ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.39 No.123 2014.9

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 123 号　目次

Contents of Honshi Technical Report No.123

【巻頭言】

新たな維持管理時代に向けて何をなすべきか……取締役常務執行役員　金崎智樹… 1
What should we do for new maintenance era ?

【技術論文】

淡路島地震で被災した鋼橋の復旧工事……保全部　道路保全課長　磯江浩… 2
Restoration work of the steel bridge stricken　(前)鳴門管理センター　道路維持課長
by the Awaji-Island earthquake　鳴門管理センター　道路維持課長代理　吉丸直明

茶間川橋の耐震補強設計・施工……神戸管理センター　橋梁維持課長代理　有馬敬育… 9
Seismic retrofit design and construction of　長大橋技術センター　総括・耐震グループリーダー　福永勧
Chamagawa bridge　神戸管理センター　橋梁維持課長　麓興一郎

来島海峡大橋送水管添架……しまなみ今治管理センター　橋梁維持課長　梶尾光邦…17
Addition of Water Pipe on Kurushima　しまなみ今治管理センター　施設課長代理　大浦義司
Kaikyo Bridges　今治市 上下水道部 下水道工務課 建設担当係長　高橋厚志
(前)今治市 水道部 水道工務課 工務担当係長

技術開発計画（H21-H25）の成果 ……坂出管理センター　所長　荻原勝也…25
Outcomes of Technological Development　(前)長大橋技術センター　総括・防食グループリーダー
Project (2009-2013)　企画部　企画課長代理　花井拓
(前)長大橋技術センター　総括・防食グループサブリーダー
長大橋技術センター　総括・耐震グループサブリーダー　遠山直樹

【海外報告】

海外報告（ケニア国道路メンテナンス業務の……ケニア共和国運輸交通インフラ省派遣 JICA 専門家　池田秀継…37
外部委託化に関する監理能力強化プロジェクト（フェーズ 2））　長大橋技術センター　総括・耐震グループ付
The Project for Strengthening of Capacity on Road Maintenance Management
through Contracting in Kenya (Phase2)

【長大橋技術センター アニュアルレポート】

無機ジンクリッチペイント劣化に関する調査……坂出管理センター　所長　荻原勝也…43
Investigation into deterioration of inorganic　(前)長大橋技術センター　総括・防食グループリーダー
zinc rich paint　長大橋技術センター　防食・耐風グループサブリーダー　大塚雅裕

瀬戸大橋 PC 橋の耐震対策検討 ……長大橋技術センター　総括・耐震グループリーダー　福永勧…45
Study on Seismic Retrofit of Seto-Ohashi　長大橋技術センター　総括・耐震グループサブリーダー　河藤千尋
Bridges (PC Bridges)　坂出管理センター　橋梁第一課長　竹口昌弘
(前)長大橋技術センター　耐風・耐震グループサブリーダー

瀬戸大橋吊橋鋼床版横リブひずみ計測……長大橋技術センター　診断・構造グループサブリーダー　梁取直樹…47
Strain measurement on a transverse rib of　長大橋技術センター　診断・構造グループサブリーダー　溝上善昭
orthotropic steel deck on Seto-Ohashi Suspension Bridge

【技術ニュース】……49
The latest information

【文献紹介】……53
Related technical report in other publications

茶間川橋の耐震補強設計・施工

Seismic retrofit design and construction of Chamagawa bridge



写真－1 RC 巻立てアーチ上面打設状況

Casting concrete on arch-rib



写真－2 耐震補強施工状況全景

Panorama view during seismic strengthening work

来島海峡大橋送水管添架

Addition of Water Pipe on Kurushima - Kaikyo Bridges



写真－3 箱桁貫通部補強状況（第一大橋 3P 中央径間）

Reinforcement of opening(3P)



写真－4 馬島高架橋（7A－8P 間）PE 管敷設状況

Polyethylene pipe on Umashima viaduct (7A-8P)



写真－5 第三大橋大伸縮部完成状況

Large expansion joint on 3rd Kurushima-Kaikyo Bridge



写真－6　南高架橋P２立ち上がり配管状況（SUS管）

Vertical piping for Minami viaduct P2(SUS pipe)

新たな維持管理時代に向けて何をなすべきか

What should we do for new maintenance era ?

取締役常務執行役員　金　崎　智　樹
Tomoki　Kanazaki

平成26年7月1日、橋梁等の5年に1回の定期点検を義務付ける国土交通省令が施行された。日本全体が本格的なインフラ維持管理の時代を迎えつつある。

大三島橋開通から35年。因島大橋開通から30年。大鳴門橋開通から29年。瀬戸大橋開通から26年。明石海峡大橋開通から16年。多々羅大橋、来島海峡大橋開通から15年。こうしてみると、当社も長大橋の維持管理に関してかなりベテランの域に入ったといえるのではないだろうか。この機会に、もう一度本四連絡橋、特に長大橋の維持管理について振り返り、200年以上利用可能な橋を目指す当社の今後進むべき道を探ってみたい。

これまでどのような点検や補修をしてきたか。昨年度、保全部を中心にアセットマネジメントプロジェクトチームを立ち上げ、すべての長大橋について、下部工から上部工まで、これまでの点検や補修記録をもとに各長大橋のリスク項目をすべて洗い出し、レビューを行った。

このレビュー作業を通して感じたのは、意外に記録が体系的に残されていないことである。個別の報告書や個人の記録には残されていても、本四長大橋の維持管理をどのように行っていくべきか、そのノウハウのようなものが取りまとめられていないように感じた。

本四連絡橋と一言で言っても、そこに使われた技術は時代とともに少しずつ変わってきている。

塗装を例に示せば、瀬戸大橋までのポリウレタン樹脂系の上塗りから、明石海峡大橋ではふっ素樹脂系へ、そして現在瀬戸大橋の塗り替えではさらに高耐久性のふっ素樹脂系へと変遷してきている。

これら技術の変遷経緯を正確に記録として残しておくことがまず求められている。

レビュー作業では、現時点の長大橋維持管理に関する知見をある程度体系的に整理するとともに、今後の長大橋の維持管理の方向性を示すことができた。当社の技術力を示すノウハウとして、このようなレビュー作業を繰り返し行い、その方向性を逐次見直していく必要があると考えている。

次に、具体的な維持管理作業について考えてみたい。

鋼部材は腐食をさせないことが基本である。そのために本四公団では長期防錆型塗装系を取り入れ、それまで現場塗装が通常であった中塗りおよび上塗りを工場で行い、高品質の塗装を実現した。これにより、全面的な塗り替え時期を延期でき、当社の予防保全の基本となっている。

一方、ケーブルのメンテナンスには、ケーブル送気システムを開発した。このことは当社の技術力を示す非常に重要なポイントであり、今後も機会あるごとに内外に向かって誇るべき技術であると考えている。

ケーブル送気システムの開発経緯を振り返ってみると、今後の本格的な維持管理へのヒントが見えてくる。

明石海峡大橋のケーブル防食システムを最終決定する段階で完成後まだ 10 年程度しか経過していない因島大橋のケーブル開放調査を行ったところ、予想以上に腐食環境が悪いことが確認され、新たな防食システムを検討することとなった。まずは吊橋の維持管理に関して経験豊富な米国のコンサルタントに業務を発注して米国の吊橋のケーブル腐食状況を調査し、ワイヤーラッピングの上にさらにゴムラッピングを行って密閉性を高めるという提案を得た。

また、ケーブル素線に塗布してきたペースト材料についても別途検討が行われた。ケーブル防食においては、ワイヤーラッピングの下にペーストを塗布し密閉するという基本思想は、ブルックリン橋以来百年以上にわたり変化がなかった。ただし、ペーストについては、亜鉛めっきに最適な新たなペースト材料を模索したが、保水時の防錆に課題があり、適切な材料を見出すことは出来なかった。

そこで、発想を逆転し、ペーストは使用せず、ケーブル内部を外気から遮断するのではなく、逆に外から乾燥させた空気を押し込むことによりケーブル素線を腐食しない環境へと導くという防食システムが考案され、各種の確認実験の後にゴムラッピングとともに明石海峡大橋への採用が決定された。

送気システムの開発で学んだことは、国内外の長大橋維持管理に関する情報を収集し、新たな発想で日本にあった維持管理手法を見いだすことの重要性である。さらに、発想の転換をした技術開発も必要となるということである。

最後に、最近聞いた講演で感銘を受けた言葉を残すことにする。それは、「Preparing for the Unexpected.（想定外に対して備えること。）」である。

どんなに準備をしても、想定外の事象はおこるものである。だからと言って、準備を怠るわけにはいかない。想定外の事象に対しても、最善の対応ができるように準備をすること。そのために我々はどのような準備をすべきか？日頃から考えておくことが重要だと思う。

淡路島地震で被災した鋼橋の復旧工事

Restoration work of the steel bridge stricken by the Awaji-Island earthquake

保全部　道路保全課長　磯　江　　浩
（前）鳴門管理センター　道路維持課長　Hiroshi Isoe
鳴門管理センター　道路維持課長代理　吉　丸　直　明
Naoaki Yoshimaru

概　要

平成25年4月13日に淡路島付近を震源とするマグニチュード6.3（震度6弱）の地震（以下、「淡路島地震」という。）が発生し、この地震により津名一宮ICと洲本ICの間の橋梁で主桁の座屈、支承セットボルトの破断等の被害が発生した。本稿では淡路島地震の特徴、被災に至った原因推定並びに応急復旧、本復旧の状況を報告するものである。

On April 13, 2013, a magnitude-6.3 (lower 6 on the Japanese intensity scale) earthquake (henceforth the "Awaji-Island earthquake") centered near Awaji-Island occurred, and caused damages such as the buckling of main girder and the fracture of bearing set bolt of the bridges between Tsuna Ichinomiya IC and Sumoto IC.

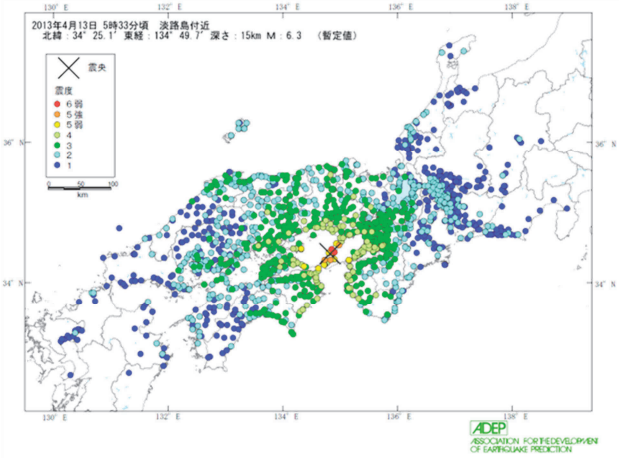
This paper reports the feature of the Awaji-Island earthquake, the cause of the damages of the above bridges, emergency rehabilitation, and restoration.

1.　まえがき

平成25年4月13日（土）5時33分に淡路島付近を震源とするマグニチュード6.3の地震が発生し、兵庫県淡路市で震度6弱、兵庫県南あわじ市で震度5強、大阪府岬町、兵庫県洲本市、徳島県鳴門市、香川県東かがわ市、小豆島町で震度5弱を観測したほか、近畿地方を中心に、中部地方から九州地方にかけて震度4～1を観測した。（**図－１**）震源に近いK-NET五色では586galの最大加速度（三成分合成値）を記録している。この地震により近隣の市や町で人的被害、住宅の全・半壊及び一部損壊、液状化による施設被害、水道管破損による断水などの被害が発生している。

神戸淡路鳴門自動車道においても、淡路島陸上部で、橋梁の支承部の損傷や遮音壁コンクリート板の落下及びわれ、路面のひび割れ等の被害が発生したが、お客様への人的被害は発生していない。

本稿では、淡路島地震の特徴と、被災した鳴門管理センター管内の鋼橋の損傷原因並びに応急復旧・本復旧について報告する。



図－１　震度分布（出典：地震調査研究推進本部）

Fig.1 The distribution of seismic intensity

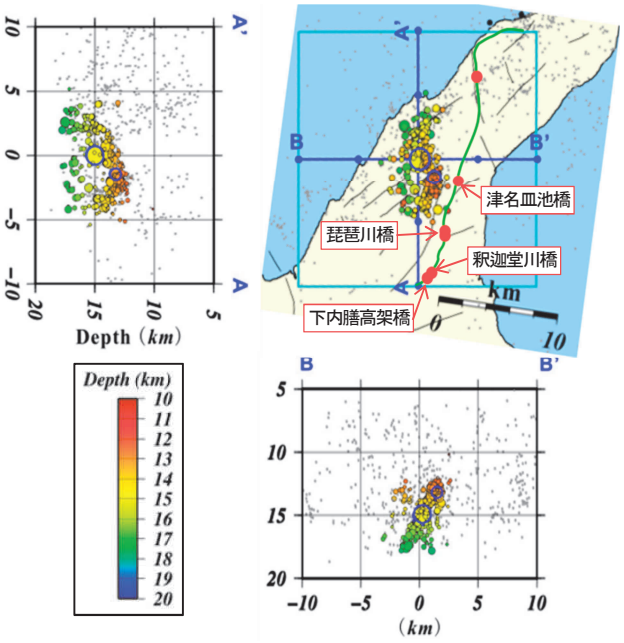
2.　淡路島地震の特徴

2.1　地震のメカニズム

気象庁の発表によれば、淡路島地震の発震機構は東西方向に圧力軸を持つ逆断層型で、地殻を構成する大陸プ

レート内で発生した地震である。

図－２に、(独)防災科学技術研究所資料の本震と余震の震源分布図（余震の震源を深度別に着色したもので、A-A'線は本震の震源を通る余震震源の分布軸で、B-B'線は本震の震源を通るA-A'線に直交する軸である）に神戸淡路鳴門自動車道（緑線）と被災橋梁（赤丸）を追記したものを示す。本図によれば、淡路島地震の余震は深さ12km～18kmの範囲で発生しており、一般的には余震の震源分布がおおむね断層面と一致することから、B-B'線の断面図でも余震の震源分布は西側に向かって深くなっている。また、地震動は断層面の破壊により発生するので、一般的には断層面の延長上で地震動が強くなる。このため、震央よりも東側で地震動が強くなると考えられ、神戸淡路鳴門自動車道は、地震動が比較的強くなる側に位置していたと考えられる。また、断層面がA-A'線方向であるため、洲本IC付近（A点付近）も地震動が強くなると考えられる。



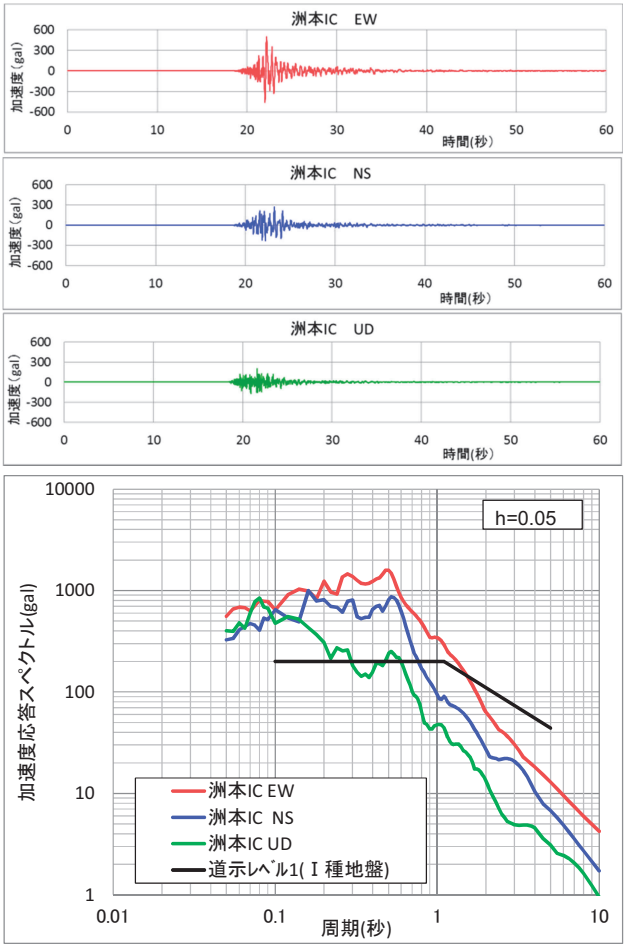
図－２　淡路島付近の地震の余震震源分布

Fig.2 The hypocenter distribution of aftershock around Awaji Island

2.2　観測された地震動

淡路島地震は、マグニチュード6.3の活断層型地震であり、短周期領域で卓越した地震動が生ずるものと考えられる。**図－３**に洲本ICの地震計で観測された地震動と加速度応答スペクトルを示す。道路橋示方書のレベル1地震動と比較すると、短周期側で大きく長周期側で小さくなっている。

なお、洲本ICでの計測震度は5.5で、最大加速度はE-Wで501galであった。



図－３　洲本ICで観測された地震動と加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ

Fig.3 The earthquake motion and acceleration response spectrum observed at the Sumoto interchange

3.　被害の状況

淡路島地震で被災した鋼橋は起点側から津名皿池橋、琵琶川橋、釈迦堂川橋及び下内膳高架橋の4橋であり全て支承部近傍に被害が発生している。このうち琵琶川橋は兵庫県南部地震で損傷し復旧した個所と同じ個所で被害が大きくなったものであるが、他の3橋については当該地震で損傷は発生していなかった。また、部材の座屈やボルト破断といった大きな被害が発生した橋梁は、昭和55年道路橋示方書を適用して耐震設計した上り線側（1期線）の橋梁である。それに対し、下り線側は平成2年の道路橋示方書により耐震設計しており軽微な被害にとどまった。適用した設計基準の違いにより、被害の大きさが異なる結果となった。

各橋梁の主な損傷は**表－１**のとおりである。また、主な損傷状況を**写真－１**から**写真－５**に示す。

4.　応急復旧

余震等により更に被害が大きくなる恐れがあるため、応急措置を講じた。

支承セットボルトの破断及び伸び、耐震連結装置の

連結ピン破断個所については、仮ボルトに交換した。主桁下フランジ及びウェブが座屈した個所については、仮受けのサンドルを設置した。また、主桁の座屈・支承セットボルト破断等の被害が著しかった釈迦堂川橋1A橋台については仮受けサンドルの他に、浮上り防止のワイヤーロープを全主桁（1主桁／2本×5主桁）に設置した。

表－１　各橋梁の損傷発生状況

Table 1 The damages caused by the earthquake

橋梁名	損傷の状況
津名皿池橋	上下線 1A 支承セットボルトの破断及び伸び 上り線 4A 耐震連結装置連結ピンの破断 上下線横桁添接部の塗膜割れ 上り線沓座モルタルの割れ
琵琶川橋	上り線 3P 支点部ｳｪﾌﾞの座屈及びｶﾞｾｯﾄﾌﾟﾚｰﾄの溶接割れ 上下線横桁添接部の塗膜割れ 上り線沓座モルタルの割れ
釈迦堂川橋	上り線 1A,10A 支点部下ﾌﾗﾝｼﾞ及びｳｪﾌﾞの座屈 同上支承セットボルトの破断及び伸び 上り線 5P 支点部ｳｪﾌﾞの変形 上り線横桁添接部の塗膜割れ 上り線沓座モルタルの割れ
下内膳高架橋	上り線 1A 支点部下ﾌﾗﾝｼﾞ及びｳｪﾌﾞの座屈 上下線横桁添接部の塗膜割れ



写真－２　耐震連結ピンの破断（津名皿池橋）

Photo 2 The fracture of an earthquake-proof linking pin (Tsunasaraike bridge)



写真－３　ｶﾞｾｯﾄﾌﾟﾚｰﾄ溶接部の破断（琵琶川橋）

Photo 3 The fracture of a welded gusset-plate connection (Biwagawa bridge)



写真－１　支承セットボルトの破断（津名皿池橋）

Photo 1 The fracture of a bearing set bolt (Tsunasaraike bridge)



写真－４　下ﾌﾗﾝｼﾞ及びｳｪﾌﾞの座屈（釈迦堂川橋）

Photo 4 Buckling of a lower flange and a web (Shakadougawa bridge)

5.　本復旧



写真－５　横桁添接部の塗膜割れ（下内膳高架橋）
Photo 5 Coating film cracking on spliced crossbeam connection (Shimonaizen bridge)

5.1　詳細調査及び補修方法

本復旧を行うに当たり損傷状況の詳細調査を実施し、損傷の程度から部材取替えと当て板補強に区分する。広範囲で大きな変形が発生した主桁は部材取替え、局部的で軽微な変形の主桁は当て板補強（当て板により強制的に挟み込み補修）とした。各橋梁の補修補強内容は、**表－２**のとおりである。

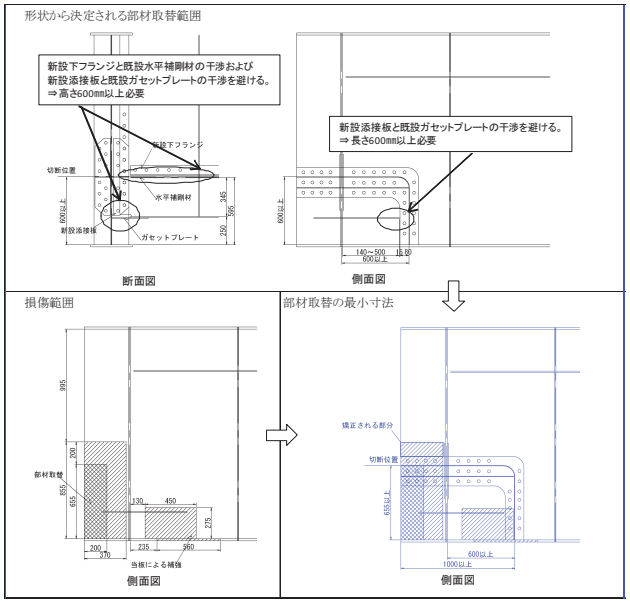
部材取替え範囲は、損傷範囲と既設部材との干渉状況から決定した。

当て板補強範囲は、損傷範囲から＋100㎜程度の範囲とした。また、下フランジとウェブ両方の損傷と下フランジのみ又はウェブのみの損傷があるが、一方のみの補強ではもう一方が弱点となる可能性があるため、補強は両方について行うこととした。

補修、補強範囲の決定方法を**図－４**から**図－５**に示す。

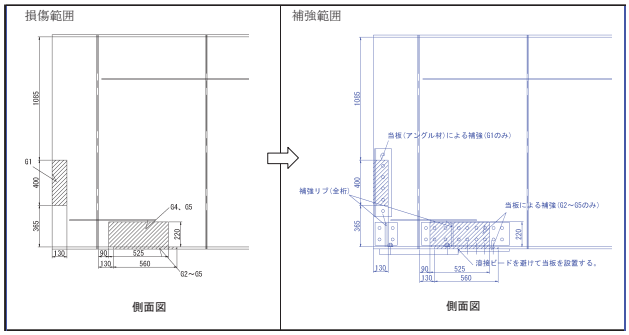
表－２　各橋梁の補修補強
Table 2 Repair reinforcement of each bridge

橋梁名			主桁				支承		伸縮装置	ジャッキアップ
			部材取替	当て板はさみこみ 桁端部	当て板はさみこみ 支点部	補強リブ取付	上沓取替	上沓移動	フィンガー切断	
津名皿池橋（上り線）	1A	G1			○	H8補強済				
		G2			○	H8補強済				
		G3			○	H8補強済				
		G4			○	H8補強済				
		G5			○	H8補強済				
	4A	G1						○	○	○
		G2						○	○	○
		G3						○	○	○
		G4						○	○	○
		G5						○	○	○
琵琶川橋（上り線）	3P	G1	○							○
		G2	○							○
		G3	○							○
		G4	○							○
		G5	○							○
釈迦堂川橋（上り線）	1A	G1	○			○	○			○
		G2	○			○	○			○
		G3	○			○	○			○
		G4	○			○	○			○
		G5	○			○	○			○
	5P	G1		○						
		G2								
		G3								
		G4								
		G5		○						
	10A	G1		○		○	○			○
		G2			○	○	○			○
		G3			○	○				○
		G4			○	○				○
		G5			○	○				○
下内膳高架橋（上り線）	1A	G1			○	○				
		G2			○	○				
		G3			○	○				
		G4			○	○				
		G5		○	○	○				



図－４　形状から決定される部材取替え範囲

Fig.4 The component replacement range determined from form



図－５　当て板補強範囲

Fig.5 The range of reliance board reinforcement

5.2　部材取替え

部材取替えに当たり、ジャッキアップが必要となることから補強部材を取り付けた。補強部材は横桁ジャッキアップ支点部の補強と主桁切欠きによる断面補強のための補強部材を取り付けた。

部材取替えに当たっては原形復旧を原則とし、設計荷重は建設当時の数値（上り線の活荷重：TL－20・TT－43）を使用した。ジャッキアップ時の設計条件は、以下のとおり。

① 建設当時の計算書の常時反力（死荷重＋活荷重）を用いて計算する。
② 不均等荷重を50%考慮する。
③ 許容応力度の施工時割増を25%とする。
④ 部材切断時は、断面力を1.7倍した値で設計する。
⑤ 水平荷重はジャッキアップ期間が短期のため、考慮しない。

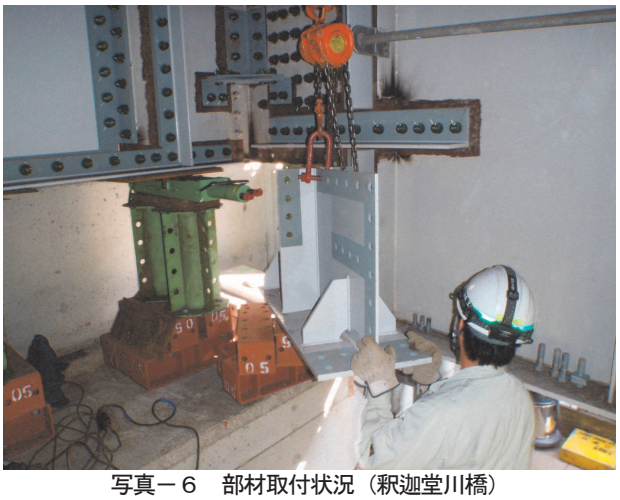
ジャッキアップでは、主桁1本当たり最大設計反力が1308kN（釈迦堂川橋1A橋台）となるため、735kNタイプを2基（主桁の両側に各1基）用いて実施した。ジャッキアップ量は走行車両に影響のない3㎜とし、管理はダイヤルゲージにより行った。

ジャッキアップ完了後、損傷部のガス切断、レバーブロック等による切り取り部材の撤去、切断面のグラインダーによる平滑処理を行った。

部材取替えはレバーブロック等を用いて位置合わせを行い、添接板と共に四隅を仮ボルトで締付けることにより位置決めを行った。その他のボルト孔に高力ボルトを入れ一次締付けした後仮ボルトを高力ボルトに入れ替え、中心から端部に向かって本締付けを行った。

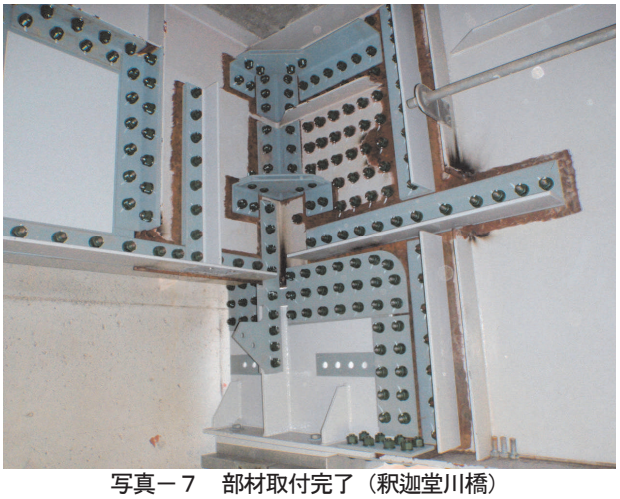
釈迦堂川橋1A橋台（G1～G5）及び10A橋台（G1・G2）については、上沓取替えを併せて実施した。部材取り替え同様、レバーブロック等により所定の位置に取り付けた。取替え時には事前に下沓に損傷がないことを確認した後で上沓の設置を行った。

部材の取替え完了後、各取り付け部材に異常がないことを確認し、主桁のジャッキダウンを行った。ジャッキダウン後は、支承セットボルトの増締付け、仮設材撤去、化粧ボルト設置、ニーブレス設置、横構復旧を順次実施した。



写真－６　部材取付状況（釈迦堂川橋）

Photo 6 The situation of component attachment (Shakadougawa bridge)



写真－７　部材取付完了（釈迦堂川橋）

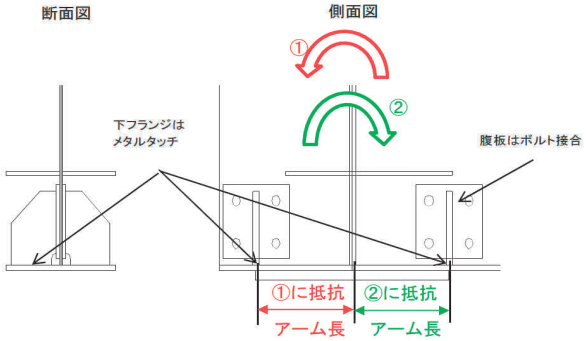
Photo 7 The completion of component attachment (Shakadougawa bridge)

5.3　当て板補強・補強リブ設置

ウェブ及び下フランジの局部的で軽微な変形の個所は、当て板補強（両側から当て板で強制的に挟み込み変形部を矯正）により補修することとした。当て板は高力ボルトにて摩擦接合とする。

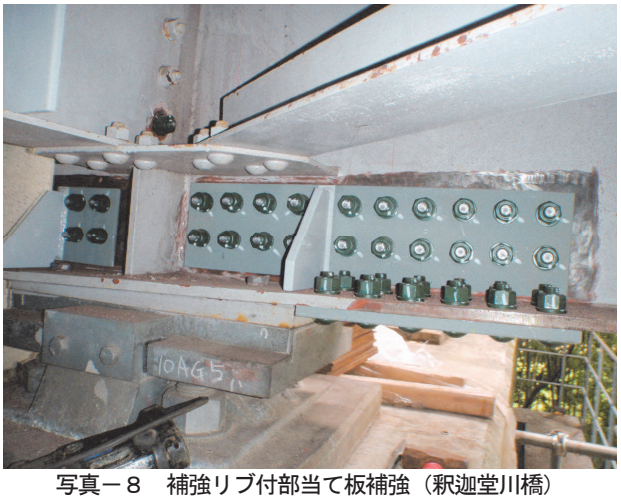
平成2年の道路橋示方書から支承部には補強の垂直補剛材を追加設置するとよいと記述があり、兵庫県南部地震の後、平成8年に津名皿池橋及び掃守高架橋の2橋の固定支承部に垂直補剛材を追加設置している。淡路島地震では支承周りの補強を実施した津名皿池橋では、主桁の損傷が下フランジの軽微な変形にとどまっていたことから、今回の補修個所において垂直補剛材がない支点部には補強リブを追加設置することとした。補強リブの取付けに当たり既設部材への現場溶接は品質の面から採用せず、ウエブ側は高力ボルト接合とし、下フランジ側はメタルタッチ構造とした。

通常、補強リブの設計では補強リブ間隔を偏心曲げモーメントに抵抗するアーム長とするが、リブが下フランジと接合されていないため補強リブと垂直補剛材の間隔をアーム長として設計した。補強リブの板厚は建設当時の設計水平震度にて照査を行うが、最小板厚については平成8年度に設置済みの津名皿池橋を参考に16㎜とした。



図－６　補強リブ

Fig.6 Reinforcing rib



写真－８　補強リブ付部当て板補強（釈迦堂川橋）

Photo 8 Part reliance board reinforcement with a reinforcing rib (Shakadougawa bridge)

5.4　桁端・伸縮装置補修

津名皿池橋4A橋台の耐震連結装置の連結ピンが破断した。当該橋梁は兵庫県南部地震により4A橋台が前面に移動し所定の遊間が確保されておらず、G1桁で耐震連結装置のピンと主桁が接触しているのが確認されており、今回の地震により破断に至る力が生じたものと想定される。

桁端及び伸縮装置の遊間確保のため、桁端部及び鋼製伸縮装置のフィンガープレートの切断、橋台の移動に伴う支点移動及び落橋防止装置取替えを実施することとした。

桁端の切断可能長は現地計測の結果、60㎜程度は可能と判断した。工事完成図より桁端遊間100㎜に対し、現状は45㎜であった。桁遊間を確保するため、主桁を55㎜切断することとした。橋台の移動に伴い上沓と下沓が大きくずれた状態であり、支点移動するため垂直補剛材の設置及び上沓の移動を行った。

伸縮装置についても現地計測を行い状況を把握、設計基準温度時の遊間・ラップ長及び最小の遊間・ラップ長より、伸縮量を満足できる切断長を25㎜とした。

検討条件

- 伸縮桁長　97,950 m
- 設計温度範囲　-10℃ ～ +40℃
- 基準温度　15℃ ・・・ 設計計算書より
- 線膨張係数　12 × 10^{-6}　（1℃の伸縮量　1.18㎜）

計測結果　　朱書きは計測値

		温　度（℃）	計測ポイント長（㎜）	Web遊間（㎜）	フィンガー遊間（㎜）
現　状	現地計測	22	128	185	20
	伸縮停止位置	27.9	121	178	13
	基準温度時	15	－	193	28
設計寸法	基準温度時	15	－	230	65

遊間の差 ＝ -37 ㎜

切断量の設定

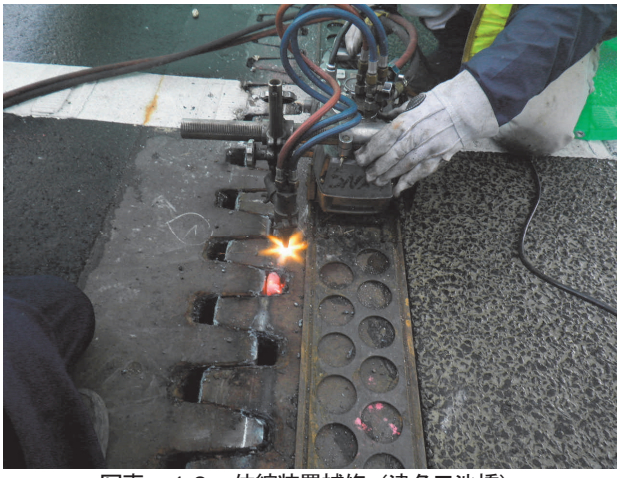
	切断量（㎜）	基準温度時のフィンガー遊間	基準温度時のフィンガーラップ長	最小遊間（40℃） 遊間量	NEXCO基準	道路協会基準	最小ラップ長（-10℃） ラップ長	NEXCO基準	道路協会基準
切断しない	0.0	28.3	106.7	-1.2	X	X	77.2	○	○
フィンガーの最小遊間基準値	26.2	54.5	54.3	25.0（基準値）	○	○	24.8	X	○
フィンガーの最小ラップ長基準値	23.6	51.9	59.5	22.4	X	○	30.0（基準値）	○	○
推奨切断長	25.0	53.3	56.7	23.8	X	○	27.2	X	○
					25㎜以上	15㎜以上		30㎜以上	20㎜以上

図－７　伸縮装置切断長の設定

Fig.7 A setup of expansion device cutting length



写真－９　桁端補修（津名皿池橋）
Photo 9 The repair of beam end
(Tsunasaraike bridge)



写真－１０　伸縮装置補修（津名皿池橋）
Photo 10 The repair of expansion joint
(Tsunasaraike bridge)

伸縮装置の切断に当たっては、フェイスプレート下のバックアップ材がガス切断により燃焼する恐れがあるため、切断前に撤去し、切断完了後、交通規制を必要としない伸縮装置下面からの施工が可能な乾式タイプの止水材により復旧した。

5.5　その他の補修

添接部で塗膜割れが生じている高力ボルトについては、高力ボルトの機能を有していない恐れがあることから、取替えを行うこととした。既設高力ボルト撤去後、ディスクサンダー等にて2種程度のケレンを行い、新たな高力ボルトを設置した。

沓座モルタルに亀裂、割れ等の損傷が発生した個所は、既設沓座モルタルを撤去後、さび安定化剤を塗布し、型枠組立、無収縮モルタル打設を行った。既設支承と沓座モルタルの取り合い部にシール材による止水を実施した。

各補修完了後、補修塗装を実施する。鋼道路橋塗装・防食便覧及び保全管理要領「塗替塗装」は、ふっ素仕様の塗装系である。取替え部材・補強部材は工場製作のため、品質確保の観点から工場塗装を基本とし、当て板補強部、添接部等については現場塗装とした。

6.　あとがき

当該区間の橋梁は、兵庫県南部地震と淡路島地震の2度の大きな地震に見舞われた。兵庫県南部地震の被災状況を勘案し、地震後に支点部に垂直補剛材を追加した津名皿池橋は大きな被害を免れる結果となった。当該対応は2橋だけ実施されたが、それ以降継続されなかった。経験に基づく補修、補強は継続して実施し完了させることが重要であると考える。

当該区間の橋梁は、今後、計画的に耐震補強を進める予定であるが、近い将来に発生が予想される東南海、南海の大規模地震までに完了させられることを祈る次第である。

被災した4橋の応急復旧は5月初めに完了し、その後、現地計測、復旧設計、部材製作、本復旧と進め、全ての工事を1月上旬に完了させた。地震発生後、約9ヶ月という短い期間で完了することができたのも、復旧工事に携わっていただいた関係諸氏のご尽力の賜物と感謝いたします。

参考文献

1)　本州四国連絡高速道路（Aルート）淡路島付近を震源とする地震災害報告書　平成26年3月　本州四国連絡高速道路（株）

茶間川橋の耐震補強設計・施工

Seismic retrofit design and construction of Chamagawa bridge

神戸管理センター　橋梁維持課長代理　有　馬　敬　育
Noriyasu Arima

長大橋技術センター　総括・耐震グループリーダー　福　永　　勧
Susumu Fukunaga

神戸管理センター　橋梁維持課長　麓　　興一郎
Koichiro Fumoto

概　要

茶間川橋は神戸淡路鳴門自動車道の垂水 IC～淡路 IC 間の淡路島内に位置する鉄筋コンクリート固定アーチ橋である。

本橋は、平成 2 年道路橋示方書を適用して設計されており、この度、平成 24 年度から平成 25 年度にかけて耐震補強を実施した。耐震補強の主な工種はアーチ基部の鉄筋コンクリート(RC)巻立て，アーチリブおよび鉛直材のアラミド繊維巻立てであり、これらを急峻な地形，狭い平場という作業条件の厳しい現場で実施した。

本稿は、茶間川橋の耐震補強の設計・施工の報告である。

Chamagawa bridge is a reinforced concrete rigid arch bridge, located between Tarumi IC and Awaji IC in Kobe Awaji Naruto highway. Because the specifications for highway bridges of the 1990 edition was used in the bridge design, Seismic strengthening work was carried out between 2012 fiscal year and 2013 fiscal year to satisfy the current earthquake-resistant design. The main work of seismic strengthening is RC jacketing of the arch base and aramid fiber sheet jacketing of the arch rib and column. But it is hard because of steep place.

This paper summarizes a review of the design and construction of seismic strengthening of Chamagawa bridge.

1.　はじめに

本四高速(株)においては、平成20年から、大規模地震発生時において広域応援部隊等が移動し、救援物資を搬送するため、直轄国道等と連携して本州と四国間の交通路を確保するための耐震補強を実施することとし、神戸淡路鳴門自動車道の海峡部を含む最短IC間（垂水IC～淡路IC，淡路島南IC～鳴門IC）にある橋梁の耐震補強を実施している。このうち茶間川橋は、**図-1**に示すように明石海峡大橋から約1.5km南に位置する**表-1**に示すRC固定



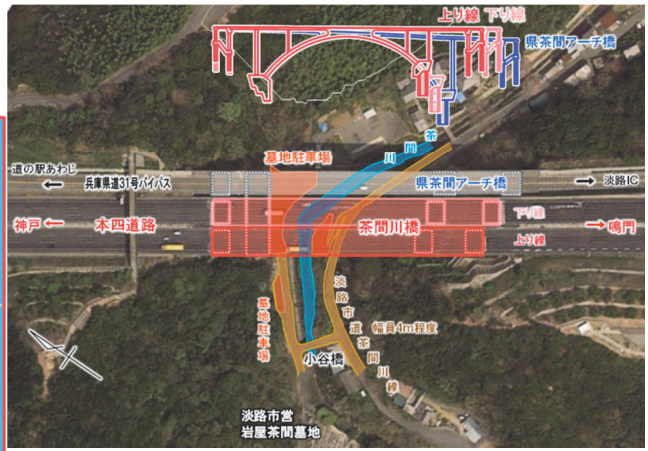
図－1　茶間川橋の位置

Fig.1　Location of Chamagawa Br.

表－1　茶間川橋の諸元

Table 1　Specification of Chamagawa Br.

構造形式	RC固定アーチ橋
橋　長	148.5m（上り線），159.0m（下り線）
アーチ支間	95.0m（上り線），103.0m（下り線）
幅　員	13.75m（上下線とも3車線）
適用示方書	［上部工］ 道路橋示方書・同解説(平成6年) ［下部工・耐震設計］道路橋示方書・同解説(平成2年)
しゅん功年月	平成9年11月



図－2　茶間川橋の周辺環境

Fig.2　Landscape of Chamagawa Br.

アーチ橋である。本橋は、急峻な谷間に流れる2級河川茶間川水系茶間川および淡路市道茶間川線を横断する。架橋地点近隣には淡路市営岩屋茶間墓地や民家があり、本橋直下には墓地利用者のための市営駐車場が存在する。また、兵庫県道31号福良江井岩屋線[県道バイパス]茶間アーチ橋（以下、県茶間アーチ橋という）が、本橋と並列して位置している（**図－2**）。

本橋上り線の一般図および今回施工した耐震補強対策を**図－3**に示す。紙面の関係で割愛するが、下り線もほぼ同様の補強である。

本稿では、次項より設計について報告し、続いて施工について報告する。

2. 耐震補強設計

2.1 耐震補強方針

茶間川橋は、平成2年の道路橋示方書を用いて設計が行われているため、最新の耐震基準に適合する耐震補強を行うこととなり、平成14年の道路橋示方書（以下、H14道示）を準用した設計は完了していた。しかし、補強工事着手前に 平成24年の道路橋示方書（以下、H24道示という） が発刊されたため、H24道示を準用して設計の見直しを行った。H24道示では、「レベル2地震動タイプⅠ」,「鉄筋コンクリート橋脚の水平力－水平変位の関係の評価方法」,「支承部の設計法」,「落橋防止システムの規定」などが見直されている。**図－4**に、茶間川橋地点におけるH14道示とH24道示の設計地震動を示す。H24道示においては、レベル2地震動タイプⅠが改訂されて大きくなったが、タイプⅠ地震動に対する鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は、タイプⅡ地震動に対する許容塑性率と同じ値を用いることに改訂された。

表－2 に茶間川橋の1次固有周期を示す。茶間川橋の固有周期は、最長でも0.88秒であることから、レベル2地震動のうち、タイプⅡ地震動が支配的となり、許容塑性率の変更の影響もあり、タイプⅠ地震動の改訂の影響は小さかった。なお、耐震性能照査等におけるH24道示の準用に当たっては、「既設橋の耐震補強に関する技術資料」[2]を参考として、耐震性能2と同等の性能を確保することとした。

2.2 耐震性能照査

耐震性能照査は、全橋を3次元立体モデルとして行った。アーチリブには大きな軸力が作用し、その軸力の変動が曲げモーメントと曲率の関係等に影響するため、ファイバー要素でモデル化した。アーチリブは鉄筋コンクリート部材であるが、H24道示の構造細目を満足していないため、「既設橋の耐震補強に関する技術資料」[2]に基づいて、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」[3]を用いてモデル化及び耐震性能照査をおこなった。以下に、耐震性能照査結果を示す。

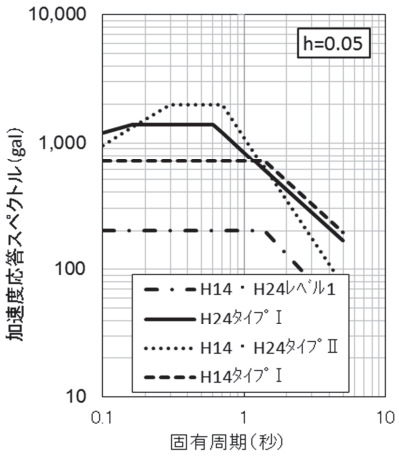
(1) アーチ

アーチ基部は、上下線とも、橋軸方向と直角方向の曲げ及びせん断耐力が不足する。アーチ中間部は、上下線とも、橋軸方向のせん断耐力が不足する。

(2) 橋脚・鉛直材・ラーメン式橋台・基礎

橋脚及び鉛直材は、直角方向地震時でせん断耐力が不足する。一方、ラーメン式橋台の橋脚は、いずれも所要の性能を有している。

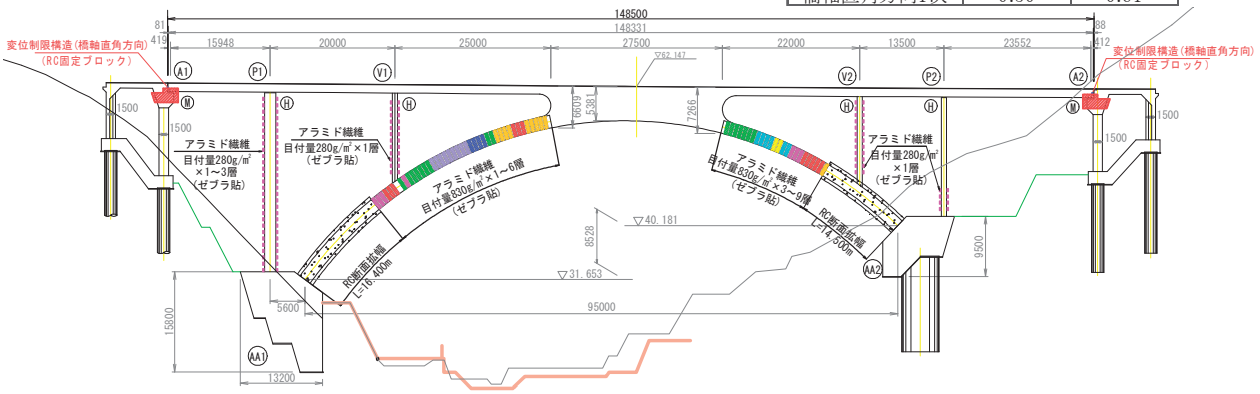
基礎については、ラーメン式橋台には深礎杭が、アーチ基礎には直接基礎と深礎杭が用いられているが、いずれも所要の性能を有している。



図－4 設計地震動
Fig.4 Design seismic motion

表－2 茶間川橋の固有周期
Table 2 Natural period of Chamagawa Br.

周期(秒)	上り線	下り線
橋軸方向1次	0.65	0.88
橋軸直角方向1次	0.50	0.61



図－3 茶間川橋の一般図および補強構造図(上り線)
Fig.3 General view and retrofit structure of Chamagawa Br. (up line)

⑶ 支承

両端橋台部の可動支承は、直角方向の支承反力が耐力を超過する。また、橋軸方向の移動量も移動可能量を超過し、支承ストッパーが損傷するが、支承ストッパーが損傷しても鉛直支持機能を有するものと判断し、その損傷は許容することとした。なお、支承の桁かかり長は、いずれも必要長を満足している。一方、鉛直材上のメナーゼヒンジは、いずれも所要の性能を有している。

2.3 耐震補強対策

耐震性能照査結果から所要の耐震性能を確保するために必要な補強対策は、以下のように決定した。

図－3 に、茶間川橋の耐震補強対策の概要を示す。

⑴ アーチ

アーチ基部においては、曲げ及びせん断補強が必要となるため、断面補強案、制震案、免震案と構造系変更案を比較した。制震案は、両端橋台部にダンパーを設置して橋軸方向の応答の低減を期待する工法である。免震案は、両端橋台部の支承を免震支承に交換し、橋軸と橋軸直角方向の応答の低減を期待する工法である。また、構造系変更案は、上り線と下り線を連結して、両構造系の振動の位相差を利用して応答の低減を期待する工法である。制震案、免震案と構造系変更案は、アーチ構造の変形量が小さいため効果も小さく、追加で断面補強が必要となる結果となった。このため、経済性で優位となる断面補強案を選定した。

アーチ基部の曲げ・せん断補強工法としては、RC 巻立て補強と鋼板巻立て補強を比較し、鋼板巻立て補強は曲線部材であるアーチリブの鋼板部材の製作やアーチ下面での鋼板接着のための部材搬入や施工性の困難さ等を考慮して、RC 巻立て工法を採用した。また、RC 巻立て補強の巻立て長についても、経済比較により最適な補強長とした。

アーチ中間部においては、せん断補強が必要となるため、アラミド繊維と炭素繊維を比較検討した。その結果、両者は同等の性能とコストを有するが、アーチリブへの巻き立ては、曲面と平面の複合表面に貼り付ける必要があること、狭隘な吊足場の中での作業となることから、素材が柔らかく取扱いが容易なアラミド繊維を採用することとした。

⑵ 橋脚・鉛直材

施工面等から、アーチ中間部と同様に、アラミド繊維巻立てによる断面補強を選定した。

⑶ 落橋防止システム

両端橋台部の落橋防止構造は、H14 道示では必要となるため、PC ケーブル等による上下部連結構造の代替え措置として、十分な桁かかり長（必要桁かかり長の 1.5 倍以上）を確保することを想定していた。H24 年道示では、「両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋」では、橋長にかかわらず落橋防止構造が省略できることとなったので、沓座の縁端拡幅による対応は行わないこととした。なお、H14 道示における落橋防止構造を省略できる構造は、「両端が I 種地盤に支持され、50m 以下の一連の上部構造を有する橋」であった。また、A1 橋台および A2 橋台に設置する変位制限構造は、縁端拡幅部を利用したアンカーバー形式を選定した。

3. 耐震補強工事

3.1 仮設備

本工事で設置した仮設備の配置を**図－5** に示す。側面図は下り線のみ示すが、上り線も同様の配置である。**写真－1** に示すとおり、AA2 橋台側は地形が急峻，複雑であるため、**図－6** のように、地形を測量して作成した 3 次元 CAD を用いて、配置検討をおこなった。

⑴ 資機材搬入出

AA1 橋台地上付近の作業に関しては、墓地駐車場に重機を設置し資機材を搬入出することとした。

A1，AA1 上面，AA2，A2 については、橋面からの搬入出が前提となるが、本線からの搬入出は制約が多く、作業効率が悪いことから、県道を片側交互規制し、県茶間アーチ橋より搬入出することを基本とした。

⑵ 仮設ステージ

県茶間アーチ橋からの搬入出の荷取り場として、仮設ステージを設置した。仮設ステージと作業現場間の資材運搬は、作業現場付近に重機を搬入することが不可能であったことから、すべて人力でおこなった。

① A1 橋台

図－5に示すとおり、県茶間アーチ橋と茶間川橋下り線の間に仮設ステージ3 を設置した。

② AA2橋台付近

図－5，図－6 に示すとおり、先行する下り線施工時には、県茶間アーチ橋と茶間川橋下り線の間に仮設ステージ 1 を設置した。また、上り線施工時には、下り線 AA2 アーチ基部 RC 巻立ての完了後、アーチ上面に仮設ステージ 2 を設置した。

⑶ 支保工，足場

アーチ基部については、RC 巻立てにおける型枠支保工・作業用足場として、耐荷力が高く、組立・解体が容易なくさび緊結式足場を設置した。AA1 側では、工事用車両および墓地参拝者の駐車場への乗り入れを阻害することがないように、四角支柱構台を構築後、構台の上に設置した。AA2 側では、急峻・複雑な地形に対応可能な法面用くさび緊結式足場を設置した。

3.2 ＲＣ巻立て工

勾配が急でありかつ変化する特殊形状であるアーチ基部に対して、重機を用いずに、**図－7** に示すような密な補強鉄筋の組み上げ，型枠の設置，富配合のコンクリート打設等を実施したが、特にアーチ下面においてはアーチ躯体が作業者の頭上にせりだす狭隘な空間で作業する必要があった。

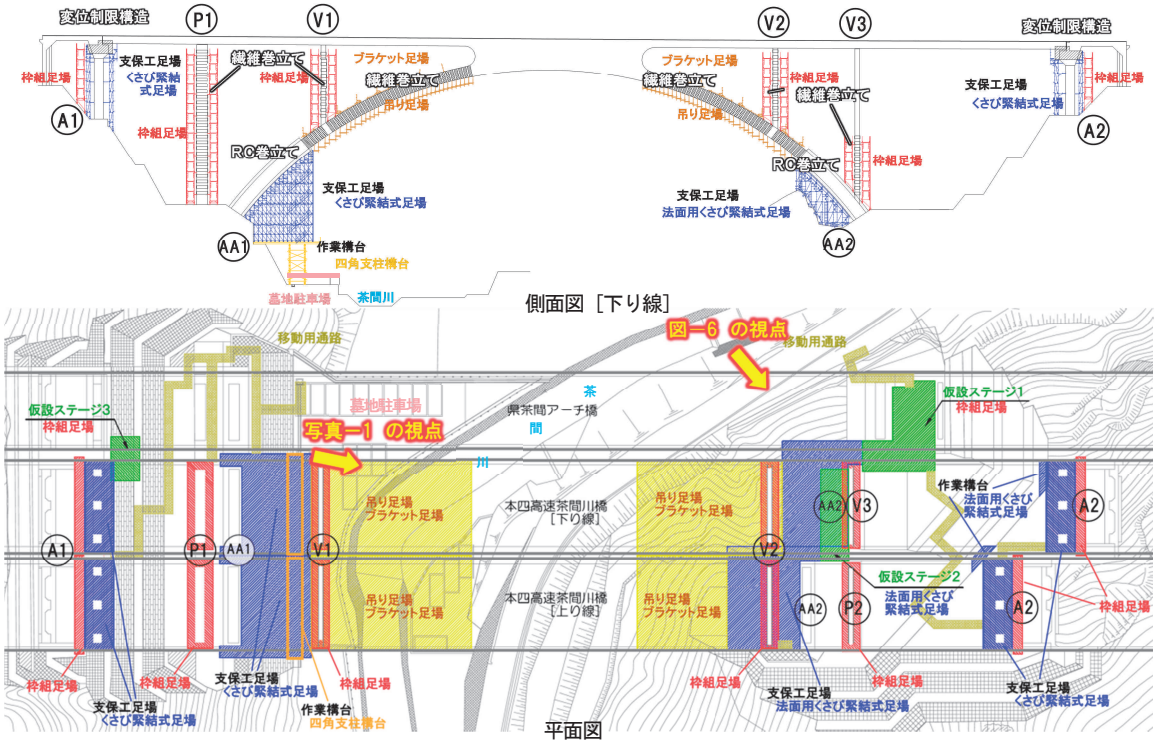
3.2.1　施工

以下に作業工程ごとの概要を示す。

(1) 表面処理工

新旧コンクリートとの良好な付着・一体化を確保するために、濁水回収が可能なバキューム処理併用ウォータージェットによる表面処理を実施した。

NEXCO構造物施工管理要領[4]に示される付着強度1.5N/mm^{2}以上を確保し、かつ均一な仕上がりを見込める施工条件を設定するため、付着性能試験および施工試験を実施し、吐出圧力 150MPa，投射時間 90 秒/m^{2}とした。品質確認は、施工面積に対する作業時間管理、および仕上がり確認によるものとした。



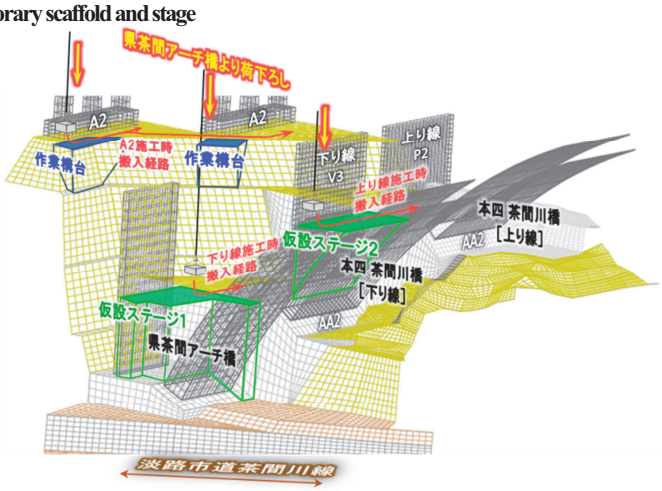
図－5　仮設備配置図

Fig.5 Temporary scaffold and stage



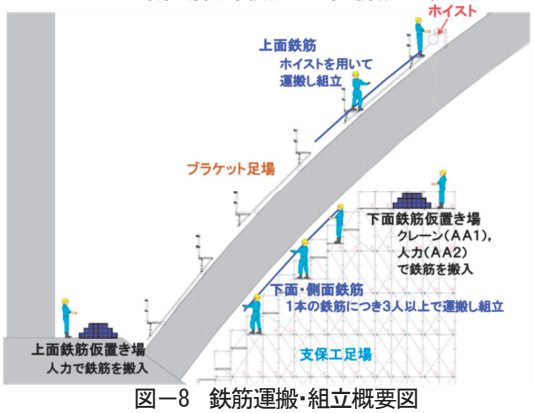
写真－1　支保工足場(下り線 AA2)

Photo 1 Scaffold at AA2 on down line



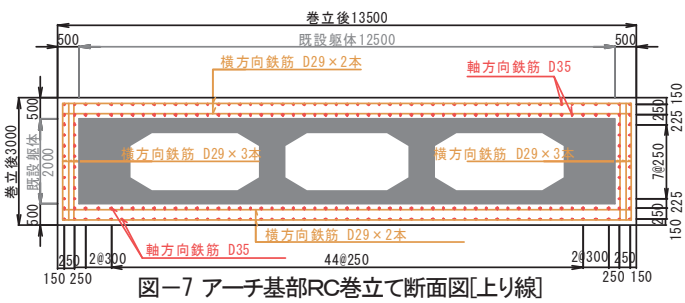
図－6　資機材搬入経路(AA2 側)

Fig.6 Route of carrying construction materials (AA2)



図－8　鉄筋運搬･組立概要図

Fig.8 Carrying and fixing rebar



図－7 アーチ基部RC巻立て断面図[上り線]

Fig.7 Cross section of RC jacketing (up line)

⑵ あと施工アンカー工

レーダー探査による既設コンクリート内部の鉄筋位置確認後、削岩機により削孔した。削孔中に鉄筋と干渉した場合は、設計上問題のない範囲内で孔位置を変更した。

アンカー筋は、横方向鉄筋や段取り筋に固定後、エポキシ樹脂系接着剤を注入して定着した。

⑶ 鉄筋工

図－8 に鉄筋の運搬・組立概要を示す。アーチ上面については、巻立て箇所最上部に設置したホイスト設備［プレーントロリとレール(H鋼)により橋軸直角方向への運搬も可能］を用いて運搬した。それ以外の鉄筋の運搬・組立はすべて人力でおこなった。そのため、1本当たりの鉄筋重量は最大 80kgf 程度とした。

軸方向鉄筋の継手は、事前に工場でアーチ形状に沿って R 加工した鉄筋を組み立てた後に継手固定する必要があることから、施工性に配慮し、グラウト固定方式のねじ節鉄筋継手(カプラーと鉄筋の隙間にエポキシ樹脂を充填硬化させ固定)を採用した。

横方向鉄筋の継手は、フレア溶接を基本としたが、アーチ下面については、溶接姿勢が禁止されている上向きとなるため、軸方向鉄筋と同様のねじ節鉄筋継手とした。

⑷ 型枠工

アーチ下面については、コンクリート重量を支持する必要があるため、型枠材を角鋼管とキャンバーを介して支持し、支保工に荷重伝達される構造とした。

アーチ上面については、コンクリート表面気泡の発生防止のため、余剰水や空気泡を速やかに排出させる目的で、特殊透水シートを貼り付けた型枠を用いた。

また、コンクリート打設高さ等を確認するため、アーチ下面・側面の型枠には 600×600mm の透明窓、アーチ上面の型枠には 300×300mm の開口部を均等に配置した。

⑸ コンクリート打設

⑷ レディーミクストコンクリート

①製造プラント

製造プラントは、(株)北淡建設 北淡路生コン工場（兵庫県淡路市斗ノ内）とした。プラントから打設現場までの運搬時間は約 30 分である。

②配合条件，示方配合

配合条件，示方配合は**表－3**，**表－4** のとおりとした。

本配合の特徴は、石灰砕砂および石灰砕石を用いている点である。下り線は平成 25 年 5 月～7 月、上り線は平成 25 年 10 月～12 月に打設したが、後に施工した上り線の打設時には、通常の砕石不足のため、粗骨材のうち 6 割程度石灰砕石を使用した。石灰砕砂および石灰砕石を使用すると乾燥収縮（自己収縮）が低減されるため、結果として、ひび割れ抑制に寄与したと推測される。

⑹ コンクリート打設

①打設計画

品質確保のため、NEXCO コンクリート施工管理要領[5]，コンクリートのポンプ施工指針[6] を参考に、特に以下の条件を満たす打設計画を立案した。

- コンクリート吐出口から打込面までの高さを 1.5m 以下
- 水平層打ちの厚さは 1 層当たり 0.5m 以下
- 2 層目以降の打設は下層が固まり始める前とし、打設層と下層が一体となるよう、打ち重ね時間間隔を 1.5 時間以内(本配合の硬化時間を考慮)

各アーチ基部においては、1 日の打設能力を考慮し、4 リフトに分割して打設した。第 4 リフトについては形状が複雑であり、打込み口を確保しながら型枠を組み上げる作業に時間を要するため、打設量を小さくした。

各リフトにおいては、最初にアーチ下面側の打設を実施し、以降、上面と下面の打設を繰り返した。上り線 AA1 側の打設リフト割・打設量、および第 3 リフトを例とした打設手順を**図－9** に示す。

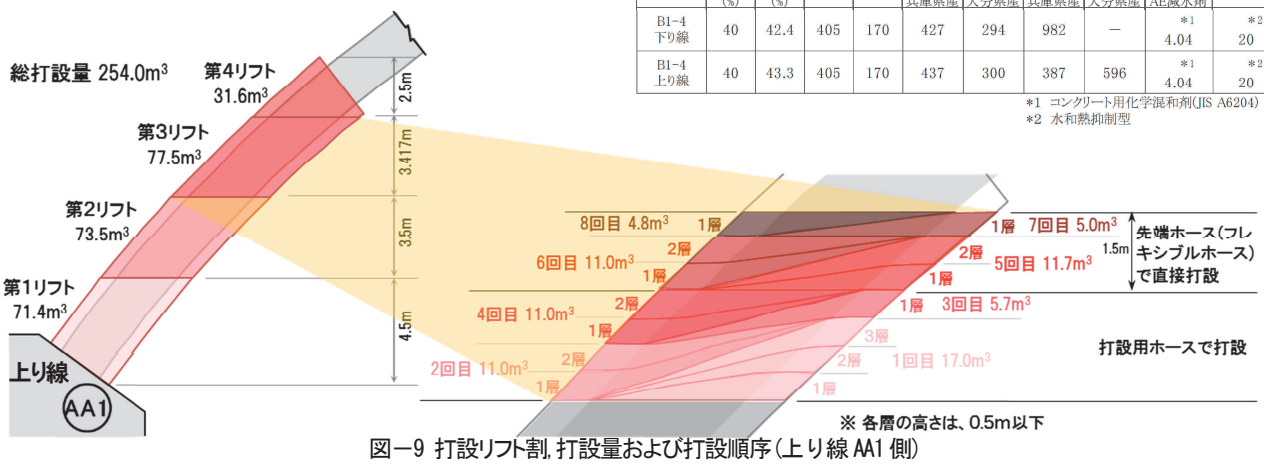
表－3 配合条件
Table 3 Conditions of mixture

コンクリートの種別	材齢28日における圧縮強度 (N/mm²)	目標スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	目標空気量 (%)	セメントの種類	混和剤の種類
B1-4	40	15	20	4.5	普通ポルトランドセメント	・高性能AE減水剤 ・膨張材

表－4 示方配合
Table 4 Specified mix proportion

コンクリートの種別	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³) セメント	水	細骨材 砕砂 兵庫県産	細骨材 石灰砕砂 大分県産	粗骨材 砕石 兵庫県産	粗骨材 石灰砕石 大分県産	混和剤 高性能AE減水剤	混和剤 膨張材
B1-4 下り線	40	42.4	405	170	427	294	982	—	*1 4.04	*2 20
B1-4 上り線	40	43.3	405	170	437	300	387	596	*1 4.04	*2 20

*1 コンクリート用化学混和剤(JIS A6204)
*2 水和熱抑制型



図－9 打設リフト割，打設量および打設順序（上り線 AA1 側）
Fig.9 Division, volume and procedure of casting concrete (up line)

② コンクリート供給

(i)　ポンプ車から打設リフト近傍までの供給

コンクリートポンプ車およびアジテーター車を AA1 側打設時には墓地駐車場、AA2 側打設時には県茶間アーチ橋に配置した。AA1 側についてはポンプ車ブームを足場に接近させ先端ホースを支保工足場内に引き込むことでコンクリートを供給したが、AA2 側については打設箇所までの距離があるため、支保工足場内に設置した輸送鋼管（100A）を介して供給した。

(ii)　打設リフトまでの供給

打設作業は、アーチ下面においては支保工足場上部の狭隘な空間、アーチ上面においては急斜面上で実施するため、上面打設と下面打設の切替えにおける先端ホース（フレキシブルホース）の取り回しは非常に困難である。そこで、上面ブラケット足場，下面支保工足場それぞれの足場板上に輸送鋼管および先端ホースを事前に設置し、接続を切り替えることにより上面・下面それぞれにコンクリートを供給した。

(iii)　型枠内への供給

打設においては、コンクリート落下高さを 1.5m 以下にする必要があるが、傾斜をもつアーチ基部に対する巻立てにおいては、鉄筋が障害となり、先端ホースを深部まで抜き差しすることができないため、**図－10** のように、型枠設置前に“打設用ホース”を鉄筋内に配置した。

打設用ホースは、上面，下面それぞれにおいて 5 本配置し、下端が打設リフト底面から 1.5m となる位置でチェーンブロックにより固定した。

打設用ホースの頭には、先端ホースを円滑に挿入できるよう、呼び径 200mm の径違いソケットを接続した。

③ 打設作業

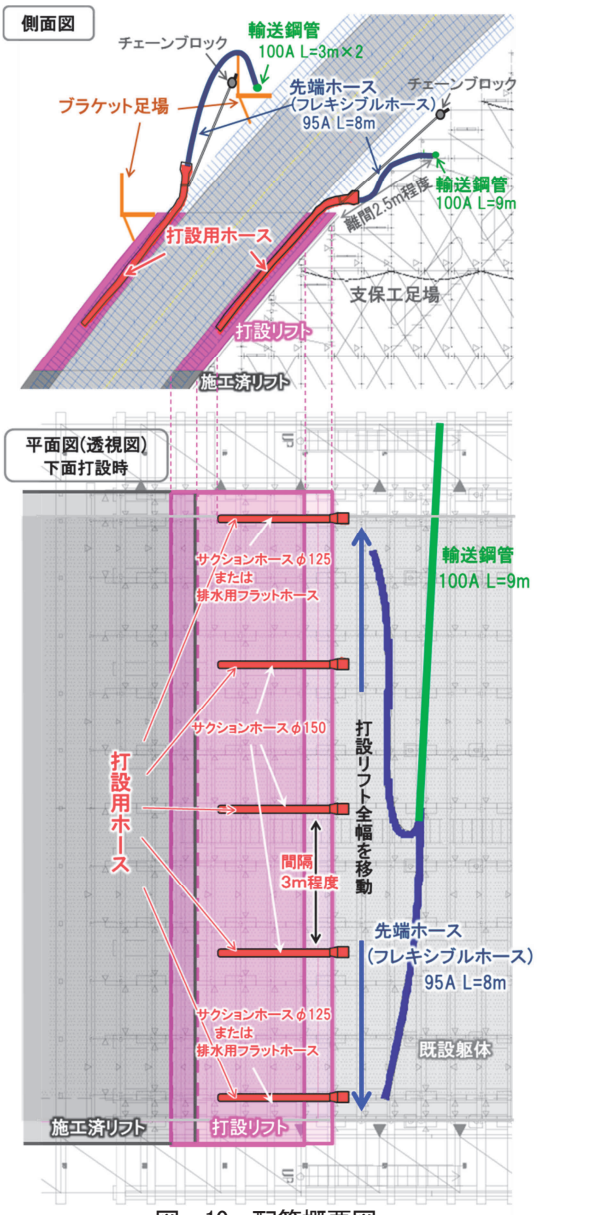
傾斜をもつアーチ基部に対する巻立てであり、打込み，充填がしにくい上に、粘性の高いコンクリートを打設することから、打設層厚と締固めは入念に管理した。

(i)　打設高さの管理

1 層の打設高さを 0.5m とするため、型枠に開口部がない下面については、鉄筋に付けた 0.5m 間隔のマーキングを基準として、厚さ管理をおこなった。

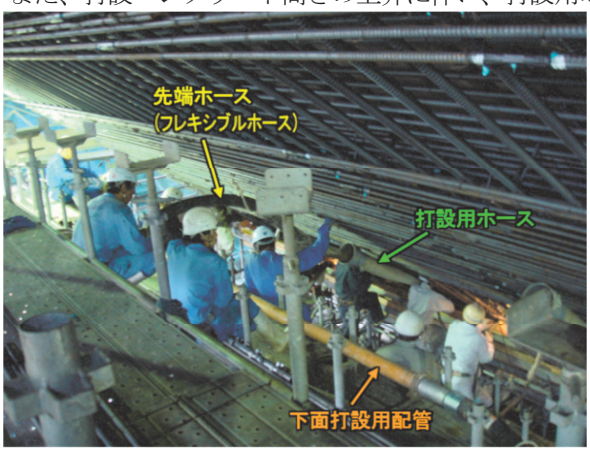
また、打設コンクリート高さの上昇に伴い、打設用ホースをチェーンブロックで引き上げ、コンクリート落下高さ 1.5m 以下となるように固定した。

型枠天端からコンクリート上面までの高さが 1.5m 以下になった時点で、打設用ホースを撤去し、先端ホース



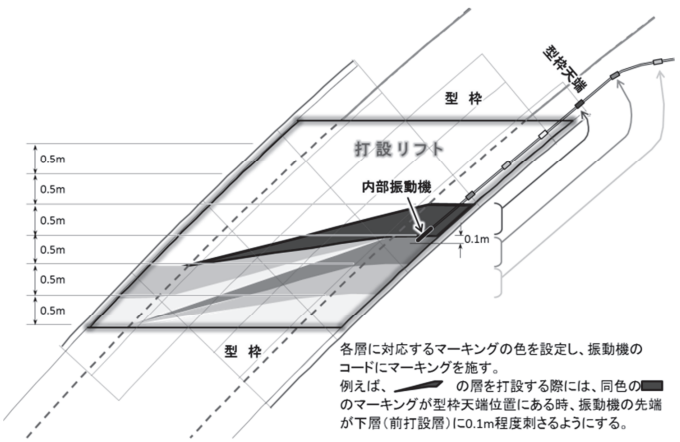
図－10　配管概要図

Fig.10 Piping for casting concrete



写真－2　アーチ下面打設状況

Photo 2 Casting concrete under arch-rib



図－11　締固めの管理

Fig.11 Quarity control for casting concrete

を用いて直接打込みをおこなった。（図－9）

(ii)　締固めの管理

アーチ上面と下面については振動伝達効率の高いスパイラル型内部振動機、配筋が密な側面については長尺の振動機を用いた。また、型枠振動機も併用した。

上面については上面型枠開口部、下面については型枠天端、側面については上面型枠開口部および型枠天端から振動機を挿入した。

また、打設層と下層の一体化を確実なものとするため、図－11 のように、振動機のコードに、高さ方向成分が 0.5m（＝各層の厚さ）となるような間隔で着色テープによるマーキングを行い、それを目安に下層への挿入長 0.1m を確保した。

(6) 脱型

型枠および支保工の取外しは、コンクリート標準示方書[施工編][7]に基づき、“橋，建物等のスラブおよびはり，45° より緩い傾きの下面”のコンクリート圧縮強度の参考値 14N/mm^2 を確認してからおこなった。本配合では 4 日強度で参考値を満足した。

(7) 表面仕上げ

型枠取外し後、散水による湿潤養生をおこなった。アーチ下面についてはコンクリート表面に高性能収縮低減剤を塗布し、初期材齢時の乾燥収縮ひび割れの低減を図った。

(8) 打継ぎ目処理

コンクリート硬化前にブリーディング水除去後、散布器を用いて、コンクリート打継ぎ処理剤を散布した。処理剤の浸透・硬化後、散水による湿潤養生をおこなった。

3.2.2　施工結果

RC 巻立て初期において、コンクリート圧送トラブル等により、上り線 AA1 第 2 リフト施工時に豆板の発生、AA2 第 2 リフト施工時には予定打設量の未完了という不具合が生じた。両者とも補修の上、後続リフトの打設を実施したが、それ以降は特に問題は生じなかった。

ひび割れについては 0.1mm 幅程度のものが発生したが、有害なひび割れと判断されるものはなかった。

3.3　アラミド繊維巻立て工

施工については、既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)[8]によるものとし、品質管理や材料規格（繊維シートを除く）については NEXCO 構造物施工管理要領[4]“炭素繊維巻立て工法”によるものとした。

設計では、以下の項目を採用し、工費縮減を図った。

○ゼブラ巻き

繊維シートを帯状に離間を空けて等間隔に巻き付けるため、足場アンカー（特に吊り足場）や排水設備取付部材を避けて貼付け可能となる。

また、アーチ躯体内の架設時せん断補強筋を考慮し、巻付け箇所ごとに不足耐力分の補強が可能となる。

○部分巻立て(アーチリブのみ)

アーチリブについては、橋軸方向地震による発生せん断力に対する補強であることから、図－12 に示すとおり、補強が必要な側面を主体として貼付けた。

鉛直材については、橋軸直角方向地震による発生せん断力に対する補強であり、断面の長辺側である前面・背面の補強となるため、全周巻立てとした。

図－13 に上り線 AA2 側の補強概要を示す。

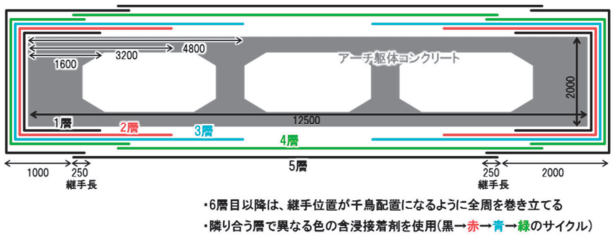
3.3.1　施工

繊維シート巻立ての構成を図－14 に示す。

以下に工程ごとに特筆すべき事項について記述する。

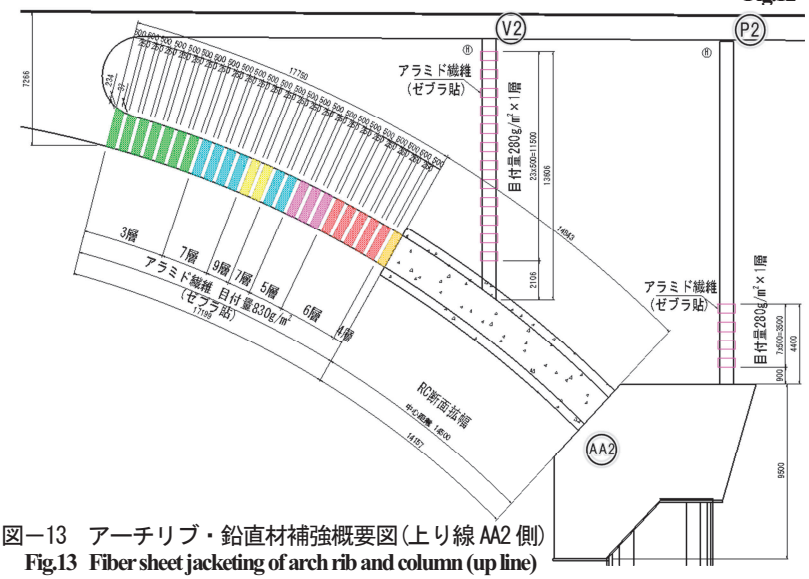
(1)　表面処理工

濁水回収が可能なバキューム処理併用ウォータージェ



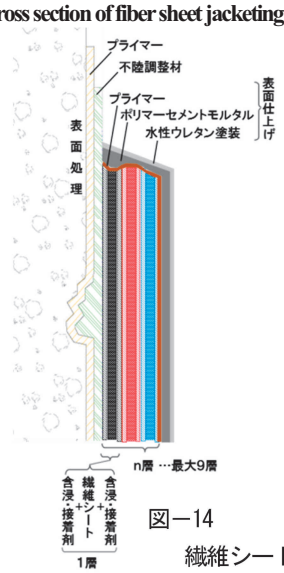
図－12　繊維シート貼付概要図(アーチリブ)

Fig.12　Cross section of fiber sheet jacketing of arch-rib



図－13　アーチリブ・鉛直材補強概要図(上り線 AA2 側)

Fig.13　Fiber sheet jacketing of arch rib and column (up line)



図－14　繊維シート巻立て構成図

Fig.14　Compornent of fiber sheet jacketing

ットによるコンクリート表面処理を実施した。

NEXCO 構造物施工管理要領[4] に示される繊維シートとコンクリートの接着強度 1.5N/mm^{2}以上を確保し、かつ均一な仕上がりを見込める施工条件を設定するため、繊維シート接着試験および施工試験を実施し、吐出圧力 150MPa，投射時間 90 秒/m^{2}とした。品質確認は、施工面積に対する作業時間管理、および仕上がり確認によるものとした。

隅角部については、ディスクサンダーを使用して半径 10mm の面取りをおこなった。

(2) 繊維シート貼付

繊維シートの規格は**表－5** のとおりである。

前述のとおり、巻立て箇所ごとに層数を変化させていることから、積層数の管理の効率化および作業員の誤認防止のため、隣り合う層で異なる色の含浸接着剤を使用し、積層数を視認できるようにした。(**写真－3**)

繊維シート貼付けの 1 層目および最終層の施工後、各アーチリブおよび鉛直材ごとに繊維シート貼付け確認試験を実施し、浮き・ふくれの有無を確認した。不合格箇所については、注入器やゴムベラによる含浸接着剤充填をおこなった。

(3) 表面仕上げ

NEXCO 構造物施工管理要領[4] “仕上げ材A”の規定を満たす材料を使用した。

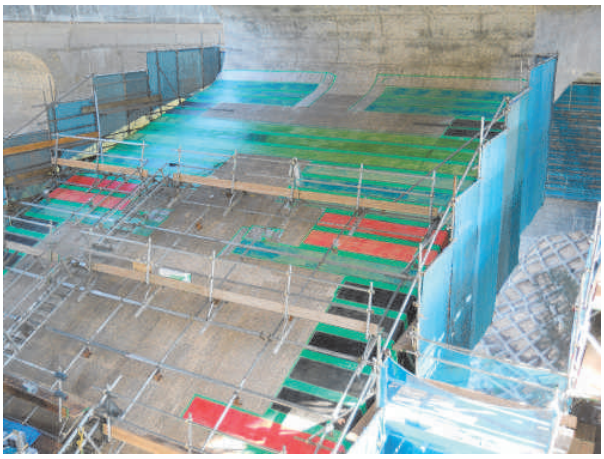
積層された繊維シート貼付け部の両端部は平滑でなく、水や塵埃が溜まりやすいため、ポリマーセメントモルタル施工時に勾配をつけ、平滑に仕上げた。(**図－13**)

3.3.2 施工結果

アラミド繊維の採用により、曲面と平面が複合したアーチ表面への貼付け品質や、施工性の悪い狭隘な足場内での作業性が向上し、不具合もなく完了した。

表－5 アラミド繊維シートの材料規格
Table 5 Standard properties of aramid sheet

試験項目	試験方法	試験片の形状・寸法，数量	単位	既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)[8] による規格値
引張強度	JIS A 1191 (旧JIS K 7073)	幅12.5mm×長さ240mm以上 (試験区間長さ 100mm以上) 試験片5本以上	N/mm^2	2060以上
引張弾性率			kN/mm^2	118±20



写真－3 繊維シート貼付け状況(下り線 AA2 側)
Photo 3 Adhering fiber sheet

4．おわりに

茶間川橋について、H24 年道示を用いた耐震補強設計を行い、耐震性能 2 を確保できるような補強構造を決定し、工事を実施した。

工事は、急峻な地形において作業ヤードを確保し、多様な足場・支保工を設置の上、狭隘かつ高所で作業性の悪い足場内において、アーチという特殊形状に対する RC 巻立て，繊維シート巻立て等を実施する難易度の高いものであったが、適切な安全管理により、延べ労働時間 67,984 時間（延べ労働人員で約 8,500 人）無事故無災害を達成し竣工することができた。

最後に、設計および施工に従事された関係各位に深く感謝いたします。



写真－4 耐震工事完了全景
Photo 4 Panorama view after seismic strengthening work

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2012.3
2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国土技術政策総合研究所資料第700号，2012.11
3) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8
4) 東日本高速道路株式会社,中日本高速道路株式会社,西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2012.7
5) 東日本高速道路株式会社,中日本高速道路株式会社,西日本高速道路株式会社：コンクリート施工管理要領，2012.7
6) 土木学会：コンクリートのポンプ施工指針［2012年版］，2013.6
7) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書 施工編，2013.3
8) 国土交通省関東地方整備局：既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)，2005.2

来島海峡大橋送水管添架

Addition of Water Pipe on Kurushima Kaikyo Bridges

しまなみ今治管理センター	橋梁維持課長	梶　尾　光　邦 Mitsukuni Kajio
しまなみ今治管理センター	施設課長代理	大　浦　義　司 Yoshiji Oura
今治市　上下水道部　下水道工務課 （前）今治市　水道部　水道工務課	建設担当係長 工務担当係長	高　橋　厚　志 Atsushi Takahashi

概　要

今治市の来島海峡大橋送水管添架事業は、来島海峡大橋約4kmに送水管を添架し、今治側陸上部から大島を含む島しょ部に上水を送水することで事業の経営改善及び安定供給を図るため実施されているものであり、2006年より添架に関わる調査を開始し、その後設計、工事を当社が受託し、2013年10月に完了させた。

本事業は、既設橋梁への送水管添架であり、本体構造物や交通への影響が無いよう施工を行う必要があった。

また、箱桁内部に大容量送水管を添架することから、漏水に対する予防策や万が一破損した場合の影響・対策についても検討し施工を行った。

本稿では、送水管添架に当たり実施した各種検討、構造設計、施工について報告するものである。

The project is to add water pipe on the existing bridges. In the project, it was necessary not to influence on the bridge structures and traffic. Also, since the high-capacity water pipes are installed inside the box girder, preventive measures against water leakage or pipe damage are taken.

In this paper, various studies, structural verification, design, and installation work for the addition of the water pipes are reported.

1.　はじめに

1999年に供用した来島海峡大橋には、地域の生活基盤となるライフラインである電話線、光ケーブル、今治市の馬島送水管（馬島7A～南高架橋P3間）が既に添架されており、今回新たに延長約4kmの送水管が添架されることとなる。送水管添架による橋梁本体の安全性の確認、本体構造物や支障物件の改築、交通への影響が無い添架方法や補強、施工について報告する。

2.　送水管添架概要

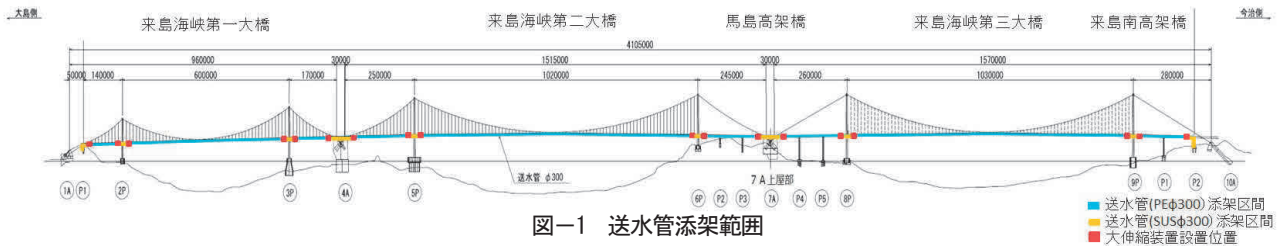
2.1　送水管

送水管の管径はΦ300mm である。管種は、高密度ポリエチレン管（PE-HD 管）を標準とした。なお桁端部から大伸縮部の間および 4A 道路桁と 7A 上屋部は、曲管が多く現場継手が必要であるため、配管用ステンレス鋼管（SUS 管）を採用した。（詳細は 8. 項送水管にて記述する。）な桁端部には、橋体本体の挙動に対応するため、大伸縮装置を設置している。

2.2　添架範囲

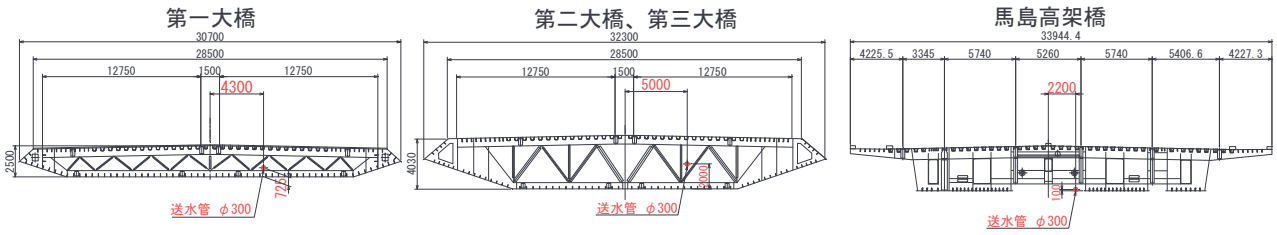
送水管の橋梁への立ち上がり箇所は、橋脚天端及び下部に支障物件等の制約が少ない第一大橋 P1 橋脚（大島側）、南高架橋 P2 橋脚（今治側）とした（**図－1**）。

2.3　添架位置



図－1　送水管添架範囲

Fig.1 Arrangement of water pipe



図－2　送水管添架位置

Fig.2 Arrangement of water pipe (cross section)

送水管添架位置は、吊橋部では、耐風安定性から補剛桁内部とし、下り線側には、馬島送水管（Φ80）、NTT ケーブルが添架されており、桁内移動用作業車もあるため、比較的障害物の少ない上り線側とした。

桁内配置は、桁高が 4.3m と高い第二・第三大橋は、施工時の上方余裕及び維持管理空間（送水管の下を潜る）の確保を考慮して、斜材と鉛直材に支持部材を設けて添架する構造とした。桁高が 2.5m と低い第一大橋は、第二・第三大橋と同様の斜材添架と下リブ添架について比較検討したが、施工性及び維持管理面から下横リブに添架させる構造とした。また、管の横方向位置は、荷重偏心を極力小さくすることを考慮して中央寄りとした（**図－2**）。

3. 橋梁本体の安全性

3.1　添架荷重による橋梁本体の安全性検討

橋梁本体の安全性は、死荷重余裕量の照査を行った後、応力度余裕量の照査を行った。対象橋梁・対象部位を**表－1**に示す。

表－1　対象橋梁・対象部位

Tab.1 Verified members

橋種	対象橋梁	対象部位
吊橋	第一大橋 第二大橋 第三大橋	主塔 主ケーブル ハンガー 補剛桁
箱桁橋	馬島高架橋 来島南高架橋	主桁 支承
鈑桁橋	4A 道路桁	主桁 支承

まず、補剛桁の死荷重余裕（詳細設計時に見込んでいたが、実橋では設置されていない構造物の荷重）量が添架重量（1,200N/m）以上であることを照査した。荷重比較による安全性が確認できない場合には、添架荷重による付加応力度を算出し合計応力度が許容応力度以下であることを照査した。

3.2　送水管添架による耐風安定性

添架重量は、桁重量の 1%未満で、極慣性モーメントもほとんど増加しないことから耐風安定性は問題ないと判断した。

3.3　漏水による橋体への影響

送水管から漏水した場合、上水が箱桁内にたまり、水荷重が載荷される。このため、送水量の全量が長時間漏水し続け、箱桁内にたまるといった最悪の状態を想定し、橋体の安全性の照査を行った。

照査の結果、漏水により付加される支承・タワーリンクの反力およびハンガー張力の最大値を設計荷重及び活荷重と比較すると 1/2 程度であり、**表－2**、**表-3** のとおりとなり、問題とならないレベルであった。

表－2　支承・タワーリンク反力の比較（kN/片側）

Tab.2 Comparison of reaction forces at bearings and tower links

		死荷重 D	活荷重 L ①	温度変化 T	支点移動 SD	施工誤差 E	合計 Rmax ②	漏水による反力 ③	反力の比率 対合計 ③/②	反力の比率 対活荷重 ③/①
第一大橋	P1(側径間)	1523	1957	17	17	53	3567	915	26%	47%
	2P(中央径間)	673	2123	45	26	12	2878	1041	36%	49%
	3P(側径間)	673	1850	28	26	38	2616	1322	51%	71%
第二大橋	4A(側径間)	1099	2174	50	44	75	3442	1144	33%	53%
	5P(中央径間)	744	2594	90	57	20	3505	481	14%	19%
	6P(中央径間)	744	2576	88	68	20	3495	479	14%	19%

表－3　ハンガー張力の比較（kN/本）

Tab.3 Comparison of tensile forces of suspender ropes

		死荷重 D	活荷重 L ①	温度変化 T	支点移動施工誤差 SD+E	合計 Tmax ②	漏水による張力 ③	張力の比率 対合計 ③/②	張力の比率 対活荷重 ③/①
第一大橋	P1(側径間) /No.1	601	191	0	111	904	39	4%	20%
	2P(中央径間)/No.13	891	289	4	92	1276	43	3%	15%
	3P(側径間) /No.62	887	283	5	97	1271	67	5%	24%
第二大橋	4A(側径間) /No.2	997	256	7	376	1636	47	3%	18%
	5P(中央径間)/No.22	1002	240	8	69	1318	11	1%	5%
	6P(中央径間)/No.98	1004	236	8	65	1313	10	1%	4%

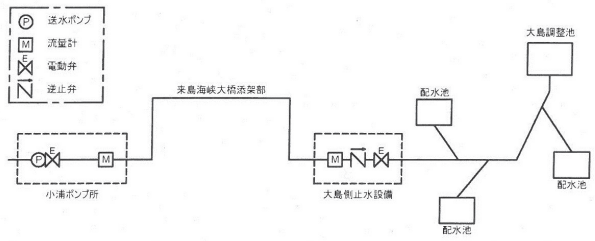
4.　漏水防止対策

漏水による箱桁内の腐食対策として、桁内滞水をできるだけ防ぐ必要があった。また箱桁内及びアンカレイジ内には既に様々な設備が配置されており、漏水による影響を受ける設備も多く配置されている。これらへの影響を可能な限り最小限に抑える必要があり、箱桁内の腐食対策と併せて、漏水防止として以下の対策を行った。

4.1 漏水時ポンプ自動停止対策

管本体やフランジ部からの漏水等を検知して送水を停止させ、漏水を最小限に抑える必要があった。そこで、送水元の小浦ポンプ場（今治側）流量計と大島側流量計の 2 台の流量差を常時監視し、管漏水を検知してポンプ

を自動停止するとともに、連動して両側流量計近傍の電動止水弁を閉止するシステム構成（図―3）とした。

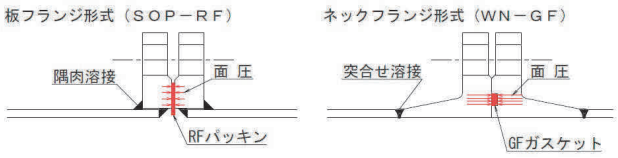


図―3　漏水検知システム構成図
Fig.3 Water leakage sensing system

同システムで検知可能漏水量は、流量計計測誤差を考慮し、0.001 ㎥/sec とした。

4.2　フランジ継手規格

送水管の接続部において、作業場所が狭隘なため溶接接合ができない箇所や可とう管等将来交換が必要な部分は、フランジ接合とし、板フランジよりも漏水防止効果が期待できるネックフランジ形式の GF ガスケットを用いる方式とした（図―4）。



図―4　フランジ継手規格詳細図
Fig.4 Detail of flange joints

GF ガスケットはゴム圧縮弾性及び高面圧により止水することから、ボルトの伸びによる面圧低下も少なく高い漏水防止効果が期待できる。

4.3 フランジ継手の緩み止め対策

送水管のフランジ接合箇所は、パッキンをフランジで挟み込みボルトナットで締結し止水している。車両等の通過に伴う振動により緩みが生じた場合、漏水につながることから緩み止め対策が必要であった。本工事では、ダブルナットよりも緩み止め効果が高い「緩み止めナット」を採用した。

4.4 二重管による漏水リスク軽減

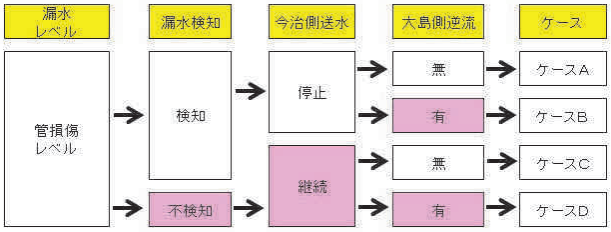
7A アンカレイジ部の送水管（延長約 70m）の直下には電気室が配置されており、漏水による電気室への水害リスクを軽減するために二重管方式を採用した。これにより、万が一電気室直上で漏水が発生した場合でも水は二重管内部を経由し排水路へ排水される構造とした。

5. 箱桁内漏水の排水対策

箱桁内に滞水した水の排水について検討を行った。まず漏水量を把握するため、想定されるケースについて整理した。

送水管の漏水ケースを図―5に示す。

図―5　送水管の漏水ケース
Fig.5 Water leakage scenarios



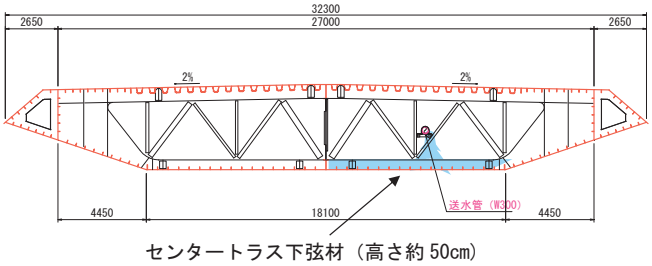
この中で、最も可能性が高いケースAと、最大の流量になるケースDに着目して排水対策を検討した。

5.1　箱桁下フランジ開口部

箱桁内で漏水が生じた際の排水孔となる開口部は、①既設給水管（150A）用および既設今治市の馬島送水管（80A、第三大橋のみ）の排水孔、②補剛桁現場継手の開口である。

5.2　箱桁内滞水範囲

箱桁内の幅員方向の滞水範囲は、縦リブ(高さ約 15cm)、センタートラスの下弦材(高さ 約 50cm)により流水が制限される。水深 50cm 以下では、センタートラス下弦材に遮られ、箱桁内の片側のみに滞水し反対側に流れる水量は僅かと考えられ、片側滞水の状態となる。水深約 50cm を超えるとセンタートラスを越流するため、これを考慮する（図―6）。



図―6　片側滞水の状況
Fig.6 Assumed area of ponding water

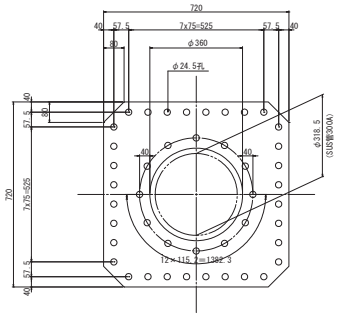
現状の排水設備のまま、送水管の漏水が生じた場合、漏水継続時間の短いケース A においても、50cm を超える滞水となり、ケース D では、最大 80cm 程度の滞水となる。箱桁内には電気設備があり、これらの水没を防ぐために滞水高を制限すると 25cm（第一大橋）～50cm（第二・第三大橋）以下とする必要があり、桁端部に排水孔（Φ150、27 箇所）の追加を行った。

6. 桁端部開口補強

桁端部開口補強方法は、円形の開口であること、ボルト取付けが比較的容易なことなどを考慮して、ダブリングプレートによる補強とした。

この補強の場合、ダブリング寸法を開口部と同等以上の断面積を持つよう定めることで、応力等の照査を省略し所要の断面積を有するよう補強板寸法を決定した。

補強板基本構造の一例を**図－7**に示す。



図－7　開口部補強（母材SM490Y　t=12㎜の場合）
Fig.7 Reinforcement of opening

ダブリングは、現場施工となることから、施工性、品質性の面からボルト接合とした。

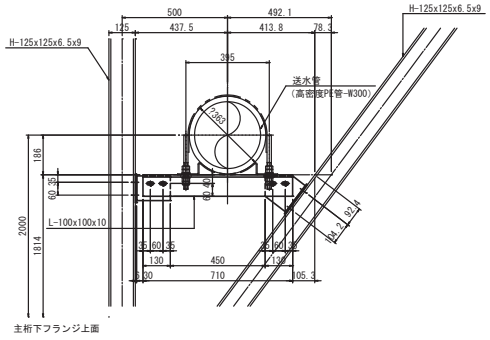
添接面の下地処理は、1種ケレン相当の下地処理が可能なブリストルブラスターを用いて実施した。

7. 添架構造（支持架台）

支持架台の設計において、管軸方向の固定部反力は、管の固定時期（架設時温度）が著しく相違する場合、橋体との温度収縮差（温度ひずみ差）が著しい場合、大きく影響を受ける。

このため、PE管の固定は、橋本体の伸縮装置設計時の基準温度である20℃と、水管橋設計基準温度である20℃を基本として行うこととした。

第二大橋PE管支持架台構造図を図－8に示す。



図－8　第二大橋PE管支持架台構造図
Fig.8 Support for water pipe

施工時は、この温度範囲であることを確認して実施することにして固定部反力を算出し、支持架台の設計を行った。

8. 送水管

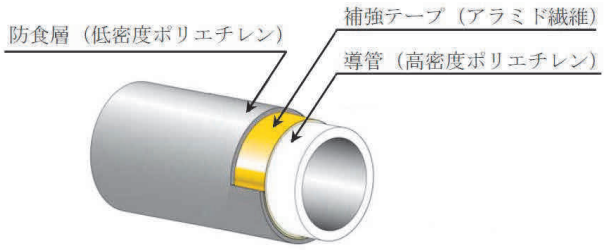
8.1　PE管の採用

送水管は配管長4,171mのうち、主要直管部3,410m(81%)をPE管、立上り部・大伸縮部及び曲管部761m（19%）をSUS管及び可とう管により構成される。

設計基本条件を**表－4**に、主要部PE管を**図―9**に示す。

表－4　設計基本条件
Tab.4 Design condition of water pipe

基本項目	基本条件
管口径	φ300㎜
最高使用圧力	0.75Mpa以下
設計内圧	使用圧力0.75Mpa＋水撃圧以上を確保。（水撃圧：PE管部0.25Mpa、ステンレス配管部0.5Mpa）
添架重量	約1,200N/m以内 （固定金具、水含む）
計画送水量	最大3,500m3/日



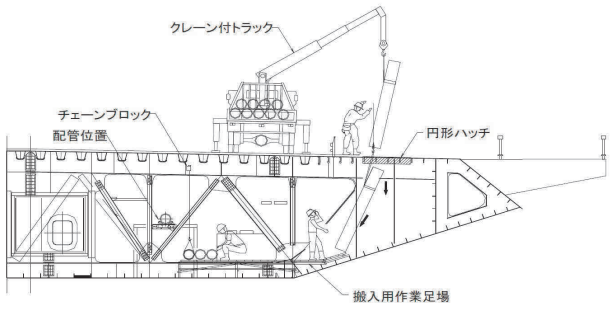
図－9　PE管外観図
Fig.9 Polyethylene pipe

設計初期段階では、送水管全てをSUS管で計画を進めていた。これは、設置箇所が海上橋梁であり耐食性に優れる材質であることと、現場での加工性で優れた機能を有することが求められた為である。一方、重量面・コスト面での検討も進めた結果、主要直管部に関しては、以下の理由によりPE管を採用することとした。

・管材重量が軽量（PE管320N/m、SUS管340N/m）で、取扱いが容易かつ工事費及び添架重量も低減できる。
・近年、長尺、大口径添架管の採用実績が増えている。
・電気抵抗が大きく耐食性に優れること、金属製管を採用した場合に問題となる異種金属（鋼製桁等）接触腐食が避けられる。
・管自体に可とう性が期待でき、最小曲げ半径も小さく、現場合わせが容易であること。
・継手接合が加熱による融着のため、ステンレス鋼管の場合に必要な溶接作業が不要となり、箱桁内での火気対策及び酸素欠乏リスクの軽減が図れる。

8.2　箱桁内搬入時の設計単管長の変更

当初計画では桁端部に設置している搬入用開口部から桁内部への現地搬入性を考慮し、PE管1本あたりの長さを3mで製作し搬入、その後継手融着作業を実施する計画としていた。現場着手前の搬入試験にて、PE管1本あたりの長さが4mでも箱桁内への搬入が可能であることが確認されたため、PE管1本あたりの長さを3mから4mに変更した。このことにより、継手融着箇所数を17%（1,035箇所→867箇所）削減できた。**(図－10)**

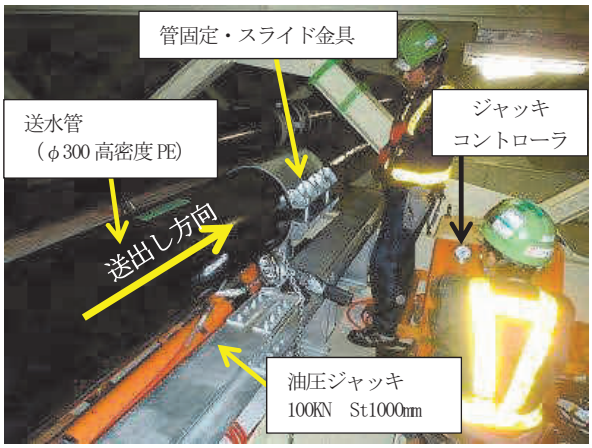


図－10　ポリエチレン管桁内取り込み図
Fig.10 Installation of water pipe

本工事では継手の接合作業がクリティカルパスとなり、1継手当たりの面取り・融着・冷却・補強・防食・送出しまでのサイクルタイムは85分であった。継手数の減少により継手作業が240時間低減できた。

8.3　箱桁内のPE管送り出し計画の変更

当初計画では、箱桁内に搬入したPE管を搬入箇所近傍で継手融着作業を行い、およそ140m程度まで結合した上で、ウインチによりブロック単位で運搬し、桁中央部付近でEF接続用ソケットを用いた電気融着により接合する計画としていた。しかし、ウインチの場合、引き込み長が500mと長くなり、ワイヤーの伸びによる残留張力対策が必要とされた。



写真—1　PE 管油圧ジャッキ送り出し装置
Photo.1 Advancing equipment for water pipe

この残留張力は大ブロック配管を逸走させる為、配管同士の衝突や周辺構造物の損傷及び作業員の安全上からも問題が予想された。

これらを回避し安全かつ効率的に配管を送り出す方式として、搬入箇所近傍の融着作業箇所より油圧ジャッキによる送り出し方式（**写真—1**）に変更した。これにより、140mごとのEF接続ソケットによる接合が不要となり、EF接続に必要な電力供給設備等の仮設備も不要となることから、材料・現地施工費の削減が図れた。

8.4　SUS管

SUS管（761m）の使用箇所は、主塔から桁遊間部、桁端部、大伸縮部、橋脚立ち上がり部である。

SUS管は、外的損傷や強度及び耐食性に優れることから、屋外の橋脚立ち上がり部や、強度と耐食性を必要とする箇所に使用することとした。このうち、屋外露出箇所（塩害対策）と異種金属接合箇所（ガルバニック腐食防止）には外面ポリエチレン被覆を行った。

8.5　SUS管の溶接接合

SUS管の溶接接合は、日本水道鋼管協会監修の水道用ステンレス鋼管設計・施工指針（以下「指針」という。）に基づき行った。

8.6　溶接箇所の品質確認

溶接箇所の検査は、指針に基づき以下を基本とした。

・外観検査（ビード表面のピット、アンダーカット、余盛高さ、オーバーラップ、すみ肉溶接の脚長及びのど厚、溶接ビードの不揃い、アークストライク、われ、スラグ、スパッタの有無）

・放射線透過試験（全継手箇所、全周撮影5枚/箇所）

なお、放射線透過試験の対象は、指針において継手箇所の10%程度実施とされていたが、不良箇所ゼロをめざし全継手箇所行うこととした。

8.7　大伸縮装置（3ヒンジ型）の採用

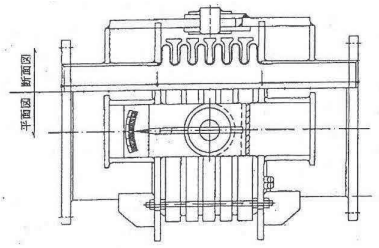
吊橋に送水管を設置するに当たり、吊橋本体の挙動に対し、変位量を吸収する装置が必要になる。これは吊橋に添架する送水管の損傷防止に必須の機能である。送水管の主な伸縮構造設置目的は、以下の2つである。

1) 橋梁上部工と下部工の相対変位の吸収
　変位吸収方式：大伸縮装置
2) 橋梁上部工桁端部の角変位等の吸収
　変位吸収方式：ユニバーサル型伸縮可とう管

各橋梁の径間ごとの設計伸縮量の算定に当たっては、基本荷重による伸縮量とこれらの組合せ荷重並びに、製作・施工誤差などを組み入れ算出した。

その結果、上部工と下部工の相対変位は非常に大きく、レベル２地震動時の最大変位は第二大橋5P側径間・中央径間において±径間・中央径間であった。

大伸縮装置は、直管とベローズ型可とう管（**図—11**）

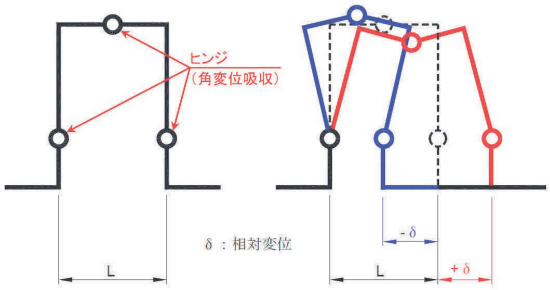


図—11　ベローズ型可とう管
Fig.11 Bellows type expansion pipe

を組合せ、角折れ変位により、橋軸方向の変位を吸収するものである。

来島海峡大橋では、当初明石海峡大橋で実績のあるU

字型2ヒンジタイプで検討していたが、精査の結果、箱桁内の既設構造物との接触など、変位量の吸収に必要な設置スペースの確保が困難であることが判明した。このため、来島海峡大橋箱桁内においては、**図—12**に示す3ヒンジ型の大伸縮装置とした。



図—12　大伸縮装置（3ヒンジ型）
Fig.12 Large expansion joint

8.8　大伸縮装置（3ヒンジ型）可動試験

大伸縮装置（3ヒンジ型）は、本州四国連絡橋に添架する送水管では初めて採用する方式であり、本装置が橋梁上部工の変位を確実に吸収することが可能か現地設置前に確認する必要があった。そこで、実物大の大伸縮装置を工場で再現し、可動させ確認を行った(**写真-2, 3**)。

可動試験は、本工事で最大変位量となる箇所（第二大橋5P側径間　変位量±1,226mm）をモデルに実施した。

試験は、組立てを終えた大伸縮装置の管内を充水し、圧力1.0Mpaに加圧した状態で実施した。



写真—2　最大伸び変位（+1, 226㎜）
Photo.2 Maximum extension (+1,226mm)



写真—3　最大縮み変位（-1, 226㎜）
Photo.3 Maximum contraction (-1,226mm)

作動方法は、配管の一部にワイヤースリング・チェーンブロックを取り付け、移動速度500mm/分を目標に、所定変位量に達するまで連続移動させた。可動試験は1往復とした。

可動試験の確認項目を**表—5**に示す。

表—5　大伸縮装置可動試験確認項目
Tab.5 Items checked in the test

確認項目	確認内容		判断基準
ベローズ管の動き	目視	滑らかに角変位を吸収しているか	外観
大伸縮装置全体の可動状況	測定	３つのヒンジの角変位吸収量が計画どおりの動きをしているか（最大変位位置）	≦±10%
摺動板継ぎ目部の乗り越え状況	測定	リングサポートの移動に伴い、継ぎ目部に面取り以上の段差が生じていないか（面取り：２R）	≦1.5mm
	目視	リングサポートが継ぎ目部上をスムーズに移動しているか	外観
ＳＵＳ製摺動板	目視	可動後に変形が生じていないか	外観
	測定	可動後にずれが生じていないか	≦1.0mm
支持架台部材（摺動板以外）	目視	可動後に変形が生じていないか	外観
作動反力	測定	計画反力と同等の反力で作動しているか（最大変位位置）	＋20%

試験結果は、いずれも判断基準を満足し、設計変位量を満足できることを確認した。

なお、今回の試験中に摺動板継ぎ目部に微少な段差が生じたが、継ぎ目部の面取り加工を行っていたことで、スムーズな段差乗り越えが確認できた。

現場での摺動板継ぎ目部の段差を目標値：1.0mm以下、許容値：1.5mm以下として管理を行った。

また、角部（R2.0）面取りの表面管理項目を追加設定し、面取り加工部表面にバリ等がないよう出来るだけ滑らかになるように加工した。

9. 製作

送水管添架に用いた製作部材を**表－6**に示す。

表－6　製作部材数量
Tab.6 Quantity of material

種別	型式	数量	単位
送水配管			
PE管	WEETA-13.6	3,402	m
	EF継手（端末・中間・分岐用）	21	本
配管用ステンレス管	SUS316 300A×6.5t	598	m
	SUS316 300A×10.3t	162	m
	SUS316 400A×5.0t（2重管用）	32	m
支持金具	300A用	157	基
その他配管類			
伸縮可とう管	単式ヒンジ型	54	基
	複式ユニバーサル型	17	基
	埋設クローザー型	2	基
	クローザー型	2	基
特殊ジョイント	クローザー型	2	基
ソフトシール弁	φ300（10k）	18	基
空気弁	φ75（7.5k）	4	基
支持架台等			
支持架台		127.5	t
貫通孔補強板		1.8	t
乗り越え架台		5.4	t
管理用通路		4.2	t
漏水対策工		0.4	t

送水管の製作にあたっては、管種ごとに定めた適用規格を満足するものとし、受注者社内検査、日本水道協会検査、発注者検査を基本に実施した。

支持架台等の製作は、現地工程を見ながら随時製作・検査し、現地搬入した。

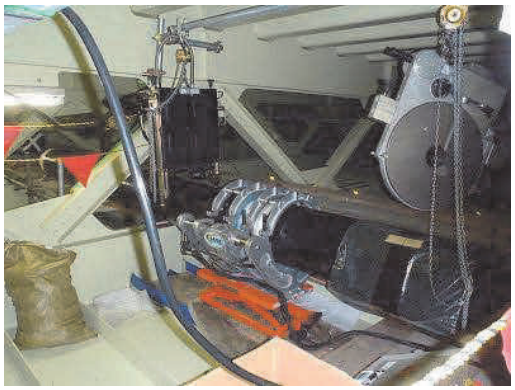
10. 施工

10.1 管の施工

(1) PE管の施工

箱桁内部の配管等の施工は、箱桁内が高温となり、労働安全衛生面で問題がある7月～9月を避けて実施した。

PE管の施工に先立ち、支持架台を据付し、足場組立て、挿入設備設置完了後、順次PE管を桁内へ搬入、バット融着を実施した（**写真－4**）。



写真—4 PE管バット融着用設備
Photo.4 PE pipe fusion equipment

バット融着は、熟練した作業員でかつパイプメーカー社内資格修了者が行い、気温・融着温度・送り出し温度を管理しながら施工を行った。

PE管の固定端部は、7.項で述べたようにPE管温度変化による発生軸力を考慮し、概ね20℃付近で施工を完了させた。

(2) SUS管の施工

SUS管の施工は、PE管の敷設完了後に実施した。大伸縮装置支持架台部の据付けが完了した箇所から、順次足場組立て、挿入設備完了後、溶接接合を実施した。

接合の最終段階では、気温が15℃～20℃になる時期に橋梁下部工と上部工の伸縮量の測定を行い、接合を完了した。

溶接箇所は、8.6項で述べた品質管理を行った。また、フランジ継手部についても、トルクレンチによる締付け確認及びスキマゲージによる締付け後のフランジスキマ管理を実施した。

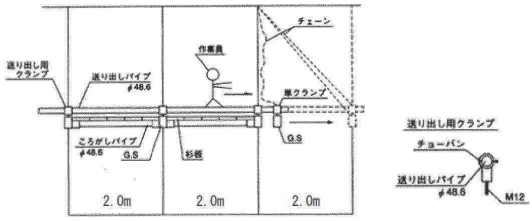
10.2 高架部の施工

送水管添架のうち、高架部は803m（全体の19%）である。この区間の施工には、仮設備として架設用吊足場を敷設し、配管支持架台及び配管据付け作業を行った。

架設用吊足場は、以下の理由からパネル足場送り出し工法を採用した。

・あらかじめ精度よく製作されたパネル用主梁を送り出すことにより高所で安全に足場施工が可能（**図－13**）。

・足場板を隙間なくフラットにできることから、資機材の落下や目違いによる転倒を防止できる（**写真－5**）。



図—13 パネル足場組立（送り出し工法）
Fig.13 Assembly view of a panel scaffolding



写真—5 馬島高架橋6P－7A間足場敷設状況
Photo.5 Panel scaffolding for Umashima viaduct

高架部足場の施工延長及び面積を**表—7**に示す。

代表区間である馬島高架橋7A-8P間の施工例を以下に示す。①準備工→②パネル足場（一括吊上げ工法6m×6m）→③パネル足場（送り出し工法）→④架台用固定部削孔工→⑤架台設置→⑥配管敷設→⑦パネル足場解体

表—7 足場の施工延長(m)及び面積（㎡）
Tab.7 Construction amount of scaffolding

	４Ａ道路桁		馬島高架橋		来島南	７Ａ上屋		合計
	作業用	搬入用	６Ｐ～７Ａ	７Ａ～８Ｐ	高架橋	主体	上段	
幅：Ｂ	3.7	4.1	6.0	6.0	6.2	2.0	2.0	
延長：Ｌ	41.4	7.0	231.5	246.0	212.7	39.7	25.3	
面積：Ｂ×Ｌ	153.2	28.7	1,389.0	1,476.0	1,318.7	79.4	50.6	4,495.6

10.3 送水管試験

(1) 気密試験

PE管気密試験は、敷設完了後バット融着箇所等からの漏えい・破損、耐圧確認を目的として実施した。試験は、水道工事標準仕様書（配管試験要領）に基づき実施した。

気密試験中は、融着箇所全数に発泡液を塗布し、発泡現象の有無を確認し、全箇所発泡が無いことを確認した。

⑵ 通水試験

通水試験は、今治市小浦ポンプ場から来島海峡大橋を経由し大島側流量計室までの間を加圧充水して行った。

通水試験に先立ち、洗管作業として配管内の汚れ等を加圧水で洗い流す作業を行った。

試験条件は、以下のとおり設定した。

・試験圧力　1.0Mpa（小浦ポンプ場）
・試験時間　24時間
・合格基準　試験圧力の80%以上保持していること。

結果、試験開始から24時間後の圧力は0.98Mpaであり、合格基準を満足した。

⑶ 水圧試験

水圧試験は、送水管全体を9区間に区切り、順次区間内を加圧ポンプで昇圧して行った。

判断基準は、以下のとおり設定した。

・試験圧力　0.75Mpa（使用圧力×1.5）
・試験時間　60分
・合格基準　著しい圧力低下が認められないこと。
　　継手箇所から漏水が認められないこと。

結果、一部パッキンの不具合などで再試験した箇所はあるものの、全数合格基準を満足した。

10.4　ステンレス鋼管微生物腐食防止対策

送水管添架配管のうち、配管延長で19%使用しているSUS管は、耐食性に優れた材料であり、水道管として使用する場合は残留塩素により微生物の活動が抑えられることから、微生物腐食して漏水することはごくまれである。

しかし、今回の場合、大島島内の管路工事が完了するまでの約1年間使用されない見込みである。

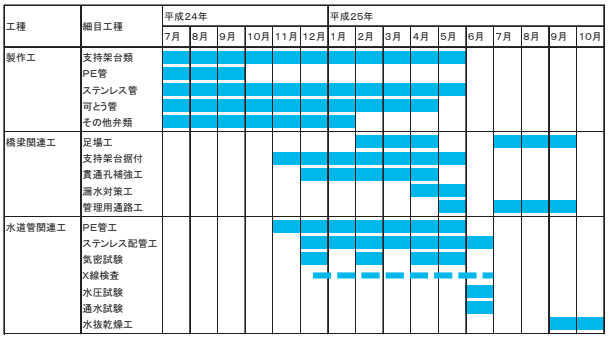
SUS管内部に長期間上水が滞留した場合、残留塩素濃度が低下（残留塩素0.1mg/L以上で微生物活動停止）し、微生物が繁殖する可能性から、微生物腐食防止処置として配管内部の水を排水するとともに、乾燥空気による送気排水処置を実施し、配管サグ部は内視鏡を用いた乾燥完了確認を行った。

11.　工事工程

工事工程は、現場着手から完了まで17ヶ月であった。実績工程表を**表―8**に示す。

製作3～11ヶ月、現地据付12ヶ月（足場架設3ヶ月、架台据付・配管据付7ヶ月、通水試験等1.0ヶ月、足場撤去3ヶ月、水抜乾燥2.0ヶ月）であった。鋼製の箱桁内部は、7月～9月は気温40℃を越える環境になることから、主要作業を6月末までに終えるように計画し概ね完了することができた。

表－8　来島海峡大橋送水管添架実績工程表
Tab.8 Schedule of installation



12.　おわりに

来島海峡大橋送水管添架は、様々な制約条件がある中で検討を行い、問題を解決し、無事完了することができた。

現在継続中の大島島内の送水管敷設工事の完了後、2015年から部分的に運用される予定である。

添架された送水管は、今後地域の貴重な資産として来島海峡大橋同様、有効活用されることになる。

ここに、来島海峡大橋送水管添架に関わり、尽力をつくされた関係各位に、深く感謝する次第である。

参考文献

1)　今治市水道部　本州四国連絡高速道路（株）：平成18年度　今給総委第1号　来島海峡大橋水道管添架概略検討業務委託　報告書
2)　今治市水道部　本州四国連絡高速道路（株）：平成22年度来島海峡大橋送水管添架実施設計業務委託（その1）報告書
3)　今治市水道部　：平成22年度来島海峡大橋送水管添架実施設計業務委託（その2）　報告書
4)　日本水道鋼管協会監修：水道用ステンレス鋼管設計・施工指針
5)　日本水道協会：水道工事標準仕様書【設備工事編】

技術開発計画（H21-H25）の成果

Outcomes of Technological Development Project (2009-2013)

坂出管理センター　所長　荻原勝也
（前）長大橋技術センター　総括・防食グループ　リーダー　Katsuya Ogihara
企画部　企画課長代理　花井拓
（前）長大橋技術センター　総括・防食グループ　サブリーダー　Taku Hanai
長大橋技術センター　総括・耐震グループ　サブリーダー　遠山直樹
Naoki Toyama

概　要

当社では、長大橋の中長期の保全に関する技術課題の解決を目的として、平成21年度から五箇年の技術開発計画を策定し、取り組んできた。本報告は、この五箇年の取組みの成果について報告する。また、次期三箇年の技術開発計画の概要を紹介する。

For technical issues related to long-span bridges, Honshu-Shikoku Bridge Expressway Co., LTD. established five-year technological development project between 2009-2013 and had been working on it. This paper reports outcomes from this project. The next three-year project that started from 2014 is explained as well.

1.　はじめに

当社は技術開発の第1期中期計画（技術開発計画（H21-H25））を策定し、業務活動を行った。この報告は第1期の活動成果をまとめたものである。5年にわたる活動で、進捗をみたもの停滞したものさまざまであるが、現時点での到達点である。平成26年度からは目標期間を3年間に改め、第2期の中期計画を策定し、技術開発の着実な進捗を図る。

2.　技術開発計画（H21-H25）の概要

2.1　技術開発計画の目的

3つの道路で本州と四国を結ぶ総延長173kmの本州四国連絡高速道路（以下、「本四高速道路」という。）は、昭和54年に大三島橋関連区間の供用を開始して以来、順次供用区間を延長し、現在、全路線が供用されている。平成20年度時点において、神戸淡路鳴門自動車道で10年、瀬戸中央自動車道で20年、西瀬戸自動車道で9年が経過した。また、個別の長大橋としては、若いものでも約10年、古いものでは約30年が経過している。この期間において、橋体の安全性を脅かすような事象は生じなかったが、吊橋主ケーブルの腐食、海中基礎鋼殻の孔食、吊橋ハンガーロープの内部腐食など、個別の要素について予想外に早い劣化が確認された。これら維持管理における技術課題について、重点項目を抽出し技術開発に取り組んできたところであるが、本計画策定の　平成20年度時点において、海上の厳しい環境下にある、大規模な構造物である長大橋を、超長期にわたり健全に保つため、必要な技術開発を戦略的に進めることとし、向う五箇年の中期技術開発計画（以下、「本計画」という。）を策定した。

2.2　技術開発の理念

技術開発の策定理念は、当社の経営理念の実現を基本とし、次のとおり設定した。

- お客様の安全性向上のための技術を開発する。
- 環境に配慮した技術を開発する。
- 200年以上の万全な維持管理のための技術を開発する。
- 設計を検証するとともに維持管理コストを縮減するための技術を開発する。

2.3　技術開発の項目

2.2の理念ごとに、本計画で取り組む技術開発の項目を次のように設定した。ただし、新しい技術開発計画の分野ごとに並び替えを行っている。

・ 環境に配慮した塗料
・ 塗替塗装マネジメント
・ 主塔内防食手法の立案
・ コンクリート防食
・ 海中基礎防食手法
・ 吊橋主ケーブル送気乾燥システムの高度化
・ 吊橋ハンガーロープの管理手法
・ 橋梁付属物の高耐久化
・ 疲労損傷の早期検出法
・ 地震動の見直し・耐震性能照査・補強設計
・ 走行安全性の向上
・ 点検手法
・ 吊橋ケーブルバンドボルト軸力の管理手法
・ 長大橋の健全性評価
・ 耐風安定化部材等の再評価
・ 動態観測による異常時の安全性評価
・ トンネル換気所除塵装置の改修評価
・ 次世代交通管制システム

3. 技術開発の成果

3.1 環境に配慮した塗料 [1)]

当社は、環境への取組を具体化するため環境行動計画を策定し、環境負荷低減型塗料の適用性を調査することとしている。環境負荷低減型塗料とは、溶剤等に含まれる揮発性有機化合物（VOC）が健康被害を及ぼす恐れがあり、それを低減する塗料とし、水性塗料と省工程型塗料の適用性の検討を行った。

中塗り及び上塗りの塗替えを基本とし、水性塗料は現行仕様と同じ層構成、膜厚として有機系塗料を水性に置き換えた仕様で、VOCの大半が削減される。省工程型塗料は中塗り及び上塗りの合計膜厚を1工程で塗布する仕様で、有機系塗料ではあるが厚膜性を確保するために溶剤量が少ない設計となっており、VOC削減に繋がる塗料である。

これらの塗料は、腐食環境が厳しい海峡部橋梁に適用する塗料であるため、耐候性に優れている必要がある。また、実構造物への適用事例が少なく、耐候性以外の性能等も明確でない。このため、平成20年に宮古島及び大鳴門橋においてこれらの耐候性を確認するための暴露試験を開始した。3年間の光沢保持性能を調査し、併行して開発を進めた高耐久性ふっ素樹脂塗料と同等の性能を有する材料が含まれることを確認した。

その後、平成24～25年にかけて実橋での試験施工を実施した（**写真-1**）。厚膜性、旧塗膜との付着性（短期性能）、仕上がり品質、施工性等の確認を行い、両塗料ともに概ね良好な結果が得られた。



写真-1 実橋試験施工

Photo 1 Situation of test painting

耐候性及び付着性については、長期性能の確認が必要なため、追跡調査用の定点を設置した。4.で述べる新計画の期間内の概ね5年後に塗替え塗装の性能評価を行う予定である。

3.2 塗替塗装マネジメント

海峡部橋梁は約400万㎡と膨大な（外面）塗装面積を有し、塗替塗装費が海峡部橋梁の修繕費に占める割合は約5割と高いため、塗装の長寿命化と施工の省力化が求められている。塗料の高耐久化や塗膜評価法見直し等による塗替え回数の低減、施工の効率化等によるコスト削減を目指し、①高耐久性ふっ素樹脂塗料の実用化、②塗膜厚計測手法の検討、③塗膜劣化評価方法の検討、④スプレー塗装の実用化に取り組んだ。

高耐久性ふっ素樹脂塗料の実用化は、これまでに実施した各種の暴露試験他の結果を踏まえ、平成22年に当社塗料規格「高耐久性ふっ素樹脂塗料上塗（暫定）」を制定した[2)]。規格では塗料の耐久性（品質）評価を宮古島における屋外暴露試験による光沢保持率で評価することとし、暴露期間3年で光沢保持率50%以上を要求している。この高耐久性ふっ素樹脂塗料は、平成23年より瀬戸大橋の塗替塗装に採用している。

高耐久性ふっ素樹脂塗料は、施工事例がなく、実橋での耐久性が未確認なため、平成23年3月に実橋（櫃石島橋）に調査用の定点を設置し、3年後の平成26年3月に追跡調査を実施した。その結果、高耐久性ふっ素樹脂塗料の光沢保持率は従来型のふっ素樹脂塗料に比べ高く、高耐久であることが確認された。なお、瀬戸大橋の塗替塗装に採用した塗料と同じ材料に対する暴露試験体を宮古島でモニタリング中であり、3年経過時の調査を予定している。なお、塗料の品質確認には3年を要するため、塗替塗装で納入された塗料の品質確認ができないこと、新しい塗料の品質確認に長期間を要すること等の問題があり、室内促進試験による品質確認方法の検討を行っている。

塗膜の消耗速度を精度よく見積もるため、消耗量調査数量の増加が必要であるため、塗膜厚計測手法の効率化

の検討を行った。従来は、実橋の消耗が進行した塗膜を採取して事務所に持ち帰り、顕微鏡観察を行う手間と費用を要する手法を採用していたが、市販の顕微鏡カメラを用いて現場で消耗状態を撮影し、画像で計測する方法により効率化を図った。

塗膜劣化評価方法の検討では、海峡部橋梁の塗替えは長期間を要するため、塗替え時期設定のために劣化予測を行うが、予測の精度や信頼度向上により塗替えサイクルの長期化が期待できると考えられたことから、予測に必要となるデータの質と量を算定した。また、塗替え着手時期を決めるための塗膜健全性評価として中塗りや下塗りの露出度合いを考慮する評価手法を作成した。さらに、上塗り塗料の高耐久化に伴い、塗膜剥離が寿命を決める可能性が高まることから、無機ジンクリッチペイントまたは中塗りで剥離が生じる要因を分析し、劣化予測に折り込む検討を行う予定である。

スプレー塗装は、作業効率が良く、しかも安定した品質が得られ、塗替塗装の効率化が図られる。また、熟練塗装工の不足を補うことができる可能性があるため、その適用性について検討を行った[3]。適用性の課題は、実橋の構造が複雑で、しかも海上で常に強い風が吹く環境で施工するため、スプレーミストの飛散等に対する十分な対応である。

適用性の検討は、塗装面が広く、かつミストの飛散防止対策が容易である鋼床版裏面を対象に試験施工を行い、ミストの飛散状況、作業環境及び施工能力等を調査した。スプレー塗装工法にはエアカーテン方式を採用し、飛散防止対策としてメッシュシートを二重とした。試験塗装の結果、塗装品質（外観、膜厚）や作業環境（強風対策、作業効率）については問題はなく、対象箇所における有効性が確認された。しかし、密閉された環境での作業のため有機溶剤濃度が高くなり、換気対策の追加や弱溶剤型塗料の使用についての検討が必要となる。また、一部の試験でミストの飛散が確認されたことから、飛散防止対策の強化が必要となるなど、スプレー塗装の適用性に課題が残った。しかし、鋼床版裏面は、日射の影響が小さく、塗膜劣化が進展していないことから、塗替塗装の着手は急がないため、長期的な防食課題として引き続き注視していく。

3.3　主塔内防食手法の立案

主塔内面は、外面に比べ紫外線や水分、塩分などの影響を直接受けないことから、全面塗替は想定されていない。また、これまでに確認されている主塔内塗装の変状箇所についても、建設時に生じた当て傷に起因すると思われる部分的な変状が主であり、広い範囲にわたる変状の発現は認められていない。ただ、主塔内の腐食環境は、これまで調査されていないため、平成23年度より環境計測を行い、環境によっては予防保全としての防食対策を立案することを目的に本検討を実施した。

大鳴門橋、生口橋及び多々羅大橋の主塔を対象に、付着塩分量計測及び腐食環境調査（温度・相対湿度）を実施した。付着塩分量については、計測部位によってばらつきがあるが、過去に計測した門崎高架橋及び生口橋の箱桁内の付着塩分量[4]よりも高い値を示す部位が確認された。これは主塔出入口用マンホールや換気孔といった開口部から、飛来塩分が侵入するためと考えられる。相対湿度については、時間帯によっては50%を超える例も確認され、付着塩分等の存在により、相対湿度が50～70%程度でも吸湿作用による結露の発生が生じ、発錆反応が始まる場合もある[5]ことを考慮すると、主塔内部であっても腐食環境にあることが推察される。

主塔内部への飛来塩分及び水分の供給を制限する効果を得るため、主塔出入口用マンホール等の主要な開口部を閉塞し、閉塞前後の主塔内部の腐食環境の対比を行った。**図-1**に閉塞前後の主塔内面と外気の相対湿度の比を示す。開口部を閉塞することにより、主塔内の相対湿度が外気より低くなることが分かった。

以上の調査結果及びこれまでの主塔内面塗装の変状等から、直ちに大規模な防食対策を講じる必要性は小さいと思われるが、予防保全的観点から出入口用マンホール、換気孔等の開口部については除塩フィルターで閉塞を行う方法も考えられる。現時点においては主塔内面塗装の劣化は少ないが、超長期的な防食課題として引き続き注視していく。

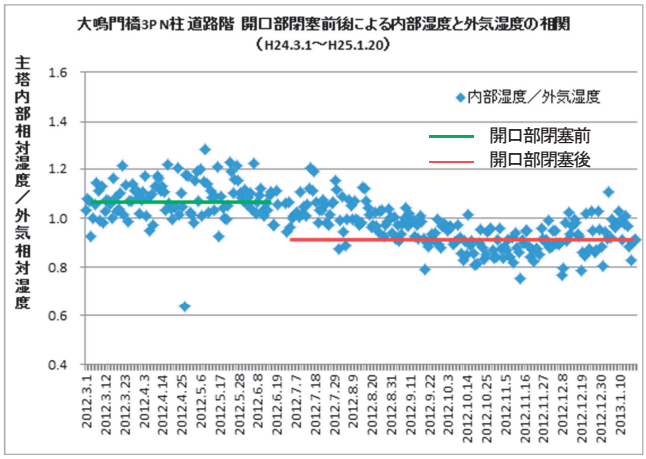


図-1　閉塞による主塔内部及び外気の相対湿度の相関の変化

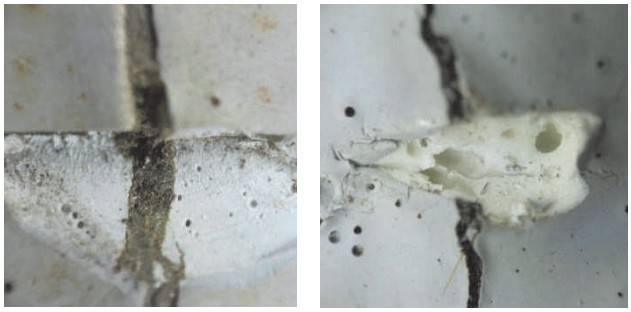
Fig. 1 Impact of inlet sealing on the relative humidity inside and outside of a bridge tower

3.4　コンクリート防食[6]

海峡部橋梁のコンクリート構造は、飛来する海塩粒子によって塩害を生じやすいため、表面保護が必要な構造物と位置づけられる。また、吊橋アンカレイジなどのマスコンクリート構造物はひび割れが生じており、これが塩分などの劣化因子の侵入経路となり得ると考えられ、侵入抑制のためのコンクリート表面被覆が実施されている。

本計画においては、施工から10～20年が経過した箇所

の表面被覆を調査し、外観、ひび割れ追従性、付着力、遮塩性・中性化阻止性などの性能の変化を評価した。この結果と、それ以前に行われた長期の調査結果を踏まえ、平成25年度に「海峡部橋梁マスコンクリート表面被覆要領」を制定した。要領では、要求性能を満たす仕様として、ポリブタジエン系塗膜、アクリルゴム系塗膜を推奨仕様として示した。



(a) ポリブタジエン　(b) アクリルゴム
(a) Polybutadiene Coating　(b) Acrylic Rubber Coating
写真-2 塗膜の割れの状況（顕微鏡カメラ）
Photo 2 Crack on Coating

今回制定した要領において、表面被覆材料の要求性能を規定したが、これらの値については、まだ検証の余地があり、構造物の環境条件などを配慮し精緻化することにより、維持管理の経済化・効率化が図られると考えられる。また、海峡部橋梁のコンクリート構造物に施工されている表面被覆は既に20年以上経過したところがあり、一部では劣化が進行し（**写真-2**）、早急な塗替えなどの補修が必要な箇所がある。本要領は新規施工の表面被覆を対象としたものであるが、点検・補修・塗替などの維持管理も含めた要領の整備が喫緊の課題である。これらの課題については、次期計画においても取り組んでいく予定である。

3.5　海中基礎防食手法

当社では吊橋・斜張橋の海中基礎の多くに用いられている鋼ケーソンの外壁（鋼殻）に局部的に進行する孔食の対策として、電着工法による防食を進めてきた。しかしながら、水深等の施工環境により、施工の難易度が異なることから、大水深基礎に適用可能な防食工法について検討を行った。

水深20mを超える大水深基礎に対する電着工法の適用には以下のような問題があった。①電着被膜（平均5mm、最小2mm）の生成期間が著しく長期化する。②大水深下では潜水作業の効率が著しく低下し、しかも減圧症、窒素酔い等の危険度が増す。③大水圧下では素地調整の効率も低下する。

そこで、電着工法に電気防食を併用する工法の適用性について、現地試験および解析等による検討を行った。その結果、併用工法は大水深での電着工法の課題を解決し、経済的な防食手法として適用できる見通しを得た。

今後は、①維持通電を実施中の薄膜電着被膜の長期耐久性の確認、②素地調整装置の大水深下での施工性、③船舶緩衝工裏面及び船舶緩衝工の防食方法、についての検討を継続する予定である。

また、海中基礎の鋼殻の腐食に伴う破壊のメカニズムは未だ不明な点が多いため、防食対策の効果の確認、劣化を追跡するための定点調査や暴露試験の追跡調査を実施した。

来島海峡大橋の海中基礎は、電気防食（流電陽極方式、塗装と併用）を建設当初から施工したが、ケーソン設置から16～17年後にその効果について調査した結果、陽極の減少量は当初の想定より少なく、設計を超える耐用年数が期待できることを確認した。

鋼殻が腐食により消失した後のケーソン内部のコンクリートの劣化状態を推測するため、瀬戸大橋の鋼殻に人工的に設けた開孔部やコンクリートの暴露試験体の状態を追跡調査することとしているが、暴露から3～5年経過後の追跡ではコンクリートに割れ、剥離は生じていない。今後も追跡を継続する予定である。

3.6　吊橋主ケーブル送気乾燥システムの高度化

これまでの検討や運用実績データ等をとりまとめ、「吊橋ケーブルの送気乾燥による防食システム設計・施工・維持管理指針（案）」（平成23年6月）を作成した。

指針（案）は、これまでの送気乾燥システムの運用実績を踏まえ、調査、設計、施工、維持管理における基本事項や補修事例等を今後の参考となるようとりまとめたものである。また、システムを新規に設置する際の調査や、機器の設計、施工にも対応できるものである。送気乾燥システムの運用実績はまだ15年程度と十分に長いとはいえないため、今後も定期的に評価を行う予定である。

3.7　吊橋ハンガーロープの管理手法

これまで、CFRC（Center Fit Rope Core）タイプの吊橋ハンガーロープ（以下、「ロープ」という）の腐食状況を定量的に把握するため、非破壊検査手法及び腐食が進んだロープの補修法の開発を進めてきたが、腐食状況に応じた補修方法の選定基準の制定が課題であった。そこで、本計画においてロープの点検から補修に至るまでの維持管理フローの作成を行った[7]。維持管理フローでは、外観目視調査の結果によりハンガーロープの腐食が進んでいると疑われる場合には、全磁束法[8]により断面減少率を詳細に把握し、橋毎に設定した管理基準値に応じた補修を実施することとしている。断面減少率が5%未満の場合には、ロープの強度等の低下は小さいことから、ロープ外周部の再塗装を行う。一方、腐食の進展によってロープが所要の強度を確保できない場合は取替えを行う。この時の管理基準値は、橋毎に必要強度に対する余裕に差があるため、断面減少率10～20%程度と幅がある。なお、断面減少率が管理基準値と5%の間の場合には、腐食の進行を抑制する目的でロープ内部にペトロラタム

を防錆材として圧入・充填する補修を行う。この補修の有効性については、補修5年後の追跡調査によって確認された。

ロープの腐食量の詳細調査は全磁束法によっているが、ソケット定着部をロープを解放せずに簡易に調査する検査法について適用性の検討を行た。検査法は、予備調査の結果から磁歪超音波法を選択し、全磁束法による断面減少率を真値として、磁歪超音波法の結果を比較することで検査法の信頼性の評価を行ったが、求める信頼性のレベル（5%程度）を満足するものとはなっていない。今後は磁歪超音波法の評価をまとめるとともに、引き続き新たな調査手法の技術開発を行う予定である。

3.8　橋梁付属物の高耐久化

橋梁付属物は取替え可能な部材であるが、数量が膨大であるため、補修費と更新費の両者を考慮のうえで、過大な補修とならないようLCCの最小化が求められている。

多くの変状がみられるトラス桁上の鋼床版縦桁支承を対象に補修方法について整理を行った。鋼床版縦桁支承においては、腐食、錆汁の流出、滑り板（PTFE板）の飛び出し、シーリングゴムのはみ出しと様々な変状がみられている。これらの変状により支承の可動機能が喪失した場合でも、橋体に悪影響を及ぼさないことを、代表橋梁における立体骨組みモデルを用いた解析により確認している。ただし、腐食片等の落下の恐れがあるため、補修塗装と支承内部の防食等による延命化を図ることとしている。腐食箇所の補修塗装を行った大鳴門橋、因島大橋で、腐食の再発が早期に見られることから、5～10年程度の耐久性が期待できる安価な塗装仕様による補修を、当面繰り返すこととした。延命化対策としては、支承内部への雨水の浸入を防止する水切りの設置、防錆油の充填等が想定される。各種の塗装仕様について実橋で試験的に適用し、耐久性の調査を実施しているが、最適な補修法については見いだせていない。今後も調査を継続し、評価を行う予定である。

また、鋼製管理路等については、軽量で強度を有し、酸化腐食もないFRP（繊維強化プラスチック）材料の適用性について、平成17年度より検討を実施している。大鳴門橋桁内管理路等に試験体を設置し、外観調査、材料試験等を行った結果、紫外線や飛来塩分を受ける複合環境における長期耐久性について、継続調査が必要ではあるものの、構造安全性、使用性、施工性については、特段の問題は認められない等、一定の有効性が認められた。なお、経済性については、FRP材料が高価であることから、初期費用では従来の鋼製管理路に劣るが、軽量であることによる部材交換時の作業性の向上、また、LCCでは、鋼製と比べて有利になる可能性がある。鋼製管理路等の腐食については、再めっきによる補修で済む場合が多いことから、今後は腐食が激しく、軽量化が求められる箇所の新設、更新への適用を図る。

3.9　疲労損傷の早期検出方法 [9)～15)]

鋼橋の疲労損傷については、き裂がまだ小さい早期の段階で効率的かつ確実に検出することが予防保全にとって重要である。現状では近接による目視点検で塗膜割れや錆汁の発生を捉え、塗膜を除去し磁粉探傷試験等を行いき裂の有無を確認してきた。しかしながらこの手法では、近接のための足場設置等が必要となり、効率が悪く費用もかかる。このことから、鋼床版裏面を対象に遠隔から効率よくかつ精度よく疲労き裂を検出する手法として、赤外線サーモグラフィを用いた「温度ギャップ検知法」を開発した。

本手法は、赤外線サーモグラフィを用いて鋼床版のデッキプレートとUリブ及びその溶接部の温度計測を行い、ビード進展き裂を検出する手法である。これまでき裂長さ、計測時期・時刻、撮影解像度のパラメータがき裂検出性に及ぼす影響について実橋検証を行い、塗膜を剥ぐことなく遠隔から非接触で、き裂を検出する方法を検討した。

この検討で、目視では発見できない初期段階の疲労き裂の検出が可能であること、き裂の形状・寸法を定量的に評価することが可能であることが確認できた(**図-2**)。今後は当社での実用化に向けた開発を進め、多種・多様な現場条件での適用拡大を行う予定である。

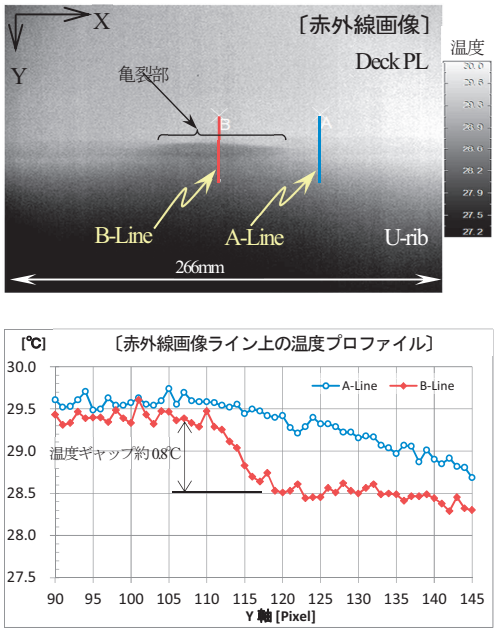


図-2　検出したき裂の赤外線画像と温度プロファイル

Fig. 2 Infrared image and temperature distribution around a fatigue crack taken by infrared thermography device

また、変動応力の作用により材料表面に発生する熱弾性温度変動（圧縮応力で温度上昇、引張応力で温度降下）を利用した「熱弾性法」による応力集中箇所の実働荷重による応力変動計測の検討も進めており、業務への適用に向け今後も継続調査を行う予定である。

3.10　地震動の見直し・耐震性能照査・補強設計[16),17)]

兵庫県南部地震（平成7年）において、本四高速道路の長大橋の設計地震動を超える地震動が観測された。このため兵庫県南部地震以降の最新の知見を取り入れた耐震補強設計用地震動を設定し、補強計画に基づき順次、現橋の耐震性能照査を行い、最適な耐震補強方法の検討及び補強設計を行っている。本計画においては、明石海峡大橋等の検討に引き続いて、道路鉄道併用橋である瀬戸大橋を対象として、耐震補強設計用地震動と耐震性能照査法を検討し設定した。

耐震補強設計用地震動は、次の3種類の地震を対象として、瀬戸大橋周辺の地震環境や地盤状況等を踏まえた断層モデルにより設定した。

・東南海・南海地震
・中央構造線【鳴門-石鎚断層】の地震
・伏在断層（横ずれ、逆断層）の地震　M_J6.8

図-3に、東南海・南海地震の耐震補強設計用地震動（Vs=1500m/sの地盤上で定義）と当初設計の地震動（岩盤上で定義）の加速度応答スペクトルを示す。

瀬戸大橋の耐震補強においては、道路橋としての目標耐震性能は、道路橋示方書における耐震性能２を確保するものとし、鉄道構造物としての要求性能は、鉄道構造物等設計標準における安全性と復旧性を満足するものとした。

列車荷重については、鉄道構造物等設計標準等に基づき、地震時列車荷重（EA-17：35kN/m）を単線満載載荷で考慮するものとした。

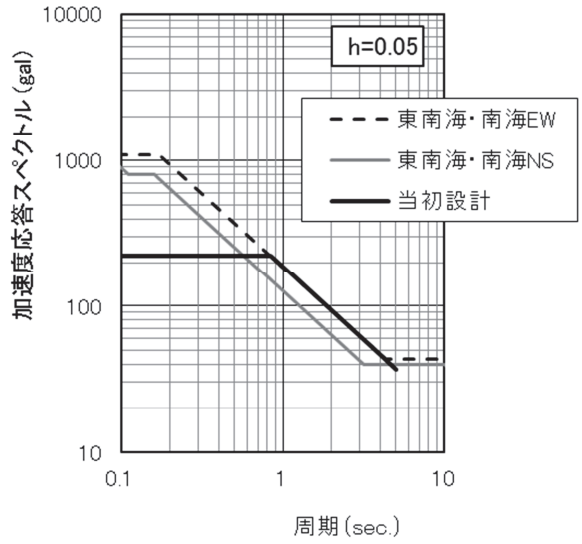


図-3　耐震補強設計用地震動（東南海・南海地震）

Fig. 3 Design seismic motion for seismic strengthening

また、耐震補強設計用地震動に対する瀬戸大橋の道路鉄道共用施設の耐震設計に用いる基準は、「原則として道路橋示方書による」と整理した。

平成25年より、設定した耐震補強設計用地震動と照査法を用いて、瀬戸大橋の耐震性能照査及び耐震補強設計を順次開始し、平成29年度までに全区間の設計を終える予定である。

3.11　走行安全性の向上

高機能舗装は、雨天時の走行性の向上及び騒音低下において効果がある。一方、海峡部橋梁等で採用されている鋼床版舗装は、防水性を確保する観点から基層にグースアスファルト、表層に密粒度の改質アスファルトを用いている。今後、実施する鋼床版舗装の打替えに合わせ高機能舗装が適用できないか本開発計画にて検討することとした。

専門家へのヒアリングを踏まえ、平成 23 年 3 月に塩生橋（水島 IC～児島 IC 間、**写真-3**）下り線において 2 種類の高機能舗装（①加熱型 As 塗膜防水＋高機能舗装、②遮水型排水性舗装）の試験施工をそれぞれ車線延長にして 50m ずつ行い（**図-4**）、目視調査や物性値調査（直接引張、曲げ強度等）等により既設舗装との比較を実施した。



写真-3　試験施工箇所（塩生橋）

Photo 3 Shionasu Bridge

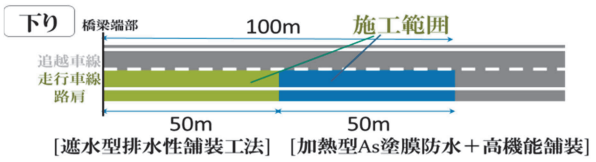


図-4　試験施工範囲図

Fig.4 Experimental pavement area

試験施工から約3年後の平成25年12月に鋼床版面まで開削し、目視、物性値調査を行った。目視の結果、既設舗装では層間に水分やはく離は発生していなかったが、高機能舗装部は、表層（高機能）と基層（グース）間に滞水が確認され、層間ではく離が発生していた。一方、基層の物性値調査では、既設舗装と大きな差異は見られなかった。

また、鋼床版には舗装止め鋼板があるため、高機能舗装の施工には、雨水排水のための舗装止め鋼板を部分的に切断する必要がある。さらに、海峡部の長大橋の場合、グレーチングがあるため、5cm程度の排水溝を設置すると路面表示ができなくなる（**図-5**参照）などの課題がある。

以上のことから、現時点の技術レベルで鋼床版舗装への高機能舗装の適用は、まだ課題があることから、舗装

打替えにあたって表層に積極的に高機能舗装を採用することは得策ではないと判断した。

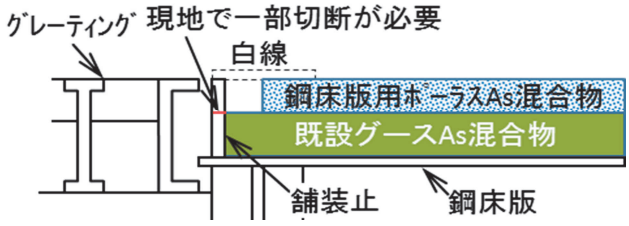


図-5　海峡部橋梁の舗装端部図

Fig. 5 Typical structure of pavement edge of the Honshu-Shikoku bridges

3. 12　点検手法 [18]

海峡部橋梁の点検は主に近接目視、触診及び打音によって行われているが、近接困難な部位や直接目視することが難しい狭隘部や閉空間もあり、これらの部位について状態を正確に把握する調査方法が必要である。近年の光学技術や画像処理技術の発展は著しく、センサーが小型化され挿入性が高い工業用ビデオスコープが市販されていることから、実橋においての適用性について検証した（**写真-4**）。

スコープ外径は、より小さい方が挿入できる部位が多くなるが、スコープ先端の光源不足による画像の品質低下や、挿入ケーブルの剛性不足による作業性の低下もあり、スコープ外径は6.0mm程度のものが適当であった。また、スコープ挿入時のねじれやたわみにより意図しない方向に向きが変わり映像の箇所が不明になる恐れがあることから、録画記録による撮影軌跡の推定、誘導線（ガイドチューブ）及びケーブルへの目盛設置によるスコープ先端位置の把握精度向上対策が効果的であった。

これらの検討の結果、工業用ビデオスコープは、橋梁の狭隘部や閉空間の調査において有力なデバイスであることを確認した。



写真-4　工業用ビデオスコープにより取得した狭隘部画像
（大鳴門橋2P側塔サドル部）

Photo 4 Image of a narrow section taken by industrial videoscope (Cable saddle of the Ohnaruto Bridge (2P side tower))

3. 13　吊橋ケーブルバンドボルト軸力の管理手法 [19)~23)]

吊橋ケーブルバンドは、**図-6**に示すようにハンガーロープ張力を主ケーブルに伝達する重要な部材であり、バンドボルトに導入した軸力によって生じる摩擦力で位置を保持する。バンドボルトの軸力は時間の経過とともに減少することが確認されている。これまでは設計要領[19),20)]に基づいてケーブルバンドのすべりに対する安全率を確保するように軸力管理を行ってきた。しかし、その安全率は要領制定時点において多くの不確定要素を安全側に総合評価したものであり、維持管理段階では構造物の現状を踏まえた安全性の評価を行うことが合理的であると考えられた。

これまでの維持管理では、各吊橋の形状計測を行う精密点検時にバンドボルトの軸力計測を行い、蓄積したデータから軸力低下予測式の精度を向上させてきた。

軸力低下の要因の1つであるケーブル素線集合体による断面方向のクリープ現象について実験を行った。また、バンドのすべり抵抗性については解析による検討を行った。ハンガーロープをバンドにピン定着している来島海峡大橋を対象に、すべりに対する安全性について3次元の弾塑性有限変位FEM解析を実施した。この解析ではケーブル剛性は空隙の影響を考慮して低減して与えたほか、ケーブルとバンドの非接触現象も再現できるようにギャップ要素を用いた。解析結果では、仮にボルトの軸力が1/2になったとしても十分なすべり安全性を有することを確認した[21)]。また、ハンガーロープを鞍掛けしているケーブルバンドについても南備讃瀬戸大橋を対象に同様な解析を実施し、すべり安全率に影響するケーブルバンドの内圧は、ピン定着バンドとほぼ同等であり、すべり安全性も同等であることを確認した[22)]。

以上の知見をもとに、バンドボルト軸力低下やハンガーロープ張力を再評価し、すべりに関する作用と抵抗を比較する荷重抵抗係数法による新しい評価判定方法を定め、マニュアルを制定した[23)]。このマニュアルにより、各吊橋に対して統一的な判断基準でケーブルバンドのすべり安全性の判定ができ、必要な箇所だけを計画的に軸力管理することにより、維持管理コストの削減につながると期待される。

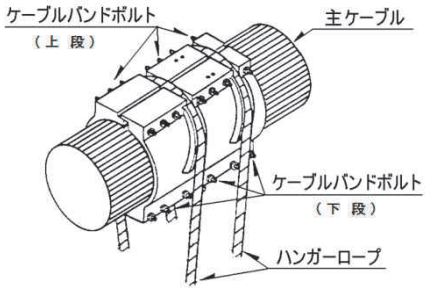


図-6 吊橋ケーブルバンド（鞍掛けタイプ）

Fig. 6 Cable Band on Suspension Bridge

また、明石海峡大橋および来島海峡大橋では、ケーブルバンドボルトの残留軸力を特注の超音波測長機で測定

しているが、この機器の更新に備えて、汎用型の超音波計測機の適用性を検討した。今期において適用性が概ね確認できたことから、測定法の確立を次期計画の早い段階で行う予定である。

3.14　長大橋の健全性評価

LCC最小化には構造各部の健全性について的確な評価と劣化予測手法が必要である。本計画では、管理数量が膨大で変状も多くみられる橋梁付属物と吊橋で最も重要な部材である主ケーブルを対象に検討を行った。また、PC橋の5年毎の非破壊検査結果に基づく健全性評価をとりまとめた。

橋梁付属物は、これまでの点検データは、定量的な指標による評価が不足しているために劣化予測が難しい。そこで、変状マップの整備および画像データを収集することによって、今後の劣化予測に向けた基礎データとすることとし、変状記録方法と蓄積方法を定めた。画像はグレーチング（中央分離帯、路肩）、防護柵（原自歩道高欄）、管理路について取得した。今後、変状マップによる発生個所の特徴や画像による管理が適当な部材の検討等を行い、変状の進行に応じた管理方針を策定する予定である。

また、橋梁付属物に一般的な亜鉛めっき部材の劣化度を評価する手法について調査を行った。従来、亜鉛めっきの健全度は目視での色による評価が一般的である。それに代わる定量的な指標として、残存膜厚、自然電位、表面粗さに着目して調査を行った。残存膜厚は亜鉛めっき層のみの厚さの把握ができないために適用が難しいことが分かった。自然電位は目視による評価との整合性が高く、定量評価の項目として有効と考えられるが、まだデータ数が少なく、データ数の拡充が必要である。表面粗さは目視による評価との整合性が認められるが、局所の評価であるために修繕の範囲を適切に決定するには測定位置や点数の検討が課題となった。

主ケーブルは柔軟型塗装による被覆を行っているが、一部でひび割れが確認されている。ひび割れはケーブルの変形に被覆材料が追随できずに生じたと考えられるため、柔軟型塗装の伸び性能、耐久性能に関する調査を行った。また、塗膜消耗速度の把握のための調査用定点を設置した。

柔軟型塗装の伸び性能の経年劣化状況を把握するために実橋塗膜を採取し、引張り破断するまでの伸び量を測定する伸び試験を実施した。結果は、均質な試験体の製作が難しい点などから、バラツキが大きく経年劣化の評価はできなかった。そこで、新たに暴露試験体を製作し、宮古島および大鳴門橋において暴露を開始するとともに伸び試験により伸び量の初期値を計測した。今後追跡調査を行い、伸び性能の経年劣化について評価を行う予定である。

また、ひび割れが多い大島大橋において、従来仕様より伸び性能が高い仕様で試験施工を行った。仕様は、柔軟型エポキシ仕様の膜厚を厚くした2仕様（合計膜厚205μm→385、295）とアクリルゴム系の2仕様（合計膜厚888、619μm）とした。これらについても、伸び試験により初期の伸び量を調査した[24]。

PC橋5橋の上部工の健全性を評価するために、2001年、2006年、2011年の3回にわたり調査を行った[25]。塩化物イオンの侵入量は、前回2006年の調査からの大きな変化は見られなかった。このことから調査対象橋梁の将来の塩害の進行は遅いことが確認された。一方、中性化については、一部の橋で進行が大きい結果が得られた。中性化はコンクリートが乾燥状態にあると進行が速いことが知られており、瀬戸内地域の比較的乾燥した環境に起因したものと想定される[26]。鉄筋のかぶりが小さい場合には、中性化による鉄筋腐食の発生が懸念されるため、対策の必要性、時期を決定するために今後も追跡調査でデータの蓄積を図ることとし、5年後に調査を行う計画である。

3.15　耐風安定化部材等の再評価

長大橋においては、建設時の耐風設計検討に基づき耐風安定化部材等による対策が行われることがある。当初設計における設計上の仮定や維持管理計画を、供用後に得られた動態観測結果や耐風安定化部材の点検データと対比することで、今後の維持管理コストの削減につながる対策の技術開発を進めている。本計画においては、明石海峡大橋主塔の制振対策、大鳴門橋補剛桁の制振対策及び多々羅大橋斜材ケーブルの制振対策に対する検討を行った。

明石海峡大橋の主塔の渦励振対策は、ダブルセーフティとして主塔内にTMDを、桁と主塔をつなぐ桁間ダンパーを設置することで行っている。当初計画では、TMDのオイルダンパーや桁間ダンパーの減衰係数は、設計値の±10%以内で管理することを想定し、分解整備を5年サイクルで実施する計画であった。しかし、解析的な検討結果から、オイルダンパーの減衰係数の変動を±50%以内とすれば、渦励振で発生する主塔の振幅は許容振幅を超えないことが分かった。また、実際のオイルダンパーの減衰係数の経年変化は、当初設計の維持管理計画での仮定値より緩やかであることを確認した。このため、オイルダンパーの分解整備のサイクルは30年程度以上に延長できる可能性がある。今後は、オイルダンパーの減衰係数の長期の経年変化データを含む点検データを基にオイルダンパーの実際の分解整備間隔を計画する。[27),28)]

大鳴門橋の補剛トラス断面上部中央に耐風安定化部材として設置された鉛直スタビライザーは、供用後25年を経過した時点で、比較的軽微なき裂や腐食が確認されている。このため、維持管理コスト縮減を目的として、大鳴門橋補剛桁の耐風安定性を再評価し、鉛直スタビライザーの部分的な撤去の可能性について検討した。フラッター解析の結果から、鉛直スタビライザーは中央径間中央部に径間長の30%程度を残存させれば、所要の耐風安

定性を確保できることを確認した。一方、鉛直スタビライザーの約半数は、主横トラス上弦材の暴風時荷重に対する座屈防止材としての機能もあり、補修・補強に要する費用も含め総合的な判断により当面は存置することとした。[29)]

多々羅大橋の斜材ケーブルについては、レインバイブレーション対策として開発したインデントケーブルの実橋での制振効果の検証と、建設時には発生原因が明確でなかったドライステートギャロッピングの発生を確認するためのモニタリングを行っている。インデントケーブルを採用しなければレインバイブレーションが発生する長尺ケーブルにも振動が生じていないことから、インデントケーブルによる空力対策は制振効果を発揮していると考えられる。一方、これまでに観測された最大風速は約18m/sであり、ドライステートギャロッピングが発生すると考えられる風速20m/s以上のデータが得られておらず、引き続き観測を行っていく予定である[30)]。

3.16　動態観測による異常時の安全性評価 [31)]

本四高速道路の長大橋においては、耐風及び耐震設計上の各種仮定の妥当性と、橋体の安全性を評価するために、代表橋梁に動態観測設備を設置し、台風時及び地震時の動態観測を実施している。観測機器の設置から10年以上が経過し、更新時期を迎えたことを踏まえ、蓄積された動態観測記録のとりまとめを行い、動態観測設備の更新計画を作成した。

10分間平均風速については1998年の台風7号により明石海峡大橋の補剛桁上で観測された約35m/s（設計風速60m/s）が最大で、地震動については2001年の芸予地震により来島海峡大橋で観測された当初の設計地震動とほぼ同等の地震動が最大である。これらの観測値から得られる設計上の応答値と橋体応答の観測値を比較した結果、建設時の設計は概ね安全側に計算されていることが確認できた。このため、今後の観測目的は、これまでの最大観測値を更新する風速や地震動が生じた場合の橋体の安全性評価とし、更に代表橋梁を絞って観測を継続することとした。今後の動態観測の方針は次のとおりである。

- 自然風特性の観測は、明石海峡大橋と多々羅大橋で継続する。
- 工学的基盤での地震動観測は、各ルート2ヶ所で継続する。
- 代表橋梁において、橋体応答の観測を継続する。
- 上部構造の代表は、支間長1,000m以上の吊橋（明石海峡大橋、南備讃瀬戸大橋及び来島海峡大橋）、南海地震の震源に近い橋梁（大鳴門橋）及び最長の斜張橋（多々羅大橋）とする。
- 下部構造の代表は、剛体基礎（明石海峡大橋2Pと多々羅大橋2P）と多柱基礎（大鳴門橋3P）とする。

今後も、観測された風や地震動を入力とする応答解析をインハウスで行い、橋体の安全性評価に活用していく。**表-1**に、動態観測方針に基づく、観測機器の配置計画を示す。

表-1　動態観測機器の配置計画

Table 1 Sensors arrangement plan of bridge monitoring system

路線	観測内容	
神戸淡路鳴門自動車道	風特性	明石海峡大橋補剛桁上5箇所
	地震動	明石海峡大橋と大鳴門橋
	橋体応答	明石海峡大橋基礎、主塔及び補剛桁
		大鳴門橋基礎、主塔及び補剛桁
瀬戸中央自動車道	地震動	下津井瀬戸大橋と北備讃瀬戸大橋
	橋体応答	南備讃瀬戸大橋主塔及び補剛桁
西瀬戸自動車道	風特性	多々羅大橋主桁上
	地震動	多々羅大橋と来島海峡大橋
	橋体応答	多々羅大橋基礎、塔、ケーブル及び主桁
		来島海峡大橋主塔及び補剛桁

3.17　トンネル換気所除塵装置の改修評価 [32)~33)]

舞子トンネルには、周辺地域の環境保全のため、車から排出される煤塵を除去して排気するトンネル換気設備が設置されている。除塵装置は、排風機の各流入口に設置され、下り線側にはパネル式のフィルターを各600枚配置され、上り線側には、長尺のロール式フィルターが各8枚配置されていた。

この除塵装置には、煤塵によりフィルターが目詰まりした場合に、フィルターの差圧を監視して、自動で空気の流れの反対側から圧縮空気を吹き付けて除去するブロワ式再生装置が組み込まれていたが、以下の問題があった。

- 初期の再生周期1ヶ月が、約200日を超えるとほぼ毎日となり、残留煤塵によりフィルターが目詰まりを起こすため、年1回フィルターの全数交換が必要となる。
- 供用後6年が経過した頃から、機器の腐食劣化が著しく進行しており、部品数が多く構造が複雑で、故障の多発による補修費用の急激な増加が生じたため、抜本的な整備が必要となった。
- 応急措置として、人力手洗浄を開始したがフィルターの取り外し→再生（手洗浄）→取付作業は、煤塵で汚れる苦渋作業である。

このため、フィルターを取付けたままの状態で洗浄可能な方式が強く望まれたため、ウォータージェット式（以下「WJ式」という。）の除塵フィルタ洗浄再生装置を開発した。

これまでの複雑なフィルターユニットの移動機構と空気圧による再生方式に変えて、WJ式再生装置を開発した。WJ式再生装置は、5MPaの高圧水発生装置、洗浄ノズル、移動装置、制御装置及び汚水処理設備（他設備用を共用）で構成されている。洗浄ノズル（上流・下流側

の両面配置）が移動装置により、水平・昇降の 2 自由度の高精度な位置決め制御を行うことで、フィルターを固定したまま自動で移動してフィルターの再生を行うものである（**写真-5**）。

全部で 6 基ある WJ 式除塵装置の改修は、平成 18 年度にフィルターがユニット式で当面転用が可能な下り線側を 1 基、平成 19 年度に 2 基を洗浄装置のみを部分改修し、改修効果を確認した。この下り線側の改修効果を基に、平成 21 年度に上り線側 3 基の全体改修を実施した。さらに、平成 25 年度に下り線側のフィルター架台を、上り線側の改修方法により 3 基改修した。

今回、WJ 再生式に改修したことで、改修前のブロワ再生式除塵装置に比べ、年間当たりの維持管理コスト（設備更新費用は含まず）は、約 6,000 千円となり、従来の 40%と大幅な縮減が可能となった。

今後、洗浄ノズル角度や洗浄パターンの見直しによって、洗浄時間の短縮や洗浄回数の低減を行い、維持管理費用の更なる縮減を目指す予定である。

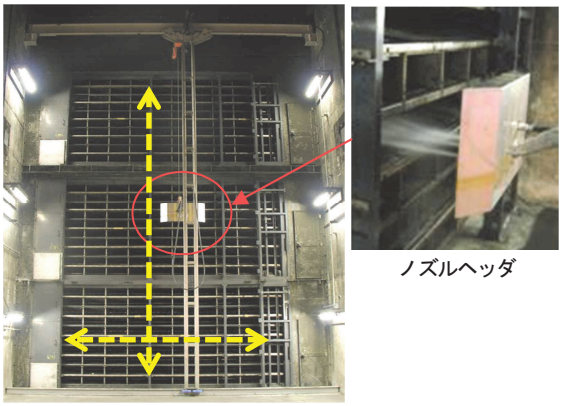


写真-5　WJ 式再生装置

Photo5Automatic cleaning equipment by washing with water jet

3. 18　次世代交通管制システム

現在の交通管理システムは、神戸淡路鳴門自動車道、瀬戸中央自動車道、西瀬戸自動車道の各ルートに供用当初から設置されているものである。交通管制業務を支援するため刻々と変化する各路線の監視地点から交通状況や気象情報を収集、リアルタイム表示や運用操作性が考慮されているが機器の更新期がせまっている。

平成22年に高速・大容量伝送が可能な光通信インフラが整備された。今後、システムの更新を計画するにあたり、交通管制業務の効率化、設備管理の適正化を行うため、構成装置の性能要件選定、新技術の採用、3管制のシステムの集約などを検討課題とした次世代交通管制システムの設計を行った。

更新計画の要件として以下の点を設計に反映した。

① システム障害時の業務継続対応として、高信頼性サーバ二重化による冗長構成

②大規模災害によるシステム停止を想定し、遠隔地バックアップシステム（メインサーバとバックアップサーバによる冗長化）の構築。

③システム停止からシステム切替までの最低許容限度として目標復旧時間の設定。

システム構成は仮想化技術によりイニシャルコスト及びランニングコストの削減を図る。

システム集約については、各ルートのシステムにあったサーバ群の管制機能の整理を行うためリソース使用状況の洗い出し、一般IAサーバ（Intel Architecture server）による仮想化が可能であることを確認し、CPU及びコア数などの仕様決定を行った。**図-7**に、次世代交通管制システムの仮想化、バックアップの概要図を示す。

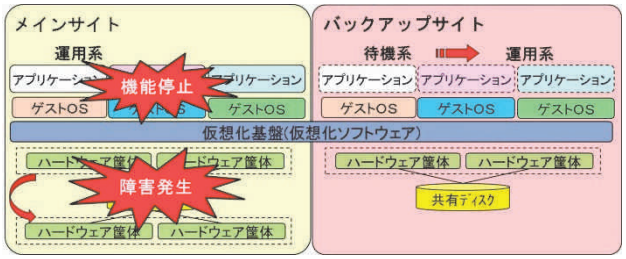


図-7　次世代交通管制システムの仮想化、バックアップの概要

Fig. 7 Virtualization and backup of the next-generation traffic control system

今回の検討結果により、平成26年度に更新工事を発注し、平成27年度に完成する予定である。

4.　平成26年度以降の技術開発計画

平成25年度をもって、五箇年にわたる本計画が終了した。平成26年度以降の技術開発計画（以下、「新計画」という。）は、計画期間を3年間と短くし、期間内に成果をとりまとめ、実用化あるいは継続取組みや新たな取組目標を設定することとした。具体的な技術開発項目の設定にあたっては、本計画での検討結果を踏まえるとともに、長大橋のリスク分析結果やアセットマネジメントの観点を考慮した。

新計画の検討体制として、本社と各管理センターで構成する「保全技術交流会議」を設置した。本会議の下には、分野ごとに5つの分科会（防食、疲労、耐震、舗装、点検）、さらにその下にワーキンググループを設け検討を進めることとした。開発項目としては以下のものを設定している。

4.1　防食分科会

(1)　塗装（鋼）WG

・環境負荷を低減する塗替塗装材料の性能評価の継続

・上塗り塗膜の消耗劣化特性の評価による劣化曲線の見直し

・中塗り塗膜の耐久性の評価による塗装劣化モードの

見直し
・熱影響を受けない部位の無機ジンクリッチペイントの耐久性評価
・局部補修塗装仕様の策定
・主塔塗替塗装の施工法の検討（素地調整程度、下地材料、足場構造）

⑵　コンクリート保護工WG
・実環境（水分の供給、低温環境）を踏まえたマスコンクリート表面被覆要領の要求性能及び品質規格の検証
・ASR対策として試験施工したコンクリート表面含浸工の性能評価の継続

⑶　海中基礎防食WG
・鋼製海中基礎（海中部、飛沫帯部）防食方法の適用区分

⑷　ケーブル送気WG
・ケーブル被覆方法の見直し
・送気システムの高度化（電力量低減、湿度状態が悪い区間の改良）

⑸　ハンガーロープWG
・ハンガーロープ管理マニュアルの更新

⑹　橋梁付属物WG
・鋼床版縦桁支承の補修工法の追跡調査と適用性評価、亜鉛めっきの劣化判断基準の提案

⑺　トラス桁アプローチ率向上WG
・近接目視が可能な範囲を拡大するための既存作業車の改造及び簡易足場の設置の検討

4.2　疲労分科会
・道路鉄道併用橋の合理的な疲労き裂調査方法の検討（優先的に現地応力測定を実施する箇所の抽出、長期的な測定計画作成）
・赤外線サーモグラフィ（温度ギャップ法）による鋼床版疲労き裂スクリーニング調査マニュアル作成
・赤外線サーモグラフィ（熱弾性法）の応力集中箇所の疲労寿命評価適用性検討
・鋼床版デッキプレートとUリブ溶接部疲労き裂の補修構造の性能の実験的確認

4.3　耐震分科会
・対象橋梁の耐震照査及び耐震補強の実施設計

4.4　舗装分科会
・鋼床版舗装の局部補修方法の提案
・本四高速道路における舗装劣化予測手法の精度向上

4.5　点検分科会
⑴　点検技術WG
・近接目視困難な高架橋張り出し床版部の剥落点検の合理化方策
・ケーブルバンドボルト軸力（縦締め形式）管理マニュアルの作成
・斜張橋ケーブルの健全性把握手法の計画

⑵　点検要領・システムWG
・点検・補修管理システムの改良（既往の変状単位で登録するシステムから構造物単位の評価が可能なシステムへ）

4.6　その他（分科会外）
⑴　耐風
・動態観測データに基づく長大橋の耐風性評価

⑵　津波
・津波に対する海中基礎の安定性照査法

⑶　トンネル除塵装置
・舞子トンネル除塵装置改修の事後評価

今後、これらの技術開発項目に関する検討を着実に行い、アセットマネジメントの考え方に基づく、本四高速道路の長大橋の中長期保全計画の体系化、効率化に役立てていく。

参考文献
（本計画の実施期間内に、検討成果の一部として公表したものについては下線を付す。）

1) 大塚雅裕、蔵森和生：環境に配慮した塗料の開発、本四技報、Vol.38 No.122、pp.2-7、2014.3
2) 栗野純孝、矢野賢晃、籠池利弘：高耐久性ふっ素樹脂塗料上塗（暫定）規格の制定、本四技報、Vol.35　No.116、pp.2-7、2011.3
3) 大爺健司、真辺保仁、籠池利弘：鋼床版裏面におけるスプレー塗装の試験施工、本四技報、Vol.35　No.116、pp.8-13、2011.3
4) 村上博基、杉本 健：海峡部箱桁内の腐食環境調査と塗装管理計画、本四技報、Vol.28、No.102、2004.3
5) 藤野陽三、上田雅俊、延藤遵：鋼ボックス内部の腐食環境と防錆について、土木学会、構造工学論文集、Vol36-A、1990.3
6) 荻原勝也、花井拓：海峡部橋梁マスコンクリート表面被覆要領の制定、本四技報、Vol.38 No.121、pp.2-9、2013.9
7) 楠原栄樹、森山彰：CFRCハンガーロープ管理基準の設定、本四技報、Vol.36　No.118、pp.2-7、2012.3
8) 古家和彦、小川和也、前田喜宏、明石良男、守谷敏之：吊橋ハンガーロープの非破壊検査、第58回土木学会年次学術講演会、2003.9
9) 川端淳、伊藤進一郎、阪上隆英、松岡洋平、和泉遊以：自己相関ロックイン赤外線サーモグラフィによる鋼道路橋の応力変動計測、第67回土木学会年次学術講演会、I-285、2012.9
10) 阪上隆英、松岡洋平、伊藤進一郎、川端淳、和泉遊以：自己相関ロックイン赤外線サーモグラフィによる鋼橋梁

の疲労き裂検出、第67回土木学会年次学術講演会、I-286、2012.9
11) 溝上善昭、和泉遊以、阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップによる疲労亀裂検出技術、第68回土木学会年次学術講演会、I-558、2013.9
12) 和泉遊以、溝上善昭、小林義弘、阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ計測に基づく鋼床版のき裂検出技術、平成26年度春季講演大会講演論文集、日本非破壊検査協会、2014.6
13) 阪上隆英、和泉遊以、小林義弘、溝上善昭、川端淳：Remote nondestructive evaluation of fatigue crack in steel bridges by infrared thermography、Proc. of The Fifth US-Japan Symposium on Emerging NDE Capabilities for a Safer World、The Fifth US-Japan Symposium on Emerging NDE Capabilities for a Safer World、2014.6
14) 阪上隆英、和泉遊以、小林義弘、溝上善昭、川端淳：Applications of infrared thermography for nondestructive testing of fatigue cracks in steel bridges、Proc. of SPIE、SPIE Thermosense: Thermal Infrared Applications XXXVI Part of SPIE DSS Sensing Technology+Applications、2014.7
15) 溝上善昭、小林義弘、 和泉遊以、阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップによる疲労亀裂検出技術、第69回土木学会年次学術講演会、2014.9
16) 福永勧、竹口昌弘、遠藤和男：耐震性能評価用大規模地震動の設定(瀬戸大橋)、本四技報、Vol. 35 No.115、pp.37-38、2010.9
17) 福永勧、角和夫、遠藤和男：瀬戸大橋の耐震補強検討、本四技報、Vol. 36 No.117、pp.36-37、2011.9
18) 小林義弘、川端淳、溝上善昭：工業用内視鏡の狭隘部の点検への適用性検討、本四技報、Vol. 37 No.122、pp.51,52、2012.9
19) ピン定着型ケーブルバンド設計要領（案）、平成13 年4月，本州四国連絡橋公団
20) 鞍掛け型ケーブルバンド設計要領（案）、平成13 年4月，本州四国連絡橋公団
21) 山田郁夫、山口和範、川端淳：ケーブルバンドのすべり安全性の検討、本四技報、Vol.35 No.115、pp.43-44、 2010.9
22) 伊藤進一郎、川端淳、池田秀継：鞍掛け式ケーブルバンドのすべり安全性の検討、本四技報、Vol.36 No.117、pp.40-41、 2011.9
23) 小林義弘、 池田秀継： 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、本四技報、Vol.38 No.122、pp.8-13、 2014.3
24) 森山彰、大藤時秀：吊橋ケーブル被覆の劣化調査と伸び性能に着目した被覆仕様の検討、第69回土木学会年次学術講演会、2014.9
25) 酒井和吉、大藤時秀、籠池利弘：コンクリート構造物の現況と評価、本四技報、Vol.37 No.120、pp.27-34、2013.3
26) 古賀裕久、河野広隆、渡辺博志：実構造物から採取したコアの吸水性状と耐久性能の関係、セメント・コンクリート論文集、Vol. 66、pp. 429-436、2012
27) 福永勧、角和夫、竹口昌弘：明石海峡大橋主塔の制振対策再評価、本四技報、Vol. 36 No.117、pp.34-35、2011.9
28) 福永勧、竹口昌弘：明石海峡大橋主塔の制振対策再評価、本四技報、Vol. 37 No.119、pp.47-48、2012.9
29) 福永勧、角和夫、竹口昌弘：大鳴門橋のフラッター解析による耐風性再評価、本四技報、Vol. 36 No.117、pp.2-7、2011.9
30) 角和夫、楠原栄樹、竹口昌弘：多々羅大橋ケーブルの空力振動に関する現地観測結果、風工学シンポジウム、2010..12
31) 福永勧：動態観測の成果と更新計画、本四技報、Vol. 37 No.119、pp.45-46、2012.9
32) 政田潔、廣田昭次、香川晃：舞子トンネル下り線換気所除塵装置の改修、本四技報、Vol. 31 No.109、pp.25-30、2007.9
33) 小野祥史、亀井敏行、引田晋一：舞子トンネル除塵装置の WJ 方式への改修効果、本四技報、Vol. 35 No.115、pp.14-18、2010.9

海外報告（ケニア国道路メンテナンス業務の外部委託化に関する監理能力強化プロジェクト（フェーズ2））

The Project for Strengthening of Capacity on Road Maintenance Management through Contracting in Kenya (Phase2)

ケニア共和国運輸交通インフラ省派遣JICA専門家　　池　田　秀　継
長大橋技術センター　総括・耐震グループ付　　Hidetsugu Ikeda

1.　はじめに

筆者は2013年（平成25年）11月から2年間の予定で、(独)国際協力機構(JICA)の長期専門家としてケニア共和国（以下「ケニア国」という。）に派遣される機会を得た。ケニア国の道路の維持管理状況については、前任の専門家による報告[1)]があるが、本稿は、ケニア国の概要と筆者が従事している「道路メンテナンス業務の外部委託化に関する監理能力強化プロジェクト（フェーズ2）」の概要と現況について報告するものである。

2.　ケニア国の概要

2.1　一般概要[1)2)]

(1)国土

ケニア国（**図－1**）はアフリカ大陸のほぼ真ん中の東側に位置しており、エチオピア、南スーダン、ウガンダ、タンザニア、ソマリアと国境を接する。国土面積は58.3万km^{2}で日本の約1.5倍である。国土のほぼ中央を赤道が走っており、赤道の近くではあるものの、首都ナイロビのある南部、西部は標高1,000mを越す高原地帯にあり、温和な気候である。海岸部は湿潤で温暖な気候、北部と東部は標高が低く、乾燥した気候である。

(2)人口

人口は4435万人で、キクユ人、ルヒヤ人、カレンジン人、ルオ人など複数の民族からなる多民族国家である。

(3)言語

スワヒリ語が国語であるが、英語も公用語とされ、人々もよく英語を使用している。

(4)宗教

キリスト教、イスラム教、伝統宗教など。日曜日には教会に行く人をよく見かけ、テレビでも教会での中継が放送される。またイスラム教徒が着る衣服を着ている人もよく見かける。



図－1　ケニア国の位置[1)]

Fig.1 Location of Republic of Kenya

2.2　経済概要[1)2)3)]

(1)主要産業

主要な産業は農業で、農業がGDPの約25%、労働人口の約60%を占める。コーヒー、紅茶、園芸作物、サイザル麻、綿花、トウモロコシ、防虫菊などを栽培するとともに外国に輸出もしている。また工業分野では加工食品、ビール、タバコ、セメント、石油製品、砂糖を生産している。鉱業ではソーダ灰、ほたる石などがあるがあまり豊かではない。最近石油が見つかったとの話がある。

(2)国民総所得

国民総所得（GNI）は412億USドルで日本の約1/140、1人当たりGNIは930USドルで日本の約1/50である。

2.3　道路概要

(1)ケニア国の道路の概要

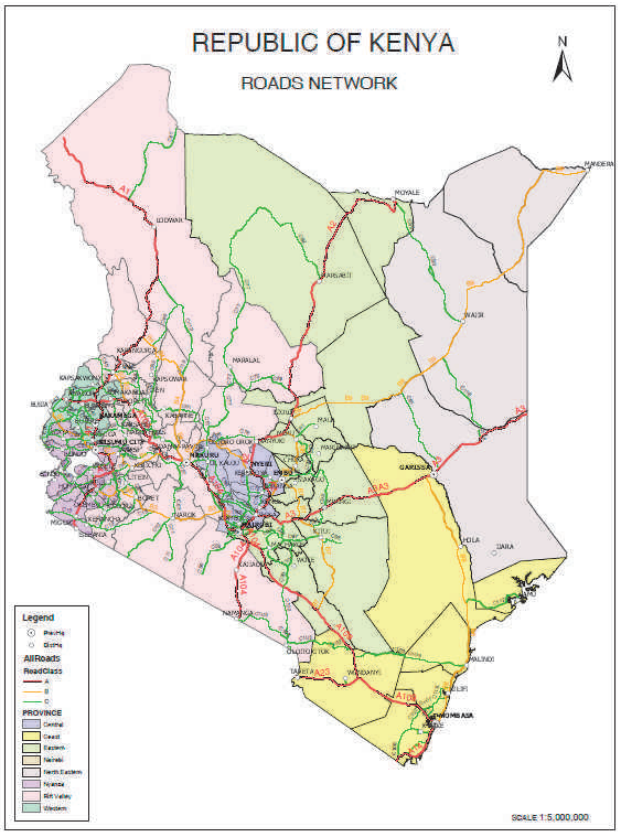
ケニア国では、輸送手段のうち道路交通が90パーセント以上を占めており、道路網の整備・改善はケニア国の経済成長にとって重要な開発課題と認識されている。ケニア国内の等級ごとの道路延長を**表－1**に示す[4]。またA～C等級の道路ネットワークを**図－2**に示す[5]。道路の総延長は160,886km、うち舗装道路は11,189kmで、道路全体に対する舗装道路の割合は約7%にとどまっている。舗装道路の中には、サーフェスドレッシングという、表面だけ薄い舗装を施した道路もある。

表－1 ケニア国内の道路等級ごとの道路延長[4]

Table.1 Length of roads by each classification

（単位km）

道路等級	舗装道路	未舗装道路	合計
A （国際幹線道路）	2,772	816	3,588
B （国家幹線道路）	1,489	1,156	2,645
C （主要道路）	2,693	5,164	7,857
D （準主要道路）	1,238	9,483	10,721
E （補助道路）	577	26,071	26,649
SPR（特殊用途の道路）	100	10,376	10,476
U （未分類）	2,318	96,623	98,941
合計	11,189	149,689	160,886



図－2 ケニア国道路ネットワーク（A～C等級）[5]

Fig.2 Roads network in Kenya (Class A-C)

(2)ケニア国の道路管理の体制

道路の建設・維持管理を担当する国の省庁として運輸交通インフラストラクチャー省（Ministry of Transport and Infrastructure, MOTI）があり、その傘下にケニア道路基金（Kenya Roads Board, KRB:道路の予算配分を担当）、ケニア国道公社（Kenya National Highways Authorty; KeNHA:A～Cクラスの道路を担当）、ケニア地方道路公社（Kenya Rural Roads Authority, KeRRA:地方部のD、Eクラスの道路を担当）、ケニア都市道路公社（Kenya Urban Roads Authority, KURA:都市部の道路を担当）がある。MOTIの傘下という訳ではないが、KRBから道路関係予算配分を受けている機関にケニア野生生物公社（Kenya Wildlife Service, KWS:国立公園内の道路を担当）がある。このほか、地方自治体が管理する道路もある。

(3)道路の現状

写真－1～写真－3にナイロビ市内の道路状況の例を示す。道路の現状としては、前述のとおり舗装道路の割合が小さく、ナイロビのような都市部においても未舗装道路が存在する。これまで維持管理が不十分なこともあり、舗装道路のうち健全な状態に保たれている道路は約40%程度にとどまっている[6]。舗装道路においても、わだち掘れやポットホールなどの変状が至る所で見られ、変状に対し補修が追いついていないのが現状である。また特に地方部では近くにアスファルトプラントがなく、加熱合材の調達や温度管理に苦労しているようである。またガードレールなど道路付属物は盗難に遭うことも珍しくなく、路面標示工は日本のものよりも膜厚が薄いようで1年程度で消えてしまうところが多いようである。

特にナイロビなど都市部では自動車交通量が増加し、交差点の多くはラウンドアバウトで立体交差などもほとんどなく、信号も都市中心部くらいにしかなく、あっても平日昼間は警官が交通処理にあたっているのが現状で、慢性的な渋滞が発生している。

道路がこのような状態である上、街灯も少なく、交通事故死者も年間3,000人を超えるなど交通事故の問題も深刻である。



写真－1　舗装道路の例（ナイロビ市内）

Photo.1 An example of paved road (Nairobi)



写真－2 未舗装道路の例（雨上がり直後、ナイロビ市内）

Photo.2 An example of unpaved road (Nairobi)



写真－3 交差点の例（雨上がり直後、ナイロビ市内）

Photo.3 An example of junction (Nairobi)

(4)最近の道路整備

最近の道路整備に関しては、特にナイロビの渋滞緩和を目的に、複数の援助機関（デベロップメント・パートナー）の援助によりバイパス等の建設が行われている。**写真－4**に中国の支援により建設中のナイロビ南バイパスを示す。

最近開通した道路としては、アフリカ開発銀行や中国の支援により2012年11月に開通した通称ティカスーパーハイウェイ（A2号道路のナイロビ～ティカ間の区間、**写真－5**）、日本の支援により2013年12月に開通したナイロビ市西部環状道路（**写真－6**）などがある。

一方で、ナイロビ市では渋滞緩和に資する総合的な交通計画を含む都市開発マスタープランが策定され2014年5月に公表されたところである。



写真－4 工事中のナイロビ南バイパス

Photo.4 Nairobi southern bipus under construction



写真－5 ティカスーパーハイウェイ

Photo.5 Thika superhighway



写真－6 ナイロビ市西部環状道路

Photo.6 Nairobi western ring road

(5)主な橋梁

長大吊橋や斜張橋のような橋はないが、インド洋沿岸部に日本の援助により建設されたPC箱桁橋が幾つか存在する。**写真－7**はその中で最も支間が長いキリフィ橋（最大支間長185m）である。



写真－7　キリフィ橋
Photo.7 Kilifi bridge

3.　プロジェクト概要[6]

3.1　背景とこのプロジェクトの概要

ケニア国では、これまで政府直営により行われていた道路維持管理業務が、民間業者への外部委託に移行することとなった。しかしながら、外部委託業務に係る政府側の監理能力は十分でなく、予算計画・業務計画の未策定、業者調達や維持管理業務そのものの遅延、品質の不均一等の問題が頻発している。

こうした状況を受けて、JICAは2010年5月から3年間、「道路維持管理業務の外部委託化に関する監理能力強化プロジェクト」を実施した（以下このプロジェクトを「フェーズ1」という。）。プロジェクトでは単価調査、歩掛作成等を支援するとともに、維持管理業務の年間契約化及び性能規定型契約の標準入札図書作成や施工パフォーマンス評価導入による業者選定プロセス改善等を支援した。年度・複数年度契約に係る新契約方式導入を通じた維持管理の定常化や施工パフォーマンス評価導入による業者選定プロセス改善等の入札・契約制度の改善を支援し、各種マニュアルを策定した。また、道路平坦性の国際的な指標（International Roughness Index、以下「IRI」という。）の簡易な測定器として日本の大学が開発したDynamic Response Intelligent Monitoring System（以下「DRIMS」という）の導入を支援し、ケニア政府は自国予算でDRIMSの機器を購入するに至った。更に、上記の成果を道路行政機関と民間建設業者に浸透させ、道路維持管理体制のレベルアップを図るべく、研修プログラム案及び教材案を作成した。

このプロジェクトは、これらの施策がフェーズ1で導入されたばかりで定着していないことから、これらの施策が定着するように、各種の施策の状況やマニュアル類の適用状況を確認し、必要な改善等を行うとともに、発注者側及び受注者側への研修を実施することが中心となる。特に性能規定型維持管理契約とDRIMSを用いた路面性状把握手法に重点を置いたものとしている。なお、ここで言う性能規定型維持管理契約とは、日常の点検及び事故復旧、排水溝清掃、植栽の管理などといった道路維持作業について契約には性能だけ規定して、施工方法や頻度については請負業者の裁量に任されるという契約方式である。また、DRIMSとは[7]、加速度計・GPSロガー・パソコンを普段業務で使用している自動車に取り付けて走行させ、上下の振動から得られる加速度からIRIを推定するもので、道路プロファイラーによる計測より安価に計測できる特徴がある。導入当時はVIMS（Vehicle Inteligent Monitoring System）と呼ばれていたがDRIMSと改称された。

3.2　上位目標

ケニア国内の既存道路網が適切な状態で維持される。

3.3　プロジェクト目標

道路維持管理の外部委託化に関する実施機関の調達・契約監理能力が強化される。

3.4　期待される成果

成果1. 性能規定型維持管理方式（Performance Based Contract (PBC)）により道路維持管理に関する外部委託業務が効率的に実施され、実際の道路状況が改善される。

成果2. 簡易IRI測定器（DRIMS）により、路面性状等が客観的に把握され、従来の定期点検結果（Annual Road Inventory Condition Survey (ARICS)）と融合させることにより、道路維持管理計画が策定される。

成果3. 性能規定型維持管理方式による業務履行の持続可能性を確保するため、研修、資格制度が政府系機関に構築される。

成果4. DRIMS測定に関する持続可能性を確保するため、研修、資格制度が政府機関に構築される。

3.5　具体的な活動内容

(1)成果1に関連する内容

（フェーズ1で策定された各種マニュアル等）

1) 性能規定型契約に係るフェーズ1より実施されているパイロットプロジェクトの実施状況をモニタリングし、改善結果を評価し、課題を抽出する。
2) 性能規定型契約の発注を積極的に支援するため、当該維持管理契約における道路状況に応じた維持管理レベルの設定を行い、マニュアルを策定する。
3) 性能規定型契約におけるパフォーマンスを満足するため、維持管理業務受注者が実施すべき標準補修方法マニュアルを策定する。
4) 性能規定型契約における評価方法に関するマニュアルを策定する。
5) 性能規定型維持管理業務の月次点検に参加し、業務実

施におけるアドバイスを行う。
（公共積算に係る事項）
6) 性能規定型発注方式に係る積算上の課題等をモニタリングし、積算マニュアル策定に関する課題を抽出する。
7) 現在までに実施されている性能規定型契約業務に関し、請負者の施工実績・投入費用等を把握するため公共工事実態調査を実施する。
8) 7)で得られたデータを集計・分析し「施工パッケージ型積算マニュアル(案)」を策定し、性能規定型維持管理業務に適用する。
（公共発注制度に係る事項）
9) フェーズ1で構築された工事監理・契約評価システムのカウンターパート組織における性能規定型維持管理への適用状況をモニタリング・評価を行う。
10) 本邦で実施している公共調達に関する事項の紹介を行う。
11) 公共工事発注制度（主に入札制度）における課題を抽出し、必要に応じ改善点について助言を行う。
12) フェーズ1で構築された契約評価結果の共通データベースシステムへのデータ蓄積を支援する。
（共通事項）
13) ケニア国における道路維持管理水準を向上させ、交通渋滞の減少や交通安全に寄与するため、舗装・未舗装道路における維持管理・補修方法等の提案を行う。
14) 上記取組を定着させるため、カウンターパート機関との会議を適宜開催し、各種提言を行う。
15)維持管理に関する知識を深めるため、カウンターパート職員の本邦研修を実施する。
(2)成果2に関連する内容
1) フェーズ1で導入支援した簡易IRI計測手法（DRIMS）の年次道路性状調査への適用状況をモニタリング、評価し、活用における課題を抽出する。
2) DRIMS測定とARICSとの関連付けを行い、定期的なDRIMS測定が実施されるよう支援を行う。
3) 道路管理者において測定されたDRIMS（IRI）測定結果を用い、性能規定型契約において目標とするべき、IRI管理レベルの設定を行う。
4) 運輸交通インフラ省所管の道路管理者が管理する道路の年間必要維持管理費用の試算を行い、ライフサイクルコストを考慮した長期的維持管理の視点から、予算配分の最適化に向けた提言を行う。
(3)成果3に関連する内容
1) 成果1の実効性を高めるため、ケニア道路・建築技術学校（Kenya Institute of Building and Highways Technology (KIBHT)）と協力し、成果1で策定した各種マニュアル類を用い教育者トレーニング（Training of Trainers, TOT）を実施する。
2)公共機関において性能規定型維持管理契約コースが構築されるように支援を行う。
(4)成果4に関する内容
1) 成果2の実効性を高め、DRIMS技術者を育成するため、DRIMSメンテナンス方法及びDRIMSを用いたIRI測定方法の実技指導を行う。
2) 1)で実施した研修を利用し、公共機関にDRIMS技術者認定制度が構築されるよう支援する。

4. プロジェクトの現状

4.1 性能規定型維持管理契約

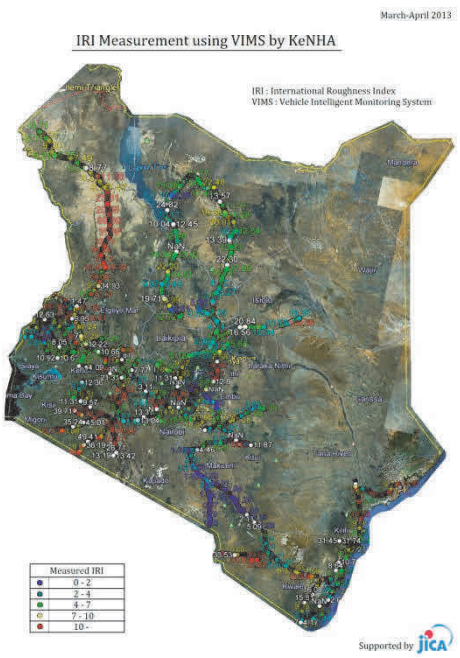
現在各公社によってパイロットプロジェクトが行われ、対象道路も先述のティカスーパーハイウェイで監視施設を設けて行うものから、地方の小さな未舗装道路で労働集約的な維持管理を行うものまで多岐にわたっているが、公社側としても今後性能規定型維持管理契約を増やして行きたい意向であり、その契約件数、対象道路延長はここ数年の間に増加している。**写真－8**にティカスーパーハイウェイでの道路維持作業の例（橋脚の貼紙の清掃作業）を示す。現在実施されているパイロットプロジェクトの現場に出向いて状況や課題などのヒアリング、改善に向けた提言などを行なっている。また、積算マニュアルや契約評価マニュアル・契約評価データベースの使用状況を確認して課題整理、改善やマニュアル類等の精度向上についての検討も行っている。



写真－8　ティカスーパーハイウェイの道路維持作業の例
Photo.8 An example of road maintenance work at Thika superhighway

4.2 簡易IRI測定器（DRIMS）を用いた路面性状把握手法

DRIMSに関しては、フェーズ1でKeNHAとKRBで導入され、2013年にはKeNHA地方事務所によって計測が行われ、計測結果の視覚化が行われた（**図-3**）。計測が行われた道路はA～C等級の道路のうち7,200kmで、A～C等級の道路全体の51%である。



図－3　DRIMS計測結果（2013年）

Fig.3 The result of measurement IRI with DRIMS

その後のDRIMS機器の状態、DRIMSを使用した計測体制などを確認するため、DRIMS機器を保有している事務所等に出向いてヒアリングを行った。その結果、人事異動等でDRIMSを扱える人が事務所にいないためトレーニングが必要、計測のために必要となる車両と計測機器の更なるキャリブレーションが必要、パソコンの処理速度が遅いなどの問題が明らかになった。



写真－9　DRIMS調査状況（機器類の調査・ヒアリング状況）

Photo.9 Drims audit

また一方で、計測結果を維持管理業務に役立てることを念頭に得られたIRIデータの処理も行っているところである。

先述のトレーニング等が必要ということから、DRIMS機器を使用して計測を継続的に行うことを目的にKeNHA主催でトレーニング及び車両と計測機器のキャリブレーションを実施した（**写真－10、11**）。



写真－10　DRIMSトレーニングの状況

Photo.10 DRIMS training



写真－11　DRIMSキャリブレーションの状況

（寸法既知のハンプを通過させるキャリブレーション）

Photo.11 Calibration for vehicle for DRIMS

5.　おわりに

本稿執筆時点でこのプロジェクトが始まってから9ヶ月が経過し、2014年4月からは短期専門家も加わり、活動も活発になってきている。また道路関係の他の援助機関（EU、フランス開発庁(AFD)）の専門家やNGOなどとも情報交換や交流を行ったりしている。上記活動のほかにも一般のケニア市民の目に見えるような形の活動もしようということで、道路の補修方法や交通安全施設の試行的な設置なども検討している。これまでご支援・ご協力いただいた皆様に感謝申し上げるとともに、今後ともご指導ご鞭撻をお願い申し上げる次第である。

参考文献

1)　梁取直樹、海外報告（ケニアの道路維持管理状況）、本四技報Vol.36 No.118 2012.3
2)　外務省HP　http://www.mofa.go.jp/mofaj/
3)　世界銀行HP　http://www.worldbank.org/
4)　KRBHP　http://www.krb.go.ke/
5)　KeNHAHP　http://www.kenha.co.ke/
6)　(独)国際協力機構HP　http://www.jica.go.jp/
7)　DRIMSコンソーシアムHP http://vims.sakura.ne.jp

無機ジンクリッチペイント劣化に関する調査

Investigation into deterioration of inorganic zinc rich paint

坂出管理センター　所長　荻原勝也
（前）長大橋技術センター　総括・防食グループ リーダー　Katsuya Ogihara

長大橋技術センター　防食・耐風グループ サブリーダー　大塚雅裕
Masahiro Otsuka

1. 調査目的及び経緯

本四高速道路の海峡部橋梁は、厳しい腐食環境にあり、塗替え塗装サイクルの長周期化による維持管理費の低減を図るために、下地に無機ジンクリッチペイント（以下「無機ジンク」という）を有する重防食塗装系を採用している。この無機ジンクを長期にわたり健全な状態に維持するよう管理を行っているが、供用後20年が経過した因島大橋の鋼床版裏面に無機ジンクの凝集破壊による塗膜剥離が発生した。これを機に無機ジンクの劣化要因調査を行い、鋼床版舗装時の熱影響が無機ジンクを酸化させる一要因と推定された。

その後、明石海峡大橋の主塔の一部に無機ジンクの劣化を伴う塗膜剥離が確認されたことから、無機ジンクを下地に持つ重防食塗装系の長期耐久性について、熱影響以外の要因を調査した。

2. 調査内容

海峡部橋梁の塗装の維持管理は、上塗り又は中塗りの消耗時までに塗り替える予防保全が前提であり、無機ジンクの劣化を想定していない。この無機ジンク自体の寿命を把握するため、無機ジンクの劣化要因調査及び、劣化予測手法の検討を行った。

2.1 劣化要因調査

無機ジンク層の凝集破壊は、亜鉛粒子の酸化が伴い生じる。この酸化に至る要因を次の方法で調査した。

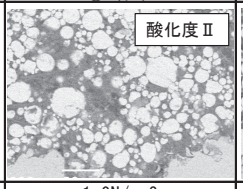
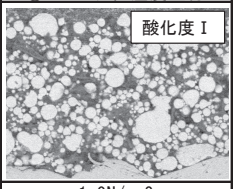
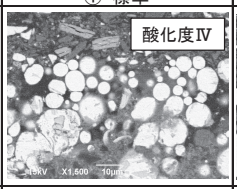
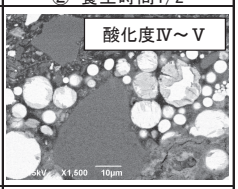
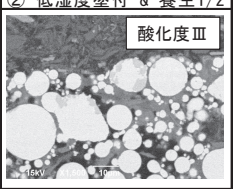
(1) 暴露試験体のSEM分析及び付着力試験

施工条件の影響を確認するため、無機ジンク塗付時の湿度、養生時間、暴露環境を変えた暴露試験体を作成し、平成16年3月から下津井瀬戸大橋主塔基礎上及び門崎高架橋箱桁内に設置した。試験体は鋼板に無機ジンク及び下塗り1層を塗付したものである。下津井瀬戸大橋の試験体は18年3月に宮古島と大鳴門橋に移設された。

これらの試験体について約10年経過時に分析調査、付着力試験を行い、施工条件の良否の影響を確認した。**表－1**はSEM（走査型電子顕微鏡）による観察及びJIS K5600プルオフ試験の結果である。SEM画像の白い球状のものが亜鉛粒子、粒子中の灰色部分が亜鉛の酸化である。条件不良の試験体が標準条件と比べ酸化度が高い、あるいは付着力が低いという結果はほとんど見られず、施工条件と劣化の関連性は確認できなかった。

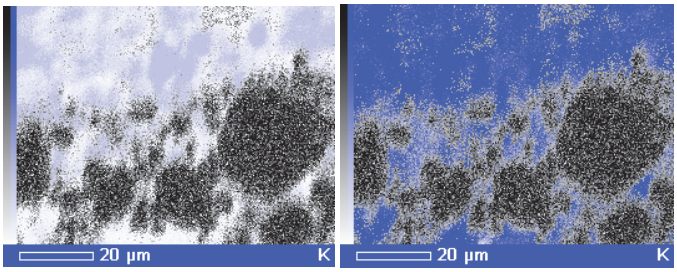
表－1 暴露試験結果

Table 1 Results of exposure test

	試験体名	ZED-2	ZEN-1
試験体 ZED-2	塗装条件	① 標準	② ジンク低湿度塗付
	SEM酸化度		
	付着力	1.0N/mm2	1.0N/mm2
試験体 ZEN-1	塗装条件	① 標準	② 養生時間1/2
	SEM酸化度		
	付着力	1.5N/mm2	1.0N/mm2
試験体 ZEK-1	塗装条件	① 標準	② 低湿度塗付 & 養生1/2
	SEM酸化度		
	付着力	1.6N/mm2	3.0N/mm2

SEMの酸化度判定基準

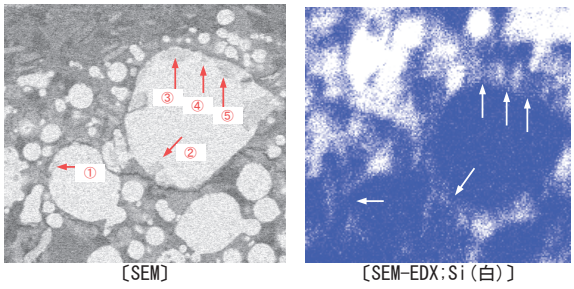
Ⅰ	酸化みとめられない
Ⅱ	酸化の兆候がある
Ⅲ	酸化している（Ⅳより軽微）
Ⅳ	酸化している
Ⅴ	酸化及び割れがある



〔Zn(黒),Si(青)〕　〔Zn(黒),Si+C+O(青)〕

図－1 SEM-EDX 画像

Fig.1 SEM-EDX images



〔SEM〕　〔SEM-EDX:Si(白)〕

図－2 亜鉛劣化部(矢印)の状態

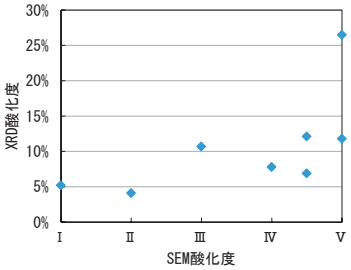
Fig.2 State of zinc corrosion area

表－2 気体の透過性試験結果

Table 2 Results of gas transmission test

試料の種類	塗料メーカー	透湿度試験		酸素透過試験		
		膜厚 mm	透湿度 g/m²/day	膜厚 mm	酸素透過量 g/m²/day	酸素透過係数 10^{-11}cm³(STP)・cm/cm²/s/cmHg
明石Br.主塔剥離塗膜	A社	0.28	6.8	0.34	0.054	1.96
フリーフィルム	A社	0.19	5.1	0.20	0.091	1.97
西神Va.鋼床版裏面剥離塗膜	B社	0.31	2.5	0.31	0.004以下	0.12以下
フリーフィルム	B社	0.16	4.4	0.15	0.054	0.88
(参考)便覧C塗装系[1]	—	—	2.0以下	—	—	1.0以下

※ 透湿度の試験値と便覧塗装系の性能値は異なる試験法によっているので注意を要する.



図－3 SEM と XRD の関係

Fig.3 Relationship of SEM and XRD

(2)X線分析

(1)の試験体等を対象にエネルギー分散型X線分析（SEM-EDX）を行い、亜鉛粒子周りの状態を調査した。

図－1はSEM-EDX（元素分析）の試験結果であり、構成元素の質量濃度を画像の色の濃さで表現している。左の画像は亜鉛とバインダの構成元素である珪素の濃度を重ね合わせたものであり、バインダは濃度が低く、亜鉛粒子全てを取り巻いていないことが分かる。右の画像はさらにミストコート（無機ジンクの封孔のために塗付）の構成元素である炭素及び酸素を加えたものである。ミストコートは無機ジンク内に浸透しているものの、亜鉛粒子表面を完全に覆ってはいない。

図－2は、幾つかの亜鉛粒子の酸化部に着目し、酸化部と珪素の分布を対比したものである。亜鉛粒子の酸化はバインダの少ない部分と合致している様子が伺える。これより、亜鉛粒子表面に亜鉛とバインダが結合していない弱点部が存在し、外部からの劣化因子により劣化が進行すると予想される。

(3) 劣化因子の透過

無機ジンクの劣化とその上の有機塗膜の性能との関係を確認するため、水蒸気及び酸素の透過性試験を行った。舗装舗設時の熱影響を受けた鋼床版裏面の剥離塗膜、熱影響を受けていない明石海峡大橋主塔の剥離塗膜及び新規フリーフィルム（2メーカー）の4塗膜についての試験結果を**表－2**に示す。熱影響を受けていない主塔の塗膜が鋼床版裏面の塗膜よりも水と酸素の遮断性能が低いことから、塔の無機ジンクの劣化は有機塗膜の遮断性能が低いことが影響していると考えられる。

2.2　劣化予測方法の検討

無機ジンクの劣化進行を精度よく予測するため、劣化度の定量評価を検討した。付着力による定量評価は、試験結果のばらつきが大きいため、亜鉛の酸化度による評価方法を検討した。

2.1の暴露試験体等を対象にX線回折（XRD）による亜鉛化合物の定量を実施した。**図－3**にSEMによる定性的な酸化度評価とXRDの定量評価の関係を示す。XRDの酸化度は亜鉛及び亜鉛化合物の総量における亜鉛化合物の量の割合で表した。XRDの酸化度はSEMの酸化度とおおむね整合しているので、無機ジンクの劣化度を定量評価する指標になると考えられる。

3.　まとめ

今回の調査で、亜鉛粒子表面が酸化し付着力が低下する部分が破壊の一要因と推測した。明石海峡大橋架橋地点では高湿度状態になることが多いことと併せて考えると、鋼床版裏面以外の部位での無機ジンクの劣化は、外部からの酸素や水分の透過によるものと考えられる。今後、他の橋梁の無機ジンクを調査し、この仮説の検証を行うとともに、劣化進行予測のためのデータ蓄積を行う予定である。

参考文献

1)　(公社)日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧、2005.12

瀬戸大橋PC橋の耐震対策検討

Study on Seismic Retrofit of Seto-Ohashi Bridges (PC Bridges)

長大橋技術センター　総括・耐震グループリーダー　福永　勧
Susumu Fukunaga
長大橋技術センター 総括・耐震グループサブリーダー　河藤千尋
Chihiro Kawatoh
坂出管理センター　橋梁第一課長　竹口昌弘
（（前）長大橋技術センター 耐風・耐震グループサブリーダー ） Masahiro Takeguchi

1. 研究目的及び経緯

本四高速(株)では、耐震ネットワークとして本州四国間に1ルートを確保するため、神戸淡路鳴門自動車道の垂水IC～淡路IC間及び淡路島南IC～鳴門IC間の耐震補強工事を進めている。一方、道路鉄道併用橋（以下、道鉄併用橋という。）である瀬戸大橋の耐震補強が平成24年度の補正予算において認められ、平成25年度から約8年間で、最短IC間（児島IC～坂出北IC）の橋脚と上部構造の補強、落橋防止システムの設置等の耐震補強工事を実施する。

本四連絡橋高速道路の海峡部橋梁はその延長が長く、また吊橋、斜張橋などの特殊橋梁が多く、道路橋示方書の適用範囲を超える長大橋梁がある。このため、耐震補強計画の策定にあたっては、詳細な解析や施工計画を含む総合的な検討が必要となる。このことから海峡部橋梁については長大橋技術センターが、保全部、管理センターと一体となって補強検討、補強設計を実施している。

本稿は、**表-1**に示す瀬戸大橋の耐震検討対象のうち、平成25年度に耐震照査及び補強設計を実施した櫃石島高架橋（HVa1P-HVa12P区間）を例として、道路鉄道併用PC橋の耐震検討について概説する。なお、他のPC橋梁の補強検討・設計は、順次取り掛かり、平成29年度に実施設計を終える予定である。

2. 耐震対策検討

2.1 基本方針

瀬戸大橋は道鉄併用橋であるため、耐震対策検討を行うにあたり、その設計法に関して道路・鉄道関係機関の合意を得た後、検討を進めた。例えば、レベル2地震時の列車荷重は、単線載荷（満載）とし、荷重強度は35kN/mとした。一方、耐震性能照査においては、原則、道路基準に従うこととした。これは、建設時の部材設計が基本的に道路基準に準拠してきたためである。

設計地震動は、架橋地点付近の活断層の分布状況、地盤特性などを考慮した断層モデルにより設定した。対象とした地震は、東南海・南海地震、中央構造線（鳴門-石鎚断層）、伏在断層（横ずれ、逆断層）の3タイプの地震である。

要求耐震性能は、道路橋示方書の耐震性能2「大規模地震による損傷が限定的なものに留まり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きず、緊急輸送路及び橋としての機能回復が速やかに行い得る性能」を適用している。

表－1　PC橋梁一覧
Table 1 Prestressed Concrete Bridges of Seto-Ohashi Bridges

橋梁名	橋長(m)	支間割(m)	構造的特徴他
下津井瀬戸大橋1A側高架橋	79.8	41.5+37.5	下津井瀬戸大橋の張出し径間部を支持橋軸、橋軸直角両方向の立体ラーメン構造部あり
下津井瀬戸大橋4A側高架橋	176.1	36.6+44.6+46.6+46.7	
櫃石島高架橋	1,165	(34.3+35+35+34.3)×2＋34.3+35+34.3+34.3+35+35+34.3+51.3+68+68+51.3+(39.3+3×40+39.3)×2	道路桁と橋脚横梁の剛結構造あり 大半が良好な支持地盤上の直接基礎であるが、一部杭基礎区間(17P-19P)あり ランプ橋と接続
岩黒島高架橋	92.6	42.5+42.5	ランプ橋と接続、バスストップに道路桁の拡幅あり
与島高架橋	717.3	4×62.5+23+7×62.5	橋脚は剛性が高いSRC構造 道路桁と橋脚横梁の剛結構造あり、ランプ橋と接続

表－2　櫃石島高架橋(HVa1P-HVa12P)耐震性能照査結果

Table 2 Results of Seismic Verification of The Hitsuishijima Viaduct(HVa1P-HVa12P)

区間名				HVa1P～HVa5P					HVa5P～HVa9P					HVa9P～HVa12P			
上部工形式				4径間連続PC箱桁					4径間連続PC箱桁					3径間連続PCラーメン箱桁			
支承条件				ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	ゴム(E)	BP(M)	剛結	剛結	BP(M)
照査部位	部材	解析方向	照査項目	HVa1P	HVa2P	HVa3P	HVa4P	HVa5P	HVa6P	HVa7P	HVa8P	HVa9P		HVa10P	HVa11P	HVa12P	
	橋脚	橋軸	曲率			○						○					
			せん断耐力		○	○※	JR土工区間					○※			○		
		橋軸直角	曲率、せん断			○						○					
	柱部	橋軸	曲率					○									
			せん断耐力			○			○					×	×	○		
		橋軸直角	曲率					○									
			せん断耐力	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	横梁部	橋軸直角	曲率			○			○※※		○		○※※		○		
			せん断耐力	○	×	×	×	○		×	○	×	○		××*	××*	××*
	支承	橋軸	変位量			○				○			○**	○**	道路桁横梁剛結部		○**
		橋軸直角	耐力	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×			×

【凡例】 ○：耐震性能を満足　　※FEM解析により推定したせん断耐力により照査、※※横梁を非線形部材でモデル化して再照査し、許容できる塑性化と判断

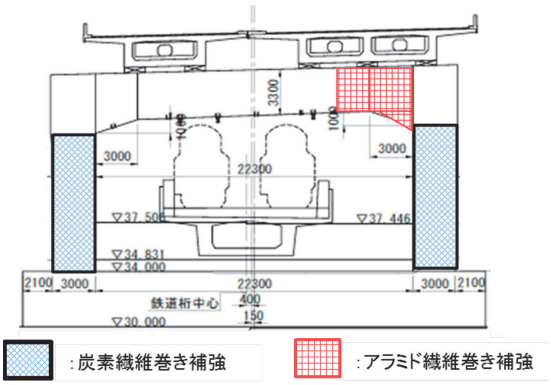
*鉄道桁を支持する横梁、**支承の許容変位量を超過するが、鉛直支持機能は保持されると考えられるため損傷を許容

×：耐震性能を満足しない



写真－1　鉄道供用中の櫃石島高架橋

Photo.1 The Hitsuishijima Viaduct under Railway operation



図－1　柱部、梁部の補強イメージ

Fig.1 Example of retrofitting of column and beam

2.2　耐震性能照査結果

耐震性能照査結果を**表-2**に示す。

鉄道桁を支持する横梁より下方の橋脚は一部の橋脚でFEM解析によるせん断耐力評価を行ったが、全て許容値内であることを確認した。その横梁より上方の柱部については橋軸直角方向のせん断照査が全ての柱部で満足せず、せん断補強が必要と判断した。

道路桁を支持する横梁は、掛け違いの橋脚部とHVa7Pを除き、せん断照査を満足せず、せん断補強が必要と判断した。また、HVa10P-HVa12Pは2層のラーメン構造であり、このうち鉄道桁を支持する横梁のせん断照査が満足せず、せん断補強を行うものとした。横梁の曲げ照査については、部材の非線形性をモデル化した解析を行ったが、全て満足した。

支承部は橋軸直角方向の耐力が全ての支承部で不足する結果となり、対策が必要と判断した。

2.3　耐震補強設計

柱部、道路桁横梁部の補強工法の基本的な考え方は以下のとおりである。

せん断補強は、鉄道が近接する狭隘な現場(**写真-1**参照)であることから、施工性を最優先し、基本的に人力作業で施工可能な繊維巻き立て工法を採用した。繊維巻き立て補強は、安価な炭素繊維巻き立て補強を基本に採用するが、鉄道架線に近接する道路受け梁の補強では、非導電性のアラミド繊維補強を採用した（**図-1**参照）。

落橋防止システムのうち、桁かかり長は全ての掛け違い部で桁かかり長の最小値以上となっている。HVa1Pの起点側については、落橋防止構造が必要な箇所ではあるが、桁かかり長が必要桁かかり長の1.5倍以上あるため、これを省略するものとした。

3.　今後の予定

櫃石島高架橋の設計をベースに瀬戸大橋のPC橋梁の耐震検討を、順次進めて平成29年度中の補強設計完了を目指す。本稿で紹介した櫃石島高架橋区間は、本年6月に耐震補強工事発注が完了し、瀬戸大橋耐震補強のスタートを切った。瀬戸大橋の耐震補強は**写真-1**に示す鉄道上空部の制約条件（営業時間外施工）のもとで実施するため、設計・施工とも長期間を要するが、工夫をこらし迫り来る東南海・南海地震等に備え、着実に事業を進めていきたい。

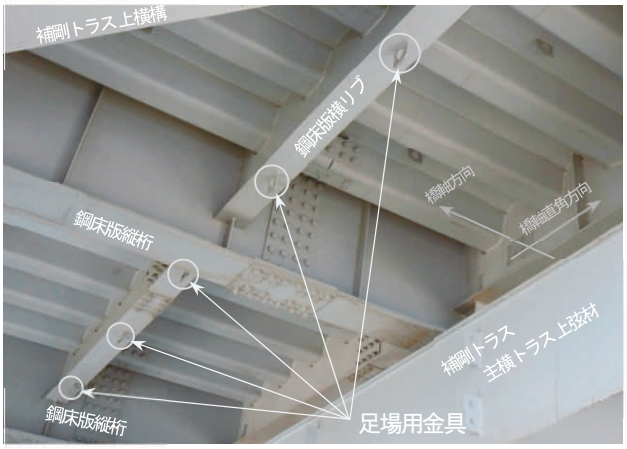
瀬戸大橋吊橋鋼床版横リブひずみ計測

Strain measurement on a transverse rib of orthotropic steel deck on Seto-Ohashi Suspension Bridge

長大橋技術センター診断・構造グループサブリーダー　梁　取　直　樹
Naoki Yanadori
長大橋技術センター診断・構造グループサブリーダー　溝　上　善　昭
Yoshiaki Mizokami

1.　目的及び経緯

鋼床版構造は軽量であるため本州四国連絡橋の海峡部長大橋梁に広範囲に用いられているが、薄い鋼板を主に溶接により接合した複雑な構造であり、疲労の弱点となりやすい構造ディテイルを含む場合がある。本州四国連絡道路の活荷重は都市高速ほど疲労に厳しいものではないが、供用年数の増加とともに疲労き裂発生に対する注意が必要となってきている。このため当社では疲労対策チームを平成24年度から発足させ、鋼構造物の疲労について重要点検箇所図の作成等の検討を行っているところである。今回、疲労に弱いと考えられる構造ディテイルの１つについて3日間の連続ひずみ計測を実施した。



写真－1 鋼床版横リブ下フランジの足場用金具
Photo.1 Hanging Rings attached to Bottom Flange of Transverse Ribs on Orthotropic Steel Deck

2.　実施内容

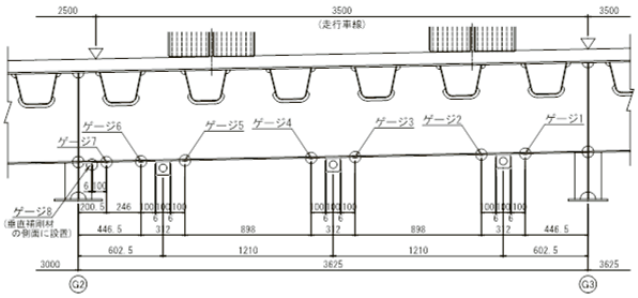
2.1 対象箇所

写真－1に示す鋼床版横リブ下フランジ下面の足場用金具に着目した。1988年開通の瀬戸大橋では、横リブ下フランジの応力方向に平行に金具が取り付けてあり、面外ガセットとして挙動するため、疲労に対して好ましくない構造である。疲労等級は、すみ肉溶接で板幅が100mmのため、F等級である[1)]。このような構造は下津井瀬戸大橋で8,000箇所、南北備讃瀬戸大橋で22,000箇所にも及び、万一疲労き裂が発生した場合は補修箇所が膨大となるため、疲労環境の把握が重要である。計測箇所は北備讃瀬戸大橋の北側主塔BB2P近傍の下り線の走行車線直下とした。

2.2 計測方法

(1) ひずみゲージ配置

ひずみゲージは長さ3mmの1軸ゲージを図－1に示すように添付した。ゲージ1～7を横リブ下フランジ下面中央部に添付し、向きは横リブ部材軸方向とした。局部的な



図－1 ひずみゲージの添付箇所
Fig.1 Locations of Strain Gauges

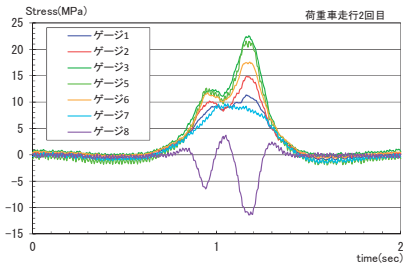
影響を避け、横リブ桁作用によるひずみを計測するため、正対する溶接止端から100mmの位置に添付した。ゲージ8は隣接する縦桁の垂直補剛材のこば面に添付した。横リブ下フランジとの溶接止端から10mmの位置とし、向きは鉛直方向とした。

(2) 計測

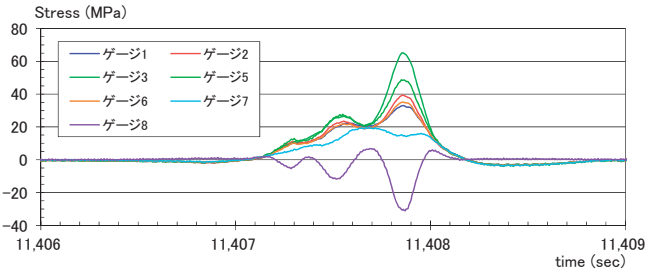
計測は、実交通荷重下の連続計測と、軸重既知の荷重

表－1　荷重車と同等以上の応力となった車両の台数
Table 1 Number of Heavy Vehicles causing larger stress than the Loading Vehicle

	ゲージ 8 応力(MPa)		台　数		備　考
荷重車同程度以上の最大応力を発生させた車両の台数(2014 年 1 月 27 日 21:00 ～30 日 21:00)	$-10 \geqq \sigma_{g8}$		2,117 台	(18.6%)	荷重車σ_{g8}＝−11.2MPa
	内訳	$-10 \geqq \sigma_{g8} > -12$	1,068 台	(9.4%)	車重 200～250kN と推定
		$-12 \geqq \sigma_{g8} > -14$	744 台	(6.5%)	
		$-14 \geqq \sigma_{g8} > -16$	226 台	(2.0%)	
		$-16 \geqq \sigma_{g8} > -18$	50 台	(0.4%)	
		$-18 \geqq \sigma_{g8} > -20$	14 台	(0.1%)	
		$-20 \geqq \sigma_{g8}$	15 台	(0.1%)	$\sigma_{g8\ max}$ ＝−30.6MPa
大型車交通量	下り線トラフィックカウンター		11,361 台	(100.0%)	走行および追越車線の台数



図－2　荷重車計測による応力波形
Fig.2 Stress by the Loading Vehicle



図－3　走行車両による応力波形の例
Fig.3 Stress by a Heavy Vehicle

車走行時の計測を実施した。連続計測は2014年1月27日の17:00から30日23:00までの計78時間行い、荷重車計測は1月31日に4回実施した。どちらもサンプリング周波数は200Hzとした。

荷重車は3軸の散水車であり、軸重は第1軸から順に62kN，71kN，71kNと計測され、車重は204kNであった。荷重車は制限速度80km/hrで下り線走行車線のなるべく車線中央を走行させるようにし、計測は荷重車通過の前後約30秒間に行った。

2.2 荷重車計測結果

4回の荷重車走行を8つのゲージで記録し、32波形を得た。このうちゲージ4は貼り付けが不完全であったためか、計測値が不良であった。代表的な結果として2回目走行時の波形を図－2に示す。同図では、計測ひずみに鋼材のヤング率2.05×10^5MPaを乗じて応力度で示している。ゲージ3と5で引張応力が最大22MPa程度となった。またゲージ8は圧縮応力が卓越していた。

2.3 実交通下連続計測結果

連続計測で得られた応力波形のうち最大級のものを図－3に示す。また2014年1月27日21:00から30日21:00までの72時間に荷重車と同等以上の応力を発生させた車両台数を、トラフィックカウンターによる下り線の大型車台数とともに、表－1に示す。同表の作成にあたっては、応力波形が正負に交番する明確な変化を示すゲージ8に着目した。このゲージに-10MPa以下の応力が出現したとき、その応力発生前後0.75秒間に観測された応力は同一の車両によるとして計数した。同表に示すように、荷重車によるゲージ8の最大応力が-11.2MPaであったのに対し、その2倍程度を越える-20MPa以下の応力を生じさせた車両が15台観測された。

また、連続計測によるデータを用いて、レインフロー法による応力頻度分布の解析も実施した。それにより今回着目した横リブ下フランジ下面の足場用金具の疲労寿命予測としては100数十年が得られた。なお、この予測年数は、計測を実施した3日間の大型車交通量が2013年の日平均に対して25%多く、また平日の日平均に対しても5%多かった影響が含まれている。

3.　まとめ

鋼床版構造の疲労ディテイルに着目して、荷重車走行時および実交通下でのひずみ計測を実施した。その結果、実交通の特性、それによる応力範囲・頻度が明らかになり、疲労寿命予測が可能となった。社員自らによる計測技術習得が大きな成果と考えられる。

謝辞

本計測は、当社の技術委員である坂野昌弘関西大学環境都市工学部教授に多くの助言をいただきながら実施しました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編、pp.204、2012.3

■第14回世界道路協会(PIARC)冬季道路会議

第14回世界道路協会(PIARC)冬季道路会議(XIVth International Winter Road Congress)が2014年2月4日から7日にかけてスペインとフランスに挟まれたピレネー山脈の中に位置するアンドラ公国で開催された。冬季道路会議は4年ごとに開催されており、論文発表にあわせて道路維持車両等の展示を含む展示会が行われた。4日間の会議には48か国から1,500名の参加者があり、展示会へは3,000名ほどの見学があった。

展示には、除雪車などの様々な維持管理車両の展示(**写真-1**)があり、日本からは災害時の道路管理者間の協力体制、情報共有システムなどソフト対策などの展示が行われた。

論文発表では、180編の発表とポスターセッションがあり、道路橋に関するセッションでは2つのテーマに関して8編の論文発表があった。本四高速からは、PIARC TC4.3道路橋技術委員会の委員として保全企画課長の今井が会議の進行に参加した。

道路橋セッションとして取り上げたテーマは、①橋梁への凍結防止剤の影響とその対策、②冬季における道路橋の維持管理の2つで、それぞれのテーマに対し以下4編の論文発表があった。

テーマ1：橋梁への凍結防止剤の影響とその対策
(1)凍結防止剤の影響を受けるコンクリート製道路橋のリスクマネジメントと気候変動の影響(イギリス)
(2)アンドラ公国における凍結防止剤の道路橋への影響評価(アンドラ)
(3)アンドラ公国における凍結防止剤の散布に伴う道路橋劣化に対する対策(アンドラ)
(4)凍結防止剤の影響を受ける橋梁の状態評価と補修(デンマーク)
テーマ2：冬季における道路橋の維持管理
(1)寒冷地域における道路橋防護柵基部コンクリートのスケーリングと塩害を抑制するシリカ系表面含浸材の効果(日本)
(2)凍結融解と疲労の複合劣化を受ける床版の部分補修後の劣化現象に関する実験的研究(日本)
(3)クロアチアの冬季の社会・経済活動を支えるA2高速道路の橋梁の供用確保に向けた対策(クロアチア)
(4) 様々なコンクリート橋の損傷に対する冬季における効果的な維持管理に関する報告(スペイン)

これらの発表では、寒冷地域では交通の安全確保のために、冬季に道路上に多量の凍結防止剤が継続して散布されており、凍結防止剤散布に伴う鋼材の腐食や、コンクリートの凍結融解作用によるコンクリートの劣化が課題となっていること、特にコンクリートの凍結融解に伴うスケーリングや塩化物の浸透による鉄筋腐食が各国で問題となっていることが紹介された。一方で、多くの国では、道路橋への維持管理の予算は限られており、経済的でしかも効果的なコンクリートの劣化対策技術が必要であることが認識された。

最終日のクロージングセレモニーでは、TC4.3道路橋技術委員会の加島委員長（一般財団法人 橋梁調査会理事）から、道路橋セッションの発表を受けての報告(**写真-2**)があり、冬季の道路橋の維持管理では、①冬季寒冷地域では、凍結防止剤のコンクリート中への浸透を防止することが重要で、防水システムや伸縮装置の防水対策が必要であること、②コンクリートの中へ塩分が浸透すると、塩分を排除するのは困難で、劣化の早い時期に補修を行うことが重要であること、③各橋梁によって気温等の環境条件が異なるため凍結防止剤の散布量を各橋梁別に変更させることも有効であること、などの報告が行われた。

次回第15回世界道路協会(PIARC)冬季道路会議は、2018年にポーランドのグダニスクで開催されることになっており、ポーランド道路協会とグダニスク市長から、ポーランドの道路事情とグダニスク市の紹介があった。

（保全部　保全企画　今井清裕）



写真-1　展示館の入りロ



写真-2　TC4.3加島委員長からの報告

技術ニュース

■韓国道路公社との技術交流 –第7回技術交流会の開催–

5月13日～15日、 韓国道路公社（Korea Expressway Corporation、以下、「KEC」と略す。）から3名の方を招き、第7回技術交流会を開催した。

JB本四高速とKECは、平成21年5月8日、長大橋の設計･施工･維持管理及び研究開発等の技術情報の交換や人的な交流を図ることを目的とした相互協力に関する覚書を締結し、これに基づく活動として、有料道路運営に関する幅広い話題を対象にした情報交換を行う「技術交流会」を開催している。第1回は、覚書調印式の当日に橋の科学館にて開催し、それ以降、年一回、相互に場所を移して開催しており、今回が第7回である。

5月13日に本社会議室にて行った会議では、JB本四高速から2題、KECから2題の技術テーマについて発表を行い、意見交換を行った。各発表の概要を以下に示す。

JB本四高速

・橋梁点検におけるアプローチ率向上に関する検討

吊橋など長大橋のトラス形式の桁では、既存の管理路・点検補修用作業車だけでは近接（アプローチ）できる範囲が限られることからアプローチ率向上のために実施している、既存設備の改良と新たな近接手段の整備について、大鳴門橋を例に紹介。

・多々羅大橋のケーブルの空力特性

多々羅大橋斜ケーブルの振動抑制検討として実施した風洞試験及び振動抑制対策の効果検証のため実施しているモニタリングについて紹介。

KEC

・火災で損傷を受けた鋼製箱桁橋の復旧工事

高架下に違法駐車していたタンクローリー車の火災により損傷した鋼製箱桁橋の損傷状況、損傷診断、補修・補強工事、事後対策（高架下の点検強化及び進入防止）について紹介。

・構造物点検マネジメントシステム

アラームシステム（点検員に点検メニューを自動送信）、モバイル端末を用いた点検、構造点検マネジメントシステムの概要及び適用範囲（橋梁のみならずトンネル等の構造物まで鋭意拡大中）について紹介。

KECからは、「橋梁点検におけるアプローチ率向上に関する検討」で説明した道路法施行規則の一部改正に関心が示され、日本の構造物点検に関する法制度、点検の頻度・実施体制、点検員の資格制度などについて質問があり、活発な議論が行われた。

5月14日、15日には、テクニカルビジットとして、明石海峡大橋、大鳴門橋及び西日本高速道路(株)の協力を得て現在建設中の新名神高速道路等を視察した。

来年、平成27年の第8回技術交流会は、韓国にて開催される予定である。

（企画部　企画課　遠藤和男）



写真-1　会議参加者



写真-2　会議の様子



写真-3　明石海峡大橋視察



写真-4　大鳴門橋視察

■第７回ＩＡＢＭＡＳ（橋梁の管理・安全に関する国際会議）

第7回橋梁の管理・安全に関する国際会議(International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management; IABMAS2014)が2014年7月7日から11日まで、中華人民共和国の上海で行われた。この会議は、橋梁の維持管理、安全性、マネジメントの分野で国際的協力を促進することを目的に、2002年から2年ごとに開催されている。今回は特に、研究の質の向上、理論と実際のギャップの橋渡し、橋梁関係者間の国際協力の強化が目的として挙げられた。

会議は、歴史的建築物の連なる外灘（バンド）から地下鉄で2, 3駅ほど西に行った所にある高層ホテルで行われた。8日の開会式は近くの劇場にて行われ（**写真-1**）、T.Y.Ling講演としてDr. M.C.Tangが橋のコンセプト設計と題して中路アーチ橋の設計施工例を中心に発表を行った。3編の基調講演の後、午後は会場をホテルに移し、6会議室に分かれてパラレルセッションが行われた。9日及び10日は朝に3編の基調講演を行い、その後、午前、午後、夕方の3つの時間帯でのパラレルセッションとなった。

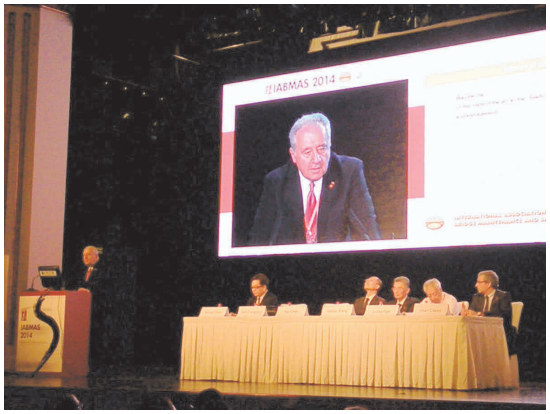
会議には37ヶ国から700名以上の参加があり、プレゼンテーションの数は380に及んだ。国別の出席者では中国が332名で最も多く、次いで米国が46名、日本は3番目に多い42名であった。発表内容は橋梁の維持管理全般にわたっていたが、センシングやモニタリングシステム、ライフサイクルコストやリスクのアセスメント、及び供用状態での性能評価に関する発表が多かった。基調講演の1つでは米国のB.T.Martin氏による吊橋ケーブルの維持管理に関する発表があり、本州四国連絡橋の吊橋に適用されているケーブル送気の防錆効果について、肯定的な言及があった。また、中国においても鋼床版での疲労損傷が問題となり、研究が行われていることは興味深かった。

日本からは大学に加え、コンサルタント、メーカー、高速道路会社等が参加した。本四高速からは、小林診断・構造グループリーダーが鋼橋リハビリテーションのセッションで「維持管理段階における吊橋ケーブルバンドの評価」を発表した（**写真-2**）。また同セッションでは関西大学環境都市工学部の坂野昌弘教授とともに梁取診断・構造グループサブリーダーが共同司会を務めた。

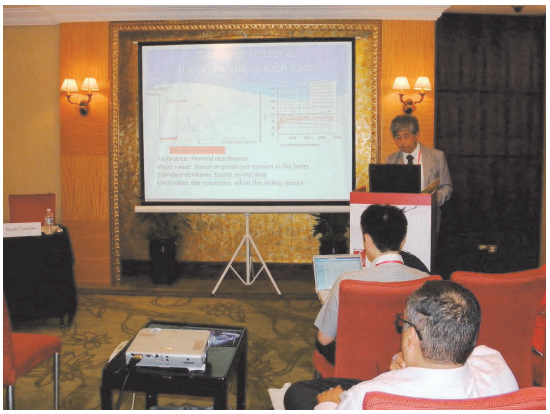
11日の午前は同済大学の試験施設を見学するテクニカルツアーが行われた。ツアーはまず上海中心部近くのキャンパスの構造実験室及び風洞試験設備を訪れ、その後、郊外の広大なキャンパスの実験施設を訪れた（**写真-3**）。ここには振動台が4台あり、直列に並べたり四角形状に配置して大型模型での振動試験ができるとのことであった。

2016年の第8回はブラジルのフォス・ド・イグアスで、また2018年の第9回はオーストラリアのメルボルンで開催される。

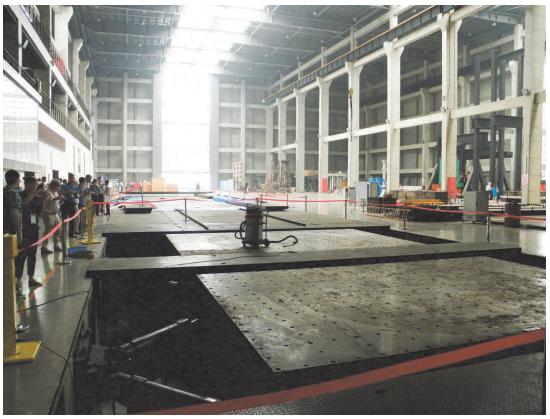
（長大橋技術センター　診断・構造グループ
サブリーダー　梁取直樹）



写真－1　開会式



写真－2　本四高速の発表



写真－3　同済大学の振動台

■「ビード進展き裂を有する鋼床版に対するSFRC舗装の対策効果に関する検討」、土木学会田中賞（論文部門）受賞

平成26年6月13日に開催された、公益社団法人土木学会平成26年度定時総会において、平成25年度土木学会賞各賞の授与式が行われ、長大橋技術センター総括・耐震グループの遠山直樹サブリーダーが共同執筆者として執筆に関った論文「ビード進展き裂を有する鋼床版に対するSFRC舗装の対策効果に関する検討」が伝統と格式のある土木学会田中賞（論文部門）を受賞した。

同賞は、「土木学会刊行物に発表された論文、報告の中で、計画、設計、製作・施工、維持管理、考案、歴史などに関連して橋梁工学の発展に大きく貢献したと認められた論文」に対して授与されるものである。受賞論文の執筆者は、以下のとおり（論文執筆者順、敬称略）。

村越 潤（独立行政法人土木研究所）
小菅 匠（新日本技研（株））
石井 博典（（株）横河ブリッジ）
春日井 俊博（（株）横河ブリッジ）
遠山 直樹（本州四国連絡高速道路（株））
石澤 俊希（新日本技研（株））

受賞対象の論文は、近年大型車交通量の多い路線において、多数報告されている鋼床版溶接部の疲労き裂を対象として、実験的・解析的検討によりSFRC舗装（鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete）舗装）による補強工法の対策効果の評価等を行ったものである。

既設鋼床版では、デッキプレートとU型の縦リブとの溶接部に、溶接内部から溶接ビード側に進展するき裂とデッキプレート側に進展するき裂が報告されている。これらのき裂に対して、ビード内に進展したき裂（ビード進展き裂）の先端に孔（観察孔）加工処理を施した上で、応力軽減を図る対策工法としてSFRC舗装が適用される場合がある。SFRC舗装による同溶接部の対策効果については、これまでも現場施工や各種の実大試験、FEM解析等による検討が行われている。しかしながら、溶接に沿って長く進展したき裂の処置に関して、同一橋梁内にビード進展き裂が数多く発生している事例も多い中、き裂の長さや、き裂の先端位置が異なる場合の影響等、対策を実施する上での定量的な判断材料がない状況である。

本論文では、き裂の長さ・先端位置、鋼床版の構造諸元等をパラメータとして、実大鋼床版試験体を用いた静的載荷試験、疲労試験及びFEM解析を行い、孔部分の応力性状と疲労性状を明らかにするとともに、SFRC舗装と孔加工処理の併用によるき裂の進展抑制効果の評価を行っている。

今回、社会的要請の高い既設橋の長寿命化対策に関して、実務的な観点から系統立てた技術的検討を行った点などが評価され、受賞に至ったものである。

（企画部　企画課　遠藤和男）

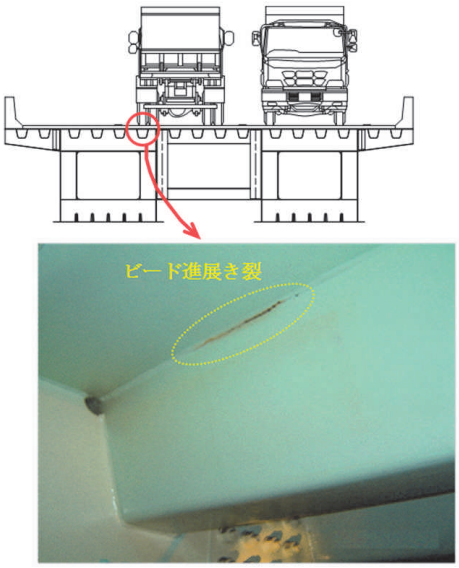


写真-1　鋼床版のUリブ溶接部に沿って発生したビード進展き裂



写真-2　SFRC舗装を施工した実大試験体を用いた疲労試験の状況



写真-3　表彰状

文　献　紹　介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介　(14.02～14.07)

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
乾燥空気を送り込む方法による吊橋部材の内面防食-豊島大橋のケーブル、補剛桁、主塔における実施例-	森下尊久 林健二 栢英彦 的場武文	橋梁と基礎2008-12			200812	6
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	6
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56巻第06号	56	6	201306	3
本州四国連絡高速道路株式会社	経理部 経理課	高速道路と自動車 第56巻第08号	56	8	201308	3
一般財団法人橋梁調査会特別講演会「世界の橋梁建設とメンテナンス」 橋梁調査会創立35周年を記念して	麓興一郎	橋梁と基礎2013-10			201310	1
本州四国連絡高速道路株式会社	本州四国連絡高速道路株式会社	高速道路と自動車 第56巻第10号			201310	2
高耐久性ふっ素樹脂塗料の開発と（暫定）規格の制定	森山彰	(一社)日本ウエザリングテストセンター ウエザリング技術研究成果発表会			201311	8
コンゴ民主共和国マタディ橋の主ケーブル調査(Main Cable Inspection of Matadi Bridge in Democratic Republic of Congo)	松本毅 辰巳正明 荻原勝也 金子祐太郎	鋼構造論文集第81号(2014年3月)			201403	11
Remote nondestructive evaluation of fatigue crack in steel bridges by infrared thermography	阪上隆英 和泉遊以 小林義弘 川端淳 溝上善昭	The Fifth US-Japan Symposium on Emerging NDE Capabilities for a Safer World			201406	7
赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ計測に基づく鋼床版の亀裂検出技術	和泉遊以 小林義弘 溝上善昭 阪上隆英	一般社団法人日本非破壊検査協会 平成26年度春季講演大会講演論文集			201406	4
非破壊検査による吊橋ハンガーロープの経年劣化調査～本州四国連絡橋吊橋の管理～	森山彰	高速道路と自動車			201406	4
Applications of infrared thermography for nondestructive testing of fatigue cracks in steel bridges	阪上隆英 和泉遊以 小林義弘 川端淳 溝上善昭	SPIE Thermosense: Thermal Infrared Applications XXXVI Part of SPIE DSS Sensing Technology + ApplicationsProc. of SPIE			201407	8

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
Evaluation for cable bands on suspension bridges at the stage of maintenance(吊橋ケーブルバンドの滑りに対する維持管理段階での評価法について)	池田秀継 小林義弘 藤原亨	IABMAS			201407	6

※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8月31日現在

委員長	伊藤 進一郎	幹事長	福永 勧
委員	石原 和幸	幹事	糸日谷 淑光
	磯江 浩		薄井 稔弘
	伊藤 豊秋		遠藤 和男
	今井 清裕		大塚 雅裕
	楠原 栄樹		岡本 浩幸
	小林 義弘		熊井 貴弘
	古村 学		後藤 敦
	角 和夫		佐伯 成巳
	廣田 昭次		遠山 直樹
	福永 勧		中川 秋男
	村田 知司		西野 拓志
	森山 彰		藤城 忠朗
	矢野 稔		松尾 俊宏
	山口 和範		森 幸夫
			山根 彰

本四技報　第 123 号

発　　行　平成 26 年 9 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