

ISSN 0912-6953

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.26 No.98 2002.3

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

# 本四技報 第98号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.98

最近の動きなどー20世紀から21世紀へー……………副総裁	佐野 徹 治…1
Recent Movement – From the 20 <sup>th</sup> Century to the 21 <sup>st</sup> Century –	
本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001) の制定……………長大橋技術センター 技術調整課長代理	楠原 栄 樹…2
Establishment of the Honshu-Shikoku Bridge Wind-Resistant Design Standard (2001)	長大橋技術センター 技術調整課 花井 拓
高密度ポリエチレン管の亀裂防止対策……………保全部 設備課長代理	政田 潔…7
Crack Prevention Measure for High-Density Polyethylene Pipe	第二管理局 坂出管理事務所 施設課 香川 晃
南北備讃瀬戸大橋緩衝工の改良……………第二管理局 保全部 橋梁維持課長	長谷川 芳 己…12
Improvement of buffer system installed around Foundations of Minami and Kita Bisan Seto Bridge	第二管理局 保全部 橋梁維持課 杉 本 健
新尾道大橋桁内除湿設備の最適運転の試み……………第三管理局 保全部 機械課長代理	廣田 昭 次…18
Trial Run for the Optimal Operation of Dehumidifying System on Shin-onomichi Bridge	第三管理局 向島管理事務所 施設課 第三管理局 向島管理事務所 施設課 小島 久 邦 東 秀 樹
芸予地震における多々羅大橋西高架橋……………第三管理局 保全部 橋梁維持課長	古家 和 彦…25
横移動制限装置の挙動	第三管理局 保全部 橋梁維持課長代理
Behavior of horizontal displacement limiter on Tataru Bridge West Viaduct under the Geiyo earthquake	第三管理局 今治管理事務所 橋梁維持課 磯江 幸 夫 森 幸 夫
海外報告 (ケニア) ………………第一管理局 保全部付	徳永 剛 平…31
Overseas Report (kenya)	
海外報告 (ミャンマー) ………………企画開発部 調査課長代理	大川 宗 男…34
Overseas Report (Myanmar)	
技術ニュース……………	36
The Latest Information	
文献紹介……………	37
Related Technical Report in Other Publications	

本四技報総目次：次回掲載予定：第105号

## 新尾道大橋桁内除湿設備

Dehumidification Device in the Deck of the Shin-Onomichi Bridge



新尾道大橋全景(写真奥は尾道大橋)  
Overview of Shin-Onomichi Bridge  
(Onomichi Bridge viewed on the back side)



桁内機器設置状況  
(手前側が除湿機、右奥がフィルタ)  
Installation of device in the deck  
(dehumidifier is on front side, filter on right-back)



送気ダクト (Uリブを利用して乾燥  
空気を桁内に循環させる)  
Ventilation duct (dry air circulation in the  
deck through the U-shaped rib plates)

# 最近の動きなどー20世紀から21世紀へー

Recent Movement - From the 20th Century to the 21st Century -

副総裁 佐野 徹 治

Tetsuji Sano



日本国憲法が制定・公布されたのが、昭和21年11月3日であったが、この日本国憲法を受け、昭和20年代に国家の基本的な仕組み、組織などに係わる法律が、次々と制定され、整備されていった。少し具体的に言えば、内閣の職権や組織等を定めた内閣法が昭和21年に、地方公共団体の組織や運営に関する事項等を定めた地方自治法が昭和22年に、国の行政機関の組織等を定めた国家行政組織法が昭和23年制定された等である。私が学生時代に学んだ頃は、このような制度が定着した時期であったと記憶している。

ところで、私の体験的な感じで言わせてもらうと、二十世紀も終わりに近づいた頃から、こういった国家の基本的な仕組み、組織に係わる制度の大きな改革が次々となされていったことである。

まず、平成6年には衆議院議員の選挙制度を、それまでの中選挙区制から小選挙区比例代表並立制にして改める公職選挙法の改正が行われた。衆議院議員の選挙制度を中選挙区制とする制度は、大正時代の終わり頃から、ほんの一時期を除いて、ずっと続いてきた制度であり、これを小選挙区比例代表制に改めることは、選挙制度の大改正であったといえるのではないかと思う。私は、この当時、自治省選挙部長の職にあったが、帰宅はいつも非常に遅かったのを今でもよく覚えている。

なお、平成8年の衆議院議員総選挙から、この制度による選挙が行われている。

次に、地方分権推進法が平成7年に制定されたことである。国と地方公共団体の関係や、国と地方公共団体の役割分担については、関係する法律でそれぞれ定められているが、「地方分権を総合的かつ計画的に推進することを目的とする」法律（地方分権推進法）が制定されたことは、国と地方公共団体に係わる関係の一つの方向性が示されたものといえよう。

なお、平成11年には、地方分権の推進を図るための関係法律の整備に関する法律（いわゆる地方分権推進一括法）が制定され、原則として、平成12年4月から施行されている。これにより具体的な制度の整備が進められたといえる。

それから、平成10年には、国の行政機関の再編成や国の行政組織並びに事務及び事業の減量、効率化の改革等を定めた中央省庁等改革基本法が制定された。

この法律は、内閣総理大臣を会長とし、15人の委員により構成される行政改革会議が平成9年12月に行っ

た最終報告の趣旨にのっとって定められたものであるが、この最終報告では、このたびの行政改革の要諦として、「肥大化硬直化し、制度疲労のおびただしい戦後型行政システムを根本的に改め、自由かつ公正な社会を形成し、そのための重要な国家機能を有効かつ適切に遂行するにふさわしい、簡素にして効率的かつ透明な政府を実現することにある。」と述べており、行政改革の大きな方向がここで示されている。

なお、この基本法を受けて、再編後の各府省の設置法が、平成11年に制定され、そして平成13年1月から新しい府省が発足している。

以上体験を踏まえ、最近の動きに触れてみたが、平成13年12月に、本州四国連絡橋公団などにも関係のある「特殊法人等整理合理化計画」が閣議決定された。

この整理合理化計画の対象となる特殊法人・認可法人の数は、合計163法人にのぼるが、特に本州四国連絡橋公団を含む道路四公団等7法人については、その廃止、分割・民営化等について、他の法人に先駆けて結論を得ることとされ、昨年、活発な議論が展開されたことはご案内の通りである。

「特殊法人等整理合理化計画」では、道路四公団については、一つの項目としてまとめて整理されており、ここでは、「四公団に代わる新たな組織、及びその採算性の確保については以下の基本方針の下、内閣に置く『第三者機関』において一体として検討し、その具体的な内容を平成14年中にまとめる。」こととされた。そして、基本方針として、本州四国連絡橋公団については、「日本道路公団と同時に民営化する。なお、債務は確実な償還を行うため、国の道路予算、関係地方公共団体の負担において処理することとし、道路財源の活用も検討する。」こととされている。（なお、日本道路公団については、新たな組織は、民営化を前提とし、平成17年度までの集中改革期間内のできるだけ早期に発足することとされている。）

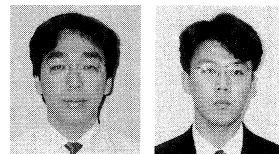
新たな組織のあり方については、第三者機関で、民営化を前提とした具体的な内容が検討されていくこととなっているが、どのような組織体制になろうとも、①国民的資産である本州四国連絡橋の万全な管理を行うこと、②世界に誇る長大橋技術の継承・高度化を図っていくことといった使命の重要性は変わるものではなく、今後も引き続き、これらの課題に全力で取り組んでいく必要があると考えている次第である。

# 本州四国連絡橋耐風設計基準（2001）の制定

Establishment of the Wind-Resistant Design Standard for Honshu-Shikoku Bridges (2001)

長大橋技術センター 技術調整課長代理 楠原 栄樹

Shigeki Kusuhara



長大橋技術センター 技術調整課 花井 拓

Taku Hanai

## 概要

台風の常襲国である我が国において、長大橋の耐風設計は諸外国に比べ高いレベルが要求された。そのため、長大橋梁群で構成される本州四国連絡橋においては、まず設計基準を整備するとともに、その時点における最新の知見に基づく検討結果を反映させながら建設を行ってきた。その集大成として、平成13年8月に「本州四国連絡橋耐風設計基準（2001）・同解説<sup>1)</sup>」を制定した。

本報告は、上記基準が従来の二次元バネ支持試験による耐風安定性の照査に変えて、構造や気流の三次元性を考慮できる全橋模型試験やフラッター解析等による総合的な照査を必要としている点を中心に、条文中で示されている内容の概要を紹介するものである。

Since Japan is frequently attacked by typhoons, required standard in wind resistant design for long-span bridges is higher than those in other countries. For the construction of Honshu-Shikoku Bridges (HSB), comprised of series of long-span bridges, the Honshu-Shikoku Bridge Authority (HSBA) established design standards. Then, the construction was conducted along with the reflection of research results, based on the up-to-date knowledge. As a milestone of such research, HSBA has established the "Wind Resistant Design Standard for Honshu-Shikoku Bridges (2001)" on August 2001.

This report describes the outline of the Wind-Resistant Design Standard for HSB (2001), which introduced the verification by the three-dimensional effect of structure and flow by full-bridge model wind tunnel test and flutter analysis in addition to the verification of aerodynamic stability by the ordinary two-dimensional spring-supported wind tunnel test.

## 1. まえがき

長大支間の吊り形式橋梁が中心となる本州四国連絡橋においては、その計画段階に適用できる基準が存在していなかったことから、独自に設計基準を整備し建設を行ってきた。耐風設計もそれらの基準の中の最も重要な位置を占めるものの一つである。特に、台風の常襲国である我が国において、長大橋の耐風設計は諸外国に比べ高いレベルが必要であった。

この様な背景のもと、長大橋梁群で構成される本州四国連絡橋においては、1961年以降、学識経験者の参加を得て耐風設計法等の検討を進め、耐風設計基準(1976)を制定し、瀬戸大橋までの橋梁に対して適用した。そしてさらに、基準だけではなく、その時点における最新の知見に基づく検討結果を反映させながら建設を行ってきた(表-1)。その集大成として、平成13年8月に「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説(以下、「基準2001」という)」(写真-1)を制定した。

基準2001は本州四国連絡橋における耐風設計の最終到達点であり、橋梁を長期にわたり健全な状態に維持管理していくうえで必要となる資料である。さらに、実質的に基準2001が「道路橋耐風設計便覧(1991年、日本道路協会編)」が対象とする橋梁を越えるような規模の橋

梁に対しても適用可能な唯一の耐風設計用基準となることを考慮し、実績のある中規模の橋梁に適用する場合の緩和規定も盛り込んだ。



写真-1 基準2001

Photo.1 Wind-Resistant Design Standard for HSB (2001)

表一 耐風設計基準の変遷

Tab.1 History of wind-resistant design standard

年度		項目	建設期間及び適用基準		
西暦	和暦		①	②	③
1961	S36	本州四国連絡橋技術調査委員会（土木学会）発足			
2	37				
1963	38	耐風設計小委員会発足			
4	39	耐風設計指針(1964)			
5	40				
6	41				
1967	42	耐風設計指針(1967)			
8	43				
9	44				
1970	45	本州四国連絡橋公団設立			
1	46				
1972	47	耐風設計基準(1972)			
3	48				
4	49				
1975	50	耐風設計基準(1975)			
1976	51	耐風設計基準(1976) …①	大三島橋		
7	52		大鳴門橋		
8	53		因島大橋		
9	54		瀬戸大橋		
1980	55		伯方・大島大橋		
1	56				
2	57				
3	58				
4	59				
5	60				
6	61				
7	62				
1988	63				
9	H 1				
1990	2	明石海峡大橋耐風設計要領(1990) …②			
1991	3	大型風洞実験施設完成			
2	4				
3	5				
1994	6	尾道・今治ルート耐風設計基準(1994) …③			
5	7				
6	8				
7	9				
8	10				
9	11				
2000	12				
2001	13	本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)			

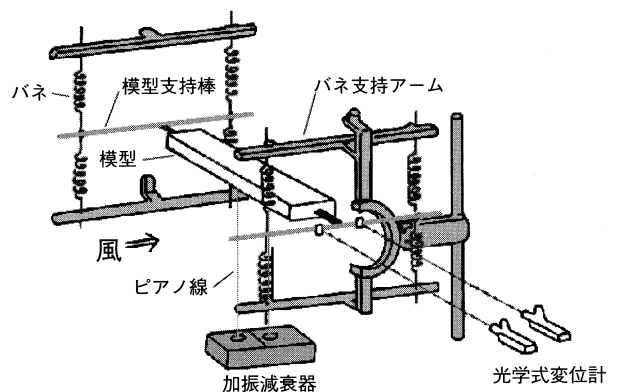
2. 基準 2001 のポイント

基準 2001 は、主に本州四国連絡橋プロジェクト最後の長大橋梁となった明石海峡大橋、多々羅大橋および来島海峡大橋に対する、

- ①完成系における耐風性検討結果
- ②架設中における安全性確認結果
- ③橋梁完成後に実施した反省も含む事後評価

を総括し、新たに設計基準の形で集大成したものである。これらの橋梁の設計段階において、「明石海峡大橋耐風設計要領 (1990)・同解説」および「尾道・今治ルート耐風設計基準 (1994)・同解説」が整備されていたが、「耐風設計基準 (1976)」の基本的考え方を踏襲して、二次元剛体模型によるバネ支持試験 (図一1) により耐風性照査を行うこととしていた。

しかし、これまでに前例の無い 2,000 m 級の明石海



図一1 バネ支持模型試験

Fig.1 Spring-supported model test

峡大橋では、風荷重により橋に大きな変形が発生するため、その影響をどの様にして評価するかが最も重要な課題であり、全橋模型による風洞試験が計画された。全橋

模型風洞試験の実施にあたっては、トラス桁断面の空力特性を精度良く再現するためには少なくとも縮尺を1/100が必要とされたため、旧建設省土木研究所構内に大型風洞実験施設（幅41m、高さ4m、長さ30m）を新たに建設し、風による変形を考慮した耐風安定性の検証を実施した。その結果、写真-2に示すとおり補剛桁は大きく変形（水平およびねじれ変形）し、従来の二次元模型では再現できないことが明らかとなった。なお、明石海峡大橋の大型風洞試験結果については既に報告<sup>2)</sup>されているので、そちらを参照されたい。

また、多々羅大橋と来島海峡大橋についても、同様な検討が必要であると判断し、「尾道・今治ルート耐風設計基準（1994）」では、全橋模型による耐風安定性の照査を追加した。さらに、これら2橋は比較的開けた地形に位置する明石海峡大橋と異なる多島海の地形に建設されることから、周辺地形により乱される気流が耐風性に与える影響が懸念された。そこで、周辺地形も再現した全橋模型試験（写真-3）を実施し、耐風安定性の確認を実施した<sup>3),4)</sup>。

さらに、実際の全橋模型試は実橋の詳細設計と並行して実施されるため、桁断面が必ずしも最終案と一致していない。これに対応するため、コンピュータシミュレーションにより橋体の挙動を推定する手法（フラッター解析、ガスト応答解析）を開発し、全橋模型試験結果と併せて総合的に耐風安定性の照査を行った。

以上の流れを反映させたものが基準2001であり、耐風性照査の流れを模式的に示すと図-2のとおりとなる。最大のポイントは二次元模型による照査が主体であった従来の方法に変えて、三次元性を考慮した総合的な照査を行うこととしたところである。



写真-2 明石海峡大橋全橋模型試験

Photo.2 Full-bridge model test for the Akashi Kaikyo Bridge

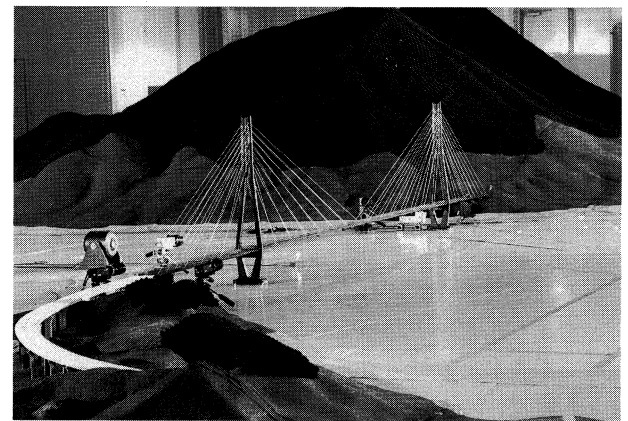


写真-3 地形を考慮した全橋模型試験（多々羅大橋）

Photo.3 Full-bridge model test with terrain model (Tatara Bridge)

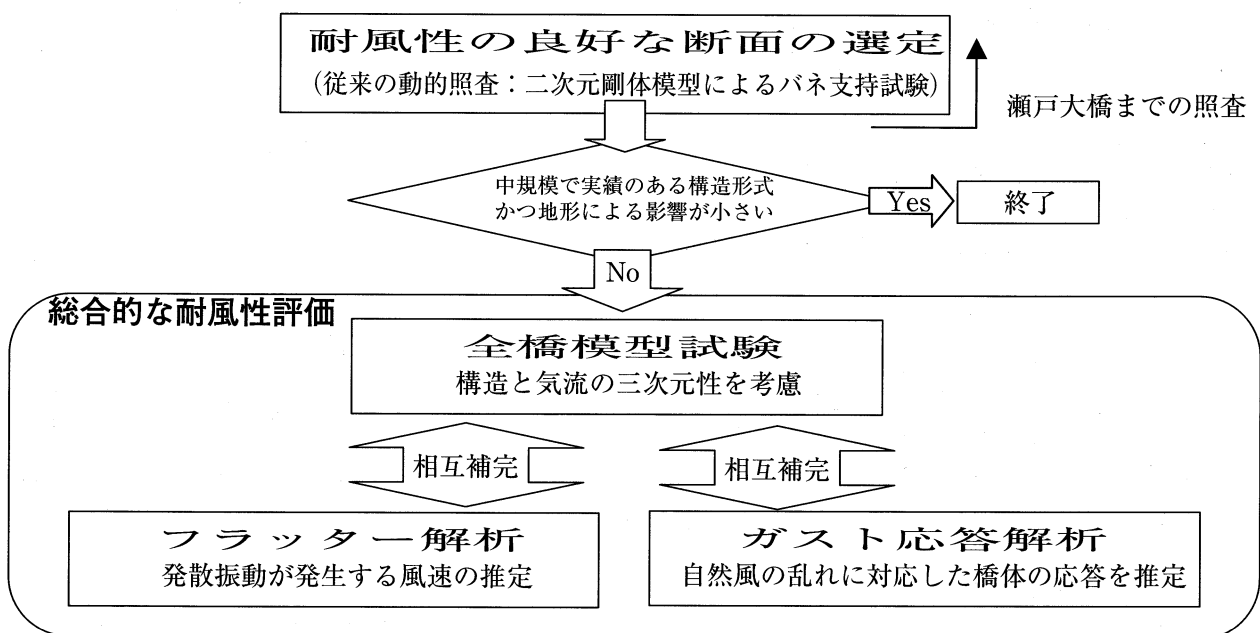


図-2 基準2001における動的照査のイメージ

Fig.2 Concept of dynamic verification in this standard

### 3. 耐風設計の手順

基準 2001 では、以下の手順により構造部位毎に図-3 に示す風の作用による現象を適切に選定して耐風設計を行うこととしている。

- ① 静的設計により概略断面案（桁、塔）を得る。
- ② バネ支持模型試験により空力特性に優れた桁断面を、三次元弾性模型試験により空力特性に優れた塔断面を選定し、それぞれの断面の空気力係数の確認を行う
- ③ 静的不安定現象の照査を実施する。
- ④ 発散振動、ガスト応答、渦励振について、全橋模型試験および対風応答解析（フラッター解析、ガスト応答解析）により照査を行う。

具体的な耐風設計の詳細な流れは図-4 に示すとおりである。従来の基準に対して大きく変更した点は、フローの最後に示す動的照査において、全橋模型試験と対風応答解析により総合的な安全性の確認を行うこととしたところである。これは、明石海峡大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋に対して実際に実施した耐風性検討において新たに確認された構造や気流の三次元性が耐風安定性に大きく影響することに起因しており、従来の二次元パネ支持試験では評価が困難であることを意味している。

なお、中規模で実績のある構造形式で地形の影響が無いと考えられる橋梁については、従来の二次元パネ支持試験で照査が可能であると考えられることから、緩和規定として③、④の項目を省略しても良いこととしている。

以下に、基準 2001 の条文で規定する項目の概要を紹介するが、詳細については基準 2001 そのものを参照されたい。

#### (1) 設計の基本とする風の特徴

設計の基本とする風の特徴については、従来の基準と基本的に同じであり、以下により設計で必要となる風速を定めている。

#### 基本風速 ( $\bar{U}_{10}$ )

耐風設計の基本となる風速であり、海面上 10 m の高さにおける 10 分間平均風速で表す。本州四国連絡橋では、再現期間が 150 年となる風速を基本風速として橋毎に定めている。

#### 設計基準風速 ( $\bar{U}_D = \mu_1 \bar{U}_{10}$ )

風荷重の算定および耐風安定性の検証の基準として用いる風速であり、基本風速に構造物の高度による補正係数を乗じて求めることとしている。高度による補正係数は、以下の式により算定する。

$$\mu_1 = \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha \quad (1)$$

ここに、 $Z$  は構造物の基準高度、 $\alpha$  はべき指数であり、橋毎に定めている。

なお、多々羅大橋と来島海峡大橋における地形を考慮した全橋模型試験の結果、周辺地形により乱された気流

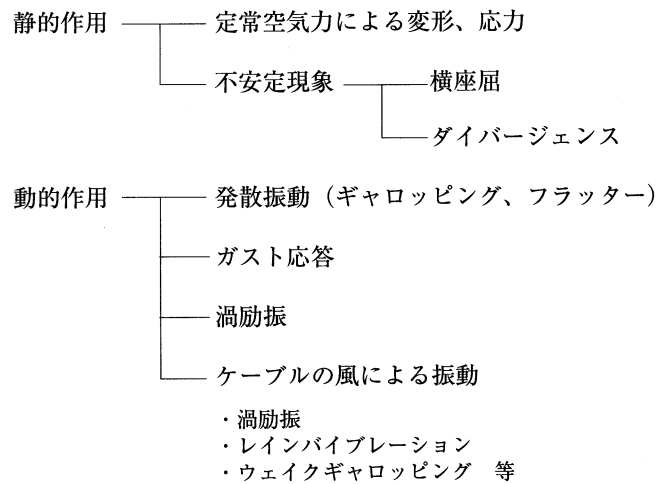


図-3 耐風設計で考慮する現象

Fig.3 Phenomenon checked in wind-resistant design

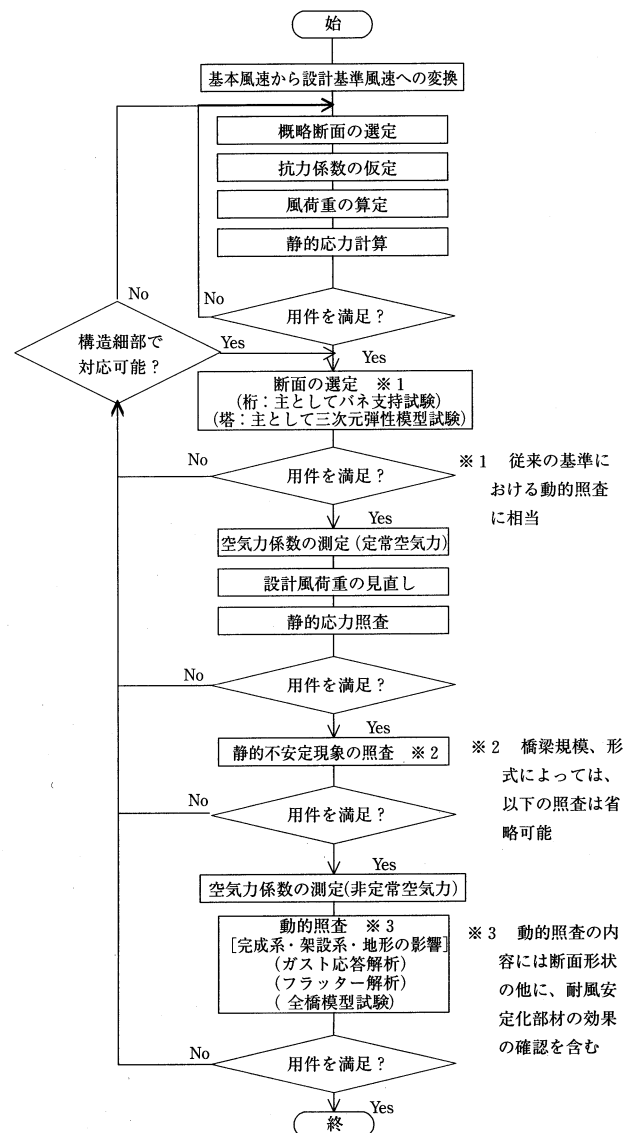


図-4 基準 2001 における耐風設計フロー

Fig.4 Flowchart of wind-resistant design in Wind-Resistant Design Standard for HSB (2001)

が作用することにより橋の挙動も変化することから、条文中に周辺地形の影響による照査の項目を追加した。

#### (2) 静的設計

静的風荷重による設計についても、従来の基準からの変更点はない。具体的には、以下の式を用いて抗力方向の風荷重を算出し、静的設計を実施することとしている。

$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \overline{U}_D^2}{2} C_D A_n \quad (2)$$

吊橋ケーブル・ハンガーロープ・斜張橋ケーブル・吊構造部に作用する風荷重

$$P_D = \mu_3 \frac{\rho \overline{U}_D^2}{2} C_D A_n \quad (3)$$

ここで、 $\mu_2$ 、 $\mu_3$  は自然風の乱れによる影響を考慮するための補正係数、 $\rho$  は空気密度 (1.18 kg/m<sup>3</sup>)、 $C_D$  は抗力係数、 $A_n$  は投影面積である。

なお、風荷重の補正係数は、各橋の初期の設計段階において実施したガスト応答解析結果をもとに決定しており、実際には次節の照査にもあるとおり、最終設計断面に対するガスト応答解析で当初設計が妥当であったことを確認している。

#### (3) 照査

静的応力および静的不安定現象の照査については、基本的な考え方は従来の基準と同じであるが、動的照査を行う上で必要となる構造減衰の例や、フラッター等の発散振動に対する様々な照査手法に対して実際にどのような評価を行ったかについて、詳細に解説している。また、近年風による振動の発生が多く見られるケーブル (斜張橋ケーブル、吊橋ハンガーロープ) に対する照査を条文として追加した。

ここで、最も重要なのは、構造や気流の三次元性を考慮する必要のある構造においては、全橋模型試験と対風応答解析 (ガスト応答解析およびフラッター解析) により総合的な耐風安定性の照査が必要であることである。逆に、十分な施工実績がある中規模の橋梁形式で地形の影響が無視できる場合には、三次元性を考慮する必要はないと考えられるため、緩和規定を設けた。

なお、条文には明記していないが、新尾道大橋の様な並列橋において、上下流の桁の相互作用により発生する複雑な振動現象が発生することを解説で紹介し注意喚起している。

さらに、架設時についても、①構造物の架設期間、②安全性 (構造物自体、作業性等)、③架設状態における構造特性および空力特性に留意し、完成系に対する設計、照査方法に従い照査を行う必要がある。

#### (4) 風洞試験要領 (2001)

耐風安定性を評価する上で必要となる風洞試験が、試

験機関や使用風洞によらず再現性を有する結果を得るための標準的な試験方法として「本州四国連絡橋風洞試験要領 (2001)・同解説 (以下「風洞試験要領 2001」という)」を定めた。

三分力試験、橋桁模型振動試験 (バネ支持模型試験)、主塔弾性模型試験については、変更点がないため既存の「明石海峡大橋風洞試験要領 (1990)・同解説」を適用することとしており、今回新たに全橋模型試験および非定常空気力計測試験の方法を追加した。前者は、大型風洞実験施設における全橋模型試験で留意した項目をとりまとめたものであり、後者は、全橋モデルによる対風応答解析を実施する上で必要となる非定常空気力 (振動している物体に作用する空気力) の計測方法について整理したものである。

#### (5) その他関連資料

上記の他に基準 2001 および風洞試験要領 2001 に記載されている内容を理解するための付録として、①構造的制振対策による減衰付加、②ガスト応答解析手法、③フラッター解析手法、④大鳴門橋における自然風特性調査結果を添付した。

## 4. あとがき

本州四国連絡橋の建設に伴い培ってきた我が国の長大橋耐風設計技術の集大成として基準 2001 を制定した。特に、風洞試験を始めとする照査方法を含め系統的に整理された耐風設計用の基準は、諸外国でも例を見ないのである。この基準が、国内外と問わず今後の長大橋梁の対する耐風設計の基礎資料として有効に利用されることが望まれる。

最後に、基準 2001 を制定にあたりご指導いただいた、耐風委員会 (委員長：宮田利雄横浜国立大学大学院教授) の設計要領作成作業班 (主査：佐藤弘史独立行政法人土木研究所構造物研究グループ長) の委員の先生方に深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001)・同解説，平成 13 年 8 月
- 2) 保田雅彦，鈴木周一，勝地弘：明石海峡大橋大型風洞試験 (一様流試験結果)，本四技報，No. 67，1993.7，pp.2-9
- 3) 北川信，鳥海隆一，勝地弘：多々羅大橋の大型風洞試験 (第 1 報)，本四技報，No. 77，1996.1，pp.38-42
- 4) 古屋信明，鳥海隆一，竹口昌弘：来島大橋大型風洞試験，本四技報，No. 88，1998，10，pp.38-44

# 高密度ポリエチレン管の亀裂防止対策

Crack Prevention Measure for High-Density Polyethylene Pipe

保 全 部  
(前)第二管理局坂出管理事務所

設 備 課 長 代 理 長  
設 施 設 課 長

政 田 潔

Kiyoshi Masada



第 二 管 理 局  
坂 出 管 理 事 務 所

施 設 課

香 川 晃

Akira Kagawa

## 概 要

瀬戸大橋に添架している防災用給水管は公団管理用水及び坂出市上水道の給水に使用されている。この給水管は添架構造の簡素化やメンテナンスフリーを目的に鋼帯外装高密度ポリエチレン管としたが供用後12年を経過した平成11年に漏水が発生し、漏水した給水管の内部を調査すると支持部に亀裂が生じていた。

電子顕微鏡による破断面の観察や成分分析、強度試験等により、この原因はポリエチレン中の酸化防止材の溶出による環境破壊と断定された。支持点の詳細なFEM計算により、応力を緩和する支持機構を設ければ亀裂は進行しないことを明かにした。

The emergency water main, installed on the Seto Ohashi Bridge, is used for supplying water for the Sakaide city and the maintenance water of the bridge as well. The water main, consisted of the high-density polyethylene pipe covered with steel husk, happened to leak water on 1999, since 12 years passed after completion. The investigation inside the pipe found the crack at the support point of the pipe. Such investigation, as surveillance of fractured section by using the electron microscope, Ingredient analysis, and the strength test, concluded that the cause of damage was brought about by the deterioration of polyethylene resin due to extraction of anti-oxidation agent from the material itself. Also, the investigation showed that the crack would not develop if a support device were installed to mitigate the stress, by concise analysis by FEM method.

## 1. まえがき

瀬戸大橋には、お客様並びに橋梁本体を火災事故から守るための防災設備が設けられ、水は鋼床板に添架した給水管で送水されている。(写真-1)

この給水管は単に防災のためだけでなく、与島PAの管理用水や坂出市上水道の送水にも使用されている。(図-1)

この給水管の管種はリール巻きによる長尺施工が可能で添架構造を簡素化でき、継手箇所が少なく、耐食性に優れメンテナンスフリーであることから鋼帯外装高密度ポリエチレン管(詳細は後述の鋼帯外装高密度ポリエチレン管の性能を参照)を採用している。

この給水管が、供用後12年を経過した平成11年に数箇所でも漏水が発生した。漏水した給水管を解体調査した結果、給水管内部の支持金具付近に亀裂が発生しており、その亀裂が導管を貫通し漏水していた。本論文では、給水管が亀裂した原因とその対策方法について述べる。

## 2. 亀裂発生状況

漏水した給水管を調査した結果、支持金具位置に限られていた。

発生状況を把握するため、漏水箇所の反対車線側をx線透過検査したところ、反対車線側からも亀裂が発見された。この事から広い範囲に亀裂が発生している可能性もある

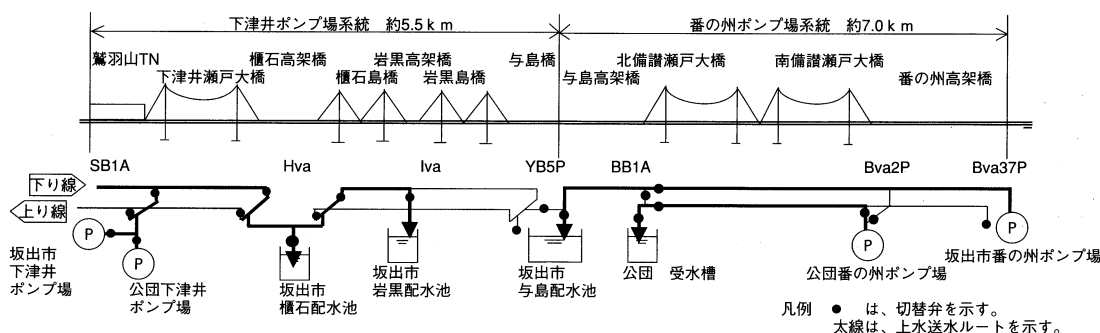


図-1 瀬戸大橋防災設備給水系統

Fig.1 Emergency water main system on the Seto Ohashi Bridge



写真-1 給水管添架状況

Photo.1 Water main

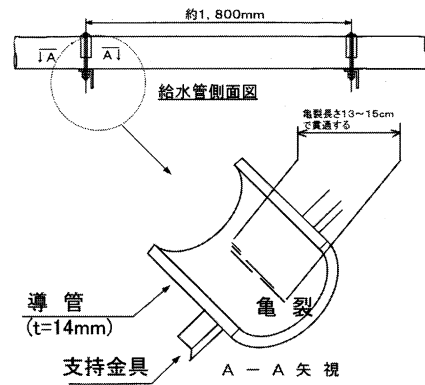


図-2 給水管亀裂発生状況

Fig.2 Cracks of pipe

ため各橋梁型式毎の抜き取りでx線透過検査したところ、亀裂が発見された箇所は南北備讃瀬戸大橋と与島高架橋のみであった。以上のことから、次の傾向が判明した。

- ①亀裂は、番の州ポンプ場系統で発生している。
- ②亀裂は、支持金具位置の導管底部内側で管軸方向に発生している。(図-2)

### 3. x線透過試験の精度確認

ポリエチレン材料へのx線透過試験の適用は、配管亀裂内異物(スケール)の影を撮影するものであり、その精度について解体調査で確認した。(参考として、x線透過試験方法を図-3に示す。)

精度は、x線透過試験を2回実施した給水管を、撤去解体して亀裂の有無を調査したところ、亀裂深さ3mm以下、亀裂長さ50mm以下のものは撮影できないことが解った。

以上から、x線透過試験には検出可能な亀裂に制限があるものの、亀裂発見には有効な方法であることを確認できた。

### 4. 鋼帯外装高密度ポリエチレン管の性能

瀬戸大橋で使用されている鋼帯外装高密度ポリエチレン

ン管には耐圧力の違いから0.98 MPa用と1.47 MPa用の2種類使用されている。構造の違いは図-4、5に示すように、導管部(高密度ポリエチレン)と補強材(鋼帯、波付鋼管)の構造の差である。

鋼帯外装高密度ポリエチレン管の性能を0.98 MPa用で説明すると表-1のとおり温度による変化を考慮しても送水圧0.8 MPa程度では破壊しない。

また、導管に使用されている高密度ポリエチレン(以下「HDPE」という)の特性は文献によると、フープテンション10 MPa(20℃)下で50年以上の長期耐久性と、200万回10 MPa程度の疲労強度(図-6)を有するとされている。

実際に付加される水圧0.8 MPa、その時に導管単独で水圧を負担するとしても周方向の発生応力は4.6 MPaであり、クリープ及び疲労で破壊に至らない。

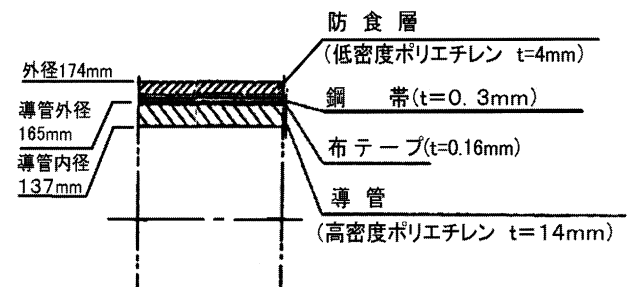


図-4 0.98 MPa用給水管構造図

Fig.4 Structure of water main for 0.98 Mpa

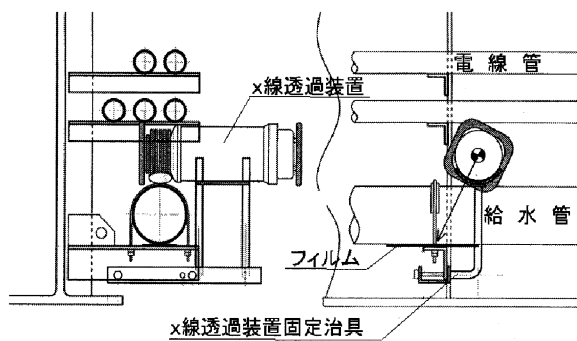


図-3 X線透過試験方法

Fig.3 X-ray test method

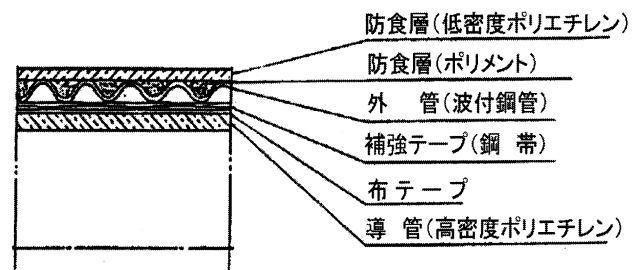


図-5 1.47 MPa用給水管構造図

Fig.5 Structure of water main for 1.47 Mpa

表一 鋼帯外装高密度ポリエチレン管の機械的性質

Tab.1 Mechanical properties of Steel-covered high-density polyethylene pipe

項目	条件	0℃	20℃	40℃
破壊内圧 (MPa)		5.9	4.7	3.6
HDPE 引張応力 (MPa)		29.4	22.5	16.9
HDPE 降伏点 (MPa)		31.4	24.5	18.2
HDPE 破断点伸び (%)		400	750	800

5. 原因究明のための調査

以上から原因が机上では想定できないため、次を調査した。

5.1 亀裂破面の調査

(1) 破面のマクロ観察

破面をマクロ観察 (写真-2) するとビーチマークが認められ、亀裂が導管内部から外側へ進行している。また、ラチェットマークも存在し亀裂は数カ所同時に発生し成長した様子がわかる。

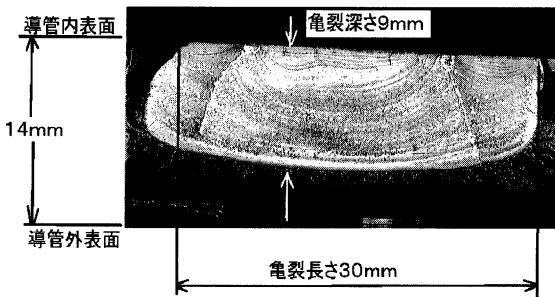


写真-2 給水管 (導管) マクロ破断面  
Photo.2 Macro section of fractured pipe

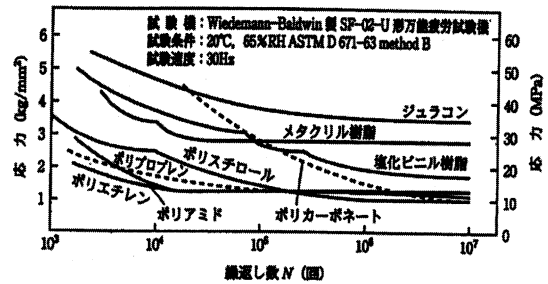
(2) 破面のミクロ観察

破面をミクロ観察 (写真-3) するとディンプル模様が見られ、破面に多数の切断残片 (引きちぎられたような跡) が観察された。

(3) 破面観察結果のまとめ

破面観察写真を専門家数名からヒアリングしたところミクロ破面が環境応力割れ (environmental stress cracking: ESC) によく似ていること。ビーチマーク等から比較的低い応力により疲労亀裂が不連続に成長していく場合によく似ていることなどから材質が何らかの劣化と疲労を受けたものと考えられる。ESCは材料表面から発生する脆性的な破壊で、一般的には分子量の少ない低密度ポリエチレンが界面活性剤と接して脆性破壊 (全断面一気に割れる) する現象と認識されている。今回も広い意味ではESCと考えられるが断続的に進行する現象など違う要素がある。今回は、

① PE, PP, PS, PMMA, PVC, PA, POM



(岩井: プラスチックス年鑑, p.340, 工業調査会 (1967))

図-6 HDPEのS-N曲線

Fig.6 S-N chart of HDPE

ESCのように材料が劣化しているが、疲労破壊のように徐々に進行したことから劣化疲労ということとした。

1) より引用・編集

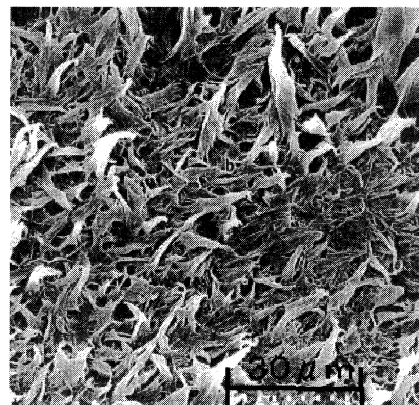


写真-3 給水管ミクロ破断面

Photo.3 Micro section of fractured pipe

5.2 現地振動測定

給水管には、交通振動 (車両や列車) が作用する。その影響がどの程度あるのか計測した。計測箇所は、亀裂が存在する部位とし支持点及び支間中央の振動加速度と配管支持点直近のひずみを計測した。

測定結果をまとめると振動加速度は最大でも 10 m/S<sup>2</sup> 程度 (約 1G) と小さく無視出来る。

ひずみは交通荷重では周方向最大で ±48 μ と小さいが、送水時に最大で周方向 +740 μ と比較的大きなひずみが測定された。

5.3 高密度ポリエチレンの物性測定

亀裂が発生した給水管について、その物性を調査した結果を図-7、8に示す。

調査結果をまとめると、次のようなことが解った。

- ① 導管厚さ方向の伸びと酸化防止剤濃度から、導管内表面に劣化が見られる。
- ② 導管内表面周方向の試験体が 2 mm 厚より 0.2 mm 厚の方が分子量が少ないことから、導管内表面の極表層ではかなりの分子量低下が考えられる。

③曲げひび割れ試験から内表面底部が脆弱化が進んでいる事が解った。(曲げひび割れ試験とは、実際手で試験片を折り曲げる試験で、外側では割れないが内側は割れが発生した。特に底部は割れやすい)

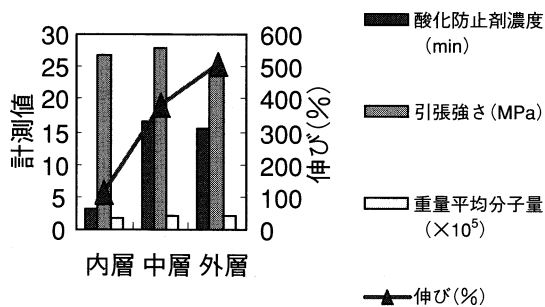


図-7 導管層別による物性比較

Fig.7 Comparison of physical properties by pipe layers

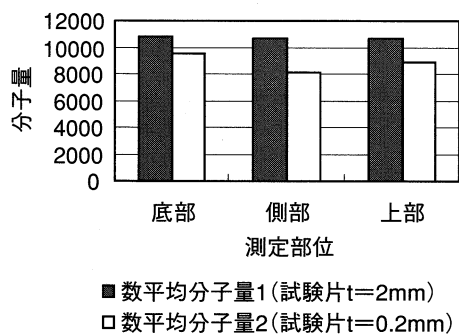


図-8 導管内表面の試験片厚さ別物性比較

Fig.8 Comparison of physical properties by thickness of specimen of pipe

## 6. 亀裂発生メカニズム

以上の調査結果より、亀裂発生メカニズムは

### 6.1 配管内表面の劣化

水との接触により内表面から酸化防止剤が流出し化学劣化が生じ分子量が低下、材料強度を低下させた。

この原因として、上水道に含まれる微量な環境材(例：陰イオン界面活性剤 0.03 mg/L 坂出市記録) や水温上昇 (最高 40℃ 程度) の影響が考えられる。

### 6.2 配管支持部の扁平と送水圧による局部応力

配管内表面の劣化は一様に進んでいるが亀裂は支持点底部のみ発生している。

これは、支持点でUバンドによる締め付けにより底部が扁平となっていて、送水時に水圧の作用で給水管は真円になろうとするが、支持金具で拘束されているため、配管下半分は、より扁平になる方向に変形することになる。このとき生じる局部応力により亀裂が支持点底部に集中するものと思われる。(図-9並びに後述の応力解

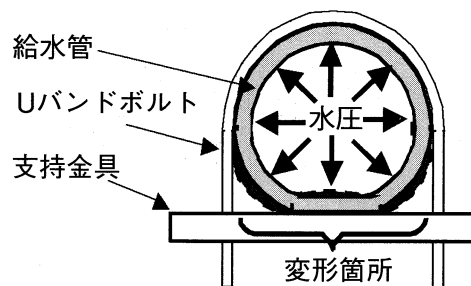


図-9 給水管変形イメージ

Fig.9 Deformation of pipe

析結果を参照)

### 6.3 亀裂の進展

材質の劣化と送水時の局部応力により、高分子材料特有のクレイズという破壊前駆症状が発生し、環境腐食と相まってクレイズを起点に亀裂が年数回のオーダーで進行したものと推察される。

クレイズとは引張応力下で発生するもので、高分子材料分子鎖にポイド(空隙)とフィリブル(分子鎖の束)で構成される脆弱部で、クレイズが液体と接しているとポイドに液体が進入し強度を低下させるもので、フィリブルがある程度の強度は発揮するがフィリブルが破断すると亀裂に至る。この現象はESCとよく似ておりESCは材料表面に割れとして現れるが、クレイズは進展すれば結果的に亀裂に至る点である。 1) より引用・編集

## 7. 亀裂発生防止対策の検討

導管内表面の劣化は一様に進んでいるがフープテンションしか作用しない一般部では亀裂が発生していない。

このことから、図-10のような支持鞍を設ければ支持点底部の局部応力発生を押さえるられるものと考えた。

支持鞍の有効性は、FEM解析で行った。解析結果は表-2に示すが、支持鞍を設けることで、現支持構造では10 MPa近く発生する局部応力を0.3 MPa程度に低

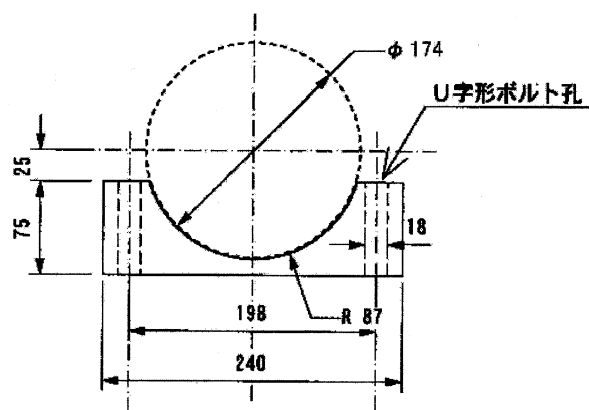


図-10 支持鞍イメージ

Fig.10 Concept of saddle support

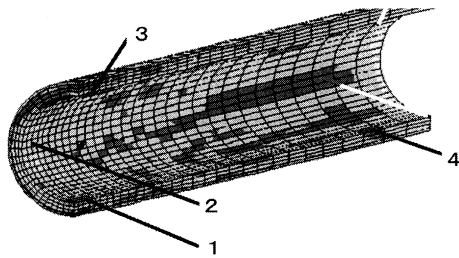


図-11 FEM 応力解析値位置

Fig.11 Location of FEM stress analysis

表-2 導管内表面の周方向応力解析値

Tab.2 Calculated circumferential stress of pipe

単位：MPa

番号	位置名称	現支持構造 (変形有)		支持鞍設置 (変形無)	
		常時	送水時	常時	送水時
1	支持部底部	4.63	9.52	-0.16	0.32
2	支持部側部	0.73	1.88	0.62	1.14
3	支持部上部	1.26	2.07	0.07	0.46
4	支間中央底部	0.33	1.06	0.37	0.97

減でき、一般部で発生するフープテンションと同程度となり亀裂発生を防止できる。

## 8. 支持鞍の模型試験

支持鞍を設けるにあたっては、変形している配管の支持鞍形状との追従性が問題となる。材料の特性からクリープ変形し、支持鞍の形状になじむものと予想された。

実際に支持鞍の模型を作成し確認試験を実施したところ試験開始後60日で全4箇所とも支持鞍との隙間が無くなる事を確認した。(図-12)

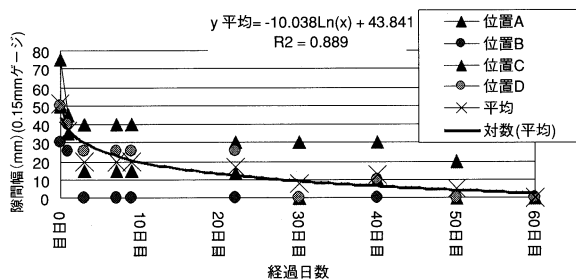


図-12 支持鞍と給水管の追従性

Fig.12 Follow-up of support saddle

## 9. 支持鞍の設置

### 9.1 施工方法

支持鞍の設置にあたっては、劣化が進んでいる配管底部を上部に反転させることも検討したが、

- ①対象が約 6000 箇所と多いこと。
- ②配管を反転させるため、強固な足場が必要。
- ③与島への送水確保、水抜きなど準備工が必要。

などにより費用の高騰と工期が長くなるため

- ①通水状態のまま施工可能。
- ②簡易な足場で施工可能。
- ③短期間で施工が可能。

などにより、配管の可とう性を利用して配管を一端浮かせて支持鞍を挿入する工法を採用した。

### 9.2 支持鞍の製作

支持鞍の製作方法は、数量が多いため押出成形とし、材質も HDPE に近く安価な再生プラスチックを採用し制作費を縮減した。

### 9.3 工程

支持鞍の設置は、平成 13 年 10 月現在で番の州ポンプ場システムの施工を終了し、平成 13 年 11 月までには対象全箇所を施工する計画である。(写真-4)

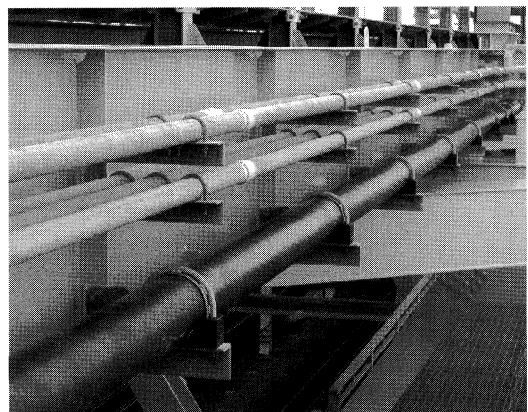


写真-4 支持鞍施工状況

Photo.4 Installation work of support saddle

## 10. おわりに

本件は、当初想定していなかった水道水による高密度ポリエチレンの劣化と送水圧による支持点での局部応力により給水管に亀裂が発生するものであった。

これらに対し、現地計測や物性調査など各種調査を行い原因を究明するとともに、的確な対応策を打ち出し、施工法、材質などについても経済的な計画を立案・実施することができた。今後は定期的に観測し、設備の機能確保につとめいく。

最後に、本稿執筆にあたり建設機械化研究所を初め、多くの方のご協力、ご意見を頂いたことに感謝いたします。

### 参考文献

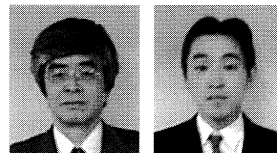
- 1) 芹沢郁夫 高分子材料強度学 1982
- 2) 給水管の変状原因の究明及び対策方法の検討業務報告書 平成 13 年 1 月 本州四国連絡橋公団

# 南北備讃瀬戸大橋緩衝工の改良

Improvement of buffer system installed around Foundations of Minami and Kita Bisan Seto Bridge

第二管理局保全部 橋梁維持課長 長谷川 芳己

Yoshimi Hasegawa



第二管理局保全部 橋梁維持課 杉本 健

Takeshi Sugimoto

## 概要

南北備讃瀬戸大橋の橋脚には、衝突船舶に対する緩衝設備として鋼製緩衝工及び浮体式ゴム製緩衝工が供用時に設置された。このうち浮体式ゴム製緩衝工は、機能保持が困難であり沈没・流出による航行安全への影響が懸念されるため撤去し、船舶衝突の確率の高い部位には新たに鋼製緩衝工を設置した。

ここでは、緩衝工の見直しのために実施した備讃海域の船舶航行実態調査、橋脚への船舶衝突確率の算定、新設鋼製緩衝工の設置検討および設計について報告する。

Both the steel and the rubber buffer system for ship collision were installed on the foundations of the Minami and Kita Bisan Seto bridges. Among them, the rubber system was removed and replaced by the steel buffer system since the rubber system was associated with troubles, such as sinking by air leaking and flowing out by breakage caused by aging of rubber. The paper reports the study and design of the new steel buffer system, including the field research on ship traffic in Bisan sea area and the calculation of collision probability of the ship against the foundations.

## 1. まえがき

国際航路備讃瀬戸航路に架かる南北備讃瀬戸大橋は、橋脚への衝突船舶に対する緩衝設備としてBB3P・5P・6P・7A橋脚に鋼製緩衝工及び浮体式ゴム製緩衝工（以下「ゴム製緩衝工」と称する）が供用時に設置された（図-1参照）。このうちゴム製緩衝工は、波浪によ

り緩衝工を覆っているチェーンネットや係留チェーンの切断、空気漏れによるゴム製緩衝工の沈下等の損傷が頻繁に発生し、緩衝工としての機能保持が困難であり沈没・流出による航行安全への影響も懸念された（写真-1参照）。

このことからゴム製緩衝工は撤去し、さらに備讃瀬戸海域の航行実態等航路環境を踏まえた橋脚への船舶衝突確率を算定し、船舶衝突確率の高い部位には新たに鋼製

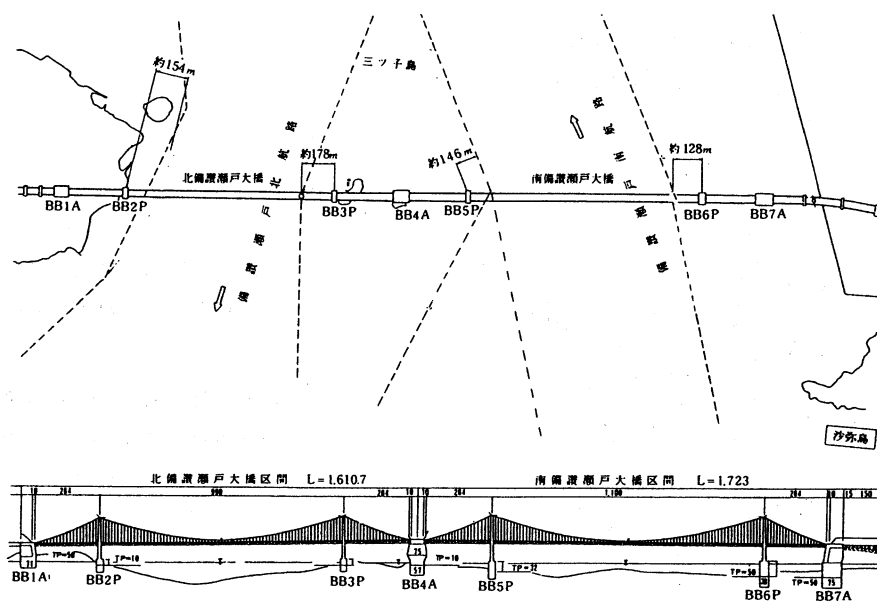


図-1 南北備讃瀬戸大橋一般図

Fig.1 General plan of Minami and Kita Bisan Seto bridges

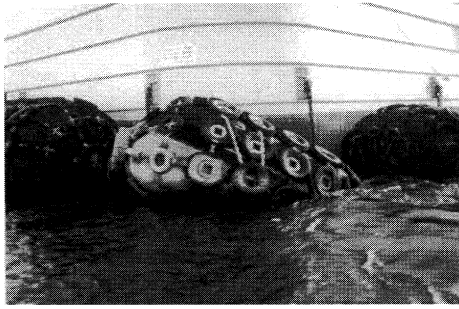


写真-1 ゴム製緩衝工の沈没 (BB3P)  
Photo.1 Sunken parts of rubber buffer

緩衝工の設置を行った。

ここでは、備讃瀬戸海域の船舶航行実態調査、橋脚への船舶衝突確率の算定、新設鋼製緩衝工の設置検討および設計について報告する。

## 2. 船舶航行実態調査

### 2.1 概要

備讃瀬戸航路の船舶航行実態調査は、工事期間中の昭和56年・57年度に実施され緩衝工の調査検討資料に供された。供用後は航行援助施設（橋梁灯・橋脚灯）が設置され供用前とは船舶の航行実態が異なることが想定され、緩衝工見直しのための基礎資料を得るために平成11年度に備讃海域の船舶航行実態調査を行った。

調査は3昼夜（72時間）連続で行われ、レーダー調査と目視調査により図-2に示す調査地点より3海里以内の海域の航行船舶について、船種、大きさ、通航ルート（A、B、C、D、E）、方向（東、西、南、北）等の調査を行った。

### 2.2 調査結果

#### 2.2.1 通航量

供用後備讃瀬戸北・南航路の通航量はやや増加しているが、水島航路はフェリーが皆無となり貨物船も減少し通航量は半減している。航路別の通航量は図-3のとおりである。

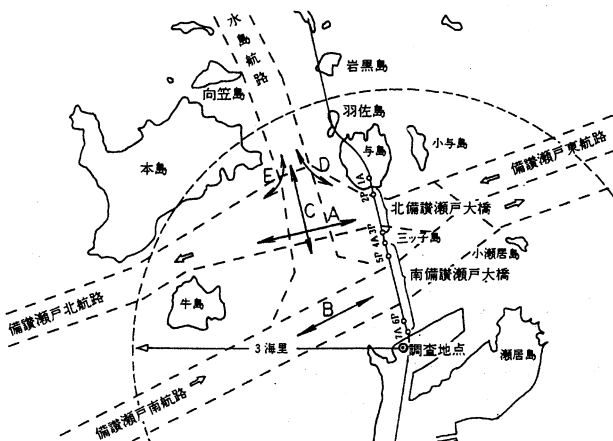


図-2 調査位置  
Fig.2 Location of research

りである。

#### 2.2.2 船舶の大きさ

供用前後で大きさの分布に変化はみられず、航行船舶の約80%が総トン数500トン未満の船舶で3000トン未満の船舶が約90%を占めている。航行船舶のトン階別分布を図-4に示す。

#### 2.2.3 速力

供用前後で平均速力に変化がみられず、航行速力は約9~13ノットの範囲であり小型船舶では速力がやや小さく大型船舶になるほど大きくなっている。航行速力分布を表-1に示す。

#### 2.2.4 航跡分布

供用前後で大きな変化は見られないが航路中央寄りを

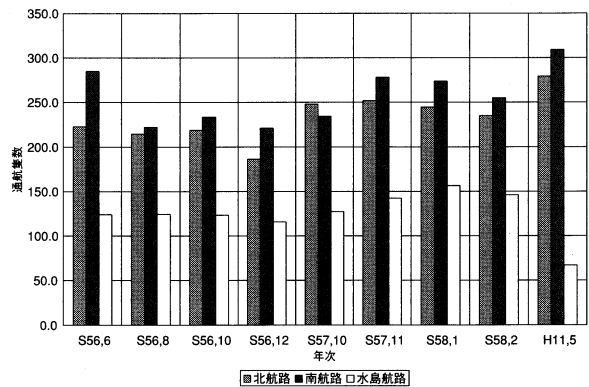


図-3 ルート別船舶通航量

Fig.3 Ship traffic by route

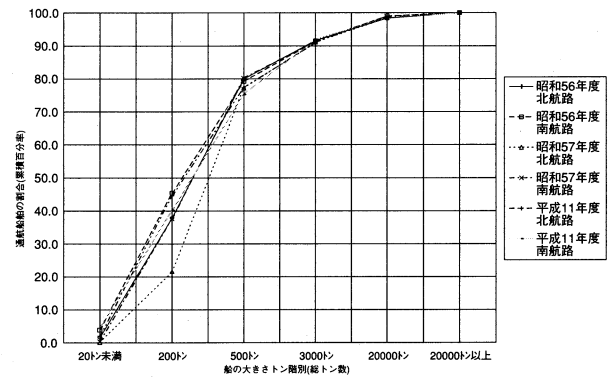


図-4 航行船舶のトン階別分布

Fig.4 Distribution of ship tonnage

表-1 航行船舶のトン階別速力分布

Tab.1 Distribution of sail speed of ship by tonnage

航路	平均速力(ノット)	調査時期			
		100トン～200トン	200トン～500トン	500トン～3000トン	3000トン～20000トン
北航路	S 58	9.2	11.1	11.8	11.7
	H 11	10.3	10.4	10.8	12.8
南航路	S 58	10.0	10.7	11.4	12.8
	H 11	10.6	10.7	11.7	13.1

航行する傾向がみられる。これは航行援助施設の設置により航行船舶の整流化が図られたことによるものと考えられる。一例として図-5に南航路橋軸直下における通過船舶の断面分布を示す。

### 3. 橋脚への船舶衝突確率の算定

#### 3.1 概要

衝突確率の算定に先立って、昭和51年から平成8年までの21年間の海難審判裁決録の中から南北備讃瀬戸大橋付近で起きた衝突、乗揚げ等の海難事故を分析し、事故別、原因別に類別化した。その結果より、船舶衝突のシナリオとして①機関または舵故障した船舶の風による漂流衝突、②機関または舵故障した船舶の潮流による漂流衝突、③避航による衝突、の3ケースを決定し、衝突確率の算定を行った。

#### 3.2 風による漂流衝突

機関または舵故障をした海域内の航行船舶が、風により橋脚に漂流衝突を起こす確率の算定フローを図-6に示す。なお、ここでは風のみによる漂流衝突を考えており無潮流としている。以下に算定手法を示す。

① 船舶の海域存在確率  $P_m(d, \phi)$  を次式により定義する。

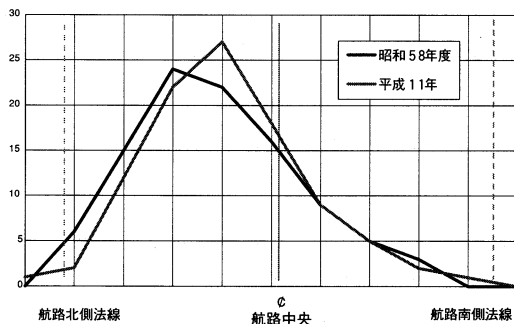


図-5 南航路橋軸線水域断面通過船舶分布

Fig.5 Distribution of ship traffic in Minami sea course

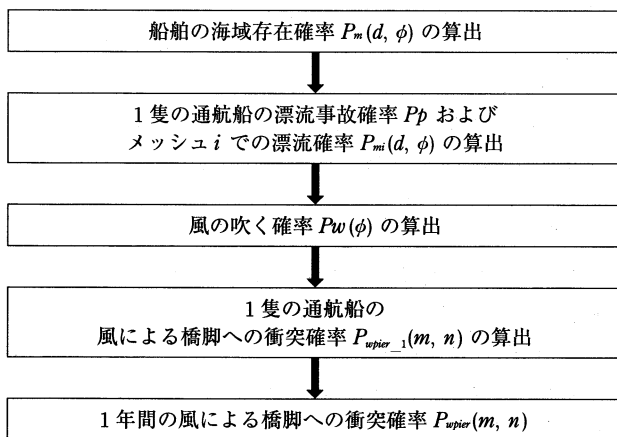


図-6 風による衝突確率算定フロー

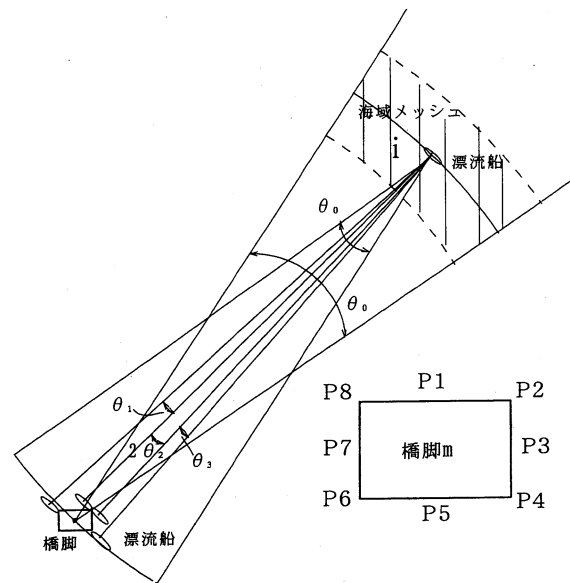
Fig.6 Procedure for calculation of ship collision by wind

$$P_m(d, \phi) = N_i / N_t$$

$$N_t = \sum_i N_i$$

$N_i$  は、図-7に示すような各橋脚  $m$  を中心とする方位  $\phi (= \phi(m))$  および距離  $d (= d(m))$  で仕切られる海域メッシュ  $i (= i(m))$  内の存在隻数であり、平成11年度の船舶航行実態調査から得られた航跡図をもとに海域メッシュ  $i$  内に存在する隻数を累積して算定している。 $N_t$  は対象海域内の存在隻数の総数で、橋脚  $m$  を中心とした半径4 km内の  $N_i$  の総和で与えられる。

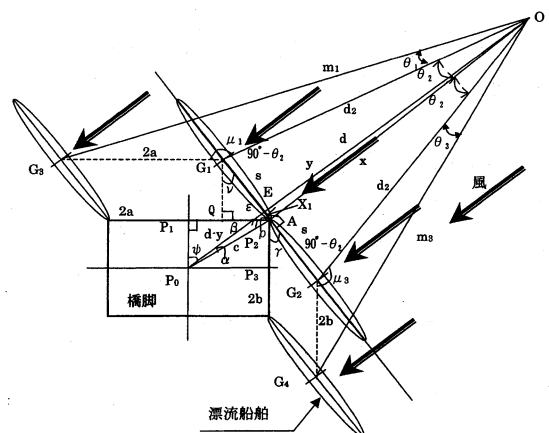
② 1隻の通航船が海域内で漂流事故を起こす確率  $P_p$  および1隻の通航船が海域メッシュ  $i$  内で漂流事故を起こす確率  $P_{mi}(d, \phi)$  は次式で与えられる。



$$P_w(m, P1, d, \phi) = \theta_1 / \theta_0$$

$$P_w(m, P2, d, \phi) = 2\theta_2 / \theta_0$$

$$P_w(m, P3, d, \phi) = \theta_3 / \theta_0$$



$$\theta_1 = \sin^{-1}((2a/m_1) \sin \mu_1)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}(s/\sqrt{d^2+c^2-2dc \cos \alpha})$$

$$\theta_3 = \sin^{-1}((2b/m_3) \sin \mu_3)$$

図-7 風による橋脚への幾何学的衝突確率

Fig.7 Geometric solution of collision probability by wind

$$Pp = Na / Ns$$

$$Pmi(d, \phi) = Pp \times Pm(d, \phi)$$

$Na$  は所定の期間内に海域内で発生した漂流事故件数で、海難救助等の状況（坂出情報管理室資料）をもとに、昭和 55 年から昭和 62 年までの 8 年間に起きた事故件数（10 件）としている。

$Ns$  は所定の期間内の総航行隻数で、平成 11 年度の船舶航行実態調査から得られた通航隻数の外挿値で与えている。

- ③  $\phi$  方向に風が吹く確率  $Pw(\phi)$  を次式により算定する。

$$Pw(\phi) = (Nw / Nob) \times (Nw, \phi / Nw)$$

$Nw$  は風の観測数、 $Nob$  は全観測数、 $Nw, \phi$  は  $\phi$  方向に吹いた風の観測数である。風観測データは、坂出情報管理室が実施した昭和 54 年から昭和 58 年までの風観測結果によるものとし、ここでは 7 m/s 以上の風を対象として  $Pw(\phi)$  を算定している。

- ④ 1 隻の通航船が海域内で漂流事故を起こし、風により橋脚の  $m$  の辺または頂点  $n$  に衝突する確率  $Pwpier\_1(m, n)$  は次式により与えられる。

$$Pwpier\_1(m, n) = Pno\_tide \times \sum_d \sum_{\phi} Pw(m, n, d, \phi) \times Pw(\phi) \times Pmi(d, \phi)$$

$Pno\_tide$  は無潮流の生起確率であり、当該海域において 24 時間のうち 8 時間が無潮流であるとみなし  $Pno\_tide = 1/3$  としている。

$Pw(m, n, d, \phi)$  は海域メッシュ  $i$  内で漂流事故を起こした船舶が橋脚  $m$  の辺または頂点  $n$  に衝突する確率であり、幾何学的関係により図-7 のとおりとなる。

- ⑤ 1 年間の風により橋脚  $m$  の辺または頂点  $n$  に漂流衝突を起こす確率  $Pwpier(m, n)$  は次式のとおり算定される。

$$Pwpier(m, n) = Pwpier\_1(m, n) \times Ns\_year$$

$Ns\_year$  は 1 年間に海域を航行する総隻数であり、平成 11 年度の船舶航行実態調査から得られた通航隻数の外挿値で与えている。

### 3.3 潮流による漂流衝突

機関または舵故障をした海域内の航行船舶が、潮流により橋脚に漂流衝突を起こす確率の算定フローを図-8 に示す。なお、ここでは潮流のみによる漂流衝突を考えており無風としている。以下に算定手法を示す。

- ① 東流または西流域内の船舶存在確率  $Pm\_e$ 、 $Pm\_w$  を次式のとおり定義する。

$$Pm\_e = N\_e / Nt$$

$$Pm\_w = N\_w / Nt$$

$N\_e$ 、 $N\_w$  は東流または西流域内の船舶存在隻数であり、平成 11 年度の船舶航行実態調査から得られた航跡図と海域の流況図を重ね合わせて、潮流域内の

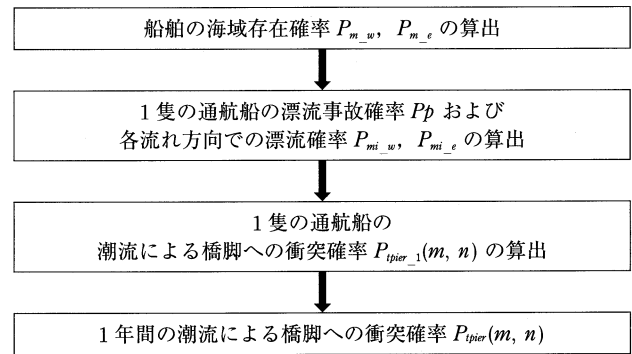


図-8 潮流による衝突確率算定フロー

Fig.8 Procedure for calculation of ship collision by tidal flow

存在隻数を累計したものである。 $Nt$  は対象海域内の存在隻数の総数である。

- ② 一隻の通航船が東流または西流域内で漂流事故を起こす確率  $Pmi\_e$ 、 $Pmi\_w$  は  $Pm\_e$ 、 $Pm\_w$  および 1 隻の通航船が海域内で漂流事故を起こす確率  $Pp$  を用いて以下のとおり与えられる。

$$Pmi\_e = Pp \times Pm\_e$$

$$Pmi\_w = Pp \times Pm\_w$$

なお、 $Pp$  については風による衝突確率算定時と同様とした。

- ③ 1 隻の通航船が海域内で漂流事故を起こし、潮流により橋脚  $m$  の辺または頂点  $n$  に衝突する確率  $Ptpier\_1(m, n)$  は次式により与えられる。

$$Ptpier\_1(m, n) = Pno\_wind \times (Pmi\_e \times Ptide\_e \times Pt\_e(m, n) + Pmi\_w \times Ptide\_w \times Pt\_w(m, n))$$

$Pno\_wind$  は風のない確率で、風による衝突確率算定時と同じ風観測データを用いて 7 m/s 以下の風速の観測頻度により算定している。

$Ptide\_e$ 、 $Ptide\_w$  は、東流または西流の存在確率で、有潮時に東流と西流が同程度生起するものみなし  $Ptide\_e = Ptide\_w = 1/3$  としている。 $Pt\_e(m, n)$ 、 $Pt\_w(m, n)$  は東流または西流により橋脚  $m$  の辺または頂点  $n$  に衝突する確率で、幾何学的関係により図-9 のとおりとなる。

- ④ 1 年間の潮流により橋脚  $m$  の辺または頂点  $n$  に漂流衝突を起こす確率は次式のとおり算定される。

$$Ptpier(m, n) = Ptpier\_1(m, n) \times Ns\_year$$

$Ns\_year$  は 1 年間に海域を航行する総隻数であり、風による衝突確率算定時と同様とした。

### 3.4 避航による衝突

航行船舶が避航により橋脚に衝突する確率の算定手法は以下のとおりである。

- ① 1 隻の通航船が備讃瀬戸を航行中に衝突事故を起こす確率  $Pa$  を算定する。

表-2 橋脚別、部位別船舶衝突確率

Tab.2 Collision probability by foundation and part

(単位：年)

橋脚	形態	部位							
		北面	北東角	東面	南東角	南面	南西角	西面	北西角
3P	漂流	3,401	4,580	519	175	2,194	1,334	2,908	2,070
	衝突	160	-	80	-	-	-	-	-
	合計	153	4,580	69	175	2,194	1,334	2,908	2,070
5P	漂流	536	62	163	41,237	84,033	36,509	701	3,093
	衝突	-	-	1,601	-	94	-	49	-
	合計	536	62	149	41,237	94	36,509	45	3,093
6P	漂流	1,112	581	1,219	280万年	128万年	97,276	2,307	1,678
	衝突	246	-	356	-	640	-	119	-
	合計	202	581	275	280万年	640	97,276	113	1,678
7A	漂流	1,528	751	783	5,000万年	8,600万年	200万年	2,257	1,699
	衝突	640	-	356	-	3,202	-	1,067	-
	合計	451	751	245	5,000万年	3,202	200万年	725	1,699

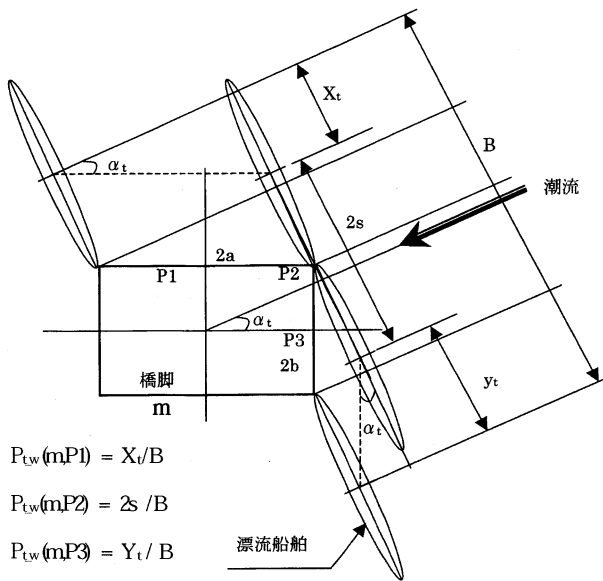


図-9 潮流による橋脚への幾何学的衝突確率

Fig.9 Geometric solution of collision probability by tidal flow

$$Pa = Na / Ns$$

Na は所定の期間内に海域内で発生した衝突事故件数で、要救助海難統計（海上保安庁資料）をもとに昭和 63 年から平成 8 年までの 9 年間に起きた事故件数（14 件）としている。

Ns は所定の期間内の総航行隻数で、平成 11 年度の船舶航行実態調査から得られた通航隻数の外挿値で与えている。

- ② 橋脚 m の部位 n に衝突する確率 Pimp(m, n) は以下のとおり求められる。

$$Pimp(m, n) = Pa \times Nm \times Pimp\_m(n)$$

Nm は橋脚 m 近傍の航行隻数で、平成 11 年度の船舶航行実態調査をもとに、橋脚 m 近傍の航路内外の航行船舶隻数を集計して算出している。

Pimp\_m(n) は橋脚 m に衝突する船舶が部位 n に衝突する条件付確率で、航路の直角面に対し Pimp\_m(n) = 2/3、平行面に対し Pimp\_m(n) = 1/3 とし、頂点への衝突は考慮しないこととした。

### 3.5 計算結果

計算結果を表-2 に示す。風または潮流による漂流衝突確率は、5P 北東コーナー部で 62 年に 1 回と比較的高いほかは百数十年以上で衝突確率は低くなっている。避航による衝突は概ね数十年から数百年に 1 回となっている。

## 4. 緩衝工の改良

緩衝工は、航行船舶実態及び衝突確率より、衝突確率が高い場所（100 年間に 1 回以上）及び衝突確率は低い航路に面したコーナー部は、新たに鋼製等の緩衝工を

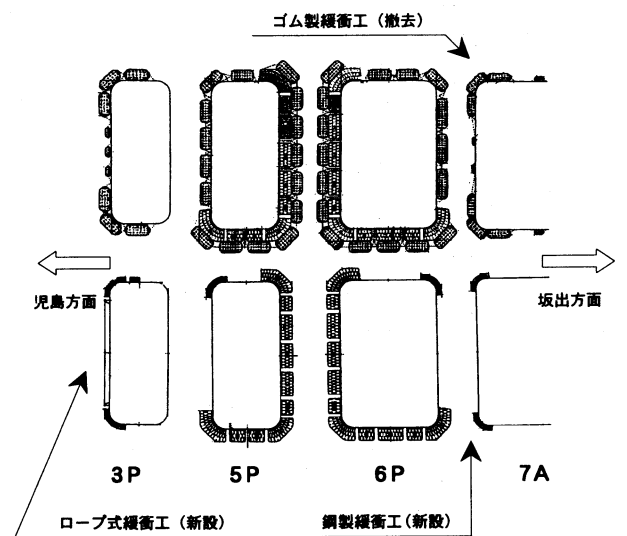


図-10 南北備讃瀬戸大橋緩衝工配置図

(上段改良前、下段改良後)

Fig.10 Arrangement of steel buffer system on Minami and Kita Bisan Seto bridges

(Top row : old system, Bottom row : new system)

設置することとした。

5P、6P の鋼製緩衝工とゴム製緩衝工を併用した部分については、当初は鋼製緩衝工の全壊に伴う取替リスクの軽減を図るために設計上 75% までの圧壊を許容することとしたが、新設緩衝工の設置検討にあたっては、鋼製緩衝工の取替リスクを許容し緩衝工の 100% 圧壊を前提として設計を行った結果、既存の鋼製緩衝工のみで設計船舶に対して衝突エネルギーの吸収が可能であることが確かめられたため、ゴム製緩衝工を撤去し既存の鋼製緩衝工のみとしている。図-10 に改良後の緩衝工の配置図を示す。

## 5. 新設鋼製緩衝工の設計

### 5.1 衝突時の設計

鋼製緩衝工の構造概要は図-11 のとおりであり、各橋脚の衝突条件を表-3 に示す。平成 11 年度の船舶航行実態調査結果より、供用後も航行船舶の大きさや速力に変化がみられなかったことから衝突条件は当初と同じ

とした。

既設の鋼製緩衝工は、船舶衝突時のエネルギー吸収を有孔水平板の座屈強度により評価しているが、緩衝工設計の合理化を図るため、明石・来島では縦リブと有孔水平板の有効幅で構成される柱の座屈強度により評価しており、新設鋼製緩衝工においても明石・来島と同様の設計とした。

### 5.2 非衝突時の設計

表-4 に各橋脚における自然条件、表-5 に荷重の組

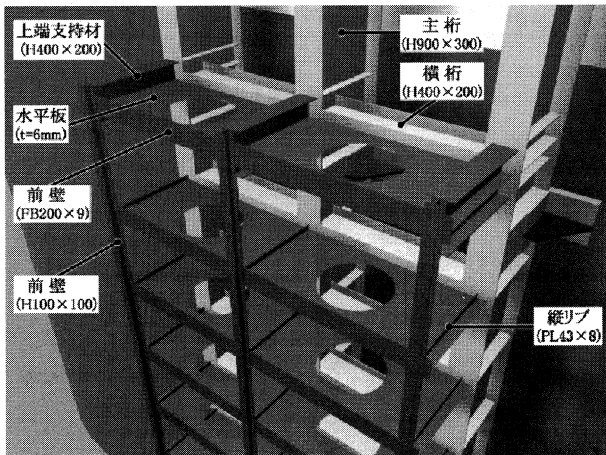


図-11 鋼製緩衝工構造概要  
Fig.11 Structure of steel buffer system

表-3 各橋脚の衝突条件

Tab.3 Collision condition for foundations

区分	北備讃瀬戸大橋 3P	南備讃瀬戸大橋 5P・6P	南備讃瀬戸大橋 7A
対象船舶	500 (総トン)	3000、500 (総トン)	500 (総トン)
衝突形態			
衝突速度	6ノット	8ノット	6ノット
衝突速度	2.5ノット	4ノット	1.5ノット

表-4 自然条件

Tab.4 Natural conditions

橋脚	設計波高 $H_{1/3}$ 周期 $T_{1/3}$		潮位 (m)	水深 (m)
	風速	潮流速		
BB 3P	$H_{1/3}=3.3$ m	$H_{1/3}=1.5$ m	T.P. +1.90	7.5
BB 5P	$T_{1/3}=5.7$ sec	$T_{1/3}=4.0$ sec	~	25
BB 6P	$V_{10}=38.7$ m/s	$V_{10}=18$ m/s	T.P. -1.50	35
BB 7A	5ノット	5ノット		15

※波力算定に用いる水深は、3P・7A:7.5m、5P・6P:25mで統一した。

み合わせを示す。

新設鋼製緩衝工の設計においては、設計風速を来島と同様に50年の再現期待値とし有義波高の低減を図った。新設鋼製緩衝工は、500GTの船首・船側衝突を想定して設計されているため剛性が弱く、FEM解析を行った結果引き波時の水平荷重によりアンカーボルト付近の水平板が応力超過となることから、最上段縦リブの断面UPを行ったほか最下段に斜材を挿入して補強を行った。

### 5.3 ロープ式緩衝工の設計

BB 3P 橋脚北面直線部には小型船舶(200GT)の船側衝突を想定してロープ式緩衝工を設置している。ロープは、IWRC 6×WS(31)φ=20mmB種(切断荷重271kN)を使用しており、ロープの荷重~変位曲線を図-12のとおりモデル化して、ロープの破断までのエネルギー吸収を考慮した設計となっている。

表-5 荷重の組み合わせ

Tab.5 Load combination

形態		荷重の組み合わせ	割増係数
船舶衝突時		F+D+TI <sub>1</sub> +WP <sub>3</sub>	1.65
非衝突時	常時	押し波	D+TI <sub>2</sub> +WP <sub>1</sub>
		引き波	D+WP <sub>1</sub>
	暴風	押し波	D+TI <sub>1</sub> +WP <sub>2</sub>
		引き波	D+WP <sub>2</sub>

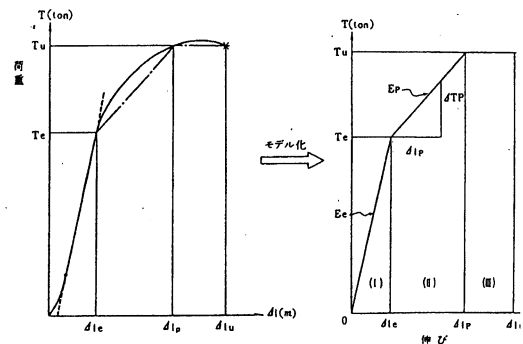


図-12 ロープ式緩衝工の荷重~変位曲線

Fig.12 Load-displacement curve of cable buffer system

## 6. あとがき

緩衝工の改良にあたっては「南北備讃瀬戸大橋の緩衝工に関する調査検討委員会」(財団法人日本海難防止協会委託、委員長佐藤修臣東京商船大学教授)にご指導を賜ったほか関係各位のご協力を頂いた。記して謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 南北備讃瀬戸大橋の緩衝工に関する調査検討報告書、平成11年12月

# 新尾道大橋桁内除湿設備の最適運転の試み

Trial Run for the Optimal Operation of Dehumidifying System on Shin-onomichi Bridge.

第三管理局保全部 機械課長代理 廣田 昭次  
Shoji Hirota

第三管理局 施設課 小島 久邦  
向島管理事務所 Hisakuni Kojima

第三管理局 施設課 東 秀樹  
向島管理事務所 Hideki Higashi



## 概要

新尾道大橋では、初期投資額とメンテナンスコストの低減を図るため、桁内面の塗装を約90%を省略し、除湿機によって桁内を除湿して、防錆を図る桁内除湿設備を本四公団で初めて採用した。

桁内除湿設備の運転は、当初桁内の湿度が60%で運転、40%で停止する条件で設定されていた。しかし、外気の温湿度条件によっては、管理湿度の60%を超える日が見られたため、桁内を60%以下に保つための設定値の変更と桁内湿度の計測を、トライアンドエラーで繰り返した。本文は、桁内除湿設備の最適運転の試みについて述べるものである。

The Shin-onomichi Bridge reduced inner coating of deck by 90% in order to reduce initial and running cost in maintenance; dehumidifying system was installed instead. The initial operation was planned so as to start running the system at the inside humidity of 60%, and stop running at 40%. However, since the inside humidity could not be lowered fewer than 60% in case of the ambient humidity, the operation plan was studied in trial and error in order to maintain the inner humidity lower than 60%. The report shows this trial operation for optimal run of dehumidifying system.

## 1. はじめに

箱桁の内面は、密閉に近い構造であるため外部からの水分や塩分等の侵入が少なく、桁外面に比べて腐食に対する環境は良くなっている。しかし、桁内面に一旦こもった湿気が保持されると外気温の変動によって結露が生じて発錆するため、これまでは箱桁内面には塗装が行われてきた。

新尾道大橋では、初期投資額とメンテナンスコストの低減を図るため、桁内面の塗装を約90%を省略し、その代わりに除湿機によって桁内を除湿して、防錆を図る桁内除湿設備を本四公団で初めて採用した。このような箱桁の防錆システムの採用事例としては、国内では白鳥橋（北海道十勝地方）があり、海外ではファロー橋（デンマーク）、ウィレムス橋（オランダ）がある。

桁内除湿設備の運転は、当初桁内の湿度が60%で運転、40%で停止する条件で設定されていた。しかし、外気の温湿度条件によっては、管理湿度の60%を超える日が見られたため、桁内を60%以下に保つための設定値の変更と桁内湿度の計測を、トライアンドエラーで繰り返した。本文は、桁内除湿設備の最適運転の試みについて述べるものである。

## 2. 桁内除湿の概要

### 2-1 除湿方式

除湿方式は、桁内の湿分空気を除湿機で除去しながら桁内に乾燥空気を循環させる桁内循環方式を採用した。新尾道大橋は、斜張橋と接続する高架橋で構成されるため、除湿エリアを高架橋も含め、独立した5つの除湿エリアに区分けし、各エリアに除湿機を1台配置した。

また、乾燥空気を桁内に循環させるための送気ダクトは、鋼床板の部材（Uリブ）を利用して、初期投資の低減を図っている。

今回の除湿方式の機器配置を図-1に、乾燥空気循環のイメージを図-2に示す。

### 2-2 管理湿度

一般的に、鋼部材表面の塵埃、塩分等による臨界湿度は50%~70%と言われており、結露を防止するためには桁内の相対湿度を、この臨界湿度以下に保つ必要がある。また、箱桁は気密性がよく比較的桁内の環境が良いと考えられるため、管理湿度は60%以下とした。

各除湿エリア容積 (m3)

1A~2P	2P~CL	CL~3P	3P~4P	4P~6A
4,060	5,120	5,120	4,060	3,040

●...乾燥空気 桁内吹出口 ○...感知センサー  
 ■...内面塗装部 □...除湿機

1A 2P CL 3P 4P 5P 6A

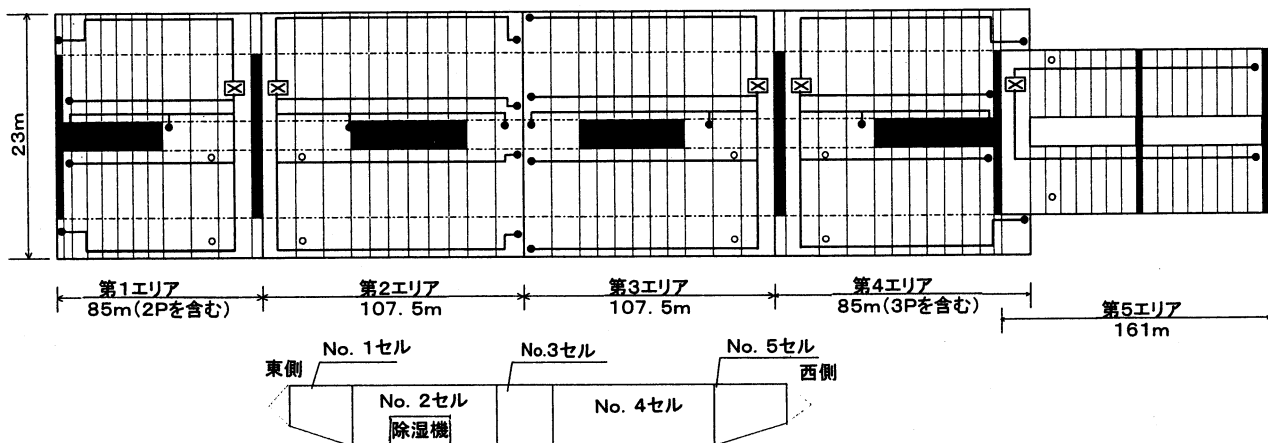


図-1 機器配置図

Fig. 1 Arrangement of system

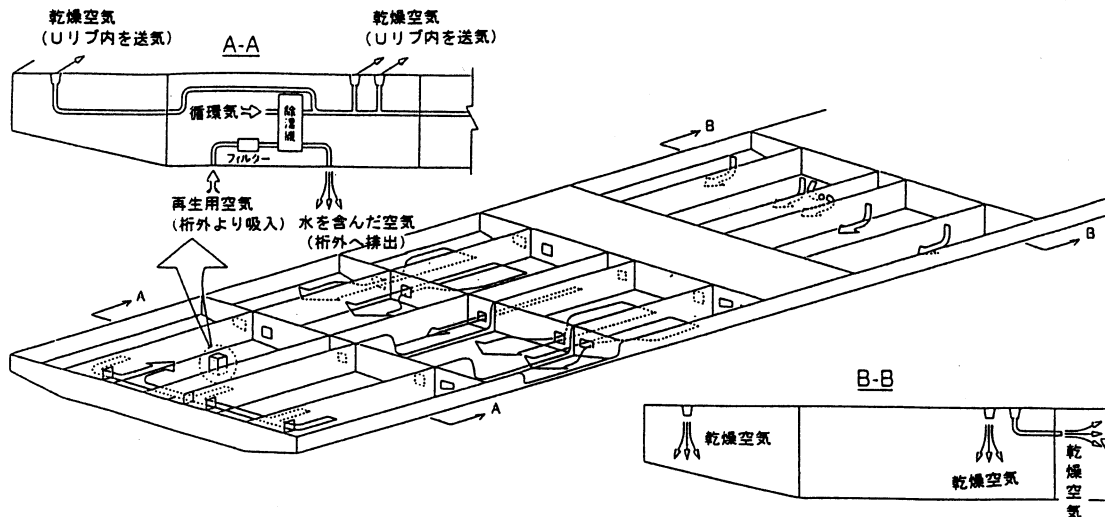


図-2 乾燥空気循環イメージ図

Fig. 2 Concept of dry air circulation

### 2-3 除湿機の選定

#### (1) 除湿機の除湿方式

除湿機の除湿方式には、冷却式、吸収式(湿式)、吸着式(乾式)があるが、低温時でも安定して除湿できる吸着式(乾式)を採用した。

図-3に示すこの除湿機のシリカゲルローターは、2/3の面積の吸湿部と1/3の面積の再生部で構成されている。室内湿り空気は吸湿部の通過時に乾燥されて室内に送風される。一方、シリカゲルローターは回転しており、再生部で熱風により再生される。これを直流的に繰り返すもので、吊り橋のスプレー室除湿にも採用されている。

### 3. 除湿機的设计

#### 3-1 除湿機能力の算定

##### (1) 外気及び桁内条件

除湿機能力を算定するうえでの、外気および桁内の温湿度の条件は、外気を尾道大橋の気象データから、桁内を大島大橋のデータにより求め、表-1のとおり設定した。

表-1 外気及び桁内条件

Tab. 1 Ambient and inner conditions

	外気条件	桁内条件
乾球温度	30℃	25℃
相対湿度	73%	60%
絶対湿度	20 g/kg	12 g/kg

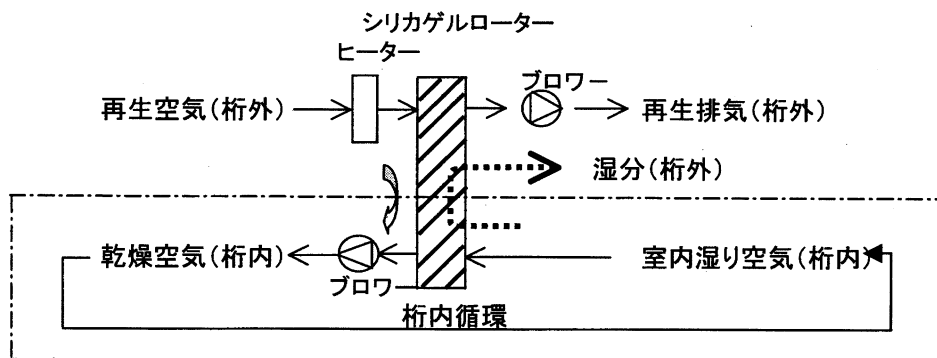


図-3 乾式除湿機概念図

Fig.3 Concept of dry-type dehumidifier

(2) 侵入湿分負荷量の算出

使用算定式……出入扉の開閉による湿分負荷算定式（一般式）による。

$$W_D = Q_D \times \rho \times (X_0 - X_R)$$

$W_D$ ：湿分負荷量 [g/h]

$Q_D$ ：出入扉の開閉により、流入する室外空気量 [m<sup>3</sup>/h]

$\rho$ ：空気の比重 1.2 [kg/m<sup>3</sup>]

$X_0, X_R$ ：室外空気、室内空気の絶対湿度[g/kg]

以上の式により、扉の開閉を桁の隙間（隙間面積の5%）とみなし、外気湿分の侵入に対しての各エリアの湿分負荷を求めた結果を表-2に示す。

表-2 各エリアの湿分負荷

Tab.2 Load of moisture in each area

	第1エリア	第2エリア	第3エリア	第4エリア	第5エリア
$W_D$ (g/h)	80.5	108.9	117.2	108.2	72.1

(3) 除湿機の選定

汎用機器の中で、表-2の侵入湿分負荷量を満足する最小能力の2,100 g/hを採用した。なお、除湿機の仕様は次のとおりである。

- ①形 式：乾式除湿機HPC-03CE(ダイキン工業製)
- ②処理風量：300 m<sup>3</sup>/h
- ③除湿能力：2,100 g/h

4. 最適運転への取り組み

前述1で述べたように管理湿度の60%を超える日が見られる原因は、1) 桁内の気密性が悪い、2) 除湿機の運転・停止させる設定値が高い、と考えられたため、最適運転に向けて、次の取り組みを実施した。

- ステップ1. 除湿エリアの気密性向上
- ステップ2. 桁内除湿設備の最適運転

4-1 除湿エリアの気密性向上

桁内の各除湿エリアには、桁内の点検作業時の連絡通

路として、マンホールが設けられており、当初は各除湿エリアを分割するために、マグネットシール付のビニール布で塞いでいた。しかしこの方法は、作業員の通過時に外す・通過・復旧の動作が必要であり、不十分な締切りになりやすいため、気密性の確保が十分でなかった。

そこで、仕切り動作が容易で確実な締切りが可能な仕切板に改良し、密閉不良による除湿効果の減少を防止した。また、外気の影響を受けやすい箇所にも設置した。改良前を写真-1、改良後を写真-2、仕切板概略図を図-4に示す。

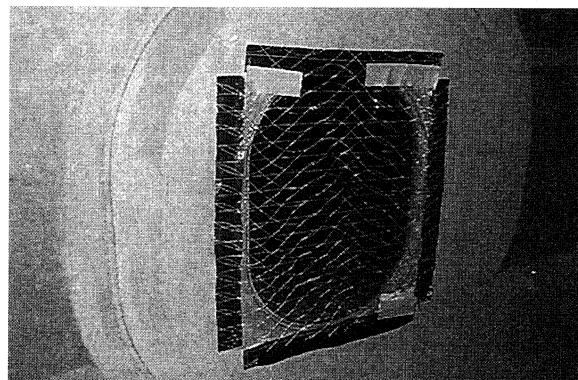


写真-1 改良前

Photo. 1 Before improvement

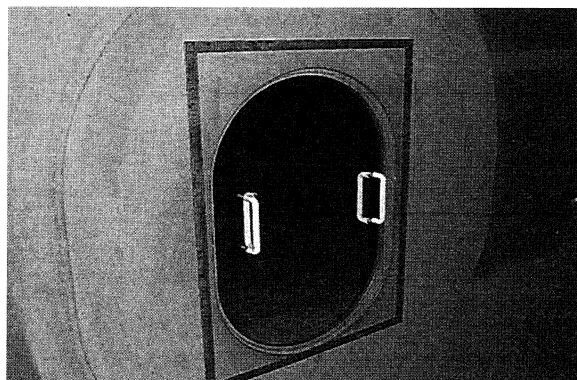


写真-2 改良後

Photo. 2 After improvement

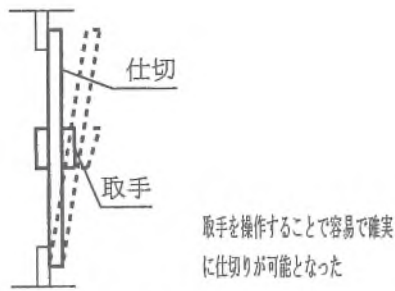


図-4 仕切板概略図

Fig. 4 Outline of partitions

#### 4-2 最適設定値の設定

##### (1) 1エリア内の湿度のばらつき

広い箱桁内の湿度を、均一に保つための除湿機の運転・停止は、各エリアの湿度のばらつきを把握し、除湿機を運転制御する代表点を決めてから、設定値を決めなければならない。今回の除湿機の感知センサーは固定されており、運転・停止の最適設定を求めるために斜張橋部の第1エリア、第4エリア、高架橋部の第5エリアにおいて各エリア内全箇所の定点の湿度を1週間連続測定した。この測定結果を図-5～図-7に示す。

測定の結果、除湿機を運転、停止させる感知センサー付近の湿度と、桁内湿度の高い個所が、日によって異なり有意な関係は見られなかった。

##### (2) 初期設定値の設定方法

図-8に示すように感知センサー値と桁内で最も大きい値を示した箇所との差分を、管理湿度の60%から引

いた値を除湿機運転の初期設定値とした。なお、設定値の範囲は、感知センサーの精度と過剰な除湿の防止などを考慮して設定した。

##### (3) 最適設定値の設定

前述(1)、(2)により除湿機運転の初期設定値を第1エリア(37% ON、30% OFF)、第4エリア(43% ON、35% OFF)、第5エリア(48% ON、40% OFF)と決めた。また、第2、3エリアについては他のエリアと条件を変えるため、第5エリアの設定値に5%づつ加えた設定値とした。各設定値の確認は、2週間程度の期間で確認測定→設定値変更→確認測定を繰り返し、桁内湿度の変動を確認した。

最適設定値の確認は、アスマン式温湿度計による手動計測と桁内の自動計測器を併用し、高温湿度時期を迎える平成12年6月下旬から平成12年9月末とした。

##### 1) 各エリアの設定値

前述のように桁内湿度の変動を見ながら測定し、管理湿度の60%より常に高い湿度を示せば設定値を下げ、低い湿度を示せば設定値を上げる、といったことを繰り返し行った結果、表-3に示す最適設定値が確認できた。

なお、表-3の最適設定値に到達するまでの湿度変動状況を、斜張橋部を代表して第1エリアを図-9に、唯一の高架橋部である第5エリアを図-10に示す。また、自動計測結果も、図-11、12に示すとおり問題ない結果を得ており、本設定値は信憑性があるといえる。

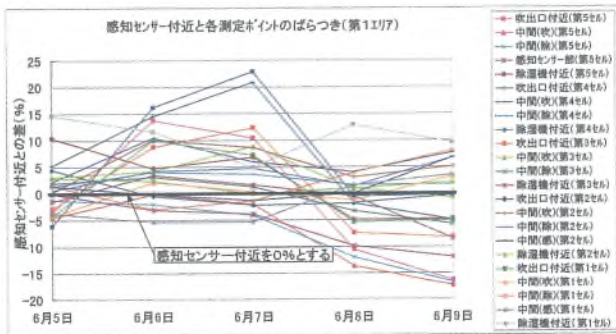


図-5 第1エリア

Fig. 5 The first area

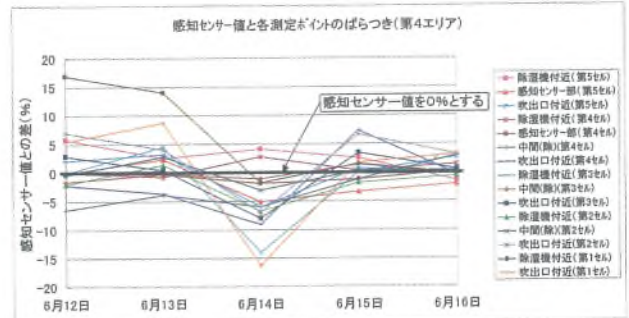


図-6 第4エリア

Fig. 6 The fourth area

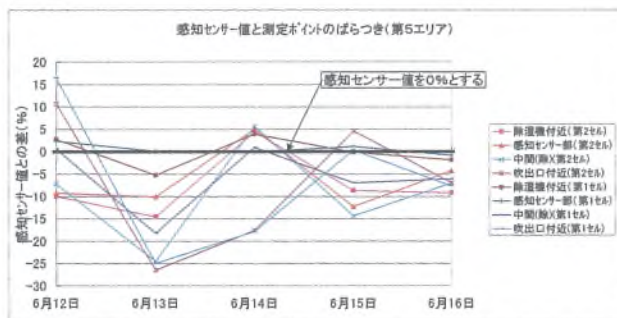


図-7 第5エリア

Fig. 7 The fifth area

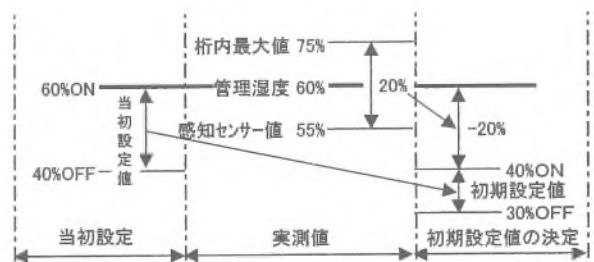


図-8 初期設定値の設定方法

Fig. 8 Setting of initial value

表-3 各エリアの初期及び最適値

Tab.3 Initial and optimal values in each area

	第1エリア	第2エリア	第3エリア	第4エリア	第5エリア
初期設定値	37% ON	53% ON	58% ON	43% ON	48% ON
	30% OFF	40% OFF	40% OFF	35% OFF	40% OFF
最適設定値	36% ON	42% ON	55% ON	34% ON	58% ON
	29% OFF	35% OFF	40% OFF	27% OFF	48% OFF

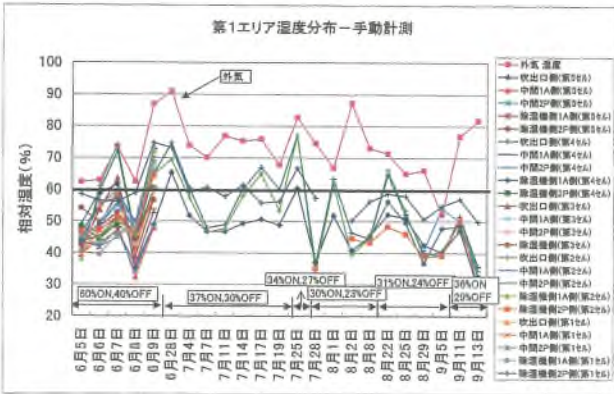


図-9 第1エリアの手動計測結果 (H 12.6~9)  
Fig.9 Manual measurement result of the first area (June to September 2000)

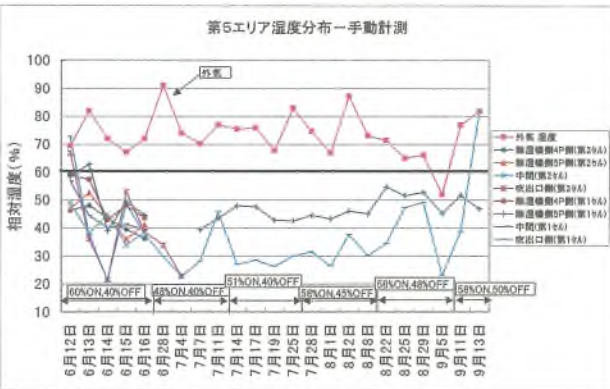


図-10 第5エリアの手動計測結果 (H 12.6~9)  
Fig.10 Manual measurement result of the fifth area (June to September 2000)

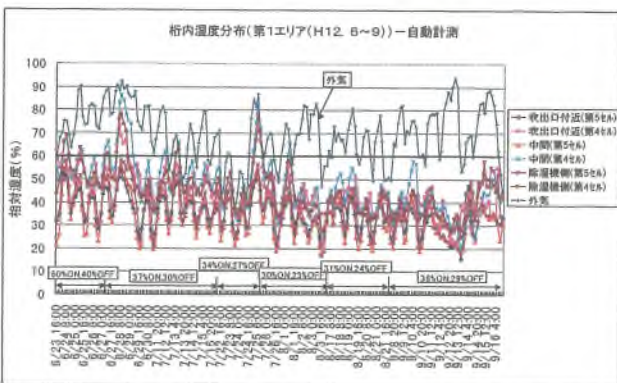


図-11 第1エリアの自動計測結果 (H 12.6~9)  
Fig.11 Automatic measurement result of the first area (June to September 2000)

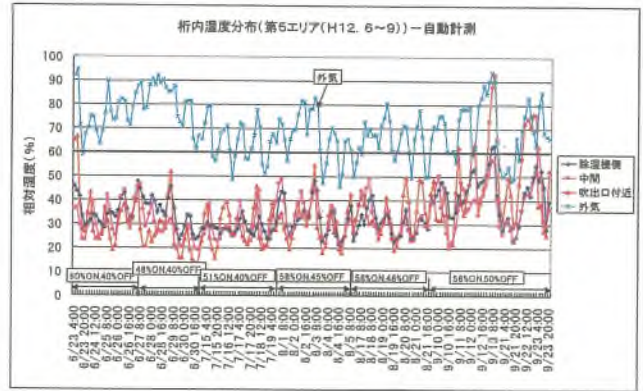


図-12 第5エリアの自動計測結果 (H 12.6~9)  
Fig.12 Automatic measurement result of the fifth area (June to September 2000)

2) 設定後の確認

最適設定値は確認できたものの短期間のみの結果では断定することができないので、年間を通じて調査した。その結果を図-13~16に示す。測定結果を見ると、第1エリアでは、除湿機が運転していても管理湿度を上回る日が若干見受けられるが、概ね管理湿度内に保持できているといえる。第5エリアでは、10月~6月にかけて除

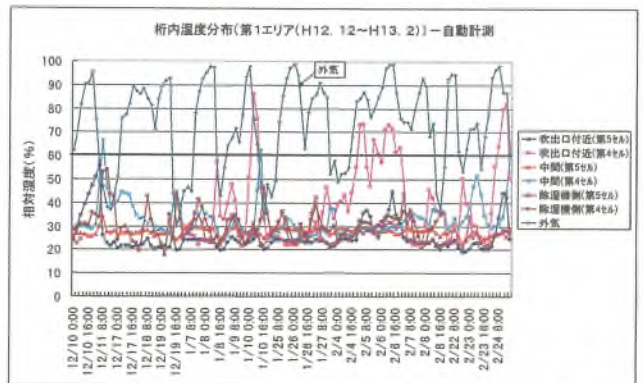


図-13 第1エリアの自動計測結果 (冬季: H 12.12~H 13.2)  
Fig.13 Automatic measurement result of the first area (winter: December 2000 to February 2001)

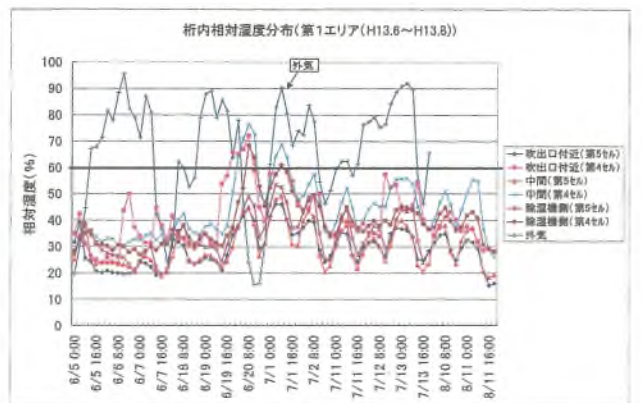
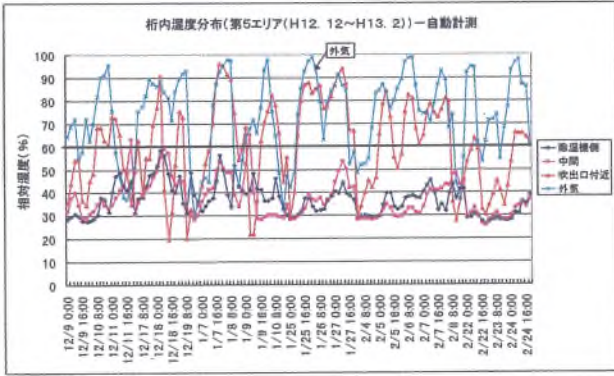
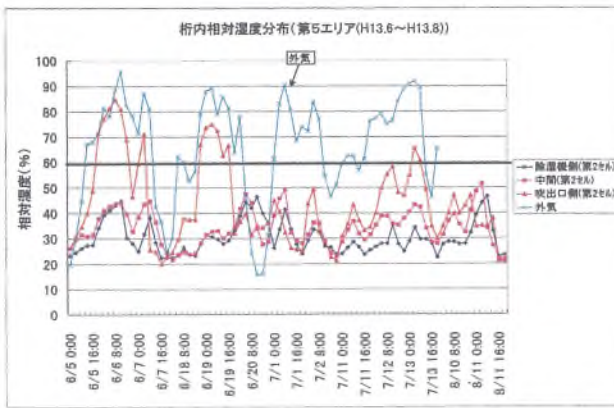


図-14 第1エリアの自動計測結果 (夏季: H 13.6~8)  
Fig.14 Automatic measurement result of the first area (summer: June to August 2001)



図一15 第5エリアの自動計測結果 (冬季: H 12.12~H 13.2)

Fig. 15 Automatic measurement result of the fifth area (winter: December 2000 to February 2001)



図一16 第5エリアの自動計測結果 (夏季: H 13.6~8)

Fig. 16 Automatic measurement result of the fifth area (summer: June to August 2001)

湿機吹出口付近 (入口に近い) のデータだけが60%を超えている。これは感知センサー部が入口部から約140m奥に位置するため、除湿機吹出口付近と比べ、外気湿分の侵入の影響が小さく、除湿機の起動が遅れるためである。また、冬季などの桁内温度が25℃以下の時のみ発生している。この問題点を解決するためには、感知センサーの位置を高湿度を示している除湿機吹出口付近に移動する必要がある。

なお、第2エリア~第4エリアも、第1エリアと同様な結果である。

#### 4-3 除湿機能力の評価

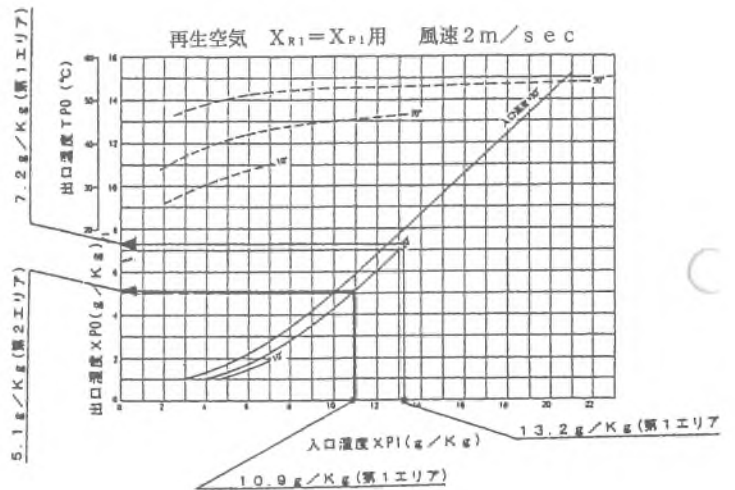
前述4-2(3)の、手動計測および自動計測の結果において桁内湿度が60%を超える日に着目し、その時の外気と桁内の温度・相対湿度・絶対湿度の値を基に、第1、2エリアを代表として、除湿機の能力を評価した。第1エリアと第2エリアの結果を表-4に示す。

結果、桁内湿度が60%を越える時の外気及び桁内は、外気、桁内ともに温度が21~24℃で、外気の相対湿度が70%以上、絶対湿度が外気で10~13g/kg以上で、桁内が12~15g/kg以上の日であった。この条件で、図

表-4 除湿機能力の評価 (第1、第2エリア)

Tab. 4 Evaluation of dehumidifier performance (First and Second area)

	第1エリア	第2エリア
桁内温度 (℃)	22 以上 24 以下	21 以上 24 以下
外気温度 (℃)	22 以上 24 以下	21 以上 24 以下
外気湿度 (%)	70 以上	70 以上
桁内絶対湿度 (g/kg)	13 以上	10 以上
外気絶対湿度 (g/kg)	15 以上	12 以上
除湿機能力		
入口温度 (℃)	22	21
入口相対湿度 (%)	80	70
入口絶対湿度 (g/kg)	13.2	10.9
吹出口温度 (℃)	22	21
吹出口相対湿度 (%)	44	33
吹出口絶対湿度 (g/kg)	7.2	5.1
除湿能力の適否	適	適
評価	除湿風量不足	除湿風量不足



図一17 除湿機性能曲線

Fig. 17 Performance chart of dehumidifier

一17に示す除湿機性能曲線により除湿量を確認すると、いずれも除湿機通過後の相対湿度は、33~44%であり、管理湿度の60%を満足している。

次に除湿機能力を満足していることが確認できたため、除湿風量について、各エリアの各吹出口と除湿元の測定を行った。各吹出口は、①ビニール袋を用いて風量計測②風速計を用いて計測の、2通りの方法にて確認した。除湿元については、風速計を用いて計測し確認した。結

果、各エリアとも規定風量の 300 m<sup>3</sup>/h を満足している。

以上より、除湿機能力に問題がないにも関わらず、桁内湿度が 60% を越える箇所が見られるのは、設計時の乾燥空気循環風量である現規定風量の 300 m<sup>3</sup>/h が不足しているためと思われる。

### 5. 最適運転の取り組み効果

これまでに実施した最適運転の取り組みについて効果を検証するため、桁内湿度が 60% を超える割合を調査した。

最適運転前と運転後における各エリアの 60% 以上発生率を比較したところ、表-5 に示すとおり各エリアとも 7 割以上減少していることが確認できた。また、現状の課題である風量不足を解決するためには除湿機の増設による風量増加をしなければならない。しかし、増設するには費用を要するため、最適運転後の 60% を越える割合を調査したところ、最も大きい第 5 エリアで、月平均当り 4.9% (35.4 h/721 h) と僅かであり、現状の鋼部材に錆、結露などの発生がないため、除湿機の増設は必要ないものと思われる。

図-18 に各エリア 60% 以上発生率 (平均) を示す。

表-5 最適運転前後の 60% 以上発生率 (単位: %)

Tab. 5 Excess ratio of 60% before and after optimal operation (unit: %)

	第 1 エリア	第 2 エリア	第 3 エリア	第 4 エリア	第 5 エリア	外 気
最適前 (H11)	18.1	8.0	4.9	1.6	35.3	56.7
最適後 (H12)	0.9	0.2	1.6	0.2	7.7	37.3

注) 上記データは、当該年度の 10 月から 3 月までの月平均データである。

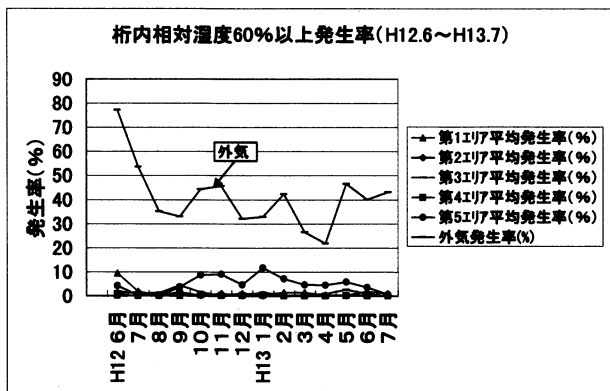


図-18 60% 以上発生率

Fig. 18 Excess ratio of 60%

### 6. 経済比較

桁内面の塗装を行った場合と、除湿機にて防錆を図る桁内除湿設備を 40 年 (現状での塗り替え周期) で比較したところ、桁内全塗装に比べ除湿設備は初期投資において、174,000 千円削減し、さらにランニングコストを含めると、324,000 千円削減できる。

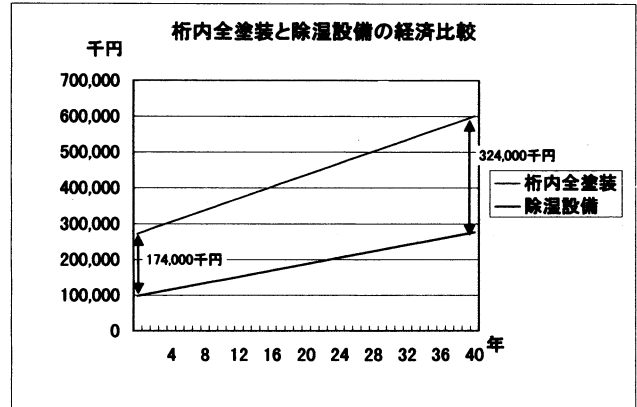


図-19 経済比較

Fig. 19 Cost comparison

注) 1. 上記グラフは、金利 2%、40 年間の複利計算結果である。  
2. 上記グラフの除湿設備には、初期投資額 (塗装費 + 設備費) + 利息 + ランニングコスト (消耗品 + 電気料金) を含んでいる。  
なお、電気料金は、最適運転への取り組みを始めた H12.6 から H13.8 までの運転時間を元に算出したものである。

### 7. まとめ

- 除湿機運転設定値の確認の結果、桁内の相対湿度を概ね 60% 以下に保つための設定値が確認できた。
- 最適運転に取り組んだ結果、60% 以上の発生率は各エリアとも 7 割以上減少した。
- 第 5 エリアは、10 月～6 月にかけて除湿機吹出口直近のデータだけが 60% を超えている。これは、感知センサーを移動することで解決できる。
- 現状の桁内環境は、相対湿度が 60% を超える日が月当り 4.9% (最大) と僅かであり、鋼部材に錆、結露などの発生が一切なく、良好な環境である。
- 現在の運転設定値は、高温多湿時に設定した設定値であり、冬季のような外気湿度が低い時でも運転することがあるため季節によって設定値を変更、および高湿度箇所の湿度改善のため小型ファンを設置する等の検討を行い、運転時間の減少による節電運転を図る。

# 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

Behavior of horizontal displacement limiter on Tatara Bridge West Viaduct under the Geiyo earthquake

第 三 管 理 局 部 橋 梁 維 持 課 長 古 家 和 彦  
第 保 全 部

Kazuhiko Furuya

第 三 管 理 局 部 橋 梁 維 持 課 長 代 理 磯 江 浩  
第 保 全 部

Hiroshi Isoe

第 三 管 理 局 部 橋 梁 維 持 課 森 幸 夫  
今 治 管 理 事 務 所

Yukio Mori



## 概 要

兵庫県南部地震を踏まえ耐震設計基準が改定された後に、直近で発生した大規模地震による構造物の挙動について、有益なデータが得られたので考察するとともに、対応について報告する。

平成 13 年 3 月 24 日に発生した平成 13 年芸予地震 (M=6.7) により、瀬戸内しまなみ海道にも幾つかの被害が発生した。多々羅大橋西高架橋の鋼 3 径間連続非合成箱桁部分 (橋長 208 m) では、4 P 横移動制限装置の突起取付部分が溶接部で破断するとともに、コンクリート台座部にひび割れが発生した。突起取付部分が破断したことは、設計どおり機能した結果であることが確認できたが、横移動制限装置の橋脚上のコンクリート台座も損傷を受けた。今後、同規模以上の地震が発生した場合の受ける損傷とその補修を考慮し、より合理的な損傷形態となるよう検討を行い補修を行った。

Some profitable data was collected, after revision of the earthquake-proof design standards, which took into account of the Hyogoken Nambu Earthquake. The report introduces the review of earthquake-proof and the countermeasures. The 2001 Geiyo Earthquake, which recorded Magnitude 6.7 in Japanese scale and occurred on 24 March 2001, caused several damage on the structures of Shimanami-kaido. On the Tatara Bridge West Viaduct the key mount of 4 P horizontal displacement limiter was tore in its welded part, and the base concrete was cracked as well. It was confirmed that the breakage of key mount was normal along with the design concept, however, the crack of base concrete was not. As the countermeasure against future earthquakes more rational structure was studied and the damaged structure was rehabilitated, taking into account of breakage mechanism and repair method.

## 1. はじめに

平成 13 年 3 月 24 日に発生した平成 13 年芸予地震 (以下芸予地震と言う) (M=6.7) により、瀬戸内しまなみ海道にも幾つかの被害が発生した。ここでは、多々羅大橋西高架橋横移動制限装置の挙動について、設計での考え方、損傷の状況、原因及び復旧方法について報告する。

## 2. 多々羅大橋西高架橋の概要

多々羅大橋西高架橋 (写真-1) は、多々羅大橋の大三島側に位置する橋長 820.3 m の取付高架橋で、今回損傷が発生した区間は図-1 に示すように、多々羅大橋に取り付く橋長 208 m、スパン約 70 m、幅員約 27 m~31 m の鋼 3 径間連続非合成 3 箱桁区間である。縦断勾配は 4 P から P<sub>3</sub> に向かって 0.65% の下りであり、平面線形は A=540 m の曲線となっている。支承は反力分散ゴム支承を用いており、橋軸方向は弾性固定、橋軸直角

方向は固定としている。このため各橋脚の橋軸直角方向に横移動制限装置を設けている。

## 3. 芸予地震の概要

芸予地震は、図-2 に示すように、多々羅大橋から震

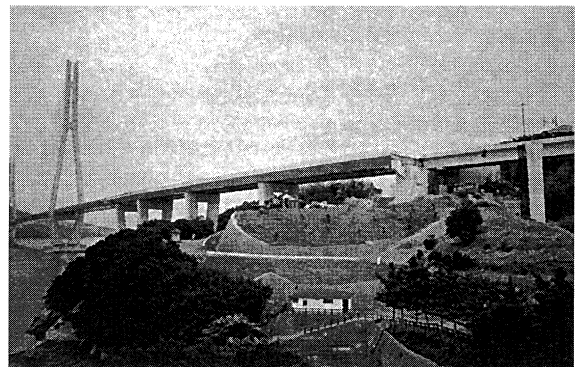


写真-1 多々羅大橋西高架橋

Photo. 1 Tatara Bridge West Viaduct



表-1 地震計の最大加速度

Tab. 1 Maximum acceleration by seismometer

計測箇所	最大加速度 (gal)			設置位置等
	L	T	V	
因島大橋	137.6	114.9	88.0	GL-10 m
多々羅大橋	137.8	182.0	101.9	TP+14 m (GL-20 m) C <sub>L</sub> 級岩盤
大三島橋	131.5	179.2	103.1	TP-1.6 m (GL-19.4 m) C <sub>L</sub> 級岩盤
来島海峡大橋	142.2	115.3	116.6	TP+2.5 m (GL-18.6 m) C <sub>L</sub> 級岩盤

表-2 橋体の最大応答加速度

Tab. 2 Maximum acceleration response of bridge

計測箇所		最大加速度 (gal)		
		L	T	V
多々羅大橋	2P 基礎上	286.4	217.4	113.3
	2P 塔頂北	1413.8	1621.2	
	桁 1/4 北	410.0	515.8	556.0
大三島橋	3A 基礎上	495.3	613.2	114.5
	アーチ上部	298.8	807.9	612.4

#### 4. 損傷状況

今回の地震では、瀬戸内しまなみ海道においても、大三島橋西高架橋固定支承ボルトの損傷、来島海峡第一大橋センターステイロッドの破断他の損傷が生じた。

多々羅大橋の西側に位置する多々羅大橋西高架橋においても、横移動制限装置部分で以下の損傷が生じた。

4P：塗膜割れ、南側突起取付溶接部破断、南北コンクリート台座のひび割れ

P<sub>1</sub>：塗膜の割れ

P<sub>2</sub>：塗膜の割れ

P<sub>3</sub>：塗膜割れ、コンクリート台座のひび割れ

但し、コンクリートのひび割れは、台座を後打ち構造としていたことにより、橋脚本体へ入っておらず、台座部のみに留まった。横移動制限装置の概念を図-4に、損傷状況を写真-2~4に示す。

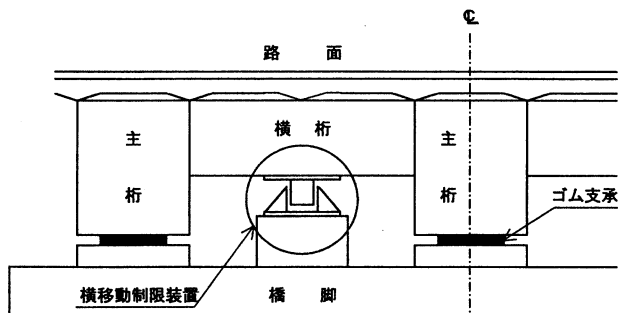


図-4 横移動制限装置概念図

Fig. 4 Concept of horizontal displacement limiter

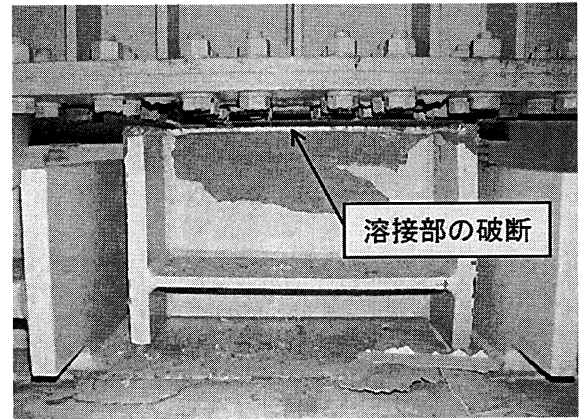


写真-2 4P 南側突起取付溶接部破断

Photo. 2 Breakage of welding part in 4P south key mount



写真-3 4P 北側コンクリート台座の割れ

Photo. 3 Crack in base concrete of 4P

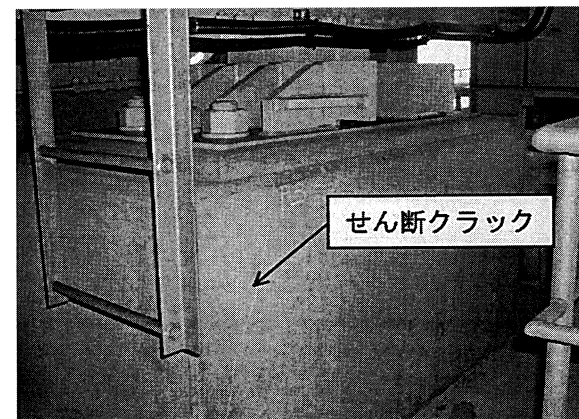


写真-4 P<sub>3</sub> コンクリート台座の割れ

Photo. 4 Crack in base concrete of 3P

#### 5. 多々羅大橋西高架橋横移動制限装置の設計

多々羅大橋西高架橋は反力分散ゴム支承を用いており、橋軸方向は弾性固定、橋軸直角方向は固定条件としている。このため各橋脚の橋軸直角方向に横移動制限装置を設けている。但し、曲線 (A=540 m) が入っているこ

とから橋軸直角方向を完全固定にすると常時の温度伸縮により発生する応力が大きくなり不経済なものとなる。このことから、据え付け余裕も考慮し、両側に 20 mm づつの隙間を設けることで対応している。

設計は、復旧仕様による支承の機能分散の一環としての橋軸直角方向移動制限として行う。構造としては、横桁下フランジにベースプレートを介して突起を設け橋脚に据え付けたストッパーにより変位を制限する水平沓タイプとする。ストッパーの遊間は、±20 mm とする。

(1) 設計条件

- 橋軸直角方向に対する設計震度  $k_h = 0.17$
- 橋軸直角方向は全て固定
- 橋軸直角方向の落橋防止装置は多主桁橋であり直角方向への落橋はないと考え設置していない。

(2) 設計方針

- 設計荷重は道示による  $H_s = 1.5 \times k_h \times R_d$  (死荷重反力) (表-3 参照)
- 許容応力度の割り増し 1.5
- 横移動制限装置は 1 橋脚あたり 2ヶ所、但し、 $P_3$  は、中国電力の設備が支障するため 1ヶ所
- 設計上での破壊ヶ所は、横桁付き部材のベースプレートと突起部の取付溶接部とする。

以上の条件により設計が行われた。

(3) 各部材の安全率

図-5 に示す横移動制限装置に関わる各部材の安全率を以下に示す。①の突起取付溶接部は破壊に対する安全率、②は降伏点に対する安全率とした。

- ①突起取付溶接部 1.0
- ②アンカー付近の台座縁端部 1.1

表-3 各支承の設計水平反力

Tab. 3 Design horizontal reaction force of each bearing

橋脚名	死荷重反力 (一橋脚)	設計水平力 $H_s$ (一橋脚)	設計水平力 (1ヶ所)
4P	1084 t	276.4 t	138.2 t
$P_1$	2596 t	662.0 t	331.0 t
$P_2$	2524 t	643.6 t	321.8 t
$P_3$	949 t	242.0 t	242.0 t

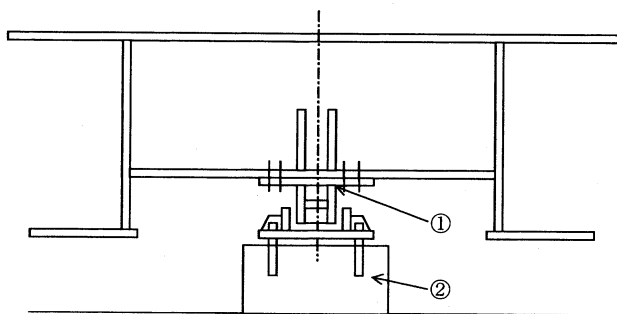


図-5 横移動制限装置照査位置

Fig. 5 Verification points of function of the limiter

6. 芸予地震の地震動の特徴

芸予地震において多々羅大橋地震計 (多々羅大橋 1 A 付近、GL-19.5 m、 $C_L$  級岩盤内) により得られた基盤の地震動波形を図-6 に、解析した加速度応答スペクトルと設計でのスペクトルを対比したものを図-7 に示す。

設計では、道路橋示方書から橋軸直角方向の水平震度を  $k_h = 0.17$  としており、横移動制限装置は、この値で設計されている。また橋脚本体については、地震時保有水平耐力法により照査を行っている。

スペクトル図から、今回の地震が、周期 0.6 秒以下では設計震度を上回る大きさであったことが解る。

7. 横移動制限装置の挙動

横移動制限装置は、橋の供用期間中に発生する確率の高い地震動に対し機能するように設計しており、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対しては、橋軸直角方向も分散機能を持たせ耐震性能を上げるため、破損し移動を拘束しないようにしている。

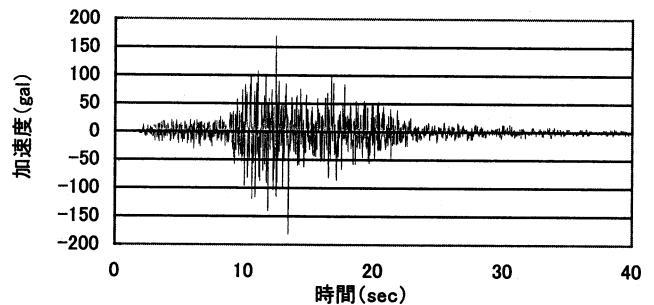


図-6 多々羅大橋橋軸直角方向地震動

Fig. 6 Transverse earthquake movement of Tatara Bridge

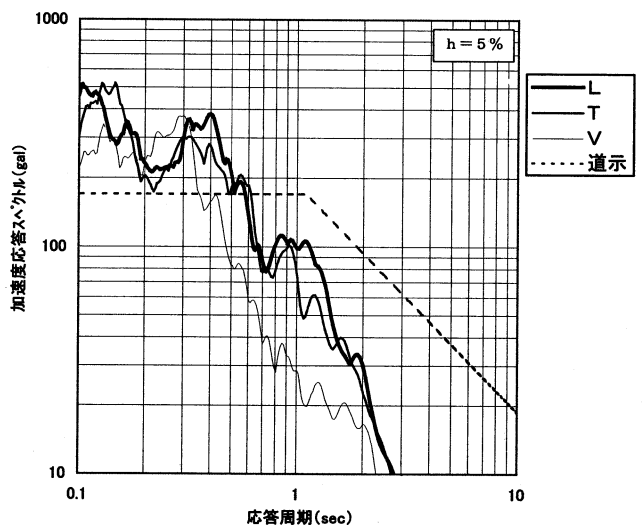


図-7 加速度応答スペクトル

Fig. 7 Acceleration response spectrum

また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動では本体を損傷させず、復旧が容易なように、横移動制限装置の突起取付溶接部で破断するよう設計している。

今回の地震では、 $P_1$ 、 $P_2$  では、塗膜の割れから大きな力が作用したと見られるが横移動制限装置及びコンクリート台座の破損はなかった。しかし、4P南側の横移動制限装置は、突起取付溶接部が破断し、コンクリート台座は4P、 $P_3$ とも割れる結果となった。4Pでは、コンクリート台座にひび割れが発生し、溶接部が破断したことから、他の橋脚部に比べ揺れが大きかったものと考えられる。

以下に、各橋脚の橋軸直角方向の固有周期を示す。(Vs = 1300 m/s、支持地盤 DH の値)

- 4P : 0.583 sec
- $P_1$  : 1.038 sec
- $P_2$  : 0.644 sec
- $P_3$  : 0.140 sec

各橋脚の固有周期と、図-7に示す加速度応答スペクトルから、4Pと $P_3$ が道路橋示方書に示す標準加速度応答スペクトルを超えており、横移動制限装置は設計どおり機能したことがわかる。

## 8. 復旧方法の検討

今回の地震では、台座コンクリートが破損したため、復旧も大がかりとなった。台座コンクリートが壊れた原因としては、①突起取付溶接部と台座コンクリートの安全率に大きな差が無かったこと、②突起取付溶接部の破壊強度が溶接の施工精度に依存し設計より高めの強度になったこと、などが考えられる。今後、台座を破損させないようにするためには、突起取付溶接部との安全率の差を大きくする必要がある。但し、落橋防止装置の定着金物が近傍にあるという場所的な制約から、橋軸直角方向のコンクリート幅を広げる補強方法は採れない。そこで、鋼板を巻くことにより補強する方法を採用することとした。鋼板の厚さについては6mmとし、照査を行った。

この結果、鋼板巻きにより、アンカー付近の台座縁端部の降伏点が設計荷重の1.1倍から1.9倍になった。また、補修部のコンクリートを無視しても1.3倍が確保できていることから、突起取付溶接部破断の1.0倍より十分大きく取れているため、台座部での破損は、十分防げるものと考えられる。

なお、鋼板巻き補強については図-8に示すように、コンクリートと一体化させるため、ジベルを内側に取り付けることとした。また、現場設置の関係から、鋼板を4分割し現場で溶接する構造とした。

台座コンクリート外周のひび割れた部分については、はつり除去し、無収縮モルタルにて修復することとした。また、鋼板と台座コンクリート外周部の天端境目につい

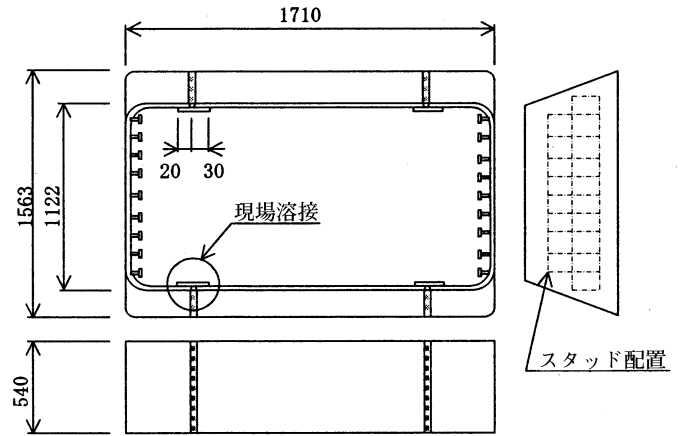


図-8 鋼板巻き立て構造図

Fig. 8 Structure of steel sheeting

ては、防食の関係からコンクリートを面取りし、シールする事とした。

溶接部が破断した突起部分については、余震に備え早急に現場溶接して仮復旧を行った。但し、本復旧では、品質管理や、溶接の仕上がりの関係からベースプレートとともに新たに工場製作して取り替えることとした。

## 9. 復旧工事

地震で破断した突起部については、現場にて、3月31日には仮復旧を完了し、余震に備えた。本復旧については、6月4日から開始し7月6日に全てを完了させた。

復旧の手順について以下に示す。

### (1) 突起部の復旧

- 1) 工場にてベースプレート、突起部を製作、溶接
- 2) 現地搬入
- 3) チェーンブロックにて仮設部材撤去、新設部材を設置
- 4) 高力ボルト締め付け
- 5) 塗装

### (2) コンクリート台座部の復旧

- 1) 工場にて巻立て鋼板を製作、ジベル溶植
- 2) 既設台座損傷部のコンクリートはつり
- 3) 巻立て鋼板設置、現場溶接
- 4) 無収縮モルタル充填
- 5) 天端部シール施工
- 6) 塗装

コンクリート台座部は、アンカー最下端部からのひび割れが懸念されていたが、コンクリートはつり後の状況を見ると、写真-5に示すとおり、横移動制限装置の凹部プレート近傍の鉄筋が配置されていない部分のみのひび割れであり、配筋されていたアンカー最下端部はひび割れが生じていなかった。

この状況から、写真-6に示すとおり、凹部近傍に補強鉄筋(D16)を水平方向に2段配置した。

写真-7~9に復旧の状況を示す。

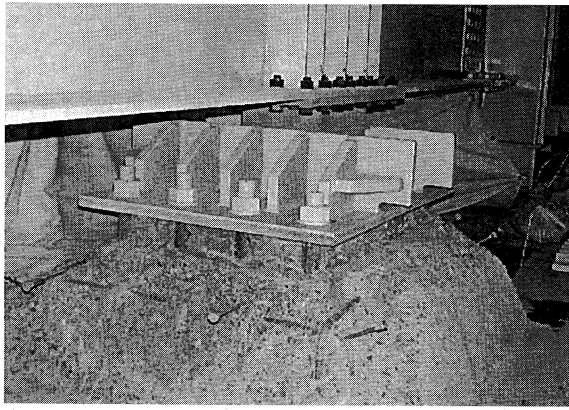


写真-5 台座コンクリートはつり状況  
Photo.5 Scooping out the base concrete

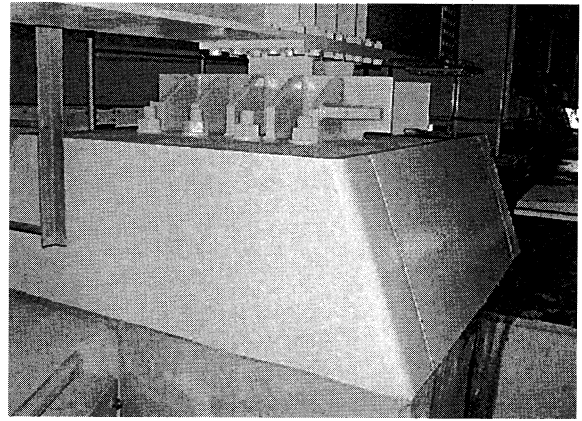


写真-8 台座コンクリート補修完了状況  
Photo.8 Completion of repair of base concrete

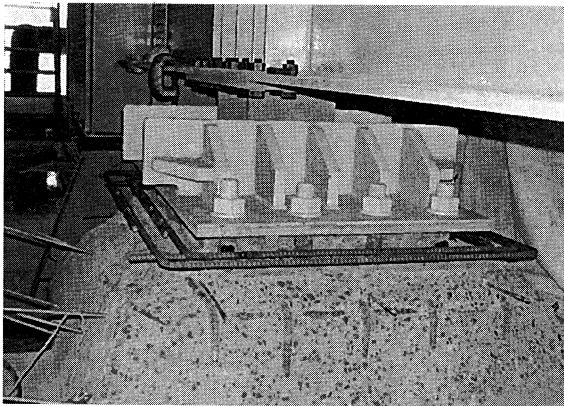


写真-6 補強鉄筋配置状況  
Photo.6 Reinforcements installation

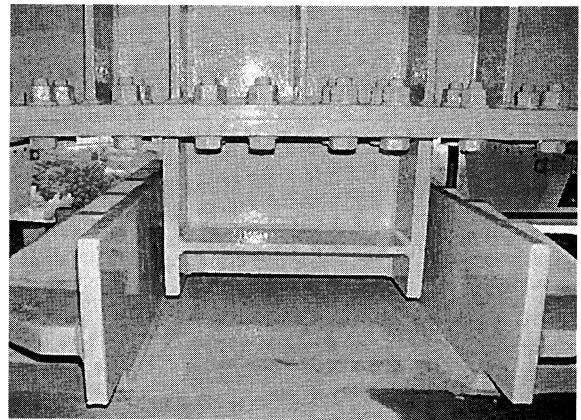


写真-9 4P南側突起部補修完了状況  
Photo.9 Completion of repair of 4P south key mount

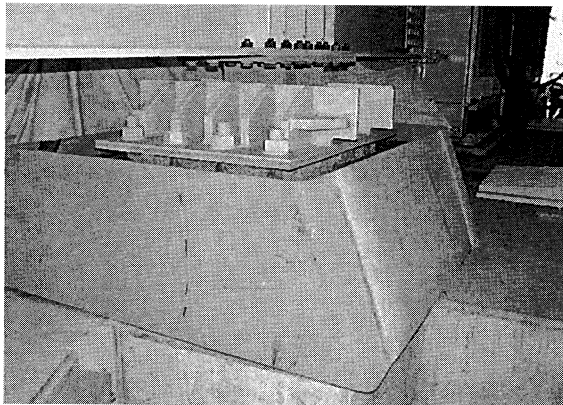


写真-7 補強鋼板巻き立て状況  
Photo.7 Steel sheeting

## 10. まとめ

今回の地震において、4Pの横移動制限装置が破損した原因については、4P橋脚の固有周期と芸予地震の加速度応答スペクトルから、設計地震力を上回っていたことによるものと考えられる。

横移動制限装置の破損については、設計どおり機能したものと見えるが、突起取付溶接部の破断強度が設計よ

り高めになっていたことから、台座コンクリート部にひび割れが生じた。このため、補修に当たっては、設計方針どおり次回の大地震では突起取付溶接部のみで被害が収まるよう、台座を鋼板巻きで補強することにした。

## 11. あとがき

今回の芸予地震では、瀬戸内しまなみ海道でも幾つかの被害が発生したが、通行止めを継続するほどの被害には至っておらず、短時間で交通開放することができ、不幸中の幸いであった。

地震動の観測や構造物の破損などの貴重なデータから、附属物の施工の改善点などが教訓として得られ、補修工事に反映できた。また、これらは今後の設計検証のみならず、維持管理に大いに役立つものと期待される。

最後に、復旧工事でご苦労された方々に感謝するとともに、本稿の執筆に当たり協力していただいた方々に深くお礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 多々羅高架橋鋼上部工工事 詳細設計報告書 平成9年3月 本州四国連絡橋公団

# 海外報告 (ケニア)

Overseas Report (Kenya)

第一管理局保全部付  
(JICA専門家・ケニア道路公共事業省道路局橋梁部)

徳永 剛平

Gohei Tokunaga



## 1. はじめに

JICAの個別専門家としてケニアに派遣される機会を得た。この11月で1年となるが、この国の国情、専門家としての業務の一端をご紹介します。

## 2. ケニアの国情

ケニア共和国は美しい国である。アフリカの東部に位置し、面積は約58万km<sup>2</sup>(日本の1.5倍)、人口2,870万人(98年3月)で、国土のほぼ中央を赤道が横切る国である。国のほぼ中央にケニア山(5,199m)、タンザニア国境にはキリマンジャロ山(5,895m)がそびえる高地の国でもある。内陸部は海拔1,000~2,000m以上の高原で温帯気候である。東部のインド洋の沿岸部は典型的な熱帯モンスーン気候であり、7月から9月の乾期を除けば高温多湿である。また、北東部のスーダン、エチオピア、ソマリア国境付近では砂漠気候である。雨は3月から6月に集中するが、10月から11月にも弱い雨期がある。農業が中心産業で、コーヒー、紅茶、サイザル麻などが主要作物である。古くからアラブ人に支配され、1895年からは英国保護領となったが、1940年代の民族運動を経て1963年に独立。現在の大統領はダニエル・アラップ・モイでイギリスを中心とした欧米よりの政策を採っている。一人あたりGDPは302ドル(97年)とまだまだ低い。ケニアはオイルショック以降の



写真-1 ナイロビ中心部の様子

Photo.1 Overview of downtown Nairobi

80年代から世銀とIMFに援助を要請し現在でも構造調整計画を実施しているが、現時点では政府内部の汚職の多発に絡み、両方の援助とも停止されている。加えて、融資再開の条件とされた汚職防止法の成立にも失敗し、今年度は数百億円の欠損が生じる見込みである。

## 3. ケニアの道路

ケニアの道路は規格道路およびその他の無規格道路で構成され、その合計は約198,000kmである。規格道路は国際道路Aから地方支線E及びその他並びに特別道路の7種類に区分されそれぞれ次のとおりである。なお、規格道路における舗装道路延長の伸びは1995/1990で約1.09でしかない。道路延長の低い伸び率に対し、新規車両登録は過去5年で年平均5%の伸び率を示している。この中で伸び率の高い車両はバスと乗用車であるが、トレーラーも着実に増えており車両の大型化が進んでいる。

表-1 ケニアの道路延長(2001年調査)

Tab.1 Road length of Kenya (researched on 2001)

区分	舗装	碎石処理	未舗装	計
A, B及びC	6,806	4,767	2,750	14,323
D, E及び特別道路	1,866	23,135	24,619	49,620
無規格	2,129	6,465	125,441	134,035
計	10,801	34,367	152,810	197,978

\*参考として、日本の道路延長は約1,160,000kmである。

## 4. 道路行政機構と維持管理

ケニアにおける道路行政を担当する機関は道路・公共事業省(以前は公共事業・住宅省と呼称されていたが行政改革により改組されている)である。大臣の下に次官、道路局長、橋梁部長などがある。私の直接の担当者は橋梁部長(Mr. Bajaber)で、当公団にも知己が多い。

ケニアは道路・橋梁の維持管理体制強化のために1994年から燃料税制度を導入し、予算確保(年間約80億シリング:約120億円)に努力しており、一定の維持管理を行っているが、一方構造調整計画に伴う大規模な

リストラも断行されており、道路局の技術者も 2001 年にはケニア全土で 560 人あまりと激減している。これら管理要員の減と相俟って、今後ケニアでは維持管理を民間委託していく方針であるがなかなか進展を見ていない。

## 5. 私の仕事

今回の派遣でケニア側から幾つかの要請がなされたので、以下にその概要を述べる。

### 5.1 新ニヤリ・新ムトワパ橋の技術指導

#### 5.1.1 両橋の概要

新ニヤリ橋と新ムトワパ橋は 1980 年に、日本の有償資金協力により完成したものである。この 2 橋は海岸部のモンバサから北に向かう国内幹線道路 B8 上にある。新ニヤリ橋は全長 390 m、4 車線で 330 m の 3 径間連続コンクリート箱桁橋と 60 m のコンクリート桁橋からなる。新ムトワパ橋は全長 192 m、2 車線の 3 径間連続コンクリート箱桁橋である。

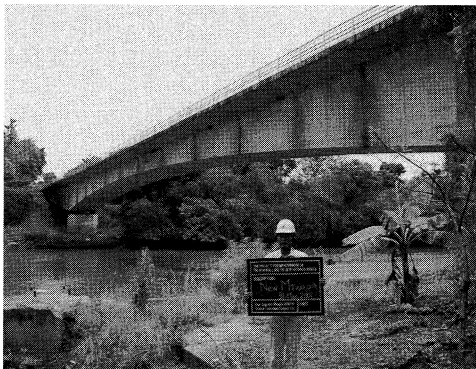


写真-2 新ムトワパ橋の全景

Photo.2 Outlook of the new Mtwapu Bridge

近年これら橋梁の痛みが目立つため、今年の 3 月よりリハビリ無償資金のスキームを適用して補修を行っている。このスキームの適用はこれが初めての案件であった。両橋とも桁のたわみ、主桁・橋台のひび割れ、ジョイントの破損、支承の錆等の異常があった。

#### 5.1.2 いままでの調査の経緯

新ニヤリ橋及び新ムトワパ橋についてはいままで数回の調査を繰り返している。特に新ムトワパ橋については建設して 12 年しかたっていない時点で既にせん断クラックが確認されている。1998 年における予備調査終了時の評価としては、新ムトワパ橋についてはかなり重傷で、主桁に関してはアウトケーブル等を用いた補強とジョイントの交換を、新ニヤリ橋については軽傷であるが、ジョイントの交換を主たる補修メニューとしてあげている。過去の調査の経緯を以下に示す。

年 出来事

- 1980・ 新ニヤリ橋及び新ムトワパ橋の完成
- 1992・ 新ニヤリ橋について JICA 専門家（本四公団派遣）によるジョイント点検を実施、マウラージョイントの交換を勧告
- 1992・ ケニア側が新ニヤリ橋及び新ムトワパ橋の点検をコンサル（日本及びドイツ）に委託して実施、コンサルは新ムトワパ橋主桁にクラックが多数あるが構造上問題ないと結論、新ニヤリ橋のマウラージョイントについては交換を提言。
- 1997・ OECF（現 JBIC）がモンバサ地区 3 橋（新ニヤリ橋、新ムトワパ橋及びキリフィ橋）建設事業特別事後監理調査（本四公団派遣）を実施、新ムトワパ橋のクラックはせん断耐力不足が原因のクラックで構造上問題ありとして、アウトケーブルによる補強を提言、また、新ニヤリ橋及び新ムトワパ橋のジョイントは交換を提言した。
- 1998・ 外務省・JICA がリハビリ無償案件として、新ニヤリ橋、新ムトワパ橋予備調査（本四公団派遣）を実施、結果として OECF と同様の見解を示す。
- 2000・ リハビリ無償案件として、新ニヤリ橋及び新ムトワパ橋の補修に関わる調査及び基本設計を実施（本四公団派遣）
- 2001・ 新ニヤリ橋及び新ムトワパ橋の補修工事を開始



写真-3 新ムトワパ橋桁内部のせん断クラックの様子  
（最大 0.6 mm もある）

Photo.3 Sheered crack on the new Mtwapu Bridge

#### 5.1.3 補修工事の概要

新ムトワパ橋の補強はクラックへの樹脂注入、アウトケーブル及び鋼板接着を採用した。さらに桁外面には 5 層のコンクリート塗装を施した。樹脂注入は注入器具を採用した（写真-4 参照）。ケーブルは径 15.2 mm のストランドを 19 本束ねたもので、これを桁の中に全長に渡り 6 本装着する。鋼板は厚さ 6 mm のものを桁内部のウェブに、これも同様に全長に渡り張り付けるもので、取り付けボルトにより内空間 5 mm を確保しここに樹脂注入を行う。

新ニヤリ橋に関してはクラックへの樹脂注入および外面のコンクリート塗装のみである。工事費は約 5 億円である。

#### 5.1.4 技術移転の取り組み

この工事はおそらくアフリカ地域で初めてとなる工種を含んでいる。従って、これらの技術移転はケニアのみならず近隣諸国との会議などでの交流がうまくいけば、アフリカ各国にとっても価値のあるものとなる。具体的な取り組みとして、請負者とレジデントエンジニア（それぞれ日本の建設会社とコンサルタント）の事務所に1人ずつケニア側の技術者が派遣され監督、検査などの業務に当たり技術の習得に努めている。また、全国から25人の技術者が選抜され、補修技術の移転を図るべく前後5日間計10日間の現場でのトレーニングを行っている。

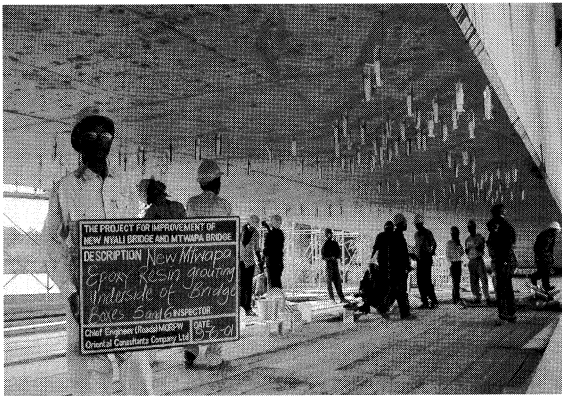


写真-4 注入作業に立ち会う派遣技師達

Photo.4 Dispatched engineers standing by the injection work

### 5.2 マサラニ橋架橋工事の技術指導

#### 5.2.1 橋の概要

この橋は以前、1964年にコースト州でサバキ橋として架けられた橋で、ケーブルが破断するなどの老朽化が進んだため1997年日本の無償援助でPC橋に架け替えられた。この撤去されたものを北東州に移設しようとするものである。全長135mほどの自碇式吊橋である。写真-5に在りし日のサバキ橋を示す。この橋の工事費は5億6000万シリング（約9億円）とケニアにしてみるととても大きな工事である。請負者はケニアのローカルコントラクター、全額ケニア国費である。

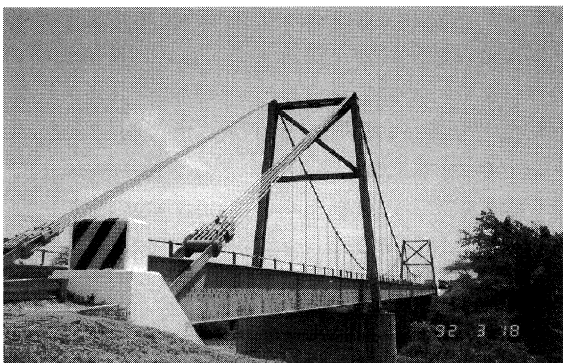


写真-5 旧サバキ橋の全景

Photo.5 Outlook of the old Sabaki Bridge

#### 5.2.2 技術指導の取り組み

この橋は何の改良をすることなく旧サバキ橋をそのまま移設しようとするもので、桁、タワーなどの部材の損耗が著しい。この部材の取り扱い・補修方法について国内研究機関の助言も得てケニア側に提案した。また、ケーブル塗装の仕様の提案、桁の座屈に関する改善提案などを行った。

#### 5.3 維持管理セミナーの開催と橋梁の維持管理マニュアルの更新

このセミナーでは、点検マニュアルを統一し共通のフォーマットを示すことにより各事務所でのデータベース化の促進を図ること、前記の補修工事に使われた樹脂注入工法のデモンストレーションを行うなど広く日本の補修技術を紹介し、ケニア国内への浸透を図ることを目的とした。具体的には現行の橋梁維持管理マニュアルを使いやすい形に改め、かつ、現場から幾つかの橋梁を選び、実際に点検を行い補修方法を選定しこれをケーススタディーとしてセミナーで発表させた。また、その場で橋梁維持管理マニュアルを配布し、私のほうからその内容を説明した。セミナーは8月30日に実施、副大臣を始め各地から橋梁技術者50人ほどが参加し盛会のうちに終了した。

#### 6. その他、プロジェクトなどについて

ケニア側から日本に対し数多くのプロジェクトが申請されるが、現在のケニアは新たなローンを供与されるだけの状況にない。多くのプロジェクトが無償資金援助の枠組みでの対応となるが、これとて限度のあるもので多くの省がこれの取り合いを行うことになる。道路網の整備などのインフラストラクチャーの整備は非常に多くの資金を必要としかつ切りの無いもので、無償の枠内では本来収まるものではない。ケニアが自助努力の上、ローン再開の条件を整備することが強く望まれる。

#### 7. 最後に

本四公団からはケニアに今までに私を含めて7人の長期専門家が派遣されており、派遣先は何れも公共事業省の橋梁部である。又、短期専門家も5人以上派遣されている。ケニアは今でも全国に5000以上の痛んだ橋梁があり、本四公団の専門家の活躍の場はどこにでもあると言える。良い例が本文でも触れたサバキ橋であり、あるいは新ニアリ、新ムトワパ橋である。これらの架け替え、補修工事の実現にあたっては本四公団派遣の専門家の尽力は大きいものがあつた。この場を借りて歴代専門家のご努力に改めて敬意を表したいと思う。最後に、私ども派遣職員をいつも強力にバックアップしていただいている海外担当各位、各局担当者の方々に厚くお礼申し上げます。

# 海外報告 (ミャンマー)

Overseas Report (Myanmar)

企画開発部  
調査課長代理 大川 宗男

Muneo Okawa



## 1. 概要

ミャンマーは、私の JICA 専門家としての任国であったバングラデシュの西に位置し、バングラデシュとインド以外唯一国境を接する国である。ミャンマーの一人当りの GDP は約 300\$ と、バングラデシュとほぼ同じであり、同様に国連より後発開発途上国 (LLDC) の認定を受けている。しかしながら、道路整備は、バングラデシュが独立後、世界銀行及びアジア開発銀行の援助により着実に進展しているのに対し、ミャンマーは、1988 年の軍部による政変以降先進国からの経済支援が実質的に停止されていることも影響し、道路整備が全般的に遅れているのが現状である。

しかしここ数年は、自国による道路・橋梁整備に加え、現時点における唯一の援助国であると言える中国からの資材供与及び技術指導により、首都ヤンゴン付近を始め各地で長大橋の建設が行われている。

本文は、バングラデシュでの JICA 長期専門家としての任期終了後、JICA より帰路変更の承認を受け、首都ヤンゴンと内陸に位置する第二の都市マンダレーを中心として行なった道路調査の内容を紹介するものである。

## 2. ミャンマーの概要

ミャンマーの国土面積は、日本の約 1.8 倍に相当する 67.8 万 km<sup>2</sup> で、東南アジア大陸部では最大の面積を誇る。人口は、1997 年の推定では約 4,640 万人である。国土のほぼ中央をエーヤワディー河が流れ、中部以南に平原が形成されている。季候は、熱帯モンスーン気候に属し、概して年中気温は高い。

政治情勢は、1988 年全国的な民主化要求デモにより 26 年間続いた社会主義政権が崩壊したが、国軍がデモを鎮圧するとともに国家法秩序回復評議会 (SLORC) を組織し政権を掌握した。1990 年には総選挙が実施され、スー・チー女史率いる国民民主連盟 (NLD) が圧勝したが、政府は民政移管のためには、堅固な憲法が必要であるとして政権移譲せず現在に至っている。このため、人権侵害や民主化勢力の弾圧に批判の立場をとる先進諸

国からの援助は殆ど停止したままである。しかし、中国や ASEAN との関係は、緊密化しており、1997 年 7 月には ASEAN に正式加盟を果たしている。

我が国は、1988 年の政変以降一部の分野を除いてミャンマーへの経済協力を事実上停止していたが、1995 年のスー・チー女史の自宅軟禁解除等に見られる事態の進展を受け、基礎生活分野をに限定された協力が実施されている。

経済情勢は、1988 年の政変以降、社会主義政策を放棄すると共に、外資法の制定等経済開放政策を推進している。その後 1995 年まで経済は高い成長率で伸びてきたが、最近是非現実的な為替レートや硬直的な経済構造等が発展の障害となり、外貨不足が顕著となってきている。

## 3. 道路状況

ミャンマーの道路網は、ヤンゴン市内等都市部を除くとイギリスの植民地時代に整備された道路が、維持管理を行いつつ現在も使用されている。マンダレー付近のアジアハイウェイ (A-1) を写真-1 に示す。このように、舗装された車道と未舗装の路肩、及び大木となった路傍植栽風景が一般的なミャンマーの幹線道路の状況であり、インド・バングラデシュ等の南アジアの旧イギリス領であった国の道路ともなっている。

しかしながら、道路状態は、それらの国々と比べても良好とは言えない。最近建設されたマンダレー空港と市街を結ぶアクセス道路も路面の整形が悪く、走行性は極めて悪い。このため、完成後も補修が続けられている。

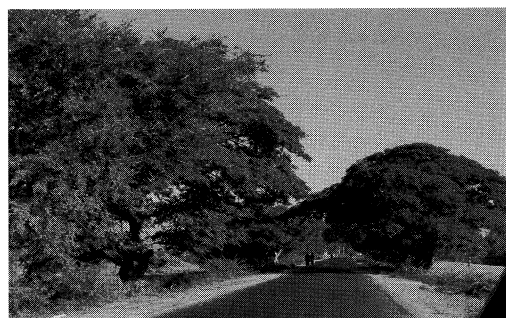


写真-1 アジアハイウェイ A-1 (ヤンゴン-マンダレー)

Photo.1 Asian Highway A-1 (Yangon-Mandalay)

新設道路ほど走行性は悪く、碎石による補修の繰返しにより走行性は改善されるとのことであった。各地で、路面の沈下箇所により人力作業により碎石を敷詰め、補修を行っている状況を幾度も見かけた。

ミャンマーの道路延長は約 54,000 km であり、その内、連邦道路約 17,800 km 及び州道等約 9,800 km の計約 28,000 km を建設省公共事業局が管轄している。同局が管轄している幹線道路の路面状況を図-1 に示す。幹線道路として最低限のレベルである 2 車線以上の舗装道路は、全体の約 11% に留まり、舗装率の低さと相まって幹線道路整備が非常に遅れている実体が現れている。

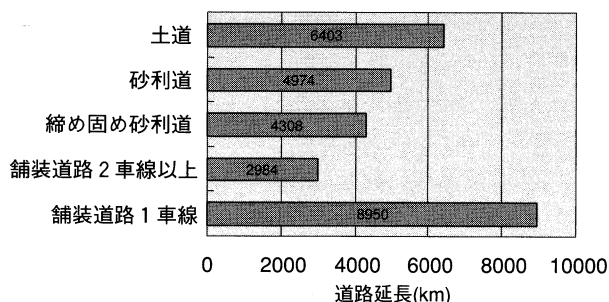


図-1 路面状態別道路延長

Fig.1 Conditions of artery roads

#### 4. 橋梁事情

現在ミャンマーにおいては、政府が橋梁建設に重点をおいていることから、国土を東西に分断しているエーヤワディー河等の大河川での長大橋の建設が数多く行われている。それらの多くは、中国からの資材提供及び技術指導によるトラス橋等鋼橋の建設であり、支間長 300 m 以上の斜張橋及び吊橋も含まれている。日本をはじめとする西側諸国の援助凍結の中、中国の援助によるここ数年の長大橋の建設は目覚ましく、その数は 20 橋を超え、橋長 1000 m 以上のトラス橋も 5 橋を数える。トラス橋には道路鉄道併用橋もあり、それらは 1930 年代にイギリスにより架けられたマンダレー近郊のアバ橋と同様に下路トラスの内部を鉄道桁に、張出し梁を両側に設け道路桁とする形式が用いられている。

これらの橋梁の建設は、公共事業局の技術者が直営で行っており、その中心となっているのは、過去に日本が

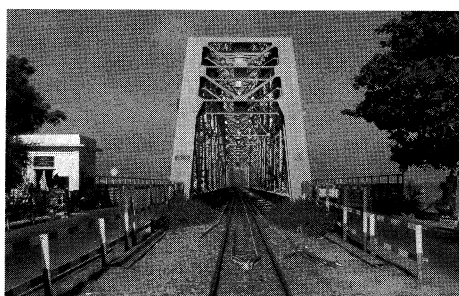


写真-2 アバ橋

Photo.2 Ava Bridge

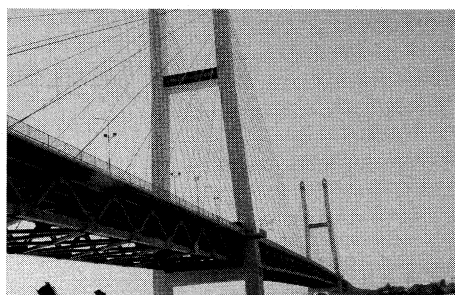


写真-3 アン・ゼィ・ヤ橋

Photo.3 Aung-Zey-Ya Bridge

技術強力で実施した「橋梁訓練センター」の卒業生達である。彼らは鋼橋だけでなく、コンクリート橋の建設も行っているが、現在施工できるコンクリート橋は、単純桁だけであり、日本がツワナ橋の建設により技術移転を行った PC 箱桁橋は、施工に必要な仮設材が老朽化したため、建設できないとのことであった。この技術協力には当公団からも高田元工務部次長、神元設計部 1 席審議役も講師として参加した。ツワナ橋は完成後約 15 年経ち、両橋台付近の路面の沈下、橋面舗装の劣化が顕著であり、早期に点検の実施が望まれる。

また、中国の援助に頼ることなく、ミャンマーによる鋼橋の建設を目指してヤンゴン市内に鋼板圧延工場と橋梁製作工場が建設され、それぞれ作業員が訓練中であった。これらの工場により圧延・製作された初めての橋梁となるのは、エーヤワディー河を跨ぐ全長 836.8 m、支間 104 m のトラス橋の予定である。

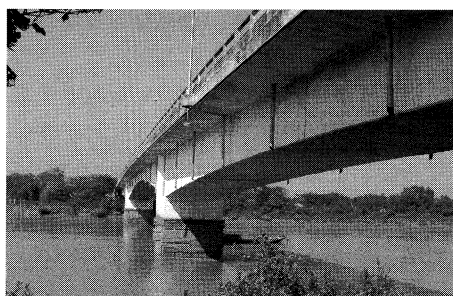


写真-4 ツワナ橋

Photo.4 Thuwunna Bridge

#### 5. あとがき

現在、ミャンマーでは、先進国の支援が停止されている中、政府職員の直営により数多くの橋梁の設計・施工が行われている。炎天下に黙々と行われている人力による道路の補修作業も含め、限られた予算・技術の中で出来る限りの努力を行なう姿勢に、親近感を覚える日本人も多い。しかし、知識不足による施工上の問題点が発生しているのも事実である。早く政情が好転し、日本からの技術協力が本格的に再開できることを期待したい。

今回の調査にあたり、在緬日本大使館書記官及び商工会に多大な協力を得たことをここに御礼申し上げます。

## ■第11回国際冬期道路会議札幌大会が開催される

平成14年1月28日～31日の間、「冬期道路サービスの新たな挑戦」をテーマに、札幌ドームを会場として第11回国際冬期道路会議札幌大会が開催され、当公団からは大川調査課長代理が出席しました。なお展示ブースでは当公団からも明石海峡大橋と多々羅大橋の模型を展示し、本四連絡橋をPRしました。

国際冬期道路会議は、世界道路協会（World Road Association/PIARC）の主催で4年に一度開催される冬期道路に関しては世界最大規模の会議です。第1回大会は、ドイツのベルヒテスガーデンで1969年に開催されました。この会議は世界中の冬期道路に関する道路技術

者と政策責任者が一同に介して冬期道路に関する課題について議論するとともに情報交換を行うものであり、今回の札幌大会は、ヨーロッパ以外では初めての国際冬期道路会議でした。

今回は、海外からの59ヶ国、550名の参加者を含む約2,300人が会議に参加し、冬期道路の管理政策、雪氷技術およびマネジメント、環境、情報通信などにわたり幅広く議論しました。また展示ブースへの入場者数も目標5万人に対して約8万人が入場し、今大会は成功裡に終了しました。

（文責：企画開発部企画課長代理 伊藤豊秋）

## ■第3回国際吊橋管理者会議の開催について

国際吊橋管理者会議は、世界の吊橋の管理に携わる技術者が一同に会し、吊橋の維持管理上の課題、研究成果等について議論するものです。第2回会議は、2000年4月にニューヨークで開催され、その際に第3回大会は、日本で開催することが決定されました。

### 概要

- 日時：平成14年5月16日(木)～17日(金)
- 場所：淡路夢舞台国際会議場  
(兵庫県津名郡東浦町夢舞台2番地)
- 主催：ニューヨーク州橋梁公団・本州四国連絡橋公団
- 協賛：(財)海洋架橋調査会

### ○プログラム：

- 5月16日(木) AM セッション 動態観測  
耐震設計及び補強
- PM セッション ケーブル保全
- 5月17日(金) AM セッション 補剛桁及び床版の  
架替  
吊橋全体の保全
- PM テクニカルツアー  
(明石海峡大橋他)

- 参加登録料：20,000円/人
- その他：日英同時通訳
- 事務局：本州四国連絡橋公団企画開発部企画課  
(TEL：078-291-1062)

# 文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'01.07～'02.01月 HOLMES 登録分

◎著者欄の\*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
長大橋と保全技術	岡野哲	材料と環境	47	1998.11	7
西瀬戸自動車道交通管制システム	石川信人, 明野晃治, 篠原克延	建設電気技術 (1999 技術集)		1999	6
海上長大橋と防食技術	岡野哲	第15回塗料・塗装研究発表会 招待講演		1999.03	5
海中橋脚の電着防食	岩垣富春, *安村尚人, *佐々木晴敏	橋梁と基礎		1999.08	4
鋼斜張橋現場施工型ケーブルの架設	佐々木雅敏	土木学会		1999.09	2

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
海中鋼構造物の防食工法—電着工法での試験結果発表—	岩垣富春, *安村尚人, *佐々木晴敏	建設の機械化		1999.10	5
吊橋ケーブルの腐食機構に関する研究	古家彦彦, 北川信, *中村俊一, *鈴木恵太, *聖生守雄	土木学会	45 637	1999.12	12
Suspension Bridges	奥川淳志, 鈴木周一, 原崎郁夫	Bridge Engineering Handbook		2000	36
安芸灘大橋上部工の設計・施工	*名越優, 鳥海隆一, *松井範明, *松重正則, *福原真爾, *西岡直樹	橋梁と基礎	2月	2000.02	6
新尾道大橋（鋼斜張橋）の設計・製作・架設	*中嶋博功, *中原智法, *乾義晴	日本橋梁技報		2000.02	11
Improvement in the Prediction	栗原敏広	自動車技術		2000.03	10
厚肉デッキプレートと大型トラフリップで構成された鋼床版の実大モデル載荷試験による構造特性	大橋治一, *三木千壽, 梁取直樹, *小野秀一	土木学会論文集 No.647/ I-51	4月	2000.04	7
日仏橋梁セミナー 2000 出席報告	*橋場克司, 原崎郁夫	道路	8月	2000.08	3
第一長谷川橋支承取替工事工事報告	*岸本篤信	技報まつお	39	2000.10	6
吊橋ハンガーロープの腐食量評価について	*守谷敏之, 吉田好孝, 前田泰男	資源・素材学会 秋季大会		2000.10	4
Monitoring the Akashi Kaikyo Bridge	加島聰, 谷中幸和, 鈴木周一, 森邦久	SEI Vol.11 No.2		2001.02	4
沿岸音響トモグラフィによる潮流水平分布調査—早崎瀬戸・長島海峡・関門海峡への適用—	*高野忠, *石川暢博, *辻求, *園田吉弘, *上橋幸二	土木学会年講		2001.03	6
地震時動態観測結果を基にした長大橋の挙動解析	鈴木周一, 加島延行, 栗原敏広, 磯江浩	橋梁と基礎		2001.07	5
芸予地震における来島海峡第一大橋センターステイロッド破断に対する考察	磯江浩	第11回技術発表会発表論文 集		2001.07	4
鋼床版横リブの舗装熱による塗膜割れについて	栗野純孝, 森邦久, *石井博典	土木学会		2001.10	2
鋼床版舗装における予防的維持へのマイクロサーフェッシング工法の適用	森本則行, *小林耕平, *武田雄	第24回日本道路会議		2001.10	2
鋼床版舗装における予防的維持へのマイクロサーフェッシング工法の適用	森本則行, 辻居勇人	アスファルト乳剤		2001.10	7
芸予地震における来島海峡第一大橋センターステイロッド破断に対する考察	古家彦彦, 磯江浩	第24回日本道路会議一般 論文集(B)		2001.10	2
Assessment of Cable Maintenance Technologies for Honsyu—Shikoku Bridges	北川信, 鈴木周一, 奥田基	Journal of Bridge Engineering		2001.11	7
本州四国連絡橋	加島聰	コンクリート工学 Vol.40. NO.1	40 1	2002.01	5
因島大橋薄層舗装工事（鋼床版舗装の予防的維持）	田向和則	橋梁と基礎		2002.02	5

本四技報編集委員会名簿 (五十音順)

平成14年2月1日現在

編集委員長	北川信	角武	和夫
編集委員	阿部明弘	武塚田原	茂修
	伊藤豊秋	塚澤山	正樹
	今井清裕	出原	直和
	上大川宗	遠山	保知
	大川上賢	橋本	
	香川上雅	政真	
	北口雅	真村	
	楠原林	矢野	
	小佐藤	三志	
	山		

志(海洋架橋調査会)

本四技報 第98号

発行 平成14年3月15日  
監修 本州四国連絡橋公団  
発行所 財団法人 海洋架橋調査会  
〒650-0036 神戸市中央区播磨町49番地  
神戸旧居留地平和ビル9F  
電話 078 (331) 3241

発行者 山根 孟  
制作 ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

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/>

