

ISSN 0912-6953

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.23 No.89 '99.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

# 本四技報 第89号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.89

明石大橋の管理元年……………第一管理局 局長 The First Year of Management of Akashi Kaikyo Bridge	奥 川 淳 志…1
多々羅大橋・来島大橋船舶緩衝工の設計……………第一管理局 垂水管理事務所 副所長 Design of Shock-Absorbing Device of Tatara 第三建設局 建設部 設計課長代理 Bridge, Kurushima Bridge for Ship Collision	河 口 浩 二…2 森 山 彰
新尾道大橋 2P鋼管矢板締切工事 ……………第三建設局 向島工事事務所 技術課長 Work on Steel Pipe Sheet Piles for Shin-Onomichi Bridge 2P	金 子 正 猪…6
吊形式橋梁箱桁のトラス・横桁接合部の疲労挙動……………企画開発部 企画課長代理 Properties of Fatigue at Connections between 設計部 設計第二課 Transverse Ribs and Truss Members in the Box Girder for Suspended Bridges	大 橋 治 一…11 梁 取 直 樹
主塔・主桁に用いる補剛板の初期たわみの実測データ ……………企画開発部 企画課長代理 Measured Data on Initial Deflection of Stiffener to 第三建設局 建設部 設計課長代理 Tower and Girder 第三建設局 向島工事事務所 第一工事長代理	大 橋 治 一…20 森 山 彰 山 口 和 範
鋼床版実物大試験体の載荷試験結果 ……………企画開発部 企画課長代理 Results of Static Loading Test on a Full-Sized Steel 設計部 設計第二課 Deck Specimen	大 橋 治 一…26 梁 取 直 樹
エチオピア国橋梁現況調査……………第二管理局 専門役 Bridge Survey on Existing Conditions in Ethiopia	長 尾 日 出 男…39
海外報告 (サウディ・アラビア王国) ……………設計部 設計第三課長代理 Overseas Report (Kingdom of Saudi Arabia)	山 田 和 彦…42
技術ニュース……………47 The Latest Information	
文献紹介……………49 Related Technical Reports in Other Publications	

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

## 本四技報 第90号 <多々羅大橋・新尾道大橋特集>(H11.4) 掲載予定

- ・多々羅大橋全体構造の安全性照査
- ・多々羅大橋高架橋鋼上部工工事報告
- ・Eルート of 電気通信全体計画
- ・新尾道大橋の設計
- ・新尾道大橋の架設
- ・多々羅大橋の振動実験
- ・Eルート海峡橋梁の橋面舗装

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

# 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋工事現況  
Current view of Shin Onomichi Bridge work

(平成10年11月末)  
(End of November, 1998)



新尾道大橋主桁閉合ブロック架設状況  
Shin Onomichi Bridge-erection of block for closing main girder

(平成10年11月17日)  
(November 17, 1998)

# 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



多々羅大橋工事現況  
Current view of Tatara Bridge

(平成10年11月末)  
(End of November, 1998)



立石展望台（大三島）からの眺望  
View from Tateishi Observatory (in Ohmishima)

(平成10年11月末)  
(End of November, 1998)

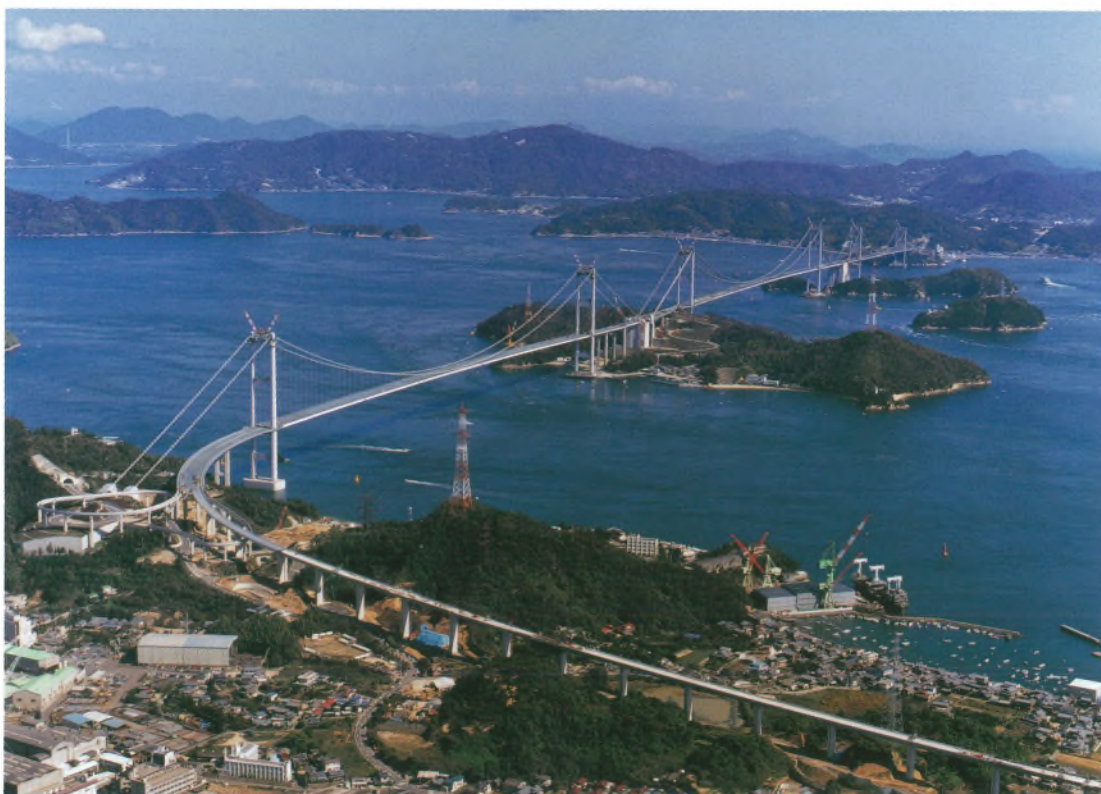
## 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



糸山展望台（今治市）からの眺望  
View from Itoyama Observatory (in Imabari city)

(平成10年11月末)  
(End of November, 1998)



来島海峡大橋全景（空撮）  
Overview of Kurushima Kaikyo Bridge (aerial photography)

(平成10年10月末)  
(End of October, 1998)

# 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



今治北IC・来島海峡SA全景（空撮）

（平成10年10月末）

Overview of Imabari-Kita Interchange & Kurushima Kaikyo Service area (aerial photography)

(End of October, 1998)



今治IC全景（空撮）

（平成10年10月末）

Overview of Imabari Interchange (aerial photography)

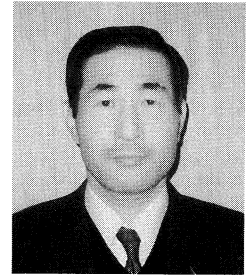
(End of October, 1998)

# 明石大橋の管理元年

The First Year of Management of Akashi Kaikyo Bridge

第一管理局 局長 奥川 淳志

Atsushi Okukawa



その実現が多くのの人々の長い間の夢であった、そしてその実現に多くのの人々が弛まぬ努力をしてきた明石海峡大橋が4月5日に開通して半年が過ぎた。この間、明石海峡大橋を利用した車は約524万台、1日当たり29,227台である。ほぼ計画通りの交通量で、順調な滑り出しと言えよう。新聞、テレビなどのマスコミも本州と四国間の直通交通量の少なさに気がついてはいるものの、明石海峡大橋の交通量が計画に近いこと、淡路島内や徳島県へ与えた架橋効果が著しく高いことを評価する論調が多い。

確かに、淡路SAや淡路島南PAのレストハウスは平日といえども連日多くの客で賑わっている。淡路島内の主要な観光施設の入込み客数も、軒並み昨年の実績を数倍上回り、新たにオープンした施設も8月までに今年度の予想入込み客数を大幅に超える勢いで、またホテルの予約も年内は一杯である。徳島県内の施設についても同様で、昨年実績をはるかに上回っており、例年120万人が集まる阿波踊りも今年は145万人の人々で賑わった。これも舞子周辺や淡路島内に、また鳴門に様々な施設を数多く用意して頂いた地元の行政や関係者のおかげであり、まさにこの半年間、明石海峡大橋は多くの観光客に支えられてきたといえる。

しかし、10月に入ると観光シーズンである筈なのに、天候の悪さの影響があるとはいえ、明石海峡大橋の交通量は下がってきており、早くも観光客の動向に翳りが生じたのではないかと少し気になるところである。確かに7月に行なわれた神戸祭りの際に2千4百人に頂いたアンケート結果では、神戸市や明石市在住の半数近くの方が既に利用したとのことであった。しかし、大阪、京都、奈良の順に距離が遠くなるほど利用率は急激に下がっている。近畿2府4県には約21百万人の人口と1千万台の自動車が保有されている。非常に長い年月と多くの費用を投じて建設した明石海峡大橋を一台でも多くの方に利用して頂き、また何度でも繰り返して利用して頂くために、より広い範囲にわたって明石海峡大橋の良さを知って頂くためのきめ細かいPR活動を実施する余地はまだ十分に残っている。また、より広い地域社会の連携を図るための施策に参加するなど、あらゆる利用促進策を実施する必要がある。

ところで、明石海峡大橋の建設にあたっては多くの技術が開発され使われてきた。これらの技術は、設計施工の段階でその成果を発揮したものが大部分であるが、な

かには将来にわたってその効果を継続的に監視すべきものもある。主塔基礎の洗掘防止対策や、乾燥空気によるケーブル防錆対策などがその代表的なものである。これまでの観察では、どちらも順調に当初期待した機能を発揮していることが確認されてきている。

一方、当初予想しなかった現象も生じている。ハンガーロープに起こった振動である。明石海峡大橋のハンガーロープは、直径90mmの円形で、1格点あたり2本が使用されており、それぞれのロープの間隔は約80cmである。同様な形式のロープの振動については、低風速時に生じる渦励振と岩黒島橋のケーブルなどに生じたウェークギャロッピングが知られている。渦励振は極弱いダンパーを附加することで抑制でき、ウェークギャロッピングはロープの間隔を6倍以上離すことで回避できることがこれまでの調査研究の成果で判っていた。明石海峡大橋のハンガーロープもこれらの対策が講じられている。

しかし、9月22日の台風7号による強風によって、2本のハンガーロープの風下側のロープにウェークギャロッピングとは異なるモードの振動が発生した。この振動は、10月17日に来襲した台風10号の時、耐風車によるビデオ撮影の映像、および並行して行った風洞試験の結果から、風向方向を長軸とする楕円形に振動し、2本のロープが接触するほど大きく振動するが、風向が極めて狭い角度の範囲でのみ発生するウェークフラッターである可能性が強まった。非常に特殊な条件下でのみ発生する振動で、同種ロープの曲げ疲労試験結果からすぐさま危険になる性質のものではない。幸い振動を制御する空気力学的対策案も見つかってきており、早急に対策を施すことにしている。このロープの振動は、従来の実績をはるかに超える規模、すなわちハンガーロープの長さはこれまでの実績の2倍にもなり、またロープの減衰率が非常に小さかったために生じたものと考えられる。

事前に予測できず、管理の段階になって開発された技術は前述したケーブルの防錆対策もそのひとつである。明石海峡大橋の維持管理は始まったばかりである。橋体の管理を注意深く行い、合理的な維持管理技術の開発と蓄積を図ることが、より多くのお客様に明石海峡大橋を親しんで利用していただき架橋の波及効果を向上させることと合わせて、次の海峡横断プロジェクトの早期実現のために大切なことと考えているところである。

# 多々羅大橋・来島大橋船舶緩衝工の設計

Design of Shock-Absorbing Device of Tatara Bridge, Kurushima Bridges for Ship Collision

第一管理局垂水管理事務所  
(前)第三建設局建設部

副 設 計 課 長

河 口 浩 二

Koji Kawaguchi



第三建設局建設部

設計課長代理

森 山 彰

Akira Moriyama

## 概 要

海中基礎には船舶の衝突が予想されるため、衝突時の船舶の被害を軽減する目的として緩衝工を設置する例が多い。多々羅大橋、来島大橋では、船舶の航行実態や潮流条件等を踏まえた衝突確率等を反映して、多々羅大橋の2P、3P橋脚、来島大橋の3P、5P橋脚の4基に緩衝工を設置した。本報告は、船舶の衝突条件と非衝突時の自然条件および鋼製多室型緩衝工の設計概要について報告する。

Shock-absorbing device is sometimes installed on offshore foundations to mitigate impact of ship collision. Based on researches on ship navigation records and tidal phenomena, Tatara Bridge and Kurushima Bridges were decided to install mitigation device on 2P and 3P for Tatara, and 3P and 5P for Kurusima. This report shows design conditions of device on ship collision and physical (natural) properties, and outline of device solution.

## 1. まえがき

海中基礎には、航行船舶が前方の障害物への衝突を回避する際の避航行動後の衝突や機関故障時の漂流による衝突が想定され、衝突船舶の被害軽減のために船舶緩衝工を設置する。緩衝工を設置する海中基礎は、多々羅大橋の2P、3P橋脚、来島大橋は3P、5P橋脚の4基である。来島大橋では地形条件、航路条件、潮流条件やシミュレーションによる衝突確率から設置する橋脚を選定した<sup>1)</sup>。なお、新尾道大橋の2P橋脚は、地形条件等から船舶の衝突の可能性は極めて低いため緩衝工は設置しない。

多々羅大橋・来島大橋の緩衝工は、明石海峡大橋の緩衝工と同形式の鋼製多室型水平板式を採用しており、基本的な設計手法については文献<sup>2)</sup>に示される同橋を踏襲しており、本稿では省略する。ここでは、船舶の衝突条件および自然条件の一覧と衝突エネルギー計算結果について概要を記述する。

## 2. 船舶衝突時の設計

### 2.1 衝突条件

船舶の衝突条件は本州四国連絡橋航行安全調査委員会での審議の結果<sup>3)</sup>、図-1、表-1に示すとおりである。

#### (1) 対象船舶

対象船舶の大きさは、航行船舶の実態調査結果をもとに、小さい方から集計して90%に相当する船舶を対象とし、多々羅大橋は530 G.T.、来島大橋が3,000 G.T.と

した。来島東水道の航行実績に基づく集計値は630 G.T.であるが、3P橋脚への衝突形態が中水道からの漂流衝突を想定しているため、中水道の航行実績である3,000 G.T.を対象船舶とした。

#### (2) 衝突形態と衝突速度

衝突形態には、前方の船舶等の障害物を避航することにより生じる「避航衝突」と機関故障による「漂流衝突」がある。避航衝突は、前方に障害物を発見して船首の回頭とともに急速逆転行動による停止操作を行い、停止できない残速を持って橋脚に衝突するもので「船首衝突」が想定される。衝突速度は、航行速度、航路から橋脚までの距離、船舶の停止性能、さらに潮流速度、風の影響を考慮して設定する。漂流衝突は、機関故障により、対水速度がゼロとなり操船機能を失い潮流によって流されて橋脚に衝突するもので「船側衝突」が想定される。衝突速度は、潮流速度と風の影響を考慮して設定する。

表-1 船舶の衝突条件

Tab.1 Conditions on collision

基 礎	対象船舶	設置箇所	衝突形態	衝突速度 (kt)
多々羅大橋	2 P	北面	船首衝突	7.3
			船側衝突	2.4
		南面	船首衝突	7.1
			船側衝突	2.1
	3 P	北面	船首衝突	6.7
			船側衝突	1.7
南面	船首衝突	8.5		
	船側衝突	3.5		
来島大橋	3 P	-	船側衝突	2.2
	5 P	3,000 G.T.	-	船首衝突
			船側衝突	5.7

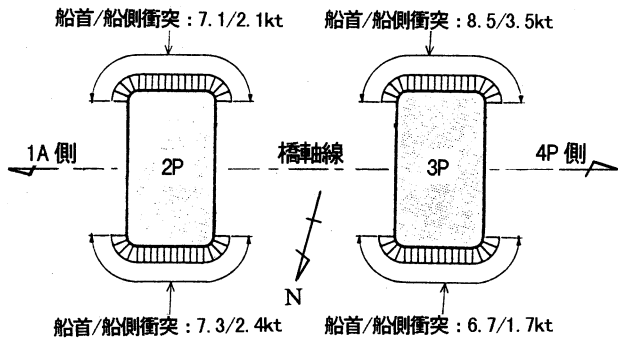


図-1(1) 船舶の衝突条件 (多々羅大橋)  
Fig.1(1) Collision conditions of ship (Tatara Bridge)

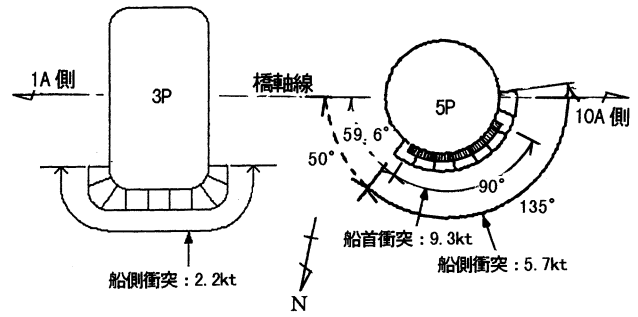


図-1(2) 船舶の衝突条件 (来島大橋)  
Fig.1(2) Collision conditions of ship (Kurusima Bridge)

## 2.2 船体諸元の仮定

船舶の諸元は、「多室型緩衝工の設計要領 (案) 昭和55年3月 本州四国連絡橋公団」(以下「設計要領」という) および船体諸元の統計に基づく回帰式により表-2とした。

## 2.3 エネルギー計算

衝突エネルギーは船舶の大きさと衝突速度で決まり、この衝突エネルギーを船体側の圧壊と緩衝工の圧壊により吸収することとなる。船体側の圧壊は船首部のみに許容し、船側部の圧壊は許容しないため、船首衝突のみの

場合には衝突エネルギーが小さいと緩衝工は不要となることも想定される。一方、船側衝突の場合は、緩衝工で衝突エネルギーの全てを吸収する必要がある、緩衝工の設置は不可避となる。

### (1) 船首衝突

船首部には圧壊が許容され、その圧壊許容量は、船首部に設けられた隔壁位置までの長さの2/3とした。船首強度は、式(1)の実船の船首強度の回帰式により算出した。

$$\text{Log}(Pcr/D) = 0.0461 \times (\text{Log}G.T.)^2 + 0.069 \times (\text{Log}G.T.) + 1.4126 \dots \dots \dots (1)$$

$Pcr$  : 船首強度 (tf)

船首圧壊による吸収エネルギーと衝突エネルギーを表-3に示す。吸収エネルギーが衝突エネルギーを上回る場合は緩衝工は基本的に不要となる。

### (2) 船側衝突

船側強度は設計要領より算出し、船側外板に全塑性曲げモーメントが生じるときの荷重として、式(2)により算出した。

$$Psa = 3 \times \sigma_y \times (t/S)^2 \dots \dots \dots (2)$$

$Psa$  : 船側強度 (tf/m<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 降伏強度 (= 2,400 kgf/cm<sup>2</sup>)

表-2 船体諸元の算出

Tab.2 Calculation of ship dimensions

船舶の諸元		総トン数		備 考
		530 G.T.	3,000 G.T.	
船 体 長	m	51	91	$L = 50 \times (G.T./500)^{1/3}$
船 体 幅	m	8.9	12.9	$B = L/10 + 3.81$
船 の 深 さ	m	4.1	7.3	$D = 0.08 \times L$
船 首 角 度	deg	35	55	
吃 水	満載	3.7	6.3	$df: \text{Log}df = -0.355 + 0.315 \times \text{Log}D.W.$
	軽荷	1.4	2.2	$de: \text{Log}de = -0.612 + 0.260 \times \text{Log}D.W.$
排水量	満載	1,200	6,300	$\Delta f: \text{Log}\Delta f = 0.177 + 0.991 \times \text{Log}D.W.$
	軽荷	340	1,760	$\Delta e: \text{Log}\Delta e = -0.372 + 0.990 \times \text{Log}D.W.$
船首隔壁位置	m	5.1	9.1	$Lc = 0.1 \times L$

注): 重量トン数 D.W.:  $\text{Log}G.T. = -0.345 + 1.046 \times \text{Log}D.W.$

表-3 衝突エネルギー計算結果

Tab.3 Calculation of impact energy of collision

項 目	基 礎	多々羅大橋				来島大橋		
		2 P		3 P		3 P	5 P	
		北面	南面	北面	南面			
対 象 船 舶	G.T.	530				3,000		
船 首 強 度	tf	359				1,183		
船 首 衝 突	衝 突 速 度	kt	7.3	7.1	6.7	8.5	—	9.3
	衝突エネルギー	tf·m	948	897	799	1,286	—	8,079
	船首圧壊吸収エネルギー	tf·m	1,038				—	6,087
	緩衝工圧壊吸収エネルギー	tf·m	—	—	—	248	—	1,992
	船 側 強 度	tf/m <sup>2</sup>	13.7				19.5	
船 側 衝 突	衝 突 速 度	kt	2.4	2.1	1.7	3.5	2.2	5.7
	衝突エネルギー	tf·m	130	100	65	277	575	3,863
	緩衝工圧壊吸収エネルギー	tf·m	130	100	65	227	575	3,863

表-3 にエネルギー計算結果を示す。船側には圧壊を許容しないため、緩衝工の強度を船側強度より小さくして、緩衝工の圧壊を船側の圧壊より先行する必要がある。

## 2.4 設計概要

緩衝工の強度は、水平板（有効幅=12×t）と縦リブからなる十字断面柱の座屈強度によって設定した。座屈耐荷力の算定にあたっては、壊れることにより機能を満たすものであり、構成部材が薄板（t=6~9 mm）であるため降伏強度  $\sigma_y = 2,500 \text{ kgf/cm}^2$  を用いた。

緩衝工の高さは、潮位および船舶の吃水を考慮して決定し、張出し長、水平板あるいは壁の配置は製作性を考慮して最小間隔を 1 m とした。構造概要を図-2 に示し、表-4 に構造寸法を示す。

来島 5 P は橋脚が下絞り形状であるため、支持桁の橋脚側面からの突出長を大きくすると、船舶衝突時に緩衝

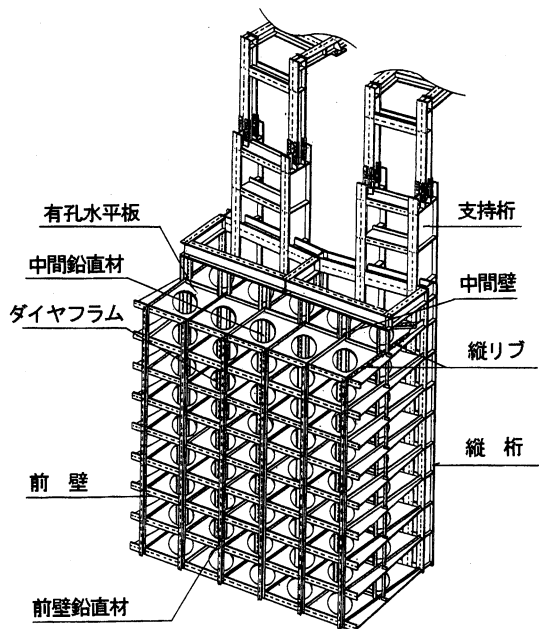


図-2 構造概要（来島大橋 5P：船側衝突用）

Fig.2 Structural outline (Kurushima Bridge 5P for midship collision)

工本体の圧壊を支持するだけの剛性が支持桁に必要となり合理性に欠けるため、緩衝工の高さを抑えて、張出し長を大きくすることでエネルギー吸収性能を確保した。さらに、船首衝突時に緩衝工で吸収しなければならないエネルギーが大きいため船首衝突用の緩衝工が必要となった。船首強度は船側強度に比べ大きいので、強度  $44 \text{ tf/m}^2$  の船首衝突用の緩衝工を最下層の 3 層目に設置した。これは圧壊による吸収エネルギーが強度と圧壊部の大きさで求まることから、緩衝工の強度を高めることで張出し長を抑え、波力等の外力の低減による構造の合理化を図ったためである。

## 3. 非衝突時の設計

### 3.1 海象・気象条件

緩衝工は、船舶衝突時に圧壊する構造物であり、その保持すべき安全性は橋梁の本体構造と同じである必要はないものと考えた。そこで、波高算出に用いる風速を、周辺海域の構造物の設計に用いている再現期間 50 年期待値を用いることによって本体と差異を持たせた。表-5 に条件を示す。

### 3.2 荷重ケース

表-6 に荷重組合せと許容応力の割増係数を示す。船舶衝突時の荷重ケースは、支持桁の設計に用いるものであるため、緩衝工本体部の圧壊に先行して支持桁が破壊しないことを条件に割増係数を設定した。

### 3.3 設計概要

緩衝工本体部は、船舶衝突時のエネルギー計算によって部材の強度が決定されるため、柔な構造となっている。このため、緩衝工本体の形状保持のために下端の船舶が衝突しない箇所に剛性の高い部材を設置した。ただし、来島 5 P は下端では船舶の衝突が想定されるため、上端に設置して変形を抑制した。来島大橋では上記の他に、3 P では引き波時の水平方向の変形を抑えるため、5 P

表-4 構造寸法

Tab.4 Structural dimensions

橋脚	衝突速度 (kt)		有効本体高さ (m)			水平板枚数	張出し長 (m)					基数 (ヶ)		
	船首	船側	天端	下端	高さ		1層目	2層目	3層目	取付部	合計			
多々羅大橋	2P	7.3	2.4	TP+2.0	TP-5.0	7.0	8	1.0 (13)	—	—	0.9	1.9	6	12
		7.1	2.1										6	
	3P	6.7	1.7					6	12					
		8.5	3.5					2.0 (13)		—	—	0.9	2.9	6
来島大橋	3P	—	2.2	TP+3.3	TP-8.0	11.3	12	1.0 (19)	—	—	1.25	2.25	5	5
	5P	—	5.7	TP+3.0	TP-5.0	8.0	9	1.5 (19)	1.5 (19)	—	0.9	3.9	3	8
		9.3	5.7					1.5 (19)	1.5 (19)	2.0 (44)	0.9	5.9	5	

注) ( ) 内の値は、緩衝工強度 ( $\text{tf/m}^2$ ) の概略値を示す

表-5 気象・海象条件

Tab.5 Physical conditions on atmospheric and ocean environment

項目	基礎		多々羅大橋		来島大橋	
			2P	3P	3P	5P
潮位	略最高高潮面 N.H.H.W.L	m	TP+2.20		TP+2.20	
	塑望平均低潮面 L.W.L		TP-1.90		TP-1.95	
波浪	設計波高 (H <sub>b</sub> )	常時	1.64	1.78	1.57	1.76
		暴風時	2.93	3.20	3.20	3.62
	周期 (T <sub>b</sub> )	常時	2.98	3.14	2.94	3.16
		暴風時	3.72	3.93	3.86	4.17
潮流速	常時	1.7	2.4	1.5	4.0	
	暴風時	1.2	1.6	1.0	2.6	

注) H<sub>b</sub> = 1.8 × H<sub>1/3</sub> (有義波高)

ω<sub>0</sub> : 海水の単位体積重量 (= 1.03 tf/m<sup>3</sup>)

H<sub>D</sub> : 設計波高 (m)

支持桁には経済性を重視して形鋼 (H-900) を用いたが、来島 3P は緩衝工の高さが大きいために H-900 では断面が不足するので H-1250 を製作した。

潮流力による横方向の荷重に対しては、水平反力用の架台を設置するとともに、張出し長が大きい来島 5P では支持桁相互を連結するトラス部材を挿入して剛性の向上を計った。

表-6 荷重組合せと許容応力の割増係数

Tab.6 Increment factors for load and allowable stress

形態		荷重の組合せ	割増係数
船舶衝突時		F+D+TI <sub>1</sub> +WP <sub>1</sub>	1.65
非衝突時	常時	押し波	1.00
		引き波	
	暴風時	押し波	1.50
		引き波	

F : 船舶の衝突荷重  
TI<sub>1</sub> : 潮流速 (暴風時)  
WP<sub>1</sub> : 波力 (常時)

D : 死荷重  
TI<sub>2</sub> : 潮流速 (常時)  
WP<sub>2</sub> : 波力 (暴風時)

### 3.4 固定部の設計

基礎への固定は、側面に予め埋め込まれたアンカーボルトと、基礎天端に逆L型の設置フレームにより行った。波力等の水平力はアンカーボルトにより、死荷重等の鉛直力は逆L型フレームにより支持することとした。アンカーボルトは、ケーソン工事あるいは下部工工事で、当時想定された緩衝工の規模と範囲を包含できるように設置しているため、その後の条件の変更によってボルトは十分安全な設計となっている。

### 3.5 疲労の照査

緩衝工には常に波力が載荷されるため、繰り返し荷重による疲労が懸念されるため照査を行った。アンカーボルトは恒久的に使用するものとして照査年数を 100 年、緩衝工部材については 30 年を疲労の照査年数とした。

## 4. あとがき

緩衝工の形式は明石海峡大橋と同じ鋼製緩衝工を選定し、設計手法も同橋を踏襲した。形式選定にあたっては、鋼製緩衝工のみではなく弾性材料による緩衝工の検討を実施し、模型試験によるエネルギー吸収性能の確認を行い、構築が可能であるとの結論を得た。弾性材料は、繰り返しの使用が可能である点や、錆等の耐久性に利点を有しているが、弾性材の連結部にボルト類を用いている点や、基礎本体への取付方法、さらに非衝突時の波力に関する検討が未了であった。今後の実用化に向けた検討が望まれるところである。

### 参考文献

- 1) 平成 5 年度 本州四国連絡橋航行安全調査報告書 - 航行安全調査 その 1 -、平成 6 年 3 月、(社)日本海難防止協会
- 2) 帆足博明、谷口貴成、明石海峡大橋船舶緩衝工の設計、本四技報、Vol. 21、No. 81、'97. 1
- 3) 平成 7 年度 本州四国連絡橋航行安全調査報告書 - 航行安全調査 その 1 -、平成 8 年 3 月、(社)日本海難防止協会
- 4) 港湾の施設の技術上の基準・同解説、(社)日本港湾協会、平成元年 6 月

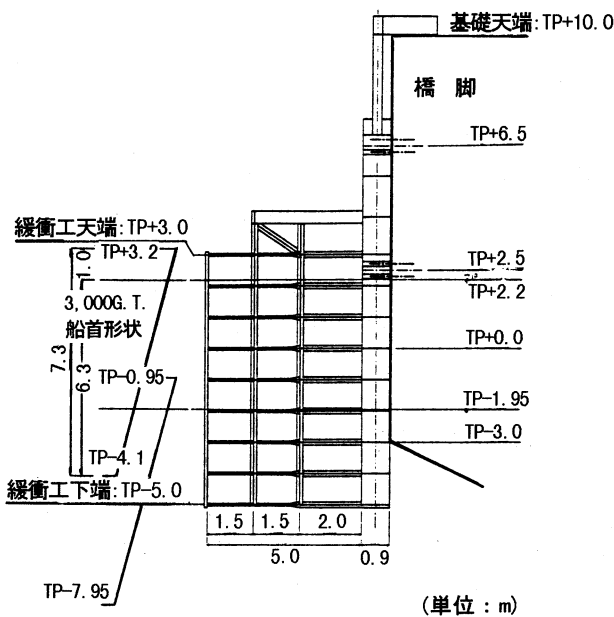


図-3 構造概要 (来島大橋 5P : 船首/船側衝突用)

Fig.3 Structural outline (Kurusima Bridge 5P for bow/midship collision)

では波の押し下げ力による鉛直方向の変形を抑えるための斜材を挿入した。斜材は船舶衝突時の緩衝性能に与える影響を考慮して図-3 に示すように右下がりの方向に配置した。

支持桁はアンカーボルトで固定された張出し梁であり、引き波による緩衝工の引き剥がし力によって断面が決定される。引き波力は式(3)により算出した<sup>4)</sup>。

$$P_n = 0.5 \times \omega_0 \times H_D \dots\dots\dots(3)$$

P<sub>n</sub> : 引き波の強度 (tf/m<sup>2</sup>)

# 新尾道大橋 2P 鋼管矢板締切工事

Work on Steel Pipe Sheet Piles for Shin-Onomichi Bridge 2P

第三建設局向島工事事務所 技術課長 金子正猪

Masai Kaneko



## 概要

新尾道大橋は、本州四国連絡道路尾道・今治ルート（西瀬戸自動車道）の本州側の起点となる尾道から尾道水道を渡り向島に至る中央支間長 215 m の 5 径間連続鋼斜張橋である。下部工工事は、橋台 1 基（1 A）橋脚 4 基（2 P、3 P、4 P、5 P）からなり、平成 8 年 9 月に現地着手し、平成 10 年 6 月に無事竣工した。なお、6 A 橋台は別件工事（向島彦ノ上工事）にて施工した。ここでは、2 P 鋼管矢板締切工事における硬岩盤の置換掘削の施工を中心に下部工工事について報告する。

The Shin-Onomichi Bridge is a 5-span continuous steel cable-stayed bridge with a 215 m center span to link Onomichi, where the Nishi-seto Expressway starts, and Mukaishima island. Substructural work includes one abutment, 1A, and four piers, 2P, 3P, 4P and 5P. The work was initiated in September 1996 on site, and terminated in June 1998 without any failure. The 6A abutment was built in another work (Mukaishima Hikonoue Work.) This report introduces the work focusing on an operation on hard rock excavation for 2P steel sheet pile.

## 1. まえがき

本州四国連絡道路の尾道・今治ルートは西瀬戸自動車道として平成 11 年春の完成をめざしている。新尾道大橋は西瀬戸自動車道の本州側の起点に位置し、現在上部工を施工中である。ここでは新尾道大橋の下部工工事の施工概要および 2 P 鋼管矢板締切工事におけるケーシング回転掘削工法とその補助工法による岩盤の置換掘削工の施工について述べる。

当地域は広島型花崗岩が分布し、水平及び上下方向に硬・軟の変化がきわめて著しく、いわゆる「玉ねぎ状構造」が発達した地質構造のため、掘削上難航が予想された。今回の岩盤の置換掘削工はケーシング回転掘削工法で硬岩帯では掘削速度が極度に低下するおそれがあった。

そこで置換掘削工の補助工法として、ダウンザホールハンマー（Down the Hole Hammer、以下、DHH 工法とする）を用いた先行掘削工を採用した。

また、硬岩～極硬岩帯における掘削速度の向上をめざして、クラッキングドリルツース（CRACKING-DRILL-TOOTH：以下、CDT と呼ぶ）を試験的に 10 孔に使用した。DHH 工法の採用により工事を無事完了することができたので、これらの掘削速度向上効果について紹介する。

## 2. 下部工工事施工概要

表-1 に下部工施工概要を示す。構造物掘削・場所打杭掘削共、岩掘削は当初設計では特殊発破併用であったが、国道・JR に近接しているため、関係者から発破使

表-1 下部工概要

Tab. 1 Outline of substructure

	1 A	2 P	3 P	4 P	5 P	6 A
進入路等仮設	工事前橋脚設置。杭打はダウンザホールハンマー使用。	工事前橋脚設置。杭打はガンパイル使用。	日立造船向島工場内での施工。	工事前橋脚設置。杭打はダウンザホールハンマー使用。	工事前橋脚設置。杭打はダウンザホールハンマー使用。	本線土工部からの施工。
構造物掘削	開削。岩掘削は、大型ブレイカー使用。CH 級以上は静的破砕剤併用。	鋼管矢板による仮締切施工。締切内掘削時、腹起切梁・アースアンカー設置。岩掘削は大型ブレイカー使用。静的破砕剤併用。	開削。岩掘削は、大型ブレイカー使用。CH 級以上はピッカー併用。	開削。岩掘削は、大型ブレイカー使用。	掘削無。道路路面下での深礎施工のため、押え盛土施工。	開削。岩掘削は、大型ブレイカー使用。CH 級以上はピッカー併用。
基礎	場所打杭（深礎） $\phi 2.5$ m, L = 5.5 ~ 11.5 m。岩破砕はガンサイザー併用。	直接基礎。	直接基礎	直接基礎	場所打杭（深礎） $\phi 8.5$ m, L = 20.5 m。岩破砕はブレイカー使用。油圧割岩機併用。	直接基礎
躯体	逆 T 式橋台 高さ 11.55 m	中空式橋脚 高さ 46.45 m	中空式橋脚 高さ 36.65 m	柱式橋脚 高さ 19.00 m	柱式橋脚 高さ 16.70 m	逆 T 式橋台 高さ 9.50 m

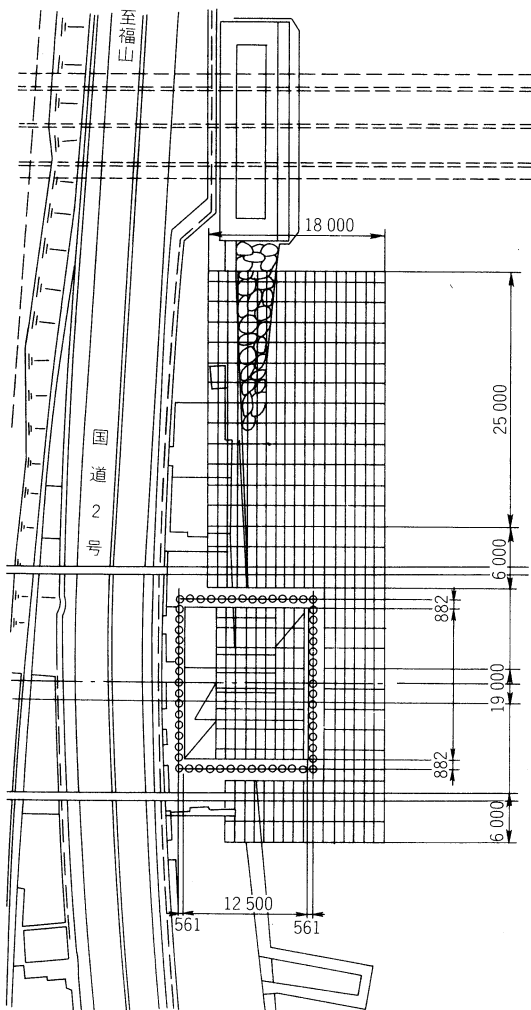


図-1 2P橋脚平面図  
Fig. 1 Plan of 2P pier

用の同意が得られず大型ブレイカーによる機械掘削により施工した。

### 3. 2 P 置換掘削

#### 3.1 工事内容

本工事は全部で58本の鋼管矢板により海岸線を跨いで矩形に締切りを行った。陸側が11m、海側が13.5mのφ800mm鋼管矢板締切りを行うための置換掘削を行った。図-1に2P現場平面図、表-2に置換掘削工およびDHH工法による先行掘削の内容を示す。

#### 3.2 地質区分展開図の変遷

当地域には広島型黒雲母花崗岩の硬岩帯が広く分布していることが知られていた。このため、事前調査ボーリング4本に加えて試験施工6孔を実施することにより、より真実に近い地質データで再確認するという方針を立てた。この試験施工において、硬岩の存在が明らかになったため、このデータを加えて地質区分展開図を作成した(図-2)。図に示すように、本工事の半分以上の個所で鋼管矢板の深層部にC<sub>H</sub>級、B級の硬岩が広がっており、

表-2 置換掘削工

Tab. 2 Replace excavation work

施工方法	ケーシング回転掘削工法	DHH工法(補助工法)
施工機械	HCR-1500	杭打機(DH-408-95M)
掘削径(mm)	φ1,300	φ650
掘削長(m)	8.7~11.7	8.7~11.7
掘削本数	58本	33本

その掘削には硬岩掘削技術が必要となることわかる。

図-3および図-4はそれぞれ着工時のものと最終地質区分展開図を示したものである。

### 3.3 施工

#### (1) 当初計画

平成9年2月に工事に着手した時点では、事前地質調査結果に基づいて施工計画を作成し、外径D=1.3mのケーシング回転掘削工法によって掘削を開始した。

着工時の地質区分展開図から、ツースの集合体からなるビット荷重W=22tf、回転数n=1.15rpmの掘削条件で、掘削時間H=375.7時間で完工可能と判断した。

この場合の掘削難易度Q<sub>1</sub>を、ビット荷重と回転運動距離から次式で算定した。

$$Q_1 = 60n\pi D \cdot W \cdot H / 1000 \\ = 2,329.2\text{tf} \cdot \text{km} \quad (1)$$

#### (2) 試験施工

試験施工6孔を実施した結果、硬岩の存在が判明したため、実掘削時間の短縮をめざし、ケーシング回転掘削工法の補助工法として、DHH工法を用いた先行掘削工を追加計画した。

さらに、硬岩~極硬岩帯の掘削効率化のために試作したCDTビットの試験採用も行った。

#### (3) ケーシング回転掘削工法にDHH工法併用の効果

工期短縮を目的に、硬岩帯掘削にDHH工法による先行掘削工として31孔(図-5中の①~⑳)をケーシング回転掘削工法と並行して実施した。施工中図-4に示すように、杭No.23~25の浅い部分にB級岩盤の存在が判明したので32~34を追加施工した。置換掘削で硬岩部分のデータにつき比較した成績を表-3に示す。

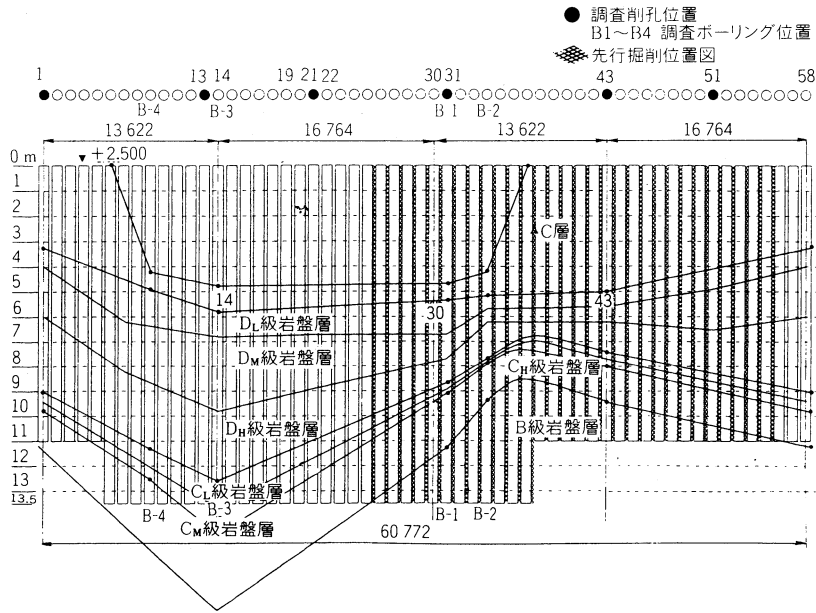
図-6はDHH工法採用の全体掘削における効果を示したものである。DHH工法を採用した範囲の岩盤の一軸圧縮強度は最大1,800kgf/cm<sup>2</sup>、C<sub>H</sub>、B級の平均は930kgf/cm<sup>2</sup>で、DHH工法を採用しなかった個所のC<sub>H</sub>、B級の平均は826kgf/cm<sup>2</sup>であった。なお、掘削速度はDHH工法を採用したことにより1.48倍に上げることができた。

写真-1はDHH工法で先行掘削後ケーシング回転掘削工法で掘削された岩盤の採集片を示す。

写真-2にDHH工法ハンマービットを示す。

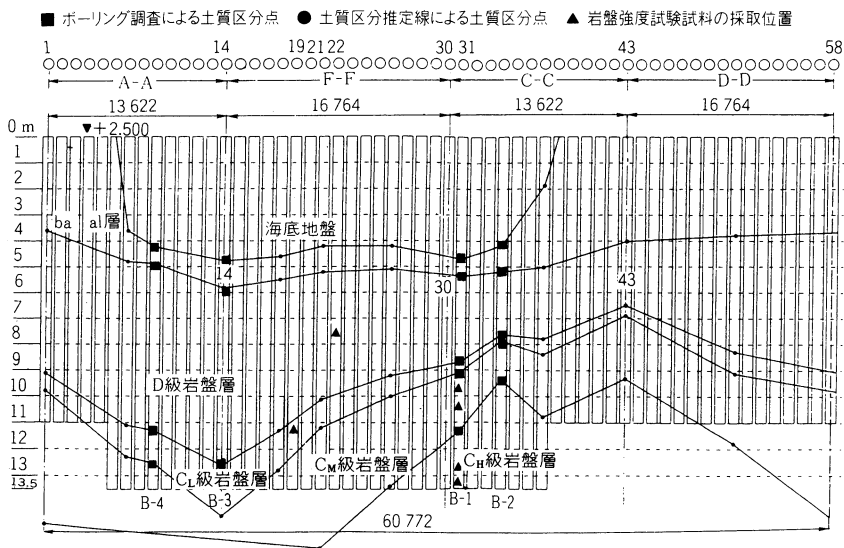
#### (4) CDTビット採用による効果

##### 1) 掘削速度の向上



図一 2 試験施工後の地質区分展開図

Fig. 2 Geographic profile after test work



図一 3 着工時地質区分展開図

Fig. 3 Geographic profile before work

CH級、B級の硬岩に対して、掘削速度アップを目的にCDTビットを本工事に試験採用した。

ケーシング回転掘削工法は“回転引掻掘削機構”である。硬岩～極硬岩の場合、ツースの岩盤への食い込みが不能となり、いたずらにツースの磨耗を引き起こすのに対し、CDTは岩盤に亀裂を生じさせる“圧砕剝離掘削機構”を組み合わせることにより掘削の効率化を図ったものである。

写真一 3にCDTビットを示す。

DHH工法を行わない場合の、CDTビットの効果を表一 4および図一 7に示す。表に示すように、同等岩質区分の掘削においてCDTビットを採用したことにより1.42倍の掘削速度の向上が確認された。

## 2) 最終掘削時間

DHH工法とCDTビットを併用した結果、ビット荷重  $W = 31.6\text{tf}$ 、回転数  $n = 1.15\text{rpm}$  の掘削条件で、掘削時間  $H = 623.4$  時間で掘削を終えた。したがってこの場合の掘削難易度  $Q_3$  は、

$$Q_3 = 60n\pi D \cdot W \cdot H / 1000 = 5,551.3\text{tf} \cdot \text{km} \quad (2)$$

となり、着工時予想値(1)の  $2,329.2\text{tf} \cdot \text{km}$  から  $5,551.3\text{tf} \cdot \text{km}$  へと、約2.4倍となったが、掘削速度アップで工期短縮に大きく寄与している。

写真一 4に掘削中を、写真一 5に掘削完了時を示す。

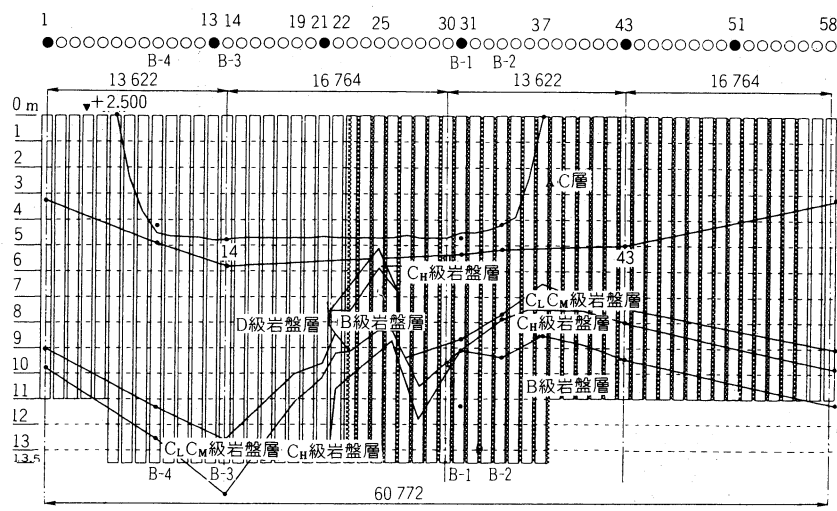


図-4 最終地質区分展開図  
Fig. 4 Final geographic profile

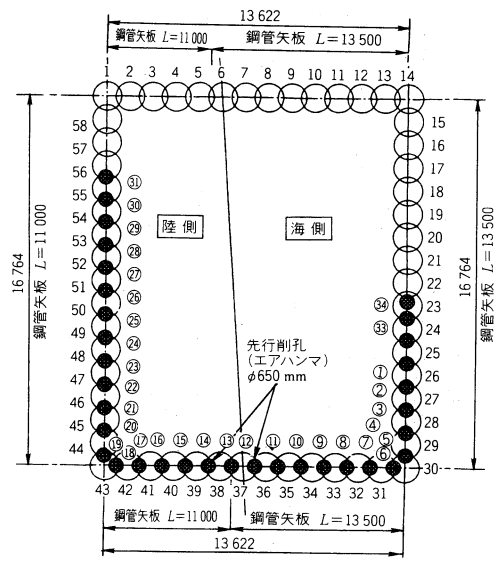


図-5 DHH 施工平面図  
Fig. 5 Work plan of DHH

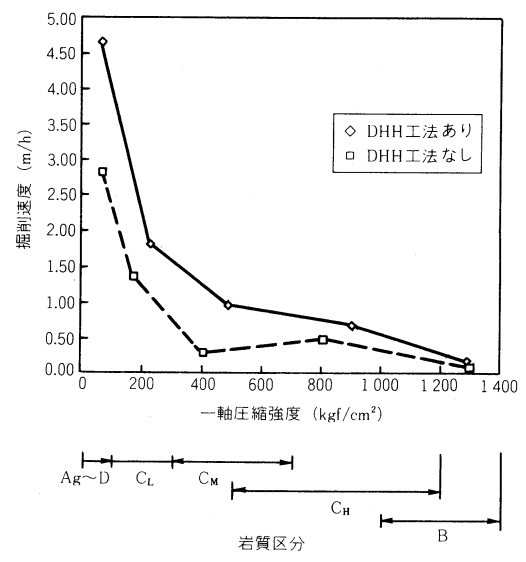


図-6 DHH 工法採用の効果  
Fig. 6 Effect of DHH method

表-3 DHH 工法採用の効果  
Tab. 3 Effect of DHH method

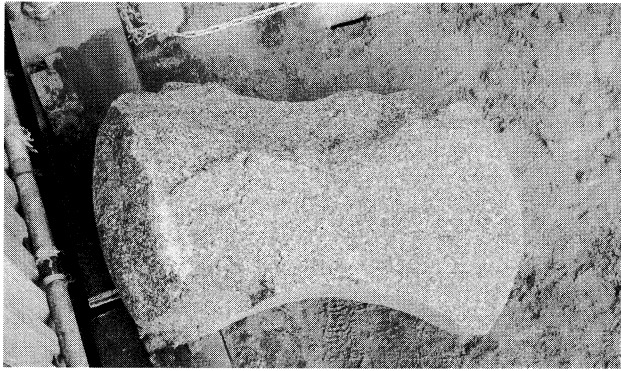
DHH 工法	岩質区分	掘削速度	
		(m/h)	能率比
あり 33孔	C <sub>H</sub>	0.70	1.52
	B	0.38	1.46
なし 25孔	C <sub>H</sub>	0.46	1.00
	B	0.26	1.00

4. あとがき

2P 鋼管矢板締切工事において硬岩の置換掘削のため、当初、工期が長くなる恐れが予想された。その対策として、硬岩帯に対する掘削施工の計画にあたり、従来工法

写真-1 DHH 工法で先行掘削後、ケーシング回転掘削工法で掘削された岩盤の採取片

Photo. 1 Fragment of rock cut by casting rotary drill after boring by DHH



であるケーシング回転掘削工法に、補助工法として DHH 工法を組み入れることにより掘削速度の向上を図り、掘削工期の短縮を達成した。



写真-2 DHH 工法ハンマービット  
Photo. 2 DHH method-hammer bit

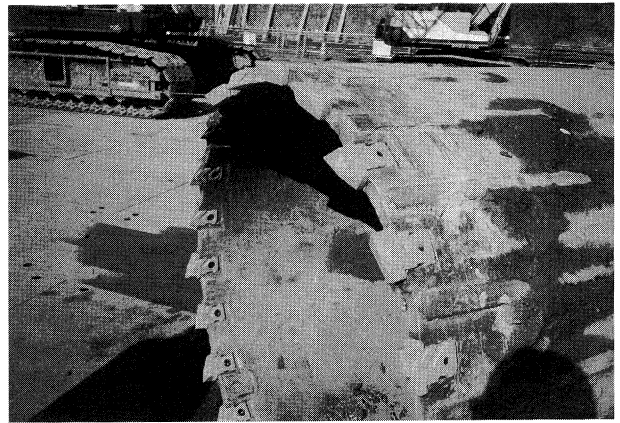


写真-3 CDT ビット  
Photo. 3 CDT bit

表-4 CDT 採用の効果  
Tab. 4 Effect of CDT

ツース	一軸圧縮強度	掘削速度 (m/h)	能率比
	(kgf/cm <sup>2</sup> )		
CDT	50~1,500	1.35	1.42
E-4のみ	50~1,470	0.95	1.00

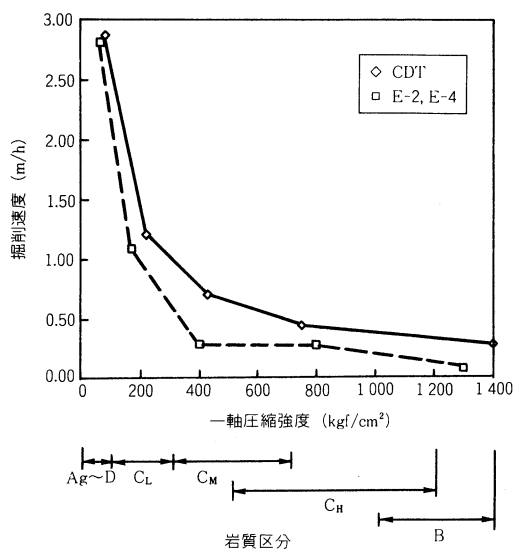


図-7 CDT 採用の効果  
Fig. 7 Effect of CDT

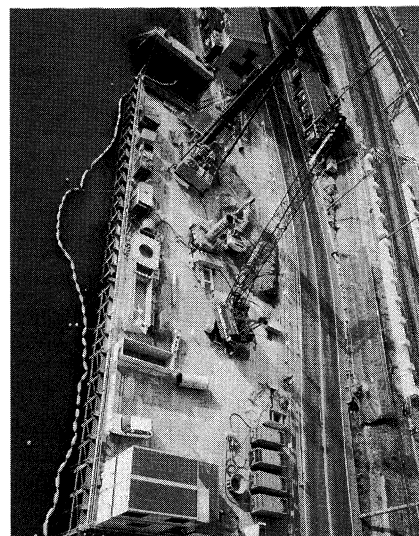


写真-4 掘削中  
Photo. 4 Under drilling

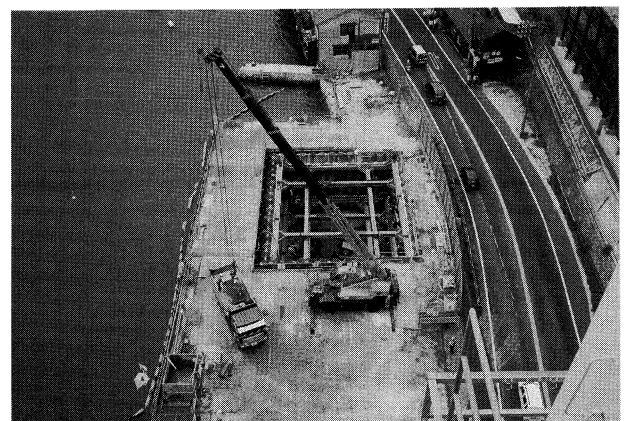


写真-5 掘削完了  
Photo. 5 After drilling

ケーシング回転掘削工法は一般的に中硬岩帯までの施工と考えられていたが、本報告に示す例のように、硬岩～極硬岩帯を施工する場合、当初から適切な補助工法を組み入れることにより、工期の短縮と経済性の向上を達成できることが明らかとなった。本報告が今後この種の工事の参考になれば幸いである。

最後に厳しい工程の中で平成10年6月無事故で工事を竣工された(株)大林組及び工事関係者各位のご努力に感謝する次第である。

# 吊形式橋梁箱桁のトラス・横桁接合部の疲労挙動

Properties of Fatigue at Connections between Transverse Ribs and Truss Members in the Box Girder for Suspended Bridges

企画開発部  
(前)設計部

企画課長代理  
設計第二課長代理

大橋 治一

Harukazu Ohashi



設計部

設計第二課

梁取 直樹

Naoki Yanadori

## 概要

吊形式橋梁の箱桁ダイヤフラムをトラス形式とした場合、そのトラス部材の断面は細長比から決まることが多いため、断面効率の良い鋼管を用いれば有利である。この場合、鋼管の接合部は疲労きれつが発生しにくく、かつ構造も単純で組立が省力化されるものでなければならない。このため、3体の割込リブ形式の試験体を用いて疲労試験を行った。これにより、割込リブ枚数とその溶接方法、また直近のトラススリット部での疲労きれつ発生について知見が得られた。

It is reasonable to apply steel pipes to truss members in box girder diaphragm of suspended bridges, because of the member tends to be designed through its slenderness ratio. As to such steel pipes, connections with transverse ribs have to be durable against fatigue and to be so simple structures that fabricating them is easier. So three specimens with connections consisted of inserted ribs were tested in fatigue. And the results show us about property of fatigue cracks at inserted ribs which are cruciform or one plate, and about way of welding for inserted ribs. We also obtained knowledge about occurrence of fatigue cracks at slit around bottom of trough rib near the connection.

## 1. まえがき

長大吊橋の補剛箱桁に関しては、従来の鋼重を最小にするために各部材を薄板化した構造にかえて、鋼重増を抑えつつも各部材の厚板化・大型化によって構造を簡素化することを目指している。これはデッキプレート厚板化やトラフリブの大型化によって床版の剛性を高め、ダイヤフラム間隔を大きく取ってその枚数を減らすなど、主に部材数の減によって製作工数の低減を図るもの

ある。

ダイヤフラムについては従来フルウェーブ形式が用いられてきたが、来島大橋ではトラス形式とし、箱桁内の閉塞感をなくし維持管理が容易な構造とした。このようなトラス形式ダイヤフラムの合理化策としては図-1に示すようにトラス部材を大型化して本数を減らし、構造を簡素化することが検討されている。トラス部材は細長比によって断面決定されることが多いため、部材長を大きく取るには断面二次半径に方向性がない鋼管を用いれば有利であると考えられる。

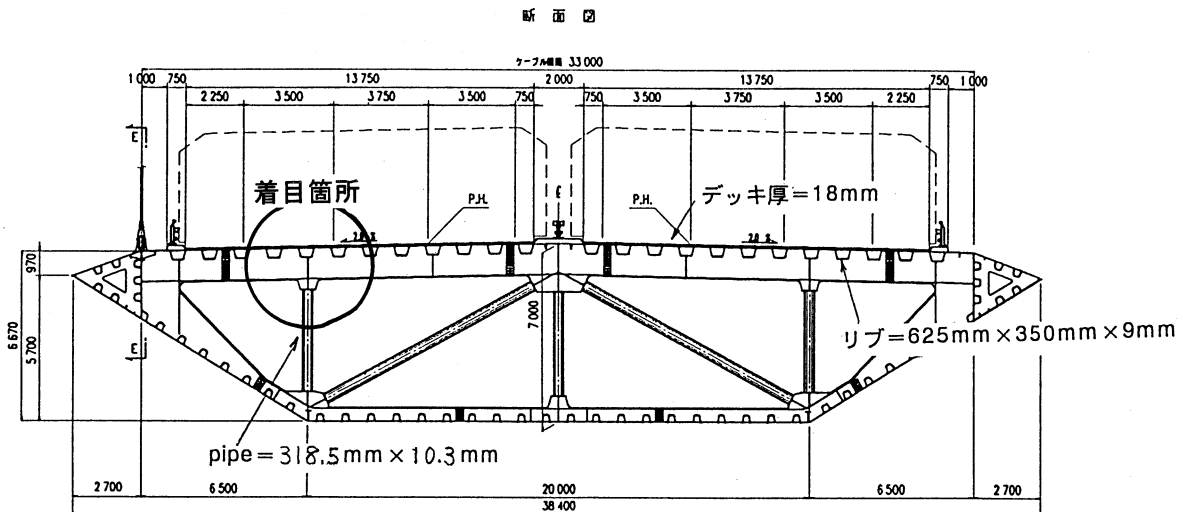


図-1 合理化箱桁 (例)

Fig.1 Plan of improved box girder (Example)

これまで鋼管以外の形鋼を用いたトラス格点構造については検討されているが、鋼管を用いる場合には格点部の構造、特に鋼床版横桁との接合部が問題となる。そこで鋼管構造の継手形式、継手部周辺の横桁部に着目して疲労試験を行った。

## 2. 試験体

箱桁ダイヤフラムのトラスと横桁の接合部において、鋼管とI桁など他の形状の断面とを接合する場合、その接合形式としては表-1に示すような形式が考えられる。これらを比較した結果、試験対象としては割込リブ継手が採用された。以下の比較を行うために割込リブ形式の試験体を3体製作した。各試験体の着目ディテイルは表-2に示す。

### (1) 割込リブ形状

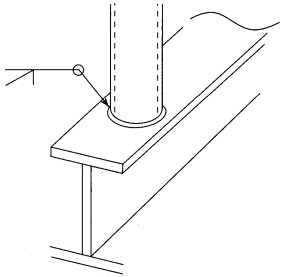
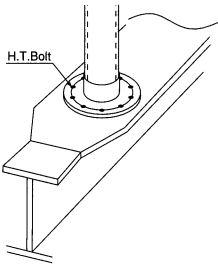
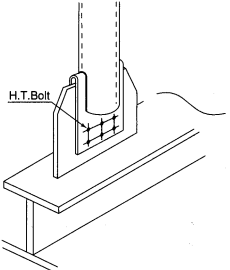
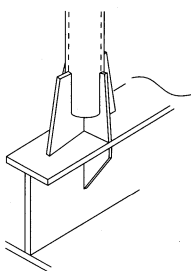
割込リブの形状としては十字割込と一枚割込が考えられる。一枚割込は十字割込に比較してリブ先端での応力集中が大きく、またリブ面外方向に曲げを受けやすくなると考えられるが、構造が単純であり製作の省力化につながるため試験の対象とした。試験体の溶接設計において十字割込と一枚割込は、溶接線のせん断応力が同じになるよう設計されている。

### (2) 鋼管の端部形状

鋼管部材の内部は塗装による防錆が困難であるため通常密閉構造としているが、箱桁内面塗装の省力化と維持の合理化のため、箱桁内部に送気設備を設けて防錆を行う方法も考えられる。この場合は鋼管内部を密閉する必要はなく、密閉のためのまわし溶接や密閉板が省略できる。このため、鋼管内部の密閉・非密閉を比較するこ

表-1 鋼管継手部の形式

Tab.1 Type of connections for steel pipes

形 式	概 念 図	特 徴	採用
全周突き合わせ溶接		<ul style="list-style-type: none"> <li>横桁フランジに直接溶接するため、製作工数は少ない。</li> <li>製作精度が箱桁の形状に影響を与える。もしくは短い場合の調整が不可。</li> <li>JSSC 疲労設計指針<sup>9)</sup>によれば H 等級になり、極端に疲労強度が低いと考えられる。</li> </ul>	×
リブ無しフランジ継手		<ul style="list-style-type: none"> <li>リブのないものはこの作用の恐れがあるとして道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 12.6.2 で採用が禁止されているが、建築で実績が多い。</li> <li>フランジ部の大きさによって横行フランジの拡幅が必要になる。</li> </ul>	×
U字プレート継手		<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管鉄塔の応力部材で用いられている。</li> <li>最小曲げ半径の規定に反することになる。</li> <li>U字プレートは鋼管に拘束されるため、厳密には複せん断にはならない。</li> <li>ガセット面外の補強は検討が必要。</li> </ul>	×
割込リブ継手		<ul style="list-style-type: none"> <li>組立時に若干の微調整は可能。</li> <li>製作工数はU字プレートに比べれば少ない。</li> </ul>	○

ととした。

(3) 試験体

図-2に試験体PC-1を示す。今回の疲労試験では鋼管部材がダイヤフラム上横桁に取り付く構造を再現してこの箇所全体での疲労挙動を確認することとしたため、試験体は3体とも鋼管部と横桁部からなっている。

鋼管は $\phi = 318.5 \text{ mm}$ 、 $t = 10.3 \text{ mm}$ の電縫鋼管を用いた。鋼管継手部では横桁ウェブを立ち上げたガセットを割込リブとしており、十字割込の場合はさらに二枚のリブを割り込ませている。各試験体の鋼管継手部は図-3に示す。

次に横桁は桁高が1,200 mmであり、十字割込リブの場合は荷重集中点としての垂直補剛材が設けられている。横桁フランジとなるデッキプレートは厚さは19 mmとし、デッキプレートの幅、横桁の支間は図-1に示した箱桁ダイヤフラムの設計応力と同レベルの応力となるよう決定した。トラフリブは従来より大型化したものを用いており、デッキ側の幅が625 mmで板厚が9 mmである。トラフリブ大型化に伴いスリットR部の曲率半径は鋼床版設計要領の規定よりも大きくしており、図-2のR2を20 mmから25 mmにし、 $R1 = 6t + R2 = 6 \times 9 + 25 = 79 \text{ mm}$ とした。

3. 試験荷重の設定

試験時の最大荷重は、図-1に示した断面設計から得られた死活荷重の最大応力度を鋼管全周に等分布载荷した-95 tonfに設定した。この最大応力度は車線上にT荷重を6台分载荷した状態の軸力と曲げによるものである。なおT荷重1輪は衝撃係数0.241、道路橋示方書共通編表-2.1.2の床版部材支間長による係数1.16を考慮しており、14.4 tonfである。

荷重範囲は、(社)日本鋼構造協会(JSSC)の疲労設計指針<sup>1)</sup>の疲労等級を参考にして決定した。鋼管と割込ガセットの溶接を面外ガセットのそれと類似なものとし、“ガセット長が100 mm以上で非仕上げ”としてF等級と考え、その200万回基本許容応力範囲65 MPaに鋼管断面積 $99.73 \text{ cm}^2$ を乗じ、係数1.3を乗じて86 tfとした。ここで係数1.3とは、鋼管部は完全圧縮領域下での疲労試験となることから、JSSC疲労設計指針<sup>1)</sup>に示されている平均応力が圧縮領域にある場合の補正係数の最大値をとったものである。

以上より疲労試験荷重は下限荷重を-95 tonf、荷重範囲 $\Delta P$ を86 tonf、上限荷重 $P_{\text{max}}$ を-9 tonfとした。

ここで、試験荷重範囲と活荷重1台分の軸力を比較す

表-2 試験体の着目ディテイル

Tab.2 Characteristics of specimens' detail

試験体名	PC-1	PC-2	PC-3
ディテイル			
割込リブ形状	十字	十字	一枚
密閉 or 非密閉	密閉	非密閉	非密閉
割込リブ先端のまわし溶接	○	×	×
鋼管終端の密閉板	○	×	×
横桁ウェブの垂直補剛材	○	○	×

注) ○:あり、 ×:なし

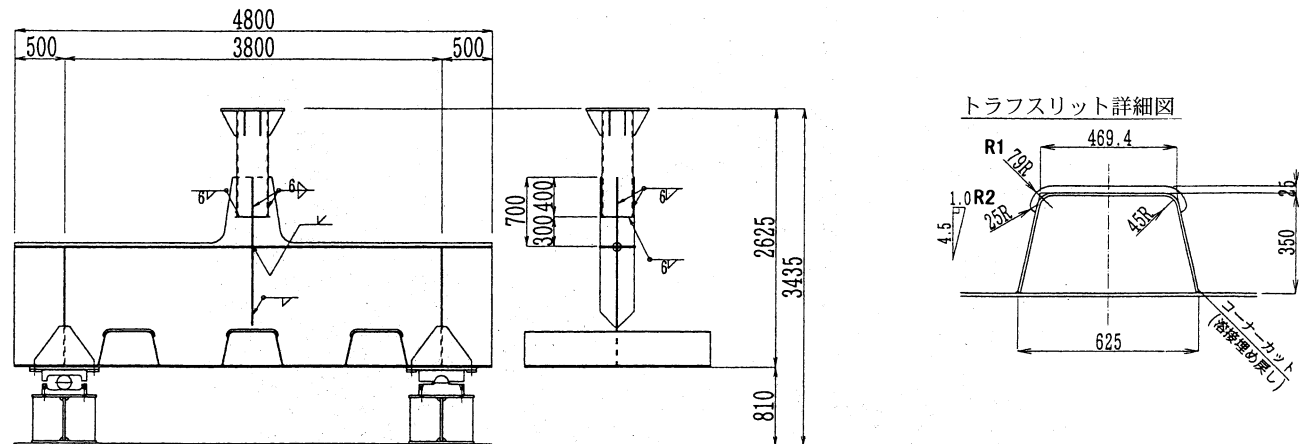


図-2 試験体 (PC-1)

Fig.2 Dimensions of specimen "PC-1"

る。ダイヤフラム設計時には片側3車線に3台T荷重を載荷したときの断面力が算出されているので、これから活荷重1台分による荷重範囲を簡便的に求めるために3で除すと、軸力14.2tf、曲げモーメント0.6tfであり、この組合せによる応力度が鋼管全周に等分布する時の軸力は-21tf程度となる。よって、今回の試験の荷重範囲 $\Delta P=86\text{ tonf}$ は、T活荷重1台あたりの断面力の約4倍に相当する大きさである。

#### 4. 疲労試験結果

疲労試験の状況を写真-1に示す。PC-1は160万回、

PC-2は120万回、PC-3は190万回の繰り返し載荷を行った。発生したきれつは表-3のとおりであり、その発生箇所を図-4に、きれつの進展を図-5に示す。また代表的なきれつの状況を写真-2に示す。なお、きれつは検出時の荷重の繰り返し回数で記録しているが、検出されたきれつには、検出後進展するものと、さほど進展しないもの、および急激に進展して検出時ですでに数cmとなったものがあった。このうち、きれつが進展するものについては検出以前の進展を考慮して、他の進展しないきれつの検出時長さの平均19mmにおける荷重の繰り返し回数を推定している。

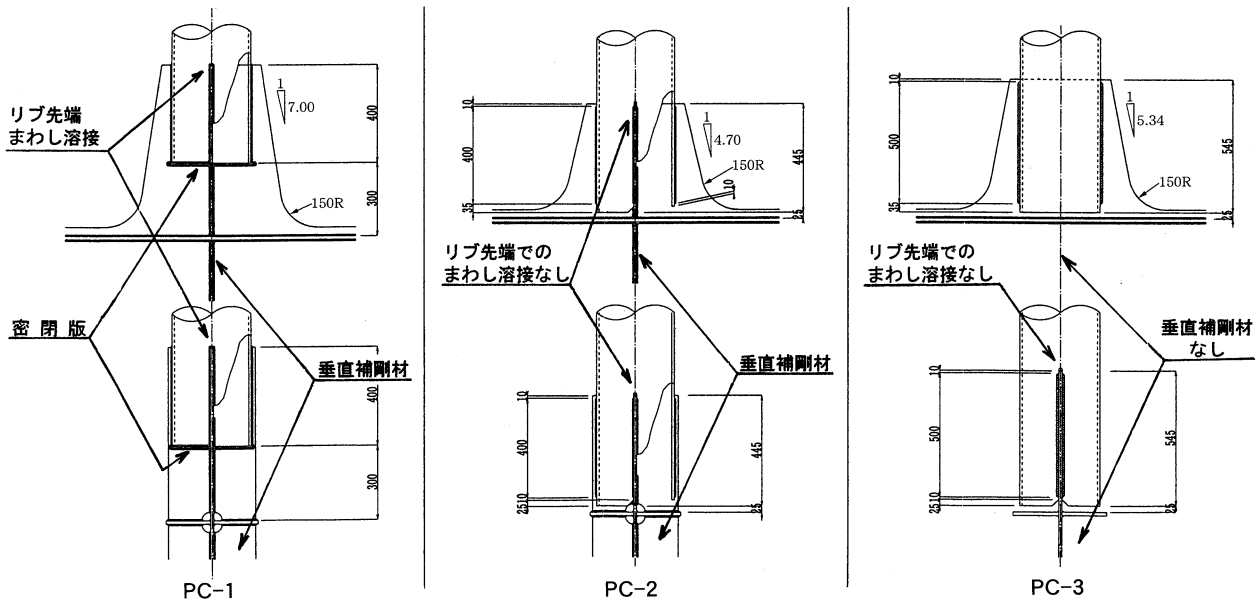


図-3 鋼管継手部の構造

Fig.3 Structures of steel pipe connections

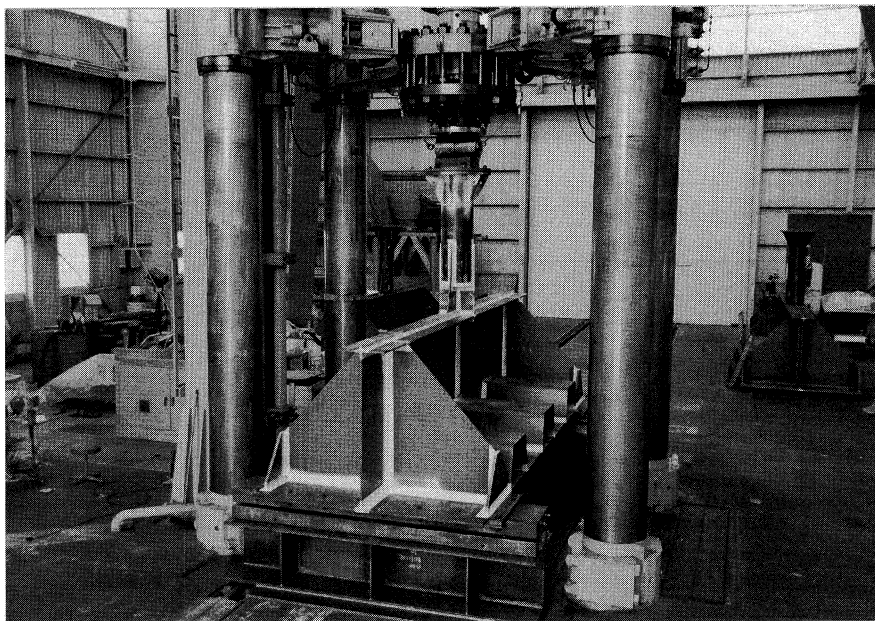


写真-1 疲労試験状況

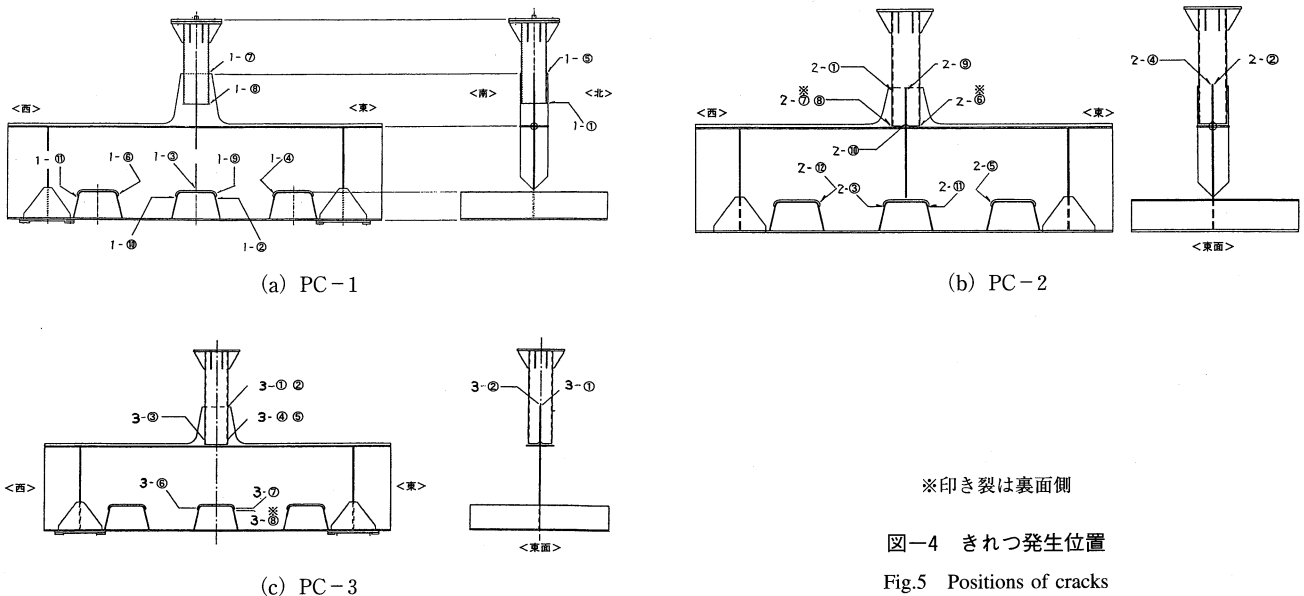
Photo.1 View of fatigue test

表-3 きれつ一覧

Tab.3 List of cracks

試験体	きれつ No.	きれつ 検出箇所	検出回数 ( $\times 10^4$ ) ※	きれつ長さ (mm)		きれつタイプ (図-7参照)
				検出時	終了時	
PC-1	1-①	鋼管終端・密閉版溶接	32.4	22	33	(C)
	1-②	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	49.0	18	35	(E)
	1-③	垂直補剛材・溶接止端	49.0	152	補修	5.3参照
	1-④	トラフスリット・R部	49.0	103	補修	(F)
	1-⑤	割込リブ先端・まわし溶接ルート	66.0 (55.0)	30	111	(A)
	1-⑥	トラフスリット・R部	66.0	78	補修	(F)
	1-⑦	割込リブ先端・まわし溶接ルート	80.0 (63.5)	55	129	(A)
	1-⑧	鋼管終端・密閉版溶接	113.0	16	24	(C)
	1-⑨	トラフスリット・R部	113.0	27	40	(F)
	1-⑩	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	123.0	34	42	(E)
	1-⑪	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	125.0	30	35	(E)
PC-2	2-①	割込リブ先端・すみ肉溶接止端 (ルートへ)	42.0	17	31	(ルートに進展)
	2-②	割込リブ先端・すみ肉溶接止端	42.0 (45.5)	13	47	(B)
	2-③	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	42.0	26	35	(E)
	2-④	割込リブ先端・すみ肉溶接止端	55.0 (40.0)	31	45	(B)
	2-⑤	トラフスリット・R部	60.0	48	補修	(F)
	2-⑥	鋼管終端・すみ肉溶接止端	73.0	8	8	(D)
	2-⑦	鋼管終端・すみ肉溶接止端	73.0	10	15	(D)
	2-⑧	鋼管終端・すみ肉溶接止端	73.0	9	9	(D)
	2-⑨	割込リブ先端・すみ肉溶接止端	96.0	9	11	(B)
	2-⑩	鋼管終端・すみ肉溶接止端	96.0	13	17	(D)
	2-⑪	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	96.0	32	32	(E)
	2-⑫	トラフスリット・R部	112.0	80	132	(F)
PC-3	3-①	割込リブ先端・すみ肉溶接止端	14.0 (14.2)	18	140	(B)
	3-②	割込リブ先端・すみ肉溶接止端	14.0 (17.0)	10	122	(B)
	3-③	鋼管終端・すみ肉溶接止端	22.0 (27.6)	17	93	(D)
	3-④	鋼管終端・すみ肉溶接止端	36.0	11	13	(D)
	3-⑤	鋼管終端・すみ肉溶接止端	53.0 (60.7)	13	65	(D)
	3-⑥	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	97.0	25	39	(E)
	3-⑦	トラフスリットまわし溶接・トラフ側	132.0	25	30	(E)
	3-⑧	トラフスリットまわし溶接・横行側	153.0	10	12	—

※ ( ) 内の数字はきれつ長さ 19 mm の時の繰り返し回数の推定値



## 5. 考 察

### 5.1 鋼管継手部

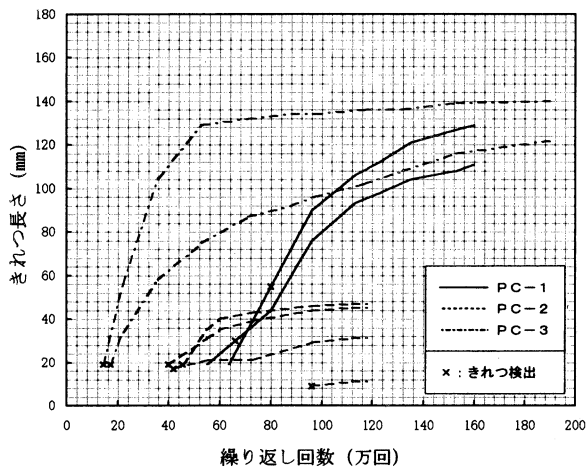
#### (1) きれつ発生部位と検出回数

鋼管継手部におけるきれつ発生部位と検出回数の関係

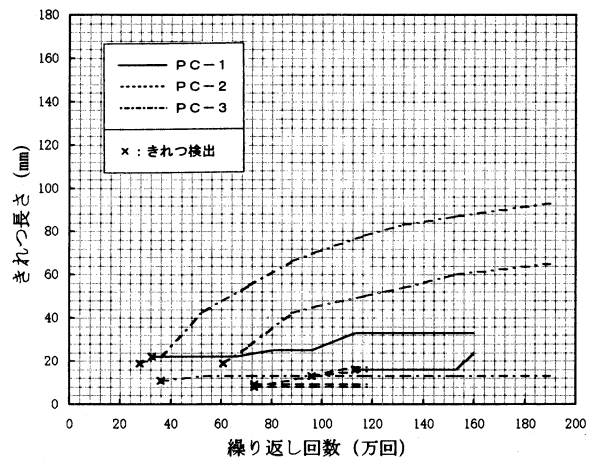
を図-6に示す。これより検出時期の速いものから並べると、

PC-3 (非密閉一枚割込) → PC-1 (密閉十字割込)  
→ PC-2 (非密閉十字割込)

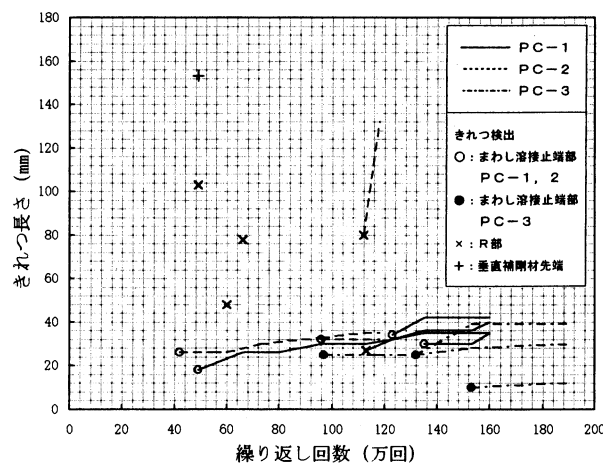
の順になる。しかし、PC-1で最初に検出されたきれつは、早期に発生したもののさほど進展せず、貫通して



(a) リブ先端きれつ進展状況



(b) 鋼管終端きれつ進展状況



(c) 横桁部きれつ進展状況

図-5 きれつの進展状況

Fig.5 Propagation of cracks

いないと考えられる。このきれつは密閉板端部のまわし溶接部に発生したものであり、破面調査は実施していないが、溶接時のスラグ巻き込みの可能性が指摘される。このため製作時に注意すれば防止できる可能性が大きい。この点を考慮に入れると同図から、どの供試体においても割込リブ先端の方が鋼管終端よりも早期にきれつが発生する傾向にあると考えられる。また、非密閉できれつの発生・進展に着目すると、写真-2(B)、(D)にあるようにリブ先端では鋼管側できれつが発生・進展するのに対し、鋼管終端では割込リブ側で発生・進展する。

## (2) 密閉と非密閉の比較

一枚割込のPC-3は力の分担が異なると考えられるため、密閉のPC-1に対して同じく十字割込のPC-2と比較する。密閉板でのきれつを除けば、非密閉のPC-2の方がきれつが早期に発生するものと考えられる。また溶接止端の数が多いためきれつ数が多くなり、密閉のPC-1でのきれつ発生数4箇所に対し、8箇所と2倍になった。しかし、図-5(a)に示すように、特に割込リブ先端できれつの進展を比較すると、PC-2は進展

の大きいものでも40数mmで進展がほぼ終了しているが、PC-1は100mmを超え、160万回の試験終了時でも進展は止まっていなかったものと考えられる。したがって、密閉のために割込リブ先端で溶接をまわしている場合はきれつが発生するとその進展は大きくなるものと判断される。

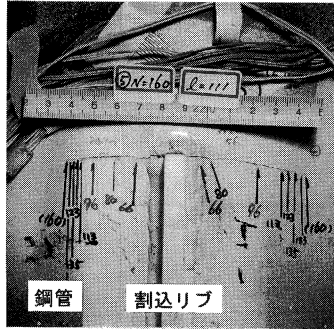
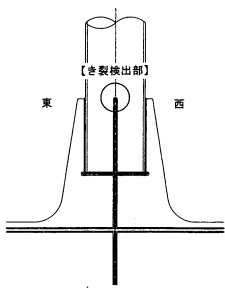
## (3) 十字割込と一枚割込の比較

非密閉のPC-2とPC-3で比較する。図-6より、割込リブ先端、鋼管終端ともに一枚割込のPC-3からきれつが先に発生し、進展も図-5(a)(b)に示すように大きくなる。このため疲労に対しては一枚割込の方が弱いと判断される。PC-3は割込リブ先端では鋼管からの軸圧縮力がより集中しているものと考えられ、鋼管終端では鋼管と横桁フランジの間が一枚板になっているため板曲げを受けやすい構造となっている。

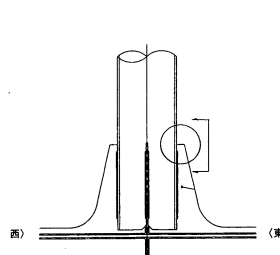
## 5.2 横桁トラフスリット部

横桁部は、PC-1、PC-2に格点部補強としての垂直補剛材があり、PC-3にはない。その他のディテイル

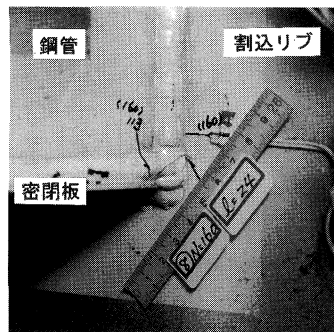
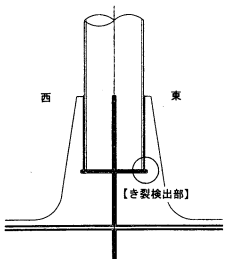
(A) 割込リブ先端まわし溶接



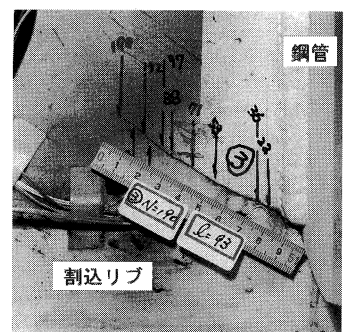
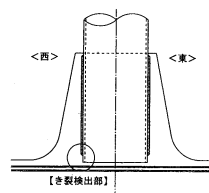
(B) 割込リブ先端でまわし溶接のないすみ肉止端部



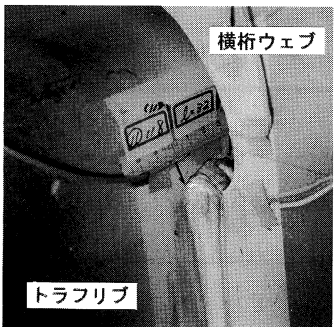
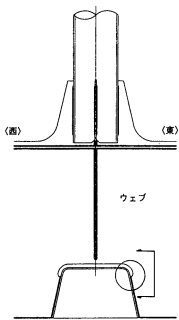
(C) 密閉板端部



(D) 鋼管終端リブすみ肉溶接



(E) トラフスリットまわし溶接部



(F) トラフスリット R 部

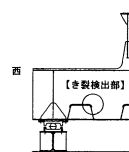


写真-2 代表的なきれつ

Photo.2 Typical cracks

上の違いはない。横桁部で発生したきれつはすべてトラフスリットで発生しており、その検出箇所と検出時期を図-7に示す。

(1) まわし溶接止端部のきれつと R 部のきれつの比較

横桁ウェブに垂直補剛材がなく、ウェブが大きく面外にたわんでトラフスリット端部に面外曲げを生じていた PC-3 を除いて考察する。まわし溶接部に発生したきれつは PC-1 と PC-2 で 5 箇所、R 部のきれつも同じく 5 箇所である。図-7 によると、検出時期の荷重繰り返し回数も平均的に見てあまり差はない。しかし、図-5(c) に示すようにまわし溶接部でのきれつは検出後もあまり進展しないが、R 部に発生するきれつは急激に発生・進展し、補修を必要とした箇所もあった。したがって、実橋において、より注意する必要があるのは R 部のきれつであると考えられる。

(2) 垂直補剛材の有無によるきれつの比較

トラフスリット部に発生するきれつについて垂直補剛材のある PC-1 および PC-2 と、垂直補剛材のない PC-3 で比較すると、前者が合わせて 10 箇所、後者は 3 箇所のみである。きれつの検出時期も PC-1 および PC-2 の方が早い。また PC-3 では急激に進展する R 部のきれつは発生していない。ただし、垂直補剛材がないために、荷重とともにウェブが面外変形し、鋼管直下のウェブ部で最大 4 mm 程度の面外変形が計測されている。

5.3 垂直補剛材先端でのきれつ

以上では鋼管部、横桁部とをそれぞれ分けて考察したが、鋼管部が横桁部のきれつ発生に影響したと考えられるきれつも発生している。PC-1 の横桁ウェブ垂直補

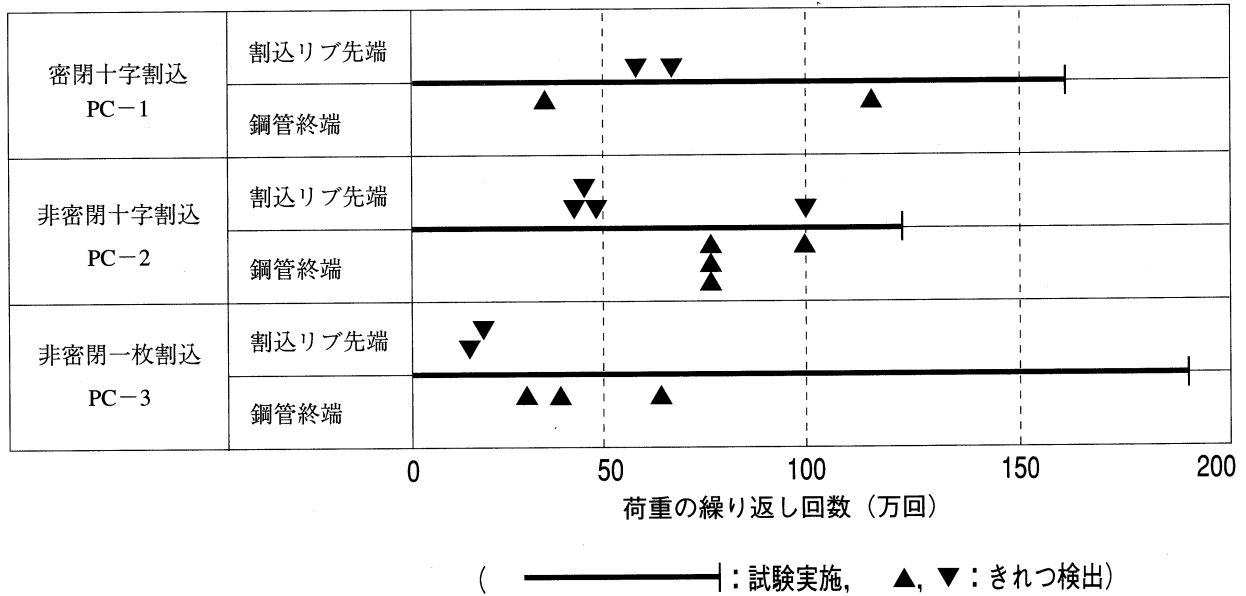


図-6 鋼管継手部きれつ発生部位と検出回数  
Fig.6 Positions and times that cracks were found at steel pipe connections

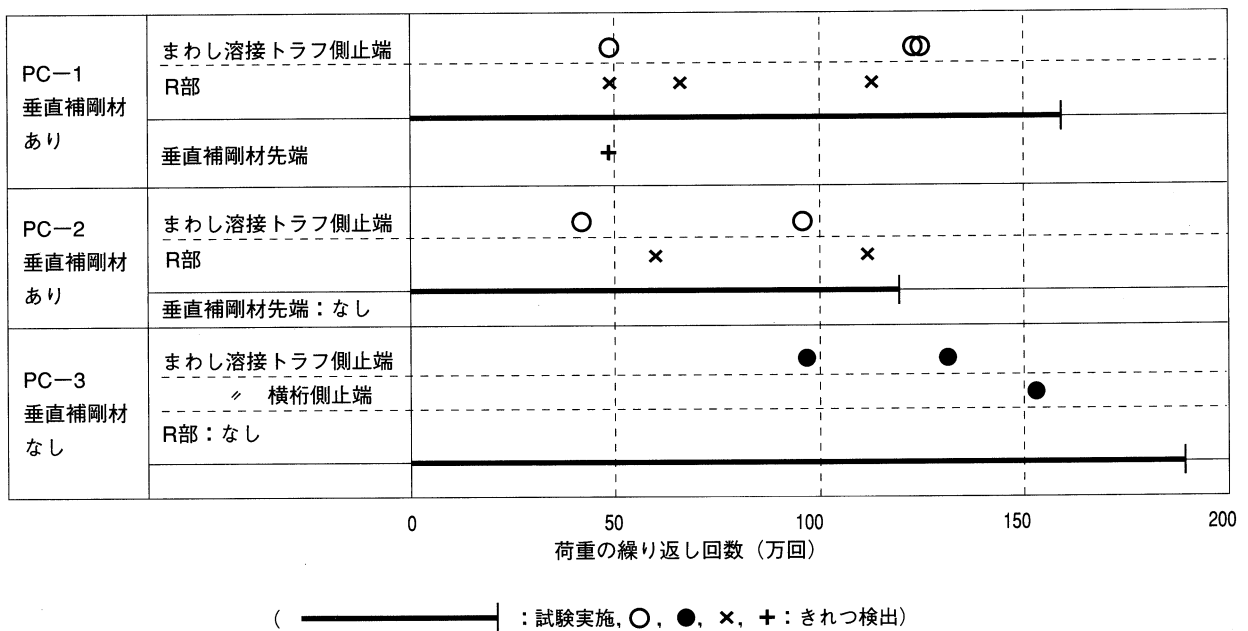


図-7 横桁トラフスリット部きれつ発生部位と検出回数  
Fig.7 Positions and times that cracks were found at slit around bottom of trough rib

剛材先端部からきれつが早期に発生し、垂直補剛材の溶接線沿いに大きく進展した。PC-1は疲労試験前の静的載荷試験時に垂直補剛材先端が横桁ウェブ面外方向に4mm程度変位するのが確認されていた。これは鋼管がわずかに傾いていたため載荷板も傾いており、載荷とともに鋼管を鉛直に正す向きに変位させる力が働いたためであると考えられる。図-8にPC-1とPC-2の静的

載荷試験による主応力線図を示す。これによれば垂直補剛材先端の横桁ウェブで表面引張・裏面圧縮と、面外曲げが生じているのが判る。このためPC-1は49万回時点で添接板による補修をするとともに試験体上部の載荷板にネオプレンゴムを挟むなどして調整した。一方PC-2は鋼管が傾いておらず、垂直補剛材先端における面外曲げもほとんどなく、この箇所でのきれつは発生

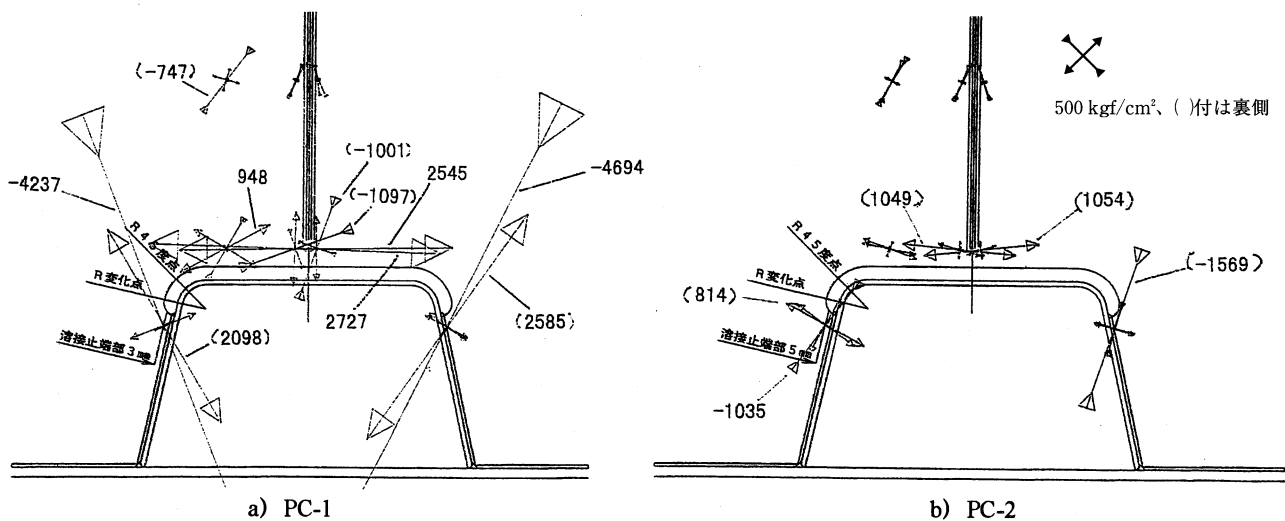


図-8 静的載荷試験による主応力  
Fig.8 Principal stresses at static loading test

しなかった。

鋼管にリブ割込のためのスリット加工を行うと、ガス切断時の熱変形、あるいは製管時の残留応力の解放などを原因として変形が生じる。1体目に製作されたPC-1はこうしたスリットの変形によりわずかな傾きが残る結果となった可能性がある。また今回の試験体は鋼管部の長さが1m程度と短かったために、そのわずかな傾きの影響が垂直補剛材を通じて横桁ウェブに面外曲げを生じさせたものと考えられる。したがって今回の試験体に特有なきれつである可能性もあるが、有害な面外曲げを発生させるような偏角がつかないよう精度を持って鋼管スリット加工と割込リブ溶接を行なう必要があるものと考えられる。さらに、垂直補剛材位置が今回のようにトラフスリット位置にあるのではなくトラフリブ間にあった場合の挙動も確認すべきである。この場合、垂直補剛材はデッキプレートまで伸ばすのではなく、その先端とデッキプレートの間を間隔を開けることが望ましいと考えられる。また5.2で述べたように横桁ウェブに垂直補剛材がない方が進展の大きいきれつを発生させないことから十字割込の場合に垂直補剛材が省略できるか否か、今後の課題として挙げられる。

## 6. ま と め

- 1) 鋼管の継手形式が割込みリブ形式の時、疲労きれつはリブ先端から発生し、鋼管終端部のきれつはその後に発生する。
- 2) 割込リブを一枚にすると、きれつは早期に発生し、リブ先端部と鋼管終端で発生するきれつはともに進展が大きくなる。

このため疲労の影響を受ける場合には一枚割込は

避けるべきである。

- 3) 防錆のため鋼管内部を密閉構造にする場合には、鋼管継手部における鋼管スリットと割込リブ、および鋼管と密閉板との溶接の施工は十分検討する必要がある。とくに割込リブ先端のまわし溶接部はきれつが発生すると進展が大きくなる可能性があるので注意を要する。
- 4) 鋼管は、取り合う部材に有害な面外曲げを生じさせることのないように組み立てなければならない。そのため鋼管のスリット加工、鋼管の組立、割込リブの溶接の一連の作業は十分な精度をもって行なうものとする。
- 5) 上記2)より、鋼管と横桁の継手は十字割込にすべきであるが、十字割込の場合に必要なと考えられている横桁ウェブの垂直補剛材を設けると、トラフスリットR部に大きく進展するきれつが発生する。このため、垂直補剛材の配置・高さ等によってトラフスリット部での疲労強度の改善が図れないかどうか、今後の課題である。

## あとがき

本疲労試験は本四鋼上部構造委員会疲労分科会の指導のもとに行なわれた。分科会主査の東京工業大学三木千壽教授をはじめとする各委員、および試験を実施した(株)日本建設機械化協会建設機械化研究所の各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、(株)日本鋼構造協会、1993年4月

# 主塔・主桁に用いる補剛板の初期たわみの実測データ

Measured Data on Initial Deflection of Stiffener to Tower and Girder

企画開発部 (前) 設計部 企画課長代理 大橋 治一  
設計第二課長代理 Harukazu Ohashi

第三建設局建設部 設計課長代理 森山 彰  
Akira Moriyama

第三建設局向島工事事務所 第一工事長代理 山口 和範  
Kazunori Yamaguchi



## 概要

吊橋や斜張橋の主塔、主桁に用いる補剛板の初期たわみについて、実橋のデータを計測した。主塔については来島大橋および多々羅大橋を、主桁については多々羅大橋の鋼床版箱桁を対象に計測し、座屈設計・製作上の規定値との比較を行った。

The data were measured on initial deflection of stiffeners used to towers for suspended structures and main girders. Measurement was done on the Kurushima and Tatara bridges for the tower, and on the steel box deck of Tatara. The data were collated and compared to the specified values in the buckling design and fabrication.

## 1. まえがき

鋼橋の座屈設計においては、部材および補剛材に対して実験的に求められた基準耐荷力曲線が使用されている。この基準耐荷力曲線には、部材および補剛板に避けることのできない初期不整（初期たわみ、残留応力）の影響が考慮されており、これを保証するために道路橋示方書では表-1に示すように、製作時の部材の曲がり、板の平面度に対する許容誤差を定めている<sup>1)</sup>。本四連絡橋のような道路橋示方書の適用範囲を超える長大吊橋や長大斜張橋の主塔に対しては、これらの他に鉛直度の規定（製作時に  $h/10,000$ ）を設けている<sup>2)</sup>。

これまでに実施された初期不整の実測結果は座屈設計ガイドライン等<sup>3)-7)</sup>に整理されているが、主塔のような厚肉板材を用いた箱断面での実測値が無く、また、鋼床版のような閉断面リブを用いた補剛板の実測値は少ない。

表-1 部材の製作精度の規定（道路橋示方書より）

Tab.1 Specifications on tolerance in fabrication (from the Highway Bridge Standards)

項目	許容値
板の平面度 $\delta$ (mm)	プレートガーダーおよびトラスなどの部材の腹板 $h/250$ $h$ ; 腹板高 (mm)
	箱桁およびトラスなどのフランジ、鋼床版のデッキプレート $W/150$ $W$ ; 腹板またはリブの間隔 (mm)
圧縮部材の曲がり $\delta$ (mm) 注)	$L/1,000$ $L$ ; 部材長 (mm)

注) 部材に対する基準であり、圧縮補剛版に適用する場合は参考値もしくは、準用基準となる。

これらの初期不整が把握できれば実橋の耐荷力の評価（基準耐荷力曲線の見直し）が将来的に可能となること、特に多々羅大橋の主桁断面は局部座屈により決定され、座屈強度は初期不整を考慮した弾塑性有限要素解析によって確認されていることから解析で考慮した初期不整に対する実測値の確認が必要であること<sup>7)</sup>等から、実橋での計測データの蓄積が望まれている。

本文は、主塔については来島大橋および多々羅大橋を、主桁については多々羅大橋を対象に初期たわみを計測し、座屈設計・製作上の規定値との比較を行った結果を報告する。

## 2. これまでの実測結果のまとめ

溶接残留応力に関しては、吊橋主塔において実測され、圧縮の最大値は10%程度と柱の基準耐荷力曲線の仮定値に比べて低いことが明らかになっている<sup>4)</sup>。鋼床版については、圧縮の最大値は概ね30%程度である。

一方、初期たわみについてはデッキプレート12mmのUリブ補剛板（鋼床版）に対して計測された実測結果が報告されている。鋼床版は縦リブと横リブが直交する縦横補剛板であるため、初期たわみは橋軸方向および橋軸直角方向断面に表れる複雑な形状となっている。

## 3. 初期たわみの実測

### 3.1 主塔の補剛板

実測した来島大橋および多々羅大橋の主塔は、隅切りを有するモノセル断面であり、それぞれの数ブロックに



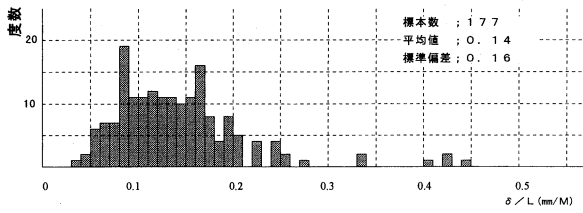
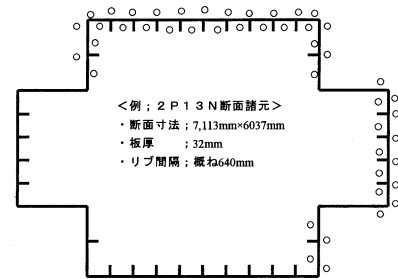


図-2 塔柱ブロックの初期たわみ度数分布

Fig.2 Histogram of initial deflection of tower block



(断面図)

コーナーの計測点は、コーナーポイントから100mmの位置とする

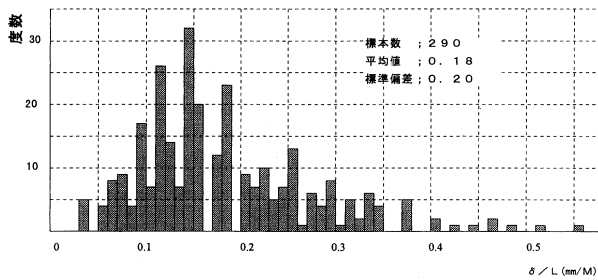


図-3 塔柱ブロックのダイヤフラム間初期たわみ度数分布

Fig.3 Histogram of initial deflection between diaphragms of tower block

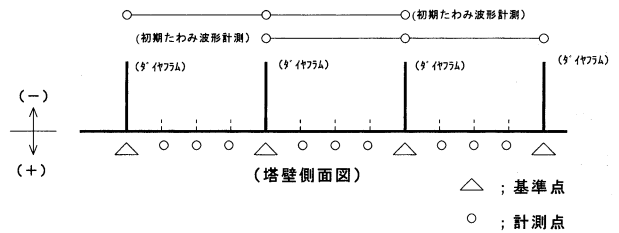


図-4 多々羅大橋塔柱初期たわみ計測要領

Fig.4 Procedure of measurement on Tatara Bridge tower

表-4 多々羅大橋主塔部材初期たわみ測定結果

Tab.4 Results of measurement on Tatara Bridge tower

計測ブロック	板圧 (mm)	縦リブ隅肉 溶接サイズ (mm)	材質	ダイヤフラム 間隔 (M)	項目	初期たわみ波形						合計 もしくは 最大値
						A ケース1	B ケース2	C ケース3	D 高次モード 同方向	E 高次モード 逆方向	F その他	
2P13N	32	8	SM490Y	3.0+3.0+3.0	発生数	14	28	24	17	7	0	90
					発生率	15.6	31.1	26.7	18.9	7.8	0.0	100.0
					最大たわみ	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	0.0	2.0
2P13S	32	8	SM490Y	3.0+3.0+3.0	発生数	43	26	7	8	10	0	94
					発生率	45.7	27.7	7.4	8.5	10.6	0.0	100.0
					最大たわみ	1.3	1.2	1.0	1.2	1.0	0.0	1.3
2P17N	28	8	SM490Y	2.3+2.0+2.0	発生数	20	12	16	3	5	26	82
					発生率	24.4	14.6	19.5	3.7	6.1	31.7	100.0
					最大たわみ	2.5	1.0	1.5	1.0	1.0	1.0	2.5
3PT10S	32	8	SM490Y	3.0+3.0+3.0	発生数	0	65	7	1	1	20	94
					発生率	0.0	69.1	7.4	1.1	1.1	21.3	100.0
					最大たわみ	0.0	2.0	1.5	1.0	3.0	1.0	3.0
3PT19N	28	8	SM490Y	2.9+2.9	発生数	6	16	4	0	0	14	40
					発生率	15.0	40.0	10.0	0.0	0.0	35.0	100.0
					最大たわみ	0.5	1.5	1.5	0.0	0.0	0.5	1.5
3PT22N	22	7	SM490Y	1.7+1.7+1.7	発生数	12	18	6	1	2	6	45
					発生率	26.7	40.0	13.3	2.2	4.5	13.3	100.0
					最大たわみ	1.5	2.0	1.5	1.0	1.5	1.0	2.0
合計もしくは最大値					発生数	95	165	64	30	25	66	445
					発生率	21.3	37.1	14.4	6.7	5.6	14.8	100.0
					最大たわみ	2.5	2.0	2.0	2.0	3.0	1.0	3.0

たわみの形状を計測した。計測位置は塔柱断面の約 1/2 を対象に縦リブ位置および縦リブ間の中間位置を計測した。計測結果を表-4 に示す。この表の初期たわみ波形、TYPE (A~E) を図-5 に示す。

最大たわみは 3mm であり、初期たわみ  $\delta/L$  が 1.0 (mm/M) を超える箇所があった。

また、初期たわみ波形の内、座屈波形に類似し、比較的座屈し易いと考えられる TYPE-C は全体の 14% 程度であった。

多々羅大橋と来島大橋のダイヤフラム間の初期たわみの最大値を表-3 及び表-4 により比較すると、多々羅大橋の初期たわみの方が大きい傾向にあった。

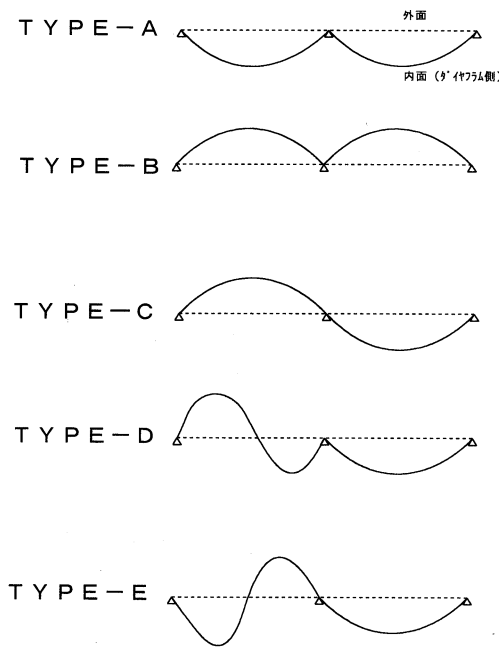


図-5 塔柱初期たわみ波形

Fig.5 Waveform of initial deflection on tower block

### 3.2 斜張橋主桁のUリブ補剛板

#### (1) 初期たわみ計測方法

多々羅大橋の主桁は前述のように局部座屈により圧縮強度が決定され、その強度は解析によって初期たわみの大きさと関連づけられている。そこで、製作時には初期たわみの許容値 ( $\delta/L < 1.0$  (mm/M)) を設定し、製作管理を行った。

初期たわみは橋軸方向および橋軸直角方向断面に生じるが、これを全ての部材に対して計測することは極めて煩雑で労力を要するので、図-6 に示すように格子間の斜め線上で初期たわみの計測を行った。

#### (2) 計測結果

計測結果を板厚 (10 mm~22 mm) 別に初期たわみの無次元量  $\delta/L$  (初期たわみ/橋軸方向格子間隔) および初期たわみ波形のタイプの度数を整理したものを表-5~表-13 に示す。ここでの初期ひずみ波形のタイプは図-7 に示すとおりである。

ここでの表示も、ミリメートル表示した初期たわみをメートル表示した横リブもしくはダイヤフラムの間隔で除しているため、初期たわみ  $\delta/L = 1.0$  (mm/M) は 1/1,000 を意味する。

全板厚に対して初期たわみ ( $\delta/L$ ) を整理したものを図-8 にまた、初期たわみ波形のタイプを整理したものを表-13 に示す。

全データ (板厚; 10 mm~22 mm) の初期たわみ ( $\delta/L$ ) の平均値は 0.36 (mm/M)、標準偏差は 0.44 (mm/M) となっている。板厚別集計値は、この値と比較して有意な差はなかった。

また、初期たわみの上限値を 1.0 (mm/M) に規定していたことから、これを超えるものはなかったが、初期たわみ ( $\delta/L$ ) が 0.8 以上のものは全体の 1 割程度となっている。

初期たわみの波形の内、座屈波形に類似した TYPE-3 は全体の 13% 程度であった。全体の傾向としては溶接した側にたわむ「痩せ馬」型 (TYPE-1) の変形が多かった。

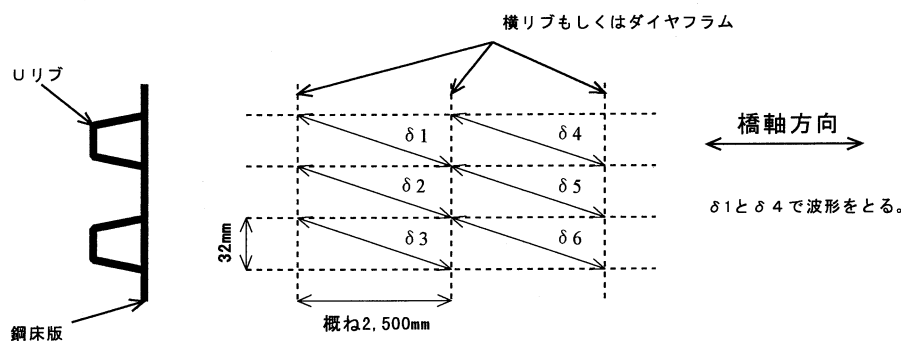


図-6 多々羅大橋鋼桁初期たわみ計測要領

Fig.6 Procedure of measurement on Tatara Bridge deck

表5-12 鋼桁初期たわみ集計

Tab.5-12 Summary of initial deflection on steel deck

表一5(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚10mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	84	23.0
0.080	1	0.3
0.120	3	0.8
0.200	67	18.3
0.400	88	24.0
0.444	10	2.7
0.560	1	0.3
0.600	52	14.2
0.667	9	2.5
0.720	2	0.5
0.800	45	12.3
0.880	1	0.3
0.889	2	0.5
1.000	1	0.3
合計	366	100.0
平均		0.362
標準偏差		0.452

表一6(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚11mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	77	9.2
0.200	212	25.3
0.213	22	2.6
0.400	278	33.2
0.426	28	3.3
0.600	147	17.6
0.638	8	1.0
0.800	64	7.6
1.000	1	0.1
合計	837	100.0
平均		0.377
標準偏差		0.433

表一7(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚12mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	278	15.9
0.160	2	0.1
0.200	390	22.3
0.222	18	1.0
0.240	3	0.2
0.320	1	0.1
0.400	481	27.5
0.444	24	1.4
0.600	251	14.4
0.667	17	1.0
0.800	238	13.6
0.889	10	0.6
0.920	1	0.1
1.000	35	2.0
合計	1749	100.0
平均		0.391
標準偏差		0.474

表一8(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚13mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.200	4	8.9
0.230	1	2.2
0.400	3	6.7
0.460	3	6.7
0.600	12	26.7
0.690	1	2.2
0.800	14	31.1
0.920	7	15.6
合計	45	100.0
平均		0.648
標準偏差		0.676

表一5(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚10mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	138	55.4
2	47	18.9
3	15	6.0
4	24	9.6
5	15	6.0
6	10	4.0
合計	249	99.9

表一6(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚11mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	284	51.4
2	39	7.1
3	89	16.1
4	16	2.9
5	29	5.3
6	95	17.2
合計	552	100.0

表一7(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚12mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	539	42.7
2	168	13.3
3	143	11.3
4	87	6.9
5	82	6.5
6	244	19.3
合計	1263	100.0

表一8(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚13mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	12	100.0
2	0	0.0
3	0	0.0
4	0	0.0
5	0	0.0
6	0	0.0
合計	12	100.0

表一9(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚14mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	365	22.0
0.200	352	21.2
0.208	13	0.8
0.213	24	1.4
0.220	11	0.7
0.400	363	21.9
0.417	15	0.9
0.462	6	0.4
0.444	13	0.8
0.600	389	23.5
0.625	10	0.6
0.638	3	0.2
0.800	89	5.4
0.830	2	0.1
1.000	3	0.2
合計	1658	100.0
平均		0.337
標準偏差		0.416

表一10(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚16mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	258	17.7
0.200	443	30.3
0.230	27	1.8
0.250	4	0.3
0.400	397	27.2
0.460	34	2.3
0.500	11	0.8
0.600	148	10.1
0.690	18	1.2
0.750	9	0.6
0.800	99	6.8
0.920	2	0.1
1.000	11	0.8
合計	1461	100.0
平均		0.326
標準偏差		0.402

表一11(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚19mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	9	25
0.200	5	13.9
0.230	1	2.8
0.250	3	8.3
0.400	6	16.7
0.460	0	0
0.500	5	13.9
0.600	1	2.8
0.690	4	11.1
0.750	2	5.6
合計	36	100
平均		0.326
標準偏差		0.406

表一12(1) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚22mm)

$\delta/L$ (mm/M)	度数	頻度 (%)
0.000	13	19.1
0.200	11	16.2
0.217	3	4.4
0.333	1	1.5
0.400	12	17.6
0.435	6	8.8
0.600	8	11.8
0.652	6	8.8
0.667	2	2.9
0.800	3	4.4
0.870	3	4.4
合計	68	100
平均		0.377
標準偏差		0.456

表一9(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚14mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	348	35.3
2	171	17.3
3	123	12.5
4	103	10.4
5	120	12.2
6	122	12.4
合計	987	100.0

表一10(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚16mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	632	40.9
2	284	18.4
3	245	15.9
4	107	6.9
5	148	9.6
6	129	8.3
合計	1545	100.0

表一11(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚19mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	12	50.0
2	6	25.0
3	0	0.0
4	2	8.3
5	3	12.5
6	1	4.2
合計	24	100.0

表一12(2) 鋼桁初期たわみ集計  
(板厚22mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	5	45.5
2	3	27.3
3	3	27.3
4	0	0.0
5	0	0.0
6	0	0.0
合計	11	100.0

表-13 鋼桁初期ひずみタイプ別集計

Tab.13 Break downs in types of deflection of steel deck

(板厚10mm~22mm)

TYPE	度数	頻度 (%)
1	1970	42.4
2	718	15.5
3	618	13.3
4	339	7.3
5	397	8.6
6	601	12.9
合計	4643	100.0

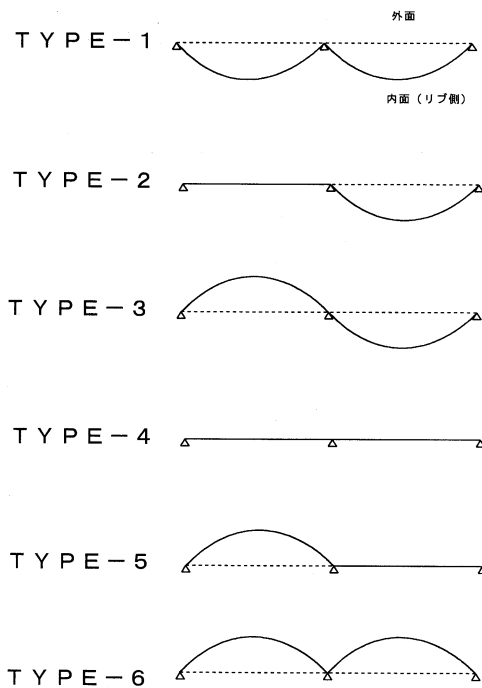


図-7 鋼桁初期たわみ波形

Fig.7 Waveform of initial deflection on deck

#### 4. まとめ

##### (1) 主塔

- ① 来島大橋のダイヤフラム間の初期たわみ  $\delta/L$  は平均で 0.18 (mm/M)、標準偏差で 0.20 (mm/M) となっており、多々羅大橋の鋼桁に比べて平均値、標準偏差とも 1/2 程度となっている。
- ② 来島大橋のダイヤフラム間の初期たわみ  $\delta/L$  の標準偏差は大きく、変動係数 (標準偏差/平均値) は 1 以上の値となっている。
- ③ 多々羅大橋主塔の初期たわみの波形の内、座屈波形に類似した波形 (図-7 の TYPE-3) の発生頻度は 15% 以下であった。

##### (2) 主桁

- ① 多々羅大橋の鋼桁の初期たわみ  $\delta/L$  は平均で 0.36

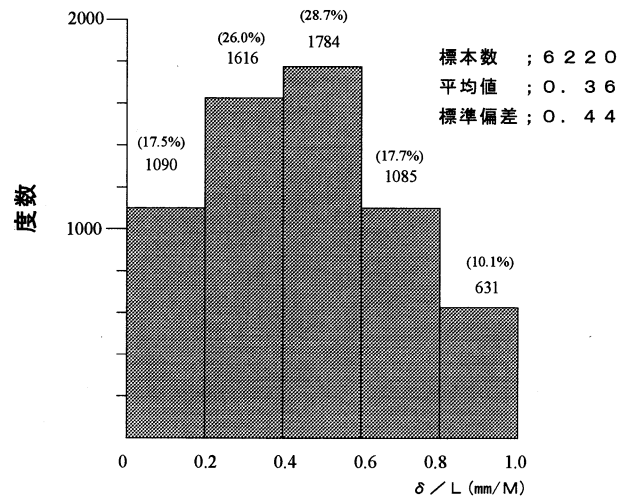


図-8 鋼桁初期たわみ度数分布

Fig.8 Histogram of initial deflection of deck

(mm/M)、標準偏差で 0.44 (mm/M) となっている。本橋では座屈設計により、初期たわみ  $\delta/L$  の上限を 1.0 (mm/M) に規定していたことから、この値を超えることはなかった。

- ② 多々羅大橋の鋼桁の初期たわみ  $\delta/L$  の標準偏差は大きく、変動係数 (標準偏差/平均値) は 1 以上の値となっている。
- ③ 初期たわみの波形は、「痩せ馬」型の変形の発生頻度が 42% で最も高く、変形座屈波形に類似した波形 (図-7 の TYPE-3) の発生頻度は 13% であった。

#### 5. あとがき

初期たわみの計測に当たっては、来島大橋主塔工事 JV、多々羅大橋上部工工事 JV に協力して頂いた。この紙面を借りてお礼を申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)、日本道路協会
- 2) 鋼橋等製作基準、本州四国連絡橋公団
- 3) 座屈設計ガイドライン、土木学会
- 4) 奥川、高城、大江：鋼圧縮部材の残留応力調査、本四技報、No 68、1993.10、pp.2-8
- 5) 小松、北田、渡辺他：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究、JSSC、VOL. 16、No. 170、1980.4、pp.11-43
- 6) 北田、中井、古田：閉断面補剛材を有する補剛版の初期不整に関する研究、土木学会論文集、No.428/I-15、1991.4、pp.127-136
- 7) 大橋、依田、樋口：長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データとその圧縮強度、土木学会論文集、No.549/I-37、1996.10、pp.55-64

# 鋼床版実物大試験体の載荷試験結果

Results of Static Loading Test on a Full-Sized Steel Deck Specimen

企画開発部  
(前) 設計部

企画課長代理  
設計第二課長代理

大橋 治一

Harukazu Ohashi



設計部

設計第二課

梁取 直樹

Naoki Yanadori

## 概要

従来の鋼床版構造に比べてデッキプレートを厚板化、トラフリップを大型化して横リブ間隔を拡げた鋼床版構造について、疲労に対する弱点部とされる箇所を計測するために実物大供試体を製作し、実トラックによる載荷試験を行った。

これによりトラフリップ現場継手部およびトラフリップ・横リブ交差部における応力について知見が得られた。

To simplify the steel deck structure for bridges, now being studied is thickening the deck plate, making trough ribs bigger, and reducing the number of the transverse beams. Although such structures would make fabricating process simpler, they should be taken into account the local stress concentration caused by the deflection of longer trough ribs. Hence, a loading test was done with using a full-sized specimen and a truck. Through this test we obtained knowledge on stresses at trough rib joints connected on site, and at cross structure of trough ribs and a transverse rib.

## 1. はじめに

長大吊橋の補剛箱桁に関しては、従来の鋼重を最小にするために各部材を薄板化した構造にかえて、鋼重の増を抑えつつ各部材の厚板化・大型化することによって構造を簡素化することを検討している。これはデッキプレート厚板化やトラフリップの大型化によって床版の剛性を高め、ダイヤフラム間隔を大きく取ってその枚数を減らすなど、主に部材数の減によって製作工数の低減を図るものである。

しかしこのような構造は一部材の長さが大きくなり、応力度照査を満たしても部材の変形・たわみ角を増加させ、結果として断面設計上考慮されない局部での応力が大きくなってしまふことも考えられる。図-1に示すように、横リブ間隔を拡げた構造においては、トラフリップのたわみが大きくなり、トラフスリット端部の応力集中、とりわけ面外曲げを増大させる恐れがある。こうした横リブ間隔の拡大に伴う挙動の変化については立体FEM解析を実施しているが、さらに多くの着目点に対し、より実構造物の挙動に近い試験体の実測を行うため、実物大の鋼床版試験体を製作し、実トラックによる載荷試験を行った。

### 1.1 合理化鋼床版の構造検討

鋼床版はデッキプレートに縦リブが溶接され、その縦リブを支持するために直交する横リブが配置される複雑な構造となっている。このため、この交差部では溶接が機械化できず、溶接工の手作業による箇所が多い。また

従来の鋼床版は厚さ 12 mm のデッキプレート、厚さ 6 mm のトラフリップを用いていた。これは鋼重を最小限にすることを念頭に置いて規定の最小値をとったものである。こうした薄板の溶接集成構造であるため、挙動も複雑であり、供用後の疲労き裂の発生が報告されるようになってきている。

これに対し、デッキプレートを厚くし、縦リブとして従来よりも大型化されたトラフリップを使う構造が検討されている。この構造は主に製作工数を減少させることがその着眼点である。鋼床版の剛性が大きいため、横リブ間隔を拡げ、その本数を減少させることができる。これは縦リブ・横リブ交差部の箇所を減らすことになり、疲労き裂の発生しやすき箇所を減らすことにつながる。また、デッキプレートを厚くすることにより鋼重増が生じる場合には、舗装の薄層化により死荷重の増加を抑えることも別途検討中である。

デッキプレート厚の鋼重比較を図-2に示す。これはデッキプレート、トラフリップ、ダイヤフラムの組合せによる概算である。これによれば厚 24 mm では鋼重が大幅に増となるが、厚 18 mm は縦リブ支間を 9 m 位にとれば鋼重増がそれほどでないことが分かる。このため

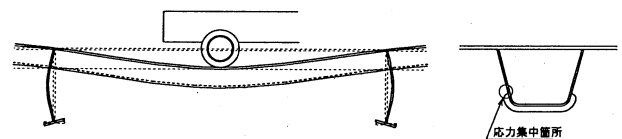


図-1 縦リブ支間延長による変形のイメージ

Fig.1 An image of deflections caused by a truck wheel on longer-spanned trough rib

理化鋼床版の検討においてはデッキプレート厚を18mm、あるいは板厚として一般的に用いられる19mmとし、縦リブ支間9mを目標とした。

長大吊橋の1箱桁形式の補剛桁において設計応力上問題のない範囲でトラフリブの幅を大きくし、数量の比較を行った結果を表-1に示す。これによれば鋼重は若干増であるが、部材数や溶接延長は共に減となっている。特に溶接工の手作業による割合が大きいダイヤフラムの溶接延長は大幅な減少が見られる。以上より、合理化箱桁が製作面での省力化につながっているものと考えられる。

一方、製作費については主に、材料費、大型部材の製作、小型部材の製作、溶接、対傾構・横構部材の製作等からなる。このうち大型部材の製作、小型部材の製作工数は下式で表される。

$$Y = A \times P \times Q$$

凡例	Deck pl.厚	リブ重量 (1本あたり)	ダイヤフラム (1枚あたり)
——	12 mm	33 kgf/m	12 tonf/枚
---	18 mm	80 kgf/m	24 tonf/枚
----	24 mm	139 kgf/m	24 tonf/枚

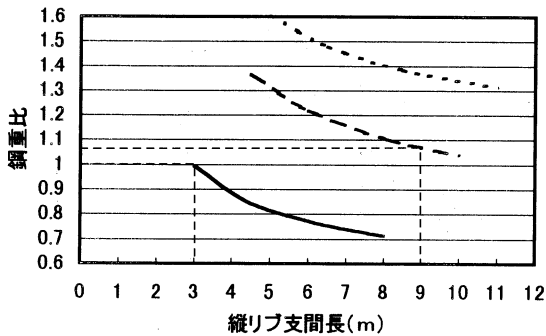


図-2 デッキプレート厚による鋼重比較

Fig.2 Comparison of steel deck weight by thickness of deck plate

表-1 合理化箱桁の数量比較

Tab.1 Comparison of amounts of steel for improved box-girder with ordinary

6車線1箱桁27mあたりの試算数量		従来案	合理化案		
鋼床版	断面	Deck PL	t=12mm	t=18mm	
		縦リブ	46-U.Rib 320×280×6	24-U.Rib 625×350×9	
		縦リブ間隔	640mm(320+320)	1,250mm(625+625)	
	数量	鋼重(tf)	130	181	
		塗装面積(m <sup>2</sup> )	1,440	1,260	
		材料数(個)	762	396	
	溶接延長(m)	5,820	5,920		
ダイヤフラム	断面	上横リブ	H=800mm	H=1,200mm	
		下横リブ	H=500mm	H=500mm	
		斜材	2-L 175×175×15	2-Pipe φ 406.4×12.7	
	数量	鉛直材	2-L 175×175×16	2-Pipe φ 318.5×10.3	
		ダイヤフラム間隔	3.0m	9.0m	
		鋼重(tf)	95	47	
概算数量合計	塗装面積(m <sup>2</sup> )	1,890	700		
	材料数(個)	1,017	417		
	溶接延長(m)	3,410	1,380		
	鋼重(tf)	225	228	+1%	
	塗装面積(m <sup>2</sup> )	3,330	1,960	▲41%	
	材料数(個)	1,779	813	▲54%	
	溶接延長(m)	9,230	7,300	▲21%	

注: 溶接延長はすみ肉6mm換算値

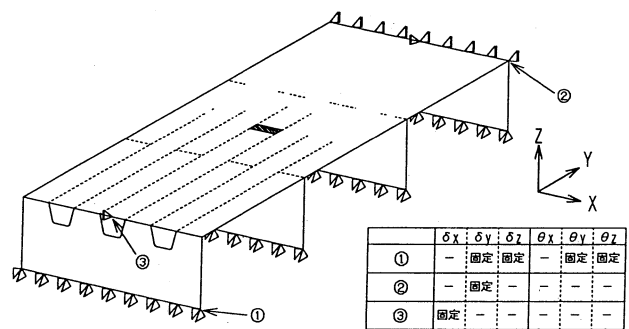
ここに、Y:製作工数, A:材片数, P:標準工数, Q:1材片当たり重量による影響係数

この式から、表-1に示すような合理化鋼床版では部材数が大幅に減少していることから、1部材あたりの重量が特に大きくならない限り、工費縮減の効果があるものと考えられる。

## 1.2 縦リブ支間が横リブの変形挙動に与える影響

合理化箱桁の鋼床版は、ダイヤフラム間隔、すなわち縦リブ支間(L)を延長した鋼床版となっており、図-1に示した変形の増大による応力集中の増加を招く恐れが指摘されている。そこで現在の鋼床版において疲労き裂の発生が多く報告されているトラフスリット部の挙動の変化について立体FEM解析を実施した。

図-3に鋼床版の解析モデルを表す。各トラフリブのサイズは支間中央載荷時のトラフリブ下縁応力度がほぼ同じ(950 kgf/cm<sup>2</sup>程度)になるように設定した。荷重としては10 tonf 輪荷重1個を載荷した。以下に示す解



支間割	Deck PL.厚 (mm)	トラフリブ断面 (mm)	横リブウェブ厚	横リブ桁高	摘要
3@3 m	12	320×280×6	12 mm	900 mm	従来型鋼床版
3@6 m	18	480×280×8			合理化鋼床版
3@9 m	18	480×320×8			

図-3 鋼床版構造モデル

Fig.3 Finite element model of steel deck structure

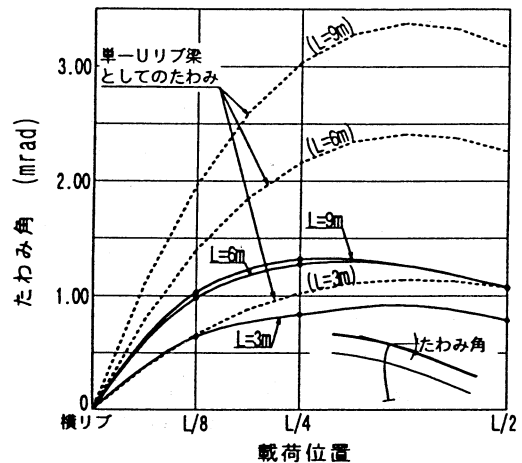


図-4 載荷位置と横リブ位置たわみ角

Fig.4 Deflection angle at the transverse beam by loading position

析結果は輪荷重をトラフリブ中心線上に載荷したときの  
ものである。図-4に示すように中間横リブ位置での  
デッキ面のたわみ角を、単一トラフリブ桁として算出  
した時のたわみ角と比較すると、トラフリブ支間長 $L=6$   
 $m$ 、 $9m$ では桁との差が大きくなり、 $6m$ と $9m$ 同士は  
差があまりない。図-5に横リブ位置でのたわみ角の橋  
軸直角方向の分布を示す。 $L=3m$ の時は直下のトラフ  
リブ一本で荷重を支えるが、縦リブ支間が延長されると  
荷重の影響が橋軸直角方向にも分散し、桁としてのたわ  
み角と異なる結果になったことが分かる。

次に、面外曲げモーメントを橋軸直角水平軸周りの鉛  
直曲げと、鉛直軸回りの水平曲げに分けて図-6に示す。  
横リブ位置のデッキ面でのたわみ角と、着目するトラフ  
スリット部の面外曲げモーメントは比例関係にあること

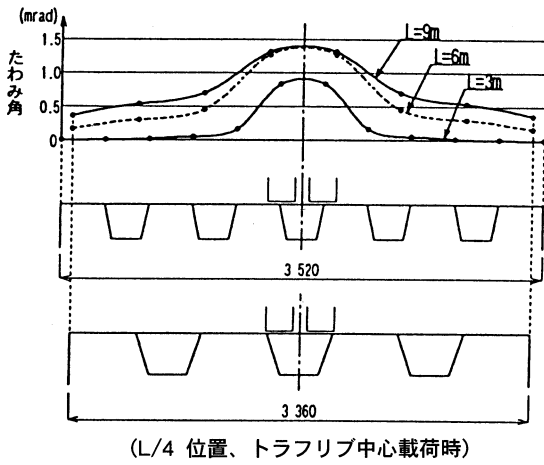


図-5 横リブ位置におけるたわみ角分布

Fig.5 Distribution of deflection angle along the transverse beam

が分かっており、この場合も $L=3m$ に比べて $L=6$   
 $m$ 、 $9m$ は増加し、 $6m$ と $9m$ はさほど差がない結果と  
なっている。また、水平曲げについては $L=6m$ 、 $9m$   
の時に3倍近い増加となることが着目される。

この面外曲げによる応力の占める割合は、図-7に示  
すように着目したトラフスリット部の面内力も含めた  
ミーゼス相当応力で見ると、縦リブ支間の延長によって  
増加し、割合は3割程度になる。

このFEM解析は、縦リブ支間延長に伴うトラフス  
リット部の横リブの面外挙動にのみ着目したものであり、  
面内力には横リブの桁としての挙動は含んでいない。また、  
縦リブ支間の延長やトラフリブの大型化などによる  
合理化鋼床版は他にもトラフリブの現場継手部など、大

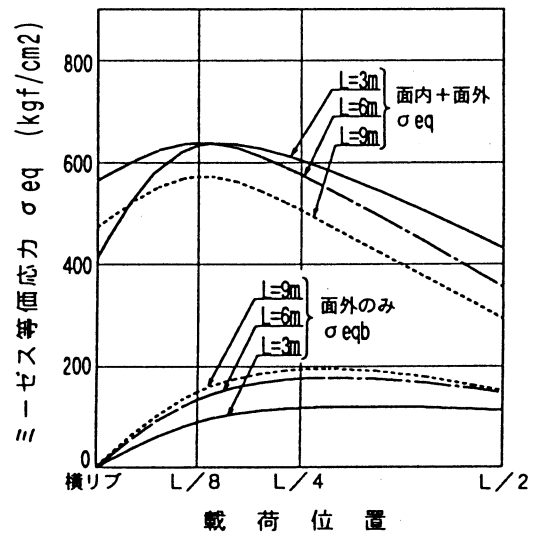
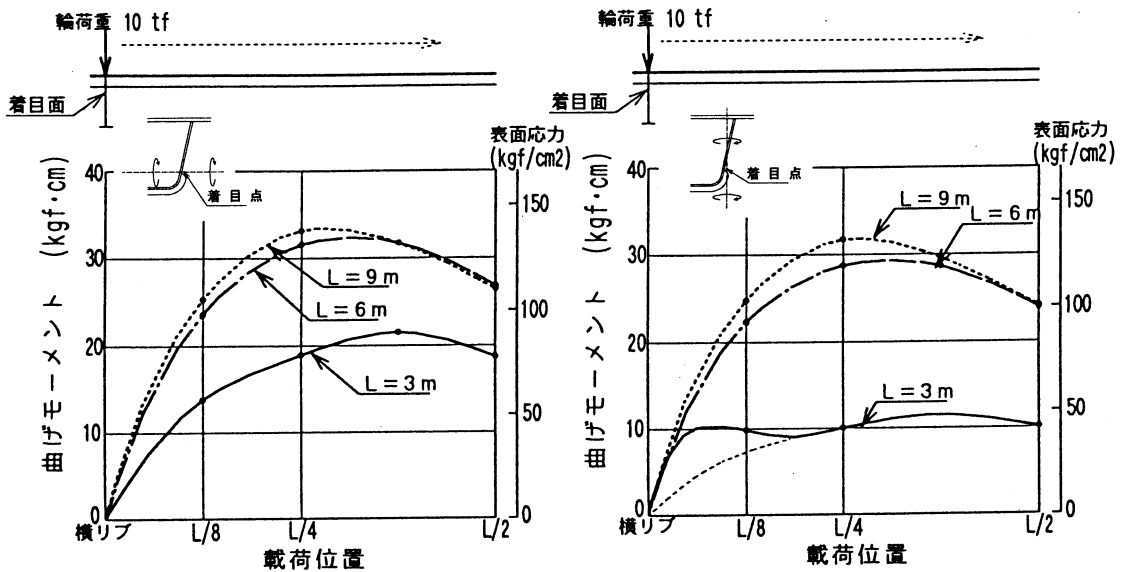


図-7 面外曲げによる応力の割合

Fig.7 Proportion of the stress caused by out-of-plane bending



鉛直曲げ (Bending around transverse axis)

水平曲げ (Bending around vertical axis)

図-6 着目位置の面外曲げモーメント

Fig.6 Out-of-plane bending moment at corner of slit around trough rib bottom

型化による局部応力の増大などの影響を受ける箇所があるものと考えられる。こうした箇所において疲労上の問題の有無を予測するために実物大試験体による載荷試験を実施することにした。

## 2. 試験体

### (1) 概要

試験体を図-8に示す。試験体の大きさは橋軸方向14.0m、橋軸直角方向に9.78mであり、橋軸方向の支間割は9.0m+4.5mの二径間とした。長径間はそれま

での検討で支間9mが検討案として挙げられていたこと、また短径間の4.5mは先の立体FEMにおいて、L=3mと6mの間で大きな差が見られたことによる。3本の横リブはそれぞれ両端のコンクリート架台で単純支持され、試験体全体では6点支持となる。横リブは、デッキプレートの有効幅を道示6.2.4より求め、T荷重1組に対して単純桁として設計した。縦桁については今回の試験では影響を考慮しないため設けない。

縦リブはいずれも現在用いられている幅320mmのトラフリブより大型のものを9本配置した。表-2にトラフリブ形状決定にあたって検討された形状を示す。丸形

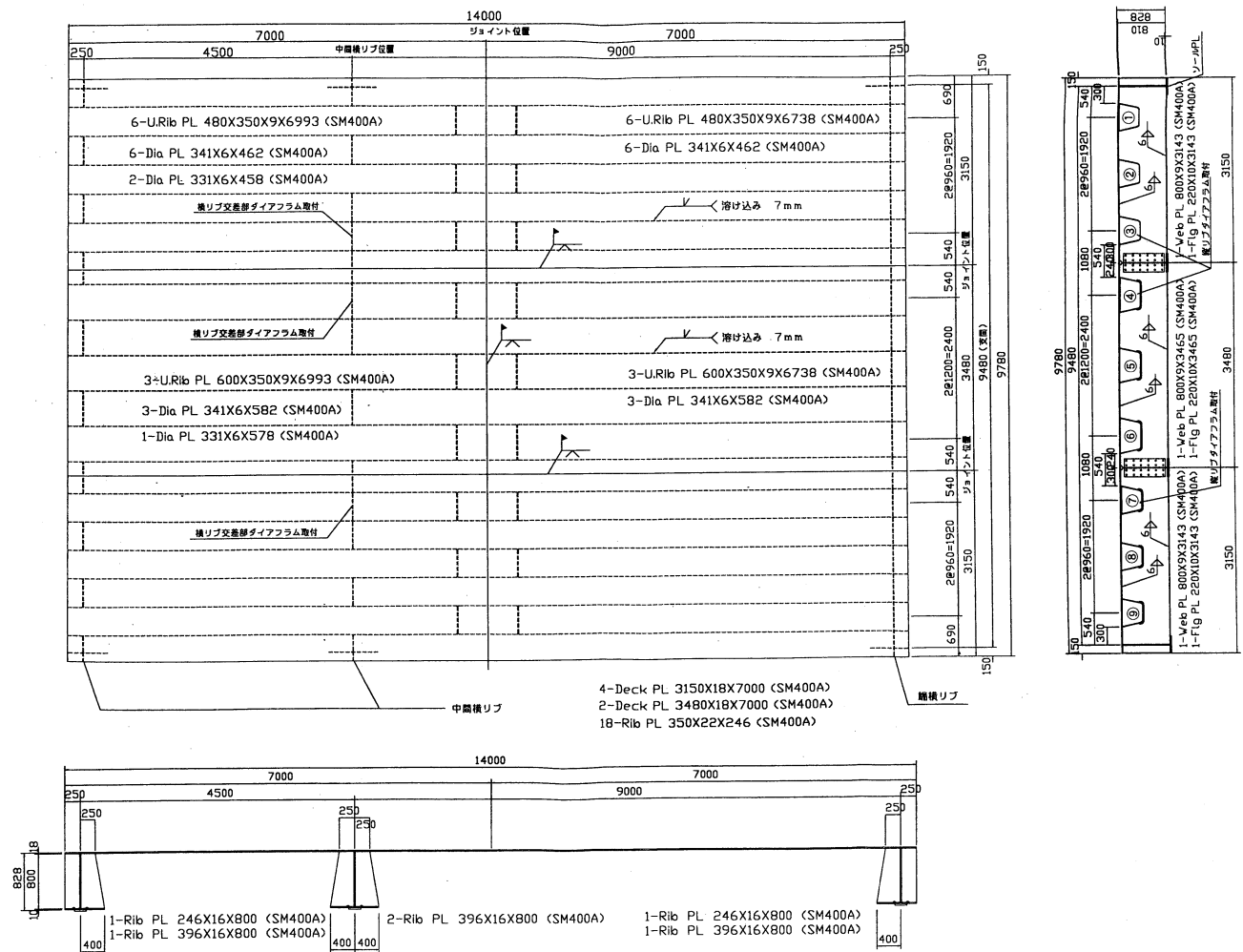


図-8 試験体

Fig.8 Full-sized specimen of improved steel deck

表-2 検討されたトラフリブ形状

Tab.2 Shape of trough ribs

リブ形状 (mm)	台形 (現行) 320 × 240, 260 × 6, 8	台形 (中型) 480 × 350 × 9	台形 (大型) 600 × 350 × 9	丸形	三角型	四角型
概念図						
採用	-	○	○	×	×	×

はトラフリブ初期に用いられたが継手の添接板を設ける箇所が小さいこと、三角型は海外で見られるが断面性能が低いこと、四角型は開先加工が必要であり、角形鋼管のシーム溶接前の状態を用いることを考えたが適当なサイズがないこと等から、形状は現在用いられているのと同じ台形とした。

台形のトラフリブとして2種類の大きさが選択された。外側3本ずつは幅480mm、中央3本は幅600mmの台形リブであり、板厚は双方とも従来の6mmまたは8mmよりも厚く9mmとした。中型リブと大型リブについては、道示鋼橋編6.2.5「デッキプレートの最小板厚」の式(6.2.3)を適用すると

$$\text{中型: } t = 0.037 \times b = 0.037 \times 480 = 17.8 \text{ mm}$$

$$\text{大型: } t = 0.037 \times b = 0.037 \times 600 = 22.2 \text{ mm}$$

となり、18mm厚デッキプレートを採用したとき、大型リブは道示の規定を満たしていない。

現行の鋼床版で疲労き裂の発生が多く報告されている縦リブ横リブ交差部には、表-3に示すようにディテールの比較を試みるため変化が設けられた。トラフリブ内ダイヤフラムは横リブウェブの切り欠きを補うために設けるものである。上端はデッキプレートとの間に10mmの隙間があり、これによってデッキプレートを直接支持するものではない。スリット無しは従来、このスリット端部や横リブウェブとトラフリブウェブの十字すみ肉溶接のまわし部からき裂の発生事例が多いため、トラフスリットをなくすことを考えたものである。

## (2) 製作

14.0m×9.87mの大きさの試験体は6分割されて製

作された。

トラフリブのデッキプレートへの溶接には、多電極型の溶接機を用いた。この溶接機は数本のトラフリブを同時に溶接するとともに、1本の溶接線に二つの電極を用い、先行電極で溶込みを確保し、後行でのど厚を確保する。今回はトラフリブの板厚が9mmと従来より厚いため、開先加工を必要とするかどうか施工試験を行なった。写真-1に示すように結果として開先をとらない自然開先状態のままでも十分な溶け込みが得られたため、開先はとらないこととした。トラフリブを厚板化したため、大型化による本数の減を考慮してもすみ肉6mm換算の溶接線長は従来よりも若干長くなったが、開先加工なしの1パス施工であるため、製作の省力化には反しない。

6つの部材は富士市の日本建設機械化協会建設機械化研究所の敷地内ヤードに輸送され、現地でデッキプレートの現場溶接とトラフリブや横リブのボルト接合を行った。デッキプレートの溶接にあたっては、デッキプレートが従来の12mmより厚く18mmであるため、省力化の観点より電力量12万J/secの大入熱溶接による1パス施工を行った。

搬入と組立、デッキプレート現場溶接の状況を写真-2に示す。

## 3. 載荷試験

載荷試験はあらかじめ疲労の弱点であると考えられる箇所に3軸ゲージなどのひずみゲージを貼りつけ、軸重

表-3 トラフリブと横リブの交差部ディテールの違い

Tab.3 Differences in cross part of trough ribs and transverse beam

縦リブ	ダイヤフラム	スリット	トラフリブNo.
中 型 480×350×9	あり	あり	⑦
	なし	あり	⑧, ⑨
	なし	なし	①, ②
大 型 600×350×9	あり	なし	③
	なし	あり	④
	あり	あり	⑤

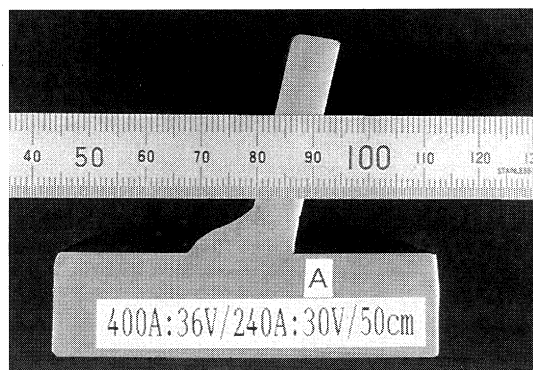
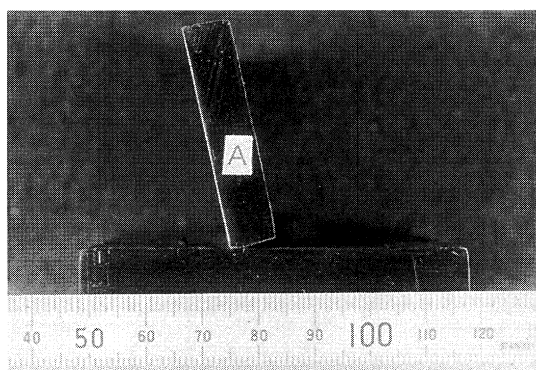
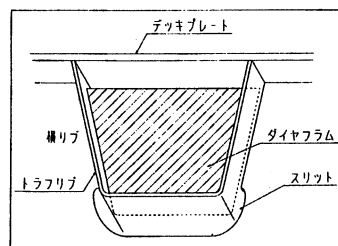


写真-1 厚9mmトラフリブの施工試験結果

Photo.1 Macro specimen of welding between trough rib and deck plate

調整した荷重車を載荷したときのひずみを計測して応力を算出した。荷重車は図-10に示すように前軸3トン、後軸6トンである。載荷ラインの設定としては図-9に示すようにタイヤとトラフリップとの位置関係からトラフリップ直上、トラフリップウェブ位置、トラフリップ間とした。このライン上を荷重トラックが移動した時に応力を測定する測線は、横リブ近傍、縦リブ現場継手部では密に設けた。載荷試験状況を写真-3に示す。

#### 4. 試験結果

試験結果のとりまとめとして橋軸方向に荷重車が移動したときの影響線を作成した。以下の影響線はすべて1 tonf 軸重による変位・応力度で表記する。

また、測定結果は前軸重と後軸重の二者によって影響

を受けており、一軸重による挙動を明確にするために文献<sup>2)</sup>と同じ手法により一軸重による影響線を作成した。計測結果は、振幅は異なるが同一波形の影響線の重ね合わせであり、前軸と後軸を考慮すれば次式で表される。

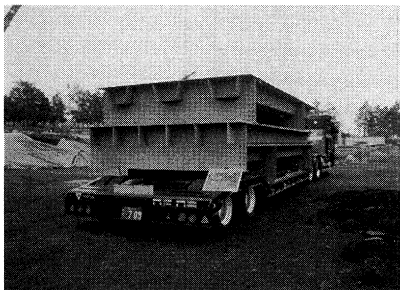
$$\varepsilon(x) = P_{前} \cdot i_{\varepsilon}(x) + P_{後} \cdot i_{\varepsilon}(x-d)$$

ここに、 $\varepsilon(x)$ ：実測波形、 $i_{\varepsilon}(x)$ ：影響線、 $P_{前}$ ：前軸重、 $P_{後}$ ：後軸重、 $d$ ：軸間距離

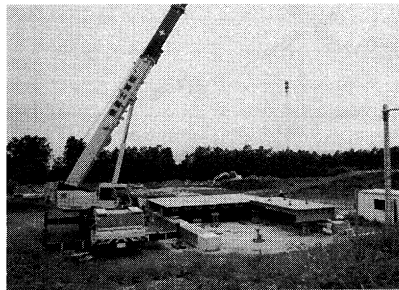
$\varepsilon(x)$  をフーリエ変換し、次式を得る。

$$\begin{aligned} E(f) &= \int_{-\infty}^{\infty} \varepsilon(x) e^{-i2\pi fx} dx \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \{P_{前} \cdot i_{\varepsilon}(x) + P_{後} \cdot i_{\varepsilon}(x-d)\} e^{-i2\pi fx} dx \\ &= (P_{前} + P_{後} \cdot e^{-i2\pi fd}) \int_{-\infty}^{\infty} i_{\varepsilon}(x) \cdot e^{-i2\pi fx} dx \\ &= (P_{前} + P_{後} \cdot e^{-i2\pi fd}) \cdot I_{\varepsilon}(f) \end{aligned}$$

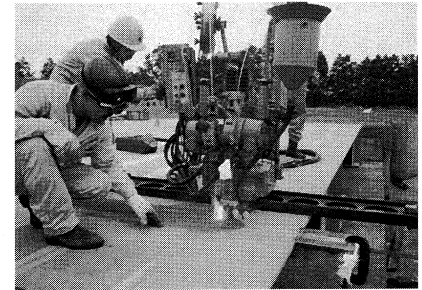
上式において  $I_{\varepsilon}(f)$  は求める影響線  $i_{\varepsilon}(x)$  のフーリエ変



搬入



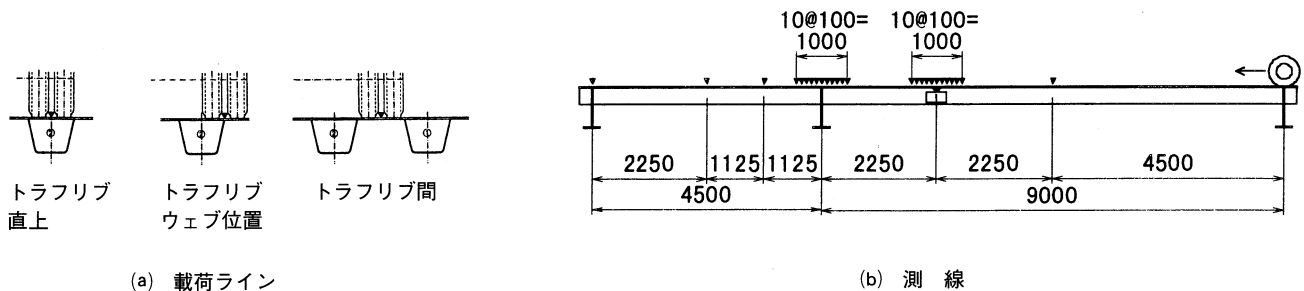
組立



溶接 (デッキプレート)

写真-2 試験体の搬入・組立・溶接

Photo.2 Deliverly, assembly, and on-site welding of the specimen

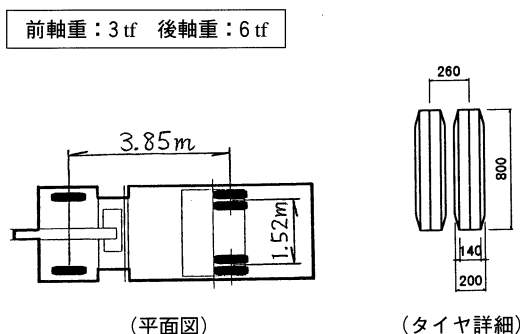


(a) 載荷ライン

(b) 測線

図-9 載荷ライン・測線の設定

Fig.9 Lines of loading and measurement



(平面図)

(タイヤ詳細)

図-10 荷重トラックの概要

Fig.10 Vehicle used for loading test



写真-3 試験状況

Photo.3 Static loading test

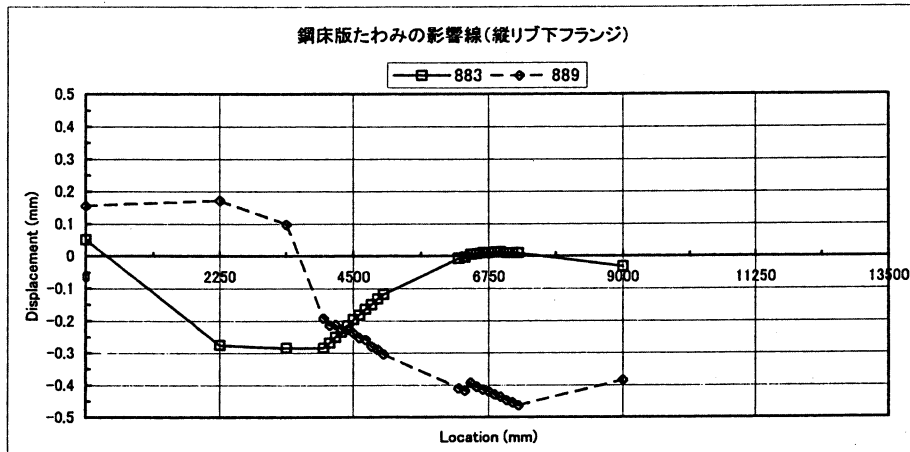
換であり、下式によって求まる。

$$I_e(f) = \frac{E(f)}{(P_{前} + P_{後} \cdot e^{-i2\pi f d})}$$

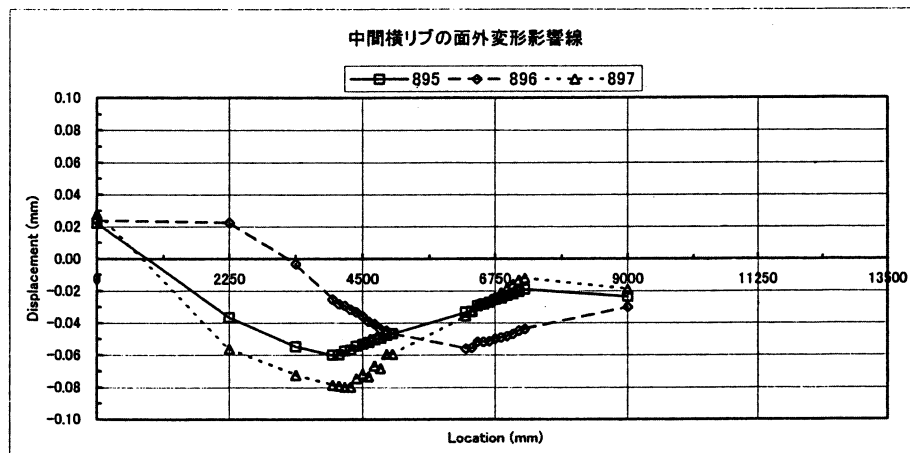
この  $I_e(f)$  を逆フーリエ変換することにより、一軸重による影響線を求めることができる。

#### 4.1 全体変形

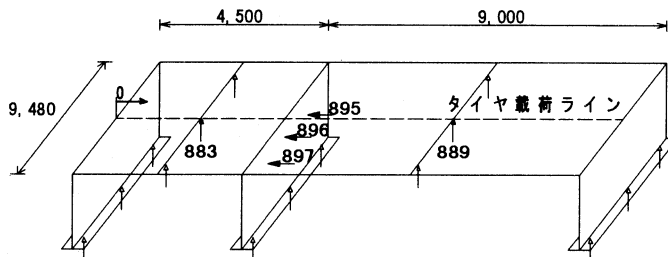
全体的な挙動について、縦リブのたわみ影響線と、横リブ面外変位の影響線を図-11に示す。支間中央での縦リブの変位は輪荷重がその支間上にあるとき最大となるが、中間横リブ上に輪荷重がある時にもたわみ値が下方に0.2 mm程度あり、横リブはたわみやすい構造である。横リブの面外変位はトラフスリット切り欠き位置で



(a) トラフリブ支間中央でのたわみ影響線 (1 tonf 軸重換算)  
Deflection influence line at center of trough rib span



(b) 横リブウェブの面外変位影響線 (1 tonf 軸重換算)  
Influence line of out of plane deflection at web of transverse rib



(c) 変位計設置位置  
Arrangement of displacement gauges

図-11 全体変形の計測

Fig.11 Measurement of deflection

測定したものであり、輪荷重が横リブ近傍にあるとき最大となり 0.08 mm である。輪荷重の走行に伴い横リブは面外変形していたものと考えられる。

#### 4.2 試験結果のディテールごとの整理

現在の道路橋の鋼床版構造および疲労試験でき裂の発生が報告されている箇所(図-12)について取り上げる。

##### ①トラフリブ現場継手部

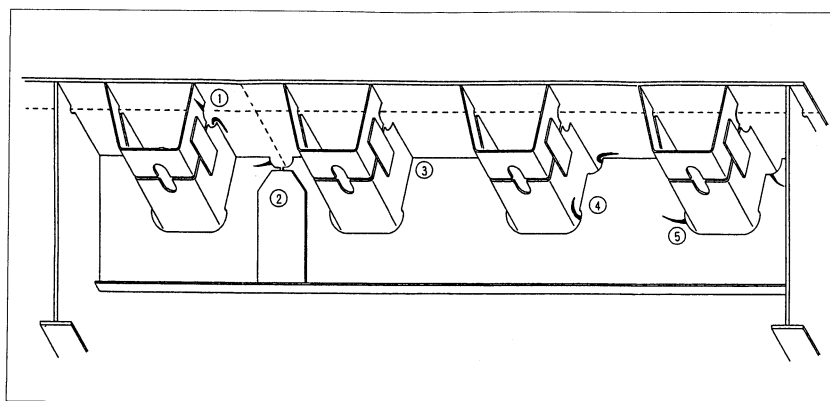
本四公団では疲労試験の結果をふまえて<sup>3)</sup>、トラフリブの継手は原則としてボルト接合によることとしている。今回の試験体でも継手部はすべてボルト接合を採用した。縦リブのボルト接合位置ではデッキプレート溶接線との干渉を避けてスカラップが設けられている。従来このスカラップはデッキ溶接の X 線検査のためフィルム幅に合わせて橋軸方向に 120 mm としていたが、超音波検査の導入によりこの長さを短くし、スカラップ部での応力集中の低減を期待して来島海峡大橋以降 75 mm としている。今回の試験体ではさらにデッキプレートが 18 mm になっており、このトラフリブ現場継手部での応力集中の緩和が期待された。この箇所の疲労問題としては 2 点考えられる。

i) スカラップ直上に輪荷重が載荷されたときデッキプレートに板曲げが生じ、トラフリブ端部のまわし溶接部で応力集中が生じ、き裂が発生する。

ii) 大型化されたトラフリブのウェブ間に輪荷重が入るような荷状態になると、デッキプレートが大きいたわみ、その変形に追従する形でスカラップ R 部のトラフリブウェブ部で板曲げが発生する。これにより R 部、またはまわし溶接部でのき裂が発生させる。

i) については、スカラップ部のデッキプレート面に添付した 5 連ゲージによる応力値を図-13 に示す。図中には、現行のトラフリブ 1 本のみをデッキプレートに取り付けた試験体で荷試験を行った時の試験結果も示している。これによれば、現行よりも応力が大きくなることはない。

ii) については、図-14 に示すように、スカラップウェブ部の応力は横方向荷位置によって圧縮と引張が生じる場合があることが判る。特にトラフリブ直上荷の時、すなわちタイヤが一本のトラフリブのウェブ間に入ったとき、トラフリブウェブ外側でスカラップ近傍のウェブ面には引張が生じる。中型リブと大型リブの比較をすると、ウェブ間荷の時の引張は約 10%、トラフ



- ①トラフリブ現場継手部
- ②横リブ現場継手部
- ③横リブウェブ隅角部
- ④トラフスリットまわし溶接トラフ止端
- ⑤トラフスリット R 部

図-12 道路橋の鋼床版でのき裂発生箇所(試験結果とりまとめ箇所)

Fig.12 Positions where fatigue cracks occurred on steel deck for highway bridges

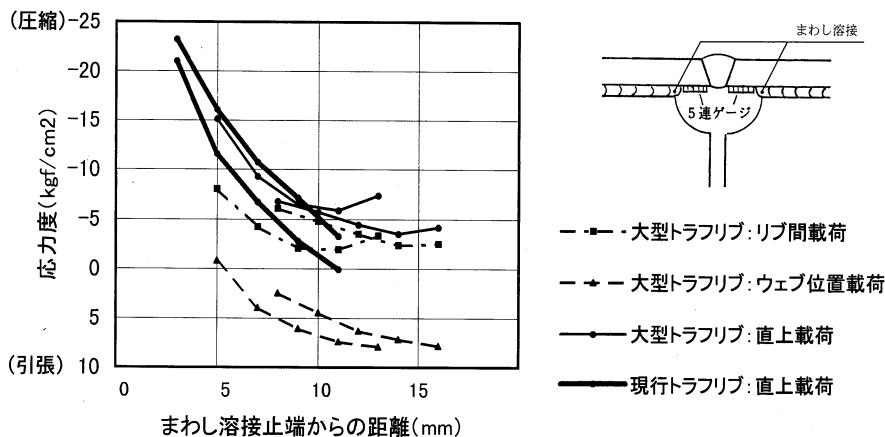


図-13 トラフリブ現場継手部スカラップ上のデッキプレート発生応力 (1 tonf 軸重換算)

Fig.13 Stress on the deck plate above scallop at trough ribs connections in site

リブ間载荷の時の圧縮は約20%の増加であった。なお前述の現行トラフリブ1本での試験でも、トラフリブ直上载荷の時にスカラップウェブ部では引張応力となることが確認されており<sup>4)</sup>、値を合わせて表-4に示す。現行の構造に比べて引張応力値が若干大きくなり、デッキの幅厚比  $b/t$  に従って大きくなる事が分かる。

②横リブ現場継手部

横リブ継手部もトラフリブ継手部と同様な理由で疲労の弱点部であると考えられる。トラフリブ現場継手部と同様にスカラップ近傍のウェブ部に3軸ゲージを取り付け、車輪横リブを通過するときの主応力の発生状況を確認した。図-15に示すように、車輪が横リブ位置を通過するに従い、デッキと添接板に挟まれた箇所にあるスカラップ近傍のウェブ部では両振りの板曲げが発生している。

③横リブウェブ隅角部

デッキプレートとトラフリブウェブに挟まれた横リブ

ウェブ隅角部は以前はスカラップが設けられ、まわし溶接が2箇所あったことなどからき裂の発生が多く、明石海峡大橋以降スカラップを設けていない。今回の载荷試験の結果では、この隅角部の近傍のラインを輪荷重が走行するとき、横リブ位置で圧縮の主応力が最大になる影響線形状を示した。図-16に特徴的な影響線形状を示す。これによれば、トラフリブのたわみによる影響も見られるが、着目位置はデッキプレートの直下で輪荷重の影響を直接に受けるため直上位置で圧縮応力が最大となる。現行の12mmデッキプレートと320mm幅のトラフリブの組合せで実測された値との比較を表-5に示す。大型トラフリブに接する隅角部では大きな値となった。

④トラフスリットまわし溶接トラフ止端

トラフリブと横リブウェブはすみ肉溶接され、トラフスリット部ではまわし溶接となっている。このまわし溶接のトラフリブ側の止端からの疲労き裂の発生が報告

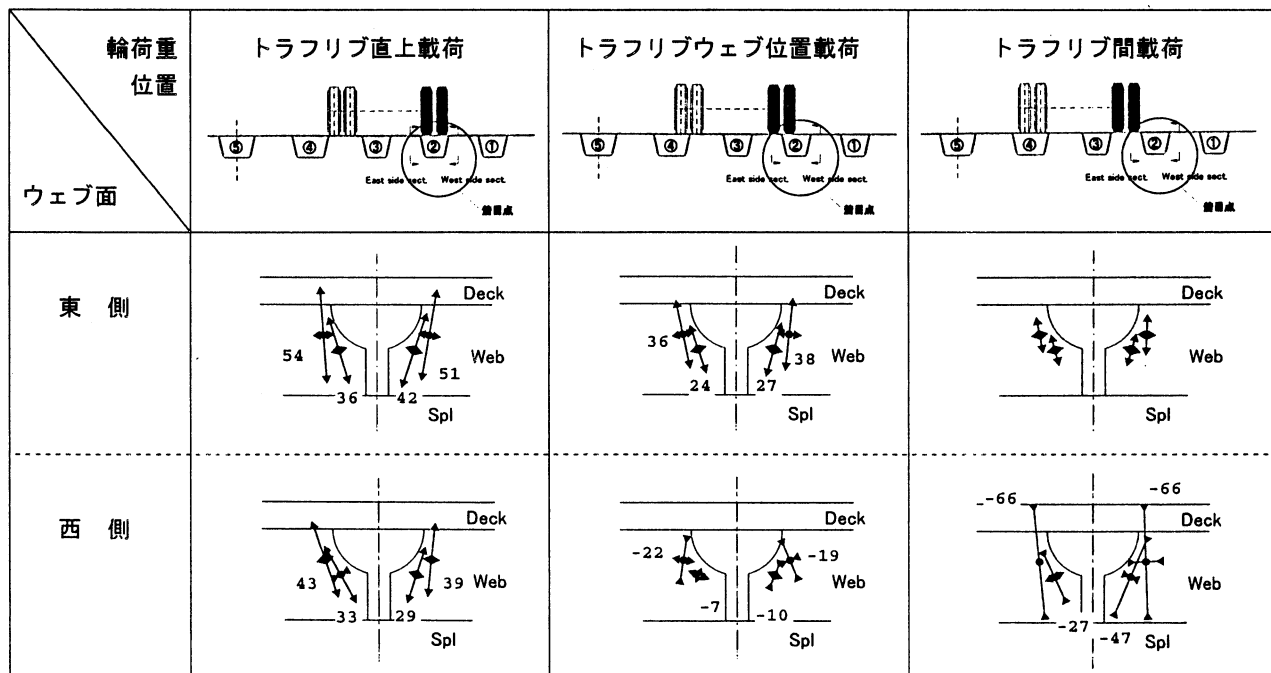


図-14 スカラップ部トラフリブウェブ面の主応力 (中型トラフリブ②, 数字は1tonf軸重時の応力値 (kgf/cm<sup>2</sup>))

Fig.14 Principal stresses at web of trough ribs at scallops for connecting in site

表-4 トラフリブ現場継手部、トラフリブ直上载荷での引張主応力値\*の比較 (1tonf軸重換算)

Tab.4 Comparison of value of tensile principal stress at connection of trough rib

Deck pl. 厚 t (mm)	トラフリブ b×h×t (mm)	Deck pl. 幅厚比 b/t	ダブルタイヤ 間隔 (mm)	引張主応力値 (kgf/cm <sup>2</sup> )	3軸ゲージ位置	摘要
12	320×240×8	26.7	254	40 **		トラフリブ1本試験体
14	320×240×8	22.9	254	31 **		同上
18	480×350×9	26.7	260	47 ***		本試験：トラフリブ②
18	600×350×9	33.4	260	50 ***		本試験：トラフリブ⑤

\* 橋軸方向には直上载荷, \*\* 3.5, 7tの3ヶ所対象4箇所の平均, \*\*\* 対象4箇所の平均

されている。今回の試験ではこのまわし溶接近傍に3箇所3軸ゲージを取り付けている。代表的な影響線を図-17に示す。この箇所の主応力はトラフリブのたわみに影響され、影響線形状は横リブ位置で正負が反転する。

⑤トラフスリット R部

この箇所での影響線形状は二径間連続桁中間支点のたわみ角影響線、同じく中間支点の反力影響線、あるいはそれらの複合型になるものがみられたが、今回の試験体は横リブがせん断の影響を大きく受けているものと考えられる。すなわち、一本のトラフリブにおいて左右のスリット R部を比較すると支点反力によって引き上げられる側には引張の主応力が、荷重によって押し下げられ

る側では圧縮の主応力となった。スリットあり、ダイヤフラムなしのトラフリブ⑧においては横リブ支点に近かった影響で上記の引張主応力は90 kgf/cm<sup>2</sup>、圧縮主応力は-100 kgf/cm<sup>2</sup>にもなった。後出の図-19において主応力図を示す。

また、この R部からトラフスリットまわし溶接横リブ側止端の間は、面外変形による局部応力の増加が懸念されている。試験結果から中央のトラフリブ⑤での面外曲げ成分を図-18に示す。図中に立体FEMの結果を0.5 tonf 輪重に換算して示しており、比較すると、立体FEMのトラフリブ支間9mと比べても1/2程度である。ただし立体FEMでは横リブ下端で変位が固定されてい

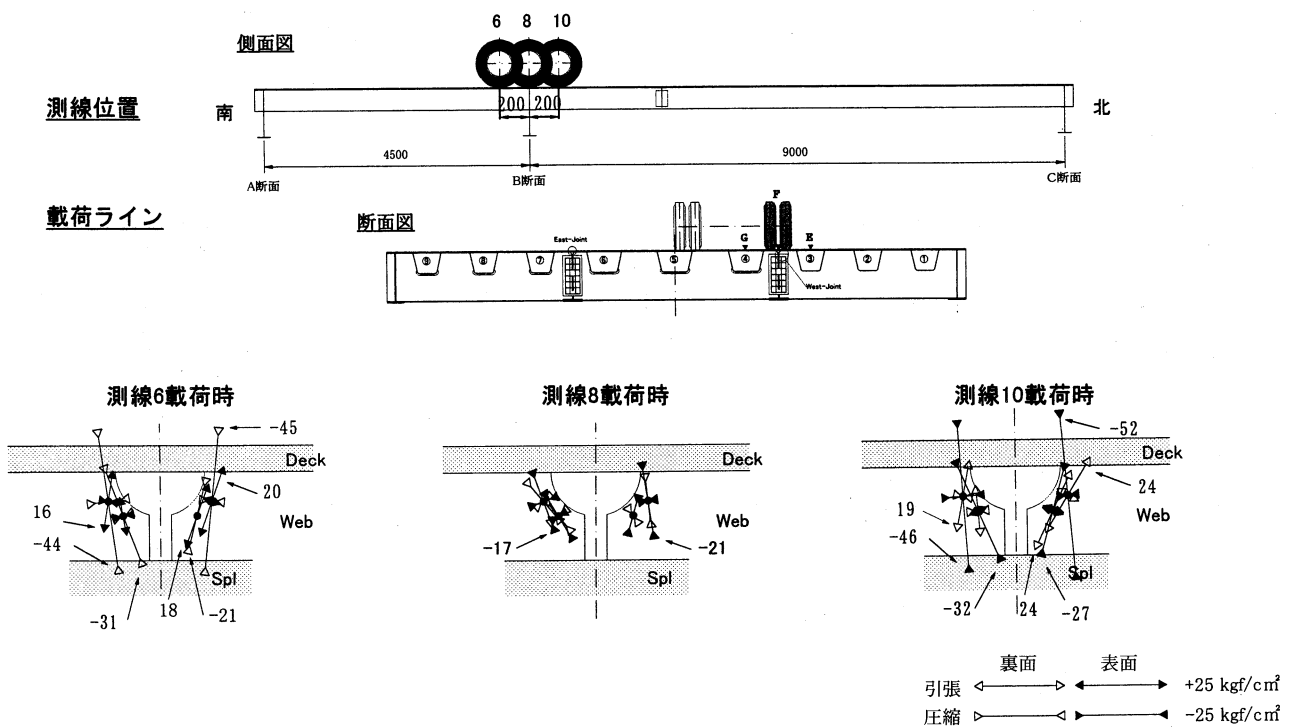


図-15 横リブ現場継手部の板曲げ (1 tonf 軸重換算、kgf/cm<sup>2</sup>)  
Fig.15 Out-of-plane bending at the transverse beam's connection in site

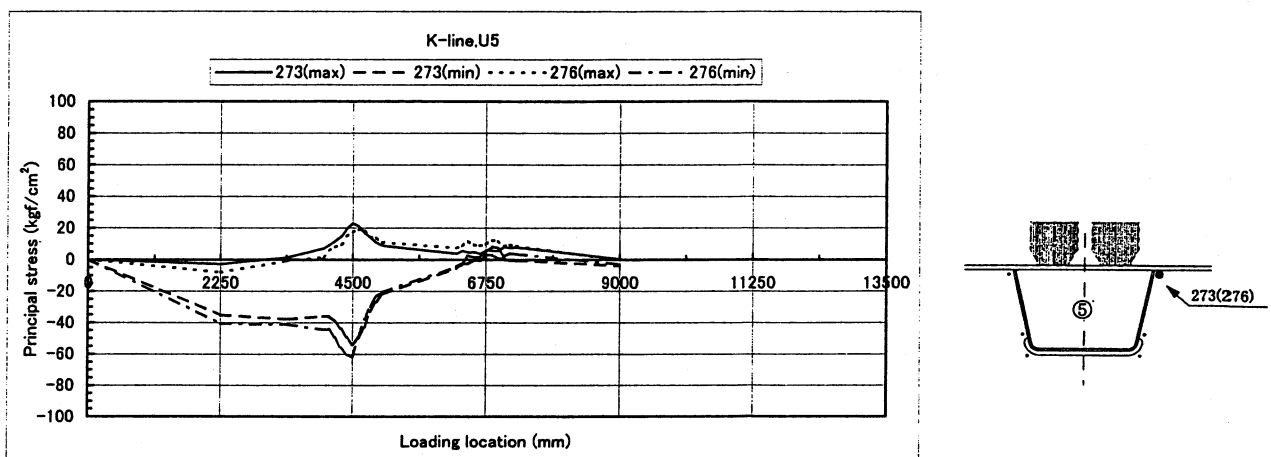


図-16 横リブウェブ隅角部の影響線 (トラフリブ⑤トラフリブ直上載荷, 1 tonf 軸重換算)  
Fig.16 Influence line for corner of transverse beam web between deck plate and trough rib web

表-5 横リブウェブ隅角部の主応力値\*

Tab.5 Principal stress at corner of transverse rib web

Deck pl. 厚 (mm)	トラフリブ b × h × t (mm)	横リブウェブ 板厚 (mm)	載荷幅 (mm)	圧縮主応力値 (kgf/cm <sup>2</sup> )	3軸ゲージ位置	摘 要
12	320 × 240 × 6	10	橋直400 × 橋軸200	30, 33		文献5)より、0.5tf軸重換算 
18	480 × 350 × 9	9	ダブル タイヤ 図-10	40, 22		本試験：トラフリブ⑧ 1tf軸重換算
18	600 × 350 × 9	9		38, 58		本試験：トラフリブ⑤ 1tf軸重換算

\*ウェブ表裏面の平均（膜応力）、トラフリブ両側左右の2値

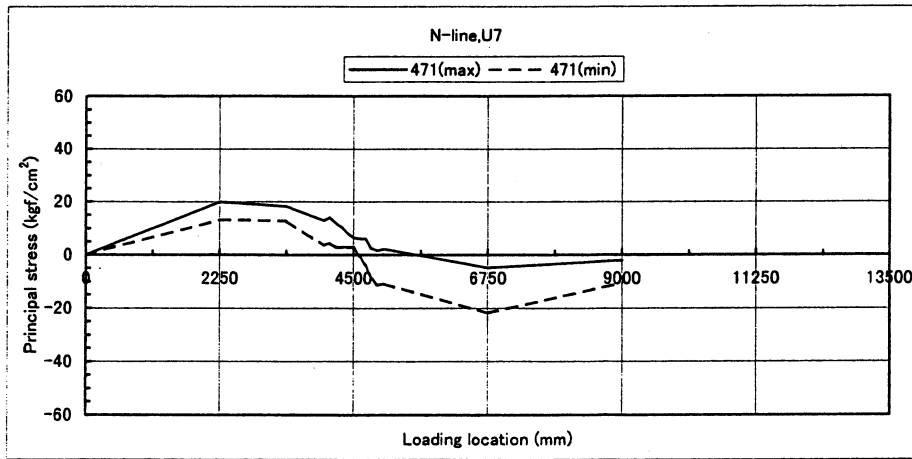


図-17 トラスリットまわし溶接トラフ止端（トラフリブ⑦）トラフリブ リブ直上載荷、1tonf 軸重換算

Fig.17 Influence line of boxing weld toe

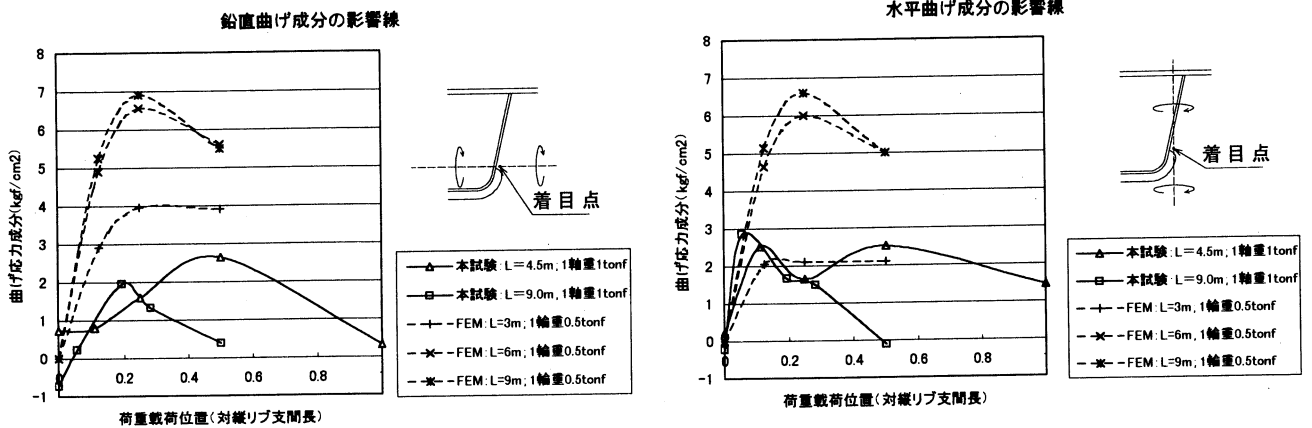


図-18 トラスリットR部における板表面での応力の曲げ成分

Fig.18 Stress by bending moment on the surface of web plate near the slit

たが、今回の試験体は横リブ下端が自由縁であるため桁として挙動していたという違いがある。

#### 4.3 トラフリブ・横リブの交差部

トラフリブ・横リブ交差部においては、ディテールの比較が試みられた。今回は交差部のトラフリブ内にダイヤモンドフラムを入れたもの、トラフリブ底面周りのスリットを省略したディテールが比較された。この箇所の影響線はトラフリブや着目箇所によって異なった形状となっているが、整理上、横リブ直上載荷の時の主応力線図を図-19に示す。なお、今回の試験体は横リブ桁高が低かったために、ウェブ面内応力は桁応力の成分が大きくなっていると考えられる。そのため着目横リブを単純桁としたときの、着目トラフリブ中心線におけるモーメントとせん断力を併記する。

##### (1) スリットあり・ダイヤモンドフラムあり

トラフリブ内ダイヤモンドフラムは横リブ切り欠きを補うものとして取り付けたものである。トラフリブ⑦と⑧は横リブ支点に近い箇所であり、しかも着目箇所が左右のタイヤの外側に位置するような計測を行ったため、横リブウェブ面内には桁としてのせん断応力が大きかったと考えられる。このため、ダイヤモンドフラムのないトラフリブ⑧

周りの主応力は縦向きに大きくなっている。一方、ダイヤモンドフラムを設置した⑦の交差部では、桁方向(水平方向)に近い向きの主応力が大きくなる。従ってせん断力の低減としては効果があるといえるが、桁方向応力が大きくなることから横リブウェブとトラフリブウェブの十字すみ肉溶接は荷重伝達型になるため、横リブウェブのこぼ面に開先をとって溶け込みを確保するなど、疲労上の対策が必要になる可能性がある。

##### (2) スリットなし・ダイヤモンドフラムなし

スリットのないトラフリブ②も⑧と同様、せん断力が大きいと考えられるが、主応力値は小さくなっている。またトラフリブR部近傍に2点ずつ3軸ゲージを貼っているが、スリットのある⑧はスリットのRに沿って向きが変わるのに対し、スリットのない②の主応力の向きは二者とも同様な斜め角である。主応力値が下がっており、応力集中の観点からは改善されている。ただしこのスリットなしの交差部は横リブの切り欠きをトラフリブ形状に正確に合わせなければならず、切り欠きが深くなった箇所では溶接で盛ることになる。このようなことから、疲労特性に残留応力の影響があるかもしれないので、検討を要する。

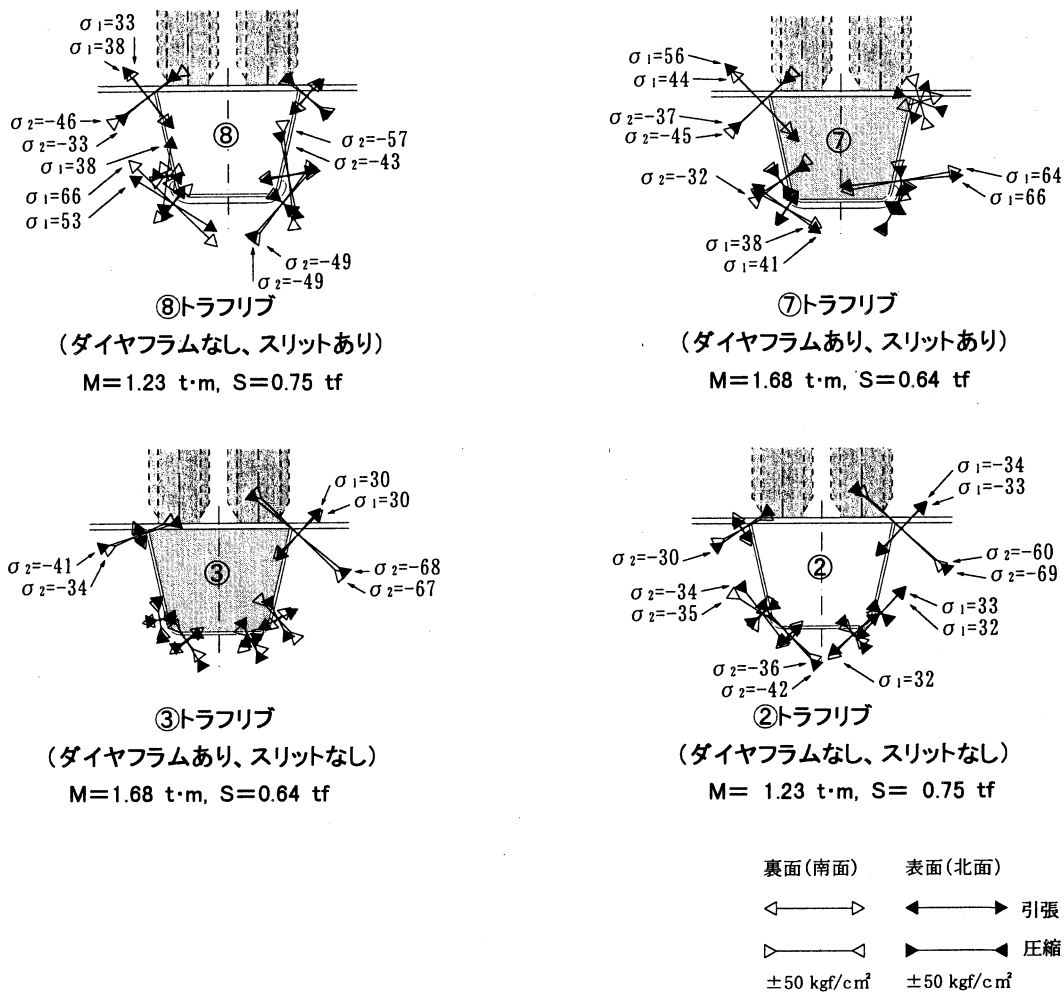


図-19 トラフリブと横リブの交差部の主応力値 (1 tonf 軸重換算)

Fig. 19 Residual stress at the cross part of trough ribs and a transverse rib

### (3) スリットなし・ダイヤフラムあり

スリットがなくダイヤフラムのあるトラフリブ③は交差部ディテイルの中では最も主応力値が小さくなる。ただし、横リブウェブの切り欠き加工、ダイヤフラムのはめ込みはともに精度が要求され製作工数としては最も多くなると考えられるため、実橋への適用には製作上の問題を解決する必要がある。

## 5. まとめ

合理化鋼床版は部材数を減らすことにより、製作面での省力化を図ったものである。これに対し疲労に関して弱点になる箇所がないかどうか確認する目的で実トラック載荷試験を実施し、現行の鋼床版構造で疲労き裂の発生が報告されている箇所に着目し応力計測を行った。

デッキプレートの厚板化は、トラフリブ継手スカラップ部でのまわし溶接止端付近での応力集中を現行よりも軽減できる可能性が指摘されるが、今回は測定できなかった。一方横リブ継手スカラップ部での両振りの板曲げは影響線形状から厚板化によって大きくなっているとも考えられ、確認が必要である。

トラフリブの大型化は、トラフリブ直上載荷の時に継手スカラップ部での引張応力を大きくし、また横リブ交差部での横リブ隅角部での圧縮応力を大きくする傾向が見られた。これらの値は中型トラフリブの時は現行と比べてさほどの増加とはならないが、大型トラフリブの場合は3~5割増しの1 tonf 軸重換算で50 kgf/cm<sup>2</sup>ほどが計測された。これはT荷重20 tonfでは1000 kgf/cm<sup>2</sup>に相当し、F等級の基本許容応力範囲660 kgf/cm<sup>2</sup>と比べてやや大きい値となる。

縦リブ・横リブ交差部では、トラフスリット部において応力の集中が見られた。R部ではT荷重20 tonf換算で最大±2000 kgf/cm<sup>2</sup>程度が計測された。しかし今回の試験体は桁高が低く横リブの桁としての挙動がみられ、この大きな値はせん断によるものと考えられる。従って、大型化したトラフリブの適用にあたっては、横桁のせん

断抵抗面積を確保するよう十分な桁高が必要であると考えられる。

一方、このトラフスリットでの応力集中に対しては、トラフリブ内ダイヤフラムの設置、スリットの廃止などによって低減が図れることが判明した。しかしダイヤフラムの設置に伴ってトラフリブ・横リブ十字すみ肉溶接が荷重伝達型になるため疲労強度を確認する必要がある。またスリット廃止は製作上の問題を解決する必要がある。

縦リブ(トラフリブ)の長支間化によって変位の増大による応力集中の増大が懸念されたが、スリット端部における応力集中のうち面外曲げによる成分は立体FEMの解析結果より小さく、面内力に占める割合はわずかであった。このことから、縦リブ支間を延長した場合には一本の横リブが支える範囲が広がることから、面内力に対して応力集中が軽減されるよう検討する必要がある。

(謝辞) 本載荷試験は東京工業大学三木千壽教授を主宰とする疲労分科会の指導により、(社)日本建設機械化協会建設機械化研究所によって実施された。関係された皆様に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 鋼構造シリーズ4、鋼床版の疲労、(社)土木学会 1991
- 2) 館石和雄・竹之内博行・三木千壽：鋼橋部材に生じる局部応力の発生メカニズムと要因分析、土木学会論文集 No. 507/I-30、109-119、1995.1
- 3) 大橋治一、村瀬佐太美、藤井裕司：「鋼床版の疲労を考慮したディテイルの改良」橋梁と基礎 1997.4 pp.31-36、1997.4
- 4) 大橋治一・藤井裕司・三木千壽・小野秀一・村越潤：鋼床版の現場継手部近傍の局部応力と変形挙動、土木学会論文集 No. 556/I-38、65-76、1997.1
- 5) 三木千壽・館石和雄・奥川淳志・藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度、土木学会論文集 No. 519/I-32、127-137、1995.7

# コラム

## ■橋梁の維持管理に求められるもの

道路橋の維持管理システムについて研究する機会がありました。この維持管理システムはいくつかの国では実用化されていますし、我が国でも試用が始まっています。

このときの経験から、維持管理システムに求められているものが、橋梁を管理する技術者と橋梁を含む事業の事業者とで違うことに気がきました。

管理する技術者にとってのシステムは、比較的短い期間の維持管理業務を効率的に行なうことを目的とするものであり、それが結果的には経済性に結びつくとの考えです。事業者にとってのシステムは、将来も含めた長期的なライフサイクルコストを最小にすることを目的としていて、これは経済性の追求そのものです。

今後は経済成長が見込めずますます維持管理の予算が限られてくることから、経済性の追求がより重要となり、橋梁技術者も橋梁を管理する技術者としてだけでなく橋梁を含む事業の事業者としてライフサイクルコストの概念や、ライフサイクルコストに与える金利の影響などの経済分析に関する知識などが求められるようになるかもしれません。

(K.O.)

# エチオピア国橋梁現況調査

Bridge Survey on Existing Conditions in Ethiopia

第二管理局保全部  
(前)第二管理局早島管理事務所

専  
副

門  
所

役  
長

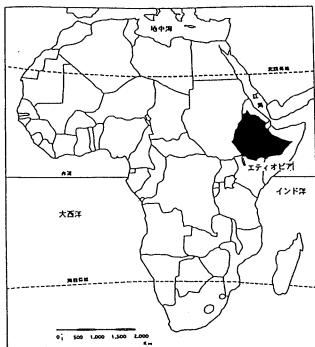
長 尾 日出男

Hideo Nagao



## 1. まえがき

平成10年3月から4月の1ヶ月間、国際協力事業団(JICA)の短期橋梁専門家として、エチオピア国のエチオピア道路公社(Ethiopian Road Authority 以下ERA)へ派遣され、同国の橋梁等を調査したので、以下に調査の概要及び印象等を報告する。



## 2. エチオピア国(以下、エ国)の概要

エ国の概要については、以前、掲載(Vol.19 No.76 '95.10 日里正夫氏報告)されているので、詳細については、省略し、最近の国情等について述べる。

エ国は、95年連邦民主共和国が成立し、メレス政権となり、国の復興を行っている。しかしながら、度重なる飢餓と戦災により、主要産業である農業の自給率は、50%程度であり、主要道路は、10年以上維持管理が不十分であったため、路面状況は、首都、地方にかかわらず極端に悪い。また人口の増加率は、3.1%(1995年)と多く、現在、約56百万人に膨らんでいる。特に首都のアジスアベバは、人口が集中している。

そのため、経済状態が今も数年前も変わらず貧しく厳しい状態が続いている。今回、首都のアジスアベバ及び地方の町に出向いたが、街中、貧しい人たちであふれていた(写真-1)。また、物乞いの子供達が街にあふれていた(写真-2)。

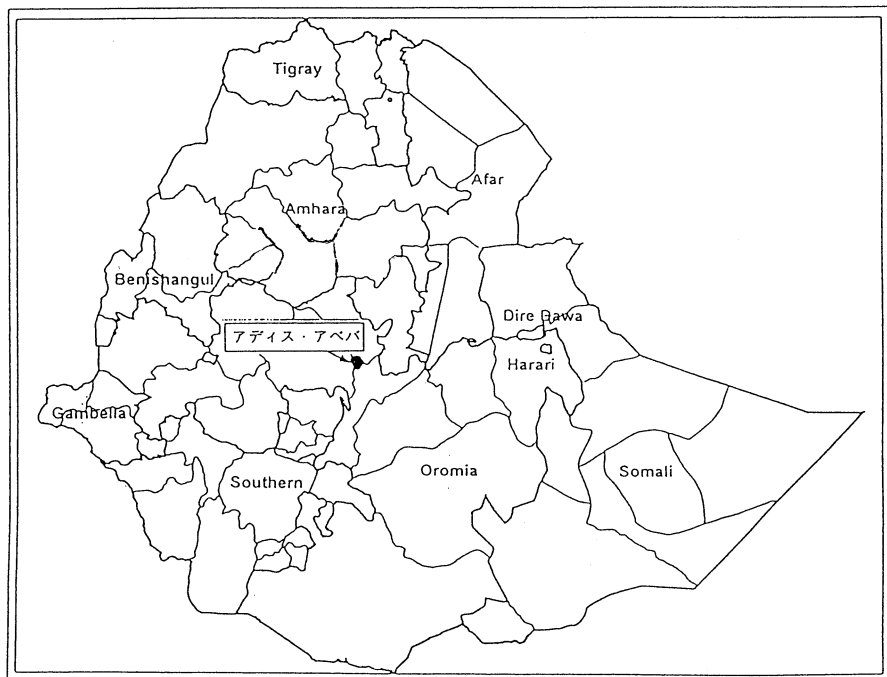


図-1 エチオピア国位置図

Fig.1 Location of Ethiopia

### 3. 業務概要

今回は、「橋梁建設技術」という項目であったが、わずか1ヶ月の滞在であったため

- 1) ERA 組織の把握
- 2) 国内橋梁の現地調査
- 3) 現地調査結果による既存橋梁、修繕中の橋梁、に対する問題点、課題の整理、提言
- 4) 維持管理手法の提言
- 5) 今後の事業の進め方

等について ERA へ報告することとした。

#### 3.1 ERA 組織の実態

ERA は、全国の幹線道路 (8,180 km)、補助幹線道路 (7,589 km) の道路計画、維持管理、建設の総括を行っており、職員数は、約 15,300 名である。しかしながら、予算削減のなかで、民営化、機構改革が急ピッチで行われており、私が所属した Bridge and Structure Branch も、3, 4 ヶ月前にできたばかりで、職員も、わずかであった。そのなかで、主たる業務は①全国の長大橋梁、特殊橋梁の建設、維持修繕。②地方の管理事務所からの問い合わせ、指導等でありこれらの業務をわずか3人のエンジニアで行なっているため、かなり忙しい状態であった。今後も、民営化が、更に進むようであり、業務執行方法を改善する必要があると思った。

#### 3.2 現地調査結果

国内にある既存橋梁は、半分が、50年から60年前にイタリアが建設した石橋(アーチ形式)と、残りがERAが20年から30年前に建設したコンクリート橋がほとんどである。どの橋も、度重なる戦争と厳しい経済状態とでかなり傷んでおり早急な補修が必要である。また、一部の橋では、補修を行っているが工法等技術的にかなり問題がある。下記に一例の概要を記述する。

##### (1) Abay 橋

Abay 橋は、51年前イタリアによって建設されたコンクリートアーチ橋(スパン 122 m)で、エ国にとっては、重要な幹線道路のひとつである。そのため、常時、軍隊によって警備されており一般人は、立ち止まることすら許されない(写真—3)。

しかしながら、調査してみると、桁、スラブとも相当傷んでいる。スラブが陥没した箇所については、最近コンクリートを打設して補修しているが、橋の下面から見るとただ、板を添えただけというきわめて簡単なもので、非常に危険な状態である(写真—4)。現在、ERAによって本格的な補修工事に入ろうとしているが、補修方法等問題があり進んでいない。

##### (2) Tora Mesk Arch 橋

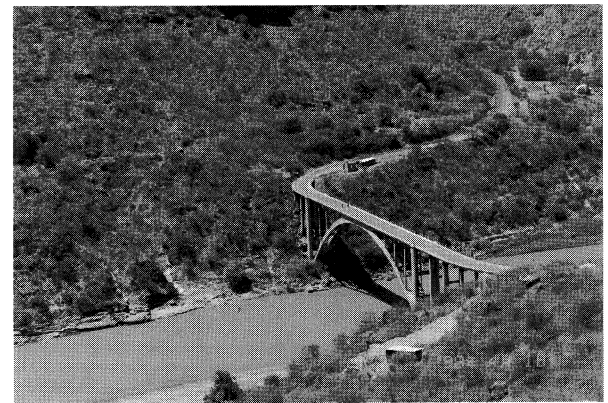
60年前イタリアによって建設された石橋(アーチ橋)(写真—5)。下部工の洗掘、上部工アーチ部のクラックのため、最近、写真—6のように、アーチ下部をコンク



写真—1 アジスアベバ市内  
Photo.1 Downtown of Addis Ababa



写真—2 道端で座り込んでいる人達  
Photo.2 People sitting down on the roadside



写真—3 Abay 橋全景  
Photo.3 Abay Bridge

リート補修を行った。しかし、補強コンクリートの品質、施工に問題があるようで、更にクラックが発生している。

##### (3) Mojo 橋

26年前、ERAによって設計施工された、3径間連続鉄筋コンクリート桁橋(スパン 81 m)である(写真—7)。スラブが陥没した為、桁部を残してスラブ部をはつり新設しようとしている。しかしながら、既設の桁と新設のスラブがうまく接合できるのか疑問であり、補修方法に問題がある(写真—8)。

この他の橋も調査したが、ほとんどの橋について下記

の事が同様な問題点として挙げられた。

a. アーチ橋は、アーチ下面にほとんどクラックが入っている。

b. コンクリート桁橋は、当初施工不良のためクラック発生がたくさん見受けられる。

c. 補修方法に問題がある。

そのため私としては、ERAに、まずは橋架台帳等の整備を含め全国橋梁の現状把握調査を行うことから行くべきであると提言した。

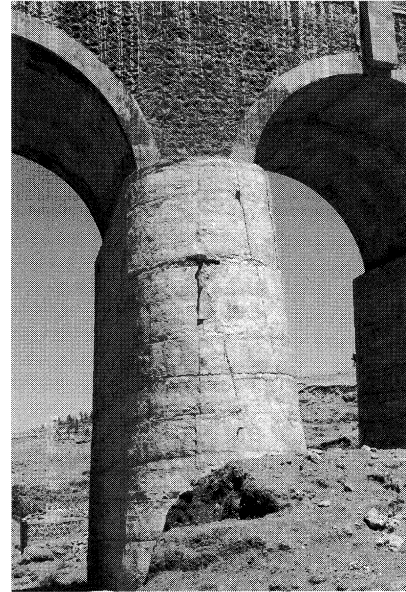
更に維持修繕方法の確立、橋梁技術者の育成等も必要であると報告した。

ともあれ、現状の厳しい経済状態の中で、何をどう進めて行くべきか、非常にむずかしい問題であることを痛感した。

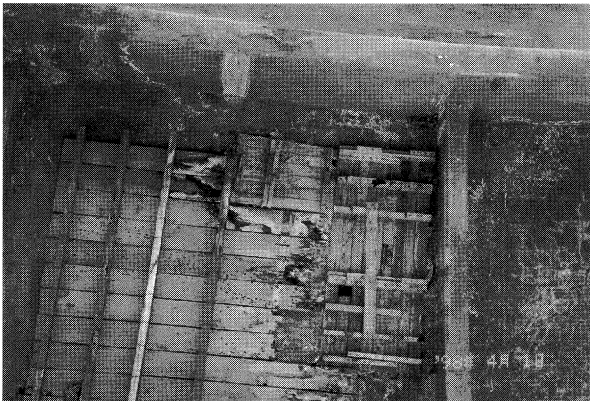
#### 4. あとがき

今回、わずか1ヶ月という短い期間ではあったが、改めてエ国の厳しい状況を認識した。また、この報文を執筆している最中に、隣国エリトリアとの戦争が勃発した。社会資本を初めとして、21世紀にむけて、これから発展する国であるのに、非常に残念である。今回の戦争で数十万の難民が発生したとのことである。いつも犠牲になるのは、民衆である。なんとしても、一日も早く解決

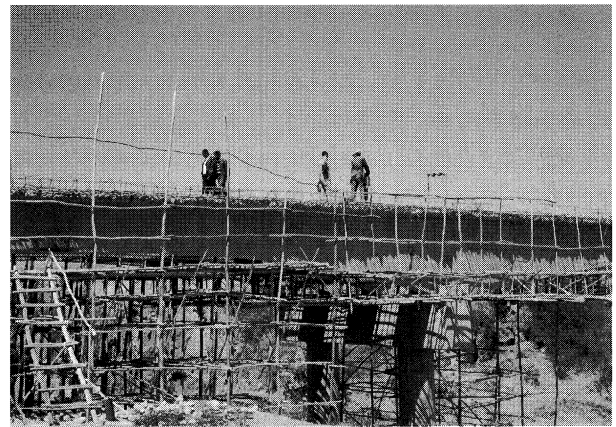
し、希望溢れる国土構築を歩んで欲しいと願っているし、私も微力であるが応援できれば幸いと思っている。最後に、今回このような貴重な機会を与えて頂いた関係者各位に深く感謝いたします。



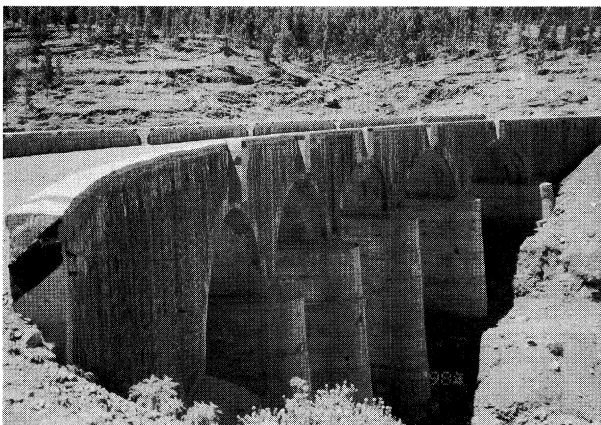
写真—6 Tora Mesk Arch 橋下部工補修状況  
Photo.6 Repair on substructure of Tora Mesk Arch Bridge



写真—4 Abay 橋下面のスラブ補修状況  
Photo.4 Repair on bottom side slab of Abay Bridge



写真—7 Mojo 橋補修用足場工  
Photo.7 Scaffolding work for repair of Mojo Bridge



写真—5 Tora Mesk Arch 橋全景  
Photo.5 Tora Mesk Arch Bridge



写真—8 Mojo 橋 スラブ部はつり中  
Photo.8 Mojo Bridge under chipping slab

# 海外報告 (サウディ・アラビア王国)

Overseas Report (Kingdom of Saudi Arabia)

設 計 部 設計第三課長代理 山 田 和 彦

Kazuhiko Yamada



## 1. はじめに

1996年2月から98年2月までの2年間、JICA長期専門家としてサウディ・アラビアで働く機会を得た。この国は石油を通じて我が国とは非常に深い繋がりを持っているにも関わらず、一般の日本人にとってはほとんど情報のない、遠い未知の国の一つであろう。

そこで、今回この紙面を借りて、私と家族が2年間の生活で知ったサウディ・アラビアおよびこの国での私の仕事について報告させていただく。

## 2. サウディ・アラビア

サウディ・アラビア(図-1)は、アラビア半島の約8割の面積を占め、全世界の1/4の石油埋蔵量を誇る、中東湾岸諸国を代表する石油大国である。国土の半分以上は砂漠に覆われているが、東はペルシャ湾、西は紅海に面し、特に紅海沿岸部は緑豊かな山岳地が広がるなど想像以上に多様な自然環境を持っている。国土面積は日



図-1 サウディ・アラビア王国

Fig. 1 Kingdom of Saudi Arabia

本の約6倍。人口は約1700万人(1992年国勢調査)といわれる。

建国は1927年。政治形態は専制君主制で、現在の国王はファハド国王という。選挙や国会は存在せず、国会に代わるものとして、国王が選出した閣僚で構成される閣僚会議があり、ここで国の施策が決められる。宗教はイスラム教でこれ以外の宗教活動は認められていない。言語はアラビア語だが、都市部では英語だけで十分生活が可能である。

私たち家族が暮らした首都リヤドは平坦な内陸部にあり、約300万人が住む。典型的な大陸性の砂漠気候で、朝夕・夏冬の温度差が大きく、冬は気温が0℃近くまで下がることもある一方、夏はバカがつくほど暑い。真夏になると最高気温が50℃を超える日も珍しくなく、夜になっても気温が下がらない。年間を通じて非常に乾燥しており、湿度が20%を超えることはほとんどない。日本のような四季はなく、大きく夏と冬に分かれ、季節の変わり目には雹や雷を伴ったとんでもない大雨が降る。この時ばかりは、乾燥しきったりヤド市内も至る所が水浸しになる。

## 3. 異文化との出会い

サウディ・アラビアはイスラム教の聖地メッカ・メディーナを擁する国であり、イスラム教の中で最も戒律の厳しいと言われるワッハーブ派のモスリムが大半を占め、社会生活においても宗教的戒律や制約が厳格に守られている。そのため、初めてこの国を訪れる日本人は、まずイスラム教とモスリムという未知の世界と遭遇することになる。こう述べても、東南アジアや中央アジア・アフリカのイスラム国を知っている方々から、私も同じ経験をしたと言われそうだが、この国の凄いところは宗教的制約が異教徒の外国人にも課されることである。

例えば、アルコールや豚肉は宗教的理由により禁止されており、この国にいる限り入手は不可能である。日本人学校では理科の実験でアルコールランプが使用できなくて困っているという。

モスリムは戒律によって1日5回のサラが義務付けられていることは有名(?)であるが、この国では、サラ

	Fajr	Sunrise	Dhuhr	Asr	Maghrib	Isha'		Fajr	Sunrise	Dhuhr	Asr	Maghrib	Isha'
Makkah:	5:07	6:28	12:05	3:17	5:42	7:12	Dammam:	4:30	5:54	11:23	2:30	4:53	6:23
Madina:	5:11	6:33	12:05	3:15	5:38	7:08	Tabuk:	5:26	6:51	12:17	3:22	5:45	7:15
Riyadh:	4:42	6:05	11:37	2:46	5:10	6:40	Abha:	4:54	6:13	11:54	3:10	5:35	7:05
Jeddah:	5:10	6:31	12:08	3:20	5:45	7:15	Jizan:	4:53	6:11	11:54	3:10	5:37	7:07

図-2 毎日の新聞に掲載されるサラ時間

Fig. 2 Shalat time published on daily newspaper



写真-1 アバヤ姿の女性（日本人）

Photo. 1 Lady in Abaya (Japanese)



写真-2 職場（MOC）の外観

Photo. 2 Appearance of MOC

の時間には「全てのモスリムは礼拝をしなければならない」ので、国内ほぼ全ての機関・施設・商店が約30分間、活動や営業を中断する。特に商店やレストランでは店内の客を追出し、入店できぬよう施錠してしまう。店が閉まっているからと、店先でぶらぶらとウインド・ショッピングをしていると、市内を巡回しているムタワからお叱りを受けたりするので細心の注意が必要である。それ故、外出する際はサラの時間を事前に新聞等で調べ（図-2）、この時間を避けることが重要である。

また、女性は髪の毛や服装（身体のライン）を人目に晒すことは不道徳なこととされているため、外出時は写真-1のような「アバヤ」を重ね着することが必要となる。この写真は外国人の例であり、サウディ人女性の場合はさらにフェイス・カバーが必要である。もしこの規則に従わない場合は、外国人であろうと、前述のムタワから厳重注意を受けることを覚悟しなければならない。

この国での異文化体験を列挙しようとしたが、きりがないのでこの辺りでひとまず終わる。ただ、このような暮らし方もモスリムにとっては不自由ではなく、逆に合理的であるらしい。仕事でこの国にやってきてイスラム教に改宗する外国人（日本人も含む）も少なくないと聞いた。

#### 4. サウディ・アラビアでの仕事

私が勤務したのはMOC (Ministry of Communications) といい、日本の運輸省と建設省の機能を一つにしたような機関である（写真-2）。1953年に設立され、当初は“Communications”の名前どおり交通・郵便・通信分野全てを統括していたが、航空および郵便・電信分野がそれぞれ独立したため、現在は海上運輸、陸上運輸（自動車、鉄道）を監督・管理する運輸部門と国内の主要道路の計画・設計・施工・管理を行う道路部門から構成されている。

配属はMOCの調査設計部・調査課で、高速道路などの高規格道路の調査・設計を行う部門であった。私のカウンターパートは書類上は調査設計部長であったが、実質的な私の業務は調査課長の業務補助および課員のサウディ人若手技術者の指導であった。当初は個室であった私の執務室には、そのうちに2人の若手インハウス・エンジニアが同居するようになり、結局は彼らの日常業務を補助・指導することが私の主な仕事となった。

#### 5. 職場風景

勤務時間は7時30分～14時30分。12時から30分間はサラの時間があり、職場内のモスリム全員が役所の中に設けられているモスクへ集まる。昼休みはなく、昼食は勤務時間終了後に帰宅して家で食べるのが一般的である。残業をする職員はほとんどいない。ラマダンになると、勤務時間は10時～15時と始業時刻が遅くなる。ラ

マダン中は日中には飲食が一切できないので、必然的に夜間に活動することとなり、就寝時間が大幅に遅くなるためである。

勤務日は土曜日から水曜日の5日間。木・金曜日が休日である(図-3)。祝祭日はハッジとラマダンが終わった後にそれぞれ10日間程度あるだけで、それ以外はない。

職場ではサウディ人技術者の他にサウディ人と同数以上の外国人技術者が働く。国籍は多岐にわたっており、私の所属した調査設計局では数の多い順からスウェーデン、米国、エジプト、フィリピン、マレーシア、台湾、パキスタン等からの技術者がMOCに雇用されていた。仕事上の共通言語は英語である。

さらに、清掃や雑用を行う外国人労働者がおり、パキスタン人、バングラデシュ人の出稼ぎが多かった。このように、職場では多国籍の人間が働いているのだが、当然ながら女性は一人もいない。職場は男性だけの世界である。

仕事方法は完全なトップ・ダウンかつ縦割りで、同僚の仕事や仕事のやり方に一切干渉しないし、干渉されることを嫌がる。昇進は能力重視のようで、沈着冷静かつ意欲的に仕事をこなすと評価された人間は、若くても局長や次官クラスに抜擢されることがあるという。

サウディ・アラビアは非常に保守的なお国柄で、自国のことを外国に伝えたり、また外国から自分たちのことを詮索されることを好まない。MOCにも同じことがいえる。赴任当初に、私がJICA専門家活動の「業務計画書」を作成するために、MOCの長期的な事業計画、年度予算、組織図、技術職員数等を教えてもらおうとして部長にレターを出したところ、「なぜ君の仕事にこのような情報が必要なのか。」と血相を変えて詰問され、しばらくの間非常に気まずい思いをした。

## 6. 道路整備状況

1953年にMOCが設立されて以来、国家事業として道路整備が行われてきた。しかしながら、設立当初は事業資金・技術力ともに不足しており、道路整備といっても、人やラクダなどによって踏み固められてできた道を単に舗装する程度のものであったという。

転機は1970年。第一次サウディ開発5カ年計画が策定され、インフラストラクチャー整備に優先的重点が置かれたこと、さらに欧米の先進技術力や技術者を積極的に取り入れる政策が採られるようになったこと、「石油ショック」によりこの国に潤沢なオイルダラーがもたらされるようになったことなどの理由により、近代的な道路整備が本格化した。その後の累次5カ年計画でも道路ネットワーク整備に重点が置かれており、現在では、主要な都市間は片側3車線以上の高規格道路で結ばれ(写真-3)、その延長は約4,400km。主要都市と村落を連絡する地方道路(写真-4)等を含めると道路総延長は約15万kmに達する。



写真-3 高規格道路

Photo. 3 High grade road



写真-4 地方道

道路以外は見渡す限り砂と土  
手前の標識は「ラクダ横断注意」

Photo. 4 Rural road

Sand and soil as far as the eye can see  
Front sign means 'camels crossing'

## 7. 都市内道路

リヤドをはじめとする主要都市は自動車社会を前提とした都市計画・整備が行われており、自動車なしの生活は考えられないほどである。またこれらの都市内道路の整備はほぼ完了しているといえる。

リヤドを例に挙げれば、長方形(10km×25km)に発達した市街地全体を片側4車線の都市高速道路が取り囲み、さらに市街地を二分する位置に片側3車線の高架高速道路が整備されている。さらに高速道路の両側には3~5車線の側道が平行して走っている。これらの道路を比較的きれいな日本車・アメリカ車・韓国車がひっきりなしに猛スピードで走り抜ける。朝・昼の通勤ラッシュ時には市内の所々で渋滞も発生する。市内の一般道路は基盤目状に整備され、道路沿いには近代的かつアラビア風デザインのビル群が立ち並ぶ(写真-5、6)。

市内の道路橋高架橋はほとんど全てがRCあるいはPC橋(写真-7)で、鋼橋は試験的に若干数が建設されているだけである。MOCの担当者に聞くと、経済性とメンテナンスの理由から鋼橋はPC橋に勝てないと



写真一五 都市高速道路 (リヤド)

Photo. 5 Urban highway (Riyadh)

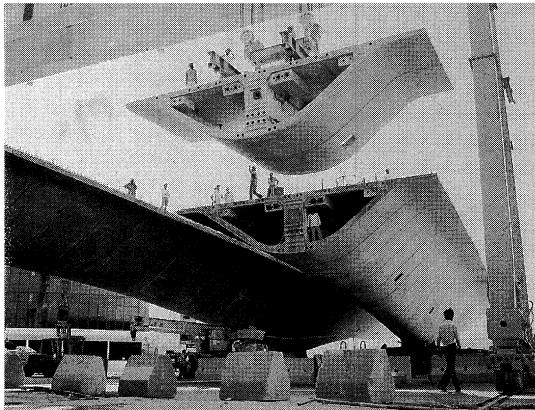


写真一六 都市高速道路 (リヤド)

道路両端の擁壁表面のテクスチャーに注目

Photo. 6 Urban highway (Riyadh)

Look at texture on wall of roadside



写真一七 PC 橋 (Gulf Bridge) 施工状況

Photo. 7 Construction of PC bridge (Gulf Bridge)

言っていた。これらのコンクリート橋はその表面にテクスチャーが施され、さらにアースカラーに着色されている。また、桁高は低く、橋脚は細く、桁断面は変断面の曲線が採用されるなど景観性が重視されていることが分かる。橋梁設計に際して、経済性は重要な要因の一つだが、橋梁（高架橋）が都市のモニュメント的な役割も持つことから、経済性最優先で橋梁形式や形状を決めることはしないということであった。

## 8. サウディ・アラビアと日本

「日本は小さい国土で天然資源 (Natural Resources) もほとんどないが、人的資源 (Human Resources) に恵まれ、経済大国に成長した。サウディ・アラビアは広大な国土と豊富な天然資源に恵まれているものの人的資源に乏しい。サウディが経済発展を遂げるには、日本のように人的資源の開発が必要である。」という意見を何人ものサウディ人から聞いた。

現在サウディ・アラビアは労働力・技術力の「サウディ化 (Saudization)」運動を国策として推進している。これまでのように外国から労働力や技術力を買うのではなく、サウディ人自らの力で国を発展させようという主旨である。そのため教育にはかなりの力を注いで、国民の教育水準を引き上げようとしている。サウディ・アラビアにとって、日本は良いお手本として認識されており、電化製品・自動車を始めとする日本の技術は高い評価を受けている。「メイド・イン・ジャパン」はこの国で最も評価されているブランドの一つである。ただ、日本製品はよく知っているが日本人のことはあまり知らないと、サウディでよく言われた。日本人はもっと CNN や BBC などの英語メディアに登場し、自分たちのことを世界にアピールすることが大切だと実感した。

## 9. 外国生活について

サウディ・アラビアでの異文化体験は前述したが、外国で長期間生活する場合、どんな国であれ異文化に出会うことになると思う。赴任当初には常に緊張を強いられていたりリヤドでの暮らしも、日本へ帰国する頃には何の不自由も感じなくなっていた。逆にこの国の良いところがたくさん見えてきて、私も妻もこの国を去ることを残念に思うほどであった。

これほど価値観や生活様式が異なる国での生活も半年ほどで慣れるものだ。「郷にいれば郷に従え」。「住めば都」。ものは考えようである。私たちはサウディ・アラビアの生活で、日本人の常識や価値観は日本以外の国では必ずしも正しくないということを学んだ。

## 10. あとがき

サウディ・アラビアでの生活はたったの2年間だったが、日本では考えられないほど数多くの貴重な経験をし、また多数の人に出会うことができたように思う。初めは非常に排他的だが、一旦顔見知りになるとこちらが辟易するくらい世話を焼きたがる人達。強い信仰心に支えられ、常にイスラム教とともに暮らす誇り高い人達。欧米に並ぶまでの経済発展を遂げ、高い技術力を持つ国として日本を評価し、同じアジアの一員として日本と日本人に対して敬意を払ってくれる人達。何人かの例外はある

ものの、私たちが出会ったサウディ人は概ねこのような愛すべき人達であった。日本の生活にも再び慣れてきた今、当時を思い返すと、長い長い夢の中の出来事のようにも感じる。

これからは、本四公団職員も外国で働く機会がどんどん増えることと思う。私たちの体験が皆さんの参考になれば幸いである。

最後に、このようなすばらしい機会を私たちに与えてくれ、さらに赴任中もいろいろとご支援下さった建設省並びに公団の方々に感謝いたします。また、赴任中に何度となく「忍耐」、「寛容」、「諦観」の精神を私に教えてくれた日本大使館および JICA 関係者に対しても感謝の意を表します。

### 【用語の説明】

**モスリム**：イスラム教徒（回教徒）のこと。サウディ人は自分たちが敬虔なモスリムとして神（アッラー）とともに暮らしていることに誇りを持っており、異教徒の外国人は例外なく一度はモスリムへの勧誘を受ける。

**サラ**：モスリムに義務づけられている礼拝のこと。1日5回決められた時刻に、メッカの方角を向いてサラを

行なう。なお、サラの時刻は日の出・日没時刻と密接に関連するため、毎日少しずつ変化し、夏と冬では約2時間の差が生じる。

**ラマダン**：ヘジラ暦（アラビア暦）の9月のこと（図-3）。ラマダンの一ヶ月間、モスリムは日の出から日没までは一切の食物・飲料・嗜好品を口にしてはならないとされている。さらにこの国では、異教徒の外国人であろうとも、ラマダン中は日中に人前で飲食することは許されない。なお、ヘジラ暦では1年が354日なので、我々が使用するグレゴリア暦と比べて、年々11日ずつずれてゆく。

**ハッジ**：モスリムに義務づけられているメッカ巡礼およびその期間のこと。モスリムは一生のうち一回はハッジを行わねばならない。

**ムタワ**：正式名称：勧善懲悪委員会、通称：宗教警察という。宗教的に不道徳的な行為や事柄を取り締まる人あるいは機関のこと。

## 1998 Gregorian and 1418-1419 Hijra Calendar

### التقويم الميلادي (الغريغوري) لعام ١٩٩٨م / التقويم الهجري لعام ١٤١٨ - ١٤١٩هـ

Ramādan January Shawwāl							Shawwāl February Dhū'l-qa'da							Dhū'l-qa'da March Dhū'l-hijja						
Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri
					1	2		1	2	3	4	5	6		1	2	3	4	5	6
	3	4	5	6	7	8	7	8	9	10	11	12	13	7	8	9	10	11	12	13
	5	6	7	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	9	10	11	12	13	14	15
10	11	12	13	14	15	16	14	15	16	17	18	19	20	14	15	16	17	18	19	20
12	13	14	15	16	17	18	17	18	19	20	21	22	23	16	17	18	19	20	21	22
17	18	19	20	21	22	23	21	22	23	24	25	26	27	21	22	23	24	25	26	27
19	20	21	22	23	24	25	24	25	26	27	28	29	1	23	24	25	26	27	28	29
24	25	26	27	28	29	30	28	2						28	29	30	31			
26	27	28	29	30	1	2								30	1	2	3			
31																				
3																				

رمضان							شوال							مارس							نوالحجة						
السبت	الأحد	الاثنين	الثلاثاء	الأربعاء	الخميس	الجمعة	السبت	الأحد	الاثنين	الثلاثاء	الأربعاء	الخميس	الجمعة	السبت	الأحد	الاثنين	الثلاثاء	الأربعاء	الخميس	الجمعة	السبت	الأحد	الاثنين	الثلاثاء	الأربعاء	الخميس	الجمعة
٢	١						٦	٥	٤	٣	٢	١		٦	٥	٤	٣	٢	١		٦	٥	٤	٣	٢	١	
٤	٣						٩	٨	٧	٦	٥	٤	٣	٨	٧	٦	٥	٤	٣	٢	٨	٧	٦	٥	٤	٣	٢
٩	٨	٧	٦	٥	٤	٣	١٣	١٢	١١	١٠	٩	٨	٧	١٣	١٢	١١	١٠	٩	٨	٧	١٣	١٢	١١	١٠	٩	٨	٧
١١	١٠	٩	٨	٧	٦	٥	١٦	١٥	١٤	١٣	١٢	١١	١٠	١٥	١٤	١٣	١٢	١١	١٠	٩	١٥	١٤	١٣	١٢	١١	١٠	٩
١٦	١٥	١٤	١٣	١٢	١١	١٠	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤
١٨	١٧	١٦	١٥	١٤	١٣	١٢	٢٢	٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	٢٢	٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	٢٢	٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦
٢٣	٢٢	٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢١	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢١	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢١
٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢١	٢٠	١٩	١	٢٩	٢٨	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢١	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢١
٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤								٢٨	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢	٢٨	٢٧	٢٦	٢٥	٢٤	٢٣	٢٢
٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤								٣١	٣٠	٢٩	٢٨	٢٧	٢٦	٢٥	٣١	٣٠	٢٩	٢٨	٢٧	٢٦	٢٥
٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤								٣	٢	١					٣	٢	١				
٢٠	١٩	١٨	١٧	١٦	١٥	١٤																					

図-3 サウディ・アラビアで用いられているカレンダー

西暦（グレゴリア暦）1998年1月～3月分を示す。上記が英語版、下記がアラビア語版である。アラビア語は右から左に読むので表記が英語版と比較して左右対称になっている。カレンダーに記された一週間は土曜日から始まり金曜日で終わる。

カレンダーの日付は2段書きされており、上段が西暦、下段がヘジラ暦である。例えば西暦の1998年1月15日（日）はヘジラ暦では1418年9月（Ramadan：ラマダン）17日になる。

Fig. 3 Calendar used in Saudi Arabia

It denotes January to March 1998 for Gregorian Calendar. Upper one is for English, and the bottom for Arabic. Inscription is symmetric because the Arabic spells from the right to the left. The calendar week starts from Saturday and ends at Friday.

The calendar involves two rows; upper row for the Gregorian Calendar, and the bottom for the Hegira Calendar. For example, January 15, 1998 in Gregorian falls on the 17th of Ninth month (Ramadan), 1418.

### ■アメリカ土木学会にて明石海峡大橋を紹介

10月19日午前（8：30～10：00）、アメリカ土木学会（ASCE）年次総会（10月18日～21日、ボストンで開催）において、明石海峡大橋の技術が紹介された。この講演は、ASCEの要請を受けて、日本の土木学会を代表して行われたものである。

発表メンバーと内容は下記のとおりである。

モデレーター：川島一彦（東工大教授）

明石海峡大橋の橋梁計画と設計：

佐伯彰一（本四公団顧問・土木学会鋼構造委員会委員長）

明石海峡大橋における技術開発：

古屋信明（本四公団設計第一課長）

明石海峡大橋の上部工と耐風性：

藤野陽三（東大教授）

明石海峡大橋の主塔基礎工事：

藤田時男（鹿島、工務部次長）

発表は非常に好評であり、会場からは下記のような質問が出された。

- ・全体の建設工期、工事の進捗状況

### ■フィリピン土木学会にて明石海峡大橋を紹介

11月12日午後（13：30～15：00）、フィリピン土木学会（PICE）年次総会（11月11日～14日、マニラで開催）の場で、明石海峡大橋の技術が紹介された。

この講演は、10月に開催されたアメリカ土木学会の発表（前述）を聴いて感銘を受けられたPICEのクルツ会長が、日本の土木学会を通じて、本四公団に依頼されたことにより行われたものである。

発表メンバーと内容は下記のとおりである。

明石海峡大橋の概要と技術開発：

辰巳正明（二管局長）

明石海峡大橋下部工の調査と建設：

栗野純孝（垂水橋梁管理役）

明石海峡大橋上部工の調査と建設：

秦 健作（二管橋梁技術課長）

当日は、午前中にエストラーダ大統領による基調講演が行われ、午後、公共事業省事務次官のインフラ開発に

### ■多々羅大橋の振動実験

多々羅大橋は中央径間890mの世界最長の斜張橋となる橋梁である。そのため、その振動特性を確認することは重要であり、特に最長460mにもなるケーブルの影響を把握することは、長大斜張橋の基本特性を理解する上で非常に有益な資料となる。そこで、橋梁本体が最終形

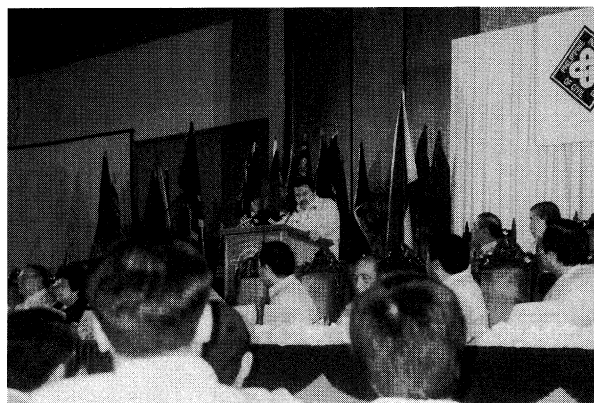


古屋課長の講演

- ・下部工で使用した9種類のコンクリートの内容
- ・工費、通行料金
- ・主塔基礎底面反力、安全率

なお、本四公団は10年前にも、瀬戸大橋の完成を記念して、ASCE年次総会（セントルイスで開催）で、土木学会代表として瀬戸大橋の技術について発表している。

（文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉）



基調講演中のエストラーダ大統領

関する講演に引き続き、明石海峡大橋の発表が行われた。視聴者は3,500人にも及び、3つの大型映写面を使用しての発表となった。

（文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉）

状に近づいた平成10年11月～12月にかけて、実橋振動実験を実施した（写真-1）。

加振振動モードは、桁の鉛直曲げとねじれの対称1次、逆対称1次に加え、桁の水平曲げの対称1次、対称2次などとした。主要な計測項目は、固有振動数、構造減衰

表-1 振動実験速報値

振動モード	振動数 (Hz)		構造減衰 (対数減衰率)
	解析値	実測値	
鉛直曲げ対称1次	0.223	0.226	0.023
〳 逆対称1次	0.262	0.263	0.019
ねじれ対称1次	0.551	0.497	0.010
〳 逆対称1次	0.828	0.831	0.025
水平曲げ対称1次	0.094	0.097	0.121
〳 対称2次	0.494	0.470	0.019

であり、速報値を表-1に示す。

本橋が長大斜張橋であるため、桁の振動が卓越する振動モードで加振しても一部のケーブルで振動が観測された。一部の振動モードにおいては構造減衰が低くなっていることと、ケーブルの振動の関連も考えられるため、今後、実験データの詳細な解析を実施する予定である。

(文責：設計部設計第一課長代理 鳥海隆一)

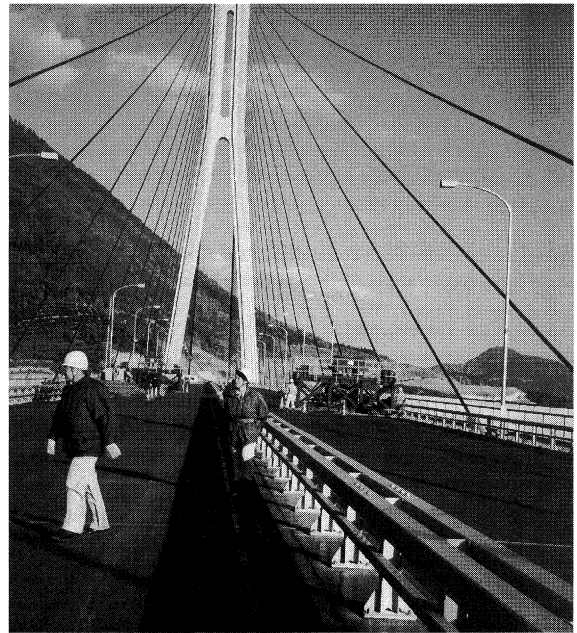


写真-1 多々羅大橋振動実験

橋上に設置されている2基の長方形の機械が起振機。写真では水平加振の状態。

### ■新尾道大橋 主桁閉合

新尾道大橋の主桁架設は、最初の架設が平成10年12月17日向島側の側径間において行なわれ、翌18日からは尾道側の側径間架設にも着手した。その後、側径間主桁の送り出し架設が完了した5月下旬からは2P・3Pの

主塔架設を開始し、6月中旬に両塔の架設も完了した。中央径間主桁の架設は、全体を20ブロックに分割し、尾道水道からの直下吊りを併用した張り出し架設工法を採用し、6月24日に尾道側の第1ブロックから架設を開

表-1 新尾道大橋直下吊り架設実績

ブロック名	ブロック重量 (ton)	架設日	直下吊り架設		架設時間	備考
			開始時間	完了時間		
尾道No. 1	約88.4	06/24(水)	09:10	10:20	01:10	
尾道No. 2	約84.9	07/03(金)	10:45	12:45	02:00	
尾道No. 3	約93.8	07/13(月)	11:30	13:27	01:57	
尾道No. 4	約96.8	08/01(土)	08:30	10:37	02:07	
向島No. 1	約87.5	08/02(日)	10:45	13:10	02:25	
尾道No. 5	約96.0	08/19(水)	12:00	13:45	01:45	
向島No. 2	約86.4	08/20(木)	08:05	09:52	01:47	
尾道No. 6	約97.0	09/02(水)	11:30	13:33	02:03	
向島No. 3	約92.8	09/03(木)	12:18	13:48	01:30	
尾道No. 7	約97.8	09/16(水)	11:31	13:10	01:39	
向島No. 4	約94.6	09/17(木)	12:00	13:33	01:33	
向島No. 5	約95.0	10/01(木)	12:00	14:25	02:25	
尾道No. 8	約95.2	10/02(金)	12:00	13:33	01:33	
尾道No. 9	約92.3	10/16(金)	12:18	13:39	01:21	
向島No. 6	約95.9	10/17(土)	08:15	09:48	01:33	
尾道No. 10	約87.1	10/30(金)	11:26	13:31	02:05	
向島No. 7	約94.3	10/31(土)	12:16	13:50	01:34	
尾道No. 11	約88.6	11/07(土)	12:18	13:49	01:31	
向島No. 8	約94.6	11/08(日)	12:41	14:10	01:29	
最終(閉合)	約184.4	11/17(火)	08:50	11:11	02:21	

注) 表中の時間は、「時:分」を示す。

始した。11月17日、工事関係者が見守る中で最終ブロックとなる第20ブロックが直下吊り架設工法によって架設され、着手以来約5ヶ月に亘った主桁の直下吊り架設作業は無事に完了した。

当日の架設作業は、午前8時15分からブイの設置を開始し、定期船の通過が一段落した午前10時10分から部材の水切り、同17分から吊り上げが開始された。最終ブロック（長さ16.4m、幅25.0m、桁高2.3m、桁重量約180t）

#### ■来島海峡大橋 舗装工事順調

来島大橋舗装工事は、大島南ICから今治北IC間7.3kmのうち、大島南ICから小浦高架橋P6までの本線延長5.6kmの施工を行うものである。主要工種は鋼床版舗装工であり、舗装構成はグースアスファルト工35mm、改質アスファルト工30mmとなっている。

工事の現況としては、平成10年9月28日に来島海峡第一大橋（下田水高架橋の鋼橋部を含む）のグースアスファルト工に着手し、平成10年11月16日には来島海峡第二大橋までのグースアスファルト工を完了した。11月末現在の工事進捗率は約33%となっている。

本工事の特徴としては、原自歩道部の鋼床版舗装（t=30mm）に植物繊維添加型碎石マスチックアスファルトを採用したことが挙げられる。日本では1980年代の後半に導入が図られ、当初は耐摩耗舗装として利用されてきたが、改質アスファルトの改良や植物性繊維の利用により耐流動性や耐摩耗性の両面に優れ、また経済性も有する舗装材として技術改良がなされてきている。また、水密性やたわみ性も有しているため、鋼床版舗装に要求される品質を満足しているが、長期に亘る耐久性の実績を考慮して、来島海峡大橋と多々羅大橋の原自歩道舗装部へ適用することとした。なお、馬島に設置される管理用出入路の舗装については、試験的に当該舗装を行う予

は、尾道大橋や尾道側の国道に集まった多数の一般観衆も見つめる中で静かに巻き上げられ、午前10時40分につり上げ作業が終了し、同11時30分にはブイの撤去を含む当日の架設作業の全てが完了した。今後は、ブロック間の添接・溶接作業、添接部等の現場塗装作業、付属物の架設及び仮設備撤去等の作業を行っていく予定となっている。（巻頭写真参照）

（文責：工務部工務課長代理 上村博文）



施工状況

定である。

今後の予定としては、来島海峡第三大橋・馬島高架部・小浦高架橋（鋼橋部）のグースアスファルト工を平成11年1月中旬から、また、改質アスファルト工については、工事区間を連続して施工する計画のため、平成11年3月から開始する予定となっている。

（文責：第三建設局建設部建設第一課長代理 矢野保広）

## 文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'98.8~11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
長大吊橋主塔の制振技術	麓興一郎、佐々木雅敏	住友重機械技報		1998.08	33-36
本四吊橋の歴史	古屋信明	橋梁と基礎	32 8	1998.08	43-48
明石海峡大橋	栗野純孝	橋梁と基礎	32 8	1998.08	9-15
多々羅大橋	平原伸幸	橋梁と基礎	32 8	1998.08	16-21
来島大橋	吉川章三	橋梁と基礎	32 8	1998.08	22-27
新尾道大橋	金子正猪	橋梁と基礎	32 8	1998.08	28-31

題 名	著 者	雑 誌 名	卷 号	年 月	頁
舞子高架橋	大廣 始	橋梁と基礎	32 8	1998.08	38
松帆高架橋	加藤嘉津次	橋梁と基礎	32 8	1998.08	39
茶間川橋	井根勝重	橋梁と基礎	32 8	1998.08	40
灘川橋	井根勝重	橋梁と基礎	32 8	1998.08	41
立石川橋	井根勝重	橋梁と基礎	32 8	1998.08	42
長大斜張橋の変遷	奥川淳志、鈴木周一	橋梁と基礎	32 8	1998.08	49-52
本四長大橋下部工の歴史	森谷俊美	橋梁と基礎	32 8	1998.08	53-57
耐風設計基準の変遷	秋山晴樹	橋梁と基礎	32 8	1998.08	61-64
大規模実験・解析法	鳥海隆一、*勝地 弘、 金崎智樹	橋梁と基礎	32 8	1998.08	65-73
ケーブル制振	藤原 亨	橋梁と基礎	32 8	1998.08	74-75
主塔の耐風設計法	大橋治一、秦 健作	橋梁と基礎	32 8	1998.08	76-79
耐風設計基準の変遷	加島延行、河口浩二	橋梁と基礎	32 8	1998.08	80-85
上部工の耐震設計	藤田和朗	橋梁と基礎	32 8	1998.08	86-89
大規模載荷試験	山本茂樹	橋梁と基礎	32 8	1998.08	90-93
兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響	栗原敏広	橋梁と基礎	32 8	1998.08	94-97
上部工設計基準類の変遷	山岸一彦、山田郁夫	橋梁と基礎	32 8	1998.08	98-102
疲労設計	大橋治一	橋梁と基礎	32 8	1998.08	103-106
防食技術の変遷	岡野 哲	橋梁と基礎	32 8	1998.08	107-110
明石海峡大橋の景観設計	仁木清貴	橋梁と基礎	32 8	1998.08	111-114
設置ケーソン工法	鈴木幹啓、岡田凌太	橋梁と基礎	32 8	1998.08	115-123
アンカレイジコンクリート	吉川章三、糸日谷淑光	橋梁と基礎	32 8	1998.08	124-129
ケーブル材料	森山 彰	橋梁と基礎	32 8	1998.08	130-131
ケーブル架設工事	河口浩二、平原伸幸	橋梁と基礎	32 8	1998.08	132-137
吊橋主塔の架設工法	秦 健作	橋梁と基礎	32 8	1998.08	138-141
吊橋トラス補剛桁架設工事の変遷	栗野純孝	橋梁と基礎	32 8	1998.08	142-145
吊橋補剛桁（箱桁）架設工事の変遷	伊藤進一郎	橋梁と基礎	32 8	1998.08	146-148
斜張橋上部工の架設工法の変遷	藤原 亨	橋梁と基礎	32 8	1998.08	149-153
長大橋の管理技術	岩屋勝司、松本 毅	橋梁と基礎	32 8	1998.08	155-161
海峡横断道路プロジェクトと技術開発の現状	西谷雅弘	橋梁と基礎	32 8	1998.08	180-186
イズミット湾横断橋、スエズ運河橋、ラプラタ 河口橋	酒井和吉	橋梁と基礎	32 8	1998.08	190-191
明石海峡大橋	佐伯成巳	TES MAGAZINE		1998.11	50-56

**本州四国連絡橋公団の基準類**

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は(財)海洋架橋調査会(TEL.03-3555-8361)で販売しています。

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

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

*設計基準類(上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成5年5月
鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年9月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)[平.6.10一部改訂]	平成2年4月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年9月
HBS高力ボルト類規格	平成4年8月
HBS鋼材規格[53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格・同解説	平成3年9月
HBS塗料規格(案)[平.6.10一部改訂]	平成2年4月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	平成5年9月
製作要領(案)	
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月

*設計基準類(下部工編)	
下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針	昭和52年3月
[56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月
要領・同解説(案)	
重力式直接基礎アンカレッジ設計要領(案)・同解説	昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準	平成2年8月

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

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

※表紙右上記号 (ISSN 0912-6953) 説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

**本四技報編集委員会名簿** (五十音順) 平成10年10月1日現在

編集委員長	北川信小林義弘
編集委員	上村博文酒井和吉
	大江慎一田中聡史
	大島廣機土屋義俊
	小橋治一寺嶋賢隆
	小原和也鳥海永一
	荻原勝也福辺見泰
	金崎智樹山田郁夫
	木口淳一山田和彦
	北口雅一章山田芳嗣
	木村一也山田永
	古賀昇吉
	宮脇幸男 (海洋架橋調査会)

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

**本四技報 第89号**

発行	平成11年1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
	〒104-0042 東京都中央区入船3-1-13
	エーユー入船ビル4F
	電話 03 (3555) 8361
発行者	大富 宏
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

