

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.44 No.134 2020.3

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134号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.134

【巻頭言】

イメージできる技術者に！……………今井清裕… 1
To be an imaginable engineer

【技術論文】

新尾道大橋・多々羅大橋の耐震補強設計……………山口和範・溝上善昭・大串弘幸… 2
Seismic retrofit design of Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge

省工程型ふっ素樹脂塗料規格の制定……………山根 彰・竹口昌弘…12
Instituting the standard for Simplified application process paint

強風時における明石海峡大橋の応答……………竹口昌弘・花井 拓・本郷誠人…18
Response of Akashi-Kaikyo Bridge in strong wind

グースアスファルト舗装局部補修の推奨仕様……………中山義雄・梶尾光邦…27
Recommended specifications for partial repair of guss asphalt pavement

瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋及び岩黒島橋）の耐震補強工事……………金田崇男・村上博基・平山靖之…34
Seismic retrofit work for Seto-Ohashi cable-stayed bridges (Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges)

長大橋主塔点検ロボットの開発……………東 秀樹・香川 晃・敷地直城・中村将秀…43
Development of inspection robot for main tower of long span bridges

【技術ニュース】

第10回ニューヨーク市橋梁会議……………遠山直樹…53
Tenth New York City Bridge Conference

PIARC 第26回世界道路会議アブダビ大会……………遠藤和男…54
PIARC 26th World Road Congress 2019 in Abu Dhabi

第26回ITS世界会議2019……………三橋直樹…55
26TH ITS World Congress

国際吊構造橋梁管理者会議アジア地域ワークショップ（韓国）……………遠山直樹…56
ICSBOA Asia Regional Workshop in South Korea

日本道路会議優秀賞受賞……………日高英治…56
HSBE members won awards in Japan Road Conference

【文献紹介】

本州四国連絡橋関連技術文献紹介……………57
Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋及び岩黒島橋）の耐震補強工事

Seismic retrofit work for Seto-Ohashi cable-stayed bridges (Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges)



写真-1 座屈耐荷力試験状況（TRS 接合）

Photo 1 Buckling test for retrofitted member using Thread Rolling Screws



写真-2 櫃石島橋・横トラス下弦材の TRS による T 字形材接合

Photo 2 T-shape ribs installed on lower chord using Thread Rolling Screws (Hitsuishijima Bridge)

長大橋主塔点検ロボットの開発

Development of inspection robot for main tower of long span bridges

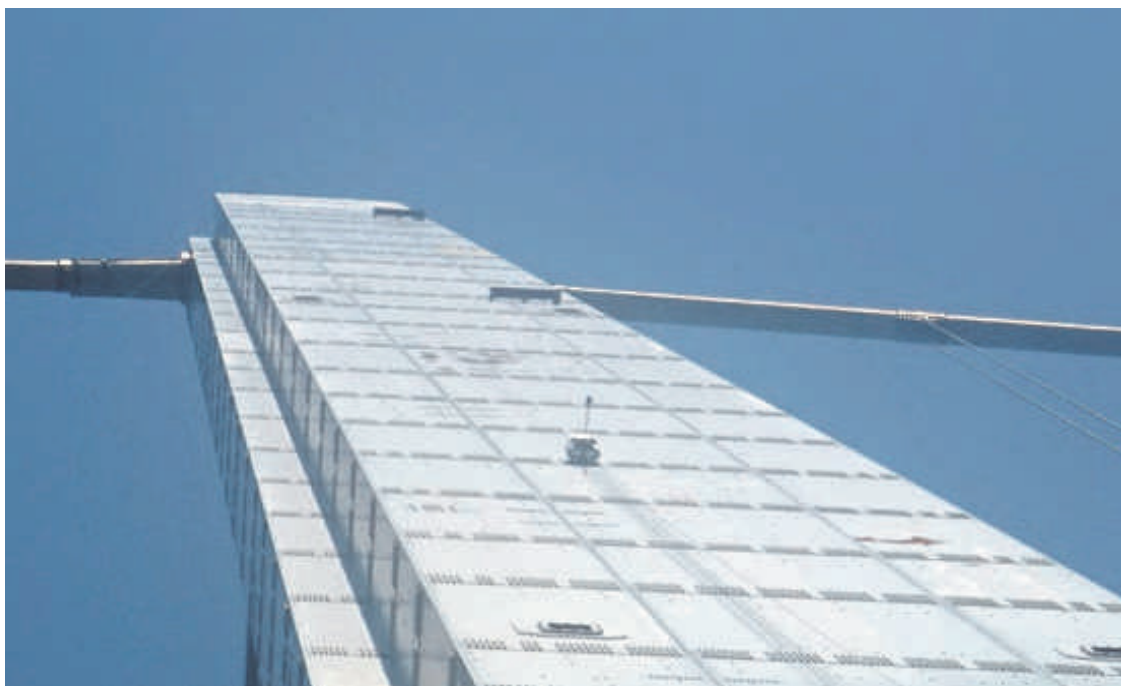


写真-3 主塔点検ロボットによる壁面の点検状況（全体）

Photo 3 Field test of inspection robot for main tower



写真-4 主塔点検ロボットによる壁面の点検状況（拡大）

Photo 4 Field test of inspection robot for main tower (close-up)

イメージできる技術者に！

To be an imaginable engineer

経営計画部長(兼)企画部長 今井清裕

Kiyohiro Imai

はじめに

長大橋プロジェクトに関わり、長大橋技術を身につけたいと思って入社し30数年経過した。これまで、長大橋に関し、直接的には、来島海峡大橋下部工工事、明石海峡大橋補剛桁工事、大鳴門橋の維持管理に現場で携わることができた。これらの業務を進めるため、こちらから説明したり、説明を求められる場面がたくさんあった。その目的は、相手に理解してもらい、納得してもらい、合意してもらい、仕事を前に進めることが目的であった。これを達成するため、自分としては、なるべくイメージで把握し、相手にもイメージで理解してもらえよう考えてきた。その中で、上記の長大橋に関わった業務の中で私が抱いたいくつかのイメージについて述べさせていだきたい。

水中不分離性コンクリート

来島海峡大橋では、水中不分離性コンクリートの施工に携わることができた。水中不分離性コンクリートは、フレッシュコンクリートの品質管理をスランプフローで行い、海中下のケーソン内へのコンクリートの充てん性を確保するコンクリートである。この流動性は、水、セメント、細骨材の表面水率、粗骨材、水中不分離性混和剤、高性能AE減水剤の影響を受ける。この品質管理の業者さんとの打合せの中で、セメントのプレーンという言葉が飛び交っていた。最初は何のことか全く分からなかったが、調べてみるとセメントの比表面積のことで、その場ではどういうことかイメージできなかった。しばらくして会社の先輩との会話の中でコンクリートは大阪風のお好み焼きと同じだという話をお聞きした。確かに、セメントは小麦粉、水は水、キャベツを骨材と考えると、水の量によりお好み焼きの広がり（スランプフロー）が異なるし、更に、山芋を水中不分離性混和剤または増粘剤と考えると、スランプのイメージが湧いてきて、セメント（小麦粉）の比表面積がなんとなくイメージでき、それが水分の影響を受けるフレッシュコンクリートと同じだという感触を得ることができるようになった。

吊橋の解析

明石海峡大橋補剛桁工事で補剛桁の製作・架設に関わることができたが、非線形構造物としての吊橋の解析理論が全くわからぬまま日々の業務にあたっていた。このため、留学を機に吊橋の構造解析について勉強したいと考えていた。指導教官から吊橋の信頼性解析の研究を進められたが、吊橋の解析理論を理解していなかったため

大学の図書館で論文集等を原書で読んだ。吊橋の解析の発展は、メランの弾性解析、モイセイフのたわみ理論、両者の根底にある膜理論、更に電子計算機の発展とともにマトリックスを用いて離散化した解析手法が使われるようになり、有限変位理論を含む幾何学的非線形解析につながっていったことが理解できた。研究では、幾何学的非線形解析を用いた信頼性解析を行うことに取り組んだが、いずれの解析も収束問題であり、2つの収束問題をコントロールする必要があった。しかし、吊橋はケーブルへの荷重が増加すると幾何剛性により剛性が大きくなる構造であり、圧縮に比べ収束性が高いことが、完成形の構造解析を比較的、容易にしてくれた。この幾何剛性の影響もロープに大きな張力が加わると変形しにくくなることがイメージとして理解できると幾何剛性の影響が理解しやすくなった。

送気乾燥システム

大鳴門橋では厳しい気象環境での維持管理に関わり、更に送気乾燥システムの仕組みも勉強することができた。特に、送気乾燥システムがベルヌーイの定理に基づいて設計されていることが新たな発見であった。この定理は学生時代、水理学で学んだが、送気乾燥システムは、水を空気に変えた管路としたイメージで理解して納得することができた。送気乾燥システムには送気口と排気口を設けているが、空気の出口の排気口で乾燥空気に速度がないと排気口から空気が抜けにくく空気の周りが悪くなる。これを防止するには、送気口から排気口まで圧力損失をいかに小さくするかが重要となる。極力、ケーブル内の摩擦損失や形状などによる圧力損失を低下させることが必要であるが、逆に送気圧力を上げすぎるとケーブルを覆っている塗膜を破ることもあるので注意が必要である。この送気乾燥システムの仕組みもベルヌーイの定理に基づいていることをイメージできたのでなんとなく理解できている気がする。

おわりに

建設、維持管理を通じ様々な技術に携わることができ、色々な方の話をお聞きしてイメージを膨らませ、ポンチ絵を書いて説明し、理解してもらおうことを心がけてきた。今後も、様々な場面で説明を求められることがあると思うが、要点を的確に把握し、説明し、理解してもらえよう技術者を目指すとともに、200年以上の長期にわたり利用される橋を目指し、橋梁技術のフロントランナーとして、技術の高度化に貢献できる技術者でありたい。

新尾道大橋・多々羅大橋の耐震補強設計

Seismic retrofit design of Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge

山口 和範 Kazunori Yamaguchi 溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami 大串 弘幸 Hiroyuki Ogushi

長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

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

長大橋技術センター
総括・耐震グループ

概要

新尾道大橋・多々羅大橋は、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、令和3年度までに耐震補強を終わらせる予定である。斜張橋は橋軸方向に揺れやすい構造であり、新尾道大橋・多々羅大橋の耐震性照査の結果、支承の耐力や橋軸方向の移動量等で許容値を超過していた。このため、新尾道大橋では両端のアバットに緩衝ゴムを設置し、多々羅大橋ではダンパーやストッパーを設置することにより橋軸方向の移動量を抑制する耐震補強設計を行った。本文は新尾道大橋・多々羅大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 Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge are 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 bridges will be completed by 2022. As the result of seismic performance verification of Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge, it was found that the displacement in the longitudinal direction, strength of bearing etc. would be exceed the allowable range because cable stayed bridge easily sways in longitudinal direction. On this account, seismic retrofit design was conducted to control the displacement in longitudinal direction by installing buffer rubber at abutment in Shin-Onomichi Bridge and by using damper and stopper in Tatara Bridge. This paper presents the seismic retrofit design of the Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge.

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995.1.17）以降、最新の知見により内陸直下型の地震の影響を見直したことや、近い将来、東南海・南海地震の発生が予測されることから、本州四国連絡橋海峡部橋梁の耐震補強を計画的に進めている。耐震補強は、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令和2年度末に完了する予定である。西瀬戸自動車道では今後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令和3年度までに耐震補強を終わらせる予定である。

新尾道大橋・多々羅大橋の耐震性照査の結果、支承の耐力や橋軸方向の移動量等が許容値を超過していた。このため、新尾道大橋では両端のアバットに緩衝ゴムを設置し、多々羅大橋ではダンパーやストッパーを設置することにより橋軸方向の移動量を抑制する耐震補強設計を行った。本文は新尾道大橋・多々羅大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

2.1 新尾道大橋

新尾道大橋は西瀬戸自動車道の本州と向島の間にかかる橋長 546m、最大支間長 215m の 5 径間連続鋼箱桁斜張橋である。橋梁概要を表-1 に、一般図と支承条件を図-1 に示す。

橋軸方向の支承条件は、2P・3P 橋脚で固定され、他の支承では可動となっているが、2P・3P は橋脚高が高い中空のコンクリート橋脚で剛性が比較的小さいため、橋梁全体が橋軸方向に揺れやすい構造となっている。また、主桁の両端はアバットに挟まれた構造（1A 遊間：200mm、6A 遊間：300mm）である。なお、6A のアバットの支承線の方向は橋軸直角方向に対して傾いている（図-2）。

橋軸直角方向の支承条件は全ての支承で固定であり、1A と 4P ではウインド柵で固定されている（図-3）。

2.2 多々羅大橋

多々羅大橋は西瀬戸自動車道の生口島と大三島の間にかかる橋長1480m、中央支間長890mの3径間連続複合箱桁斜張橋である。橋梁概要を表-1に、一般図と支承条件を図-4に示す。

橋軸方向の支承条件は主塔部(2P・3P)でゴム支承による弾性固定(1主塔当たり:2000tf/m)にし、他の支承では可動となっており、橋軸方向に揺れやすい構造と

なっている(図-5)。

橋軸直角方向の支承条件は橋脚部(P1・P2・P3)が可動で、1A・4Pでは鋼角ストッパー(図-6)で固定し、主塔部(2P・3P)ではウインド沓で固定している。

4Pでは、隣接高架橋(多々羅大橋西高架橋:3径間連続鋼箱桁、橋長208.5m(70.5m+69m+69m))と共通の大型伸縮装置(ローリングリーフ:伸縮量:±950mm)を介して接している。

表-1 橋梁概要

Table 1 Outline of bridge

橋梁名	新尾道大橋	多々羅大橋
橋梁形式	5径間連続鋼箱桁斜張橋	3径間連続複合箱桁斜張橋
供用日	1999年5月1日	
支間割	546m (85m+215m+85m+80.5m+80.5m)	1480m (270m+890m+320m)
ケーブル形式	ハープ形式1面吊り(7段)	ファン形式2面吊り(21段)
基礎形式	深礎杭(1A)、直接基礎(2P, 3P, 4P, 5P, 6A)	杭基礎(1A, P1)、直接基礎(2P, P3, 4P)、ケーソン基礎(2P, 3P)
適用耐震基準	「明石海峡大橋耐震設計要領(案)・同解説(1988.3) ¹⁾ 」、 「明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)(1989.9) ²⁾ 」、 「来島大橋剛体基礎耐震設計法(案)(1990.3) ³⁾ 」等に準拠	

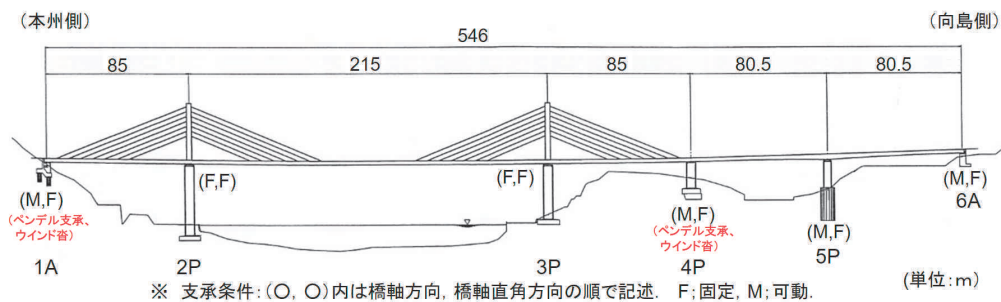


図-1 新尾道大橋橋梁一般図・支承条件

Fig.1 General view and bearing condition of Shin-Onomichi Bridge

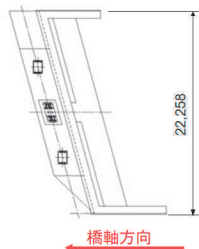


図-2 6A 橋台平面図

Fig.2 Plane view of 6A abutment

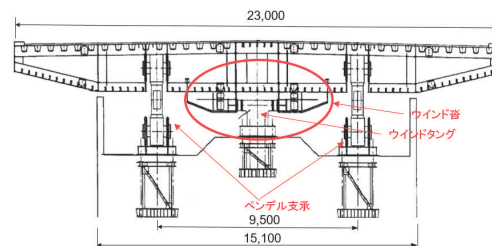
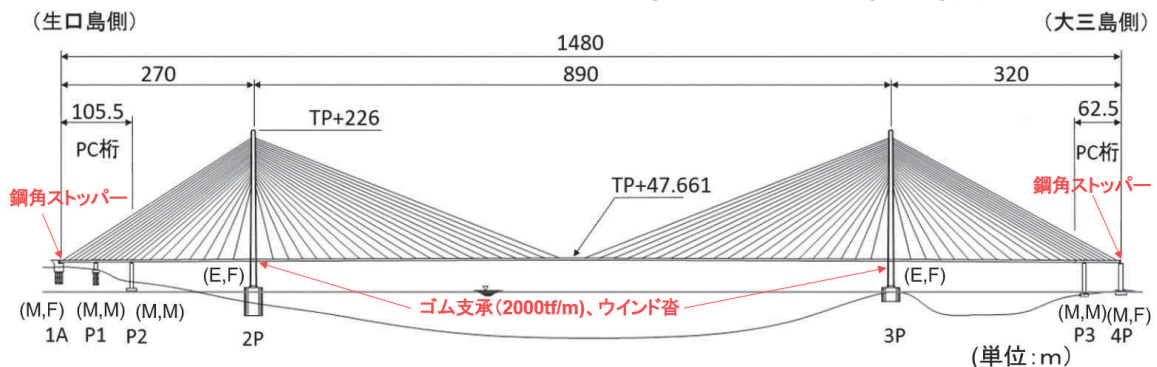


図-3 ウインド沓・ペンデル支承(1A側)

Fig.3 Wind shoe and rocking bearing (1A side)



※ 支承条件:(O, O)内は橋軸方向, 橋軸直角方向の順で記述. F:固定, M:可動, E:弾性固定.

図-4 多々羅大橋橋梁一般図・支承条件

Fig.4 General view and bearing condition of Tatara Bridge

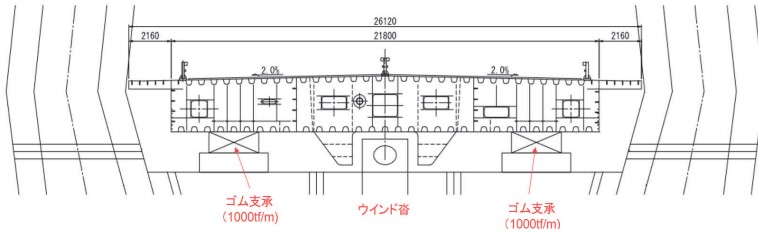


図-5 主塔部の支承
Fig.5 Bearings at tower

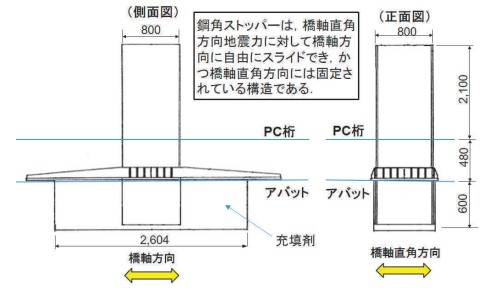


図-6 鋼角ストッパー (1A側)
Fig.6 Rigid stopper (1A)

3. 動的解析

3.1 入力地震動

(1) 経緯・想定地震^{4)~6)}

新尾道大橋・多々羅大橋の建設時の入力地震動は、周辺の地盤状況の影響も加味し、「明石海峡大橋耐震設計要領(案)・同解説(1988.3)¹⁾」及び「来島海峡大橋剛体基礎耐震設計法(案)(1990.3)²⁾」に準拠して設定した。なお、多々羅大橋については、長周期構造物であることから長周期地震の影響も考慮している。

その後、兵庫県南部地震の発生を受け内陸型直下地震の影響を最新の知見により反映する必要があること、近い将来、東南海・南海地震の発生が予測されることなどから、本四耐震補強委員会(委員長:家村浩和京大名誉教授, 2006年設置)の審議を経て設計地震動を見直した。

新尾道大橋・多々羅大橋を含む西瀬戸自動車道の長大橋では、1)東南海・南海地震(モーメントマグニチュード(以下「M」という。)8.6)、2)中央構造線(石鎚-伊予灘断層)による地震(M7.5)、3)芸予地震(M7.3)

(注:2001.3.24に発生した芸予地震はM6.7で、この想定より一回り小さい)、4)伏在断層(地表に現れていない断層、架橋地点直近でM6.8相当を想定)による地震の4種類の地震を考慮することとした(図-7)。

今回の新尾道大橋・多々羅大橋の耐震補強設計では架橋位置の関係から、2)中央構造線による地震の影響は小さいことから、1)東南海・南海地震、3)芸予地震、4)伏在断層による地震の3種類の地震について考慮した。

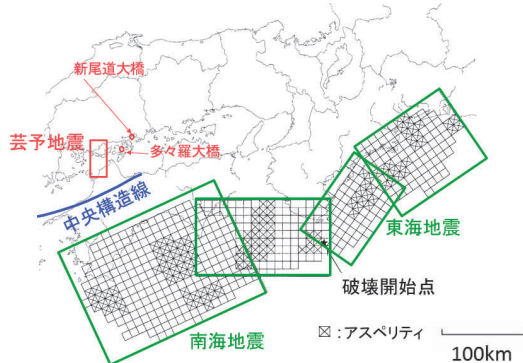


図-7 想定地震の種類
Fig.7 Type of considered earthquake

(2) 地震波の作成手順

地震動は、架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($V_s=1.0\sim 2.0\text{km/s}$)で定義したものである。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。

(3) 地震波の入力方向

地震動の入力は、東南海・南海地震、芸予地震では、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た。

(4) 新尾道大橋の入力地震動

設定した地震波は東南海・南海地震1波、芸予地震2波、及び伏在断層2波(逆断層2波)の計5波である。その内、代表的な地震波の橋軸方向の加速度応答スペクトルを図-8に示す。建設時に想定した地震動より大きくなっており、橋軸方向の変位に最も影響の大きい桁鉛直曲げ対称1次モード(橋軸方向1次モード)では芸予地震の影響が大きいことが分かる。

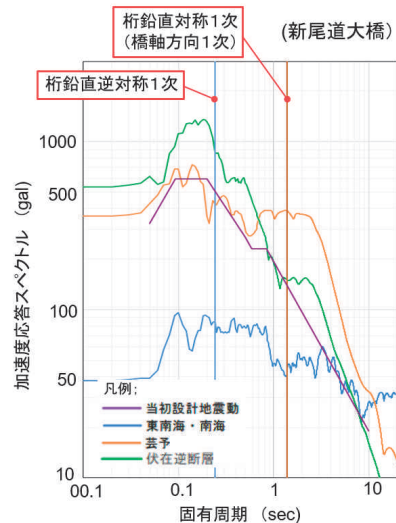


図-8 入力地震動の加速度応答スペクトル(橋軸方向)
Fig.8 Acceleration response spectrum of input seismic motions for Shin-Onomichi Bridge (longitudinal direction)

(5) 多々羅大橋の入力地震動

設定した地震波は東南海・南海地震1波、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．その内，代表的な地震波の橋軸方向の加速度応答スペクトルを図-9に示す．

建設時に想定した地震動より大きくなっており，橋軸方向の変位に最も影響の大きい遊動円木振動モード（橋軸方向1次モード）を含む固有周期0.8sec以上の領域では芸予地震の影響が大きいことが分かる．

このスペクトルと瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋・岩黒島橋）のスペクトル⁷⁾を比較すると，多々羅大橋のスペクトルの方が大きくなる傾向にある．これは，瀬戸大橋で最も影響の大きい中央構造線（讃岐山脈南縁～石鎚山脈北縁東部，横ずれ断層，M7.5）による地震は架橋地点より30km程度離れているのに対し，多々羅大橋で想定している芸予地震の発生領域は架橋地点に比較的近いことが原因と考えられる．

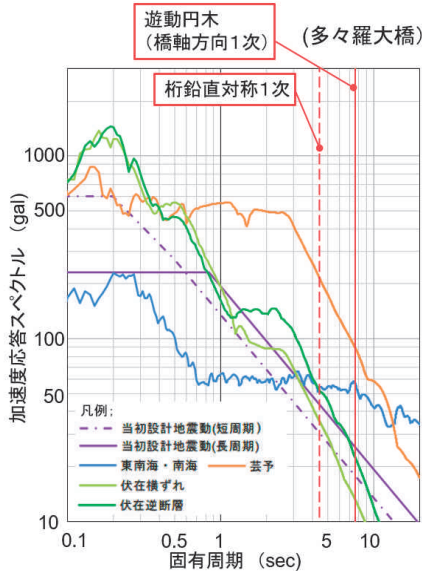


図-9 入力地震動の加速度応答スペクトル（橋軸方向）
Fig.9 Acceleration response spectrum of input seismic motions for Tatara Bridge (longitudinal direction)

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，多々羅大橋の場合，隣接高架橋と大型伸縮装置を共有しており，伸縮装置の動きや隣接高架橋との衝突状況の確認のために隣接高架橋もモデル化した．モデル化については，新尾道大橋と多々羅大橋では共通する項目が多いため，以下に，代表事例として多々羅大橋のモデル化を示す．図-10に多々羅大橋の解析モデルを，表-2にモデル化に用いた要素の概要を示す．

(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．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とした．

(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，ゴム支承，ウインド沓，鋼角ストッパーが設置されており，支承の境界条件を線形バネ要素としてモデル化した．なお，新尾道大橋のペンデル支承は，幾何学的非線形性を考慮してモデル化をしている．

(4) 隣接橋梁

隣接橋梁は，上部工を線形梁要素で，RC橋脚をファイバー要素で，橋台は線形梁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（SRモデル）を用いることとし，水平方向バネ，鉛直方向バネ及び回転バネを設置した．また，主塔基礎については，基礎の浮き上がりを考慮できるウインクラバネを適用した．

(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⁸⁾を参考に表-2のとおりとした．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．

(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．

表-2 解析に用いた要素の概要

Table 2 Outline of analytical element

部 位		モデル化	減衰率
本橋	主桁	鋼主桁	ファイバー要素 非線形 0.01
		PC主桁	ファイバー要素 非線形 0.02
	主塔	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
	支承等	鋼製支承	バネ要素 線形 0.0
		ゴム支承	バネ要素 線形 0.03
		鋼角ストッパー	バネ要素 線形 0.0
		ウインド沓	バネ要素 線形 0.0
	基礎地盤系 (1種地盤)	RC橋脚	SRバネ 線形 0.1
		主塔	ウインクラバネ 非線形 0.0
高架橋	上部工	梁要素 線形 0.2	
	RC橋脚	ファイバー要素 非線形 0.02	
	支承	バネ要素 線形 0.0	
	基礎-地盤系 (1種地盤)	SRバネ 線形 0.1	

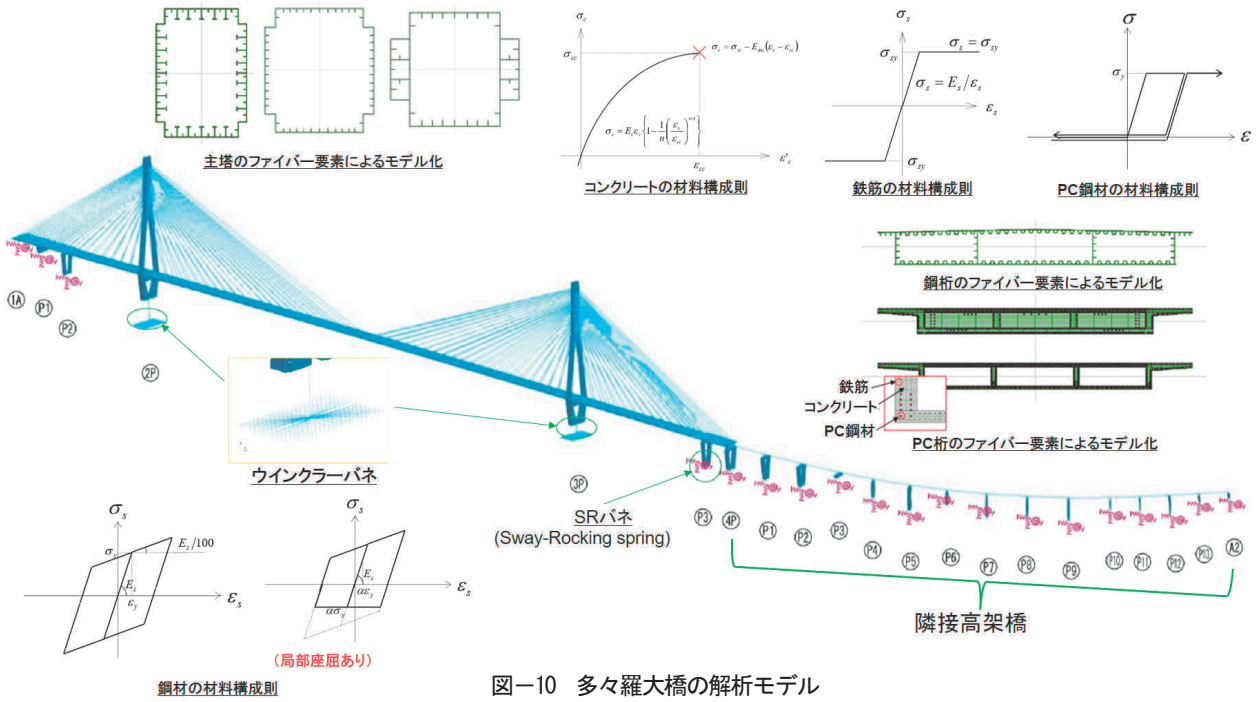


図-10 多々羅大橋の解析モデル
Fig.10 Analytical model of Tatara Bridge

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、新尾道大橋については図-11に、多々羅大橋については、図-12に示す。どちらの橋梁も本体構造の損傷はほとんどなく、支承の移動量・耐力や桁端の遊間で許容値を超過していた。以下に個別の橋梁の状況を記述する。

(1) 新尾道大橋

新尾道大橋の本体構造では3P（中空のコンクリート橋脚）の橋脚の基部と鉄筋の段落とし部で橋軸方向のせん断耐力が不足していた。それ以外の損傷予想箇所は、支承や桁端の遊間関係で、1Aと4Pのウインドタングの橋軸直角方向の耐力、主桁の橋軸方向の変位に伴う支承の耐力、桁端の遊間に対する変位で許容値を超過していた。

(2) 多々羅大橋

多々羅大橋では、本体構造の損傷は全く無く、支承関係や桁端の遊間で許容値を超過していた。地震時の橋軸方向の変位が大きいことから、橋軸方向については全

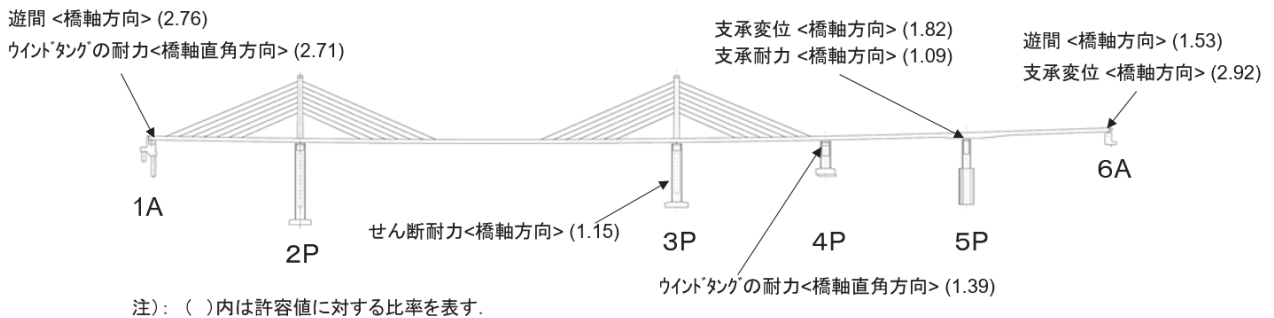


図-11 損傷想定箇所 (新尾道大橋)
Fig.11 Damaged portions (Shin-Onomichi Bridge)

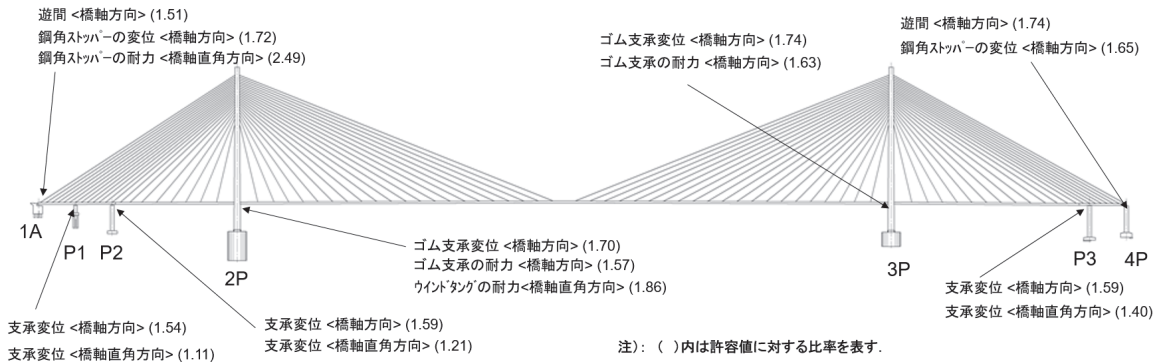


図-12 損傷想定箇所 (多々羅大橋)

Fig.12 Damaged portions (Tataro Bridge)

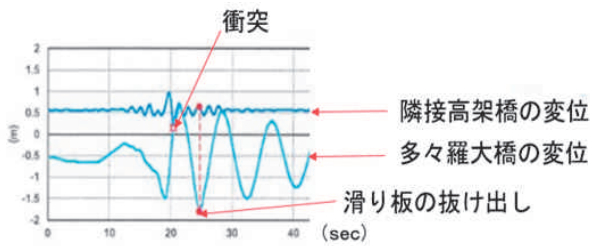
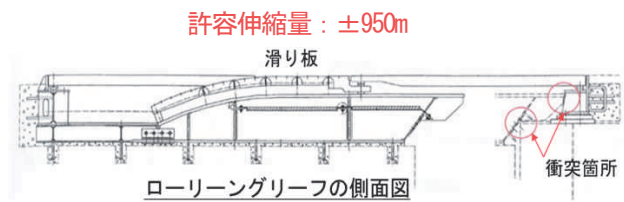


図-13 4A 伸縮装置部での移動量

Fig.13 Displacement at 4A expansion joint



ての支承で許容値を超過 (2P・3P: 耐力, 1A・P1・P2・P3・4P: 変位) しており, 桁端の遊間で変位が許容値を超過していた. 橋軸直角方向については, 1Aの鋼角ストッパーや2Pウインドタングの耐力で許容値を超過していた. 中間橋脚 (P1・P2・P3) の支承は橋軸直角方向にも可動となっているが, 全ての支承で橋軸直角方向の変位が許容値を超過していた.

多々羅大橋は隣接高架橋と大型伸縮装置 (ローリングリーフ, 許容伸縮量: $\pm 950\text{mm}$) を共有して接している. この箇所の本解析で想定した芸予地震時の変位を図-13に示すが, 大型伸縮装置内の衝突と滑り板の抜け出しが予想された.

5. 耐震補強対策

5.1 耐震補強対策の要求性能

本州四国連絡橋は代替路がなく, 災害時に緊急輸送道路としての機能が求められることを考慮し, 大規模地震時の目標耐震性能は, 安全性だけではなく, 地震後の供用性や修復性の観点から設定している. 具体的には以下の性能を確保することを目標とした.

- 安全性: 落橋や倒壊が生じない
- 供用性・修復性:
 - ・修復が可能な損傷に留まる
 - ・地震後の点検や応急復旧により, 緊急車両は通行可能となる
 - ・恒久的な復旧を行いながら, 走行制限を実施す

ることにより, 地震後短期間で一般車両の通行も可能となる

5.2 新尾道大橋の耐震補強対策

(1) 橋軸方向の対策

新尾道大橋は主桁の両端がアバットで挟まれた構造であることから, アバットの拘束効果を見込む検討を行った (図-14) が, この効果のみでは支承の変位や耐力を許容値内に収めることはできなかった.

このため, 桁端に緩衝ゴムを設置し, 衝突力を制御することを検討した (図-15). まず, 緩衝ゴムの厚さを 50mm, 100mm, 150mm と変化させて感度分析をしたが, 50mm の場合, 剛性が大きくアバットのパラペットへの衝突力が大きくなり, 150mm については規格品がなく, 100mm で耐震性能を確保できることから, 100mm を採用することとした. また, 緩衝ゴムの配置は, 桁端断面に均一に衝突力が作用するように配慮した. この結果, 1A 側に $300 \times 500 \times 100\text{mm}$ の緩衝ゴムを 32 枚設置し, 6A 側に $300 \times 500 \times 100\text{mm}$ の緩衝ゴムを 18 枚設置することとした.

なお, アバットのパラペットの耐力が許容値に収まっ

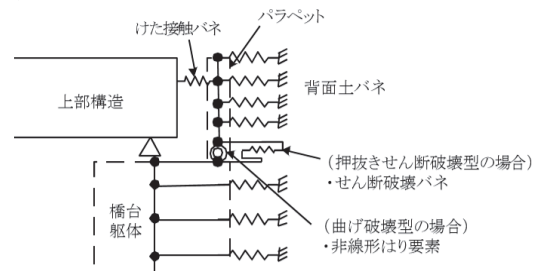


図-14 橋台のモデル化

Fig.14 Modeling of abutment

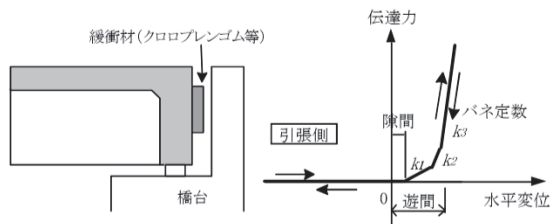


図-15 緩衝ゴムの設置

Fig.15 Installation of buffer rubber

ていることを確認している。また、アバットの拘束効果と緩衝ゴムの効果により3P橋脚のせん断の照査が許容値に収まった。

(2) ウインドタングの耐力のFEM解析による精査

ウインドタングの照査では、単純な梁モデルとして耐力を算出していたが、立体構造で3次元の効果が見込めることから、シェル要素による3次元FEM解析を行い、厳密な耐力の確認を行った。1AウインドタングのFEMモデルを図-16に示す。図-17にこのモデルによるプッシュオーバー解析の結果を示すが、地震時最大作用力ではほぼ線形領域に近い剛性を有しており、これによる荷重作用位置(図-16)の残留変位は1mm程度であり、安全性・復旧性に問題がないことからこの損傷を許容することとした。なお、4Aのウインドタングについては、1Aと同じ構造であるが、1Aより地震時最大作用力が小さいため降伏する領域はなく、補強しないこととした。

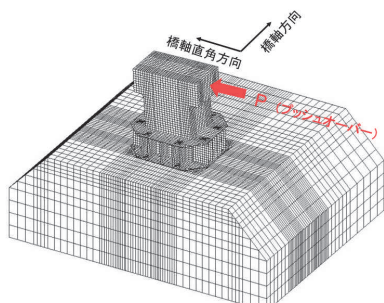


図-16 ウインドタングのFEMモデル

Fig.16 FEM model of wind tongue

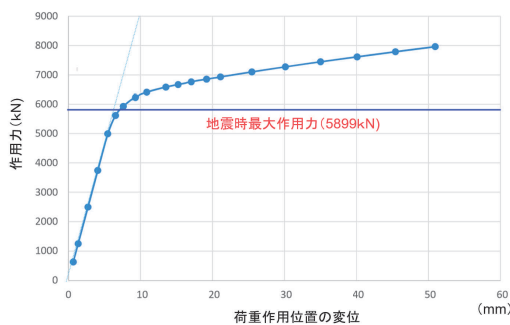


図-17 ウインドタングのプッシュオーバー解析結果

Fig.17 Result of pushover analysis of wind tongue

(3) 耐震補強の全体概要

上記, (1), (2)の検討により, 新尾道大橋の耐震補強は1Aと6Aの桁端に緩衝ゴムを設置するのみとなった。

5.3 多々羅大橋の耐震補強対策

(1) 耐震補強設計の基本方針

多々羅大橋の耐震性照査では本体構造には損傷がなかったが、橋軸方向の変位が大きく支承関係や大型伸縮装置で損傷が生じていた。小型の伸縮装置の場合は、損傷しても敷き鉄板などの乗り越え設備により緊急車両の通行が可能なことや本復旧が比較的容易なことから、損傷を許容する場合がある。多々羅大橋の大型伸縮装置(ローリングリーフ)の場合、以下の理由により損傷を許容しないこととした。

- 伸縮装置の規模が大きいため、損傷すると緊急車両の通行が困難となること。
- 伸縮装置の規模が大きく特殊製品であるため本復旧まで半年程度の期間が必要なこと。
- 多々羅大橋と隣接高架橋の質量差が大きく、伸縮装置部で衝突が生じると、多々羅大橋が隣接高架橋を押し出し落橋の可能性があること。

斜張橋の地震時の橋軸方向の変位を抑制する方法としてダンパーを適用するのが一般的であるが、ダンパーは高価できめ細かな維持管理が必要なことから、ストッパーを併用するなど、ダンパーの設置規模を減らす方向で検討を行った。

(2) 橋軸方向の耐震対策

始めの検討ステップとして、ストッパーのみで変位量を抑制することを検討したが、1A・4Pでの衝突力が約180,000kNと大きいのに加え、主塔以外の橋脚(1A・P1・P2・P3・4P)については、支承が橋軸方向に可動のため橋脚の橋軸方向の耐力が小さく、ストッパーを設置したとき、反力を分担することができなかった。このため、ダンパーを設置する表-3の4案について比較検討を行った。

案1は、ダンパーのみ(各主塔に2,000kN、ストローク950mmのダンパーを4基設置、注:ダンパーの2,000kNの定義はダンパーの速度が0.5m/secのときの減衰力)の案であるが、1A・4Pの伸縮装置の変位の許容値を超過した。

案2は、案1で抑えきれなかった変位をストッパーを追加して止める案であり、橋軸方向の全ての許容値を満足していた。ストッパーは図-18に示すせん断パネルを適用しており、図中の履歴曲線示すとおり減衰を付加し衝突エネルギーを吸収できる構造とした。

案3は、案2から橋脚(P1・P2・P3)の負担を増やし、ダンパーの設置基数を減らして経済性に配慮した案であるが、橋脚耐力で許容値を超過していた。

案4は、案2から1A橋台の負担を増やし、2Pのダンパーの設置基数を減らして経済性に配慮した案であるが、1A杭基礎の耐力で許容値を超過していた。

表-3 耐震補強の比較検討案（多々羅大橋）

Table 3 Comparative study of seismic retrofit (Tatara Bridge)

			生口島側			主塔基礎	主塔基礎	大三島側	
			1A	P1	P2	2P	3P	P3	4P
案1 ダンパーのみ	制振 デバイス	ダンパー※1 ストッパー※2				4基	4基		
	照査結果		伸縮装置部変位 OUT	OK	OK	OK	OK	OK	伸縮装置部変位 OUT
	照査結果		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
案2（採用案） ダンパーとストッパーを 併用	制振 デバイス	ダンパー※1 ストッパー※2				4基	4基		
	照査結果		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	照査結果		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
案3（案2の比較1） 案2に比べダンパーの基 数を減らし橋脚の負担を 増やした案	制振 デバイス	ダンパー※1 ストッパー※2				2基	2基		
	照査結果		OK	橋脚OUT	橋脚OUT			橋脚OUT	
	照査結果		OK	橋脚OUT	橋脚OUT			橋脚OUT	
案4（案2の比較2） 案2に比べダンパーの基 数を減らし1Aも橋軸方 向の力を分担	制振 デバイス	ダンパー※1 ストッパー※2				2基	4基		
	照査結果		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	照査結果		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

※1 2000 kN（ストローク：950mm）の粘性ダンパー、 ※2 隣接高架橋側には変位制限装置を設置

：案2に対して粘性ダンパーの数を減らした箇所

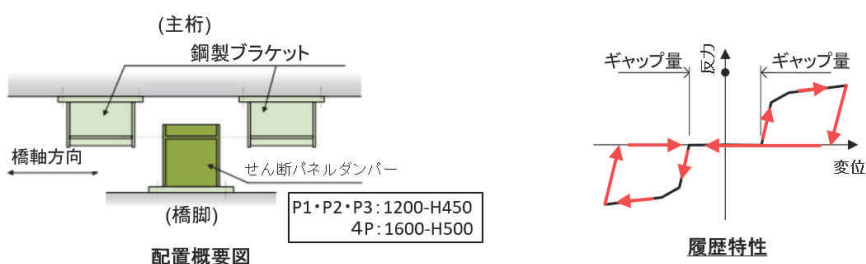


図-18 せん断パネルストッパー

Fig.18 Shear panel stopper

このように案2のみが照査を満足しており、採用案とした。ダンパーとストッパーを併用することにより、所定の耐震性能を満足する他、予想外の地震が発生した場合でも大型伸縮装置の変位制限（±950mm）やダンパーの変位制限（±950mm）を超過する前にストッパーが働き、橋体の安全性を担保できるメリットがある。

多々羅大橋と隣接高架橋は大型伸縮装置を共有しており、隣接高架橋の変位も制限する必要があることから、隣接高架橋側にもストッパーを設置することとした。

各橋脚（P1・P2・P3・4P）のストッパーの遊間は、ストッパーへの衝突力が小さくなるよう極力広くし、820mm に設定している。4P の高架橋側の遊間は、温度変化による変位量や L1 地震による変位量を吸収できる100mm に設定している。

(3) ストッパーの反力

4P のストッパー衝突時前後の変位と反力を図-19 に示す。左右のストッパーで挙動が若干異なるのは、地震時に単純に遊動円木モードで揺れているのではなく、橋軸直角方向の振動モードなどの影響と考えられる。

また、この時間帯に衝突した各橋脚の反力を表-4 に示す。複数の振動モードの影響があるため、衝突は同時ではなく微小なタイムラグがあるが、衝突力の合計は63,000kN となる。対策前の衝突力が約 180,000kN となっ

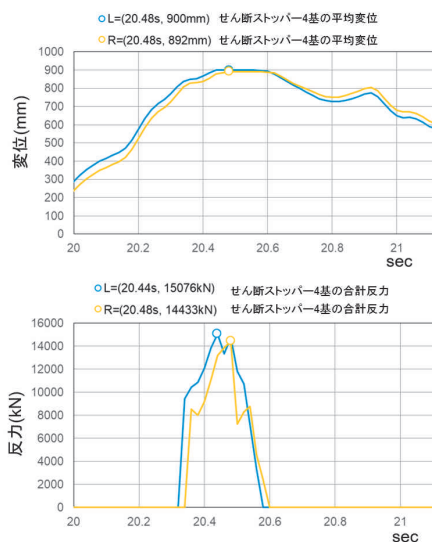


図-19 ストッパーの変位と反力(4P)

Fig.19 Displacement and reaction force of stopper (4P)

表-4 ストッパーの反力

Table 4 Reaction force of stopper

(単位：kN)

	P1	P2	P3	4P	合計
L	7,434	6,442	10,040	15,076	38,993
R	0	0	9,814	14,433	24,247
計	7,434	6,442	19,855	29,509	63,240

ており、1/3 程度の衝突力をストッパーが分担したものと考えられる。

(4) 橋軸直角方向の耐震対策

図-12 に示す 1A・4P の鋼角ストッパーの耐力の許容値の超過は梁モデルによる計算結果である。シェル要素による FEM 解析を行い精密な耐力評価を行ったところ、地震時最大作用力で部材が降伏しないことから、補強をしないこととした。

図-12 に示す橋脚 (P1・P2・P3) 部支承の橋軸直角方向の変位量の超過は、支承の改造 (サイドブロックの切断) により対応することとした。

(5) 耐震補強の全体概要

上記、(2)、(4)の検討による多々羅大橋の耐震補強設計の概要を図-20 に示す。

6. 新尾道大橋・生口橋¹⁰⁾・多々羅大橋の耐震補強設計の比較

生口橋の耐震補強設計は平成 30 年度に終了している。これと多々羅大橋と新尾道大橋を合わせた西瀬戸自動車道の斜張橋 3 橋の耐震補強結果の比較を表-5 に示す。

橋梁規模が大きくなるにつれ、固有周期が長くなるとともに橋軸方向の変位量や衝突力が大きくなることから、

新尾道大橋は主桁の両端がアバットで桁端の拘束効果を期待できることから、桁端に緩衝ゴムを設置する小規模な耐震補強で対応できた。生口橋の橋軸方向変位の耐震対策は、2,000kN のダンパー10 基で対応できた。一方、これより規模が大きい多々羅大橋の橋軸方向変位の耐震対策については、ダンパーのみでは対応できず、ストッパーも併用することとなった。

また、生口橋と多々羅大橋のダンパーの性能を比較すると、規模の大きい多々羅大橋の方がダンパーのストロークやダンパー最大速度が大きくなっている。

7. おわりに

新尾道大橋の耐震補強については両端がアバットで、主桁の拘束効果を見込むことができ、桁端に緩衝ゴムを取り付ける耐震補強設計を行った。これにより 3P 橋脚のせん断補強を回避できたなど補強規模の低減ができた。多々羅大橋については、地震時の橋軸方向の変位が大きいためダンパーによる変位の制御を基本としたが、ストッパーとの併用により現実的な規模の耐震補強設計を行うことができた。

本文のとおり新尾道大橋・多々羅大橋の耐震補強設計が完了し、加えて、令和 2 年 1 月に大三島橋の耐震補強

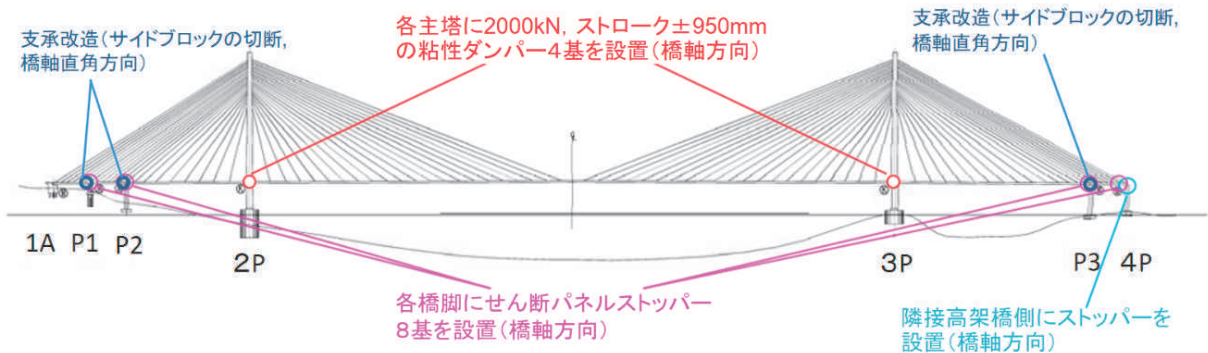


図-20 耐震補強箇所 (多々羅大橋)

Fig.20 Members retrofitted (Tatara Bridge)

表-5 3 橋の耐震補強設計の比較

Table5 Comparison of seismic retrofit design for three bridges

	新尾道大橋	生口橋	多々羅大橋
橋長	(m) 546	790	1480
中央支間長	(m) 215	490	890
上部工重量 (主桁+主塔+ケーブル)	(ton) 10,731	36,051	66,676
桁重量	(ton) 10,242	30,953	49,876
橋軸方向 1 次固有周期 (遊動円木振動)	(sec) 1.527	3.787	7.549
衝突力	kN 58,598	75,995	183,241
ダンパー最大速度	m/s -	1.25	1.59
耐震補強の概要	1A、6A：衝突ゴムの設置	1P：ダンパー設置：2000kN×2 (700mm) P1：ダンパー設置：2000kN×3 (600mm) P4：ダンパー設置：2000kN×3 (600mm) 4P：ダンパー設置：2000kN×2 (700mm) 1P、4P：耐震ストッパーの部材撤去 1P：鋼角ストッパー改造 1P：アラミド繊維巻立て	2P：ダンパー設置：2000kN×4 (950mm) 3P：ダンパー設置：2000kN×4 (950mm) P1,P2,P3,4P:ストッパー (せん断パネル) 設置 P1,P2,P3:支承の改造 (橋軸直角方向) 4P隣接高架橋側に変位制限装置を設置

注) ダンパーの () はダンパーのストローク

設計が完了している。これにより、令和3年度までに耐震補強が完了予定の海峡部の橋梁の耐震補強設計は完了したことになる。令和2年度以降は令和7年度までに耐震補強が完了予定の因島大橋、来島海峡大橋の耐震補強設計に取り組む予定である。

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、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。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要領（案）・同解説，1988.3
- 2) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造耐震設計要領（案）・同解説，1989.9
- 3) 本州四国連絡橋公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法（案），1990.3
- 4) 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
- 5) 福永勲，遠藤和男：耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定，本四技報，Vol.33，No.111，pp.18-23，2008.9
- 6) 本州四国連絡高速道路（株），本四耐震補強委員会：本州連絡橋（海峡部橋梁）の耐震補強検討の基本方針（案），第5回本四耐震補強委員会資料，2009.1
- 7) 西谷雅弘，田村正，平山靖之：瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋，岩黒島橋）の耐震補強設計，本四技報，Vol.42，No.130，pp.52-58，2008.3
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.3
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3
- 10) 平山靖之，山口和範，溝上善昭：生口橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.43，No.132，pp.2-9，2019.3

省工程型ふっ素樹脂塗料規格の制定

Instituting the standard for Simplified application process paint

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）

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

概要

本州四国連絡高速道路の海峡部長大橋の外表面塗装には重防食塗装系を採用し、その面積は約400万 m^2 と膨大である。重防食塗装系を採用した海峡部橋梁の塗替塗装のコスト縮減には、塗替サイクルの長期化が必要であり、より耐久性が期待できる塗料として省工程型ふっ素樹脂塗料の開発を進めてきた。本稿では、省工程型ふっ素樹脂塗料の開発及び規格制定について報告する。

Heavy-duty coating system has been applied to the steel members of the Honshu-Shikoku Bridges, and the area to be repainted is approximately four million m^2 . In order to reduce repainting cost for the bridges, the extension of repainting cycle is essential, and Simplified application process paint has been developed in which higher durability can be expected.

This paper reports the development and standardization of Simplified application process paint.

1. はじめに

本州四国連絡高速道路の海峡部長大橋（以下「本四連絡橋」という。）は、いずれの橋梁も厳しい腐食環境に置かれている。そして、その外表面塗装面積は約400万 m^2 と膨大であり、維持管理に占める塗替塗装の比率は非常に大きく、本四連絡橋のライフサイクルコストを最小化するには、塗替塗装のコスト縮減が最も重要となる。このため本四連絡橋では、建設時より確実な防食性能の確保と長期の耐久性に着目して下地には犠牲防食機能を有する無機ジンクリッチペイント（以下「無機ジンク」という。）を用い、上塗りには耐候性に優れた塗料を用いる重防食塗装系を開発し採用してきた(図-1)。

上塗:ふっ素(ポリウレタン)樹脂塗料(25 μm)	優れた耐候性(劣化しにくい)	塗替
中塗:エポキシ樹脂塗料(30 μm)	上塗りと中塗りの接着剤の役割	
下塗:エポキシ樹脂塗料(120 μm)	耐水性等により犠牲防食層を保護	
犠牲防食層: 無機ジンクリッチペイント(75 μm)	電気的な防食作用による優れた防食性	
鋼材		

図-1 重防食塗装仕様

Fig.1 Heavy-duty coating

本四連絡橋の塗替では無機ジンクの現場施工が難しいことから無機ジンク層の劣化を許容しないこととし、無

機ジンクの保護層である下塗り層の露出が生じる前に中塗りと上塗りを塗り替えることを基本としている。

この塗替対象である中塗り・上塗りを1層(55 μm)で塗布可能な省工程型ふっ素樹脂塗料(以下「省工程型塗料」という。)の開発を塗料メーカーの協力のもと進め、本州四国連絡高速道路(株)塗料規格(以下「HBS塗料規格」という。)として制定した。

本稿では、この省工程型塗料の開発に向けた取組と塗料規格の内容について報告する。

2. 塗料の開発¹⁾

これまで本四連絡橋の塗替塗装は、上塗りにHBS塗料規格として平成22年に制定された高耐久性ふっ素樹脂塗料を用い、上塗り・中塗り2層を塗り替えることを基本としてきた。この高耐久性ふっ素樹脂塗料の屋外暴露耐候性には、宮古島(一財)日本ウエザリングテストセンター宮古島)で3年間暴露後の光沢保持率が50%以上という品質を定めており、耐候性に優れた上塗り塗料となっている。しかし、2層塗り施工には塗り手間がかかること、塗膜乾燥のための塗装間隔が必要となるなどの改善の余地があった。中塗り層の主な役割は、耐候性の高い上塗り塗料と旧塗膜との付着性を確保するものであり、それ自体の耐候性は低い塗料である。そのため付着性及び耐候性の優れた塗料を1層で厚く施工できれば、

塗り手間や塗装間隔は改善され、塗替サイクルの長期化によるLCC縮減が期待される。また、塗料の粘度が上がることによって溶剤の量が少なくなれば、揮発性有機化合物（VOC）の削減にもつながる。これらの効果が期待できる塗料として省工程型塗料の開発を行った。

省工程型塗料の塗装仕様を現行の塗装仕様と共に表-1に示す。

表-1 省工程型塗料塗装仕様

Table 1 Paint system with Simplified application process paint

仕 様	素地調整	第1層	第2層	備 考
現行仕様	4種	エポキシ樹脂塗料中塗(30)	高耐久性ふっ素樹脂塗料上塗(25)	はけ塗り
省工程型塗料	4種	省工程型塗料(55)		ローラー塗り

※（ ）内の数字は基準とする乾燥塗膜厚(μm)

3. 屋外暴露試験による塗料性能の確認

省工程型塗料の暴露試験は、長期的な耐候性を確認するため腐食環境条件の厳しい宮古島とし、平成20年から平成24年まで塗料の改良を行いながら暴露試験体を設置して光沢保持率等を継続調査している。

平成24年に屋外暴露を開始した省工程型塗料（図-2）は、従来ふっ素とおおむね同等以上の光沢保持率を示し、従来の上塗り膜厚25μmに比べて膜厚が2倍以上であることから長期の耐候性が期待できると考えられた。そして、その中には高耐久性ふっ素樹脂塗料の規格である宮古島暴露3年で光沢保持率50%以上という性能を満足する塗料が確認された。

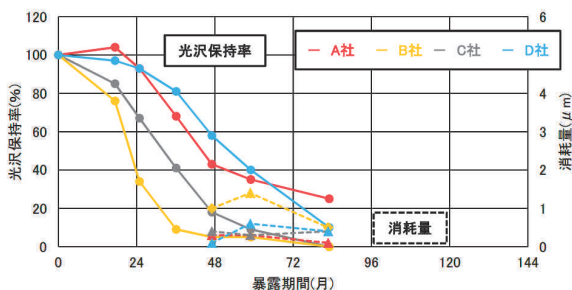


図-2 宮古島暴露試験結果（平成24年設置）

Fig.2 Rate of gloss retention

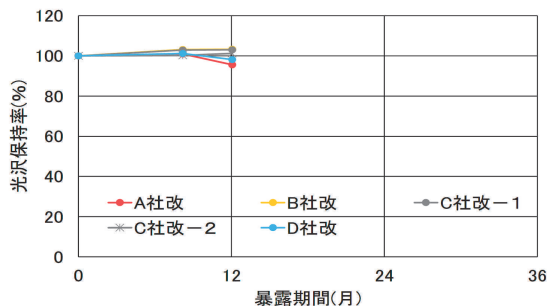


図-3 宮古島暴露試験結果（平成30年設置）

Fig3 Rate of gloss retention

平成24年に暴露を開始した試験体の中に高耐久性ふっ素樹脂塗料と同等の耐候性を有する塗料が確認されたこ

と、また後述する試験施工で付着性等に問題が無いことが確認されたことから宮古島暴露3年で光沢保持率50%以上という品質規格を満足する省工程型塗料の開発について塗料メーカーと協議を行った。その結果、各塗料メーカーともに宮古島暴露3年で光沢保持率50%以上の品質規格クリアを目標とした塗料が開発され、この新しい省工程型塗料の屋外暴露試験を平成30年から開始した（図-3）。

4. 試験施工による塗料性能の確認²⁾

平成24年屋外暴露試験の塗料を使用し、平成24年に南備讃瀬戸大橋、平成25年に岩黒島橋、平成28年に明石海峡大橋において省工程型塗料の試験施工（以下、それぞれ「H24試験」、「H25試験」、「H28試験」という。）を行った。そして耐候性の向上を目指して新しく開発された塗料を使用し、平成30年に明石海峡大橋及び番の州高架橋トラス部で試験施工（以下「H30試験」という。）を行った。

4.1 H24試験の概要

H24試験は、塗料の特性を確認することを主な目的として試験塗装を行った。

塗装箇所は、追跡調査が容易な南備讃瀬戸大橋のトラス桁の小組トラス部材（旧塗膜；ポリウレタン塗料）とし、外観・膜厚・付着力・光沢度の調査を行っている。

写真-1に試験施工箇所を示す。

H24試験では素地調整の影響を確認するため、通常の素地調整である4種ケレン（ディスクサンダー）とウエス拭き（水拭き）の2ケースで試験した。



写真-1 H24試験施工

Photo 1 Test painting in 2012

4.2 H25試験の概要

H25試験は、ローラー塗装による施工性の確認を主目的にトラス桁面材単位での試験を行った。施工箇所は岩黒島橋格点43からの4パネルのうち外面作業車を足場として施工する主構下弦材・主横トラス下弦材・下横構それぞれ4面及び主構垂直材の1面（海側）とし、約2000m²を施工した。塗布した時期は11月である。

ローラーによる塗り付けが困難な添接部、狭隘部については刷毛を使用することとし、ローラー塗りに先行し

て刷毛塗りを行った。使用するローラーは、H24試験で塗装業者から出された意見を参考に各塗料メーカーが自社製品に合ったローラーブラシ（毛丈11～13mm、写真-2）を選定して塗装作業を行った。写真-3にH25試験の塗装作業状況を示す。



写真-2 ローラーブラシ

Photo 2 Painting roller brush



写真-3 H25試験施工 塗装作業

Photo 3 Test painting in 2013

4.3 H28試験の概要

H28試験は旧塗膜がふっ素樹脂塗膜のケースについて付着性等を確認することを主な目的とし、明石海峡大橋で試験を行った。写真-4に試験施工箇所の例を示す。H28 試験についても素地調整は、4種ケレンとウェス拭きの2ケースとした。

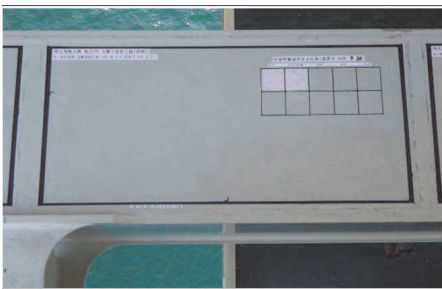


写真-4 H28 試験施工

Photo 4 Test painting in 2016

4.4 H30試験の概要

H30試験は、耐候性向上を目指して改良された省工程型塗料について付着性等を確認することを目的として行った。試験箇所は、旧塗膜がふっ素樹脂塗料である明石海峡大橋とポリウレタン樹脂塗料である番の州高架橋

トラス部とした。写真-5に番の州高架橋の試験施工箇所の例を示す。

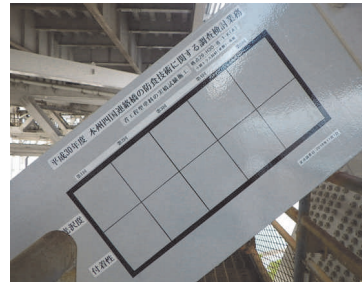


写真-5 H30試験施工 (番の州高架橋)

Photo 5 Test painting in 2018

4.5 試験結果

(1) 厚膜性

膜厚は、ウェット膜厚で管理した。ローラー塗りにより管理値を満足することがH24試験で確認され、H25試験ではウェット膜厚を1施工ロットあたりの先行刷毛塗部及びローラー塗部で各25点計測するとともに、品質確認のため微破壊試験による乾燥塗膜厚計測を1パネル当たり2か所の計測を行った(表-2)。

H25試験の結果、全ての塗料において管理値を満足し、その後行ったH28試験でも管理値を満足した。そして、耐候性を改良した省工程型塗料を用いたH30試験でも膜厚は管理値を満足することが確認された(表-3)。

表-2 膜厚計測結果 (H25試験)

Table 2 Film thickness of test painting in 2013

塗料メーカー	検査箇所	ウェット膜厚		乾燥膜厚			
		管理値	測定箇所数	測定結果	基準膜厚	測定結果①	測定結果②
A社	ローラー部	150μm	25	150~175μm	55μm	84μm	60μm
	先行塗り部		25	150~175μm			
B社	ローラー部	150μm	25	150~175μm	55μm	60μm	72μm
	先行塗り部		25	150~175μm			
C社	ローラー部	125μm	25	125~150μm	55μm	110μm	60μm
	先行塗り部		25	125~150μm			
D社	ローラー部	100μm	25	100~125μm	55μm	100μm	70μm
	先行塗り部		25	100~125μm			

表-3 膜厚測定結果 (H30試験; 番の州高架橋)

Table 3 Film thickness of test painting in 2018

塗料メーカー	検査箇所	ウェット膜厚		乾燥膜厚		
		管理値	測定箇所数	測定結果	基準膜厚	理論乾燥膜厚*
A社改	ローラー部	125μm	25	125~150μm	55μm	79μm
B社改	ローラー部	125μm	31	125μm	55μm	68μm
C社改-1	ローラー部	125μm	26	125μm	55μm	70μm
C社改-2	ローラー部	125μm	27	125~150μm	55μm	82μm
D社改	ローラー部	125μm	30	125μm	55μm	72μm

* 理論乾燥膜厚は、塗布した塗料重量と理論塗付量から算出した値

(2) 仕上り

仕上がりについては、透け・割れ・流れ・はじき・泡・ちぢみ・白化・色むら・ダスト・膨れ・その他の変状の計11項目の有無について目視により確認を行った。その結果、いずれの試験施工についても不具合は確認されなかった。

(3) 施工性

H25試験で、桁外面作業車の作業床より施工する主構下弦材・主横トラス下弦材・下横構を対象とした塗装の施工実績を表-4に示す。省工程型塗料での先行刷毛塗り及びローラー塗りの実働日数は、現行仕様での上塗りの実働日数とほぼ同じ日数となったことから、中塗り塗付け程度分の工程が短縮されることが分かった。そしてH30試験より新たに開発された省工程型塗料の施工性はH25試験と変わらないことが確認された。

表-4 施工実績 (H25試験)

Table 4 Results of painting works

仕様	施工範囲	労務編成	実働日数
現行仕様の上塗り〔はけ〕	P47~P49 P54~P57 (7パネル)	橋梁塗装工 7人	1.3日/パネル
省工程型塗料〔ローラー、はけ〕	P43~P46 (4パネル)	橋梁塗装工 7人	1.2日/パネル

(4) 付着性

塗装の品質管理値では1N/mm²を上回る付着力を求めている。H24試験箇所付着力の経年変化を測定した結果、塗装から5年経過後でも管理値を上回り、良好な付着力を保持していることが確認された(表-5)。

また新たに開発された塗料についてもH30試験で初期の付着力は良好であることが確認されており、今後も調査を継続して付着力の経年変化を確認する予定である(表-6)。

表-5 付着力試験結果 (H24試験箇所)

Table 5 Results of adhesion stress (test painting in 2012)

素地調整	塗料メーカー	初期値(H24.9)	2回目(H25.6)	3回目(H27.9)	5回目(H29.9)
4種	A社	5.4N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²
	B社	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²
	C社	5.4N/mm ²	6.0N/mm ²	5.7N/mm ²	6.0N/mm ²
	D社	5.9N/mm ²	6.0N/mm ²	5.4N/mm ²	5.4N/mm ²
ウェス拭き	A社	5.8N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²
	B社	5.7N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²
	C社	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²	6.0N/mm ²
	D社	5.3N/mm ²	6.0N/mm ²	4.5N/mm ²	4.7N/mm ²

※「6.0N/mm²以上」の場合は、「6.0N/mm²」と示す。

表-6 付着力測定結果 (H30試験, 明石海峡大橋)

Table 6 Results of adhesion stress (test painting in 2018)

素地調整	塗料メーカー	初期値(H30.12)	2回目(R1.11)
4種	A社改	5.2N/mm ²	4.5N/mm ²
	B社改	5.7N/mm ²	4.3N/mm ²
	C社改-1	5.0N/mm ²	5.3N/mm ²
	C社改-2	4.8N/mm ²	4.5N/mm ²
	D社改	4.2N/mm ²	5.2N/mm ²
ウェス拭き	A社改	6.0N/mm ²	5.0N/mm ²
	B社改	6.0N/mm ²	4.7N/mm ²
	C社改-1	4.0N/mm ²	4.8N/mm ²
	C社改-2	4.7N/mm ²	3.8N/mm ²
	D社改	4.2N/mm ²	4.3N/mm ²

(5) 光沢度

H24試験箇所及びH30試験箇所の光沢保持率を表-7, 8に示す。H24試験施工箇所の光沢保持率は3年経過後までは比較的高い値を保持しているものの、5年経過後で光沢度が低下して白亜化する塗料が確認された。H30試験の塗料については、今のところ高い光沢保持率であるが、今後も調査を継続して光沢度の経年変化を確認する予定である。

表-7 光沢保持率 (H24試験箇所)

Table 7 Rate of gloss retention (test painting in 2012)

素地調整	塗料メーカー	初期値(H24.9)	2回目(H25.6)	3回目(H27.9)	4回目(H29.9)
4種	A社	100.0	109.0	106.0	109.0
	B社	100.0	113.0	109.0	78.0
	C社	100.0	101.0	79.0	9.0
	D社	100.0	109.0	118.0	124.0
ウェス拭き	A社	100.0	110.0	109.0	109.0
	B社	100.0	105.0	109.0	93.0
	C社	100.0	103.0	85.0	10.0
	D社	100.0	113.0	108.0	124.0

表-8 光沢保持率 (H30試験箇所, 明石海峡大橋)

Table 8 Rate of gloss retention (test painting in 2018)

素地調整	塗料メーカー	光 沢 度		光沢保持率
		初期値(H30.12)	2回目(R1.11)	2回目
4種	A社改	84	60	71%
	B社改	83	72	87%
	C社改-1	74	65	88%
	C社改-2	67	75	112%
	D社改	78	69	88%

5. 省工程型塗料の規格の制定

5.1 塗料規格制定概要

これまでの開発経緯を踏まえ、HBS塗料規格に「省工程型ふっ素樹脂塗料」を制定した(図-4)。

品質規格のうち、基本的な規格については現行のふっ素樹脂塗料上塗(HBS K5625)、エポキシ樹脂塗料中塗(HBS K5624)及びJIS規格などを参考に整理し、屋外暴露耐候性とたるみ性を加えてとりまとめた。

屋外暴露耐候性は、塗料メーカーと耐候性向上について協議した結果、高耐久性ふっ素樹脂塗料と同等の耐候性を期待できる省工程型塗料の開発に到ったことから、宮古島暴露3年で光沢保持率50%以上とした。

たるみ性は、塗布した時の塗料の流れを試験するものであり、試験体の塗膜は省工程型塗料を塗布するウェット膜厚から、すき間幅200 μ mで塗布するものとした。なお、本稿作成時点で屋外暴露耐候性を満足している事が確認されている省工程型塗料は、平成24年に暴露を開始した塗料の2種類となり、その内塗料の製造・供給が可能な省工程型塗料は1種類（A社）のみとなっている。

平成30年から耐候性を改良した省工程型塗料の屋外暴露試験を開始しており、その試験結果が得られればHBS塗料規格に適合する省工程型塗料が増えるものと期待している。

5.2 屋外暴露耐候性試験法の制定

高耐久性ふっ素樹脂塗料の屋外暴露耐候性は宮古島暴露3年で光沢保持率50%以上とされており、省工程型塗料についても同様の品質規格とした。この試験法はJIS規格などで定められているが、光沢度の測定値にバラツキが大きいなどの課題があったためHBS塗料規格（付属書）として試験法を制定することとした。

暴露試験体の光沢度測定の手順を図-3に示す。

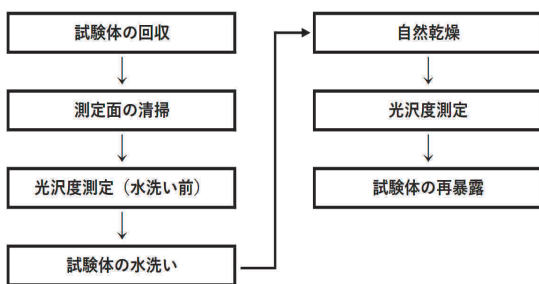


図-3 光沢度測定手順

Fig.3 Gloss measurement procedure

光沢度測定法は、JIS規格の方法を参考に以下のような規定を追加した。

(1) 試験体の水洗い

水洗いには脱脂綿を使用するものとし、スポンジ類は用いないこととした(写真-6)。



写真-6 水洗い

Photo 6 Washing test plate

(2) 光沢度測定

光沢度の測定にあたっては、光沢度計に傾きが発生し

ないように試験板の中に光沢度計が収まる範囲で測定を行うこととした(写真-7)。



写真-7 光沢度測定

Photo 7 Gloss measurement on test plate

また、これまで高耐久性ふっ素樹脂塗料を含めて屋外暴露耐候性の試験間隔が定められていなかったが³⁾、今回の省工程型塗料の規格制定にあわせて屋外暴露耐候性試験の間隔を4年ごとと定めた。

5.3 長期品質の確保

現時点で省工程型ふっ素樹脂塗料の長期品質に関し、以下のような課題が残っている。

- ・本四連絡橋の架橋地点において、光沢度低下から塗膜消耗にいたる劣化形態及び塗膜消耗速度が把握できていない。
- ・塗膜の消耗が進行した後の終局状態が把握できていない。

このため、長期品質を確認する方法として以下のような調査を行う予定である。

- ・屋外暴露耐候性の継続調査
 - 宮古島暴露試験体及び実橋塗膜の光沢保持率、塗膜消耗量等の継続調査
- ・試験施工箇所の継続調査
 - 実橋の試験施工箇所での付着強度等の継続調査

6. おわりに

平成20年から屋外暴露試験及び実橋での試験施工を行い、約10年間かけて省工程型ふっ素樹脂塗料を開発し規格制定することができた。しかし、長期的な耐久性や付着性などに不明な点が残されており、今後も継続して調査することとしている。

参考文献

- 1)久米昌夫, 竹口昌弘: 本四連絡橋の塗替塗装に関する取組, 本四技報, Vol.42, No.130, pp.7-14, 2018.3
- 2)大塚雅裕, 蔵森和生: 環境に配慮した塗料の開発, 本四技報, Vol.38, No.122, pp.2-7, 2014.3
- 3) 栗野純孝, 矢野賢晃, 籠池利弘: 高耐久性ふっ素樹脂塗料上塗（暫定）規格の制定, 本四技報, Vol.35, No.116, pp.2-7, 2011.3

省工程型ふっ素樹脂塗料

K 5631-2019

(制定)

1. 適用範囲 この規格は、省工程型ふっ素樹脂塗料について規定する。
 備考 省工程型ふっ素樹脂塗料は、ふっ素樹脂・顔料及び溶剤を主な原料とした2液型のものである。なお、色は淡彩色とする。
2. 品質 省工程型ふっ素樹脂塗料の品質は、3.の試験方法によって試験して、表1の規定に適合しなければならない。

表1 省工程型ふっ素樹脂塗料の品質

項目	品質
容器の中での状態	主剤・硬化剤ともにかき混ぜたとき堅い塊がなくて一様になること。
混合性	均等に混合すること。
乾燥時間 h	23℃ 8 以下
	5℃ 16 以下
塗膜の外観	塗面を見て平らさは良好で、流れ・つぶ・しわ・むら・割れ・膨れ・穴・はがれがないこと。
ポットライフ h	23℃で使用できる時間が5以上であること。
たるみ性	隙間幅 200 μm でたるみがないこと。
隠ぺい率	90 以上
60 度鏡面光沢度	75 以上
低温基盤目試験	5℃において分類1又は分類0であること。
耐衝撃性	おもりの衝撃で塗膜に割れ及びはがれができないこと。
耐屈曲性	7日間放置した後、直径 10 mm の心棒で試験して折り曲げに耐えること。
耐熱性	160℃で30分加熱しても、塗膜に異状がなく、試験後の付着性試験が分類1又は分類0であること。
層間付着性 II	異状がないこと。
耐アルカリ性	飽和水酸化カルシウム溶液に168時間浸したとき、異状がないこと。
耐酸性	硫酸溶液(5g/l)に168時間浸したとき、異状がないこと。
耐湿潤冷熱繰り返し性	湿潤冷熱繰り返しに耐えること。
促進耐候性	キセノンランプ式試験機を用いて500時間試験した試験体と、しなかった試験体を比べてみたとき、白亜化の程度はほとんど差異がなく、色差(ΔE)は1以内で60度鏡面光沢度が70以上であること。
屋外暴露耐候性	塗膜に膨れ・はがれ・割れがなく、光沢保持率は、一般財団法人日本ウエザリングテストセンター宮古島試験場での光沢保持率が、暴露期間3年で50%以上及び色の変化の程度が見本品に比べて大きくないこと。
混合塗料中の加熱残分%	55 以上
混合塗料中の溶剤不溶物%	20 以上
ふっ素の検出	ふっ素が存在すること。

※ 3項以降省略

図-4 省工程型ふっ素樹脂塗料規格 抜粋
 Fig.4 Abstract of the standard for Simplified application process paint

強風時における明石海峡大橋の応答

Response of Akashi-Kaikyo Bridge in strong wind

竹口 昌弘 Masahiro Takeguchi

花井 拓 Taku Hanai

本郷 誠人 Masato Hongo

長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

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

長大橋技術センター
防食・耐風グループ

概要

平成30年台風21号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、補剛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、当初設計における考え方との比較を行った。観測された強風の風向や乱れといった風の特性が設計時の想定と異なるが、これらのパラメータを勘案することにより、当初設計で想定した考え方がおおむね説明できることが分かった。また、主塔については、設計で想定した風条件で渦励振が発生し、それを抑制するために設置されているTMD（質量同調式ダンパー）も適切に作動していることが確認された。

In the Akashi-Kaikyo Bridge, many measurement devices are installed for the monitoring of the bridge behavior. By the strong typhoon Jebi that landed on September 4, 2018, the largest horizontal displacement of the girder and wind speed through the history of measurement were recorded. These data are analyzed and compared with the initial design. Although characteristics of the measured wind such as yaw angle against bridge and turbulence were different from the design assumption, initial design is verified by taking these parameters into consideration. In addition, it was confirmed that vortex-induced oscillation of the tower occurred under the wind conditions assumed in the design and TMDs (Tuned Mass Dampers) for the towers against vortex-induced oscillation worked properly.

1. はじめに

明石海峡大橋では、長大吊橋の耐風設計や耐震設計などの設計検証、健全性及び安全性の確認のために完成当初から多くの計測機器を配置して動態観測を継続している(図-1)。耐風設計の検証に関連する動態観測としては、プロペラ型風向風速計を中央径間中央付近の道路照明柱に5台並べて設置し、強風の空間的な変動特性も評価できるようにしていること、補剛桁及び主塔の挙動を計測するために主要な位置に速度計を設置しているほか、主塔の渦励振対策用に設置している質量同調式ダンパー(以下「TMD」という)の作動状況を確認するためにTMD変位計を設置している。さらに、補剛桁中央径間中央と2P塔頂にはGPSを設置し、変位を直接計測できるようになっているのが特徴である。

平成30年9月に非常に強い勢力の台風21号が神戸・大阪を直撃したが、その時に明石海峡大橋では、動態観測史上最大の強風と補剛桁の応答が観測された。本稿では、

これらを含めた明石海峡大橋の動態観測データについて分析を行い、当初設計における考え方との比較を行った結果について報告する。

2. 平成30年台風21号の風況

平成30年台風21号は、平成30年9月4日12時前に徳島県南部に上陸、その後14時前に兵庫県神戸市付近に再上陸した。上陸時の気圧は950hPaであり、最大風速55m/sを記録している¹⁾。

中央径間中央に設置されている風向風速計(図-1のP3)で観測された風速、風向、乱れ強度(風速変動の標準偏差/平均風速)(いずれも10分間の統計値)を図-2、図-3に示す。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を記録しており、いずれも明石海峡大橋における動態観測史上最大の風速である。風向については、台風の通過前後で東よりから西よりの風に反転している。そして、強風時

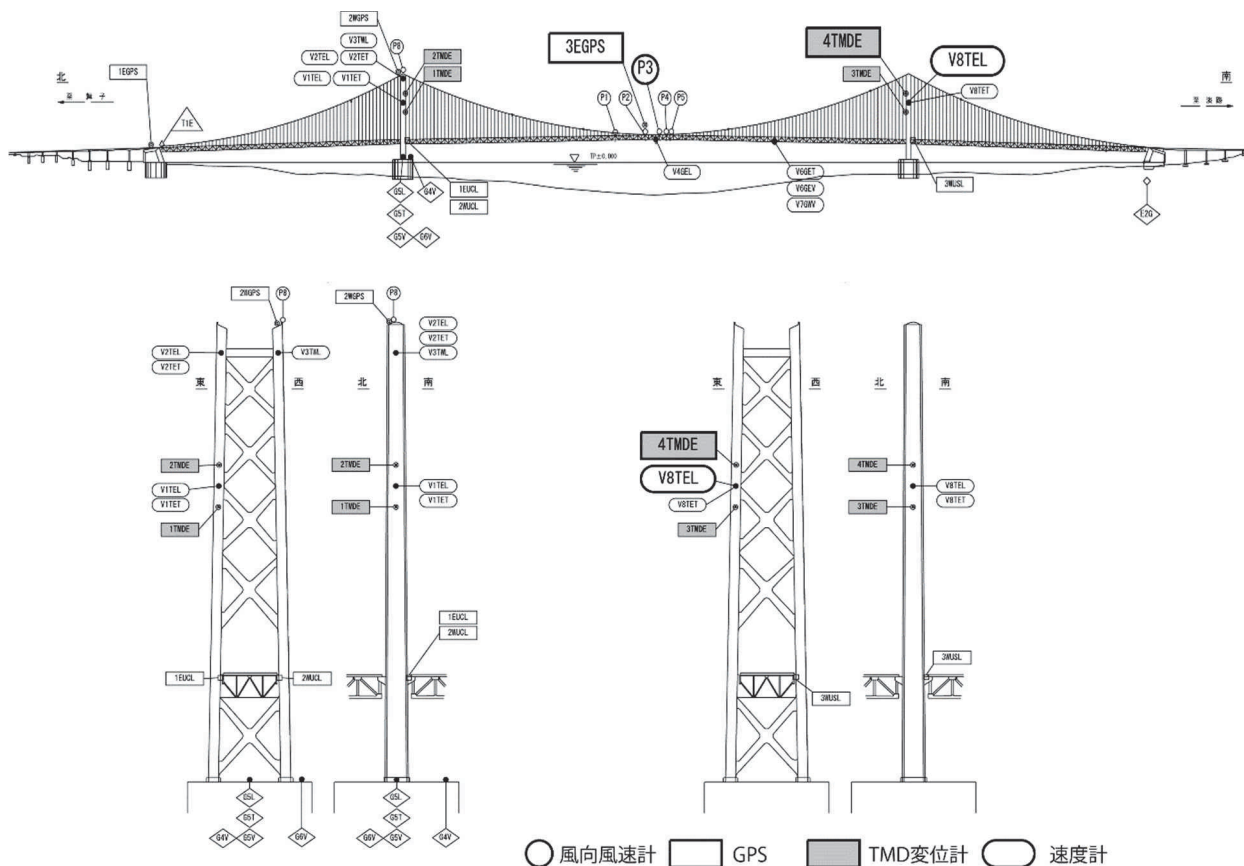


図-1 明石海峡大橋の動態観測設備

Fig.1 Monitoring devices in Akashi Kaikyo Bridge

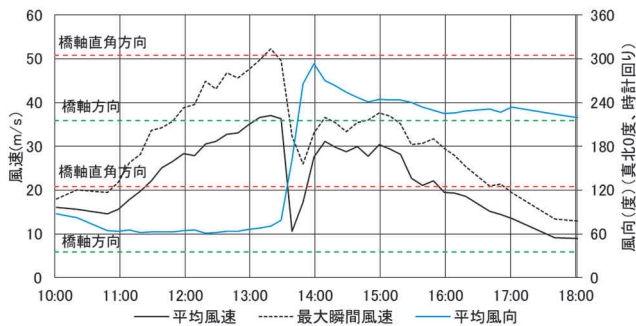


図-2 桁中央の風速と風向

Fig.2 Wind speed and wind direction at center of girder

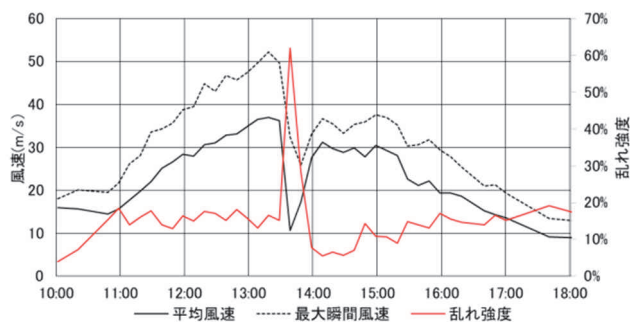


図-3 桁中央の風速と乱れ強度

Fig.3 Wind speed and wind turbulent intensity at center of girder

の風向は、橋軸直角に対して $30\sim 60^\circ$ 程度の水平偏角を持った斜風となっている。乱れ強度は $10\sim 15\%$ 程度が多く、また風向が西よりに反転した直後は $5\sim 10\%$ 程度になっている。

風速のパワースペクトルを、設計基準²⁾に規定されている日野式によるスペクトルと併せて図-4に示す。ここでは、後述する補剛桁の最大水平変位が発生した時刻13:28付近(図-6参照)と風向が西よりに反転した直後の時刻13:58付近のパワースペクトルを示している。最大応答発生時付近の風速のパワースペクトルは、日野式によるスペクトルより大きめとなっている。この要因と

しては、この時間帯の乱れ強度が 15.2% であり、設計で想定している 10% より大きくなっていることが考えられる。一方、風向反転後で乱れ強度が 10% より小さくなっている時の風速のパワースペクトルは、日野式によるスペクトルより低めとなっている。

中央径間中央付近に並べた5台の風向風速計データから計算した風速の空間相関を設計基準で規定されている空間相関と併せて図-5に示す。ここでは、補剛桁の最大水平変位が発生した時刻13:28付近の空間相関を示している。また、過去の動態観測データによる空間相関の分析において、斜風の角度が大きい場合、各風向風速計

間の距離に応じた到達時間の差の影響を考慮する必要があることが明らかとなっている²⁾。このため、この斜風による到達時間の差の影響を考慮した空間相関の評価も併せて実施した(図-5)。なお、ここで対象としたデータは、平均風速は36m/s、風向は橋軸直角方向から

45°程度傾いた斜風となっており、2点間の到達時間の差は最大で4秒程度(P1-P5間)となる。図-5より、今回のデータでは、空間相関の観測値は低周波数側で設計基準より低くなる傾向を示す結果となった。

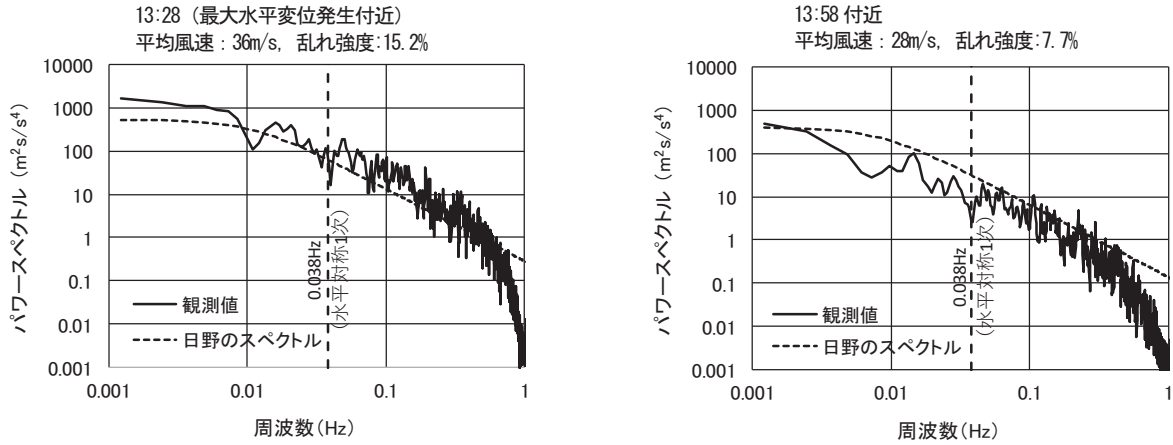


図-4 桁中央の風速のパワースペクトル
Fig.4 Power spectrum of wind speed at center of girder

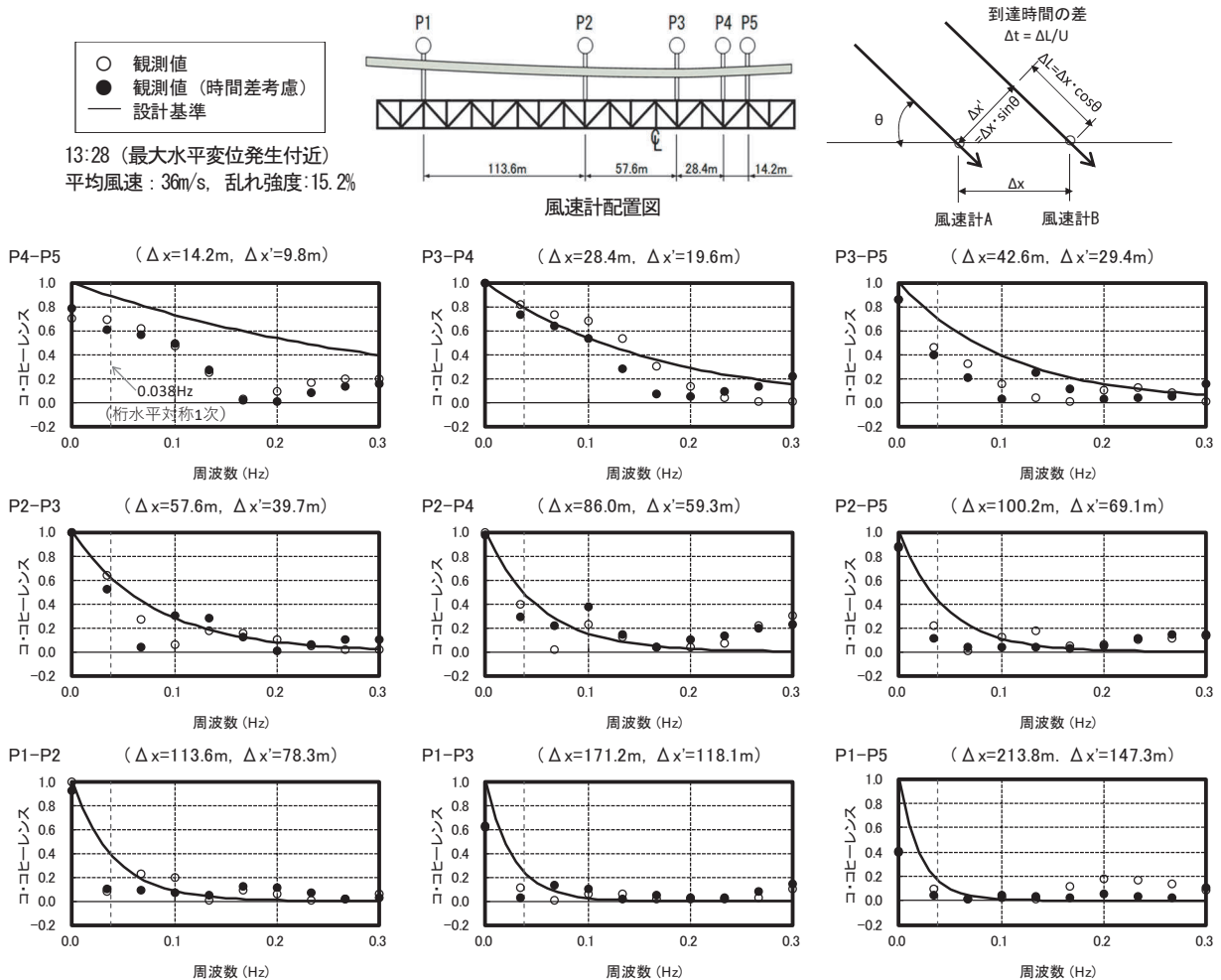
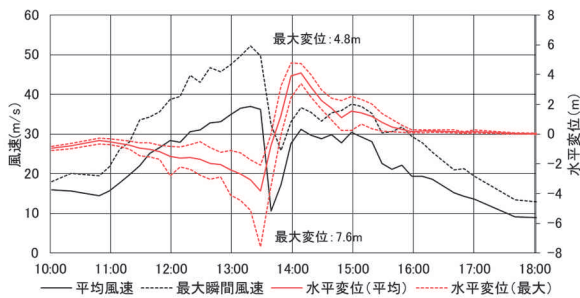


図-5 風速の空間相関
Fig.5 Co-coherence of wind speed

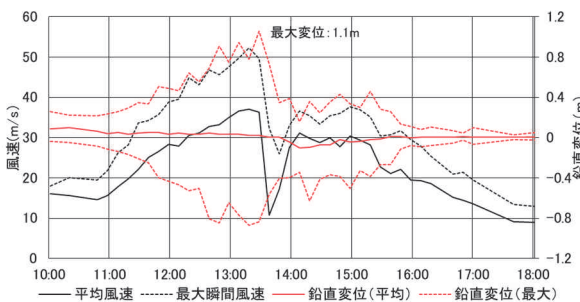
3. 補剛桁の挙動

補剛桁中央部に設置されているGPS (図-1の3EGPS) で観測された、今回の台風の通過に伴う水平変位及び鉛直変位と風速の関係 (10分間ごとの統計値) を図-6に示す。水平変位については、東よりの風であった台風接近時には、風速の増加に伴い補剛桁の西側 (図のマイナス側) への変位が増大し、風向の反転とともに変位も東側 (同プラス側) に変化している。13時28分頃に最大水平変位7.6m (観測史上最大) を記録した。また、鉛直変位についてもほぼ同時刻に最大変位1.1mを記録した。図-7に同時刻における風速、補剛桁中央の水平変位と鉛直変位の時刻歴データを示す。図-8は、図-7と同時刻の桁の水平変位、鉛直変位のパワースペクトルである。水平変位においては水平対称1次モードの振動数0.038Hz (周期26.3秒)、鉛直変位においては鉛直対称1次モードの振動数0.064Hz (周期15.6秒) 付近にピークが見られる。図-9は今回観測された風データの、風向の橋軸直角方向からの偏角と平均風速の関係を示したものである。図より、風データのほとんどは偏角30度以上であり多くは60度付近に集中していることが分かる。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、橋軸直角方向から±30度の範囲においては、補剛桁中央の水平変位の平均値は設計値とよく一致すると報告されている²⁾。一方、今回観測された変位は斜風の影響により設計値よりも小さい値となっている。

以下に、補剛桁の水平変位に着目して、設計値と乖離した要因について検討した結果を示す。



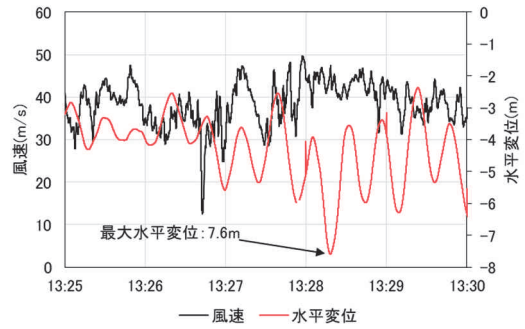
(1) 風速と水平変位



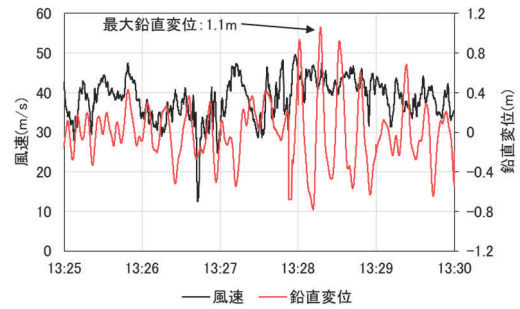
(2) 風速と鉛直変位

図-6 桁中央の風速と変位

Fig.6 Wind speed and displacement of girder at center



(1) 風速と水平変位



(2) 風速と鉛直変位

図-7 桁中央の風速と変位 (最大変位時)

Fig.7 Wind speed and displacement of girder at center (maximum displacement)

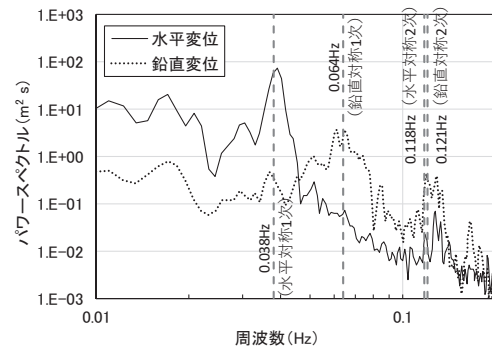


図-8 桁の変位のパワースペクトル

Fig.8 Power spectrum of displacement of girder at center

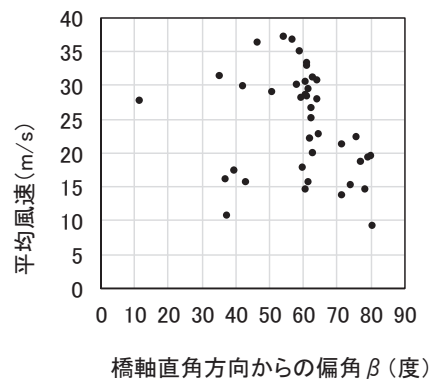


図-9 風向の橋軸直角方向からの偏角と風速

Fig.9 Yaw angle from transverse axis of bridge and wind speed

3.1 斜風の影響

明石海峡大橋の設計段階で、補剛桁の部分模型を用いて斜風に対する空気力係数の計測が行われている。図-10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。図には、空気力が風速の二乗に比例するとして、風速の橋軸直角方向成分 ($U \times \cos \beta$) から計算した結果も併せて示す。斜風による橋軸直角方向に働く空気力は、風速の橋軸直角方向成分のみが橋に作用する場合と比較して大きくなる事が分かる。

この関係を用いて、式(1)により平均風速を補正した場合の風速と補剛桁中央の水平変位（10分間の観測データごとの最大変位と平均変位、それらの差である動的成分）の関係を図-11に示す。

$$U' = \sqrt{\phi(\beta)} \times U \quad (1)$$

ここに、 U' ：補正された平均風速、 U ：観測された平均風速、 $\phi(\beta)$ ：図-10に示す抗力係数の低減係数、 β ：橋軸直角方向からの偏角である。図-11より、偏角を考慮して風速を補正することにより、平均変位は設計値とよく整合することが分かる。一方で、動的成分については設計値に対して依然ばらつきを示す結果となっている。

3.2 気流特性の影響

図-12に風速20m/s以上の場合における動的成分の観測値と設計値との比較を示す。なお、観測値の横の数値は風速の乱れ強さを示している。図-12より、乱れ強さが設計で規定されている10%より大きい観測値では設計値より大きく、乱れ強さが10%より小さい観測値では設計値より小さくなっている。このように、風速の乱れ強さの違いが、水平変位の動的成分の観測値と設計値で乖離している要因の一つと考えられる。

次に、観測された風速のスペクトル S_u を式(2)により補正した S_u' を用い、その他の条件は設計基準²⁾に準拠してガスト応答解析を実施した。

$$S_u' = \phi(\beta) \times S_u \quad (2)$$

図-13は、観測値とガスト応答解析値について、動的成分の最大値に加えて、動的成分の標準偏差も併せて示している。図-13から分かるように、最大値では観測値とガスト応答解析値とに乖離があるケースもある。一方、標準偏差については観測値とガスト応答解析値はおおむねよく整合している。ガスト応答解析は周波数領域において、風のパワースペクトルから桁変位のパワースペクトルを求め、それを周波数領域で積分することによって桁変位の標準偏差を求める（式(3)）。動的成分の最大値 y_{max} については、確率の考え方に従い最大値と標準偏差の比 g を算出して求めることになる（式(4)）。ここでは、ガスト応答が定常不規則過程と仮定して、評価時間10分間における最大値の期待値（平均値）を確率的に求めている。

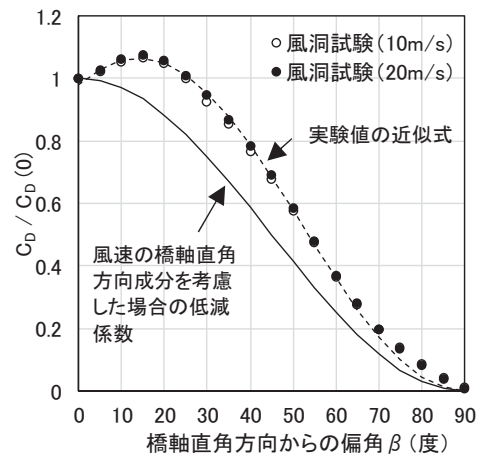


図-10 風の偏角による抗力係数の低減

Fig.10 Reduction of drag coefficient by yaw angle

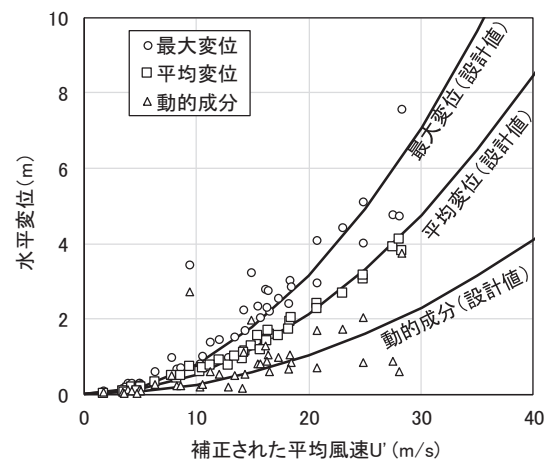


図-11 桁中央の水平変位の設計値と観測値の比較（風速を偏角で補正）

Fig.11 Comparison of design and measured horizontal displacement at center of girder (vs. reduced wind speed)

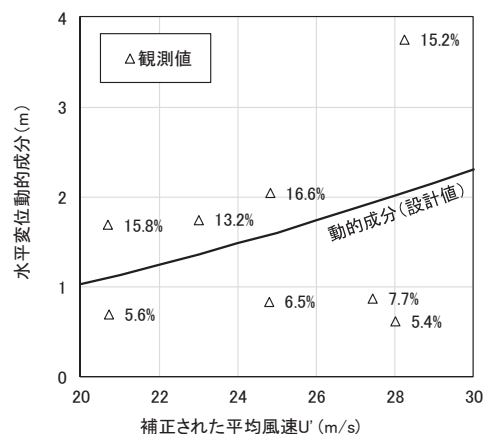


図-12 桁中央の水平変位の動的成分の設計値と観測値の比較（風速を偏角で補正）

Fig.12 Comparison of design and measured dynamic component of horizontal displacement at center of girder (vs. reduced wind speed)

$$\sigma_y = \sqrt{\int_0^\infty S_y df} \quad (3)$$

$$y_{max} = g \times \sigma_y \quad (4)$$

ここで、 S_y : 桁変位のパワースペクトル、 g : 桁変位の標準偏差と最大値の比である。

今回のガスト応答解析において、斜風の影響を考慮して補正した風速のパワースペクトルを用いるなど、ある仮定に基づく解析結果ではあるが、標準偏差で観測値とおおむねよい整合が得られたことから、ガスト応答解析の本質部分である周波数領域の解析が一定の精度をもつということが言える。なお、最大値は、確率的にある分布を持つと考えられる一方で、式(4)の g は分布の期待値を用いていることから、実際の応答の最大値との乖離が生じている可能性が考えられる。

3.3 時刻歴波形の分析

補剛桁の最大応答値7.6mの発生時間前後における中央径間中央の風速と水平変位の時刻歴波形を図-14に示す。最大応答発生時刻を中心として600秒の範囲でガスト応答倍率（最大変位/平均変位）を評価した場合、平均変位は3.8mとなるため、ガスト応答倍率 G は1.98となり、設計値の1.55と乖離がある。一方、評価時間を100秒とした場合、平均変位は4.8mとなり、ガスト応答倍率 G は1.59と設計値に近づく結果となった。

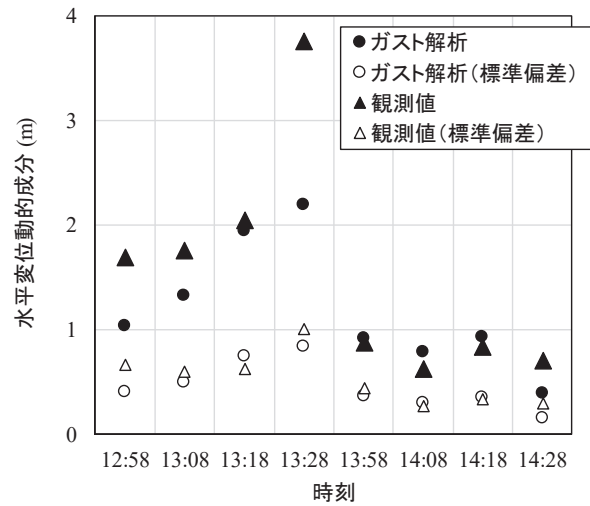


図-13 桁中央の水平変位の動的成分のガスト応答解析値と観測値の比較

Fig.13 Comparison of gust response analysis and measured dynamic component of horizontal displacement at center of girder

今回の台風のように架橋地点近傍を台風が通過し、比較的短時間で風速が大きく変動するような気流の場合は、設計で前提としている評価時間600秒では、実際のガスト応答と整合しない場合があることが過去の観測からも明らかになっている⁴⁾。

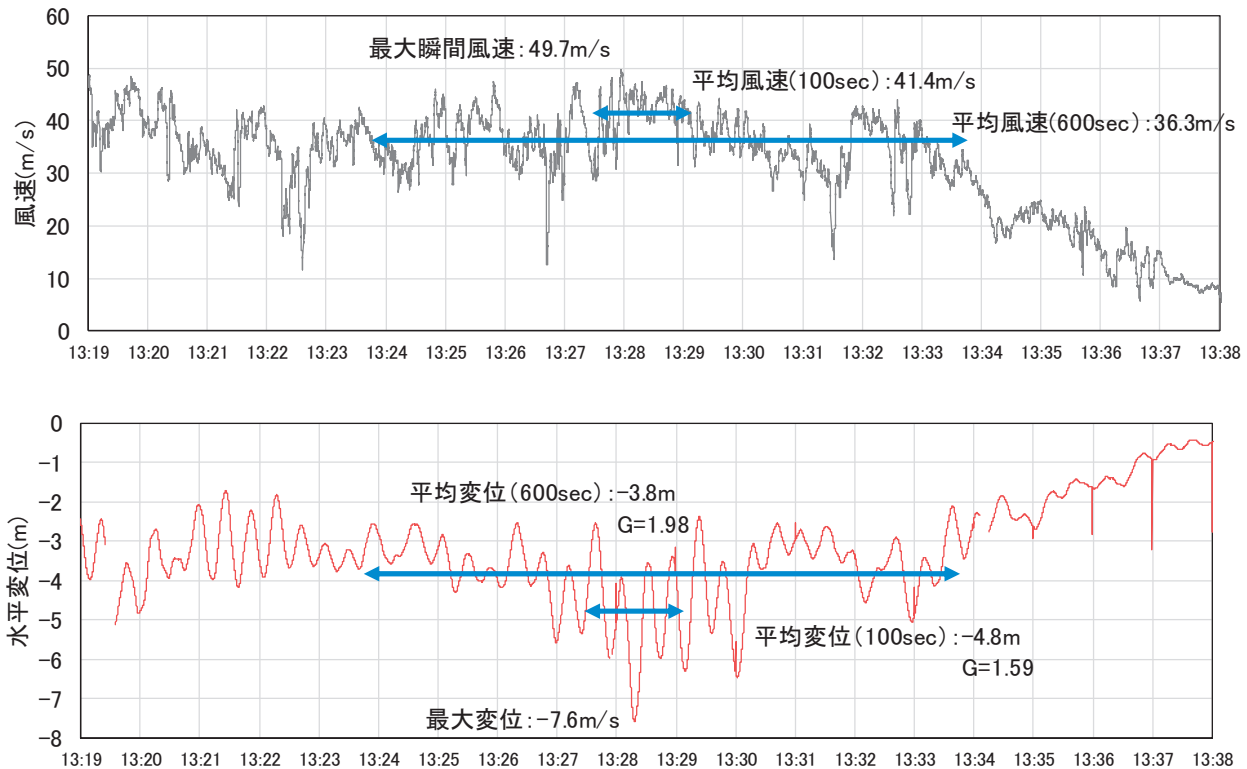


図-14 桁中央の風速と水平変位の時刻列波形（最大変位時）

Fig.14 Waveform of wind speed and horizontal displacement at center of girder (maximum displacement)

4. 主塔・TMDの挙動

明石海峡大橋の主塔には、完成系における主塔の渦励振対策として20基/主塔のTMD（質量同調式ダンパー）が設置されている。これらTMDの制振効果を確認する目的で、TMDに変位計が、TMD近傍の主塔本体に速度計が設置されている。図-15に、台風通過時の3P主塔曲げ渦励振用TMD（TP+214m）に設置された変位計（図-1の4TMDE）とその近傍の塔内に設置された速度計（図-1のV8TEL）（TP+198m）で観測されたデータを示す。

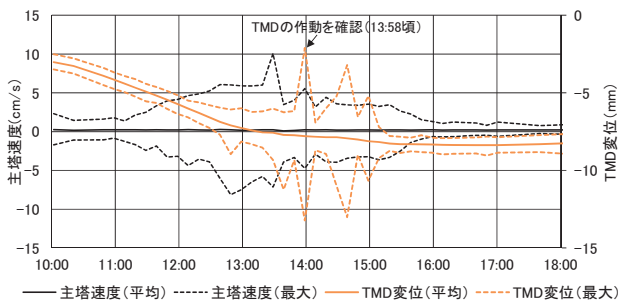


図-15 主塔速度と TMD 変位

Fig.15 Vibration velocity of tower and displacement of TMD

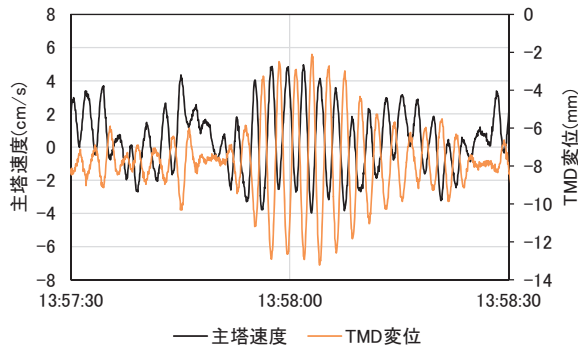


図-16 主塔速度と TMD 変位 (TMD 作動時)

Fig.16 Vibration velocity of tower and displacement of TMD (during action of TMD)

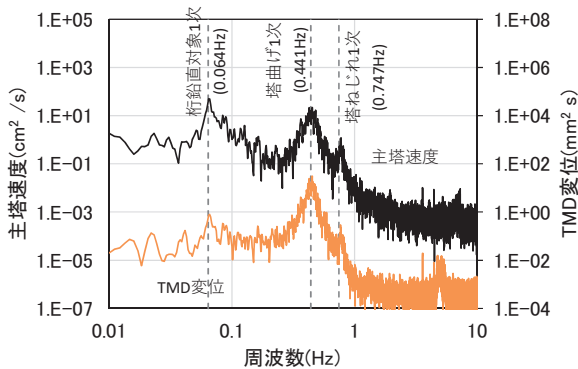


図-17 主塔速度と TMD 変位のパワースペクトル (TMD 作動時)

Fig.17 Power spectrum of Vibration velocity of tower and displacement of TMD (during action of TMD)

台風が明石海峡大橋を通過し、風向が逆転し、西からの橋軸直角方向の風向となったときにTMDの作動が確認された（13時53分～14時03分）。最大振幅が観測された前後1分間の時刻歴波形を図-16に示す。TMD、主塔とも一定の振動数で振動しているのが分かる。図-17に13時58分前後10分間の主塔速度、TMD変位のパワースペクトルを示す。主塔、TMDともに塔の渦励振対象である曲げ1次モード（0.441Hz）の近傍にピークが存在しており、これが図-16の調和振動の周期となっている。図-18は、風向・風速、TMD、主塔の時刻歴データである。設計段階の風洞試験において、曲げの渦励振は橋軸直角から±20度の範囲の風向で、風速30m/s程度で発生することが確認されている⁵⁾。図より、これらの条件に合致したところで、主塔、TMDが振動を開始していることから、ここで観測された振動が曲げ渦励振であり、TMDは主塔の渦励振の開始にあわせて振動を抑制するために作動していることが分かる。また、主塔速度のパワースペクトルでは、桁鉛直対称1次モード（0.064Hz）

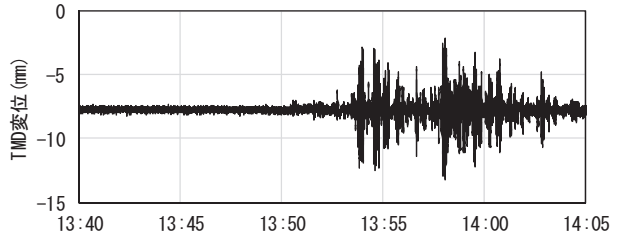
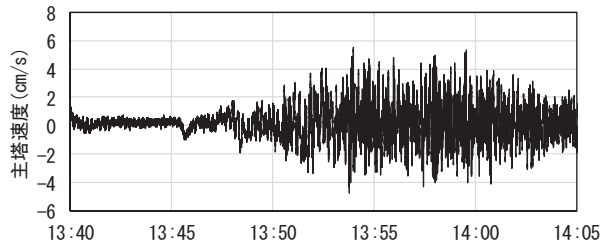
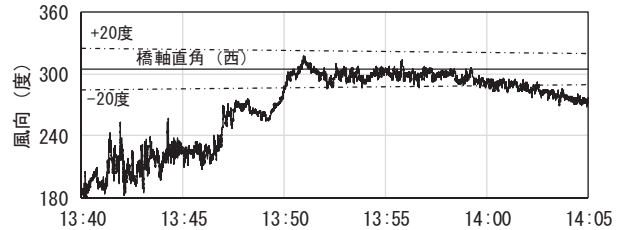
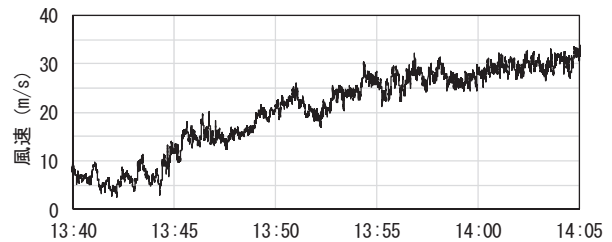


図-18 主塔速度、TMD 変位及び風向風速の時系列波形

Fig.18 Waveform vibration velocity of Tower, displacement of TMD and wind condition

付近にもピークが存在している。このモードは桁の鉛直振動に伴って主塔が橋軸方向に振動するモードであり、桁のガスト応答に伴ってこの成分が現れている。

一方、図-15から、主塔の速度は、台風が明石海峡大橋を通過する13時28分頃までの方が大きな値となっているのが分かる。桁の水平変位が最大となった13時28分頃の主塔とTMDの挙動を図-19に示す。13時58分頃のデータに比べると、主塔の速度は非常に大きい、周期は桁鉛直対称1次振動とおおむね合致している。また、TMDの動きは小さい。図-20にこの時間の10分間のパワースペクトルを示すが、13時58分頃のものに見られた主塔曲げ1次付近のピークはあまり大きくない。よって、この主塔の振動は、風速の上昇に伴い桁の鉛直ガスト応答が増大したことに起因したもので、渦励振ではないと考えられる。

主塔の渦励振については、主塔基部の発生応力と主塔曲げ1次振動振幅との関係から、建設時には許容振幅30cmとしてTMDの諸元を決定している。また、供用以降のより詳細な解析等から、この許容振幅は40cmまで緩和できる可能性があるとしてされている⁷⁾。図-21は、13時58分頃の主塔の速度を変位に変換した波形とTMD変位波形の比較である。主塔の変位については、桁鉛直対称1次モードの影響を除くためにハイパスフィルターをかけている。図-21より、主塔の変位は振幅として2cm程度であり、許容変位に対して十分小さいことが分かる。この要因として、1)設計における許容振幅は一樣流による風洞試験結果をベースとしており、今回のような自然風の乱流下では応答が小さくなること、2)塔内のTMDに加えて、下部水平材と側径間側の補剛桁との間に桁間ダンパーが設置されていること、3)主塔自体の構造減衰が設計想定よりも大きい可能性があること、などが考えられる。なお、過去の乱流による風洞試験結果から、上記1)、2)の影響を考慮すると主塔の曲げ渦励振の最大振幅は3cm~5cm程度と想定される⁸⁾。

以上より、強風時の主塔渦励振に対して、TMDは適切に機能していることが確認された。

5. おわりに

平成30年台風21号の襲来時における明石海峡大橋の動態観測記録について設計値との比較を行った。風の橋軸直角方向からの偏角や、実際の風の乱れの状況などを勘案することにより、補剛桁の水平変位についておおむね説明することができた。また、主塔用のTMDについては、渦励振抑制のために適切に作動していることが確認できた。なお、今回観測された風速(10分間平均風速37m/s)は、設計で考慮している桁位置での風速(59.8m/s)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必要がある。

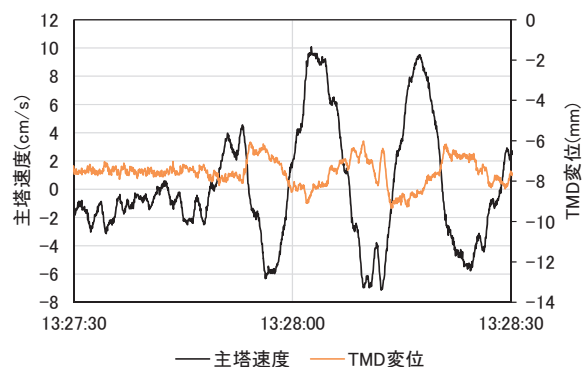


図-19 主塔速度と TMD 変位

Fig.19 Vibration velocity of tower and displacement of TMD

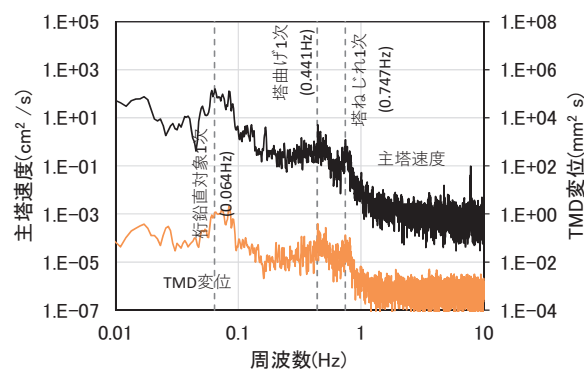


図-20 主塔速度と TMD 変位のパワースペクトル

Fig.20 Power spectrum of Vibration velocity of tower and displacement of TMD

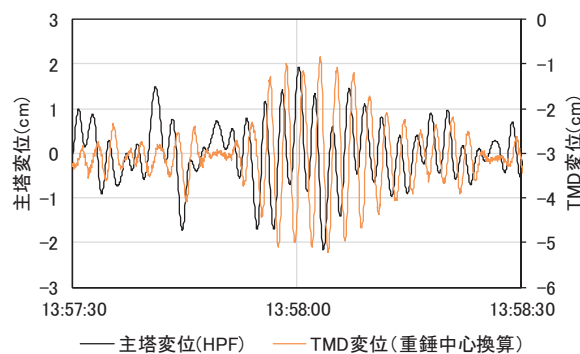


図-21 主塔変位と TMD 変位 (TMD 作動時)

Fig.21 Displacement of tower and TMD (during action of TMD)

参考文献

- 1) 気象庁: <https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/data/typhoon/T1821.pdf>
- 2) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001)・同解説, 2001.8
- 3) 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
- 4) 遠山直樹, 山田郁夫, 楠原栄樹: 第19回風工学シンポジウム, pp.495-500, 2006.11

- 5) 岡野哲, 栗野純孝, 森下尊久: 明石海峡大橋主塔の耐風性 (主塔断面形状の選定), 本四技報, Vol.14, No.54, pp.11-24, 1990.4
- 6) 辰巳正明, 森邦久, 秦健作: 明石海峡大橋の主塔制振対策, 本四技報, Vol.17, No.68, pp.16-27, 1993.10
- 7) 福永勸, 角和夫, 竹口昌弘: 明石海峡大橋主塔の制振対策再評価, 本四技報, Vol.36, No.117, pp.34-35, 2011.9
- 8) 福永勸, 竹口昌弘: 明石海峡大橋主塔の制振対策再評価, 本四技報, Vol.37, No.119, pp.47-48, 2012.9

グースアスファルト舗装局部補修の推奨仕様

Recommended specifications for partial repair of guss asphalt pavement

中山 義雄 Yoshio Nakayama

保全部 道路保全課長代理

梶尾 光邦 Mitsukuni Kajio

保全部 道路保全課長

概要

これまで、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(小規模なブリストリング等)が主となっており、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継部の止水対策(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。これらを踏まえて、内部資料として局部補修を行う際の留意事項を示した「グースアスファルト舗装の局部補修手引書」としてとりまとめた。

As the majority of the deteriorations of guss asphalt on steel deck of Honshu-Shikoku Expressways are localized damages such as partial blisterings, the repair works for the deterioration is basically conducted by partial replacement method. In this case, the water sealing between the existing part and the replaced part is the most important issue. However, the partial replacement with the same material as the existing guss asphalt leads to higher construction cost because of the manufacturing unit and transportation cost by cooker trucks. Thus, it's necessary to select workable and economical materials for the partial replacement. Taking the above into account, the manual for partial repair of guss asphalt pavement is prepared as an internal material, and the important points in the repair works are specified in the manual.

1. はじめに

本州四国連絡高速道路における、鋼床版のグースアスファルト(以下「GAs」という。)の変状箇所の補修は、鋼床版上の既設GAs混合物の健全部は存置させ、損傷箇所のみを局部的に補修する方法を採用しており、今まで補修合材として、GAsや弾性補修材などが用いられている。また、止水性を高める目的で、既設GAsとの境界部には目地を設置している。本検討では、GAs舗装の既存補修技術調査として、舗装関係会社等へGAs舗装の局部補修に関するヒアリング調査を実施し、補修合材、目地材及び施行方法を取りまとめ、材料を選定・組み合わせる。例えば、ホイールトラッキング試験による動的安定度、加圧透水試験による打継部の止水性能等々を評価し、材料の選定を行った。

次に、選定した材料による、屋外輪荷重試験後の補修部試験体(補修合材または既設GAsとの目地材境界部)について、止水性能を評価するための加圧透水試験を実施し、施工性、耐久性の観点から、局部補修工法の選定を行った。本文ではこれらの調査結果について述べる。

2. GAs舗装の局部補修に関するヒアリング調査

止水性や耐久性が高く、施工性にも優れる材料等を選定、検討するため、舗装施工会社、材料メーカー8社に対して、工法、製品特性を確認すべくヒアリング調査を実施した。

本検討における現場条件としては、大鳴門橋を想定した舗装構成(図-1)において、表層のみを切削した後に小規模(1~3m²程度)の基層打ち替えを想定し、既設舗装との境界部(既設GAs)における止水性を高め、長期的に性能を維持させることが重要であることを前提とした。

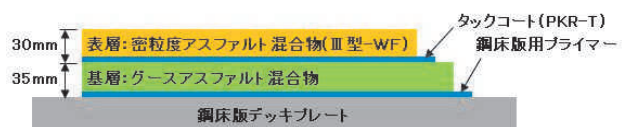


図-1 舗装構成

Fig. 1 Pavement composition

3. 補修合材, 目地材の選定

各社からのヒアリング調査から得られた知見を基に, 補修材の選定を行った.

【補修合材】

- (1) GAsの代替えとなる補修合材は, プラント合材とプレパック合材の2種類あるが, 局部補修に使用する場合は使用量が少ないことが多いため, 経済性の観点からプレパック合材を使用する.
- (2) 耐流動性やたわみ追従性が確保できれば, DS(動的安定度)値は高めが良い.

【目地材】

- (1) 主に成型目地材, 注入目地材があり, 施工のし易さから成型目地材を使用する.
- (2) 成型目地材の厚さの違いが, 止水性能に及ぼす影響を確認するため加圧透水試験を行い, その結果から判断する.

3.1 試験対象補修材料

選定方法に基づき, ヒアリング各社の施工実績等から, 試験対象とする補修材料を表-1のとおり決定した.

表-1 試験対象補修材料

Table 1 Test samples of repair material

補修合材	種別		施工温度範囲
		通常グースアスファルト	
プレパック合材	通常タイプ		160~190度
	重交通タイプ		160~190度

目地材	種別	厚さ		
	高弾性成型目地材 (I型)	t=10mm	t=5mm	t=3mm
低弾性成型目地材 (II型)	t=10mm	t=5mm	t=3mm	

成型目地材は, 厚さによって溶解の程度が異なるため, 3種類選定した. また, 比較用として, 成型目地材なしでタックコートのみ仕様の仕様も試験対象とした. 成型目地材の仕様は表-2のとおり.

表-2 成型目地材の仕様

Table 2 Molded joint material specifications

	高弾性	低弾性	規格値
針入度 (25°C, 円すい針) mm	3.1	3.3	9mm以下 (高弾性) 6mm以下 (低弾性)
軟化点 °C	105	95	—
流れ (60°C, 75°, 5h) mm	0	1.2	3mm以下 (高弾性) 5mm以下 (低弾性)
引張量 (-10°C) mm	12	5	10mm以上 (高弾性) 3mm以上 (低弾性)

4. 室内試験用供試体の製作

室内試験に先立って, ホイールトラッキング(以下「WT」という.)試験用型枠に, 供試体用のGAs(300mm×300mm×50mm)を打設し, それを半分カットしたのち, GAs側面部に成型目地材を施工し, 残り半分は補修合材を施工した. 供試体の構成を図-2と写真-1(写真は補修合材施工前)に示す.

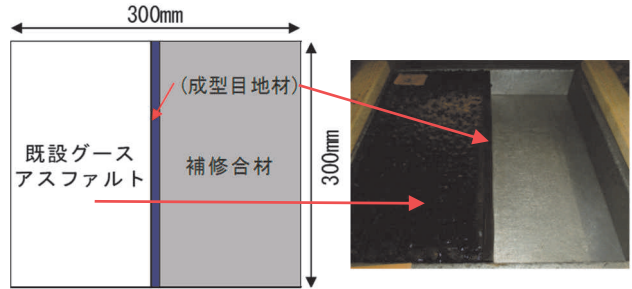


図-2 供試体構成

Fig. 2 Specimen configuration

写真-1 供試体

Photo 2 Specimen

5. 室内試験(その1)

既設GAs及び補修合材について, 無負荷の状態目地材の止水性能を評価するため, 加圧透水試験を実施した. 試験体は図-3のように, WT供試体のジョイント部でコア採取を行い試験を行った(写真-2). また, 試験結果を図-4に示す.

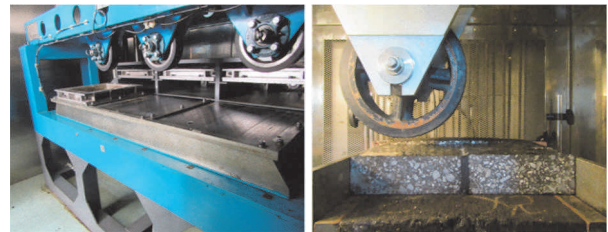


図-3 コア採取位置

Fig. 2 Core collection position

写真-2 加圧透水試験

Photo 2 Pressure and permeability test

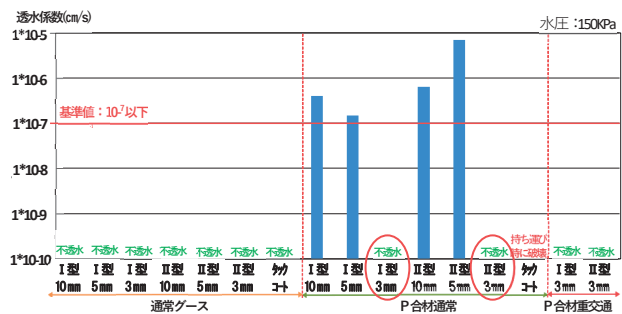


図-4 加圧透水試験結果(無負荷)

Fig. 4 Result of pressure and permeability test (unloaded)

プレバック合材は、施工温度が通常のGAs(以下「通常グース」という。)より低く、成型目地材10mmの場合は目地材に伝わる熱が小さくなり、目地材と既設の熱溶着が弱くなる。

防水層の透水係数の基準値は、「舗装調査・試験法便覧(B017T)」を参考とし、プレバック合材通常タイプ(以下「P合材通常」という。)では、成型目地材の10mm・5mmと比較して、3mmの優位性が確認されたため、プレバック合材との組み合わせは3mmを最適とした。また、試験途中でP合材通常の結果が分かったため、プレバック合材重交通タイプ(以下「P合材重交通」という。)については、3mmのみを試験対象とした。

6. 室内試験(その2)

室内試験(その1)の結果を踏まえ、成型目地材3mmを標準として、既に現場で施工実績がある10mmを、比較検証として試験対象とし、目地材の近傍に輪荷重による負荷を与えた場合の耐流動性、止水性能の確認を目的に、WT試験(60℃・高温時の輪荷重)、低温WT試験(5℃・低温時の輪荷重)、負荷後の加圧透水試験を実施した。

6.1 WT試験

試験は、「舗装調査・試験法便覧(B003)」に準拠して実施した(写真-3)。試験結果は表-3、図-5のとおりで、通常GAsとP合材通常では顕著な差はなく、P合材重交通が最も耐流動性に優れていた。

表-3 動的安定度

Table 3 Dynamic stability

種類	動的安定度 (回/mm)	標準値 (回/mm)
通常グース	350(平均)	300以上
P合材通常	330(平均)	—
P合材重交通	590(平均)	—

P合材については既製品であるため標準値の設定はない

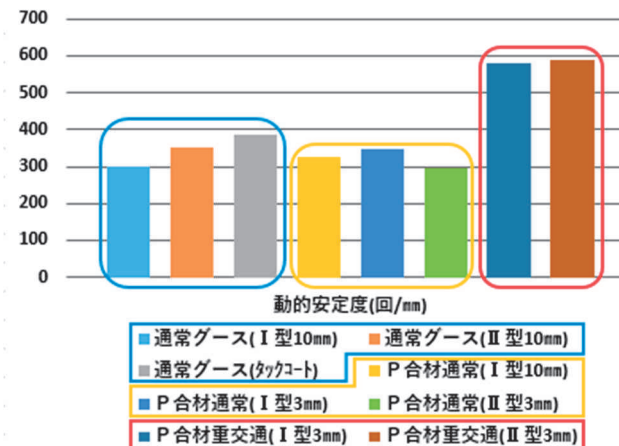


図-5 WT試験結果

Fig. 5 Wheel tracking test result

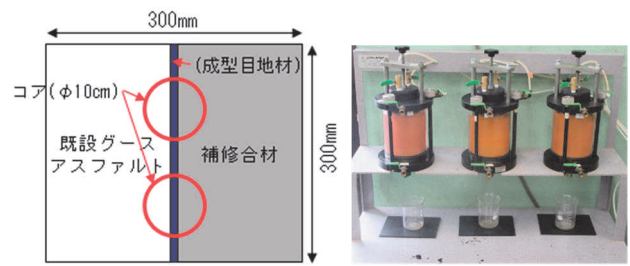


写真-3 WT試験機及び試験状況

Photo 3 Wheel tracking test

6.2 低温WT試験

冬場の環境下で、成型目地材の近傍に輪荷重による負荷が生じた場合の、止水性能の低下の有無を確認するため、低温WT試験を実施し、走行試験中にタイヤの沈下量を確認するため、変位測定を実施した。

変位測定結果は図-6のとおりで、高弾性成型目地材(I型)(以下「高弾性I型」という。)は、低弾性成型目地材(II型)(以下「低弾性II型」という。)と比較し、沈下量(目地材の変位量)が大きい傾向(伸びがある)となり、高弾性I型は低温時における輪荷重の負荷により生じる目地部の変位に対して、高い追従性を示した。また、各試験体の試験後の状態を目視で確認した結果、全試験体の形成目地材に剥離、ひび割れは確認されなかった。

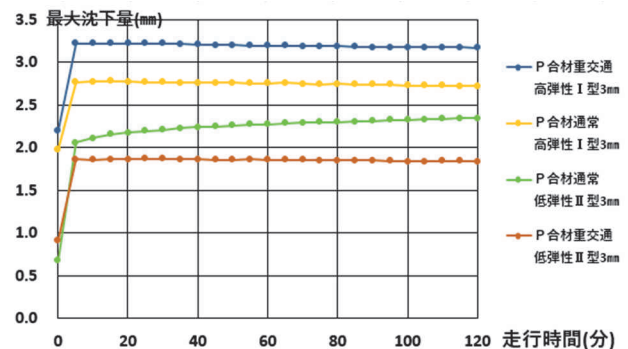


図-6 変位測定結果

Fig. 6 Displacement measurement result

6.3 加圧透水試験

夏場を想定して、輪荷重の負荷(WT試験)を生じさせた場合においては、無負荷の場合の図-4と比較して、同等以上の止水性能を有しており、これは高温下における繰り返し輪荷重によって、混合物もしくは目地材に塑性変形が生じ、馴染みが生じたものである。その結果を図-7に示すが、タックコートのみでは付着が弱く、脱型時に破壊し試験値が得られなかった。

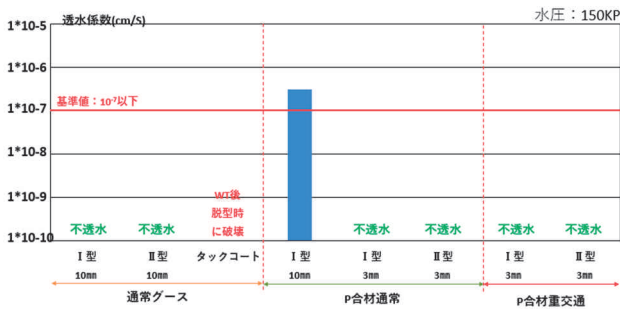


図-7 加圧透水試験結果(WT試験後)

Fig. 7 Result of pressure and permeability test (After Wheel tracking testing)

冬場を想定して、輪荷重の負荷(低温WT試験)を生じさせた場合においては、夏場を想定した図-7と比較して、P合材重交通と低弾性II型の組み合わせで止水性能が低下する傾向が見られた。この結果より、低温下においては高弾性型と比較して、低弾性II型は変形追従性が劣るため、熱溶着部の付着不足が懸念される。その結果を図-8に示す。

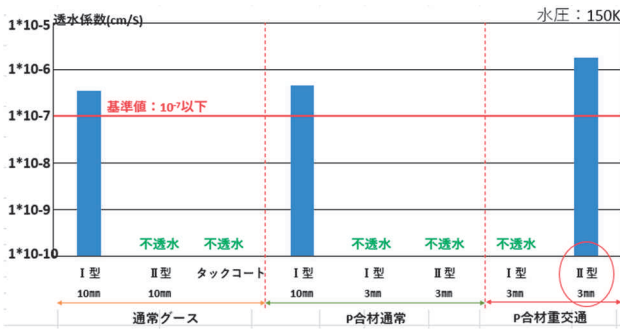


図-8 加圧透水試験結果(低温WT試験後)

Fig. 8 Result of pressure and permeability test (After low-temperature wheel tracking testing)

7. 室内試験結果まとめ

(1)高弾性I型と低弾性II型の止水性能の違い

加圧透水試験結果により、無負荷、WT試験後(夏場想定)においては、成型目地材の種類による差は確認されなかったが、低温WT試験後(冬場想定)においては、低弾性II型は熱溶着部の付着不足が懸念される。

(2)成型目地材の厚さの違いが止水性能に及ぼす影響

厚みがあるほど既設GAsと目地材の熱溶着が弱くなり、止水性能が低下する傾向が見られた。特にP合材両タイプでは、厚さが10mmよりも3mmの方が優位であった。

(3)混合物による耐流動性の違い

P合材重交通が最も動的安定度が高く、耐流動性に優れていた。

(4)既存仕様における冬場施工による止水性能

現在の局部補修方法であるGAs+高弾性I型($t=10\text{mm}$)については、止水性能が確保されておらず、P合材通常+高弾性I型($t=10\text{mm}$)は、目地材の厚みの影響で既設GAs側に熱が伝わりにくくなり、止水性能が十分確保されない結果となった。

8. 屋外輪荷重試験

実現場を想定して屋外輪荷重試験を実施し、各種計測を行った。試験体は図-1の舗装構成で、模擬鋼床版を用いて、以下の製作手順により舗設を行った。

- (1)模擬鋼床版表面を、ショットブラストにて素地調整
- (2)ホイールローダーのショベルを用いてGAsを舗設
- (3)局部補修を再現するため、GAsを1000mm×1000mmで部分撤去し、成型目地材を貼付け後に補修合材を舗設
- (4)通常の舗設機械構成(アスファルトフィニッシャー+ロードローラー)で表層を舗設

8.1 輪荷重試験

屋外輪荷重試験では、たわみ量、わだち掘れ量、ひび割れ発生状況、鋼床版との付着状況について確認するため、電動ウインチ駆動方式の輪荷重疲労試験機(写真-4)を使用し試験を実施した。また、载荷条件は表-4とした。

試験期間は、大鳴門橋の大型車交通量(3,200台/日・一方向)の5年相当を考慮して、122日間24時間運転とした。また、加圧透水試験の試験体(コア)構成を表-5に示す。

試験機は試験体の中央を走行し、全ての試験体の上を通過する位置とした(図-9, 10)。



写真-4 輪荷重疲労試験機

Photo 4 Machine of wheel load fatigue test

表-4 载荷条件

Table 4 Loading conditions

最大荷重	294kN(147kN×2軸)
载荷速度	毎分3.3往復
载荷位置	試験体中央
試験期間	122日

表-5 試験体構成

Table 5 Test sample composition

試験条件	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
補修合材	通常 ケース	通常 ケース	P合材 通常	P合材 通常	P合材 通常	P合材 重交通	P合材 重交通	P合材 通常
目地材	高弾性 I型 10mm	低弾性 II型 10mm	高弾性 I型 10mm	高弾性 I型 3mm	低弾性 II型 3mm	高弾性 I型 3mm	低弾性 II型 3mm	高弾性 I・II型 3mm
試験体数	4本	4本	4本	4本	4本	4本	4本	4本

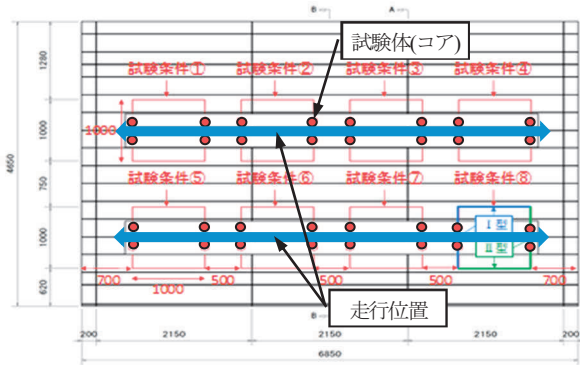


図-9 試験体・走行位置

Fig. 9 Test specimen · Travel position

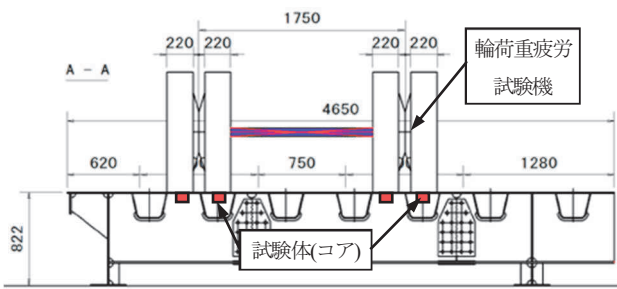


図-10 载荷位置

Fig. 10 Loading position

8.2 たわみ測定

鋼床版試験体のデッキプレート下面に変位計を設置し、タイヤが目地部直上に乗った際の変位量を静的に測定した(写真-5)。

測定頻度は、試験開始時、中間経過時及び試験終了時の3回とした。



写真-5 たわみ測定状況

Photo 5 Deflection measurement status

測定結果は、試験開始時及び中間計測時のたわみ量は1~2mm程度、終了時は4~5mm程度の変位量が生じた(図-11)。終了時に最もたわみ量が少ない試験体は、試験条件6のP合材重交通+高弾性型($t=3\text{mm}$)であった。

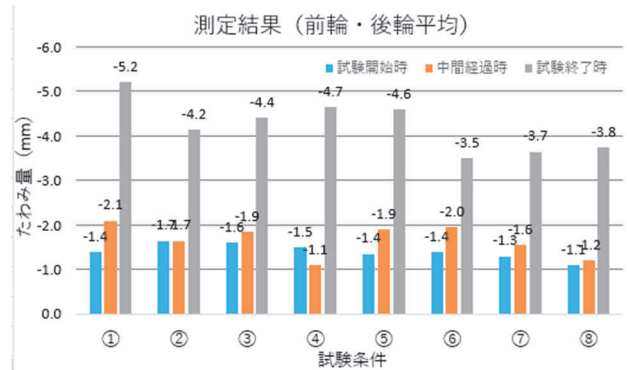


図-11 たわみ測定結果

Fig. 11 Deflection measurement results

8.3 わだち掘れ計測

レーザー変位計(写真-6)を用いて、走行部のわだち掘れ量を計測した。また目地部直上の縦断方向の段差(補修材料と既設GAsの段差)も確認した。

計測頻度は、中間経過時、試験終了時の2回とした。



写真-6 レーザー変位計

Photo 6 Laser displacement meter

計測結果は、中間経過時より試験終了時のほうが、わだち掘れ、目地部の段差は増加するが、補修合材の違いによる差が生じていた。

補修合材別で比較すると、わだち掘れ量は大きい順に、試験条件3, 4, 5, 8のP合材通常(17.8~39.0mm), 試験条件6, 7のP合材重交通(12.0~13.9mm), 試験条件1, 2の通常ケース(5.7~9.0mm)となり、目地部の段差は大きい順に、P合材通常(4.2~8.4mm), P合材重交通(3.9~4.4mm), 通常ケース(3.2~5.0mm)となり(図-12, 13), わだち掘れ量、目地部の段差の観点から、適用が優位な補修合材は、通常ケース, P合材重交通, P合材通常順となる。

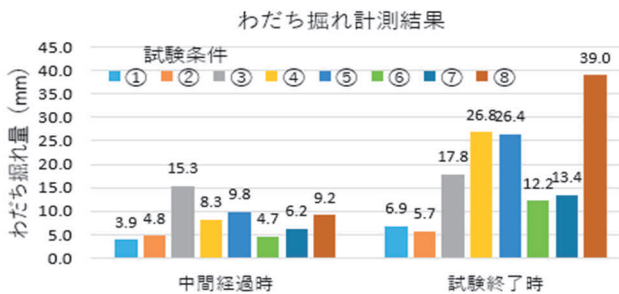


図-12 わだち掘れ測定結果
Fig. 12 Rutting measurement results

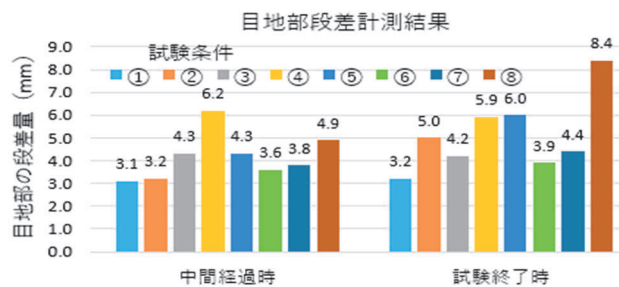


図-13 目地部の段差測定結果
Fig. 13 Joint step measurement results

8.4 ひび割れ調査

中間経過時及び試験終了時において、舗装表面のひび割れを目視にて調査した。

調査結果は、中間経過時においては、P合材通常及び通常グースに線状ひび割れが発生していたが、P合材重交通にひび割れは発生していなかった。

試験終了時においては、P合材通常は面状ひび割れが発生し、通常グースは一部で線状ひび割れが発生しているが、P合材重交通は若干のひび割れしか発生していない。現地のスケッチ図を図-14に示す。

この結果により、ひび割れ発生状況の観点から、適用が優位な補修合材は、P合材重交通、通常グース、P合材通常の順となる。

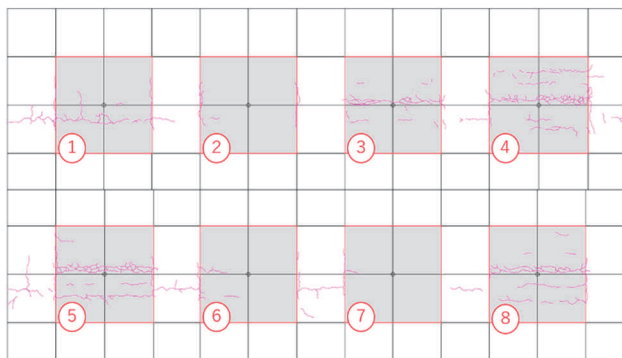


図-14 ひび割れ発生状況(試験終了時)
Fig. 14 Cracking situation (after testing)

8.5 引張接着試験

建研式引張試験機を用いて、試験終了時に舗装と鋼床版の付着力を確認した(写真-7)。

試験体は通常グース、P合材通常、P合材重交通各3本とした。



写真-7 引張接着試験状況
Photo 7 Tensile adhesion test status

試験結果は、全ての試験体において「表層・基層の界面破壊」が生じ、鋼床版との引張接着強度は得られなかった。各試験体の代表的な写真を、写真-8に示す。

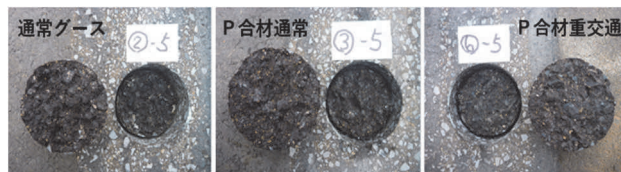


写真-8 破壊状況
Photo 8 Delamination situation

9. 室内試験(その3)

屋外輪荷重試験後の止水性能を評価するため、加圧透水試験を実施した。

試験結果は、屋外輪荷重試験後の止水性能では、P合材通常+低弾性II型の組み合わせで、全てのコアが不透水であったが、その他の仕様については、試験体によって不透水であるもの、不透水でないものが混在した。その結果を図-15に示す。

表-7 補修合材の物性

Table 7 Physical properties of repair material

施工温度範囲(°C)	施工最低温度(°C)	リュエル流動性(秒)	貫入量(mm)	動的安定度(回/mm)	曲げ強度(N/mm ²)	曲げ破断歪み(×10 ⁻³)
160~190	160	39.0	1.94	730	6.9	124.03

表-8 成型目地材の物性

Table 8 Physical properties of molded joint material

項目	物性値	規格値
針入度:25°C、円すい針(mm)	3.1	9mm以下
軟化点(°C)	105	—
流れ:60°C、75°、5h(mm)	0	3mm以下
引張量:-10°C(mm)	12	10mm以上

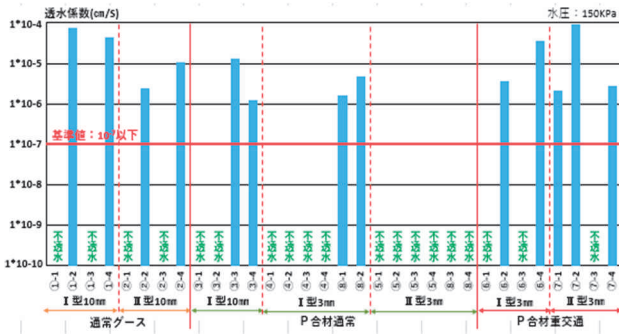


図-15 加圧透水試験結果(屋外輪荷重試験後)

Fig. 15 Result of pressure and permeability test (After outside wheel load testing)

10. 局部補修方法の推奨

10.1 材料選定

各種室内試験、屋外試験を実施した結果、止水性能、施工性、耐久性の観点から総合的に判断し、GAsの局部補修に最も適している材料を選定した。

- (1) 補修合材は、施工の容易性と施工コストを抑える観点から、小規模施工にも対応できるプレパック合材とした。
- (2) 長期的な耐久性を確保することを目的とし、GAs混合物より耐流動性が高いP合材重交通とした。(屋外輪荷重試験後に、舗装表面のひび割れが最も少なかった補修合材)
- (3) 既設GAs舗装との境界部の止水対策として用いる目地材は、施工性が良い成型目地材とした。
- (4) 冬期の低温環境下における施工において、目地材と既設GAsとの境界部については、補修合材の熱が伝わりにくく、境界面の熱溶着不足が懸念されるため、目地材の厚さはt=3mmとした。
- (5) 目地材の種類については、各試験結果から、低弾性II型と比較し、高弾性型の方が優位な結果となった。低温WT試験では、輪荷重の負荷に対しては、伸縮性が高い目地材のほうが、止水性能に寄与する傾向があるため、高弾性型とした。

10.2 採用材料

上記理由から、局部補修に使用する材料は表-6のとおり決定したが、手引書では、同等の規格が満足できる材料を採用することは可能であるとしている。その材料物性を表-7、表-8に示す。

表-6 採用材料

Table 6 Applied materials

補修合材	高耐久現場加熱型弾性舗装材(重交通タイプ)
成型目地材	感圧タイプアスファルト成型目地材(高弾性t=3mm)

11. おわりに

鋼床版上の局所的なGAsの変状の補修方法については、従前は舗装会社等へのヒアリングや補修実績などから、個々に補修仕様を判断して適用していたが、今回の調査により、止水性、耐久性、施工性の高い補修仕様を決定することができた。

この調査では、今回選定し推奨した補修材料を使用し、その局所補修手順や留意事項等にも触れており、実物大スケールでの施工実験で得られた結果を取りまとめ、現場施工の際に使用するための「グースアスファルト舗装の局所補修手引書」としてとりまとめたところである。

今後、局所的な損傷箇所を補修する際の参考となれば幸いである。

瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋及び岩黒島橋）の 耐震補強工事

Seismic retrofit work for Seto-Ohashi cable-stayed bridges (Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges)

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

平山 靖之 Yasuyuki Hirayama

坂出管理センター
橋梁維持第一課

概要

令和元年度に工事が完了した瀬戸大橋斜張橋である櫃石島橋及び岩黒島橋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、いずれも横トラス下弦材の座屈耐荷力の向上を目的とした幅厚比パラメータの改善のため、T字形断面の補強部材をスレッドローリングねじを用いて接合した。また、スレッドローリングねじのT字形断面の補強部材接合への適用にあたり、密閉性の確保、座屈耐荷力の向上等について検証した。

This paper reports the seismic retrofit work of the cable-stayed bridges of the Seto-Ohashi Bridges, the Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges, which were completed in 2020.

Based on the result of the seismic verification and the retrofit design, T-shape ribs were installed on the truss chords with one-side bolts called "Thread Rolling Screw" (TRS) in order to improve the buckling strength of the members. There were concerns about the lack of air and water tightness, and the load-carrying capacity of the joints tightened with TRS. In order to confirm these concerns, the air and water tightness test, the compression test were carried out. As a result, it was found that the TRS joint sufficiently possessed the air and water tightness and various structural performances required.

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、斜張橋である櫃石島橋及び岩黒島橋については、令和元年8月に現地施工を開始し、令和2年1月に完了した。

耐震性能照査の結果、レベル2地震に対して、櫃石島橋及び岩黒島橋の一部の横トラス下弦材で局部座屈、岩黒島橋の橋脚でせん断破壊が生じる結果となった¹⁾。横トラス下弦材の補強については、T字形断面の補強部材（以下「T字形材」という。）の接合による幅厚比パラメータの改善を行った。

これまで、補強部材の設置による補強効果に関しては、鋼製橋脚や鋼板パネルを対象とした実験的及び解析的検討により、その効果が認められ、補強部材をボルト接合する場合と縦補剛材を溶接接合する場合の補強効果は同等であることが確認されている²⁻⁵⁾。

一方、鋼箱断面部材の補強において、部材内外の両面から施工が必要な高力ボルトを用いる接合方法では、施工時に箱断面部材を開口する必要があるため、孔明け後からボルト締付けまで期間を要するため、施工時に飛来塩分

を含んだ空気や雨水が部材内部へ浸入する可能性がある。また、施工後にも、ボルト径に比べ部材孔径の方が大きいことから、ボルト腐食等によりボルト孔から部材内部への水の浸入の可能性がある。とりわけ、本工事の補強対象の部材は、両端にダイアフラムが設置された密閉断面で、内面が無塗装であることから、ボルト削孔による部材内部の防食性能の低下が懸念される。

そこで、本工事では、外側から施工が可能で、部材孔径とボルト径が同程度で密閉性が期待できるタッピングボルトの一種であるスレッドローリングねじ（Thread Rolling Screw, 以下「TRS」という。）⁶⁾により接合した。

本文では、TRSのT字形材接合への適用性検証及びTRSによるT字形材接合の施工について報告する。

2. 耐震補強工事概要

2.1 橋梁概要

櫃石島橋及び岩黒島橋の橋梁概要を表-1に、全景を写真-1に示す。いずれの橋梁も、瀬戸中央自動車道の児島ICと与島PAの間に位置し、ともに橋長790m、中央支間長420mの双子の3径間連続鋼トラス斜張橋である。

表-1 橋梁概要

Table 1 Outline of bridges

橋梁名	橋長 (m)	支間割 (m)	橋梁形式	主塔高 (m)	主構 (m)
櫃石島橋	790	185 + 420 +185	3径間連続鋼トラス斜張橋	HB2P : 139.26, HB3P : 143.46	主構幅 : 27.5, 主構高 : 13.9
岩黒島橋	790	185 + 420 +185	3径間連続鋼トラス斜張橋	IB2P : 148.10, IB3P : 152.30	主構幅 : 27.5, 主構高 : 13.9



写真-1 櫃石島橋及び岩黒島橋

Photo 1 Side view of Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges

2.2 補強概要

横トラス下弦材の部材補強は、櫃石島橋で4格点、岩黒島橋で5格点を行った。補強一般図を図-1, 2に、補強詳細図を図-3, 4に示す。補強対象部位は、耐震性能照査における動的地震応答解析に基づき、最大圧縮応力度が両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度を超過する横トラス下弦材ウェブとなった。超過率が最大の箇所は、許容応力度 56.3 N/mm^2 にレベル2地震時の割増係数 1.7 を乗じた 95.7 N/mm^2 に対して、最大圧縮応力度 114.2 N/mm^2 の部材であり、超過率は 1.19 であった。

横トラス下弦材は、上下フランジとウェブパネルで構成された箱形の密閉断面構造である。本工事では、16 mm厚の既設部材のウェブ面に対し、16 mm厚の縦リブ PLと12 mm厚のベースPLで構成されたT字形材をφ16径のTRS (図-5) で固定した。T字形材の鋼種は既設部材と同様にSM490YAとした。

TRSの本数は、高力ボルト摩擦接合 (S10T・M22・接触面が無塗装) の許容力48.0kNと、TRSのせん断耐力⁷⁾にH24道示⁸⁾に規定されるSM570材で引張強さに対して見込まれている安全率2.2を確保した許容力31.8kNが同等となるように設計し、高力ボルト摩擦接合で必要な本数の1.5倍とした。

2.3 TRS 接合部の構造

TRSは所定のトルクを導入して締付けることにより、被締結材の孔壁面を塑性変形させて雌ねじを成形するという特長を持つ。本工事で用いたTRSの寸法は、ねじ径φ16、首下長33 mmである (図-5)。TRSφ16を締込む孔は、T字形材、既設部材とも同径のφ15.5径となるように当て揉み削孔した。これは、接合部の密閉性の確保に加え、TRSを常時支圧状態にすることで、期待する耐荷力特性を確実に確保するためである。また、既設部材を非貫通孔にし、密閉性を確実に確保することも考えられたが、施工時の品質管理の観点から非貫通孔とせず、密閉性を検証し貫通孔とした。

3. TRS 適用性検証

T字形材接合へのTRSの適用性検証は事例がない。そこで、耐久性として密閉性試験、実橋応力計測、疲労試験及びFEM解析、耐荷性としてせん断耐力試験、座屈耐荷力試験、施工性として実物大施工試験を行った。疲労については、24時間連続の現地応力計測より、補強対象部材に生じる最大応力範囲は約 30 N/mm^2 でG等級の一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界⁹⁾を下回り、補強対象部のウェブ中央部では最大 7.6 N/mm^2 と低かった。また、疲労試験よりTRS接合された継手 (以下「TRS継手」という。) の疲労強度は、TRS列数が1列でC等級¹⁰⁾、4, 8列でD等級、16列でF等級の疲労設計曲線を上回った。本工事の最大列数 (36列) の疲労強度はFEM解析で検討し、本工事における適用箇所では疲労耐久性を満足することを確認した。以上を踏まえ、本文では、T字形材接合へのTRSの適用性検証のうち、密閉性、座屈耐荷力に関する検証内容を3. で、施工試験結果を4. で報告する。

3.1 密閉性試験

密閉性の確認は、TRS継手が供用下で置かれる状況を考慮し、TRSの軸と被締結材との隙間 (以下「TRS軸部」という。) からの空気及び水分の浸入の有無に着目し、気密性試験及び水密性試験を行った。

試験体の板厚は、実部材と同じ16 mm厚の母板に12 mm厚の当て板とした。また、施工時の削孔誤差を考慮し、孔径はφ15.5±0.2の3種類とし、貫通孔とした。TRSは最大締付けトルク $260 \text{ N} \cdot \text{m}$ のインパクトドライバーを用いて締付けた。当て板の周囲をシールし、試験板接触面からの空気の漏洩が生じないようにした。

(1) 気密性試験

気密性試験は、「JIS Z 2329: 2002 発泡漏れ試験方法」に準拠した試験を行い、気圧差により生じるTRS軸部からの空気の漏洩の有無を確認した¹¹⁾。

試験体形状を図-6に、試験状況を写真-2に示す。試験では、空気の微量漏洩に対して直ちにきめ細かく発

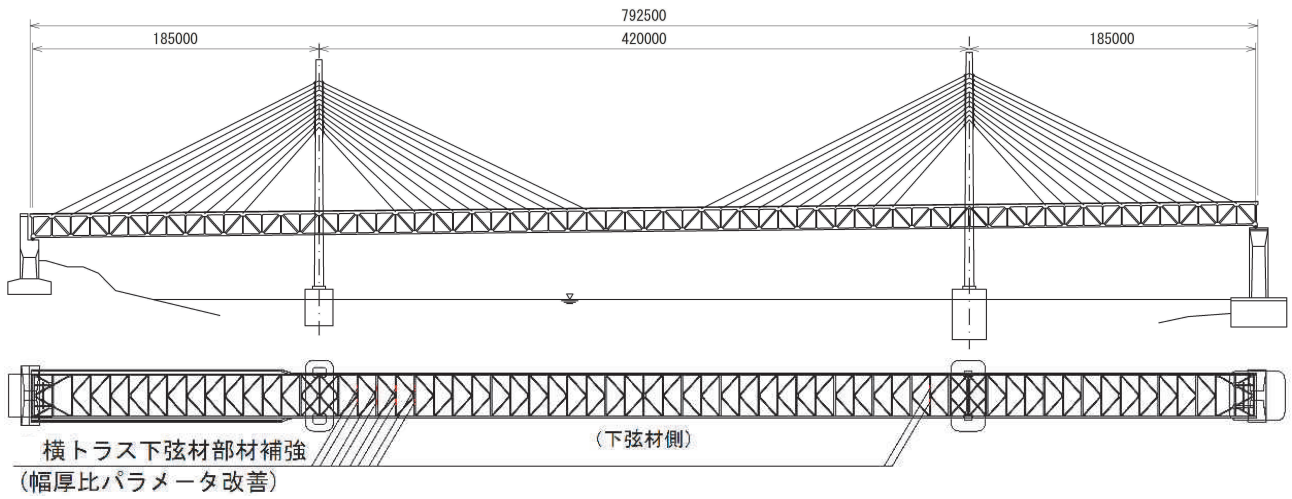


図-1 補強一般図 (岩黒島橋)

Fig. 1 Retrofitted members of Iwakurojima Bridge (plane and side views)

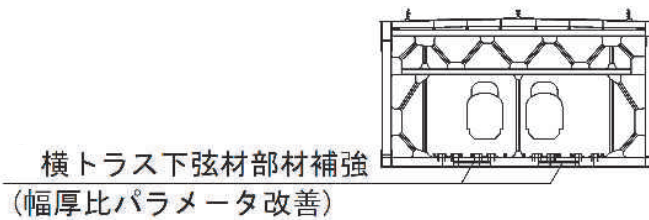


図-2 補強一般図 (岩黒島橋)

Fig. 2 Retrofitted members of Iwakurojima Bridge (cross-section view)

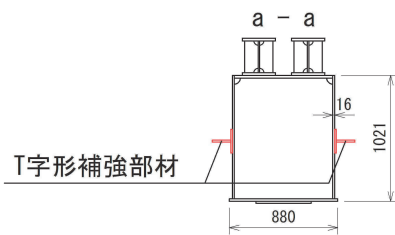


図-3 補強断面図 (横トラス下弦材)

Fig. 3 Retrofitted lower chord member (cross-section view)

補強部材断面寸法
縦リブPL : 16 × 150
ベースPL : 12 × 190

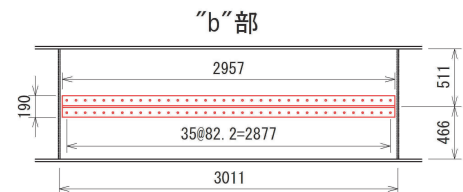


図-4 補強側面図 (横トラス下弦材)

Fig. 4 Retrofitted lower chord member (side view)

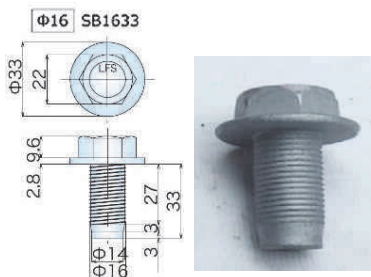


図-5 TRS φ16

Fig. 5 Thread Rolling Screw(φ16)

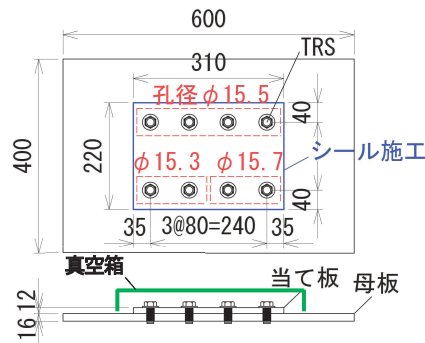


図-6 気密性試験体

Fig. 6 Specimen for air tightness test

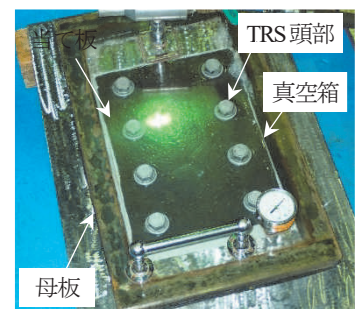


写真-2 気密性試験状況

Photo 2 Air tightness test

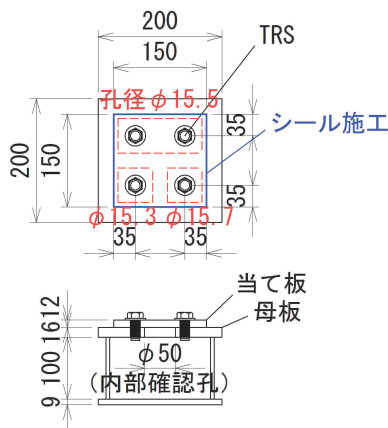
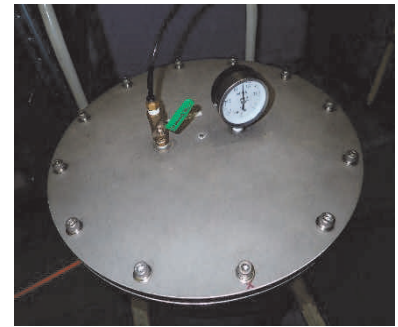


図-7 水密性試験体

Fig.7 Specimen for water tightness test



(a) IPX6 試験



(b) IPX8 試験

写真-3 水密性試験状況

Photo 3 Water tightness test

泡する検知液を、TRIS 頭部及び TRIS 先端部に吹きかけ、透明な真空箱で当て板を覆い、真空箱内を 10 秒間減圧し、真空箱外の大気圧より 150~300 hPa 減圧した状態にした。試験の結果、検知液の発泡は確認されず、TRIS 軸部からの空気の漏洩が無いことを確認した。

(2)水密性試験

水密性試験は、「JIS C 0920: 2003 電気機械器具の外郭による保護等級 (IP コード)」に準拠した試験を行い、TRIS 軸部からの水の漏洩の有無を確認した¹¹⁾。試験の等級は、強い雨水にさらされる状況を考慮した IPX6 試験と、継手部の滞水状況を想定し、継続的に水没する状況を考慮した IPX8 試験とした。

試験体形状を図-7 に、試験状況を写真-3 に示す。

IPX6 試験では、試験体全体に均一に放水するため、試験体をターンテーブル上に設置し回転させ、2.5~3.0 m 離れた位置から 100 L/min の水を試験体に 3 分間放水した。IPX8 試験では、水を張った水圧試験機に試験体を浸せさせ、試験機の最大能力である 0.5 MPa (水深 50m 相当の圧力) を 30 分間与えた。試験体内部には、水が付着すると変色する検知シールを予め貼り付けておき、試験後、TRIS 及び当て板を取り外し、母板の内部確認孔から検知シールの変色の有無を確認した。試験の結果、検知シールの変色は確認されず、TRIS 軸部からの水の漏洩が無いことを確認した。

3.2 耐荷力試験

箱断面部材の板パネルに、TRIS により T 字形材を接合した試験体の座屈耐荷力等の耐荷力特性の確認と、同様の箱断面部材に無補剛、縦補剛材を溶接接合、及び T 字形材を HTB 接合した試験体との耐荷力特性の比較を目的として、圧縮力載荷試験を行った¹²⁾。

(1)試験条件

試験は、補強対象部材のダイアフラム間のうち、補強設計時の TRIS 列数が最大の 36 列の箇所を対象とした (図-1~4)。ただし、実寸法で再現すると試験荷重が大きく試験が困難なため、実部材の 1/2 スケールとした。

板パネル厚を 8mm、T 字形材フランジ厚を 6mm (共に SM490YB 材) とし、TRIS 等の径、縁端距離及び中心間隔等も 1/2 とした。ただし、TRIS は $\phi 8$ と $\phi 16$ のねじ山形状及びピッチが同じであり、ねじ山の掛かり数は少なく、ねじ山高さは高くなり、1/2 スケールとならない。ここで、TRIS 接合は支圧接合となり、耐荷力試験においては主に TRIS のせん断力で抵抗すると想定されることから、TRIS $\phi 8$ で試験を行うこととした。

(2)試験体

試験体は、表-2 に示す無補剛 S_{UN} 並びに溶接接合 S_{WE} 、HTB 接合 S_{HTB} 及び TRIS 接合 S_{TRIS} の 4 体とした。 S_{TRIS} の試験体を図-8 に示す。試験体は、 S_{UN} を両縁支持板、 S_{WE} を補剛板として設計した。 S_{HTB} 及び S_{TRIS} は実橋ウェブと同形状の鋼板 4 枚で構成された箱形断面柱に T 字形材を HTB 及び TRIS で接合した試験体を補剛板と仮定し、H24 道示⁹⁾に基づき、座屈パラメータ及び縦補剛材の必要剛比と同等となるように設計した。なお、本設計は、道示に規定される溶接接合補剛板と仮定しており、T 字形材の形状や剛性、T 字形材位置の影響は考慮していない。さらに、T 字形材位置は実部材に合わせて板幅中央から偏心させているが、偏心量 (試験体で 11mm、実施工で 22mm) がわずかなため、板幅中央位置と仮定した。また、T 字形材の端部位置は、実橋の設計に合わせて、試験体ダイアフラムの 10mm 手前までとした。

T 字形材との接触面は、 S_{HTB} は摩擦接合であるため実橋での接触面に合わせ摩擦係数 0.4 を確保できるよう処理し、 S_{TRIS} は摩擦接合でないため無塗装とした。

ここで、 S_{TRIS} は既設部材の初期不整の影響で T 字形材

表-2 耐荷力試験ケース

Table 2 Case of compression test

ケース	試験体	補強部材	接合方法	孔径
S_{UN}	無補剛	—	—	—
S_{WE}	溶接接合	縦リブ	隅肉溶接	—
S_{HTB}	HTB 接合	T 字形	HTB・M12	$\phi 14$
S_{TRIS}	TRIS 接合	T 字形	TRIS・ $\phi 8$	$\phi 7.5$

との間に肌隙が生じる可能性があることから、溶接ひずみの矯正をせず、肌隙を有する試験体で試験を行うこととした。TRSの締付けは、試験体中央部から端部に向かう順にナットランナーを用いて50N・mのトルクで行い、板パネルとT字形材との間に試験体中央付近で最大3.6mmの肌隙を有する試験体となった。

(3) 荷重試験

試験状況を写真-4に示す。最大荷重10MN大型構造物試験機を用い、変位制御による静的荷重とし、荷重速度は試験機の最低速度0.01mm/sとした。最大荷重後、最大荷重の80%になるまで圧縮変位を漸増荷重し、除荷した。なお、初期軸力は導入有無の影響が小さいと判断されることから考慮しないこととした⁴⁾。各試験体の上部には軸方向変位を計測する変位計を設置し、板パネル（北東面の1/4点、3/4点、南東面の1/2点）に面外方向変位計を設置した。また、TRS頭（T字形材端部、1/2点）、TRS間（T字形材端部、1/4点、1/2点、3/4点）、リブ（1/2点）、板パネル（1/2点）にひずみゲージを設置し、ひずみを計測した（写真-4、5）。

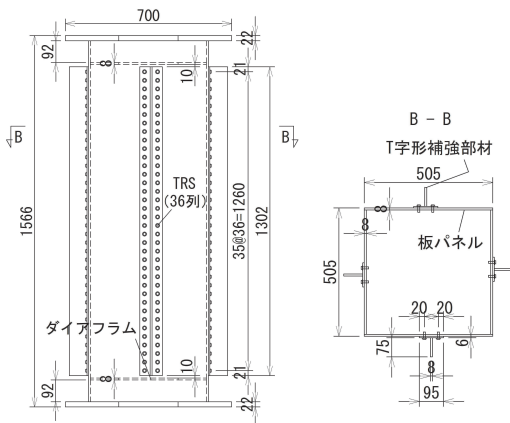


図-8 耐荷力試験体 (TRS 接合)
Fig. 8 Specimen for compression test

(4) 試験結果

S_{UN} は試験体中央部の変形が大きく、それ以外はT字形材端部周辺で局所的な変形が生じた。最大荷重点から最大荷重の80%に至るまでの間で S_{HTB} 及び S_{TRS} を比較すると、 S_{HTB} は板パネルの面外変形に追従してT字形材も大きく変形したが、 S_{TRS} は板パネルの面外変形に追従せず、終局時にはT字形材端部において最大2本のTRSが破断した箇所があった（写真-5、6）。TRSの破断面から試験体の圧縮によるせん断力と座屈に伴う面外変形による引き抜き力が複合的に作用して破断したものと推定できる。なお、板パネル及びT字形材ともに雌ねじが切られているため、TRSの抜け落ちはなかった。

各試験体の荷重-変位曲線を図-9に示す。図中の破線b)~d)は各試験体の局部座屈荷重理論値であるが、各試験体とも最大荷重は理論値を上回っている。また、 S_{HTB} 及び S_{TRS} を比較すると、最大荷重及び最大荷重時の軸方向変位量は同程度であったが、除荷完了後の軸方向残留変位は S_{TRS} の方が2.8mm小さいことがわかった。

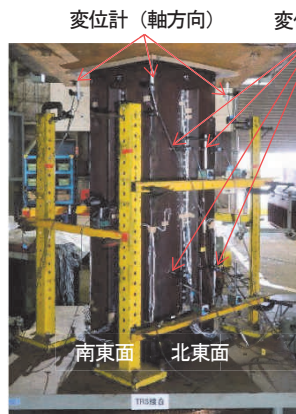


写真-4 耐荷力試験状況
Photo 4 Compression test



写真-5 TRS 接合試験体
Photo 5 Specimen connecting with TRS



(a) HTB 接合



(b) TRS 接合

写真-6 T字形材端部の変形性状
Photo 6 Deformation of edge of T-shape rib

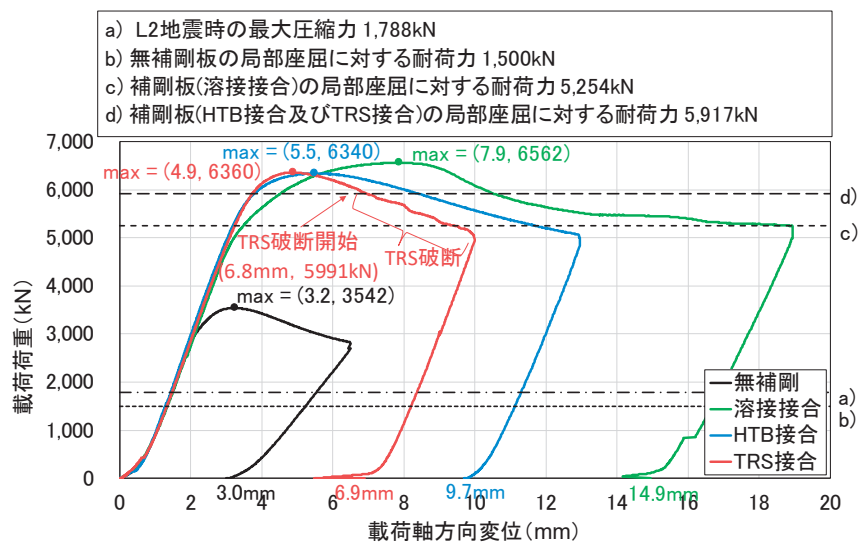


図-9 荷重変位関係
Fig. 9 Load-deformation diagram

3.3 まとめ

適用性検証により、TRS軸部の密閉性及びTRSによるT字形材接合方法の妥当性を確認した。TRS接合試験体の座屈耐荷力が、既往の知見⁴⁾で補剛効果が確認されているHTB接合試験体と同程度の座屈耐荷力を有することから、TRSによるT字形材接合の補剛効果を確認できた。ただし、本試験条件のもとでの妥当性の確認にすぎないため、適用する部材厚やTRS径などが異なる場合は個別に検証を行うなど、適用には注意が必要である。

4. 横トラス下弦材の部材補強

4.1 概要

適用性検証の結果より、T字形材の接合にTRSを用いることとし、施工試験等を踏まえた設計及び施工計画を行い、表-3に示す部材補強を実施した。

4.2 施工試験

実施工においては、適用性検証で確認した性能を確保するために、適用性検証と同等の施工品質を確保する必要がある。本工事にあたっては、特にTRSの直角度確保及びT字形材と既設部材の間に肌隙を生じさせないように施工する必要がある。そこで、TRS列数が最大の36本

表-3 施工数量
Table 3 Construction quantity

	櫃石島橋	岩黒島橋	備考
補強部材設置	2.7t	2.9t	鋼板重量
現場孔明け(φ15.5)	4格点(52部材)	5格点(40部材)	(): T字形補強部材数
現場孔明け(φ11.5)	1796ヶ所	1940ヶ所	
本締め(TRS φ16)	300ヶ所	240ヶ所	仮固定用
本締め(TCB M22)	1796本	1940本	
本締め(TCB M22)	48本	-	
素地調整(4種クレン)	13.7㎡	14.9㎡	



写真-7 施工試験状況

Photo 7 Construction test

表-4 構造細目
Table 4 Structural detail

項目	値	根拠
縁端距離	40mm	ガイドパイプ設置に必要な最小距離
最小中心間隔	65mm	M20の最小中心間隔 ⁸⁾
最大中心間隔	110mm	M16の最大中心間隔 ¹³⁾

となる既設部材の実物大試験体により、足場等の施工環境を現地と同条件とする施工試験を行った(写真-7)。

施工試験を踏まえ、T字形材のフランジ直角度の製作管理値、TRS締付け方法を決定した。

4.3 構造細目

TRSの締付け本数は、2.2に示すとおり、高力ボルト摩擦接合とした場合の1.5倍とした。その他の構造細目を表-4に示す。縁端距離はTRS締付けに用いるガイドパイプの設置が可能な最小距離である40mmとした。また、最小中心間隔は、TRSの締付けに失敗した場合に、ワンサイドボルトM20で締付けることを想定し、M20の最小中心間隔とした。

4.4 T字形材製作

既設部材の実測結果及び施工試験における施工方法の確認結果を踏まえ、TRS締付け後のT字形材と既設部材の間の肌隙を1mm以下に管理することとした。T字形材の製作は、フランジ直角度 $\delta^8)$ を許容誤差 $b/200=0.95$ (フランジ幅 $b=190$)とし、実際の製作では、約80%の出来形管理を行うこととし、0.8mmを管理値とした。なお、管理値を超えた場合は、冷間プレス加工及び熱間加工により歪矯正を行った(図-10)。

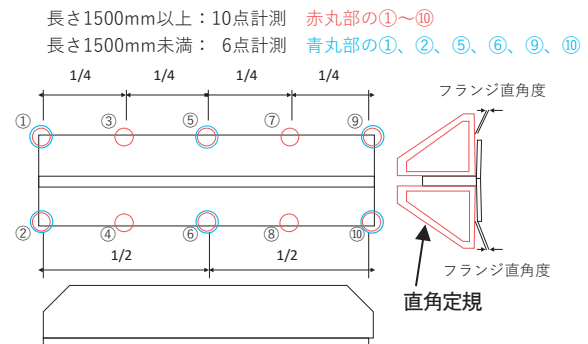


図-10 フランジ直角度の計測位置

Fig. 10 Squareness measure point at flange

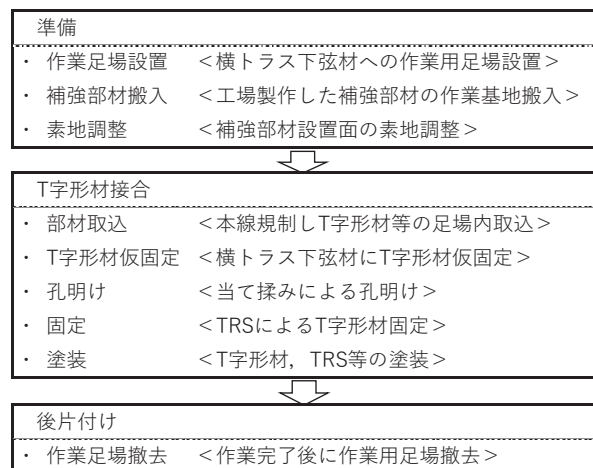


図-11 部材補強の施工フロー

Fig. 11 Construction flow of reinforcement

4.5 施工

(1) 施工フロー

部材補強工の施工フローを図-11に示す。T字形材設置は、引き寄せ治具及びTRS $\phi 12$ を用いた仮固定後、TRS $\phi 16$ による固定を行った。

(2) 部材取込

工場製作後、作業基地に搬入されたT字形材等を、本線を車線規制クレーンにて荷下ろしし、施工箇所隣接する管理用通路に仮置きした。

(3) 素地調整 T字形材と既設部材の密着に留意して、事前にT字形材のフランジ幅から+50mmの範囲を4種ケレンし、T字形材との接触面の埃、劣化塗膜を除去した。

(4) T字形材設置

T字形材は1部材ごとに設置した。T字形材設置位置の基準線を罫書きし、図面を基に原寸出力したT字形材のフィルム型を用いてTRSの孔明け位置を罫書きした。

基準線に従いT字形材をチェーンブロック、引き寄せ治具を用いて仮固定し、引き寄せ箇所と仮留め箇所に仮固定TRS $\phi 12$ の設置のため削孔 ($\phi 11.5$) を行った (図-12)。その後、直角度確保のため $\phi 12$ 用ガイドパイプを使用し、インパクトドライバー (80N・m) でTRS $\phi 12$ が着座するまで締付け、仮固定を行った。

(5) 孔明け及び締付け

孔明け及び締付けは、T字形材中央から外側へ上下1本ずつ行った (図-13)。T字形材端部から5箇所目を締

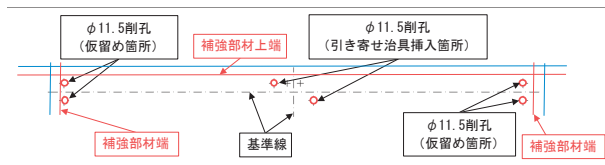


図-12 仮留め用孔明け位置
Fig. 12 Drilling point for temporary fastening

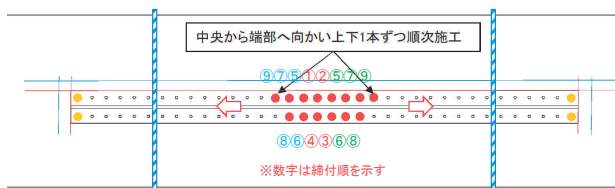


図-13 TRS $\phi 16$ 締付け順序
Fig. 13 Tightening sequence of TRS $\phi 16$

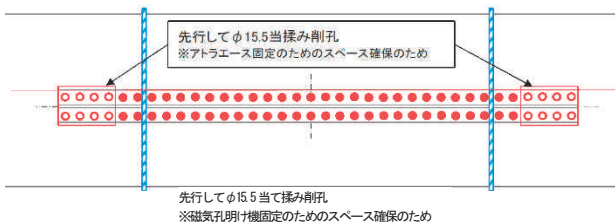


図-14 TRS $\phi 16$ 締付け順序 (部材端部)
Fig. 14 Tightening sequence of TRS $\phi 16$ at edge of member

付け後、磁気孔明け機の固定スペース確保のため、四隅の仮止めTRS $\phi 12$ を取り外し残り全ての箇所を $\phi 15.5$ で当て揉み削孔し、内側から1本ずつTRS $\phi 16$ の締付けを行った (図-14)。

孔明けは、孔明け時の切り屑等が既設部材内部に残らないよう重ね切り用の逆刃を装着した孔明け機で、T字形材の中央部を $\phi 15.5$ 径で当て揉み削孔した (写真-8)。孔明け後には孔壁面の切粉を除去した。

締付け箇所において、T字形材と既設部材の間の肌隙が1mm以上の場合、隣の箇所を $\phi 15.5$ で当て揉み削孔し、締付け前に引き寄せ治具で引き寄せた (写真-9)。

締付けは、一次締めとしてTRSの直角度確保のため $\phi 16$ 用ガイドパイプを使用し (写真-10)、インパクトドライバー (250N・m) で、TRSのフランジ部とT字形材との距離が15mmになるまでTRS $\phi 16$ の締付けを行った (写真-12, 図-15)。一次締め完了後、ガイドパイプを取り外し、ナットランナーでトルクを250N・mに設定し、TRSが着座し所定のトルクが導入されるまで二次締めを行った (写真-12)。なお、TRS頭部・T字形材の当て傷を防止するため、二次締めの1本目はT字形材リブで反力を取り、2本目以降は締付け完了した隣り合うTRSにソケットを設置し反力を取った (写真-12)。



写真-8 孔明け
Photo 8 Drilling



写真-9 引き寄せ治具
Photo 9 Jig for fixture

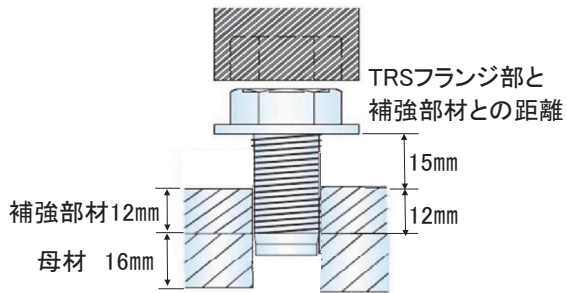


図-15 一次締め管理
Fig. 15 Primary tightening control



写真-10 φ16 ガイドパイプ
Photo 10 Guide pipe for TRS φ16



写真-11 TRS 一次締め付け
Photo 11 Primary tightening



写真-12 TRS 二次締め付け
Photo 12 Secondary tightening



写真-13 T字形材連結
Photo 13 Connecting T-shape ribs



写真-14 施工完了
Photo 14 Construct completion

(6)分割したT字形材の連結

長尺のT字形材が下横構と緩衝する箇所について、T字形材を分割した。この場合は、フランジ部分を高力ボルト摩擦接合で連結した(写真-13)。

(7)現場塗装及びシール

T字形材と既設部材の接触面の塗装仕様は、T字形材側は、厚膜型無機ジンクリッチペイント75 μ m+ミストコート+厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗60 μ m、既設部材側は既存塗膜を残す4種ケレンとした。これは、TRSにより支圧接合でT字形材を接合するため、これまでの高力ボルト摩擦接合による部材接合で行っていた摩擦接合面処理が不要となるためである(写真-14)。

TRSには、電気亜鉛めっき5 μ m、特殊化成被膜1 μ mの

上に、エポキシ系塗料を焼き付け仕上げした防せい塗装被膜5 μ mの防せい処理が施されており、防せい性能が高い。そこで、TRS頭部は、ミストコート+厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗300 μ m+エポキシ樹脂塗料中塗30 μ m+高耐久性ふっ素樹脂塗料上塗25 μ mを塗装した。なお、瀬戸大橋耐震補強の高力ボルト接合の外面に設置しているボルトキャップは、本施工では設置しないこととした。

(8)施工管理

日々の施工前に、所定のトルクに設定したナットランナーで試験体にTRSを締め付け、トルクレンチにてトルクを確認した後に本施工を行った。本施工後に、T字形材ごとに10%以上の抜き取りによるトルク確認を行い、全数が管理値内(250N \cdot m \pm 10%)にあることを確認した



写真-15 トルク計測
Photo 15 Torque measurement



写真-16 肌隙計測
Photo 16 Gap measurement

(写真-15) . また、T字形材と既設部材の密着性を確保するため、T字形材のTRS位置(上段、下段)で肌隙を全数測定し、肌隙が1mm以下であること、TRSがT字形材に対して着座していることを確認した(写真-16)。

5. おわりに

本工事は、初めての施工事例であるTRSを用いたT字形材接合による座屈耐力向上について、各種試験による適用性検証を行い、施工を実施したものであり、受注者等関係者の協力により、無事故で完了することができた。また、本工事で得た知見は、「既設橋における密閉性及び防食性を高めた部材接合方法」として特許出願している。

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。

謝辞

本工事にあたり、坂野昌弘関西大学教授には試験計画及び試験方法等について多くの助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 西谷雅弘, 田村正, 平山靖之: 瀬戸大橋斜張橋(櫃石島橋, 岩黒島橋)の耐震補強設計, 本四技報, Vol.42, No.130, pp.52-58, 2018.3
- 2) 北田俊行, 中井博, 加賀山泰一, 松村政秀: 既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.215-226, 1999.3
- 3) 松村政秀, 高田佳彦, 北田俊行: ボルト接合により縦補剛材を追加する鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.66, No.1(地震工学論文集第31巻), pp.216-223, 2010
- 4) 松村政秀, 幸田真也, 小野潔: ボルト接合した補剛材による鋼板パネルの座屈防止効果に関する圧縮力載荷実験, 鋼構造論文集, 第21巻第84号, pp.23-35, 2014.12
- 5) 松村政秀, 幸田真也, 小野潔, 山口隆司: ボルト接合されたL字形材による鋼板パネルの補強効果に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.749-762, 2017.3
- 6) 鈴木博之: スレッドローリングねじで接合された継手の強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.614-626, 2015.3
- 7) 7奥村淳弘, 坂野昌弘, 藤永政司, 藤井勝義: $\phi 16$ スレッドローリングスクリューのせん断強度, 土木学会関西支部年次学術講演会, I-23, 2015
- 8) 公益社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編, 丸善出版, 2012.3
- 9) 一般社団法人 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説 - 付・設計例 - 2012年改訂版, 技報堂出版, 2012.6
- 10) 金田崇男・香川耀平・遠藤和男: スレッドローリングねじ($\phi 16$)で接合された継手の疲労耐久性に関する検討, 土木学会第73回年次学術講演会講演概要集, CS3-009, 2018.8
- 11) 香川耀平・金田崇男・遠藤和男: スレッドローリングねじ($\phi 16$)で接合された貫通継手の気密性・水密性に関する検討, 土木学会第73回年次学術講演会講演概要集, CS3-008, 2018.8
- 12) 金田崇男・香川耀平・村上博基: スレッドローリングねじで接合した補剛材を有する補剛板の圧縮力耐力実験, 土木学会第73回年次学術講演会講演概要集, I-176, 2019.8
- 13) 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 丸善出版, 2009.7

長大橋主塔点検ロボットの開発

Development of inspection robot for main tower of long span bridges

東 秀樹 Hideki Higashi

神戸管理センター 機械課長代理

香川 晃 Akira Kagawa

神戸管理センター 機械課長

敷地 直城 Naoki Shikiji

保全部 設備課長代理

中村 将秀 Masahide Nakamura

保全部 設備課

(前) 神戸管理センター 機械課

概要

本州四国連絡橋の長大橋の主塔は高さ300m近くに達する鋼構造物であり、その主塔表面への接近手段には、その高さに応じた高所作業車、仮設足場、ゴンドラ、ロープアクセス等を用いることが考えられる。しかし、これらの接近手段は安全性、使用性、経済性等が課題となっており、特に点検作業においてはより安全で効率的な接近手法が求められる。

本稿では、磁石車輪により鋼製の塔壁に吸着し任意の位置に走行できる主塔点検ロボットの開発における装置の小型化、軽量化、使用性向上等の課題を述べるとともに、室内試験及び明石海峡大橋で実施した実橋試験とその結果等について報告する。

The main towers of long span bridges of Honshu-Shikoku Expressways are gigantic steel structures, and the height of the towers reaches nearly 300m at maximum. In order to get close to the main tower surface, we can use aerial platform, temporary scaffolding, gondola, rope access, etc. However, these access methods have problems in safety, usability, economy, etc. Therefore, a safer and more efficient access method for inspection work in particular is required.

In this report, our efforts in the technical development such as miniaturization, weight reduction, and usability improvement of the main tower inspection robot, which can run anywhere sticking on the steel tower surface through magnetic wheel, are described. In addition, the results of laboratory tests and field tests at the Akashi-Kaikyo Bridge are described.

1. はじめに

本州四国連絡橋には、明石海峡大橋や多々羅大橋等の海峡を横断する世界有数の規模を誇る吊橋や斜張橋が15橋ある。長大橋の主塔は最大高さが300m近くに達する高層の鋼構造物であり、主塔表面の点検及び補修には高所部への接近が必要となる。一般に既存の主塔表面への接近手段としては、その高さに応じた高所作業車、仮設足場、ゴンドラ、ロープアクセス等を用いることが考えられる。しかし、これらの接近手段は安全性、使用性、経済性が課題となっており、特に点検作業ではより安全で効率的な接近手段が求められている。

本稿では、磁石車輪により鋼製の塔壁面に吸着し、任意の位置に走行できる主塔点検ロボットの開発における

装置の小型化、軽量化、使用性向上等の課題を述べるとともに、室内試験及び明石海峡大橋で実施した実橋試験とその結果等について報告する。

2. 主塔点検ロボット開発の背景

2.1 主塔の点検

吊橋等の長大橋の主塔は高層の鋼構造物であり、その表面は防せい対策と景観の観点から塗装している。一般に塗装は、紫外線や風雨等により徐々に白亜化等の劣化が進むため、一定間隔で塗替塗装が必要となる。また、塗装は構造物の部位（ボルトや添接部等）や環境等により局部的に劣化が進行する場合があります。腐食等の変状箇所を放置すると保全費用の高騰を招く恐れがある。

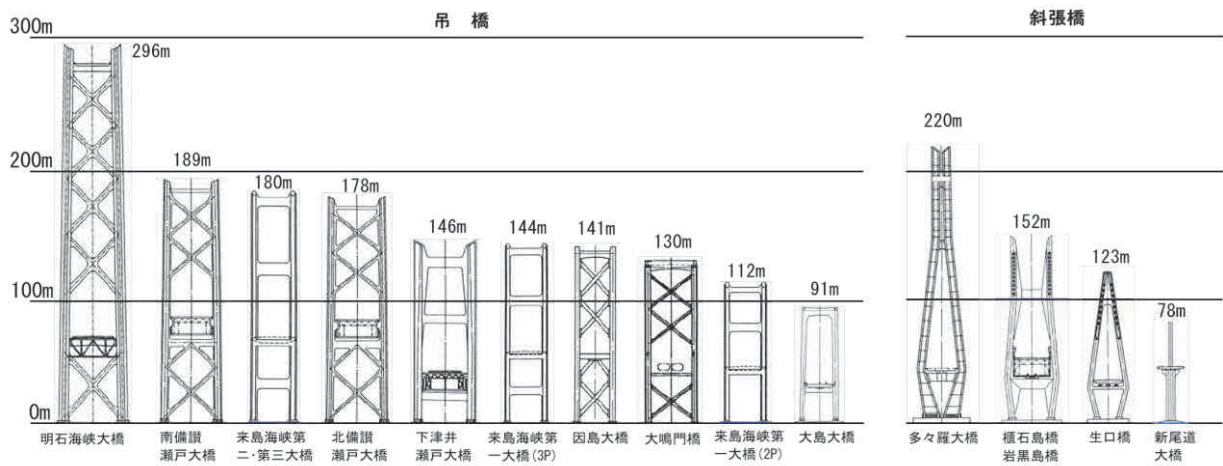


図-1 本州四国連絡橋の長大橋主塔の高さ及び形状

Fig.1 Height and shape of main towers of Honshu-Shikoku Bridges

したがって、最適な主塔の保全の実施には、点検により塗膜等の変状や劣化状況を部位ごとに把握し、これらの点検結果から全体的な健全度の評価を行い、補修塗装や塗替塗装の範囲と最適な時期について保全計画を立案し、PDCAのサイクルで実施していくことが重要である。

以上のように長大橋の主塔の保全では点検が重要となるが、本州四国連絡橋の主塔(図-1)の多くは高さが100mを越えており、特に明石海峡大橋では主塔高さが約300mとなるため、主塔の高所に接近して容易に点検を行うことが難しい状況である。

2.2 主塔高所部点検の課題と対応

主塔高所部の外壁面の変状を発見するには、主塔高所に接近して観察や撮影ができる接近手段が必要となるが、次のような課題がある。

1)主塔高所への接近手段としては一般にゴンドラが考えられるが、高所になるほど風が強くなり安全性と作業効率を確保するための対策が必要となる。

2)ゴンドラを使用する場合には、点検の都度資機材を現地に搬入し架設する必要がある、これら準備作業に多大な労力と費用を要する。

また上記以外の方法として、主塔基部等から高画質カメラで撮影する方法があるが、本手法には次のような課題がある。

1)本州四国連絡橋の主塔基礎の多くは海上に設置されており、基礎上から主塔高所部を撮影する場合には仰角が大きくなり被写体の形状がゆがんで劣化部等の範囲、形状、状態等の詳細な変状の把握がしにくくなる。

2)主塔高所部の撮影を船舶により実施した場合には、仰角が小さくなるが被写体との距離が大きくなるほか、船の揺動によりピントが合わず撮影が難しい。

図-2に明石海峡大橋を高画質カメラで撮影する場合の主塔撮影部位と撮影位置の関係を示すが、塔柱外側面(東西面)では撮影位置が主塔基礎となり道路面高さより上部は写真撮影が難しい。

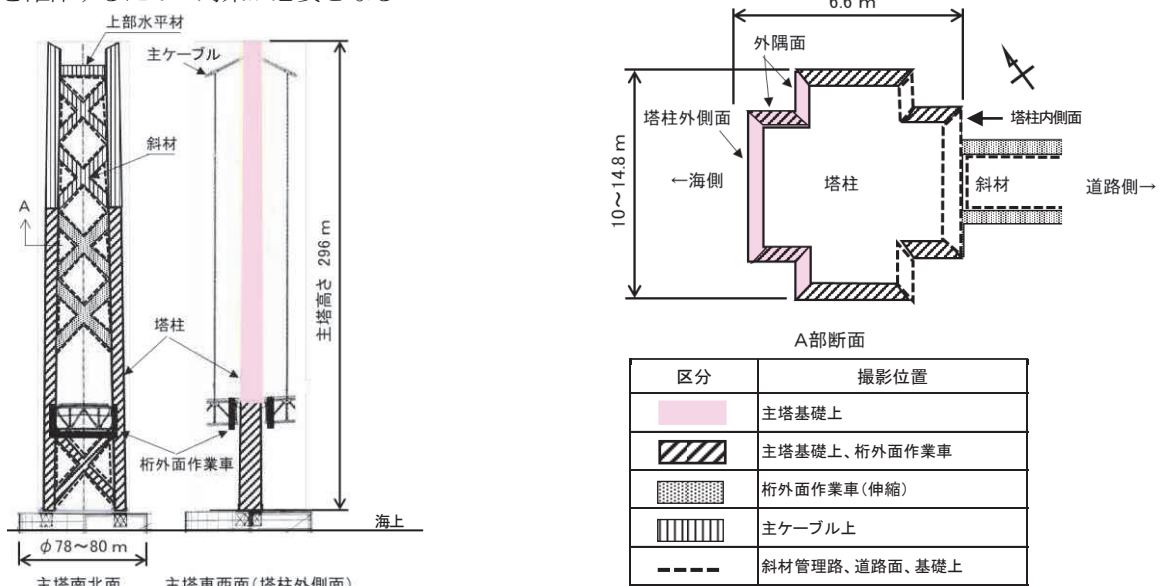


図-2 明石海峡大橋主塔の撮影部位と撮影位置

Fig.2 Imaging part and position of the main tower of Akashi-Kaikyo Bridge

以上のような背景から、主塔高所部の点検を安全で効率的に実施する手法の一つとして、主塔基礎部から遠隔操作で変状の発見と詳細な観察や撮影による記録ができる主塔点検ロボットの開発を実施した。

3. 主塔点検ロボットの基本条件

主塔点検における課題を解決するため、主塔点検ロボットの基本条件を次のように設定した。

3.1 対象橋梁形式と点検対象

主塔点検ロボット開発にあたり対象となる橋梁形式は、吊橋（直塔）を対象に進めるものとし、試験運用により性能を確認する実橋は、主塔高さが最大で吊橋におけるモデルケースとなる明石海峡大橋を選定した。また、点検範囲は、高画質カメラでの撮影が難しい主塔の塔柱外側面及び外隅面（図-2着色部）を対象とした。

なお、その他の箇所については、次の理由から明石海峡大橋で得られた知見を基に段階的に適用拡大を図るものとした。

- 1)斜張橋のように形状が屈曲している主塔では解決すべき課題が多いこと。
- 2)塔柱外側面及び外隅面以外の壁面については、高画質カメラによる確認が可能で課題も少ないこと。
- 3)路面上の壁面については、路面防護工等の安全対策の検討が必要なこと。

3.2 点検目的と確認対象の整理

主塔点検ロボットの確認対象は、橋梁点検要領を元に主塔壁面の塗膜、シール類、高力ボルトの外観とした。

3.3 主塔点検ロボットの基本構想

(1)点検器具

点検器具は、主塔点検ロボットを移動しながら確認対象である塗膜、シール類、高力ボルトの外観を遠隔で観察でき写真等に記録できる撮影装置とした。

(2)移動機構

主塔壁面の移動機構は、点検器具である撮影装置を、安全に任意の位置へ移動でき、かつ主塔壁面と撮影装置の焦点距離を一定に保つために滑らかに移動できるものとして、車輪による壁面走行装置を採用するものとした。

(3)操作位置

主塔点検ロボットの操作と画像の確認を行う位置は、作業スペースと主塔点検ロボットの視認性が最低限確保できる主塔基礎上とした。

(4)点検手法

点検手法は、点検範囲が高さ約300m、幅約12mと広いため、作業効率の向上を目的に走行しながら広い範囲を遠隔で確認できるものとした。

3.4 壁面走行装置の条件

(1)段差乗り越え性能の確保

明石海峡大橋の主塔壁面（写真-1）は、全体的にはほぼ平坦であるが、部材の接合に添接板が約10mごとに配置されている。更に仮設足場や架設クレーン等の設置跡には化粧ボルトとしてM24トルシアボルトが施工されている。主塔点検ロボットは、この添接板等による段差高さ15mm～43mmを乗り越えられる性能を有するものとした。

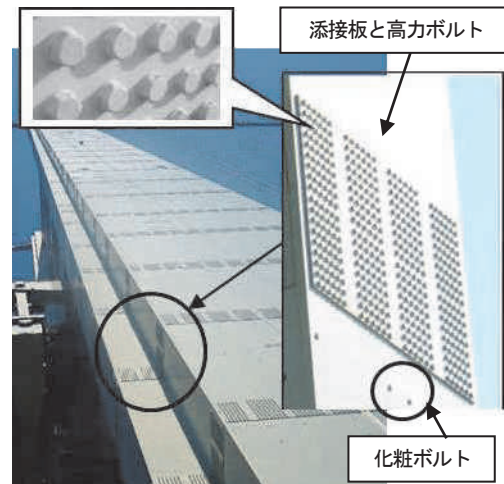


写真-1 主塔壁面の段差状況

Photo 1 Step on the main tower surface

(2)位置保持性能の確保

主塔点検ロボットは、風により容易に滑動することがないように位置を保持する能力を有するものとした。更に将来的には斜張橋の主塔等の屈曲した形状にも対応することが求められる。

(3)壁面走行装置の必要能力

上記を踏まえ、主塔点検ロボットの壁面走行装置に必要な能力を整理すると次のようになる。

- 1)壁面での任意の位置へ移動するため、走行（昇降）、横行、斜行ができること。
- 2)最大段差43mmを乗り越えられること。
- 3)段差等による離壁及び風による滑動等を防ぐために必要な位置保持性能を有すること。
- 4)効率的な点検のために、主塔高さ約300mを1日で1往復以上できること。

3.5 運搬・設置に係る条件

主塔点検ロボットは、分割して主塔内を人力で容易に運搬できる寸法及び質量とし、分割・組立が容易なものとする。なお、主塔点検ロボットの質量は、組立質量で100kg以下、分割時の単体質量で30kg以下を目標とした。

3.6 安全対策に関する条件

主塔点検ロボットには、万一主塔壁面から剥がれた場合に落下しないための落下防止対策を行うものとした。更に主塔点検ロボットが壁面途中で故障等により停止した場合には、安全に回収できる非常時の主塔点検ロボット回収機構を具備するものとした。

4. 主塔点検ロボットの設計

基本条件を満足する主塔点検ロボットの実現に向けて課題の抽出、対策の検討及び評価を行い、主塔点検ロボットの構造、機能等の仕様及び運用方法等を決定した。

4.1 壁面走行装置の設計

(1)壁面での位置保持

壁面で任意の位置への移動し、また滑動を防ぐためには、落下に対する反力（摩擦力）と離壁を防ぐ反力を得るための、壁面への吸着力又は押付力が必要になる。この力を得る方法としては磁力吸着、真空吸着、送風による押付等が考案されている。本州四国連絡橋高速道路（株）では、対象壁面が鋼製であることに着目し永久磁石による磁石車輪（図-3）を開発している³⁾。

磁石車輪は、車輪内部に強力な磁力を持つ希土類ネオジウム磁石を内蔵し、鋼壁面に強力に吸着して走行可能で、添接板等の段差の乗り越し性能も有するもので負傾斜にも対応できる。

この磁石車輪を主塔点検ロボットに採用することにより、必要な反力を確保することとした。

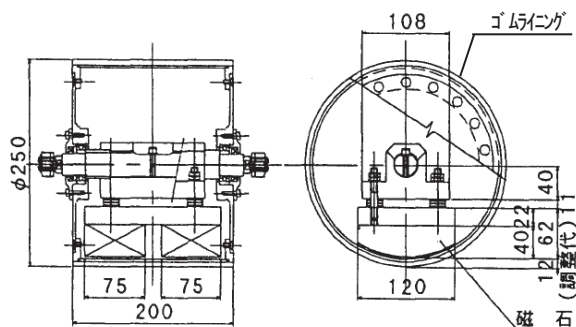


図-3 磁石車輪一般図（標準仕様）

Fig 3 General view of magnetic wheel (Standard type)

(2)駆動方式

壁面走行装置の駆動方式には、巻上機によるロープけん引式と磁石車輪に駆動力を持たず自走式が考えられる。今回は、横行等の機能が必要であり磁石車輪に駆動機構とステリング機構を組み込んだ自走式を採用した。また、必要な走行速度は最大10m/分とした。これは主塔高さ約300mを単純に1時間で往復できるように設定したものである。

4.2 点検器具（撮影装置）の設計

撮影装置は、塔柱外側面と外隅面を効率的に観察・撮影ができる必要がある。このため壁面との距離を確保し広い範囲を撮影するものとし、主塔点検ロボット後部にカメラポールを設置し、その先端に可視光カメラを設置することとした。また、塔柱外側面から外隅面を撮影できるようにカメラポールは90°横に張り出しできる構造とし、主塔点検ロボットが塔柱外側面側端部を走行することで外隅面の点検も可能とした。

更にカメラポールには可視光カメラによる外観だけでなく温度差により塗膜の浮き等を観察できる赤外線カメラを取り付けられる構造とした。

なお、カメラの選定にあたっては、効率よく点検作業が行えるように、広角で高解像度であること、最大300mの距離を安定して画像の伝送が可能なおこと、カメラポールは小型・軽量であることが求められた。これらの条件を満足しできるだけ安価に調達できるものとして市販のネットワークカメラを選定した。

4.3 運搬・設置方法の課題と対応

主塔点検ロボットは、使用性を向上するために主塔内を人力で運搬可能な質量と大きさにする必要がある。このため、主塔点検ロボットをアルミニウム合金製としたほか、装置単位でユニット化し、分割して運搬できる構造とする等小型・軽量化への様々な検討を行った。以下にその取組を示す。

(1)磁石車輪の小型化検討

磁石車輪を用いた壁面走行装置を設計するにあたり、車輪の小型化が課題となった。これまで採用されている標準的な磁石車輪は外径250mm、吸着力2.45kNであり、その質量は約20kg/輪となる。主塔点検ロボットに必要な最小輪数3輪でも60kg/台になり目標としている組立質量の半分以上を占めるものとなる。よって、磁石車輪の小型・軽量化のため次のような検討を行った。

1)設計風速の設定

設計風速は、必要な吸着力や摩擦力に影響し磁石の大きさに関係する。そのため必要な稼働率等から設計風速を走行時 5m/秒、停止時 10m/秒とした。

2)磁石車輪の数と配置

磁石車輪の数と配置は、段差乗り越え等に必要な吸着力と車体の安定性を得られる最小輪数とし、上輪2輪、下輪1輪の3輪とした。

3)必要吸着力の照査

主塔点検ロボットには自重の他に保安ロープや通信ケーブル等に風荷重が作用するため、磁石車輪はこれらの力に対しても滑動や離壁を起こさない摩擦力と吸着力を確保するよう照査した。

4)段差乗り越え性能の確保

主塔点検ロボットの駆動方式は、横行等が必要であるため自走式となる。しかし、磁石車輪の小径化により上昇時の段差乗り越え時にスリップし、車輪の駆動力だけでは段差を乗り越えられない。この対策として、安全対策で使用する保安ロープの巻取装置を活用し、常に一定の張力を与えておき段差乗り越え時に補助させることで必要な段差乗り越え性能を確保した。

以上のような検討を行い、段差乗り越え性能等の必要な性能を確保しつつ外径170mm、質量11.3kgと小型・軽量となる磁石車輪が製作可能との結果を得た。表-1に標準的な磁石車輪と今回小型・軽量化した磁石車輪の比較を示す。

表-1 主塔点検ロボット用磁石車輪の諸元
Table 1 Specifications of magnetic wheel for main tower inspection robot

項目	標準仕様	今回仕様
車輪径 (mm)	250	170
車輪幅 (mm)	200	150
標準吸着力 (kN/輪)	2.45	1.47
質量 (kg/輪)	20.0	11.3
自走機能の有無	なし	あり

(2)駆動方式による影響の照査

主塔点検ロボットが壁面を昇降するための駆動方式には、前述のとおり自走式とロープ牽引式が考えられる。主塔点検ロボットの小型・軽量化に対し、自走式では駆動装置等で質量が増加する。またロープ牽引式ではロープが大径化し風荷重の増加や移動の自由度が制限される。このため両方式を比較検討した結果、駆動方式の違いによる主塔点検ロボット本体の質量差がわずかであったため、走行性能に自由度のある自走式を基本に設計した。

(3)給電方法等による影響と対策

1)給電方式

主塔点検ロボットに必要な電力を供給する給電方式は、一般に有線による方法が長時間安定した電力を確保できるが、配線延長が300m以上となり大径化して風荷重の影響が大きくなる。このため、主塔点検ロボットの給電方式は、本体にリチウムイオン電池を搭載する方式とした。なお、電池容量は、明石海峡大橋主塔においても1.5往復程度の連続走行が可能となるように選定した。

2)信号・画像の伝送方法

主塔の壁面上の主塔点検ロボットと基礎上の運転操作装置間の通信と画像伝送は、長い通信距離でも安定した通信が可能となるように光ケーブルによる有線式とした。

3)通信ケーブル等の影響の低減

通信ケーブルの質量が、主塔点検ロボットの軽量化に悪影響とならないよう次のように配慮した。

a)通信ケーブルを主塔点検ロボット下部に取り付け、安全対策で使用する保安ロープを主塔点検ロボット上部に取り付けるレイアウトとした。

b)更に通信ケーブルと保安ロープの単位質量を同程度とすることで、通信ケーブルと保安ロープの重量が釣合う構造(図-4)とし主塔点検ロボットの駆動力の増加を抑えた。

(4)小型・軽量化検討のまとめ

以上の検討から、1ユニットの最大質量は1人でも運搬可能な30kg程度以下にでき、組立質量も80kg程度となる見通しを得た。また、寸法についても主塔に搬入可能な大きさとなり、1ユニットの最大寸法は幅0.58m×長さ約0.86m×高さ0.26mとなった。

4.4 安全対策等

主塔点検ロボットの安全対策として、落下防止対策、非常時の主塔点検ロボット回収機構、遠隔操作方法と位置把握対策を実施した。以下に詳細を述べる。

(1)落下防止対策

落下防止対策として、主塔点検ロボット上部に保安ロープを取り付ける構造としたが、保安ロープには一定の張力を加えていないと落下時に自由落下となる時間が発生し衝撃力が増大する。また、ロープのたわみ等で主塔部材への引っ掛かりやロープ巻取り時の乱巻きの発生が懸念された。このため保安ロープには、主塔点検ロボットの昇降動作と同期して巻き取り・繰り出しができ、常に一定の張力(0.5kN)を保持する巻取装置(ウインチ)を設けるものとした。

また、巻取装置と主塔点検ロボットの走行を同期させる必要があること及び前述の通信ケーブルとの釣合い効果が必要なことから、塔頂部に滑車を設置し巻取装置は基礎上に設置する配置とした(図-4)。

(2)非常時の主塔点検ロボット回収機構

非常時の主塔点検ロボット回収機構として、主塔点検ロボットの下部に取り付けた通信ケーブルはアラミド繊維ロープ入りとし、かつ巻取装置にはキャプスタンを併設した。これにより、主塔点検ロボットが故障等により走行できなくなった場合等の非常時には、通信ケーブルの巻き取りと保安ロープの繰り出しを同時に行い、下方にけん引することで主塔点検ロボットを主塔基部で回収できる。

このとき支障となるものが位置保持のために使用する磁石車輪のブレーキである。このため主塔点検ロボットのブレーキは、一般に使用されるネガティブブレーキ(電源遮断時にバネ力等で作動するブレーキ)ではなく、駆動に使用するサーボモータのサーボロック機能(停止時に電気的にモータ軸を動かなくする機能)をブレーキとすることとし、非常時には主塔点検ロボットの電源を切ってブレーキを解除できるようにした。

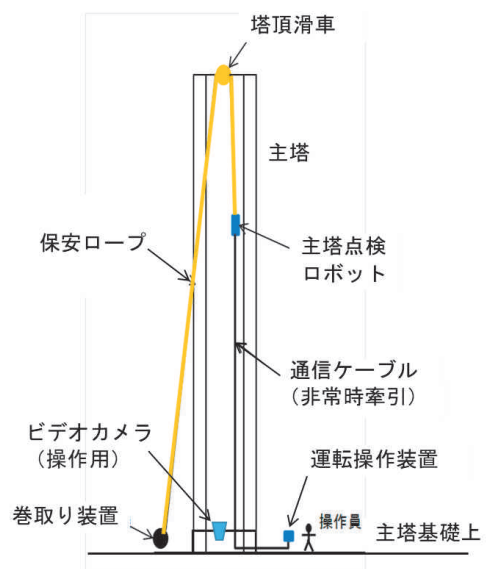


図-4 配置イメージ

Fig.4 Overall configuration

(3)遠隔操作方法と位置把握対策

主塔点検ロボットに取り付けられた点検用カメラと主塔基礎上から目視によりロボット周囲の状況を把握することは、仰角も大きく、距離もあるため双眼鏡を使用する等しても苦渋作業となる。このため、主塔基礎上に高所にある主塔点検ロボットの位置把握を行うカメラを設置し、その映像により状況把握を行うこととした(図-4)。また、変状箇所の記録にも必要な主塔点検ロボットの詳細な位置は、主塔ブロックの段数を基本に、主塔点検ロボットの走行・横行方向の車輪回転数からブロックごとの添接板等からの移動距離を算出して把握するものとした(写真-2)。

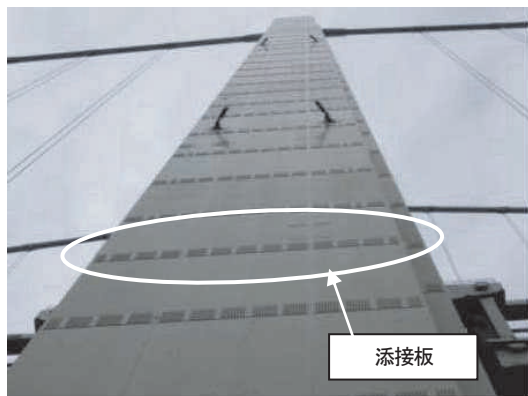


写真-2 主塔壁面の目視状況
Photo 2 Visual observation from tower base

5. 主塔点検ロボットの製作と室内試験

5.1 主塔点検ロボットの製作仕様

以上の検討結果を基に主塔点検ロボットを製作した。製作した主塔点検ロボットの仕様を表-2に、全体構成を図-5に示す。

5.2 主塔点検ロボットの室内試験

工場において模擬壁面を使用して、製作した主塔点検ロボットの車輪単体の吸着力、巻取装置の巻取性能等の基本性能を確認した。室内試験の結果は次のとおりであり、主塔点検ロボットが当初設定した基本条件の機能・性能を確保していることを確認した。

(1) 単体性能の確認

1) 磁石車輪単体の吸着力試験

主塔壁面の平坦部や添接板において磁石車輪単体で所定の吸着力等を確認(写真-3、表-3)した結果、設計値と実測値の差は基準の±10%程度であった。このため、実測値を基に再度設計照査を実施し、安全性等が問題ないことを確認した。

2) 巻取装置の性能試験

巻取装置の巻取り力及びブレーキ保持力を測定し、所定の性能を有していることを確認した(写真-4、表-4)。

表-2 主塔点検ロボットの仕様

項目	仕様
走行方式	車輪駆動+牽引式(横行は車輪駆動のみ)
寸法	幅0.58m×長さ0.86m×高さ0.42m
材質	7%ニッケル合金
質量	83kg(単体訳32kg以下に分割)
走行速度	1~10m/分
位置保持	磁石車輪3輪(上2輪+下1輪:合計吸着力3.9kN)
作業条件	設計風速:移動時5m/秒,停止時10m/秒 段差性能:最大43mm(添接板最大厚22mm) 雨天等:原則使用禁止
電源	リチウム電池
通信方式	インターネット(主塔点検ロボット-操作盤間は光通信)
点検器具	可視光カメラ, 赤外線カメラ

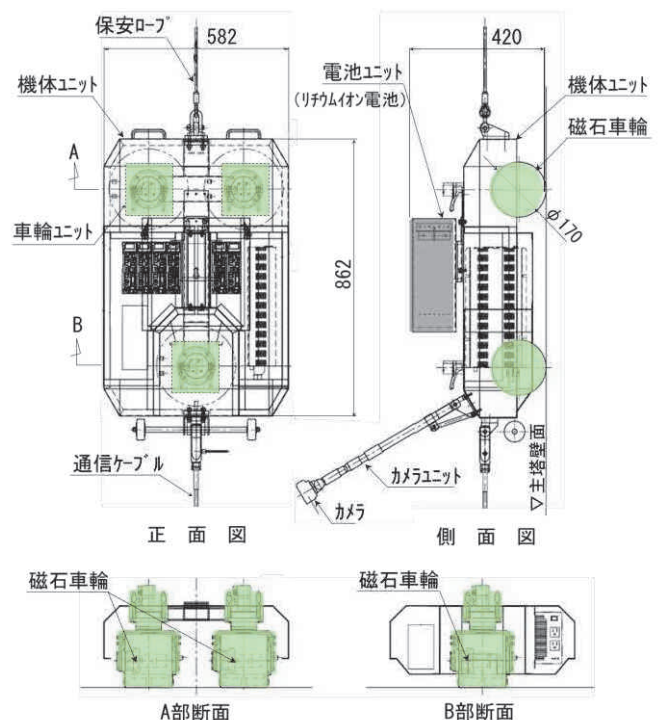


図-5 主塔点検ロボットの一般図

Fig.5 General view composition of the main tower inspection robot



写真-3 磁石車輪の単体試験の状況
Photo 3 Situation of magnetic wheel unit test

表-3 磁石車輪単体試験の結果

Table3 Result of magnetic wheel unit test

項目	部位	吸着力 (kN)	
		設計値	計測値
平面部	上輪	1.47	1.35
	下輪	1.08	1.20
添接板	上輪	0.44	0.41
	下輪	0.32	0.35

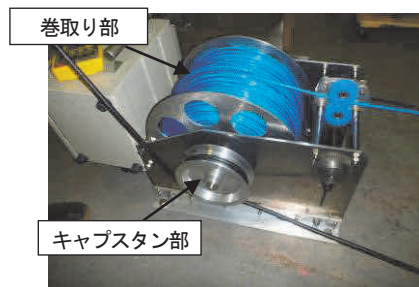


写真-4 巻取装置の単体試験の状況

Photo 4 Situation of winding device unit test

表-4 巻取装置の単体試験結果

Table 4 Result of winding device unit test

項目	出力 (N)	
	設計値	計測値
巻取り部巻取り力	930	1,285
巻取り部ブレーキ力	1,095	1,295
キャプスタン部巻取り力	3,000	3,167

(2) 走行性能の確認

模擬壁面により昇降、横行、斜行等の各種試験を実施し、平坦部での設計走行（昇降）速度（10m/分）を満足すること、段差部を円滑に通過するための走行速度が3m/分であること等を確認した。また、磁石車輪のステアリング機能（可動範囲：0～90°）の確認では、平坦部で壁面や車輪を痛めることなく円滑に作動できること、横行と斜行も良好に行えることを確認した（写真-5）。

(3) 耐久性の確認

リチウムイオン電池の満充電から使用限界電圧までの走行可能距離が約980m（明石主塔：1.5往復分以上）であることを確認した。また、平坦部及び段差部における連続走行（平坦部：980m、段差部：552m（明石主塔4往復相当））を実施し、磁石車輪外周部のゴムライニングの破損等はなく耐久性を有することを確認した。

(4) 安全対策の確認

主塔点検ロボットに巻取装置と保安ロープを取り付けて下降させ、途中で電源を遮断しても保安ロープにより主塔点検ロボットが落下しないことを確認した。さらに、非常時の主塔点検ロボット回収機構の確認として通信ケーブルを巻取装置のキャプスタンで巻き取り、主塔点検ロボットが下降できることを確認した。

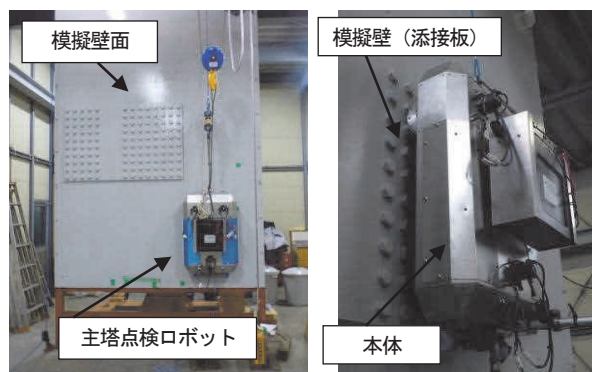


写真-5 室内試験の状況

Photo 5 Situation of laboratory tests

6. 主塔点検ロボットの実橋試験

工場での室内試験により、製作した主塔点検ロボットの基本性能及び走行等の動作状況の確認が得られたことから、明石海峡大橋2P主塔（東塔柱）の塔柱内側面（補剛桁下部）において実橋試験を行った。実橋試験は実際の点検作業を想定し、主塔点検ロボットの搬入搬出、設置撤去の作業確認、昇降・横行・斜行等の走行性能確認、カメラによる点検状況確認及び安全対策等の確認を実施した（図-6、写真-6）。実橋試験の結果は次のとおりであり、主塔点検ロボットは当初設定した基本条件の機能・性能を確保していること及び実橋での点検作業で使用できることを確認した。

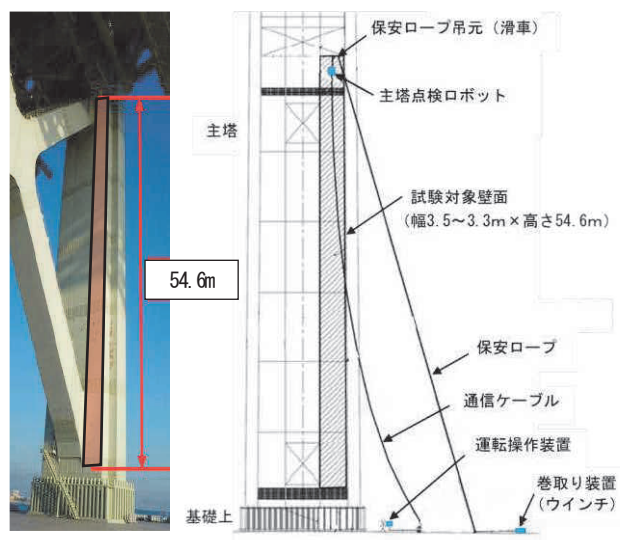
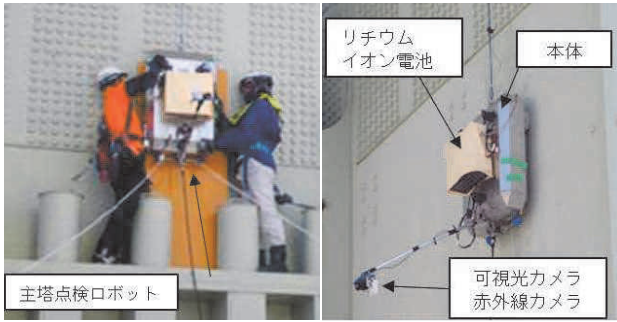


図-6 桁下部での実橋実験イメージ図

Fig.6 Commissioning at bottom of main tower



(a) 主塔点検ロボットの設置・走行状況



(b) 運転操作装置

(c) 巻取装置

写真-6 実橋試験の状況

Photo 6 Situation of commissioning

6.1 走行性能の確認

延べ約1,000mの走行（昇降）する試験を実施し、主塔壁面の平坦部及び段差部とも、所定速度（平坦部：5～10m/分、段差部：3m/分）で円滑に走行できることを確認した。また、平坦部において横行走行、斜行走行を行い円滑に走行できることを確認した。なお、添接板の乗り越え時において、磁石車輪と添接ボルトの位置関係により磁石の吸着力の不足等により主塔点検ロボットが段差を乗り越えられない時があったため、主塔点検ロボットを添接ボルトの列と列の間を走行するように操作し、段差乗り越えを行った。このような運転操作が必要なことから、前方位置確認用カメラの設置が必要であることを確認した。

6.2 電池容量の確認

主塔点検ロボットに搭載したリチウムイオン電池は、満充電の状態から要充電（残量：25%）となるまで約740mの連続走行ができ、明石海峡大橋の主塔基部から塔頂部までの約300mを1往復しても余裕があることが確認できた。

6.3 カメラによる点検性能の確認

点検装置の可視光カメラによる撮影画像は、主塔壁面の塗膜等の劣化部の範囲、形状、状態等の詳細な変状の把握が十分可能であることが確認できた。また、点検時の最適走行速度は、点検員にヒアリングした結果、3～5m/分が最適であることを確認した。なお、カメラポールを最長に伸ばした際にポールが撓んでカメラ画像に揺らぎが生じたため、カメラポールの剛性を向上させた。

6.4 安全対策の確認

走行途中で主塔点検ロボットの電源を遮断し、保安ロープにより主塔点検ロボットが落下しないことを確認した。更に、通信ケーブルを巻取装置のキャプスタンで巻き取り主塔点検ロボットを塔基部へ回収できることを確認した。

6.5 機器運搬性の確認

主塔点検ロボット等を管理路から主塔内に人力にて搬入し、塔内エレベータを利用して塔基部まで運搬できることを確認した。なお、塔基部の塔内から塔外へ降りる階段は狭くて急なため、小型ウインチを設置して搬入した。

6.6 実橋試験における改善事項

実橋試験時における課題と点検試験運用に向け実施した改造内容（表-5）を次に示す。

表-5 実橋試験後の主塔点検ロボットの課題と改造内容

Table 5 Future improvements for inspection robot

課題	改造内容
①バッテリー本体とバッテリーケースのガタツキにより落下する危険性がある。	・バッテリー本体とロボット本体を固定する。 ・バッテリーケースに底板設置する。
②主塔壁面に接触した場合にかがが損傷する恐れがある。	かが全体を覆うカバーを設置する。
③かがポール最長時にポールが撓んでかが画像に揺らぎが生じた。	かがポールの剛性を向上させるため、一体型に変更する。
④段差乗り越え時に磁石車輪の通る位置により乗り越えができない時があった。	前方位置確認用かがを設置する。

7. 主塔点検ロボットによる点検試験運用

7.1 点検試験運用の概要と結果

実橋試験により良好な結果が得られたことから、明石海峡大橋2P（東西塔柱）の塔柱外側面（幅約12～8m×高さ296mの範囲）で主塔点検ロボットを昇降させ壁面観察と撮影を行う点検試験運用（図-7、写真-7）を実施した。結果を以下に述べる。

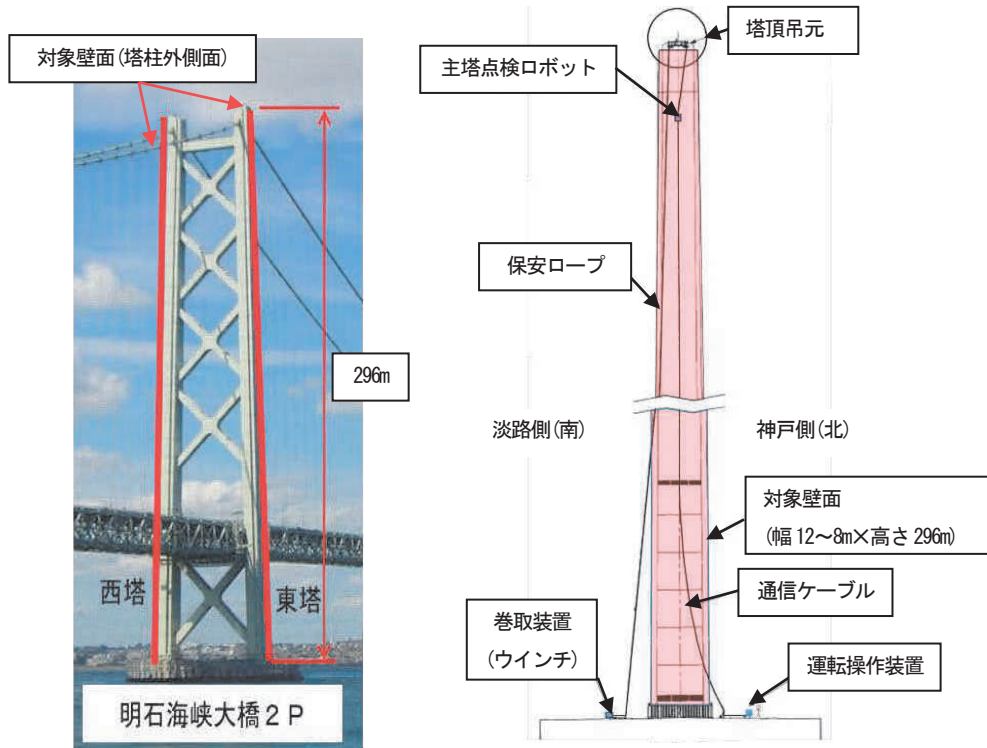
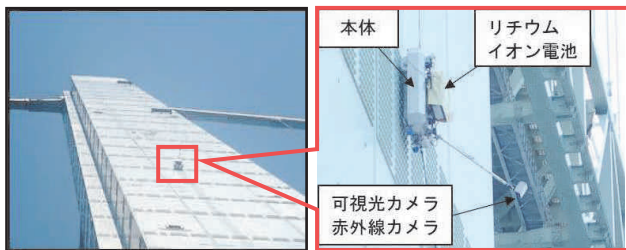


図-7 塔柱外側面での点検試験運用イメージ図

Fig.7 Inspection test operation image on the outside of the tower



(a) 主塔点検ロボットによる壁面の点検状況



(b) 外隅部の撮影画像

(c) 平面部の撮影画像

写真-7 試験運用の状況

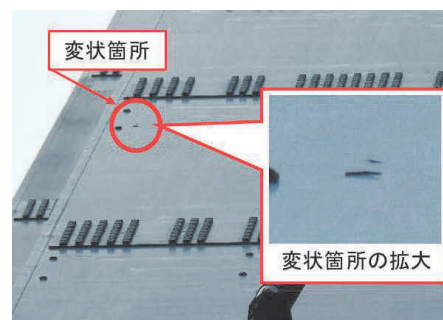
Photo 7 Situation of test operation

- (1)塔柱外側面の基礎部から塔頂までの範囲を2往復（走行時間約280分：約70分/片道×4回）で点検できた。
- (2)カメラポールを90°横に張り出し、塔柱外側面の側端部を走行すれば外隅面が点検できることを確認した。
- (3)点検作業は塔柱外側面1面を2日で点検できた。
- (4)今回撮影した主塔点検ロボットの可視光カメラの画像と高画質カメラによる主塔基部からの撮影画像を比較した結果を写真-8に示す。主塔点検ロボットの可視光カメラは、より鮮明に変状部位の範囲、形状、劣化の状態等の把握ができることを確認できた。

- (5)前方確認カメラにより、主塔点検ロボットと添接ボルトの位置関係が明確になり、段差乗り越えも円滑に行うことができた。更に、塔壁に設置されている設置物等との位置関係も明確になり、操作性も向上した。



(a) 主塔点検ロボットの撮影画像



(b) 高画質カメラの撮影画像

写真-8 撮影画像の比較

Photo 8 Comparison of images by cameras on robot and tower base

7.2 点検試験運用における今後の改善事項

主塔点検ロボットの点検試験運用後の点検員からの改善要望と改善案を表-6に示す。今後、これらの改善要望を踏まえ、より使用性の高い点検機器への改善を図る予定である。

表-6 点検試験運用後の主塔点検ロボットの改善要望と改善案

Table 6 Future improvement items for the main tower inspection robot

改善要望	改善案
①記録した画像の位置把握に手間がかかる。	主塔壁面に段差番号を表示する。
②点検装置の操作性向上。 (前方位置確認用カメラ有, 後方位置確認用カメラ無)	後方位置確認用カメラを追加する。
③外周面撮影時にかかる角度調整が難しい。 (カメラ取付部が斜めになっている)	カメラ取付部が平坦になるよう台座を改造する。
④操作パナの操作性向上。 (長時間運転時に指が疲れる)	操作パナを改造する。 (パナを長いタイプに変更もしくはペンダントタイプに変更)
⑤運転者の操作性向上。 (位置確認用カメラの画像が運転者から離れた位置にある)	操作盤内に位置確認用カメラを設置する。
⑥保安ロープの盛り替えが必要。 (主塔幅の半分ずつ側と巻取装置側のロープを盛り替えている)	塔頂吊元の位置が自由に替えられるように改造する。

8. おわりに

小型・軽量化した主塔点検ロボットを開発し、明石海峡大橋の高さ約300mの主塔の壁面点検を安全かつ効率的に実施できた。高さ約300mの主塔壁面を主塔点検ロボットを昇降して点検できたことは、我が社では初めての試みであり、主塔点検ロボットによる点検作業への実用性を確認できた。

今後は、開発された主塔点検ロボットの他の吊橋への展開と適用範囲を拡大する検討を行い、更なる保全作業の信頼性及び安全性の向上、作業の効率化、コスト縮減に努めていく所存である。

参考文献

- 1) 土山正己, 坂本光重: 主塔点検補修用ロボットの開発, 本四技報, Vol.22, No.85, pp.11-20, 1998.1

第10回ニューヨーク市橋梁会議

Tenth New York City Bridge Conference

第10回ニューヨーク市橋梁会議（New York City Bridge Conference. 以下「NYCBC」という.）が2019年8月26日～27日の日程で、アメリカのニューヨーク市で開催されました。NYCBCは、各国の橋梁技術者（管理者、設計者、研究者及び施工者）が、最先端の橋梁技術や橋梁建設について発表やディスカッションを行う場として、2001年からほぼ2年に一度の間隔で開催されています。

今年は5編の基調講演と98編の論文発表が二日間にわたって行われました。全16のセッションには、橋梁の空気力学と極限事象や、橋梁の保全と復旧、斜張橋、橋梁の維持管理と架替え、橋梁荷重と疲労分析、耐震解析と下部構造物など幅広いセッションテーマが設けられており、各セッションテーマに沿った内容の発表が行われました。

本四高速からは橋梁のアセットマネジメントのセッションに、保全部の保全企画課の内野が「予防保全の考え方に基づく本州四国連絡橋の維持管理（Asset Management of Honshu-Shikoku Bridges Based on Preventive Maintenance）」と題して、点検データの活用やLCCの最小化、長期保全計画に加え、塗替塗装やケーブル送気乾燥システム、海中防食、非破壊検査等に関する技術について論文発表を行いました。

また会議の翌日には、長大橋管理者に限定したワークショップが行われ、世界中の10の機関が参加し、各機関が取り組んでいる橋梁の建設及び維持管理に関する取組について意見交換が行われました。本四高速からは、長大橋技術センター総括・耐震グループの遠山サブリーダーより「既設橋に対する表面保護工の施工（Cover Plate Installation to Existing Bridges）」と題して既設橋に対するカバープレートの設置事例について話題提供を行いました。

また、会議参加に併せて、ニューヨークに架かる長大橋2橋（マンハッタン橋及びジョージ・ワシントン橋）を訪問しました。マンハッタン橋は1909年に完成して以降、100年以上にわたって供用が続けられている歴史的な吊橋で、訪問時は主塔及び桁下面に仮設足場が設けられ、補修工事が行われていました。また、ジョージ・ワシントン橋は、1931年に完成した吊橋で、訪問時は、自歩道の架け替え（アプローチ部を含む）及びハンガーロープの交換工事が行われていました。

（長大橋技術センター

総括・耐震グループサブリーダー 遠山直樹）



写真-1 本四高速からの発表



写真-2 マンハッタン橋



写真-3 ジョージ・ワシントン橋

PIARC第26回世界道路会議アブダビ大会

PIARC 26th World Road Congress 2019 in Abu Dhabi

世界道路協会（PIARC：Permanent International Association of Road Congress）は、道路の建設、改良、維持、利用の促進や世界全体の道路技術・道路交通政策の向上を目的として1909年に設立された国際機関であり、現在、122カ国が加盟しています。PIARCでは、道路分野の最も権威ある国際フォーラムとして、4年に1度、世界道路会議を開催しており、世界各国の道路関係者が一堂に会し、新しい知識・技術の紹介や各国が抱える課題について意見交換等を行っています。

第26回世界道路会議は、2019年10月6日～10日の日程で、アラブ首長国連邦アブダビで開催され、約120カ国から5,000名以上（日本からは約200名）が参加しました。会議では、大臣セッション、戦略方向性セッション、技術セッション、ポスターセッションなど、50を超えるセッションが開催され、この内、技術セッション（橋梁）では、今井部長（経営計画部）が座長を務め、4年間の活動報告や各国の点検方法などについて活発な議論が行われました（写真-1）。

また、同セッションでは、松葉代理（鳴門管理C機械課）が「本州四国連絡橋の補剛桁の近接手段の改良（IMPROVEMENT OF ACCESS EQUIPMENT ON GIRDERS OF HONSHU SHIKOKU BRIDGES）」と題した口頭発表を行いました（写真-2）。なお、日本から提出された論文30編の内、口頭発表として採択されたのは、上記を含む僅か3編です。

さらに、技術展示では、日本パビリオンとして官民36団体が出展し、当社も「本四連絡橋における維持管理技術 —200年使える橋を目指して—（Maintenance Technology of Honshu-Shikoku Bridges -Long-span bridges for more than 200 years-）」と題したパネル展示、動画放映を行い、情報発信を行いました（写真-3）。

次回世界道路会議は2023年にチェコ共和国プラハで行われる予定です。

（企画部 シニアエキスパート 遠藤和男）



写真-1 技術セッション（橋梁）活動報告



写真-2 技術セッション（橋梁）発表

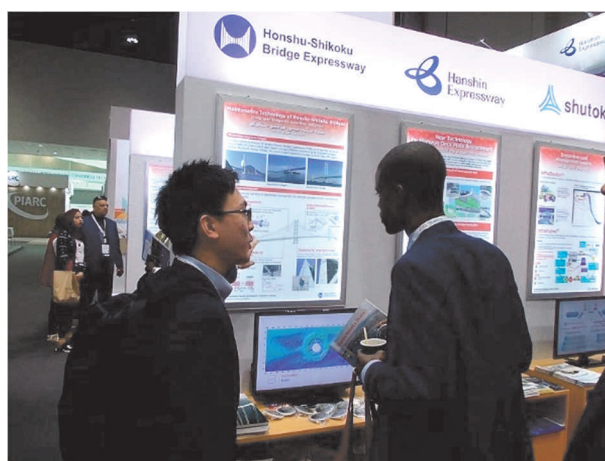


写真-3 技術展示

第26回 ITS 世界会議2019

26th ITS World Congress

第26回 ITS 世界会議 2019（以下「2019ITS 世界会議」という。）が2019年10月21日～25日の日程で、シンガポールにて開催されました。

ITS (Intelligent Transport System) 世界会議を主催する ITS 団体は世界 3 地域を代表する組織があり、欧州地域 (ERTICO : European Road Transport Telematics Implementation Coordination Organization) , アメリカ (ITS America) 及びアジア・太平洋地域 (ITS Japan) が連携し 3 極持ち回りにより、1994 年から毎年開催されている産学官の ITS 関係者が集う国際会議で、日本でも過去に 3 回開催されています。

今回開催された 2019ITS 世界会議は、90 カ国、321 団体から約 14,500 人の技術者が参加し、そのうち約 750 人のスピーカーが、テクニカル/サイエンティフィックセッション、インタラクティブセッション、コマーシャルセッションに分かれて論文発表等が行われました。

会場は、中心市街地にあるサンテックシンガポール国際会議展示場で行われ、テクニカルセッションでは、本四高速から 2 テーマの論文投稿を行い、Safety for Drivers & Vulnerable Users 部門で神戸管理センター電気通信課の西野課長より「色覚バリアフリーを考慮した道路情報板の最適表示色に関する検討 (The study of optimum display colours on the road information boards with consideration for colour vision impaired road users) 」及び Technology & System For Safety And Enforcementi 部門で保全部電気通信課の三橋より「高速道路における逆走対策システムの構築と運用 (Development and operation of the wrong-way driving avoidance system on the highway) 」と題した取組内容の発表を行い、その後、質疑応答の形で意見交換を実施しました。

各セッションの発表者は、各国の学生から若手技術者や熟練技術者まで幅広く、また、研究・開発等の発表テーマも自動運転車両やその技術支援に関する内容、スマートシティ関連、マルチモーダルな輸送関連、サイバーセキュリティ関連等 ITS 技術に関して多岐にわたる分野が含まれ、ITS 普及や交通問題の解決等に関し活発な意見交換が行われました。

各国政府とその関連機関及び企業等が ITS 関連技術を紹介するエキシビション会場をはじめ、先進技術に関する展示パネルやデモ体験、技術紹介もあり、今後の高速道路管理に参考となる情報収集を行いました。また、会場近くのベイエリアには、自動運転車両のデモンストレーション会場が開設され、デモ車両に試乗することで、自動運転車両の開発の現状やセンシング技術の開発・応用実態を体験することができました。

開催期間中は、テクニカルツアーにも参加し、シンガポール陸上交通庁が管理運営している交通管制センターを訪問し、そこで整備運用されている管制システム及び

ERP (Electronic Road Pricing, 日本の ETC に相当する道路課金システム) を用いた柔軟な料金体系導入による渋滞緩和対策への取組状況等が視察でき、大変有意義な会議参加になりました。

(保全部 電気通信課長代理 三橋直樹)



写真-1 テクニカルセッション発表状況



写真-2 JAPANパビリオンと展示ブース

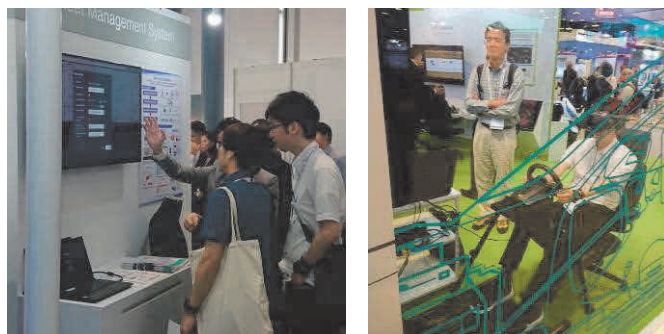


写真-3 エキシビション会場でのデモ体験



写真-4 陸上交通庁の管制センター状況

国際吊構造橋梁管理者会議アジア地域ワークショップ（韓国）

ICSBOA Asia Regional Workshop in South Korea

国際吊構造橋梁管理者会議（ICSBOA; International Cable Supported Bridge Operators' Association）のアジア地域ワークショップが、2019年9月24日～25日の日程で、韓国・晋州市で開催されました。同ワークショップは、2年に1度で開催される国際吊構造橋梁管理者会議の合間の年に、アジア、欧州、北米の各地域で行われているものです。今回開催されたアジア地域ワークショップは、中国、香港、韓国及び日本の長大橋を管理する6機関から約25名が参加し、各国の長大橋の維持管理等に関する取組について活発な意見交換が行われました。

本四高速からは、荻原長大橋技術センター長、総括・耐震グループ遠山サブリーダー、防食・耐風グループ本郷が出席し、本四高速の最近の維持管理等に関する取組状況及び瀬戸大橋の塗替塗装について話題提供を行いました。他社からは、長大橋の点検、橋梁モニタリングシステムの更新、及び劣化損傷事例等について、話題提供が行われました。

会議終了後に行われたテクニカルツアーでは、韓国南部の本土と島とを結ぶ中央支間長 850m の吊橋である Palyeong Grand Bridge の視察を実施しました。

（長大橋技術センター

総括・耐震グループサブリーダー 遠山直樹）



写真-1 ワークショップ



写真-2 Palyeong Grand Bridge

日本道路会議優秀賞受賞

HSBE members won awards in Japan Road Conference

2019年11月7日（木）～11月8日（金）に東京都の都市センターホテルにて開催された「第33回 日本道路会議」において、当社から「計画・環境・安全・情報・マネジメント部門」で発表した「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検討（保全部電気通信課長代理 日高英治）」及び「建設・施工技術（橋梁）部門」で発表した「供用20年を経過した明石海峡大橋主ケーブルの開放調査（神戸管理センター橋梁維持課 永瀬繁幸）」が、優秀賞を受賞しました。

本会議は、日本道路協会の主催で昭和27年から隔年で開催されています。発表は、口頭発表とポスターセッションの形式に分かれ、「計画・環境・安全・情報・マネジメント部門」、「道路管理・修繕・更新部門」及び「建設・施工技術（舗装、土工、橋梁、トンネル）部門」に関して、口頭発表501編、ポスター発表51編、合計552編の発表が行われました。発表者の所属機関別では、民間会社・団体が243編で最も多く、次いで国関係が160編、高速道路会社関係が98編、地方公共団体からは18編の応募があり、各部門において、内容の独創性、有益性、信頼度、明解度及び発表態度・質疑応答等を勘案して厳正な審査が行われた結果、優秀賞41編（口頭32編、ポスター9編）、奨励賞16編（口頭13編、ポスター3編）が選定されました。

「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検討」については、複数の表示色を有する道路情報板の機能を効果的に活用するため、各気象条件下における最適な表示色を明らかにし、色覚多様性に配慮した視認性の向上と運転者の安全性の確保を目的とした新たなカラーバリアフリー対策の手法を提案したものです。

また、「供用20年を経過した明石海峡大橋主ケーブルの開放調査」については、昨年実施された開放調査の結果概要について報告したもので、主ケーブルのカバー及びラッピングを開放し、内部のケーブル素線の状態を調査した結果、10年前に実施された開放調査時と同様、特に顕著な腐食の発生・進展は確認されず、同橋に導入されているケーブル送気乾燥システムが十分に機能していることが確認されました。

（保全部 電気通信課長代理 日高英治）

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (19.08~20.01)
 Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

題名	著者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
重防食塗装の劣化予測手法の開発	大塚雅裕 楠原栄樹	土木学会構造工学 論文集Vol. 62A			201603	11
Progress of Repainting and Efforts for Cost Reduction of Seto-Ohashi Bridges	本郷誠人 竹口昌弘 久米昌夫 越野勝	ICSB0C2018			201810	10
Improvement of Access Equipment on Girders of Honshu Shikoku Bridges	進藤功太郎 貴志友基 朝倉義博 松尾俊宏 進藤功太郎	ICSB0C2018			201810	9
Seismic Retrofit Design and Work of Cable Supported Bridges in the Seto-Ohashi Bridges	香川耀平 遠藤和男 福永勸	ICSB0C2018			201810	8
カラー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	吉本紀一 日高英治 西野晋二	高速道路と自動車	62	8	201908	4
Asset Management of Honshu-Shikoku Bridges Based on Preventive Maintenance	内野隆太郎、遠山直樹	10th New York City Bridge Conferece			201908	14
本州四国連絡道路の一般橋の耐震補強設計	溝上善昭 森下尊久	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
大鳴門橋補剛桁への接近設備の改善	清原一宏 松尾俊宏 松葉真人	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
道路鉄道併用トラス橋のノックオフ機構を有する支成交換による免震化工事	香川耀平 金田崇男 村上博基 片岡義亮 藤島修一	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
生口橋(複合箱桁斜張橋)の耐震補強設計について	平山靖之 山口和範 溝上善昭	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
明石海峡大橋の動態観測による20年間の形状管理	永瀬繁幸 杉町直明	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
スレッドローリングねじで接合した補剛材を有する補剛板の圧縮力耐荷実験	金田崇男 香川耀平 村上博基	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
センターステイロッドの合理的点検手法の検討	山本大道 日高裕司 角野充	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2
熱弾性応力計測に基づく溶接構造物の疲労き裂補修効果の検証	塩澤大輝 有馬敬育 溝上善昭 奥村淳弘 阪上隆英 井原航生	土木学会全国大会 第74回年次学術講演会			201909	2

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
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亀裂の検出に及ぼす亀裂開口幅の影響	和泉遊以 上西広粹 阪上隆英 有馬敬育 溝上善昭	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	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形状評価	吉川知秀 和泉遊以 阪上隆英 有馬敬育 溝上善昭	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
斜風下での明石海峡大橋の応答	花井拓 竹口昌弘 本郷誠人	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
鋼道路橋に対する高機能鋼材の適用性検討	村井啓太 澁谷敦 大谷康史 志村保美 小林裕輔	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
施工時表面含水率に着目したコンクリート補修用シラン系表面含浸材の性能に関する検討	河田大樹 森川英典 谷河雅大 中西智美 竹口昌弘	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
ASRにより劣化したPC構造物の調査と対策	金田泰明 矢野賢晃	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
省工程型塗料の開発	本郷誠人 竹口昌弘 山根彰	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
トンネルLED照明の適正な清掃頻度の検討	清水一生 吉本紀一 西野晋二	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
UAVと赤外線カメラによる橋脚ひび割れ等調査の現場適用性評価	山田三洋 金和寛 筒井祐貴 田邊裕之 堺浩一 杉山和也 村井俊之	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
神戸淡路鳴門自動車道鳴門管内の既設盛土補強の設計事例 について	佐々木直也 吉川修一 越野勝 角野充	土木学会全国大会第74回年次学術講演会			201909	2
本州四国連絡橋の塗替塗装に係る技術開発	竹口昌弘	Structure Painting 2019	47		201909	5
生口橋の耐震補強設計—制震ダンパー設置による主桁移動量と補強規模の低減—	平山靖之 山口和範 溝上善昭	高速道路と自動車	62	9	201909	4
海峡部長大橋の塗替コスト縮減に向けた取組み	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車	62	9	201909	3
本州四国連絡高速道路開通による経済効果は41兆円	本州四国連絡高速道路(株) 企画部道路経済課	高速道路と自動車	62	10	201910	4
Improvement of access equipment on girders of Honshu-Shikoku Bridges	松葉真人 貴志友基 朝倉義博 松尾俊宏	PIARC 26 th World Congress 2019 in Abu Dhabi			201910	16

題 名	著 者	雑誌名等	卷	号	年月	頁
The study of optimum display colours on the road information boards with consideration for colour vision impaired road users	西野晋二 日高英治 川上賢明 吉本紀一 明野晃治 嵯峨根義行 川瀬茂	26th ITS World Congress			201910	10
Development and operation of the wrong-way driving avoidance system on the highway	三橋直樹 川上賢明 吉本紀一 西野晋二 寺坂淳志 明野晃治	26th ITS World Congress			201910	10
複層構造の開床式鋼鉄道橋における鉄道騒音の音源寄与度の一考察	原井信明 八川圭司 三坂誠己	2019年秋季研究発表会講演論文集(公益社団法人日本騒音制御工学会)			201911	4
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検討	日高英治 吉本紀一 西野晋二	第33回日本道路会議論文集			201911	2
地域間産業連関表による本四架橋の経済効果分析	佐藤高通 抱江竜吾 濱部夏帆 遠香尚史	第33回日本道路会議論文集			201911	2
供用20年を経過した明石海峡大橋主ケーブルの開放調査	永瀬繁幸 杉町直明 藤澤幸廣	第33回日本道路会議論文集			201911	2
主塔点検ロボットを用いた長大橋高所部の遠隔点検の試み	中村将秀 香川晃 東秀樹	第33回日本道路会議論文集			201911	2
道路鉄道併用トラス橋のノックオフ機構を有する支承交換による免震化	香川耀平 金田崇男 村上博基 平山靖之 片岡義亮 藤島修一	第33回日本道路会議論文集			201911	2
スレッドローリングねじを用いた補剛材接合に関する検討	金田崇男 香川耀平 村上博基 平山靖之	第33回日本道路会議論文集			201911	2
ASRにより劣化したPC構造物の調査と対策	矢野賢晃 金田泰明	第33回日本道路会議論文集			201911	2
省工程型塗料の開発	本郷誠人 竹口昌弘 山根彰	第33回日本道路会議論文集			201911	2
大径ねじ部材の疲労検出方法の検討	角野充 日高裕司	第33回日本道路会議論文集			201911	2
櫃石島高架橋トラス部の耐震補強工事—道路鉄道併用橋で国内最大規模の支承免震—	村上博基 金田崇男 平山靖之	高速道路と自動車	62	12	201912	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2年2月29日現在

委員長	萩朝白	原倉田	勝義幸	也博生	幹事長	山有池	口馬田	和敬秀	範育繼
委員	遠大棍	藤谷尾	和康光	男史邦	幹事	薄大敷	井谷地	稔康直	弘史城
	古杉竹	村山口	剛昌	学史弘		簧大寺	戸東嶋	喜丈賢	一朗策
	中布林	口西廣	淳昌	史弘博		遠長中	尾川山	直幸秋	樹雄男
	宮森山	口下口	典尊和	久博一		中藤前	田田橋	義憲泰	雄二男
	山吉	本	紀	範一		三森山	根	直幸	樹夫彰

本四技報 第134号

発行 令和2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>



