

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.29 No.105 2005.9

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第105号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.105

巻頭言 私の神様論……………理事 My speculation about a god	村田正信… 1
斜張橋並列ケーブルの制振対策検討……………長大橋技術センター 技術開発課長代理 The study of the aerodynamic countermeasure for the parallel cables of cable-stayed bridge	楠原 栄 樹… 2 秦 健 作 遠 山 直 樹 花 井 拓
吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の……………総務経理部 東京分室付 遅れ破壊に対する安全性評価 The safety assessment of the high-strength galvanized steel wire for suspension bridge cables against the delayed fracture	秦 健 作… 8 森 下 尊 久 遠 山 直 樹
伊弉高架橋の耐震補強工事……………垂水管理事務所付 Seismic Reinforcement of the first Ibi Viaduct	鳴門管理事務所 橋梁維持課長代理 本 田 学…14 川 端 淳
省力化を目指した主塔塗替塗装……………鳴門管理事務所 橋梁維持課長 Repainting work aiming labor-saving for main towers	鳴門管理事務所 施設課 角 和 夫…22 松 葉 真 人
供用道路における路面防護工の架設……………鳴門管理事務所 橋梁維持課長 Erection of the Road-protection on the Road in Service	角 和 夫…30
瀬戸大橋の橋面舗装の現況と補修……………坂出管理事務所 道路維持課長 Current state and repair work of bridge deck pavement for the Seto Ohashi Bridge	坂出管理事務所 道路維持課 平 井 良 樹…35 橋 本 龍
大粒径アスファルトを用いた舗装改良工事……………向島管理事務所 道路維持課長代理 Improving work of pavement using large grain-sized asphalt	総務経理部 東京分室付 簗 戸 喜 一…47 森 田 一 幸
海外報告(東ティモール国の道路分野概要)……………東ティモール国 運輸通信公共事業省 Overseas Report (Outline of Road Condition in Timor-Leste)	公共事業局 道路橋梁治水部 上 村 博 文…59
技術ニュース……………63 The Latest Information	
総目次……………65 Annual List of Contents of The Honshi Technical Report	

本四技報総目次：次回掲載予定：第115号

第1伊弉高架橋耐震補強工事

Seismic reinforcement of the First Ibi Viaduct

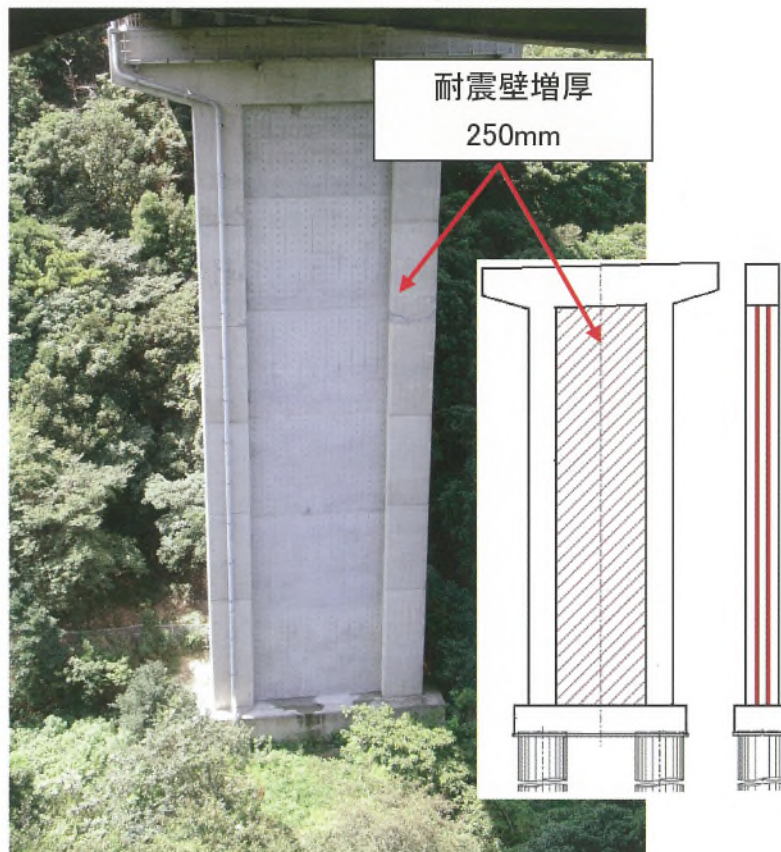


写真-1 橋脚の耐震補強

Photo.1 Seismic reinforcement for Pier

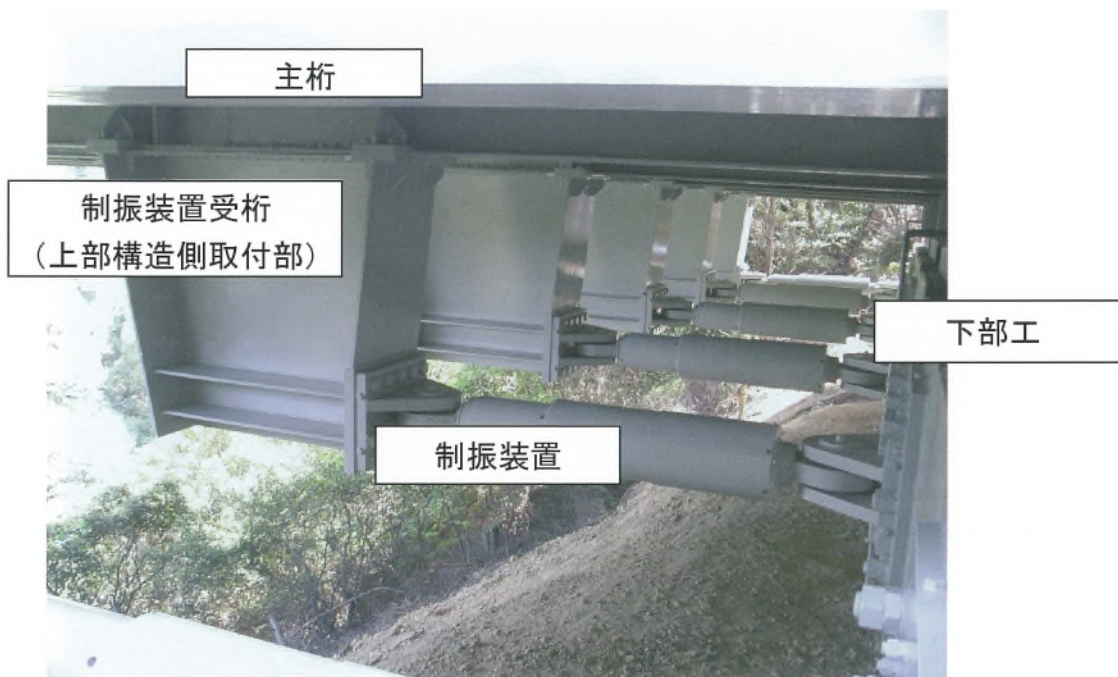


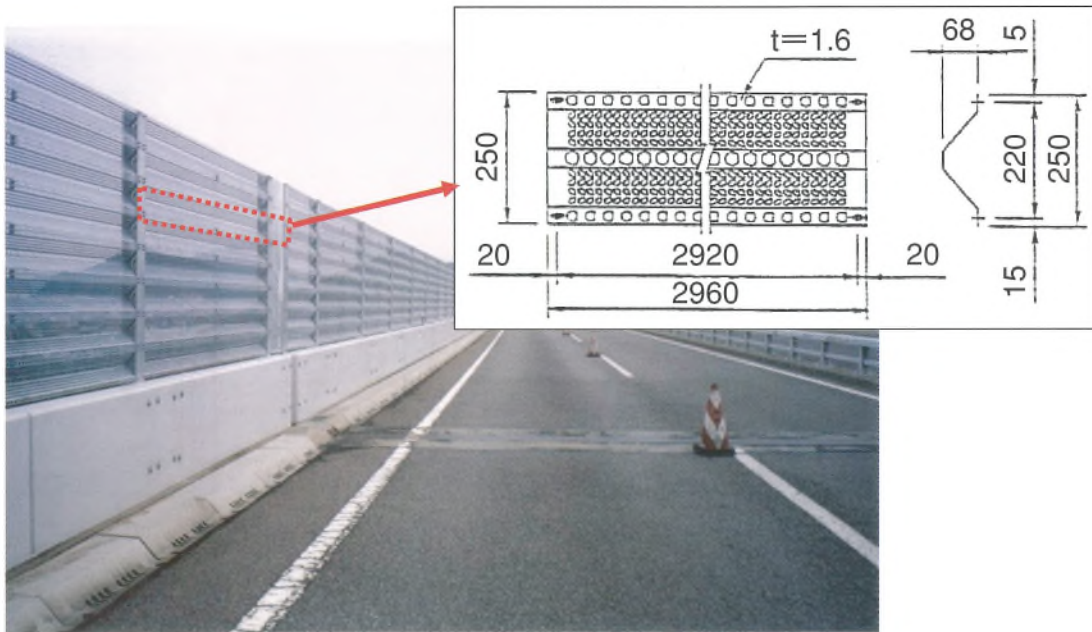
写真-2 上部工の耐震補強

Photo.2 Seismic reinforcement for Super structure

遮風壁設置工事

Windproof wall installation work

有孔板
遮断率: 60%

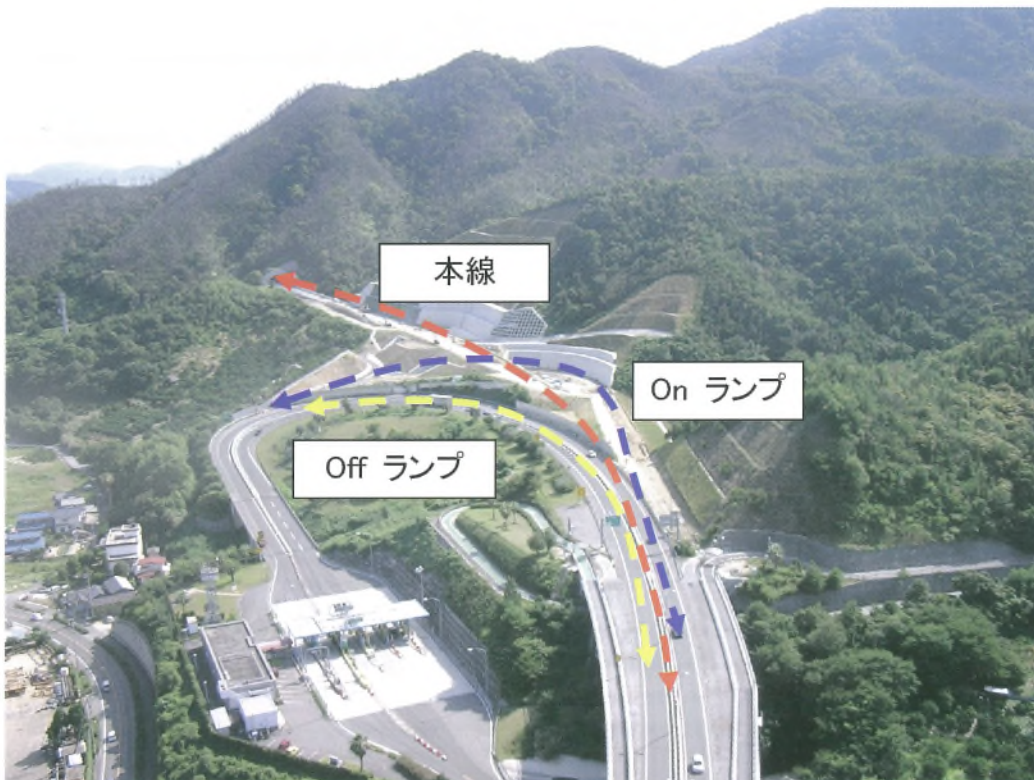


写真—3 亀浦高架橋遮風壁設置

Photo.3 Windproof wall installation work on Kameura Viaduct

生口島道路

Work on Ikuchijima road section



写真—4 生口島北 IC 工事施工状況

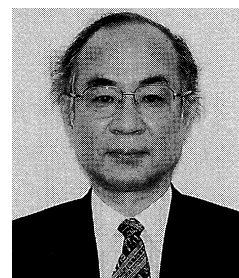
Photo.4 Work on Ikuchijima North Interchange

私の神様論

My speculation about a god

理事 村田 正信

Masanobu Murata



われらが本州四国連絡橋公団は間もなくその35年余の歴史に終止符を打とうとしています。振り返ってみるにその歩みは決して滑らかではなく、悲喜こもごもの出来事が繰り返されてきました。ただ、総じていえば幸運であったというのが私の感慨です。

最初の幸運は皮肉ですが、昭和48年11月20日にオイルショックに伴う総需要抑制策の一環として、三ルート同時着工を目指していた起工式が延期されたことでしょう。一ルート三橋の当面の建設方針が決定され、大三島橋着工までの2年余の間には、週刊誌で桃源郷と揶揄されることもありましたが、各現場では工事再開に向けて精力的な試験工事、工法、工程の見直し、さらには設計の見直しも行われました。結果的には2年から5年の着工延期は技術的に未熟な部分の修正と周到な準備に向けられ、その後の本四架橋の礎となったと考えています。櫃石島橋、岩黒島橋が当初計画のゲルバートラス橋から斜張橋に変更されたのもこの時期です。今は当たり前のように感じるかもしれませんが、当時としては大きな決断でした。その波及的結果として生口橋、多々羅大橋が各々PC桁橋、吊橋から斜張橋に変更されたのです。

一ルート三橋として最後に着工した瀬戸大橋では海中発破、プレパックドコンクリートの施工試験など、工事再開までの間出来る限りの試験、検討、調査が行われました。私は瀬戸大橋が昭和53年10月の着工から9年半後昭和63年4月10日予定通り供用できたのは、この苦しい凍結期間に必死の努力をした多くの職員のお陰であると思っています。更にいえば、これらの経験が明石海峡大橋や来島海峡大橋、多々羅大橋などへ一部は当たり前のごとく、一部は更に高度化、洗練された形で引き継がれ、各々特徴のある、後世に恥じることのない橋梁群を建設できたものと考えています。

さて、みなさんは神の存在を信じているのでしょうか？ 私は肯定も否定もしませんが、仮に存在するならば、私の想像する神様は「大変な怠け者に違いない」と思っています。この神様は怠け者ですから日頃は昼寝をしているのか、物見遊山にいつているのか、ともかく神様らしいことは何もありません。しかし、そこは真面目なところもある神様です。思い出したように神様らしい仕事をしようと思うのです。たまの話ですから多くのことは出来ません。仕方がないので厳選するのですが、そこはやはり神様、苦しい状況の中真面目に努力し、決して諦めることなく奮闘を続ける者に微笑みかけるようです。NHKのプロジェクトXを見てると、その様に感じる事がよくあります。

先に述べた着工延期もその一つだと思っています。あまりにも準備が急すぎて、このままでは大きなトラブルや大幅な工期延期などに結びつき、後世に誇れる橋が出来ないと神様が思われたに違いありません。そして、試験を与えて我々がどうやるか試されたのだと思います。

昭和57年3月、瀬戸大橋最大の難関と言われた南備讃瀬戸大橋7Aケーソンの据え付けが行われました。

周到な準備と慎重な作業にもかかわらず、不幸にもタグボートの強力な水流により海面下ののり面が一部崩落し、ケーソンがその上に座礁してしまったのです。所長はあの杉田秀夫さんでした。直ちに日本全国から選りすぐりの潜水夫を招集し、エアリフトと言われる海中の掃除機のような装置で土砂の吸い取り作業が昼夜を分かたず行われました。何しろ海面下50m、大変な作業でしたが、なんと杉田所長の離任直前（本社設計部長への転任）見事正規の位置に据わったのです。杉田さんの神様が仕事をしてくれたのだと思っています。





それらしいことを感じたものの一つは、平成13年3月24日（土）に発生した芸予地震です。当日は前年から始めた利用促進策としての「しまなみ縦走」の初日でした。土曜日ですから本来なら休日でしたが、このイベントのため多くの職員が因島大橋から来島海峡大橋まで6カ所で開催者の対応に当たっていました。発生時刻は午後3時28分。最大震度6弱のこの地震は広島県、愛媛県等を中心に200名に及ぶ死傷者を出した強い地震でした。何しろ震源が来島海峡の西30km、当然通行止めとしましたが、われらが職員の見事なこと、というか、各橋のたもとに待機しており、これ以上迅速な対応は出来ないという体制にあり、直ちに点検に入ってくれました。来島海峡第一大橋のセンターステイの破断など決して小さくない被害を受けたのですが、通行に支障ないとして午後5時頃に通行止め解除となったのです。日本道路公団から何故その様に早いのかと訝られたほどです。この出来事には関連するもう一つの話があります。前年の秋頃、防災訓練を9月に一度だけしかしないのは問題ではないかと言うことで、小規模ながらも毎月の第一月曜日の午前、一時間程度テーマを決めて訓練をすることとし、前年の12月から始め、芸予地震時には4回ほど実施したところでした。もうお分かりでしょう、われらが神様はこのような努力に気が付いて、どうせ地震を起こすならこの時だとあの日を選んでくれたのだと思っています。

まだまだ他にも話がありますが、あと一つだけあげたいのは総計7度に及ぶ開通式が雨にたたられることなく挙行されたと言うことです。特に、ルート全通の開通式が三度とも快晴であったと言うことは特筆に値するのではないのでしょうか。これも、技術的にも対外的にも極めて厳しい状況を克服し、予定通りの工期内で工事を完了させた皆さんの奮闘に対する神様からの贈り物だと思っています。

本州四国連絡橋公団は間もなく廃止となり新会社となりますが、当分の間極めて厳しい状況が続くと思っています。私たちは公団時代の試練を何とか克服してきました。今からの試練がどの様なものであっても、諦めることなく、辛抱強く真面目に対応してゆけば、きっと神様が手をさしのべてくれると信じています。皆さんの幸運を祈ります。

斜張橋並列ケーブルの制振対策検討

The study of the aerodynamic countermeasure for the parallel cables of cable-stayed bridge

長大橋技術センター	技術開発課長代理	楠原 栄樹		
		Shigeki Kusuhara		
総務経理部 (前長大橋技術センター)	東京分室付 技術調整課長)	秦 健作		
		Kensaku Hata		
長大橋技術センター	技術開発課	遠山 直樹		
		Naoki Toyama		
坂出管理事務所	橋梁維持第一課長代理	花井 拓		
		Taku Hanai		

概要

斜張橋の並列ケーブルでは、風上側のケーブルから剥離した流れにより風下側のケーブルが振動するウェイクギャロッピングが発生することが知られており¹⁾、並列ケーブルを採用した橋梁では様々な制振対策が施されている。本州四国連絡橋の櫃石島橋および岩黒島橋の両斜張橋においても、並列ケーブルを採用しており、建設段階に実施した制振対策検討の結果、並列するケーブルを連結するスペーサと、様々な振動モードに対応できる箇所に制振ロープ（2段）を設置している。

これらの制振対策により、本体構造に影響を及ぼす振動は抑制されているが、供用後10年程度が経過した時点で、制振ロープの破断が確認されるようになり、既存の制振装置設置位置を節とするサブスパン振動が原因として考えられたことから、その対応についての検討が実施された。

本論文では、制振ロープの破断防止による維持管理費の低減を目的としたサブスパン振動の制振対策のうち、空力的対策の検討結果について報告する。

In parallel cable systems, it was known that flow separated from a windward cable induces vibration in the leeward cable. Therefore, in cable stayed bridges with parallel cable system, various countermeasures against the vibration were installed. In the Hitsuishima Bridge and the Iwakuro-jima Bridge of the Honshu-Shikoku Bridges, spacers connecting parallel cables and two lines of stay-ropes, set perpendicularly to the cables with the alignment to accommodate various vibration modes, were installed based on the studies during construction.

Vibrations harmful to the structure have been suppressed with these devices. However, the stay-ropes were broken 10 years after the completion. Sub-span vibration, which occurs in the cables between the fixed point at the girder and that at the stay-rope, was considered to cause the breaks in the stay-ropes, and countermeasures against this vibration were studied.

In this paper, a study on the aerodynamic countermeasure for the sub-span vibration is reported.

1. まえがき

瀬戸中央自動車道の櫃石島橋、岩黒島橋（中央支間長420 m）の並列ケーブルについては、設計段階より橋軸直角方向からの風によりウェイクギャロッピングの発生が懸念されたため、制振対策として並列するケーブルを連結するスペーサを設置することとされた²⁾。

その後、建設時において、大振幅のウェイクギャロッピングおよびレインバイブレーションが発生したため、あらためてケーブル制振対策の検討が実施され、様々な振動モードに対応できる箇所に制振ロープ（2段）が設置されている。これらの制振対策（写真-1）により、大振幅の振動は抑制されているが、制振対策の設置位置を節とする振動（サブスパン振動：図-1）が観測されている。

この振動は建設時の制振対策検討において予想された範囲内のものであり、本体構造に影響を及ぼすものではないが、供用後10年程度が経過した時期より、制振ロープの破断が確認された（図-2）。

制振ロープの破断は、サブスパン振動が原因として考えられたことから、制振ロープの破断防止による維持管理費の低減を目的として、サブスパン振動の制振対策の検討を実施することとなった。

2. 既往の検討事例³⁾

ケーブルの風による振動を抑制するためには、構造減衰を増加させることが一つの手段として考えられる。ウェイクギャロッピングはその励振力が大きいことが知られており、それを制振するために必要な減衰は明らかとなっていないが、 $\delta=0.1$ 程度の減衰を付加できるス

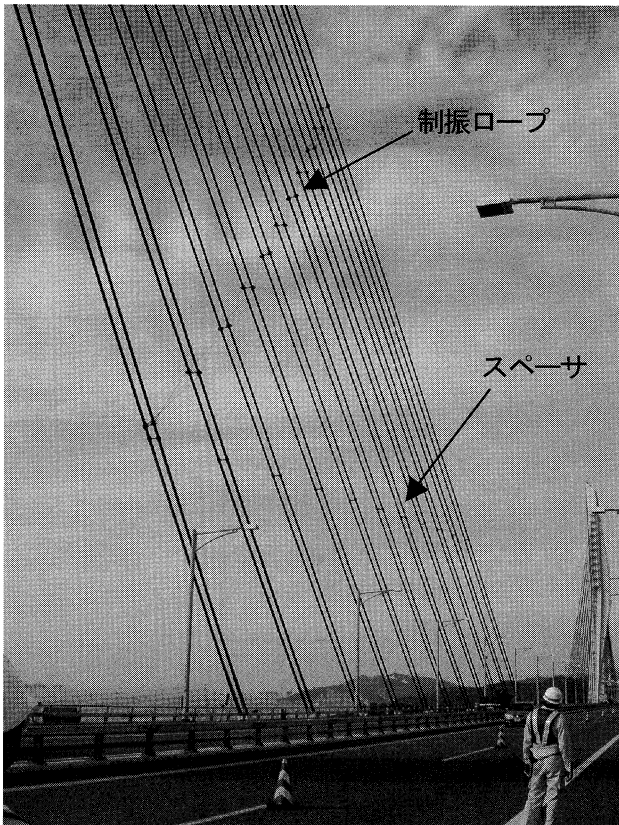


写真-1 ケーブル制振対策
Photo.1 Spacers and Stay-ropes

ペーサ型ダンパーを試作し、実橋に試験的に設置した。

現地観測の結果、観測期間内には振動の発生は認められていないが、長期的視点における課題が残されている。

3. 空力的制振対策の検討

構造的制振対策は、ケーブルが振動しようとする力に抵抗するものであり、前述のダンパーについては粘性体の交換などの定期的なメンテナンスが必要となる。そこで、できるだけ維持管理コストのかからない方法として、振動させるような空気を発生させない断面形状に変更(空力的対策)することが考えられる。そこで、明石海峡大橋に設置したヘリカルワイヤ⁹⁾に着目し、斜張橋並列ケーブルにおける適用可否についての検討を実施した。

(1) 予備検討

現状のケーブルにおいて発生しているウェイクギャロッピングの基本特性を把握するため、実物大模型を用いた二次元バネ支持試験を実施した。

風洞試験は、図-3に示すように風上側に固定したケーブルの模型を設置し、風下側ケーブルをX字型のバネで支持することにより、風軸方向(水平)および風軸直角方向(鉛直)に対して自由に振動可能な状態とした。また、上流側ケーブルの取り付け位置を上下させることにより、気流に対する相対迎角(α)を考慮できるようにした。さらに、櫃石島橋及び岩黒島橋の並列ケーブルは桁側から塔側に向かってケーブル間隔が広がる構造(図-4)となっているため、ケーブルの中心間隔(L)

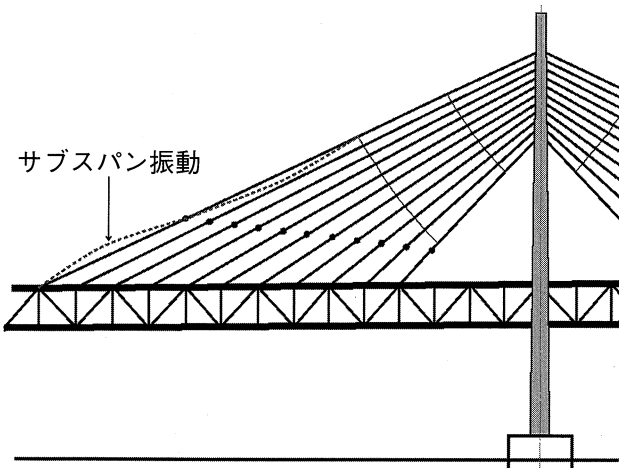


図-1 サブスパン振動
Fig.1 Image of sub-span Vibration

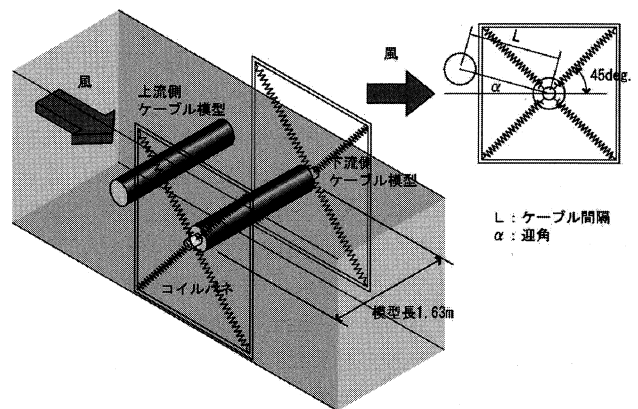


図-3 バネ支持試験概要
Fig.3 Outline of spring supported test

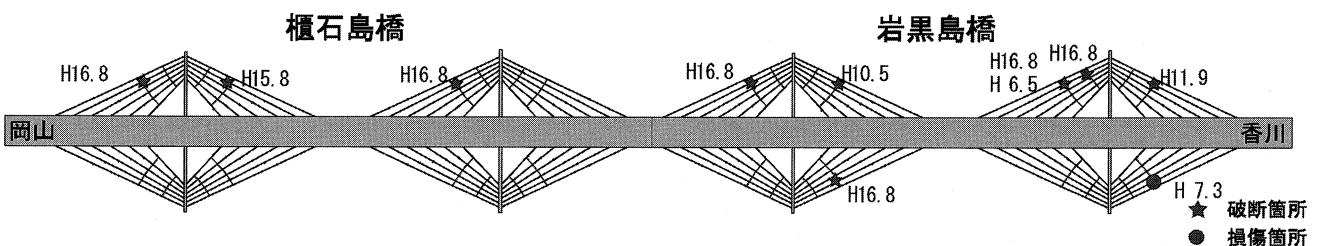


図-2 制振ロープの破断履歴
Fig.2 Breakage history of Stay-ropes

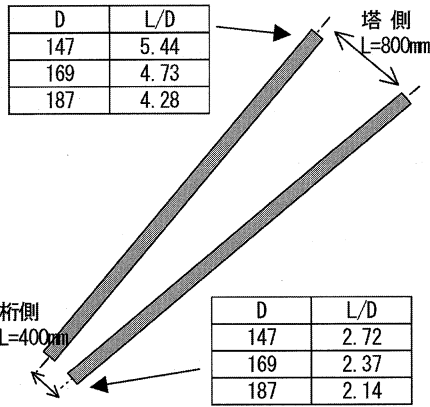


図-4 実橋におけるケーブル配置
Fig.4 Cable layout of actual bridge

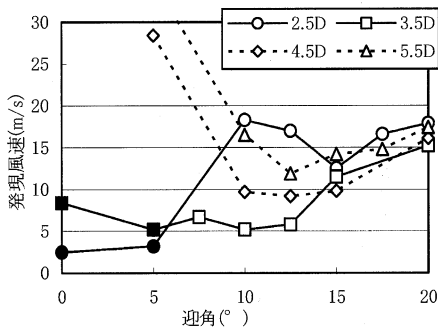


図-5 ケーブル配置と発現風速の関係
Fig.5 Relation between the cable layout and the onset speed

がケーブル径 (D) の 2.5~5.5 倍の範囲について風洞試験を実施した。試験条件を表-1 に示す。

予備試験結果を、横軸に迎角、縦軸に発現風速 (振幅 (A) が 0.5 D に達した時の風速) で整理して図-5 に示す。迎角 10° を超えるとほとんどのケースにおいて 20 m/s 以下の風速でウェイクギャロッピングが発生することが確認された。また、ケーブル間隔 2.5 D 及び 3.5 D における迎角 0°、5° では、ある風速を境に振幅が増大するリミットサイクル現象が発生しており、図中のプロットを黒塗りとしてある。また、振動の方向は迎角が小さい場合は風軸直角方向の振動が卓越するのに対し、迎角が大きくなるとともに、風軸方向の振動成分が大きい楕円軌道を示すことが確認された (図-6)。

次に、各ケースにおける振動発生時の対数減衰率を整理すると図-7 のようになり、ケーブル間隔 2.5 D の場合には非常に大きな励振力 ($\alpha=20^\circ$; $\delta \approx -0.6$) が発生することが明らかとなった。また、ケーブル間隔 2.5 D の場合に減衰付加 ($\delta=0.15, 0.3$) した場合は試験も実施したが、図-8 に示すとおり付加した減衰よりも小さな効果しか得られておらず、構造的対策が困難であることが明らかとなった。

(2) 空力的制振対策の検討

空力的な制振対策として、明石海峡大橋で採用したヘリカルワイヤに着目し、斜張橋並列ケーブルへの適用性についての検討を実施した。検討の対象としたヘリカル

表-1 試験条件

Tab.1 Test condition

		実橋	実験値
縮尺: n		-	1/1
ケーブル外径: D(m)		0.147	0.147
単位長当り重量: mg(kgf/m)		57.4	36.0
振動数(Hz)	鉛直	約 0.5~0.7	0.65
	水平	約 0.5~0.7	0.65
無風時構造減衰: δ_0		0.007(仮定)	0.011
スクルトン数: Sc^*		31.6	31.2

$Sc^* = 2 m \delta_0 / \rho D^2$ ($\rho = 0.120 \text{ kg sec}^2 / \text{m}^4$)

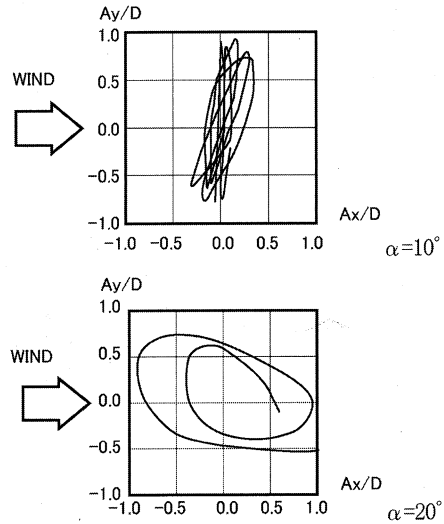


図-6 振動軌跡の例 (2.5 D)

Fig.6 Example of vibration excursion (2.5 D)

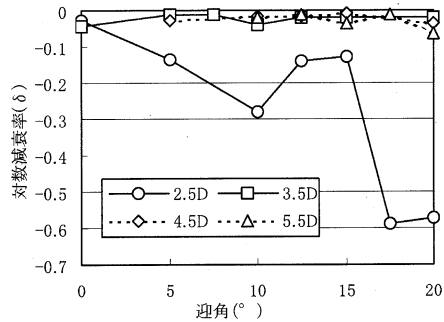


図-7 ケーブル配置と減衰の関係

Fig.7 Relation between the cable layout and the total damping

ワイヤは明石海峡大橋での検討結果を参考に、図-9 に示すワイヤ径 2 種類 ($\phi=9 \text{ mm}, 15 \text{ mm}$) と巻きピッチ 2 種類 (510 mm, 1350 mm) を組み合わせた 4 ケースとした。

予備検討において励振力が大きい場合 (ケース 1: ケーブル間隔 2.5 D、 $\alpha=20^\circ$) と発振風速が低い場合 (ケース 2: ケーブル間隔 3.5 D、 $\alpha=10^\circ$) を対象にヘリカルワイヤの効果を検査した結果を図-10 に示す。

ケース 1 の場合、巻ピッチ 1350 mm のケースで、発現風速が大幅に低下する傾向がある。これは、低風速で発現する渦励振が収まらず、そのままウェイクギャロ

ピングに移行したものと考えられる。これに対して巻きピッチ 510 mm ではわずかに発現風速は高まり、低風速での渦励振は消滅する結果が得られた。また、このケーブル間隔の場合、無対策では非常に大きな励振力が発生していたが、巻きピッチ 510 mm、 $\phi=9$ mm でヘリカルワイヤを設置することにより、励振力は大幅に減少することが明らかとなった(図-11)。

ケース 2 の場合、いずれの空力対策断面においても、基本断面の発現風速 5.2 m/s が 18 m/s 以上へ引き上げられることが確認された。

以上より、直径 147 mm のケーブルに対してはワイヤ径 9 mm、巻ピッチ 510 mm のヘリカルワイヤが制振対策として有効であることが明らかとなった。ただし、ヘリカルワイヤはウェイクギャロッピングに対して有効であるが、ワイヤ径および巻きピッチによっては逆効果となる場合もあるため、他橋への適用にあたっては注意が必要であると考えられる。

次に他の迎角、ケーブル間隔についての効果の確認を実施した(図-12)。ケーブル間隔が 3.5 D 以上の場合、発現風速を大きく上昇させる効果が確認された。特にケーブル間隔が 4.5 D、5.5 D の場合では、風速 30 m/s までウェイクギャロッピングは観測されておらず、非常に有効であると考えられる。

4. 現地試験施工

二次元バネ支持試験の結果、ヘリカルワイヤがウェイクギャロッピング対策としても有効であることが確認されたが、ケーブル間隔によりその効果が異なっているこ

とも明らかとなった。実橋における並列ケーブルの配置は図-4 に示したとおり三次元的な配置となっており、風洞試験結果をそのまま適用することが困難であった。そこで、過去にサブスパン型のウェイクギャロッピングが確認されたケーブルに試験的にヘリカルワイヤを設置し、その効果の確認を行った。

現地試験は、以下の理由から櫃石島橋中央径間の 3 P 西側最上段ケーブル (C 23) を対象として選定し、二次元風洞試験で制振効果が確認されたケーブル径とワイヤ径およびピッチの比率から、ヘリカルワイヤを図-13 に示すとおり設置した。

- 1) 過去に最上段ケーブルでサブスパン振動が観測されていること
- 2) 試験期間が冬期となり、西風の季節風が卓越すること

試験施工にあたっては、経済性の観点から高所作業車で施工可能な範囲にヘリカルワイヤを設置することを前提に、設置範囲を変化させた 2 ケースとした。

対策ケース 1: 桁側定着点から約 35 m の範囲

対策ケース 2: 桁側定着点から約 55 m の範囲

また、比較のために、制振対策を施さない直下のケーブル (C 24) についても同時に観測を行った(図-14)。

ケーブルの振動は、それぞれの観測対象ケーブルに、鉛直および水平方向の 2 台の加速度計を桁上約 1.5 m の位置に設置して観測した。また、近傍照明柱に超音波風速計を設置して、同時に風観測も実施した。試験施工時の状況を写真-2 に示す。

対策ケース 1、対策ケース 2 における強風が観測された時のケーブルの応答を図-15 に示す。いずれのケー

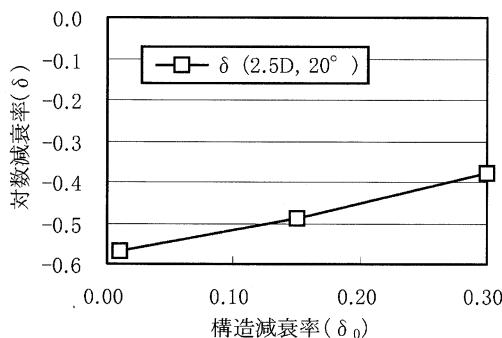


図-8 付加減衰と発生減衰の関係

Fig.8 Relation between the structural damping and the total damping

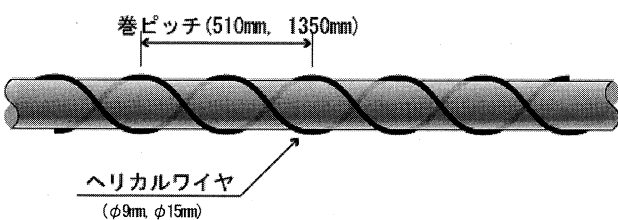


図-9 ヘリカルワイヤの配置イメージ

Fig.9 Image of the helical wire

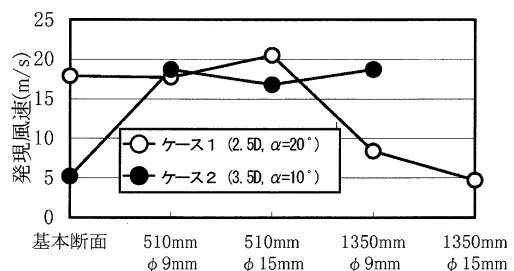


図-10 ヘリカルワイヤの効果

Fig.10 Effect of the helical wire for onset wind speed

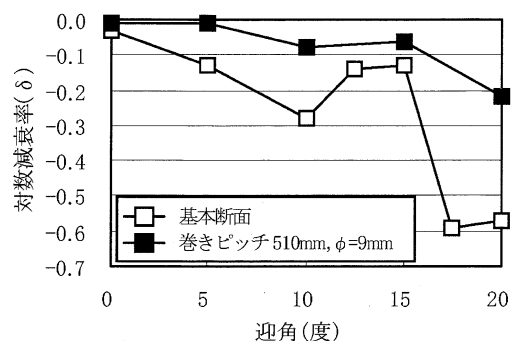
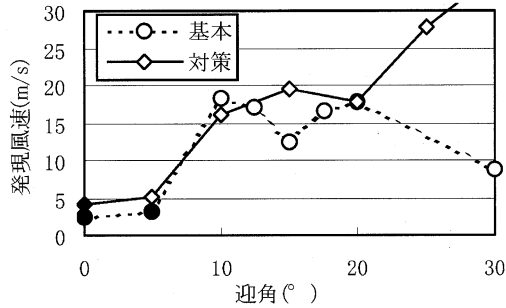


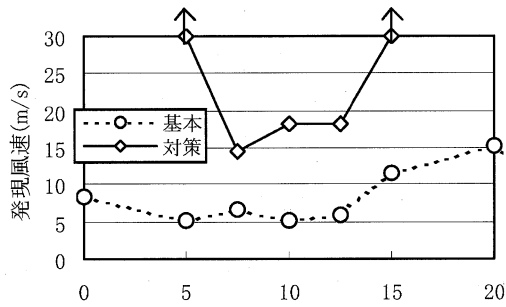
図-11 励振力への影響 (ケーブル間隔 2.5 D の場合)

Fig.11 Effect of the helical wire for excitation force

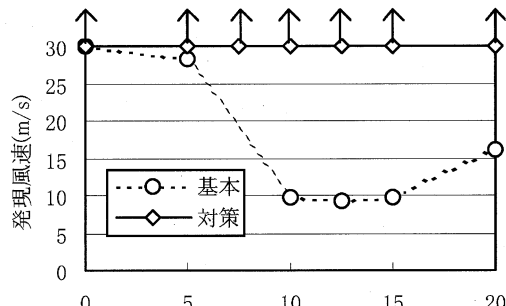
スも風速が上昇するにつれて振幅が少しずつ上昇するガスト応答の性状が見られた。風速 17.0 m/s 以上で振幅が急激に大きくなるケースがあるが、この時の波形のスペクトル解析結果による振動数は、以前から観測されているサブスパン振動の振動数（約 1.6 Hz）と同じであり、観測された振動はサブスパン振動であると考えられる。また、観測された最大振幅は、振動計測位置で 4 mm 程度であり、過去に観測された振幅 10 mm に比べれば



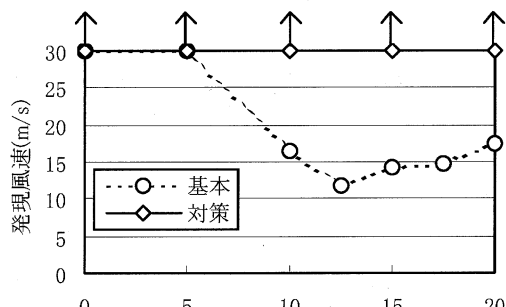
a) ケーブル間隔 2.5 D



b) ケーブル間隔 3.5 D



c) ケーブル間隔 4.5 D



d) ケーブル間隔 5.5 D

図-12 ヘリカルワイヤの効果

Fig.12 Effect of the helical wire for onset wind speed

半分程度の値であった。一方、対策ケース 2 については、ヘリカルワイヤの設置範囲が長くなった効果により、対策ケース 1 よりも応答は小さくなる傾向が確認された。

また、無対策ケーブル (C 24) との応答を比較すると、対策ケース 1 の場合は C 23 ケーブルの応答は C 24 ケーブルよりも若干大きめの応答を示しているのに対し、対策ケース 2 では逆の傾向を示している。ヘリカルワイヤの設置により抗力係数は 1 割程度増加するため、一般にガスト応答は大きくなる傾向があるが、対策範囲を拡大することにより振幅は低減していることから、ヘリカルワイヤにより制振効果が示されていることが明らかとなった。

しかし、今回の計測では、過去に大振幅の振動が発生した風向、風速の状況が完全に一致しておらず、両者の比較は困難である。そこで比較データを追加することを目的に、無対策ケーブルの観測を実施した。その結果、図-16 に示すとおり、風向別、風速別の応答値に着目する他、ヘリカルワイヤの設置範囲を広げることにより最大応答振幅が小さくなる傾向を示すことが再度確認された。

5. まとめ

櫃石島橋および岩黒島橋の両斜張橋並列ケーブルにおいて観測されている、サブスパン振動に対する経済的か

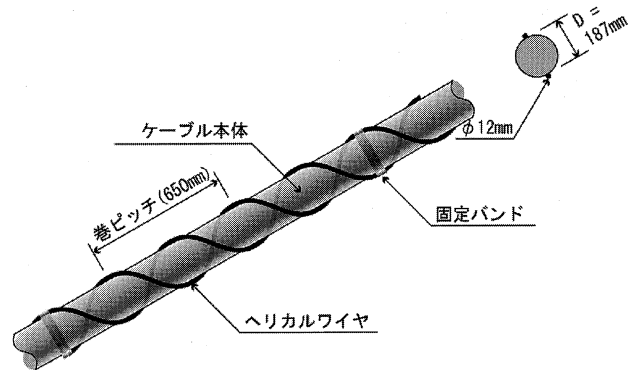


図-13 ヘリカルワイヤ設置図

Fig.13 Layout plan of helical wire

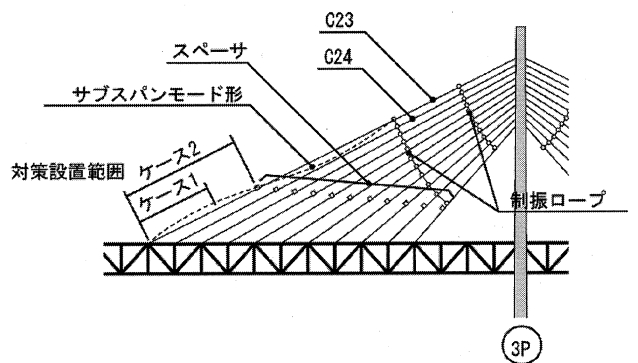


図-14 試験施工位置図

Fig.14 Location of test execution

つ効果的な制振対策として、ヘリカルワイヤの適用性について風洞試験および現地試験により検討を実施したところ、以下のような結論を得た。

- 1) ケーブル間隔 $2.5D \sim 5.5D$ 、迎角 $\alpha = 0^\circ \sim 20^\circ$ において、ウェイクギャロッピングが発生する。
- 2) 両橋のケーブルの制振対策として、ケーブル径 147 mm のケーブルに対し、 $\phi 9\text{ mm}$ のヘリカルワイヤを巻ピッチ 510 mm で巻く空力的対策が有効であることが確認された。
- 3) この空力的対策により、全般的に発現風速が上昇し、励振力が低減される効果が確認できた。
- 4) 本対策を実橋に試験施工した結果、ウェイクギャロッピングに対しても効果が認められた。

以上より、明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策として設置されたヘリカルワイヤは、現地観測結果が自然風を対象としているため定量的な評価は困難であるものの、ウェイクギャロッピング対策としても有効であることが確認された。しかし、斜張橋ケーブルは吊橋ハンガーロープと異なり傾斜していることから、実際に設置する場合にはロープの固定方法、施工法についての検討も必要である。

斜張橋並列ケーブルにおいて発生しているウェイク

ギャロッピングの制振対策に対する一連の検討の結果、制振効果が認められる構造的対策および空力的対策を見つけてきた。今後は、対策の設置時期、設置費用、維持管理費用などを考慮したライフサイクルコストの観点からの検討を実施し、対応方針を決定していく必要がある。

最後に、本検討の実施に際しご指導いただいた技術委員会の各委員ならびに第二管理局、坂出管理事務所および風洞試験等で多くの協力をしていただきました関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：斜張橋並列ケーブルのウェイクギャロッピング制振対策マニュアル（案）、1995.9
- 2) 馬場、太田、勝地：櫃石島橋ケーブル制振装置、本四技報 No.47、1988.7
- 3) 藤谷、久米、矢野：斜張橋並列ケーブルのスペーサ型制振ダンパーの開発、本四技報 No 101、2003.9
- 4) 竹口：明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策、本四技報 No.93、2000.4

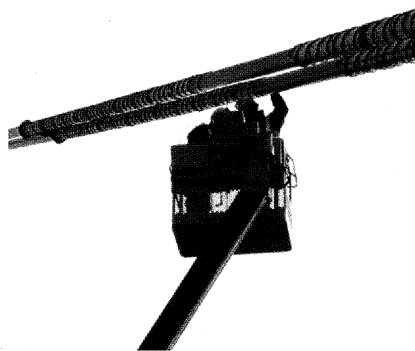


写真-2 現地施工状況

Photo.2 Installing of helical wire

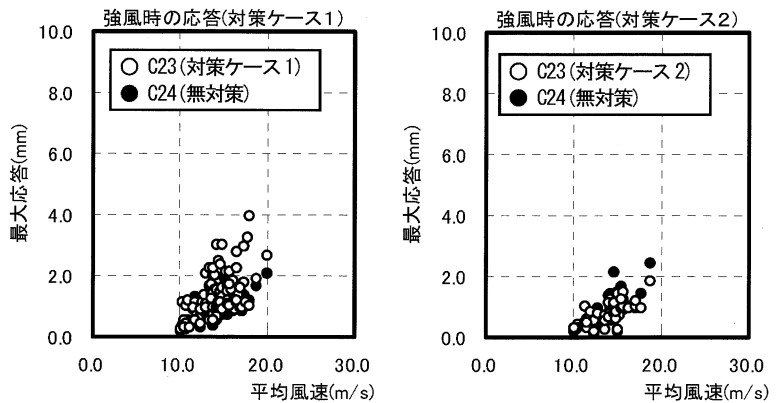
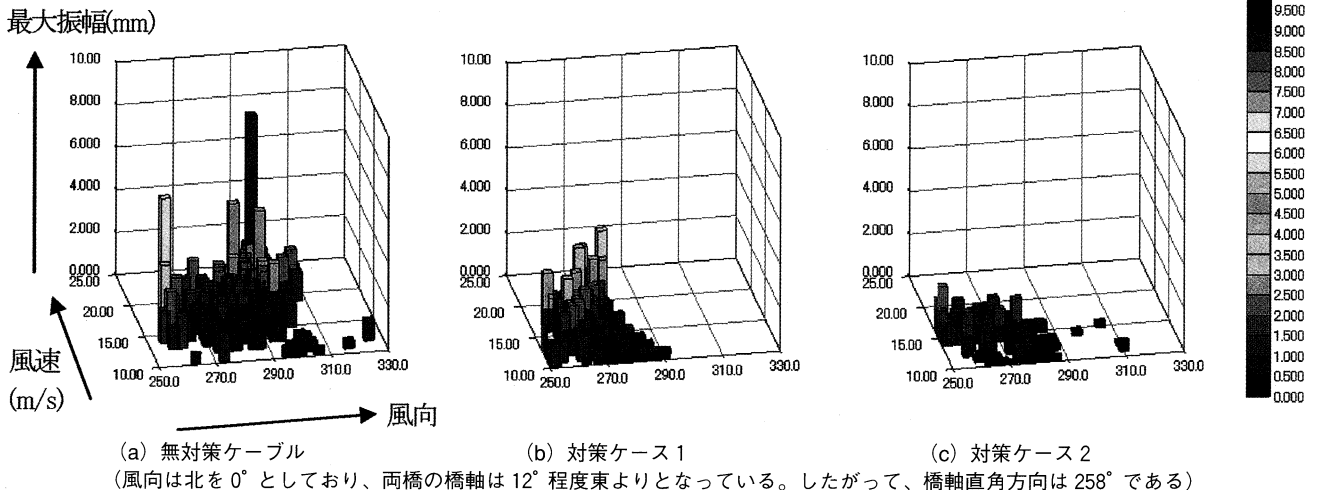


図-15 強風時の応答特性

Fig.15 Field test result



(a) 無対策ケーブル (b) 対策ケース1 (c) 対策ケース2
(風向は北を 0° としており、両橋の橋軸は 12° 程度東よりとなっている。したがって、橋軸直角方向は 258° である)

図-16 風向風速別の応答振幅 (C23 ケーブル)

Fig.16 Relation between the amplitude, wind speed and wind direction

吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の 遅れ破壊に対する安全性評価

The safety assessment of the high-strength galvanized steel wire for suspension bridge cables against the delayed fracture

総務経理部 東京分室付
(前 長大橋技術センター 技術調整課長)

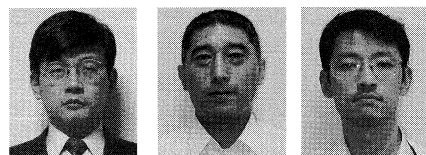
秦 健作
Kensaku Hata

長大橋技術センター 技術調整課長代理

森 下 尊 久
Takahisa Morishita

長大橋技術センター 技術開発課
(前 長大橋技術センター 技術調整課)

遠 山 直 樹
Naoki Toyama



概 要

超長大吊橋の建設コストを縮減するため種々の取り組みがなされている。設計面での合理化として、ケーブルの安全率を再評価し、従来に比べて高い応力状態で亜鉛めっき鋼線を使用することもその一つである。

ケーブル安全率の再評価にあたっては、ケーブルの限界状態を規定したうえで、限界状態における安全性を照査するため多岐にわたる検討が必要であるが、本論文ではケーブル耐力に関係する遅れ破壊現象について、その直接的因子であるとされる鋼線中の拡散性水素量に着目して行った試験結果について報告する。

A variety of studies has been conducted to reduce the construction costs of the super long-span suspension bridges. It is necessary to rationalize the design process to reduce the construction cost. Some investigations on the safety factor for the main cables were conducted to reduce the safety factor and to use high-strength galvanized steel wires under higher tensile stresses than ever before, as one of the studies to rationalize the design process.

To reduce the safety factor for the main cables, wide-ranging considerations such as the limit state of cables and safety verifications in the limit state are required. This paper describes delayed fracture properties which affect the durability of the main cables. This paper also shows the results of accelerated delayed fracture tests focusing on the amount of diffusible hydrogen which is supposed to be the direct factor of delayed fracture, and the amount measurement of diffusible hydrogen in specimens under air exposure.

1. まえがき

本州四国連絡橋は直面する困難な技術的課題を新しい技術の開発により、あるいは最新技術の活用等により克服し、あわせてコスト縮減を図る種々の取り組みを積み重ねることによって成し遂げられた。

明石海峡大橋の建設にあたり開発された吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線はその一つの例である。図-1に示すとおり、ジョージ・ワシントン橋（1931年完成、中央支間長1,067m）において155キロ級鋼線（引張強度 $155 \text{ kgf/mm}^2 = 1520 \text{ N/mm}^2$ ）が用いられて以降、半世紀にわたって160キロ級鋼線（同 1570 N/mm^2 ）が使用されてきたが、明石海峡大橋ではSiの添加割合を高めること等により180キロ級鋼線（同 1760 N/mm^2 ）を実用化した¹⁾。併せて、許容応力度の見直しを行うことで、吊橋ケーブルを片側2本から片側1本に減らし、補剛桁のハンガーロープ定着部の構造を簡素化することなどにより大幅なコスト縮減につなげた。

現在、我が国においては、明石海峡大橋を超える規模の超長大橋の構想があるが、その実現にあたっては、さ

らなるコスト縮減が不可欠であり、各分野において種々の検討がなされている。

設計面での合理化としてはケーブルの安全率を再評価し、従来に比べて高い応力状態で亜鉛めっき鋼線を使用することが考えられている。これには、ケーブルの限界状態を規定したうえで、その状態における安全性照査を行うために、使用する材料の基準強度の設定、安全性照査の考え方と安全照査式の設定、ケーブル耐力に関する検討、荷重に関する検討、それらを評価する安全係数の設定が必要である²⁾。

ここでは、ケーブル耐力に関係する検討のうち、従来に比べて高い応力状態で亜鉛めっき鋼線を使用することにより発生が懸念された遅れ破壊について、鋼線中の拡散性水素量に着目して行った試験結果を示し、吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の遅れ破壊に対する安全性について評価する。

2. 遅れ破壊と拡散性水素量

遅れ破壊とは、常温においてある時間の静的な引張負荷または曲げ負荷を受けた後に、外見上はほとんど塑性

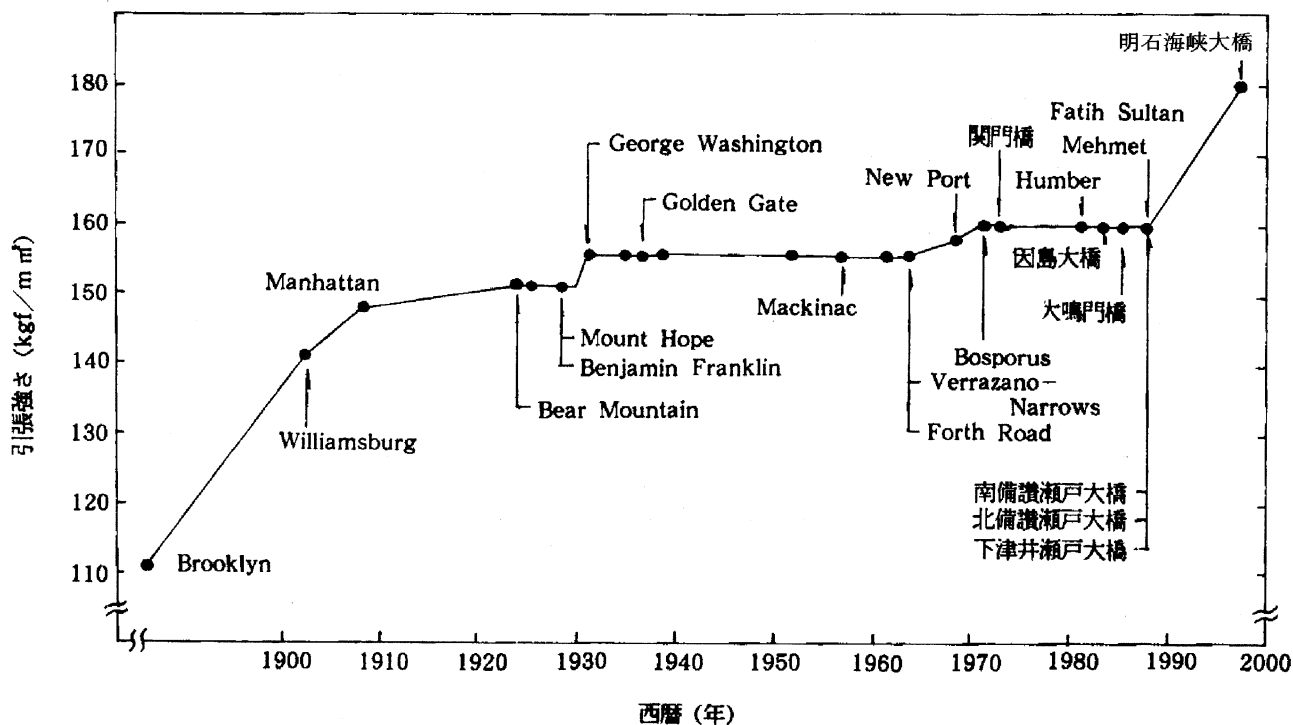


図-1 長大吊橋用亜鉛めっき鋼線の強度変遷

Fig.1 Development of strength of galvanized steel wire for long-span bridges

変形を伴わず突然に破壊する現象である。吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線を含む高強度鋼においては、鋼中に吸蔵された水素量によって引張強度より低い応力で割れを生じることがあり、水素脆化あるいは遅れ破壊と呼ばれている。

遅れ破壊の原因となる鋼中に吸蔵された水素は、応力集中部に拡散移動・濃化することから拡散性水素と呼ばれ、亜鉛めっき鋼線を加熱することによって、200℃程度以下で放出される水素量（拡散性水素量第1ピーク）と、200℃程度以上で放出される水素量（拡散性水素量第2ピーク）に区分することができる。（図-2参照）

拡散性水素量第1ピークは遅れ破壊に直接影響するものであり、第2ピークは直接的に関与しないとの報告がなされている³⁾。

3. 遅れ破壊促進試験

3.1 概要

明石海峡大橋に適用した180キロ級鋼線（引張強度1760 N/mm²）の開発においては、160キロ級鋼線の耐力規定に準じ、負荷応力1300 N/mm²程度までを対象とした遅れ破壊促進試験を行い、その範囲では遅れ破壊特性が同等であることを確認している。

ここでは、遅れ破壊が発生する限界状態および実応力下で遅れ破壊が発生する可能性の有無を把握するために180キロ級鋼線（同1760 N/mm²）に有害な永久伸びが生じ始める状態（0.8%全伸びひずみ）をケーブルの限

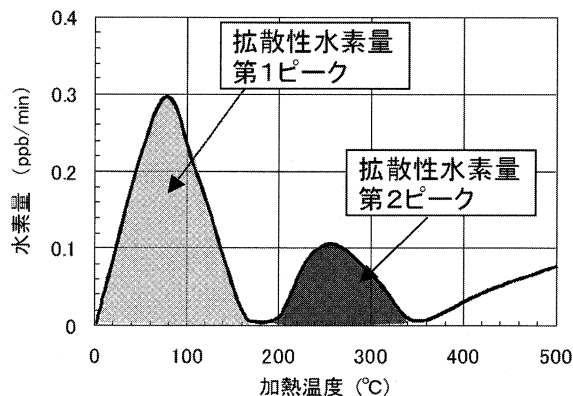


図-2 拡散性水素量分析グラフ（模式図）

Fig.2 Amount of diffusive hydrogen by temperature

界状態とし、負荷応力1500 N/mm²程度までを対象とした遅れ破壊促進試験を行う。具体的には、各試料に引張強度を負荷した状態で、水素を陰極チャージし、その電流および時間と試料破断の有無を把握する。

また、上記試験の水素雰囲気（チャージ電流およびチャージ時間）を再現し、めっきを除去した鋼線チップ（約1 gf）を用いて拡散性水素量を測定する。

3.2 試験要領

(1) 遅れ破壊促進試験

遅れ破壊促進試験装置の模式図を、図-3に示す。試験条件は、以下のとおり。

荷重載荷：定荷重式遅れ破壊試験機（梶子式定荷重、

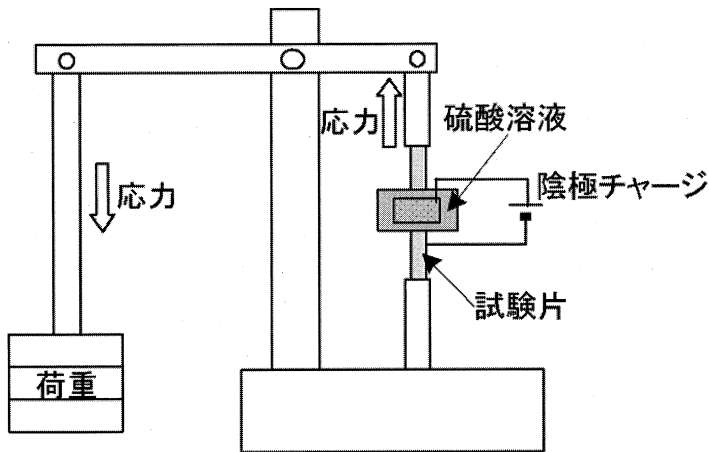


図-3 遅れ破壊促進試験装置の模式図

Fig.3 System for acceleration test of delayed fracture

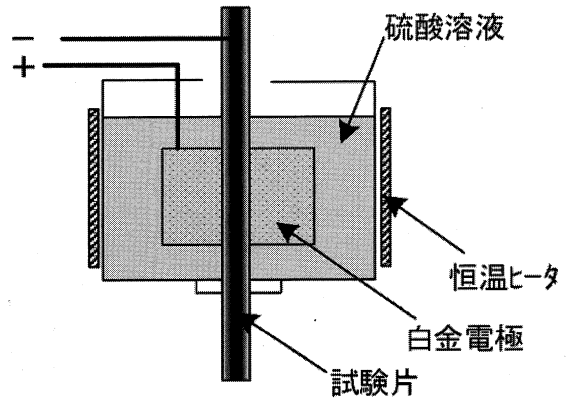


図-4 遅れ破壊促進試験供試体 (切欠き付与)

Fig.4 Specimen for acceleration test of delayed fracture (With notch)

最大荷重 3 tf

試験体の仕様：

- ・線径 5.23 mm の 180 キロ級重鉛めっき鋼線 (ケーブル材料規格 HBS G 3508) のめっきを除去し、表面を平滑に仕上げたもの。
- ・上記試験体の周囲に、図-4 に示す切欠き (深さ 0.5 mm、角度 60°、切欠き底半径 0.1 mmR) を入れたもの。

陰極チャージ仕様：

試験溶液：硫酸溶液 pH 3・ $H_2SO_4 + 0.01 \text{ mol/l} - KSCN$ (触媒として、チオシアン酸カリウム)

試験温度：30℃

チャージ電流：0.1~1000 mA/cm² の間で選択

チャージ時間：~100 Hr

荷重条件：負荷応力 980、1180、1320、1470 N/mm²

(2) 拡散性水素量の測定

拡散性水素量の測定には、図-5 に示す大気圧イオン化質量分析計 (略称：API-MS) を使用した。

測定条件は、以下のとおり。

測定温度範囲 : 20~500℃

昇温速度 : 12℃/分

測定タイミング：30 秒毎 (6℃ 毎)

3.3 試験結果

(1) 遅れ破壊促進試験

負荷応力を 980、1180、1320、1470 N/mm² とし、切欠きを入れた試験体の試験結果を、表-1 に示す。

負荷応力 980、1180 N/mm² では、チャージ電流 400 mA/cm²・チャージ時間 216 Hr においても破断が生じなかった。負荷応力 1320 N/mm² では遅れ破壊が発生する可能性が認められ、負荷応力 1470 N/mm² では明確な遅れ破壊が生じた。

一方、表面を平滑に仕上げた試験体では、負荷応力 1470 N/mm² においても遅れ破壊が発生しなかった。

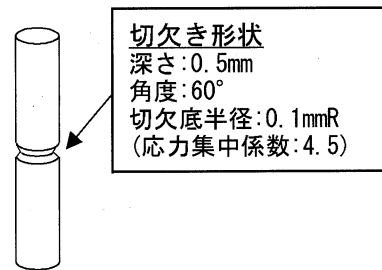


図-4 遅れ破壊促進試験供試体 (切欠き付与)

Fig.4 Specimen for acceleration test of delayed fracture (With notch)

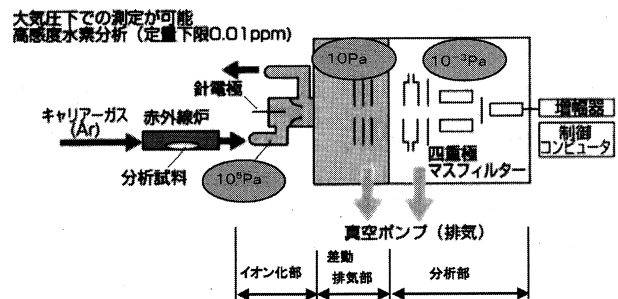


図-5 大気圧イオン化質量分析計の概念図⁴⁾

Fig.5 Concept of ionizing mass spectrometer under atmospheric-pressure

(2) 拡散性水素量の測定

上記試験において試料破断した水素雰囲気 (チャージ電流およびチャージ時間) を再現し、拡散性水素量を測定した。表-2 に示すとおり、チャージ電流 59.6 mA/cm²・チャージ時間 100 Hr の場合拡散性水素量第 1 ピークは 1.04 ppm、同 200 mA/cm²・100 Hr 場合 1.19 ppm であり、この水準が飽和域であると想定される。

図-6 に、チャージ電流 59.6、100、200 mA/cm²・100 Hr における、加熱温度℃とその温度で放出される拡散性水素の重量濃度 ppm (試料単位重量 gf 当たり、単位時間 1 分換算) の関係を示す。いずれの場合も第 1 ピーク、第 2 ピークが明瞭に現われ、第 1 ピークの値が大きくなっている。

表-1 遅れ破壊促進試験結果 (切欠き付与)

Tab.1 Results of accelerated delayed fracture tests (With notch)

負荷応力 N/mm ²	チャージ電流 mA/cm ²	破断の有無/破断時間 Hr	整理番号	
			表-2の測定 No.	図-7のプロット No.
980	59.6	破断無 100 Hr 以上	4	1
	200	破断無 163 Hr 以上	6	2
	400	破断無 216 Hr 以上	(6より大)	
1180	59.8	破断無 100 Hr 以上	4	3
	200	破断無 137 Hr 以上	6	4
	400	破断無 216 Hr 以上	(6より大)	
1320	10	破断無 240 Hr 以上	1	5
	30	破断無 145 Hr 以上	(1と5の内挿)	6
	59.6	57.6 Hr 破断	3	5
	59.6	破断無 162 Hr 以上	4	7
	100	破断無 142 Hr 以上	5	8
	100	破断無 164 Hr 以上	5	
1470	10	2.4 Hr 破断	(2より小)	9
	30	2.4 Hr 破断	2	
	59.6	7.0 Hr 破断	4	10
	200	0.6 Hr 破断	6	11

表-2 拡散性水素量の測定結果 (水素チャージ)

Tab.2 Result of measured amount of diffusive hydrogen (Hydrogen charged test piece)

測定 No.	チャージ電流 mA/cm ²	チャージ時間 Hr	拡散性水素量 ppm	
			第1ピーク	第2ピーク
1	10	100	0.81	0.52
2	30	4	0.52	0.13
3	60	60	0.81	0.15
4	59.6	100	1.04	0.51
5	100	100	1.06	0.56
6	200	100	1.19	0.59

(3) 試験結果の評価

切欠きを入れた試験体について、破断の有無を拡散性水素量と負荷応力の関係から整理したものを、図-7に示す。ここで、負荷応力 1180 N/mm² 以下では、高いレベルの拡散性水素量が存在しても遅れ破壊が生じていない。

また、表面を平滑に仕上げた試験体については、負荷応力 1470 N/mm² の高応力状態であっても遅れ破壊は生じなかった。

以上により、吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線が高い応力状態においても優れた耐遅れ破壊特性を有することが確認できた。

4. 大気暴露試験体の拡散性水素量測定

4.1 概要

実環境下において鋼線中に吸蔵される拡散性水素量を

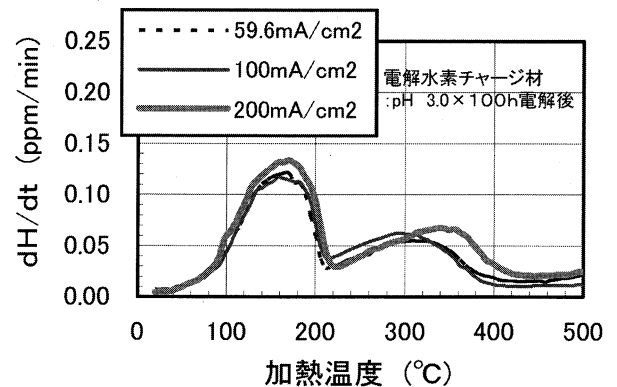


図-6 拡散性水素量分析グラフ (水素チャージ材)

Fig.6 Amount of diffusive hydrogen by temperature (Hydrogen charged test piece)

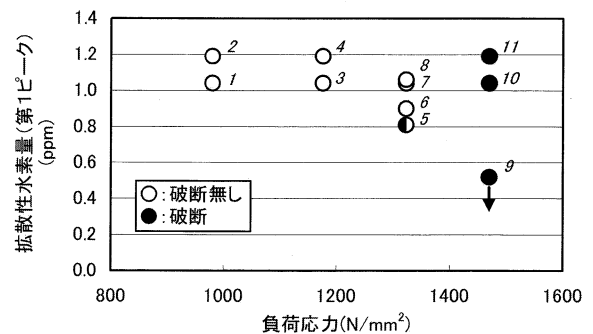
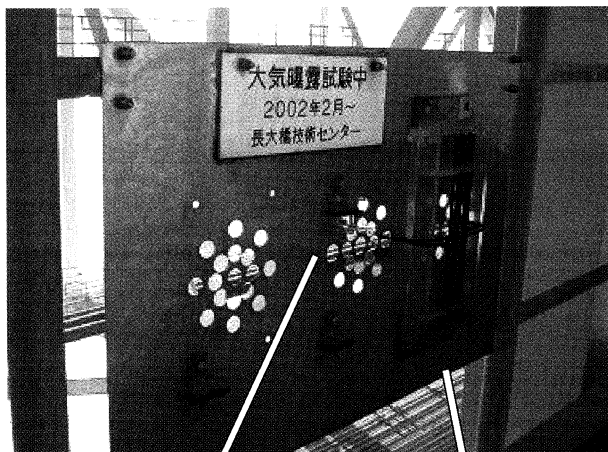
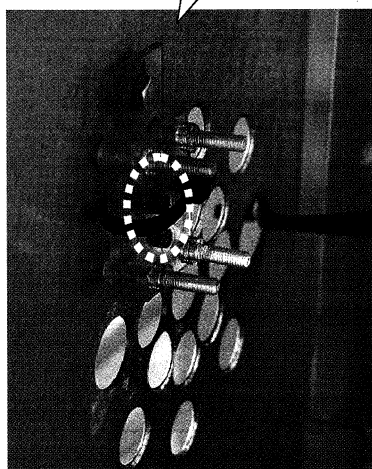


図-7 破断の有無と拡散性水素量・負荷応力の関係(切欠き付与)

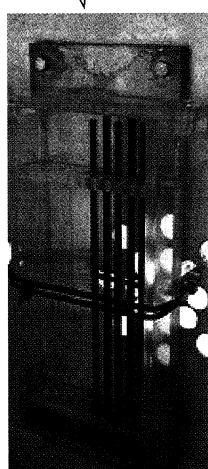
Fig.7 Relation between amount of diffusive hydrogen / loading stress and presence of breaking (With notch)



(1) 全景



(2) チップ試験体



(3) 鋼線試験体

写真-1 暴露試験体写真 (明石海峡大橋に設置)

Photo.1 Exposure test specimen (Installed in the Akashi Kaikyo Bridge)

測定する。その値を遅れ破壊促進試験において得られた値と対比し、あわせて経時変化を確認した。

4.2 暴露試験体の状況

暴露試験体の仕様：

- ・鋼線試験体：線径5.23 mmの180キロ級重鉛めっき鋼線(ケーブル材料規格 HBS G 3508)のめっきを除去し平滑に仕上げたもの
- ・チップ試験体：上記の鋼線から切り出し、端面にコーティングを施したものの。約1 gf/個

暴露開始日：2002年2月5日

暴露期間：1ヶ月、3ヶ月、1年および3年間

暴露位置：明石海峡大橋補剛桁の西側上路管理路(1A アンカレイジから約190 m、写真-1参照)

鋼線試験体の表面状況の変化は、以下のとおり。

- 1ヶ月：薄い錆が発生
- 3ヶ月：褐色錆が発生
- 1年：全体的に褐色錆が発生
- 3年：厚く脆い褐色錆が発生

なお、3年間暴露した鋼線試験体およびチップ試験体の表面状況を、それぞれ写真-2、写真-3に示す。



写真-2 3年間暴露 鋼線試験体(No.6)の表面状況

Photo.2 Surface of the steel wire specimen No.6 exposed for three years

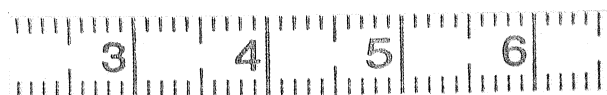


写真-3 3年間暴露 チップ試験体の表面状況

Photo.3 Surface of the pieces of specimen exposed for three years



表-3 暴露試験体の拡散性水素量の推移

Tab.3 Changes of amount of diffusive hydrogen of exposure test piece

	拡散性水素量 ppm	
	第1ピーク	第2ピーク
1ヶ月暴露	0.06 (0.03~0.08)	0.18 (0.16~0.19)
3ヶ月暴露	0.06 (0.04~0.09)	0.08 (0.04~0.10)
1年暴露	0.11 (0.08~0.13)	0.17 (0.13~0.23)
3年暴露	0.03 (0.02~0.03)	0.11 (0.09~0.14)

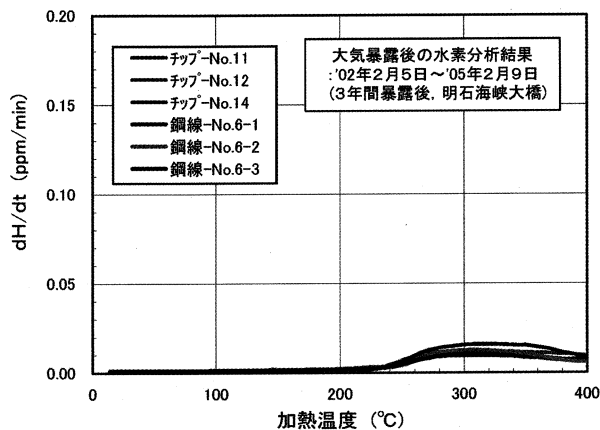


図-8 拡散性水素量分析グラフ (大気暴露材)

Fig.8 Amount of diffusive hydrogen (Atmospheric exposure test piece)

4.3 暴露試験体の回収、試料作製

暴露試験体は、現場での回収と同時にドライアイス保管した。試験室において、チップ試験体は表面錆および端面のコーティングを除去した。鋼線試験体（長さ約300 mm）は表面錆を除去したのち、約1 gfのチップ3個を切り出した。その際に、拡散性水素の損失を少なくするため、以下の点に留意した。

- ・ 試料の切り出しは、鋼線の中央部分から行う。（鋼線1本から3つの試料を作製する場合、3等分し、それぞれの中央部から切り出す）
- ・ 試料の切り出しは、切断時の摩擦熱が出ないように冷却水で冷却しながら、高速ディスク切断機で行う。
- ・ 試料の切り出し後、速やかに水素量を測定する。

4.4 拡散性水素量の測定

測定に用いた分析計および測定条件は、前出3.2と同じである。

4.5 測定結果

暴露試験体の拡散性水素量の推移を、表-3に示す。ここで、表中の値は鋼線3試料とチップ3試料の計6試料の平均値であり、カッコ内の値は6試料の最小値と最大値である。

拡散性水素量はいずれの暴露期間においても0.10 ppm程度以下の低いレベルであった。

なお、いずれの場合も、図-8に示すとおり第1ピーク、第2ピークともに明瞭な形状は見られず、加熱温度20~236℃の値を第1ピーク、236~362℃の値を第2ピークと見なして水素量を算出した。

3年間暴露の場合、第1ピークの拡散性水素量は0.03 ppmであり、1ヶ月~1年暴露の0.06~0.11 ppmに較べても小さく、蓄積傾向は認められなかった。

5. まとめ

従来に比べて高い応力状態で鋼線を使用することにより発生が懸念された遅れ破壊について、その直接的因子であるとされる鋼線中の拡散性水素量に着目した試験を行った。

その結果、遅れ破壊促進試験により、高強度亜鉛めっき鋼線は高応力度状態においても優れた耐遅れ破壊特性を有することが確認できた。また、3年間の大気暴露試験体の拡散性水素量測定により、実環境下で鋼線に浸入する拡散性水素量は小さいことを確認した。

よって、吊橋ケーブルの設計応力度レベルにおいて、遅れ破壊は発生しないと考えられる。

6. あとがき

2000年から2005年の間に行われた遅れ破壊促進試験および大気暴露試験体の拡散性水素量測定についてとりまとめた。

遅れ破壊促進試験では、めっきを除去した亜鉛めっき鋼線に減面率約35%の切欠きを入れた。これは、実環境下でめっきが損耗しピット状に腐食した状況を模したものである。一方、大気暴露試験体には切欠きを入れていない。

新しい知見として、米国の吊橋ケーブルで実際に破断した2本の亜鉛めっき鋼線を用いた調査により、鋼線の破断には腐食・疲労・水素が総合的に関与しているとした報告がある⁵⁾。亜鉛めっき鋼線の腐食が進行している場合など、別途調査が必要であると考えられる。

なお、明石海峡大橋の上路検査路には2002年2月に設置した暴露試験体（鋼線試験体4本、チップ試験体3個×2セット）を存置している。暴露10年目となる2012年が次回試験の目安となる。

また、気象・海象条件がさらに厳しい大鳴門橋の内面検査路（中央径間格点75、瀬戸内海側）には、1987年8月に設置された暴露試験体（裸鋼線、亜鉛めっき鋼線それぞれ20本程度）がある。今回、暴露17年目にあたる試験体を用いて拡散性水素量の測定を行い、明石海峡大橋の場合と同じく、明瞭な第1ピークがないこと、測定値は0.06 ppm（0.04~0.08 ppm）の微小なレベルにあることを確認した。鋼線の引張強度および成分が異なること、腐食による鋼線の断面欠損が大きく均質な試料採取が難しいことをふまえて参考値とするが、暴露試験体の有効利用も含め考える余地がある。

最後に、本文中の遅れ破壊促進試験および暴露試験体の拡散性水素量測定はいずれも、(株)神戸製鋼所神戸総合技術研究所の設備において実施したことを付記する。

参考文献

- 1) 森山彰：主ケーブル材料としての高強度鋼線，本四技報 No. 50，1989年4月
- 2) 本州四国連絡橋公団，海峡横断道路ケーブル安全率検討委員会：海峡横断道路吊橋ケーブル設計指針（案），2003年3月
- 3) 柳田隆弘：昇温分析法で観察される鋼中からの水素放出挙動と水素脆化の相関，(社)日本鉄鋼協会 高強度鋼の遅れ破壊研究会資料“遅れ破壊の新展開” pp 35~40，1997年
- 4) (株)神戸製鋼所，こべるにくす Vol. 12 pp 7~9，2003年10月
- 5) 鈴木恵太，中村俊一，樽井敏三：吊橋ケーブル鋼線の破断原因に関する一考察，土木学会論文集 No. 738 / I - 64 pp 297~306，2003年7月

伊毘高架橋の耐震補強工事

Seismic Reinforcement of the first Ibi Viaduct

垂水管理事務所付
(前)鳴門管理事務所

橋梁管理役 本田 学

Manabu Honda



鳴門管理事務所

橋梁維持課長代理 川端 淳

Sunao Kawabata

概要

伊毘高架橋（第一、第二、第五）上部構造の支持形式は、剛性の高い片方の橋台で固定するとともに、フレキシブルな中間橋脚上においてもピン支承によりヒンジ固定とする方法が採用されている。本橋梁では、大規模地震動に対する耐震性を確保するために、このフレキシブル橋脚の特性を損わず、橋梁全体系で高い耐震性能が得られる制振装置を用いた補強対策が選定された。

本稿では、第一伊毘高架橋に対して上記により行った耐震補強工事について報告するものである。

Some Superstructures of Ibi Viaducts (the first, the second, the fifth) are each supported by pin hinged system on the flexible pier and fixed on the other high rigid pier. As the seismic performances of these bridges are not enough against the provided large-scale earthquake, the vibration control system with seismic dampers has been adopted in order to improve the seismic performance of the bridge system keeping the characteristics of flexible pier.

This paper reports this seismic reinforcement work of the first Ibi Viaduct.

1. はじめに

伊毘高架橋は、神戸淡路鳴門自動車道の淡路島南IC - 鳴門北IC間の淡路島側に位置する第一伊毘高架橋から第六伊毘高架橋の6橋で構成される陸上部高架橋で、昭和60年6月に供用している。

本橋梁の設計は、昭和55年道路橋示方書に準拠しており、現行の耐震設計基準に照らすと耐震性能を向上させる必要があり、平成16年度より3箇年の計画で対策工事を実施することとし、平成16年度には、第一伊毘高架橋（3径間連続鋼鈹桁橋）、第三伊毘高架橋（単純鋼鈹桁橋）および第四伊毘高架橋（単純鋼鈹桁橋）の耐震補強工事を行った。

平成16年度に実施した対策工事の概要は表-1に示

す。本稿ではこのうち、経済性・耐震性への優位性などから中間橋脚に可とう性を持たせて支点部はヒンジ（ピン支承）とする支持形式が採用されている第一伊毘高架橋を中心に、耐震設計の概要と補強工事に関して報告する。

表-1 平成16年度に実施した対策工事概要

Tab.1 Outline of countermeasure works in 2004

橋梁	耐震補強工事の内容
第一伊毘高架橋	<ul style="list-style-type: none"> ・3P橋脚耐震壁のRC増厚 ・4A橋台沓座の橋軸方向への縁端拡幅 ・制振装置の設置(1A、4A) ・変位制限構造の設置(1A、2P、4A)
第三伊毘高架橋	<ul style="list-style-type: none"> ・落橋防止構造の設置(1A、2P) ・橋台(ラーメン式橋台)の柱のRC巻立て(1A、2A)
第四伊毘高架橋	<ul style="list-style-type: none"> ・落橋防止構造の設置(1A、2P) ・橋台(ラーメン式橋台)の柱のRC巻立て(1A、2A)

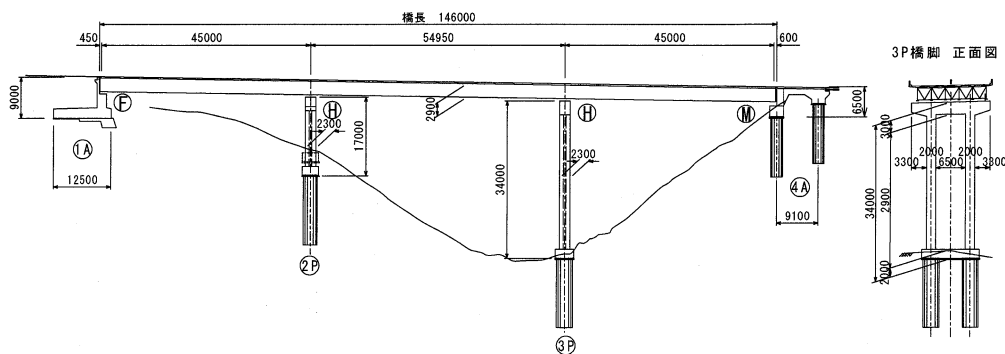


図-1 第一伊毘高架橋概略一般図

Fig.1 General View of the First Ibi Viaduct

2. 耐震補強設計の概要

2.1 第一伊弉高架橋の構造形式

第一伊弉高架橋は、図-1に示すように、上部構造はRC床版を有する6主桁の3径間連続鋼鈹桁橋であり、橋軸方向に対しては1A橋台を固定として中間橋脚上ではヒンジ固定、4A橋台では可動とする支持形式が採用されている。

また、下部構造については、1Aが直接基礎による逆T式橋台、2Pおよび3Pの中間橋脚が深礎杭基礎による耐震壁を有するラーメン式橋脚（I型断面）、4Aは第二伊弉高架橋との掛違いとなることから深礎杭基礎によるラーメン式橋台となっている。

第一伊弉高架橋の2P、3P橋脚は、上部構造の橋軸方向の支持条件がヒンジ固定であり、活荷重や温度変化の影響により生じる上部構造の橋軸方向変位に対して橋脚がたわむことで追従するフレキシブル（可とう性）橋脚が採用されている。そのため、橋脚柱の断面寸法は、同規模の一般的な橋梁と比較すると小さい。

2.2 耐震性の照査

本橋のレベル2地震動に対する照査結果を表-2に示している。これによると、大規模地震動に対しては、橋軸方向では1A橋台の固定支承に破壊が、また、橋軸直角方向では2P橋脚、4A橋台上の支承に耐力を超える水平力が発生するとともに、3P橋脚にせん断破壊が生じている。ただし、この結果は、支承が固定機能を失わない、すなわち、支承の固定機能の耐力より大きな作用力が生じた場合においても支承の水平支持機能は保持されつづけることとした解析モデルを用いた地震応答解析から得たもので、支承の固定機能喪失に伴う構造系の変化は反映されていない。

第一伊弉高架橋の橋軸方向の支持形式は前述したように1A橋台で固定したうえで中間橋脚をヒンジ固定としている。このため、橋軸方向では1A橋台が中間橋脚で発生する地震力も支持するという状態となり、照査結果にあるような支承耐力を大きく上回る水平力が現れ、

また、この効果で、中間橋脚の応答値が小さくなっていると推測される。このことから、橋軸方向については、支承破壊後の挙動を確認することを目的として、1A橋台の固定支承を可動支承に置換えたモデルによりあらためて地震動応答解析を実施した。これより、2P、3P橋脚ともに曲げ破壊が生じるという結果が得られ、特に、橋脚高が低く曲げに対する見かけの剛性が高い2P橋脚では地震力が集中し、この曲げ破壊が顕著に現れた。

これらを総合すると、大規模地震動に対して第一伊弉高架橋は、橋軸方向では1A橋台上の支承の破壊が起点となり2P、3P橋脚に曲げ破壊が発生し、橋軸直角方向では2P橋脚および4A橋台上の支承の破壊に加え3P橋脚でせん断破壊の発生が予測され、現行の耐震設計基準に照らせば、十分な耐震性能を有していないため、補強が必要となる。

2.3 補強設計

第一伊弉高架橋の橋軸方向に対する補強では、1A橋台の支承部にレベル2地震動に対する固定機能を補完する変位制限構造を追加するという方法が考えられる。しかしながら、支承部に作用する水平力が非常に大きいため、この装置、構造は大がかりなものとなり、加えて、1A橋台の安定確保のために橋台自体の大規模な補強が必要となり、現実的には不可能である。したがって、橋軸方向については、レベル2地震動に対しては1A橋台上の固定支承が破壊することを前提として、その上で橋梁全体系として安全性を確保するという方法を検討した。

橋軸方向の対策方法の選定では、1A橋台の固定支承破壊後においても中間橋脚に破壊を生じさせないよう橋台で相応の地震力を負担すること、固定機能喪失後の上部構造変位をけた端部で損傷が生じない程度に抑えること、さらに、レベル1地震動や通常の荷重状態においては現状の構造系に影響しないことを条件として、最終的にビンガム流体を用いた制振装置（ダンパー）を採用することとした。

制振装置の仕様については、抵抗力（減衰力）をパラメータとして地震応答解析を行い、これより橋全体で16,000 kN以上の抵抗力が必要との結果を得て、1,500

表-2 第一伊弉高架橋の当初状態における耐震照査結果

Tab.2 Results of seismic verification for the First Ibi Viaduct (Before seismic reinforcement)

対象方向	照査項目	レベル2 地震動	1A橋台		2P橋脚		3P橋脚		4A橋台	
			応答値	許容値	応答値	許容値	応答値	許容値	応答値	許容値
橋軸方向	曲げモーメント (曲率 $\mu \cdot 1/m$)	Type I			64	2,812	685	2,457		
		Type II			255	7,213	3,155	5,305		
	せん断力 (kN)	Type I			1,519	4,316	3,102	4,897		
		Type II			3,792	4,796	5,006	5,442		
	支承 (水平力 kN)	Type I	23,510	9,408	1,439	6,402	3,207	6,402	—	—
		Type II	63,276	9,408	2,908	6,402	4,323	6,402	—	—
橋軸直角方向	曲げモーメント (曲率 $\mu \cdot 1/m$)	Type I			634	1,260	83	892		
		Type II			2,216	3,268	472	2,233		
	せん断力 (kN)	Type I			9,868	13,295	7,841	10,225		
		Type II			12,865	13,534	12,016	10,530		
	支承 (水平力 kN)	Type I	2,721	9,408	7,843	6,402	2,482	6,402	5,602	3,942
		Type II	7,385	9,408	9,450	6,402	4,397	6,402	9,258	3,942

kNタイプの制振装置を両端の橋台に6基ずつ(1,500 kN/基×6基×2箇所=18,000 kN/橋)設置することとした。なお、この補強対策においては、1A橋台での上部構造の鉛直荷重の支持は既設の支承に期待する。したがって、当該支承部には、固定機能喪失後においても確実に鉛直支持が行われるよう、支承からの上部構造の落下を防ぐ橋軸直角方向の変位制限構造を設置することとしている。

一方、橋軸直角方向については、2P橋脚、4A橋台上の支承の破壊に対しては支承部での発生水平力が当該下部構造の耐震性が確保できる範囲内であることから、支承の固定機能を補完する変位制限構造の設置、また、耐力を上回るせん断力が発生している3P橋脚については耐震壁部分をRC増厚することで橋脚のせん断耐力を向上させることとした。これらの補強内容については、図-2に示す。

3. 3P橋脚のせん断補強

第一伊弉高架橋の耐震補強工事は、コンクリート打設と並行して制振装置および変位制限構造を下部構造に取付けるためのアンカーボルトを施工し、最後に制振装置、変位制限構造を取付けた。ここでは3P橋脚でのコンクリート打設を紹介する。

3P橋脚に対しては、橋軸直角方向のせん断耐力の向上を目的として、耐震壁をRCにより片側250mmずつ計500mmの増厚を行う。この増厚部分については、構造的観点から、新旧コンクリートの一体化が重要となる。このため、新たに打設するコンクリートと既設コンクリートとの付着を確保するための表面処理(塵芥除去および目荒し)を行い、打設するコンクリートには、乾燥収縮によるひび割れ、新旧コンクリート界面での剥離の予防を目的として、膨張材を添加した収縮補償用コンクリートを使用した。

3.1 既設コンクリートの表面処理

表面処理は、コンクリート打設面において、新旧コンクリートの付着を確保するために表面の塵芥除去および目荒しを目的として行う。施工においては、粉塵の飛散を抑えることができる図-3に示すような吸引式の乾式ブラストを採用した。

表面処理に関しては、JHの「構造物施工管理要領」ではスチールブラストによる場合の研掃密度は100 kg/m²

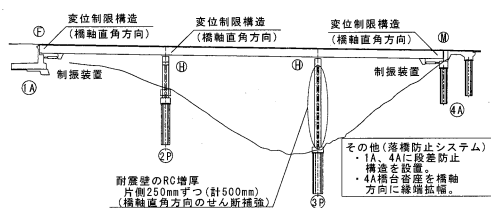


図-2 第一伊弉高架橋の耐震補強内容

Fig.2 Contents of seismic reinforcement for the First Ibi viaduct

以上を目安とし、他の方法による場合は打継目の付着強度は1 N/mm²以上を目安として事前に試験施工などを行い確認することと規定されている。本工事においては、スチールショットに代えて、研掃材にコンクリート内に残留しても錆が発生することのないアルミナ(組成式: Al₂O₃、アルミナが使用されているもので一般的なものとしてはサンドペーパーなどがある。)を用いることとした。このため、鋼とアルミナの密度比(概ね2:1)に基づき、アルミナの研掃密度の中心値を50 kg/m²とし、これにその±25 kg/m²を加えて試験施工を行い、施工におけるアルミナの研掃密度を検討した。試験の結果は、表-3のとおりであり、いずれの研掃密度においても、JHの付着強度の目安値1 N/mm²を満たし、試験を行った範囲内では研掃密度を上げるほど付着強度が高くなる傾向が見られた。ただし、研掃密度50 kg/m²と75 kg/m²での付着強度の差はさほど大きいものではなく、この間に付着強度が頭打ちとなる点が存在すると推定される。このようなことを踏まえ、確実な付着力の確保(安全率の確保)および施工性(施工時間)を考慮し、実施工におけるアルミナの研掃密度については、50 kg/m²とすることとした。

実際の施工においては、表面処理の品質管理は、施工プロセスにより行った。すなわち、ブラストマシンの時間あたりのアルミナ吐出量と、1作業サイクルあたりの処理面積および規定研掃密度から標準作業時間を設定し、当該処理範囲の実作業時間(開始時刻、終了時刻)をこれに整合させることで施工品質を確保することとした。

なお、このような作業では粉塵の発生が問題となることも多いが、採用した吸引式ブラストは、ブラストガン部ではリングブラシと吸引の効果により写真-1からもわかるように外部に粉塵が漏れ出すことはなく、また、吸引され集塵機より排出される空気も清浄なものであり、周囲に問題を与えるということとはなかった。

3.2 収縮補償用コンクリート

橋軸直角方向のせん断補強として行う耐震壁の増厚に用いるコンクリートには、表-4、表-5に示すように、乾燥収縮によるひび割れおよび新旧界面での剥離を防止するための膨張材と、増厚寸法も250mmと小さくさらに格子状に鉄筋を配置するため充填性の観点から流動性

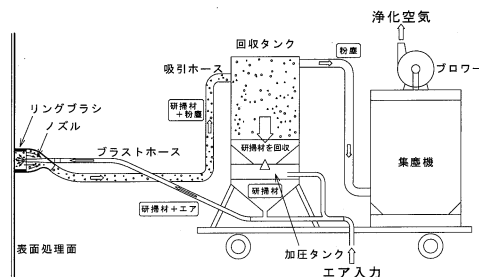


図-3 吸引式ブラスト

Fig.3 Suck blasting type system of surface treatment

表-3 表面処理の施工試験結果

Tab.3 Results of execution test of surface treatment

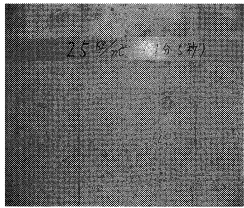
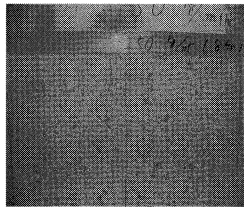
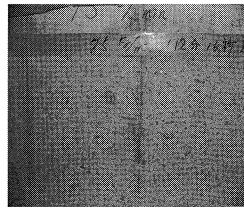
アルミナの研掃密度		25 kg/m ²			50 kg/m ²			75 kg/m ²		
素地の状態										
1 m ² あたりの施工時間		245 sec			490 sec			736 sec		
付着強度	試験体	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
	強度 (N/mm ²)	2.55	2.75	2.37	2.53	2.83	3.34	2.41	3.25	2.92
	[破壊位置]	[界面]	[界面]	[界面]	[界面]	[界面]	[界面]	[界面]	[界面]	[界面]
平均値 (N/mm ²)		2.56			2.90			2.95		



写真-1 表面処理の施工状況

Photo.1 Surface treatment

を高める高性能 AE 減水剤を添加した。

収縮補償用コンクリートとは、硬化の初期段階で適度に膨張することにより、鉄筋などの拘束効果を利用してコンクリートに圧縮応力を導入し、その後発生する乾燥収縮などにより発生する引張応力を相殺、低減することでひび割れの発生を抑制することを目的としたコンクリートである。膨張性に関しては、「2002年制定コンクリート標準示方書 [施工編]」((社)土木学会)に写真-2に示すような供試体を用いた試験法とともに、それによる標準的な膨張率の範囲が提示されており、本工事においてもこれに基づき品質を管理し、その結果は表-6に示すようなものであった。

3P橋脚でのコンクリート打設は、平成17年1月下旬から3月上旬に行い、本稿執筆時点で5ヶ月程度経過している。乾燥収縮などに関しては、まだ終息には至っていないと思われるため、明確に収縮補償コンクリートの効果であるとは言切れないが、現時点では構造的な耐久性に問題となるようなひび割れの発生は認められない。

3.3 コンクリートの打設

3P橋脚の耐震壁の増厚部には、写真-3に示すようにD16の鉄筋を150mm間隔で格子状に配筋する。この増厚の意図は、橋軸直角方向に対するせん断補強であることから、軸方向鉄筋については既存の躯体に定着する必要はないが、直角方向の帯鉄筋に関しては、橋脚躯体に確実に定着する必要がある。帯鉄筋の定着は、あ

表-4 使用コンクリート

Tab.4 Concrete content

コンクリートの種類	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号	フレッシュコンクリートの性質		
				スランプ (cm)	空気量 (%)	塩化物イオン量 (kg/m ³)
B1-4	24	20	N	15	4.5±1.5	0.30以下

表-5 コンクリートの配合

Tab.5 Mix proportion

コンクリートの種類	水結合材比 W/B (%)	細骨材率 S/a (%)	水 W	単位量 (kg/m ³)				
				結合材 B		粗骨材 G	混和剤 ^{※2} AD	
				セメント C	混和材 ^{※1} A			
B1-4	55	46.1	170	289	20	812	968	2.966

※1：膨張材

※2：高性能 AE 減水剤

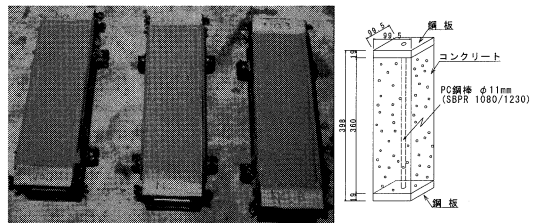


写真-2 コンクリートの拘束膨張試験体

Photo.2 Specimens for restraint expansion test of concrete

表-6 コンクリートの拘束膨張試験結果

Tab.6 Results of restraint expansion test of concrete

コンクリートの種類	拘束膨張試験		備考
	供試体	拘束膨張率 (×10 ⁻⁶)	
B1-4 (材齢7日)	No.1	189	試験法 JIS A 6202 付属書 2 A 法 JSCE 標準範囲 (収縮補償用) 150×10 ⁻⁶ ~250×10 ⁻⁶
	No.2	181	
	No.3	194	
	平均	188	

らかじめ橋脚躯体にハンマドリルにより径26mm(鉄筋径+10mm)、深さ240mm(鉄筋径の15倍)の削孔を設け、それに帯鉄筋を差込んだ後、鉄筋の周囲に低粘度形エポキシ樹脂を注入するというように行った。なお、この鉄筋アンカーについては、削孔深さ、鉄筋定着長ともに全数を検査対象とした。

増厚を行う耐震壁の高さは29m程度であり、コンクリートの打設は、1回あたりのリフト高を5mとし、6

分割して行うこととした。これより、1日あたりの打設量は、前面と背面を合わせて概ね16m³となり、橋面上からのポンプ打設とした。施工状況を写真-4、5に示すが、部材厚が小さく鉄筋も交錯しているために1面分を仕上げるのに2~3時間を要した。

前述したように、3P橋脚でのコンクリート打設は平成17年1月下旬から3月上旬という寒中に行った。このため、コンクリートの養生においては、一般的な養生に加え、初期強度が発現するまでの間は寒中対策として、まず、風が直接あたることにより打設したコンクリートが冷却されないようにシートで覆い、5N/mm²以上の圧縮強度が出現する打設後3日間はコンクリート温度を5℃以上に、その後の2日間は0℃以上に保つこととした。寒中対策については、急激な気温の低下も想定して、練炭火鉢を用いた加温養生の準備もしていたが、シート養生のみで所用のコンクリート温度を保持することができた。

4. 制振装置

制振装置は、大規模地震動（1A橋台の固定支承の橋軸方向の固定機能が地震力により喪失した後）に対して減衰力（抵抗力）を付与するために設置するものであり、地震時においてはスムーズに変位に追従しながら確実に減衰力（抵抗力）を付与できるよう、また、地震時以外においては外力などの作用による橋の挙動に対して極力影響を与えないようなものでなければならない。

本章では、この制振装置の性能確認試験、設置のため設定した許容差を中心に、設置に関する事項について述べる。

4.1 制振装置の仕様

第一伊弉高架橋で用いた制振装置を図-4に示す。制振装置自体の構造はシリンダーとその中のピストンおよび高粘度の特殊充填材からなり、装置の両端には球面軸受けが設けられている。この制振装置は、ピストンが移動する際の特殊充填材の粘性抵抗により抵抗力および減衰を発現する、いわゆるビンガムダンパーである。

このダンパーについては、変位速度に対する依存性を有し、図-5に示すような履歴特性を持つ。今回使用した制振装置は、式(1)により抵抗力が与えられ、変位速度50cm/secで1,500kNの抵抗力を発生するものである。また、制振装置のストロークに関しては、表-7に示すように地震時変位、温度変位および施工誤差などを考慮した余裕量から、1A橋台側で150mm、4A橋台側で200mmとしている。

なお、この制振装置については、温度変化による上部構造の伸縮のような緩速変位でも小さいながらも抵抗力を伴う（設計上は、1,500kNの20%を考慮）。下部構造側への制振装置の取付けはM60のアンカーボルト（異形化丸鋼、8本）により行っているが、この定着に

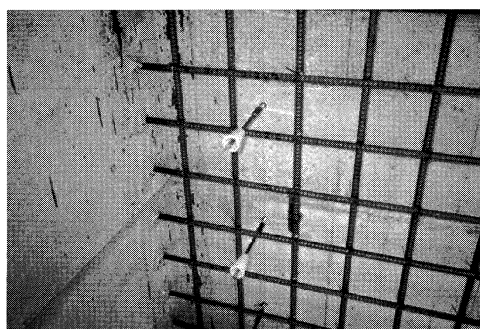


写真-3 配筋および帯鉄筋の定着状況

Photo.3 Arrangement of bars and anchoring of hoop tie

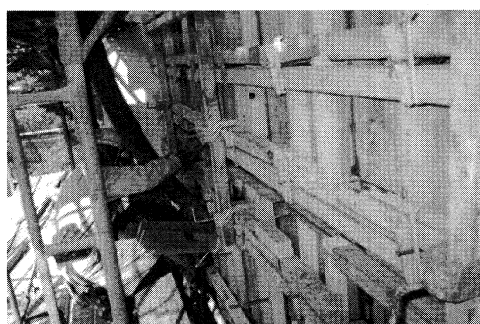


写真-4 コンクリートの打設状況（型枠中段部の小窓から打設）

Photo.4 Casting of concrete

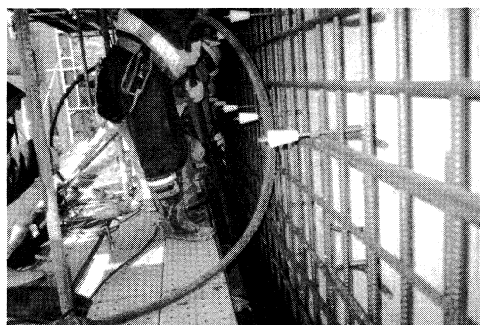


写真-5 コンクリートの締固めの状況

Photo.5 Compaction of concrete

は低粘度型エポキシ樹脂を用いているため、上部構造の伸縮に伴う抵抗力で樹脂材にクリープの発生が懸念された。このようなことから、別途、打込みアンカーを8本設け、温度変化などにより生じる抵抗力については、このアンカーにより下部構造へ力を伝達する構造とした。

$$\text{制振装置の抵抗力 } F = \alpha \times V^{0.1} \text{ (kN)} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 α : 係数 $\alpha = 1,014.4$
 V : 変位速度(cm/sec)

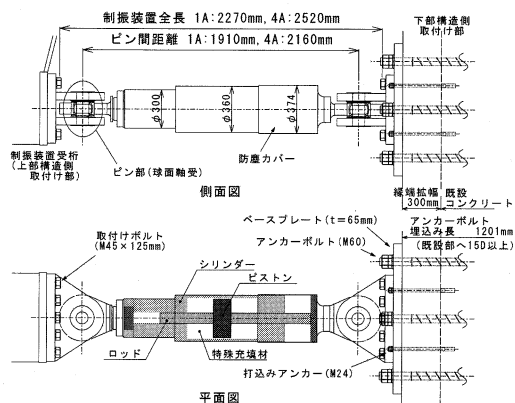
4.2 性能確認試験

制振装置に関しては、必要なストロークが確保されていること、所用の抵抗力および減衰性能を有していることが重要となる。今回使用した制振装置の性能の規格値は、ストロークがそれぞれ150mm（1A橋台側）、200

mm (4 A 橋台側)、抵抗力はいずれも 1,500 kN (変位速度 50 cm/sec 時) である。性能確認は、これらの確認を行うものであるが、抵抗力に関しては、これを直接的に確認できる能力を有する試験機がそう多くは存在しないことから、既往のモデル試験、理論解析などから履歴特性および変位速度と発生抵抗力の関係については十分な検証がなされていることを踏まえ、式 (1) の係数 α が設計値と整合していることを確認することで検証した。

ストロークの確認、および、係数 α の検証は、写真一六に示すような試験機を用いた。ストロークに関しては、所用ストローク量が確保されていることをこの試験により直接確認し、係数 α の検証については、変位速度 3.0 cm/sec および 1.5 cm/sec における抵抗力を計測し、これを用いて式 (1) よりそれぞれの変位速度に対する α を求め、当該制振装置の係数 α の特性値をこの平均値とし、これを設計値 ($\alpha=1,014.4$) と比較することで行った。

ストロークの確認については、全数、所要のストロークを有する結果が得られ、また、係数 α の検証結果は、表一八に示すとおりで、各制振装置の係数 α の特性値はすべて設計値を上回りその超過量は最大でも設計値に対して 8% 以下である。加えて、製品間の特性値のばらつきも平均値に対して $\pm 3\%$ の範囲内にあった。こ



図一四 制振装置の形状

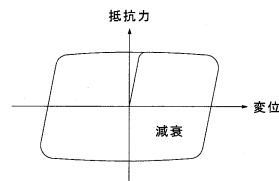
Fig.4 Seismic damper Shape of anti-vibration system

のようなことから、それぞれの制振装置は十分な性能、精度を有していると判断した。

4.3 設置における許容差

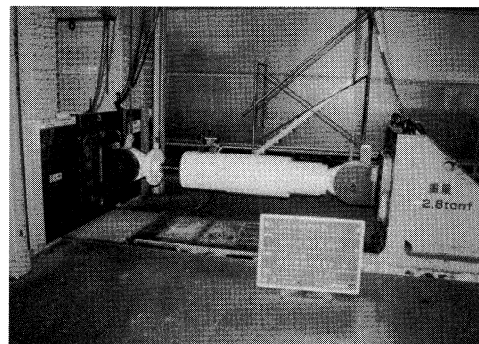
(1) 許容差の設定

制振装置については、前述のように高い精度で製作されていたとしても、確実な設置がなされなければ十分に



図一五 制振装置の概略履歴特性

Fig.5 characteristic of seismic damper



写真一六 制振装置の性能確認試験

Photo.6 Performance confirmation test of damper

表一七 制振装置のストロークの設定

Tab.7 Stroke setting of damper

設置位置	1 A 橋台側	4 A 橋台側	
設計値 (mm)	地震時変位	69.9	70.3
	温度変化	0.0	43.5
	余裕量 ^{※1}	43.5	43.5
	合計	113.4	157.3
ストローク ^{※2} (mm)	150.0	200.0	

※1: 上部構造の温度伸縮量に相当する値を考慮。

※2: 50 mm きざみでストロークを設定。

表一八 係数 α の検証試験結果

Tab.8 Results of verification test of coefficient, α

制振装置	変位速度 3.00 cm/sec 時			変位速度 1.50 cm/sec 時			定数 α		特性値のばらつき		
	変位速度 (cm/sec)	抵抗力 (kN)	$\alpha_{V=3.0}$	変位速度 (cm/sec)	抵抗力 (kN)	$\alpha_{V=1.5}$	特性値 (試験値)	設計値	対設計値	製品間	
1A橋台側 制振装置	S 300-1	3.02	1174.3	1,051.43	1.51	1124.0	1,078.62	1,065.03	1,014.40	4.99%	0.05%
	S 300-2	3.05	1174.6	1,050.65	1.53	1128.9	1,081.90	1,066.28		5.11%	0.17%
	S 300-3	2.99	1204.0	1,079.09	1.53	1151.3	1,103.37	1,091.23		7.57%	2.52%
	S 300-4	3.04	1167.1	1,044.29	1.52	1116.5	1,070.72	1,057.51		4.25%	-0.65%
	S 300-5	3.02	1157.0	1,035.94	1.52	1103.1	1,057.87	1,046.91		3.20%	-1.65%
	S 300-6	3.01	1172.0	1,049.71	1.51	1114.7	1,069.70	1,059.71		4.47%	-0.45%
	平均値							1,064.45			4.93%
4A橋台側 制振装置	S 400-1	3.03	1160.0	1,038.28	1.51	1113.0	1,068.06	1,053.17	1,014.40	3.82%	-1.65%
	S 400-2	3.02	1197.2	1,071.93	1.51	1140.3	1,094.26	1,083.10		6.77%	1.15%
	S 400-3	3.04	1183.9	1,059.32	1.53	1129.9	1,082.86	1,071.09		5.59%	0.03%
	S 400-4	3.05	1190.7	1,065.06	1.53	1129.5	1,082.47	1,073.77		5.85%	0.28%
	S 400-5	3.05	1183.4	1,058.53	1.53	1122.3	1,075.57	1,067.05		5.19%	-0.35%
	S 400-6	3.05	1193.4	1,067.47	1.53	1132.8	1,085.64	1,076.56		6.13%	0.54%
	平均値							1,070.79			5.56%

機能せず、所要の橋の耐震性が得られない。

制振装置の設置に関する許容値については、明確に規定されたものはなく、また、準用するにも十分に妥当性を説明できる規格値も存在しない。このようなことから、当工事においては、特に制振装置の機能を確保する上で重要となる項目について、設計上許容でき、かつ、施工においても十分実現可能と考えられる範囲内で、図-6 および表-9 に示す設置における許容差を設定した。

(a) 施工精度の管理

制振装置の設置は、上部構造側の制振装置受桁および下部構造側のベースプレートをあらかじめ設置し、その間に制振装置を入れ込むというように行う。このようなことから、制振装置の設置精度は、これらの部材の施工精度が大きく影響することから、これを精度よく施工しなければならない。

制振装置の上部構造側取付け位置の鉛直方向および橋軸直角方向のずれを δ_{v1} 、 δ_{h1} とする。これらは部材の製作精度、取付け精度の結果として生じるものであるが、部材製作のみを考えた場合、前者は部材高さの精度、後者は部材の鉛直度に関係し、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に規定される部材の精度の類似項目を適用するとそれぞれ ± 4 mm、 ± 5 mm となる。この値については、最終的に架設されたものに対する許容値ではないが、近年の製作、施工技術の向上により高精度で施工できること、道路橋示方書に示す値は許容できる最低レベルを示していることを考え合わせ、最終的な誤差に対して両者とも ± 4.0 mm を許容差とした。

一方、下部構造側の鉛直方向および橋軸直角方向のずれ δ_{v2} 、 δ_{h2} に対する許容差は、アンカーボルト孔を削孔し後にベースプレートを製作することで概ねの施工誤差の発生要因は排除できると考えられるが、コンクリート面の凹凸による影響については排除することが困難であることを考慮し、上記上部構造側に対する許容差の50%割増した値とした。

(b) ストロークの確保

制振装置のストロークに関しては、表-7 に示したと

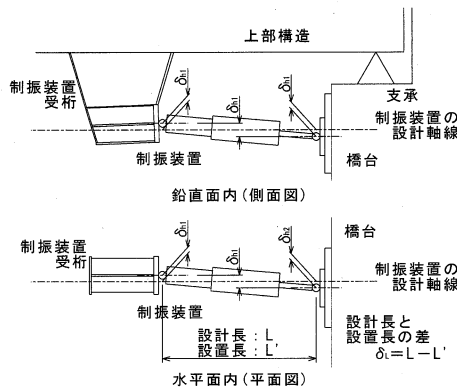


図-6 制振機能の設置における精度管理

Fig.6 Accuracy control for installation of damper

おり、上部構造全長に対する温度変化の影響により生じる伸縮量に相当する値を設計余裕量として考慮したうえで設計値を設定し、これを50mmきざみに切上げて決定している。このため、実余裕量は、当初より見込む設計余裕量に加え50mmきざみとした切上げしるを考慮でき、1A橋台側で80.1mm、4A橋台側では86.2mmとなる。

制振装置の設計長と実際の設置長の差 δ_l については、機能上では実余裕量以下であれば問題ないということとなるが、制振装置の設置位置の橋軸方向のずれもこれに代表させること、また、設計で予期しえない事態にも備える必要があるため、いたずらに大きな値を許容するのは好ましくない。このようなことから、 δ_l に対する許容差は、施工において十分実現可能な範囲で極力小さなおとすることとし、 ± 10.0 mm とした。

(c) 軸線の確保

設置した制振装置の軸線が、上部構造の変位方向(水平・橋軸方向)にずれ(角度)を持った場合は、図-7 に示すような制振装置の機能にロス、また、定着部には変位方向に直交する分力が生じる。

このようなことから、制振機能のロスを1%未満、発生分力の大きさを構造的にも問題としないと考えられる制振装置の自重相当程度(10kN)以下となることを条件とし、計測も簡易に行えるようにすることも考え、この軸線のずれに対する許容差は、制振装置の上部構造側と下部構造側の取付け位置の相対差で与えることとし、7.0mm以下とした。

(2) 設置精度

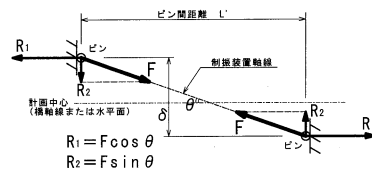
4A橋台側の制振装置の最終的な設置誤差を表-10に、また、設置を完了した制振装置の状況を写真-7に示す。

今回の工事においては、1A橋台側の制振装置も含め、

表-9 制振装置の設置における許容差

Tab.9 Allowable error on installation of damper

項目	記号	許容差	摘要	
取付け位置のずれ	上部構造側 鉛直面	δ_{v1}	± 4.0 mm	
	上部構造側 水平面	δ_{h1}		
	下部構造側	鉛直面	δ_{v2}	± 6.0 mm
		水平面	δ_{h2}	
制振装置の取付け長	δ_l	± 10.0 mm	ストロークの確保	
取付け位置間の相対差	鉛直面	δ_v	7.0 mm 以下	
	水平面	δ_h		$\delta_v = \delta_{v1} - \delta_{v2} $ $\delta_h = \delta_{h1} - \delta_{h2} $



F: 制振装置の抵抗力 θ : 装置軸線と計画線のなす角
 R_1 : 構造系に有効な抵抗力 δ : ピン間の相対ずれ量
 R_2 : R_1 に直交するFの分力

図-7 軸線ずれが制振機能に及ぼす影響

Fig.7 Influence by axes gap

表-10 4A 橋台側の制振装置設置誤差

Tab.10 Installation error of dampers (4 A side)

許容差		取付け位置のずれ(mm)				制振装置の 取付け長 (mm)	取付け位置間の相対差 (mm)	
		上部構造側		下部構造側			鉛直面 δ_z	水平面 δ_h
		鉛直面 δ_z	水平面 δ_h	鉛直面 δ_z	水平面 δ_h			
		±4.0		±6.0		±10.0	7.0 以下	
G1桁 (下り線側)	設計	1,301	0	1,267	0	2,153	—	—
	計測	1,304	3	1,265	6	2,151	—	—
	差	-3.0	-3.0	2.0	-6.0	2.0	5.0	3.0
G2桁	設計	1,276	0	1,242	0	2,153	—	—
	計測	1,275	-2	1,243	5	2,148	—	—
	差	1.0	2.0	-1.0	-5.0	5.0	2.0	7.0
G3桁	設計	1,281	0	1,247	0	2,153	—	—
	計測	1,282	4	1,249	6	2,148	—	—
	差	-1.0	-4.0	-2.0	-6.0	5.0	1.0	2.0
G4桁	設計	1,281	0	1,247	0	2,153	—	—
	計測	1,279	-2	1,247	2	2,147	—	—
	差	2.0	2.0	0.0	-2.0	6.0	2.0	4.0
G5桁	設計	1,276	0	1,242	0	2,153	—	—
	計測	1,276	-2	1,245	4	2,152	—	—
	差	0.0	2.0	-3.0	-4.0	1.0	3.0	6.0
G6桁 (上り線側)	設計	1,276	0	1,242	0	2,153	—	—
	計測	1,276	-1	1,239	6	2,152	—	—
	差	0.0	1.0	3.0	-6.0	1.0	3.0	7.0

設定した許容差の範囲内で設置することができた。なお、設定した許容差に関しては、施工段階において設計上問題ないと考えられる範囲で設定したもので、一般的な許容値よりは若干厳しい値をあてえており、これを考慮すると比較的高い精度で施工することができたといえる。

制振装置のストロークの設定については、表-7に示したように、施工誤差などを考慮した余裕量として温度変化の影響により上部構造に発生する伸縮量に相当する値を考慮し、最終的に50mmごとに切上げている。このため、実余裕量として扱うことができるストローク量は非常に大きくなる。余裕量は、施工誤差をはじめ、製作における誤差、設計計算における誤差などを考慮するためのものであるが、上記の施工結果と結果的に得られる実余裕量を考え合わせれば、設計で考慮する余裕量はもう少し小さな値とすることができると考えられる。

5. おわりに

第一伊弉高架橋は、前にも述べたように、中間橋脚にフレキシブル橋脚を用い、橋軸方向の支持形式は1A橋台で固定、中間でヒンジ固定とし、4A橋台を可動としている。このため、4A橋台上においては、温度変化の影響による上部構造の伸縮による変位が発生する。当該橋台に設置した制振装置は、上述の変位に無理なく追従することが必要である。このため、施工後においても、これを確認、また、挙動の調査から変状(性能低下)を早期に把握できるようにG4桁に設置した制振装置に標点を設けている。先日、夏期となり上部構造には相応の伸長が生じていると考えられたことから、標点を用いて制振装置の挙動を確認した結果、測定時の桁温度から算出した上部構造の伸長量に相当する変位が発生しており、上部構造の変位に追従して挙動していることが確認できた。

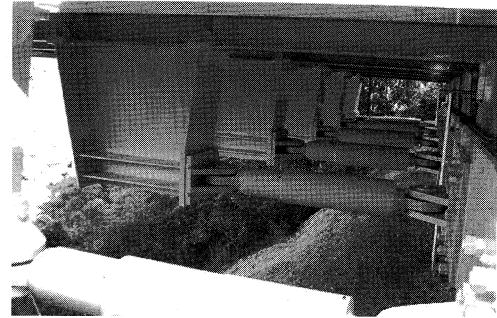


写真-7 制振装置の設置状況(4A橋台側)

Photo.7 Installation of dampers (4 A side)

本稿では、第一伊弉高架橋を取上げ、耐震補強設計の概要と、これに基づき行った対策工事のうち特徴的なものを抽出して報告した。伊弉高架橋については、第一伊弉高架橋と同種の耐震補強内容となる第二伊弉高架橋および第五伊弉高架橋の対策工事が残っている。今後は、第一伊弉高架橋での経験を後続の橋梁の耐震補強に生かすとともに、今回採用した耐震補強対策の有効性に関する調査を継続的に行い、以後の対策選定等において参考となるようなデータを蓄積していきたいと考えている。

参考文献

- フレキシブル橋脚を有する伊弉高架橋の耐震補強設計本
四技報 No.103 2004.9 pp20-25
- 構造物施工管理要領 H16.10 日本道路公団
2002年制定 コンクリート標準示方書〔施工編〕
(社)土木学会
- 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 H14.3
(社)日本道路協会
- 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 H14.3
(社)日本道路協会
- 道路橋支承便覧 H16.4 (社)日本道路協会

省力化を目指した主塔塗替塗装

Repainting work aiming labor-saving for main towers

鳴門管理事務所 橋梁維持課長 角

和夫

Kazuo Sumi

施設課 松葉 真人

Masato Matsuba



概要

大鳴門橋の主塔塗替塗装は、平成10年度から施工している補剛桁塗替塗装に引続き、平成16～18年度の3カ年で施工する予定である。塗替塗装は、海面上の施工高さが最大140mに達する高所作業となり、年間を通して海上風の影響を強く受けることから安全性が確保でき施工性が向上する磁石車輪ゴンドラを採用した。また、公団保有ゴンドラには平成15年度に開発した主塔塗替塗装装置を取付け機械施工した。

本文では、大鳴門橋の主塔で本格的に導入した主塔塗替塗装装置による施工概要を報告する。

The repainting work of the towers of the Ohnaruto Bridge is planned to implement for 3 years from 2004 to 2006, after the repainting work of stiffening girders. The repainting work has to be height work at maximum 140 m above sea level. Therefore, as strong wind impacts through the year, gondolas with magnet-wheels are adopted and in order to secure safety. And the repainting work has been carried out mechanically by using the gondolas equipped the painting machine which had been developed for main tower repainting in 2003. This paper reports the outline of full-dress repainting work by using this repainting machine at the Ohnaruto Bridge.

1. まえがき

一般に、塔状構造物や建築物の建設・保守工事ではゴンドラを施工足場として活用している。しかし、鳴門海峡のように年間を通して強風の発生頻度が高い場所では、一般に使われているゴンドラ（以下「汎用ゴンドラ」という）では作業できない不稼働日が非常に多くなる。このため、大鳴門橋の主塔塗替塗装では吸着保持装置を装着した「磁石車輪ゴンドラ」を採用し、塗装作業した。また、塔柱外面（路面側及び隅切面を除く3面）の塗替塗装では「主塔塗替塗装装置」による機械化施工により省力化を図った（写真-1）。

本文では、大鳴門橋で初めて本格的に導入した主塔塗替塗装装置による機械化施工の概要を報告する。



写真-1 塗替塗装状況（瀬戸内側）

Photo.1 Repainting work (Setouchi side)

2. 海峡部橋梁の塗装管理

2.1 概要

橋梁の建設当初の塗装は、一般の橋梁に比べて防錆力・耐久性ともに優れた長期防錆型塗装系を採用している1)。この塗替塗装に当たっては、下地の厚膜型無機ジンクリッチペイントを健全な状態に保つことを基本とし、中・上塗り部分を塗替することとしている。

2.2 劣化予測に基づく管理

塗替時期の判定や期間の検討は、以下に示す塗装管理フローに則り実施している。

調査（定点塗膜調査）・・・定点設置後、1.3.5年以降5年ごとに調査
↓
劣化予測（塗膜劣化曲線の作成）・・・塗膜厚データにより塗膜劣化曲線を作成
↓
評価・判定（塗替塗装開始・完了時期の設定）・・・塗膜劣化曲線、塗替着手、完了時期を決定し、塗替計

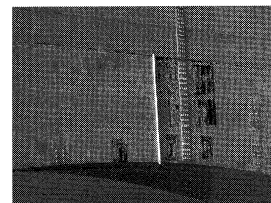


写真-2 塗膜劣化状況（上部水平材）

Photo.2 Deterioration of painting (At the upper strut)

画を作成

対策（塗替塗装の実施）・塗替計画に基づき実施
 定点塗膜調査の結果、大鳴門橋の上塗塗膜（ポリウレタン）の年間当たり消耗量は約 10 μm となっている。
 これをもとに塗替開始時期及び期間の検討を行った結果、
 下地の無機ジंकリッチペイントを健全な状態に保つために早急な塗替塗装を行う必要があると判断し、平成 10 年度から 8 カ年計画で塗替を実施中である。表-1 に塗替塗装仕様を示す。

なお、主塔塗替塗装装置による施工対象は、表-1 の □ で囲った部分である。

2.3 塗装の局部変状と機械塗装前処理

塗装の局部変状をまとめると、①上塗り（中塗り）塗膜の劣化が塔柱及び斜材に多数見られる②こぶ錆が塔柱

表-1 塗替塗装仕様

Tab.1 Repainting specification

塗装系	素地調整	第1層	第2層	第3層	第4層	膜厚 (μm)	適用部位
U	4種	-	-	エポキシ (中塗り) (30)	ふっ素 (上塗り) (25)	(55)	一般部 添接板
S	2種	エポキシ (プライマー) (30)	エポキシ (超厚膜型) (300)	エポキシ (中塗り) (30)	ふっ素 (上塗り) (25)	(386)	一般部・添接板の発錆部
T	2種	エポキシ (プライマー) (30)	エポキシ (超厚膜型) (1,000)	エポキシ (中塗り) (30)	ふっ素 (上塗り) (25)	(1085)	添接ボルト部

□；主塔塗替塗装装置による施工

の一部や斜材上面に点在する③塔柱及び斜材の添接部・エッジや吊ピースに錆が多数見られる④上部水平材の一部で下塗りが露出している（写真-2）。この際に局所的な変状については、塗装装置による施工着手前までに補修を完了させることにしている。

3. 主塔の塗替塗装計画

3.1 主塔塗替工法

主塔塗替工法をまとめると以下のとおり。

- ① 塔柱本体・添接部、タワーリンク部、補剛桁取合い部等を除く一般部は、磁石車輪ゴンドラ+主塔塗替塗装装置による機械化施工
- ② 上部斜材水平材
 - ・磁石車輪ゴンドラを使用した人力施工
 - ・路面防護工を併用

以下に、機材配置計画等について記述する。

(1) ゴンドラ配置計画

主塔塗替用ゴンドラの配置計画を図-1 に示す。各ゴンドラの施工区分を以下に示す。

- ① 塔柱一般部（車道側及び隅切部を除く 3 面）
 - タイプA 長さ3.6m(保有ゴンドラ+磁石車輪4輪)
- ② 塔柱隅切部
 - タイプB 長さ1.2m(汎用ゴンドラ+磁石車輪2輪)
- ③ 斜材水平材部
 - タイプC 長さ7.2m(新規製作ゴンドラ+磁石車輪4輪)

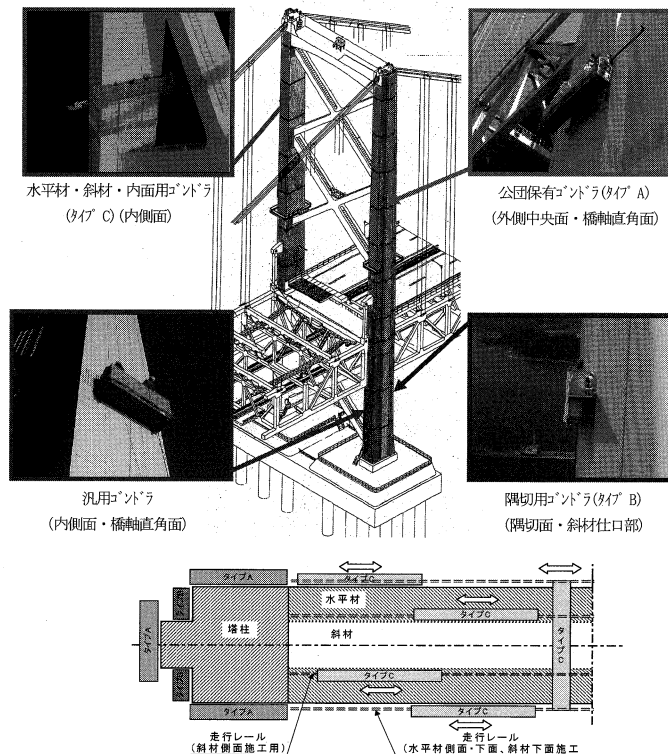


図-1 ゴンドラ配置計画

Fig.1 Arrangement plan of gondolas

(2) 塔頂吊元設備

塔頂吊元設備は、施工部位毎に突梁から吊り下げる形式と移動吊元設備から吊り下げる形式の2種類がある。

1) 突梁形式

吊りワイヤーロープを既設構造部材に固定し、塔頂に設置した突梁を介して Gondola を吊る形式である。また、突梁先端部にはワイヤーロープの脱索防止用ピンを装着している (図-2、写真-3)。

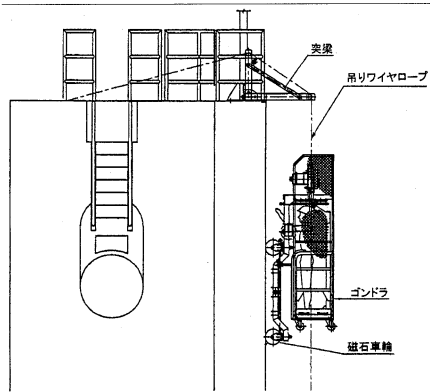


図-2 塔頂吊元設備 (タイプAゴンドラ用)

Fig.2 Hanger facilities at tower top

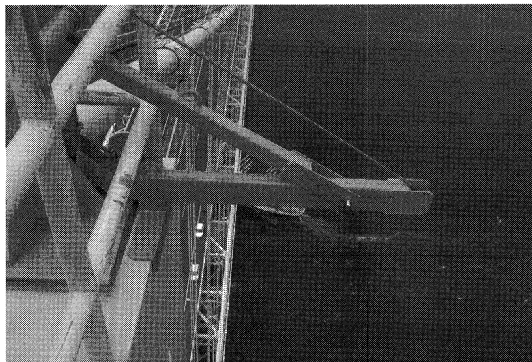


写真-3 突梁先端部 (タイプAゴンドラ用)

Photo.3 Edge of the hanger beam (for type A gondola)

2) 移動吊元形式

塔頂水平材壁高欄上に設置した移動吊元設備を使用して Gondola を吊下げる構造である。移動吊元設備の横行機能と磁石車輪 Gondola の昇降機能により斜行を可能にしている (写真-4)。

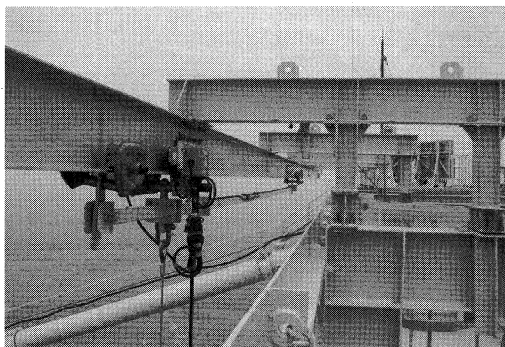


写真-4 塔頂吊元設備 (タイプCゴンドラ用)

Photo.4 Hanger facilities system at the tower top

3.2 主塔塗替塗装装置の概要

主塔塗替塗装装置は、図-3に示すとおり、公団保有磁石車輪 Gondola の懸架装置上部に設置している。以下に磁石車輪 Gondola 及び主塔塗替塗装装置の概要を示す。

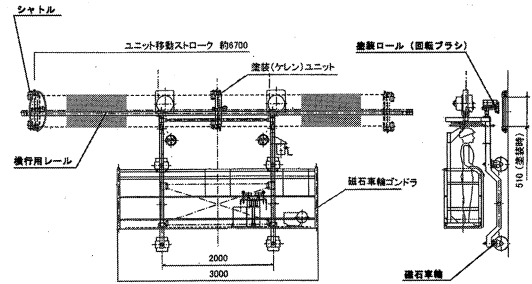


図-3 主塔塗替塗装装置

Fig.3 Repainting machine for towers

(1) 磁石車輪 Gondola

磁石車輪 Gondola は、希土類ネオジウム (永久磁石) を内蔵した磁石車輪で塔壁に吸着 (250 kg/輪) し、10 m/s 程度の風が吹いても揺動しないため、後述する塗装ロールと塔壁の接触圧を一定に保つことができる。また、4輪同時操舵により任意の位置に移動できる。

(2) 主塔塗替塗装装置

主塔塗替塗装装置は、磁石車輪 Gondola の懸架装置上部に設置した横行用レール上をケレンユニット (写真-5)、塗装ユニット (写真-6) を保持したシャトルが往復して素地調整 (4種ケレン) 又は塗装 (中・上塗り) を行う。ポンプで送られた塗料は、圧送ロールの外周から滲み出て、圧送ロールと塗装ロールで薄く伸ばされ、塗装ロール表面の塗料が塗装面に転写される (図-4)。

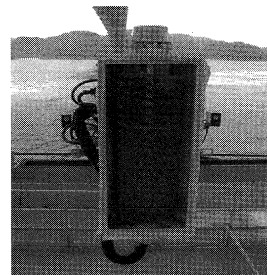


写真-5 ケレンユニット

Photo.5 Surface treatment unit

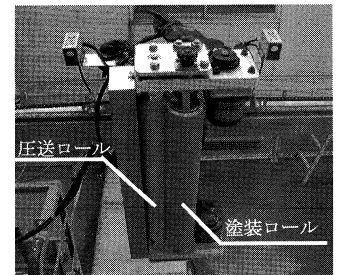


写真-6 塗装ユニット

Photo.6 Painting unit

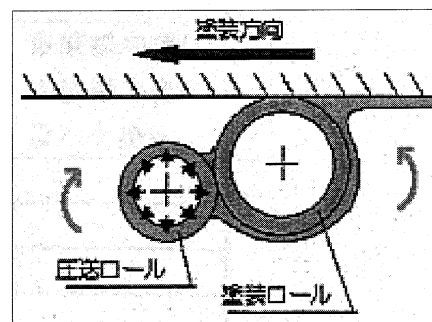


図-4 ロール塗装のメカニズム

Fig.4 Mechanism of roll-painting

4. 現場予備試験の実施

本施工を始める前に、主塔塗替塗装装置による施工条件を決定するための現場予備試験を行った。現場予備試験は、瀬戸内海側塔柱2~4段を使用し、塗膜健全性調査、素地調整試験、塗装試験を行った。

4.1 予備試験項目と内容

現場予備試験の項目と内容を表-2に示す。

表-2 現場予備試験の項目と内容

Tab.2 Items and contents of site preliminary test

工種	施工対象	調査項目と内容	調査方法
素地調整	4種ケレン	ケレン品質 ①ブラシの選定 ・硬度の違う5種類のブラシ ・横行速度と回転数の違い(品質)	目視判断と光沢度測定
		施工状況 ②鋼板の凸凹による不陸追従性 ③ブラシの耐久性(損耗度合い)	
塗装	U仕様	塗装品質 ①膜厚(ウェット・ドライ)	管理要領による
		②付着力	
		③透け・カスレ等	
		④不陸追従性	
		⑤横行速度と吐出量	
		⑥施工能力	
		⑦塗装ロールの耐久性	
その他	塗料	塗料物性 因島と大鳴門用塗料の粘度の違い	ダレが発生したことから

4.2 塗膜健全性調査の実施

(1) 概要

外観目視や布ガムテープ試験で「透けやカスレ」が確認された場所について、アドヒージョンテスト、リフティングテスト、外観観察を実施した。

(2) これまでの施工で得られた知見

- 平成15年度に実施した3P下部斜材の試験施工では、供用開始前に施工された化粧塗装(上塗り2層)の表層にリフティングや付着力不足が確認された。このため、化粧上塗り塗膜をダブルアクションサンダー(吸塵型)で除去した。
- 因島大橋における実橋実験では、主塔塗替塗装装置のケレンユニットによる4種ケレンで良好なアンカーパターンの形成が確認されている。

(3) 調査結果

1) 布ガムテープ試験

- 上塗り塗膜が残存しかつ健全と評価できる箇所では、一部米粒大の剥離が見られるものの、面として剥離する箇所は無かった。
- 上塗り塗膜が消耗し、一部中塗り塗膜が透けている箇所は、透け境界部で塗膜は剥離するものの、面として剥離する箇所は無かった。

2) リフティングテスト

化粧中塗り・上塗りについて、プライマーと中塗り各2種類、計4種類について試験を行った。その結果、いずれもリフティングは発生しなかった。

3) 付着力試験

リフティング試験と同一箇所について行った結果、いずれも2N/mm²以上あり、剥離境界は接着剤面であった。

(4) 総合評価

- 現状の上塗り塗膜は健全である(3P下部斜材で

見られた剥離やリフティングは無かった)。

- ケレングレードは、錆部を除く一般部は4種ケレンとする。

4.3 素地調整試験

(1) 概要

塗膜健全性調査のリフティングテストで実施した4種ケレン同レベルのアンカーパターンを形成するために必要なケレン仕様(ブラシ硬度等)の確認を行った。

(2) 試験内容

- ケレンユニットのケレンブラシの硬度を因島大橋と同じもの、さらにそれより硬度の大きいものを4種類用意し、施工品質等を確認(目視及び光沢度計)した。
- ケレンブラシの回転数、横行速度を変えてケレンの品質等を確認(目視及び光沢度計)した。

(3) 試験結果

表-3、図-5にケレン前後の光沢度測定結果を示す。

表-3 光沢度とケレンブラシの仕様

Tab.3 Specification of surface treatment broom and luster grade

ブラシ区分	計測結果(平均値)		ブラシの仕様				備考
	ケレン前	ケレン後	巻数	毛の太さ [mm]	砥粒の種類	砥粒の大きさ	
No.1	5.9	11.1	10	0.70	シリコンカーバイト	#180	
No.2	4.8	13.6	10	0.80	シリコンカーバイト	#240	
No.3	4.8	9.2	20	0.55	アルミナ	#180	本工事で使用
No.4	4.8	12.6	20	0.55	アルミナ	#240	
No.5	6.4	22.7	20	0.55	シリコンカーバイト	#320	因島で使用
-	2.7	22.3	20	0.55	シリコンカーバイト	#320	実橋実験結果(因島)

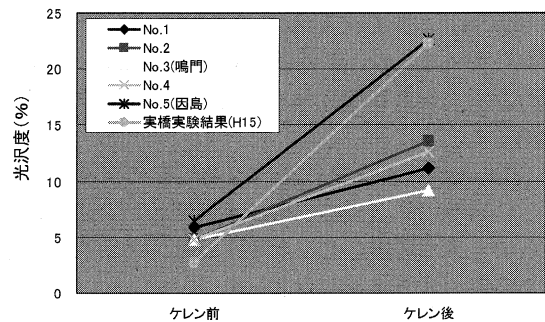


図-5 ケレン前後の光沢度

Fig.5 Luster Grade of luster before and after

試験結果を要約すると次のとおりである。

- 因島大橋と同一条件(横行速度・回転数・ブラシ硬度)の場合、同程度の素地調整面(光沢度約20%)を得た。
- チョーキングや異物の除去、アンカーパターンの形成は目視観察の結果、十分なものを得た。
- 施工速度(横行速度)を7.5、6.0、4.5 m/minと3ケース変えたが、光沢度の顕著な差は見られなかった。また回転数を減じた場合(硬いブラシで)、全く素地調整が出来なかった。

(4) 評価

- 因島大橋と同一の施工条件(回転数・横行速度・

ブラシ硬度)で4種ケレンは可能であるが、塗膜の状態は因島大橋と比較して良好とはいえない。このため、実施工では、因島大橋のブラシよりやや堅めのNo.3ブラシを使用することとした。

2) 素地調整の管理は、監督員の目視検査で行うこととし、ブラシの交換の目安も得ることから必要に応じて光沢度も確認することとした。

4.4 塗装試験

(1) 概要

因島大橋実橋実験と同一仕様をベースとして被塗装面の不陸への対応を図ることを目的として塗装試験を実施した。特に、塗膜厚の確保、透けや塗料ダレを防ぐための施工条件等の確認を行った。

(2) 試験内容

1) 因島大橋で改良されたロール構成(塗装ロール+圧送ロール)をベースに施工性試験を行った。

2) 因島大橋と大鳴門橋における使用塗料(製造メーカー)の違いや塗膜厚の確保という観点から、塗料の希釈率やポンプの吐出量を変えて施工性試験を行った。

(3) 試験結果

試験結果をまとめると次のとおりである。

1) 因島大橋で改良された「塗装ロール+圧送ロール」方式(図-6)では、①現状の塗料受けでは、圧送ロール含浸状態(水平)から塗装状態(垂直)に移行した際、塗料受けに滞留した余剰塗料が落下(オーバーフロー)した②圧送ロールが壁面に密着した際、起毛材に含浸された塗料が落下した。

2) 上記1)の問題を解消するためには、塗料受けの改造が必要となるが、時間的な制約からシステムソフトのみの変更で対処可能となる「塗装ロール方式」(図-6)に変更した。

3) 因島大橋使用塗料に比べ大鳴門橋の塗料は軟らかいことが試験(粘度試験)の結果判明した。塗料のダレや飛散の大きな要因として考えられることから、本施工も含め塗料の希釈率をゼロとした。

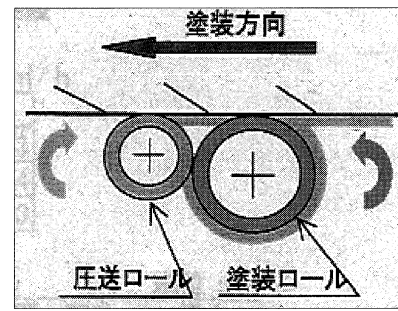
4) 塗膜厚の確保と塗料ダレ及び塗料落下防止を目的として、塗料の吐出量は270 cc/minとした(これ以上塗料の吐出量を多くしても塗膜厚は大きく変わらない)。

(4) 評価

1) 「塗装ロール方式」で施工する。但し、「塗装ロール+圧送ロール」方式でも「塗料受けの改造」を行うことで余剰塗料の落下はほぼ解消すると考えている。

2) 塗料のダレや落下を防止する観点から、無希釈塗料を使用する。

3) 吐出量は270 cc/min(因島大橋では290 cc/min)とする。



因島大橋方式

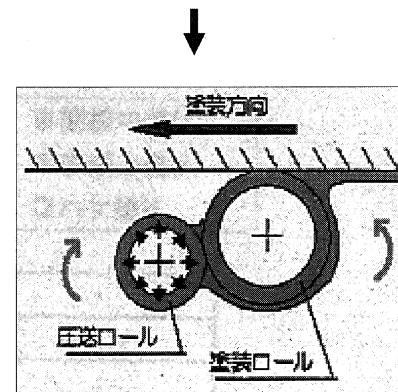


図-6 塗装方式

Fig.6 Painting mechanism

5. 本施工

5.1 概要

(1) 施工範囲

図-7に主塔塗替塗装装置で施工した範囲を示す。図中で着色部以外は人力施工している。

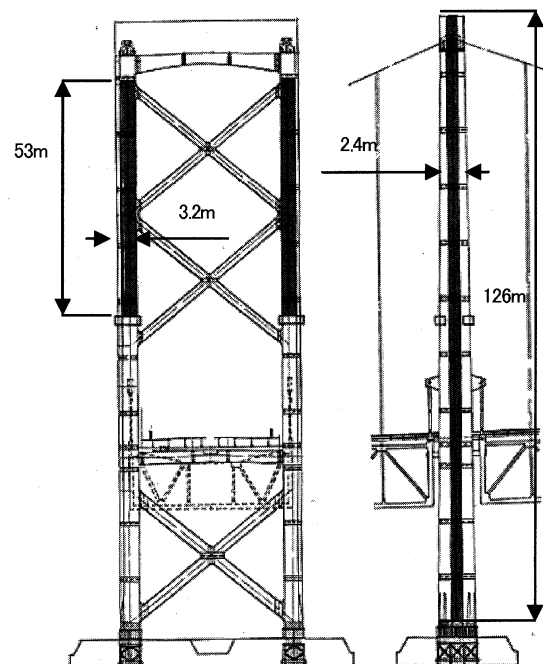


図-7 機械塗装施工範囲

Fig.7 Painting area by painting machine

(2) 塗装面積

表-4に機械施工と人力施工それぞれの塗装面積を示す。

表-4 塗装面積 (機械・人力)

Tab.4 Painting area (by mechanical / man-power)

[単位: m²]

施工面		機械塗装	人力塗装	計
瀬戸内海側	外面中央(橋軸面)	258	36	294
	淡路面(橋軸直角面)	173	20	193
	鳴門面(橋軸直角面)	173	20	193
太平洋側	淡路面(橋軸直角面)	258	36	294
	鳴門面(橋軸直角面)	173	20	193
	外面中央(橋軸面)	173	20	193
計		1,208	152	1,360

(3) 施工内容

- ① 素地調整・・・ケレンユニットによる4種ケレン
但し、壁面端部、添接部、化粧ボルト部及び発錆部は人力の3種(2種・4種混合)及び2種ケレンを実施
- ② 中塗り・・・塗装ロールによるエポキシ樹脂塗料中塗(乾燥膜厚 30 μm)
- ③ 上塗り・・・塗装ロールによるふっ素樹脂塗料上塗(乾燥膜厚 25 μm)

(4) 実施行程

実施工程を表-5に、機械塗装及び人力塗装の1面当たり(約170 m²~260 m²)の標準サイクル工程を表-6に示す。

表-5 実施工程

Tab.5 Actual schedule

工種		6月	7月	8月	9月	10月	11月
準備工		■					
ゴンドラ搬入据付・労基検査		■					
塗装装置搬入			■				
塗装作業	瀬戸内海側		■	■	■		
	外面中央(橋軸面)		■	■	■		
	淡路面(橋軸直角面)			■	■		
	鳴門面(橋軸直角面)				■	■	
	太平洋側				■	■	
	淡路面(橋軸直角面)				■	■	
鳴門面(橋軸直角面)					■	■	
外面中央(橋軸面)						■	■

注) 表中の瀬戸内海側外面中央(橋軸面)の工程には、現場予備試験も含んでいる。

表-6 サイクル工程表 (機械・人力)

Tab.6 A cycle of repainting work

項目	作業日数	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日	備考
		水洗い・塩分測定	■								
素地調整・プライマー		■	■								
厚膜型エポキシ			■	■							最低中1日
中塗り(機械)					■						
中塗り(人力)						■	■				添接部等
上塗り(機械)								■			
上塗り(人力)									■	■	添接部等
盛替										■	
合計		■									合計 8.5日
水洗い・塩分測定		■									
素地調整・プライマー		■	■								
厚膜型エポキシ			■	■							最低中1日
中塗り(人力)					■						
上塗り(人力)						■	■				
盛替								■			
合計		■									合計 6.5日

注) 表中の機械施工と人力施工の1サイクルの日

数差(2日)は、機械未施工部(ボルト部・端部等)と補修部は機械施工完了後、塗料の乾燥硬化を待ってからの作業となり、中・上それぞれ1日ずつ工程が遅延することによる

5.2 品質管理

保安全管理要領の規定に従い、塩分付着量、素地調整、塗膜厚(ウェット及び乾燥)、付着力等を測定した。以下に代表的なものとして付着力試験結果及び塗膜厚測定結果について述べる。

(1) 付着力試験

施工面毎に1点づつ、計6点の付着力試験を行った(表-7)。いずれの施工面も、規格値の1 N/mm²以上を確保した。

表-7 付着力試験結果

Tab.7 Results of adhesion tests

施工面	付着力 [N/mm ²]	剥離箇所	剥離面の面積割合	
瀬戸内海側	外面中央(橋軸面)	2.0	・接着剤面	100%
	淡路面(橋軸直角面)	1.3	・無機ジンクリッチペイント塗膜層	100%
	鳴門面(橋軸直角面)	1.5	・無機ジンクリッチペイント塗膜層 ・旧中塗り塗膜と旧上塗り塗膜の界面	70% 30%
太平洋側	淡路面(橋軸直角面)	1.5	・無機ジンクリッチペイント塗膜層	100%
	鳴門面(橋軸直角面)	1.7	・接着剤面	100%
	外面中央(橋軸面)	3.8	・接着剤面	100%

(2) 塗膜厚測定

塗膜厚は、塗装施工時にはウェット膜厚で管理し、乾燥後は断面膜厚計(ペイントボアラー)で管理した。

乾燥膜厚の測定結果によれば、中塗りに関しては人力塗装のバラツキは少なく、逆に上塗りには人力塗装のバラツキが大きい(二極化)。人力塗装の場合、上塗りには仕上げ層ということにより入念に施工された結果といえる。また、機械塗装の場合、今回無希釈塗料を使用したことにより上塗りはより厚く施工された。

表-8に塗膜厚測定結果を、図-8~11に中塗り・上塗りの確率密度を示す。

表-8 塗膜厚測定結果

Tab.8 Results of coat thickness measurement

基準値および実測値	ウェット膜厚				乾燥膜厚				
	中塗り		上塗り		中塗り		上塗り		
	機械塗装	人力塗装	機械塗装	人力塗装	機械塗装	人力塗装	機械塗装	人力塗装	
基準膜厚[μm] (最小基準膜厚)	75.0	75.0	100.0	100.0	30.0 (21.0)	30.0 (21.0)	25.0 (17.5)	25.0 (17.5)	
実測値	最大値[μm]	125.0	125.0	125.0	125.0	40.0	30.0	60.0	75.0
	最小値[μm]	75.0	75.0	100.0	100.0	23.0	30.0	30.0	50.0
	平均値[μm]	85.8	106.5	80.0	108.0	31.3	30.0	42.0	62.5
標準偏差	13.1	10.3	5.5	5.8	7.2	0.0	9.8	12.5	
変動係数[%]	15.3	9.7	6.9	5.4	23.0	0.0	23.3	20.0	
測定点数[箇所]	150	55	130	50	6	2	5	2	

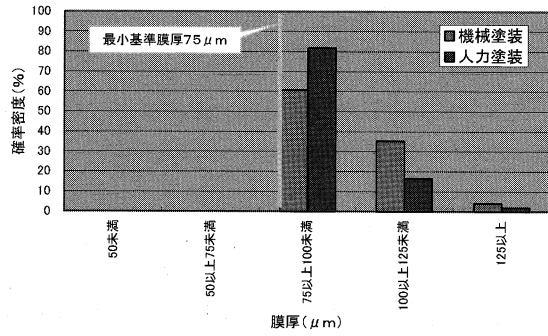


図-8 ウエット膜厚(中塗り)の確率密度
Fig.8 Painting area by painting machine

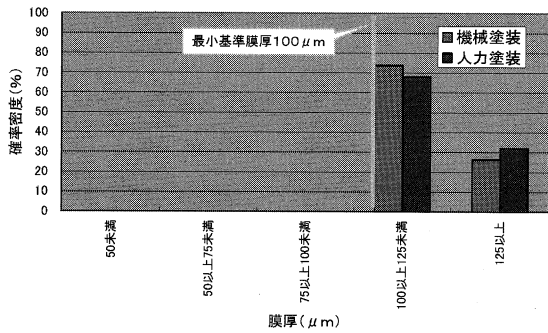


図-9 ウエット膜厚(上塗り)の確率密度
Fig.9 Probability density for wet coat thickness (Upper coat)

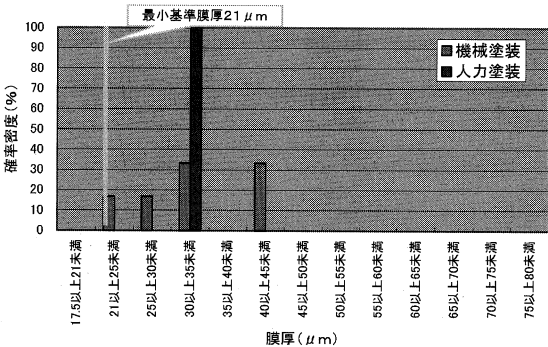


図-10 乾燥膜厚(中塗り)の確率密度
Fig.10 Probability density for dry coat thickness (Middle coat)

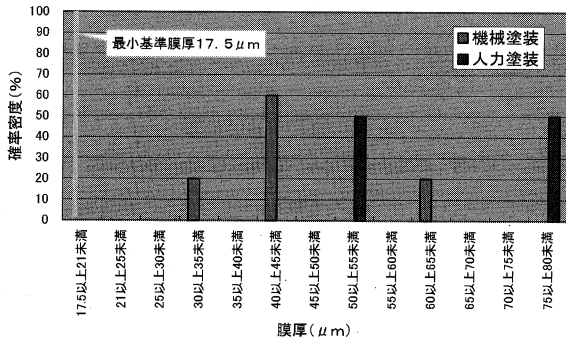


図-11 乾燥膜厚(上塗り)の確率密度
Fig.11 Probability density for dry coat thickness (Upper coat)

5.3 施工能力

機械施工による施工能力を素地調整、中塗り、上塗り別に算出した。表-9・図-12に各施工面の施工能力を、

表-10に因島大橋での実績を参考までに示す。

表-9 各施工面における施工能力

Tab.9 Working ability of each surface

区分	機械施工 [m ² /(台 h)]					平均		最大	人力施工 (装置故障中) [m ² /(人 h)]
	瀬戸内海側		太平洋側			平均	最大		
	②淡路面	③鳴門面	④淡路面	⑤鳴門面	⑥鳴門面				
素地調整	人力施工	108	110	110	109	110	15		
中塗り塗装	人力施工	87	69	人力施工	78	87	20		
上塗り塗装	人力施工	86	人力施工	69	78	86	18		

区分	機械施工 [m ² /(台 h)]			平均		最大	人力施工 (装置故障中) [m ² /(人 h)]
	瀬戸内海側		太平洋側	平均	最大		
	①外面中央	⑥外面中央					
素地調整	102	123	112	123	123	作業なし	
中塗り塗装	85	90	87	90	90	作業なし	
上塗り塗装	66	85	76	85	85	作業なし	

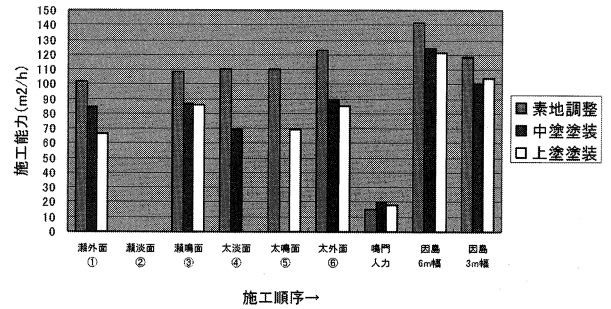


図-12 各施工面における施工能力
Fig.12

表-10 因島大橋での機械施工実績

Tab.10 Mechanical painting results at the Innoshima Bridge

区分	機械施工 [m ² /(台 h)]	
	平均	最大
	素地調整	142
中塗り塗装	124	134
上塗り塗装	121	133

区分	機械施工 [m ² /(台 h)]	
	平均	最大
	素地調整	118
中塗り塗装	100	112
上塗り塗装	104	117

(1) 施工能力の評価

- 1) 施工幅の違い-3.2m幅(橋軸直角)と2.4m幅(橋軸)
 - ① 施工高さが同じであれば、施工幅が大きい方が施工能力は上がる。しかし、橋軸直角面は塔柱の中間に存在する航空障害灯管理路により一旦、上下方向の施工が遮られ、一方、橋軸面は上下方向に遮るものがないことから塔頂から塔基部まで一気に施工できる。
 - ② 上記①により、施工幅による施工能力の差はさほど出ない結果となっている。
- 2) 機械施工と人力施工の比較
 - ① 施工能力は、機械施工の方が素地調整-約7倍、中塗り・上塗り-約4倍という結果となった。
 - ② 中塗り・上塗りにおける機械と人力による施工能力の差が約4倍にしかならないのは、人力塗装の

場合、機械塗装で塗れない添接部等の施工面積も含まれていることによる。

3) 大鳴門橋と因島大橋の施工能力の比較

- ① 因島大橋の施工実績では、塔柱幅の効果（6 m と 3 m）により施工能力が約 2 割向上している。
- ② 同じ橋軸面（大鳴門-3.2 m、因島-3.0 m）で比較すると、素地調整の施工能力は同程度であるが、中・上塗りには約 2 割大鳴門が低下している。この主な理由は、機械施工時に発生した透けやかすれの補修塗装を同時に行いながらゴンドラを降下したためである。因島大橋では、機械施工部の補修と未施工部（端部や添接部）は翌日施工としている。

5.4 機械施工時の不具合

(1) 概要

本施工中、磁石車輪ゴンドラ及び主塔塗替塗装装置に 9 件の不具合が発生し、54 日動作不可能となった。以下に不具合の内容・原因を分析・評価した。

(2) 分析・評価結果

今回発生した不具合のうち、8 件は整備不良や塗装装置に対する習熟度等が原因であった。今後再発が予測される近接センサー及び横行モーターは、市販品であり予備品として保管することで故障の回復時間が短縮できる。

(3) アベイラビリティによる評価

設備の管理整備達成度を示す指標として、アベイラビリティがある。この定義は、修理可能なシステム・設備等がある期間中においてその機能を果たし得る状態にある時間の割合で、100% の状態を目指すものである（因みに、60% 程度以下であればその機械は使用できないこととなる）。

$$\text{アベイラビリティ} = \frac{\text{動作可能時間}}{\text{動作可能時間} + \text{動作不可能時間}}$$

この定義に従って、今回の不具合を評価すると 62% となり、施工期間中の約 4 割は設備に異常があり正常に稼働していなかったが、再発が予測される不具合に対して再発防止策を講ずることにより 99% に向上する

5.5 まとめ

(1) 本格的に導入した「主塔塗替塗装装置」による塗替施工は、品質管理上特に問題は無かった。

(2) 施工については、塔柱幅が小さいことや航空障害灯管理路の存在（施工範囲が塔柱上下に分断）によって機械施工のメリット（施工能率）が十分発揮できなかった。

(3) (2) の問題を解決するためには、因島大橋の様に、塔柱幅が 6 m 程度以上あり、かつ塔柱頂部から基部までが一気に施工可能ということが一つの条件として挙げられる。また、塗装作業員の手待ち（機械施工が早いことにより）を防ぐ方法として、段取替えを積極的にやりロスが無いようにするのも手法として考えられる。

(4) 施工時に発生した中・上塗り塗料の落下等については、「塗料受け」を改造することで対応可能である。

(5) 上記 (4) により、「圧送ロール+塗装ロール」方式で施工可能と考えられる。また、これにより塔柱鋼板の凸凹に対する不陸追従・塗膜厚確保も十分可能と考えている。

6. おわりに

(1) 主塔の塗替塗装は、平成 15 年度に実施した 3 P 下部斜材での試験施工（移動吊元設置による磁石車輪ゴンドラ施工試験）に引続き、平成 16 年度から 3 P 塔柱、さらに平成 17 年 4 月の路面防護工の設置を経て、現在、上部水平材・上部斜材の施工を行っている。

(2) 「主塔塗替塗装装置」を使用した本格的な施工は本橋が初となる。このため、因島大橋主塔での実橋実験結果を基に、本橋での施工条件を確定するために現場予備試験を行った。これらの成果を踏まえ、本施工に入ったが途中、機械の整備不良等に伴うトラブルで施工の中断を余儀なくされたこともあった。しかし、品質管理上非常に良い施工ができた。

(3) 「主塔塗替塗装装置」による施工は、施工能率が良い反面、塔柱幅が小さい場合には次工程に至るまでの施工待ちが生ずることとなる。大鳴門橋の場合には、塔柱幅が最大で 3.2 m と小さく、主塔の間には航空障害灯管理路が存在し上下方向の施工が寸断される。このため、塔柱幅が狭い場合は、効率的な施工サイクルを再考する必要があると考えている。

(4) 上部水平材及び上部斜材の施工は、路面防護工設置後の施工で、かつ路面上の作業となる。高所でかつ移動吊元を設置しての作業となることから、塗料の飛散等が無いよう十分な養生等の対策を実施した施工を行っている。

(5) 「主塔塗替塗装装置」の施工状況は、昨年 11 月、3 P 現地にマスコミ各社、他公団・公社等の皆さんをお招き紹介した。本施工技術は、当公団のみでなく、広く国内・国外の塔状構造物の塗替塗装に適用されるよう願う次第である。

参考文献

- 1) 本四技報 Vol. 28、2004. 3
大鳴門橋補剛桁塗替塗装 角他
- 2) Structure Painting Vol. 29
大鳴門橋における防食（その 2） 角他
- 3) Structure Painting Vol. 30
塗装ロボットの開発 坂本他
- 4) 本四技報 Vol. 27、2003. 9
主塔用塗替塗装装置の開発 坂本他
- 5) 本四技報 Vol. 29、2005. 9
供用道路における路面防護工の架設 角

供用道路における路面防護工の架設

Erection of the Road-protection on the Road in Service

鳴門管理事務所 橋梁維持課長 角

和夫

Kazuo Sumi



概要

大鳴門橋の主塔塗替塗装は、平成16年から3Pに着手し、平成18年夏頃までに完了する予定である。路面直上の部材となる上部斜材及び塔頂水平材の塗替塗装は、塔柱と同様に磁石車輪を装着したゴンドラ施工となる。今回、大鳴門橋では、施工の安全性、第三者に対する安全性を確保することを目的として路面防護工を設置した。本文では、大鳴門橋路面防護工の計画、設計、架設及び警察協議等について報告するものである。

The repainting work of the towers at the Ohnaruto Bridge is planned to complete in summer 2006, the work that started at the 3 P tower in 2004. Repainting for the upper members and the top horizontal shaft of the tower, which are located just on the road, is carried out by using the gondola equipped with the magnet-wheels that was used for tower shafts. The road-protection work has been implemented at the Ohnaruto Bridge in order to secure the safety for the site operation and third party. This paper describes planning, design, and construction of the road-protection at the Ohnaruto Bridge and the consultation with police.

1. まえがき

吊橋の主塔は、塔柱本体と腹材と称する斜材・水平材から構成される。この内、斜材及び水平材は、車両が走行する路面上の部材となり、塗替塗装に当たっては路面上への物の落下や塗料の飛散等特に配慮が必要となる。上下作業を禁止した「労働安全衛生法・ゴンドラ則第18条」に従うと、ゴンドラ作業の直下には第三者が入れない。つまり走行規制が必要となり、上下各2車線の大鳴門橋ではその施工範囲が1車線分に限定され、非常に長期間の作業となる。これに対して、路面上に防護工を設置することで、施工範囲が限定されることがなく、またゴンドラの作業基地としても有効に使えることとなる。

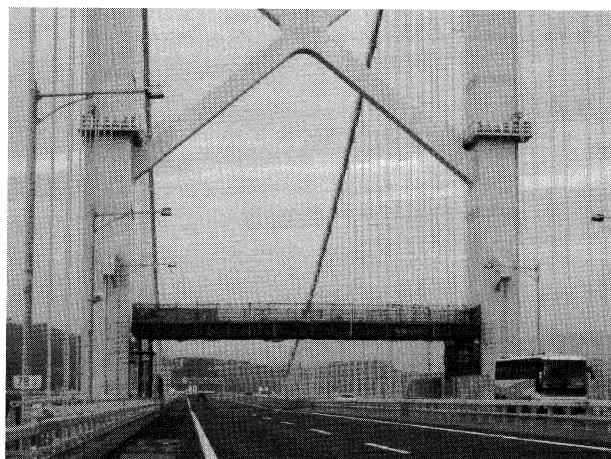


写真-1 路面防護工の全景

photo.1 Road-protection

本稿では、路面防護工を選定した経緯、設計、施工、規制に関わる警察協議等についてその概要を述べる。

2. 路面防護工の概要

2.1 路面防護工採用の理由

これまで、吊橋主塔の斜材・水平材の塗替塗装は、関門橋に見られるように、ゴンドラ施工の直下を車線規制し、施工範囲を限定した中で行われていた。この工法の場合、①施工範囲が制限される（車線規制上のみ）②日当たりの実作業時間が作業前後の規制時間を除くと概ね5時間程度となる③②により工程が長期化する④規制回数が多くコスト増となる、などのデメリットがある。これに対して、大鳴門橋は、年間を通して強風に曝される環境条件下にあることから、施工性・安全性・経済性・工程短縮等を考慮して①磁石車輪ゴンドラを使用⇒稼働限界条件を引上げ（ $V10=10\text{ m/s}$ 迄）て、かつ施工性を改善②塔頂移動吊元設備を設置⇒橋軸直角方向（斜方向含む）の施工性を改善③路面防護工を設置、することとした。この路面防護工は、ゴンドラの離発着基地となり施工性の向上、安全性の確保、さらに塗替塗装作業中の規制を必要としない、という面で総合的に優れている。

2.2 路面防護工の構造検討

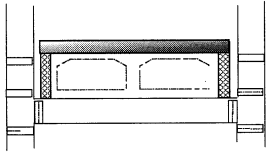
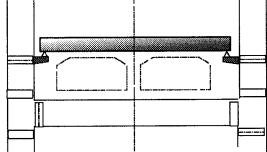
(1) 設計条件

路面防護工の設計条件を以下に示す。

- ①幅員 橋軸方向は、ゴンドラ寸法+通路幅で10m
直角方向は、路面上を全て覆うこと。

表-1 支持構造の比較検討

Tab.1 Comparison of supportive structure

	ベント案	ブラケット案
概略構造		
概要	① 下部水平材上の空きスペースに防護工用ベントを設置。 ② ベントは橋軸方向に3本(片側)。 ③ 下部水平材幅7mに対して桁幅が大きいことから受梁を設ける。	① 塔柱添接部のボルト孔を利用して桁受けブラケットを設置する。 ② ブラケットは、橋軸方向に2箇所/塔柱。 ③ 同左
問題点等	① ベント支柱の固定方法。 →地震時の荷重の伝達方法。 →端部ベントは、塔柱添接ボルト孔を利用して固定。 ② 狭い空間でのベント支柱の設置。	① 特に無し。 ブラケットが受け持つ曲げ、せん断の応力伝達機構は明確。
全体鋼重(t)	61 t (内、ベント24 t)	38 t (内、ブラケット0.6 t)
工費	1.5	1.0
総合評価	×	○

- ② 走行空間 建築限界+防護ネットの垂れ下がりを考慮
- ③ 桁等の材料 汎用品 (PG ガーダー)
- ④ その他 路面防護工完成時は、建築限界内にはベント等を存置しない。

(2) 主桁の支持構造

主桁の支持構造は、①ベント案-塔下部水平材上にベントを設置する案②ブラケット案-塔柱の添接部のボルト孔を利用してブラケットで支持する案、の2ケースについて比較検討した。比較結果を要約すると、ブラケット案は、①力の伝達機構が明確②鋼重が軽減(ベント不要)でき、経済的③施工が容易、である。これに対してベント案は、①設置位置が水平材上のごく限られたスペースにベントを設置することになり、耐震上の固定方法が問題②ベント鋼重が大きく不経済となる。

以上から経済性、施工性等総合評価で有利となるブラケット案を選定した。表-1に比較検討結果を示す。

3. 路面防護工の設計

(1) 設計条件

- ①形式 プレートガーダー (6主桁)
- ②支間長 29.4 m (桁長 30 m) ③幅員 10 m
- ④死・活荷重 自重、ゴンドラ、作業員荷重等
- ⑤風荷重 荷重強度は、本橋と同レベル

(2) 主桁等の設計

主桁等については、汎用のPG ガーダーを採用した。このPG ガーダーは、各種仮橋に使用されており、B活荷重対応の桁設計がなされている。桁高は、1.1 mでスパン桁高比は1/27である(通常のプレートガーダーで1/17程度)。

(3) 受梁・ブラケットの設計

力の伝達は、主桁 (PG ガーダー) ⇒ 支承 ⇒ 受梁 ⇒ ブラケット ⇒ 塔柱となる。ブラケットの設置数は、①死・活荷重(防護工自重+作業員荷重等)が小さいこと②ブラケット反力が均一化されること、から片塔当たり2箇所とした。ブラケットが受ける曲げモーメント及びせん断力については各々ボルト群(14本/ブラケット)で抵抗するように設計した。また、受梁は主桁荷重による弾性変形を考慮し、製作キャンバーを付けた。

(4) 強風対策

大鳴門橋は、台風や冬期季節風の影響を受け、これまでも幾度と被害を被っている。路面防護工についても同様な被害が及ぶことを想定して本橋と同レベルの風荷重によって部材の設計・照査を行った。また、台風襲来時には、床構造としている足場材等を間引くことも可能な構造とした。

(5) 落下物対策

防護工の床組を設計するに当たり、何を荷重条件とするかについて関係労働基準監督署と調整を行った。

調整の結果、ゴンドラ本体のボルト (M10)、刷毛、塗料下げ缶を想定荷重として設計することで合意を得た。また、仮に高所から想定物が落下した場合の床版のパンチング照査、跳ね返り量についても実験・解析の両面から検討を行った。これらの検討結果を踏まえて現状の床組構造・手摺り構造にしている。

4. 路面防護工の架設

4.1 架設概要

路面防護工の架設は、供用中の道路を一時通行止めした中で行うこととなる。このため、架設作業を短時間でかつ確実にできる工法として、大型クレーンを使用した

大ブロック架設工法を選定した。以下に、検討の概要を示す。

4.2 課題の抽出

施工計画を作成するに当たり、事前に課題を抽出し、解決策を検討した。以下に抽出した課題を示す。

- ①架設時の通行止め等の規制時間
- ②規制期間
- ③地組立場所
- ④架設クレーンの選定
- ⑤上部第一段斜材・塔柱とのクリアランス
- ⑥作業限界条件の設定

4.3 課題の解決方法

(1) 架設時の通行止め等の規制時間

供用中の道路の通行止めについては兵庫・徳島両県警本部・高速隊と約1年間にわたり協議を重ねた。協議経緯を簡単にまとめると、

1) 対面通行を伴う小ブロック架設案の提示

防護工中央に中間ベント(仮)を設置し、上り・下りそれぞれの小ブロックを架設。架設区間前後を対面通行規制で処理する。

⇒警察の意見；対面通行は、正面衝突等の事故が多発しており、通行止めの方が良い。

2) 通行止めを伴う大ブロック架設(1)案の提示

1) の中間ベント(仮)を無くし、大ブロック架設を行う。この際の通行止め時間は、3主桁毎の架設を2回、合計4時間となる。

⇒警察の意見；代替の無い供用中の道路を工事の為に4時間通行止めにする事は多方面への影響が大きい。1回30分程度以内であれば本線の頭抑えでも規制対応は可能である。

3) 通行止めを伴う大ブロック架設(2)案の提示

通行止め1回30分以内、2ブロックで計2回を前提条件として、施工のサイクルタイムを再考した。基本的には、①通行止めを行い架設する主桁部材(ブロック内の桁間対傾構)と覆工板、通常車線規制を行い架設する後架設部材(ブロック間の対傾構)とを分け②吊上げ～旋回～起伏～セットまでの一連の作業のタイムスケジュールの見直し、を行った。その結果、実作業時間は架設前後の車両追出し時間の各5分を省いた20分で施工可能という結論を得た⇒警察了承。

(2) 規制期間

①終日規制(上下追越車線間)

終日規制は、上下追越車線間(約13m)を全18日間実施した。この間の作業内容は、後述する桁の地組立、架設クレーンの設置と大ブロック架設である。

②車線規制(走行・追越)

車線規制は、終日規制の前後約1週間実施した。この間の作業内容は、受梁・ブラケットの設置、ブロック間対傾構、床組・手摺り、落下防止ネット等の設置である。

(3) 地組立場所

地組立から架設迄の一連の作業の効率化を目指して、終日規制を行った本線を地組立場所とした。

架設クレーンと地組立の平面的な位置関係は、塔を境に中央径間側に桁ブロックを、側径間側に架設クレーンを設置した。

地組立用のサンドル位置(塔寄りの支持点)は、くし型伸縮装置上を避けて端部渡り桁上に置いた。これにより、伸縮装置の移動・回転等に対応した。

(4) 架設クレーンの選定

架設クレーンの選定に当たっては、①架設ブロック重量②架設クレーン配置(アウトリガ)③鋼床版の耐力④塔柱部材との干渉(クレーンブーム)⑤クレーン本体の組立・解体の容易さ、等を考慮し200t吊オールテレーンクレーンを採用した。

(5) 上部第一段斜材・塔柱等とのクリアランス

吊上荷重、作業半径、最大ブーム長を考慮しながら斜材交差部とのクリアランスを最低1m程度確保した状態での施工とした。また、巻上げ～90°旋回～ブーム起伏～支承位置付近へのセットの中で、ハンガーロープと塔柱との離隔が最小で50cm程度となった。

(6) 作業限界条件の設定

(5)で述べたとおり、90°旋回時の離隔距離は50cm程度となる。架設現地は、塔周辺の気流の変化で予期しない突風を受ける恐れがあったことから、地組立中も風速分布を風向毎にチェックしながら判断基準の補足を行った。また、施工当日の風向変化に対して架設ブロックが大きく揺動しない様に惜しみロープを配置した。以下に今回設定した作業限界条件を示す。

①風速・・V10で7m/s、瞬間最大で10m/s

②雨量・・2mm/H

4.4 架設

(1) 架設手順

架設手順は、①塔廻り足場の設置②既設塔添接ボルト抜き(添接部処理含む)③塔付ブラケット・受梁の設置④上下追越車線間の終日規制の実施⑤架設クレーン設置ヤードの準備(中央分離帯防護柵等の撤去、アウトリガ部覆工板の設置等)⑥地組立ヤードの準備(覆工板、サンドル配置)⑦架設クレーンの設置⑧2回の大ブロック架設⑨後架設部材(ブロック間対傾構、覆工板、足場板、手摺り等)の架設⑩中央分離帯防護柵等の復旧⑪終日規制・車線規制等の解除、である。

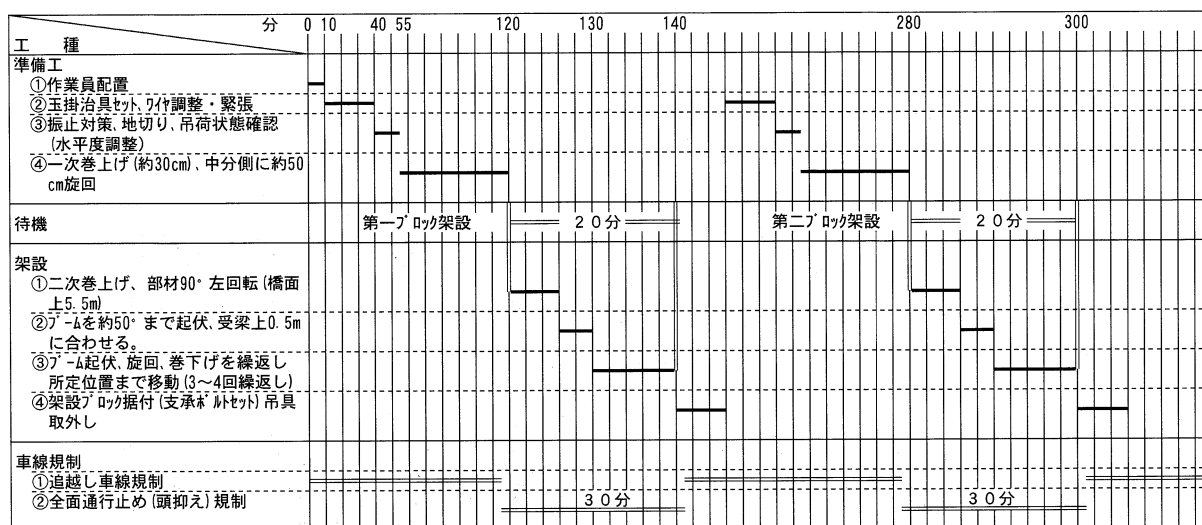
(2) 作業ヤードの整備

1) 架設クレーン設置ヤード

架設クレーンの設置位置は、側径間側とした。これは、中央径間側の3P付近の中央分離帯部に消化栓ボックスが設置されており、これが支障となるためである。中央分離帯防護柵の撤去後、グレーチングの養生(敷鉄板)、アウトリガ部の養生(4枚の覆工板)を行った。アウトリガ部には桁吊上げ・旋回時に最大80t/箇所反

表-2 桁架設時のタイムスケジュール

Tab.2 Time schedule for erection work



力が生じる。このため、鋼床版の応力照査にもとづき鋼床版横リブに力が伝達するように覆工板(4m²/枚)を設置した。

2) 桁地組立ヤード

地組立は、中央径間側とし架設クレーンの作業半径を極力小さくするため桁全体を塔中心付近に近付ける配慮をした。また、ヤードには桁の支持点となる場所にサンドルを配置した。

(3) 地組立

地組立は、中央分離帯防護柵を挟んで3主桁ずつ2ブロック(長さ30m)について行った。上・下追越車線間の狭い範囲での地組立となることから、25t吊ラフタークレーンを使用して行った。

(4) 架設用クレーンの組立・解体

200tオールテレーンクレーンは、事務所裏の大型車庫前の駐車場で第一段階の組立て、現地にて第二段階の組立てを行った。第一段階の組立ては、車体の上に旋回体を搭載、ブームの装着、ワイヤリング迄で実作業時間は3時間程度であった。第二段階の組立ては、本線上を自走した後、現地橋上にて別途運搬してきたカウンターウエイトを自らのブームで装着した。このクレーンの最大の特徴は、その分解・組立てのし易さと機動性等が挙げられる。

(5) 架設準備(試験吊りの実施)

路面防護工は、ゴンドラの作業基地となる塔寄りの部分を覆工板(7m×10m)、その他を足場板として計画した。このため、覆工板を搭載した状態で桁を吊る場合、吊芯は偏心(約2m)しており、そのままの状態では吊上げれば

桁下面は水平にはならない。この桁下面を水平にするためのワイヤリング調整と架設時のトラブルを未然に防ぐことを目的として架設前日に試験吊りを行った。

(6) 大ブロック架設

1) 架設タイムスケジュール

表-2に大ブロック架設のタイムスケジュールを示す。大ブロック架設を2回、通行止め時間を各々30分とし、その前後5分ずつを本線内一般車両の追出し時間。残りの20分を架設実作業時間とした。

2) 架設工法

大ブロック架設は、架設クレーンの能力を最大限発揮できる後面吊りを実施した。これは、前面吊り(車体の進行方向で吊る方法)より作業半径が小さくでき定格荷重が増えるメリットがある。架設の手順は、①二次巻上げ②人力による桁の90°旋回③ブームの起伏による桁引寄せ(橋軸方向)④所定位置付近での桁の仮固定(チルホール)⑤支承への固定、である。通行止め時間帯の作業は、上記①~④となる。

3) 当日の気象

架設前日の4月9日夕方までは非常に穏やかな天候であった。架設実施有無の最終ジャッジ頃(22:00)から大鳴門橋の橋上風速が徐々に上がりはじめ、架設時点の4月10日1時頃には平均風速で最大8m/s程度となった。塔近傍は風速の変動が顕著で幸いにして架設に支障となる桁吊上げ位置では3~5m/s程度であった。

4.5 通行止め実施日及び時間の決定

(1) データ収集整理

通行止め実施予定日近辺の2ヶ月について過去5年間の気象情報の整理、同様に交通量の整理を実施した。

(2) 分析結果

時間交通量は、1週間では、土曜日・日曜日の深夜~早朝が非常に少ない結果となった。また、気象は、3月末から4月中旬にかけて降雨量が少なく強風の発生頻度が低いことが判明した。

これらの結果より、4月10日(日)深夜~早朝を通行止めの実施日とした。

4.6 通行止め方法



写真-2 地組立状況

Photo.2 Ground assembly



写真-3 架設状況

Photo.3 Erection of the road-protection

通行止めは、下り線は淡路島南 IC 本線上（PA 進入ノーズ位置）を、上り線は鳴門北 IC 本線上（上りノーズ付近）で行った。なお、淡路島南 IC 本線滞留車両は全て PA 内で滞留することにした。鳴門北 IC 本線は、鳴門 IC 方面からの車両は本線内滞留とした。今回の通行止めにおいては、十分な事前の広報と交通規制の実施の効果で利用者等からのクレームもほとんど無かった。

5. おわりに

4月10日無事架設を完了した路面防護工は、現在、上部斜材・塔頂水平材塗替塗装用ゴンドラの作業基地として活躍している。

公団においては、今後、吊橋・斜張橋の主塔の塗替が発生する。今回実施した路面防護工の設計・施工や通行止め協議等を含め参考になる部分が多いと考えられる。今回の架設が今後の施工に生かせれば非常に幸いと考えている。

瀬戸大橋の橋面舗装の現況と補修

Current state and repair work of bridge deck pavement for the Seto Ohashi Bridge

坂出管理事務所 道路維持課長 平井 良樹
Yoshiki Hirai



坂出管理事務所 道路維持課 橋本 龍
Ryuu Hashimoto

概要

瀬戸大橋の鋼床版舗装は、表層に改質アスファルト（3.5 cm）、基層にグースアスファルト（4.0 cm）を採用しているが、供用後 16 年を経過し経年変化による老化現象と見られる舗装表面の荒れ、骨材の飛散及びひび割れの進行等損傷が顕在化してきている。このような状況から、平成 16 年度に鋼床版舗装の予防的保全工事として、ひび割れ補修工事、マイクロサーフェシング工法による薄層舗装工事（以下「薄層舗装工事」という。）を実施し、一部区間において舗装打換工事を実施した。本稿では、上記工事の施工概要及び工事に併せて実施した現況舗装材料の物性値試験の結果を基に瀬戸大橋の橋面舗装の現況を報告する。

The steel deck pavement for the Seto-Ohashi Bridge is composed of improved asphalt (thickness of 3.5 cm) as surface layer and guss asphalt (thickness of 4.0 cm) for base layer. After 16 years since opening, deterioration such as roughness of the surface, dispersion of aggregates and cracks became noticeable. Based on the current situation, crack repair work, thin layer pavement by the micro-surfacing method, and partial re-pavement work were carried out in 2004. This paper reports outlines of the repair works described above and the current state of the bridge deck pavement for the Seto-Ohashi Bridge based on physical property tests.

1. まえがき

瀬戸大橋は、吊橋 3 橋、斜張橋 2 橋並びにトラス橋 2 橋の計 7 橋で構成された長大橋群であり、その床版は死荷重軽減の目的から鋼床版を用いている。鋼床版上の舗装は、鋼床版の変形に十分追従でき耐ひび割れ性、流動抵抗性に優れ、また鋼床版の防錆面から防水機能が要求される。このため、基層が防水層を兼ねたグースアスファルト舗装（ $t=40$ mm）、表層が改質アスファルト I 型舗装（ $t=35$ mm）の 2 層構造で施工している。鋼床版の構造を図-1 に、鋼床版舗装の断面構成を図-2 に示す。

アスファルト舗装は、一般的に経年と共に老化が促進し骨材の剥離や混合物が脆くなってひび割れが生じやすくなる。瀬戸大橋についても、昭和 63 年 4 月に供用して以来 16 年（平成 16 年 4 月時点）が経過しているが、舗装表面の荒れ、骨材の飛散、ひび割れの発生等の損傷が顕在化してきている。

本稿では、平成 16 年度に実施した、橋面舗装のひび割れ補修工事、櫃石島橋・岩黒島橋に施工した薄層舗装工事、北備讃瀬戸大橋の上り線 4 A 付近で施工した舗装打換工事、それらの工事に併せて実施した現況舗装材料の物性値試験結果及び平成 11・13 年度に下津井瀬戸大橋において試験施工した薄層舗装工事の追跡調査結果について報告する。

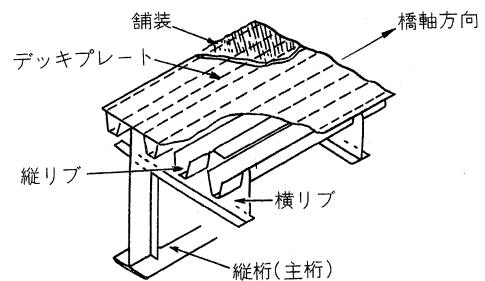


図-1 鋼床版の構造

Fig.1 Structure of the Steel deck

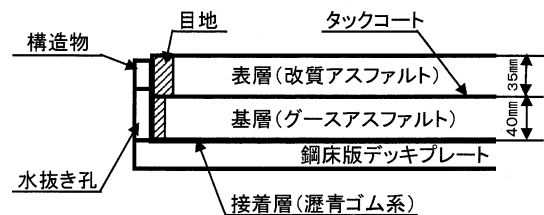


図-2 断面構成図

Fig.2 Section Composition Chart

2. ひび割れ補修工事

鋼床版舗装のひび割れ発生の傾向としては、走行車両のタイヤ接地箇所である轍部分や舗装打ち継ぎ目のレーンマーク付近に多く発生しており、横断方向に発生している箇所及び亀甲状に発展している箇所もあった（写真-1～3）。

瀬戸大橋でのそれぞれのひび割れの総延長は、約5kmであった（平成16年度調査）。



写真-1 北備讃瀬戸大橋4A付近の亀甲状のひび割れ

Photo.1 Alligator crack near the Kita Bisan Seto Bridge 4A

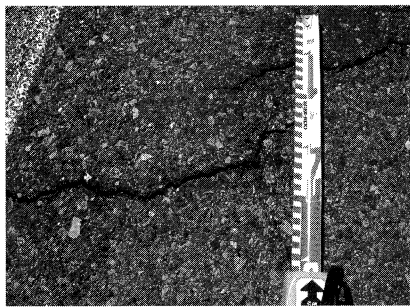


写真-2 岩黒島橋中央分離帯付近のひび割れ

Photo.2 Crack near the Iwakurojima Bridge central reserve



写真-3 与島橋の横断方向ひび割れ

Photo.3 Transverse crack on the Yoshima Bridge

このような状況のひび割れを長期間放置することは、舗装内へ雨水や空気が侵入しアスファルトの剥離や老化が促進され、アスファルト混合物が脆くなってますますひび割れが生じ易くなる。また、ひび割れ深さがゲースアスファルト、更には鋼床版まで達すると鋼床版へ悪影響を及ぼすことになる。このため、ひび割れの発生、拡大防止及び雨水の侵入防止対策として、平成16年度に

鋼床版舗装のひび割れ補修工事を実施した。

ひび割れ補修工事の概要は、次のとおりである

- ① 実施工事名：瀬戸中央自動車道道路修繕工事
- ② 施工範囲：櫃石島橋（KP 23.5）～番の州高架橋トラス部（KP 30.8）の上下線
- ③ 施工時期：平成16年6月10日～7月13日
（の間の延べ17日）
- ④ 使用材料：2液性の常温硬化型樹脂系充填材
- ⑤ 考 察：補修材を注入後、適切な養生期間を確保して交通解放を行ったが、補修箇所が走行車両のタイヤ位置に多かったこともあり、走行車両により補修材を引きずって見苦しい状態となったため（数日後には目立たなくなるが）、補修材注入後乾燥砂を散布して養生を行った（写真-4～6）。



写真-4 補修材注入後全景（櫃石島橋下り走行車線）

Photo.4 After injection of repair material



写真-5 交通解放後の状況
（補修材を引きずっている。）

Photo.5 Situation after traffic regulation release



写真-6 補修材注入後乾燥砂を散布

Photo.6 Scattering of dry sand after injection of repair material

3. 薄層舗装工事

鋼床版舗装の基層に用いているグースアスファルトは、高い施工温度を必要とし高度の品質管理技術が要求される。また、施工コストが高いうえ海峡部橋梁という施工条件のため、供用後の再施工にはさまざまな困難を伴うことが予想される。従って、鋼床版舗装においては、特に基層が損傷を受けないように適切な維持管理を実施し、補修に関してはグースアスファルトを打ち換えないことを基本方針としている。

マイクロサーフェシング工法による薄層舗装は、改質アスファルトの表層劣化・ひび割れの発生及び進展を抑制させるものであり、鋼床版舗装の予防的保全工事として平成16年度に櫃石島橋・岩黒島橋において施工した。

3.1 マイクロサーフェシング工法の概要と特徴

マイクロサーフェシング工法とは、選定された骨材、急硬性改質アスファルト乳剤、水、セメント、分解調整剤からなるスラリー状の混合物を、マイクロサーフェシングペーパーにより既設路面に薄く敷き均す工法である。図-3にマイクロサーフェシングペーパーの概念図を示す。

マイクロサーフェシング工法の特徴は、以下のとおりである。

- ① 材料、施工とも加熱を必要としない常温表面処理工法であり環境への影響が少ない。
- ② 施工速度が速い（20 m/min程度）。
- ③ 1層の敷き均し厚さが薄いため、施工後の路面高さへの影響が少ない。
- ④ 切削はほとんど必要なく、重ねて施工が可能であるため、舗装材料の使用量は少なく、舗装発生材を抑制することができる省資源工法である。
- ⑤ 改質アスファルト乳剤は急硬性であるため、敷き均し後1~2時間で交通解放が可能である。
- ⑥ 舗装の破損が軽微なうちに行う予防的保全工事として最適な工法である。予防的保全工事の概要図を図-4に示す。

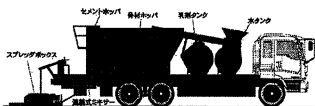


図-3 マイクロサーフェシングペーパー概念図

Fig.3 Concept of micro-surfacing paver

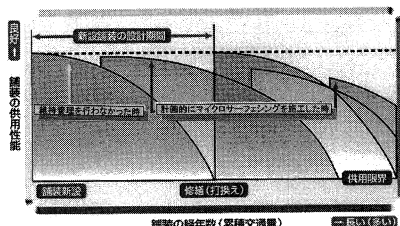


図-4 予防的保全工事概念図

Fig.4 Concept of preventive maintenance work

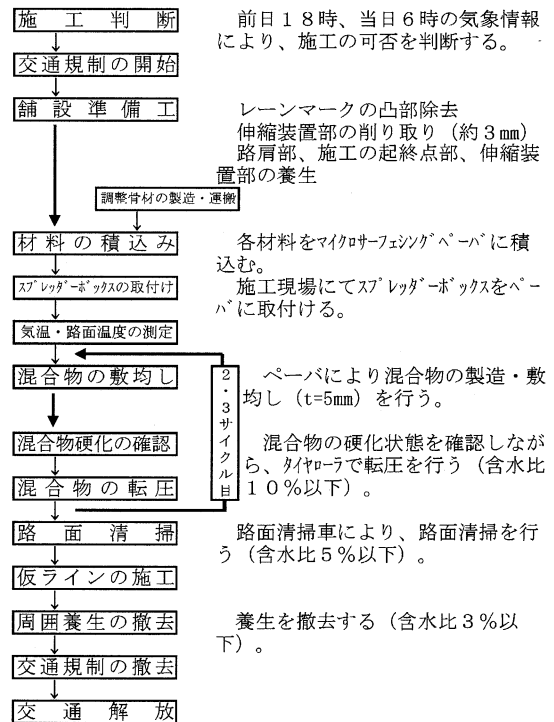
3.2 櫃石島橋・岩黒島橋への施工

(1) 工事概要

- ① 工事名：坂出管内鋼床版舗装修繕工事
- ② 路線名：一般国道30号(瀬戸中央自動車道)
- ③ 工事場所：自) 香川県坂出市櫃石 KP 23.558
至) 香川県坂出市与島町 KP 25.340
- ④ 工事内容：路面標示工 1式
薄層舗装工 31,225 m²
(マイクロサーフェシング工法)
中分端部処理工 1,702 m²
(アスファルトモルタルによる端部処理)
路肩部表面処理工 390 m²
(3タイプの工法により試験施工)
- ⑤ 工期：平成16年9月10日~12月15日

(2) 施工

薄層舗装工の施工手順は、下記のとおりである。



施工は、交通規制を伴う作業時間、マイクロサーフェシングペーパーへの材料積み込み容量等から1日3サイクルの施工を行った。図-5に施工割付図、図-6にタイムスケジュールを示す。

(3) 施工管理

薄層舗装に使用する材料及び施工は、平成11年度に実施した下津井瀬戸大橋の試験施工及び平成12年度に実施した因島大橋並びに平成13年度に実施した下津井瀬戸大橋の施工結果を踏まえ制定された「マイクロサーフェシング施工マニュアル(案)平成15年3月本四公団保全部」、「マイクロサーフェシング施工管理要領(案)平成15年3月本四公団保全部」及び「マイクロサーフェシング技術マニュアル平成10年10月(社)日本アスファルト乳剤協会」を基に行った。

施工は、施工条件の良い日を選んで施工するものとし、

その施工可否の判断基準は表-1を条件として、これに該当しない場合は施工を中止した。今回の施工において気象条件により施工を事前に中止した日は9日あり、稼働率は実施日数/拘束日数とすると33%であった。

薄層舗装の出来形管理は、本工法の1層の敷均し厚が薄いため舗設路面の平坦性（不陸）に影響されることから、通常の厚さ管理を適用するには無理がある。従って、

表-1 施工可能な気象条件

Tab.1 Weather conditions for construction

平均 気温	天 気		降水確率
	判断時	施工時予報	
10℃ ～ 25℃	晴れ	晴れ 晴れ時々曇り 曇りのち(時々)晴れ	30%以下
	曇り	晴れ 晴れ時々曇り 曇りのち(時々)晴れ	

表-2 出来形管理項目

Tab.2 Items of work quality control

項 目	頻度	規定値	試験方法
MS 乳剤量	1日当たり	±10%	厚さとして平均敷均し厚さ(mm)を求める。
骨 材 量	1日当たり	±10%	
幅	100 m 毎	-2.5 cm 以上	舗装試験便覧による。

厚さ管理は1日の全材料の使用量と施工面積から、計算により平均敷均し厚さ (mm) として求めた。設計厚は5 mm 以上とし、出来形管理項目は表-2、品質管理項目は表-3、各施工段階での可否判断基準は表-4のとおりとした。また、施工状況を写真-7~9に示す。

表-3 品質管理項目

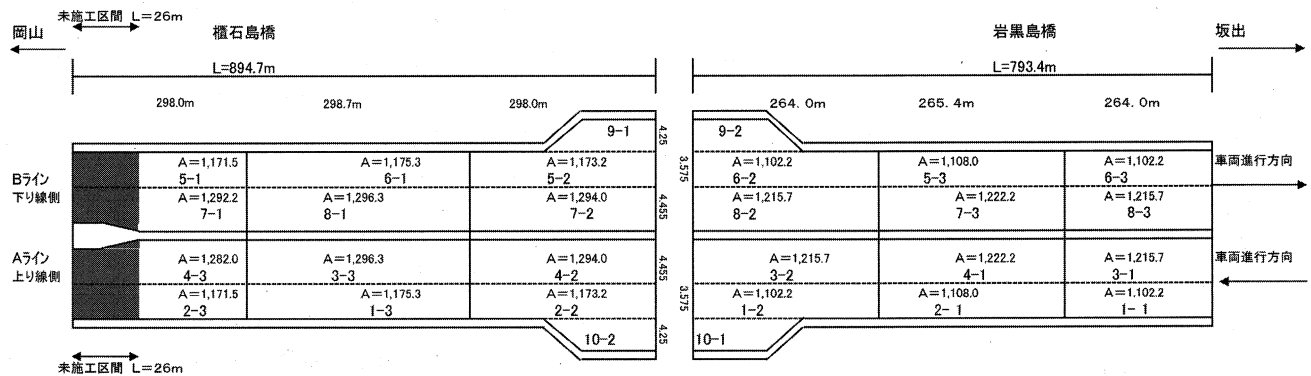
Tab.3 Items of quality control

項 目	頻 度	標準的管理限界	試験方法
残留アスファルト量	1回/日	±1.0% 以内	舗装試験法便覧
粒 度	1回/日	4.75 mm : 100% 通過 2.36 mm : ±14% 75 μm : ±5% 以内	
湿潤磨耗量	1回/工事	540 g/m ² 以下	ウェットトラック磨耗試験 (1時間 25℃ 水浸養生)
含水比測定	作業開始前 交通解放前 その他随時	表-4に示す	重量測定法による

表-4 各施工段階での可否判断基準

Tab.4 Criteria at each construction stage

施工段階	含水比	混合物の色	目視状況
一次転圧	10% 以下	黒 色	表面は湿気を帯びている。指で強く押すと水がつく。
交通解放	3% 以下	黒 色	混合物は硬く加熱混合物と変わらない。



	施工箇所	Aライン	施工面積 m2	
1日目	1-1	走行車線	1,102.2	3,379.7
(10月6日)	1-2	走行車線	1,102.2	
	1-3	走行車線	1,175.3	
2日目	2-1	走行車線	1,108.0	3,452.7
(10月7日)	2-2	走行車線	1,173.2	
	2-3	走行車線	1,171.5	
3日目	3-1	追越車線	1,215.7	3,727.7
(10月12日)	3-2	追越車線	1,215.7	
	3-3	追越車線	1,296.3	
4日目	4-1	追越車線	1,222.2	3,798.2
(10月13日)	4-2	追越車線	1,294.0	
	4-3	追越車線	1,282.0	
10日目	10-1	拡幅部	606.1	641.8
(11月4日)	10-2	拡幅部	641.8	
合計			15,606.2	

	施工箇所	Bライン	施工面積 m2	
5日目	5-1	走行車線	1,171.5	3,452.7
(10月15日)	5-2	走行車線	1,173.2	
	5-3	走行車線	1,108.0	
6日目	6-1	走行車線	1,175.3	3,379.7
(10月18日)	6-2	走行車線	1,102.2	
	6-3	走行車線	1,102.2	
7日目	7-1	追越車線	1,292.2	3,808.4
(10月22日)	7-2	追越車線	1,294.0	
	7-3	追越車線	1,222.2	
8日目	8-1	追越車線	1,296.3	3,727.7
(10月28日)	8-2	追越車線	1,215.7	
	8-3	追越車線	1,215.7	
9日目	9-1	拡幅部	601.2	649.8
(11月2日)	9-2	拡幅部	649.8	
合計			15,619.5	

図-5 薄層舗装工事施工割付図

Fig.5 Allocation of thin pavement work

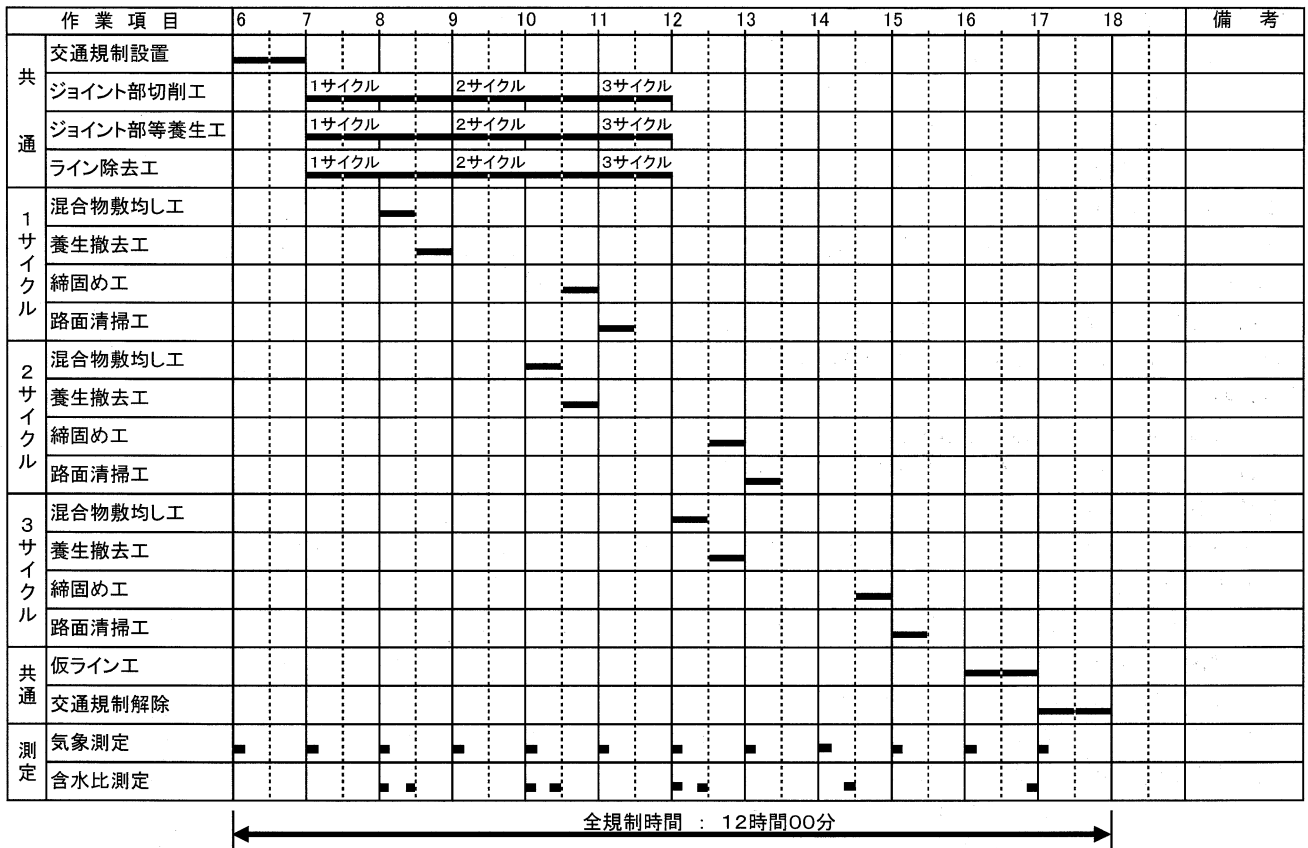


図-6 薄層舗装工事タイムスケジュール

Fig.6 Time schedule for the thin pavement work



写真-7 薄層舗装施工状況

Photo.7 Thin layer pavement work

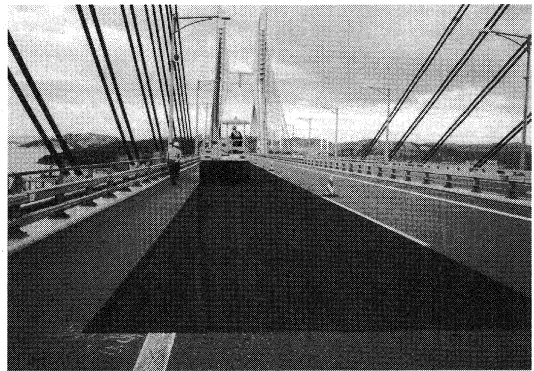


写真-9 転圧状況

Photo.9 Compacting



写真-8 骨材供給状況

Photo.8 Supply of aggregates

4. 鋼床版舗装打換工事

北備讃瀬戸大橋の鋼床版舗装工事のうち、基層のグースアスファルトは、橋体への熱影響を考慮して分割して施工した。今回打換えを実施した範囲(3.5m×10.0m、2箇所)は、伸縮装置から5m離れたグースアスファルトの施工ジョイントにあたり、平成3年に確認された横断方向のひび割れが経年変化に伴い、亀甲状となり、かつ、ひび割れ深さは、鋼床版まで達していた。また、鋼床版の一部に錆の発生が確認されたことにより、全層打換えが必要となった。打換工の施工手順及び留意点は、以下のとおりとした。

(1) 施工手順

- ① 1日目；既設舗装剥ぎ取りのためのアスファルトカッターによる目地入れ（0.75 m×1.0 m 間隔を基準目に、深さ 70 mm）を走行車線及び追越車線のすべての範囲に実施した。
- ② 2日目；走行車線の全層打換えを実施した。
- ③ 3日目；追越車線の全層打換えを実施した。

(2) 留意点

- ① 打換えは、既設舗装剥ぎ取りから打換え後の交通解放までを1日で行うことから、施工の時間配分と段取りに特に注意した。
- ② 既設舗装の撤去は、舗装と鋼床版面の接着状況及び物性値試験のための試験体を確保するために、路面切削機を使用しない方法として、アスファルトカッターによる目地入れ後、ブレーカー及びバックホウ等による剥ぎ取りとした。
- ③ また、剥ぎ取りは、鋼床版を痛めないよう重機手元との合図を徹底した。
- ④ 研層工は、既設舗装の接着層や錆の除去のためショットブラスト（250 kg/m²）を投射した。ブラスト機による作業が困難な舗装止め板、コーナー部等については、電動工具を用いた人力作業で入念に実施した。
- ⑤ 鋼床版と基層ゲースアスファルト間に設ける接着層（2層塗り、溶剤型）は、時間短縮のため速乾性のものを使用した。
- ⑥ 基層ゲースアスファルトと舗装止め板・既設舗装面に貼り付ける成型目地は、ゲースアスファルトの舗設に伴う溶け混みを確認しながら実施した。
- ⑦ 舗設温度が 200 度を超えるゲースアスファルトの舗設による鋼床版裏面の塗装への熱影響を確認しながら施工した。（引火・剥落等の塗膜被害は見受けられなかった。）
- ⑧ 基層ゲースアスファルト及び表層改質アスファルト I 型それぞれの舗設後の温度低下を確認し、交通解放を行った。
- ⑨ 伸縮装置・舗装継ぎ手部・舗装止め部には、アスファルトカッターを用いて幅 5 mm、深さ 40 mm の目地を入れ注入材（常温のアスファルトクラック注入材）を充填した。

施工状況写真を写真-10～13に示す。

5. 物性値調査

5.1 調査概要

鋼床版舗装である改質アスファルト及びゲースアスファルトの舗設材劣化調査として、薄層舗装施工区間の櫃石島橋・岩黒島橋、舗装打換箇所北備讃瀬戸大橋並びに平成 13 年度に薄層舗装を施工した下津井瀬戸大橋の 4 橋ついて実施した。

調査箇所は、走行車両のタイヤ接地箇所での舗装の正常

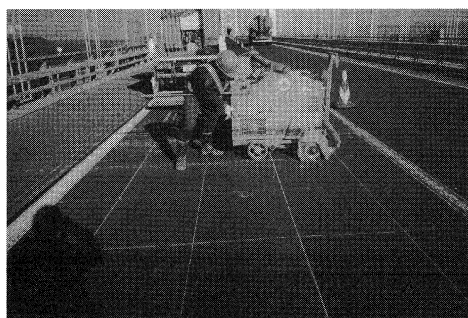


写真-10 舗装版切断状況

Photo.10 Cutting of pavement

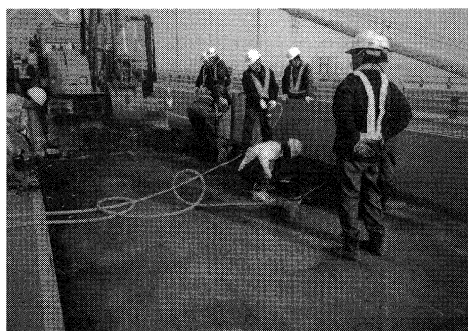


写真-11 既設舗装撤去状況

Photo.11 Removal of existing pavement

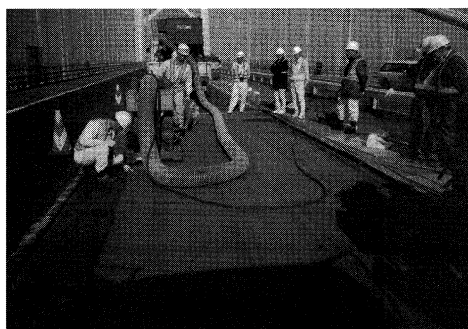


写真-12 研掃状況

Photo.12 Grinding

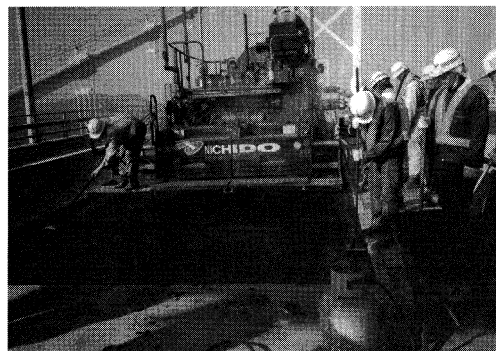


写真-13 舗設（ゲースアスファルト）状況

Photo.13 Pavement work (Guss asphalt)

表-5 物性値調査試験項目・数量

Tab.5 Items and quantity for physical property test

試験項目	櫃石島橋		岩黒島橋		下津井瀬戸大橋		北備讃瀬戸大橋		備考	
	表層部	基層部	表層部	基層部	表層部	基層部	表層部	基層部		
混合物	アスファルト抽出試験	4	4	4	4	2	2	2	2	1個/1資料
	コア密度試験	4	4	4	4	2	2	2	2	3個/1資料
	最大比重試験	2	-	2	-	1	-	1	-	2個/1資料
	グースの貫入量試験	-	4	-	4	-	2	-	2	3個/1資料
アスファルト	アスファルト回収	4	-	4	-	2	-	2	-	2回/1資料
	針入度試験	4	-	4	-	2	-	2	-	2個/1資料
	軟化点試験	4	-	4	-	2	-	2	-	2個/1資料
	60℃粘度試験	4	-	4	-	2	-	2	-	3個/1資料

表-6 開削調査結果

Tab.6 Results of open pavement survey

橋梁名	路面状況	開削状況
櫃石・岩黒島橋	正常部	表・基層部の接着性は良好。鋼床版の接着層も良好。
	ひび割れ部	ひび割れは表層部のみを貫通しており、場所によっては表層部と基層部で層間剥離を起こしている箇所があった。基層と鋼床版との付着は良好で、接着層も鋼床版に残っており問題はないと判断された。
下津井瀬戸大橋	正常部	表・基層部の接着性は良好。鋼床版の接着層も良好。
	ひび割れ部	ひび割れは表層部のみを貫通しており、表層部と基層部で層間剥離を起こしていた。基層と鋼床版との付着は良好で、接着層も鋼床版に残っており問題はないと判断された。
北備讃瀬戸大橋	正常部	表・基層部の接着性は良好。鋼床版の接着層も良好。基層の底面には、一部空隙跡が見られた。
	ひび割れ部	ひび割れは、表層部及び基層部を貫通しており、鋼床面上には水の流れた跡が見られ、この部分は錆びており一部には腐食が見られた。

部とひび割れ部に分類し、橋梁毎の走行・追越車線をランダムに抽出し、開削により材料を採取した。

試験項目、数量は表-5に示すとおりである。

5.2 開削状況結果

開削時の既設混合物・ひび割れの状況及び鋼床版の状態を観察した結果は、表-6に示すとおりである。

5.3 調査結果

(1) 改質アスファルト混合物の物理性状

1) アスファルト量・骨材粒度

アスファルト混合物の抽出試験結果を図-7、8に示す。表層改質アスファルトI型に含まれる重量比で0.3%程度の固形のゴム分は、抽出後のアスファルト中には反映されにくい傾向にある。

(ア) 櫃石島橋・岩黒島橋

アスファルト量は、正常部・ひび割れ部ともに4.6%程度であり、建設時のアスファルト量5.7%に比べて1%程低くなっている。この原因には舗装表面が粗面

となって、骨材の剥奪が考えられる。

粒度から見ると2.36mm通過量では正常部で粒度範囲の下限側にあり、建設当時の粒度から見ても7%程度粗い状況にあった。粒度範囲を下限側にやや外れた箇所も見られた。

(イ) 下津井瀬戸大橋

正常部とひび割れ部で抽出試験結果に大きな差は認められない。しかし、建設時のデータと比較すると2.36mm通過量が5%程度粗くなっており、アスファルト量も0.7%程度少なくなっている。

(ウ) 北備讃瀬戸大橋

正常部とひび割れ部で抽出試験結果に大きな差は認められず、建設時のデータと比較すると粒度は同様な値であるが、アスファルト量は1.0%程度少ない傾向にある。

2) アスファルト混合物の性状

アスファルト混合物の密度試験結果を図-9に示す。

(ア) 櫃石島橋・岩黒島橋

空隙率で比較すると正常部では平均2.2%、ひび割れ

部では3.7%であり、ひび割れ部では大きい傾向にある。建設時の3.7%に比べると正常部では1.5%程度小さくなっていることから、圧密の影響を受けていることがわかる。一方でひび割れ部の一部には、建設時の基準値をも満足しない箇所が見られる。

(イ) 下津井瀬戸大橋

空隙率は正常部よりひび割れ部で5.4%と大きく、特に建設時の基準値の範囲を外れている。なお建設時の空隙率は3.7%程度であった。

(ウ) 北備讃瀬戸大橋

空隙率は正常部、ひび割れ部ともに建設時の3.8%に比べ大きく、特にひび割れ部では配合設計時の基準値の範囲(3~5%)をも外れている。

3) アスファルト混合物の厚さ

アスファルト混合物の厚さ試験結果を図-10に示す。

(ア) 櫃石島橋・岩黒島橋

アスファルト混合物の厚さは、設計で35mmに対して正常部、ひび割れ部ともに28mmであり建設時の80%程度となっている。

(イ) 下津井瀬戸大橋

設計厚さ35mmに対して正常部で34mm、ひび割れ部で35mmであった。

(ウ) 北備讃瀬戸大橋

設計厚さ35mmに対して正常部で31mm、ひび割れ部で32mmであった。

4) 回収アスファルトの物理性状

瀬戸大橋に使用されたバイндаは、本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)に基づいた改質アスファルトI型であり、改質材の成分によっては溶剤による抽出に不確実な要素も残されているものの、正常部とひび割れ部の相対比較は可能と考え、回収アスファルトの物理性状試験を行った。試験結果を図-11~13に示す。

瀬戸大橋は、供用後約16年を経過しており、アスファルトの老化は進行していると考えられる。

(ア) 櫃石島橋・岩黒島橋

アスファルトの老化程度の判断基準に針入度があり、正常部、ひび割れ部あわせて全体的に見て針入度の平均値は23であり、建設時の68を参考にしても、34%程度の針入度しか有していない。舗装再生便覧のアスファルト再生骨材の品質基準には針入度20以上と示されているが、これは旧建設省における幕張試験舗装結果より、ひび割れが発生した区間の針入度が20以下のケースが多く見られたことを参考に定められている。ただしバイндаは再生のストレートアスファルトである。この基準値から判断すると、全体的にアスファルトの老化は進行していると考えられる。また、正常部の平均値は25、ひび割れ部では21と、明らかにひび割れ部の老化程度が大きいことがわかる。

軟化点や60℃粘度についても、同様な老化傾向を示している。

(イ) 下津井瀬戸大橋

櫃石島橋・岩黒島橋と同様の老化程度である。

(ウ) 北備讃瀬戸大橋

針入度は、正常部、ひび割れ部ともに20を下回っており、何れも老化の進行が大きく疲労による破壊の進行が懸念される。軟化点や60℃粘度も劣化による増加が他橋よりも顕著であり、老化の進行を遅らせることが急がれる。

(2) グースアスファルト混合物の物理性状

1) アスファルト量・骨材粒度

調査対象橋梁すべてのグースアスファルト混合物のアスファルト量は、図-7に示すとおり正常部、ひび割れ部ともに建設時と同様なアスファルト量を有している。

2.36mm通過量は、図-8に示すとおり調査対象橋梁すべてが粒度範囲の下限側にあり、一部には粒度範囲を外れているものも見られる。

2) 貫入量

調査対象橋梁すべての貫入量は、図-14に示すとおり何れも1mm前後であり建設時のデータに比べると60~70%程度に低下している。正常部とひび割れ部と比較すると各橋梁とも正常部の方が傾向として貫入量は大きい。この数値から見るとグースの劣化は櫃石島橋・岩黒島橋が進行していると思われるが、今回の調査結果からグースまでひび割れが到達していた箇所は北備讃瀬戸大橋のみであった。

3) アスファルト混合物の厚さ

調査対象橋梁すべてのグース混合物の厚さは、図-10に示すとおり設計厚40mmに対して35mm程度であった。

(3) まとめ

全体的に表層混合物のバイндаの老化は進行しており、これに伴い混合物のたわみ性状の低下、曲げ強度の低下が予想される。現状では、大きなたわみを受ける長大橋舗装においては、老化の進行によりひび割れの発生などが懸念される。

基層にあたるグース混合物は鋼床版との付着性もよく、老化は進行しているものの破損を招く程度にはないと考えられる。

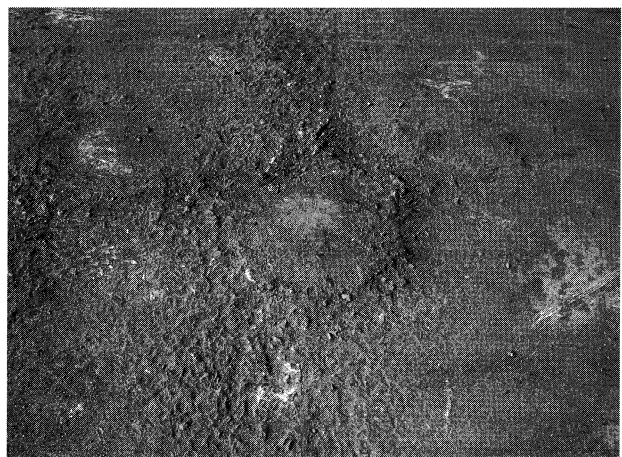


写真-14 鋼床版の腐食状況

Photo.14 Corrosion of the steel deck

北備讃瀬戸大橋の舗装打換箇所については、空隙率が建設時のデータよりも大きい傾向にあり、この影響からと思われるアスファルトの老化も進行している。また、ひび割れはグース層まで達しており、鋼床版上に水の浸入を招いたため鋼床版が腐食されている（写真-14）。原因としては、表層混合物の空隙が大きいことによるアスファルトの老化の進行で表層のひび割れが発生したと考えられる。また、ひび割れ発生箇所は、グースの施工ジョイントにあたり強度的な弱点となりうる箇所であった。そのため、本来橋のたわみに対して二層で挙動するものが、グース層のみに負担がかかり、構造的弱点となる施工ジョイント付近にひび割れが入り、水の浸入で鋼床版の腐食にまで至ったと考えられる。

を受ける箇所であり舗装に大きな影響を与えることが予想される。マイクロサーフェシング工法は、長大橋梁の鋼床版における実績がないが、ライフサイクルコストの観点からマイクロサーフェシング工法による改善が5年程度維持できれば、切削オーバーレイ工法に比べ有利となることから、下津井瀬戸大橋において、平成11・13年度に実施した鋼床版上へのマイクロサーフェシング工法の供用性、耐久性の評価を目的として追跡調査を実施した。

追跡調査の結果及び考察は、表-7のとおりである。施工後3年及び5年を経過した薄層舗装の総合評価としては、依然として良好な供用性を有しており、予防的保全工法に適する工法であると評価できる。

6. マイクロサーフェシング追跡調査

鋼床版舗装は、土工部と比べると大きな振動、たわみ

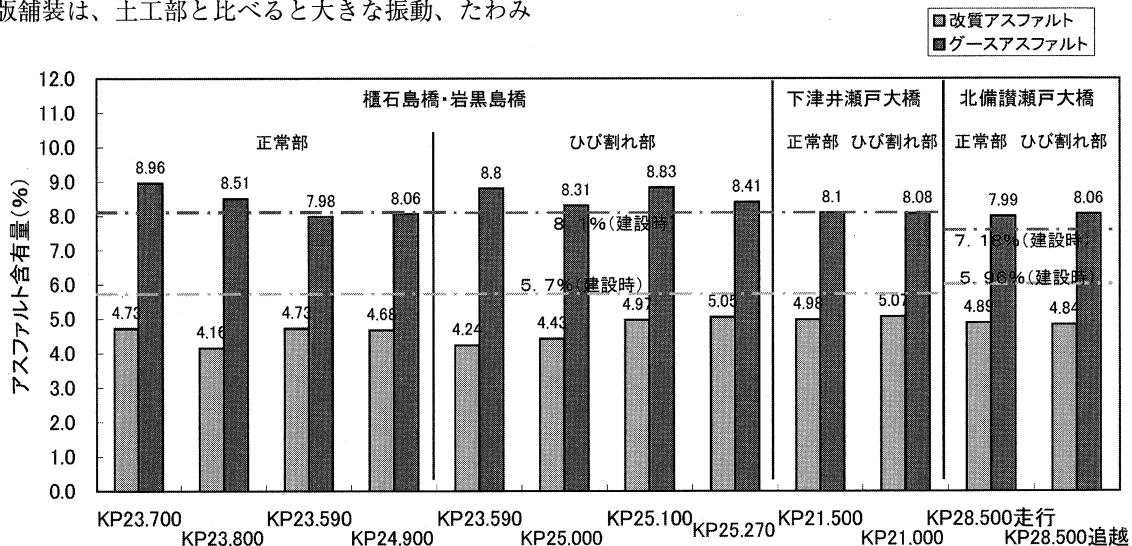


図-7 アスファルト量の比較

Fig.7 Comparison of asphalt volume

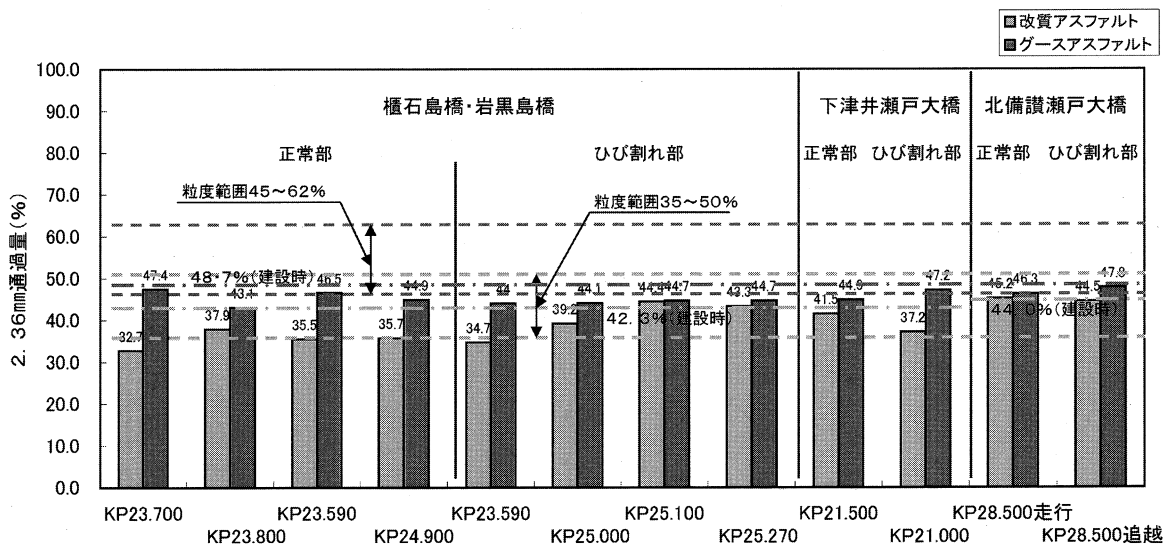


図-8 2.36 mm 通過量の比較

Fig.8 Comparison of asphalt volume passing 2.36 mm sieve

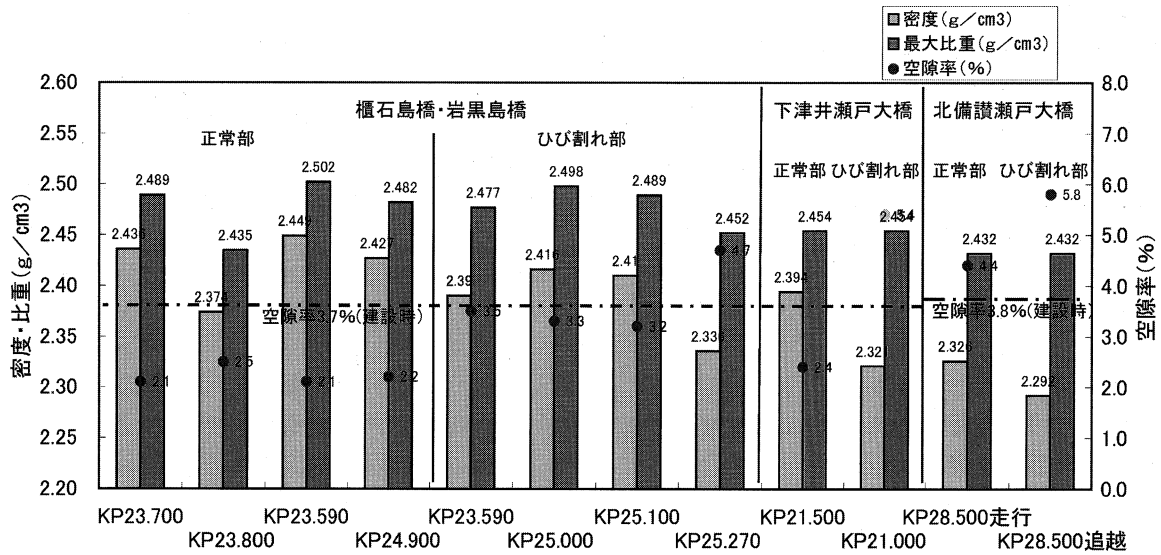


図-9 改質アスファルト 密度・空隙率の比較

Fig.9 Comparison of density and void ratio of improved asphalt

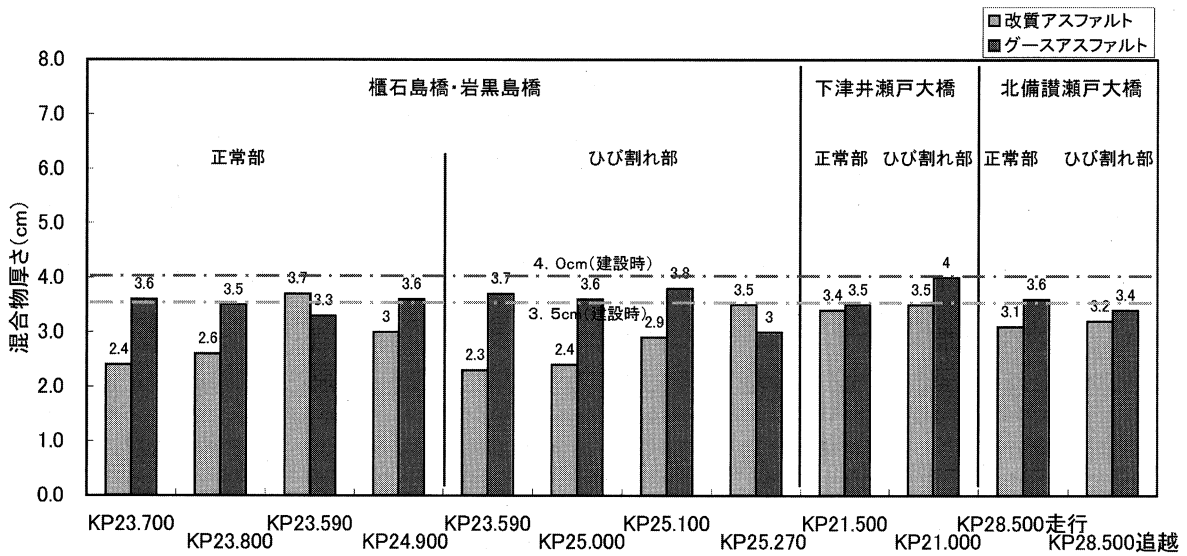


図-10 混合物厚さの比較

Fig.10 Comparison of thickness of mixed layer

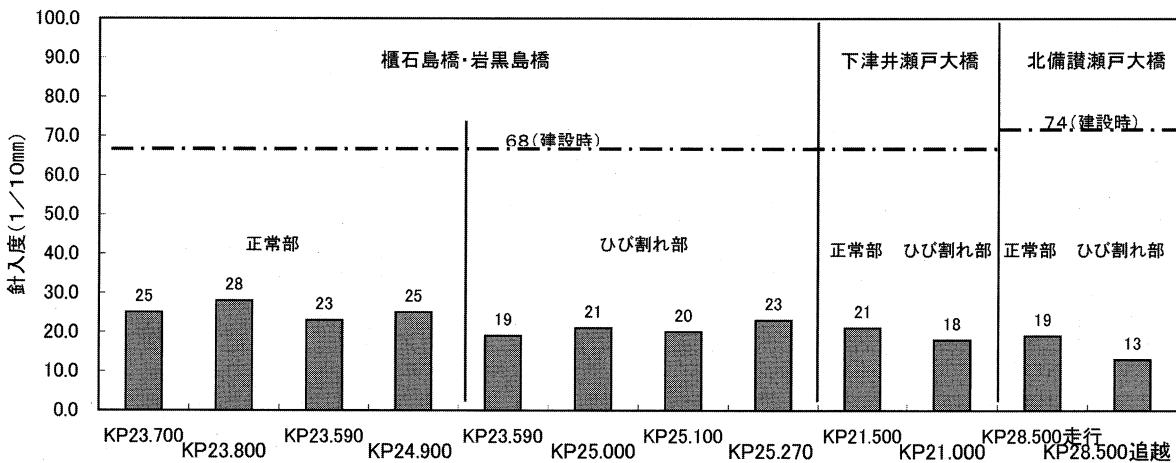


図-11 改質アスファルト 針入度の比較

Fig.11 Comparison of needle penetration of improved asphalt

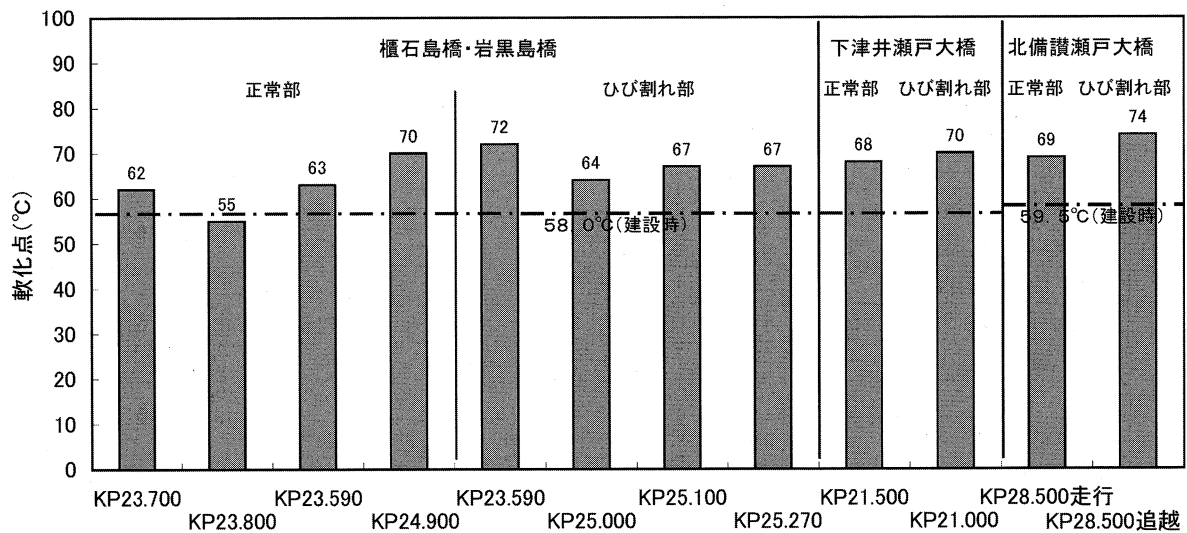


図-12 改質アスファルト 軟化点の比較

Fig.12 Comparison of softening point of improved asphalt

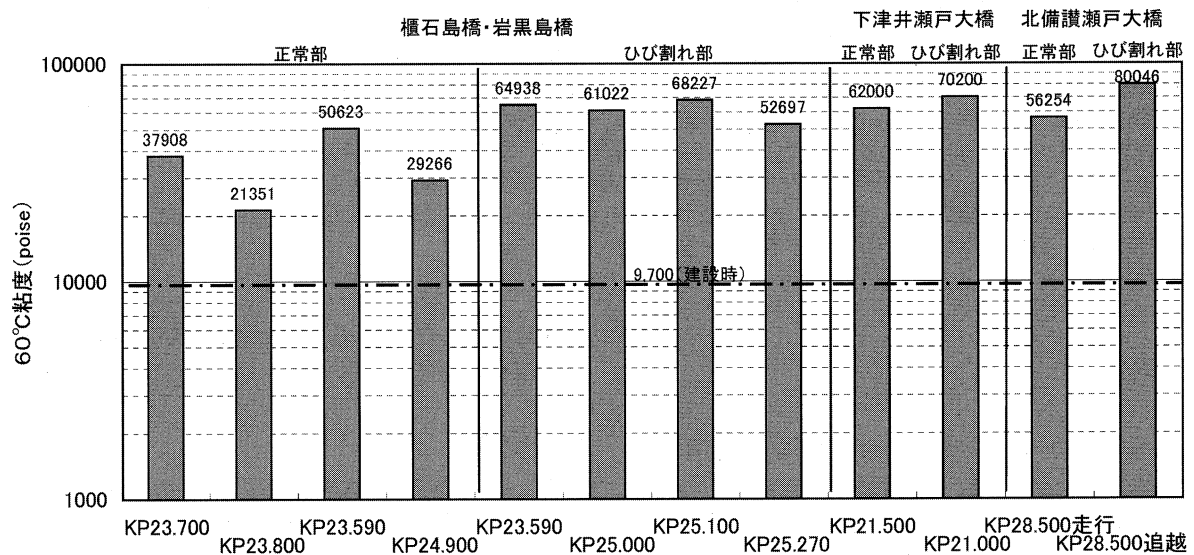


図-13 改質アスファルト 60°C 粘度の比較

Fig.13 Comparison of consistency at 60°C

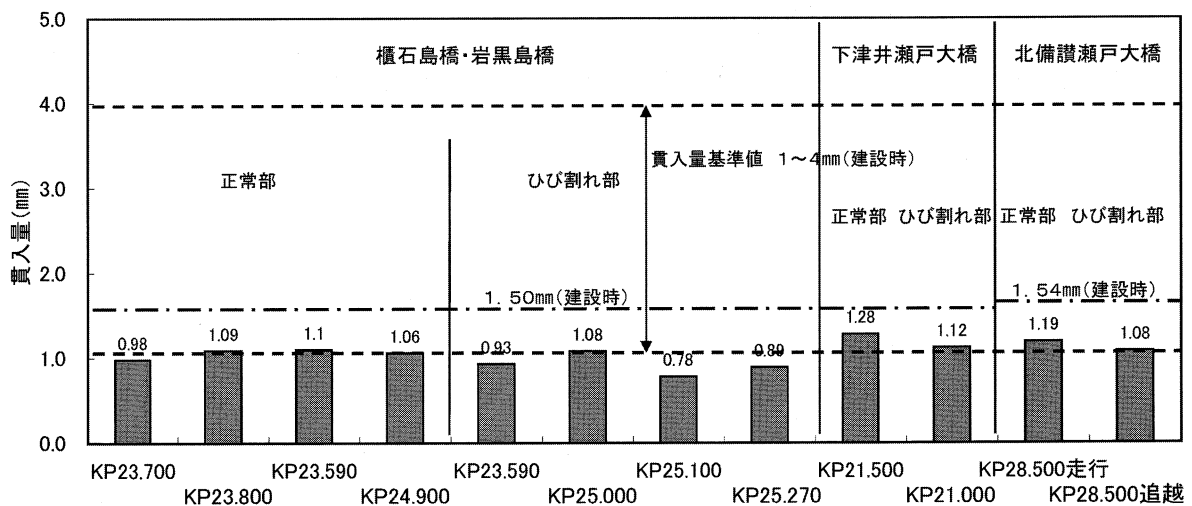


図-14 グラスアスファルト貫入量の比較

Fig.14 Comparison of penetration depth

表-7 下津井瀬戸大橋マイクロサーフェシング (MS) 追跡調査結果

Tab.7 Results of follow-up survey of micro-surfacing (MS) of the Shimotsui Seto Bridge

工種名	試験項目	試 験 時 期								
		施工前	施工後	3ヶ月	9ヶ月	15ヶ月	24ヶ月	36ヶ月	48ヶ月	60ヶ月
MSII型 t=5mm (13.10 施工)	平坦性(mm)	1.34	1.29	1.28	-	-	1.28	1.34	-	-
	わだち掘れ量(mm)	4.5	3.5	3.5	-	-	5.0	5.5	-	-
	路面粗度(mm)	0.38	0.27	0.27	-	-	0.24	0.26	-	-
	すべり抵抗(BPN)	65	71	68	-	-	72	65	-	-
	摩擦係数(μ)	0.53	0.59	0.57	-	-	0.68	0.67	-	-
	ひび割れ率(%)	4.8	0	0	-	-	3.1	11.2	-	-
	厚さ(mm)	-	4.5	4.2	-	-	3.2	2.9	-	-
MSI型 t=3mm (11.11 施工)	平坦性(mm)	1.10	1.07	1.02	0.99	1.18	1.13	-	0.99	1.09
	わだち掘れ量(mm)	7	5	6	7	7	7	-	8	8
	路面粗度(mm)	0.35	0.44	0.29	0.32	0.31	0.25	-	0.31	0.36
	すべり抵抗(BPN)	58	82	69	70	69	72	-	72	67
	摩擦係数(μ)	-	-	-	-	-	-	-	0.67	0.70
	ひび割れ率(%)	2.4	0	0.1	0	0.2	0.1	-	0.4	1.1
	厚さ(mm)	-	3.7	-	2.9	2.5	2.5	-	2.5	2.4

- 1) 縦断凹凸量(平坦性)は大きな変動はなく、管理基準値 $\sigma=3.5$ mmに対して良好な状態にある。
- 2) 横断凹凸量(わだち掘れ量)は、施工前より1mm程度大きくなっている。
- 3) 路面粗度(きめ深さ)は、施工直後からほぼ変わらず良好な状態である。
- 4) すべり抵抗(BPN)は大きな変化はなく、施工前と同程度以上の値を維持している。摩擦係数は施工前より大きくなっており、MS混合物はすべり抵抗性に優れていることが確認できる。
- 5) MSII型のひび割れ率は、施工後3ヶ月後では見られなかったが、現在では施工前よりも高くなっている。
- 6) 厚さは、通行車両により圧密及び磨耗を受けて薄くなっている。

7. あとがき

瀬戸大橋における鋼床版舗装の補修工事、予防的保全工事、打換工事及び物性値等の調査結果についてそれぞれ報告した。

供用後16年以上を経過した瀬戸大橋の鋼床版舗装は、経年変化に伴う老化が進んでおり、特に表層部の進行が大きい状況であった。

予防的保全工法としての薄層舗装の評価について実施した追跡調査の結果では、鋼床版舗装を長期的に維持するための保全工法として適した工法であるとの方向性が

確認できたことから、瀬戸大橋の残りの鋼床版舗装への適用をはかることとした。

参考文献

- 1) 坂出管内鋼床版舗装修繕工事 工事報告書
平成16年12月 本州四国連絡橋公団
- 2) (社)日本アスファルト乳剤協会「マイクロサーフェシング技術マニュアル」平成10年10月
- 3) マイクログリッド常温速硬化薄層舗装 パンフレット 日本道路(株)
- 4) 田向：因島大橋の薄層舗装工事報告 本四技報
Vol 25 No. 96 2001.4

大粒径アスファルトを用いた舗装改良工事

Improving work of pavement using large grain-sized asphalt

向島管理事務所 道路維持課長代理 簀戸 喜一

Kiichi Sudo

総務経理部 東京分室付 森田 一幸
(前 向島管理事務所前 維持補修課長)

Kazuyuki Morita



概要

昭和58年に供用を開始した因島大橋関連区間の土工部は、供用後16年頃から路面の変状が顕著となってきたため、平成12年度から平成16年度までの5カ年で舗装改良を実施した。

路面の維持修繕工事では交通規制が不可欠であり、特に暫定二車線の多い西瀬戸自動車道の場合、その殆どで片側交互交通規制が必要となる。交通規制は、本線滞留による安全性の低下、緊急輸送道路としての機能低下等、地域社会に与える影響も大きい。このため、全層(t=20cm)を打ち換える区間における通常施工では、施工能力が低く長期間の施工日数を要することから、急速舗装修繕工法を採用し、施工日数(=規制日数)の削減に取り組んだ。

本文では、現地施工に至るまでの検討課題、施工状況及び道路利用者費用を算出したので報告する。

As the road section related to the Innoshima Bridge has deteriorated from 16 years served, the pavement improvement work has conducted as 5 years planning from 2000 to 2004.

Traffic regulation is necessary for road maintenance works. Especially, in the case of Nishi-Seto Expressway with long temporarily two-lanes section, one-sided alternate traffic regulation is necessary. Traffic regulation causes many problems such as safety deterioration by traffic jam, performance deterioration of emergency transportation. It also impacts local society.

Therefore, in the improvement work section (thickness of 20 cm), High speed pavement maintenance method was adopted to shorten construction period since construction efficiency of normal method is low and takes time. This paper reports the subjects till site construction, state of the construction and calculation of road users' cost.

1. 交通量の変化

西瀬戸自動車道は、広島県尾道市から芸予諸島の島々を経て、愛媛県今治市へとつながる延長59.4kmの自動車専用道路である。S54年5月、大三島と伯方島を結ぶ大三島橋の開通を皮切りに、因島大橋、伯方・大島大橋、生口橋、因島島内の順に開通し、H11年5月新尾道大橋、多々羅大橋、来島大橋の開通により、広島県と愛媛県は陸続きとなった。このように、部分開通を繰り返した西瀬戸自動車道の交通量の変化を以下に整理する。「図-1」は、今回の舗装改良範囲であるS58年12月に開通した因島大橋区間の日平均交通量、及び大型車交通量をまとめたものである。

このグラフから、交通量はH11年度を境に大きな変化が見られる。H11年度の対前年度比では、全体交通量で約6割、大型車では約2倍の増加を示している。H10年度以前は、島々を結ぶ生活道路としての役割が主体で、H11年度以降は、新尾道大橋、多々羅大橋、来島大橋の開通で中四国の本格的な陸上輸送が可能となり、本来求められていた幹線道路として機能し始めたものと推測される。さらに、H17年度中には生口島及び大島島内道路が完成予定であり、西瀬戸自動車道が全通する。

2. 交通規制による諸問題

因島大橋区間は、幹線道路網の一環を担う他、尾道市の向島と因島を結ぶ重要な生活道路としての側面を併せ持つことから、常に安定した「安全・安心・快適」な道路の提供に努めている。そのためには適切な維持修繕が必要であり、その殆どで交通規制が必要となる。特に暫定二車線の当区間では、片側交互交通規制を必要とすることから、一時的に道路としての機能が低下してしまう。そのため、道路補修工事に必要な交通規制においても、その削減が重要な課題の一つである。

(片側交互交通規制における問題点)

- ① 本線停車による追突事故の発生
- ② 誘導無視による強行突破
- ③ 救急・消防等、緊急輸送道路としての機能低下
- ④ 通勤、通学等生活道路として影響
- ⑤ 地域特産物、観光資源への影響

3. 路面性状の評価

3.1 設計交通量との関係

因島大橋区間の舗装設計は、暫定二車線の供用期間を

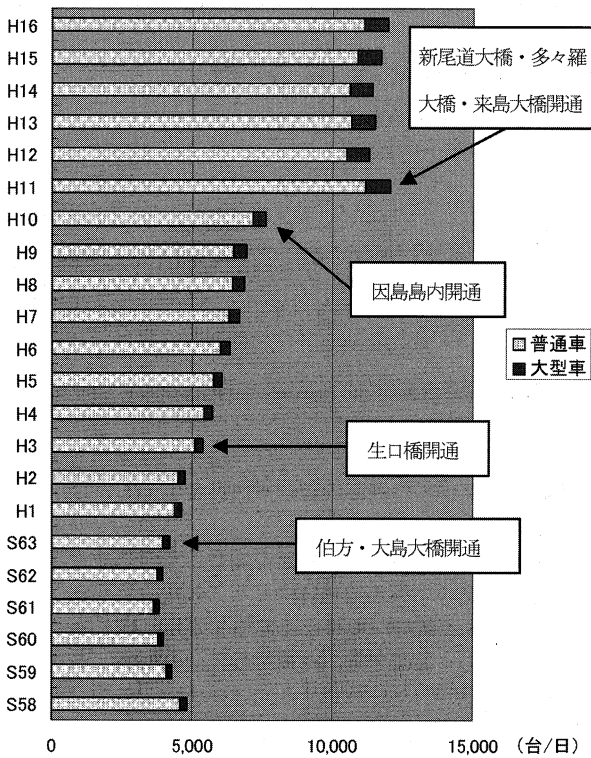


図-1 因島大橋日平均交通量グラフ

Fig.1 Dairy traffic volume chart on the Innoshima Bridge

15年と設定し、その累積大型車交通量の重心位置（日1,000台）を設計交通量としている。舗装設計の交通量区分では「C交通」に相当する。「表-1」に設計交通量と前記でまとめた日平均大型車交通量の比較を示す。

表-1 設計交通量と実績交通量

Tab.1 Design and actual traffic volume

区分	設計交通量		実績平均	
	大型車交通量	H10年度以前	H11年度以降	
C交通量	1,000以上 3,000未満	150	450	

※単位：台/日・方向

H10年度以前の交通量はA交通に相当し、H11年度以降はB交通に相当する。いずれも設計交通量を下廻り、理論上舗装体の耐力は設計期間以上となるはずである。

3.2 路面の状態

因島大橋区間の路面は、開通後16年を経過したH11年度ごろから変状が顕著となり始め、特に、土工部でひび割れが卓越し20m区間のひび割れ率が50%以上となる箇所もあった。「表-2」に、舗装改良前の路面性状を示す。

(1) クラックの状態

クラックの調査は目視によるスケッチ法で行い、路面に発生したクラックは、ほぼ下記の3種類に分類された。

表-2 路面性状データ

Tab.2 Data of road surface configuration

ひび割れ率	わだち(max)	平坦性	MCI
33.7%	20 mm	1.65 (σ mm)	4.1

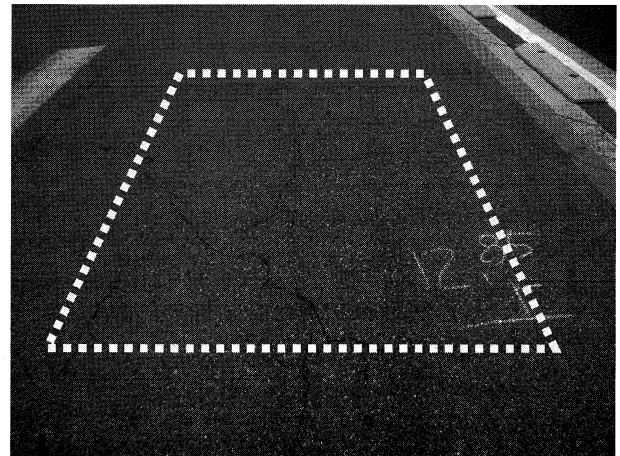


写真-1 面状クラックの状況写真

Photo.1 Situation of spread crack



写真-2 わだち部線状クラックの状況写真

Photo.2 Situation of linear crack at rutting zone

- ① 車線全体の面状クラック・・・「写真-1」
- ② わだち部の直線的な縦方向クラック・・・「写真-2」
- ③ わだち部の亀甲状・蛇行したクラック・・・「写真-3」

(2) コアリング調査

クラックの状態と貫通量の相関性、及び下層のクラックの状態を調べるため、面状クラックの中心、クラックの先端、枝分かれ部、複数発生している部分、及びわだち部の健全箇所等ランダムに設定し、コアリング調査を実施した。調査結果は以下のとおりである。

- ① クラックの状態と貫通量の相関性
 - * クラックの状態に関わらず、全層貫通しているものが大半であった。「表-3」に貫通率を示す。
- ② 下層のクラックの状態
 - * 一部、As安定路盤材でクラックが複数に枝分かれているもの、及び基層とAs安定路盤材の層

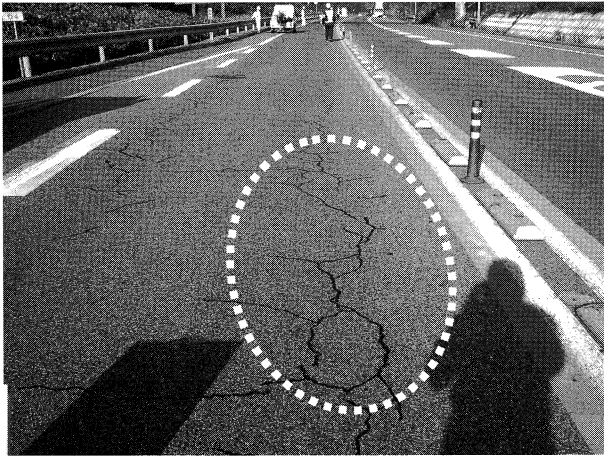


写真-3 わだち部面状クラックの状況写真

Photo.3 Situation of spread crack at rutting zone

間にクラックが発生しているものがあった。

*クラックは表層から発生していた。

*健全部では、クラックは確認出来なかった。

以下に、コアリング調査の一例を紹介する。

「図-2」は、コアリングした路面のひび割れスケッチ図等を記した舗装体損傷確認調査書である。この箇所は、ひび割れ率 23.1%、クラック幅 2 mm、ひび割れの状態は「写真-3」に分類される。クラックの終息度合いを調べるため、わだち部で枝分かれしたクラックの先端付近をコアリングした。その結果、クラックは幹部分と先端部分で大差なく、先端部分でも As 安定路盤まで達していた。

舗装体損傷確認調査書			
工事名	向島管内舗装改良工事	調査年月日	平成16年11月28日
調査位置	KP7.320	路面の種類	アスファルト
1. ひび割れ状況 (下り走行)			
2. 切取り供試体の状態 (側面)		3. 切取り供試体の状態 (上面)	
<small>〔コア観察状況〕 全層に至り断状にクラックが発生している。 色あせも見られ、劣化が激しい。</small>		備考	

図-2 舗装体損傷確認調査書

Fig.2 Record of pavement damage



写真-4 全層貫通したコア写真

Photo.4 Core through all layers

表-3 コアの物性値

Tab.3 Physical property of pavement cores

(空隙率)		
表層	基層	As 安定路盤材
4.1%	3.7%	3.8%
(アスファルト量)		
表層	基層	As 安定路盤材
5.8%	5.3%	4.5%
(回収アスファルト針入度)		(クラック貫通率)
20 (1/10 mm)		83.4%

「写真-4」は、クラックが表層から As 安定路盤材まで全層を貫通している状況を撮影したものである。「表-3」に、採取したコアの物性値を示す。

物性値調査結果から、既設アスファルト混合物の性状は、空隙率が 3% を上回っていることから流動化は発生していない。アスファルト量は一般的な値を示しているが、針入度が 30 を下回っておりかなり硬化が進み脆く破壊されやすい状態と言える。なお、針入度の一般的な評価は、30 以下になるとクラックが発生し易く、さらに 25 以下まで低下すると亀甲状のクラックに進行するといわれている。この状況は、路面のクラックと一致する。

(3) As 安定路盤材の損傷

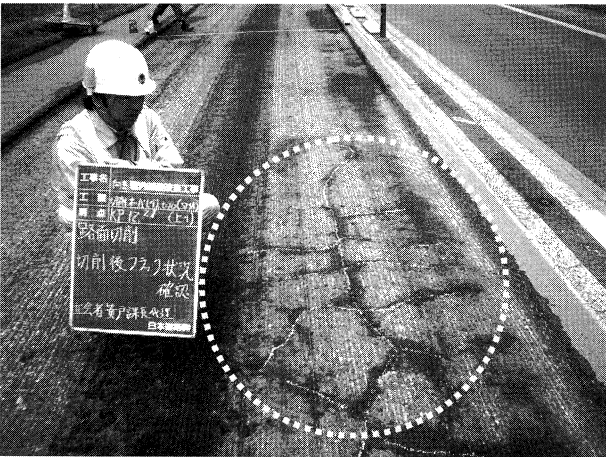
コアリング調査を補足するため、As 安定路盤材上面まで開削した段階で、クラックの状況を確認した。

「写真-5」のクラックは、わだちに添って縦方向にほぼ直線で発生しており、途中枝分かれや横断方向のクラックはなかった。表面のクラックは、「写真-2」に分類され、発生した位置や形状が As 安定路盤材上面とはほぼ一致する。

「写真-6」のクラックは、横断方向にも発生し亀甲状へと進行していた。表面のクラックは、「写真-2」に分類されるが、直線的でなくやや蛇行していた。この箇所のクラックは明らかに As 安定路盤材の方が進行しており、表面では同じ形状のクラックでも、下層の損傷度合いに違いがあることが確認できた。



写真一5 As 安定路盤材上面の縦クラックの状況写真
Photo.5 Longitudinal crack on the stabilized base



写真一6 As 安定路盤材上面の亀甲状クラックの状況写真
Photo.6 Alligator crack on the stabilized base

(4) 損傷の評価

路面の損傷状況をまとめると、下記のとおりである。

- ① わだちに加ってクラックが発生・進行している。
- ② クラックは表面から発生している。
- ③ クラックの殆どがコアの全層を貫通している。
- ④ 表面より下層のクラックが進行している箇所があった。「写真一6」
- ⑤ わだち部の流動化はない。
- ⑥ アスファルト針入度の低下が著しい。(劣化)

上記④を除いた特徴は、高速道路の劣化による「わだち割れ」現象と類似するが、「写真一6」で確認した下層のクラックが酷い箇所もあり、疲労破壊の可能性も考えられる。

表面に無いクラックが As 安定路盤材で確認されたこと、橋上の舗装は比較的健全なこと、コアリング調査でわだち部に流動化が見られないこと等から、路面の損傷要因であるクラック発生・進行について、以下のようなメカニズムが考えられる。

「因島大橋区間のクラックは、わだち割れに誘発され、

それが徐々に進行し、表層の経年劣化とともにわだち部から面的に広がると同時に、垂直方向の As 安定路盤材までクラックが貫通し、舗装体としての耐力が低下した。以降、繰り返し交通荷重を受けることにより、一部で疲労破壊のクラックが発生・進行し、H11年度の供用路線延長に伴う大型車交通量の倍増で促進された。」

3.3 損傷度と補修範囲の選定

(1) 補修方針

因島大橋区間の補修方法は、クラックの進行度合いにより判断することとし、As 安定路盤材の耐力が低下している箇所は、全層打ち換え、As 安定路盤材をクラックが貫通・到達していても耐力的に問題ない箇所については、基層までの打ち換えと、リフレクションクラック対策を併用することを基本とした。なお、クラックの進行状況から、表層のみの打ち換えでは機能回復が見込まれないことから、最低、基層以上の打ち換えをとした。

(2) 補修範囲の決定

補修範囲の決定は、ひび割れ率・クラック幅・クラック形状、及びコアリング調査と As 安定路盤材の損傷度合いを勘案し1～3の3ランクで評価した。さらに、損傷度の評価にあたっては、下面の疲労クラックを考慮する必要があるため、クラック形状を重視し補修範囲の決定を行った。「表一4」に判定の目安、「表一5」に損傷度の区分を示す。

4. 急速舗装修繕工法 (QRP 工法) の採用

4.1 施工日数の増加

舗装改良区間の損傷度は、想像以上に進行しており、全層打ち換え区間が半数以上にのぼることとなった。そのため、当初予定していた施工日数を大幅に延伸することとなり急速施工法を検討することとした。

舗装工事に伴う交通規制の制約は下記のとおりである。

- ① 工事による通行止めは実施しない。
- ② 工事は片側交互交通規制内で行う。
- ③ 交通規制時間は 8:30 から 16:30 まで。
- ④ 交通開放は表層完了後である。

前述のように、一般道の舗装工事によく見られる施工途中での交通開放は許されず、日々完成、日々交通開放が条件である。そのため、限られた施工時間を効率的に使用し、日当りの施工延長を増加させる方法で、施工日数の短縮を図ることとした。

4.2 QRP 工法

QRP 工法は、国交省中国地方整備局中国技術事務所と日本道路建設業協会中国支部が共同開発した急速舗装修繕工法であり、同工法に関する技術指針^{※1}に基づき、中国地方では数多くの国道の施工実績を有している。ま

表-4 損傷度判定目安

Tab.4 Judgment standard of damage

クラック模式図	ひびわれ率	形状	備考
	10% 未満	筋状クラック	ひび割れ率 35% 未満であつても、クラック形状が面状(亀甲状)に進行している箇所は、損傷度3とした。
	15~35% 程度	線状クラック	
	35% 以上	面状(亀甲状)クラック	

表-5 損傷度区分

Tab.5 Classification of damage

損傷度 1	As 安定路盤材は健全であり、表層、基層の打ち換えで機能回復が期待できる。
損傷度 2	As 安定路盤材にクラックが達しているが、路盤としては健全であり、リフレクションクラック対策を併用した表層・基層の打ち換えで機能回復が期待できる。
損傷度 3	AS 安定路盤材からの全層打ち換えが必要である。

た、JHにおいても、同様の大粒径アスファルト合材を用いた施工例が報告されている。さらに、空港舗装・港湾道路など重交通路線での採用が多く見られる。以下にQRP工法の特徴を記載する。

- ① 厚層で仕上げる事により、施工時間を短縮できる。
- ② 最大厚 30 cm まで施工可能である。
- ③ 特殊な舗装機械を必要としない。
- ④ 厚層施工のため、初期わだちが発生しやすい。
- ⑤ 高い動的安定度、及び耐久性を有している。
- ⑥ 温度低下が緩慢なため、合材温度を中温化している。
- ⑦ 出荷量が若干低下する。

4.3 舗装構成の決定

通常工法では、切削から3層の舗設まで4サイクルが必要なところ、QRP工法の特徴である前記4-2①に着目し日施工延長の増加を計ることとした。改良区間の舗装構成を「図-3」に示す。

QRP工法の施工は、大粒径アスファルト合材をシックリフト(厚層撒き出し)で舗設し、初期わだちの終息を待って、後日表層の施工を行うのが一般的であり、技

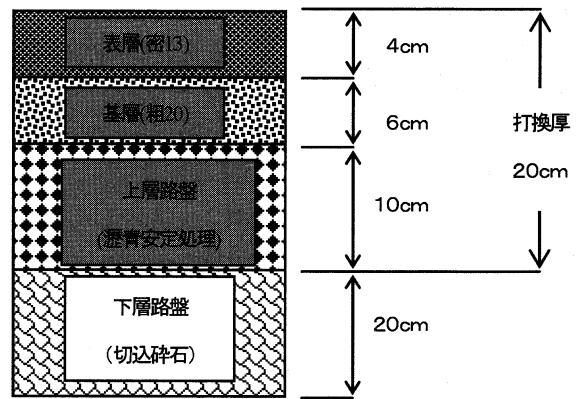


図-3 舗装構成

Fig.3 Compound of pavement

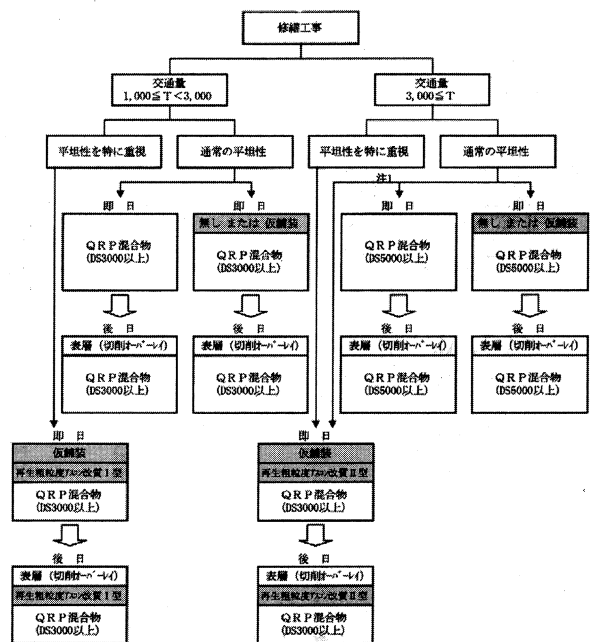


図-4 施工選定フローチャート

Fig.4 Flow chart of work selection

術指針でも推奨されている。QRP工法に使用する大粒径アスファルト合材は、高い耐流動性を有し早期交通開放が出来る反面、外気温や大型車交通量等の影響を受け初期わだちが発生し易い特徴もある。初期わだちの許容値は、表層で修正できる限界値を10mmとし、それを超える場合は、再度切削し表層を施工する。「図-4」は技術指針から抜粋した施工選定フローチャートを示す。

技術指針に基づき舗装仕様を仮定すると「図-5」に示すとおり、一旦仮表層、又はQRP工法を全層施工し交通開放することとなる。そのため、別途表層施工に必要な切削費用、及び交通規制が必要となり工事費が割高となる。また、表層施工の日数も必要なことから、施工日数の短縮効果が薄いことが考えられた。そのため、舗装仕様は表層を同日施工とする「図-6」に変更することとした。

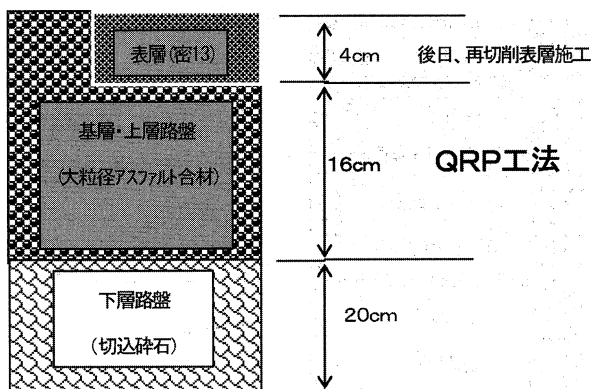


Fig.5 Temporarily pavement specification

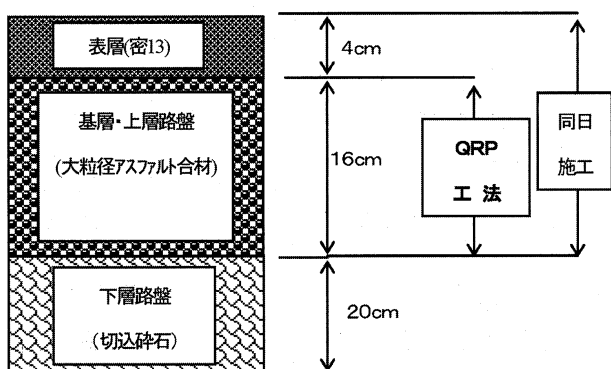


Fig.6 Pavement specification

4.4 QRP 合材の特徴

(1) 大粒径アスファルト合材

今回使用した大粒系アスファルト合材の材料を「表-6・7」に示す。

(2) 合材の製造

大粒径アスファルト合材は、温度低下が緩慢であり養生時間が長くなる特徴を持っている。そのため、製造・出荷段階では合材温度を低減するが、交通開放温度は高めに設定することで改善が図られている。なお、一般の合材は、使用するアスファルトの粘度曲線の最適範囲内で配合設計を行うが、大粒径アスファルト合材の場合は、粘度曲線を無視して行う。

合材温度の設定は、施工時期や現場条件で異なり、以下の条件を踏まえ、技術指針の目安を参考に設定した。「表-8」に合材温度を示す。

- ① 施工時期は12~2月の冬期(平均気温15℃以下)
- ② プラントから現場までの運搬時間は20分

※実際の施工では、合材温度が目標以上に高いと養生時間に影響を与えるため、出荷温度に特に注意をはらった。今回製造した大粒径アスファルト合材の性状値を「表-9」に示す。

表-6 大粒径アスファルト合材使用骨材一覧表

Tab.6 Aggregates for large-sized asphalt

使用材料	産地	材質
碎石4号	広島県福山市芦田町	硬質粘板岩
碎石5号	広島県安芸郡蒲刈町	硬質砂岩
碎石6号	広島県府中市荒田町	硬質砂岩
碎石7号	広島県賀茂郡黒瀬町	安山岩
スクリーニング	広島県賀茂郡黒瀬町	安山岩
粗砂	山口県沖	海砂
石粉	岡山県新見市足立	炭カル

アスファルトの種別：ストレートアスファルト60-80

表-7 合成粒度分布

Tab.7 Composite distribution

ふるい目(mm)	合成粒度	粒度範囲
37.5	100	100
31.5	99.3	90~100
19	80.1	70~90
13.2	64.9	55~75
4.75	40.2	30~50
2.36	27.2	20~35
0.6	14.5	11~23
0.3	9.8	5~16
0.15	5.7	4~12
0.075	4.5	2~7

表-8 目標合材温度

Tab.8 Target of asphalt temperature

項目	設定温度	技術指針の目安
骨材加熱温度	140℃	/
アスファルト加熱温度	135℃	
出荷温度	135℃	120~140℃
初期転圧温度	120℃	110~130℃
二次転圧温度	100℃	90~110℃

(3) ホットミックスサイロの使用

大粒径アスファルト合材は、通常のアスファルト合材より粗骨材の配合割合が多いため、ウエット及びドライの混合時間が長くなり、結果的に出荷量が低下する傾向にある。さらに、厚層でアスファルト合材を撒き出すため、プラントの能力によっては、現場での合材供給が不足する恐れがある。この混合時間の延長に伴い、実際のプラントでは公称能力70 ton/hrが、60 ton/hrまでに低下した。この出荷能力ではアスファルトフィニッシャの撒き出し速度に対応する合材量が、時間あたり52 ton不足することとなる。このため、不足合材を補うためホットミックスサイロにアスファルト合材を貯蔵しておき、プラントと併用しながら合材の供給を行った。

5. 施工及び施工管理

5.1 施工

今回のQRP工法は、1日で表層まで完成させ交通開

表-9 マーシャル試験及びホールトラッキング試験

Tab.9 Results of Marshall test and wheel tracking test

品質特性	単位	試験結果	基準値
マーシャル	密度	g/cm ³	2.409
	空隙率	%	4.7
	飽和度	%	66.3
	安定度	KN	8.02
	フロー値	1/100 cm	32
ホイールトラッキング	回/mm	7,500	3,000以上
アスファルト量 (ストアス 60-80)	%	4.0	3.5~5.5

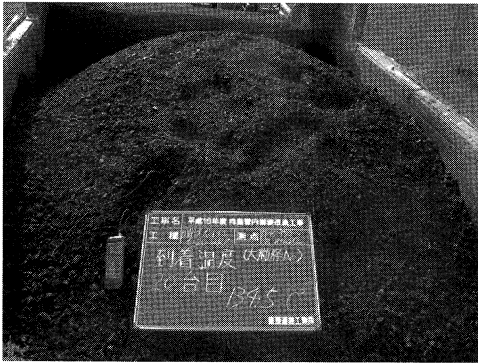


写真-7 大粒径アスファルト合材写真
Photo.7 Large grain-sized asphalt mixture

放を行うものである。以下に QRP 工法の切削から舗設までを述べる。

(1) 路面切削工

切削の効率化は施工全体の時間短縮となるため、舗装厚 20 cm を 1 回で切削できるドイツ製切削機（ビルトゲン）を導入した。切削速度は、通常使用されている 10 cm クラスの切削機より劣るが、機械の盛り替え（切削幅=2 m）、及びセッティング時間が省略されることにより、トータルの施工時間は短縮された。「写真-8」に、切削状況を示す。



写真-8 切削状況写真
Photo.8 Cutting pavement

(2) 舗 設

①敷き均し

QRP 工法では厚層撒き出しのため、ダンプトラック 1 台分の合材で敷き均し出来る距離は 5 m 弱と短く、頻繁に合材の供給が必要となった。また、施工場所は暫定二車線で幅員が狭く、しかも切削量が深くなり段差が大きくなるため、車両の途中からの乗り入れが不可能であった。このため、後続のダンプトラックは、工事終点近傍の非常駐車帯で待機することとしたが、車両の入れ替え時の手待ち時間を少なくするため、アスファルトフィニッシャのホoppaに合材を満載し、その敷き均し時間中に車両の入れ替えを行うこととした。なお、今回の様な 16 cm 程度の合材撒き出しでは、通常タイプのアスファルトフィニッシャを使用することが出来るのも、QRP 工法の特徴である。

②転 圧

転圧作業は、一次転圧にマカダムローラ、二次転圧にタイヤローラの順に梯団を組んで行い、除去できなかった横断凹凸、ローラマークを振動ローラで仕上げる計画であったが、二次転圧（タイヤローラ）で殆どのローラマークが除去でき、振動ローラは端部などの局所的な使用に止まった。なお、それぞれの転圧回数等は予め行った試験舗装結果を基に設定した。「写真-9~11」に、QRP 工法の敷き均しから二次転圧状況を示す。

「表-10」に QRP 工法の施工機械の編成、「表-11」に QRP 工法の施工基準を示す。

5.2 品質管理

(1) 合材温度の低下時間

大粒径アスファルト合材は温度低下が緩慢であることがわかっており、その低下時間は、気象条件、及び舗装仕様によって異なることから、試験舗装により養生時間の目安を定めることとした。養生時間は、合材が交通開放基準温度に到達する時間であり、今回の QRP 工法は、大粒径アスファルト合材温度が十分低下しない内に、表



写真-9 アスファルトフィニッシャ敷き均し状況写真
Photo.9 Paving flatly by asphalt finisher

表-12 交通解放基準温度

Tab.12 Criteria of asphalt temperature to release traffic

合材	基準温度	備考
大粒径アスファルト合材	※表面：70℃以下 中心：90℃以下	技術指針
表層	表面：40℃以下	公団基準



写真-10 マカダムローラ締め固め状況写真

Photo.10 Compacting by macadam roller



写真-11 タイヤローラ締め固め状況写真

Photo.11 Compacting by rubber-tired roller

表-10 今回の機械編成

Tab.10 Formation of pavement machines

施工機械名	形式	規格	台数	用途
路面切削機	2100 DCL	W=2000	1台	路面切削
アスファルトフニッシャ	HA 60 W	W=2300~6100	1台	敷き均し
マカダムローラ	R2	10 t	1台	初期転圧
タイヤローラ	TZ 700	13.5 t	1台	二次転圧
コンバインドローラ	CB-335 D	3 t	1台	仕上げ転圧

表-11 今回の施工基準

Tab.11 Standard of pavement work

項目	QRP 工法
仕上がり厚さ	16 cm
敷き均し厚さ	19.2 cm
余盛量(転圧減)	3.2 cm (20%)
初期転圧回数	9 回以上
二次転圧回数	21 回以上
仕上げ転圧回数	適宜

層の施工を行うことから、それぞれの温度低下傾向を把握しておく必要があった。「表-12」に合材ごとの交通

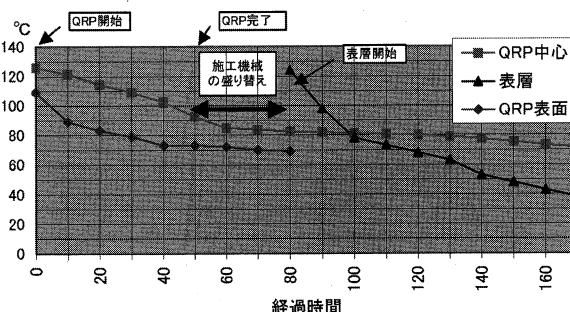


図-7 合材温度の低下グラフ

Fig.7 Chart of temperature of asphalt mixture

開放基準温度を示す。

※表面温度は、大粒径アスファルト合材面で交通開放する場合であり、今回は中心温度を対象に検討した。

「図-7」は、晩秋期の気象条件において、大粒径アスファルト合材中心・表面、及び表層表面の温度を時系列に計測したグラフである。

大粒径アスファルト合材の中心温度は、既に表層施工時には基準温度(90℃)以下となっており、その後、緩慢であるが徐々に低下している。表層の施工は舗設開始から20分で完了しており、100分以降は養生時間である。170分後に表層は基準温度(40℃)以下となった。温度低下時間は70分であり、この時点における合材の中心温度は交通開放基準温度の90℃以下であった。これらの表層部、及び合材の中心部における温度低下データの相関性より、本QRP工法における交通開放基準温度は、表層の計測温度で管理することとした。さらに、本施工は気温の低い冬期であること、養生転圧を併用すればさらに温度低下時間の短縮が見込まれることから、養生時間は「表層完了後1時間」と設定した。

(2) 初期わだち量

QRP工法では、大粒径アスファルト合材を使用するため初期わだちが発生しやすい傾向にある。初期わだちの発生は、大型車交通量及び合材温度が関係していることから、簡易的なトラフィック試験を実施し初期わだちの発生量を確認することとした。以下に試験概要及び「表-13」に試験結果を示す。

(試験概要)

簡易トラフィック試験は、舗設の完了した大粒径アスファルト合材、及び表層に、大型車輪荷重を各交通量に換算した回数、繰り返し前後に車載し、その時発生するわだち量を測定した。なお、試験に使用した大型車は、合材を満載した10 ton ダンプトラックである。大粒径アスファルト合材の場合、表層用合材運搬車両（10 ton ダンプトラック）が5台程度乗り入れることを想定し、表層は、C交通相当まで確認を行った。

表-13 簡易トラフィック試験結果

Tab.13 Results of simple traffic test

合材名	表面温度	回数	最大わだち量
大粒径アスファルト合材	80℃	5往復	4 mm
表層	46℃	25往復	8 mm

※C交通相当：25往復（所要時間：30分）
 ※50回・方向÷0.5時間=100回/時間（2,400回/日）
 ※C交通：1,000~3,000台・方向/日

今回の施工では、QRP施工後直ちに表層の施工に取りかかることを前提とし、基準温度（70℃）以上で試験を実施した。試験結果では、わだち量は技術指針における初期わだちの許容量（10 mm）の範囲に納まっており、問題無かった。

試験時間の関係上、表層は基準温度（40℃）より若干高い段階で試験を行ったが、わだち量は8 mmと微小であった。また、因島大橋区間の交通量はB交通相当であることから、実際の初期わだち量はさらに軽減されると想定されるため、平坦性にほとんど影響しないと判断した。

(3) 平坦性試験

平坦性の測定は、3プロフィールメーターで行った。QRP工法を実施した3区間の結果は、0.8・0.85・0.78σmmであり、何れも基準値1.3σmmの80%以下で納まっており平坦性は良好であった。施工の翌日、初期わだちの確認を行ったが、最大値は3 mmであり走行性も良好である。「写真-12」は平坦性試験を撮影したものである。

5.3 工程管理

QRP工法における日当り施工延長の算出は、「図-8」に示すフローチャートの手順で行った。

(1) 実作業時間

実作業時間は、舗装作業に要する時間であり、その算出方法は「図-9」の模式図に示すとおり、作業可能時間から準備、施工機械の入れ替え、及び養生時間等を差

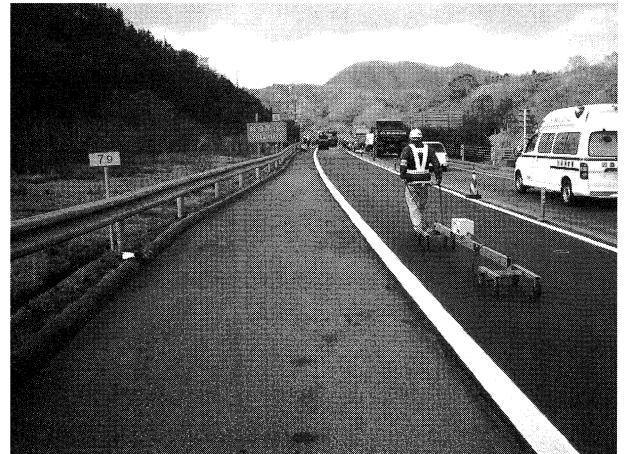


写真-12 平坦性試験写真

Photo.12 Surface smoothness test

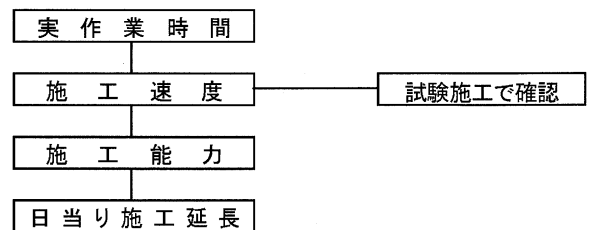
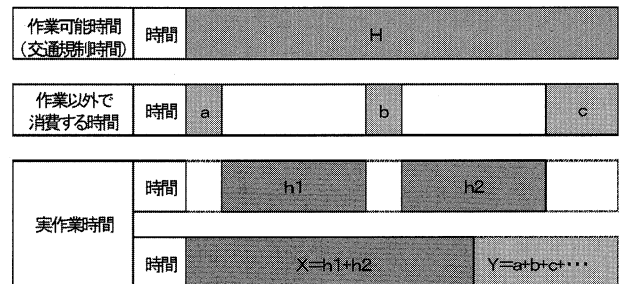


図-8 日施工延長算出フローチャート

Fig.8 Flow chart of dairy pavement ability



$H=8$ 時間 (8:30~16:30)

$Y=a+b+c+d=2.5$ 時間

図-9 実作業時間算定模式図

Fig.9 Pattern diagrams of actual work time

し引いた時間とする。

$H=8$ 時間 (8:30~16:30)

$Y=a+b+c+d=2.5$ 時間

$a=$ 切削機の搬入・セット: 0.5 時間

$b=$ 舗設準備: 0.5 時間

$c=$ 表層養生: 1 時間

$d=$ 安全時間: 0.5 時間 (トラブル対応)

$X=8$ 時間 - 2.5 時間 = 5.5 時間

(2) 施工能力

実作業時間内で施工可能な延長を算出するには、各工種の施工能力が必要であり、試験施工において、切削速度、アスファルトフィニッシャの撒き出し速度、転圧速

度、合材ダンプトラックの入れ替え時間、及び施工機械の盛替時間等を計測し、各工種ごとの施工能力を算出した。さらに、切削工とのバランスを取るため、QRP工法と表層工の能力を合成し、舗設工としての施工能力を算出した。「表-14」に施工能力の一覧を示す。

表-14 施工能力一覧表

Tab.14 Pavement work ability

工種	切削	QRP	表層
施工能力	79 m/hr	97 m/hr	113 m/hr
		合成能力 52 m/hr	

(3) 日当り施工延長

日当り施工延長は、実作業時間内で切削延長と舗設延長が同じにならなければならない。「図-10」のグラフは横軸に施工時間、縦軸に施工延長をとり、切削能力は左から、舗設合成能力は右からの比例グラフである。今回のQRP工法の日当り施工延長は、このグラフの交差点で表されることになり、計算上の日当り施工延長は172mとなった。

(4) 施工タイムスケジュール

施工タイムスケジュールは、上記(3)で求めた施工延長を固定し時間の割り付けを行う方法と、各工種の施工限界時刻を定めて行う方法が考えられた。「表-14」から、QRP工法では切削作業がクリティカルとなるため、トラブルなどで切削時間が超過した場合、その後の作業

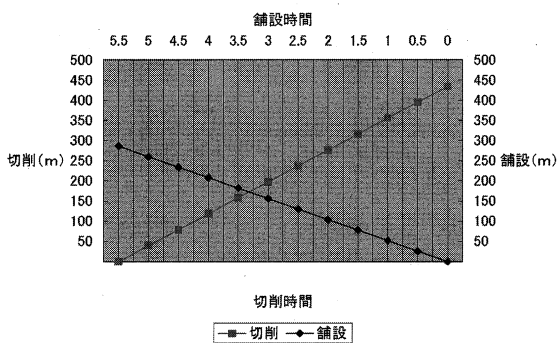


図-10 施工延長算定グラフ

Fig.10 Chart of pavement ability

に大きな影響を与えることとなる。このため、施工のタイムテーブルにおいては、施工限界時刻を設定する方法とした。「表-15」に施工タイムスケジュールを設定した限界時間を示す。

なお、実際の施工においては、施工機械の盛り替えや車両の入れ替えに予想以上の時間を要したため、計算上の172mを若干下回る日当り施工延長約160mであった。「図-11」に施工タイムスケジュール、「図-12」に施工フローチャートを示す。

5.4 施工日数の短縮

今回QRP工法で施工した範囲(片側1車線対面通行区間・施工延長L=1,032m、舗装改良幅W=3.3~7.2m)の施工日数は8日間であった。通常工法では、12日間かかるため、4日間の工期短縮が図られた。これは、実働で考えるとほぼ一週間の短縮効果となる。また、舗装改良を連続して施工しない場合でも、その施工延長が100~160mの範囲であれば、施工日数が1/2となり工期短縮には効果的な工法である。

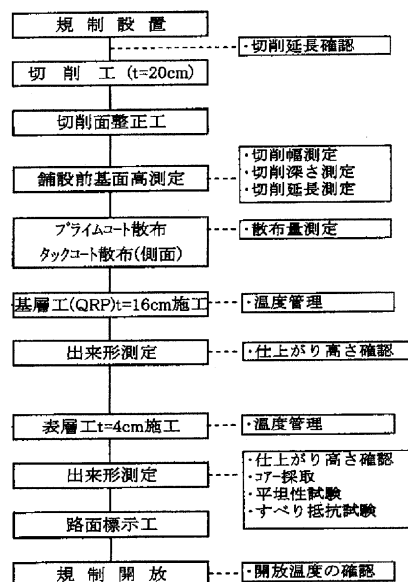


図-12 施工フローチャート

Fig.12 Work flow chart

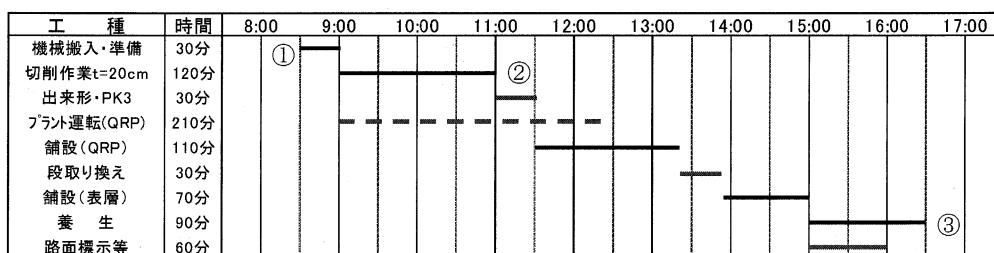


図-11 施工タイムスケジュール

Fig.11 Work time schedule

表-15 施工限界時間

Tab.15 Time limits for work

①交通規制開始時刻：8：30
②切削限界時刻：11：00
③交通規制開放時刻：16：30

表-17 因島大橋時間別車種別交通量

Tab.17 Hourly and car-classified traffic volume on the Innoshima Bridge

(上下線合計) 単位：台

時間帯	普通車	大型車	特大車	中型車	軽車両
0~1時	58	18	0	11	34
1~2時	38	16	2	11	16
2~3時	29	15	0	14	13
3~4時	26	16	2	16	12
4~5時	35	19	3	19	9
5~6時	66	19	6	19	32
6~7時	169	22	4	34	119
7~8時	399	32	4	40	356
8~9時	397	40	6	63	291
9~10時	410	57	14	67	219
10~11時	418	54	11	63	188
11~12時	380	56	9	58	161
12~13時	349	44	5	54	155
13~14時	378	47	11	57	169
14~15時	417	47	10	62	178
15~16時	453	52	8	56	204
16~17時	485	47	7	56	229
17~18時	530	38	5	50	329
18~19時	425	37	4	32	350
19~20時	312	29	4	21	242
20~21時	226	26	3	14	179
21~22時	178	24	1	22	151
22~23時	141	21	1	25	114
23~24時	95	21	0	10	61

6. 道路利用者費用を含めたコスト比較

舗装工事のライフサイクルコスト (LCC) は、一般的に建設から供用限界までの一連の補修サイクルにかかるコストをいい、「舗装の構造に関する技術基準・同解説」では、道路管理者費用・道路利用者費用、及び沿道および地域社会費用を算出項目としている。

今回、QRP 工法の採用により施工日数を短縮した最大の効果は、片側交互交通規制の削減であることから、LCC の算出項目の中で、最も影響が大きいと思われる道路利用者費用を算出し、施工日数の短縮効果を検証する。なお、今回のコスト分析では、片側交互交通規制による本線滞留時間における損失費用を既存の文献を引用して試算することとした。「表-16」は、参考文献*2 に示された本来考慮すべき LCC 算定項目の一例である。

表-16 LCC 算出項目一覧

Tab.16 LCC calculation

道路管理者費用	調査設計費用、建設・改築費用、修繕費用、廃棄処分費用、関係行政費用	
道路利用者費用	工事規制区間通過	車両走行費用、時間損失費用
	迂回	車両走行費用、時間損失費用、事故費用
	路面劣化	車両走行費用
沿道及び地域社会の費用	大気汚染、騒音、地球温暖化	

表-18 時間別総停車時間

Tab.18 Total Stop time by hour

単位：台・分

(上り線)		(下り線)	
時間帯	総停車時間	時間帯	総停車時間
8~9時	479	8~9時	518
9~10時	443	9~10時	516
10~11時	396	10~11時	521
11~12時	371	11~12時	459
12~13時	333	12~13時	426
13~14時	361	13~14時	466
14~15時	399	14~15時	494
15~16時	416	15~16時	550

6.1 コスト算定条件

(1) 工事規制区間の道路利用者費用

①影響交通量の算定

片側交互交通規制は、強制的に交通流を遮断してしまうため、交通規制時間帯の交通量を影響交通量として設定する。時間別車種別交通量を「表-17」に示す。

なお、交通規制実施時間は 8:30~16:30 であるが、便宜上、「表-17」の 8 時~16 時までの交通量を使用する。

②停車時間の算定

片側交互交通規制は、片側つつ交互に交通開放を行うことから、上下線の切換え時間を 5 分とし、総停車時間の算出を行った。「表-18」に各時間帯の総停車時間を示す。

③時間的損失費用の算出

停車時間による時間的損失費用の算出は、「表-18」で算出した総停車時間を「表-17」の時間別車種別交通量の比率を持って、時間価値原単位の車種別に再配分し、その台数と「表-19」に示す時間価値原単位とを乗じて算出した。なお、「表-17」と「表-19」の車種区分は

一致しないため、路線バス等の便数から想定することとした。「表-20」に時間的損失費用の計算結果を示す。

(2) 道路管理者費用

「表-21」に示す H 16 年度の実績契約単価を道路管理者費用とする。

6.2 コスト比較

「表-20」で算出した時間的損失費用と「表-21」の

表-19 時間価値原単位(円/台・分)^{*2}

Tab.19 Unit of time value

	乗用車	バス	小型貨物	普通貨物
平日	56	496	90	101
休日	84	744	90	101

表-20 停車時間による時間的損失費用(円)

Tab.20 Loss cost by stop time

(上り線)				
時間帯	乗用車	バス	小型貨物	大型貨物
8~9時	23,688	2,976	2,970	1,818
9~10時	20,496	4,464	2,970	3,535
10~11時	18,592	4,464	2,250	3,030
11~12時	17,080	4,464	2,250	3,232
12~13時	15,456	3,968	2,250	2,424
13~14時	16,744	3,968	2,250	2,929
14~15時	18,816	3,968	2,610	2,626
15~16時	20,384	3,472	1,890	2,424
小計	151,256	31,744	19,440	22,018
(下り線)				
時間帯	乗用車	バス	小型貨物	大型貨物
8~9時	25,144	4,464	2,700	3,030
9~10時	24,192	4,960	3,060	4,040
10~11時	24,472	4,960	3,330	3,737
11~12時	21,392	4,960	2,880	3,535
12~13時	20,272	4,464	2,610	2,626
13~14時	22,008	4,464	2,880	3,232
14~15時	23,408	4,464	2,970	3,434
15~16時	26,096	4,960	3,150	3,939
小計	186,984	37,696	23,580	27,573
合計	338,240	69,440	43,020	49,591
総計	500,291			

表-21 舗装打ち換え単価

Tab.21 Unit price for re-casting

工種	契約単価	1日の施工延長	内容
QRP工法	9400円/m ²	160m	舗装費、廃材処理、交通規制費用、運搬費、諸経費含む
通常工法	9300円/m ²	100m	

舗装打ち換え単価を基にQRP工法と通常工法のコスト比較を行う。

- ①施工条件 施工延長：1,000m 施工幅員：3.3m
- ②1日の施工延長(Max)・・・施工実績より算出
QRP工法：160m 通常工法：100m

③片側交互交通規制

1日当りの時間的損失費用：500千円(表-18)

QRP工法	費用	通常工法	費用
道路管理者費用	31,020千円	道路管理者費用	30,690千円
時間的損失費用	3,500千円	時間的損失費用	5,000千円
合計費用	34,520千円	合計費用	35,690千円

6.3 まとめ

以上のように、時間的損失費用を考慮すると、QRP工法が安価となった。片側交互交通規制は、道路利用者費用の時間的損失に大きく影響し、交通規制の短縮意義を数値的な根拠を持って示すことができた。さらには、今回算出していない車両走行費用等が加算されると開差額は広がる。また、QRP工法は、耐久性の優れた大粒径アスファルト合材を使用していることから、長寿命化舗装としての評価も必要となる。

7. 今後の課題

今回、QRP工法により片側交互交通規制の削減が行えたことは、道路管理者のみならず道路利用者にも大きな効果があったと言える。また、特殊な材料及び施工機械が必要でないことから、現場条件においてアレンジが行え汎用性に富んだ急速舗装施工法である。

因島大橋区間の舗装改良は、年を追う事に基層以上の打ち換えが必要となってきた。これは路面の損傷が不等沈下等によるクラックを除き、舗装の物性的劣化によるものであったことから、舗装の寿命に関する調査と補修着手のバランスを見極めることが重要である。

さらに、陸上部橋梁の舗装も劣化が進んでおり、効率的な補修が必要である。今後はこれらの対策、さらにLCCの算定精度を向上させる基礎データの収集・整理が必要である。

参考文献

- *1：国土交通省・・・QRP工法共同開発報告書設計・施工指針(案)平成6年2月、同第1回改訂版平成17年3月
- *2：谷口・・・舗装工事におけるプロジェクトレベルのLCC算定法に関する研究 2002年12月

海外報告(東ティモール国の道路分野概要)

Overseas Report (Outline of Road Condition in Timor-Leste)

東ティモール国
運輸通信公共事業省

公共事業局
道路橋梁治水部

上村博文

Hirofumi Uemura



1. はじめに

東ティモール国 (Democratic Republic of Timor-Leste) は、図-1に示すとおり、インドネシアの東部とオーストラリアの間に存するティモール島のほぼ東半分位置し、同島の西半分はインドネシアの西ティモール州となっている。

ティモール島の歴史は15世紀初頭にアジアに進出してきたポルトガル及びオランダの植民地化政策に大きく翻弄され、1945年までは島の西半分がオランダの、そして東半分がポルトガルの植民地であった。同年にはインドネシアがオランダから正式に独立したものの、東ティモールがポルトガルから独立したのは、それから遅れること30年の1975年11月28日のことである。その後、インドネシアによる強制併合等幾多の紆余曲折を経て独立を回復したのが2002年5月20日のことであり、同年9月には21世紀最初の独立国として国連への加盟(191ヶ国目)を果たしている。

本報告は、当国の道路分野(道路の現況、道路行政等)について、その概要を報告するものであるが、インドネシア併合時代に蓄積された道路・橋梁に関する多くのデータは、その大部分が焼失されており、十分な報告とはなっていないことをお許し願いたい。

2. 国勢

東ティモールは、飛地であるオエクシ(Oecussi)地方を含めた国土面積が約14,700 km²、人口は約925千人(2004年人口センサス)という小さな国家である。

独立後の公用語は、憲法によりポルトガル語とティツン語(Titum)と定められているものの、若い世代を中心に広くインドネシア語も用いられている。

憲法は2002年3月に公布され、この中で4権分立制度(大統領府、行政府、国会、司法府)が定められている。大統領は直接選挙で選出され、任期は5年(最長2期)で、国軍の最高司令官を兼任しているが、行政権限は持たず、象徴的な役割を果たしている。一方、首相は

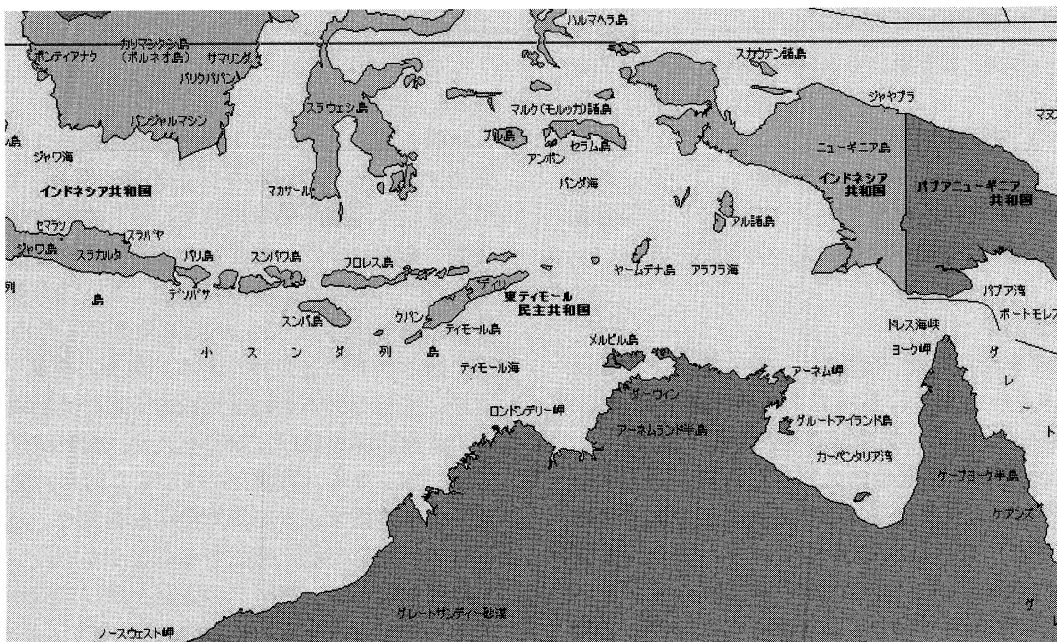


図-1 東ティモール国の位置

Fig.1 Location of Timor-Leste

国会で指名され、大統領により任命される。任期は大統領と同じ5年であり、各行政政府の閣僚は首相の推薦に基づいて大統領により任命される。国会は1院制であり、議員定数は憲法により52～65議席とされているが、現在特別に88議席となっている。現在の勢力図は、与党フレテリン（東ティモール独立革命戦線）が55議席を占めているため、政治的には安定している。

2003年度のGDPは341百万US\$で、国民一人当たりの国内総生産額は、415US\$と推計されている。これは、東アジア・太平洋諸国の平均値である1,267US\$の約3分の1程度、低所得国の平均値である432\$より若干低い金額となっている。また、2003年度の実質経済成長率は国連関係者の撤退等により-3%となっており、インフレ率は4%程度である。失業率は2002年で16-18%と推計され、今後毎年16万人の労働人口が増加するとの試算もあり、国家を安定させる上で失業対策が今後の大きな課題となっている。

主な輸出産業は農業であり、その約半分をコーヒーが占めている。2002年度の輸出額は6百万US\$であったが、同年の輸入額は239百万US\$に達し、大幅な貿易赤字となっている。なお、当国とオーストラリアを隔てるティモール海には、原油や天然ガスの油田が存在することが確認されており、2003年3月には東ティモール・豪州間ティモール海条約が批准され、共同石油開発区域(JPDA)内に存在する油田に関する両国の権益が油田毎に定められ、商業生産化が進められている。

3. 道路交通の現況

3.1 自動車保有台数

自動車保有台数の実数は把握されていないが、自動車登録台数については約22千台(2004年末)と推計されている。自動車登録上の車両区分は、ナンバーが0で始まる政府関係車両、1で始まる普通小型車、3で始まる営業用車両(タクシー、ミニバス[現地用語でマイクロレット])、5で始まる大型車両(トラック、バス、トレーラー等)及びバイク類の合計5車種に区分されている。最近では、購入資金の融資が受けやすいタクシーや、比較的値段が安いバイク類の登録が増加している。

3.2 交通量

ADBの業務を受注した、米国のコンサルタントによって、本年の3月から4月にかけて全国の国道45箇所、その他地方道等17箇所で交通量調査が実施された。

その結果によれば、Dili市内の西部に位置するDili空港近くの交差点部で日交通量は2,238台程度であり、約3分の1(702台)は2輪車が占めている。また、大型車類は95台程度であり、大型車混入率は極めて小さい。次いで交通量が多かったのは、Diliから東に伸びる国道1号線(A-01)であり、Manatuto付近で908台が記録されている。ここでも、2輪車が253台、大型車類が

90台とほぼ同様な傾向を示している。

この他は、700、600、500台/日が記録された地点がそれぞれ1箇所ずつあった程度で、他の地点では500台/日以下の交通量しかないのが実情である。

また当国内には鉄道及び民間空路の輸送手段は存在しないため、海上輸送(海運)及び陸上輸送のみで貨客輸送を分担している。船の運航回数(Dili~Oecussi間が2便/週程度)や船舶の大きさを考慮すれば、陸上輸送が国内輸送量の大部分(90%以上)を占めているものと推定される。

4. 道路整備の現況

4.1 自然条件

1) 地形・地質

当国は東西に長いティモール島の東半分を占め、島中央部には東西方向に比較的標高の高い山脈(最高部の標高約3,000m)が形成されている。

地層は相当に褶曲された状態を示しており、また、局部的な強風化や粘土化現象、断層的な地形形状、山腹部の比較的大きな崩落跡地形も見受けられ、相当に激しい造山活動であったことが想像される。また、河川部においては比較的大きな河岸段丘も見受けられる。

2) 気象条件(降水量)

東ティモールは熱帯モンスーン気候に属しており、その気候は明確に雨季と乾季に大別され、さらに島の北部と南部では若干異なる気象条件となっている。即ち、北部の雨季は概ね12月から4月までの5ヶ月間であり、年間の平均降水量が約1,000~1,500mmであるのに対して、南部では雨季の期間が7ヶ月(12月~6月)、年平均降水量は1,500~2,000mmに達する。また中央の山地部では、これが2,500mmに達するところもある。

4.2 道路の現況

道路の特徴としては、南北方向の道路は急峻な山地を通過するため、典型的な山岳道路(写真-1)の様相を呈しており、道路線形は非常に厳しく舗装状況も相当に劣悪である。また、前述したように急峻な地形や脆弱な地質、さらには、雨季の豪雨により、地滑りや土石流、斜面崩落等(写真-2)が度々発生するため、幹線道路が寸断されることも多くある。他方、写真-3に示すように、東西方向の道路は比較的平坦な地形のため、一部の山岳通過部を除けば線形も良く、舗装状況も比較的良好である。なお、写真-4に示すとおり、島南部の幹線道路には橋梁等が無い河川横断部もあり、必然的に雨季には通行途絶が度々発生することとなる。

道路の幅員は、都市部の道路を除けばNational Roadにおいても3.5~5.5m(舗装部)と狭く、運転者には慎重なハンドル捌きが求められる。

橋梁については、およそ320橋(National Road上の

み、平均橋長は 37 m) 程度が存在するとされており、その半数が橋長 10 m 以下の小規模橋梁とされているが、詳細なデータは存在せず、橋梁に関するデータベースについても早急な整備が求められる。

なお、国道に架設されている比較的規模の大きな橋梁は、写真-5 に示すように、その大部分がインドネシア時代に建設された鋼トラス橋であり、最大スパン 60 m の橋梁もある。



写真-1 尾根部を通過する道路 (A 12, Bobonaro~Zumalai 間)

photo.1 Ridge Road

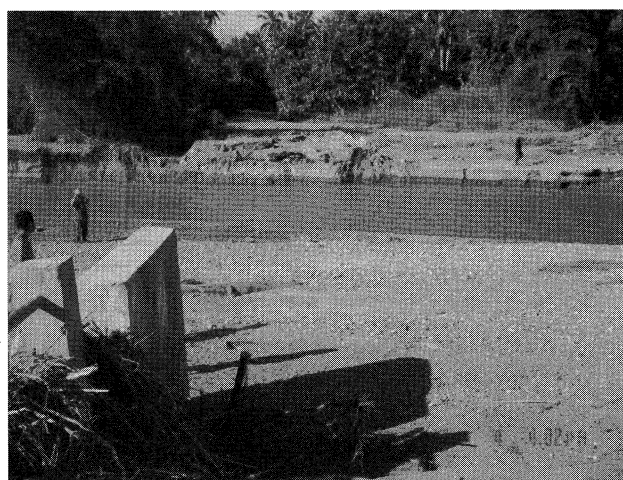


写真-4 島南部の河川横断部 (A 07, Natabora~Viqueque 間)

photo.4 River Crossing

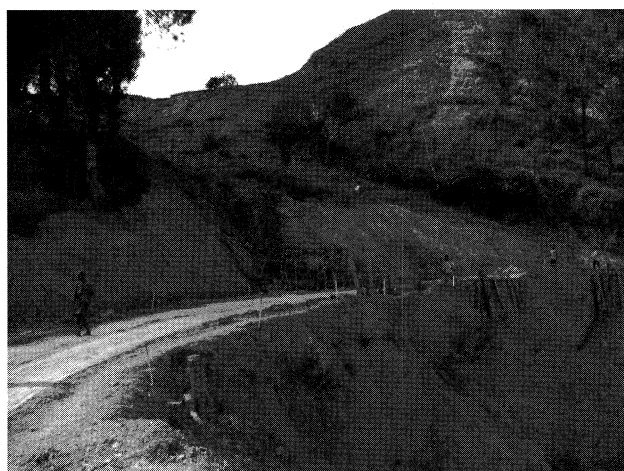


写真-2 地すべり地の道路 (A 02, Aituto~Ainaro 間)

photo.2 Landslide

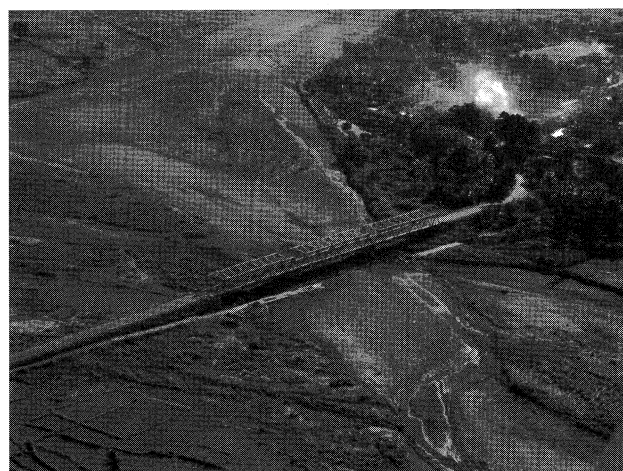


写真-5 Laga 橋 (インドネシアン・トラス・タイプ) (A 01)

photo.5 Indonesian Truss Bridge (Laga Bridge)

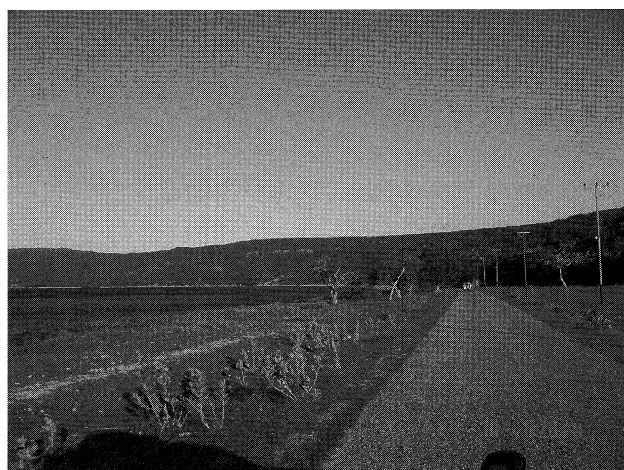


写真-3 島北部の幹線道路 (A 01, Lautem~Com 間)

photo.3 National Road in Northern Area

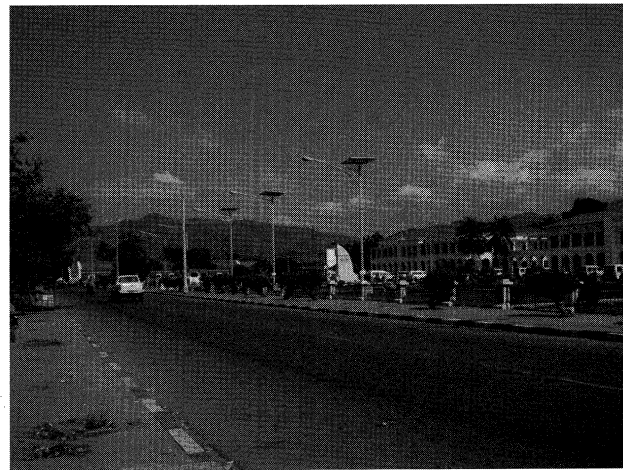


写真-6 Dili 市内の市街道路 (国会議事堂前)

photo.6 Urban Road at Dili City

5. 道路行政

5.1 道路の分類と機能

当国には総延長約 6,000 km の道路があり、これらの道路は、その機能により 4 つに分類されている

- 1) National Road (Road No. A○○○)
幹線道路。19 路線で総延長約 1,426 km。
- 2) District Road (Road No. C○○○)
補助幹線道路。総延長約 870 km。
- 3) Urban Road
首都や県庁所在都市等の市街道路。総延長約 716 km。(写真-6)。
- 4) Rural Road
上記以外の道路で、主に村落と村落を結ぶ地方道。総延長約 3,025 km。

国道幹線網は、図-2 に示すとおりである。

5.2 行政組織

前述のとおり、当国には総延長約 6,000 km の道路があり、これを運輸通信公共事業省公共事業局道路橋梁治水部 (Directorate of Roads, Bridges and Flood Control: 略称 DRBFC) の本部及び五つの地方事務所 (Dili, Baucau, Maliana, Same, Oecusse) で維持管理を行っている。なお、2005 事業年度 (2005 年 7 月～2006 年 6 月) には、政府の行政組織改革が予定されており、道路橋梁治水部は公共事業部とともに、新設される公共事業省に所属する予定である。

DRBFC の総職員数は 91 名であり、このうち 16 名が技術職員 (Engineer)、10 名が地方事務所勤務の技術補助職員 (Supervisor) に分類される。計画設計課長の下に計画担当、道路担当、橋梁担当、治水担当、製図担当等の技術職員 (Engineer) が配置され、地方運営課長

の下には 5 つの地方事務所が設置されている。各地方事務所には、1 名の Regional Engineer の下に 1～3 名の Supervisor が配置されている。

なお道路の維持管理に支出される予算額は、約 7 百万 US\$ 程度であり、全国 6,000 km の道路全てを維持管理するには十分な予算額とはなっていない。

6. 今後の課題

独立間もない当国は、道路分野に限らず、全ての行政分野において人材不足が著しく、また、職員の経験不足も大きな課題となっており、先ずもって早急な人材育成が緊急の課題である。

道路分野における重要な課題は次のとおり。

①職員と予算の不足

現在 DRBFC が管理している道路延長とその維持管理に従事している職員数・財源を比較した場合、職員数・財源ともに大きく不足している。

②道路基準類の制定

インドネシア併合時代に使用されていた基準類はその多くが消失し、道路・橋梁に関する基本データも殆ど無いのが実情である。

③新技術・新材料の導入

設計データが不足した中で設計・施工が実施されているため、当国の自然・気象条件に適した設計・施工技術や材料の導入が必要である。

7. 終わりに

東ティモールは世界の中で、最も若く、かつ数奇的な歴史を背負い、国家独立を得るために数多くの尊い犠牲者を捧げ、ようやく今日の地位を築いてきた国である。今後も厳しい国家財政の中で国家発展を目指していかねばならないが、道路アドバイザーとして、そのためのほんの小さな一助となるのが出来れば幸いである。

今後も変わらぬ読者諸兄のご支援ご協力、さらには、ご指導をお願いすることとして、本拙文を閉じさせていただきます。

参考文献

- 1) Country Report 2004, Timor - Leste December 2004. IMF
- 2) Interim Report - ADB TA - 3731 Transport Sector Improvement, May 2005. ADB
- 3) Population Census Timor - Leste, 2004 March 2005. GDRTL and UNFPA

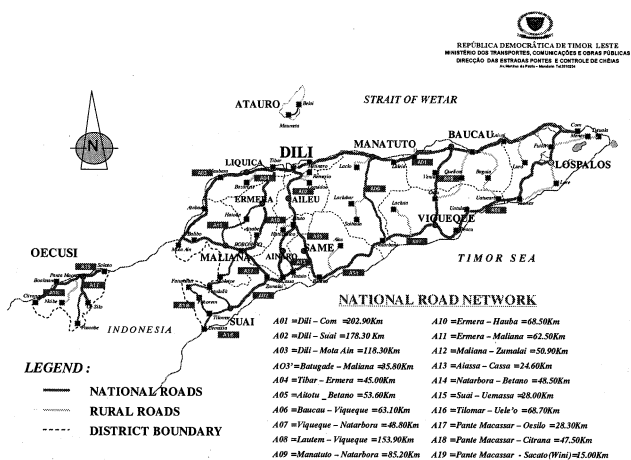


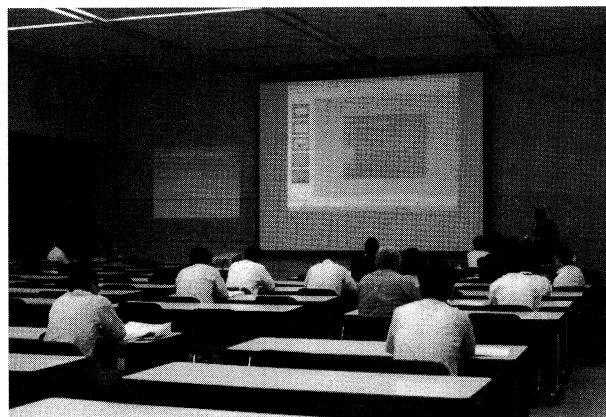
図-2 東ティモール国の道路網図

Fig.2 National Road Network

■第1回構造実験工学の高度化に関する国際会議 (AESE 2005) の開催

平成17年7月19日から21日にかけて、名古屋市熱田区の名古屋国際会議場において、構造実験工学の高度化に関する国際会議が開催されました。この会議は名古屋大学の宇佐美勉教授と愛知工業大学の青木徹彦教授により立ち上げられた会議であり、今回を第1回目として開催されたものです。構造実験とその分析が主要なテーマであり、鋼構造物、コンクリート構造物および複合構造物の座屈、耐荷力、変位、動的応答、耐久性などについて、米国、中国、英国等世界各国からの出席者が発表を行ないました。

本四公団からは長大橋技術センター技術情報課の梁取が参加し、多々羅大橋の全橋耐荷力試験について発表しました。また当公団関連では(社)日本建設機械化協会、施工技術総合研究所の小野秀一氏が本四連絡橋の実大疲



労試験について発表しました。

次回は2007年に中国上海で開催されるとのことです。

(文責：長大橋技術センター技術情報課 梁取直樹)

■大規模インフラ構造物管理者ワークショップが開催される

2005年4月18・19日の両日にデンマークの首都コペンハーゲンで、大規模インフラ構造物管理者ワークショップが開催されました。このワークショップは、グレートベルト公団の提唱により、橋梁やトンネルといった大規模インフラ構造物の維持管理を効率よく行うためのベンチマーキングについての進め方やベンチマーク指標の選定に関する討議を行うとともに、テロ対策等のセキュリティー問題、風によるケーブルやハンガーロープの振動、腐食した主ケーブルの補修等について構造物管理者の立場から意見交換を行ったものです。ワークショップには欧米を中心として8カ国から17名の主に橋梁管理者が参加しました。本四公団からは村田理事と企画業務部林企画課長代理の2名が参加し、本州四国連絡橋の現況として、本四公団の長大橋維持管理（予防保全）の考え方やケーブル・ハンガーロープ制振対策、吊橋主ケーブルの送気乾燥システム等について説明すると

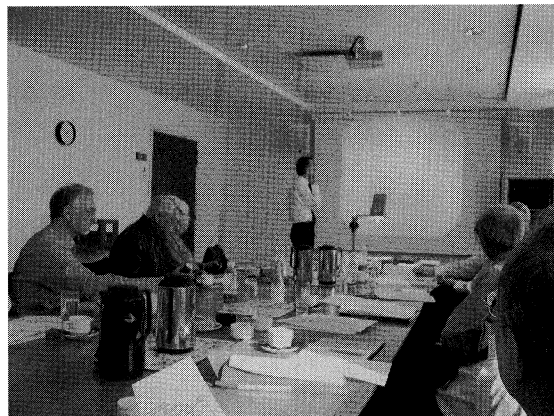


写真-1 ワークショップ風景

ともに、各国の大規模橋梁管理者と意見交換を行いました。今後、維持管理のためのベンチマーク指標の選定を進めるとともに様々な課題に対して管理者の立場から引き続き意見交換を続けていく予定です。

(文責：企画部企画課長代理 林 昌弘)

■第15回世界道路連盟 世界大会の開催

2005年6月14日～18日の5日間にわたり、第15回世界道路連盟世界大会(15th International Road Federation World Meeting 2005)がタイのバンコクで開催されました。会議を主催した世界道路連盟(IRF)は、道路開発に関する公的機関と私的機関が集結することを目的として1948年に設立されており、現在約70ヶ国の機関が参画しています。

会議のテーマは、「Roads: primary asset of nations. Management and operation for the 21st Century (道路:重要な国家資産。21世紀における管理と運営)」とされており、社会経済的な面と技術的な面で分類された本会議(7部門)、ワークショップ(21部門)およびポスターセッション(5部門)で構成されています。発表された論文は、世界41ヶ国から約230編であり、日本からは社団法人日本道路協会の三谷浩会長を始めとして、国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、道路関係四公団および民間企業から32編の発表がありました。本四公団からも長大橋技術センターの楠原技術調整課長代理が「本州四国連絡橋のモニタリングシステム」についての発表を行いました。また、展示会(Exhibition)も同時に開催されており、国として日本、タイ、フランス、スペインの4ヶ国からの出展の他、各国の企業が道路に関する自社製品のPRを行っていました。日本館では、ITSを始めとする道路に関する最新の技術が展示されており、多くの外国人が訪れていました。

最終日にはテクニカルビジットが開催され、参加者は6つのコースに分かれてバンコク周辺の社会資本整備状況の見学を行いました。

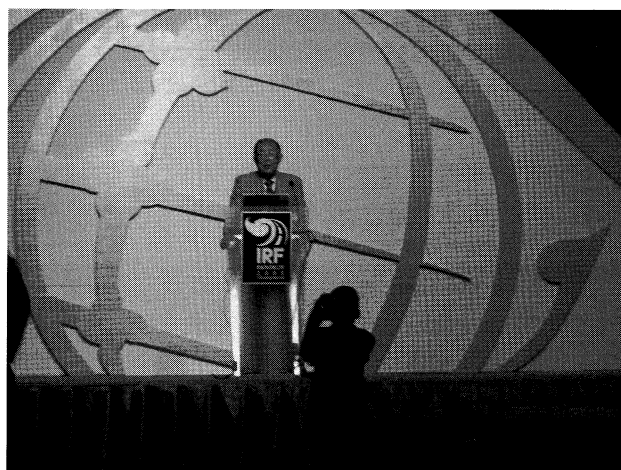


写真-1 講演の様子(三谷道路協会会長)

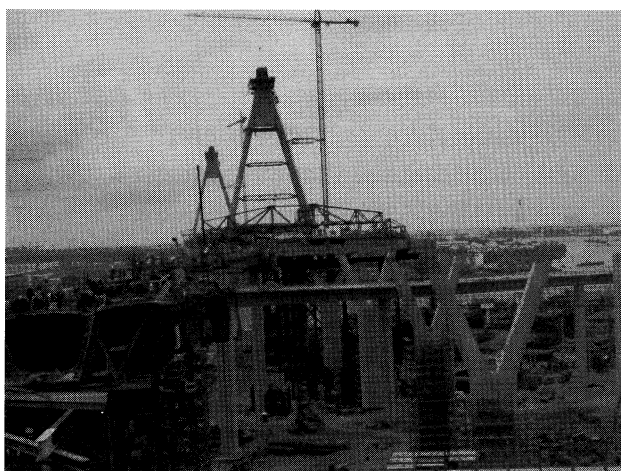


写真-2 テクニカルビジット (Industrial Ring Road)

(文責:長大橋技術センター 技術開発課長代理

楠原 栄樹

■国際道路交通会議 (IRTC) が開催される

2005年7月7・8日の両日に韓国ソウル市近郊の高陽市にある韓国国際展示場(KINTEX)で、第1回国際道路交通会議(International Road & Traffic Conference:IRTC)が開催されました。この会議は、韓国交通研究院、韓国道路交通協会、世界道路連盟(IRF)の主催で、「Roads to Global Society」をテーマに、道路交通の課題に関する研究協力と意見交換、技術開発と政策立案を目的として開催されたものです。会議では7つのSession(交通ネットワーク連結、交通ネットワーク建設、道路建設と舗装技術、持続的な交通とPI、トンネル・地盤工学、スマート橋梁と構造物、特別セッション:多国間的高速道路建設における協力)で28の発表と討論が行われました。日本からは、藤川本四公団顧問が「日本における高速道路ネットワークの建設と課題」と題して発表を行ったほか、森地茂政策研究大学院大学教授らが6編の発表と討論を行いました。韓国側からは、

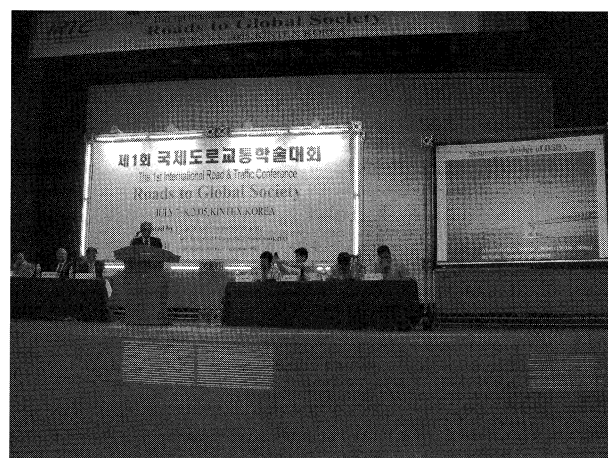


写真 会議風景(藤川顧問の発表)

このような会議を今後も続けて開催していきたい旨の発言がありました。(文責:企画部企画課長代理 林 昌弘)

本四技報総目次(No. 1~No. 105)

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
技報感想	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
文化と橋	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	奈良平俊彦	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
人口停滞の時代	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	中嶋行彦	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	'00.4
管理時代における技術者の視点	縣 保佑	No. 94	'00.8
13年目の瀬戸大橋	平山純一	No. 95	'00.12
青函トンネルと本州四国連絡橋	小笠原憲一	No. 96	'01.4
予防保全の視点	谷中幸和	No. 97	'01.8
最近の動きなど-20世紀から21世紀へ-	佐野徹治	No. 98	'02.3
最適管理水準	星野 満	No. 99	'02.9
リスク管理	北川 信	No. 100	'03.3
先達はあらまほしき事なり	森 章	No. 101	'03.9
自然を畏怖する心	高澤 勤	No. 102	'04.3
民営化雑感	中村 守	No. 103	'04.9
なぜだろう なぜかしら	藤井周志	No. 104	'05.3
私の神様論	村田正信	No. 105	'05.9

■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
海中工事における潮流条件の設定	山田勝彦	No. 12	'80.4
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
 マスコンクリートの塗装に関する調査及び評価
 剛体基礎の簡易応答計算法の開発
 海峡部コンクリート構造物の現況
 水中鉄筋コンクリート（水中 RC）の施工性確認実験
 コンクリート構造物の点検手法と長寿命化対策の事例

二宮仁司……………No.95 '00.12
 川上賢明・大西貴浩……………No.96 '01.4
 福永 勲……………No.97 '01.8
 川上賢明・林 昌弘……………No.97 '01.8
 角 和夫……………No.100 '03.3
 津留和彦・石原和幸……………No.102 '04.3

■共通（橋梁上部工）

吊橋塔基部の模型実験
 東大維橋におけるケーブル応力の測定調査
 80 キロ鋼溶接継手の疲労試験
 吊橋ケーブルの二次応力測定（平戸大橋）
 鋼床版の変形特性に関する調査
 吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験
 塗装を施した摩擦接合継手の性能試験
 ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験
 長支間道路吊橋の計画（要約）
 橋梁用ロープの曲げ疲労試験
 PWS 用ゲージワイヤの測長精度
 PC 斜張橋の紹介
 リブ十字継手の疲労許容応力
 吊構造部を有する橋梁の変位制御に関する考察
 疲労許容応力の見直し
 緩衝桁伸縮装置
 吊橋主塔架設時の制振対策
 鋼床版舗装
 高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験
 疲労を考慮したトラス部材の製作と検査
 主ケーブル材料としての高強度鋼線
 強風下での吊橋の挙動解析
 二径間吊橋の構造検討
 上部構造設計基準の改訂と運用
 本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績
 大型風洞施設
 本州四国連絡橋における FEM 解析の適用事例
 長大橋梁の維持管理
 高力皿ボルトを使用した鋼床版現場継手の特性
 吊橋ケーブル防食方法の検討
 鋼橋等塗装基準の改訂
 耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質
 吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理
 中間橋脚を有する斜張橋の構造特性
 吊橋主塔設計要領の安定照査法
 鋼床版の横リブ設計法に関する調査試験
 高張力鋼の長寿命域での疲労強度
 ピン定着ケーブルバンドの構造特性
 デッキとスティフナの溶接部の疲労実験
 鋼圧縮部材の残留応力調査
 海上橋梁における横風による自動車走行性への影響
 斜張橋主桁腹板の座屈実験報告

加島 聰……………No.1 '77.7
 北川 信……………No.1 '77.7
 奥川淳志……………No.2 '77.10
 北川 信……………No.3 '78.1
 福井幸夫……………No.4 '78.3
 奥川淳志……………No.5 '78.7
 榎波義幸・越智 勝・森 邦久……No.6 '78.10
 多田和夫……………No.7 '79.1
 川崎偉志夫……………No.8 '79.4
 岸本良孝・竹之内博行……………No.11 '80.1
 鈴木周一……………No.12 '80.4
 小川英信・岡野 哲……………No.13 '80.7
 竹名興英・岸本良孝・伊藤文夫……No.16 '81.4
 金光 宏・樋口康三……………No.18 '81.10
 旭 一穂・竹名興英・平野 茂……No.18 '81.10
 松浦章夫……………No.20 '82.4
 成井 信・金崎智樹……………No.21 '82.7
 村上憲司・新田篤志……………No.22 '82.10
 香川祐次・岸本良孝……………No.25 '83.7
 阪本謙二・鳥海隆一……………No.35 '85.10
 森山 彰……………No.50 '89.4
 辰巳正明・秦 健作……………No.53 '90.1
 吉田 修……………No.56 '90.10
 奥川淳志・高城信彦……………No.58 '91.4
 奥川淳志・高城信彦・大江慎一……No.59 '91.7
 保田雅彦・樋口康三・勝地 弘……No.59 '91.7
 奥川淳志・高城信彦・山口和範……No.60 '91.10
 糸日谷淑光……………No.60 '91.10
 奥川淳志・高城信彦・大江慎一……No.61 '92.1
 保田雅彦・鈴木周一・木村一也……No.61 '92.1
 糸日谷淑光……………No.62 '92.4
 高城信彦……………No.63 '92.7
 林 義信・平野信一……………No.65 '93.1
 奥川淳志・高城信彦・山口和範……No.65 '93.1
 高城信彦……………No.66 '93.4
 松本 毅・遠藤和男……………No.66 '93.4
 奥川淳志・大江慎一……………No.66 '93.4
 大橋治一……………No.67 '93.7
 松本 毅・遠藤和男……………No.67 '93.7
 奥川淳志・高城信彦・大江慎一……No.68 '93.10
 田島照義……………No.71 '94.7
 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
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
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	'00.4
海峡部橋梁用車両防護柵の性能確認	山田郁夫	No. 95	'00.12
本四疲労設計のデータベース化	貴志友基	No. 96	'01.4
本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001) の制定	楠原栄樹・花井 拓	No. 98	'02.3
海峡部 PC 橋の長寿命化対策	津留和彦・山田郁夫	No. 100	'03.3
海峡部鋼箱桁内の腐食環境調査と塗装管理計画	村上博基・杉本 健	No. 102	'04.3
鋼床版の疲労に関する調査・検討	森山 彰・薄井稔弘	No. 103	'04.9
吊橋ケーブル送気乾燥システムにおける腐食物質調査および改善 等の検討	上村博文・池田秀継	No. 103	'04.9
劣化した亜鉛めっき部材の補修検討	杉本 健	No. 104	'05.3
吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の遅れ破壊に対する安全性 評価	秦 健作・森下尊久・遠山直樹	No. 105	'05.9
■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
大気測定車による大気質調査	阿部明弘	No. 15	'81.1
長大橋梁の点検補修用作業車	室谷貞雄	No. 22	'82.10
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
新たな機構の碍子活線洗浄装置の開発	井上 徹・廣田昭次	No. 67	'93.7
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
磁石車輪ゴンドラの開発	土山正己・坂本光重	No. 88	'98.10
建設 CALS/EC の動向	下村 稔・古村 学	No. 96	'01.4
我が国における ITS の現況	塚原 修	No. 97	'01.8
海峡部橋梁箱桁用塗装装置の開発	坂本光重・廣田昭次	No. 99	'02.9
主塔用塗替塗装装置の開発	坂本光重・香川 晃・河野正樹	No. 101	'03.9

簡易型トンネル壁面清掃装置の検討
真空吸着車輪ゴンドラの開発

山崎純一・廣田昭次・谷 大治……No.103 '04.9
坂本光重・中村 修……No.104 '05.3

■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
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その1）
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その2）
神戸層水ジェット掘削試験
神戸層載荷試験
明石海峡大橋補剛桁風洞実験
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験
舞子沖地質調査（その1）工事報告
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その2）
明石海峡大橋海中基礎の調査概況
明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討
舞子沖地質調査（その2）工事報告
舞子沖地質調査工事報告（3）
傾斜二層地盤の支持力に関する検討
松帆沖地質調査
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その3）
明石海峡大橋主塔基礎施工調査
明石海峡大橋の耐震設計
明石海峡大橋2P・3Pケーソン設計・製作

明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その4）
明石海峡大橋主塔基礎の設計（第一報）
明石海峡大橋耐風設計要領（案）
明石海峡大橋補剛桁の耐風性（中間報告）
明石海峡大橋2P・3P鋼ケーソン設置
明石海峡大橋ケーソン沈設設備
明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）
明石海峡大橋作業基地の設計と施工
明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討
明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎の設計・施工（その1）
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
明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎の設計・施工（その2）
明石海峡大橋大型風洞試験全橋模型
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
コンクリートの開発（その1）
明石海峡大橋4Aアンカレイジ土留工の設計と施工
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
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
明石海峡大橋主塔基礎2Pコンクリートプラント船の
動揺計測解析
明石海峡大橋2P・3P気中コンクリート工事
明石海峡大橋主塔基礎地盤変位の計測と評価（第一報）

森本隆也……No.1 '77.7
樋口康三……No.3 '78.1
樋口康三……No.4 '78.3
藍谷武紀……No.5 '78.7
高橋幸蔵・有田 稔……No.5 '78.7
加島 聰・大橋治一・秋山晴樹……No.6 '78.10
加島 聰・田中宗博……No.7 '79.1
神 弘夫……No.10 '79.10
加島 聰・古屋信明……No.14 '80.10
奈良平俊彦……No.15 '81.1
奈良平俊彦・加島 聰……No.16 '81.4
神 弘夫……No.17 '81.7
神 弘夫・岩屋勝司・土田 宝……No.23 '83.1
塩井幸武・神 弘夫・栗野純孝……No.25 '83.7
岩屋勝司・土田 宝・小林克己……No.28 '84.4
北川 信・森 邦久……No.34 '85.7
岩屋勝司・土田 宝・植村和宏……No.34 '85.7
河口浩二……No.49 '89.1
鈴木幹啓・佐々木雅敏・鳥海隆一・土谷政治……
……No.51 '89.7
坂本光重・樋口康三・北口雅章……No.51 '89.7
高塚正修・佐々木雅敏・土谷政治……No.52 '89.10
保田雅彦・鈴木幹啓・樋口康三……No.52 '89.10
辰巳正明・秦 健作・竹内政彦……No.52 '89.10
保田雅彦・平原伸幸……No.52 '89.10
高塚正修・佐々木雅敏・北口雅章……No.53 '90.1
坂本光重・藤原洋一・廣田昭次……No.53 '90.1
岡野 哲・栗野純孝・森下尊久……No.54 '90.4
阿部明弘・栗原敏広・池田定三……No.55 '90.7
保田雅彦・藤田和朗・池末泰輔……No.56 '90.10
加島 聰・佐野幸洋……No.59 '91.7
岡田凌太・上田忠夫・那須清吾……No.59 '91.7
加島 聰・佐野幸洋……No.60 '91.10
保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘……No.60 '91.10
金沢克美・有馬 勇・末永清冬・村田知司……
……No.62 '92.4
有馬 勇・末永清冬・村田知司……No.62 '92.4
有馬 勇・末永清冬……No.63 '92.7

平野 茂・矢野賢晃……No.63 '92.7
岡田凌太……No.64 '92.10

岡田凌太・上田忠夫・那須清吾……No.66 '93.4
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架設報告	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・齊藤哲男……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・齊藤哲男……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震応答解析	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吊橋形状調査結果	鈴木周一・竹口昌弘・梁取直樹……No. 95	'00.12
明石海峡大橋伸縮装置取付部の補強	上村博文・弓山茂樹……No. 101	'03.9
・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イ径間の製作	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
大鳴門橋補剛桁架設工事	淵田政信	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
大鳴門橋1A道路桁補修工事	酒井和吉・石元靖二	No.100	'03.3
大鳴門橋補剛桁塗替塗装	角 和夫・石井一知・石元靖二	No.102	'04.3
大鳴門橋における吊橋ハンガーロープの現況および対策	角 和夫・石井一知	No.103	'04.9
大鳴門橋多柱基礎の耐震照査および耐震対策	古村 学・河藤千尋・角 和夫・石井 一知	No.104	'05.3
省力化を目指した主塔塗替塗装	角 和夫・松葉真人	No.105	'05.9
供用道路における路面防護工の設置	角 和夫	No.105	'05.9
・ 門崎高架橋			
門崎高架橋の橋梁計画	宮下 力・古家和彦・熊野善彦	No.19	'82.1
門崎高架橋岩ケーソン施工報告	宮下 力・土居敏彦・矢野保広	No.21	'82.7
門崎高架橋の風洞試験	大島 久・宮下 力・大橋治一	No.22	'82.10
門崎高架橋上部工の架設(計画編)	宮下 力・大橋治一・真辺保仁	No.26	'83.10
門崎高架橋上部工の設計・製作	土居敏彦・大橋治一・中尾俊哉	No.26	'83.10
門崎高架橋上部工の架設(架設編)	宮下 力・大橋治一・真辺保仁	No.27	'84.1
門崎高架橋の橋面舗装	吉田 修・中尾俊哉	No.30	'84.7
門崎高架橋の振動実験および風による振動計測	吉田 修	No.36	'85.12
門崎高架橋仮設備撤去工事	淵田政信・川西芳則	No.41	'87.1
門崎高架橋(3径間部)の耐風安定性の再評価	楠原栄樹	No.99	'02.9
門崎高架橋(4径間部)の耐風安定性の再評価	楠原栄樹・遠山直樹	No.101	'03.9
門崎高架橋耐風安定化部材の補修と耐風性確認計画	本田 学	No.102	'04.3
・ 上記以外の橋梁			
撫養橋4Pオープンケーソン施工報告	大町武司・武山哲郎・中尾俊哉	No.21	'82.7
亀浦高架橋の施工	富岡 紘・山本茂樹	No.24	'83.4
伊弉高架橋下部工施工計画	植田正弘・才川 勉・中村富二夫	No.25	'83.7
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田 修・加藤嘉津次	No.31	'84.10
撫養橋の風洞実験	田中淳之・多田和夫・長谷川芳己	No.33	'85.4
撫養橋上部工の設計と施工	秋山晴樹・加藤嘉津次・秦 健作	No.40	'86.10
松帆高架橋におけるアフターボンドPC鋼より線の施工	徳永剛平・吉中眞一郎	No.80	'96.10
撫養南高架橋の動的解析	高月俊治・谷口貴成	No.80	'96.10
舞子高架橋ケーソン基礎の施工	山田郁夫・西野直均・小河正次	No.81	'97.1
撫養橋(上下線並列橋)の耐風応答特性	帆足博明・谷口貴成・貴志友基	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

灘川橋の設計と施工	川戸 彰・大川宗男	No. 83	'97.7
茶間川橋の設計と施工	川戸 彰・大川宗男	No. 84	'97.10
応力調整を用いたPC単径間ラーメン橋の設計と施工	大川宗男・弓山茂樹	No. 87	'98.7
太径PC鋼より線を用いた鶴崎川の設計	大川宗男・弓山茂樹	No. 87	'98.7
立石川橋工事報告	高塚正修・山根 彰	No. 87	'98.7
多径間連続鋼鈹桁形式の採用と施工上の特徴	木村一也	No. 87	'98.7
フレキシブル橋脚を有する伊弉高架橋の耐震補強設計	中村哲也・本田 学	No. 103	'04.9
伊弉高架橋の耐震補強工事	本田 学・川端 淳	No. 105	'05.9
・その他			
和泉層群ののり面工	原崎郁夫	No. 11	'80.1
津名一宮IC・洲本IC間における地盤改良工	阿部和智・高嶋 勉	No. 38	'86.4
西淡-大毛地区の修景緑化	伊吹浩太・岩垣富春・鎌田義人	No. 38	'86.4
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	谷口 肇・中田昌利・谷 進	No. 38	'86.4
鳴門黒山地区の強風対策	山田勝彦・池田昭欣	No. 41	'87.1
道路建設と埋蔵文化財調査-淡路島内本四連絡道路における例-	細井 忍・原崎郁夫・平下忠一	No. 44	'87.10
切土のり肩の設計施工(淡路島内本四連絡道路緑PA)	永井俊男・山本茂樹	No. 45	'88.1
神戸側陸上部道路計画概要	蟹沢康人・森 章	No. 53	'90.1
舞子トンネル区間の地質と試験坑調査	河野英雄・鳥居 聡	No. 57	'91.1
舞子トンネルの設計・施工	河野英雄・三島功裕	No. 64	'92.10
TBMによる掘削工事報告	三島功裕	No. 65	'93.1
テレビ電波障害影響予測と対策	綾 敬三	No. 68	'93.10
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水平載荷試験	徳永剛平	No. 72	'94.10
舞子トンネルにおける作業振動の限界と岩の掘削方法	岡澤達男・板垣勝則	No. 73	'95.1
未固結土砂地山における大断面トンネルの掘削	岩垣富春・青野 宏・浜村吉昭	No. 80	'96.10
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	岩垣富春・浜村吉昭	No. 82	'97.4
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-鳴門ルートの交通管理・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 和彦・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 和彦・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
平成16年台風災害報告	川田政史・山本和弘・杉本祐一	No. 104	'05.3

■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1A)	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1A)	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1A)	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 聡・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
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
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
岩黒島橋上部工の詳細設計	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 享・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 享・勝地 弘……No. 47	'88.7
櫃石島橋実橋振動実験	大田 享・勝地 弘……No. 48	'88.10
岩黒島高架橋の設計・施工	大田 享・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
斜張橋並列ケーブルのスペーサ型制振ダンパーの開発	藤谷邦夫・久米昌夫・矢野賢晃……No. 101	'03.9
斜張橋並列ケーブルの制振対策の検討	楠原栄樹・秦 健作・遠山直樹・花井 拓…… ……No. 105	'05.9
・ 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 3 P 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・4A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共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
グ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
南北備讃瀬戸大橋緩衝工の改良	長谷川芳己・杉本 健……………No.98	'02.3
・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	'78.3
鷺羽山の地質調査	宮下 力・江藤隆男・田村 隆…No.12	'80.4
鷺羽山トンネル構造形式検討	藤井周志……………No.16	'81.4
鷺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
鷺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
本四備讃線共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	土居敏彦・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・磯井祥二・日高裕司…No.78	'96.4
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
高密度ポリエチレン管の亀裂防止対策	政田 潔・香川 晃……………No. 98	'02.3
瀬戸中央自動車道交通管理システムの更新計画	大江慎一・中島国雄……………No. 100	'03.3
塗装変状部の調査と分析	岡澤達男……………No. 100	'03.3
舗装精密点検の分析と保全計画	川西芳則……………No. 102	'04.3
供用後 15 年を経た海峡部長大橋群の塗装の現況	石橋清美・門田整達……………No. 103	'04.9
鋼製ケーソンの電着工法による防食の現況	寺下孝男・岡本浩幸……………No. 103	'04.9
瀬戸中央自動車道（早島管内）伸縮装置の補修計画	金保 勉・高木 久……………No. 103	'04.9
瀬戸大橋の橋面舗装の現況と補修	平井良樹・橋本 龍……………No. 105	'04.9

■尾道～今治ルート

・尾道大橋・新尾道大橋

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
新尾道大橋 2P 鋼管矢板締切工事	金子正猪……………No. 89	'99.1
新尾道大橋上部工の設計	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
新尾道大橋桁内除湿設備の最適運転の試み	廣田昭次・小島久邦・東 秀樹……………No. 98	'02.3

・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	榎原房之助・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
 因島大橋関連区間の陸上部橋梁橋脚耐震補強工事
 因島大橋の薄層舗装工事報告
 因島大橋ハンガーロープ開放調査について
 因島大橋の鋼床版裏面塗膜調査
 大粒径 As を用いた舗装改良工事

・生口橋

生口橋の計画と下部工設計
 生口橋接合部実験報告
 生口橋基礎工におけるリーバス杭の施工
 生口橋下部工工事（締切～完成）
 生口橋の耐震固定法と支承構造
 生口橋鋼桁の疲労に関する検討
 生口橋 PC 桁ケーブル定着部の設計
 生口橋主桁接合部の設計・施工
 生口橋の管理用電気通信施設
 生口橋塔独立時の同調液体型制振装置
 生口橋上部工の設計・製作（その1）
 生口橋照明設計
 生口橋上部工の設計・製作（その2）
 生口橋実橋振動実験
 生口橋箱桁内の腐食環境調査

・大三島橋

大三島橋下部工工事報告
 大三島橋のコンクリート
 大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定
 大三島橋架設時の耐風対策
 大三島橋関連陸上部工事
 大三島橋と関連区間の概要
 大三島橋の塗装
 大三島橋関連維持管理施設の計画と施工
 大三島橋の床版と橋面舗装
 大三島橋載荷試験
 大三島橋補剛板の座屈実験
 大三島橋鋼格子床版上の漏水防止対策
 大三島橋の床版劣化と補修

・伯方・大島大橋

伯方・大島大橋岩盤試験
 伯方・大島大橋岩盤試験解析
 伯方・大島大橋の橋梁形式選定
 大島大橋上部工基本設計（その1）
 大島大橋上部工基本設計（その2）
 伯方・大島大橋下部工施工報告
 大島大橋塔の設計製作
 大島大橋塔架設工事
 伯方橋上部工の設計製作
 大島大橋ケーブルストランド架設工事
 大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験

石橋清美・簀戸喜一・橋本 龍……No.85 '98.1
 末廣弘靖・長友浩信……No.92 '99.12
 田向和則……No.96 '01.4
 前田泰男……No.97 '01.8
 末廣弘靖・熊井貴弘……No.101 '03.9
 簀戸喜一……No.105 '05.9

富岡 紘・天野弘也・仁木清貴……No.44 '87.10
 森 邦久・帆足博明・木村一也……No.49 '89.1
 岡田凌太・岡本正美……No.52 '89.10
 山本茂樹・竹本祐造……No.55 '90.7
 山岸一彦・西本 聡……No.56 '90.10
 山岸一彦・矢野保広……No.57 '91.1
 山岸一彦・西本 聡・矢野保広……No.58 '91.4
 山岸一彦・西本 聡・矢野保広……No.58 '91.4
 山中 清……No.61 '92.1
 藤原 亨……No.62 '92.4
 藤原 亨……No.63 '92.7
 山中 清……No.63 '92.7
 藤原 亨……No.64 '92.10
 藤原 亨・玉越隆史……No.65 '93.1
 古家彦彦・磯江 浩・大串弘幸……No.100 '03.3

榎波義幸……No.1 '77.7
 高須賀博一・福本英一郎……No.6 '78.10
 吉川利治・阿部和智……No.8 '79.4
 山岸一彦……No.9 '79.7
 日高誠一・神野隆義……No.9 '79.7
 大島 久……No.9 '79.7
 村上憲司……No.9 '79.7
 第三建設局機械課……No.9 '79.7
 山縣 守・福本英一郎……No.9 '79.7
 村上憲司……No.10 '79.10
 吉田好孝……No.12 '80.4
 帆足博明・日高裕司……No.74 '95.4
 山下五月・西山 傳……No.100 '03.3

山縣 守……No.14 '80.10
 井上真三……No.18 '81.10
 岩屋勝司……No.20 '82.4
 山田勝彦・正田伸二……No.28 '84.4
 山田勝彦・正田伸二……No.30 '84.7
 重村公登・高島 豊……No.35 '85.10
 谷中幸和……No.37 '86.1
 谷中幸和・福永 勳……No.40 '86.10
 谷中幸和・越智節雄……No.40 '86.10
 平野信一・平塚義久……No.44 '87.10
 谷中幸和・福永 勳……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
大島大橋箱桁内腐食環境調査	森 幸夫	No. 96	'01.4
・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
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
多々羅大橋の振動実験	河口浩二・森山 彰・真辺保仁・山口和範	No. 90	'99.4
実橋振動実験による斜張橋ケーブルと主桁の連成振動の検証	山口和範	No. 96	'01.4
・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
来島大橋建設工事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
・上記以外の橋梁		
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
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
多々羅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
曲線を持つ連続 PC 箱桁の押出し架設 - 下田水高架橋 PC 上部工工事報告 -	若月豊・川端淳……………No. 91	'99.7
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
陸上部橋梁の電気防食工事	杉山剛史……………No. 97	'01.8
芸予地震における多々羅大橋西高架橋横移動制限装置の挙動	古家彦彦・磯江 浩・森 幸夫……………No. 98	'02.3
芸予地震における海峡部橋梁の被災復旧状況及び橋体の挙動	古家彦彦・磯江 浩・森 幸夫……………No. 99	'02.9
来島海峡大橋南高架橋の図面にない溶接線に係わる現地 調査と対策	斎藤哲男・大塚雅裕・田中輝良……………No. 104	'05.3
実橋における工場板継ぎ溶接の品質の調査と考察	帆足博明・森山彰・大塚雅裕・田中輝良…………… ……………No. 104	'05.3
・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・芥川省三……………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
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
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
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
■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
ロマブ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	荻原勝也	No. 76	'95.10
新チョ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、	鳥海隆一	No. 88	'98.10
オーレスン海峡連絡路-			
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
マラウイ国マンガ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
海外報告(ラオス)	高城信彦	No. 96	'01.4
海外報告(ザンビア共和国)	竹内政彦	No. 96	'01.4
海外報告(エチオピア)	長尾日出男	No. 97	'01.8
海外報告(エジプト) スエズ運河連絡橋	金沢克義	No. 97	'01.8
海外報告(ケニア)	徳永剛平	No. 98	'02.3
海外報告(ミャンマー)	大川宗男	No. 98	'02.3
海外報告(マレーシア、橋には花が咲き乱れ)	吉田好孝	No. 100	'03.3
海外報告(フィリピン橋梁事情)	奥田 基	No. 100	'03.3
海外報告(雷龍の国ブータン橋梁事情)	佐々木雅敏	No. 101	'03.9
海外報告(トルコ報告)	新田篤志	No. 101	'03.9
海外報告(シバの女王の国エチオピア便り)	林 昌弘	No. 102	'04.3
海外報告(バングラデシュの道路及び橋事情)	塚原 修	No. 102	'04.3
海外報告(カンボジア)	大川宗男	No. 102	'04.3
海外報告(フィリピンの鋼橋の品質管理・維持に関して)	栗野純孝	No. 103	'04.9
海外報告(ケニア共和国における道路維持管理プロジェクト)	竹内政彦	No. 103	'04.9
海外報告(エチオピア/新青ナイル橋計画)	林 昌弘	No. 104	'05.3
海外報告(東ティモール国の道路分野概要)	上村博文	No. 105	'05.9

■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
第3回国際吊橋管理者会議報告	吉川章三・鈴木周一・伊藤豊秋	No. 99	'02.9

■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
-------------------	------	--------	--------

本四技報編集委員会名簿(五十音順) (平成17年9月15日現在)

編集委員長 森 邦 久 学
編集委員 ○朝 倉 義 博 ○古 村 哲 男
今 井 清 裕 ○齊 藤 隆 雄
白 田 幸 生 ○下 前 俊 秋
大 川 宗 男 ○土 井 昌 弘
大 谷 康 史 ○林 辺 上 保 仁
大 塚 雅 裕 ○溝 上 善 昭
楠 原 栄 樹 ○森 下 本 久
栗 野 純 孝 ○森 森 山 昌
小 林 克 己 弘 彰
小 林 義 弘 彰
山 中 鷹 志 ((財)海洋架橋・橋梁調査会)

◎幹事会幹事長 ○幹事会幹事

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105号

発行 平成17年9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・橋梁調査会
〒112-0004 東京都文京区後楽2-2-23
住友不動産飯田橋ビル2号館4階
電話 03-3814-8439
発行者 山 根 孟
制作 ニッセイエブプロ株式会社

定価 2,200 円

