

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.43 No.131 2018.9

本州四国連絡高速道路株式会社編集

EDITED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

本四技報 第 131 号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.131

【巻頭言】

地域活性化への貢献……………	桑原徹郎…	1
Contribution to regional vitalization		

【技術論文】

瀬戸大橋高架橋の耐震補強設計……………	西谷雅弘・平山靖之…	2
Seismic retrofit design of the viaducts in Seto-Hashi Bridges		
大島大橋の耐震補強設計と施工……………	溝上善昭・遠藤和男・河野慎也…	10
Seismic retrofit design and construction of Ohshima bridge		
孫崎高架橋（多数主桁 I 桁橋）の長期防食対策……………	佐々木翔大・北川竜三・杉本祐一…	20
Long-term Anti-corrosion Measures for Magosaki Viaduct		
上面増厚工法による因島大橋東高架橋 RC 床版補修……………	金田泰明・矢野賢晃・橋本 龍…	27
Rehabilitation of RC slab on Innoshima Higashi Viaduct by increased thickness on top slab		
トンネル維持管理設備の合理化への取組……………	朝倉義博・小野祥史・東 秀樹…	35
Efforts to Rationalize Tunnel Maintenance Equipment		
色覚バリアフリーを考慮した道路情報板の最適表示色に関する検討…	日高英治・吉本紀一・西野晋二…	43
The study for the optimum display colors of the road information boards with consideration for color barrier free		

【技術開発年次報告】

防食分科会塗装（鋼）WG の取組……………	竹口昌弘・貴志友基・山根 彰…	48
Report of Working Group for Metal Coating System, Anticorrosion Subcommittee		
防食分科会コンクリート保護工 WG の取組 ……………	本郷誠人・竹口昌弘…	49
Report of Working Group for concrete coating system, Anticorrosion Subcommittee		
防食分科会ケーブル送気 WG の取組 ……………	長尾幸雄・町田 陽…	50
Report of Working Group for Cable Dehumidification System, Anticorrosion Subcommittee		
疲労分科会の取組……………	林 昌弘・溝上善昭…	52
Report of Fatigue Subcommittee		
耐震分科会の取組……………	西谷雅弘・田村 正…	54
Report of Seismic Subcommittee		
舗装分科会の取組……………	竹内政彦…	56
Report of Pavement Subcommittee		
点検分科会点検技術 WG の取組 ……………	林 昌弘・溝上善昭…	57
Report of Working Group for Inspection Technology, Inspection Subcommittee		
耐風分科会の取組……………	町田 陽・竹口昌弘…	58
Report of Wind-Resistance Subcommittee		

【技術ニュース】

IABSE クアラルンプール大会 2018 ……………	新野貴大…	59
IABSE Conference Kuala Lumpur 2018		
鋼床版の下面補修方法特許取得……………	寺嶋賢策…	59
A Patent for a Method for Repairing Orthotropic Steel Decks from the Underside was approved		
第 9 回橋梁の維持管理と安全性に関する国際会議 (IABMAS 2018) ……………	河野慎也…	60
9th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2018)		
土木学会技術開発賞 受賞 ……………	有馬敬育…	61
2017 JSCE Innovative Technique Award		
グレートベルト橋との技術協力協定締結……………	遠山直樹…	61
HSBE signed the MOU with A/S Storebælt, Denmark		

【文献紹介】

本州四国連絡橋関連技術文献紹介……………		62
Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges		

大島大橋の耐震補強設計と施工

Seismic retrofit design and construction of Ohshima bridge



写真－1 衝突対策構造（5P, 6P）

Photo 1 Structure to prevent girder from colliding (5P, 6P)



写真－2 支承補完構造（4A 上屋）

Photo 2 Reinforcement of existing bearings (4A)

孫崎高架橋（多数主桁I桁橋）の長期防食対策

Long-term Anti-corrosion Measures for Magosaki Viaduct



写真－3 裏面パネルの設置状況

Photo 3 Installation of back panel



写真－4 側面パネルの設置状況

Photo 4 Installation of side panel

上面増厚工法による因島大橋東高架橋RC床版補修

Rehabilitation of RC slab on Innoshima Higashi Viaduct by increased thickness on top slab



写真－5 超速硬 SFRC コンクリート打設

Photo 5 Casting ultrarapid hardening steel fiber reinforced concrete



写真－6 床版防水工施工

Photo 6 Waterproofing of concrete slab

トンネル維持管理設備の合理化への取組

Efforts to Rationalize Tunnel Maintenance Equipment



写真－7 水噴霧放水量測定装置

Photo 7 Water Spray Discharge Measuring Device



写真－8 舞子トンネルの防災受信盤

Photo 8 Disaster prevention control panels (Maiko tunnel)

—地域活性化への貢献—

Contribution to regional vitalization

取締役常務執行役員 桑原 徹郎

Tetsuro Kuwabara

【はじめに】

本四高速の昨年度の利用台数は4,296万台と6年連続で過去最高を更新し、本州四国間の自動車交通量は昭和59年の大鳴門橋開通前と比較して約3.3倍増加している。本年4月からは、瀬戸中央自動車道開通30周年、明石海峡大橋開通20周年イベントが関係自治体とともに催され、来年にはしまなみ海道20周年事業も予定されており、地域から高い評価を頂いている。

今年7月6日からの西日本豪雨では、連続雨量が規制基準を上回ったことから3ルートが10時間以上にわたり同時に通行止めとなり、地域の生活物資が不足するなどの影響が発生した。一方、ルートにより通行止めに時間差があったため、定常的に本四高速を利用する業務系大型車が明石海峡大橋から瀬戸大橋へ、またしまなみ海道から瀬戸大橋へ転換する動きも見られ、本四高速が四国・中国地域の社会・経済活動にとって欠くことのできない社会資本となっていることが改めて明らかとなった。

【本四高速の整備効果】

本四高速に接続する高速道路ネットワークは、平成9年に山陽自動車道が全線開通するとともに、四国内についても松山自動車道、高知自動車、徳島自動車道、高松自動車道が順次開通してきた。近年でも、平成27年に徳島自動車道が鳴門で接続するとともに、来年には高松自動車道が全線四車線化となる予定である。

これにより四国各県の県庁所在地から本州への3時間交流圏域は、開通当初と比較して面積で7.8倍、人口に至っては11.4倍と飛躍的に増大しており、その整備効果は多岐にわたっている。例えば徳島県では、高輝度青色LEDを世界で初めて製品化した企業をはじめ、100社以上のLED関連企業が集積している。神戸淡路鳴門自動車道を利用し近畿圏以東との間で原材料の調達と製品の納入が可能であることから、徳島県のLED出荷額は年々増加し、平成27年の出荷額は約2,500億円で全国シェアは60%を上回っている。また、愛媛県産の「養殖真鯛」は、生産量全国一であり、高速道路ネットワークの拡充により東京・大阪市場での取扱量を着実に伸ばしてきた。平成29年の東京市場シェアは34%、大阪市場シェアは57%となっている。

【四国圏広域地方計画】

四国圏域全体の人口は1985年の約423万人をピークに減少に転じており、2014年現在で約388万人となってい

る。2014年の65歳以上の高齢者の割合は30%と全国より約10年早く高齢化が進行している。国立社会保障・人口問題研究所の中位推計（出生率1.35程度で推移）では、四国圏の人口は2050年には258万人になると予測しており、高齢化率は40%を上回り、生産年齢人口はほぼ半減する。このように、四国圏においては人口減少率、高齢化率が高く、如何にして地域の活力を維持、向上していくかは喫緊の課題となっている。

平成27年に策定された新しい国土形成計画では、急激な人口減少・少子化の顕在化、異次元の高齢化等を踏まえ、対流促進型国土の形成を基本目標としている。この全国計画を踏まえて策定された四国圏広域地方計画では、南海トラフ地震などに対する防災力の向上や若者・女性に魅力ある社会の実現に加えて、産業力の強化や歴史・文化、風土を活かした個性ある地域づくりを推進することとしている。

本四高速もこれらの目標を実現するための重要な社会資本として位置付けられており、大規模災害発生時における広域的な支援ルートの要の役割を担うとともに、環瀬戸内海地域の産業集積地間の連携や中国地方や近畿地方なども含めた広域観光、インバウンド観光に欠くことのできない存在となっている。

【地域活性化への貢献】

本四高速では、これまでも地域と一体となって、例えば瀬戸内海全体としての文化芸術面の魅力発信の支援を目的とした「せとうち美術館ネットワーク」の充実を図るなどの取り組みを行ってきた。また、瀬戸内しまなみ海道・国際サイクリング大会を後援し、高速道路本線を利用したサイクリングを提供することで、世界各国から多くの参加者が訪れるようになっている。さらに、経済界や瀬戸内各県で組織する「環瀬戸内海地域交流促進協議会」に参画し、インバウンドを含めた交流促進や地域の魅力発信、さらには塔頂ツアーやライトアップなど長大橋自体の目的地化など、様々な取り組みを進めている。多くの主体が参画し、社会・経済・文化などあらゆる面で地域連携を促進していくためには、物理的壁や制度の壁に加え、どれだけ意識の壁を乗り越えていけるかが重要である。それぞれの主体が自ら定めている限界を越えて、如何にして地域活性化に貢献していくかが問われている。

瀬戸大橋高架橋の耐震補強設計

Seismic retrofit design of the viaducts in Seto-Ohashi Bridges

西谷 雅弘 Masahiro Nishitani

坂出管理センター 所長
(前) 長大橋技術センター 総括・耐震グループリーダー

平山 靖之 Yasuyuki Hirayama

長大橋技術センター 総括・耐震グループ

概 要

瀬戸大橋の道路鉄道併用区間(約12.3km)は、平成25年度から本格的に耐震検討を開始し、平成32年度の完了を目指して工事を実施している。工事発注工程等を考慮して、瀬戸大橋を構成する橋梁群の耐震検討を順次実施してきた。ここでは、岩黒島高架橋、与島高架橋、番の州高架橋の補強設計について報告する。

耐震補強設計では、道路橋示方書に規定される耐震性能2を目標性能としたが、耐震性能照査の結果、いずれの高架橋においても、橋脚のせん断耐力や支承の耐力が不足することを確認した。耐震対策については、施工性、経済性を考慮して決定した。

Seismic retrofit of the Seto-Ohashi Bridges, approximately 12.3km-long highway-railway combined section, was started in 2013 and will be completed in 2020. Seismic retrofit study has been conducted considering retrofit work schedule. This paper presents the results of seismic retrofit design for the Iwakurojima, Yoshima, and Bannosu Viaducts in the Seto-Ohashi Bridges.

Seismic verification and retrofit design were carried out to consider “Seismic Performance Level-2” specified in “the Design Specifications for Highway Bridges.” It was found that shear capacity of bridge piers and strength for bearings in each viaduct were not sufficient against large-scale seismic motions. Seismic retrofit for each bridge was decided considering workability and economic efficiency.

1. はじめに

瀬戸大橋の耐震補強は平成25年度から本格的に着手し、平成32年度の完成を目指して、現在、工事を実施している。そのうち、岩黒島高架橋、与島高架橋、番の州高架橋については平成25年度から、順次、耐震性能照査が開始された。

耐震性能照査の結果、岩黒島高架橋と与島高架橋については、全橋脚でせん断耐力が不足しており、道路桁支承も耐力が不足していた。番の州高架橋については、一部の道路桁支承及びゲルバーヒンジ支承の耐力が不足していた。橋脚については、施工性、基礎構造への影響、経済性を考慮して補強工法を決定した。道路桁支承については、岩黒島高架橋及び与島高架橋では、既設支承自体の耐力を期待せず、補強部材のみで地震応答を受けもつことを目的に支承補完を、番の州高架橋では、不足する耐力のみを補うことを目的に支承補強を行うこととした。なお、同橋のゲルバーヒンジ支承は支承補完を行う。本文では岩黒島高架橋、与島高架橋及び番の州高架橋の

耐震性能照査及び補強設計について報告する。

2. 橋梁概要

橋梁一般図を図-1に、橋梁概要を表-1に示す。櫃石島橋と岩黒島橋との間に位置する岩黒島高架橋は道路鉄道併用のPC2径間Tラーメン箱桁橋である。与島高架橋はSRC製の高橋脚で支持された道路鉄道併用の4径間及び7径間連続PC箱桁橋であり、中間に位置するYVa4Pは3層の立体ラーメン橋脚である。与島高架橋には与島PAへつながる第一～第五ランプ橋（以下総称する場合は「ランプ橋」という。）が併設されている。ここで、岩黒島高架橋と与島高架橋の橋脚は桁と剛結構造になっている。瀬戸大橋の南側の軟弱地盤上に位置する番の州高架橋は3～5径間連続の鋼箱桁橋である。耐震壁を有する橋脚で支持された番の州高架橋の各連続する桁同士はゲルバーヒンジ支承を介して接続されている。ゲルバーヒンジ支承は橋軸・橋軸直角方向ともに可動である。これらの橋梁の設計時に適用された耐震基準は表-1に示す

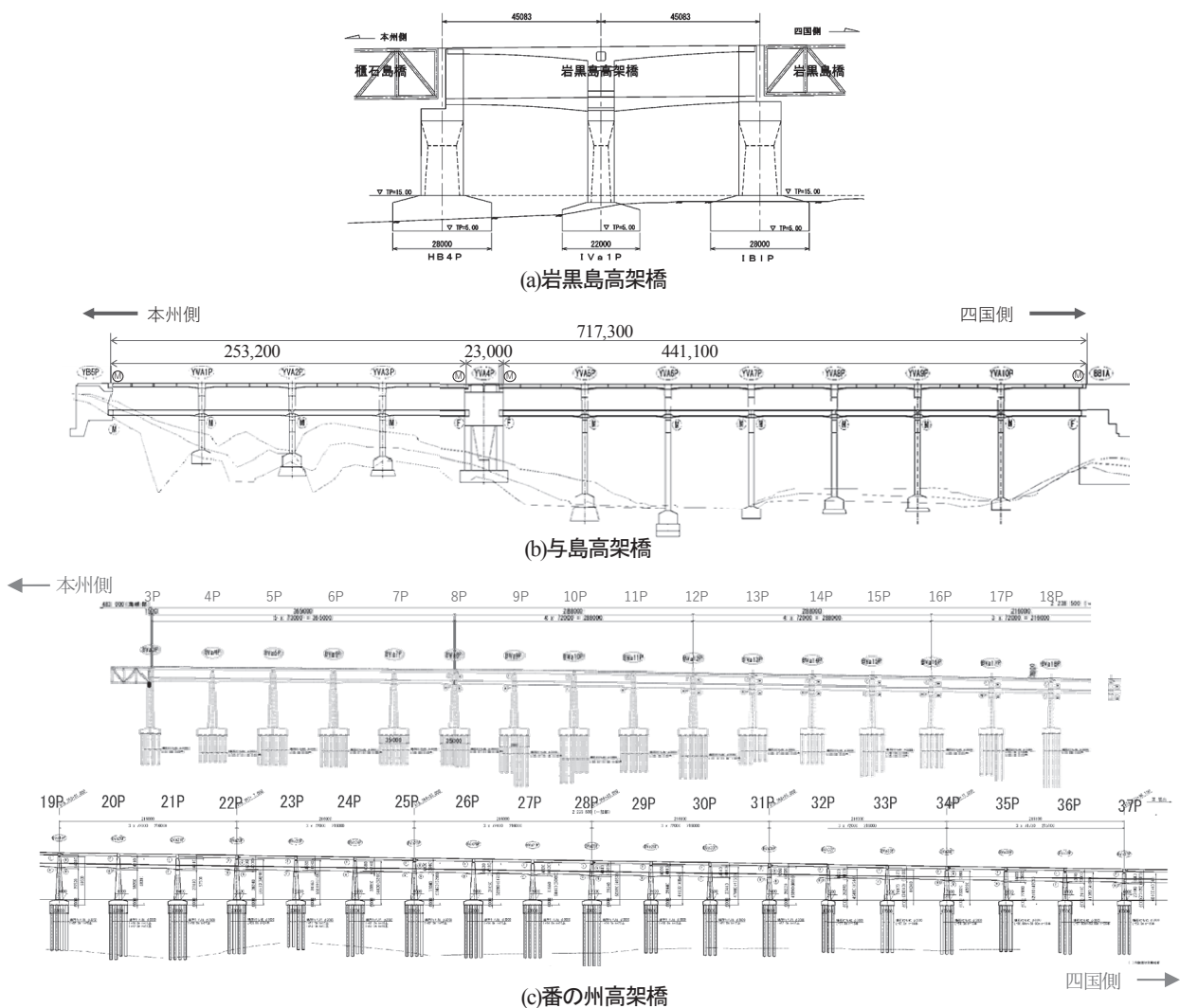


図-1 橋梁一般図

Fig.1 General view of bridges

表-1 橋梁概要

Table 1 Outline of bridges

橋梁名	岩黒島高架橋	与島高架橋			番の州高架橋
		本線	第二ランプ橋	第五ランプ橋	
形式	PC2径間Tラーメン箱桁橋	4+7径間連続PC箱桁ラーメン橋	5径間連続鋼箱桁橋	9径間連続鋼箱桁橋	3~5径間連続2箱桁橋
基礎形式	直接基礎	直接基礎	深礎杭基礎、直接基礎	深礎杭基礎	大口径場所打ち杭
支間割 (m)	2@42.5	4@62.5 + 7@62.5	77 + 79.1 + 2@55 + 71.9	33.9 + 49.7 + 6@30.5 + 35.2	5@72 + (4@72) × 2 + 3@72 × 6 + 3@71.7
橋脚形式	2層ラーメン橋脚	1P~3P橋脚: 2層ラーメン橋脚 (SRC構造) 4P橋脚: 3層立体ラーメン橋脚 (SRC構造) 5P~10P橋脚: SRC3層ラーメン橋脚 (SRC構造)	RC円柱橋脚	RC円柱橋脚	2層ラーメン橋脚 (耐震壁付)
適用耐震基準	道路橋示方書・同解説V耐震設計編 (日本道路協会、昭和55年)				

道路橋示方書 (以下「道示」という。) V耐震設計編 (昭和55年) ¹⁾ であり、耐震補強を検討する際に考慮した道示V耐震設計編 (平成24年) ²⁾ に規定されているレベル2地震動は、当時、考慮されていなかった。これらの橋梁を含む瀬戸大橋の耐震性能照査、補強設計の基本方針は、参考文献3)及び4)を参照されたい。

3. 解析条件の設定

3.1 入力地震動

耐震性能照査に用いる設計地震動³⁾は次のとおりである。まず、設計地震動 (水平2方向と鉛直方向) は、瀬戸大橋地点の地盤構造や近隣の断層等を考慮した断層モデルにより求めることとし、 $V_s=1500\text{m/s}$ 又は 2500m/s の工学的基盤面上で設定した。各高架橋の設計地震動は東南

海・南海地震1波，中央構造線（鳴門－石鎚断層）1波及び伏在断層4波（逆断層2波，横ずれ断層2波）の計6波とした．設計に用いた入力地震動（水平2方向のみ）は，工学的基盤面上で設定した地震動を基に，直接基礎は一次元波動伝播解析（SHAKE）により，また，杭基礎は2次元FEM解析により，全ての基礎底面位置において地震動を算出した．岩黒島高架橋HB4Pの基礎底面位置における入力地震動の加速度応答スペクトルを図－2に示す．伏在横ずれ断層及び伏在逆断層による地震動を適用した耐震性能照査は，断層平行方向と断層直交方向それぞれの解析結果を平均して実施した．東南海・南海地震及び中央構造線（鳴門－石鎚断層）の地震動は最も影響が大きくなるように水平方向2成分を合成して求めた．

動的解析にあたっては，橋軸方向水平成分と鉛直成分，及び，橋軸直角方向水平成分と鉛直成分のそれぞれ2方向地震動を各基礎底面位置に独立して入力した．岩黒島高架橋のループ橋，与島高架橋の第二及び第五ランプ橋については，橋軸方向と橋軸直角方向が変化する．そこで，本線橋軸及び橋軸直角方向に加え，岩黒島高架橋ループ橋では橋軸直角方向から60° ずつ変えた方向に，また，与島高架橋第五ランプ橋では，応答が大きくなる方向として，本線橋軸方向を起点に135° の方向に，鉛直成分とともに入力した．ただし，第二ランプ橋では，本線橋軸直角方向に加え，応答が大きくなる方向として，本線橋軸方向を起点に30° 及び150° の方向に，鉛直成分とともに入力することにした．

3.2 列車荷重

道路鉄道併用橋である瀬戸大橋の耐震補強設計には，列車荷重を考慮している．その載荷方法等は次のとおりである．

標準列車荷重：EA-17

列車荷重強度：35kN/m

慣性力の上限值：線路方向0.2g，線路直角方向0.3g

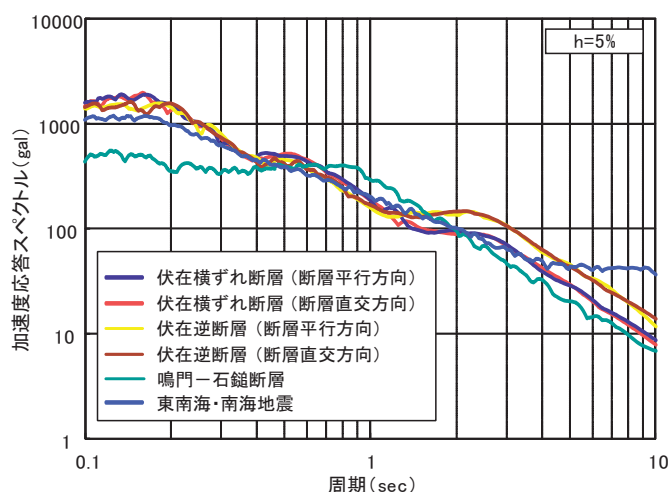
載荷長：全橋載荷

載荷する線路本数：1線（単線）載荷

3.3 動的解析

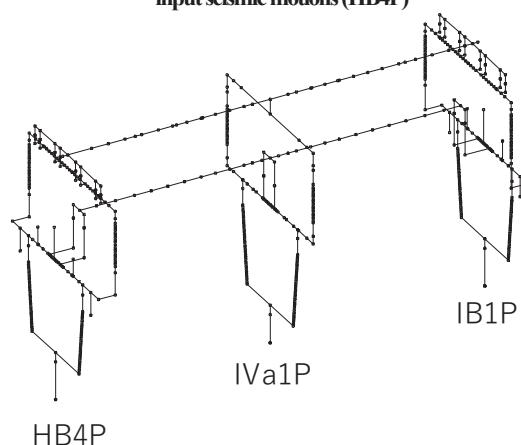
(1) 解析モデル

耐震性能照査及び補強設計に用いた解析モデルは，はり要素を基本とし，支承には線形ばね要素を用いた．橋脚には曲げの非線形性を考慮するために，死荷重時の軸力より求めたM－ ϕ モデルを使用した．なお，与島高架橋の橋軸直角方向は軸力変動が大きいため，軸力変動の影響を考慮できるM－ ϕ モデルを用いた．基礎－地盤間のモデル化には集約ばね要素を用いるものとし，鉛直方向ばね，水平方向ばね及び回転ばねを設置した．なお，直接基礎の回転ばねには，鉄道構造物等設計基準²⁾に準じて浮き上がりによる非線形性を考慮できるようにした．岩黒島高架橋の解析モデルを図－3に示す．



図－2 入力地震動の加速度応答スペクトル（HB4P）

Fig.2 Acceleration response spectrum of input seismic motions (HB4P)



図－3 解析モデル（岩黒島高架橋）

Fig.3 Analytical model (Iwakurojima Viaduct)

表－2 減衰定数

Table 2 Damping constant

部材		モデル化要素	減衰定数
上部工	鋼箱桁	線形はり要素	2%
	PC箱桁	線形はり要素	3%
支承	金属支承	線形ばね要素	0%
	ゴム支承	線形ばね要素	3%
橋脚		非線形はり要素	2%
基礎	直接基礎	非線形S-Rばね	10%
	杭基礎	線形ばね要素	20%

(2) 材料構成則

コンクリートの材料構成則は，道示V耐震設計編²⁾におけるコンクリートの応力－ひずみ曲線とした．ただし，帯鉄筋の構造細目などの規定を満足していないことから，帯鉄筋による拘束効果を見逃し，応力－ひずみ曲線の最大応力度はコンクリートの設計基準強度とした．

(3) 減衰モデル

動的解析に用いる減衰はレイリー型粘性減衰とし，各部材の減衰定数は，道示に準じて，表－2のとおりとした．

表-3 固有周期

Table 3 Natural period of bridges

橋梁		固有周期 (sec)
岩黒島高架橋	橋軸方向	0.93
	橋軸直角方向	0.33
与島高架橋	橋軸方向	2.38
	橋軸直角方向	0.68
番の州高架橋	橋軸方向	1.12
	橋軸直角方向	0.86

(4) 固有値解析

表-3に各橋梁の固有値解析結果を示す。3橋とも、橋軸直角方向の固有周期が橋軸方向のものより小さいことから、地震時応答が大きくなることが予想された。

4. 耐震性能照査

4.1 照査方針

(1) 橋脚の照査

橋脚は道示V耐震設計編²⁾に準じ、曲げとせん断の照査を行った。曲げは、曲率と応答曲率を比較することにより照査した。せん断の照査にあたっては、せん断スパン比が2.5以下の部材であり、塑性化していない橋脚の部位においては、ディーブビーム効果を見込むことにより、せん断耐力を算出し、応答せん断力と比較した。

(2) 支承の照査

動的解析によって得られた支承反力が許容値（支承本体又は各部位の耐力（割増係数1.7を考慮））を超えないことを照査した。可動支承については、移動可能量に対する照査を行った。

(3) 基礎の照査

基礎部材（フーチング、杭）は曲げとせん断の照査を行った。動的解析における応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントより大きくなる場合には、道示V耐震設計編²⁾により応答塑性率を求め、参考文献6)に示される許容塑性率と比較して照査した。さらに詳細な照査が必要と考えられる場合には、基礎-地盤間の逸散減衰効果を考慮した照査、FEMモデルによる照査を実施することとした。

4.2 耐震性能照査結果

(1) 岩黒島高架橋

岩黒島高架橋の照査結果を表-4（表中の値は、許容値に対する応答値の比率）に示す。各橋脚は、橋軸直角方向の照査において、せん断耐力が不足する結果となった。また、いずれの支承も、移動量及び支承耐力が許容値を満足しなかった。各フーチングの橋軸及び橋軸直角方向の照査において、降伏曲げモーメント以上の応答曲げモーメントが生じたが、応答塑性率が許容塑性率以下

表-4 耐震性能照査結果総括表（岩黒島高架橋）

Table 4 Summary of seismic performance verification (Iwakurojima Viaduct)

支承条件			BP(M)	剛結	BP(M)
部材	解析方向	照査項目	HB4P	IVa1P	IB1P
橋脚 (基礎～鉄道桁)	橋軸方向	曲率	0.14	0.28	0.17
		せん断耐力	0.65	0.65	0.68
	橋軸直角方向	曲率	0.07	0.26	0.10
		せん断耐力	1.02	0.98	1.20
柱部 (鉄道桁～道路桁)	橋軸方向	曲率	0.21	0.12	0.29
		せん断耐力	0.46	0.71	0.49
	橋軸直角方向	曲率	0.18	0.12	0.68
		せん断耐力	1.09	1.23	1.31
梁部 (道路桁受梁)	橋軸直角方向	曲率	0.16		0.30
		せん断耐力	1.50		2.15
梁部 (鉄道桁受梁)	橋軸直角方向	曲率	0.02	0.06	0.03
		せん断耐力	0.98	1.49	0.77
支承	橋軸方向	移動量	2.13		1.33
	橋軸直角方向	支承耐力	7.35		12.67
フーチング	橋軸方向	曲げ耐力	1.05	1.00	1.08
		せん断耐力	0.40	0.59	0.46
		曲げ耐力	2.76	1.52	2.92
	橋軸直角方向	せん断耐力	—	0.58	—
		塑性率	0.54	0.15	0.54

となったため、フーチングは所要の耐震性能を有すると判断した。

ループ橋については、橋脚、基礎及び支承のいずれの応答値ともに許容値以内に収まった。

(2) 与島高架橋

与島高架橋の照査結果を表-5（表中の値は、許容値に対する応答値の比率）に示す。全ての橋脚の柱及び梁でせん断耐力が不足する結果となった。YVa6P、YVa7P及びYVa10Pのフーチングの橋軸直角方向の照査において、降伏曲げモーメント以上の応答曲げモーメントが生じたが、塑性率の照査を満足することを確認した。4径間部及び7径間部の代表橋脚として、YVa1P、YVa4P及びYVa5Pの損傷箇所を図-4に示す。図中の数値はせん断耐力に対する応答せん断力の比率である。表-6に示すとおり、全ての支承は耐力が不足し、YVa4P及びBB1Aの支承では移動可能量以上の変位が生じた。

なお、ランプ橋の橋脚及び基礎に作用する応答値は、全て許容値以内に収まった。一方、第二ランプ橋のP3支承には、その耐力を超える応答値が作用した。

ここで、YVa4Pの一部の柱・梁では、せん断耐力を3～4倍超過する応答値が作用することがわかった。照査にあたっては、せん断耐力を2次的に評価したが、立体ラーメン橋脚であるYVa4Pにおいては、3次的な抵抗機構が期待できるものと考えた。そこで、実構造が有する耐力を評価するために、3次元FEMモデルを用いたプッシュオーバー解析を実施することにした。モデル化の範囲はYVa4P全体とし、コンクリート中に鉄筋が完全に付着していることを前提とした。圧縮・引張だけではなく、せん断についても、応力度とひずみ関係に非線形性を考慮できるFEM要素を用いた。FEMモデルに作用させる荷重は、地震応答解析の結果から得られた最大応答時の加速度分布に橋脚各部の単位体積重量を乗じることとで求め、その荷重を、最大荷重を上回るまで漸増荷重さ

表－5 耐震性能照査結果総括表（橋脚 与島高架橋）

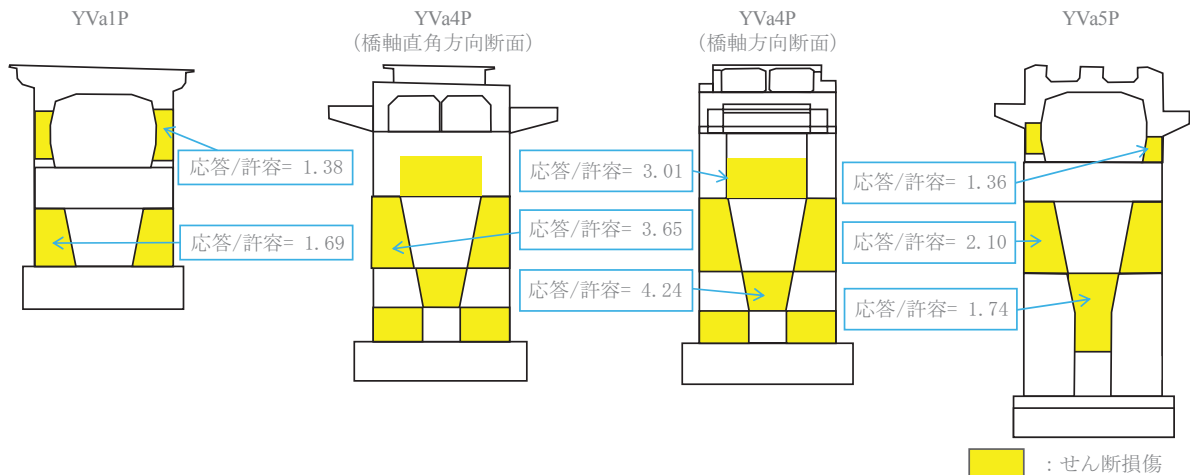
Table 5 Summary of seismic performance verification (Yoshima Viaduct)

支承条件			剛結	剛結	剛結	可動		剛結	剛結	剛結	剛結	剛結	剛結	
部材	解析方向	照査項目	YVa1P	YVa2P	YVa3P	YVa4P		YVa5P	YVa6P	YVa7P	YVa8P	YVa9P	YVa10P	
						(橋軸方向断面)	(橋軸直角方向断面)							
上層梁 (道路桁支持梁)	橋軸方向	曲率	注 1	0.37	0.31		0.00	0.43	0.34	注 1	0.18	0.28	0.29	
		せん断耐力		0.12	0.10		0.06	0.10	0.13		0.04	0.09	0.07	
	橋軸直角方向	曲率		0.46	0.32		0.09	0.49	0.45		0.44	0.50	0.39	
		せん断耐力		0.74	0.69		0.51	0.73	0.80		0.55	0.74	0.74	
				曲率	0.13		0.07	0.06	0.12		0.07	0.11	0.10	0.08
上層柱	橋軸方向	せん断耐力	0.68	0.46	0.43	0.36	0.52	0.49	0.44	0.53	0.46	0.41		
		曲率	0.15	0.11	0.22	0.06	0.33	0.12	0.14	0.15	0.17	0.16		
	橋軸直角方向	せん断耐力	1.38	1.27	0.99	1.53	1.36	1.20	1.34	1.33	1.40	1.40		
		せん断耐力				3.01	1.58	注 2						
		曲率				注 2								
中層梁	橋軸方向	せん断耐力				注 2		0.15	0.15	0.14	0.13	0.13	0.13	
		曲率				注 2		0.97	0.91	1.19	0.83	1.27	0.87	
	橋軸直角方向	せん断耐力				注 2		1.41	0.21	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
		曲率				0.65		0.11	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	
		せん断耐力				0.14		0.51	0.45	0.40	0.38	0.37	0.40	
中層柱	橋軸方向	曲率					0.11	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06		
		せん断耐力					0.21	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15		
	橋軸直角方向	曲率					0.21	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15		
		せん断耐力					1.85	2.10	1.88	1.79	1.75	1.85	1.84	
		せん断耐力				注 2		4.24	注 2		注 2			
下層梁	橋軸方向	曲率	0.11	0.12	0.10	注 2		0.03	0.11	0.07	0.02	0.03	0.03	
		せん断耐力	0.83	1.20	0.78	注 2	2.61	1.74	2.09	1.97	1.56	1.55	1.73	
	橋軸直角方向	曲率	0.21	0.15	0.16	0.57	0.24	0.16	0.18	0.23	0.22	0.19		
		せん断耐力	0.69	0.58	0.55		1.33	0.55	0.54	0.57	0.48	0.47	0.48	
		曲率	0.14	0.14	0.11		0.15	0.11	0.38	0.13	0.10	0.10	0.12	
下層柱	橋軸方向	せん断耐力	1.69	1.57	1.36	0.96	0.90	1.30	0.99	0.82	0.79	0.80		
		曲率	0.37	0.33	0.36	0.57	0.67	0.63	0.58	0.62	0.58	0.55		
	橋軸直角方向	せん断耐力	0.06	0.05	0.05	0.47	0.20	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17		
		曲げ耐力	0.76	0.72	0.60	0.37	0.48	1.35	1.66	0.80	0.93	1.40		
		せん断耐力	0.76	0.67	0.63	0.29	注 3							
フーチング	橋軸直角方向	塑性率	-	-	-	-	-	0.35	0.47	-	-	-	0.37	

注 1：ランプ桁部が桁位置まで達しており、梁部のみで抵抗する断面がないため、照査を省略。

注 2：作用する断面力が微小なため、照査を省略。

注 3：柱幅が大きく、せん断照査位置がもう一方の柱内にあるため、照査を省略。



図－4 耐震性能照査結果（与島高架橋）

Fig.4 Results of seismic performance verification (Yoshima Viaduct)

せた。

解析結果を図－5及び図－6に示す。橋軸方向載荷時には、地震応答解析における最大荷重の70%程度から道路桁位置における橋軸方向の水平変位が急増し始めた。また、最大荷重時（2サイクル目）の圧縮ひずみコンター（図－6）より、中層柱の上下端の隅角部には圧壊レベル（圧縮ひずみ0.002以上）に相当する圧縮ひずみが生じており、当該箇所はせん断圧縮破壊に至ったものと判断した。一方、橋軸直角方向に載荷した場合には、このような圧壊に相当するような大きな圧縮ひずみが生じて

いないことが確認できた。

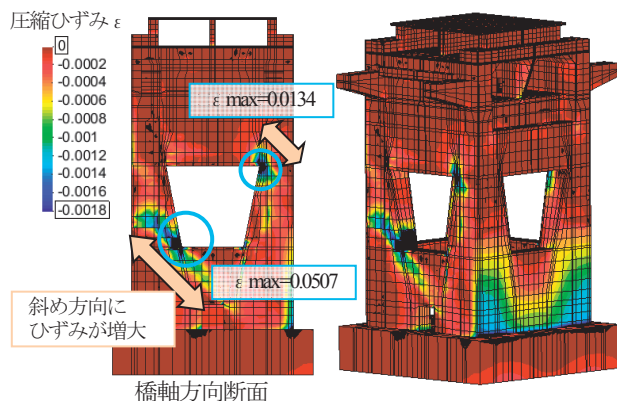
上記のとおり、FEMモデルを用いたプッシュオーバー解析の結果より、YVa4Pの橋軸方向断面において、耐震対策が必要であることがわかった。

3層ラーメン構造のYVa5PからYVa10Pの下層梁には、そのせん断耐力の2倍程度の応答値が発生した。これらの部材のせん断スパン比は0.5以下であることから、せん断耐力を過小に評価している可能性があると考えた。そこで、2次元FEMモデルを用いたプッシュオーバー解析を実施した。モデル化の範囲は、中層梁と下層梁の中

表－6 耐震性能照査結果総括表（支承 与島高架橋）

Table 6 Summary of seismic performance verification (Yoshima Viaduct)

支承条件		橋軸：可動，橋軸直角：固定			
解析方向	照査項目	YB5P	YVa4P		BB1A
			起点側	終点側	
橋軸方向	移動量	0.81	1.28	1.01	1.02
橋軸直角方向	水平力	1.70	2.53	3.08	2.70



図－6 2回目の载荷レベル+100%における圧縮ひずみコンター（橋軸方向载荷時）（与島高架橋）

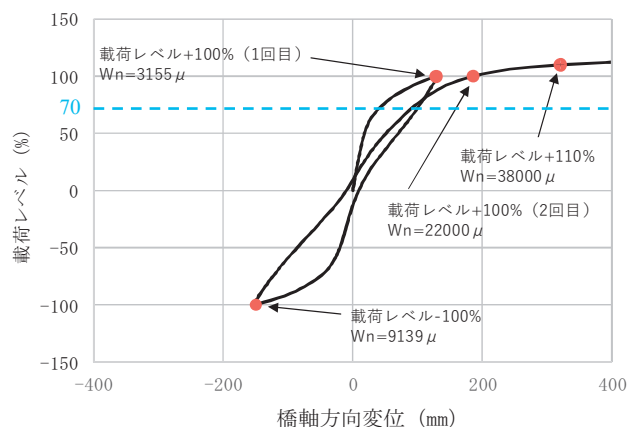
Fig.6 Compression strain contour diagram (loading level +100%, second time) (Yoshima Viaduct)

間付近からフーチングまでとした。再照査を行う下層梁、中層柱及び下層柱は、YVa4PのFEMモデルと同様の特性を有する2次元モデルによりモデル化した。プッシュオーバー解析の結果、地震応答解析で得られた最大応答に相当する荷重を载荷した状態においても、その挙動はまだ弾性的であり、最大耐力に対して余裕があることが確認できた。したがって、YVa5PからYVa10Pの下層梁に生じる損傷は軽微であり、また、道路桁や鉄道桁を直接支持している梁ではないことも考慮し、補強を実施しないことにした。

(3) 番の州高架橋

番の州高架橋の照査結果を表－7に示す。橋脚はいずれの方向においても曲げ及びせん断の照査ともに許容値を満足する結果となった。これは、他の2橋に比べ、番の州高架橋は比較的固有周期が長いこと及び耐震壁の効果によるものと考えられる。柱頭部にある道路桁支承は、橋軸方向の照査において、BVa4P及びBVa8Pの支承が、橋軸直角方向の照査においては、BVa25P支承が耐力不足となった。また、BVa8P及びBVa12Pのゲルバーヒンジ支承は、橋軸直角方向の照査において、耐力が不足した。全ての杭は曲げ及びせん断の照査を満足したが、多くのフーチングが曲げ照査において許容値を満足しなかった。そこで、これらのフーチングを対象として、4.1で記載した詳細な照査を実施することにした。

BVa3PからBVa18P間のフーチングにおいて、橋軸直角方向の照査にあたり、その上面側が引張になる状態で照査を満足しなかった。そこで、フーチングの曲げ照査で応答値の超過率が最も大きかったBVa3Pについて、2次



図－5 载荷レベルと道路桁位置における橋軸方向水平変位（与島高架橋）

Fig.5 Loading level-displacement of road girder relation (Yoshima Viaduct)

元のFEMモデルを適用し、曲げ耐力を再評価することにした。解析対象断面は橋軸直角方向断面の前面であり、弾性シェルモデルによりモデル化した。動的解析における曲げモーメント及び水平力を杭頭部に作用させて、解析断面に発生する水平応力度の分布を算出した結果、フーチング上面側の鉄筋に作用する力は降伏耐力以下であることが確認できた。したがって、該当するフーチングは、必要とされる曲げ耐力を有するものと判断できた。

BVa20PからBVa37P間の杭基礎には土被りがあり、建設から長い時間が経過していることから、杭基礎を覆う埋戻し土は安定した状態にあると考えられる。このような状況下では、地震時において、粘性減衰や履歴減衰に加え、基礎と地盤間の逸散減衰が期待できるものと考えられる。逸散減衰の定量的な評価は困難であるが、既往の研究においても、フーチングー杭基礎ー周辺地盤系を対象とした加振実験⁷⁾により、土被りがある基礎構造ー地盤間の減衰定数は約70%以上あることが確認されている。フーチングの曲げ照査で超過率が最も大きかったBVa24Pにおいて、杭基礎の地震応答に影響を与える振動モード（第45次モード。固有周期は0.5秒）におけるレイリー型粘性減衰は10.1%であった。そこで、逸散減衰として、土被りを有する基礎構造における減衰定数を20%とし、逸散減衰の有（減衰定数10.1%+20%）及び無（減衰定数10.1%）による応答の変化を一自由度振動系の伝達関数により求め、その比率を考慮して断面力を低減し、フーチングの再照査を行った。その結果、曲げ及びせん断の照査ともに許容値を満足する結果が得られた。

上記のとおり、耐力照査及び塑性率照査に加え、詳細

表－7 耐震性能照査結果総括表（番の州高架橋）

Table 7 Summary of seismic performance verification (Bannosu Viaduct)

支保条件（柱頭部）		可動	固定	固定	固定	固定	掛違	固定	固定	固定	掛違	固定	固定	固定	掛違	固定	固定	掛違
部材	解析方向	BVa3P	BVa4P	BVa5P	BVa6P	BVa7P	BVa8P	BVa9P	BVa10P	BVa11P	BVa12P	BVa13P	BVa14P	BVa15P	BVa16P	BVa17P	BVa18P	BVa19P
橋脚	曲率	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
支保 （柱頭部）	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	変位	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
支保 （ゲルバー部）	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	変位	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
フーチング	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断耐力	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
杭 （曲げ耐力、せん断耐）	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断耐力	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

支保条件（柱頭部）		固定	固定	掛違	固定	固定	掛違	固定	固定	掛違	固定	固定	掛違	固定	固定	掛違	固定	固定	掛違
部材	解析方向	BVa20P	BVa21P	BVa22P	BVa23P	BVa24P	BVa25P	BVa26P	BVa27P	BVa28P	BVa29P	BVa30P	BVa31P	BVa32P	BVa33P	BVa34P	BVa35P	BVa36P	BVa37P
橋脚	曲率	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
支保 （柱頭部）	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	変位	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
支保 （ゲルバー部）	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	変位	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
フーチング	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断耐力	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
杭 （曲げ耐力、せん断耐）	耐力	橋軸直角方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断耐力	橋軸方向	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

な照査を行うことにより、番の州高架橋の基礎は、所要の耐震性能を有することが確認できた。

5. 耐震補強設計

5.1 岩黒島高架橋

本高架橋においては、橋脚の補強範囲が限られていることから、RC巻立てより経済性に優れ、また、炭素繊維シートより施工性に優位なアラミド繊維シートを使用した巻立て工法を採用することにした。道路桁を支える梁は、アラミド繊維シート巻立てを採用するとシート層数が多くなるため、経済性を考慮して、鋼板巻立てを行うことにした。

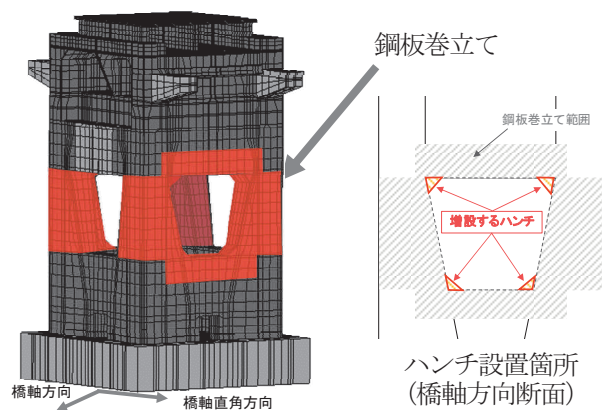
支保は、経済性及び施工性に優れたRC突起による支保補完構造により補強することにした。

本高架橋の端橋脚における桁かかり長は4.5mある。これは、必要とされる桁かかり長1.6mを満足するとともに、その1.5倍以上を確保していることから、落橋防止構造の設置は省略することにした。ループ橋においては、弾性支持橋脚を4基以上有しているの、落橋防止構造の設置を省略した。本線及びループ橋ともに支保高さが低く（本線の支保高さは26～27cm、ループ橋の支保高さは18.6cm）、支保が損傷しても道路路面に大きな段差が生じる可能性が小さいことから、段差防止構造は設置不要とした。

5.2 与島高架橋

YVa4P以外の橋脚については、岩黒島高架橋と同様の考え方にに基づき、アラミド繊維シート巻立てを採用することにした。YVa4Pには、基礎構造への影響が小さく、圧縮及び引張の両方の作用に抵抗できる鋼板巻立てを採用することにした。YVa4Pの耐震補強のイメージを図－7に示す。鋼板巻立てする柱と梁の隅角部には、圧縮力の伝達を確実にできるようにハンチを設けることにした。

YB5P及びBB1Aの支保は、施工性より、鋼製ストッパー又は鋼製ブラケットを設置することにした。一方、YVa4Pの支保は経済性に優れたRC突起を採用した。



図－7 YVa4P の耐震補強イメージ

Fig.7 Seismic retrofit for Yoshima Viaduct, 4P pier

第二ランプ橋のP3支承は、解析上の移動量を確保できる支承補完構造として、鋼製ストッパーを設置することにした。

与島高架橋の各桁端部及びランプ橋それぞれの桁かかり長は2.2～2.8m及び1.3～1.5mあることを確認した。これらは、必要とされる桁かかり長（本線は約1.0m、ランプ橋は約0.9～1.1m）を十分満足するものである。本高架橋は桁と剛結する橋脚を2基以上、第二及び第五ランプ橋は弾性支持橋脚を4基以上有していることから、落橋防止構造の設置を省略した。第五ランプ橋以外のランプ橋は、橋脚の頂部幅が主桁幅程度と狭く、支承が損傷すると、上部構造が橋軸直角方向に移動する恐れがあることから、全橋脚上に横変位拘束構造を設置することにした。横変位拘束構造は、RC突起により桁の移動を拘束する方式としたが、維持管理設備と干渉するような場所には桁と橋脚頂部をケーブルで連結する方式を採用した。なお、各ランプ橋の桁の一方が剛結構造であり、かつ、横変位拘束構造を設置することから、もう一方においては、落橋防止構造の設置は不要と判断した。また、支承高さが高い本線の支承（40.0cm～40.5cm）やYVa4P上の第一及び第四ランプ橋の支承（44.5cm～47.0cm）は、それらが損傷すると路面上の段差が大きくなる可能性があるため、段差防止構造として、橋座面に鋼製台座を設置することにした。

5.3 番の州高架橋

柱頭部の道路桁BVa4P及びBVa8P支承の橋軸方向の対策及びBVa25P支承の橋軸直角方向の対策として、鋼製ブラケットを設置することにした。また、BVa8P及びBVa12Pのゲルバーヒンジ支承については、支承補完構造として、鋼製せん断ストッパーを設置することにした。

本高架橋の各径間端部の橋脚の桁かかり長は2.2～3.1mある。これらは、必要とされる桁かかり長1.1mを満足するとともに、その1.5倍以上を確保していることから、落橋防止構造の設置は省略することとした。ゲルバーヒンジ支承は、支承高さが低く（35～36cm）、支承が損傷しても道路面に大きな段差が生じる可能性は小さいため、段差防止構造は設置不要とした。

6. おわりに

瀬戸大橋高架橋のうち、岩黒島高架橋、与島高架橋及び番の州高架橋の耐震性能照査と補強設計について報告した。いずれの高架橋においても、橋脚の補強にはアラミド繊維シート又は鋼板による巻立て工法を採用した。道路桁支承の耐震対策は、RC突起、鋼製ストッパー又は鋼製ブラケットを設置することにした。番の州高架橋のゲルバーヒンジ支承には、鋼製せん断ストッパーを設置することとした。

瀬戸大橋における高架橋の基礎の照査のように、地震応答解析において、フーチングを剛体、基礎―地盤間のモデル化を線形ばね（直接基礎の回転ばねは非線形ばね）とする場合には、基礎の照査に用いる応答値が大きく評価されることになる。これに対し、フーチングや杭本体全てに材料非線形性や地盤抵抗の非線形性を考慮したモデルを用いて、より詳細に動的解析する手法も考えられる。本報告においては、基礎の耐震性能照査として、基礎が降伏に至らないこと又は基礎の変位が許容塑性率以内となることの照査に加え、(1)基礎―地盤間の逸散減衰効果を取り入れた照査（番の州高架橋（BVa20P～BVa37P）にて適用性を確認）、(2)基礎のFEMモデルによる照査（番の州高架橋（BVa3P～BVa18P）で採用）を行い、その適用性や判定方法を検討し、その結果を紹介した。

瀬戸大橋の耐震検討は平成28年度に全て完了し、平成32年度末までに耐震補強を完了すべく工事が進捗している。今後は、西瀬戸自動車の長大橋をはじめ、本検討成果を活用しながら、陸上部橋梁の耐震検討を計画的かつ効率的に実施していく所存である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1980.5
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3
- 3) 福永勲，竹口昌弘，遠藤和男：耐震性能評価用大規模地震動の設定（瀬戸大橋），本四技報，Vol.35，No.115，pp.37-38，2010.9
- 4) 福永勲，角和夫，遠藤和男：瀬戸大橋の耐震補強検討，本四技報，Vol.36，No.117，pp.36-37，2011.9
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，2012.9
- 6) 国土交通省：既設道路橋の耐震性能照査及び耐震補強設計について，事務連絡，2015.6
- 7) 荒川直士，川島一彦，田村敬一，相沢興，高橋和之：三郷インターチェンジ下部工（PT-24U）加振振動実験，土木研究所資料，第2145号，1984.10

大島大橋の耐震補強設計と施工

Seismic retrofit design and construction of Ohshima bridge

溝上 善昭

Yoshiaki Mizokami

長大橋技術センター

総括・耐震グループサブリーダー

遠藤 和男

Kazuo Endo

企画部 調査役

(前)長大橋技術センター

耐風・耐震グループサブリーダー

河野 慎也

Shinya Kawano

今治管理センター

橋梁維持課

概要

本州四国連絡高速道路の長大橋では、平成20年度より耐震補強を実施している。実施の優先順位は、今後の地震発生確率、交通量、鉄道等の被災時の社会的影響等を考慮し、神戸淡路鳴門自動車道、瀬戸中央自動車道、西瀬戸自動車道のルート順で、海峡を挟む最短IC間としてきた。西瀬戸自動車道の長大橋の耐震補強においては、平成28年度より着手し約10年間をかけ完成させる予定としている。

本論では、西瀬戸自動車道の長大橋において初めてとなる大島大橋の耐震補強設計とその施工について報告する。

Seismic retrofit of Long-span bridges of the Honshu-Shikoku Bridges has been conducted since 2008. Considering probability of occurrence of earthquakes, traffic volume, social impact by the damage of railways, and so on, priorities are set in order of Kobe-Awaji-Naruto Expressway, Seto-Chuo Expressway and Nishi-Seto Expressway. Seismic retrofit of long-span bridges in Nishi-Seto Expressway is planned to be completed within 10 years from 2016.

In this paper, design and site work of seismic retrofit of the Ohshima Bridge, which is the first bridge to be retrofitted in Nishi-Seto Expressway, are reported.

1. はじめに

大島大橋は、我が国の吊橋として初めて補剛桁を箱桁とし、昭和63年に供用を開始した橋梁である。建設時の耐震設計は、長大橋（支間200mを超える橋梁）であり道路橋示方書（以下「道示」という。）の適用外であったことから、本四公団（当時）が独自に制定した「耐震設計基準・同解説（S52.3）」（以下「耐震設計基準S52」という。）に基づき行っている¹⁾。

維持管理段階での長大橋の耐震補強は、国土交通省からの事務連絡²⁾及び交通量や社会的影響等を踏まえ、平成20年からルート単位及びルート内の優先順位を設定し、耐震補強を進めている。大島大橋は、西瀬戸自動車道の長大橋における耐震補強として初めて耐震補強設計及びその施工を実施している。

耐震性能照査の結果、大島大橋の主塔、主ケーブル及び補剛桁では、応力の超過やバンド等の滑りの発生はなく、建設時から設計で考慮しているセンタースティの破断のみであった。センタースティの破断では、破断を考慮した地震応答解析を行った結果、補剛桁端部における相対移動量（595mm）が遊間（600mm）と近く、温度等

による移動量を加味すると主塔と衝突するため、衝突対策を行うこととした。また、大島大橋の側径間及びアンカレイジ上屋部の桁形式は、それぞれ鋼4径間連続I桁、RC3径間連続中空床版であり、中間橋脚のせん断耐力や支承耐力が不足しているため、それぞれに対し補強を行うとともに落橋防止システムを設置することとした。

現在（平成30年7月時点）大島大橋では、これらの耐震補強設計を踏まえた施工を行っており、本論ではこれらの報告を行うものとする。

2. 橋梁概要

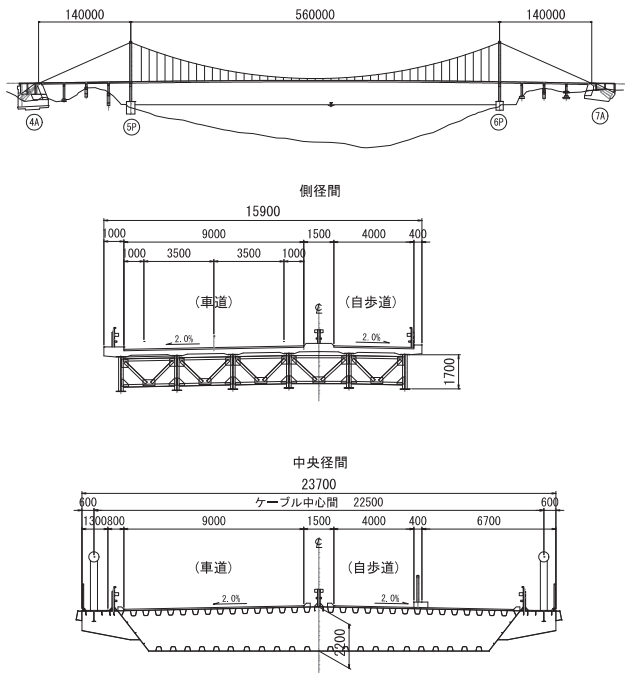
大島大橋は、西瀬戸自動車道の伯方島と大島間に架かる中央支間長560mの単径間補剛箱桁吊橋である。側径間は、陸域にあるため両側とも中間橋脚を有する鋼4径間連続I桁形式である。また、起点側と終点側のアンカレイジ上屋部は、RC3径間連続中空床版形式となっている。なお、現状の幅員構成は、暫定形となる車道2車線＋自歩道である。図-1に橋梁一般図を、表-1に橋梁概要を示す。

大島大橋の耐震基準は、耐震設計基準S52であり、現

表－1 橋梁概要

Table 1 Outline of bridge

橋 名	大島大橋				
ケーブル支間長	140 + 560 + 140m				
区 間	4A上屋部	側径間(4A-5P)	中央径間	側径間(6P-7A)	7A上屋部
桁形式	RC3径間連続中空床版	鋼4径間連続I桁	鋼補剛箱桁	鋼4径間連続I桁	RC3径間連続中空床版
桁支間長	11.85+11.85+8.95	3@33.75+32.65	556.20	32.65+3@33.75	10.55+13.57+13.57
平面線形	〔暫定時〕 $R=\infty \sim R=20000 \sim A=300 \sim R=900$				
縦断線形	中央径間：0.7%放物線勾配，側径間および上屋部：1.4%直線勾配				
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説（本四公団，昭和52年）等				



図－1 橋梁一般図

Fig. 1 General view

在の道示V耐震設計編（以下「道示V」という。）³⁾に規定されているレベル2タイプII相当の地震が考慮されていない。一方、大島大橋は一般的に耐震性が高いとされている長周期構造物の吊橋部と、鋼I桁とRCの中間橋脚や支承の耐力不足による耐震対策が必要となる可能性が高い側径間部、及びアンカレイジ上にRC中空床版とRC橋脚からなるアンカレイジ上屋部から構成されており、これらを一括で耐震設計を行った。耐震設計の基本方針は、先行する明石海峡大橋や瀬戸大橋と同様であり、参考文献4)、5)を参考にされたい。

3. 耐震性能照査

3.1 入力地震動

大島大橋の耐震設計に用いた大規模地震動の概略は以下のとおりである⁶⁾。大規模地震動は、大島大橋架橋

地点の地盤構造、近隣の断層等を考慮した断層モデルにより求め、工学的基盤 $V_s=2.0\text{km/s}$ で定義したものである。地震動の種類は、東南海・南海地震1波、想定芸予地震波2波、及び未知なる活断層である伏在断層2波（逆断層2波、 $M6.8$ ）である。解析に用いる入力地震動は、先に定義されている大規模地震動に対し、構造物と地盤の動的相互作用の影響を考慮するため地盤-基礎構造物を反映した二次元FEMモデルを用い、橋軸方向と橋軸直角方向で算出した。耐震照査及び補強設計に用いた入力地震動のうち、大島大橋5P基礎底面位置の地震動を図－2に示す。図－2には、主塔、補剛桁の1次モードの固有周期をあわせて示す。

大島大橋は、道示I総則編の適用範囲である支間長200mを超える長大橋であり、地震動の3次元的な挙動を考慮するため、水平2方向と鉛直方向も含めて3方向同時入力を基本とした。

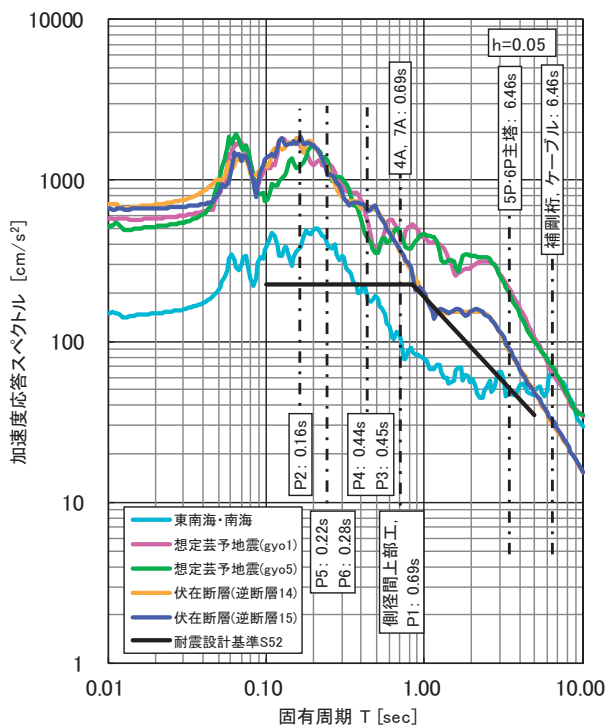
3.2 解析手順

耐震照査は、地震時の挙動を正確に再現することを目指し、全ての部材のモデル化を行うこととした。一方で、長大吊橋であり部材数が多く、挙動も複雑であることから、解析手順は、はじめに橋全体系の3次元立体モデルを用いた線形時刻歴応答解析を行い、非線形要素としてモデル化する部材を見極め、次に非線形モデルを作成した。また、モデル化に当たっては、現在の供用形態である暫定系（車道2車線+自歩道）に対してファイバー要素による3次元全橋骨組みモデルにより行うこととした。なお、非線形モデルの地震応答解析は、“吊橋部+側径間部”及び“アンカレイジ上屋部”それぞれのモデルに対し、各地震波を入力し照査を行うこととした。

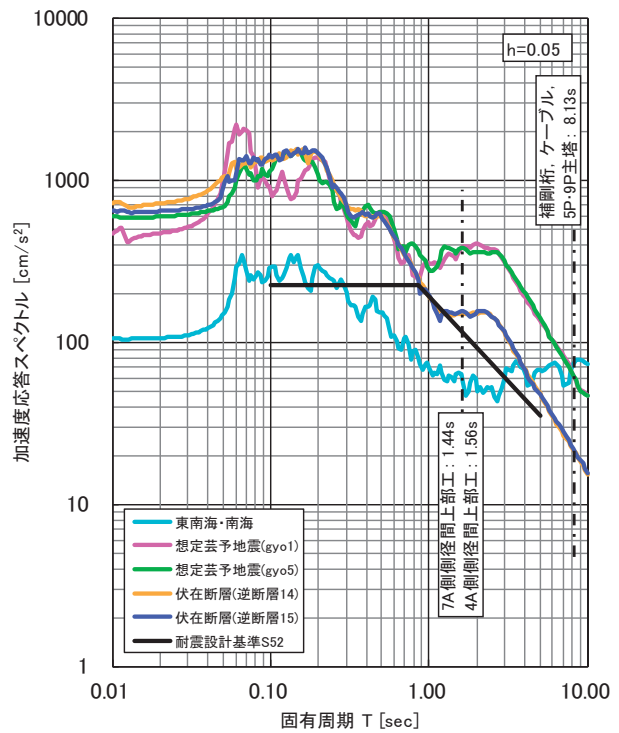
3.3 解析モデル〔吊橋部、側径間部〕

(1) 主塔

図－3に大島大橋の吊橋部と側径間部の詳細モデルを示す。主塔は、部材の塑性化が想定されるとともに、大きな軸力変動及び2軸曲げを受けることから、これらの影響を考慮できるファイバーモデルを用いた。部材構成則は、2次勾配が $E/100$ のバイリニアモデルとした。鋼



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-2 入力地震動

Fig. 2 Input seismic motions

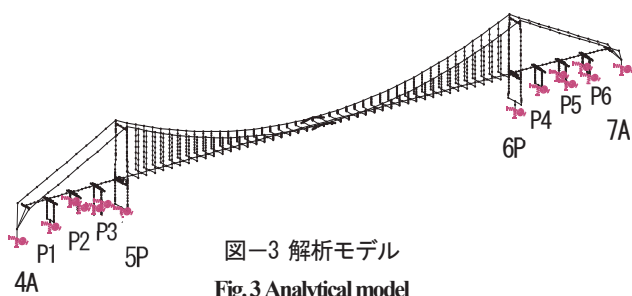


図-3 解析モデル

Fig. 3 Analytical model

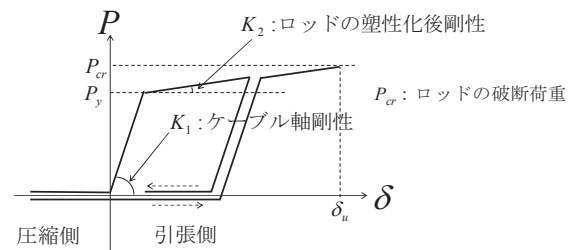


図-5 センタースティのモデル化

Fig. 5 Analytical model of center-stay

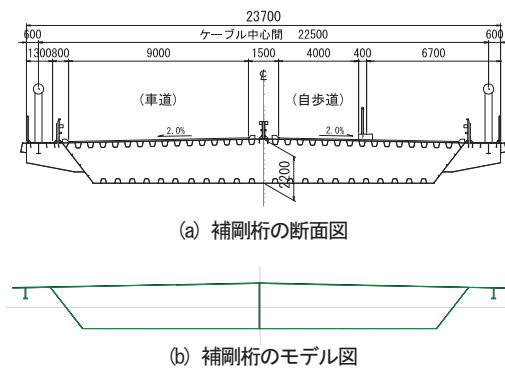


図-4 補剛桁の断面図とモデル図

Fig. 4 Section and analytical model of stiffener girder

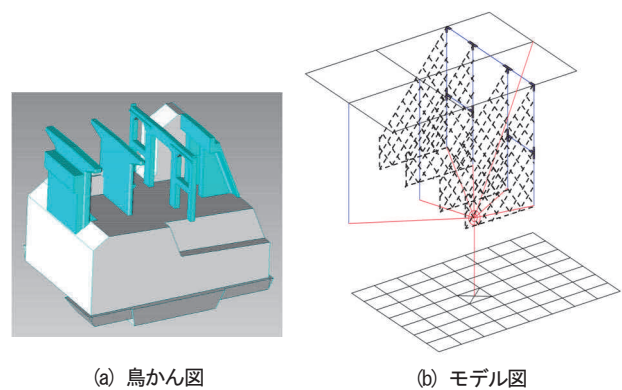


図-6 アンカレイジ上屋部の鳥かん図とモデル図

Fig. 6 Bird's eye view and analytical model of anchorage

材の降伏判定は公称降伏ひずみ ϵ_y 、及び弾性座屈の判定は道示Ⅱ鋼橋編（以下「道示Ⅱ」という。）に基づく母材・補剛材の幅厚比パラメータによりそれぞれ行った。ここに、弾性座屈を満足しない断面にて降伏と判断された場合には、シェルモデルなどを組み込むことを想定することとした。

(2) 補剛桁

図-4に補剛桁の断面図及びモデル図を示す。補剛桁は、偏平の鋼2室箱桁であり、上フランジが床版を兼用した形式である。モデル化は、縦桁、コーナープレートを含んだ1断面のファイバー要素でモデル化し、Uリブ、バルブプレートはデッキプレートまたは下フランジに板厚換算し考慮した。モデルは、補剛桁軸線がせん断中心、ハンガー一点がハンガーソケット前面とし、補剛桁軸心からハンガー一点までは剛部材でつないでいる。補剛桁の応答曲げモーメントは軸線位置で出力される。部材構成則は、主塔と同様である。

(3) 主ケーブル、ハンガーロープ、センタースティ

主ケーブル及びハンガーケーブルは、ケーブル特性が表現できる幾何学的非線形梁要素でモデル化した。このモデルは、圧縮力作用時にケーブルがたわみ、結果的に非圧縮部材のような特性となり、ケーブル挙動が実現象に近い。分割数は、主ケーブルが格点間を3分割、ハンガーロープが長さにかかわらず8分割し、振動モードが表現できるようにした。

図-5にセンタースティの非線形モデル図を示す。センタースティは、ロッドの降伏荷重までスティケーブルの軸剛性で抵抗し、その後ロッドの塑性化後剛性に移り、ロッド破断荷重に達した時点でセンタースティの破断の判定とする。なお、本モデルは、圧縮側には抵抗しない非対称モデルとしている。

(4) 鉛直支承、ウインド支承

補剛桁端部には、鉛直方向反力に対する鉛直支承と橋軸直角方向反力に対するウインド支承が設置されている。支承の境界条件は、線形バネ要素としてモデル化し、各支承のピン位置で拘束条件を与えた。

(5) 側径間の上部工、橋脚

側径間の上部工は、線形はり要素としてモデル化した。支承の境界条件は、線形ばね要素としてモデル化し橋脚天端位置で拘束条件を与えた。側径間中間橋脚のRC橋脚柱部と梁部はファイバー要素で、梁と柱で囲まれた部分は剛部材としてモデル化した。

(6) 基礎-地盤系

地盤-基礎のモデル化は、道示Ⅴに準拠し線形バネ要素を用いた。主塔基礎は、直接基礎の6Pが基礎底面及びニューマチックケーソン基礎の5Pが頂版下面にそれぞれ基礎バネを設定した。側径間中間橋脚では、深礎基礎（P2、P3、P5）が柱基部に、直接基礎（P1、P4、P6）が基礎底面にそれぞれ基礎バネを設定した。

表-2 減衰定数

Table 2 Damping constant

分類	部位	モデル化	材料	減衰
主塔	塔柱, 水平材	ファイバー要素	非線形	0.01
補剛桁	—	ファイバー要素	非線形	0.01
ケーブル	—	線形はり要素	線形	0.01
側径間	上部工	線形はり要素	線形	0.02
	中間橋脚 (RC)	ファイバー要素	非線形	0.02
アンカレイジ	—	剛体	線形	0
鋼製支承	—	線形ばね要素	線形	0
地盤-基礎系	ケーソン基礎・直接基礎	線形ばね要素	線形	0.10
剛部材	—	剛体	線形	0

(7) 減衰モデル

部材レベルで個別に減衰を設定できる部材別剛性比例型減衰を採用した。また、振動モードに対応する減衰定数算出時の等価減衰定数は、道示Ⅴを参考に表-2のとおりとした。剛性差の大きい個所（支承周りなど）の減衰は、部材別減衰を設定すると飛び移り現象⁷⁾が発生する恐れがあるため考慮しないものとした。また、橋脚のフーチングなど剛体振動（高周波数帯域）が生じる可能性があるが、それ自体に減衰を期待できない部位に対しては、減衰を考慮しないものとした。

(8) 解析手法

可とう性に富む構造物である吊橋の地震応答解析は、幾何学的非線形と材料非線形を同時に考慮できる複合非線形解析（弾塑性有限変位解析）で行った。また、地震応答解析中に着目した構造要素（センタースティ等）が破断したと判定された場合には、一時的に応答解析をストップさせ該当する要素を削除し、応答解析を再スタートさせる手法とした。

3.4 解析モデル〔アンカレイジ上屋部〕

図-6にアンカレイジ上屋の鳥かん図とモデル図を示す。アンカレイジ上屋は、吊橋ケーブル張力に抵抗するケーブル定着部やベント部のマッシブなコンクリート部分と、スプレー部を覆う化粧版等のコンクリート壁、及び上屋道路桁を支持する橋脚から構成される。モデル化は、マッシブなコンクリート構造は剛体、それ以外は線形または非線形はり要素、基礎-地盤系はウインクラーモデルとした。また、解析は吊橋部と側径間部と切り分け解析を行った。

3.5 耐震照査

鋼部材の照査は、ファイバー要素のひずみによる照査と道示Ⅱの軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の安定照査式を併用した。側径間中間橋脚のRC橋脚は、道示Ⅴに準拠して算定した許容変位とせん断耐力を用いて照査した。支承は、構成する部材の中で最も低い降伏応力相当の耐力で照査した。

表-3に耐震照査結果を示す。損傷箇所は、全4本のセンタースティの破断、側径間・アンカレイジ上屋部の一

部RC橋脚でせん断耐力の超過及び一部支承で耐力の超過に加えて、主塔-補剛桁（標準温度、死荷重時遊間600mm）の相対変位が最大で595mm発生した。なお、各部材の応答値は、想定芸予地震波による結果が支配的となった。

3.6 主塔-補剛桁衝突に関する検討

(1) 対処方針

図-7に補剛桁-主塔の衝突部を示す。本照査での荷重組合せは、現行の道示に準拠し、活荷重及び衝撃を除いた主荷重+地震（EQ）の影響としており、活荷重（L）、温度荷重（T）との組合せは考慮しておらず、L及びTとの組合せを考慮すると主塔-補剛桁遊間が狭くなり、衝突する可能性が非常に高い。また、レベル1、2の強さの

異なる地震動を考慮する2段階設計法導入前の基準であるが、「上部構造設計基準・同解説：本州四国連絡公団1980.6.」（以下「設計基準1980」という。）では、 $D+EQ+L(EQ)+T+SD+E$ （ここで、D：死荷重、EQ：地震の影響、L(EQ)：地震時活荷重、SD：支点移動の影響、E：架設誤差）という荷重組合せがある。さらに、主塔は吊橋を構成する上で重要な構造要素であり、衝突が発生すると橋梁全体系としての安全性及び地震後の使用性に重大な影響を及ぼす可能性がある。

主塔と補剛桁の衝突に対する補強方法は、センタースティを破断させないことにより補剛桁の移動量を抑制する方策も考えられるが、センタースティを破断させないために現在の破断耐力の2倍を超える張力が発生し、スティロープ、ケーブルバンドボルト及びバンド長の増加など設計が困難になることが想定される。そのため対策は、センタースティを当初設計の設計思想（完成系地震時作用張力の78%で破断）どおりロッド部の破断を許容することとし、補強対策としては主塔-補剛桁の衝突対策を検討することとした。検討手法は、詳細モデルを用いた解析により、L+T等との荷重組合せを考慮した場合に発生する衝突の影響を評価することとした。

(2) 現況構造における衝突影響検討

図-8、9に衝突影響検討のフローとそのモデルを示す。主塔-補剛桁間の遊間量設定で考慮する荷重組合せは、前述の建設時の設計基準1980とした。EQ以外の荷重により遊間は約150mm縮むことから、遊間量450mmとし衝突ばねを組み込んだ全体系モデルによる地震応答解析を実施した。図-10に想定芸予地震による補剛桁と塔柱変位の時刻歴応答波形を示す。図-10(a)では、20秒付近でセンタースティ（ロッド部）が破断し、その後、22秒付近で5P主塔のR側塔柱、34秒付近で6P主塔のR側塔柱、36秒付近で5P主塔のL側塔柱において、それぞれ補剛桁と衝突する結果が得られた。最大応答変位は、衝突考慮なしのケースと比較した場合0.1m程度減少した。また、紙面の都合により具体的な数値は掲載しないが、一部の構造要素の最大応答変位には僅かな差異が認められたもののその差は小さく、特に重要な橋梁全体系の安全性に影響を与える主塔の塔基部の応答には全く影響がないことを確認した。これは、図-10(b)に示すように塔柱の最

表-3 耐震性能照査結果総括表

Table 3 Summary of seismic performance verification

部位	構造	構造要素	部材等	照査項目	照査結果 ^{※1}	
吊橋部	上部構造	主塔	塔中	座屈	0.76	
			上部水平材	座屈	0.93	
			下部水平材	座屈	0.68	
			アンカーボルト	降伏	0.67	
		補剛桁	補剛桁	座屈	0.88	
			主塔との衝突	移動量	0.99 ^{※2}	
		主ケーブル			断面力	0.33
		ハンガーロープ			断面力	0.43
		ケーブルバンド			滑り	滑らない（安全率4）
		センタースティ（ロッド部）			破断	全数破断（4/4本）
		支承	鉛直支承	変位	0.96	
				耐力	0.27	
			ウインド査	変位	0.94	
				耐力	0.90	
		伸縮装置			変位	0.98
			回転	0.13		
下部構造	基礎底面	安定	滑動,転倒,支持全てOK			
側径間	上部構造	桁, 支承		断面力等	一部支承で耐力超過	
	下部構造	橋脚		断面力等	P2,P3,P6でせん断破壊	
	基礎	基礎		断面力等	損傷無し	
	上部構造	桁, 支承		断面力等	支承で耐力超過	
	下部構造	橋脚 ^{※3}		断面力等	損傷無し	

※1 値は、照査値（応答値/許容値）の最大値で、損傷度（1を超過するとNG）を表す。

※2 相対移動量595mmは、D（死荷重時）遊間600mmに対しての評価であり、L（活荷重）およびT（温度荷重）等を組み合わせた遊間での照査では衝突する結果となる。

※3 隣接する橋梁（伯父橋）との掛け違い橋脚においてせん断耐力不足が確認されたが、隣接橋梁の耐震設計時に対策を行うこととし、本照査には含めないこととした。

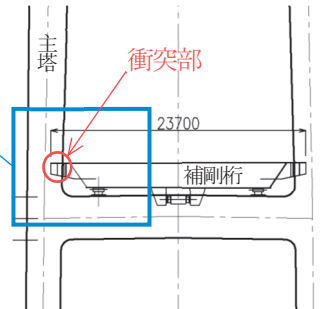
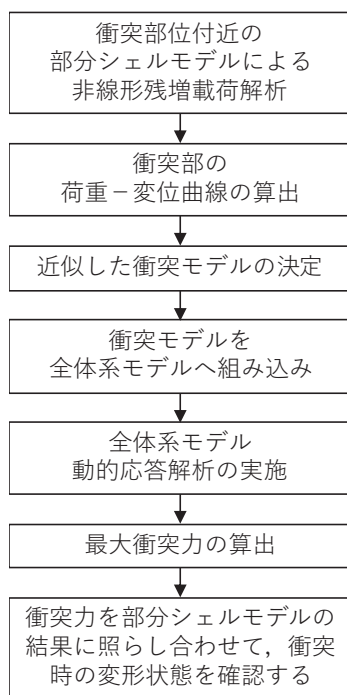


図-7 主塔と補剛桁の衝突部

Fig.7 Collision of main-tower and stiffener girder

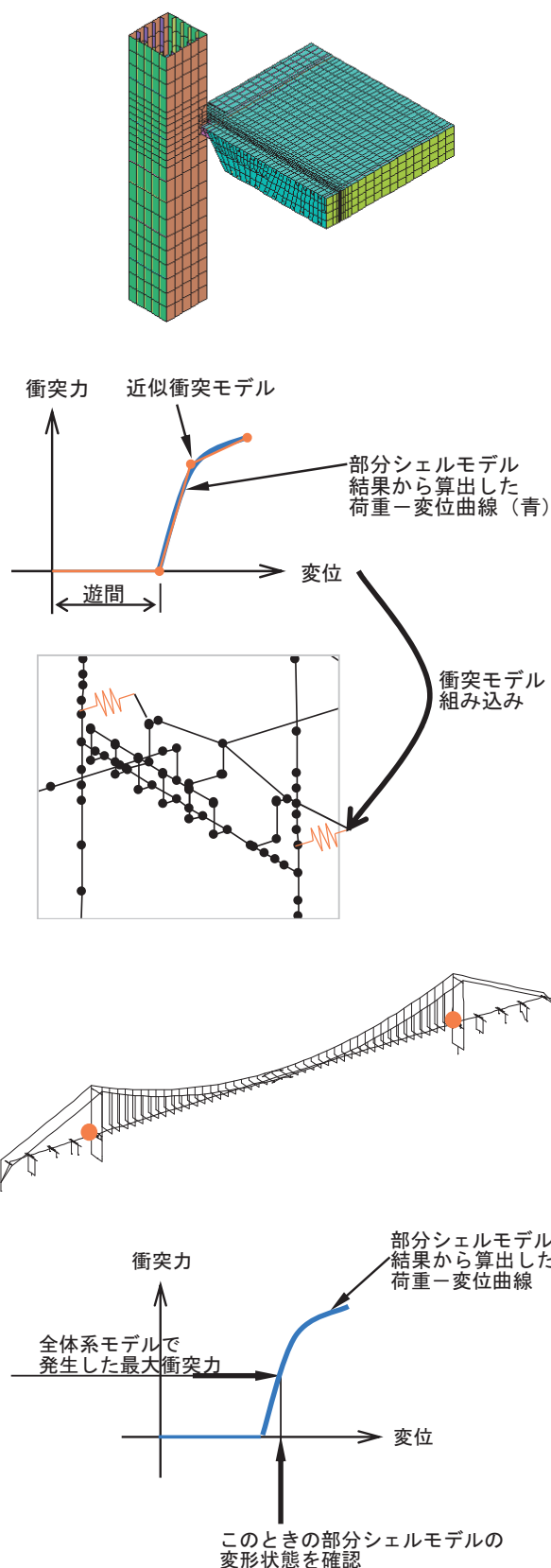


図－8 衝突影響検討フロー
Fig.8 Flow of collision review

大応変位と補剛桁衝突のタイミングが同時ではないことによるものと考えられる。また、塔柱変位（図－10(b)）は、衝突により塔柱の応答を低減する方向に作用していることわかる。図－11に主塔と補剛桁の衝突イメージ図を示す。主塔の塔基部の応答へ影響を与える衝突モードは、主塔が側径間方向への変形時に、補剛桁が追い打ちをかけるように衝突するモードであることが想定される。一方で、主塔と補剛桁衝突は、それぞれの振動特性から主塔の中央径間方向変形時に補剛桁と衝突し主塔の変形を抑える方向に挙動するため、主塔を側径間側へ変形を増幅させる衝突モードの発生の可能性は小さいと考えられる。

図－12に上記解析結果から得られた衝突力による衝突部位付近の損傷状態（von-Mises相当応力及び変形図）を示す。補剛桁の床版は局部的に2mm程度変形し、 $8\delta_y$ のひずみが発生したが、主塔は弾性範囲内（ $0.42\delta_y$ ）であった。また、主塔の塔柱に発生するひずみは、上述の衝突力によるひずみ（ $0.42\delta_y$ ）と地震時の柱部材のとしての変形によるひずみ（ $0.31\delta_y$ ）を合算しても弾性範囲内であった。

衝突影響検討の結果、補剛桁に局所的な損傷が発生するものの、橋梁全体系に影響を与える主塔の塔柱衝突部及び塔基部への影響は小さいことが判明した。しかしながら、本橋において地震時には主塔と補剛桁の衝突が先行する挙動であり、前述のとおり主塔は吊橋を構成する重要な構造要素である。また、主塔の塔柱は大きな軸力が作用しており、損傷時の修復が困難であるとともに、



図－9 衝突影響検討の各モデル
Fig.9 Model of collision review

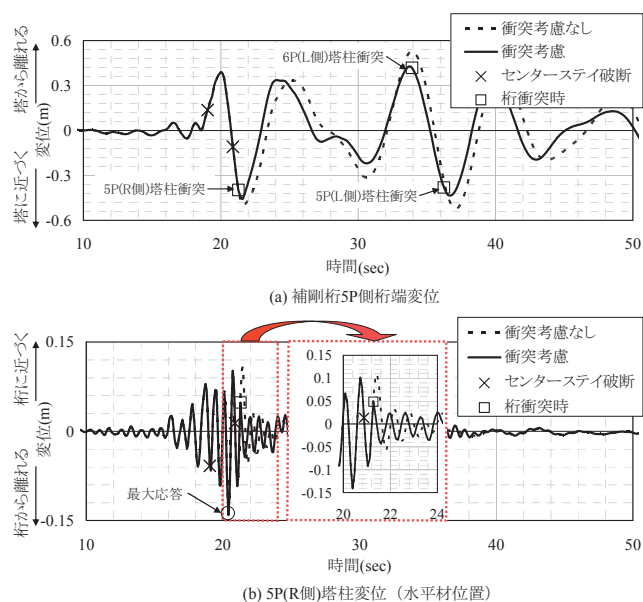
橋梁全体系として安全性及び地震後の使用性に重大な影響を及ぼす可能性があるため、衝突力を低減する検討を行うこととした。

(3) 衝突力低減対策検討

表－4に対策検討を行った3案を示す。案1, 2は、粘性ダンパーや高減衰ゴムにより主塔-補剛桁間の振動エネルギーを吸収・逸散し、衝突回避及び主塔への作用力低減を図る対策である。案3は、主塔水平材と補剛桁へブラケットを設置し、緩衝材を除く相対変位量を遊間(600mm)にすることで主塔塔柱への補剛桁の衝突を防止し、緩衝材により衝突力を低減させるものである。主塔の塔柱最大ひずみ (σ_{max}/σ_{sy}) は、案1から案3で0.74, 0.77, 0.79であり5%程度の差であり、また経済性に優れた案3においても、主塔水平材と補剛桁の衝突が他構造要素へ及ぼす影響は少ないことから、最適な対策は案3とし選定した。

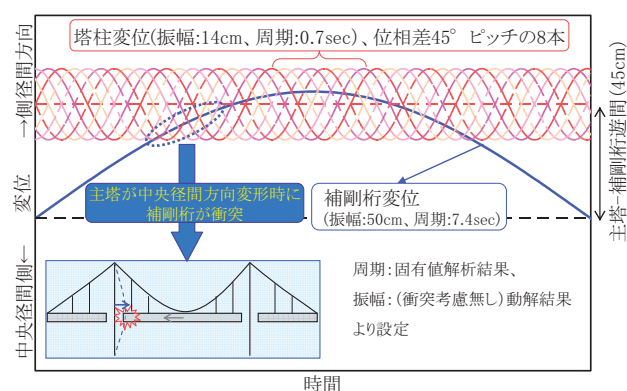
4. 耐震補強設計

大島大橋の耐震照査により、吊橋部ではセンタースティの破断及び主塔と補剛桁の衝突が確認されたが、センタースティでは破断を許容する設計がなされていることから無対策とし、主塔と補剛桁の衝突は前章において検討したブラケット構造による緩衝力低減構造を設置することとした。側径間部では一部支承で耐力超過及び一部下部工のせん断破壊が確認されたため、それぞれに対し縦型緩衝ピンやRC突起による支承補完構造、炭素繊維シートによる橋脚せん断補強、及び落橋防止システムの設置を行うこととした。アンカレイジ上屋部では、支承の耐力超過に対応する支承補完構造、及び落橋防止システムを設置することとした。それぞれの補強構造は、施工性及び経済性から選定した。補強構造の詳細は、次章の施工とあわせ述べるものとする。



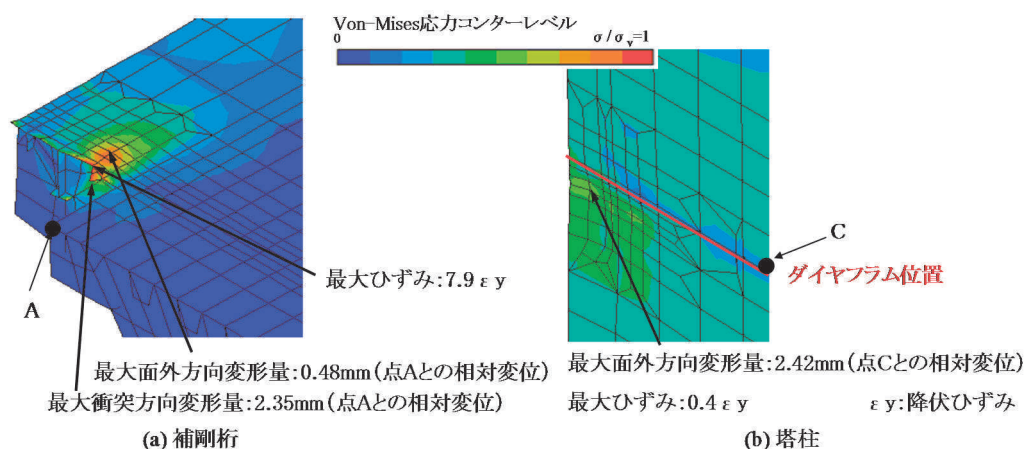
図－10 衝突の有無による応答変位の比較

Fig. 10 Displacement of with or without of collision



図－11 主塔と補剛桁の相対変位

Fig. 11 Relative displacement of main-tower and stiffener girder



図－12 衝突部の応力コンター図

Fig. 12 Stress contour of collision area

表-4 補強対策案

Table. 4 Retrofit case of collision

分類	案1：粘性ダンパー	案2：高減衰ゴム	案3：緩衝材
構造			
前提条件	地震時移動量<450mm (600-150mm) [衝突回避]	地震時移動量<450mm (600-150mm) [衝突回避]	鋼製ブラケット遊間(死荷重基準温度時)=600mm [緩衝材厚さにより主塔-補剛桁の衝突回避] 緩衝材圧縮応力<12MPa
構造的性	衝突は回避 主塔への負荷が最も小さい	衝突は回避 主塔への負荷は案3より小さい 高減衰ゴムが大きく取付け構造が大きい	衝突力が他案より大きい 主塔水平材部の補強部材が大きい
反力(衝突力) [主塔当たり]	1,500 kN	1,968 kN	2,303 kN
塔柱最大ひずみ ($\varepsilon_{max} / \alpha \varepsilon_y$)	0.74	0.77	0.79
施工性	主塔から離れた位置での設置となり、仮設備が案3と比較し大掛かりとなる	主塔から離れた位置での設置となり、仮設備が案3と比較し大掛かりとなる	主塔水平材および近傍での作業であり、最も施工性が良い
経済性	1.81	2.19	1.00
評価	△	△	○

5. 施工

耐震補強工事は、平成29年4月に着手し、平成31年2月に完了する予定である。

5.1 吊橋部

写真-1に主塔と補剛桁の衝突対策構造を示す。衝突対策構造は、主塔下部水平材上面及び補剛桁の桁端部へブラケットを設置し、衝突面にハードニング型の緩衝ゴム(クロロブレン系、ゴム厚=100mm)を設置することとした。また、主塔下部水平材上面に設置する裏当て金具は、3分割し主塔マンホールから搬入し設置した。



写真-1 衝突対策構造設置状況

Photo 1 Installation of structure to prevent girder from colliding



写真-2 炭素繊維シート補強

Photo 2 Fiber sheet jacketing

5.2 側径間部

写真-2～4に炭素繊維シート補強、RC台座方式の支承補完構造、段差防止構造をそれぞれ示す。P2、P3及びP6のRC橋脚のせん断補強は、炭素繊維シートで行った。支承補完構造は、桁端部の4Aを縦型緩衝ピン、中間橋脚のP1、P2をRC台座方式とした。落橋防止構造は、全箇所ブロック型ゴム被覆チェーンとした。しかしながら、4Aの縦型緩衝ピンの支承補完構造は、あと施工アンカーの削孔において多くの鉄筋が干渉したため、構造変更を行うこととした。内容は後述する。

段差防止構造は、主塔側のみ必要となったため、鋼製部材を端横桁へ設置することとした。なお、段差防止構造設置部分の一部には、光ケーブル等の通信ケーブルが設置されていたため、一部通信ケーブルラックの改良を行うとともに、通信ケーブルの養生など細心の注意を払い施工を実施した。

5.3 アンカレイジ上屋部

写真-5に支承補完構造、落橋防止構造をそれぞれ示す。支承補完構造及び落橋防止構造は、RC上部工下面及び下部工側面に鋼製ブラケットをあと施工アンカーで設置し、それぞれピン構造及びブロック型ゴム被覆チェーン構造により連結することとした。しかしながら側径間部の4Aと同様に7A-B通り（図-13参照）では、あと施工アンカーの削孔において多くの鉄筋が干渉したため、構造変更を行うこととした。内容は後述する。

5.4 あと施工アンカー削孔と既設鉄筋干渉等による構造変更

既設構造物へのあと施工アンカー削孔では、多くの既設補強鉄筋との干渉が確認されたため、以下の箇所では耐震工事の実施段階において構造変更を行った。本節では、その内容について紹介する。

(1) 4Aの支承補完構造と落橋防止構造

側径間4A側の桁端には、縦型緩衝ピンによる支承補完構造とブロック型ゴム被覆チェーン構造による落橋防止構造を配置する計画としていた。図-14に支承補完構造を示す。支承補完構造は、上部工側の桁間に受け梁、下部工側に補強プレートとあと施工アンカーで構築し、その間を縦型緩衝ピンとした構成で、4A支承間に配置する計画としていた。また、落橋防止構造は、支承前面位置に上部工側が主桁下フランジへ、下部工側が沓座前面へそれぞれ鋼製ブラケットを設置しブロック型ゴム被覆チェーンにより連結する計画としていた。

支承補完構造の下部工側のあと施工アンカー削孔では、沓座補強配筋が150mm間隔で格子状に多段配置されていることから、D41（削孔径 $\phi 51\text{mm}$ ）の施工の難易度が高いことが予想されたため、試験削孔（図-15）を実施した。その結果、鉄筋探査が不可能な下段の沓座補強筋などにより不達孔が多数（試験削孔数37の内、不達孔34）が確認されたため、沓座部分へのあと施工アンカーが必要な構造から支承前面側で施工可能な構造へ変更することとした。また、構造変更は、前面側に設置予定であった落橋防止構造と合わせ検討を行った。

図-16に変更前後の構造を示す。落橋防止構造は、文献8)を参考に必要桁かかり長の1.5倍を確保することとし、縁端拡幅を行うことでその機能を確保することとし、変位制限構造は拡幅した縁端部に鋼製ストッパー型の支承補完構造を設置することとした。

(2) 7A-B通りの支承補完構造

アンカレイジ上屋道路桁7A-B通りの支承補完構造は、縦型緩衝ピンを橋脚の起点側と終点側に配置する計画としていた。下部工側の鋼製ブラケットは、図-17に示すとおり橋脚天端部の躯体をあと施工アンカーで削孔し、1組のブラケットあたりD51（削孔径 $\phi 61\text{mm}$ ） $\times 64$ 本で設計していた。ブラケットのあと施工アンカーは、貫通削



写真-3 支承補完構造 (RC台座方式)

Photo 3 Reinforcement of existing bearings (RC pedestal type)



写真-4 段差防止構造設置状況

Photo 4 Installation of structure to superstructure from settling



(a) 支承補完構造 (b) 落橋防止構造
写真-5 アンカレイジ上屋補強部材設置状況

Photo 5 Installation of reinforcement member in anchorage

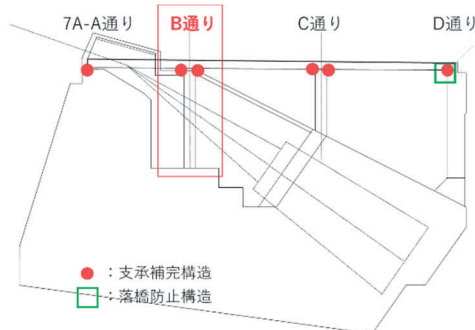
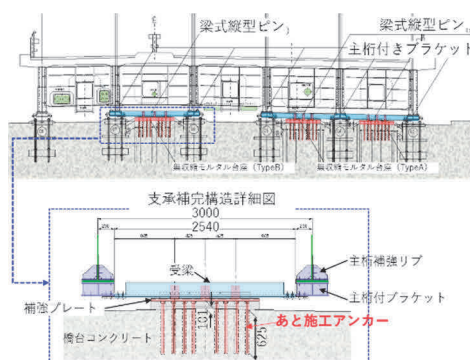


図-13 7A上屋補強工事概要図

Fig. 13 Outline of the Seismic Retrofit Works 7A



孔であり難易度が高いことが予想されるため、まずは小口径削孔で試験削孔を実施したものの、不達孔が多数発生（不達孔率70%）した。よって貫通孔によるあと施工アンカーの施工は不可能と判断し構造を変更することとした。

図-18に新たな下部工側ブラケットの構造を示す。下部工側ブラケットの平面的な配置は、起点側と終点側での千鳥配置とし、ブラケット用アンカーをそれぞれで設ける構造とした。また、鉄筋探索の結果からD51に必要な $\phi 61\text{mm}$ の削孔も困難が予想されたため、削孔径を小型化することを目的にアンカー材料の強度と径をSD490と $\phi 41$ とし、施工性を向上させた構造へ変更した。

6. おわりに

耐震補強設計の結果、大島大橋の吊橋部では補剛桁と主塔の衝突対策、側径間部とアンカレイジ部では支承補完構造と落橋防止装置の設置及び下部工のせん断補強を行う結果となった。また、現在これらの施工を実施しているが支承補完構造と落橋防止構造では、既設構造物に対しあと施工アンカー削孔で鉄筋干渉が多数発生したものの、構造変更による対応に必要な耐震補強が実施できる見込みである。

今後も、西瀬戸自動車の長大橋における耐震補強設計及び工事を継続して実施していく予定である。

謝辞

本耐震設計の実施に際しては、本四耐震補強検討委員会（委員長：家村浩和京都大学大学院名誉教授）にてご検討頂き、貴重な意見を頂いた。ここに帰して深く謝意を表す。

参考文献

- 1) 本州四国連絡公団：本州四国連絡橋 伯方・大島大橋工事誌、1984.9
- 2) 国土交通省：道路、新幹線の橋梁の耐震補強の水深について、2005.3
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2012.3
- 4) 福永勲、岡澤達男、長谷川芳己：本四連絡橋の耐震補強、本四技報、Vol.32, No.110, pp.62-67, 2008.3
- 5) 西谷雅弘、田村正：この10年における本四連絡橋の耐震補強、本四技報、Vol.42, No.130, pp.20-29, 2008.3
- 6) 福永勲、遠藤和男：耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定、本四技報、Vol.33, No.111, pp.18-23, 2008.9
- 7) 吉川博、並川賢治、溝口孝夫、山口宏樹、矢部正明：短リンクを有する斜張橋の複合非線形地震応答解析に現れる飛び移り現象とその解決、土木学会地震工学論文集、2003.6

- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、国総研資料第700号、p.10, 2012.11

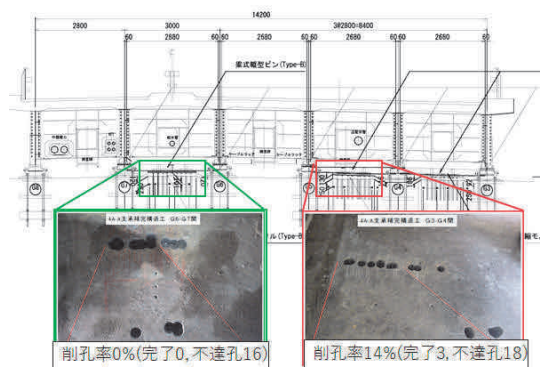


図-15 試験削孔結果

Fig.15 Result of test anchor hole drilling

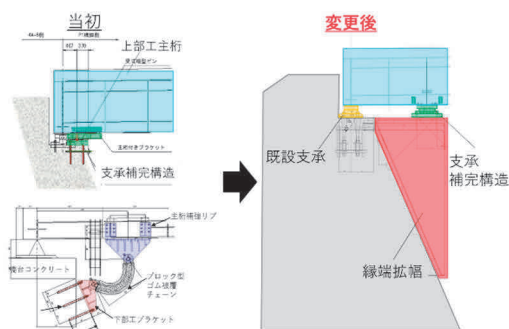


図-16 4A 側径間変更補強

Fig.16 Change Structure 4A seismic Retrofit

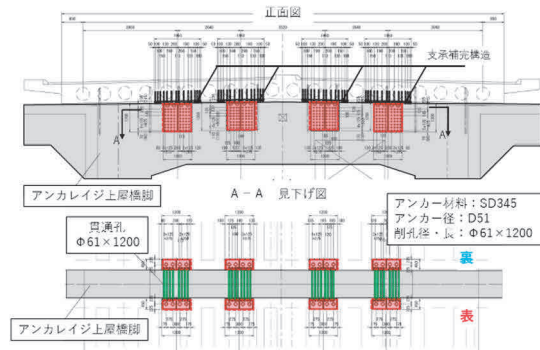


図-17 当初構造 (7A-B)

Fig.17 Initial structure (7A-B)

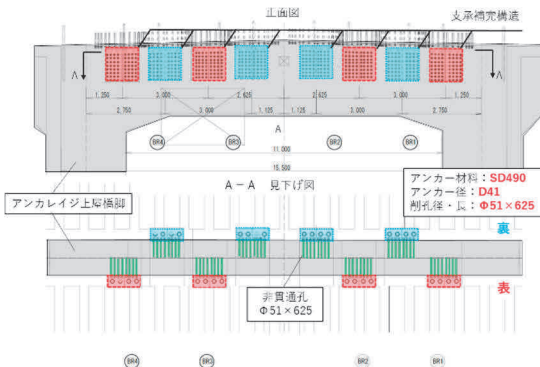


図-18 変更構造 (7A-B)

Fig.18 Change structure (7A-B)

孫崎高架橋（多数主桁I桁橋）の長期防食対策

Long-term Anti-corrosion Measures for Magosaki Viaduct

佐々木 翔大 Shota Sasaki

鳴門管理センター
橋梁維持課

北川 竜三 Tatsumi Kitagawa

鳴門管理センター
橋梁維持課長

杉本 祐一 Yuichi Sugimoto

鳴門管理センター
橋梁維持課長代理

概要

孫崎高架橋は、供用後33年が経過した橋長134mの3径間連続I桁橋である。本橋梁は、大鳴門橋の四国側に隣接しており、鳴門海峡に面した腐食環境の厳しい場所に位置している。また、幅員が広く14主桁を有することから、部材数や塗装面積が大きいことが特徴である。本橋梁は、1999年に全面塗替塗装を実施したが、再び全面塗替塗装が必要な状況となった。

このため、長期的な防食対策を検討した結果、全面塗替塗装に比べ、橋梁の側面及び裏面をパネルで覆う擬似的な箱桁化の方が防食効果が高く、維持管理がしやすい点に加え、ライフサイクルコストも有利であることを確認したため、疑似箱桁化による防食対策を採用した。

本文は、長期的な防食対策の検討結果、疑似箱桁化の設計、現場施工内容について報告する。

Magosaki Viaduct is a three-span continuous plate girder bridge with a total length of 134m and served for 33 years since opening. The viaduct is an approach to the O-Naruto Bridge on Shikoku side and faced the Naruto Strait which is known as severe corrosion environment. Because of the wide carriageway, the viaduct has 14 main girders and therefore has many members and a large complex paint surface. The viaduct was repainted in 1999 and the full repaint was being planned again.

By the comparison of long-term anti-corrosion measures, it was identified that covering the whole girder with panels would provide better anti-corrosion performance, easier maintainability, and underside of life cycle cost than full repainting. Therefore cover plate method was selected as anti-corrosion measure.

This paper reports study for long-term anti-corrosion measures and design and installation work of cover plate.

1. はじめに

孫崎高架橋（図-1）は、1985年（昭和60年）に大鳴門橋の四国側取付高架橋として供用され、厳しい腐食環境にさらされているにもかかわらず、建設時は、陸上部橋梁の塗装仕様（鉛系さび止めペイントの下地）となっていた。そのため、供用後14年が経過した1999年にはエポキシ樹脂塗料中塗～ふっ素樹脂塗料上塗により全面塗替塗装を実施しているが、フランジのコバ面がR面加工されていない等の要因もあり、2008年に再び全面塗替塗装が必要な状況（写真-1）となった。ただし、全面塗替塗装の実施に当たり以下の問題点があるため、全面塗替塗装に替わる防食対策を検討することとした。

1) 腐食環境が厳しい

孫崎高架橋が位置する鳴門海峡は、紀伊水道と播磨灘をつなぐ狭い通路となっており、気流の収束のため

に強風が吹きやすく、鋼材の腐食因子である飛来塩分が多い。

2) 塗装面積が大きい

孫崎高架橋の構造形式は、14主桁の多主桁構造（写真-2）であり、全長が134mと短いわりに塗替面積が約16,300m²と大きい。

3) 鉛含有塗料を含んだ塗装仕様

塗装に鉛又は鉛化合物、六価クロムを含有（図-2）しており、鉛中毒予防規則関係規則等の関係法令に従い、塗膜の除去作業には、適切な保護具及び設備を配備した作業を必要とする他、特別産業廃棄物として適切な処分が必要となる。

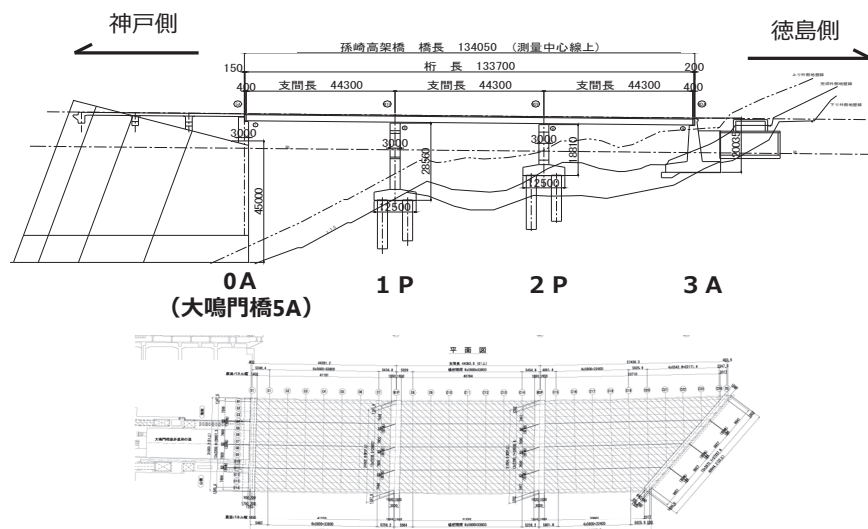


図-1 孫崎高架橋一般図

Fig.1 Magosaki Viaduct

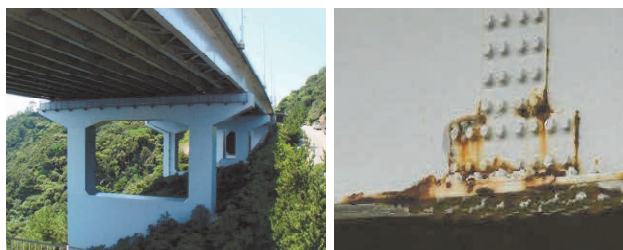


写真-1 孫崎高架橋の腐食状況

Photo 1 Corrosion of Magosaki viaduct



写真-2 多主桁構造

Photo 2 Multi main girder

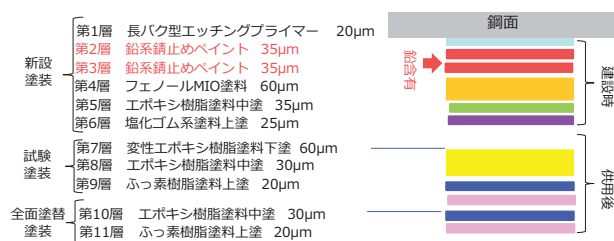


図-2 孫崎高架橋の塗膜構成状況

Fig.2 Structure of coating film of Magosaki viaduct

2. 防食対策の検討

2.1 擬似箱桁化の概要

防食対策のひとつに擬似箱桁化がある。擬似箱桁化とは、主に新設橋梁で実績があり、外面に高耐食の金属薄板（純チタン板等）を使用した橋梁用外装材で鋼橋上部工を覆うものである。なお、孫崎高架橋は、前述のとおり、厳しい腐食環境にさらされているため、超長期的な耐久性を有する純チタン製の金属薄板を採用している。

純チタン製の金属薄板を例としたパネルの構造概要を図-3、設置完了後のイメージを図-4に示す。外皮材は純チタン板、内皮材はガルバリウム塗装鋼板でその板間に芯材（ポリイソシアヌレートフォーム）を配置したサンドイッチパネルと支持金具で構成された構造である。パネル間の接合は、嵌合目地、突合せ目地構造により気密性を確保できる構造としている。擬似箱桁化により期待される主な効果は、以下のとおりである。

1) 防食機能

耐食性が高い純チタン製のパネルで橋梁を覆うことにより、外部からの紫外線、風雨、飛来塩分等の塗膜劣化・鋼材腐食因子を遮断し、鋼材の腐食抑制に寄与する。

2) 常設足場機能

パネル内は、人の歩行が常時可能であることから、主桁、床版下面、橋梁付属物及び通信管路等の点検や補修作業が近接して行える。

3) 防護機能

万が一、床版コンクリートが剥落しても、パネル内部で受け止めることができる。

4) 美装機能

建築外装と同様に景観性向上のための化粧板としても優れている。

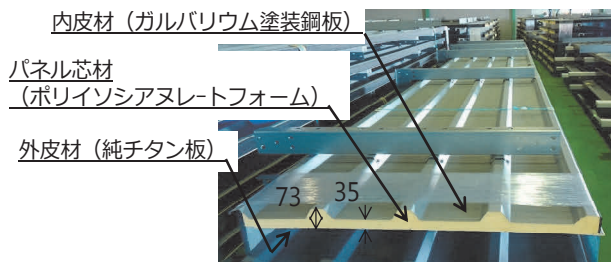


図-3 純チタン製パネルの構造概要 (裏面)

Fig.3 Structure of panel (back side)



図-4 擬似箱桁化完成イメージ

Fig.4 Complete image of cover plate

2.2 機能性の評価

孫崎高架橋を擬似箱桁化することで、前述の問題点として挙げた腐食因子である飛来塩分や紫外線等を遮断することができるため、全面塗替塗装に比べて高い防食性能が期待できる。また、常設足場機能により、橋梁点検車等を使用することなく近接目視点検が可能となる。さらに、孫崎高架橋の0A側直下には徳島県立渦の道（大鳴門橋遊歩道）入口があり、多くの観光客が行き来する

ため、防護機能により、床版コンクリートの剥落、腐食片の落下等による第三者災害を防止し、美装機能により、景観性を向上させることができる。

このように機能性の面では、全面塗替塗装よりも擬似箱桁化のほうが有利であると判断できる。

2.3 経済性の評価

(1) 定性的な評価 (1次選定)

全面塗替塗装（2種類）と擬似箱桁化（2種類）について、それぞれの対策案を設定し定性的な評価を行った（表-1）。全面塗替塗装（A案）は、有機ジンクリッチペイント（以下「有機ジンク」という。）～ふっ素樹脂塗料上塗までの全ての層を塗替えるものである。全面塗替塗装（B案）は、エポキシ樹脂塗料中塗～ふっ素樹脂塗料上塗までの2層を塗替えるものである。また、擬似箱桁化（C案）は、チタンパネルで主桁全体を覆う全面型カバーである。擬似箱桁化（D案）は、FRPパネルで桁間を覆う桁間型カバーである。

全面塗替塗装については、A案はB案と比べると1回目の施工費は高価だが、期待耐用年数が長いこと2回目以降の累積工費は安価となる。また、有機ジンクの施工、1種ケレン、R面加工を行うことで、B案より防食性能が向上することから、総合評価としてはA案が有利であると判断した。

擬似箱桁化については、C案はD案と比べるとパネル設置の施工費は高価だが、期待耐用年数が長く、パネル劣化による撤去・再設置が不要となる。また、主桁全体をパネルで覆うため擬似箱桁内の主桁は補修塗装で対応可能であり、さらに、常設足場機能、防護機能、美装機能を有するため、総合評価としてはC案が有利であると

表-1 全面塗替塗装と擬似箱桁化の対策案

Table 1 Comparison of full repainting and cover plate method

対策案	全面塗替塗装		擬似箱桁化	
	A案 有機ジンク+下・中・上塗り (ふっ素)の塗替え	B案 中塗り・上塗り(ふっ素)の塗替え	C案 全面型カバー (チタンパネル設置)	D案 桁間型カバー (FRPパネル設置)
対策イメージ図				
メリット	・有機ジンクを施工する。1種プラスト、R面加工を行うことで、B案より防食性能が向上	・A案より1回目の施工費が安価	・主桁全体を覆うため、防食性に優れ、擬似箱桁内の主桁は補修塗装で対応可能 ・常設足場機能を有する ・防護機能(床版剥落防止)を有する ・美装機能(化粧板)を有する	・C案より1回目の施工費が安価 ・擬似箱桁外の主桁を除き、防食性に優れ、擬似箱桁内の主桁は補修塗装で対応可能 ・概ねの常設足場機能を有する ・防護機能(床版剥落防止)を有する ・概ねの美装機能(化粧板)を有する
デメリット	・B案より1回目の施工費が高価(鉛含有塗料を含んでおり、適切な処分が必要)	・A案より期待耐用年数が短い。2回目以降の累積施工費が高価(下地にジンク層がないため、上塗りの寿命より先に下地から腐食が進行)	・パネル設置の施工費が高価	・C案より期待耐用年数が短い ・FRPパネル劣化により、撤去・設置が必要 ・擬似箱桁外の主桁の塗装が必要
総合評価	A案 > B案		C案 > D案	

判断した。

(2)定量的な評価（ライフサイクルコストの比較）

定性的な評価結果を踏まえ、全面塗替塗装（A案）と擬似箱桁化（C案）について、維持管理費用を考慮した100年間のライフサイクルコスト（以下「LCC」という。）を比較する。

初期費用について、全面塗替塗装は、(a)部材のR面加工、(b)1種ケレン（産業廃棄物処理費を含む。）、(c)塗装（有機ジンク+変性エポキシ樹脂塗料下塗2層+エポキシ樹脂塗料中塗+ふっ素樹脂塗料上塗）、(d)足場、(e)床版下面補修の費用を想定している。また、擬似箱桁化は、(a)チタンパネル設置、(b)主桁下フランジの部分塗替塗装の費用を想定している。

次に維持管理費用について、LCC比較に用いた維持管理項目を表-2に示す。全面塗替塗装における補修塗装は、4種ケレンを施した後、中塗り+上塗りの2層塗りを行い、20年周期を想定している。擬似箱桁化の補修塗装は、擬似箱桁化後5年間で腐食が進行している主桁等の局部補修塗装を行い、以降は60年周期を想定している。また、擬似箱桁化は、防食機能及び常設足場機能により、支承補修及び検査路更新は想定していないが、橋台・橋脚とパネルの端部接合部は可動構造であるため、定期的な端部補修が必要と考え、30年周期の補修を想定している。

全面塗替塗装及び擬似箱桁化の100年間のLCC比較結果を図-5に示す。初期費用は、擬似箱桁化に比べ全面塗替塗装が安価となるが、25年後には、全面塗替塗装は

管理路更新等により増加し、擬似箱桁化が安価となる結果となった。また、100年後のLCCは、全面塗替塗装に比べ擬似箱桁化が6割程度となる結果となった。

以上の結果により、孫崎高架橋における防食対策として、チタンパネルを用いた擬似箱桁化を採用することで、機能性に加えて経済性の面でも、擬似箱桁化が全面塗替塗装よりも有利であると判断できる。

表-2 LCC比較に用いた維持管理項目

Table 2 Maintenance items in LCC comparison

ケース		全面塗替塗装(A案)	擬似箱桁化(C案)
塗装	仕様	中塗り+上塗り	局部補修
	周期	20年	60年
床版下面補修		30年	50年(施工後20年)
検査路更新		50年(塗替25年後)	—
支承補修		30年	—
端部補修		—	30年

3. 擬似箱桁化の設計

孫崎高架橋を擬似箱桁化するために必要な設計のうち、重量に関する照査、擬似箱桁内のクリアランス、風荷重に対する照査及び接合部における気密性・取替容易性の確保について述べる。

3.1 重量に関する照査

重量に関する照査は、当初設計時に考慮した荷重に対する控除荷重と擬似箱桁化に伴う増加荷重の関係を比較することとした。表-3に当初設計時の荷重項目と供用状況を示す。当初設計時は、防音・壁高欄の設置を見込

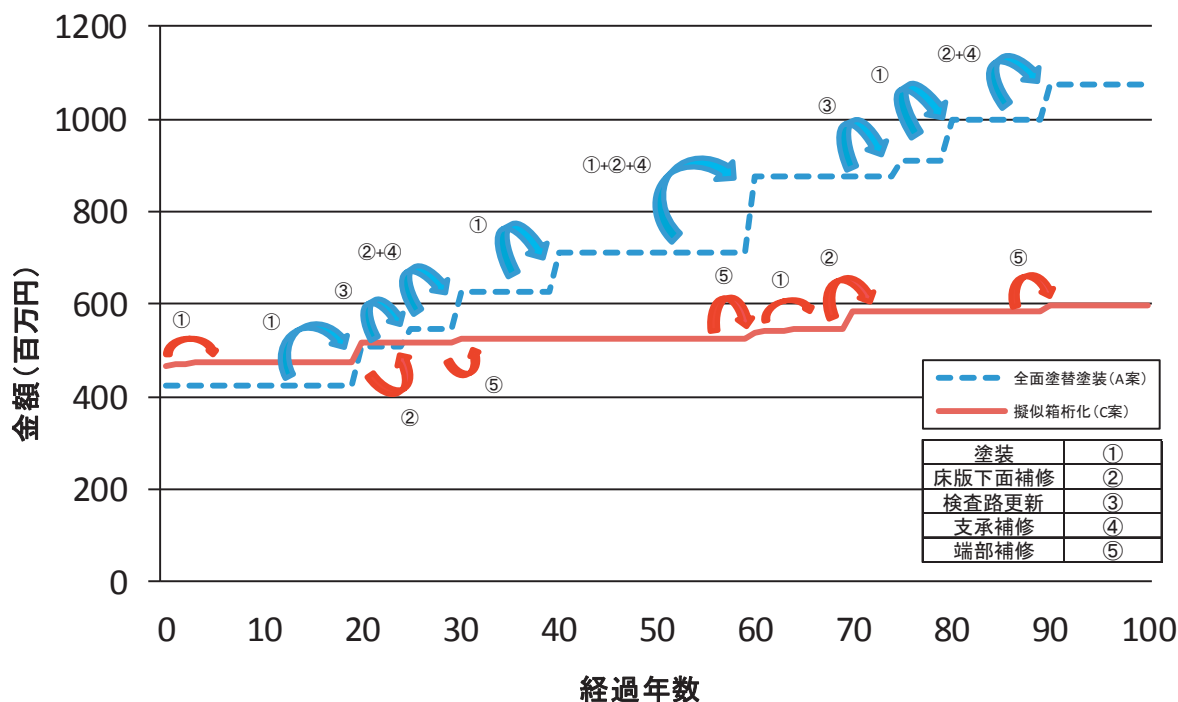


図-5 全面塗替塗装及び擬似箱桁化のLCC比較結果

Fig.5 LCC comparison result of full repainting and covering with a plate

んでいたが、現時点で設置しておらず将来に渡って設置する見込みはない。橋梁付属物である給水管、検査路、主桁付き手すり、撤去済又は不要となるため撤去することとしている。

表－4に4車線供用時及び6車線供用時の照査結果を示す。各パターンの合計荷重について、双方ともに当初設計時より荷重が減少しているため、擬似箱桁化による荷重増（応力度）の影響がないことを確認した。

表－3 当初設計時の荷重項目と供用状況

Table 3 Actual condition of dead and live loads

荷重項目	供用状況
死荷重	
舗装	有
床版	有
床版ハンチ	有
中央分離帯	有
路肩地覆	有
路肩鋼製高欄	有
防音・壁高欄（将来設計）	設置せず
橋梁添架物	給水管を撤去
検査路	G13-G14間検査路撤去
鋼桁自重	有
活荷重	
TT-43荷重	有
L-20荷重	有（4/6車線分）

表－4 控除荷重と増加荷重の照査結果

Table 4 Subtractable and additional loads

	4車線供用時	6車線供用時
控除荷重		
防音・壁高欄	-943.6kN	防音・壁高欄 -943.6kN
給水管	-268.0kN	給水管 -268.0kN
検査路(1条)	-134.0kN	検査路(1条) -134.0kN
主桁付き手摺	-59.0kN	主桁付き手摺 -59.0kN
活荷重(L-20荷重)	-2,555.0kN	
小計	-3,959.6kN	-1,404.6kN
増加荷重		
裏面パネル(金具込)	+934.7kN	裏面パネル(金具込) +934.7kN
側面パネル(金具込)	+315.6kN	側面パネル(金具込) +315.6kN
小計	+1,250.3kN	+1,250.3kN
合計	-2,709.3kN	-154.3kN

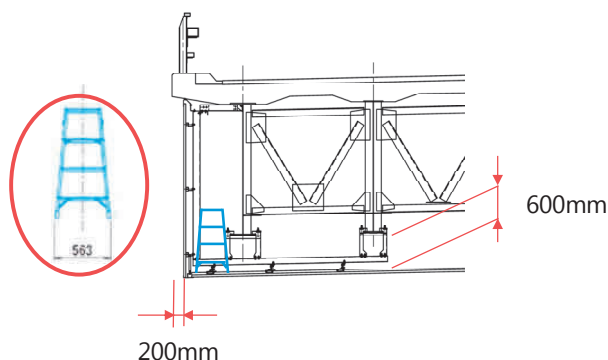
3.2 擬似箱桁内のクリアランス

桁下のクリアランスは、本橋梁が多主桁構造であることから、パネル設置後の維持管理性を勘案すると、桁下の任意の箇所で行き来可能なスペースの確保が必要となる。原寸模型による桁下のクリアランスの検証及び裏面パネルの設置高さの比較検討を行った結果、桁下のクリアランスは、横断可能な範囲で最小限の設置高である600mmとすれば、手やひざをつきながらでも通過できることを確認した。

側面のクリアランスは、床版下面に近接した高所作業を勘案すると、脚立が設置できるスペースの確保が必要となる。側面パネルの設置位置の比較検討を行った結果、張出し床版先端から200mmの位置とすれば、一般的な脚

立が搬入・設置できるうえ、張出し床版先端から150mmの位置にある現況の水切り構造を活用できるため、パネル内に雨漏りしにくいことを確認した。

以上より、主桁下フランジと裏面パネルの離隔を600mmとし、側面パネルを張出し床版先端より200mmの位置に設置することとした。



図－6 擬似箱桁化のクリアランス
Fig.6 Clearance of covering with a plate

3.3 風荷重に関する照査

風荷重に対するパネル取付構造に関する照査は、常時荷重（死荷重＋作業荷重）を初期値として算出した基本的な構造に対して、風荷重の外圧係数の設定に当たり建築基準に準拠することを考えたが、基準が規定している屋根・壁と橋梁上部工では形状が大きく異なるため、不適切と判断した。本橋で選定した擬似箱桁化は、羽田空港連絡誘導路橋梁部と同様の外形形状であり、パネル・支持金具の構造寸法におおむね差異がない。以上より、本橋では、外形形状が類似である羽田空港連絡誘導路橋梁部における風洞実験のパネルに作用する風圧分布の性状を参考に風荷重を想定して照査した。

照査の結果、基本的な構造寸法におおむね差異がないことを確認した。

3.4 接合部における気密性・取替容易性の確保

擬似箱桁化は、耐食性が高いパネルで橋梁を覆うことにより、外部からの紫外線、風雨、飛来塩分等の塗膜劣化・鋼材腐食因子を遮断することから、接合部における気密性の確保が重要である。

図－7に裏面パネル間の接合部を示す。裏面パネル間の橋軸直角方向は、嵌合目地構造である。また、橋軸方向は、擬似箱桁内にボルトを配置する突合わせ目地構造である。

側面パネル間の接合部も同様に、擬似箱桁内にボルトを配置する構造である（図－8）。

図－9に側面パネルと裏面パネルの接合部を示す。側面パネルと裏面パネルの隅角部には、遊間を確保するため、チタンPLを介してゴムパッキンにより気密性を確保する。

図-10に張出し床版下面と側面パネルの接合部を示す。接合部は、張出し床版下切り部より内側に配置しており、ゴムパッキン及びチタン製の目地板を取り付けた側面パネルと張出し床版下面の間にゴムガasketを設置して気密性を確保する。

図-11に下部工と裏面パネル及び側面パネルの接合部を示す。目地板にゴムパッキンを挟み込んで下部工に設置する。また、パネル側にも目地板を設置し、目地板間にゴムガasketを配置することで気密性を確保する。

なお、これらの接合部については、維持管理が容易となるよう、全て内部から補修・取替作業が可能な構造である。

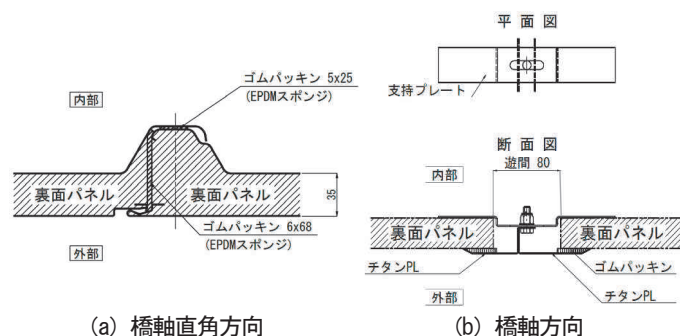


図-7 裏面パネル間接合構造
Fig.7 Joint of back panels

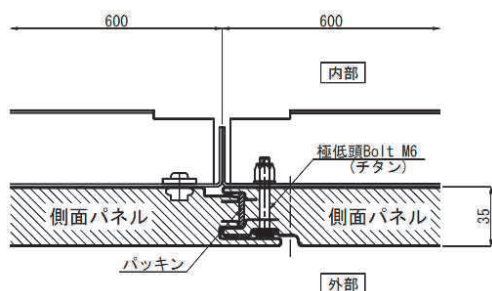
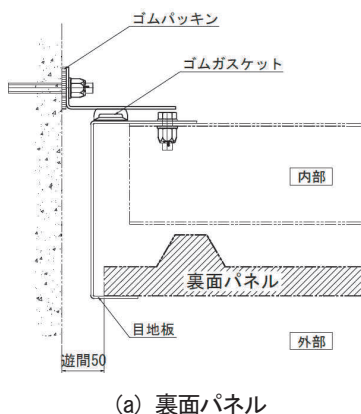
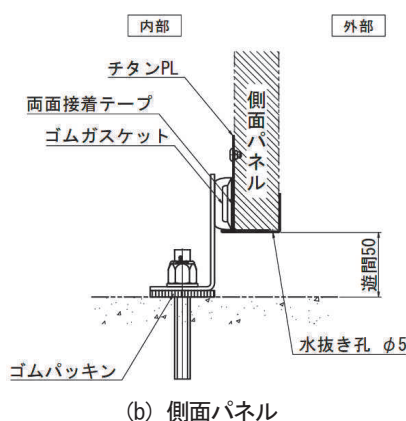


図-8 側面パネル間接合構造
Fig.8 Joint of side panels



(a) 裏面パネル



(b) 側面パネル

図-11 下部工・パネル間接合構造
Fig.11 Joint of substructure and panel

4. 現場施工

孫崎高架橋におけるパネルの設置作業については、2018年1月から開始している。

裏面パネルは、1日2~4ライン (8~16パネル) のペースで施工しており、次の6工程を繰り返し、各支間にパネルを設置している。(1)裏面パネル運搬設備 (トローリー) を桁下橋軸直角方向に設置する。(2)走行車線規制を行い、橋上からクレーンにより裏面パネルを吊り下ろす。(3)桁下の運搬設備に裏面パネルを吊り替えて、

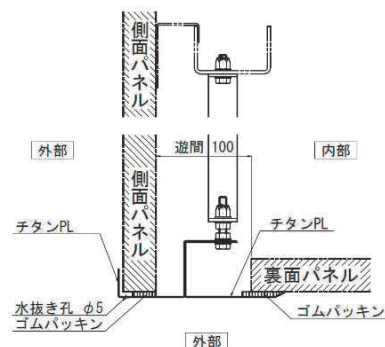


図-9 側面パネル・裏面パネル接合構造
Fig.9 Joint of side panel and back panel

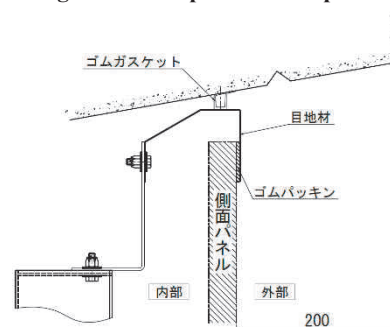


図-10 張出し床版・側面パネル接合構造
Fig.10 Joint of cantilever deck and side panel

橋軸直角方向へ横移動する。(4)所定位置に裏面パネルを移動後、レバーブロックを用いて桁から仮吊りする。(5)主桁下フランジと裏面パネルを取付金具で固定し、仮吊りを開放する。(6)橋軸直角方向1ラインの裏面パネル設置完了後、運搬設備を次の裏面パネル設置ラインに盛り替える。ここで上記(5)については、図-13に示すとおり、接触部にゴム板を配置した取付金具により主桁下フランジを挟み込むかたちで固定している。

側面パネルは、1日40～50パネルのペースで施工しており、次の3工程を繰り返し、各支間にパネルを設置している。(1)走行車線規制を行い、橋上からクレーンにより側面パネルを吊り下ろす。(2)取付金具に仮固定後、人力にて橋軸方向へ横移動する。(3)所定位置に側面パネルを移動後、正規位置に固定する(図-14)。

なお、今回の施工にあわせて、パネル設置後補修が困難となる、裏面パネルが取り付け主桁下フランジ(図-15)は部分塗替塗装を、側面パネルが取り付け最外主桁ウェブ上端吊りピース部は局部補修塗装を行っている。また、側面パネルの取付金具が近接する張出し床版下面は、たたき点検後、浮き等の劣化部ははつり、鉄筋防せい、断面修復等の補修を行っている。

表-5 裏面パネル及び側面パネルの諸元

Table 5 Specification of back panel and side panel

パネル	裏面	側面
単位重量	98N/m ²	98N/m ²
寸法	1000*7600mm	600*2950mm
パネル枚数	528枚	452枚

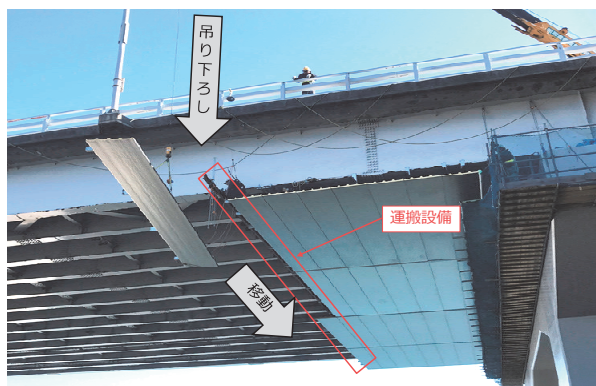


図-12 裏面パネルの設置状況

Fig.12 Installation of back panel

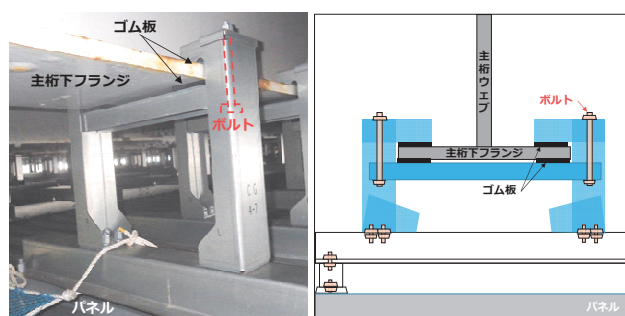


図-13 裏面パネルと主桁下フランジの取り付け

Fig.13 Connection between back panel and the lower flange

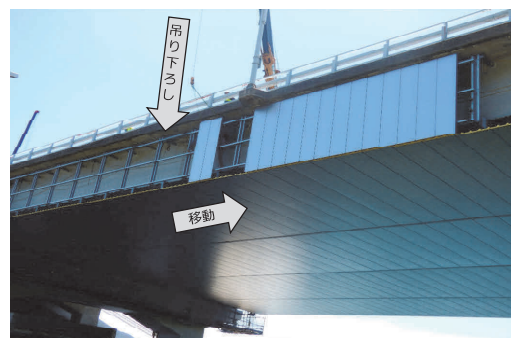


図-14 側面パネルの設置状況

Fig.14 Installation of side panel

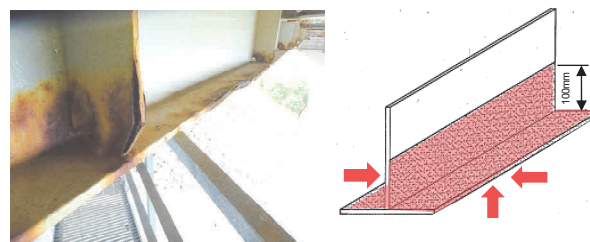


図-15 主桁下フランジの腐食状況と塗装範囲

Fig.15 Corrosion at lower flange and repainted area

5. まとめ

孫崎高架橋については、供用14年後に全面塗替塗装を実施しているが、再び全面塗替塗装が必要な状況となった。全面塗替塗装の実施に当たり、腐食環境が厳しい、塗装面積が大きい、鉛含有塗料を含んだ塗装仕様であるという課題があった。このため、主に新設橋梁で実績のある擬似箱桁化による防食対策について、孫崎高架橋に対する機能性の評価、経済性の評価を行い、擬似箱桁化が有利であることを確認した。

擬似箱桁化の設計については、重量に関する照査、擬似箱桁化内のクリアランス、風荷重に対する照査、接合部における気密性・取替容易性の確保について概要を報告した。

また、現場施工については、現在施工を進めている裏面・側面パネルの設置作業手順等について、概要を報告した。

6. おわりに

今回の孫崎高架橋の擬似箱桁化の取組は、既設橋梁におけるチタンパネルの施工としては、初めての試みとなる。

パネル設置作業及びその他附随作業等については、2018年中に作業を完了する予定である。パネル設置完了後は、主桁、床版下面、橋梁付属物、通信管路等の点検や補修作業のための常設足場としてパネルを活用していくこととしている。

本報告が、本四高速内外の既設橋梁に対する防食対策の参考となれば幸いである。

上面増厚工法による因島大橋東高架橋RC床版補修

Rehabilitation of RC slab on Innoshima Higashi Viaduct by increased thickness on top slab

金田 泰明 Yasuaki Kaneda

しまなみ尾道管理センター
橋梁維持課

矢野 賢晃 Yoshiaki Yano

しまなみ尾道管理センター
橋梁維持課長

橋本 龍 Ryu Hashimoto

しまなみ尾道管理センター
橋梁維持課長代理

概 要

因島大橋東高架橋のRC床版において、コンクリートの砂利化によるポットホールの発生、RC床版下面の漏水や遊離石灰を伴った亀甲状のひび割れを確認したことから、微破壊調査等により劣化状況を確認したうえで、上面増厚工法による床版補修を実施した。補修にあたり、劣化要因の究明のため調査を実施した結果、塩害によるものと考えられた。補修工事の施工にあたっては、RC床版のはつりにウォータージェット工法を採用し、鋼繊維強化コンクリートによる床版増厚を、また防水工にはグレードⅡを採用した。本文では各種調査によって明らかにしたRC床版の劣化機構と上記施工時の品質管理において留意した事項について報告する。

Potholes by deteriorated concrete and multiple crack with leakage and free lime were found in RC slab on Innoshima Higashi Viaduct, and rehabilitation of the slab by increased thickness on top slab was conducted after survey of the deterioration. The survey showed the cause of the deterioration was chloride damage. Water jet for chipping, steel fiber reinforced concrete for increased thickness on top slab, and grade II waterproofing were adopted in the rehabilitation. In this paper, the deterioration mechanism of the slab found by the survey and points for the quality control for the rehabilitation are described.

1. はじめに

因島大橋東高架橋は、因島大橋の向島側取付高架橋で、昭和58年に供用した橋長158mの鋼3径間連続トラス橋（写真－1）であり、昭和55年の道路橋示方書を適用している。床版は厚さ210mmのRC床版である。

この因島大橋東高架橋のRC床版において、平成17年以降、上下線の床版下面に遊離石灰の発生が確認されたため、路面からの雨水の遮断を目的として、平成21年4月に舗装の打ち換えと建設時にはなかった防水層（グレードⅠ・シート防水）を施工した。その際、RC床版の浮きを広範囲に渡って確認したため、ブレーカではつりを行い、グラウト用無収縮材料で断面補修を行った（写真－2）。



写真－1 因島大橋東高架橋
Photo 1 Innoshima Higashi Viaduct

床版コンクリートの浮きは、上り線の走行車線に多く、特に舗装の打ち継ぎ目である車線境界線付近に多く存在した。

本橋の床版では、平成21年の断面補修の5年後から舗装のひび割れや噴出物、床版下面の亀甲状のひび割れが確認されており、変状原因を特定するため各種調査を行った。変状と各種調査、補修までの経緯について表-1に示す。



写真-2 断面補修状況
Photo 2 Section repair



写真-3 路面の噴出物
Photo 3 Ejecta of road surface



写真-4 床版下面の遊離石灰
Photo 4 Free lime of lower surface of the slab

表-1 床版劣化・調査の変遷

Table 1 History in deterioration and survey of the slab

発生年月日	発生事象
S 5 8 年 1 2 月	供用開始
H 2 1 年 4 月	床版断面修復、防水層施工
H 2 2 年 7 月	床版コンクリート(打ち継ぎ目下面)の剥落
H 2 6 年 1 2 月	舗装部ひび割れと噴出物確認(下り線)
H 2 7 年 9 月	路面開削調査(床版砂利化を確認)
H 2 7 年 1 1 月	路面調査車による電磁波レーダー調査
H 2 7 年 1 2 月, 2 8 年 1 月	走行車線(上り線)で2箇所ポットホール発生
H 2 8 年 4 月	床版上面の塩化物イオン調査
H 2 8 年 9 月	床版上面からSingle i 工法による調査
H 2 9 年 7 月	床版補修工事開始

2. 調査の実施

2.1 路面開削調査

平成26年12月に、下り線の舗装において噴出物(写真-3)、その直下の床版下面において亀甲状のひび割れからの遊離石灰の析出を確認した(写真-4)。

RC床版の状況を把握するため、変状箇所を中心に11.5m×2mの路面開削調査を行ったところ、開削部面積の32%で床版コンクリートの浮きが発生していた(写真-5)。また、平成21年に施工した断面補修材周りでコンクリートの砂利化を確認した。

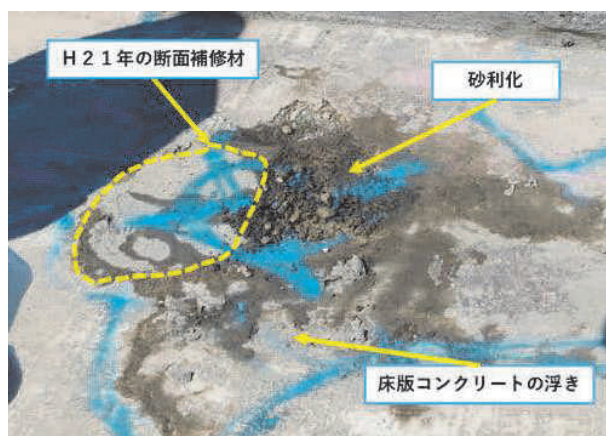


写真-5 床版コンクリートの砂利化
Photo 5 Deteriorated concrete in the slab

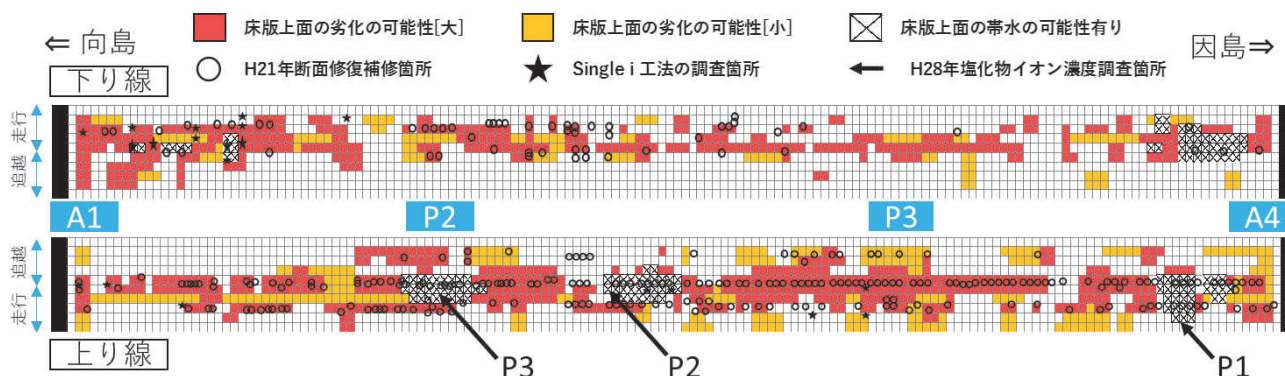


図-1 床版コンクリートの損傷状況

Fig.1 Damage of concrete slab

2.2 路面調査車による電磁波レーダー法調査

平成27年11月に、尾道管内鋼床版舗装健全度調査業務の中で、本橋の路面調査を追加で実施した。調査は、路面調査車を走行させて路面に電磁波を照射し、その反射と減衰によって床版上部の状態を推定するものである。

調査の結果、広範囲に渡って劣化の可能性が大きく、一部において滞水の可能性も推定された。劣化・滞水の可能性のある箇所は、平成21年の断面補修箇所とおおむね一致しており、電磁波レーダー法の有効性が確認された。

また、下り線に比べ、上り線の方が、劣化・滞水の可能性のある箇所が広範囲に存在する結果となった（図-1）。

2.3 塩化物イオン濃度調査

平成28年4月に、上り線上面の3箇所（P1、P2、P3）で塩化物イオン濃度測定を行った。その結果、 $0.65 \sim 2.79 \text{ kg/m}^3$ と全体的に高い濃度を確認した。特に試験体P3では、当該コンクリートの腐食発生限界塩化物イオン濃度 1.86 kg/m^3 を超える 2.79 kg/m^3 であった（図-2）。

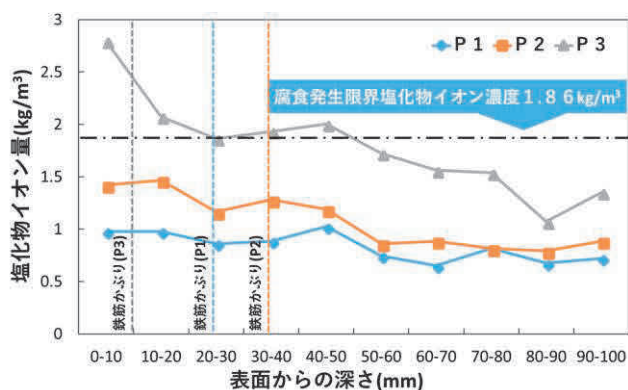


図-2 床版上面の塩化物イオン濃度

Fig.2 Chloride ion concentration of upper surface of the slab

2.4 Single i 工法による微破壊調査

(1) Single i 工法の概要

Single i 工法は、舗装を撤去することなく微破壊により

床版内部を調査することが可能な工法である。この工法は、コンクリートに $\phi 5 \text{ mm}$ の削孔を行い、浸透性の極めて高いオレンジ色の特殊樹脂を注入した後、コンクリートに $\phi 9 \text{ mm}$ の削孔を行うことにより、ひび割れ内に浸透したオレンジ色の特殊樹脂を工業用内視鏡により観察するものである（図-3）。



図-3 Single i 工法の概要

Fig.3 Outline of Single i method

(2) 目視・打音調査

調査箇所を選定するにあたって、床版上下面の目視・打音調査を行った。

床版下面の調査は、管理路上から剥離や浮きの可能性がある箇所をたたき点検で行った。その結果、鉄筋腐食によるかぶりコンクリートの浮きを数箇所を確認した。床版上面では、一部で舗装の浮きや土砂の噴出が見られ、補修履歴のない場所においても、数箇所土砂の堆積が確認された。

(3) Single i 工法調査結果

調査は、目視・打音調査の結果を参考に、浮き、噴出物、漏水などの損傷部と無損傷部を合わせて上下線合計21箇所において実施した。特に損傷の多かった上下線の舗装の打ち継ぎ目付近を中心に調査箇所を選定した。

代表的な調査結果を図-4に示す。この箇所は、平成21年に断面補修を行っているが、断面補修部と既設RC床版の界面付近に幅0.35mm、1.40mmのひび割れを確認した。これは、断面補修時のブレーカはつりによって発生したマイクロクラックが要因か、あるいは補修前に生じていたひび割れが残存していたものと考えられる。

また、その他の箇所において、上側鉄筋位置周辺及びその直下にひび割れを確認した（図-5）。これは、腐食・膨張した鉄筋の周辺でひび割れが発生し、進展したものと推測される。

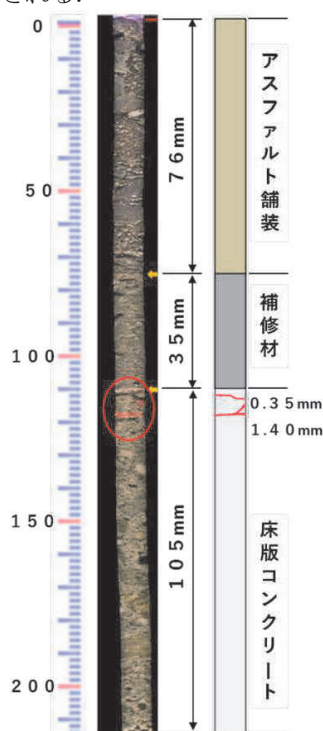


図-4 Single i 工法の調査結果

Fig.4 Result of survey by Single i method

3. 床版の劣化機構及び劣化過程

上記調査の結果、本橋のRC床版の上・下面における

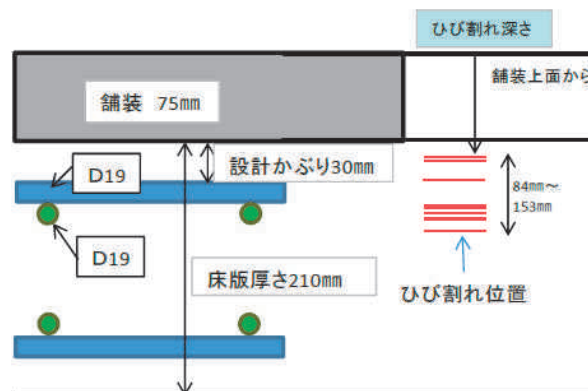


図-5 ひび割れ発生箇所

Fig.5 Location of crack

劣化状況を踏まえ、劣化機構及び劣化過程を推定した。

本橋のRC床版は当初、防水層が施工されておらず、コンクリート上面のひび割れより塩分を含んだ水が侵入し、鉄筋が腐食、コンクリートに浮きが発生した。平成21年に断面補修し、防水層を施工したが、床版防水が十分に機能せず、再劣化に至ったものと考えられる。

床版下面では、鉄筋の腐食によるかぶりコンクリートの浮きが数箇所確認された。また、平成21年に実施した断面補修時にシート系防水工を施工しているが、その直下付近の床版下面において漏水が数箇所確認されており、その上部では防水工が損傷していると考えられる。

以上の状況を踏まえ、本橋における劣化過程を以下のように推測する。

- 1)断面補修によりひび割れが発生
- 2)凍結防止剤による塩分を含んだ水がひび割れ内へ浸透
- 3)鉄筋の腐食・膨張によりひび割れが発生
- 4)ひび割れが下側まで貫通し床版下面に遊離石灰が発生
- 5)鉄筋腐食により一部においては床版上面コンクリートが部分剥離し砂利化が発生

以上の状態は、「道路橋床版の維持管理マニュアル2016²⁾」によると、床版の塩害による劣化過程の加速期であり、一部の箇所においては劣化期に進行していると考えられる（表-2）。

表-2 床版の塩害による劣化進行過程

Table 2 Deterioration steps of slab by chloride damage

劣化過程	床版断面の損傷イメージ図 (ひび割れ、漏水、鉄筋腐食に着目)	床版の劣化・損傷内容
潜伏期		・初期欠陥等によるひび割れ
進展期		・塩分を含んだ水のひび割れ内への浸透 ・腐食の発生
加速期		・床版上側鉄筋の腐食膨張 前期：腐食ひび割れ発生 後期：腐食ひび割れが多数発生
劣化期		・床版上面コンクリートの部分剥離 ・舗装上面に石灰分流出など多く発生 ・床版上面の砂利化発生
		・床版下側鉄筋の腐食膨張 ・床版下面コンクリートのはく離 ・腐食量の増大により耐荷力が低下

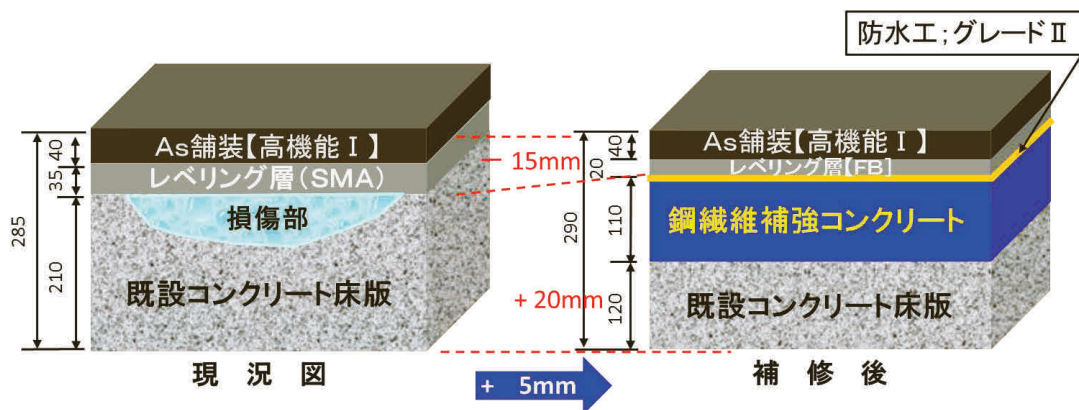


図-6 床版コンクリート及び舗装の構成

Fig.6 Structure of concrete slab and pavement

4. 補修方法の検討

本橋のRC床版は劣化過程が加速期であり，対処療法的な断面補修を行っても損傷が繰り返されることが想定されるため，長期的な維持管理コストや安全管理上の観点から，増厚コンクリートでRC床版を補強する上面増厚工法を採用した（図-6）．床版厚については，道路橋示方書³⁾の規定より，T荷重に対する床版の支間から算定される最小全厚に1方向あたりの大型車の交通量による係数を乗じて求められた230mmとした．

なお，補修は損傷が著しい上り線を優先して行うこととし，施工にあたっては以下の事項に留意した．

4.1 RC床版のはつり

RC床版のはつりは，構造物を傷めずに劣化した床版コンクリートを確実に除去することが可能であり，ブレーカによるはつりに比べてマイクロクラックの発生が少ないウォータージェット工法（以下「WJ工法」という．）を採用することとした．

なお，鉄筋と増厚コンクリートとの一体化を確保するため，上側鉄筋下20mmまではつることとした．

4.2 超速硬鋼繊維強化コンクリートの採用

本橋は，床版を含めた道路桁は上下線分離構造であるが，上下線一体のトラス桁上にあることから，供用している下り線の交通による振動の影響を受けることになる．このため，コンクリート打設後速やかに所定の強度が発現する必要があることから，3時間で24N/mm²の強度と

なる超速硬鋼繊維強化コンクリート（以下「超速硬SFRC」という．）を採用することとした．

4.3 防水層の選定

本橋の床版防水においては，過去にグレードIで実施したが十分な防水効果が得られなかったこと，今回，上面増厚工法により，終日対面通行の施工となるため，交通規制による時間的制約を受けないことから，グレードIIを採用することとした．本工事で使用した防水層の仕様を図-9に示す．

なお，NEXCOの設計要領⁴⁾においては，床版防水はグレードIIが標準となっている．

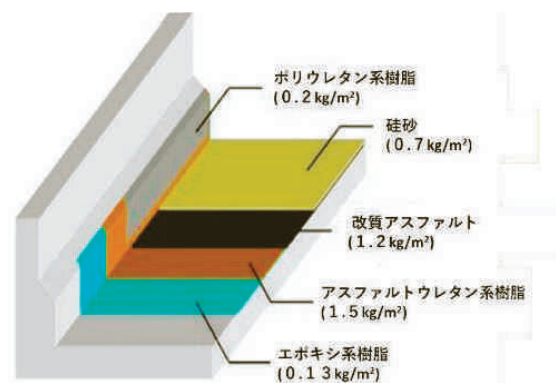


図-7 床版防水の仕様

Fig.7 Structure of waterproofing for the slab

4.4 施工時車線運用

上り線全線を施工するにあたり，車線規制では全幅施工できないことから，施工箇所の前後区間を4車線から2車線に絞って，下り線を利用して終日対面通行とし，施工することとした（図-8）．

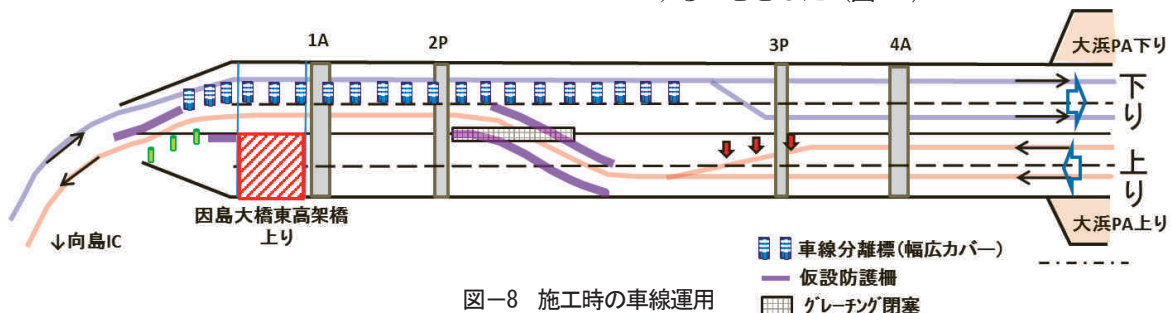


図-8 施工時の車線運用

Fig.8 Traffic control while the rehabilitation work

上り線から下り線への移行区間が因島大橋橋上となることから、中央分離帯部の防護柵とオープングレーチングを一時的に撤去し、表面を滑り止め処理した覆工板に置き換えた。

移行区間については、仮設防護柵を設置するとともに、対面通行区間には蛍光色の幅広カバーによる車線分離標を設置し、安全対策に努めた（写真－6、7）。



写真－6 仮設防護柵
Photo 6 Temporary protective fence



写真－7 対面通行区間車線分離標
Photo 7 Temporary dividing post

5. 施工時における床版の状況

5.1 舗装撤去時の状況

補修にあたり既設の舗装を撤去したところ、砂利化している箇所は、平成21年に施工した防水層が損傷してい

た（写真－8）。防水層の損傷箇所は舗装の打ち継ぎ目である中央部分に多く発生しており、床版端部では確認することはできなかった。



写真－8 既設床版防水層の状況
Photo 8 Existing waterproofing layer

5.2 防水層撤去時の状況

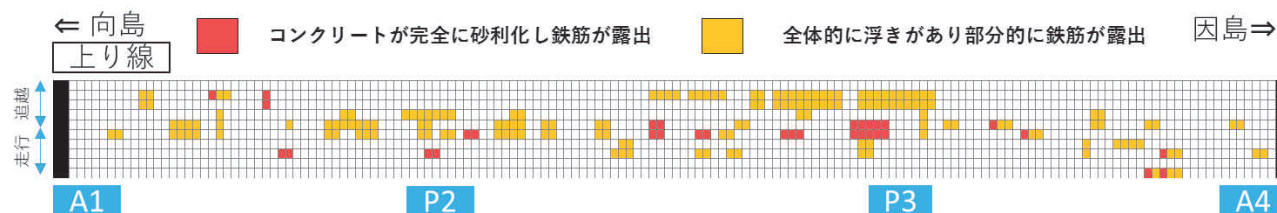
既設防水層撤去後のRC床版表面の損傷状況を図－9に示す。事前の電磁波レーダー調査や平成21年度の断面補修箇所（図－1）と損傷箇所が全体的に一致しており、砂利化した箇所では上側鉄筋の腐食を確認した（写真－9）。



写真－9 既設床版コンクリートの状況
Photo 9 Existing concrete slab

5.3 床版下面

既設アスファルト撤去時において振動により、床版下面コンクリートの管理路上への落下を確認した（写真－



図－9 既設床版コンクリート表面の損傷状況
Fig.9 Damage on the surface of existing RC slab

10) . 落下したコンクリート片の塩化物イオン濃度を調査したところ、鉄筋位置で 3.37kg/m^3 であった。これは、凍結防止剤を含む水分が、舗装や損傷した防水層を通過し、ひび割れ部へ浸入、下側鉄筋位置まで達し、鉄筋が腐食・膨張することによって、コンクリートが剥落したものと考えられる。

床版下面全面について調査したところ、コンクリートの浮きを15箇所で確認した。そのため、WJによるはつり後、ポリマーセメント系モルタルによる吹き付けにより断面修復を実施した。

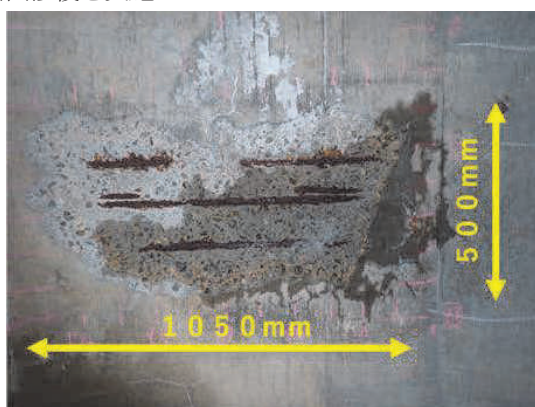


写真-10 床版下面の剥離変状
Photo 10 Separation on the undersurface of the slab

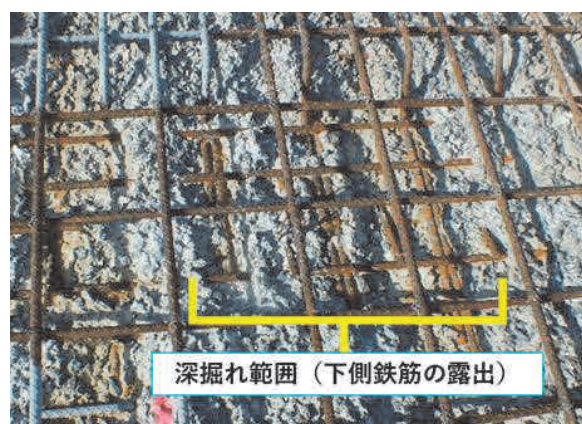


写真-11 深掘れ箇所
Photo 11 Excessively removed surface



写真-12 鉄筋下のはつり残し
Photo 12 Remained concrete portion under reinforce bars

6. 施工時の品質管理

6.1 WJ工法によるはつり

劣化したコンクリートを確実に除去し、設計深さ90mmを切削するのに必要な最適水圧は、試験施工を行い230Mpaと設定した。この水圧により現地においてWJ施工機械で切削を行ったが、床版の鉄筋量の多い箇所では、設計値より深い切削となった(写真-11)。鉄筋量の多い箇所は建設時の締め固め不足によるものと考えられる。深掘を抑えるため、水圧を220Mpaとし切削を行ったところ、床版の鉄筋量の少ない箇所では、浅い切削深さとなった。これらの状況を踏まえ、深掘は許容しつつ、鉄筋量やコンクリートの状態に応じて水圧設定を行い切削を行った。しかしながら、水圧調整のみでは、鉄筋下のコンクリートを全て切削することは出来なかった(写真-12)。

機械施工では除去しきれず、部分的に残ったコンクリートについては、浅掘れ箇所はWJシングルガン、鉄筋下は電動ピックを用いて人力切削により施工した。

6.2 超速硬SFRCの打設

本工事では、1日で 115.6m^3 の大量のSFRCを継ぎ目なく連続して打設する必要があった。その供給量を確保するため、施工箇所の起点側と終点側から2台のモーター車($13\text{m}^3/\text{h}$ 、 $8\text{m}^3/\text{h}$)を使用して打設を行った。2台のモ-

ビル車に品質の差が発生することが懸念されたが、いずれも材齢3時間における圧縮強度が所定の 24N/mm^2 を満たしていることを確認した(表-3)。

増厚工法においては、新旧コンクリートの一体化が重要となる。WJ工法によるはつりに関しては既設コンクリートが深掘れとなった箇所は、機械施工では十分な締め固めが出来ず、一体化が図れない可能性が考えられた。そこで当該箇所については増厚施工機械より先行して、配筋筋下まで人力による材料敷均し及び棒状高周波バイブレータで締め固めを行った(写真-13)。施工機械による打設が不可能となる機械の走行用鋼製レール架台下や、施工端部となる地覆と伸縮装置付近においても、人力による打設を行い、入念な締め固めを行った。

また、新旧コンクリートの接着性を確保するため、地覆立上り部175mmと地覆から距離500mmにおいて、2液型のエポキシ樹脂系接着剤の塗布を行った。

表-3 超速硬SFRCの強度

Table 3 Strength of ultrarapid hardening steel fiber reinforced concrete

施工箇所	プラント	圧縮強度の平均値 (材齢 3 時間)	
		1 回目	2 回目
追越車線側	モーター車 1	27.4 (N/mm ²)	26.9 (N/mm ²)
	モーター車 2	27.6 (N/mm ²)	
走行車線側	モーター車 1	28.4 (N/mm ²)	29.9 (N/mm ²)
	モーター車 2	27.2 (N/mm ²)	

※ 50m^3 に1回の頻度で試験を実施する



写真-13 超速硬 SFRC の打設状況

Photo 13 Casting ultrarapid hardening steel fiber reinforced concrete

6.3 床版防水工

床版防水については、防水材料の高性能化だけではなく、床版と防水層の間、防水層と舗装の間に十分な接着力が必要となる。そのため、下記に留意して施工した。

表面処理については、ショットブラストを使用すると、SFRCの鋼繊維が毛羽立ち防水層の性能や接着性の低下が考えられたことから、ダイヤモンド小型研掃機を使用し、レイタンスやコンクリートの養生材、汚れの除去を行った。

弱点となる防水層の打ち継ぎ目は、前施工と後施工の防水層で十分に防水性能が確保できるよう、1層目と2層目を50mmラップさせて施工した（図-10）。また、地覆立上り部や伸縮装置の床版防水層の端部は、水が浸透しやすいことから、これらの部分は3層の防水層に加え、レベリング層と表層の間に止水処理を施した（図-11）。

なお、床版と防水層の付着力は、プライマー（1層目）塗布後に引張接着試験で、 1.2N/mm^2 を超える接着性が確保されており、十分な下地処理ができていることを確認した（表-4）。また、防水層と舗装の付着力は、舗装の打設後に引張接着試験で、 0.6N/mm^2 を超える接着性が確保されていることを確認した（表-5）。

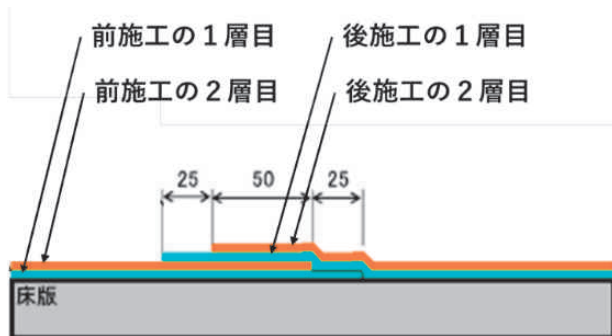


図-10 打ち継ぎ目地の防水処理

Fig.10 Waterproofing at construction joint

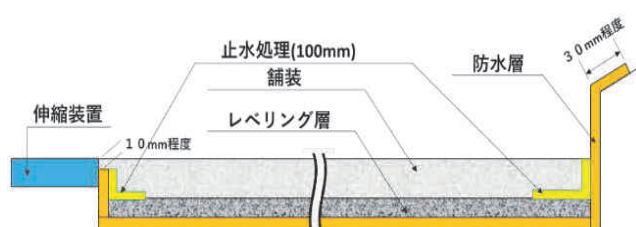


図-11 地覆部・伸縮装置部の防水処理

Fig.11 Waterproofing at curb and expansion joint

表-4 防水層（プライマー）の引張接着試験結果

Table 4 Tensile strength test result of adhesive waterproofing layer (primer)

測点	位置	引張接着応力 (N/mm^2)	破壊箇所
KP 9.232	終点側（走行車線）	3.56	床版コンクリート内部
KP 9.232	終点側（追越車線）	5.00	〃
KP 9.180	中央（路肩）	4.00	〃
KP 9.078	起点側（路肩）	3.19	〃
KP 9.078	起点側（中央側路肩）	2.94	〃

※ 引張接着強度の規格： 1.2N/mm^2 以上

表-5 防水層（トップコート）の引張接着試験結果

Table 5 Tensile strength test result of adhesive waterproofing layer (top coat)

試験体番号	引張接着強度 (N/mm^2)	破壊場所
1	1.09	防水層（2層目）とトップコート（3層目）の間
2	1.12	〃
3	1.04	〃
4	1.02	〃
5	0.99	〃

※ 引張接着強度の規格： 0.6N/mm^2 以上（ 23°C ）

7. おわりに

本橋では、過去に舗装補修を実施し、床版防水を施工したが、それ以降も舗装上に噴出物・ポットホールの発生や床版コンクリート下面の剥落による床版の劣化が確認された。これは、補修時点において、劣化機構の特定と、それを踏まえた適切な補修工法の選定ができなかったためであると考えられる。

このため、RC床版だけではなく、コンクリート構造物に変状が発生し、補修を行う場合には、劣化機構を確認するために適切な調査を実施し、劣化過程に対応した補修方法を選定することが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 谷倉泉，渡邊晋也：コンクリート内部に発生した水平ひび割れを探る—微破壊調査法とその適用事例—，セメント・コンクリート論文集，No.837，Nov.2016
- 2) 公益社団法人 土木学会 鋼構造委員会：道路橋床版の維持管理マニュアル2016，2016.10
- 3) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編，2017.11
- 4) NEXCO：設計要領 第二集 橋梁保全編，2017

トンネル維持管理設備の合理化への取組

Efforts to Rationalize Tunnel Maintenance Equipment

朝倉 義博 Yoshihiro Asakura 小野 祥史 Yoshifumi Ono 東 秀樹 Hideki Higashi

保全部 設備課長

保全部 設備課長代理

神戸管理センター 機械課長代理

概 要

本州四国連絡高速道路のトンネルには、お客様に安全、安心、快適に利用していただくためにトンネル非常用施設をはじめ多くのトンネル維持管理用機械設備を配置している。本機械設備の維持管理においては、安全性、使用性、保守性、経済性等の向上が課題であり、予防保全及び事後保全を実施するとともに、常に設備の改良を実施している。

本文では、本州四国連絡高速道路のトンネルに配置されたトンネル非常用施設、トンネル換気設備、トンネル排水設備の概要、設備改善と更新等による合理化への取組及び今後の課題と展望について報告する。

In the tunnel of Honshu - Shikoku Bridge Expressways(HSBE), we have installed many tunnel maintenance equipment, including tunnel disaster prevention system, for drivers to use safely, securely and comfortably. Improvement of safety, usability, maintainability, economic efficiency, etc. are the subjects for managing and operating machinery and equipment, and preventive maintenance and breakdown maintenance, and equipment improvement is constantly being carried out all the time.

In this paper, we report on the outline, the efforts of equipment improvement and the future issues and prospects of tunnel disaster prevention system, tunnel ventilation system, tunnel drainage system located in the tunnel of HSBE.

1. はじめに

本州四国連絡高速道路（以下「本四高速道路」という。）は、神戸淡路鳴門自動車道（2車線又は3車線の一方通行）、瀬戸中央自動車道（2車線の一方通行）、西瀬戸自動車道（1車線の対面通行）の3ルートからなり、全長172.9kmの道路に27本のトンネルがある。神戸淡路鳴門自動車道の本州側には、本四高速道路で唯一の3車線断面を有する全長約3kmの2本の都市型長大トンネルである舞子トンネルがある。

各トンネルには、トンネル非常用施設、トンネル換気設備、トンネル排水設備のトンネル維持管理用機械設備が配置（表-1）され、お客様に安全、安心、快適にトンネルを利用していただけるよう万全な維持管理に努めている。

またトンネル維持管理用機械設備の維持管理にあたっては、安全性、使用性、保守性、経済性等の向上が課題であり、予防保全、事後保全を実施しながら設備の改良や点検器具の開発等を実施している。また設備の更新にあたっては、新技術等によるライフサイクルコストを踏

表-1 本四高速道路のトンネル維持管理用機械設備

Table 1 Tunnel maintenance equipment of HSBE

路線名	トンネル名	上下線	供用年	トンネル延長	非常用施設	換気設備	排水設備
神戸淡路鳴門自動車道	布施畑トンネル	上り	1998	848m	○		
		下り	1998	854m	○		
	高塚山トンネル	上り	1998	1,210m	○		
		下り	1998	1,181m	○		
	舞子トンネル	上り	1998	3,293m	○	○	○
		下り	1998	3,254m	○	○	○
	仁井トンネル	上り	1998	378m	○		
		下り	1998	429m	○		
	川井谷トンネル	上り	1998	260m	○		
		下り	1998	260m	○		
	第一鳴門トンネル	上り	1987	191m	○		
		下り	1998	201m	○		
瀬戸中央自動車道	第二鳴門トンネル	上り	1987	353m	○		
		下り	1998	374m	○		
	撫養トンネル	上り	1998	770m	○		
		下り	1987	616m	○		
	正面山トンネル	上り	1988	538m	○		
		下り	1988	538m	○		
	柳田トンネル	上り	1988	387m	○		
		下り	1988	331m	○		
	塩生トンネル	上り	1988	408m	○		
		下り	1988	401m	○		
	鷺羽山トンネル	上り	1988	205m	○		
		下り	1988	205m	○		
西瀬戸自動車道	宮窪トンネル	上下	1988	1,420m	○	○	
	吉海トンネル	上下	1999	356m	○		
	近見山トンネル	上下	1999	1,138m	○		

まえ、より安全で効率的な設備の導入を目指している。

本文では、本四高速道路におけるトンネル維持管理用機械設備の概要、設備改善と更新等による合理化への取組及び今後の課題と展望について報告する。

2. トンネル非常用施設の改善

トンネルには、火災その他の事故等の際の通報、警報、初期消火、避難誘導による二次的災害の防止等のために、トンネル非常用施設を配置している。非常用施設は、通報警報設備、消火設備、避難誘導設備、その他の設備の4区分からなり、更に各区分ごとに多種類の防災設備で構成される。各防災設備の種類は、5段階のトンネル等級区分（AA,A,B,C,D）のほか、トンネル延長、交通量、換気設備の有無等を踏まえ配置している¹²⁾。以下に、舞子トンネル非常用施設を代表例として、非常用施設の概要、改善の取組について報告する。

2.1 舞子トンネル非常用施設の概要

本四高速道路では、トンネル延長約3kmと最も長くかつ交通量も多い舞子トンネルが最上位のトンネル等級の「AA」級であり、トンネル非常用施設のうち表-2に示す多種類の防災設備を配置（図-1）している³⁾。このうち水噴霧設備は、中央監視制御装置（神戸管理センター交通管制室（以下「交通管制室」という。）に設置）又は防災受信盤（上り換気所に設置）から、水噴霧自動弁（現地トンネル内）を遠隔操作により開放し、トンネル長約50mを1区画として、トンネル内上部に5m間隔で配置された水噴霧ヘッド（図-1）から路面に一斉に水を放水（噴霧）するものであり、最大2区画（約100m）同時に一斉放水ができる。トンネル内での火災発生から水噴霧までの主な流れは、次のとおりである。

- 1) 防災受信盤で火災検知器（現地トンネル内）等から火災検知信号を受信し、各防災設備（トンネル情報板、監視装置（カメラ）、照明設備、換気設備（排煙設備）、消火ポンプ等）を自動作動させる。
- 2) 中央監視制御装置で防災受信盤から火災検知位置を受信する。
- 3) 交通管制室で火災検知位置、監視装置（カメラ）等の情報から火災位置を特定し、各防災設備の作動確認と水噴霧放水区画を選定する。
- 4) 中央監視制御装置から防災受信盤を介して水噴霧放水区画の水噴霧自動弁（現地トンネル内）に弁の開放信号を発信し、水噴霧ヘッドより路面へ放水する。

舞子トンネル非常用施設は、1998年に供用し良好に運用していたが、運用後16年が経過し、火災検知器及び防災受信盤等の制御系システムにおいて、一部の電子・電気部品の製造中止等による部品枯渇やメーカー保守サポートの終了等により良好な設備状態を維持するのが困

難な状況となった。このため、2014年に火災検知器及び防災受信盤等の機器を更新した⁴⁾。以下に新しい火災検知器と制御系システムの改善機能について述べる。

表-2 舞子トンネル（AA）非常用施設

区分	設備名
通報警報設備	通報
	非常電話
	押ボタン式通報装置
警報	火災検知器
	非常警報装置
消火設備	消火器
	消火栓
避難誘導設備	誘導表示板
	排煙設備、避難連絡坑
その他の設備	給水栓
	無線通信補助設備
	ラジオ再放送設備
	拡声放送設備
	水噴霧設備
	監視装置
	停電時照明設備
	非常用電源設備



図-1 舞子トンネル非常用施設の設備 配置図

Fig.1 Disaster prevention system (Maiko Tunnel)

2.2 火災検知器の検知範囲の広域化

従来の火災検知器は、3車線断面の道路において左右25mを検知可能な機器を25mピッチで配置して二重検知を行っていた。更新後の火災検知器は、同じ道路幅で左右50mを検知可能な広域型火災検知器を50mピッチで配置した。この結果、火災検知器の数量はほぼ半分（301個→167個）となり、機器費が約20%削減できた。なお、機器の配置間隔は従来の2倍となるため、交通管制室が既に運用している防災区画は変更せず機器配置ができた。また、火災検知器は、検知部の汚損により定期的な作動点検や清掃が必要となる。しかし、従来の火災検知器の設置高さは監視員通路上約2.4mであり、清掃や点検時に脚立を使用しかつ上向きで作業をする必要があった。このため、更新後の火災検知器の設置高さは監視員通路上1.5mに変更し、安全性の向上と上向き作業を無くした（写真-1）。更に更新後の火災検知器の形状は、従来の円形からトンネル内のばい煙等が付着しにくい流線形に改良されており、清掃回数は従来の1回/2週（年間27

回) から1回/3ヵ月(年間4回)に減少した。この結果、火災検知器の清掃回数は年間85%削減でき、清掃費は数量の削減と合わせ年間88%削減している。



写真-1 火災検知器の清掃状況

Photo 1 Cleaning of fire detector

2.3 伝送システムの機能向上

舞子トンネル内に配置されている火災検知器・水噴霧自動弁・消火栓等の現地機器と上り換気所にある防災受信盤とのデータ通信は、経済性を考慮し、一本の通信回線を用いてデータを1ビットずつ順番に伝送するシリアル伝送方式を採用している。従来の防災受信盤と現地機器とのデータ通信を行う伝送システムは、防災受信盤を

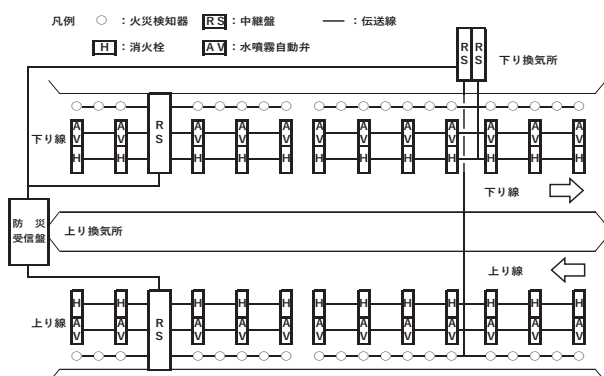


図-2 旧伝送システム系統図

Fig.2 Tunnel disaster prevention transmission system(existing system)

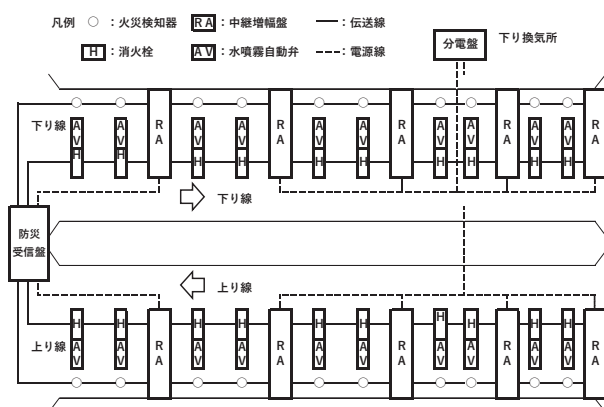


図-3 新伝送システム系統図

Fig.3 Tunnel disaster prevention transmission system(new system)

起点としてトンネル内を4区間に分割して中継盤を設け、そこを起点に中継盤と各現地機器をバス型接続(全ての機器を1本の線で接続)で配線して通信していた(図-2)。しかし、本方式は、中継盤から末端の現地機器までの伝送可能な距離が短く、伝送線の断線、短絡時にはその先の全ての機器の監視・制御が困難となる恐れがあった。

更新後の伝送システムは、トンネル内に中継増幅盤(写真-2)を配置することで防災受信盤から末端の現地機器までの伝送可能距離を5kmまで伸ばすことが可能となった(図-3)。また、火災検知器の伝送線と消火栓・水噴霧自動弁の伝送線を中継増幅盤を介してリング型接続(各機器を輪のように接続)とすることで、伝送線の断線、短絡時でももう回してバックアップできるループバック機能の他、アイソレーション機能、バイパス機能が使用可能となった(表-3、図-4)。

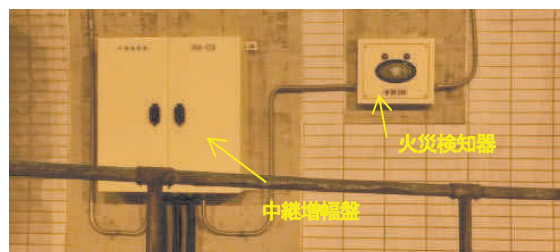


写真-2 中継増幅盤

Photo 2 Relay amplification board

表-3 新伝送システムの機能

Table 3 Function of new disaster prevention transmission system

主な新機能	特徴
ループバック機能	伝送線を常時監視し、伝送線が断線した時は自動的にもう一方の伝送線を使用してトンネル内機器(火災検知器・消火栓・水噴霧自動弁)を監視・制御する。
アイソレーション機能	伝送線を常時監視し、中継増幅盤の間で伝送線が短絡した時は盤間に接続されたトンネル内機器をシステムから自動的に切り離して障害の影響を最小限に抑える。
バイパス機能	中継増幅盤の電源異常時は、中継増幅盤内でデータ伝送用バイパス回路に自動的に切り替わり伝送不能を防止する。

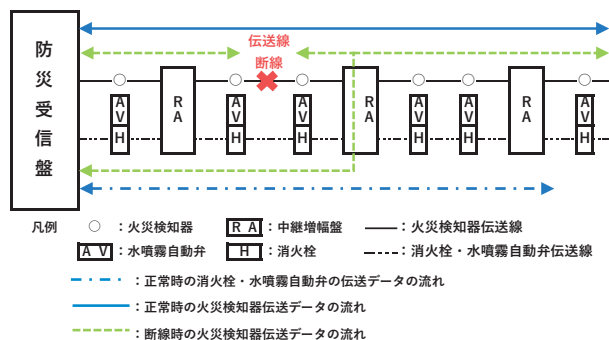


図-4 ループバック機能

Fig.4 Loopback function

2.4 防災受信盤の改善

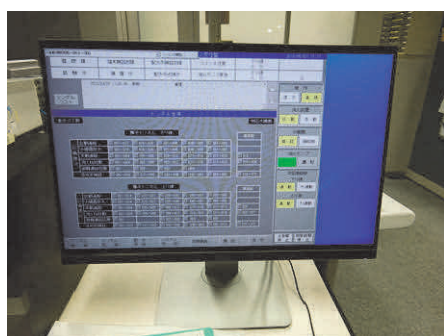
舞子トンネル非常用施設は、交通管制室の中央監視制御装置で一括監視・操作している。一方、従来より舞子

トンネルの防災受信盤は、中央監視制御装置がシステムダウンして監視・操作が不能となった場合に直接交通管制室に隣接する上り換気所へ赴き監視・操作できるように設計している。このため、更新後の防災受信盤は、この方式を引き継ぐとともに、監視操作モニター画面を交通管制室で見慣れた画面構成とし、更にトンネル内の監視カメラ映像を表示するトンネル監視モニターを防災受信盤監視操作モニター近傍に設置して、水噴霧操作時の使用性を向上させた（写真－3）。



写真－3 改修後の防災受信盤
Photo 3 Disaster prevention control panels(new system)

また、中央監視制御装置と防災受信盤の水噴霧設備の操作方法に違いがあることから、中央監視制御装置がシステムダウンした場合に防災受信盤での水噴霧設備の操作を円滑に実施できるように配慮する必要がある。このため、操作員等が防災受信盤の習熟訓練を実施できるように、防災受信盤の操作手順、画面を模したシミュレーターを交通管制室に設置している（写真－4）。



写真－4 防災受信盤操作訓練シミュレーター
Photo 4 Training simulator of tunnel water sprinkler equipment

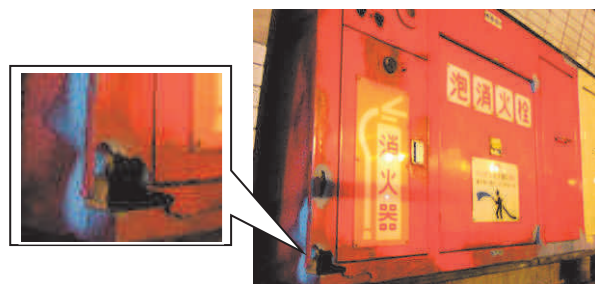
2.5 トンネル非常用施設の防食対策

舞子トンネルの消火栓のきょう体及び水噴霧用の坑内配管は鋼製であり、供用から 15 年経過時にトンネル入口を起点に腐食による劣化が顕著となった（写真－5、写真－6）。腐食の原因調査のため実施した舞子トンネル内の水噴霧自動弁格納箱のきょう体表面の塩分濃度の調査結果を図－5 に示す。この結果より、腐食の原因として以下の事項が推定された。

1)塩分濃度はトンネル入口から出口にかけて減少しており、南坑口（上り線：入口側、下り線：出口側）近傍

の海浜部からの飛来塩分や、トンネル坑口近傍で路面に散布（トンネル内は散布なし）した凍結防止剤が、車両の走行によりトンネル内に引き込まれたものと推定される。

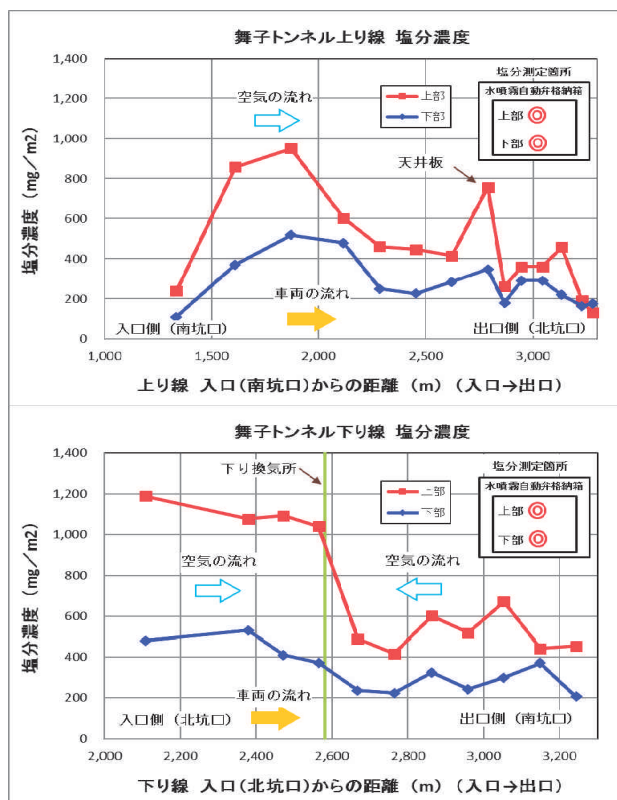
2)塩分濃度はきょう体下部より上部が高い。また上り線では、上部に天井板がある箇所は特に高い。これは、トンネル内の気流の乱れ等の影響と考えられる。



写真－5 舞子トンネル消火栓の腐食状況
Photo 5 Corrosion situation of tunnel fire hydrant



写真－6 舞子トンネル水噴霧配管の腐食状況
Photo 6 Corrosion situation of tunnel water spray pipe



図－5 舞子トンネル内の塩分測定結果
Fig.5 Salinity measurement result (Maiko tunnel)

3)下り線ではトンネル内空気を集中排気する換気所で塩分濃度が極端に低下している。これは換気所で塩分を含んだ空気が吸い込まれていると考えられる。

舞子トンネルの消火栓箱では、トンネル内の腐食環境を踏まえ、2013年の更新時からきょう体を鋼製から耐食性を考慮したステンレス製としており、また路面上部を横断する水噴霧配管もステンレス配管に更新している(写真-7、写真-8)。

なお、本四高速道路の他トンネルの消火器箱、消火栓箱も同様な腐食状況であり、更新時は鋼製きょう体をステンレス製に変更している。



写真-7 更新後の舞子トンネル消火栓(SUS)
Photo 7 Tunnel fire hydrant after renewal(SUS)



写真-8 更新後の舞子トンネル水噴霧配管(SUS)
Photo 8 Tunnel water spray pipe after renewal(SUS)

2.6 水噴霧設備の放水量測定装置の開発

水噴霧設備は、トンネル火災時に迅速かつ的確に規定の水量を放水できることが重要であり、定期的な水噴霧自動弁の作動確認と放水量の確認が必要となる。従来、水噴霧設備の放水量測定(以下「放水点検」という。)は、1)車線規制の中で大型の専用測定車により測定する方法と、2)トンネルを通行止めにして直接放水して放水量を確認する方法がある。しかし、これらの方法は、1)本四高速道路で水噴霧設備があるトンネルは舞子トンネルの2本のみであり、専用測定車両による測定は初期投資等のコストが多額となる、2)通行止めは回路の確保や交通規制及び広報活動に多大な費用と時間を要し、かつお客様への影響が多額となる課題があった。更にトンネルの一般部と非常駐車帯部では、同じ水噴霧放水区画内で水噴霧ヘッドの種類(形状と放水量が異なる)、数量、取付高さが異なりこれらを同時に測定する必要があった。

このため、簡単かつ安価に水噴霧ヘッドごとの放水量

を測定する水噴霧放水量測定装置を2002年に開発した(写真-9)。本装置の特徴を以下に述べる。

- 1)放水1区画あたりの放水点検は、車線規制のみで5台の高所作業車と5台の軽トラック(測定装置を2台搭載)により、水の飛散もなく、安全、簡易かつ従来の方法より安価に測定できる。
- 2)放水点検は、高所作業車で水噴霧放水区画内の各水噴霧ヘッドに個別に軽量の集水装置を取付けた後に放水することで、軽トラック上の測定装置により、その場で簡易に水量を計測できる。
- 3)放水区画内で水噴霧ヘッドの種類、数量、取付高さが異なった場合は、測定装置の数量や導水管長さを変更することで各放水量を同時測定できる。
- 4)放水1区画の点検時間(集水装置の取付け→放水量測定→取外し→次区画移動)は30分程度である。



写真-9 水噴霧放水量測定装置
Photo 9 Water Spray Discharge Measuring Device

3. トンネル換気設備の改善

トンネル換気設備は、トンネル内を走行する自動車の排気ガス等(ばい煙、一酸化炭素)によるトンネル内の空気汚染を抑制することにより、ドライバーへの安全で快適な運転環境の確保、トンネル内の各種保全作業への良好な環境の確保、トンネル坑口の周辺環境への影響の配慮、トンネル火災時の排煙等を目的に設置している²⁾。

トンネル換気方式は、その設置目的や坑口環境への影響を踏まえ、自然換気と機械換気に分けられ、本四高速道路のトンネルでは舞子トンネルと宮窪トンネルで機械換気を、他のトンネルでは自然換気を採用している。更に、舞子トンネルでは排風機とジェットファンによる縦流換気方式の集中排気式を、宮窪トンネルでは縦流換気方式のジェットファン式を採用している。以下に本四高速道路のトンネル換気設備の改善事例を述べる。

3.1 舞子トンネル換気設備の概要

舞子トンネルでは坑口が住宅地に隣接しているため、周辺環境に十分な配慮が必要となり、自動車の排気ガス等を含んだ坑口空気を集中除じんして煙突から排出する設備を上下線に設け、1998年から供用している(図-6)。本設備は、排風機(写真-10)、除じん装置、

ジェットファン、ジャマ板等で構成される。排風機は、上下線のそれぞれ3車線断面の空気を吸い込むため非常に大型となっており、上り線に出力370kW×3台と下り線に出力555kW×3台の合計6台を配置している。これらの電気代や維持管理のためのコストは多額となるため、供用後の設備の維持管理コストの低減を図るために以下の改良を実施した。

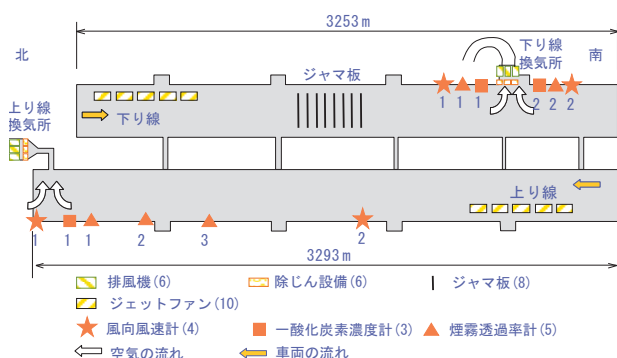
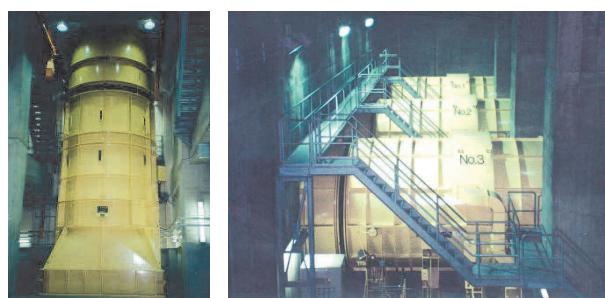


図-6 舞子トンネル換気設備の配置図

Fig.6 Ventilation system (Maiko Tunnel)



上り線排風機

下り線排風機

写真-10 舞子トンネル換気設備の排風機

Photo 10 Exhauster fan (Maiko Tunnel)

3.2 トンネル排風機の最適制御運転と力率改善

舞子トンネル換気設備の上下線の最大出力は合計約3千kW以上であり、排風機の負荷により使用電力量は大きく変化する。一方、換気設備の制御は、トンネル内の良好な環境（ばい煙透過率（視程）：VI，一酸化炭素濃度：CO）の確保と、トンネル坑口出口風速で制御されている。供用当初の換気設備の制御は、トンネル坑口出口風速の管理目標値（上り線-0.4m/s,下り線-0.8m/s）での運転が支配的で坑口からの吸込が過大となっており、トンネル内環境の実測値（CO<10ppm,ばい煙透過率≧70%）は管理目標値（CO≦100ppm,ばい煙透過率≧45%）に対し良好であった。このため、1999年から自動車の排気ガス等を含んだ空気を坑口から出さないように、坑口出口風速管理目標値を上り線-0.1m/s,下り線-0.2m/sに低減した。この結果、使用電力量は約17%低減でき、電気代の節減が図れている⁹⁾。

また供用当初は、排風機の最大負荷時で電気料金の基

準力率（85%）を確保するように力率改善機器（進相コンデンサ：250kVA×6台）を設計し配置していたが、前述の換気設備の制御則の変更により、排風機の負荷が低下（30～80%）して、同時に力率も低下（20～85%）した。このため、2000年に舞子トンネル全体を対象に可変容量型進相コンデンサ（900kVA：200kVA×1台，100kVA×2台，50kVA×1台，150kVA×3台）を追加し、力率改善を実施した。この結果、力率は換気設備等の運転負荷が変化しても常に90%以上を確保できるようになり、電気代の節減が図れている。

3.3 ウォータージェット式除じん再生装置の開発

供用当初の舞子トンネル換気設備には、上り線の3系列の排風機入口手前に1系統あたり8枚のロール式フィルター除じん装置が、下り線の3系列の排風機入口手前に1系統あたり600枚のパネル式フィルター除じん装置がそれぞれ配置され、トンネル内のばい煙等を捕集していた。この装置には、ばい煙等によるフィルターの詰まりを差圧で監視し、差圧が規定値を超えた場合に自動で圧縮空気を風下からフィルターに吹き付けて除去するブロウ式除じん再生装置が設置されていた。しかし、この再生方式は再生処理してもフィルターの目詰まりを完全に回復することができないため徐々に目詰まりが進行し、約200日できれいなフィルターへの交換が必要となっていた。また、換気方式が縦流換気方式の集中換気式のため、前述の飛来塩分等を吸い込みやすく、供用から6年経過時に機器の腐食劣化が著しく進行した。更に除じん再生装置の構造上、可動部品数が多く複雑な動作のため、故障の多発や修理等の保全費用が高騰していた。

このため、フィルターを取付けた状態で高圧水により自動洗浄するウォータージェット式除じん再生装置を2007年に開発^{7,8)}し導入した（写真-11）。本方式の特徴は以下のとおりである。

- 1)ブロウ式除じん再生装置に比べてフィルター再生能力が向上し再生後の除じん性能が変わらない。
- 2)従来、苦渋作業であったフィルターの取付け・洗浄（再生時のみ）・取外し作業がない。
- 3)装置の部品数が少なく構造が簡単なため、故障数の減少や保全費の削減が図れる。

本装置の導入後から約11年が経過しているが、設備の故障等も少なく、良好に運用できている。



写真-11 ウォータージェット式除じん再生装置

Photo 11 Filter-regeneration equipment washed by water jet

3.4 ジェットファンの改善

本四高速道路には、トンネル内の環境改善と火災時の排煙用として、舞子トンネル内に10台（1998年供用）、宮窪トンネル内に2台（1999年供用）の計12台のジェットファンを配置している。以下にジェットファンの改善事例について述べる。

(1) ジェットファンの防食対策

前述のとおり、冬季のトンネル内にはトンネル坑口近傍で路面に散布した凍結防止剤が浮遊しており、かつジェットファンがある舞子トンネル及び宮窪トンネルの坑口は、海浜部に近く飛来塩分も多い。このため、この空気を吸い込むトンネル内のジェットファンは、塩害により腐食しやすい環境にある。ジェットファンは、内外部の外観点検を定期的の実施しているが、供用から9年～13年経過時に、鋼製部材に腐食の進展が確認された（写真-12）。

このため、ジェットファンの整備に伴い、防せい対策として、外気に直接触れる部分の塗装を従来のエポキシ樹脂塗装から橋梁の海峡部塗装系で使用されているふっ素樹脂塗装に変更し、耐久性を向上させている。



写真-12 ジェットファンの内外面の腐食状況

Photo 12 Corrosion situation on the inner and outer surfaces of jet fans

(2) ジェットファンの落下防止対策

ジェットファンは、トンネル内の車両が通行する路面上に天井から吊り下げた重量構造物の回転機設備である。本設備は、道路法施行規則（省令）の改正に基づき、5年ごとに近接目視点検を実施しているが、更なるお客様への安全・安心の向上を図るため、トンネルに追加した固定金具と既設ジェットファンをチェーンで連結する落下防止対策を実施している（写真-13）。

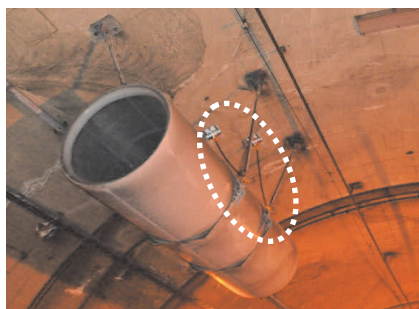


写真-13 ジェットファンの落下防止対策

Photo 13 Measures to prevent jet fans from falling

4. トンネル排水設備の改善

本四高速道路には、トンネル内の湧水、路面排水等（以下「湧水等」という。）の排水用として、舞子トンネル内にトンネル排水設備を配置している。以下に排水設備の改善事例を述べる。

4.1 舞子トンネル排水設備の概要

舞子トンネルは約3.3kmのトンネル2本を併設し、縦断線形は下り換気所付近で最下点となるV字形となっている。このため、トンネル内の湧水等は下り換気所に集水され、沈砂池、スクリーンによりごみ・砂等を分別して排水槽に一時貯水し、排水ポンプにより数時間サイクルで坑外へ排水している（図-7、写真-14）。

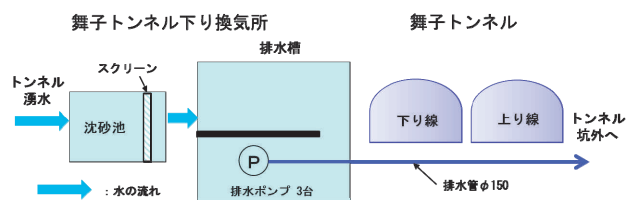


図-7 舞子トンネルの排水システムフロー図

Fig.7 Tunnel drainage system(existing system)



写真-14 沈砂池・スクリーン・排水槽・排水ポンプ

Photo 14 Sediment pond・screen・drain tank・drainage pumps

4.2 舞子トンネル排水設備の改善

舞子トンネル排水設備は、供用から13年経過時に、次の課題が発生した。

- 1) 湧水等にはごみが大量に混入しており、排水槽流入前のスクリーンで分別しているが、微細なごみの分別は難しく、排水ポンプ吸込口のストレーナ（水中の異物やゴミのろ過器）が詰まりやすくなっていた（写真-14）。
- 2) 沈砂池で分別できなかった砂等が、排水槽内に流入・堆積し清掃が必要となった。しかし、湧水等が常時排水槽に流れ込み、かつ排水槽は1槽式で排水ラインも1系統のため、清掃作業時間の確保が困難となっていた。
- 3) 排水管（内径137mm）内に厚さ10mm程度のスケール等が付着し、排水能力の低下等が懸念された（写真-15）。
- 4) 排水管はトンネル下に埋設した約70mのさや管内に敷

設されているが、配管が長く配管洗浄作業の時間確保が困難となっていた。

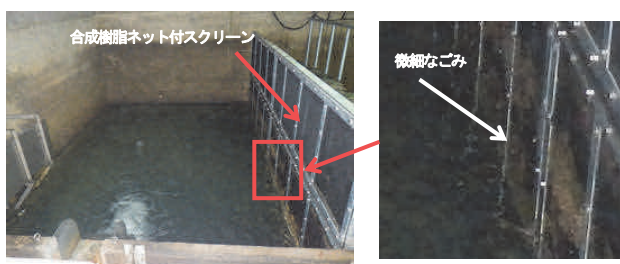
- 5) さや管内の排水管交換には長時間を要するため、予備管が必要となるが、さや管内に予備管を設置するための空間の余裕はない（写真－15）。



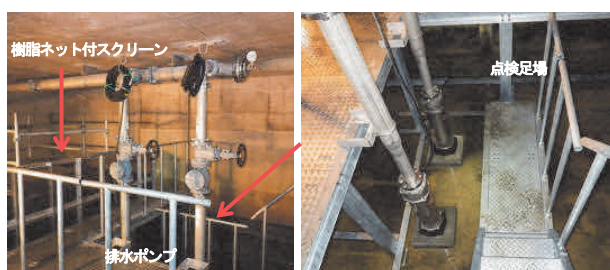
写真－15 排水管内のスケール等の付着と排水管のさや管
Photo 15 Scale in the drainage pipe and sheath pipe of the drainage pipe

微細なごみの除去、排水槽及び排水管の清掃時間の確保のために、次の対策を実施した。

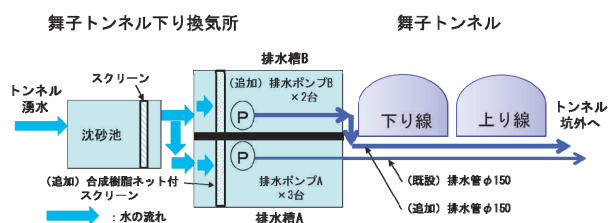
- 1) 排水槽に湧水中の微細なごみを除去する合成樹脂ネット付スクリーンを新たに設置し、かつスクリーン清掃や排水ポンプ交換を容易にできる点検足場を追加した（写真－16、写真－17）。



写真－16 合成樹脂ネット付スクリーン
Photo 16 Screen with additional plastics net added



写真－17 追加した排水ポンプと点検足場
Photo 17 Added drainage pumps and inspection scaffold



図－8 改修後の舞子トンネル排水系統フロー図
Fig.8 Tunnel drainage system(new system)

- 2) 排水槽を2槽式に分割し、更に排水ラインも2系統として、排水槽や排水ラインの清掃等が1系統ごとに実施できるように改善した。なお、新たな排水管は既設さや管と並行にトンネル下を横断する共同溝に敷設した（図－8）。

5. おわりに

本四高速道路は、2018年には神戸淡路鳴門自動車道が全通20年、瀬戸中央自動車道が開通30年、更に2019年には西瀬戸自動車道も概成20年を迎える。本道路のトンネルには、お客様に安全、安心、快適に利用していただけるようにトンネル維持管理用機械設備を配置しており、設備の改善や新技術を導入した設備への更新、点検器具の開発等の取組を実施している。しかし、お客様への安全、安心、快適な道路サービスの十分な提供や、設備の安全性、使用性、保守性、経済性の向上を図るための設備の開発・改善に終わりはない。今後も本四高速道路の保全においては、時代の変化に対応し、お客様のニーズや保全ニーズを調査し、維持管理設備の改善、点検・補修器具や設備の開発を更に推し進めていく所存である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路トンネル非常用施設設置基準・同解説，2001.10
- 2) NEXCO東日本，NEXCO中日本，NEXCO西日本，(株)高速道路総合技術研究所：設計要領 第三集 トンネル保全編，(3)トンネル換気，(5)トンネル非常用施設，2016.8
- 3) 藤原洋一，廣田昭次，大浦義司：舞子トンネルの換気防災設備，本四技報，Vol.22，No.87，pp.47-50，1998.7
- 4) 松尾俊宏，中村修，西井智紀：舞子トンネル防災システムの更新，本四技報，Vol.39，No.124，pp.16-21，2015.3
- 5) (社)日本道路協会：道路トンネル技術基準（換気編）・同解説，2008.10
- 6) 朝倉義博，香川晃，大浦義司：機械設備の維持管理と開発，本四技報，Vol.32，No.110，pp.73-79，2008.3
- 7) 政田潔，廣田昭次，香川晃：舞子トンネル下り線換気所除塵装置の改修，本四技報，Vol.31，No.109，pp.25-30，2007.9
- 8) 小野祥史，亀井敏行，引田晋一：舞子トンネル除塵装置のW J 方式への改修効果，本四技報，Vol.35，No.115，pp.14-18，2010.9

色覚バリアフリーを考慮した 道路情報板の最適表示色に関する検討

The study for the optimum display colors of the road information boards with consideration for color barrier free

日高 英治

Eiji Hidaka

保全部 電気通信課長代理

吉本 紀一

Norikazu Yoshimoto

保全部 次長 (兼) 電気通信課長

西野 晋二

Shinji Nishino

神戸管理センター 電気通信課長

概 要

本州四国連絡高速道路(株)の道路情報可変表示設備は、LED式7色（以下「マルチカラー」という。）表示による機器更新を実施している。しかし、濃霧時等の各気象条件下での道路情報提供における最適な表示色を把握できていないため、マルチカラーの機能を活かした効果的な運用には至っていない。本稿は、各気象条件下での最適な表示色を把握し、マルチカラー表示の効果的な運用に資するため仮想環境及び実環境での見え方試験により得られた最適な表示色と、マルチカラー道路情報板の機能を活かした色覚多様性への新たなバリアフリー対策について報告する。

Honshu-Shikoku Bridge Expressway (HSBE) is renovating the LED road information board displaying 7 colors (Multicolor). Effective operation to take advantage of the multicolor function, however, is not carried out because the optimum display colors providing the road information are not figured out under various whether conditions such as dense fog and so on. This paper reports that the optimum display colors acquired from the experiments of visual performance in the virtual environment and the real environment to comprehend the optimum display colors under various whether conditions and to effectively utilize multicolor display, and the new barrier free measures for color vision variation (color anomaly) by fully using the multicolor function of the road information boards.

1. はじめに

道路情報可変表示設備（以下「道路情報板」という。）は、道路上の交通情報を迅速かつ的確に提供する装置として設置されている。2015年以降、本州四国連絡高速道路(株)（以下「本四高速」という。）における道路情報板は、赤色、橙色、黄色、黄緑色、緑色、水色、白色の7色による表示が可能なLED式7色（以下「マルチカラー」という。）へ更新を行っているが、事象の発生箇所を示す「地区名」や、その「原因」と求める「運転行為」を示す際、平常時及び濃霧時等の各気象条件下における最適な表示色が把握できていないため、既設道路情報板の運用にあわせた、赤色、橙色、黄緑色の3色で運用を行っているのが現状である（表-1、写真-1）。

本検討は、マルチカラー道路情報板の機能を適切に用いるため、各気象条件下における最適な表示色を明らかにするとともに、色覚正常者と色覚異常者の双方の視認

性の向上と、これによる運転者の安全性の向上を目的とした新たな色覚バリアフリー対策の手法を提案するものである。

表-1 道路情報板表示色内訳

Table 1 List of road information board display

種別	赤色	橙色	黄色	黄緑色	緑色	水色	白色
3色	○	○	—	○	—	—	—
7色	○	○	○	○	○	○	○



(更新前)



(更新後)

写真-1 道路情報板概況

Photo 1 Overview of road information board

2. 先行研究

これまで国土交通省をはじめ各高速道路会社において、道路情報板の表示色に関する検討が実施されている。その中で、可変情報板の可視性¹⁾や、道路情報板の表示色に関する調査検討²⁾によると、色覚正常者は、白色、赤色、橙色の見え方が良く、色覚異常者は白色や黄色の見え方は良いが赤色は見えにくい傾向が示されている（図-1）。

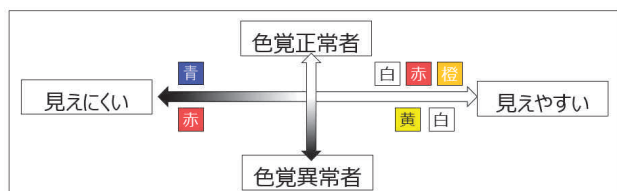


図-1 先行研究における最適表示色
Fig.1 Optimum display color in previous research

2.1 これまでの色覚バリアフリー対応

2005年以前の道路情報板で表示する「赤色」は、LED素子の性能からドミナント波長（ドミナント波長とは、人の目で感じる光の色の波長を数値化したもの）が640nmであった。しかし、2005年以降は、道路情報板における色彩情報のユニバーサルデザイン³⁾の研究結果を取り入れ、赤色のドミナント波長625nm～630nm（±5nm）以下として仕様定義され、本四高速の道路情報板においても、赤色ドミナント波長623nmと規定している。この値は、CIE（国際照明委員会）規定に基づく日本の交通信号灯器の赤灯色度範囲（図-2：太枠線内）に準拠した波長であり、これは橙色に近い赤色で、色覚正常者が橙色ではなく赤色と認識できる範囲内で色覚異常者の視認性を考慮した波長である。このように、これまでの色覚異常者に対する対策は、赤色そのものに注力したものである。

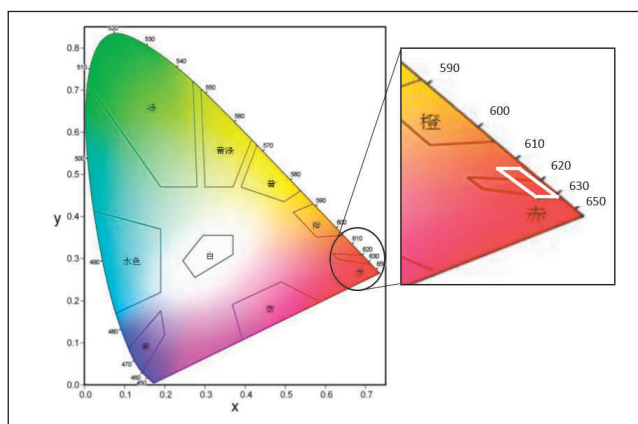


図-2 赤色のドミナント波長
Fig.2 Dominant wavelength of red color

2.2 新たな色覚バリアフリー対応策

道路情報板による情報提供を行う際、色は情報伝達において重要な役割を担っている。例えばJIS規格（JIS Z 9101）では、安全に関する意味が与えられた安全色（表-2）が定められており、普段目にする案内標識をはじめ交通信号機等、色が持つ意味は日常生活に浸透している。この結果、道路情報提供において使用される色を適切に用いることで、運転者に対して短時間でかつ正確な情報を伝達することを実現している。

表-2 安全に関する表示色（JIS Z 9101）
Table 2 Display color regarding safety (JIS Z 9101)

色	意味
赤色	防火、禁止、高度の危険
黄赤（橙）色	危険、航海・航空の保安施設
黄色	注意
緑色	安全、避難、衛生、救護、進行
青色	指示、用心
白色	通路、整頓

現状の道路情報板の表示色は、通行止め等の重要事象に赤色を用い、雨・スリップ注意等の注意喚起事象には橙色を用い、交通安全等の啓もう事象には緑色を用いている。しかし、重要事象に用いる赤色が、色覚異常者には認識しにくい事実がある。

先行研究^{1) 2)}において、各気象条件下における色覚正常者及び色覚異常者の双方に見やすい色は白色であること、また色覚異常者は赤色が見えにくいことが示されている。よってこれらを実証確認することとした。さらに、運用において重要事象に赤色が用いられる現状を勘案し、文字色に白色を使用しつつ、赤色、橙色、緑色の背景色をつけた文字表示に改めることで、運用との整合性を保ちながら視認性の向上が期待できる新たな色覚バリアフリー対策として、効果の検証・評価を行った。

3. 試験方法

平常時及び降雨時・濃霧時の各気象環境を疑似的に発生できるガラス温室で構築された仮想環境施設で、道路情報板と同機能を有した供試体を用いて試験を実施した（表-3）。

平常環境（晴天時）では、仮想環境試験施設内が、ガラス温室で構築されており、視環境は屋外照度に準じることができ、試験場内に供試体を設置し見え方試験を行った。

降雨環境では、仮想環境試験施設内を疑似的に20mm/h程度の降雨状態とし、見え方試験を行った。また、フロントガラスに見立てたアクリル製透明板を被験者の前方に設置し、フロントガラスへ付着する雨滴に見立てた見え方試験を行った。

濃霧環境では、霧による通行止め基準が視程50m以下であることから、仮想環境試験施設内を疑似的に視程50m程度の濃霧状態とし、供試体の表示を確認する試験とした（表-3、写真-2、図-3）。

表-3 供試体表示仕様
Table 3 Specification of test display

表示色	表示輝度(cd/m ²)		ドミナント波長(nm)
	昼間	夜間	
赤色	1,600	85	623
橙色	2,900	205	597
黄色	3,800	205	572
黄緑色	2,200	120	552
緑色	2,200	120	510
白色	4,300	230	481
水色	2,700	145	485



写真-2 仮想環境試験状況
Photo 2 Test situation of virtual environment

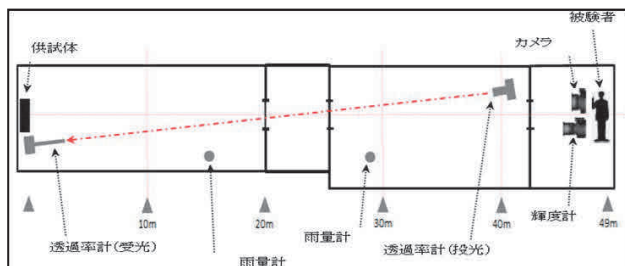


図-3 評価試験機器設置図
Fig.3 Arrangement of equipment for evaluation test

観測距離は50mとし、20代から60代までの自動車運転免許保有者（両眼視力0.7以上）による観测试験を行った。なお、色覚バリアフリー対策の検証には、疑似的に色覚異常者の見え方が再現できるメガネ型色弱模擬フィルタ（伊藤光学工業(株)製）⁴⁾を使用し、観测试験を行った。

試験において供試体に表示する文字には、道路技術5箇年計画道路標識表示装置の高度化に関する報告書⁵⁾より評価事例のある「時」を用いた。

なお、明石海峡大橋4A敷地内において実環境による同様の試験を行ったが、試験期間中に霧の発生が無く、平常環境のみの試験に留まった。ここでは仮想環境施設における以下の試験について述べる。

(1)文字色評価

文字色評価では、供試体の表示面左側と右側に、色の異なる「時」を表示し、2色による一対比較とした。

(2)背景色付き文字評価

背景色付き文字の評価では、白色又は黄色文字に赤色、橙色、緑色、黒色（無彩色）の背景色をつけ、供試体の左側と右側に背景色の異なる「時」を表示した。

いずれの試験においても(1)左側が良い、(2)左側がやや良い、(3)どちらとも言えない、(4)右側がやや良い、(5)右側が良い、という5つの区分で一対比較により評価した。

4. 評価方法

試験結果の取りまとめでは、複数のサンプルを相対比較することにより順位付けができるシェッフェの一対比較法に基づく中屋の変法⁶⁾を用いることとした。中屋の変法は、今回の試験のように各試験参加者が全部の一対比較評価を行い、かつ、提示順序効果の考慮が不要の場合に適する手法であり、単純平均値処理に比べ信頼性が高く、バランスの良い評価ができる手法とされている。評価シートの(3)どちらともいえないを”0”に置き換え、(1)(2)及び(4)(5)のポジションに対応して”-2、-1”及び”1、2”とする5段階評価に分解し、表示色の得点として集計した（図-4）。

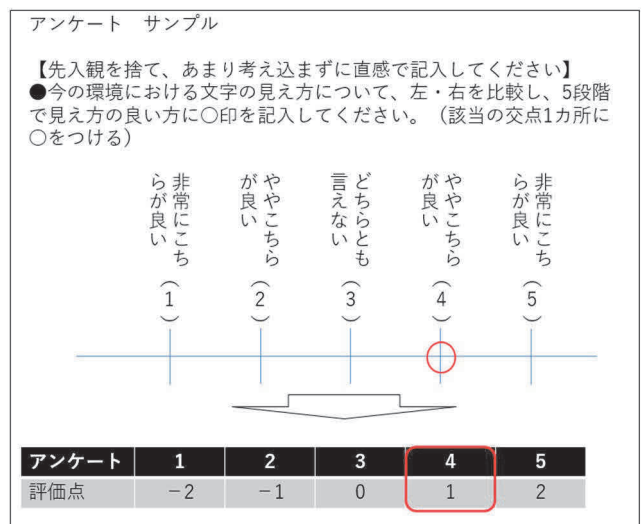


図-4 評価点の置き替え
Fig.4 Modification of evaluation points

5. 試験結果

まず、図-5及び図-6における縦軸の平均嗜好度は中屋の変法によって得られた値であり、-2から+2の間に分布する。平均嗜好度は、マイナスでその値が高いほど評価が高いことを示し、0がどちらとも言えないに相当する。いずれも平均嗜好度の高い条件から順に示したものである。試験結果を以下に示す。

(1)文字色評価

文字色評価での色覚正常者の平常時（降雨含む）及び濃霧時の結果は図-5に示すとおり、白色、黄色、水色の見え方が上位を占めた。色覚異常者の平常時の結果は、白色、黄色、緑色の見え方が上位を占めているが、濃霧時は各色の評価の差異が小さく、有意性という観点では明確な順位付けが得られなかった。これは濃霧時にはどの文字色を選択しても見え方に大差が無いことを示しており、文字色を最も表示輝度の高い白色とすることに問題は無いものと推察できる（写真-3）。

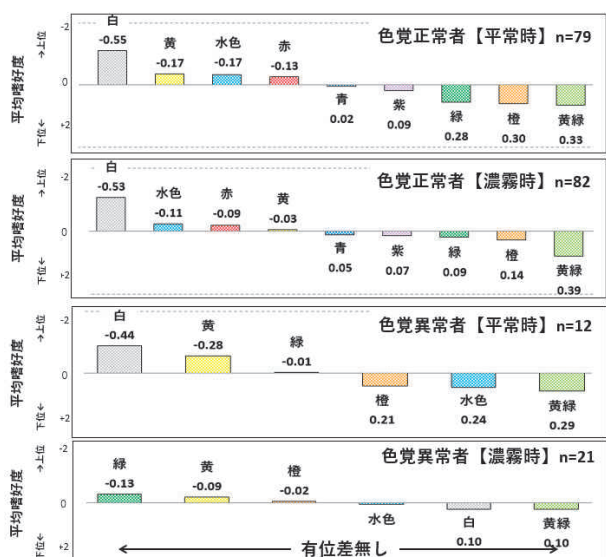


図-5 文字色評価結果

Fig.5 Evaluation result of character color

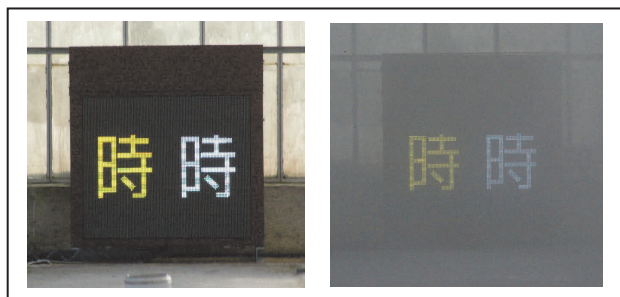
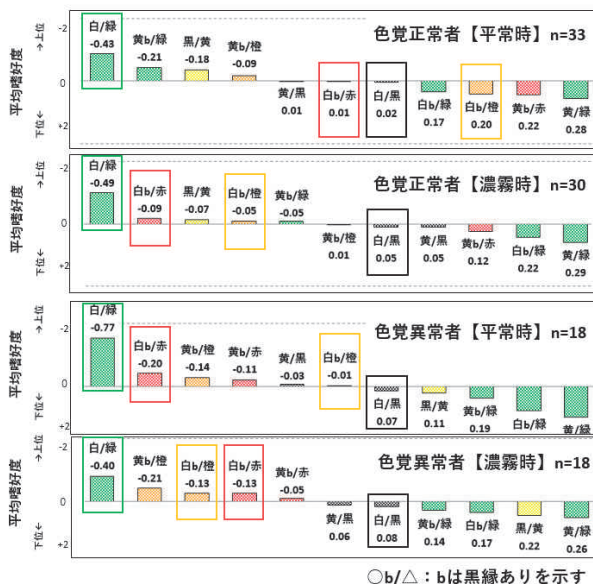


写真-3 文字色評価（左：平常時，右：濃霧時）

Photo 3 Evaluation of character color
(Left : Normal, Right : Dense fog)

(2)背景付き文字評価

背景色付き文字評価は、図-6に示すとおり色覚正常者及び色覚異常者とも各気象条件下において、緑色を背景とした場合に最も視認性が高い評価となった。色覚正常者の平常時における橙色はやや視認性が劣る傾向にあるが、その他の環境では高い評価を得ていることから、背景色付文字の採用は視認性の向上に有効と思料される（写真-4）。



○b/△：bは黒線ありを示す

図-6 背景色付き文字評価結果

Fig.6 Evaluation result of character color with background

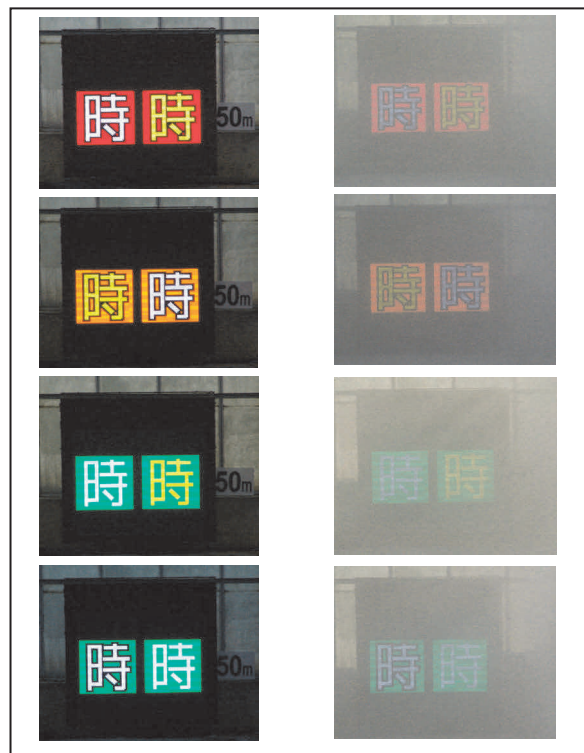


写真-4 背景色付き文字評価（左：平常時，右：濃霧時）

Photo 4 Evaluation of character color with background
(Left : Normal, Right : Dense fog)

6. 運用方針

現行の道路情報板の表示色にかかる運用は、「道路情報可変表示板運用マニュアル」（以下、「マニュアル」という。）により定められている。現状の道路情報板の表示割り付けは、図-7のとおりである。



図-7 表示割り付け

Fig.7 Display layout of road information

各種試験結果より、事象の発生場所を示す「地区1、地区2」の上段部分は白色文字とし、事象内容を示す「原因、行為」の下段部分は以下のとおりとした。

- (1) 事象ランクが高い表示には、赤色背景に白色文字（黒縁有り）による表示
- (2) 事象ランクが低い表示には、橙色背景色に白色文字（黒縁有り）による表示
- (3) 一般・その他事象では、緑色背景色に白色文字（黒縁無し）による表示（図-8）。

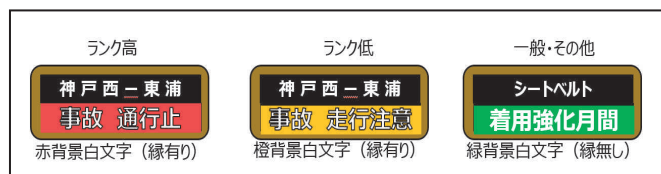


図-8 運用イメージ

Fig.8 Images of operation

また、道路情報板の表示用電源は背景色付き文字表示を考慮し、表示点灯率77%に対応した容量とした。

2018年7月にこれらの表示による運用方針を記載したマニュアル改定を実施し、本線道路情報板を対象に、新たな色覚バリアフリー対策を施した運用を開始する予定である。

7. おわりに

各気象条件下における色覚正常者及び色覚異常者への最適表示色は、白色とする結論が得られた。また、新たな色覚バリアフリー対策と位置付けた背景色付き文字は、警告や注意喚起の事象を前提としつつ、色覚異常者の視認においても有位性が確認でき、マルチカラー道路情報の機能を活かした視認性の向上に資する結果を得た。

今回の結果は、2018年度に更新される明石海峡大橋上のマルチカラー道路情報板に採用し、運用を開始する予

定である。この新しい表示方法を色覚の多様性に配慮したユニバーサルデザインの一部と位置付け、情報提供の高度化に寄与することを期待したい。

謝辞

本検討にあたり専門的知見から種々ご指導いただいた「道路情報板最適表示色検討委員会」の萩原 亨委員長（北大院 教授）、古莊雅生副委員長（神戸大院 教授）、小林 亘委員（電機大 教授）、委員会各位、試験にご協力を頂いた被験者各位に深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 東條真治: 可変情報板の可視性, IATSS Review, Vol.40, No.3, pp.35-40, 2016.2
- 2) 川瀬茂, 上畑旬也, JianXING: 道路情報板の表示色に関する調査検討, (社)電気学会ITS研究会, pp.27-32, 2010.6
- 3) 中村かおる他: 道路情報板における色彩情報のユニバーサルデザイン, 臨床眼科Vol.59, No.4, pp.523-527, 2005.4
- 4) 色弱模擬フィルタ(バリエーション): 伊藤光学工業 (株) <http://www.variantor.com/jp/index.php?FrontPage>.
- 5) 道路標識表示装置の高度化に関する検討委員会: 道路技術5箇年計画 道路標識表示装置の高度化に関する検討報告書, pp.83-85, 1998.3
- 6) 高木英之, 主観評価実験のための有意差検定, システム制御情報学会誌, Vol.58, No.12, pp.514-520, 2014.12

防食分科会塗装（鋼）WGの取組

Report of Working Group for Metal Coating System, Anticorrosion Subcommittee

竹口 昌弘 Masahiro Takeguchi

貴志 友基 Yuki Kishi

山根 彰 Akira Yamane

長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

保全部 橋梁保全課長

長大橋技術センター付

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議の防食分科会塗装（鋼）WGでは、環境負荷を低減する塗替塗装材料としてVOC削減が期待できる省工程型塗料の開発及び塗膜消耗以外の劣化要因の調査を中心に検討を実施中である。

本稿は、塗装（鋼）WGにおいて平成29年度に実施した検討概要を報告するものである。

2. 省工程型塗料の開発

2.1 全体計画

塗替塗装費の縮減及び環境負荷の低減が期待される省工程型塗料の開発を進めてきた。省工程型塗料は、従来の中・上塗りを1工程で塗布する仕様（乾燥塗膜厚55 μ m）である。宮古島での暴露試験結果より省工程型塗料には、高耐久性ふっ素樹脂塗料と同等の光沢保持性能を有する材料が存在すること、また、従来型のふっ素樹脂塗料との比較では、おおむね同程度の光沢保持性能を有していることが確認されている。そして実橋での試験施工箇所を追跡調査した結果より旧塗膜との付着性についても所要の付着力を有していることが確認できたことから、省工程型塗料の規格化を図る予定である。

2.2 旧塗膜との付着性

省工程型塗料は、これまでの中塗りを省略することによる課題として旧塗膜との付着性を確認する必要がある。

付着性は、実橋での試験施工箇所（南備讃瀬戸大橋；H24施工）で付着力の経年変化（表-1）を調査し、5年経過後においても良好な付着力を有することが確認された。

表-1 付着力試験結果（南備讃瀬戸大橋）

Table 1 Results of adhesion stress at Minami Bisan-Seto Bridge

塗膜の付着力：1N/mm²以上（単位：N/mm²）

素地調整	塗料 メーカー	初期値 (H24.9)	2回目 (H25.6)	3回目 (H27.9)	4回目 (H29.9)
4種	A社	5.4	6.0	6.0	6.0
	B社	5.4	6.0	5.7	6.0
	C社	6.0	6.0	6.0	6.0
	D社	5.9	6.0	5.4	5.3
ウェス拭き	A社	5.8	6.0	6.0	6.0
	B社	6.0	6.0	6.0	6.0
	C社	5.7	6.0	6.0	6.0
	D社	5.3	6.0	4.5	4.7

※「6.0N/mm²以上」の場合は、「6.0N/mm²」と示す。

3. 塗膜消耗以外の劣化要因調査

3.1 塗膜剥離への対応

上塗り塗料の耐久性が向上し、上塗り塗膜の消耗が遅くなれば、塗膜剥離が塗膜寿命を決める可能性が増すため、剥離の要因調査や塗膜寿命について検討している。

3.2 上塗り残存膜厚と付着強度

SAICAS試験法により上塗り塗膜と中塗り塗膜の境界部における剥離強度を計測した結果、剥離強度は上塗り残存膜厚の減少に伴って低下することが確認された。しかし、SAICAS試験法では塗膜剥離が生じるような小さな剥離強度を精度良く測定することが難しく、剥離限界強度を特定するまでには至らなかった。

3.3 有機塗膜の気体透過性試験

無期ジंकの劣化原因と劣化予測法の検討を目的に、亜鉛の酸化要因を解明するため、E仕様の中塗りと下塗りを塗り重ねたフリーフィルム（4塗料メーカー、膜厚4ケース）を用いて酸素透過性、透湿性を調査した。

その結果、膜厚と気体透過性との関係では、膜厚が厚くなると透過性は低下する傾向にあったが、測定値にはバラツキが見られた。また、各塗料メーカーの塗膜で気体透過性に有意な差は見られなかった。

3.4 無機ジंकリッチペイントの成分分析

無機ジंक内の亜鉛の酸化度が大きくなると付着力が低下することから、実橋塗膜（健全部、劣化部）を採取して亜鉛の酸化を促進させる元素について調査した。酸化を促進させる元素として亜鉛に不純物として存在する元素（Pbなど）、雨により侵入する元素（Clなど）に着目し、EPMA分析により比較を行ったが、健全部と劣化部で酸化を促進させる元素に有意な差は見られなかった。

4. まとめ

塗装（鋼）WGにおいて平成29年度に引き続き、省工程塗料の性能確認、塗膜消耗以外の劣化要因調査等を実施し、橋梁の塗装検討を行う予定である。

防食分科会コンクリート保護工WGの取組

Report of Working Group for concrete coating system, Anticorrosion Subcommittee

本郷 誠人 Masato Hongo

長大橋技術センター
防食・耐風グループ

竹口 昌弘 Masahiro Takeguchi

長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

1. 検討目的及び経緯

コンクリート保護工WGでは、コンクリート構造物で発生するアルカリシリカ反応（以下「ASR」という。）の劣化対策としての表面保護工試験施工箇所において、経年的に性能調査を行っている。

また、海峡部橋梁マスコンクリートの塩害・中性化の抑制を目的とした表面被覆について、既設塗膜の補修方法の検討を行っている。

本稿は、コンクリート保護工WGにおいて平成29年度に実施した主な検討概要について報告するものである。

2. ASR対策工の内部含水率調査

ASRの劣化対策として、主に外部からの水の浸入を防ぐ目的で表面保護工を施工している。また、これらの表面保護工には、内部水分の逸散性能も求められる。多々羅大橋ケーブル定着部で複数仕様の試験施工を行い、内部含水率の追跡調査を行っている。

施工直後の平成26年4月から調査を継続している。図-1に、シラン・シロキサン系含浸材の含水率の深さごとの経時変化を示す。

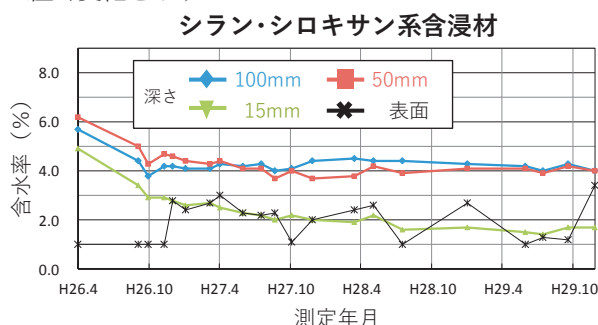


図-1 含水率の経時変化

Fig. 1 Transition of water content

施工直後から内部含水率が低下し、現在も効果が継続している。また、一部の含浸材施工箇所では近年内部含水率が若干の上昇傾向にあり、表面含浸材の耐久性を含めたASR対策の効果を継続調査する予定である。

3. マスコンクリート表面被覆の現況調査

アクリルゴム系塗膜の塗替仕様検討のために、試験施工を行った岩黒島橋3Pにおいて、現況調査（塗替えから2年経過）を実施した。付着力試験結果を図-2に示す。素地調整後にアクリルゴム中塗り（1層: 600 μm ）と上塗りを塗装した仕様と、上塗りのみを塗装した仕様では、付着力の差はほとんど見られずどちらも良好であった。

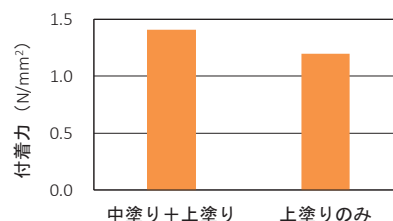


図-2 付着力試験結果

Fig. 2 Results of adhesion test

また、ポリウレタン系塗膜の塗替仕様検討のため、来島海峡大橋8P（当初仕様: 2080 μm ）にて既設塗膜の調査を行った。施工から約20年経過しており、上塗りののはがれに伴う中塗りの露出と気泡状の変状が見られた。なお、ひび割れ開閉に伴う塗膜のわれは確認されず、劣化因子遮断という点で良好な状態と考えられる（写真-1）。



写真-1 上塗りののはがれ

Photo 1 Deterioration of coating

4. まとめ

平成29年度は、ASR対策工の性能調査や表面被覆の現況調査などを実施した。

今後は、ポリブタジエン系塗膜など、アクリルゴム系塗膜に比べひび割れ追従性の低い塗膜の補修方法の検討、ASR対策箇所の追跡調査などを引き続き行う予定である。

防食分科会ケーブル送気WGの取組

Report of Working Group for Cable Dehumidification System, Anticorrosion Subcommittee

長尾 幸雄 Yukio Nagao

保全部
橋梁保全課長代理

町田 陽 Akira Machida

長大橋技術センター
防食・耐風グループ

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議の防食分科会では、7つのWGを設置して検討を実施しているが、その中でケーブル送気WGにおいては、以下に示す1)～3)を検討しているところである。

- 1) ケーブル気密化のための最適被覆方法の確立
- 2) 吊橋主ケーブル送気乾燥システムの高度化
- 3) 新たな送気システムの検討

本稿は、上記のうち、平成29年度に実施した1)及び3)についての検討概要を報告するものである。

2. ケーブル気密化のための最適被覆方法の確立

2.1 新規塗装仕様の性能確認

送気乾燥システムを導入した吊橋の主ケーブルは、ケーブルの伸縮に対して追従性を有する柔軟型塗装（柔軟型エポキシ樹脂塗料2層仕様）の被覆により気密化を図っている。しかし、一部の吊橋では塗替塗装後10年程度でひび割れが多発している。このため、伸び性能に優れた新たな塗装仕様に対して暴露試験や大島大橋の試験施工を行い、その適用性を調査している。

大鳴門橋及び宮古島暴露試験場に暴露している試験体（写真-1）のうち、今回は、新規塗装仕様と比較する基準となる現行の柔軟型塗装（柔軟型エポキシ樹脂塗料2層仕様）の暴露5年後のものをを用い、伸び性能試験（ゼロスパン伸び性能試験）を行った。

伸び性能試験の結果、全体的に試験体の現状膜厚が初期時点より小さく、伸び性能が低下する傾向が確認された（最大20%低下）。

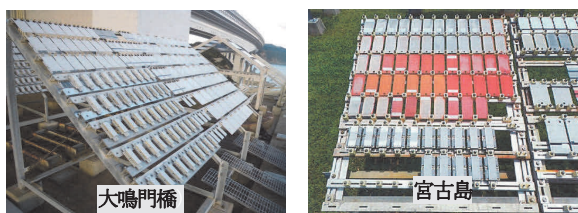


写真-1 暴露試験場

Photo 1 Atmospheric corrosion test field

大島大橋において、新たな塗装仕様（柔軟型エポキシ樹脂塗料3層）を用いた試験施工箇所（平成26年度実施）の3年後の外観調査を実施した。調査は、西側ケーブル8区間のケーブル上面を近接目視、ケーブル下面を双眼鏡による遠望目視により、夏季(8月)と冬季(12月)に実施した（図-1）。

調査の結果、2箇所において塗膜割れが見られたが、塗膜の柔軟性は保持されており、空気漏れは確認されなかった。

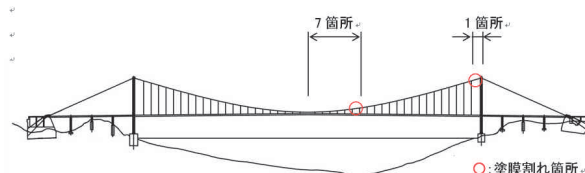


図-1 試験施工箇所

Fig. 1 Test operation point

2.2 ゴムラッピング補修仕様の検討

既設吊橋のケーブル被膜で採用されているゴムラッピングを健全に保つためには、塗膜のはがれ等の変状に対して早期に補修を実施し、ゴムラッピングの暴露期間を可能な限り短くすることが重要と考えられる。また、劣化したゴムラッピングの補修仕様については、これまでに製造メーカーが異なる既製品の接着剤、ラッピング材及び塗料を組み合わせたものを採用しており、製品間の相性による不具合が報告されている。これを改善するために、接着剤及びラッピング材についてシステム化された製品である自着型粘着積層テープ（2種類）（以下「補修テープ」という。）が平成28年度に提案された。今回は、ケーブル被覆の劣化程度に応じた最適な補修仕様を検討するため、補修テープを使用して北備讃瀬戸大橋のケーブルにて試験施工を行った。

試験施工の結果、施工完了から20日程度で補修テープの膨れが確認されたため、使用範囲を一部変更し、再施工を行った。膨れの原因は、ケーブル送気の圧力により補修テープの粘着層がクリープ変形し、接着面が徐々に剥離したことによるものと推測された（写真-2）。



写真-2 補修テープの膨れ
Photo 2 Expansion of a repair tape

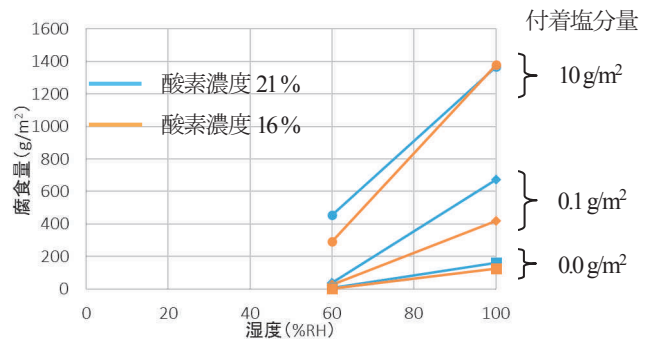


図-2 酸素濃度、付着塩分量ごとの相対湿度と腐食量の関係
(青：酸素濃度 21%，橙：酸素濃度 16%)

Fig. 2 Relation of humidity and corrosion

3. 新たなケーブル送気乾燥システムの検討

本州四国連絡高速道路（株）では、全ての吊橋にケーブル送気乾燥システム（以下「送気システム」という。）を導入し、ケーブル内の相対湿度が40 %RH以下となるように管理している。

鋼材の腐食は水分と酸素が関係する化学反応である。そこで、ケーブル内へ送られる気体中の酸素の濃度を低下させることによる、鋼材の防食効果を期待した送気システムの開発に向けた検討を平成29年度に開始した。

3.1 実験内容

平成29年度の実験では、酸素濃度が亜鉛めっきの腐食に及ぼす影響を調査した。条件を表-1に示す。酸素濃度21 %は大気中の濃度、16 %は人が作業することを考慮した最低の濃度である。なお送気システム開発時の予備実験の内容¹⁾を参考として、これらの条件を設定した。

表-1 亜鉛めっき鋼線の腐食実験条件

Table 1 Condition of corrosion experiment

酸素濃度 (%)	湿度 (%RH)	付着塩分量 (g/m²)	温度 (°C)	実験期間 (months)
16, 21	60, 100	0, 0.1, 10	40	3

3.2 実験結果

図-2に相対湿度と腐食量の関係を示す。湿度、付着塩分量の増加に伴い、腐食量も増加した。この関係は参考とした予備実験¹⁾と同様であった。

ここで酸素濃度を21 %から16 %に下げたことにより、相対的に腐食量が減少する傾向にあることが確認された。

4. まとめ

ケーブル気密化のための最適被覆方法の確立について、伸び性能に優れた新たな塗装仕様の適用性を確認するために暴露試験及び大島大橋での試験施工箇所の追跡調査を継続する予定である。

また、ゴムラッピング補修仕様の検討では、プライマーの適正な乾燥時間の確認、補修テープの改良等を行い、補修テープの膨れが生じない補修仕様の検討を行っていく。

低酸素濃度の気体を活用した新たな送気システムの検討については、今後も引き続き酸素濃度と腐食低減効果の関係を調査する。また、この低酸素濃度の気体の供給システムを構築する予定である。

参考文献

- 1) 北川 信，古家和彦，中村俊一，鈴木恵太：吊橋ケーブル送気乾燥システムの防食性能に関する研究，土木学会論文集，No.672，pp.145-154，2001.3

疲労分科会の取組

Report of Fatigue Subcommittee

林 昌弘 Masahiro Hayashi

長大橋技術センター
診断・構造グループリーダー

溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami

長大橋技術センター
診断・構造グループサブリーダー

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議・疲労分科会では、本州四国連絡道路において発生が確認あるいは懸念される疲労損傷に対して、できるだけ効率的かつ高精度に疲労損傷を検出するとともに、効率的に補修できるよう、新技術を取り入れた各種手法の検討を実施している。

本稿では、疲労分科会において平成29年度に実施した検討のうち、以下の2件の概要を報告する。

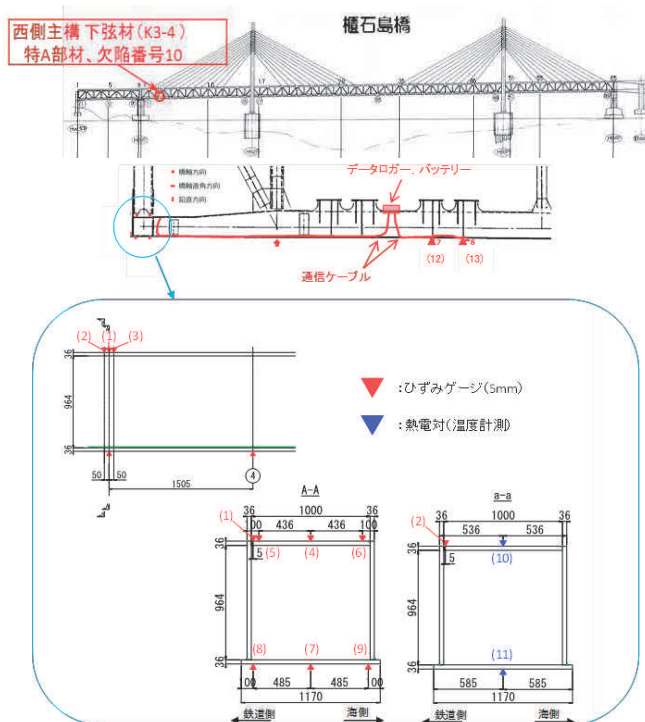
- ・瀬戸大橋斜張橋トラス部材の疲労点検検討
- ・TRSを用いたビード貫通亀裂の当て板補修

2. 瀬戸大橋斜張橋トラス部材の疲労点検検討

2.1 経緯

瀬戸大橋の建設当時、鉄道橋への調質高張力鋼の使用実績は僅かであり、疲労に関する知見は限られたものであった。そのため、疲労設計において、橋種、継手種類、鋼種と応力比から疲労許容応力範囲を設定し、疲労設計荷重によって発生する応力範囲を照査するとともに、製作基準で許容きず（建設当時は「溶接欠陥」と呼称）の寸法を部材ごとに規定し、厳格な品質管理のもと、溶接部に残存するきずサイズが記録されている¹⁾。また維持管理段階では、建設時に検出されたきずのうちサイズが大きく、部材の等級分類が高いもののいくつかを自動超音波探傷（AUT）により追跡調査し、亀裂進展解析により100年後の亀裂寸法を把握できる体制がとられてきた。平成12年度まで実施された結果では、亀裂の進展は確認されず、亀裂が許容値まで達するには100年以上要することが確認され²⁾、その後の追跡調査は実施されていない。

現在、瀬戸大橋には新幹線荷重は載荷されず、在来線における貨物列車の運行本数も少ないことから疲労環境としては安全側にあると考えられるが、高価なAUTに代わる点検手法の開発が課題であり、まずは現状の疲労環境を評価する基礎データを収集するために平成28年度に引き続き現地計測を実施することとした。



図ー1 計測位置

Fig.1 Inspection Position

表ー1 計測位置溶接きず寸法

Table 1 Size of Fault

きず寸法	許容きず寸法
W = 1.4 mm	Wa = 1.5 mm
H = 3.0 mm	Ha = 4.0 mm

表ー2 計測結果

Table 2 Result of inspection

	設計	今回計測(1)	今回計測(2)
荷重編成	設計基準作成時の実績等により設定	貨物列車 1+20両	旅客列車 5両(特急しおかぜ)
荷重	在来線(単線載荷) 7ton/m × 32.7 m + 5.7ton/m × (252-32.7) m = 1391 ton(1.00)	750 ton(0.54)	197 ton(0.14)
最大応力範囲 (Δσ)	117MPa(0.89)	36MPa(0.31)	16 MPa(0.12)
疲労許容応力範囲	132 MPa(1.00)		
100年間での繰り返し回数(N)	在来線: 90本・片道/日 新幹線: 14本・片道/日 104 × 2 × 365 × 100 = 760万本(1.00)	貨物列車 8本・片道/日 × 365 × 100 = 29万本(0.04)	貨物列車以外 143本・片道/日 × 365 × 100 = 522万本(0.69)

2.2 現地計測結果

平成29年度の現地計測は、斜張橋において疲労の影響が大きい、すなわち疲労環境が厳しく疲労等級が低い部材を対象とすることとし、主構弦材のうち製作時AUT検査で大きな“きず”がある部材を選定した。計測位置を図-1に、計測位置の溶接きず寸法を表-1に示す。

測定結果と検討結果を表-2に示す。応力範囲の最大は、貨物列車（下り）と旅客列車（特急しおかぜ）5両（上り）でそれぞれ36MPa及び16MPaで、設計時の疲労許容応力範囲である132MPaの31%及び12%であった。また繰り返し回数にあたる列車運行回数は貨物列車が8回/日、貨物列車以外の旅客列車が143回/日の計151回/日で設計時に想定した760万回/100年の約73%となっている。

計測結果より、今回の計測部位（D等級）の活荷重による応力範囲は打ち切り限界（39MPa）以下であり、疲労限以下であることが判明し、疲労環境的には設計時の想定と比較して安全な状況であると考えられる。

2.3 今後の予定

平成28・29年度で瀬戸大橋の吊橋及び斜張橋主構部材におけるおおよその疲労環境が判明した。平成30年度はトラス橋で同様の応力範囲の計測を実施し、疲労環境を評価するための基礎データを収集する予定である。

3. TRSを用いたビード貫通亀裂の当て板補修

3.1 概要

門崎高架橋は昭和60年に供用された3+4径間連続鋼床版箱桁橋である。この橋は大鳴門橋に接続する淡路島側の高架橋で、18.25mの幅員上に上下2車線ずつの計4車線が通る、暫定系での供用となっているが、平成15年にデッキプレートとUリブのすみ肉溶接部のルート部から溶接ビード表面へ貫通する疲労亀裂（ビード貫通亀裂）が発見されている。この補修方法としてスレッドローリングねじ（TRS：Thread Rolling Screw）を用いた当て板補修を平成27年度より試験的に実施している³⁴⁾。

3.2 現地施工概要

平成27年度及び28年度の補修では、当て板をUリブと同材質とし、Uリブ側の接合を高力ワンサイドボルトφ20による摩擦接合、デッキプレート側の接合をTRSφ16による支圧接合とした。デッキプレート側にTRSを用いることで、鋼床版下面からの補修により交通規制を行って舗装を剥ぐことを不要とし、止水性能の低下を防ぐことができた。平成29年度はUリブ側もTRSで施工可能な施工試験(工場)を実施した後、実橋で当て板補修を実施

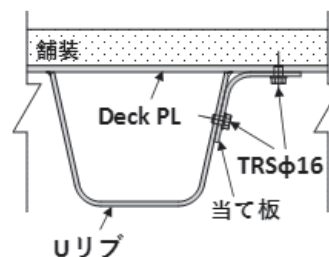


図-2 TRSによる下面補修法

Fig.2 Detail of repair method from lower side of deck

した。図-2に実施した補修方法の概要を示す。

3.3 今後の予定

TRSを用いた当て板補修法は、鋼床版下面から補修することで交通規制を実施する必要がなく、また現在ある舗装を傷めることもない。今後、施工した箇所の追跡調査を実施して本補修法の耐久性等を確認していく予定である。

4. まとめ

今回紹介した内容は、平成28年度に引き続き実施した疲労環境の調査と疲労亀裂の補修に関する技術である。これらは調査結果がまとまり次第、順次要領やマニュアルとして整備し実橋適用を開始することとしている。

疲労関連業務に関する技術開発は、供用年数の増加とともに多岐にわたることが推察される。引き続き疲労に関する点検、診断、補修の維持管理サイクルの改善に向けた技術開発を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 石山四郎, 岩屋勝司, 吉澤光男, 梶本勝也, 八島実: 瀬戸大橋溶接部の非破壊検査システム, 橋梁と基礎, pp.33-39, 1992.1
- 2) 森山彰, 横井芳輝, 田向和則: 本四連絡橋の疲労設計, 本四技報, Vol.32, No.110, 2008.3
- 3) 溝上善昭, 森山彰, 貴志友基: 鋼床版Uリブとデッキ間のビード貫通亀裂に対するTRSを用いた下面補修法の開発, 本四技報, Vol.41, No.128, PP.2-9, 2017.3
- 4) 溝上善昭, 森山彰, 小林義弘, 坂野昌弘: Uリブ鋼床版ビード貫通亀裂に対する下面補修工法の提案, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.2, PP.456-472, 2017.8

耐震分科会の取組

Report of Seismic Subcommittee

西谷 雅弘 Masahiro Nishitani

坂出管理センター 所長
(前) 長大橋技術センター 総括・耐震グループリーダー

田村 正 Tadashi Tamura

岡山管理センター 道路維持課長(兼) 工事課長
(前) 長大橋技術センター 総括・耐震グループサブリーダー

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議 耐震分科会では、長大橋技術センターを中心に、保全部、管理センターが一体となり、橋梁の耐震性照査、耐震補強設計、施工計画の立案等を実施している。平成25年度から着手している瀬戸大橋の耐震検討がほぼ計画通りに進捗し、現在、耐震補強工事が最盛期を迎えている。

一方、平成28年度からは、西瀬戸自動車道の長大橋耐震検討に着手している。平成29年度には、生口橋及び伯方橋の補強設計を完了するとともに、新尾道大橋、多々羅大橋及び来島海峡大橋(第一～第三の3橋)の概略耐震性照査を実施した。

ここでは、5橋の概略耐震性照査の結果を紹介する。

2. 解析手法と解析モデル

瀬戸大橋など長大橋の耐震性照査は、橋軸及び橋軸直角方向の2方向地震動から各基礎底面における有効入力地震動を求め、これに鉛直方向地震動を加えた3方向同時加振により地震応答解析(多点異入力)を行い、実施してきた。

一方、概略耐震性照査では、限られた時間内に多くの長大橋の照査を行うことを考慮し、まず、1)各長大橋に大きな影響を及ぼす地震動を選定(芸予地震)、2)基盤波NS成分及びEW成分から、橋軸方向及び橋軸直角方向の2方向地震動を合成、3)橋軸方向及び橋軸直角方向別々に、4)全ての基礎に同位相の地震動を入力(多点同入力)して解析し、照査することにした。

解析モデルはできる限り解析精度を高めることを念頭に、これまでと同様、詳細なモデルを構築することにした。各長大橋の解析に共通して、鋼桁は線形のファイバー要素を使用し、板厚の断面変化を考慮するとともに、Uリブを含め、忠実にモデル化した。PC桁もファイバー要素でモデル化した。塔の柱部や水平材は線形のファイバー要素でモデル化した。RC橋脚は、はり要素及びファイバー要素(線形)でモデル化した。主ケーブル及びハンガーロープ、斜ケーブルは幾何学的非線形性が表

現できるように分割数を増やし、ケーブル要素でモデル化した。

耐震性照査の考え方はこれまでの長大橋の解析と同様とし、例えば、主桁や塔などの鋼部材は、道路橋示方書に従い、断面照査並びに座屈安定照査により、降伏または座屈しないことを、支承類は、支承反力によって、支承を構成する部材が降伏耐力に達しないことを、また、RC部材は、作用する最大応答曲げモーメント及び最大応答せん断力に対して、許容塑性率及びせん断耐力を超えないことを照査した。加えて、支承に生じる相対変位が支承の許容移動量を超えないこと、桁端部の移動量が桁の遊間量を超えないことも照査した。

3. 耐震性照査の結果

3.1 新尾道大橋

新尾道大橋は5径間連続鋼箱桁斜張橋であり、鋼製の塔と主桁は剛結され、また、主塔とRC橋脚は鋼製支承で連結されている。

主桁に剛結された塔2基が支承に支えられているため、桁橋に類似した挙動が支配的となり、塔と主桁の鋼断面に生じる応答値は小さかった。一方、2Pと3Pの固定支承部に水平反力が発生し、構造高の低い3Pにそれが集中して、3P橋脚が橋軸方向においてせん断損傷する結果となった。せん断損傷する範囲が限定されたRC橋脚の耐震対策としては、繊維巻き立ての採用が効果的と考えられる。

3.2 多々羅大橋

多々羅大橋は側径間にPC桁が配置された複合斜張橋である。橋軸方向の支承条件は、塔上のゴム支承が弾性支持、側径間の中間橋脚上の支承は鉛直反力のみを受け持つ可動支持である。

照査の結果、橋軸方向には遊動円木モードが卓越し、最大約1mもの上部構造変位が生じた。その結果、1A、P1、P2、P3の可動支承及び2P、3P塔部の積層ゴム支承において、移動可能量を超過するとともに、2P及び3Pの積層ゴム支承は降伏耐力を超過する結果となった。

一方、橋軸直角方向の支承条件は塔部と端橋脚において固定、中間橋脚において可動であることから、1A及び4Pの鋼角ストッパーが降伏した。これは、固定となる塔部及び端部に水平荷重が集中するものの、端部の下部構造の剛性が他の橋脚に比べて大きく、また、側径間PC桁の剛性が高いため、端部の固定支承（鋼角ストッパー）に水平力が集中し、耐力を超過したためと考えられる。

橋軸方向の移動量を抑制する対策としては、生口橋の耐震補強対策と同様、ダンパーの設置が考えられる。主塔近傍の主桁側面には十分なスペースがあり、この箇所をダンパーの設置位置として使用することができる（写真-1）。ダンパー設置により、橋脚及び基礎に作用する地震時水平力が増加するので、設置後の各部材の検証が必要となる。また、橋軸直角方向の地震時挙動に対して、鋼角ストッパーが損傷する結果となったが、これも生口橋と同様の結果である。多々羅大橋の方が生口橋より桁下空間が狭く、当該ストッパーの改造は困難と考えられることから、橋軸直角方向においても全体系対策の検討が必要と考えられる。

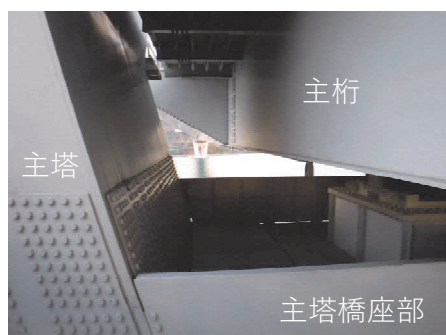


写真-1 多々羅大橋 3P 橋座部・主塔
Photo 1 Bridge seat and tower of 4A, Tatara Bridge

3.3 来島海峡大橋

来島海峡大橋は全長4105mの3連吊橋である。

照査の結果、いずれの吊橋においても、橋軸方向の地震応答により、センターステイが破断した。各吊橋における照査結果は次のとおりである。

(1)来島海峡第一大橋

橋軸方向においては、P1橋脚の支承部において、鉛直上向きの反力により生じる応答値が降伏耐力を超過した。また、中央径間部の主桁が、2P及び3P主塔水平材上の道路梁架台に衝突した。

橋軸直角方向においては、P1橋脚の水平支承に作用する水平力により生じる応答値が降伏耐力を超過した。

(2)来島海峡第二大橋

橋軸方向においては、5P及び6P主塔水平材上の道路梁架台に中央径間部主桁が衝突することがわかった。

橋軸直角方向においては、4A水平支承と5P側径間側ウィンドタングに降伏耐力を超える水平反力が作用する結果となった。

(3)来島海峡第三大橋

橋軸方向においては、起点側側径間及び中央径間主桁の両端部が道路梁架台に衝突した。

橋軸直角方向においては、起点側側径間のP4及びP5橋脚と終点側側径間のP1橋脚の水平梁がせん断損傷することがわかった。

3吊橋に共通して発生するセンターステイの破断は、他の吊橋と同様に許容し、耐震対策の対象にしないことが考えられる。

来島海峡大橋における地震時挙動として特徴的なものが、主桁と主塔水平材上の道路梁架台との衝突である。これは、写真-2に示すように、主桁の橋軸方向の振動により、伸縮装置の遊間が狭まり、伸縮装置を支持している主桁及び主塔それぞれの部材が衝突することを示すものである。なお、今回の概略照査では、それぞれの部材の耐力的な評価はできていない。

衝突を回避するための主桁移動量を抑制する対策としては、ダンパーの設置が効果的と考えられる。来島海峡大橋各橋には、主桁と塔柱間に桁間ダンパーを設置できるよう構造的に配慮されており、その箇所を制震ダンパーの設置位置として使用することができる。ダンパーの設置によって、主塔塔柱や基礎に地震時水平力の負荷がかかるため、安全性の検証が必要となる。



写真-2 来島海峡大橋 8P 中央径間側伸縮装置
Photo 2 Expansion Joint at 8P, Kurushima-Kaikyo Bridge

4. まとめ

新尾道大橋、多々羅大橋及び来島海峡大橋の耐震性概略照査の結果、橋脚補強や支承補強など一般的な部材補強対策が必要な損傷と、地震時移動量が大きくなるために、ダンパー設置など全体系対策が必要な損傷が生じることがわかった。

今後、本検討結果を考慮して、詳細な耐震検討を実施し、瀬戸大橋に続いて、西瀬戸自動車道における長大橋の耐震対策を着実にとりまとめていく予定である。また、長大橋の耐震検討に加えて、膨大な量の陸上部橋梁の耐震検討も効率的に実施していく所存である。

舗装分科会の取組

Report of Pavement Subcommittee

竹内 政彦 Masahiko Takeuchi

保全部
道路保全課長

1. 検討目的及び経緯

本州四国連絡高速道路（以下「本四高速道路」という。）において舗装補修に掛かる費用の占める比率は大きいと、効率的・経済的な舗装補修計画の策定が必要となっている。このため、H29からH31の3ヶ年では以下に記載する3項目についての取組を行っている。

2. 検討項目

2.1 鋼床版舗装の局部補修方法の検討

これまでの本四高速道路における鋼床版舗装（グース舗装）についてはおおむね健全であるが、局部的な損傷が確認されている箇所があり、その損傷箇所については、適切な補修方法の検討を行っている。

検討にあたっては、まず、舗装会社や高速道路会社へのヒアリングにより、部分補修に適した舗装材料と目地材の抽出を実施した。これらの補修材料と目地材との組合せによる室内試験により、不透水性などを確認した。この結果、不透水性が確認された表-1に示す組合せについて、屋外輪荷重試験を実施している（写真-1）。

表-1 屋外輪荷重試験の組合せ

Table 1 Matrix of Field test

補修材料	目地材
通常グースアスファルト	高弾性型 (t=10mm)
	低弾性型 (t=10mm)
高耐久現場加熱型舗装材	高弾性型 (t=3mm)
	低弾性型 (t=3mm)



写真-1 屋外輪荷重試験

Photo 1 Field test

屋外輪荷重試験は平成30年度も引き続き実施し、その後透水性試験等により最適な補修材料を選定する。

2.2 鋼床版舗装評価方法の検討

前項で記述したとおり、鋼床版舗装において部分的ではあるが割れ及び鋼床版の腐食などの変状も発生している。このため、PC床版等で実績のある地中レーダーを用い、非破壊検査による健全度評価手法についてを検討する。現時点では高精度の解析が困難な状況であるが、周波数分析等も試行し、評価手法の検討を継続する。

2.3 舗装劣化予測手法の提案

舗装補修は路面性状調査結果及び劣化予測に基づき計画的に実施しており、舗装保全率を確保するための施工範囲の決定、予算の確保等において、より精度の高い予測手法の検討が求められている。このため、PMSを活用した予測手法や新たな予測手法についても検討・提案を行うものである。特にトンネル部のコンクリート舗装については切削オーバーレイが困難な環境下であるため、補修方法については今後検討を行うこととしている（図-1）。

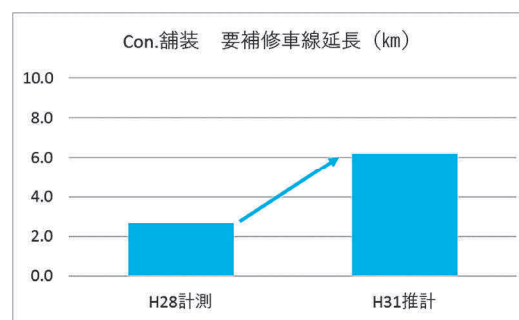


図-1 コンクリート舗装の劣化予測

Fig.1 Forecast of Concrete Pavement Deterioration

3. まとめ

鋼床版舗装の局部補修方法については、平成30年度中にとりまとめる。鋼床版の舗装評価手法及び舗装劣化予測手法については、引き続き検討を行い、平成31年度中にとりまとめる予定である。

点検分科会点検技術WGの取組

Report of Working Group for Inspection Technology, Inspection Subcommittee

林 昌弘 Masahiro Hayashi

長大橋技術センター
診断・構造グループリーダー

溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami

長大橋技術センター
診断・構造グループサブリーダー

1. 検討目的及び経緯

道路構造物をより効率的に維持管理するためには、より高度な点検・診断技術の開発が必要不可欠である。このため保全技術交流会議・点検分科会点検技術WGでは、高解像度カメラや赤外線カメラを用いた近接困難箇所の点検手法、光学計測による部材表面の劣化評価手法、ドローンやロボットによる新たな点検手法の開発などについて検討を実施している。

本稿では、そのうち近赤外線を用いた部材表面の塗膜劣化評価法の検討内容について報告する。

2. 部材表面の塗膜劣化評価法の検討

長大橋の維持管理費において塗替塗装費用は大きな割合を占めている。現在、下塗りが露出する前に上塗り・中塗りを塗り替えることにしており、上塗りの消耗を正確に把握することが塗替開始時期を決定する上で重要となる。しかし上塗りと中塗りの塗色はよく似ているため上塗りの消耗程度の判定が目視では困難な場合が多い。

このため上塗り・中塗りの消耗を正確かつ面的に捉えるために、上塗り（ふっ素樹脂塗料）と中塗り（エポキシ樹脂塗料）の分光特性の違いに着目した塗膜劣化評価ができないか神戸大学と共同研究を開始した。分光特性とは、物質が持つ特定波長の光に対する反射・吸収率の違いのことで、図-1に示すように、A社の上塗りと中塗りでは750～1500nmの近赤外線波長域で吸光度に違いがあり、この波長域の光のみを透過するフィルタを装着した近赤外線カメラで塗装試験片を撮影すると、写真-1のように鮮明に識別できることがわかった。また実橋においても、上塗りの損耗を肉眼より鮮明に、かつ面的に捉えられることを確認している（写真-2）。

今後は、塗膜厚さや塗料成分の異なる試験体による確認試験等を実施して、本手法による塗膜劣化評価の適用性について検討を進める予定である。

3. まとめ

点検技術WGでは、高解像度カメラや赤外線カメラを

用いた近接困難箇所の点検手法、光学計測による部材表面の劣化評価手法、ドローンやロボットによる新たな点検手法の開発について検討を続けていく予定である。

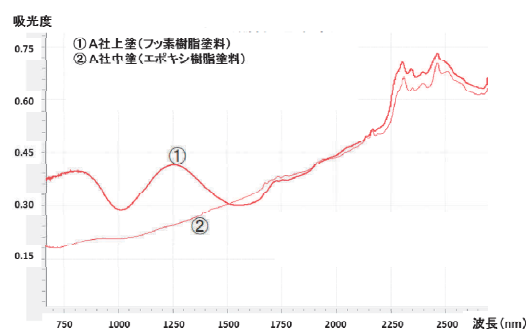


図-1 塗料の分光特性例

Fig. 1 Example for Spectral Characteristics of Paints



可視カメラ 近赤外線カメラ
写真-1 試験片の撮影写真

Photo.1 Normal Photo and Near Infra-Red Photo of Specimen

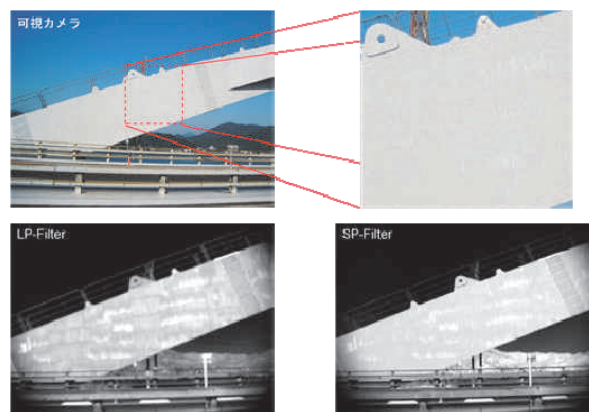


写真-2 近赤外線カメラによる塗膜状況写真

Photo.2 Detail of Painting by Near Infra-Red Camera

耐風分科会の取組

Report of Wind-Resistance Subcommittee

町田 陽 Akira Machida

長大橋技術センター
防食・耐風グループ

竹口 昌弘 Masahiro Takeguchi

長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議耐風分科会では、設計時に耐風安定性確保のために必要とされた対策について、合理的な維持管理を実現するため、最新の知見に基づいた再評価を必要に応じて行っている。平成27年度からは、下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋（以下「瀬戸大橋吊橋」という。）を対象に耐風性の再評価を行い、維持管理上の課題（グレーチング部分から路面落下物などがすり抜け、補剛桁内を走行する鉄道の運行に影響を与える可能性があるなどの課題）となっている道路床版グレーチング部の閉塞可能性について検討を行っている¹⁾。平成28年度までの検討で、道路床版中央部のグレーチング（以下「中央グレーチング」という。）が部分的に閉塞可能であることが明らかになった。本稿では、平成29年度に実施した中央グレーチングの閉塞範囲の拡大に向けた検討の結果について報告する。

2. 中央グレーチング閉塞範囲の検討

瀬戸大橋吊橋には共通の桁断面が用いられており、耐風安定性を確保するために路肩と中央分離帯にグレーチングが設置されている。グレーチングに代わる耐風安定化対策としてセンターバリア（以下「CB」という。）を中分防護柵部分に設置し、中央グレーチングの閉塞可能範囲の拡大を検討した。この補剛桁断面を図-1に示す。

風洞試験にて空気力を測定し、フラッター解析により耐風安定性を調査した。その結果、全ての瀬戸大橋吊橋においてCBの部分的な設置により全径間の中央グレーチングを閉塞できることを確認した。

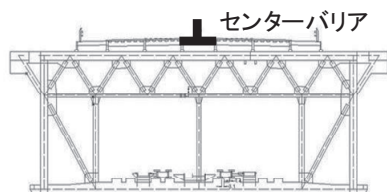


図-1 検討対象断面（中央グレーチング閉塞+CB）

Fig. 1 Studied cross section (closed center grating and center barrier)

また、フラッター発生時の振動モードの腹となる部分（対称振動の北備讃瀬戸大橋と下津井瀬戸大橋では中央径間中央、逆対称振動の南備讃瀬戸大橋では中央径間の1/4点）にCBを設置することが、それぞれ最適（最小の設置範囲）であることがわかった（図-2）。



図-2 下津井瀬戸大橋（上）、北備讃瀬戸大橋（中）、南備讃瀬戸大橋（下）のCB設置範囲

Fig. 2 Range of installing Center Barrier at Shimotsui-Seto Bridge (upper), Kita Bisan-Seto Bridge (center) and Minami Bisan-Seto Bridge (lower)

3. まとめ

瀬戸大橋吊橋の中央グレーチングを全て閉塞させるため、CBを設置することによる耐風安定化策について検討した。この方法により、全ての瀬戸大橋吊橋の全径間で中央グレーチングの閉塞が可能であることがわかった。CB設置範囲を広げることにより更に耐風安定性を向上できる見込みであることから、路肩のグレーチングの閉塞についても検討する予定である。また瀬戸大橋と同様にグレーチング設置による維持管理上の課題が発生している因島大橋についても、同様の調査を行う予定である。

なお、グレーチングの閉塞構造については、要求性能の整理を行っており、今後具体的な構造についても検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 楠原栄樹，花井 拓：耐風分科会の取組，本四技報，Vol.42，No.129，p.60，2017.9

IABSEクアラルンプール大会 2018

IABSE Conference Kuala Lumpur 2018

2018年4月25日から27日にかけて、国際構造工学会(International Association for Bridge and Structural Engineering : IABSE)の大会がマレーシアのクアラルンプールで開催されました。IABSEはスイス民法(Swiss Civil Law)により1929年に設立された土木と建築を包含する、この分野では最も長い歴史と伝統をもつ学会組織であり、現在世界100カ国以上の国から4000人を超える会員(個人・法人)が加入しています。

今回の大会は37カ国から260人の参加者があり、「Engineering the Developing World」をテーマとして6つの基調講演及び150を超える論文発表が行われました。本四高速からは長大橋技術センター診断・構造グループの林と岡山管理センター計画課の新野が参加し、「閉断面リブで補強された鋼床版におけるビード貫通亀裂の補修方法の開発(Development of retrofitting method against fatigue cracks in orthotropic steel deck stiffened by trough ribs)」と題して、関西大学との共同研究で開発した、ビード貫通亀裂を鋼床版下面からの作業のみで舗装を傷つけることなくTRS(Thread Rolling Screw)を使用し補修する手法についての論文発表を行いました。



写真-1 プレゼン状況



写真-2 企業展示会

(岡山管理センター 計画課 新野貴大)

鋼床版の下面補修方法特許取得

A Patent for a Method for Repairing Orthotropic Steel Decks from the Underside was approved

2018年5月25日、「鋼床版の下面補修方法」の特許を取得したので報告します。(特許第6341897号)

この特許は、小林義弘、溝上善昭(当社社員)と坂野昌弘氏(関西大学)の共同発明によるものです。

本補修方法は、Uリブ鋼床版のデッキとUリブとのすみ肉溶接部に発生したビード亀裂を、ワンサイドボルトを用いて当て板により下面から補修するものです。

補修方法の概念は、当該すみ肉溶接部が疲労亀裂によって応力伝達の機能が損なわれているため、代わりに鋼板を曲げ加工した当て板を既設部材に接合することによって応力伝達する構造へと変更するものです。

補修の方法は、次のとおりです。(1)調査孔により亀裂先端部にデッキ進展亀裂が無い事を確認します。(2)当て板範囲は、亀裂先端の調査孔までとします。(3)亀裂が発生していない溶接ビード部も切削します。(4)当て板の板厚は、Uリブと同じ板厚とし、既設構造物の形状に合わせ曲げ加工します。(5)当て板の材質は、Uリブと同材質とします。(6)当て板とデッキプレートの接合は、TRS16等のワンサイドボルトを用いた支圧接合とします。また、ボルトはデッキプレート上面(舗装との境界)までの長さになるように抑えます。(7)当て板とUリブの接合は、高力ワンサイドボルトMUTF20を用いた摩擦接合とします。

門崎高架橋をはじめとする鋼床版の補修において本補修方法を用いています。

本発明は、舗装を剥ぐことなく鋼床版下面からのみの施工により補修を行える画期的な技術であり、補修費用の縮減や交通規制を少なくすることが可能となりました。



写真-1 特許証

(企画部 調査情報課長代理 寺嶋賢策)

第9回橋梁の維持管理と安全性に関する国際会議 (IABMAS 2018)

9th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2018)

第9回 IABMAS が 2018 年 7 月 9 日から 13 日までの 5 日間、オーストラリアのメルボルンで開催されました。

IABMAS(International conference on Bridge Maintenance , Safety and Management)は、橋梁の維持管理、安全性、マネジメントの分野で国際的協力を促進することを目的に、2002 年から 2 年ごとに開催されている会議です。

今回の会議では、開会式(写真-1)とそれに続く基調講演の後、口頭発表が行われました。口頭発表では、40 ヶ国より査読を経た計 392 編の論文が発表され、約 500 人の参加がありました。本四高速グループからは 5 名が、橋梁の維持管理に関する最新情報の収集と、本四高速の技術発信を目的として参加しました。本四高速からは、長大橋技術センター総括・耐震グループの花井サブリーダーより「Seismic retrofit of truss bridge for highway and railway (道鉄併用トラス橋の耐震補強)」、しまなみ今治管理センター橋梁維持課の河野より「Fatigue strength and improvement effect of the center stay rod (吊橋センターステイロッド部の疲労損傷と疲労強度特性)」と題した論文の発表を行いました(写真-2, 3)。前者の発表では現在、耐震補強工事が進められている櫃石島高架橋トラス部の耐震補強設計について、後者の発表では来島海峡第一大橋で発生したセンターステイロッドねじ部での疲労破断の原因調査とその対策についてプレゼンを行いました。上記 2 編の発表に関して、多くの方々に興味を持って頂くことができ、積極的な質疑応答が行われ、本四高速の技術と取組を発信することができました。

会議に参加した後は、シドニーへ移動し、シドニー・ハーバー・ブリッジ(写真-4)の管理者を訪問しました。本四高速からは、200 年以上の供用を目指したアセットマネジメントの取組について情報を提供しました。管理者からも同様に橋梁の維持管理体制、塗替塗装の考え方、点検結果の評価方法等について情報提供をいただきました。また、シドニー・ハーバー・ブリッジで行われている、ブリッジ・クライム (Bridge Climb) についても情報提供があり、参加者の安全管理及び落下物対策等、本四高速で行われている橋梁体験イベントの運営に非常に役立つ情報が得られました。最終日には、一般参加者としてブリッジ・クライムに参加しました。参加者を疲れさせず、更に飽きさせないような時間配分と案内者の心配りにより、とても貴重な体験となりました。

(しまなみ今治管理センター 橋梁維持課 河野慎也)



写真-1 開会式の様子



写真-2 本四高速の発表 (花井サブリーダー)

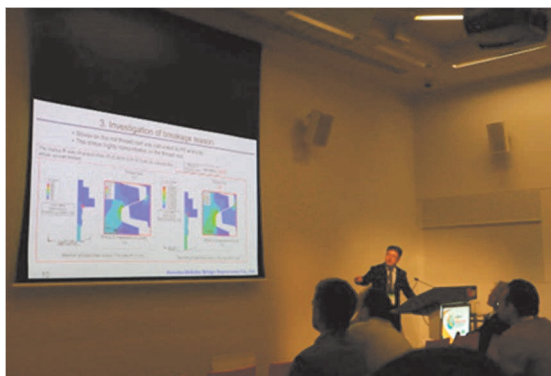


写真-3 本四高速の発表 (河野)



写真-4 シドニー・ハーバー・ブリッジ

土木学会技術開発賞 受賞

2017 JSCE Innovative Technique Award

2018 年 6 月 8 日の公益社団法人土木学会平成 30 年度定時総会において、「U リブ鋼床版の亀裂検出システム(赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ法によるビード進展亀裂検出システム)」が、平成 29 年度土木学会技術開発賞を受賞しました。

受賞した技術は、神戸大学、滋賀県立大学との共同研究で開発した、「鋼床版の亀裂検出方法および亀裂検出装置」(2016.12 特許取得)を実用化したもので、受賞者は以下のとおりです(敬称略)。

溝上 善昭 [長大橋技術センター総括・耐震グループサブリーダー]

小林 義弘 [神戸管理センター 所長]

阪上 隆英 [神戸大学 教授]

和泉 遊以 [滋賀県立大学 助教]

大藤 時秀 [(株)ブリッジ・エンジニアリング]

技術開発賞は、「計画、設計、施工、または維持管理等において、創意工夫に富むと認められる技術(情報技術、マネジメント技術を含む)を開発、実用化し、土木技術の発展を通じて、社会に貢献したと認められる者に授与されるもの」で、「おおむね、最近 5 年以内に実績(実際に供用される構造物に適用されている等、現時点で既に社会に貢献していると認められるもの)が認められ、その技術内容を技術雑誌等に公表したもの」が選考の範囲となります。

受賞技術は、鋼床版のデッキプレートと U リブ間の溶接部に発生するビード進展亀裂に対し、鋼構造物の表面に現れる亀裂の温度特異場を、塗膜を剥ぐことなく、赤外線サーモグラフィにより、遠隔から非接触・非破壊で撮影するのみで亀裂を検出する「温度ギャップ法」と、亀裂を高精度かつ効率的に自動検出できる「非破壊検査システム」で構成され、既に点検に適用されています。

疲労亀裂を高い信頼性で早期に検出でき、継続的監視を通じて構造物の長期健全性の向上につながる技術が評価され、今回の受賞となりました。



写真 技術開発賞受賞者(左より、小林氏、溝上氏、大藤氏、和泉氏)
(長大橋技術センター
診断・構造グループサブリーダー 有馬敬育)

グレートベルト橋との技術協力協定締結

HSBE signed the MOU with A/S Storebælt, Denmark

このたび、本州四国連絡高速道路(株)はデンマーク・ストアベルト社(A/S Storebælt)との間で技術協力に関する協定を締結しました。ストアベルト社は、デンマークのフン島とシェラン島とを結ぶグレートベルト・イースト橋を含むグレートベルト・リンク(道路及び鉄道)を管理する会社です。グレートベルト・イースト橋は、明石海峡大橋と同じ 1998 年に開通し、中央支間長 1,624m と現在、世界第三位の長さを誇る吊橋です。また、明石海峡大橋とは姉妹橋の関係にあり、これまでも両者の間で交流が行われておりましたが、両橋の開通 20 周年という節目の年に、今後の長大橋の維持管理等に関して、さらなる技術交流を行うことを目的に、今回の協定の締結が行われました。

7 月 30 日に技術協力協定の調印式が橋の科学館(神戸市垂水区)でとり行われ、ストアベルト社のミッケル・ヘミンセン CEO(最高経営責任者)と当社の酒井孝志社長との間で協定書への署名が行われました。技術協力の内容としては、有料道路及び長大橋の建設、維持管理及び研究開発等の分野において、情報の交換及び人的な交流の促進を行うというものです。

グレートベルト・イースト橋においても、吊橋ケーブル送気乾燥システムが導入されており、また、ドローン等を活用した橋梁点検の試行が行われる等、長大構造物の長寿命化に向けた維持管理の試みが積極的に行われており、同社との技術交流を進めることにより、今後、本四連絡橋を 200 年以上にわたり維持管理をしていくうえで必要となる維持管理技術の向上が期待されます。



写真-1 調印式の後、握手を交わす
酒井社長とヘミンセン CEO

(企画部 企画課長代理 遠山直樹)

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (18.02～18.07)

Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
Uリブ鋼床版のビードき裂の再現実験	楠元崇志, 坂野昌弘, 小林義弘, 溝上善昭	土木学会関西支部年次学術講演会			201505	2
Nondestructive Evaluation of Fatigue Cracks in Steel Bridges Based on Thermoelastic Stress Measurement	Takahide.SAKAGAMI, Yui. IZUMI, Daisuke. SHIOZAWA, Taisei. FUJIMOTO, Yoshiaki. MIZOKAMI, Taku. HANAI	21st European Conference on Fracture, EFC21			201606	8
遮光施設から連続するトンネルにおける入口照明の改良	堀守男 赤井弘之	高速道路と自動車	60	4	201704	4
瀬戸大橋吊橋の耐震補強検討ーさらなる耐震性の向上を目指してー	西谷雅弘	高速道路と自動車	61	2	201802	4
赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ法によるUリブ鋼床版のビード貫通亀裂の自動検出と装置開発	溝上善昭, 奥村淳弘, 大藤時秀, 和泉遊以, 阪上隆英	土木学会構造工学論文集Vol.64A			201803	10
海峡部橋梁マスコンクリート表面被覆の高度化への取り組み	花井拓 竹口昌弘	高速道路と自動車	61	4	201804	4
本州四国連絡高速道路の安全・安心・快適なご利用に向けて	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車	61	4	201804	4
開通30周年を迎える瀬戸大橋を支える保全技術ー200年以上利用される本州四国連絡橋の実現への挑戦ー	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車	61	4	201804	4
本州四国連絡橋のストック効果ー瀬戸大橋開通30周年、神戸淡路鳴門自動車道全通20周年にあたってー	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車	61	4	201804	4
本州四国連絡橋におけるアセットマネジメントと技術開発	荻原勝也	橋梁と基礎	52	6	201806	3
明石海峡大橋における20年の維持管理	小林義弘	橋梁と基礎	52	6	201806	2
瀬戸大橋における30年の維持管理	福永勲	橋梁と基礎	52	6	201806	2
本州四国連絡橋における疲労対策	林昌弘 溝上善昭	橋梁と基礎	52	6	201806	4
本州四国連絡橋の耐震補強	西谷雅弘	橋梁と基礎	52	6	201806	5
本州四国連絡橋の塗替コスト縮減に向けた取り組み	竹口昌弘 久米昌夫	橋梁と基礎	52	6	201806	4
本四高速道路の維持管理設備	朝倉義博 吉本紀一 明野晃治	橋梁と基礎	52	6	201806	4

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
長大橋技術を活用した技術協力・技術支援	西谷雅弘	橋梁と基礎	52	6	201806	5
孫崎高架橋支承補修に伴う挙動調査	新野貴大 北川竜三	高速道路と自動車	61	6	201806	4
瀬戸大橋管理路の劣化度評価および補修方法に関する検討	安部真理子 遠藤和男	高速道路と自動車	61	7	201807	4

※本四技報，技術発表会は除外。

本四技報編集委員会・幹事会名簿(五十音順) 平成30年8月31日現在

委員長	荻原勝也	幹事長	山口和範
委員	朝倉義博	幹事	有馬敬育
	磯江幸浩		薄田弘
	白田幸男		敷地直城
	遠藤康史		大東丈朗
	梶尾光邦		寺嶋賢策
	貴志友基		古村学
	竹内政彦		竹林昌弘
	村口知弘		村田司
	山田和範		吉本紀一
			山根浩之
			山本茂樹
			弓山

本四技報 第131号

発行 平成30年9月15日
編集・発行 本州四国連絡高速道路株式会社
印刷 有限会社 セキグチ

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



古紙/PLA配合率70%再生紙を使用

