

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.21 No.81 '97.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第81号 目次

Contents Honshi Technical Report No.81

ISO9000との出会い……………理事 Encounter with ISO 9000			日野西光温…1
明石海峡大橋アンカレイジの上屋計画……………工務部 技術管理課長代理 Plan on Anchorage Chambering for Akashi Kaikyo Bridge 第一建設局 垂水工事事務所 第一工事長代理		徳永剛平…2 石原和幸	
明石海峡大橋船舶緩衝工の設計……………第一建設局 設計課長 Design of Shock-Absorbing Device of Akashi Kaikyo Bridge for Ship Collision 第一建設局 設計課長代理		帆足博明…11 谷口貴成	
舞子高架橋ケーソン基礎の施工……………第一建設局 舞子工事事務所 第一工事長 Report on Maiko Viaduct Caisson Foundation Work 第一建設局 舞子工事事務所 第一工事長代理 第一建設局 舞子工事事務所 第一工事		山田郁夫…18 西野直均 小河正次	
下津井瀬戸大橋 A 3 エンドリンク補修工事報告 ……第二管理局 坂出管理事務所 橋梁技術課長 Report of Renovation Work for Shimotsui-Seto Bridge A3 End Link Bearing 第二管理局 坂出管理事務所 橋梁技術課長代理		池田定三…24 中西治	
多々羅大橋主塔架設系の風洞試験……………第三建設局 向島工事事務所 第一工事長 Wind Tunnel Test Pylons of Tatara Bridge in Erection Phase 第三建設局 設計課		平原伸幸…32 森山彰	
アジアの橋梁の現状……………企画開発部 企画課長代理 Present situation on Asian bridge stocks		栗野純孝…40	
インドネシアの吊橋……………第二管理局 橋梁維持課長 The suspension bridges in Indonesia		松本毅…43	
技術ニュース……………51 The Latest Information			
文献紹介……………54 Related Technical Reports in other Publications			

本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

本四技報 第82号(H9.4) 掲載予定

- ・長大トラス吊橋のハンガーピン定着部補強構造の力の伝達機構と疲労挙動
- ・撫養橋(上下線並列橋)の対風応答特性
- ・兵庫県南部地震による洲本管内鋼橋の被災調査及び復旧工事報告(調査編、復旧編)
- ・北備讃瀬戸大橋ケーブル送気試験
- ・引張接合継手の製作架設

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route



明石海峡大橋全景 [淡路島側から神戸側を望む]
Akashi kaikyo Bridge—Kobe side viewed from Awaji Island

(平成 8 年 12 月 27 日)
(December 27, 1996)



淡路 IC・SA～明石海峡大橋
Awaji Interchange・Service area～Akashi kaikyo Bridge

(平成 8 年 12 月 27 日)
(December 27, 1996)

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route



垂水 JCT [左側が明石海峡]
Tarumi Junction—Akashi Straits is on the lefthand side

(平成 8 年 12 月 27 日)
(December 27, 1996)



手前から撫養北高架橋、撫養橋
From front to back; Muya-Kita Viaduct, Muya Bridge

(平成 8 年 12 月 24 日)
(December 24, 1996)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋 2P [棧橋設置工]
New Onomichi Bridge 2P—Work pier installation

(平成 8 年 12 月)
(December 1996)



多々羅大橋 [全景]
Tatara Bridge—Overview

(平成 8 年 12 月)
(December 1996)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



多々羅大橋 3P [側径間 FC 小ブロック架設]
Tatara Bridge 3P—erection of the side-span block by floatation crane

(平成 8 年 12 月 19 日)
(December 19, 1996)



来島第一大橋 [ケーブルストランド架設]
First Kurushima Bridge—erection of cable strand

(平成 8 年 12 月)
(December 1996)

ISO 9000 との出会い

Encounter with ISO 9000

本州四国連絡橋公団 理事

日野西 光温

Mitsuharu Hinonishi



1970年代後半欧米諸国において品質管理の重要性についての認識が高まり、これに関連する規格が作られ、その後ISO（国際標準化機構）においてこれらを統一するための検討が進められ、英国と米国の規格を基礎にして'87年に品質システムに関する国際規格ISO 9000シリーズが制定された。ISO 9000 Sのうち企業等の品質保証体制を診断する際の基準として使用されるのが9001~9003であり、9001は適用範囲が最も広く「設計、開発から付帯サービスまで」を対象として、供給者がこれらすべてを行う場合に選択され、経営者の責任からはじまって設計管理、文書及びデータの管理、工程管理、検査・試験等の20項目にわたり、品質保証体制についての要求事項を定めている。この規格のポイントは「品質システムの規定、手順書を作成し、それらを効果的に実行する」ことであり、これら要求事項は、「品質を確保するために必要な活動内容、活動組織、活動プロセスの標準化・文書化、品質データの記録を規定するもの」と「作業や管理が決められたとおりに実施されたことを示す証拠を要求するもの」とから成っている。このISO 9000 Sの導入によって構築された品質システムが「規格」に適合しているかどうかのチェックは、顧客と供給者の間で行われれば済むものであるが、取引の相手が異なる度にチェックしたり、されたりするのは円滑な取引の妨げとなるので、諸外国では第3者機関にこの適合性の審査を任せる制度が設けられており、わが国でも日本工業標準調査会が'92年6月に通産大臣・運輸大臣へ行なった答申一わが国の品質システム審査登録制度のあり方について一の主旨に沿って民間主導で審査登録制度が整備された。企業等が自社の品質システムについてこの規格への適合性の審査を審査登録機関に申請し、機関が審査を行い、適合している企業等を登録、公表し、一方顧客は、登録を受けた企業等が示す登録証、ロゴマーク等を確認することが出来ることとなっている。また機関の審査結果に対する信頼感を一層増すためにその審査能力を上位の機関が認定する仕組みとなっており、この上位機関として'93年11月に(財)日本品管システム審査登録認定協会(現財)日本適合性認定協会)が設立された。認定されている審査登録機関の数は'95年末で15である。このほかの特徴としては、審査登録機関の審査対象となり得る分野が製造業のみではなく、ほぼ全産業を網羅し、更には公共行政にまで及んでいること、登録の効果は永久のものではなく3年毎に更新の審査を受けなければならないこ

と、この制度が受益者負担で運営されていることが上げられる。

以前勤めていた利用航空運送事業者の団体で'93年頃このISO 9000 Sの導入が問題となった。この業界が運送分野の中で最も早く反応したのは、輸出航空貨物の荷主が取扱事業者を選定する際に資格要件としてISO 9000の登録を要求する事例が生じてきたためである。当時、この問題を検討することに抵抗感を覚えた。これは一つにはISO 9000 Sそのものについての理解が不足していたこともあるがISO 9000 Sは輸送サービスの品質そのものではなくあくまでも品質管理システムについての保証であり、現行の事業規制では事業許可の際に事業計画の提出を求め、これを適確に実行出来ることを許可基準としているので、サービスの品質について一定のレベルを結果的に保証しているはずであるという考えが頭にあり、荷主の要求が事業者に余分な負担を課するように思えたからである。しかし、荷主獲得に鎬を削る業界では先ず大手2社が'94年の夏から秋にかけて荷主の要請に応え、自社のサービスを差別化する手段としてISO 9000 Sの導入を図り、その後9社が追随している。

ISO導入で考えさせられた運輸業の輸送サービスの品質保証と事業規制の関連は今でも気にかかっている問題である。運輸業による輸送サービスの確保について、時代の流れは従来のような規制による安定的な供給より市場競争による効率的な供給が重視される方向にあるので、近い将来、安全、環境等に関する社会的規制は別として参入、運賃に関する経済的規制は大幅に緩和されることが予想される。品質保証の機能がある程度果たしてきた参入規制が緩和され、企業そのものを規制対象とすることが困難となり、「安全」以外の品質についての保証問題が運輸事業者と利用者間の経済取引に全面的に委ねられることとなった場合、企業が専ら利用する輸送サービスについては、荷主(利用者)の要請を背景としたISO 9000 Sの普及によって解決されて行くであろうが、不特定多数の利用者を対象とするサービスについては、供給者の立場が強く、輸送サービスが即時財であることから利用者を保護するために何らかの公的対応が必要とされると考える。

明石海峡大橋アンカレイジの上屋計画

Plan on Anchorage Chambering for Akashi Kaikyo Bridge

工務部
第一建設局垂水工事事務所

技術管理課長代理
第一工事長

徳永剛平
Gouhei Tokunaga



第一建設局
垂水工事事務所

第一工事長代理

石原和幸
Kazuyuki Ishihara

概要

アンカレイジの上屋内ではケーブルは素地のままであり、かつ上屋からは漏水などが生じやすいため維持管理上の弱点になりやすく素線の保護、あるいは定着材の管理には非常に気を遣うところである。

上屋は吊橋毎にその構造が大きく異なるなどの特殊性ゆえ、上述した管理上の弱点に対して配慮が行き届きにくい面もある。ここでは、上屋の維持管理上の具備すべき条件等を検討・整理し、できるだけ明石海峡大橋のアンカレイジ上屋に反映させた。

The anchorage chamber might be a weak point in maintenance, since the cable wires are unprotected inside the chamber and the water tends to leak through the roof. Therefore, the chamber should be carefully designed to protect structural members inside. However, the configuration of chamber cannot be standardized due to structural peculiarity of each suspension bridge. Hence, there might be a chance to occur less consideration to such a weak point with the chamber design. This paper introduces the design of chamber for Akashi Kaikyo Bridge that reflected results of studies on requirements in design from a viewpoint of maintenance.

1. はじめに

一般に上屋とは、建築物の上に設けた工専用などの仮屋根（すやね）、あるいは停車場・波止場などで雨露を防ぐために柱上に屋根をかけて差し出した仮屋といった仮設物的な意味で使用される。一方、アンカレイジの上屋は、その上部に位置し、道路、鉄道、スプレーされたケーブル及び各種設備を収納する部屋等を構成する床版、梁、柱、壁の総称である。本四公団は、今までに因島大橋、大鳴門橋、伯方・大島大橋、下津井瀬戸大橋および南北備讃瀬戸大橋の各吊橋を手がけてきた。これらの上屋はRC構造あるいは鉄骨構造+PCパネルであるがそれぞれ

れに維持管理上の問題が報告されており、ケーブルの防護という本来の目的以外の上屋そのものの維持管理に多大な労力を費やす結果となっている。また、維持管理の拠点としてアンカレイジ空間を有効利用するという観点から計画されているとはいいたい面もある。

明石海峡大橋アンカレイジの上屋の計画に当たっては、維持管理上の問題が生じないように努めた。以下、その構造的特徴、維持管理上の特徴について報告する。

2. 本四連絡橋吊橋の上屋の状況

本四連絡橋における各吊橋の上屋について整理すると表-1のとおりである。

表-1 本四連絡橋吊橋の上屋

Tab.1 Dimentions of chamber of Honshu-Shikoku Bridges

供用年月	橋名	橋台の名称	上屋構造	一般的なアンカレイジの模式図
1983年12月	因島大橋	1A、4A	RC構造	
1985年6月	大鳴門橋	1A、5A	* RC構造	
1988年1月	伯方・大島大橋	4A、7A	RC構造 (プレキャスト桁を天井に使用)	
1988年4月	下津井瀬戸大橋	SB1A	RC構造	
		SB4A	RC構造	
1988年4月	南北備讃瀬戸大橋	BB1A	S構造、壁面PCパネル、天井グレーチング床版	
		BB4A	S構造、壁面PCパネル、天井グレーチング床版	
		BB7A	S構造、壁面PCパネル、天井グレーチング床版	

* : スプレー室柱と道路橋橋脚が併用される構造

垂水工事事務所は1990年に、各管理事務所の協力を得てアンカレイジの維持管理の状況を調査（伯方・大島大橋を除く）した。この調査によると、上屋からの漏水がいずれの吊橋でも大きな問題となっていることが解った。すなわち、各吊橋とも①躯体コンクリートの一般部の貫通ひび割れおよび打継ぎ箇所に漏水が生じ、これらにエポキシ樹脂注入などが行われたが一部では補修後に再び漏水が生じていた。②外部の斜面に塗膜防水を施工しているが、一部にひび割れの挙動に追従できずに塗膜の破断を生じていた。③アンカレイジの内部及び外部に、道路階から雨水が滴下し、壁面を伝っている現象が見受けられた。特に伸縮継ぎ手からの雨水の滴下が多いようである。④内部外部ともに床面の勾配が少ないためか、雨水の滞留が生じていた。⑤内部に一部結露を生じているものもあった。⑥PCパネルを上屋外壁に用いているが、一部、PCパネル間の目地、PCパネルと躯体との目地から漏水が生じていた。等々の不具合が発生していた。

発生頻度の高い不具合事項として、コンクリートのひび割れ発生箇所からの漏水、コンクリート打ち継ぎ箇所からの漏水、躯体コンクリートとPCパネルの目地からの漏水が挙げられる。また、これによる汚れも激しい。これらの補修として、エポキシ樹脂の注入、目地シールの再施工などが行われている箇所もあるが、完全ではないようである。スプレー室は外部に面している部分が多く、そのため漏水箇所も多く見受けられた。特にスプレー室天井部のひび割れは管理路がないため補修が困難となっている。また、スプレー室内に流入した雨水の排水に苦慮しているようであり、かつ、室内の湿度が高いので除湿設備が必要である。一般的に床の勾配、排水溝、配水管などに改良の余地が有りそうである。

表-2 構造に関する提言
Tab.2 Proposal to structure

項目	内容
上屋構造は鉄骨パネル形式とする	上屋は、鉄骨+PCパネル構造とすることにより、軽量化が図れること及び工期短縮となる。
スプレー室天井面等の排水計画を十分検討しておく	スプレー室天井面に排水勾配を付ける。排水が壁面を伝わり汚損することを防止するため配水管による処理を行う。
スプレー室と電気機械室は分離する	スプレー室は除湿する必要があることから、除湿設備容量及びランニングコストを抑えるため電気機械室と分離する。
ケーブルの入る部分は、漏水対策を行う	ケーブルがスプレーサドル室に入る部分は、ケーブルの伸縮を考慮し漏水対策を行うこと。
車両走行による振動を受けにくい構造とする	道路橋脚と上屋鉄骨が分離構造となっていない場合、自動車走行による振動がPCパネルに伝達され、目地に与える影響が大きくなる。
上屋鉄骨の変位は抑制すること	目地幅が大きくなると防水が難しくなるだけでなく、目地に与える負担が大きくなり破損しやすくなる。
防水工は、建築物を参考に十分な方策をたてる	供用後の漏水対策は、時間がかかるだけでなく対策にも限界がある。天井部は重防水加工とするのが望ましい。
PCパネル目地の耐久性を向上させる	シール材の寿命は短く(2-3年)、劣化した時の補修は大がかりとなるため、シールの上面に更に耐久性の高い樹脂加工を施す。

補修工事の一つとして、頂部の雨水を壁面に落下させないため上屋頂部に配水溝を設け、雨水を配水管に誘導し排水させていたがこれは効果的な方法である。

3. 上屋の備えるべき要件

垂水工事事務所では上記の調査のほかに管理に携わった関係者から、上屋の備えるべき要件について貴重な提言を頂いた。(表-2、表-3)

これらの提言を見ても結局の所、雨水をどう始末するかというのが大きな問題となっていることが解かる。また、点検・補修作業の面から言えば、外部から補剛桁内部へのアクセス手段の確保、そのための乗用・荷物用(車両用)エレベータ、管理路および照明の整備などが最優先で整備されるべき事項として挙げられている。

明石海峡大橋アンカレイジの上屋はこれらの調査・提言を踏まえ基本コンセプトを次のとおりとした。

表-3 維持管理(点検・補修)に関する提言

Tab.3 Proposal to maintenance (inspection and repair)

項目	内容
外部からの接続	<ul style="list-style-type: none"> 補剛桁管理路に一般道から直接、管理用車両及び作業者が入れる構造とする。 上屋への出入口は、アンカレイジ基部及び本線上の両方に設ける アンカレイジ道路部には、維持管理用車両の駐車スペース及び出入口を設ける。
管理路	<ul style="list-style-type: none"> 管理路は、きめ細かく配置する。 工事中の足場を完成後も使用できる配置・構造とする。 次の箇所に管理路を設ける。 <ol style="list-style-type: none"> ①ストランド定着部 ②スプレーサドル周辺足場 ③スプレーサドル付近からストランド定着部を結ぶ通路 ④スプレー室のアンカー部とサドル部上部を結ぶ通路 管理路には極力垂直タラップは設けない。
上屋天井床版(管理用駐車帯)は重量物を乗せられる構造とする	<ul style="list-style-type: none"> 上屋天井床版は、維持管理用車両・資材の駐車及び仮置きスペースとして考え耐力を上げる。 上屋天井床版は、鋼床版と剛性を同じにする。
設備に関する事項	<ul style="list-style-type: none"> 管理用車両及び資材搬入のためのエレベータの設置 路上からの荷卸設備 トロリー碍子洗浄、塗装塩分除去及び機械保守等のための給水施設の設置
電気・通信施設の配置について	<ul style="list-style-type: none"> 電気室、自家発電電気室、通信機械室は同一ブロックに納める。 電気室、通信機室間の管路及びダクトの経路は、維持管理上できるだけ直線にする。 電気室及び通信室は管理用通路とすると、ほこりにより様々な弊害が生じるため一般通路として使用しない。
照明設備	<ul style="list-style-type: none"> 照明の充実を図る。 扉の近傍に照明スイッチを設ける。 明り付きスイッチを採用する。 照明のスイッチは、どの出入口からも操作できるようにする。 即点灯を要する場所への水銀灯の採用は見合わせる。

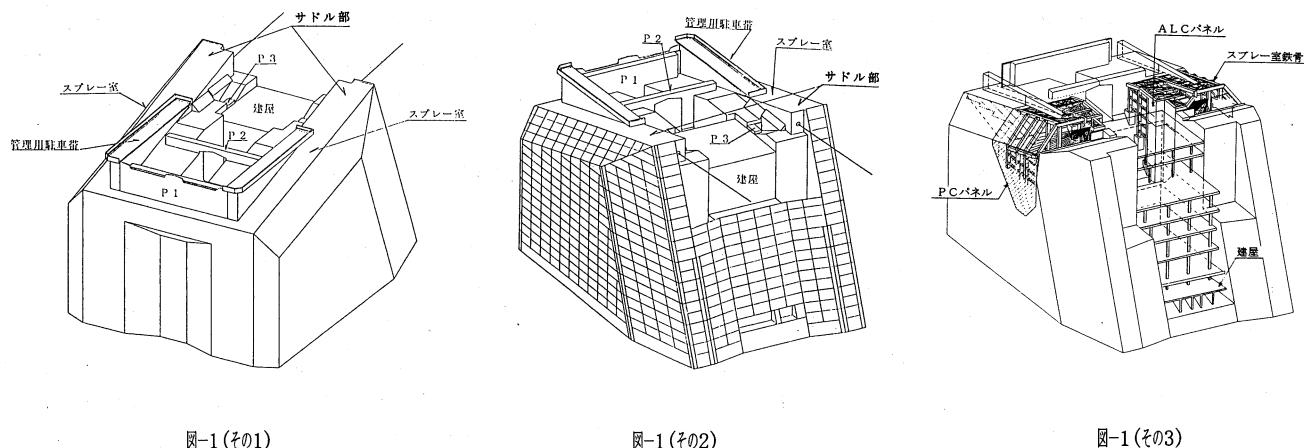


図-1 明石海峡大橋アンカレイジの上屋構造一般図 注) 道路桁は抜いてある。
Fig.1 Outline of Chamber for Akashi Kaikyo Bridge Anchorage excluding roadway girder

- (1) 雨水による壁面へのたれ、これによる汚れあるいは漏水を押しさえ、上屋そのものの維持管理を最小限にする。
- (2) スプレー室と道路桁を分離構造とする。
- (3) 外部からのアクセス手段を確保する。
- (4) そのために、エレベータ、管理路および照明灯を整備する。
- (5) スプレー室には除湿を行うが、その容積は極力小さくする。
- (6) アンカレイジ内部の空間を有効利用するために建屋を設け、その中にアクセス手段、維持管理用機器を収納する。

4. 明石海峡大橋アンカレイジの上屋構造

4.1 概要

明石海峡大橋アンカレイジの上屋は、図-1に示すようにスプレー室、道路桁、管理用駐車帯、建屋から構成される。道路桁は独立した構造になっておりスプレー室、建屋などに振動を与えない構造としている。スプレー室は東西各々独立して設ける。その構造は、工期の短縮並びに施工性に優れる鉄骨+PCパネル構造とし、その容積を極力最小となるようにした。道路桁においても工期の短縮並びに施工性、走行性を考慮し3径間連続鋼床版鉄桁とした。管理用駐車帯はアンカレイジ躯体上はRC床版とし、スプレー室上の管理用駐車帯床版は、直下がケーブルスプレーとなるため防水性に考慮し、かつ施工性に優れるソリッドタイプのグレーチング床版を採用した。建屋は、アンカレイジのセンターブロック上の空間を利用して建設する8階建ての独立したビルディングである。従来は、単に空間を利用して設けられていた電気室、通信機室等の収納並びに補剛桁、スプレー室へのアクセス手段の確保を目的としている。建屋は鉄骨造で、前面はスプレー室と同じPCパネルで外装している。

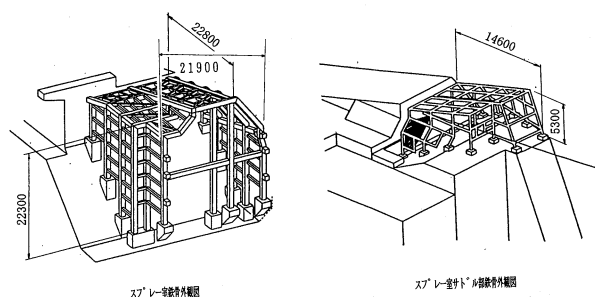


図-2 スプレー室鉄骨一般図
Fig.2 Outline of steel structure of splay chamber

4.2 スプレー室

4.2.1 スプレー室鉄骨

スプレー室は、図-2のとおり橋軸方向及び橋軸直角方向ともに、柱・梁からなるラーメン構造で構成する立体ラーメン構造で、重量約770t(1A、4Aとも)である。直角方向にはケーブルスプレーを跨ぎ、その最大スパンは約22mとなることおよびスプレー室上に設置する管理用駐車帯を支える必要があることから、角形鋼管700×700を主構造としている。スパンの短くなるサドル部については角形鋼管300×300を主構造としている。設計は道路橋示方書を基本とし、本四公団下部構造基準による条件を加味して行った。荷重は死荷重、活荷重、風荷重、地震荷重、温度変化とし、その荷重条件については表-4のとおりである。解析は3次元の立体ラーメンとして行ったが、おおむね、温度と風で断面が決定されている。

スプレー室鉄骨は、外壁にPCパネルが取り付けられることから、鉄骨本体の許容変形量(ラーメン橋脚)に加えてPCパネル間の層間変位が規制される。この変位については建築基準法施行令(昭和56年6月)を基本としたコンクリートカーテンウォール工業会の「設計の手引き」を参考に、表-5のとおり許容変位量を決定した。スプレー室鉄骨の架設状況を写真-1に示す。

4.2.2 PCパネル

スプレー室外壁(天井及び側面)のPCパネルは、構造物の質感の一体性を持たせるために躯体と同じエポキシ樹脂被覆鉄筋の厚肉PCパネルを採用した。ただし、使用箇所により5つのタイプに区分している。PCパネルの各部位での形状と使用数量を表-6に示す。PCパネルの架設状況を写真-2に示す。

スプレー室の内壁は市販のALCパネル(600×4000×150)を用いた。図-3にALCパネル使用箇所断面図を示す。

表-4 スプレー室鉄骨の荷重条件

Tab.4 Load condition on steel structure of splay chamber

荷重条件	スプレー室	備考	
死荷重	コンクリート PCパネル ALC板	2.5 t/m ³ 2.5 t/m ³ 0.5 t/m ³	
温度荷重	完成時 施工時 施工時暴風時	±15°C(5°C~35°C) ±30°C(-10°C~50°C) -20°、+15°C(0°~35°)	温度変化±15°Cは、大鳴門橋・南北備讃瀬戸大橋の実績による。
風荷重	設計基本風速(完成時) 設計基本風速(施工時) 設計風速(完成時)	V 10=43 m/sec V 10=32 m/sec V =65 m/sec	
設計震度	1A 橋軸方向 橋軸直角方向	Kh=0.22 Kh=0.22	
	4A 橋軸方向 橋軸直角方向	Kh=0.50 Kh=0.57	
活荷重	管理用駐車帯 PCパネル天井部	B活荷重 0.1 t/m ²	

表-5 鉄骨の許容変位量

Tab.5 Allowable displacement of steel members

項目	許容変位量	備考
PCパネル層間変位	$\delta_a \leq \ell/150$ (但し、±25mm以内)	ℓ はパネル幅
目地の変位	$\delta_a \leq \ell/250$	ℓ はパネル幅
鉄骨の変位	$\delta_a \leq L/500$	L:検討部材長の最大長(ラーメン橋脚)

表-6 PCパネルの形状と使用数量

Tab.6 Bill of quantity and configuration of PC panel

種別	全厚	有効厚	寸法	使用箇所	使用数量(1A/4A)	備考	PCパネルの標準図
K	250	245	標準 2500×5000	躯体コンクリート型枠	191 174		 PCパネルタイプM ハツリ模様 化粧目地
M	180	160		スプレー室 鉛直壁面	388 394		
H	165	160		スプレー室 斜面	880 906		
T	160	160		スプレー室 天井	1,141 1,142		
F	165	160		建屋前面	656 727		
ALC	150	150	600×4000	スプレー室 内壁	993 970		

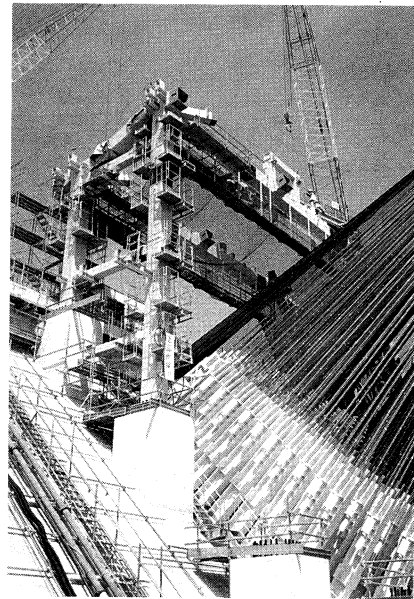


写真-1 ※天井部管理用通路が見える。

Photo.1 View of service passage near the roof

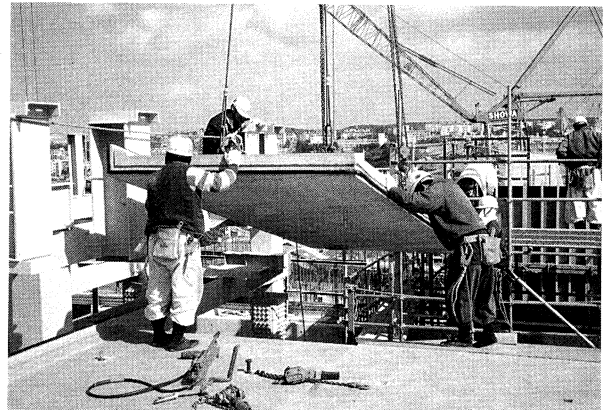


写真-2 ※天井のPCパネルの架設、左側の鉄骨は上り線の管理用駐車帯下部

Photo.2 Installation of PC panel of the roof; steel members on left-hand side bear north-bound parking space for service

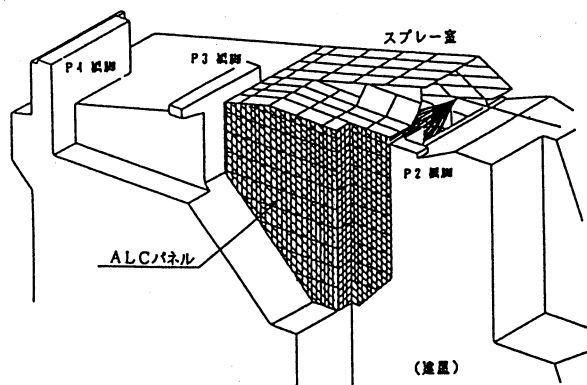


図-3 ALCパネル使用箇所断面図
Fig.3 Cross section of portion using ALC panel

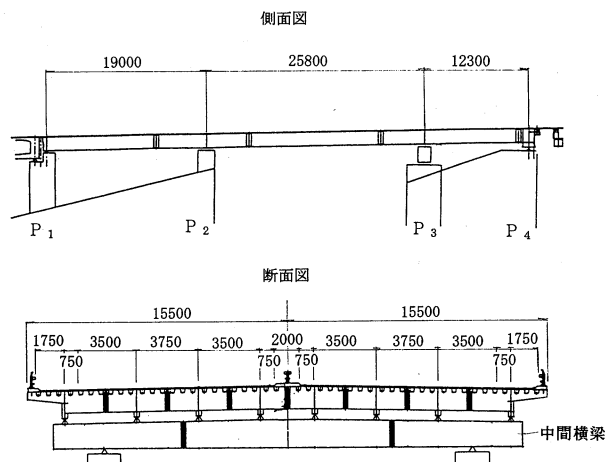


図-4 道路桁一般図
Fig.4 Outline of roadway girder

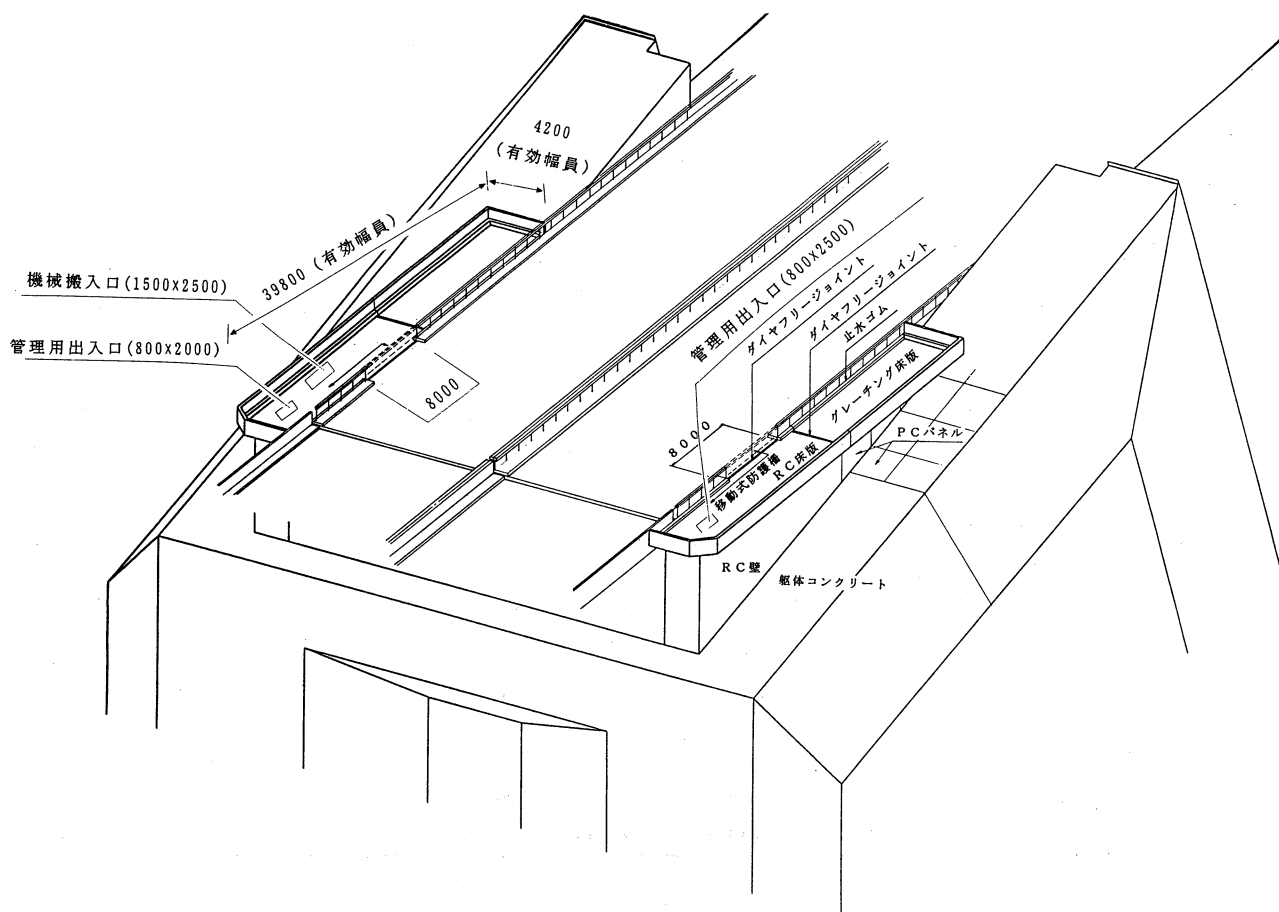


図-5 管理用駐車帯一般図 (1 A)
Fig.5 Outline of parking space for service (for 1A)

4.3 道路桁

道路桁は上下一体構造の3径間連続鋼床版鉄桁で、本体重量約530(1A、4Aとも)tである。管理用駐車帯に挟まれ建屋の上につきぼりと被さる構造となっている。橋脚はアンカレイジ空間の有効利用を図るため、アンカーブロック上およびベントブロック上の計4基としている。ベントブロック上の2基は建屋の直上となるため、鋼製の横梁形式とした。管理用駐車帯の入口部分は縦目地で繋ぎ、鉛直方向の変位に追随する構造となっている。

道路桁の一般図を図-4に示す。

4.4 管理用駐車帯

管理用駐車帯は幅約4m長さ約40m(有効幅員、1A・4Aとも)の点検用車両等の駐車帯であり、上下線それぞれに配置している。駐車帯は躯体コンクリートとスプレー室の両者に跨っている。躯体コンクリート上は躯体から立ち上げたRC構造、スプレー室上はスプレー室鉄骨から立ち上げた鉄骨+PCパネルにグレーチング床版

である。ここは本線上からのアンカレイジあるいは補剛桁への入口となる。管理用駐車帯の一般図を図-5に示す。

4.5 建屋

建屋は、ベントブロック間の空間に設置する建物であり、鉄骨造で建築面積約 690 (1 A) m²~約 760 (4 A) m²、延床面積約 4600 (1 A) m²~約 4400 (4 A) m² のピット階を有した 8 階建てである。建屋の目的は次のとおりである。

- ①明石海峡大橋の維持管理に必要な、機械・電気及び計測機器・通信施設等を効率よく収納する。
- ②明石海峡大橋の点検・補修の際、人及び車両を地上からスムーズに補剛桁・スプレー室等（スプレー室は車両は不可）に進入させる。
- ③管理用の書庫、倉庫を設ける。
- ④点検・管理の拠点となる詰所を設置する。
- ⑤明石海峡大橋に添架する電力・水道・通信ケーブルを効率的に納める。

1 A・4 A に設置する建屋の模式図と各フロアの用途を、図-6、表-7 に示す。

建屋は搬送用設備として内部に乗用エレベータ (1 A・4 A とも)、補剛桁進入用の荷物用 (車両用) エレベータおよびターンテーブル (1 A のみ) を有している。

5. 上屋の雨水対策

5.1 基本的な考え方

上屋での雨水対策は、アンカレイジのみならず明石海峡大橋側径間および道路桁を含めてその対策を行った。

これは雨水がアンカレイジ側に流れてきて、アンカレ

イジを汚すのを防ぐためである。アンカレイジ近傍の路面に降った雨水はまず路肩の鋼製排水溝に入り、ついで橋軸方向に流下する。この排水溝中の雨水を漏らすことなくアンカレイジ側の排水管に取り込む。アンカレイジ表面に降る雨水は下記の点を考慮して図-7 に示すとおりとした。

- ①屋根面の端部には高さ 5 cm 程度の水返しを設けて斜面への流下を防止する。
- ②景観設計により屋根面には 25% の勾配が付いているので、雨水はほとんど背面側へ流れる。よって、これを受ける排水溝を設置する。この排水溝は道路桁の路面排水とともに、背面鉛直排水管に導く。
- ③上部斜面から前方部斜面・鉛直壁面への雨水の流下を防ぐため排水溝を設置し、もう 1 本の背面鉛直排水管に導く。

表-7 建屋各フロアの用途

Tab.7 Typical usage of each floor in chamber

	代表的用途
BF	公団、添架各社のピット
1 F	保守・点検車両出入口 (公団)
2 F	自家用発電気室、電気室
3 F	通信機械室
4 F	計測室
5 F	管理用詰所
6 F	添架各社施設
7 F	メンテナンスゾーン (補剛桁内幅広管理路出入口)
8 F	荷物用エレベータ機械室
RF	屋上

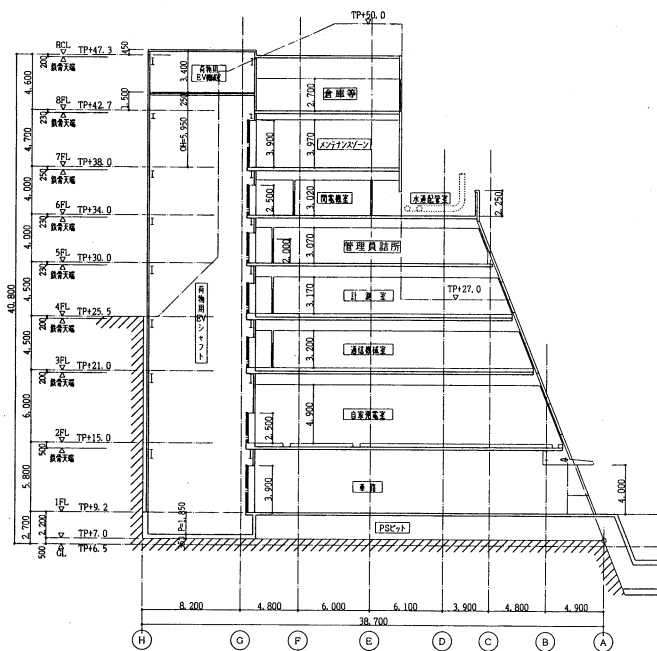
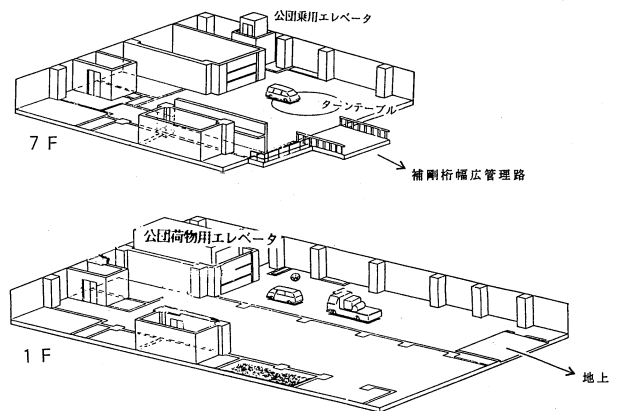


図-6 建屋模式図 (1 A 建屋の 1 F と 7 F の抜粋)

Fig.6 Conceptual illustration of chamber (1st and 7th floors)



3) 維持管理用通路

上屋内の維持管理用通路の経路図及び模式図を、図一10に示す。また、維持管理用通路の各個の目的は、表一6のとおりである。

4) 上屋内照明

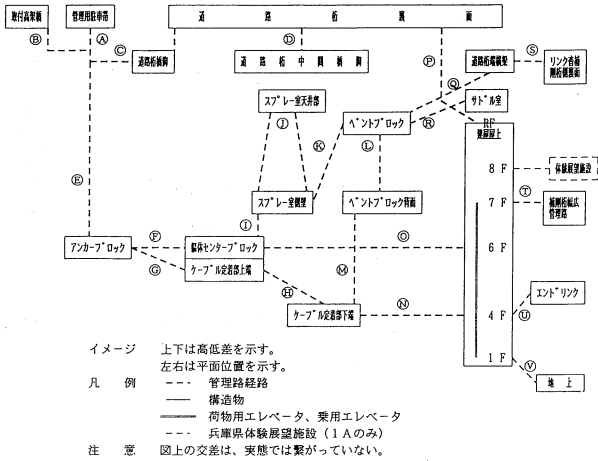
スプレー室内および道路桁直下は自然光が差し込まないため、下記の目的のため照明を設置する。また、サドル部前面はPCパネルの一部に採光窓を有した構造に変更することにより自然光を取り入れることが可能となる。

- ① 本体構造物（ケーブル、スプレーサドル、ケーブル定着部、アンカレイジ、道路桁、支承）の点検管理

表一8 維持管理用通路の目的

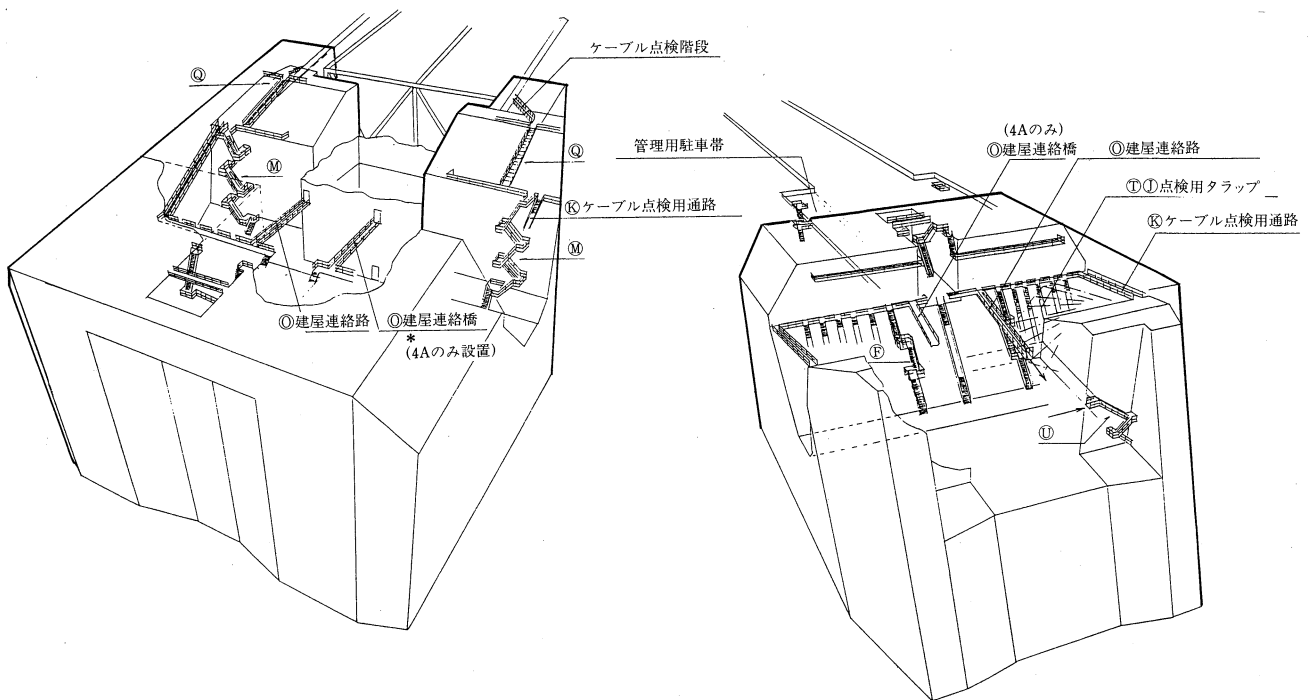
Tab.8 Usage of service passage		目的
①	通路	本線から管理用駐車帯を利用しスプレー室、建屋への通路として使用する。
②	通路	取付高架橋への通路
③④	管理用通路	道路桁支承の維持管理用通路
⑤	通路	管理用駐車帯とアンカーブロックを結ぶ通路
⑥	通路	アンカーブロックとセンターブロックを結ぶ通路
⑦	通路	アンカーブロックとケーブル定着部上端を結ぶ通路
⑧	管理用通路	ケーブル定着部点検用のための維持管理用通路
⑨	管理用通路	PCパネル側壁及びケーブル定着部の点検及びベントブロックを結ぶ通路
⑩	管理用通路	PCパネル天井部及びケーブル定着部の維持管理用通路
⑪	通路	スプレー室内の管理用通路を經由し、ベントブロックと結ぶ通路
⑫⑬	通路	ケーブル定着部の管理用通路を經由し、ベントブロックと結ぶ通路
⑭	通路	ケーブル定着部下端から建屋4Fを結ぶ通路
⑮	通路	センターブロックと建屋6Fを結ぶ通路
⑯	通路	道路桁裏面管理用通路と建屋屋上を結ぶ通路
⑰	管理用通路	ケーブルサドルの管理用通路
⑱	通路	ベントブロックと道路桁端横梁を結ぶ通路
⑲	管理用通路	リンク沓裏面道路桁側の維持管理用通路及び補剛桁側のリンク沓裏面と結ぶ通路
⑳	管理用通路	建屋7Fと補剛桁幅広管理路を結ぶ
㉑	管理用通路	建屋4Fからエンドリンクへの管理用通路
㉒	通路	維持管理用車両は、荷物用エレベータにより地上と補剛桁幅広管理路を結ぶ

明石海峡大橋1A上屋管理経路図



図一9 上屋内の維持管理用通路の経路図

Fig.9 Course of service passage in chamber



図一10 上屋内の維持管理用通路の模式図

Fig.10 Conceptual illustration of service passage in chamber

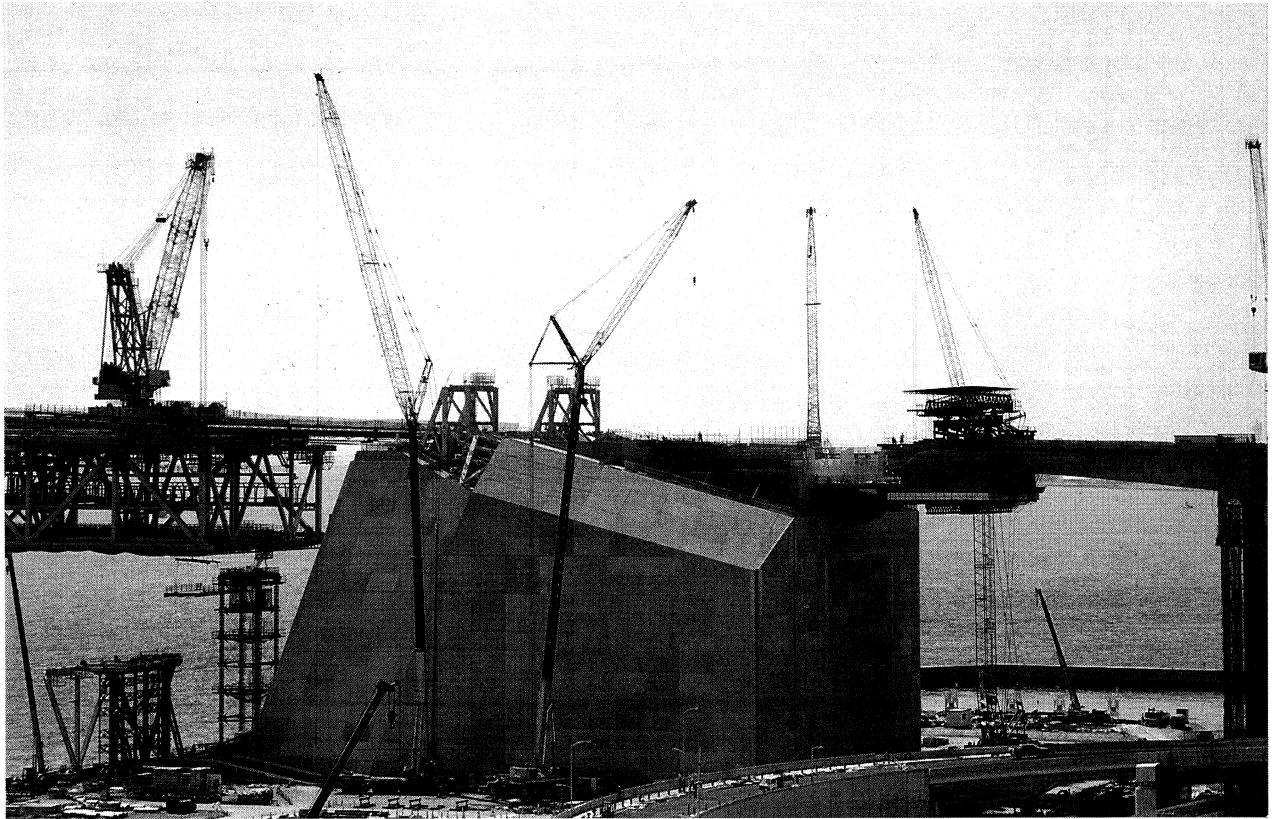


写真-3 アンカレイジの全景

Photo.3 Overview of the anchorage

- ②管理用通路を安全且つ迅速に通行する。
- ③PCパネルに設置する樋（目地）の点検管理

7. あとがき

上屋工事は、1995年1月の阪神淡路大震災を克服して順調に進捗している。スプレー室、建屋とも1996年末までに主要な工事をほぼ完了している。

これまで上屋は、単にケーブルスプレーを覆う屋根という思いこみがあり、維持管理上の配慮がなかなか行き届かない面があった。明石海峡大橋アンカレイジの上屋は、公団関係者の貴重な提言等により維持管理の面にお

いて、比較的充実させることが出来たと思われる。これまでの上屋の維持管理の経験から、結局の所、最大の敵は水であり、これに対する対策が非常に重要であることが認識された。このことは、一般橋梁でも同様であり、これらを含めた水対策の指針整備が是非必要である。

最後に、明石海峡大橋上屋の計画・設計にあたり、御協力を頂いた関係各位に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 明石海峡大橋の景観設計、平成4年3月、本州四国連絡橋公団

明石海峡大橋船舶緩衝工の設計

Design of Shock-Absorbing Device of Akashi Kaikyo Bridge for Ship Collision

第一建設局 設計課長 帆 足 博 明

Hiroaki Hoashi



第一建設局 設計課長代理 谷 口 貴 成

Takashige Taniguchi

概要

明石海峡は、国際航路である明石海峡航路のみならず、内航船の航路もあり、また、漁場としても恵まれ小型漁船の操業海域でもある。明石海峡大橋の主塔基礎は、このような海域に立地することから、その周囲360°に対し船舶の衝突が予想され、衝突時の船舶の被害を軽減する対策として、緩衝工を主塔基礎の全周に設けている。本報告は、明石海峡大橋船舶緩衝工に採用した固定式の鋼製多室型緩衝工の設計について、その概要を報告するものである。

The Akashi Strait features navigation routes for both international and domestic ships, as well as fishing spots for commercial small boats. Since the foundations of tower piers of the Akashi Kaikyo Bridge locate in this strait, it is expected that the ships collide with the piers from all the directions. Hence, the piers employed a shock-absorbing structure around the circumferences of foundations to mitigate impact and damage on ships themselves in collision. This paper introduces the outline of design on the steel multi-cell structure installed on the Akashi Kaikyo Bridge.

1. まえがき

本四連絡橋明石海峡大橋の主塔2P及び3Pは、図-1に示すように、世界でも有数の潮流速と航行船舶量を誇る明石海峡航路に位置する。また明石海峡は漁場としても有名で、多くの漁船がこの海域で操業する。このため、この海域に位置する主塔基礎には、船舶の機関故障時の漂流や、船舶間の衝突回避行動後の船舶衝突が予想されるため、衝突時の船舶および基礎の被害を緩和する設備として、船舶緩衝工を橋脚の周囲に設けることとした。

船舶緩衝工の形式は、図-2に示すように、主塔基礎上面と側面にアンカーボルトにて固定された鋼製多室型緩衝工（以下「緩衝工」という）であり、取付箇所毎に対象船舶の規模・衝突形態・衝突速度を設定し、船舶の衝突エネルギーを、鋼材の座屈圧壊現象によりエネルギー吸収する構造のものである。

本稿は、この緩衝工の設計の概要を報告するものである。

2. 設計概要

緩衝工は、船舶衝突時には、変形、圧壊することにより船舶の衝突エネルギーを吸収し、船舶の損害を最小限にする。一方で通常は、波浪・潮流などの外力に対しても十分な強度を有するものでなければならず、相反する2つの条件を満足させるような接点を見出し設計しなければならなかった。

設計の手順としては、「多室型緩衝工の設計要領(案)」(以下「設計要領」という。)に準じ、図-3に示すように、船舶衝突時のエネルギー吸収による設計と、非衝突時の波浪等外力による通常構造物としての設計を行った。

緩衝工の形式は、固定式の鋼製多室型とし、主塔基礎の全周に設けることとした。

緩衝工の主塔基礎への取付構造については、予め主塔基礎側面に緩衝工取付用のアンカーボルト(D64)が埋め込まれているため、これを利用するとともに主塔基礎上面から支持することを前提に構造を決定した。

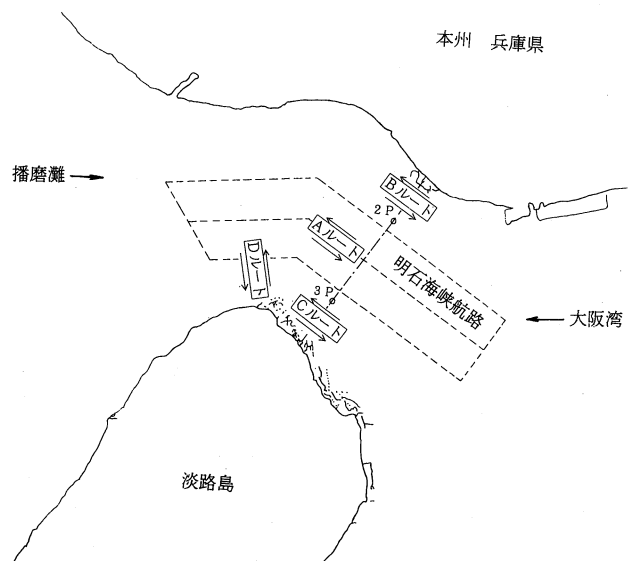


図-1 航路図

Fig.1 Navigation route map

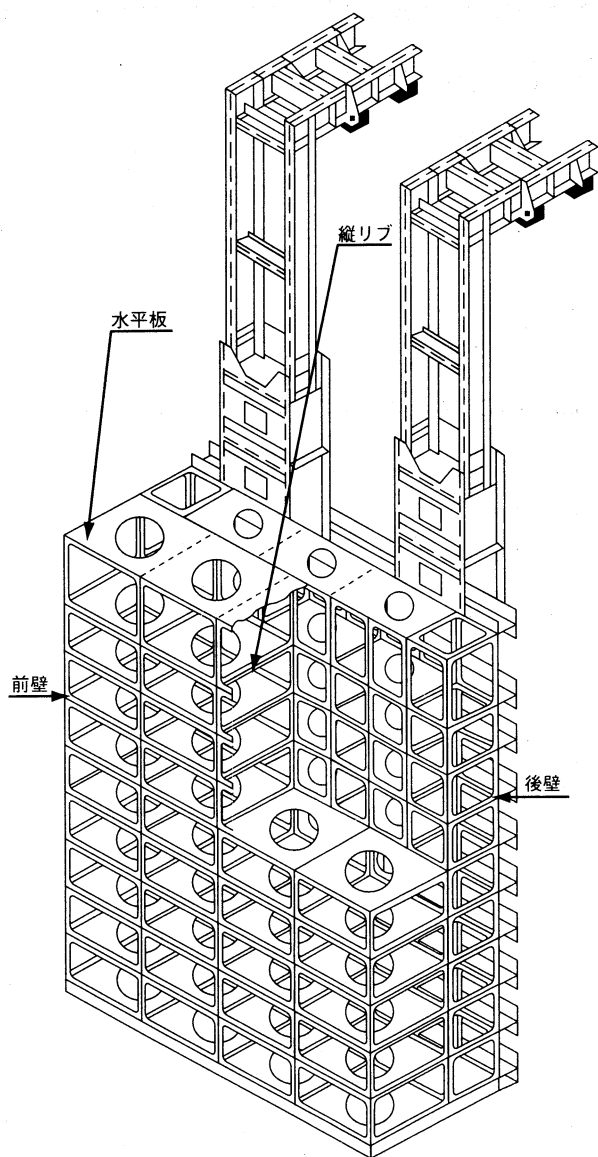


図-2 緩衝工鳥瞰図
Fig.2 Bird's eye view of device

3. 設計条件

3.1 海象・気象条件

2P、3P地点での海象・気象条件は、表-1のように設定した。

波浪に関しては、周辺の公共海岸構造物で採用されている建設省の基準⁶⁾を参考に決定した。

3.2 対象船舶

「本州四国連絡橋航行安全調査報告書」(平成5年3月)(以下「調査報告書」という)によれば、対象船舶の大きさは昭和62年7月28日~31日に実施された明石海峡通行実態調査資料に基づき、小さい方から数えて全通行隻数の90%に相当する船舶トン数(G. T.)を緩衝工設計の最大対象船舶としている。各航行ルートは図-1に示すとおりである。Aルートは、明石海峡航路を指す。Aルート航路内航行船のうち対象船舶の最大トン数は3000GTとしたが、最小船舶として500GT船の衝突も

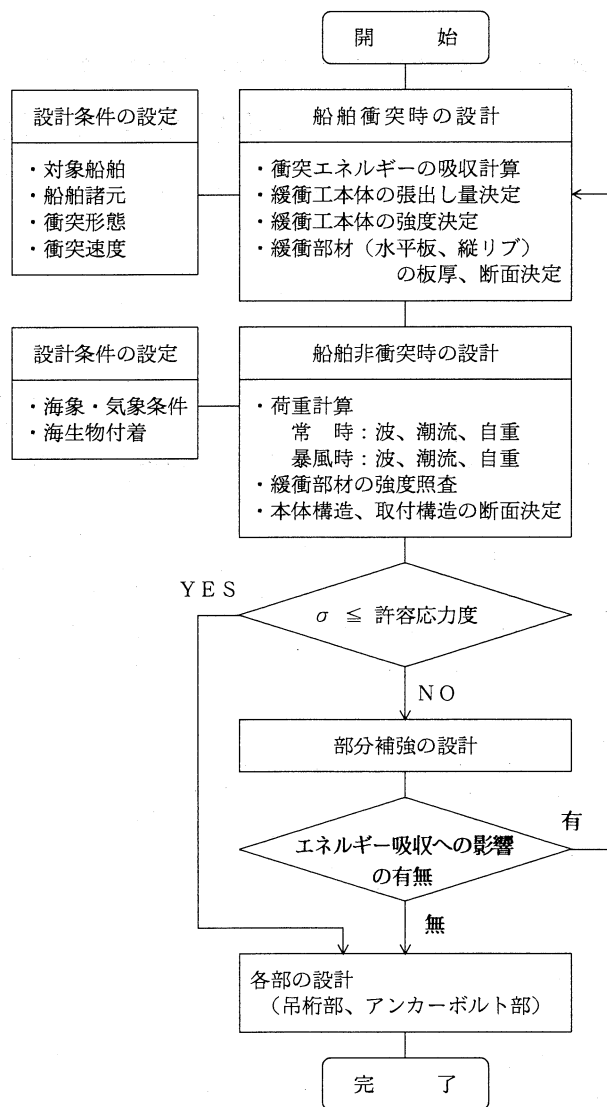


図-3 緩衝工の設計フロー
Fig.3 Design procedure of device

表-1 海象・気象条件

Tab.1 Maritime and climatic conditions

潮位	略最高高潮面	N. H. H. W. L	TP + 0.90 m	
	朔望平均低潮面	L. W. L	TP - 0.90 m	
波浪			常時	暴風時
	有義波高	$H_{1/3}$ (m)	2.1	4.6
	設計波高	H_D (m)	3.78	8.28
	周期	$T_{1/3}$ (m)	5.9	8.0
	潮流	(kt)	8.0	5.0
$H_D = 1.8 \times H_{1/3}, T_D = T_{1/3}$				

表-2 緩衝工設計対象船舶の大きさ

Tab.2 Desing dimensions of ship for design

対象橋脚	該当航行ルート	設計対象船舶トン数
2P	Aルート西航	500, 3000 G. T.
	Bルート東航・西航	150 G. T.
3P	Aルート東航	500, 3000 G. T.
	Cルート東航・西航	150 G. T.
	Dルート南航・北航	1200 G. T.

考慮した。

3.3 衝突形態と衝突速度

前出の「調査報告書」によると、衝突形態としては、機関故障時の風、潮流による「漂流衝突」の場合は「船側衝突」、漁船等を避航する過程での「避航衝突」の場合は「船首衝突」が最も起こりやすい形態であるとされ、各橋脚への対象船舶の衝突形態と衝突速度を表-3に、各タイプの配置図を図-4に示す。

3.4 船舶衝突時の許容条件

設計要領により、船首衝突では、船首第1隔壁までの圧壊を許容条件とした。

表-3 緩衝工のタイプ別の設計条件
Tab.3 Desing conditions by type of device

タイプ	対象船舶	衝突形態	衝突速度 (kt)
1	3000 GT	避航船首	10.0
		漂流船側	5.1
	500 GT	避航船首	9.7
		漂流船側	5.1
2	3000 GT	漂流船側	5.1
	500 GT	漂流船側	5.1
3	1200 GT	避航船首	13.3
		漂流船側	4.1
4	1200 GT	漂流船側	4.1
5	150 GT	船首衝突	10.3
		漂流船側	5.1

船側衝突の場合、船体の圧壊を許容すると浸水、沈没、油の流出、あるいは火災等の大被害の危険性があるため、船側部外板の塑性変形までを許容条件とした。

3.5 耐用年数

緩衝工本体の耐用年数は、Dルートの緩衝工を参考に10年とした。

なお、設計波高の再現期間は50年、非超過確率は0.82である。

4. 船舶衝突時のエネルギー吸収

4.1 エネルギー吸収の基本

船舶衝突時の船舶の持つ運動エネルギーは次式で表されるように、基本的に船首の圧壊、緩衝工の圧壊の組み合わせにより吸収する。

船舶運動エネルギー 吸収エネルギー

$$E_0 = E_1 + E_2$$

$$E_0 = \frac{1}{2g} \cdot \alpha \cdot \Delta \cdot V^2$$

ここで、

E_0 : 衝突エネルギー (tm)

g : 重力加速度 (=9.8 m/s²)

α : 付加質量係数

Δ : 船舶の満載排水量(t)

V : 船舶の衝突速度 (m/s)

E_1 : 船首部の吸収エネルギー

E_2 : 緩衝工の吸収エネルギー

4.2 船首衝突

(1) 船首強度と吸収エネルギー

「設計要領」に示されるように、対象船舶の船首部の構造を図-5のようにモデル化した。

図-6に示すように傾斜船首では、圧壊荷重 (F_s) は、変位量 (δ_s) が δ_{SF} (L_{SF} : 船首傾斜部の長さ) に達するまで増加し、 δ_{SF} 以上ではほぼ一定の P_{mean} となる。なお船首強度は、実船データから求めた次の回帰式を採用した。

船首部強度

$$\text{Log}(P_{cr}/D) = 0.046 \times (\text{Log } GT)^2 + 0.069 \times (\text{Log } GT) + 1.4126$$

ここで、

P_{cr} : 船首強度 (tf)

D : 船体の深さ (m)

GT : 船舶の総トン数

変位量 δ_s における船首部の吸収エネルギーは、次式で表される。

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_{cr}(s)}{\delta_{SF}} \cdot \delta_s^2 \quad (0 \leq \delta_s \leq \delta_{SF})$$

$$E_s = P_{cr}(s) \cdot (\delta_s - \frac{1}{2} \delta_{SF}) \quad (\delta_{SF} \leq \delta_s \leq \delta_{sa})$$

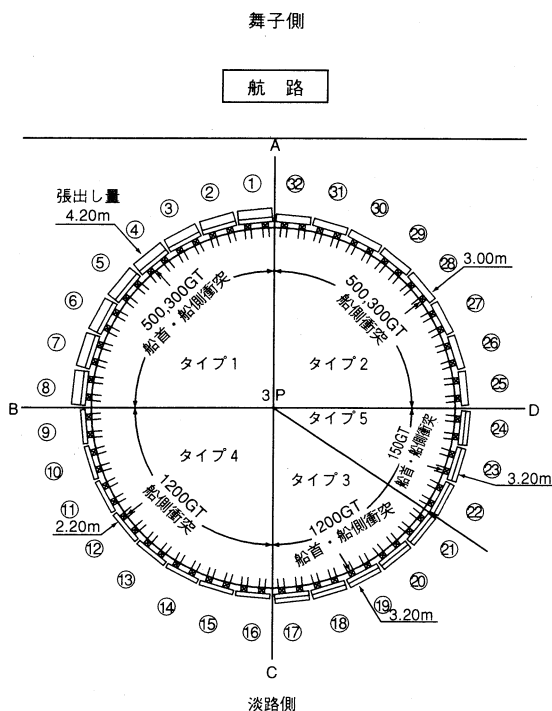


図-4 平面配置図 (3P)
Fig.4 Plan arrangement (3P)

ここに

- D ; 船の深さ
- t ; 船首部側板の板厚
- a, b ; 船首部側板各辺の長さ
- L_{sF} ; 船首傾斜部の長さ
- L_{coll} ; 船首から船首隔壁までの長さ
- 2θ ; 船首角度

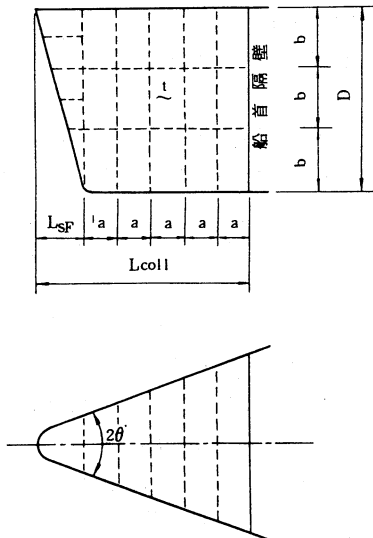


図-5 船首構造
Fig.5 Bow structure

4.3 船側衝突

(1) 船側強度

船側衝突時は、塑性変形までを許容することを前提に、船側強度を下記のように算出した。

船側衝突時の船側の限界許容強度は、図-7に示す例のような船側構造の外側板に全塑性曲げモーメントが生じるときの荷重P_{sa}とすると、船側強度は下式で表される。

なお、緩衝工の強度は、船舶衝突時の許容条件により、P_{sa}以下に設定した。

$$P_{sa} = 3 \cdot \sigma_y \cdot (t/s)^2$$

$$\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4 衝突エネルギーの吸収のまとめ

船舶衝突エネルギーと、船首と緩衝工の吸収エネルギーの分担内訳を各タイプ毎に表-4に示す。

タイプ1の3000GT船舶の船首衝突の場合のエネルギー吸収過程としては、次のようになる。

緩衝工に船首が衝突すると、鋼材が圧壊を始める。緩衝工本体の奥行き3.2mを圧壊すると、その時の吸収エネルギーは3381tf・mとなる。緩衝工を圧壊した後、船首は圧壊を始める。船首の許容圧壊量δ=6.06mまで圧壊すると、吸収エネルギーは6087tf・mとなるが、船舶の衝突エネルギーが緩衝工で吸収され残りを船首で吸収すると考えると、船首の吸収エネルギーはその差5960tf・mとなり、圧壊量は、許容圧壊量以下となる。

4.5 緩衝工の強度

船舶衝突時の緩衝工の強度σ_rは、前壁、水平板および水平板と直行する縦リブ等の部材が複合的に抵抗して得られるものと考えられるが、前壁については、設計上の煩雑さを避けるため食い込み型の破壊となるように極力低強度となる部材寸法を採用した。

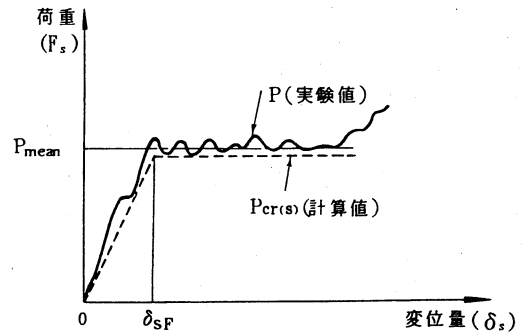


図-6 船首部荷重～変位曲線
Fig.6 Bow load to displacement curve

表-4 船舶及び緩衝工諸元
Tab.4 Dimensions of ship and device

		総トン数	3000 GT	500 GT	150 GT	1200 GT
対象船舶の諸元	単位					
船首衝突						
船首強度	tf	1183	344	162	1317	
衝突速度	kt	10.0	9.7	10.3	13.3	
衝突エネルギー	tfm	9341	1535	566	3834	
船首圧壊許容量	m	6.06	3.33	2.23	3.50	
船首圧壊吸収エネルギー	tfm	6087	974	307	2305	
緩衝工吸収可能エネルギー	tfm	3381	950	278	1648	
船側衝突						
船側強度	tf	19.5	13.8	10.5	18.0	
衝突速度	kt	5.1	5.1	5.1	4.1	
衝突エネルギー	tfm	3091	540	177	476	
緩衝工吸収可能エネルギー	tfm	3191	1368	232	722	

また、強度部材としては縦リブに比べ水平板の効果が低いこと（強度部材としての効きは、今回の設計断面で計算すると、縦リブ約88%、水平板約12%）を考慮し、縦リブの座屈強度のみを期待した設計とした。

しかし、縦リブのみでは縦リブが座屈した後の変位と荷重の関係で、変位の増加に対して荷重が急激に落ちることになり、エネルギー吸収という意味ではかなり小さく評価されることになる。このため、水平板は形状保持と過去数回実施した実験結果から、縦リブ座屈後の変位と荷重の関係において、急激な荷重低下の防止に寄与し

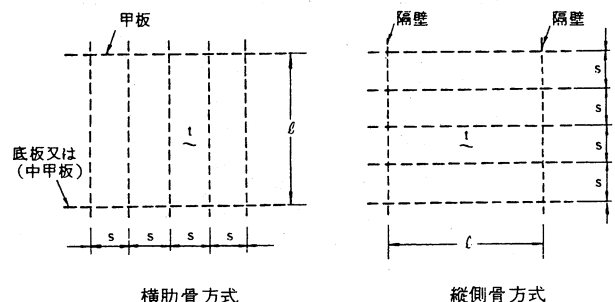


図-7 船側構造
Fig.7 Midship structure

ていることを考慮し、これを期待することとした。これは、図-6に示した船首衝突の荷重～変位曲線において最大荷重発生時の変位から変位（突入量）が増加しても最大荷重がほとんど落ちないことと同様の考え方である。

従って、緩衝工の強度は、水平板と縦リブで構成される十字断面柱の耐荷力を水平板の表面積に平均化することにより算出した。

4.6 緩衝工の張り出し長

緩衝工が吸収するエネルギー (E) は、緩衝工の強度と圧壊量の積となる。圧壊量が十分とれるとともに製作上の最小寸法を1.0mとして緩衝工の張り出し長を決定した。

$$E = \sigma_f \cdot A \cdot N$$

ここで、

σ_f : 緩衝工の強度 (tf/m²/m)

A : 緩衝工の水平板1枚当たりの圧壊面積 (m²)

N : 船体と衝突する水平板枚数 (枚)

上式より、緩衝工各タイプの張り出し長は、表-5に示す値となる。

タイプ1の寸法概要を図-8に示す。

4.7 緩衝工の高さ

緩衝工の高さは、潮位を考慮した満載時の船舶衝突に対し、エネルギー吸収に必要な高さにより決定した。

また、水平板は、ケーソンに設置済のアンカーボルトに支障とならない位置を考慮し、約1m間隔とした。

5. 船舶非衝突時の緩衝工強度

5.1 概要

緩衝工は、船舶の非衝突時、つまり常時、暴風時の波浪や潮流等の外力に対して、十分な強度を有しなければならない。衝突エネルギーを吸収できるよう板厚、断面形状を決定した緩衝工に波浪、潮流等の外力が作用したときの応力照査を行い、許容応力を超えた部分については、緩衝性能に影響のない範囲で必要な補強を行った。

緩衝工に作用する波力は、緩衝工の構造が孔明き板から構成される複雑な多室構造であり、理論的に精度良く推定することが難しいため、「下部構造設計基準」等から、荷重強度として安全側（やや大きめ）の結果となる

表-5 張り出し長と本体高さ

Tab.5 Overhanging length and height of device

タイプ	張り出し長 (m)			計	有効本体高さ (m)			水平板枚数 (枚)
	1層目	2層目	取付部		天端	下端	高さ	
1	2.0	1.2	1.0	4.2	TP+1.7	TP-7.4	9.1	9
2	2.0	—	1.0	3.0	TP+1.7	TP-7.4	9.1	9
3	1.0	1.2	1.0	3.2	TP+1.7	TP-4.4	6.1	6
4	1.2	—	1.0	2.2	TP+1.7	TP-4.4	6.1	6
5	1.0	1.2	1.0	3.2	TP+0.6	TP-4.4	5.0	5

計算式を用いた。

5.2 設計荷重

波力は、正面から作用する押し波については、合田式により求め、引き波については、波高の1/2の高さの背面残水圧から求めた。側面から作用する波については、進行波と考えて、潮流力を含めてモリソン式から求めた。

船舶の衝突力は、緩衝工圧壊時の十字断面柱の耐荷力が反力として取付フレームに作用するものとして、取付フレームの設計に考慮した。また、海生物の付着量を50kg/m²、付着厚さ50mmとして、没水部分の表面積を割り増しすることによって考慮した。

5.3 荷重ケース

緩衝工に作用する荷重は、表-6に示すように正面と横方向の2方向の荷重、常時と暴風時のケース、潮位がL.W.LとH.W.Lの2ケースがあり、これらの組み合わせケースを「下部工設計基準類の整備に関する検討(その3)」により定め、構造解析を行った。

ここで

F : 船の衝突荷重

D : 死荷重

TI₁ : 日最大潮流速の年平均値を考慮する。

VD = 2.5 m/s (5 kt) の潮流力

TI₂ : 年最大潮流速を考慮する。

VD = 4.0 m/s (8 kt) の潮流力

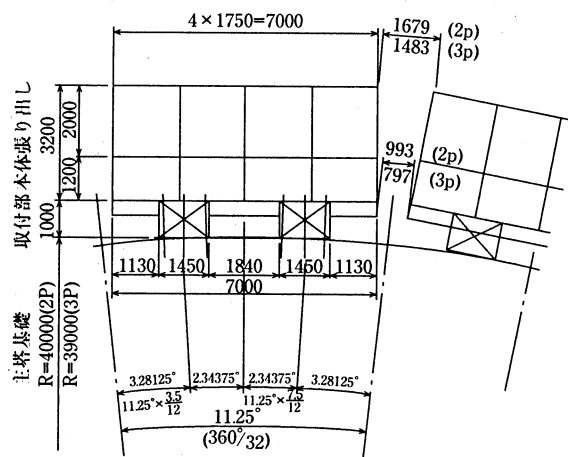


図-8 タイプ1の寸法

Fig.8 Dimensions of type 1

表-6 荷重の組み合わせ

Tab.6 Combination of loads

形態		荷重の組み合わせ	割り増し係数
船舶衝突時		$F + D + TI_1 + WP_3$	1.65
非衝突時	常時	$D + TI_2 + WP_1$	1.00
	押し波		
	暴風時	引き波	$D + WP_1$
		押し波	
暴風時		$D + TI_1 + WP_2$	1.50
引き波		$D + WP_2$	

WP₁ : 1ヶ月~6ヶ月間に起こりうる値を考慮する。

H1/3=2.1m, HD=3.78m, T=5.9sの波力

WP₂ : 永久構造物として考慮する値を用いる。

H1/3=4.6m, HD=8.28m, T=8.0sの波力

WP₃ : 1週間未満の値を標準とし施工法を考慮して適宜設計

H1/3=2.1m, HD=3.78m, T=5.9sの波力

5.4 構造モデルと解析結果

緩衝工の水平板と縦リブ・柱がT字及び十字に交差する部分を軸中心として、図-9に示すように、鋼板構造を骨組み部材に置き換え、図-10に示す1/2平面モデルとして解析した。なお、最終断面については立体モデルでも解析し、応力度を照査した。

5.5 補強方法及と要領

解析結果の応力を基にして、次の補強を行った。

緩衝工本体部の水平板の面外方向の剛性が、緩衝性能により決定されるため、波浪中での曲げ変形に対し部材単独で抵抗できないため、船舶衝突に影響のない緩衝工の下端部に剛性の高い支持枠を設け、支持枠から鉛直柱により水平板を支持する構造とし、全体の剛性を高め変形を押しえた。また、斜材を一部に取り付けることで、水平板部材の局所的な応力超過を解消した。

横方向力に対しては、取付フレームの構造がI型断面の組合せを基本にしていることから、弱軸方向で剛性が不足する場合があったため、不足するタイプのものには、斜材を取り付け補強を行った。

5.6 固定部の設計

主塔基礎の側面部（鋼製ケーソンの気中部分）に予めアンカーボルトD64が緩衝工取り付け用として設置されており、この鉄筋を延長し、締め付けることで緩衝工を固定した。海中部分に固定点を後付けで設けることは、潮流も速く作業上の安全性の確保や完成後の点検補修時

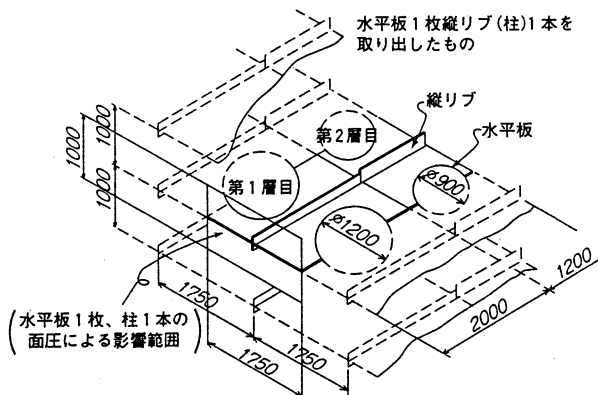


図-9 緩衝工構造図
Fig.9 Structure of device

の障害となるため、海中部には支持点を設けなかった。このため緩衝工は、気中部側面のアンカーボルトD64で支持された張り出し梁であり、押し波、引き波時にはアンカーボルトには、軸力とともに上下力による曲げが作用することになる。

アンカーボルトに作用する上下力を分担し、緩衝工の据付時の施工を容易にするためと、緩衝工が流出するという予期せぬ事態に対処するため、主塔基礎の天端に緩衝工を支持させるための逆L型の構造を併せて採用した。この逆L型の固定方法は、主塔基礎天端に樹脂アンカーボルトにて固定し、定着長はコンクリートのコーン状の引抜きせん断破壊から決定した。

緩衝工を主塔基礎に固定するため、側面と天端にアンカーボルトを設けているが、緩衝工に働く外力に対する機能の分担は次のように考えている。

両アンカーボルトは、作用軸力のみ抵抗する。側面のアンカーボルトD64は水平方向の引張力に抵抗し、上下方向力は基礎天端のアンカーボルトにて抵抗する。横方向力については、ケーソン壁面に取り付けた金物と取り付けフレームが接触することで抵抗する。

5.7 疲労の照査

以上により決定された本体、取付フレーム、アンカーボルトの各部材に対し、本体、取付フレームは耐用年数10年、アンカーボルトは100年として疲労に対する安全

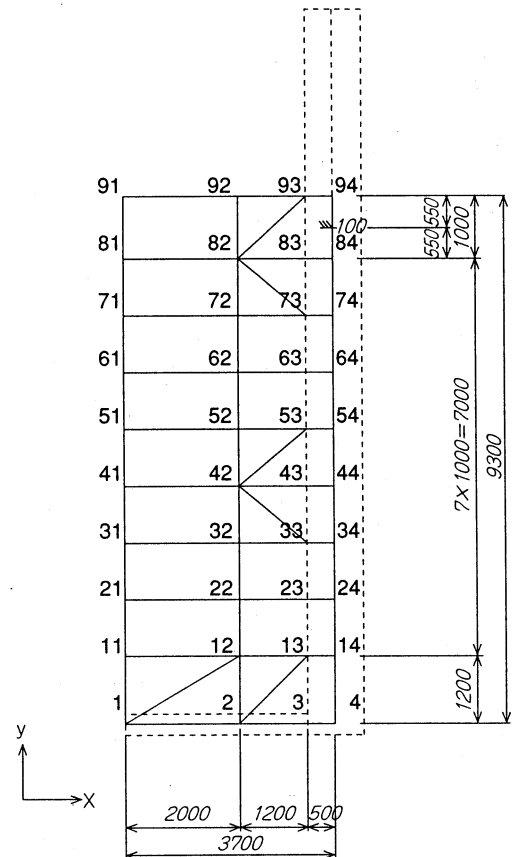


図-10 解析モデル (タイプ1)
Fig.10 Analytical model (Type 1)

性を照査した。

6. 緩衝工の今後の課題

この緩衝工は、基本設計に比べ詳細設計時に、設計方法の見直し、型鋼化等の工夫をすることによりかなりの経費節減がはかれた。

しかし、今回の緩衝工の設置は鋼ケーソンへの後づけのため、橋脚駆体コンクリート、塔、ケーブル及び補剛桁工事で使用してきた覆鋼板・足場鋼材等を撤去した後、さらに鋼製ケーソンの防錆工事を行ない、ようやく架設が可能となり、施工上の合理性に欠けると思われる。

今後は、作業足場を兼ねた緩衝工を事前に設置しておき、作業ヤード使用の後、上部のヤード構成部材を撤去すれば緩衝工が残存するようなことを考えるべきであろう。

7. あとがき

明石海峡大橋の緩衝工については、昭和63年度より検討を開始し、平成8年度にようやく結論を得たものであり、検討した緩衝工のタイプは延べ15案にもものぼる。

結果的には、南備讃瀬戸大橋5P、6Pの緩衝工型式と同様、鋼製多室型緩衝工となった。

しかし、衝突時のエネルギー吸収の考え方は、南備讃瀬戸大橋のそれが有孔水平板の座屈強度のみに期待した設計に対し、今回は、有孔水平板と隔壁（縦リブ）で構成される十字断面の柱の座屈強度に期待する設計とした。

ただし、有孔水平板は柱の一部を構成する部材および柱の座屈後の変位と荷重の関係において、急激な荷重低下の防止に寄与することを期待した部材とした。

緩衝工に必要なとされるエネルギー吸収量については、解析方法がないため、過去の水理実験の結果などから推定・確認した。

最後に、現実の衝突現象は、極めて複雑なことが推定され、緩衝工機能を十分に発揮する緩衝工構造を設計するには解明すべき点が多くあり、設計にあたっては、仮定条件を設け設計せざるを得ないのが実状である。

今後は、実験や衝突事故の解明などにより、順次設計法を整備していく必要がある。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編、平成6年2月、(社)日本道路協会
- 2) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、(社)日本鋼構造協会
- 3) 多室型緩衝工の設計要領(案)、昭和55年3月、本四公団
- 4) 下部工設計基準類の整備に関する検討(その3)、昭和63年3月、本四公団
- 5) 本州四国連絡橋航行安全調査報告書、昭和63年3月～平成5年3月 (社)日本海難防止協会
- 6) 建設省新規海岸事業計画(改訂計画)、昭和44年、建設省
- 7) 下部工設計基準類の整備に関する検討(その3)、昭和63年3月、本四公団

舞子高架橋ケーソン基礎の施工

Report on Maiko Viaduct Caisson Foundation Work

第一建設局 第一工事長 山田 郁夫
舞子工事事務所 Ikuo Yamada

第一建設局 第一工事長代理 西野 直均
舞子工事事務所 Naohito Nishino

第一建設局 第一工事 小河 正次
舞子工事事務所 Shoji Ogo



概要

舞子高架橋は、「神戸・鳴門ルート」の神戸側陸上部橋梁として明石海峡大橋の1Aアンカレイジから、舞子トンネルに至るPC8径間連続ラーメン箱桁橋であり、一般国道2号線、県立舞子公園、JR山陽本線、山陽電鉄などを横断するとともに、東舞子町住宅地内に計画されている。舞子高架橋の基礎工としては、施工場所が小さく、近隣に与える影響の少ない圧入式オープンケーソン工法を選定した。本報告は、舞子高架橋下部工工事の内、圧入式オープンケーソン基礎の施工に関する概要を報告するものである。

The Maiko Viaduct features an 8-span continuous PC box girder of rigid frame type with piers, which is being constructed on the Kobe side to connect 1A anchorage of the Akashi Kaikyo Bridge with the Maiko Tunnel. The viaduct is to pass through the residential area of Higashi-Maikocho District, crossing over the national highway No. 2, the prefecture-owned Maiko Park, the JR Sanyo Line, and the Sanyo Dentetsu Line. The press-down open caisson was adopted to the foundations of the viaduct, so that the construction work needs less work space, and brings about less annoyance to the vicinity. This paper reports the summary of construction work on the press-down open caisson method.

1. まえがき

1.1 計画概要

舞子高架橋は、明石海峡大橋の神戸側取付橋として、1Aアンカレイジから、一般国道2号線、県立舞子公園、JR山陽本線、東舞子町住宅地、山陽電鉄などを高架構造で横断して舞子トンネルに至る道路橋である。高架橋の沿道は、良好な住宅地や美しい公園緑地となっている。

このため、高架橋の構造形式は、周辺環境及び景観面に配慮したPC8径間連続ラーメン箱桁（橋長511.2m）構造を採用し、基礎工には、騒音、振動及び施工ヤードの大きさなど、近隣に与える影響を配慮して「圧入式オープンケーソン工法」を採用した。（図-1、表-1参照）

ここでは、平成4年3月に着手して平成8年2月に竣工した舞子高架橋下部工工事のうち、圧入式オープンケーソン工法を用いた基礎の施工について述べるものである。なお、P6ケーソンについては、使用機材の選定、各種定数の計測及び、工事に伴う周辺環境への影響把握等を目的として、平成2年12月から平成4年8月まで行なわれた下部工試験工事において竣工している。

1.2 地質概要

舞子高架橋の架橋位置では、中生代白亜期の花崗岩類が基盤であり、これを覆うようにして新第三紀中新世の神戸層群、新鮮世～更新世の大阪層群（上位：明美累層、

下位：明石累層）および更新世以降の段丘堆積層、沖積層が分布している。

ケーソン施工場所の掘削対象となる地質は、よく締まった砂礫層と硬いシルト質粘土を主体とする大阪層群であり、N値は30～70程度のものが大半を占める。

また、地下水位の調査結果から、P1～P3の大部分は気中掘削となり、P4～P7は水中掘削となった。

2. 施工手順

以下に、圧入式オープンケーソン工法における、ケーソンの施工手順を示す。（図-2参照）

1) 準備工（鋼矢板の打設）

（ケーソン躯体構築施工基面の造成）

2) アースアンカーの施工

3) 刃口部の構築（第1ロット）

4) 圧入設備の設置

5) 掘削・圧入沈下

6) 圧入設備の撤去

7) ケーソン躯体の構築（第2ロット～）

8) 支持地盤の確認

9) 底版コンクリートの打設

10) 頂版コンクリートの打設

11) グラウト工

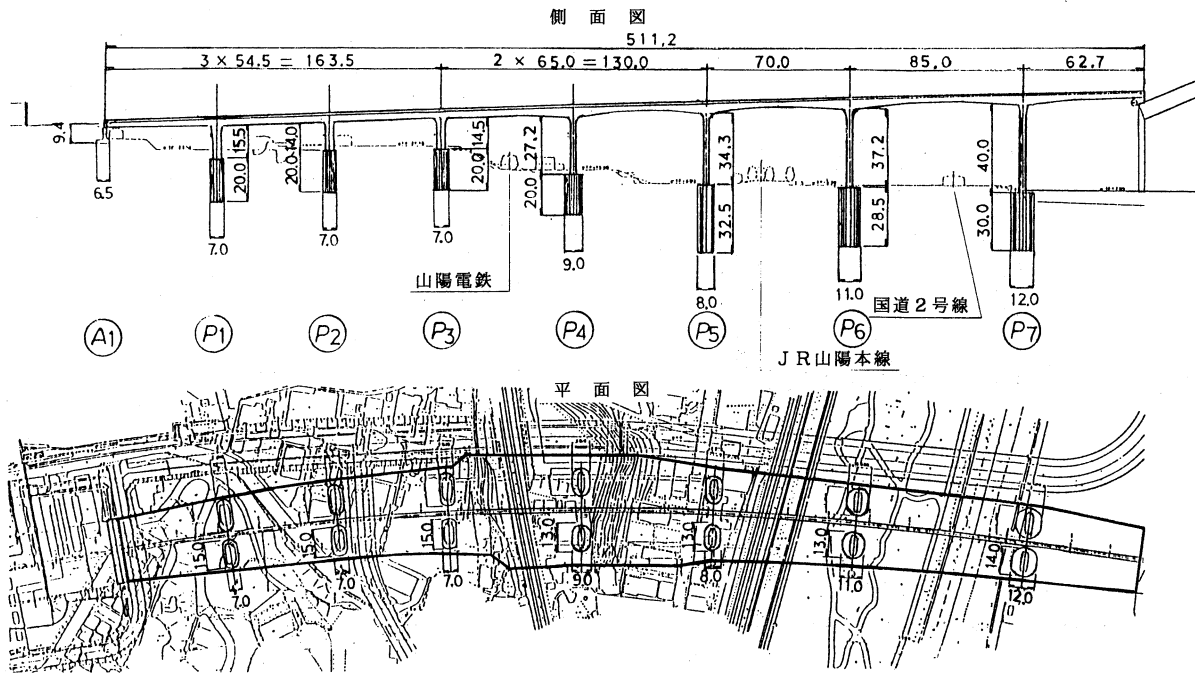


図-1 舞子高架橋全体一般図

Fig.1 Profile of the viaduct

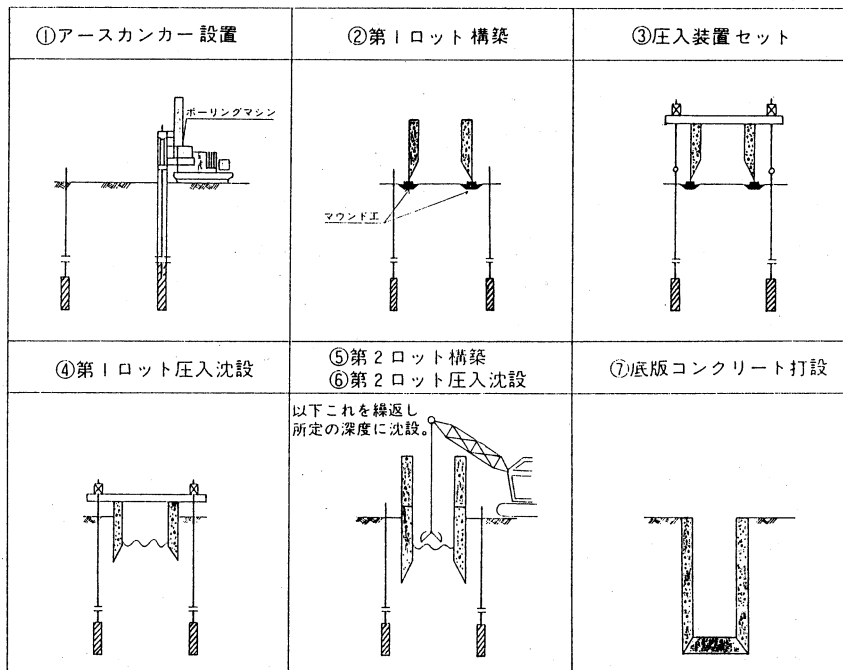


図-2 施工手順図

Fig.2 Work sequence

表-1 各ケーソンの断面寸法

Tab.1 Dimension of caissons

ケーソン No.	平面寸法 (m)	ケーソン長 (m)	側壁厚 (m)	隔壁厚 (m)	底面積 (m ²)	沈設長 (m)	上下線ケーソンの純間隔 (m)
P1	7×15	21.0	1.2	1.2	94.5	20.5	3.4
P2	7×15	20.0	1.2	1.2	94.5	19.5	4.9
P3	7×15	20.0	1.2	1.2	94.5	19.4	6.3
P4	9×13	20.0	0.9	1.2	99.6	19.5	13.9
P5	8×13	32.5	0.9	1.2	90.2	31.0	9.7
P6	11×13	28.5	1.2	1.2	117.0	27.1	7.6
P7	12×14	30.0	1.1	1.2	137.0	26.5	4.6

注) P1ケーソンのみ隔壁数は2箇所、他のケーソンは1箇所である。

3. アースアンカーによる圧入原理

現在、アースアンカー方式による圧入式オープンケーソン工法は、大規模ケーソンの沈設に多く採用されているが、本州四国連絡橋公団として初めて採用する工法である。

次に、アースアンカー方式による圧入の基本原理を述べると、ケーソン躯体上の反力桁に設置した油圧センターホールジャッキのピストン中空部に、アースアン

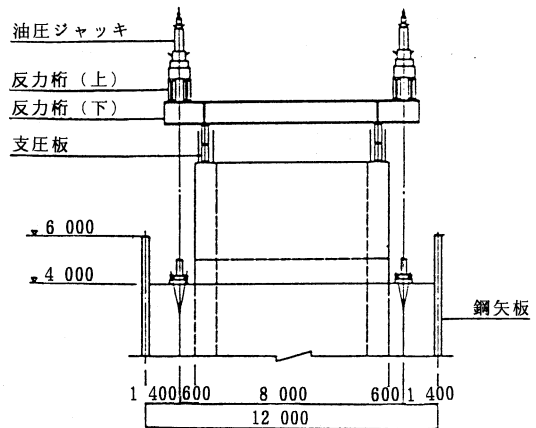
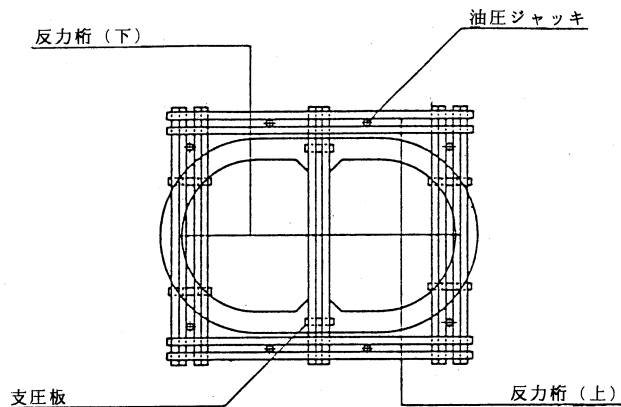


図-3 圧入設備図

Fig.3 Hydro-pressuring apparatus

表-2 設計最大圧入荷重

Tab.2 Maximum design driving load

(単位: tf)

P1		P2	P3	P4	P5	P6	P7
上り線	下り線						
600	960	1200	1200	2200	2500	2400	2500

カーの緊張材を挿入し、油圧ジャッキの底部と頂部に設けられたグリッパが交互に緊張材をつかんだ状態で油圧ジャッキを反復運動させることにより、油圧ジャッキの推力がアースアンカーの引抜き抵抗力を反力にし、反力受桁を介して圧入力に変換される。この圧入力により、ケーソンを連続して圧入する機構である。(図-3 参照)

なお、必要となる設計圧入力は、以下の式を満足するように設定している。

$$W_s + P_r - U - F - R \geq 0$$

ここで、

- W_s : ケーソン躯体自重
- P_r : 圧入荷重
- U : ケーソン躯体に作用する浮力
- F : 周面摩擦力
- R : 刃先抵抗力

表-2 に、各ケーソンの設計最大圧入荷重を示す。

4. 沈下促進工法

圧入式オープンケーソン工法は、他のケーソン工法に比べて、大きな載荷荷重を容易に導入できる利点がある。しかし、圧入装置が大きくなると、機械経費、労務費等の圧入作業に係わる工事費が増加する。このため、圧入力をできるだけ小さくする目的で沈下促進工法を併用する事が一般的であり、本工事において採用した工法を次に示す。

4.1 フリクションカット形状

通常のオープンケーソンの刃口には、10 cm 程度のフ

リクションカットを設けて周面摩擦の低減を図っている。一方、圧入式オープンケーソン工法では、周面に作用する摩擦を切るだけの圧入力を作用させることから、フリクションカット用の刃口構造としないのが一般的である。しかし、周面摩擦力の低減を目的としたNFシート（ノンフリクションシート）を設置する場合には、このNFシートを引き出すために3 cm程度のフリクションカットが必要となってくる。

今回の場合、一般的なオープンケーソン工法に比べてフリクションカットが3 cmと小さいため、フリクションカットに起因する余堀りや先掘りが原因となって発生する周辺地盤の地割れや沈下などが少なく、近接構造物へ与える影響は小さい。

4.2 NFシート工法

ケーソン刃口のフリクションカット部分に、巻き取った状態でNFシートを埋め込んでおき、このNFシートを巻き出ししながら沈設を行なうことにより、直接ケーソン躯体と地山が接することを無くし、周面摩擦力の低減を計るものである。

NFシートによる周面摩擦力の低減効果については、P6ケーソン試験施工時に、ひずみゲージ式周面摩擦計により計測した結果、周面摩擦力を10~15%に抑える効果があることが明らかとなった。ただし、この値には、フリクションカットによる低減効果も含まれている。

4.3 エアージェット工法

ケーソン躯体側面からエアージェットを噴出する事により、ケーソンと地山間の周面摩擦力の低減を計る工法である。エアージェット用配管は、横管が第2ロット以上において上下方向2 mピッチで配管されている。また、各段の横管には、噴射孔(φ5 mm)が約1ヶ所/m²の割合で設けてあり、それが縦管で4分割されている。その施工においては、エアージェット用配管を利用して、砂礫層へのエアー逸散防止と減摩材としての効果を目的としたベントナイトの注入を行なった後に、ジェッティ

ングを行なった。

なお、エアージェット工法は、常時使用するのではなく、想定した圧入力での沈設が困難になった場合用に設置した。実際に使用したのは、最終ロットの沈設時だけである。

5. 掘削・圧入沈下工

5.1 沈下関係図の比較

設計時において想定した沈下力・沈下抵抗力の関係と、P6ケーソン試験工事において計測された沈下力・沈下抵抗力の関係を比較した場合、以下のことが言える。(図-4 参照)

- 1) 設計時に想定した浮力と、実測値との差については、無視できる程度である。
- 2) 実測された周面摩擦力は、設計時における想定値の約2.5倍に達している。
- 3) 実測された刃先抵抗力は、設計時における想定値と比較して、深度8m程度までは数倍大きな値を示し、深度8~20m程度までは小さな値を示した。また、深度約20m以深において、刃先抵抗力が減少している。

5.2 周面摩擦力

設計時の想定周面摩擦力と実測値を比較した場合、全周面摩擦力については上記に示すように約2.5倍の差がある。その内訳を見た場合、フリクションカットより上の部分(NFシート有りの範囲)の周面摩擦力には大差が無く、設計時における想定値が妥当であったと考えられる。しかし、フリクションカットより下の部分(NFシート無しの範囲)において、3~8倍程度の差が発生している。

P6ケーソン試験施工時における周面摩擦力の想定値は、道路橋示方書に準拠したものであったが、表-3に示す「圧入式オープンケーソンの設計指針」(平成2年6月阪神高速道路公団)の推奨値を採用した場合には比較的実測値に適合する事より、下部工工事においては、推奨値を修正して使用した。また、フリクションカットの設置高を刃先より4.5mの高さから2mに変更して、刃口部に作用する周面摩擦力の低減を計った。

5.3 刃先抵抗力

刃先抵抗力が沈設初期において大きな値を示したのは、想定以上の圧入力を加えた為である。また、深度約20m以深において、刃先抵抗力が減少しているのは、刃先付近の堀越しに起因している。しかし、深度8~20m程度においても、推定値と実測値に開きがあることより、刃先抵抗力の推定方法に斜面上の基礎地盤支持力算出式を用いるよう変更した。

その結果、下部工工事においては、砂、砂礫層(O_{2s}、O_{3g}、O_{3s})を沈設する場合には、想定値に近い圧入力にて沈下した。しかし、水中掘削となったP4~P7ケーソン

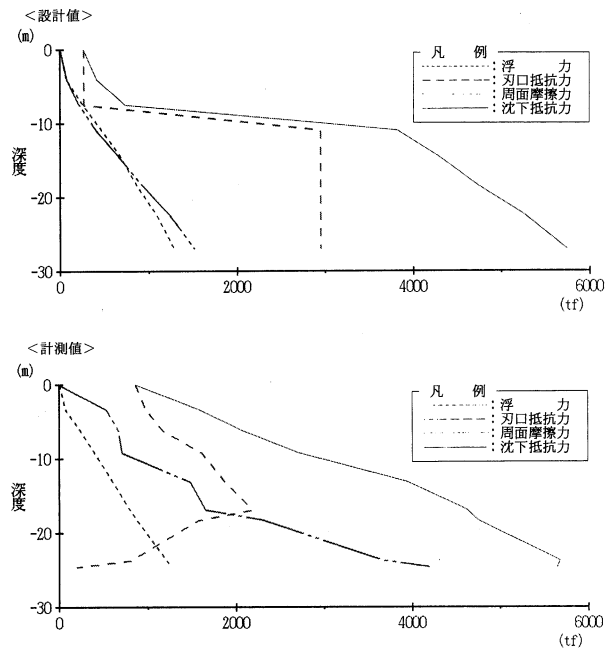


図-4 P6ケーソン沈下関係図の比較

Fig.4 Comparison of referential diagrams of P6 caisson settlement

表-3 周面摩擦力の比較表 (tf/m²)

Tab.3 Comparison of peripheral friction force (tf/m²)

土質	ケーソンの深さ					阪公指針 推奨値
	8	16	25	30	40	
粘性土	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	3.0
砂質土	1.4	1.7	2.0	2.2	2.4	3.0
砂れき	2.2	2.4	2.7	2.9	3.1	

ソンの定着地盤はO_{2g}(硬質粘土層)であり、すべて沈下困難に陥ったため、堀越しを余儀なくされた。O_{2g}層に限っては、非常に大きな刃先抵抗力が作用したものと考えられる。

6. ケーソンの沈設精度

6.1 姿勢制御の方法

一般に、圧入式オープンケーソン工法は、載荷荷重をジャッキの推力に依存していることより、偏位量、回転及び傾斜の修正は比較的容易であると言われている。

図-5に、圧入式オープンケーソン工法による偏位量の修正方法を示す。

6.2 沈設精度の傾向

沈設させた気中ケーソン(P1~P3)及び水中ケーソン(P4~P7)から、P3、P6、P7ケーソンの各リフト沈設時における沈設精度を図-6、7、8に示した。これらの図より、以下のことが言える。

- 1) 刃口据付け時の精度は良い。
- 2) 第1リフト若しくは第2リフト沈設時に大きな偏

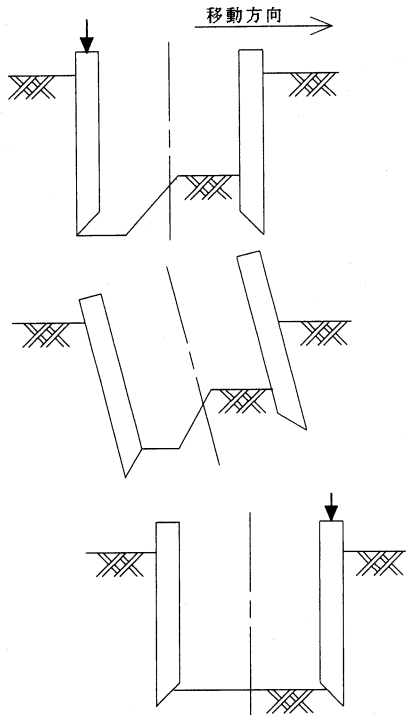


図-5 圧入工法による姿勢制御図

Fig.5 Chart to control geometric alignment in settlement

心が発生している。これは、初期沈設時の躯体を支持する地盤の支持力が小さいためと考えられる。

3) 偏心量及び傾斜の精度が最終沈設リフト付近で悪化している。これは、エアージェットの使用により、周辺地盤に緩みが生じた事と、ケーソンと地山の周面摩擦力が切れて、急激な沈下が発生したためではないかと推測される。

4) 初期沈設時の傾斜量は、比較的小さく（出来形基準値の1/20程度）また、修正を行なっている傾向が明らかである。しかし、第4リフト以降については、明らかに傾斜が増大している。これは、沈設深さが深くなることにより、傾斜の修正が不可能になってきていることを示している。

載荷荷重の偏載については、沈設中のケーソン躯体の傾斜を計測しながら決定した。そこで、傾斜の修正が行なわれて、傾斜に起因する偏心の増大が抑えられている。しかし、沈設初期に発生した偏心を修正するには至っていない。すなわち、初期沈設時の精度管理により、出来形の偏心量が概ね決定される。

一般に、ケーソン沈設深さがケーソン躯体径の1.5倍に達すると、水平移動の修正が困難になると言われてい

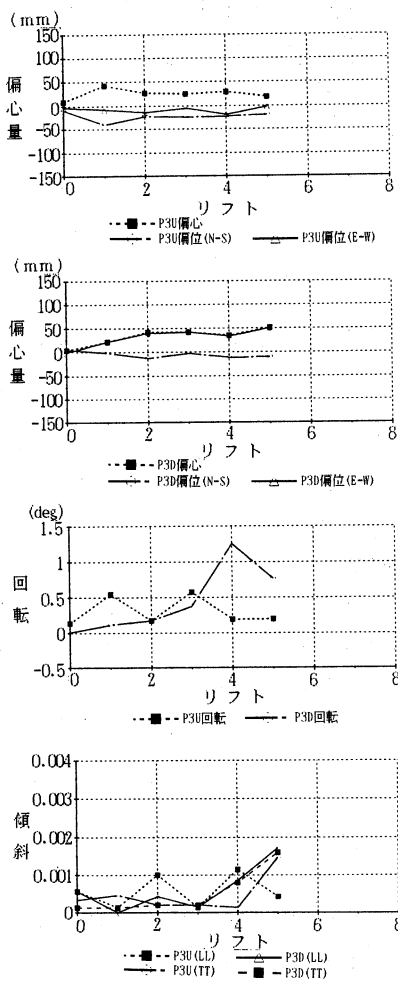


図-6 P3ケーソン沈下精度図

Fig.6 Precision of settlement with P3 caisson

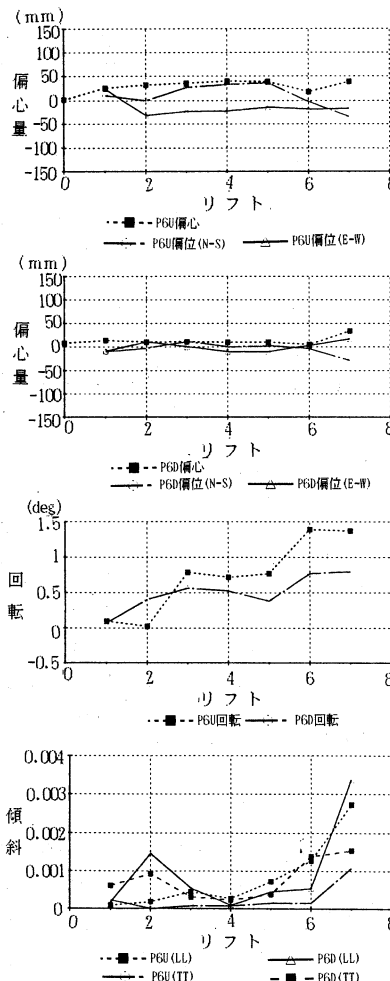


図-7 P6ケーソン沈下精度図

Fig.7 Precision of settlement with P6 caisson

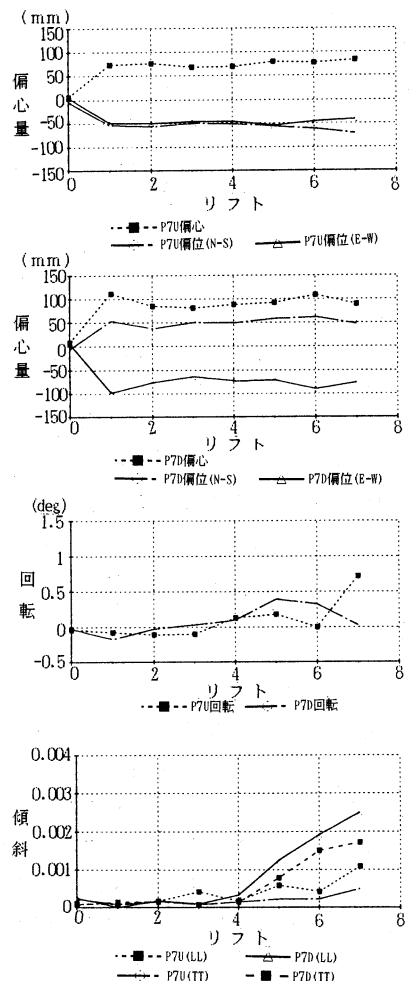


図-8 P7ケーソン沈下精度図

Fig.8 Precision of settlement with P7 caisson

る。このことは、他の工法と比較してコントロール性に優れている本工法においても例外ではない事が明らかとなった。

6.3 並列ケーソンの影響について

本高架橋は上下線分離構造であり、上下線のケーソン基礎が近接した並列ケーソンとして計画されている。

施工時における並列ケーソンの影響については、橋軸直角方向（東西方向）の偏位が増大する傾向にあるものと考えられた。しかし、図-6~8の偏位量、傾斜図より、橋軸方向（南北方向）の偏位、傾斜に比べて橋軸直角方向（東西方向）の偏位、傾斜が大きいとは言えないこと及び、上下線の偏位、傾斜が相反する方向に発生しているとは言えないことより、並列ケーソンの影響は無かったものと考えられる。

7. ケーソン工躯体の構築

7.1 躯体の構築

ケーソンのロット割りは、1リフト高を高くして、ロット数を減らすことにより工程上有利となる。しかし、施工性・安全性・品質・躯体重量の増大に伴う異常沈下などの問題点があり、他工事の施工実績等を考慮して3~4.5mの範囲でロット割りを決定した。

躯体の構築は、下段の沈設完了後に、次ロットのコンクリート重量以上の加圧を行ない、圧入設備解体・撤去を行なってから次ロットの構築を行なった。

7.2 頂版コンクリートの打設

頂版コンクリートの厚さは、厚いもので5m、薄いものでも3mある。そこで、頂版をマスコンクリートと見なし、温度ひびわれに対する配慮から打設高が1.5m以下となるように分割して、コンクリートの打設を行なった。

7.3 グラウト工

ケーソンの外面には、刃口部分に3cmのフリクションカットと、側壁外面にエアージェット噴射用の断面欠損がある。そのため、圧入沈下に伴い周辺地盤をある程度乱す可能性があり、圧入沈設完了後にグラウト工を施工事とした。

グラウト材としては、セメントペーストにベントナイトを混合したものを使用し、エアージェット用の配管を利用して注入を行なった。

8. あとがき

平成7年8月に最終のP5橋脚ケーソン沈設工を終え、平成7年12月にすべての橋脚を完成して、舞子高架橋下部工工事を終了することができた。今回、圧入式オープンケーソン工法としては初めて、N値の高い砂礫層及び粘土層での施工データを得た。各々の地盤において地盤からの極めて大きな抵抗に遭遇した経験から、計画・設

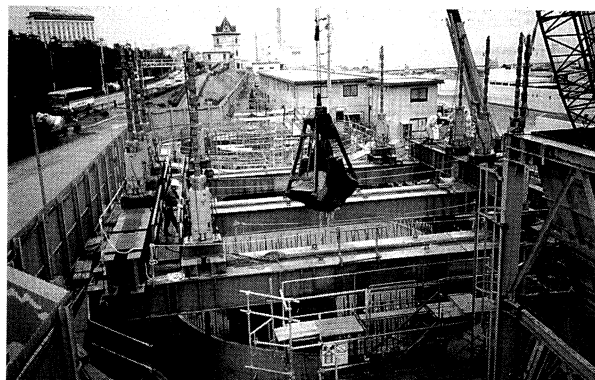


写真-1 圧入状況

Photo.1 Settlement

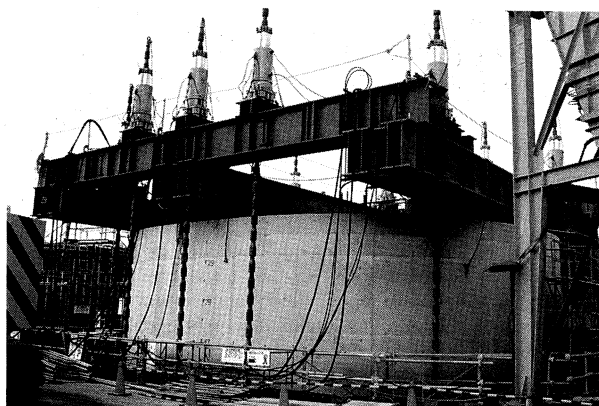


写真-2 水中掘削状況

Photo.2 Underwater excavation

計段階について言えることは、平面形状はできるだけ円形に近い方が良く、刃先は側方土圧等を考慮して十分な補強をしておくべき事などである。なお、施工期間中の平成7年1月17日に発生した阪神・淡路大震災によって、沈設中のケーソンにおいて多少の偏位等（最大でも30mm程度）の影響が発生したものの、特に被害も無く竣工できた。現在、舞子高架橋上部工事に引き継がれている。

参考文献

- 1) 角田、泉：「アースアンカーによる圧入工法の設計と施工」、オーム社、昭和56年
- 2) 圧入式オープンケーソンの設計指針、平成2年6月、阪神高速道路公団

下津井瀬戸大橋 A3 エンドリンク補修工事報告

Report of Renovation Work for Shimotsui-Seto Bridge A3 End Link Bearing

第二管理局 橋梁技術課長 池田 定三
坂出管理事務所 Teizo Ikeda

第二管理局 橋梁技術課長代理 中西 治
坂出管理事務所 Osamu Nakanishi



概要

下津井瀬戸大橋には、側径間端部に補剛桁を下から支え、鉛直反力を受け持つピボット構造のエンドリンク4基が設置されている。そのエンドリンクより高周波衝撃音（特異音）が発生したため、特に音の大きい下津井側のA3エンドリンク2基について、特異音軽減の応急対策を講ずるとともに発音原因の追求及び特異音軽減対策検討を行い、補助潤滑剤注入工法による補修（改良）工事を実施した。本報は、当該工事にて実施した、エンドリンク本体への孔明け給油及び補助潤滑効果について報告するものである。

The Shimotsui-Seto Bridge has four sets of the end link bearings with pivot structure at both ends of stiffening girder, which bears a vertical reaction force from the girder. After the high frequency noise was observed from the cause and a countermeasure. As a result, the two sets of end link, which made a louder noise, were improved with the supplement lubricant injection method. This report introduces the renovation work on the end link, including procedure of work for boring and lubricant injection, as well as effects of work.

1. まえがき

下津井瀬戸大橋は、瀬戸大橋区間で最も本州側に位置し、岡山県倉敷市下津井と香川県坂出市櫃石島を結ぶ、橋長1,400 m、中央径間長940 mを有する張出径間付単径間補剛トラス吊橋である。

下津井瀬戸大橋A3エンドリンクは、1993年6月頃から低周波の列車騒音に混じって高周波の金属衝撃音が目立つようになった。この特異音軽減の応急対策として、エンドリンク柱のH断面の開口部を鋼板で囲い内部に砂を充填するなどの防音対策を実施し、音が漏れるのを防いだ。

その後、1994年1月から2月にかけて、歪みはもとより振動加速度、AE（Acoustic Emission）などの計測手段を用いて特異音発生原因の追求のための精密点検を行い、発音の原因は、沓部の移動量が小さいため、沓内に埋込まれた固体潤滑剤が十分に拡散されず、下沓の摺動面が金属接触状態に陥ってきしみが発生し、このきしみがエンドリンクにスティックスリップを引き起こし、H型リンク柱の弦振動による発音に至ったことが判明した。

この精密点検結果を基に、発音の誘因である沓摺動面での摩擦係数を低減することを目的とした補修（改良）方法を検討した結果、下沓のウス外側から内部のブッシュ頂部の固体潤滑剤埋め込み孔に向けて斜めに細い潤滑剤注入孔を穿ち、高圧力下の摺動面にも浸透し得る軽質オイルを供給する補助潤滑剤注入工法が浮上した。この工法によれば、供用中の道路や鉄道及び電源開発送電

線への影響がなく施工でき、施工も小規模で施工期間も短く、工費も安価と判断されたことから、模擬供試体を用いた孔明け試験及び補助潤滑剤選定試験を実施し、エンドリンク本体の補修工事に向けての穿孔作業条件及び作業要領等を確立した。

本報では、これらの調査・試験結果に基づいて実施した、下津井瀬戸大橋A3エンドリンク下沓への孔明け給油による補助潤滑剤注入及びその効果について述べる。

なお、精密点検結果の詳細については、既報1)を参照されたい。

2. エンドリンクの構造

エンドリンクはピボット構造をなし、橋桁端部において吊橋の鉛直反力を橋台コンクリートに伝達し、橋軸方向の移動及び付加的に生じる橋軸直角方向の移動に追従する旋回機能を持っている。

下津井瀬戸大橋エンドリンクの構造を図-1に示す。エンドリンクは、大きく分けて下沓、リンク柱、上沓に分類され、沓の摺動部は、半径490 mmで炭素鋼鍛鋼品にステンレス肉盛りをした半球上のボスとおわん状の高力黄銅铸件に固体潤滑剤が埋め込まれているブッシュで構成されている。ブッシュ部に埋め込まれている潤滑剤の配置を図-2に示す。固体潤滑剤埋め込み孔は、直径14 mmで円周方向に23 mmピッチで配置されており、固体潤滑剤の埋め込み深さは12 mmのものが946個、20 mmのものが1,375個となっている。

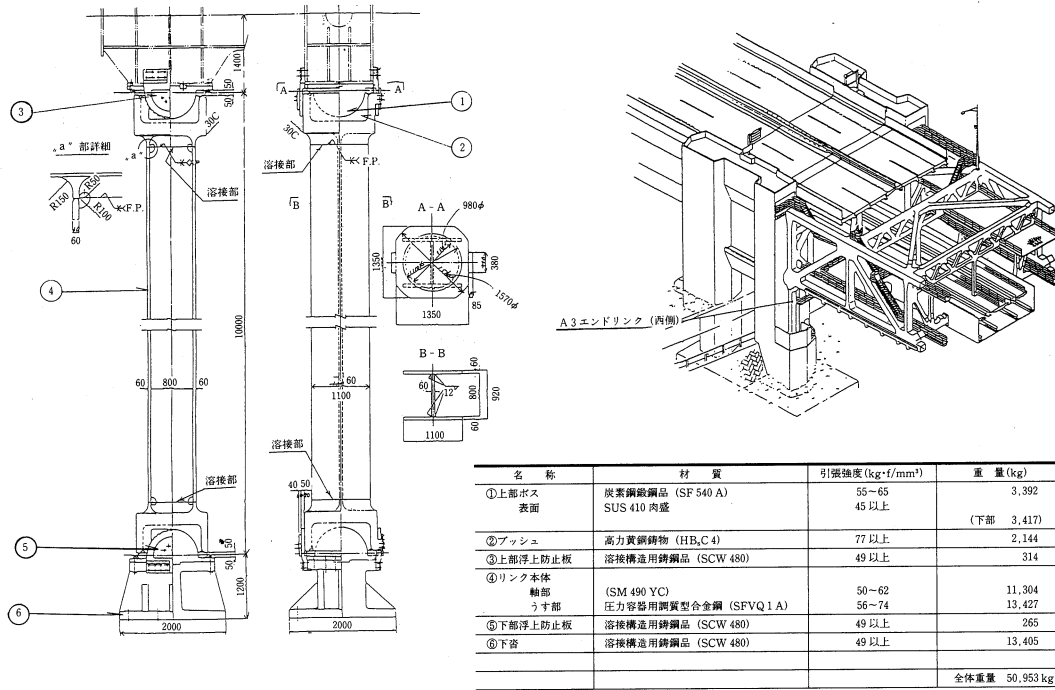


図-1 下津井瀬戸大橋エンドリンク概要図
Fig.1 Outline of end link structure on Shimotsui-Seto Bridge

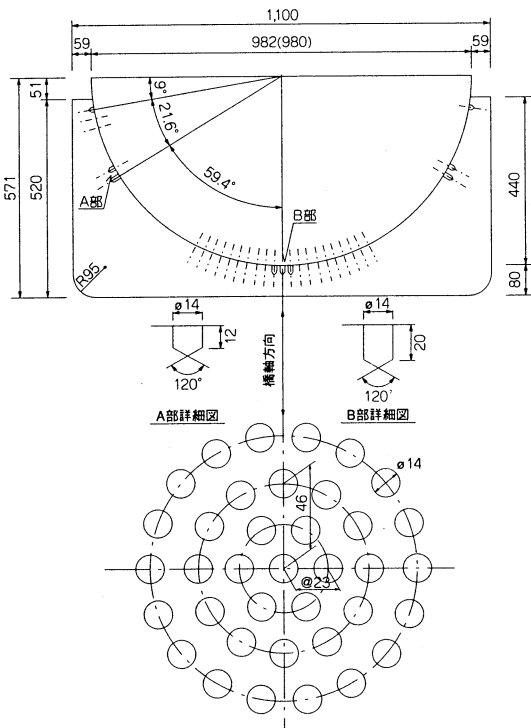
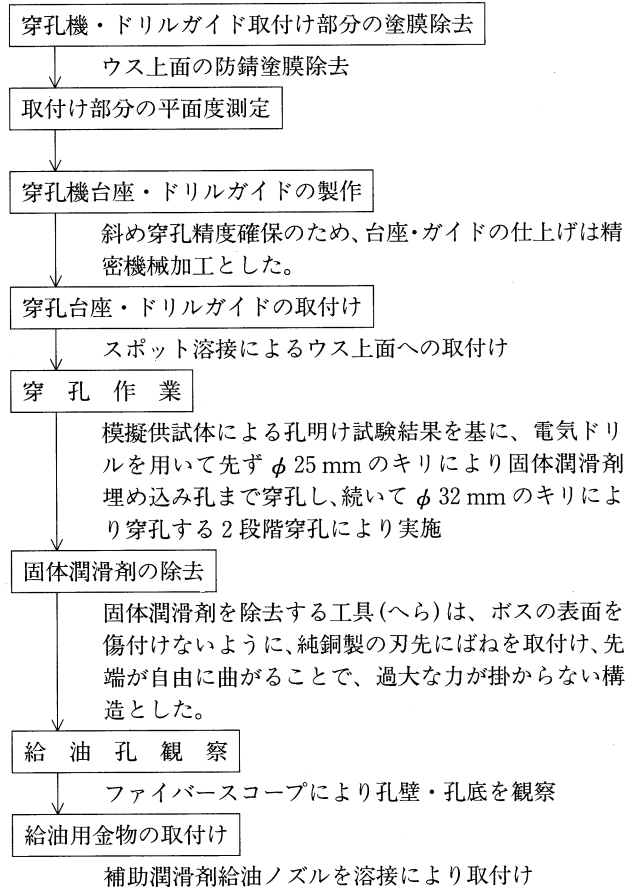


図-2 エンドリンク固体潤滑剤埋め込み配置図
Fig.2 Arrangement of hard lubricant in end link

3. 孔明け作業

3.1 作業手順

給油孔は、下胫のウスの外側からプッシュ頂部の固体潤滑剤埋め込み孔に向けて、手探り状態で細径・長尺の孔を斜めに明けなければならない。作業は、穿孔精度を確保するため、以下に示す手順により実施した。



3.2 孔明け結果

図-3に孔明け方法を図-4に代表例として西側エンドリンクの孔明け結果を示す。

穿孔長は、穿孔計算値411mmに対し、東側エンドリンクが399mm、西側エンドリンクが407mmであった。

また、この時の誤差は、孔先端部で2 mm 程度であった。その結果、到達した固体潤滑剤埋め込み孔からは、銅製のへらを用いて潤滑剤を支障なく除去できた。

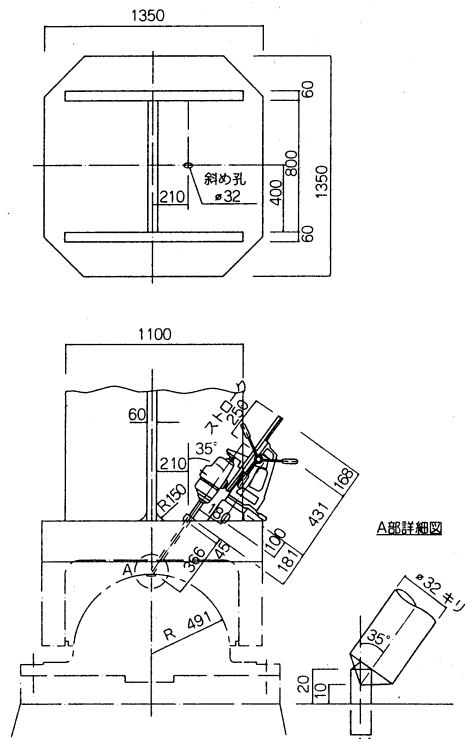


図-3 孔明け方法
Fig.3 Boring method

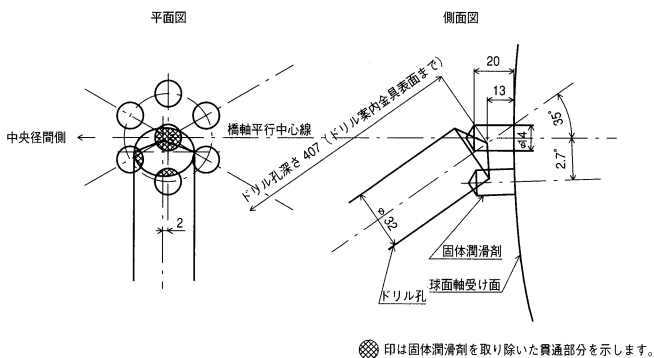


図-4 西側エンドリンク孔明け結果
Fig.4 Results of boring in west side end link

3.3 ボス部摩擦面の調査結果

孔明け・固体潤滑剤除去後、ファイバースコープによるボス部摩擦面の観察を行った。

写真-1 にファイバースコープ観察写真を示す。

観察部分は、ブッシュの固体潤滑剤埋め込み孔側壁とボス表面の限られた範囲（固体潤滑剤埋め込み孔 $\phi 14$ mm）であるが、観察された摩擦面の状況からは、厳しい摩擦環境で発生するかき疵、焼付き（凝着）、疲労亀裂、表面剥離等の異常な状況は確認できなかった。摩擦面は、固体潤滑剤掻きだし時についたと思われる線状痕、もしくはボス表面加工時の切削痕と推定される線状痕は認められたが、全体的に梨地肌を呈し、良好な表面と評価された。

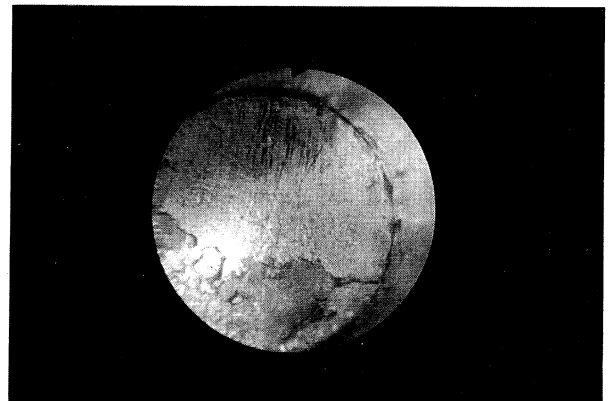


写真-1 ファイバースコープ観察写真
Photo.1 View by fiber scope camera

4. 補助潤滑剤の注入

4.1 注入方法

補助潤滑剤選定試験により選定された浸透性の高いスティックスリップ防止用オイルを使用して、自然給油と油圧ポンプによる加圧給油によりオイルの注入を試みた。

自然給油は、給油ノズルに取付けたホースに約4 mの水頭を設け、一昼夜放置したが、特異音発生状況に変化が認められなかったため、油圧ポンプにより加圧給油（500 kg/cm²）を行った。

4.2 給油ポンプの挙動

給油ポンプの油圧の低下速度は、初めの1週間では、東西エンドリンクとも1日あたり20~40 kg/cm²と大きな差はなかったが、その後西側エンドリンクの油圧低下速度が著しく早くなり、1日あたり100 kg/cm²~200 kg/cm²となった。その一方で、油量の低下は判別できるレベルになく、給油の有無は定量的に確認できなかった。このことから、給油量はオイルが摺動面に浸透したとしても極く微量であると推測される。

5. エンドリンクの挙動と補助潤滑効果

5.1 測定項目・調査事項

エンドリンクの挙動を調査して特異音発生原因の追求を行い、かつ補助潤滑剤効果を判定するために表-1に示す項目の測定・調査を行った。なお測定位置を図-5、図-6に示す。

5.2 エンドリンクの挙動と発音

計測結果を記録波形と応力分布についてまとめると以下のとおりである。

代表的な事例として、図-7に東側エンドリンクにおける上り貨物列車の通過走行記録波形を示す。

(1) 主構の水平変位

① 主構は、列車がA4側の側径間に入ると、A4側に変位し始め、それに伴ってエンドリンク頭部も

A 4 側に移動し始めた。

- ② 列車が当該橋梁の中央径間に進入してくると、A 4 側(図-7 の目盛で + 側)への変位の急増が見られ、列車の先頭がほぼ中央径間中央部に位置した時その変位は最大となった。
- ③ 列車の先頭がスパン中央部を通過した後、A 4 側への変位は減少し始め、列車が中央部と 2P のほぼ中間に差し掛かったころ、主構が A 3 側に変位し始めた。
- ④ 列車の最後尾がほぼスパン中央部に位置したとき、主構の A 3 側(図-7 の目盛で - 側)への変位が最大となり、その後列車の移動につれて変位は減少するが、列車通過後も変位は残留していた。

(2) 球座の回転

上・下沓球座の回転角(ボスに対するブッシュの回転角)の変化を示すリンク上部・下部変位計は、主構の動きに遅れて動きが始まり、この遅れ時間中に次に述べるリンク柱の歪みの急増が見られる。

即ち、球座が回転を開始するまではリンク柱の曲げ歪みが増加し続け、球座の回転が始まると一部の歪みが解放され、歪みの増加が抑えられると考えられる。

(3) リン柱の歪み

- ① リン柱の歪は主構の動きにつれて急増し、主構の変位がその最大値の 1/4~1/3 程度まで増加した時点(球座が回転を始めた頃)でピークを迎え、その後は、変位が急増してもほぼ横ばい状態となる。

その後、列車尾部が中央径間中央部を通過すると主構変位とともに低下が始まる。

- ② エンドリンク上部の測定点では、下部の測定点と同様に曲げ歪みの卓越する傾向が認められたが、極性は下部のそれと逆であった。

なお、エンドリンク中間部の歪み変化は、上下部の値に比較して明らかに小さく、曲げ歪みの卓越する傾向は認められなかった。

(4) リン柱の振動加速度

リンク柱に働く振動加速度は、図-7 に示すように、歪みが最高値を示す瞬間に最大ピークを迎え、その後数度にわたって最大ピークに準ずるピークを生じる。これらのピーク値が 85 dB を越すあたりから特異音が観察されることも判明した。

(5) AE 発生量

AE (Acoustic Emission) とは、固体が変形あるいは破壊する時の材料どうしの擦れ、接触などによって発生する音(弾性波)である。それ故に沓の摺動面に生じる摩擦抵抗の変化も AE 発生量の変化として把えることができ、かつ高レベルの AE 発生域を追求することにより摩擦抵抗の高い部分を特定することも可能になる。

- ① 特異音発生時には、センサー出力値で 12 mV 以上の AE が確認された。これは、エンドリンクの通常の動では 10 mV 以下が観察されるのに対して卓越している。

表-1 測定項目・測定位置・調査事項

Tab.1 Measuring items, location, and study items

測定項目	測定対象部材・位置	調査事項
歪み	エンドリンク上・中・下	列車荷重による部材応力(反力)の発生・推移・消滅と特異音の関係を把握する。
変位	橋台に対する主桁端部の移動量、橋台に対するリンク頭部の移動量、上下沓部の球座間隔	列車荷重による主桁移動量とエンドリンク上下球座の回転角、エンドリンク応力との関係を把握する。
振動加速度	エンドリンク上・中・下	特異音は間欠的に発生し、衝撃的であることから、エンドリンクの振動と特異音の関係を把握する。
AE 発生量	上・下沓ウズ側面 リンク柱上・中・下	摺動部のきしみのレベル把握 きしみ発生範囲の特定
列車位置	SBA 3 (格点 0) と SBA 4 (格点 92)	列車位置・平均列車速度と上記測定値の推移を把握する。

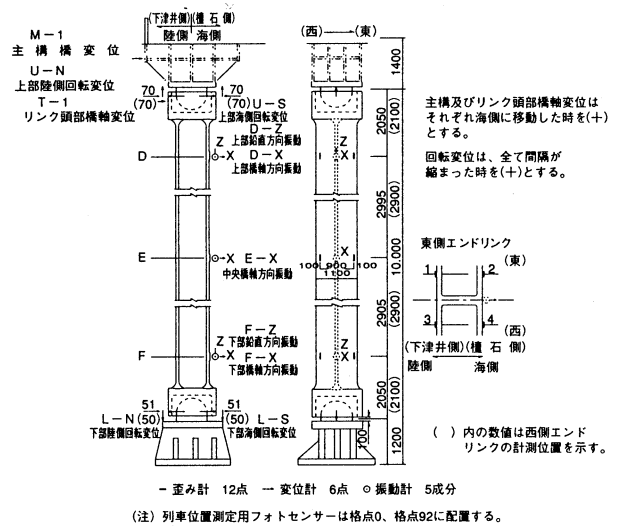


図-5 変位・歪み・振動測定位置図
Fig.5 Measuring points for displacement, deformation, and vibration

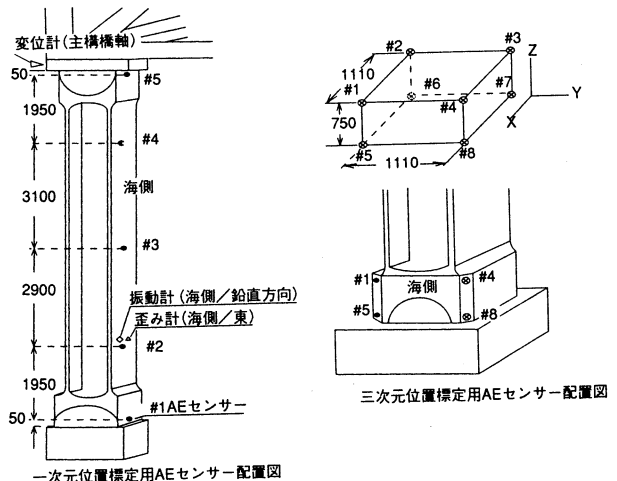


図-6 AE 測定位置図
Fig.6 Measuring points for AE

② 代表的な事例として、図-8に補助潤滑剤注入前の西側エンドリンクにセットしたAEセンサーが捉えた高レベルAE (≥ 12 mV) の発生量 (標定数) を示す。

AEの発生は、上・下沓、リンク柱のいずれにおいても認められるが、下沓部(センサー#1と#2の間)が圧倒的に多い。従って、下沓の摺動面で大きなきしみ(摩擦抵抗)が生じていると判断される。また、リンク柱部分にて発生するAEは、リンク柱が共鳴(共振)するときの弾性波の伝播残響によるものと考えられる。

③ 高レベルAEを下沓部に限定して3次元標定を行った結果、ブッシュとボスの摺動面中央頂部直径20cmの円内に集中していることが判明した。

この頂部の摩擦抵抗が高くなり、球座のスムーズな回転を拒んでいると考えられる。

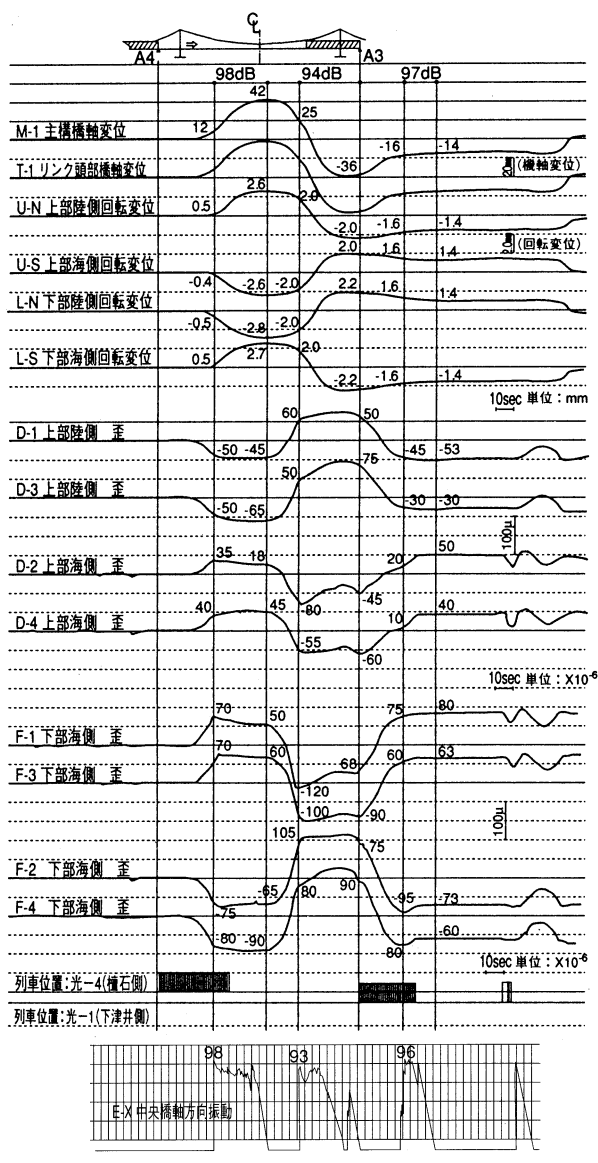


図-7 変位・歪み・振動加速度・列車位置記録波形(東側)

Fig.7 Measured data of displacement, deformation, vibration acceleration, and location of rolling stocks (east side)

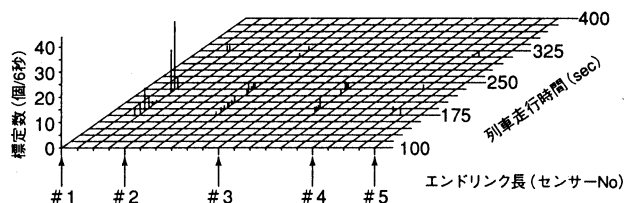


図-8 高レベルAEの発生量(西側エンドリンク)

Fig.8 Measured data of high level AE (west side end link)

(6) エンドリンク発音メカニズム

上記で述べた変位、歪み、振動加速度、AEのデータから、エンドリンクが発する特異音は、下記のメカニズムによると考えられる。

- ① ブッシュに埋め込まれた固体潤滑剤がボス・ブッシュ摺動面に補給されなくなり、特に下沓頂部での摺動抵抗が著しく高まって、球座の回転がスムーズでなくなった。
- ② 主構の水平変位に追従すべきリンク球座の回転機能が下沓で低下した結果、主構の変位が開始されても下沓球座は回転を始めない。
- ③ 従って、リンク柱には曲げモーメントが加わり、曲げによる弾性変形エネルギーが蓄積される。
- ④ この弾性変形エネルギーが下沓球座の摩擦抵抗に打ち克つレベルに至ると球座ではスリップが繰り返される。すなわちステックスリップが発生する。
- ⑤ この時解放されるエネルギーがエンドリンクH型柱の弦振動現象として現れ、高周波音を発する。

5.3 補助潤滑の効果

補助潤滑剤注入の効果を確認するために、補助潤滑剤注入前と補助潤滑剤注入後(東側エンドリンク:注入直後、1カ月後、3カ月後 西側エンドリンク:注入直後、1.5カ月後)における変位、歪み、振動加速度、AEデータに基づく諸指標の比較・評価を行った。

また、普通騒音計による特異音の音圧調査結果についても併記する。

(1) リンク柱応力度の変化

代表的な事例として、東側エンドリンクにおける孔明け前及び補助潤滑剤注入3カ月後における歪みデータから求めた上り貨物列車の応力度を表-2~3に示す。

① エンドリンクの平均応力の分布はほぼ直線分布であり、エンドリンク上下の端部では大きな値を示している。また、軸応力についてはエンドリンクに沿ってほぼ一様である。

② エンドリンクの上下(図-5のD、F)で実測応力度を比較すると、注入前はほとんどの場合下端(F)の方が大きい。注入3カ月後では明らかに下端の方が小さくなる傾向が認められた。

(2) 摺動部の摩擦係数の変化

実測した曲げ歪みから球座面での抵抗モーメント(M)

を算出し、橋の死荷重（設計書による）及び列車荷重からエンドリンクに作用している軸力(R)を推定して、それらの値を用いて次式により球座面の摩擦係数(μ)を算出した。

$$\mu = M / (R \cdot h)$$

ここに、hは下沓の半径(0.49 m)をいう。

表-4~5に東西エンドリンクの摩擦係数の推移を示す。

東西エンドリンクとも、下沓については2~3割減少し、設計仕様(μ=0.15)以下となった。

表-2 東側エンドリンク応力度計算結果(注入前)

Tab.2 Calculation result on stress an east side end link (before injection)

上り貨物(108)					
断面	測定点	歪み ×10 ⁻⁶	応力度 kgf/cm ²	平均応力度 kgf/cm ²	軸応力 kgf/cm ²
D	1	-48	-101	-119	-27
	3	-65	-137		
	2	18	38		
	4	43	90		
E	1	2	4	2	-27
	3	0	0		
	2	-27	-57		
	4	-27	-57		
F	1	47	99	112	-25
	3	60	126		
	2	-65	-137		
	4	-90	-189		

表-3 東側エンドリンク応力度計算結果(注入3ヵ月後)

Tab.3 Calculation result on stress an east side end link (three month after injection)

上り貨物(108)					
断面	測定点	歪み ×10 ⁻⁶	応力度 kgf/cm ²	平均応力度 kgf/cm ²	軸応力 kgf/cm ²
D	1	-23	-48	-61	-25
	3	-35	-74		
	2	-13	-27		
	4	23	48		
E	1	-10	-21	-16	-23
	3	-5	-11		
	2	-15	-32		
	4	-13	-27		
F	1	3	6	82	0
	3	75	158		
	2	-25	-53		
	4	-53	-111		

表-4 摩擦係数の推移(東側)

Tab.4 Translation of frictionfactor (east side)

列車名	注入前 (12月1日)	注入数日後 (12月9日)	注入1ヵ月後 (1月18日)	注入3ヵ月後 (3月8日)
下	貨物 85	0.17	0.15	0.11
	貨物 108	0.16	0.14	0.10
	特急寝台瀬戸号	0.16	0.14	0.10
沓	貨物 126	0.16	0.14	0.10
	貨物 132	0.16	0.14	0.09
	貨物 133	0.16	0.14	0.10
平均値	0.16	0.14	0.10	0.11

表-5 摩擦係数の推移(西側)

Tab.5 Translation of frictionfactor (west side)

列車名	注入前 (1月20日)	注入数日後 (2月2日)	注入1.5ヵ月後 (3月6日)
下	貨物 85	0.17	0.15
	貨物 108	0.16	0.14
	特急寝台瀬戸号	0.17	0.14
沓	貨物 126	0.17	0.14
	貨物 132	0.18	0.14
	貨物 133	0.17	0.14
平均値	0.17	0.14	0.13

(3) リンク柱の振動加速度の変化

特異音は、間欠的に発生し、衝撃的であることから、リンク柱の振動加速度により評価することができる。

代表的な事例として、図-9~10に補助潤滑剤注入前及び補助潤滑剤注入1ヵ月後における上り貨物列車(108)の記録波形比較図を、表-6~7に列車毎の振動加速度ピーク値の平均値を求め、その推移を示す。

全データの平均値で比較した場合、振動加速度は、東側エンドリンク(注入3ヵ月後)で約5割減少し、西側エンドリンク(注入1.5ヵ月後)で約1割減少した。

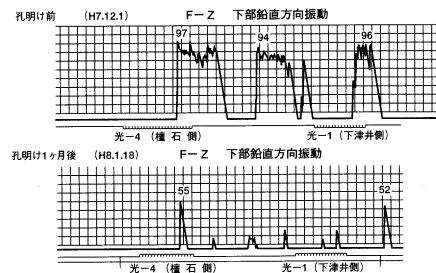


図-9 記録波形比較図(東側)

Fig.9 Comparison of measured wave forms (east side)

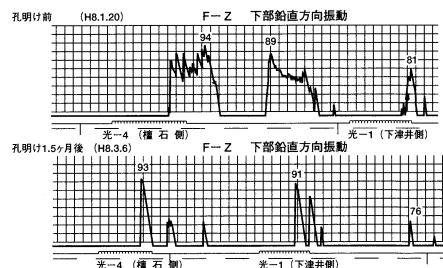


図-10 記録波形比較図(西側)

Fig.10 Comparison of measured wave forms (west side)

表一六 振動加速度レベルの推移 (東側)

Tab.6 Translation of vibration acceleration (east side)

(列車毎の平均値) 単位: dB

列車名	注入前 (12月1日)	注入数日後 (12月9日)	注入1カ月後 (1月18日)	注入3カ月後 (3月8日)
下	貨物 85	88.4	82.8	52.7
	貨物 108	90.2	86.7	54.0
	特急寝台瀬戸号	90.4	85.8	56.0
沓	貨物 126	90.9	86.4	46.9
	貨物 132	87.0	84.7	43.0
	貨物 133	89.7	84.9	41.3
	全データ平均値	89.3	85.3	48.1

表一七 振動加速度レベルの推移 (西側)

Tab.7 Translation of vibration acceleration (west side)

(列車毎の平均値) 単位: dB

列車名	注入前 (1月20日)	注入数日後 (2月2日)	注入1.5カ月後 (3月6日)
下	貨物 85	96.5	87.2
	貨物 108	94.2	76.5
	特急寝台瀬戸号	92.8	77.0
沓	貨物 126	94.9	77.9
	貨物 132	91.2	74.9
	貨物 133	93.1	76.9
	全データ平均値	93.6	78.1

(4) 沓球座の回転量

球座の回転量は、主構桁端変位に対する球座の回転追従性を示すものである。表一八は、実際の球座の回転量(実回転量)とリンクを剛体と仮定した場合に桁端変位から算出される球座回転量(剛体回転量)との差を示す。

表中の回転量ロス分は、そのほとんどがリンク柱の弾性変形分に相当すると考えられることから、下沓ロス分の減少は、補助潤滑効果として評価できる。

(5) AE 発生量の変化

特異音発生時に受信される AE 信号が、センサー出力 12 mV 以上であることが判明したことから、下沓に発生した 12 mV 以上の AE についての比較を行った。

表一九~一〇に下沓部の AE 発生量(標定数)の変化を示す。

東西エンドリンクとも補助潤滑剤注入直後の AE 発生量は微減であったが、東側エンドリンクは注入1カ月後で1/20に減少し、注入3カ月後ではさらに低下した。西側エンドリンクは注入1.5カ月後で1/15に減少した。

(6) 特異音音圧・発生回数

本補修(改良)工事は、直近の課題として特異音の解消を目的としたことから、普通騒音計を用いて特異音の音圧を測定し、特異音発生回数をカウントした。

音圧測定は、立入り防止フェンスに囲まれたエンドリンク下沓部の直近(約1m)において、東側エンドリンクでは補助潤滑剤注入前、同注入1週間後、西側エンドリンクでは補助潤滑剤注入前(東側注入1カ月後)、同注入1カ月後(東側注入2カ月後)について、東西エンドリンク同時に実施した。その結果を表一十一~一十二に示す。

東側エンドリンクは、騒音レベルが平均値で約 25 dB (A)減少し、1列車当たりの発音回数が1/100以下に減少した。

西側エンドリンクは、騒音レベルはほぼ横ばいであったが、1列車当たりの発音回数は約1/10に減少した。

表一八 剛体回転量と実回転量

Tab.8 Rigid body rotation and actual rotation

	剛体 回転量	下沓回転計測値	
		回転量	ロス分
東側 エンドリンク	注入前	3.2 mrad	2.6 mrad (19%)
	1カ月後	2.9 mrad	2.6 mrad (9%)
西側 エンドリンク	注入前	3.0 mrad	2.5 mrad (16%)
	1.5カ月後	2.7 mrad	2.3 mrad (14%)

注:「剛体回転量」とは、リンクを剛体、上下をピンと仮定した場合のリンク回転であり、リンクの弾性変形がないとしたものである。

剛体回転量=主構橋軸変位(計測値)÷リンク長(10,000 mm)

表一九 AE 標定数の変化 (東側)

Tab.9 Change of AE caribration number (east side)

単位:個

列車名	注入前 (12月1日)	注入数日後 (12月9日)	注入1カ月後 (1月18日)	注入3カ月後 (3月8日)
貨物 (85)	179	157	6	5
貨物 (108)	201	282	15	1

表一〇 AE 標定数の変化 (西側)

Tab.10 Change of AE caribration number (west side)

単位:個

列車名	注入前 (1月20日)	注入数日後 (2月2日)	注入1.5カ月後 (3月6日)
貨物 (85)	104	78	8
貨物 (175)	175	157	10

6. 考察

前節で述べた補助潤滑剤注入効果以下に総括する。

(1) 摩擦係数と振動加速度

東側エンドリンクでは、補助潤滑剤注入前の摩擦係数 0.16~0.17 が 0.10 に、振動加速度 87~90 dB が 60 dB まで低下して特異音はおさまり、西側エンドリンクでは、摩擦係数は 0.16~0.18 から 0.13 に低下したが、振動加速度は微減に止まり、特異音発生回数は激減したものの解消には至らなかった。

この東西エンドリンクにおける補助潤滑効果の差は、沓の摺動面にオイルが均一に滲透したか否かの差ではないかと推察されるが、今後の課題として残された。

(2) 摺動量と潤滑剤の配置

変位測定結果及び温度変化の影響(日較差、年較差)から求めたエンドリンクの摺動量は、下沓 15.9 mm であり、設計条件として考えられていた 27 mm に対してかなり不足する結果となっている。

近年、微小ストロークが予想される場合の潤滑剤の配置計画の一つとして、デッドゾーン(摺動方向の潤滑剤

表-11 東側エンドリンクの特異音の推移
 Tab.11 Translation of noise from east side end link

(発生回数：回/列車、音圧：dB(A))

列車名	東側注入前			東側注入1週間後			東側注入1カ月後			東側注入2カ月後		
	11月16日～17日			12月18日～19日			1月16日～17日			2月15日～16日		
	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値
貨物(85)	59	84.93	88	2	75.00	76	1	73.00	73	0	0.00	0
貨物(108)	—	—	—	3	76.33	80	3	63.67	64	1	63.00	63
特急寝台瀬戸号	120	89.39	92	2	76.50	77	0	0.00	0	1	67.00	67
貨物(126)	98	86.71	91	1	78.00	78	0	0.00	0	0	0.00	0
貨物(132)	144	88.48	92	1	75.00	75	6	68.50	75	1	61.00	61
貨物(133)	106	87.18	93	9	70.89	76	1	65.00	65	0	0.00	0
貨物(72)	188	87.66	91	3	78.33	80	0	0.00	0	1	64.00	64
貨物(74)	394	87.63	92	5	71.40	76	0	0.00	0	1	62.00	62
特急寝台瀬戸号	83	88.39	92	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00	0
データの荷重平均値	87.7			73.7			67.3			63.4		
1列車当たりの発生回数	149.1			2.9			1.2			0.6		

表-12 西側エンドリンクの特異音の推移
 Tab.12 Translation of noise from west side end link

(発生回数：回/列車、音圧：dB(A))

列車名	東側注入前			東側注入1週間後			西側注入前			西側注入1カ月後		
	11月16日～17日			12月18日～19日			1月16日～17日			2月15日～16日		
	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値
貨物(85)	26	83.00	88	143	83.56	89	19	78.26	86	4	84.75	86
貨物(108)	—	—	—	333	84.13	90	130	81.38	85	13	85.46	88
特急寝台瀬戸号	26	85.50	91	58	82.24	89	40	79.28	85	2	87.00	88
貨物(126)	52	84.50	91	120	83.14	89	22	77.32	83	7	82.71	87
貨物(132)	74	84.80	91	184	84.64	89	81	79.12	84	10	83.40	87
貨物(133)	70	85.90	91	146	84.21	89	29	78.93	86	7	83.57	88
貨物(72)	184	85.50	89	175	83.29	90	55	80.35	86	9	81.22	87
貨物(74)	116	85.60	90	286	85.04	88	156	86.68	85	13	85.54	88
特急寝台瀬戸号	55	85.90	89	117	84.59	88	76	82.37	85	3	81.67	87
データの荷重平均値	85.3			84.1			80.7			84.0		
1列車当たりの発生回数	62.9			173.6			67.6			7.6		

埋込間隔-潤滑剤直径-摺動量)の考えが採用されるようになり、レッドゾーンが10mm以下であれば良好な潤滑効果が得られることが確認されている。

そこで、図-2に示す現状の潤滑剤配置と摺動量について、上記のレッドゾーン値を比較すると、設計条件としては、レッドゾーン ≤ 10 mm(46-14-27=5mm)を満足している。現状は16mm以上(46-14-15.9-16.1mm)と推定され、これにより潤滑剤の拡散不足、次いでスティックスリップが生じたものと考えられる。

7. あとがき

下津井瀬戸大橋A3エンドリンクの特異音軽減対策として、エンドリンク本体への孔明け給油方法は効果があることが確認できた。なお、東側エンドリンクに比べ、西側エンドリンクにおける補助潤滑剤注入効果は、やや小さかったが、エンドリンク摩擦係数としては20%以上改善され正常な機能確保ができたこと、特異音の発生頻

度も極端に減少し、環境上の問題は解消したことから、当面の目的は達成されたと考えられる。

今回の報告は、1993年6月の特異音の発生以降、3年間に亙り実施した、特異音軽減のための応急対策や精密点検及び模擬供試体を用いた試験工事結果に基づき、施工したエンドリンク本体への孔明け及び補助潤滑剤注入結果をまとめたものであり、各段階で担当された方々に対して、この紙面を借りて深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村卸・渡辺：吊橋エンドリンクの精密点検、本四技報、Vol. 20、No. 78、1996年4月
- 2) 下津井瀬戸大橋A3エンドリンク詳細調査、平成6年3月、本四公団第二管理局
- 3) 下津井瀬戸大橋A3エンドリンク孔明け試験工事、平成7年3月、本四公団第二管理局
- 4) 下津井瀬戸大橋A3エンドリンク補修工事、平成8年3月、本四公団第二管理局

多々羅大橋主塔架設系の風洞試験

Wind Tunnel Test on Pylons of Tatara Bridge in Erection Phase

第三建設局 第一工事長 平原伸幸
向島工事事務所

Nobuyuki Hirahara



第三建設局 設計課 森山 彰

Akira Moriyama

概要

主塔架設系は、ケーブルによる拘束効果が期待できない、架設機材が配置される、架設ステップで振動性状が変化する等から対風応答は完成系とは大きく異なるものと予測され、風洞試験により耐風性を調査した。その結果、架設系でも耐風安定性に優れ、有害な振動が生じなかった。その要因は、架設機材が制振に寄与していることが判明した。

The aerodynamic stability of the pylons of Tatara Bridge during erection phase was studied by the wind tunnel test, because the aerodynamic response seemed to be greatly different from that in the completed phase: the restraint effect by the cables cannot be expected and vibration characteristics are altered according to the phase of erection. As a result, aerodynamic stability during the erection phase was excellent and no harmful vibration was observed. The test clarified that this stability was brought about by the dumping due to the erection machinery.

1. まえがき

多々羅大橋の主塔は、塔高が220mにもなるため、耐風安定性の確保が大きな課題であった。

本橋の主塔は、橋梁完成時においても有害な振動の発生が風洞試験において確認され、その振動抑制のために検討を実施し、主塔の形状および塔柱断面形状を決定した経緯がある。主塔架設系は、ケーブルによる拘束効果が期待できないうえ、架設機材が配置されること、さらに各架設ステップで振動性状が変化するため、風に対する応答も完成系とは異なるものと予測された。そこで、風に対して不安定と思われる架設系に着目し、対風挙動の把握と、架設系の耐風安定性の照査を目的として風洞試験を実施した。

その結果、本橋の主塔は架設系でも耐風安定性に優れ、有害な振動が生じないことを確認した。その要因としては、主塔架設用のクレーン(以下、「C/C」という)、塔柱間隔調整材(以下、「調整材」という)、添接あるいはケーブル定着用の作業足場(以下、「足場」という)等の架設機材が制振に寄与していることが判明した。

本報告では、風洞試験の詳細と、架設機材が耐風性におよぼす影響、さらに、許容振幅の検討を踏まえた主塔架設時の制振対策について記述する。

2. 風洞試験方法

2.1 試験ケース

主塔の架設ステップの中から、構造的・空力的に大きく変化することが予想される図-1に示す構造系を対象

	ステップⅠ (中間水平材閉合前)	ステップⅡ (主塔架設完了時)	ステップⅢ (主塔独立時)
対象モデル			
着目理由	<ul style="list-style-type: none"> 中間水平材の閉合直前で、一般部塔柱が単独として最も長くせり上がった架設系 面外、面内ともに不安定な架設系と想定 	<ul style="list-style-type: none"> 塔柱の架設完了時でC/C有りの架設系 最も固有値が低い 	<ul style="list-style-type: none"> 塔独立時で、ケーブル引き込み前の系 C/C無しで、風を遮るものがない C/Cせり下げからケーブル引き込みまで約3カ月で、架設系として最も長い

図-1 試験対象架設ステップ

Fig.1 Erection phases for the test

に、風向角、構造減衰率、気流条件等をパラメータに試験を行った。さらに、架設機材の影響を確認するため、中間水平材閉合前のステップⅠでは、C/C、調整材を外した場合、主塔独立時のステップⅢでは、足場の一部を取り外した場合の振動性状を調査した。

2.2 試験装置と試験方法

(1) 風洞設備

風洞は、幅6m×高さ5m×長さ30mの境界層風洞を使用し、風速は1~20m/sの範囲で任意に設定できる。

一様流中での試験を行う場合は、模型位置における風路床面の境界層厚の影響を除くため、風路床面を模型ごと上昇させ試験を行った。

また、境界層乱流中の試験を行う場合には、模型の上流側にスパイヤーとラフネスブロックを設置して気流特性を調整した。気流特性の詳細は後述する。

(2) 風洞模型

架設系を考えた場合、検討の対象となる振動モードが多く、振動数範囲が広い(表-1)ため、高次の振動モードを対象にした(柔らかい)模型で試験を行うと、風速倍率が大きく(m=6程度)、低次振動モードに着目した際に、風洞風速が非常に小さい状態での試験となり、気流の生成が難しく、振動のピーク値が捉えづらくなる。

このため、低次振動モードを対象とした(硬い)模型(風速倍m=2程度)と高次振動モードを対象とした2つの模型を用いて試験を行った。高次振動用の模型は、橋梁完成時の主塔の耐風安定性を調査した際に用いた模型を改造して使用した。

模型の縮尺は、詳細な模型化が可能となるように大縮尺寸法とし、風洞の高さの制約から1/70とした。

(3) 乱流特性

乱流の特性を図-2に示す。風速のべき指数は $\alpha \approx 1/7$ 、桁位置における主流方向の乱れ強さは $Iu \approx 10\%$ であり、高度100mよりも高い位置では乱れ強さが低減している。この傾向は、別途実施した縮尺1/2000の架橋地点周辺の地形模型を用いた気流調査²⁾とほぼ分布形状は相似となっている。また、風と直角方向の乱れ強さ Iv も地形模型風洞試験結果の範疇にある。

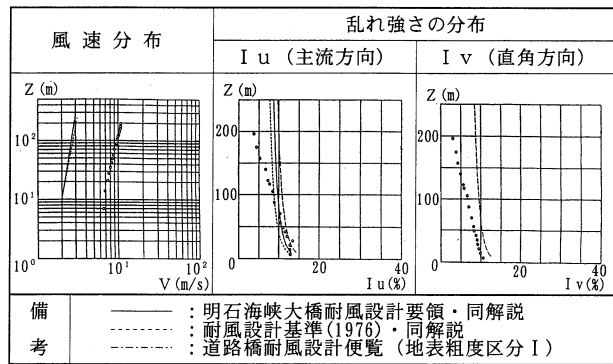


図-2 乱流特性
Fig.2 Characteristics of turbulent flow

表-1 振動諸元

Tab.1 Dimention of vibration

ステップ I

モード次数	振動モード図		振動数 Hz	有効質量 $kg \cdot s^2/m$	等価質量 $kg \cdot s^2/m$	風速倍率
2		実 橋	0.356	136,224	4,543	
		模型計画値	—	0.397	0.927	
		模型実測値	4.48	0.404 (1.02)	0.924 (1.00)	5.28
3		実 橋	0.525	122,669	4,348	
		模型計画値	—	0.358	0.887	
		模型実測値	5.93	0.354 (0.99)	0.891 (1.00)	6.20

ステップ II

モード次数	振動モード図		振動数 Hz	有効質量 $kg \cdot s^2/m$	等価質量 $kg \cdot s^2/m$	風速倍率
1		実 橋	0.135	193,679	3,950	
		模型計画値	—	0.565	0.806	
		模型実測値	1.68 [4.22]	0.564 (1.00)	0.821 (1.02)	5.63 [2.24]
2		実 橋	0.359	92,945	8,993	
		模型計画値	—	0.271	1.835	
		模型実測値	4.97	0.274 (1.01)	1.819 (0.99)	5.06
4		実 橋	0.732	155,486	4,918	
		模型計画値	—	0.453	1.004	
		模型実測値	8.21	0.448 (0.99)	1.016 (1.01)	6.24
7		実 橋	1.071	162,072	5,551	
		模型計画値	—	0.473	1.133	
		模型実測値	11.51	0.479 (1.01)	1.128 (1.00)	6.51

ステップ III

モード次数	振動モード図		振動数 Hz	有効質量 $kg \cdot s^2/m$	等価質量 $kg \cdot s^2/m$	風速倍率
1		実 橋	0.158	118,438	2,733	
		模型計画値	—	0.345	0.558	
		模型実測値	1.65 [4.91]	0.351 (1.02)	0.568 (1.02)	6.70 [2.25]
2		実 橋	0.493	165,385	2,728	
		模型計画値	—	0.482	0.557	
		模型実測値	6.31	0.474 (0.98)	0.568 (1.02)	5.48
5		実 橋	0.898	90,101	3,420	
		模型計画値	—	0.263	0.698	
		模型実測値	8.18	0.258 (0.98)	0.707 (1.01)	7.68
7		実 橋	1.076	69,909	2,677	
		模型計画値	—	0.204	0.546	
		模型実測値	11.31	0.202 (0.99)	0.545 (1.00)	6.66

注) () は計画値に対する比率を表す。【 】は低風速確認用の模型を表す。

3. 試験結果

3.1 ステップ I (中間水平材閉合前)

図-3 に試験結果を示す。塔柱が単独で最も長い張り出し長さを有する架設系であるが、架設機材を設置した場合、対数減衰率 $\delta \approx 0.01$ では振動現象は発生しない。

図-4 に C/C、調整材を外した場合の振動性状を示す。機材を取り外すことにより、主塔の面外一次および面内一次の渦励振が発生する。C/C、調整材は、弾性体模型として製作しており、これらを取り外した場合、模型の振動特性が変化する。対風応答の変化は、振動特性の変化と空力特性の変化によってもたらされた効果が重なり合って生じたものと考えられる。

振動特性の変化は、①振動モード②有効質量（一般化質量）③振動数の変化を意味し、③の影響は、振動が生じる風速への影響のみであり、応答振幅への影響は①および②の影響と想定される。

振動モードは、主塔の面外振動に対する影響は小さいが、面内振動へは C/C を外すことで塔柱のみのモードとなり、さらに調整材を外すことで両側の塔柱が単独で面内変形を生じる。有効質量は、C/C の影響は大きいものの、調整材の影響は小さい。

上記の特性の変化と対風応答の変化をまとめると、面外振動へは C/C の質量効果、面内振動へは調整材の振動モードへの影響が制振に寄与しているものと考えられる。

さらに、桁の縦断勾配や塔柱梯子、エレベータ位置等の非対称性に起因して、風向角の正負で対風応答が異なっている。

3.2 ステップ II (主塔架設完了時)

図-5 に試験結果を示す。面外曲げ 1 次の渦励振が生じるが、最大振幅は 0.042 m と微小である。この振動も、境界層乱流中では明瞭なピークは見られなくなる。

3.3 ステップ III (主塔独立時)

図-6 に試験結果を示す。風速 5~8 m/s の範囲で、面外曲げ 1 次の渦励振が生じ、最大振幅は 0.172 m である。この振動振幅は、後述する応力、作業性から求められる許容振幅以下のものである。

主塔独立時には、制振対策を必要とする有害振動が生じる例が多く、TMD あるいは AMD 等を用いて架設時の耐風性の向上を図っている橋梁が多い。本橋も、塔高が 220 m と本四連絡橋では明石海峡大橋に次ぐ高さであること、橋梁完成時に耐風安定性の確保のため主塔形

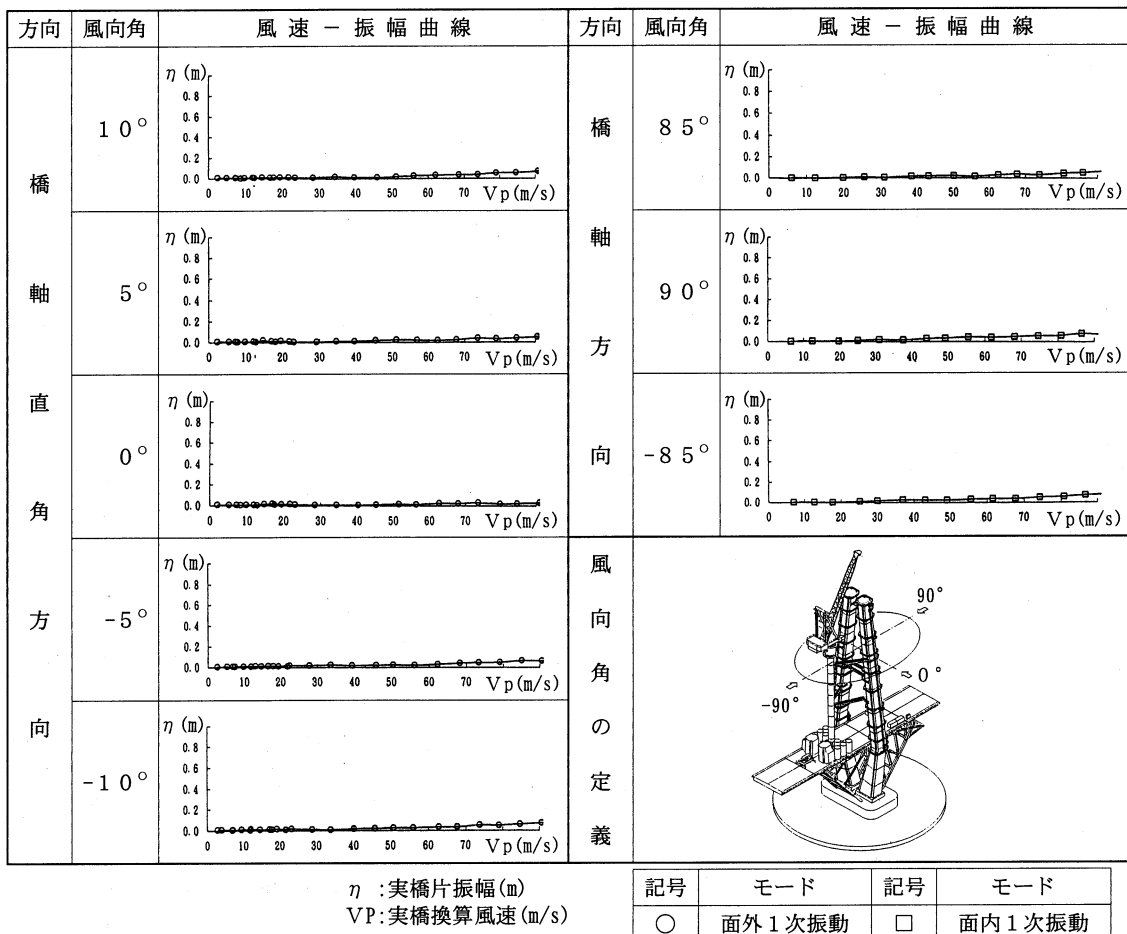


図-3 ステップ I (中間水平材閉合前) 振動特性

Fig.3 Phase I (before jointing middle lateral member) Vibration characteristics

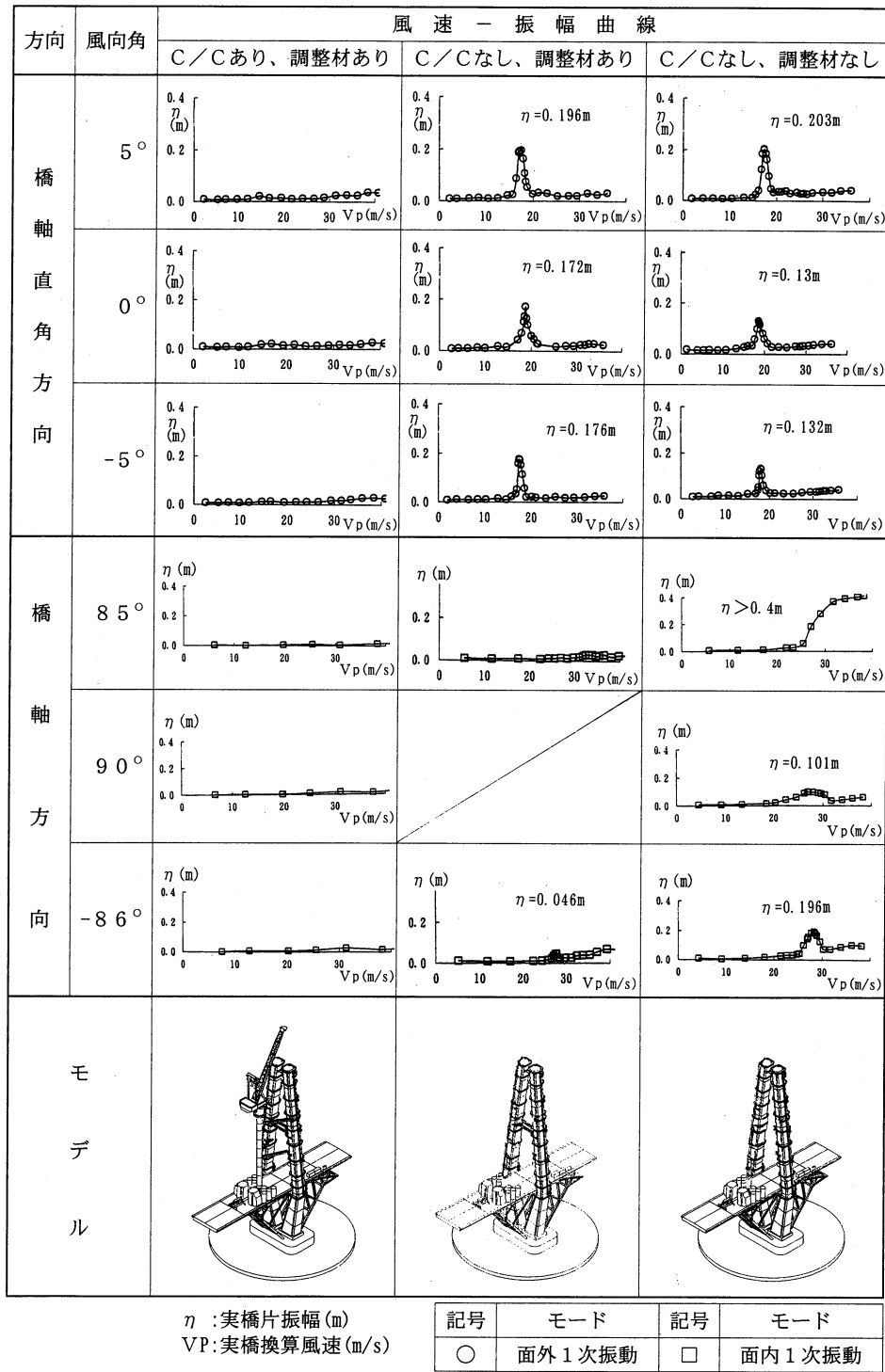


図-4 ステップI 架設機材の影響
Fig.4 Phase I Influence of Erection machinery

状や塔柱断面形状が制約され、対風応答に敏感な主塔であることから、有害振動の発生が予測された。

試験の結果、有害な振動の発生は見られず、耐風性が良好であることが確認されたため、耐風安定化に寄与する要因の調査を行った。試験は、塔柱に設置される足場をパラメータに行い、図-7に示す試験結果を得た。

主塔上部の足場を取り外すと主塔面外のギャロピ

ング振動が発生し、足場の取り外し範囲を広げるに従って、その発振風速が低下する。また、主塔中間部の足場を取り外した場合は、ギャロッピングの発生は見られない。ただし、図-8に示すように、主塔面外1次の渦励振が生じ、その振幅は、足場がある場合の約2倍となる。

以上から、主塔中間部の足場は、低風速域での渦励振抑制効果があり、上部の足場は高風速域でのギャロピ

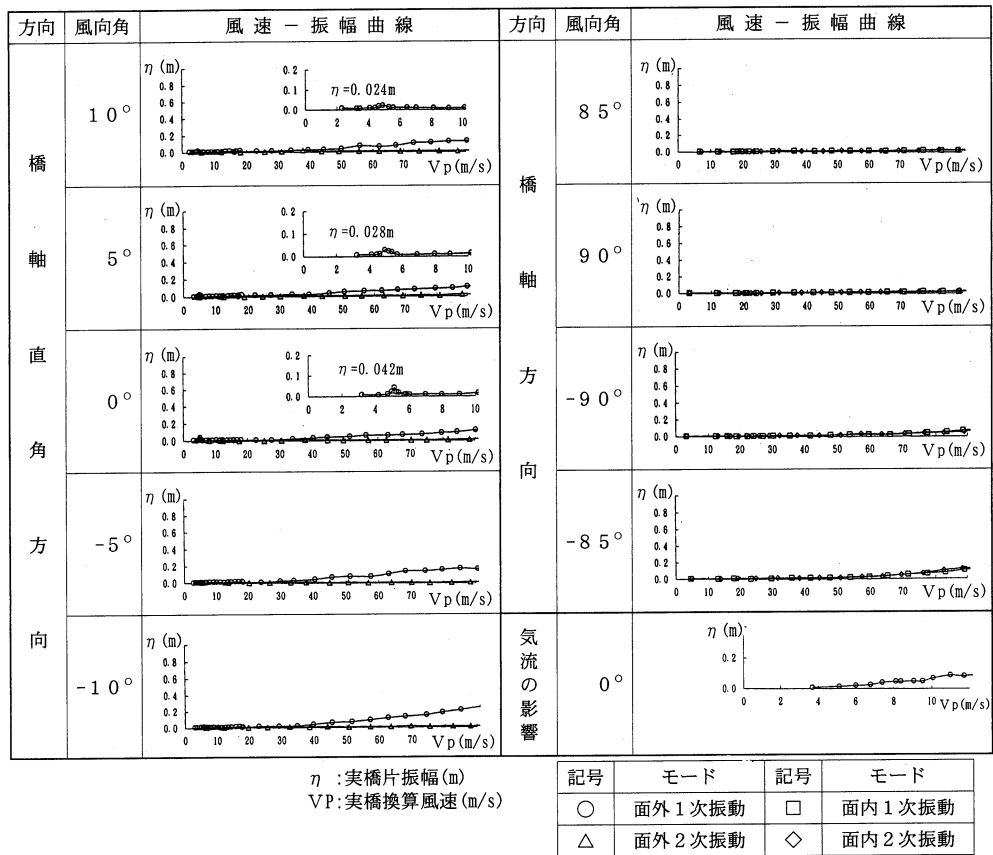


図-5 ステップII (主塔架設完了時) 振動特性
Fig.5 Phase II (after completion of pylon) Vibration characteristics

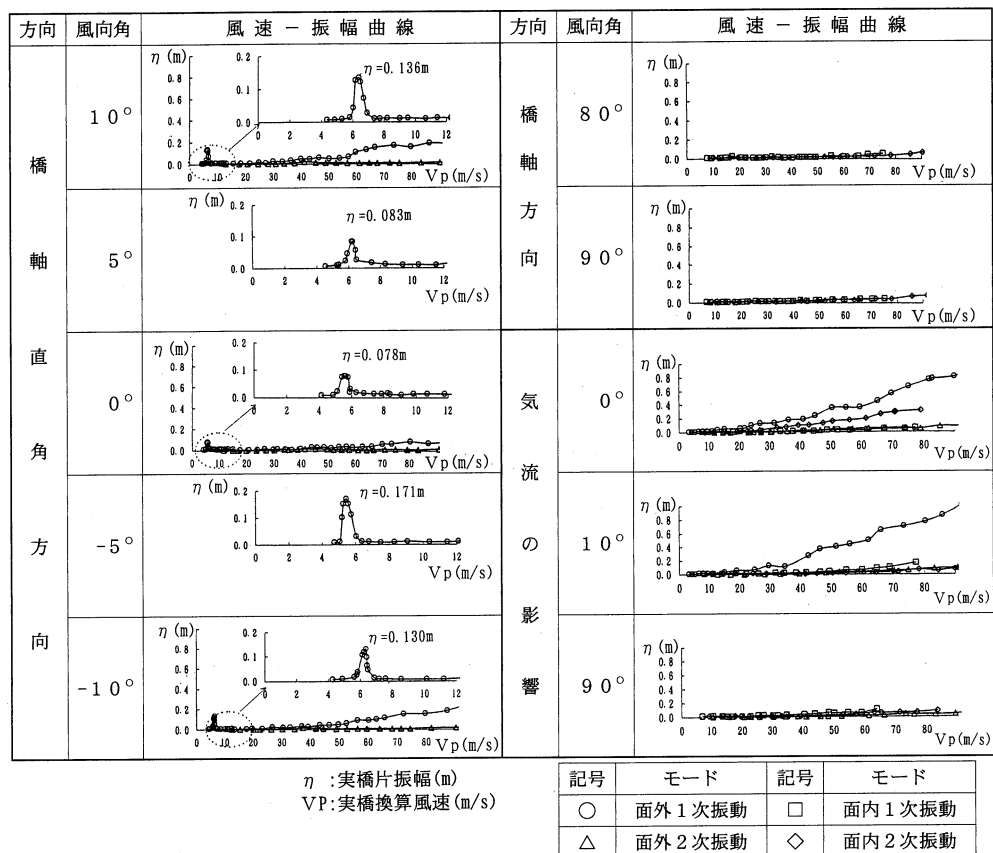


図-6 ステップIII (主塔独立時) 振動特性
Fig.6 Phase III (independent pylon) Vibration characteristics

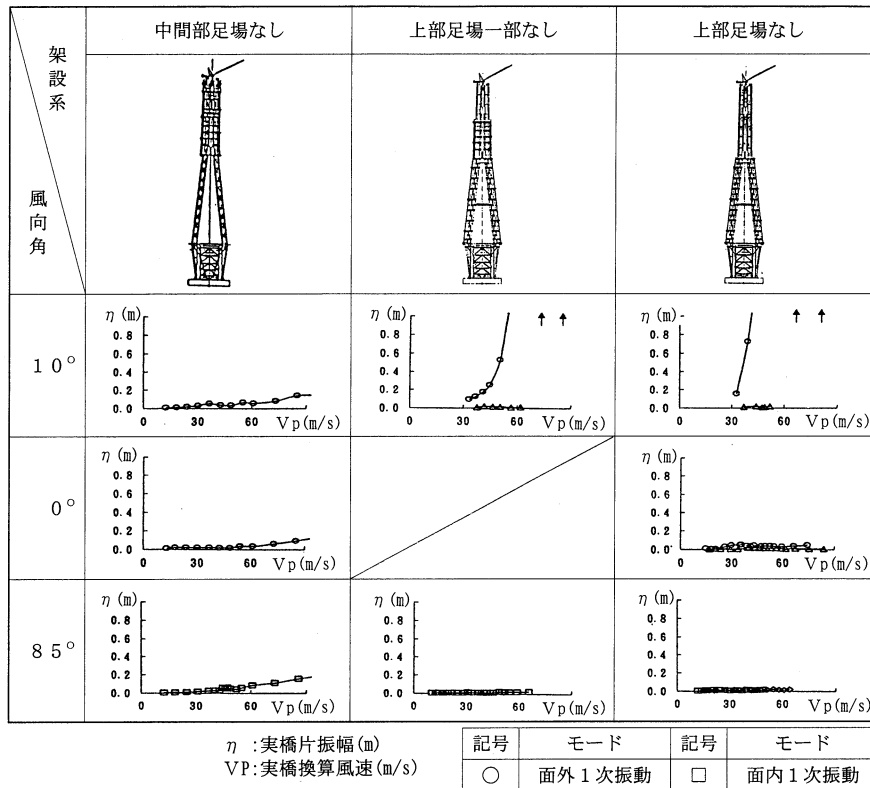


図-7 ステップIII 架設機材 (足場) の影響 (高風速)

Fig.7 Phase III Influence of Erection machinery (scaffolding) (high wind velocity)

イング抑制に効果があることが判明した。

足場によりギャロッピングが抑制される要因としては以下が考えられる。

①足場による抗力係数の増加

準定常理論³⁾によるとギャロッピングは式(1)が負値の場合に発生し、発振風速はその値に比例する。

$$C_D + dC_L / da \dots\dots\dots(1)$$

C_D : 抗力係数

dC_L / da : 揚力係数勾配

足場の設置によって抗力が増大し、式(1)の負値は減少し、ギャロッピング発振風速が上昇する効果を与えているものと考えられる。

②塔柱に作用する風の低減効果

足場に取り付くネットは、塔柱に作用する風速を低減する効果と乱れを大きくする効果がある⁴⁾。この効果によって、ギャロッピングを安定化するものと考えられる。

③塔柱周りの軸方向流れの遮断効果

主塔水平材の設置位置が塔柱周りの軸方向流れを抑制してギャロッピングの発生に影響を及ぼすとの報告がある⁵⁾。足場の床によって同様の効果が生じ、ギャロッピングを安定化するものと考えられる。

3.4 まとめ

質量効果を除去するためにスクルートン (Sc) 数で無次元化した振幅との関係を図-9に示す。

$$Sc = \frac{2m\delta}{\rho D^2}$$

m : 等価質量

δ : 対数減衰率

ρ : 空気密度

D : 部材代表長

図-9より、以下のことが判明した。

(1) 面外1次振動

橋梁完成時→ステップIII (足場有り)→ステップII (C/C、足場有り)と架設機材が付くにつれて振動レベルは低下し、安定化が図られる。すなわち、橋梁完成時の風洞試験結果で架設系の空力特性を推定すると、やや安全側の評価となる。

ステップIにおいては、C/Cと調整材を取り外した場合には、橋梁完成時と比較的近い振動レベルにあるが、架設機材を設置した場合には上記のように橋梁完成時に比較して安定化される。

(2) 面内1次振動

橋梁完成時とステップIのC/Cと調整材を取り外した場合を比較すると、完成系の方が振動レベルは低く、面内1次振動に対して主塔上部のスリット効果によって完成時の安定化が図られることが確認された。ステップIIIにおいても架設機材により安定化が図られている。

(3) ギャロッピング振動

ギャロッピング振動に関しては、ステップIにおいて、C/Cおよび調整材を外した場合に、風速25m/s付近か

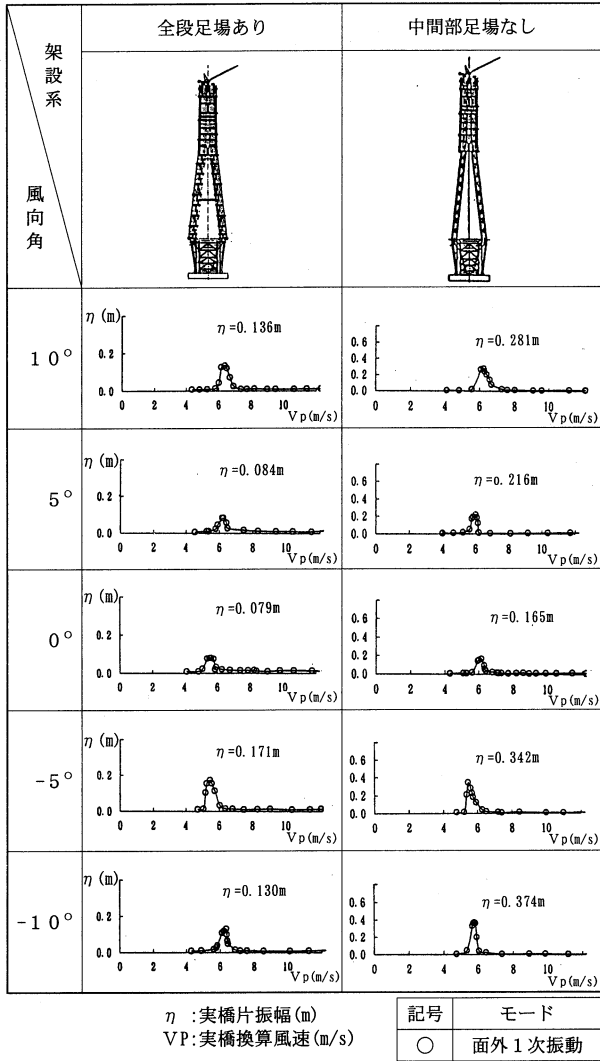


図-8 ステップⅢ 架設機材(足場)の影響(低風速)
 Fig.8 Phase III Influence of Erection machinery (scaffolding) (low wind velocity)

ら面内一次振動が、ステップⅢにおいて主塔上部の足場を外した場合に風速 30 m/s 付近から面外一次振動が発生することが明らかとなった。しかし、架設機材を設置することにより、架設時に有害な振動は発生せず安定化することが確認できた。

4. 許容振幅の検討

4.1 概要

前述の架設ステップに対応した振動モード毎に許容振幅を求めて風洞試験結果の発生振幅の照査を行う。

許容振幅を求める際の制約条件は以下とした。

①作業性及び架設機材の制約

- ・風速 16 m/s 以下
 作業時許容加速度…全ステップ 50 gal
- ・風速 16 m/s 以上
 暴風時許容加速度…ステップⅢ 300 gal(塔頂クレーン)
 ステップⅡ 200 gal(C/C)

②初通過(応力度)による制約

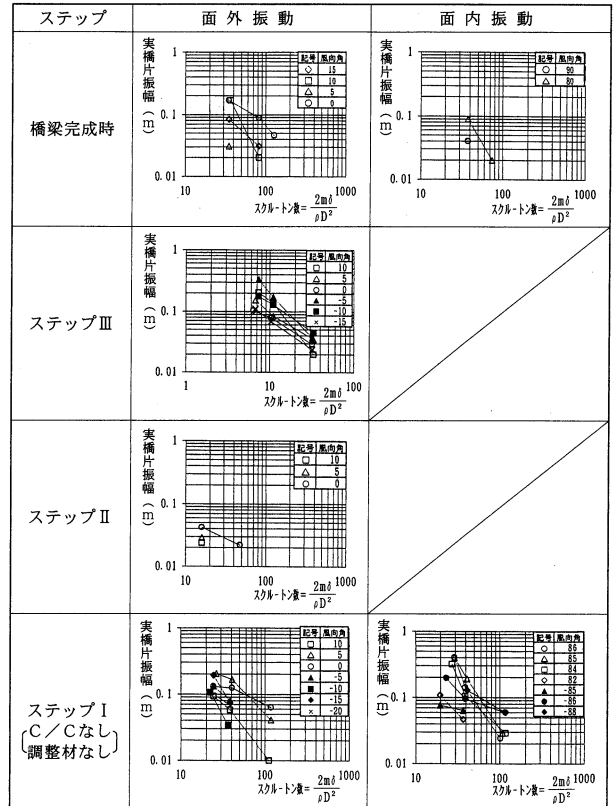


図-9 スクルトン数の変化
 Fig.9 Variation of Scruton Number

- ・直応力の照査…………… $\sigma \leq \sigma_a$
- ・合成応力の照査…………… $(\frac{\sigma}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau}{\tau_a})^2 \leq 1.2$

4.2 許容振幅の算出方法

①の場合の許容振幅 Y_a は、式(2)により算出する。

$$Y_a = \frac{\alpha_a}{(2\pi f)^2} \dots\dots\dots(2)$$

α_a : 許容加速度 (gal)

f : 各モード固有振動数 (Hz)

②の場合の許容振幅 Y_a は、架設ステップでの死荷重応力 σ_0 、共振風速による静的荷重応力 σ_2 、 τ_2 、共振振幅 (Y) の動的分応力 σ_3 、 τ_3 、から式(3)、式(4)より算出する。

$\sigma_0 + \sigma_2 + x \cdot \sigma_3 = \sigma_a$ となる x を算出し、

$$Y_a = x \cdot Y \dots\dots\dots(3)$$

$$(\frac{\sigma_0 + \sigma_2 + y \cdot \sigma_3}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_0 + \tau_2 + y \cdot \tau_3}{\tau_a})^2 = 1.2$$

となる y を算出し、

$$Y_a = y \cdot Y \dots\dots\dots(4)$$

σ_a : 許容圧縮応力度

τ_a : 許容せん断応力度

4.3 許容振幅の算出結果

許容振幅の算出結果を表-2に示す。許容振幅は、いずれのステップの各モードとも、上記①の作業時の加速度がクリティカルとなる。風洞試験で塔面外の渦励振の確

認められたステップII、ステップIIIともに、振動振幅は許容値以下である。

4.4 制振対策

風洞試験における主塔架設時の構造減衰は、対数減衰率で $\delta = 0.01$ を想定している。既設橋の主塔独立時の対数減衰率は、面外1次モードで小さい例が多くみられ、白鳥大橋では $\delta = 0.005$ であった⁹⁾。

多々羅大橋の場合、吊橋でみられる主塔独立状態はなく、ステップIIIでも斜べんと主桁の一部が設置されている。このため構造減衰は基準値 $\delta = 0.01$ を下回る可能性は小さいものと想定されるが、最も危険側として $\delta = 0.005$ であった場合の振幅を図-10のA- δ 曲線から推定した。振幅は、足場を塔柱全体に設置した場合と、中間部の足場を取り外した場合の2ケースとした。

$\delta = 0.005$ と仮定した場合の最大振幅は、足場有りのケースでは0.42 m程度であり、作業時の許容加速度から決まる許容振幅以下のものであるが、足場を外した場合には、最大振幅は1.0 m程度と推定され、許容値を大きく上回る事となる。そこで、塔柱添接作業完了後も中間部の足場を存置することとして、主塔独立時の耐風安定性の向上を図ることとした。

5. あとがき

本橋の主塔は、架設時においても耐風上安定であることが風洞試験で確認された。低風速域で発生する渦励振も振幅は小さく、安全性、作業性ともに問題のないものであり、TMDのような制振装置の設置は不要と判断した。本橋架設時の耐風性には、架設機材が制振に寄与しており、特に主塔上部の足場が、高風速域のギャロッピングの抑制に寄与するなど、足場を始めとする架設機材の設計に配慮が必要となったため、架設計画にこれらの知見を反映させた。

現地においては、架設時の動態観測を実施して対風応答を計測するとともに、構造減衰が想定以下であった等の要因で、大振幅の振動が生じた場合の制振対策（主塔と桁のケーブルによる連結）が可能な体制を取るものとした。

最後に、耐風性の検討に当たって、ご指導、ご意見を頂いた耐風委員会（委員長：宮田利雄横浜国立大学教授）、および多々羅大橋橋梁計画検討委員会（委員長：伊藤學埼玉大学教授）の委員各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 藤原、森山、「多々羅大橋塔完成時の耐風性」、本四技報、Vol. 19、No. 74、1995. 4
- 2) 「多々羅大橋地形模型風洞試験（その2）報告書」、平成4年10月、本州四国連絡橋公団
- 3) 岡内、伊藤、宮田、「耐風構造」、昭和52年5月、p 261~270

表-2 許容振幅の検討結果

Tab.2 Examination of allowable amplitude

ステップ I

振動モード	1	2	3	4	5
	C/C面内、ねじれ	塔面外一次	塔面内一次	C/C面外	桁水平一次
振動数 (Hz)	0.338	0.356	0.525	0.884	0.983
加速度から決まる許容振幅	0.44	0.10	0.18	0.06	0.05
直応力から決まる許容振幅	1.76	1.50	0.80	1.26	0.49
合成応力から決まる許容振幅	1.93	1.64	0.85	1.20	0.48
許容振幅 (m)	0.44	0.10	0.18	0.06	0.05
風洞試験結果 最大発生振幅(m)	振動せず	振動せず	振動せず	振動せず	振動せず

ステップ II

振動モード	1	2	3	4	5
	塔面外一次	塔面内一次	C/C面内	塔面外二次	桁水平一次
振動数 (Hz)	0.135	0.359	0.622	0.732	0.936
加速度から決まる許容振幅	0.70	0.39	0.13	0.09	0.06
直応力から決まる許容振幅	4.19	0.94	0.53	0.61	0.26
合成応力から決まる許容振幅	4.64	1.02	0.50	0.65	0.27
許容振幅 (m)	0.70	0.39	0.13	0.09	0.06
風洞試験結果 最大発生振幅(m)	0.042	振動せず	振動せず	振動せず	振動せず

ステップ III

振動モード	1	2	3	4	5
	塔面外一次	塔面内一次	桁鉛直	桁水平	塔面外二次
振動数 (Hz)	0.158	0.451	0.699	0.787	0.887
加速度から決まる許容振幅	0.51	0.37	0.16	0.12	0.19
直応力から決まる許容振幅	4.10	0.72	0.81	0.43	0.72
合成応力から決まる許容振幅	4.58	0.68	0.84	0.41	0.78
許容振幅 (m)	0.51	0.37	0.16	0.12	0.19
風洞試験結果 最大発生振幅(m)	0.172 足場なし:0.374	振動せず	振動せず	振動せず	振動せず

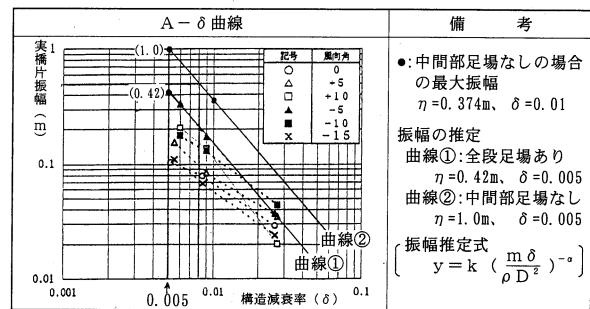


図-10 振動振幅の推定 (A- δ 曲線)

Fig.10 Estimation of vibration amplitude (A- δ curve)

- 4) 石岡、亀井、井下、「菅原城北大橋の耐風安定性」、橋梁と基礎、Vol. 24、No. 7、1990.7
- 5) 小川、「橋梁塔部の3次元空力特性(A型塔の制振対策の場合)」、日本風工学会誌、第59号、平成6年5月
- 6) 本州四国連絡橋公団、尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説、平成6年11月

アジアの橋梁の現状

Present situation on Asian bridge stocks

企画開発部 企画課長代理

栗野 純孝

Sumitaka Kurino



1. はじめに

アジア諸国における橋梁工学と橋梁マネージメントに関する国際セミナーが平成8年9月10日から13日まで、インドネシアのジャカルタで開催された。筆者は、このセミナー組織委員会の幹事及びセミナー講師として、アジアの橋梁現状を調査し報告を行う機会を得た。ここでは、セミナーの作業から得られたアジアの橋梁の現況とインドネシアの橋について報告する。なお、セミナー自体の紹介は、すでにいくつかの文献で紹介済み(又は予定)^{1)~6)}であるので参照願いたい。

2. アジアの橋梁の現状

セミナー組織委員会は、1995年12月から翌3月にアンケート調査を実施し、アジアの橋梁現況を取りまとめた⁷⁾。調査表は21機関に送付し、10ヶ国から回答があった。これよりアジアの各国地域で橋梁の在庫、損傷について多様な現状にあるとの結果が得られた。主要な結論を掲げると、

(1) アジアでは、コンクリート、鋼材だけでなく、木材も主要な橋梁の材料である。図-1は、橋梁の材料別の区分である。見てのとおり、コンクリート橋が、多くの国で主要な材料であるが、インドネシア、ブータン、日本、ラオスでは、鋼橋の比率が高い。しかし、橋梁総数にかなり違いがあることから、鋼橋の実質保有数は、日本が最大である。また、ベイリー橋のような鋼仮設橋が、鋼橋の分類としてインドネシア(鋼橋全数の5%)、フィリピン(58%)、ラオス(84%)で計上されている。ここで、注目したいのは、木橋の比率である。モンゴルでは、約7割、ブータン、フィリピン、ラオスでは一割を越えている。

(2) 橋梁の損傷の主要原因は、腐食と洗掘であり、損傷のひどい橋には、拡幅、かさ上げ(Raising)、再架設(Re-erecting)と補強が必要である。かさ上げとは、既存橋梁の桁をそのまま使い、同じ場所で下部工をかさ上げして架設するもの。かさ上げ理由は、線形の変化や、洪水時水位の再評価。既存の桁を他の場所に転用する場合

は再架設。他に延伸(Extension)、復旧(Rehabilitation)という分類の対策がある。延伸とは、河川の位置や幅が洪水で変わり、既存の橋梁延長を更に延ばす工事である。

(3) 種々の補修補強手法が存在する。

(4) 外国の基準が原則として使用されており、それを補足する独自のマニュアルが使用されている。主な設計基準として、独自基準を掲げたのは、日本と韓国であった。ブータンは、インド道路会議の基準、香港、マレーシア、シンガポールは英国基準(BS)、インドネシア、フィリピンは米国の基準(AASHTO)、モンゴルはロシアの基準、ラオスはロシアとAASHTOの併用との回答であった。

(5) 老朽化と古い設計による交通規制並びに過積載車両の存在が観測される。

(6) その他：国によっては、内戦で橋梁が破壊された例もある。

以上のような内容を含め組織や点検手法等種々のアンケート調査が実施されたわけであるが、各国のデータの精度や専門用語の定義の点が異なっており、あくまでも最初の参考値として考える必要がある。図-1を例にとると、香港の橋梁数にはカルバートが計上されているが、日本の例は支間15m以上の橋のみでカルバートは入っていない。マレーシアの統計はサラワクを除外したマレー半島の連邦道路のみである。インドネシアのデー

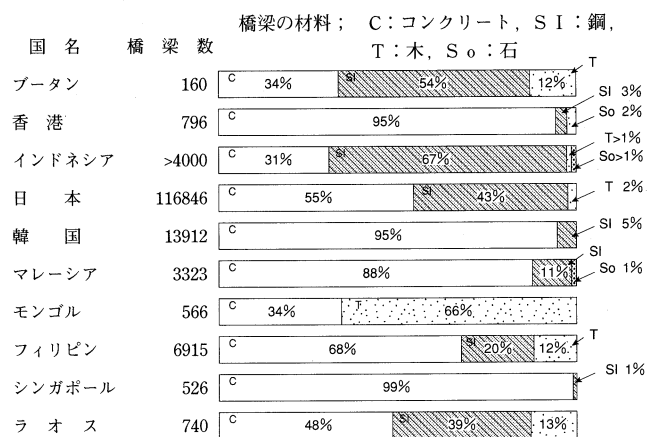


図-1 橋梁数とその材料別の割合

Fig.1 Number of bridges and its material type

ターベースにはもっと多多数の橋梁が登録されており、対象とする道路の範囲で統計値にかなり差のある可能性があることである。今後、統計値の精度を上げてゆきつつ、情報の交流をはかることは、アジア各国の技術者にとって有意義であろうと考えられる。

3. インドネシアの橋梁の紹介

セミナーの関係でインドネシアの橋を視察し、若干の技術的説明を受ける機会があった。いずれの橋も日本の状況と異なり、印象的であったので、以下に紹介する。

(1) CONDET 橋(写真-1)場所 Condet。特殊合成桁を外ケーブルで補強した橋。1989年完成。1994年補強。支間 24 m, 48 m, 24 m。RC床版に圧縮プレストレスを導入した斬新な設計の合成鋼桁であったが、荷重増加でたわみが大きいため、外プレストレス工法で補強した例。

(2) CILAMAYA 橋(写真-2)場所 Karawang。支間 12 m, 42 m, 12 m。1979年完成。基礎周辺を含み河川の洗掘防護をした例。

(3) CITARUM-RAJAMANDALA 橋(写真-3)場所 West Cianjur。西ジャワ地区で最初の長大PC橋。1976

年完成。支間 45+132+45 m。箱桁構造であるが、桁内に無数のツバメの巣があり、管理上の問題となっているとの説明あり。

(4) MAMPANG 高架橋(写真-4)場所 Jl MT Haryono。橋脚が鋼箱桁に剛結されたラーメン橋。1995年完成。RC 8 角形断面の様にみえる橋脚は実際は内部が鋼管の構造である。この橋に連続するコンクリート高架橋の橋脚と同じデザインとしているが、都市部の景観に配慮したとの説明をうけた。鋼橋部分の支間 39.45+44.00+39.45 m。

(5) HARBOUR 高架道路、場所 Ancol。単純プレストレス鋼箱桁(写真-5)。1996年完成。支間 55 m。一つの箱桁高さ 2.03 m 幅 1.5 m を桁内 3 本桁外 2 本のケーブルで補強。鉄道上。隣接する PC 高架橋(写真-6)。6 車線を一本柱の橋脚が支持する。PC 桁端を切り欠いて橋脚の横梁を目立たなくしている他、高架橋の桁の両側には、ブーゲンビリアを植えるようにしている。これらの橋は今年つながったジャカルタ市の内環状線の一部であり、片側 3 車線で計 6 車線の道路橋である。

(6) CAKUNG CILINCING 橋(写真-7)場所 Cakung。鋼単純上路トラス橋。1996年中に供用予定。支間



写真-1 CONDET 橋
Photo.1 Condet Bridge

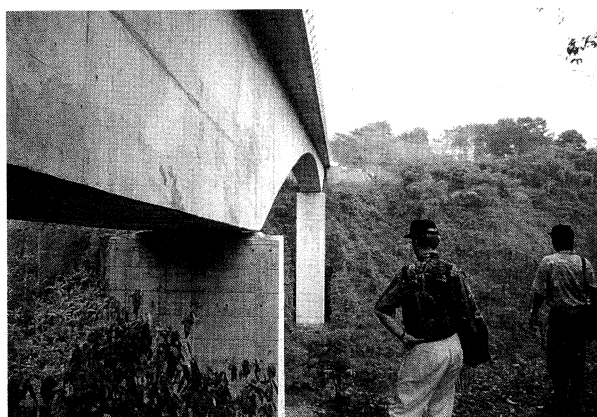


写真-3 CITARUM-RAJAMANDALA 橋
Photo.3 Citarum-Rajamandala Bridge



写真-2 CILAMAYA 橋
Photo.2 Cilamaya Bridge



写真-4 MAMPANG 高架橋
Photo.4 Mampang Flyover

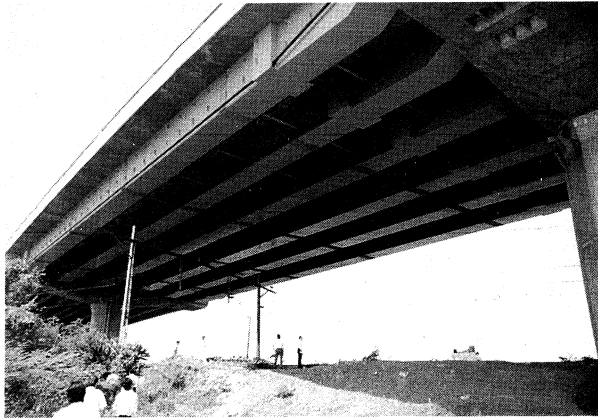


写真-5 HARBOUR 高架道路 (鋼箱桁)
Photo.5 Harbour Elevated Road (Steel box girder)

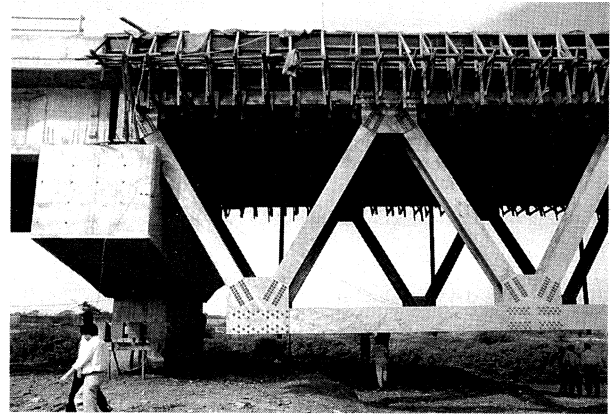


写真-7 CAKUNG CILINCING 橋
Photo.7 Cakung Cilincing Bridge

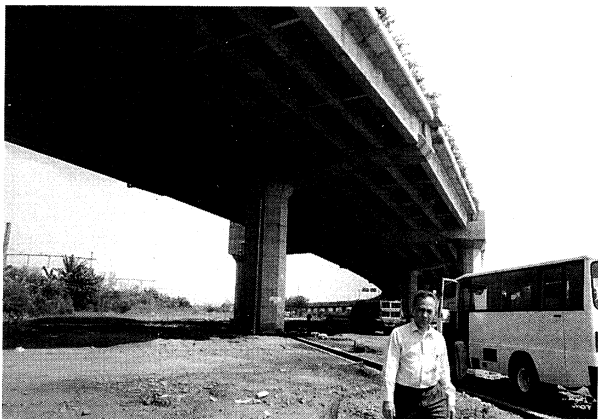


写真-6 HARBOUR 高架道路 (PC 高架橋)
Photo.6 Harbour Elevated Road (Prestressed concrete viaduct)

70.0 m 主構トラス高さ 4.5 m。この橋は、主構が H 鋼、横構が鋼パイプ等で構成されているが、すべて溶融亜鉛メッキ部材である。また主横トラスは無い。

4. 終わりに

アジアで最初の PIARC と REAAA 共催の橋梁のセミナーを日本側が組織委員会の主体となり、日本以外のインドネシアで開催するという前例のない仕事を手伝う機会に恵まれ、上述したように日本とは違う橋梁の現況について見聞きすることができた。セミナーの勧告の一部に「アジアの国と地域の橋梁の現況とニーズに関する調査を継続して実施」し、今後も「技術情報等の交流の

継続の必要性がある」とうたわれたように、今後ともアジアの技術者との交流は活発になり、同時に日本の橋梁技術者が発想の違うアジアの国から学ぶことも多いように感じられた。最後にアジアの橋梁現況調査の協力、ご指導を賜った土木研究所の横山功一センター長、宮口智樹橋梁計画官他建設省、道路関係公団の関係者ならびに現地で協力をいただいた森望、松本毅、福永勸各専門家の皆様に改めて感謝する次第です。

参考文献

- 1) 「アジア橋梁セミナー開催のお知らせ」、橋梁と基礎、1996年6月号
- 2) 「アジア橋梁セミナー開催される」、橋梁と基礎、1996年11月号
- 3) 「アジア橋梁セミナー開催」、鋼構造ジャーナル、1996年6月24日
- 4) 「アジアの橋梁の現況」、鋼構造ジャーナル、1996年10月14日
- 5) 横山功一、栗野純孝「アジア橋梁セミナー報告」道路、1997年1月号日本道路協会(予定)
- 6) Koichi Yokoyama, "Report of the International Seminar on Bridge Engineering and Management in Asian Countries", Routes/Roads, January 1997, No. 293, PIARC(予定)
- 7) Sumitaka Kurino and Tomoki Miyaguchi, "Summary of Asian Bridge Situation", Technical Paper on International Seminar on Bridge Engineering and Management in Asian Countries, September 10-13, 1996

インドネシアの吊橋

The suspension bridges in Indonesia

第二管理局 橋梁維持課長 松本 毅

Tsuyoshi Matsumoto



1. まえがき

1994年6月より、2年間、本四公団より4代目のJICA橋梁工学専門家として、インドネシアの公共事業省道路総局技術局橋梁技術課に派遣された。ちなみに私が赴任した年から橋梁技術課は道路総局計画局から道路総局技術局に配置替えになった。インドネシア政府より、JICAへの専門家派遣要請の文書(A-1 Form)では、インドネシアの4島連結計画に関する技術的アドバイス、橋梁工学に関するアドバイス、などが要請理由としてあげられている。

橋梁工学に関するアドバイスとして、インドネシア政府が建設中であった2つの吊橋について、アドバイスをを行った。また将来計画として長大吊橋のジャワバリ橋の計画を立案した。

ここではこれらの概要を紹介する。

2. メンブラモ橋

2.1 概要

図-1にインドネシアを示す。図-2にメンブラモ橋の一般図を示す。メンブラモ橋はイリアンジャヤにあり、イリアンジャヤの州都ジャヤプーラとイリアンジャヤ高地の中心地、ワメナとを結ぶ道路上に、メンブラモ川を渡るために建設された吊橋である。ワメナに通じる車道は現在はなく、ワメナへの交通は空路に限られている。この状況を改善するために現在道路が建設されている。この吊橋はインドネシア独立50周年に間に合わせるべく、1995年8月17日(インドネシア独立記念日)までの完成を目指していたが、以下に記すような問題があったために、完成は1996年8月になったようである。またこの橋はインドネシア政府が独立気運の高いイリアンジャヤをなだめるための政治的な橋であると、橋梁技術課のJoko係長は述べていた。

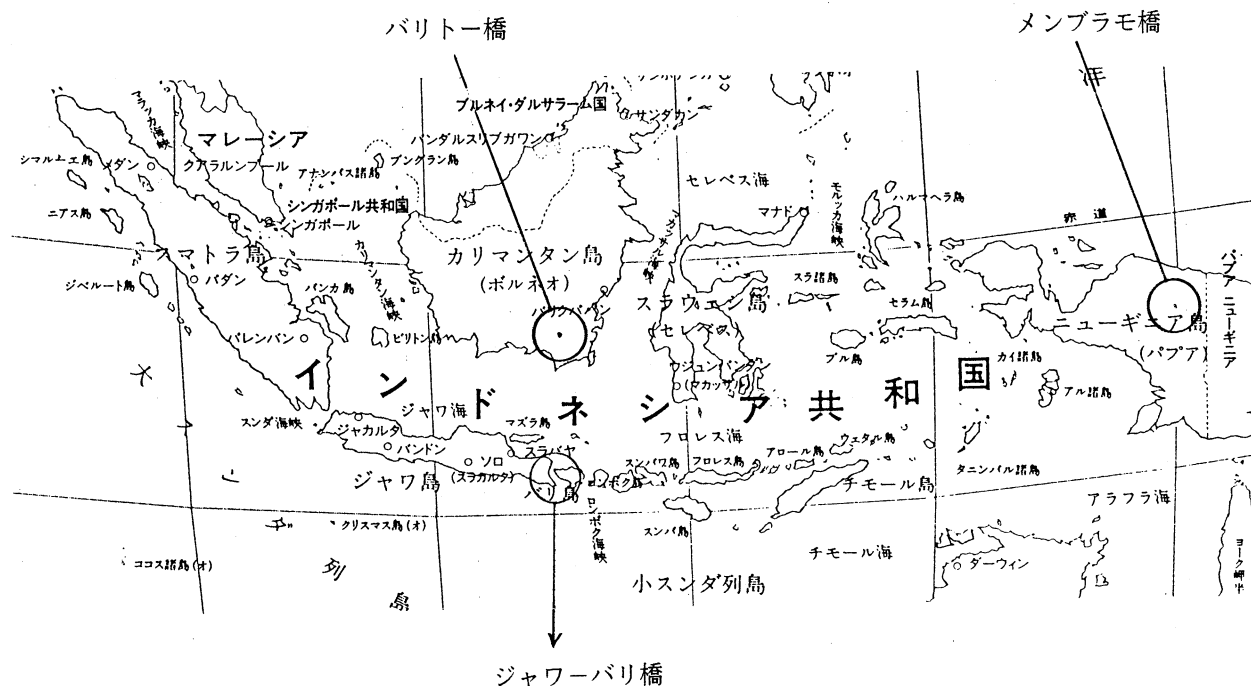


図-1 インドネシア

Fig.1 Indonesia

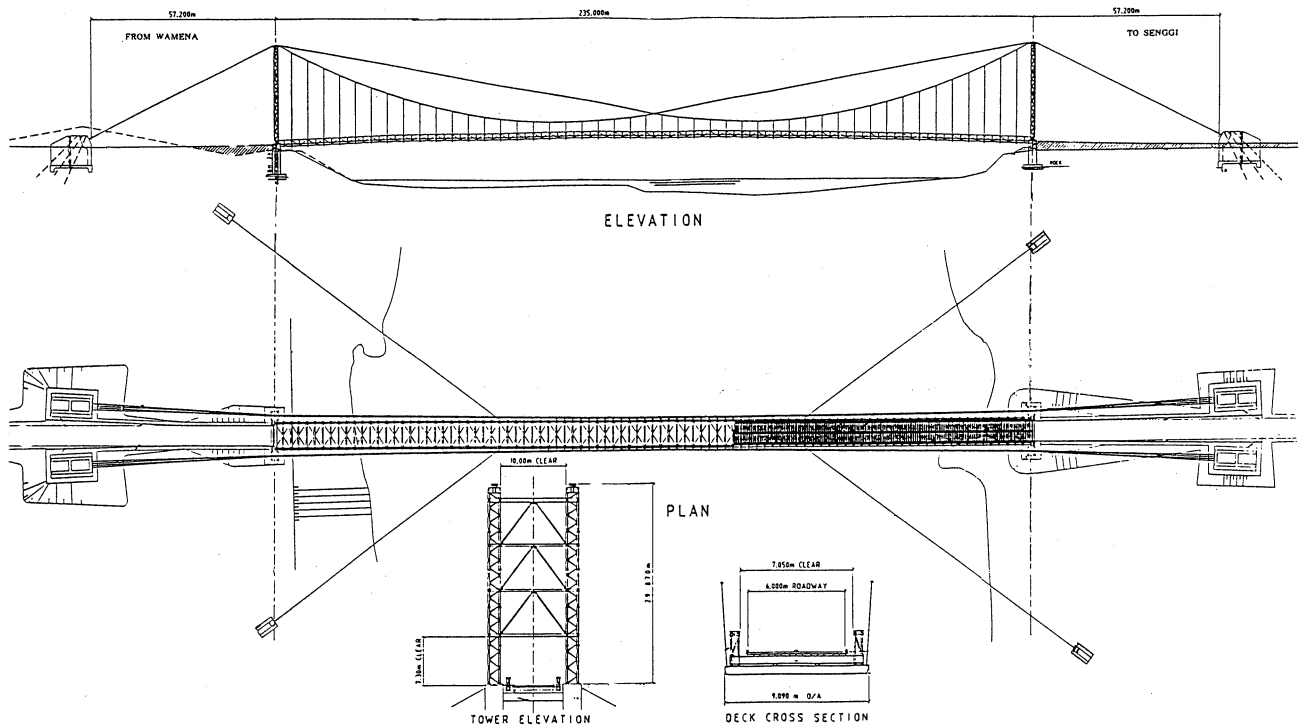


図-2 メンブラモ橋一般図

Fig.2 General drawing of Membramo Bridge

この吊橋については二代前の河口専門家が概略設計を行っている。しかし詳細設計はオーストラリアの McMillan, Britton & Kell (MBK) が行っており、河口さんの設計とは全く異なるダブルケーブルの吊橋として設計されている。これと同様の吊橋は同じコンサルタントが既にマレーシア領のボルネオで建設した実績がある。メンブラモ橋はセンタースパン長が 235 m の単径間吊橋で、幅員は 6 m で二車線である。道路面には 690 cm×22 cm×12.5 cm の角材が敷き詰められており、アスファルト舗装はされていない。設計活荷重は、インドネシアで採用されている幹線道路の活荷重の 70% 程度の地方道路用の活荷重を採用しているとのことであった。

ダブルケーブルの仕組みは次のようになっている。全く同じ直径のケーブルが吊橋補剛トラスの片側当たり 2 本有り、そのうちの一本が補剛トラスの右側半分のみをハンガーで吊っており、残りの半分の補剛トラスは吊っていない。そのために中央径間から左側ではほぼ直線的に塔頂へとケーブルは伸びている。そしてもう一本のケーブルが残りの半分の補剛トラスを吊っている。二つのケーブルは中央で交差するが、その交差点では固定されおらず、活荷重によってケーブルが変異すると交差点が動く。しかしケーブルが痛まないように、鉄製のバンドで保護されている。

2.2 アンカレイジの設計

アンカレイジの構造を図-3、4 に示す。アンカレイジは、片側ケーブル当たり一個あり、各側径間ごとに 2 個のアンカレイジがあり、その 2 個のアンカレイジは連結されていない。アンカレイジは内部が空洞で 2 枚の平行

な RC コンクリートの壁に 2 枚の仕切り壁が設置された構造をしている。そして吊橋のケーブルを固定するコンクリートブロックが有り、そのコンクリートブロックは前方の仕切り壁の上であり、2 枚の平行なコンクリート壁に挟まれて、固定されている。2 枚の平行なコンクリート壁には各 3 本のアンカーケーブルを通すシースが設置されている。そしてアンカーケーブルは支持岩盤に定着される設計になっている。またアンカレイジ内部の空洞

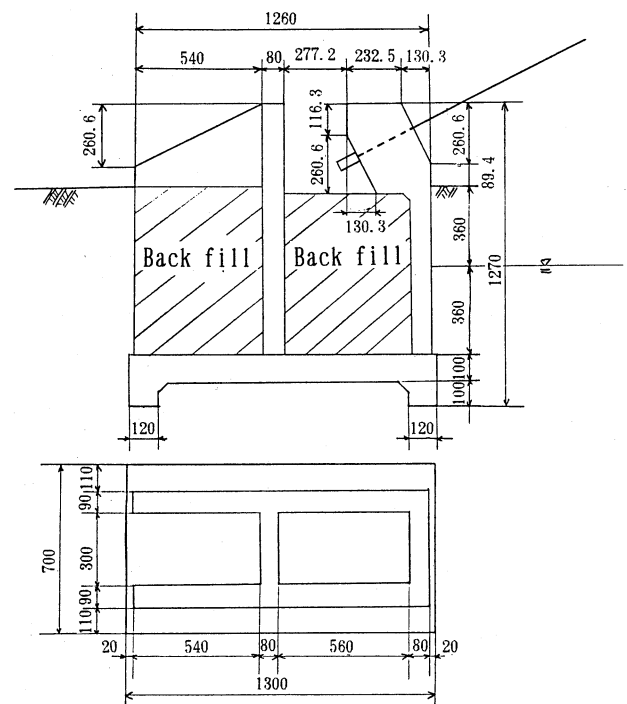


図-3 アンカレイジ構造

Fig.3 Anchorage structure

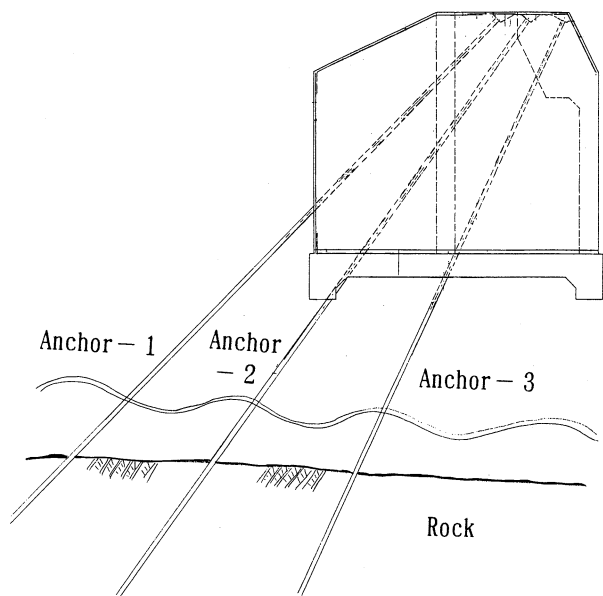


図-4 アンカレイジとアンカーケーブル
Fig.4 Anchorage and anchoring cable

には土を埋め戻すことができるようになっている。

これらの図からわかるように、このアンカレイジは重力式ではなく、アンカーケーブルに全面的に依存するという特異なあるいは異常な構造になっている。またアンカーケーブルに全面的に依存するならば、アンカーケーブルの方向は、ケーブルの入射角方向にきっちり合わせるべきであり、また、ケーブル定着ブロック以外のコンクリート構造は不要であり、定着ブロックを支持できるだけの構造があれば十分である。しかしながら実際の設計はそうは、なっていない。

2.3 アンカーケーブルの施工と問題点

現地でアンカレイジの躯体を施工後、アンカーケーブルを施工するためにボーリングをしようとしたところ、堆積している砂層の中に転石があったために、ボーリングして、岩盤まで到達することが、不可能であることが判明した。これは1994年末頃であったが、その後カウンターパートより、建設を監督していたコンサルタントが手を引いたことを教えられた。無責任ではあるがこのコンサルタントは、このアンカレイジはアンカーケーブル無しには成り立たないことを良く理解しているようであった。

2.4 対策

アンカーケーブルの施工が不可能になったために、このアンカレイジは重力式アンカレイジとして設計せざるを得なくなった。そのためにはまず、コンクリートを引張りで使用することを止めさせるために、アンカレイジ全体にプレストレスをかけるべきだ、ケーブルを定着しているコンクリートブロックとアンカレイジ後面との間にプレストレスをかけるべきだと、カウンターパートに提案した。コンクリートを最初から引張り設計すると

いうことは論外であると主張したが、プレストレスの施工が困難であること、またコンクリートの引張り応力が、許容応力以内であるなどと反論されて、プレストレスは採用されなかった。

この時点で、アンカレイジの重量は1005tでケーブルの最大張力は780tである。アンカレイジと地盤との静止摩擦係数を0.5とすると、アンカレイジに働く水平力が697t、抵抗力が328tしかなく、最大活荷重が働くとすぐに滑り出す状態であった。そこでアンカレイジの滑り抵抗を増す方法として、体積を増やすべきだと私は主張したが、資材の輸送が困難なので、なるべく輸送を少なくしたいとのことで、カウンターパートが鉛直にアンカーケーブルを設置して、プレストレスをかけることを提案した。私はアンカレイジのような重要構造物に錆びて切れる可能性のあるPCケーブルで下向きにプレストレスをかけて、見かけの重量を増やすよりは、コンクリートで重量を増やす方が安全確実であると主張したが、工費に関連する問題でもあり、鉛直向きのアンカーケーブルが採用された。転石があれば、鉛直のボーリングも難しいのではないかと思われたが、結果的には成功したそうである。またこのほかにもアンカレイジの滑り抵抗を増す方法として提案した中で、一本の横たわる長い箱型の柱を左右の独立したアンカレイジの前面に設置する案が採用された。これによってアンカレイジの滑り抵抗がかなり増大したものと期待される。

2.5 その他

これらのカウンターパートに対するアドバイスは、既に建設が始まった段階でのものであったために、小手先の対応にならざるを得なかったが、重力式アンカレイジでは、ケーブルからの張力は引張り材でアンカレイジの下まで伝達し、アンカレイジは下から押し上げる構造にするべきであることをアドバイスしておいた。

また上部工はダブルケーブルで設計されているが、235m程度のスパンの吊橋では、ダブルケーブルにすると構造が複雑になるだけで、それほどメリットがあるとは思われなかった。

また、ケーブルバンドとケーブルとの間の隙間を埋める金具として鉄よりもイオン化傾向の低い鉛を使用したりしており、全般的に良い設計とは思えなかった。また上部工は既に製作済みであるとのことであった。

3. バリトー橋

3.1 概要

図-5にバリトー橋の一般図を示す。バリトー橋は、南カリマンタン州の州都バンジャールマシシと中央カリマンタン州の州都パラカラヤを結ぶ、トランスカリマンタン道路の路線上に建設中の橋梁である。バンジャールマシシの郊外にあり、バリトー川を跨ぐ2連の吊橋である。バンジャールマシシ周辺からパラカラヤにかけては低湿地で、川と川を結ぶ運河が作られており、バン

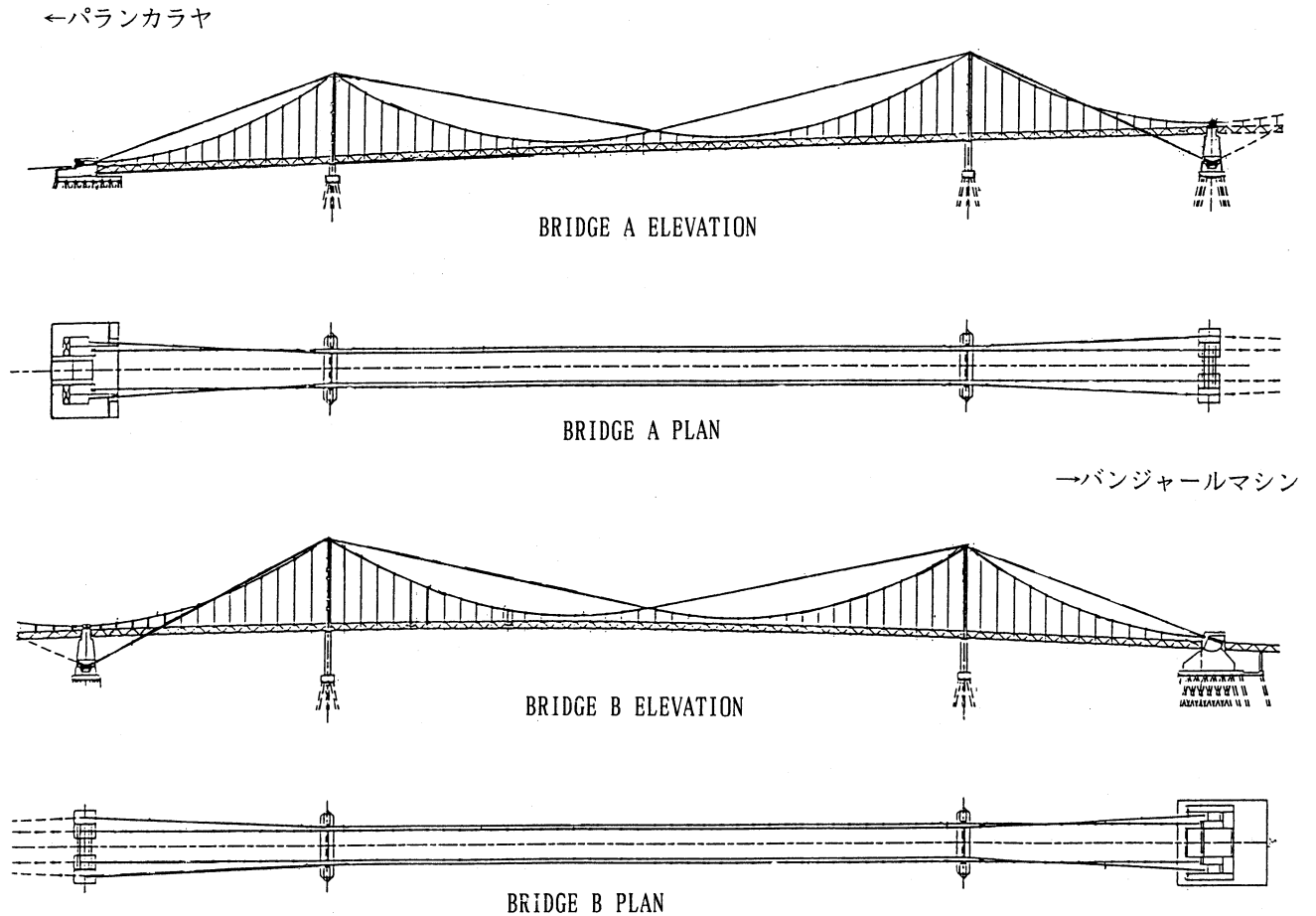


図-5 バリトー橋一般図

Fig.5 General drawing of Barito Bridge

ジャールマシンとパランカラヤとは船で行き来することができる。現在は両都市を結ぶ道路はなく、交通は船と飛行機のみである。

バリトー橋は中央径間がそれぞれ240 mの2連の吊橋で、中央に共用アンカレイジを持っている。そのアンカレイジは驚くほど小さい。設計はやはりMBKでダブルケーブルの吊橋になっている。メンブラス橋と違うのは、両吊橋とも三径間吊橋になっており、側径間を吊っていることである。ダブルケーブルの内の一本のケーブルが中央径間中央から左側の側径間を含む桁を吊っており、他の一本が右側の桁を吊っている。三径間吊橋であるため、アンカレイジ付近でダブルケーブルの二本のケーブルは別々の入射角を持っており、アンカレイジの別々の位置に定着されている。アンカレイジは全て杭基礎の上に建設されている。

道路幅員は10.370 mで幅員構成は1.685 m+7.000 m+1.685 mで二車線の道路の両側に歩道が設置されている。路面はコンクリート床板になっている。

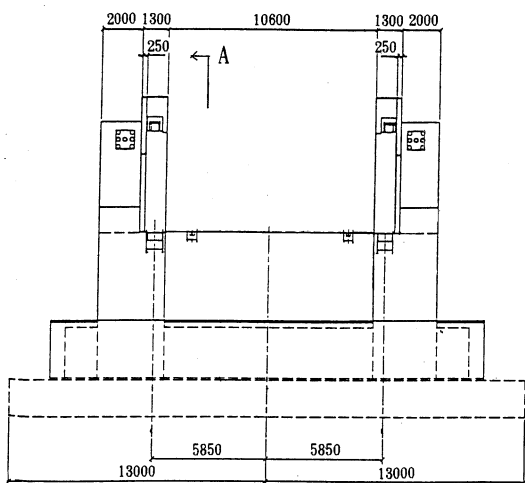
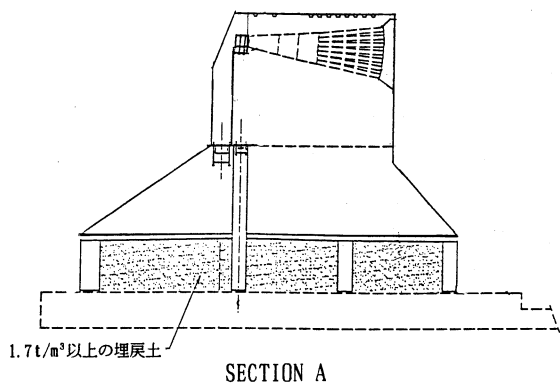
3.2 設計上の問題点

一般図を見てすぐにわかるように、共用アンカレイジが異様に、まるで橋脚の様に小さい。また図面から判断して一番大きなアンカレイジである、バンジャールマシン側のアンカレイジについて、簡単に設計をチェックし

てみたところ、やはり重量不足であった。簡単のために杭基礎上面を支持地盤と考えて、アンカレイジと支持地盤との摩擦係数を0.6と仮定すると、活荷重満載時にアンカレイジに働く水平力が3407 tで抵抗力が3267 tであった。またMBKの設計計算では、基礎杭の重量までアンカレイジの重量に含めて計算していた。中央の共用アンカレイジは、いくら死荷重がバランスすると言っても、活荷重の偏載を考えれば、危険で、またアップリフトに対しても、基礎杭の重量まで計算に入れているため、危険であると思われた。

アンカレイジの構造を図-6に示す。メンブラス橋とは異なり、アンカレイジの上部ではあるが、ケーブルをアンカレイジの後面に定着していた。しかしアンカレイジの定着部は壁状の薄いもので、一般的なアンカレイジの構造とは言い難い物であった。最大張力でケーブル定着部直下のコンクリートのせん断力をチェックすると、許容応力を越えていた。

この橋梁の設計はほんの一部の手直しですむようなものではなく、全体を見直す必要があると思われたので、もう一度、能力のあるコンサルタントに再設計を委託するべきであるとアドバイスしたが、お金が無いこと、既に上部工の製作を始めていることなどを理由に拒否された。



バンジャールマシン側アンカレイジ正面図

図-6 アンカレイジ構造図

Fig.6 Anchorage structure



写真-1 バリトー橋の建設現場

Photo.1 Construction site of Barito Bridge.



写真-2 現地に運び込まれた鋼構造部材

Photo.2 Steel structural members of Barito Bridge, transported to site.

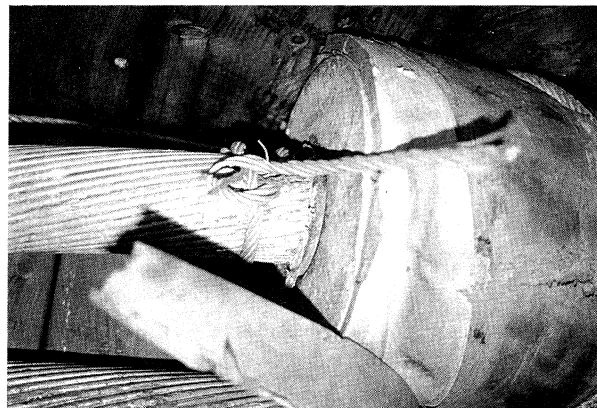


写真-3 メインケーブル

Photo.3 One strand of main cable.



写真-4 バンジャールマシン側の吊橋の橋脚

Photo.4 Tower foundation of suspension bridge near Banjarmasin.

3.3 建設現場訪問

1996年3月にバリトー橋の建設現場を訪問する機会があった。現地では下部工の工事がかなり進み、タワー部材や、ケーブルのアンカーフレームに相当する部材などが既に運び込まれていた。ケーブルはスパイラルロープをVSLから購入していた。写真-1~4参照。

写真-1は建設現場、写真-2は上部工の部材で、正面のX型の部材は共用アンカレイジの下側ケーブルのケーブルアンカーフレーム。幅が5m程度でこれが共用アンカレイジの幅である。その下にあるのが図-6に示したアンカレイジ用のケーブルアンカーフレーム。後方のパイプ状の部材は搭部材。写真-3はメインケーブル、写真-4はバンジャールマシン側の吊橋の搭基礎橋脚である。現地へ来てみて驚いたことは、バンジャールマシン側の橋梁は、タワー基礎を水際線からさらに川の中にまで入って建設しており、常識的な橋脚基礎位置の選定であると思われたが、パラカラヤ側の橋梁は、タワー基礎が水際線よりはるかに陸地に有り、全く合理的とは思えない、基礎位置の選定であった。これは二連の吊橋の中央スパン長を合わせるためであるが、この地形ならば二つの別々の吊橋にして、パラカラヤ側の中央スパンを短くした方が、よほど経済的な橋ができると思われた。写真-1で、手前に見えるのが、パラカラヤ側の吊橋のタワー基礎である。その後ろの壁のような構造物が共用アンカレイジ。

川を通過する船の交通量は、訪問したときは、ほとんどなかったが、石炭を台船に積んで、引船が通過した。上流に石炭鉱山があるそうであった。

この道路が開通すると、バンジャールマシムとプランカラヤを結ぶ、唯一の道路となるので、住民にとっては待ち遠しいことであろうと思う。

3.4 今後の課題

ここで取り上げた二つの吊橋は、できあがっても、活荷重が満載されるような可能性はほとんど無いので、しばらくはもつであろうが、耐久性の低い吊橋になると思われる。幸いなことに、カリマンタンには地震がほとんどないようである。イリアンジャヤにはいくらか地震があるようである。メンブラモ橋はアンカレイジを引張りで使用しているので、コンクリートにクラックが入り易く、クラックからの浸水で、鉄筋が錆びると、本体構造が危うくなる危険性が高い。

公共事業省では橋梁の設計時に職員がチェックすることはないようである。あればその時に JICA 専門家が設計に口を挟むこともできるが、ないので、アドバイスが後手後手になってしまう。

公共事業省の職員がしっかりしていれば、能力のないコンサルタントを排除することもできるが、残念ながら、それだけの知識を持った職員は現在はいない。

問題は公共事業省職員の意識である。RC コンクリートを引張りで使用しても問題と思っていないし、杭の重量をアンカレイジの重量に組み入れて計算していても問題とは思っていない。多くの職員は先進国へも留学し、修士号を取得しており、学問的レベルからは日本の土木技術者と変わりはないと思われる。それにもかかわらず、インドネシアの公共事業省職員の意識が低いのは、上司の意識が低く、そのために on the job training を受けていないこと、かつ国民全体の意識が低いので、それに引きづられてしまうからであろう。公共事業省の職員の意識を上げていくことが最も重要な国際協力であると思うが、なかなか一朝一夕には達成できないことである。そういう意味では今後も橋梁工学専門家が派遣されることは意味のあることであると思われる。

アドバイスをして、公共事業省の職員たちが真剣に聞いてくれるのは、うれしいことであった。しかしたいはいはお金が無いからできないと断られるのは残念でもあった。

現在さらに、カリマンタンのサマリダの近郊で、マハカム II 橋というやはり 200 m 程度の中央径間を持つ吊橋が建設中である。200 m 程度の吊橋であれば、ダブルケーブル吊橋にすると構造が複雑になるだけでメリットはないであろうとアドバイスしておいた。この吊橋の上部工については、計画中にアドバイスをしたので、シングルケーブル吊橋で、滑りの安全率が 2 程度はある重力式のアンカレイジを採用した吊橋となっていることを期待したい。

4. ジャワバリ橋

4.1 概要

ジャワバリ連絡計画については、インドネシア政府が、JICA 開発調査に応募したいとの意向があったために、(結局採択はされなかったが)カウンターパートと 1995 年 1 月に現地調査する機会に恵まれ、かつ多くの資料を入手することができた。

バリ島は面積は約 5600 km² で、人口密度は 200 人/km² を越えていると思われる。このバリ島へは 1990 年代の初期のデータで年に 100 万人以上の外国人観光客が訪れているそうである。またインドネシア人観光客はその半分の 50 万人程度と見積もられている。現在外国人観光客はほとんどが空路でバリに来るが、ジャワ島北海岸を走る高速道路が完成し、その延長としての、ジャワバリ連絡橋とバリ州の州都デンパサールとを結ぶ高速道路ができれば、ジャワ島内の観光地を經由して陸路バリ島を訪問する観光客も、多いものと考えられる。

架橋計画地点ギリマヌークはデンパサールから車でおよそ 4 時間の距離がある。私が行った日は平日であったために、交通量はそれほど多くなかったが、乗用車よりもトラックが多いのが目に付いた。しかしながら、大きな休日には、ジャワ島からバリ島に渡ろうとするフェリー待ちの車の列が、ジャワ側のフェリー乗り場で、何キロにも及んだというニュースもあった。

海峡部の最狭部のバリ側はバリ西部国立公園になっている。バリ島の固有種として知られるバリスターリングと言う鳥の生息地として知られている。バリスターリングは乱獲され、数が少なくなっており、現在では保護されている。ジャワバリ橋を計画するには国立公園内を通過する可能性が高く、自然保護の面も考慮する必要がある。

ジャワバリ連絡橋ができると、バリ島への観光客の大幅な増大が期待できるが、それと同時に大量の観光客がバリの固有文化を破壊しないかとの懸念もある。というのもバリ人の宗教はヒンズー教で、観光客を引き付ける多くの伝統行事は全てヒンズー教に基づいており、ジャワ島から多くのイスラム教徒の観光客が来ることにより、その文化が破壊されることが心配されている。

以上のような懸念はあるが、ジャワバリ橋を単独で建設するのではなく、デンパサールとインドネシア第二の都会スラバヤとを結ぶ高速道路の一部として建設すれば、大きな経済効果が期待できることも確かであろう。

4.2 地形

北側から見た海峡部を写真-5 に示す。右がジャワ島、見えている山はムラピ火山で、左がバリ島である。バリ島側から見たバリ海峡を写真-6 に示す。この付近で海峡幅は約 2500 m である。地形および深淺図を図-7 に示す。海峡の最狭部は、約 2500 m である。ジャワ側の海岸は、砂浜であるが、背後にはムラピ火山の斜面が迫っている。バリ島側は、やはり砂浜であるが、地形は平らで、



写真-5 北側より見るバリ海峡
Photo.5 Bali strait seen from the north.

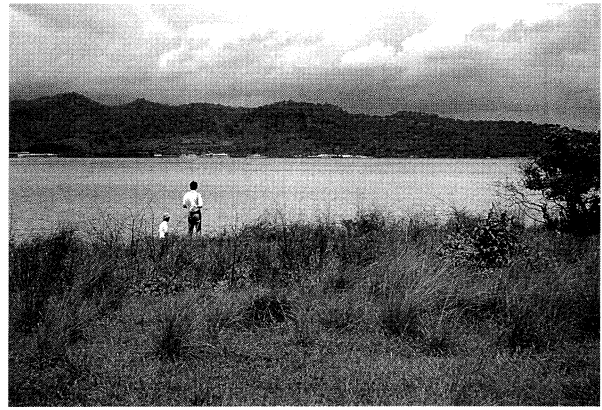


写真-6 バリ島から見るバリ海峡
Photo.6 Bali strait seen from Bali Island.

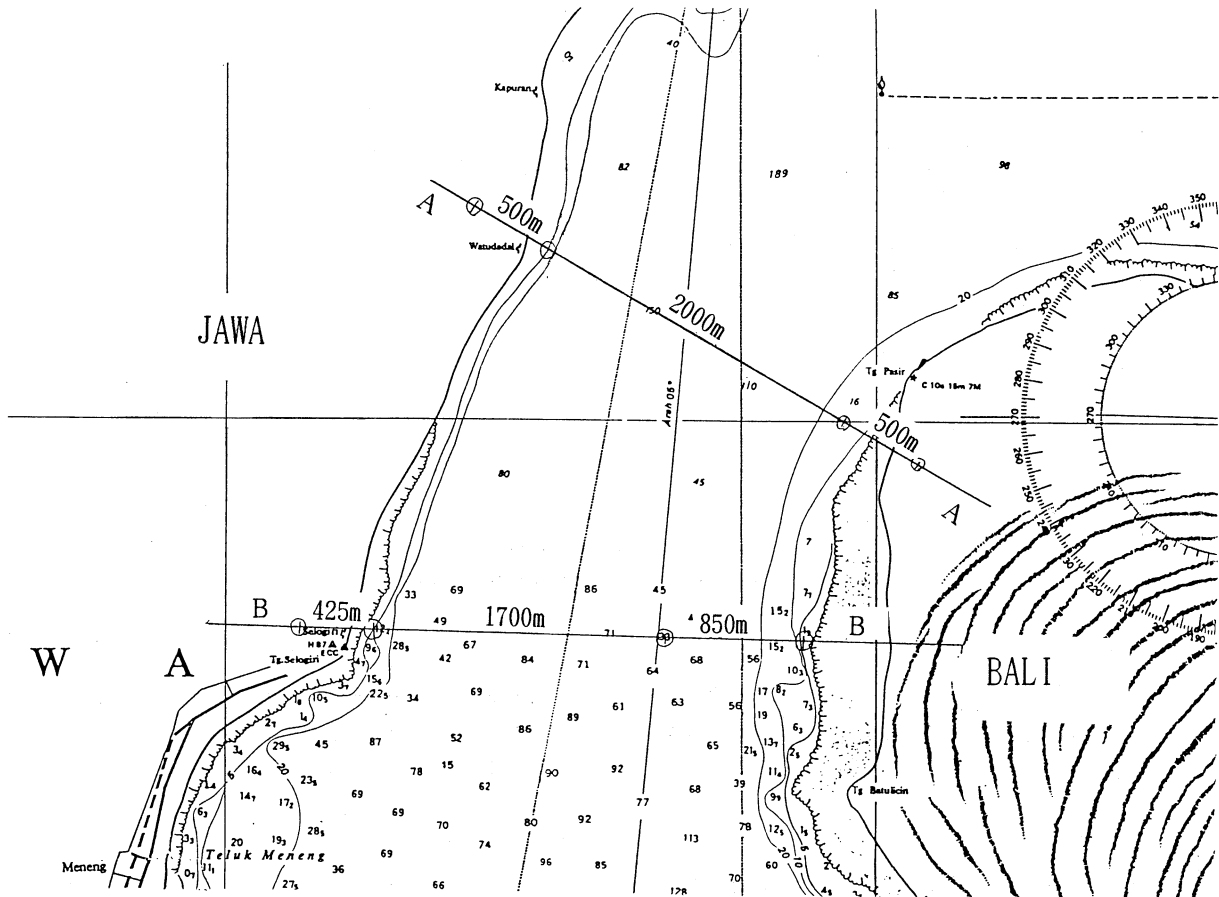


図-7 ジャワバリ海峡地形図
Fig.7 Seabed topography between Java and Bali

緩やかな丘陵が広がっている。バリ側の海岸は船から見る限りは、かなり遠浅で、海水は透明で、珊瑚礁が良く発達していた。また、潮流はかなり早いとのことであった。

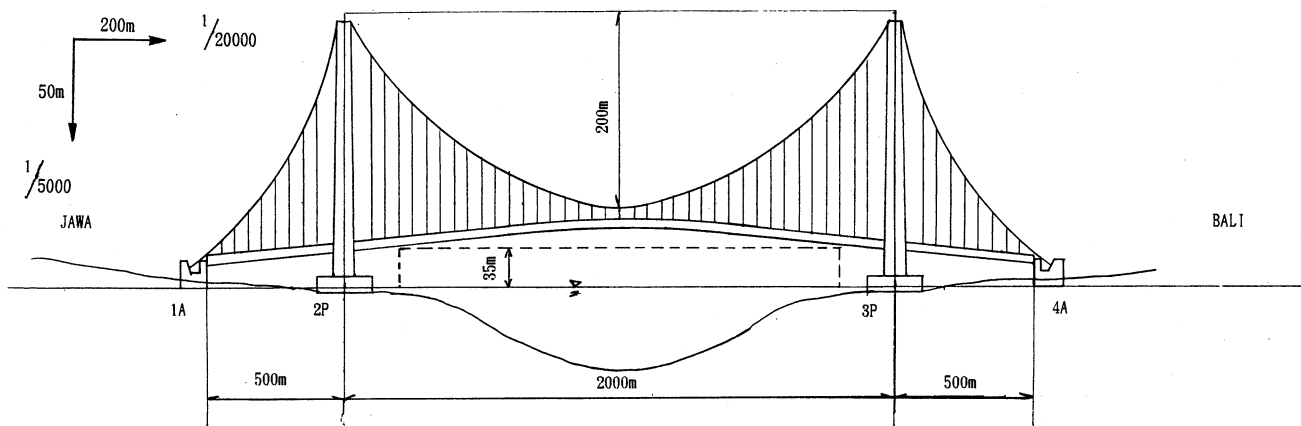
4.3 フェリーサービスおよび通過船舶

ジャワ島とバリ島を結ぶために現在は、ジャワ島のクタパンとバリ島のギリマヌークとを結ぶフェリーが運行されている。フェリーの大人一人の乗船賃は650ルピア、約32.5円であった。海峡を横断するのに約30分係ったが、フェリーの着岸設備が不十分であるために、先に着

岸しているフェリーが離岸するのをさらに20分ほど待った。港湾設備を改良すればこの状態をかなり改善できるものと思われるが、既に日本からOEFCローンが供与されており、港湾設備は改良中であった。

現地で聞いたところでは、この航路には全部で14隻のフェリーが就航しており、各フェリーが一日に4往復しているそうであった。そうすると一日あたり56往復である。一隻あたり、トラック、バス、乗用車を併せて10台程度、100人程度の乗客を乗せているようであった。

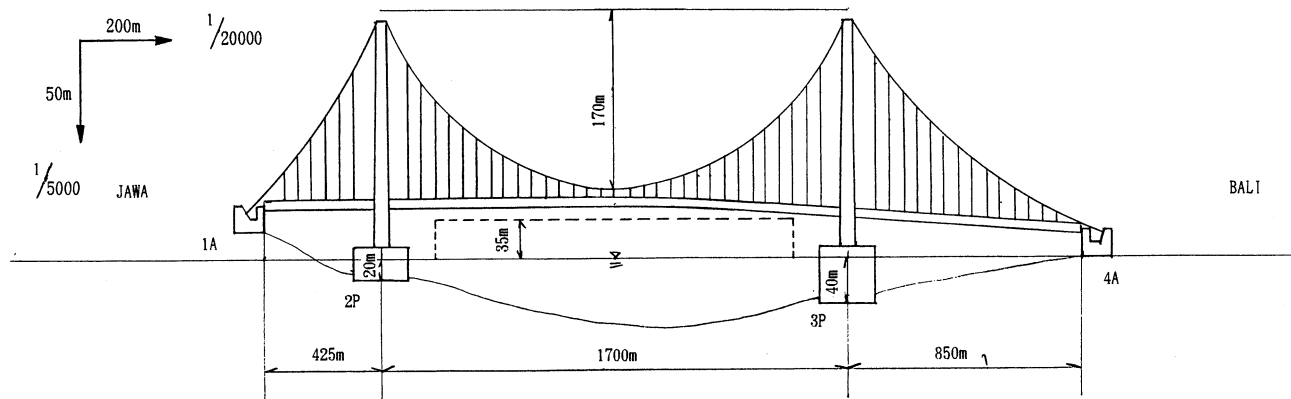
海峡を通過する船舶は、私が見たかぎりでは、漁民の小さなヨットだけであった。クタパンの近くに小さなオ



A-A Route

図-8 Aルート吊橋案

Fig.8 Suspension bridges solution for Route A



B-B Route

図-9 Bルート吊橋案

Fig.9 Suspension bridges solution for Route B

イルタンクがあったので、小さなタンカーも通過する可能性がある。またもう一つの可能性としては、スラバヤを基地とする海軍の艦艇がある。これらを考慮しても航路高さは35m程度で十分ではないかと思われる。

4.4 橋梁計画

ジャワ島とバリ島の間には海底送電線が敷設されている。その送電線を敷設するに当たって海峡部の深浅測量を行っており、その結果を手に入れることができた。そのデータを元にA、Bの2案の橋梁計画を立ててみた。これらは現在手に入るデータを元に立案したため、深浅測量のさらに正確なデータが手に入れば橋梁計画は大きく変わる可能性があることをお断りしておく。

図-7のA-A、B-Bルートに対応する橋梁を図-8、9に示す。A案はバリ海峡の最短部を結ぶ案で、二つの橋脚は水深10m程度の所に設置している。中央径間は2000mである。側径間は必要最小限の500mとしている。中央径間の長さが明石並みになる案である。B案はA案よりは距離が長くなるが、海峡のバリ以上に水深33m程度の浅瀬があるので、それを利用して橋脚基礎とした案である。中央径間長がA案より短くなるので上部工

費が安くなる。A案の建設費は、中央径間が明石と同等であるが、側径間が短いこと、航路高さが低いこと、海中基礎が浅いこと、幅員が4車線分であることなどを考えると明石よりかなり安くなるものと思われる。ジャワバリ海峡の幅は決して広くなく、技術的には現在の技術で十分建設可能であろう。

バリ島はインド・オーストラリアプレートとスダンププレートとがぶつかり合う位置にあるため地震の頻度は高い。風は、バリ島が赤道付近にあるために、幸いなことに台風などの被害は受けたことがない。

現在のインドネシア人の一般的感覚からすると、橋の通行料として支払える金額は、5000円ではなくてせいぜい5000ルピア(約250円)程度であると思われる。ジャワバリ連絡橋が実際に建設されるのはまだまだ先のことであろう。

参考文献

- 1) 土木技術 1996年11月号、海外ニュース速報、インドネシアの双索吊橋
- 2) FINAL REPORT, June 1996, Tsuyoshi Matsumoto, JICA Expert for Bridge Engineering.

■ PIARC 常設国際委員会出席報告

PIARC（世界道路協会、World Road Association）の常設国際委員会が平成8年11月21日にマレーシアの首都、クアラルンプールで開催されました。PIARCは道路および道路交通に関する進展と、各国の間での協力を推し進めることを目的とした国際組織で、現在88ヶ国が参加しています。PIARCの最も重要な活動の1つとして、4年に1回、世界道路会議を開催しています。今回は第21回にあたり、1999年に今回の常設国際委員会と同じクアラルンプールで開催される予定です。

常設国際委員会はPIARCの最高議決機関で、その下に実務的な議論を進める場として実行委員会が組織されています。

今回の常設国際委員会には日本から建設省、日本道路協会、道路関係公団から投票権を持つ出席者として10名が出席し、本州四国連絡橋公団からは萩原浩顧問（日本道路協会会長）と藤川寛之副総裁が出席されました。今回の最大の議決事項は役員の変更であり、新会長には初めてアジアの代表として日本の三谷浩氏（首都高速道路公団理事長）が選ばれました。そのほか、副会長、実行委員会委員、事務局長が改選され、PIARCの規約の改訂についても議決されました。また、PIARCの活動内容を紹介するなどを目的としてインターネット上にホームページ（アドレス：<http://www.piarc.inrets.fr>）を開設したことなどが報告されました。

最後に初めて訪れたマレーシアの印象について。マレーシアは現在高度成長のまっただ中で、クアラルンプール周辺は高速道路（民間有料道路として営業）もきれいに整備され、また世界最大の規模となる新国際空港



委員会会場（開会式）



挨拶される三谷新会長

も建設が進められています。アジアの核となることを目指して、エネルギーに開発が進んでいることが印象的な国でした。

（文責：設計部 設計第一課長代理 鳥海隆一）

■ 明石海峡大橋ケーブル防食 一送気カバー設置着手一

明石海峡大橋のケーブル防食は、世界で初めての「送気乾燥システム」（気密性を高めたラッピングを行い、ケーブル内に乾燥空気を送気し、ケーブルを防食する方法）を採用し行われている。このシステムは、ケーブル被覆システムと乾燥空気送気システムとからなり、明石海峡大橋では、図-1に示すように、ケーブル被覆システムとして、ケーブルの気密性を高めるため、ケーブル素線にラッピングワイヤーを巻きその上にゴムシートを巻き、塗装する方法を採用し、平成8年12月に施工を完了している。また、乾燥空気送気システムとして、約130m間隔に、ラッピングをせず素線のままの部分を残しここに、写真-1に示す幅約1mの送・排気カバー（送気距離の変更を考慮し、送気と排気を兼用したカバー。）を設置し、送気と排気を1カバーおきに行いケーブル全体を乾燥させる方法を採用した。送気量は1カバー当たり約3m³/

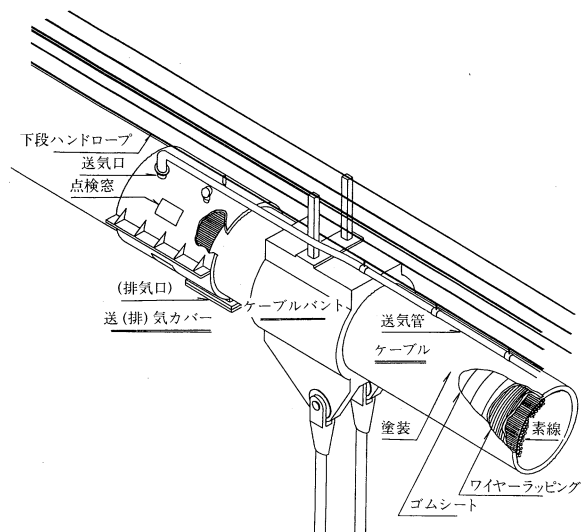


図-1 送気乾燥システム概念図

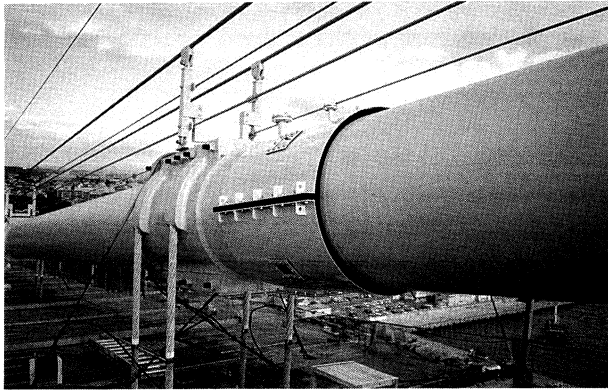


写真-1 送・排気カバー設置状況

min を考えており、数カ月で乾燥する予定である。

この方法は、鋼材は乾燥していればほとんど腐食しないことに着目したもので、ケーブル被覆システムだけでは完全に遮水することが困難であることから、強制的に

■多々羅大橋 桁架設本格化

多々羅大橋の桁架設が、平成9年秋の閉合を目指して本格化した。同橋の桁架設は平成8年1月、2月の塔付桁大ブロック架設、11月の生口島側側径間大ブロック架設を行ってきたが、12月からは中央径間側の張出し架設、バランスング架設および大三島側側径間のバランスング

ケーブル内を乾燥させることを考えた。これを実現するため、ケーブル内を乾燥すれば防食できるかどうか、約φ5mmの素線の集合である細い隙間のケーブル内に空気が送れるかどうか、ケーブル内全体を乾燥できるかどうか等の疑問に対し、平成6年度より試験体および、既設橋において各種試験を行っている。これらが可能であることおよび、乾燥距離も140m以上に延びたことを確認し、明石海峡大橋のシステムは決定された。

カバー(1セットの全重量167kg、2分割)は全部で24個あり、取付は、12月20日から開始され2月には完了、その後配管を行い5月には一部で送気試験を行う予定である。

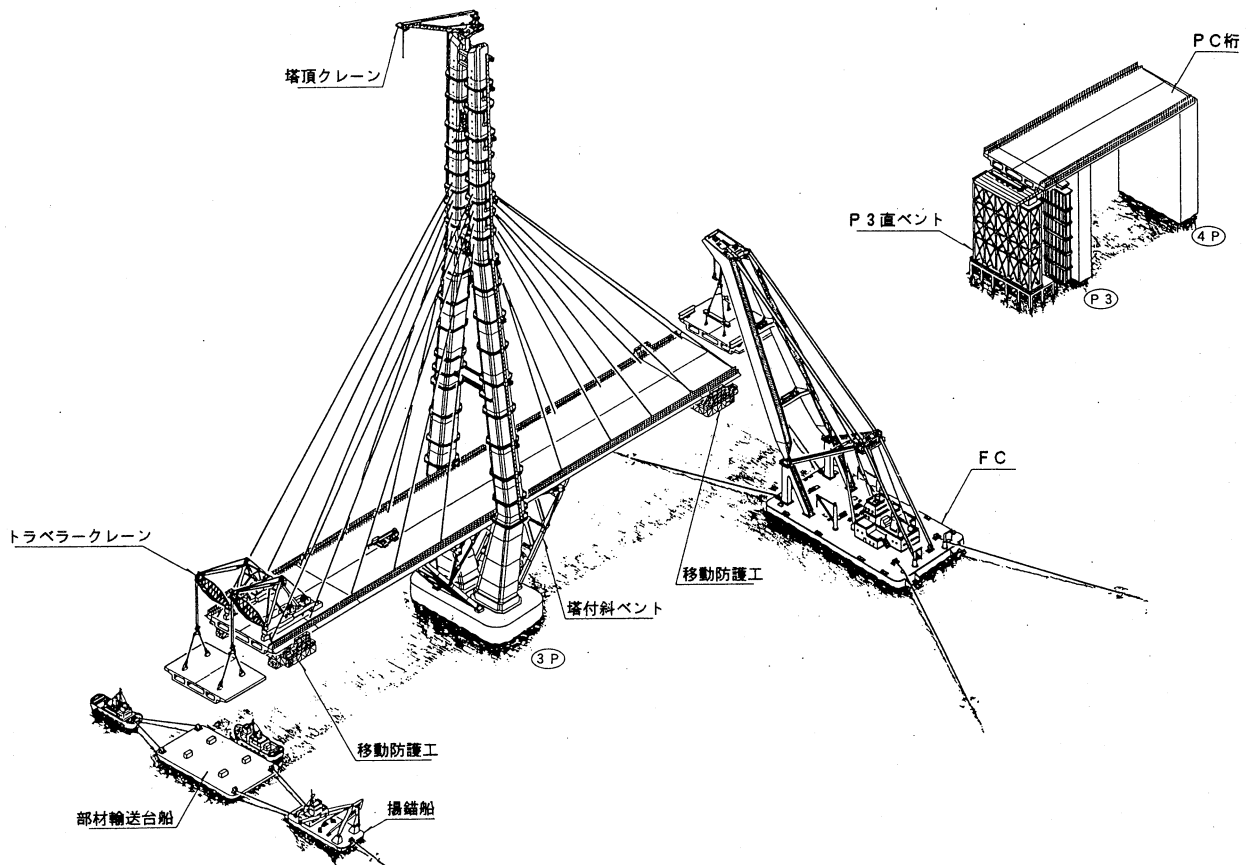
ケーブル内を乾燥空気の送気により乾燥させることで、防食する方法とカバーによりケーブル内に送気する方法は、実例が無いことから、現在特許を申請中である。

(文責：設計部 設計第一課長代理 古家和彦)

架設を開始した。

平成9年3月末までには、大三島側側径間のバランスング架設および大ブロック架設を行って両側径間の架設を終え、中央径間は2P、3P主塔から各々約200m程度張出し、同径間長の約1/2を架設する予定である。

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



バランスング架設概要図

■主塔点検補修ロボットの開発

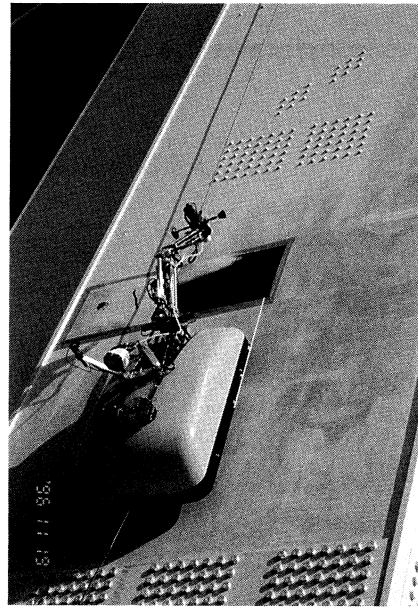
鋼構造物の表面は、防錆と景観保持のため塗装されているが、塗装は時間経過とともに劣化が進む。この劣化の程度は一様ではなく、構造物の部位・塗装時の環境・架設中のダメージ等により異なるため、全面塗り替えとは別に局部的な補修が必要になる。本州四国連絡橋には高さが100mを超える塔が26基あり、しかも腐食環境の厳しい海上にあるため、簡易に使用できる補修塗装装置の開発が待たれていた。

この点検補修ロボットに必要な機能を整理すると次のようになる。

- ・鉛直な塔の表面を自力で昇降する足の機能。
- ・塗膜の状況（発錆状況）を識別する目の機能。
- ・ケレン装置と塗装装置を保持する腕の機能。
- ・これらを陸上で操作する神経の機能。

本ロボットの開発に当たっての主要な技術的課題は、高さが40mmを超える段差となるスプライス部を乗り越える走行機構と、ケレン装置や塗装装置のきめ細かい位置制御機構の実現であった。走行機構は、最も強力な磁力を有する希土類ネオジウム磁石を内蔵した磁石車輪を考案して解決した。また、ケレン装置と塗装装置は人間の腕と同じ5自由度のマニピュレータに保持させ、これを操作員が動かす縮率1/2.5のマスターアームに追従させることにより細かい位置決め性能を実現した。本ロボットは、下津井瀬戸大橋における総合的な性能実験により次の性能を確認しており十分に実用の域にある。

- ・使用前後の準備撤去とも半日程度で完了する。



ケレンと塗装状況

(左側が直径10cmと長さ30cmのケレン跡、右側が塗装中)

- ・スプライス部を含め5m/分で楽々と昇降する。
- ・健全部と発錆部、下塗りと中塗り、中塗りと上塗り
はカラーモニターで識別できる。
- ・直径10cmあるいは長さ30cm程度の錆の除去と
下塗り塗装は数分で完了する。
- ・全て基礎上でワンマンコントロールできる。

(文責：第一建設局 機械課長 坂本光重)

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'96.10~12月受入分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	卷 号	年 月	頁
兵庫県南部地震の切土補強のり面の安定性の評価	佃 長次、山本 彰*、 福田直三*	土と基礎		1996.10	31-32
茶間川橋の設計と施工管理	川戸 彰、織田一郎*	PC技術協会シンポジウム		1996.10	
明石海峡大橋の地震による地盤変位とその対応	森谷俊美	基礎工	24 10	1996.10	52-57
明石海峡大橋の施工と施工機械（3 P 工事の施工と機械設備）	廣田昭次、山田邦興*	建設機械		1996.11	44-57
明石海峡大橋の計画と架橋の意義	保田雅彦	建設機械		1996.11	1-8
1 A 工事の施工と機械設備	古屋信明、星谷輝雄*	建設機械		1996.11	9-19
4 A 工事の施工と機械設備	有馬 勇、金成 猛* 栗林棟一*、中岡史男*	建設機械		1996.11	20-29
2 P 工事の施工と機械設備	朝倉義博、木村秀夫*、 黒田久夫*	建設機械		1996.11	30-43
3 P 工事の施工と機械設備	廣田昭次、山田邦興*	建設機械		1996.11	44-57
2 P・3 P 主塔工事の施工と機械設備	秦 健作、渡辺和明*	建設機械		1996.11	58-63
ケーブル工事の施工と機械設備	河口浩二、細川 淑*、 桑本俊一*	建設機械		1996.11	64-72
航路の安全とその対策	原田英雄	建設機械		1996.11	73-76
兵庫県南部地震と明石海峡大橋への影響	大江慎一	建設機械		1996.11	77-83
多々羅大橋 3 P ケーソン沈設	成瀬善果、管伊佐男*、 堀部昌博*	橋梁と基礎		1996.12	8-12

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は(財)海洋架橋調査会(TEL. 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 8 年 4 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
電気通信施設管理規程 自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程 電気通信施設保守基準	
図面作成要領 (貸出しのみ)	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年 1 月
き裂の発生の一例	
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
測量作業規定	平成 7 年 4 月
技術関係資料取扱要領	平成 8 年 4 月
* 設計基準類 (上部工・設計編)	
上部構造設計基準・同解説	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	平成元年 4 月
トラス構造設計要領 (案)	平成 5 年 9 月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年 4 月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	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
鋳鍛鋼品製作基準・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イジ設計要領(案)・同解説	昭和55年 3 月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・	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

お知らせ

平成 9 年 2 月販売開始予定

新規

長大橋梁点検要領	平成 9 年 1 月
一般橋梁塗替塗装要領	平成 9 年 1 月
海峡部橋梁塗替塗装要領	平成 9 年 1 月
定点塗膜調査要領	平成 9 年 1 月
亜鉛めっき面用ブラスト処理標準	平成 9 年 1 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

(アイウエオ順)

編集委員長	奥川 淳 志
編集委員	有坂 均 土谷 政治
	大橋 治 一 鳥海 隆 一
	尾上 一 馬 中尾 俊 哉
	金崎 智 樹 中元 雄 治
	北口 雅 章 日里 正 夫
	栗野 純 孝 藤原 亨
	栗原 敏 広 藤田 和 朗
	小出 憲 博 古家 和 彦
	酒井 和 吉 辺見 泰 造
	佐藤 清 隆 眞邊 保 仁
	高城 信 彦 吉永 優
	原澤 秀 久 (海洋架橋調査会)

本四技報 第 81 号

発行	平成 9 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 東京都中央区入船 3-1-13
	エーユー入船ビル 4 F
	電話 03 (3555) 8361
発行者	井上 義 光
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200 円

