.7 Results of S Velocity and N Value

3.4.3　孔内水位観測

ボーリング孔を利用した水位観測により、現状の地下水の状態並びに降雨等による盛土内の地下水位の影響を確認した。現在の盛土設計においては盛土内に地下水が生じないよう水抜きなどの対策工を行うことが前提となっているが、当時の要領では切り盛り境に地下排水溝を入れる程度であり、実際には地下水が存在し地下水の水位上昇による影響にも配慮する必要性があることがわかる。

水位観測は 1 時間ごと連続的に行い、本四高速の雨量計やアメダスなど近隣の降雨記録と水位挙動の関係を確認した。

図－８、図－９、図－１０及び**図－１１**に代表的な盛土における 2011.6.1 から 2011.8.31 の間の孔内地下水位の推移と近傍の降水量の関係を示す。これらの盛土においては連続雨量により孔内地下水位が影響を受けている状況がうかがえる。

K028F080 の盛土においては地下水の低下が早いが、のり尻がブロック積で片切・片盛土であることの影響が少なからずあると考えられる。一方で、K028F002 などでは地下水の低下が遅いが、縦断方向や地山からの水の流入が比較的長く続く盛土構造であることが影響していると想定される。

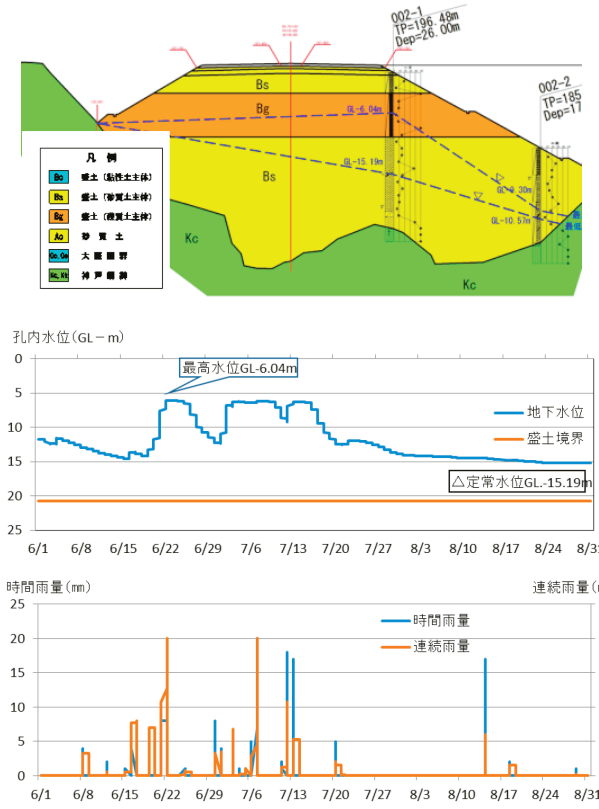
水位観測の結果から、降雨ではほとんど水位変化がなく常に盛土内に地下水がある状態の盛土や、通常は現地盤面付近にあるが降雨によっては 10m程度水位が上昇する盛土もあり、その水位の変化を盛土の安定解析に反映することとした。

４．盛土安定解析

4.1　盛土の要求性能と解析方針

盛土の安定解析にあたり、道路土工－盛土工指針[4]に従い盛土の要求性能 1 並びに重要度 1 を満足させることを前提に、**表－４**に示す解析方法により解析を行うこととした。

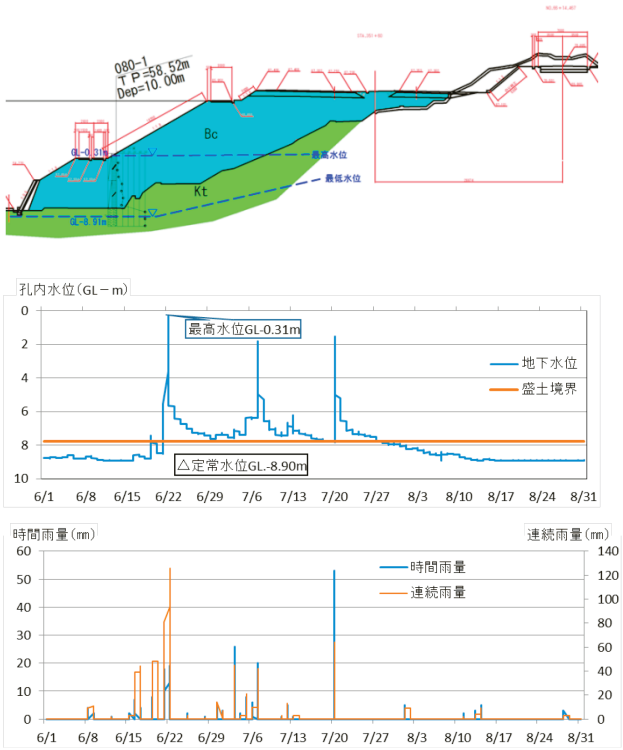
施設管理番号：K028F002



図－８　降雨量と地下水位の変化(K028F002)

Fig. 8 Record of Rain and Water Level (K028F002)

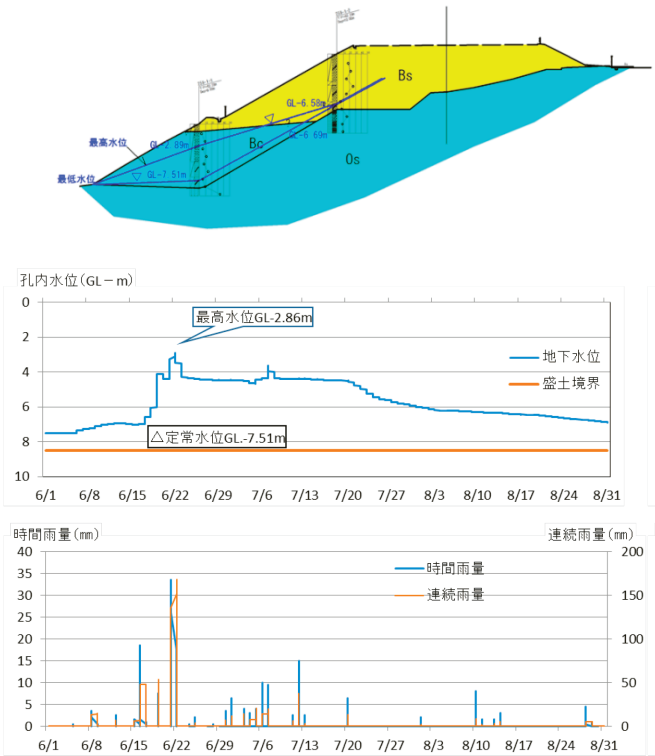
施設管理番号：K028F080



図－９　降雨量と地下水位の変化(K028F080)

Fig. 9 Record of Rain and Water Level (K028F080)

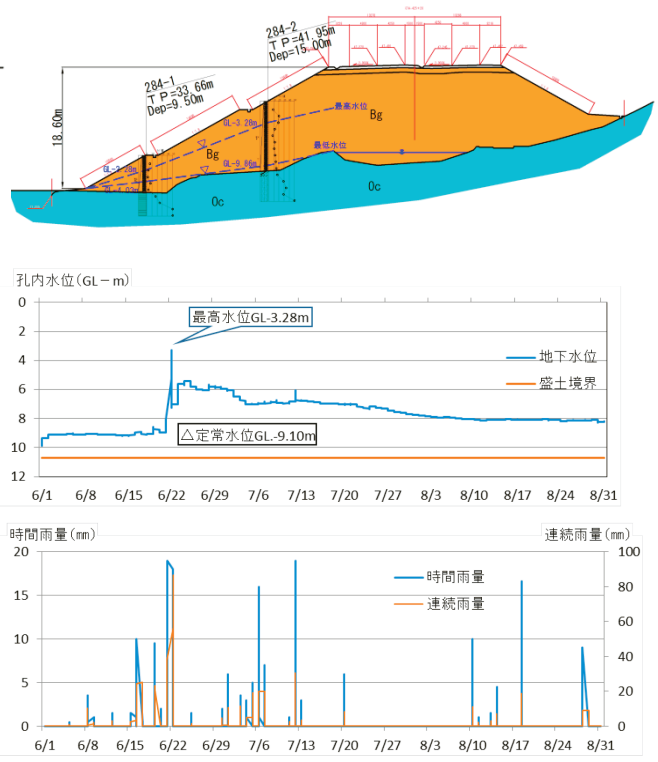
施設管理番号：N028F259



図－１０　降雨量と地下水位の変化(K028F259)

Fig. 10 Record of Rain and Water Level (K028F259)

施設管理番号：N028F284



図－１１　降雨量と地下水位の変化(K028F284)

Fig. 11 Record of Rain and Water Level (K028F284)

なお、NEXCO 設計要領 第一集 土工編[5] では 15m以上の高盛土についてはレベル 1、レベル 2 地震動について安定計算を行うこととなっているが、対象盛土は既に供用中で、かつ過去に大地震の履歴（1995 年兵庫県南部地震）を受けていながら大規模な崩壊等が生じていない状況にあることから、専門家の意見を踏まえ、レベル 2 地震動については性能 2 を満足するものと考え、レベル 1 地震動を受けても盛土としての健全性を損なわない性能 1 の有無を判断することとした。

表－４　解析条件

Table 4 Conditions for stability analysis

想定ケース	重要度 1	解析方法	備　　考
常　時	性能 1	安定解析 (円弧すべり法)	載荷重 10KN/㎡を考慮
降雨時	性能 1	安定解析 (円弧すべり法)	載荷重 ＋観測最高水位
地震時(ﾚﾍﾞﾙ1)	性能 1	安定解析 (円弧すべり法)	載荷重は考慮しない
地震時(ﾚﾍﾞﾙ2)	―	安定解析 (ﾆｭｰﾏｰｸ法)	対象外

4.2　目標安全率

盛土の目標安全率は、NEXCO 設計要領 第一集 土工編[6] に基づき**表－５**のとおりとした。

表－５　目標安全率

Table 5　Target Safety Factor

想定ケース	目標安全率 Fsp
常時	1.25
降雨時	1.25
地震時(ﾚﾍﾞﾙ1)	1.00

4.3　安定解析に用いる土質定数の設定

盛土の安定解析にあたり、解析に用いる土質定数（せん断抵抗角：φ、粘着力：c）は以下の 3 CASE を設定し、現状の盛土の安定性（降雨後及び既往地震時に破壊していない）と整合がとれる定数を採用することとした。

CASE 1：盛土を対象に実施した標準貫入試験から得られる N 値を用いて、各種換算式より設定。
CASE 2：NEXCO 設計要領 第一集 土工編[7] に示される一般値より設定。
CASE 3：CASE1 に加え、細粒分を多く混入する砂・れき質土に見かけの粘着力を考慮して設定。

各 CASE における φ、c の設定方法は、安定解析の結果 CASE 1 及び CASE 2 では、降雨後又はレベル 1 地震時において安全率 1.0 を下回る盛土があり、現状の盛土の安定性と整合していないことから、CASE 3 の土質定数による解析結果を採用することとした。解析結果を**表－６**に示す。また、N028F259-2 及び N028F284 の解析結果を**図－１２**及び**図－１３**に示す。

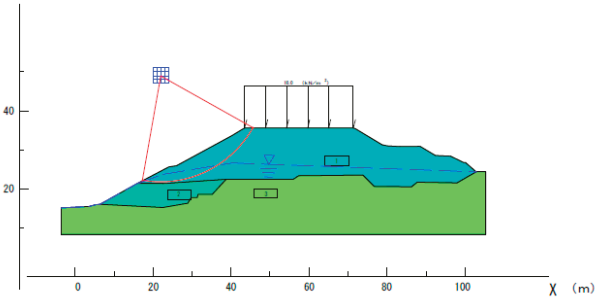
表－６　盛土の安定解析結果

Table 6 Results of Stability Analysis

施　設 管理番号	解析条件	目標 安全率	最低 安全率	判定
K028F001	常　時	1.25	1.910	○
	観測最高水位		1.910	○
	観測最高水位+10m		1.453	○
	観測最高水位+13m		1.385	○
	観測最高水位+16m		1.313	○
	地震時	1.00	1.623	○
K028F002	常　時	1.25	1.371	○
	観測最高水位		1.371	○
	観測最高水位+2m		1.372	○
	観測最高水位+3m		1.298	○
	観測最高水位+4m		1.206	×
	地震時	1.00	1.169	○
K028F075	常　時	1.25	1.418	○
	観測最高水位		1.385	○
	観測最高水位+2m		1.293	○
	観測最高水位+4m		1.153	×
	観測最高水位+6m		0.989	×
	地震時	1.00	1.161	○
K028F080	常　時	1.25	2.143	○
	観測最高水位		2.151	○
	満水位		2.118	○
	地震時	1.00	1.815	○
N028F259-1	常　時	1.25	1.411	○
	観測最高水位		1.411	○
	観測最高水位+2m		1.270	○
	観測最高水位+3m		1.143	×
	観測最高水位+4m		1.062	×
	地震時	1.00	1.167	○
N028F259-2	常　時	1.25	1.302	○
	観測最高水位		1.229	×
	観測最高水位-1m		1.320	○
	観測最高水位-2m		1.389	○
	地震時	1.00	1.055	○
N028F263	常　時	1.25	1.326	○
	観測最高水位		1.304	○
	観測最高水位+1m		1.275	○
	観測最高水位+2m		1.232	×
	観測最高水位+3m		1.177	×
	地震時	1.00	1.066	○
N028F284	常　時	1.25	1.452	○
	観測最高水位		1.207	×
	観測最高水位-1m		1.292	○
	観測最高水位-2m		1.371	○
	観測最高水位-4m		1.419	○
	地震時	1.00	1.219	○

N028F259-2

解析ケース：観測最高水位時



必要安全率	F ST	=	1.250	
最大抑止力		=	19.0	(kN)
安全率	F S	=	1.229	
円弧の中心	X	=	22.00	(m)
	Y	=	49.00	(m)
半径	R	=	27.28	(m)
抵抗モーメント	M R	=	29864.0	(kN・m)
起動モーメント	M D	=	24306.3	(kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m³)	湿潤重量 (kN/m³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.00	19.00	29.00	5.00	0.00	0.000	0.000
2	18.00	18.00	0.00	150.00	0.00	0.000	0.000
3	19.00	18.00	32.00	5.00	0.00	0.000	0.000

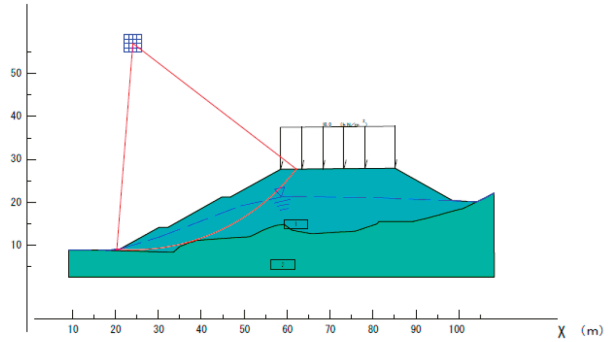
水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

図－１２　安定解析結果（施設管理番号：N028F259-2）

Fig. 12　Results of Stability Analysis(N028F259-2)

N028F284

解析ケース：観測最高水位時



必要安全率	F ST	=	1.250	
最大抑止力		=	72.2	(kN)
安全率	F S	=	1.207	
円弧の中心	X	=	24.00	(m)
	Y	=	57.00	(m)
半径	R	=	48.18	(m)
抵抗モーメント	M R	=	97675.5	(kN・m)
起動モーメント	M D	=	80923.8	(kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m³)	湿潤重量 (kN/m³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	21.00	20.00	28.00	10.00	0.00	0.000	0.000
2	17.00	17.00	0.00	450.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

図－１３　安定解析結果（施設管理番号：N028F284）

Fig. 13　Results of Stability Analysis(N028F284)

盛土安定解析の結果 N028F259-2 及び N028F284 の盛土は、降雨後の観測最高水位で目標安全率を下回るため、現状において盛土補強対策が必要と考えられる。

なお、安全率が 1.0 を下回っていないので、降雨後に盛土の健全性が著しく損なわれるわけではない。しかし、限られた期間の降雨に基づく最高地下水位であり、降雨によっては最高地下水位がさらに高い位置に上がる可能性もあり、継続的に水位観測を行なってその検証を行う必要がある。

５．盛土補強対策の検討

安定解析を行った７つの盛土について、現状で目標安全率が確保されていない盛土を「A」、観測水位以上の水位上昇によっては目標安全率が確保できない盛土を「B」、それ以外を「C」と対策ランク付けし、想定される対策方針を**表－７**にまとめた。なお、K028F001 盛土については変状がなく水位上昇も見られないことから、対策工の必要はなしと結論付けた。

表－７　対策方針

Table 7 Counter measure for Stability improvement

施設管理番号	対策ランク	対策工の考え方	想定される対策工
K028F001	－	現状大きな課題は無い	重点監視による状況観察
K028F002	C	地下水挙動大きいが地形上最高水位以上の上昇の可能性は低い のり面内の湧水跡は多数ある	挙動監視のためのモニタリング のり面排水対策（じゃかご等）
K028F075	B	水位上昇の抑制	挙動監視のためのモニタリング 排水ボーリング
K028F080	C	最下段が擁壁のため地下水が抜けにくい構造	挙動監視のためのモニタリング 擁壁からの排水ボーリング
N028F259-1	B	水位上昇の抑制	挙動監視のためのモニタリング 排水ボーリング
N028F259-2	A	水位の積極的な低下	排水ボーリング
N028F263	B	水位上昇の抑制	挙動監視のためのモニタリング 排水ボーリング
N028F284	A	水位の積極的な低下 のり尻の強化	排水ボーリング ふとんかご等によるのり尻強化

当該盛土で適用可能な対策工としては以下の 3 案が考えられる。

①地下排水工（水抜きボーリング）

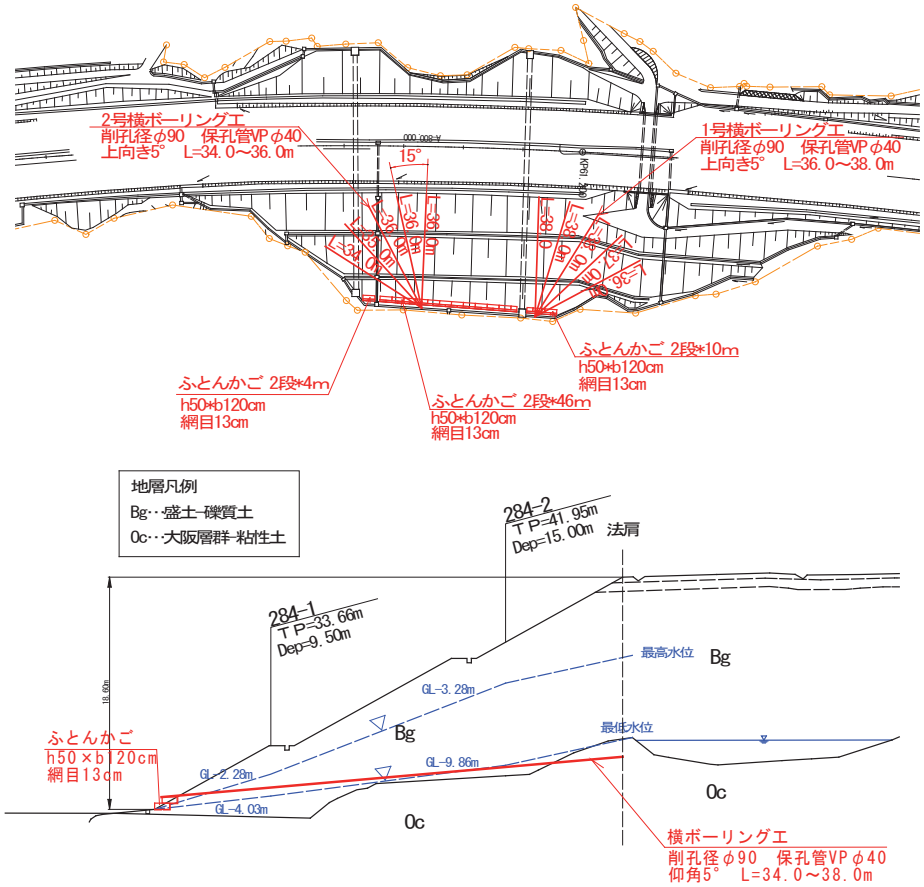
②のり尻補強工

③杭又はアンカー工

安定解析の結果では、盛土内の水位上昇に伴い安定性が低下することから、対策工法として①地下排水工（水抜きボーリング）を優先的に検討した。

一般的に、水抜きボーリングによる水位低下効果は、1～3m 程度 [8] といわれており、対策ランク A の盛土では観測最高水位を 1m 下げれば目標安全率が確保できる

（表－６参照）ことから、水抜きボーリングを採用することとした。なお、N028F284 については、のり尻の湿地化が顕著であるため、ふとんかごによる補強も併用した。N028F284 の対策工を図―１４に示す。



図－１４　N028F284 盛土補強対策

Fig. 14 Safety Improvement of Embankment (N028F284)

６．おわりに

当面、鳴門管内の 3 箇所（4 盛土）について補強対策の有効性を確認するため補強工事を行うこととし、平成 25 年 12 月に盛土のり面補強工事に着手したところである。今後、盛土内の水位観測を継続し、対策工の効果を確認するものである。

最後に、今回の盛土のり面緊急点検及び対策検討にあたり、当社技術委員会委員としてご指導頂いた大阪大学常田教授はじめ、ご協力頂いた関係諸氏に感謝の意を表する。

参考文献

1）東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告, 平成 21 年 11 月 18 日, NEXCO 中日本(株)
2）(社)地盤工学会：N 値と c・φの活用法、pp102
3）常田賢一、林　健二：道路盛土の地震危険度マクロ評価法を利用した緊急点検について、平成 22 年度近畿地方整備局研究発表会 論文集
4）(社)日本道路協会：道路土工 - 盛土工指針、pp83~86
5）NEXCO：設計要領第一集土工編第 6 章高盛土・大規模盛土 pp6-13
6）NEXCO：設計要領第一集土工編第 6 章高盛土・大規模盛土 pp6-19
7）NEXCO：設計要領第一集土工編第 1 章総説 pp1-43、1-44
8）NEXCO ：設計要領第一集土工編第 3 章切土 pp3-32

海外報告(エジプト国橋梁維持管理能力向上プロジェクト)

Report on the Project for "The Project for Improvement of the Bridge Maintenance Capacity in Egypt"

エジプト・アラブ共和国道路陸運総庁派遣JICA専門家　大　川　宗　男
神戸管理センター付　Muneo OKAWA

1.　はじめに

筆者は、2012年3月末より2年間の予定で、国際協力機構の長期専門家、同機構のエジプト国橋梁維持管理能力向上プロジェクト(以下、プロジェクトという。)のチーフアドバイザーとして、エジプト・アラブ共和国(以下、エジプトという。)の運輸省管轄の道路橋梁陸運総庁(GARBLT: General Authority for Roads, Bridges and Land Transport)で働く機会を与えられた。

本文は、プロジェクトの概要及びエジプトの橋梁の維持管理の現況に加え「アラブの春」以降混とんの中にあるエジプトの現況を報告するものである。

2.　エジプトの現状

2.1　エジプトの基本情報

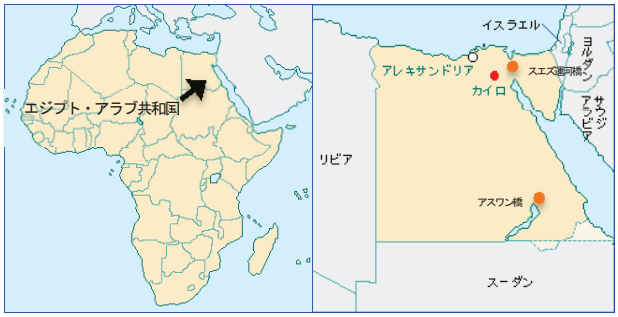
エジプトの国土面積は、約100万平方キロメートルで、日本の約2.65倍であるが、国土の95%以上が砂漠である（図-1）。人口は、約8,370万人で世界第15位の人口大国である。平均年齢24歳、30歳未満の人口が64%を示すように、人口は近年急速に増大し続け、若年層の占める割合が非常に大きい。

産業は、製造業16.1%、鉱業(石油、天然ガス)13.3%、農林水産業13.0%、卸売・小売業10.7%の4つの産業が主体で全体の53%を占めており、観光業は、4.4%程度とそれほど大きくはない。

外貨収入源は、観光、運河通航量、出稼ぎ外貨送金及び石油輸出が4大収入源である。

2011年のGDPは、2,357億ドルで世界第44位，アフリカでは、南アフリカ、ナイジェリアに次ぐ第3位で埼玉県の県民生産より大きい規模である。

道路網は、主要幹線道路及び地方道路で約9,100km、世界で2番目に古いとされる鉄道網は約6,700km整備されているが、旅客・貨物輸送は、自動車輸送に約95%以上依存する偏重したものとなっている。



図－1　エジプト・アラブ共和国とカイロの位置

Fig.1 Arab Republic of Egypt and Cairo

2.2　政治情勢

エジプトは、古代から文明の中心地であり、その後も長らくアラブ世界及びアフリカ世界において指導的地位にある地域大国である。しかし、2010 年末のチュニジアの「ジャスミン革命」に端を発した「アラブの春」は、2011 年 1 月にはエジプトにも波及し、30 年間政権の座にあったムバラク大統領を、僅か 18 日間で退陣に追い込んだ。この「1 月 25 日革命」以降、エジプトは長い混乱の中にある。

民主化運動によるムバラク大統領の退陣後、軍最高評議会は、2011 年 2 月 13 日に憲法を停止し、議会を解散して、一時的に国を統治することとなった。2012 年 6



写真－1　大統領決定時のタハリール広場

Photo.1 Tahrir Square at after the new president announcement

月の大統領選挙において、初の選挙により選ばれたムスリム同胞団の公認政党である自由公正党党首のムルスィー新大統領は、「新生エジプト」の実現のために働くと誓った（写真-1）。

しかし、2012 年 11 月新憲法の制定をめぐってムルスィー大統領の行動が、再び独裁を呼ぶとして、反政府デモや暴動が発生するようになった。ムルスィー大統領就任 1 周年にあたる 2012 年 6 月 30 日には、大規模な反政府デモが行われ、数百万人が参加した。それに乗じるかたちで軍が事実上のクーデターにより、2012 年 7 月 3 日にムルスィー大統領の権限を剥奪し、アドリー・マンスール最高憲法裁判所長官を大統領とした暫定政権を発足させた。エジプトで初めて民主的に誕生した政権は、僅か 1 年間で幕を下ろすことなった。

その後、ムルスィー大統領支持派の抗議行動が継続して行われ、2013 年 8 月 14 日には暫定政権がデモ隊の強制排除を実施したため、結果として 600 名以上の犠牲者がでた。強制排除後、暫定政権は非常事態宣言と夜間外出禁止令を出し、治安の確保を図ることとした。これらは、2013 年 11 月 14 日に解除された。12 月には、ムスリム同胞団がテロ組織として認定される等、暫定政権側は押さえ込みをしているが、主要大学でのデモ・治安部隊との衝突は継続しており、混乱は収束していない。

今年 1 月 14,15 日には、暫定政権で草案した新憲法案の国民投票が実施され、投票率は、38%程度であったが、98%の高い賛成率により承認された。革命 3 周年の 1 月 25 日で治安部隊と反政府デモで衝突が発生し、数十人の犠牲者が発生した。また、爆破テロによる被害者も多数発生した。混乱は、まだまだ継続しそうである。

2.3 「1月25日革命」後の経済情勢

2000年より好調であったエジプト経済は、「1月25日革命」以降、政情不安定により、90年代以降増加傾向にあった外国からの投資及び観光収入が激減し、外貨収入が減少したために、貿易赤字をカバーすることができず、経常収支の大幅赤字へとつながった。観光産業は、年間100億ドル以上の外貨収入をもたらす国家の重要な産業であるが、革命により大打撃を受け、2011年度は、過去最大であった2010年の2/3程度に落ち込んだ。

外貨準備高は、2012 年末には、必要最低水準の目安とされる輸入額の約 3 カ月分に相当する 150 億ドルを大きく下回っていたが、2013 年 7 月に暫定政府が発足した後、サウジアラビア等の湾岸諸国が合計 120 億ドルの支援を表明し、現在は一息ついた形となっている。

失業率は、観光業の衰退や経済回復のための施策の遅れ等により、革命以前より約 3%増加し、12.6%程度となっている。

GDP は、革命前の 2009/10 年度 GDP 成長率は 5.1%を記録したが、革命後の 2010/11 年度 GDP 成長率は 1.8%へと落ち込んでいる。また、主要格付け機関の長期外貨建て債務格付けは、4〜5 段階引き下げられている。

革命後のエジプト経済が抱える課題、a) 途上国平均を大きく上回る国内債務の累積、b) 継続するインフレ不安、c) 輸出産業の未発達と貿易収支の赤字、d) 低い生活水準と貧富の格差等は、革命以前からの構造的問題であり、解決には長い年月が必要であるといわれている。

3. GARBLTの現況

3.1 管理延長等

(1) 道路延長

GARBLT は、エジプト国内の幹線道路の建設・維持管理を行っており、管理している道路は、日本的にいえば、高規格道路と国道のみである。しかし、一部の道路は、住宅省により整備され、その後GARBLTに移管されている。

道路総延長	23,781km
Sinai半島	3,687km
下エジプト	9,689km
上エジプトと紅海	10,405km
規格別	
高規格道路	450km
国道	23,331km

(2) 橋梁数

GARBLTの管理している橋梁数を以下に示す。ナイル川架橋は、ナイル川本流とデルタ地帯においては、ディムヤート支流とロゼッタ支流に架かる橋梁数である。地域別では、デルタ地域に約7割の橋梁が集中している。

斜張橋（スエズ運河橋、アスワン橋（写真-2））	2	
ナイル川架橋	31	
Upper 橋（高架橋）	475	
Surface 橋	1,106	
可動橋	91	
計	1,705	橋



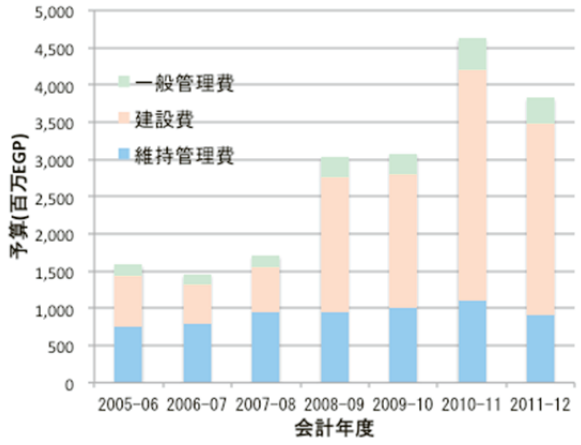
写真－2 アスワン橋全景

Photo 2 General view of Aswan Bridge

3.2 予算

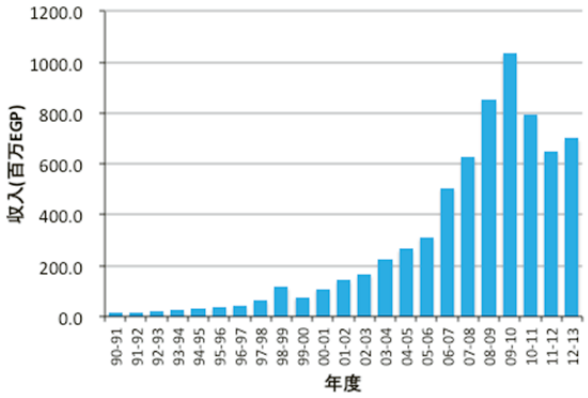
GARBLT の予算は、年々増加の傾向であったが、「1

月 25 日革命」後減少に転じている（図-2）。また、維持管理費の約 8～9 割を賄っている過積載車への課徴金、有料道路収入、道路広告による収入は、経済の発展に伴い急激な上昇を示したが、「1 月 25 日革命」による経済活動の停滞により、減少傾向にある（図-3）。



図－2　GARBLT予算の推移

Fig.2 Change of the budget of GARBLT



図－3　GARBLT収入の推移

Fig.3 Change of the revenue of GARBLT

3.3　橋梁管理の現況

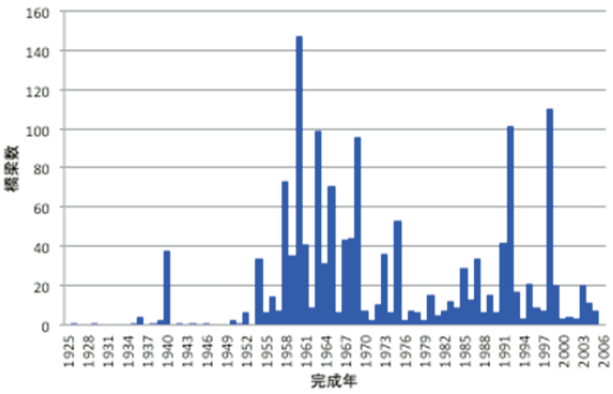
(1) 完成年・上部構造使用材料別橋梁数

GARBLT の管理橋梁を完成年、上部構造使用材料別に整理したものを図-4, 5 に示す。GARBLT が管理している橋梁の平均供用年数は、約 40 年である。1960 年代は、当時のナセル大統領が、第二次中東戦争後積極的に整備を進めたため、多くの橋梁が建設されている。

上部構造使用材料別橋梁数では、コンクリート橋が 87%、鋼橋が 8%、木製等その他が 5%となっている。

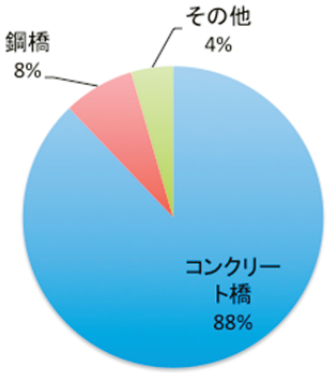
(2) GRBLTの維持管理体制

橋梁の維持管理は、基本的には全て本部が実施している。しかし、基本点検の概念は無く、各地方事務所のパトロールにおいて損傷が確認された場合、地方事務所が損傷リストを作成し、本部に送付する。その後本部による点検が実施されている。



図－4　完成年別橋梁数

Fig.4 History of the number of bridges of GARBLT



図－5　上部構造使用材料別橋梁数

Fig.5 Number of bridges by using materials of superstructure

本部の点検は、補修業務を契約したコントラクタが選定したコンサルタントが実施している。補修業務は、全国を 4 つの地域と可動橋で 5 つの補修業務を GARBLT 本部が直接契約している。なお、伸縮装置については、全国を 3 つの地域に分け実施している。

コンサルタントが実施した点検の報告書は、多いものでも 5 ページ程度である。内容は、損傷が数行に列記されているのみで、損傷の程度、劣化の原因は記載されていない。しかし、これを基に多くの補修が実施されているのも事実である。

3.4　代表的な損傷事例

(1) 床版の損傷

現在、床版の老朽化、大型車の増大、施工不良による強度不足等様々な理由で、床版の損傷が発生している。それらの対応として、GARBLT では、床版の打替え、あるいは上部への増厚により損傷した床版の補修工事を実施している（写真-3）。これらの原因として、設計荷重が引き上げられたにもかかわらず、旧基準により建設された橋梁を荷重制限なしで通行させていることも一因としてある。



写真－3　上面増厚工法による床版補強

Photo 3 Deck slab repair works by overray method

⑵ 塩害

地中海沿岸部の多数の橋梁において塩害が発生している。**写真-4** の橋梁は、アレキサンドリアから約 120km 東に位置し、インターナショナル・コースタル道路が地中海とナイル川デルタの塩湖であるブルルス湖をつなぐ水路をまたいでいる。橋梁形式は、コンクリート桁橋で、地中海沿岸部に位置する他のコンクリート橋と同様に塩害が進行しており、上下部工とも鉄筋腐食が原因での鉄筋体積膨張によるひび割れ、かぶりコンクリートの剥落が生じている（**写真-5**）。



写真－4　ブルルス橋全景

Photo 4 General view of Burullus Bridge



写真－5　塩害により鉄筋が破断した橋脚

Photo 5 Broken rebar at the piar by chloride attack

劣化の程度は、一般的な判断基準（コンクリート工学協会）では、「劣化期」と判断され、鉄筋の腐食量の増加による耐荷力の低下が明らかになる時期に達している。このため、GARBLT においても、同様な状態の橋梁に対する補修を実施して来ているが、再発しているのが現状である。対策時に、塩化物イオンが内部まで移動していることを想定せず、表面だけの対策をしたため、内在塩分により鋼材の腐食が進行したものと想定される。来年度に、塩化物イオン濃度の試験を実施し、今後の劣化予測を行い、最適な対策工法の選定について提案したいと考えている。

⑶ 鋼桁の疲労破壊

大型車の増大、粗悪な溶接品質により、疲労破壊が発生している。**写真-6** の橋梁は、カイロ-アレキサンドリア・アグリカルチュア道路のビアカット・エル・サバ橋の下り車線において疲労破壊により、曲げ破壊を生じる損傷が発生した。この橋梁は、4 主桁橋であるが、3 主桁において疲労破壊が発生している。

翌日に実施した高倍率望遠レンズにより疲労破断面の観察を実施した結果、溶接部を始点とする亀裂であることが確認できたことから、溶接欠陥からの疲労亀裂であると推定できた。

この橋は、エジプトでは極厚板の調達が厳しいことから、下フランジの板厚を稼ぐため、下フランジの応力が厳しい範囲について、追加の鋼板を溶接接合により一体化して対応している。また、追加のプレート間も溶接接合となっている。この追加のプレート間の溶接接合より疲労亀裂が発生している。

下り車線で今回損傷が確認されたのは、疲労亀裂によると思われる桁腹板の破断が 2 箇所、下フランジ継手部のひび割れが 1 箇所であった。

下り車線の第 4(車線中央側) 主桁の亀裂は、ウエブ上部に位置する横リブも破壊し、上フランジまで達している（写真-7, 8）。また、亀裂面がさびていることから、亀裂発生後時間が経過していると思われた。

調査結果の報告書を GARBLT に提出したが、疲労亀裂の概念が無いことに加え、溶接部の X 線調査結果が全て合格であったことから、溶接欠陥からの疲労亀裂で



写真－6　疲労破壊したビアカット・エル・サバ橋

Photo 6 Birkat El Sab Bridge destroyed by fatigue Crack



写真－7　第4主桁の疲労亀裂

Photo 7 The fatigue crack at the Fourth main Girder



写真－8　第４主桁下フランジ疲労亀裂破断面

Photo 8 The broken-out section of the fatigue crack at lower flange

あることを受入れ難いようであった。また、亀裂のさびの存在については、管理責任につながるため、GARBLT側の抵抗は大きかった。その後、高所作業車を用いた近接目視により、溶接部に溶接欠陥が数多く確認できたことから、私の調査報告書が運輸大臣に提出されることとなった。

その後、この橋は架け替えられたが、架け替えの際は、下フランジに70mmの極厚板を採用するとともに、溶接品質の確保のため、2社による溶接検査を実施した。

(4) 鋼床版Vリブの疲労亀裂

疲労は、都市部の橋梁においても発生している。カイロ都市圏内の道路は、GARBLTの管轄ではないが、住宅省からの情報により、鋼床版橋梁において損傷が発生しているとの相談を受け、現地調査を実施した。

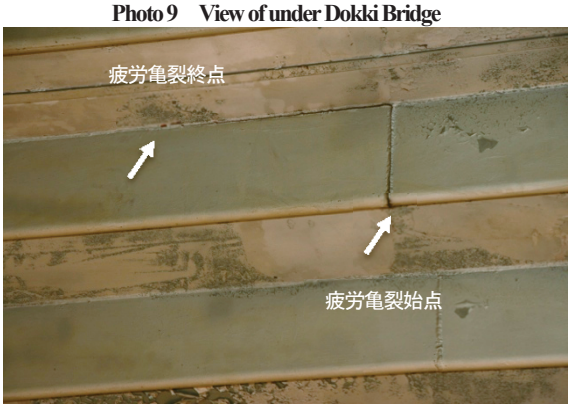
都市部の主要道路間の交差部には、鋼床版構造の高架橋が、多く建設されている。これらの高架橋の鋼床版の特徴は、すべり止め程度の薄層舗装とVリブを採用している。**写真-9**の橋梁は、ピラミッドで有名なナイル川西岸のギザ地域に位置するドッキ橋である。ドッキ橋の鋼床版裏面のVリブ溶接継手部はほとんど疲労破壊が発生し、その後鋼床版下面に達した後、Vリブ上部溶接部で橋軸方向に亀裂が進展している状況である（**写真-10**）。

また、対策としてV型の鋼板を溶接接合でかぶせる方法で補修が行われているが、溶接の品質が悪く、新たな亀裂が発生している状況である。このため、更に大規模に補修を実施しているが、補修部の亀裂の発生と補修部材の落下による第三者被害の発生が心配である。



写真－9　ドッキ橋

Photo 9　View of under Dokki Bridge



写真－10　鋼床版Vリブ継手部の疲労亀裂

Photo 10 The fatigue crack on the V-rib of the steel deck

(5) 鋼床版舗装の損傷

日本が無償資金協力により建設したスエズ運河橋（**写真-11**）の鋼床版舗装は、SMA(Stone mastic asphalt)により舗装されたが、供用後間もなく過積載車の走行によると思われるひび割れが発生した（**写真-12**）。その後、補修を実施しつつ供用されているが、現在もひび割れは進展している。特に、夏期には大きな斜めひび割れが発生している。



写真－11　スエズ運河橋全景

Photo 11 General view of Suez Canal Bridge



写真－12　スエズ運河橋舗装のひび割れ

Photo 12 The crack of the pavement of the Suez Canal Bridge

このひび割れは、コンクリート桁のせん断ひび割れのような形状で発生し、舗装表面から鋼床版に達している。この原因として、舗装と鋼床版が既に分離しており、夏の橋軸直角方向からの日射により桁が湾曲し、その変形に舗装が追随できないため、舗装にひび割れが発生したものと推察される。GARBLTにおいて、2013年に再舗装を計画していたが、同年7月に起きた政変後のシナイ半島の治安の悪化に伴い、軍により本橋が通行止めとなっていることもあり、舗装計画が中断された状況となっている。

4.　プロジェクトの概要

4.1　プロジェクトの概要

本プロジェクトは、技術協力プロジェクトであり、専門家派遣と機材供与が中心となっている。以下に概要を示す。

(1) プロジェクト目標

1) 上位目標:
エジプト国において橋梁維持管理が適切に実施される。

2) プロジェクト目標:
GARBLT の橋梁管理能力が向上する。
指標 1. 20 橋の対象橋梁の点検が、GARBLT 技術者によって適切に実施される。
指標 2. いくつかの対象橋梁において、代表的な補修作業が完了する。
指標 3. GARBLT は、各ディストリクトで対象橋梁以外の橋梁に関する点検を開始し、その点検・補修作業記録が適切に BMS(橋梁維持管理システム)にインプットされる。

3) 予測される成果:
- GARBLT における維持管理サイクルが改善する
- GARBLT における橋梁点検能力が改善する
- GARBLT における橋梁補修能力が改善する。
- GARBLT における BMS が整備される

(2) 日本側負担内容

1) 専門家派遣
長期専門家・・・チーフアドバイザー
短期専門家　橋梁点検専門家 1
橋梁点検専門家 2(非破壊検査)
斜張橋専門家
橋梁補修専門家
BMS 開発専門家
コーディネーター

2) 機材供与
橋梁点検車（**写真-13**）
(BARIN 社製、プラットフォームタイプ 15m)
橋梁点検機材(非破壊検査機器)
橋梁補修機材、補修材

3) 本邦研修
3～5 人/年：3 年分



写真－13　橋梁点検車(フィリピン導入事例)

Photo 13 Bridge Inspection Vehicle (Example in the Philippine)

4.2　プロジェクトの活動状況

(1) 上位目標

プロジェクトの上位目標を達成するために、エジプト国の幹線道路の計画・整備を実施している住宅省にプロジェクトの概要説明を実施するとともに、今後の提携について協議している。また、アラブ道路連盟にプロジェクトの概要説明を実施し、今後、アラブ道路連盟に対してプレゼンテーションを実施することで合意した。

(2) 維持管理サイクルの改善

我が国の橋梁維持管理体制を参考とし、GARBLT に導入すべき体制、施策をより具体的に検討可能になることを目的として長官研修を計画したが、2013 年 7 月の政変の時期と重なったため、運輸省の要請により急きょ中止となった。

維持管理サイクルの改善には、GARBLT の維持管理体制の強化が急務であるため、監督官庁である運輸省と GARBLT 橋梁維持担当者の人員増要求について協議を実施している。

(3) 橋梁点検能力の改善

開発中の点検マニュアルにより、巡回点検の OJT（**写真-14**）を 3 地方事務所，基本点検の OJT を 1 地方事務所(2 橋)、非破壊検査の OJT を 5 事務所で実施した。しかし、全体で 20 橋の基本点検を実施し、BMS に入力する必要があることから、今後、基本点検の OJT の実施を急ぐ必要がある。

なお、アスワン橋の点検マニュアルは、Dfaft版が完成し、巡回点検、基本点検のOJTを終了している。今後、塔内部の点検、橋梁点検車を用いた点検のOJTを実施予定である。



写真－14　非破壊検査OJT

Photo 14 On the Job Training on Non Distractive Test

(4) 橋梁補修能力の改善

ワーキンググループにおいて補修マニュアルを討議中である。今後、早期にマニュアルを完成させるとともに、効果的な補修工法の提案を行う予定である。

(5) BMSの開発

BMSは、2013年夏にフェーズI(データーベース機能)の開発を終了し、GARBLT技術者によるBMSへの入力OJT（**写真-15**）も完了した。現在、2014年2月末の完成を目指し、フェーズII(マネジメント機能)の開発を進めている。フェーズIIでは、補修費算定機能、健全度評価、優先度選定機能を開発している。なお、システム開発は、プロジェクト完了後の支援を考慮し、ローカルコンサルタントと契約し実施している。



写真－15　BMS入力OJT

Photo 15 On the Job Training for data inputting to BMS

(6) 本邦研修

2012年、2013年と本邦研修を実施し、計10名のGARBLT技術者が参加した。本邦研修では、国総研、土研で講義を行うとともに、本四高速において非破壊検査等の実地研修を実施した（**写真-16**）。本邦研修参加者のプロジェクトへの参加意識は、帰国後強くなっている。



写真－16　本邦研修時の非破壊検査現場研修

Photo 16　On the Site Training on Non Distractive Test in JAPAN

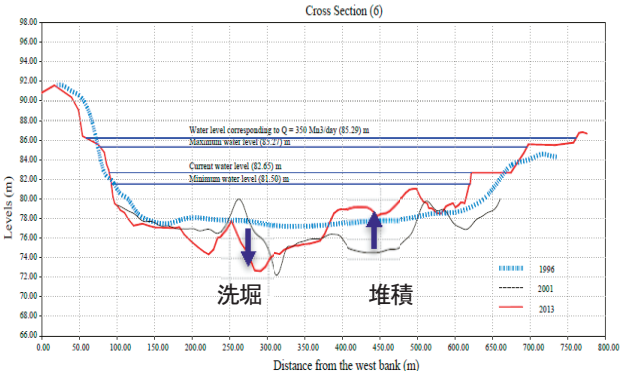
4.3　プロジェクトにおける調査

長期専門家の予算で維持管理サイクル向上ための調査を実施している。2012年度には、アスワン橋において精密点検として深浅測量とケーブル張力測定を実施した。2013年度は、鋼桁の疲労破壊が発生したことを踏まえ、実橋において疲労調査を実施している。

(1) アスワン橋精密点検

アスワン橋は、スエズ運河橋とともにGARBLTが管理する斜張橋である（**図-8**）。しかし、当初計画の点検項目にケーブル張力測定が含まれてなかったこと、また、アスワンハイダムにより水量は調整されているとはいえ、世界的大河川であるナイル川の河底変動があることは容易に想像できたため、精密点検として深浅測量とケーブル張力測定を実施した。

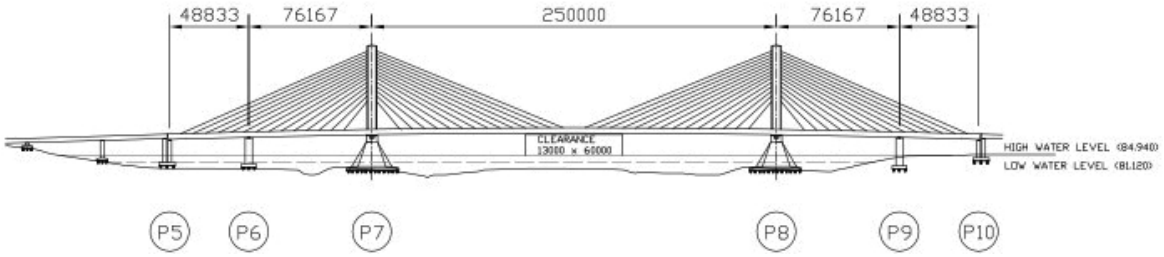
深浅測量の結果、西側橋脚周辺で約5mの洗堀、東側橋脚付近で約5mの堆積が確認された（**図-7**）。深浅測量を担当したナイル河研究所によると、他の区域でも同様な現象が発生しているとのことで、定期的な確認が必要である。



図－7 アスワン橋付近ナイル川横断図

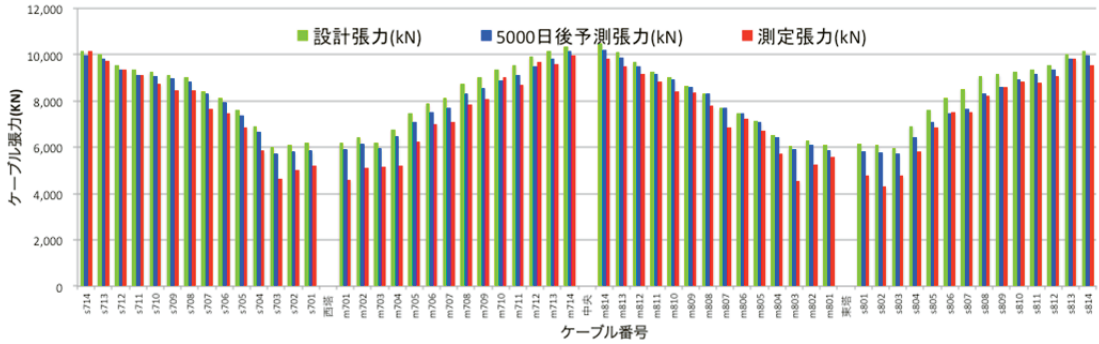
Fig.7　Cross section of the Nile at near the Aswan Bridge

ケーブル張力測定は、張力の導入から約4,200日後に実施されたが、設計時に予測した5,000日後の張力推定値よりも減少した値となっている（図-9）。特に、塔付近両側4～5本の短ケーブルにおける張力の減少が他のケーブルより大きい結果となった。この原因として考えら



図−8 アスワン橋一般図

Fig. 8 General drawing of the Aswan Bridge



図−9 アスワン橋張力測定結果

Fig.9 Measyrement resilt of the cable tension of the Aswan Bridge

れるのは、コンクリート製の塔であることから、完成後のクリープ・乾燥収縮による塔高さの減少が短ケーブルに影響した可能性がある。また、ケーブル張力は振動計測による固有周期分析から間接的に算出しており、この算出方法では、設定したケーブル定着部支持条件の違いが短いケーブルほどより大きく結果に影響を及ぼす。したがって、この支持条件の設定による誤差が短いケーブルで大きく現れているという可能性がある。定期的に測定することをGARBLT側に提案している。

(2) 疲労調査

昨年、カイロ−アレキサンドリア・アグリカルチュア道路のビアカット・エル・サバ橋の下り車線において発生した疲労破壊を踏まえ、同路線における大型車走行状態の把握と、同型式鋼橋における大型車による応力振幅範囲を確認する調査を 2014 年 1 月に契約した。2 月に現地計測を行い、3 月末に報告書が提出される予定である。

4.4 プロジェクトの課題

本プロジェクトは、現在開始後 1 年 10 ヶ月が経過しようとしている。しかし、進捗は社会情勢の影響もあり、当初の予定より遅れている。今後の課題を以下に述べる。

(1) GARBLT 技術者の絶対数の不足

技術者数が絶対的に不足しており、プロジェクト期間中の影響だけではなく、プロジェクト終了後、誰が点検を実施するかについて未確定な部分がある。組織強化の必要性を監督省庁である運輸省に説明しているが、解決はされていない。今後、移転した技術が、GARBLT において持続的に活用できる体制を構築するため、点検の外注化も含めた議論を運輸省も含め行うことを考えている。

(2) 社会情勢

2012 年末のムルスィー大統領の新憲法制定に対する一連の反政府デモ、2013 年 7 月政変後の反政府活動が、GARBLT 周辺の広場、大学で実施されている。これらにより、自宅待機、早期退社等が発生している。また、2013 年 8 月下旬より、約 40 日間の退避一時帰国も発生した。更に、昨年末からは、イスラム過激派による爆弾テロが多発しており、OJT の実施にも影響が出ている。今後も、これらの影響が予想されるため、安全情報を確認しつつ活動を行う必要がある。

5. おわりに

家族が 2013 年 8 月にエジプトに訪れた際、動乱の中の僅かな時間にピラミッドを訪れることができたが、現在、訪れる外国人はまばらである。また、業務において、アスワン、ルクソール等の観光都市も訪れるが、状況は同様で、外国人観光客の減少がホテル・レストランのサービスの低下を招く悪循環に陥っている例も見られた。

現在、暫定政権は、新憲法案の国民投票を実施し、承認を得るとともに、暫定統治の終結と民主政治への回帰に向けた日程を示している。今年春には、前倒しで大統領選挙、その後に議会選挙が行われる予定である。これらの民主政治のプロセスが平和的に行われ、人類の遺産が数多くあるエジプトに、再び外国人が安心して旅行できる環境が整い、エジプトが活況を取り戻すことを願いたい。

■第36回 IABSE シンポジウム

第36回国際構造工学会シンポジウム（IABSE Symposium）が、2013年9月24日から27日の間で、インド、コルカタ市のITCソナーホテルにて開催された。IABSEは、1929年に設立され、土木と建築を包含し、現在世界の100数ヶ国から約4,100の会員（個人・団体）が加入している、この分野では最も長い歴史をもつ学会組織である。

今回のシンポジウムは、Long Span Bridge and Roofs Development, Design and Implementation をテーマとして行われ、約30ヶ国から400人以上の参加者があった。

シンポジウムは、2つのキーノートセッション（**写真-1**）、3つの全体会議に引き続き、18のテクニカルセッションにわたる合計124の論文発表、30のポスターセッション及び展示会により構成された。



写真-1　キーノートセッション

テクニカルセッションでは、橋梁及びドーム状建築物の“計画”“設計”“調査”“施工”“運営及び維持管理”の各テーマに沿って発表が行われた。

特に長大橋に関しては、吊橋、斜張橋に関する調査・設計・施工・維持管理等についての論文が多く発表され、中央支間長が2000mを超える吊橋における主塔形状、主ケーブル強度等の検討に関するものも発表されていた。また、現在、トルコ共和国で建設が進められているイズミット湾横断橋に関する論文も発表され、ドライドックで製作された主塔基礎ケーソンが、今回のシンポジウム期間中に現地へ曳航された旨の報告があった。

本四高速からは、長大橋技術センター総括・防食グループ竹内サブリーダーが参加し、「Development of a new non-destructive inspection technique of suspender ropes of suspension bridges」をポスターセッションとして発表した。本論文は、全磁束法を用いた吊橋ハンガーロープの非破壊検査手法と結果の評価、損傷の程度に応じた補修方法を紹介したものである。ポスターセッションは、会場ホテル内に設けられた室内に、パソコンとモニターディスプレイがセットされ、パワーポイントの自動プレゼンテーション、という形態で行われた（**写真-2**）。



写真-2　ポスターセッション

また、シンポジウム会場に隣接する建物（Milan Mela Holl）内において、期間中、展示会（エキシビション）が行われ、各ブースでは、インド国内の建設・建築に関連する企業及び、政府関係機関等の事業紹介がされていた（**写真-3**）。



写真-3　展示会（エキシビション）

なお、慢性的な道路交通渋滞に苦しんでいるコルカタ市ではインドで最初の地下鉄路線として1984年に開業した「南北線」に続き「東西線」の建設が進められている。今回は行程の関係で参加できなかったが、テクニカルツアーとして、この東西線建設現場が紹介されていた。

今後IABSEでは、2014年9月にスペインのマドリッドで第37回IABSE シンポジウムを、また、2015年5月には奈良において、IABSE カンファレンスをそれぞれ開催する予定としている。

（長大橋技術センター　総括・防食グループ　竹内政彦）

技術ニュース

■第7回ニューヨーク市橋梁会議

第7回ニューヨーク市橋梁会議（New York City Bridge Conference）が、2013年8月26日、27日の2日間にわたり、ニューヨーク・マリオット・イーストサイドホテルで開催された。同会議は、各国の橋梁技術者（管理者、設計者、研究者、施工者）が最先端の橋梁技術について発表とディスカッションを行う場として、2001年よりほぼ2年に一度の間隔で開催されている。主催はBridge Engineering Association。

会議では、米国のほか、日本、英国等10カ国以上から91編の論文発表が行われた。論文発表は、ケーブル構造橋梁、床版健全度評価とリハビリテーション、解析・設計、耐震解析・設計、健全度評価と補強、モニタリング、新規建設と架け替え、点検・マネジメント・リハビリテーション、最新の設計コンセプト、橋梁の歴史と景観、のセッションに分類され、3つの会場で行われた。また、両日の初めには、7つの基調講演が行われた。

長大橋に関する発表としては、英国フォース道路橋のトンネルアンカレイジの健全性調査報告、最近完成した自定式吊橋であるサンフランシスコ・オークランド・ベイブリッジの建設に関する報告、吊橋ケーブルの乾燥空気送気システムの黎明期から現在に至る歩みについての報告、ニューヨークのいくつかの吊橋を管理する都市交通公団（MTA）の今後の補修・補強計画等についての報告があった。

本四高速からは、「大鳴門橋多柱基礎の耐震性照査及び補強」について花井総括・防食グループサブリーダーが発表を行った。

会議に先立つ25日には、テクニカルビジットとして、船上よりイーストリバー上に架かる橋梁の視察を行った。北はMTAの管理するロバート・F・ケネディ橋（旧トライボロー橋）から、マンハッタンの先端付近に位置するニューヨーク市管理のウィリアムズバーグ橋、マンハッタン橋、ブルックリン橋を巡り、南はブルックリンとスタテン島を結ぶヴェラザノ・ナローズ橋（MTA）を遠くから視察した。ニューヨーク市の管理する3橋はいずれも橋齢100年を超えており、視察時にも大規模な補修工事が実施されていた。ブルックリン橋では桁の塗替えと取付高架橋の補修、マンハッタン橋ではケーブルの補修やハンガーロープの全数交換が行われていた。新設ハンガーロープは、メンテナンス性の向上を目的として、下側定着部を桁下端から桁上端に変更していたが、桁上端では従来の4本を定着するスペースが無いため、ハンガーロープの途中で4本から2本に盛り替える構造を採用していた。

（長大橋技術センター　総括・防食グループ
サブリーダー　花井拓）



写真-1　開会・基調講演



写真-2　発表の様子



写真-3　ブルックリン橋



写真-4　マンハッタン橋

技術ニュース

■第17回IRF世界道路会議（リヤド）

「第17回IRF世界道路会議（IRF 17th World Meeting & Exhibition）が2013年11月10日～14日サウジアラビアの首都リヤドにおいて展示会と論文発表が開催された。

IRF（International Road Federation：国際道路連盟）は安全かつ持続可能な道路及び道路ネットワークの開発や維持管理についての道路工学関連の専門技術の推進、情報の共有、技術の発展を目的として1948年設立されており、本会議は道路及び道路交通に関して広範な領域にわたっての情報交換を実施する約4年に一度の国際会議である。会議では交通政策、交通管理、舗装工学、ITS 、橋梁、トンネルなど11のテーマにわたって60カ国以上からの参加で450を超える論文が発表された。

会議では舗装に関する話題が比較的多く、その内容も舗装設計から舗装材料、施工、維持管理と幅広いテーマで発表されている。その中で舗装のアセットマネジメントに関するテーマで本四高速から保全部保全企画課杉山代理が「本四高速道路の舗装マネジメントシステム（Pavement Management System for Honshu-Shikoku Bridge Expressway）」について発表を行った。

本会議終了後にはスタディーツアーとして、サウジアラビア内務省の交通警察が管轄する交通管制センターとリヤド開発庁が事業実施しているWadi Hanifa 環境再生プロジェクトの視察を行った。交通管制センターでは交通管理のほか、最新の技術により交通違反車の取締りを自動化したシステムを構築している。またWadi Hanifa 環境再生プロジェクトでは砂漠の中で大変貴重な水をテーマとした事業であり、既に100kmにわたる水系と周辺の一部公園等の施設は完成しているが、今後も更に周辺施設の整備を進めることとなっている。

（保全部　保全企画課　杉山剛史）

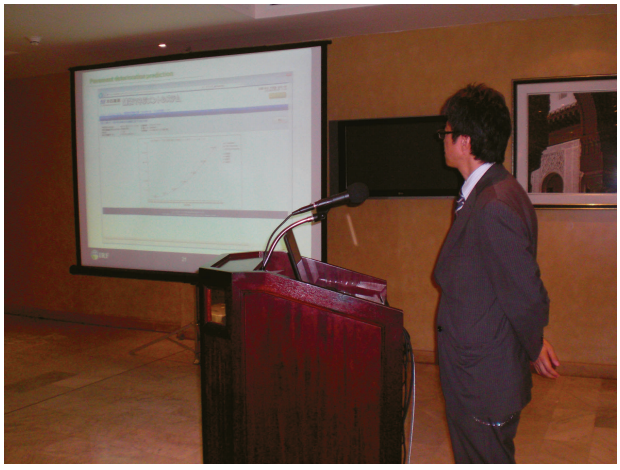


写真-1　発表の様子



写真-2　エキシビション（Japan Booth）



写真-3　Traffic control center



写真-4　Wadi Hanifa　環境再生プロジェクト

文　献　紹　介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介　(13.08～14.01)

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
完成後に得られた減衰特性と気流特性を考慮した「門崎高架橋」(4径間部)の耐風性再調査	杉本高志 松田一俊 楠原栄樹	石川島播磨技報 Vol.46No.1	46	1	200603	8
橋梁の塗装ロボット	坂本光重 廣田昭次 河野正樹	土木施工2006.4			200604	7
有理関数近似モデル空気力を用いた長大吊橋耐風応答解析法の検討	楠原栄樹 山田均 勝地弘	第19回風工学シンポジウム			200612	6
二箱桁断面のフラッター特性に関する基礎検討	楠原栄樹 山田郁夫 遠山直樹 麓興一郎	第19回風工学シンポジウム			200612	6
吊橋ケーブルの防食に学ぶ	長谷川芳己	土木学会誌 vol.91no.12	9	12	200612	3
レーザードップラー速度計とトータルステーションを用いた超遠隔自動振動計測システムの構築	久保田慶太 宮下 剛 Jaime Hernandez Jr 藤野陽三 宮本則幸 末廣弘靖	土木学会全国大会第62回年次学術講演会			200709	3
長大斜張橋の地震応答解析におけるケーブルのモデル化の影響	山口和範 福永勧	土木学会全国大会第62回年次学術講演会			200709	3
コンクリート高構造物の保全作業における接近装置の開発-真空吸着車輪ゴンドラ-	八杉行治 三谷宣博 中村修	建設の施工企画 07.10			200710	7
橋梁管理路に対するFRP適用に関する検討	大谷康史 荻原勝也 貴志友基	平成20年度国土交通省国土技術発表会			200810	6
関西の地盤・プロジェクト第2部年代編道路・橋梁(1980～90年代)	福永勧 堀江佳平	地盤工学会関西支部50周年記念誌			200811	7
明石海峡大橋動態観測設備で観測された台風時強風記録の分析	楠原栄樹 山田郁夫 横井芳輝	第20回風工学シンポジウム			200812	6
Seismic Verification of the Akashi-kaikyo Bridge against Large-scale Earthquakes (大規模地震に対する明石海峡大橋の耐震性照査)	遠藤和男 奥田基 福永勧	第6回都市地震工学国際会議			200903	6
本州四国連絡橋の防食の事例	長谷川芳己	第12回鋼構造と橋に関するシンポジウム			200908	12
本州四国連絡橋における維持管理	田向和則	土木学会関西支部鉄道橋マネジメント共同研究グループワークショップ報告書			200908	7

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
長大橋の円形断面ケーブルの空力振動に関する現地観測(Field Observation of Wind-induced Vibration for Circular Cable of Long-span Bridges)	楠原栄樹 福永勧 遠山直樹	第7回国際吊構造橋梁管理者会議			201005	8
本四連絡橋の橋体の動態観測	福永勧 楠原栄樹	5WCSCM			201007	13
A STUDY ON SEISMIC RETROFIT OF OHSHIMA SUSPENSION BRIDGE WITH EMPHASIS ON TOWER-GIRDER COLLISION PROBLEM	遠藤和男 福永勧	第26回日米橋梁WS			201009	10
本州四国連絡高速道路株式会社	安全技術部安全防災課	高速道路と自動車 第53巻第12号	53	12	201012	4
本州四国連絡高速道路株式会社	経営計画室、経理部、企画部	高速道路と自動車 第54巻第6号	54	6	201106	4
世界最大の風洞と模型で実験	楠原栄樹	JSSCテクニカルレポート～風を知り風と付き合う・耐風設計入門～			201107	2
明石海峡大橋全橋模型試験のフラッター発生時における水平振動に関する考察	楠原栄樹 松本勝	「フラッターの制御と利用」に関する第1回シンポジウム			201109	6
実物大供試体を用いた橋梁の並列ケーブルのウェイクギャロッピング特性	河藤千尋 久保義人 結城洋一 石井博典 畠中真一	土木学会構造工学論文集Vol.58A	58		201203	10
亜鉛めっきの劣化度評価法検討	楠原栄樹	(社)日本建設機械施工協会年報			201207	1
Development of a hybrid camera system for bridge inspection(橋梁点検用ハイブリッドカメラシステムの開発)	楠原栄樹 川端淳 阿部明弘 岡澤達夫 西村正三 木本啓介	IABMAS2012			201207	7
Maintenance Optimization of Suspender Ropes of Suspension Bridges (吊橋のハンガーロープ維持管理の最適化)	酒井和吉 楠原栄樹 森山彰 荻原勝也	IABMAS2012			201207	8
橋を守る	岸本良孝	Structure Painting Vol.40	40		201209	1
明石海峡大橋並列ハンガーロープのウェイク振動対策	竹口昌弘 福永勧	日本風工学会誌			201210	8
瀬戸大橋海上部コンクリート構造物の劣化と対策-吊橋アンカレイジにおけるポップアウト対策-	坂本佳也	高速道路と自動車 第55巻 第10号	55	10	201210	5
本州四国連絡橋の塗替塗装工事における省力化への取組み-素地調整工具の開発-	小林克己 貴志友基 坂本光重	高速道路と自動車 第55巻 第11号	55	11	201211	5
長大橋梁群の維持管理と技術開発	藤原亨	橋梁と基礎2013.1 Vol.47	47		201301	1

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
DEVELOPMENT OF PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEM FOR HONSHU SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY (舗装マネジメントシステムの開発)	今井清裕 杉山剛史	14thREAAA			201303	8
明石海峡大橋主塔の制振対策再評価(Evaluation of Vibration Control Devices for the Akashi-Kaikyo Bridge Main Towers)	竹口昌弘 福永勧 河藤千尋	ICSBOC2013(国際吊構造橋梁管理者会議)			201306	9
日本における主ケーブル送気システムの現況 (Present Situation of Dry Air Injection System for Main Cables in Japan)	荻原勝也 酒井和吉 政田潔	ICSBOC2013(国際吊構造橋梁管理者会議)			201306	7
長大橋海中基礎の防食工法の開発(DEVELOPMENT OF ANTICORROSION SYSTEM FOR UNDERWATER STEEL STRUCTURES OF LONG-SPAN BRIDGES)	楠原栄樹 酒井和吉 森脇正生 花井拓	StraitCrossingSymposium(ベルゲン国際会議)			201306	10
Akashi Kaikyo Bridge Project (明石海峡大橋プロジェクト)	加島聰 今井清裕	Strait Crossing 2013			201306	10
橋梁タワーの耐風対策(明石海峡大橋、多々羅大橋)	竹口昌弘 花井拓 森下尊久	日本風工学会誌			201307	7
供用後25年を経過した瀬戸大橋の維持管理	楠原栄樹	国土交通省四国地方整備局四国技報			201307	5
本四高速(株)の耐震補強に対する取り組み	福永勧	橋梁と基礎2013.8 Vol.47	47	8	201308	3
本州四国連絡道路におけるコンクリート構造物の現況と評価	森脇正生 酒井和吉 大藤時秀 籠池利弘	土木学会全国大会第68回年次学術講演会			201309	3
赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ検知による疲労亀裂検出技術	溝上善昭 和泉遊以 阪上隆英	土木学会全国大会第68回年次学術講演会			201309	2
赤外線サーモグラフィを用いた塗膜の浮きの検出	大塚雅裕 阪上隆英 矢野吉治 若林伸和	土木学会全国大会第68回年次学術講演会			201309	3
大鳴門橋ハンガーロープ定着部補修効果の確認	大谷康史 森山彰 越野勝	土木学会全国大会第68回年次学術講演会			201309	2
Aged Deterioration Inspection Results of Suspender Ropes by Main Flux Method (吊橋ハンガーロープの新たな非破壊検査手法の開発)	酒井和吉 貴志友基 荻原勝也	IABSESymposium			201309	8
本州四国連絡道路におけるコンクリート構造物の維持管理	森山彰 大藤時秀	第30回日本道路会議			201310	3
厳しい腐食環境下における管理用部材の劣化に関する調査と今後の補修方針の検討	西山傳	第30回日本道路会議			201310	2
長大橋に用いる大型BP・B支承のすべり板補修に関する調査検討	大西諒	第30回日本道路会議			201310	2

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
塗装局部補修仕様と近接手段の検討～本州四国連絡橋鋼構造を対象として～	大谷康史 森山彰	高速道路と自動車 第56巻 第10号	56	10	201310	4
道路照明柱基部腐食の対策と経過観察についての報告	日高英治	平成25年度国土交通省国土技術研究会			201311	6
PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEM FOR HONSHU SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY（舗装マネジメントシステム）	杉山剛史 今井清裕	17th IRF			201311	9

※本四技報，技術発表会は除外。

本四技報編集委員会・幹事会名簿(五十音順) 平成26年2月28日現在

委員長	藤原　亨	幹事長	荻原勝也
委員	今井清裕	幹事	糸日谷淑光
	荻原勝也		遠藤和男
	川上賢明		大塚雅裕
	木村一也		荻田隆行
	小林義弘		香川晃
	高津知司		川端淳
	福永勧		熊井貴弘
	真辺保仁		後藤敦
	村田知司		竹内政彦
	森山彰		竹口昌弘
	山口和範		二宮仁司
	山田和彦		布廣淳史
	矢野稔		藤城忠朗
			矢野賢晃

本四技報　第 122 号

発　　行　平成 26 年 3 月 15 日
編集・発行　本州四国連絡高速道路株式会社
印　　刷　有限会社　セキグチ

本州四国連絡高速道路株式会社
Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited
〒651-0088　神戸市中央区小野柄通 4-1-22
アーバンエース三宮ビル内
電話番号：078(291)1000（代表）
http://www.jb-honshi.co.jp

PRINTED WITH SOYINK
R70 古紙パルプ配合率70%再生紙を使用