

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.43 No.132 2019.3

本州四国連絡高速道路株式会社編集

EDITED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

本四技報 第132号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.132

【巻頭言】

本四高速の更なる発展に向けて……………酒井孝志… 1
For further growth of Honshu-Shikoku Bridge Expressway

【技術論文】

生口橋の耐震補強設計…………… 平山靖之・山口和範・溝上善昭… 2
Seismic retrofit design of Ikuchi Bridge

伯方橋の耐震補強設計…………… 山口和範・溝上善昭・平山靖之…10
Seismic retrofit design of Hakata Bridge

センターステイロッドの疲労耐久性向上及び…………… 山本大道・日高裕司・奥村淳弘…15
合理的点検手法の考案
The center stay rod's improvement of the fatigue durability and proposing rational inspection system

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…23
The study of proper cleaning frequencies for the LED tunnel light equipment

【技術ニュース】

2018 ケーブル橋梁国際カンファレンス ……………貴志友基…29
2018 International Conference of Cable-supported bridge

第40回 IABSE シンポジウム（ナント）……………町田 陽…29
40th IABSE Symposium Nantes 2018

第10回国際吊構造橋梁管理者会議 ……………本郷誠人…30
The10th International Cable Supported Bridge Operator's Conference (ICSBOC2018)

【文献紹介】

本州四国連絡橋関連技術文献紹介……………31
Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

センターステイロッドの疲労耐久性向上及び合理的点検手法の考案

The center stay rod's improvement of the fatigue durability and proposing rational inspection system



写真-1 センターステイロッド交換状況

Photo 1 Changing center stay rod

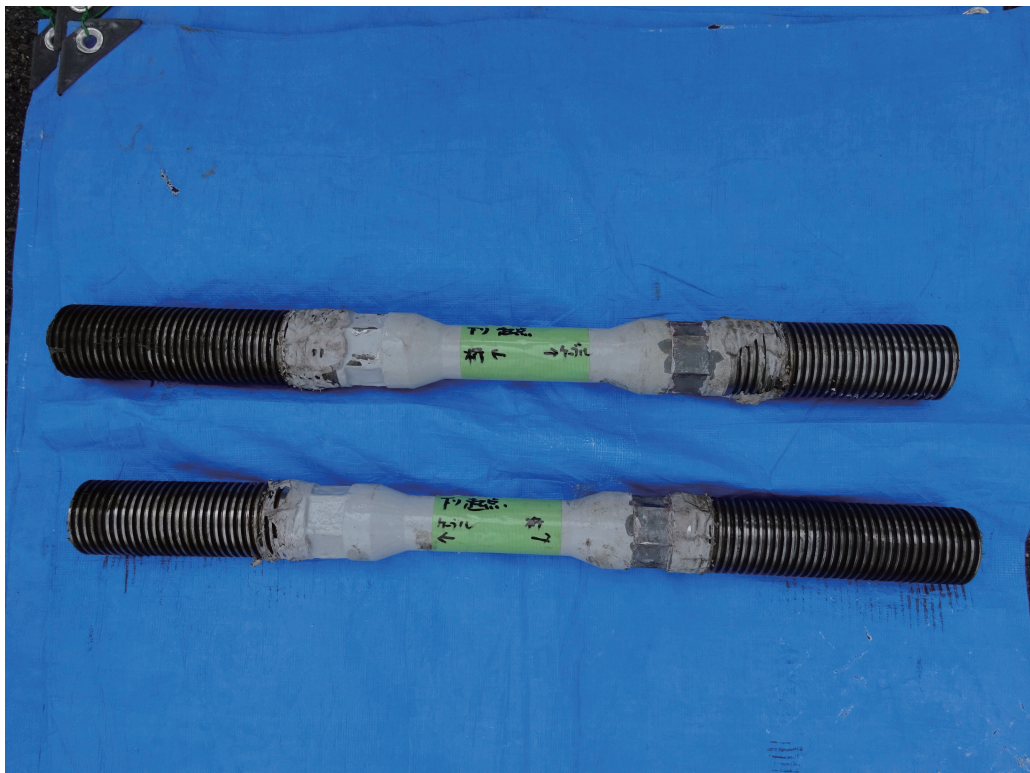


写真-2 既設センターステイロッド

Photo 2 Existing center stay rods

トンネルLED照明の適正な清掃頻度の検討

The study of proper cleaning frequencies for the LED tunnel light equipment



写真-3 舞子トンネルの現況の視環境
Photo 3 Visual environment inside Maiko tunnel

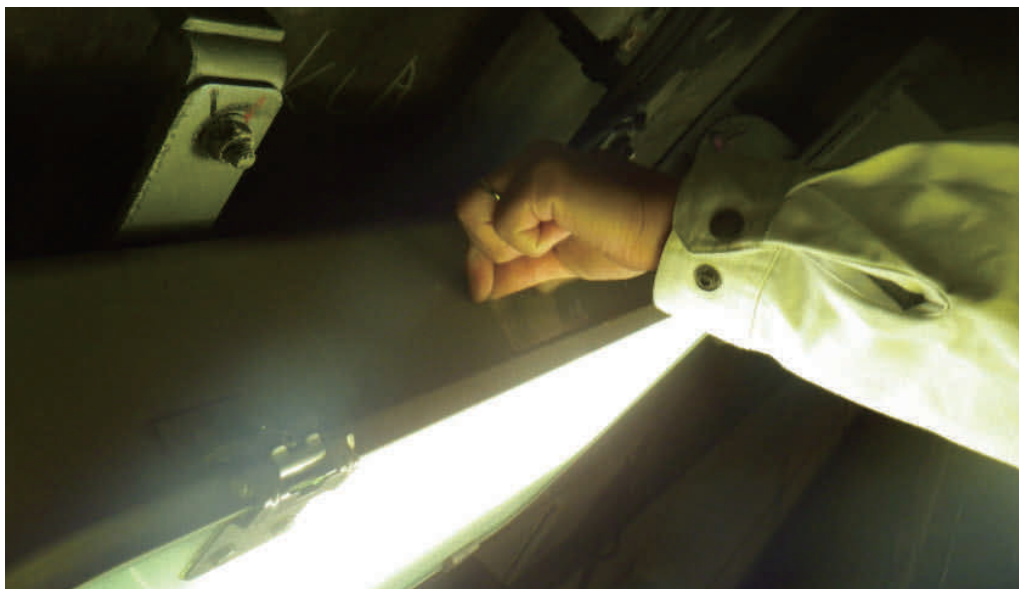


写真-4 調査状況
Photo 4 Investigation situation

本四高速の更なる発展に向けて

For further growth of Honshu-Shikoku Bridge Expressway

代表取締役社長 酒井 孝志

Takashi Sakai

（交流基盤の定着）

昨年は、瀬戸大橋開通30周年、神戸淡路鳴門自動車道全線開通20周年の記念式典や関連行事が地域の皆様と連携して盛大に執りおこなわれました。本年は、瀬戸内しまなみ海道の開通20周年に当たり、多くの行事が予定されています。また、オリンピック開催の年となる来年は、当社の前身となる本四公団が設立されてから50年目となる節目の年となります。

開通当初と直近平成29年度の日平均交通量を比較すると、明石海峡大橋（平成10年度）25,614台が37,084台で1.45倍、瀬戸大橋（昭和63年度）10,823台が22,533台で2.08倍になり、しまなみ海道の最も交通量が多い因島大橋のしまなみ海道全通当初の12,070台が18,995台で1.57倍になり、交通量はそれぞれのルートの中通時から大幅に伸びています。また、本州四国連絡高速道路の年間の出口交通量は平成29年度で4,296万台となり平成25年度から過去最高を更新しつづけています。更に、しまなみ海道では昨年10月28日に今回で3回目となる国際サイクリングイベント「サイクリングしまなみ2018」が盛大に開催され、しまなみ海道がサイクリストの聖地として定着しつつあります。

近年当社に入社した社員の話聞いてみますと、「通学途中によく橋を見ていた」、「大学と故郷の往復でよく橋を利用した」、「家族旅行等でよく橋を利用した」など本州四国連絡橋に愛着や憧れを持って入社した社員が多いように思われます。彼・彼女らにとって本州四国連絡橋は生まれたときからあった存在だと実感させられます。

このように考えてみますと、昔、「夢の架け橋」であった本州四国連絡橋が、建設が終わり20年経過し本州と四国を結ぶ交流基盤として定着し、もはや在って当然の存在になりつつあるように思えます。

（本四高速の更なる発展に向けて）

昭和45年(1970年)の公団設立以前から今日までの、本四架橋の計画・調査、設計・建設、資金調達、運営、維持管理など多方面に対する先人のたゆまぬ取組により、瀬戸内を中心とする本州、四国の交流基盤として本四高速3ルートが定着してきました。これも公団、JB本四グループはもちろんのこと、国、関係自治体、関係機関、取引先様などにご支援、連携いただいたことにより、成し得たことです。

しかし、長期にわたり健全なルートとして維持管理し、運営していくとともに、地域活性化に貢献し、交流人口を増加させることにより、社会資本としての価値を更に高めていく必要があります。立ち止まってしまっ

て陳腐化してしまいます。最新の社会状況・知見を取り入れつつ常に進化しつづける必要があります。このような意味で、更なる発展に向け、「行動計画2019-2021」を策定しています。この行動計画は、安全かつ快適な交通の確保と地域間の交流を図れるよう「交流と技術による地域貢献」をテーマに取り組むものです。詳細はそちらに譲りますが、行動計画で提唱している理念の実現に向け当社技術系社員に期待することを以下に述べたいと思います。

（技術開発・技術の高度化など）

当社の経営理念の1つとして「200年以上の長期にわたり利用される橋をめざし、万全の維持管理に努めます」がありますが、効率的で低コストでという制約があります。コスト意識を持った長大橋の万全な維持管理を行う方策として当社では(1)「長大橋のアセットマネジメント」と(2)「技術開発・技術の高度化」を推進しています。

(1)「長大橋のアセットマネジメント」では体系的な予防保全に取り組むことによりLCC (Life Cycle Cost) を最小にするとともにPDCAサイクルを着実に回し、なおかつ保全技術交流会議で全社的に情報共有を行うことにより「継続的な改善 (スパイラルアップ)」を図ります。

(2)「技術開発・技術の高度化」は維持管理のレベルアップと効率化が見込まれる項目ですが、管理コストの縮減や重大なリスクの低減にどの程度貢献するのか優先順位をしっかりと見定めて取り組む必要があります。例えば、塗替塗装は長大橋の修繕費の約半分を占め、塗料の高耐久化や塗替時期の最適化は管理コストの縮減に大きく貢献するため優先的に取り組む課題です。

点検については、2014年7月1日に橋梁などの5年に1回の定期点検を義務付ける国土交通省令が施行されており、2019年度から2サイクル目に入ります。本州四国連絡橋の場合、海峡部・高所の構造物を対象とすることから、点検ロボット、赤外線カメラ、高解像度カメラ、ドローンの活用に取り組みます。

近年、ビックデータ活用やAIなどICTの分野が猛烈なスピードで進歩をしており、これを積極的に活用していくことが必要です。また他社とのアライアンスなど、内にこもらず、オープンに、外(社外、グループ外)をしっかりと見て進める必要があります。

最後となりますが、行動計画のテーマである「交流と技術による地域貢献」が示すとおり、長大橋の建設・維持管理で蓄積してきた知見や技術による社会貢献も当社の重要な使命であり、国内外の長大橋に関する技術支援に積極的に取り組みます。

生口橋の耐震補強設計

Seismic retrofit design of Ikuchi Bridge

平山 靖之 Yasuyuki Hirayama 山口 和範 Kazunori Yamaguchi 溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami

長大橋技術センター
総括・耐震グループ

長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

長大橋技術センター
総括・耐震グループサブリーダー

概要

生口橋は、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%以上の地域にあるため、平成33年度までに耐震補強を終わらせる予定である。耐震性能照査の結果、生口橋はゴム支承により多点支持される構造であるため橋軸方向の移動量が大きく、主塔、主桁が部分的に塑性化、橋脚・基礎・支承・ストッパーの応力や変位が許容値を超過する結果となった。これら全てを補強するには、補強規模が膨大となることから、橋軸方向の移動量を低減するための制震ダンパーを設置し、補強規模を大幅に低減した耐震補強設計を実施した。本文は、生口橋の耐震性能照査及び補強設計について報告するものである。

The Ikuchi Bridge is at the area where the probability of the occurrence of large earthquakes with a seismic intensity level of Lower 6 or higher in coming 30 years is 26 percent or higher. Therefore the seismic retrofit of the bridge will be completed by 2022. As the result of seismic performance verification, it was found that the displacement in the longitudinal direction would be large because the bridge is supported at multiple support points with rubber bearings and that the main tower and girder would be partially plasticized and the piers, foundations, bearings, and stoppers would be damaged. If all of these members are reinforced, the scale of seismic retrofit will be large. Therefore the reduction of longitudinal displacement by dampers were studied. As the result, it was found that the scale of seismic retrofit would be reduced. This paper presents the seismic retrofit design of the Ikuchi Bridge.

1. はじめに

本州四国連絡橋海峡部橋梁の耐震補強については、神戸淡路鳴門自動車道は平成28年5月に完了し、瀬戸中央自動車道は平成32年度末の完成を目指して実施中である。西瀬戸自動車道は、平成28年度から本格的に耐震性能照査を開始し、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%以上の地域にある新尾道大橋、生口橋、多々羅大橋、大三島橋、大島大橋については平成33年度までに耐震補強を終わらせることとしている。

生口橋については、耐震性能照査の結果、ゴム支承による多点支持のため橋軸方向の移動量が大きくなる傾向にあり、主塔や主桁の部分的な塑性化、橋脚・基礎・支承・ストッパーなど許容値を超過する結果となった。したがって、耐震補強対策としては橋軸方向の移動量を低減させることが効果的であると考えられ、耐震検討を進めた。検討の結果、制震ダンパーを設置することで補強規模を大幅に低減することができた。本文は、生口橋の耐震性能照査及び補強設計について報告するものである。

2. 橋梁概要

生口橋は西瀬戸自動車道の因島と生口島の上に架かる橋長 790m の 3 径間連続複合箱桁斜張橋である。本橋梁の一般図を図-1 に、橋梁概要を表-1 に示す。主桁は中央径間が鋼桁、側径間が PC 桁である。基礎形式は全て杭基礎である。支承配置図を図-2 に示す。本橋梁は、橋軸方向を耐震ストッパーで、橋軸直角方向を鋼角ストッパー及びラテラル沓で移動を制限する構造となっている。

本橋梁建設時に適用された耐震基準は本四耐震基準（昭和52年）¹⁾であり、その後の阪神淡路大震災（内陸直下型地震）などを受け、最新の知見により地震動が大きくなっていることから、ある程度の補強が必要であると予想された。耐震設計の基本方針は、先行する明石海峡大橋や瀬戸大橋と同様である²⁾。

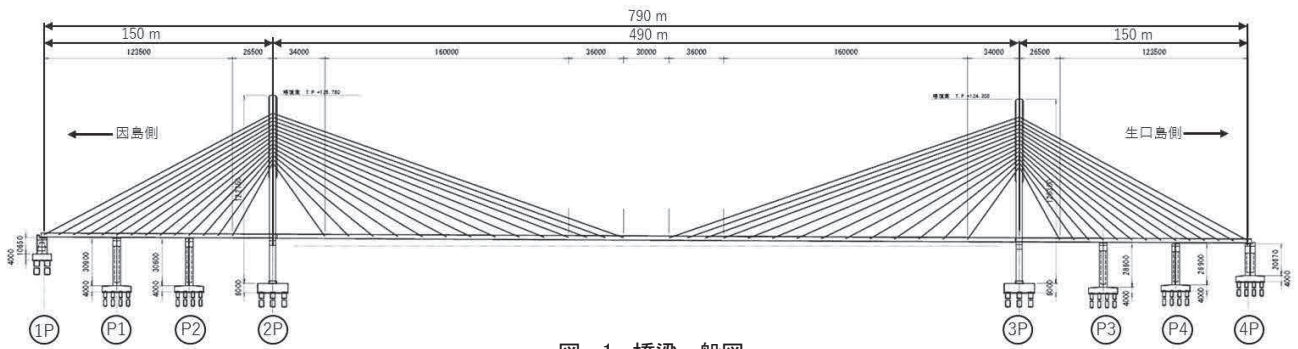


図-1 橋梁一般図

Fig.1 General view of bridge

表-1 橋梁概要
Table 1 Outline of bridge

橋梁名	生口橋
橋梁形式	3径間連続複合箱桁斜張橋
桁形式	中央径間：鋼製2箱桁 側径間：PC4室1箱桁
基礎形式	杭基礎
支間割	790 m (300 m + 490 m + 300 m)
ケーブル形式	2面マルチファンケーブル
縦断線形	0.5%直線勾配
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説(本四公団, 昭和52年)

3. 動的解析

3.1 入力地震動

本橋梁における設計地震動の概略⁴⁾は以下のとおりである。地震動は、生口橋地点の地盤構造や近隣の断層等を考慮し、断層モデルにより設定した大規模地震とし、工学的基盤 $V_s=1.5\text{km/s}$ で定義したものである。地震動の種類はプレート境界型地震として東南海・南海地震1波、内陸直下型地震として芸予地震2波、及び伏在断層4波(逆断層2波, 横ずれ断層2波)の計7波である。解析に用いた入力地震動は、工学的基盤面における地震動を基にし、一次元波動伝播解析(SHAKE)にて基礎底面位置で設定した。なお、岩盤上の基礎に対する鉛直地震動については、基盤波と基礎底面位置での有効入力地震動の差異が小さいことから、基盤波を基礎底面に与えることとした。工学的基盤面における入力地震動の加速度応答スペクトル及び橋軸・橋軸直角方向の固有周期を図-3に示す。この周期帯においては、今回の照査で用いた地震動では本四耐震(S52)の約6倍の加速度応答スペクトルが生じることが予想される。

地震動の入力は、地震動の3次元的な挙動を考慮するため、水平2方向、鉛直の3方向同時入力とした。伏在断層を想定した地震波は、橋軸方向と橋軸直角方向に鉛直方向を組み合わせた2方向にそれぞれ入力し、逆断層、横ずれ断層それぞれ2波の平均値で照査を行った。

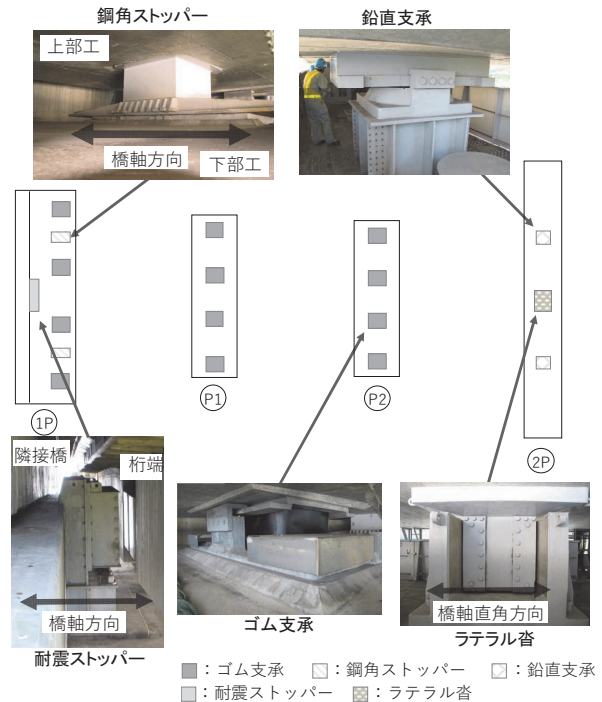


図-2 支承配置図(因島側)

Fig.2 Bearing layout (Innoshima island side)

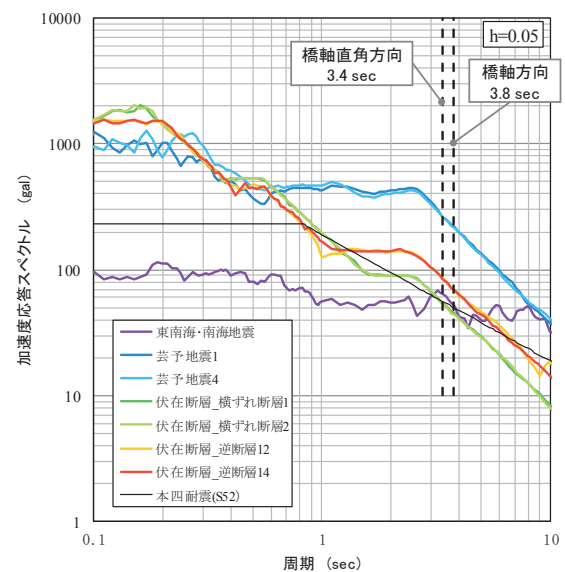


図-3 入力地震動の加速度応答スペクトル(橋軸方向)

Fig.3 Acceleration response spectrum of input seismic motions (longitudinal direction)

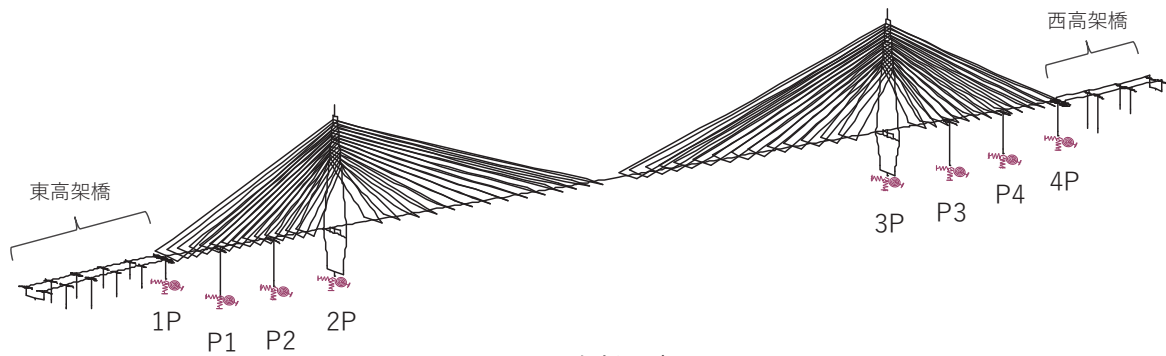


図-4 解析モデル
Fig.4 Analytical model

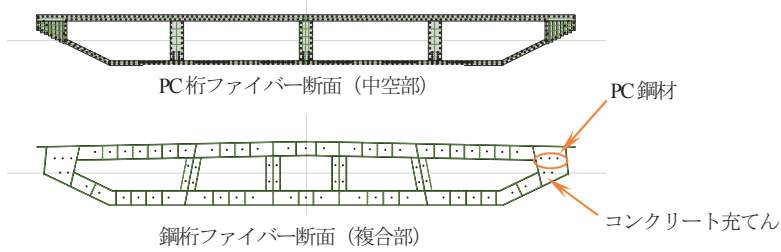


図-5 桁のモデル化 (ファイバーモデル)
Fig.5 Analytical model of girder (fiber model)

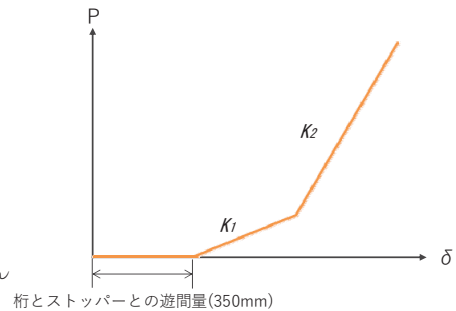


図-6 耐震ストッパーのモデル化
Fig.6 Analytical model of seismic stopper

3.2 解析モデル

耐震性能照査では、地震時の挙動を正確に再現することを目指し、全ての部材をモデル化することとした。なお、モデル化の範囲は隣接橋梁との桁の衝突も考慮するために、隣接橋梁も含めるものとした。図-4に生口橋の解析モデルを示す。

(1) 主塔、主桁、橋脚

主塔、主桁、橋脚では地震時による軸力変動と2軸曲げを適切に評価するために、ファイバー要素でモデル化した。鋼桁については、Uリブ、プレートリブをデッキプレートや下フランジに板厚換算し考慮した。PC桁のモデル化は、コンクリート、PC鋼材、鉄筋を含んだ1断面のファイバー要素でモデル化した(図-5)。

(2) ケーブル

ケーブルは幾何学的非線形性を表現できるように要素分割し、ケーブル要素でモデル化した。分割数は、ケーブルの長さに関係なく、10分割した。

(3) 支承部

本橋梁には鉛直支承、ラテラル支承、ゴム支承、鋼角ストッパーが、隣接橋にはゴム支承が設置されている。耐震ストッパー以外の支承については、支承の境界条件を線形ばね要素としてモデル化し、鋼角ストッパーは桁との衝突を考慮したばね要素でモデル化した(図-6)。

(4) 隣接橋梁

隣接橋梁は、上部工を線形はり要素で、RC橋脚をファイバー要素で、橋台は線形はり要素でモデル化した。

(5) 地盤-基礎系

基礎-地盤間のモデル化は集約バネ要素を用いることとし、水平方向ばね、鉛直方向ばね及び回転ばねを設置した。

(6) 減衰モデル

減衰モデルには部材レベルで個別に減衰を設定できる部材別剛性比例型減衰を採用した。振動モードに対応する減衰定数算出時の等価減衰定数は道路橋示方書・同解説(以下「道示」という。) V耐震設計編⁹⁾を参考に表-2のとおりとした。なお、剛性差の大きい箇所(支承周りなど)に部材別減衰を設定すると飛び移り現象の危険性があるため、減衰を考慮しないものとした。また、橋脚のフーチングなど剛体振動(高周波数帯域)が生じる可能性があるが、それ自体に減衰効果を期待できない部位に対しても減衰を考慮しないものとした。

表-2 減衰定数

Table 2 Damping ratio

分類	部位	モデル化	材料	減衰
上部工	主塔	ファイバー要素	非線形	0.01
	PC桁	ファイバー要素	非線形	0.02
	鋼桁	ファイバー要素	非線形	0.01
	ケーブル	ケーブル要素	線形	0.01
	鉛直支承	ばね要素	線形	0.00
	ラテラル支承	ばね要素	線形	0.00
	ゴム支承	ばね要素	線形	0.04
	鋼角ストッパー	ばね要素	線形	0.00
	耐震ストッパー	ばね要素	非線形	0.00
下部工	橋脚	ファイバー要素	非線形	0.02
基礎	基礎-地盤系	ばね要素	線形	0.20

(7) 材料構成則

材料構成則は応力-ひずみ曲線を基本とした。鋼部材については、2次勾配がE/100のバイリニアモデルとし、幅厚比パラメータによる座屈強度低減域にある断面に対しては、局部座屈強度分を低減させて降伏強度を設定した。

3.3 解析手法

解析は材料非線形性及び幾何学的非線形性を同時に考慮できる複合非線形解析で行った。

4. 耐震性能照査

4.1 照査方針

鋼部材の照査はファイバー要素のひずみによる照査と道示Ⅱ鋼橋編⁹⁾の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の安定照査式を併用した。ケーブルは、建設時における当初導入張力のプレストレスを考慮した最大張力で照査した。橋脚は道示Ⅴ耐震設計編⁹⁾に準じ、許容変位とせん断耐力について照査した。支承部は支承移動量、支承耐力について照査を行った。

4.2 耐震性能照査結果

耐震性能照査での損傷箇所とその超過率を図-7に示す。主塔及び主桁では一部で塑性化が生じており、1P及び4P橋脚では、耐震ストッパーの衝突による影響で大きな変形が生じ、せん断及び曲げ耐力で許容値を満足していなかった。P4を除く基礎では、せん断耐力又はせん断

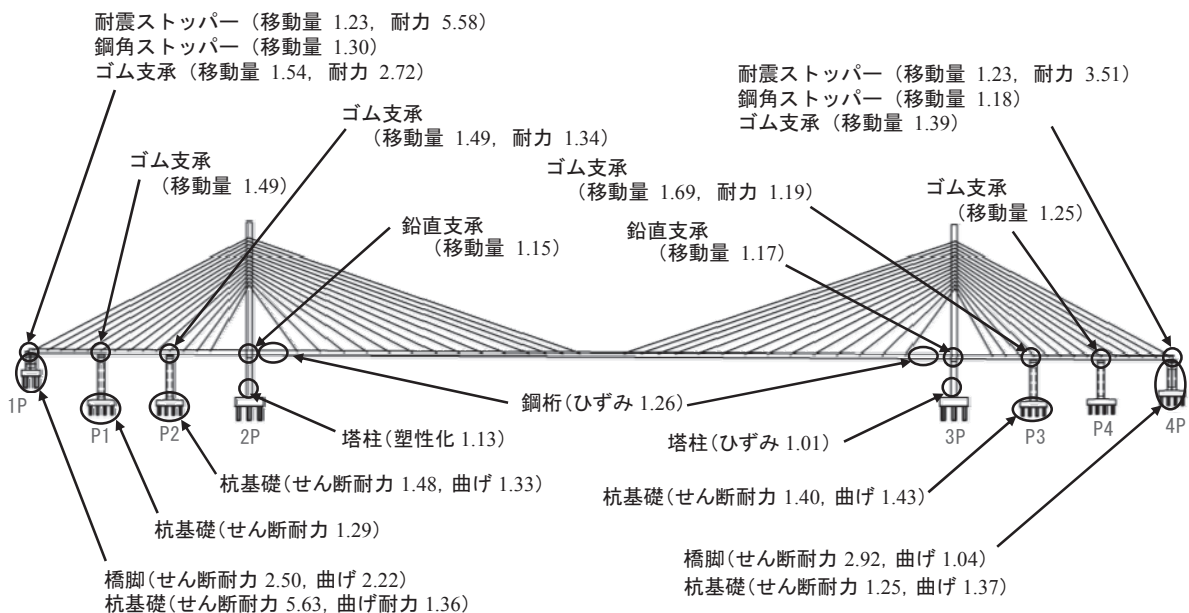
及び曲げ耐力で許容値を満足していなかった。支承は全橋脚で許容値以上の移動量が生じており、1P、P2、P3橋脚の支承では耐力照査も許容値を超過していた。耐震ストッパーは移動量及び耐力が、鋼角ストッパーは移動量が許容値を超過する結果となった。大規模地震に対して多くの部材が損傷する結果となった。

5. 耐震補強対策

耐震補強対策については、許容値を超過する部材全てに対して補強を行うと補強規模が膨大となることから制震ダンパーを用いて橋軸方向の移動量を抑え、主塔・主桁・橋脚などに発生する応力を低減させることを検討した。

5.1 耐震ストッパーの撤去

桁端部の耐震ストッパーの遊間は350mmと比較的小さく、地震による主桁の衝突力が大きいため、1P及び4P橋脚・基礎でせん断及び曲げの照査を大きく超過していた。このため、制震ダンパーの設置の検討に先立ち、耐震ストッパーの撤去を前提に、遊間を広げて耐震ストッパーへの衝突を回避することとした(図-8)。この結果、1P及び4P橋脚・基礎に作用する地震力を低減することができた。しかしながら、この状態においても桁端部の橋軸直角方向の変位制限装置である鋼角ストッパーの橋軸方向の遊間(側径間側450mm, 中央径間側650mm, 図-9)の制限があり、鋼角ストッパーの衝突が生じていた。



※図中の値は、許容値に対する応答値の比率である。

図-7 損傷想定箇所

Fig.7 Damaged portions of Ikuchi Bridge

なお、L2地震時に伸縮装置（遊間410mm）が衝突するが、24時間以内に緊急車両が通行可能なことから伸縮装置の損傷を許容することとした。

5.2 制震ダンパー設置による耐震補強

橋軸方向の移動量を抑え主塔・主桁・橋脚・基礎などに発生する応力を低減させることを目的に制震ダンパーを設置することとした。また、制震ダンパー設置後においても1P側の鋼角ストッパーで衝突が生じ損傷するが、構造上復旧が困難であることから1P側の鋼角ストッパーは改良することとした。

制震ダンパーの最適化と鋼角ストッパーの改良については以下に詳細を記述する。

(1) 制震ダンパーの最適化

制震ダンパーの設置位置は、P2及びP3橋脚で現況の耐震性能照査より基礎に十分な耐力を有しておらず、また2P及び3P主塔では鋼桁内面にUリブがあり、これらの箇所において制震ダンパーの設置は困難である。したがって、制震ダンパーの設置可能位置は1P及び4P橋脚、P1及びP4橋脚の4箇所である。なお、P1及びP4橋脚については側径間側の下床版にPC鋼線の定着突起があるため、中央径間側のみに設置することとした。

制震ダンパーの規格と設置数は、基礎を含めて耐力に余裕があるP1及びP4橋脚に設置可能な6000kN（2000kN×3基）を取り付けることとした。1P及び4P橋脚に設置する制震ダンパーの性能（設置数）は各部材の損傷度を比較して決定することとした。検討した制震ダンパー設置案を表-3に、耐震性能照査で最も応答値が大きかった芸予地震を用いた際の各設置案における耐震性能照査結果を表-4に示すが、第1案では支承関係の照査を満足せず、第3、4案では4P橋脚の橋軸方向の照査を満足しておらず、第2案が耐震性能照査において応答値が許容値を超過する箇所が最も少なかった。また、第3、4案よりダンパーの設置数が少ないことから第2案を採用した。以上の検討結果よりP1、P4橋脚に6000kN（2000kN×3基）、1P、4P橋脚に4000kN（2000kN×2基）の計10基を設置することとした。ただし、ダンパーを設置しても、主塔基部及び主桁の局部的降伏や1Pの鋼角ストッパーの変位量の照査を満足しなかった。また、第2案の耐震ストッパーでの変位量は832mmであり、ストッパー沓（図-8）の撤去のみで遊間を確保できた。

なお、表-4にはこれまでの設計の流れ（現況→耐震ストッパーの撤去→ダンパーの最適化）と照査結果の推移が分かるよう、参考として、現況と耐震ストッパーのストッパー沓撤去時の照査結果も載せた。

(2) 1P側の鋼角ストッパーの改造

1P側の鋼角ストッパーの改造案を表-5に示す。改造の目的は、鋼角ストッパーと下部構造との衝突を回避することである。案1は下部構造のコンクリートを一部撤去する案、案2は鋼角ストッパーを切断すると同時に、

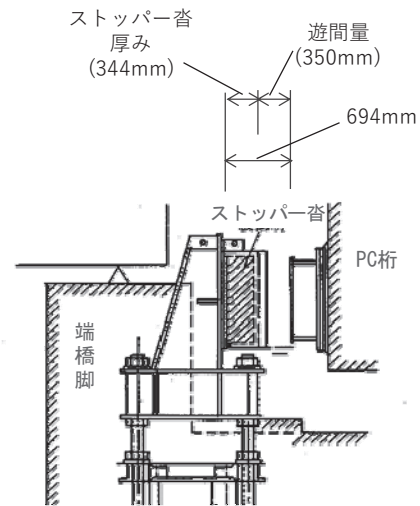


図-8 耐震ストッパー（1P側）

Fig.8 Seismic stopper (1P)

鋼角ストッパーは、橋軸直角方向地震力に対して橋軸方向に自由にスライドでき、かつ橋軸直角方向には固定されている構造である。

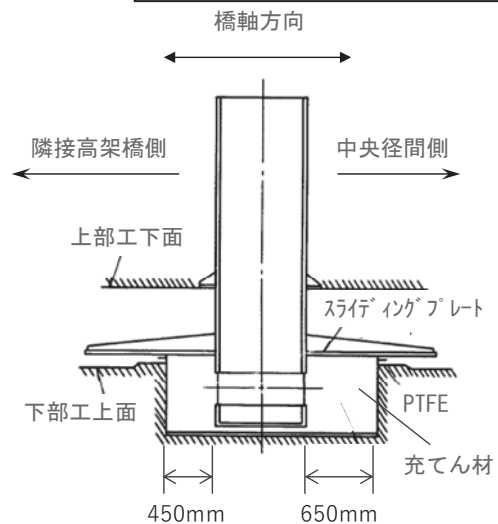


図-9 鋼角ストッパー（1P側）

Fig.9 Rigid stopper (1P)

表-3 制震ダンパー設置案

Table 3 Combination of seismic dampers

	P1, P4橋脚	1P, 4P橋脚
案1	6000kN (2000kN×3基)	2000kN (1000kN×2基)
案2	6000kN (2000kN×3基)	4000kN (2000kN×2基)
案3	6000kN (2000kN×3基)	4500kN (1500kN×3基)
案4	6000kN (2000kN×3基)	6000kN (2000kN×3基)

表一4 制震ダンパー設置時における耐震性能照査結果

Table 4 Result of seismic performance verification with dampers

照査項目	部位	照査方向	案1	案2	案3	案4	(参考)		
							現況	耐震ストッパー撤去	
支承変位 移動可能量	ゴム支承	橋軸	1P	1.02	0.91	0.88	0.80	1.56	1.45
			P1	0.76	0.68	0.66	0.60	1.10	1.17
			P2	0.84	0.76	0.73	0.67	1.13	1.15
			P3	0.94	0.86	0.83	0.77	1.19	1.26
	鋼角ストッパー	橋軸	4P	1.02	0.91	0.87	0.79	1.41	1.39
			1P	1.42	1.28	1.23	1.12	1.32	1.90
			4P	1.03	0.88	0.85	0.77	1.20	1.94
			2P	1.03	0.93	0.90	0.82	1.17	1.42
	鉛直支承	橋軸	3P	1.07	0.96	0.93	0.85	1.19	1.45
			1P	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26	0.00
	耐震ストッパー	橋軸	4P	0.00	0.00	0.00	0.00	1.23	0.00
			1P	0.00	0.00	0.00	0.00	4.97	0.95
橋脚 せん断耐力 照査	1P	橋軸	0.84	0.87	0.89	0.95	0.80	0.78	
		直角	0.69	0.73	0.73	0.72	0.80	0.93	
	P1	橋軸	0.81	0.77	0.76	0.73	0.31	0.32	
		直角	0.30	0.30	0.29	0.29	0.31	0.34	
	P2	橋軸	0.60	0.58	0.58	0.57	0.74	1.05	
		直角	0.27	0.27	0.27	0.27	0.31	0.31	
	P3	橋軸	0.74	0.66	0.65	0.62	0.85	0.85	
		直角	0.25	0.25	0.25	0.25	0.34	0.34	
	P4	橋軸	0.98	0.95	0.94	0.91	0.66	0.81	
		直角	0.27	0.28	0.28	0.28	0.30	0.31	
	4P	橋軸	0.94	1.00	1.01	1.06	2.86	1.06	
		直角	0.62	0.62	0.62	0.62	0.65	0.65	
	桁ひずみ	PC桁 (因島側)	圧縮	0.45	0.45	0.44	0.44	0.47	0.49
			引張	0.32	0.29	0.28	0.27	0.35	0.42
		鋼桁	圧縮	1.17	1.17	1.17	1.16	1.25	1.18
			引張	0.82	0.82	0.82	0.81	0.98	0.87
PC桁 (生口島側)		圧縮	0.43	0.42	0.42	0.42	0.44	0.44	
		引張	0.32	0.30	0.29	0.28	0.33	0.43	
主塔ひずみ	2P	圧縮	1.11	1.09	1.09	1.08	1.13	1.13	
		引張	0.75	0.74	0.74	0.74	0.74	0.74	
	3P	圧縮	0.98	0.97	0.97	0.96	1.01	1.12	
		引張	0.66	0.66	0.66	0.66	0.67	0.70	
支承変位量	鋼角ストッパー	1P mm	923	832	800	728	858	1235	
		4P mm	670	572	553	501	780	1261	

※表中の値は、許容値に対する応答値の比率である。

橋軸直角方向の固定機能を保持するために橋座面にブラケットを設置する案である。両案とも狭隘な空間での施工であるが、案1ではコンクリートを撤去後に鋼角ストッパーの受け箱を復旧するのに精度の高い施工を要する。したがって、鋼角ストッパーの改造案としては、作業工程が少なく施工性に優れる案2を採用することとした。

表一5 鋼角ストッパーの改造案

Table 5 Modification of rigid stopper

	案1：下部構造コンクリートの一部撤去	案2：鋼角ストッパー切断及びブラケット設置
概要図		
施工上の課題	<ul style="list-style-type: none"> ・狭隘な空間での撤去作業により困難が伴う。 ・スライディングプレートは本体に溶接されており、撤去時には本体を損傷させないように、精度の高い施工を要する。 ・コンクリート撤去の際に、ストッパー受け箱の切断が必要。 ・受け箱の復旧において、裏当てや鉄筋の補強が必要であるため、橋軸直角方向への拡張も必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・狭隘な空間での撤去設置作業により困難が伴う。 ・ストッパーの切断方法及び切断面の整形方法の検討、受け箱内に残る切断部材の撤去方法の検討。

5.3 主塔基部・主桁における損傷規模の再評価

ダンパーを設置後においても主塔基部と主桁部において局部的に降伏する箇所が残ったため、損傷規模の再評価をし、安全性の確認するため以下の(1)~(3)の解析を実施した。

(1) 全体系ファイバーモデルによる部材安定照査

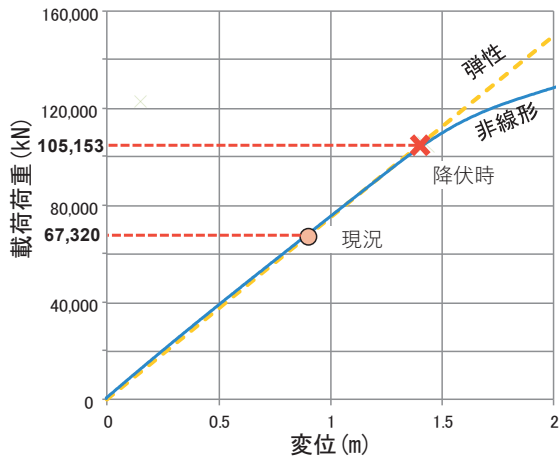
主塔基部及び主桁については、まず橋梁全体における安定性を確認するために、ファイバーモデルを用いた部材安定照査を行った。なお、局部座屈の影響を取り込むため、幅厚比パラメータによる座屈強度低減域にある断面に対しては、局部座屈強度分を低減させている。照査結果を図-10に示す。主塔及び主桁ともに、地震時に相当する荷重は弾性域にあり、十分な耐力を有していることから、橋梁全体として構造的に安定していることが確認できた。

(2) 主塔・主桁の損傷箇所を FEM モデルに置き換えた地震応答解析

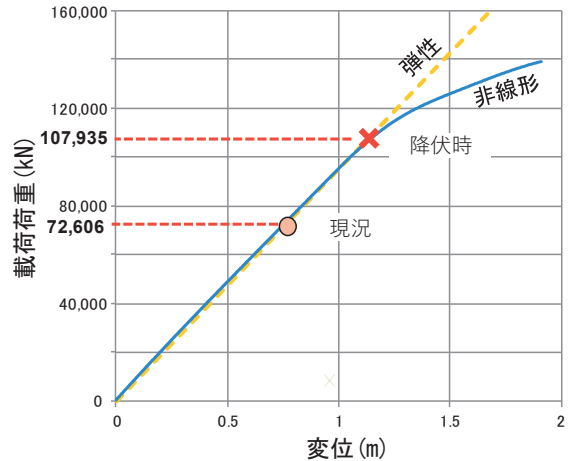
主塔基部及び主桁の塑性化する範囲を正確に把握するために、その部分を FEM モデル (シェル要素) に置き換えた地震応答解析を実施した。地震応答解析の結果を図-11に示す。図中の写真は FEM モデルを用いた箇所である。主塔基部は降伏応力に対して最大超過率が 5%、主桁は 0.6%と僅かであり、構造物の安全上ほとんど問題がなかった。

(3) 主塔基部の FEM モデルによるプッシュオーバー解析

主桁に比べて降伏応力に対する超過率が大きかった主塔基部については更なる安全性の確認のため FEM モデル (シェル要素) を用いたプッシュオーバー解析により耐力評価を行った。プッシュオーバー解析は変位制御で行い、地震応答解析での最大変位を基準値として作用させた。その時の 2P 主塔基部水平反力を図-12に示すが、地震時の最大水平反力の 6 倍以上の耐荷力を有しており、塑性化後も急激な耐力低下は発生しないことを確認した。



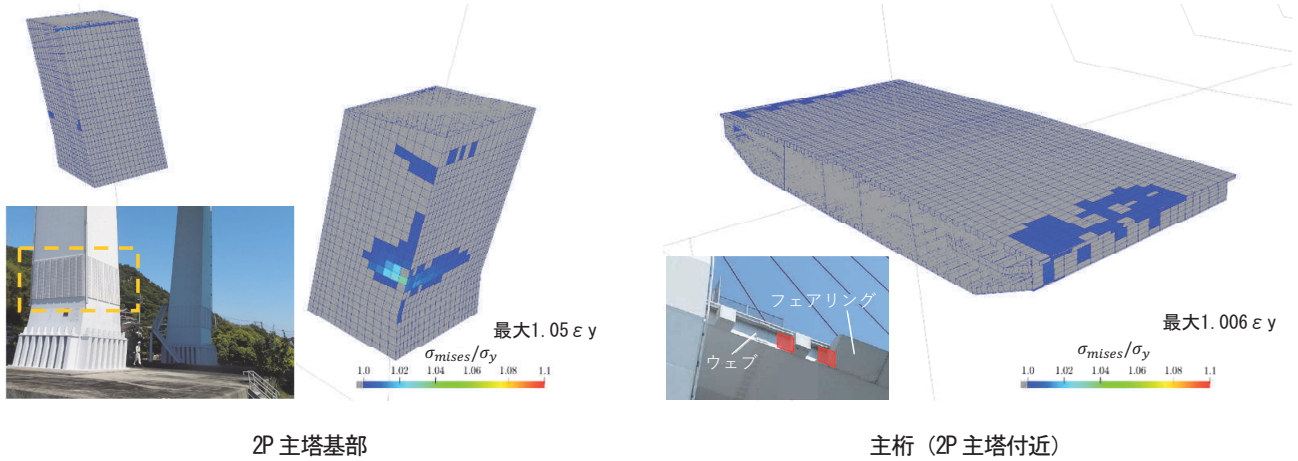
2P 主塔基部 (橋軸方向加振)



主桁 (2P 主塔付近, 橋軸方向加振)

図-10 ファイバーモデルを用いたプッシュオーバー解析結果

Fig.10 Result of pushover analysis with fiber model



2P 主塔基部

主桁 (2P 主塔付近)

図-11 FEM モデルを用いた地震応答解析結果

Fig.11 Result of time-history response analysis with FEM model

以上により、現況の耐震性能照査では主塔基部及び主桁の一部が塑性化することが確認されたが、塑性化する範囲は局所的かつ許容値に対する超過率も僅かであった。また橋梁全体では構造的に安定していたため、部材補強は不要と判断した。

5.4 耐震補強の全体概要

生口橋における耐震補強箇所を図-13 に示す。橋軸直角方向の補強対策は、伏在断層の地震により 1P 橋脚でせん断耐力が許容値を満足しなかったため、経済性を考慮してアラミド繊維シート巻立てを採用した。

基礎については、現況の耐震性能照査でほとんどの橋脚位置で損傷が生じていたため、橋梁全体系の対策後の構造系において全体解析を実施した。基礎全体のモデル化及び地盤の非線形性を考慮した照査を実施し、許容値を満足することを確認した。したがって、基礎に対する補強は不要となった。

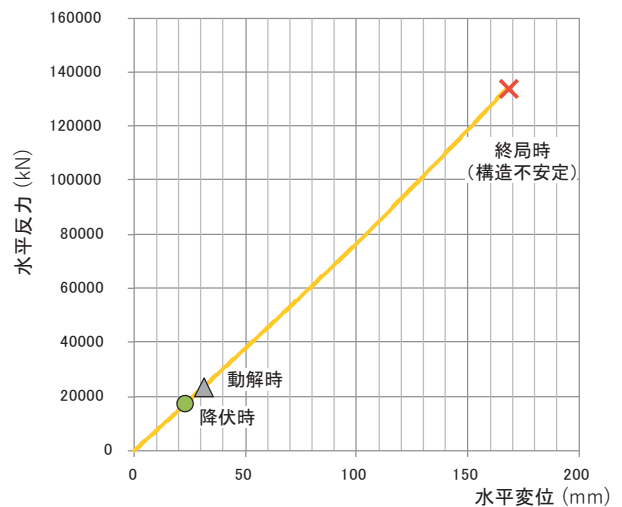


図-12 FEM モデルを用いたプッシュオーバー解析結果 (橋軸方向加振)

Fig.12 Result of pushover analysis with FEM model (longitudinal direction)

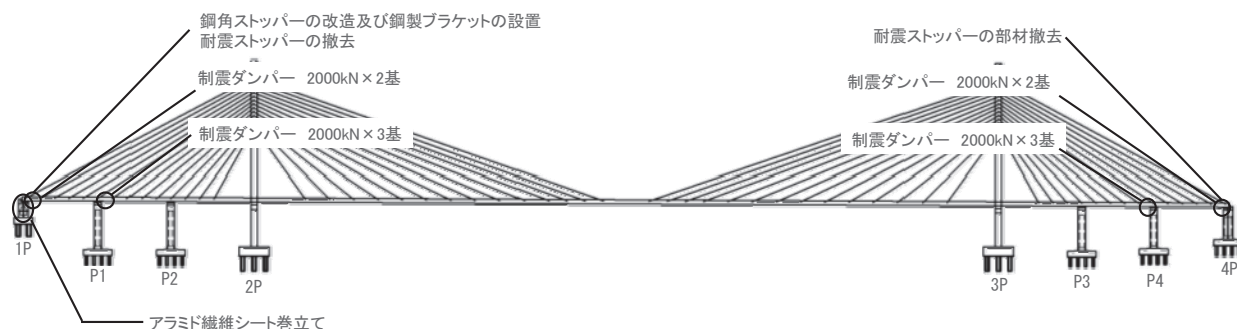


図-13 耐震補強箇所
Fig.13 Members retrofitted

6. おわりに

耐震補強設計においては、橋軸方向の移動量を抑え補強規模の低減をするために制震ダンパーの設置について検討した。当初の構造では桁端の遊間量が小さく、制震ダンパーの設置に加え、耐震ストッパーのストッパー沓の撤去及び鋼角ストッパーの改造により補強規模を大幅に低減することができた。

生口橋の耐震補強工事は取付高架橋を含めて平成 31 年春に発注される予定であり、長大橋技術センターでは引き続き平成 33 年度までに耐震補強の完了を目指す西瀬戸自動車道の長大橋の内、耐震補強設計が未了の新尾道大橋、多々羅大橋、大三島橋の耐震補強設計を進めていくこととしている。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.3
- 2) 福永勸，岡澤達男，長谷川芳己：本四連絡橋の耐震補強，本四技報，Vol.32，No.110，pp.62-67，2008.3
- 3) 西谷雅弘，田村正：この10年における本四連絡橋の耐震補強，本四技報，Vol.42，No.130，pp.20-29，2018.3
- 4) 福永勸，遠藤和男：耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定，本四技報，Vol.33，No.111，pp.18-23，2008.9
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.3
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3

伯方橋の耐震補強設計

Seismic retrofit design of Hakata Bridge

山口 和範 Kazunori Yamaguchi 溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami 平山 靖之 Yasuyuki Hirayama

長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

長大橋技術センター
総括・耐震グループサブリーダー

長大橋技術センター
総括・耐震グループ

概要

伯方橋は、レベル2地震を考慮していない昭和55年の道路橋示方書で設計されている。平成24年の道路橋示方書で照査した結果、橋脚や支承で許容値を超過している部材があり補強方法を検討した。また、橋軸方向の支承条件が4Aの1点固定で、4Aに水平力が集中しやすい構造になっており、支承条件の変更などについて比較検討をした。本文は、これら伯方橋における耐震対策の検討内容について報告するものである。

Hakata Bridge was designed with the Specifications for Highway Bridges (1980) that did not take into consideration level 2 earthquake. As the result of seismic performance verification with Specifications for Highway Bridges (2012), it was found that the piers and bearings would be damaged, and retrofit of that damage was studied. As superstructure is longitudinally supported only at the end abutment, 4A, comparative study for exchange of support condition was carried out. This paper reports the study for the seismic retrofit of the Hakata Bridge.

1. はじめに

神戸淡路鳴門自動車道の海峡部橋梁は平成28年5月に耐震補強工事が完了し、瀬戸中央自動車道の海峡部橋梁の耐震設計は平成29年度に完了し、平成32年度末の完成を目指して、耐震補強工事を実施中である。西瀬戸自動車道の海峡部橋梁については、平成28年度から本格的に耐震性能照査を開始しており、平成38年度までに耐震補強工事を完了することとしている。なお、隣接する大島大橋（吊橋）は平成31年2月に耐震補強工事が完了した。

伯方橋は、レベル2地震（橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震、以下「L2地震」という。）の規定がない昭和55年の道路橋示方書¹⁾（以下「S55道示」という。）で設計されており、今回の耐震補強設計ではL2地震の規定があるH24道示²⁾を適用していることからL2地震による損傷の規模が大きくなることが予想された。また、伯方橋の橋軸方向の支承条件は大島大橋側の橋脚(4A)での1点固定のため、この支承に大きな水平力が作用することが予想された。伯方橋の耐震補強設計は、このような背景を踏まえて実施しており、本文は、伯方橋の耐震性能照査及び補強設計について報告するものである。

2. 橋梁概要

伯方橋は西瀬戸自動車道の伯方島と大島間に架かる橋梁（伯方橋、大島大橋）の内、伯方島側に架かる橋長326.8mの3径間連続鋼床版箱桁橋である。橋梁概要を表-1に、一般図を図-1に示す。鋼主桁は暫定形（2車線+自歩道）である。基礎形式は1A・4Aが直接基礎で、2P・3Pがコンクリートケーソン基礎である。また、4Aは隣接する大島大橋4Aアンカレイジ上の道路桁との掛違い橋脚となっている。

支承条件は、図-1に示すとおり、橋軸方向は4Aでの1点固定であり、橋軸直角方向は全橋脚で固定している。

表-1 橋梁概要

Table 1 Outline of bridge

橋梁形式	3径間連続鋼床版箱桁橋
橋長	326.8m
支間割	90m+145m+90m
有効幅員	車道部 9m(2車線)、自歩道部 4m(暫定形)
基礎形式	直接基礎(1A, 4A)、ケーソン基礎(2P,3P)
供用日	昭和63年1月17日
適用設計基準	道路橋示方書(昭和55年)

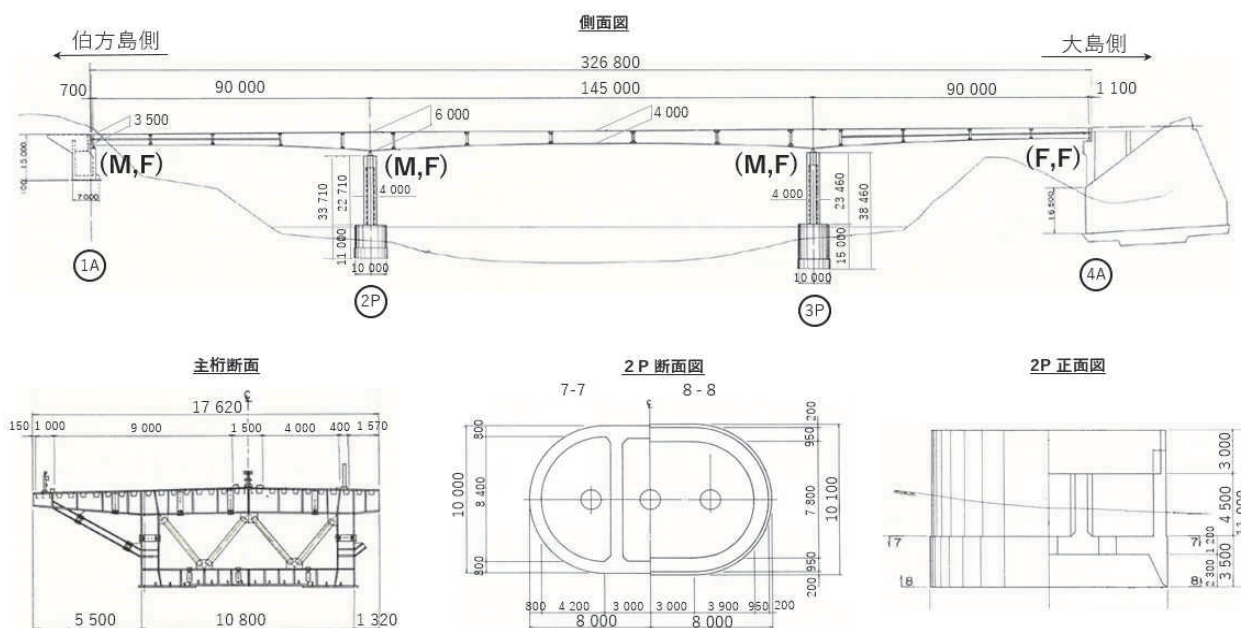


図-1 橋梁一般図

Fig. 1 General view of bridge

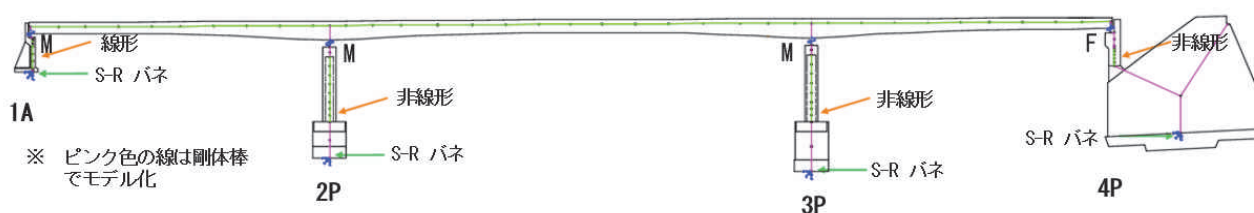


図-2 解析モデル

Fig. 2 Analytical model

3. 動的解析

3.1 適用基準等

「H24道示」²⁾，「NEXCO設計要領 第二集 橋梁保全編 (H29.7)」³⁾等を適用し，時刻歴応答解析により動的解析を行った。

3.2 入力地震動

伯方橋の基礎が設置されている位置の地盤種別はI種地盤であり，時刻歴応答解析に適用する地震動はH24道示「7.2動的解析に用いる地震動」(I種地盤)を適用し，橋軸方向と橋軸直角方向の個別に入力してそれぞれの方角で照査した。

3.3 解析モデル

耐震性能照査のモデル化では，主桁は線形モデル(減衰定数：0.02)，1Aアバットは線形モデル(減衰定数：0.03)，2P, 3P, 4A橋脚は非線形モデル(剛性低下型トリ

リニアモデル，減衰定数：0.02)，基礎は集約バネモデル(SRバネ，減衰定数：0.1)でモデル化した。また，可動支承は摩擦による減衰を考慮するため非線形バネでモデル化した。モデル化の概要を図-2に示す。

なお，主桁については，暫定形でモデル化した。

4. 耐震性能照査

以下に現況における橋脚，支承，基礎の照査結果を示す。

4.1 橋脚

橋脚の基部と段落とし部の照査結果を表-2に示す。橋軸方向については全ての橋脚(2P, 3P, 4A)においてせん断の照査を満足していなかった。また，橋軸直角方向については，2P, 3Pの段落し部で曲げの照査を満足していなかった。

表-2 橋脚の照査概要

Table 2 Outline of seismic performance verification of piers

			2P	3P	4A
橋軸方向	曲げ	基部	0.78	0.70	0.99
		断落し部	0.85	0.84	-
	せん断	基部	1.25	1.25	1.71
		断落し部	0.71	0.72	-
橋直方向	曲げ	基部	0.71	0.69	0.04
		断落し部	1.01	1.07	-
	せん断	基部	0.86	0.90	0.52
		断落し部	0.74	0.76	-

※ 数字は許容値に対する比率

表-3 支承の照査概要

Table 3 Outline of seismic performance verification of bearings

	1A	2P	3P	4A
橋軸方向	0.17	0.19	0.19	2.42
橋直方向	3.65	3.72	3.63	1.08
鉛直	1.36	0.91	0.91	0.77

※ 数字は許容値に対する比率
また、この数字は最も厳しい部位のものである。

表-4 基礎の照査概要

Table 4 Outline of seismic performance verification of foundations

			2P		3P		
			橋軸方向	橋直方向	橋軸方向	橋直方向	
安定の照査	基礎の降伏	基礎本体の降伏(鉛直方向) ※1	0.861	0.820	1.001	1.001	
		前面地盤の塑性領域率 ※2	10.4%	0.0%	0.7%	0.0%	
		基礎底面の浮上面積率 ※2	60.2%	60.3%	4.9%	32.7%	
	判定		降伏	降伏	降伏	降伏	
	変形性能	基礎の応答塑性率		1.51	4.42	1.05	2.85
		塑性率(損傷度Ⅲ) ※3		6.55	7.56	2.35	5.09
判定		損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ		
部材の照査	側壁	降伏(水平方向)する箇所があるがコンクリートケーソン側壁で過去に損傷した事例がなく問題がないと評価					
	頂版	曲げ ※1	0.482	0.070	0.551	0.076	
		せん断	照査断面の幅が頂版厚さの1/2以下のため照査対象外				
総合判定			OK	OK	OK	OK	

※1:許容値に対する比率, ※2:許容値は60%, ※3:基礎耐力ピーク時の塑性率

4.2 支承

支承の照査結果を表-3に示す。橋軸方向については4Aの支承は1点固定のため許容値を大きく超過していた。橋軸直角方向については全ての支承で照査を満足していなかった。なお、1Aでは、サイドブロックとピン部の浮上り防止キャップで上揚力に対する照査を満足していなかった。

4.3 基礎

基礎(2P, 3P)の照査結果を表-4に示す。H24道示²⁾に基づく照査では両方の基礎で降伏することになっているが、「既設道路橋の耐震性能照査手及び耐震補強設計について(国交省事務連絡, 平成27年6月25日)」⁴⁾ではL2地震時のケーソン基礎の損傷として「損傷度Ⅲ(最大強度点を超えない)」を許容しており、L2地震時においても必要な変形性能を有していると評価した。

5. 補強概要

5.1 補強方針

本橋では橋軸方向の支承条件が4Aの1点固定でこの部分に大きな水平力(20,859 kN)が作用しており、補強設計上のキーポイントとなった。まず、「(I) 橋梁全体の補強方針」の中で4Aに作用する水平力を低減する方

策を検討し、次に「(2) 4A支承の補強方針」を検討した。なお、目標とする耐震性能としてレベル1地震動(橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動)で耐震性能1(地震によって橋としての健全性を損なわない性能)を、レベル2地震動(前述)で耐震性能2(地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかにい行い得る性能)を確保した²⁾。

(1) 橋梁全体の補強方針

橋梁全体の補強方針の検討概要を表-5に示す。「A案:1点固定(現状)」と4Aに作用する水平力を低減する「B案:1点固定+ダンパー」, 「C案:2点固定」, 「D案:免震化」の計4案について比較検討をした。その結果、A案が4Aに作用する水平力を低減する案(B~D案)に比べ構造的、経済性に優れることから、A案を採用し、支承条件の変更などを行わないこととした。

(2) 4A支承の補強方針

4A支承の補強方針については、「支承交換案」, 「支承補完構造設置案」についての2案について比較検討したが、以下の理由により「支承交換案」を採用することとした。

- ・「支承交換案」の方が経済的に有利
- ・「支承補完構造設置案」を採用した場合、大規模な支承補完構造が必要であり、鉄筋が密に配置された橋脚天端等において取付け構造の施工が困難となることが予想された。

表-5 全体形対策の概要

Table 5 Outline of full structural countermeasures

全体形対策の概要		評価
A案: 1点固定 (現状)		<p>●現支承条件で、支承補完または、支承交換を行う</p> <p>構造的性○:4Aで支承交換、その他は支承補完が必要 下部工△:柱補強が必要(2P,3P,4A) 施工性○:交通規制の必要なし 工事費◎:最も安価</p> <p>【評価 ◎】</p>
B案: 1点固定 +ダンパー		<p>●1Aに制震ダンパーを設置し応答を低減</p> <p>構造的性△:応答低減が1割程度で、支承交換等が必要 下部工△:柱補強が必要(2P,3P,4A) 施工性○:交通規制の必要なし 工事費△:A案にダンパー費用が付加される</p> <p>【評価 △】</p>
C案: 2点固定		<p>●2P, 3Pを固定にし、1A, 4Aを可動</p> <p>構造的性×:桁端がバラベットの衝突 下部工×:柱の補強量が增加(2P,3P) 施工性×:4Aは掛違部でバラベットの改修が不可能 工事費×:-</p> <p>【評価 ×】</p>
D案: 免震化		<p>●全支承を免震支承に交換</p> <p>構造的性×:桁端がバラベットの衝突 下部工△:柱補強が必要(2P,3P) 施工性×:4Aは掛違部でバラベットの改修が不可能 工事費×:-</p> <p>【評価 ×】</p>

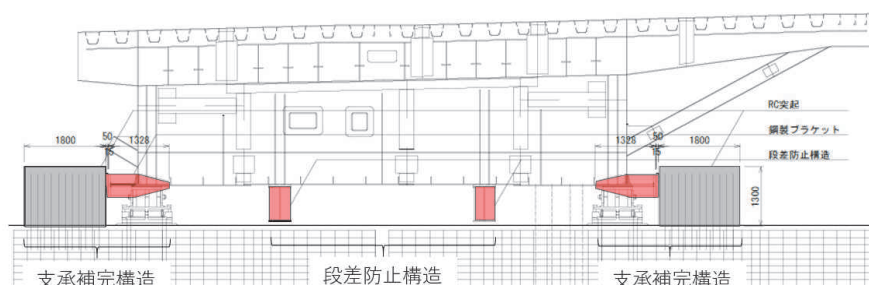


図-3 1Aの支承補完構造・段差防止構造

Fig.3 Bearing support structures and step prevention structures of 1A

5.2 橋脚

橋脚で照査が満足していないのは、基部（基礎への定着構造不要）及び段落し部のみである。コンクリート巻立補強の場合、局所的な補強でも橋脚全高をコンクリートで巻立てる必要がある。このため、局所的な補強が可能な繊維シート巻立補強を採用した。

5.3 支承関係

(1) 支承補完構造・支承交換

「5.1補強方針」の結果を受け、1A, 2P, 3Pでは支承補完構造を採用し、4Aでは支承を交換することとした。代表的な例として1Aの支承補完構造を図-3に示す。

(2) 1Aの上揚力対策

上揚力の照査を満足していない1Aのサイドブロックとピン部の浮上り防止キャップを部材交換することとした。

(3) 落橋防止構造

伯方橋の場合、4Aが掛違い橋脚のため、落橋防止構造の検討対象だが、桁かかり長がH24道示で規定されている必要桁かかり長の1.5倍あることから落橋防止構造を省くことができた。

(4) 段差防止構造

支承高さが1Aで80cm、4Aで100cmと高いため1A, 4Aに段差防止構造を設置することとした（図-3）。

5.4 基礎

補強後も現況から橋脚の剛性や支承条件が変わらず、照査時の条件と同じことから、表-4の結果に基づき補強不要とした。

5.5 全体概要

これらの検討結果を整理した全体の補強概要を図-4に示す。

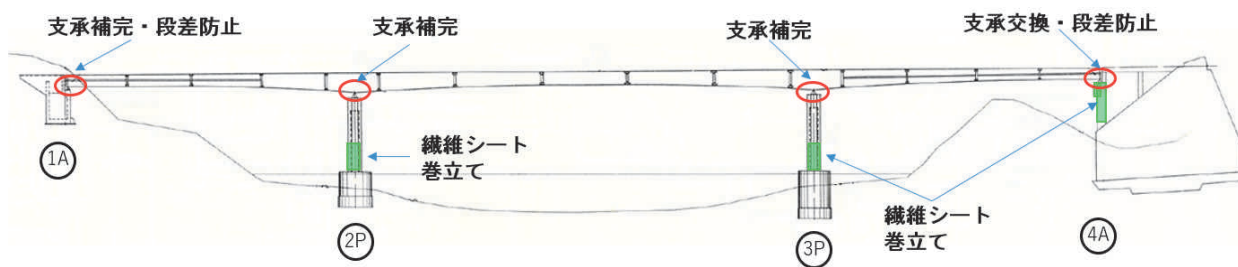


図-4 耐震補強箇所
Fig. 4 Members retrofitted

6. おわりに

伯方橋は、L2地震を考慮していないS55道示^りで設計されていること、橋軸方向の支承条件が4Aの1点固定であることから、L2地震により許容値を満足しない部材があったが橋脚の繊維シート巻立て、支承交換、支承補完構造の設置で対応できた。

長大橋技術センターでは引き続き西瀬戸自動車道で耐震補強設計未了の長大橋（新尾道大橋，因島橋，多々羅大橋，大三島橋，来島海峡大橋）の耐震補強設計を進めていくとともに、陸上部橋梁の耐震検討についても着実に実施することとしている。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，19802
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，20123
- 3) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：NEXCO設計要領 第二集 橋梁保全編，20179
- 4) 国土交通省：既設道路橋の耐震性能照査手及び耐震補強設計について，20156

センターステイロッドの疲労耐久性向上及び合理的点検手法の考案

The center stay rod's improvement of the fatigue durability and proposing rational inspection system.

山本 大道 Hiromichi Yamamoto 日高 裕司 Yuji Hidaka 奥村 淳弘 Atsuhiko Okumura

しまなみ今治管理センター
橋梁維持課

しまなみ今治管理センター
橋梁維持課長

長大橋技術センター
診断・構造グループ

概要

来島海峡第一大橋に設置されているセンターステイロッド（以下「ロッド」という。）について、設計での想定破断箇所である細径部ではなく、補剛桁とロッドの取付ねじ部での破断が確認された。これまでの報告において、ロッドねじ部の破断は、破断面の確認結果より疲労によるものと推定し、その対策として改良構造の検討を行っている。本稿では、改良した実物大ロッドの試験体による疲労試験を行い、ねじ底半径がロッドの疲労強度に与える影響について検討した結果を述べる。更に、それらの結果を踏まえて製作した改良型ロッドの実橋への設置、並びに改良型ロッドの維持管理手法として検討した超音波探傷を用いた検査方法について述べる。

For the center stay rod (hereinafter referred to as "rod") installed at the 1st Kurushima Kaikyo Bridge, it was confirmed that the breakage occurred at the mounting threaded portion of the stiffened girder and the rod, rather than the small diameter portion which is the supposed breaking point in the design. From the result of confirming the fracture surface in the previous paper, the fracture of the rod thread portion is estimated to be caused by fatigue, and an improved structure is considered as a measure against fatigue. In this paper, it is described that the result of the fatigue test by full-size rods in order to verify the influence of the screw base radius, and that the examination method using ultrasonic flaw detection.

1. はじめに

来島海峡第一大橋は、中央径間長600mの3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋で、主塔高さが異なる非対称構造となっている（図-1）。また、桁断面は偏平六角形箱桁で、橋梁上で完成4車線から暫定2車線（下り側車線）へと車線数が増減しており、本州側で下り線側に偏載される構造となっている（写真-1）。

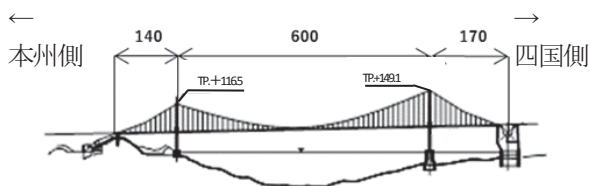


図-1 来島海峡第一大橋一般図 (単位: m)
Fig.1 General view of 1st Kurushima Kaikyo Bridge

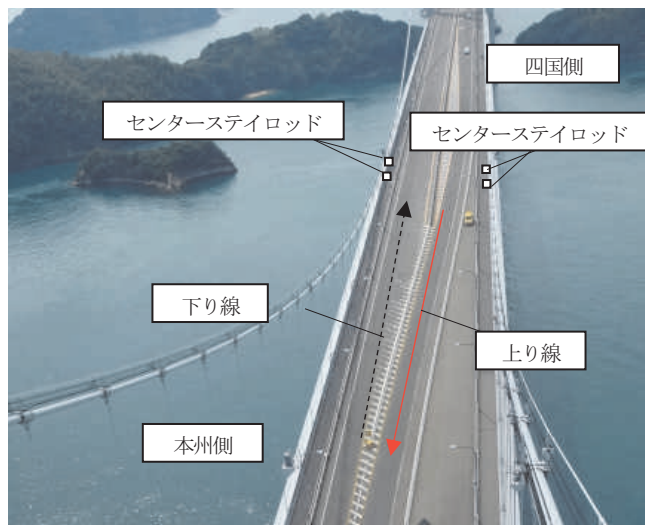


写真-1 橋梁車線状況
Photo 1 Situation of inbound traffic lane shift

本橋梁のセンターステイは、桁と主ケーブルとの橋軸方向の相対変位を抑制することにより、ハンガーロープに曲げ等の付加的な応力が発生するのを防ぐことを目的として設置されている。センターステイは、中央径間中央部にあり、写真-2 に示すように、ロープ、ロープ側ソケット、ロッド(センターステイロッド)、桁側ソケット、定着部から構成され、上下線各2本、計4本設置されている。

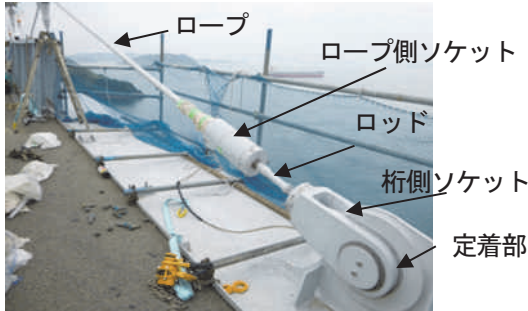


写真-2 センターステイ
Photo 2 Outline of Center Stay

図-2に本橋梁のセンターステイロッド(以下「ロッド」という。)を示す。ロッドは、大規模地震時にロッド中央の細径部で破断するように設計されており、2001年3月24日に発生した芸予地震(M6.7)では、おおむね設計どおりに破断した¹⁾。このように、ロッドは大規模地震時に破断する設計であるため、交換が可能なねじ構造でロープ側ソケット及び桁側ソケットに接合される構造である。ねじの形状はTr60の台形ねじであり、ロッドの材質はSNCM625(ニッケルクロムモリブデン鋼、引張強さ930N/mm²)である。

しかし、本橋梁のロッドは、2014年の点検において大きな地震が発生していないにもかかわらず、破断が確認された。破断したロッドは、対象橋梁にある4本のうち下り線側の2本であり、破断位置はロッドがロープ側ソケットカプラーとかみ合う1山目のねじ底部であった(写真-3)。また、破断したロッドは、2001年3月の芸予地震時に破断し交換されたもので、交換後僅か13年程度と比較的新しく、破断位置も設計上想定したロッド中央の細径部と異なることから、破断原因の詳細な調査を実施することとした。

2. 既往の検討

前報²⁾において報告した、破断面のマクロ観察及びSEMIによるミクロ観察、ロッド材料の欠陥を調査するための化学成分分析並びにロッドに作用する応力とその頻度の計測による、破断原因の確認結果を以下に列記する。なお、化学成分分析と応力計測は損傷をしていない上り線側のロッドも含めている。

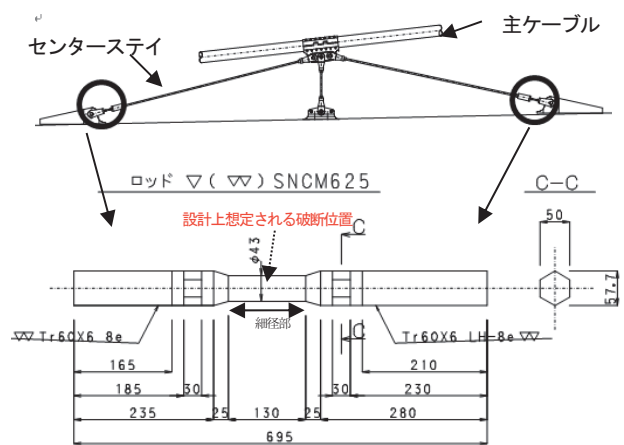


図-2 センターステイロッド概要
Fig.2 Outline of Center Stay rod

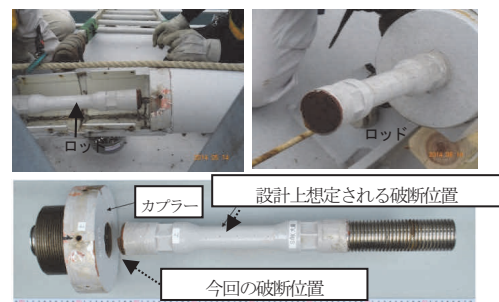


写真-3 センターステイロッド破断状況
Photo 3 Breakage of Center Stay

- (1) 破断したロッドは、材質的な問題や亀裂起点部に欠陥は無い。
- (2) 破壊メカニズムは、ロッドねじ部のカプラー側1山目のねじ底部における、自動車荷重による変動応力と応力集中が原因の疲労破壊である。
- (3) 応力計測により来島海峡第一大橋は、完成4車線から暫定2車線となり、ロッドが破断した下り線側へ偏載状態となり、ロッドが破断した下り線側の応力範囲が大きくなる。
- (4) FEM解析と72時間連続応力計測結果を用いた累積損傷度より疲労寿命を計算した結果、短期間での疲労破壊の可能性はある。
- (5) 72時間連続応力計測の結果、下り線側ロッドの細径部で最大355MPaの応力範囲であった。
- (6) ねじ底半径R部(図-3)の応力集中はねじ底半径Rを大きくすることで改善が可能であり、疲労対策として有効である。



図-3 ねじ底半径Rの位置
Fig.3 Position of screw root radius R

3. 疲労試験

既往の検討により、対策は、ねじ底半径Rを大きくすることとし、ロッドの疲労耐久性向上を見込んでいる。その効果を検証するため、実物大の試験体を用いた疲労試験により確認することとした。

3.1 試験体

試験体の一般図及び材質等をそれぞれ図-4及び表-1に示す。試験体のO側は実橋での桁側、I側はロープ側を表している。試験体は、2014年に取り外した上り線側の未破断であった“既設ロッド”と、新規製作したねじ底半径の異なる2種類の“新規ロッド”の計3種類とした。新規ロッドは、既設ロッドと同様のねじ底半径R=0.3と改良型としてねじ底半径R=0.7の2種類を製作した。改良型のねじ底半径R=0.7のサイズは、実橋梁の構造を変更せずに取り付けが可能な最大のねじ底半径であることから決定した。

材質は、既設ロッドがSNCM625、新規ロッドが材料の調達上の理由よりSNCM630とした。なお、新規ロッドの材質は、既設ロッドと比較し、引張強度が高いため、新規ロッドの細径部の直径を小さくすることで設計で想定する破断強度を既設ロッドと同じとした。

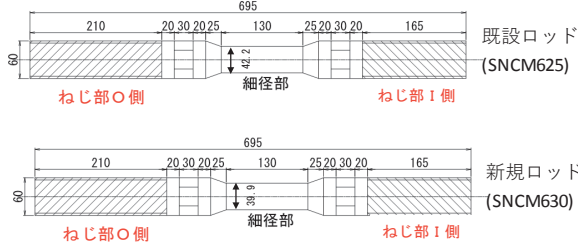


図-4 試験体一般図
Fig.4 General view of test piece

表-1 試験体諸元一覧

Table 1 List of specifications of test pieces

試験体	材質	ねじ底R	数量	直径 (mm)	
				細径部	ねじ部
既設ロッド	SNCM625	0.3mm	1本	42.2	最小:53.0 最大:60.0
新規ロッドR=0.3	SNCM630	0.3mm	3本	39.9	
新規ロッドR=0.7	SNCM630	0.7mm	3本	39.9	

3.2 疲労試験方法

ひずみゲージ貼付位置を図-5に示す。ゲージは公称応力測定のため細径部に長さ5mmの一軸ゲージを90°間隔で、亀裂発生検出のためネジ部近傍に長さ1mmの一軸ゲージを45°又は60°間隔で貼付けた。

載荷架台を図-6に示す。載荷架台は、鉛直材に載荷することにより斜材部に取り付けた試験体へ、載荷荷重の2倍程度の引張荷重を伝達できる構造としている。載荷荷重は、図-7に示す実橋における72時間応力頻度測定での最大応力範囲より、まずは疲労破壊が発生しにくいと予想される200MPa程度がロッド細径部に作用する

よう、荷重範囲 $\Delta P=130\text{kN}(P=20\sim 150\text{kN})$ に設定した。なお、繰り返し速度は3Hzとし、応力範囲200MPaが作用しても、亀裂が発生しない場合は荷重範囲を大きくして再度試験を行った。また、細径部応力範囲200MPaとは、今回破断が確認されたねじ底の断面での応力範囲に換算した場合120MPa程度である。

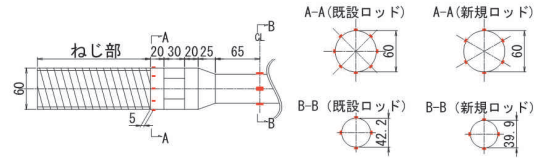
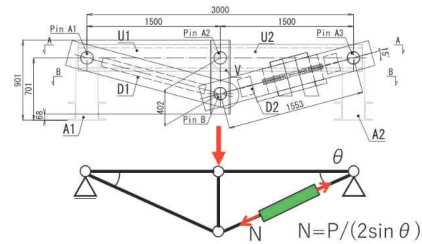
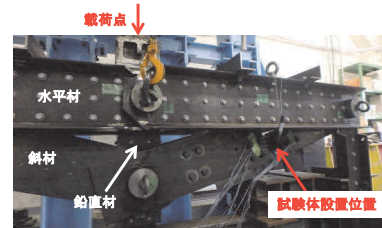


図-5 ひずみゲージ貼付位置
Fig.5 Locations of Strain Gauges



(a) 載荷架台 (一般図)

(a) Loading frame (general drawing)

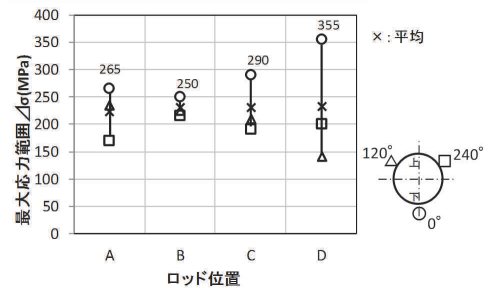


(b) 載荷架台 (写真)

(b) Loading frame (photo)

図-6 疲労試験載荷架台

Fig.6 Fatigue test loading frame



ロッド位置

来島海峡第一大橋

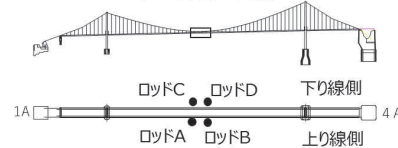


図-7 実橋における

72時間応力頻度測定での応力範囲

Fig.7 Stress range from 72-hour stress frequency measurement (actual bridge)

3.3 疲労試験結果

表-2 に全ての試験体の応力範囲とその繰返回数を示す。また、写真-4, 5, 6 に試験後に撮影した既設ロッド、新規ロッドのねじ底半径 $R=0.3$ (以下「新規 $R=0.3$ 」という。) 及び新規ロッドのねじ底半径 $R=0.7$ (以下「新規 $R=0.7$ 」という。) の代表的なものを示し、それぞれについて説明する。

既設ロッド (試験体 No.1, 写真-4) は、ねじ底部の断面における応力範囲 104MPa, 繰返回数 52 万回でねじ部での破断が生じた。破断位置は、定着体との 1 山目のねじ底部であった。また破面より、亀裂は $0^\circ \sim 90^\circ$ の間から発生し、疲労破面の特徴である円弧状の進展後、破断に至ったと推定された。以上より、実橋で発生した疲労損傷をおおむね再現できていると考えられる。

新規 $R=0.3$ (試験体 No.3, 写真-5) は、ねじ底部の断面における応力範囲 94MPa, 繰返回数 148 万回でねじ部での破断が生じた。破断位置は、既設ロッドと同様に定着体との 1 山目のねじ底部であった。また破面より、亀裂は 180° のあたりと 0° あたりから 2 つ発生し、それぞれ円弧状に進展し、破断に至ったと推定された。

新規 $R=0.7$ (試験体 No.6, 写真-6) は、ねじ底部の断面における応力範囲 184MPa, 繰返回数 41 万回でねじ部での破断が生じた。破断位置は、他と同様の定着体との 1 山目のねじ底部であった。また破面より、亀裂は 180° のあたりから発生し、円弧状に進展し、破断したと推定された。

全ての試験体 7 本についての疲労試験結果を、直応力を受けるケーブル及び高力ボルト(K1-K5)の疲労設計曲線³⁾とともに図-8 に示す。図-8 の応力範囲は細径部で計測した値をねじ底部の断面へ換算したものである。

図-8 より、各ロッドの疲労限は、ねじ底部の断面における応力範囲で、新規 $R=0.3$ が 93MPa, 新規 $R=0.7$ が 144MPa である。そのことから、ねじ底半径 R を 0.3mm から 0.7mm に変更することで、疲労限が 1.5 倍となり、疲労強度が向上したと考えられる。なお、既設ロッド (試験体 No.1) は、浸透探傷試験や磁粉探傷検査で亀裂がないことを確認したのち疲労試験を実施したが、新規 $R=0.3$ と比べ疲労寿命が短い結果となったことから、実橋で 13 年間使用したことで、その間に疲労損傷が累積していたと推察される。

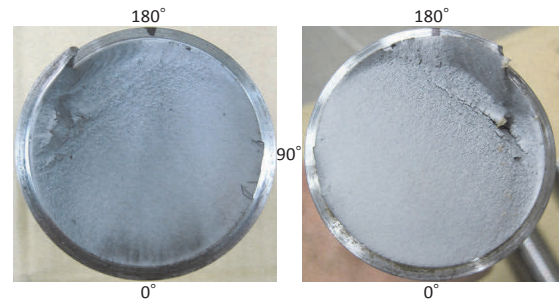
表-2 試験体ごとの繰返载荷回数
Table 2 Repeat loading number of each specimen

試験体	No.	細径部における応力範囲 [MPa]		ねじ底部の断面における平均応力範囲 [MPa]	繰返回数 [万回]
		最大	平均		
既設ロッド	1	199	164	104	52
	2	200	176	100	123
	3	180	165	94	148
新規R0.3	4	214	164	93	203
	5	385	329	186	16
新規R0.7	6	197	175	99	308
	7	269	254	144	217
	8	351	337	191	55*
	9	354	324	184	41
	10	393	339	192	10

*)ねじ部以外での破断



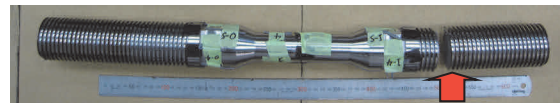
(a) 全体写真



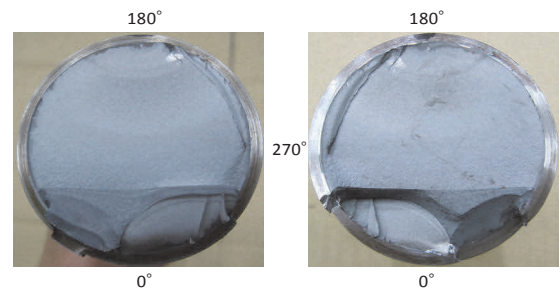
(b) 破断面

写真-4 試験後の既設ロッド

Photo 4 Breakage surface of existing rod (after the test)



(a) 全体写真



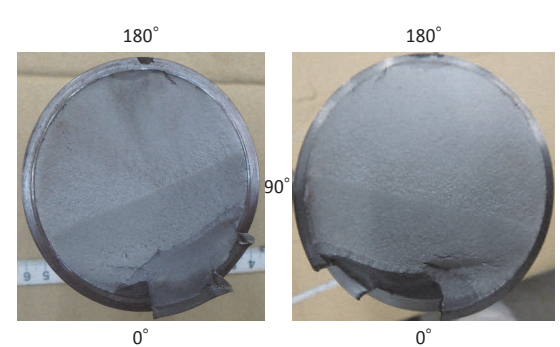
(b) 破断面

写真-5 試験後の新規ロッド (R=0.3)

Photo 5 New rod (R=0.3) after the test



(a) 全体写真



(b) 破断面

写真-6 試験後の新規ロッド (R=0.7)

Photo 6 New rod (R=0.7) after the test

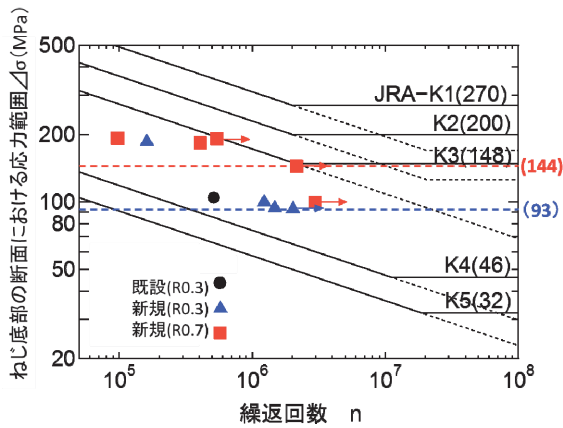


図-8 疲労試験結果まとめ

Fig.8 Summary of the result of fatigue tests

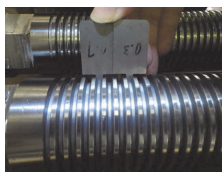


写真-7 ねじ底 R 部製作精度確認状況

Photo 7 Confirmation of thread root R by thread gauge

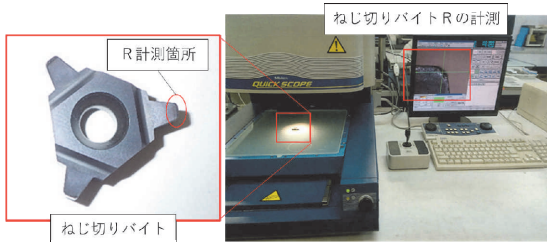


写真-8 ねじ切りバイト R の計測

Photo 8 Confirmation of thread cutting tool R

4. 改良型センターステイロッドへの交換

4.1 改良型センターステイロッド製作

疲労試験の結果を踏まえたロッドを実橋に設置するため、疲労強度の向上が確認されたねじ底半径 $R=0.7\text{mm}$ へ変更した改良型ロッドの製作を行った。改良型ロッドの寸法及び材質は疲労試験体（新規）と同じである。

改良型ロッドの製作に当たり、ねじ部の製作精度の確保が重要となる。従来、写真-7に示すように、ねじ部にねじゲージを当て目視により精度確認を行っているが、この方法では、ねじ部精度の定量的な確認ができないため、今回の製作時には写真-8に示すように、ねじ部を切削により成形するねじ切りバイトの切削部のRを計測することで、ロッドねじ底半径Rの精度確認を行った。計測の結果、ねじ切りバイトの切削部Rは 0.7083mm と 0.6812mm であることを確認した。

4.2 改良型センターステイロッドの設置

改良型ロッドの設置スケジュールと設置フローを図-9にそれぞれ示す。設置作業は上下線それぞれ分けて行った。設置の流れを以下に示す。

- (1) (1日目) 既設ロッドを取り外すためにロッドカバーを取り外す。
- (2) (1日目) 既設ロッドを取り外すためにロッドに導入されている軸力を開放する引込み治具を設置する。
- (3) (2日目) 引込み治具に張力を導入して既設ロッドを取り外す。
- (4) (2日目) 改良型ロッドの設置及び引込み治具により張力を導入する。

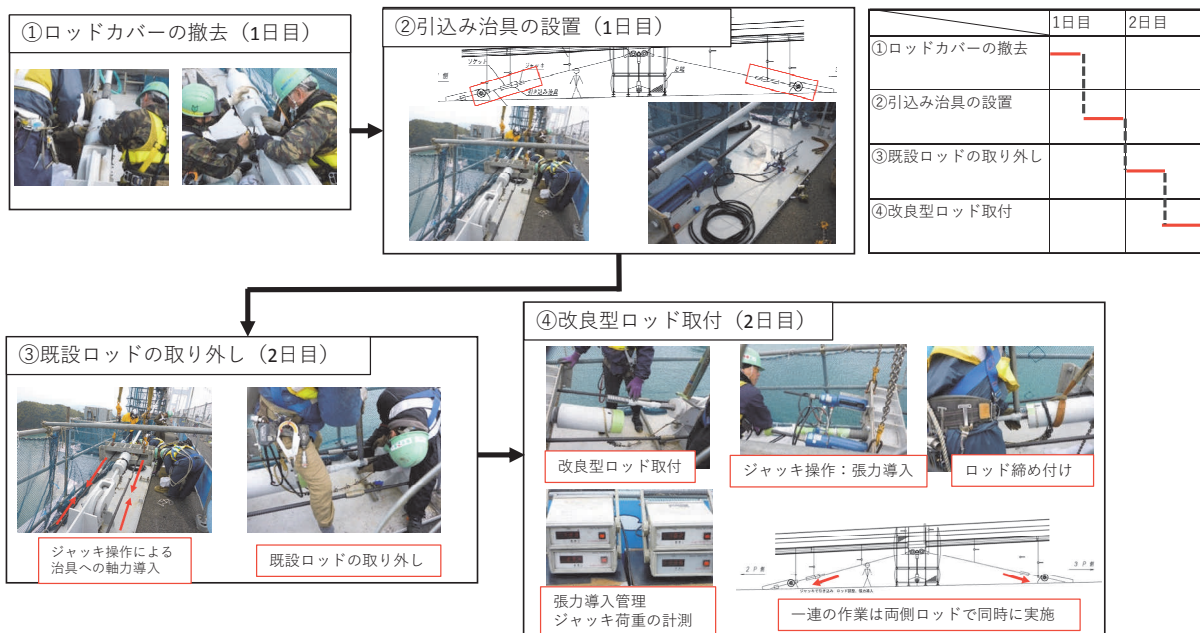


図-9 センターステイロッド設置の流れ

Fig.9 Flow of center stay rod installation

張力導入においては、引込み治具に使用している油圧ジャッキの荷重値を計測することで、改良型ロッドに導入される張力の管理を行った。また、上記一連の作業は起点側及び終点側のロッドについて同時に実施した。

5. 維持管理手法の検討

改良型ロッドの疲労限は、ねじ底部の断面における応力範囲で144MPaである。しかし、既往の検討²⁾での72時間連続応力計測結果において、ねじ底部の断面における応力範囲は最大227MPa（ロッド細径部で355MPa）であるため、改良型においても疲労損傷が発生することが想定される。そのため、供用中のロッドに発生した亀裂を確実に発見するための手法として、超音波探傷を用いた検査方法について検討を行った。

5.1 超音波探傷を使用した検査方法の検討

今回検討を行った超音波探傷は超音波を被検材料内に入射し、反射波（エコー）から材料内部の欠陥やキズを探し出す方法である。これらのうち、現場において適用できそうな以下の3種類について検討を行った。

- (1) 垂直探傷（縦波）
- (2) 斜角探傷（フェイズドアレイ）
- (3) 鉛直探傷（フェイズドアレイ）

それぞれの探傷方法の特徴及び長所・短所を表-3に示す。

今回の検討の結果では、探傷の確実性や作業性の観点から総合的に見て、ロッドのねじ底部に発生する疲労亀裂の検査に適用する探傷方法としては、斜角探傷（フェイズドアレイ）が適していることがわかった。センターステイの構造はロッドの定着部付近が狭い空間であることや、毎回ロッドを取り外して点検することを想定して

設計されていないことから、ロッド端部に探触子を設置する(1)、(3)の方法は作業性及び確実性が悪いと考えられる。一方、(2)の斜角探傷（フェイズドアレイ）はテーパ部に探触子を設置することから、探傷の確実性や作業性など他と比較して優れており、亀裂発生を確実にとらえることが可能である。

次節以降に、斜角探傷（フェイズドアレイ）を用いたロッドの検査方法と結果を説明する。

5.2 試験体を用いた検証

(1) 探触子の設置位置

図-10に試験体各部の名称と探触子の設置位置を示す。図中の上側を天、下側を地とする。斜角探傷（フェイズドアレイ）では、テーパ部の角度とフェイズドアレイの探傷可能角度を考慮し、探触子をねじ部全域を探傷できるテーパ部に設置して試験を行った。具体的には、フェイズドアレイ探触子をテーパ部で天の位置に置き探傷を行った後、テーパ部の周方向に探触子を360°移動させながら探傷を行った。

(2) 試験体

使用した試験体は疲労試験に使用した試験体のうち4体である（表-4、写真-9）。

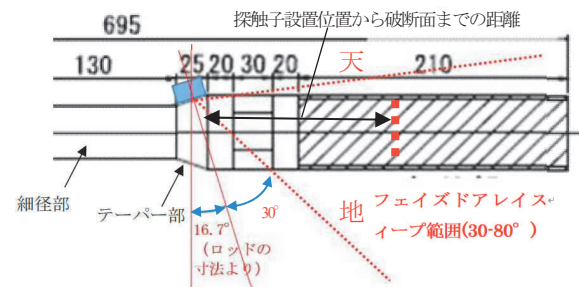


図-10 探触子の設置位置

Fig.10 Installation position of the probe

表-3 探傷方法の方法

Table 3 Comparison of ultrasonic flaw detection tool

探傷方法	探傷イメージ	探傷の確実性/作業性
(1) 垂直探傷（縦波） 鉛直探触子を使用して探傷面に鉛直に超音波を送信して傷を発見する。		探傷の確実性 ・片側からの探傷には限界があるため、ケーブル側・桁側の両端部からの探傷が必要・・・△ ・傷の範囲・大きさはある程度推定可能・・・○ 作業性 ・桁側端部のみから、探傷作業が可能・・・△ ・桁側端部は探触子設置可能であるが狭小空間（写真-2の定着部）で作業性が悪い・・・△
(2) 斜角探傷（フェイズドアレイ） フェイズドアレイ探触子を使用して探傷面に対して斜め（40-70度）に超音波を送信して得られたほぼ円錐状の断面画像から傷を発見する。		探傷の確実性 ・探触子をテーパ部に沿って360°移動させながら探傷を行うことでねじ部全域をカバーすることができ、亀裂があれば、確実に把握できる・・・◎ 作業性 ・両テーパ部周りはオープンであり、探傷作業に支障となるものはない・・・◎
(3) 鉛直探傷（フェイズドアレイ） フェイズドアレイ探触子を使用して探傷面に対して鉛直に超音波を送信して得られたほぼ円錐状の断面画像から傷を発見する。		探傷の確実性 ・確実に傷を見つけるためには、両方の端部からの探傷が必要・・・△ ・傷の範囲・大きさはある程度推定可能・・・○ 作業性 ・桁側端部のみから、探傷作業が可能・・・△ ・桁側端部は探触子設置可能であるが狭小空間で作業性が悪い・・・△

表-4 試験体一覧表

Table 4 List of test pieces

試験体名	亀裂の箇所
試験体A	I側ねじ部に亀裂を確認（磁粉探傷検査で確認）
試験体B	I側ねじ部で破断、O側のねじ部で亀裂の可能性あり（板厚計による）
試験体C	O側ねじ部に亀裂開口を目視確認
試験体D	O側ねじ部に亀裂の可能性あり（ひずみゲージの測定結果による推定） I側ねじ部に亀裂の可能性あり（フェイズドアレイ斜角探傷により推定）



写真-9 試験体（上からA、B、C、D）

Photo 9 Test pieces

5.3 試験結果

(1) 斜角探傷（フェイズドアレイ）により得られた亀裂検知結果

斜角探傷（フェイズドアレイ）で得られたA・Bスコープ画像の代表として試験体Bの結果を図-11に示す。図-11の(a)は、亀裂を指示した画像であり、(b)は亀裂未指示の画像である。また、Bスコープ画像では青から赤色になるほど強いエコーであることを表している。(a)の画像では、ねじ部を示す青色のエコーが連続しているが、ねじ部の途中で亀裂面を示す一部赤色のエコーが確認できる。

一方、(b)の画像では、(a)の画像と比較して亀裂面があると想定される箇所までねじ部を示す青色のエコーのみ

確認され、亀裂面が検出できていない。探触子の設置場所によって亀裂を検出ができる場合とできない場合があるが、テーパ部の周方向に探触子を360°移動させながら探傷を行うことで、亀裂を確実に検出できると考えられる。

(2) 探傷結果の検証（試験体の亀裂面の観察と亀裂の検出精度）

斜角探傷（フェイズドアレイ）による亀裂探傷結果を検証するため、試験体の亀裂面の位置において切断を行い、亀裂面の観察を行った。切断方法は、浸透探傷試験により亀裂の位置を確認し、亀裂面から70mm離れた位置までロッドを機械的に切断した後、液体窒素にて冷却し、打撃を与えることで疲労亀裂を含む断面を完全に切断した。その後、各試験体の切断面から、疲労試験時に生じた亀裂面の範囲を特定し、その面積及びび深さを求めた。

表-5に試験体の亀裂面の形状・大きさと位置を合わせて示す。また、実橋で破断が確認された位置を示す。表-5に示すとおり、検証を行った亀裂のうち比較的小さな亀裂面が確認された試験体Bの亀裂面の大きさは、ねじ底部の断面積に対し9.3%であった。また、探触子設置位置から亀裂面までの距離は217.6mmであったため、比較的遠い距離まで亀裂面を検出できると考えられる。さらに、探触子設置位置から亀裂面までの距離が80.7mmと比較的距離が短い試験体D（O側-2）でも亀裂面を検出できている。これらのことから実橋で発生する初期段階の亀裂を発見できると考えられる。

(3) 今後の維持管理について

上記により斜角探傷（フェイズドアレイ）による点検手法が有効であることが確認された。点検頻度については当面は省令⁴⁾に基づく近接点検の頻度に合わせて5年に1度の実施を考えているが、今後、適切な点検頻度について検討する必要があると考えている。

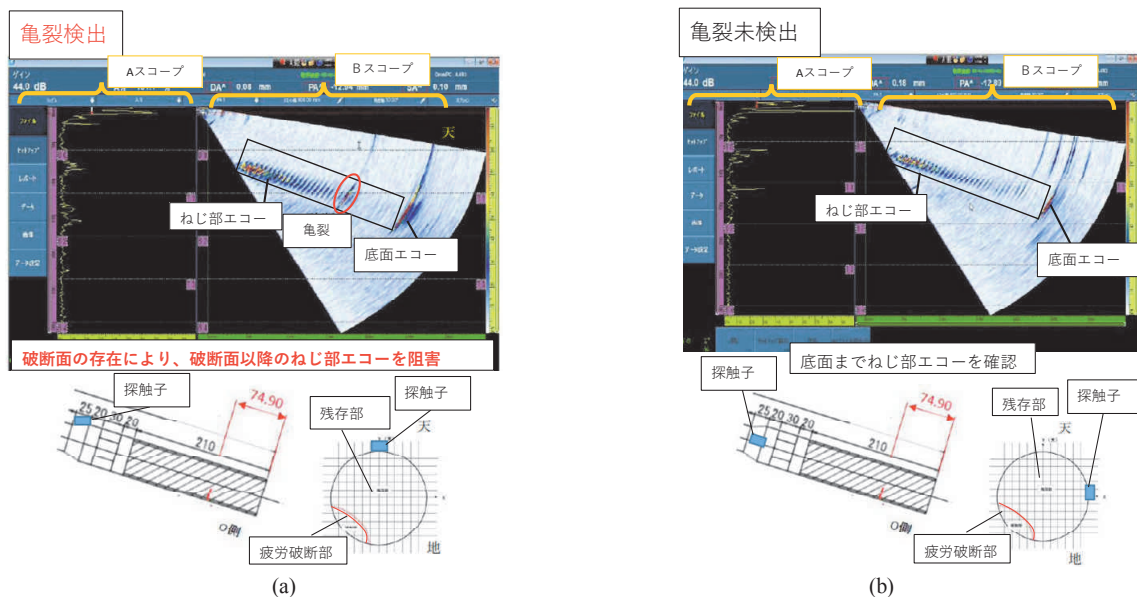


図-11 斜角探傷取得画像（試験体B）

Fig.11 Image of ultrasonic phased array test angle beam at taper point (test piece2)

6. おわりに

改良した実物大ロッドの試験体による疲労試験結果とその結果を踏まえて実橋に設置した改良型ロッドの維持管理手法の検討で得られた知見を以下に示す。

6.1 疲労試験結果

- (1) 実橋と同様に、ロッドのねじ底から疲労亀裂が発生し、円弧状に進展して破断に至った。
- (2) 疲労限は、ねじ底の半径Rを0.3mmから0.7mmに変更することで、約1.5倍に向上した。

6.2 維持管理手法の検討

- (1) 斜角探傷（フェイズドアレイ）の検出精度は亀裂面積が、ねじ底断面の約9%程度の亀裂面であっても亀裂を検出可能であった。また、今回測定した試験体では探触子設置位置から亀裂面までの距離に関わらず、測定が可能であった。
- (2) 斜角探傷（フェイズドアレイ）による点検頻度については5年に1度の実施を考えているが、今後、適切な点検頻度について検討する必要がある。

謝辞

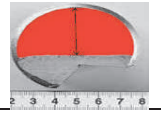

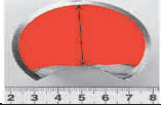

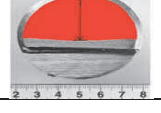

疲労耐久性の検証については、関西大学の坂野昌弘教授に貴重なご意見と多大なご協力をいただいた。ここに記して深く謝意を表す。

参考文献

- 1) 古家和彦, 磯江浩, 帆足博明, 平野茂: 芸予地震における動態観測と来島海峡第一大橋センターステイロッド破断に対する検証, 鋼構造論文集第10巻第39号, pp.131-141, 2003.9
- 2) 小河正次, 梶尾光邦, 溝上善昭: 来島海峡第一大橋のセンターステイロッド破断の原因究明と対応, 本四技報, Vol.40, No.125, pp.41-47, 2015.9
- 3) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3
- 4) 国土交通省道路局国道・防災課: 橋梁定期点検要領, 2014.6

表-5 亀裂面確認結果

Table 5 The result of confirmation of crack surface

	断面積比率 (%)	探触子設置位置から破断面までの距離 (mm)	亀裂範囲
実橋で確認された破断(参考)	—	80程度	—
試験体A (I側)	64.4	110.2	
試験体B (O側)	9.3	217.6	
試験体C (O側)	79.5	193.71	
試験体D (O側-1)	9.1	209.16	
試験体D (O側-2)	57.6	80.7	
試験体D (I側)	11.2	110.2	

注① 赤で塗られた範囲は疲労試験で発生した亀裂範囲を示す。矢印は深さを測定したラインを示す。)

トンネルLED照明の適正な清掃頻度の検討

The study of proper cleaning frequencies for the LED tunnel light equipment

日高 英治 Eiji Hidaka

保全部 電気通信課長代理

西野 晋二 Shinji Nishino

神戸管理センター 電気通信課長

概要

舞子トンネルの照明設備更新により、これまでの既存ランプ照明より長寿命化が図られた。ランプの交換作業に相当するLEDユニット等の交換作業が約10年に1回となり、保全業務の効率化が期待される。従来の照明では、ランプ交換作業と同時に灯具清掃を実施することで、灯具ガラス面に付着したばいじん等による器具光束の減衰防止を図ってきた。更新後はランプ交換が不要となるが、灯具の汚損環境に変わりはないため、これまでと同様に定期的な清掃作業が必要となる。しかし、LED照明の清掃頻度について明確に定めた基準等がないため、本稿ではトンネル内灯具の汚損状況の調査と、ばいじん付着促進試験による清掃頻度の検討について報告を行うものである。

Longer life expectancy of the LED tunnel light is realized than the conventional lamp light by renovating the Maiko Tunnel lighting facility. Increasing efficiency of the maintenance work is expected because LED units are exchanged every ten years corresponding to the exchange of the lamp bulbs. In the conventional tunnel light, exchanging lamp bulbs and cleaning work at the same time have prevented decreasing the luminous flux of the light equipment due to the dust coated on the glass of the light equipment. After the renovation to LED light facility, exchanging lamp bulbs is not needed. Because dirty environment around light equipment has been never changed, the periodical cleaning work of the LED light equipment are required like the same as before. There is, however, no standard designating the frequency of cleaning work for tunnel light equipment. This paper reports the investigation of the dirty condition of the tunnel light equipment and the study of cleaning frequency by the accelerated tests.

1. はじめに

本州四国連絡高速道路株式会社が管理する舞子トンネルは、一般国道28号(E28 神戸淡路鳴門自動車道)の本州側に位置し、明石海峡大橋の直近に接続する延長約3,500mでトンネル防災等級AAのトンネルである。舞子トンネルの照明設備は、2015年度に高圧ナトリウム灯からLED照明に更新した。昨今の技術革新によりLED照明の効率及び、寿命が飛躍的に向上したことにより、灯具数量は約45%の削減、定格寿命は約3.75倍に延びた(表-1)。

更新前まで使用していた高圧ナトリウム灯の定格寿命は24,000時間のため、おおむね3年に1回のランプ交換を必要としていたが、LED照明に更新後はその頻度が長期化するため、維持管理費及び交通規制回数の低減も期待される場所である。しかし、ランプ交換とあわせて実施

していた照明灯具清掃は低減されることから、これまでとは違って灯具清掃のみを行う必要があるが、清掃頻度について定められた基準は無く、基準を策定することが課題となった。

表-1 舞子トンネル照明設備概要
Table 1 Overview of the Maiko tunnel light facility

種別	(従来) 高圧ナトリウム灯	(更新後) LED照明	比率
灯具数量	1,406灯	780灯	45%削減
定格寿命	24,000hr	90,000hr	3.75倍

2. 清掃頻度の検討

トンネル内路面輝度の低下要因として、以下のことが考えられる。

- (1) 光源光束の低下
- (2) トンネル壁面及び路面の汚損による反射輝度の低下
- (3) 灯具ガラス面の汚損による光束の低下

(1)については設備の寿命によるもので、時間管理により寿命到達期において交換することで光束低下を予知することが可能である。

また、(2)のトンネル壁面については2年に1回、路面についても定期的な清掃が実施されていることから、一定のトンネル内視環境が保たれていると考えられる。

しかし、(3)灯具ガラス面の汚損については、ランプ交換にあわせて清掃を実施していたため、LED照明による長寿命化によりその頻度が減少することから、適正な清掃頻度を検討する必要がある。

3. 灯具汚損状況の把握

灯具の汚損は、トンネル内全体で発生しているものと思われるが、その度合いは一律的に汚損しているのか否か、あるいはどれくらいの差が生じているかは把握できていなかった。舞子トンネルの照明設備は、更新後既に1年程度運用していることから、灯具ガラス面への付着物による灯具の汚損状況と、路面輝度低下の要因となるLED照明の光束低下の因果関係について確認を行った。

また、灯具の汚損状況より、著しく汚損している箇所の

ガラスを予備ガラスと交換し、光束低下状況を測定することとした。

汚損状況の確認は以下の手法により実施した。

- (1) トンネル延長上で汚れの分布を把握するため50m間隔の走行車線側で灯具の汚損状況を確認。
- (2) 確認は、LED照明具の外表面(上面)に対して実施
- (3) ビニールテープにばいじん等を付着させ、汚損度を視覚的に判断(写真-1~3参照)。

現地で採取したビニールテープをトンネル略図に並べた結果、同時期に設置したLED照明灯具でもトンネル出口に近づくにつれ、ばいじんの付着量が多いことが判明した(図-1参照)。

舞子トンネルは、図-2に示す縦断勾配があり、出口付近は上り勾配のためばいじんが発生しやすい傾向にある。また、舞子トンネルに設置されている換気設備は、周辺住民への環境対策として、坑口からトンネル内空気を排出しないよう設置されている。

下り線においては、非常駐車帯4近辺に設置された換気設備でトンネル内の換気が行われているため、出口側に向かう空気流と換気によるトンネル内への引き込む空気流が相殺され、トンネル内空気の流れが緩やかになり、出口側の灯具ガラス面にばいじんが付着しやすい環境にあると考えられる。

上り線も下り線と同様に、出口方向に換気設備があるため、出口側の灯具ガラス面にばいじんが付着しやすい結果であった。

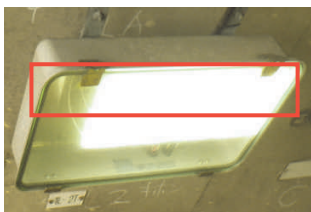


写真-1 確認箇所
Photo 1 Checkpoint

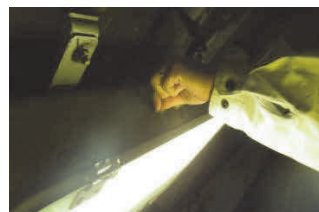


写真-2 調査状況
Photo2 Investigation situation

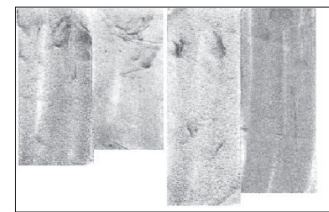


写真-3 調査結果
Photo3 Investigation result

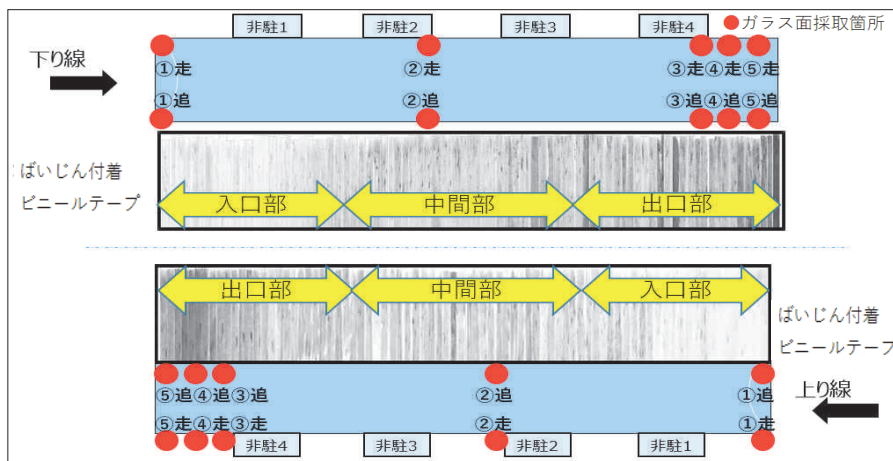


図-1 汚損分布調査結果

Fig.1 Investigation results of dirt distribution

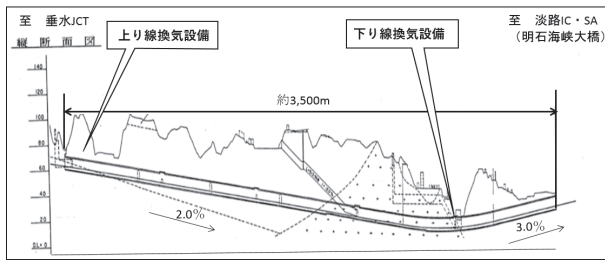


図-2 舞子トンネル縦断面図
Fig.2 Maiko Tunnel longitudinal profile

今回の調査では、汚損が著しい箇所を主体にガラス板を採取することとし、図-1に示す20箇所をガラス交換箇所として選定した。また、その採取箇所を「入口部」、「中間部」、「出口部」に区分した。

4. 光透過率試験

調査で得た合計20箇所のガラスを新しいガラスと交換し、照明メーカーの工場へ持ち帰り、ガラス面の汚損度を数値的に表すため、光透過率試験を行った。新しいガラスと今回採取したガラスで、同一光源での光束を測定し以下の式(1)より光減衰率を算出する。

$$\text{光減衰率 (\%)} = 100 - \text{光透過率} \times 100 \quad (1)$$

※ (光透過率 = 採取したガラス光束値 ÷ 新ガラス光束値 × 100)

なお、本試験は、現地でも測定可能であるが、走行車両の前照灯や隣接する照明の干渉が考えられることから工場内での配光試験環境で試験を行った。

試験結果は表-2に示すとおり、トンネル出口に近づくにつれてばいじん付着量が多いことから、光減衰率も同じ傾向にあり、下り線では最大13.0%、上り線では最大27.4%の光減衰が更新後1年のトンネル内で発生していることが判明した。

表-2 光透過率試験結果

Table 2 Experiment result of luminous transmittance

下り線走行	入口部	中間部	出口部		
	①走	②走	③走	④走	⑤走
光束値(lm)	12,420	12,305	12,318	11,223	11,795
光減衰率(%)	3.75	4.64	4.54	13.0	8.5
下り線追越	入口部	中間部	出口部		
	①追	②追	③追	④追	⑤追
光束値(lm)	12,250	12,306	12,188	11,526	11,877
光減衰率(%)	5.07	4.63	5.55	10.7	7.96
上り線走行	入口部	中間部	出口部		
	①走	②走	③走	④走	⑤走
光束値(lm)	12,044	10,477	9,363	9,555	12,286
光減衰率(%)	6.66	18.8	27.4	26.0	4.79
上り線追越	入口部	中間部	出口部		
	①追	②追	③追	④追	⑤追
光束値(lm)	11,515	10,664	10,457	9,375	12,102
光減衰率(%)	10.8	17.4	19.0	27.4	6.22

注) 新品ガラスによる光束値=12,904lm

5. 付着成分の解析

今回採取したガラス面に付着したばいじん量を1年間に蓄積した量として考え、同種同量の付着物を灯具ガラス面に付着させ、数年後の付着量を再現させることとした。

しかし、灯具ガラス面に付着したばいじん量は微量であるため、トンネル壁面に付着しているばいじんを採取し、成分解析を行った。成分解析の結果は、表-3に示すとおり、ばいじん成分の他、塩分も検出されていることから、トンネル内構造物の腐食を早める結果であることがわかった。

表-3 成分解析結果

Table 3 Result of component analysis

元素	構成比(%)
C(炭素)	46.7
O(酸素)	32.7
Na(ナトリウム)	3.1
Mg(マグネシウム)	0.6
Al(アルミニウム)	1.4
Si(ケイ素)	5.6
S(硫黄)	2.0
Cl(塩素)	2.8
K(カリウム)	0.6
Ca(カルシウム)	1.4
Ti(チタン)	0.2
Fe(鉄)	2.2
Zn(亜鉛)	0.7
合計	100

6. ばいじん付着促進試験

ばいじん付着促進試験においては、ばいじん付着物成分解析によって得られたデータを基にばいじんと同じ化合物を生成し、灯具ガラス面に付着させ、灯具ガラス面の汚損の経年変化の予測を行うためばいじん付着促進試験(以下「促進試験」という。)を実施した。

舞子トンネルの入口部、中間部、出口部の各地点ごとでばいじん等の付着量に違いがあり、光減衰率が異なることから、促進試験には粒子付着試験装置を使用することとした。本装置は、一定圧力で粒子を吐出し、媒体に付着させることができるため、別途生成したばいじんを連続的に一定量吹き付け、供試体ガラスに付着させることで舞子トンネルの灯具汚損を再現し、経過時間ごとの光透過率推移を確認した。

粒子付着試験装置を用いた試験条件を以下に示す。

- (1) 使用する化合物は、成分解析結果より得た粒子を用いる。

- (2) 実際の灯具ガラスは粒子付着試験装置内に収まらないため、同材質の供試体ガラスを使用する。
 - (3) 付着させる吹き付け濃度を段階的に変化させる。(吐出圧力の調整)
 - (4) 地点ごとのばいじん量の違いを考慮し、吐出圧力(粒子濃度)は、0.01MPa, 0.02MPa, 0.03MPaの3段階とし、一定時間経過後の光減衰率を測定する。
 - (5) 経過時間は、10分, 20分, 30分, 60分, 90分, 150分の6段階で実施する。
 - (6) 現地にて採取した更新1年後の灯具ガラス光減衰率と、促進試験で得られる供試体ガラス光減衰率を比較し、どの吐出圧力でどれくらいの時間経過が現地環境に近似するかを確認する。
 - (7) 試験に用いる供試体ガラスは実験精度を向上させるため、2枚に付着させて実施し、その平均値を採用する。
- 上記試験の結果と近似曲線を示す(表-4, 図-3参照)。

表-4 促進試験結果
Table 4 Result of accelerated test

試験項目	試験時間(分)						
	0	10	20	30	60	90	150
0.01 MPa	0.0%	9.0%	16.0%	21.0%	28.1%	29.2%	39.4%
0.02 MPa	0.0%	17.9%	22.3%	30.1%	39.6%	43.4%	47.4%
0.03 MPa	0.0%	40.1%	52.6%	56.9%	61.3%	63.7%	62.7%

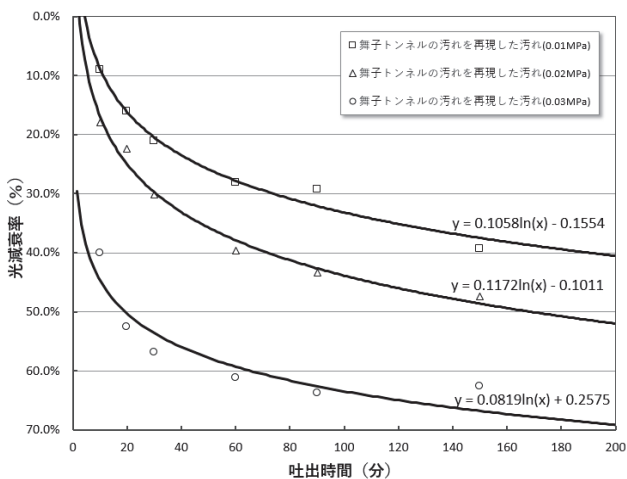


図-3 近似曲線
Fig.3 Approximate curb

7. 現地平均路面輝度の確認

トンネル照明は平均路面輝度により管理を行う。舞子トンネルの平均路面輝度は、更新後の2016年2月に測定しており、1年後となる2017年2月に再測定した。測定結果を表-5に示す。

◆下り線の基本照明で約23%の平均路面輝度の低下が判明した。

◆上り線の基本照明においても約28%の平均路面輝度の低下が確認された。

いずれも基準値は満足している状況であるが、減衰していることが確認できた。

表-5 平均路面輝度

Table 5 Average road surface luminance

点灯モード	基準値輝度	測定値		減衰率
		2016年2月	2017年2月	
基本照明下り線	4.5cd/m ²	7.5cd/m ²	5.8cd/m ²	23%
基本照明上り線		6.9cd/m ²	5.0cd/m ²	28%

8. 清掃頻度の検討

トンネル照明設備は設計時において、時間の経過とともに減衰する光束や、照明器具の汚れ等による基準輝度の低下要因を考慮し、補正係数を用いることで必要な照度より高いレベルで照明設計を行っている。この補正係数は、LED道路・トンネル照明導入ガイドライン(案)⁹⁾に制定される保守率として適用し照明設計を行っているが、7章で述べたようにトンネル照明は平均路面輝度値を基準として管理を行うことから、表-5に示す測定結果より清掃頻度を検討することとした。

舞子トンネルに採用したLED照明器具は、初期照度補正機能を有しており、定格電流よりも低い電流値で点灯することで、定格光束値の80%に調光し点灯している。表-5に示す測定結果も、本機能が有効な状態での測定値であることから、1年後の測定値は、灯具ガラス面の汚損による減衰と考えてよいため、基準輝度を下回るまでの許容値を維持率とし、清掃頻度の検討を行った。

ここで、「維持率=基準輝度/初期の測定輝度」とし、上下線の維持率を算出した。

舞子トンネル下り線維持率=4.5/7.5=0.6

舞子トンネル上り線維持率=4.5/6.9=0.65

よって、灯具ガラス面の汚損による光減衰が、上述の維持率に到達した時点を清掃が必要となる時期と考えた。なお、清掃の最短周期を求めることで安全面に傾くことから、維持率は上下線とも0.65とした。(低下率を35%とする)

ここに4章で述べた舞子トンネル現地より採取した灯具ガラスの光透過率試験結果を箇所別に表-6に示す。

舞子トンネル内では、各箇所により汚損状況が異なるため、促進試験による光減衰率がどの吐出圧力と最も近似するか評価を行った。図-3近似曲線より代表的な吐出時間を抽出し、表-6箇所別実測結果との照合を行ったところ、吐出時間7分時点による光減衰率が実測結果と最も近似していたことから、促進試験による吐出時間7分が舞子トンネル実環境下での1年に相当することと仮定した(表-7参照)。

吐出圧力0.01MPaは(1)下り線入口部及び(2)中間部、0.02MPaでは(3)下り線出口部及び、(4)上り線入口部が近似している。しかし、(5)上り線中間部は、乖離比が1.5(18.8/12.7)となり乖離が大きく、同様に0.03MPaでは(6)上り線出口部で乖離比0.66(27.4/41.7)であることから、実環境値に近似するよう補正を行うことで、おおむね近似しているものとして扱った(図-4参照)。

表-6 箇所別実験結果

Table 6 Experiment result of each section

設置場所	入口部	中間部	出口部
光減衰率(下り線)	5.07%	4.64%	13.0%
光減衰率(上り線)	10.8%	18.8%	27.4%

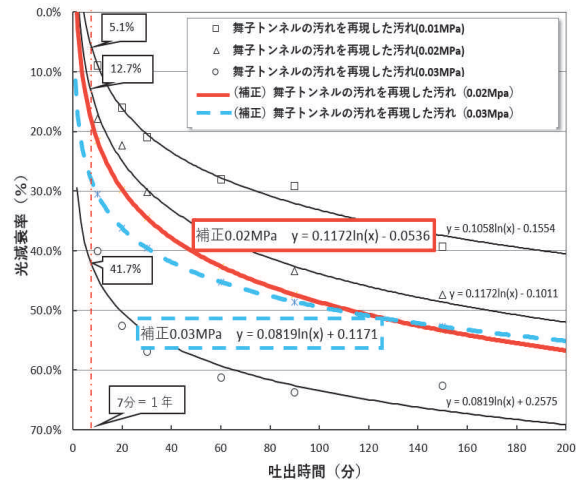


図-4 近似曲線(補正あり)

Fig.4 Approximate curb (Corrected)

表-7 照合結果

Table 7 Verification result

試験項目	0.01MPa $y=0.1058\ln(x) - 0.1554$ 0.02MPa $y=0.1172\ln(x) - 0.1011$ 0.03MPa $y=0.0819\ln(x)+0.2575$								
	吐出時間 5分時点			吐出時間 7分時点			吐出時間 10分時点		
	0.01MPa	0.02MPa	0.03MPa	0.01MPa	0.02MPa	0.03MPa	0.01MPa	0.02MPa	0.03MPa
促進試験による 供試体ガラス 光減衰率	1.4%	8.8%	38.9%	5.1%	12.7%	41.7%	8.8%	16.9%	44.6%
(1)下り線入口部	5.07%			5.07%			5.07%		
(2) 中間部	4.64%			4.64%			4.64%		
(3) 出口部		13.0%			13.0%			13.0%	
(4)上り線入口部		10.8%			10.8%			10.8%	
(5) 中間部		18.8%			18.8%			18.8%	
(6) 出口部			27.4%			27.4%			27.4%
(1)~(6)欄 平均	4.9%	14.2%	27.4%	4.9%	14.2%	27.4%	4.9%	14.2%	27.4%
乖離比	3.5	1.6	0.7	0.96	1.1	0.66	0.6	0.8	0.6
乖離比平均	1.9			0.9			0.7		
結果	ばらつきが大きい			最も近似している			ばらつきが大きい		

これより、吐出時間7分を1年間の汚損として換算し維持率0.65より、低下率が35%に到達する年数を予測する(表-8参照)。

以上より、舞子トンネルにおける清掃は表-9に示す頻度で行う必要がある。

吐出圧力0.01MPaに該当する舞子トンネル下り線入口部、及び中間部の予測では、16年ごとの清掃頻度となるが、LEDユニット等の寿命が約10年であることから、10年で清掃を行うこととした。

なお、今回算出した清掃頻度(案)の精度確認を行うため、壁面清掃や交通量との光減衰率の相関についても調査し、引き続き検証していく予定である。

表-8 予測年数

Table 8 Predicted year

種別	7分 (1年)	14分 (2年)	21分 (3年)	42分 (6年)	112分 (16年)	予測 年数
0.01MPa	5.1%	12.4%	19.7%	24.0%	34.4%	16年
0.02MPa	12.7%	20.8%	28.9%	33.7%	45.2%	6年
0.02MPa (補正)	17.4%	25.6%	33.7%	38.5%	49.9%	3年
0.03MPa (補正)	27.6%	33.3%	39.0%	42.3%	50.4%	2年

表-9 清掃頻度案

Table 9 Plan of the cleaning frequency

場所	吐出圧力	清掃周期 (予測)	考察	対象数量
下り線 入口部	0.01MPa	16年	10~16年ごとに 清掃実施	162灯
下り線 中間部	0.01MPa	16年	10~16年ごとに 清掃実施	83灯
下り線 出口部	0.02MPa	6年	6~7年ごとに 清掃実施	151灯
上り線 入口部	0.02MPa	6年	6~7年ごとに 清掃実施	160灯
上り線 中間部 (補正)	0.02MPa	3年	3~4年ごとに 清掃実施	82灯
上り線 出口部 (補正)	0.03MPa	2年	2~3年ごとに 清掃実施	142灯

9. おわりに

今回の検討により舞子トンネル内では、上下線の入口部、中間部、出口部ごとで灯具ガラス面の汚損状況に違いがあり、どの程度の汚れで光減衰による平均路面輝度が低下しているかがわかった。

今後、トンネル照明がLED照明に更新される予定であることから、今回得られた結果を基に、他のトンネルにおいても同様に適正な清掃頻度を検討するとともに、精度向上のため今後も実測データを検証し、基準化を目指したい。

また、灯具ガラス面の汚損軽減を目的とした「防汚コーティング」の適用試験も実施し、清掃頻度の長周期化も検討していく予定である。

LED照明はこれまでのランプ照明より寿命が長いが故に、灯具にアプローチする機会がこれまでの運用より減少することから、構造物点検とあわせて実施することを含め、作業の効率化を図り、各箇所に応じた清掃作業を実施すべく適切な維持管理に努めていきたい。

参考文献

- 1) 国土交通省：LED道路・トンネル照明導入ガイドライン(案)，2015.3

2018ケーブル橋梁国際カンファレンス

2018 International Conference of Cable-supported bridge

2018年7月5日に、2018ケーブル橋梁国際カンファレンス（ICC）が韓国の釜山で開催されました。ICCは、釜山の有名な観光地である広安里の海上に架かる広安大橋が、2018年で供用15年を迎えたのを機に、管理者である釜山施設公団の主催で実施されました。今回のカンファレンスでは、海上に架かるケーブル橋梁の維持管理事例をテーマに、2つの基調講演と5カ国から9題の発表が行われました。

本四高速からは保全部橋梁保全課の貴志が参加し、「吊橋主ケーブル送気乾燥システム(Dry Air Injection System of Main Cables of Suspension Bridges)」と題して、本四高速が世界に先駆けて開発した送気乾燥システムの開発と導入の概要、吊橋主ケーブルのメンテナンスと送気乾燥システムの改善の経緯についてのプレゼンテーションを行いました。



写真-1 プレゼン状況



写真-2 広安大橋のライトアップ
(広安里海水浴場から)

(保全部 橋梁保全課長 貴志友基)

第40回 IABSE シンポジウム (ナント)

40th IABSE Symposium Nantes 2018

2018年9月19日～21日の日程で、国際構造工学会（International Association for Bridge and Structural Engineering, 以下「IABSE」という。）のシンポジウムがフランスのナント（Nantes）で行われました。IABSEはスイス民法により1929年に設立された、土木と建築を包含する学会組織です。

今回のシンポジウムには40か国より570人以上が参加し、「Tomorrow's megastructures」というテーマの下、約300編の発表がありました。本四高速からは「瀬戸大橋吊橋の耐風安定性の再評価 (Re-evaluation of aerodynamic stability of suspension bridges in Seto-Ohashi Bridges)」と題して、グレーチングを閉塞させた瀬戸大橋吊橋の耐風安定性を調査した結果について、長大橋技術センター防食・耐風グループの町田が発表を行いました。

シンポジウム中に行われた Technical Visit では Saint Nazaire Bridge を視察しました。この橋は1975年に完成したロワール川河口に架かる中央支間長404m、橋長720mの3径間連続鋼斜張橋で、完成当時の斜張橋としては世界最長でした。また、アプローチのPC高架橋を含む全長は3356mで、この長さは現在でもフランスで最長です。完成から40年以上が経過し、これまでに斜張橋では、塗替塗装などの補修工事に加え、素線の破断が確認された1本の斜ケーブルで交換が行われました。また、PC取付高架橋では塩害に対する大規模修繕としてPC桁の外ケーブル工法や繊維シートを用いた耐力補強が実施されていました。将来長きにわたり長大橋を維持管理する上で勉強になりました。

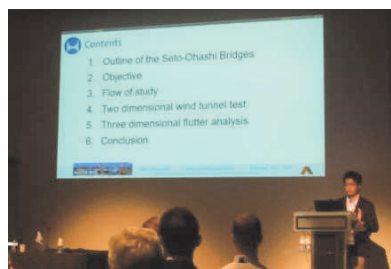


写真-1 本四高速の発表



写真-2 Saint Nazaire Bridge

(長大橋技術センター 防食・耐風グループ 町田陽)

第10回国際吊構造橋梁管理者会議

The 10th International Cable Supported Bridge Operators' Conference (ICSBOC2018)

第10回国際吊構造橋梁管理者会議(ICSBOC)が2018年10月17日～19日の3日間、中国の南通で開催されました。同会議は、1991年にニューヨーク州橋梁公団主催で第1回が開催され、これまでにアメリカ、日本、デンマーク、中国、イギリス、カナダで開催されています。今回の会議は、中国江蘇省の高速道路を運営・管理する江蘇交通控股有限公司（Jiangsu Communications Holdings）の主催で開催されました。

会議には11カ国から約200人の技術者等が参加し、吊構造橋梁の設計、維持管理、モニタリングなど幅広いテーマに関する約40件の発表が行われました。

開会式とそれに続く基調講演の後、口頭発表が行われました。本四高速からは、しまなみ尾道管理センター機械課の進藤より「本州四国連絡橋の補剛桁の接近設備の改善」、坂出管理センター橋梁維持第一課の香川より「瀬戸大橋吊構造橋梁の耐震補強設計及び補強工事」、長大橋技術センター防食・耐風グループの本郷より「瀬戸大橋における塗替塗装のコスト削減に向けた取組」と題して発表を行いました。積極的な質疑応答が行われ、多くの方に興味を持って頂くとともに、本四高速の維持管理における最新の話題を発信することができました。

会議2日目にはテクニカルツアーが開催され、2008年に開通した斜張橋である蘇通長江公路大橋（中央支間長1,088m、建設当時は斜張橋として世界最長）を視察しました。橋上で現地視察を行った後に、同橋の計画、設計及び施工に関する展示施設へと移動し、架設状況の模型や、風洞試験で用いた全橋模型などの展示を視察しました。

会議期間の合間を縫って、1999年に開通した吊橋である江陰長江大橋（中央支間長1,385m）の現地視察を行う機会を得ました。同橋の交通管制センターで概要説明を受けた後、アンカレイジ及び塔頂の視察を行いました。アンカレイジのスプレー室内は湿度管理が行われており、目視した範囲では、ケーブル素線は比較的健全に保たれている印象を受けました。

会議最終日には、同会議のワークショップが行われ、世界各国15の機関が参加し、話題提供と意見交換がなされました。本四高速からは企画部企画課の遠山課長代理より「瀬戸大橋の耐風安定性の再評価」について発表を行いました。各機関それぞれが抱える問題や現況について活発な意見交換が行われました。

次回、第11回目となる国際会議は、2020年にアメリカ・サンフランシスコで開催される予定です。

（長大橋技術センター 防食・耐風グループ 本郷誠人）



写真-1 開会式の様子



写真-2 本四高速の発表



写真-3 テクニカルツアー（蘇通長江公路大橋）



写真-4 江陰長江大橋（塔頂より）

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (18.08~19.01)
 Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

題名	著者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
オープングレーチングを閉塞した吊橋トラス補剛桁の耐風安定性向上の検討	小寺拓実 勝地弘 山田均 楠原栄樹	日本風工学会誌第42 巻第02号	42	2	201704	2
瀬戸大橋塗装塗替え時におけるオープングレーチング閉塞の影響調査	勝地弘 楠原栄樹	日本風工学会誌第42 巻第04号	42	4	201710	6
耐風安定化部材の経済的な維持管理のための耐風性再評価	楠原栄樹	日本風工学会誌第42 巻第04号	42	4	201710	8
赤外線カメラを用いた塗膜劣化評価による実橋調査	溝上善昭、林昌弘、奥村淳弘、 阪上隆英、塩澤大輝、 松本悠希	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重防食塗装最表層の損耗度定量評価	松本悠希、阪上隆英、塩澤大輝、 溝上善昭、林昌弘、 奥村淳弘	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
近赤外線分光情報を用いた塗膜劣化評価法の提案	阪上隆英、塩澤大輝、松本悠希、 溝上善昭、林昌弘、 奥村淳弘	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
道鉄併用橋のトラス部材の疲労環境調査	大藤時秀 奥村淳弘 溝上善昭	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
熱弾性応力計測による鋼構造部材の疲労き裂進展性評価	寺内勇希 溝上善昭 奥村淳弘 阪上隆英 塩澤大輝 東智之	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
温度ギャップ検出赤外線サーモグラフィ法によるビード亀裂非貫通部の検出	奥村淳弘 林昌弘 溝上善昭 和泉遊以 上西広粋 阪上隆英	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
温度ギャップ検出赤外線サーモグラフィ法によるビード亀裂非貫通部の検出・評価に関する実地計測および数値解析による検討	和泉遊以 上西広粋 阪上隆英 溝上善昭 奥村淳弘 林昌弘	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
温度ギャップ検出赤外線サーモグラフィ法による非貫通ビード亀裂の検出	上西広粋 和泉遊以 阪上隆英 溝上善昭 奥村淳弘 林昌弘	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
屋外暴露による上塗り塗料の長期耐候性調査	本郷誠人 竹口昌弘 久米昌夫	土木学会全国大会 第73回年次学術講演会			201808	2
色覚バリアフリーを考慮した道路情報板の最適表示色に関する研究	日高英治、吉本紀一、西野晋二、 嵯峨根義行、川瀬茂	2018年度(第51回)照明学会 全国大会講演論文集			201809	2

題 名	著 者	雑誌名等	卷	号	年月	頁
Re-evaluation of aerodynamic stability of suspension bridges in Seto-Ohashi Bridges	Akira Machida, Masahiro Takeguchi, Taku Hanai, Hiroshi Katsuchi	40th IABSE Symposium Nantes 2018			201809	8
世界最長の吊橋・明石海峡大橋を支える技術	貴志友基	運輸と経済2018. 10	78	10	201810	6
明石層に設置した明石海峡大橋主塔基礎の洗掘対策と追跡調査	杉町直明 堤仁志	基礎工Vol. 46No. 10	46	10	201810	3
Improvement of access equipment on girders of Honshu-Shikoku Bridges	K. Shindo, Y. Kishi, Y. Asakura, T. Matsuo	The 10th International Cable Supported Bridge Operators' Conference			201810	8
Seismic Retrofit Design and Work of Cable Supported Bridges in the Seto-Ohashi Bridges	Y. Kagawa, K. Endo, S. Fukunaga	The 10th International Cable Supported Bridge Operators' Conference			201810	8
Progress of Repainting and Efforts for Cost Reduction of Seto-Ohashi Bridges	M. Takeguchi, M. Kume, M. Hongo, M. Koshino	The 10th International Cable Supported Bridge Operators' Conference			201810	8
本州四国連絡道路における実態活荷重調査	鎌田将史, 溝上善昭, 貴志友基	第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集			201811	4
本州四国連絡橋の吊橋ケーブル送気乾燥システムの改善の取組み	貴志友基 朝倉義博	高速道路と自動車 第61巻 第11号	61	11	201811	4
色覚バリアフリーを考慮した道路情報板の最適表示色に関する検討	日高英治、吉本紀一、西野晋二	建設電気技術2018技術集			201811	6

※本四技報，技術発表会は除外。

本四技報編集委員会・幹事会名簿(五十音順)平成31年2月28日現在

委員長	荻原勝也	幹事長	山口和範
委員	朝倉義博	幹事	有馬敬育
	磯江浩生		池田秀弘
	白田幸男		薄井直城
	遠藤康史		敷地丈朗
	大楯谷光邦		大寺嶋賢直
	貴志友基		古村学彦
	竹内政昌		竹内昌弘
	林田知司		村田和範
	山吉本紀		山本浩彰
			山根浩之
			弓山茂樹

本四技報 第132号

発行 平成31年3月15日
編集・発行 本州四国連絡高速道路株式会社
印刷 有限会社 セキグチ

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



