

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.14 No.53 '90.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第53号 目次

本四架橋技術の今後の課題	常任参与	遠藤 武夫 ... 1
強風下での吊橋の挙動解析	設計部 設計第一課 第一建設局 計画課 (前) 設計部 設計第一課	辰巳正明 ... 2 秦 健作
神戸側陸上部道路計画概要	第一建設局 舞子工事事務所 同 上	蟹沢康人 ... 12 森 章
明石海峡大橋2P・3P鋼ケーソン設置	第一建設局 垂水工事事務所 同 上 同 上	高塚正修 ... 19 佐々木雅敏 北口雅章
明石海峡大橋鋼ケーソン沈設設備	第一建設局 垂水工事事務所 第一建設局 舞子工事事務所 (前) 第一建設局 垂水工事事務所 第一建設局 垂水工事事務所	坂本光重 ... 27 藤原 洋一 広田昭次
瀬戸中央自動車道の料金収受システム	第一建設局 機械課 (前) 第二管理局 機械課 第二管理局 機械課	土山正己 ... 33 小笠原保
尾道大橋橋体点検	第三建設局 向島管理事務所 同 上	上原靖視 ... 39 杉山剛史
米国長大橋の維持管理	第三建設局 設計第二課 (前) 工務部 工務第一課	藤井秀夫 ... 45
技術ニュース		50

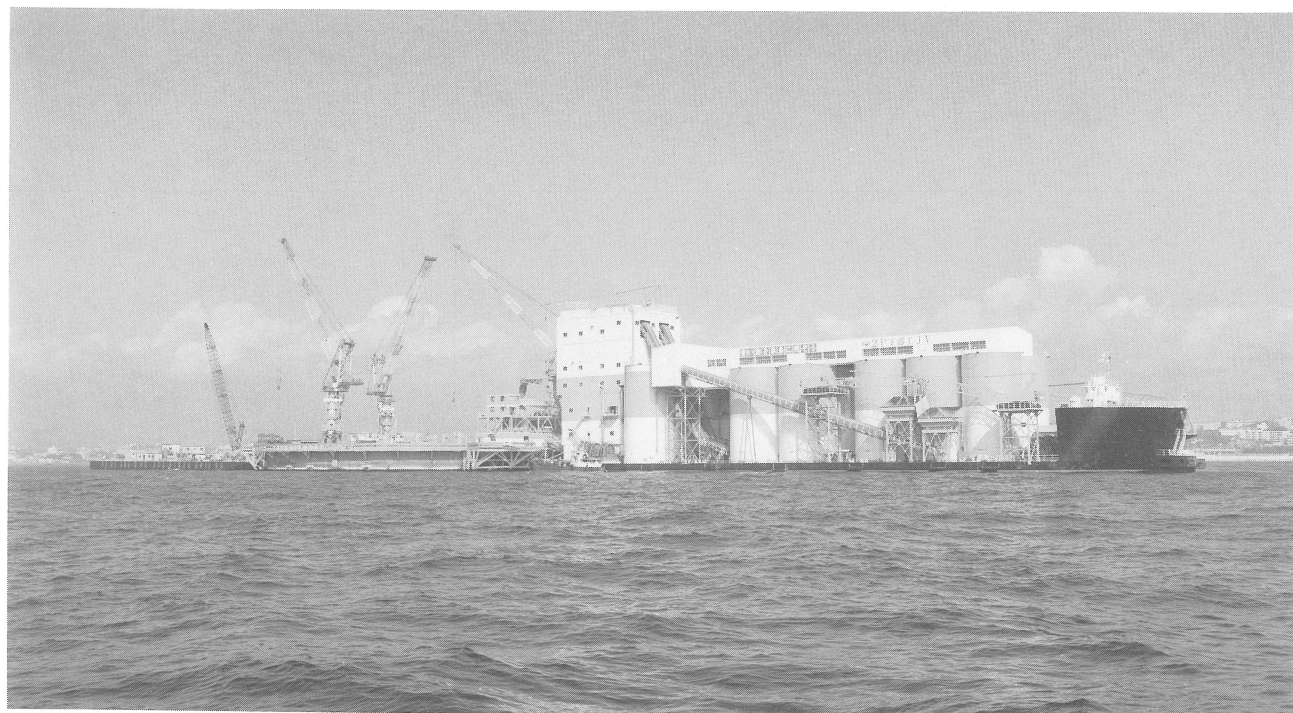
本四技報 第54号 (2.4) 掲載予定

- 本州四国連絡橋上部構造設計基準作成
- 本州四国連絡橋の鋼床版舗装
- 底発熱形コンクリート
- 明石海峡大橋主塔の耐風性
- 吊橋・斜張橋における列車走行試験
- 来島大橋原位置載荷試験
- 来島大橋海峡部地質調査



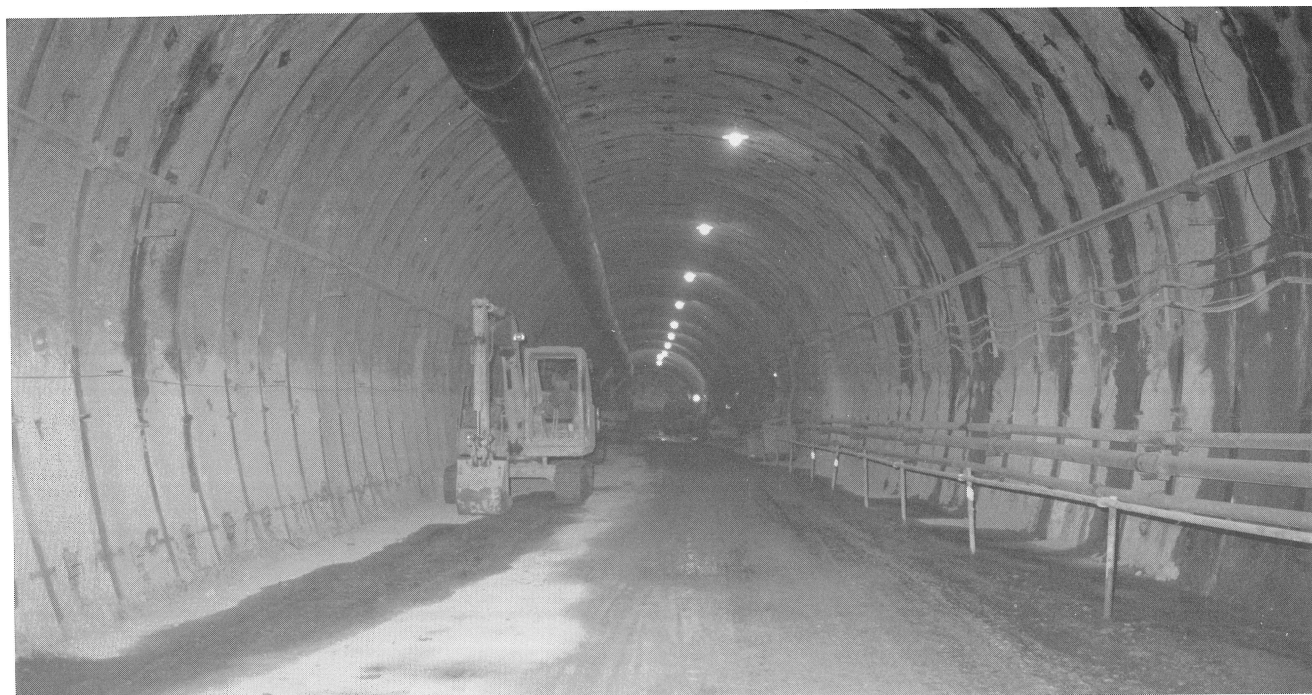
明石海峡大橋2P鋼ケーソン内水中コンクリート打設作業を神戸側より望む

(元年11月)



明石海峡大橋2P鋼ケーソン内水中コンクリート打設作業近影

(元年11月)



舞子トンネル試験坑地質調査（その2）斜坑切羽断面方向を望む

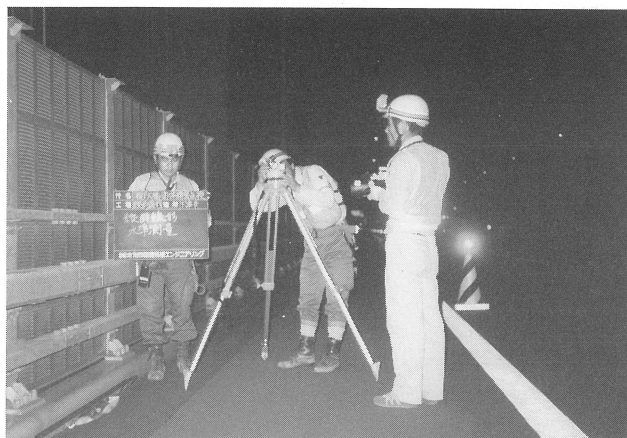
（元年11月）



舞子トンネル試験坑地質調査（その2）花崗岩部切羽断面

（元年11月）

橋梁精密点検状況



縦断線形測定



伸縮装置遊間量の測定



ハンガーロープの張力測定



ケーブルバンドボルト軸力測定 (近景)



ケーブルバンドボルト軸力測定 (遠景)



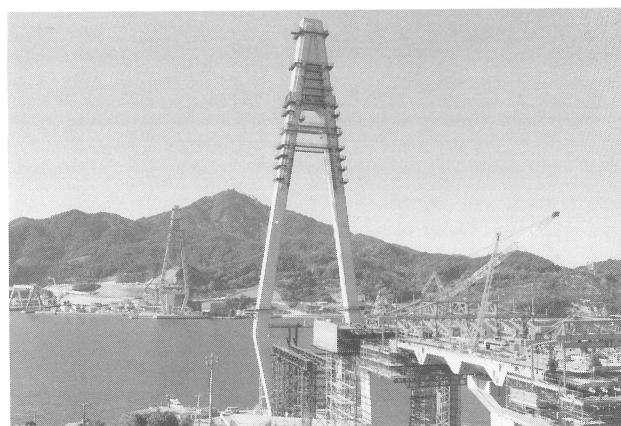
生口橋2P塔上部ブロックの架設完了

(元年9月)



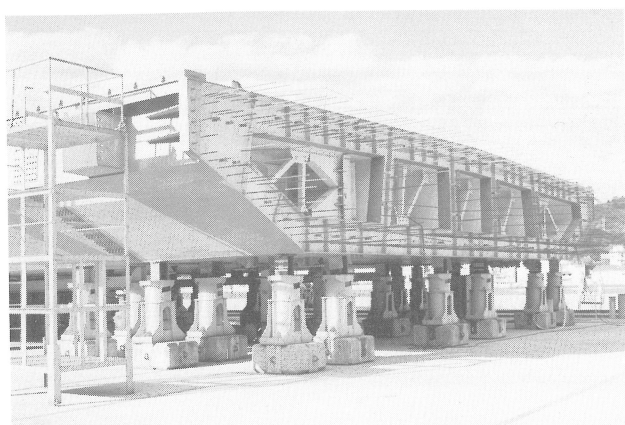
生口橋2P塔上部ブロックの架設

(元年9月)

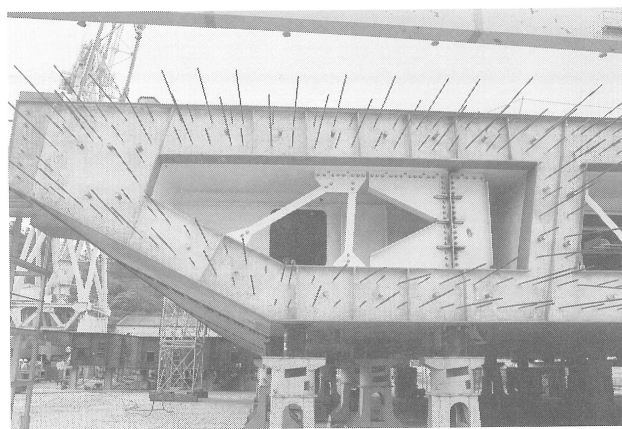


生口橋2P・3P塔架設完了

(元年10月)



生口橋鋼桁における中詰コンクリート部の製作
(元年11月)



同左の近景

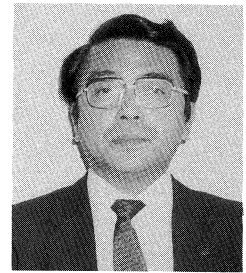
(元年11月)

本四架橋技術の今後の課題

Some Engineering Subjects on Honshu-Sikoku Bridges in Future

常任参与 遠藤 武夫

Takeo Endo



昭和63年4月、児島－坂出ルートの特用開始をもって、1ルート4橋が完成、本四架橋事業はその半ばを達成し、関係地域に大きなインパクトを与えている。

昭和42年の土木学会技術調査委員会の調査報告書には、「本四連絡橋は技術的に可能である。」とされつゝも、その実現までには、多くの調査・研究・開発が必要であるとして、多くの技術的課題が挙げられていた。

特に①1500m級の吊橋上部工、②水深50mの急潮流海域での基礎工、③道鉄併用吊橋上の列車走行の安全性の3つの課題は、設計上、施工上の大きな問題で、その解決には、相当の時間と費用を要するものであったが、産・学・官挙げての努力によって克服され、今日を迎えたのである。こゝで1ルート4橋の工事を通じて、これらの課題がどのように克服され、明石等残された橋につながっていったか簡単に振り返り、今後の技術上の課題を考えてみたい。

①吊橋上部工：主ケーブルについては、関門橋で確立されたPS工法を、より長大支間に適用できる工法へと発展させた。本四第1号吊橋となった因島大橋で、PS工法に習熟するとともに、1ストランドの素線数を91本から127本へと増大させ、工期の短縮と碇着部の合理化を図った。これを受けた大鳴門橋では、より長大なストランドの製作に対処すべく着磁式測長機を開発し、ゲージワイヤーの製作を、展開方式によらず工場内で高精度で調整出来る方式により、初めて1万tを越えるケーブルの製作架設を成功させた。この方式は約2万tの南備のケーブルにも引き継がれ、径1,070mmの大径ケーブルへと発展し、その後の180kg/mm級の高強度鋼線の開発と相まって、明石主ケーブルの有力工法としてPS工法を浮上させている。補剛桁の架設工法も、架設中の耐風安定性の向上、工期の短縮が図れる逐次剛結無ヒンジ工法が大鳴門で採られ、強風地域における面材架設工法の安全性を増大させた。この工法は、備讃にも採用され、1100mの支間の吊橋で、確立されたと云える。架設工期の長い明石でも架設工事中の安全性を確保するため、架設応力の増大の問題があるが、本工法を基本に検討が進められている。

②海中基礎：本工事着手前の海上ボーリング、海上実験工事を通じ、基礎工海域での海上作業について得られた多くの知見、経験をもとに、急潮流下の大鳴門、大水深下の備讃の海中基礎工を成功させた。大鳴門多柱基礎工法での海上作業足場の設置、大口径ロータリー掘削機、備讃設置ケーソン工法での、海底掘削、ケーソン沈設、大量のプレパッドコンクリートの打設等、新しい技術と工夫によって大規模な海中基礎を実現させた。可能な限りのプレハブ化、浮力と大型作業船を活用した大ブロック化、大量施工のシステム化が、成功の要因であった。これらの施工実績は、急潮流と大水深の2つの条件をあわせもつ明石の

基礎工法の決定に生かされ、一段と大型化する主塔基礎に設置ケーソン工法が採用された。現在既に鋼ケーソンの設置を終え、近年開発された特殊水中コンクリートにより水中コンクリートの打設が開始されており、技術調査当時の大きな課題の解答が出されつゝある。

③列車走行：列車走行の安全性については、瀬戸大橋特用開始前に行われた列車走行実験により実証された。

連続補剛桁の採用、大伸縮、角折れに対処する緩衝桁の開発により、長大吊橋の変形を列車走行の安全性を担保するまでに分散、制御した技術は、今後の長大吊橋に併用橋としての道を開いたものと云える。

以上のように調査当時の大きな課題は1ルート4橋の工事を通じて克服され、大きな成果を挙げ、我国長大橋技術の向上に多大の貢献をしたが、1ルート4橋の完成をもって、課題のすべてが完結したのではない。橋梁技術の更なる発展のためにも今後我々に課せられた課題がある。課題の第1は云うまでもなく、残る明石以降の架橋を計画通りに完成することである。既往の経験を越える高さ300mの主塔、長さ4,000mのケーブルをもつ明石、三連の吊橋を連ねる来島、有力な形式として斜長橋も検討されている支間890mの多々羅の3橋は、何れも我国橋梁史に残る21世紀への架け橋であり、世界長大橋の道標ともなる橋である。これまでの知見のすべてを傾注して、完成する努力を続けなければならない。課題の第2は、本四架橋に導入された技術の検証の問題である。特に、調査当初から課題とされた長大橋の耐震性、耐風性と橋の耐久性の検証の問題である。工事開始以来、幸いと云うべき大きな台風、地震を経験していない。しかし、台風時、地震時に長大橋の挙動をとらえ、設計・施工の妥当性を検証して初めて、新しい技術が確立されたと云える。そのためには、現在設置されている動態観測施設を常に即応出来るよう保守し、データを確実にとらえなければならない。耐久性は経時変化を追跡して初めて検証出来る問題であり、保守点検にあたり、特に設計・施工時に留意した点について、その機能と状態の変化を追跡するとともに、初期値、観測手法、データの整理などシステム化して、データの斉合性が図られなければならない。課題の第3は、本四架橋でこれまでに蓄積され、また残る工事で更に蓄積されるであろう長大橋建設技術を今後如何に保持し、更に発展せしめるかの問題である。建設技術のような応用技術は、その技術が発揮される場なしには、その水準を維持することも難しいと考えられ、産・学・官ともに、組織体制を散ずることなく継続して調査研究が進められる対象が見出されることが望まれるが、そのような長大橋のプロジェクトが実現するまで、新材料等の基礎技術の進歩を常に把握し、その応用の可否を検討するなど、研鑽をおこたってはならない。

強風下での吊橋の挙動解析

Behavior of Suspension Bridges under the Strong Wind.

設 計 部 設計第一課長 辰 巳 正 明

Masaaki Tatumi

第 一 建 設 局 計画課長代理 秦 健 作
(前) 設 計 部 設計第一課

Kensaku Hata

1. まえがき

吊橋はたわみやすく、風による影響を受けやすい構造物であり、風に対する十分な検討を必要とする。本州四国連絡橋の耐風設計に関しては、「耐風設計基準(1976)」により設計・照査を行っているが、風による構造物の挙動は極めて複雑であり、種々の仮定のもとに理論解析、および風洞試験を実施している。従って、実橋の風に対する応答特性を把握し、解析値と比較することで、設計手法の妥当性・信頼性を検討することは、今後の長大橋の耐風設計の上で重要なことと思われる。

大鳴門橋、大島大橋および南備讃瀬戸大橋については供用前に大型起振機による振動実験を行い、耐風性能上問題となる低次振動モードの固有振動数、構造減衰率などが計測され、耐風性能上問題ないことが確認されている。しかし、自然風下での実橋の挙動についてはまだ未解明の点も多いので、乱れをともなう自然風下における実橋の応答を把握し、実橋の耐風性の確認と解析手法の検討を行うことを目的として、大鳴門橋において冬期の季節風下の挙動観測を光学式変位計により計測し、理論解析結果との比較を行うとともに、台風下の実橋の挙動に関して、1987年10月の台風8719号の際の、大鳴門橋及び大島大橋における風及び橋体の応答の記録に対して解析を行った。

また、橋梁の動態観測において一般的に使用されている加速度型変位計の測定精度についての検討を併せて行った。

2. 季節風下での応答特性

2.1 概 要

大鳴門橋の架設地点は、強風の発生頻度の高い地域であり、強風時の補剛桁の挙動を観測するには、最も適した場所であるといえる。そこで、冬期季節下での補剛桁の挙動を観測するため、1988年2月～4月と1988年9月～1989年3月の2回にわたり、光学式変位計を用いた動態観測を実施した。

2.2 強風の特徴

上述の観測期間に得られた強風に関するデータをまとめた結果を図-1～2に示す。図-1は平均風速と最大風

速の関係であるが、平均風速10～20m/sにおける最大風速と平均風速の比すなわちガストファクターは、1.1～1.8の範囲にあることがわかる。図-2は平均風速と乱れ強さの関係を示すが、風の乱れ特性は平均風速の増加にともない小さくなる傾向を示し、高風速地域では乱れは小さくなっている。風速10m/s以上における本観測期間の傾斜角は、 $-2^{\circ} \sim +6^{\circ}$ の範囲にあり、いずれも「風洞試験要領」の基準値の範囲内となっている。

2.3 補剛桁の振動応答

図-3は大鳴門橋において実測された風速と補剛桁の水平変位の関係である。図-3では平均風速を横軸に水平変位を縦軸にプロットしてV-A図として整理しており、水平変位の平均値及び最大値は評価時間10分間による値としている。図中の実線及び、一点鎖線はそれぞれ

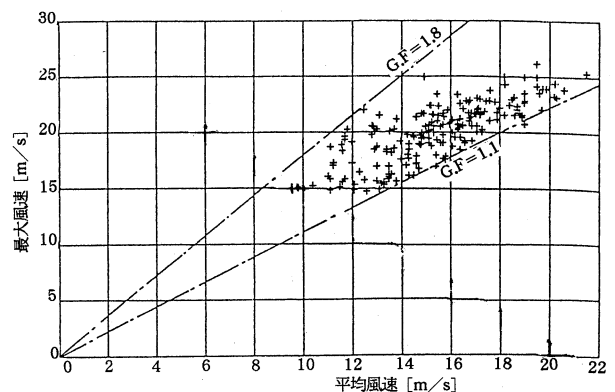


図-1 平均風速と最大風速の関係(大鳴門橋)

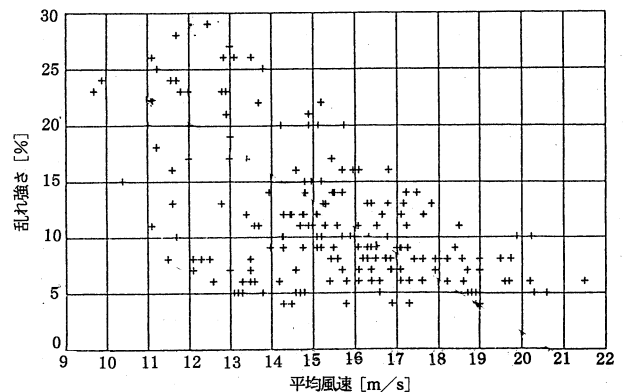


図-2 平均風速と乱れ強さの関係(大鳴門橋)

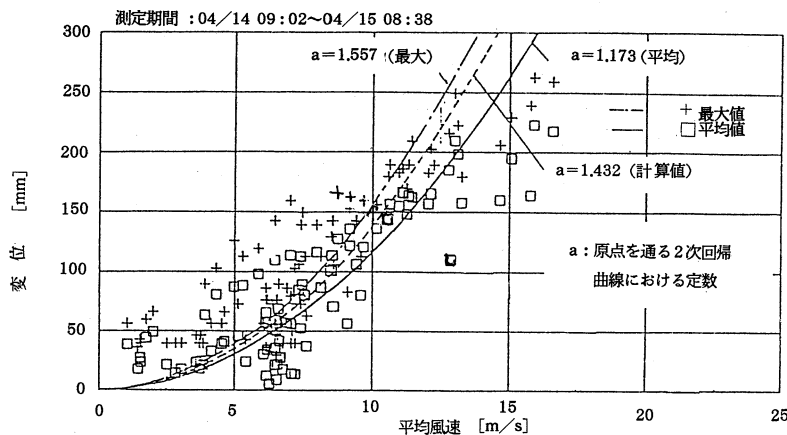


図-3 平均風速-L/2水平変位応答(大鳴門橋)

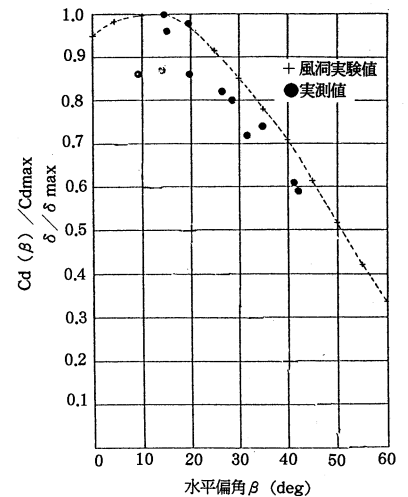


図-4 斜風の影響(大鳴門橋:昭和63年10月12~13日)

平均値及び最大値に対する回帰曲線を示している。点線5で示しているのが平均風速を用い三次元立体モデルにより静的載荷計算を行って求めた変位である。静的載荷計算においては風荷重の算定にあたって、補剛桁中央位置での風速の測定値を基準にして、ケーブル、ハンガー、主塔、側塔の高度補正のみ行っており、風の乱れに対する補正は行っていない。計算値は実測値に比べやや大きい値を示しているが、この差は、計算では風荷重は橋軸直角方向から水平にしかも橋軸方向に等分布であると仮定しているが、実測値には風向、傾斜角および風速の空間的な変動分布の影響が含まれているためと思われる。また、風速13m/s以上の高風速域で実測値が計算値に比べ大きく下回っているのは、風向の変化による斜風(橋軸直角方向にたいして水平面内で偏角を持って構造物に作用する風)の影響が大きいと思われる。

風速変動と補剛桁の変位応答の関係を把握するため、大鳴門橋において風の乱れ特性に特長を持つ数ケースに着目し検討したが、補剛桁の水平変位における変動振幅は、乱れ強さによる影響が大きく、その特性によって変動振幅が大きく変化することがわかった。なお、ガスト応答解析については後述の4章で詳説する。

図-4は、風向の変化による補剛桁中央L/2点の静的水平変位応答についてまとめた結果であるが実測された風向の橋軸直角方向に対する水平偏角は、約10~45°の範囲である。実測値は、評価時間10分で各風向の水平変位を算出しているが水平偏角の変動にともない外力である風の投影面積が変化するため、水平変位応答が大きく変化しているのがわかる。なお、この風において平均風速はそれぞれ異なるため、同一風速で基準化し、変位の補正を行っている。実測値は風洞実験値に比べやや低い値を示しているが、ほぼ同様な傾向を示しており、変位の比に着目すると水平偏角45°にたいし最大値の約60%の変位となっており、風洞実験値とほぼ一致している。

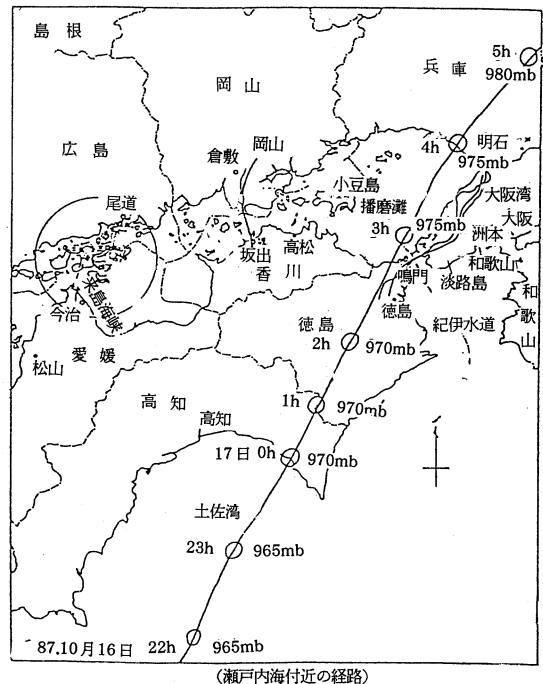


図-5 台風8719号経路図(1987年10月16~17日)

3. 台風下での応答

3.1 概要

台風8719号は1987年10月16日~17日にかけて瀬戸内海を通過し、各地に強風をもたらした。

この台風の通過の際に、大鳴門橋および大島大橋において、強風とそれによる橋体の応答が記録された。

3.2 台風による強風の特徴

台風8719号の経路を図-5に示す。この間に大鳴門橋及び大島大橋で観測された風速の記録をそれぞれ図-6及び7に示す。大鳴門橋での最大風速は10分間平均風速35.9m/s、瞬間風速で48.5m/sであり、大島大橋では、それぞれ16.0m/s、25.9m/sであった。大島大橋は台風の経路からかなり離れているため風速は小さかった。

風向は台風の通過にともない、大鳴門橋では東から西へ、大島大橋では南から北へと180°変化した。傾斜角

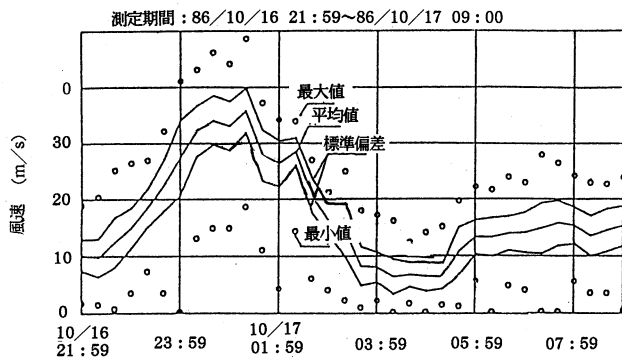


図-6 風速の時系列 (大鳴門橋)

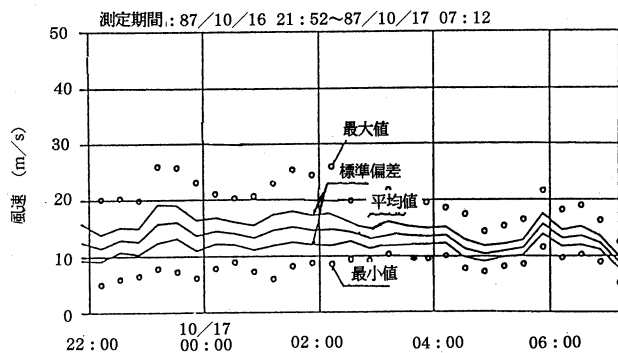


図-7 風速の時系列 (大島大橋)

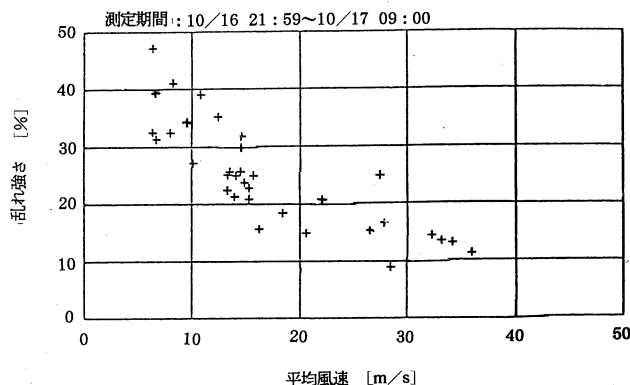


図-8 平均風速と乱れ強さの関係 (大鳴門橋)

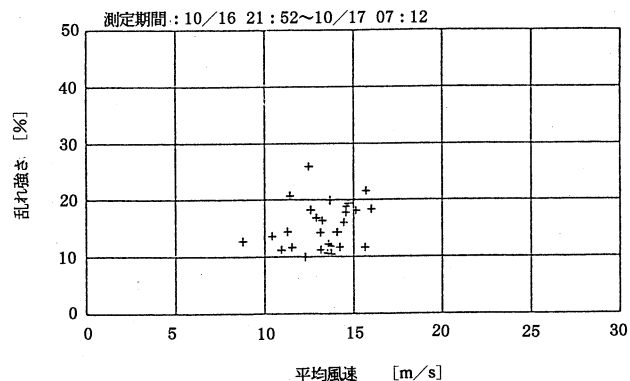


図-9 平均風速と乱れ強さの関係 (大島大橋)

は大鳴門橋では台風通過後の低風速域 (平均風速10~15m/s) では平均値がほぼ0°であったが、強風域 (平均風速30m/s以上) では-10°と吹き下ろしの値を示していた。大島大橋では傾斜角は0°~+2°とやや吹き上げの傾向を示していた。

風速と乱れ強さの関係を図-8、9に示すが、大鳴門橋では、高風速域で小さく低風速域で大きい値を示しており、傾向的には季節風と同じである。大島大橋では、大鳴門橋ほど大きな変動は観測されていない。

3.3 台風時の補剛桁振動応答

大鳴門橋及び大島大橋における台風による補剛桁の振動応答を図-10~13に示す。図-10、12は変位及び加

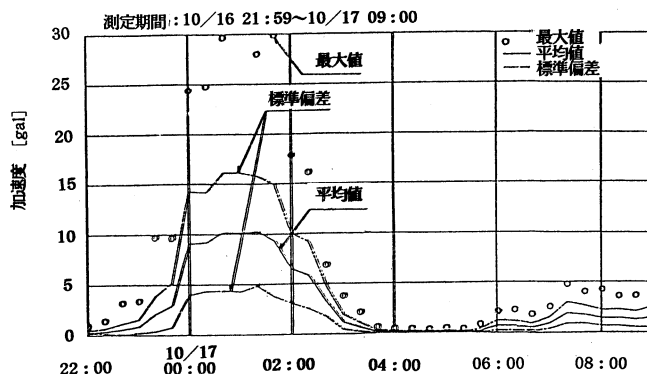


図-10 台風時の加速度応答 (大鳴門橋L/2鉛直)

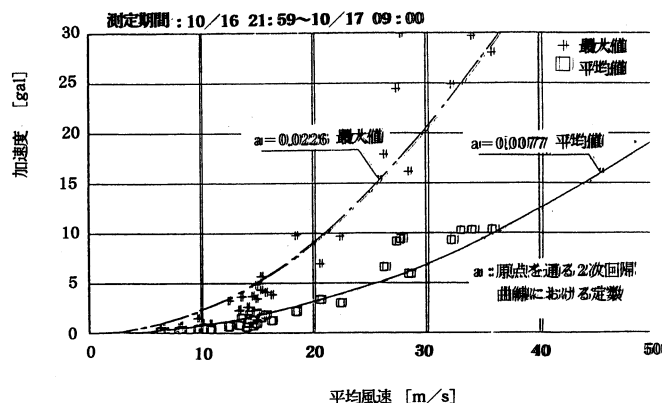


図-11 平均風速 - 加速度応答 (大鳴門橋L/2鉛直)

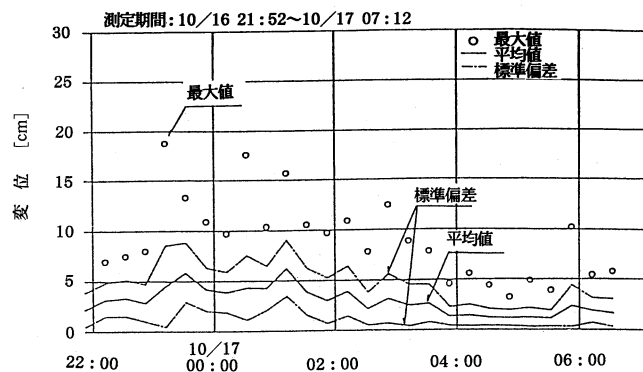


図-12 台風時の変位応答 (大島大橋L/2鉛直)

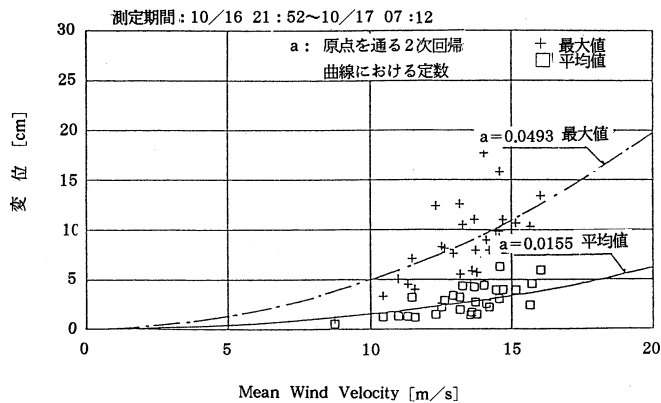


図-13 平均風速 - 加速度応答 (大島大橋 L/2 鉛直)

速度を時系列的にまとめたものであり、図-11、13は風速 - 振動振幅曲線図である。図には評価時間10分間における平均値、最大値、及び標準偏差をプロットしている。振幅は、風速の増加にともない2次曲線的に増加する傾向を示している。図中の曲線は、平均値及び最大値に対する回帰曲線を示している。この回帰曲線から、ガスト応答倍率を求めると、大鳴門橋では、風速のガストファクターは1.62であるのに対して、振動応答のガスト応答倍率は風速の次元に換算して1.48~1.75となっており、一方、大島大橋では、風速のガストファクター1.52

に対して、振動応答のガスト応答倍率は1.73~2.63となっている。大島大橋のガスト応答倍率が鳴門橋より大きいのは、橋梁規模が小さいことだけでなく、箱桁の方がトラス桁よりガスト応答倍率が大きい傾向にあるためなどによると思われる。

図-14は大鳴門橋における台風時の中央径間L/2点での水平方向の加速度応答波形とそのパワースペクトルを示している。風速変動および風の乱れ特性により、卓越する振動モードが変化することがわかる。最大風速時にはねじれモードが卓越し、やや風速が低下すると水平1次モードが卓越する。しかし、いずれの場合も、高次モードの寄与は小さい。

4. ガスト応答解析手法の検証

4.1 概要

「耐風設計基準(1976)」では、風の乱れによる振動、すなわち、ガスト応答については、風速及び風荷重の補正係数の形で評価しており、その考え方は、新しい「明石海峡大橋耐風設計要領(案)」にも踏襲されている。また、「同耐風設計要領(案)」では、ガスト応答の3成分の重ねあわせを義務づけている。

これらのガスト応答を評価するに当たっては、不規則応答の統計理論に基づき種々の仮定の上に解析を行って

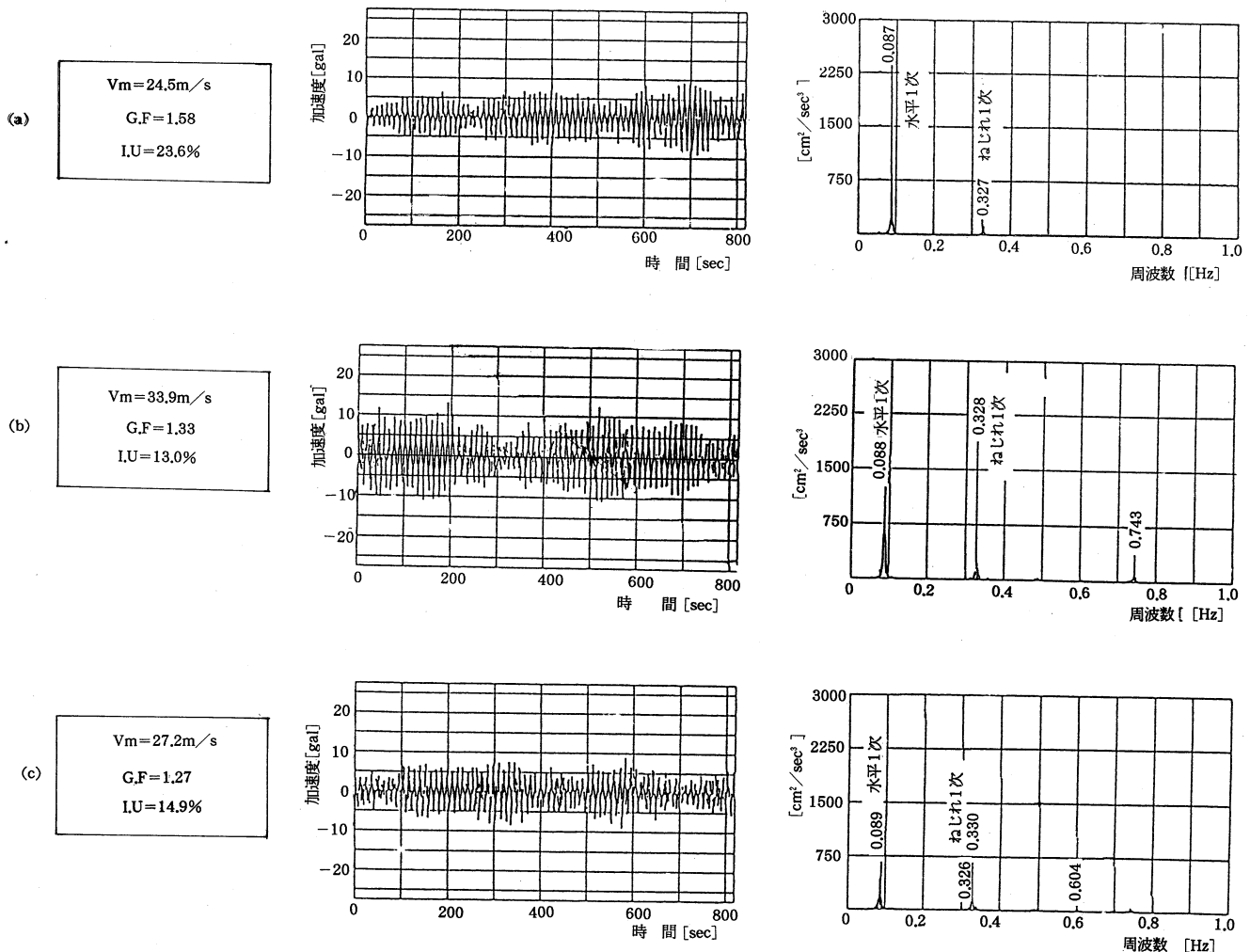


図-14 台風時の加速度波形とパワースペクトル (大鳴門橋 L/2 水平)

おり、その妥当性・信頼性を検証することは、耐風設計の精度の向上を図る上で不可欠である。

そこで、大鳴門橋及び大島大橋において実測された動的応答変位と、ガスト応答解析により得られる変位応答を比較し、解析理論の妥当性について検証した。

計算に当たっては、「耐風設計基準（1976）」及び「明石海峡大橋耐風設計要領（案）」に示されている解析手法に従い、水平たわみ、鉛直たわみ及びねじれ振動の3成分を対象に、解析を行った。また、各振動は独立して取り扱った。

なお、解析理論の詳細については文献を参照されたい。

4.2 大鳴門橋ガスト応答解析

4.2.1 解析データ

表-1に大鳴門橋のガスト応答解析条件を示す。解析に当たっては、冬期季節風下での応答を対象とし、空気力係数は、風洞試験の三分力試験結果を用いた。構造減衰率は実橋振動実験の結果から、曲げ振動に対しては0.10、ねじれ振動に対しては0.03とした。変動風速のパワースペクトルとしては、水平方向ガスト応答解析には、橋軸直角水平方向の基準化した実測スペクトルが日野の提案式に良く一致するため、同式を使用し、鉛直方向及びねじれの解析には、鉛直方向の基準化した実測スペクトル

表-1 ガスト応答解析条件（大鳴門橋）

項		目	諸 元 値
構 造 諸 元	投影面積（㎡）	補剛桁	6,698（中央）、6,149（側径間）
		ケーブル	0,991（中央）、1,017（側径間）
		ハンガー	0,621（中央）、0,858（側径間）
	構造減衰率		0.1（鉛直、水平）、0.03（ねじれ）
風 速 諸 元	基本風速 U_{10} （m/s）		13,23
	表面粗度係数		0,0025
	鉛直分布のべき指数		1/7
	decay factor		$K_x = K_y = 8$
	抗力係数	補剛桁	2.0
		ケーブル	0.7
		ハンガー	0.7
	揚力係数	係 数	0.042
		勾 配	1.600
	モーメント係数	係 数	0.004
		勾 配	0.145
風速のパワースペクトル		実測スペクトル＊	

i) 水平方向

* 日野の式

$$\frac{f \cdot S_u(f)}{u^2} = \frac{0.4751}{2} \frac{f/\beta}{(1.5 + (f/\beta)^2)^{5/6}}$$

$$\beta = 1.169 \times 10^{-2} \times \frac{\alpha \cdot U_{10}}{\sqrt{k} \cdot Z_1} \left(\frac{Z}{10} \right)^{2\alpha-1}$$

ii) 鉛直方向

* Panofsky & McCormick 式を修正

$$\frac{f \cdot S_w(f)}{w^2} = \frac{2X}{(0.5 + 4X)^2}$$

$$X = \frac{f \cdot Z}{U}$$

ルが低周波域でPanofsky & McCormickの提案式に良く一致するため、同式を使用した。

なお、平均風速は17.5m/s、乱れ強さは約10%である。

4.2.2 解析結果

図-15~17に水平、鉛直及びねじれのガスト応答解析結果をそれぞれ示す。変動成分は、支間中央で水平成分100mm、鉛直成分20mm、ねじれ成分 3.3×10^{-5} である。図-18に評価時間による水平ガスト応答倍率の比較結果を示す。ガスト応答倍率は、評価時間により大きく変動するが、評価時間600秒を超えるとほぼ一定値に近づく。

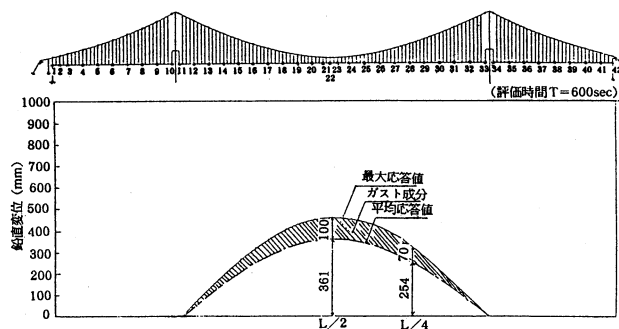


図-15 水平ガスト解析結果（大鳴門橋）

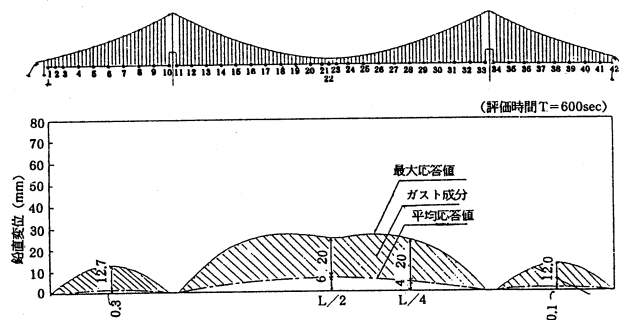


図-16 鉛直ガスト解析結果（大鳴門橋）

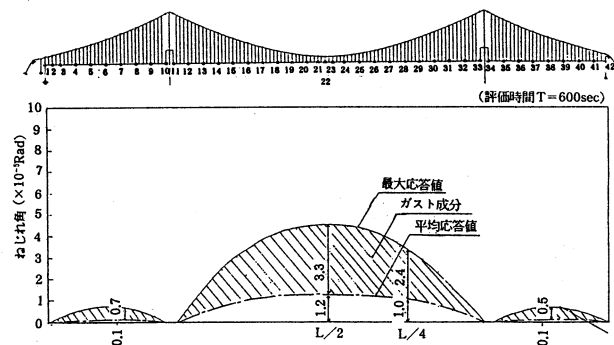


図-17 ねじれガスト解析結果（大鳴門橋）

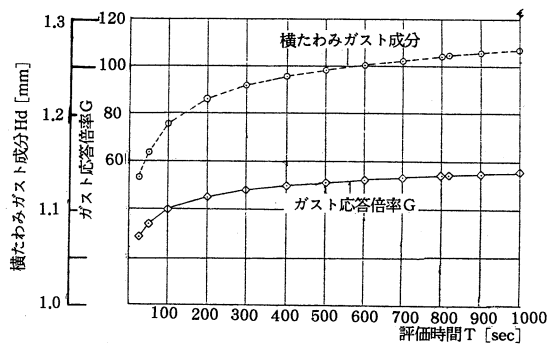


図-18 評価時間による水平ガスト応答倍率の比較 (大鳴門橋)

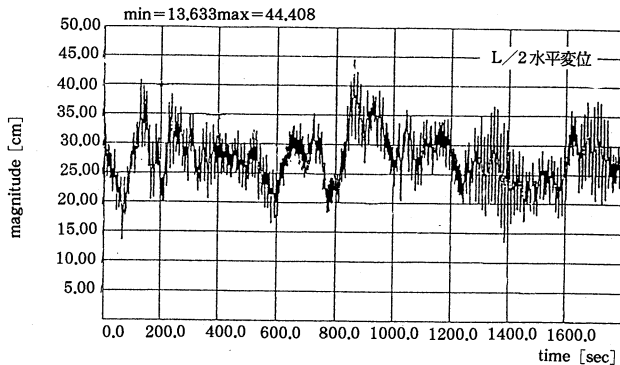


図-19 水平方向変位波形 (大鳴門橋)

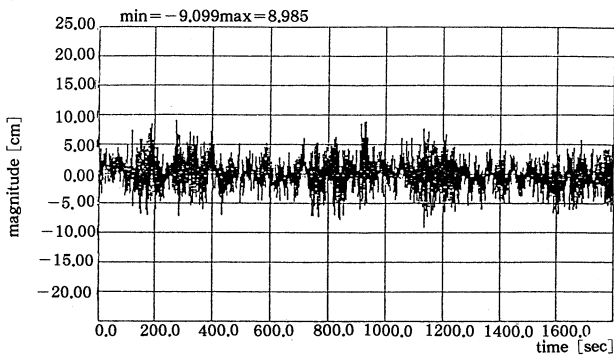


図-20 鉛直方向変位波形 (大鳴門橋)

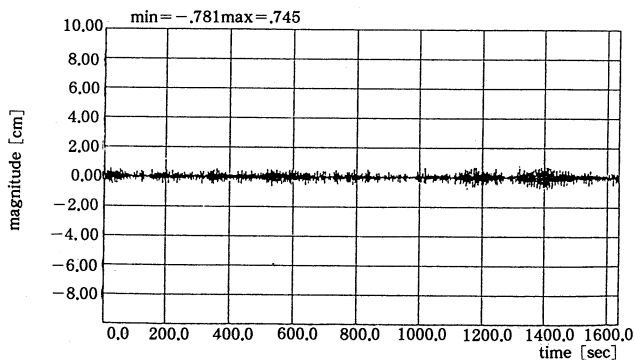


図-21 ねじれ方向変位波形 (大鳴門橋)

4.2.3 実測値との比較

図-19~21に実測された水平、鉛直及びねじれの変位波形をそれぞれ示す。計算による水平変位の平均値は361mmと実測値にほぼ近い値となっていることがわかる。

図-22に実測された水平変位のフーリエスペクトルを

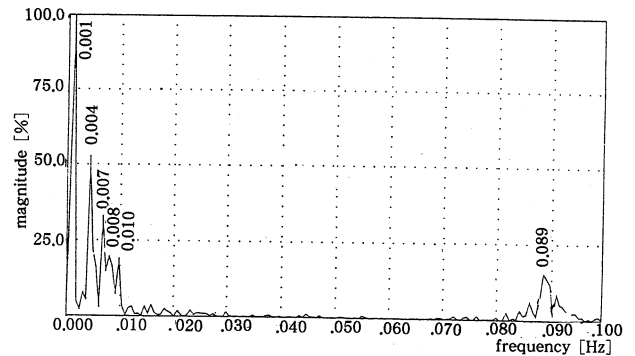


図-22 水平変位のフーリエスペクトル (大鳴門橋)

示すが、水平一次振動の固有周波数以外に、風による静的な強制振動と思われる極低周波成分が現れている。ガスト応答解析結果を比較する場合にはこれらの低周波成分の適切な評価が必要になると思われる。

水平変位波形について、ある周期を境界に長周期成分と短周期成分を分離する解析を行ったが、境界とする周期により、応答波形、振幅とも大きく変化する。ガスト応答解析から得られた変動成分に相当する変位は、周期50~100秒を境界としたときの短周期成分であり、振幅も実測値と計算値がほぼ一致した。しかし、この場合でも、平均応答に相当する長周期成分に、最大150mm程度と短周期の変位変動に匹敵する変動成分が含まれていた。

図-23に鉛直変位のフーリエスペクトルを示すが、水平振動とは異なり固有周波数以下の低周波成分は少ない。鉛直変位に対しても長周期成分と短周期成分を分離する解析を行ったが、低周波成分の寄与が少なく、境界とする周期による差は見られなかった。しかし、計算による変位の変動成分(20mm)は実測値(50~90mm)に比べてかなり小さい。これは、解析における空力アドミッタンスの評価等に問題があるためと思われる、今後の課題である。

ねじれ変形は、水平、鉛直の変位と比べて、実測値、計算値ともほとんど発生していない。

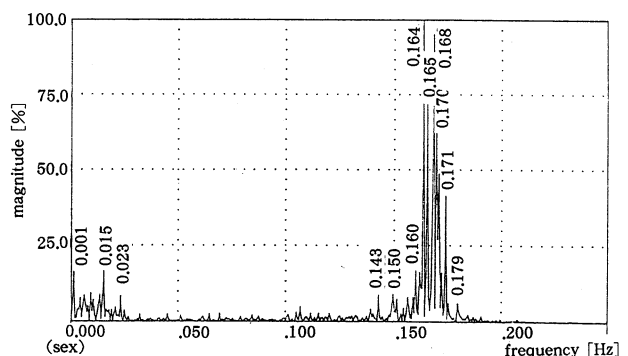


図-23 鉛直変位のフーリエスペクトル (大鳴門橋)

4.3 大島大橋ガスト応答解析

4.3.1 解析データ

表-2に大島大橋のガスト応答解析条件を示す。解析には、台風8719号の際の記録を対象とし、空気力係数は風洞試験の三分力試験結果を用い、また、構造減衰率は実橋振動実験の結果から、全ての振動に対して0.02とした。変動風速のパワースペクトルとしては、水平方向ガスト応答解析には、日野の提案式を若干修正し橋軸直角水平方向の基準化した実測スペクトルに形状を近似させた式を使用し、鉛直方向及びねじれの解析には、Panofsky & McCormickの提案式を鉛直方向の基準化した実測スペクトルに形状が近似するよう補正した式を使用した。なお、平均風速は13.0m/s、乱れ強さは約14%である。

4.3.2 解析結果

図-24～26に水平、鉛直及びねじれのガスト応答解析結果をそれぞれ示す。変動成分は、支間中央で水平成分40mm、鉛直成分17mm、ねじれ成分 3.2×10^{-4} である。

4.3.3 実測値との比較

図-27～29に実測された水平、鉛直及びねじれの変位波形をそれぞれ示す。なお、水平変位の平均応答値は台風の途中から観測が行われ無風時の変位計測が行われていないため、あきらかでない。図-30に実測された水平変位のフーリエスペクトルを示すが、大鳴門橋の場合と同じく、水平一次振動の固有周波数以下の極低周波成分

表-2 ガスト応答解析条件（大島大橋）

項 目		諸 元 値
構 造 諸 元	投影面積 (㎡)	補剛桁 2,333
		ケーブル 0.764 (中央)、0.639 (側径間)
		ハンガー 0.152
	構造減衰率 0.02 (鉛直、水平、ねじれ)	
風 速 諸 元	基本風速 U_{10} (m/s) 10.35	
	表面粗度係数 0.0025	
	鉛直分布のべき数 1/7	
	decay factor Kx=Ky=8	
	抗力係数	補剛桁 1.37
		ケーブル 0.70
		ハンガー 0.70
	揚力係数	係 数 0.354
		勾 配 4.940
	モーメント係数	係 数 0.016
		勾 配 1.250
風速のパワースペクトル 実測スペクトル *		

i) 水平方向

* 日野の式

$$\frac{f \cdot S_u(f)}{U^2} = \frac{0.4751}{2} \cdot \frac{f/\beta}{(1.5 + (f/\beta)^2)^{5/6}}$$

$$\beta = 1.169 \times 10^{-2} \times \frac{\alpha \cdot U_{10}}{\sqrt{k} \cdot Z_1} \left(\frac{Z}{10} \right)^{2\alpha-1}$$

ii) 鉛直方向

* Panofsky & McCormick 式を修正

$$\frac{f \cdot S_w(f)}{w^2} = \frac{2X}{(0.5 + 4X)^3}$$

$$X = \frac{f \cdot Z}{U}$$

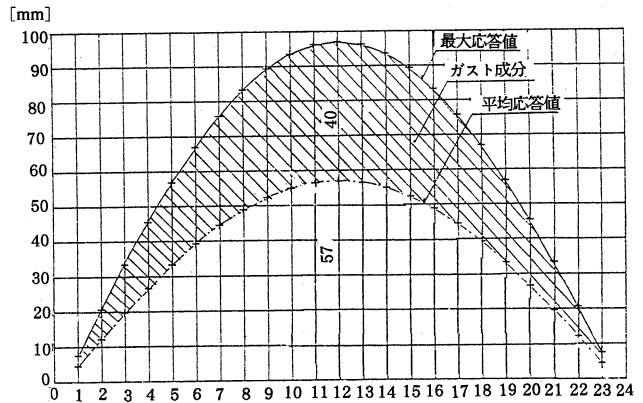


図-24 水平ガスト解析結果（大島大橋）

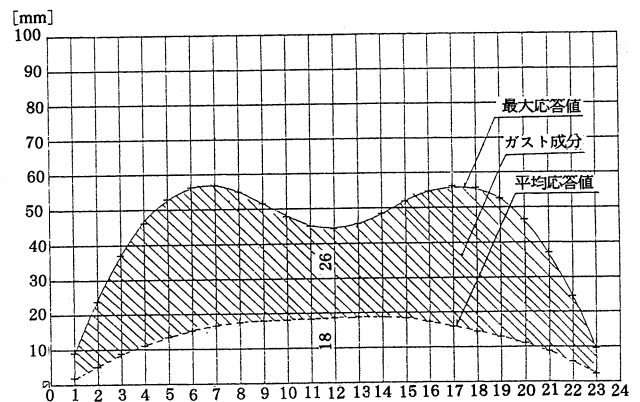


図-25 鉛直ガスト解析結果（大島大橋）

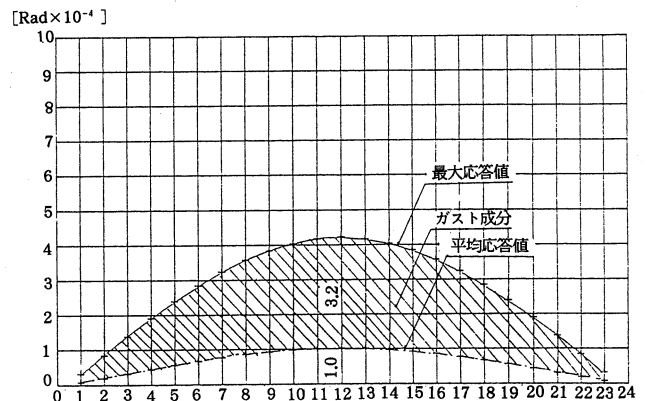


図-26 ねじれガスト解析結果（大島大橋）

が現れている。しかし、大鳴門橋に比べると、固有周波数成分の寄与が大きい。

水平変位波形を周期50secと600secを境界に長周期成分と短周期成分に分離する解析を行ったが、大鳴門橋で見られたような大きな変化は見られなかった。振幅については実測値と計算値はほぼ一致した。

図-31に鉛直変位のフーリエスペクトルを示すが、曲げ対称一次振動が卓越しており、低周波成分の寄与は少ない。計算による変位のガスト成分(26mm)は実測値(150mm)に比べてかなり小さく、大鳴門橋の場合と同じである。

ねじれ変形は水平、鉛直の変位と比べて実測値、計算

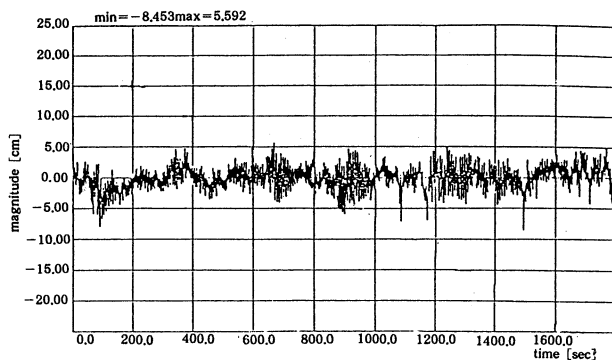


図-27 水平方向変位波形（大島大橋）

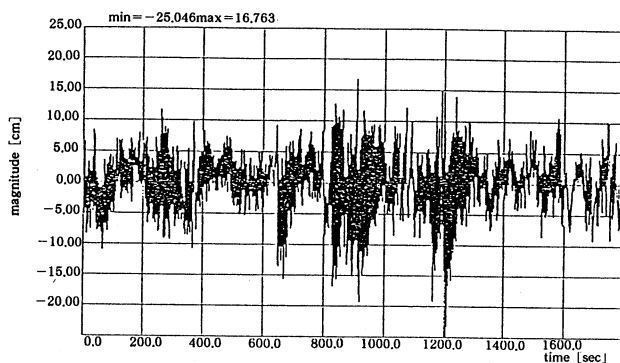


図-28 鉛直方向変位波形（大島大橋）

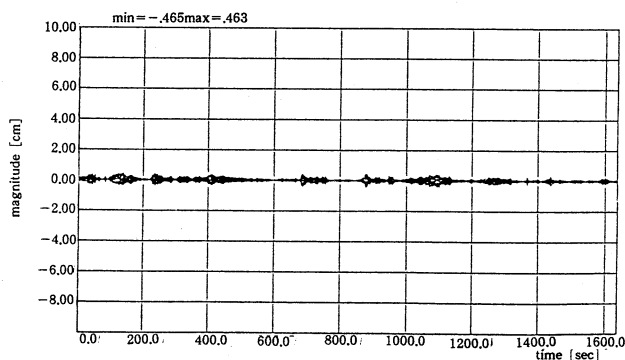


図-29 ねじれ方向変位波形（大島大橋）

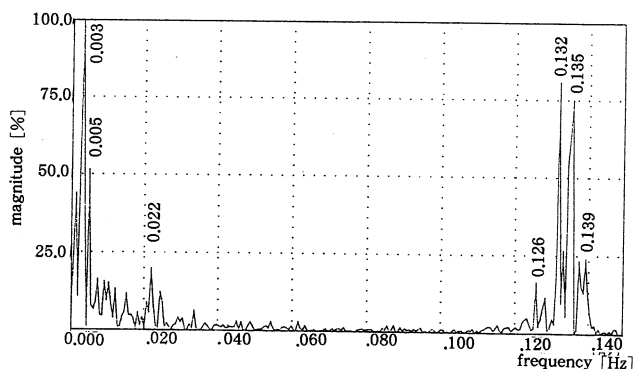


図-30 水平変位のフーリエスペクトル（大島大橋）

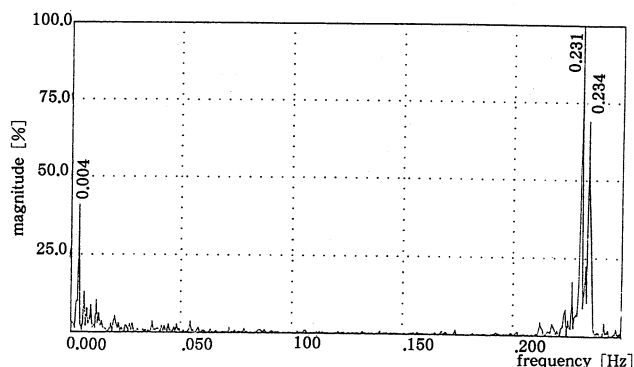


図-31 鉛直変位のフーリエスペクトル（大島大橋）

値とも小さく、ほとんど発生していないといえるが、計算値の方が実測値よりもやや大きい。

5. 変位計測手法の検討

5.1 概要

変位計測に当たって測定点の近くに固定点のとれない場合、加速度計を用いて加速度を計測し、それを積分することにより変位を算出することが多い。本州四国連絡橋の動態観測設備も大部分がこれによっている。しかし、加速度からの変位算出は、振動が正弦波振動の場合は良い結果が得られるものの、自然風下の吊橋の振動のような不規則な振動に対してはその低周波成分の処理により結果が大きく異なり、正しい変位を求めることが出来ないことが知られている。そこで、大鳴門橋での実測記録を用いて、加速度の積分による変位と非接触変位計による変位の比較検討を行った。

5.2 計測結果の比較

解析にあたっては、加速度計による加速度記録と、非接触変位計による変位記録を使用し、バンドパスフィルターを通した加速度記録を積分して求めた変位と、同じフィルターを通した非接触変位計による変位記録の最大変動成分を比較した。図-32～35にその結果を示す。加速度からの変位算出の際、高周波成分の影響は少ないといわれており、図-32、34にしめすように、この測定結果でも、水平成分1Hz、鉛直成分1.5Hz以上の高周波成分は変位に影響していない。しかし、低周波成分は変位に大きく影響し、0.04Hzを境にバンドパスの下限を下げるに従い加速度からの変位は非接触変位計からの変位より大きくなり、異常な値を示す。バンドパス0.04Hz以上では、加速度計からの変位は非接触変位計からの変位より約10%小さい値を示している。

5.3 変位の推定

図-36に非接触変位計により計測した補剛桁の水平変位のパワースペクトルを示す。これによると実橋の変位には高周波成分の影響は少なく、低周波成分が支配的であることがわかる。図-37は加速度波形の周波数分析結果であるが、極低周波域にある低レベルの加速度が存在

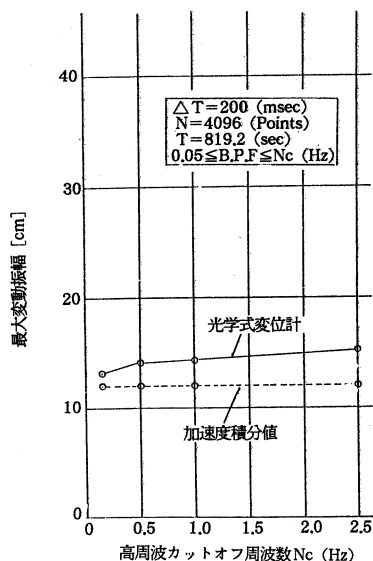


図-32
高周波カットによる水平変位 ($L/2$)

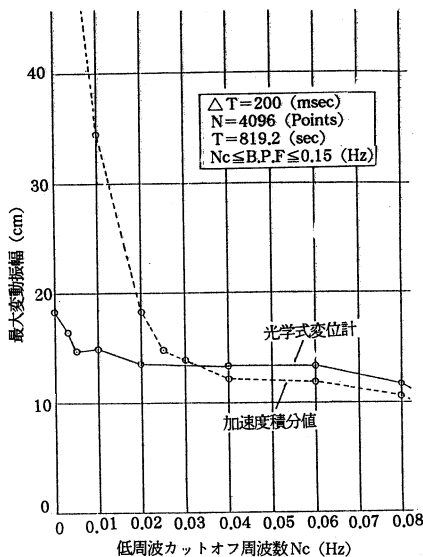


図-33
低周波カットによる水平変位 ($L/2$)

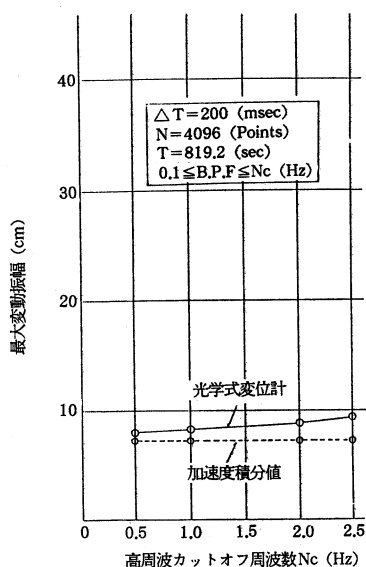


図-34
高周波カットによる鉛直変位 ($L/2$)

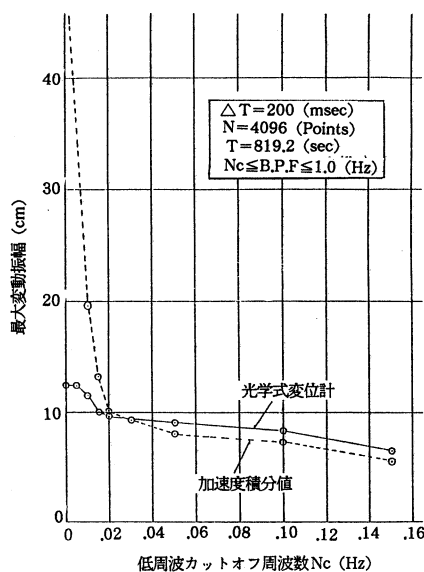


図-35
低周波カットによる鉛直変位 ($L/2$)

することがわかる。この加速度成分が加速度を積分した変位に大きく影響することが、積分後の変位スペクトル(図-39)に現れている。加速度計の性質から、実測においてはこの低周波域の加速度に大きな測定誤差が含まれており、これが、バンドパスの下限値を下げた時に積分変位に生じる誤差の原因と考えられる。

しかし、0.04Hz以下の周波数成分を除いた加速度からの最大変動変位は非接触変位計からの変位に比べ約10%の誤差であった(図-33、35)。また、この場合のスペクトルについても、レベルが若干異なるものの良く近似している(図-36、38)。従って、不規則変動に対してもある低周波成分を取り除くことにより、それよりも高

周波成分の変動変位をある誤差で推定することは可能と考えられる。現システムでの測定誤差についても、キャリブレーションの方法により、大幅に改善できるのではないかとと思われる。

6. まとめ

解析結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 自然風下での応答特性

大鳴門橋及び大島大橋の強風下での挙動を解析し、また、ガスト応答解析結果と比較した。その結果以下のことが明らかになった。

①風速の乱れ強さや長周期の風速変動は、桁の水平応答変位に大きく影響を与えている。

②桁の水平変位では、固有周波数以下の低周波成分が大きく卓越し、変動量はガスト応答解析での変動変位に匹敵する。しかしこの低周波成分は、ガスト応答解析では十分評価されておらず、設計においては適切な評価が必要と考えられる。

③ガスト応答解析結果は、水平成分のガスト応答及び平均応答は実測値とほぼ一致したが、鉛直成分については実測値より大幅に小さい結果となった。これは、鉛直成分のガスト応答解析において、空力アドミッタンス等の適切な評価が必要なることを示唆している。なお、ねじれ成分については、計算値、実測値とも微小であった。

④風向の変化に伴う水平変位応答は風洞試験結果とほぼ一致した。

(2) 変位計測手法の検討

自然風下における吊橋の不規則振動を加速度計による加速度記録を積分することにより、推定する手法の妥当性、信頼性を検証するために、大鳴門橋での実測記録より、加速度の積分による変位と非接触変位計による変位の比較検討を行った。その結果、以下の事が明らかとなった。

①加速度計の性質から生じる低周波域の加速度の大きな測定誤差が、周波数が小さくなるに従い積分変位の誤差を急速に増大させ、また、振動波形を全く異なったものとする。

②しかし、変位精度に影響する低周波数成分を除く事により、それよりも高周波成分の変動変位をある

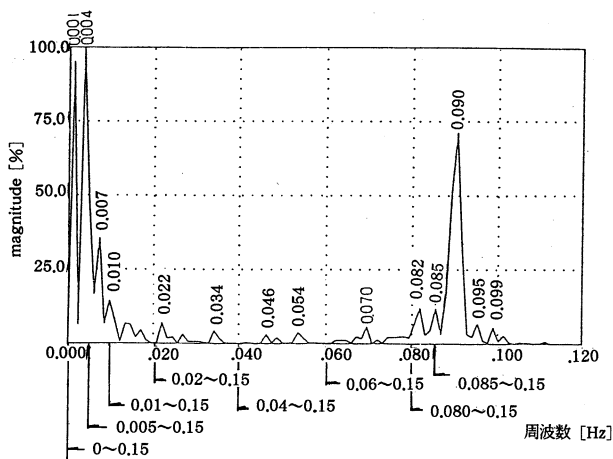


図-36 フーリエスペクトル (L/2水平、非接触変位)

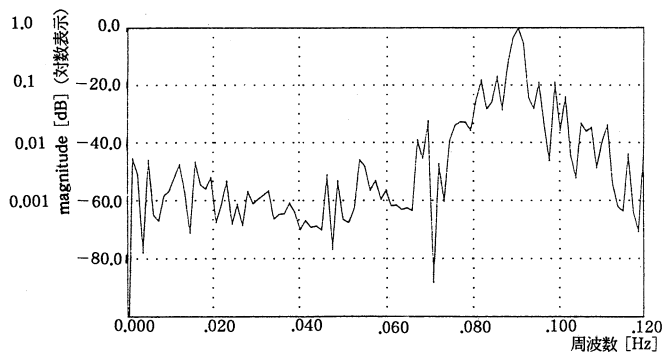


図-37 水平方向加速度のフーリエスペクトル

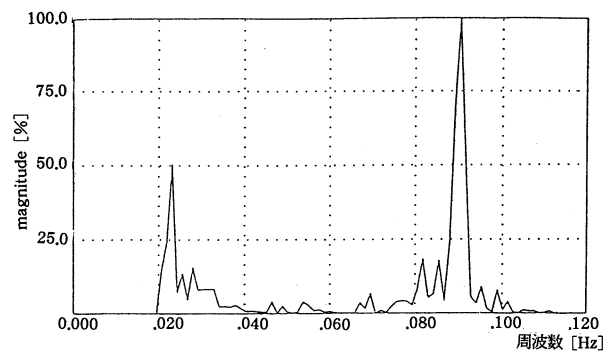


図-38 加速度積算分変位のフーリエスペクトル (0.02~0.15Hz)

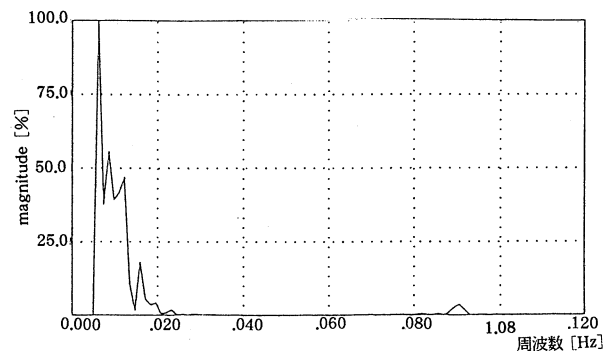


図-39 加速度積算分変位のフーリエスペクトル (0.005~0.15Hz)

誤差で推定することは可能と考えられる。

③今回の計測結果からは、0.04Hz以下の低周波成分を取り除くことにより、約10%の誤差で変動変位成分を求めることが出来る。

本報告は、吊橋の動態観測結果の第1報である。今後とも吊橋・斜張橋の強風下での動態観測を継続し、設計理論との比較を行う予定である。

最後に、種々のご指導をいただいた耐風委員会の委員各位、また、実際の計測等を担当した各位に謝意を表すものである。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説、1976年3月
- 2) 本州四国連絡橋公団・(株)本州四国連絡橋エンジニアリング：長大吊橋の強風下での挙動に関する検討報告書、1988年3月
- 3) 本州四国連絡橋公団・(株)本州四国連絡橋エンジニアリング：実橋振動特性の解析報告書、1989年3月
- 4) 土木学会本州四国連絡橋耐風研究小委員会：昭和62年度本州四国連絡橋公団委託、本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、1988年3月
- 5) 本州四国連絡橋公団・海洋架橋調査会：本州四国連絡橋の海洋架橋技術に関する調査研究・耐風委員会報告書、1989年3月

神戸側陸上部道路計画概要

Outline of the Northern Approach Road for Akashi Kaikyo Bridge

舞子工事事務所 所 長 蟹 沢 康 人

Yasuhito Kanisawa

舞子工事事務所 副 所 長 森 章

Akira Mori

1. 地域特性

明石海峡大橋の本州側取付部は、神戸市垂水区名谷から星陵台を経て舞子地区に至り、舞子海岸の埋立地で1Aアンカレイジに接続する約5kmである。周辺地域に大きく係わる明かり部を中心に各地区の特性を述べる。

(1) 名谷（みょうだに）地区

ここ十年ほどで様変わりしている、神戸市の開発した一大住宅地区「名谷ニュータウン」の南部、福田川下流に沿って元々「名谷」と呼ばれる集落が、周辺の都市化の傾向を受けて、都市計画道路沿いに徐々に開発されている。

本四道路の本州側の始点となる垂水ジャンクション（以

下「JCT」）は、この谷の西側に位置し、垂水ゴルフ場と隣接する未開発の丘陵に計画されている。この地区は、現在山林であるが、第一種住居専用地区に指定されている。また、JCTの予定地として神戸市で、開発を制限され、唯一の適地といえる。

ルートはこの山地から、福田中学校のグラウンド、垂水ゴルフ場、第二神明道路、神戸商科大学第2グラウンド、舞子墓園、北舞子市営住宅の下をトンネルで抜け、矢谷に至る。

(2) 矢谷地区

矢谷地区は、北舞子と舞子台にはさまれた、住宅地の中に位置する約8haの谷間で、未だ開発されずに残されている地区である。南側の舞子台の上を谷に沿って市道

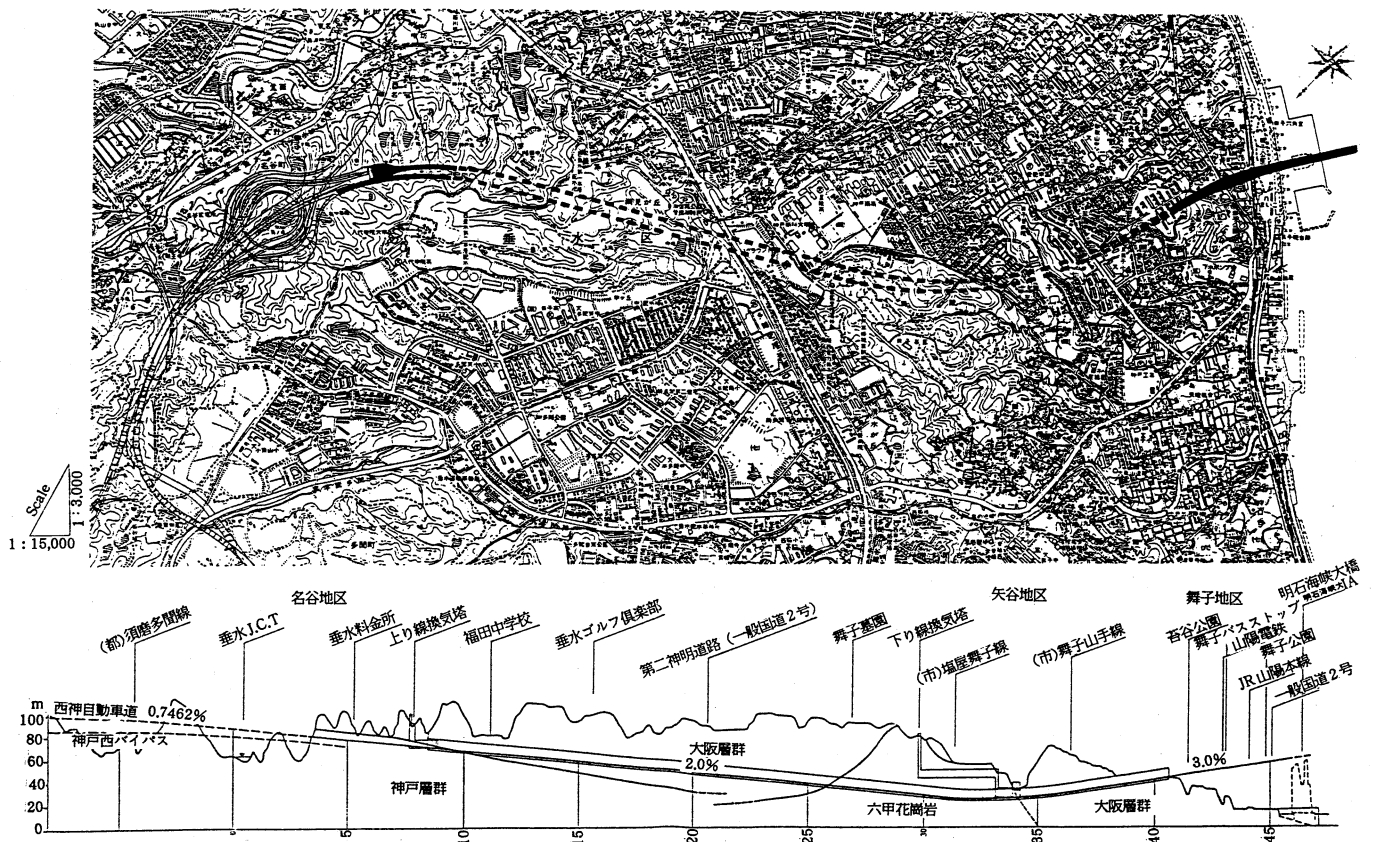


図-1 舞子工事事務所管内図

舞子山手線が整備されており、北側の北舞子地区には谷に平行して都市計画道路塩屋舞子線の改良整備が予定されている。ルートは矢谷を横断し、舞子台の住宅都市整備公団東舞子住宅の団地の下を抜け、灘神戸生協舞子店から舞子台4丁目へ入る。

(3) 舞子地区

舞子台と東舞子町は、昭和30年台に開発された良好な住宅地である。台地の上部には、集合住宅、公共公益施設（学校・病院・生協公園・幼稚園・修道院）があり、緩斜面・谷の沖積地は眺望の良い良好・高密な住宅地となっている。また山陽電鉄とJR西日本の山陽本線にはさまれた東舞子町は古くから小売店舗を中心とする商圈が形成されている。JRの南側は一般国道2号をはさんで、兵庫県立の舞子公園を経て舞子の海岸に至る。この海岸を埋立て、明石海峡大橋の1Aアンカレイジが建設されている。

2. 事業経緯

(1) 着工凍結と明石架橋対策協議会（明対協）の発足

明石海峡大橋の架橋構想は、当時内務省神戸土木出張所長であった原口忠次郎氏（故人、のちの神戸市長、本四公団顧問）が昭和15年に発案されているが、その後の長い経過を経て、昭和45年本四公団が設立され、昭和48年、本四架橋3ルートの工事実施計画が認可された。

この時神戸側陸上部については、他の地域と異なり、非常に都市化が進んでいるため、都市施設との計画調整が必要との理由により、明石海峡大橋以北については工事実施計画は未申請のままであった。

折からの石油ショックによる総需要抑制策によって、着工は延期となったが、舞子公園沖での海底ボーリング調査が開始され、地元住民の不安と関心がにわかに高まり、「明石架橋から市民生活を守る会」が結成された。また、神戸市としても、垂水区の婦人市政懇談会において架橋問題が大きく取り上げられ、宮崎神戸市長から架橋問題について住民と市が話し合うための場として、「明石架橋対策協議会」（以下、「明対協」）を発足させる旨の提案があり、公団と県も関係者として出席し、架橋に係わる諸問題を協議することとなった。（昭和49年8月）しかしながら、この後本四架橋は、「1ルート4橋」体制に入り、事業者としても着工の時期を明確にできない、期間が続くこととなった。

(2) 道路単独橋問題

神戸・鳴門ルートは、当初、道路と鉄道の併用ルートとして計画されており、基本計画では、道路は6車線、鉄道は新幹線規格複線が予定されていた。しかし、その後の社会情勢の変化、日本国有鉄道の財政事情等により、明石海峡大橋について道路単独橋としての可能性を検討するよう建設省より公団に指示がなされた。（昭和56年6月）

公団では、技術調査及び採算性等の経済調査を行ない、

昭和60年4月、「道路単独橋としても建設可能」との調査結果を発表した。

昭和60年6月、大鳴門橋が完成し、近畿圏と四国を直接結ぶルートとして、明石海峡大橋の必要性が一段と認識されることとなった。

昭和60年8月、国土庁・運輸省・建設省の三省庁は、同橋を道路単独橋とする方針を決定し、本州と淡路島間の鉄道計画については、別途検討されることになった。

(3) 明石海峡大橋の事業化

本四架橋の「1ルート4橋」からの脱皮は、昭和48年の総需要抑制策の制約に加えて、昭和56年から58年にかけての臨時行政調査会（臨調）において、「本四連絡橋の当面の建設対象は1ルート4橋に限定する」こととされることにより、財政再建期間の中、着実な事業執行が図られたが、反面新規事業の展開については制約された。

前者は、1ルート3橋から1ルート4橋への転換（伯方・大島大橋の凍結解除）の時に三省庁（前者と同じ）大臣協議による新規事業化の実績があったが、後者は、財政再建時代（ゼロシーリング期）における瀬戸大橋建設予算の確保の担保として位置づけられるものであり、その解除については前例の無いものだった。

昭和60年7月、折から臨時行政改革推進審議会（行革審）は、「昭和61年度予算に向けた行財政改革に関する意見」の中で、「いわゆる大型プロジェクトについては、国の負担を軽減し、民間活力の活用を図るための方策を今後十分検討する」と答申した。

本四事業は元々、縁故債等民間資金を十分に活用してすすめられているが、明石海峡大橋については、これを受けてさらに検討され、縁故債の拡充と、低利縁故債の導入によって、一層の国費の低減を図ることとした。

これにより、昭和60年12月27日、三省庁大臣協議により、事業化が決定され、昭和61年度予算において、50億円の建設費が認められた。

(4) ルート発表と起工式

道路単独橋の方針決定から事業化へと、急展開の中、昭和61年度早々に起工式を取り行なうことが決定された。また、神戸側陸上部の土地利用状況から、都市施設との計画調整を図るため、本四道路としては初めて、都市計画決定されることとなり、その中で地域住民のコンセンサスを求めることとした。

昭和61年4月8日、第18回明石海峡架橋対策協議会が舞子ビラで開催され、①神戸側陸上部のルート、②神戸側陸上部の環境に与える影響、③事業実施の手順について、説明を行なった。

昭和61年4月26日、事業化が認められた大きな節目として、明石海峡大橋の起工式が、取り行なわれた。

その後、精力的に地元説明会、都市計画決定原案及びその環境影響評価について、兵庫県・神戸市と強力に協議が進められ、徐々に関係者の理解が深まってきたが、一気に都市計画決定に至るには、種々の問題が残されていた。

(5) 舞子地区地元要望と沿道整備構想

本道路が人工稠密な舞子地区の住宅地を横断することについて、地元自治体や住民から次のような要望が出された。

- ①十分な環境対策（トンネルの延伸、またはシェルター化等）
- ②地域分断の解消
- ③バスのストップの利便性向上
- ④支障家屋の減少化（縦断変更によるトンネル化）

当地区は良好な住宅地であり、このような地区に新設の大容量幹線道路が計画されることは稀であり、環境対策等についても、単に道路側の対応だけでは不十分であった。このため各種事業を含めた沿道の整備が必要であると考えられた。

昭和61年4月以降、本四公団、兵庫県、神戸市は、協議を重ね、62年1月16日、本四道路の構造の改良及び沿道緑地計画などからなる「本州四国連絡道路沿道整備構想」を発表した。この構想の主な内容は次のとおりである。

- ①本州四国連絡道路の構造改良
 - (a) 舞子トンネルの南への延伸

地域分断を避け、上部を公園として利用することにより、東西からの苔谷公園利用を可能とするため、トンネルをボックス化し、約230m延伸する。

(b) バスストップの位置変更

JR 舞子駅、山陽電鉄舞子公園駅との乗り継ぎを容易にするため、約230m 南へ位置を移動させる。

(c) 遮音対策の強化

(d) 環境施設帯の整備

②沿道整備構想

(a) 都市計画道路舞子駅高広線の整備

(b) 公園の拡大（苔谷公園等）

(c) 緑地帯の確保

(d) 埋立地の完成後の公園的利用

(e) 駅周辺地域の整備

(6) 都市計画決定

この整備構想に対し、地元からは、更にシェルター化等の環境対策の要望が出され、公団と地元との折衝が続けられた。

昭和62年9月、公団は、特別に明るい海上部から下り勾配でトンネルに入っていくため、交通安全対策上の施設として坑口の南側約200mにわたって遮光施設を設置

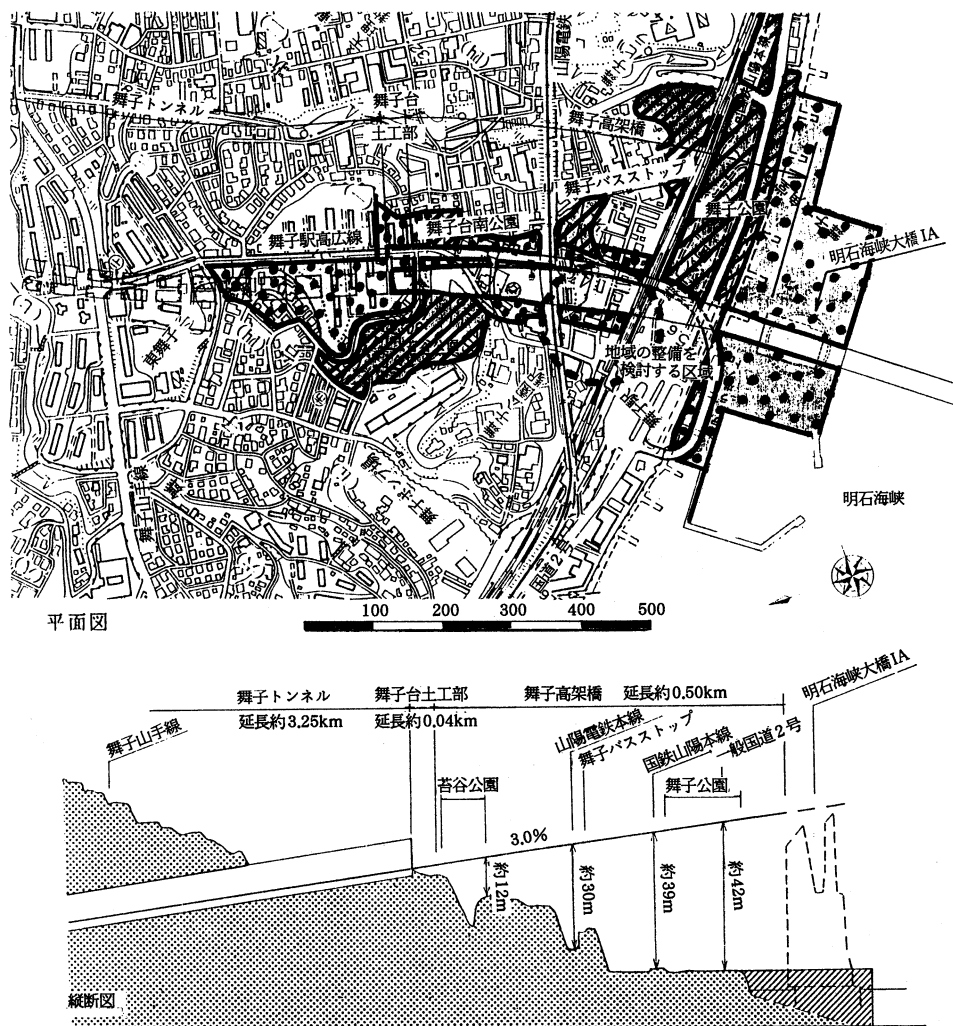


図-2 本州四国連絡橋道路沿道整備構想

することを発表した。これによって、同時に道路交通騒音の低減にも効果が期待されることから、地元側の理解が得られ、神戸市・兵庫県は都市計画決定の手続きに入り、昭和63年2月5日、都市計画決定の告示がなされた。

(7) 垂水JCTとロードパーク構想

①垂水JCT接続道路計画

本事業が計画されている神戸西部地域は、東西交通の要衝として発達したところで、我が国の国土軸を形成している重要な位置である。

現在、山陽、九州地域と、京阪神地域を結ぶ重要な幹線道路としては、一般国道2号、中国自動車道が整備されており、山陽自動車道も計画、整備中である。しかし、一般国道2号及びそのバイパスである第二神明道路は、増大する交通量に対応しきれず、随所で交通渋滞が生じている。今後は、明石海峡大橋による四国との接続により、さらに自動車交通の増大が予測される。

このため、国土開発幹線自動車道である山陽自動車道と臨海部を結ぶ、長距離交通の分離を行なうとともに、臨海部の交通混雑の緩和を図ることが必要である。

このような状況をふまえ、山陽自動車道と結ぶ西神自動車道、及び第二神明道路のバイパス機能をもたせる神戸市道高速道路湾岸線及び神戸西バイパスと、本四道路とを接続することにより、神戸西部地域の広域幹線道路網を形成して、交通を円滑に処理するとともに、周辺地域の地域整備に寄与させることとしたもの

である。

この道路網計画についても、本四道路とあわせて、昭和63年2月5日都市計画決定された。

②事業主体と施工者

関連道路の事業主体は下記の通り、

- ・神戸西バイパス（一般国道2号）：JCT付近は建設省直轄施工、路線の一部を日本道路公団施行（L=12.5km、内道公=4.8km）
- ・神戸市道高速道路湾岸線：阪神高速道路公団施行（L=1.8km）（大阪湾岸道路七期）
- ・西神自動車道：事業主体未定、当面建設省直轄施行（L=18.5km）

なお、建設省直轄施行については、近畿地方建設局阪神国道工事事務所が担当する。

このような条件の基で、円滑な事業の遂行を図るため、建設省近畿地方建設局、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団第一建設局、神戸市は施行区分、費用負担等について協議を行ない、相互の協力の元で、垂水JCT合併事業については、建設省近畿地方建設局が一括して施行を行なうこととした。

③地元状況と名谷地区地域整備委員会

JCTは元々垂水ゴルフ場周辺で検討されてきたが、最終的にはゴルフ場北東側の未開発の混交樹林の丘陵地に計画された。この丘陵地からやや距離をおいた東西の地域には、住宅地が近年開発されてきている。なお

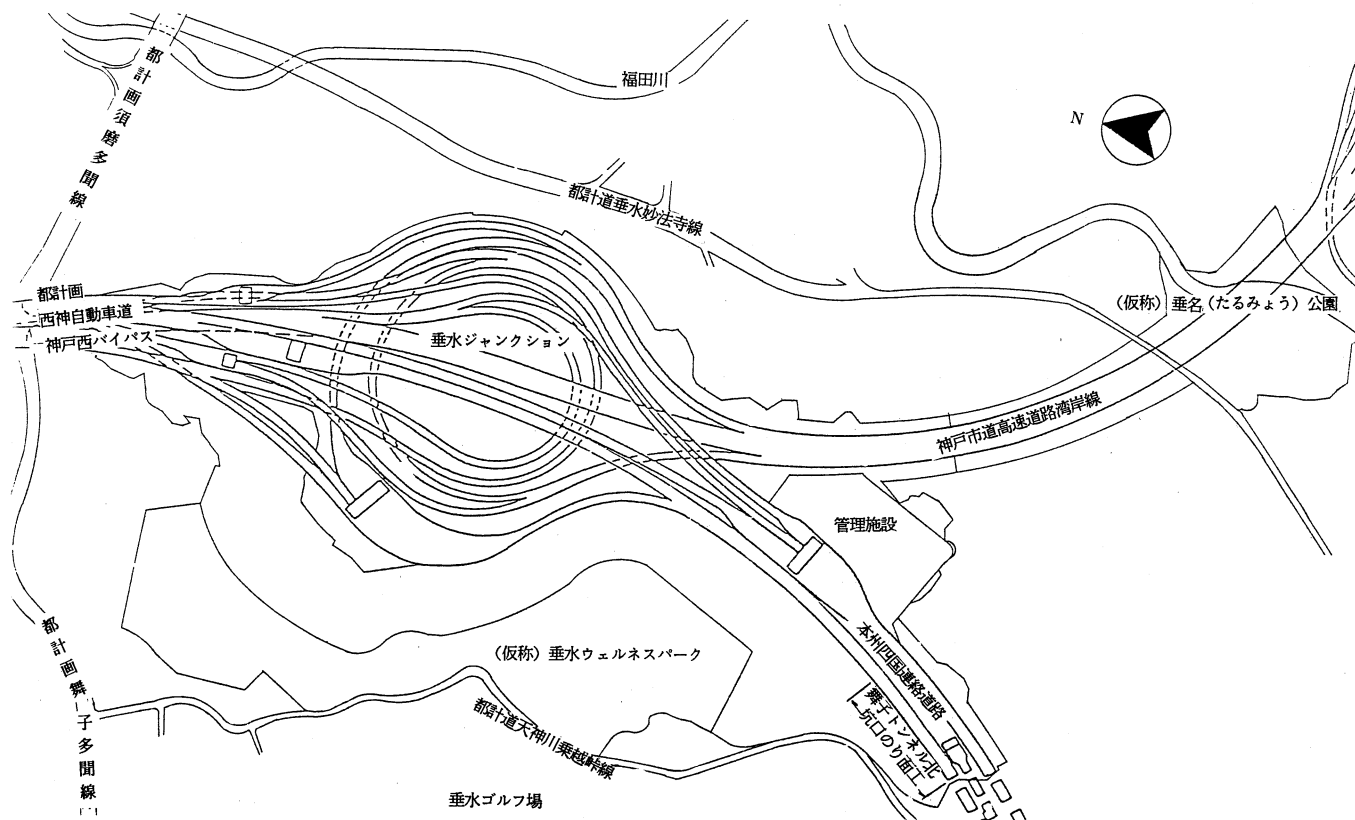


図-3 垂水ジャンクション概要図

JCT 予定地自身も第一種住居専用地域に指定されていたが、神戸市の配慮により、未開発状態に保たれてきた。

昭和61年9月に明石海峡大橋関連道路のルート発表以来、名谷地区の地元住民は、大規模な垂水JCTや高架橋の建設が沿道環境に対し、大きな影響を与えることになると危惧しており、地元説明会での意見や陳情書、要望書を通じて、事業者は沿道環境の保全に万全の対策を講じるよう求められた。

また、都市計画決定に際しては、こうした要望等をふまえ、都市計画決定権者の意見として、地域の生活利便の向上、道路沿道環境の向上に資するため、地元地方公共団体及び事業者等の関係機関並びに地域関係者と協議の上、沿道緑地、公園、再開発等を含めた総合的な地域整備が必要であるとしている。

以上のような経緯を経て、名谷地区の地域整備について、神戸市と名谷地区の地域住民との間で「名谷地区地域整備委員会」を、また行政側の組織として、道路事業者である、建設省、日本道路公団、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団と、地元自治体である県、市とで、「神戸西部地域広域幹線道路事業連絡会議」が設けられ、道路の沿道環境を保全するとともに、地域整備の核を形成するための有効な手法として、「ロードパーク事業」を導入することにした。

④ ロードパーク事業

大規模な幹線道路の周辺地域においては、良好な生活環境を保全するため、近年、環境施設帯や緩衝緑地帯等の整備が強くなっているが、これまで道路サイドで整備が出来るのは、環境施設帯としての10～20mの範囲内が最大であった。一方、公園サイドの整備にあっても財政上の制約もあり、緩衝緑地帯等を他の都市公園に優先して整備することは困難な状況にある。このため、幹線道路の環境施設帯と公園（緑地）の一体的な整備ができる新しい事業制度として、昭和63年度にロードパーク事業が創設された。また、道路開発資金の導入も計画されている。

名谷ロードパーク事業は、約25haの規模を有し、次の二カ所の公園で構成されており、平成元年4月14日発表された。

(a) (仮称) 垂名(たるみょう)公園 [高架橋周辺]

高架で通過する神戸市湾岸道路神戸線(大阪湾岸道路七期)の道路用地を積極的に活用し、路下と一体となる公園整備を行ない、沿道地域の利用に供するとともに、環境対策に資するものである。

(b) (仮称) 垂水ウェルネスパーク [垂水JCT周辺]

垂水ゴルフ場等の周辺部にある大規模な緑地と連担させ、垂水区を含む神戸市西部地域の総合公園として、健康運動の場を供するとともに、垂水JCT周辺の住宅環境の保全を図るものである。

本四事業として直接関与するのは、(仮称) 垂水

ウェルネスパークで、道路建設で発生する残土の処分地としても有効に活用できる。

3. 道路計画の推移

(1) 垂水JCT構造

垂水JCTは、タービン型+ハーフY型と呼ばれる複雑な構造をしている。タービン型は三郷インターチェンジでの例があるが、垂水JCTでは事業主体の異なる有料四路線へのフルサービスとし、各ランプに料金所を配置するとともに、本四道路からの地域道路へのインターチェンジ機能をあわせ持ち、道路の交差角が鋭角で、かつゴルフ場に抵触しないよう非常に限られた区域で処理しているため、特に複雑な構造となっている。

垂水JCTも当初は、変則的なクローバ型と4つのY型の組み合わせ等で計画されていたが、現在の計画は図-3に示す通りであり、交通および維持の管理体系、料金徴収体系も複雑なため、それぞれの事業者間での調整を行っている。

(2) 舞子トンネル北坑口のり面工

設計速度100km/時、片側3車線の大断面トンネルから複雑な構造をした垂水JCTへの入り口となる北坑口は、交通管理上からも分岐ノーズ点よりある程度の距離を置いて設ける必要があるため、現設計では最小限、約500mを確保することとして計画している。このため、垂水ゴルフ場とその外縁を走る都計道天神川乗越峠線に沿った部分では、本四道路構造をトンネルとすることができず、切土構造とする必要があるため、本四道路とその切土上の高低差が、53mに達し、最大8段の長大のり面が必要となる。また、垂水ゴルフ場(正式には「垂水ゴルフ倶楽部」)は大正9年に開場された、我が国で二番目に古いといわれるゴルフ場で、周辺は宅地開発され、コースの変更は許されない状況にある。さらに天神川乗越峠線の下には、φ1000mmの埋設送水管が布設されており、この移設は非常に広範囲な住宅地区へ影響を及ぼすため、容易ではない。なお、同道路と本四道路の最近接部には水道施設の奥垂水配水場サージタンク等があるが、これについては移設の困難がさほどでもないことから、移すことを前提として検討を進めている。このような条件でのり面を計画した場合、下3段で1:0.5、上5段で1:1.0のり勾配が必要となるが、地質は高位段丘層、大阪層群の砂礫層が広く分布し、所々砂層、および粘土層を介在し、ほぼ道路面付近で神戸層群が顔を出しており、さらに、現況を見ても地滑り地形の特徴を有し、周辺に「滑(なめら)」と呼ばれる地名があるなど、のり面の安定に十分配慮する必要がある。

このため、学識経験者による「舞子トンネル北坑口のり面安定工技術検討委員会」(委員長 神戸大学 桜井教授)を設けて検討している。

(3) 舞子トンネル

舞子工事事務所の管轄区間は、約4.3kmであるが、うち約3.3kmが舞子トンネルである。

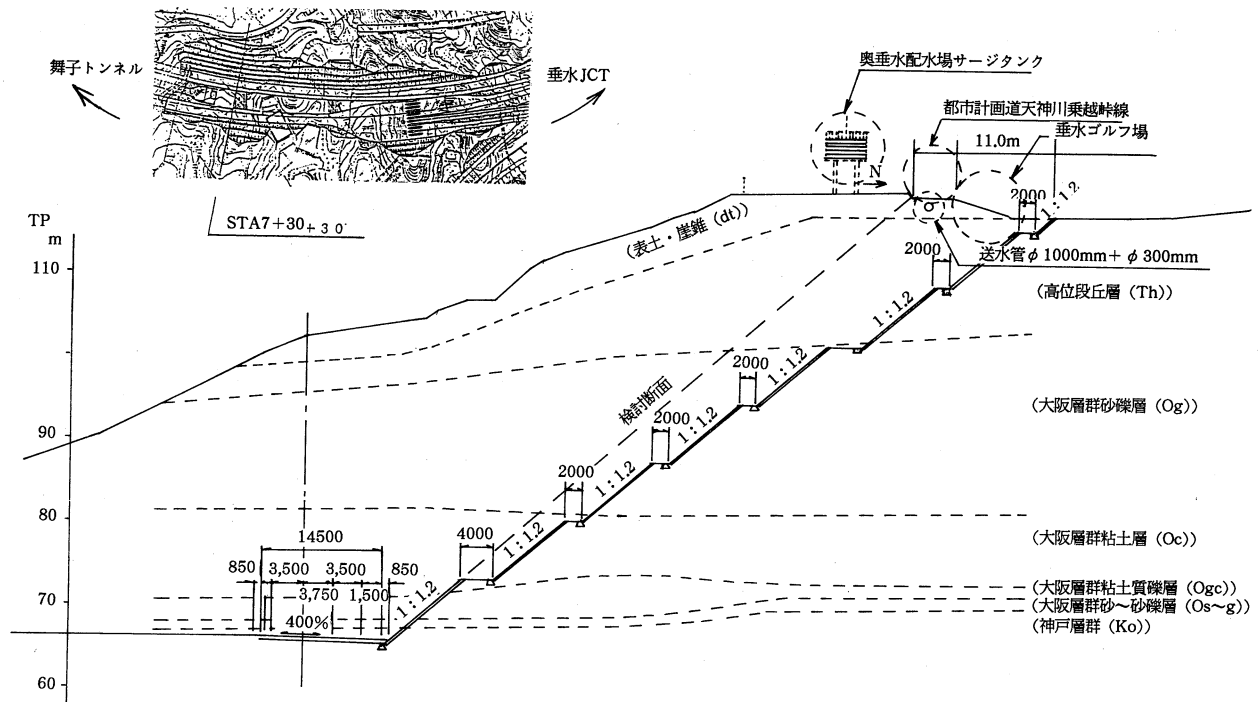


図-4 舞子トンネル北坑口のり面工

舞子トンネルは、土被りが浅く、全長の2/3の区間にわたって、未固結砂礫層である大阪層群を掘削する三車線2本の併設トンネルである。このトンネルは住宅地の中に計画されている上、縦断勾配が2～3%と急になっているため、所要換気量が大きくなる一方、トンネル換気の排出位置選定等についても制約を受けている。

このような厳しい自然条件、社会条件の制約の中で建設される舞子トンネルの技術的問題点を検討するため、昭和61年度から海洋架橋調査会に「舞子トンネル委員会」(委員長 前東京都交通局建設本部 三好本部長)が設置され、設計・施工、及び換気・防災について、審議を行なっている。

現在は、未固結砂礫層の性状、特に地下水面下での切羽の安定、地上面へのトンネル掘削の影響を確認するため、舞子工事事務所に隣接する約30mの立坑から、約260mの試験坑(縦断勾配12%、掘削幅9m、高さ7m)を施工中である。

また、舞子墓園から北舞子の矢谷までの間の地質は、花こう岩で、特に北舞子の市営住宅の下は一軸圧縮強度2300kgf/cm²のBクラスの硬岩が予想され、住宅地直下(土被り約15m)の硬岩掘削が課題の一つとなっている。

さらに、名谷側では土被り約5mの福田中学校のグラウンド下、舞子台側では上下線が近接しメガネ断面となる、土被り約10m程度の灘神戸生協や、財務局の合同宿舍下の特殊掘削区間が課題である。

(4) 矢谷残土処理地

舞子トンネルからは、約85万m³の残土が発生するが、その処理地として北舞子住宅と舞子台に挟まれて、舞子トンネルが通過する地域の中では最も地盤高さが低い矢谷が候補地となっている。ここは90万m³の捨土が可能な未開発地で、トンネル導坑等を利用すれば、周辺住宅地の中をズリ処理のダンプトラックが走ることなく、工事の影響を極力押さえることが可能となる。

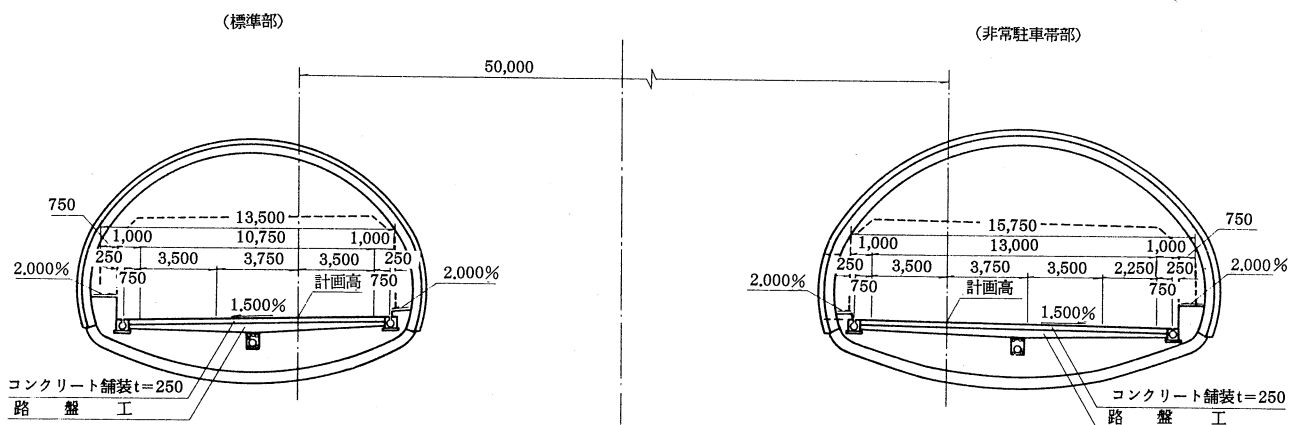


図-5 舞子トンネル横断面

また、矢谷は舞子トンネルの下り線の地下換気所が計画されており、市営住宅の移転予定地を利用して舞子墓園まで換気ダクトが計画されている。

(5) 舞子台明かり区間

舞子台の明かり区間は、本ルート上最も道路施設と住環境が密接に係わる区域であり、都市計画決定に際しても、「1.(5) 舞子地区地元要望と沿道整備構想」で述べたように、本四事業にあわせて都市施設の充実が同時に図られている。これらの事業に関し、沿道地域における生活環境の保全及び整備について、神戸市と公団は相互に協力して、事業を遂行している。

①覆工公園

舞子台四丁目の一戸建て住宅地区から台地上の三菱重工松ヶ丘社宅の跡地に六車線の明かり巻トンネルを設け、上を覆土によって覆い、工事完了後は苔谷公園の一部として利用することになっている。

②舞子高架橋

舞子高架橋は、苔谷公園の谷部を越えて、修道院（愛徳姉妹会）、幼稚園（マリアの園）、山陽電鉄、東舞子町住宅地、JR山陽本線、県立舞子公園、一般国道2号を全て跨いで明石海峡大橋の1Aアンカレイジに至る高架橋で、橋長約500m、最大スパン約70mのPC連続ラーメン箱桁橋として、計画中である。なお、本橋は明石海峡大橋の神戸側取付部であり、周辺住環境だけでなく、観光的な面からも、景観に配慮する必要がある。景観委員会の審議対象となっている。

都市計画決定協議において、バスストップが本高架橋の山陽電鉄交差部付近に移されたため、標準部での幅員は31mであるが、最大の箇所では55mとなっている。

また、2.(6)で触れた、交通安全対策としての遮光施設をトンネルから山陽電鉄の交差位置まで、設置する計画としている。

なお、施工については、住宅地内での工事という面からも、住環境への影響を極力おさえた工法の検討を進めている。

③都市計画道路舞子駅高広線

本四道路に沿って市道舞子山手線から一般国道2号まで、南北方向の交通の利便性向上を目的として、神戸市により整備されることとなった生活道路であり、工事中には進入路として本四事業としても利用を図るべく神戸市と調整中である。

④舞子駅前再開発

山陽電鉄とJR山陽本線、本四道路に囲まれた舞子駅周辺地域は、再開発手法を導入して公共ターミナル施設の整備、商業機能の拡充、住環境の改善等を図るべく地域関係者とともに神戸市で検討されている。当公団としては、道路施設の設計上これらの計画に十分配慮した設計を行なうとともに、高架下利用や、再開発への係わり方等についても、今後十分検討し、調整を図るべき課題と考えている。

4. 現況と今後の展開

現在は、舞子台明かり区間の測量立ち入りを終え、代替地の提示、家屋調査等、戸別交渉に入っている。しかし主な代替地として計画している神戸高専の移転が、平成2年度になるため、三菱社宅・修道院・幼稚園・住宅の大半についても、その後の移転とならざるを得ない。

矢谷では本線部の測量、境界立会を先行しているが、土捨場についても地権者と交渉に入っており、平成3年度内には導坑を到達させる予定である。これに先立って、地下換気所・工所用進入路等の準備工事に着手する必要がある。

事務所に隣接する試験坑については、やはり平成2年度移転予定の神戸商大の第2グラウンドに向けて逆方向に延伸し、ここを作業ヤードとして、本坑まで掘進し、さらに矢谷へ導坑として掘り進む計画である。

名谷地区は測量を実施しているところである。現地への進入は垂水JCTの工所用道路を利用して入ることになるため、まだ、しばらくかかるものと考えている。

明石海峡大橋 2P・3P 鋼ケーソン設置

Setting Work for 2P and 3P Caisson of Akashi Kaikyo Bridge

垂水工事事務所 第二工事長代理 高塚 正修

Masanobu Takatsuka

垂水工事事務所 第三工事長代理 佐々木 雅敏

Masatoshi Sasaki

垂水工事事務所 第三工事長付 北口 雅章

Masaaki Kitaguchi

1. まえがき

明石海峡大橋の主塔基礎 2P・3P は、大水深、強潮流下の海中基礎である。これらの施工は、厳しい自然条件下での施工となるため長年にわたる調査、研究の結果設置ケーソン工法により行うこととした。

2P・3P 鋼ケーソンは、南北備讃瀬戸大橋等の鋼ケーソンと同様の二重壁を持った構造であるが、耐震性、耐潮流性等から円筒形となっている。また鋼ケーソンには、係留システム、沈設システム、作業管理システムを装備する艀装架台を搭載している。

本文は、過日現地海域に曳航・沈設された 2P・3P 鋼ケーソンの設置の概要について述べるものである。

2. 工事概要

2.1 工事概要

2P・3P 鋼ケーソンは、それぞれの工場で製作し、艀装架台搭載後曳航され、小豆島の仮泊地に係留された。仮泊地で総合試運転及び習熟訓練を 2P 約 2 ヶ月、3P 約 1 ヶ月実施し、鋼ケーソンに艀装した各設備が沈設作業に問題がないことを確認し、各機器の操作に習熟した後、明石海峡に向け曳航を開始した。鋼ケーソンは、2P：神戸沖、3P：淡路島東岸沖で潮待ちを行った後、工事海域に曳航・設置された。図-1 に鋼ケーソン沈設のフローを示す。鋼ケーソンの係留・沈設はそれぞれ日最大風速が 5kt、4kt 以下の日に行うものとした。表-1 に係留・沈設の気象・海象条件を示す。

明石海峡大橋主塔基礎は設置ケーソン工法で施工されるため現場海域では、鋼ケーソンの製作と並行して昭和 63 年 5 月より大型グラブ船による支持地盤までの海底掘削を行った。

2.2 鋼ケーソン概要

鋼ケーソンの寸法は、2P：直径 80m×高さ 65m 本体鋼重約 15,300ton、3P：直径 78m×高さ 62m 本体鋼重

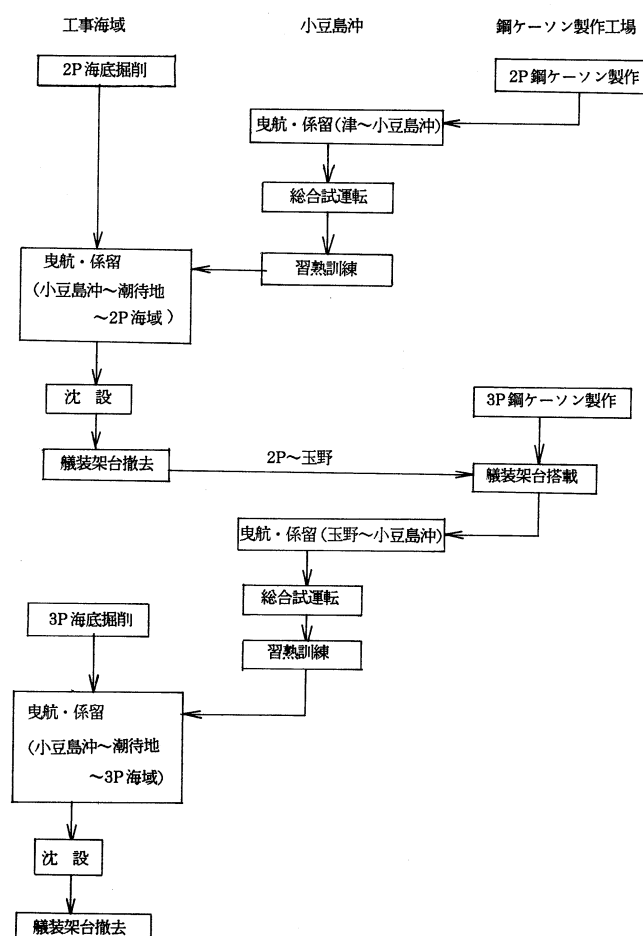


図-1 鋼ケーソン沈設フロー

表-1 鋼ケーソン係留・沈設気象海象現条件

施工段階	施工条件	潮流速 V (m/s)	基本風速 V ₁₀ (m/s)	有義波高 H _{1/3} (m/s)	周期 T _{1/3} (s)	吃水 (m)
係留	Ⅳ	2.5	10	1.0	3.8	10
係留 (非常時)	Ⅲ	2.5	20	2.4	5.4	10
沈設	Ⅳ	2.0	10	1.0	3.8	60
位置決め	Ⅳ	1.0	10	1.0	3.8	60

約 14,000ton である。(図-2)

ケーソンには、係留・沈設用の設備として係留システム、沈設システム、作業管理システムの 3 つのシステムが艀装されており、これらは一括架設・撤去できるよう

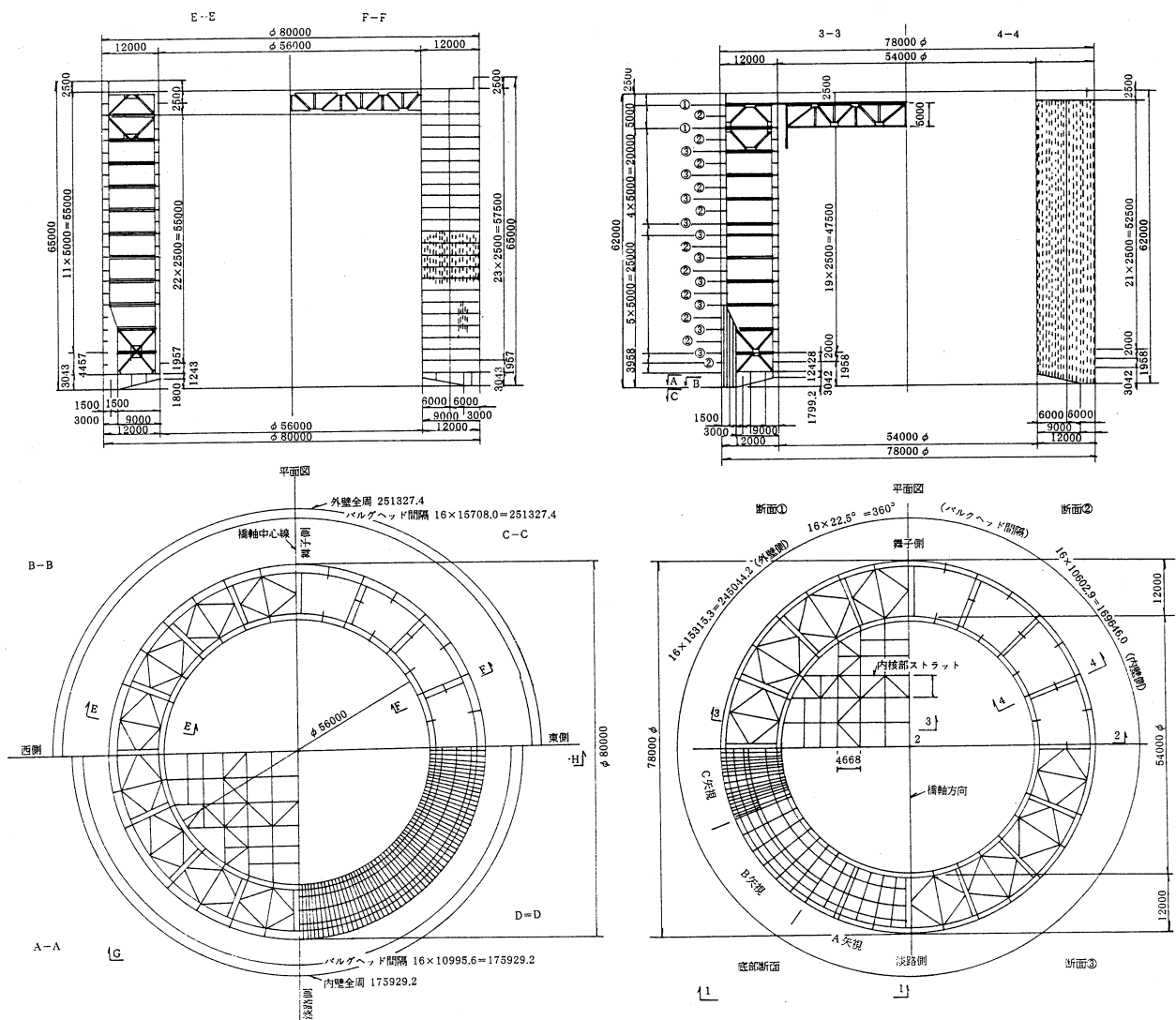


図-2 2P・3P鋼ケーソン一般図

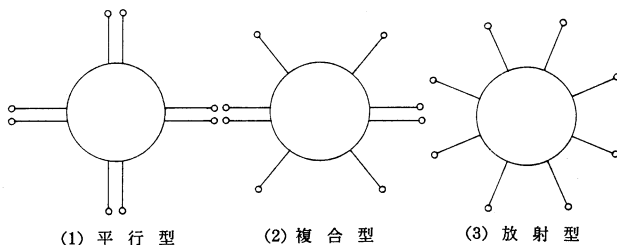


図-3 鋼ケーソン索配置図

に艀装架台(φ59m、重量約1,000ton)と呼ばれる架台に搭載されている。

(1) 係留システム

係留・沈設作業は、強潮流、大水深という厳しい海象条件での施工となるため、これらの作業を昼間の短い潮止り時に実施しなければならない。このため係留は、施工性を良くし、設置精度を上げるため係留点をできるだけ少なくする事が必要となることから、ワイヤーロープによる8点係留とした。索配置については、図-3に示す方法が考えられる。鋼ケーソン位置決めは平行型が有利であり、索張力からは複合型が有利となる。しかし、今

回の鋼ケーソンは円筒型であるため鋼ケーソンの位置決めは中心一点を合わせればよく回転をコントロールする必要はないため索配置は複合型を採用した。

以上の事より、係留は、φ120mmのワイヤーによる8点係留方法により沈設作業を行う事とした。この時の索張力は最大巻入時400ton(耐力1000ton)となった。(3P係留・沈設時)

係留・位置決め用いるウインチは、20ton×30m/分にはドラムで巻き込み、400ton×2m/分にはグリッパード引き込みリニアウインチを採用した。

また、係留は潮流条件の厳しい明石海峡での作業となるため、短時間で終了させなければならない。特に今回係留に使用するワイヤーは120mmでこれまでこのワイヤーを使用した係留は経験がなかった。このため鋼ケーソン係留を確実に短時間でを行うためにクイックジョイントを開発した。

(2) 沈設システム

沈設システムは、①注水システム、②予備注水システム、③排水・再浮上システムの3つの注水システムで構成されている。表-2に沈設用機器の主要目を示す。

① 注水システム

鋼ケーソン沈設は、最も安全・確実な全タンク（16区画）ポンプ注水により行う事とした。このため、二重壁部の各区画に2台ずつ合計32台の注水ポンプを配置し、吃水8mから60m（57m）まで2回（1回）のバルブ切替により沈設する。（（）は3P）平均沈下速度は約10m/hで沈設は2日に分け合計6時間で完了できる能力の注水ポンプを選定した。

② 予備注水システム

32台の注水ポンプが最大2台まで故障しても計画通り沈設できるシステムである。どの区画の注水ポンプが故障しても対応出来るよう艀装架台外周にリング状に配管を行い各区画に注水バルブを設置した。

③ 排水・再浮上システム

ケーソンの着底に不具合が生じた場合、再浮上するためと、総合試運転・習熟訓練等の沈設試験時の排水及び雨水の排水のためのシステムである。能力は吃水60mから1時間1mの速度でケーソンが浮上出来る能力とした。

（3）作業管理システム

作業管理システムは、作業指揮者が、リアルタイムでケーソンの状態を把握するためのもので、平面位置、吃水、着底までの距離、傾き、潮流速等の情報を処理し、CRTディスプレイに表示するものである。今回鋼ケーソンが円筒形であること及び潮流の速い明石海峡での作業である事よりDルートにおける鋼ケーソン沈設には使用されていない方位計及び潮流計も設置している。表-3にディスプレイに表示される情報を示す。

鋼ケーソンの位置決め測量は、表-4に示す2つのシステムで行う。作業管理システムに入力される測量結果は、メインシステムの場合はテレメーターにより入力されバックアップシステムの測量結果は無線により鋼ケーソン上のオペレーターに連絡されキーボードより入力される。

メインシステムは、三辺測量法により鋼ケーソン中心位置を求める方法である。図-4（1）に示す2基準点にトータルステーションを据え、鋼ケーソン中心に設置したミラーを視準し距離、水平角、仰角を測量しコンピューターで計算処理した後CRTに表示する。鋼ケーソンの位置管理は、鋼ケーソン下面で行うため、測量で求めた上面の平面位置を傾斜計データを用いて下面位置に修正す

表-2 沈設用機器の主要目

艀装品	注水装置	予備注水装置	排水/再浮上装置
水中ポンプ	20m×10 m ³ /min×32台 (2台/タンク)	30m×10 m ³ /min×2台	30m×3 m ³ /min×16台 (1台/タンク)
電動機	55KW	75KW	30KW
配管	300ASGP (318.5φ×6.9t) 32系統	300ASGP 立上り:2系統 リングメイン:1系統 枝管:16系統	150ASGP (165.2φ×5.0t) 排水:16系統 再浮上:16系統
パタフライ弁	5K-300×64ケ (2ケ/系統)	5K-300×16ケ (1ケ/系統)	5K-150×32ケ (1ケ/系統)
その他	-	スイング逆止弁 5K-300×2ケ (1ケ/系統)	フート弁/ストレーナー 16ケ (排水1ケ/系統)

表-3 ディスプレイ表示情報一覧

機能	項目	内容
モ	平面位置の管理	陸上の2点にトータルステーションを各1台設置し、2距離と1迎角（高さ補正用）をテレメータ受信し、3辺測量の原理によりケーソンの平面位置を算出し、目標位置とのズレを把握する。
	鉛直位置の管理	水深計4台、吃水計1台にて沈下量を把握する。
ニ	傾斜の管理	ケーソンの直交2軸上に傾斜計を各1台設置し、ケーソンの傾斜
	方位の管理	方位計により、ケーソンの向き（鉛直軸まわり）を把握する。
タ	ウインチの管理 （張力管理）	張力計、索長計により、係留索の張力、索長（操作量）を把握する。また、ウインチの作動状態（巻込/繰出/停止/異常）を表示す
	ポンプの管理 （注水管理）	水位計により、二重壁部全16区画の水位を把握する。また、ポンプの作動状態（ON/OFF/異常）を表示する。
機	潮流の監視	潮流速計により、深さ方向3点の流速・流向を監視する。
	沈下時間管理	沈下量、潮流速、潮位の時間的変化を計画値と実績値と並べて表示し、沈設、着底のタイムスケジュール管理に利用する。
能	計測データの記録	計測データを記録し、必要に応じて再生する。
	別系統測量結果の処理	別系統の測量結果をキーボード入力し、現在位置を算出する。
その他		

表-4 鋼ケーソン位置決めシステム

システム	測量方法	使用機械
メインシステム	三辺測量方法	トータルステーション
バックアップシステム	I 前方交会法	Tランシット
	II 測距、測角法	トータルステーション

る。また、鋼ケーソンの回転は方位計で計測し鋼ケーソン高さは水深計・吃水計および仰角の測定により計算する。

バックアップシステムは、メインシステムのチェックおよび故障時のバックアップを目的として設置した。バックアップ測量は、前方交会法と測角測距離法の2種類で行う。

a. 前方交会法

図-4（2）に示すように4基準点にトランシットをセットし、鋼ケーソン上にあらかじめ設置した基準点（A、

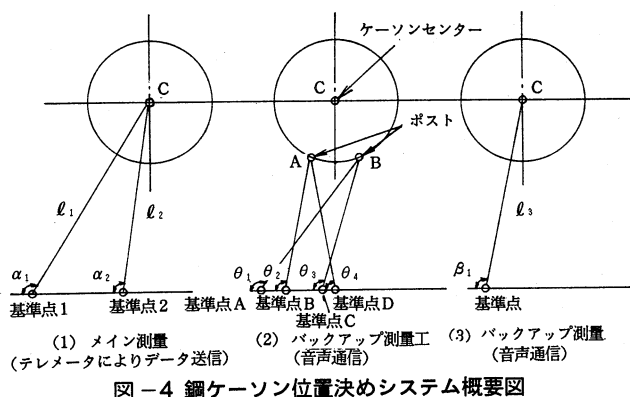


図-4 鋼ケーソン位置決めシステム概要図

B) を視準し、 $\theta_1 \sim \theta_4$ を測量し鋼ケーソンの平面位置を求める。

b. 測角測距法

図-4 (3) に示す橋軸線上に設置した基準点にトータルステーションを設置しケーソン中心点上のミラーを視準する。このため東西方向のズレは水平角により求め、南北方向のズレは測距データにて求め鋼ケーソンの平面位置を求めることができる。鋼ケーソンの高さはメインシステムと同様水深計・吃水計・仰角の測定結果により求める。

3. 鋼ケーソン沈設

3.1 総合試運転

鋼ケーソンの沈設に先だち小豆島の仮泊地において総合試運転を行った(図-5)。総合試運転の目的は、実際の位置決め作業、沈設作業に倣い鋼ケーソンに艀装した

表-5 総合試運転確認項目

項 目	内 容
作業管理装置の作動確認	位置測量、水位、水深、吃水等のセンサーの機能を確認する。
ウインチ作動確認	20ton×30m/分 400ton×2m/分 張力、速度、電力、負荷確認
係留換え	鋼ケーソンを90度回転させ、残り4台を1,000tonシンカーに結ぶ。
ウインチ作動確認	上記と同じく、残り4台のウインチの作動確認
注水ポンプ作動確認	注水ポンプの揚程、揚水速度の確認
鋼ケーソン浮上	排水ポンプにより鋼ケーソン内の水を排水し浮上させる。

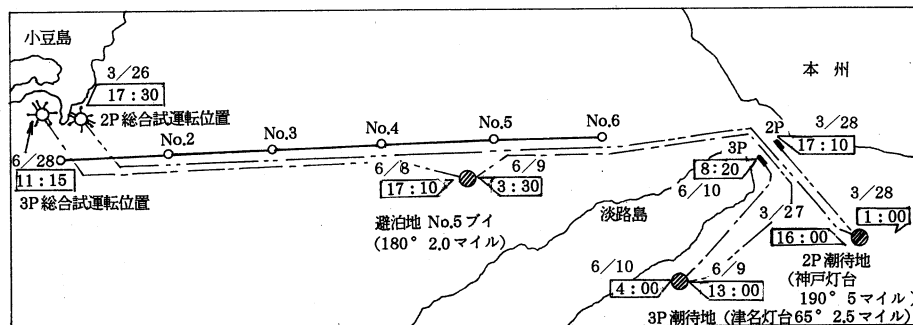


図-5 鋼ケーソン曳航経路 タイムスケジュール

各設備を作動させ表-5に示す項目についてその機能を確認することであり、2P:平成元年2月2日より約1ヶ月、3P:平成元年5月14日より約2週間にわたり実施した。

3.2 習熟訓練

総合試運転完了後引き続き沈設作業を確実にを行うために以下に示す習熟訓練を実施した。

- ①係留用機器・位置決め用機械・沈設用機械・その他ケーソンに艀装した総ての機器の操作・確認
- ②ウインチ操作による鋼ケーソン運転特性の把握
- ③注水操作による鋼ケーソン沈下特性の把握
- ④鋼ケーソン係留システム操作の習熟
- ⑤鋼ケーソン位置修正システム操作の習熟
- ⑥命令伝達システムの確立
- ⑦各機器の構造特性について実際の沈設作業にあたる運転員及び操作員に対する専門技術者による教育
- ⑧最適沈設方法の確立
- ⑨鋼ケーソンの再浮上システム操作の習熟

習熟訓練は、2P:平成元年3月1日より約1ヶ月、3P:平成元年5月26日より約2週間にわたり実施された。

習熟訓練において明らかになった点は下記のとおりである。

(1) ケーソン位置決め

ケーソンの位置移動訓練により、東西方向の移動ではケーソンの移動量と索の繰り出し量はほぼ同程度であるのに対し、南北方向の移動量では索の繰り出し量は移動量の90%程度でよく、また目標点と10m程度のズレであれば15~20分で目標点へ誘導できるようになった。

(2) 沈設作業

ケーソン沈設時は、海底より1m上で最終の位置確認を行い索張力300ton程度の状態で最終沈下を行う予定であるが、ケーソンが沈下すると索がゆるみケーソンが移動することが考えられる。このため習熟訓練では索張力200ton程度の状態で吃水26mから27mまでのケーソン沈下時に索張力がどの程度減少するか調査した。その結果、索張力は約40%程度減少する事がわかった。

また、No. 1~16. 16タンクに一斉注水をした時の沈下速度の実測値は、ほぼ計画値(10m/hr)どおりであった。

(3) 測量システム

鋼ケーソンの位置決めの測量システムには、メインシステムとバックアップシステムの2つがあり、システム間の位置誤差は10cm程度である事が確認された。これは精度としては十分であるが、バックアップシステムで長時間測量する場合直射日光の影響によりバックサイトがずれ、測量誤差が大きくなった。この

ため沈設時には、テントで日光を遮るものとした。

(4) 係留作業訓練

今回係留に使用するワイヤーは120mmで、これまでこのワイヤーを使用した係留は経験がなかった。また新しく開発したクイックジョイントを鋼ケーソン係留に使用するため係留作業訓練を十分に実施した。その結果、係留索1本あたりのシンカー索との接続作業時間は40分程度となった。

(5) 沈設方法

鋼ケーソンの沈設は、習熟訓練結果及び種々の検討結果より表-6に示す方法で行う事とした。一次沈下は、第一日目の沈下を言い、二次沈下は第二日目の最終位置決め前までの沈下、三次沈下は最終位置決め終了後着底までの沈下を言う。

鋼ケーソンは、一次沈下完了後そのままの状態に夜にその日の日最大潮流をうける。このため、一次沈下位置決定にあたっては、鋼ケーソン周辺の流況変化による掘削のり面の崩壊がないことを水理模型実験で確認し、また表-7に示すように2P、3Pに作用する潮流力を試算した。その結果吃水40m程度までは、掘削のり面の崩壊はないことが確認されたが、吃水を深くすると大きな潮流力が作用し、係留索の索張力が大きくなる事から2P、3Pの一次沈下吃水は安全を見込んでそれぞれ27.6m、20mとした。

(6) 非常時の対応

ケーソン係留・沈設作業は、短い潮止りに実施しなければならない。このためこれらの作業において発生が予想されるトラブルに対しあらかじめ対応策を考えてマニュアルを作成し(表-8)、発生したトラブルに対しただちに対処できるようにした。

3.3 鋼ケーソン曳航

鋼ケーソンの曳航に先だち、係留用の1,000ton級シンカーの設置を行った。シンカーの設置精度がケーソンの設置精度に影響をおよぼすため、その設置精度は回転角15°以内と厳しいものにした。(図-6)

鋼ケーソンは、習熟訓練完了後明石海峡に向け出発した。曳航は、小豆島を出発し播磨灘航路、明石海峡航路を東進、2Pは神戸灯台より190°、5マイル(8km)地点、3Pは津名港灯台より65°、2.5マイル地点で潮待を行った後工事海域へ東側より入域する工程で行った。(図-5)

明石海峡周辺には、明岩フェリーを始め播淡汽船等多数の定期航路がある。このため鋼ケーソン曳航に先だち、公団作業船“やしま”で曳航タイムスケジュールに従い曳航経路を試走し、定期運航船との見合い関係についての事前調査を行った。また、3P鋼ケーソン曳航時期には播磨灘において夜間さわら漁を行っているため、夜間の曳航を中止し避泊地において夜が明けるのを待って曳航を再開する事とした。

さらに鋼ケーソン曳航実施の決定にあたっては、1週

表-6 鋼ケーソン沈設方法(実施)

		吃 水	
		2P	3P
一次沈下	第1日	8m~27.6m	8m~20m
二次沈下	第2日	27.6m~59m	20m~56m
三次沈下		59m~60m	56m~57m

表-7 鋼ケーソンに作用する潮流力(計画時)

	2P	3P
①係留完了後 ・吃 水 ・最大潮力	8,20m 1.7kt	8,00m 2.5kt
[潮流力]	19t	38t
②一次注水時 ・吃 水 ・最大潮力	27,50m 3.8kt	27,50m 4.3kt
[潮流力]	309t	385t
③二次注水時(潮流速最大時) ・吃 水 ・最大潮力	43,00m 1.5kt	45,0m 2.6kt
[潮流力]	86t	230t

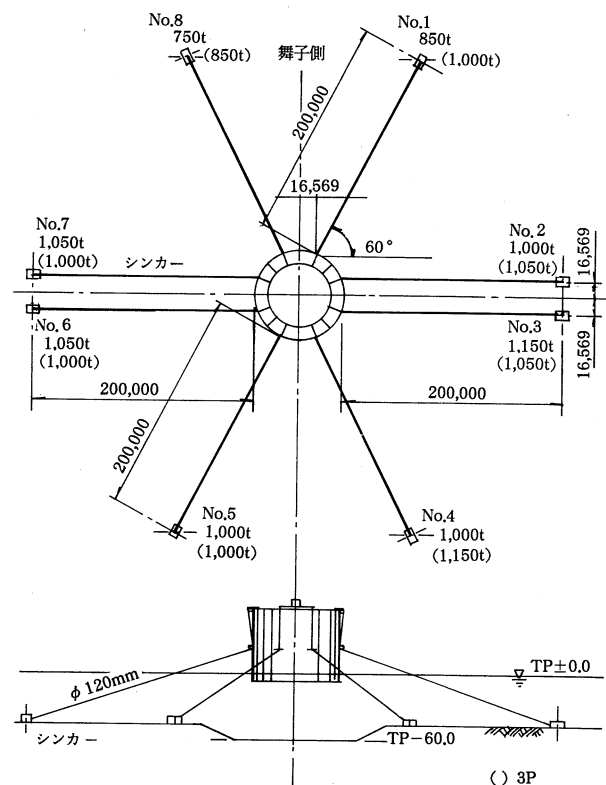


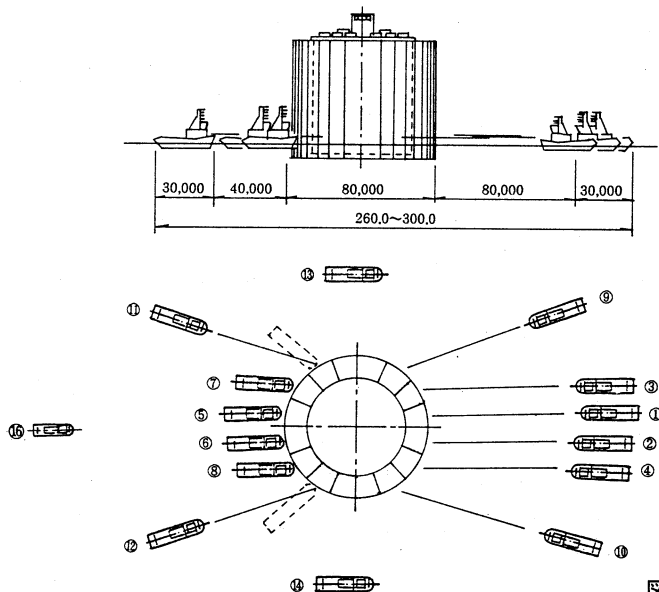
図-6 鋼ケーソン係留図

間程度前より明石海峡における気象情報を3時間ごとに収集し、気象予測により作業に支障のない天候が続く見通しを得た上で作業の開始を決定した。曳航中は、24時間体制で気象情報の収集を行った。

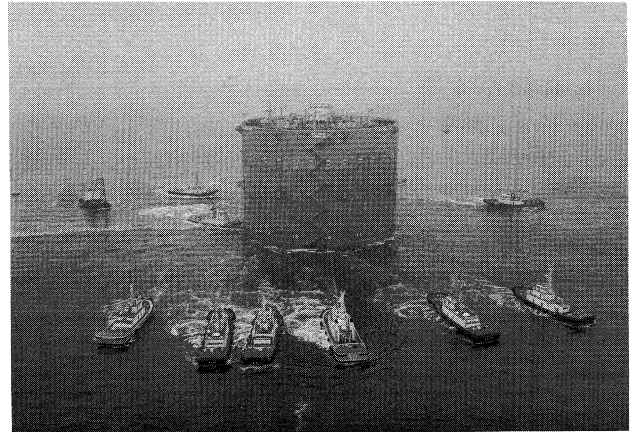
以上のように十分な事前調査を行い、細心の注意をは

表－8 発生が予想されるトラブルとその対応策（3P）

トラブルの項目	基本的な対応策
1) 係留解除曳航時（小豆島～仮泊地）	[マニュアルNo.1]
・係留金物の解除不可	予備品を使用。
・曳航中の曳船故障	代替船の手配及び曳船配置変更で続行。
・曳航索の切断	代替索交換で続行。
・曳航中の気象、海象の急変	非難地への退避、仮泊。
etc,	
2) 仮泊及び曳航時（仮泊～3P）	[マニュアルNo.2]
・仮泊中の気象、海象の急変	仮泊解除の延期
・曳航中の曳船故障	代替船の手配及び曳船配置変更で続行。
・曳航索の切断	代替索交換で続行。
・曳航中の気象、海象の急変	非難地（仮泊地）への退避、。
・3P工区東での漁船操業	ボスター配布、警戒船、広報船での広報。
etc,	
3) 係留時	[マニュアルNo.3]
・曳航索の切断	代替索交換で続行。
・係留金物接続不可	1ヶ所は予備品、以降ソケットでの接続。
・ウインチの故障、係留索の切断	メーカー技師により修理、復旧。
・発電機の故障	予備（No.4）で続行。
・曳船及び揚錨船の故障。	代替船の手配及び曳船配置変更で続行。
etc,	揚錨船については3隻で続行。
4) 沈設時	[マニュアルNo.4]
・ウインチの故障、係留索の切断	メーカー技師により修理、復旧。
・ポンプの故障	基本的に続行。（詳細はマニュアル参照）
・発電機の故障	基本的に続行。（詳細はマニュアル参照）
・作業管理装置の故障	バックアップで続行。
・作業管理装置センサー類の故障	基本的にバックアップで続行。
・流向、流速計の故障	バックアップで続行。
・陸上測量機器の故障	バックアップで続行。
・法面の崩れ込み	直前（前々日）に測深実施。崩れ込みが認められれば、グラブ船で勾渡溝。
・着底時の極端な傾斜 （高低差1m） （0.73°）以上	部分チャージ注水を実施。 修正不可の場合、（監督員と協議） ①再浮上、出域（排水ポンプの盛替が必要で、ダイバー作業となる。） ②再浮上、移動、浚渫（同上）
etc,	
5) その他	
・気象、海象等による工期の遅れ	6/12 入域、係留までは作業可能。 (6. 荒天時の対応 参照)
etc,	



図－7 鋼ケーソン曳航船団



写真－1 鋼ケーソン作業（区域入域）

らって曳航を行った結果、鋼ケーソンは図－7に示す曳航船団により無事予定どおり曳航を完了した。（写真－1）

3.4 係留・沈設

現地に曳航されたケーソンは、ただちに係留作業を開始した。係留作業は、揚錨船3隻により図－8に示す要領にしたがい実施し、クイックジョイントの使用により短い潮止りにおいて無事作業を完了することができた。（図－9）

係留作業完了後ただちに一次注水を行い鋼ケーソンの沈設を開始した。沈設の実施タイムスケジュールを表－9に示す。沈設作業はトラブルもなく無事予定どおり完了した。

3.5 鋼ケーソン沈設確認

鋼ケーソン沈設完了後確定測量及び着底状況調査を実施した。確定測量は、沈設翌日より2日間行い表－10に示す方法でケーソン位置・高さを確定した。表－11に測量結果を示すが、鋼ケーソンの設置精度は十分満足できるものであった。

着底状況調査は、2P：ダイバーによるビデオ撮影、3P

NO.	船 種	能 力
①	主曳航船	3,400PS
②	"	3,400
③	補助曳航船	3,200
④	"	3,200
⑤	"	3,400
⑥	"	3,400
⑦	"	3,200
⑧	"	3,200
⑨	補助錨取り船	3,200
⑩	"	3,200
⑪	"	3,200
⑫	"	3,200
⑬	側方警戒船	3,200
⑭	"	3,200
⑮	前方警戒船	1,000
⑯	後方 "	1,000



写真－2 ROV



写真－3 3P 鋼ケーソン着底状況（南側）

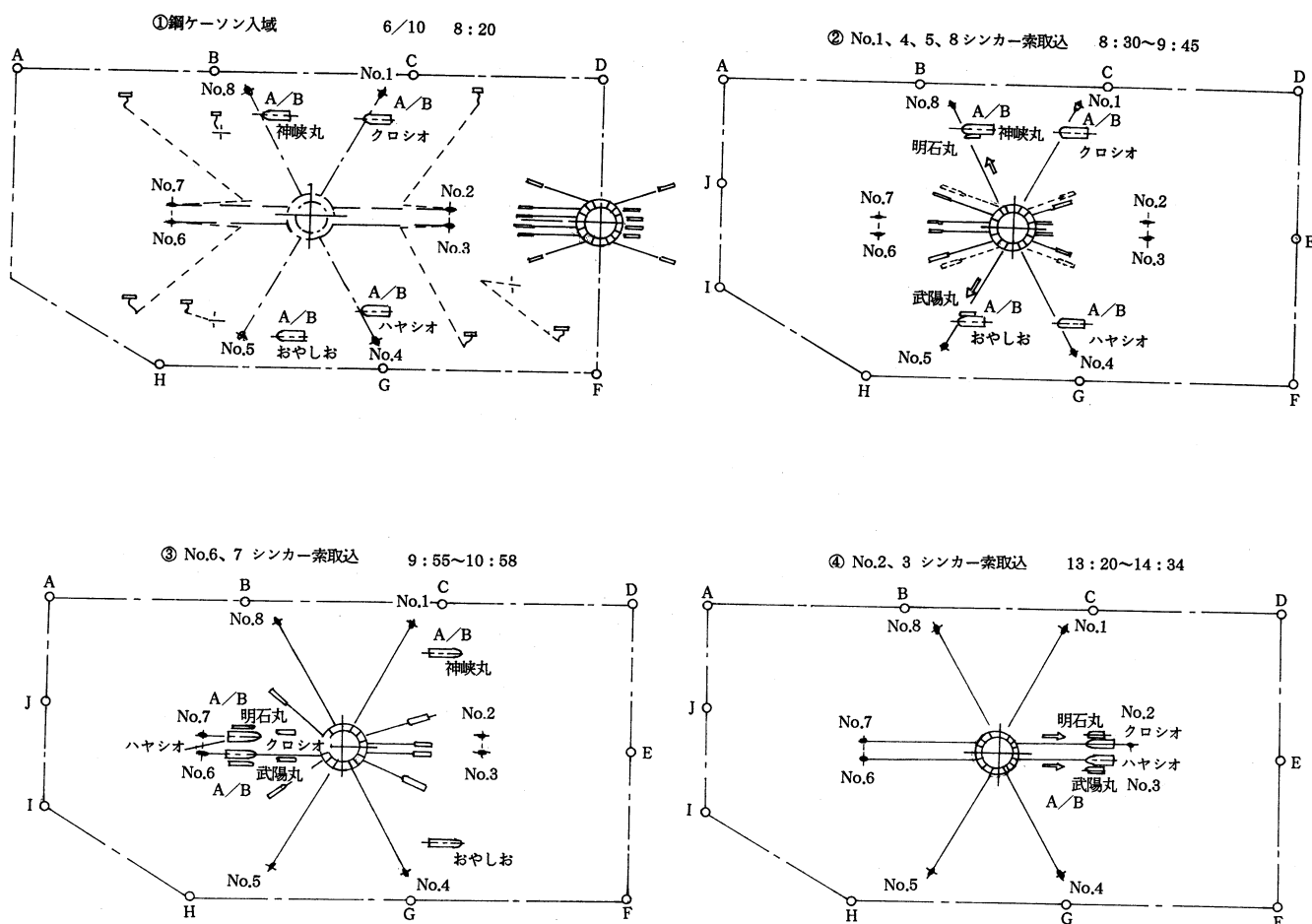


図-8 3P鋼ケーソン係留実施要領

表-9 沈設タイムテーブル

作 業	2P			3P		
	吃 水	実 施 時 間	備 考	吃 水	実 施 時 間	備 考
一次注水	8~27.6m	3/28		8~20m	6/10	
		(位) 12:12~12:21			(位) 14:35~15:40	
		(注) 12:30~14:12			(注) 15:40~17:15	
		(バ) 14:12~14:48			(位) 17:20~17:45	吃水20m
		(注) 14:55~15:15	吃水27.6m			
二次注水	27.6~59m	3/29		20~56.3m	6/11	
		(注) 4:04~5:22	吃水40m		(注) 8:10~9:42	吃水34m
		(バ) 5:22~5:35			(位) 10:05~11:15	
		(注) 5:40~7:45	吃水58m		(バ) 10:15~10:35	
		(位) 7:47~8:13			(測) 11:15~11:45	
		(注) 8:13~8:20	吃水59m		(注) 11:50~14:17	吃水55m
		(位) 8:42~8:51			(位) 14:20~14:52	
					(注) 14:52~15:04	吃水56.3m
					(位) 15:07~15:35	
三次注水	59~60m	3/29			6/11	
		(注) 9:11~9:20	着 底	56.3~57m	(注) 15:35~15:52	着 底
サーチャージ注水	-	(注) 9:20~10:20			(注) 15:52~16:44	

(位): 位置決め、(注): 注水、(バ): バルブ切換、(測): 測量

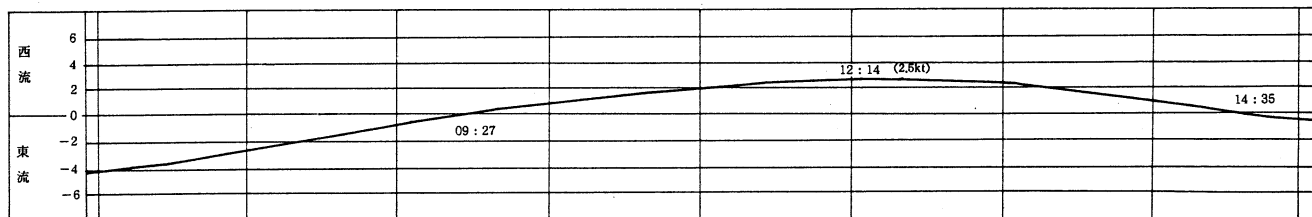
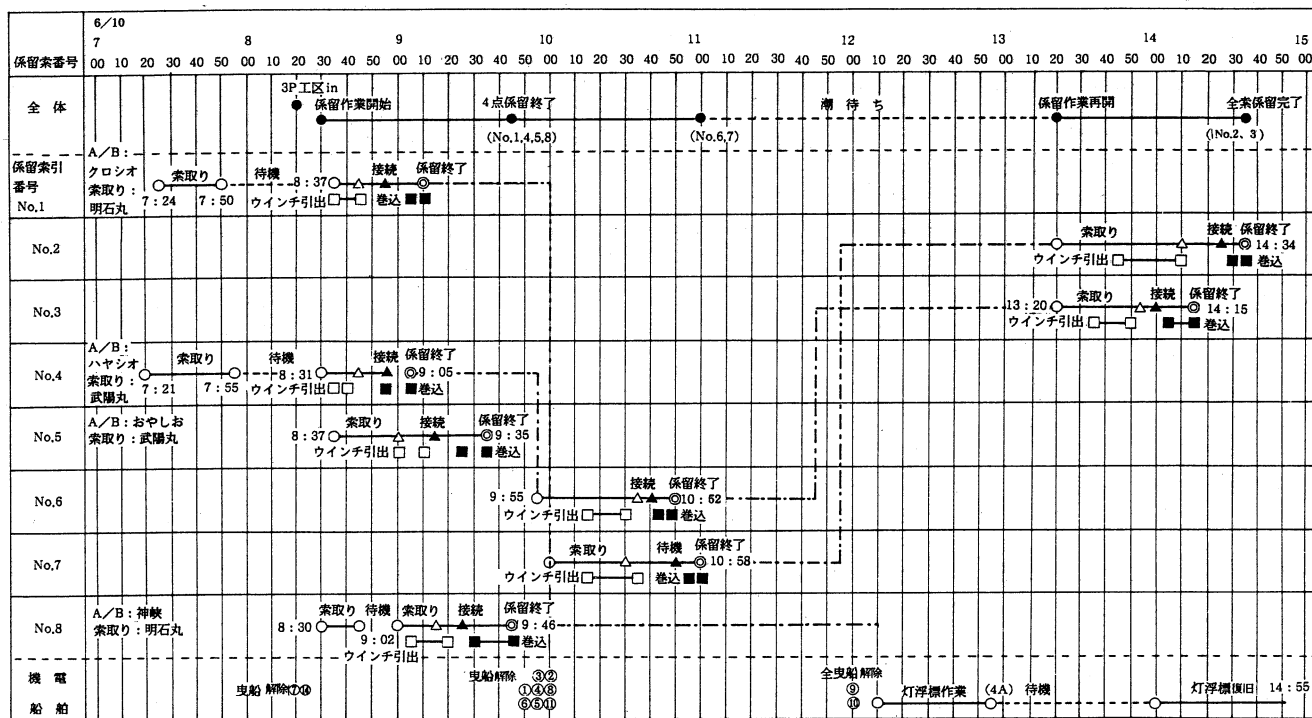


図-9 3P鋼ケーソン係留作業実施タイムテーブル

表-10 確定測量方法

位置	測量方法
水平位置	測角 4点(6角) 観測3対回 制限 倍角差15" 観測差8" 4辺(点検1辺) 観測5読を1セットとして2セット 制限 セット内較差 10mm セット間較差 20mm セット間隔 5分以上 * 気象の観測は陸上、海上の両測点で行う。
渡海水準	経緯儀法(トランシットによる) T3 AA II-15 (1級水準点) ⇄ ケーソン上3P-S - 距離 約1.1km ・ 観測日数 2日 - 観測セット数 8セット以上(午前中5対回の観測を1/2とし、13:00を対称とした。午後の5対回の観測とを合わせて1セットとする)

: ROV (無人潜水機) (写真-2) によるビデオ撮影により実施した。写真-3に3P鋼ケーソンの着底状況を示すが、鋼ケーソンは海底面の不陸(±50cm程度)上で高止りしていることがわかる。

4. あとがき

関係各位の努力のもと鋼ケーソンは無事明石海峡に着底し、現在水中コンクリートの打設中である。今後ともますます関係者のご指導とご協力をいただきたいと願う次第である。

表-11 測量結果(明石海峡地区局地座標)

		ケーソン上面センター	ケーソン下面センター	ケーソン回転角
2P	設計値	X=150,960,000 Y=650,000,000	X=150,960,000 Y=650,000,000	0
	測量結果	X=150,959,836 Y=649,999,963	X=150,959,984 Y=649,999,961	0° 30' 16.8"
	設置誤差(±1.0m)	X= 0.164 Y= 0.0369	X= 0.016 Y= 0.039	0° 30' 16.8"
3P	設計値	X=152,950,000 Y=650,000,000	X=152,950,000 Y=650,000,000	0
	測量結果	X=152,949,854 Y=649,999,855	X=152,949,902 Y=650,000,000	0° 4' 13"
	設置誤差(±1.0m)	X= 0.146 Y= 0.145	X= 0.098 Y= 0.000	0° 4' 13"

明石海峡大橋鋼ケーソン沈設設備

Construction Equipment, for Setting Caisson of Akasikaikyo Bridge

垂水工事事務所 機械電気課長 坂本 光重
Mitushige, Sakamoto

舞子工事事務所 工務課長代理 藤原 洋一
(前) 垂水工事事務所 機械電気課長代理 Youichi, Fujiwara

垂水工事事務所 機械電気課 広田 昭次
Shouji, Hirota

1. まえがき

鋼ケーソンの沈設設備は、①ケーソンを設置位置へ係留位置決めする係留設備、②ケーソン内へ注水し、ケーソンを降下着底する注水設備、③ケーソンの平面位置、高さ、各設備の作動状況等ケーソン沈設作業全体の情報を収集管理する作業管理装置に大別される。

これらの各設備の基本的な構成については、Dルートの経験があり、これに倣うものとしたが、今回施工する2P、3Pケーソンは、Dルートのケーソンに較べて、①潮流速が大きいこと、②潮流が複雑でありかつ潮止まり時間が短いこと、③ケーソン寸法が大きいこと等により沈設設備は大型化、迅速化、高信頼度化が重要な課題となった。

幸いにも、2P、3Pケーソンとも別に報告されたように、計画どおり円滑でかつ高い精度で設置することができた。本文は、施工設備を中心に、明石海峡2P、3Pの施工にあたって、向が問題であり、それにどのように対処したかについて報告する。

2. 係留設備

2.1 係留設備の構成

係留設備は図-1に示すように、ウインチ、ケーソン側係留索、接続装置(クイックジョイント)、シンカー側係留索、シンカーで構成される。今回の必要係留力は常用400TON、耐力1000TONであり、Dルートで使用した係留設備の3倍の能力が必要となった。

これらの係留設備の計画にあたっての主要な問題点は、

①ウインチの仕様は、巻込荷重×巻込速度で表わされるが、20TON×30M/分、400TON×2M/分と大幅に使用条件の異なるウインチの構造

②直径120mmの大径係留索の接続

③大容量シンカーの設置撤去

であり、いずれも我々の経験を越えるものであり、新しい工夫が必要となった。

2.2 ウインチ

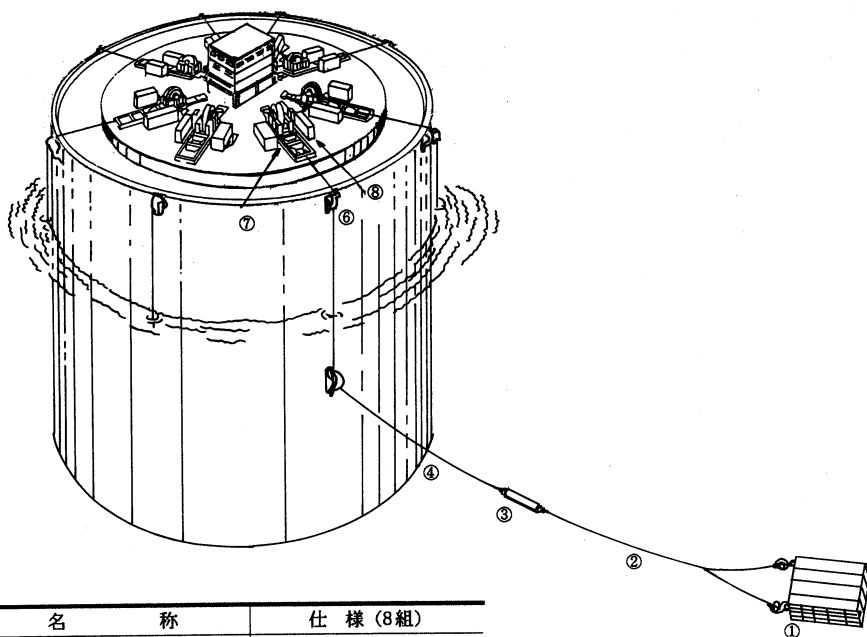
ウインチの使用条件は、ケーソン側とシンカー側の係

留索の接続作業時と、位置決め作業時で大幅に異なる。係留索の接続作業時は係留索を200m程度巻出し接続完了後はこれを100m程度巻取ることになるが、係留索の接続作業は潮止りの短時間に完了しなければならないため、30m/分程度の巻取速度が必要となる。

位置決め作業時は潮流力、波力、風荷重等に対抗してケーソンを定位置に導びくとともに、沈設直前の潮止まりにはケーソンの動揺を拘束しなければならないため、400TON程度の巻込力が必要となる。前者における巻込力は係留索のサグをある程度吸収する20TON程度で良く、また後者における移動距離は10m以下であるため、巻込速度は1~2m/分程度で充分である。したがって必要出力のバランスと構造を考慮のうえ、前記2-1.①に示す仕様とした。今回のように、400m程度の係留索を巻込む場合は一般的にドラムに4~5段にわたって係留索を巻取るドラムウインチが考えられる。しかし、今回のように最初低張力で巻いたワイヤーロープの上に、高張力でワイヤーロープを巻込むと、上段のワイヤーロープが下段ワイヤーロープを締め上ることになり、下段のワイヤーロープに圧壊や形崩れが発生する。また下段ワイヤーロープの間に上段ワイヤーロープが食い込む段落の恐れがある。

一般的なワイヤーロープの安全率は5~6であるが、今回のように厳しい条件(安全率2、5)で使用する場合はこのような危険性は十分に考慮しなければならない。

ドラムウインチにおける最大張力は我々の経験ではDルートにおける130TONであり、国内の実績では輸出入に作られた250TONであった。20TON×30M/分はドラムウインチで問題無いが400TON引をドラムで行なうには実績も無く、また前述の問題が残る。したがって400TONの巻取機構は図-2に示すようにワイヤーロープを楔びを利用したグリッパーで固握し、このグリッパーを油圧シリンダ作動させるリニヤーウインチ方式を採用した。採用時は、ワイヤーロープ素線の損傷、グリッパー部分のスベリ等が心配されたが、まったく問題なく、円滑に作動した。今後の大張力ウインチの一つの方向を示したものと思っている。



名 称	仕 様 (8組)
① シンカー	鋼製 850~1200t
② 係留索 (シンカー索)	耐力 1000t ϕ 120mm
③ クイックジョイント	耐力 1000t
④ 係留索 (ケーソン索)	耐力 1000t ϕ 120mm
⑤ フェアリーダ	耐力 1000t ϕ 2400mm
⑥ リーディングブロック	耐力 1000t ϕ 2400mm
⑦ リニアウィンチ	400t $\times$ 2m/min
⑧ 油圧パワーユニット	電動機 150kW $\times$ 2

図-1 係留設備の構成

2.3 係留索接続装置

ケーソンの沈設にあたって最も重要なことは、最初に行なうシンカー側係留索とケーソン側係留索の接続を迅速、確実に行うことである。この接続は、ソケット同士をはめ合せ、両者の穴にピンを通して接続する方法が一般的である。Dルート of ケーソンもこの方法を採用したが、直径76mmの係留索の接続に40分以上を費やした。

これはピンが70Kgと重く、またソケット同士のセット面が、船の揺れ等によりズレるため数回のやりなおしが必要となるためである。今回は係留索の直径が120mm、ピン重量も200Kg近いものとなるため、係留時間がさらに長くなることが予想されるが、逆に潮止り時間は短いため、この接続時間の短縮が重要な課題となった。この方法としては、接続機構を従来のものとし、治具、ウインチ等を工夫する方法と、新しい接続機構を開発する

方法の二通りあるが、後者を採用した。

この機構は図-3に示すように、シンカー側係留索にオス金物、ケーソン側係留索にメス金物を設け、メス金物の内部にテーパリングとこれに沿ってスライドすることにより開口、閉口するスライド金物を設けたものである。オス金物をウインチでメス金物内に引込めばスライド金物がこれに押されて後退開口し、オス金物が入りきればスライド金物がバネ力で自動的に前進閉口し接続を完了する単純明解な機構である。製作に先だち実大の試験機を製作し、本番と同様の手順で試験し効果を確認するとともに、1000TONの耐力試験を行なった。

2P、3Pにおける係留索の接続時間は1本当たり30~60分であり、係留索が大径になったにもかかわらずDルートと同等の時間で係留することができた。

120mm もの大径の係留索の接続作業は我々の経験を越えており当初最も心配し、かつその解決に精力を費やしたが、この装置の開発により思った以上に円滑に進めることができた。なおこの装置は次項で述べるようにさらに耐力7000TONに大型化し、鋼製シンカーの設置撤去作業に威力を発揮している。

2.4 鋼製シンカー

400TONの係留力に耐えるシンカーの必要重量は鋼製で1150TON、コンクリート製で1800TONとなる。両者に対し、製作費、取扱性、使用後の処分方法等を総合的に検討し鋼製シンカーを採用した。鋼製シンカーは、鋼スラブ(幅2.2m、厚さ20cm程度の半製品厚板)を縦横に組合せ、ロッドで締め付けて一体化したものである。このような大容量シンカーの設置、撤去には水中において

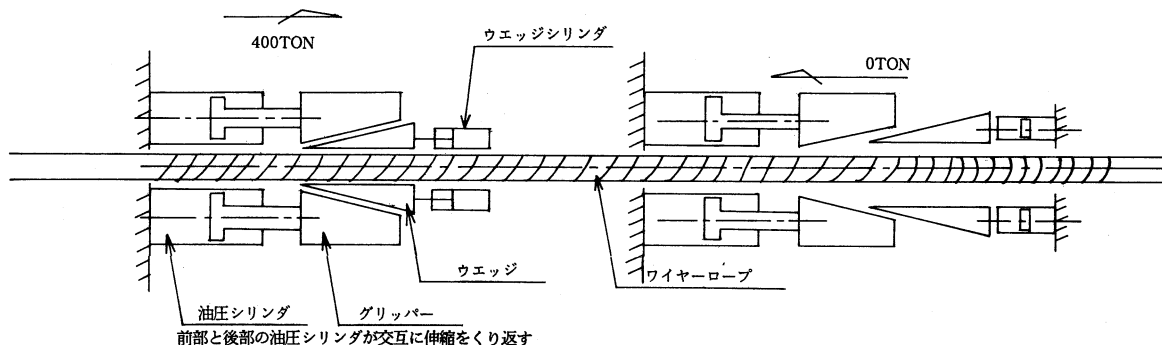


図-2 リニアウィンチ作動原理



写真-1 リニアウィンチ

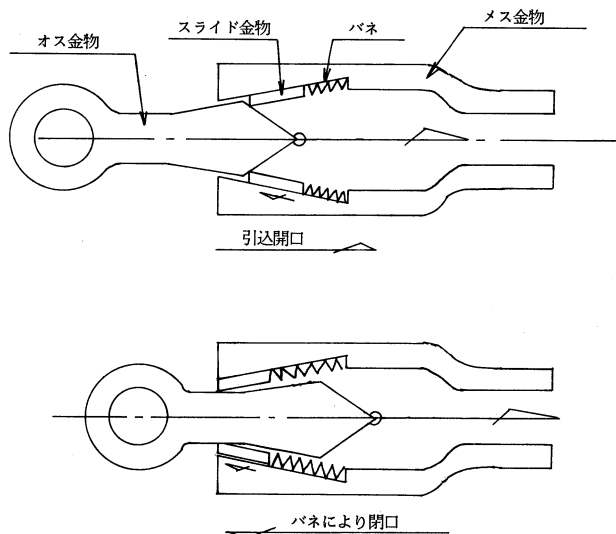


図-3 係留索接続装置作動原理

ダイバーによる台付ワイヤーの取付、取外しが必要となる。今回のシンカーの場合耐力900TON (1150Kg×6倍÷8条)、直径140mmの台付ワイヤーが必要となる。したがって台付のピンも1本当り100Kg以上となりもはや水中でダイバーが取扱う限界を越える。しかも明石海峡は潮流速が速く、潮止り時間も短かいため危険と隣りあわせの作業となる。

クレーン船上から潮の動きを気にしながら、水中のダイバーからの台付作業状況の報告に一喜一憂して作業を進めた者にとって、この作業からダイバーを解放することは悲願ともいえる。クレーン船上から自動的にシンカーを設置、撤去する方法としては前項で述べた係留索接続装置による方法と、グラブ方式等種々考えられるが、ここでは係留索接続装置を使用するものとした。これは図-4に示すように水中のシンカーのオス金物と、クレー



写真-2 係留索の設置作業

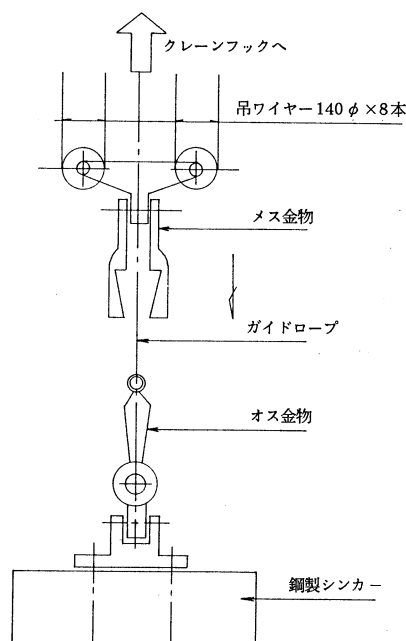


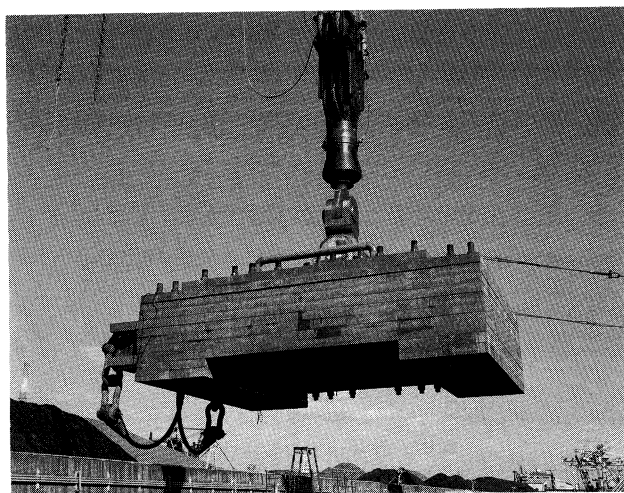
図-4 シンカーの着脱要領

ン船をガイドロープで結び、このガイドロープに沿ってメス金物を昇降させシンカーと吊索の着脱を行うものである。本装置によりすでに30回以上のシンカーの設置・撤去を行なったが、ガイドロープの取付・取外し、接続装置のセット状況の確認に潜水作業を要するのみで、台付の取付・取外しの過酷な作業からダイバーを解放し好評を得ている。

3. 注水設備

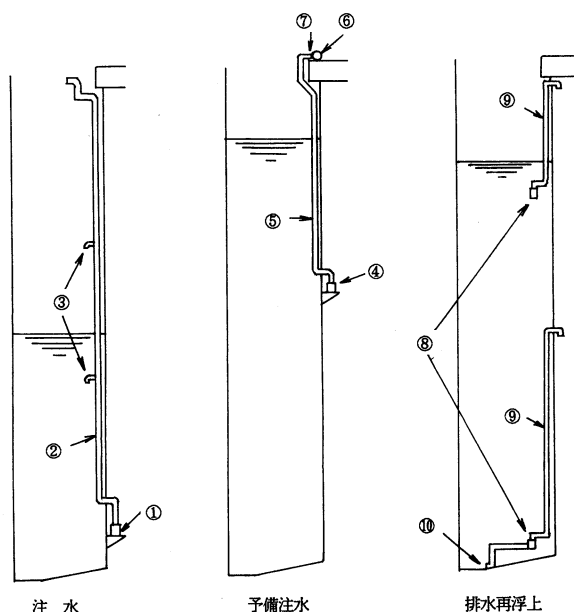
3.1 注水ポンプ

ケーソンは平面的に2重構造とし、外周部を16に分割した浮体としている。したがって係留後この区画内に注水して降下着底させる。この降下には潮流速、係留力の面より2潮使うため降下速度は8m/hr必要となる。ケーソンの浮体部分は約2500㎡であるから時間当り20000TONの注水が必要となり、市場性(リース品を使用する)を考慮して各区画に10㎡/分の水中ポンプを合計32台使用するものとした。ケーソンの吃水は8mであるから揚程は50mを越え、仮にこれを1段で揚水すると



1200TON シンカーを1台の着脱装置で吊上げている。

写真-3 鋼製シンカー及び着脱装置



	注 水	予備注水	排水再浮上
水ポンプ	① 20m×10 m ³ /min 32台	④ 30m×10 m ³ /min 2台	⑧ 30m×3 m ³ /min 16台
本体付配管	② 300A SGP 32本	⑤ 300ASGP 2本	⑨ 150A SGP 16本
架台付	—	⑥ リング配管 300A 2個	—
弁	③ バクフライ弁 300A 63個	⑦ 逆止弁 300A 2個	⑩ フート弁 150A 16個

図-5 注水ポンプの構成

必要な動力は 5000KW ((62m-8m) × 10 m³/mm × 1025Kg/m³ ÷ 60分 ÷ 102Kg・m/KW ÷ 0.6 × 32台) と膨大なものになるとともに、高揚程の特殊ポンプのため市場での確保が困難となる。したがって図-5に示すように、揚水管の途中2ヶ所に注水口を設け、揚程20m以下で使用するものとした。つまり最初は下の注水口を使用し、ケーソンが所定の位置まで降下した段階で下の注水口のバルブを締め、上の注水口で注水する切換方式とした。

3.2 予備注水ポンプ

各区画の注水量の許容アンバランスは内側のスキンプレートの強度で決まり約2mである。(強度10t/m²-吃水8m)。このため仮に1台のポンプが故障すると全ての区画のポンプを1台停止する必要があるため降下速度が1/2となりその後の沈設工程が大幅に遅れることになる。したがって2台の予備注水ポンプと、全ての区画へ注水できるリング状の配水パイプを設け、2台までの注水ポンプの故障に対応できる構成とした。

2-3.排水ポンプ

ケーソンの着底後、着底位置の確認測量を行なうが、仮にこの測量の結果ケーソン位置が許容範囲を越えている場合は、ケーソンを再度浮上させて位置決め作業をやりなおさなければならない。Dルートのケーソンでは、ケーソンを水平に降下着底させ、ケーソン荷重を速く海底面に移し、ケーソンを早く安定させるためと、この再トライのためクレーン船を使用した。今回は沈設にあてる小潮期が3~4日と短かく、クレーン船を係留する余裕が十分に取れないため、クレーン船は使用しないものとした。また試運転及び習熟訓練においてケーソン内に実際に注水し、注水ポンプの能力の確認や、ケーソンの沈下特性を把握する必要があるが、その後この水を排水して再度ケーソンを浮上させなければならない。このため各区画に3 m³/分の排水ポンプを1台ずつ計16台設け、再トライ時にはこれを使用するものとした。

これらの3種類のポンプは全て操作室内のポンプ操作卓で遠隔操作するものとした。なおこれらの3種類のポンプの構成を図-5に示す。

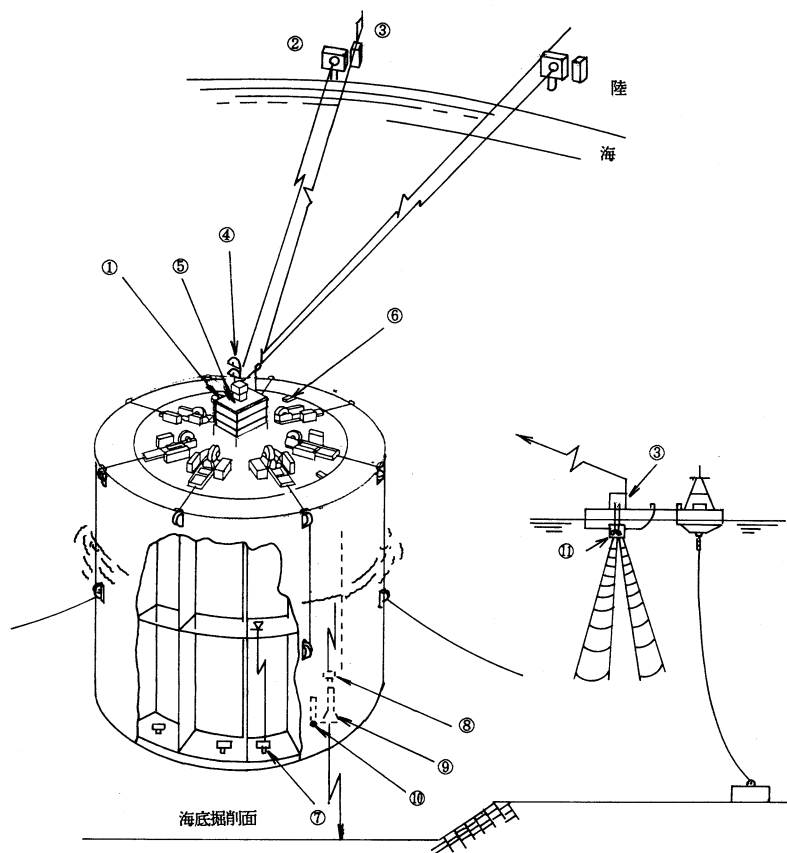
4. 作業管理装置

4.1 作業管理装置の構成

ケーソンの沈設作業とは、ケーソンを目標位置へ誘導することと、基礎面まで降下させることであり、例えばケーソンを目標位置へ誘導する場合には、①目標位置までの距離、②作動させたいウインチの張力、③その他のウインチの張力、④潮流速の大きさと方向等を把握しなければならない。またウインチの操作中や操作後には、これらの変化量を把握し、操作効果を確認しなければならない。これらの情報の内容は種々雑多であるとともに時々刻々変化し、しかも出所は広い範囲に点在する。

ケーソンの沈設作業は潮止りの限られた短時間内の作業であるから、これらの各情報をいかに速く正確に収集し、解り易い形に表示することが重要であり、これらを人間の手で行なうことは迅速性の点で無理なため、図-6に示すように各所に配置したセンサで情報を収集し、電算機で処理したのち、監視室内のCRTにグラフィック表示するものとした。

主要な情報は平面位置、傾斜、海底面までの距離、吃水、各バラストタンクの水位、潮流速の大きさと方向、各係留索の長さや張力、ウインチ及びポンプ等の作動状況



№	名 称	数 量	№	名 称	数 量
①	コンピュータシステム	1	⑦	水位計	16
②	測距測角儀	2	⑧	吃水計	1
③	テレメータ	3	⑨	水深計	4
④	反射プリズム	2	⑩	水温計	1
⑤	方位計	1	⑪	流向流速計	1
⑥	傾斜計	2			

図-6 作業管理装置の構成

であり、以下これらについて述べる。なお情報の収集は常時（オンライン）でありCRT画面の更新ピッチは5秒間とした。

4.2 位置決め管理

今回設置するケーソンは円筒形状のため中心位置を測定すれば良い。測量に先だち、ケーソンの設置位置と陸上の測量基準点の位置の極地座表値を電算機に入力し測量を開始する。測量は、2距離測量のメイン系と、前方交回法及び1距離1角度測量によるバックアップ2系統の計3系統設けた。メイン系においては、陸上の測量点より光波測距儀2台でケーソンの監視室屋上のケーソン中心点に設けた反射プリズムを視準し、この距離データをケーソンへ無線送信した。ケーソン上ではこのデータを電算機に取り込み、ケーソンの傾斜を乗じてケーソン下面の中心位置の座標値を求め、写真-4に示すようにあらかじめ設定した目標位置までの距離を演算表示し、これを見ながら写真-5に示すようにウインチを操作し、ケーソンを目標位置に誘導した。バックアップ系は、メイン系の故障、測量開始時、最終位置決め時、設置後の

確認測量時に使用するもので、陸上より音声によりデータを送信し、これを計算機に入力して位置を求めるものとした。この3系統の測量系の誤差はほぼ10cm以内に入るものであり、適時これらの値を確認しながら測量に万全を期した。

4.3 注水降下管理

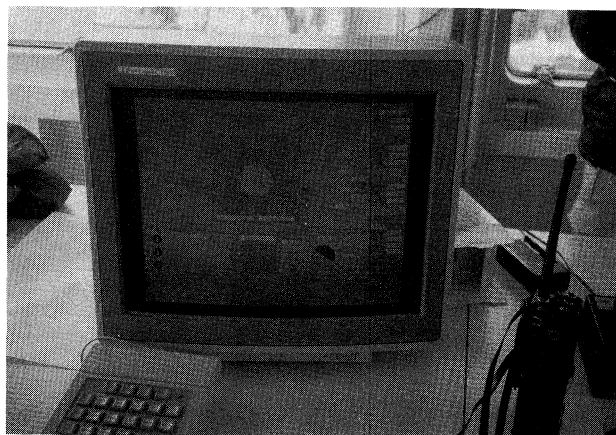
ケーソンは吃水8mから60mまで52m注水降下させるが、降下途中においてバルブの切換と、着底面上1mにおける最終位置決めのため降下を一時停止する。また注水中はケーソンを極力水平に降下させなければならないためケーソンの高さ、傾斜の管理が必要となる。

ケーソンの高さは先に述べた光波測距儀で求めることができるが、沈設作業ではケーソンの絶体高さよりむしろ着底面までの距離を正確に知ることが重要である。このためケーソン刃口部4ヶ所（東、西、南、北）に超音波式水深計を設け海底面までの距離を直接計測した。

ケーソンの傾斜は潮流力、注水量のアンバランス、各係留索に働く張力の鉛直成分の差等により生ずるが、注水量のアンバランスによる傾斜の発生が支配的である。したがって各区画への注水量を常時監視し、アンバランスの発生を防ぐとともに、ケーソンに生じた傾斜は各区画への注水量を調節して修正するものとした。このため各区画底部に圧力式水位計を設け注水量を管理

した。

この方法によりケーソンの傾斜は常時0.5度以下、着底前の位置決め時は0.05度以下に調節して着底させた。海底の掘削精度は±0.5mであり、ケーソンは海底の高い部分より順次着地したが、ケーソン上ではこの着地は体



平面位置の管理画面

写真-4 CRTディスプレイ

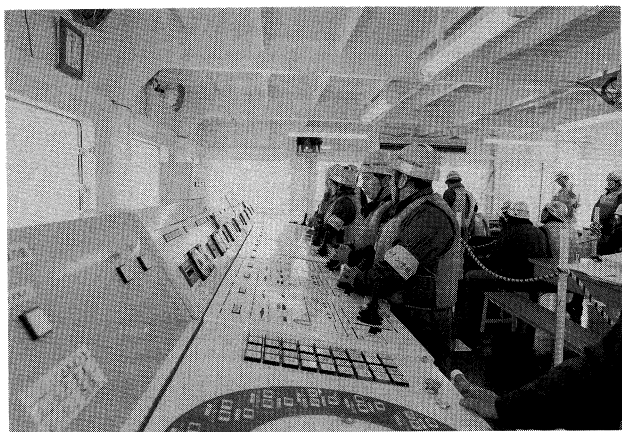


写真-5 操作室内のポンプ・ウィンチの操作状況

感できず、CRTに表示された水深値と傾斜値の変化で判定せざるを得ないほどスムーズな軟着地であった。

4.4 潮流速の監視

ケーソンの係留も、ケーソンの着底も潮止りを中心としたわずかの時間帯に行なわなければならないため、潮止り時間を正確に把握しなければならない。一方2P、3P海域の潮流は速く、かつその変化も複雑である。また潮止り時間の予測は可能であるが、気象条件によっては30分程度のズレが生ずる可能性もある。このため2P、3P海域に潮流速、流向計を配置し、作業中は常時流向、流速を監視するものとした。流速流向計はドップラー式であり、上層、中層、下層の流速、流向を測定できる流速計を搭載した通船を灯浮標横に係留し、測定したデータをケーソンへ無線送信した。ケーソン側ではこれらのデータを計算機に取り込み予想潮流と並べてCRTに表示した。作業中はこれを監視しながらケーソンの工事海域への入



写真-6 ケーソン沈設設備の全景

域、係留作業の開始、着底時の注水開始等を決定した。

5. あとがき

沈設設備は、昭和62年10月より設計を開始し、63年3月発注、平成元年1月に完成して以来6月までの約4ヶ月に、2P総合試運転、2P習熟訓練、2P沈設、3Pに移設搭載、3P試運転、3P習熟訓練、3P沈設を消化する厳しい工程であった。しかも本設備を管理運用する請負者は4JVとなるため、設備の試験、整備はもちろん各JV間の引渡しを円滑に行なうことも重要な課題であった。幸にして設備のトラブルも無く、また各JVの協力により、工程どおり2P、3Pを沈設することができた。明石海峡に並んだ2P、3Pを見ながら、今後のコンクリート工事の展開に思いを新たにしているところである。

終りに、この困難な作業に従事され、立派にやりとげられた皆様に誌上を借りてお礼を申し上げます。

瀬戸中央自動車道の料金収受システム

Toll Collection System For The Seto Chuo Expressway

第一建設局機械課長
(前) 第二管理局機械課長

土山正巳

Masami Tuchiya

第二管理局機械課長代理

小笠原保

Tamotu Ogasawara

1. まえがき

昭和63年4月10日に瀬戸中央自動車道は開通し、四国と本州が道路で結ばれた。同自動車道は、有料道路であるので利用者から通行料金を受け取らなければならない。料金収受システムは、通行料金の収受を主目的として設置され、開通と同時に運用を開始し、現在まで順調に稼働している。

料金収受システムは、直接利用者と接するので、その機能の信頼性を確保することが大変重要な設備である。かりにも通行料金の計算間違いや通行料金の表示ミスなどがあるてはならない。そこで、瀬戸中央自動車道では日本道路公団等で使用実績の高い「磁気カード方式料金収受機械」をベースに、児島－坂出ルートに特有な条件に対応できる機能を付加した料金収受システムを導入した。本報文は、同システムの概要を紹介するものである。

2. 料金収受システムの概要

2.1 システムの特徴

瀬戸中央自動車道に導入した料金収受システムの特徴は次のとおりである。

- (1) 料金収受を正確かつ迅速に行うことができる。
- (2) 現金以外にも種々の料金支払方法(回数券、往復割引券、別納、ハイウェイカードなど)が可能である。
- (3) 無効プレートの検索、不正通行の抑止機能を有している。
- (4) 専用のコンピュータによるオンライン化がなされ、データ収集の自動化と即時化が行われている。
- (5) データ管理の省力化が行われると同時に信頼性が確保されている。

(6) 与島PAからのUターン車の処理が可能である。

(7) 櫃石島、岩黒島及び与島の三島に無人の料金機械が設置されている。

上記の(6)及び(7)は、瀬戸中央自動車道に特有な機能として付加したものである。

2.2 システムの構成

瀬戸中央自動車道に導入した料金収受システムの構成を図-1に示す。

料金収受システムは、管理局－管理事務所－料金所－出入口機器がオンラインで結ばれた階層システムをなしているものである。通行料金の収受等に際して発生するデータは、管理局から流れるものと端末の出入口から送られるものが存在する双方向システムである。

管理局データ処理装置は、料金収受システム全体を統

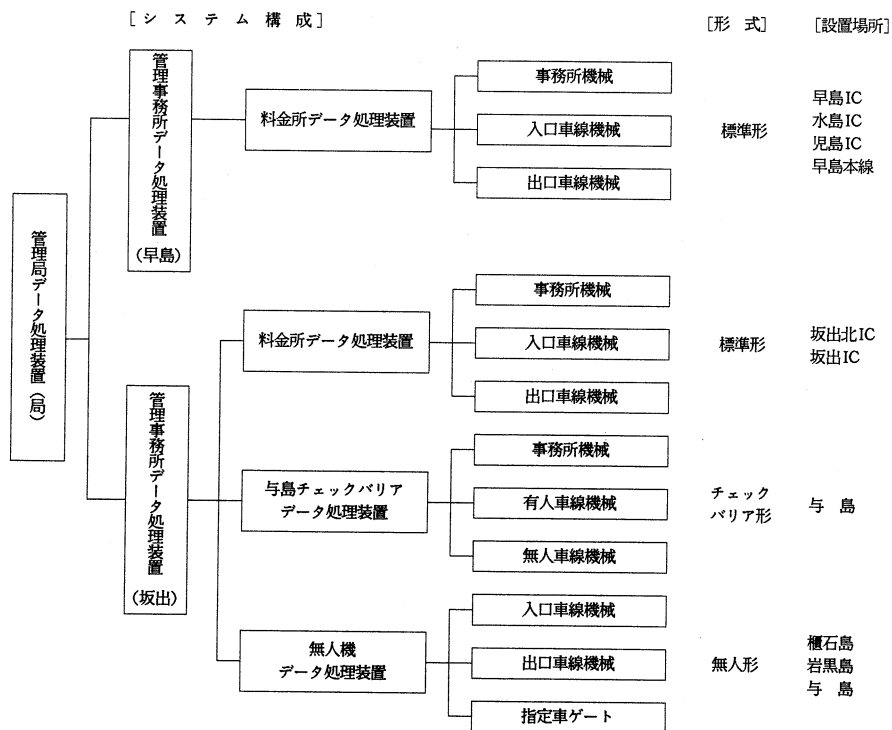


図-1 瀬戸中央自動車道料金収受システム

合管理するもので、岡山の第二管理局舎内に1式設置されている。

管理事務所データ処理装置は、早島と坂出の両管理事務所にそれぞれ1式設置され、管理局データ処理装置と料金所データ処理装置間とのデータの受け渡しを行うとともに、管理事務所に必要なデータの管理を行うものである。早島管理事務所データ処理装置には、標準形の料金所データ処理装置以下が4組接続されている。坂出管理事務所データ処理装置には、標準形料金所データ処理装置以下が2組、チェックバリア形のものが1式及び無人形のものが3組接続されている。

このように料金収受システムは、標準形料金機械、チェックバリア形料金機械及び無人形料金機械の3種の料金機械から構成されている。次項以下にこれら料金機械について述べる。

3. 標準形料金機械

標準形料金機械は、早島IC、早島本線、水島IC、児島IC、坂出北IC及び坂出ICの6ヶ所に設置されているので、入口車線機械、出口車線機械、事務所機械及びデータ処理装置から構成される。図-2に標準形料金機械のシステム構成を示す。

3.1 入口車線機械

(1) 機器構成

- ① 通行券発券機
- ② 入口車線制御装置
- ③ 車両検知装置
- ④ 信号灯

(2) 機能

入口車線機械は、進入してきた車両に対して磁気通行券を発券する装置である。車両が車両検知装置を通過すると、検知信号が入口車線制御装置へ送信され発券が可能となる。収受員が車種を判定し、発券機の車種釦を押すと所定の項目をプリント・磁気記録された通行券が1枚発券される。車種釦を押し誤った場合は、再発行することができる。通行券には、車種、入口IC番号、月日、時分等が記録される。車両の車両番号も選択によって記



写真-1 入口車線

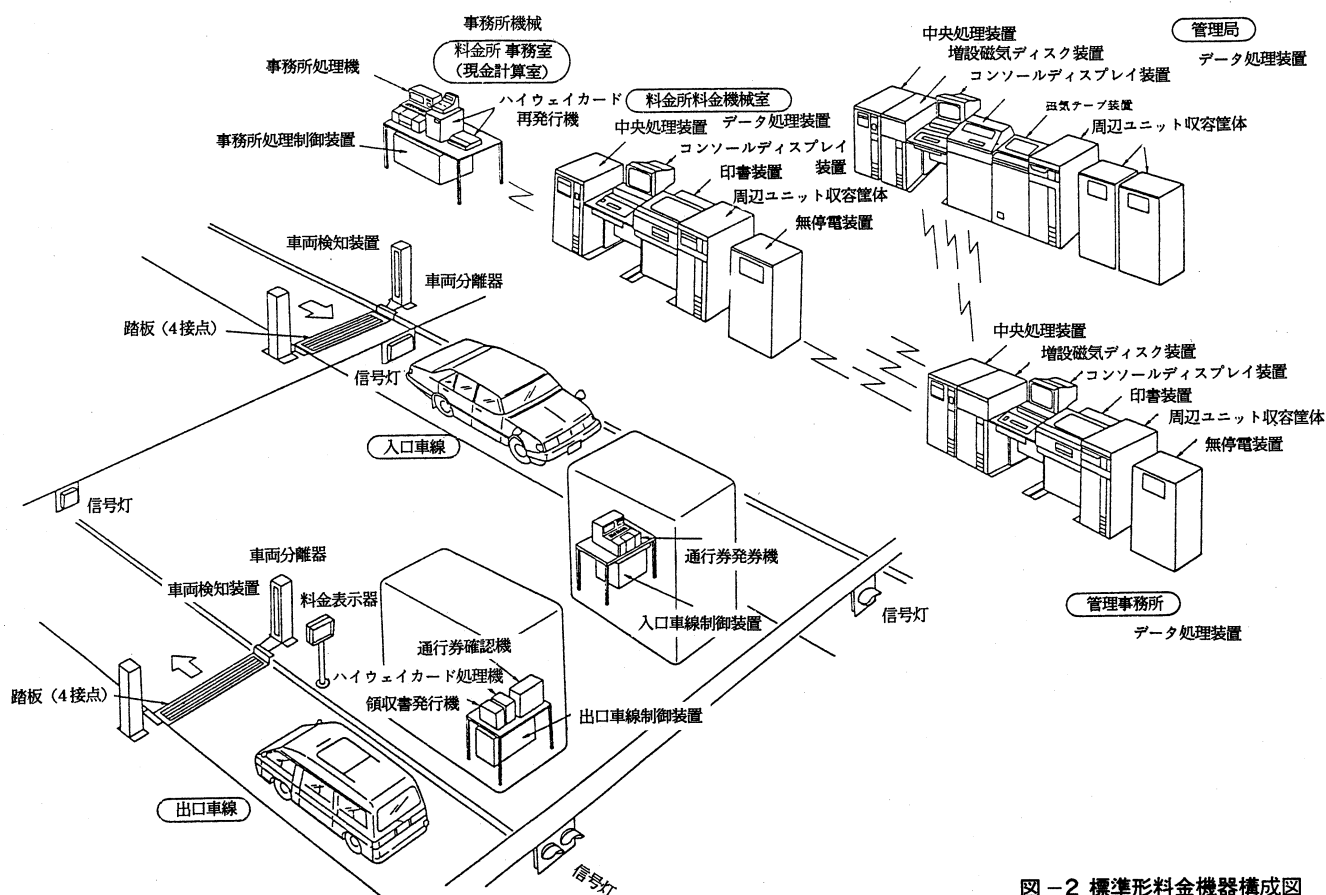


図-2 標準形料金機器構成図

録することが可能である。

入口車線機械で発生するデータ（通行券の車種別発券枚数、収受員コード番号等）は、収受員の1勤務単位毎に料金所データ処理装置へ自動的に送信される。

写真-1に入口車線の全景を示す。

3.2 出口車線機械

(1) 機器構成

- ① 通行券確認機
- ② 領収書発行機
- ③ ハイウェイカード処理機
- ④ 出口車線制御装置
- ⑤ 料金表示器
- ⑥ 車両検知装置
- ⑦ 信号灯

(2) 機能

出口車線機械は、流出しようとする車両に対して通行料金の精算を行う装置である。利用者から受け取った通行券が通行券確認装置に挿入され、車種、入口IC番号及び月日時分が正常に読取られて、且つ適正通行時間チェックが異常でなければ自動的に料金計算を行う。車種及び通行料金は、通行車両の右前方の料金表示器で利用者に知らされる。領収書は、領収書発行機の発行釦を押下することで発行することができる。

通行料金の精算は、全額を現金で処理するものの他、次に示す回数券、ハイウェイカード等の単独処理及び現金との併用処理（②、③、④のみ）を行うことができる。

- ① 別納、業務用プレート
- ② 回数券（全線、海峡部）
- ③ 往復割引券（全線、海峡部）
- ④ ハイウェイカード
- ⑤ 駐留軍証明書、無料証明書
- ⑥ 身体障害者割引証

通行券の破損、車種間違いによる車種変更などは、収受員が手動に必要なデータを入力することによって、ブース内で処理が行われる。車両も通常通り流出できる。しかし、通行券を紛失した車両、料金支払能力不足の車両、違法Uターン及び適正通行時間をオーバーした車両等があった場合は、ブース内で処理ができない。この場合は、料金事務所の事務所機械に処理を引継ぐための事務所処理カードを作成し、同カードと利用者及び車両を料金事務室へ転送する。

出口車線機械で発生した通行料金の精算に関するデータ（車種別収受金額、件数、支払区分別収受金額、件数及び収受員コード番号等）は、入口同様収受員の1勤務単位毎に料金所データ処理装置へ自動的に送信される。

3.3 事務所機械

(1) 機器構成

- ① 事務所処理機
- ② 事務所処理制御装置

③ ハイウェイカード再発行機

(2) 機能

① 入口、出口勤務カード（2）の作成

収受員が1勤務単位毎に入口及び出口ブースで作成した勤務カード（1）を基に、勤務データの補完（入口勤務者は、予備券交付枚数の入力、出口勤務者は収受した現金額の入力など）及び誤収受などの修正入力を行い、勤務カード（2）を作成する。

② 事務所処理カードの処理

出口ブースで作成した通行券紛失などの事務所処理カードを基に利用者より事情聴取を行い、処理方針を決定し通行料金の精算に関するデータを直接入力する。

③ 予備通行券の作成、廃券処理

入口車線機械の故障・停電等で通行券発券が不可能な時の手渡し予備通行券の作成及び一度作成した予備券が破損等で交付不可能となった時の廃券処理を行う。

④ ハイウェイカードの再発行

カードの裏面の使用記録スペース（84回まで）がオーバーし、残額がある場合及び料金の引取り不足、引取り過ぎ及びカード破損の場合に再発行を行う。

事務所処理機械で発生したデータは、1件毎に料金所データ処理装置へ送られる。

3.4 データ処理装置

(1) 機器構成

- ① 料金所データ処理装置
- ② 管理事務所データ処理装置
- ③ 管理局データ処理装置

(2) 機能

データ処理装置は、料金収受によって発生する各種のデータを収集し、管理保存する機能及び各種帳表類の出力機能を有するものである。出力帳表の例として管理事務所データ処理装置で出力できるものを表-1に示す。

管理局データ処理装置は、料金収受に必要な基礎データ（通行料金、適正通行時間、収受員コード番号、有効・無効プレート番号等）をテーブルとして記憶し、管理事務所及び料金所データ処理装置を経由して、入口車線機械、出口車線機械及び事務所機械へ送信する。料金収受データは、日々大量に発生し、時間の経過とともに膨大な量となる。それらを全て保存することは不可能なので、管理局データ処理装置で必要なデータを選択し、磁気テープに記録のうえ保存することとしている。

3.5 早島本線の特殊性

早島本線料金所は、瀬戸中央自動車道と日本道路公団管理の山陽自動車道との接続点になるために次のような特殊な利用形態となっている。

車種区分や後払方式の違い等のために、一旦、早島までの料金精算を行い、あらためて通行券を発券することになっている。そのため1つのブースに出口車線機械と入口車線機械の両方を設置してある。すなわち、山陽道

表-1 管理事務所において出力する帳表

No.	出力帳表名	集計の単位	様式番号	出力形態			途中集計の要求	備考
				時期	自動	手動		
1	勤務確認書（入口）	勤務単位	J-01	勤務終了後		○		
2	勤務確認書（出口）	〃	J-02	〃		○		
3	料金収入日報	日単位	J-03	日締後	○	○	可	
4	収受員監査報告書（入口）	〃	J-04	〃	○	○	可	
5	収受員監査報告書（出口）	〃	J-05	〃	○	○	可	
6	事務所処理明細	〃	J-06	〃	○	○	可	
7	業務用プレート特別処理明細	〃	J-07	〃	○	○	可	
8	修正処理明細日報	〃	J-08	〃	○	○	可	
9	車線管理表（料金所別）	〃	J-09	〃		○	可	
10	交通量日報（車種別・時間別）	〃	J-10	〃		○		
11	交通量日報（車種別・入口IC別）	〃	J-11	〃		○		
12	料金収入月報	月単位	J-12	月締後	○	○		
13	交通量月報（車種別・時間別）	〃	J-13	〃	○	○		
14	交通量月報（車種別・入口IC別）	〃	J-14	〃	○	○		
15	予備券作成発行調書	〃	J-15	〃	○	○	可	
16	過不足状況調書（個人別）	〃	J-16	〃	○	○	可	
17	過不足状況調書（料金所別）	〃	J-17	〃	○	○	可	
18	特別処理件数一覧表（個人別）	〃	J-18	〃	○	○		
19	ハイウェイカード処理月報	〃	J-19	〃	○	○		
20	各種テーブル	-	J-20	受信機	○	○		

からの進入ブースでは、出口機械は道路公団の所有機械であり、入口機械は本四公団のものである。瀬戸中央道からの進入ブースは、この逆となっている。

収受員は、受取った通行券を出口機械に挿入して通行料金の精算を行い、次に入口機械によって通行券の発券を行うことになる。

4. チェックバリア形料金機械

一般の高速道路ではUターンすることはできないが、瀬戸中央自動車道の与島PAでは、元の方へ戻ることが可能である（合法Uターン）。これは、与島が瀬戸中央自動車道で一般車両が唯一立寄ることのできる島であるため、利用者の便宜向上対策として行われた。このため、与島PAから本線へ戻る出口にチェックバリアを設け、通行券の検札を行っている。昼間は有人車線機械で、夜間は無人車線機械で検札を行う。写真-2に与島チェックバリア料金所を示す。

(1) 機器構成

(a) 有人車線機械

- ①通行券処理機
- ②車線制御装置
- ③車両検知機（ループコイル式）

(b) 無人車線機械

- ①通行券チェック装置

②阻止機

③車両検知機（ループコイル式）

(c) 事務所機械

- ①事務所処理機
 - ②事務所処理制御装置
 - ③ハイウェイカード再発行機
- (d) 与島チェックバリアデータ処理装置

(2) 機能

有人機の通行券処理機又は無人機の通行券チェック装置に通行券が挿入されると、与島チェックバリアを通過したことの証明として、入口IC番号の一部を変更し、通行券にプリント及び磁気記録を行う。瀬戸中央自動車道における入口IC番号は、全部で10箇所登録されており、入口IC毎に3桁の番号（556～565）が指定されている。与島チェックバリアを通過すると、上1桁を“5”から“9”に変更する。これによって任意の出口で、最初の入口ICを下2桁で認識し、チェックバリアの通過を上1桁で認識する

ことによって与島Uターンの料金計算が行われる。

与島チェックバリアには、通過台数の検証が行えるようにループコイル式車両検知機を設置し、通過台数を自動的にカウントしている。

有人機では通行券紛失、違法Uターン等が発生すると、出口車線機械と同様に事務所処理カードを作成し、料金事務室の事務所機械に処理を引継ぐ。また、通行券の破損、読取不能、書込み不能の場合は、ブースで新通行券を発行する。

無人機では利用車が直接通行券チェック装置に通行券を挿入し、検札後排出された通行券を抜き取らなければならない。利用者が通行券を抜き取ると阻止機のバーが



写真-2 与島チェックバリア料金所

開き、車両の発進が可能となる。車両が阻止機前方の車両検知機を通過すると、阻止機のバーが閉まり、次車両の通行券挿入が可能となる。通行券の読取不能、書込み不能等が発生すると、無人機から料金事務室へ信号を送りブザーが鳴動し、収受員が出向いて必要な処置を行う。通行券の紛失、破損等で通行券を挿入できない場合は、利用者が無人機のブザー釦を押すことによって同様に処置が行われる。

事務所機械及びデータ処理装置は、標準形料金機械のそれと同様の機能を有しているものである。

5. 無人形料金機械

櫃石島、岩黒島及び与島には、島民車両、路線バス、警察パトロールカー、ごみ収集車等特別に許可された車両だけが通行できる無人の料金機械が設置されている。これらの車両は、固有の番号が記録された通行プレート（別納プレートの1種）を所有していて、無人機に挿入することによって通行可能となる。プレートの番号は、管理局データ処理装置から送られたものが無人機に登録されていて、挿入されたプレートが有効であるかどうかのチェックを行っている。

5.1 機器構成

3島に設置されている無人形料金機械の構成を表-2に示す。

5.2 入口車線

入口車線には、通行券発行装置が設置されていて、利用者が固有のプレートを挿入すると、その有効・無効のチェックが行われる。有効なものであれば通行券が発券される。この時、利用者は自身の該当車種釦を押さなければならない。利用者が通行券とプレートを抜き取ると阻止機のバーが開き、本線へ流入することができる。車

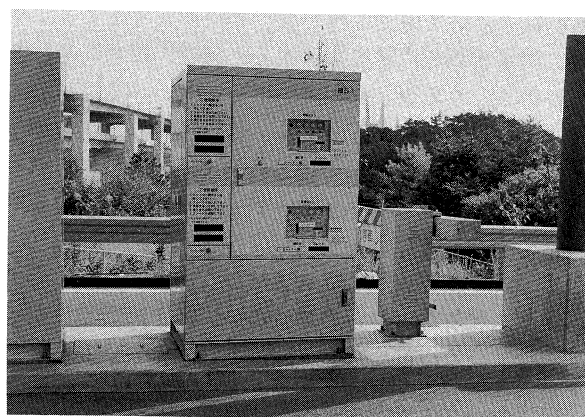


写真-3 無人入口車線機械（櫃石島）

両が発進検知機（ループコイル式）を通過すると阻止機バーが閉り、次車両の進入が可能となる。通行券発行装置には、利用者の利便性を良くするために、音声による案内ができるようになっている。

岩黒島については、入口車線機械が橋上に設置されたためにループコイル式発進検知機を使用することができないので、光学式の車両分離機を設置し、同等の機能を持たせた。

通行券の発券不可、阻止機バーの開閉異常などの故障が発生した時は、異常信号を管制室（早島又は坂出）の無人料金機械操作卓へ送信し、ブザーを鳴動させる。管制官は、操作卓のインターホンと通行券発行装置のスピーカーを介して、利用者に対話し、車両通行処置を行う。この状況は、管制室に設置されているモニターテレビで確認することができる。機器の障害が残った場合は、専門の保守員が現場へ出向いて修理しなければならない。この場合、機器の修復が終了するまで車両の通行が不可とならないように、前記操作卓からの遠隔操作で阻止機のバーの開閉を行って、車両を通行させる。

本線が事故、天候不良等で通行止めとなった時は、操作卓から通行券発行装置に信号を送り、通行券の発券を停止することができる。

櫃石島の通行券発行装置は、路線バスが島内まで運行しているので2段式となっている。写真-3に櫃石島の無人入口車線機械を示す。

通行券発券に関するデータは、無人機データ処理装置を経由して、坂出管理事務所データ処理装置へ送信する。有効プレート番号は、管理局データ処理装置で登録されたものが、坂出管理事務所及び無人機データ処理装置を経由して、通行券発行装置に送信され、それを記憶している。プレート番号は、管理局データ処理装置で随時追加削除することができる。

5.3 出口車線

出口車線には、料金精算装置が設置されていて、利用者が固有のプレートを挿入すると、入口と同様に有効・無効のチェックを行う。有効

表-2 無人形料金機械の構成

櫃 石 島	岩 黒 島	与 島
1. 入口車線機械 - 通行券発行装置（2段） - 阻止機 - 発進検知機	1. 入口車線機械 - 通行券発行装置（1段） - 阻止機 - 車両分離機	1. 入口車線機械 - 通行券発行装置（1段） - 阻止機 - 車両検知機
2. 出口車線機械 - 料金精算装置（2段） - 阻止機 - 発進検知機	2. 出口車線機械 - 料金精算装置（1段） - 阻止機 - 車両分離機	2. 出口車線機械 - 料金精算装置（1段） - 阻止機 - 車両分離機
3. 無人指定車ゲート - プレート確認装置（2段） - 阻止機 - 発進検知機	3. 無人指定車ゲート - プレート確認装置（1段） - 阻止機 - 発進検知機	
4. データ処理装置	4. データ処理装置	4. データ処理装置

であれば、入口で発券された通行券を挿入することができる。利用者が通行券を挿入すると装置内部で料金計算が行われる。この後、利用者がプレートのみを抜き取ることによって通行が可能となる。阻止バーの開閉機能及び音声案内機能は、入口車線と同様である。

利用者が利用証明書を必要とする時は、利用者自身で発行釦を押すことによって証明書が発行される。

無人の料金精算装置では、当然のことながらその場で通行料金を収受することができない。料金の請求に必要なデータを含めた料金精算に関するデータ（プレート番号、通行料金、車種、月日時分、入口・出口IC番号等）は、料金精算装置から無人機データ処理装置を経由して、坂出管理事務所データ処理装置と管理局データ処理装置へ送信される。管理局では、このデータにもとづいて1ヶ月単位で集計を行い、プレート所有者に料金を請求する。

櫃石島の料金精算装置は、入口同様2段式となっている。

5.4 無人指定車ゲート

無人指定車ゲートは、櫃石島の出口車線機械の手前に下り車線用のものと上り車線用のものがそれぞれ1組と、岩黒島の入口車線機械の手前に1組設置されている。櫃石島の入口車線機械、出口車線機械及び無人指定車ゲートは、全て地上部（島内）に設置されている。岩黒島の入口車線機械と出口車線機械は、本線の下り車線の脇（橋上）に、無人指定車ゲートは地上部（島内）に設置されている。これらの無人指定車ゲートは、次に示す機能を果たすために設置されたものである。

（1） 櫃石島無人指定車ゲート

- ①固有のプレートを持たない車両の違法Uターンを防止する。上・下線別に無人指定車ゲートがあるので、間違って櫃石島へ降りた車両は、ゲートの手前でUターンしてもとの車線へ戻らなければならない。
- ②固有のプレートを持する車両の合法Uターンを可能にする。これによって、例えば坂出方面から岩黒島を目的地とする車両は、無人指定車ゲートを通過した後、出口車線の料金精算装置を使用しないで、反対車線（下り）に入ることができる。岩黒島には上り車線から直接進入することができないものである。

（2） 岩黒島無人指定車ゲート

- ①固有のプレートを持たない車両の誤進入を防止する。
- ②固有のプレートを持する車両であっても、地上部の無人指定車ゲートと橋上の出口及び入口車線機械と間（アプローチ区間：ループ橋となっている。）に2台以上の車両が入ることを防止する。

岩黒島は、後述のように特殊な一方通行となっているので、本機能が必要なものである。

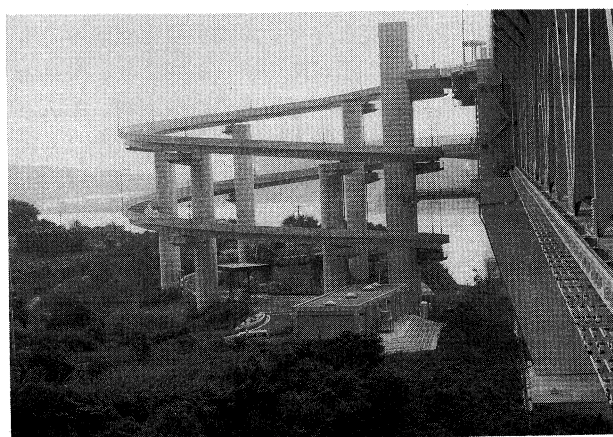


写真-4 岩黒島アプローチ部

無人指定車ゲートでは、プレート確認装置で挿入されたプレートの有効・無効のチェックのみを行い、有効であれば阻止機のバーが開閉する機構となっている。有効プレート番号は、管理データ処理装置に登録されたものが、入口車線機械と同様にプレート確認装置に送られてきている。

無人指定車ゲートに障害が発生した場合は、入口・出口車線機械と同様の処置を行うことができる。

5.5 岩黒島の一方通行制御

岩黒島と橋上の本線を結ぶアプローチは、特殊な構造となっている。すなわち、アプローチ距離と空間的に二車線を確保することができないために、一車線のループ橋形式となった。写真-4に岩黒島のアプローチ部を示す。このため岩黒島の無人形料金機械で、アプローチ部（ループ橋）に本線から流出する車両、又は本線へ流入する車両のどちらか一方の車両を一台ずつ通行させるように一方通行制御を行っている。

本線から流出する車両が、橋上の出口車線機械を起動させると、一方通行制御回路によって地上部の無人指定車ゲートにインターロックが働き、当該車両が島内へ抜けるまで島内からの車両の流入を阻止する。逆に島内から本線へ流入する車両が、無人指定車ゲートを起動させると、当該車両が橋上の入口車線機械を通過するまで本線からの流出はできない。

6. あとがき

料金収受システムは、上述のとおりである。今回のシステム中3島の無人形料金機械は、全国で実施された例のないもので独自のシステム構築を行った。

最後に、本システムの導入にあたって御協力いただいた関係各位に深く感謝するとともに、今後、坂出ICにおける設備の拡張等、更に御協力をお願いする次第である。

尾道大橋橋体点検

Inspection Report on the Onomichi Bridge

向島管理事務所 橋梁技術課長 上原 靖 視

Yasusi Uehara

向島管理事務所 橋梁技術課 杉山 剛 史

Takesi Sugiyama

1. まえがき

1988年2月1日、本州四国連絡橋公団は供用20年を経過した尾道大橋の管理を日本道路公団から引継いだ。向島管理事務所では直ちにこの橋の健全の程度を把握するため、早急に目視による点検を実施し安全に係わる重大な変状又は欠陥が無いことを確認した。ひき続き今後の維持管理を長期にわたり効率よく計画的かつ組織的に行うのに必要な基礎資料を得るため、旧管理者の時代に実施した補修の履歴や本橋の構造上の特徴あるいは問題点の有無について引継ぎ資料を中心に調査した。

さらにこれらの資料と橋体の補修箇所及び構造要部について照合し健全度の把握方法につき総合的に検討を加えた結果、上部構造の橋体計測（主桁キャンバー測定、ケーブル張力計測、溶接部の非破壊検査）を含めた細部の点

検を行うことを決め、これを実施した。

この細部の調査・点検の結果、本橋には斜材のケーブルに建設以来のクリープ現象が続き、またケーブル張力も増大あるいは減少の個所があること、さらに主桁とケーブルとの定着構造の内部に配置してあるケーブル分岐金物の締付ボルトが緩んでいること、塔側のケーブル定着部付近に雨水侵入があることなど斜張橋の構造特性に由来する変状を認めた。この他、溶接部の欠陥（クラック）や下部構造の鉄筋コンクリート表面のクラックも確認した。

今回の点検によって当面の維持補修を必要とする箇所及び長期の維持管理に係わり配慮すべき事項が明確になると共に、類似の橋の建設にあたり参考となる資料も得ることができた。

この報文では、調査・点検結果の概略を述べる。

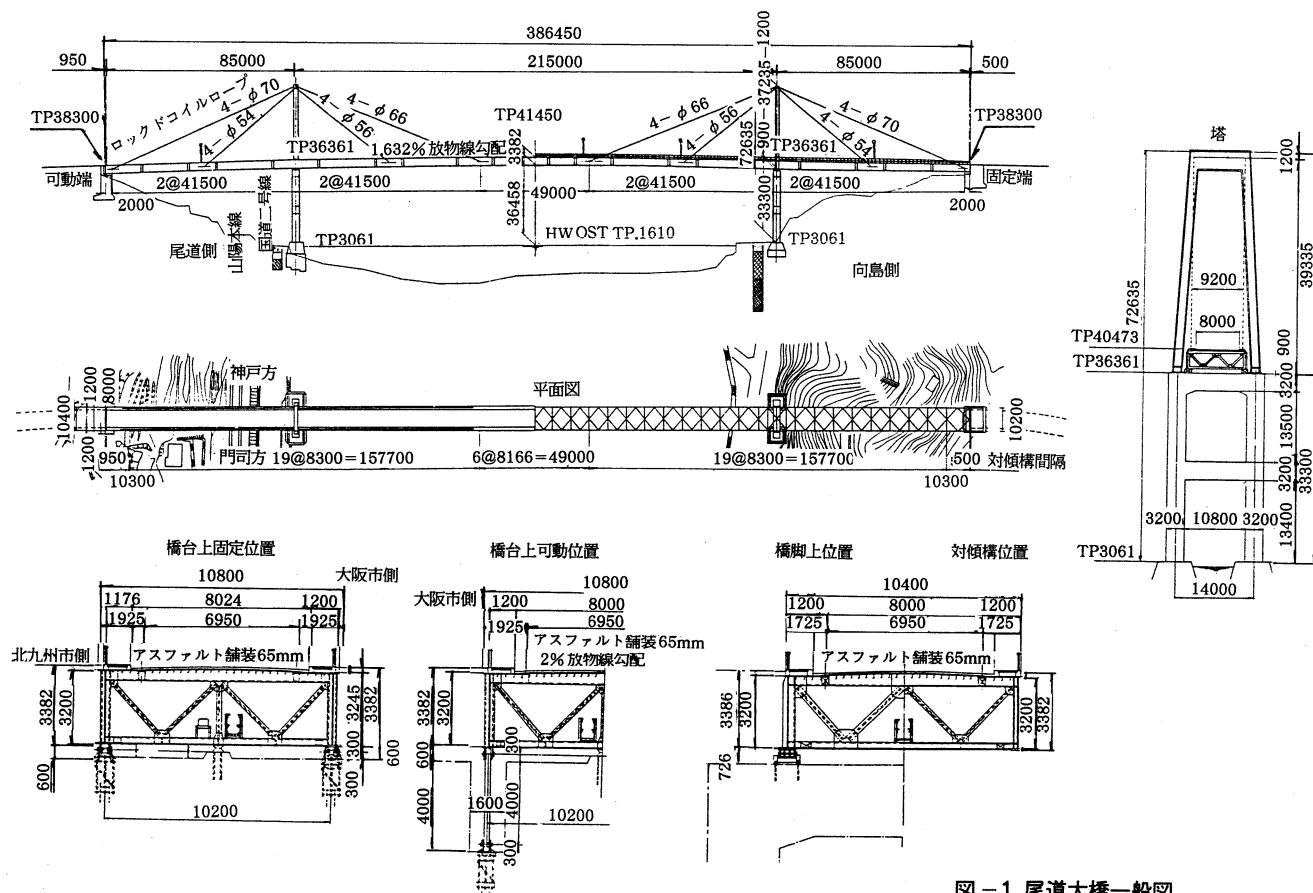


図-1 尾道大橋一般図

2. 橋の概要

2.1 橋の規模・諸元

尾道大橋は3径間連続鋼床版2主桁を用いた斜張橋である。国内において中央支間長200mを最初に超えた斜張橋であり、当時関係者の注目を引いた。この橋は、1968年度の土木学会の田中賞作品部門の賞を受けた。

橋梁一般図を図-1に示す。規模・諸元を次に記す。

- (1) 所在地 尾道市尾崎町～広島県御調郡向東町
 - (2) 橋の等級 1等橋（道路橋示方書1964年版）
 - (3) 形式 3径間連続鋼床版2主桁を用いた斜張橋
 - (4) 橋長 386.45m
 - (5) 支間割 85.00+215.00+85.00m
 - (6) 幅員 車道8.00+側帯1.20m（両側）
 - (7) 総鋼重 1873.248t
 - (8) 使用鋼種 YAW-TEN50A・B・C；YAW-TEN41A・B・C；（以上全鋼重の82%）SS41その他
 - (9) 接合方法 工場：溶接、現場：リベット（SV34）、高力ボルト（F9T、F11T）
 - (10) 塗装 素地調整；ショットブラスト、プライマー；アクチブプライマー
- 下塗：溶解光明丹180～220gr/回・㎡、2回、中塗：合成樹脂調合淡彩ペイント120～140gr/回・㎡、上塗：合成樹脂調合淡彩ペイント110～130gr/回・㎡
- (11) 床版 鋼床版12mm厚
 - (12) 舗装 65mmアスファルト舗装
 - (13) 工期 1966年3月～1968年1月
 - (14) 工費 下部構造：1億1855万円
上部構造：4億9087万円（材料支給）

2.2 構造上の特徴と問題点

(1) 使用材料

鋼床版、主桁及び塔の大部分の材料は耐候性鋼材を使用している。ケーブルはロックドコイルロープをそれぞれ4本を1組として使用している。耐候性鋼材化学成分を表-1、耐候性鋼材機械的性質を表-2、ケーブルの性能を表-3に示す。

(2) 主桁構造

鋼床版を合成した2主桁（腹板中心間隔10.2m、腹板高3.2m）とし、下横構と対傾構（8.3m毎に配置）によって桁全体のねじり剛性を高める構造である。耐風安定性の向上を図るため、中央径間の橋軸中央に幅660mmのオープングレーチングを設置している。

鋼床版は厚さ12mmのデッキプレートに縦リブ（B・Pl.180×9.5）を330～365mm間隔、横リブ（1-WebPl.480×8、1-Flg.Pl.200×8）を1287～1283mm間隔に配置し構成している。

(3) ケーブルと主桁との取付

主桁とケーブルの取付部の詳細を図-2に示す。架設時においてケーブル長さ調整に必要なジャッキが挿入できる構造となっている。またケーブルからの力をスムーズに主桁へ伝えるため、取付部には主桁腹板間を連結する剛性のある横桁を配置している。

(4) ケーブルと主塔との取付

主塔とケーブルの取付けは、塔頂サドル（SC46）に各ケーブルのソケットをはめ込みソケット前面でケーブルを定着している。主塔側ケーブル取付構造を図-3に示す。

(5) 尾道側橋台の可動支承

尾道側の端支点のペンデル支承を図-4に示す。温度差による桁の伸縮・回転及び負反力を受けもつ。

(6) 耐風安定性

建設当時、風洞試験の結果が判明したとき既に工場製作が進捗し、大幅な主桁断面の形状変更を断念せざるを得ない事情があった。次善の策として前述した中央径間の主桁断面中央の鋼床版をオープングレーチングに変更し対処した。

(7) ロックドコイルロープ（L・C・R）のクリープ

完成後の翌年の秋（1969年9月）、主桁のキャンバーを測定したところ、計画路面高が中央径間の中央点において約60mm低くなっていた。経年によってこの路面の沈下は進行した。ケーブルのソケット部やその他ケーブル定着構造に変形や異常が認められなかったので、路面

表-1 耐候性鋼材化学成分

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ti	Ceq
YAW-TEN 41	≤0.18	≤0.35	≤1.20	≤0.035	≤0.035	0.25～0.50	0.40～0.65	—	≤0.500
YAW-TEN 50	≤0.16	0.15～0.55	0.80～1.40	≤0.035	≤0.035	0.25～0.50	0.40～0.65	≤0.15	≤0.500

表-2 耐候性鋼材機械的性質

	引 張 試 験						曲 げ 試 験		
	降伏点kg／m m ²			引張強さ kg ／ m m ²	伸 び %			曲げ 角度	内側半径
	板 厚 mm				板 厚 mm				
	～16	17 40	41～		6～ 16	17～	41～		
YAWTEN-41	>25	>24	>22	41～ 52	>19	>22	>24	180°	厚さの1.0倍
YAWTEN-50	>37	>36	>34	50～ 62	>16	>19	>21	180°	厚さの1.5倍

表-3 ケーブルの性能

ケーブル径	標準断面積mm ²	切断荷重t	プレテンションおよびプレストレストレンディングt	プレテンション後の弾性係数kg/cm ²
70	3,470	409	180	1.6×10 ⁶
66	3,060	369	180	—
56	2,240	265	140	—
54	1,980	249	130	—

沈下の原因はL・C・Rのクリープであると推察された。

1973年2月、沈下量は約160mmとなった。このままでは主桁の断面力が増大し許容値を超えると予測されたので、中央径間の上段ケーブルが主桁に定着している取付部の4箇所において、油圧ジャッキを挿入しケーブルを緊張、所定の路面高まで主桁キャンバーを修正した。主桁キャンバー、ケーブル張力の履歴は後述する。

(8) 塗替塗装

フタル酸樹脂系の上塗塗料により塗替塗装は2回（1973、1978年）実施した。腐食環境の悪い桁端部や鋼床版の縦リブ、横リブの板材エッジ部及び塔内外は錆が生じている。塗膜は全般に白亜化が進行し、ふくれ・剥離も見られる。

(9) 補修工事の履歴

日本道路公団において実施した主な補修の工事名、実施年度等を表-4に示す。

表-4 補修工事の履歴

工 事 名	年 度	工 費 (千円)	内 容
尾道大橋塗装工事	1973	32,097	塗装面積 24,845 m ²
尾道大橋修正工事	1975	12,600	主桁キャンバーの修正
尾道大橋塗替塗装（その1）工事	1978	29,215	塗装面積 14,803.7 m ² 尾道小橋含む
尾道大橋塗替塗装（その2）工事	1978	25,888	塗装面積 13,433.7 m ²
尾道大橋舗装改良工事	1981	9,722	尾道大橋関連区間を含む。 橋上は中央径間部の上り線
尾道大橋歩道部改良工事	1985	29,300	側帯PC版下鋼床版部塗替塗装、水抜穴の改良、 ケーブル定着部防護カバー取替他

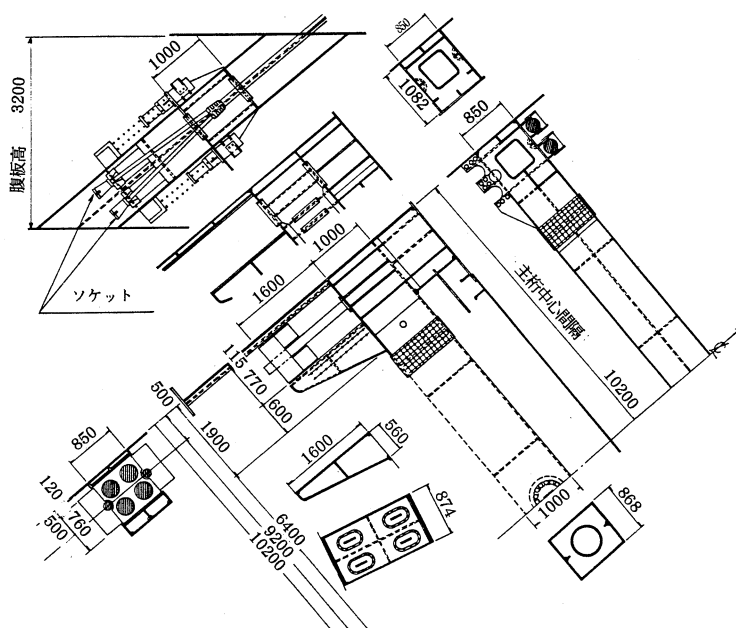


図-2 主桁側ケーブル取付構造図

3. 外観点検

橋台・橋脚・検査路上から主に目視によって双眼鏡や拡大鏡を用いたり直接対象に触れたりして、上部構造、主塔、支承、下部構造及び付属

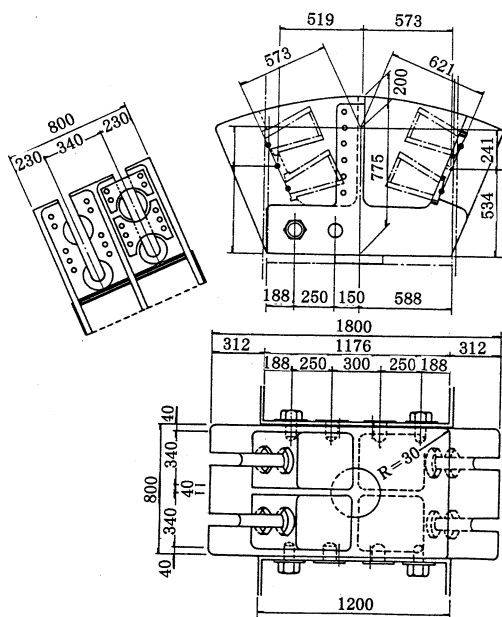


図-3 塔側ケーブル取付構造図

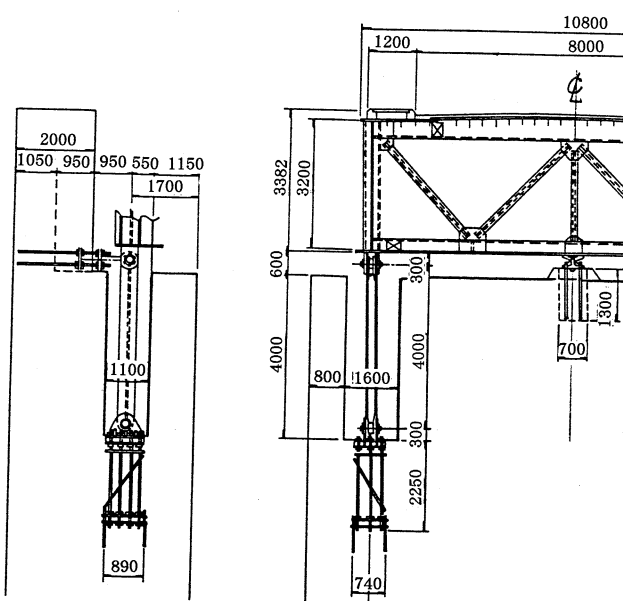


図-4 尾道側ペンデル支承図

物について点検した。

変状や欠陥は発生部位、変状等の種別を様式を定めた野帳に記載し、同時に変状等の代表例も写真撮影した。

これらの変状等の判定は本四公団の「土木構造物の点検の手引」に定めた判定基準を参考に評価した。

外観点検の結果の一部を後述の表-6に示す。変状等の判定は概ねC又はDであった。判定ランクBの1例を写真1~4に示す。

4. 橋体計測

1988年9月、光学水準器を用いて従来と同じ方法で建

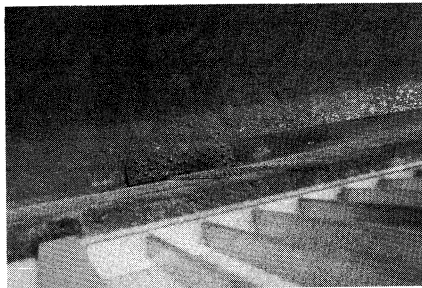


写真-1 主桁下フランジ添接部の腐食

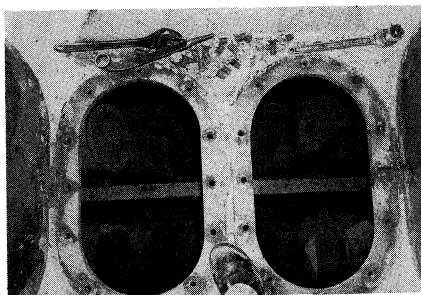


写真-2 塔頂水平材のマンホール蓋の欠陥

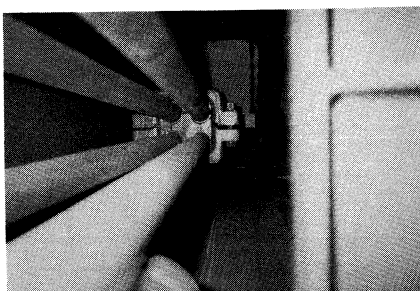


写真-3 桁側ケーブル分岐金物取付ボルトの緩み



写真-4 塔頂水平材下フランジの腐食

設後第17回目の主桁キャンバー測定を行った。中央支間中央点の測定値は、計画高より31mm下りであった。たわみの経年変化を図-5に示す。

主桁キャンバー測定と同じ日、あわせてロックドコイルロープの橋体死荷重による張力を測定した。夜間橋上交通を数分間規制し、人力でケーブルを強制振動させ固有振動数を観測し、測定した振動数からケーブル張力を算出した。ケーブル張力の経年変化を図-6に示す。これらの資料は、長期的な維持管理において橋体の健全度を判定する際、活用できるであろう。

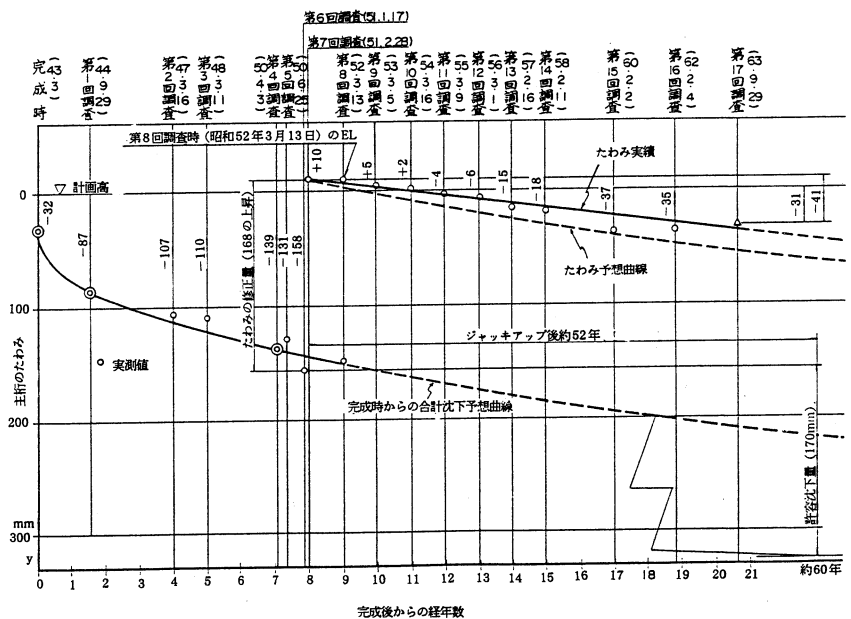


図-5 主桁のたわみの経年変化（中央径間中央点）

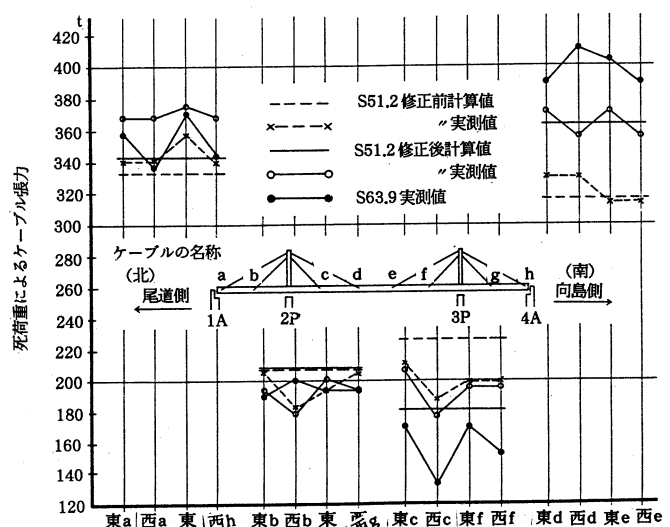


図-6 死荷重によるケーブル張力の経年変化

6. 橋体点検のまとめ

尾道大橋上部構造を対象に行った点検項目及び判定結果を整理して表-6に示す。変状や欠陥個所の補修工法を検討し、近々、実施すべき補修個所に関し概ね優先順位を付けて表-7に示した。

7. 補修工事

外観点検において5個所で認めた主桁側ケーブル定着部内のケーブル分岐金物締付ボルトの緩み(写真-3参照)対策には、各々直径40cmのマンホールの開設が必要であった。開口による断面欠損とこれの補強対策は慣用計算及び立体FEM解析で検討した。実施にあたり開口作業の手順を配慮し、さらに応力測定も併用して安全を確認しながら無事完了した。開設完了を写真-6、HTボルトの取替完了を写真-7に示す。

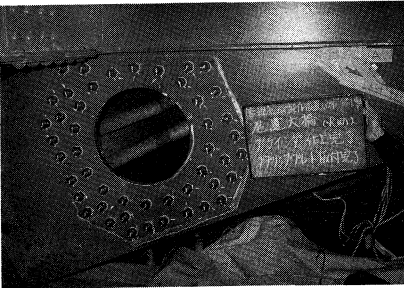


写真-6 マンホール開設

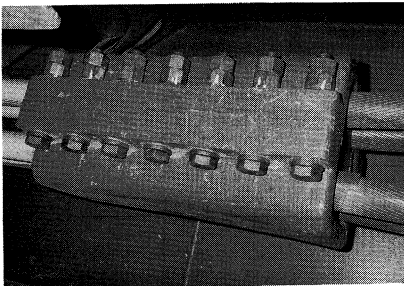


写真-7 ボルト取替完了

8. あとがき

20年以上も前に尾道大橋の建設に携わった技術者並びにその後の維持管理を担当した方々の御苦労や御努力に
対し心から敬意を表します。またこの度の点検作業に協
力をいただいた各位に対し感謝します。
今後も本橋が地域のお客様に末永くより良いサービス
を提供できるよう維持管理に努めたいと考えます。

表-6 橋体点検のまとめ

点検項目	外観点検	主桁キャンパー測定	ケーブル張力計測	溶接部の非破壊検査	現行設計示方書に基づく上部構造の照査	総合判定
主 桁	下フランジ溶接部の腐食はDであるが、他はC又はDランクである。	修正工事後のキャンパーは支間中央で45mm以下している。Cは測値より少ない。	1976年2月の調査から中央支間のケーブルで張力が増加している。C	主桁下フランジと垂直補剛材との溶接部でクラック2箇所。C	C 下フランジ2箇所、下フランジ溶接部で許容応力度の超過あり。	C
ケーブル定着部及び定着梁	C 定着梁内部の錆、及び塗膜のはがれ D 定着梁外側の鳥巣		定着梁と主桁腹板との溶接部の増大が生じているので、非破壊検査をすることが望ましい。Q	C: 定着梁と主桁腹板との溶接部にクラックあり。 Q: 上記箇所は全長にわたり非破壊検査の実施が望ましい。	Q: 荷重載荷点の応力集中を考慮した詳細検討(立体FEM解析)が必要である。	Q (非破壊検査 FEM解析)
鋼床版(横リブ、縦リブ)	C: 縦リブ溶接部から水漏れによる遊離石灰あり。 C: 横リブ溶接部の脱落。 D: デッキプレートの塗膜のはがれ。			C: 中間支点上の縦リブと横リブの溶接部のクラック	縦リブ及び横リブで許容応力度を大幅に超過する。補強は可能である。	C
主 塔	B: 点検ステップの欠陥 B: 水平材の腐食 B: 塔頂におけるマンホールの欠陥及び損傷 C: 塔フランジのピンホール C: 縦リブ溶接部のHTボルトの脱落 D: 塗装塗り残し		C 塔頂におけるケーブル張力は、側間中央径間及び東西それぞれにバラバラな箇所がある。塔全体系に対する曲率の変化はない。	D 今回の非破壊検査の結果、側間中央径間及び東西それぞれにバラバラな箇所がある。塔全体系に対する曲率の変化はない。	塔頂部は十分安全な一般部局では補強を要する。隅角部を開口の影響を無視して、立体FEM解析等が望ましい。	Q 耐荷力の詳細検討を要する。
ケーブル(ケーブル付属品を含む)	B: 桁側分岐金物のボルトの緩み B: 同上、ボルトの脱落 B: 塔頂金物(上段)の腐食 C: ケーブルカバーシールのはがれ C: 塔頂ケーブル防護カバーのボルトの緩み	大きな変化なし。	C: 安全率は最小2.64である。		安全率が確保されない。	C
支 承	B: ベンデル支承周辺の帯水、錆 B: 橋脚上可動支承の腐食 C: 橋台上固定支承の錆	支点沈下なし。		D: 支承とフランジとの溶接部で非破壊検査を行ったが欠陥はなし。	ピン部及びピン孔部の耐荷力が不足しているが、原設計でも問題なし。	C

A: 自動車の走行、列車の運転及び第三者の安全に係わる変状又は欠陥があり、安全上直ちに補強、使用停止等の措置を必要とするもの。
B: 変状又は欠陥があり、それらが進行して土木構造物の機能を低下させるおそれがあり、早期に措置するもの。
C: 変状は軽微であるが、その進行状態を監視する必要があるもの。
D: 軽微な変状、又は健全なもの。
Q: 変状又は欠陥の有無・程度判定は困難で別の方法で再点検する必要のあるもの。

表-7 上部構造補修項目

項 目	補 修 方 法
1) 主桁ケーブル分岐金物締付ボルトの緩み対策	定着部の側面にφ400mmのマンホールを開孔、ボルトを取替える。
2) 1A、4A 橋台支承ピン抜け防止対策	ピンのカラーとピンを一体となるようにφ10mmの平行ピンを設置。
3) 塔頂マンホールの防水対策	防水構造に改造する。
4) 添架物吊材の安全対策	既設のガセットプレートを撤去し、新設する。
5) 主塔点検用ステップの安全対策	ステップ金物の新設。
6) 1A ベンデル支承部の防水対策	防水構造に改造する。
7) 4A 主桁固定支承の排水対策	排水溝の施工。
8) 側帯下面の排水対策	コンクリートを打設し、排水勾配を設ける。
9) 2P、3P 主桁可動支承の防塵対策	防塵カバーを設置。

参考文献

- 1) 平野秀夫; 尾道大橋キャンパー修正工事の報告、日本道路公団技術情報、第33号、1976。
- 2) 上原靖規; 尾道大橋の橋体調査、建設省中国地方建設局第40回管内技術研究会論文集、1989。
- 3) 本四公団; 尾道大橋橋体点検調査業務報告書、1988。

米国長大橋の維持管理

Maintenance and Management of the Long Span Bridges in the United States of America

第三建設局 建設第二課長
(前) 工務部 工務第一課長代理

藤井 秀夫
Hideo Fujii

1. まえがき

本報告は、昭和63年度長大橋の健全度評価と補修補強技術に関する研究調査委員会に基づく米国での海外調査報告書(平成元年3月 財団法人海洋架橋調査会)を基に長大橋維持管理の現況をとりまとめたものである。

米国における長大橋は、現在守成(維持)の時代であり、長大橋維持管理における先進国である。米国の維持管理体制

及び保守点検方法は各組織によって多少実施方法が異なるが基本的な考え方は同様である。本報告は、米国から健全度評価方法、補修補強技術及び維持管理に対する考え方を学び取り、本四連絡橋を初めとする今後の長大橋維持管理に資するため前記報告書を基に米国の現況を述べるものである。

海外調査は表-1の調査団編成で昭和63年10月8日から10月31日までの24日間実施した。主要な調査内容は表-2のとおりであるが、詳細は前記報告書に詳述されているので参考にされたい。

2. 主要調査対象組織及び管理吊橋の概要

米国における交通管理組織は、地域間(川または湾で隔てられた都市間)の道路や鉄道及びフェリー、バスなどの交通体系を一元的に総括管理する形態を取り管理、運営上の効率化が図られている。

調査は米国内の12組織について行ったが、内11組織の概要を表-3に示す。

3. 維持管理の基本的考え方

3.1 現況

米国では、年間約7000の橋梁を建設し、現在の橋梁総数は約58万橋である。これら橋梁の平均寿命は約40年と見込まれている。この数字から見て今後10～20年後には相当数の補修・架替が必要となることが予想されている。このため橋梁を総合的かつLogicalに管理していく必要性にせまられBridge Management System

表-1 調査団編成

氏名	所 属	団 員	字野名	右衛門	石川島播磨重工業(株)
団 長 吉 田 巖	本州四国連絡橋 エンジニアリング	佐 岡 暖 也	川崎重工業(株)		
副団長 山 田 勝 彦	本州四国連絡橋公団	中 島 国 凱	(株)横河橋梁製作所		
団 員 大 西 壽	"	伊 藤 博 章	川田工業(株)		
" 藤 井 秀 夫	"	橋 本 修 治	日本道路(株)		
" 土 山 正 己	"	石 川 信 行	(社)日本鋼橋塗装専門会		
" 今 野 信 一	新日本製鐵(株)	兼 田 教 一	(株)本州四国連絡橋 エンジニアリング		
" 福 士 明 博	(株)神戸製鋼所	平 山 純 一	(財)海洋架橋調査会		
" 小 関 喜 久 夫	鹿島建設(株)	藤 井 裕 司	"		
" 城 所 靖 夫	大成建設(株)	船 谷 富 男	"		

表-2 主要な調査内容

調査項目	内 容
(1) 健全度評価技術	1) 検査・診断の体制 2) 検査・診断マニュアル 3) 交通量と通行規制 4) 余寿命の推定 5) 維持管理に関する最近の考え方
(2) 補修補強技術	橋梁本体、塗装、舗装、補強技術
(3) 各種災害に対する緊急対策	
(4) コンクリート構造物の維持管理	1) プレパックドコンクリート 2) コンクリート橋

が作られている。

橋梁のManagementでは、次の2点の重要性が指摘されている。

- ① 維持、補修、架替にいくらの予算を配分するか。
- ② どの橋を対象とし、何時実施するか。

マニュアルでは、ある橋梁の寿命を1年延ばすための費用がいくらかかるか(補修で対応すべきかあるいは架替をすべきか)が計算される。計算によると橋梁の架替費用の6%をかければ良いとなっている。しかし、実情は全米の橋梁オーナーに対し、公共の橋梁の維持・補修のために、いかにして金を出すことを納得させるかという問題を生じている。

維持管理の重要性がわかっていても資源(資金と人)の厳しい制約など、社会的、政治的問題で実施したくても思いどおり実施できないのが実状である。

表-3 組織と主要管理橋梁の概要

組 織 名	主 要 管 理 橋 梁	概 要		
		完 成 年	経過年数 (1989)	スパン (m)
マキノ橋公社 (Makinac Bridge Authority)	マキノ橋	1957	32	1,158
ニューヨーク市交通局 (N.Y.City,Department of Transportation)	ブルックリン橋	1883	106	486
	マンハッタン橋	1909	80	448
	ウィリアムズバーグ橋	1903	86	487
	クイーンズボロ橋	1909	80	-
トライボロー橋梁トンネル公社 (Triborough Bridge and Tunnel Authority)	ベラザノナロウズ橋	1964	25	1,298
	ブロンクスホワイトストーン橋	1939	50	701
	ターガスネック橋	1961	28	548
	トライボロー橋	1936	53	420
NY & NJ 港湾局 (The Port Authority of NY& NJ)	ジョージワシントン橋	1931	58	1,067
デラウェアリバーポートオーソリティ (Delaware River Port Authority)	ウォルトホイットマン橋	1957	32	609
	ベンジャミンフランクリン橋	1926	63	533
デラウェアリバー & ベイオーソリティ (Delaware River Port Authority)	デラウェアメモリアル橋	1st	41	653
		1948		
		2nd 1964	25	653
Golden Gate Bridge Highway and Transportation District	ゴールデンゲート橋	1937	52	1,280
ワシントン州交通局 (Washington State Department of Transportation)	タコマナロウズ橋	1950	39	853
カリフォルニア州交通局 (Department of Transportation State of California)	サンフランシスコオークランドベイ橋 リッチモンドサンラファエル橋 カーキネツ橋 サンマティオヘイワード橋	1936	53	704
		1956	33	-
		1958	31	-
		1967	22	-

3.2 検査基準及び健全度の評価

検査基準は、1967年のシルバー橋の落橋事故に端を発し、National Bridge Inspection Standard (N.B.I.S.) が制定され全米の公共道路の全ての橋梁に適用される基準となっている。

N.B.I.S.では米国の橋の総てについて台帳を作成し、2年おきの調査、健全度の評価、補修の必要性の有無、交通制限の必要性などを検討することを義務付けており、主要な点は次のとおりである。

①点検のための組織を作る事の義務付け。

②検査官の資格・点検回数、手順及びデーターの報告義務

③連邦政府は、州、公団、公社、地方自治体が資格のある検査官により質の高い点検を行い、国民の安全を確保するため努力しているかを定期的にチェックする。

④橋梁検査官のトレーニングプログラムを作成。

また、橋梁の健全度評価方法は

表-4に示すように、脚、桁、伸縮装置などすべての部位についてその損傷度を1から7までにランク分けを行い、また部位毎に1から10までの重要度によるウェイトを付け、その総合得点で行っている。

もう1つの評価方法として次の4段階に分けて、管理方法の目安にすることになっている。

表-4 MANUAL CONDITION AVERAGE SHEET (例)

ELEMENT	(1) WEIGHT	(2) CONDITION	(1) × (2) WEIGHTED CONDITION	REMARKS
1. BEARING	6	4	24	*7-BEST 1-WORST
2. BACKWALLS	5	6	30	
3. ABUTMENTS	8	5	40	
4. WINGWALLS	5	5	25	
5. BRIDGE SEATS	6	4	24	
6. PRIMARY MEMBERS	10	6	60	
7. SECONDARY MEMBERS	5	5	25	
8. CURBS	1	6	6	
9. SIDEWALKS	2	4	8	
10. DECK	8	5	40	
11. WEARING SURFACE	4	3	12	
12. PIERS	8	7	56	
13. JOINTS	4	5	20	
TOTAL	72		370	

$$\left[\begin{array}{c} \text{OVERALL RATED VALUE} \\ \text{OF STRUCTURE} \end{array} \right] = \left[\frac{\Sigma \text{WEIGHTED CONDITIONS}}{\Sigma \text{WEIGHTS}} \right] = \frac{370}{72} \approx 5.1$$

poor : 載荷能力を保証するために、常に監視しておかなければならない程損傷しており、場合によっては重量制限を行う必要があるが、特に不安全であるという状態ではない。

fair : 一次部材あるいは二次部材に損傷があるが、載荷能力には大きな影響はない。しかし、かなりの補修は必要とする状態である。

good : 一次部材あるいは二次部材に若干の損傷があり、塗装あるいは小さな補修が必要であるが、載荷能力には影響がない状態である。

very good : 塗装、清掃、注油などの作業以外は、特に補修作業は必要としない状態である。

また、上記とは別に橋の重要個所がある一定の品質以下になると、「Flag Condition」と呼ばれ、その個所が補修されるまでは、毎日あるいは各週毎に監視しておかなければならないとしている。

3.3 調査方法

調査は3人が1組となり、2スパン程度の橋であれば1日で行う。調査方法は目視が基本となるが、場合によっては磁気探傷、浸透探傷、厚み計、電位差計などを用いている。

調査の間隔は連邦では2年毎としているが、これまでの経験から2年毎では間があきすぎ、場合によってはその間に重大な損傷を起こすことが予想される。そのため市では2年毎の州の調査の間を埋めることで、poorおよびfairの橋の検査は6ヶ月毎、goodおよびvery goodの橋の検査は1年毎としている。また、水中部も調査することにしているための体制も強化されている。

4. 維持管理の現況

N.Y市（ニューヨーク市）管理の橋梁（長大橋としてはブルックリン橋、マンハッタン橋、ウィリアムズバーグ橋、クィーンズボロー橋）の大部分は、100年前後の年月が経過している。そのため老朽化と著しい損傷を起こしており、28橋を部分的あるいは全面的に閉鎖している。

マンハッタン橋では4車線の地下鉄の内2車線が閉鎖され、ウィリアムズバーグ橋では点検、検査中致命的損傷及び損傷部の補修のため、1988年4月全面閉鎖され8月に再開された。これらN.Y市管理橋梁の老朽化の背景は下記①～④によるものであった。①～③は時代の変化によるものであり、④について老朽化の要因を見い出すことができる。

- ①水上に架ける橋の大部分は100年前後経過している。
- ②建設当時の交通形態と現状（自動車社会となる）が大きく変わっている。
- ③利用者の飛躍的増大。
- ④適切な維持管理が実施されなかった。
- ④についての原因は次の4点に分類されているが、本

四連絡橋の長期展望を考えるうえで非常に参考となる事項である。

(1) 維持管理費の不足

他の公社（ニューヨーク・ニュージャージーポートオーソリティ、トライボロー橋梁トンネルオーソリティ）等と異なり、N.Y市が管理している橋梁は総て無料となっており、維持管理財源が不足している。

このため、作業員の雇用にも影響し、ブルックリン橋を例にとると開通当初200名いた作業員が現在4～5名しか雇用できない状態である。

(2) 維持管理職員の不足

市職員の数が不足しているため十分な調査等ができず、優先順位の高い橋梁しか注意が払われていなかった。

また、行政上の制約から迅速な対応と有能な技術者を集めることができなかった。

職員数についてEast River (N.Y市)、N.Y&N.Jポートオーソリティ、T.B.T.A. (トライボロー橋梁トンネルオーソリティ) について長大橋をモデルにした比較表を表-5に示す。

表-5 職員数の比較

	East River	Port Authority	TBTA
Number of Bridges	4	4	7
Number of Lane Miles	49	38	64
Number of employees	12	120	95
Number of employees per 100,000 Passengers/Day	1	44	12
Number of employees per Lane Miles	0.25	3.2	1.5

Maintenance of the East River Bridge, :
at the Port Authority rate : 157 employees,
at the TBTA rate : 73 employees.

(3) 維持管理手法の不備

10年計画はあるが、全橋梁を管理運営する点で不十分であり、補修補強についても応急的な当面の処理に終始し、予防の面からの維持管理がなされなかった。

(4) 維持管理に対する認識不足

公共交通手段としての橋梁の位置付けに対する認識不足から橋梁の維持管理行政は市の行政の中で重要視されなかった。

5. 長大橋維持管理における知見

米国においては100年近くにわたって長大橋の維持管理を行っており、経験上数多くの知見を得ている。今回の調査結果我国でも今後参考となると思われる事項を列挙する。

(1) T.B.T.A

①吊橋ケーブルの維持管理は、基本的に塗装を良好に保持することおよび、頻繁に点検することである。特に「ケーブルバンド」「端末ソケット」「クランプ」などを詳細に点検することである。

②コンクリート構造において最も悪化の原因となるのはクラックおよび破砕個所である。また、悪化の兆候を見つける方法は傾斜、沈下の状況を調査することである。

(2) N.Y.&N.J.ポートオーソリティ

完成後50年以上経過している4つの長大橋のデッキには、痛みが酷くて広範囲にわたって取替え工事を行ったものと、60年経過してもまだ最初のデッキのままで健全であるものがある。

RC床版(スラブ厚:23cm~25.4cm、スパン:1.6m~4.0m)の実態調査の結果、“良いデッキ”には次の事項が共通していることがわかった。

- コンクリートのかぶりは、少なくとも5cm以上である。
- コンクリートの水セメント比が小さい。
- コンクリートがよく締固められている。
- コンクリートの養性がよくなされている。
- 水や化学物質がコンクリートには入らないような配慮がなされている。→適切なデッキ勾配(3.5%以上)や排水等。
- コンクリートのスランプが小さい。→鉄筋周りの沈下ひび割れの防止。

以上のことはコンクリート強度そのものより重要である。コンクリート強度は、設計強度(通常 $280\text{kg}/\text{cm}^2$)さえ満足すれば、それ以上いくら大きくても性能は改善されない。調査結果によれば、例えばコンクリート中の塩分濃度のような“指標”は、必ずしも腐食と直接的な係わりを持たない。半電池試験やpHも適切な“指標”とはならない。

評価上重要なのは、デッキの性能、維持管理、材料特性の正確な記録である。試験値の経時的な変化は容易にチェックでき、ただ一回の試験値より意味のある情報を与えるものである。

(3) 米国土交通省連邦道路局

①吊橋では、重要な個所を特に集中的に点検することが必要であり、特に問題となる個所は次のとおりである。

- 塔頂部……サドル部でワイヤーが充分シール・ラッピングされて水が入らないこと。また鳥の糞も害を与えず原因となる。
- スプレー部……塔頂部と同じ問題がある。
- アンカレイジ……上部に車道があり、シールが困難で水分がたまりやすく、これを排水することが重要である。これをおこたると、ワイヤー、アンカレイジバーの腐食の原因となる。Manhattan橋が良い事例である。

②路面にまいた積雪凍結防止用の塩が通行車両とび

ちりハンガーにかかり、ハンガー定着部などの腐食の原因となっている。そこで、スチール・チューブ、ポリエチレン・チューブ、エポキシ樹脂でコーティングした管などでハンガーを防護している。

③ケーブルの防護としてラッピングも重要であるが、ケーブルに水が浸透するのはケーブルバンドからで、浸透した水はケーブルの下部に集まり、ワイヤーが腐食する。N.Y市のWilliamsburg橋でウェッジを用いて調査した結果、ケーブルの下の方のワイヤーが影響を受けていることがわかった。

Williamsburg橋のワイヤーはメッキをしていないが、メッキをしていなくてもタイトにラッピングし、適切な防護をしておけば腐食しないと考えられる良い事例である。

④鉄道橋の最大の問題は疲労問題であり、ねじり振動によりトラスが疲労することをManhattan橋で経験しているので、現在は各橋梁の欠陥である部材場所を記録し、そこを中心に超音波探傷で検査するよう、各州にマニュアルを配布、指示している。橋梁全体を一樣に点検するのは、効率が悪く、どこを集中点検するかを指示しているものである。

⑤非常に費用効果のある2つの大きな維持管理項目は次の2点である。

- 鋼構造物の塗装
- コンクリート中への塩の浸透防止

⑥構造物の寿命を引き延ばすのに効果のある予防的維持管理項目は次の点である。

- 床版と下部構造天端の洗浄
- 床版のシーリング
- 継手部のシーリング
- スポット塗装
- クラックへの注入
- 洗掘の修復
- 支承の注油とシーリング

⑦何年にもわたって何千橋もの古い橋を見てきたが、その中で問題点は大きくわけて3点あり、これを解決すれば橋は何百年ももつであろうし、最小限の費用で維持管理できるものと考えている。

- デッキ……水、化学物質(塩分)の影響を受けやすい。
- 継手
- 支承

⑧維持管理費の安い橋梁を建設する試みとして、できる限りデッキの伸縮継手を少なくする方法がある。伸縮継手をなくす事でほとんどの問題が除去できる。また、ジョイントレス橋梁としては、フレキシブルピア(杭)を用い、変形に対する柔軟性を持たせ610mの橋梁を建設している。

6. 経営基盤と採算性

アメリカにおける各組織は、先に述べたように有料橋の管理・運営のみならず、地域の交通手段（電車、バス、フェリー）を一括して管理運営しているところに特色があり、交通機関同志の競争は無い。中にはビルの管理運営を行っており、警察組織を有しているところもある。各組織は成熟しており、独立採算性の基に運営されている。

各組織の経営内容を表-6に示す。

また、採算性の点で詳しく報告されているDRBAの内容を次に示す。

橋梁とフェリーは、DRBAの発行した公債によって建設され、毎年の収入の中から償還を行い、余った資金は公債を買い戻したり別の事業に投資を行っている。公債の金利は非常に安く、又償還期限も非常に長い。残っている公債には、次のものがある。

金 利	償還年	金 額
3.70%	1988年	\$ 1,550,000
3.70%	1989年	1,550,000
3.70%	1990年	1,550,000
3.75%	2004年	58,030,000

合 計 \$ 62,680,000

年間の収入と支出及び償還と余裕資金をみると次の様になっている。

	収 入	費 用	差 引
橋	\$ 26,734,272	\$ 7,748,564	\$ 18,985,708
フェリー	7,432,727	7,583,749	-151,022

投資収益	1,409,012	1,409,012
管理費用	1,273,509	-1,273,507
警察費用	2,257,266	-2,257,266
計	\$ 35,576,011	\$ 18,863,088
返済		6,400,915
純益		\$ 10,312,008

この純益は、DRBAの資産に組み入れられ、運用される。1987年末における現金と投資資金の市場価格の合計は、約23百万ドルである。DRBAの公益は、全て無税である。

7. あとがき

古くから「貞観政要」に由来する「草創（創業）と守文（守成＝維持）で熟れが難き」で、守文（維持）が最も難しいと言われている。

N.Y市管理の橋梁に見受けられるように、その難しさから一部維持的衰退をきたし、今懸念に建て直しを図っている事例も見られるが、維持管理体制の整っている組織においては比較的良好な管理がなされ、公共構造物として半永久的に機能できるのではないかと思われた。実橋調査においても、この差は歴然と表われている。

24日間にわたる米国長大橋調査から本四連絡橋では、維持的發展を図るべくその体制の保持と効率的機能の追求及び維持管理に対する熱意が重要であると強く感じた次第である。

表-6 組織経営内容

組 織 名	経 営 内 容
トライボロー橋梁トンネル公社 (Triborough Bridge and Tunnel Authority)	トライボロー橋梁トンネル公社 (TBTA) は、1934年、N.Y市交通部より独立し、ベラザノナローズ橋など11の橋梁、イースト河をくぐる2つの道路トンネルの他、空港ターミナルビル、コロシアム、駐車場の建設・管理を行うとともに、地下鉄、バスの運営を行うなどマンハッタン島へのN.Y市の主要交通網の一部を管轄している。
NY & NJ港湾公社 (The Port Authority of NY & NJ)	NY & NJ港湾公社は、合衆国最初の2州にまたがる機関として、N.Y州とN.J州によって設立された。設立目的は、両州にまたがる「港湾商業」を保護振興し両州を結ぶ橋梁やトンネル等の公共性の高い事業を行うことによって「港湾区域」の改善を図ることにある。 経営は、空港、港湾、鉄道、橋梁、トンネル及びビル（ワールドトレードセンター）等を独立採算性のもとに管理している。また、NY州とNJ州の両州にまたがる犯罪を取り締まる独自の警察組織を有している。
マキノ橋公社 (Makinac Bridge Authority)	マキノ橋公社は、マキノ橋有料道路の運営と維持管理であり、州の補助はあるものの基本的には通行料金収入をベースにして独立採算を原則としている。 通行量は、普通車で1.5ドルであり、以前は3.75ドルの時もあったが、値下げを条件として1969年より州政府から公社に年間350万ドルの補助金が向けられ値下げした。
デラウェアリバーポートオーソリティ (Delaware River Port Authority)	公社の主要業務は、デラウェア川沿いのフィラデルフィア港と付属港湾施設の管理運営、鉄道の運営及デラウェア川に架かる4つの長大橋の維持管理と有料道路の管理運営である。
デラウェアリバー & ベイオーソリティ (Delaware River and Bay Authority)	デラウェアリバー & ベイオーソリティは、デラウェア川に架かるメモリアル橋とデラウェア湾口を結ぶフェリーを管理している。 有料道路内の交通管理として自前の警察を持っている。
カリフォルニア州交通局 (Department of Transportation State of California)	カリフォルニア州の管理体制は、全州を12の支局に分割し、サクラメントに本部を置いている。第4支局は、サンフランシスコを中心に9つの郡をカバーしている。 この支局内には9つの有料橋（ゴールデンゲート橋のみは別組織で運営管理）があり、支局で管理しているサンフランシスコ湾の橋梁は6橋（サンフランシスコオークランドベイ Br.含む）である。
Golden Gate Bridge Highway and Transportation District	Districtの主要業務は、ゴールデンゲート橋の運営・維持管理の他フェリー、バスサービスによるサンフランシスコ湾北側の地域とサンフランシスコ市内の交通輸送業務を行っている。

上部構造設計基準類の改訂

本州四国連絡橋上部工の設計基準類のうち、上部構造設計基準・同解説、吊橋主塔設計要領・同解説、吊橋リンク支承構造設計指針・同解説、鋼床版設計要領・同解説、および鋼橋等製作基準の5基準類が1989年4月版として新たに内容改訂された。

従来の上部構造設計基準類は主として道路鉄道併用吊橋を設計対象に整備されたものであり、瀬戸大橋までの本州四国連絡橋に適用されてきた。

しかし、今後、建設される本四連絡橋は全て道路単独橋であることから、道路鉄道併用橋用にまとめられた従来の基準から鉄道に関する規定を削除し、道路橋用に規定を改訂することとした。また、瀬戸大橋までの設計実績のうち今後の設計において統一に取り扱うことが望ましいと考えられるものを新たに規定すると同時に、従来基準では解説として扱われているもののうち正式に規定するほうが望ましいと判断されたものを新たに規定化するものとした。なお、基準および解説において表現がまぎらわしいもの、不明確な表現については、出来る限り簡単明解な表現とするように努めた。

各基準類の主な改訂内容を下記に示す。

《上部構造設計基準・同解説》

- (1) 適用の範囲は明石海峡大橋、来島大橋、多々羅大橋、尾道大橋

ただし「荷重」等一部規定は支間長にかかわらず全ての橋に適用

- (2) 鉄道関係の荷重、許容応力度を削除
- (3) 自動車荷重の等価し荷重を一部変更
- (4) 自転車歩行者道の活荷重を一部変更
- (5) 斜張橋の衝撃係数を規定
- (6) 支点移動の影響を計算する場合の移動量を変更
- (7) 架設時の風時、地震時の許容応力度割増しを規定
- (8) 現場溶接部の許容応力度を変更
- (9) ケーブルの許容応力度を一部変更
- (10) 支承の負反力照査の規定を変更

《吊橋主塔設計要領・同解説》

- (1) 架設時の風時、地震時の許容応力度割増しを規定

《吊橋リンク支承構造設計指針・同解説》

- (1) 設計用反力、許容応力度等の変更

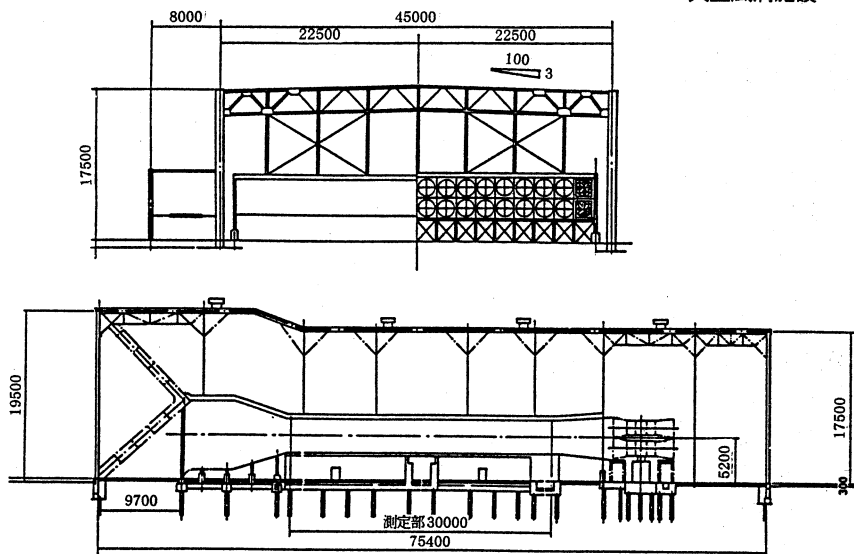
《鋼床版設計要領・同解説》

- (1) 適用の範囲を主構等と合成された鋼床版に拡張
- (2) 舗装時等の変形の影響を規定

《鋼橋等製作基準》

- (1) 調質高張力鋼を用いたトラス弦材の溶接等を規定
- (2) トラス弦材のかど溶接の欠陥許容値を変更

大型風洞施設



- (3) 斜張橋、補剛箱桁の寸法許容差を変更
- (4) 高力ボルト接合方法のナット回転法を削除し、耐力点検出法を規定

大型風洞施設工事の発注

本州四国連絡橋において今後建設される明石海峡大橋、来島大橋、多々羅大橋等の超長大橋は従来の長大橋に比べ耐風安定性の確保は極めて重要な課題である。

このため、これらの橋梁については大規模な全橋風洞試験を実施することにより耐風安定性を総合的に検証することが必要とされる。

この全橋風洞試験を実施するための大型風洞施設の工事発注が行われた。主な契約の内容は次のとおりである。

大型風洞施設工事

請負者名：三菱重工業株式会社

工 期：平成元年10月31日～平成3年2月28日

工事概要：詳細設計、建築工事、建築機械設備工事、建築電気通信設備工事、風洞工事、風洞設備工事、試運転調整

大型風洞施設の概要を上図に示すが、模型を設置する風洞測定部は巾41m×高さ3m×長さ30mであり、また建屋としては巾53m×長さ75.4m×高さ17.5～19.5mの規模である。風洞型式は吸込み型風洞であり、直径1.8mの送風機を18列×2段＝36台配置する。

これらの基本諸元は測定部において一様流（6～12m/s）で風速分布±3%以下、乱れの強さ1%以内になるよう定めたものである。

建設場所は建設省土木研究所内であり、これらの建設も含め全橋模型試験に関しては土木研究所との共同研究で行う。

工事は12月に基礎工事に着手し、来年の秋頃には完成すべく進めている。

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 03-555-8361）で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [平成元.4.一部改訂及び追加]	昭和48年10月
測量・調査・設計等共通仕様書 [平成元.5.一部改訂]	昭和56年11月
電気通信施設標準仕様書集 (3分冊)	昭和61年 4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年 4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物保安規程	昭和60年10月
電気通信施設保守基準	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4月
図面作成要領	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和58年 1月
植生のり面施工要領	昭和62年 4月
維持・修繕等共通仕様書 [平成元.5.追録]	昭和63年10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
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領 (案)	昭和52年 3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年 4月
ハンガー設計要領 (案)	昭和53年 3月
ケーブルバンド設計要領 (案)	昭和53年 3月
トラス格点構造設計指針 (案)	昭和51年 3月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成元年 4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説	昭和59年 3月
下路管理路設計マニュアル (案)	昭和53年 9月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成元年 4月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年 3月
鋼橋等塗装基準・同解説 [58.5 一部改訂]	昭和55年 3月
橋面舗装基準 (案)	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
材料規格	昭和60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	昭和54年 6月
HBS 塗料規格	昭和55年 3月

* 設計基準類 (下部工編)

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8 一部改訂]	昭和52年 3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年 3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年 8月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説 (案)	昭和54年11月
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施工基準・同解説	昭和50年 3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

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	飯 島 武 明	
編集委員	井 根 勝 重	糸 日 谷 淑 光
	江 藤 隆 男	岡 本 泰 臣
	梶 原 博 通	唐 沢 則 次
	黒 田 大 三 郎	斎 藤 哲 男
	篠 崎 博	汐 崎 慎 二
	嶋 貫 勝 彦	高 城 信 彦
	佃 長 次	富 田 大 造
	中 村 守	新 田 篤 志
	樋 口 康 三	森 邦 久
	山 中 清	吉 田 好 孝
	吉 岡 正 道	
	小 暮 三 郎 (海洋架橋調査会)	

本四技報 第53号

発行 平成2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 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話 03 (555) 8361

発行者 井 上 義 光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

本 四 技 報

