

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.28 No.103 2004.9

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第103号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.103

巻頭言 民営化雑感……………	第二管理局 局長	中村 守	1
Some Sentiments on Privatization			
鋼床版の疲労に関する調査・検討 ……	長大橋技術センター 技術開発課長代理 長大橋技術センター 技術開発課	森山 彰 薄井 稔弘	2
Investigation and Examination about Fatigue of Steel Deck			
簡易型トンネル壁面清掃装置の検討……………	第一管理局 保全部 専門役 第一管理局 保全部 施設課長代理 第一管理局 保全部 施設課	山崎 純一 廣田 昭次 谷 大治	8
A Study on Water-jetting Wall Cleaner			
吊橋ケーブル送気乾燥システムにおける腐食物質調査および改善等の検討 ……	第一管理局 専門役 第一管理局 垂水管理事務所 橋梁維持課長代理	上村 博文 池田 秀継	14
Corrosion Substance Investigation and Study on Improvement in Dry-air Injection System for the Cable of Suspension Bridge			
フレキシブル橋脚を有する伊弉高架橋の耐震補強設計 ……	第一管理局 施設制御室 施設制御司令 第一管理局 鳴門管理事務所 橋梁管理役	中村 哲也 本田 学	20
Seismic Reinforcement Design of the Ibi Viaduct having Flexible Piers			
大鳴門橋における吊橋ハンガーロープの現況および対策 ……	第一管理局 鳴門管理事務所 橋梁維持課長 第一管理局 鳴門管理事務所 橋梁維持課長代理	角 和夫 石井 一知	26
Present Condition and Countermeasure of Hanger Ropes of Ohnaruto Bridge			
供用後15年を経た海峡部長大橋郡の塗装の現況……………	第二管理局 坂出管理事務所 橋梁維持第二課長 第二管理局 保全部 橋梁維持課	石橋 清美 門田 整達	33
Current Condition of the Paint of the Straight-crossing Long-span Bridges Served for 15 years			
鋼製ケーソンの電着工法による防食の現況……………	第二管理局 坂出管理事務所 橋梁維持第一課長 第三管理局 保全部 橋梁維持課	寺下 孝男 岡本 浩幸	39
The Present Condition of the Corrosion Protection by the Electro Deposit Method of Steelwork Caisson			
瀬戸中央自動車道（早島管内）伸縮装置の補修計画……………	第三管理局 今治管理事務所付 第二管理局 早島管理事務所 維持補修課長代理	金保 勉 高木 久	45
The Repair Plan of Expansion Joint of Seto Chuo Expressway (Hayashima portion)			
海外報告（フィリピンの鋼橋の品質管理・維持に関して）……………	フィリピン共和国公共事業道路省 設計局	栗野 純孝	50
Overseas Report (Quality Control and Maintenance of Steel Bridges in Republic of the Philippines)			
海外報告（ケニア共和国における道路維持管理プロジェクト）……………	ケニア共和国道路公共事業省 道路局	竹内 政彦	53
Overseas Report (Project for Roads Maintenance in Republic of KENYA)			
技術ニュース……………			56
The Latest Information			
文献紹介……………			58
Related Technical Report in Other Publications			

本四技報総目次：次回掲載予定：第105号

主塔塗装塗替工事

Repainting work on main tower

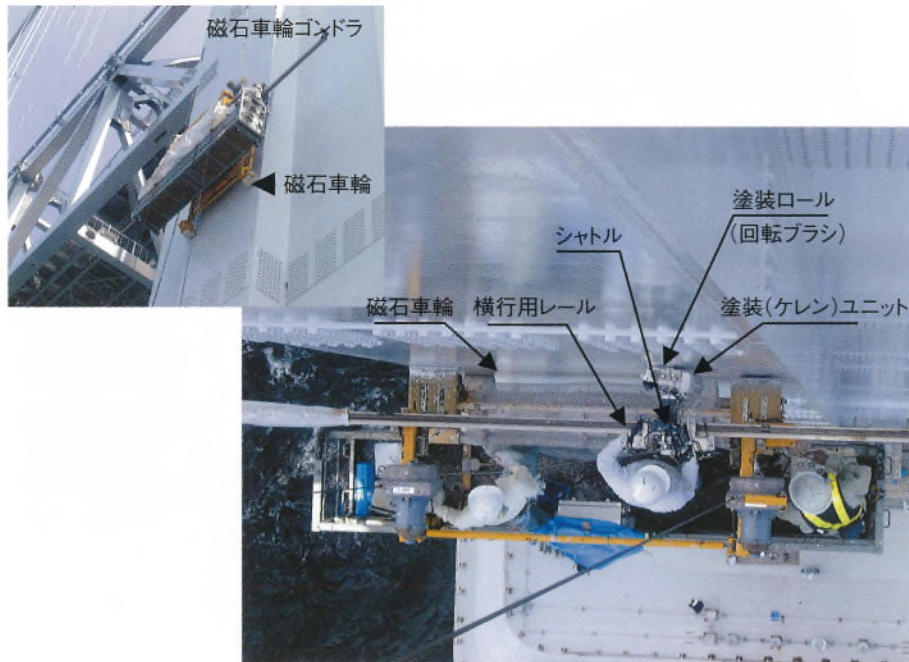


写真-1 磁石ゴンドラと塗装ロボットによる主塔の塗替作業 (大鳴門橋 3P)

Photo.1 Painting work of main tower by magnetic wheels and painting robot (Ohnaruto Bridge 3P)

大鳴門橋多柱基礎耐震補強 (外鋼管の防食)

Reinforcement against earthquake on multi-column foundation of Ohnaruto Bridge (Corrosion protection of steel pipe)

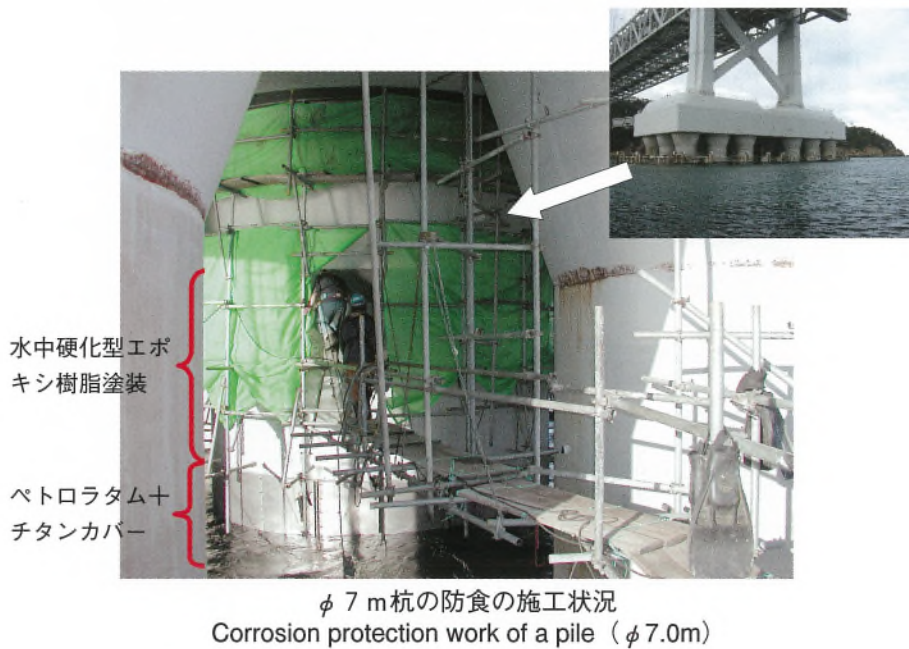


写真-2 φ 7 m 杭の防食の施工状況

Photo.2 Corrosion protection work of a pile (φ 7.0 m)

舗装改良工事

Pave-improvement work



写真一3 瀬戸中央自動車道（早島管内）舗装改良工事

Photo.3 Pave-improvement work on Seto-Chuo Expressway (in charge of Hayashima operation office)

生口島道路

Ikuchijima road section



写真一4 生口橋西高架橋（生口島内）拡幅工事

Photo.4 Widening work on Ikuchibashi-Nishi Viaduct (in Ikuchi Island)

民営化雑感

Some Sentiments on Privatization

第二管理局 局長 中村 守

Mamoru Nakamura



道路関係四公団民営化関連4法が6月に成立し、平成17年度末までに本四公団が民営化されることが正式に決まった。具体的日取りや仕組みの細部は未定であるが大枠は決まった。ここ数年来の民営化論議に一区切りがつき、一方、本四道路事業の最大の経営問題であった採算性の確保についても、15年度に実施された1.34兆円の有利子債務の切離しによって一応のめどがついた。平成17年度要求では、民営化に先立つ大幅な機構改革を打ち出したところである。公団から会社が変わったら何がかわるのか？ 組織の具体的な運用や、仕事の仕方等の検討が始まっている。

本四公団の業務を引き継ぐ本四道路会社をどのような会社にするのか、いろいろな制度的制約はあっても、我々自身で考えて決めていかねばならない。制約があるからといって考えることを放棄するわけには行かない。何事も早め早めが良い。少々早いように見えても、今から真剣に考え、議論しても早すぎることはないだろう。

どういう会社にしたいのかは、経営陣だけが考えればよいというものではなく、職員一人一人が具体的に真剣に考えるべきものである。そうすれば、自分がたとえその議論に直接加わらなかったとしても、会社のビジョンを自分なりに解釈し自分の考えとすり合わせたり、自分のものとするのも容易となろう。与えられるものではなく、創り出すものである。

どんな会社？ とは、その「外観」と「仕事の中身」についてである（もちろん中身あっての「外観」であり、中身がしっかりと実行されていれば、「外観」はついてくるものであるが）。「外観」という点について言えば、仮に自分の息子や娘を就職させたいような会社はどんな会社か？と自問してみてもいいだろう。一般の企業なら、／安定した業績と成長の可能性を持っている／製品・サービスが世のために役立っている／製品やサービスが信頼されている／社員や会社に対する社会の信頼度が高い／地域や環境に貢献が大／給料が良い／等々、いろいろな視点や尺度があるだろう。

次に、「仕事の中身」、その中核は、会社の使命と言ってもいいだろう。「お客様への安全快適な通行の提供」と

「国民的資産である構造物の長期保全」、この二点は、何を会社の使命として掲げるかという会社のビジョン作りの中で、他に付け加えられるものがあるとしても、決して除かれることはないコンセプトだろう。

ではこれらの使命を果たすために何をすべきか？ すなわち具体的な目標を定めねばなるまい。

この目標は、言い換えれば、使命が果たされている状態とはどのような状態かを示す未来のイメージでもある。スポーツ選手にイメージトレーニングが有用であるように、組織体とその構成員にとっても、未来のイメージを描くことは、欠かせないことである。

建設時代には、橋をかけるという単純明快な目標があった。明石海峡大橋や瀬戸大橋の「完成予想図」というあまりにも具体的なイメージがあった。多くの人々がこれらの橋をかけることに参画することを望んで公団に入り、それに携わること喜びと誇りを持って、時としてつらい仕事にも嬉々としてがんばってきた。

管理の時代に入って、大切な資産を守っていくということに意義は見出すものの、さらなる長大橋の建設という夢を多少なりとも引きずってきたのも事実である。しかしながら、この夢は、比較的近い将来の実現性が厳しいと考えざるを得ない現状では、自分たちの意思と努力で達成可能な、自身を鼓舞する未来のイメージとしては機能しにくくなっている。

管理の未来のイメージが必要である。保全の姿であり、管理の姿であり、営業の姿においてである。建設を終えて5年が過ぎたが、民営化という大きな変革を機に、今一度未来図を描きなおしても良いのではないか。

明石海峡大橋の「完成予想図」に匹敵するような具体性と夢を持った未来像を描こう。

(具体性) × (夢の大きさ) = (インパクト) が大きいほど、達成への熱意も上がる、困難を乗り越えていこうとするファイトが沸く、汗を流すことを惜しまなくなる。

ある種の熱情とクールさの適度な混合物がよい。少々熱くなくても良いのではないか。

鋼床版の疲労に関する調査・検討

Investigation and Examination about Fatigue of Steel Deck

長大橋技術センター 技術開発課長代理 森山 彰
Akira Moriyama



長大橋技術センター 技術開発課 薄井 稔弘
Toshihiro Usui

概要

近年、重交通下における鋼床版をはじめとする鋼構造の疲労損傷事例が報告されている。本四連絡橋では大型疲労試験結果等を反映し、疲労耐久性に配慮した設計およびディテールを採用してきた。しかし、明石海峡大橋よりも前に建設された鋼床版構造は疲労耐久性に劣るディテールを用いており、これらに着目した実橋応力計測とFEM解析による発生応力振幅の推定を行った。この結果から、合理的な管理手法を目指した点検重点箇所に関する提案と今後の検討項目について示す。

Lately fatigue damaged cases of steel structure, especially steel deck with heavy traffic loading have been reported. Honshu-Shikoku Bridges were designed and fabricated considering fatigue durability and results of large-scale fatigue tests. But steel deck structure constructed prior to the Akashi Kaikyo Bridge used details with less fatigue durability. Therefore, we have carried out stress measurement on the bridge and FEM analysis of stress widening. We describe our proposal on important inspection points aiming at rational maintenance from the results of these measurement and analysis.

1. はじめに

本四連絡橋では、長大橋の死荷重の軽減のために鋼床版が広範囲（約47万 m^2 ）に適用されている。鋼床版は薄板の溶接集成構造であり、しかも自動車荷重を直接支持するため疲労耐久性の観点から厳しい構造部位であり、実橋における疲労損傷も報告されている^{1),2),3)}。疲労現象は着目箇所に発生する応力範囲と頻度、溶接品質など多くの要因が影響するため、疲労安全性の評価は容易でない。このため、既存構造物の疲労耐久性を解析等により適切に推定することは難しく、点検による早期の損傷の発見が不可避である。一方で、点検に係る人、予算には制約があり、点検の効率化が求められている。

ここでは、鋼道路橋の疲労設計に関する最近の動向や、本四公団において鋼床版を対象とした疲労対策について記述する。さらに、点検の合理化を目的に鋼床版ディテール毎の発生応力の測定結果およびFEM解析による発生応力の推定結果について報告を行うとともに、今後の点検効率化のために残された課題等について記述する。

2. 鋼床版の疲労設計

近年の車両の大型化や交通量の増大より道路橋の疲労損傷が報告されており、鋼道路橋の耐久性を左右する深刻な問題となっている。このような背景から、平成14年の道路橋示方書⁴⁾の改定では、疲労の影響を考慮することが義務づけられることとなった。さらに、具体的疲

勞設計の参考資料として鋼道路橋の疲労設計指針⁵⁾（以下「疲労設計指針」という）がとりまとめられた。その疲労設計の基本は以下のとおりである（図-1）⁶⁾。

- ①疲労強度が著しく低い継手や過去に疲労損傷が報告されている構造を避ける。
- ②部材に生じる応力変動を適切に評価し、必要な耐久性が確保できることを照査する。
- ③応力変動の適切な評価が困難な場合は、疲労耐久性が著しく低い継手や構造を避け、疲労耐久性に優れる継手や構造が明らかな場合には、それらを採用する。

鋼床版に生じる応力は、複雑で適切な評価が難しいため、鋼床版の疲労設計は上記③に該当する。すなわち、解析で得られる応力範囲に基づく疲労照査ではなく、疲労耐久性が確保できる細部構造等に配慮することを基本としている。

3. 本四連絡橋の鋼床版の疲労対策

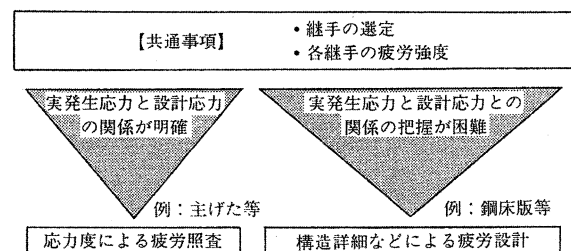


図-1 疲労設計の基本（文献6）より抜粋

Fig.1 Basic of fatigue design

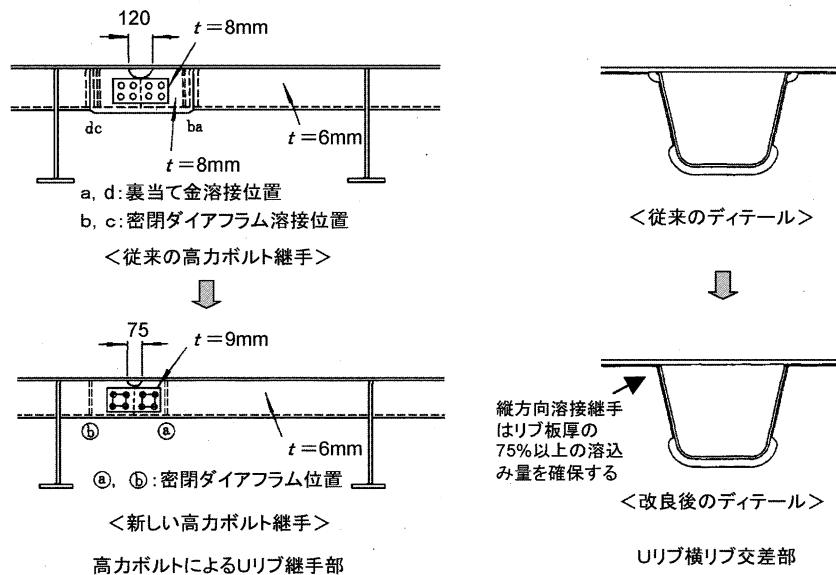


図-2 鋼床版ディテールの改善

Fig.2 Improvement of details of steel deck

鋼床版は、同じディテールが数多くあるため、疲労損傷が生じた場合には損傷が広範囲に及ぶ可能性を有していること、箱桁形式等の合成鋼床版では取り替えができないことから、補修に多大な労力が必要となる。したがって、疲労損傷を未然に防ぐことが維持管理コストの縮減に有効であり、大型疲労試験機を用いた実物大試験体による疲労試験を行い、構造ディテールの改善を行った⁷⁾。この改善は、疲労設計指針を先取りしたものであり、明石海峡大橋以降の橋梁に適用している。図-2に瀬戸大橋他の橋梁に用いている改善前のディテールと比較して示す。改善点の概要は以下のとおりである。

(1) Uリブ現場継手部

1) Uリブ突き合わせ溶接

鋼床版設計要領⁸⁾では、Uリブは溶接継手を基本としており、ウェブ近傍などの溶接施工が困難な箇所のみ高力ボルト継手を採用している。この構造形式では裏当て金を用いたUリブ同士の突き合わせ溶接を多用しているが、この溶接部の疲労強度が相当低いことが疲労試験の結果により明らかとなった⁹⁾。この溶接は、高力ボルト継手においても、ボルト孔やハンドホールの断面欠損を補うため、あるいは防食上の観点から、継手部でUリブを6mmから8mmに増厚する際に用いている。そこで、疲労耐久性を確保するために高力ボルト継手を基本とし、Uリブの増厚は行わないこととして断面欠損等の影響は添接板の増厚等で対処することとした。

2) 継手部スカラップ

Uリブ継手位置では、デッキプレートの溶接を行うため、裏当て材および放射線検査用フィルムを装着するために長さ120mmのスカラップを設けていた。このスカラップ部には高い局部応力が発生しており疲労上の弱点部と考えられた。そこでスカラップ幅を小さくすると、応力集中が緩和され疲労強度の向上が疲労試験で確認されたことから、スカラップ幅を従来は120mmであった

ものを75mmに小さくした。さらに、スカラップ部の回し溶接部の仕上げを行うこととした。

(2) Uリブと横リブの交差部

Uリブと横リブ交差部は、溶接線の重なりを避けるために、横リブにスカラップを設けていた。この箇所も、自動車荷重の載荷により局部的な高い応力状態となり、疲労耐久性の低下が想定された。疲労試験の結果、スカラップをなくすことで疲労耐久性が向上する一方で、デッキプレートとUリブ溶接部のルート部に応力集中が見られ、ルート部からの疲労損傷の発生が懸念された。この応力集中を抑えるためには、デッキプレートとUリブの溶け込みを十分に確保することが有効であるため、溶け込み量をUリブ板厚の75%を確保することを前提にスカラップをなくした。

4. 大鳴門橋における実橋応力計測

鋼床版に発生する応力は、構造が複雑である上に走行する自動車の重量や位置のバラツキ等から解析的な検討には限界がある。そのため、実交通下において鋼床版の各ディテールに発生する応力計測を行った。計測は、上述した改善前のディテールを有する大鳴門橋を対象に、着目箇所は図-3に示す位置とし、走行車線直下とした。ひずみゲージは、i, j, kとl, m, nはそれぞれ3軸ゲージで、それ以外は1軸ゲージである。ゲージは基本的に溶接止端から5mmの位置に貼り付けた。計測は平成15年2月27日(木)14:00~28日(金)14:00の24時間行なった。また走行車両の車種と走行位置のバラツキを確認するために28日の10:00~13:00までビデオ撮影を行ない、その間に車重約200kNの散水車を5回走行させた。計測中の路面温度は0.6~27.9℃の範囲であった。

計測結果として、24時間に得られた応力振幅の3乗平均値を表-1に示す。ただし、これは疲労環境の厳し

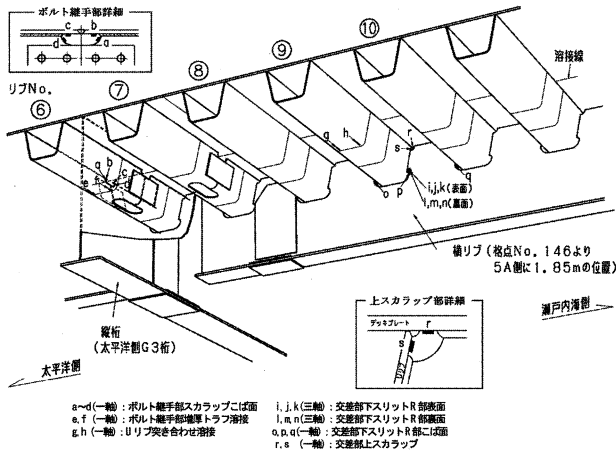


図-3 応力頻度計測箇所
Fig.3 Check points of stress frequency

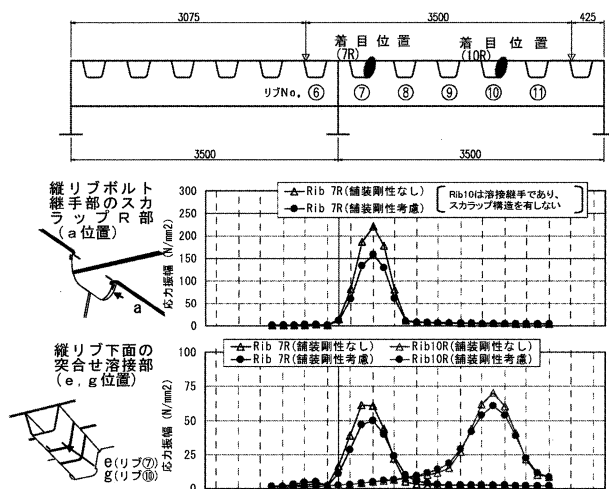


図-4 走行位置による応力振幅
Fig.4 Stress widening at running track

いディテールを単純に抽出するためのものであり、この値の大小で疲労寿命を直ちに評価できるものではない。その前提の上で同表によると、ボルト継手部スカラップR部こぼ面（ゲージa,d）と、Uリブ横リブ交差部スリットR部こぼ面（ゲージp,q）に発生する応力振幅が大きく、厳しい疲労環境下にあると考えられる。

5. 解析による疲労損傷評価

(1) FEM 解析による発生応力の推定

実橋における応力計測時の添付ゲージ数は限られており、計測結果を添付箇所以外や他の構造形式にも補正して使えるよう FEM 解析を実施した。

図-4 に自動車荷重位置による桁断面の横断方向の応力振幅の変化を示す。自動車荷重直下に対し、荷重が少し外れた箇所に載荷されると、発生応力振幅は大きく低下する傾向が見られる。すなわち、発生応力範囲は、自動車荷重の載荷位置で大きく異なるため、疲労の累積損傷度の推定にあたっては自動車の幅員方向の走行位置の把握が重要となる。また、解析時の発生応力は、舗装剛

表-1 応力頻度計測結果

Tab.1 Result of Stress frequency

部 位	ゲージ	3乗平均応力	
		全応力振幅	2 N/mm ² 以上のみ
Uリブボルト継手スカラップ	a	1.79	16.45
	b	1.04	4.75
	c	1.02	4.21
	d	1.78	15.14
増厚Uリブ突合わせ溶接	e	1.21	8.10
	f	1.23	8.22
Uリブ突合わせ溶接	g	1.64	9.79
	h	1.50	8.71
Uリブ横リブ交差部下スリット(表面)	i	1.20	6.75
	j	1.34	5.68
	k	1.24	4.43
Uリブ横リブ交差部下スリット(裏面)	l	1.27	7.34
	m	1.46	6.35
	n	1.30	5.41
	o	1.35	8.32
Uリブ横リブ交差部下スリットR部こぼ面	p	2.26	13.47
	q	1.97	12.45
Uリブ横リブ交差部上スカラップ	r	1.03	4.83
	s	1.26	8.28

計測：平成15年2月27日14:00~28日14:00

性の取り扱い方で結果が大きく変わると考えられるため、文献10)を参考に図-5に示す弾性係数を採用し、デッキプレートと完全合成としたときの等価な断面面積および等価な曲げ剛性を考慮した。なお、舗装による自動車荷重の分散効果は考慮していない。

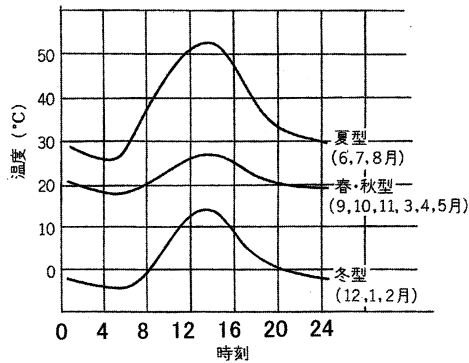
図-6に舗装剛性(1000 N/mm²)を考慮した場合および考慮しない場合の解析結果と散水車走行時の実測値との比較を示す。これにより、ゲージarのようにデッキプレートに近いディテールでは、計測時の路面温度に対応した舗装剛性を考慮することにより、FEM解析値が比較的良好に実測値と一致することが確認された。

また、この解析モデルを用いて、上記と同様にゲージarを対象に温度により舗装剛性を変えて発生応力を算出した結果を図-7に示す。夏季の舗装剛性の小さいと想定される場合は、冬季の1.3倍から2.3倍の応力振幅となる。疲労損傷度は応力振幅の3乗で評価されるため、夏季は冬季の2倍から12倍となり、温度変化に伴う舗装剛性の変化による疲労損傷への影響が大きいことを確認した。

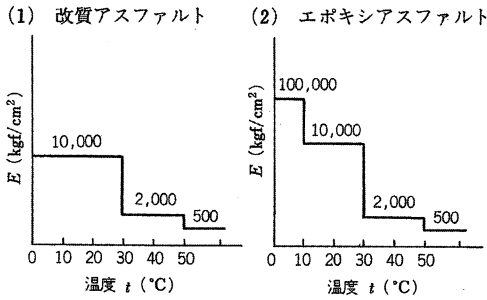
(2) 構造の違いによる発生応力の評価

大鳴門橋の鋼床版は非合成構造であるため、合成鋼床版である門崎高架橋と大島大橋を解析対象として比較を行った。表-2に鋼床版構造の比較を示す。

合成鋼床版では主桁作用による応力も発生するため、T荷重1組による主桁断面力を、平面骨組モデルに用いて影響線解析により求めた。得られた断面力から主桁上下縁の応力度を求めると、大島大橋でデッキで約5 N/



付図 5.4 舗装体の温度 (センサー位置表面から 2.5 m)

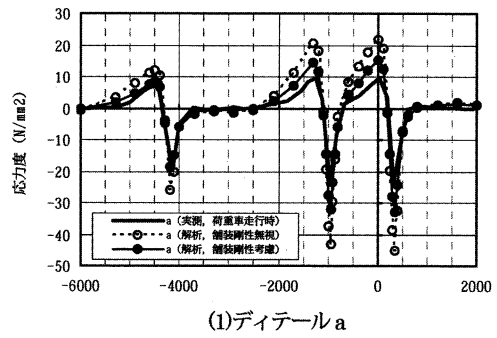


付図 5.5 舗装のスティフネス

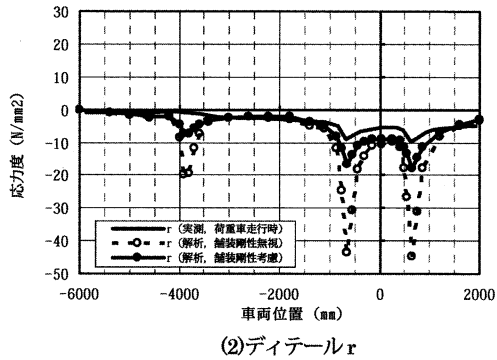
(文献 10)より抜粋

図-5 舗装の温度と剛性の関係

Fig.5 Relation between temperature and rigidity of pavement



(1)ディテール a



(2)ディテール r

図-6 実測値と FEM 解析の比較

Fig.6 Comparison with actual measurement data and FEM analysis

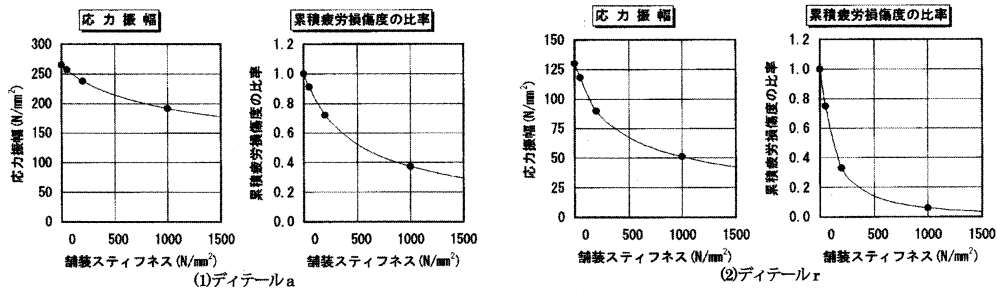


図-7 舗装剛性と応力振幅、疲労損傷度の関係

Fig.7 Relation among rigidity of pavement, stress widening and fatigue damaged classification

表-2 鋼床版ディテールの比較

Tab.2 Comparison with details of steel deck

項目	大鳴門橋	門崎高架橋	大島大橋
鋼床版支間	1.85 m (解析対象)	2.0 m	4.0 m
舗装厚	65 mm	65 mm	65 mm
デッキプレート厚	12 mm	12~14 mm	12 mm
Uリブ寸法	U-300×220×6	U-320×240×8(6)	U-320×260×6
横リブ (ダイヤフラム) 板厚	9 mm	9 mm	9~12 mm
Uリブ横リブ交差部上スカラップ寸法	25 mm	25 mm	25 mm
主桁作用	なし	あり	あり

mm² (圧縮)、下フランジで約 8 N/mm² (引張)、門崎高架橋ではデッキで約 4 N/mm² (圧縮)、下フランジで約 7 N/mm² (引張)であった。これは床組作用による応力の 1/10 以下であり、主桁作用による応力振幅の影

響は無視できる範囲であると考えられる。

床組作用による大鳴門橋と大島大橋の応力波形に関する FEM 解析の結果を図-8 に示す。ここに示されるように、大島大橋の応力が大鳴門橋の応力を上回っている。

大鳴門橋と大島大橋における発生応力度の差異は主に鋼床版支間長の違い、Uリブのサイズの違いによるものであると考えられる。

6. 疲労損傷の試算

実橋における応力測定およびFEM解析より得られた結果は以下のとおりである。

- ①Uリブのボルト継手部スカラップ、Uリブと横リブ交差部のスリットに大きな応力振幅が発生する。
- ②発生応力は自動車荷重直下が大きく、少し外れると急激に発生応力は低下する。
- ③舗装剛性により発生応力は大きく異なり、デッキプレート近傍ほどその影響が大きい。
- ④発生応力は合成、非合成の差より床組構造（リブ間隔、Uリブ寸法等）の違いが支配的である。

鋼床版の疲労設計は、発生応力が複雑であること、着目ディテールの疲労強度等級が不明であることから、疲労設計指針においても所定のディテールを採用することで疲労耐久性が確保されると見なしているのが実状であり、定量的に疲労寿命を推定することは難しい。一方で、疲労に対する安全性のレベルを把握することも必要であり、以下の条件の下で試算を行った。着目箇所は、応力計測結果より疲労環境の厳しいと考えられるUリブのボルト継手部スカラップとする。

- ①大鳴門橋における24時間の応力計測結果からレインフロー法で求めた応力頻度分布（図-9）を用いる。
- ②該当するディテールに関する疲労強度等級は、疲労設

計指針の「スカラップを含む溶接継手の回し溶接部」を準用し疲労強度等級Gと仮定する。

- ③上記①の応力頻度分布よりG等級の変動振幅応力に対する打ち切り限界 15 N/mm^2 を考慮して、計測日（24時間）の累積疲労損傷度を算定する。
 - ④供用から現在（2004年3月）までの累積疲労損傷度を、上記③の累積疲労損傷度に計測日の大型車・特大車交通量と供用後の大型車・特大車の累積交通量（図-10）の台数比率を掛けることで算出する。
 - ⑤将来の累積疲労損傷度は、今後の交通量が2003年度の交通量から増減しないと仮定して推定する。
- 推定結果を表-3に示す。累積疲労損傷度が1.0となる時点を疲労限界とすると、供用後およそ45年（2030年頃）で疲労限界に達するとの結果が得られた。この試算には以下のような課題があり、結果はあくまでも疲労損傷に対する安全性のレベルを把握する位置付けである。
- ①鋼床版ディテールに発生する応力は、自動車荷重の大きさ、走行位置等の影響が大きい、1日のしかも限られた箇所の応力計測結果を代表値として用いている。
 - ②応力計測結果は冬季（2月）の舗装剛性が比較的大きい場合のものであり、夏季は舗装剛性の低下によって応力振幅が大きくなる。
 - ③対象ディテールの疲労強度等級に関する規定がないため、類似構造からG等級と仮定したが、疲労強度等級が1ランク前後すると疲労寿命は倍半分程度変動する。
 - ④溶接止端部の滑らかさ（仕上げの程度）などの溶接品質の優劣で疲労強度等級は変化する。
 - ⑤応力計測結果には、着目ディテールの形状等に起因す

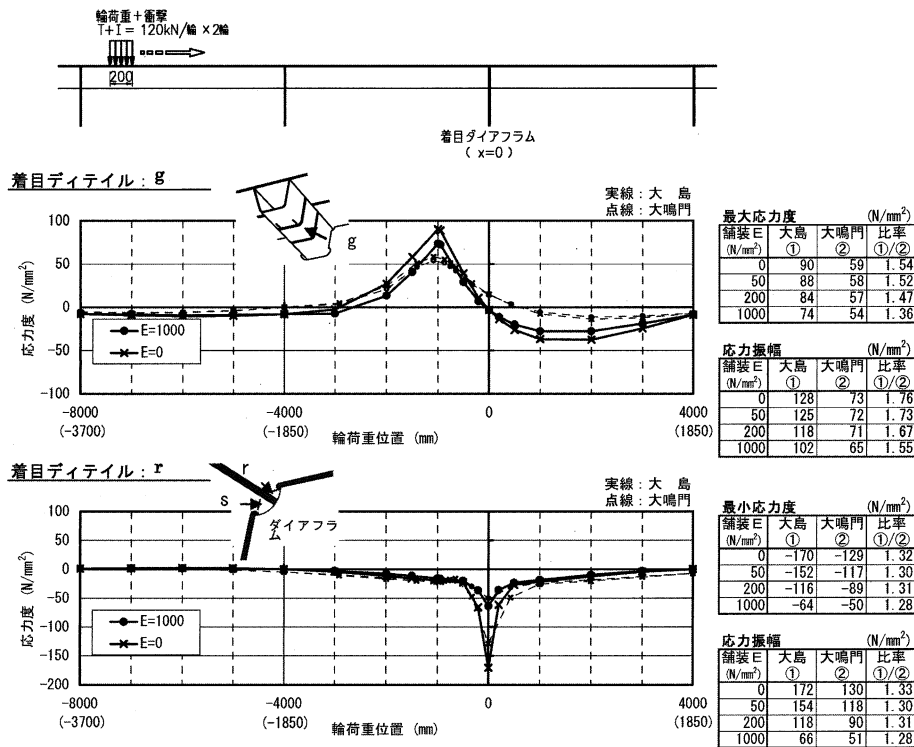


図-8 大鳴門橋と大島大橋の床組作用による応力振幅の比較

Fig.8 Comparison of stress widening between the Ohnaruto Bridge and the Ohshima Bridge

表-3 累積疲労損傷度の算定結果

Tab.3 Result of calculation of accumulated fatigue damage

(Uリブ縦リブボルト継手部スカラップ：ゲージa)

	実橋計測(24時間)	供用から現在まで*	摘 要
累積疲労損傷度*	8.82×10^{-5}	0.283	1.0
大型車・特大車交通量	1,850	5,929,600*	20,975,000
年 数	-	19	45**

*1: 疲労強度等級をG等級と仮定した場合の損傷度

*2: 1985年6月8日から2004年3月31日までを対象とする

*3: 上り、下りを1:1、走行車線と追い越し車線の割合を8:2として算出

*4: 平成14年度の大型車・特大車の通行台数(1,488千台/年)が増減なしとして累積疲労損傷度が1.0となる供用年からの年数

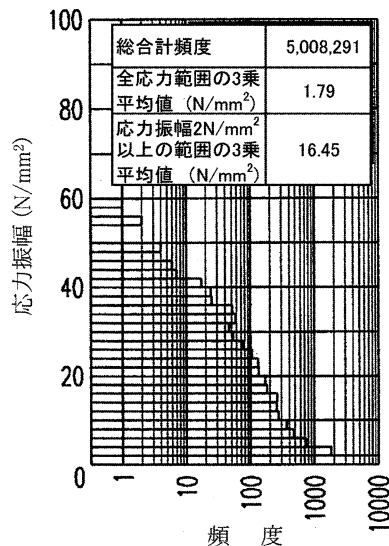


図-9 応力頻度分布 (ゲージa)

Fig.9 Distribution of stress frequency (Gage A)

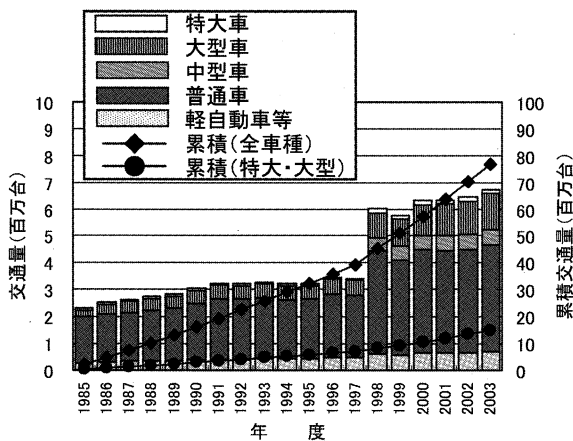


図-10 大鳴門橋交通量

Fig.10 Traffic volume on the Ohnaruto Bridge

る局所的な応力を含んでいる。これに対し、疲労強度等級は平均的な応力で評価しており、過大に安全側の結果を与える可能性を有している。

7. まとめ

これまでの検討により、実橋における応力頻度分布およびディテール毎の応力レベルや温度変化に伴う舗装剛性変化の影響、鋼床版構造による応力度の差異等に関する知見が得られた。さらに、概略の試算ではあるが、疲労損傷の発生が懸念されることが示された。鋼床版の疲労寿命を精度良く算定することは難しいため、あくまでも相対的な評価であるが、疲労上の弱点と想定される箇所を選定し、そこを重点的に点検することにより疲労損傷の発見に努めなければならない。その際、重点点検箇所としては、自動車荷重直下を対象にUリブのボルト継手部スカラップなどの明石海峡大橋以降の橋梁で改善を図ったディテールや既往の鋼床版に生じている疲労損

傷発生箇所に着目することとなる。

今後は、交通実態や構造形式を考慮してディテールおよび橋梁毎の相対的な累積疲労損傷度を算出し、鋼床版の重点点検箇所のランク付けを行う等により、点検作業の効率化に反映させていきたい。検討にあたっては、疲労の損傷度が「変動応力範囲の3乗」×「頻度」で評価できるため、交通量に起因する頻度よりも変動応力範囲の大きさの影響が大きいことから、過積載車の実態や桁端部における段差等によって生じる衝撃の影響等を考慮する必要がある。また、文献8)では、自動車走行位置に縦桁やウェブを配置しない構造を推奨しているが、暫定供用等のため想定と異なる場合があることも考慮する必要がある。幸いにして、本四連絡橋の鋼床版において疲労損傷は報告されていない。しかし、鋼床版構造は類似しており、疲労損傷事例を知るなど、疲労に対する情報の収集と知識の集積を図ることが、今後の点検等の効率化を実現するうえで重要と考えられる。今後も、検討を継続するとともに損傷事例等のデータの蓄積を図ることとする。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼床版の疲労，平成2年9月
- 2) 日本道路協会：鋼橋の疲労，平成9年5月
- 3) 吉川直志，伊東昇，大塚敬三，町田文孝，三木千壽：Uリブを用いた鋼床版の疲労損傷事例，土木学会第57回年次学術講演会，平成14年9月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成14年3月
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，平成14年3月
- 6) 鋼橋小委員会：「鋼道路橋の疲労設計指針」の主な内容，道路，平成14年7月
- 7) 大橋治一，村瀬佐太美，藤井裕司：鋼床版の疲労を考慮したディテールの改良，橋梁と基礎，平成9年4月
- 8) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領・同解説，平成元年4月
- 9) 大橋治一，梁取直樹：鋼床版構造の長寿命域疲労試験結果，本四技報No.85，平成10年1月
- 10) 多田宏行編著：鋼床版舗装の設計と施工，鹿島出版会

簡易型トンネル壁面清掃装置の検討

A Study on Water-jetting Tunnel Wall Cleaner

第 一 管 理 局 部 専 門 役 山 崎 純 一
Jun-ichi Yamazaki

第 一 管 理 局 部 施 設 課 長 代 理 廣 田 昭 次
Syoji Hirota

第 一 管 理 局 部 施 設 課 谷 大 治
Daizi Tani



概 要

トンネル内装板（タイル・内装板）は、内装板表面の汚れに伴い万能車（ユニモグ）に取り付けた回転ブラシによって定期的に清掃が行われてきたが、この万能車は購入後15年が経過しており、近い将来更新が必要になる。しかし、本四公団ではJH等比べてトンネル数が少ないことや、維持管理費の縮減より同型機を購入することは困難であり、安価な代替手段が必要となった。そこで、今回高圧水噴射洗浄に着目し、舞子トンネルで洗浄実験を行い、実験成果を基に万能車方式に比べて設備費、清掃コスト、維持管理費が大幅に縮減できる、公団保有の除雪用大型トラックに積載可能な高圧水噴射（W/J）方式を考案した。

本論文では、今回の検討で実施した洗浄実験、光沢度によるトンネル壁面汚れの経時変化調査、簡易型トンネル壁面清掃装置の設計について効果を述べる。

Side wall (tiles and panels) of tunnels have been cleaned by rotational brush attached ahead of a multi-purpose vehicle. This vehicle is aged fifteen years and should be renewed in a few years. However, the vehicle cannot be renewed for the two reasons: The first, the highway we operates has not so many numbers of tunnels, and the second, cost reduction should be made in maintenance work. Then, we focused on the other type of cleaning vehicle, using high-pressure hydraulic cleaner. The new machine was tested in an in-service tunnel. The test showed a great cost effectiveness comparing to the ordinary brush cleaner on the multi-purpose vehicle. The tested machine was renovated to be installed on an ordinary snowplowing truck. This paper introduces the test procedure, observed data on chronological variation of dust on tunnel wall, and design of the water-jet tunnel wall cleaner.

1. まえがき

トンネル内装板（タイル・内装板）は、表面の汚れに伴い、内装工本来の目的であるトンネル内視環境の確保・視線誘導効果・照明効果の向上等の目的が損なわれるため、写真-1に示すように万能車（ユニモグ）に取り付けた回転ブラシにより壁面を清掃している。

本四公団では、万能車を1台保有（第二管理局に配備）し、舞子トンネルをはじめとする7つのトンネルで壁面清掃を行ってきたが、この万能車は購入後15年が経過しており近い将来に、部品の欠乏により使用出来なくなるため更新が必要となる。

しかし、本四公団はJH等比べてトンネル数が12本（延長：11.2 km、清掃延長：9.3 km）と少ないため、万能車による壁面清掃は投資効果が少ない。さらに、維持管理費の縮減が重要な課題であり、同型機を更新することは困難であり安価な代替手段が必要となる。

そこで今回、高圧水噴射洗浄に着目し舞子トンネルで洗浄実験を行い次の成果を得た。

①圧力は、3.9 MPa、水量は2リットル/m²必要。



写真-1 万能車による壁面清掃状況

Photo.1 Cleaning of tunnel wall by multi-purpose vehicle

②汚れは、市販のオレンジ系洗剤が最も落ちる。

③洗剤濃度は、1%で十分である。

これらの成果を基に、万能車方式に比べて設備費、清掃コスト、維持管理費が大幅に縮減できる、公団保有の除雪用大型トラック積載型の高圧水噴射式の簡易型トンネル壁面清掃装置を考案した。

本文では、簡易型トンネル壁面清掃装置の検討において実施した洗浄実験、光沢度によるトンネル壁面（タイ

表-1 洗剤の種類

Tab.1 Types of cleanser

区分	洗剤名	商品名	成分	備考
A	業務用床用中性洗剤	ポリーズクリーナー LC-20	界面活性剤（非イオン系、陰イオン系）アルコール系溶剤、水質軟化剤	現状の壁面清掃で使用（濃度：0.5～1.0%）
B	オレンジ系洗剤（住宅・家具用）	スーパーオレンジ	界面活性剤（6% ポリオキシエチレンアルキルエーテル）、オレンジオイル	アルカリ性
C	自動車用タイヤつや出しクリーナー	タイヤ発 30 秒	界面活性剤、シリコンオイル（15%）	泡状のスプレータイプ
D	住宅用洗剤	換気扇レンジクリーナー	水酸化ナトリウム（2%）、界面活性剤（脂肪酸アルカノールアミド）、溶剤（グリコールエーテル）	アルカリ性、泡状のスプレータイプ
E	油污れ・除菌クリーナー	環境型・強力ハウスクリーニング クロラックス	界面活性剤（1.3%）、水酸化ナトリウム（0.1%）	アルカリ性
F	住宅用合成洗剤	アミ戸の洗剤	界面活性剤（1.4%、アルキルアミノオキシド）、洗浄補助剤、アルカリ剤	弱アルカリ性

表-2 洗剤選定実験の結果

Tab.2 Result of cleanser test

洗浄内容	A	B	C	D	E	F	水道水
	50% 液	原液	原液	原液	原液	原液	
洗剤散布後放置	変化無し	おおむね落ちる	Bの洗剤より、大幅に洗浄効果は劣る。				変化無し
洗剤散布→直後に洗浄	若干落ちる	おおむね落ちる					変化無し
洗剤散布→約1分後洗浄	変化無し	おおむね落ちる					変化無し
汚れ落ちの順位	6	1	5	2	3	4	7

ル面) 汚れの経時変化調査、簡易型トンネル壁面清掃装置の設計について報告する。

2. 洗浄実験

簡易型トンネル壁面清掃装置の検討に先立ち、舞子トンネル壁面（タイル）において、洗剤選定実験・洗剤濃度確認実験・高圧洗浄実験・光沢度による壁面汚れの経時変化調査を実施した。

2.1 洗剤選定実験

トンネル壁面の汚れは、通行車両から排出される煤煙が主であり油分を含んでいるため、この汚れを落とすための洗剤を洗剤選定実験にて確認した。実験は、表-1に示すA～Fの6種類の洗剤を用いてハンドスプレーで汚れたタイル面に洗剤を散布し、汚れの落ち具合を確認した。実験は、次の3ケースで行った。

- ①洗剤を散布したまま放置するケース。
- ②洗剤を散布直後に水（同様なハンドスプレーを使用）で洗浄するケース。
- ③洗剤を散布し1分後に水で洗浄するケース。

実験の結果、表-2に示すとおり汚れに対して最も効果的（よく落ちる）な洗剤はBのオレンジ系洗剤であった。また、洗剤を散布した直後に水で洗浄した場合と、

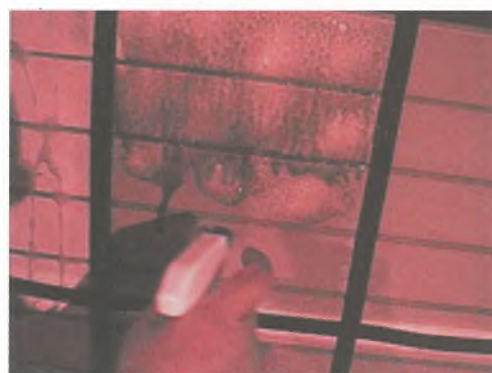


写真-2 洗剤選定実験の状況

Photo.2 Cleanser test

1分間待つて洗浄した場合では、汚れの落ち具合に差は無かった。なお、トンネル壁面清掃時に出る濁水は、洗剤使用の有無に関わらず貯留槽に集めて処理されているため、洗剤の使用は特に問題は無い。写真-2に洗剤選定実験の状況を示す。

2.2 洗剤濃度確認実験

洗剤濃度は、洗浄コストを抑える上で低い方が望ましい。そこで、圧力2.0 MPaの小型洗浄機を用いて2.1洗剤選定実験で選定したオレンジ系洗剤の濃度をどこまで下げられるか確認した。その結果、洗剤濃度は10%以下で汚れが十分落とせることが確認できた。



写真-3 洗剤濃度確認実験の状況

Photo.3 Cleanser density test



写真-4 高圧洗浄実験の状況

Photo.4 High-pressure cleaning test



写真-5 光沢度の測定状況

Photo.5 Measurement of degree of gloss

また、洗剤散布後の洗浄（洗い流し）は、洗剤を洗い流す程度で十分である。写真-3に洗剤濃度確認実験の状況を示す。

2.3 高圧洗浄実験

上記の結果より、実用化に向けて洗剤濃度のさらなる低減と、最適散布圧力及び洗浄水量を確認するため高圧で洗剤を壁面に噴射し、直後に水で洗い流す洗浄実験を行った。実験は、洗剤濃度4ケース（1%、3%、5%、10%）、洗剤散布圧力4ケース（3.9 MPa、6.9 MPa、10.8 MPa、14.7 MPa）で行い、各ケースの使用水量も計測した。

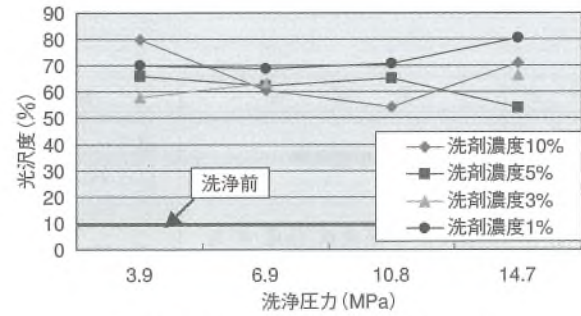


図-1 洗浄散布圧力の違いによる光沢度

Fig.1 Degree of gloss by pressure of water jet

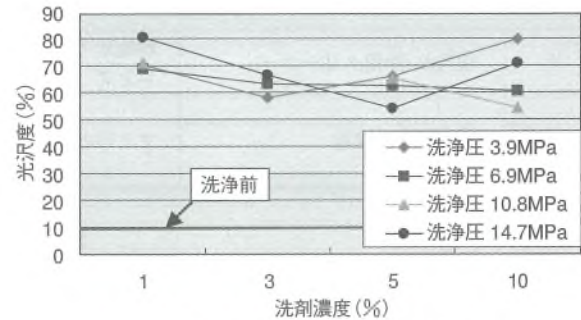


図-2 洗剤濃度の違いによる光沢度

Fig.2 Degree of gloss by density of cleanser

また、汚れの落ち具合をより定量的に評価するため、洗浄後のタイル表面の光沢度を計測し、洗浄効果を評価した。写真-4に高圧洗浄実験の状況、写真-5に光沢度の測定状況を示す。

実験の結果は、図-1・図-2に示すとおり洗剤散布圧力と、洗剤濃度の組み合わせを変化させても、洗浄後の光沢度は54%～81%の範囲であり、洗剤散布圧力と洗剤濃度の違いによる有意な差は見られない。

また m^2 当たりの使用水量は、洗剤が0.77～1.4リットル、洗浄で1.14～1.3リットルであった。今回の結果より、圧力3.9 MPa（40 kgf/cm²）、洗剤濃度1%、洗剤及び洗浄水の使用水量1リットル/ m^2 の条件で清掃装置の検討を進めることとした。

清掃対象となるトンネル内装工には、内装板もあるため第一鳴門トンネルの内装板で洗浄実験を行った。この時の洗浄圧力は、2.0 MPaであったが写真-6に示すように十分洗浄できており、目視でみる限り洗浄前後の差は明確である。

また、タイル壁面同様に光沢度も計測してみたが洗浄前の光沢度が2%で、洗浄後が9%（手で磨いた場合でも11%）とほぼ同じ値であった。これは、内装板の表面が細かい凹凸状（梨肌状）になっているため、光の反射を用いる光沢度計では評価出来ないためである。

2.4 高圧洗浄の評価

前述の高圧洗浄実験では、洗浄後の光沢度は55%～81%の範囲であり、人力清掃（ウエス拭き）の光沢度



写真-6 内装板の洗浄実験
Photo.6 Cleaning test on side panel

93%には及ばなかった。そこで、舞子トンネルの上下線のタイル面をウエスで磨いて初期値とし、タイル表面の汚れ状況（光沢度の低下）を定期的に計測した。その結果、図-3の下り線側、図-4の上り線側に示すように、いくら綺麗に清掃しても2ヶ月（66日）も経過すると、光沢度は70%~30%まで下がる（汚れる）ことを確認した。よって、高圧洗浄による洗浄能力で十分であると言える。

2.5 壁面光沢度の経時変化調査

壁面の汚れ具合は、前述したように光沢度の値で評価できることが判ったため、舞子トンネル及び布施畑トンネル、高塚山トンネルの3トンネルで、タイル壁面の光沢度を測定し、壁面の汚れの経時変化を調査した。写真-7に壁面光沢度の測定状況を示す。

(1) 舞子トンネル

舞子トンネルの上下線のほぼ全長に渡って（下り線側：北抗口～駐車帯～換気吸込口付近～南抗口の計6ヶ所、上り線側：北抗口電機集塵機室付近～中間地点2ヶ所～南抗口の計6ヶ所）光沢度を測定した。なお、測定日の違いは、下り線が途中で壁面清掃作業が入ったため清掃後から再度測定したためである。

調査の結果、下り線側は図-5に示すとおり、271日目で光沢度が29.2~69.8%であり、換気吸込口と南抗口の間が最も汚れる結果であった。これは、トンネル延長3.2kmの内、北抗口～換気吸込口までの約2kmが2%の下り勾配、換気吸込口～南抗口までの約1.4kmが3%の上り勾配で、換気吸込口～南抗口の間が最も大型車が排出する煤煙が濃くなるためと思われる。

上り線側は、図-6に示すとおり、485日目で光沢度が28.0~4.6%であり、電機集塵機室付近が最も汚れる結果であった。これは、上りは下りとは逆に、南抗口から約1.4kmが3%の下り勾配で、残りの約2kmが2%の上り勾配となっており、北抗口に近い電機集塵機室付近が最も大型車の煤煙が濃くなるためと思われる。

さらに、平成15年度の交通量を比較すると、上り線が下り線に比べ通行台数計で+0.14%、大型車（特大含む）で+1.7%と差は僅かであり、壁面の汚れ具合は路

舞子トンネル上り線光沢度経時変化

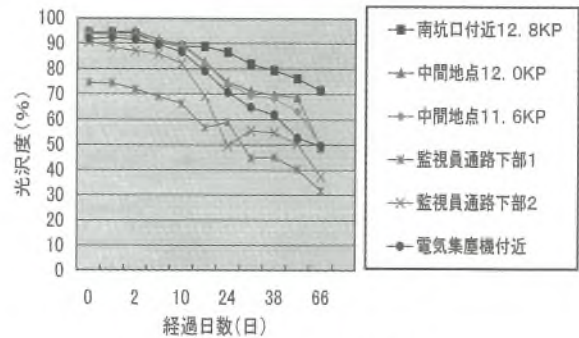


図-3 清掃後の光沢度変化(下り線)

Fig.3 Change in degree of gloss after cleaning

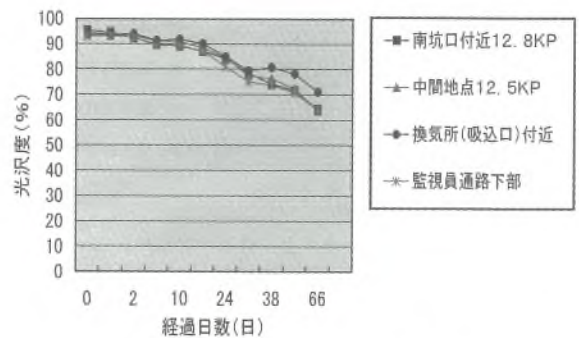


図-4 清掃後の光沢度変化(上り線)

Fig.4 Change in degree of gloss after cleaning

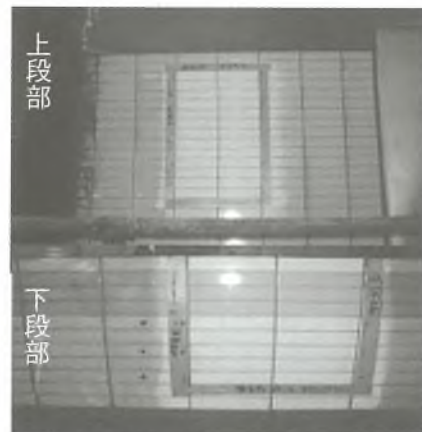


写真-7 壁面光沢度の測定状況

Photo.7 Measurement of degree of gloss of wall

面勾配の影響が大きいと思われる。

また、下り線と上り線を平均光沢度を同程度の日数（271日）で比較すると、下りが48.35%（最低値29.2%）に対し、上りは29.1%（最低値11.1%）と約2倍近い差がある。特に、電機集塵機室付近は見た目に真っ黒という感じであり、現状の清掃周期2年を短くするか、汚れ具合（場所）と車線規制、作業日数、費用等を勘案して、清掃周期と範囲を決めてもよいと思われる。

(2) 布施畑・高塚山トンネル

両トンネルとも、トンネル内の空気は通過車両のピス

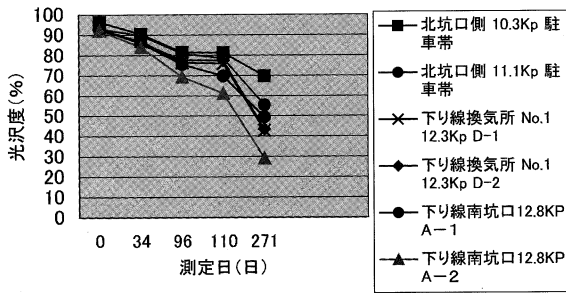


図-5 舞子トンネル下り線光沢度経時変化

Fig.5 Chronological fluctuation of degree of gross in Maiko Tunnel (1)

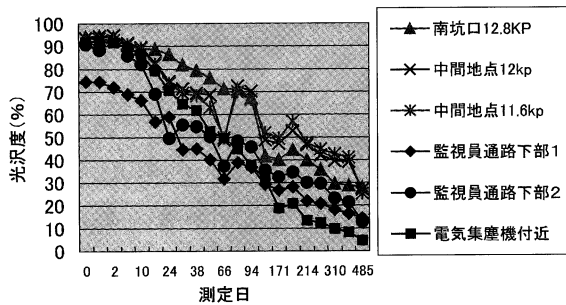


図-6 舞子トンネル上り線光沢度経時変化

Fig.6 Chronological fluctuation of degree of gross in Maiko Tunnel (2)

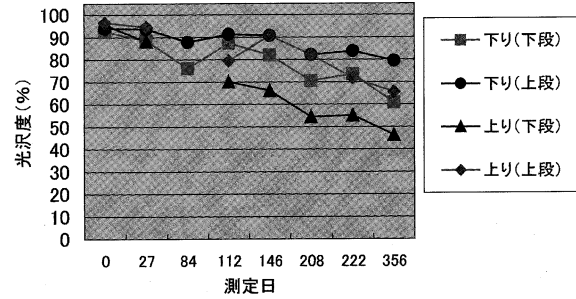


図-7 布施畑トンネル光沢度経時変化

Fig.7 Chronological fluctuation of degree of gross in Fusehata Tunnel

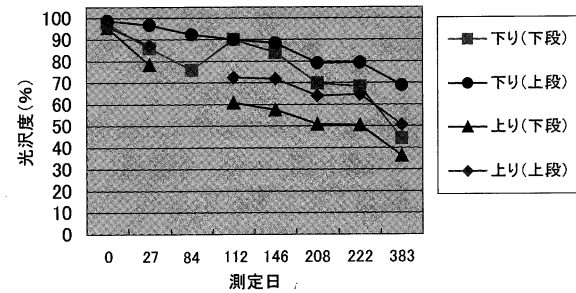


図-8 高塚山トンネル光沢度経時変化

Fig.8 Chronological fluctuation of degree of gross in Takatsuka Tunnel

トン効果によって、上流から下流に流れている。

したがって、最も壁面が汚れるのは出口付近であり、汚れが平均的となるトンネル中央部非常駐車帯の壁面2ヶ所（監視員通路上段と下段）で光沢度を計測した。

調査の結果、布施畑トンネルは図-7に示すとおり、356日目で光沢度が46.3~79.4%で、汚れは上り下段>下り下段>上り上段>下り上段の順となっている。交通量は、下りが全体計で+1.64%、大型車（特大含む）で+2.2%と下りがやや多いにも関わらず、上りの方が汚れているのは、トンネル勾配が下りが1.8%の下り勾配に対し、上りが1.8%の上り勾配であるため、舞子トンネル同様に勾配の影響が大きいと思われる。なお、下り下段と上り上段の順位が逆になっているが、光沢度の差は4.6%とわずかであり、下段は通行車両の跳ね上げの影響を受けるためと思われる。

高塚山トンネルは図-8に示すとおり、383日目で光沢度が36.3~68.9%であった。汚れは、上り下段>上り上段>下り下段>下り上段の順となっており、トンネル勾配が下りが2.0%の下り勾配に対し、上りが2.0%の上り勾配であり、勾配の影響が顕著に出ている。

なお、交通量は上りが全体計+3.9%、大型車で+3.8%となっていたが、その影響は少ないと思われる。

このように、トンネルの壁面（タイル）の汚れは、光沢度で数値化し定量的にすることで、傾向把握が可能となるため、今後の壁面清掃周期を決める上での一つの判断基準になるとと思われる。

3. 高圧水噴射方式壁面清掃装置の設計

3.1 設計方針

設計方針は、次のとおりとした。

- ①清掃装置は、公団保有の除雪用大型トラックに積載する（走行装置が不要）。
- ②大型トラックは、クレーン付きとする（清掃装置積載時のクレーンが不要）。
- ③構成機器は、レンタル可能な機器で設備費と維持費を抑える。

3.2 清掃装置の構成

清掃装置の構成は、清掃装置を除雪用大型トラックに積載し、後部にけん引した公団保有の散水車又は高圧洗浄車から、洗剤用水と洗浄用水を供給（洗浄用水は連続供給）しながら、トンネル壁面を28個（洗剤・洗浄各14個）のノズルで高圧洗浄し清掃する。

3.3 清掃装置の機能

清掃装置には、壁面清掃時の位置保持機能として、下の5自由度の機能を設けた。

- ①アーム旋回（手動）：走行、追越し切替
- ②アーム昇降（電動）：壁面との高さ調整
- ③アーム伸縮（電動）：壁面との距離調整
- ④ノズル傾斜（電動）：壁面形状への追従
- ⑤ノズル旋回（電動）：ノズル全体の収納

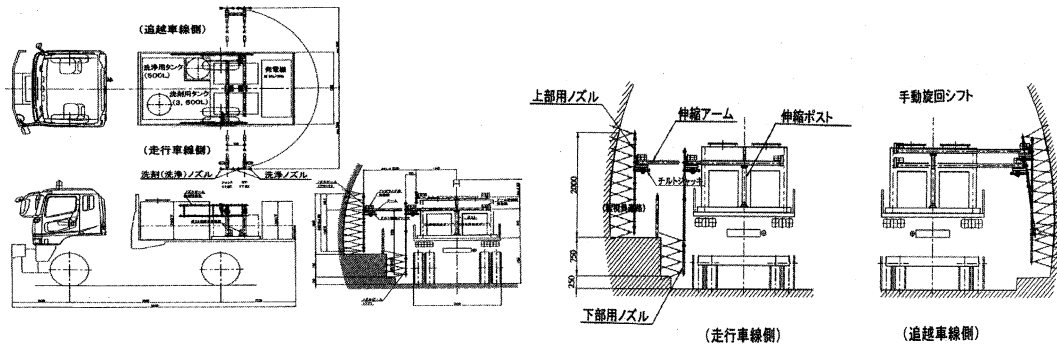


図-9 高圧水噴射式簡易型トンネル壁面清掃装置一般図

Fig.9 Outline of high-pressure hydraulic tunnel wall cleaning device

作業内容	1日の清掃作業工程																	
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	規制				解除				解除
交通規制	片車線																	片車線
現場移動																		
清掃作業		19分 A	16分 B	19分 C	18分 D					19分 A	16分 B	19分 C	18分 D					
洗剤タンク(3.5t)注水	給水	5分 ①	5分 ②	5分 ③						5分 ①	5分 ②	5分 ③						
散水車(洗浄と洗剤タンクに給水) 9.5t		洗剤① 洗浄水供給	洗剤② 洗浄水供給	洗剤③ 洗浄水供給						洗剤① 洗浄水供給	洗剤② 洗浄水供給	洗剤③ 洗浄水供給						
高圧洗浄車(洗浄と洗剤タンクに給水) 8.5t	給水		洗剤②、③ 洗浄水供給							給水	洗剤②、③ 洗浄水供給							
散水車の補給(回送)	給水		散水車							給水	散水車							
清掃範囲		走行車線側(片車線) 清掃延長: 3.300m								追進車線側(片車線) 清掃延長: 3.300m								

図-10 清掃装置の運行スケジュール

Fig.10 Timetable of operation of cleaner

図-9に高圧水噴射式簡易型清掃装置の一般図を示す。

3.4 施工能力

施工能力は、作業速度で決まり作業速度は運転のし易さで決まる。万能車方式は、回転ブラシと壁面の常時接触が必要であり、きめ細かい操作が必要なため実際の清掃作業においても作業速度は1 km/hr程度である。

それに対し、高圧ジェット方式は噴射ノズルと壁面が非接触であるため、作業速度が向上する。

ここで、作業速度を2.7 km/hrとして舞子トンネルの壁面清掃作業を想定した清掃装置の運行スケジュールを算定した結果、今回考案した装置では1日の清掃距離が6,600 mとなり、万能車方式による1日の清掃距離3,300 mの2倍の清掃能力があることがわかる。図-10に清掃装置の運行スケジュールを示す。

3.5 コスト比較

今回考案した清掃装置と従来の万能車方式の、設備費・年間維持費・施工能力、清掃コストを比較した結果を表-3に示す。

その結果、設備費では1/3、年間維持費では約1/4

表-3 コスト比較

Tab.3 Cost comparison

項目	万能車方式	高圧水清掃方式
機器費	25,000千円 ※専用車両のため車両本体を含む	8,000千円 ※車載式のため車両本体は、含まず
年間維持費	370千円	100千円
(施工能力)		
清掃作業速度	1.08 km/hr	2.7 km/hr
日当り清掃延長	3.3 km	6.6 km
日当たり清掃面積	8,700 m ²	17,400 m ²
(清掃コスト)		
単位長さ当たり	262円/m	127円/m
単位面積当たり	97円/m ²	47円/m ²

となる。また、清掃コストでは施工能力が2倍になり、洗剤費は嵩むものの、ブラシ損耗費が不要で労務工工数の減(15人→7人程度)等により、清掃コストは万能車方式に比べて1/2以下となり、今回考案した清掃装置が優れていることがわかる。

4. おわりに

今回考案した高圧水噴射式簡易型トンネル壁面清掃装置は、万能車による回転ブラシ式のトンネル壁面清掃装置に替わる安価な代替手段としての見通しを得たため、平成16年度に実用化する計画である。

今回の検討は、事前調査や洗浄実験、光沢度調査において、職員自ら現場に足を運び調査した成果を基に、請負業務で装置の図面化のみを外注により進め、少ない予算で有効な成果を得ることができた。

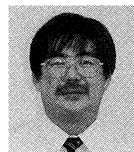
この手法は、限られた予算で効果的な調査・設計業務を行う上で手本となるものであり、今後も本四公団の規模(身の丈)に見合った安価な維持管理設備の検討を行っていく所存である。

吊橋ケーブル送気乾燥システムにおける腐食物質調査および改善等の検討

Corrosion Substance Investigation and Study on Improvement in Dry-air Injection System for the Cable of Suspension Bridge

第一管理局 専門 役 上村 博文
(前 垂水管理事務所 橋梁維持課長)

Hirofumi Uemura



第一管理局 橋梁維持課長代理 池田 秀継
垂水管理事務所

Hidetsugu Ikeda

概要

明石海峡大橋にはケーブルの腐食を防止するためケーブル内に乾燥空気を送るシステム（ケーブル送気システム）を導入している。このシステムは外気を乾燥させてケーブル内に送り込むもので、外気を取り込む際に塩分除去フィルターを使用して海塩粒子を除去している。設置以降塩分除去性能について調査を行ってきたがその過程で空気中の硫黄成分がケーブル内に取り込まれていることが明らかになってきたので、硫黄成分がケーブル素線の腐食に与える影響に関する試験等を行い、塩分と硫黄成分が混ざった状態では鋼材の腐食に影響を与えるものの、現状の送気システム運営方法では問題ないレベルである事がわかった。また送気システムの改善について若干の検討を行った。

In order to prevent the corrosion of the cables of Akashi Kaikyo Bridge, the system (cable air-injection system) which sends dry air in a cable was installed. This system dries the ambient air and sends into a cable, and in case the open air is taken in, the salt particle is removed using a salt removal filter. It has investigated about the salt removal performance of a filter after cable air-injection system installation. Since the examination found a sulfur ingredient inside the cable, a study was carried out to clarify effects of the sulfur ingredient in air on the cable wires, and the improvement of a air-injection system as well; those results are reported.

本稿ではそれらの結果について報告するものである。

1. はじめに

本州四国連絡橋の吊橋にはケーブルの腐食を防ぐためにケーブル送気乾燥システムを導入している。これはケーブル内に乾燥させた外気を送りこむことでケーブル内の湿度を低下させ、ケーブル素線を腐食から防ぐもので、明石海峡大橋で初めて導入された。

明石海峡大橋のケーブル送気乾燥システムでは、外気を取り込む際に塩分除去フィルターを使用して海塩粒子を除去している。ケーブル送気システム設置以降フィルターの塩分除去性能について調査を行ってきた。調査の過程で空気中の硫黄成分（以下、「S成分」と表記）がケーブル内に取り込まれていることが明らかになってきたので、S成分がケーブル素線の腐食に与える影響に関する検討や送気システムの改善について検討を行った。

2. ケーブル送気乾燥システムの概要¹⁾

ケーブル送気乾燥システムは、ケーブル内に乾燥させた外気を送りこむことでケーブル内の湿度を低下させ、ケーブル素線を腐食から防ぐもので、明石海峡大橋では補剛桁管理路上に設置された8台の送気ユニットで外気を乾燥させてケーブル内に送気している。図-1に送気システム図、図-2に送気設備一般図を示す。

また、取り入れる外気は海上の空気であるため、海塩粒子を含んでいる。これを除去するため、空気取り入れ口に複数のフィルターを採用している。図-3にフィルター構成図を示す。

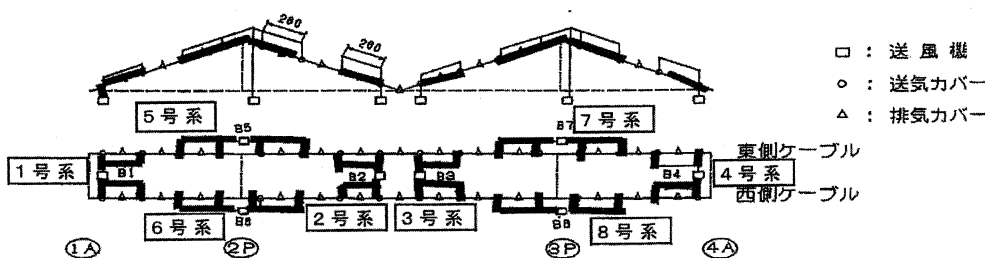


図-1 送気システム図

Fig.1 Injection system

要と考えられた。

3. フィルター通過空気調査

前述のフィルターの性能を確認するため、明石海峡大橋でケーブル送気乾燥システムが設置されてから海塩粒子等の除去状況の調査を行ってきた。表-1に平成9年11月のケーブル送気乾燥システム設置から1年7ヶ月にわたって調査した結果を示す。調査方法は、図-4に示す部位での空気を3~10m³程度採取しNaについては誘導プラズマ質量分析、Clについてはイオンクロマトグラフ法で分析した。

Naの除去率は低下していないが、Clの除去率が低下する傾向がみられた。Clは揮散しやすい性質を有するため、フィルターへの付着量が上昇するとケーブルへ通過する可能性があるためフィルターの付着物質調査が必

4. フィルター付着物質調査

前述の結果を受け、フィルター付着物質調査を実施した。対象は塩分除去フィルターとした。フィルターを走査型電子顕微鏡で拡大し、拡大した範囲内の物質について、エネルギー分散X線分光法(EDX)で構成元素を分析した。

結果は表-2に示すとおりで、表中の値は分析した物質の構成元素を質量%で示したもので必ずしも全体を代表するものではないが、空気中に亜硫酸ガスSO₂として存在するS成分が検出されたこと、検出されたNaに対してClの検出量が少ないことが判明した(海塩粒子がきちんと付着していればNa:Clの質量比は理論上

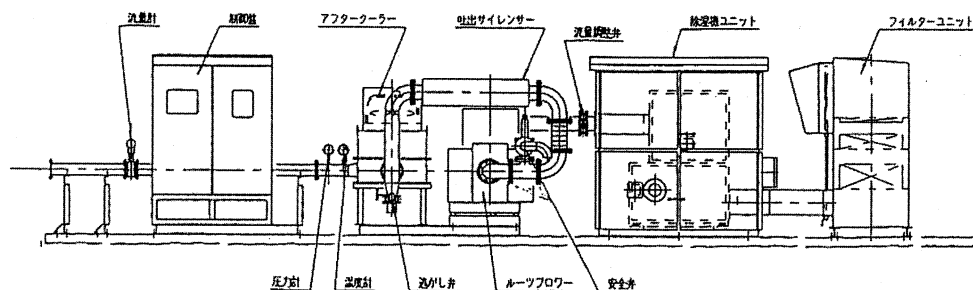


図-2 送気設備一般図

Fig.2 Injection device

表-1 フィルター通過空気調査結果

Tab.1 Results of measurement of filter passage air

調査時期	H 9/11	H 10/2	H 11/6	
場所	4号機			
使用期間	初期状態	3ヶ月後	19ヶ月後	
Na μg/m ³	①装置入口	3.9	0.99	0.64
	③装置出口	<0.01*	<0.01*	0.002
	④ケーブル排気口	0.10	0.02	0.009
	(①-③)/①除去率	99.7%	99.0%	99.7%
Cl μg/m ³	①装置入口	5.9	2.5	2.7
	③装置出口	<0.05*	<0.05*	0.14
	④ケーブル排気口	0.19	0.10	0.08
	(①-③)/①除去率	99.2%	98.0%	94.8%

*: 使用機器の測定限界以下

※: この時期ではフィルター通過後の測定せず。

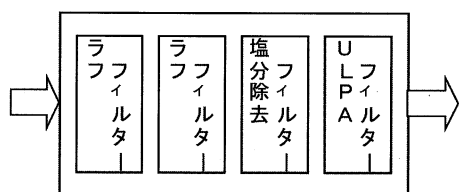


図-3 フィルター構成図

Fig.3 Composition of air filter

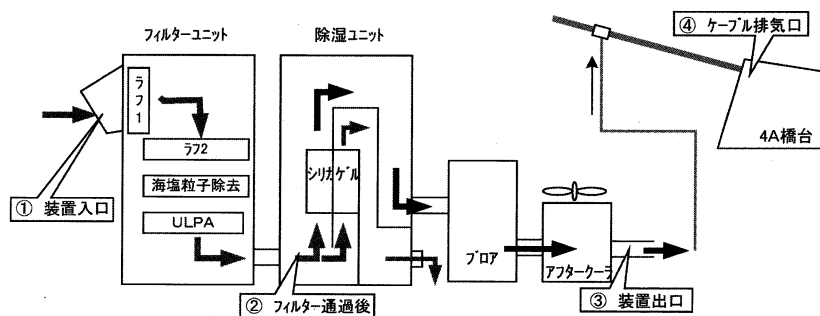


図-4 調査空気採取部位

Fig.4 Composition of air filter

表一2 フィルター付着物質の分析結果

Tab.2 Ingredients of filtrated substance

計測位置		Cl	S	Na	
塩分除去 フィルター	1枚目 表	前面	0.41	10.16	12.04
		側面	0.11	6.08	13.55
		〃	0.00	2.78	13.58
		〃	0.05	7.35	13.33
	1枚目 裏	前面	0.27	1.26	14.63
		後面	0.00	1.04	9.40
	2枚目 表	前面	0.14	8.37	14.33
		側面	0.00	8.63	16.00
		〃	0.04	7.09	15.49
		〃	0.00	5.09	14.31
	2枚目 裏	後面	0.17	6.14	14.59
		前面	0.00	3.79	16.66
		後面	0.00	1.02	13.73

表一3 フィルター通過空気調査結果

Tab.3 Results of measurement of filter passage air

調査時期		H 12/5	H 12/11	H 14/1
場所		4号機		1号機
使用期間		6ヶ月後	4ヶ月後	28ヶ月後
Cl μg/m ³	①装置入口	1.9	1.2	2.1
	②フィルター通過後	2.1	0.17	0.44
	③装置出口	0.18	0.25	0.18
	④ケーブル排気口	0.23	0.05	0.09
	(①-③)/①除去率	90.5%	79.2%	91.4%
SO ₂ ²⁻ μg/m ³	①装置入口	21	22	28
	②フィルター通過後	17	11	20
	③装置出口	15	16	16
	④ケーブル排気口	1.0	0.24	0.13
	(①-③)/①除去率	28.6%	27.3%	42.9%
H 11/10とH 12/7にフィルター交換実施				

1 : 1.5程度となる)。

5. S成分にも着目したフィルター通過空気調査・フィルター付着物質調査

前述の結果から、Cl成分のみならず、S成分が検出された。S成分も鋼材の腐食には良い影響を与えないことが知られており、その後のフィルター通過空気調査ではS成分にも着目した調査を実施した。またフィルター付着物質調査も範囲を塩分除去フィルターのみだけではなく、他のフィルターにも広げる事とし、フィルター全体の捕捉物質について定量的に把握する事とした。

5.1 フィルター通過空気調査

表一3にフィルター通過空気調査結果を示す。

この結果から、S成分は、フィルターによる除去効果はほとんど認められず、ケーブルへ送られていることがわかった。空気中でのS成分の大部分はSO₂で存在し、明石海峡大橋の送気システムのフィルターが本来固形粒子を対象としていることから除去できないものと判断される。

また、Cl成分については、Cl成分の除去率の低下傾向は、塩分除去フィルターを交換しても改善が見られな

表一4 フィルター付着物質調査結果 (2)(H 14.2)

Tab.4 Ingredients of filtrated substance (2)

計測位置		物質	Cl	S	Na
ラフフィルター 1	入側	1	1.55	14.63	1.44
		2	10.02	0.16	3.42
	出側	1	7.52		23.11
		2	1.42		21.07
ラフフィルター 2	入側	1	3.64		
		2	5.73		1.95
	出側	1	0.7		3.24
		2	2.79		14.54
塩分除去 フィルター	入側	1		4.89	2.19
		2	10.68		9.46
	出側	1			
		2		13.19	10.42
ULPA フィルター	入側	1		18.48	1.68
		2		1.23	3.38
	出側	1		18.44	
		2		4.61	2.91

い。5月のフィルター通過後の値が装置入口の値より大きいこと、および11月の装置出口の値がフィルター通過後より増加していることから、Cl成分がフィルターを通過し、さらに装置内部にCl成分が付着・蓄積している可能性が考えられる。

また、ケーブル送気乾燥システム設置以降最も淡路島側の送気ユニットを対象に調査を行って来ていたが、平成14年1月には最も本州寄りの送気ユニットを対象に調査し比較した。その結果、Cl成分の除去率の低下傾向は淡路島側と変化はなく、S成分もフィルターによる除去効果はほとんど認められず、ケーブルに送られている可能性がある事がわかった。

5.2 フィルター付着物質調査

(1) 塩分除去フィルター以外の調査

4.で行ったフィルター付着物質調査と同じ方法で塩分除去フィルター以外のフィルターでも実施した結果を表一4に示す。

この表は必ずしもフィルター全体の状況を示すものではないが、塩分除去フィルター以外でもS成分が検出され、Naに比べClの検出量が少ない結果になった。

すなわち、海塩粒子NaClは、固形状でフィルターに捕捉されるが、吸湿して水溶液化してフィルター内を移動し、その間に空気中のSO₂が溶け込みSO₄²⁻イオンとなり、乾燥すると揮散性の高いClは下流側へ拡散し、一方Na₂SO₄が析出するというメカニズムが働いているものと考えられる。

(2) フィルター捕集ダスト及び吸着物質の定量分析

上記のメカニズムを確認するため、平成14年12月に、38ヶ月間使用された各フィルターに捕集されているダストの粒度分布を調べるとともに、ダストを錠剤状にプレスしたもののEDX定性定量分析、およびフィルター試料片に付着したダスト質量測定、試料片に吸着付着している物質を洗浄溶出させた溶液のイオンクロマトグラフ分析を行った。

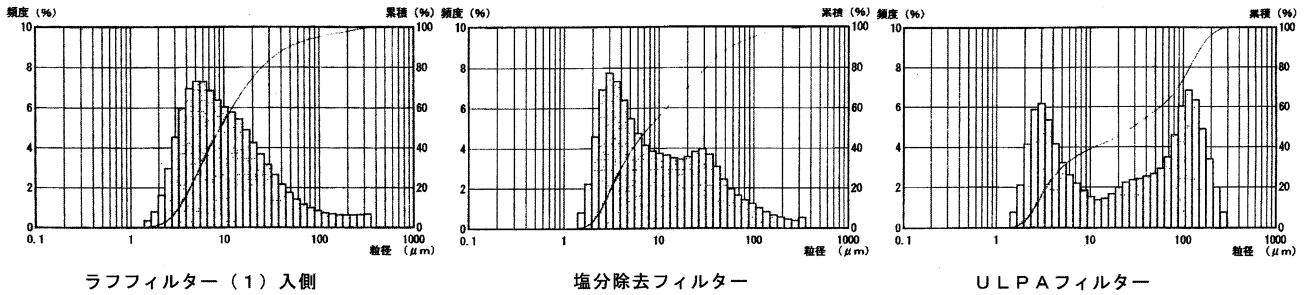


図-5 ダストの粒度分布状況

Fig.5 The particle size distribution situation of dust

表-5 1フィルター当たりのイオン別質量

Tab.5 Mass according to ion per one filter

位置	CL ⁻	SO ₄ ²⁻	→ S換算
ラフフィルター1	入側	1.7	1.7 → 0.6
	出側	0.6	0.9 → 0.3
ラフフィルター2	入側	0.7	2.5 → 0.8
	出側	0.7	2.7 → 0.9
塩分除去フィルター	1.0	102.0	→ 34.0
ULPAフィルター	1.4	36.1	→ 12.0

表-6 1フィルター当たりのダスト質量および構成元素別質量

Tab.6 Mass of dust per one filter and Mass according to composition element

位置	ダスト捕集量	Cl	S	Na	
ラフフィルター1	入側	37	2.1	0.9	2.6
	出側	13.7	0.2	0.3	0.6
ラフフィルター2	入側	42.8	0.4	0.8	2.2
	出側	38.4	0.3	0.6	1.2
塩分除去フィルター	323.3	0.0	22.1	10.5	
ULPAフィルター	83.4	0.3	11.1	2.5	

溶液のイオンクロマトグラフ分析から算出した、1フィルター当たりのフィルターに吸着したイオン別質量を、表-5に示す。

EDX定性定量分析およびフィルター試料片に付着したダスト質量測定から算出した、1フィルター当たりのダスト質量および構成元素別質量を、表-6に示す。

ダストの粒度分布状況を、図-5に示す。

表-5、表-6から、前述のフィルター付着物質のEDX分析結果と同様な元素が検出されていることが判る。Cl、S成分がいずれも、EDX分析(固形状態)よりイオンクロマトグラフ分析の測定値が大きく、フィルター内でClおよびS成分が溶解して移動したという履歴がここでも推察できる。そして、S成分が多いことから、不揮発性のSO₄²⁻分が揮発性のCl成分に置き換わり、Cl分が下流に送り込まれている可能性が推測される。

ダストの粒度分布を示した図-5から注目される事は、ラフフィルター→塩分除去フィルター→ULPAフィルターと下流に行くに従い順にフィルターの目が細かくなっているのとは逆に捕集ダストの粒径が大きくなっていること、そして、下流に行くほど分布の山が2つの山

表-7 湿潤時および乾燥時のフィルター通過空気

Tab.7 Filter passage air at the time of wet and dry

調査時期		H14/11	
場所		1号機	
使用期間		38ヶ月後	
		乾燥時	湿潤時
Cl μg/m ³	①装置入口	1.7	1.5
	②フィルター通過後	0.12	0.08
	(①-②)/①除去率	(92.9%)	(94.7%)
SO ₄ ²⁻ μg/m ³	①装置入口	6.7	14.0
	②フィルター通過後	6.3	8.2
	(①-②)/①除去率	(6.0%)	(41.4%)

に分かれていることである。これらはいずれも、フィルターに捕集された物質が湿潤時に溶解して下流側に移動し、そこで乾燥析出し、大きな粒径に成長し蓄積したものと推察される。また、フィルターの捕集効果が、主として塩分除去フィルターに依っていることがわかった。

6. 湿潤を考慮したフィルター通過空気調査

上記の結果から、降雨等によってフィルターが湿ると捕捉物質が溶解して奥のフィルターおよびケーブル内に移動していると考察されたので、湿潤状態と乾燥状態でのフィルター通過空気の調査を行った。

結果は表-7のようになり、湿潤時にはCl成分、S成分ともよく除去され、特にS成分の除去率改善が大きかった。

7. 亜鉛めっき鋼線の腐食促進試験

ケーブル送気乾燥システム内に供給される乾燥空気にCl以外にS成分が含まれていたことから、これらの成分がケーブルの亜鉛めっき鋼線に与える腐食影響を評価するため、腐食促進試験を行った。平成13年度にはS成分の影響を評価するため、NaClとNa₂SO₄を多めに付着させた。平成14年度には実橋で観測されるレベルとするべく、1Aでの付着物質調査結果(Cl:0.010g/m²、SO₄:0.014g/m²)をもとに付着させた。表-8に試験条件の詳細を示す。

7.1 S成分の影響

表-9に平成13年度試験の腐食量測定結果を示す。

今回のS成分を付与した試験では試験期間1ヶ月にもかかわらず、塩分付着量30g/m²では、RH40%と60%の繰返しのみならずRH40%一定においても赤錆および腐食減量が認められている。また塩分量の少ないケースでも、低湿度状態で、錆の進行が見られている。

これらのことから、明らかにS成分が発錆に関係していると判断される。

7.2 実橋レベルでの腐食促進試験

表-10に平成14年度試験の腐食量測定結果を示す。

ClおよびS成分を、実橋レベルおよびその蓄積を考慮したレベルの量で付着させ、6ヶ月にわたり腐食促進を行なったが、外観からは特記すべき腐食の進行は見られなかった。

また、腐食減量の測定結果から、いずれの試験条件(付着塩分量および温度湿度)でも腐食減量は極めて小さく、最大でも3.08g/m²/6ヶ月(0.432μm/6ヶ月:100年で断面積6.5%の減)にとどまっていることが明らかになった。

試験温度60℃が腐食反応速度を促進(10℃の差で反応速度は2倍となるため、実環境の平均温度を20℃とした場合、反応速度は16倍)していることを考慮すると、実際の腐食は更に小さなものとなると考えられる。

8. 改善検討

7.2から実橋レベルでの腐食物質ではケーブル素線への影響は小さいと考えられるが、長期にわたってケーブルを良好に維持するためには腐食物質ができるだけ浸

入しないようにすることが望まれるため、改善について若干の検討を行った。

1) ケミカルフィルタ追加

化学的にSO_xを吸着させるもので、クリーンルームなどで採用されている。最も実績があり、期待効果ははっきりと示されるが、ランニングコストが大きい。

2) ラフフィルタ水供給

SO_xが水に溶けやすい性質を利用してラフフィルタに水を供給する方法であるが、送気設備内に水分が浸入する可能性がある。

3) 多段ダクト

SO_xが鉄錆に吸着されやすい性質を利用するものであるが、効果を実験により確認する必要がある。また、送気設備内への海塩粒子等の浸入をを少しでも減少させるため吸気口の延長(多段ダクトの鉄板のないもの)を一部の送気設備で実施している。

また、送気システムの運転コストを削減させるため、間欠運転や送気ユニット稼働台数の減少等についても検討しているが、今後試験的に実施することを予定している。この結果については別途報告することとしたい。

9. あとがき

明石海峡大橋で初めてケーブル送気乾燥システムが採用され、そこで採用されたフィルターシステムは海塩粒子の除去を目的としており、その除去状況の調査を実施してきたが、設置後28ヶ月を経たフィルターでも海塩粒子Cl成分除去率90%強を保っており、また38ヶ月を経たフィルターで90%の除去率を維持し得る可能性を示し(表-7)、当初の性能を長期間にわたり発揮して

表-8 腐食促進試験試験条件詳細

Tab.8 Detail conditions of corrosion acceleration test

	H13年度 S成分影響調査			H14年度 実環境レベル試験		
	ケース	Cl ⁻ 、(NaCl)	単位: g/m ² SO ₄ ²⁻ 、(Na ₂ SO ₄)	ケース	Cl ⁻	単位: g/m ² SO ₄ ²⁻
塩分 付着量	1	0.18 (0.3)	0.06 (0.1)	1	0.02	0.03
	2		0.58 (1.0)	2		0.06
	3		5.28 (10)	3		0.10
	4	1.82 (3.0)	0.06 (0.1)	4	0.06	0.09
	5		0.58 (1.0)	5		0.18
	6		5.28 (10)	6		0.30
	7	18.21 (30)	0.06 (0.1)	参 考	7	0.15
	8		0.58 (1.0)		8	0.30
	9		5.28 (10)		9	0.50
試薬 NaCl と Na ₂ SO ₄ を上表に示す重量組成で溶解させた水溶液を、スプレー法塗布 + 温風乾燥を繰返し、目標量を付着。						
試験温度	60℃ 一定			60℃ 一定		
試験湿度	1	Rh 40% 一定		1	Rh 40% 一定	
	2	Rh 40% と Rh 60% を 4 時間毎に繰返		2	Rh 40% と Rh 60% を 4 時間毎に繰返	
	3	Rh 40% と Rh 90% を 4 時間毎に繰返				
試験期間	1ヶ月			6ヶ月		

表-9 腐食量測定結果

Tab.9 Measurement result of corrosion amount

	付着塩分量		60℃、RH 40%一定			60℃、RH 40%↔60%			60℃、RH 40%↔90%		
	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	重量増	腐食減量		重量増	腐食減量		重量増	腐食減量	
	(g/m ²)	(g/m ²)	(g/m ²)	(g/m ²)	(μm)	(g/m ²)	(g/m ²)	(μm)	(g/m ²)	(g/m ²)	(μm)
1	0.18	0.07	0.77	1.85	0.26	0.95	1.95	0.27	3.21	5.86	0.82
2		0.68	0.87	1.60	0.23	1.38	2.82	0.40	6.94	7.51	1.05
3		6.76	0.65	2.37	0.33	2.72	5.17	0.73	13.19	16.94	2.38
4	1.82	0.07	4.48	9.33	1.31	12.84	19.56	2.74	15.42	22.28	3.12
5		0.68	4.26	8.79	1.23	6.45	10.71	1.50	17.06	23.84	3.34
6		6.76	3.21	8.40	1.18	10.45	18.46	2.59	29.72	34.51	4.84
7	18.21	0.07	16.95	39.04	5.47	50.21	81.31	11.40	53.70	91.48	12.83
8		0.68	12.42	31.83	4.46	42.73	71.37	10.01	60.44	93.89	13.16
9		6.76	8.89	27.86	3.91	39.20	66.61	9.34	46.68	82.35	11.55

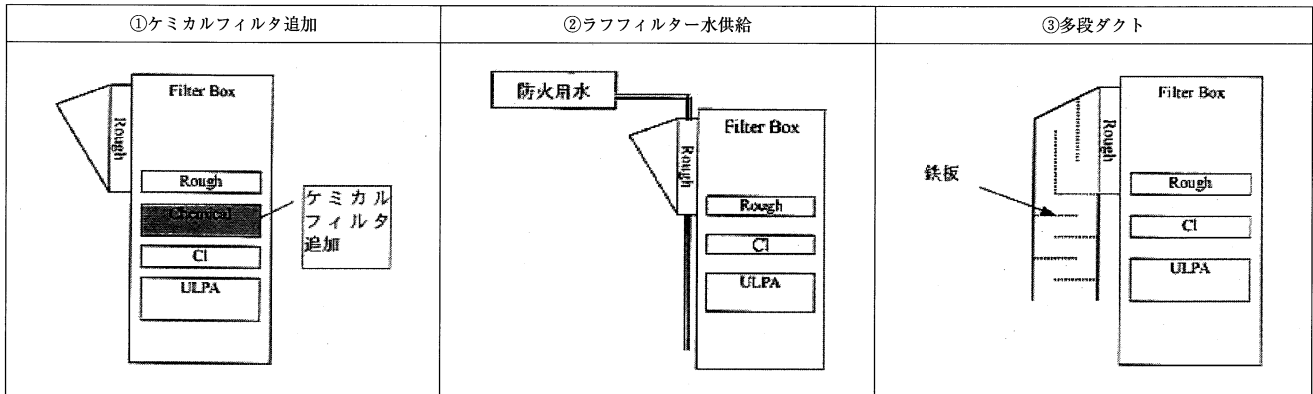
表-10 腐食量測定結果

Tab.10 Measurement result of corrosion amount

	付着塩分量		60℃、RH 40%一定			60℃、RH 40%↔60%		
	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	重量増	腐食減量		重量増	腐食減量	
	(g/m ²)	(g/m ²)	(g/m ²)	(g/m ²)	(μm)	(g/m ²)	(g/m ²)	(μm)
1	0.02	0.03	0.13	1.02	0.143	0.57	0.68	0.095
2		0.06	0.55	0.53	0.074	0.74	0.81	0.113
3		0.1	0.66	0.38	0.054	1.04	1.49	0.208
4	0.06	0.09	0.66	1.21	0.170	1.25	1.59	0.223
5		0.18	1.21	1.38	0.193	1.40	1.59	0.223
6		0.3	1.06	1.00	0.140	2.12	2.00	0.280
7	0.1	0.15	0.91	1.51	0.211	1.61	1.68	0.235
8		0.3	1.21	1.36	0.190	2.04	2.12	0.298
9		0.5	1.72	1.97	0.277	2.76	3.08	0.432

表-11 改善検討案

Tab.11 Study plans for improvement



いると評価される。

ただし、現在のシステムでは腐食因子である Cl 成分と S 成分がフィルターの下流に運ばれる可能性がある。

海塩粒子に加え S 成分の影響を考慮した腐食試験の結果、S 成分が腐食に影響を及ぼすことが認められたが、実際の送気システム環境状態 (Cl および S 成分の浸入状況、および湿度状況) が現状レベルに維持されていれば腐食の進行は極めて小さいことが確認された。しかしながら、超長期的にケーブルを良好な状態で維持するため、腐食成分の送り込みをより少なくする送気システム

の運転運営法 (必要以上の送気をしないなど) の検討や、S 成分の浸入を少なくする方法の詳細な検討が必要と考えられる。

最後に 7 年に亘ってケーブル送気乾燥システムの各種調査にご尽力いただいた関係各位に深く感謝します。

参考文献

- 1) 下村, 杉山, 花井: 明石海峡大橋のケーブル防食システム, 本四技報, Vol.22, No.86, 1998.4

フレキシブル橋脚を有する伊弉高架橋の耐震補強設計

Seismic Reinforcement Design of the Ibi Viaduct having Flexible Piers

第一管理局 施設制御司令 中村 哲也

Tetuya Nakamura



第一管理局 橋梁管理役 本田 学

Manabu Honda

概要

伊弉高架橋（第一、第二、第五）は、中間橋脚に上下部構造をピン支承で連結したフレキシブル橋脚を採用した連続高架橋であり、L2地震動に対して従来の橋脚補強案では基礎を含めた大規模な補強が必要であることが判明した。このため、当初設計のフレキシブル橋脚の特性を生かしながら、機能分散構造のダンパーを用いて地震力を低減する制振装置案について検討を行い、合理的かつ経済的な耐震補強設計を実施した。

Ibi Viaduct (the first, the second, the fifth) is a continuous bridge, which adopted the flexible piers connecting super and sub structures by pin hinged system.

The viaduct was found that the large-scale reinforcement including the foundation should be required, because the conventional reinforcement solution could not be suitable for this viaduct against L2 earthquake motion. For this reason, utilizing the characteristics of the flexible piers efficiently in the design, distributing damping system was studied, which reduced the earthquake force by the distributed structural dampers. Thus, the rational and economical seismic reinforcement design was achieved.

1. まえがき

伊弉高架橋は、神戸淡路鳴門自動車道の淡路島南IC～鳴門北IC間に位置し、昭和60年に暫定4車線で供用を開始した。

本高架橋は、第一伊弉高架橋～第六伊弉高架橋までの6橋に分かれており、そのうちの第一、第二及び第五伊弉高架橋の中間橋脚にはフレキシブル橋脚（可撓性を有する橋脚）を採用している（図-1、2、3、4）。

当初設計は、昭和55年の道路橋示方書が適用されており、L2地震動を考慮していないため、現行の道路橋示方書を適用して平成14年度に耐震性の予備照査、平成15年度に耐震補強設計を実施した。本稿はその結果を報告するものである。

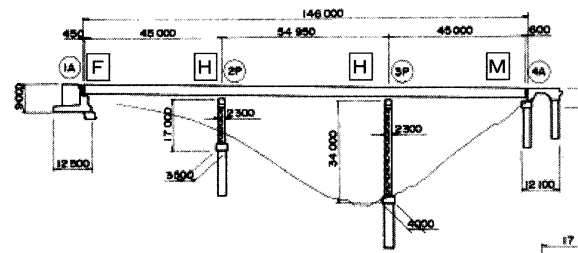


図-1 第一伊弉高架橋

Fig.1 First Ibi Viaduct

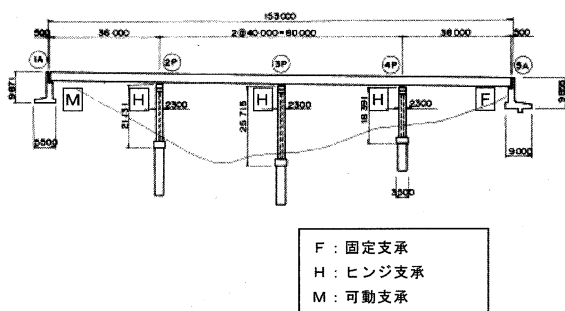


図-2 第五伊弉高架橋

Fig.2 Fifth Ibi Viaduct

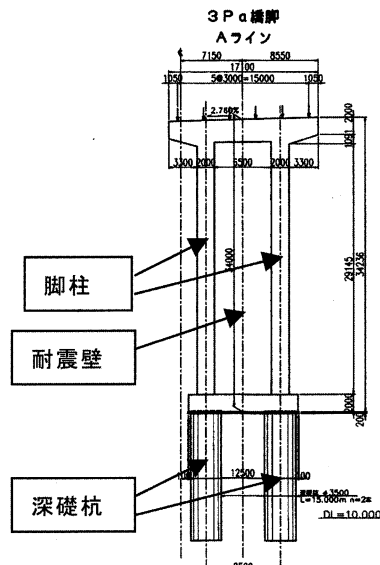


図-3 橋脚正面図

Fig.3 Front view of pier

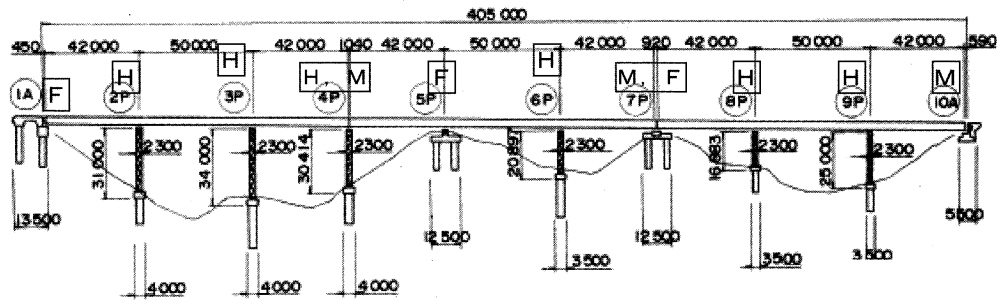


図-4 第二伊弉高架橋

Fig.4 Second Ibi Viaduct

表-1 伊弉高架橋の橋梁緒元 (第一、第二、第五)

Tab.1 Dimensions of Ibi Viaduct

橋梁名 橋長 (m)	上部工形式 支間割合 (m)	支承 条件	下部工			基礎工	
			記号	形式	高さ	形式	諸元
第一伊弉 高架橋 L=146	鋼 3 径間連続 非合成鈹桁 45+55+45	F	1 Aa	逆 T 式橋台	9.0 m	直接	置換え
		H	2 Pa	I 型断面 RC 橋脚	17.0 m	深礎杭	2-φ 3.0
		H	3 Pa	I 型断面 RC 橋脚	34.0 m	深礎杭	2-φ 3.5
		M	4 Aa	ラーメン式橋台	6.5 m	深礎杭	4-φ 2.5
第二伊弉 高架橋 L=405	鋼 3 径間連続 非合成鈹桁 42+50+42	F	1 Aa	ラーメン式橋台	8.0 m	深礎杭	4-φ 3.0
		H	2 Pa	I 型断面 RC 橋脚	31.0 m	深礎杭	2-φ 3.5
		H	3 Pa	I 型断面 RC 橋脚	34.0 m	深礎杭	2-φ 3.5
		H	4 Pa	I 型断面 RC 橋脚	30.0 m	深礎杭	2-φ 3.5
	鋼 3 径間連続 非合成鈹桁 42+50+42	M					
		F	5 Pa	張出式橋脚	5.0 m	深礎杭	4-φ 2.5
		H	6 Pa	I 型断面 RC 橋脚	21.0 m	深礎杭	2-φ 3.0
	鋼 3 径間連続 非合成鈹桁 45+50+42	M	7 Pa	張出式橋脚	3.5 m	深礎杭	4-φ 2.5
		F					
		H	8 Pa	I 型断面 RC 橋脚	17.0 m	深礎杭	2-φ 3.0
H		9 Pa	I 型断面 RC 橋脚	25.0 m	深礎杭	2-φ 3.0	
第五伊弉 高架橋 L=153	鋼 4 径間連続 非合成鈹桁 36+40+40+ 36	M	10 Aa	逆 T 式橋台	7.5 m	直接	
		M	22 AA	逆 T 式橋台	10.0 m	直接	置換
		H	23 PA	I 型断面 RC 橋脚	21.1 m	深礎杭	2-φ 3.0
		H	24 PA	I 型断面 RC 橋脚	25.7 m	深礎杭	2-φ 3.0
		H	25 PA	I 型断面 RC 橋脚	18.4 m	深礎杭	2-φ 3.0
		F	26 AA	逆 T 式橋台	10.0 m	直接	突起

2. 耐震照査

2.1 フレキシブル橋脚を有する橋梁の耐震性

検討対象である第一伊弉、第二、第五の各高架橋は、3 径間または 4 径間の連続桁を、橋台または高さの低い橋脚に一点固定し、高さの高い中間橋脚にはヒンジ固定した構造系としている。

常時の活荷重、温度変化などは、フレキシブル橋脚の可撓性で吸収する。フレキシブル橋脚を用いた橋梁は合理的・経済的な構造形式ということで、昭和 40 年代、50 年代に多く使用されてきた。

しかしながら、耐震補強を行うにあたっては、フレキシブル橋脚は一般的に橋軸方向の剛性が非常に小さく、もともと橋脚単独では地震時の慣性力に対しては耐えることができないことが弱点である。

従って、このような橋脚を有する橋梁では、巻立て補強など一般の補強方法を採用すると非常に大規模なものになることから、耐震補強を困難なものとしてきた。

2.2 現況の構造系の耐震照査

現況の構造系での耐震性を確認するために、3 橋につ

いて以下のとおり、全体系のモデルでの地震応答解析を行った。

入力地震動：道示レベル 2 地震動 (タイプ I、II)

解析方法：時刻歴応答解析 (橋軸方向、橋軸直角方向)

支承条件

(中間橋脚)：橋軸方向ヒンジ、橋軸直角方向固定

結果を表-2 に示す。

地震力が固定支承に集中することから、支承耐力に比べきわめて大きな地震力が作用し、いずれの固定支承も両方向の地震に対して、初期の段階で破壊する結果となった。また、中間橋脚は必要な耐震性を満足している場合もあるが、解析は支承条件が変化しないという前提で行っているため、実際には固定支承が破壊し、構造系が変化することを反映していない。

この解析で判明したことは上記の他、以下のとおりである。

①固有周期が短く、タイプ II 地震動 (内陸直下型) が支配的な振動領域となっている。

②既設橋脚のフレキシブル形式は、レベル 2 地震動においても有効であり、橋軸方向の橋脚の耐力は要求される耐震性能を満足している。

表-2 現橋照査結果一覧表

Tab.2 Summary of verification results

		第一高架橋	第二高架橋	第五高架橋
橋軸	橋脚柱曲率	OK	OK	OK
	橋脚柱せん断	OK	5 Pのみ OUT	OK
	橋脚柱残留変位	OK	OK	OK
	支承	OUT	OUT	OUT
橋軸直角	橋脚柱曲率	OK	OK	OK
	橋脚柱せん断	3 Pのみ OUT	3,4,5,6,8,9 POUT	2,3,4 POUT
	橋脚柱残留変位	OK	OK	OK
	支承	OUT	OUT	OUT

- ③橋軸直角方向では、一部の橋脚でせん断耐力が満足しない結果となった。I型断面橋脚ではせん断応力のほとんどがウェブ断面で発生するため、せん断耐力に抵抗できる断面が小さく、せん断補強筋が少ないためである。
- ④支承の大部分がせん断耐力を満足しない結果となった。特に橋軸方向の固定支承では、最大 58,000 kN もの地震時慣性力を集め、これは上部工全重量の 2 倍近くにも達している (表-3)。
- ⑤設計振動単位の応答は固定橋台が支配しているため、減衰に乏しく、じん性によるエネルギーの吸収効果が期待できない構造系を造っている。

補強方法のコンセプトを決めるにあたり、既設の固定支承を補強することを検討したが、補強規模が大きなものとなり、支承周囲の空間に物理的に収まらないことがわかった。

また、既設の支承を新たな支承に取り替える案も施工性・安全性の観点から問題があると判断した。そこで、橋軸方向に対しては、固定支承は破壊することを前提として、破壊後の新たな構造系に対して補強案を検討することとした。また、橋軸直角方向に対しては、別の構造 (変位制限構造) などにより、その機能を補うこととした。

2.3 補強方法の比較検討

以下に考え方を示す 3 案について、固定支承の支承条件を可動とした場合の非線形時刻歴応答解析を行い、得失を比較した。

第 1 案：橋脚補強方式

橋脚は、RC 巻立て工法を用いて「フレキシブル」から「剛」な脚柱へと補強することを前提としており、橋台の固定支承破壊後には中間橋脚で地震時水平力に抵抗できるように補強する方法である。(橋脚は RC 巻立て工法により補強し、ヒンジ支承部は変位制限装置を設置し、支承と共同して地震力に抵抗する。)

第 2 案：弾性支承方式

橋台の固定支承破壊後に、弾性支持されることにより、地震時水平力を分散させる方法 (橋脚は RC 巻立て工法又は鋼板巻立て工法等により補強し、弾性支承の剛性は、橋台が安全性を満足できる地震力を上限値として設定する。ヒンジ支承部は変位制限装置を設置し、支承と共同

表-3 時刻歴応答解析による耐震照査結果 (第一伊弉高架橋)

Tab.3 Result of time history seismic response analysis (First Ibi viaduct)

項目		固定支承破壊	
		前	後
固有周期 (秒)	橋軸 1 次	0.555	1.587
	橋軸 2 次	0.453	0.529
	橋軸 3 次	0.314	0.358
	橋軸 4 次	0.264	0.289
	橋軸 5 次	0.224	0.260
	直角 1 次	0.446	0.446
	直角 2 次	0.222	0.222
	直角 3 次	0.107	0.107
	直角 4 次	0.076	0.076
	直角 5 次	0.061	0.061
	【Type I】地震動	入力波最大加速度 (gal)	323.0
最大加速度応答 (gal)		650.0	165.0
最大変位応答 (m)		0.078	0.529
曲げモーメント (kN・m)			
橋軸 2 Pa 橋脚基部		22124.0	38437.0
橋軸 3 Pa 橋脚基部		28940.0	52280.0
直角 2 Pa 橋脚基部		132340.0	132340.0
直角 3 Pa 橋脚基部		177322.0	177322.0
せん断力 (kN)			
橋軸 2 Pa 橋脚基部		2716.0	3059.0
橋軸 3 Pa 橋脚基部		3667.0	2819.0
直角 2 Pa 橋脚基部		8699.0	8699.0
直角 3 Pa 橋脚基部		7595.0	7595.0
橋軸 1 Aa 固定支承		22075.0	-
橋軸 2 Pa 回転支承	1758.0		
橋軸 3 Pa 回転支承	3703.0		
橋軸 4 Pa 可動支承	-	-	
【Type II】地震動	入力波最大加速度 (gal)	812.0	812.0
	最大加速度応答 (gal)	1758.0	161.0
	最大変位応答 (m)	0.199	0.273
	曲げモーメント (kN・m)		
	橋軸 2 Pa 橋脚基部	27663.0	30570.0
	橋軸 3 Pa 橋脚基部	55449.0	45811.0
	直角 2 Pa 橋脚基部	145283.0	145283.0
	直角 3 Pa 橋脚基部	249276.0	249276.0
	せん断力 (kN)		
	橋軸 2 Pa 橋脚基部	4254.0	2717.0
	橋軸 3 Pa 橋脚基部	6461.0	4620.0
	直角 2 Pa 橋脚基部	10075.0	10075.0
	直角 3 Pa 橋脚基部	11281.0	11281.0
	橋軸 1 Aa 固定支承	57644.0	-
橋軸 2 Pa 回転支承	2857.0		
橋軸 3 Pa 回転支承	8259.1		
橋軸 4 Pa 可動支承	-	-	

して地震力に抵抗する。)

第 3 案：制振装置方式

制振装置 (ダンパー) を橋台に設置し、減衰効果を高めることで地震力の低減を図る方法である。(ダンパーは、減衰性能に優れている機械式ダンパー等を使用する。また、ダンパーは、長期荷重による変形能力が高く、可動支承橋台に設置しても温度変化に追従できる性能を有する。ただし、固定支承橋台に設置する場合は、機械的性質に伴う劣化 (内部充填材の固着など) に対する維持管理が必要である。

2.4 耐震補強案の検討結果

耐震補強案の比較検討結果については、構造的には、地震時変位が小さく既設の遊間量を満足する「第 3 案」が優れている。「第 1 案」、「第 2 案」では、桁が橋台パラペットに衝突し、桁が座屈する恐れがある。

施工性では、工事規模の小さい「第 3 案」が優れてい

表-4 耐震補強案比較検討 (第一伊弉高架橋)

Tab.4 Comparison of reinforcement plans (First Ibi viaduct)

		橋脚補強案		弾性支承支持案		制振装置案			
概要図									
概要	①3P 橋脚の耐震壁部 RC 増厚 ②2P 橋脚の RC 巻き立て ③2P 橋脚基礎の増し杭による補強		①3P 橋脚の耐震壁部 RC 増厚 ②1A 橋台部ゴム支承設置 ③2P 橋脚の RC 巻き立て ④2P 橋脚基礎の増し杭による補強		①3P 橋脚の耐震壁部 RC 増厚 ②1A 橋台部制振装置 (ダンパー) 設置				
評価	構造的性	・固定支承破壊後に長周期化し、桁端と橋台バラベットが衝突。 ・2P の橋脚耐力超過。	△	構造的性	・左案より短周期化するが、桁端の衝突は避けられない。 ・2P の橋脚耐力超過。	△	構造的性	固定支承破壊後も橋脚耐力への影響なし	○
	施工性	2P 橋脚・基礎 (深礎) の補強が必要で規模大	×	施工性	・橋脚・基礎補強の他ゴム支承の設置要	×	施工性	橋脚補強は3Pのみ(増厚)基礎の補強は必要なく工事規模最小ダンパーの取付に技術を要するが事例あり	○
	維持管理	震災後の伸縮装置・支承の復旧が必要	△	維持管理	・震災後の伸縮装置・支承の復旧が必要	△	維持管理	・震災後の伸縮装置・支承の復旧が必要 ・常時におけるダンパーの維持管理が必要	△
	経済性	1.6	△	経済性	1.8	×	経済性	1.0	○
総合評価	△		×		○				

る。経済性でも「第3案」が優れている。

比較検討結果、構造的性、施工性、経済性に優れている「第3案 制振装置案」を補強対策とした(表-4)。

3. 補強設計

補強方法の比較検討で最適案と判断した制振装置方式について、詳細設計を行い、補強部位、補強規模を決定した。ここでは、第一高架橋を例に示す。

3.1 設計方法

耐震補強設計は、非線形動的解析法によって行った。下部構造に対する照査は非線形動的解析法による発生応答値(3波平均)が各部材の許容値を満足することを基本とした。

- 1) 照査方向 橋軸方向、橋軸直角方向
- 2) 入力地震動
タイプ I、II の標準加速度波形の各 3 波
- 3) 非線形動的解析法での照査基準

- ① 曲げの照査 応答曲率 < 許容曲率
- ② 橋脚のせん断力照査 応答せん断力 < せん断耐力
- ③ 支承の水平耐力照査 応答水平力 < 水平耐力
- ④ ダンパーの照査 ダンパー変形量 < ストローク
ダンパー変形量 < 変位許容量

3.2 入力地震動

動的解析に用いる入力地震動としては、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動のタイプ I 地震動(プレート境界型の大規模地震動)とタイプ II 地震動(内陸直下型の大規模地震動)とした。

模地震動)とした。

3.3 非線形部材の履歴特性のモデル化

動的解析での入力地震動による正負交番荷重が載荷されるため、非線形特性をもつ要素には降伏後の交番荷重に対する履歴特性を定義する必要がある。以下に各非線形要素の履歴特性を示す。

(1) 橋脚

橋脚に対する履歴特性は正負交番荷重による剛性低下を考慮する「武田モデル」を用いて解析を行った(図-5)。

(2) 制振装置(ダンパー)

図-6 にダンパーのバイリニアモデルを示す。

3.4 解析方法

本高架橋は、地震時保有水平耐力法の適用が限定される橋梁であるため、動的解析による応答値に対して照査を行った。動的解析は、橋脚部材の材料非線形特性(曲げモーメントと曲率の非線形性)と制振装置(ダンパー)の摩擦型履歴特性(抵抗力と水平変位の非線形性)を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析法を用いた(表-5、図-7)。

3.5 現況耐荷力照査結果

現況における橋脚の耐荷力判定結果として第一伊弉高架橋を表-6 に示す。照査の結果、橋軸直角方向にせん断耐力を有していないため、せん断補強が必要となる。

第二、第五伊弉高架橋においても同様の同様の結果を示した。

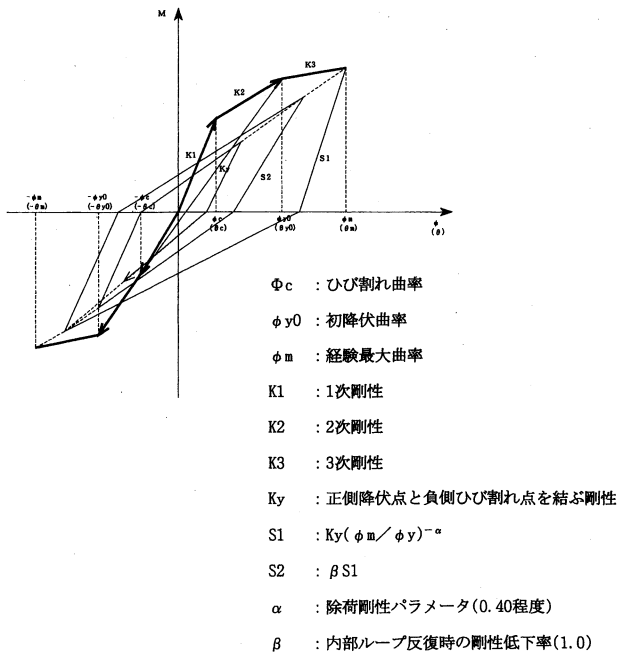


図-5 武田モデル
Fig.5 Takeda model

表-5 動的解析の解析条件

Tab.5 Conditions of dynamic analysis

解析モデル	全体系に対する集中質点系による2次元骨組みモデル(図-6)
解析手法	非線形時刻歴応答解析
積分手法	Newmark- β 法 ($\beta=0.25$)
減衰の考慮方法	Rayleigh 減衰
橋脚のモデル化	非線形梁要素 ($M-\phi$)
ダンパー装置	非線形バネ要素 ($P-\delta$) (バイリニア型)
履歴モデル (橋脚)	トリリニアモデル (武田モデル)

4. 耐震補強方法の選定

表-4と同様の比較検討により、第一・第二・第五伊弉高架橋のすべてにおいて制振装置案を選定した。

ダンパーの履歴特性を図-8(a)に示す。ダンパーは、地震時の慣性力だけでなく、常時の活荷重・温度変化にも追随可能である。最大抵抗力は1基当たり2000kNまで製作可能である。第一伊弉高架橋では、1基1500kNのダンパーを1A・4A橋台に各6基(1主桁に1基)、合計12基配置することとした。

最終的に選定した第一伊弉高架橋の制振装置案の時刻歴応答解析結果を図-8(b)に示す。

ダンパーが設置される橋台は、L2地震(タイプII)時においてもダンパー機能を確保させるため、安定計算、部材照査を行い、必要に応じて補強計画を行うものとした。

また、落橋防止システムとしては、段差防止構造及び変位制限構造(橋軸直角方向)を配置する。ダンパーは

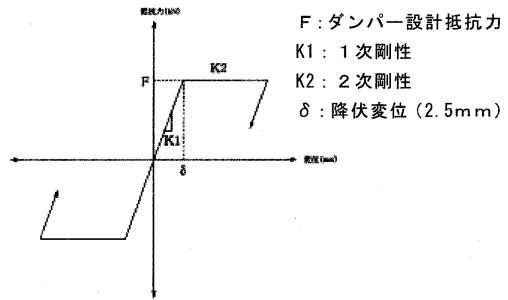


図-6 バイリニアモデル

Fig.6 Analytical bridge model

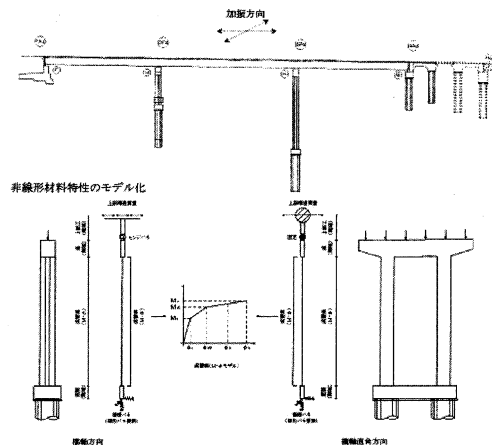


図-7 橋梁解析モデル図

Fig.7 Bi-linear model

変位制限構造(橋軸方向)及び落橋防止構造の機能を有するが、落橋防止機能が十分発揮できない場合を想定して、橋台の縁端拡幅工も行うものとした。

5. まとめ

伊弉高架橋の耐震補強設計結果についてまとめると、以下のとおりである。

- ①第一、第二、第五伊弉高架橋については、橋軸方向のL2地震動に対して制振装置(ダンパー)の配置により耐震性能を向上させる。また、橋軸直角方向に対しては耐震壁のRC増厚工法により橋脚せん断補強を行う(図-9)。
- ②地震時に限定的な損傷(復旧を容易)にするため、桁端が橋台パラペットに衝突しないように上部工の変位をダンパーの抵抗力及び基数により制御する。
- ③ダンパーは上部工の両端支点部に設置することを基本とする。両端に配置することにより、可動支承側は常時にダンパーの機能を発揮し、固定支承側は支承破壊後にダンパーの機能を発揮する。
- ④フレキシブル橋脚を有する伊弉高架橋において、L1地震時は当初の構造系で、またL2地震時はダンパーによる減衰付加した構造系により合理的・経済的な耐震補強が可能となった。

表-6 現況耐荷力照査結果表 第一高架橋 橋軸直角方向

Tab.6 Verification results of loading capacity, First Ibi viaduct, transverse direction to bridge axis

地震動	橋脚	曲げの照査				せん断力の照査				支承の照査			
		曲率	許容曲率	照査		応答値	せん断耐力	照査		応答水平力	水平耐力/脚	照査	
		$\phi \max$ ($\mu \cdot 1/m$)	ϕy ($\mu \cdot 1/m$)	$\phi y / \phi \max$	$\phi \max \leq \phi y$	Smax (kN)	Ps (kN)	Ps/Smax	Smax \leq Ps	Rmax (kN)	Ra (kN)	Ra/Rmax	Rmax \leq Ra
タイプ I	1 Aa	-	-	-	-	-	-	-	-	2720.9	9408.0	3.46	○
	2 Pa	634.1	1260.4	1.99	○	9867.8	13294.8	1.99	○	7842.7	6402.0	0.82	×
	3 Pa	83.1	892.4	10.74	○	7840.6	10224.9	10.74	○	2482.2	6402.0	2.58	○
	4 Aa	-	-	-	-	-	-	-	-	5902.1	3942.0	0.70	×
タイプ II	1 Aa	-	-	-	-	-	-	-	-	7385.2	9408.0	1.27	○
	2 Pa	2215.8	3268.3	1.48	○	12865.1	13533.7	1.05	○	9450.3	6402.0	0.68	×
	3 Pa	471.8	2233.1	4.73	○	12016.2	10530.1	0.88	×	4396.6	6402.0	1.46	○
	4 Aa	-	-	-	-	-	-	-	-	9257.7	3942.0	0.43	×

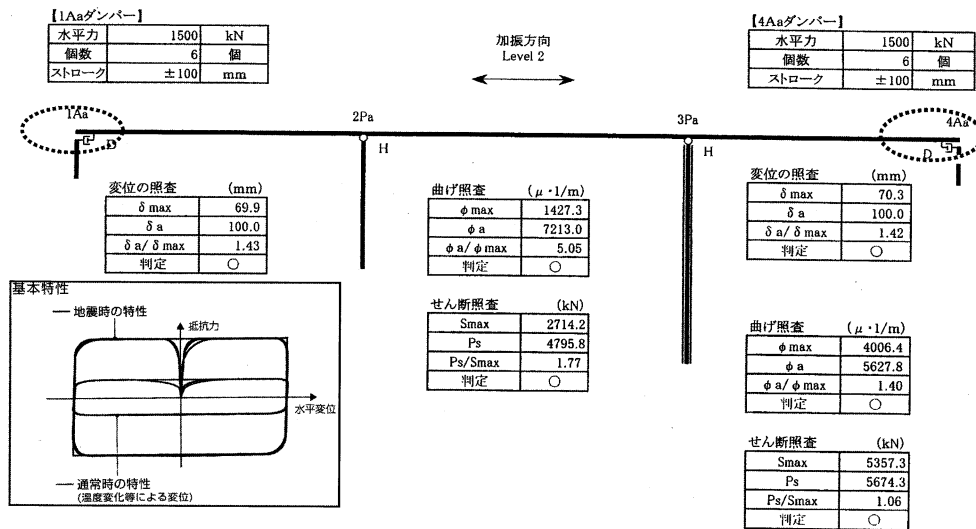


図-8(a) ダンパーの履歴特性
Fig.8(a) Hysteresis of damper

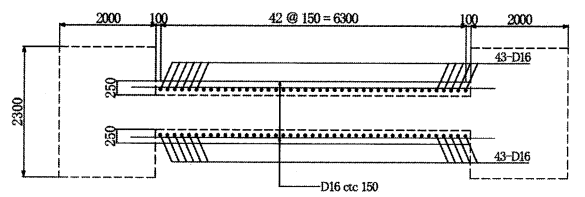
図-8(b) 第一伊弉高架橋の時刻歴応答解析結果 (制振装置)
Fig.8(b) Time history response analysis result (damper) of First Ibi viaduct

6. おわりに

第一、第二、第五伊弉高架橋において、機械式ダンパーによる耐震補強にて計画を実施したが、固定支承部に設置されるダンパーは、L2地震が発生し、既存の固定支承が破壊されるまでは全く伸縮が生じない環境にある。

今回採用したダンパーは鋼製シリンダー内特殊充填材を封入したもので機械的特性、実績の観点から「全く伸縮が生じない環境」での耐久性には課題があるので、可動支承部に設けたダンパーにて追跡調査を行う計画である。

なお、平成16年度中に、第一伊弉高架橋において耐震補強工事を実施する予定である。



RC巻立て補強
コンクリート増し厚:250
軸筋:D16@150(フーチングへ非定着)

図-9 橋脚補強図

Fig.9 Reinforcement of pier

大鳴門橋における吊橋ハンガーロープの現況および対策

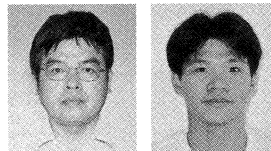
Present Condition and Countermeasure of Hanger Ropes of Ohnaruto Bridge

第一管理局
鳴門管理事務所

橋梁維持課長 角

和夫

Kazuo Sumi



第一管理局
鳴門管理事務所

橋梁維持課長代理 石井

一知

Kazutomo Ishii

概要

大鳴門橋のハンガーロープは、ケーブルに鞍掛けされたC.F.R.C.が用いられている。平成13年度の調査で桁側定着部のソケット口元部において腐食が確認されたことからその原因究明と腐食状態の定量的な把握を目的とした調査・検討を開始した。平成14～15年度の2カ年で定着部腐食の顕著なロープ4本をサンプリングし、精密調査（外観調査、非破壊検査、引張試験、内部状況、腐食生成物）を実施した。その結果、①ハンガーロープ一般部については、腐食も少なく当分の間強度的な問題は無いこと、②定着部については、腐食が顕著なものは強度低下が大きく、今後何らかの対策を講ずる必要がある、ことが判明した。

本稿では、ハンガーロープの精密調査結果、定着部の非破壊検査手法の概要及び防食対策の一つとして実施した塗料充填による防食実験について報告するものである。

The hanger rope of the Ohnaruto bridge adopted the C.F.R.C, which saddled on the cable. The investigation in the 2001 fiscal year confirmed the corrosion at the mount on the girder side to fix the socket. Hence, investigation and examination aiming at quantitative grasp of the condition and the cause of corrosion were started. Four remarkable ropes of fixing part corrosion were sampled for 2 years in 2002—2003, and precise investigation (appearance, non-destructive tests, tensile tests, internal condition, and corrosion substance) was conducted. Consequently, the first, at present, there will be needed no strengthening repair for general part of hanger rope, however, the second, for fixing part, there confirmed remarkable corrosion made the large decrement of strength, and appropriate measure should be taken for from now on. This paper reports the results of precise investigation, the outline of the non-destructive test technique for hunger rope fixing part, and corrosive protection experiment by paint filling method.

1. まえがき

吊橋のハンガーロープ（図-1）は、これまで交換部材とみなされており、ゴールデンゲート橋やトライボロー橋では既に交換がなされている。しかし、ハンガーロープの交換は容易ではなく、管理費節減という観点からは適宜補修してより長期間使用することが望ましいと考えられる。このため、平成13年度からハンガーロープの現況調査（外観目視）を実施すると共に、平成14・15年の2カ年にわたり計4本のハンガーロープを選定し、新規ロープに架替えた後、旧ハンガーロープについて精密調査を実施した。さらに、定着部の防食対策の一つとして塗料充填実験を現地にて実施した。

本稿では、精密調査（外観調査、非破壊検査、引張強度試験、内部状況調査）結果と定着部の非破壊検査として検討中の電磁超音波法の概要と防食対策の一つとして実施した防食実験（塗料充填工法）について概要を報告する。

2. ハンガーロープの精密調査

桁外面作業車及び塗替塗装用足場を用いて全ハンガーロープ定着部の腐食状況調査を行い、この内、中央径間

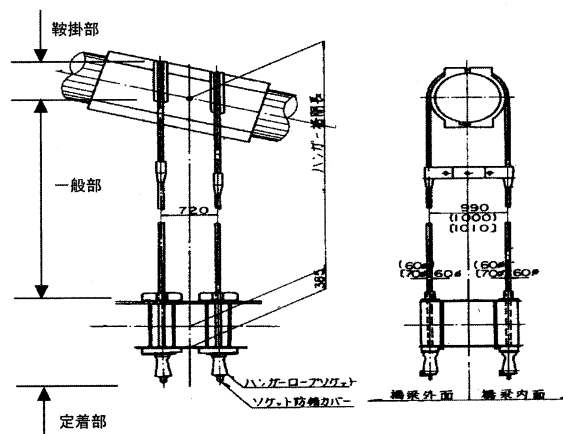


図-1 ハンガーロープ一般図

Fig.1 General drawing of hanger rope

中央部付近の4本のロープを選定し、新作ロープに架替後、ロープ製作工場において精密調査を実施した。以下に精密調査結果を示す。

2.1 外観調査（目視）

外観調査によるハンガーロープ部位別の劣化状況を要約すると、①定着部（ソケット口元付近）は、塗膜の劣化が顕著で赤錆が発生（写真-1）、②一般部は、ごく一部に赤錆が見られる程度、③鞍掛部（ケーブルバンド付

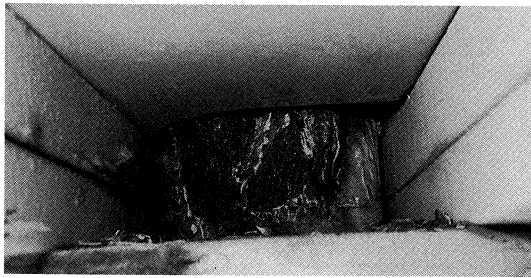


写真-1 ハンガーロープ定着部
photo.1 Fixing part of hanger rope

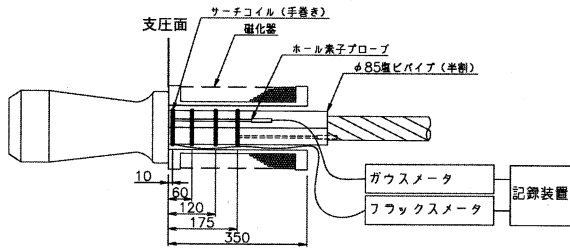


図-2 全磁束法測定器 (口元部)

Fig.2 Total magnetic force measurement device (at mouth piece)

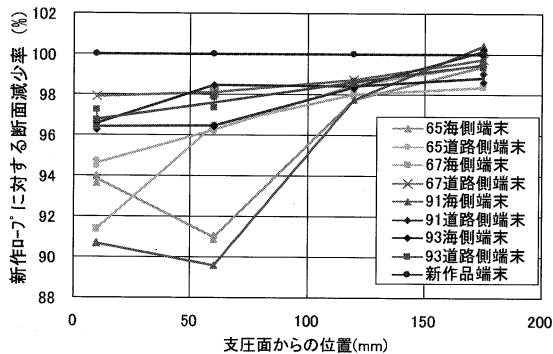


図-3 全磁束法測定結果 (口元部)

Fig.3 Result of measurement by total magnetic force (at mouth piece)

近)は比較的健全、であった。

2.2 全磁束法測定 (定着部-口元部)

ハンガーロープの非破壊検査は、因島大橋で実用化された全磁束法を採用した。測定法と評価方法についてはここでは省略する。定着部の測定は、現地での測定が不可能(全磁束法の機器が装着できない)なことから、工場に持ち帰り図-2に示す特殊な磁化器とセンサー(半割の塩ビパイプに導線を手巻きしたサーチコイルにより磁束を検出し、ホール素子プローブにより磁界を検出)により実施した。口元部の測定結果を図-3に示す。

全磁束法による測定結果をまとめると、

- ①新作ロープとの比較により示す断面減少率は、2~10.5%となった(断面減少が顕著)。
- ②参考までに、ロープ一般部の断面減少率は0.5~0.8%

表-1 引張強度試験結果

Tab.1 Result of tensile test

部位 格点番号	断面減少率 %	ロープ径 mm	破断荷重		破断時伸び %	弾性係数 ($\times 10^5$) N/mm ²
			kN	対新作比%		
65 鳴門 海側	9.0	61.9	2330	77.8	1.17	1.40
67 鳴門 海側	8.5	62.3	2300	76.6	0.98	1.48
67 鳴門 道路側	2.0	62.0	2700	90.0	2.59	1.42
91 淡路 海側	10.5	62.0	2140	71.3	0.83	1.43
91 淡路 道路側	3.5	62.0	2740	91.3	3.15	1.42
93 鳴門 道路側	3.2	61.7	2610	86.9	4.29	1.47
93 鳴門 一般部	0.8	61.8	2860	95.4	5.33	1.51
93 鳴門 一般部	0.5	61.7	2870	95.8	5.58	1.43
新作	-	62.0	3001	-	-	1.41

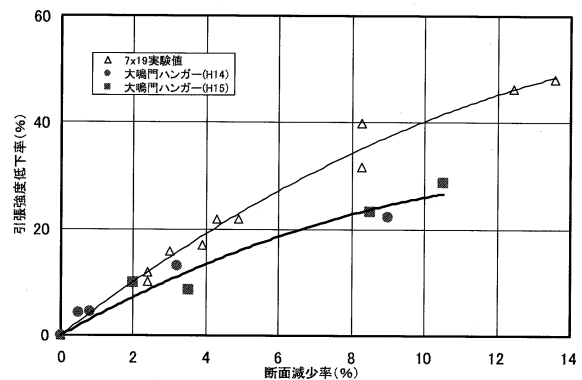


図-4 断面減少率と強度低下率の関係

Fig.4 Relationship between loss of cross-section and strength decrease

(断面積減少がほとんど無い)程度である。

- ③支圧面から約60mmの範囲は、ほぼ同様な断面減少率を示す。

2.3 ハンガーロープの引張強度試験

ロープの断面減少率と引張強度低下の関係を求めるために引張強度試験を実施した。表-1に引張強度試験結果を示す。表中「部位」の一般部とは、定着部以外で断面減少率の比較的大きい部分をカッティング(約5m)しソケットングしたものを供試体として用いたものである。

試験結果をまとめると、

- ①破断荷重の低下率が大きいのは、91淡路海側の約29%である(新作したハンガーロープの破断荷重と比較して)。
- ②破断の発生位置は、一般部供試体では中央部、それ以外の定着部供試体はソケット口元部である。
- ③引張試験後の素線の破断面を走査電子顕微鏡で観察した結果、破面は引張破面であり、腐食を基点とする疲労破壊は生じていないと考えられる。

表-2 安全率低下予測結果

Tab.2 Summary of predicted decrement of safety factor

経過年数	年	断面減少率 (%)	引張強度低下率 (%)	安全率 (SF)
0	S 60	0.0	0.0	4.3
2	S 62	0.0	0.0	4.3
18	H 15	10.5	25.2	3.2
20	H 17	11.8	27.1	3.1
25	H 22	15.1	31.6	2.9
30	H 27	18.4	35.8	2.8
35	H 32	21.7	39.7	2.6
37	H 34	23.0	41.1	2.5
40	H 37	25.0	43.3	2.4
45	H 42	28.3	46.8	2.3
50	H 47	31.6	50.2	2.1
54	H 51	34.2	52.7	2.0
55	H 52	34.9	53.4	2.0
60	H 57	38.2	56.5	1.9

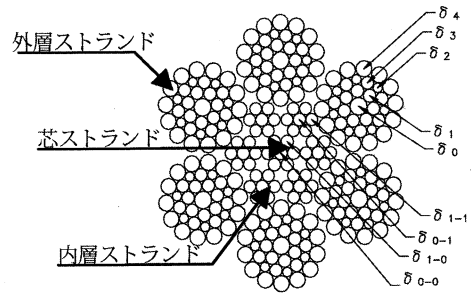


図-5 C.F.R.C.φ60 断面構成

Fig.5 Structure of C.F.R.C. with diameter 60

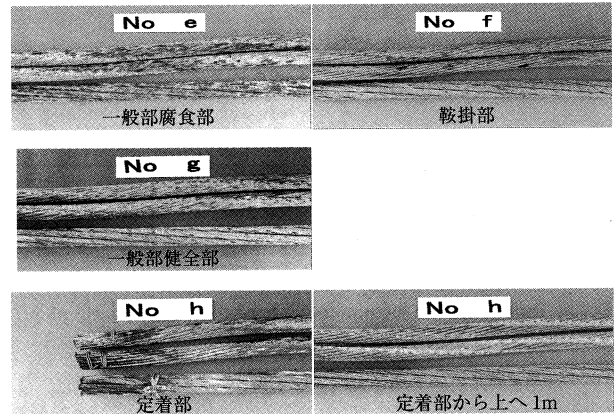


写真-2 内部外観写真

photo.2 Inner view

2.4 断面減少率と引張強度低下率の関係把握

全磁束法による断面減少率と強度低下率の関係を図-4に示す。図中の「7×19 実験値」とは、ストランドロープに関するロープメーカー保有の試験データである。

試験結果をまとめると、

- ①サンプル数は少ないが、C.F.R.C.の断面減少率と強度低下率には相関関係がある。
- ②ストランドロープと比較してC.F.R.C.の強度低下率は断面減少率の増加と共に小さくなる。
- ③断面減少率と強度低下率の関係は概ね掴めたことから、今後の劣化予測等の定量的な評価に使えることが分かった。

2.5 ハンガーロープの劣化予測

断面減少率と強度低下率の関係から、以下の仮定条件の下で最も腐食の顕著なハンガーロープの劣化予測を実施した。

- ①ハンガー架設 (S 57年) から5年で亜鉛メッキが消失し、6年目から腐食が進行 (S 63年) する。
- ②腐食の進行は経過年数 (供用開始を0年) に比例する。
- ③安全率は実強度ではなく、当初の安全率からの低下で評価する。

これらの仮定と試験結果からハンガーロープ安全率の予測を行った結果を表-2に示す。

上記仮定に基づいた予測結果をまとめると、

- ①ハンガーロープの設計安全率が2.0となるのは、H 51 (54年経過時点) である。
- ②ハンガーロープの取替えを行う場合、1本のロープでその間の荷重を支持するとすれば、最低安全率は2.0が必要となる。しかし、ハンガーロープ間の張力のバ

ラツキ等を考慮すると、最低安全率を2.5は確保したい。

- ③この結果、安全率が2.5に達するH 34 (37年経過時点で現時点から18年後) には取替えが必要となる。

2.6 解体後の内部外観調査

ロープ内部の腐食状況を把握するため、各ストランド単位 (図-5) に解体し、内部状況を観察した (写真-2)。

- ①一般部の腐食部 (NO.e) (全磁束法の測定結果から腐食があると判断した箇所) は、外層ストランド内側及び内層ストランドに赤錆が発生している。これは、平成11年度に実施された因島大橋の開放調査と同様な結果である。
- ②鞍掛部 (NO.f) は、内部にも腐食は見られない。
- ③一般部の健全部 (NO.g) (全磁束法の測定結果から健全であると判断した箇所) は、赤錆は発生していないが白錆の発生が見られる。
- ④定着部 (NO.h) は、ソケット口元近傍では内部にも赤錆が発生しているが、口元部をある程度離れると赤錆の発生は無く、白錆のみである。ソケット口元近傍の赤錆の範囲は約15cm程度であり、外表面からの外観調査結果とほぼ一致する範囲である。

2.7 素線試験等

素線単位での腐食等による機械的性質の変化を把握するため、供試体及び構成素線別の素線試験等を実施した。試験項目は、①強度等試験 (引張強さ・ねじり回数・

表-3 素線試験結果

Tab.3 Result of piano wire test

素線		供試体	引張強さ N/mm ²	ねじり 回	亜鉛付着量 g/m ²
外 層 ス ト ラ ン ド	δ 4	e(腐食部)	1569	3	246
		f(鞍掛部)	1657	22	341
		g(健全部)	1618	24	315
		h(口元部)	1589	5	109
		新作	1736	25	318
	δ 3	e(腐食部)	1648	20	310
		f(鞍掛部)	1638	20	314
		g(健全部)	1638	24	317
		h(口元部)	1648	22	62
		新作	1706	25	291
	δ 2	e(腐食部)	1667	17	280
		f(鞍掛部)	1667	17	260
		g(健全部)	1638	18	262
		h(口元部)	1628	24	34
		新作	1716	22	271
	δ 1	e(腐食部)	1628	19	292
		f(鞍掛部)	1638	20	322
		g(健全部)	1618	24	332
		h(口元部)	1618	24	26
		新作	1687	26	302
δ 0	e(腐食部)	1628	25	350	
	f(鞍掛部)	1628	24	344	
	g(健全部)	1618	24	331	
	h(口元部)	1628	24	-	
	新作	1697	25	340	
内 層 ス ト ラ ン ド	δ 1-1	e(腐食部)	1510	1	164
		f(鞍掛部)	1657	17	282
		g(健全部)	1648	24	291
		h(口元部)	1598	2	81
		新作	1706	22	272
	δ 0-1	e(腐食部)	1667	24	273
		f(鞍掛部)	1648	20	307
		g(健全部)	1648	26	293
		h(口元部)	1677	24	-
		新作	1706	25	291
芯 ス ト ラ ン ド	δ 1-0	e(腐食部)	1540	2	157
		f(鞍掛部)	1638	19	301
		g(健全部)	1638	24	282
		h(口元部)	-	-	-
		新作	1706	25	291
	δ 0-0	e(腐食部)	1628	23	212
		f(鞍掛部)	1638	21	276
		g(健全部)	1638	26	289
		h(口元部)	-	-	-
		新作	1716	26	289

表-4 断面積測定結果

Tab.4 Result of measurement of cross-sectional area

供試体	腐食部(No.e)	鞍掛部(No.f)	健全部(No.g)	定着部(No.h)
測定断面積合計(mm ²)	1.948	1.969	1.953	1.885
No.fに対する比(%)	98.9	100	99.2	95.7
全磁束による推定値(%)	99.5~99.8	100	99.9	94.6~96.3

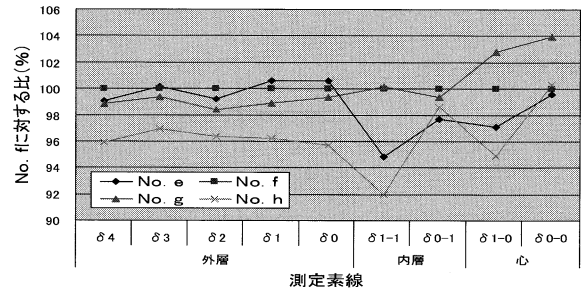


図-6 構成素線毎の断面減少

Fig.6 Example of identified wave shape by electro-magnetic ultrasonic method

亜鉛付着量)、②素線断面観察及び断面積測定、である。

(1) 強度等試験

試験結果を表-3示す。

試験結果をまとめると、

- ①腐食(赤錆)が生じた素線では、ねじり回数(素線破断に至るまでの回数)の低下が顕著である(表中の腐食部(e))。
- ②腐食が生じている最外层素線(δ4, δ1-1, δ1-0)でねじり回数の低下が顕著である。
- ③口元部(定着部)(h)では、ほとんどの素線で亜鉛が残っていない。

(2) 素線断面積と顕微鏡観察結果

1) 素線断面積

光学式顕微鏡で観察した素線をトレーシングペーパーにトレースし、その断面積を測定した。これを腐食の最も少ない鞍掛部(f)に対する断面積の比率で整理した結果と全磁束の結果をまとめたものを表-4に示す。

また、素線毎に断面減少を比較した結果を図-6に示す。

これらの結果をまとめると、

- ①断面積測定結果(NO.fに対する断面積の比率)と全磁束法による測定結果は比較的良く一致している。
- ②口元部(NO.h)は、腐食が顕著で断面の減少が大きい。
- 2) 顕微鏡観察
光学式顕微鏡による観察結果をまとめると、
①腐食は、各構成素線に一樣に生じているのではなく、各ストランドの外層素線に集中している。
②腐食部(NO.e)では、腐食がストランド内面に生じているのに対し、口元部(h)ではストランドの外層が顕著であった。

表-6 腐食生成物及び腐食因子分析結果

Tab.6 Corrosion substances and analysis on corrosion elements

分析項目		採取サンプル						因島大橋 (H 12年調査)	
		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6		
		格点67 海側 定着部	格点67 道路側 定着部	格点91 海側 定着部	格点91 道路側 定着部	格点91 海側 一般部	No.1~ソケット 近傍の赤さび		
腐食生成物の組成・形態	素地鉄地のさび	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$ Fe_2O_3^* Fe_3O_4^*	$\alpha\text{-}\gamma\text{-FeOOH}$ Fe_2O_3	
	亜鉛めっき層のさび	$\text{Zn}(\text{OH})_2$ ZnO	$\text{Zn}(\text{OH})_2$ ZnO	$\text{Zn}(\text{OH})_2$ ZnO	$\text{Zn}(\text{OH})_2$ ZnO	$\text{Zn}(\text{OH})_2$ ZnO		$\text{Zn}(\text{OH})_2$ ZnO	
腐食生成物の構成元素 (採取サンプル中に含まれる元素)	主成分	Nz, Fe	Nz, Fe	Nz, Fe	Nz, Fe	Zn, Ti	Nz, Fe	Nz, Fe	
	検出量が多い成分	Si, Ti, Cl, Mg	Si, Ti, Cl, Mg	Si, Ti, Cl, Mg	Si, Ti, Cl, Mg	Si, Ti, Cl, Mg	Si, Ti, Cl, Mg	Si, Ti, Cl, Mg	
	検出量が中程度	Ba	Ba	Ba	Ba	Ba	Ba	Ba	
	検出量微量成分	Pb, Al, Ca, etc	Pb, Al, Ca, etc	Pb, Al, Ca, etc	Pb, Al, Ca, etc	Pb, Al, Ca, etc	Pb, Al, Ca, etc	Pb, Al, Ca, etc	
採取サンプル中の 腐食性イオン含有量	陽イオン (ppm)	Na^+	1475	5660	760	2370	1110	1170	-
		Ca^+	326	84	170	240	220	60	-
		Mg^+	97	86	310	110	79	44	-
	陰イオン (ppm)	Cl^-	1490	3500	1910	3820	1450	740	-
		SO_4^{2-}	650	2000	620	810	650	500	-
		NO_2^{2-}	35>	35>	35>	35>	35>	35>	-
		NO_3^-	35>	35>	35>	35>	35>	35>	-

*赤さびを主体に採取したものである
が分析装置としての表示はなかった。

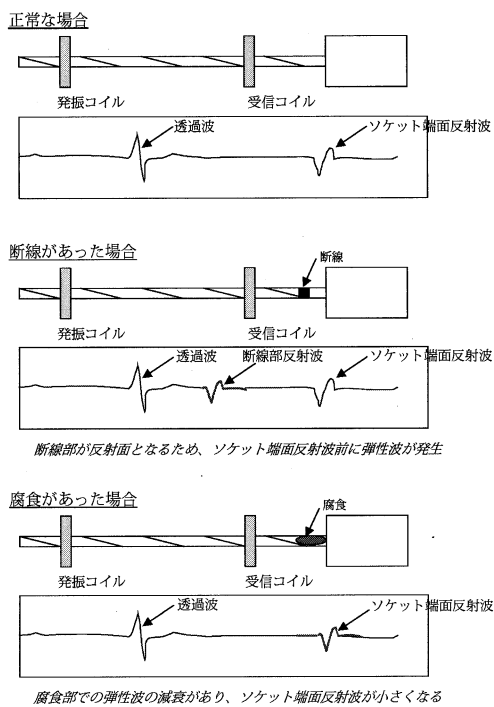
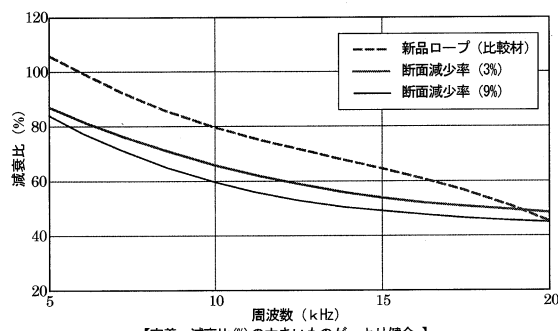


図-7 電磁超音波法による検出波形例

Fig.7 Example of measurement result by electro-magnetic ultrasonic method



【定義：減衰比(%)の大きいものが、より健全。】

図-8 電磁超音波法による測定結果例

Fig.8 Area of paint filling and injection device

2.8 腐食生成物及び腐食因子の分析

腐食部に付着した錆等を掻き落とし、腐食生成物 (XDM・XRF 分析) 及び腐食因子 (イオンクロマトグラフ) の分析を行った (表-5)。

これらの分析結果をまとめると、

- ①ハンガーロープ内部の腐食生成物の組成・形態は、亜鉛めっき層の場合は水酸化亜鉛 ($\text{Zn}(\text{OH})_2$)、酸化亜鉛 (ZnO) が錆の主体となっている。また、素線地金の場合は非晶質オキシ水酸化鉄 ($\alpha\text{-FeOOH}$ 又は $\gamma\text{-FeOOH}$) が錆の主体となっている。
- ②これらの腐食生成物は豊富な水、酸素存在下で生じる

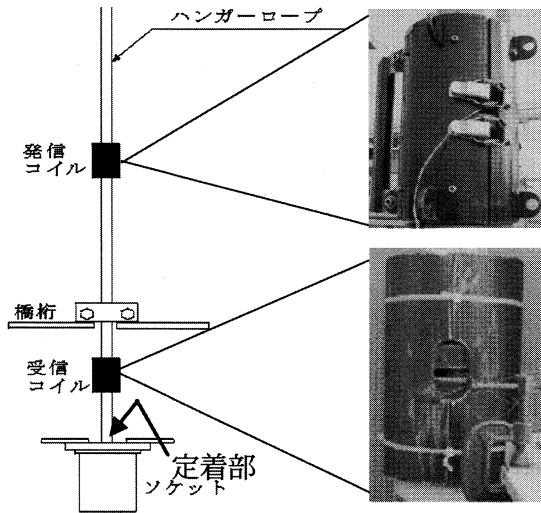


写真-3 電磁超音波法測定機器

photo.3 Measurement device of electro-magnetic ultrasonic method

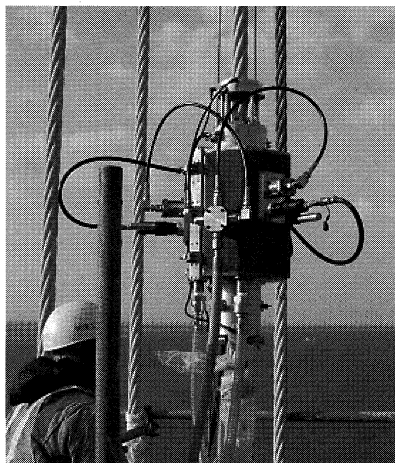


写真-4 自動ケレン装置外観

photo.4 Outlook of automatic brushing device

腐食過程生物である。

- ③腐食生成物がハンガーロープ素線に起因するものか否かを確認するために、採取サンプル中に含まれる元素を分析した。採取サンプルの主成分は亜鉛 (Zn)、鉄 (Fe) であり、ハンガーロープ素線元素であることが確認された。検出量の多かった珪素 (Si) は鉄地構成元素、チタン (Ti) は塗料顔料の混入と考えられる。その他の確認元素の多くについても塗料顔料の混入と海塩粒子成分と考えられるものであり、腐食に関連したとされる特殊な元素は認められなかった。
- ④腐食反応を促進する電解質の海塩粒子や腐食性ガス成分について調べた結果、海塩粒子成分であるナトリウムイオン (Na^+) と塩素イオン (Cl^-) 量が多いことが確認された。また、腐食性ガス成分としては、硫酸イオン (SO_4^{2-}) 量が多いことが確認できた。腐食性ガスの発生源は大鳴門橋の環境から自動車排気ガスによるものと推測される。

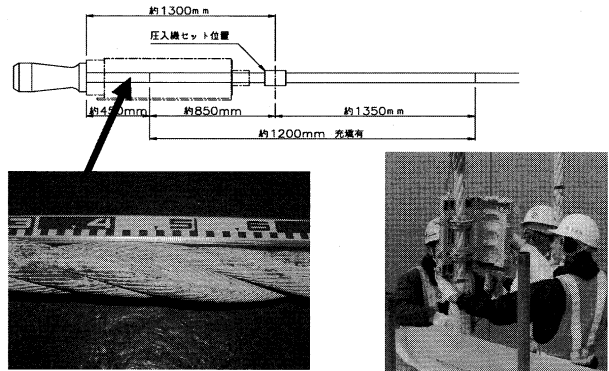


図-9 塗料充填範囲図と塗料圧入機

Fig.9 Area of paint filling and paint injector

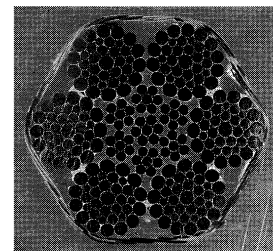


写真-5 塗料充填状況 (ロープ切断面)

photo.5 Paint filling (cut core of rope)

- ⑤腐食発生原因としては、ハンガーロープの塗膜割れ部から海塩粒子、腐食性ガスなどを含んだ雨水が浸透し、端部であるソケット口元に蓄積して腐食を促進させたと考えられる。

3. 定着部非破壊検査手法の概要

ハンガーロープ一般部の非破壊検査には、全磁束法(連続測定)が実用化されるに至った。しかし、定着部付近には非破壊検査機器の制約(サイズ等)から現場での適用が不可能である。そこで、定着部付近に着目した非破壊検査手法として電磁超音波法(仮称)を現在検討中である。この方法は、ハンガーロープの一部から超音波を入射し、ロープ中を長さ方向に沿って伝播させ、ソケット口元付近で反射され戻ってくる反射波の性状から反射部位であるソケット口元付近の状態を定量的に把握評価するものである。評価方法は、直達波(透過波)と反射波(腐食部)の検出波形の大きさの比(減衰比)の大小で行う。減衰比が小さいものがより断面減少を生じているということになる。この方法の検討課題は、ソケット前面の支圧板等が超音波の減衰特性に影響を及ぼすことで、今後更なる改良が必要である。図-7に超音波の波形検出例、また、図-8に電磁超音波法による測定結果例を示す。

4. 対策の検討-防食実験(塗料内部充填)の実施

以上述べてきたハンガーロープの腐食(劣化)に対し

て、今後の進展を予防する方法や取替える（全体又は部分的）方法が対策として考えられる。簡単に紹介すると、

- ①取替え・・・全体（腐食の顕著な部分を含め）
 - ・・・部分（腐食が顕著な定着部付近を含む10m程度）
- ②定着部に特化した表面被覆（塗料）や電気化学的防食
- ③ストランド（又は素線）間の空隙を塗料で充填し、上部からの雨水の浸入による腐食等を抑える方法がある。上記①及び②については別途検討中のため、次号以降での紹介とし、ここでは③について実施した防食実験の概要を紹介する。

4.1 防食実験（塗料内部充填）の概要

防食実験は、ロープ内部の空隙に確実に塗料を充填可能かどうかを検証する為に、「ワイヤーロープ自動点検システム」(以下「システム」という)を使用し以下に示すステップで実施した。

- ①ロープ外面の塗膜除去・・・自動ケレン装置（ウオータージェット）
- ②塗料の圧入・・・塗膜除去後塗料圧入機により圧入
- ③外面（ケレン状況）、内面（充填状況）観察

(1) 塗膜除去

自動昇降可能な上記システムを使用し超高压水（吐出圧250Mpa、3方向ノズル）をロープ表面に吹付けることで行った。これによりほぼ完全に表面塗膜の除去ができた。

(2) 塗料の圧入

塗料の圧入は、上記のシステム（水門のワイヤーロープをグリスアップする機械を応用した塗料圧入機）を用いて実施した。図-9に示すように、圧入機はハンガーカラーの上部にセットした。

4.2 実験結果

塗料圧入機のセット位置から上側に1,350mm、下側に850mmの位置までほぼ確実に充填出来ることを確認した。このロープを解体・切断して充填状況を確認した（写真-5）。今回の実験では、ソケット口元部までの充填は出来なかったが、塗料圧入機のセット位置とその構造を改良することでソケット口元部まで塗料を充填させることは可能と考えられる。

5. まとめ

- (1) 現状では一般部の断面減少率は、約0.5～0.8%程度、強度低下率4%程度と十分安全であることが確認できた。
- (2) 定着部の断面減少率は、最大で約10.5%、強度低下率で約29%という結果が得られた。定着部がハンガーロープの寿命を全て支配する部位ということが分かった。
- (3) ハンガーロープ定着部の腐食は、海塩粒子や腐食性ガスなどを含んだ雨水が浸透し、豊富な水・酸素の存在下でソケット口元部に蓄積して腐食を促進させたことが主原因と考えられる。
- (4) 定着部に特化した電磁超音波法は、ソケット前面（反射面）の支圧板等が超音波の減衰特性に影響を与えることから更なる改良が必要であり、現在検討中である。
- (5) ロープ空隙（定着部）への塗料充填は、今回使用した「システム」を改良することでほぼ可能という見通しを得た。
- (6) ロープ防食の一手法として、塗料内部充填+表面被覆等は有効な対策と成り得ると考えられる。
- (7) 劣化予測によれば、既存のハンガーロープに長寿命化対策を施工しない場合、現時点から18年後にはハンガーロープの取替えを行うことになる。今回の塗料充填工法や表面被覆工法や定着部のみの簡便な取替え工法を確立することで更なる長寿命化が期待できると考えている。

参考文献

- 1) 大鳴門橋ハンガーロープ試験補修工事報告書
H15, 16年3月 本州四国連絡橋公団
- 2) 前田：因島大橋ハンガーロープ開放調査について
本四技報, Vol.25, No.96 '01.4

供用後 15 年を経た海峡部長大橋群の塗装の現況

Current Condition of the Paint on the Strait-crossing Long-span Bridges served for 15 years

第二管理局
坂出管理事務所

橋梁維持第二課長

石橋 清美

Kiyomi Ishibashi



第二管理局
橋保

橋梁維持課

門田 整達

Yoshikatu Kadota

概要

瀬戸大橋は、供用後 15 年を経過し、塗装の変状がかなり多くなってきている。また、他橋では見られなかった上塗と中塗の層間剥離が多くなってきている。

今回、塗替直前までの塗膜状況を塗膜精密点検結果よりまとめたのでそれを報告するとともに、現状における塗膜の問題点を指摘し、これから先の塗膜点検のあり方、対応について提案した。

The Seto Ohashi bridges have served for 15 years after completion and deterioration of the paint films have been increased recently. The peeling-off of paint layers between top and middle coats, which has not been observed in other bridges, has been increased as well.

In this paper, reported are the condition of the paint before the repainting work, the problem of the current paint specifications, and the desirable paint inspection.

1. まえがき

瀬戸大橋は、吊橋 3 橋、斜張橋 2 橋並びにトラス橋 2 橋の計 7 橋で構成された長大橋群である (図-1)。

平成 63 年 4 月に供用を開始して以来 15 年が経過し、塗装の劣化や変状も多くなってきている。このような状況から、平成 14 年度より、本格的な塗替に一部着手している。

今回は、平成 4 年頃から塗替直前の平成 13 年度までに得られた瀬戸大橋の塗膜精密点検結果を整理し、ポリウレタン仕様の塗膜劣化の現状を紹介する。

2. 塗膜精密点検の定点

塗膜精密点検用の定点は、番の州トラス橋以外の 6 橋に設置している。主たる測定対象としては、下津井瀬戸大橋、櫃石島橋、北備讃瀬戸大橋の 3 橋で、東西の上、

下弦材の各面に設置され、それぞれの部位における経年的な変化が読みとれるように設置されている。その一覧表を表-1 に示す。また、その定点での調査項目を表-2 に示す。



写真-1 南北備讃瀬戸大橋(四国側から)
photo.1 Minami and Kita Bisan-seto bridges

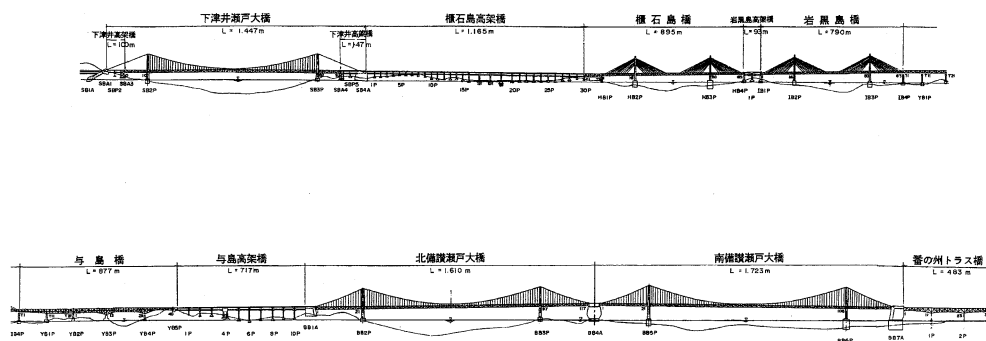


図-1 瀬戸大橋一般図

Fig.1 General drawing of the Seto Ohashi bridges

表一 瀬戸大橋定点一覧表

Tab.1 Continuous measurement points

調査箇所			下津井	瀬戸大橋	櫃石島橋	岩黒島橋	与島橋	北備讃	瀬戸大橋	南備讃	瀬戸大橋	
桁	上弦材	東側	上面	○	○	○			○			
			東面	○	○	○	○	○				
		西側	上面	○	○	○	○	○				
			西面	○	○	○			○			
	下弦材	東側	上面		○				○			
			東面		○				○			
			下面	○	○	○			○			
		西側	上面		○				○			
			東面	○	○	○			○			
			下面	○	○	○	○	○	○			
鋼床版	東側	裏面	○	○				○				
	西側	裏面	○		○			○				
塔	水平材	東側		○	○					○		
		西側		○	○					○		
	基部	東側	東面	○							○	
			西面									
			北面			○						
		西側	西面	○								
			北面			○						
			東面									○
合計調査箇所数			62箇所	14	17	9	4	14		4		

表二 定点調査項目

Tab.2 Item of continuous measurement

調査項目	調査目的	調査方法	備考
1 膜厚	塗膜厚を測定しその損耗を算出する	電磁式膜厚計 顕微鏡写真	
2 光沢度	塗膜の劣化状況を把握	光沢度計	
3 チョーキング(白亜化度)	塗膜の劣化状況を把握	白亜化度計	
4 FTIR分析(赤外分光分析)	塗膜の劣化状況を把握	FT-IR測定器で吸光度比を測定	
5 傷部の経年変化	塗膜損傷部の錆の進行度合いを調査	目視	
6 付着性	塗膜の劣化状況を把握	クロスカットテープ法	
7 塩分付着量	塗膜上の塩分量を把握		

3. 調査結果

3.1 塗膜

(1) 電磁膜厚計と電子顕微鏡の膜厚計測

膜厚測定は、調査開始以来平成11年度までは、基本的に電磁膜厚計を用いて計測してきた。本来、塗膜は、経年ごとに減少するのが普通であるが、電磁膜厚計での計測では、逆に膜厚値が大きくなる現象がこれまでに見られた。これは、電磁膜厚計自身に介在する数マイクロ程度の計測誤差によるものと考えられた。

膜厚計測は、その目的が塗膜消失量の把握にあることから、1マイクロオーダの計測精度が要求される。したがって、電磁膜厚計は、このような測定には不向きと結

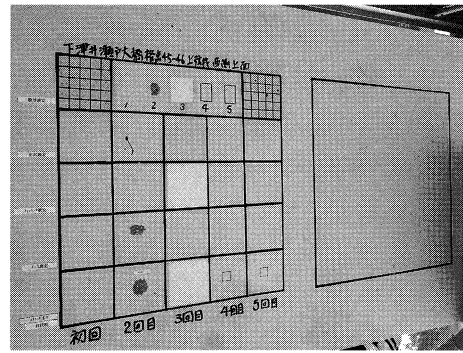
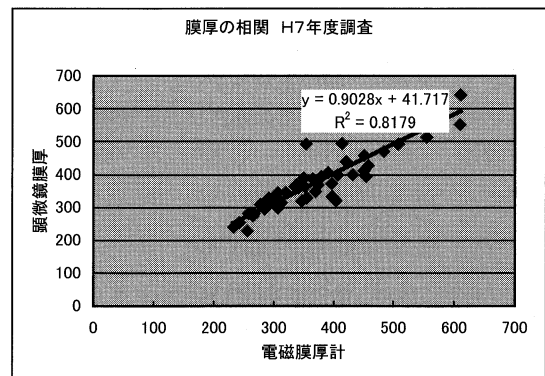


写真-2 定点 区画A、区画B

photo.2 Continuous measurement point, A and B



測定方法	データ				備考
電磁式膜厚計	300	350	400	450	
顕微鏡測定	312.6	357.7	402.8	448.0	y=0.9028
差	12.6	7.7	2.8	-2.0	×41.717
%	4.0	2.2	0.7	-0.5	

図-2 電磁膜厚計と光学式顕微鏡における膜厚計測の相関

Fig.2 Correlation between film thickness measured by electro-magnetic and optical gages

論付けられ、保全要領には平成14年度以降、塗膜片を採取し、直接膜厚を計測する破壊式の電子顕微鏡計測から得られる膜厚データを基本とすることが正式に要領化された。

瀬戸大橋では、平成7年度に電磁膜厚計計測値と、電子顕微鏡での膜厚の相関を調査した。

その相関を図-2に示す。

この結果から、1マイクロオーダでの評価でなく、300マイクロのレベルでは、比較的一致していることがわかる。ただし、350マイクロを越えると分散が大きくなる。

(2) 各層の膜厚推定

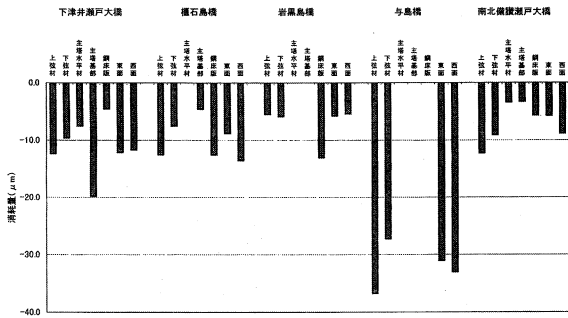
各塗膜層厚は、塗替サイクルの検討を行う場合必要なデータである。瀬戸大橋ではこれまで、塗替は下塗より上方の上、中塗厚が把握できれば良いと考え、その2層のみを確認している。しかし、本来、塗装全体の寿命との観点から考えると、下塗、無機ジंकリッチ層厚も把握する必要がある。そこで前述したように、電子顕微鏡と電磁膜厚計が総厚オーダで相関していると考えて、下塗り+無機ジंकリッチ層厚を推定することとした。その結果を表-3に示す。

この結果、下塗+無機ジंक層の現況の総厚は設計よ

表一三 各膜厚の推定

Tab.3 Prediction of layer thickness

橋 梁	全膜厚の平均値				各膜厚の平均値			
	電磁式膜厚計				顕微鏡			
	H 11 によるデータ							
	H 4	H 7	H 11	H 7	上塗	中塗	上+中塗	推定される下塗り+ジンク厚
吊り橋・斜張橋 桁	353	350	349	355	39	43	82	267
鋼床版 裏面	425	425	420	419	38	42	80	340
吊り橋・斜張橋 塔	415	409	411	420	31	33	64	347
設計値	255				30	30	60	195



図一三 橋梁別塗膜損耗量

Fig.3 Quantity of film wearing by bridges

り相当厚いことが分かった。

(3) 膜厚の損耗

塗膜の損耗は、塗装寿命に係わる重要な項目である。平成4年度と平成11年に電磁膜厚計で計測した各橋梁部位ごとのデータの差で塗膜の劣化がどれだけ進んでいるのか調査した。前述したように総厚ベース電磁膜厚計の信頼性はあると考え比較した。その結果を、図一三に、また、各部位毎の塗膜の損耗量も併せて図一四示す。

この結果、次のことが言える。

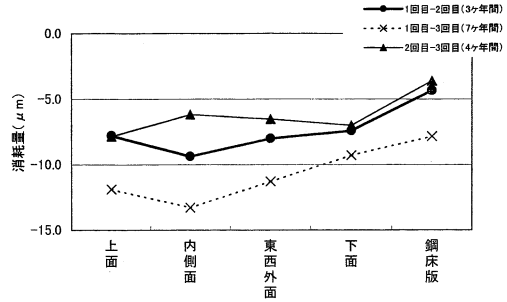
- ① 与島橋の損耗が著しい。
- ② 岩黒島橋以外の上弦材の損耗量が大きい。
- ③ 東側よりも西側の損耗が若干大きい。
- ④ 日射量の多い上面部の損耗が大きい。

このような塗膜の定量的な傾向は電磁膜厚計のデータを使用し、膜厚の損耗速度は塗り替えサイクルに絡むため顕微鏡によるデータを使用した。その結果を示すと表一四のとおりとなる。

3.2 光沢度

瀬戸大橋のポリウレタン塗膜の光沢度は、供用直後から急激に低下している。その状況を図一五に示す。この劣化の変化は、図一六に示す文献における劣化測定例と同じ傾向を示している。ただし、鋼床版、桁下面は、直接日光が当たらないためか低下の傾向はみられるものの顕著でないことがわかる。

また、文献データと同じく計測データも一定量低下した後は、経年的に変化がない。このことから、長期的な塗膜の劣化の変化をこの光沢度低下で評価することは出来ないと考えられる。



図一四 消耗量の経年変化

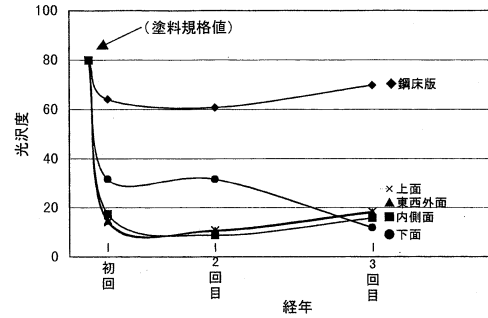
Fig.4 Yearly change of quantity of wearing

表一四 塗膜の損耗速度

Tab.4 Speed of wearing of film

項 目	最小 値	最大 値
上塗り残存膜厚	11 μm	102 μm
中塗り残存膜厚	19 μm	93 μm
上塗り損耗速度	0.36 μm/年	1.51 μm/年

(1) 光沢度の経年変化



図一五 塗膜の光沢度変化

Fig.5 Change of gross degree of film

3.3 チョーキング

チョーキングの変化は、図一七に示すように光沢度と同様に供用直後から急激な白亜化現象を起こしている。また、光沢度低下と同様に鋼床版だけは例外で大きな変化が起こっていない。チョーキングと光沢度の関係は、図一八に示すように一定の関係がある。

3.4 FTIR

樹脂構造の光化学分解によるイソシアネート基(-NCO)の量的変化とその酸化によるカルボニル基(-COOH)の増加比率から劣化状態を解明するもので、それぞれの成分は、ある周波数の光(1730 cm⁻¹、1520 cm⁻¹)を吸収する性質があるのでその吸収強度を測定することで化学的变化をとらえようとするものである。これまでに得られたデータを橋梁別に経年変化を整理した。その結果を表一五及び図一九に示す。

この結果から、定性的に次のことが推定される。

- ① 初回測定から、3カ年後、7カ年後と経年的な劣化の変化が見て取れる。
- ② 最初から3カ年目と、その後の3カ年の劣化程度は比較的同じ程度であり、急激な劣化の変化はな

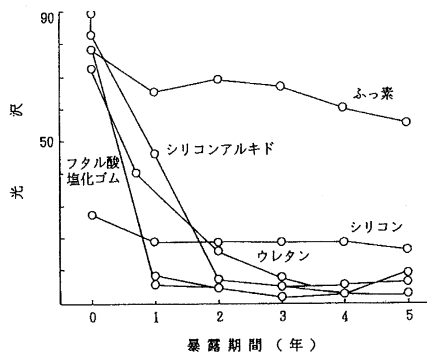


図-6 既往例における光沢度経年変化

Fig.6 Yearly change of gross degree

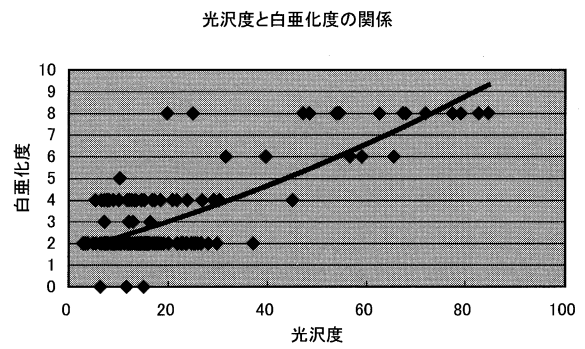


図-8 光沢度と白亜化の関係

Fig.8 Relationship between gross degree and chalking

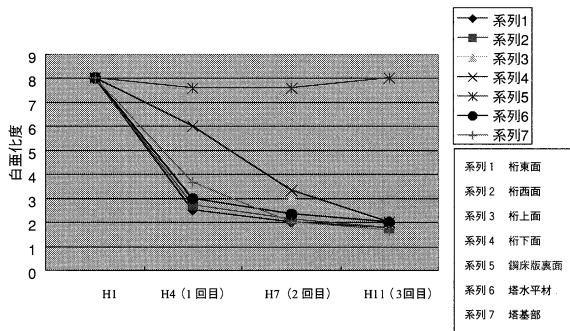
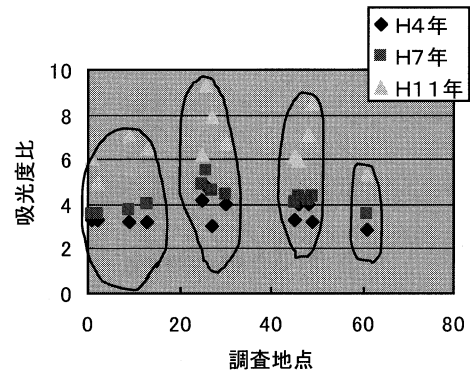


図-7 チョーキング経年変化

Fig.7 Yearly change of chalking



注) データの塊は、左から下津井、櫃石、北備、南備を示す。

図-9 吸光度比の変化

Fig.9 Change in reflection ratio

表-5 FTIR 経年変化率

Tab.5 Change ratio of FTIR

橋梁名	調査箇所			番号	H 4	H 7	H 11	H 7/ H 4	H 11/ H 4	H 11/ H 7
	中央径間中央 No.45~46	上弦材	東側							
下津井瀬戸大橋	中央径間中央 No.45~46	上弦材	東側	2	3.5	3.5	5.0	1.1	1.5	1.4
北備讃瀬戸大橋	中央径間中央 No.58~59	上弦材	東側	46	4.0	4.3	5.9	1.1	1.5	1.4
櫃石島橋	中央径間中央 No.35~36	上弦材	西側	26	4.8	5.5	9.3	1.1	1.9	1.7
北備讃瀬戸大橋	中央径間中央 No.58~59	上弦材	西側	48	4.0	4.2	7.1	1.1	1.8	1.7
下津井瀬戸大橋	中央径間中央 No.45~46	上弦材	東側	1	3.3	3.5	6.0	1.1	1.8	1.7
北備讃瀬戸大橋	中央径間中央 No.58~59	上弦材	東側	45	3.3	4.1	6.1	1.2	1.8	1.5
櫃石島橋	中央径間中央 No.35~36	上弦材	西側	25	4.2	4.9	6.2	1.2	1.5	1.3
下津井瀬戸大橋	中央径間中央 No.45~46	鋼床版	東側	9	3.2	3.7	7.1	1.2	2.2	1.9
櫃石島橋	中央径間中央 No.35~36	鋼床版	東側	27	3.0	4.6	7.9	1.5	2.6	1.7
北備讃瀬戸大橋	中央径間中央 No.58~59	鋼床版	東側	49	3.2	4.3	8.5	1.3	2.7	2.0
下津井瀬戸大橋	主塔 3P	基部	東側	13	3.2	4.0	6.5	1.3	2.0	1.6
櫃石島橋	主塔 3P	基部	東側	30	4.0	4.4	6.7	1.1	1.7	1.5
南備讃瀬戸大橋	主塔 5P	基部	東側	61	2.8	3.5	5.3	1.3	1.9	1.5

いことが推測される。

3.5 付着力測定

白亜化測定後の位置でクロスカットテープ法を実施した。その結果、桁上面での付着力低下が顕著で桁下面の約 50% 程度となっている。その結果を、表-6 に示す。

なお、この付着力低下は、後述する瀬戸大橋の特異な変状で説明するが「塗膜のはがれ」の前兆とも考えられる。

3.6 塩分量の測定

塩分付着量は、定点での調査結果から見ると比較的少ない。定点調査では、比較的風雨に晒される場所で塩分が洗い流されてしまったと推測される。

一方、瀬戸大橋では、塗替を一部実施していることから塗替の前に塩分付着量を常に計測している。その結果を、図-10 に示す。この結果から、概ね、40~70 g/m² の塩分付着が確認されている。

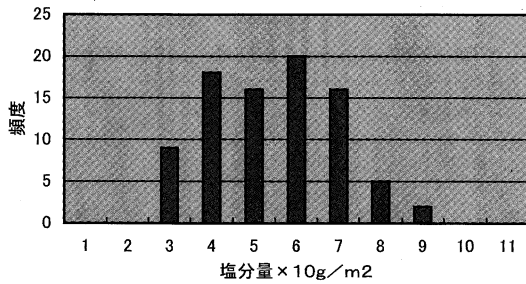


図-10 塩分付着量一覧

Fig.10 Summary of salt adhesion

表-6 付着力測定一覧

Tab.6 Summary of bond force measurement

橋梁名	部位	付着力の平均値	調査位置	付着力の平均値
下津井瀬戸大橋	桁	9.0	桁東面	9.6
	塔	9.3	桁西面	9.9
櫃石島橋	桁	8.0	桁上面	5.9
	塔	8.3	桁下面	10.0
北備讃瀬戸大橋	桁	9.0	鋼床版裏面	8.0
南備讃瀬戸大橋	塔	8.0	塔水平材	8.8
			塔基部	8.2

表-7 点検記録をもとにした変状評価

Tab.7 Evaluation of deterioration by inspection data

橋梁名	パネル数	変状発生 パネル数	変状発生 パネル数の割合	順位	錆び (m ²)	剥がれ (m ²)	ふくれ (m ²)	変状の 合計 (m ²)	1パネル当たりの変状				順位の積 (注)	
									全変状	錆び	順位	剥がれ		順位
下津井瀬戸大橋	92	19	21%	5	18.4	13.4	0	31.8	0.35	0.20	4	0.15	5	100
北備讃瀬戸大橋	116	40	34%	4	17	204.1	0	221.1	1.91	0.15	5	1.76	3	60
南備讃瀬戸大橋	124	10	8%	6	6.4	13.4	0	19.8	0.16	0.05	6	0.11	6	216
櫃石島橋	64	23	36%	3	127.4	178.1	21.8	327.3	5.11	1.99	1	2.78	1	3
岩黒島橋	64	27	42%	2	74.9	84	0	158.9	2.48	1.17	3	1.31	4	24
与島橋	58	32	55%	1	110.6	117.6	2.2	230.4	3.97	1.91	2	2.03	2	4
合計	518	151	29%		354.7	610.6	24	989.3	1.91	0.68		1.18		

注) 値の小さいものほど損傷が大きいことを示す。

3.7 傷部の経年変化

外観からみると鋼材面の腐食は塗膜剥離部に留まっている状態であり、塗膜を剥いで確認したところ、塗膜下への錆の進行は小さいことがわかった。すなわち、無機ジンク塗膜の犠牲陽極作用が十分に機能していることが推測される。

4. 精密点検の総合評価

第1回目の平成4年度から平成13年度の間実施してきた塗膜精密点検を総合的に評価すると以下のようなことが言える。

- ① 光沢度低下、チョーキング現象とも著しいが、近年は、ほぼ横ばいの劣化に留まっており、このデータで最終的な塗膜経年劣化の評価はできない。
- ② FTIRの結果では、塗膜表面は明らかに劣化している。
- ③ 塩分付着量は、定点で明確に確認出来なかったが、塗替前の塩分調査では、平均40~70g/m²程度が付着していることが分かっている。
- ④ 付着力に関しては、桁上面の付着力の低下が目立つ。さらに、橋梁別で評価すると櫃石島橋が低下している。別途実施した変状評価(表-7)と対比すると総合的に変状が多いのが櫃石島橋で何らかの相関があるように思われる。

5. 瀬戸大橋における塗膜剥離現象

5.1 変状の具体と問題点

瀬戸大橋では、近年上塗と中塗りの層間剥離が写真-3に示すように目立ってきている。

その傾向を列記すると以下ようになる。

- ① 北備讃瀬戸大橋の1A~3P間に多く発生している。近年、下津井瀬戸大橋にも同様の変状が現れ始めている。
- ② 主構、斜材、垂直材の部位に比較的多く現れている。
- ③ 変状の発生箇所は、直射日光を受けやすい環境にある。
- ④ 剥離近傍の上塗は、比較的付着力が低い。

この変状の原因は、現在の段階では不明であるが、次のような問題がある。

その1点目は、このように上塗層が剥離してしまうと、中塗りのエポキシ樹脂が短期間に消耗し、下塗りが露出することになる。つまり、この現象が、広がってしまうとこれまで本四公団が考えていた均一に上塗塗膜が消失するというこれまでの塗替の基本概念が変わってしまう。

2点目は、比較的健全に見える塗膜であっても近い将来剥がれる可能性があるということである。塗替が本格的になっている現段階で塗膜の隠れた変状を見逃し、塗替したものが将来剥がれることにならぬよう、早期にこの変状を発見することが重要となる。

5.2 付着力低下と膜厚

塗替塗装工事箇所において付着力低下部を確認するた



写真-3 上塗りと中間層剥離
photo.3 Peeling-off of top and middle coats



写真-4 布テープによる付着力試験での剥離
photo.4 Peeling-off in bond force test by taping

め平成14年度より、保全要領が改訂され塗替工事に着手する前に健全性調査が義務付けられた。

その方法は、梱包用の布テープによる付着力試験で塗膜表面にこのテープを押し当てて引っぱるものである。この試験で、外観上健全であっても付着力が低下している箇所は、写真-4のように塗膜が剥がれる。このような箇所を発見するには、現在のところ数多くの付着力試験を実施するしかない。

一方、剥離現象の近傍で膜厚をペイントポアラーにて測定するとともに、塗膜を採取し断層膜厚測定を行った。その結果を、表-8に示す。この結果から、バラツキはあるものの剥離部近傍は上塗膜厚が10~20 μm 前後と薄い結果が得られた。この剥離と上塗膜厚の相関は、これだけのデータ数では断言できないが今後サンプリング数を増やし、その相関を詳しく調査する必要があると考えている。

標準部の上塗膜厚は、表-3に示すように、31 μm 程度あるので、それに比べるとこの現象の箇所は薄いと言える。

6. 今後の塗膜点検のあり方

建設時に設けた塗膜精密点検用定点は、15年を迎えた瀬戸大橋全体の塗膜劣化状況を表現できるデータとして有効なものであった。

塗替計画は、この結果をもとに計画することになるが、

表-8 剥離部近傍の膜厚

Tab.8 Film thickness near the peeling-off part

測定箇所			上塗膜厚 (μm)	上塗塗膜 付着状況	測定手法	
岩黒島橋	格点3	小組トラス	南面	20	外観健全、容易に剥離	ペイントポアラー
			南面	10		ペイントポアラー
	格点4		北面	20		ペイントポアラー
			南面	10~19		光学顕微鏡
与島橋	パネル16	制動構	東面	18~19	剥離近傍、容易に剥離	光学顕微鏡
北備讃瀬戸大橋	パネル61	主構 下弦材	上面	12	剥離近傍、容易に剥離	ペイントポアラー
				14~17		光学顕微鏡
			西面	12	外観健全、容易に剥離	ペイントポアラー

塗替の時期に来ているということは判断できるものの、瀬戸大橋のどこが著しく劣化しているのか判断できない。

一方、前述したように瀬戸大橋では、上塗の剥離現象という早期に塗替対応行うべき特異な変状が見え始めている。さらに、限られた予算で、適切な塗装塗替を進捗させるためには、著しい劣化の場所を事前に特定するような塗膜点検が必要である。

この点検の考え方は、瀬戸大橋全体をパネル単位で評価し、パネル毎の優先順位をつけ、順位上位から塗替を進める考え方である。

この方法は、塗替足場として使用している内外面作業車の橋体タッチ率が、80~90%とほぼ作業車で塗替ができるという瀬戸大橋の特殊性を生かして出来るものである。今後、このデータに基づき劣化の著しいパネルをピンポイントで塗替ることが可能となる。

7. あとがき

今回、瀬戸大橋の供用後15年が経過した塗膜の状況を報告した。塗膜の変化は、このように長いスパンでの経過観察で解明されるもので、今回の報告を含めたこれまでの塗膜に関する諸々の報文で、無機ジンクリッチペイントを使用した長期防錆型塗装設計の妥当性が証明できたのではないと思われる。

一方、瀬戸大橋特有の新たな発見がある。塗膜の剥がれと付着力低下は、これから本格的な塗替を展開する瀬戸大橋にとって重要な問題と認識しており、塗膜点検方法及びその評価方法を検討し、適切で効率的な塗替に努め、コスト縮減に寄与したいと考えている。

最後に、助言、御指導を頂いた関係各位にこの紙面を借り深く御礼申し上げます。

参考文献

- 瀬戸大橋塗膜精密点検報告書 平成4年12月
- 瀬戸大橋塗膜精密点検報告書 平成7年10月
- 海峡部橋梁塗膜精密点検報告書平成12年3月
- 福島ら, 海上環境における防錆技術の開発, 防錆管理, vol. 35, NO. 2 (1991)

鋼製ケーソンの電着工法による防食の現況

The Present Condition of the Corrosion Protection by the Electro Deposit Method of Steelwork Caisson

第二管理局 橋梁維持第一課長 寺下 孝男
坂出管理事務所

Takao Terashita



第三管理局 橋梁維持課 岡本 浩幸
保全部 (前 第二管理局坂出管理事務所 橋梁維持第一課)

Hiroyuki Okamoto

概要

電着工法は、海中鋼構造物を対象とした防食手段の一つであり、海中に微弱電流を流すことで形成される電着物を被防食体表面に析出させ海水を遮断する被覆工法である。電着物の性状は、海象、被防食体の形状等、現地の環境に大きく左右されるため、異なる環境毎に適応性の確認が必要である。施工にあたっては、実物試験にて電着物の析出に必要な基本的要件を確認した後、比較的穏やかな環境下にある櫃石島橋3P鋼製ケーソンより本格導入、引き続き急潮流、大水深環境下である南備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソンに導入し、対海水防食として有効な電着物の析出を確認しつつあり、これらの施工状況について報告する。

The electro deposit method is one of countermeasures for corrosion of underwater structures, which covers the surface of structure with the deposit bonded by slight electric current. Physical properties are greatly affected by the conditions such as marine environment and shape of structure, hence, the applicability should be confirmed along with the site condition. After measurement of basic field conditions on depositing, site works were started at Hitsuishijima bridge 3 P steel caisson where the water current was relatively mild. Thereafter, it was introduced into the sites with severer natural conditions, such as faster current and larger depth, of the Minami Bisan-seto bridge 5 P steel caisson. The effective deposits for corrosion protection for underwater structures have been confirmed. In this paper, the outline of site work is reported.

1. まえがき

児島・坂出ルートの大橋海中基礎11基は、1980年～1984年にかけて設置ケーソン工法により施工された。鋼製ケーソン内部にはプレキャストコンクリートを打設している。鋼製ケーソンは設置後20年以上が経過しており、鋼壁には写真-1に示す孔食をはじめとした腐食が進行している状況にある。孔食を塞ぎ鋼壁の腐食を防止する工法として「電着工法」を採用した。電着工法は、主体的作業をダイバーに依存することなく、大規模・大水深・有潮流環境下で品質及び安全性が確保でき、孔食箇所の充填補修・被覆補修が可能である。

電着工法の適用に当たっては、電着物の析出に必要な基本的要件の確認を目的として、瀬戸大橋海峡部海中基礎を用いた小規模な実物試験を行った。ここでは、その成果を基に本格導入した櫃石島橋3P及び南備讃瀬戸大橋5Pでの大規模試験として位置付けた施工経過について報告するものである。

2. 電着工法の概要

2.1 電着工法の原理

図-1に示すように、海水中において陰極となる鋼ケーソンなどの被防食体と、対向して設置した陽極の間に微弱な直流電流を流すと、海水の電気化学反応によっ

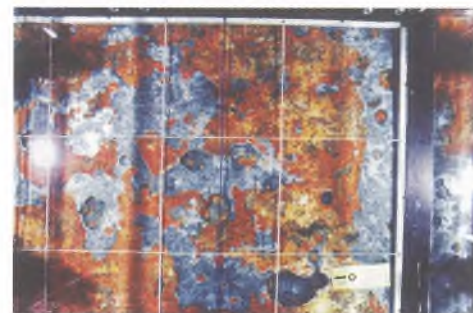


写真-1 孔食・腐食状況

photo.1 Situation of corrosion

て陰極表面から生成される水酸基イオンにより、被防食体の表面付近にアルカリ性雰囲気形成されpHが高くなる。この現象による液相反応によって海水中のCa²⁺イオンと炭酸イオン、Mg²⁺イオンと生成される水酸基イオンとが結びつき、それぞれCaCO₃、Mg(OH)₂として被防食体表面に無機系物質の電着物として析出する。

電着工法は、海中鋼構造物をこのような海水電解作用で析出する電着物で被覆し、腐食要因である海水、酸素から遮断することで防食を行うものである。

2.2 電着物の性質

実物試験で確認された電着物の性質は次のとおりである。

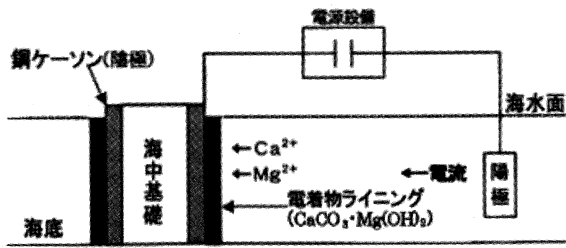


図-1 電着工法概念

Fig.1 Concept of electro deposit method

(1) 組成比率と電流密度の関係

電着物の性質は、その主成分である CaCO_3 、 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ の組成比率 ($\text{CaCO}_3/\text{Mg}(\text{OH})_2$) と密接な関係が有り、図-2 に示すように、組成比率は被防食体表面積に通電する電流量 (電流密度 (A/m^2)) に応じて変化する。電流密度が大きいくほど組成比率は小さくなり、構造の緻密化による遮水性の向上、電解作用の促進による析出速度の向上が期待できるが、一方で脆化による耐久性の低下、また析出した電着物の剥離の要因と考えられる水素ガスの発生量増加が懸念される。電流密度が小さい場合は逆の性質を発現するため、これらの関係を総合的に判断し、電流密度 $1.0 \text{ A}/\text{m}^2$ を適正值とした。ただし、潮流が速い環境下では、通電による海水電解作用が拡散・希釈されるため、電流密度の割増しが必要である。

また、 $1.0 \text{ A}/\text{m}^2$ 電流密度で継続通電した場合に得られる電着物の組成比率は 1.5 程度が想定されるが、後述する通電パターンにより最低 $0.1 \text{ A}/\text{m}^2$ まで電流密度を変化させて通電するため、実際に得られる電着物の組成比率はより大きい値となる。

なお、電着物の析出量は、電流密度×通電時間 (積算電流量 ($\text{A} \cdot \text{hr}/\text{m}^2$)) にほぼ比例し、電流密度 $1.0 \text{ A}/\text{m}^2$ で継続通電した場合、7,000 hr 程度 (約 10 ヶ月) の通電で 5 mm 程度の析出厚が見込まれる。ただし、被防食体表面の状況及び設置する陽極の配置、数量により析出量は増減する。

(2) 防食性

適正な電流密度で通電した電着物は非常に緻密な構造を有しており、その目安となる 50% 細孔半径ではコンクリートの半分程度であり、透水係数も概ね小さいことなどから、海水に対する高い遮水効果が期待できる。

また、電着物は pH 10 程度の高いアルカリ性質を有しており、図-3 に示すように、海水中において通常は腐食環境 (A 点) にある鋼構造物を防食環境 (B 点) に移行することができる。

(3) 耐久性

有潮流海域で電着物を保持させるには、電着物自体の硬度と付着力が重要である。適正な電流密度で通電すれば、アサリ貝程度の硬度 (マイクロビッカース硬度 250) が得られ、付着力については $0.1 \text{ N}/\text{mm}^2$ 程度以上を有するため、瀬戸大橋海域での潮流環境下では十分な耐久性である。

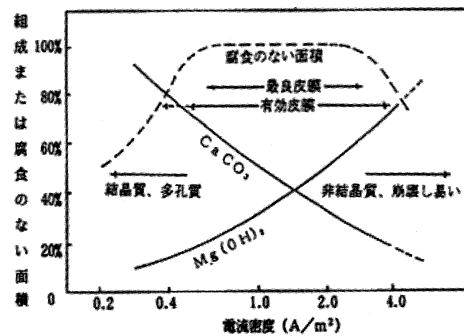


図-2 組成比率と電流密度の関係

Fig.2 Relationship between contents ratio and density of electric current

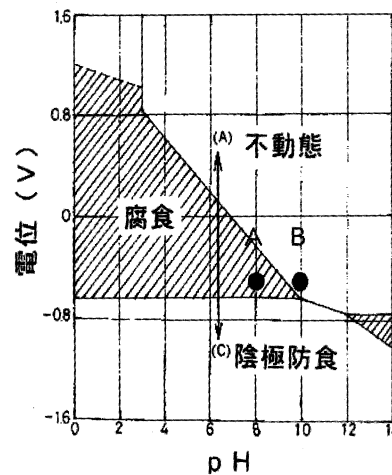


図-3 Fe-H₂O 系の電位と pH の関係

Fig.3 Relationship between voltage of Fe-H₂O and pH

3. 電着工法の施工方法

電着工法の基本的な施工方法は次のとおりである。

3.1 防食範囲

電着工法は、海水が存在する場合において有効である。防食範囲としては L.W.L. 以下が最良範囲であるが、より有効範囲を拡大し対費用効果を向上させるため、間欠的に海水に満たされる干満帯部も通電対象とし、海水浸漬率が 80% 以上となる T.P. -1.0m 以下を防食範囲とした。

3.2 電着設備

図-4 に電着設備の基本配置を示す。このような支持ロープに取付けた陽極を面的に展開することにより、大規模な鋼製ケソンに向け、安定した通電が行えるようにしている。写真-2 に展開した電着設備を示す。

ただし、1 基礎当たりの施工規模が膨大であり、また通電に必要な電気室の電力供給量に上限があることから、施工可能な範囲 (約 $1,500 \text{ m}^2$) に分割したうえ、1 施工分の電着設備を製作・設置し、以降電着設備を転用しながら順次施工することとした。

3.3 素地調整

電着物の析出に先立ち、その付着力に影響を与える銅製ケーソン表面の海生生物及び鉄錆等の介在物を除去する。素地調整は、ダイバーの負担軽減及び作業の効率化を図るため、写真-3に示すようなウォータージェットを備えた機械（壁面清掃機械）により行うことを基本とし、狭隘部等をダイバー施工とした。

また、除去物は予め海底に敷設したネットで回収し、周辺海域の環境に配慮した。

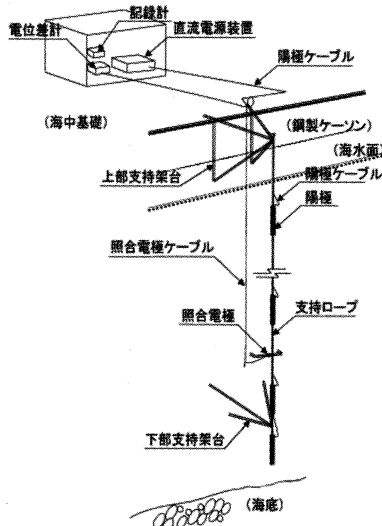
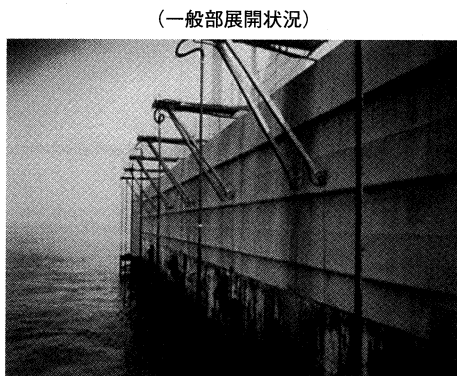
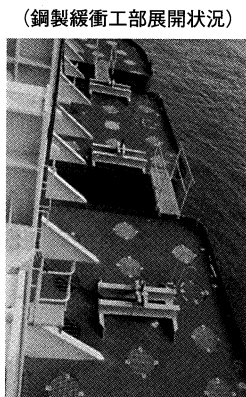


図-4 電着設備基本図

Fig.4 Structure of electro deposit device



(一般部展開状況)



(鋼製緩衝工部展開状況)

写真-2 電着設備展開状況
photo.2 Installation of device

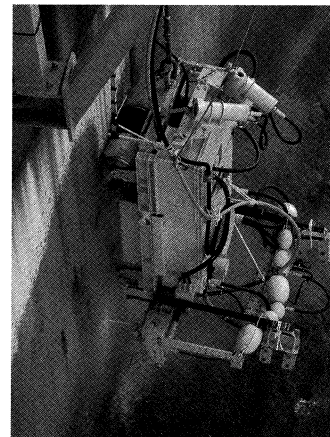


写真-3 壁面清掃機械

photo.3 Surface cleaning device

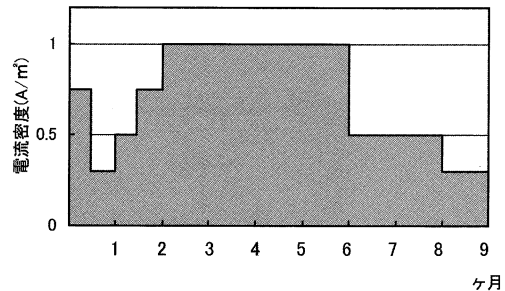


図-5 通電基本パターン

Fig.5 Basic pattern of electric powering

3.4 析出通電

通電方法としては、適正值とした電流密度 1.0 A/m^2 を基本としつつ、通電初期と後期に低電流密度とすることで、それぞれの時点で硬い電着物を析出させ、素地表面との付着強度及び電着物表面強度の向上を図るものとして、図-5に示すパターンを基本とした。

3.5 施工現況

以上の基本的な施工方法を踏まえた実績工程を表-1に示す。櫃石島橋3P及び南備讃瀬戸大橋5Pともに2分割施工としており、それぞれの基礎に電着設備を設置した。また、櫃石島橋3Pは既に施工を完了しており、南備讃瀬戸大橋5Pは現在も一期施工中にある。

なお、1施工当たりの工程は、各工種の施工状況と電着物の品質を確認・検証しながらの進捗となったため、前述の1年サイクルどおりにはなっていない。

4. 施工経過

4.1 電着設備

2分割施工とした1施工あたりの数量は、櫃石島橋3Pで平均水深22m、通電範囲約1,750 m^2 の環境下で、16本の支持ロープを展開、56本の陽極を設置、南備讃瀬戸大橋5Pでは平均水深25m、通電範囲約1,800 m^2 の環境下で、16本の支持ロープを展開、59本の陽極を

設置した。図-6に陽極の配置を示す。

4.2 素地調整

櫃石島橋3P一期施工での素地調整作業は、ウォータージェットを備えた機械を、基礎面上からの吊元設備による懸垂で海中を上下させ行うこととした。

しかし、ウォータージェットの吐出圧不足により作業が思うように進まず、一期施工においては大部分をダイバー施工により行った。

同二期施工の素地調整においては、吐出圧不足に対する改良を実施したうえ、大部分を機械により行ったが、予想に反して非常に薄い鉄錆等が残存した。この鉄錆等は電着物の付着力に影響を及ぼす程ではないものの、析出通電にあたって残存した鉄錆等の抵抗及び還元に電流が消費され、電着物の析出速度に影響を及ぼすことが確認された。限られた時間内での析出量に対する信頼性をより高めるためには、可能な限りこのような鉄錆等を除去した方が望ましいと判断し、ウォータージェットへの研磨材(珪砂)の混入による除去能力の向上を図ることとした。

南備讃瀬戸大橋5Pの素地調整では、大部分をこれら改良を実施した機械により作業を行い、良好な結果が得られている。

4.3 析出通電

櫃石島橋3P一期施工においては、析出通電に先立ち、電着設備を初めて大規模に展開したこともあり、通電効果を改めて確認することを目的とした試験通電を行った。その結果、陽極を大規模に展開した場合、隣り合う陽極から通電される電流自体が障壁となり、電流の拡散が少なくなる現象(陽極群集効果)が確認された。これは少数の陽極を配置して行った実物試験では得られなかった事象であり、陽極配置間隔の拡大による電着設備の設置数量低減が可能となった。

析出通電は、櫃石島橋3Pでは 1.0 A/m^2 の電流密

度を基本としたが、急潮流環境下にある南備讃瀬戸大橋5Pでは電流密度を割増すこととし、実物試験の成果より約 1.2 A/m^2 の通電パターンで行った。

4.4 析出結果

櫃石島橋3Pで析出した電着物の性質(一期施工は析出通電開始6ヶ月後、二期施工は析出通電完了後の試料)を以下に示すとともに、比較試料として旧運輸省港湾技術研究所(茨城県波崎町)の観測用栈橋で試験施工された、析出通電停止後16年間の付着実績がある電着物の性質を併記する。この波崎の電着物の性質は、同研究所の了解を得て公団が調査したものである。

なお、南備讃瀬戸大橋5Pについては現在も析出通電途中にあり、最終的なデータは得られていない。

写真-4に素地調整後からの電着物の析出状況を示す。

(1) 組成比率

組成比率測定結果を図-7に示す。

含有成分の殆どが CaCO_3 及び $\text{Mg}(\text{OH})_2$ から成り、櫃石島橋3Pでは一期施工で2.02(8試料平均)、二期施工で4.37(4試料平均)、一方の波崎は通電停止直後で1.56、通電停止16年後で1.55であった。波崎での結果から読み取れるように、長期間経過しても値に変動がないことから、電着物の安定性がうかがえる。

各値に差が出ていることについては、最も値の大きい

表-1 実施工程

Tab.1 Timetable

	H11				H12				H13				H14				H15			
	4/18	1/18	2/18	3/18	4/18	1/18	2/18	3/18	4/18	1/18	2/18	3/18	4/18	1/18	2/18	3/18	4/18	1/18	2/18	3/18
設備設置																				
H13P(二期)																				
素地調整																				
析出通電																				
設備撤去																				
H13P(二期)																				
素地調整																				
析出通電																				
設備撤去																				
H15P(二期)																				
素地調整																				
析出通電																				

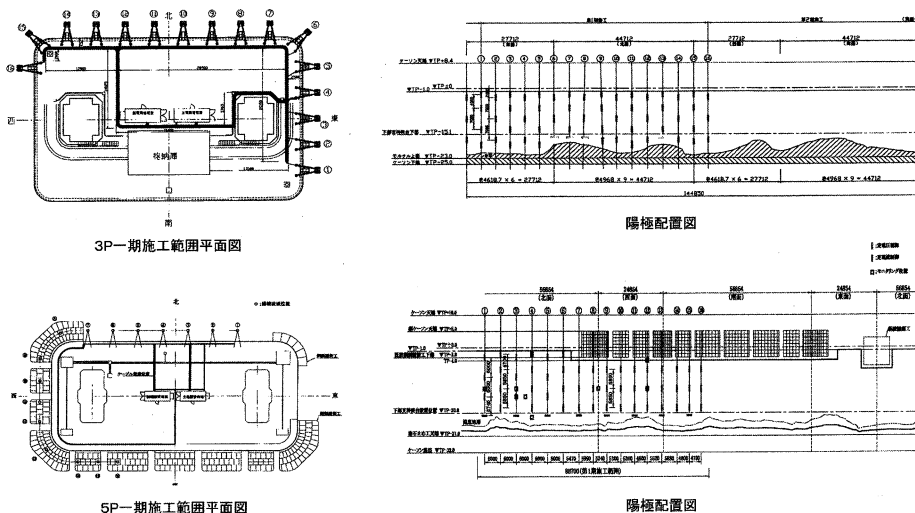
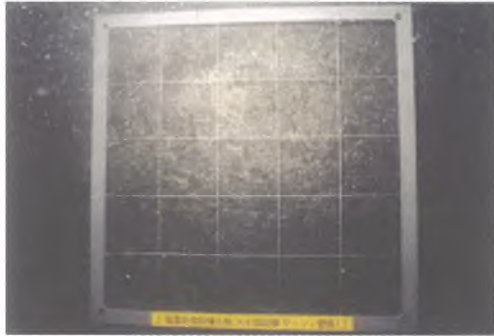


図-6 陽極展開図

Fig.6 Installation of anode

素地調整後



通电 2 ヶ月後



通电 14 ヶ月後



写真-4 電着物の析出状況
photo.4 Depositing situation

櫃石島橋 3P 二期施工では組成比率が大きくなる低電流密度を通电初期及び後期に経ていること、次に値の大きい同一期施工では析出通电途中の試料であることから通电初期の低電流密度が影響していること、波崎では低電流密度の設定自体が存在しなかったことが原因と考えられる。

なお、波崎の電着物に多く含まれる SiO_2 は珪砂の主成分と考えられ、栈橋が外洋に面した砂浜にあることから電着物への混入が多かったものと推測される。

(2) 細孔半径及び pH

50% 細孔半径及び pH 値の測定結果を図-8 に示す。

50% 細孔半径の値は櫃石島橋 3P 一期施工で 205.1 Å (8 試料平均)、同二期施工で 126.1 Å (4 試料平均)、波崎で 148 Å であった。50% 細孔半径は組成比率と相関があると考えられるが、測定結果ではそのとおりにならず、理由はよくわかっていない。

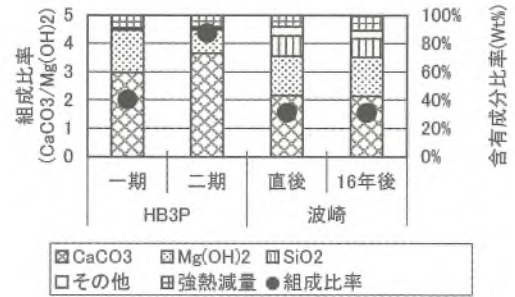


図-7 組成比率測定結果

Fig.7 Result of measurement of contents ratio

ただし、構造としては非常に緻密であり、参考までに櫃石島橋 3P 一期施工の電着物 (析出通电完了後の 6 資料) で測定した透水係数が $1.80 \times 10^{-11} \sim 2.86 \times 10^{-10}$ 、比較試料として測定したモルタル (W/C 63.5、圧縮強度 18 N/mm^2) が 1.76×10^{-7} であったことから、高い遮水効果を発揮していることがわかる。

また、pH の値については櫃石島橋 3P 一期施工で 10.1、波崎で 9.9 と差は出ておらず、想定どおりの値であったことから、良好な防食環境を形成しているものと考えられる。

(3) 硬度及び付着力

マイクロピッカース硬度及び付着力の測定結果を図-9 に示す。

マイクロピッカース硬度の値は組成比率の影響が出ており、櫃石島橋 3P 一期施工で 256 (8 試料平均)、同二期施工で 271 (12 試料平均)、波崎で 230 と、組成比率が大きいほど高い値であった。硬さとしてはアサリ貝と同程度であり、また、付着力の値も櫃石島橋 3P 一期施工で 0.17 N/mm^2 (4 試料平均)、同二期施工で 0.12 N/mm^2 (10 試料平均) であったことから、必要十分な耐久性を有しているといえる。

(4) 析出厚

櫃石島橋 3P の析出厚測定結果は、一期施工で 5.1 mm (180 点平均、析出厚のみ析出通电開始 8 ヶ月後)、二期施工で 4.2 mm (99 点平均)、波崎では通电停止直後で 7.0 mm、通电停止 16 年後で 3.7 mm であった。

櫃石島橋 3P 二期施工は同一期施工と比較し、積算電流量は殆ど同じであったにも係らず析出厚は薄い。これは前述の素地調整作業における鉄錆層の残存により、電流が電着物の析出以外に消費されたことが影響したものと考えられる。

波崎の析出厚が 16 年の経過で減少している理由については、前述したように施工環境が外洋に面した砂浜であったこと、電着物に SiO_2 が多く含まれていたことなどから、珪砂のサンドブラスト効果による損耗が原因と推測される。そうした場合、瀬戸大橋海域の環境においてこのような可能性は小さいと考えられる。

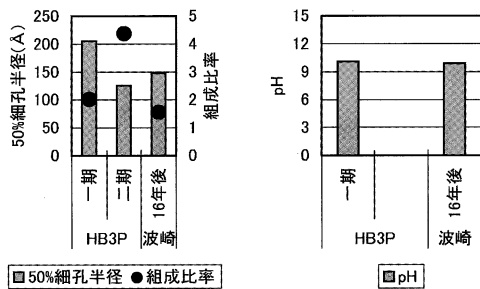


図-8 50% 細孔半径及び pH 測定結果

Fig.8 Result of measurement on 50% radius and pH

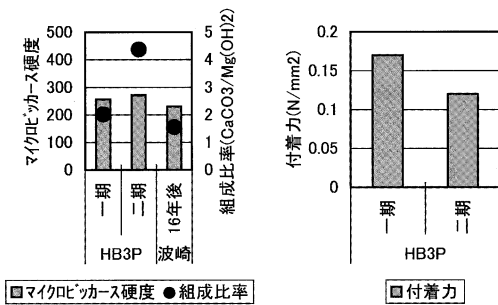


図-9 マイクロビッカース硬度及び付着力測定結果

Fig.9 Result of measurement on Micro Vickers hardness and adhesion

5. 問題点と対策

5.1 干満帯部電着物の脱落

櫃石島橋 3P 一期施工において、析出通電完了直前に干満帯部 (TP-1.0m~4.0m) の電着物が局部的に脱落する現象が発生した。原因としては、潮位変動に連動した干満帯部の通電対象面積の変化により、間接的に電流密度も変化することとなり、その際一時的に高くなった電流密度により電解作用が促進され、鋼製ケーソン表面での水素ガスの発生が顕著化した結果、電着物との間で圧力をもった気泡となって蓄積・膨張し脱落に至ったものと推定された。

対策としては、電着工法の有効範囲を保持させるべく、それまで適用していた通電制御方法を改良することとし、新たに設置した水位計による潮位観測データを基に、通電量を通電対象面積に応じて変化させ、電流密度を一定にする制御方式とした。

5.2 鋼製緩衝工の影響

南備讃瀬戸大橋 5P には鋼製緩衝工が設置されており、通電対象面積である TP-1.0m 以下の範囲と重複している部分がある。電着工法においては、鋼製緩衝工自体が塗装を施された絶縁物であり、鋼製ケーソン表面に近接していること、また素地調整作業が非常に困難であるこ

とから施工対象外として、通電対象面積から除外している。

一期施工では主に、鋼製緩衝工の設置されていない北面、設置されている西面を施工対象として析出通電を継続しているところであるが、経過観察として電着物析出厚を測定した結果、櫃石島橋 3P 一期施工の析出量と比較すると、北面が同程度、西面が約半分程度の効率で析出していることが確認された。西面の効率が低い主な原因としては、鋼製緩衝工表面の塗膜が劣化した部分に電流が流入していることが推定されるが、この場合、根本的な流入防止対策を施すのは施工性・経済性ともに非効率である。このため、通電供給量を増加させることで不足を補うことを対策方針として、試験的に一部の鋼製緩衝工直下に陽極を追加設置し、その効果を確認しているところである。

6. あとがき

電着工法を用いた大規模な海中鋼構造物の防食は他に類を見ず、種々の試みをとおして施工を進めてきたところである。

櫃石島橋 3P での二期にわたる大規模試験施工により、発生した幾つかの問題点を改善することで、大規模・大水深・有潮流環境下における電着工法の適応性が確認できた。引き続き本格導入した南備讃瀬戸大橋 5P では、基本的な適応性は確認し、環境の違いによる対応について検証中であり、櫃石島橋 3P の電着設備を転用して着手した同 2P の施工結果とあわせ、その成果が待たれるところである。

以上より、多様な環境下における電着工法の適応性は十分可能と思われ、今後の海中鋼構造物の防食手段として、その一端を担えるものである。

最後に、電着工法の適用性を確認するにあたって関係各位より貴重な御助言、また多大なご協力を頂きましたことに深く感謝申し上げます。

参考文献

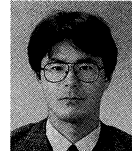
- 1) 福手, 安部, 熊田, 宮崎, 佐々木: 波浪海域における鋼管杭の電着防食 (1990.8)
- 2) 運輸省港湾技術研究所, (財)沿岸開発技術センター, 鋼管杭協会: 鋼管杭の防食に関する研究 (1995.4)
- 3) (財)海洋架橋調査会: 海中基礎の維持管理に関する調査研究電着 WG (1994.6~1998.12)
- 4) 本州四国連絡橋公団第二管理局: 鋼ケーソン基礎電着防食試験工事工事報告書 (1994~1999)
- 5) 本州四国連絡橋公団第二管理局: 鋼ケーソン電着防食工事工事報告書 (1999~2003)
- 6) 岩垣, 岡本: 本四技報 Vol.24 No.95 「電着工法」による鋼製ケーソン防食 (2000.12)

瀬戸中央自動車道(早島管内)伸縮装置の補修計画

The Repair Plan of Expansion Joint of Seto Chuo Expressway (Hayashima portion)

第三管理局 今治管理事務所付 金保 勉
Tsutomu Kanaho

第二管理局 早島管理事務所 維持補修課長代理 高木 久
Hisashi Takaki



概要

瀬戸中央自動車道は供用後16年が経過し、陸上部一般橋梁部伸縮装置の損傷が発生しており、順次補修及び改良工事に着手している。当初採用している各伸縮装置は種別毎に特徴的な損傷が発生しており、損傷状況をまとめるとともに、現在実施している補修及び改良方法について記述する。

Seto Chuo Expressway is aged 16 years after opening, and damage has occurred on some parts of expansion joint of bridges. In these parts, repair and improvement works was carried out one by one. The initial joint structure shows some characteristic damage. The paper describes the repair and the improvement method which are enforced concurrently, and summarizes damage conditions.

1. まえがき

瀬戸中央自動車道は、昭和63年4月10日に供用を開始してから16年が経過している。

陸上部一般橋梁部の伸縮装置においては、自動車の走行安定性及び構造物が安定して伸縮するために特に重要となるため、毎年全ての箇所の点検を行ってきているところであり、劣化、損傷の発生した部位が報告されている。

伸縮装置の損傷は、重大な事故につながる可能性があるため、損傷の著しい箇所から順次補修及び改良を実施している。

本稿は、当初採用している各伸縮装置の損傷状況をまとめるとともに、現在実施している補修及び改良方法について記述する。

2. 伸縮装置の現況

2.1 種別

表-1に管内伸縮装置の種別毎の箇所数を示す。建設時は、伸縮装置適用にあたっての統一的な基準が無かったと思われ、施工工区毎に橋梁形式、設計伸縮量、桁遊間に適合した伸縮装置を各種設置している。

2.2 区間交通量

供用から平成15年度末までに伸縮装置上を通過した車輛台数の推移は図-1のとおりである。早島ICから

表-1 管内伸縮装置の種別

Tab.1 Types of expansion joints

形式	種別	箇所数
埋設	埋設 T	4
ゴム製	ゴム製 T	61
	ゴム製 H	28
	ゴム製 B	51
鋼製	鋼製 G	38
	鋼製 F	32
	鋼製 M	13
合計		227

水島IC間の累計台数は、上り・下り線とも4,000万台を越えており、舗装路面の磨耗と同時に伸縮装置の劣化、損傷に影響を与えている。また、最近のIC間車種別の通行台数割合は図-2のようになっており、普通車等においては、前・後輪タイヤによる衝撃、大型車等の一部においては前後輪が複数の車輛も存在するため、合わせた衝撃回数は1億回を越える数と推計される。

3. 損傷状況

路面点検により確認している伸縮装置の種別毎の変状は、次のとおりである。

3.1 建設時伸縮装置の変状

(1) ゴム製 H

本体ゴムの破れ、浮き、取付けボルトキャップの割れ及

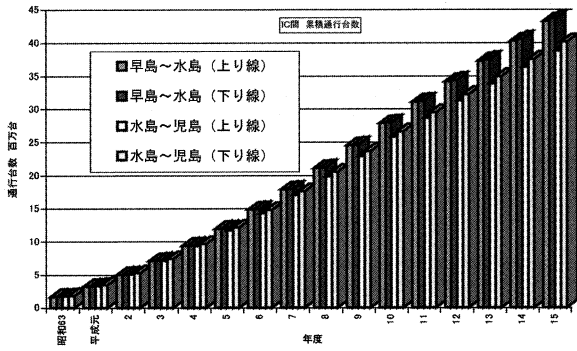


図-1 IC間の累計通行台数

Fig.1 Accumulated traffic volume between interchanges

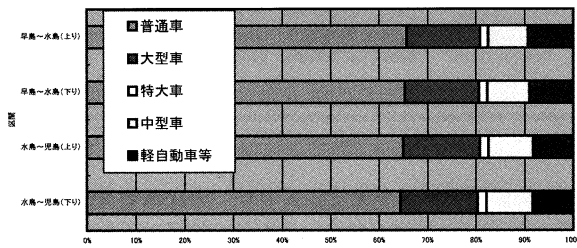


図-2 平成 15 年度 IC 間交通の車種別割合

Fig.2 Proportion by vehicle types of traffic volume in 2003

び取付けボルトの露出事象が発生している(写真-1、2)。

本体ゴムの破れ、キャップの割れはゴム材質の劣化により、また、一部本体ゴムの浮き及びゴム損傷の進行によりタイヤ通過時の異常音(金属音)につながっているものと推測される。

(2) ゴム製 T

本体ゴムの破れ、摩耗及び取付けボルトキャップの割れが発生している。また、ゴム劣化、磨耗の進行により内部メタル部が露出している(写真-3)。

(3) ゴム製 B

本体ゴムの浮き、寄り、取付けボルトキャップの割れ及び取付けボルトの露出事象が発生している。ゴムの浮き、寄りによる隙間発生に伴いタイヤ通過時の衝撃音を増大させている。

(4) 鋼製 M

後打コンクリートの剥離、コントロールゴムの欠損及びビームの蛇行に伴う遊間の偏りが発生している(写真-5、6)。

タイヤ通過時の繰り返しの衝撃により、下ベアリング支持ゴムが偏摩耗し、下ベアリングのケースとサポートビームが接触する。このことによって、伸縮移動が拘束を受け、各遊間コントロールゴムが欠損し、ミドルビームの蛇行へとつながったものと推測される。

(5) 鋼製 G

止水ラバーの剥がれ、端部材の腐食及び舗装と後打コンクリートの隙間、段差が発生している(写真-7)。

伸縮の繰り返しによる止水ラバーの変形及び劣化によるメタル部との接着力低下により発生したものと推測される。また、本体の伸縮機能は確保されているがラバー



写真-1 損傷状況(破れ、浮き)

photo.1 Damage (breakage and float)

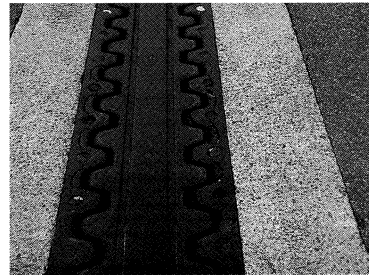


写真-2 損傷状況(破れ、ボルトの露出)

photo.2 Damage (breakage and bolt exposure)

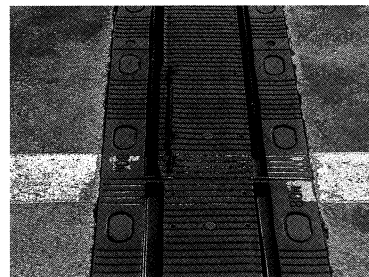


写真-3 損傷状況(破れ)

photo.3 Damage (breakage)

の路面への飛び出しによる走行車輛への悪影響並びに路面上の水の支承部への流れ込みによる構造物等への悪影響が懸念される状況である。

(6) 鋼製 F

フェースプレートの一部腐食及び弾性シール材の割れ、沈下が発生している(写真-8)。

腐食は、地覆部路面滞水による軽微な損傷であり、弾性シール材は、経年劣化・硬化により変形が進行しているものと推測されるが、本体の伸縮機能は確保されている状況である。

3.2 取替後伸縮装置の変状

(1) 埋設型 T

敷板両端上の特殊合材部表面に、ひび割れが発生している(写真-9)。

伸縮量が中立となる気温条件を満足する時期に施工が調整されておらず、また、適用伸縮量限度ぎりぎりの範囲で施工されているため伸縮に追従できなかったことにより発生したものと推測される。

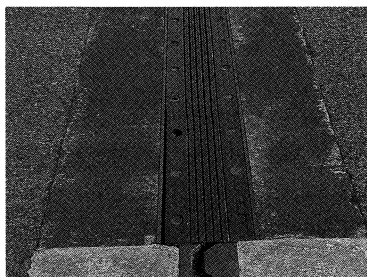


写真-4 損傷状況 (寄り、ボルト露出)

photo.4 Damage (displacement and bolt exposure)

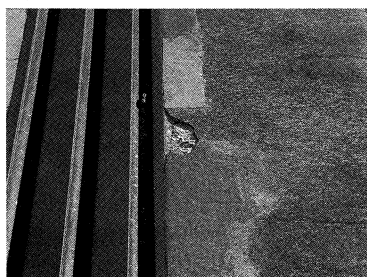


写真-5 損傷状況 (後打コンクリートの剥離)

photo.5 Paint filling (cut section of rope)



写真-6 損傷状況 (ビームの蛇行)

photo.6 Damage (displacement of beam)

(2) 埋設型 S

既設舗装面と特殊合材の間に隙間が発生している (写真-10)。

施工時の気温条件不良のため伸縮に追従できなかったこと及び何らかの施工不良による付着力低下により発生したものと推測される。

(3) 鋼製 MG

弾性シール材の変形が発生している (写真-11)。

シール材の充填施工不良及び材質管理不良により接着力及び弾性力が低下しているものと推測される。

(4) 鋼製 S

フェースプレート溶接部の破断及び後打コンクリートの剥離が発生している (写真-12)。

取替伸縮装置の既設鉄筋との固定不良及び後打コンクリートの充填、締め固め不良により伸縮部金物の緩みが発生し異常振動により変状が発生したものと推測される。

4. 補修・改良状況

管内伸縮装置においては、点検報告により装置本来の機能がなくなっている状況ではないが、今後いつ致命的

な状態となるか予測が困難なため、劣化、損傷の著しい箇所から補修及び改良工事を行っている。

その基本的な考え方については現在、次のとおりになっている。

4.1 改良計画

形式別でゴム製伸縮装置は、耐久性に劣るゴム製部位の劣化、損傷が発生した場合、該当部位のみ交換できる構造とされており、経済的に有効と考えていたが、経年劣化の現状を見ると、ゴム製部位取付けボルトの錆による損傷が激しく、コンクリート内に埋め込まれた本体も交換しないと取り付けできない状態となっている。

現在の損傷状況及び耐久性を考慮して、ゴム製伸縮装置は、鋼製又は埋設型に改良することとしている。

次に記述する概念を図-3に示す。

(1) 伸縮装置の選定

伸縮装置の選定は、設計要領第二集 (JH) 橋梁保全編 4 章支承及び付属物により、伸縮量及び最大遊間量を算定し、下記の条件で適合するものを選定する。

○鋼橋は、鋼製楕形荷重支持型 (非排水)

○コンクリート橋で伸縮量 30 mm 以下は、埋設型

○コンクリート橋で伸縮量 30~70 mm までは、鋼製楕形荷重支持型 (非排水)

○騒音対策箇所は、埋設型 (伸縮量 40 mm まで)

(2) 施工範囲

劣化、損傷程度を区分し、健全部を有効に使用するため、下記の条件で施工範囲を決める。

○走行、追越及び加減速車線別を基本的に製品ロット長を考慮

○騒音対策箇所は、全幅を基本

○既設伸縮装置の割付を考慮

4.2 補修計画

鋼製の伸縮装置の主たる部分は健全であるが、可動に関連する部位に劣化、損傷及び機能低下した部分がある下記の伸縮装置は、該当する部分のみを対象とし、補修方法も考慮して全幅を同時期に補修することとしている。

(1) 鋼製 M

当伸縮装置の荷重支持部構造は、図-4 のようになっており、本体構造は健全であるが、サポートビームの移動に関連する部位となる上・下ベアリング、コントロールゴム及びミドルビーム間の止水を目的とするシールゴムの取替による補修を行っている。

劣化、損傷の著しい箇所から順次補修を行うこととしている。

なお、取替後の部材は、表-2 に示す改良品を使用している。

(2) 鋼製 G

本体及び後打コンクリートには、顕著な損傷は見られないため、止水ラバーの取替を行うリフレッシュ工法による補修を行っている。



写真-7 損傷状況（止水ラバーの剥がれ）
photo.7 Damage (peeling-off of rubber)

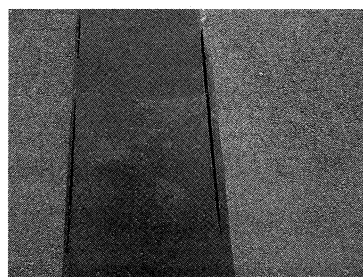


写真-10 損傷状況（隙間）
photo.10 Damage (gap)

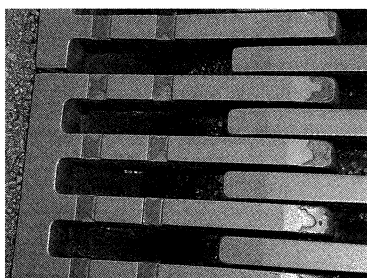


写真-8 損傷状況（シール材の割れ、沈下）
photo.8 Damage (crack of seal and displacement)

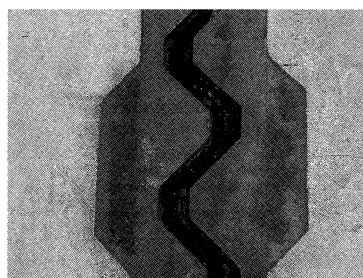


写真-11 損傷状況（シール材の変形）
photo.11 Damage (distortion of sealer)

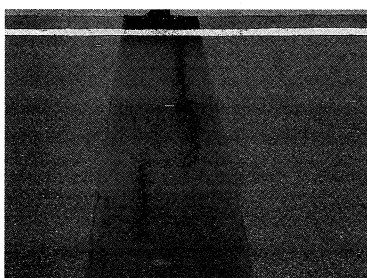


写真-9 損傷状況（ひび割れ）
photo.9 Damage (crack)

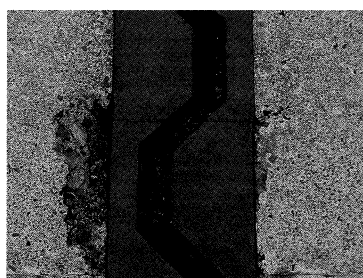


写真-12 損傷状況（後打コンクリートの剥離）
photo.12 Damage (exfoliation)

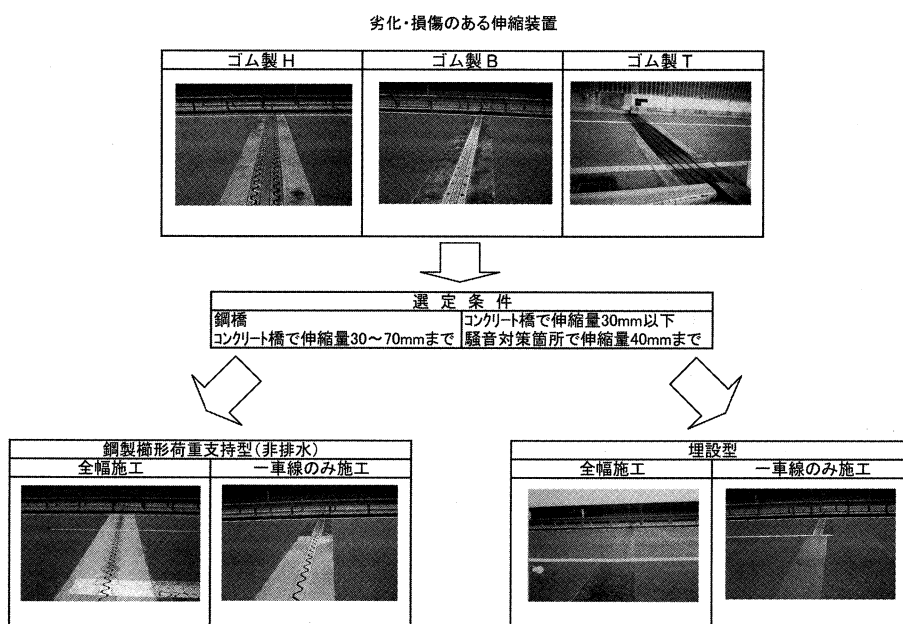


図-3 伸縮装置改良の概念図

Fig.3 Concept of improved expansion joint

表-2 部材の改良点

Tab.2 Improved points of structure

区 分	使用材料	理 由
上ベアリング		
ゴムの材料	天然ゴム	引き裂き強さの改善
テフロン材料	グラスファイバー、 二硫化モリブデン入り 強化テフロン	強度アップ
テフロンの取付け方法	変形防止用ケース取付 厚いシートを埋め込んで接着	変形防止対策 取付け強さの向上 耐久性の向上
下ベアリング		
テフロン材料	グラスファイバー、 二硫化モリブデン入り 強化テフロン	強度アップ
テフロンの取付け方法	厚いシートを埋め込んで接着	取付け強さの向上 耐久性の向上
ケースの形状	ポット形	形状の流動防止による安定性の向上 ケースの浮き上がり防止

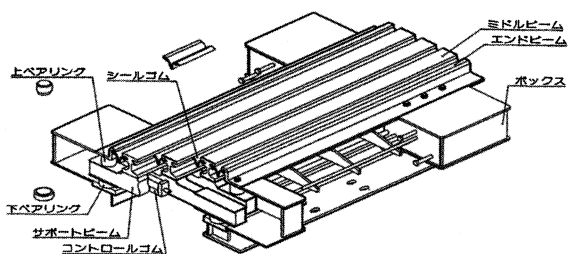


図-4 伸縮装置の構造

Fig.4 Structure of expansion joint

ほとんどの箇所では止水ラバーの剥がれがあるため、計画的に補修を行うことにしている。

4.3 補修・改良実績

当初設置された227箇所の伸縮装置のうち平成15年度末までに変状が確認されているものは158箇所（軽微な変状を除く）となっており、補修又は改良を行っているものが77箇所となっている。形式別に分けると表-3のとおりである。車線別に改良を実施しているため、進捗を単純に数値で表すことができないが、補修及び改良の対象箇所は相当数残っている状況である。また、優先順位の決定については、客観的な基準がなく試行錯誤の状況となっている。

5. あとがき

陸上部一般橋梁部の伸縮装置においては、これまで供用以降毎年の点検により劣化、損傷の状況を確認しているが、幸い安全走行に危険となるような重大な変状は発

表-3 変状、補修及び改良箇所

Tab.3 Location of damage, repair and improvement

単位：箇所

形式	全体	変状確認済	補修・改良済
埋設	4	0	0
ゴム製	140	117	52
鋼製	83	41	25
合計	227	158	77

生していないものの、伸縮装置の劣化、損傷は着実に進行している。

維持管理のコスト削減が叫ばれるなか、劣化、損傷のある箇所を順次適切に補修及び改良するためには、将来における変状進行の予測方法を確立することが望まれる。

また、前述のとおり改良後早い時期に変状が確認されるケースもあり、施工管理、材料特性の把握及び適用の細部検討についてもおろそかにすることはできない。

今後も伸縮装置の定期的な点検を継続するとともに、劣化、損傷の進行状況を注意深く見ていきたい。

参考文献

- 1) 瀬戸中央自動車道伸縮装置改良工事報告書 平成16年1月 本州四国連絡橋公団
- 2) 瀬戸中央自動車道点検管理技術業務報告書 平成15年3月、平成16年3月 本州四国連絡橋公団
- 3) 日本道路ジョイント協会 橋梁用伸縮装置標準図集 第VI集 平成12年1月

海外報告(フィリピンの鋼橋の品質管理・維持管理に関して)

Overseas Report (Quality Control and Maintenance of Steel Bridges in Republic of the Philippines)

フィリピン共和国 設計局 栗野 純孝

Sumitaka Kurino



1. はじめに

2003年2月から2005年2月までの任期で、フィリピンの公共事業道路省 (Department of Public Works and Highways, DPWH) で橋梁の専門家として働いている。紙数が限られているので、鋼橋の設計・施工時の品質管理や維持管理に関する事で特に印象的な変状の事例を紹介する。

2. 鋼橋の変状いろいろ

フィリピンには、2001年時点で202,083 kmの道路網がありそのうちDPWHの所管となる国道は30,161 km、その中に約8000の国道橋がある。この国道橋のうち約6000は永久橋で、残りの約2000は木橋、ベイリー橋、スピルウェイ、オーバーフローの分類の仮設橋である。アロヨ政権下でDPWHは維持管理に力を入れ、仮設橋を出来る限り永久橋に架け替えてきた。永久橋は、米国のAASHTOの標準PC桁の橋が多いが、日本等の援助で鋼橋も架けられている。ルソン北部の唯一の本格的吊橋マガピット橋 (単径間補剛トラス吊橋、中央スパン257 m)、海峡をわたるサンファニコ橋 (全橋長2162 m、主トラス橋の中央スパン192 m) は、1956年に締結された第二次世界大戦の日比賠償協定 (1976年終了) の資金を使って建設されている。現在実施中の無償援助による鋼橋は、H鋼桁もしくはビルトアップのI断面鋼桁である。

以上の状況の中、鋼桁で1例だけであるが外国製とは考えられない事例があった (写真-1)。

桁はビルトアップであるが、フランジ溶接部の断面変化が幅・厚さ方向に急変している、一つのボルト継ぎ手に、六角頭の普通のHTボルトとトルシア型のボルトが混在している、フランジの板厚に比べ添接板の厚さが薄く密着していない、スタッドボルトを主桁架設後溶接施工しているようであり長さがまちまちである、中塗りの塗装がすでに退色しており一部には発錆もあるなどの問題が見られた。橋の設計には、計算だけで決まらず経験的なディテールが重要な部分もあるが、そういった点が

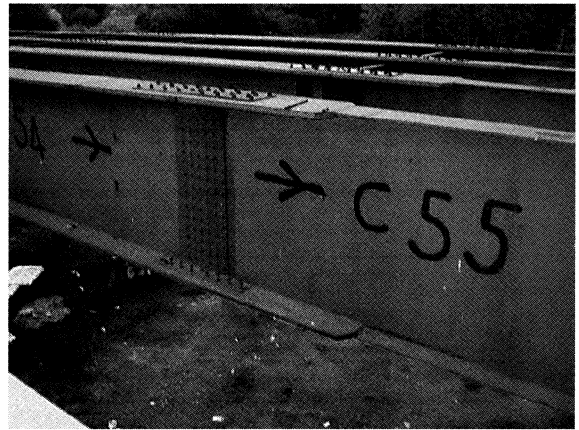


写真-1 鋼橋の架設状態。主桁がすでに架設されており、後から、床版工事が続いている

photo.1 Erection of steel girder. Main beams have been erected and deck slab works are started.

考慮されておらず、品質等において現在も将来も問題を抱えているように感じられる。

一般に、鋼橋は現場での施工期間が短く工場ではほとんどの部品が製作されるので品質を向上させやすい。しかし鋼橋の現場継ぎ手は十分な専門的管理が必要である。ある工事ではHTボルトの締め付け管理を容易にするためにトルシア型のボルトが採用されていたが、締め付け管理がなされていない事例があった (写真-2)。ピンテールが残っており、また上塗りが不十分である。

また完成後年数を経ている鋼桁橋で、HTボルトが欠落している事例があった (写真-3)。ボルトは日本製である。桁の製作状況やコンクリートの出来形から工事の精度は高く当初のボルトの締め忘れではないと感じた。故意かいたずらではなかった可能性もある。ボルトの材質はF11Tであることから、遅れ破壊の可能性も考えられなくはないが、欠損は横桁の取り付け部位だけであった。横桁とは言え、一継ぎ手のボルトが全部無いのは重大な損傷であるにもかかわらず何の処置もない。点検が所定の頻度で丁寧を実施され、それがちゃんと報告され、対処されているか疑問であった。当地での点検書式はきわめて簡素であり、また点検のシステム・要領も今後の改善すべき課題である。

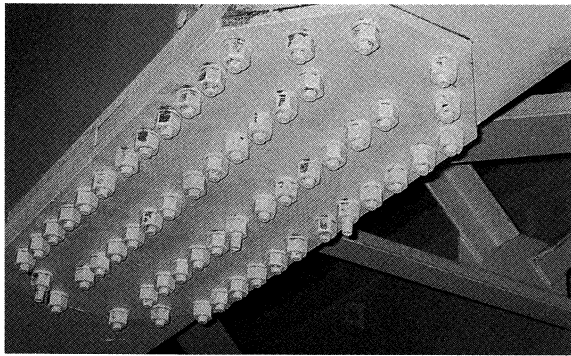


写真-2 トルシア型 HT ボルトによる鋼桁の添接。ピンテールが残っている

photo.2 Splice of steel girder by torque-shear type HT bolts. Pin-tails are left.

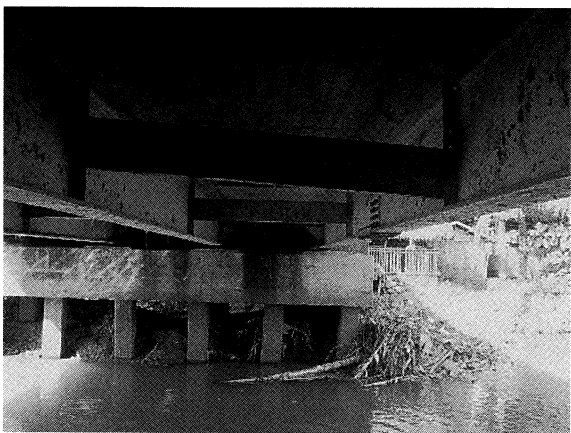


写真-3 鋼橋の床版下の状況。横桁のボルトが無く、横桁が傾いている。

photo.3 Condition of under side of deck slab. The bolts of cross beam have been lost and the cross beam inclines.

鋼橋は、腐食に関して注意が必要なのは言うまでもない。しかし、伸縮部から泥・土・ゴミが落下し、支承付近に堆積し水がたまり、伸縮装置や桁端部を腐食させている事例が多い。路面排水管が短く飛沫水が鋼桁にかかり腐食している例もある。鋼トラス橋では、斜材や上横構に車両が衝突して変形している例があるほか、下弦材に泥・土・ゴミ等がたまり、滞水し、草が生えている例が多い。このような状態を放置しておくと、弦材等が腐食し断面欠損を生じる（写真-4）。写真の例は、スパン約 70 m のトラス橋であり、下弦材に H 鋼を横に寝せた形状で使用している。もちろん、排水孔はウエブ位置に適切な間隔であけられているが、長期の放置で H 鋼のウエブが溶けた状態で下が見えている。下弦材が箱断面のトラス橋では、H 鋼を横に使うより土砂等の堆積は少ないものの、管理が悪いと相当腐食を起こしている事例もある。

このような状態までなると、ちょっとした補修で直すわけにはいかず、莫大な費用のかかる架け替えの対象となっている。現実的には、道路の補修費が舗装の補修といくつかの橋の塗装の上塗り程度しかないとの話もあり、



写真-4 鋼トラス桁の下弦材の腐食、断面欠損。同様な損傷は、支承、下横構、橋門構にも見られる。海岸に近い鋼トラス橋では、上横構や上弦材の腐食も観察される

photo.4 Corrosion and short of sectional area of a lower chord member at steel truss girder. Same damages can be seen at bearings, lower lateral bracing and portal bracing. On a bridge near seaside, corrosion of upper lateral bracing or upper chord member can be seen, too.



写真-5 鋼床版桁橋の路面状況。Uリブに沿った縦ひび割れが生じ、舗装が剥離し、ポットホールも生じている。1車線で分離しているので、中央は段差が生じるので舗装の補修をしている

photo.5 Road surface condition of steel deck girders. Longitudinal crack along U-shaped stiffener, stripping of pavement and pothole have occurred. The faulting of pavement at center area has repaired.

少ない予算をうまく活用する戦略的な維持管理は無いものかと考える。少なくとも、金のかからない伸縮部や弦材の掃除などはきちんと定期的にも実施すべきであろう。

さらに、2主桁1車線の構造を二つ並べた、スパンが 20 m 程度の鋼床版の鋼桁橋がある。Uリブの大きさ等は本四連絡橋のものと似ているが、Uリブの底辺が若干中央で折れ曲がった断面形状である。鋼床版では舗装が非常に重要で、現在まで、長期耐久性のあるものは本四のグース+改質アスファルト等限られている。当地でそのような技術があるとは到底考えられないことから、通



写真-6 路面の陥没。RC床版が破損、陥没し、補修したものがさらに陥没している。砂利のようなコンクリート片から鉄筋がのぞいている

photo.6 Subsidence of roadbed. RC slab has damaged and subsided. Once repaired area subsided again. Steel bar can be seen in concrete fragments.

常の密粒アスファルトを施工し壊れては補修していると考えられた（写真-5）。

古い設計のRC床版が交通荷重により損傷している例もある（写真-6）。床版がひび割れを生じた後もそのまま放置され、結果的には陥没穴を生じている。補修工法は鉄筋を継ぎ、再度コンクリートを流し込む方法であり、それがさらに破損している。破損した鉄筋コンクリート床版は、まるで砂利をつめたかのような状態で、足で踏んで撓むくらいに、まったく強度が無い。同じことを過去何回か繰り返したであろう床版は、すでに水が回り、主桁のH鋼を腐食させ、断面欠損を生じている。路面には鉄板が敷かれ、穴を覆っているが、走行車両にとっては危険である。床版の補強に関する情報が不足している。

中小橋梁の橋台では、パイルベント橋台が採用されている例が多い。ところが、この構造は水に弱く、洪水によってことごとく盛土が洗い流されている（写真-7）。壁式の橋台に較べてコンクリート量が少なく経済的というのが採用の理由である。本来この構造は、しっかり盛土を施工した上から杭を打ち、台座を設け、法面防護すべきだと考えるが、実際の施工手順は、杭をさきに施工し、台座を施工後、盛土をし、法面防護をしている。このため、どうしても杭の前後や杭の間は、盛土の転圧ができない。そのために盛土は沈下し法面工（多くは玉石張り）は壊れ、容易に洪水で洗い流されることになる。耐震計算のときには土砂の杭の横方向抵抗力を期待する

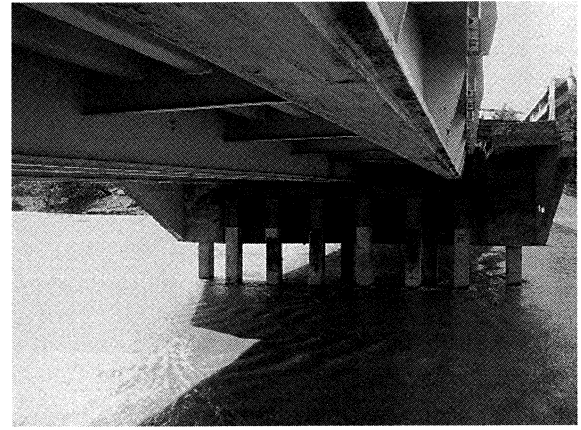


写真-7 鋼床版桁橋の下部工。パイルベント橋台であるが、橋台周りの土は洪水で流されている

photo.7 Substructure of steel deck girder. This is a bank seat abutment on piles. However, the embankment has been washed out.

とのことであるから、洗い流された自由長を有する杭だけの橋台が必要な耐震性を有しているとは考えにくい。

3. 上記の対策と私の業務の関係

損傷のひどい鋼橋は荷重規制の表示を行い、架け替えを計画している。DPWHはIT技術を活用してすべての橋梁データをコンピューターに登録し、変状と予算管理を行うべくブリッジマネジメントシステム（BMMS）を今年完成した。現在、本格運用に向けて準備中である。私は、このBMMSの改善調査や長大橋の点検維持管理調査を要請中であり、また、将来的には道路・橋梁の品質管理の向上のためのセンターを設置すべく技術協力プロジェクトを立ち上げようと、道路の専門家と協力して活動中である。

4. おわりに

フィリピンDPWHの橋梁専門家は当公団の奥田基氏が最初で、私は、2代目となり、これまで、無償資金協力による橋梁建設・開発調査への助言などを実施してきた。最後に、本州四国連絡橋公団、海洋架橋・橋梁調査会他には、いろいろお世話になっており、支援をいただいている多くの方々にここでお礼を申し上げる次第です。

海外報告(ケニア共和国における道路維持管理プロジェクト)

Overseas Report (Project for Roads Maintenance in Republic of KENYA)

ケニア共和国 道路局 竹内政彦
道路公共事業省

Masahiko Takeuchi



1. はじめに

ケニア共和国は赤道上に位置し、ほぼ日本の1.5倍の面積を有している(図-1)。人口は、約3,000万人、その内の10%、約300万人が首都ナイロビに居住していると言われている。ナイロビは、標高1,700~1,800mに位置するため、赤道直下でありながら気候は一年を通じて快適である。7、8月は肌寒いくらいで、人や住居の場所によっては暖房器具を必要とする。

ケニアへの長期専門家派遣は歴史が長く、1981年から途中断続的ではあるものの20年以上に渡っている。

これまでの派遣は、主として橋梁架橋技術、橋梁維持管理を目的に行われてきたが、今回の要請では道路維持管理分野への初めての派遣であり、手探り状態での業務開始となった。

2. ケニアの道路網状況

ケニアにおける道路延長を表-1に示す。この道路ネットワークのうち、半分以上の区間に渡って舗装状況あるいは道路状況は悪く、経済活動の大きな支障となっている。悪化している道路網の再整備には100 billion Kshs (14億US\$)以上が必要とされている。これはケニアの国家歳入の40%強に当たる額で、ケニア単独での改修は事実上不可能であるため、EUやWBといったDonor国に支援を求めてきている。言うまでもなく道路は良好な状態で利用されてこそその道路であり、これら道路網の再整備はもとよりその後の適切・効率的な維持管理を行い、将来にわたって良好な道路提供し続けることが極めて重要なこととなる。かかる状況を踏まえて、ケニア政府は2000年7月に新たな道路管理機構KRB(Kenya Roads Board)を設立し、全国に渡る道路機能全てを対象に適切な道路維持管理をはかるべく体制を整えつつある。

THE PROJECT FOR RECONSTRUCTION OF ATHI BRIDGE AND IKUTHA BRIDGE

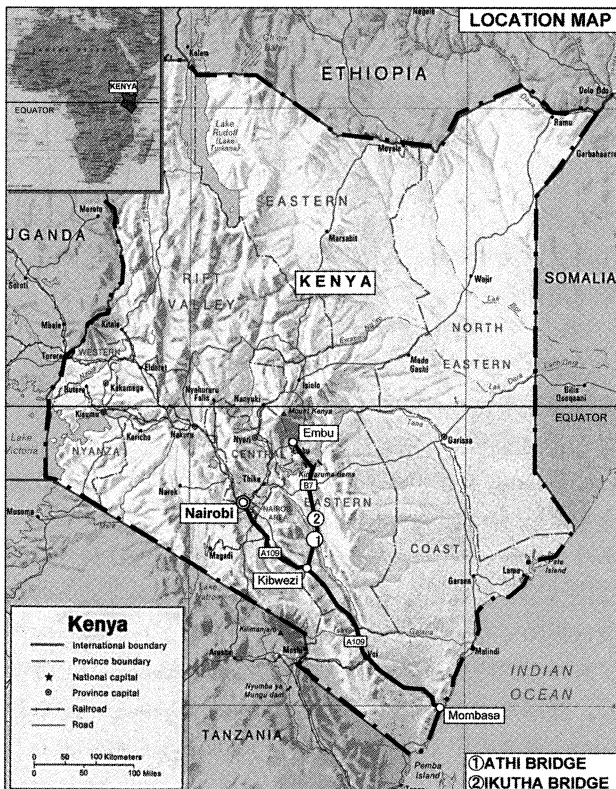


図-1 ケニア全図

Fig.1 Location of Kenya

表-1 ケニアの道路延長

Tab.1 Road Length in Kenya

(単位: 千 km)

区分	舗装道	碎石道	未舗装	合計
A,B,C	7	5	3	14
D,E	2	23	25	50
無規格	2	6	125	134
合計	11	34	153	198

A規格: 国際主要幹線 B規格: 国内主要幹線
C規格: 国内補助幹線 D規格: 地方主要道路
E規格: 地方補助道路
無規格: 市内道路、農場道路、公園道路等

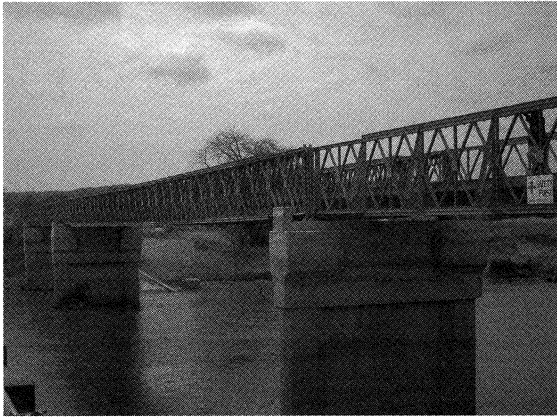


写真-1 Athi 橋現況

photo.1 Existing Athi Bridge



写真-2 Missing Link 道路の代表例

photo.2 A Typical Sample of Missing Link Road

3. 現在行われている日本の支援事業

3.1 Athi 橋、Ikutha 橋架け替え事業

(1) 概要

国際幹線 A1 道路からナイロビ市内を通過せずにエチオピア方面への道路 (B7) 上に位置する 2 橋を現在日本の無償事業として改築中である (図-1 参照)。当該 2 橋は 1997~98 年にかけてのエルニーニョ現象の影響による異常降雨により流出の被害を受けた。その後、ベイリー橋 (仮設橋) で応急復旧されたものの、25t の荷重制限がかけられており、産業用大型トラックの通行が出来ない状態となっている。このためケニア政府は日本に対し無償資金協力を要請し、2003 年から工事に着手したものである。

(2) 橋梁規格

Athi 橋 PC 4 径間連続合成桁

橋長 120 m (30+30+30+30)

幅員 11 m (車道部 8.5 m + 歩道 1.5 m × 2)

Ikutha 橋 PC 3 径間連続合成桁

橋長 75 m (25+25+25)

幅員 9.5 m (車道部 8.5 m + 歩道 1.5 × 1)

(3) 裨益効果

上記 2 橋の完成により、学校・病院といった社会インフラへのアクセスが容易となり、地域の貧困削減の有効な手段となる。通過車両の荷重制限が取り除かれることから、輸送効率が上がり経済活動の大きな一助となる。更に、モンバサから北方への通過車両はナイロビ市内を迂回する必要がなくなり、輸送コストの低減、ナイロビ市内道路の渋滞緩和効果への期待もできる。

3.2 ナイロビ市内道路交通網整備計画

(1) 背景

ケニア共和国の国家計画である Economic Recovery Strategy for Wealth and Employment Creation (2003-2007) において、都市交通機能の整備は、貧困の撲滅と

共に国家発展にとって重要な政策となっている。特に、300 万人規模の人口を有する首都圏であるナイロビ地域では、自動車台数の急増、Roundabout と呼ばれる交差点形式、国際主要幹線と生活道路との重複、寸断道路といった問題により、深刻な渋滞が恒常的に発生している。この渋滞は、輸送時間、輸送コストの増大による国際競争力の低下、交通事故の増加、環境問題等も含めて大きな社会問題となっている。ナイロビ地域のこれらの課題を解消するものとして、総合的な調査 (マスタープラン、フィービリティスタディ) を実施することにより、ソフトも含めた交通マネジメントの確立や、具体的な渋滞解消対策を実施することが期待されている。ケニア政府はその第 1 歩としての調査実施について日本の協力を要請したものである。

(2) 調査内容

2025 年をターゲットとしたマスタープランの策定、また、その中から優先度の高い項目についてフィービリティスタディを、ケニア政府との協議を進めながら行うことになる。ケニア政府からは、ナイロビバイパス、交差点改良、ミッシングリンク (寸断道路) の接続といった項目を優先事業として要望されており、交通量調査、環境調査等を行いながら、詳細を決定していく。

(3) パイロットプロジェクト

渋滞緩和対策としての有効性を予め検証する目的で、当該調査業務の中にパイロットプロジェクトが含まれている。実施内容は、ケニア政府からの要望により、市内 Roundabout 交差点から信号制御の平面交差点への改良を予定している。Roundabout 交差点とは、いわゆるロータリー形式の交差点であり、交差点処理能力は信号交差点比半程度となるが、交通量が少ない場合はその機能は極めて有効に発揮される。しかしながら、現在のナイロビ市内の交通量は同型式で処理しきれものではなく、渋滞の大きな要因の一つともなっているものであり、今回の調査の中で信号交差点への改良効果を検証するものである。



写真-3 現行のポットホール補修例

photo.3 Existing potholes patting Activity

4. 現在の執務概要

(1) 概要

道路公共事業省の道路局に配置されている。今回の要請は、道路維持管理政策提言、維持管理技術移転が主となっており、同要請に基づき Work Plan を作成し業務を行ってきた。

(2) 政策提言

ケニア共和国は道路維持管理を目的とした特定財源 Fuel Levy を導入している。現在ガソリン1リットルは約 67 Kshs (円換算 100 円程度) しており、この内の 5.80 Kshs が Fuel Levy としてプールされ、年間総額約 80 億 Kshs (円換算約 120 億円) が確保されている。決して少ない額ではないものの、必要最低限の道路維持管理を行うにはなお不足であり、税率の増や自動車購入税といった拡充について提言している。また併せて、効果的な道路維持管理のための民営化、有料道路事業といった項目についても提言を行っている。しかしながら、これらの実施は経済に与える影響も大きく、また、様々な関係機関との調整が必要なことから、実施にはかなりの期間を要するものと思われる。

(3) 維持管理技術移転

2002年にJICA支援により、道路維持管理マニュアルが整備された。同マニュアルは点検、評価、補修実施からなり、道路維持管理を行う上での教科書的作用を担っている。ただ、配布しただけではその有効活用もおぼつかないため、各地方に出向き、同マニュアルに沿った Workshop 形式で技術移転を図っている。昨年度1年間で全8州のうち6州に出向き、延べ約160人の各州技術者を対象に Workshop を開催した。施工管理に対する意識が低く、写真-3のような補修例を多く見かける。継続的な技術指導が不可欠である。

(4) 道路維持管理ユニット

上記 Workshop を通じて今後どのように業務を進めていくかを JICA、ケニア側と協議し、道路点検及び簡

単な維持補修を行う「道路維持管理ユニット」の設立を提言し、合意を得た。これは、アスファルト締め機械などの小機材を日本側が導入し、ケニア側からの人材導入と併せて、継続的に技術移転を行い、維持管理能力の底上げを目的としたものである。同ユニットは、2004年度中実施予定の「技術プロジェクト」の基幹となるもので、今後、大きな成果を期待している。

5. ケニアでの生活

アフリカでの生活は前回のザンビアに続き2度目となる。ケニア・ナイロビはザンビアや他の周辺諸国と比べても、物資ははるかに豊かであり生活水準は高い。しかし、それが故に周辺国からの難民流入や国内の貧富の差が激しく、治安は著しく悪化している。2002年12月の総選挙で政権の座に着いた Kibaki 大統領は治安の回復や汚職追放に重点をおき、様々な対策を立てているが、一向に犯罪率や汚職は改善されていない。白昼ですら武装した犯人による住宅・銀行強盗、自動車強奪などは日常茶飯事で、邦人が被害に遭うケースも多い。またアル・カイダによるアメリカ大使館爆破、モンバサでの自爆テロなども記憶に新しく、常に緊張を強いられている。

幸い、気候は1年を通じて日本での春、秋のさわやかさであり、快適である。子どもの学校や家内を通じたネットワークの広がり、単身での赴任と比べて数倍の情報を得ることが出来、健康面、精神面でのサポートと併せて、家族のありがたさを実感する。

6. おわりに

思いがけず、再びアフリカの地を踏むこととなった。前回の記憶も覚めやらぬうちの赴任であり、その教訓、経験がどれだけ生かされるか自分自身でも楽しみに着任したが、アフリカはやはり地理的にも精神的にもタフである。文化、食生活、慣習、治安状況等どれ一つとっても日本とは大きく異なり、常に緊張を強いられている。しかしながら、日本ではお会いする機会の無いであろう人々との出会いは、やはり得難い経験となり、私のみならず同伴している家族にとっても生涯にわたる貴重な財産となるであろうと思う。

着任後1年半が過ぎたが、遅々としたケニア政府側の反応に時に落胆し、憤りを感じることも多い。しかし、それも彼らの文化であると思い、ボレボレ (スワヒリ語で「ゆっくり・のんびり」の意) と、彼らと共に可能な協力をしていきたい。

最後に、このような貴重な機会を二度にわたり与えて下さったこと、また、国内から支援して頂いております皆様方に心から感謝申し上げます。今後とも、ご支援ご指導を頂きますよう、お願い致します。

参考文献

- 1) 徳永剛平：総合報告書 (ケニア), 2002.11

■第4回国際吊構造橋梁管理者会議 (ICSBOC'04) が開催される

2004年6月16日(水)～19日(土)において、第4回国際吊構造橋梁管理者会議 (4th International Cable Supported Bridge Operators' Conference) がデンマーク コペンハーゲンにてグレートベルト公団、オーレスン公団、ニューヨーク州橋梁公団 (NYSBA) および本四公団の共催で開催された。本会議は、1991年に国際吊橋管理者会議としてニューヨークにおいて第1回会議が開催され、前回の会議は、2002年5月に本四公団とNYSBAの共催で淡路島において開催された。今回のデンマークでの開催は、前回の会議において決議されたものである。

本会議は、吊橋や斜張橋など吊構造橋梁の維持管理に関して共通の問題意識をもった世界の橋梁技術者が一同に会し、維持管理上の課題などについて情報交換を行い、

維持管理の効率化、経済化を図ることを目的とするものである。

今回の会議には、世界14カ国から約90名の橋梁技術者が参加した。(日本からは18名が参加) 本四公団からは、北川参与と帆足橋梁保全課長が参加し、「ハンガーロープの非破壊検査システムの確立」と「塗装ロボットの開発」について発表した。

海外からは、維持管理水準の設定(ベンチマーキング)、ケーブルの維持管理、モニタリング、リハビリテーション、ケーブルの防食技術、寿命評価等について論文が発表された。会議のプログラムを表-1に示す。

各発表とも活発な質疑応答が有り、大変有意義な会議であった。なお、京都大学 松本教授、本四公団 北川参与、海洋架橋・橋梁調査会 加島常務理事も各セッションの座長を務められ、会議の運営に貢献された。

また、6月16日には100年前に建てられたコペンハー

表-1 第4回国際吊構造橋梁管理者会議プログラム

<p>2004年6月16日(水) 18:00 ～ 20:00 レセプション</p>
<p>2004年6月17日(木) 9:00 ～ 17:30 開 会 : グレートベルト公団 技師長 L.J. ビンセンセン</p> <p>セッション1 : 維持管理技術水準</p> <ul style="list-style-type: none"> ・吊構造橋梁の維持管理水準(デンマーク) ・点検、維持管理戦略(英 国) <p>セッション2 : モニタリング、橋梁マネイジメントシステム、点検手法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ケーブルを主体としたモニタリング(米 国) ・吊構造橋梁のインターネットを使ったマネイジメントシステム(デンマーク) ・ノルウェーの吊橋における点検と維持管理へのフィードバックについて(ノルウェー) <p>セッション3 : 床版の取替えと舗装、塗装ロボット</p> <ul style="list-style-type: none"> ・タマル橋の床版取替え(英 国) ・リトルベルト橋における長寿命舗装(デンマーク) ・塗装ロボットの開発(本四公団) <p>セッション4 : 構造物の安全性、ケーブルの余寿命</p> <ul style="list-style-type: none"> ・吊橋主ケーブル平行線ワイヤの寿命予測(米 国) ・損傷した平行線ワイヤケーブルの信頼性(米 国)
<p>2004年6月18日(金) 9:00 ～ 17:45</p> <p>セッション5 : 構造のモニタリング</p> <ul style="list-style-type: none"> ・グレートベルト橋における架設時のモニタリング(デンマーク) ・オーレスンリンクにおけるケーブル振動について(スウェーデン) ・カルキネス橋におけるハンガー定着部における応力測定(米 国) <p>セッション6 : 点検と維持管理、ケーブル防食</p> <ul style="list-style-type: none"> ・主ケーブルにおけるジンクペーストによる防食と効果(米 国) ・リトルベルトにおける主ケーブルの防食と主構造の維持管理(デンマーク) <p>セッション7 : モニタリング、点検技術、ケーブルシステム</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ミッドハドソン橋の主ケーブルの破壊解析(米 国) ・冷間引抜きされた高張力ケーブルワイヤの特性について(米 国) ・ハンガーロープの非破壊検査システムの確立について(本四公団) <p>セッション8 : ケーブル交換検討、長大橋の接近手段について</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ベアーマウンテン橋のケーブル交換(米 国) ・ワルドーハンコック橋の主ケーブルにおける点検、モニタリング、補強(米 国) ・維持管理のための長大橋へのアクセスについて(中国、香港) <p>閉 会 : グレートベルト公団 技師長 L.J. ビンセンセン</p>
<p>2004年6月19日(土) 8:15 ～ 17:00 テクニカルツアー オレスンド橋及びグレイトベルト・イースト橋</p>

ゲンの市庁舎でレセプションが開催され、6月17日の会議終了後には、有名な人魚姫近くのレストランで歓迎夕食会が催された。

閉会式の挨拶の中で、グレートベルト公団ビンセンセ

ン技師長より2005年にデンマークにおいて、ベンチマーキングに関するワークショップを開催することが提案された。

(文責：保全部 橋梁保全課長 帆足博明)



写真-1 会議風景 (その1)



写真-3 レセプション風景



写真-2 会議風景 (その2)

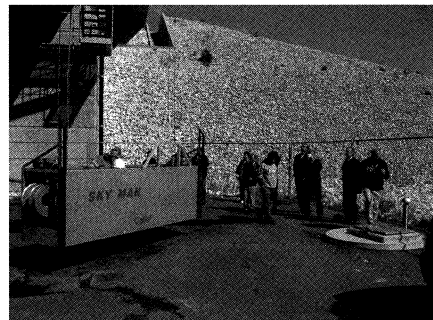


写真-4 テクニカルツアー風景

■優秀論文賞受賞(第10回 建設ロボットシンポジウム)

9月2日～3日に、早稲田大学・国際会議場で第10回建設ロボットシンポジウムが開催されました。建設ロボットシンポジウムは、建設ロボット研究連絡会及び建設ロボット関連団体の共催で、建設産業における建設ロボット分野の技術革新と建設生産システムの近代化を目的に隔年で開催されているものです。

今回は、「建設産業をリードするロボット技術 (RT) & 情報技術 (IT)」をテーマに、「画像処理」「バーチャルリアリティ」「要素技術」「適用事例」「海洋工事」「トンネル工事」「ダム・大規模土木工事」の7つの一般セッションと「Radio frequency-Identification (無線技術を使う識別技術の総称、例：ETC)」「ヒューマノイド」「安全回復ロボットシステム」「建設機械の無人化施工」「建設作業における自立移動・自立分散制御」の5つのオーガナイズドセッションで58編の論文発表がおこなわれました。

本四公団からは、第三管理局保全部施設課香川主査、河野主査が「吊橋の主塔用塗装ロボットの開発」のタイトルで発表し、建設分野における自動化・ロボット化の推進に貢献できるものと評価され、優秀論文賞を受賞しました。

本論文は、作業能率日500m²(人力の10人分に相当)を発揮する主塔用塗装ロボットの開発における、ロール塗装装置と磁石車輪ゴンドラを組み合わせる基本構想、技術的課題の解決のため小型・軽量化並びに垂直面での

上下方向の塗膜厚の均一化への取り組み、装置の有効性を実証するために行った室内試験と因島大橋での実橋試験の結果を報告したものです。

今回投稿された論文は、遠隔操作による無人化・省力化施工が多く、自律型の無人機械は、数件発表されていますが、まだ基礎研究の段階のようです。次に多かったものは情報化による施工管理技術でした。また、ヒューマノイド(人型ロボット)を単純作業や重機の操作に利用する研究や(独)宇宙航空研究開発機構的の川泰宣氏による「惑星探査とロボット技術」の特別講演もあり、大変興味深い内容のものが多く発表されていました。

(文責：第三管理局保全部施設課 香川 晃)



写真 第10回建設ロボットシンポジウム

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'01.07～'04.07 月 HOLMES 登録分

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
コンクリート構造物の長期耐久性調査（デンマーク・ドイツ）	淵田政信, 海外調査団	海峡横断 VOL. 17		2001.07	9
離島架橋の整備状況	有馬勇	海峡横断 VOL. 17		2001.07	8
多径間吊橋の変形特性に関する研究	吉田修			2004.03	181
多径間吊橋の変形特性に関する研究	吉田修			2004.03	182
設計・施工管理一体化の提案	松本毅	国建協情報		2004.05	3
長大橋建設の課題について	北川信			2004.06	72
疲労設計	藤原亨, 帆足博明	第 14 回技術発表会		2004.07	7
明石海峡大橋主塔制振装置の保守・整備	池田秀継	第 14 回技術発表会		2004.07	4
大鳴門橋主塔塗替検討	祖父江秦孝	第 14 回技術発表会		2004.07	4
ローリングリーフ式伸縮装置路面板固定装置ピンの破断原因の推定	長尾幸雄	第 14 回技術発表会		2004.07	4
来島海峡大橋南高架橋の溶接部非破壊検査	田中輝良	第 14 回技術発表会		2004.07	4
伊弉高架橋の耐震補強検討	中村哲也	第 14 回技術発表会		2004.07	4
西神高架橋補修塗装用足場検討・実施について	石元靖二	第 14 回技術発表会		2004.07	4
鋼床版舗装の長期耐久性について	下前隆雄	第 14 回技術発表会		2004.07	4
大粒径アスファルト混合物を用いた舗装改良試験施工	簀戸喜一	第 14 回技術発表会		2004.07	4
異常気象による通行止め時の車の動向について	土井俊秋	第 14 回技術発表会		2004.07	4
含浸系材料による壁高欄補修の試験施工	前田喜宏	第 14 回技術発表会		2004.07	4
明石海峡大橋ケーブル送気設備の省エネと除湿能力の改善	朝倉義博	第 14 回技術発表会		2004.07	4
主塔塗替塗装装置の開発	河野正樹	第 14 回技術発表会		2004.07	4
真空吸着車輪ゴンドラの開発	中村修	第 14 回技術発表会		2004.07	4
多重総合伝送交換設備（伝送ネットワーク）の構築	山本哲也	第 14 回技術発表会		2004.07	4
鋼床版の疲労に着目した点検の合理化に関する検討	薄井稔弘	第 14 回技術発表会		2004.07	4
超長大橋の耐風安定性に関する検討結果	楠原栄樹	第 14 回技術発表会		2004.07	4
箱桁内腐食環境と塗装管理計画	杉本健	第 14 回技術発表会		2004.07	4
限界状態を考慮した超長大橋の主ケーブル設計法について	遠山直樹	第 14 回技術発表会		2004.07	4
新たなコンセプトを取り入れた基礎形式の検討	鳥羽保行	第 14 回技術発表会		2004.07	4

本四技報編集委員会名簿(五十音順) (平成16年9月15日現在)

編集委員長
編集委員

森朝石	倉塚井田	義利清幸	久博幸裕	○津土長	前留井尾谷	隆和俊	雄彦秋男
◎大	◎大	◎大	◎大	◎西林	◎溝村	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森
◎大	◎大	◎大	◎大	◎森	◎森	◎森	◎森

◎幹事会幹事長 ○幹事会幹事

本州四国連絡橋公団
HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY
〒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.hsba.go.jp/

本四技報 第103号

発行 平成16年9月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会
〒112-0004 東京都文京区後楽2-2-23
住友不動産飯田橋ビル2号館4階
電話 03-3814-8439
発行者 山根 孟
制作 ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200円

