

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.24 No.95 2000.12

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第95号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.95

13年目の瀬戸大橋……………第二管理局 局長 The Seto Ohashi Bridge of thirteen years old	平 山 純 一… 1
アジア大洋州橋梁交流フォーラム開催報告……………第一管理局 鳴門管理事務所 橋梁維持課長 Asia and Australasia Bridge Forum	酒 井 和 吉… 2
長大橋の耐震照査に用いる大規模地震動の検討……………長大橋技術センター 技術情報課 Study on Large Earthquake Motions for Verification of Earthquake Resistance of Long-span Bridges	二 宮 仁 司… 9
海峡部橋梁用車両防護柵の性能確認……………保全部 道路保全課長代理 Examination on Performance of Guard Fences for Long-span Bridges	山 田 郁 夫…15
GPSによる明石海峡大橋の形状調査結果……………保全部 橋梁保全課長 Monitoring on Configuration of the Akashi Kaikyo Bridge Using GPS	鈴木 周一…23 長大橋技術センター 技術開発課 東京事務所 技術調整課 竹 口 昌 弘 梁 取 直 樹
大鳴門橋定点塗膜調査結果の報告……………第一管理局 保全部 計画課付 Report on Periodical Investigation of Coating on Ohnaruto Bridge	保全部 橋梁保全課 石 橋 清 美…29 大 西 貴 浩
「電着工法」による鋼製ケーソン防食……………日本道路公団 中国支社 千代田管理事務所 改良助役 Corrosion Protection of Steel Caisson by Electro Deposit Method	第二管理局 坂出管理事務所 橋梁維持第一課 岩 垣 富 春…35 岡 本 浩 幸
技術ニュース……………	42
The Latest Information	
本四技報総目次……………	44
Annual List of Contents of The Honshi Technical Report	

本四技報総目次：次回掲載予定：第105号

本四技報 第96号 (H13.4) 掲載予定

- ・ 因島大橋のマイクロサーフェシング
- ・ 多々羅大橋振動実験
- ・ マスコンクリートの塗装
- ・ 大島大橋箱桁内腐食環境調査
- ・ 本四疲労設計のデータベース化

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

アジア大洋州橋梁交流フォーラム

Asia and Australasia Bridge Forum

パネルディスカッション Panel Discussion



左から、日下部教授（コーディネーター）、ラウ署長（香港）、ヨー局長（韓国）、ポタンテ課長（フィリピン）、チュン次長（ベトナム）、藤川総裁（日本）

Panel discussion : from the left, Professor Kusakabe (Coordinator), Dr. Ching-kwong Lau (Hong-Kong), Mr. In Sang Yoo (Korea), Mr. Dante B. Potante (Philippines), Dr. Tong Tran Tung (Vietnam), and Mr. Hiroyuki Fujikawa (Japan)

各国報告 Report from Each Country



加島理事による発表
Presentation by Dr. Kashima, Executive Director

(平成 12 年 9 月)
(September, 2000)

鋼ケーソン基礎電着防食工事

Electro-coating work on the foundation of steel caisson

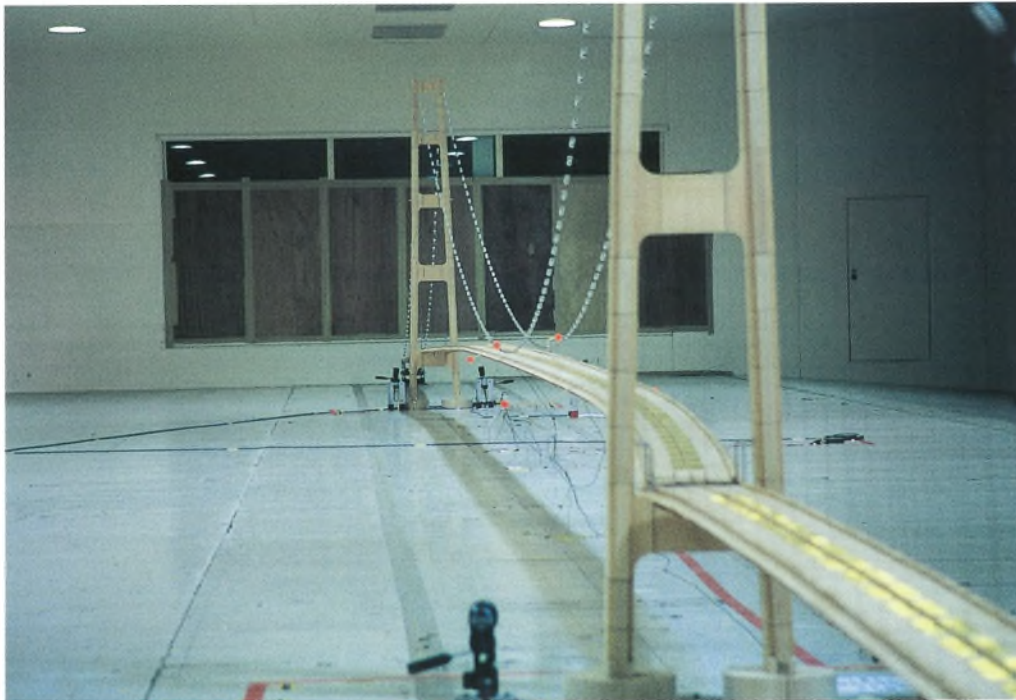


ケーソン壁面清掃機で、表面の腐食層や付着生物を掻き落として鋼面を露出させる：櫃石島橋 HB 3 P
(平成 12 年 9 月)

Steel surface is mechanically exposed by ripping the corroded layer and adhering living things off the steel surface of the caisson of Hitsuishijima bridge 3 P
(September, 2000)

大型風洞試験

Wind tunnel tests for super long-span bridges



海峡横断プロジェクト技術検討受託業務で行っている大型風洞試験による耐風性調査（3 径間 2 ヒンジ 2 箱桁吊橋、中央径間長 2,800 m、全長 5,000 m、模型縮尺は 125 分の 1）
(平成 12 年 11 月)
Aerodynamic study being done in the boundary layer wind tunnel as a part of the technological research project on strait crossing (3-span, 2-hinged, 2-box deck suspension bridge, center span of 2,800 m, overall length of 5,000 m, the model scale of 1 : 125)
(November, 2000)

13年目の瀬戸大橋

The Seto Ohashi Bridge of thirteen years old

第二管理局 局長 平山 純一

Junichi Hirayama



瀬戸大橋は、今年で供用後13年目を迎えている。この間に瀬戸大橋は岡山、香川両県をはじめとした中国、四国地方の高速道路ネットワークの整備と相俟って、交流、住民生活、経済活動の多方面にわたって大きな効果をもたらして来ている。

このように地域に大きなインパクトを与えた瀬戸大橋の交通量は、供用以来、対前年度比約+7%の伸びで着実に増加してきたが、最近では、明石海峡大橋、しまなみ海道の供用、景気の低迷等の影響を受けて、平成10年度は-2%、平成11年度は-3%と、前年実績を下回る結果となっている。一方、料金収入では、交通量がこうした状況のため、平成10年度からの特別料金の結果、収入総額は、平成9年度の約2割減となっている。平成12年度においても、上半期の交通量は瀬戸大橋が対前年同期比-4%であり、「ジャパンフローラ2000」の利用増のあった明石海峡大橋、大鳴門橋が前年同期を上回ったものの、しまなみ海道は、開通初年度の反動で前年同期を下回っている。そして、3ルートとも交通量の実績は、想定交通量を大きく下回っており公団の経営は苦しい状況にある。こうしたことから、平成13年度には、公的助成の拡充をお願いしているところである。

我々は、公団の置かれている厳しい環境を認識し、職員一人一人がコスト意識を持って業務を遂行することを求められている。

瀬戸大橋の維持管理業務で今後多額の費用を要する主なものは、①電気、機械設備の更新②防錆工（ケーブル、桁、鋼製ケーソン）③舗装工（鋼床版）等であり、これらの実施に際してのコスト縮減が大きな課題である。

電気、機械設備の更新では、これまでの管理実態を反映した最低限必要とする性能を明確にして運用効率の高い設備にすると共に、新技術を取り入れた業務の省力化を図る工夫が必要である。その際必要ならば、ハード、ソフトとも仕様書に規定する特注品を汎用品仕様に見直すという方向で検討すべきと考えている。ケーブル防錆工は現在、乾燥空気を送りケーブルを乾燥させる方法を施工中であるが、今後はランニングコストの縮減が望まれる。また、桁の塗替塗装では、塗替材料の改良による塗替サイクルの延長および仮設足場費用の縮減が肝要であり、孔食が生じている鋼製ケーソンでは、電着工法の確立が課題である。さらに、鋼床版上の舗装では延命化のためマイクロサーフェッシングを試験的に施工し、施工法の確立と施工後の追跡調査を実施中である。このように、現在、第二管理局では、今後実施が避けられない項

目のコスト縮減に、鋭意取り組んでいるところである。

ところで、維持管理の現場では、予想もしていなかったトラブルが発生することがある。去る10月6日の鳥取県西部地震の際の経験もその一例である。

瀬戸中央自動車道には交通管理用（海峡部は動態観測用と兼用）に地震計を数カ所に設置している。地震発生時に早島管制室のグラフィックパネルに表示された揺れの大きさを示す値が、陸上部区間については、通行止めにする基準に達していたため直ちにその措置をしたが、海峡部区間は、基準以下だったので管制室は通行止めの指示をしなかった。一方、坂出管理事務所は、体感した揺れの大きさから、同一地震計の動態観測値の記録を取りだし確認するとともに、周辺の高速度道路の状況やテレビ報道をもとに通行止めとしたが、結果的には、陸上部区間よりも約15分の遅れとなった。その後の調査により、今年5月に行った地震波形をガル値に変換して早島管制室に送るプログラム変更時にミスがあったのが誤表示の原因で、施工後の機能確認が欠落していたこと、定期点検の手法も不十分であったため、このミスを見逃す結果となっていたことが判明した。

以上の経過の中で、地震発生直後に、管制室のグラフィックパネルに表示された値を「誤りではないか？」と疑ったのは、現地で揺れの大きさを体感した坂出管理事務所の職員であるが、それでも直ちに断定するのは容易ではなかった。周辺の高速度道路の状況、テレビ情報、動態観測のデータ確認等により、「誤りだろう」と判断したのである。

通常我々は、システムに「誤りはあり得ない」と確信しているからこそ、その値に基づき判断して効率よく行動をとることが出来る。人間がやることに「絶対に有り得ぬ」ということがないにもかかわらず、我々は多くの場合「絶対に有り得ぬ」と信じて過ごしている。何故か？技術に対する自信と信頼あるいはそう思いたい気持ちからであろう。とすれば、我々は、「絶対に有り得ぬ」状態に限りなく近づける努力を怠ってはならないし、さらには、「有り得る」ことを想定した準備も当然のことである。

「起こり得ないはずのことを引き起こすのは多くの場合『人間の不確かさ』である」という言葉をあらためて肝に銘じて日常の維持管理業務に取り組むたいと思っているところである。

アジア大洋州橋梁交流フォーラム開催報告

Asia and Australasia Bridge Forum

鳴門管理事務所
(前) 企画開発部

橋梁維持課 課長
企画課 課長代理

酒井 和吉

Kazuyoshi Sakai



概要

本州四国連絡橋公団は、平成12年9月8日、明石海峡大橋を望む舞子ビラ神戸で「アジア大洋州橋梁交流フォーラム」を開催した。海外からは、香港、韓国、マレーシア、フィリピン、ベトナムの橋梁プロジェクトに責任ある立場の方々が参加し、「アジア大洋州における橋梁プロジェクトの現状と課題」をテーマに、各国報告やパネルディスカッションが行われた。(口絵参照)

The Honshu-Shikoku Bridge Authority held the Asia and Australasia Bridge Forum on 8 September 2000 at the Maiko Villa, viewing the Akashi Kaikyo Bridge. The guests included various leading persons in bridge project in Hong-Kong, Korea, Malaysia, Philippines, and Viet Nam. The forum consisted of introduction of reports of respective countries and a panel discussion focusing on the theme of "current conditions and subjects on Asia and Australasia bridge projects". (See the cover illustration)

はじめに

近年、アジア地域では中国（香港特別行政区を含む）や韓国が長大橋の建設を鋭意進めており、また、マレーシア、フィリピン、ベトナムなどの国々においても、円借款事業やBOT事業などにより長大橋の建設が計画・実施されている。(表-1)。

一方、国内外の橋梁プロジェクトに関する情報の収集・発信は、本四公団に要請されている「長大橋技術の

継承・高度化」のために必要不可欠である。

平成12年9月に第10回 REAAA（アジア・オーストラレーシア道路技術協会）道路会議が東京で開催されることになり、明石海峡大橋の視察ツアーが計画された。本四公団では、この機会を利用して、アジア大洋州地域の橋梁プロジェクトの現状や将来構想を紹介するとともに、橋梁の技術的課題についてパネルディスカッションを行い、課題の解決に向けて、この地域の国々との連携と協力を推進することを目的として「アジア大洋州橋梁交流フォーラム（Asia and Australasia Bridge Forum）

表-1 フォーラム参加国(地域)の大規模橋梁プロジェクト概要

Tab.1 Outline of long-span bridge projects in the countries (regions) of participants

国 (地域)	橋梁名	橋梁形式	橋長 (m)	最大支間 (m)	完成年	備考
香港	チンマ橋	吊橋	2,160	1,377	1997	
	カプスインモン橋	斜張橋	750	430	1997	
	チンカウ橋	斜張橋 (4 径間)	1,177	448&475	1998	
	チンレン橋	吊橋	1,700	1,418	2007	
	ストーンカッター橋	斜張橋	1,614	1,018	2007	
韓国	永宗大橋	吊橋 (自定式)	550	300	2000	
	西海大橋	斜張橋	990	470	2000	
	広安大橋	吊橋	900	500	2002	
マレーシア	ベナン橋	斜張橋	441	225	1985	韓国施工
	ディンディン橋	RC アーチ橋	1,246	90	2000	
	スンガイプライ橋	斜張橋	1,365	185	2002	
	第2ベナンリンク	トンネル+橋	約 8.5 km	未定	未定	
フィリピン	第2マングウェ・マクタン橋	エクストラロードズド橋	410	185	2000	日本援助
ベトナム	ミトワン橋	斜張橋	650	350	2000	豪州援助
	バイチャイ橋	斜張橋	903	435	2003	日本援助
	カントー橋	斜張橋	900	550	2005	〃
	タンイチ橋	PC 箱桁橋	680	130	2005	〃

表-2 アジア大洋州橋梁交流フォーラム・プログラム

Tab.2 Program of Asia and Australasia Bridge Forum

14:00-14:10	開会挨拶 ・藤川寛之 (本州四国連絡橋公団総裁) ・南部隆秋 (兵庫県理事)
14:10-16:10	第一部：各国報告「各国の橋梁プロジェクトの現状と課題」 ・ワヒド・ビン・オマール (マレーシア：公共事業省公共事業総局副総局長) ・チン・クオン・ラウ (香港：土木工程署長) ・イン・サン・ヨー (韓国：建設交通部原州地方国土管理庁道路施設局長) ・ダンテ・B・ポタンテ (フィリピン：公共事業道路省設計局課長) ・トン・トラン・チュン (ベトナム：交通省技術局次長) ・加島 聡 (日本：本州四国連絡橋公団理事)
16:10-16:25	休憩
16:25-17:25	第二部：パネルディスカッション「橋梁プロジェクトの課題とその解決に向けて」 (コーディネーター) ・日下部治 (東京工業大学大学院教授) (パネリスト) ・チン・クオン・ラウ ・イン・サン・ヨー ・ダンテ・B・ポタンテ ・トン・トラン・チュン ・藤川寛之
17:25-17:30	閉会挨拶 ・安藤嘉茂 (神戸市建設局長)

AABF)」を開催することとした。

本フォーラムは、本四公団の主催によるが、(財)海洋架橋調査会、(財)本州四国連絡道路管理協会の協賛、兵庫県、神戸市、(社)土木学会、(社)日本道路協会、(社)国際建設技術協会の後援を受けて開催された。プログラムを表-2に示す。

フォーラム参加者は、建設省、地方公共団体、ゼネコン、橋梁メーカー、コンサルタント、大学などの橋梁関係者だけでなく、橋に関心を持つ一般の方々を含めて240名にもおよび、このフォーラムに関する関心の高さが窺えた。この中にはREAAA 道路会議のテクニカルツアー一行4名を含む、アジア大洋州やヨーロッパから

12ヶ国15名(報告者を含む)の海外からの参加者が含まれている。

1. 各国報告

「各国の橋梁プロジェクトの現状と課題」をテーマに、PCプロジェクターやOHPを使用したビジュアルなプレゼンテーションが行われた。

○マレーシア：ワヒド・ビン・オマール氏

A. 現状

公共事業総局は公共事業省に属する連邦局であり、連邦道路の全橋梁6,800橋を管轄している。橋梁の建設を



写真-1 マレーシア・シンガポール連絡橋計画

Photo.1 Malaysia-Singapore Crossing project

歴史的に見ると、1920年代は鋼橋、1930年代はRCスラブ橋、1950年代以降になってPC桁橋、鋼橋や斜張橋などの長大橋の建設が行われた。現在、アーチ橋（スンガイディンディン橋）や斜張橋（スンガイブライ橋など）、斜張橋とアーチ橋の併用橋（スリーサウジャナ橋）などを建設中である。

将来プロジェクトとして、第2ペナンリンクやシンガポールへの連絡橋などをBOT事業として計画中である。
(写真-1)

B. 技術的課題への取組み

- ①1980年代初期に発生した橋梁破損事故を契機に、1986年と1990年に全国約2,400橋を対象とした軸重調査を実施した。その結果、耐荷力不足が指摘されている500以上の橋を対象に、定期点検実施時に日平均交通量と橋の健全度をあわせて調査し、維持補修作業の優先度を決定している。
- ②1992年にJICA（国際協力事業団）の技術協力により橋梁維持補修プログラムを完成、1993年にはWB（世界銀行）の支援で橋の許容耐荷力決定手法を開発し、維持補修計画に活用している。1994年、JICAの支援により橋梁設計標準化調査を実施し、設計荷重として英国のBD 37/88を採用している。この中で、RC及びPC上部構造の標準設計を作成し、現在活用中である。
- ③維持管理では、洪水対策として桁下空間の確保が非常に重要である。また、コンクリートの劣化が重要な課題となっている。
- ④技術者のトレーニングについては、継続的に研修を実施するとともに、設計・施工・管理部門をローテーションすることで経験を積ませたり、各種セミナーやJICA研修などに積極的に技術者を派遣している。

○香港：チンクォン・ラウ氏

A. 現状

チンマ橋とカプスイモン橋は、新空港へ連結するランタウリンクの一部として供用中である。いずれも、上部デッキが6車線道路、下部デッキが複線鉄道および緊急用車線（台風などの自然災害で上部デッキが使用できない場合に使用させる）からなる。チンマ橋の鉄道緩衝桁の設計は本四連絡橋を参考にしている。カプスイモン橋では、騒音や振動の軽減策として軌条桁とレールの間に弾性支承を設置している。チンカウ橋は、3つの塔をもつ一本塔柱斜張橋であり、安定性確保のために橋軸および橋軸直角方向に固定ケーブルを設置している。また、橋脚防護用に人口島を造った。(写真-2)

現在計画中のプロジェクトとして、チンルン橋とストーンカッター橋がある。チンルン橋は、ディズニールランド（2005年完成予定）へのアクセス強化のために建設されるもので、空港に隣接しているため塔高を低くしている。2箱桁断面（桁高2.7m）の採用により20%の鋼重削減が可能となった。また、高強度ケーブルを採用する。ストーンカッター橋は、中央支間長1000m級の世界最長の斜張橋であり、香港中心部に近いことから、デザインコンペが実施され27作品の応募があった。現在5作品が残っており、来週最優秀案を発表する。（なお最優秀案は路政署のホームページにて公表中）また、将来プロジェクトとして、中国本土やマカオと結ぶ計画もある。

B. 技術的課題への取組み

既存の3長大橋には、風速計、加速度計、温度計、ストレーンゲージなど900に及ぶ各種の計器を設置して動態観測を行っている。ケーブル検査車や塔用ゴンドラなどの維持管理用設備は本四連絡橋の事例などを参考にしている。

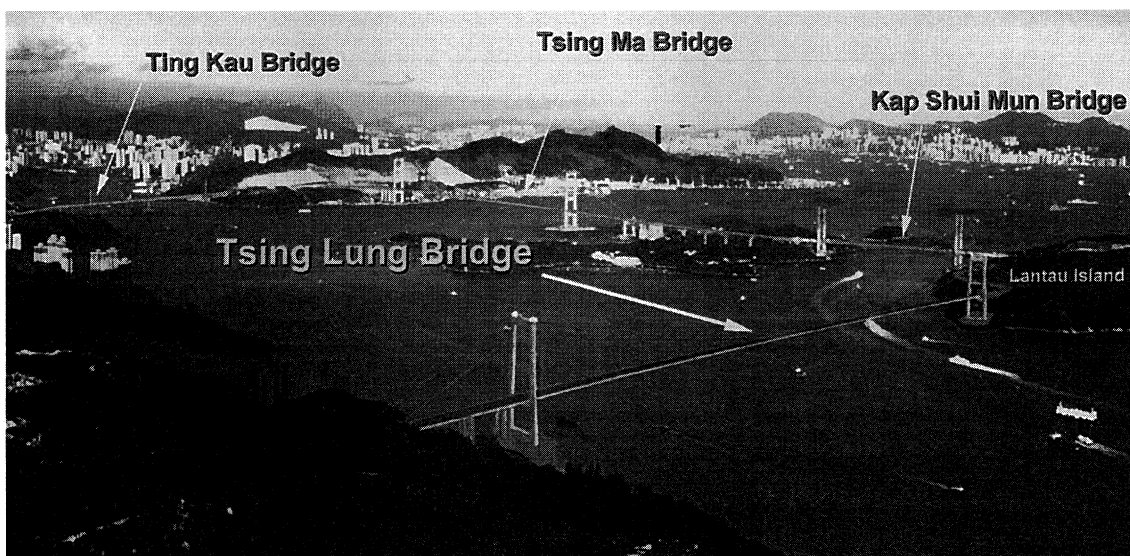


写真-2 香港の長大橋梁群

Photo.2 Long-span bridges in Hong-Kong

○韓国：イン・サン・ヨー氏

A. 現況

現在建設中の長大橋としては、ソウルの南西 65 km に位置する韓国道路公社の西海大橋（総延長約 7.3 km で、斜張橋と PC 箱桁橋からなる）や、韓国第 2 の都市である釜山市の広安大橋（総延長約 7.4 km で、吊橋、鋼トラス橋、鋼床版箱桁橋からなる）等がある。

将来プロジェクトに関して、韓国では多くのプロジェクトは完成品引渡し方式を採用しており、橋梁設計コンペで新しいアイデアが提案されている。この中で現在計画中のものとしては、景観面で優れる「連続アーチ橋」や、桁下空間が制約されるところで有効な「桁上端が路面上に位置するプレートガーダー橋」、さらに、鋼製トラスとコンクリートデッキからなる「上下弦複合トラス橋」がある。

B. 技術的課題への取り組み

- ①長大橋の建設に伴い厚板を導入したが、品質の確保、溶接の手順と基準、疲労に関する細部処理などが課題となった。
- ②韓国では、ここ 100 年間地震の被害を受けていなかったため、耐震設計について考慮していなかったが、専門家の指摘などを受け、1992 年に道路橋設計において耐震設計が義務づけられた。
- ③1994 年の聖水大橋落橋以後、橋梁保全関係の規定が厳しくなり、全ての橋で点検管理用のアクセスが必要とされたが、美観上の処理や点検路設置のための予算が課題となっている。

○フィリピン：ダンテ・B・ポタンテ氏

A. 現況

フィリピンは 7,107 の島からなり、北から南に向かってルソン、ビサヤ、ミンダナオの 3 地域に大別される。橋梁は 1 万 1,500 橋あり、そのうち 7,350 橋（総延長 26 万 6000 m）の国道橋を公共事業道路省が管轄している。国道橋の種別は、コンクリート橋 71%、鋼橋 18%、木橋 3%、およびベイリー橋 8% である。



写真-3 第 2 マンダウエ・マクタン橋

Photo.3 2nd Mandaue-Mactan Bridge

道路・橋梁は、国の経済開発や貧困緩和のために不可欠であり、2004 年までに全橋を永久橋にしようという中期インフラ開発プログラム（1999-2004）が進行中である。その他、数多くのプロジェクトが実施されているが、それらの多くは、イギリス、ADB（アジア開発銀行）、JICA、JBIC（国際協力銀行）、オーストラリアなど海外諸国や国際機関の援助を受けて実施されている。最近、第 2 マンダウエ・マクタン橋が世界最長のエクストラドロード橋として完成した。（写真-3）

長期開発計画として島々を橋やトンネルで連結する計画があるが、主な島々間の距離が長いのでフェリーの運行も検討している。

B. 技術的課題への取り組み

- ①フィリピンの道路網は、南北軸は比較的整備されているが、山地があるため東西軸がネックとなっている。特に、地域開発が妨げられている農村部などでは、新線を建設している。
- ②道路・橋梁は、軸重の増加、交通量の増大、メンテナンスの不備、自然災害の発生などによりダメージを受けている。現在、約 7,300 橋を対象にした橋梁点検プロジェクトを実施し、補修が必要な橋梁の特定を行っている。
- ③近年、環境への配慮も必要になってきた。

○ベトナム：トン・トラン・チュン氏

A. 現況

1975 年のベトナム戦争終了時に橋梁が約 4 万 m あったが、その大半は幅員 3~6 m で、8~13 t 車を対象とした中小橋であり、浮橋やフェリーも多かった。ベトナム戦争終了（1975 年）後、海外技術で建設された鋼橋等の補修補強工事や架替工事を日本政府の協力などを受けて実施してきた。

鋼材が高価なことから橋梁の 70% 以上はコンクリート橋である。1980 年代になって、PC 橋のプレキャスト片持ち工法が導入されたが、1988 年にプレキャスト部分が落橋したため、それ以降プレキャスト橋はあまり使

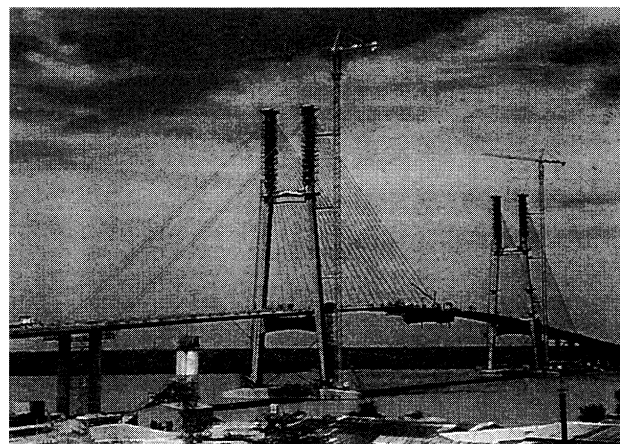


写真-4 ミトワン橋

Photo.4 My Thuan Bridge

用されなくなった。

1990年以降、政府の門戸開放政策により、WB、ADB、JBICなどの国際機関から財政支援を受けている。PC箱桁橋の張出し架設工法は、スイス（VSL）、フランス（フレシネー）などから技術移転を受け、支間長は90～100mにまで伸びてきている。斜張橋は、オーストラリアからミトワン橋の建設を通して技術援助を受けている。

（写真-4）

将来プロジェクトとして、カントー橋、バイチャイ橋、タンイチ橋などの長大橋を計画中であるが、これらは全てJBICの援助で建設されるものである。

B. 技術的課題への取り組み

海外技術の積極的導入により、技術の国産化を進めている。PC橋の送出し工法はベトナム独自の技術で施工している。斜張橋では、ミトワン橋の建設技術をベースに、現在10橋以上（支間長は100m未満）を建設中であり、ケーブルとアンカー材以外の大半の部材は国内生産材を利用している。

○日本：加島 聡氏

「日本における橋梁建設」というテーマで、主に本四連絡橋事業を紹介した。

本四連絡橋の建設にあたっては、多くの技術的課題の解決が必要であった。

建設における技術開発としては、①長大橋の耐風・耐震設計法、②海中基礎の洗掘対策工、③吊橋用高強度ケーブル、④道路鉄道併用橋の設計法、⑤自航台船による補剛桁架設工法などがある。また、維持管理の技術開発としては、ケーブル防食のための「送気乾燥システム」がある。

本四連絡橋の完成により、本州・四国間の移動時間が架橋前に比べて1/2～1/3に短縮されるとともに、開通前後（1984年及び1999年の比較）で本四間交通量が2.7倍に増加していると報告した。さらに、我が国の海峡横断プロジェクトの概要および課題や、公団が実施している海外への技術協力の事例について紹介した。



写真-5 パネルディスカッション状況

Photo.5 Panel Discussion

2. パネルディスカッション

東京工業大学大学院教授でアジア土木学協会連合協議会事務局長として活躍中の日下部 治先生をコーディネーターに迎え、香港、韓国、フィリピン、ベトナムの上記報告者と、本州四国連絡橋公団の藤川寛之総裁をパネリストとして、「橋梁プロジェクトの課題とその解決に向けて」をテーマにパネルディスカッションを行った。

（写真-5、6）

パネルディスカッションでは、①設計基準、②メンテナンス、③技術協力の3項目が話題として取り上げられた。なお、マレーシアのオマール氏は所用のため急遽帰国され、パネルディスカッションは不参加であった。

1. 設計基準

日下部：設計基準は、交通量や重車両の増加などインフラに対する社会的要求の変化や、最近の傾向であるグローバル化の影響を受けて変遷してきているが、設計基準についてそれぞれ発表されたい。



ラウ：英国の基準（限界状態設計法、耐用年数120年）を基本にしているが、コンクリート性状、温度の影響、耐震設計や耐風設計などは香港の特性を考慮して修正変更している。中国と香港の間の交通量増大に伴い、中国と香港を結ぶ橋梁計画があり、中国と設計基準の統一化を図ろうとした。しかし、中国の耐用年数は50年であるほか、荷重、細部構造や部材寸法など多くの相違点があったため、それぞれの基準を使用して共同プロジェクトを進めることとなった。しかし、将来的には同じ基準を使うことになろう。



ヨー：以前考慮していなかった耐震設計の導入・強化



写真-6 熱心に耳を傾ける参加者

Photo.6 Attendance in the forum

が、注目すべき点である。

日下部：1992年に耐震設計を導入した背景は何か。

ヨー：20年前に韓国中央部で地震があり、建物の壁に亀裂が生じるなどの損傷が発生したことが導入の契機となった。

日下部：耐震基準は、日米のものに似たようなものか。

ヨー：各国と同様の基準となっている。

ポタンテ：アメリカの基準 AASHTO にかなり影響を受けている。フィリピンは円借款も多いため日本の基準の影響も受けている。耐用年数は一般構造物が50年、重要構造物が100年である。将来は、フィリピンの状況を加味して独自の設計基準を作りたい。耐震設計に関しては、活断層（フィリピン断層）があるため0.4Gを採用している。

チュン：ロシアの基準をベースにしたベトナムの基準があるが、援助国との関係で、外国のコンサルタントがロシアの基準を知らないことや言語上の問題から、欧米諸国や日本など7つの海外基準の使用を認めている。このことは将来の維持管理を考慮すると大きな問題であることから、ベトナムでは AASHTO の LRFD 94/98 を基本にして基準を検討中であり、2000年後半にはこの業務を完成させる予定である。

日下部：マレーシアでは英国基準を使用しているとの発表があった。設計基準はアジアの中でも非常に多様化しているが、これは各国の歴史的背景を反映したものと思われる。フィリピンやベトナムの報告から、ヨーロッパのユーロコードと同様のもののアジア版を作る必要があるのではないか。藤川総裁には長大橋の設計に関して発言をお願いしたい。

藤川：長大橋技術では、耐風・耐震設計が重要である。明石海峡大橋は今までに経験したことのない長大橋であることから、耐風安定性については1/100の全橋模型を使用した大型風洞試験で検証を行っている。耐震については、架橋地点で150年の再現期間内で発生が予想される地震と、太平洋で数百年のオーダーで発生するM8.5のプレート型地震に耐えるよう設計している。明石海峡を震源とする兵庫県南部地震では、地核変動によりスパンは伸びたが構造本体には全く支障がなかったことから、耐震設計の考え方の正しさが実証されたと考えている。維持管理では、100~200年という長期にわたって供用していくために、その機能をきちんと保全していくことが必要である。確実な点検や動態観測を実施するとともに、これらのデータを将来の設計、施工に反映させていくことも重要である。

2. メンテナンス

日下部：今後重要になってくると考えられるメンテナンスに関する各国の取り組み状況を紹介されたい。

ラウ：香港では既存橋梁に対して点検を義務づけ、表層を見る日常点検は毎週、主構造部材を見る一般点検は年2回、本点検は6年毎に実施し、その点検結果に応じて補修している。香港の橋は1,000橋足らずであり、財源の問題はない。長大橋ではモニタリングシステムを導入して橋の挙動を管理したり、損傷の分析を実施している。しかし、供用後3年しか経過しておらず主要構造物の補修事例はない。

ヨー：1994年にソウル近郊で発生した聖水大橋の落橋事故は、メンテナンスを怠っていたことが原因であったため、それ以降メンテナンスを大変重視している。建設よりもメンテナンスに多くの投資をすべきであり、また維持管理研修の予算を増やすべきだと考えている。



ポタンテ：メンテナンス部門はあるが

人材面で問題がある。メンテナンスに関しては、橋梁の維持管理に特化した知識が必要だ。首都圏での落橋事故ではメンテナンスの不備が問題となった。担当者は、路面は見ていたが桁下面は見ていなかった。また、ひび割れは発見したが、それを評価出来なかった。フィリピンでは、メンテナンスといえば塗装の塗り替えが主なものである。いくつかの重要橋梁でも桁下へのアクセス手段が欠如しており、今後メンテナンスの体制を強化していかないといけない。



チュン：メンテナンス部門はあるが、担当者の橋梁構造に関する知識が不足しているという課題がある。そこで、メンテナンス部門に対して、橋梁の維持管理において何をすべきかということトレーニングするコースを毎年設けている。

日下部：長大橋では特にメンテナンスが重要だ。本四連絡橋の維持管理のポリシーを説明されたい。

藤川：明石海峡大橋のような長大橋のメンテナンスは我が国でも初めての経験である。代替ルートがないため交通止めがないよう管理すべきであること、また、大きな建設費を投資した橋梁を長期に渡りその機能を保全する必要があることなどから、点検を綿密に行い劣化を早期に発見し対処するという予防保全が重要である。点検では詳細な点検マニュアルを作成して対応しており、地震や台風などの異常気象時の点検マニ

アルも作成している。また、GPSや地震計等による動態観測や非破壊検査も実施するとともに、点検や動態観測結果に基づくデータベースを構築中であり、より効率的な維持管理を目指している。

今後は、ライフ・サイクル・コスト（LCC）を安くすることが重要になってくると考えている。公団としても、コストのかからない維持管理手法の開発や、耐久性が高くてLCCが小さい橋梁の設計・施工の開発についても積極的に取り組んでいきたい。

3. 技術協力

日下部：橋梁プロジェクトに関する国際的な技術協力の事例や、今後の技術協力に対する提言や要望等があれば発言されたい。

ラウ：香港では歴史的背景からイギリスやアメリカのコンサルタントが活動しており、請負業者も日本や欧米諸国から入ってきている。路政署と日本の間では、橋梁工学の先生方やコンサルタント等との接触がある。西野先生にはチンマ橋のアドバイザーになっていただき、伊藤先生にはストーンカッター橋の設計コンペの支援をしていただいている。また、本四公団とは、チンマ橋の鉄道緩衝桁の設計を通じて良好な関係を保っている。今後、研修のために本四公団に技術者を派遣するなどして、技術交流を続けて行くとともに、技術セミナーなどを通じて日本の経験を学ばせたいと考えている。

ヨ一：韓国では、数年前から毎年10人以上の維持管理技術者を2週間以上イギリスに派遣する研修制度がある。今後は、技術者を日本に派遣することについて、さらに議論していきたい。

ポタンテ：我々は、WB、ADB、JBIC、JICA等を通して多くの技術協力を受けている。橋梁技術者を海外で研修させることは重要であり、JICA研修などに数ヶ月間派遣している。しかし、中堅や若手の橋梁技術者が日本などの海外へ派遣されることは少ないので、このような点に関して協力をお願いしたい。

チュン：海外からの技術協力事例は非常に多い。海外の請負業者による橋梁建設工事を通じた技術移転が非常に有効である。PC橋では、VSLからの技術移転後、ベトナム技術者だけで片持ち施工が出来るようになった。また、斜張橋についてもミトワン橋の建設を通して技術移転が実施されている。日本に対しては世界に向けた設計基準を作成してい



ただきたい。特に、長大橋の基準は世界各国が必要としているのではないかと。また、ベトナムでは設計基準および標準化に関して日本の協力を得たい。

日下部：オマールさんからも、JICAを通して設計基準の標準化調査を実施したとの報告例があった。藤川総裁には本四公団の海外技術協力について発言していただきたい。

藤川：本四連絡橋に関しては、世界各国から視察や技術支援の要請があり、公団としても長大橋技術が国外でもできるだけ広く活用されるよう努力していく必要があると考えている。いろいろな制約はあるが、国際フォーラムを開催したり、国際会議等への積極的な参加などを通して技術交流を積極的に進めていきたい。



JICAは、専門家派遣だけでなく研修員受入れ事業も実施しているため、JICAとも相談しながら研修の要請があれば積極的に受入れていきたい。

橋梁技術に関する国際交流を今後とも積極的に進めていくため、海外の橋梁担当者や技術面での情報交換を活発にしていける必要があり、そのためには人的ネットワークの構築が必要だ。今回のフォーラムはその契機になると考えており、この輪を出来るだけ広げていこう努力していきたい。

日下部：問題の解決に向けて人的ネットワークを作っていくことは重要である。ネットワークの構築により、技術交流を高め、さらにアジア地域での将来プロジェクトを活発に進行することも出来る。今後とも相互交流を高めていって欲しい。

おわりに

当公団が国際会議を主催することは初めての経験であった。このため、本フォーラムの開催にあたっては、技術系各部などから構成されるAABF実行委員会や幹事会を設置して、組織的に取り組んできた。このフォーラムが無事成功裡に終了することが出来たのは、ひとえに関係各位の協力によるものである。また、本フォーラムはREAAA道路会議のテクニカルツアーにあわせて開催されたものであり、フォーラム開催を快く認めて頂いたREAAA関係者を始めとする関係各位に改めて謝意を表す。2002年5月には「第3回吊橋管理者会議」の開催が予定されているが、今回の経験が活用されることを切に望むものである。

長大橋の耐震照査に用いる大規模地震動の検討

Study on Large Earthquake Motions for Verification of Earthquake Resistance of Long-span Bridges

長大橋技術センター 技術情報課 二宮 仁司

Hitoshi Ninomiya



概要

兵庫県南部地震の経験から、活断層によって惹起される大規模地震は、断層直近の構造物に大きな被害を与えることが認識された。現在、長大橋技術センターでは、既設海峡部橋梁について、活断層の活動により発生する内陸直下型地震を考慮した耐震性照査を行っているところである。この耐震性照査に用いる入力地震動は、兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された記録に基づくものであり、照査対象の長大橋周辺の地震環境は考慮されていない。このため、照査用入力地震動の妥当性について、断層モデルを用いて、入力地震動をそれぞれの既設橋梁（大鳴門、南備讃、因島）に対して試算・比較することにより検証した。

Having an experience of Hyogo-ken Nambu Earthquake, it was acknowledged that the large earthquake occurred from active fault would cause great damages to the structures near the fault. Currently, the Long-span Bridge Engineering Center is enforcing a study on verification of earthquake resistance of long-span bridges against an inland direct strike type earthquake by the activity of active fault. The earthquake motion employed in this study is based on the record of Hyogo-ken Nambu Earthquake measured by Kobe Meteorological Observatory. However, it excludes influence of earthquake environment around the bridges to be verified. Therefore, Applicability of earthquake motions to verification was assured through the trial calculations and comparison of input seismic motions calculated by the fault model for the long-span bridges(Ohnaruto, Minami-bisan, and Innoshima).

1. まえがき

兵庫県南部地震以降改訂された道路橋示方書では、耐震設計上考慮すべき地震の種類が新たに追加され、この地震と同じような内陸直下型地震がその対象に加わった。

現在実施している既設長大橋の耐震性照査では、この内陸直下型地震時における構造物照査を行っているが、ここで問題となるのは、対象とした内陸直下型地震を想定した入力地震動である。改訂道路橋示方書では、内陸直下型地震(L2 type II)の入力地震動については、対象となる構造物近傍で得られた強震動記録を用いるか、記録がない場合は兵庫県南部地震時の記録を使用してよいとされており、既設長大橋の照査においてはこのうち後者を採用している。(図-1)

本報告では、後述、土木学会提言における断層モデルに基づく地震動の推定を行い、その手法の概要を紹介するとともに、耐震性照査に使用した入力地震動の妥当性について検証したものである。

2. 兵庫県南部地震による基準類の改訂

2.1 土木学会の提言

兵庫県南部地震は、野島断層～六甲断層系の断層の活

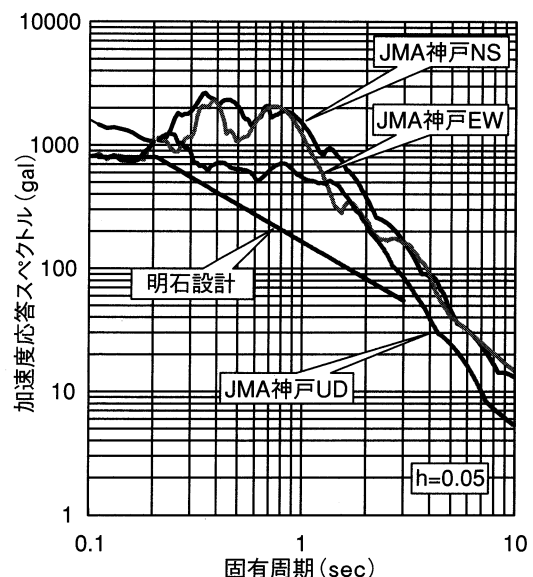


図-1 兵庫県南部地震の加速度応答スペクトル

Fig.1 Acceleration response spectra of Hyogo-ken Nambu Earthquake

動に伴い発生した内陸直下型の地震である。このような活断層の断層運動により発生する内陸直下型地震は、再現期間が1,000年単位に及び、構造物の耐用期間内に発生する確率は非常に低く、従来、構造物の耐震設計に十分考慮されていなかった。しかしながら、兵庫県南部地

震による建造物の被害状況は、発生確率の低い地震においても、建造物にある一定の耐震性を確保する必要性を広く認識させ、土木学会において、「耐震基準等基本問題検討会議」が組織されて「土木建造物の耐震基準等に関する提言」という形で、今後の耐震設計に用いる地震動として以下のように示されている。(抜粋)

- ①レベル2地震動は、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動であり、内陸および海溝で発生する地震の活動履歴、活断層の分布と活動度、震源断層から当該地点に至る地下構造、当該地点の地盤条件、および強震観測結果などに基づいて設定する。
- ②レベル2地震動の設定では、震源断層の破壊過程や地盤条件の評価などに多くの不確定性が残されていることを十分に認識するとともに、地震動の予測手法の適用性や予測結果の妥当性についての十分な吟味が必要である。さらに、地震動予測の精度を向上させるために、この分野に関わる研究成果を取り入れ、地震動の予測手法を更新していくことが必要である。
- ③対象地点およびその周辺に活断層が知られていない場合でも、レベル2地震動の設定に当たっては、マグニチュード6.5程度の直下地震が起こる可能性に配慮するものとし、これによる地震動をレベル2地震動の下限とする。
- ④レベル2対象地震は、単一の地震に限定する必要はなく、複数の地震が選定されてもよい。また、同一地点のレベル2対象地震であっても、対象とする建造物の動的力学性によって結果として対象地震が異なることがあり得る。

2.2 道路橋示方書 (V 耐震設計編) の改訂

道路橋示方書の耐震設計編は、平成8年12月に改訂され、内陸直下型地震としては、建造物に与える影響という観点で現在までに観測された最も強い地震動を与えた兵庫県南部地震による地震動を考慮することとし、従来の設計地震入力に加えて新たに規定された。

ここでは、個々の活断層の特性から地震動を設定することは未解明な点も多く残されていることから、今後の調査研究の進展に応じて対応していくとだけ記述されている。

3. L2地震動の定義

道路橋示方書改訂により、考慮すべき地震動は以下に示す2段階3種類となった。なお、道路橋示方書では「L1、L2」といった名称は存在しないが、ここでは便宜上、呼称として使用する。

また、L2地震動の標準加速度応答スペクトルを図-2に示す。

表-1 2段階の考慮すべき地震動

Tab.1 2-stage earthquake motion to be taken into account

	L1地震動	L2地震動
地震動	橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動	橋の供用期間中に発生する確率は低いが大強度をもつ地震動。海洋性の巨大地震や活断層から生じるいわゆる直下型の大地震
耐震性能	健全性を損なわない	限定された損傷にとどめる

表-2 2種類のL2地震動

Tab.2 Two types of L2 earthquake motions

	タイプI	タイプII
定義	陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震による震源域の地震動	マグニチュード7クラスの内陸地震による震源断層近傍の地震動
特徴	大きな振幅が長時間繰り返して作用する地震動 震源が深いため、広範囲に大きな地震動が作用	継続時間は短いが大強度を有する地震動 震源が浅く、局所的に大きな地震動が作用
摘要	関東地震 (1923, M 7.9)	兵庫県南部地震 (1995, M 7.2)

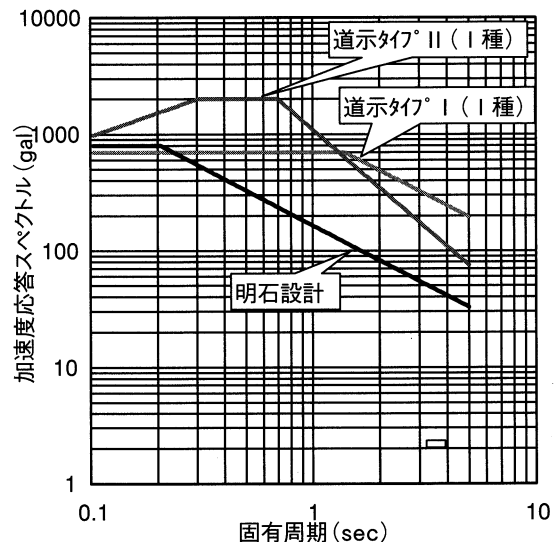


図-2 標準加速度応答スペクトル

Fig.2 Standard acceleration response spectra

4. 本四長大橋の耐震照査

本州四国連絡橋は、代替の道路が存在しない。また、大きな震災後の避難・救援・救急活動などを行ううえで必要となることから、道路としての重要度が非常に高く、大規模地震に対しても機能を保持するような耐震性を有していることが必要である。

本州四国連絡橋の海峡部橋梁は、各耐震設計基準に基

びき設計され、レベル2地震動（L2地震動）のうちタイプIに相当する地震動については、当初より設計に見込まれている。よって、タイプII地震動による照査として、直下型大規模地震に対する耐震検討を行っているところである。

照査用入力地震動は、本来、当該橋梁で観測された強震動記録を用いることが理想的であるが、そのような地震動そのものが発生していないため、道路橋示方書に規定される兵庫県南部地震の強震記録として、神戸海洋気象台（JMA 神戸）で得られたものを耐震基盤上に変換し、各橋梁の基盤岩相当層に入力している。

しかしながら、すべての長大橋の耐震照査にこの入力地震動を使用することは、以下の理由より必ずしも適当であるとはいえない。

- ①JMA 神戸の記録を上回る地震動が将来発生する可能性は否定できない。
- ②地震動の発生状況は地域により異なるため、発生頻度や地震強度が異なる地域に同一の地震動を見込むことは合理的でない。

つまり、照査対象となる構造物周辺の活断層の分布、およびその活断層の規模や活動に伴い発生する地震動の特性、震源となる断層から構造物までの地震動の伝播特性などを基に、その構造物に最も強い地震力を与える地震動を使用することが必要と考えられる。

今回は、照査に使用している入力地震動の妥当性を検証するため、未だ未解明の部分が残るものの、これら断層特性や設定手法に関する研究成果を基に地震動の試算を行った。

5. 大規模地震動の設定手法

5.1 設定手法

L2地震動は、建設地点においてまれに発生する大きな地震動である。この地震動は、対象構造物の比較的近距離で発生することが考えられるプレート境界型の巨大地震や活断層から生じるいわゆる直下型の大地震を想定して設定する。

入力地震動の設定方法は、以下の5種類の方法に分類できる。

①観測記録の基準化による方法

所定のレベルの地震観測記録を基準化する。

②振幅調整による方法

観測された強震記録を所定の応答スペクトルに合うように振幅調整する。

③距離減衰式による方法

対象地震を特定し、その地震のマグニチュード、震源距離等をパラメータとした経験式で地震動を評価。震源を点で評価するもののほか、断層面の広がりも考慮したものもある。

④半経験的地震動評価法

対象とする地震の断層面で発生した中小地震記録の観

測記録を経験則として、断層面の特性、伝播経路の影響や地盤の影響を評価し、大地震と小地震の相似則に則り、小地震動を重ね合わせる。

⑤理論的地震動評価法

対象地震の震源パラメータ、伝播経路、地下構造を条件設定し、解析的に地震動を評価する。

以上に示した各設定法のうち、半経験的手法に基づく試算を行い、比較のために距離減衰式による試算を行った。以降、半経験的手法による試算について報告する。

5.2 「入倉・釜江の方法」の概要

半経験的地震動評価法は、断層モデルにより表される大地震と小地震の相似則を用いて大地震時の強震動波形を小地震記録から推定するものである。今回はこの手法の代表的なものとして「入倉・釜江の方法」により試算を行った。

断層モデルとは、「地震は地殻の断層運動による」とした基本的な考え方に立ち、図-3に示すように断層運動を種々のパラメータ（地震の規模、断層の大きさ、断層運動の量・速度・時間・方向角等）により表記したものであり、大地震と小地震の各パラメータがそれぞれの地震モーメントの1/3乗に比例するという関係（式(1)）に基づいて、大地震動を合成するための大地震断層モデルの分割数（想定地震と種地震の地震モーメント比）を決定、断層面積・破壊時間を分割し、地震動の伝播時間・破壊伝播時間・破壊開始時間の遅れを考慮して、小地震動を分割数だけ重ね合わせて大地震動を得るものである。

$$\frac{L}{L_e} = \frac{W}{W_e} = \frac{D}{D_e} = \frac{\tau}{\tau_e} = \left(\frac{M_0}{M_{0e}} \right)^{\frac{1}{3}} = \text{CONST} = N$$

.....式(1)

添字_eは小地震のパラメータ

小規模地震動をN³個重ねることで
大規模地震動を合成

ここに

M_0 ：地震モーメント（dyne・cm）

（地震の規模： $M_0 = \mu LWD$ ）

W ：断層の幅（km） L ：断層の長さ（km）

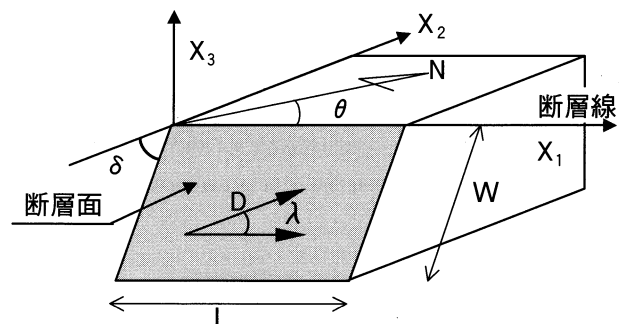


図-3 断層パラメータ

Fig.3 Parameters of fault

θ : 走向 (deg) δ : 断層の傾斜 (deg)
 D : くい違い量 (m 断層のずれた変位)
 λ : 断層のくい違い方向角 (deg 断層のずれる方向)
 τ : 立ち上がり時間 (sec くい違いに要した時間)
 μ : せん断弾性係数 ($=3.95 \times 10^{11}$ dyne/cm²)

この方法は、図-4に示すように、対象地震と同じ断層面で発生した小地震記録を、破壊の時間的・空間的成長に従って足し合わせることで大地震動を合成する。

この方法では、起震断層の震源特性、観測点までの伝播特性、観測位置付近のサイト特性を考慮した大規模地震動を比較的簡単な計算で求めることができ、その適用周波数帯域も比較的広い利点を持つ一方、条件に合致する小地震記録の取得が困難であること、将来発生する地震に対するパラメータの設定方法が明確でない等の欠点がある。

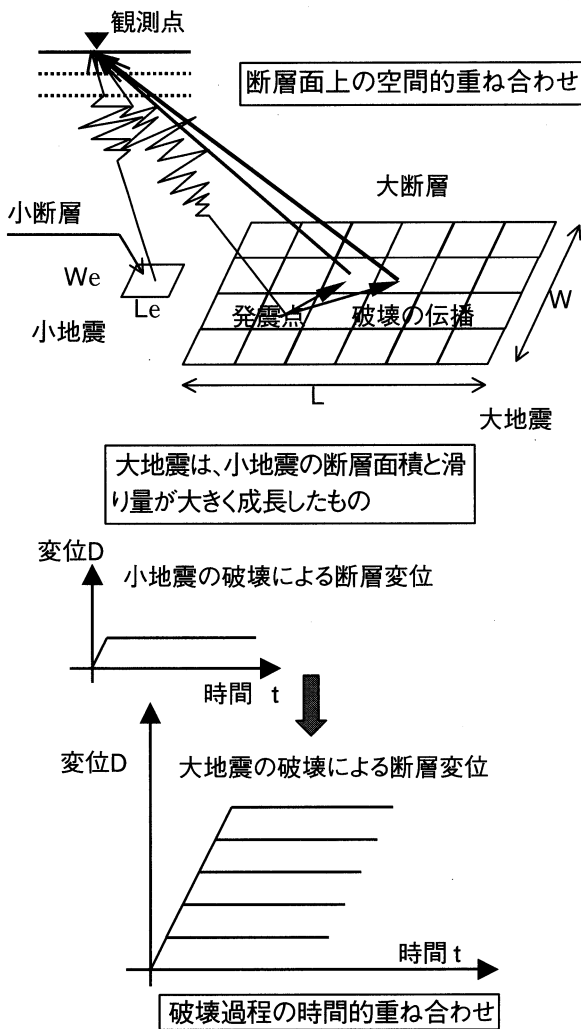


図-4 大規模地震動算定の概念

Fig.4 Concept of calculation of large earthquake motions

6. 入倉・釜江の方法による地震動試算

6.1 検討対象橋梁

今回の検討対象橋梁は大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋及び

因島大橋とした。なお、明石海峡大橋については、兵庫県南部地震を対象とした照査を行っている。¹⁾

6.2 想定断層の設定

想定断層の設定にあたっては、検討対象の各橋梁に対して最も大きな影響を与える可能性のある断層を想定した。

活断層については、1回の地震で動く領域のセグメント(断層の1単位)化、グループ化はさまざまな考え方があがるが、ここでは、松田によって以下の条件で整理された起震断層²⁾を用いて想定断層の設定を行った。

- ① 5 km 以内に他の活断層のない孤立した長さ 10 km 以上の活断層
- ② 走向方向に 5 km 以内の分布間隔をもって、ほぼ一線に並ぶほぼ同じ走向の複数の活断層群。
- ③ 5 km 以内の相互間隔をもって並走する幅 5 km 以内の活断層群
- ④ その断層線の中点の位置が主断層から 5 km 以上離れている走向を異にする付随断層あるいは分岐断層
想定する断層を表-3に、断層位置と推定地点を図-5に示す。なお、中央構造線四国断層帯については、他にも分割案の研究結果が提案されているが、最も安全側の検討を行うこととして、最大の断層長さ $L=165$ km として解析を行った。

表-3 想定断層

Tab.3 Assume fault

対象橋梁	想定断層	備考
大鳴門	中央構造線淡路島南縁断層 ($L=45$ km)	$M_J=7.6$
	中央構造線四国断層帯 ($L=165$ km)	$M_J=8.5$
南備讃	中央構造線四国断層帯 ($L=165$ km)	$M_J=8.5$
因島	中央構造線四国断層帯 ($L=165$ km)	$M_J=8.5$

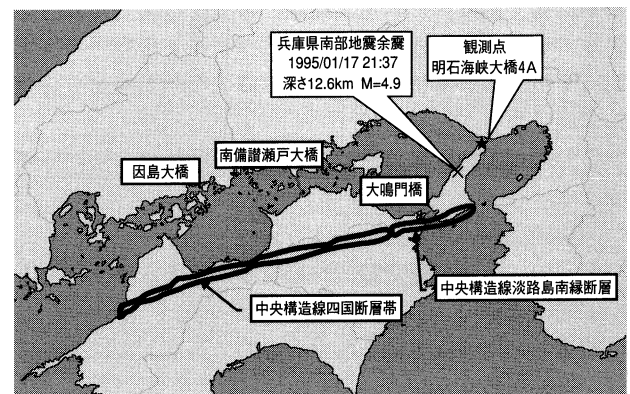


図-5 想定断層等位置図

Fig.5 Location of assumed faults

6.3 種地震の設定

大地震時の地震動の推定に、想定断層で発生した小地震記録を用いる。この小地震を「種地震」と呼ぶ。この種地震の地震記録は、前述のとおり、想定断層と対象構

造物の関係を表すものであるため、想定断層で発生した地震で且つ対象構造物近傍で観測された記録でなければならぬ。

しかしながら、今回は、想定断層である中央構造線を震源とする地震記録がないうえ、各橋梁における観測記録には種地震に適当な規模の地震が観測されていなかったため、兵庫県南部地震後に明石海峡大橋4A付近で観測された兵庫県南部地震の余震波を種地震に用いた。図-5に震源位置および観測位置を、表-4に種地震の各パラメータを示す。

表-4 種地震のパラメータ

Tab.4 Parameter of observed earthquake

項目	パラメータ
発生日時	1995.2.18 21:37
震央位置 (km)	34.445° N 134.807° E
震源深さ (km)	12.6
観測位置	34.6° N 135.0° E
マグニチュード (M_j)	4.9
地震モーメント (dyne · cm)	2.11×10^{23}

6.4 断層パラメータの設定

断層モデルの基本パラメータとして、断層長さ、断層幅、傾斜角、最浅部の深さ、すべり量、立ち上がり時間(断層の食い違いに要した時間)、破壊伝播速度、地震モーメント(地震の規模を示す量)、アスペリティ(断層の堅く固着した部分。断層の破壊域が一樣でないことを表す)等があるが、これらの設定については様々な研究がなされており、地震断層に関する文献を参考に以下に示す方針により設定した。設定したパラメータを表-5に示す。

①断層長さ

断層長さは、松田の起震断層により求めた。

②断層幅、傾斜角

傾斜角は、活断層の断層面は平均的にほぼ垂直であるため、ここでは90度とした。断層幅については、地殻内の脆性破壊が起こる範囲がおおよそ深さ15~20kmまでであること、内陸の活断層により起こる地震は幅15km程度であるという知見などから、ここでは断層幅は一律15kmと仮定した。

③最浅部の深さ

0kmと仮定。地表断層が生ずることになる。

④破壊伝播速度

2.7 km/secとした。

⑤推定マグニチュード

断層長さとの関係式の松田式を用いて求めた。

$$\log L = 0.6M_j - 2.9$$

⑥地震モーメント

地震モーメント M_0 は、実地震記録から算定され、中小地震に対しての適用性が良い「福島」式と、大規模

地震について提案されている各種提案式の中から「安芸の式」の両方の推定式を用いて求めた。

「福島」式 ($M_j < 6.0$ の場合)

$$\log (M_0^{-1} + 10^{-17} M_0^{-1/3}) = -1.10(\pm 0.06)M_j - 17.92(\pm 0.42)$$

「安芸」式 ($M_j \geq 6.0$ の場合)

$$\log M_0 = 1.5M_s + 16.0$$

M_j : 気象庁マグニチュード

M_s : 表面波マグニチュード

⑦立ち上がり時間

「宇津」式より求めた。

$$\log \tau = 0.5M_s - 3.2$$

⑧分割数

想定地震の断層面を種地震との地震モーメント比により分割する。この地震モーメント比が大きい(種地震の地震モーメントが小さい)場合、種地震の特性が過剰に増幅され、極端な結果となることが多い。この解消のため、中間的な断層面を仮定する2段階合成を行った。

⑨破壊開始点

一般に、対象地点に対して破壊進行方向に強い地震動が伝播するため、対象橋梁から遠い断層端を破壊開始点とした。

⑩アスペリティ

マグニチュードが6.5以上の大きな地震の場合、震源断層面での破壊は一樣ではなく、いくつかの主要な破壊域から強震動が生成されることが明らかになってきており、この個々の破壊域をアスペリティと呼び、これらのアスペリティを別々の地震と考え、1つ1つの地震から生成される地震動を重ね合わせることによって大地震の推定を行った。

アスペリティについては、様々な研究が行われており、いくつかのモデル化の提案も行われているが、今回は、断層面全体の30%の面積をアスペリティとしたモデルとして推定を行った。

6.5 地震動の推定

設定したパラメータおよび種地震記録を用いて大規模地震動の推定を行った。推定した加速度応答スペクトル、および現在実施している、耐震照査に用いているJMA神戸基盤波を、図-6に示す。また、推定した水平最大加速度の比較を表-6に示す。

推定された加速度応答スペクトルの短周期側(1秒以下)では、大鳴門橋と南備讃瀬戸大橋の0.2 sec付近を除き、概ねJMA神戸基盤波に包絡されていた。長周期側(1秒以上)では、周期2~3秒付近でどの橋梁ともJMA神戸基盤波を上回る部分がある。

7. 考察

周期2~3秒付近でスペクトルがJMA神戸基盤変換波に比べて大きくなる結果については、それぞれの活断層の特徴によるものか、本推定手法の特徴によるものか

表-5 設定した断層パラメータ

Tab.5 Specified parameter of fault

パラメータ	単位	中央構造線	
		四国断層帯	淡路島南縁断層
断層長さ	km	165	45
断層幅	km	15	15
断層深さ	km	0	0
走向	deg	255.5	77
傾斜角	deg	90	90
推定マグニチュード	M _J	8.5	7.6
地震モーメント	dyne・cm	1.12×10 ²⁹	5.01×10 ²⁷
立ち上がり時間	sec	14.1	5.0
せん断波速度	km/sec	3.6	3.6
破壊伝播速度	km/sec	2.7	2.7
分割数	N ³	9 ³ ×5 ³	3 ³ ×6 ³
破壊開始点		西端※	西端

※因島は東端

は不明である。

また、中央構造線四国断層帯の長さについては、その分割案について多くの研究がなされているが、今回は最も地震動が大きくなると考えられる断層長さを設定した。また、アスペリティについても、全断層面積の30%として設定し、その配置については、断層面内に4~6分割したものを規則的に配列したため、特定の周期帯が増幅しやすくなったとも考えられる。

今回行った地震動の推定結果から推定された各橋梁の加速度応答スペクトルは、比較したJMA神戸基盤波を上回っている部分もあったが、以上のような理由から、総体的にはJMA神戸基盤波に包絡されていると考えられる。このことから、現在、大規模地震時における既設長大橋の耐震性検討に入力地震動として用いているJMA神戸基盤波は、今後発生が予想される内陸活断層を考慮した地震動と比較しても十分な規模であると考えられる。

8. あとがき

L2地震動の設定方法、中央構造線をはじめとする活断層の各種パラメータに関しては、現在も様々な研究が行われている。しかし、将来発生する地震の震源断層近傍での強震動予測のために、どのような断層パラメータ等を与えるべきかという問題は、未だ明確な答えを持たない困難な課題である。今後もこうした情報も取り入れながら、設定方法を含めた検討を行っていくことが必要と考えている。

一方、現地地震観測で、種地震に適当な地震記録が得られない中では、「入倉・釜江の方法」による推定には限界がある。今後、地震観測を継続し、種地震となるデー

表-6 推定結果の最大加速度 (単位: gal)

Tab.6 Maximum acceleration in presumed results (unit: gal)

	NS方向	SW方向
大鳴門橋 (四国断層帯)	488	399
大鳴門橋 (淡路島南縁断層)	373	352
南備讃瀬戸大橋	506	491
因島大橋	481	283
JMA 神戸基盤変換波	743	460

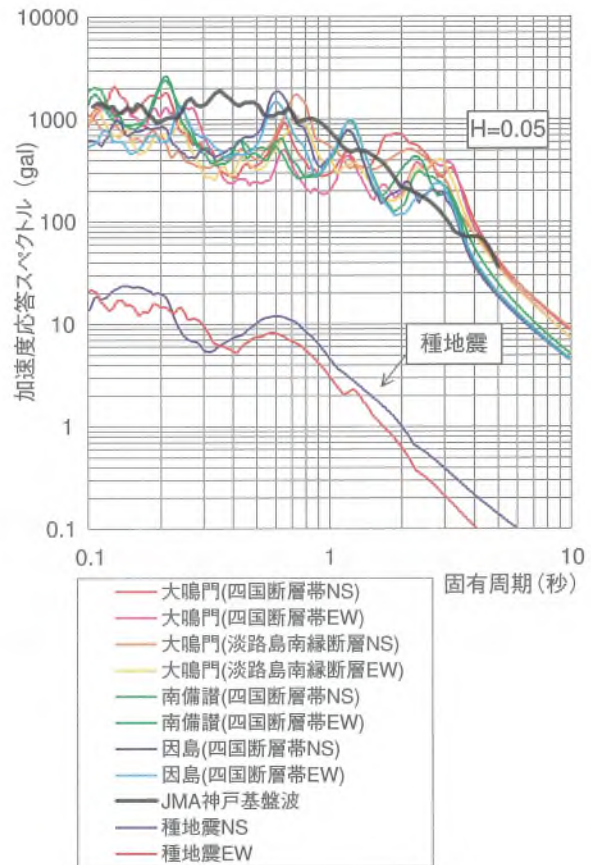


図-6 推定された加速度応答スペクトル

Fig.6 Presumed acceleration response spectra

タの収集につとめるとともに、今回使用した「入倉・釜江の方法」の特長を活かし、周期帯別に他の推定手法との組み合わせた設定手法等、別の設定手法も考えられる。これら他の手法による結果とも比較・検討し、工学的判断によりL2地震動の設定を行うことが必要である。

参考文献

- 1) 森谷・栗原・後藤, 明石海峡大橋の耐震設計と兵庫県南部地震時の地震応答解析, 本四技報, Vol. 22, No. 86, '98.4
- 2) 松田, 最大地震規模による日本列島の地震分帯図, 地震研究所彙報, Vol. 65 (1990)
- 3) 海洋架橋調査会, 本州四国連絡橋の海洋架橋技術に関する調査研究「耐震・基礎委員会報告書」(H 11.3)

海峡部橋梁用車両防護柵の性能確認

Examination on performance of guard fences for long-span bridges

保 全 部 道路保全課長代理 山 田 郁 夫

Ikuo Yamada



概 要

本州四国連絡橋の海峡部長大橋には、鋼製ボックスビーム型の車両用防護柵が設置されており、過去の交通事故例より所要の性能を有することが確認されている。

平成 10 年 11 月に防護柵の設置基準が改定されて性能規定に移行したが、橋梁用ビーム型防護柵の新しい設計例と比較すると、本州四国連絡橋の防護柵とは細部構造が若干異なっている。将来の取り替え等を考慮した場合、既設防護柵の性能を確認する必要がある。

そこで、車両用防護柵の性能確認試験と整合性のある衝突シミュレーションを実施して、性能確認を行った。その結果、海峡部橋梁用の既設防護柵は新基準においても十分な性能を有することが証明された。

Steel box-beam type guard fences are installed on long-span bridges of the Honshu-Shikoku Bridges. These guard fences are verified to have the required performance as the results of past traffic accidents.

The national installation standard for guard fences was revised in November 1998, which implicitly specifies the required performance of guard fences for the first time. As compared with new design examples for beam type guard fences, guard fences of the Honshu-Shikoku Bridges have several different details. Installed guard fences are required to verify their performance in order to change old ones to new ones in future.

Therefore, the collision simulation analysis, which is identified with the real performance test for guard fences, was carried out. Consequently, it was clarified that the installed guard fences for long-span bridges have enough performance in the new standard.

1. まえがき

本州四国連絡橋の海峡部長大橋には、これまで比較的剛性の高い鋼製ボックスビーム型の車両用防護柵が設置されてきた。この防護柵は、日本道路公団が検討して昭和 48 年完成の関門橋に設置した橋梁用ビーム型防護柵¹⁾の構造を基本としている。昭和 54 年に本州四国連絡橋として最初に完成した大三島橋を始め、昭和 63 年完成の瀬戸大橋、平成 10 年完成の明石海峡大橋、平成 11 年完成の来島海峡大橋等、すべての海峡部長大橋でほぼ同様な防護柵が設置されている。表-1 に海峡部長大橋に設置されている車両用防護柵の構造諸元を示す。また、図-1 及び 2 に明石海峡大橋の車両用防護柵を示す。

これらの防護柵は、昭和 47 年改定の防護柵設置要綱²⁾に基づいて設計されたものであるが、これまでの交通事故の事例より所要の性能を有することが確認されている。構造的には、防護柵の横梁が支柱よりも車道側に突出しており、車両衝突時に車輪が横梁のみに接触し支柱には接触しないという特徴があり、ブロックアウト型と呼ばれている。

平成 10 年 11 月に防護柵の設置基準³⁾が改訂されて、従来の仕様規定から性能規定に変更された。この基準は

平成 11 年 4 月以降に設置されるものに適用されている。本州四国連絡橋では、平成 11 年 5 月に尾道・今治ルート海峡部長大橋が完成したため、新設の防護柵に新基準が適用されることはなかった。

しかし、橋梁用ビーム型防護柵の設計例では、防護柵の細部構造等が従来と若干異なっており、将来の取り替え等を考慮すると、既設防護柵の性能を確認する必要がある。そこで、防護柵の性能確認試験を実施する代わりに同試験と整合性のある衝突シミュレーションを実施した。ここでは、試験体の製作・静荷重試験の実施・衝突シミュレーションの実施について報告するものである。

2. 防護柵設置基準の改定概要

2.1 主な改定点

昭和 47 年の防護柵設置要綱(以下、「旧基準」という)の改定以来、近年国際化に対応した車両の大型化(車両総重量:20 トンから 25 トンへ)など道路交通環境が変化するとともに、防護柵への要請も多様化してきた。これら要望に応える調査研究が建設省土木研究所及び関係機関において進められ、防護柵に関する研究成果が得られてきた。

これらの背景を踏まえ、平成 10 年 11 月に防護柵の設

表-1 本州四国連絡橋の車両用防護柵一覧表 (路肩用)

Tab.1 Summary of guard fences on Honshu-Shikoku Bridges (for shoulder)

単位: mm

ルート名	橋梁名	供用年	上段横梁断面及び上面高	下段横梁断面及び中心高	支柱断面及び支柱高	落下防止柵	
神戸・鳴門	明石海峡大橋	1998	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	大鳴門橋	1985	□200×150×12 800	□125×75×4.5 362.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×2.3	
児島・坂出	下津井瀬戸大橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	櫃石島橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	岩黒島橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	与島橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	北備讃瀬戸大橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	南備讃瀬戸大橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 385	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	尾道・今治	新尾道大橋	1999	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2
尾道・今治	因島大橋	1984	□200×150×12 800	□125×75×4.5 412.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×2.3	
	生口橋	1991	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×2.3	
	多々羅大橋	1999	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 800	なし	
	大三島橋	1979	□200×150×12 870	□125×75×4.5 407.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×2.3	
	伯方橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	大島大橋	1988	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	来島海峡第一大橋	1999	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	来島海峡第二大橋	1999	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	来島海峡第三大橋	1999	□200×150×12 800	□125×75×4.5 387.5	H 125×125×6.5×9 1100	□100×50×3.2	
	(参考)	関門橋	1973	□203×203×7.9 800	□100×100×4.5 350	H 125×125×6 800	なし

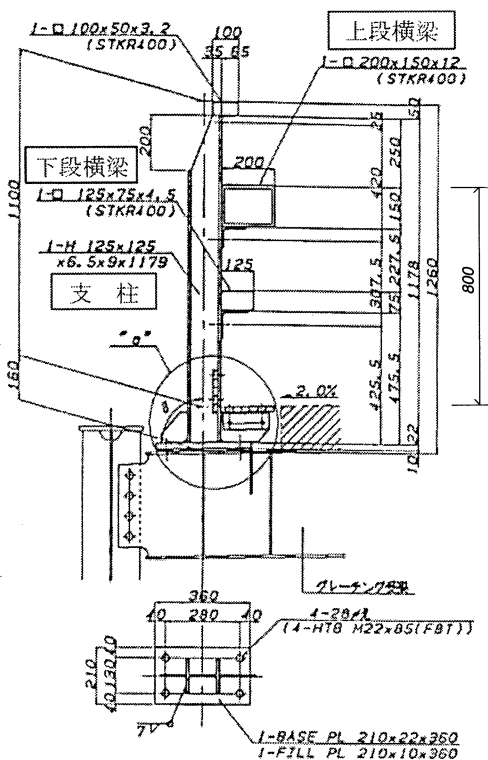


図-1 明石海峡大橋の車両用防護柵 (路側用 S 種)

Fig.1 Guard fence on Akashi Kaikyo Bridge (shoulder S type)

置基準 (以下、「新基準」という) が改定された。新基準の主な改定点を以下に示す。

(1) 仕様規定から性能規定への変更

車両用防護柵では、1) 車両の逸脱防止性能、2) 乗員の安全性能、3) 車両の誘導性能、4) 構成部材の飛散防

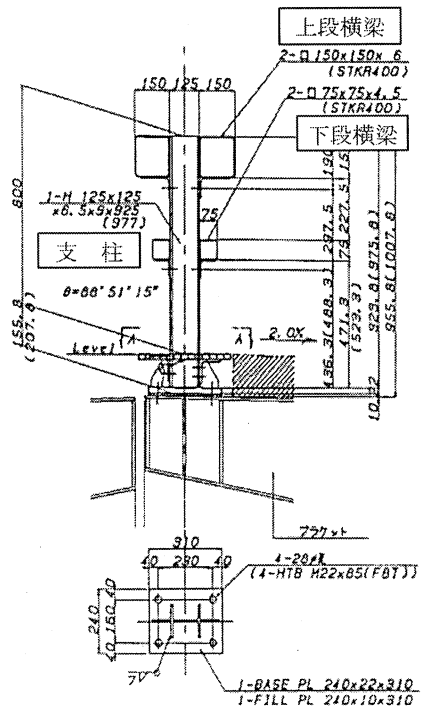


図-2 明石海峡大橋の車両用防護柵 (分離帯用 Am 種)

Fig.2 Guard fence on Akashi Kaikyo Bridge (median Am type)

止性能が規定されている。

(2) 種別の分化・拡充

従来の基準では車両用防護柵の種別を 4 段階 (A、B、C、S) であったが、新基準では 7 段階 (A、B、C、SA、SB、SC、SS) とされた (表-2 参照)。

(3) 被害程度に応じた種別適用区間の規定

従来の基準では適用区間を 2 区分していたが、新基準

では3区分（一般区間、重大な被害が発生するおそれのある区間、新幹線と交差・近接する区間）に細分化した。

(4) 乗員安全性の規定の充実

防護柵の種別Sに対する車両の受ける加速度評価基準値が新基準で規定された。

(5) 歩行者への配慮の強化

歩車道境界用の車両用防護柵の変形量が抑制された。

(6) 地域特性・景観への配慮

設置場所について道路管理者の判断余地が拡大された。

2.2 性能確認試験

車両用防護柵の性能確認は、原則として実車による衝突試験によることとされている。しかし、橋梁用ビーム型防護柵については、規定された設計方法により設計されたものは構成部材（支柱及び横梁）の静荷重試験を行うことで確認することができるものとされている。

表-2 新旧基準における防護柵種別の適用比較

Tab.2 Comparison of old and new specifications on types of guard fence

道路の区分	設計速度 (km/h)	旧基準 (昭和47年)		新基準 (平成10年)		
		一般区間	新幹線などの交差・近接区間	一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などの交差・近接区間
高速自動車国道 自動車専用道路	100以上	A(130)	S(230)	A(130)	SB(280)	SS(650)
	80				SC(160)	SA(420)
	60以下					
その他道路	60以上	B(60)	S(230)	B(60)	A(130)	SB(280)
	50以下	C(45)		C(45)	B(60)	

(注)表中の括弧内数値は衝撃度 (KJ) を表す。

本州四国連絡橋の海峡部長大橋の防護柵は、旧基準では種別Sであったが、新基準において種別SB（設計速度80 km/h以上、重大な被害が発生するおそれのある区間）に相当する。橋梁ビーム型防護柵に必要な設計諸元をほぼ満足しているが、次の2項目が規格外になっている。1) 支柱間隔が約2.0 m（新基準では1.5 m以下）、2) 主要横梁上面高さが路面から約80 cm（新基準では90 cm以上100 cm以下）。

そこで、防護柵の性能確認試験と整合性のある衝突シミュレーションを実施して、将来の取り替え等に対応するため既設防護柵の安全性を照査することとした。

3. 防護柵試験体の製作

防護柵の衝突シミュレーションを実施するためには、防護柵の支柱及び横梁の試験体を製作し、これらを用いた静荷重試験を行う必要がある。

製作した防護柵の試験体（支柱：H鋼、横梁：角形鋼管）は、表-3及び図-3に示す。本四連絡橋の海峡部

表-3 車両用防護柵の試験体製作

Tab.3 Specimen of guard fence fabricated

部材名	規格・寸法	数量	備考
支柱	H-125×125×6.5×9×1000×1本(支柱本体)	4本	路側・分離帯兼用
	PL-100×9×111×2枚(リブプレート)		
	PL-210×22×360×1枚(ベースプレート)		
上段横梁1	□200×150×12×2500 (STKR 400)	3本	路側用
上段横梁2	□150×150×6×2500 (STKR 400)	3本	分離帯用
下段横梁1	□125×75×4.5×2500 (STKR 400)	3本	路側用
下段横梁2	□75×75×4.5×2500 (STKR 400)	3本	分離帯用

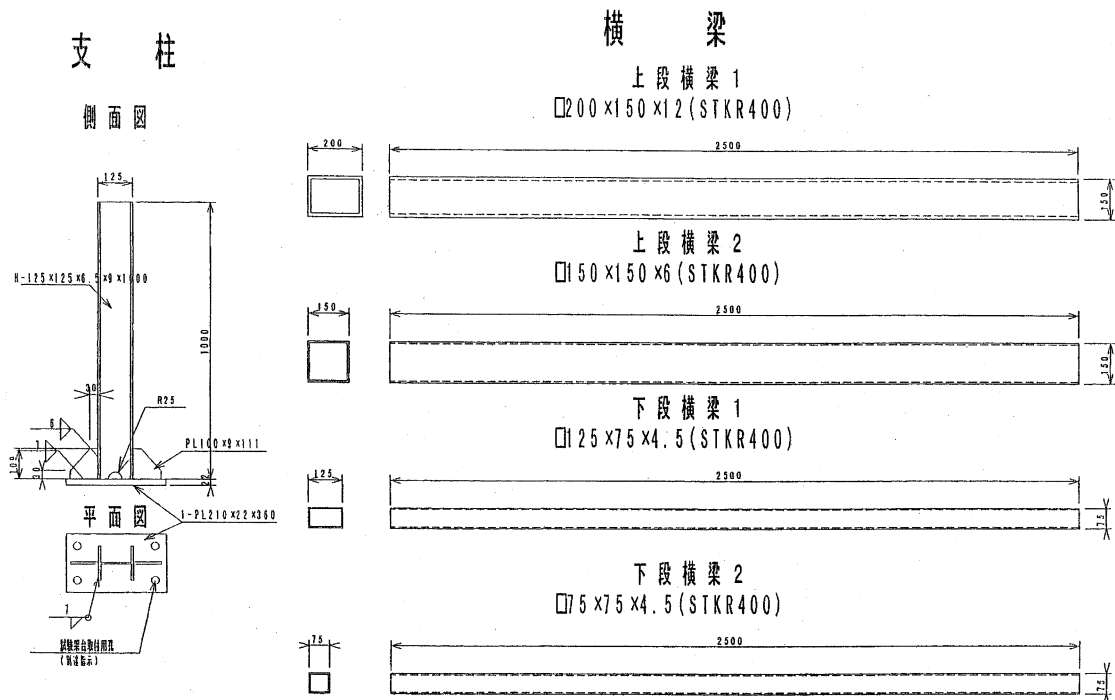


図-3 防護柵試験体（支柱及び横梁）

Fig.3 Specimen of guard fence (support and lateral beam)

橋梁では、ほぼ同じ構造諸元の防護柵が採用されているが、取付構造等が若干異なる。そこで明石海峡大橋の路側用及び分離帯用防護柵の構造諸元を試験体製作に用いることとした。また、路側用防護柵には落下防止用の手摺りが付いているが、車両用防護柵の機能としては不要であり、支柱は路側・分離帯で同じ諸元とした。さらに、製作数量は、静荷重試験を実施する上で最低2本必要であるが、試験体の製作精度等を考慮して、支柱4本、横梁3本ずつとした。

防護柵試験体の製作⁴⁾は、土木工事共通仕様書第11章橋梁附属物工に従った。概略の製作工程は、1) 原寸、2)

けがき、3) 切断、4) 孔あけ、5) 溶接、6) 検査、である。製作精度は、道路橋示方書鋼橋編の3.4仮組立の部材精度を適用した。製作精度の例として、支柱とベースプレートの鉛直度は $\pm 0.4\%$ と規定したが、結果は 0.1% 以下であった。全般的に製作精度は良好であり、支柱基部の溶接部についても浸透探傷試験を実施して、有害な欠陥がないことを確認した。

4. 防護柵の静荷重試験

橋梁用ビーム型防護柵は、車両衝突に対して所要の変

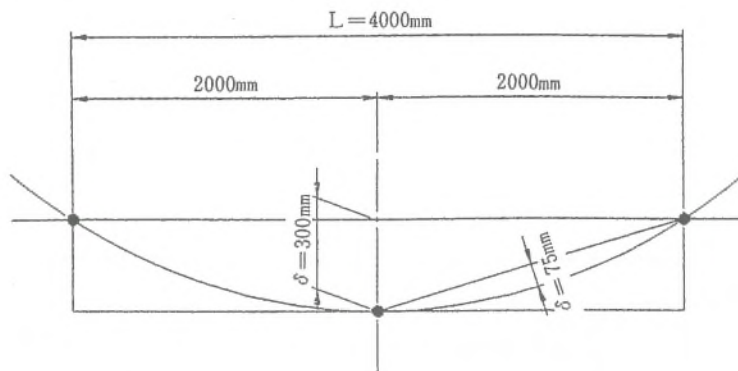


図-4 防護柵の変形 (支柱高さ 80 cm での変形量)

Fig.4 Deformation of guard fence (displacement at the height of 80 cm)

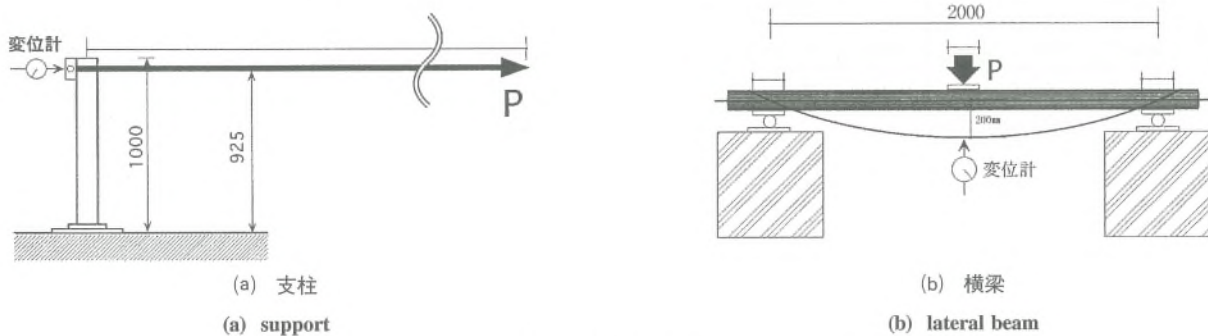


図-5 静荷重試験方法

Fig.5 Static loading test



写真-1 支柱の水平荷重試験

Photo.1 Horizontal loading test for support



写真-2 横梁の曲げ荷重試験

Photo.2 Bending test for lateral beam

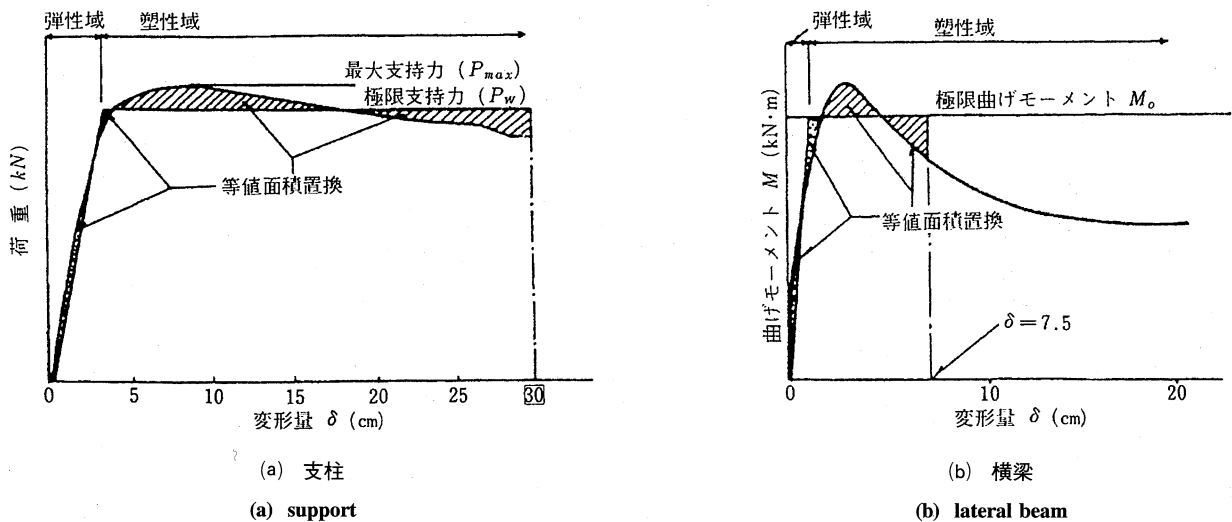


図-6 部材性能値の算出方法

Fig.6 Calculation method for performance of members

表-4(a) 支柱の静荷重試験結果

Tab.4(a) Results of static loading test for support

部材名	試験体番号	極限支持力 (kN)	最大荷重 (kN)	最大変形量 (mm)	備考
支柱	1	61.8	57.0	382.0以上	路側・分離帯兼用
〃	2	63.8	54.5	381.0以上	〃

表-4(b) 横梁の静荷重試験結果

Tab.4(b) Results of static loading test for lateral beam

部材名	試験体番号	極限曲げモーメント (kN·m)	最大荷重 (kN)	最大変形量 (mm)	備考
上段横梁 1	200-1	227.3	459.6	201.3以上	路側用
〃	200-2	221.1	451.8	202.3以上	〃
上段横梁 2	150-1	54.5	135.8	201.8以上	分離帯用
〃	150-2	54.2	136	200.9以上	〃
下段横梁 1	125-1	25.2	56.4	201.4以上	路側用
〃	125-2	25.3	56.9	202.1以上	〃
下段横梁 2	75-1	13.8	27.7	202.1以上	分離帯用
〃	75-2	13.3	26.6	200.9以上	〃

形を仮定して、支柱の極限支持力 P_w 、最大支持力 P_{max} 及び横梁の極限曲げモーメント M_0 を静荷重試験によって算出する。車両衝突時の防護柵の変形として、図-4に示すように、支柱の高さ 80 cm の位置で 30 cm の変形量、また横梁の中央で 7.5 cm の変形量を仮定している。従って、静荷重試験では、支柱及び横梁がこれらの変形量に到達するまで塑性変形して十分な支持力を有することが要求される。

支柱及び横梁の静荷重試験方法を図-5に示す。支柱は、基部を固定した後、上段横梁の中心高さの位置をジャッキによって水平載荷して荷重と変位の変形曲線を求める。一方、横梁は、支点間隔 2 m で単純支持し、その中央をジャッキによって鉛直下方に載荷して曲げモーメントと変位の変形曲線を求める。支柱及び横梁の載荷状態を写真-1、2に示す。

このようにして求められた変形曲線を用いて、図-6に示す方法によって部材性能の算出方法を行う。すなわち、支柱については、30 cm の変形量まで荷重と変形量

表-5 衝突シミュレーションの解析条件

Tab.5 Conditions of collision simulation analysis

ケース	防護柵の種類	車両の種類	衝突速度 (km/h)	衝突角度(°)	衝撃度 (kJ)
1	路側用SB種	25トﾝ貨物車	65	15	280
2	〃	1トﾝ乗用車	100	20	—
3	分離帯用Am種	25トﾝ貨物車	45	15	130
4	〃	1トﾝ乗用車	100	20	—

の変形曲線を矩形にモデル化 (バイリニアールになるように等値面積置換) して極限支持力を算出する。横梁については、7.5 cm の変形量まで曲げモーメントと変形量の変形曲線を矩形にモデル化 (バイリニアールになるように等値面積置換) して極限曲げモーメントを算出する。防護柵静荷重試験5)の結果を表-4(a)及び(b)に示す。防護柵の支柱及び上段・下段横梁が十分な変形性能を有していることが確認された。これらのデータを用いて次章に示す衝突シミュレーションを実施した。

5. 防護柵の衝突シミュレーション

5.1 解析条件

防護柵の3次元衝突シミュレーション⁶⁾は、建設省土木研究所の指導のもとに日本アルミニウム協会が日本自動車研究所に委託して開発したものであり、実車による車両衝突試験との整合性が確認されている。衝突シミュレーションによる解析ケースを表-5に示す。衝撃度は、車両が防護柵に衝突する時の防護柵に直角方向の運動エネルギーであり、次式で表される。

$$I_s = (1/2) \cdot m \cdot ((V/3.6) \cdot \sin \theta)^2 \dots\dots\dots(1)$$

ここで I_s : 衝撃度 (kJ)
 m : 衝突車両の質量 (t)

本四技報 No.95正誤表

下記のような誤りがありましたので、お詫びして訂正いたします。

訂正箇所	誤	正																																																						
19頁 表-4(a)	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>部材名</th> <th>極限支持力 (kN)</th> <th>最大荷重 (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>支柱</td> <td>61.8</td> <td>57.0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>63.8</td> <td>54.5</td> </tr> </tbody> </table>	部材名	極限支持力 (kN)	最大荷重 (kN)	支柱	61.8	57.0	"	63.8	54.5	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>部材名</th> <th>極限支持力 (kN)</th> <th>最大支持力 (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>支柱</td> <td>61.8</td> <td>65.9</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>63.1</td> <td>68.0</td> </tr> </tbody> </table>	部材名	極限支持力 (kN)	最大支持力 (kN)	支柱	61.8	65.9	"	63.1	68.0																																				
部材名	極限支持力 (kN)	最大荷重 (kN)																																																						
支柱	61.8	57.0																																																						
"	63.8	54.5																																																						
部材名	極限支持力 (kN)	最大支持力 (kN)																																																						
支柱	61.8	65.9																																																						
"	63.1	68.0																																																						
19頁 表-4(b)	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>部材名</th> <th>極限曲げモーメント(kN・m)</th> <th>最大荷重 (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>上段横梁1</td> <td>227.3</td> <td>459.6</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>221.1</td> <td>451.8</td> </tr> <tr> <td>上段横梁2</td> <td>54.5</td> <td>135.8</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>54.2</td> <td>136</td> </tr> <tr> <td>下段横梁1</td> <td>25.2</td> <td>55.4</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>25.3</td> <td>56.9</td> </tr> <tr> <td>下段横梁2</td> <td>13.8</td> <td>27.7</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>13.3</td> <td>26.6</td> </tr> </tbody> </table>	部材名	極限曲げモーメント(kN・m)	最大荷重 (kN)	上段横梁1	227.3	459.6	"	221.1	451.8	上段横梁2	54.5	135.8	"	54.2	136	下段横梁1	25.2	55.4	"	25.3	56.9	下段横梁2	13.8	27.7	"	13.3	26.6	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>部材名</th> <th>極限曲げモーメント(kN・m)</th> <th>最大曲げモーメント(kN・m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>上段横梁1</td> <td>227.3</td> <td>229.8</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>221.1</td> <td>225.9</td> </tr> <tr> <td>上段横梁2</td> <td>54.5</td> <td>67.9</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>54.2</td> <td>68.0</td> </tr> <tr> <td>下段横梁1</td> <td>25.2</td> <td>28.2</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>25.3</td> <td>28.5</td> </tr> <tr> <td>下段横梁2</td> <td>13.8</td> <td>13.9</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">"</td> <td>13.3</td> <td>13.3</td> </tr> </tbody> </table>	部材名	極限曲げモーメント(kN・m)	最大曲げモーメント(kN・m)	上段横梁1	227.3	229.8	"	221.1	225.9	上段横梁2	54.5	67.9	"	54.2	68.0	下段横梁1	25.2	28.2	"	25.3	28.5	下段横梁2	13.8	13.9	"	13.3	13.3
部材名	極限曲げモーメント(kN・m)	最大荷重 (kN)																																																						
上段横梁1	227.3	459.6																																																						
"	221.1	451.8																																																						
上段横梁2	54.5	135.8																																																						
"	54.2	136																																																						
下段横梁1	25.2	55.4																																																						
"	25.3	56.9																																																						
下段横梁2	13.8	27.7																																																						
"	13.3	26.6																																																						
部材名	極限曲げモーメント(kN・m)	最大曲げモーメント(kN・m)																																																						
上段横梁1	227.3	229.8																																																						
"	221.1	225.9																																																						
上段横梁2	54.5	67.9																																																						
"	54.2	68.0																																																						
下段横梁1	25.2	28.2																																																						
"	25.3	28.5																																																						
下段横梁2	13.8	13.9																																																						
"	13.3	13.3																																																						

V : 衝突速度 (km/h)

θ : 衝突角度 (度)

車両用防護柵に必要な性能は、次のとおりである。

(1) 車両の逸脱防止性能

- 1) 強度性能: 25 トン貨物車の衝突によって防護柵が突破されない
- 2) 変形性能: 支柱の最大変形量が 30 cm 以下

(2) 乗員の安全性能

車両の受ける加速度が³ 200 m/s²/10 ms 未満

(3) 車両の誘導性能

- 1) 車両の挙動として横転なし
- 2) 車両の離脱速度が衝突速度の 6 割以上
- 3) 車両の離脱角度が衝突角度の 6 割以下

5.2 解析結果

最初に、解析ケース 1 で 25 トン貨物車が路側用防護柵 SB 種に衝突する場合の状況を図-7 に示す。貨物車の左前輪が防護柵に最初に衝突する一次衝突はシミュレーション開始後 110 msec で発生し、貨物車の左後輪が防護柵に衝突する二次衝突は 580 msec で発生し、貨物車は防護柵から 1000 msec 後に離脱する。貨物車は横転することなく、走行車線に誘導されている。

図-8(a)に解析ケース 1 の防護柵支柱の変位を示す。路面からの支柱高さ 80 cm における最大変位は二次衝突時に 17 cm 生じているが、許容値 30 cm 以下である。図-8(b)に車両重心の合成加速度を示す。この合成加速度は、車両の前後方向、横方向及び上下方向の加速度を

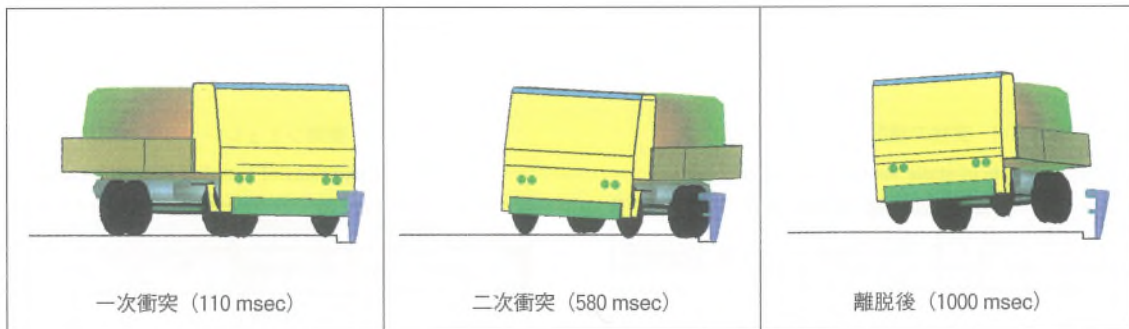


図-7 25 トン貨物車の路側用防護柵への衝突状況 (ケース 1)

Fig.7 Collision of 25-ton motor truck with guard fence for shoulder (Case 1)

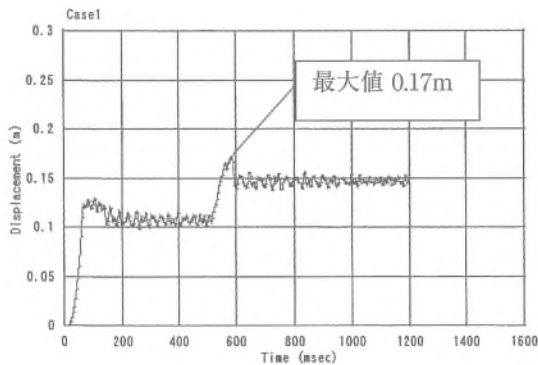


図-8(a) 支柱の変位 (ケース 1)

Fig.8(a) Displacement of support (Case 1)

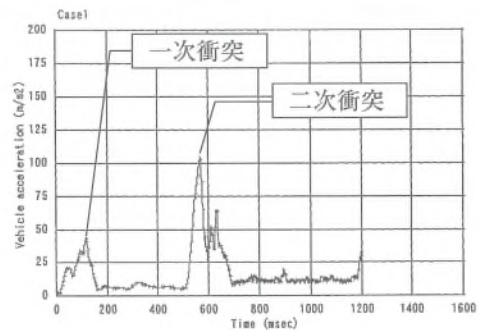


図-8(b) 車両の加速度 (ケース 1)

Fig.8(b) Acceleration of vehicle (Case 1)

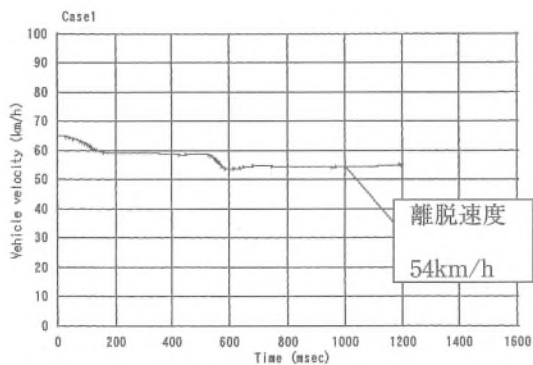


図-8(c) 車両の走行速度 (ケース 1)

Fig.8(c) Velocity of vehicle (Case 1)

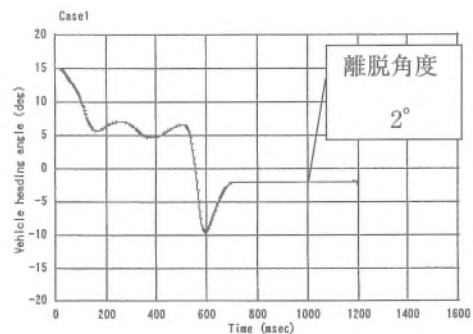


図-8(d) 車両の走行方向 (ケース 1)

Fig.8(d) Direction of vehicle (Case 1)

合成したものであり、10 msec ごとの移動平均値である。車両の加速度は、二次衝突時において最大値 104 m/s^2 (約 10 G) を生じている。また、図-8(c)に車両前後方向の走行速度を示す。車両が防護柵から完全に離れるときの速度を離脱速度という。離脱速度は 1000 msec 時に 54 km/h であり、衝突速度 65 km/h の 6 割 (39 km/h) 以上となっている。図-8(d)に車両重心の速度成分から算出した車両の走行方向を示す。ここで、走行方向とは車両と防護柵の相対角度をいい、車両が防護柵から完全に離れるときの相対角度を離脱角度と呼ぶ。離脱角度は、1000 msec 時に 2° であり、衝突角度 15° の 6 割 (9°) 以下となっている。

次に、解析ケース 2 で 1 トン乗用車が路側用防護柵 SB 種に衝突する場合の状況を図-9 に示す。乗用車の左前輪が防護柵に最初に衝突する一次衝突はシミュレシ

ョン開始後 80 msec で発生し、乗用車の左後輪が防護柵に衝突する二次衝突は 210 msec で発生し、乗用車は防護柵から 500 msec 後に離脱する。乗用車は横転することなく、走行車線に誘導されている。

図-10(a)に解析ケース 2 の防護柵支柱の変位を示す。路面からの支柱高さ 80 cm における最大変位は二次衝突時にわずか 1 cm 生じるだけである。図-10(b)に車両重心の合成加速度を示す。車両の加速度は、一次衝突時において最大値 194 m/s^2 (約 19 G) を生じているが、基準値 200 m/s^2 (約 20 G) 未満である。また、図-10(c)に車両の走行速度を示す。離脱速度は 500 msec 時に 75 km/h であり、衝突速度 100 km/h の 6 割 (60 km/h) 以上となっている。図-10(d)に車両の走行方向を示す。離脱角度は、500 msec 時に 10° であり、衝突角度 20° の 6 割 (12°) 以下となっている。



図-9 1 トン乗用車の路側用防護柵への衝突状況 (ケース 2)

Fig.9 Collision of 1-ton passenger car with guard fence for shoulder (Case 2)

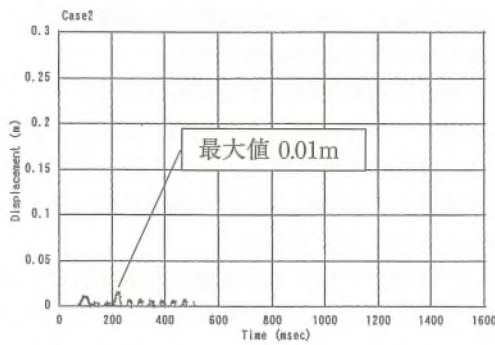


図-10(a) 支柱の変位 (ケース 2)

Fig.10(a) Displacement of support (Case 2)

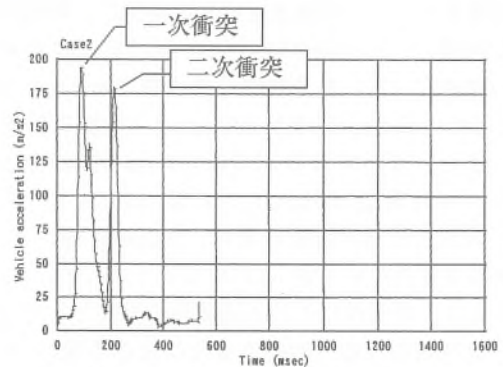


図-10(b) 車両の加速度 (ケース 2)

Fig.10(b) Acceleration of vehicle (Case 2)

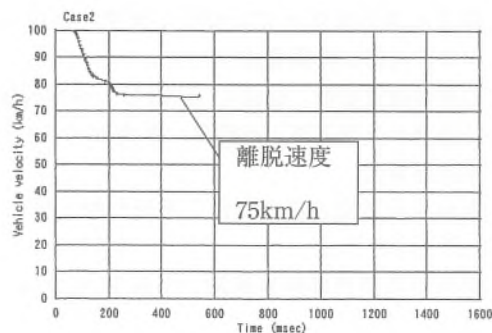


図-10(c) 車両の走行速度 (ケース 2)

Fig.10(c) Velocity of vehicle (Case 2)

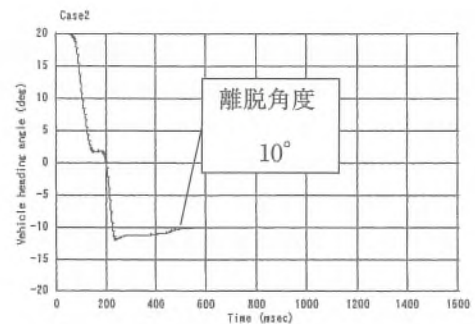


図-10(d) 車両の走行方向 (ケース 2)

Fig.10(d) Direction of vehicle (Case 2)

表-6 衝突シミュレーションの解析結果

Tab.6 Results of collision simulation analysis

ケース	防護柵の種別、 車両の種類	支柱の最大変形量 (m)	車両の受ける加速度 (m/s ² /10 ms)	車両の挙動	車両の逸脱速度 (km/h)	車両の逸脱角度 (°)
1	路側用 SB 種、 25 トン貨物車	0.17≦0.30	104 (規定なし)	横転なし	54≧39	2≦9
2	路側用 SB 種、 1 トン乗用車	0.01≦0.30	194<200	〃	75≧60	10≦12
3	分離帯用 Am 種、 25 トン貨物車	0.07≦0.30	39 (規定なし)	〃	37≧27	2≦9
4	分離帯用 Am 種、 1 トン乗用車	0.01≦0.30	139<180	〃	70≧60	8≦12

(注) 表中の左側数値は解析値、右側数値は基準値を表す。

すべての衝突シミュレーション解析結果を表-6に示す。解析ケース3で25トン貨物車が分離帯用防護柵 Am 種に衝突する場合についても、路側帯用防護柵と同様に、貨物車は横転することなく、走行車線に誘導される。支柱の最大変位は二次衝突時において7cm生じるが、許容値30cm以下である。車両の加速度は、二次衝突時において最大値39m/s²(約4G)を生じる。車両の離脱速度は1000msec時に37km/hであり、衝突速度45km/hの6割(27km/h)以上となっている。離脱角度は1000msec時に2°であり、衝突角度15°の6割(9°)以下となっている。

解析ケース4で1トン乗用車が分離帯用防護柵 Am 種に衝突する場合も、乗用車は横転することなく、走行車線に誘導される。防護柵支柱の最大変位は、路側帯用防護柵と同様に、二次衝突時に1cm生じるだけである。車両の加速度は、一次衝突時に最大値139m/s²(約14G)生じているが、基準値200m/s²(約20G)未満である。また、車両の離脱速度は500msec時に70km/hであり、衝突速度100km/hの6割(60km/h)以上となっている。車両の離脱角度は、500msec時に8°であり、衝突角度20°の6割(12°)以下となっている。

以上より、新基準における防護柵の性能として必要な車両の逸脱防止性能(強度性能及び変形性能)、乗員の安全性能(車両の加速度)、車両の誘導性能(車両の挙動、逸脱速度、逸脱角度)をすべて満足することが判明した。この結果、既設の海峡部橋梁用車両防護柵の安全性が確認された。

ところで、解析結果を用いて、車両衝突時に防護柵によって吸収されたエネルギーを衝突前後の走行方向の速度より試算すると、ケース1で約1260kJ(衝突前の約31%減)、ケース2で約170kJ(同約44%減)、ケース3で約630kJ(同約32%減)、ケース4で約200kJ(同約51%減)となる。車両の衝突速度及び衝突角度によっても異なるが、ケース1及びケース3の25トン貨物車の場合で防護柵のエネルギー吸収率は約30%またケース2及びケース4の1トン乗用車の場合で防護柵のエネルギー吸収率は約50%である。車両の衝撃を柔軟に受

け止めるたわみ性防護柵としての機能を有していることがわかる。

6. あとがき

本検討によって、海峡部の長大橋に設置されている車両用防護柵は、新基準の要求する性能をすべて満足することが確認できた。従って、既設の防護柵を早急に取り替える必要はなく、将来の取り替え時に同等の防護柵を設置することができると考えられる。

一般に、鋼製の防護柵は、亜鉛メッキ処理及び亜鉛メッキ用塗装などの防錆対策がなされている。しかし、海峡部では強風時に飛来塩分が付着したり、冬季に凍結防止剤を散布するなど、厳しい自然環境に暴露されており、今後も適切な維持管理が必要である。

また、陸上部の橋梁及び土工区間に設置されている車両用防護柵について現場調査を実施した結果、新基準における重大な被害が発生するおそれのある区間に該当する区間があることが判明した。今後順次取り替え(防護柵の強化)を行う予定である。

最後に、本検討における防護柵の試験体製作、静荷重試験、衝突シミュレーションを実施するに当たり、ご協力を頂いた関係各位に対して、心より謝意を表明する次第である。

参考文献

- 1) 鋼製高欄の構造形式に関する研究、昭和44～45年度、高速道路調査会
- 2) 防護柵設置要綱、昭和47年10月、日本道路協会
- 3) 防護柵の設置基準・同解説、平成10年11月、日本道路協会
- 4) 車両用防護柵試験体製作工事報告書、平成12年1月、本四公団
- 5) 車両用防護柵静荷重試験、平成12年2月、本四公団
- 6) 車両用防護柵の性能に関する検討、平成12年3月、本四公団

GPS による明石海峡大橋の形状調査結果

Monitoring on Configuration of the Akashi-Kaikyo Bridge Using GPS

保 全 部 橋 梁 保 全 課 長 鈴 木 周 一

Syuichi Suzuki

長大橋技術センター 技術開発課
(前)第一管理局 保全部 橋梁維持課

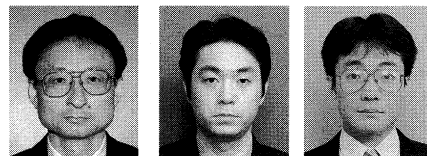
竹 口 昌 弘

Masahiro Takeguchi

東京事務所 技術調整課
(前)垂水管理事務所 橋梁維持課

梁 取 直 樹

Naoki Yanadori



概 要

明石海峡大橋では、耐風および耐震に対する設計検証と橋体の維持管理を目的として、GPS を用いた動態観測を実施している。GPS を常設し、長大吊橋の挙動を長期にわたり連続計測するのは、明石海峡大橋が最初である。この GPS を用いて動態観測を行うことにより、温度変化に伴う補剛桁および塔頂の挙動状況が実橋において確認されたとともに、主ケーブル温度と補剛桁の鉛直変位は高い相関関係にあることが証明された。これにより、GPS を用いた長大吊橋の形状管理の有効性が示され、これらのデータを蓄積することにより、橋体の健全度を評価できる可能性のあることが示された。

The dynamic behavior of Akashi Kaikyo Bridge is being monitored by the system using GPS for the maintenance and verification of design assumptions used in aerodynamic and seismic designs. The system on Akashi Kaikyo Bridge is the first time approach for observing behavior of long-span bridge by a permanent instrument of GPS. Observation by GPS device clarified the dynamic behavior with the temperature changes of the stiffening truss and the tower tops, as well as confirmed close relationship between the temperature of the main cable and the vertical displacement of the stiffening truss. These results showed both effectiveness of the configuration management of long-span bridges by GPS and a feasibility of soundness evaluation of the bridge structure utilizing such data to be restored.

1. まえがき

世界最長の吊橋である明石海峡大橋では、耐風および耐震に対する設計検証と橋体の維持管理への活用を目的として、橋体の動態観測を実施している。他の本四長大橋においても動態観測を実施しているが、明石海峡大橋の動態観測で特筆すべきことは、GPS(Global Positioning System: 汎地球測位システム)受信機を補剛桁、塔頂およびアンカレイジ(アンカレイジは固定局)に常設し、強風時、地震時および常時における橋体の挙動を継続して計測していることである。

明石海峡大橋の動態観測に GPS を導入した理由としては、第一に、本橋のような長周期構造物の振動変位を、従来用いられてきた加速度計に比べ高い精度で直接的に計測できるためであり、第二に加速度計では計測できない静的な変位も計測できるので、GPS を常設することにより、強風時および地震時以外の常時における橋体の形状管理が可能となることである。

本稿は明石海峡大橋における GPS 計測システムの概要と、GPS による常時状態の挙動計測結果を報告するとともに、GPS を用いた橋体の形状管理について検討

した結果を報告するものである^{1)~5)}。

2. GPS 計測システム

2.1 GPS の概要

GPS は 1970 年代から米国において主に軍事目的で開発されたもので、現在は航空機・船舶のナビゲーションにとどまらず、カーナビゲーションや測量など日常的に幅広く使用されている。GPS とは、測位用の信号を送信する GPS 衛星、GPS 衛星を地上から運用管理する管制局および測位用信号を受信し測位計算する GPS 受信機から構成される衛星測位システム全体の総称であり、2000 年 3 月末現在で実際に運用されている GPS 衛星は 28 機である。

GPS の測位方式を大別すると単独測位方式と相対測位方式に分類され、各方式による位置決定精度は数 mm (スタティック測位) ~100 m 程度 (単独測位) と非常に幅が広い。単独測位方式とは、単独 (1 台) の GPS 受信機により位置決定する方式で、簡便であるが測定精度は劣る。一方、相対測位方式は固定局 (既知点) を含めた複数の GPS 受信機を同時に利用することにより、固定局からの相対的な移動局 (未知点) の位置を決定す

る方式で、単独測位方式に比べ測定精度は良い。

明石海峡大橋の動態観測には、相対測位方式の1つである、リアルタイムで高精度の位置測定が可能となるRTK (Real Time Kinematic:リアルタイム・キネマティック) 測位法を採用した。RTK 測位法とは、固定局で受信したデータを移動局に無線で送信し、移動局は自ら受信したデータとの干渉測位を行うことにより、即座に1~2 cmの精度で移動局の位置(3次元座標)を求める方法である。

2.2 明石海峡大橋のGPS計測システム

明石海峡大橋の動態観測設備のうち、GPS受信機の配置図を図-1に示す。なお、図には、外気温とケーブル温度測定用に設置した温度計の配置も併せて示す。

(1) GPS受信機および温度計

①GPS受信機(3台)

GPS受信機は、1A、2P塔頂および中央径間中央の計3箇所に設置し、1Aを固定局として2P塔頂と中央径間中央の位置測定(3次元座標)を行っている。なお、測定されたデータは、1998年8月22日午前2時の測定データを初期値として、初期値との相対的な変位(橋軸方向、橋軸直角、鉛直)で整理している。サンプリング

周波数は1 Hzであり、本橋の固有振動数(桁水平曲げ1次:0.038 Hz、桁鉛直曲げ1次:0.064 Hz、桁ねじれ1次:0.160 Hz)を考えると十分である。また、測定精度は水平方向1 cm、鉛直方向2 cmである。写真-1に中央径間中央に設置したGPS受信機を示す。

②温度計(4台)

ケーブル温度計3台、外気温計1台の計4台を配置している。ケーブル温度計は、1Aアンカレイジのスプレイ室内、2P塔頂サドル内および中央径間中央の計3箇所に設置しており、主ケーブル表面のストランド温度を計測している。また、外気温は中央径間中央での桁上で計測している。写真-2にケーブル温度計の設置状況を示す。

(2) 計測システム

GPS受信機と温度計センサより得られたデータは、風向風速計データ等の他の観測データと同様に、設置位置によりブロック分けしたターミナルに集められ、光伝送経路を介して、1A通信機械室内の通信制御装置およびデータ処理装置に集約される。その後、強風時(トリガー値:10分間平均風速15 m/s)および地震時(トリガー値:2 gal)データはその都度、それ以外の定時観測データは月に1回、垂水管理事務所内の監視制御装置

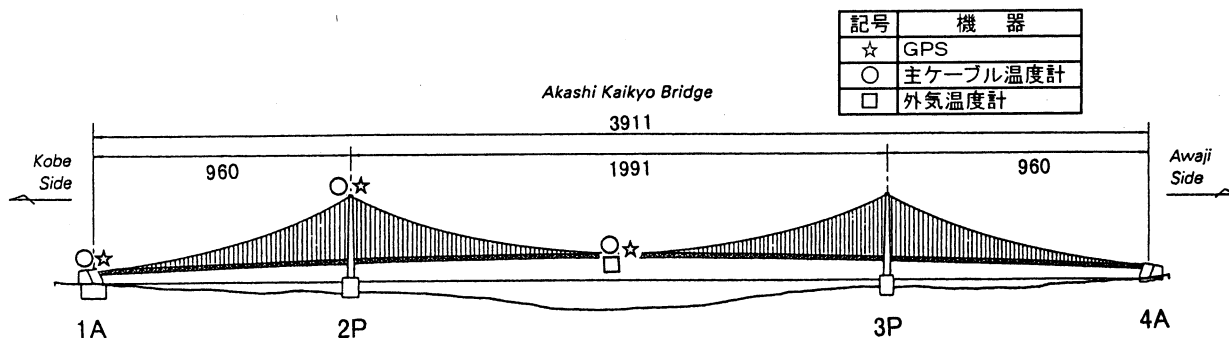


図-1 明石海峡大橋 GPS受信機と温度計の配置図

Fig.1 Arrangement of GPS receiver and thermometer

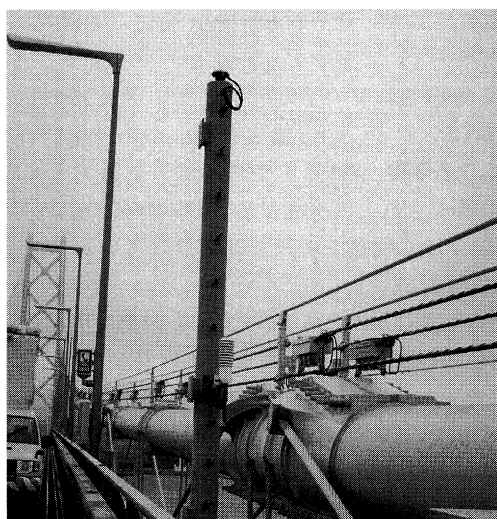


写真-1 GPS受信機の設置状況(中央径間中央)

Photo.1 Installation of GPS receiver (center of mid-span)



写真-2 ケーブル温度計の設置状況

Photo.2 Installation of thermometer on cable

に光伝送される。

3. GPSによる挙動計測結果

3.1 6ヶ月変動データ

GPSによる測定を開始してから6ヶ月間（1998年9月～1999年2月）の温度（外気温、主ケーブル温度）および変位（補剛桁鉛直変位、2P塔頂橋軸方向変位）の経時変化を図-2に示す。なお、図には午前4時の10分間平均値をプロットしている（1日1点）。主な結果は以下のとおりである。

- ①中央径間中央の主ケーブル表面温度は外気温とほぼ同じ傾向を示している。
- ②2P塔頂と1Aスプレー室内の主ケーブル表面温度は、外気温に比べ変動が小さく、値も高めである。
- ③温度が降下していくとともに、補剛桁（中央径間中央）は鉛直上向きに、また2P塔頂は側径間側に変位しており、解析結果（温度が1℃降下すると、

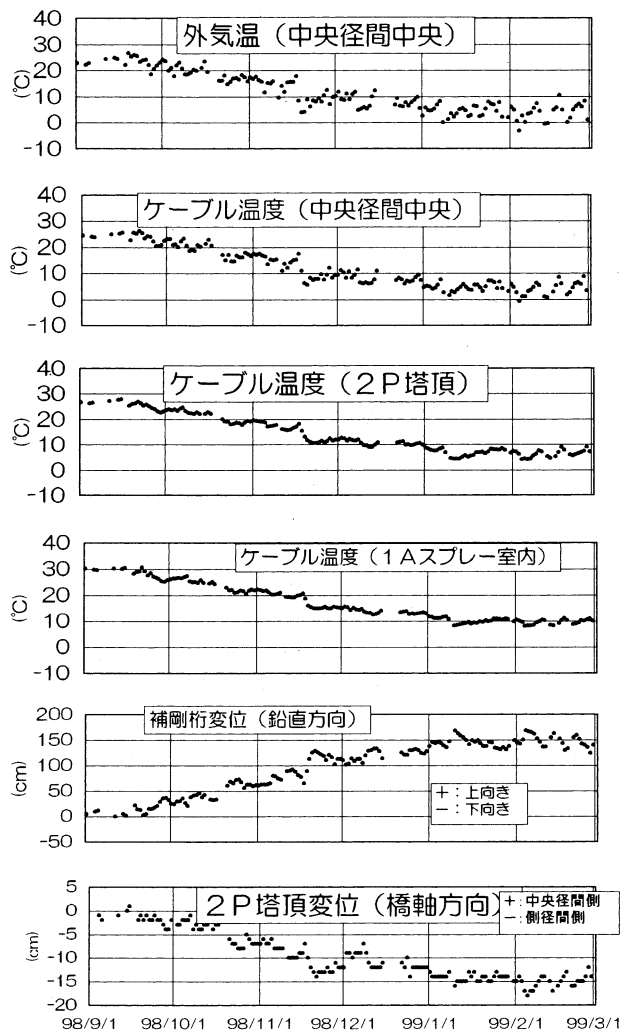


図-2 6ヶ月間の経時変化（午前4時データ）

1998年9月～1999年2月

Fig.2 Historical fluctuation for 6 months (data on 4 o'clock) Sep. 2000 to Feb. 1999

桁中央は6.4 cm 上昇し、塔頂は0.64 cm 側径間側に変位する）とほぼ同じ傾向を示している。

3.2 日変動データ（毎10分）

日変動データの一例として1998年10月4日～5日（晴天時）の2日間の計測結果を図-3に示す。なお、図には10分間毎の平均値をプロットしている。主な結果は以下のとおりである。

- ①各主ケーブル表面温度の日変動幅を比較すると、日射の影響を直接受ける中央径間中央が12℃と外気温の8℃より大きく、日射の影響を直接受けない2P塔頂と1Aスプレー室内では2～3℃と小さい。
- ②主ケーブル表面の最高温度を示すピーク時刻を比較すると、外気温のピーク時刻に対しては、中央径間中央で早く、2P塔頂および1Aスプレー室内は遅れて現れている。
- ③天候によるが、外気温が最高となる時刻から1,2時間後に、桁鉛直変位（中央径間中央）は最低のピー

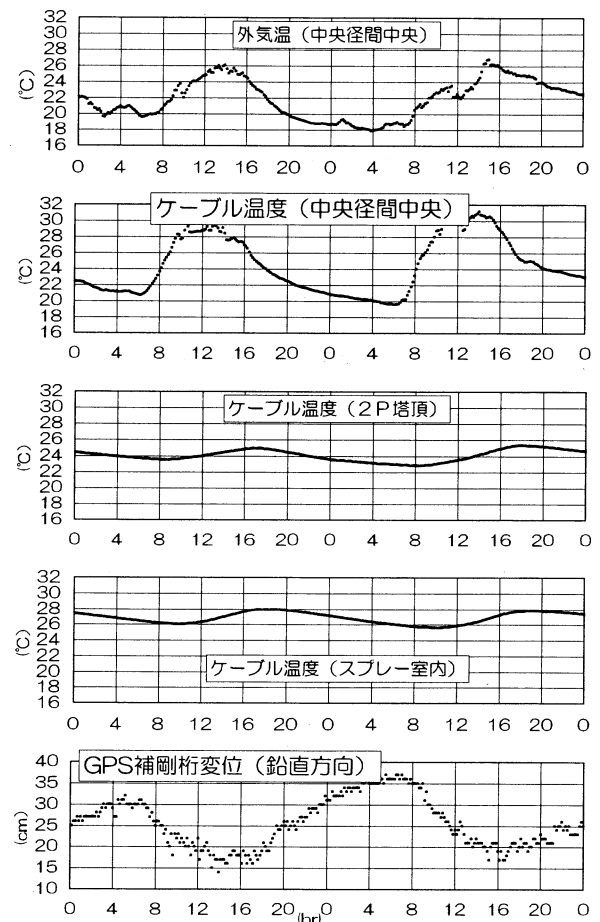


図-3 日変動データ（1998年10月4日～5日）

Fig.3 Daily fluctuation (4 to 5 October 1998)

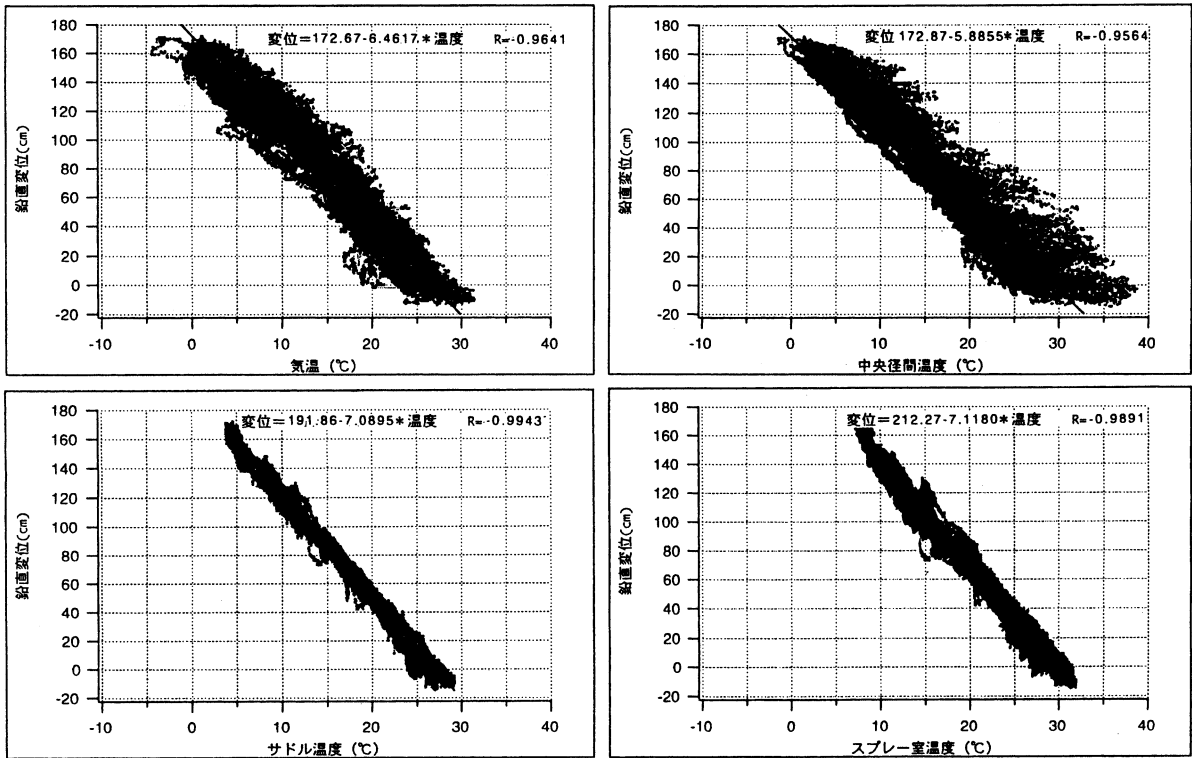


図-4 温度と補剛桁鉛直変位 (L/2点) の関係 (1998年9月~1999年8月の全データ)

Fig.4 Relationship between temperature and vertical displacement of stiffening truss (at L/2 point) (data of Sep. 1998 to Aug. 1999)

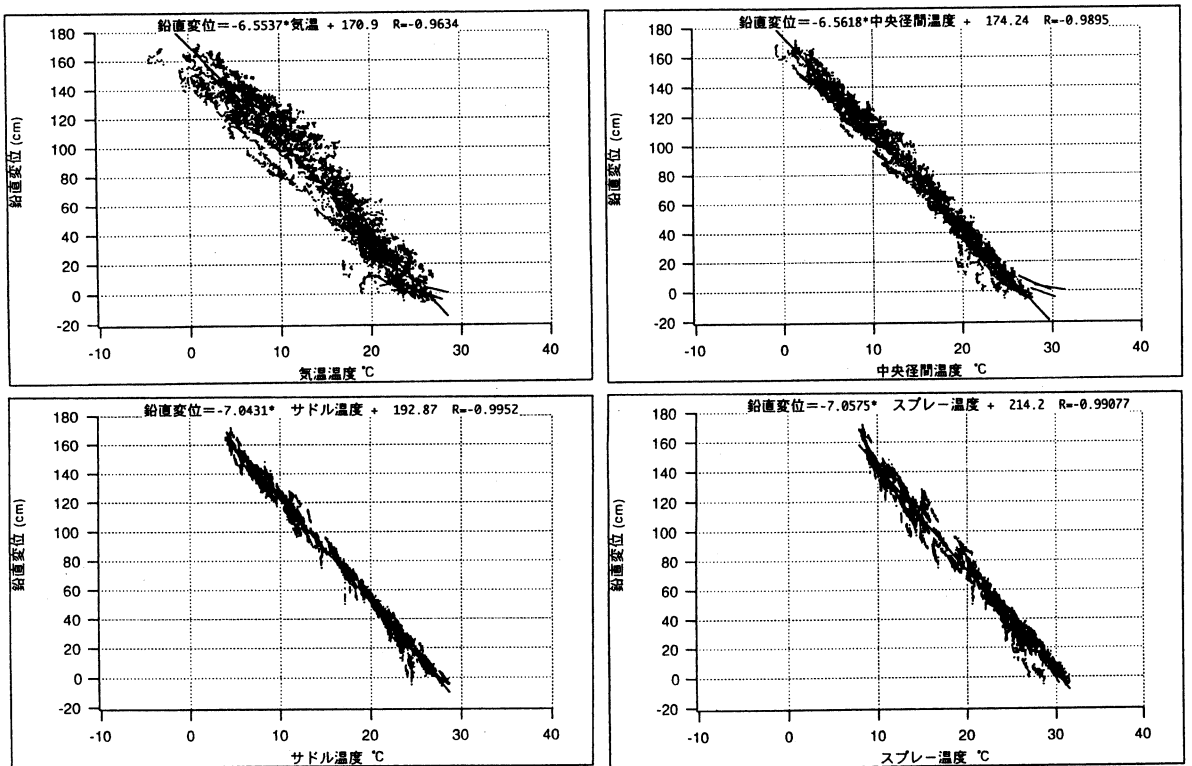


図-5 温度と補剛桁鉛直変位 (L/2点) の関係 (1998年9月~1999年8月の夜間22時~3時データ)

Fig.5 Relationship between temperature and vertical displacement of stiffening truss (at L/2 point) (data of 22:00 PM to 03:00 AM Sep. 1998 to Aug. 1999)

表-1 温度と補剛桁鉛直変位の関係式

Tab.1 Equation of relationship between temperature and vertical displacement

使用温度	対象データ	補剛桁鉛直変位の近似式		
		傾き (cm/°C)	切片 (cm)	相関係数
外気温	全データ	-6.46	172.7	96.4%
	夜間データ (22時~3時)	-6.55	170.9	96.3%
ケーブル温度 (中央)	全データ	-5.89	172.9	95.6%
	夜間データ (22時~3時)	-6.56	174.2	99.0%
ケーブル温度 (塔頂サドル)	全データ	-7.09	191.9	99.4%
	夜間データ (22時~3時)	-7.04	192.9	99.5%
ケーブル温度 (スプレードーム)	全データ	-7.12	212.3	98.9%
	夜間データ (22時~3時)	-7.06	214.2	99.1%
解析値		-6.39	-	-

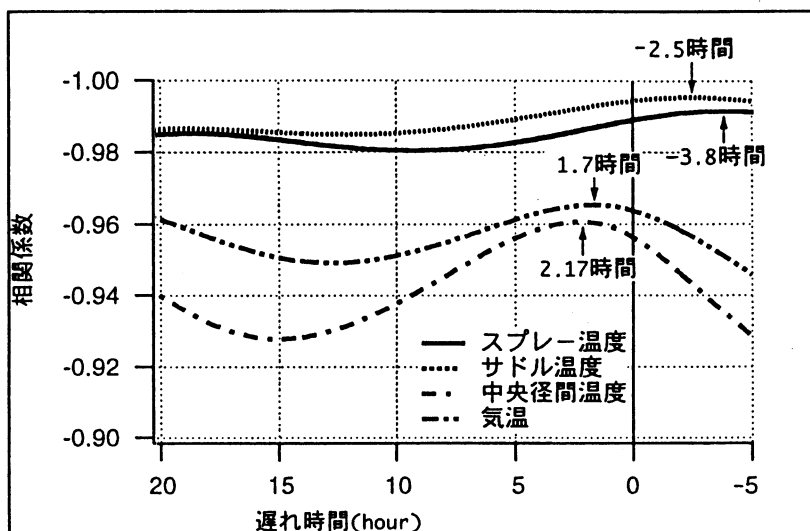


図-6 温度と補剛桁鉛直変位の相関係数

Fig.6 Coefficient of correlation between temperature and vertical displacement of stiffening truss

クを示している。

3.3 温度と補剛桁鉛直変位の関係

1年間(1998年9月~1999年8月)における外気温および主ケーブル表面温度と補剛桁鉛直変位の関係を図-4に、夜間データのみ(22時~3時)を整理したものを図-5に示す。なお、図には最小自乗法による近似直線を併せて示す。また、この近似直線の傾きとy軸との切片および相関係数を表-1にまとめて示す。主な結果は次のとおりである。

(1) 温度と補剛桁鉛直変位との相関

全時間(24時間)を対象した場合より、気温が比較的安定する夜間のみを対象にした場合の方がばらつきは小さく、相関係数も相対的に高い。

塔頂サドル部の主ケーブル表面温度が補剛桁鉛直変位との相関が一番高くなっている。これは、塔頂サドル部の主ケーブルは、サドルカバーにより日射の影響を直接

的に受けず温度変化が小さいため、結果的に、補剛桁鉛直変位との相関が相対的に高くなったものと考えられる。一方、日射の影響を直接的に受ける中央径間中央部の主ケーブル表面温度は、補剛桁鉛直変位との相関は相対的に低くなっている。

(2) 温度変化に対する補剛桁鉛直変位の割合

外気温度に対する補剛桁鉛直変位の割合は $-6.5 \text{ cm/}^\circ\text{C}$ で、解析値の $-6.4 \text{ cm/}^\circ\text{C}$ と良く整合している。一方、中央径間中央の主ケーブル表面温度では $-5.9 \text{ cm/}^\circ\text{C}$ と解析値より小さく、逆に、塔頂サドル部およびスプレードーム部の主ケーブル表面温度では $-7.1 \text{ cm/}^\circ\text{C}$ と解析値より大きくなっている。

(3) 温度変化に対する補剛桁鉛直変位の時間遅れ

3.2で示したように、外気温度および主ケーブル表面温度のピーク時間と補剛桁鉛直変位のピーク時間にはずれが生じている。これは、主ケーブルの直径が約1.1mと大きく表面と内部で温度差が生じること、また、橋軸

方向（高さ方向）でもケーブル温度は一樣でないことから容易に想像できることである。そこで、外気温度および主ケーブル表面温度と補剛桁鉛直変位との時間遅れを推定した。

図-6に遅れ時間をパラメータとした各測定温度と補剛桁鉛直変位の相関係数を示す。すなわち、補剛桁鉛直変位 $f(n)$ と遅れ時間 τ を考慮した温度 $g(n-\tau)$ との相関係数を示しており、 τ をパラメータとしてプロットしている。計算は次式による。

$$R(\tau) = \frac{\sum f(n)g(n-\tau) - \frac{\sum f(n)\sum g(n-\tau)}{N}}{\sqrt{\sum f(n)^2 - \frac{(\sum f(n))^2}{N}} \times \sqrt{\sum g(n-\tau)^2 - \frac{(\sum g(n-\tau))^2}{N}}}$$

ここに、

$R(\tau)$ ：相関係数、 τ ：遅れ時間（-30～+5時間）

N ：データ数、 $f(n)$ ：補剛桁鉛直変位、 $g(n)$ ：温度

これによると、外気温度と中央径間中央の主ケーブル表面温度では2時間程度前の温度、また、塔頂サドルとスプレー室の主ケーブル表面温度では3時間程度後の温度が、補剛桁鉛直変位と相対的に相関が高くなっていることになる。

4. GPS を活用した形状管理の検討

4.1 形状管理の現状と問題点

本四連絡橋における長大吊橋の形状管理は、約5年毎に実施されている精密点検時の測量で行っている。このうち、補剛桁の縦断線形については、気温の安定した夜間に水準測量を行い、その値を数カ所で測定した主ケーブルの表面温度を用いて標準状態（20℃）に補正して評価している。この方法では、測量精度はもとより、いかに、ある温度状態での測定値を標準状態に補正するかが重要となる。しかし、先に述べたようにケーブル温度は断面方向および橋軸方向（高さ方向）に一樣でなく、さらには日照等の気象条件にも大きく左右されることから、吊橋全体系としての代表温度を推定することは非常に困難である。よって、現状の精密点検時に行う測定値の温度補正は、局所的なケーブル表面温度を用いて行っているため、誤差が多く含まれている可能性がある。このことは、明石海峡大橋のように吊橋の規模が長大になると大きくなると言える。

4.2 GPS による形状管理

明石海峡大橋では、GPSとケーブル温度計による連続計測により、補剛桁鉛直変位と主ケーブル温度との相関が得られている。特に塔頂サドル部の主ケーブル表面温度と補剛桁鉛直変位とは非常に相関が高く、この相関を監視することで、補剛桁の形状管理は可能であると考えられる。すなわち、表-1で示した塔頂サドル部の主ケーブル表面温度と補剛桁鉛直変位の関係式を初期値として、

GPSによる実測値のばらつきを監視することで形状管理を行う。この方法により、例えば、今後1年間毎に温度変化にともなう補剛桁鉛直変位の関係を整理することにより、中・長期的な補剛桁の挙動に関する経年変化の傾向がつかめることになる。さらに、台風または大規模な地震後において、温度とGPSによる測定値の関係を照査することで、橋体に異常が発生しているかを判断する一つのデータになり得ると考える。

5. まとめ

本稿では、明石海峡大橋のGPSを用いた動態観測データから以下のことを示した。

- ①温度変化による補剛桁鉛直変位および塔頂橋軸方向変位の計測値は、解析結果と同じ傾向であることを確認した。
- ②ケーブル表面温度と補剛桁鉛直変位には高い相関があり、中でも日射の影響を直接的に受けない塔頂サドル部のケーブル表面温度と補剛桁鉛直変位に特に高い相関があることを確認した。
- ③現状における橋体の形状管理に対する問題点を指摘し、GPSと温度計を活用した橋体の形状管理および健全度評価について、その可能性を示した。

6. あとがき

長大吊橋の温度変化に伴う挙動を、GPSにより長期的に実測したのは明石海峡大橋が最初であり、今回報告したのは、そのうち、計測開始以後1年間のデータのみである。今後も、引き続き、GPSにより明石海峡大橋の挙動データを蓄積していくとともに、測定値に異常が発生した場合における橋体の不具合との関係を、事前に検討しておくことが重要と考える。また、本稿で示したGPSによる橋体の形状管理を、明石海峡大橋にとどまらず、他の長大吊橋においても、その活用を図っていくことが今後の課題である。

参考文献

- 1) 「Monitoring Configuration of the Akashi Kaikyo Bridge Using GPS」 The 1st International Conference on Advance in Structural Engineering and Mechanics 1998. 8
- 2) 「Monitoring System for the Akashi Kaikyo Bridge」 Workshop on Research and Monitoring of Long Span Bridges 2000. 4
- 3) 「明石海峡大橋動態観測システムの概要」第23回日本道路会議 1999. 10
- 4) 「明石海峡大橋動態観測システム」本四技報 VOL. 23, No. 86, 1998. 4
- 5) 「長大吊橋の形状管理に関する検討 報告書」2000. 3 本四公団

大鳴門橋定点塗膜調査結果の報告

Report on Periodical Investigation of Coating on Ohnaruto Bridge

第一管理局 保全部
(前) 鳴門管理事務所

計画課 付長
橋梁維持課

石橋 清美

Kiyomi Ishibashi



保全部
(前) 鳴門管理事務所

橋梁保全部
橋梁維持課

大西 貴浩

Takahiro Ohnishi

概要

大鳴門橋は、腐食環境の著しい海上に建設されているため、鋼材の塗装は下地に防錆力の高い厚膜型無機ジンクリッチペイントを施し、上塗りに耐候性に優れたポリウレタン樹脂塗料を用いた長期防錆型塗装系が採用された。

長大橋梁の塗替え塗装は、塗装面積が膨大であり、事前に長期的な計画を立案する必要がある。また、長期防錆型塗料の維持管理上の特徴は、厚膜型無機ジンクリッチペイントを長期にわたり健全に保護するため、中・上塗り塗料の消耗に留めることである。しかし、中・上塗り塗膜の消耗は、目視による点検のみでは十分に把握することは出来ない。このため、本橋では橋体に定点枠を設け、塗膜の膜厚・樹脂劣化などについて追跡調査が行われている。追跡調査の結果から、厚膜型無機ジンクリッチペイントが健全であること、また上塗り塗膜は、紫外線による劣化が進行していることが確認された。

The Ohnaruto Bridge employed a long-term rustproof coating system for the steel structures, which consists of a thick base coat based on inorganic zinc-rich paint and a surface coat based on polyurethane paint. Repainting work on a long-span bridge needs a long-term scheduling because of its vast area of painting. In addition, in the maintenance work on long-term rustproof coating a sophisticated way of inspection in addition to the visual one is required for quantitative evaluation of wearing on the top and the second coatings that keep the thick inorganic zinc rich coating in healthy condition. Therefore, this bridge is equipped with continuous measuring points for the follow-up checks of the thickness and the wearing of the coating. As a result of this follow-up, it has so far been found that the inorganic zinc rich paint has been healthy and the ultraviolet ray has worn the top coating.

1. まえがき

大鳴門橋は淡路島と徳島県を結ぶ3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。本橋の架橋位置は本四架橋で最も外洋に近く、風・波浪等の自然環境が非常に厳しいことで知られている。

本橋は昭和51年に着工し、昭和55年に塔の架設、昭和58年には補剛桁の架設が始まり、昭和60年(1985年)6月に供用が開始された。上部工の架設からは20年が経過したことになる。

供用後は局部的に発生した錆の補修を実施するなどの対策により、鋼材の健全性が確保されている。平成3年

度に「塗膜劣化の進行状況の把握」、「塗膜劣化メカニズムの解明及び塗膜寿命の推定」、「塗替時期の判定」を目的として、橋体に定点枠が設けられ、以後定期的に塗膜調査が実施されている。

本報告は、定点塗膜調査の結果を報告するものである。

2. 塗装仕様

塔、補剛桁の塗装は、「鋼橋塗装基準・同解説」(昭和55年3月制定)に示される塗装仕様のうち、表-1に示すポリウレタン樹脂塗料を上塗りとする長期防錆型塗装系が採用されている。塗装は添接板などを除く全てが工場で施工された。

表-1 建設当初の塗装仕様

Tab.1 Initial coating specification

塗装系	素地調整		第1層	第2層	第3層	第4層	第5層	第6層	備考
	1次	2次							
No.5-1	原板プラスチック+無機ジンクリッチプライマー	製品プラスチック	厚膜型無機ジンクリッチペイント (75)	ミストコート	厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗り (60)	厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗り (60)	ポリウレタン樹脂塗料用中塗り (30)	ポリウレタン樹脂塗料上塗り (30)	

表中のカッコ内の数字は設計膜厚(μm)を表す。

表-2 塗替え塗装仕様

Tab.2 coating specification on repainting work

塗装系	素地調整	第1層	第2層	備考
U	4種	エポキシ樹脂中塗り (140)	ふっ素樹脂塗料上塗り (120)	

表中のカッコ内の数字は標準塗布量 (g/m²) を表す。

なお、定点塗膜調査の対象とした塗装仕様には、表-1の塗装仕様の他、平成4年度に設置された定点塗膜調査箇所のふっ素樹脂塗料を用いた塗替え塗装仕様(表-2)がある。

3. 調査内容

3.1 定点塗膜調査の目的

定点塗膜調査は、橋体に設置された定点において長期にわたり塗膜の追跡調査を実施することにより、塗膜劣化の状況及び原因を明らかにし、塗膜の劣化程度を定量的に評価し、塗膜寿命の推定、塗替え時期の判定資料を得るために実施するものである。

3.2 調査箇所

ポリウレタン樹脂塗料の定点枠は、平成3年度に図-1に示す位置の主構上弦材(上側と外側)、主構下弦材(下側と内側)、鋼床版裏面及び塔側面において建設時に施された塗装面に18箇所が設置された。そのうち、格点17-18は下弦材と鋼床版裏面、格点81-82は上弦材と鋼床版裏面に設置された。

平成10年度には「塗膜の分布状況の把握」、「塗膜厚測定精度向上」等を目的として、図-1に示す位置の主構上弦材(上側と外側)、主構下弦材(下側と内側)、鋼床版裏面、及び3P主塔の南側塔柱東西面に定点枠を56箇所追加した。

ふっ素樹脂塗料の定点枠は、平成4年度に図-1に示す位置の主構上弦材(上側と外側)、主構下弦材(下側と内側)、及び鋼床版裏面に塗替え仕様の塗装が塗布され、9箇所が設置された。

3.3 調査項目・頻度

調査項目は表-3のとおり、保全管理要領に定められているものにインピーダンス測定を追加している。

調査頻度は表-3のとおり、設置した年度を1年目として設置後3.5年目に測定されており、保全管理要領に定められている調査頻度と同程度実施されている。

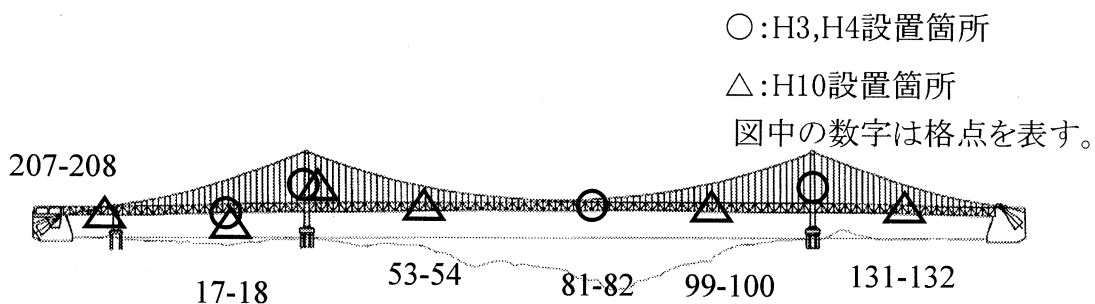


図-1 塗膜調査箇所

Fig.1 Measuring points of coating

表-3 調査項目と頻度

Tab.3 Items and frequency of measurement

調査項目	調査年度					調査目的
	H3	H4	H5	H8	H10	
電磁膜厚測定	○	◎	○	●	○	上塗り塗膜の膜厚減少を推定する
断面膜厚測定	○		○	●	○	上塗り塗膜の膜厚減少を推定する
チョーキング測定	○		○	●		上塗り塗膜の劣化度と耐候性を推定する
光沢度測定	○	◎	○	●		上塗り塗膜の劣化度と耐候性を推定する
FT-IR測定	○		○	●		上塗り塗膜の劣化度を推定する
インピーダンス測定			○	●		上塗り塗膜の劣化度を推定する
付着力試験(碁盤目)			○	●		塗膜の劣化度を推定する
塗膜はくり部(傷部)の経年変化測定	○		○	○		塗膜内部の錆の進行状況を把握する
塩分付着量の測定	○	◎	○	●		定点調査時の塩分付着量を把握する

- : H3度設置定点塗膜の追跡調査
- ◎: H4度設置定点塗膜の追跡調査
- : 両年度設置定点塗膜の追跡調査

表-4 調査方法

Tab.4 Method of measurement

調査項目	調査方法	備考
膜厚測定	電磁式膜厚計による非破壊方法と顕微鏡写真による破壊方法により上塗り塗膜の膜厚現象を測定する。	電磁式膜厚計は個々の計器により感度が固有であるため、測定は同一の計器を用いる必要があるが、平成5年度の測定において計器が故障したため、それ以後の測定は別の計器を用いた。
光沢度	光沢計による塗膜の光沢変化を無処理と水拭き後に測定する。	
チョーキング	白亜化度試験器に用いて、印字紙に付着した剥脱粉末の程度を標準判定写真と比べて評価し、チョーキング度合いを測定する。	
FT-IR	上塗り塗膜の表層部を採取し、FT-IR測定(KBr錠剤法)により塗膜の分子構造の変化を分析調査する。	
インピーダンス	塗膜に電導ペーストを塗布したアルミ箔を貼り付け、1時間以上放置する。その後、調査箇所にて交流による電気回路を作り、3種類の周波数(200, 500, 1000 Hz)毎に抵抗値、電気容量を測定する。	劣化した塗膜ほど抵抗値が小さくなり、電気容量が大きくなる。これは、塗膜にピンホールが生じたり、塗膜の劣化に伴い電解質イオンの透過性が向上するために、塗膜中の導電性が良くなるためである。
塗膜はくり部(傷部)の経年変化	塗膜に円筒カッターを用いて、径20mm(幅2mm)の円周状に鉄素地を露出させ、経年的に外観状態と塗膜内部の錆の進行度合いを観察することにより、厚膜型無機ジンクリッチペイントの防錆力を調査する。	
付着性	碁盤目試験法により試験し、評価点で評価する。	
塩分付着量	塩素イオン検知管方式により定点調査時の塗膜表面の付着塩分量を測定する。	

3.4 調査方法

大鳴門橋の定点塗膜調査は旧定点塗膜調査要領(保安全管理要領にある定点塗膜調査の前進であり、内容は同じである。)が定められる前から実施されていたため、付着力試験の方法、塗膜はくり部(傷部)の経年変化測定における傷の形状が異なるが、その他は保安全管理要領に定められている調査方法と同じである。なお、これら調査方法の違いによる調査結果への影響はない。

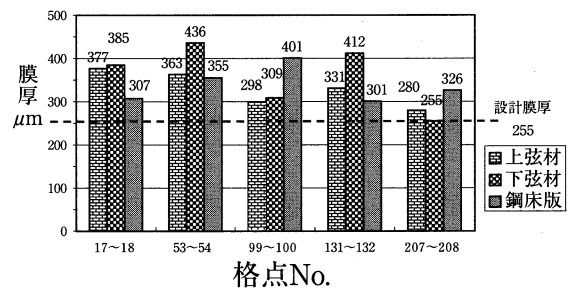


図-2 膜厚分布状況 (H10年度調査の結果)

Fig.2 Distribution of film thickness

4. 調査結果

4.1 塗膜厚

(1) 電磁式膜厚計による測定結果

1) 塗膜分布

塗装後約20年が経過しているが、いずれの箇所の塗膜厚も図-2のとおり設計値の塗膜厚以上であった。

2) 塗膜消耗量

定点塗膜の結果から、年間当たりの塗膜の消耗量を推定した。表-5はポリウレタン樹脂塗料を塗布した補剛桁の塗膜の消耗量について、部材毎に評価した結果を表すグラフである。鋼床版裏面・下弦材については、年間

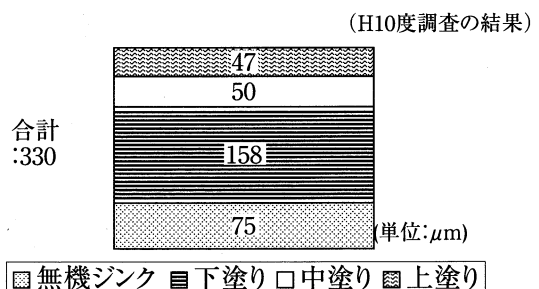
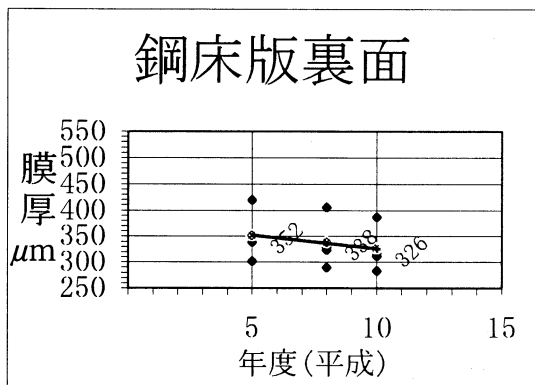
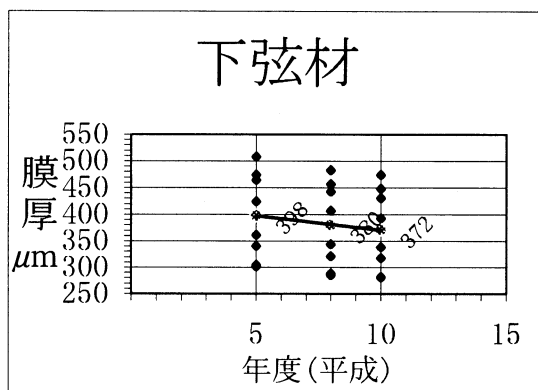
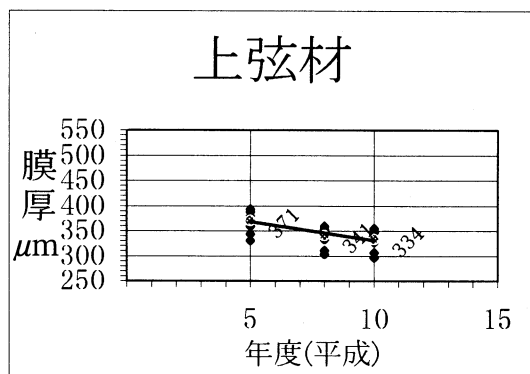


図-3 断面膜厚測定結果による塗膜の層の分布状況

Fig.3 Distribution of thickness of coating layers by profile measurement

表一五 ポリウレタン樹脂塗料の年間当たり消耗量

Tab.5 Decreased thickness per year on polyurethane paint



5 μm 程度消耗している。日照及び風雨等の環境が最も厳しい上弦材については、年間7 μm 以上の消耗となっている。

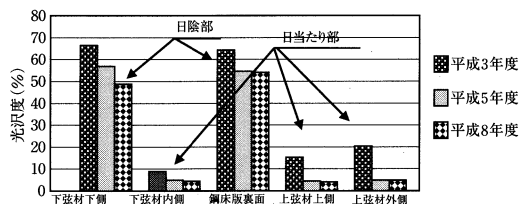
主塔についても補剛桁同様に年間当たりの塗膜の消耗量を算出した結果、10 μm 以上と非常に大きな値を示した。

ふっ素樹脂塗料については、暴露期間が短いため、今後の観察が必要である。

(2) 断面膜厚測定による結果

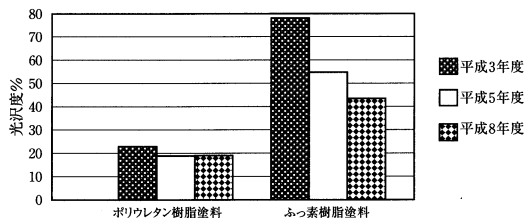
塗膜の層の分布状況を平均した結果、図一三のようになった。

また、測定の結果、上塗りが厚く塗られる傾向があること、上・下弦材に建設時の補修塗装が多く施されていることが分かった。



図一四 光沢度測定結果 (部位別の評価)

Fig.4 Results of measurement on lust (sectional evaluation)



図一五 光沢度測定結果 (主塔の測定結果による上塗り塗膜の差異)

Fig.5 Results of measurement on lust

(difference in thickness of top coating on the tower)

4.2 光沢度

「HBS 塗料規格」ではポリウレタン樹脂塗料の初期の光沢度を80%以上と規定している。また、ふっ素樹脂塗料では75%以上となっている。

図一四の測定結果では、日照の影響の少ない鋼床版裏面、下弦材下面で50%程度となっている。また、日照の影響の大きい上弦材などでは調査を開始した平成3年度(塗装から約10年が経過)で既に概ね10%程度となっている。ただし、その後の光沢度の値は横這いとなっている。

図一五は平成3年度にふっ素樹脂塗料で塗替えた3P主塔の南側塔柱北面とポリウレタン樹脂塗料(3P主塔の南側塔柱南面)のデータである。ふっ素樹脂塗料は塗替え後5年が経過した平成8年度の光沢度は40%程度となっている。これに対して、ポリウレタン樹脂塗料では、建設時塗装から約10年が経過した平成3年度の光沢度の測定結果が20%程度となっている。一般的にポリウレタン樹脂塗料の光沢度低下はふっ素樹脂塗料よりも大きいことが認められている。本橋においては、暴露期間が異なり現状では直接的な比較が出来ないため、今後も引き続きふっ素樹脂塗料の光沢度について観察する必要がある。

4.3 チョーキング

光沢度と同様に日照の影響を受けやすい上弦材でチョーキングが多く見られ塗膜が劣化している。

また、ふっ素樹脂塗料では塗装後5年が経過してもチョーキングは余り見られず健全である。

4.4 FT-IR

図一六に示すウレタン結合が劣化するとC=Oが分解されC-O(カルボニル基 カルボニル基の波長1730



図-6 ウレタン結合

Fig.6 Urethane bonding

cm⁻¹) になることに着目し、カルボニル基の吸光度と比較的安定した結合状態のN-H (アミドⅡ アミドⅡの波長 1520 cm⁻¹) の吸光度を比較し、以前に調べた吸光度比と比較することで塗膜劣化の進行度合いを指標することとした。

(1) ポリウレタン樹脂塗料

ほとんどの箇所でもウレタン結合の劣化が進行していると考えられる。このことから、ウレタン結合を主たる組成とするポリウレタン樹脂塗料の劣化が考えられる。

(2) ふっ素樹脂塗料

全ての試料について劣化を表す結果となったが、ふっ素樹脂塗料においてウレタン結合は硬化を目的に添加するものであり、ウレタン結合の劣化がふっ素樹脂にどのような影響を与えるか、今後観察する必要がある。

4.5 インピーダンス

調査結果を「水門鉄管塗り替え指針」に基づいて評価した結果、塗膜の状態は「異常なし」であった。このことから、塗装システムとして健全に機能していると考えられるが、平成5年度に比べ平成8年度は若干劣化が進行している。

4.6 付着力

ポリウレタン樹脂塗料は概ね健全であり、良好な結果を示した。

ふっ素樹脂塗料は概ね健全であり、良好な結果を示し

た。この結果から、塗替え塗装におけるふっ素樹脂塗料の付着力について良好であることが分かった。

4.7 塗膜はくり部 (傷部) の経年変化

厚膜型無機ジンクリッチペイントを塗布してから約10年経った塗膜に傷を付け、5年が経過した状況を写真-1に示す。傷を付けた円周状に錆が発生し、一部で錆が横方向に若干進行しているが、塗膜を剥がし鉄地を露出させた結果孔食は無かった。

4.8 塩分付着力

塩分付着量の測定結果は図-7に示すとおりである。測定の結果、降雨による洗浄効果の期待できない鋼床版裏面の塩分付着量が最も多く、次いで下弦材の塩分付着量が多い。また、下弦材においても下面の塩分付着量が多いことが分かった。

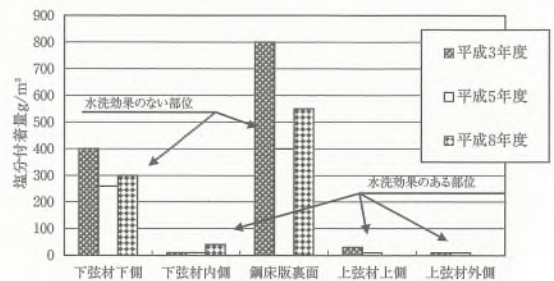


図-7 塩分付着量測定結果

Fig.7 Results of measurement on chloride deposit

4.9 外観

定点塗膜調査とは別に外面作業車を用いて、主に主構トラスの塗膜状況について目視調査を行った。その結果、次のとおりであった。中塗りの露出箇所は露出面積及び箇所数に差があるものの、橋梁全般にわたって見られた。

(H8年度調査の結果)



外観状況



塗膜除去後

写真-1 錆の状況写真

Photo.1 View of rusting surface



写真-2 一般部の下塗り露出状況写真

Photo.2 View of rusting surface on general part of base coating

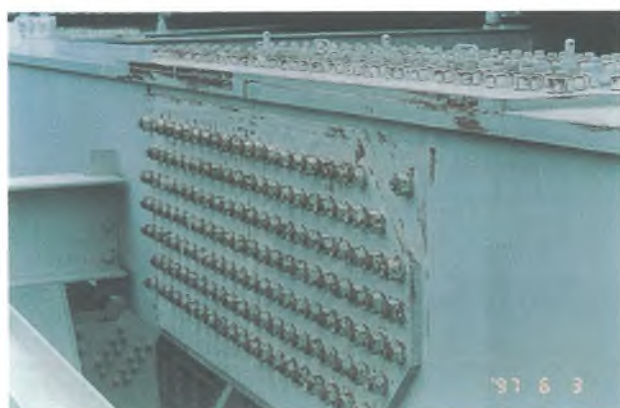


写真-3 添接部の下塗り露出状況写真

Photo.3 View of rusting surface on joint part of base coating

下塗りの露出は、一般部では3P～中央径間の太平洋側によく見られ（写真-2参照）、添接部は上弦材のボルト・ナットの凹凸部で著しい箇所（写真-3参照）が見られた。

5. 塗膜調査結果の評価

5.1 塗膜の評価

(1) 厚膜型無機ジンクリッチペイント

塗膜はくり部（傷部）の経年変化を観察した結果、錆の進行がほとんど見られず、塗布後約20年が経過した厚膜型無機ジンクリッチペイントが健全であり、高い防錆力を示していることが分かった。

(2) ポリウレタン樹脂塗料

定点塗膜調査の結果、ポリウレタン樹脂塗料の光沢は既に減退し、白亜化が著しい状態である。また、FT-IR測定の結果でも樹脂構造の劣化が進行していることが認められている。これらの調査結果は膜厚測定結果を裏付けるものとなっている。一方で、塗膜の付着力の低下は見られず健全であり、当面、塗膜の剥離等の恐れはないものと考えられる。

(3) ふっ素樹脂塗料

定点塗膜調査の結果、塗布後5年が経過した大鳴門橋におけるふっ素樹脂塗料の塗膜の劣化状態として、光沢の減退は認められるものの、チョーキングは発生していないことが分かった。また、年間当たりの塗膜消費量を推測するには、観測年が短いため今後の調査が必要である。

5.2 今後の課題

ポリウレタン樹脂塗料の一般的な年間当たりの塗膜消費量は2～3 μm 程度と言われており、大鳴門橋の年間当たりの塗膜消費量は通常の2～4倍の速さになる。本橋の塗膜消費量が大きい原因として、架橋地点の海象・気象条件が他の本四架橋と著しく異なることが考えられる。一方で電磁式膜厚計の測定誤差、鋼材表面の凹凸の不均一さなどが膜厚測定値のバラツキに影響することが考えられる。このため、膜厚測定以外の調査結果と総合的に評価する必要がある。今後は各調査結果の相関を導き出し、定量的に塗膜消耗のメカニズムを解明することで、調査精度の向上と年間当たりの消費量の妥当性を検証すると共に、ふっ素樹脂塗料の塗膜消耗メカニズムの解明を行う必要がある。

6. あとがき

大鳴門橋は供用後13年が経過した平成10年度に最初の全面塗替えを開始した。塗替え塗装は塗替え周期の延伸を目的に、ポリウレタン樹脂塗料よりも耐候性に優れたふっ素樹脂塗料を用いている。今後はふっ素樹脂塗料の塗膜寿命を調査し、適切な維持管理に努める所存である。

最後に、本報告をまとめるにあたって、ご協力いただいた㈱ブリッジエンジニアリング防食部の兼田部長、瓜谷課長に深く感謝の意を表します。

参考文献

- ①本州四国連絡橋公団大鳴門橋工事誌
- ②本州四国連絡橋公団保安全管理要領平成10年8月
- ③大鳴門橋点検補修工事報告書
平成4年2月本州四国連絡橋公団第一建設局
- ④大鳴門橋補剛桁補修塗装工事報告書
平成5年3月本州四国連絡橋公団第一建設局
- ⑤大鳴門橋等塗膜精密点報告書
平成6年3月本州四国連絡橋公団第一建設局
- ⑥大鳴門橋・門崎高架橋補修塗装工事報告書
平成8年3月本州四国連絡橋公団第一建設局
- ⑦大鳴門橋補剛桁塗替塗装工事報告書
平成10年3月本州四国連絡橋公団第一管理局
- ⑧鋼橋塗膜調査マニュアル
平成5年9月(社)日本鋼構造物協会
- ⑨水門鉄管塗り替え指針電気事業連合会

「電着工法」による鋼製ケーソン防食

Corrosion Protection of Steel Caisson by Electro Deposit Method

日本道路公団中国支社千代田管理事務所
(前)第二管理局坂出管理事務所

改良助役
橋梁維持第一課長

岩垣 富春

Tomiharu Iwagaki

第二管理局坂出管理事務所

橋梁維持第一課

岡本 浩幸

Hiroyuki Okamoto



概要

海中部に構築された鋼構造物に対する従来の防食工法は、主体的作業をダイバーに依存するところが大きく、大規模・大水深・有潮流という作業環境の中での実施は非常に多くの問題を抱えている。この問題を軽減するため長年に亘り「電着工法」に着目し、その有効性及び工事実施に向けての基礎データの収集を行ってきたので、その成果をここに紹介する。

The ordinary corrosion protection works, which have mainly relied on the diver manipulations, have a lot of problems with the enforcement of underwater work in the tight environment as deep sea and tidal current. To work out a new method for replacing the ordinary way the electro deposit method was spotlighted and has been studied over the years in collecting basic data for verification and feasibility of the employment of method in real works. This paper introduces the results of studies.

1. まえがき

児島・坂出ルートの大橋海中基礎 11 基は、鋼製ケーソンにプレパッドコンクリートを充填した「設置ケーソン工法」により 1980 年～1984 年にかけて施工されたものである。

この鋼製ケーソンは、既に設置後 20 年が経過しようとしており、海中部外郭においては写真-1、写真-2 に示すように面腐食と共に、一部ではあるが内部のコンクリートまで達する局部腐食（孔食）が発生している。

このような腐食を放置しておくと、コンクリートまで進入した海水が躯体内部の鋼材を腐食させ、体積膨張によりコンクリートに割れを発生させる恐れがあり、剛体基礎としての一体性の前提を危うくしかねない。

よって、大橋基礎の長期健全性を確保するためには、腐食進行を食い止める防食を実施する必要がある。

しかし、従来防食法では主体的作業をダイバーに依存することとなるため、大規模・大水深・急潮流という瀬戸大橋における作業環境下においては、その品質及び安全確保の点で多くの問題が生ずる。

このため当ルートでは、長年に亘りこの問題を解決すべく、防食被覆により孔食部の補修が可能で、被覆形成のための主体的作業をダイバーに依存することが不要な「電着工法」に着目し、その開発を進めてきた。

本文は、電着防食工事実施に向けての具体的資料を得るため、瀬戸大橋基礎を用いて行った実物試験の成果を報告するものである。

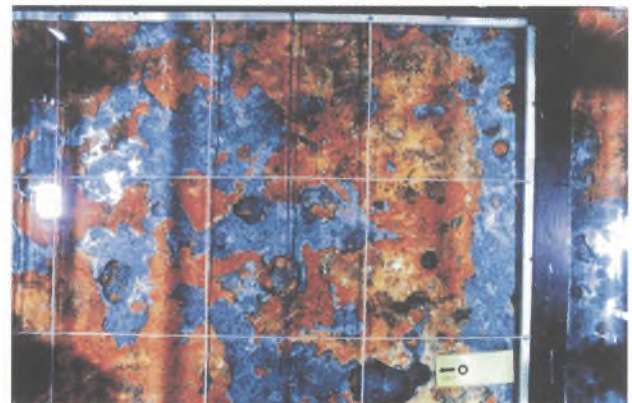


写真-1 孔食分布状況

Photo.1 Distribution of hole corrosion

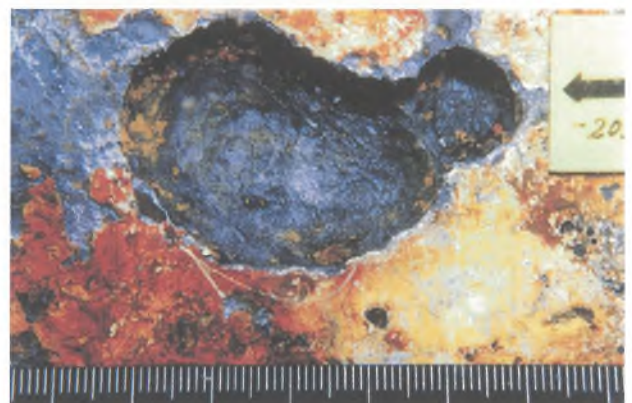
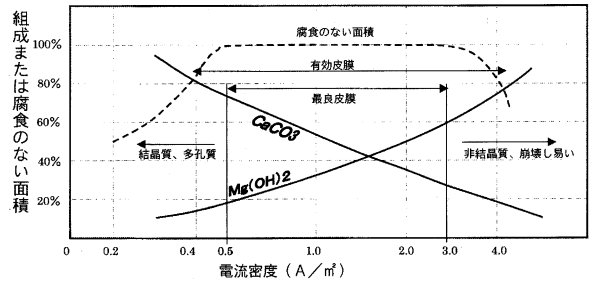


写真-2 孔食部拡大

Photo.2 Enlarged view of hole corrosion

表一 電流密度と電着物の組成・防食性能

Tab.1 Performance in corrosion protection and composition of deposit and current density



2. 「電着工法」の概要

2.1 電着工法の原理

図一に示すように、海水中の陽極とこれに対向する陰極の間に微弱の直流電流を流すと、微量の水素ガスやアルカリ性の強い水酸イオンが発生し、陰極表面付近にアルカリ性雰囲気形成され pH が高くなる。

この現象により炭酸イオンが生成され、水酸イオンとともに海水中の Ca^{2+} イオン及び Mg^{2+} イオンと結びついて CaCO_3 、 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ が陰極表面に析出する。

電着工法はこの原理を利用して、海中の鋼構造物をこれらの電着物によりライニングし、腐食環境（海水）から遮断することで防食を行うものである。

2.2 電着物の特徴

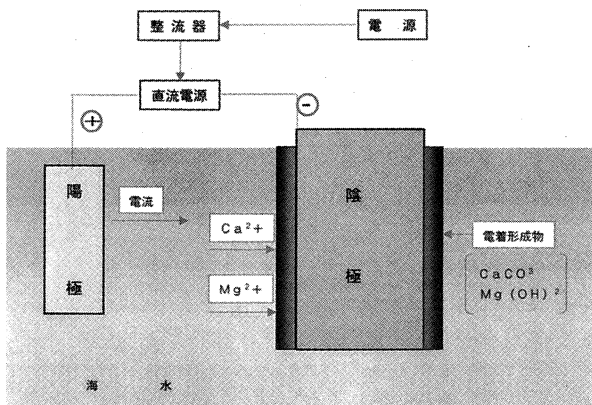
電着工法により析出した電着物は次に示す特徴を有しており、孔食に対する補修効果が期待できるものである。

- ① 化学反応を利用し、海水中に溶存する無機質系物質（電着物）を厚く析出させる手法であり、生活環境に及ぼす影響はない。
- ② 海水中の硫化物と水和反応を起こさないため、耐海水性に優れている。
- ③ 析出した電着物は、コンクリートと同程度の水密性、硬度を有し、海水及び外的応力に対する抵抗力が大きい。

2.3 電流密度と電着物の組成

電着物の組成形成は、表一に示すように電流密度（陰極表面積当りの電流量）と密接な関係があり、電着物の防食性能に大きく影響する。

電流密度が低いとカルシウム成分が多くなり結晶質の硬い電着物が得られるが、空隙率が大きくなり水密性に劣る。防水性を高めるためには非結晶質であるマグネシウム成分がある程度含まれたほうが好ましく、防食性能に優れた組成比率（カルシウム／マグネシウム）としては 0.5～3.0 程度が望ましい。



図一 「電着工法」概念図

Fig.1 Concept of electro deposit method

3. 試験概要

3.1 試験目的

良好な防食性能を有する電着物は

- ① 有潮流海域においても前記の電流密度と組成比率の関係が成立するのか
- ② 耐久性を左右する鋼ケーソン表面への付着力を高めるためには、水中作業軽減を考慮した海中構造物の表面処理をどの程度行えば良いのか

を初期の目的とし、平成 6 年より岩黒島橋 2P をはじめとした、実際の鋼製ケーソン基礎水中壁面にて試験を実施した。

3.2 電着物組成状況

有潮流海域に対応でき得る電流密度を見極めるため、前記表一に示す最良被膜電流密度範囲を $0.5 \sim 2.0 \text{ A/m}^2$ の低電流密度区間と $0.5 \sim 3.0 \text{ A/m}^2$ の高電流密度区間に区分し、試験期間として 7,600 時間通電した。

この内、低電流密度区間に析出された電着物を採取し分析により得られた結果によると、表一及び表三に示すとおり、有潮流海域においても電流密度と組成比率（カルシウム／マグネシウム）との関係が成り立つことが確認された。

また、適正な組成比率及び高い付着力等を実現させるためには、平均 1.0 A/m^2 の電流密度で通電することが望ましいことも確認された。

採取された電着物を写真一及び写真二に示すが、表層部のマイクロビッカース硬度は 280 前後、50% 細孔半径は 14 nm 前後という良好な値を示し、高い耐久性、遮水性が期待できるものである。

3.3 素地調整手法

付着力を高め、且つダイバーへの負担軽減を図る目的で、スクレーパーによる素地表面処理区域、付着生物の粗落とし区域、付着生物・浮錆現状区域と 3 種の素地グレードを設定し、電着物の付着力を計測した。

その結果、素地グレードを上げるほど付着力は向上しており、耐久性の確保とダイバーの負担軽減という点では結論を見出すことはできなかった。

表-2 電流密度と組成比率

Tab.2 Proportion of components and current density

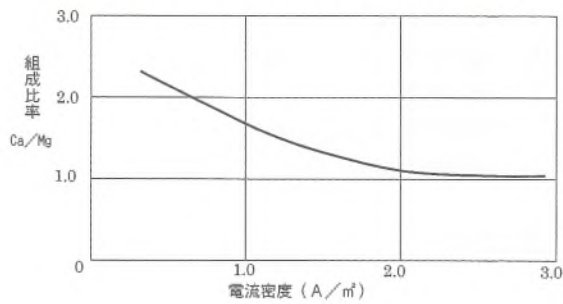
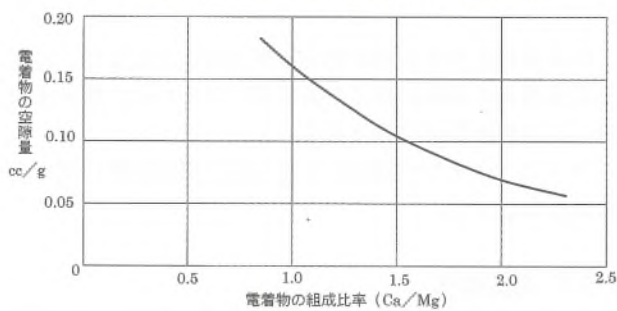


表-3 組成比率と空隙量

Tab.3 Void volume and proportion of components



しかし、通電途中 (-1,200 mV の電位にて約 2,000 時間) において、写真-5~7 に示すようにスケール (海中付着生物と鉄錆) が剥離・脱落する現象が見られ、スケール脱落後の電着物付着力は、他の素地調整を行った面より高い値を示していることがわかった。

これより、予め強制的に素地表面のスケールをダイパー等によって除去する作業が不要であるとの成果を得ることができた。

この通電途中に発生した剥離・脱落現象は、図-2 に



写真-5 通電前状況

Photo.5 View before turn on



写真-3 電着物 (表面)

Photo.3 Deposit (surface)

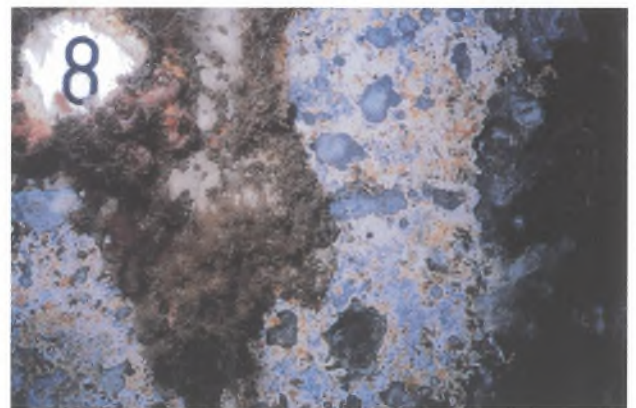


写真-6 スケール脱落状況

Photo.6 Coming-off of deposit

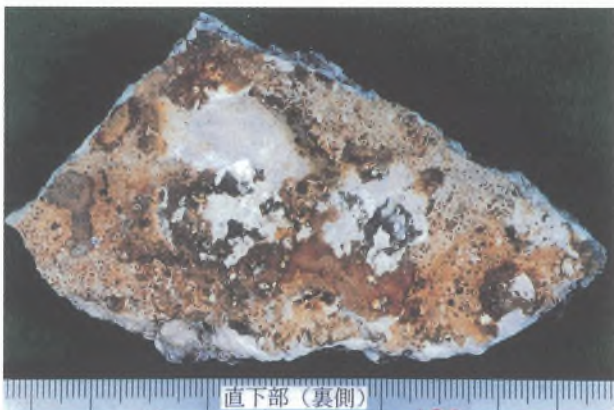


写真-4 電着物 (裏面)

Photo.4 Deposit (backside)

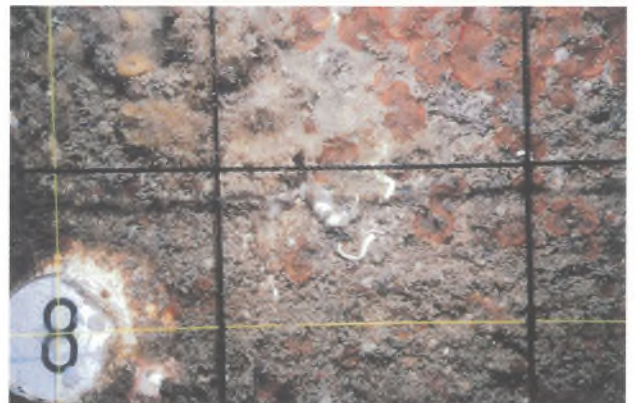


写真-7 電着物析出状況

Photo.7 Electronic deposit

示すように陰極となる鋼ケーソン表面の鉄錆層が海水電解によって還元され、素地との付着力の低下とともに剥離し、潮流等の外力により自然脱落したものであった。

なお、スケールが脱落していない個所もあるが、全ての面にて剥離現象は生じており、ダイバーで比較的容易に脱落させることができることもわかった。

3.4 電着物析出速度

電着物の析出量は積算電流量（電流密度×通電時間）にほぼ比例するが、潮流速度、海水温度にも影響される。

特に潮流は、海水電解によって陰極表面に生成される液相（水酸基イオン OH⁻）を拡散し、希釈させる要因となるため、遮水性・耐久性のある適正な電着物を析出させる電流密度確保の点に大きく影響を与える。

試験より得られた結果から、潮流速度と電着効率（g/日・mA）の関係を示したものが表-4であり、同じ析出量を確保しようとしたとき、有潮流海域では潮流速度に応じ電流密度を変化させる必要が生じる。

平均潮流速 3.0 ノット以下の低潮流海域では、平均電流密度を 1.0 A/m² にて約 7,000 時間通電することにより、厚さ 5 mm の電着物が析出される。

式(1)に電着物析出厚さの算定式を示す。

$$t = (K + T + j) / \rho \dots\dots\dots(1)$$

- t : 電着物の厚さ (cm)
- K : 電着効率 (g/日・mA)
- T : 通電日数 (日)
- j : 電流密度 (mA/cm²)
- ρ : 電着物の比重 (2.1)

4. 施工フロー

試験結果から得られた成果を基にした基本工事施工フローを図-3 に示す。

5. 陽極配置設計

防食機能を有する電着物を析出させるためには、適切な電流密度の確保が必要であるが、そのために電気を供給する陽極配置が重要となる。

以下に、今までの試験より得られた陽極配置に関する検討結果を示す。

5.1 電流分布

前述したように、電着物の析出速度は電流密度と比例関係にあり、電流密度が高いほど析出速度も速くなるが、むやみに電流密度を上げることは電着物の品質を悪化させ、その防食機能を損なうこととなり好ましくない。

1 陽極から陰極に供給される電流消費状態は図-4 の

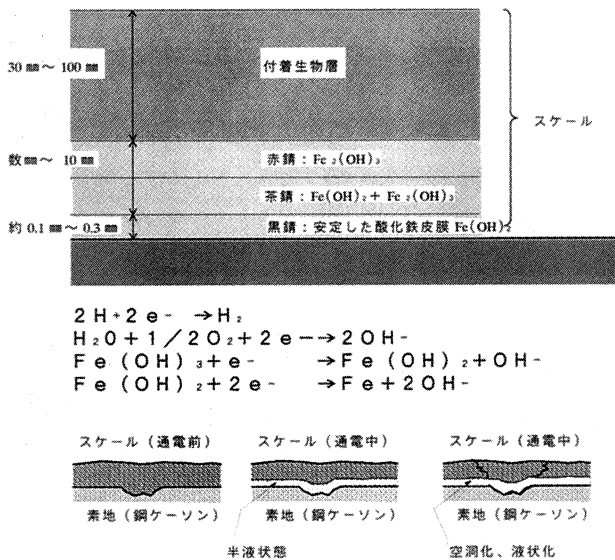


図-2 スケール剥離状態図

Fig.2 Distribution of scar of deposit

表-4 潮流速度と電着効率

Tab.4 Effectiveness of electro deposit and speed of tidal current

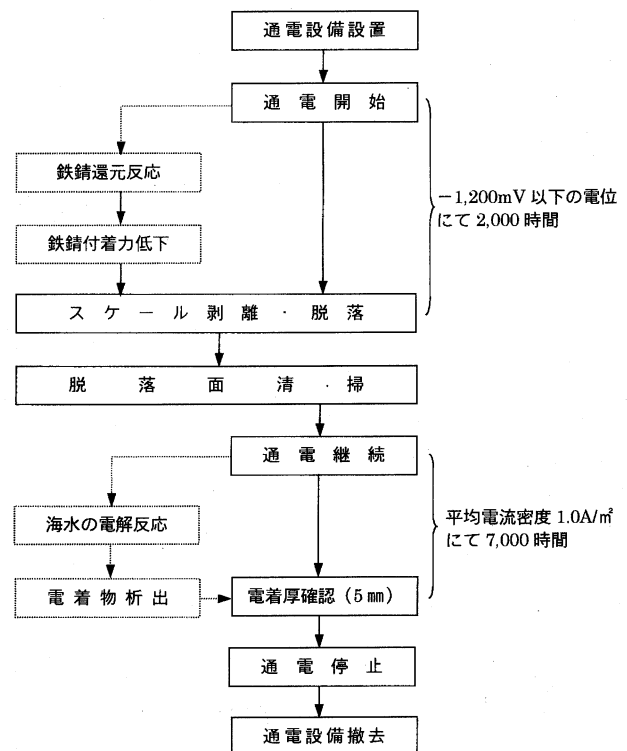
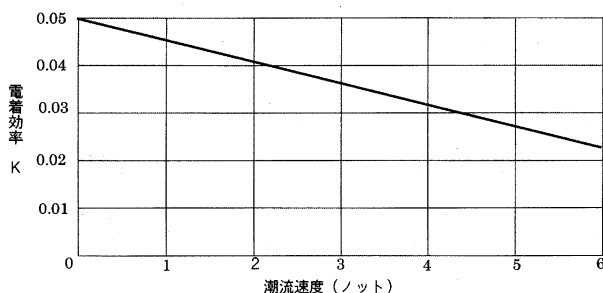


図-3 基本工事施工フロー

Fig.3 Procedure of basic work

ようにイメージされ、陰極直下部が最も高く、陰極から離れるに従って低くなっていく。

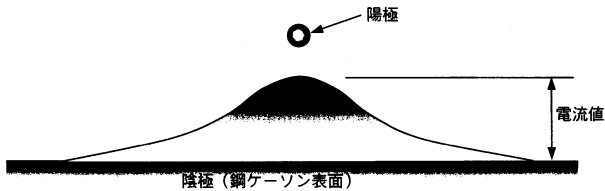
試験より得られた析出速度と陽極からの水平距離との関係（電流消費勾配）を表一五に示す。

この電流消費勾配は、表一六に示すように極間距離（陽極と陰極の距離）及び配置される陽極数並びに陽極間距離（陽極相互間の水平距離）によっても異なることがわかる。

また、平面的な電流消費分布は、1陽極を配置した状態と複数陽極を配置した状態とでは、図一五及び図一六に示すように異なった分布となる。

この分布の違いは、1陽極の場合は陰極となる鋼ケーソン表面に高い電気抵抗層があるため、広範囲に電流が拡散するのにに対し、それをなす陽極配置の場合、陽極と陽極との間に電流の境界線が生じ、電流の拡散が一定区画の中で収まることによるものと推測される。

このように、電流密度は陽極の配置計画（陽極数、極

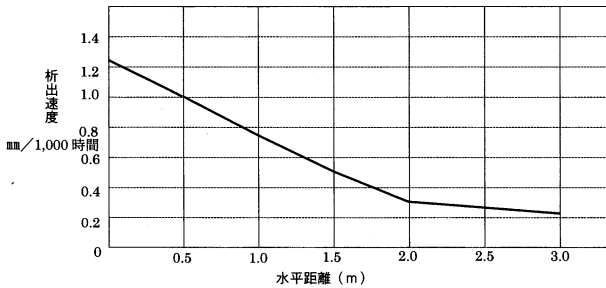


図一四 電流消費パターン

Fig.4 Pattern of electricity consumption

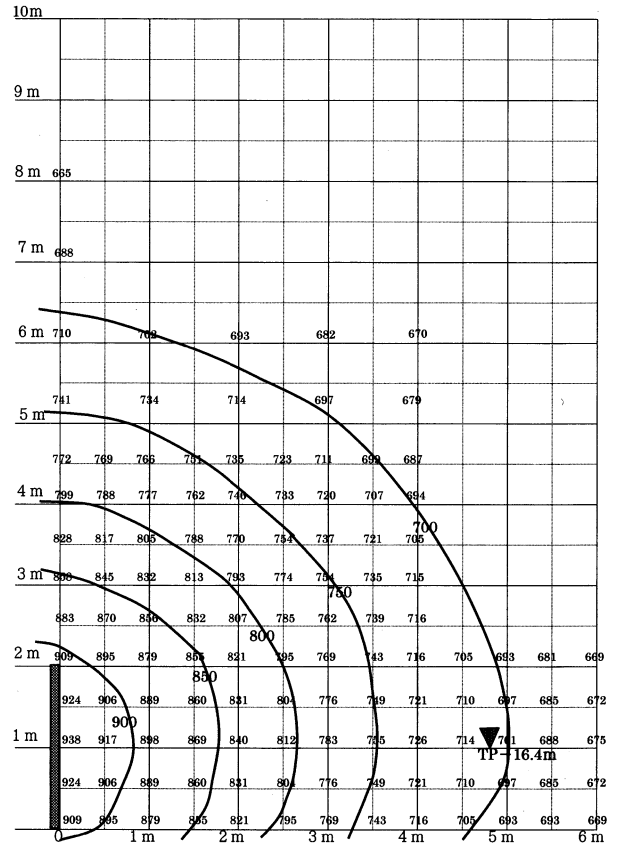
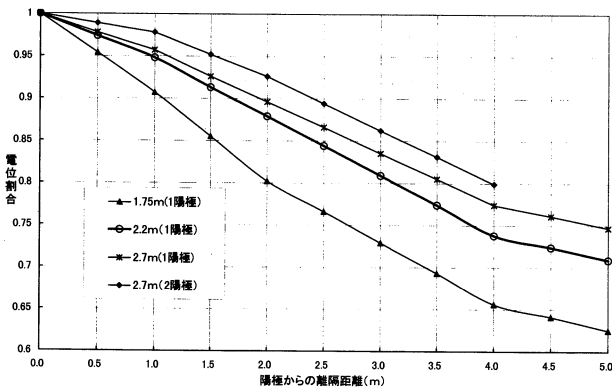
表一五 陽極からの水平距離と析出速度

Tab.5 Speed of ??? and horizontal distance from anode



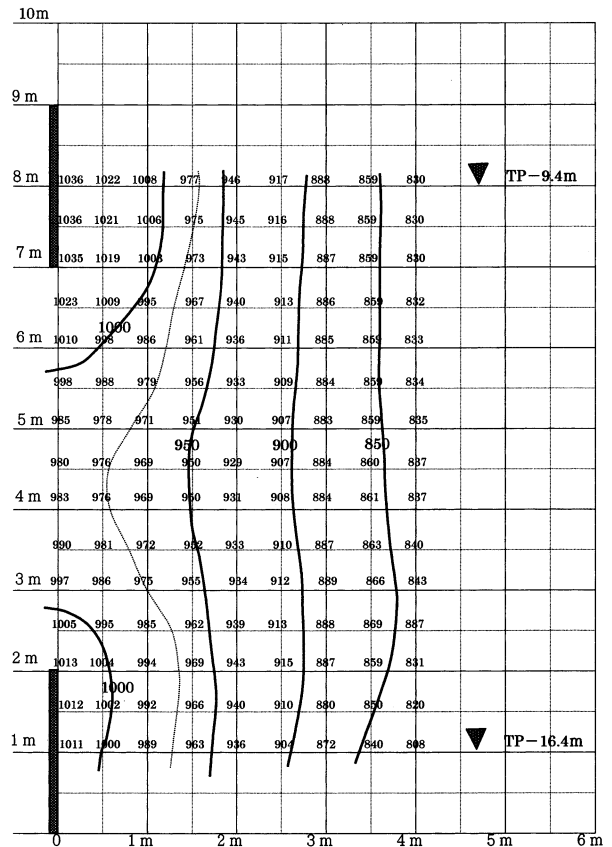
表一六 極間距離と電位割合

Tab.6 Ratio of voltage and distance between nodes



図一五 電位分布図 (1陽極、極間距離 2.7 m)

Fig.5 Distribution of voltage (1 anode, distance between nodes of 2.7 m)



図一六 電位分布図 (2陽極、極間距離 2.7 m)

Fig.6 Distribution of voltage (2 anodes, distance between nodes of 2.7 m)

間距離、陽極間距離)により変動するため定量化することが難しく、現地条件により変化する陽極配置を前提とした電流密度の照査・検討を行っていく必要がある。

以下に、この電流分布を基に陽極配置を決定していくまでの基本事項を記載する。

5.2 陽極配置基本形状

複数の陽極を配置するには、図-7及び図-8に示すように、格子配置若しくは千鳥配置の2種が基本としてあげられる。

試験より得られた1陽極の基本電位分布の形状は、陽極を中心とした同心円状となることから、この形状に近い六角枠の配置を組み合わせることで、効率的な有効電流域を形成できるため、千鳥配置を陽極配置における基本形状とした。

5.3 電流密度分布モデル

「電着工法」で実施する防食工事においては、2陽極以上の複数陽極が配置されることとなり、全周に亘り陽極と陽極との間で電流境界線が存在する。

試験では、2陽極間での電流境界線を有する電流分布

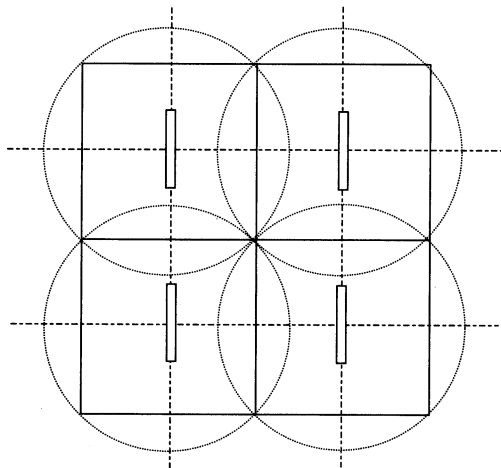


図-7 格子配置における有効電流域

Fig.7 Effective current range in grid arrangement

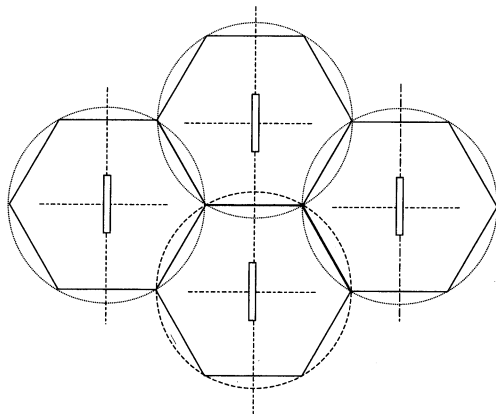


図-8 千鳥配置における有効電流域

Fig.8 Effective current range in zigzag arrangement

図しか得られておらず、実際に配置される複数陽極での電流分布に則したものではないが、現時点においては、この2陽極における電流分布をモデル化し、陽極配置の検討に使用することとした。

2陽極における等電流線を図-9に示すようにパターン化し、1陽極が受け持つ面積の中で、平均電流密度 1.0 A/m^2 が消費される電流を流したとき、陽極から最も遠い場所での電流密度(最低値)を計算で求め、電着有効基準電流密度が確保されておれば適正な陽極配置であるとの判断を行っている。

なお、有効基準電流量は、試験によって確認された適正電着物が析出した範囲での最低電流密度 0.8 A/m^2 に対し、モニタリングでの読み取り誤差 5% を加味し 0.84 A/m^2 とした。

5.4 検討結果

前述の電流密度分布モデルにおいて求めた各ケースでの電流密度を表-7に示す。

この結果より、現実的な最大極間距離 2.7 m において、陽極間水平距離 4.8 m 、鉛直距離 7.0 m が最も1陽極が受け持つ面積が最大(全体陽極数が最小)となり、経済的な陽極配置となる。

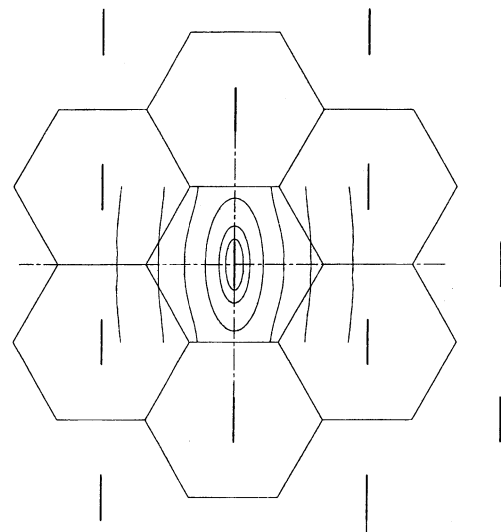


図-9 陽極モデル配置図

Fig.9 Arrangement of anodic model

表-7 検討モデルにおける最低電流密度値 (A/m^2)

Tab.7 Minimum current density in studied model (A/m^2)

極間距離 (m)	陽極間距離 鉛直 (m)	陽極間距離・水平 (m)		
		4.8	5.4	6.0
2.7	5	0.86	0.84	0.83
	6	0.84	0.82	0.81
	7	0.82	0.80	0.79
2.2	5	0.86	0.84	0.83
	6	0.84	0.82	0.81
	7	0.82	0.80	0.79
1.75	5	0.72	0.71	0.70
	6	0.70	0.69	0.68
	7	0.68	0.67	0.66

6. 現況

平成6年から実施してきた試験工事及び陽極配置検討並びに設備検討の結果に基づき、平成12年3月から比較的海象条件が緩やかな櫃石島3P鋼ケーソンにおいて、海中没水面積の半分にあたる約1,600m²に「電着工法」を適用した防食工事を実施中であり、その状況を写真-8及び図-10~12に示す。

使用している陽極数は56本、それを水中で保持するロープ支持材は16組となり、本格的な防食工事の開始といえる。

しかし、本文に記述したとおり、試験工事で得られた成果は、群れをなす陽極配置に則したものではないため、今回の工事で得られる新たな成果を基に、更に精度を高

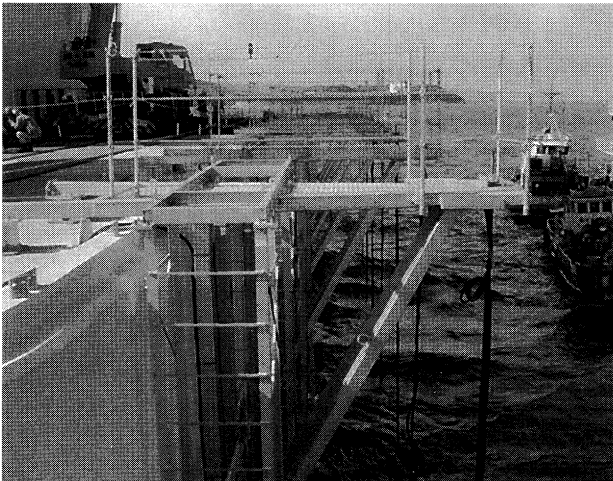


写真-8 櫃石島3Pにおける電着防食工事状況

Photo.8 Electro deposit method employed on Hitsuishijima Bridge 3 P

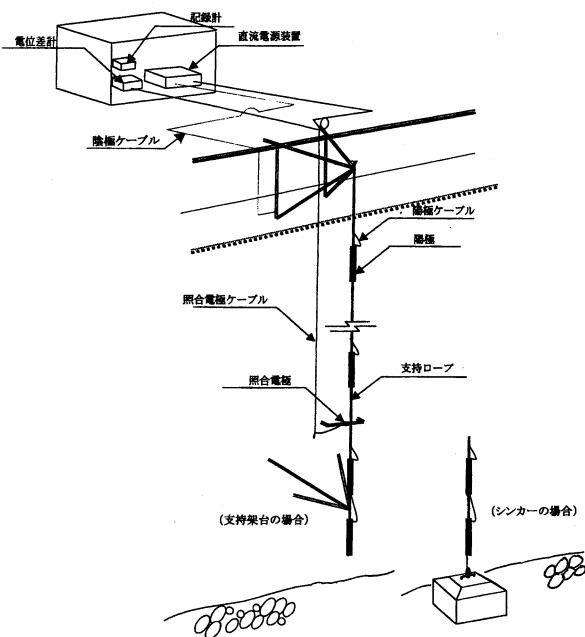


図-10 電着設備概念図

Fig.10 Concept of device

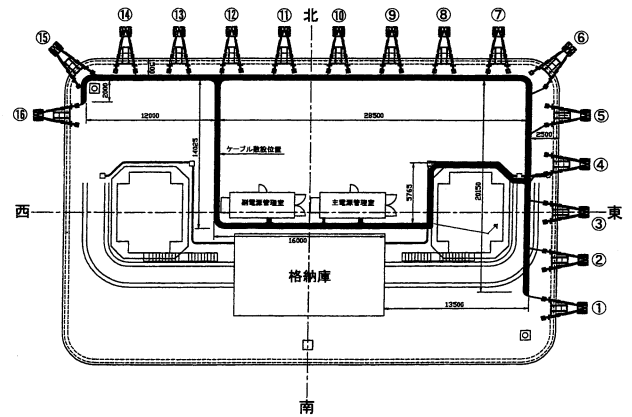


図-11 陽極設備配置図

Fig.11 Arrangement of anode device

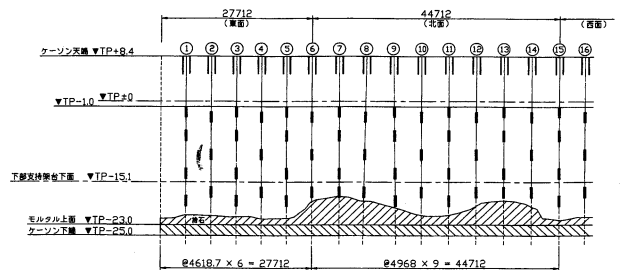


図-12 陽極配置図

Fig.12 Arrangement of anodes

めた「電着工法」の確立とともに、海象条件等も含めた厳しい現場にも適する施工法の確立が必要となる。

7. あとがき

「電着工法」における試験工事に際しては、片脇清士氏を委員長とする「海中基礎の維持管理に関する調査研究会」電着WGにて各委員の方々より貴重な御助言、御指導を頂きましたことに感謝申し上げます。

今回の試験工事は、防食を目的とした基礎資料を得ることで実施されてきたが、その過程の中で通電することによりスケールが剥離・脱落し、海中鋼構造物の表面状態が鮮明に確認できたことは、今後の海中構造物を維持する上での点検手法として応用が可能ではないかと思われることを追記して本報告とする。

参考文献

- 1) 福手、安部、熊田、宮崎、佐々木：波浪海域における鋼管杭の電着防食 (1990.8)
- 2) 運輸省港湾技術研究所、(財)沿岸開発技術センター、鋼管杭協会：鋼管杭の防食に関する研究 (1995.4)
- 3) (財)海洋架橋調査会：海中基礎の維持管理に関する調査研究 電着WG (1994.6~1998.12)
- 4) 本州四国連絡橋公団第二管理局：鋼ケーソン基礎電着防食工事 報告書 (1994~1999)

■塗装用ロボットの開発状況

補修塗装は、電動工具や手工具による素地調整とハケ塗りで施工されています。この作業は、高所で、汚れ、しかも天候に左右される3Kとも6Kとも称される人力作業であり、少子・高齢化社会には作業員の確保が困難になると予想され、機械化が望まれています。

公団は、ディスクサンダによる素地調整とスプレー塗装による機械化に取り組みましたが、ミストの飛散・塗料の跳ね返り・施工能率等の面で開発を断念しました。

今回はこの反省を生かし、回転ブラシによる素地調整とロールによる塗装の機械化に取り組みました。ロール塗装はカラー鋼板の塗装で実用化されていますが、橋梁塗装に適用する場合の最大の課題は橋体表面の凸凹にあります。橋体表面には、溶接による痩せ馬や溶接線の凸凹があり、通常のディスクサンダやロールでは接触圧が異なるため、ケレンの程度や塗装膜厚が変動します。

このため、回転ブラシとスポンジローラを考案して橋体表面の凸凹に対処することにしました。この塗装装置は作業車に搭載し、作業車を走行させることにより橋軸方向に連続的に塗装します。また、対象橋梁は機械化が容易な、箱桁（来島海峡大橋・多々羅大橋・番の州高架橋…）を対象にし、施工能率は500m²/日を目指しています。

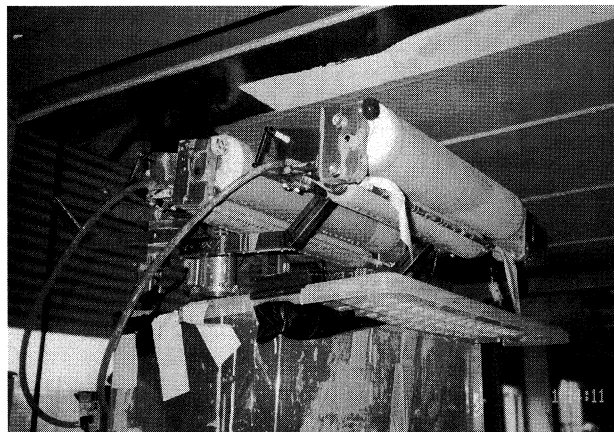
開発は最も困難が予想される、回転ブラシとスポンジロールから着手しており、現在（11月中旬）建設機械化研究所で実証実験中ですが、これまでに得られた知見

を整理すると次のようになり、実用化に明るい見通しを得ています。

- ①砥粒入りナイロン線材製の回転ブラシは手作業より均一で良質な仕上げ面が得られる。
- ②2連のスポンジゴム製のロールを進行方向に対し、正逆回転させれば均一で良質な塗装面が得られる。
- ③スポンジゴムの表面には塗料の溶剤に強いゴム皮膜が必要である。

来年度は実用機を製作して大島大橋で実橋実験を行い塗装品質・施工能率（500m²/日）・耐久性等を確認する予定です。

（文責：保全部設備課長 坂本光重）



2連のロールによる塗装状況

■永宗大橋（韓国）完成

2001年春開港予定の新空港が建設されている永宗島と本土とを結ぶ全長約4.4kmの永宗大橋が開港より一足早くこの11月下旬完成しました。この橋は、ダブルデッキ構造で、上部には道路6車線、下部には道路4車線、鉄道複線が設けられています（鉄道の開通は2005年を予定）。

本文では中央部に架けられた非常に特徴的な自碇式吊橋（橋長500m、中央支間長300m）についてご紹介します。本橋の特徴は、①主ケーブルを定着するアンカレイジが無い自碇式吊橋であること、②世界初となる3次元のケーブル形状を有すること、③吊橋としてはサグ比（1/5）を大きくし、補剛桁に作用する圧縮力の軽減を図っていること、④自碇式のため、バントによる補剛桁架設後にケーブル架設を行っていること、などが挙げられます。特に、②については、従来の吊橋のように主ケーブル面が鉛直面内には無く、立体的に配置されていることです。本橋で採用したAS（エアースピニング）工法に

よるケーブル架設では、素線を3次元の完成形状で架設することは不可能です。このため、一旦2次元形状に架設した後、ハンガーロープの定着に併せて徐々に3次元化していくという工法をとりました。この場合の施工ステップは、①主ケーブルを2次元状態で架設し、ハンガーロープを取付る、②中央径間中央部に設けた引込み装置により、主ケーブル間隔を桁幅まで拡張し保持する、③ハンガーロープを中央部より塔頂部へ向けて、順次補剛桁に定着する、というものです。この工法は、世界初の試みということで、主ケーブルの異常回転や素線配列の乱れ、ハンガーロープへの異常張力の発生等の問題が危惧されていましたが、的確な挙動解析の実施、それと連携した細心の施工管理の実施により無事克服でき、完成に至りました。

また、本橋にはケーブル防食法として本四公団で開発したケーブル乾燥空気送気システムが導入されており、その効果が期待されています。

（文責：長大橋技術センター技術情報課長代理 角和夫）



ケーブル架設状況



路面上から

(いずれも(株)神戸製鋼所より提供)

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'00.01~'00.10月 HOLMES 登録分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
Seismic Design and Behavior During the Hyogo-Ken Nanbu Earthquake of the Akashi Kaikyo Bridge	保田雅彦, 北川信, 森谷俊美 福永勸	2 WCEE 2000		2000.01	1-8
Corrosion Protection for Suspension Bridge Cables	藤川寛之, 加島聰, 川上賢明	第2回国際吊橋管理者会議		2000.04	1-8
Monitoring System for the Akashi Kaikyo Bridge	加島聰, 岡野哲, 竹口昌弘 森邦久	長大橋の調査とモニタリングに関するワークショップ		2000.04	1-8
吊橋ハンガーロープ (C. F. R. C) の全磁束法による非破壊調査と強度試験	吉田好孝, 前田泰男, 横沼庸助 *若狭信明, *守谷敏之	平成12年度(第55回)土木学会年次学術講演会		2000.09	2
マスコンクリートの塗装に関する調査研究	大西貴浩, 川上賢明	平成12年度(第55回)土木学会年次学術講演会		2000.09	2
Corrosion Performance of New Suspension Bridge Cable Protection	古家和彦, 北川信 *中村俊一, *鈴木恵太	IABSE		2000.09	1-8

題 名	執 筆 者	号	年 月
■巻頭言			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	No. 1	'77.7
発刊にあたって	蓑輪健二郎	No. 1	'77.7
本四技報の充実発展を願って	井上義光	No. 2	'77.10
「悪くても」と「うまくゆけば」	川崎偉志夫	No. 3	'78.1
技術雑感	浅間敏雄	No. 4	'78.3
技術感想	松崎彬磨	No. 5	'78.7
工事と安全技術	多田安夫	No. 6	'78.10
カレンダーによせて	山本成美	No. 7	'79.1
豊かさは自らの心の中にある	平石茂義	No. 8	'79.4
或る連想-大三島橋の開通式に出席して	富樫勘七	No. 9	'79.7
再び船上会談を	大富 宏	No. 10	'79.10
大三島橋のしゅん功にあやかって	久保村圭助	No. 11	'80.1
ある橋の話	浅谷輝雄	No. 12	'80.4
新しい芽を育てよう	尾之内由紀夫	No. 13	'80.7
文科と橋	向井 清	No. 14	'80.10
橋の建設と維持	下川浩資	No. 15	'81.1
本州四国連絡橋を考える	山根 孟	No. 16	'81.4
Seeing「見ること」	松崎彬磨	No. 17	'81.7
美観・安全性・経済性	大島 久	No. 18	'81.10
基礎とその認識	吉田 巖	No. 19	'82.1
新しい技術と経験	沖中浩一郎	No. 20	'82.4
経験について-森有正の思想をかりて	山本成美	No. 21	'82.7
荒廃するアメリカの躍動	山根 孟	No. 22	'82.10
新しいものへの挑戦	高橋弘篤	No. 23	'83.1
人口をめぐって	柴田啓次	No. 24	'83.4
土木工事雑感	高山 昭	No. 25	'83.7
文科と理科	柴田啓次	No. 26	'83.10
新たなる目標	松崎彬磨	No. 27	'84.1
現場からの土産話	吉田 巖	No. 28	'84.4
因島大橋雑感	大橋昭光	No. 29	'84.6
地域開発橋	高橋信夫	No. 30	'84.7
窓外雑感(みなと・神戸)	今中靖雄	No. 31	'84.10
本州四国連絡橋事業を支える技術	山根 孟	No. 32	'85.1
技術と人間あれこれ	山下文利	No. 33	'85.4
技術開発に思うこと	林 宣熙	No. 34	'85.7
明石海峡大橋への課題	大橋昭光	No. 35	'85.10
大鳴門橋建設をふりかえって	今中靖雄	No. 36	'85.12
大鳴門橋と関連区間の開通	奈良平竣彦	No. 36	'85.12
大鳴門橋と関連区間の開通	松本弘輝	No. 36	'85.12

大鳴門橋に関する二、三の思い出	小川英信	No. 36	'85.12
明石への道	高橋弘篤	No. 37	'86.1
トップランナーの努め	吉田 巖	No. 38	'86.4
道路の管理について	高橋信夫	No. 39	'86.7
「明石」の事業再開にあたって	遠藤武夫	No. 40	'86.10
最善の努力を結集しよう	山根 孟	No. 41	'87.1
技術力の向上	深田彰一	No. 42	'87.4
視点	花市穎悟	No. 43	'87.7
開通6ヶ月前	松崎 実	No. 44	'87.10
道路整備こそ国家繁栄への道	加瀬正蔵	No. 45	'88.1
伯方・大島大橋の開通によせて	花市穎悟	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋の開通	小川英信	No. 46	'88.4
技術に謙虚さを	萩原 浩	No. 47	'88.7
「器用人」と技術者	吉住俊彦	No. 48	'88.10
アメリカズカップ	岡田哲夫	No. 49	'89.1
「技術」雑感	平井 清	No. 50	'89.4
着工一年	森本隆也	No. 51	'89.7
道	永井 滋	No. 52	'89.10
本四架橋技術の今後の課題	遠藤武夫	No. 53	'90.1
沙弥島の風景	石山四郎	No. 54	'90.4
本四公団の三つの目的	中平一郎	No. 55	'90.7
天の浮橋、その過去と現在	木村敬宇	No. 56	'90.10
多々羅大橋の起工式を迎えて	旭 一穂	No. 57	'91.1
「豊かさの感じられる社会」の実現のために	高田雅夫	No. 58	'91.4
超長大吊橋と風	飯島武明	No. 59	'91.7
「共生・協調」の重視へ	杉岡 浩	No. 60	'91.10
“道路技術の分野でも国際貢献を”	萩原 浩	No. 61	'92.1
明石海峡大橋の主塔基礎の完成	佐伯彰一	No. 62	'92.4
海洋架橋の歴史	岡田哲夫	No. 63	'92.7
瀬戸大橋を守り、伝える	松本弘輝	No. 64	'92.10
ネクストウェイ	玉田博亮	No. 65	'93.1
科学技術雑感	西内 彬	No. 66	'93.4
役割分担	新野 博	No. 67	'93.7
秋菊の物語	平林忠正	No. 68	'93.10
鉄道再評価と技術的鳥瞰	野村紀夫	No. 69	'94.1
子供達の心に響いた本四架橋	宮崎 潮	No. 70	'94.4
岡山 今と昔	松本敦義	No. 71	'94.7
ポスト四全総への期待	藤原良一	No. 72	'94.10
ケーブル工事雑感	越村一雄	No. 73	'95.1
自然の威力を直視しよう	萩原 浩	No. 74	'95.4
兵庫県南部地震に思う	佐伯彰一	No. 75	'95.7
うまし	松本弘輝	No. 76	'95.10
子規に想う	藤川寛之	No. 77	'96.1
瀬戸大橋雑感	多田和夫	No. 78	'96.4
長大橋技術の継承、高度化	縣 保佑	No. 79	'96.7
瀬戸内しまなみ海道	加島 聰	No. 80	'96.10
ISO 9000 との出会い	日野西光温	No. 81	'97.1
125 年前	菊池徳彌	No. 82	'97.4
企業マインドの実践	辰巳正明	No. 83	'97.7

人工停滞の時代	安田達男No. 84	'97.10
外国語の奨め	蟹澤康人No. 85	'98.1
明石海峡大橋にあたって思うこと	佐伯彰一No. 86	'98.4
印象に残る海中工事	加島 聰No. 86	'98.4
明石海峡大橋と私	北川 信No. 86	'98.4
長大橋管理のコスト縮減	星野 満No. 87	'98.7
未来の古道	中嶋幸彦No. 88	'98.10
明石大橋の管理元年	奥川淳志No. 89	'99.1
本四3ルート完成	加島 聰No. 90	'99.4
二つの斜張橋で目指したもの	谷中幸和No. 90	'99.4
新尾道大橋と多々羅大橋に関して思うこと	秋山晴樹No. 90	'99.4
長大橋建設の明日に向けて	蟹沢康人No. 91	'99.7
自航台船「うましま」の開発について	平山純一No. 91	'99.7
開通に思う	藤井周志No. 91	'99.7
採算性の向上について	木挽孝紀No. 92	'99.12
はるかな未来に向けて	村田正信No. 93	'00.04
管理時代における技術者の視点	縣 保佑No. 94	'00.08
13年目の瀬戸大橋	平山純一No. 95	'00.12

■共通（橋梁下部工）

流れと波が共存する場における流体力の評価について	野村直茂No. 2	'77.10
太径鉄筋の継手と付着に関する調査	佐伯康二No. 2	'77.10
風化花崗岩のクリープ特性について	喜岡直太郎・森本則行・谷中幸和No. 2	'77.10
吊橋塔基部のグラウト注入実験	佐伯康二No. 6	'78.10
鋼設置ケーソン設計要領（案）	奈良平俊彦No. 7	'79.1
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験	大町武司No. 13	'80.7
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説（案）	金光 宏・大町武司・樋口康三No. 13	'80.7
深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討	金光 宏・野村直茂・大町武司No. 19	'82.1
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領（案）の確認実験	金光 宏・樋口康三・栗野純孝No. 21	'82.7
緩衝工の設計要領（案）	神 弘夫・栗野純孝No. 24	'83.4
耐震壁付きRC橋脚の設計（解析編）	塩井幸武・神 弘夫・吉田好孝No. 26	'83.10
耐震壁付きRC橋脚の設計（実験編）	塩井幸武・加島 聰・吉田好孝No. 27	'84.1
FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析	栗野純孝No. 28	'84.4
脚付ケーソン基礎の耐震安定性	塩井幸武・吉田好孝No. 32	'85.1
吊橋アンカレイジに用いたマスコンクリートの品質分析	宮下 力・吉田好孝No. 50	'89.4
低発熱コンクリート	山田勝彦・新田篤志・二宮仁司No. 54	'90.4
マスコンクリートの塗装に関する調査	山田勝彦No. 58	'91.4
マスコンクリート用高流動コンクリート設計・施工基準 同解説	森下尊久No. 73	'95.1
マスコンクリートの塗装に関する調査（その2）	野村直茂・森下尊久No. 74	'95.4
高架橋の多径間連続化における耐震設計	山岸一彦・池田 博・大和屋豊・高月俊治No. 75	'95.7
長大橋の耐震照査に用いる大規模地震動の検討	二宮仁司No. 95	'00.12

■共通（橋梁上部工）

吊橋塔基部の模型実験	加島 聰No. 1	'77.7
東大維橋におけるケーブル応力の測定調査	北川 信No. 1	'77.7
80キロ鋼溶接継手の疲労試験	奥川淳志No. 2	'77.10

吊橋ケーブルの二次応力測定 (平戸大橋)	北川 信	No. 3	'78.1
鋼床版の変形特性に関する調査	福井幸夫	No. 4	'78.3
吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験	奥川淳志	No. 5	'78.7
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験	榎波義幸・越智 勝・森 邦久	No. 6	'78.10
ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験	多田和夫	No. 7	'79.1
長支間道路吊橋の計画 (要約)	川崎偉志夫	No. 8	'79.4
橋梁用ロープの曲げ疲労試験	岸本良孝・竹之内博行	No. 11	'80.1
PWS用ゲージワイヤの測長精度	鈴木周一	No. 12	'80.4
PC斜張橋の紹介	小川英信・岡野 哲	No. 13	'80.7
リブ十字継手の疲労許容応力	竹名興英・岸本良孝・伊藤文夫	No. 16	'81.4
吊構造物を有する橋梁の変位制御に関する考察	金光 宏・樋口康三	No. 18	'81.10
疲労許容応力見直し	旭 一穂・竹名興英・平野 茂	No. 18	'81.10
緩衝桁伸縮装置	松浦章夫	No. 20	'82.4
吊橋主塔架設時の制振対策	成井 信・金崎智樹	No. 21	'82.7
長大橋梁の点検補修作業車	室谷貞雄	No. 22	'82.10
鋼床版舗装	村上憲司・新田篤志	No. 22	'82.10
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験	香川祐次・岸本良孝	No. 25	'83.7
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査	阪本謙二・鳥海隆一	No. 35	'85.10
主ケーブル材料としての高強度鋼線	森山 彰	No. 50	'89.4
強風下での吊橋の挙動解析	辰巳正明・秦 健作	No. 53	'90.1
二径間吊橋の構造検討	吉田 修	No. 56	'90.10
上部構造設計基準の改訂と運用	奥川淳志・高城信彦	No. 58	'91.4
本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績	奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 59	'91.7
大型風洞施設	保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘	No. 59	'91.7
本州四国連絡橋における FEM 解析の適用事例	奥川淳志・高城信彦・山口和範	No. 60	'91.10
長大橋梁の維持管理	糸日谷淑光	No. 60	'91.10
高力皿ボルトを使用した鋼床版現場継手の特性	奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 61	'92.1
吊橋ケーブル防食方法の検討	保田雅彦・鈴木周一・木村一也	No. 61	'92.1
鋼橋等塗装基準の改訂	糸日谷淑光	No. 62	'92.4
耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質	高城信彦	No. 63	'92.7
吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理	林 義信・平野信一	No. 65	'93.1
中間橋脚を有する斜張橋の構造特性	奥川淳志・高城信彦・山口和範	No. 65	'93.1
吊橋主塔設計要領の安定照査法	高城信彦	No. 66	'93.4
鋼床版の横リブ設計法に関する調査試験	松本 毅・遠藤和男	No. 66	'93.4
高張力鋼の長寿命での疲労強度	奥川淳志・大江慎一	No. 66	'93.4
ピン定着ケーブルバンドの構造特性	大橋治一	No. 67	'93.7
新たな機構の碍子活線洗浄装置の疲労実験	井上 徹・広田昭次	No. 67	'93.7
デッキとスティフナの溶接部の疲労実験	松本 毅・遠藤和男	No. 67	'93.7
鋼圧縮部材の残留応力調査	奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 68	'93.10
海上橋梁における横風による自動車走行性への影響	田島照義	No. 71	'94.7
斜張橋主桁腹板の座屈実験報告	藤井裕司・山口和範・遠藤和男	No. 71	'94.7
長期防錆型塗装の塗膜劣化メカニズム解明へのアプローチ	中元雄治	No. 72	'94.10
新設計活荷重と既設橋の照査	藤井裕司・松本 毅	No. 72	'94.10
吊橋式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験	奥川淳志・大江慎一	No. 72	'94.10
「鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン (案)」の運用上の留意点	大橋治一・大川宗男	No. 75	'95.7
鋼橋における固定支承の地震時の挙動と支点部補強	樋口康三・大橋治一	No. 77	'96.1
ボルト締付試験報告	奥田 基・矢野賢晃・末廣弘靖	No. 77	'96.1
高力ボルトの緩み確認へのアプローチ	林 義信・森脇正生	No. 78	'96.4

吊橋主塔の引張接合継手の製作架設	佐々木雅敏・宮口典博・山口和範 …No. 82	'97.4
長大トラス吊橋のハンガーピン定着部補強構造の力の伝達機構と疲労挙動	大橋治一・大川宗男 ……………No. 82	'97.4
送気乾燥による吊橋ケーブル防食試験	古家 和彦 ……………No. 84	'97.10
鋼床版構造の長寿命域疲労試験結果	大橋治一・梁取直樹 ……………No. 85	'98.1
主塔点検補修用ロボットの開発	土山正己・坂本光重 ……………No. 85	'98.1
吊形式橋梁箱桁のトラス・横桁接合部の疲労挙動	大橋治一・梁取直樹 ……………No. 89	'99.1
主塔・主桁に用いる補剛板の初期たわみの実測データ	大橋治一・森山 彰・山口和範 ……No. 89	'99.1
鋼床版実物大試験体の載荷試験結果	大橋治一・梁取直樹 ……………No. 89	'99.1
海峡部橋梁用車両防護柵の性能確認	山田郁夫 ……………No. 95	'00.12

■共通（その他）

気象海象予測手法	西野新造 ……………No. 3	'78.1
閃光式航空障害灯調査	亀山正俊 ……………No. 4	'78.3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法	黒滝義則・加島延行 ……………No. 4	'78.3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果	黒滝義則 ……………No. 8	'79.4
埋蔵文化財調査	長尾和守 ……………No. 11	'80.1
海中工事における潮流条件の設定	山田勝彦 ……………No. 12	'80.4
大気測定車による大気質調査	阿部明弘 ……………No. 15	'81.1
既存橋梁の架橋インパクト分析	黒瀧義則 ……………No. 23	'83.1
本州四国連絡橋におけるレーダ電波障害軽減策	佃 長次 ……………No. 51	'89.7
改良型灯浮標の設計・製作	石橋良哉・井上 徹 ……………No. 51	'89.7
本州四国連絡橋公団の工業所有権について	森谷俊美 ……………No. 63	'92.7
トンネル内ラジオ再放送設備	山中 清 ……………No. 64	'92.10
磁石車輪ゴンドラの開発	土山正己・坂本光重 ……………No. 88	'98.10
鋼斜張橋ケーブル材料としての高強度亜鉛めっきPC鋼より線の物理特性	金子正猪・秋山晴樹・村瀬佐太美 …No. 93	'00.04

■神戸～鳴門ルート

・明石海峡大橋

明石海峡における海中防食試験	森本隆也 ……………No. 1	'77.7
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その1）	樋口康三 ……………No. 3	'78.1
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その2）	樋口康三 ……………No. 4	'78.3
神戸層水ジェット掘削試験	藍谷武紀 ……………No. 5	'78.7
神戸層載荷試験	高橋幸蔵・有田 稔 ……………No. 5	'78.7
明石海峡大橋補剛桁風洞実験	加島 聰・大橋治一・秋山晴樹 ……No. 6	'78.10
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験	加島 聰・田中宗博 ……………No. 7	'79.1
舞子沖地質調査（その1）工事報告	神 弘夫 ……………No. 10	'79.10
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その2）	加島 聰・古屋信明 ……………No. 14	'80.10
明石海峡大橋海中基礎の調査概況	奈良平俊彦 ……………No. 15	'81.1
明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討	奈良平俊彦・加島 聰 ……………No. 16	'81.4
舞子沖地質調査（その2）工事報告	神 弘夫 ……………No. 17	'81.7
舞子沖地質調査工事報告（3）	神 弘夫・岩屋勝司・土田 宝 ……No. 23	'83.1
傾斜二層地盤の支持力に関する検討	塩井幸武・神 弘夫・栗野純孝 ……No. 25	'83.7
松帆沖地質調査	岩屋勝司・土田 宝・小林克己 ……No. 28	'84.4
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その3）	北川 信・森 邦久 ……………No. 34	'85.7
明石海峡大橋主塔基礎施工調査	岩屋勝司・土田 宝・植村和宏 ……No. 34	'85.7

明石海峡大橋の耐震設計	河口浩二	No. 49	'89.1
明石海峡大橋 2P・3P ケーソン設計・製作	鈴木幹啓・佐々木雅敏・鳥海隆一・土谷政治
		No. 51	'89.7
明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験	坂本光重・樋口康三・北口雅章	No. 51	'89.7
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験 (その4)	高塚正修・佐々木雅敏・土谷政治	No. 52	'89.10
明石海峡大橋主塔基礎の設計 (第一報)	保田雅彦・鈴木幹啓・樋口康三	No. 52	'89.10
明石海峡大橋耐風設計要領 (案)	辰巳正明・秦 健作・竹内政彦	No. 52	'89.10
明石海峡大橋補剛桁の耐風性 (中間報告)	保田雅彦・平原伸幸	No. 52	'89.10
明石海峡大橋 2P・3P 鋼ケーソン設置	高塚正修・佐々木雅敏・北口雅章	No. 53	'90.1
明石海峡大橋ケーソン沈設設備	坂本光重・藤原洋一・広田昭次	No. 53	'90.1
明石海峡大橋主塔の安定性 (主塔断面形状の選定)	岡野 哲・栗野純孝・森下尊久	No. 54	'90.4
明石海峡大橋作業基地の設計と施工	阿部明宏・栗原敏広・池田定三	No. 55	'90.7
明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討	辰巳正明・藤田和朗・池末泰輔	No. 56	'90.10
明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎の設計・施工 (その1)	加島 聰・佐野幸洋	No. 59	'91.7
明石海峡大橋 2P・3P 主塔基礎特殊水中コンクリートの施工	岡田凌太・上田忠夫・那須清吾	No. 59	'91.7
明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎の設計・施工 (その2)	加島 聰・佐野幸洋	No. 60	'91.10
明石海峡大橋大型風洞試験全橋模型	保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘	No. 60	'91.10
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系低発熱型高流動	金沢克美・有馬 勇・末永清冬・村田知司
コンクリートの開発 (その1)		No. 62	'92.4
明石海峡大橋 4A アンカレイジ土留工の設計と施工	有馬 勇・末永清冬・村田知司	No. 62	'92.4
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系低発熱型高流動	有馬 勇・末永清冬	No. 63	'92.7
コンクリートの開発 (その2)			
明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計	平野 茂・矢野賢晃	No. 63	'92.7
明石海峡大橋主塔基礎 2P コンクリートプラント船の	岡田凌太	No. 64	'92.10
動揺計測解析			
明石海峡大橋 2P・3P 気中コンクリート工事	岡田凌太・上田忠夫・那須清吾	No. 66	'93.4
明石海峡大橋主塔基礎地盤変位の計測と評価 (第一報)	山縣 守・吉田好孝・岡田凌太・那須清吾
		No. 66	'93.4
明石海峡大橋大型風洞試験 (一様流試験結果)	保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘	No. 67	'93.7
明石海峡大橋主塔の景観設計	保田雅彦・吉田好孝	No. 67	'93.7
明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験結果 (第一報)	北川 信・鈴木周一・勝地 弘	No. 68	'93.10
明石海峡大橋の主塔制振対策	辰巳正明・森 邦久・秦 健作	No. 68	'93.10
明石海峡大橋 1A・4A ケーブルアンカーフレーム工事施工実績	糸日谷淑光・有馬 勇	No. 69	'94.1
低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性	那須清吾	No. 69	'94.1
明石海峡大橋サドルの設計・製作	吉元郁男・福永 勸	No. 69	'94.1
明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造 (その1)	河口浩二・福永 勸	No. 70	'94.4
低発熱型コンクリートの耐ひび割れ特性とその評価方法	那須清吾	No. 70	'94.4
明石海峡大橋主塔の製作・精度管理	秦 健作・小林義弘	No. 70	'94.4
明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討	北川 信・鈴木周一・勝地 弘	No. 71	'94.7
明石海峡大橋のパイロットロープ渡海	河口浩二・福永 勸・北川竜三	No. 71	'94.7
明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造 (その2)	河口浩二・福永 勸	No. 71	'94.7
明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎中詰コンクリートの施工	糸日谷淑光・斉藤哲男	No. 72	'94.10
明石海峡大橋 1A・4A アンカレイジの施工報告	有馬 勇・糸日谷淑光	No. 73	'95.1
明石海峡大橋の道路床組の設計	金崎智樹・大江慎一・井上純三	No. 73	'95.1
明石海峡大橋のキャットウォーク構造	河口浩二・福永 勸	No. 74	'95.4
明石海峡大橋大型風洞試験でのガスト応答特性に関する検討	北川 信・金崎智樹・勝地 弘	No. 75	'95.7
明石海峡大橋補剛トラスの設計	金崎智樹・大江慎一・井上純三	No. 75	'95.7
明石海峡大橋プレキャストパネルの設計・施工	那須清吾・斉藤哲男	No. 76	'95.10
兵庫県南部地震による明石海峡大橋の修正設計	保田雅彦・大江慎一・河口浩二	No. 77	'96.1

明石海峡大橋主塔架設工事報告	秦 健作・小林義弘 ……………No.78	'96.4
明石海峡大橋補剛桁架設 (大ブロック架設)	大江慎一・伊藤進一郎・河藤千尋 …No.79	'96.7
明石海峡大橋アンカレイジの上屋計画	徳永剛平・石原和幸 ……………No.81	'97.1
明石海峡大橋船舶緩衝工の設計	帆足博明・谷口貴成 ……………No.81	'97.1
明石海峡大橋ケーブルの製作・架設	河口浩二 ……………No.86	'98.4
明石海峡大橋補剛桁製作・架設工事	大江慎一・今井清裕・杉本 健 ……No.86	'98.4
明石海峡大橋鋼床版舗装	栗野純孝・森下尊久 ……………No.86	'98.4
明石海峡大橋動態観測システム	阿部和智・天野耕一 ……………No.86	'98.4
明石海峡大橋の維持管理設備	越智数夫・山本浩之・小野祥史・小谷 剛…… ……………No.86	'98.4
明石海峡大橋のライトアップ	阿部和智・日里正夫 ……………No.86	'98.4
明石海峡大橋の景観検討作業	藤田和朗 ……………No.86	'98.4
明石海峡大橋の耐震設計と兵庫県南部地震時の地質応答解析	森谷俊美・栗原敏広・後藤 敦 ……No.86	'98.4
明石海峡大橋のケーブル防食システム	下村 稔・杉山剛史・花井 拓 ……No.86	'98.4
明石海峡大橋のケーブル後期工事施工報告	下村 稔・杉山剛史・西岡早和子 …No.92	'99.12
明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策	竹口昌弘 ……………No.93	'00.4
明石海峡大橋における台風時の桁応答観測・解析	大廻 聡 ……………No.94	'00.8
GPSによる明石海峡大橋の形状調査結果	鈴木周一・竹口昌弘・梁取直樹 ……No.95	'00.12
・大鳴門橋		
大鳴門橋における多柱式基礎の設計	上田浩司・土田泰秀 ……………No.7	'79.1
大鳴門橋多柱式基礎の施工報告	遠藤武夫・赤間 信 ……………No.10	'79.10
大鳴門橋支持岩盤の確認	宮島圭司 ……………No.11	'80.1
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	田中淳之 ……………No.13	'80.7
大鳴門橋主塔風洞実験	田中淳之 ……………No.16	'81.4
大鳴門橋ケーブルサドルの設計	田中淳之・藤井裕司 ……………No.18	'81.10
大鳴門橋アンカレイジの施工報告	山口浩二 ……………No.19	'82.1
大鳴門橋主塔の製作・架設	田中淳之 ……………No.21	'82.7
大鳴門橋バックスティ径間の製作	多田和夫 ……………No.24	'83.4
大鳴門橋ケーブルサドルの製作	鈴木周一 ……………No.26	'83.10
大鳴門橋ケーブル製作	奥田 基 ……………No.27	'84.1
大鳴門橋ケーブルバンドの設計	淵田政信・鈴木周一 ……………No.28	'84.4
側塔を有する吊橋のケーブル架設工法 (大鳴門橋)	淵田政信・鈴木周一 ……………No.30	'84.7
大鳴門橋の補剛桁製作工事	淵田政信・江藤隆男 ……………No.34	'85.7
大鳴門橋と関連区間の開通	松本弘輝 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋補剛桁架設工事	淵田政信 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋と関連区間の開通	奈良平俊彦 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋関連区間の維持管理設備	谷口 肇 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋照明用柱の耐風検討	山田勝彦・秋元茂男 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋ケーブル工事-その品質・精度	多田和夫 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋基礎の挙動計測	樋口康三・小野下武 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋関連区間の陸上部工事	西川雅博 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋振動実験の報告	田中淳之・岩屋勝司・淵田政信 ……No.36	'85.12
大鳴門橋の橋面舗装	淵田政信・川西芳則 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋動態観測システム	多田和夫・亀山正俊・森下尊久 ……No.36	'85.12
大鳴門橋緩衝工計画	金沢克義 ……………No.36	'85.12
大鳴門橋関連区間陸上部橋梁の塗膜劣化調査	中元雄治 ……………No.70	'94.4
大鳴門橋定点塗膜調査結果の報告	石橋清美・大西貴浩 ……………No.95	'00.12

・門崎高架橋

門崎高架橋の橋梁計画
 門崎高架橋岩ケーソン施工報告
 門崎高架橋の風洞試験
 門崎高架橋上部工の架設 (計画編)
 門崎高架橋上部工の設計・製作
 門崎高架橋上部工の架設 (架設編)
 門崎高架橋の橋面舗装
 門崎高架橋の振動実験 よび風による振動計測
 門崎高架橋仮設備撤去工事

宮下 力・古家和彦・熊野善彦 ……No.19 '82.1
 宮下 力・土居敏彦・矢野保広 ……No.21 '82.7
 大島 久・宮下 力・大橋治一 ……No.22 '82.10
 宮下 力・大橋治一・真辺保仁 ……No.26 '83.10
 土居敏彦・大橋治一・中尾俊哉 ……No.26 '83.10
 宮下 力・大橋治一・真辺保仁 ……No.27 '84.1
 吉田 修・中尾俊哉 ……No.30 '84.7
 吉田 修 ……No.36 '85.12
 淵田政信・川西芳則 ……No.41 '87.1

・上記以外の橋梁

撫養橋4Pオープンケーソン施工報告
 亀裏高架橋の施工
 伊弉高架橋下部工施工計画
 撫養高架橋杭の載荷試験
 撫養橋の風洞実験
 撫養橋上部工の設計と施工
 松帆高架橋におけるアフターボンドPC鋼より線の施工
 撫養南高架橋の動的解析
 舞子高架橋ケーソン基礎の施工
 撫養橋(上下線並列橋)の耐風応答特性
 灘川橋の設計と施工
 茶間川橋の設計と施工
 応力調整を用いたPC単径間ラーメン橋の設計と施工
 太径PC鋼より線を用いた鶴崎川の設計
 立石川橋工事報告
 多径間連続鋼鈹桁形式の採用と施工上の特徴

大町武司・武山哲郎・中尾俊哉 ……No.21 '82.7
 富岡 紘・山本茂樹 ……No.24 '83.4
 植田正弘・才川 勉・中村富二夫 ……No.25 '83.7
 吉田 修・加藤嘉津次 ……No.31 '84.10
 田中淳之・多田和夫・長谷川芳己 ……No.33 '85.4
 秋山晴樹・加藤嘉津次・秦 健作 ……No.40 '86.10
 徳永剛平・吉中眞一郎 ……No.80 '96.10
 高月俊治・谷口貴成 ……No.80 '96.10
 山田郁夫・西野直均・小河正次 ……No.81 '97.1
 帆足博明・谷口貴成・貴志友基 ……No.82 '97.4
 川戸 彰・大川宗男 ……No.83 '97.7
 川戸 彰・大川宗男 ……No.84 '97.10
 大川宗男・弓山茂樹 ……No.87 '98.7
 大川宗男・弓山茂樹 ……No.87 '98.7
 高塚正修・山根 彰 ……No.87 '98.7
 木村一也 ……No.87 '98.7

・その他

和泉層群ののり面工
 津名一宮IC・洲本IC間における地盤改良工
 西淡-大毛地区の修景緑化
 淡路島南パーキングエリアの土壌式無放流・汚水処理設備
 鳴門黒山地区の強風対策
 道路建設と埋蔵文化財調査-淡路島内本四連絡道路に
 における例-
 切土のり肩の設計施工(淡路島内本四連絡道路緑PA)
 神戸側陸上部道路計画概要
 舞子トンネル区間の地質と調査坑試験
 舞子トンネルの設計・施工
 TBMによる掘削工事報告
 テレビ電波障害影響予測と対策
 淡路島側陸上部津名以北区間における大阪層群軟質泥岩の
 現位置
 舞子トンネルにおける作業振動の限界と岩の掘削方法
 未固結土砂地山における大断面トンネルの掘削
 舞子トンネル明り巻部におけるプレキャスト化工法の
 設計・施工

原崎郁夫 ……No.11 '80.1
 阿部和智・高嶋 勉 ……No.38 '86.4
 伊吹浩太・岩垣富春・鎌田義人 ……No.38 '86.4
 谷口 肇・中田昌利・谷 進 ……No.38 '86.4
 山田勝彦・池田昭欣 ……No.41 '87.1
 細井 忍・原崎郁夫・平下忠一 ……No.44 '87.10
 永井俊男・山本茂樹 ……No.45 '88.1
 蟹沢康人・森 章 ……No.53 '90.1
 河野英雄・鳥居 聡 ……No.57 '91.1
 河野英雄・三島功裕 ……No.64 '92.10
 三島 功 ……No.65 '93.1
 綾 敬三 ……No.68 '93.10
 徳永剛平 ……No.72 '94.10
 岡澤達男・板垣勝則 ……No.73 '95.1
 岩垣富春・青野 宏・浜村吉昭 ……No.80 '96.10
 岩垣富春・浜村吉昭 ……No.82 '97.4

舞子高架橋 PC 上部工の設計・施工	山田郁夫・宮口典博・小河正次 ……No. 83	'97.7
舞子トンネル北坑口の長大切土法面対策工	青野 宏・石倉健治・亀山寿仁 ……No. 83	'97.7
神戸-鳴門ルート of 交通管理・施設維持管理	住吉実雄・吉崎建一・村上茂之 ……No. 84	'97.10
舞子地区遮光施設等工事の設計・施工	古家彦彦・宮口典博・小河正次 ……No. 85	'98.1
石の寝屋切土の動態観測結果	大川宗男・弓山茂樹 ……No. 87	'98.7
淡路 IC・SA の大規模盛土と濁水対策について	川戸 彰・平下忠一・池田秀継 ……No. 87	'98.7
舞子バスストップ連絡施設の施工	古家彦彦・福田 誠 ……No. 87	'98.7
舞子トンネル換気防災設備	藤原洋一・廣田昭次・大浦義司 ……No. 87	'98.7
淡路島内の切土法面樹林化工法	足立克久 ……No. 87	'98.7

■ 児島～坂出ルート

・ 下津井瀬戸大橋

吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井)	金光 宏・大町武司・樋口康三瀬戸大橋 1 A) ……	No. 14	'80.10
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井 (その 2))	金光 宏・大町武司・樋口康三瀬戸大橋 1 A) ……	No. 15	'81.1
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井 (その 3))	金光 宏・大町武司・樋口康三瀬戸大橋 1 A) ……	No. 16	'81.4
下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計	山根哲雄・村瀬佐太美 ……No. 17	'81.7	
下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討	加島 聰・田中美宇 ……No. 20	'82.4	
下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験	谷中幸和・村瀬佐太美 ……No. 26	'83.10	
下津井瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工 (その 1)	山本紀夫・秋山晴樹・中元雄治 ……No. 31	'84.10	
下津井瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工 (その 2)	中元雄治・武藤礼布・上村博文 ……No. 32	'85.1	
下津井瀬戸大橋 1 A トンネルアンカーの設計施工	竹内覚夫・吉田好孝 ……No. 33	'85.4	
下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作	奥川淳志・村瀬佐太美 ……No. 34	'85.7	
下津井瀬戸大橋塔の製作	奥川淳志・村瀬佐太美 ……No. 34	'85.7	
下津井瀬戸大橋塔架設工事	奥川淳志・下村 稔 ……No. 37	'86.1	
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設 (その 1)	奥川淳志・平原伸幸 ……No. 39	'86.7	
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設 (その 2)	奥川淳志・平原伸幸 ……No. 40	'86.10	
下津井瀬戸大橋のケーブル架設	奥川淳志・平原伸幸 ……No. 45	'88.1	
吊橋エンドリンクの精密点検	村卸靖訓・渡辺 諭 ……No. 78	'96.4	
下津井瀬戸大橋 A 3 エンドリンク補修工事報告	池田定三・中西 治 ……No. 81	'97.1	

・ 櫃石島高架橋

櫃石島高架橋剛結横梁の設計	大町武司・吉田 茂・北口雅章 ……No. 33	'85.4
櫃石島高架橋トラス用点検補修作業車	坂本光重 ……No. 39	'86.7
櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設	藤井裕司・佐々木忠俊 ……No. 40	'86.10
櫃石島高架橋下部工の施工	北川 信・武田 茂 ……No. 41	'87.1
櫃石島高架橋 PC 上部工の施工	北川 信・池田 博 ……No. 43	'87.7

・ 櫃石島橋・岩黒島橋・岩黒島高架橋・羽佐島高架橋

櫃石島橋・岩黒島橋の設計	旭 一穂・新田篤志・田中美宇 ……No. 17	'81.7
櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討	加島 聰・田中美宇・大江慎一 ……No. 19	'82.1
櫃石島橋 3 P 鋼製ケーソン設計	田島照義・高城信彦 ……No. 30	'84.7
岩黒島橋下部工事施工報告 (その 1)	山根哲雄・飯塚力也・田村 隆 ……No. 31	'84.10
岩黒島橋下部工事施工報告 (その 2)	丸尾 進・有馬 勇・田村 隆 ……No. 32	'85.1
岩黒島橋下部工の詳細設計	保田雅彦・日里正夫・大廣 始 ……No. 35	'85.10
岩黒島橋上部工の製作	保田雅彦・毛利徳成・大廣 始 ……No. 38	'86.4

櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告	金沢克義・伊藤豊秋……………No.38	'86.4
岩黒島橋ケーブルの設計と製作	保田雅彦・武山哲郎・野沢 学……………No.39	'86.7
櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置	金沢克義・河口浩二……………No.41	'87.1
羽佐島高架橋大ブロック架設	飯島邦治・勝地 弘……………No.41	'87.1
櫃石島橋の形状管理	金沢克義・佐藤昭光・武山哲郎……………No.42	'87.4
鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査	金沢克義……………No.43	'87.7
岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作	大田 亨・藤原 亨……………No.43	'87.7
櫃石島橋大ブロック架設	金沢克義・佐藤昭光……………No.45	'88.1
櫃石島橋の船舶緩衝工	金沢克義……………No.47	'88.7
櫃石島橋・岩黒島橋ケーブル制振装置	馬場賢三・大田 亨・勝地 弘……………No.47	'88.7
櫃石島橋実橋振動実験	大田 亨・勝地 弘……………No.48	'88.10
岩黒島高架橋の設計・施工	大田 亨・川戸 彰……………No.51	'89.7
リンク式伸縮装置に関する現地計測	丸尾 進・藤谷邦夫・石橋清美……………No.76	'95.10
斜張橋ケーブル角折れ緩衝装置の損傷とその補修	藤井裕司・土井俊秋・平下忠一……………No.93	'00.4
・与島橋・与島高架橋		
与島高架橋の設計	加島 聰・森谷俊美……………No.25	'83.7
与島高架橋地下連続壁の施工	加島 聰・森谷俊美・川田政史……………No.31	'84.10
与島橋 3P 可動支承の設計とローラー耐久試験	平山純一・山岸一彦……………No.37	'86.1
与島橋の設計	平山純一・山岸一彦……………No.37	'86.1
与島高架橋ループ部上部工の設計	多田一正・村瀬佐太美・富田大造……………No.40	'86.10
与島高架橋の施工	村瀬佐太美・富田大造……………No.42	'87.4
与島高架橋ループ部鋼桁の製作・架設	村瀬佐太美・川上明彦……………No.45	'88.1
・南北備讃瀬戸大橋		
水中発破 (その1)	長坂 進……………No.1	'77.7
水中発破 (その2)	長坂 進……………No.2	'77.10
900 ton シンカーの製作	佐野幸洋……………No.12	'80.4
南北備讃瀬戸大橋 5P 鋼製ケーソン設計・製作	奥川淳志・仁木清貴……………No.15	'81.1
南北備讃瀬戸大橋 5P ケーソン沈設作業	山下理雄・仁木清貴……………No.17	'81.7
南北備讃瀬戸大橋の海底掘削	山下理雄・大塚岩男……………No.20	'82.4
南北備讃瀬戸大橋 5P 海中コンクリートの施工	山中鷹志・坂本光重……………No.22	'82.10
南北備讃瀬戸大橋 3P・4P ケーソン製作施工	山中鷹志・岡澤達男……………No.22	'82.10
南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上	村田正信……………No.23	'83.1
大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験	馬場賢三・平野 茂・吉元郁男……………No.24	'83.4
南北備讃瀬戸大橋 4A ケーブルアンカーフレームの設計	山中鷹志・栗原敏広……………No.24	'83.4
南北備讃瀬戸大橋 7A 海中コンクリートの施工	三木啓造……………No.26	'83.10
北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計	馬場賢三・成井 信・平野 茂……………No.27	'84.1
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その1)	馬場賢三・成井 信・吉元郁男……………No.28	'84.4
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その2)	馬場賢三・成井 信・吉元郁男……………No.30	'84.7
北備讃瀬戸大橋塔の風洞試験	馬場賢三・成井 信・平野 茂……………No.30	'84.7
南北備讃瀬戸大橋 6P ケーソン曳航・沈設～海中コンクリート施工	三木啓造・飯間秀雄・吉川章三……………No.31	'84.10
南北備讃瀬戸大橋 5P 緩衝工の調査	山中鷹志……………No.31	'84.10
南北備讃瀬戸大橋 4A・7A ケーブルアンカーフレームの一括設計	栗原敏広・吉川章三……………No.31	'84.10
南北備讃瀬戸大橋 1A アンカレイジの施工	加島 聰・森谷俊美・徳永剛平……………No.32	'85.1
南北備讃瀬戸大橋 4A 供用アンカレイジの設計	馬場賢三……………No.32	'85.1
南北備讃瀬戸大橋 (上部工) の基本設計	森本隆也・馬場賢三……………No.33	'85.4

北備讃瀬戸大橋塔製作	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No. 33	'85.4
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの製作	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No. 34	'85.7
北備讃瀬戸大橋塔架設工事	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No. 35	'85.10
南北備讃瀬戸大橋4A アンカレイジの施工	山中鷹志・栗原敏広 ……No. 35	'85.10
南北備讃瀬戸大橋の耐風性 (その1)	成井 信 ……No. 37	'86.1
南北備讃瀬戸大橋の耐風性 (その2)	成井 信 ……No. 38	'86.4
南北備讃瀬戸大橋塔製作・架設	山中鷹志・林 義信・金崎智樹 ……No. 39	'86.7
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No. 39	'86.7
南北備讃瀬戸大橋7A アンカレイジの施工	高木 浩 ……No. 40	'86.10
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験 (第二報)	成井 信 ……No. 41	'87.1
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計	成井 信 ……No. 42	'87.4
南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事	神 弘夫・奥田 基・梶尾光邦 ……No. 43	'87.7
北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作	成井 信 ……No. 44	'87.10
北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の製作	成井 信 ……No. 44	'87.10
北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事	成井 信 ……No. 45	'88.1
自動超音波探傷システムを用いた北備讃瀬戸大橋補剛桁部材検査	成井 信 ……No. 47	'88.7
南備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事	奥田 基 ……No. 47	'88.7
ゲースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動	奥田 基 ……No. 48	'88.10
南北備讃瀬戸大橋上屋工事	北川 信・長谷川芳己 ……No. 49	'89.1
南備讃瀬戸大橋振動実験	奥田 基・大川宗男 ……No. 49	'89.1
南備讃瀬戸大橋緩衝工	奥田 基 ……No. 49	'89.1
南備讃瀬戸大橋の橋体精密点検	林 義信・池田定三・中西 治 ……No. 80	'96.10
北備讃瀬戸大橋ケーブル送気試験	奥田 基・山下五月・伊香賀信文 ……No. 82	'97.4
・番の州高架橋		
番の州高架橋基礎杭試験 (その1)	山本紀夫・兼田和弘 ……No. 5	'78.7
番の州高架橋基礎杭試験 (その2)	山本紀夫・兼田和弘 ……No. 6	'78.10
番の州高架橋下部工設計	樋口康三 ……No. 23	'83.1
番の州高架橋リバース杭施工報告	大田 享 ……No. 23	'83.1
番の州高架橋下部工の施工	岸 寛・河端哲郎 ……No. 37	'86.1
番の州高架橋トラスの設計・製作	高木 浩 ……No. 42	'87.4
番の州高架橋鉄道桁の施工	松田大六・大坪正行・山岸 明 ……No. 44	'87.10
番の州高架橋トラスの架設	松田大六 ……No. 48	'88.10
番の州高架橋鋼箱桁の架設	松田大六 ……No. 48	'88.10
・上記以外の橋梁		
北浦港橋梁の設計	松田大六・大坪正行・山岸 明 ……No. 39	'86.7
阿津川橋梁上部工の施工	寺坂典正・佐藤真太郎・磯井祥二 ……No. 42	'87.4
塩生橋下部工工事	卜部孝夫・成瀬善果 ……No. 43	'87.7
北浦港橋梁下部工の施工	松田大六・大坪正行・山岸 明 ……No. 43	'87.7
岸ノ上高架橋PC上部工の設計・施工	藤井周志・角 和夫 ……No. 45	'88.1
塩生橋上部工の設計・施工	藤井周志・角 和夫 ……No. 47	'88.7
北浦港橋梁上部工の施工	松田大六 ……No. 47	'88.7
・その他		
児島～坂出ルート海峡部地質調査 (その1)	山縣 守 ……No. 3	'78.1
児島～坂出ルート海峡部地質調査 (その2)	山縣 守 ……No. 4	'78.1
鷲羽山の地質調査	宮下 力・江藤隆男・田村 隆 ……No. 12	'80.4

鷲羽山トンネル構造形式検討	藤井周志	No. 16	'81.4
鷲羽山地区運搬用坑道の計測結果	呉藤 満・藤井周志・富田大造	No. 19	'82.1
本四備讃線の電気設備	吉田昌弘	No. 23	'83.1
鷲羽山トンネルの施工	長谷川 滋・佐藤正人	No. 35	'85.10
下村トンネルの施工と計測	福代博志	No. 37	'86.1
早島 IC 軟弱地盤対策	城野治三郎・天野弘也	No. 39	'86.7
神道山地区工事	藤井秀夫	No. 41	'87.1
蟻峰山及び福南山両トンネルの施工	菊池浩一・萬藤博志・栗野純孝	No. 42	'88.4
児島～坂出ルート吊橋ハンガーブラケット疲労試験	鳥海隆一	No. 47	'88.7
本四備讃線供用部の軌道工事の施工	山岸 明・真鍋秀志	No. 48	'88.10
児島～坂出ルート橋梁点検補修用作業車	久保田良司	No. 49	'89.1
与島 PA 上下水道設備	伊藤六兵衛・岩崎洋二	No. 49	'89.1
瀬戸中央自動車道の遠隔監視制御システム	西野盛雄・笠松邦安・山見一馬	No. 50	'89.4
瀬戸中央自動車道の道路管理用機械設備	久保田良司・古賀 昇	No. 50	'89.4
児島～坂出ルートにおける道路造園及び修景緑化	北 肇夫	No. 50	'89.4
瀬戸中央自動車道集中局（電気通信）設備	西野盛雄・田中俊雄・矢野 稔	No. 50	'89.4
瀬戸中央自動車道の料金収受システム	土山正己・小笠原 保	No. 53	'90.1
瀬戸大橋（吊橋・斜張橋）における列車走行試験	岩田充一・梶原博通	No. 54	'90.4
路面温度予測システム	森谷俊美・金子正猪	No. 57	'91.1
瀬戸大橋の動態観測	岩屋勝司・武山哲郎・大川宗男	No. 57	'91.1
瀬戸中央自動車道の開通以来の交通量動静分析	岡田凌太・宮下正之	No. 77	'96.1
瀬戸中央道における雪氷予測の改良	土居雅彦・大麻 毅	No. 77	'96.1
瀬戸中央自動車道鴻ノ池 SA の駐車場改良	佃 長次・礒井祥二・日高裕司	No. 78	'96.4
リンク式伸縮装置の改良	林 義信・藤谷邦夫・佐伯成己	No. 79	'96.7
瀬戸大橋の維持管理、十年（主な損傷とその補修について）	保田雅彦・松本 毅	No. 85	'98.1
「電着工法」による鋼製ケーソン防食	岩垣富春・岡本浩幸	No. 95	'00.12

■尾道～今治ルート

・因島大橋

因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認	宮島圭司・村上憲司	No. 3	'78.1
因島大橋ケーブル施工性試験	林有一郎・中村 守	No. 5	'78.7
因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質	平山純一	No. 7	'79.1
因島大橋及び大三島橋の塗装色の選定	吉川利治・阿部和智	No. 8	'79.4
因島大橋エンドリンクの設計	林有一郎・淵田政信	No. 8	'79.4
因島大橋下部工工事報告	竹内覚夫・平山純一	No. 10	'79.10
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	林有一郎	No. 11	'80.1
因島大橋風洞試験	中村 守・岡野 哲	No. 14	'80.10
因島大橋塔工事施工報告	竹内覚夫・池田 博	No. 14	'80.10
因島大橋塔の製作	松崎 実・池田 博	No. 15	'81.1
因島大橋塔の振動観測	松崎 実・池田 博	No. 17	'81.7
因島大橋ケーブル製作	香川祐次	No. 18	'81.10
因島大橋ケーブル架設	香川祐次・平野信一	No. 20	'82.4
因島大橋補剛桁架設	香川祐次・平原伸幸	No. 25	'83.7
因島大橋の橋面舗装	岸本良孝・小林義弘	No. 29	'84.6
因島大橋の維持管理設備 第三建設局機械電気課	No. 29	'84.6
因島大橋上部工工事の回想	旭 一穂	No. 29	'84.6
因島大橋と関連区間の概要	松崎 実	No. 29	'84.6
因島大橋関連区間の陸上部工事	越智啓登	No. 29	'84.6

因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定・応力測定・振動測定	青野 宏	No. 29	'84.6
因島大橋アンカレイジ上屋工事報告	横原房之助・池田 博	No. 29	'84.6
因島大橋のケーブル後期工事	香川祐次	No. 29	'84.6
点検補修用作業車を利用した因島大橋のメンテナンス	高橋 信・平野 茂・末広弘靖	No. 41	'87.1
因島大橋における塗装の維持管理報告	松井 勉・平野 茂・金子正猪	No. 43	'87.7
因島大橋の橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査	松井 勉・平野 茂・金子正猪	No. 44	'87.10
因島大橋塗膜調査	山本紀夫・古家和彦・杉山剛史	No. 61	'92.1
ケーブル被覆構造の評価とアンカレイジ内防食工法	石橋清美・簀戸喜一・橋本 龍	No. 85	'98.1
因島大橋関連区間の陸上部橋梁橋脚耐震補強工事	末広弘靖・長友浩信	No. 92	'99.12
・生口橋			
生口橋の計画と下部工設計	富岡 紘・天野弘也・仁木清貴	No. 44	'87.10
生口橋接合部実験報告	森 邦久・帆足博明・木村一也	No. 49	'89.1
生口橋基礎工におけるリーバス杭の施工	岡田凌太・岡本正美	No. 52	'89.10
生口橋下部工工事(締切～完成)	山本茂樹・竹本祐造	No. 55	'90.7
生口橋の耐震固定法と支承構造	山岸一彦・西本 聡	No. 56	'90.10
生口橋鋼桁の疲労に関する検討	山岸一彦・矢野保広	No. 57	'91.1
生口橋 PC 桁ケーブル定着部の設計	山岸一彦・西本 聡・矢野保広	No. 58	'91.4
生口橋主桁接合部の設計・施工	山岸一彦・西本 聡・矢野保広	No. 58	'91.4
生口橋の管理用電気通信施設	山中 清	No. 61	'92.1
生口橋塔独立時の同調液体型制振装置	藤原 亨	No. 62	'92.4
生口橋上部工の設計・製作(その1)	藤原 亨	No. 63	'92.7
生口橋照明設計	山中 清	No. 63	'92.7
生口橋上部工の設計・製作(その2)	藤原 亨	No. 64	'92.10
生口橋実橋振動実験	藤原 亨・玉越隆史	No. 65	'93.1
・大三島橋			
大三島橋下部工工事報告	榎波義幸	No. 1	'77.7
大三島橋のコンクリート	高須賀博一・福本英一郎	No. 6	'78.10
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	吉川利治・阿部和智	No. 8	'79.4
大三島橋架設時の耐風対策	山岸一彦	No. 9	'79.7
大三島橋関連陸上部工事	日高誠一・神野隆義	No. 9	'79.7
大三島橋と関連区間の概要	大島 久	No. 9	'79.7
大三島橋の塗装	村上憲司	No. 9	'79.7
大三島橋関連維持管理施設の計画と施工	第三建設局機械課	No. 9	'79.7
大三島橋の床版と橋面舗装	山縣 守・福本英一郎	No. 9	'79.7
大三島橋載荷試験	村上憲司	No. 10	'79.10
大三島橋補剛板の座屈実験	吉田好孝	No. 12	'80.4
大三島橋鋼格子床版上の漏水防止対策	帆足博明・日高裕司	No. 74	'95.4
・伯方・大島大橋			
伯方・大島大橋岩盤試験	山縣 守	No. 14	'80.10
伯方・大島大橋岩盤試験解析	井上真三	No. 18	'81.10
伯方・大島大橋の橋梁形式選定	岩屋勝司	No. 20	'82.4
大島大橋上部工基本設計(その1)	山田勝彦・正田伸二	No. 28	'84.4
大島大橋上部工基本設計(その2)	山田勝彦・正田伸二	No. 30	'84.7
伯方・大島大橋下部工施工報告	重村公登・高島 豊	No. 35	'85.10
大島大橋塔の設計製作	谷中幸和	No. 37	'86.1

大島大橋塔架設工事	谷中幸和・福永 勸	No. 40	'86.10
伯方橋上部工の設計製作	谷中幸和・越智節雄	No. 40	'86.10
大島大橋ケーブルストランド架設工事	平野信一・平塚義久	No. 44	'87.10
大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験	谷中幸和・福永 勸	No. 46	'88.4
大島大橋補剛桁直下吊上げ工法	平野信一	No. 46	'88.4
大島大橋の耐風安定性	平塚義久	No. 46	'88.4
大島大橋補剛桁の製作・架設	福井幸夫・平野信一	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋の開通	小川英信	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋維持管理設備	吉本正徳・末宗仁吉	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋の橋面舗装	日高裕司	No. 46	'88.4
伯方橋上部工の架設	越智節雄	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋関連陸上部工事	高嶋 勉	No. 46	'88.4
大島大橋振動実験	平塚義久	No. 48	'88.10
大島大橋の橋体計測	栗原敏広	No. 64	'92.10
・多々羅大橋			
多々羅大橋海峡部地質調査	山本茂樹・小野下武・岡本正美	No. 61	'92.1
多々羅大橋全体耐荷力試験	藤井裕司・鳥海隆一	No. 65	'93.1
多々羅大橋大規模載荷試験	山田勝彦・山縣 守・山本茂樹	No. 68	'93.10
多々羅大橋ジャケット工法	成瀬善果	No. 73	'95.1
多々羅大橋塔完成時の耐風性	藤原 亨・森山 彰	No. 74	'95.4
斜張橋鋼床版の圧縮疲労強度	藤井裕司・大橋治一	No. 76	'95.10
多々羅大橋の下部工施工報告	成瀬善果	No. 76	'95.10
高密度電気探査法による水理地質調査	中元雄治	No. 76	'95.10
多々羅大橋の大型風洞試験 (第一報)	北川 信・鳥海隆一・勝地 弘	No. 77	'96.1
長大斜張橋鋼床版の圧縮強度の評価	大橋治一・大川宗男	No. 78	'96.4
多々羅大橋の景観設計	森山 彰	No. 79	'96.7
多々羅大橋ケーブル制振対策	藤原 亨・森山 彰	No. 79	'96.7
多々羅大橋主塔架設系の風洞試験	平原伸幸・森山 彰	No. 80	'97.1
多々羅大橋の大型風洞試験 (第2報) - 複雑な地形の中での ガスト応答について -	秋山晴樹・鳥海隆一・大谷康史	No. 83	'97.7
多々羅大橋上部工の架設 (第一報) - 塔架設および 塔付き桁大ブロック架設 -	平原伸幸	No. 84	'97.10
多々羅大橋上部工の実施設計	藤原 亨・森山 彰・川西直樹	No. 88	'98.10
多々羅大橋上部工の架設 (第二報) - 鋼桁及びケーブルの 架設 -	平原伸幸・村田知司	No. 88	'98.10
多々羅大橋全体構造の安全性照査	大橋治一	No. 90	'99.4
多々羅大橋高架橋鋼上部工の省力化検討報告	武藤禮布・横山 浩・石元靖二	No. 90	'99.4
多々羅大橋の振動実験	河口浩二・森山 彰・真辺保仁・山口和範	No. 90	'99.4
・来島大橋			
来島大橋海峡部地質調査	加島延行	No. 54	'90.4
来島大橋原位置岩盤試験	毛利徳成・下村 稔・野間俊男	No. 55	'90.7
来島大橋山留工試験	白石哲磨・平井良樹・井上伸男	No. 55	'90.7
来島大橋の橋梁計画	片山英二・藤井裕司・荻原勝也	No. 56	'90.1
来島大橋の耐震設計	山田勝彦・福永 勸	No. 57	'91.1
来島大橋の設計地盤定数 (領家型風化花崗岩を対象として)	山田勝彦・福永 勸	No. 58	'91.4
来島大橋主塔の耐風特性	大橋治一・楠原栄樹	No. 59	'91.7

来島大橋上部工の耐震性	大橋治一・中村哲也……………No. 62	'92.4
来島大橋補剛桁の耐風性	大橋治一……………No. 65	'93.1
来島大橋建設工用海底ケーブルの敷設	中島国雄・矢野 稔……………No. 67	'93.7
来島大橋下部工の設計概要	森 邦久・山田郁夫……………No. 69	'94.1
来島大橋 5P ケーソンの電気防食	高城信彦・金保 勉・清見博英……………No. 69	'94.1
来島大橋主塔の景観設計	大橋治一・磯江 浩……………No. 70	'94.4
来島大橋主塔の継手構造	大橋治一……………No. 71	'94.7
来島大橋主塔の耐風・耐震設計	大橋治一・山口和範……………No. 72	'94.1
来島大橋 2P・9P コンクリートケーソン設計・施工	富田大造・吉田茂司……………No. 75	'95.7
来島大橋 6P・7A 山留工（鉄筋補強土工法）の設計・施工	伊藤稔明・金保 勉・遠藤和男……………No. 79	'96.7
来島大橋主塔架設時耐風対策	鈴木周一・佐々木雅敏・山口和範……………No. 80	'96.10
来島大橋 10A 高流動コンクリートの試験練り、現場施工実験 および実施工	吉川章三・鳥羽保行……………No. 80	'96.10
吊橋主塔の引張接合継手の製作架設	佐々木雅敏・宮口典博・山口和範……………No. 82	'97.4
来島大橋 3P・5P・6P・8P 主塔基礎の設計・施工	高城信彦・伊藤稔明・遠藤和男……………No. 83	'97.7
来島大橋 4A・7A ケーブルアンカーフレームの設計・施工	伊藤稔明・五十嵐光徳・森 敦郎……………No. 84	'97.10
来島大橋ハンガー・バンドの設計	平野信一・麓興一郎・薄井稔弘……………No. 85	'98.1
来島大橋大型風洞試験報告	古屋信明・鳥海隆一・竹口昌弘……………No. 88	'98.10
来島海峡大橋ケーブル製作・架設工事報告	平野信一……………No. 91	'99.7
来島海峡大橋補剛桁架設	伊藤進一郎・大谷康史……………No. 91	'99.7
来島海峡大橋 10A トンネルアンカレイジ工事報告	吉川章三……………No. 91	'99.7
来島海峡大橋馬島高架部鋼上部工の設計・施工	伊藤稔明・祖父江泰孝……………No. 91	'99.7
来島海峡大橋補剛桁の設計・製作	伊藤進一郎……………No. 93	'00.4
来島海峡大橋の鋼床版舗装の設計・施工報告	伊藤稔明・日高裕司……………No. 94	'00.8
・その他		
道路のり面の植生試験	重村公登……………No. 3	'78.1
岩塊を使用した高盛土の施工	横原房之助・山中鷹志・芹川省三……………No. 17	'81.7
宮窪トンネルの計測管理	有田 稔・中村富二夫・平塚義久……………No. 38	'86.4
宮窪トンネルの施工	有田 稔・中村富二夫・平塚義久……………No. 42	'87.4
尾道大橋橋体点検	上原靖視・杉山剛史……………No. 53	'90.1
尾道大橋塗装工事	上原靖視・古家和彦・杉山剛史……………No. 61	'92.1
尾道大橋塗装工事（その2）	古家和彦・杉山剛史……………No. 66	'93.4
新尾道大橋の景観設計	武山哲郎……………No. 79	'96.7
新尾道大橋の橋梁連続化の検討	鈴木周一・田口松義・大塚雅裕……………No. 85	'98.5
多々羅大橋・来島大橋船舶緩衝工の設計	河口浩二・森山 彰……………No. 89	'99.1
新尾道大橋 2P 鋼管矢板締切工事	金子正猪……………No. 89	'99.1
西瀬戸自動車道の電気通信設備計画－交通管理施設の節減－	中島国雄・石川信人・明野晃治……………No. 90	'99.4
多々羅大橋・新尾道大橋の橋面舗装	小松原仁・金子正猪・真辺保仁……………No. 90	'99.4
新尾道上部工の設計	森山 彰……………No. 90	'99.4
新尾道大橋の上部工架設報告	小松原仁・金子正猪……………No. 90	'99.4
自航台船の開発	瀧下健二・亀井敏行・中村修……………No. 91	'99.7
西瀬戸自動車道の維持管理用機械設備	田上幸雄・小林晃市・大崎弘道……………No. 91	'99.7
曲線を持つ連続 PC 箱桁の押し出し架設－下田水高架橋	若月豊・川端淳……………No. 91	'99.7
PC 上部工工事報告－		
小浦高架橋工事報告	村卸靖訓・加藤嘉朗……………No. 91	'99.7
尾道小橋の補修改良検討及び工事報告	末廣弘靖・中村哲也……………No. 92	'99.12

■海外報告

欧米長大橋視察報告 (1)	多田安夫・松崎 実	No. 8	'79.4
欧米長大橋視察報告 (2)	多田安夫	No. 10	'79.10
第 50 回 IABSE シンポジウムに参加して	旭 一穂	No. 11	'80.1
欧州レーダ対策視察報告	北風 潔	No. 13	'80.7
米国の航行安全に関する調査報告	小川英信	No. 16	'81.4
Humber 橋訪問記	奥川淳志	No. 24	'83.4
オーストラリアの橋梁	辰巳正明・山縣 守	No. 27	'84.1
UJNR・橋梁ワークショップの報告	秋山晴樹	No. 48	'88.10
アメリカ土木学会発表報告	辰巳正明	No. 49	'89.1
第 6 回日中道路交流会議報告	山根哲雄	No. 50	'89.4
北欧 5 カ国の国際橋梁会議 “Bridge 88”	加島 聰	No. 51	'89.7
第 11 回 IRF 世界道路会議報告	飯島武明・秦 健作	No. 52	'89.10
米国長大橋の維持管理	藤井秀夫	No. 53	'90.1
ヨーロッパの長大橋調査－橋梁計画と景観設計について	馬場賢三・吉田好孝・原崎郁夫	No. 54	'90.4
ロマプリータ地震調査報告	辰巳正明	No. 55	'90.7
イラン国際橋梁会議報告	北川 信	No. 55	'90.7
ノルマンディー橋の近況	奥川淳志・原崎郁夫	No. 56	'90.10
第二回海峡部横断シンポジウム	吉田 修	No. 56	'90.10
ホンジュラス国を訪ねて	有田 稔	No. 57	'91.1
平成 2 年度 海外調査団報告	高木 浩	No. 58	'91.4
中国への橋梁技術協力	田島照義	No. 59	'91.7
チュニジアを訪ねて	森谷俊美	No. 60	'91.10
米国の道路関連事業に関する調査報告	谷中幸和	No. 61	'92.1
IABSE 出張報告	松本弘輝	No. 62	'92.4
ネパールでの基本計画調査報告	山縣 守	No. 63	'92.7
中国の幹線道路網計画	毛利徳成	No. 64	'92.10
トルコでの有料道路セミナー報告	吉川章三	No. 65	'93.1
インドネシア 4 島連結計画	河口浩二	No. 66	'93.4
ニカラグアを訪ねて	山中鷹志	No. 67	'93.7
厦門西通道橋梁建設計画	高澤 勤	No. 68	'93.10
内戦終結後のエル・サルバドルを訪ねて	越智啓登	No. 69	'94.1
発展途上国での橋梁技術指導に関する一考案 (ケニア共和国での勤務経験から)	栗野純孝	No. 70	'94.4
ノースリッジ地震調査報告	吉田好孝	No. 70	'94.4
インド国ボンベイ市を訪ねて	中村 守	No. 71	'94.7
ニューヨーク市橋梁リハビリテーション視察報告	古家和彦	No. 72	'94.10
インドネシアと私 (雑感)	奥田 基	No. 73	'95.1
ミンダナオ島探訪記	金澤克義	No. 74	'95.4
オマーンを訪ねて	高島 豊	No. 74	'95.4
トルコの道と橋	岡野 哲	No. 75	'95.7
スエズ運河に架ける	平原伸幸	No. 75	'95.7
エチオピア国にて	日里正夫	No. 76	'95.10
アメリカ留学報告	萩原勝也	No. 76	'95.10
新チオルテカ橋基本設計調査 (ホンジュラス)	岡本泰臣	No. 77	'96.1
カンボジアのメコン河架橋計画	神 弘夫	No. 78	'96.4
モザンビーク国幹線道路橋再建計画基本設計調査	佃 長次	No. 79	'96.7
モロッコを訪問して	酒井和吉	No. 80	'96.10

アジアの橋梁の現状	栗野純孝	No. 81	'97.1
インドネシアの吊橋	松本 毅	No. 81	'97.1
鋼橋の耐震設計、評価、補修に関する米国の最近の情報 (セミナー報告)	秋山晴樹	No. 82	'97.4
タンザニア動物保護区における道路及び橋梁の建設・ 補修工事の現状報告	藤田 太	No. 82	'97.4
スリ・ランカ国全国橋梁改修計画調査に参加して	山本茂樹	No. 83	'97.7
チリ国全国橋梁補修整備計画調査フェーズ2	長尾日出男	No. 83	'97.7
グレナダ国道路整備計画調査	佐野幸洋	No. 84	'97.10
ブータン王国を訪ねて	有田 稔	No. 84	'97.10
4月25日橋の鉄道載荷および車線拡幅に伴う改築工事	原崎郁夫・大橋治一	No. 85	'98.1
中南米道路調査の旅	徳永剛平	No. 85	'98.1
海外報告 (ベトナム)	加島延行	No. 87	'98.7
ザンビア・ジンバブエ国 チルンド橋の建設計画調査	吉田好孝	No. 87	'98.7
オープングレーチング床版を用いた橋梁の調査	仁木清貴	No. 88	'98.10
デンマーク・スウェーデンの海峡連絡路-グレートベルト橋、 オーレスン海峡連絡路-	鳥海隆一	No. 88	'98.10
エチオピア国橋梁現況調査	長尾日出男	No. 89	'99.1
海外報告 (サウディ・アラビア王国)	山田和彦	No. 89	'99.1
パラオ国新KB橋建設計画	村田正信	No. 90	'99.4
マラウイ国マンゴチ道路橋架替計画調査	山岸一彦	No. 90	'99.4
マレーシアの道路と橋	高城信彦	No. 91	'99.7
海外報告 (トルコ共和国)	川上賢明	No. 91	'99.7
海外でのBOT事業	佃 長次	No. 92	'99.12
エジプト報告	新田篤志	No. 92	'99.12
海外報告 (ジンバブエ) ヴィクトリア フォールズ橋	飯塚力也	No. 93	'00.4
日本・ペルー友好橋建設計画	天野耕一	No. 93	'00.4
第2回国際吊橋管理者会議報告	川上賢明	No. 94	'00.8
ジブラルタル海峡横断路構想の現状	星野 満	No. 94	'00.8
海外報告 (ジンバブエ) 新チルンド橋の建設	飯塚力也	No. 94	'00.8
トルコ地震による道路施設の被害	帆足博明	No. 94	'00.8
海外報告 (バングラデシュ)	大川宗男	No. 94	'00.8
■講演会等			
ニューヨーク市での経験に基づく橋梁の維持管理システム	Bojidars Yanev	No. 92	'99.12
国際化の中での技術とその課題	日下部治	No. 93	'00.4
道路橋の最適保全計画	Dan M. Frangopol	No. 94	'00.8
アジア大洋州橋梁交流フォーラム開催報告	酒井和吉	No. 95	'00.12
■インタビュー			
道路橋示方書の改訂作業への取り組み	西川和廣	No. 92	'99.12

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は財海洋架橋調査会(TEL.078-331-3241)で販売しています。

***仕様書・要領等**

土木工事共通仕様書	平成9年11月
調査等共通仕様書	平成8年4月
電気通信施設標準仕様書集	平成8年4月
図面作成要領(貸出のみ)	平成10年4月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和58年1月
維持修繕等共通仕様書	平成9年12月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成8年4月
機械設備工事施工管理要領(案)	平成8年4月
技術関係資料取扱要領	平成10年12月
長大橋梁点検要領	平成9年1月
亜鉛めっき面用プラスト処理標準	平成9年1月
保全管理要領	平成10年8月
点検管理要領	平成11年9月

***設計基準類(上部工・設計編)**

上部構造設計基準・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領(1980)・同解説(貸出のみ)	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成5年9月
鋼床版設計要領・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4月
トラス構造設計要領(案)	平成5年9月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説	昭和59年3月
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年9月
点検補修用作業車構造基準(案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)	平成5年9月

***設計基準類(上部工・製作・材料編)**

鋼橋等製作基準	平成5年5月
鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年9月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)[平.9.1一部改訂]	平成6年10月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年9月
HBS高力ボルト類規格	平成4年8月
HBS鋼材規格[53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格・同解説	平成3年9月
HBS塗料規格(案)	平成6年10月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト製作要領(案)	平成5年9月
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月

***設計基準類(下部工編)**

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針[56.8一部改訂]	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨・鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月

要領・同解説(案)	
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案)	平成2年8月

[付属資料]

1.低発熱型コンクリート仕様(案)	平成元年7月
2.高性能AE減水剤品質規格(案)	平成2年8月

鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月

※表紙右上記号(ISSN 0912-6953)説明

ISSNはInternational Standard Serial Number(国際標準逐次刊行物番号)の略で、逐次刊行物に付与される国際的なコード番号で、ISSD(国際逐次刊行物データベース)という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿(五十音順) 平成12年12月1日現在

編集委員長	北川信	北口雅章
編集委員	阿部明弘	小林義弘
	伊藤邦雄	角和夫
	伊藤豊秋	高津知司
	今井清裕	出澤正樹
	伊藤進一郎	遠山直和
	村上博文	橋本永和
	大江慎一	福永勸仁
	荻原勝也	真辺保
	金保勉	矢野稔
	香山誠	山田郁夫
	川上賢明	山田芳
	山中鷹志	(海洋架橋調査会)

本州四国連絡橋公団
HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY
〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
アーバンエース三宮ビル内
電話番号:078-291-1000(代表)
http://www.hsba.go.jp/

本四技報 第95号

発行	平成12年12月15日
監修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人 海洋架橋調査会 〒650-0036 神戸市中央区播磨町49番地 神戸旧居留地平和ビル9F 電話 078(331)3241
発行者	山根 孟
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

