

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.44 No.133 2019.9

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 133 号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.133

【巻頭言】

本州四国連絡橋 維持管理 200 年……………	山田和彦…	1
Maintenance of Honshu-Shikoku Bridges for 200 years		

【技術論文】

本州四国連絡高速道路における実態活荷重調査……………	梶房祥子・鎌田将史・溝上善昭…	2
Investigation of actual live load on Honshu-Shikoku Expressway		
本州四国連絡高速道路における一般橋の耐震補強設計……………	溝上善昭・山口和範・森下尊久…	8
Seismic retrofit of the bridges of Honshu-Shikoku Expressway		
櫃石島高架橋トラス部及び与島橋 2 径間部の耐震補強工事……………	金田崇男・村上博基・遠藤和男…	18
Seismic retrofit for truss bridges (truss portion of Hitsuishijima Viaduct and two-span portion of the Yoshima Bridge)		
室津 P A の給排水・汚水処理設備の改善……………	中村将秀・香川晃・東秀樹…	28
Improvement of water supply and sewage systems in Murozu Rest Area		
橋梁灯設備の L E D 化……………	明野晃治・松永陽次・山本浩之…	34
LED bridge light facilities for sea-spanning bridges		

【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…	42
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…	43
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・本郷誠人…	44
Report of Working Group for Cable Dehumidification System, Anticorrosion Subcommittee		
疲労分科会の取組……………	林昌弘・有馬敬育…	46
Report of Fatigue Subcommittee		
耐震分科会の取組……………	山口和範・溝上善昭…	47
Report of Seismic Subcommittee		
舗装分科会の取組……………	竹内政彦・中山義雄…	49
Report of Pavement Subcommittee		
点検分科会点検技術 WG の取組……………	林昌弘・有馬敬育…	50
Report of Working Group for Inspection Technology, Inspection Subcommittee		
耐風分科会の取組……………	花井拓・竹口昌弘…	51
Report of Wind-Resistance Subcommittee		

【技術ニュース】

ストアベルト社との技術交流会……………	金田崇男…	53
Technical Exchange with A/S Storebælt		
第 29 回国際照明委員会ワシントン大会……………	日高英治・明野晃治…	54
CIE 2019 29TH SESSION WASHINGTON DC		
土木学会田中賞作品部門（技術）受賞……………	貴志友基…	55
2018 JSCE Tanaka Award (Excellence in Bridge Technology)		

【文献紹介】

本州四国連絡橋関連技術文献紹介……………		56
Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges		

櫃石島高架橋トラス部及び与島橋2径間部の耐震補強工事

Seismic retrofit for truss bridges (truss portion of Hitsuishijima Viaduct and two-span portion of the Yoshima Bridge)



写真－1 トラス桁ジャッキアップ状況（HB1P: 櫃石島高架橋トラス部）

Photo 1 Jack-up of truss girder (HB1P of truss portion of Hitsuishijima Viaduct)



写真－2 機能分散型慣性力分散支承と部材補強工事（与島橋 2 径間部）

Photo 2 Inertial force distribution bearings and reinforced truss members (two-span portion of the Yoshima Bridge)

室津P Aの給排水・汚水処理設備の改善

Improvement of water supply and sewage systems in Murozu Rest Area



写真－3 汚水処理設備と中水貯留槽

Photo 3 Sewage treatment facility and reclaimed water tank



写真－4 オゾン処理装置

Photo 4 Ozone Generator

橋梁灯設備のLED化

LED bridge light facilities for sea-spanning bridges



更新前



更新後

写真－5 南備讃瀬戸大橋橋梁灯更新（L一灯）

Photo 5 Before and after the renovation of bridge lights of Minami Bisan-Seto Bridge (L1)



写真－6 南備讃瀬戸大橋橋梁灯（R二灯）

Photo 6 Bridge lights of Minami Bisan-Seto Bridge (R2)

本州四国連絡橋 維持管理200年

Maintenance of Honshu-Shikoku Bridges for 200 years

安全防災部長

山田 和彦

Kazuhiko Yamada

Bridge : Communication and Technology

我が社の経営理念には「私たちは、本州と四国を結ぶ世界に誇る橋を良好に保つことにより、人と物の交流と地域の連携を推進し、経済の発展と生活の向上に寄与します。」とあります。さらに、「200年以上の長期にわたり利用される橋をめざし、万全な維持管理に努めます。」と掲げられています。

このような長期目標を経営理念にすることは珍しいのか、他組織の方から、200年の根拠についての問合せを受けることがあります。この質問に対する正解は私もよく分かりません。推測するに、米国ニューヨークのブリックリン橋（1883年完成）は建設後140年ほど経過していますが、未だ現役で活躍していますので、良好な維持管理をすることで、少なくとも200年は供用させたいという思いが込められているのかも知れません。

ただ我が社は、世界的にも類を見ない長大橋梁群から成る本州四国連絡橋を適切に維持管理し、健全に200年以上供用させるという目標を対外的に発信している以上、私たちにはそれなりの使命が課せられていると思います。

本州四国連絡橋の自然環境

我が国は、地震、台風・季節風、豪雨、降雪等の自然災害に関して厳しい自然環境にあります。さらに、本州四国連絡橋は海上部に架橋されているため、台風や季節風など強風の通り道となっており、加えて飛来塩分が多く、高湿度でもあるといった、鋼構造物やコンクリート構造物にとってはかなり厳しい環境と言えます。このような中での維持管理200年は、そう簡単なものではないと思われます。

30数年の維持管理経験

厳しい自然環境下に架橋された本州四国連絡橋ですが、橋梁ごとに、架橋場所によって自然環境に差があり、時間経過とともに橋梁の健全度や劣化度合いに有意な差違が見られるようです。これらは、ある程度は予想はされていたでしょうが、その詳細は経験しないと分かりませんでした。私たちは建設後30数年の維持管理経験しかないのです。供用200年を目指す維持管理は今後どのような事象が発生するかはある程度想定できますが、やはり経験しないと分からないことが多いと思います。

あらかじめ分かっていたこと、想定していたこと以外の事象が発生した場合、私たちは「想定外」と言います。本州四国連絡橋の設計施工・維持管理でも、当然、想

定外なことがありました。設計・建設時代からは想定外だった事象をほんの一例紹介しますと、下記が思いつきます。

- ・防食：重防食塗装の塗膜劣化形態としての中間層剥離、吊橋主ケーブルの防食手法
- ・コンクリート：塩害、ASR、中性化
- ・鋼構造物：鋼床版疲労
- ・耐震：耐震設計手法の見直し、耐震補強方法の設定

なお、これらの事象の多くは、現時点では対処方法が確立されたり、検討されているところです。

技術力

これまで私たちは、想定外な事象に遭遇した際には、それらの懸案に向かい合って、対処してきました。また、今後も対処していかななくてはなりません。学校での勉強と違って、誰も正解を持っていません。経験と実績、収集情報さらにそれらの検証等によって、その時点時点での最良解を自ら導き出すことが求められるのです。

そのためには、組織および技術系社員の技術力の蓄積・向上に努める必要があります。技術情報の収集・蓄積・分析・活用、若手技術者の育成、ニーズに基づいた研究・技術開発の実施等が求められるでしょう。さらに培った技術力を基にした地域貢献も重要になってくることと思います。

その手段の一つとして、本四技報をはじめとする論文集への投稿は効果的であると考えます。これは、技術力の蓄積にも有益です。ただし、失敗例、試行錯誤例、核心となるノウハウなどの具体的な経験や情報は非常に貴重なものですので、公表範囲は十分に留意することも肝要かと思えます。

維持管理200年の覚悟

我が社の経営理念には200年以上の長期にわたる維持管理が目標として掲げられています。この目標達成のためには、ルーチンワークとしての維持管理を継続することが必要ですが、「想定外」の事象にも対応しなければなりません。そのためにも、組織および社員の技術力向上、新しい技術に係る情報収集や点検・維持管理への活用の検討等が常に必要となるでしょう。

これからの長大橋に係る維持管理技術を担うことになる特に若い技術社員の方々が、「維持管理200年に対する覚悟」を持って、日々努力研鑽されることを期待いたします。

本州四国連絡高速道路における実態活荷重調査

Investigation of actual live load on Honshu-Shikoku Expressway

梶房 祥子 Shoko Kajifusa

鎌田 将史 Masafumi Kamata

溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami

長大橋技術センター 診断・構造グループ

鳴門管理センター 橋梁維持課
(前) 保全部 橋梁保全課

企画部 企画課長代理

(前) 長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー

概要

本州四国連絡高速道路の一部の橋梁では、いくつかの疲労損傷が確認されており、疲労損傷の原因としては活荷重の影響が大きいことから、活荷重の実態を把握するため調査を実施した。調査は、入口料金所の軸重計と交通量を用い、料金所ごとの状況を把握し、次に区間交通量等から累積軸数などを算出した。これにより、疲労上注意すべき区間を相対比較により把握することができた。本文では、これらの結果について報告する。

In the Honshu-Shikoku Expressway, some fatigue damages are reported in some bridges. Because the influence of the live load on fatigue damage is not negligible, an investigation was carried out to grasp the actual situation of the live load. Loading situation at every tollgate was investigated using axle load scale and traffic volume data, and the cumulative number of axles was calculated based on section traffic volume. In this way, the section which should be noted in fatigue inspection was clarified by a relative comparison. This paper reports the results of the above mentioned investigation.

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。）では、17の海峡部長大橋を中心に、総延長172.9kmの3つの路線（以下「3ルート」といい、各路線を表-1に示す「A, D, Eルート」とそれぞれいう。）を管理しているが、供用年数の増加に伴う交通量の累積により、一部の橋梁ではいくつかの疲労損傷が確認されている¹⁾。疲労損傷の原因としては活荷重の影響が大きいことから、本四高速道路における活荷重実態を把握す

るため、入口料金所に設置された軸重計により計測された軸重データと交通量データを用いて路線や区間ごとに10t換算軸数を算出し、整理を行った。本文では、これらの調査結果について述べる。

2. 調査概要

2.1 調査方法及び時期

調査では、本四高速道路の入口料金所のETCレーンに設置されている軸重計を用いて軸重を計測し、入口料金

表-1 路線概要 (2017年9月末時点)

Table 1 Outline of Honshu-Shikoku Expressway

路線名	E28 神戸淡路鳴門自動車道	E30 瀬戸中央自動車道	E76 西瀬戸自動車道
(路線記号)	A	D	E
路線延長	89.0km	37.3km	46.6km
車線数	6車線・4車線	4車線	4車線・2車線
調査対象IC数	12	5	12(尾道大橋出入口除く)
海峡部区間	2区間 ・垂水IC-淡路IC間 ・淡路島南IC-鳴門北IC間	1区間 ・児島IC-坂出北IC間	7区間 ・西瀬戸尾道IC-向島IC間 ・向島IC-因島北IC間 ・因島南IC-生口島北IC間 ・生口島南IC-大三島IC間 ・大三島IC-伯方島IC間 ・伯方島IC-大島北IC間 ・大島南IC-今治北IC間
開通年月	1998年4月	1988年4月	1999年5月
路線別交通量	19,990,488	10,510,889	11,731,845
(※) 比率	47.3%	24.9%	27.8%

※:2016年度の出口料金所における通行台数

所ごとに軸重特性の把握を行った。また、軸重データと交通量データを組み合わせ、10t換算軸数へ換算することで実態活荷重の把握を行った。10t換算軸数と供用からの交通量から算出される累積10t換算軸数は、道路の使用状況を相対比較することが可能であり、これが大きいほど構造物に与えるダメージが大きいという評価ができる。

調査の対象時期としては、路線別交通量の多いAルートにおける2015年度の年間を通じた日平均交通量と各月の日平均交通量とを比較し、両者が比較的近い10月を選定した。また、軸重データ計測期間は土・日曜日を含む連続1週間である2017年10月2日～8日とした。

2.2 データの処理方法

軸重データは入口料金所のETCレーンに設置されている軸重計により計測される。3ルート全体でのETC利用率は、計測を行った2017年10月時点の全車種で93.6%、対象とする中型車・大型車・特大車の平均も97.9%と高いため、料金所を通過したほとんどの軸重が計測される。しかしながら、計測された軸重と通過車両の車種を関連づけるデータがない。また、他社路線から本四高速道路の入口料金所を介さずに直接本線に流入する交通（以下「直接流入交通」という。）については軸重データを取得することができない。これらに対応するため本調査で

は以下に示す処理を行った。

(1) 軸重と車種の整理

軸重データは車軸ごとに計測されるが、軸重計を通過する車両と直接結びついていないことから、車両カタログを参考とし、1.5t以下を普通車・軽自動車、1.6t以上を対象とする中型車・大型車・特大車とした。なお、軸重データは1.0t以上を対象に0.5t刻みで整理を行った。

(2) 直接流入交通分の補正

直接流入交通の軸重は不明であるため、各料金所の軸重データと直接流入交通以外のICペア交通量を用いて区間別の1台あたり10t換算軸数を求め、直接流入交通を含めた区間交通量に乗じることで区間別の10t換算軸数とし、実態活荷重の全体把握をすることとした。

3. 軸重別の相対頻度

各ルートで計測された計測軸数を表-2に示す。また、図-1は1.6t以上の計測結果のみを用いた軸重頻度分布である。本四高速道路全体及び各ルートの結果を以下に示す。

3.1 本四高速道路全体の計測結果

表-2に示すとおり、1.6t以上(b)の計測全数(a)における

表-2 計測軸数及び最大・平均軸重 (2017. 10. 2-8)

Table 2 Number of axle loads and the maximum and mean axle loads

路線	1. 0t以上 (a)	1. 6t以上		10t超		最大軸重[t]	平均軸重※[t]
		軸数 (b)	b/a [%]	軸数 (c)	c/a [%]		
Aルート	260, 719	181, 521	69. 6%	1, 397	0. 5%	17. 9	4. 92
Dルート	133, 703	104, 498	78. 2%	2, 238	1. 7%	16. 2	5. 29
Eルート	77, 324	54, 621	70. 6%	529	0. 7%	19. 8	4. 48
全体	471, 746	340, 640	72. 2%	4, 164	0. 9%	-	4. 97

※1. 6t以上のデータを対象とした平均値

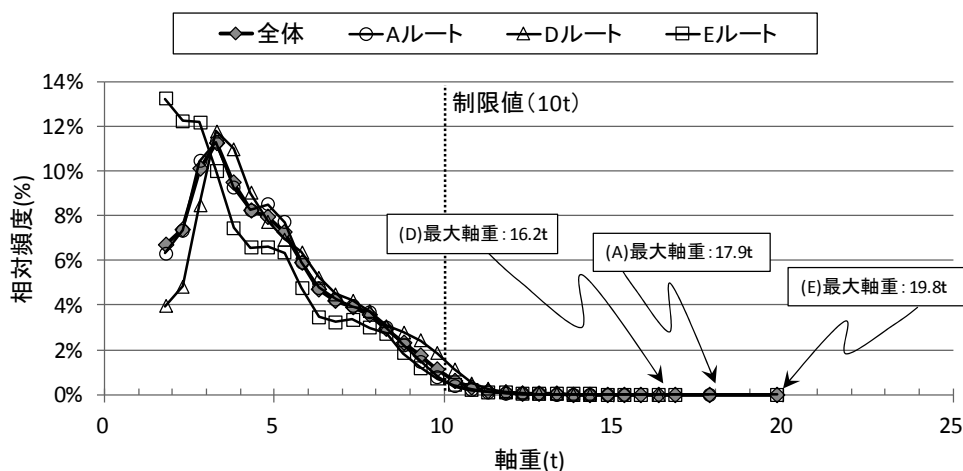


図-1 軸重頻度分布

Fig.1 Frequency distribution of axle loads

割合(b/a)が3ルート of のいずれも約7割を占めており、1.6t以上を対象とした3ルート全体での軸重の平均値は4.97tとなった。車両制限令で定められている制限値である10tを超える車両は全体で0.9%であり、Aルートが0.5%、Dルートが1.7%、Eルートが0.7%とDルートが最も高かった。また、計測された1.0t以上の軸数のうちAルートが占める割合が55%となっており、軸重計での計測結果においても路線別交通量と同様にAルートが約半数となる結果が見られた。図-1に示す1.6t以上での軸重頻度分布におけるピークは、3.1～3.5tの11.2%となった。他の小さなピークは分布全体にわたり見られない。

3.2 各ルートの計測結果

Aルートの軸重の平均値は表-2に示すように4.92tであり、全体での平均値を下回っていた。1.6t以上の軸数はAルート計測全数の69.6%であった。10t超の割合は0.5%であり、計測期間中の最大の軸重は17.9tであった。また図-1に示すように、軸重頻度分布におけるピークは3.1～3.5tの11.3%であった。なお、4.6～5.0t軸に小さなピークがあるが、全体的な分布は本四高速道路全体での分布と近いものとなっていた。

Dルートの軸重の平均値は表-2に示すように5.29tであり、3ルート中で最大であった。1.6t以上の軸数はDルート計測全数の78.2%であり、3ルート中で最大であった。なお、計測軸数はAルートの半数でありながら、10t以上の軸数はAルートの約2倍、割合は1.7%とAルートの3倍以上であり、計測期間中の最大の軸重は16.2tであった。また図-1に示すように、軸重頻度分布におけるピークは3.1～3.5tの11.8%であった。さらに、ピーク軸重より大きな軸重範囲での分布が本四高速道路全体の分布に対して高く、本四高速道路の中でも軸重の大きな交通がDルートに比較的多いことがわかる。

Eルートの軸重の平均値は表-2に示すように4.48tであり、3ルート中で最小であった。1.6t以上の軸数はEルー

ト計測全数の70.6%であった。10t超の割合は0.7%であり、計測期間中の最大の軸重は19.8tと今回の計測で最大であった。また、図-1に示すように軸重頻度分布におけるピークは1.6～2.0tの13.2%であった。加えて5.0t前後及び7.0t前後で分布が横ばいとなり、分布の傾向が他のルートと若干異なる。また、Eルートでは軸重の大きな車両が本四高速道路全体の中でも相対的に少ないようである。

4. 10t換算軸数を用いた実態活荷重の把握

2. で述べた処理に基づき、10t換算軸数を用いて料金所別及び区間別の実態活荷重の把握を行った。

4.1 料金所別の1台あたり10t換算軸数

(1) 算出方法

10t換算軸数は、1.6t以上の軸重データと軸重計設置レーンの通過台数を用いて、料金所別に1台あたり10t換算軸数を、文献²⁾を参考に式(1)にて算出した。

$$p = \sum \left\{ \left(\frac{w_i}{10} \right)^m \times N_i \right\} / T \quad (1)$$

ただし、 p は1台あたり10t換算軸数、 w_i は計測軸重、 N_i は w_i に対応する計測軸数、 m は疲労設計曲線の傾き（本調査では鋼橋への影響を把握するため鋼構造の3としている）、 T は対象車種の軸重計通過台数である。

各ルートの料金所別算出結果を図-2～4に示す。また、全料金所での計測結果を用いた本四高速道路全体での1台あたり10t換算軸数は0.480軸/台であり、各図の右端にそれぞれ示している。

(2) Aルート (図-2)

Aルート全体の1台あたり10t換算軸数は0.465軸/台であった。ルートの平均を超える5つの料金所（布施畑、垂水、淡路、西淡三原、鳴門北）は、いずれも海峡部区間に近い料金所である。

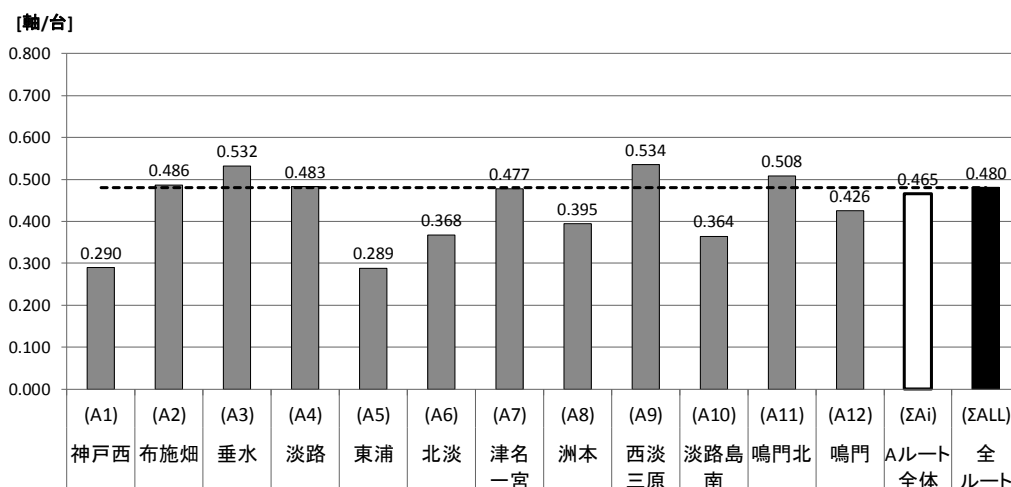


図-2 料金所別1台あたり10t換算軸数 (Aルート)

Fig.2 Number of 10t conversion axes at toll gates (A route)

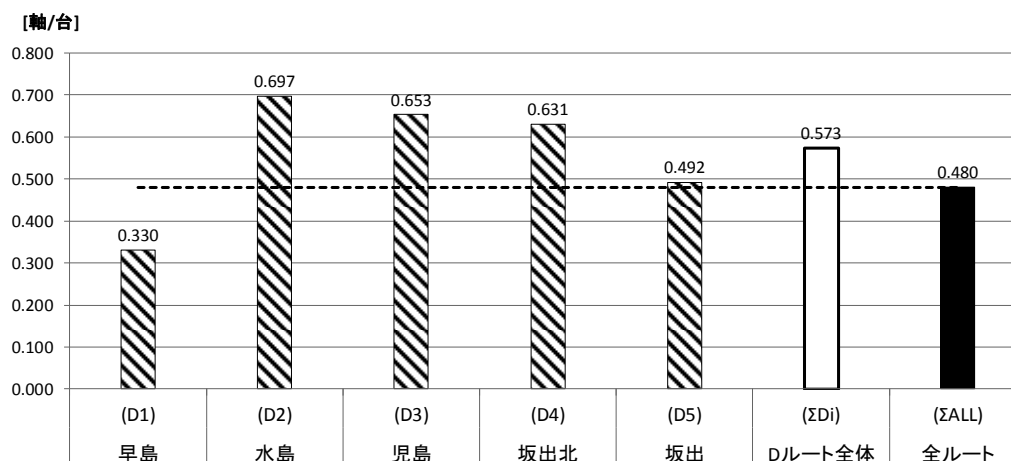


図-3 料金所別1台あたり10t換算軸数 (Dルート)

Fig.3 Number of 10t conversion axes at toll gates (D route)

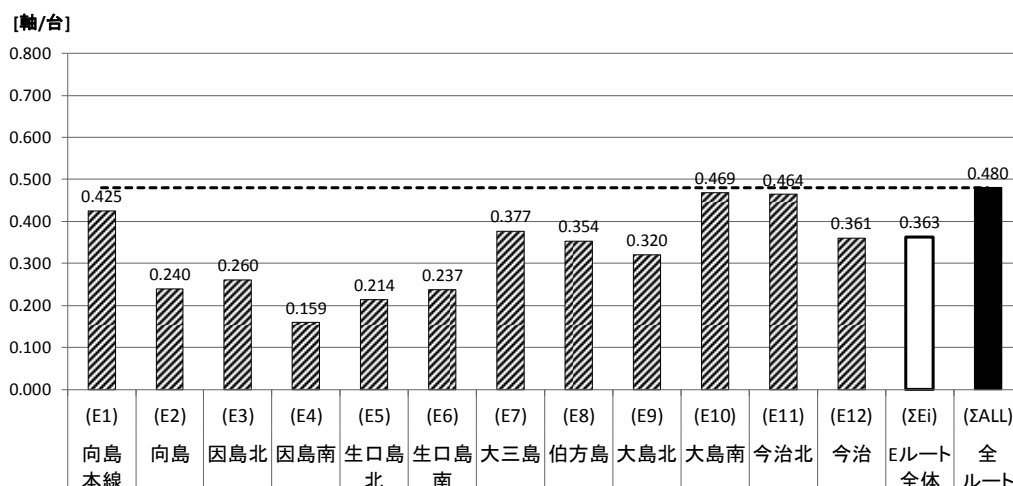


図-4 料金所別1台あたり10t換算軸数 (Eルート)

Fig.4 Number of 10t conversion axes at toll gates (E route)

(3) Dルート (図-3)

Dルート全体の1台あたり10t換算軸数は0.573軸/台であった。ルートの平均を超える3つの料金所(水島, 児島, 坂出北)は, いずれも海峡部区間の前後に位置するとともに, 全料金所の中で最も大きい値となっている。ルートの平均値0.573軸/台も本四高速道路全体の平均0.480軸/台を上回っており, 軸重の大きい車両が多い。

(4) Eルート (図-4)

Eルート全体の1台あたり10t換算軸数は0.363軸/台であった。ルートの平均を超える3つの料金所(向島本線, 大島南, 今治北)でも本四高速道路全体での平均を下回っている。路線内では, 本州・四国本土に近い料金所が大きい傾向である。

(5) 本四高速道路全体

1台あたり10t換算軸数が本四高速道路全体の平均0.480軸/台より大きい料金所はA, Dルートの海峡部区間に近い料金所に偏っていた。

4.2 区間別の10t換算軸数

(1) 算出方法

4.1で得られた料金所別の1台あたり10t換算軸数と2016年度のICペア交通量を用いて, 区間別の10t換算軸数を求めた。算出手順を以下に示すとともに, 算出方法の簡易イメージを図-5に示す。

①直接流入交通以外のICペア交通量とその両端の料金所の1台あたり10t換算軸数の平均値を乗じ, ICペアごとに10t換算軸数を算出する。

②各区間を通行するICペアの10t換算軸数を合計する

③各区間を通行する直接流入交通以外のICペア交通量の合計で除し, 区間別の1台あたり10t換算軸数とする。

④③に直接流入交通を含む1年分の区間交通量を乗じ, 区間別の年間10t換算軸数とする。

⑤④に直接流入交通を含む累積の区間交通量を乗じ, 区間別の累積10t換算軸数とする。

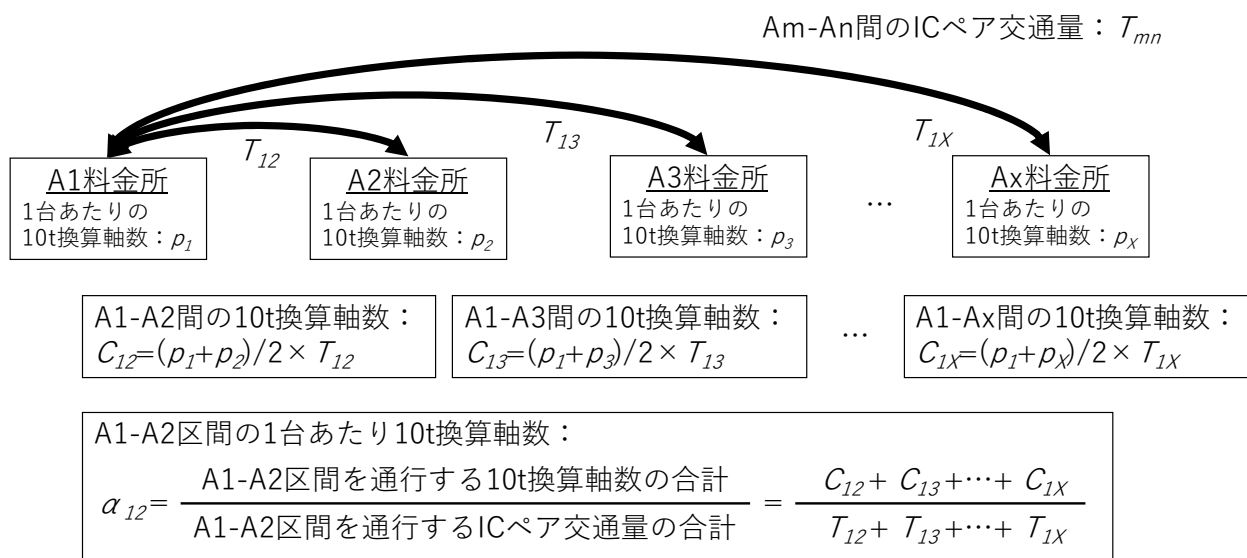


図-5 区間別の1台あたり10t換算軸数算出方法

Fig.5 Calculation process of the number of 10t conversion axes par vehicle in a section

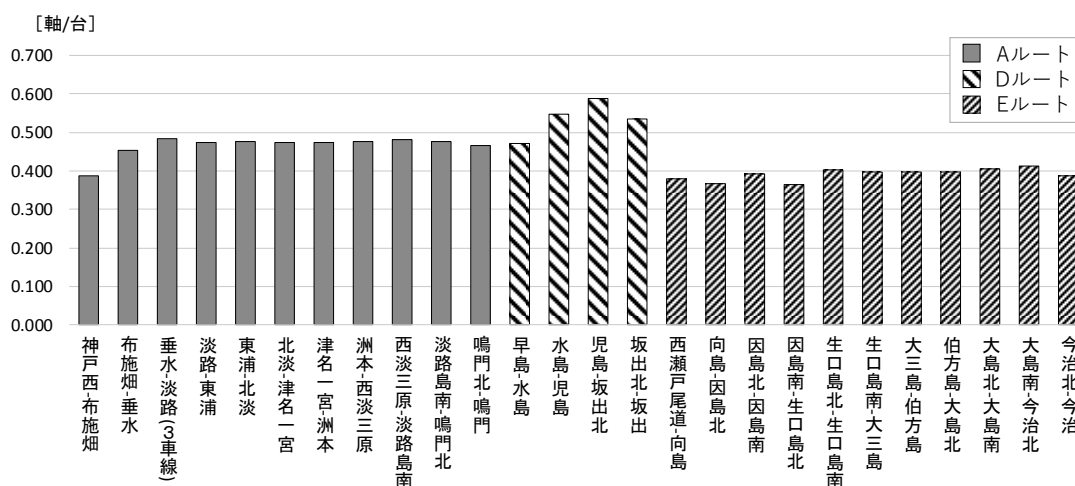


図-6 区間別の1台あたり10t換算軸数

Fig.6 Number of 10t conversion axes par vehicle in sections

(2) 区間別の1台あたり10t換算軸数

区間別の1台あたり10t換算軸数の結果を図-6に示す。区間別の1台あたり10t換算軸数は、4.1で求めた料金所別の1台あたり10t換算軸数の値が大きい料金所を含む区間が同様に大きくなり、最大は児島IC-坂出北IC間（瀬戸大橋関連区間）の0.589軸/台であった。

(3) 年間10t換算軸数

区間別の1台あたり10t換算軸数に2016年度の区間交通量を乗じて求めた年間10t換算軸数を図-7に示す。なお、片側3車線である垂水IC-淡路IC間は交通荷重が分散されることから、交通量に0.8を乗じている³⁾。年間10t換算軸数は、児島IC-坂出北IC間が最大で70万軸程度となり、次いでAルートの海峡部2区間（明石海峡大橋及び大鳴門橋を跨ぐ区間）の軸数が多い結果となった。すなわち、

1台あたり10t換算軸数の値も、年間10t換算軸数の値も、Dルートの海峡部区間が最も大きい結果となった。

(4) 累積10t換算軸数

区間別の1台あたり10t換算軸数に、2017年9月末までの累積区間交通量を乗じた累積10t換算軸数を図-8に示す。大きい順に児島IC-坂出北IC間の約1,400万軸、次いで約1,100万軸の淡路島南IC-鳴門北IC間であり、これらの区間に疲労損傷が確認された橋梁が位置している。

なお、他の高速道路会社でも累積10t換算軸数について路線ごとに整理されており、首都高速道路では2009年度までに複数の路線で3,000万軸を超え、最も多い3号線で6,000万軸を超過⁴⁾、東・中・西日本高速道路では2011年度末時点で東名や名神などで3,000万軸を超過⁵⁾、阪神高速道路では2011年度末時点で3号神戸線西宮以西にお

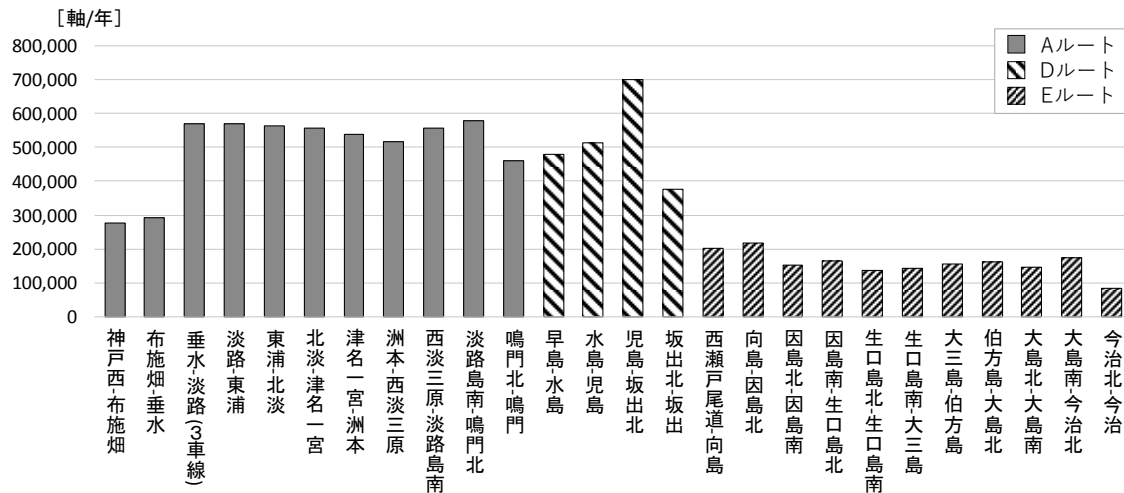


図-7 区間別の年間10t換算軸数

Fig.7 Number of 10t conversion axles in sections

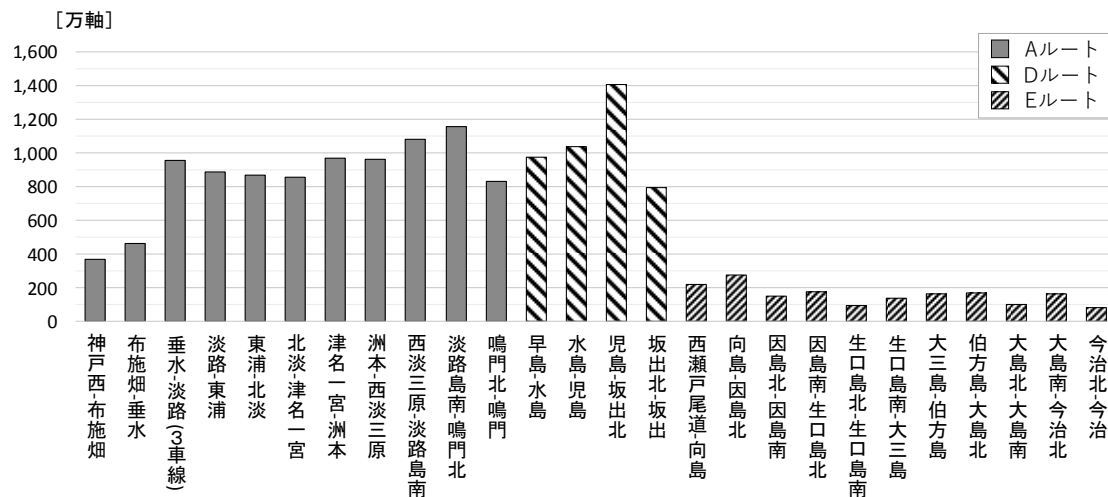


図-8 区間別の累積10t換算軸数

Fig.8 Cumulative number of 10t conversion axles in sections

いて4,000万軸を超過?等と報告されている。

5. まとめ

本調査では、既設の軸重計設備で計測されたデータを用いて10t換算軸数を算出することにより、本四高速道路の横断的な実態活荷重の把握を行った。

本四高速道路では、3ルートいずれにおいても、本州・四国間の海峡部区間を通行する車両が多く、特にDルート（瀬戸大橋）に軸重の大きな車両の利用が多いことが確認されるとともに、年間10t換算軸数や累積10t換算軸数が大きい結果が示され、本四高速道路のうちでは疲労環境が厳しいことが確認された。

参考文献

- 1) 林昌弘，溝上善昭：本州四国連絡橋における疲労対策，本四技報，Vol.42，No.130，pp.15-19，2018.3
- 2) 杉山裕樹，閑上直浩，広野邦彦，薄井王尚：阪神高速道路における実態活荷重の把握とその評価，土木学会論文集A1，Vol.74，No.1，pp.158-172，2018.
- 3) (株)高速道路総合技術研究所：設計要領 第一集 舗装 保全編 平成29年7月版，p3-5，2017.9
- 4) 首都高速道路構造物の大規模更新のあり方に関する調査研究委員会：報告書，2013.1
- 5) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会：報告書，2014.1
- 6) 鎌田将史，溝上善昭，貴志友基：本州四国連絡道路における実態活荷重調査，第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.99-102，2018.

本州四国連絡高速道路における一般橋の耐震補強設計

Seismic retrofit of the bridges of Honshu-Shikoku Expressway

溝上 善昭

Yoshiaki Mizokami

企画部 企画課長代理

(前) 長大橋技術センター

総括・耐震グループサブリーダー

山口 和範

Kazunori Yamaguchi

長大橋技術センター

総括・耐震グループリーダー

森下 尊久

Takahisa Morishita

保全部次長(兼) 道路工事課長

概要

本州四国連絡高速道路における橋梁の耐震補強は、社会的影響と震源からの距離等を考慮しながら順次実施している。一方、2016年4月の熊本地震を踏まえた対応として緊急輸送道路では今後10年間に於いて耐震補強の完成を目指すとしてされた(一部は当面5年間で完成)。本報告では、本州四国連絡高速道路でのこれまでの耐震補強の経緯と、2016年度以降に実施した道路橋の耐震補強設計のうち吊橋や斜張橋など長大橋を除く一般橋(57橋、228連)の設計概要及び特徴的な耐震補強設計の事例を述べる。

Seismic retrofit of the bridges of Honshu-Shikoku Expressway has been implemented taking into account of their social effects and the distance from the epicenter of anticipated earthquakes. After the Kumamoto Earthquake in April, 2016, seismic retrofitting works for Japan's emergency transportation routes are accelerated, and planned to be completed by the end of FY2026 (partially completed by the end of FY2021). This report outlines the circumstances of seismic retrofitting of Honshu-Shikoku Expressway, the seismic designs of 57 ordinary bridges (long-span bridges such as cable-stayed and suspension bridges are excluded), and major technical features in the seismic designs.

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。)における橋梁の耐震補強は、1995年の兵庫県南部地震以後に開始されている。その後は、社会的影響と震源からの距離等を考慮しながら順次、耐震補強を実施してきたが、2016年4月の熊本地震を踏まえた対応として今後10年間に於いて耐震補強の完成を目指すとしてされた(一部は当面5年間で完成)。本報告では、本州四国連絡高速道路でのこれまでの耐震補強の経緯と、2016年度以降に実施した道路橋の耐震補強設計のうち吊橋や斜張橋などを除く一般橋(57橋、228連)の設計概要及び特徴的な耐震補強設計の事例を述べる。

2. 建設時の耐震設計

我が国における道路橋の耐震設計基準は、過去の地震被害の経験と教訓を通じて整備・拡充されてきている。主な耐震設計基準の改定は、1923(T12)年関東地震以後、1964(S39)年新潟地震における液状化の影響による被害、1978(S53)年宮城県沖地震における支承部及びその周辺の

部位や鉄筋コンクリート橋脚の段落し部における被害、1995(H7)年兵庫県南部地震における内陸直下型地震による都市高架橋の甚大な被害、2011(H23)年東北地方太平洋沖地震における津波による被害等が大きな契機となっている。

表1に耐震設計に関する諸規定の変遷と本四高速道路の建設期間・耐震補強の変遷を示す¹⁾。本四高速道路は、1979(S54)年5月の大三島～伯方島IC間の開通を皮切りに、因島大橋・大鳴門橋とその関連区間、瀬戸中央自動車道の全区間、生口橋等の開通を経て、1999(H11)年5月の西瀬戸自動車道(瀬戸内しまなみ海道)3区間の開通まで約20年の歳月を要し、本州四国間の3つのルートの概成に至った。建設された一般橋の耐震設計基準は、1971(S46)年の道路橋耐震設計指針から始まり、1996(H8)年の道路橋示方書V耐震設計編(以下「道示V」という。)まで、建設年代に見合った指針や示方書等が適用されている。多くの一般橋は、1980(S55)年と1990(H2)年の道示Vの規定で設計建設されているが、比較的新しい供用区間の一部では1995(H7)年の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」(以下「復旧仕様」という。)や1996(H8)年の道示Vが適用されたものである²⁾。

表一1 耐震設計に関する諸規定の変遷 と 本四高速道路の建設期間・耐震補強

Table 1 Histories of seismic design standard and construction / seismic retrofiting periods of Honshu-Shikoku Expressway

耐震設計関連の規定	主な規定事項			年代	本四道の建設期間・耐震補強		
	設計震度と耐震計算法	落橋防止対策	液状化対策		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（瀬戸内しまなみ海道）
1956 (S31) 年 郷道路橋設計示方書	・水平震度は0.1～0.35 ・震度法による耐震計算	規定なし	規定なし				
1964 (S39) 年 郷道路橋設計示方書	(同上)	規定なし	規定なし				
1971 (S46) 年 道路橋耐震設計指針	・震度法による耐震設計 ・設計水平震度 (0.1～0.3)	・落橋防止対策を規定 (移動制限装置, 支承縁端 距離, 桁間連結装置)	・液状化をN値等により判定し, 液状化する土層の支 持力を無視	1970 (S45)	津名一宮⇄鳴門 (1976-1987)	早島⇄坂出 (1978-1988)	大三島⇄伯方島(1975-1979) 向島⇄因島北(1977-1983)
1980 (S55) 年 道示 V耐震設計編	・震度法による耐震設計 ・設計水平震度 (0.1～0.3) ・地震時の変形性能照査法 ・下部構造編にてRC橋脚の段落し部の設計法など を見直し	・落橋防止対策を規定 (移動制限装置, 桁かかり 長S _E , 落橋防止装置)	・液状化の判定法を規定 し, 液状化の程度に応じて 土質定数を低減	1980 (S55)	神戸西⇄津名一宮 (1986-1998)		伯方島⇄大島北(1981-1988) 因島南⇄生口島北(1986-1991) 大島南⇄今治(1988-1999)
1990 (H2) 年 道示 V耐震設計編	・新たな震度法による耐震設計 ・設計水平震度 (0.1～0.3) ・RC橋脚に対する地震時保有水平耐力照査を規定 (設計震度: 0.7～1.0) ・動解照査法を規定	・ (同上)	・ (同上) ただし, 砂質土 層は判定方法を高度化	1990 (H2)	津名一宮⇄洲本[四車化] 鳴門北⇄鳴門[四車化] (1993-1998)		生口島南⇄大三島(1990-1999) 因島南⇄因島北 (--1998) 尾道⇄向東出入口 (1993-1999)
1995 (H7) 年 復旧仕様	・ (同上) さらに以下を追加 ・タイプIの地震動を考慮 ・RC橋脚, 鋼製橋脚, 基礎等に地震時保有水平耐 力照査の実施 (設計震度1.5～2.0) ・免震設計の採用 ・ねばり強い配筋細目等	・ (同上) ただし, 落橋防 止装置の強度を強化など	・ (同上) ただし, 礫質土 の一部を含めるとともに, 流動化の影響を考慮				
1996 (H8) 年 道示 V耐震設計編	・ (同上) ・橋脚の設計法の高度化 (せん断応力度の寸法効 果, 変形能の評価式など)	・ (同上) ただし, 必要な 機能を明確化して落橋防止 システムを構成	・液状化判定法を見直し ・流動化に対する基礎の設 計法を導入	2000 (H12)			■緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム (2005(H17)策定) ・1980(S55)通示より古い一般橋, 大鳴門橋, 瀬戸大橋トラス橋の段差防止
2002 (H14) 年 道示 V耐震設計編	・ (同上) ・耐震性能1～3の定義 ・動解の活用	・ (同上)	・ (同上)				
2012 (H24) 年 道示 V耐震設計編	・ (同上) ただし, 設計地震動 (タイプI) を見直 し ・橋脚の限界状態評価方法の高度化	・ (同上) ただし, 支承部 と落橋防止システムの役割 を明確化	・ (同上)	2010 (H22)	■2016(H28)淡路島南⇄鳴門, 垂水⇄淡路		■2019(H31)大島大橋
				2020 (R2)		■2020(R2)児島⇄坂出北	
				2030 (R12)			■緊急輸送道路の耐震補強の加速化 (2016(H28)策定) 2021 (R3) までの当面5年間: 発生確率26%以上の地域 2026 (R8) までの10年間: 耐震補強を完了させる

3. 耐震補強の経緯

供用中道路の耐震補強は、兵庫県南部地震以後に一部の橋梁において開始されている。本格的に取組を開始したのは、2005年に策定された「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」以降である。当時、本州四国連絡橋公団が策定した3箇年プログラムでは、緊急輸送道路としての機能を確保する対策として、1980年の道示より古い基準を適用した一般橋の耐震補強、バックステイ径間トラス部を有する大鳴門橋の耐震補強、瀬戸大橋トラス橋の段差防止構造の設置などを実施している。

2008年からは、直轄国道等と連携した本州と四国間の交通路を確保するため、今後の地震発生確率や交通量、鉄道等の被災時などの社会的影響を考慮し、ルートごと及びルート内の優先順位により耐震補強を進めることとしている。以下にルートごと、及びルート内の優先順位を示す。

〔ルートごとの優先順位〕

- 第1：神戸淡路鳴門自動車道
- 第2：瀬戸中央自動車道
- 第3：西瀬戸自動車道（瀬戸内しまなみ海道）

〔ルート内の優先順位〕

- (1) 海峡部を挟む最短IC間の長大橋や一般橋
- (2) 鉄道・重要道路等を跨ぐ一般橋
- (3) 上記以外の一般橋

この計画により本四高速道路の耐震補強の状況は、神戸淡路鳴門自動車道の海峡部を含む最短IC間である垂水～淡路IC、及び淡路島南～鳴門ICがそれぞれ2016年5月、2016年3月に完了し、瀬戸中央自動車道の児島～坂出北IC間では2014年に着手し2020年度末の完成を目指し、西瀬戸自動車道では2015年から各海峡部最短IC間の耐震補強工事に着手するなど、着実に耐震化を進めている。

近年では、2016年4月の熊本地震を踏まえ同年11月の社会資本整備審議会 基本政策部会において「緊急輸送道路の耐震補強の加速化」とし“高速道路や直轄国道について、大規模地震の発生確率等を踏まえ、落橋・倒壊の防止対策に加え、路面に大きな段差が乗じないように、支承の補強や交換等を行う対策を加速化”することとされた。具体的には、当面5年間（2021年度末まで）では今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が26%以上の地域の橋梁の耐震補強の完了を、今後10年間では全ての橋梁の耐震補強の完了を目指すとしている。本四高速道路においても、これまで実施してきた海峡部最短IC間に加え、該当する地域の一般橋の耐震補強を優先的に実施することとした。なお、2021年度末までに補強を完了させる橋梁は、全国地震動予測地図2016年版（防災科学技術研究所ホームページ）を基に本四高速道路路線図とを照らし合わせ抽出した³⁾。なお、耐震補強の必要性の判断は、既に耐震補強が完了している橋梁、

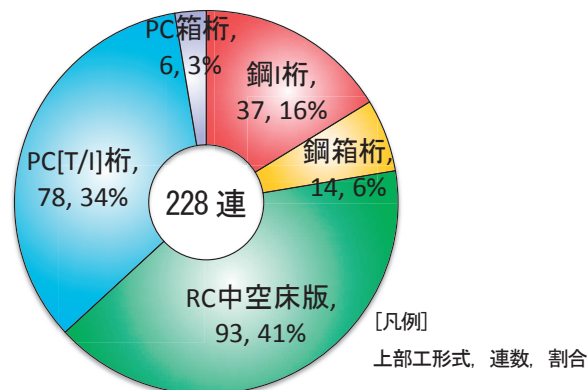


図-1 上部工形式別の設計内訳

Fig.1 Retrofitted bridges by girder types

表-1 上部工形式別 連続径間数別の設計内訳(単位：連)

Table 1 Retrofitted bridges by girder types and number of spans

連続 径間数	上部工形式				
	鋼I桁	鋼箱桁	RC中空 床版	PC[T/I] 桁	PC箱桁
単純	16	10	7	22	-
2径間	9	1	4	14	-
3径間	7	1	22	15	-
4径間	1	2	21	7	4
5径間	1	-	31	20	-
6径間	-	-	3	-	-
7径間	-	-	3	-	-
8径間	2	-	-	-	-
9径間	1	-	2	-	-
10径間	-	-	-	-	2

復旧仕様及び1996年の道示V以降の設計基準を適用している橋梁を除くものとした。

本論で報告する2016年度以降に取り組んだ一般橋の耐震補強設計（57橋、228連）は、図-1・表-1に示すとおりであり、ほぼ全てが2021年度末までに耐震補強を完了させる橋梁である。

4. 一般橋の耐震補強の方針

一般橋の耐震照査・補強設計（以下「耐震照査等」という。）を進める上で、適用した主な基準類は、以下のとおりである。

- 2012(H24)年道示V（以下「2012道示V」という。）
- 2017(H29)年 Nexco設計要領 第二集 橋梁保全編（以下「2017設計要領」という。）

ここで2012道示Vは、新設橋への適用を念頭に規定されており、制約条件がある既設橋へそのまま適用するのが難しい場合がある。そのため、耐震照査等では、既設橋での耐震補強で目標とする耐震性能設定の考え方や、2012道示Vに示される計算方法がそのまま適用できない

場合でも、耐震補強設計の考え方等を示す事務連絡や技術資料も準用することとした。以下に準用した一部の事務連絡を列記する。

- ・ 既設橋の耐震補強設計における道路橋示方書の留意事項(2012.12.18)⁴⁾
- ・ 既設道路橋の耐震性照査及び耐震設計について (2015.6.25)⁵⁾

表－3 設計地震動と耐震性能

Table 3 Design earthquake ground motions and seismic performance

設計地震動	定義	本四高速道路での耐震性能
レベル1 地震動	橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動	耐震性能1
レベル2 地震動	橋の供用期間中に稀に発生する地震	耐震性能2
タイプI タイプII	プレート境界型地震 内陸直下型地震	

表－4 耐震性能

Table 4 Seismic performance

性能レベル	安全性	供用性	修復性(短期)	修復性(長期)
耐震性能1: 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保	地震前と同じ橋としての機能を確保	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能2: 地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能3: 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保	—	—	—

4.1 地震動と要求性能

表－3、4に2012道示Vに示される設計地震動と耐震性能を示す。本四高速道路の耐震照査等に用いる地震動と要求性能は、2012道示Vに基づきレベルが異なる2段階の地震動に対し、本四高速道路の重要度に応じた必要な耐震性能を確保することとした。具体的には本四高速道路の重要度が“B種の橋(2012道示V 2.3参照)”であるため、耐震照査等では、供用期間中に発生する確率が高いレベル1地震動に対し耐震性能1を、供用期間中に稀に発生するレベル2地震動に対し耐震性能2をそれぞれ確保することとしている。

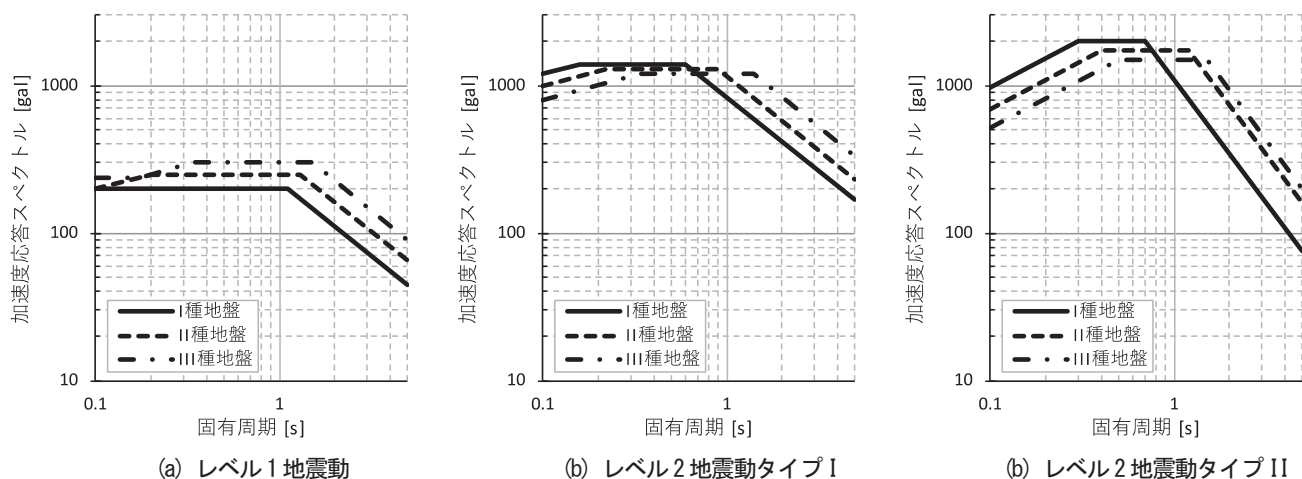
今回、耐震照査等を行った一般橋は、1980年と1990年の道示Vを適用しており、建設時にはレベル1地震動を想定した震度法による耐震設計が実施(一部の橋脚では、保有水平耐力の照査も実施)されている。つまり今回の耐震照査等は、レベル2地震動に対応した補強対策と兵庫県南部地震以降に強化された落橋防止対策となる。なお、図－2にレベル1・2地震動の標準加速度応答スペクトルを示す。レベル2地震動は、レベル1地震動に対し加速度応答スペクトルが非常に大きくなっていることが分かる。一方で、レベル2地震動に対する耐震性能は、安全性に関する事項ではレベル1地震動と同じ“落橋に対する安全性を確保”と同じであるが、供用性や修復性では“速やかな機能回復と復旧できること”とされており、具体的には塑性化を許容し、橋脚の変形性能から残留変形を規定する設計を行うこととされている。

4.2 耐震照査等の合理化

一般橋の耐震照査等では、2012道示V、2017設計要領及び事務連絡のほか、いくつかの文献等を参考に以下の考え方を取り入れている。

(1) 基礎の照査

基礎の照査は、許容塑性率を考慮した照査⁹⁾とし、目標レベルを損傷度Ⅲ、許容レベルを損傷度Ⅳとした。また、許容レベルを超える場合は、FEMなどによる3次元



図－2 設計水平震度の標準値

Fig.2 Standard acceleration response spectra

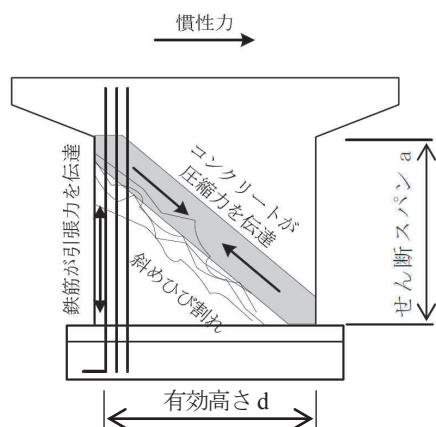


図-3 ディープビームの効果

Fig.3 Deep beam effect against transversal seismic forces

表-5 せん断スパン比（ディープビーム）によるコンクリートが負担するせん断耐力割増係数 c_k

Table 5 Shear strength overdesign factor (c_k) with respect to shear span ratio (a/d)

せん断スパン比 a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
割増係数 c_k	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

性を考慮できるモデルによる照査を行うこととした。

(2) RC橋脚のディープビーム効果の考慮

RC橋脚のせん断耐力は、せん断スパン比（ディープビーム）の影響を考慮し照査を行うこととした。適用範囲は、柱全体の最大応答塑性率(μ)が1.5以下の場合とした。参考までに図-3と表-5にディープビーム効果の模式図とせん断耐力の割増係数を示す。

(3) 桁の橋台による拘束効果

両端橋台の一連の橋梁では、上部構造とパラペットの衝突を考慮した解析により耐震照査等を実施することとした（衝突バネ、土圧バネの考慮）。これは、橋軸方向の桁変位を橋台で拘束することにより、中間橋脚の橋軸方向変位を抑制し、橋脚に作用する地震力の低減を期待する方法である。効果は、文献6)においても確認されており、今回耐震照査等を実施したいくつかの橋梁でも効果を確認した。次章では、その一例を示す。

(4) メナーゼヒンジ支承の照査

メナーゼヒンジ支承（以下「メナーゼ支承」という。）のレベル2地震動による照査は、2004年の道路橋支承便覧を準用し行うものとした。ただし、支圧照査は、局所的な損傷であると考えられるため省略する。一方、過去の地震では、文献7)にあるような橋座部がせん断破壊した結果、路面が80cm近く陥没するなどの事例があることからレベル2地震時の橋座部の照査を行うこととした。

(5) 落橋防止構造

既設橋への落橋防止構造の設置は、例えば過密な配筋

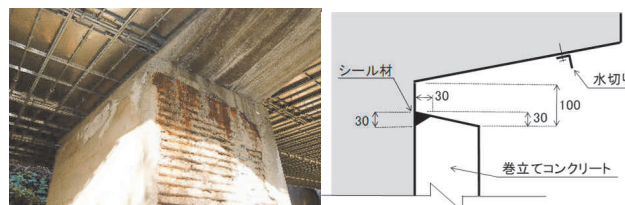


写真-2 変状事例
Photo 2 Deterioration on bridge pier

図-4 補強天端部の構造
Fig.4 Structural detail at the edge of concrete jacking

表-6 耐震照査等の結果概要

Table 6 Outline of seismic assessment result

項目	概要
橋脚	・無補強は、全体の30% ・補強は、コンクリート巻立て工法を多く採用
支承	・メナーゼヒンジ以外は、ほとんどの支承で支承補完構造を設置
基礎	・文献5)の許容塑性率等を考慮し、必要に応じFEMを実施したことなどにより補強対象基礎はゼロ

によりアンカーボルトの削孔などが困難なケースや、設置後の支承周辺が狭隘になることにより維持管理に支障をきたすなど、設置困難なケースが考えられる。そのようなケースでは、文献4), 8)を参考に桁かかり長が1.5倍あれば落橋防止構造を省略してよいとした。

(6) RC巻立て工法天端部の詳細構造

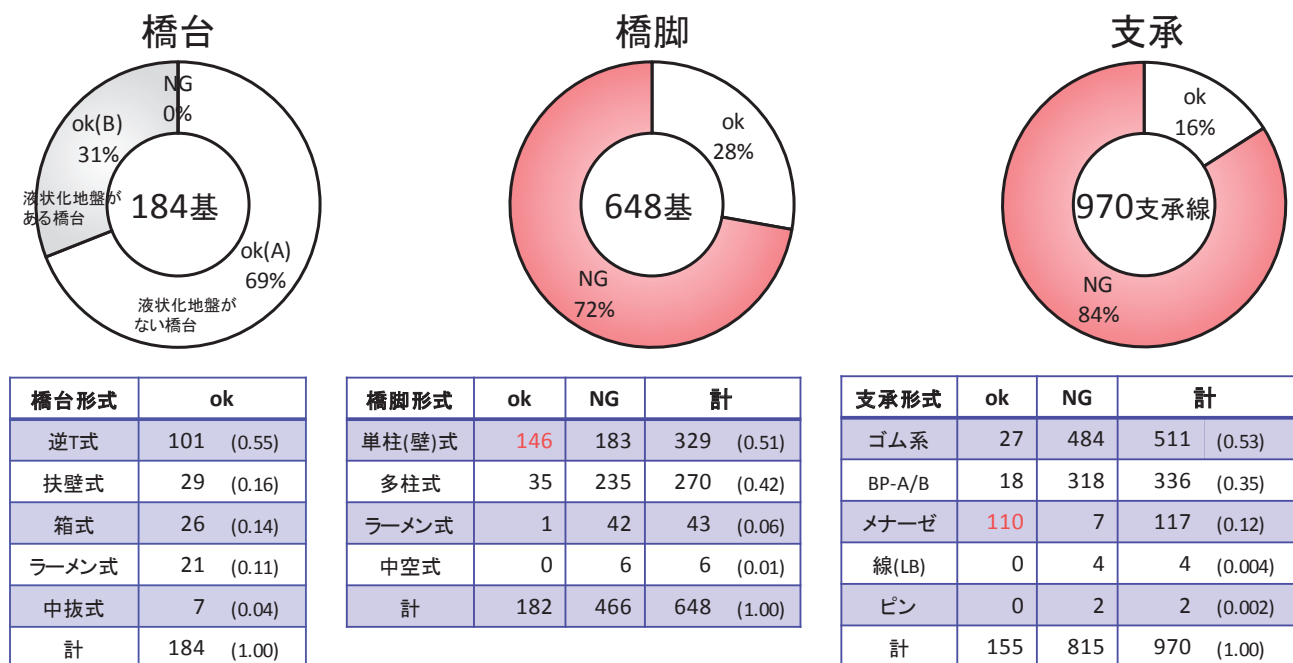
新旧コンクリートの境界面は、表面処理一体化を図るものの、水が浸入した場合には、写真-2のような変状が発生する可能性もある。その予防措置として、巻立てコンクリート天端部へのシール、新設コンクリート上面の排水勾配設置、及び張り出し橋脚部への水切りの設置を行うことを標準とした（図-4）。

5. 耐震照査等の結果概要

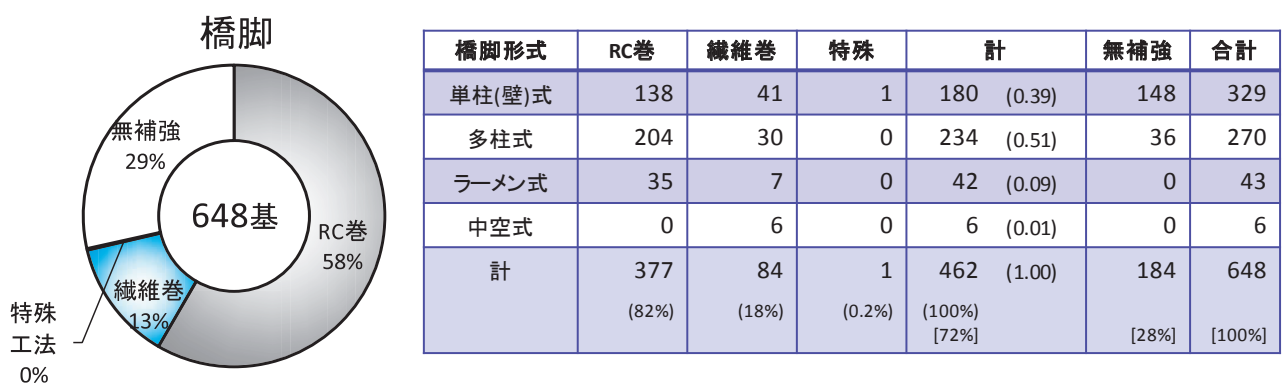
耐震照査等の結果概要を表-6に示す。補強は、橋脚補強が全体の7割、支承はメナーゼヒンジ支承を除くほとんどの支承で補完構造の設置が必要となるなど、多くの橋脚や支承線で補強が必要となった。耐震照査等では、前述の方針に従い設計を進めたが、橋軸直角方向の地震力に対する効果的な対処法が少なく、設計上で合理的な考え方を持ち込むにはまだまだ知見が不足し未解明なことも多いため、このような結果になったと推察している。

5.1 下部工・支承の現況照査結果

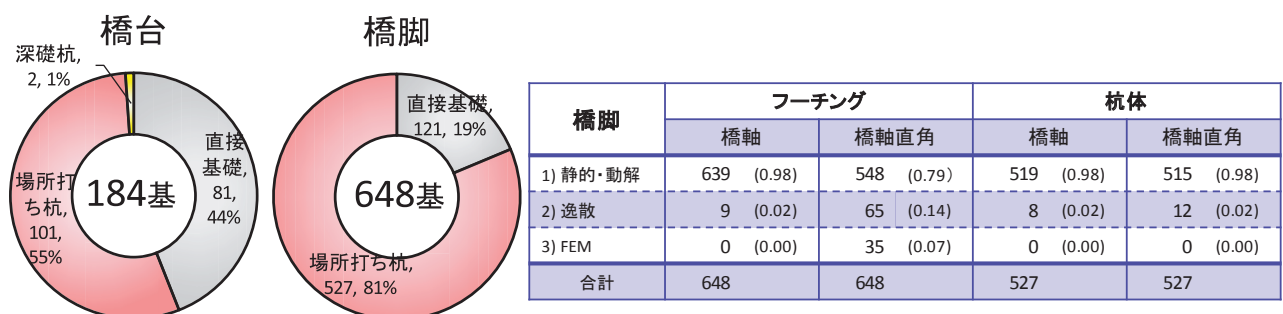
図-5に橋台、橋脚、支承の形式別の照査結果を示す。橋台は、一部に液状化と判定されるものがあつたが、結果的には全て照査を満足した。橋脚は、全648基中、照査満足が182基(28%)、NGが466基(72%)となった。橋脚形式別では、多柱式、ラーメン式及び中空式ではほとんどの橋脚がNGとなったが、単柱(壁)式では44%がokとなっている。これは、壁式橋脚でのディープビームを見込ん



図ー5 橋台、橋脚、支承の形式別の照査結果
Fig.5 Seismic assessment result of abutment, pier and bearing



図ー6 橋脚形式別の補強工法・無補強の内訳
Fig.6 Breakdown of bridge pier retrofitting



図ー7 下部工の基礎形式別内訳 及び 基礎の補強後照査結果
Fig.7 Breakdown of substructure by type and seismic assessment result

だ効果である。支承は、全970支承線中、照査満足が155支承線(16%)、NGが815支承線(84%)であった。ゴム系、BP-A/B、線(LB)及びピン支承ではほとんどNGとなったが、メナーゼ支承ではほぼ全てが照査を満足した。これは、メナーゼ支承の設計法によるもので、その他の支承が地震力により支承の各パーツが決定するのに対し、メナーゼ支承ではレベル1の地震力に加え上部工反力により必要な鉄筋断面積が決定しているため多くがokとなったものである。

5.2 橋脚補強工法

図－6に橋脚形式別の補強工法・無補強を示す。補強する橋脚は、462基であり、RC巻立て工法が最多で377基(82%)、次いで繊維巻立て工法84基(18%)、特殊工法が1基(0.2%)である。繊維巻立て工法は、段落し部のみの補強や補強量が少ない1層巻き、掘削時に大規模土留めが必要なケースなどに採用している。特殊工法を採用した1基は、本線盛土のり面に橋脚が設置されている橋梁であり、大規模土留めや長期間の本線規制などが必要となることから採用したものである。

表－7 落橋防止構造の内訳

Table 6 Breakdown of unseating prevention structure

構 造	数 量 (割合)
1.5SE	178 (0.72)
ゴム被覆チェーン	35 (0.14)
PCケーブル	25 (0.10)
RC・鋼製突起	4 (0.02)
多点固定 (不要)	4 (0.02)
合計	246 (1.00)

5.3 落橋防止システム等支承部付近の補強

全970支承線のうち落橋防止システム等の設置必要性の可否判定では、桁かかり長が不足するものが9支承線(1%)、落橋防止構造が必要なものが246支承線(25%)、横変位拘束構造が必要なものが25支承線(3%)、段差防止構造が必要なものが2支承線(0.2%)となった。表－7に落橋防止構造の内訳を示す。落橋防止構造では、もともと縁端距離が1.5倍の桁かかり長(1.5SE)以上のもの、及び支承補完構造の設置により縁端距離が拡張され1.5SE以上が確保される178支承線では、文献4)を準用し設置不要とした。また、4支承線については、橋梁全体の支承条件を見直し、中間橋脚を多点固定化したため落橋防止構造が不要となった。桁かかり長が不足するもの、及び横変位拘束構造や段差防止構造が必要と判定されたものでは、それぞれの支承部周辺に必要な機能を設置することとした。

5.4 基礎の補強後照査結果

図－7に橋台と橋脚の基礎形式別内訳及び橋脚の補強後照査結果を示す。橋台と橋脚のうち杭を伴う基礎形式がそれぞれ101基(55%)と527基(81%)と多い。これは、今回の耐震照査等において対象となった橋梁が、比較的地盤が柔らかい地域のものとなっていることが要因と考えられる。橋脚の補強後照査の結果では、文献5)の許容塑性率等を考慮したことにより、多くが静的照査法及び動的解析の応答値を用いた塑性率照査によりokとなった。また、それ以外の基礎においても、FEM等を用いた高度な照査法を用いることにより、結果的に許容塑性率を満足する結果が得られた。

表－8 L2地震時の各基礎での最も厳しい地層での液状化判定結果

Table 8 Liquefaction risk assessment at the most critical layers beneath each foundation

管理C	区 間	橋 台								橋 脚								橋台＋橋脚			
		橋台数	液状化 なし	液状化判定						橋脚数	液状化 なし	液状化判定						① 総数	② 液状化 なし	③ 液状化 判定	③/①
				土質定数低減係数De毎の内訳								土質定数低減係数De毎の内訳									
				1	2/3	1/3	1/6	0	1			2/3	1/3	1/6	0						
神戸	北淡IC～ 津名一宮IC	8 (4)	8 (4)	0	0	0	0	0	0	32 (5)	32 (5)	0	0	0	0	0	40 (9)	40 (9)	0	0.0%	
鳴門	津名IC一宮～ 洲本IC	28 (6)	28 (6)	0	0	0	0	0	0	50 (10)	50 (10)	0	0	0	0	0	78 (16)	78 (16)	0	0.0%	
	洲本IC～ 西淡三原IC	30 (20)	14 (4)	16 (16)	1 (1)	2 (2)	0	7 (7)	6 (6)	108 (106)	10 (8)	98 (98)	21 (21)	18 (18)	1 (1)	11 (11)	47 (47)	138 (126)	24 (12)	114 (114)	82.6%
	西淡三原IC～ 淡路南IC	20 (4)	16 (0)	4 (4)	4 (4)	0	0	0	0	36 (29)	7 (0)	29 (29)	0	0	0	0	29 (29)	56 (33)	23 (0)	33 (33)	58.9%
岡山	早島IC～ 水島IC	54 (47)	29 (22)	25 (25)	0 (2)	2 (2)	2	0	21 (21)	362 (355)	64 (57)	298 (298)	0	0	87 (87)	0	211 (211)	416 (402)	93 (79)	323 (323)	77.6%
	水島IC～ 児島IC	16 (10)	12 (6)	4 (4)	0	0	0	0	4 (4)	20 (10)	16 (6)	4 (4)	0	0	0	0	4 (4)	36 (20)	28 (12)	8 (8)	22.2%
坂出	児島IC～ 坂出北IC	8 (0)	8 (0)	0	0	0	0	0	0	12 (0)	12 (0)	0	0	0	0	0	20 (0)	20 (0)	0	0.0%	
	坂出北IC～ 坂出IC	20 (12)	12 (4)	8 (8)	8	0	0	0	0	28 (12)	26 (10)	2 (2)	0	0	2 (2)	0	0	48 (24)	38 (14)	10 (10)	20.8%
合 計		184 (103)	127 (46)	57 (57)	13 (13)	4 (4)	2 (2)	7 (7)	31 (31)	648 (527)	217 (96)	431 (431)	21 (21)	18 (18)	90 (90)	11 (11)	291 (291)	832 (630)	344 (142)	488 (488)	58.7%

注) ()は杭基礎の数、 L2地震時の最も厳しい地層の判定結果

(1) 液状化の判定

液状化の判定は2002年の道示Vにより判定した。液状化は地下水位、細粒分含有率、粒径により判定し、液状化の度合いにより土質定数低減係数 D_E を定め（1:低減なし～0:支持力がない）、液状化する範囲の地盤の支持力を低減している。L2地震時の最も厳しい地層での液状化の判定結果を表-8示す。57基の橋台の地盤が、431基の橋脚の地盤が液状化すると判定されており、全体では約60%の基礎地盤の一部の地層が液状化すると判定された。その大半の該当部地層の土質定数低減係数 D_E がゼロとなっており、地層の該当範囲の支持力が期待できないものとして照査した。特に、岡山県の平野部（早島IC～水島IC）と淡路島の三原平野では表層近くの地層で液状化が発生しやすいとされている沖積世砂質層⁹⁾が広く分布しており、ほとんどの基礎地盤の該当部地層で液状化が生じると判定された。なお、2017年の道示Vによる新設橋の耐震設計では、必要に応じて深さ方向に1mごとに液状化の判定することになっているが、この地域ではかなりの数のボーリングのデータが残っているものの、全ての必要データが揃ってないこと、安全側の照査となることから、地層ごとに土質定数低減係数 D_E を設定した。

(2) 基礎の照査手順・結果

橋脚の補強後照査の結果では、文献5)に準拠し許容塑性率を考慮した照査を行った。照査は、1) 静的照査法及

び動的解析の応答値を用いた照査を基本とし、照査を満足しない場合には、合理的に取り込める設計要因を反映し、次のステップとして、2) 基礎の逸散減衰の効果を見込んだ照査、3) FEMを適用した照査を行った。この結果、全ての基礎で許容塑性率を満足し、補強の必要な基礎はゼロとなった。

図-7に各照査ステップでのフーチングと杭体の照査状況を示す。ほとんどの基礎で1) 静的照査法及び動的解析の応答値を用いた照査で終了しており、特に杭体については3) FEMを適用した照査をする前の段階で照査を満足した。2) 基礎の逸散減衰の効果を見込んだ照査については、上部構造（減衰率2%程度）と基礎（減衰率10~20%）の減衰が大きく異なり、基礎が主体で振動するモードでは基礎の逸散減衰の効果が見込めることから、瀬戸大橋高架橋の耐震照査で適用した同手法を適用し⁹⁾、基礎照査時は道示Vの基礎の弾性域の減衰率（10~20%）を見込んだ。基礎の塑性化を許容しているため、更に大きな減衰が期待できる可能性があるが¹⁰⁾、安全側の判断として弾性域の減衰を適用した。

6. 一般橋の耐震照査等の事例

ここでは、耐震照査等の設計業務の一部の事例と、3.2(3) 橋台の桁の拘束効果について紹介する。

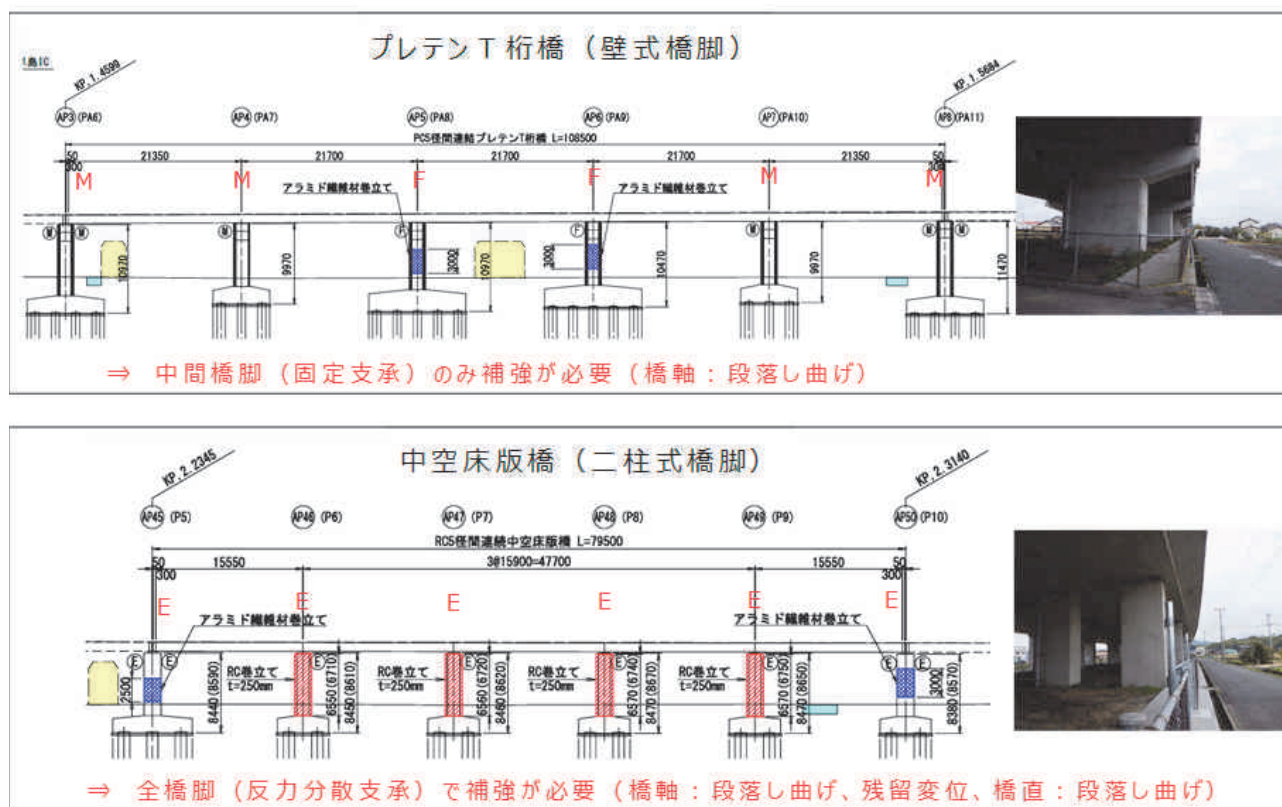


図-8 西田・亀山高架橋での主な2つの橋梁形式での耐震補強

Fig.7 Outline of seismic retrofitting for Nishida and Kameyama Viaducts

6.1 同一形式の上下部工形式が連続する高架橋

早島～水島IC間に位置する西田高架橋と亀山高架橋は、六間川橋を挟み連続する高架橋であり、地質条件に差がなく、橋梁形式も同種のものが多く連続する橋梁群である。上部工形式は、交差道路や河川を跨ぐ等の制約がある橋梁を除き、5径間連続のものが多く、桁形式はプレテンT桁及びRC中空床版桁が多い。下部工形式は、プレテンT桁が壁式橋脚、RC中空床版が二柱式橋脚である。プレテンT桁の支承は、橋軸方向が中間橋脚の2脚が固定、その他が可動、及び橋軸直角方向が全脚固定の条件である。RC中空床版桁の支承は、全脚リング支承とアンカーバーを用いており橋軸方向が弾性、橋軸直角方向が固定である。これらの耐震照査等の結果は、図-8に示すとおりであり、同形式橋梁では同じ補強方法が連続することとなった。

6.2 桁の橋台による拘束効果と桁衝突の影響

両端橋台の一連の橋梁では、上部構造とパラペットの衝突、及び橋台背面の土圧をモデル化し耐震照査等を行った。図-9に示すRC3径間連続中空床版橋では、その効果を確認するため、衝突の有無による解析を実施し、衝突無しの場合に対し衝突有りのケースでは、中間橋脚の曲げ照査において応答値が低減し許容値内に収まることが確認された(表-9)。

また、桁と橋台の衝突による橋台への影響を評価するため、橋台はFEMによる詳細な解析を実施した。FEM解析は、文献6)を参考に橋台背面土圧の影響、及びウイングの有無を比較できるように3つのケースで行い、その結果、橋台の荷重-変位曲線が“背面土圧無し<ウイング無し(背面土圧有り)<ウイング有り(背面土圧有り)”の順で耐力が大きくなることが判明した(図-10)。桁衝突が橋台に与える影響は、ウイングあり(橋台背面土圧有り)のケースで若干の塑性化がみられるものの変形量も僅か10cmと小さく、橋台の耐力としては十分であることを確認した。

表-9 桁と橋台の衝突の有無による中間橋脚の曲率

Table 9 Reduction of seismic response (pier curvature) considering energy absorption by abutment

部 位	曲率 (応答値/許容値)
2P	
段落し部	1.21 → 0.92
基 部	1.24 → 0.79
3P	
段落し部	1.21 → 0.93
基 部	1.24 → 0.93

6.3 メナーゼ支承による橋台1点固定の耐震補強

耐震照査等を行った橋梁のうち、上部工形式が中空床版かつメナーゼ支承による橋台1点固定の橋梁では、橋軸方向の地震力による水平方向応答値が数万kNとなった。メナーゼ支承部は、支承本体である鉄筋の耐力より

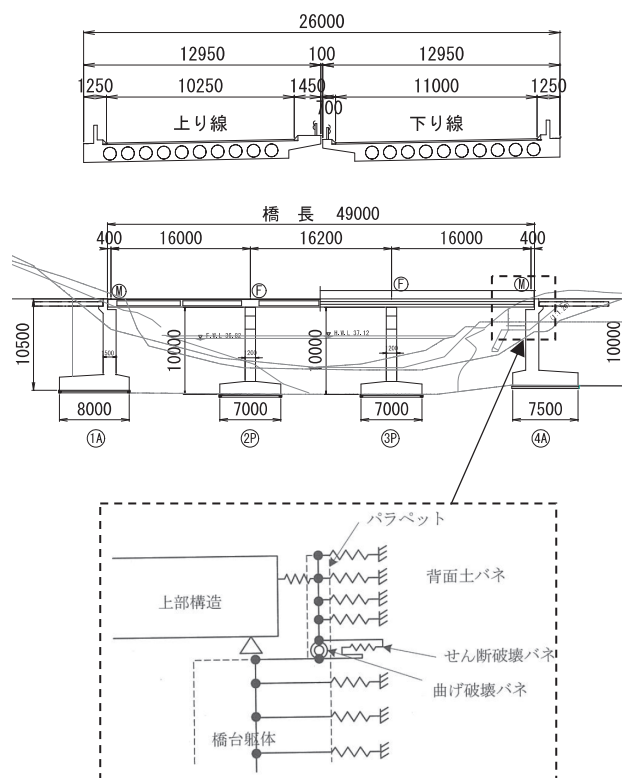
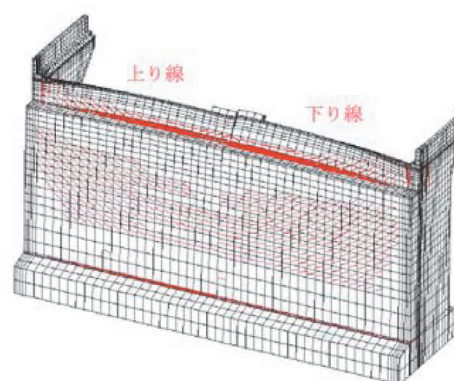
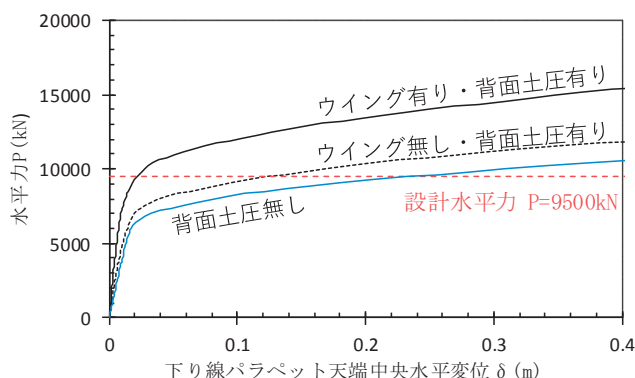


図-9 桁と橋台の衝突を考慮した橋梁とモデルの例

Fig.9 Analytical model of energy absorption between girder and abutment



(a) 橋台の変形図



(b) 橋台のP-δ曲線

図-10 FEMを用いた橋台の耐力評価の例

Fig.10 Strength evaluation of abutment by FEM

橋長：179.7m(44.5+39.5+5@18.8)

橋梁形式：鋼2径間連続I桁+RC5径間連続中空床版

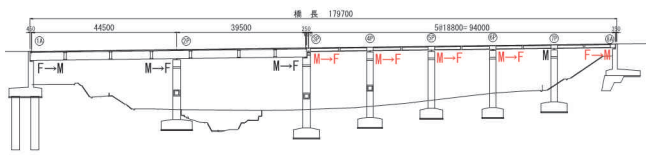


図-11 奥畑高架橋 側面図

Fig.11 Okuhata Viaduct

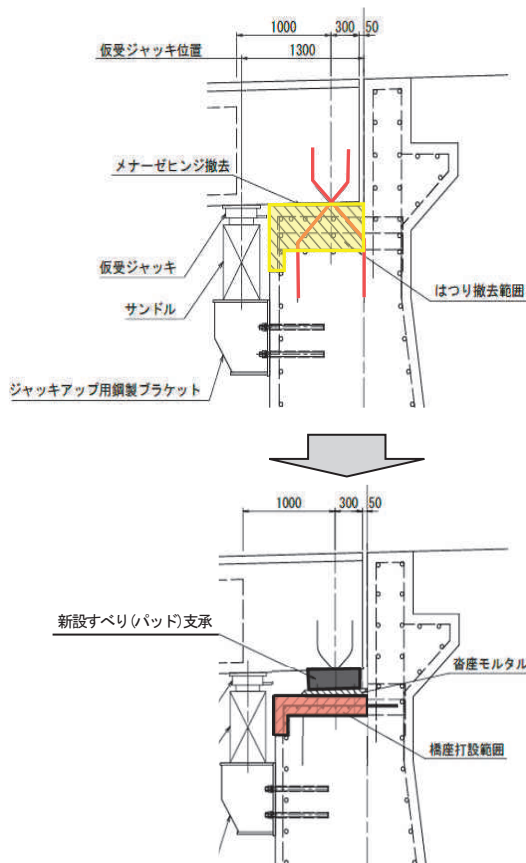


図-12 支承交換（メナーゼ→すべり支承）

Fig.12 Bearing replacement from mesnager hinge to sliding bearing

“上部工端部”や“橋座部”の耐力が小さいためこれらの補強が必要となるが、上部工端部の補強が構造的にほぼ不可能であることから現状の支承を交換し、橋脚補強などと合わせ橋梁全体で補強最適化を行うこととした。一例として、図-11に奥畑高架橋の例を、図-12に橋台の支承改良のイメージ図をそれぞれ示す。奥畑高架橋の現況照査では、8Aの応答値が約85,000kNと大きく、初めに破壊するのが上部工端部となった。上部工端部を供用しながら補強することは困難であり、本橋では、橋脚補強が必要な中間橋脚の支点を固定化、橋台メナーゼ支承を撤去・交換し可動化する対策とした。

7. おわりに

本四高速道路の一般橋のうち2016年度以降に取り組んだ耐震照査等の結果を報告した。橋梁建設時の設計時点と比較し、レベル2地震動を用いた設計、及び設計力の大きい落橋防止システムの設置が必要となったため、全体の7割の橋脚と8割の支点で補強等が必要となった。今後、これらの橋梁の工事発注が本格化する中では、例えばアンカー削孔が想定外に困難な状況となるなど様々な現場対応が発生することが懸念される。その場合には、基準や設計の主旨を勘案のうえ対応するとともに、2026年度までの補強対象橋梁へのフィードバックを行い、着実な耐震補強の進捗を図る予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料，pp.2-3，pp.127-165，2015.4
- 2) 西谷雅弘，田村正：この10年における本四連絡道橋の耐震補強，本四技報，Vol.42，No.130，2018.3
- 3) 防災科学技術研究所ホームページ：<http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>
- 4) 国土交通省道路局：既設橋の耐震補強設計における道路橋示方書の留意事項，事務連絡，2012.12.18
- 5) 国土交通省道路局：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，2015.6.25
- 6) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp.102-107，2005.4
- 7) 山縣 敬二，本間 淳史：兵庫県南部地震による高速道路の被災状況報告，プレストレストコンクリート，Vol.37，No.5，pp.48-52，1995.9
- 8) 国土技術政策総合研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国土技術政策総合研究所第700号，2012.11
- 9) 西谷雅弘，平山靖之：瀬戸大橋高架橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.43，No.131，2018.9
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.113-115，2002.3

櫃石島高架橋トラス部及び与島橋2径間部の 耐震補強工事

Seismic retrofit for truss bridges (truss portion of Hitsuishijima Viaduct and two-span portion of the Yoshima Bridge)

金田 崇男 Takao Kaneda

坂出管理センター
橋梁維持第一課長代理

村上 博基 Hiroki Murakami

坂出管理センター
橋梁維持第一課長

遠藤 和男 Kazuo Endo

企画部 シニアエキスパート
((前)坂出管理センター橋梁維持第一課長)

概要

瀬戸大橋の耐震補強工事は、平成26年度から開始し、約7年間をかけて完了する予定である。ここでは、平成30年度に工事が完了した櫃石島高架橋トラス部と与島橋2径間部の耐震補強工事について報告する。

耐震性照査及び補強設計に基づき、いずれのトラス橋においても、鉄道直上のトラス部材補強量及び橋全体としての補強量を最小化する耐震対策を行った。櫃石島高架橋トラス部では、トラス桁支承取替により、道路鉄道併用橋としては国内最大規模となる全体系の免震化を行った。また、与島橋2径間部では、道路桁に慣性力分散支承を採用することで各部材の補強量を低減した。

Seismic retrofit work of the Seto-Ohashi Bridges and approach viaducts was started in 2014. It will be completed in 2021. This paper describes the seismic retrofit work of the truss portion of the Hitsuishijima viaduct and the two-span portion of the Yoshima Bridge which was completed in 2019.

Based on the result of seismic verification and retrofit design, the truss bridges were retrofitted minimizing the volume of reinforcement work of truss members over the railway tracks and of the whole bridges. As the seismic retrofit measure of the truss portion of the Hitsuishijima Viaduct, isolation of truss girder replacing the truss girder bearing, which is the largest scale method for the highway-railway combined bridges in Japan, was selected. As for the retrofit measure of the two-span portion of the Yoshima Bridges, the volume of the reinforcement of truss members was reduced by installing inertial force distribution bearing.

1. はじめに

瀬戸大橋の耐震補強工事は平成26年度から着手しており、瀬戸大橋を構成する橋梁のうち、トラス橋（櫃石島高架橋トラス部（以下「櫃石島Vaトラス」という。）、与島橋2径間部（以下「与島2径間」という。）、与島橋3径間部、番の州高架橋トラス部）については、平成27年度から2件の工事に分けて開始された。そのうち、与島橋3径間部及び番の州高架橋トラス部は平成28年度に完了した。櫃石島Vaトラス及び与島2径間は同一工事で行われ、平成28年3月に開始し、平成31年1月に完了した。

耐震性照査の結果¹⁾²⁾、レベル2地震（以下「L2」という。）に対して、櫃石島Vaトラスでは、き電線を支持する横トラスの上路下弦材及び斜材の一部損傷、道路桁支承の一部で耐力不足となる結果となった。与島2径間では、き電線を支持する横トラス上路下弦材の他、上弦材及び垂直材の一部及び上下横構の多数が損傷、道路桁

支承の多数が耐力不足となる結果となった。両橋に対して、鉄道直上のトラス部材補強量及び橋全体としての補強量を最小化する耐震対策を検討し、櫃石島Vaトラスでは、道路鉄道併用橋としては国内最大規模となるトラス桁支承取替による全体系の免震化を行った³⁾。また、与島2径間では、道路桁支承の機能分離型慣性力分散支承への変更による各部材の補強量低減等を行った。

本文では、櫃石島Vaトラス及び与島2径間の耐震補強工事のうち、瀬戸大橋の耐震補強工事で初めて実施した支承取替を中心に報告する。

2. 耐震補強工事概要

橋梁概要を表-1、写真-1、2に、補強一般図を図-1～4に示す。なお、本工事にあたり、両橋の施工に共通する事項について、2.1～2.3に記述する。

耐震性照査・補強設計の結果を基に、櫃石島Vaトラ

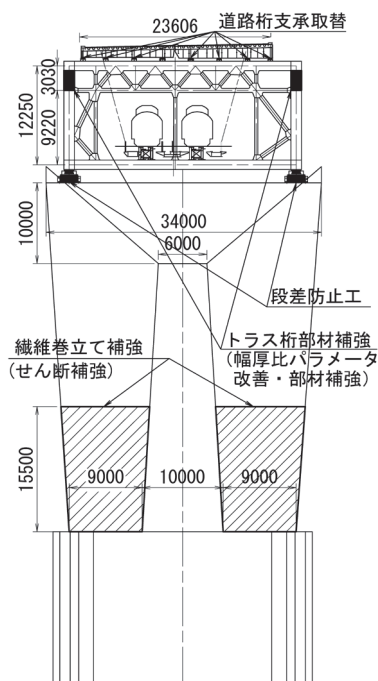
Table 1 Outline of bridges

四国側→



写真-2 与島2径間

Photo 2 Two-span portion of Yoshima Bridge



図一3 断面図（与島2径間（IB4P））

Fig. 3 Cross-section view of two-span portion of Yoshima Bridge (IB4P)



Fig. 2 Side view of trussportion of Hitsuishijima Viaduct

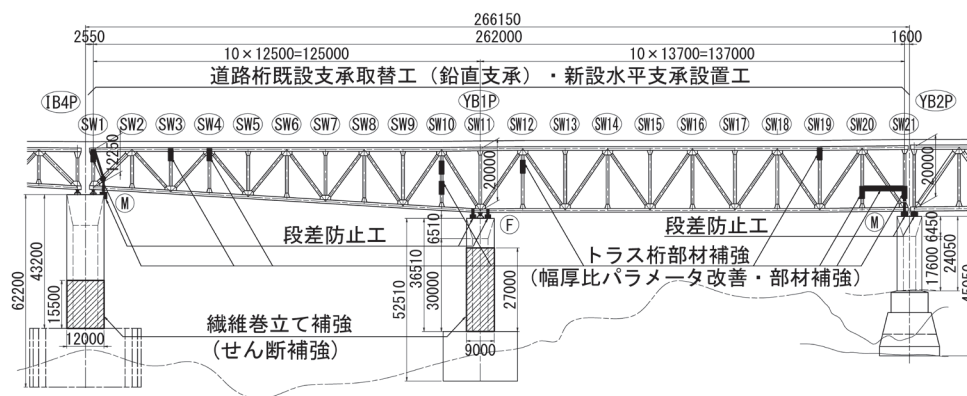


図-4 側面図（与島2径間）

Fig.4 Side view of two-span portion of Yoshima Bridge

スでは、HVa30P及びHB1Pのトラス桁支承取替（2支承線×2=4基），SW1の道路桁支承取替（1支承線×8=8基），ジャッキアップ用の部材補強（補強重量87t）等を行った．与島2径間では，全21格点の全ての道路桁支承取替（22支承線×8=176基，SW11は2支承線），水平力分担ゴム支承設置（18支承線×4=72基），幅厚比パラメータ改善等の部材補強（41t），IB4P及びYB1P橋脚のアラミド繊維巻立て補強（3,055m²），IB4P，YB1P，YB2Pのコンクリート製の段差防止工（新設10基，改造4基），鋼製の段差防止工（設置重量58t）等を行った．

2.1 JR営業線近接作業

両橋について，道路桁下部に JR 営業線があることから，本州四国連絡高速道路（株）（以下「本四高速」という．）と四国旅客鉄道（株）（以下「JR 四国」という．）が耐震補強工事の施工内容について事前協議を行い，鉄道受梁上面より上部を JR 営業線近接工事範囲とした．両橋は，1 支承線の全ての道路桁支承取替作業があり，鉄道壁高欄天端外側から上方へ 75° で立ち上げた線（75° 線）内の作業を含むことから，JR 営業線近接範囲に設置する道路桁支承取替用仮設足場及びき電線防護については，本四高速が JR 四国に委託し，JR 四国が仮設足場及びき電線防護を設置し，本四高速が耐震補強工事を行った（写真-3）．

JR 営業線近接工事範囲内の本四高速施工範囲で，仮設足場の設置・撤去，部材補強工，支承取替等の作業を行う場合は，作業予定日の前週に JR 四国と作業内容について打ち合わせを行い，協議結果に基づき，工事管理者及び列車見張員を配置した．

作業中は，列車見張員が列車接近時に作業員等に警笛や拡声器による合図を行い，その合図により作業を一時中断する等の列車に対する運転保安の確保を行った．

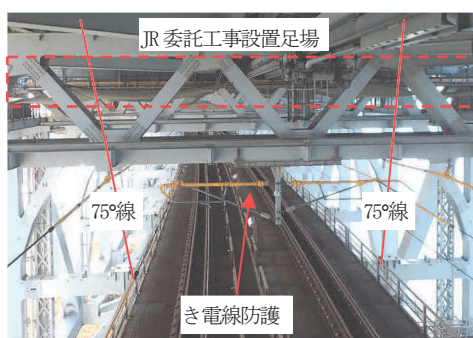


写真-3 JR 委託工事設置足場
Photo 3 Scaffolding done by JR

2.2 部材製作

工場での部材製作時は，材料検査，溶接検査，部材検査，塗装検査等を行い，特に溶接は全ての溶接箇所ですべての溶接箇所を浸透探傷試験を行うと共に，完全溶込み開先溶接箇所は，製作会社以外の第三者検査会社による超音波探傷検査を実施し，溶接品質の確保を行った．

2.3 部材補強工

部材補強工については，櫃石 Va トラスでは，トラス桁ジャッキアップに必要な耐荷力向上のための部材補強，与島 2 径間では，地震時断面力に対する耐荷力向上のための当て板補強及び幅厚比パラメータ改善を目的とした補強を行った．

補強部材の接合は防せい処理高力ボルトを基本とし，両側施工が困難な部材については高力ワンサイドボルトを用いた．ボルト孔明け位置は，図面を基に原寸出力したフィルムを用い野書きし，基準線野書きはレーザー墨出し機を用いた．磁気固定孔明け機による孔明け後，グラインダーを用い，補強部材の母材側の接触面について，摩擦係数 0.40 を確保するため，塗膜剥離及び表面粗さ出しを行った．表面粗さは，部材作用力方向に算術平均粗さ Ra が 5.0μm 以上とした．

両橋は部材の多くが箱断面で構成されているため，補強部材取付ボルトの孔明け時の切り屑等が密閉された部材内に腐食要因として存置されること，施工後にボルト孔周囲から水分が浸入すること等の防せい上の懸念があった．そこで，ボルト孔明け後は，部材内の切り屑等を極力取り除くとともに，密閉部内部の温湿度確認，ファイバースコープによる滞水状況の確認を行い，滞水があった場合は強制乾燥を行った後にボルトを締め付けた．その後，シール及びボルトキャップを施工し密閉性を確保した（写真-4～写真-6）．



写真-4 温湿度確認状況

Photo 4 Measure of temperature and humidity of inside of truss girders



写真-5 内部確認状況

Photo 5 Check of inside of truss girders



写真-6 幅厚比パラメータ改善（与島 2 径間）

Photo 6 Improvement of width-thickness ratio parameter

3. 櫃石島Vaトラス

櫃石島Vaトラスの耐震補強工事は、トラス桁支承の取替にあたり、(a)添架構造物への影響を考慮した支承構造変更、(b)支承取替時のジャッキアップによって生じるトラス桁の変位が供用中の高速道路、鉄道軌道及び添架構造物に与える影響を最小限にするという課題があった。これに対して、ノックオフ機構を有する支承構造の採用、FEM解析等によるジャッキアップ時の影響確認、厳しい施工管理のもとで支承取替を行った。

3.1 添架構造物への影響を考慮した支承構造変更

(1) トラス桁支承の支持条件

支承取替後のトラス桁の支持条件は、工事発注時は、常時～L2まで全方向弾性支持であった。工事発注後に行った鉄道管理者及び添架者との協議において、鉄道施設及び添架構造物が常時～レベル1地震（以下「L1」という。）に生じる変位に追従できないことが確認された。そこで、常時～L1までは支承取替前と同程度の支持条件とし、L1～L2において免震化するノックオフ機構を設ける構造に変更した（表－2）。

なお、このノックオフ機構は、HVa30P、HB1Pの橋軸直角方向のみを対象とし、HVa30Pの橋軸方向は、支承取替後（変更後・L2）も固定とした。これは、鉄道による活荷重の影響で、常時で支承に作用する水平反力が大きく、上述の性能を有するノックオフ機構が成立しないためである（表－3）。この固定化により、SW1の道路桁支承が補強から取替に変更となったが、その他部材の補強設計結果に影響がないことを確認した。

表－2 トラス桁の支承支持条件

Table 2 Support condition of truss girder bearings

		HVa30P		HB1P	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
支承取替前		F	F	M	F
支承取替後 (発注時)	常時～L2	E	E	E	E
支承取替後 (変更後)	常時～L1	F	F	E	F
	L2	F	E	E	E

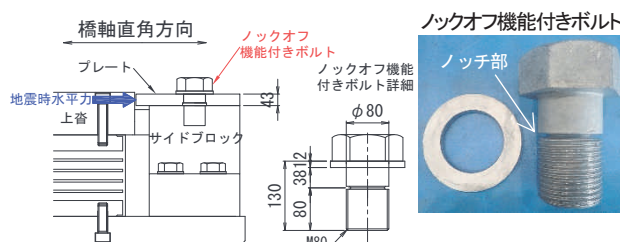
表－3 支承水平反力 (HVa30P)

Table 3 Reaction force of bearings (HVa30P)

状況	トラス桁支承の最大水平反力 (kN)	
	橋軸方向	橋軸直角方向
常時	4, 858	58
L1	4, 911	3, 348
L2	3, 466～7, 643	5, 912～7, 516

(2) ノックオフ機構

ノックオフ機構は、支承サイドブロックの頂部に取り付けたプレートを、片側2本のノックオフ機能付きボルトで固定することで常時～L1までは固定となるが、L2時に上沓がこのプレートを押し込むことによって、ノックオフ機能付きボルトの軸部に設けたノッチ部でボルトがせん断方向に破断し、免震化する構造である（図－5）。



図－5 ノックオフ機構

Fig. 5 Knock-off structure

(3) ノックオフ機能付きボルトの要求性能

ノックオフ機能付きボルトは、常時～L1では破断せず、L2でトラス部材が損傷する前に確実に破断する必要がある。このため、ノックオフ機能付きボルトの要求範囲は、RH1<ボルト終局耐力<RH2となる。

ここで、RH1は、表－2の支承取替後（変更後・常時～L1）の支持条件で、L1時に生じる支承水平反力の最大値、RH2は、RH1と同じ支持条件で、L2時にトラス部材の損傷度（＝応答値/許容値）が1となる時刻までに生じる支承水平反力の最大値、ボルト終局耐力は、せん断破断時の耐力である。

なお、後述のように、本試験では静的載荷にてボルト終局耐力を確認するため、既往の研究^{4),5)}を踏まえ、静的載荷と動的載荷の違いによる影響を考慮することとした。更に、ボルト終局耐力の推定誤差等により、ボルト終局耐力が上限値を超えてしまう可能性を考慮すると、ボルト終局耐力は上限値に対して低めに設定しておくことが望ましい。そのため、本試験におけるボルト終局耐力の上限値RH2'を、静的載荷と動的載荷の違いによるボルト終局耐力への影響度（静的載荷のボルト耐力×1.1が動的載荷のボルト耐力）に、推定誤差（2%）の安全余裕を考慮し、RH2を1.12で除した値とした。

(4) ボルト耐力試験

実構造の挙動を模した試験方法により、ノックオフ機能付きボルト耐力試験を行い、ノッチ径を決定した。

ボルト耐力試験は、実橋に使用する同ロットの材料（強度区分8.8(d>16)、ミルシートの引張強度958N/mm²）を使用し、ノッチ径をパラメータにした静的載荷（0.1mm/sec）により行った（写真－7）。

試験の結果、試験値とノッチ径の関係は、最小二乗法により推定式(1)となり、決定係数 R²=0.998 と高い相関を示した。実橋に使用するボルトのノッチ径は、ボルト終局耐力が図－6のRH1とRH2'の範囲となるノッチ径φとなるよう推定式(1)より算出し、HVa30Pでφ62mm、HB1Pでφ57mmとした。なお、ボルトは全てノッチ部断面でせん断破壊したことが確認できた（写真－8）。

$$He=1.198 \times \phi d^{1.764} \quad (1)$$

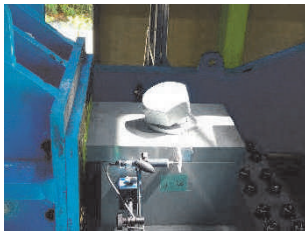


写真-7 試験状況
Photo 7 Strength test



写真-8 破断面
Photo 8 Fracture cross-section

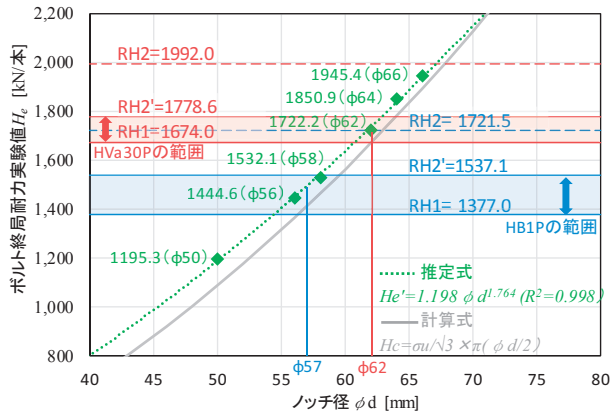


図-6 ボルト終局耐力とノッチ径の関係

Fig. 6 Ultimate shear strength of bolts and diameter of notch

3.2 トラス桁支承取替時の課題と対策

(1) トラス桁支承取替時の課題

図-7に示すとおり、HVa30Pでは支承高さが約1.2mと大規模な支承取替になることから、1支承線の支承取替にはジャッキアップした状態で約1ヶ月を要する計画であった。そのため、トラス桁をジャッキアップした状態で、車両及び鉄道が走行できることが求められた。ジャッキアップ・ダウン作業は、鉄道事業者との協議の結果、夜間線路閉鎖時の約2時間で行う必要があった。また、支承取替作業は、部材切断等を行う際に黒煙を発生させず、列車走行に影響を及ぼさない場合に限り、昼間の列車走行時の作業が可能であった。

更にジャッキアップによりトラス桁支承位置の隙間は、新設ゴム支承のたわみ分(3mm)を確保する必要があった。この隙間を確保にあたり、HVa30Pでは、施工空間の制約でジャッキアップ位置が橋軸直角方向横桁ラインになり、ジャッキアップ量によっては、橋軸直角方向への橋体の変位に添架構造物が追従できない恐れがあった。

(2) FEM解析による影響検討

ジャッキアップによる橋体変位の影響及び既設支承からジャッキへの反力移行を精度よく把握するため、FEM解析による影響検討を行った。解析モデルは、支承取替時に影響の大きいジャッキアップ位置(HVa30P、HB1P)から1格点分のトラス構成部材をシェル要素、その他の部分を梁要素でモデル化した全体系モデルとした。このモデルに対し、死荷重、自動車荷重、列車荷重、強制変位(ジャッキアップ)の組合せでFEM解析を実施し、トラス各部材の応力及び変形を求めた(表-4、図-8)。

必要ジャッキアップ量はHVa30Pで最大で9.3mmとなった。このとき、道路桁の鉛直変位は最大7.9mmとなり、路面の伸縮装置部でも同様の変位が生じる。そのため、ジャッキアップ時に隣接橋との間の路面高さ管理を行うとともに、ジャッキアップ前に、道路桁支承取替を行うSW1の道路桁を事前にジャッキで仮受けし、路面高さ調整する計画とした。また、添架構造物による制限のあるHVa30Pの東側主構(A主構)の橋軸直角方向の変位は、制限値10mmに対して、1.8mmとなり施工可能であることを確認した。

(3) 鉄道軌道桁への影響検討

鉄道軌道桁への影響検討として、骨組モデルによる解析を行った。ジャッキアップ位置の橋体断面にある鉄道軌道桁は、HVa30P、HB1Pともに橋脚及び隣接桁間で支持する緩衝桁となっており、ジャッキアップするトラス桁で直接支持していない。そのため、ジャッキアップによる鉄道軌道桁のこう上は、隣接桁を介して生じるため小さい。列車走行が可能なこう上量の制限値が厳しいHVa30Pでは、制限値16mmに対し、こう上量3.3mmであり問題ないことを確認した(図-9)。

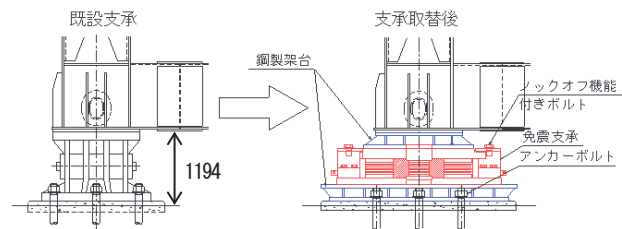


図-7 免震支承構造 (HVa30P)

Fig. 7 System of isolation bearings (HVa30P)

表-4 支承取替施工条件

Table 4 Condition of bearing replacement work

	支承条件	ジャッキ位置	解析ジャッキアップ量	解析ジャッキ反力	解析橋直方向支承変位	道路桁伸縮装置形式
HVa30P	固定	橋直ライン横桁下	A: 9.3mm B: 6.8mm	A: 9,580KN B: 8,510KN	A: 1.8mm B: 1.0mm	ビーム
HB1P	可動	橋軸ライン下弦材下	A: 9.1mm B: 8.6mm	A: 9,449KN B: 9,232KN	—	リンク

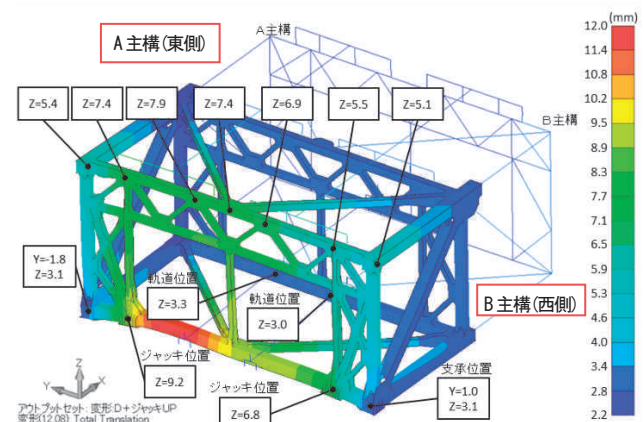


図-8 鉛直方向変形図 (HVa30P, 死荷重+ジャッキアップ)

Fig. 8 Deformation diagram in vertical direction (HVa30P, jacking under influence of dead load)

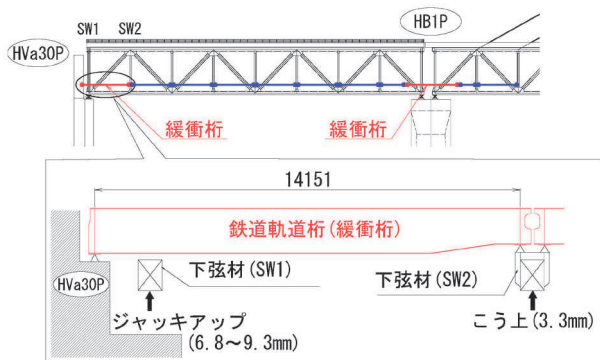


図-9 鉄道軌道桁の変位 (HV30P)
Fig.9 Displacement of rail girder (HV30P)

3.4 支承取替

支承取替にあたり、道路及び鉄道を供用しながらジャッキアップするため、活荷重や橋体の温度変化による移動量の確保、地震に対する安全性を確保する必要があった。そこで、1支承線をジャッキアップ後に、1支承を取替完了し、同支承線の次の支承取替を行うこととし、常に3支承で支持する計画とした。また、ジャッキアップ中の常時の水平変位に追従できるように、ジャッキと下架台の間にスライド板を設置するとともに、常時及び地震時に設計以上の移動が生じないように移動制限突起を設けた。更に、フェールセーフとして、段差防止のためジャッキ位置に鋼製ブロックを設置した。

(1) 支承取替手順

HVa30Pのトラス桁支承取替の施工フローを図-10に示す。支承取替にあたって、ジャッキアップのためのトラス部材の補強及び表-5に示す事前調査を行った。

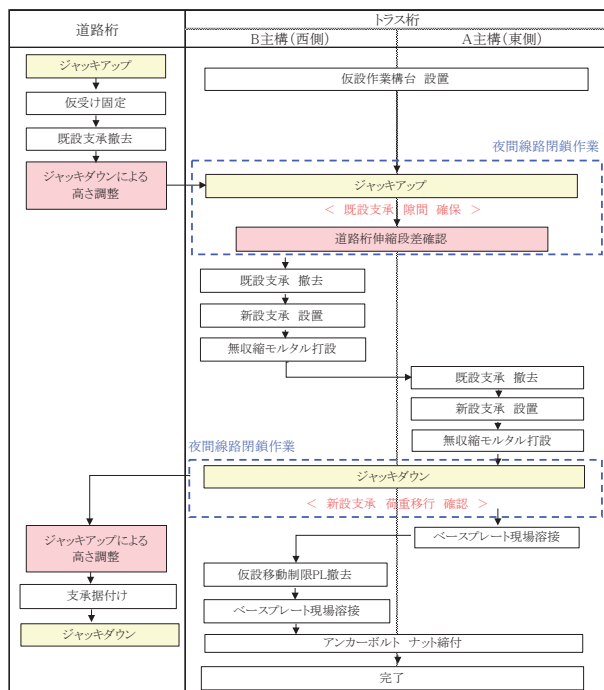


図-10 支承取替施工フロー図 (HV30P)
Fig. 10 Flow chart of bearing replacement work (HV30P)

表-5 事前調査

Table 5 Preliminary survey

項目	目的	方法	結果
支承	既設アンカーボルトの状態確認	目視	再利用可能
	支承位置確認	3Dレーザースキャナー	—
路面高さ	伸縮装置部の段差確認	段差計測	HVa30Pでトラス橋側が最大16mm高い
橋体変位	橋体変位が道路面、鉄道軌道、添架構造物に与える影響確認	7日連続の動態変位計測	—

(2) 道路桁ジャッキアップ及び道路桁支承取替

トラス桁のジャッキアップにあたり、事前にSW1の道路桁をジャッキで仮受固定し、道路桁支承8基を撤去した。トラス桁のジャッキアップ前に、路面高さ調整のため道路桁のジャッキを降下させたあとに、トラス桁のジャッキアップ及び支承取替を実施した。トラス桁支承取替完了後、道路桁ジャッキアップにより路面高さを調整し、新設支承を設置後、道路桁をジャッキダウンした。

(3) トラス桁ジャッキアップ

1) ジャッキアップ設備

ジャッキ設備を図-11に示す。1支承線分の反力が最大荷重時（死荷重+活荷重）で25,852kNとなるため、1支承線に2箇所計4台のジャッキを設置（10,000kN×2×2=40,000kN）した。

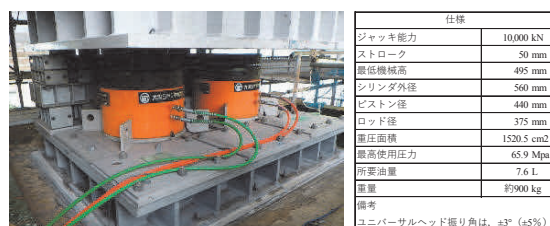


図-11 ジャッキ設備

Fig. 11 Jack device

2) トラス桁ジャッキアップ

夜間線路閉鎖時の約2時間で、確実にジャッキへ反力移行することから、支承反力がジャッキに移行するまでのステップを詳細に検討した。

次に、計測管理として、ジャッキアップ・ダウン施工中の道路桁、支承、添架構造物、ジャッキなど12箇所に設置した変位計やジャッキ反力をモニターにて逐次確認できる集中管理システムを構築した。更に、鉄道軌道高さの変化、ジャッキストロークの伸び、ソールプレート部の肌隙などを手計測により管理した。なお、ジャッキアップ作業の中止判断基準となるジャッキの限界反力値は、FEM解析結果から算出したトラス部材が降伏応力に達する際のジャッキ反力値とした。

ジャッキアップ完了後の支承位置の隙間等を表-6に示す。実際のジャッキアップ量は、ジャッキをロックナットで固定し、油圧を除荷した際に生じるロックナットのかみ合わせによる降下分0.3mmを加味して決定した。

ジャッキアップは、支承位置でのこう上量3.0mmを目標に、橋体全体のバランスを保持しながら1支承線を同時に行ったことから、実際のジャッキアップ量は解析値よりも若干大きくなったが、問題なく完了した。

表－6 ジャッキアップ時の最大反力及び変位量 (HVa30P)

Table 6 Maximum reaction force and displacement in jacking (HVa30P)

		支承位置 こう上量 (mm)	ジャッキ アップ量 (mm)	支承位置 橋直変位 (mm)	ジャッキ 反力 (kN)
A主構	解析値	3.0	9.3	1.8	9580.0
	実測値	2.8	10.5	2.5	9611.0
B主構	解析値	3.0	6.8	—	8509.8
	実測値	2.8	9.0	—	8805.0

(4) トラス桁支承撤去

既設支承撤去は、低い桁下空間内で上沓突起を残置した状態で撤去するため、支承下側から撤去した。

HBIPのピン・ローラー支承は、部材切断せず、ボルト等を緩めて分解・撤去した。HVa30Pのピン支承は、撤去時に部分的な切断作業を伴うため、支承周辺に防災シート養生を行うとともに、排煙対策として、切断部分は事前に塗装剥離を行った。部材切断にあたっては、昼間施工が可能な施工方法を検討するため施工試験を行い、既設支承と同一材料を用い、発煙を抑制できるガソリンカッターで切断し、発煙状態と切断効率を確認した。部材切断は下沓リブから行いピンを撤去した(写真－9)。次にアンカーボルト突出部が干渉しない位置まで底板をこう上し撤去搬出した。最後に上沓突起を抜く位置まで上沓を降下し撤去搬出した。



写真－9 支承解体状況 (HVa30P)

Photo 9 Dismantlement of existing bearing (HVa30P)

(5) 新設トラス桁支承設置

新設支承は、スプリング拘束型鉛プラグ入積層ゴム支承 (HVa30P：全反力16,550kN、橋軸最大水平力7,643kN、橋直最大水平力3,348kN)を採用した。支承本体11tと上下の鋼製架台を含めて総重量18tあり、道路上のクレーンでは一括搬入できなかったため、分割搬入し一体に組み立てた後に設置した。鋼製架台を支承に密着させて高さ調整した後に無収縮モルタル打設を行った。

(6) トラス桁ジャッキダウン及び支承据付け

1支承線2基の支承取替完了後に、ジャッキアップ同様に反力と変位管理を行ってジャッキダウンし、ジャッキから新設支承に荷重移行した。

支承据付高さは、鉛直たわみによる変形、ジャッキ

アップ誤差、各部材間の肌隙、温度変化による橋体の変形により過不足が生じることが考えられた。

そこで、50t油圧ジャッキを鋼製架台の下側四隅にセットし、ソールプレート等の部材間の密着性を確保した。更に、昼間と夜間の温度差による変形量を考慮し、夜間施工にてジャッキを再加圧し、各部材間の密着性を確保した。この対策により、据付高さ±0mm～1mmで支承据え付けを完了した。その後、下架台と支承ベースプレート間の現場溶接を行い、支承取替を完了した(写真－10)。



写真－10 新設ゴム支承 (HVa30P)

Photo 10 Installed isolation bearing (HVa30P)

4. 与島2径間

与島2径間の耐震補強工事は、道路桁支承の機能分離型慣性力分散支承への変更、幅厚比パラメータ改善等を目的とした部材補強工、アラミド繊維巻立てによる橋脚補強、段差防止工の設置・改造を行った。

道路桁支承の機能分離型慣性力分散支承への変更にあたっては、低面圧に対する摩擦係数の確認、3Dスキャンによる現地測量、既設支承調査に基づく耐久性向上のための仕様変更等を行った。

4.1 道路桁支承取替

道路桁の慣性力分散化として、鉛直荷重を支持する鋼製すべり支承(鉛直すべり支承)と、水平荷重を分担するゴム支承を組み合わせた機能分離型の支承構造に変更し、地震によりトラス桁に作用する水平力を低減させた。全21格点(22支承線×8=176基、SW11は2支承線)の鉛直すべり支承の取替は、可動支承であるSW2～SW20を先行し、両端部の固定支承であるSW1及びSW21を最後に取り替えた。

(1) 鉛直支承面圧試験

1) 試験概要

耐震設計において、鉛直すべり支承における摩擦によるエネルギー吸収効果を期待している。その摩擦係数は0.10で設計し、0.05～0.20の範囲において耐震性能に影響がないことを確認していた。また、鉛直すべり支承の摩擦係数には面圧依存性があることが知られており⁹⁾、実橋の条件(面圧)下で設計で期待している摩擦係数(0.05～0.20)に入っていることを確認する必要がある。そこで、本工事で用いる鉛直すべり支承の摩擦係数の確

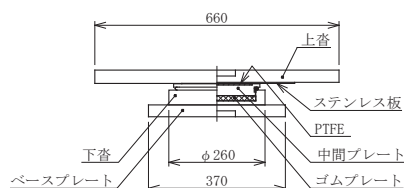
認のため面圧依存性試験を行った。

鉛直すべり支承の試験体諸元を表－7、試験体形状を図－12及び写真－11に示す。すべり材のPTFEは、従来よりBP-B支承（密閉ゴム支承板支承）に用いられているグラスファイバー15%及び二硫化モリブデン5%を含有した繊維補強型PTFE(GMo)を使用した。

表－7 面圧試験の材料諸元

Table 7 Specification of materials for bearing test

材 料	項 目	単 位	諸 元
すべり材	材質	—	繊維補強型 PTFE (GMo)
	直径	mm	試験体 1 : ϕ 160mm 試験体 2 : ϕ 210mm
	板厚	mm	4mm
相手材	材質	—	SUS316 (表面 2B 仕上げ)
	板厚	mm	3mm



図－12 試験体形状

Fig. 12 Shape of specimens for bearing test



写真－11 試験体（左：組立前，右：組立後）

Photo 11 Specimen (left : before assembling, right : after assembling)

2) 面圧依存性試験

表－8の試験条件で面圧依存性試験を行った。所定の面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で、水平方向への加振による正負繰返し载荷を行った(写真－12)。

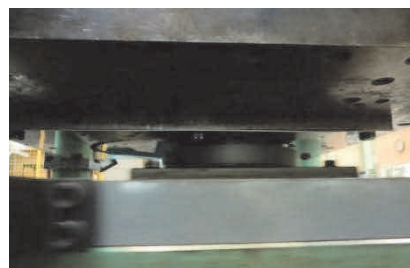
与島2径間の道路橋は鋼床版鈹桁（支間長：12.5m）であり、全反力に対して死荷重反力の割合が小さく、死荷重反力に相当する面圧は3～8MPa程度である。そこで、載荷荷重は、設計上の面圧（ ϕ 160 : 2.3～4.9MPa, 平均 3.6MPa, ϕ 210 : 3.6～7.8MPa, 平均 5.7MPa）及び試験機の制御能力より、2MPa, 4 MPa, 6 MPa, 8 MPa, 10MPa の5ケースとした。加振周波数は、耐震照査時の動的解析における卓越周期を元に1.0Hzとした。繰返し回数は11回とし、加振装置の慣性力と静摩擦の影響を除外するため、1回目の加振分を除く2～11回の平均値を試験体の特性値とした。

摩擦係数 μ は、水平荷重－水平変位曲線（以下「履歴曲線」という。）から、総吸収エネルギー量（履歴曲線により囲まれた面積）（ $\text{kN} \cdot \text{mm}$ ）を求め、水平変位合計(mm)で除した値を平均摩擦力とし、更に鉛直荷重平均値（ kN ）で除して算出した⁶⁾。

表－8 試験条件（面圧依存性試験）

Table 8 Condition of pressure dependency test

項 目	条 件
載荷荷重 (面圧)	2,4,6,8,10 MPa 相当荷重 (ϕ 160 : 40, 80, 121, 161, 201 kN) (ϕ 210 : 69, 139, 208, 277, 346 kN)
水平変位	$\pm 100\text{mm}$
加振周波数	1.0Hz
加振回数	11 回
試験体数	ϕ 160 : 3 体, ϕ 210 : 3 体



写真－12 試験状況

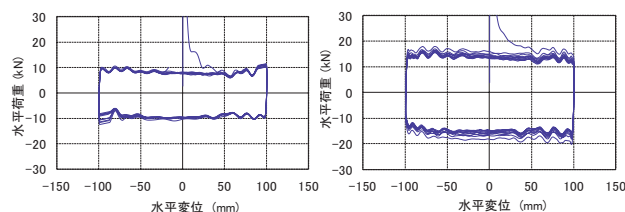
Photo 12 Pressure dependency test

3) 試験結果

ϕ 160及び ϕ 210の面圧2MPaに相当する履歴曲線を図－13に、 ϕ 160及び ϕ 210の面圧と摩擦係数の関係を図－14に、各試験体の摩擦係数を表－9に示す。

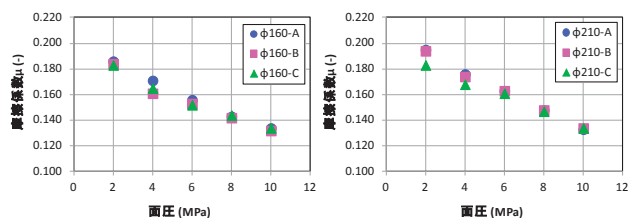
摩擦係数は面圧2MPaでは、 ϕ 160の平均が0.184、 ϕ 210の平均が0.191、面圧10MPaでは、 ϕ 160の平均が0.133、 ϕ 210の平均が0.134となり、面圧が大きくなると摩擦係数は低下する傾向となった。また、同じ面圧に対しては、 ϕ 210に比べて ϕ 160の摩擦係数がわずかに小さかった。

試験結果より、本工事で用いる面圧に対しては、耐震設計で想定した摩擦係数0.05～0.20の範囲にあることを確認した。



図－13 履歴曲線（左： ϕ 160-A (2MPa), 右： ϕ 210-A (2MPa)）

Fig. 13 Hysteresis curve (left : Φ 160-A (2MPa), right : Φ 210-A (2MPa))



図－14 面圧と摩擦係数の関係（左： ϕ 160, 右： ϕ 210）

Fig. 14 Pressure - frictional coefficient diagram (left : Φ 160, right : Φ 210)

表-9 摩擦係数
Table 9 Frictional coefficient

面圧	2MPa	4MPa	6MPa	8MPa	10MPa
φ 160-A	0.186	0.171	0.156	0.143	0.134
φ 160-B	0.184	0.161	0.153	0.142	0.132
φ 160-C	0.183	0.165	0.152	0.144	0.134
平均(φ 160)	0.184	0.166	0.154	0.143	0.133
φ 210-A	0.195	0.176	0.163	0.148	0.133
φ 210-B	0.194	0.174	0.163	0.148	0.134
φ 210-C	0.183	0.168	0.161	0.147	0.134
平均(φ 210)	0.191	0.173	0.162	0.148	0.134

(2) 道路桁支承取替施工フロー

道路桁支承取替にあたり、全21格点の仮設足場及びびき電線防護を、JR四国に委託し施工した。道路桁支承の取替手順は、新設鉛直支承が全方向可動支承となることから、橋軸直角方向への移動制限が一時的になくなる。そのため、移動制限装置として水平支承を先に設置し、鉛直支承の取替作業を行った。

1) 現地測量

支承取替数量が多く、JR四国からの足場引渡し後からの測量では、部材製作着手が大幅に遅れる恐れがあったことから、足場設置前に3Dスキャンによるカメラ計測を実施した。これにより、足場設置後の計測は、3Dスキャンで計測できなかった箇所限定できたことで工程への影響をなくすことができた。

2) 補強部材取り付け

水平ゴム支承設置に先立ち、水平力を支持する部材として横構を設置した。また、道路桁支承取替に先立ち、ジャッキアップ受け点の部材補強を行った。ジャッキアップ補強部材は、今後の維持管理において再利用できるよう現場に存置することにした。

3) 水平ゴム支承設置

水平横トラス上弦材上面に高力ワンサイドボルトで鋼製台座を固定し、鋼製台座上面に水平ゴム支承を設置した。横トラス上面は部材ごとに縦横断勾配が異なるため、鋼製台座は縦横断勾配を反映した構造とした。

また、機能分離型に変更することから、水平ゴム支承が鉛直荷重を負担しないように、鋼製台座と水平ゴム支承の間に調整プレートを設置し、道路桁の上弦とゴム上端に取り付くフランジプレートに5mmの遊間を確保した。水平力は、上弦に設置した浮き上がり止めが、フランジプレートに設けた切欠き部に接触し、ゴム支承に伝達する構造とした(写真-13)。

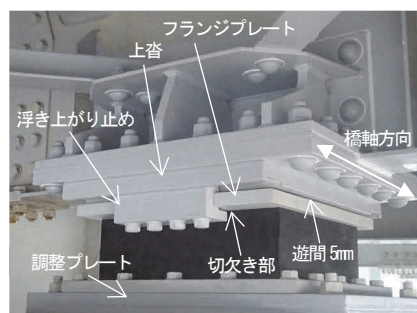


写真-13 新設ゴム支承
Photo 13 Installed rubber bearing

4) ジャッキアップ

道路桁のジャッキアップは、道路を供用した状態で行うため、補修用ロック付き油圧ジャッキを使用し、上下線別に1支線4主桁を2,000kNジャッキ4台にて同時にジャッキアップした(写真-14)。ジャッキアップ量は3mm以下とし、ジャッキアップ前の状態から荷重計及び手計測にて管理した。

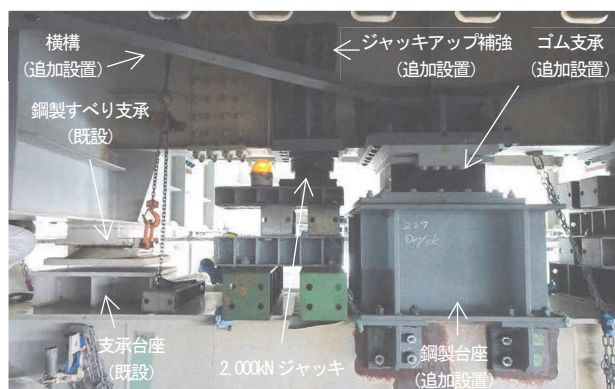


写真-14 道路桁ジャッキアップ状況
Photo 14 Jack-up of road deck

5) 既設鋼製支承撤去

ジャッキアップ完了後に、既設鋼製支承(BP-B支承)を撤去した。既存ソールプレートは、撤去時にガウジングで溶接部を除去する必要があったことから、火災等による道路及び鉄道通行へのリスク回避等を目的とし、残置する構造とした(写真-15)。

既設鋼製支承の撤去は、人力で施工できるように、サイドブロック、下弦と鋼製台座の固定アンカーボルト、調整プレート、セットボルト、下弦(100kg)、上弦(100kg)の順に分割して行った。

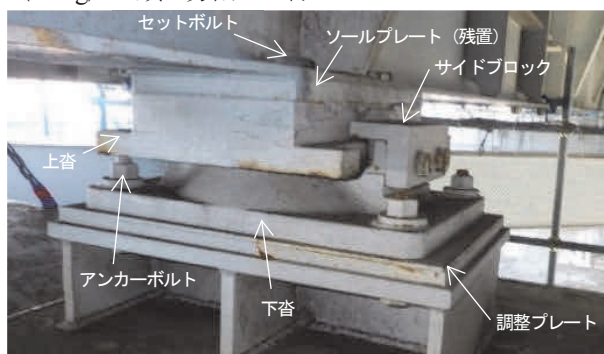


写真-15 既設鋼製支承
Photo 15 Existing steel bearing

6) 鉛直すべり支承設置

鉛直すべり支承は、調整プレート設置後に、下支承、上支承の順に設置した。また、既設鋼製支承の調査結果を踏まえ、アルミニウム・マグネシウム合金溶射の採用、最外桁で雨水が直接かかる最外桁のG1及びG8桁への密閉部カバープレートの設置を行った(写真-16)。

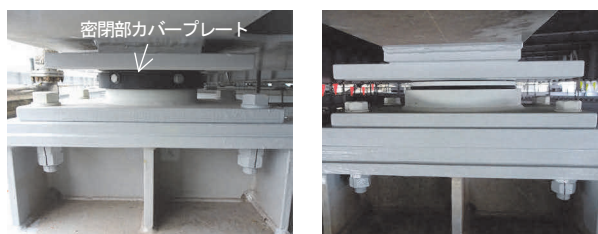


写真-16 新設すべり支承 (左: カバー有, 右: カバー無)

Photo 16 Replaced steel sliding bearing
(left : with cover, right : without cover)

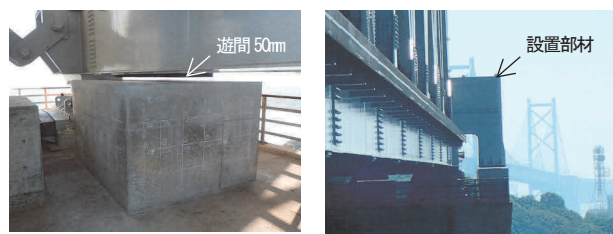


写真-18 段差防止工 (左: コンクリート構造, 右: 鋼構造)

Photo 18 Settlement prevention devices
(left : concrete bracket, right : steel bracket)

4.2 橋脚補強工

IB4P 及び YB1P の橋脚柱部に、せん断耐力の向上を目的としてアラミド繊維シートの巻立てを行った⁷⁸⁾。巻立て量は、補強設計に基づき、IB4P は 235g/m² の 1 層、525 g/m² の 3 層、700 g/m² の 2~3 層、YB1P は 700 g/m² の 1~2 層を使い分けた。施工は各橋脚に設置した仮設足場を用いて行い、0.4mm 以上のひび割れや浮き・剥落等に、ひび割れ補修剤や断面修復材を充てんした。その後、下地処理を実施し、プライマー塗布、不陸調整、含浸エポキシ樹脂塗布 (下塗)、繊維シート貼付け、含浸エポキシ樹脂塗布 (上塗)、表面仕上げ (ポリマーセメントモルタル t=1mm)、表面仕上げ (中塗り: エポキシ樹脂塗料中塗, 上塗り: ふっ素樹脂塗料上塗) を行った (写真-17)。



写真-17 繊維シート巻立て (IB4P)

Photo 17 Fiber sheet jacketing (IB4P)

4.3 段差防止工

トラス桁支承損傷時のフェールセーフとして、遊間 50mm を確保したコンクリート構造 (新設 10 基, 改造 4 基) 及び鋼構造 (設置重量 58t) の段差防止を設置した (写真-18)。

コンクリート構造は、設置面を電磁波レーダ法で鉄筋探査後に、あと施工アンカー削孔し、チッパー等を用いて下地処理を行い、アンカーを定着した。その後、鉄筋・型枠を組み立て、本線を走行車線規制し、トラックミキサとラフテレーンクレーンを配置し、バケットを用いてコンクリートを打設し、緩衝ゴムを設置した。型枠解体後、非破壊検査を行い、鉄筋かぶり及び強度確認を行った。鋼構造は、工場製作した鋼製ブラケット、斜材等を現地に搬入し、バランサーを用いて設置箇所に取り込み、部材補強工と同様の方法で高力ボルトで設置した。

5. おわりに

瀬戸大橋のトラス橋のうち、櫃石島Vaトラスと与島2径間の耐震補強工事について報告した。本工事は、JR営業線直上の作業が多いこと、添架構造物の制約があること、他工事と工事箇所の重複による工程調整など制約の多い中での工事であった。これに対し、受注者の迅速な対応や、JR四国、電源開発株式会社、本社・長大橋技術センター及び保全部等の関係者の協力により、約2年9ヶ月の工事期間を無事故・無災害で完了することができた。

瀬戸大橋の耐震補強工事は、令和2年度末まで引き続き実施されることから、本工事の経験を生かし、経済的・効率的に工事を行い、お客様の安全・安心・快適な通行とともに、更なる耐震性の向上を図っていきたい。

参考文献

- 1) 西谷雅弘, 田村正, 平山靖之: 櫃石島高架橋トラス部、与島橋 2 径間部の耐震補強設計, 本四技報, Vol.42, No.130, pp.67-74, 2018.3
- 2) 花井拓, 河藤千尋, 平山靖之: 道路鉄道併用トラス橋の免震化対策, 土木学会第72回年次学術講演会, I-485, 2017.9
- 3) 香川耀平, 金田崇男, 村上博基, 片岡義亮, 藤島修一: 道路鉄道併用トラス橋のロックオフ機構を有する支承交換による免震化工事, 土木学会第74回年次学術講演会, 2019.9
- 4) 本荘清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 姫野岳彦: ロックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策, 構造工学論文集, vol.55A, pp.506-514, 2009.3
- 5) 吉田雅彦, 松村政秀, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹, 浅田直宏: 免震橋梁用ロックオフボルト型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, 第15巻, 第59号, pp.45-56, 2008.9
- 6) (独) 土木研究所他: すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書, 土木研究所共同研究報告書第351号, 2006.10
- 7) (株) 高速道路総合技術研究所: 構造物施工管理要領, 2015.7
- 8) アラミド補強研究会: アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領 (案), 1998.1

室津PAの給排水・污水处理設備の改善

Improvement of water supply and sewage systems in Murozu Rest Area

中村 将秀 Masahide Nakamura

香川 晃 Akira Kagawa

東 秀樹 Hideki Higashi

保全部 設備課
(前) 神戸管理センター 機械課

神戸管理センター 機械課長

神戸管理センター 機械課長代理

概要

室津PA（以下「PA」という）は、神戸淡路鳴門自動車道の瀬戸内海に面した淡路島内にあり、自然環境、景観、水質等の保全に十分な配慮が必要な地域にある。PA内の休憩施設では飲料水やトイレの手洗い等に上水を使用しており、トイレ等で排出された汚水は場内の污水处理設備により高度処理した後、再生水としてトイレ洗浄水に利用し、水資源を有効に活用している。しかし、PAの給排水設備及び污水处理機械設備は供用から約20年が経過し、設備の老朽化や再生水の着色等が課題となっており、設備の改善及び更新を実施した。

本稿では、供用から20年が経過した室津PAの給排水・污水处理設備の概要と課題、再生水のオゾン利用による脱色等の設備の改善及び更新の取組について報告する。

Murozu Rest Area is located on Awaji Island facing the Seto Inland Sea on the Kobe Awaji Naruto Expressway, in an area where sufficient consideration is required to conserve the natural environment, landscape and water quality. The rest facilities in Rest Area use clean water for drinking water and hand washing of the toilet, etc. Sewage discharged in the toilet etc. is advanced treated by the sewage treatment facility in the site and then used for toilet flush water as reclaimed water, and water resources are effectively used. However, about 20 years have passed since the service of water supply and drainage equipment and sewage treatment facility of Rest Area has been in service, and aging of the equipment and coloring of the reclaimed water have become issues, so the equipment was improved and renewed.

In this paper, we report the outline and problems of the water supply and wastewater treatment facility of Murozu Rest Area, which has been 20 years since its operation, and the improvement and renewal efforts of the facility such as decolorization by utilizing ozone of the reclaimed water.

1. はじめに

本州四国連絡高速道路は、本州と四国を連絡する3本のルートからなる総延長172.9kmの高速道路であり、瀬戸内地域における交通の大動脈の役割を果たしている。高速道路には、お客様に安全、安心、快適に道路を利用していただけるよう、サービスエリア5ヶ所とパーキングエリア（以下「PA」という。）14カ所の計19箇所の休憩施設が設置されている。このうち、神戸淡路鳴門自動車道の淡路島北部にある室津PAは、上下線それぞれに駐車場、トイレ、売店等のサービス機能を備えた休憩施設が配置され、瀬戸内海に面した美しい自然、景観を一望できる場所（写真-1）にある。本地域は、排水基準が厳しくかつ地域住民の環境に対する関心も高いため、

瀬戸内海の自然環境や景観、水質等の保全への十分な配慮が必要である。このため、室津PA内には、給排水設



写真-1 室津PA（上り線）
Photo 1 Murozu rest area (Up line)

備及び汚水処理設備（以下「給排水・汚水処理設備」という。）を配置し、上水を飲料水やトイレ手洗い等の生活用水に供給するとともに、トイレ等で排出された汚水は場内の汚水処理設備により高度処理し、その再生水をトイレ洗浄水に供給して水資源の有効活用を図っている。

しかし、給排水・汚水処理設備は供用から約20年が経過しており、老朽化に伴う設備の機能維持が課題となっていた。また近年、室津PAではトイレ洗浄水の色、濁り等の美観・快適性に対するお客様の感心等が高まっており、再生水の使用にあたっては不快感を与えないように適切な配慮が必要となっている。このため、室津PAでは給排水・汚水処理設備の万全な維持管理により、上水や再生水のお客様への安全、安心、快適な提供に努めている。

本稿では、供用から20年が経過した室津PAの給排水・汚水処理設備の概要と課題、再生水のオゾン利用による脱色等の設備の改善及び更新の取組について報告する。

2. 室津PAの給排水・汚水処理設備の概要

室津PAの上水、再生水、汚水の水の流れを図-1に示す。室津PAの給排水・汚水処理設備は1998年に神戸淡路鳴門自動車道の供用に併せて運用を開始し、約20年が経過している。PAへの生活用水（上水）の供給は、淡路広域水道企業団からの上水を一旦上り線PAの受水槽で受水し、ここから給水ポンプにより上下線の休憩施設のトイレ、売店等に配水している。一方、休憩施設から排出された汚水は、付近に公共下水道が整備されていないことから、下り線PAの敷地内の汚水処理設備で高度処理し、トイレ洗浄水として再利用して、水資源の有効活用と地域への環境負荷の低減を図っている。

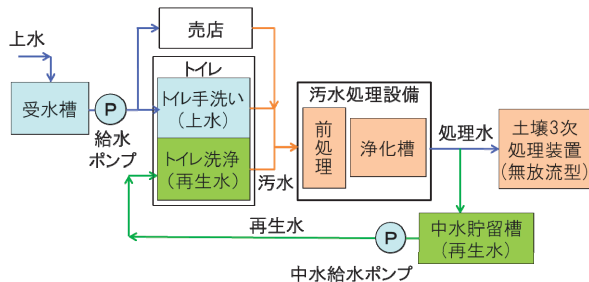


図-1 室津PAの水の流れ

Fig.1 Water flow in Murozu Rest Area

3. 給水設備の更新と改善

供用当初の室津PAの給水設備の上水の給水方法は、受水槽から上水揚水ポンプにより下り線の上水高架水槽（写真-2）へ揚水し、重力式で加圧する高架水槽方式

を採用していた。同様に再生水給水設備も、上り線の中水貯留槽から中水揚水ポンプにより下り線の中水高架水槽へ揚水し、重力で加圧する高架水槽方式を採用していた。

受水槽及び高架水槽はFRP製パネル構造であり、供用から約18年が経過して、経年劣化により、水槽を補強している鋼製補強部材の腐食やパネル継目目地等からの漏水等の不具合の発生が多くなっていた。また、揚水ポンプ等も経年劣化による漏水等の不具合の発生が多くなっていた。このため、受水槽及び給水ポンプを更新した。



写真-2 上水・再生水用高架水槽の外観

Photo 2 Appearance of elevated tank of water and reclaimed water

更新後の上水給水設備の諸元を表-1に示す。上水の給水方法は、高架水槽を廃止して、上水給水ポンプをインバータ式加圧給水ポンプによる加圧給水方式に変更することで、水槽数の低減等による清掃等の維持作業の合理化と維持管理費用の低減を図った。

表-1 上水給水設備の諸元

Table 1 Specifications of water supply equipment

項目	諸元
給水方式	加圧給水方式
受水槽	鋼板製一体型 32m ³
上水給水ポンプ	φ50×230ℓ /分×21m×2.2kw (2台)



写真-3 受水槽の外観（下り線）

Photo 3 Appearance of Water tank (Down line)

受水槽の一般的な水槽の構造としては、FRP製パネル型、ステンレスパネル型（溶接工法）、鋼板製一体構造がある。受水槽の更新では、パネルの継目等がなく耐漏水性に優れ、かつ経済性と地震時等の信頼性に優れる鋼板製一体構造を採用した（写真－3）。また、地震時における断水や施設内配管等の損傷等による漏水が発生した場合でも上水を確実に確保するため、受水槽の2分割された片方の出口部に緊急遮断弁を設置し、地震発生時には自動で弁が閉鎖して水槽の半分の水量（約16m³）を確保できる対策を実施した。

更新後の再生水給水設備の諸元を表－2に示す。中水の給水方法も、高架水槽を廃止して、中水給水ポンプをインバータ式加圧給水ポンプによる加圧給水方式に変更することで、維持管理作業の合理化と維持管理費用の低減を図った。

表－2 再生水給水設備の諸元

Table 2 Specifications of reclaimed water supply equipment

項目	諸元
給水方式	加圧給水方式
中水貯留槽	FRP製 142m³
中水給水ポンプ	φ65×500L /分×50m×7.5kw(2台)

4. 汚水処理設備の改善

室津PAの近隣には、公共下水道が整備されていないため、上下線の休憩施設から排出された汚水は、上り線

に配置された汚水処理設備で高度処理して再生水を製造し、トイレ洗浄水として利用している。以下に、室津PAの汚水処理設備の概要と課題、再生水のオゾン利用による脱色等の設備改善の取組について述べる。

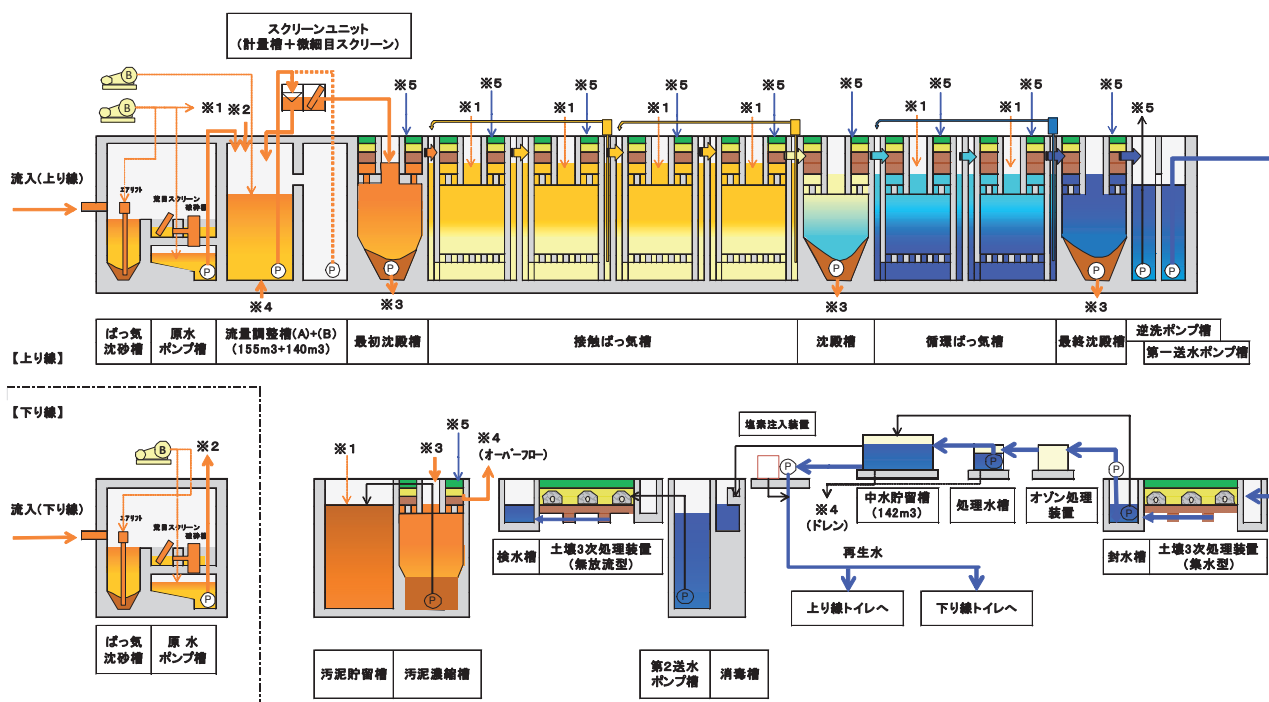
4.1 汚水処理設備の概要

室津PAの上り線に配置された汚水処理設備の外観を写真－4に、汚水処理設備諸元を表－3に、汚水処理フローを図－2に示す。上下線のPAで排出された汚水は主にトイレ洗浄水であり、前処理設備のばっ気沈砂槽、スクリーン等で砂・ごみ等を除去した後、上り線の流量調整槽に集水し、一旦貯水する。貯水した汚水は流量調整ポンプと計量槽で処理流量を調整し、微生物を利用した



写真－4 汚水処理設備と中水貯留槽（上り線）

Photo 4 Sewage treatment facility and reclaimed water tank (Up line)



図－2 室津PAの汚水処理フロー

Fig. 2 Sewage treatment flow of Murozu rest area

土壌被覆型接触ばっ気方式（2次処理）の水槽等で浄化処理される。更に処理水は土壌3次処理装置（集水型）で高度処理され、再生水として中水貯留槽に貯水される。貯水された再生水は中水給水ポンプにより上下線の各トイレへ配水され、トイレ洗浄水として再利用している。このため、再生水は絶えず場内を循環している。また、余剰水は河川等への放流はせず、場内の土壌3次処理設備（無放流型）の蒸発散効果などにより処理している。

表－3 汚水処理設備の諸元

Table 3 Specifications of Sewage treatment facility

項 目	諸 元
処理方式	土壌被覆型接触ばっ気方式
処理能力	155m ³ /日
処理対象人員	1,550人槽

4.2 再生水の使用における課題

室津PAでは、1998年の再生水の利用を開始してから約20年が経過している。近年、休憩施設を利用するお客様より、トイレ洗浄水（再生水）の着色に対する不快感のご意見や感想（以下「ご意見等」という。）が寄せられている。ご意見等があった再生水を調査したところ、色度は平均約30度であり薄黄色に着色していた。なお、汚水処理設備は良好に維持管理できており、再生水の着色原因としては、次の要因が考えられた。

室津PAにはフードコート、レストラン等の施設は設置されておらず、汚水の主な発生源はトイレ排水（し尿）の割合が高い。また、PA内で使用するトイレ洗浄水は、トイレ排水を高度処理した再生水を使用しているため、再生水が絶えずPA内を循環している。一方、し尿処理水中には汚水を高度処理しても分解されにくい着色成分があり、再生水のPA内の循環に伴い、着色成分が濃縮されて着色し易くなっていると推察された。このため、再生水の脱色対策が必要となった。

4.3 再生水色度の管理目標値の設定

お客様からの再生水の着色に対する要望を解決するには、定量的な再生水の色の管理目標値が必要となる。しかし、浄化槽の処理水では色に関する定量的な記述はなく、厚生労働省の再生水の暫定水質基準¹⁾の記載では「外観 不快でないこと」、建築物における衛生的環境の確保に関する法律の雑用水では「外観 ほとんど無色透明であること」という記載となっている。このため、国土交通省及び地方自治体等の下水再生水の色度基準について調査した。

再生水の色度の管理目標値としては国土交通省の「下水処理水の再利用水質基準等マニュアル」（表－4）があり、また地方自治体等では神戸市、淡路市、浜松市、大分市等に記載がある。これら管理目標値は、適用箇所

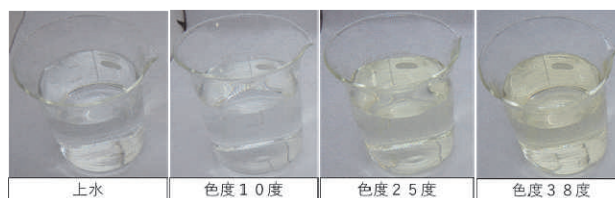
やオゾン処理等に応じて、色度10度以下から40度以下までとなっている。

表－4 下水処理水の再利用水質基準の抜粋²⁾

Table 4 Extract of water quality standards for reclaimed water

適用箇所	水洗用水	散水用水	修景用水	親水用水
濁度	2度以下(管理目標値)			2度以下
PH	5.8～8.6			
外観	不快でないこと			
色度	—			10度以下
臭気	不快でないこと			

図－3に再生水の色度の違いによる色の変化を示す。色度が約40度では再生水は薄黄色に着色して見え、色度が10度以下ではほぼ無色に見える。なお、室津PAでは色度20度程度で不快感のご意見等が寄せられていることから、再生水色度の管理目標値はお客様に再生水の着色を感じさせない10度以下とした。

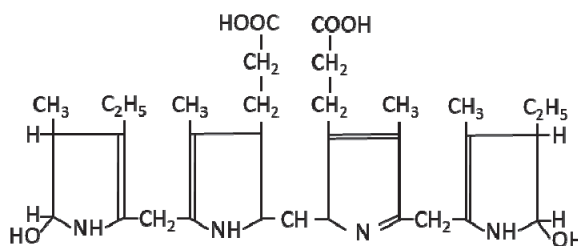


図－3 再生水の色度の比較

Fig. 3 Comparison of the color of reclaimed water

4.4 再生水の着色物質

室津PAの汚水は、ほぼトイレから流れてくるし尿である。再生水の着色成分（黄色）は、血液中のヘモグロビンが分解されて胆汁成分となりし尿として排出され、空気酸化したステルコビリル、ウロビリル等といわれている³⁾。なお、胆汁は肝臓で作られる消化液であり、この胆汁が酸化したステルコビリルやウロビリル等の色は黄色から黄褐色である³⁾。代表として、ステルコビリルの化学式を図－4に示す³⁾。ステルコビリルやウロビリルはC=CやC=Nの二重結合を含んだ複雑な分子構造であり、光を吸収して発色する発色団や助色団を多く持っている。この発色団等が再生水の着色物質となっている³⁾。



図－4 ステルコビリルの化学構造式

Fig. 4 Structural formula of stercobilin

4.5 再生水の脱色方法

色素が入った水の脱色方法としては、一般的に(1)活性炭吸着方式⁴⁾、(2)オゾン処理方式^{3), 5), 6)}、(3)膜処理方式⁷⁾、(4)上水による希釈方式の4手法が考えられる。各方式の特徴を表-5に示す。これらの脱色方法のうち、(1)活性炭吸着方式と(3)膜処理方式は、定期的な活性炭や膜交換等が必要でありかつ経済性においても課題がある。また、(4)上水補給による希釈方式では、補給水の増加により汚水量が増加し、既設の汚水処理設備で処理できないおそれがあること、維持管理費に負担がかかることや水資源の有効活用等の課題がある。よって、再生水の脱色方法は、維持管理し易く経済性も高い(2)オゾン処理方式による再生水の脱色方法を採用した。

表-5 再生水の脱色方法の検討

Table 5 Chromaticity improvement method study

方式	(1) 活性炭吸着方式	(2) オゾン処理方式	(3) 膜処理方式	(4) 上水補給方式
特徴	原水中の有機物を活性炭で吸着・除去する方式	オゾンの強い酸化力で原水中の有機物を酸化・殺菌・分解する方式	中空糸膜等に加圧し原水中の高分子物質を分離する方式	上水を補給することにより汚水を希釈する方式
色度除去	△	○	○	×
建設費	1.2	1.0	1.3	—
維持管理費	2.7	1.0	3.0	>1.3
LCC※	1.7	1.0	2.0	>0.5
補足	高度処理では一般的な手法であり、定期的な活性炭の交換が必要である。	高度処理では一般的な手法であり、色度除去や殺菌で普及しており維持管理がし易い。	高度処理では一般的な手法であり、定期的な膜交換が必要であり、LCCも高い。	汚水処理設備の処理能力で制約有り。
評価	△	○	× (コスト)	× (処理能力)

※LCC=建設費+維持管理費×17年

4.6 オゾン脱色の原理とオゾン処理装置の概要

オゾン(O₃)は、3つの酸素原子からなる分子であり、酸化力の強い物質でかつ水溶性がある³⁾。また、オゾンは複雑な分子構造の有機化合物において、反応がし易い部分を選択的に酸化して、分子を切断し崩壊させる特性がある³⁾。この特性を活用して、オゾンを水中に散気して溶解し、更に水中の各種物質と酸化させることで、脱色、脱臭、殺菌等ができることが知られている^{3), 5), 6)}。再生水の着色物質であるステルコビリルン(図-4)では、分子内のC=CやC=Nといった二重結合の部分が反応がし易い部分であり、オゾンはこの結合部分を選択的に酸化し、分子を切断することで、再生水に混入している発色団を光の吸収しない小さな分子に分解し脱色するものである³⁾。

4.7 オゾン装置の導入

導入したオゾン処理装置による再生水脱色の処理フローを図-5に示す。土壌3次処理装置(集水型)で高度処理された再生水は、封水槽から脱色原水ポンプによりオゾン処理装置に送水され、オゾン処理装置で脱色される。その後、脱色された再生水は、処理水槽に一旦貯水され、処理水ポンプで中水貯留槽に送水し、貯水される。

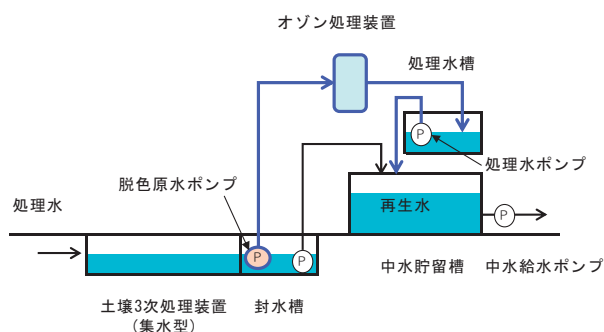


図-5 オゾン処理装置による処理水の流れ

Fig. 5 Flow of treated water by Ozone Generator

オゾン処理の流れを図-6に、オゾン処理装置の仕様を表-6に、外観を写真-5に示す。再生水の脱色の方法は、まず外気をコンプレッサーにより圧縮して単位体積当たりの酸素量を増加させる。次に圧縮空気をオゾン発生装置内に内蔵されている酸素ガス発生装置の吸着剤筒に通すことにより、気体中の窒素が吸着分離され、オゾンの原料である高濃度の酸素を精製する。更に高濃度の酸素を無声放電することで、酸素分子を酸素原子に解離して他酸素原子と結合させることでオゾンを生成する。

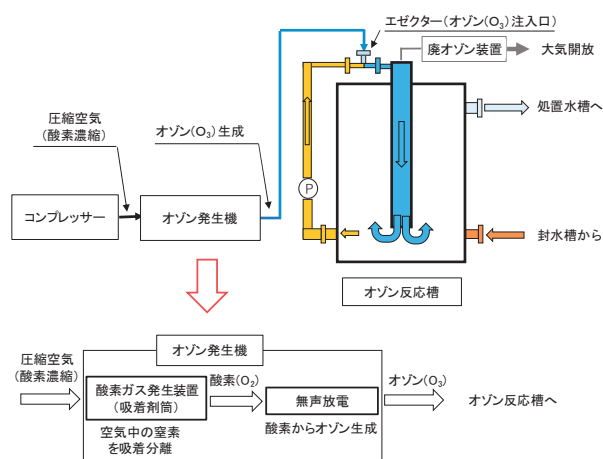


図-6 オゾン処理装置による脱色化の処理フロー

Fig. 6 Processing flow of decolorization by Ozone Generator

表-6 オゾン処理装置の諸元

Table 6 Specifications of Ozone Generator

項目	諸元
処理方式	オゾン酸化方式
設備能力	155m ³ /日
脱色原水ポンプ	φ40×1200 /分×6m×0.4kw(2台)
オゾン発生機	30g/hr×1.8kW×1台
オゾン反応槽	容量200L, SUS製×1台 循環ポンプ1.5kW×2台 廃オゾン送出ポンプ65W×1台
コンプレッサー	2.2kW×1台
廃オゾン装置	0.1kW×1台
処理水槽	有効1.2m ³
処理水ポンプ	φ50×1200 /分×6m×0.4kw(2台)



(a) オゾン発生機

(b) オゾン反応槽



(c) 廃オゾン装置

(d) 処理水槽

写真-5 オゾン処理装置
Photo 5 Ozone Generator

生成されたオゾンは、オゾン反応槽で再生水の循環ポンプとエゼクターで混合し、発色団とオゾンを反応させることで再生水を脱色する。なお、余剰オゾンは、廃オゾン装置の触媒によって無害な酸素にして大気解放される。

4.8 オゾン装置の導入効果

オゾン処理装置の脱色効果の事例として、再生水の循環が多くなり着色しやすい大型連休における再生水の色

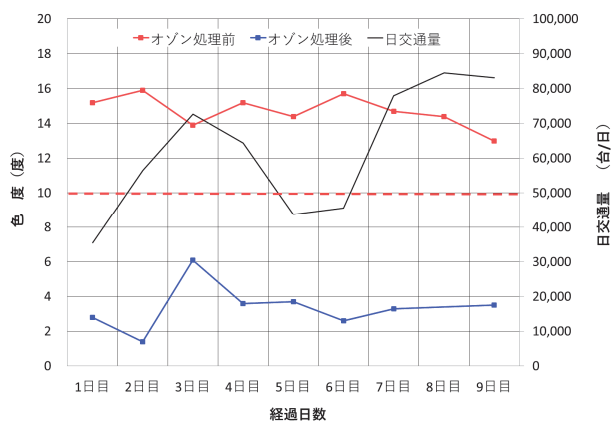


図-7 大型連休における再生水の色度の変化
Fig. 7 Change in chromaticity of reclaimed water

度の変化を図-7に示す。オゾン処理前の再生水色度は約15度で推移しているが、オゾン処理後の再生水色度は約6度以下で推移している。

5. おわりに

室津PAでは、PAから排出された汚水を高度処理した再生水をトイレ洗浄水に利用し、水資源を有効に活用している。本PAの給排水設備及び污水处理設備は供用から約20年が経過し、設備の老朽化や再生水の着色等が課題となっていた。このため、オゾンによる再生水の脱色等の設備の改善や更新を実施し、設備の機能維持とお客様サービスの充実に努めている。

今後もPAの道路維持管理設備の万全な維持管理に努め、お客様に安全、安心、快適な上水や再生水の提供に努める所存である。

参考文献

- 1) 厚生省環境衛生局長通知：再利用水を原水とする雑用水道の水洗便所用水の暫定水質基準等の設定について，1981.4.3
- 2) 国土交通省都市・地域整備局下水道部：下水処理水の再利用水質基準等マニュアル，2005.4
- 3) 海賀信好：オゾンと水処理，技報堂出版，P31～55，P143～188，2008
- 4) 山下博史：活性炭の一般特性と用途について，資源処理技術，37巻，2号，pp.82-86，1990
- 5) 野口基，牧瀬竜太郎，高瀬格：上下水道におけるオゾン応用技術，東芝レビュー，Vol.55，No.6，pp.20-24，2000
- 6) 久保田昌治，池本徳郎，西橋淳一，下里興：下水処理へのオゾンの利用，日立評論，pp.29-34，1979.3
- 7) 大熊那夫紀：下水再利用のためのMBR+ROシステム事例紹介，平成29年度土木学会全国大会研究討論会，pp.13-14，2017.9

橋梁灯設備のLED化

LED bridge light facilities for sea-spanning bridges

明野 晃治

Koji Akeno

坂出管理センター
電気通信課長

松永 陽次

Yoji Matsunaga

坂出管理センター
電気通信課長代理

山本 浩之

Hiroyuki Yamamoto

鳴門管理センター
電気通信課長
(前) 保全部 電気通信課長代理

概要

瀬戸大橋他の海峡部橋梁下を航行する船舶に対して航路または可航水域を示す航路標識設備である橋梁灯をLED化した。架橋建設時は、航行安全委員会において、橋梁灯の適正視認距離を設定し、その距離内において船上から見え方確認による主観的な評価により、光源の光度（明るさ）を決定していた。主観的な評価のため中央灯、左側端灯及び右側端灯3色（白・緑・赤）の光度は異なっていた。

今回の設備更新では、海上保安庁及び海事関係者と十分に協議を行い、橋梁灯の適正視認距離を設定及び必要な光度を海保の基準に基づき決定した。本稿では、関係者の見え方確認結果を踏まえた上で、橋梁灯の光度・光達距離の低減及び橋梁灯3色の光度の統一を実現した取組について報告する。

The bridge lights, seamount facility, that designate the sea route or the navigable waters have been renovated into the LED bridge lights toward the ships sailing under sea-spanning bridges such as Seto Ohashi Bridges. When constructing bridges, the proper visible range of the bridge lights had been set by the navigation safety committee and then, luminous intensity of the bridge lights had been set by the subjective evaluations of visibility investigation of bridge lights on the boat in the sea range. Luminous intensity of each 3 colors (white, green and red) for the center, left and right bridge lights were different due to the subjective evaluations.

This paper reports the efforts in order to realize the reduction of the luminous intensity and visible distance, and the uniform of the 3 colors. In this renovation works, we closely conferred with the Maritime Safety Agency and the parties of maritime affairs on setting the proper range of the bridge lights and on determining the required luminous intensity based on the standard of the Maritime Safety Agency.

1. はじめに

1.1 橋梁灯とは

可航水域上に橋梁を架設したときは、当該海上架橋の存在と橋梁下の航路又は可航水域を標示するための「橋梁標識」を海上保安庁の指導により航路標識法に基づき設置する。この橋梁標識のうち、夜間の指標となる灯火によるものを「橋梁灯」、昼間の指標となる標識板によるものを「橋梁標」という。

橋梁標識は、水源に向かって（瀬戸内海では阪神港が水源、ただし宇高航路は宇野港）図-1のとおり設置する。

1.2 橋梁灯の機能

橋梁灯は、特定の海域内において、橋梁の存在と航路

又は可航水域を標示する航路標識であるため、海図上に記載され、設置位置、光り方、光度及び光達距離などが告示される。

船舶は、橋梁灯を含む灯台及び灯浮標などの航路標識を指標として操船するため、船舶交通の安全確保を図るために橋梁灯の機能を厳正に維持する必要がある。

1.3 橋梁灯の諸元

橋梁灯の光り方や光度の諸元は、架橋工事の際、航行安全委員会において審議され、船舶からの見え方調査を実施した上で、最終的に現在の諸元が告示されている。

これらは橋梁ごとに異なっているが、告示内容の一例を南備讃瀬戸大橋に設置していた旧設備のうちC一灯（西側中央灯）の諸元を以下に示す。

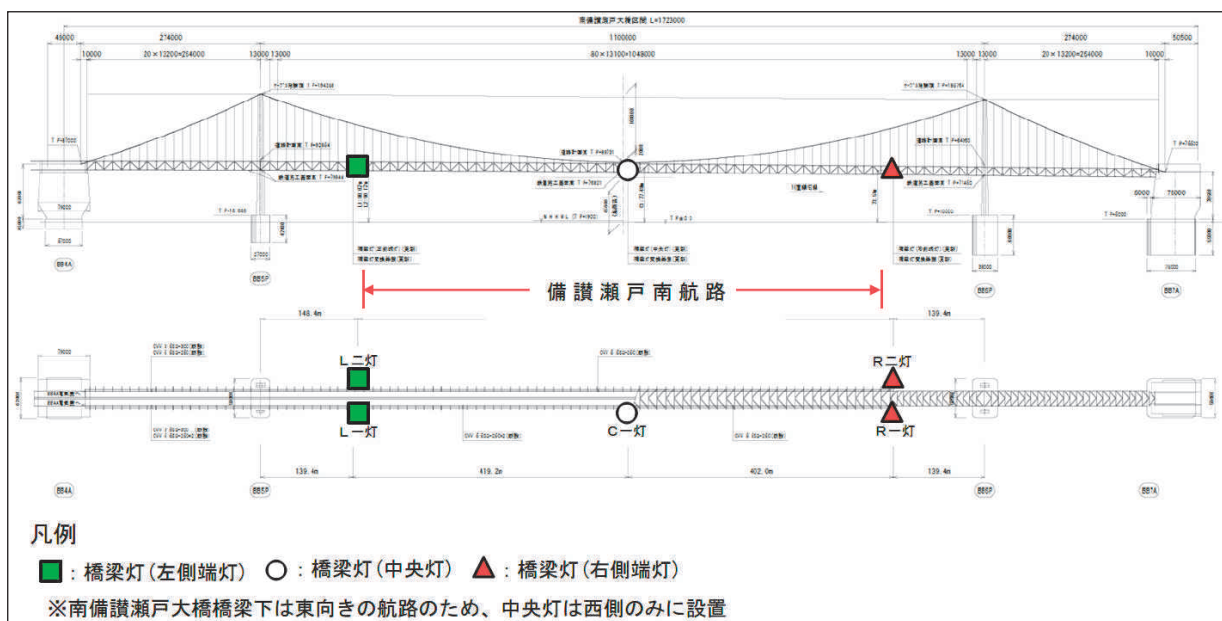


図-1 橋梁灯配置図(南備讃瀬戸大橋)
Fig.1 Arrangement of bridge lights (Minami Bisan-Seto Bridge)

- ・名称：南備讃瀬戸大橋橋梁灯（C一灯）
- ・位置：所在地 香川県坂出市
(南備讃瀬戸大橋西側面中央)
北緯 34-21-51(51.0)
東経 133-49-31(30.5)
- ・灯質：不動白光
- ・光度：350カンデラ
- ・光達距離：7.0海里
- ・明弧：32度から98度まで
- ・高さ：平均水面上から灯火まで
78メートル(78.23)
- ・記事：1. 薄暮，薄明時は，光度1,100カンデラで点灯する。
- 2. 通航船に対し，橋脚及び橋台の存在を明示するため，照明灯を橋脚及び橋台下部に設置し，橋脚及び橋台を照射している。
- 3. 本州四国連絡高速道路株式会社
坂出管理センター管理

2. 橋梁灯のLED化

既設橋梁灯の光源であるシールドビームランプは既に製造が中止されている。一時的な代替製品としてシールドビームハロゲンランプは製造されているが，当社が管理する橋梁灯にシールドビームランプを代替使用するには，明るさを告示光度とするためランプへの印加電圧は定格電圧よりかなり低く設定しなくてはならない。そのためハロゲンサイクルが正常に形成されずランプ寿命が極端に短くなり，ランプ交換頻度が激増し運用上耐えら

れない。また，設備の老朽化及び修理対応部品の製造中止により安定した機能維持が困難となったことから，白熱電球そのものの製造が終息していく中，LED化を前提に更新の検討を行った。

2.1 光達距離

1.3橋梁灯の諸元で述べたとおり，橋梁灯の諸元は当時の航行安全委員会で審議され，見え方調査を経て橋梁灯ごとに光度が決定された。

また，光達距離は光度から海上保安庁の『光達距離表』により求めている。南備讃瀬戸大橋のC一灯の場合，光度350cd（カンデラ）が必要とされたので，光達距離は7.0海里（約13km）となっている。

航行安全を確保しつつ，灯台，灯浮標等と橋梁灯の役割を考慮し，設備の合理化のため光度・光達距離の見直しを行うためには，橋梁灯の利用海域を明確にし，当該海域において角膜照度を確保できる光源の光度を必要かつ最小限にしなければならない。当時の航行安全委員会の見え方調査結果を再確認し，備讃瀬戸南航路及び備讃瀬戸東航路において，南北備讃瀬戸大橋の東側と西側から6km（3.2海里）の海域内で見え方調査を行っていることを確認した（図-2参照）。

したがって，当該橋梁から6km迄の海域を橋梁灯の最適な利用海域に設定し，高松海上保安部と協議した結果，航行安全委員会の審議内容を継承しており問題ないことを確認した。光源の明るさは航行安全委員会の見え方調査における海域において，航海者の角膜照度が海上保安庁の要件（国際基準準拠）を満たす光度を算出することとなった。

なお，大鳴門橋及び大島大橋の橋梁灯更新においても，前述と同様の考え方で各管轄の海上保安部と協議を重ね，

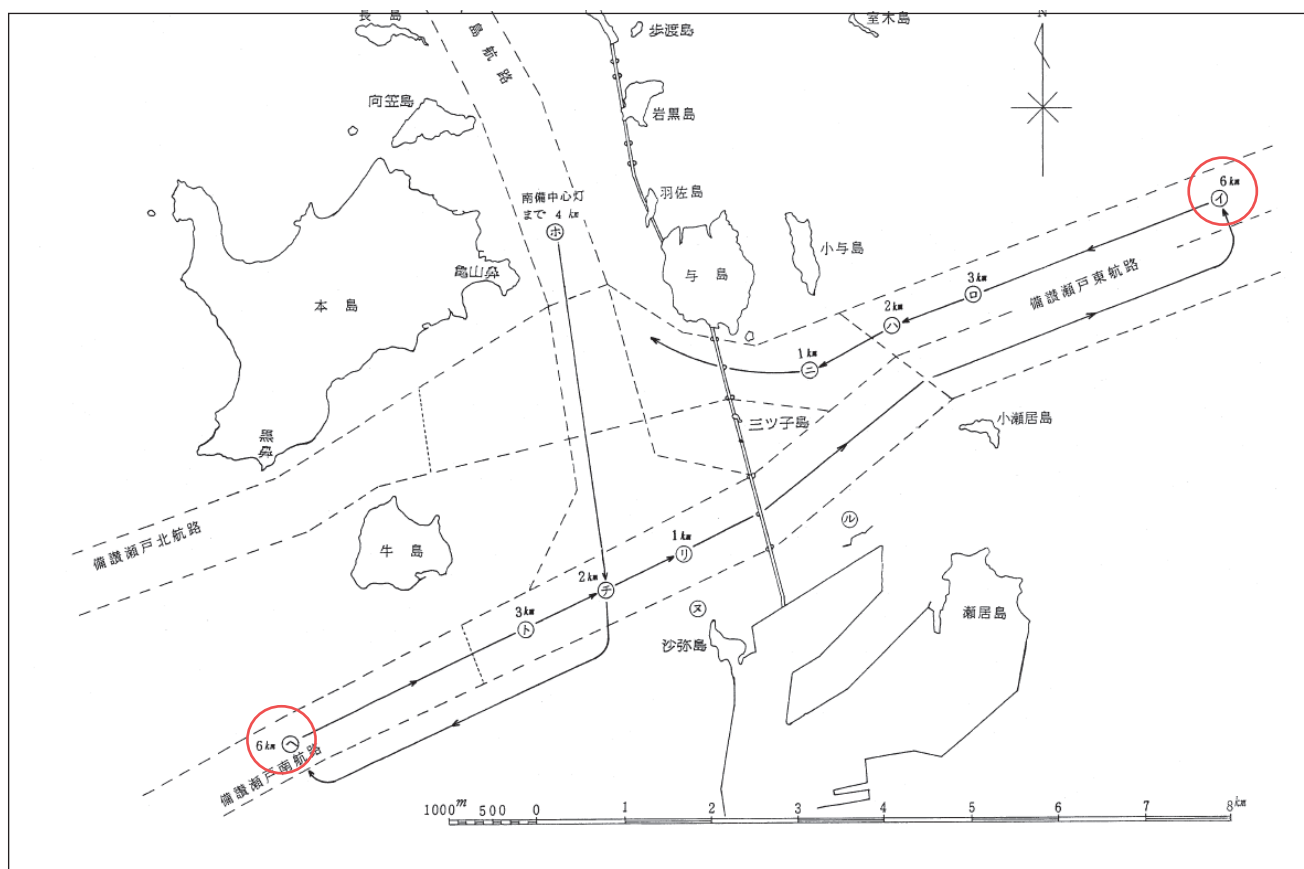


図-2 南北備讃瀬戸大橋橋梁灯の見え方調査図

Fig.2 Visibility investigation of bridge lights on Minami & Kita Bisan-Seto Bridge

光源の最適な光度を再計算し、最適な光達距離により、必要最小限の光度で橋梁灯の性能を統一し、設備の合理化を図ってきた。

2.2 光度計算

最適な光達距離が確定したことにより、橋梁灯としてどの程度の光が必要かを、次に示す光度と角膜照度の関係式 (1) 及び光度光達距離表により行う。なお、光度計算は夜間光度について実施し、薄明・薄暮光度は、角膜照度計算では求めることができないため、別途高松海上保安部に確認しながら設定した。

$$I = \frac{E \times d^2}{T^d} \quad (1)$$

I: 光度 [cd]

E: 角膜照度 [lx]

T: 大気透過率【海里あたり0.74】

d: 距離【海里】

操船者にとって橋梁灯は、明るすぎるとは操船の妨げとなり、暗すぎるとは橋梁灯として認識できなくなる。そのため、上記計算式に加え、以下(a)と(b)が定められている。

- (a) 角膜照度はグレア防止のため1/1,000,000lx以上1/100lx以下（背景が非常に暗い場合）

- (b) 最低光度は15cd

したがって、南北備讃瀬戸大橋の場合、6kmの海域で角膜照度1/1,000,000lx以上を確保し、かつ15cd以上となる光度を算出する。

2.3 光度計算結果

上記2.2に基づく計算の結果、各橋梁灯の光度を表-1の更新後の夜間告示光度欄に示す。なお、薄明・薄暮の告示光度は、夜間時との天空照度差及び橋梁周辺環境等考慮し、高松海上保安部と橋梁ごとに個別協議で決定した。

また、因島大橋橋梁灯は最も早くLED化による更新を行ったが、更新時所轄の海上保安部の指導により、既設最大光度（右側端灯）と同様の光度・光達距離に決定されたため、本表からは省いている。

光度計算上、発光色は光達距離とは無関係のため、中央灯及び左右側端灯の光度計算結果は同一となる。

3. LED橋梁灯の見え方確認の実施

橋梁灯の明るさについて、航海者の角膜照度からの光度算出方法は、周辺環境の明るさは考慮されない。算出した光度（明るさ）が、周辺市街地・工業地帯の照明等

表-1 LED化橋梁灯光度一覧表
Table 1 Luminous intensity of LED bridge lights

名称		既設		更新後	
橋梁灯名称		夜間 告示光度 (cd)	薄明・薄暮 告示光度 (cd)	夜間 告示光度 (cd)	薄明・薄暮 告示光度 (cd)
大鳴門橋	C一灯	240	2,500	120	1,200
	C二灯	240	2,500		
	L一灯	420	3,700		
	L二灯	420	3,700		
	R一灯	120	1,200		
	R二灯	120	1,200		
撫養橋	C一灯	60	—	55	—
	C二灯	60	—		
	L一灯	50	—		
	L二灯	50	—		
	R一灯	50	—		
	R二灯	50	—		
下津井瀬戸大橋 橋梁灯	C一灯	110	250	120	340
	C二灯	110	250		
	L一灯	170	340		
	L二灯	170	340		
	R一灯	70	140		
	R二灯	70	140		
檀石島橋橋梁灯	L一灯	80	150	20	150
	L二灯	80	150		
	R一灯	30	70		
	R二灯	30	70		
岩黒島橋橋梁灯	L一灯	80	150	20	150
	L二灯	80	150		
	R一灯	30	70		
	R二灯	30	70		
北備讃瀬戸大橋 橋梁灯	C二灯	350	1,100	120	1,200
	L一灯	730	1,800		
	L二灯	730	1,800		
	R一灯	140	490		
	R二灯	140	490		
南備讃瀬戸大橋 橋梁灯	C一灯	350	1,100	120	1,200
	L一灯	730	1,800		
	L二灯	730	1,800		
	R一灯	140	490		
	R二灯	140	490		
伯方大島大橋橋梁灯	C一灯	180	1,600	50	500
	C二灯	180	1,600		
	L一灯	240	1,800		
	L二灯	240	1,800		
	R一灯	120	1,200		
	R二灯	120	1,200		



写真-1 見え方確認出港時
Photo 1 Visibility investigation on the boat departing

が橋梁灯の視認方向に入り込んでも、相対的に十分に視認できるか確認するには、現地の実態において見え方確認を実施する方法しかない。

見え方確認の実施時期・方法等について、高松海上保安部と協議し、LED橋梁灯試験灯器を用いて事前に見え方確認を行うこととした。

本見え方確認は、瀬戸大橋橋梁灯設備の更新で計画している告示光度の明るさの灯器を告示光達距離（5.5海里）内の海域において、現地における船舶からの目視観測により、適正な明るさであるか確認することを目的とした。

見え方確認は、南北備讃瀬戸大橋及び岩黒島橋において、旧設備とLED試験灯器の切替点灯を行い、

- ・更新前後の明るさの比較
- ・周辺市街地照明に対する相対的な明るさ確認

を主体に高松海上保安部、全日本海員組合及び内海水先区水先人会（敬称略）等の海事関係者10者により実施した（写真-1参照）。

3.1 見え方確認の概要

① 確認日時

平成30年3月6日（火）18：30～22：00

② 確認対象灯火

- ・岩黒島橋橋梁灯（L二灯，R二灯）
- ・北備讃瀬戸大橋橋梁灯（C二灯，L二灯，R二灯）
- ・南備讃瀬戸大橋橋梁灯（C一灯，L一灯，R一灯）
- ・南備讃瀬戸大橋BB5P（橋脚照明，橋脚基部側端灯）

③ 灯火の光度

橋梁灯更新前後比較表に示す設定光度（表-2）

④ 確認位置

確認位置図（図-3）に設定した航路及び可航水域内のA～Gの各ポイントにおいて停船して見え方確認を実施した。

1箇所当たりの確認時間(停船時間)は、5～10分程度で、他船が接近または接近の可能性がある場合は航路から一

表-2 橋梁灯更新前後比較表
（南北備讃瀬戸大橋）

Table 2 Comparison of old and new bridge lights
(Minami & Kita Bisan-Seto Bridge)

区 分	更新	既設
中央灯	灯色・灯質	白光・不動光
	光度・光達距離（夜間）	120cd・5.5海里
	適正視認距離※（利用海域）	350cd・7.0海里
	灯器・数量	6.0km
左側端灯	灯色・灯質	緑光・不動光
	光度・光達距離（夜間）	120cd・5.5海里
	適正視認距離※（利用海域）	730cd・8.5海里
	灯器・数量	6.0km
右側端灯	灯色・灯質	赤光・不動光
	光度・光達距離（夜間）	120cd・5.5海里
	適正視認距離※（利用海域）	140cd・5.5海里
	灯器・数量	6.0km

※：建設当時の航行安全対策協議会で確認

時回避し、他船通過後航路に戻り見え方確認を再開する安全対策をとった。

3.2 見え方確認結果

海事関係者による5段階による見え方評価結果を表-3に示す。評価結果は、適正視認距離内では、ほとんどが「丁度良い又はやや明るい」という結果であった。

また、見え方確認評価のコメントでは、「やや暗いが良く見える」「LEDの方が鮮やかではっきりしている」という肯定的な意見がほとんどであった。

これは、旧設備の灯色は光源がシールドビームランプのため電球色を色フィルターで重ねているのに対し、LED橋梁灯は発光部のLED素子自体が必要とされる灯色の波長帯で発光しているためであり、また、発光部が小さくなったことで、相対的に単位面積当たりの明るさを示す輝度が大幅に上がったことも要因と思われる。このため、見え方の向上を含め信号灯器としては優れた性能を有していると考ええる。

3.3 中央灯のLEDリング構造変更について

見え方確認において、特に操船上支障となる意見は無かったが、南北備讃瀬戸大橋の中央灯（不動白光）の見え方が、左側端灯（不動緑光）及び右側端灯（不動赤光）の両側端灯と比較し輝き方が少し弱く見えた。

試験灯器の製造は、告示光度が120カンデラ計画のため、製造仕様上中央灯は120カンデラLEDリング1段構成に対して、両側端灯は60カンデラのLEDリング2段構成で製造した。その結果、光の波長の影響も考えられるが、中央灯の発光面積が両側端灯と違うことが原因の一つと

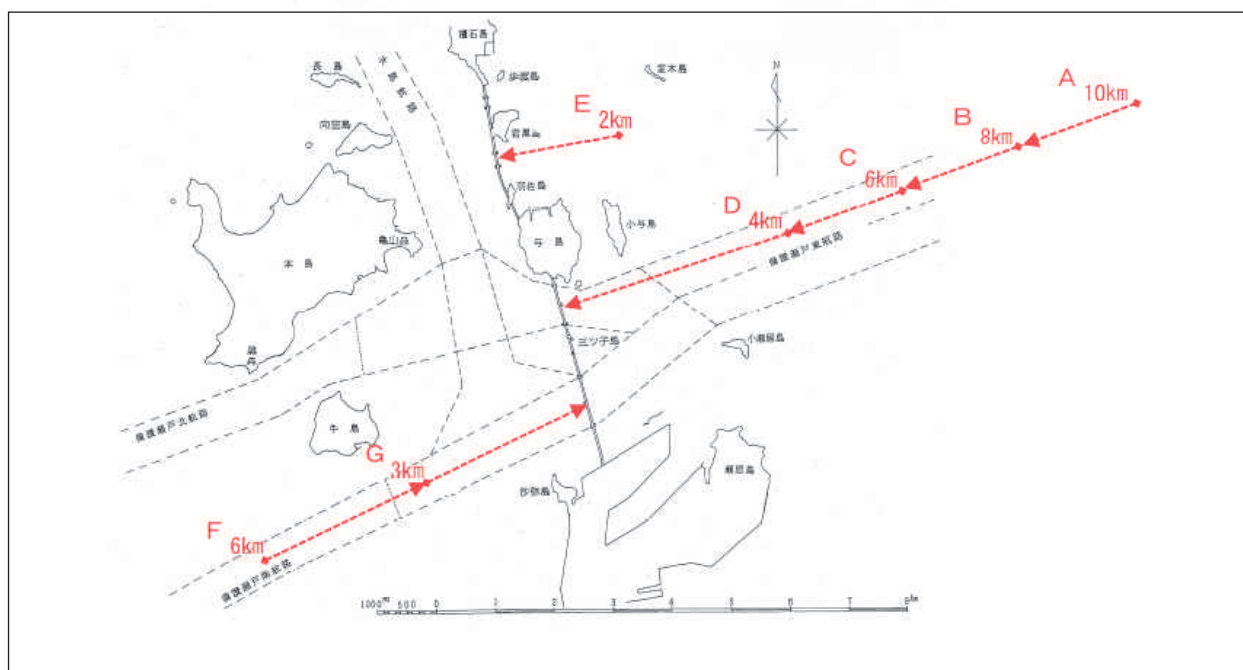


図-3 橋梁灯見え方確認位置図
Fig.3 Position map of visibility investigation for bridge lights

表-3 LED橋梁灯の見え方確認結果
Table 3 Result of visibility investigation for LED bridge lights

確認橋梁	適正視認距離内外	確認距離 (km)	明るすぎる	やや明るい	丁度良い	やや暗い	暗すぎる	集計
北備讃瀬戸大橋 (東方)	外	10※1	0	0	5	4	2	11
		8	0	1	8	2	0	11
	内	6	0	1	10	0	0	11
		4	0	2	9	0	0	11
南備讃瀬戸大橋 (西方)	内	6	0	1	8	2※2	0	11

注 ※1：背景に西方向の薄暮が残った状態で実施

※2：潮流が速く，強風により船が流され確認距離の長いポイントで確認

考え、中央灯のLEDリング構成を60カンデラ2段に変更し両側端灯と構成を合わす対応を高松海上保安部に確認しながら実施した。

当該変更は、大型船（長さ50メートル以上の船舶）が航行する一方通航の航路が設定され航路の中央が操船の目標と考えた南北備讃瀬戸大橋で実施し、下津井瀬戸大橋の橋梁灯は、橋梁下が可航水域であり他船と行き会う場合可航水域の右側を操船の目標とすることから、橋梁下の中央を特に意識することは無いと判断し当初計画で進めることとした。

4. 更新後のLED橋梁灯

南備讃瀬戸大橋L一灯を例として写真-2に旧設備、写真-4にLED橋梁灯を示す。また、写真-3には南備讃瀬戸大橋R二灯の近接写真を示す。

南備讃瀬戸大橋L一灯の新旧設備を比較すると、今回の光度見直しで、光度が旧730cdから新120cdに低減したことにより、灯具のサイズが大幅に小さくなった。

大鳴門橋と大島大橋にも同じタイプのLED橋梁灯を採用している。

①発光部

発光部は上部のレンズの内側にあり、旧設備に比べ非常に小型化されている。全周が発光するが、明弧は66度のため、背面に遮蔽板を設置している。

LEDはランプ交換不要のため、内部に密閉されている。

②夜間・薄暮の切替

旧設備では、夜間と薄暮の切り替えを電圧調整によりランプの明るさの切替を行っていたが、LED橋梁灯は夜間用と薄暮用をそれぞれ設置し切替点灯を行っている。

③架台部

発光部が小型化したことで、下側は架台となり、側面に変換器盤（制御・電圧変換用）が設置されている。

5. 光度変更とLED橋梁灯導入による効果

光度変更とLED橋梁灯の導入効果について、近い時期にLED化による更新を行った設備規模が比較的小さい大島大橋と瀬戸大橋5橋全体（下津井瀬戸大橋、櫃石島橋、岩黒島橋、北備讃瀬戸大橋及び南備讃瀬戸大橋）を例にして、LED化による効果を述べる。

5.1 見え方の向上

今回、光度・光達距離を見直したことで、旧設備よりも光度は低下している。

光度cdは、ある一定の方向へ放射される光源の明るさを表し、輝度cd/m²は、その光源をある方向から見た単位面積当たりの明るさを表す。

LED化で橋梁灯の発光面積が小さくなった結果、単位面積当たりの発光輝度が上がり、大島大橋（R一灯・R二灯）の場合は旧設備の約10倍となっている。また、同様にコンパクト化された南北備讃瀬戸大橋（R一灯・R二灯）の場合、夜間光度は旧設備の光度140cd、輝度320cd/m²だったのに対し、光度が120cdとやや下がったにも関わらず、LED化により単位面積当たりの明るさを示す発光輝度は7,100cd/m²と大幅に上がっている。

5.2 光度変更によるコスト削減

大島大橋のR一灯を例にとると、表-1のとおり夜間光度が120cdから50cdに、薄暮光度が1,200cdから500cdに低下している。その結果、橋梁灯の価格が夜間においては300千円の減、薄暮においては1,100千円の減で、R一灯あたりでは合計1,400千円の減となった。残りの5灯も同程度とすれば、大島大橋では合計8,400千円の削減である。

瀬戸大橋5橋全体では、光度変更により、LED橋梁灯灯具のみで約28,000千円の削減ができた。



写真-2 旧橋梁灯設備（南備讃瀬戸大橋L一灯）
Photo 2 Old bridge light (Minami Bisan-Seto Bridge L1)

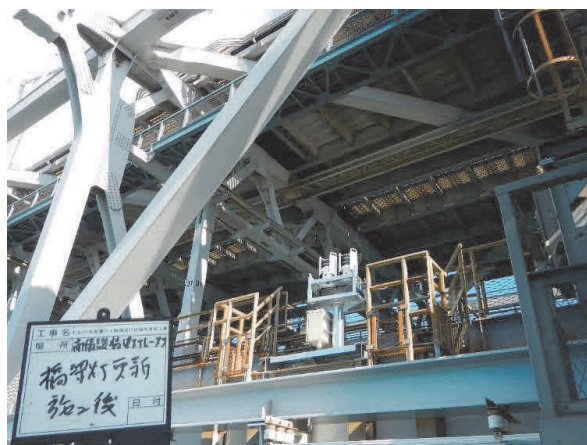


写真-3 LED橋梁灯設備（南備讃瀬戸大橋L一灯）
Photo 3 LED bridge light (Minami Bisan-Seto Bridge L1)



写真-4 LED 橋梁灯近接写真（南備讃瀬戸大橋R二灯）
Photo 4 Closeup of LED bridge light (Minami Bisan-Seto Bridge R2)

5.3 電気料金等の削減

LED化で電気料金は勿論のこと、二酸化炭素排出量も低下する。ここでは、大島大橋のR一灯の例と瀬戸大橋5橋全体を例に、どの程度削減されるか以下に示す。

① 電気料金

光度を見直したことによる効果も含め、旧設備に比較して消費電力が大幅に低下している。旧設備と比べ、夜間で5%、薄暮で4%程度となっており、年間電気使用料金では、1日あたり2時間の薄暮点灯、10時間の夜間点灯と1kWhあたり20円とすれば、36,266円から1,606円へ削減されることになる。

同様に瀬戸大橋5橋全体の橋梁灯、橋脚灯及び基部側端灯の全灯器LED化による年間電気使用量削減額を試算すると、約377万円から約47万円へ約88%の削減見込を得た。

② 二酸化炭素

電力会社が1kWhの電力量を発電するのに必要とされているCO2排出量は518g（電気事業者別排出係数 平成28年度実績 H29.12.21環境省・経済産業省公表）のため、上記①の点灯条件の場合、大島大橋橋梁灯で年間939kgから年間42kgへ削減されることになる。

また、同様に瀬戸大橋5橋全体の橋梁灯、橋脚灯及び基部側端灯のLED化では年間157,005kgから年間19,382kgへ年間電気料金の削減率と同じ約88%の削減が見込める。

5.4 保守性の向上

① ランプ交換が不要となった。

光度半減50,000時間（12時間/日点灯でも11.4年）で機器を更新する以外、ランプ切れはない。

② 点検・清掃が容易になった。

旧設備は、南北備讃瀬戸大橋では高さ4,700mmと非常に大きく、点検、ランプ交換及び清掃が大きな負担であったが、小型化によりこれらが容易になった。

6. おわりに

発光器具のLED化は、橋梁灯も含め様々な器具で進められている。当社においては、20,000cdの光度を必要とする中光度航空障害灯を、大三島橋、大島大橋でLED化により更新した実績がある。今後は、他橋梁の橋梁灯や、200,000cdの光度を必要とする高光度航空障害灯がLED化により更新されると予想される。

また、道路照明においても、水銀ランプや低圧ナトリウムランプの製造が中止されるため、一気にLED化が進み、当社の発光器具が全てLEDとなる日も、そう遠くないと予想される。

謝辞

瀬戸大橋橋梁灯設備等の更新方針に関する全般的なご指導を承った海上保安庁殿、見え方確認へのご参加等いただいた海事関係者各位、更に航行安全に関し貴重なご意見を頂いたJ B本四高速OB方々に深く感謝の意を表す。

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

長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

鳴門管理センター
副所長
(前) 保全部 橋梁保全課長

山根 彰 Akira Yamane

長大橋技術センター
防食・耐風グループ
エキスパート（防食担当）

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30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55μm）である。これまで省工程型塗料には、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塗料が1種類のみ確認されていたが、その後、複数の塗料メーカーから高耐久性ふっ素樹脂塗料と同等の光沢保持性能が期待される塗料が開発されたことから、新規開発された省工程型塗料について屋外暴露試験等を開始した。

2.2 新規開発塗料の試験

新たに開発された省工程型塗料は、表-1に示す5塗料があり、その塗料を対象に屋外暴露試験等の試験を開始した。

表-1 省工程型塗料

Table 1 Simplified application process paint

塗料メーカー	塗料の数	試験内容
A社	1 塗料	・ 宮古島屋外暴露試験 ・ 旧塗膜付着性試験 明石海峡大橋及び 番の州トラス橋
B社	2 塗料	
C社	1 塗料	
D社	1 塗料	

3. 納入塗料の確認方法

高耐久性ふっ素樹脂塗料について納入時の製品検査手法について検討を行った。

3.1 赤外分光法による検査

赤外分光法（IR法）は、高速道路会社等で塗料の納入検査手法として採用されており、IR法によって高耐久性ふっ素樹脂塗料の判別が可能か調査を行った。調査は、同一メーカーの従来型ふっ素樹脂塗料と高耐久性ふっ素塗料のIRスペクトルを求め、両塗料のスペクトルを比較した。その結果、IRスペクトルチャートに殆ど差は無く、判別が不可能であった。そのためIR法による納入検査は不適であることが解った。IR法以外にICP分析等も調査したが、高耐久性ふっ素樹脂塗料を判定するまでには到らなかった。

4. 塗膜消耗以外の劣化要因調査

4.1 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。

4.2 終局状態の定点確認

平成26年度、南備讃瀬戸大橋に終局状態確認用定点を設け、追跡調査を開始した。平成30年度に追跡調査した結果、1mm/箇所程度の小さな中塗り露出が数カ所みられた。

4.3 有機塗膜の気体透過性試験

無機ジं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、省工程型塗料フリーフィルム（4塗料メーカー、膜厚3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り、ふっ素樹脂上塗り塗料に近い値であった。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。

5. まとめ

塗装（鋼）WGにおいて平成30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、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を検討している。

また、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、表面保護工の試験施工箇所を対象に、継続調査している。

本稿は、コンクリート保護工WGにおいて平成30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. マスコンクリート表面被覆の現況調査

マスコンクリート表面被覆に関して、既設塗膜のひび割れ補修方法を検討するため、平成25年度に大鳴門橋1A（既設塗膜：ポリブタジエン系）を対象として試験施工を実施している。平成30年度は、施工から5年後の現況調査を実施した。

比較的伸び性能が低いポリブタジエン系塗膜の補修箇所では、ひび割れ付近での塗膜われが観察された（写真-1）。一方、ひび割れ追従性の高いアクリルゴム系補修箇所では、塗膜われが観察されなかった。

いずれの補修仕様においても、コンクリート内部からの漏水が原因と思われる膨れ等の変状が発生しており、水抜きパイプ等の漏水対策の併用が必要と考えられる。

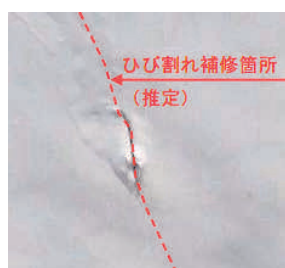


写真-1 補修箇所の塗膜われ（ポリブタジエン系塗膜）

Photo 1 Crack of repair part (Polybutadiene type coating)

3. ASR対策工の内部含水率調査

ASR劣化対策として、コンクリートの内部含水率を低

減させるため、遮水性及び透湿性を有する表面保護工を施工している。櫃石島高架橋の橋脚に施工された表面保護工について、内部含水率の追跡調査を実施した。

調査履歴を表-1に、調査結果を図-1に示す。撥水系（含浸材）施工箇所（10P）では、初期(H24)に比べ内部含水率の低下が見られた。撥水系（塗膜）施工箇所（22P）では、平成24年度から平成25年度にかけて内部含水率の低下が見られたものの、平成30年度は初期(H24)と同程度であった。撥水系（含浸材）及び撥水系（塗膜）の性能及び耐久性について、継続的に調査を実施する予定である。

表-1 調査履歴

Table 1 History data of investigation

調査箇所 橋脚 部位	ASR対策	調査年度							施工 年月
		H24	H25	H26	H27	H28	H29	H30	
10P 北面 東側	撥水系 (含浸材)	●			●			●	H23.2
22P 南面 西側	撥水系 (塗膜)	●	●					●	H23.2

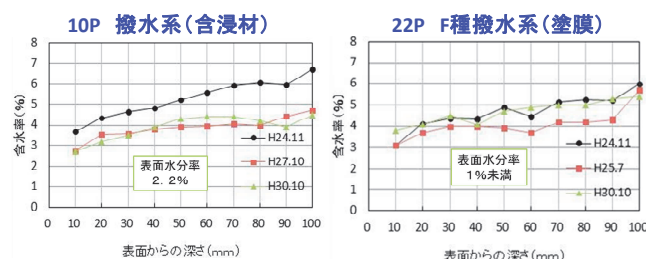


図-1 含水率の経時変化

Fig. 1 Transition of water content

4. まとめ

平成30年度は、表面被覆補修試験箇所の現況調査やASR対策工の性能調査などを実施した。

表面被覆については、現況調査を継続する予定である。ASR対策工の性能調査についても、継続的に調査を行い、得られた知見を今後のASR対策へ反映させていきたい。

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

本郷 誠人 Masato Hongo

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) 新たなケーブル送気乾燥システムの検討

本稿は、上記のうち、平成30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エポキシ系塗料（中塗り2層）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にひび割れが発生している。このため、伸び性能に優れた新たな塗装仕様による暴露試験や試験施工（大島大橋）を行い、その適用性を調査している。

今回は、平成25年度に大鳴門橋暴露試験場で暴露開始した柔軟型エポキシ系（中塗り4層）を3種類、アクリルゴム系塗料（中塗り1層、2層）を2種類、ウレタン系塗料（中塗り1層）を1種類計6種類の試験体を用い、暴露5年後の伸び性能試験（ゼロスパン伸び性能試験）を行った。試験の結果、ほとんどの仕様において経年劣化による伸び性能の低下が見られたが、柔軟型エポキシ系のC仕様については、伸び性能が5年前より高かった。また、ウレタン系塗料についても、伸び性能が高いことが確認された（図-1）。

大島大橋において、新たな塗装仕様であるアクリルゴム系塗料（中塗り2層、3層）を用いた試験施工箇所（平成25年度実施）の5年後の外観調査を実施した。調査は上り線側径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。

調査の結果、ケーブル上面の塗膜表面にひび割れが多く確認されたため、塗膜表面を切削し、ひび割れの進展深さを確認した。ひび割れの進展深さは、上塗りまで留まっており、中塗りまでは貫通していないことが確認された。ひび割れの原因は、点検時に人が歩行するため、荷重・摩擦等による衝撃によって生じたものと推定された（図-2、写真-1）。

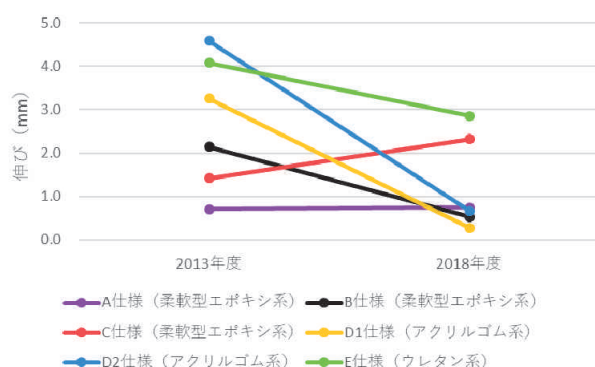


図-1 塗膜の伸び性能の変化（2013→2018年度）

Fig. 1 Change in coating elongation performance

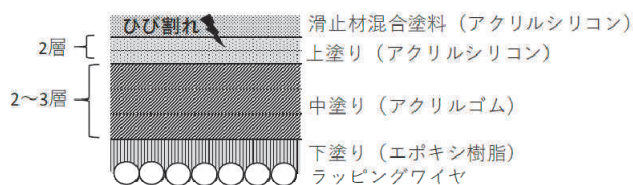


図-2 ケーブル塗膜断面図

Fig. 2 Cross section of the cable coating

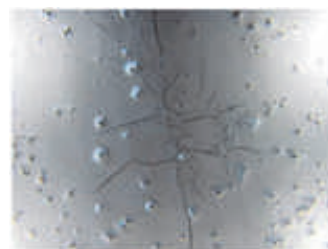


写真-1 塗膜表面のひび割れ

Photo 1 Cracked coating surface of cable

2.2 ゴムラッピングの補修仕様の検討

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が劣化した場合の補修仕様については、昨年度に試験施工を実施した北備讃瀬戸大橋では、施工完了から20日程度で補修テープとプライマー（接着剤）の接着力低下により膨れが発生したことから、今年度は、5種類のプライマーを用いて接着力試験を行った。その結果、ラッピングワイヤの上の1層目に主成分がクロロプレンゴムであるプライマー、2層目に主成分がブチルゴムであるプライマーを塗布した後、最後に昨年度使用した補修テープを貼り付けた仕様が、付着力が高く高評価を得た。

今回、ケーブル被膜にゴムラッピングを採用している明石海峡大橋において、ケーブル開放調査が実施されたため、前述した試験結果で高評価を得た仕様で補修を行った（写真－2）。



写真－2 ブチルゴム系プライマー（2層目）
Photo 2 Butyl rubber adhesive(second layer)

3. 新たなケーブル送気乾燥システムの検討

本州四国連絡橋では、全ての吊橋を対象にケーブル素線の防せいを目的として、ケーブル送気乾燥システムを導入し、ケーブル内の相対湿度が40%RH以下となるよう管理している。

平成29年度からは、ケーブル内に送られる気体中の酸素の濃度低下による、鋼材の腐食抑制効果を期待した送気乾燥システムの検討を実施している。以下に、平成30年度に実施した検討結果について報告する。

3.1 実験内容

平成29年度に引き続き、平成30年度も酸素濃度が亜鉛めっきの腐食速度に及ぼす影響の検討を行った。条件を表－1に示す。ケース1は、平成29年度の試験を補完するため、湿度のみの条件変更（30, 75, 90%RH）とした。また、ケース2では、16%より低い酸素濃度での腐食状況を確かめるための試験を実施した。

表－1 亜鉛めっき鋼線の腐食実験条件

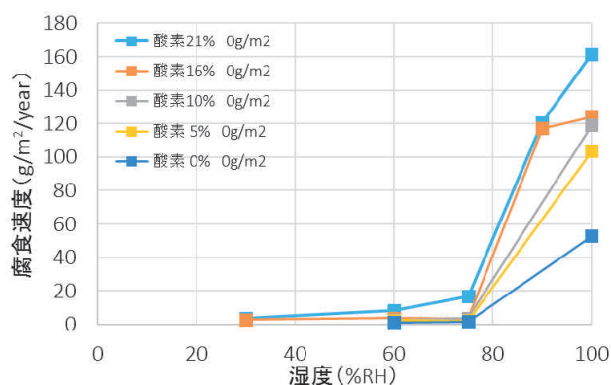
Table 1 Condition of corrosion experiment

試験ケース	酸素濃度 (%)	湿度 (%RH)	付着塩分量 (g/m ²)	温度	実験期間
1	16, 21	30, 75, 90	0, 0.1, 10	40℃	3ヶ月
2	0, 5, 10	60, 75, 100			

3.2 実験結果

図－3に、平成29年度の試験結果も含め、相対湿度と腐食速度の関係（付着塩分量：0g/m²）を示す。この図より、酸素濃度が低いほど、腐食速度が低下する傾向が見られた。また、酸素濃度が16%に低減した場合、湿度75%RHにおいても、腐食はほとんど進行しないことがわかる。

低酸素ガスの活用により、現行の管理基準値（湿度：40%RH）を緩和できる見込みがあることが明らかとなった。



図－3 相対湿度と腐食速度の関係

Fig. 3 Relation of humidity and corrosion

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を継続して実施し、大島大橋については、今回確認された塗膜表面のひび割れ箇所も含めた追跡調査を継続して実施する予定である。

また、ゴムラッピングの補修仕様の検討では、今回、プライマー2層の補修仕様を採用した明石海峡大橋について追跡調査を行い、劣化したゴムラッピングの最適な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乾燥システムの検討については、酸素濃度と腐食低減効果の調査結果を踏まえ、湿度を緩和した条件での気体の供給システムを検討する予定である。

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

有馬 敬育 Noriyasu Arima

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、本州四国連絡高速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30年度に実施した検討のうち、以下の概要を報告する。

- ・瀬戸大橋トラス橋（与島橋）部材の疲労環境調査

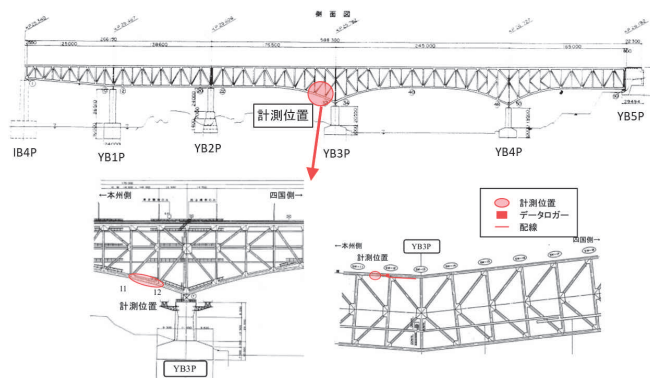


図-1 計測位置

Fig.1 Inspection Position

2. 瀬戸大橋トラス橋部材の疲労環境調査

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。疲労点検を効率的に実施できるよう、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年度から現地における応力計測を実施しており、平成30年度はトラス橋（与島橋）の疲労環境を調査することとした。

平成30年度の現地計測は、点検作業車からアプローチできる範囲で、発生応力が大きいと考えられる調質鋼部材を選んで実施した（図-1）。

測定結果と検討結果を表-1に示す。応力範囲の最大は、貨物列車（下り）と旅客列車（マリンライナー）5両（下り）でそれぞれ5MPa及び4MPaで、設計時の疲労許容応力範囲である134MPaの4%及び3%であった。また繰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%となっていた。

計測結果より、今回の計測部位の活荷重による応力範囲は設計で想定していた応力の7%程度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。

なお今年度は塗替え塗装工事の足場を利用して、点検作業車からアプローチできなかった部位の応力計測を実施し、同様の検討を行う予定である。

表-1 計測結果

Table 1 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+15両	旅客列車 5両（マリンライナー）
荷重	在来線(単線載荷) 7t/m × 32.7 m + 5.7t/m × (252-32.7) m = 1391 t (1.00)	※1 [計測値] 510 t (0.37)	※2 [貨物列車満載換算] 900 t (0.64)
最大応力範囲 (Δσ)	26 MPa (0.20)	5 MPa (0.04)	9 MPa (0.07)
疲労許容応力範囲	134 MPa (1.00)		4 MPa (0.03)
100年間の繰返し回数 (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)

※1 計測時の貨物列車編成は、機関車1両+貨車15両(積載率考慮)=100t+18t×15両+22t×15両×42%
※2 貨物列車満載とは、機関車1両+貨車20両=100t+40t×20両=900ton

3. まとめ

疲労分科会では、今回紹介した内容の他に疲労損傷箇所の継続調査や疲労補修方法の検討、重点点検箇所の検討等を継続して実施している。また併せて疲労対策チーム活動を通じて社員の疲労に関する技術力の蓄積・向上を図っている。

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。

耐震分科会の取組

Report of Seismic Subcommittee

山口 和範 Kazunori Yamaguchi

長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami

企画部 企画課長代理
(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のとおりに進捗し、現在、耐震補強工事が最盛期を迎えている。

一方、平成25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30年度には大島大橋の耐震補強工事の完了や生口橋の耐震補強工事に着手するとともに多々羅大橋・新尾道大橋の耐震補強設計、因島大橋の耐震性照査、大三島橋の耐震性照査を実施した。なお、今後の予定では、新尾道大橋・生口橋（工事中）・多々羅大橋・大三島橋・大島大橋（完了）は令和3年度末までに耐震補強を完了し、因島大橋・来島海峡大橋は令和7年度末までに完了させる計画である。

また、平成28年11月の社会資本整備審議会 基本政策部会の提言を踏まえ、令和3年度末に今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が26%以上の地域で耐震補強を完了し、その他の橋梁については令和8年度末に完了させることになっている。当社の令和3年度までに耐震補強完了予定の陸上部橋梁を包含する57橋(228連)について、設計の統一性や合理化の観点から長大橋技術センターを中心に、保全部、関係各管理センター（神戸・鳴門・岡山・坂出）が一体となり耐震補強設計を実施し、ほぼ計画どおり完了させた。

陸上部橋梁の耐震補強設計については本誌で報告しているので、ここでは因島大橋の耐震性照査、多々羅大橋・新尾道大橋の耐震補強設計、大三島橋の耐震性照査について概要を紹介する。

2. 解析手法と解析モデル

解析手法や解析モデルの考え方はこれまでの長大橋の耐震補強設計の考え方を踏襲している。

各基礎底面における有効入力地震動を求め、3方向同時入力による地震応答解析を基本として耐震補強設計・

照査を実施した。

モデル化については、できるかぎり解析精度を高めることを念頭に、材料非線形性や幾何学的非線形性を忠実に再現できる要素（ファイバー要素、基礎の浮き上がり が考慮できるウインクラー要素等）を適用した。

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ていないことを照査した。加えて支承の変位や桁端部の移動量が許容値を超えないことも照査した。

3. 因島大橋の耐震性照査

因島大橋（吊橋、橋長:1270m、中央支間長:770m）の耐震性照査では、側径間側の一部のトラス部材の損傷、ウインド杓・ウインドタンク・エンドリンク・エンドストッパーが損傷する結果になった。また、道路桁支承については一部の部材(サイドブロック等)が降伏するが、部材の取替のみで対応できる見込みである。

因島大橋でトラス部材が損傷し、瀬戸大橋吊橋で損傷していないのは、想定している内陸直下型地震（芸予地震）が瀬戸大橋のもの（中央構造線）に比べ大きいことが原因と推察され（図-1）、桁端にダンパーを設置することにより補強範囲を小さくできると試算している。

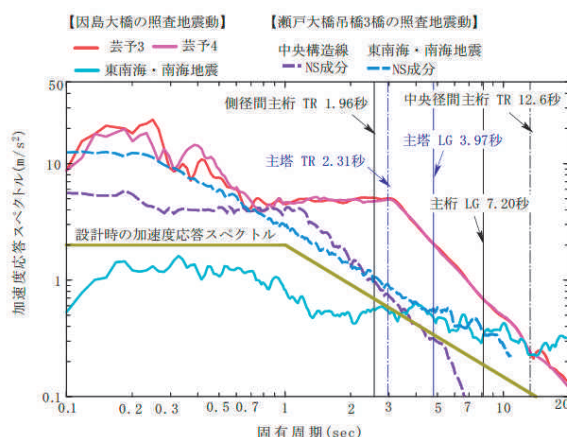


図-1 入力地震動の比較

Fig.1 Comparison of the input earthquake motion

ウインド杳等の損傷については、耐震補強設計時には該当範囲のFEM等を実施し、補強の有無を含め補強方法を詳細に検討する予定である。

4. 多々羅大橋・新尾道大橋の耐震補強設計

斜張橋では、主桁の橋軸方向の支承条件が、地震時の主塔応答や橋梁全体の耐荷力に大きく影響するため、当初設計では橋軸方向の支承条件が詳細に検討され、新尾道大橋（斜張橋、橋長:549m、最大支間長:215m）では主塔・主桁は主塔基部で剛結し支承条件が固定、他の支承部はフリー、多々羅大橋（斜張橋、橋長:1480m、中央支間長:890m）では主塔部で弾性支持（2000t/m/基のゴム支承）を設置し他の支承部はフリーとしている。この結果、橋軸方向に大きく揺れる（遊動円木振動）傾向にあり、この振動の変位制御が耐震補強設計上クリティカルな設計要因となっている。

4.1 多々羅大橋

多々羅大橋と多々羅西高架橋は共通する橋脚である4P(大三島側橋脚)で隣接しており、衝突などの影響を把握するため一体でモデル化した。また、大型の伸縮装置であるローリングリーフ（伸縮量：1A(生口島側橋台)：±850mm、4P(大三島側橋脚)：±950mm)を使用しており、損傷すると緊急車両の通行が困難となり復旧に半年程度かかること、隣接の高架橋を押しだし大きな損傷が生じる可能性があることから、損傷を認めないこととした。

多々羅大橋の照査結果では、主桁や主塔の損傷はなかった。ファイバー要素による骨組みモデルではウインドタンクや鋼角ストッパーで損傷が発生すると判定されたが、FEMで解析した結果、耐力低下が生じず残留変形も微少なことから補強をしないこととした。

図-2に伸縮装置部の地震時の変位履歴を示すが、伸縮装置部において衝突と抜け出しが生じることから、ダンパーとストッパーにより主桁の変位を制御する予定である。

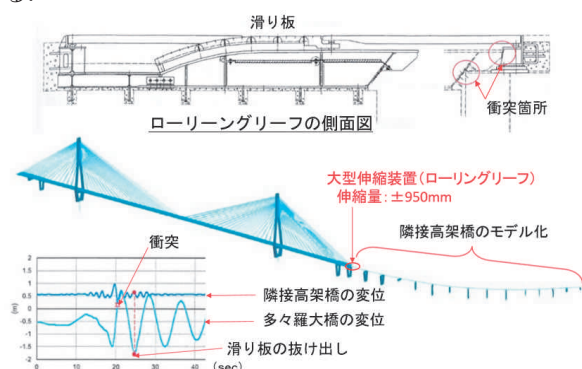


図-2 伸縮装置の相対変位
Fig.2 Relative displacement of the expansion joint

4.2 新尾道大橋

新尾道大橋の照査結果では、3P（向島側主塔橋脚）の

橋軸方向のせん断力の照査を満足せず、1A（尾道側橋台）の遊間、5P（向島側橋脚）の支承の変位量、4A（向島側橋台）の遊間の照査を満足しなかった。また、ファイバー要素による骨組みモデルではウインドタンクで損傷が発生すると判定されたが、FEMで解析した結果、耐力低下が生じず残留変形も微少なことから補強をしないこととした。耐震補強については、新尾道大橋の場合、橋梁規模が小さく、橋台パラペットの耐力に余裕があることから、橋台部に緩衝ゴムを設置し橋台の拘束効果と減衰を見込むことにより橋軸方向の変位を抑制する予定である。これに伴い、3Pの橋軸方向のせん断力の照査は満足する。

5. 大三島橋の耐震性照査

大三島橋の一般図を図-3示す。外観では左右対称の構造であるが、ゲルバー部が1/4点（伯方島側）にあること、伯方島側の地盤バネが大三島側に比べて5倍程度大きいことから、力学的には非対称な構造となっている。このため、耐震性照査では主に伯方島側のアーチリブや側タイ等で応力超過をする傾向にある。アーチリブ支承の照査については大三島側、伯方島側ともに満足していなかった。補強方法については、座屈拘束ブレースの適用（6箇所）で、アーチリブ支承の照査を満足し、上部構造の補強範囲が限定的になると試算している。

一方、アバットは中空でなおかつトップヘビーな構造になっており、梁要素を用いた照査では橋軸・橋軸直角方向ともにせん断の許容値を大きく超過していた。このため、耐震補強設計ではFEM等を用いた詳細な検討を実施し、補強の有無を含め補強方法を検討することとしている。

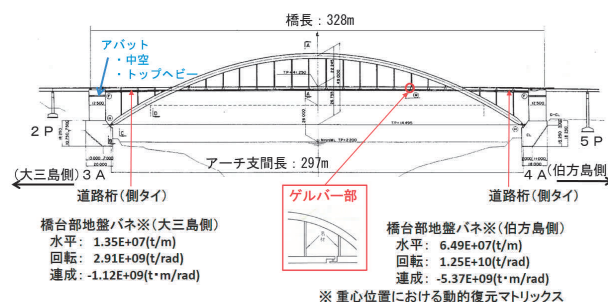


図-2 大三島橋の一般図
Fig.3 General view of Ohmishima Bridge

6. まとめ

西瀬戸自動車道の海峡部長大橋の耐震補強設計に適用される直下型地震（芸予地震）の地震動は瀬戸大橋のものに比べ大きく、部材の補強数量が大きくなる傾向にあるが、ダンパー等の耐震ディバイスを有効に活用するなどこれまで蓄積してきた知見を生かし合理的な耐震補強設計を行い、着実な耐震補強の進捗を図る予定である。

舗装分科会の取組

Report of Pavement Subcommittee

竹内 政彦 Masahiko Takeuchi 中山 義雄 Yoshio Nakayama

しまなみ今治管理センター所長
(前) 保全部 道路保全課長保全部
道路保全課長代理

1. 検討目的及び経緯

本州四国連絡高速道路において、路面舗装の適切な維持管理は、経営理念である「安全」「安心」「快適」に直結するものである。

また、維持管理費に占める舗装補修にかかる費用は大きいと、効率的な保守が求められている。

本稿では、長大橋梁部のグースアスファルト部分補修材料等の選定、および、効率的な舗装維持管理のための劣化予測等について2018年度の舗装分科会としての取り組み概要を記述する。

2. 検討内容

2.1 鋼床版舗装の局部補修方法の検討

これまでの本州四国連絡高速道路における鋼床版グースアスファルトの変状は、局部的なもの（小規模なブリスタリング等）が主となっている。このため、変状箇所の補修はグースアスファルトの毀損範囲を部分的に打ち替えることを基本としている。この場合、既設健全部と新設部との打ち継ぎ部の止水対策（水密性確保）が重要課題となる。また、既設と同等のグースアスファルトで補修する場合、その製造単位、クッカー車による運搬単位から不経済となることが多いため、施工性・経済性等にすぐれた材料を選定する必要がある。このため、2016年度において、既存技術や他道路における実績を調査し適切な材料選定を行い、2017年度に室内実験による補修材料等の絞り込みを行った。2018年度ではこれらに引き続き、屋外ホイールトラッキング試験等により最適な補修材料及び目地材の選定を行った。

一連の検討の結果、部分補修材料としては「高耐久現場加熱型弾性舗装材（重交通タイプ）」、既存グースアスファルトとの目地材としては「アスファルト系高弾性型成形目地材（ $t=3\text{mm}$ ）」の使用を推奨することとした。

なお、補修にあたっては、既存グースアスファルトと一体となって機能することが求められるため、補修範囲等を十分考慮の上、既存グースアスファルト舗装の丁寧な剥離・撤去、また、剥離箇所の入念な研掃を行うなど品質管理には留意する必要がある。

2.2 舗装劣化予測手法の検討

限られた予算とお客様への快適な走行を提供する快適走行路面率（舗装アウトカム）を両立させるために、路面性状調査結果に基づく、劣化予測を高精度で行う必要がある。本州四国連絡高速道路(株)では、路面性状の的確な把握と劣化予測の精度向上を目的に、これまでにJBPMs（舗装マネジメントシステム）を導入しているが、より劣化予測精度を高めるために検討業務を実施した。

舗装アウトカムの指標は「ひび割れ率（20%未満）」「わだち掘れ深さ（25mm未満）」「IRI（3.5mm未満）」の3つがあるが、このうち「ひび割れ率」及び「わだち掘れ深さ」については、過去の計測データ数も増えてきたことから予測精度についても向上していることが確認されている。一方、IRIについては過去の計測データが3回しかなく、予測数値が現地での実態と乖離している場合が確認された。このため、2019年度に実施する路面性状調査の結果を取り入れて、予測式の最適化を図ることとしている。

また、トンネルコンクリート舗装については、特に目地部でのコンクリート欠けが変状として確認されてきているが、これまで抜本的な補修は実施していない（写真-1）。

トンネルコンクリート舗装の劣化メカニズムは、アスファルト舗装とは異なり、わだち掘れはほとんど発生しないこと、ひび割れも面的な拡散を見ないことがこれまでの計測で確認されている。このため、主な変状である目地部でのコンクリート欠けの補修を進めることで、今後、アウトカム指標の対象としない方向で整理を行う予定である。



写真-1 トンネルコンクリート舗装目地部の変状
Photo 1 Defects of Concrete pavement(Tunnel)

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

有馬 敬育 Noriyasu Arima

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

本州四国連絡高速道路の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、近接困難箇所の点検手法や近赤外線等の新技術を用いた点検手法などについて検討を実施している。

2. 部材表面の塗膜劣化評価法の検討

平成29年度に引き続き、近赤外線領域における上塗り（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神戸大学との共同研究を実施している。平成30年度は前年度に作成した塗分け試験体の近赤外線カメラ画像から得られた輝度値と微破壊（ペイントカッター）による上塗り膜厚測定結果の関係を求めた結果、塗料メーカー及び塗料成分により反射・吸光特性が異なるものの、輝度値と上塗り膜厚にはほぼ線形の関係がみられることから、近赤外線カメラ撮影画像から上塗り膜厚を推定できる可能性があることが判明した（図-1）。

また塗分け試験体を実橋に持ち込み、実橋の劣化した塗膜との比較を行った。その結果、新規塗膜と実橋塗膜では白亜化等の影響で反射・吸光特性が異なっていること、同じ会社の同じ塗装系でも年代により塗料成分が異なる可能性があること、反射光を計測するため日射や間接光の影響が大きいこと等がわかった（写真-1）。

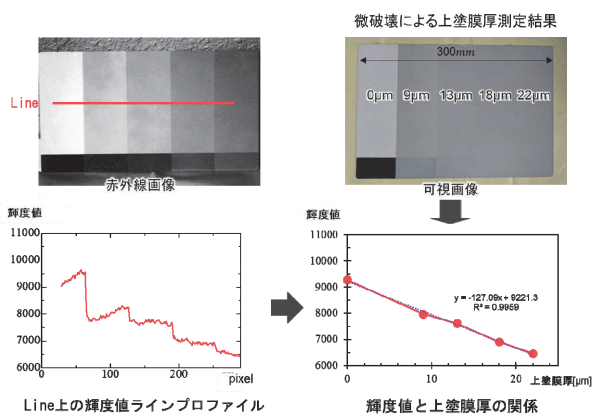


図-1 塗り分け試験体における輝度値と膜厚の関係

Fig.1 Relation between Brightness and Thickness on test piece

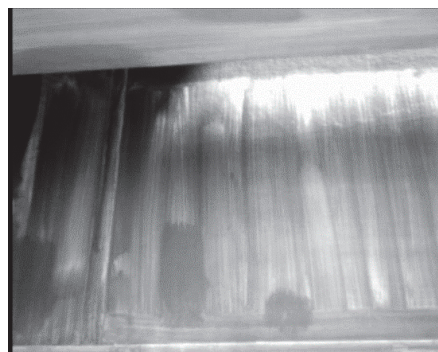


写真-1 実橋における赤外線画像(因島大橋)

Photo 1 Painting by Infra-Red Camera (Innoshima Bridge)

3. 新たな点検手法の開発

吊橋等の長大橋構造物には近接困難な箇所が数多くあるため、点検を容易にする手段としてドローンやロボットの活用が考えられる。ドローンに関しては、因島大橋・来島海峡大橋で実際に飛行試験を行い、課題の抽出・整理を行った。またロボットに関しては昨年度に製作した主塔点検ロボットによる明石海峡大橋主塔の外面調査を実施し、有用性の確認を行っている（写真-2）。

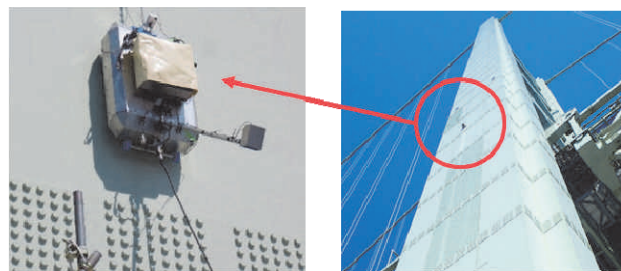


写真-2 主塔点検ロボット

Photo 2 Inspection Robot for main tower

4. 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継続していく予定である。

耐風分科会の取組

Report of Wind-Resistance Subcommittee

花井 拓 Taku Hanai

しまなみ今治管理センター計画課長
(前)長大橋技術センター
防食・耐風グループサブリーダー

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、設計時に必要とされた耐風安定化対策についての合理的な維持管理手法検討のための再評価や、強風時に取得された動態観測データの分析による設計検証・安全性評価などを行っている。平成30年度は、平成27年度から実施している吊橋の道路床版グレーチングの閉塞可能性についての、耐風性の観点からの再評価、明石海峡大橋で観測された動態観測結果の分析などを行った。これらの結果について報告する。

2. 道路床版グレーチングの閉塞可能性検討

2.1 瀬戸大橋吊橋の検討

瀬戸大橋の吊橋三橋（下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋）については、道路床版の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がある。こういった課題の解決のために、最新の知見に基づいて、グレーチングを閉塞した場合の耐風性の再評価を平成27年度より実施している。

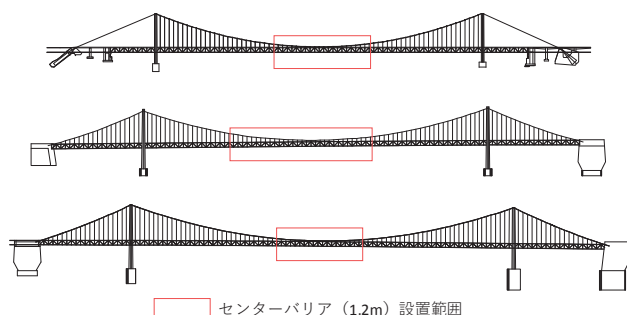


図-1 下津井瀬戸大橋（上）、北備讃瀬戸大橋（中）、南備讃瀬戸大橋（下）のセンターバリア設置範囲

Fig.1 Required ranges of center barrier for Shimotsui-Seto Bridge (top), Kita Bisan-Seto Bridge (middle), and Minami Bisan-Seto Bridge (bottom)

平成30年度は、耐風安定化部材であるセンターバリアの部分的な設置により、道路床版中央部と路肩に設置されている全てのグレーチングを閉塞する可能性を検討し

た。結果として、図-1に示す範囲に高さ1.2mのセンターバリアを設置することにより、全てのグレーチングを閉塞できることが確認された。

2.2 因島大橋の検討

因島大橋では、グレーチングを通過した雨水が鋼床版支承の腐食を促進することが課題となっている。このため、瀬戸大橋吊橋で用いた手法と同様の手法でグレーチング閉塞の可能性について検討を行うこととした。検討の第一段階として、バネ支持風洞試験によりグレーチング閉塞の有無による耐風性能の確認を行った（写真-1）。風洞試験は、共同研究を実施している横浜国立大学の風洞を使用して実施した。

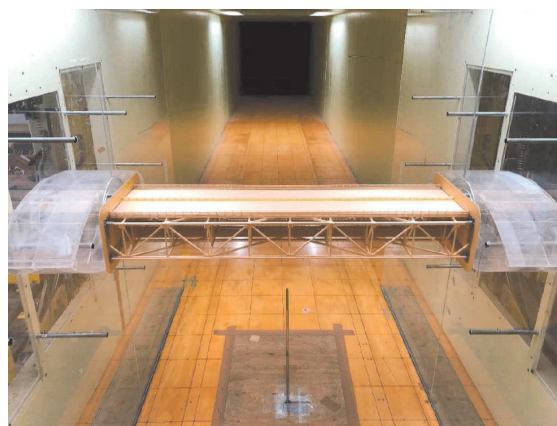


写真-1 因島大橋バネ支持風洞試験の状況

Photo 1 Spring-supported wind tunnel test for Innoshima Bridge

バネ支持風洞試験結果を図-2に示す。グレーチングを有する現状断面では、発散振動の照査風速（65.9m/s）を満足するものの、中央グレーチングを閉塞した場合、さらに路肩グレーチングを閉塞した場合には、主に正迎角の耐風性が急激に悪化することが確認された。今後、これらの断面で計測された非定常空気力係数と三次元立体的数値モデルを用いて、三次元フラッター解析による耐風性照査、さらには耐風安定化対策を追加した場合の耐風安定性についても検討を行う予定としている。

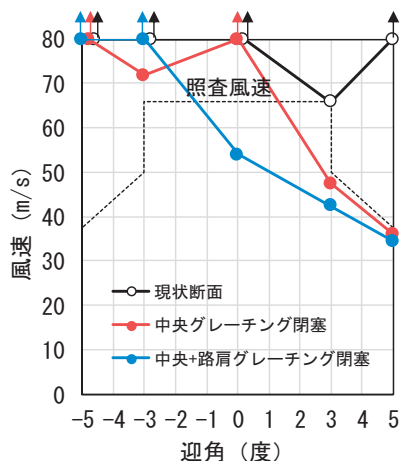


図-2 因島大橋バネ支持風洞試験結果

Fig.2 Result of spring-supported wind tunnel test for Innoshima Bridge

3. 強風時の明石海峡大橋の挙動

平成30年台風21号（平成30年9月4日上陸）通過時に観測された明石海峡大橋の動態観測データでは、風速、桁の水平変位ともに観測史上最大の値が記録された。これらを含めた動態観測データについて分析を行い、当初設計との比較を行った。

図-3 に、中央径間中央の桁上に設置されている風速計で観測された風速、風向を示す（いずれも10分間の統計値）。11時頃から風速が上昇し始め、13時18分頃に10分間平均風速37m/s、最大瞬間風速52.2m/sを記録した（いずれも観測史上最大）。風向については明石海峡大橋を通過するまでは東よりの風であったが、通過後には風向が反転し西よりの風となった。今回観測された風データのほとんどは橋軸直角方向からの偏角が30度以上の斜風であり、その多くは60度付近となっている。これまでの動態観測データを用いた明石海峡大橋の耐風設計検証においては、風向が橋軸直角方向から±30度の範囲においては、桁の水平方向の平均変位は設計値とよく一致すると報告されている¹⁾。一方、今回計測された変位は斜風の影響により設計値よりも小さな値となっている。

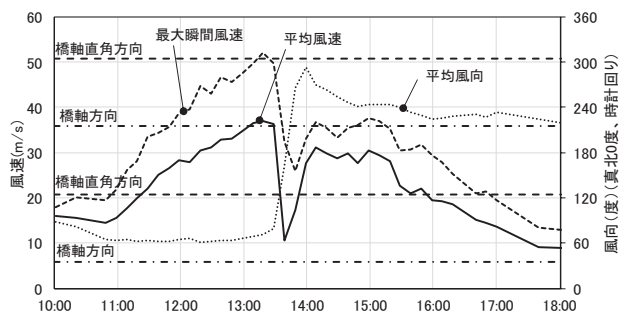


図-3 台風21号の風速と風向

Fig.3 Wind speed and wind direction in Typhoon Jebi

明石海峡大橋の設計段階においては、斜風に対する桁の空気力係数の計測が行われている。図-4 はその時に計測された抗力係数 C_D を、偏角0度の抗力係数 $C_D(0)$ で無次元化したものである。この関係を用いて平均風速を補正した場合の桁中央水平変位が図-5 である。偏角を考慮して風速を補正することで、平均変位は設計値とよく整合することが分かる。

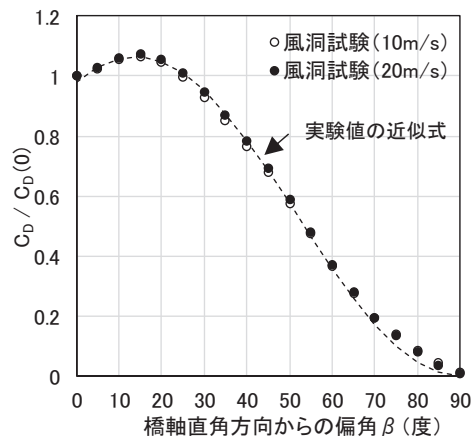


図-4 風の偏角による桁の抗力係数の低減

Fig.4 Reduction of drag coefficient of girder by yaw angle

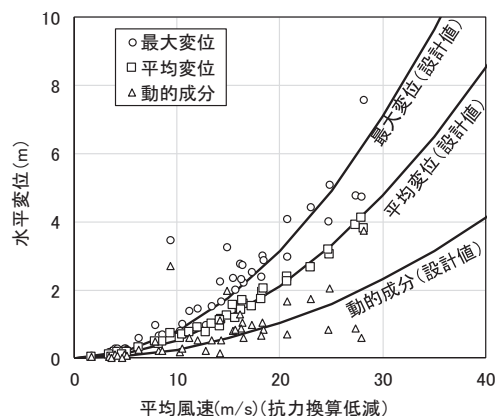


図-5 桁中央変位の設計値と観測値の比較

Fig.5 Displacement of girder at center of center span (design v.s. measurement)

4. まとめ

道路床版グレーチングの閉塞検討については、ある程度の成果が得られているところであり、今後は具体的なグレーチング閉塞方法などについても検討を行っていく予定としている。

また、動態観測データの分析については、今回観測された風速は、設計で考慮している風速よりもかなり小さいため、今後も動態観測を継続し、より高風速域での応答についても検証を行っていく。

参考文献

- 1) 楠原栄樹，河藤千尋：本四連絡橋の動態観測，本四技報，Vol.32，No.110，pp.24-27，2008.3

ストアベルト社との技術交流会

Technical Exchange with A/S Storebælt

デンマークのフン島とシェラン島を結ぶグレートベルト・イースト橋を管理するストアベルト社（A/S Storebælt）との技術協力協定に基づく第1回目の技術交流会が、2019年6月13日にデンマークのストアベルト社で開催されました。この技術協力協定は、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目的として、本州四国連絡高速道路(株)（以下「本四高速」という。）とストアベルト社との間で2018年7月30日に締結されたものです。

技術交流会では、ストアベルト社と本四高速から最近の維持管理技術について話題提供し意見交換を行いました（写真-1）。ストアベルト社からは、ドローン等を活用した長大橋点検手法、AIによる点検写真分析に基づく変状判定システム、AIを活用した維持管理システムの構築などの維持管理コスト削減に向けた取組や、ハンガーロープ振動に対するモニタリング手法の検討、メインケーブルの耐火対策について話題提供がありました。本四高速からは、本州四国連絡橋の概況、最近の長大橋技術開発として、近赤外線カメラや赤外線サーモグラフィを活用した点検手法、門崎高架橋と瀬戸大橋で行っている表面保護工などについて話題提供しました。その後、メインケーブルの耐火対策工事など現地を調査しました（写真-2）。

また、翌6月14日には、瀬戸大橋と姉妹橋であるオーレスン橋を管理するオーレスン橋公社（Øresundsbro Konsortiet）を訪問し意見交換を行いました（写真-3）。オーレスン橋公社から、最近の維持管理の取組として1回目の塗替塗装計画や、アンカーボックス内で発生した斜ケーブルのケーブルストランド抜けの補修方法の検討について、本四高速から、省工程塗料の開発や瀬戸大橋の塗替塗装、作業車改造事例について話題提供し意見交換を行いました。その後、オーレスン橋の西側アプローチ橋に設置された塗替塗装に用いる作業用プラットフォームなど現地を調査しました（写真-4）。

本州四国連絡橋の維持管理技術の更なる高度化に向け、ドローンやAIを活用した維持管理技術など、先進的な取組を行っている両社と有意義な技術交流を図ることができました。

次回のストアベルト社との技術交流会は、来年、日本で開催される予定です。

（坂出管理センター 橋梁維持第一課長代理 金田 崇男）



写真-1 ストアベルト社との技術交流会



写真-2 メインケーブル耐火対策



写真-3 オーレスン橋公社との意見交換



写真-4 塗替塗装用プラットフォーム

第29回国際照明委員会ワシントン大会

CIE 2019 29TH SESSION WASHINGTON DC

第 29 回国際照明委員会ワシントン大会（以下「2019 ワシントン大会」という。）が 2019 年 6 月 17 日～19 日の日程で、アメリカ合衆国ワシントン D.C.で開催されました。

国際照明委員会（CIE：International Commission on Illumination）は、各国の照明委員会を会員とし 40 カ国が加盟する団体で、照明工学全般と画像工学の技術の進歩について国際的に議論し指針等を発信する機関です。主に 6 つの部会で構成され、2 年に 1 回の中間大会と、4 年に 1 回定期大会の開催により、その成果が発表されています。

今回開催された、2019 ワシントン大会は、4 年に 1 回開催される定期大会で、27 カ国から約 470 人の技術者が参加し、約 300 件の論文発表及び、ポスター発表が行われました。このうち、日本からの参加者は約 60 名（事務局ヒアリングによる）、約 50 件の発表がありました。

照明は、人工光源と自然光に大別されますが、その目的や、方式、快適性、省エネ性に加え、効率のよい照明についての研究発表が幅広く行われました。

本州四国連絡高速道路(株)（以下「本四高速」いう。）からは、保全部電気通信課の日高及び坂出管理センター電気通信課の明野より「カラーバリアフリーに配慮した道路情報板の最適表示色に関する研究開発

（DEVELOPMENT FOR THE OPTIMUM DISPLAY COLOURS ON ROAD INFORMATION BOARDS WITH CONSIDERATION FOR COLOUR VISION BARRIER FREE）」と題してポスター発表を行いました。内容は、カラーバリアフリーに配慮した道路情報板の表示方法と、各気象条件下における道路情報板の最適表示色についての報告で、CIE 分科会の一つである「色と見え方」のカテゴリーで発表しました。会場は、ワシントン市内にある Wardman Park Marriott ホテルの会議場で行われました。ポスター発表に与えられた場所は、会議場出入り口前に位置したことから人通りが多く、約 2 時間の発表時間中に約 10 組の閲覧者に対し説明を行い、研究手法やその効果について意見交換を行いました。また、大会期間中においては、本州四国連絡高速道路にも関連が深い、高速道路における照明についての発表も多数あり、現在、本四高速で行っている海峡部道路照明設備の更新検討の参考となる事例等について情報収集することができました。会議終了後は、近隣高速道路の照明及び道路情報板施設を視察し、国の違いからか、照明施設の配置や、道路情報板表示内容の違いも多く発見でき、全体を通して大変有意義な会議参加となりました。次回は、中間大会が、2021 年にマレーシアで開催される予定です。

（保全部電気通信課長代理 日高英治、坂出管理センター電気通信課長 明野晃治）



写真-1 会議状況

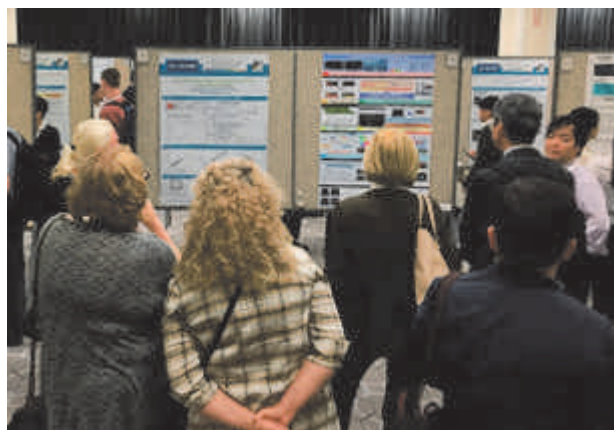


写真-2 ポスター会場

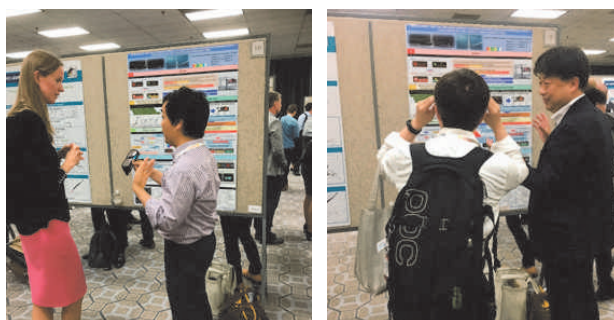


写真-3 ポスター説明

土木学会田中賞作品部門（技術）受賞

2018 JSCE Tanaka Award (Excellence in Bridge Technology)

2019 年 6 月 14 日の公益社団法人土木学会令和元年度定時総会において、「吊橋ケーブル送気乾燥システム」が、平成 30 年度土木学会田中賞作品部門（技術）を授賞しました。

受賞した技術は、当社と日鉄エンジニアリング(株)、神戸製鋼所(株)、(株)ブリッジ・エンジニアリングが共同で開発し、平成 9 年 11 月に世界で初めて明石海峡大橋に導入しました。

田中賞作品部門は、新設あるいは既設の橋梁及びそれに類する構造物で、計画、設計、製作・施工、維持管理、更新、復旧の配慮などの面において特色を有する作品に贈られるもので、構造物に適用された特殊な技術、革新的な技術も作品とみなされ、平成 30 年度より「新設」、「改築」とならんで「技術」が追加されました。

吊橋ケーブル送気乾燥システムは現在、本州四国連絡橋の全ての吊橋 10 橋の他に、レインボーブリッジなどの国内の主要な 5 吊橋に導入されています。海外ではグレートベルト東橋をはじめとして各地で導入が進んでおり、世界の吊橋における主ケーブル防食対策の標準工法となってきました。この吊橋主ケーブルを防食する技術は、橋梁の維持管理技術の発展に大きく寄与したことが評価され、今回の授賞となりました。



写真-1 土木学会田中賞の記念品と表彰状

(鳴門管理センター 副所長(前)保全部 橋梁保全課長
貴志友基)

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (19.02~19.07)

Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
明石海峡大橋の道路照明設備	新井正人 中島国雄 唐沢宣典 川上敦 多田吉伸	照明学会誌			199901	5
明石海峡大橋の景観照明設備	新井正人 中島国雄 石井幹子 唐沢宣典	照明学会誌			199901	5
来島海峡大橋の道路照明設備	正林啓志 中島国雄 明野晃治 唐沢宣典 尾瀬淳	照明学会誌			199907	2
来島海峡大橋の橋梁照明設備	正林啓志 中島国雄 石川信人 五十嵐一男 唐沢宣典、尾瀬淳	照明学会誌			199907	2
本州四国連絡橋の点検・検査	林昌弘	検査技術	23	3	201803	7
「目視超え」技術で疲労を見抜く	本州四国連絡高速道路(株)	日経コンストラクション2018. 3. 12			201803	3
吊構造形式橋梁のケーブル安全率の再評価に関する検討	坂本佳也 玉越隆史 大島義信 金田崇男	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
グレーチングを閉塞させた南備讃瀬戸大橋の耐風安定性の検討	町田陽 竹口昌弘 花井拓	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
因島大橋東高架橋のコンクリート床版損傷原因	金田泰明 中西治 藤澤幸廣	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
ボックスカルバートの損傷に対する調査検討	北村岳伸 木村彰 設楽和久 柴藤勝也	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
非接触音響探査法を用いたコンクリート表層欠陥探査技術の開発—長距離計測に関する検討(Ⅲ)—	上地樹 杉本恒美 杉本和子 小菅信章 川上明彦 歌川紀之	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
スレッドローリングねじ(φ16)で接合された貫通継手の気密性・水密性に関する検討	香川耀平 金田崇男 遠藤和男	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
スレッドローリングねじ(φ16)で接合された継手の疲労耐久性に関する検討	金田崇男 香川耀平 遠藤和男	土木学会全国大会第73回年次学術講演会			201808	2
近赤外線カメラを用いた防食塗膜最表面の劣化の広域検出	春日裕貴, 有馬敬育, 溝上善昭, 阪上隆英, 塩澤大輝, 松本悠希	日本機械学会 関西学生会 学生員卒業研究発表講演会			201903	1

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
高速道路各社の防災・災害対策 VI本州四国連絡 高速道路株式会社	本州四国連絡高速道路(株) 安全防災部 防災課	高速道路と自動車	62	3	201903	4
本州四国連絡高速道路株式会社ー西瀬戸自動車道 における交通安全対策ー	本州四国連絡高速道路(株) 保全部道路保全課 業務部 道路管理課	高速道路と自動車	62	4	201904	3
トンネルLED照明の適正な清掃頻度の検討	日高英治 西野晋二	高速道路と自動車	62	5	201905	4
本州四国連絡橋における塗料の変遷および塗装の 維持管理と今後の方針	竹口昌弘 大谷康史	色材協会 塗料講演 会			201905	10
櫃石島高架橋トラス部, 与島橋2径間部の耐震補 強設計ー道路鉄道併用橋で初となる免震構造の採 用ー	平山靖之 山口和範 溝上善 昭	高速道路と自動車	62	6	201906	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) 令和元年8月31日現在

委員長	萩原勝也	幹事長	山口和範
委員	朝倉義博	幹事	有馬敬育
	白田幸生		池田秀弘
	遠藤和男		薄井稔史
	大谷康史		梶谷直城
	梶尾光邦		古村学
	杉山剛史		竹山口弘
	中西治		中廣淳史
	布林昌弘		宮口典博
	森下久		山本和範
	吉本紀一		
			山根
			有池
			薄大
			大敷
			大寺
			寺遠
			長中
			中藤
			藤前
			前三
			森森
			山橋
			根

本四技報 第133号

発行 令和元年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>



