

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.21 No.83 '97.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第83号 目次

Contents Honshi Technical Report No.83

企業マインドの実践…………… Business Sense	第二管理局 局長	辰 巳 正 明… 1
舞子高架橋 PC 上部工の設計・施工…………… Design and Construction of PC Structure of Maiko Viaduct	工務部 工務第一課長代理 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 第一工事長付	山 田 郁 夫… 2 宮 口 典 博 小 河 正 次
舞子トンネル北坑口の長大切土法面対策工…………… Slope Stabilization Methods for Large Cutting Slopes at the Maiko Tunnel North Entrance	第一建設局 舞子工事事務所第三工事長 海洋架橋調査会 開発部 開発課長 第一建設局 舞子工事事務所 第三工事長代理	青 野 宏… 9 石 倉 健 治 亀 山 寿 仁
灘川橋の設計と施工…………… Design and Construction of the Nadagawa Bridge	第一建設局 洲本工事事務所 第四工事長 第一建設局 洲本工事事務所 第四工事長代理	川 戸 彰… 17 大 川 宗 男
多々羅大橋の大型風洞試験 (第2報) …………… —複雑な地形の中でのガスト応答について— Large Scale Wind Tunnel Test of the Tataro Bridge (2nd. report) —Gust Response in complicate topography—	設計部 設計第一課長 設計部 設計第一課長代理 第三建設局 今治工事事務所 技術課	秋 山 晴 樹… 30 鳥 海 隆 一 大 谷 康 史
来島大橋 3P・5P・6P・8P 主塔基礎の設計・施工 …… Design and Construction on 3P, 5P, 6P and 8P of Kuru- shima Bridge	東京事務所付 第三建設局 今治工事事務所 第一工事長 東京事務所 技術調整課	高 城 信 彦… 37 伊 藤 稔 明 遠 藤 和 男
スリ・ランカ国全国橋梁改修計画調査に参加して…… The Master Plan Study on Bridge Development in Sri Lanka	第二管理局 技術管理課長	山 本 茂 樹… 52
チリ国全国橋梁補修整備計画調査フェーズ2 …………… The Rehabilitation and Conservation Program on the Bridge in the Republic of Chile (Phase 2)	第二管理局 早島管理事務所 副所長	長 尾 日出男… 54
技術ニュース…………… The Latest Information		58

本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

本四技報 第84号(H9.10) 掲載予定

- ・神戸—鳴門ルートの交通管理・施設維持管理システム
- ・新尾道大橋の橋梁形式連続化
- ・多々羅大橋主塔架設
- ・来島大橋 1A、4A、7A アンカレイジ設計・施工
- ・来島大橋 4A、7A ケーブルアンカーフレームの設計・施工

※ 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 [淡路島側から神戸側を望む]
Akashi kaikyo Bridge Kobe side viewed from Awaji Island

(平成9年5月23日)
(May 23, 1997)



4A アンカレイジ鋼道路桁架設状況
Steel deck erection on Anchorage 4A

(平成9年5月16日)
(May 16, 1997)

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

布施畑開削トンネル
[西神地区] (平成9年5月28日)
Fusehata open-cut tunnel on Seishin section
(May 28, 1997)



舞子高架橋上部工工事
[神戸側陸上部] (平成9年5月27日)
Maiko Viaduct superstructure work on Kobe side
(May 27, 1997)

茶間川橋上部工工事
[淡路島側陸上部] (平成9年5月26日)
Chamagawa Bridge superstructure work in Awaji Island side
(May 26, 1997)



尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋 向島側下部工の工事現況
Shin Onomichi Bridge—Substructure work on Mukaishima side

(平成9年5月末)
(May 30, 1997)



多々羅大橋 大三島側の工事現況
Tatara Bridge—works on Ohmishima side

(平成9年5月末)
(May 30, 1997)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



多々羅大橋 PC 桁側ケーブル定着状況
Tatara Bridge - cable erection on PC girder

(平成9年5月末)
(May 30, 1997)



来島第一大橋補剛桁工事 リフティングビーム設置状況
First Kurushima Bridge deck work - installation of lifting beam

(平成9年5月末)
(May 30, 1997)

企業マインドの実践

Business Sense

第二管理局 局長

辰 巳 正 明

Masaaki Tatsumi



3月15日の岡山自動車道完成によって、日本海から瀬戸大橋を経由し、太平洋まで高速道路が直接繋がった。この南北軸は東京や大阪といった大都市に直結しない、初の地域連携軸で西日本中央連携軸と呼ばれている。境港、岡山空港、高知新港が各々FAZ (Foreign Access Zone 輸入促進地域)に指定され、この連携軸により、物流と人や文化の交流が期待されている。そこで、常に言われるのが、瀬戸大橋の高い料金がその障壁になるという論調である。瀬戸大橋の交通量は平成8年度日平均15,211台で前年比5.6%の増加となり、着実な伸びを示しているが、当初想定値を大きく下まわっているのも事実である。

本年1月に出された道路審議会の中間答申は、本四公団に効率的維持管理と利用促進のための営業努力を求めている。公団が、置かれている厳しい環境下で職員ひとりひとりが、コスト意識を持って業務を遂行することが必要である。

ここでは、料金問題は別に置き、第二管理局に勤務して半年、日頃思うことについて若干述べることにする。

最近コンピューターソフトにおける2000年問題が話題になっている。1970年代においては、コンピューターのメモリーが少なく、その節約のために西暦の表現を4桁ではなく2桁にしなければならない程であった。そして、そのソフトが1999年を越えてまで生き延びるとは考えていなかったということのようである。確かに1970年頃は、私自身の卑近な例でもメモリーの制約には苦労があった。それは、港大橋の振動解析を行った時のことで、コンピューターの容量をにらみながら、解析モデルの接点数及び質点数を設定しなければならなかった。

現在は、コンピューターの容量の増大と、計算時間の大幅な短縮により、そのような苦労が無い代わりに、本当に必要最小限の計算モデルについての検討を行っているだろうか。また、技術的検討業務を行う際に、目的、項目、内容、手法、期待される結果と評価についてのイメージが不明確なまま、行動が先行していることはないだろうか。更に、業務を外注する場合には、どこまでを内業で行い、どこからを外業とするか、作業の効率と業務処理の迅速化、そして、自身の技術向上をうまく勘案して進めているだろうか。

維持管理業務においても、単に前年の継続ということだけで流れることなく、その優先度、内容と手法的確

性について、常に吟味を怠らないことが重要である。メリハリをつけた仕事の進め方を職員全員が認識し、予算の管理と執行を行うことの必要を感じている。

瀬戸大橋において渋滞を含む混雑が発生する可能性は、5月のGW、お盆、年末年始の年3回である。これらの時期は公団にとって稼ぎ時であり、お客様には、可能な限り快適に利用して頂かなければならない。

道路公団との一体徴収の実施に伴い、瀬戸大橋の往復割引券発売が出口料金所での取扱いとなったため、料金所でのサービス時間の延長が予想される。そして、今までは、瀬戸中央自動車道への入口料金所での渋滞のため、道路公団側での渋滞という印象があったが、この改良によって、瀬戸中央自動車道内、特に坂出料金所での渋滞対策がポイントと考えられた。

今年のGWには渋滞を可能な限り短くするために、途中のSA、PAでの往復割引券の事前購入を勧めるラジオでのPRと、横断幕の追加等によって発売場所の存在を分かりやすくした。それでも購入を忘れた方には、坂出料金所ブース手前での職員による手売り販売を実施し、ブースでのサービスタイム短縮に努めた。これには、連休に家族と過ごしたいと思う職員の献身的な努力のあったことに感謝している。唯、予想に反し、児島料金所を起点とする大渋滞が発生した。今後、分析と対策について勉強する必要性を痛感している。

利用促進には、これまで以上に費用対効果に厳しい認識が必要である。修学旅行生の案内は、平成9年度から第二管理局の事務及び技術職員が一丸となって対応することとした。バス120台/年程度で、その収入は微々たるものであるが、その僅かな額でも自分たちの手で稼ぐという視点と、公団職員自身が子供達に瀬戸大橋建設の感動とその意義を、直接伝えることが重要と考えている。

技術職員は、自分自身の技術向上と業務の効率的執行のバランス感覚をしっかりと持ち、併せて管理はサービス業でもあるという認識の下で、仕事を進めて頂くことを願っている。

将に管理の仕事は、企業マインドの実践の場として最適であると思う。

舞子高架橋 PC 上部工の設計・施工

Design and Construction of PC Superstructure of Maiko Viaduct

工務部 工務第一課長代理 山田 郁夫
第一建設局舞子工事事務所 第一工事長

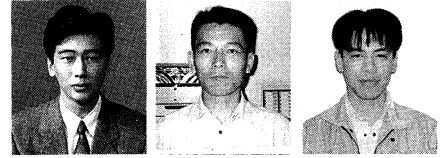
Ikuo Yamada

第一建設局 第一工事長代理 宮口 典博
舞子工事事務所

Norihiro Miyaguchi

第一建設局 第一工事長付 小河 正次
舞子工事事務所

Shoji Ogo



概要

舞子高架橋は、明石海峡大橋の神戸側取付部に位置する PC 8 径間連続ラーメン橋である。主桁断面の形状は、明石海峡大橋との連続性、市街地や舞子公園を通過することなどから景観に配慮した設計が取り入れられている。

また、本線バスストップが橋上に設置されることから道路幅員が広く、全体にわたって変化している。

本橋の施工は、主要交通基幹との交差、市街地内の通過といった現地条件の中、特に安全・環境対策を行い、張出し区間では特殊架設作業車を使用し工事を進め、下り線を平成 9 年 2 月に無事連結することができた。

今後、移動防護構での橋面工の施工が残っているが、関連工事との工程調整を図りながら進めていきたい。

The Maiko Viaduct is of an 8-span continuous PC rigid frame bridge, adjoining to the Akashi Kaikyo Bridge at the Kobe side. Several aesthetic considerations were taken in the configuration of the deck, to make a harmony with the Akashi Kaikyo Bridge, as well as with the public space such as residential area and park. The width of the deck was gradually widened toward the another end of deck to accommodate a highway bus stop. The construction work successfully completed the one-way half of the deck in February 1997, flying over several arterial transportation routes, passing by the residential area with a careful consideration to the safety and environment, and using a special work vehicle for the part of cantilevering launching. The works for on-deck portion are under construction using a movable scaffolding.

1. はじめに

舞子高架橋は「神戸・鳴門ルート」の神戸側陸上部に位置し、舞子トンネルと明石海峡大橋を接続する橋長 511.2 m の PC 道路橋である。本橋梁は、架設箇所周辺に良好な住宅地や公園緑地があり、JR 山陽本線、山陽電気鉄道、国道 2 号および神戸市道等の重要交通機関の上空を横過する。構造形式は周辺環境、景観および施工条件等を考慮し、騒音・振動の少ないコンクリート構造でかつ伸縮装置の少ない PC 8 径間連続ラーメン箱桁である。また、橋梁上の中央付近にバスストップが設置されるため、全橋にわたり幅員が広くかつ変化する構造である。施工方法は A1~P3 間を定地式支保工、P3~A2 間を張出し架設工法を採用している。(図-1 参照)

本稿では上部構造における設計上の留意点および平成 9 年 2 月に閉合完了した下り線の施工について記述したものである。

2. 工事概要

工事名；舞子高架橋上部工工事

路線名；一般国道 28 号線

工事場所；神戸市垂水区舞子台 2 丁目～東舞子町

工期；平成 5 年 12 月 14 日～平成 9 年 9 月 23 日

活荷重；B 活荷重

構造形式；プレストレストコンクリート 8 径間連続
ラーメン箱桁橋

橋長；511.2 m

支間長；53.9+2@54.5+2@65.0

+70.0+85.0+62.0=509.9 m

有効幅員；13.75~25.5 m

主要材料；

コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	； 21,500 m ³
鉄筋	SD 345	； 2,900 tf
PC 鋼材	SBPR 930/1180 ϕ 32	； 730 tf
	SWPR 7 A 12 T 12.4	； 220 tf
	SWPR 7 A 7 S 15.2	； 150 tf
	SWPR 1 12 ϕ 7	； 180 tf

3. 設計

本橋梁は縦断勾配 3%、平面線形 R=1300 m の緩やかな曲線で海峡部に接続している。主桁構造は逆台形の多重箱桁 (2~4 BOX)、桁高は 2~4.5 m の変断面であり、橋脚高は 14.0~40.0 m の不等橋脚である。連続ラーメン構造としては P1~P3 橋脚は高さが低く、基礎地盤バネが発生断面力に大きく影響するため、バネ定数として

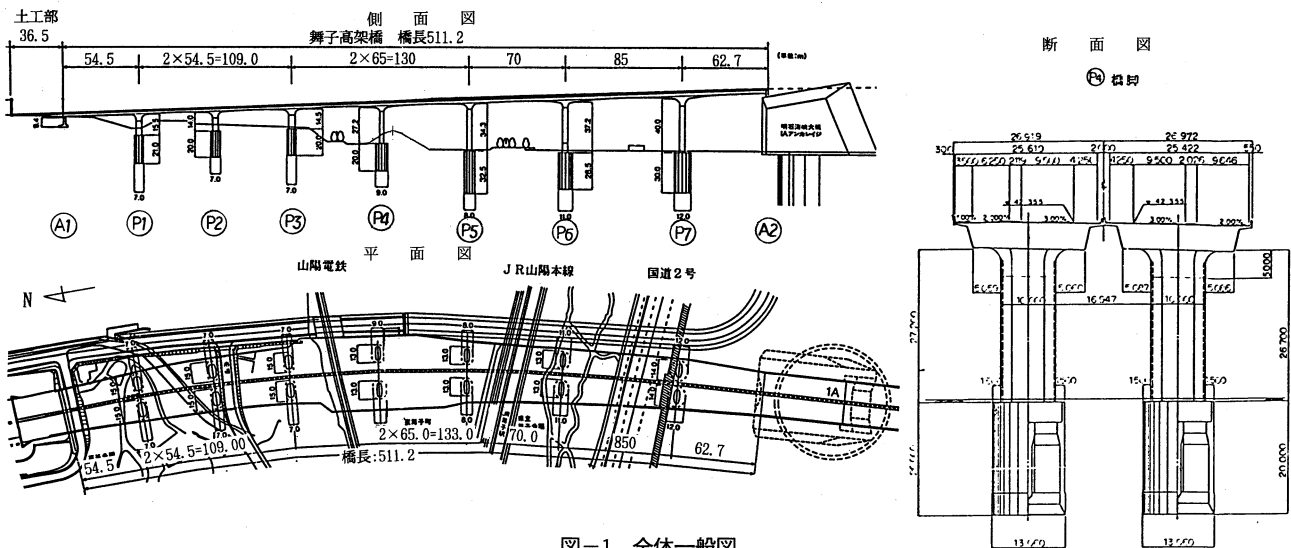


図-1 全体一般図
Fig.1 General Plan

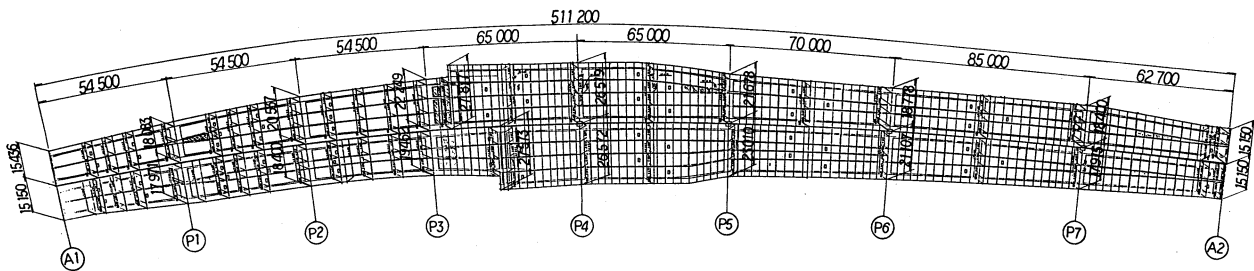


図-2 構造図
Fig.2 Structures

1Kと5Kの2ケースについて設計を行った。一般的には箱桁構造は橋軸直角方向の剛性が高く荷重分配作用が良好であるが、とくに広幅員でかつ変化しているためウェブ配置が不均等な多重箱桁となり各ウェブ間における荷重分配性状を考慮した設計が必要であった。また、柱頭部では主桁が橋脚幅より張出しており、外ウェブは横桁を介して間接支持されている状態であり、この力学的特性について複数の解析手法を用いて検討している。さらに、支間中央の断面急変部における施工時の局所的な応力集中に対する照査を行っている。(図-2 参照)

3.1 荷重分配

(1) 荷重分配状態の把握

各ウェブ間における荷重の分配に差異を生ずる要因として次のようなものが考えられる。

- ①箱桁断面の床版支間の相違
- ②ウェブ間の剛性差
- ③活荷重の偏載

これらの要因を考慮した格子構造理論による平面格子解析を全橋モデルで行い、荷重分配状態を把握した。格子軸線は全断面図心位置における各ウェブ中心とし、橋脚は等価バネ支点にモデル化を行い、荷重条件は自重、橋面荷重および活荷重を載荷した。

(2) 荷重分配係数

①曲げモーメントに対する設計

PC鋼材による箱桁構造のプレストレスは広がりを持ち、有効に作用する位置では全断面に均一な応力状態となる。このため、特定のウェブに必要な鋼材量を配置し、曲げに対して補強することは困難である。

そこで、荷重分配により応力が集中するウェブの安全性を確保するため荷重分配率から割増係数を設定し、平面骨組解析による全断面の断面力に割増係数を乗じて設計断面力とした。なお、荷重分配率は応力レベルで比較するため各ウェブの曲げ剛性により除した値 (M_i/EI_i) により算出する。曲げに対する設計フローを図-3に各支点部および支間中央部の割増係数を表-1に示す。支間中央部においてはほぼ均等に荷重分配されるが支点部においては最大13%の割増が必要となる。

②せん断力に対する設計

一方、せん断に対して同一断面における各ウェブ毎の補強(せん断鋼棒、スターラップの配置)は他のウェブに影響を及ぼさない。したがって、各ウェブ毎に荷重分配率を割増係数とした補強を施した。せん断に対する設計フローを図-4に、支点部の各ウェブの割増係数を表-2に示す。

その結果、各ウェブにせん断力が等分配された場合に対して約30%程度(最大70%)の補強を要した。なお、

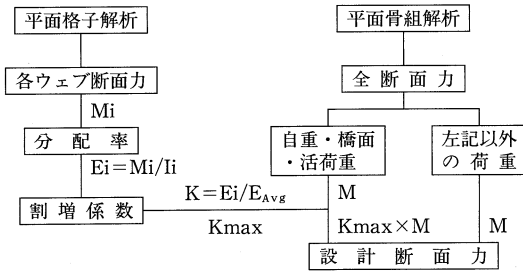


図-3 曲げに対する設計フロー
Fig.3 Design flow on bending

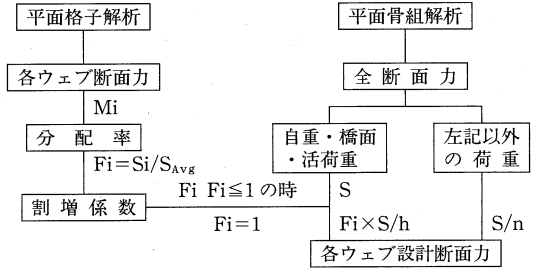


図-4 せん断に対する設計フロー
Fig.4 Design flow on shearing

表-1 曲げに対する割増係数
Tab.1 Increment factor for bending

		G 1	G 2	G 3	G 4	G 5	Kmax
P 1	L	1.02	1.00	0.98	—	—	1.02
	R	1.03	0.94	0.95	1.08	—	1.08
P 2	CL	1.00	1.00	1.00	1.00	—	1.00
	L	0.95	1.04	1.04	0.97	—	1.04
	R	0.92	1.02	1.06	1.00	—	1.06
P 3	CL	1.00	1.00	1.00	1.00	—	1.00
	L	0.97	1.01	0.99	1.03	—	1.03
	R	0.88	0.99	1.13	1.00	—	1.13
P 4	CL	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	L	0.93	0.99	0.99	1.07	1.02	1.07
	R	0.95	1.02	0.99	1.03	1.01	1.03
P 5	CL	1.00	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01
	L	0.93	0.96	1.05	1.09	0.97	1.09
	R	0.96	1.05	1.00	0.99	—	1.05
P 6	CL	0.99	1.00	1.00	1.01	—	1.01
	L	0.99	1.00	1.01	1.00	—	1.01
	R	0.96	1.05	1.03	0.95	—	1.05
P 7	CL	1.00	1.00	1.00	1.00	—	1.00
	L	0.99	1.01	1.02	0.98	—	1.02
	R	1.00	1.02	1.00	0.97	—	1.02

*自重+橋面+活荷重 min 時を示す。L；柱頭部 L 側、R；同 R 側、CL；各支間中央断面、G1~G5；ウェブ番号。

表-2 せん断に対する割増係数
Tab.2 Increment factor for shearing

		G 1	G 2	G 3	G 4	G 5
P 1	L	0.89	1.34	0.78	—	—
	R	1.17	0.76	0.76	1.31	—
P 2	L	0.61	1.40	1.36	0.63	—
	R	0.60	1.31	1.42	0.67	—
P 3	L	0.60	1.39	1.35	0.65	—
	R	0.42	1.14	1.73	0.70	—
P 4	L	0.62	1.23	1.13	1.36	0.65
	R	0.61	1.31	1.11	1.28	0.69
P 5	L	0.75	1.46	0.73	1.09	0.96
	R	0.54	1.37	1.42	0.66	—
P 6	L	0.80	1.17	1.24	1.80	—
	R	0.65	1.40	1.32	0.63	—
P 7	L	0.69	1.32	1.35	0.64	—
	R	0.72	1.35	1.23	0.69	—

*自重+橋面+活荷重時の絶対値最大を示す。
L；柱頭部 L 側、R；同 R 側、G1~G5；ウェブ番号。

分配率の低いウェブについては、等分配された場合の補強を行った。

3.2 柱頭部横桁の設計

本橋梁の柱頭部は主桁幅が橋脚幅より広い形状であるため、主桁応力は横桁を介して橋脚に伝達する力学的に複雑な構造である。主桁応力は各ウェブから横桁に広がる際にウェブとウェブの間に割裂力が作用する。また、外ウェブが橋脚から張出しているため、張出付根部の横桁に曲げモーメントが生じる。そこで、割裂力に対して端ブロックとしての設計、曲げモーメントに対しては片持ち固定梁あるいはコーベルとしての設計を行った。さらに、マンホールおよびサークルハンチを考慮した平面 FEM 解析により安全性を照査した。図-5 に柱頭部応力伝達概念図を示す。

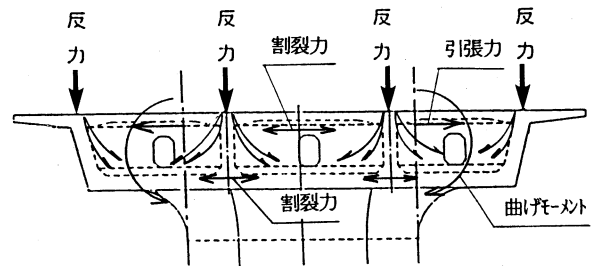


図-5 柱頭部応力伝達概念図
Fig.5 Concept of stress distribution at head

(1) 端ブロック

柱頭部の横桁を端ブロックと仮定し、主桁ウェブ位置に集中荷重が作用するものとする。横桁(端ブロック)の中心線に沿った引張応力度を「プレレストコンクリートの設計及び施工」¹⁾「軸に沿っての応力度算定用係数(Guyon)」により算出した。さらに、荷重作用線上に生じる引張応力度を同書の「 σ_y の最大値の位置および σ_y の合力の値」に従って求めた。それぞれ算出された引張力に対して横桁横締鋼材を配置した。

(2) 片持ち固定梁・コーベル

橋脚幅より張出した主桁（柱頭部横桁）の長さLと桁高Hの比が各橋脚により異なるため、 $H/L \geq 1$ の場合コーベルの耐荷機構によりトラスの引張力を算出した。また、 $H/L \leq 1$ の場合、片持ち固定梁としてモデル化を行い、ウェブ位置に集中荷重を作用させることにより設計断面力を算出した。この断面力に対して横締鋼材およびせん断鋼棒を配置した。

(3) 平面 FEM 解析

柱頭部・脚頭部を 500 程度に要素分割し、各ウェブ位置に集中荷重を作用させて平面 FEM 解析により局所的な応力集中について上記の(1)、(2)による補強鋼材量の照査を行った。なお、横桁部におけるマンホールによる開口部および柱頭部と脚頭部のすり付け形状を考慮した。

表-3 に各橋脚のそれぞれの解析手法による横締必要緊張力を示す。この結果、各橋脚とも割裂力に対するよりも曲げモーメントに対する補強を必要とする。

3.3 断面急変部施工時照査

P3~P4 径間では支間中央において主桁断面が 3 BOX から 4 BOX に急変している。P3 側の架設作業車による張出施工の途中で 3 BOX から 4 BOX に拡幅する事は困難である。このため、P3 側から 3 BOX の 1 次施工を行った後、P4 側の架設作業車により中央閉合後、P3 側に乗り入れて 1 BOX を 2 次施工する段階施工法を採用している。(図-6 参照)

そこで、この 2 次施工を行う際、施工時荷重の偏載等により床版部材に過大な局部応力の生じることが懸念さ

表-3 横締必要緊張力比較表

Tab.3 Comparison of lateral tensioning force

(単位: tf)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7
端ブロック	565	230	278	523	206	215	233
コーベル	469				652	506	494
固定梁		2323	3748	3542			
F E M	478	1116	1814	2060	924	613	773

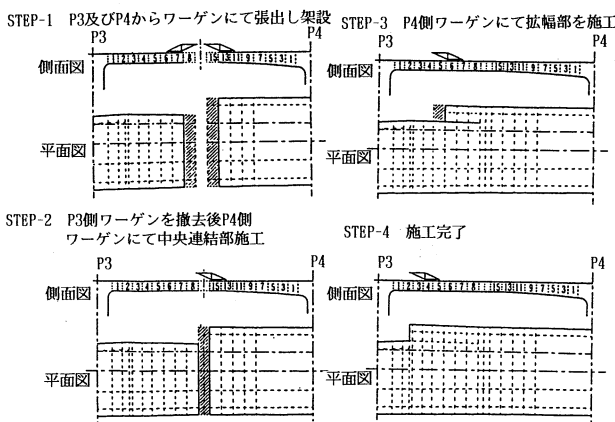


図-6 断面急変部施工要領図

Fig.6 Work procedure for abrupt change of cross section

れたため、立体 FEM 解析により施工時の応力照査を行った。

(1) 解析方法

解析モデルは、P3~P4 径間近傍の主桁を 3 次元シェル要素で立体的にモデル化し、その他の部位は棒部材とした。解析は、P3~P4 径間閉合後、逐次 2 次施工部の 1 BOX を構築しながら荷重を載荷する。荷重条件として自重、プレストレスおよび架設作業車の反力を考慮した。

(2) 解析結果

2 次施工部の荷重載荷時に新設ブロックより前方ブロックの 1 次施工部の下床版に比較的大きな橋軸方向の引張応力が発生した。局所的には -30 kgf/cm^2 を越える箇所があったが、1 次施工部には中央閉合時の 2 次鋼材によるプレストレスが導入されており、合成応力度は全て圧縮域となった。また、上床版に発生する引張応力についても数 kgf/cm^2 程度の低いレベルであった。これは、中央閉合しているため自重等が主桁の上縁側圧縮方向に作用したものと考えられる。直角方向についてもとくに過大な応力集中は認められなかった。

4. 施工

本橋梁は、比較的脚高の低い A1 橋台~P3 橋脚を定地式支保工で、脚高が高く交差条件の厳しい P3 橋脚

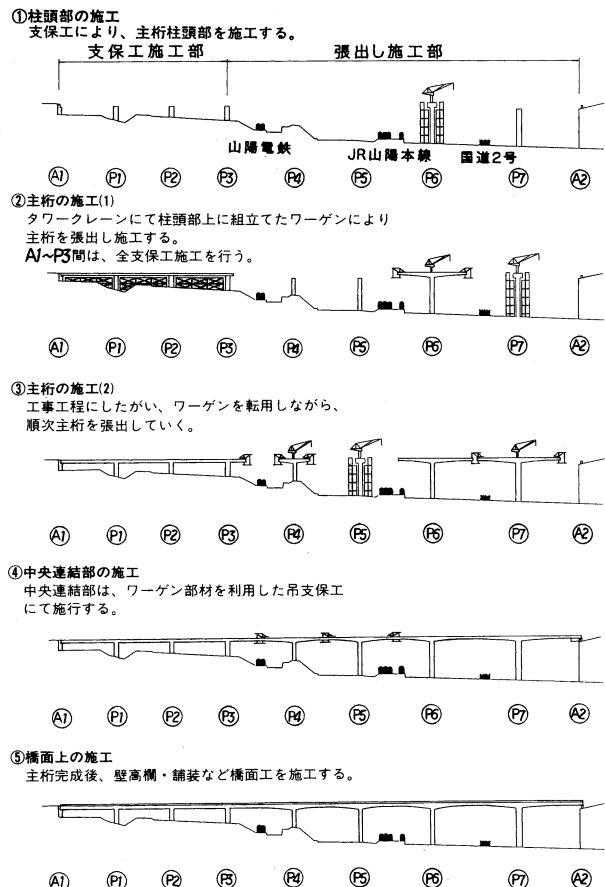


図-7 施工ステップ図

Fig.7 Work sequence

～A2橋台を移動式特殊架設作業車による片持ち張出し架設とした。施工ステップ図を図-7に示す。

4.1 定地式支保工施工

A1橋台～P3橋脚は脚高が低いが、市道と交差しており作業ヤードも限られていることから1支柱60tf耐力の支柱式支保工及びH鋼材等を併用し、桁下の通路、作業ヤードを確保した。主桁打設ブロックは1次打設をウェブおよび下床版、2次打設を上床版とし、1次を6ブロック、2次を3ブロックに分割して打設した。打継目には遅延材を塗布あるいは散布し、打設翌日に十分にレイタンス処理を行った。2次打設の上床版表面仕上げには、コンクリートフィニッシャーを使用した。支柱式支保工は下り線主桁施工完了後、H鋼ステージ以下の支保工を解体せずに上り線へ横移動した。使用鋼材は主桁縦締鋼材に12T12.4、せん断鋼材にPC鋼棒φ32、床版横締鋼材に12φ7、横桁横締鋼材に12T12.4を使用した。(写真-1)

4.2 片持ち張出し施工

(1) 脚頭部・柱頭部

P4橋脚～P7橋脚は、脚頭部(鉛直鋼材の配置上橋脚上部5m区間は上部工工事)及び柱頭部(ブロック長9m)を支柱式支保工・H鋼材等により施工する。一般的に柱頭部は、ブラケット式支保工により施工されるが、本橋梁の橋脚は景観上からスレンダーであり、かつ多角形断面形状であること、また主桁幅が橋脚幅より張出していること等からブラケットによる施工は採用しなかった。(写真-2)

(2) 張出し施工

主桁の幅員変化に伴いウェブ間隔は最大で1ブロック40cm変化する。この変化に追従可能な拡幅式横移動装置を備えた片持ち張出し架設作業車を柱頭部に組立てる。施工ブロック長は3～4mで、外型枠セット、鉄筋・PC・内型枠の組立、コンクリート打設、養生、緊張、作業車移動の施工サイクルを10～14日で行った。使用鋼材は主桁縦締1次鋼材、せん断鋼材にPC鋼棒φ32、床版横締鋼材に12φ7を使用している。外型枠にはFRP製型枠を用い、密実なコンクリートとするためにセパレータを使用しないノンセパ方式を採用している。FRP型枠は、高分子短繊維による六角パターンのハニカム構造のマットにポリエステル樹脂を含浸させた芯材とし、表面はガラス繊維を積層したサンドイッチパネルである。木製合板と同重量・同形状であるが、耐久性・剥離性に優れる。また、流動化剤を使用することによりポンプによるコンクリートの圧送性等のワーカビリティの改善および材料分離の防止等の品質確保を図った。さらに、地覆・高欄の主桁への差し筋は、施工まで長期間放置されることからエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた。(写真-3)

(3) 中央閉合・側径間施工

中央閉合ブロックは、後施工する架設作業車を前進さ

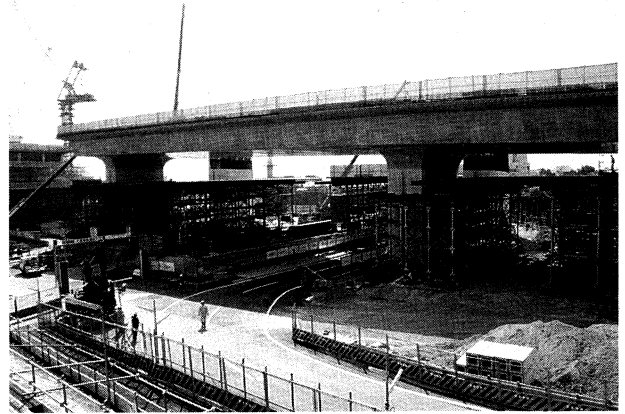


写真-1 定地式支保工施工状況(P2、P3)

Photo.1 Work on fixed support



写真-2 柱頭部支保工施工状況(P7)

Photo.2 Work on support at head

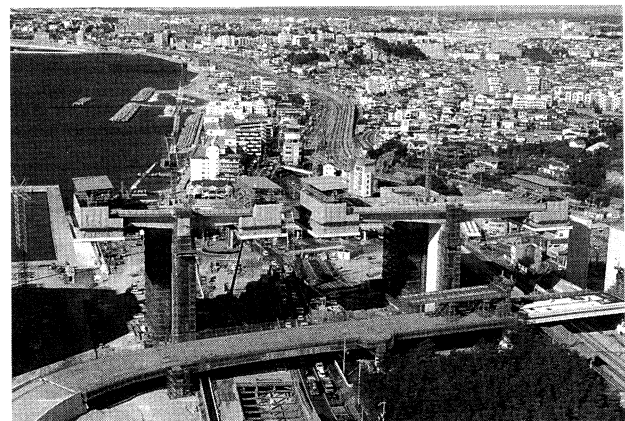


写真-3 張出し施工状況(P6、P7)

Photo.3 Work on cantilevering

せ、作業車内で吊支保工により施工した。2次鋼材は施工性・部材厚等から7S15.2を採用した。また、閉合ブロックは既設張出し施工ブロックにより両端を拘束されることから橋軸直角方向に乾燥収縮による引張応力が発生すると予想された。そこで、閉合ブロック近傍の平面骨組モデル化を行い、その引張力を算出した。この結果に基



写真-4 吊支保工施工状況(P7~A2)
Photo.4 Work on suspended support

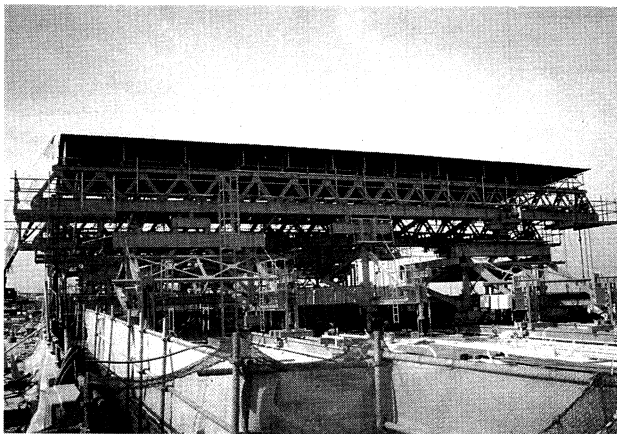


写真-5 特殊架設作業車
Photo.5 Special work vehicle



写真-6 防護作業台車(P6)
Photo.6 Work vehicle for safety apparatus

づき上床版のひびわれ防止対策として上面の横方向にD16 ctc 250を追加配筋し、その効果が確認された。P7~A2の側径間部はP6~P7径間が閉合した後、吊支保工により約12m区間を施工した。(写真-4)

4.3 特殊架設作業車

本橋梁の施工に使用した特殊架設作業車は、主体トラスが載るウェブ間隔の変化に対応可能な横移動装置を装備しており、橋軸方向の移動と連動して架設作業車の幅員を変化させる機能を有する。(写真-5、図-8)

片持ち張出し施工部の主桁は3BOXおよび4BOXであり、主体トラスが各々4、5主構である。各主体トラスの反力分散用に横梁トラスを設置し、その両端より作業台を吊り下げる構造となっている。横移動の構造は、2主体トラスを各々横梁で一体化し、壁高欄側の横梁に横移動装置を設けている。また、前述のように重要交差物の上空での施工となるため、架設作業車の移動はJR・山陽電鉄上の場合列車見張員を配置し列車間合いに、国道上の場合国道を迂回させ移動した。さらに、以下のような改造を行い、安全性を向上させている。

①架設作業車の移動時の逸走防止装置として従来のACブレーキ付き走行装置に加え、各レールの両側にゲビンテ鋼棒を配し逸走時に前車輪部で固定される方式および移動時の偏載荷重に対して後車輪をダブルタイプとした。

②架設作業車の転落防止対策としてアンカーをダブルで設置し、万一の切断、継手の抜け出し防止対策とした。

③通常の前足場より2m前方に作業床を広げることにより前方足場解体時の部材落下防止および作業足場を確保した。

④作業床は落下物および雨水飛散防止対策として、全面に足場板を敷設し、その上に亜鉛鉄板および防水シートで覆った3重の構造とした。

⑤縦締PC鋼棒は一般的には2ブロック毎にカップリングを行うが、架設作業車の前面を完全防護とするために毎ブロック(3~4m)ごとに継手を設けた。また、前面および側面の防護工はメッシュシートあるいは防音シートを張り、4面にアサガオを設置し、小物の落下飛散を防止した。

4.4 橋面施工

一般的に、壁高欄・中央分離帯の施工は防護作業台車により張出し床版にブラケット足場支保工を取り付けて施工される。本橋梁の場合、張出し架設と同様に重要交差物上空での施工となること及び上下線分離構造で中央分離帯の間隔が10cmと狭いため、長さ5mの防護作業台車を何基も連結し、外周をメッシュシート、足場には足場板及び防水シートを敷設して落下飛散物養生を施した防護作業台車内で施工している。施工ブロックは各支間毎の施工とし、その施工サイクルは底型枠、鉄筋、側型枠、遮音壁アンカーボルトの組立、コンクリート打設、養生、脱型、ブラケット解体、防護作業台車の移動で約20日程度で行っている。なお、JR・山陽電鉄上では架設作業車の移動と同様に列車間合いでの移動とし、国道上での移動時には夜間に国道の通行止めを行っている。(写真-6)

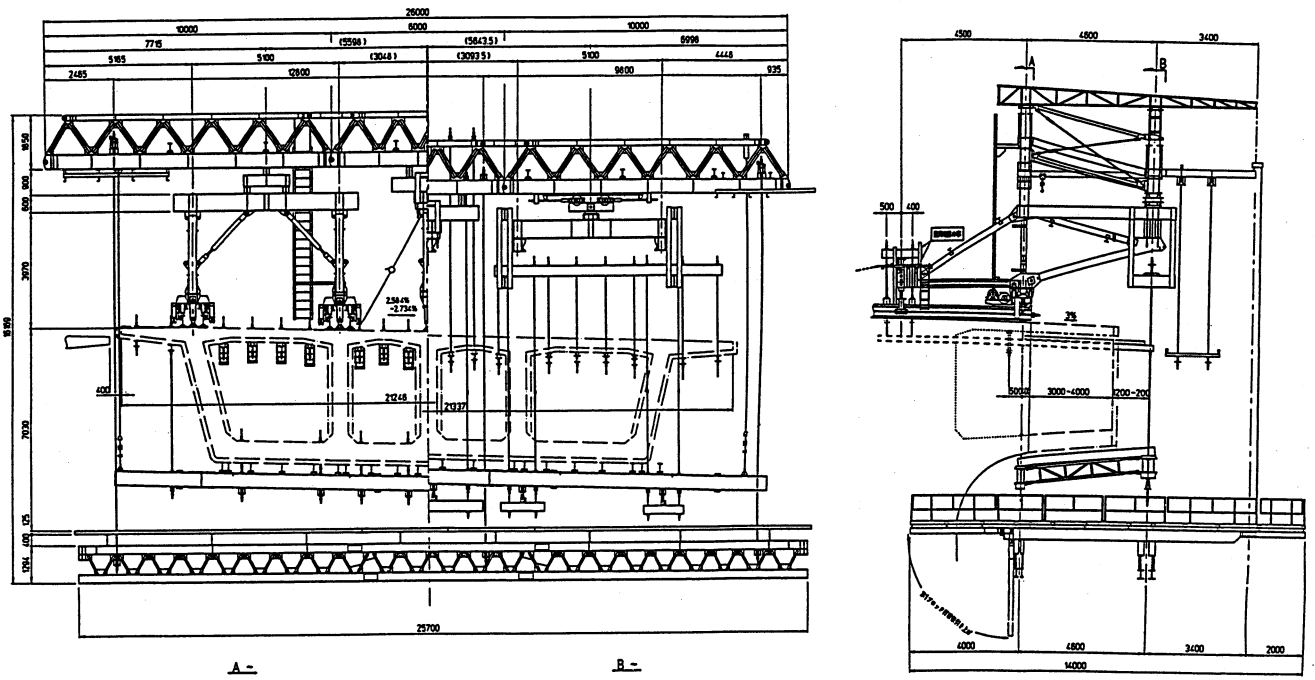


図-8 特殊架設作業車一般図
 Fig.8 Outline of special work vehicle

5. おわりに

上部工工事第1回目のP6下り線脚頭部コンクリート打設予定日の平成7年1月17日に兵庫県南部地震に襲われ、支保工等の仮設備に一部被害を受けた。地震の前後で全体的に地盤高が15cm程度上昇したが、縦断線形を修正することにより無事に最終閉合を迎えることができた。

現在、平成9年9月の竣工をめざして上り線の張出し架設および橋面工の施工を行っている。

参考文献

- 1) 猪股俊司著：プレストレストコンクリートの設計及び施工
- 2) 山田、則久：舞子高架橋上部工の構造と施工、土木施工、1996.7

舞子トンネル北坑口の長大切土法面対策工

Slope Stabilization Methods for Large Cutting Slopes at the Maiko Tunnel North Entrance

舞子工事事務所 第三工事長 青野 宏
Hiroshi Aono

海洋架橋調査会 開発課長 石倉 健治
舞子工事事務所 第三工事長代理 Kennji Ishikura

舞子工事事務所 第三工事長代理 亀山 寿仁
Toshihito Kameyama



概要

舞子トンネル工事では、トンネル坑口から500mにわたる区間において高盛土、長大切土法面を含む約70万 m^3 の大規模な造成工事を行った。特に坑口付近の150m区間においては、標高差56mの法肩には移設不可能な送水管が通っており法面崩壊防止対策として、抑制工および抑止工を施工した。

本報告は、法面の設計法と特殊的な施工法およびその動態観測結果に関する概要を報告するものである。

The authors have conducted studies on a large quantity of (0.7 million m^2) earthwork, including high-rise embankment and a large cutting slope, over 500m length around the Maiko tunnel north entrance. A highlighted was a 150m zone next to the entrance, since there were some immovable facilities such as water supply pipes on the top of a 56m high cutting slope; the authors adopted several slope stabilization methods on this part.

In this paper, the authors introduce the latest slope design method as well as remarkable construction methods, which we adopted, and describe the effects evaluated on the measurement results.

1. まえがき

舞子トンネルは、明石海峡大橋の神戸側陸上部に位置し、延長約3.3kmの2本の双設トンネル(片側3車線)である。舞子地区の住宅地、墓園、第二神明道路、垂水ゴルフ場の下を通り約500mの土工部を経て垂水JCTにおいて西神自動車道、神戸西バイパス、湾岸7期と連結している。

今回報告する舞子トンネル北坑口付近の長大切土法面を含む約70万 m^3 の造成工事を行った(図-1、写真-1)。この長大法面の法肩には、16万人/日の供給源となっている $\phi 1,000$ mm送水管と送水タンクがあり移設不可能な支障物件が存在している。このため、設計手法について学術経験者を中心とした委員会で検討が行われた¹⁾²⁾。

ここでは、委員会で検討された設計法とそれに基づいて採用した抑制工・抑止工(表-1、図-2、図-3)を紹介するとともに、その特徴的な施工法およびその動態観測結果の概要について報告を行うものである³⁾。

2. 地形・地質の特徴

図-4、5は、当該地域の地形・地質の特徴を示す。当該地域は、標高90~120mの丘陵地で後退の進んだ谷部と残存した尾根部が入り組んだ地形を示している。砂礫層の自然斜面は、大規模な滑落地形を示し、道路予定線に沿って馬蹄形の急崖、溜め池、崖錘が連続している⁴⁾。

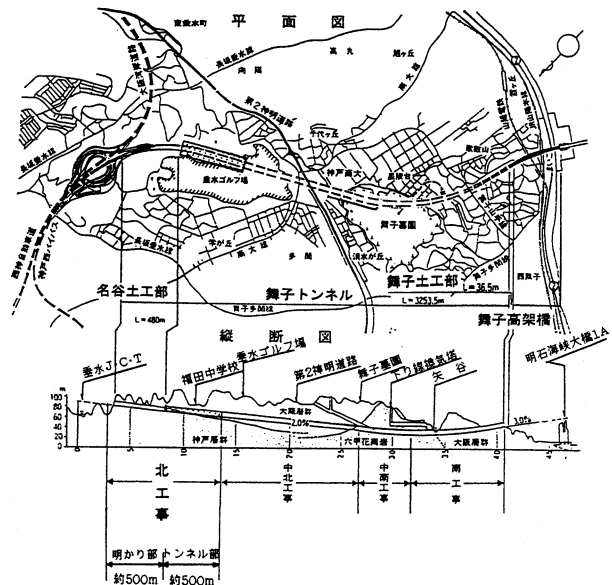


図-1 法面位置図

Fig.1 Location of slope

基盤には、新第三紀中新世の神戸層群があり、その上に鮮新~更新世の大阪層群、高位段丘層が分布している。特に、大阪層群の過圧密粘土層は10m程度の層厚を有し、その中には沖積粘土程度のせん断強度(2~5 tf/m^2)しかない粘土の存在が報告されている⁵⁾。通常、過圧密粘土の強度は、ピーク強度>完全軟化強度>クリープ強度>残留強度の順となり、クリープ降伏応力に達する応力(目安:ピーク強度の75%程度)の作用で、粘土は

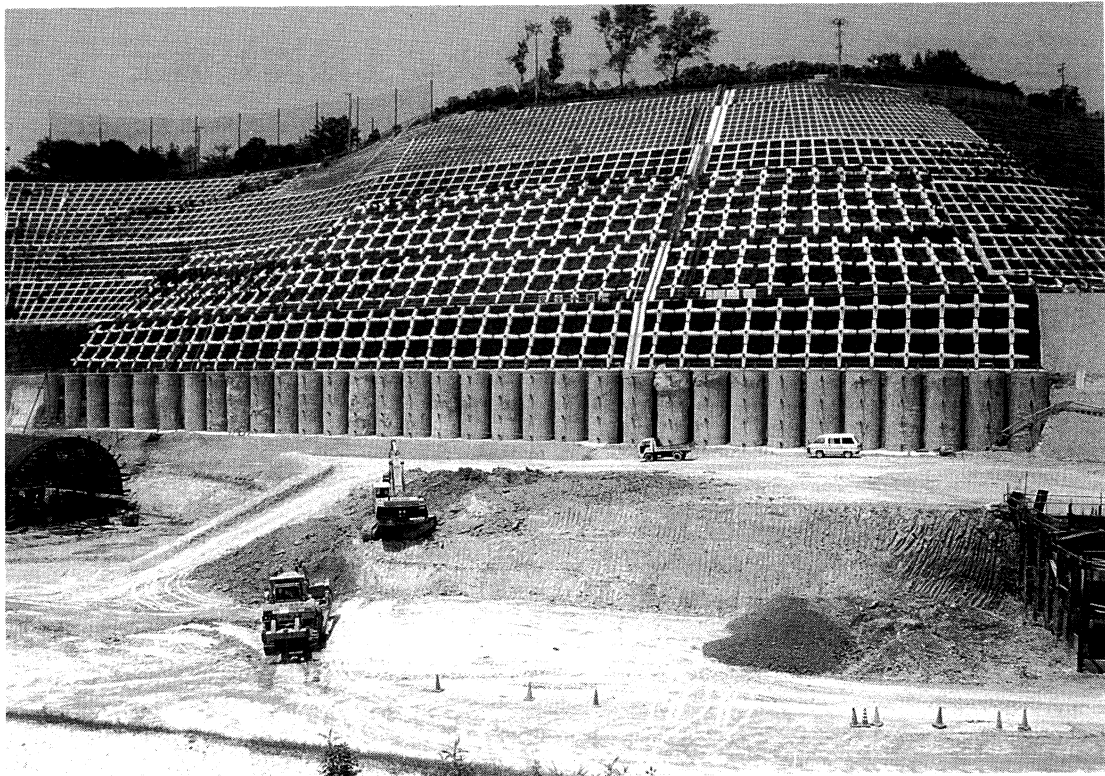


写真-1 長大切土法面全景
Photo.1 Overview of cutting slope

表-1 抑制-抑制工
Tab.1 Restraint work

抑制・抑制工	工事概要
排水トンネル工	泥土圧セミシールド工法、多孔式ヒューム管 内径φ3,000mm、延長225m
グラウンドアンカー工	VSL工法 367本、総延長12,167m
抑止杭工	全旋回オールケーシング工法 φ3,000mm、41本、総延長1,670m

流動化し一次すべりを発生し、さらに変位が進むとすべり面が形成され強度が残留強度まで低下して二次すべりへと移行することが報告されている⁶⁾。さらに、付近には、“滑(なめら)”という地名があることや、大阪を中心として神戸層や大阪層の過圧密粘土層等における地すべりの発生事例の報告が多いことから⁷⁾⁸⁾、施工に先行し過圧密粘土層の直線すべりをも念頭に入れた事前検討や動態観測計画を行った。

地下水位は、大阪層群粘土層を境に上位に浅層地下水、下位に被圧された深層地下水が認められた。このため、設計にあたっては法面安定のため比較的水位の高い浅層地下水位を低下する方法(抑制工)について検討を行った。

3. 設計の基本概念

委員会の検討内容に準拠し、法肩の重要構造物の変状防止を主目的として次の基本概念のもとに設計を行った。

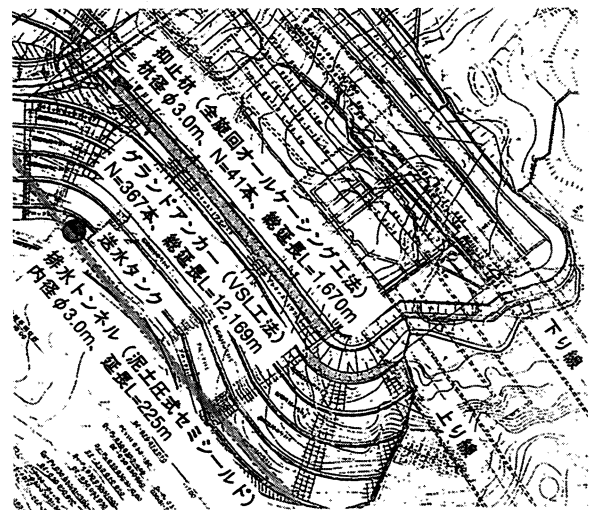


図-2 抑制-抑止工平面図
Fig.2 Restraint work plan

- ① 安全率が最小となる臨界円ではなく最大抑止力を必要とする円による極限平衡法を用いる。
- ② 抑制工による水位低下を設計に反映させる。
- ③ 抑止工は抑止杭とアンカーを併用するが、抑止杭に期待した設計とする。杭の断面力が大きくなる箇所では、杭頭アンカーを併用する。
- ④ アンカーの設計において、50m以上の長尺ものを避け、定着部を千鳥配置とし、引き止め効果のみを考慮した設計とする(図-6)。

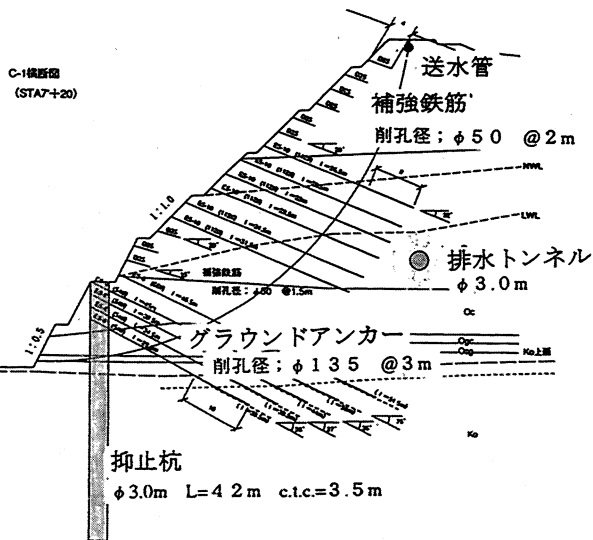


図-3 抑制-抑止工断面図
Fig.3 Restraint work cross section

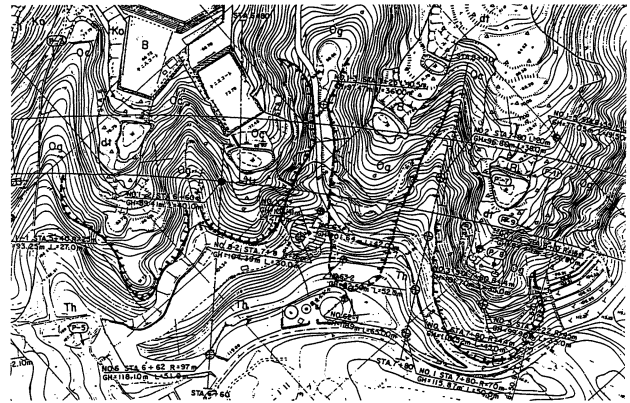


図-5 崩壊地形分布図
Fig.5 Distribution of land-sliding terrain

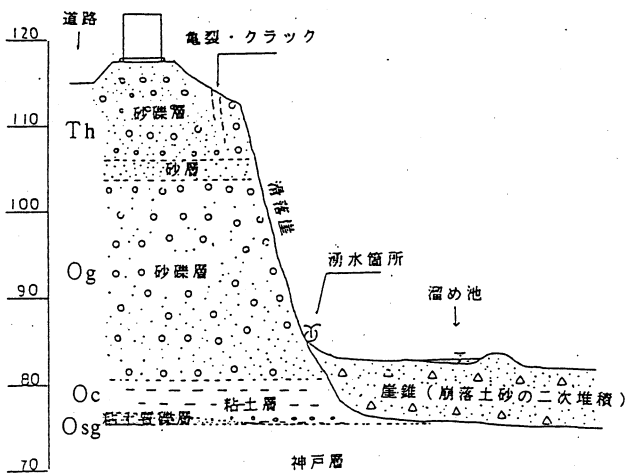


図-4 崩壊地形の地盤モデル図
Fig.4 Analytical model of land-sliding terrain

3.1 抑制工

地下水位低下を目的とした抑制工には、法面からの水抜きボーリングや集水井に比べてその効果が最も期待される排水トンネルを採用した。排水トンネルの設計は、浸透面積率を考慮した浸透流解析や施工事例に基づき実施し、設計水位低下量は法面切土に伴う自然水位低下量と合わせて8mと設定した⁹⁾。

3.2 抑止工

抑止工の設計は、スライス左右の水圧差を考慮したスウェーデン法(簡便法)を用いた。各掘削段階における法面の安定性についてはアンカーによって確保し、完成後の長期的安定性については抑止杭とアンカーによって目標安全率(表-2)を確保する設計とした。例えば、主要断面における自然水位状態の設計最大抑止力3.0MN/mに対する荷重分担は、グラウンドアンカー:0.8

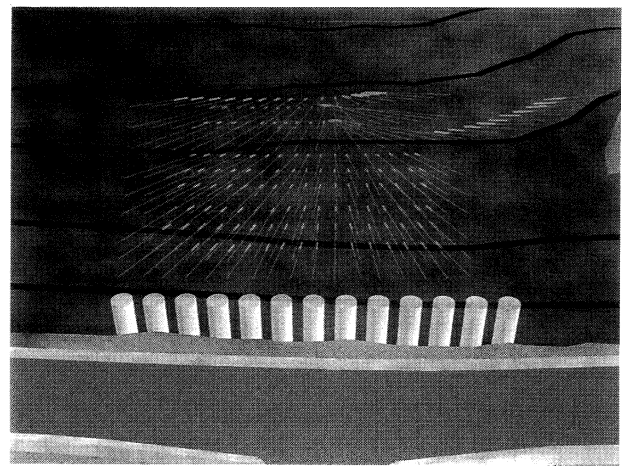


図-6 アンカー配置CAD図
Fig.6 CAD output drawing of anchors

MN/m(全体の27%)、抑止杭:1.8MN/m(60%)、杭頭アンカー:0.4MN/m(13%)となった。

アンカーの設計は、先行して実施した基本試験結果に基づき行った。その結果、泥岩と砂岩の複雑な互層を呈する神戸層においては設計時に見込まれていたアンカー周面摩擦抵抗 10 kgf/cm^2 のおよそ50%の 4.7 kgf/cm^2 しか確保できず、再設計を余儀なくされた¹⁰⁾。

さらに、導入力については、法面の変位を抑制するために設計アンカー力の100%と定め、これに計測結果に基づいて鋼線のリラクゼーションおよび地盤のクリープを考慮した8%の増越量を与えた。

抑止工の設計は、日本道路公団設計要領の斜面上の深礎の考え方に準拠した。基礎部の断面力等については弾性支承上の梁として解析する弾性設計法(弾性地盤反力法)を、水平方向安定度照査においては地盤の塑性化を考慮した弾塑性設計法(複合地盤反力法)を用いた。ただし、杭頭アンカーを用いた大口径杭の事例は少なく、設計手法も確立したものがないため図-7に示す考え方を用いた。なお、許容変位量は斜面上の重要構造物を考慮して30mmと設定した。

抑止杭の配置は、潜在的滑り面が存在する可能性の高

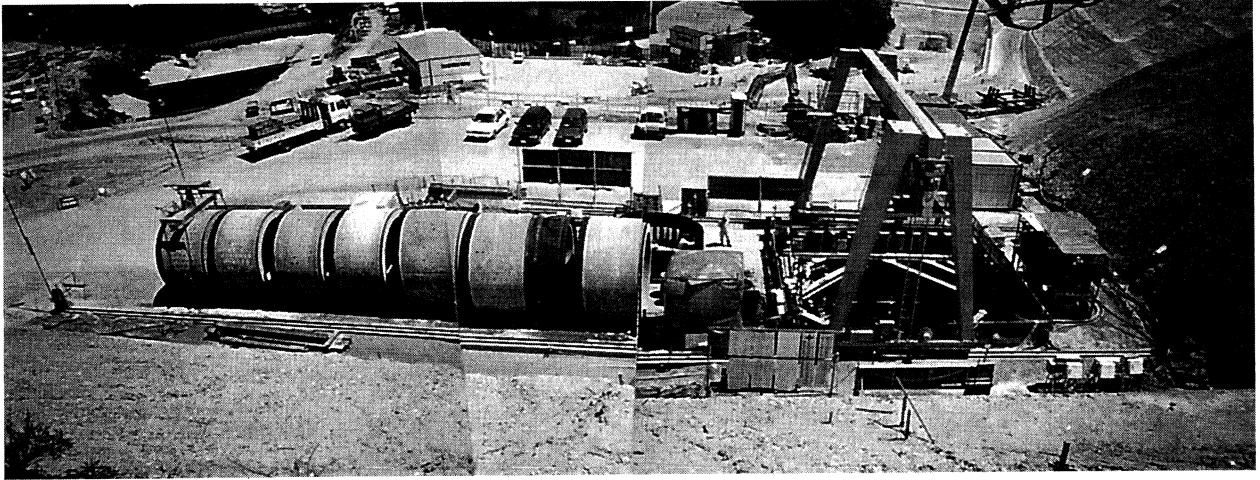


写真-2 排水トンネル工
Photo.2 Drain tunnel

表-2 設計安全率
Tab.2 Design safety factor

	NWL (抑止工)	NWL-8.0 m (抑止工+抑制工)
施工時	1.00 以上	1.10 以上
完成時	1.00 以上	1.20 以上

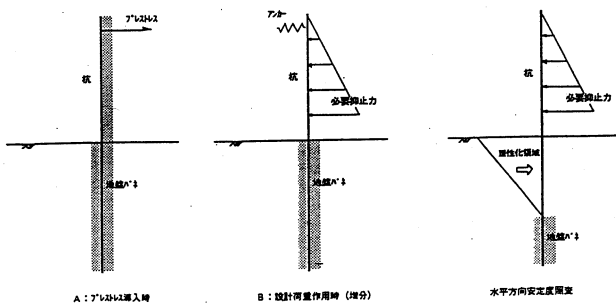
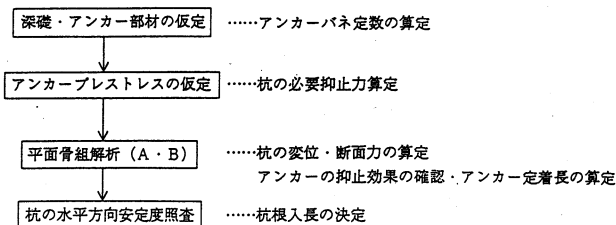


図-7 抑止杭設計モデル図

Fig.7 Design model of restraint pile

い大阪層群粘土層および最大抑止力円弧の末端位置に着目して設定した。

4. 施工法

施工法の選定は、周辺地山の特殊性および施工性を考慮して行った。

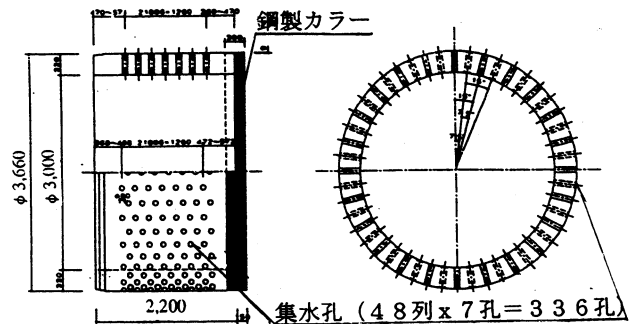


図-8 有孔ヒューム管

Fig.8 Perforated hume pipe

4.1 抑制工 (排水トンネル)

(1) 有孔ヒューム管

排水トンネルの施工には、経済性、耐久性の面から7%の浸透面積率を有する多孔式ヒューム管 (内径 ϕ 3000、 $L=2.2$ m、 $W=17.34$ t) を順次布設する泥土圧式セミシールド工法を用いた (写真-2)。多孔式ヒューム管は、1本当たり336穴の放射状の集水孔 (ϕ 80 mm) を有している (図-8)。

管の設計に際しては、集水孔の開孔による耐荷力の低下率を踏まえた上で、載荷方法、有孔率等を変化させて1/3模型供試体を用いた推進方向圧縮試験および3次元の弾性有限要素解析を実施した¹¹⁾。これらより得られた知見に基づいて、シールドの許容推進力の設定を行った。

- ① 管の耐荷力は集水孔の断面を除いた有効断面積により算定可能
- ② 部分的な載荷状態においても過大な引張応力の発生は認められない

(2) 施工実績

全長225 mに対して、平均トンネル月進は60 m/月であった。排水トンネル完成直後の孔内湧水量は30 m³/日であったが、その後徐々に減少し現在では10 m³/日で定常化している。水位は、法面の切土による影響と合わ

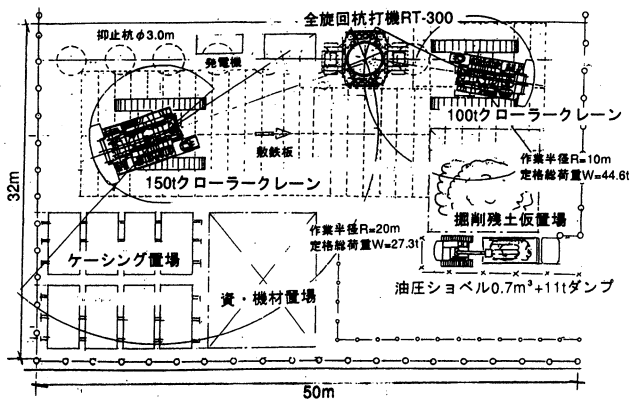


図-9 全旋回オールケーシング施工機械配置図
Fig.9 Arrangement of full-turn casing apparatus



写真-3 全旋回オールケーシング工法
Photo.3 Full-turning casing

さって、10 m 程度低下し、設計低下量を確保している。

4.2 抑止工

(1) 工法の特徴

施工法の選定にあたっては、施工精度、品質に優れ、また大量の給排水を要しない点では周辺地山へ与える影響が少ない全旋回オールケーシング工法を採用した。同工法は、全旋回する先端特殊切削刃とケーシングによって先行削孔し、ハンマグラブでケーシング内の土砂を掴みあげて排土する工法である(図-9、写真-3)。

当該工事では、主に周辺条件を考慮してその採用を決定した。

① トンネル近傍における施工(図-10、11)

坑口部付近で、上り線本坑(一次閉合)からの離れが2 mの近接施工となる。施工に伴って、20本のパターンボルト(L=6 m)の切断を要する。

② 後退性滑落地形

坑口付近は谷部に位置し、溜め池を埋め戻して造成されている。この付近に残存する谷部は、水みちが発達しており土質性状が悪い(N値が3~5)区間が残存する。トンネル坑口付けに際しては、深層混合改良による地盤

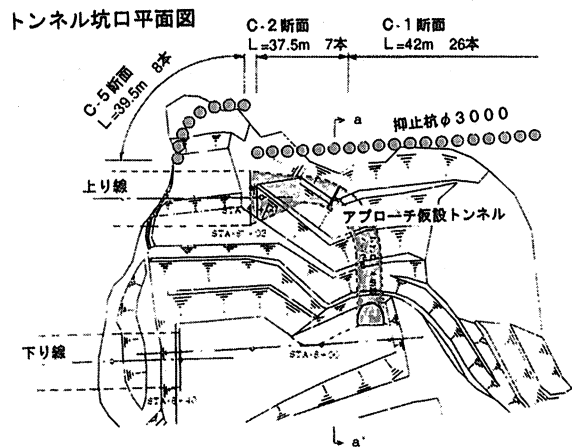


図-10 抑止杭とトンネルの関係平面図
Fig.10 Relation between restraint pile and tunnel (Plan)

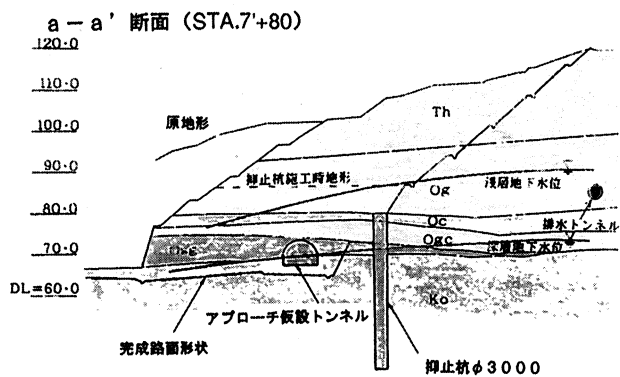


図-11 抑止杭とトンネルの関係断面図
Fig.11 Relation between restraint pile and tunnel (Cross section)

改良を行っており、造成後はデープウエルによる地下水の排水を行っている。

(2) 施工実績

杭径 3,000 mm かつ平均深度 40 m は、事例の無い大口徑、大深度施工であった。トンネル近傍の施工によっても、トンネル構造に変状を与えることなくロックボルトの切断(TD 24)が可能であったし、杭間の 50 cm 厚の土砂地山についても崩壊することなく精度良く施工できた。

その他、当該工事における施工上の特徴は、下記のとおりであった。

- ① 主要鉄筋 D51、総重量 70 t (内 4 t は座屈補強部材) となる鉄筋籠の建込み時の座屈防止用補強方法および二重鉄筋加工方法(写真-4)
- ② 二重の鉄筋籠内に、杭頭アンカー(4段)用箱抜き取り付けおよび設置精度の管理
- ③ 低土被り(最小土被り 13 m)におけるトンネル直上のクレーン作業(クレーン自重 180 t、鉄筋籠 70 t:計 250 t)

平均サイクルは、機械セットおよび掘削:3日、鉄筋建て込み:1日、コンクリート打設:1日の計5日/本であった。必要初期揺動は掘削が進むに連れて周面摩擦が

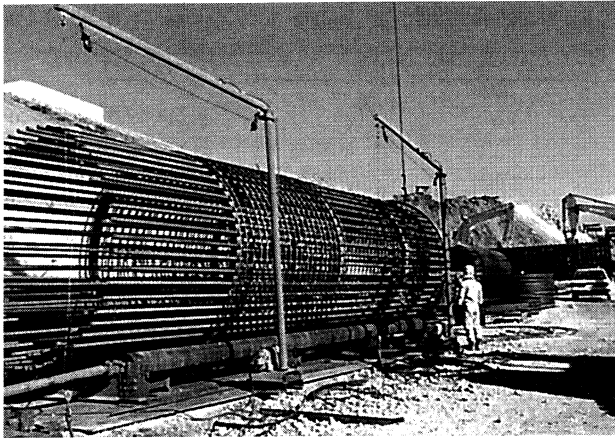


写真-4 抑止杭鉄筋籠

Photo.4 Restraint pile reinforcement net bag

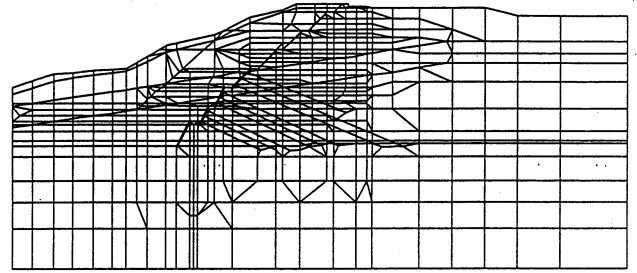


図-12 解析モデル図

Fig.12 Analytical model

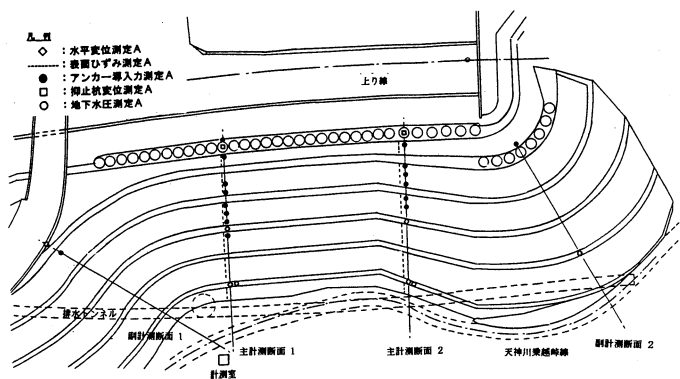
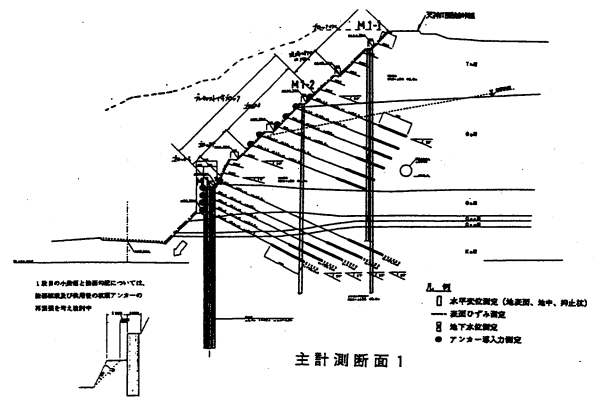


図-13 計測器配置図

Fig.13 Arrangement of measurement device



大きくなり、瞬時最大で4 MNm (RT-300 最大出力：4.28 MNm) に達した。回転トルクは、削孔深度にほぼ比例し深度40 m でおおよそ3.0 MNm (機械回転トルク最大出力：3.6 MNm) を必要とした。これより、 ϕ 3000 の大口径となれば、土質の性状によって差異はあるものの、神戸層のような軟岩を対象とした場合おおよそ40 m が回転トルク上の機械の性能限界と考えられる。

4.3 動態観測

工事に伴う影響は、大きな崩壊としては深層の円弧すべりと過圧密粘土層内の直線すべりを想定して、動態観測により管理した(表-4)。その目的は、主に以下のとおりとなる。

- ① 円弧すべり等地盤の変状挙動の監視、
- ② 設計(抑制工、抑止工)の機能の確認、
- ③ 重要構造物の挙動の監視

(1) 事前解析

法面掘削に伴う影響を把握し、効果的な計測器の配置および管理目標値の設定を目的として有限要素法による数値シミュレーションを行った。解析断面は、実施設計断面と同一断面とした。解析モデルおよび地盤定数等は、委員会に準拠し作成した(節点数：803、要素数：952)。

解析は、施工手順を考慮して28ステージに分割した(図-12)。

(2) 計測器の配置

事前解析結果および工事の特徴を踏まえて計測器の配置を行った。配置平面図を図-13に示す。主計測断面の配置は、掘削土量が多く掘削解放力が大きくなる尾根部とし、副計測断面として坑口の沢口および橋脚基礎掘削付近に設けた。計測器の配置については、各目的に応じて挿入式傾斜計、伸縮計、間隙水圧計、アンカー荷重計を設置した(表-3)。計測は自動計測を主体とし、法肩部の計測小屋から公衆回線を利用して事務所にてリアルタイムな計測管理を行った(写真-5)。

(3) 管理値の設定

地表面沈下および地盤内変位については、法面の安定性を評価した上で事前解析結果に基づいて設定を行った。

5. 抑制工・抑止工の効果

(1) 地表面沈下

送水管位置における地表面沈下は、近傍の7段目掘削までは漸増し、最大-8 mm 程度まで達したが、それ以降の増加現象は認められなかった(図-14)。送水管の変位

表-3 解析用地盤物性値

Tab.3 Physical properties of ground for analysis

	γ (tf/m ³)	c' (tf/m ²)	ϕ (tf/m ²)	備考
高位段丘層	Th	1.8	1.0	3軸 UU 試験結果より
大阪層群砂れき層	Og	2.0	1.0	3軸 CU 試験による c' 、 ϕ' 。これを c_a 、 ϕ_a とみなし全応力法で解析する。クラックを考慮して低減
大阪層群粘土層	Oc	1.9	10.0	
大阪層群粘土質れき層	Ogc	2.0	1.5	
大阪層群砂れき層	Osg	2.0	1.5	
神戸層群	Ko	2.0	15.0	18

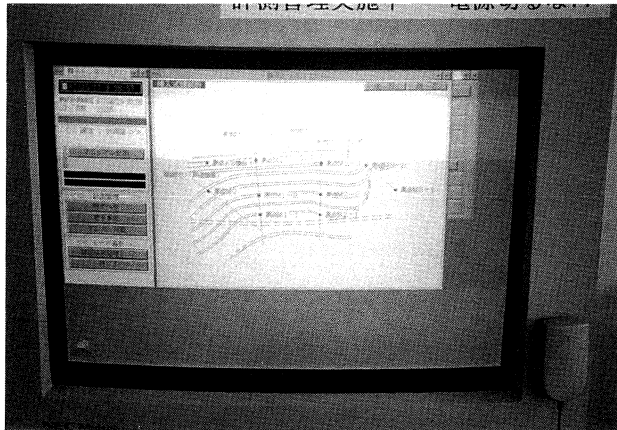


写真-5 計測管理状況

Photo.5 Measurement and quality control

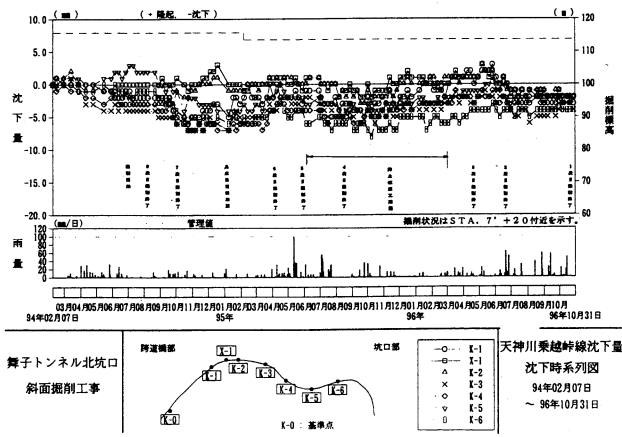


図-14 法肩部地表面沈下経時変化図

Fig.14 Subsidence of shoulder

ベクトルを図-15に示す。解析結果(-20 mm)に対しても十分小さな値に収まった。

(2) アンカー軸力

図-16、17にグラウンドアンカー軸力の経時変化を示す。鋼線および地盤のリラクゼーションによる軸力の低減(5%程度)が認められたが、設計導入力のおよそ95%以内で安定している。なお、杭頭アンカーのリラクゼーションは、十字ブロックを介した法面布設アンカーに比べ小さかった。

(3) 地盤内水平変位

図-18に、解析結果と実測地盤内変位の結果を示す。地盤内変位は掘削とともに漸増したが、掘削完了によ

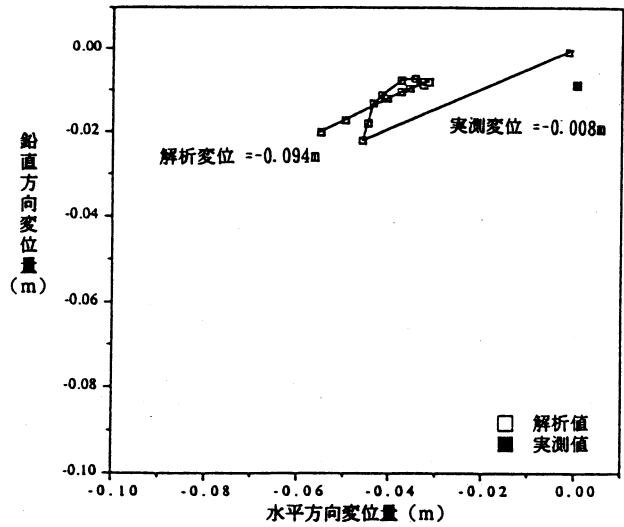


図-15 送水管変位ベクトル図

Fig.15 Displacement of water main

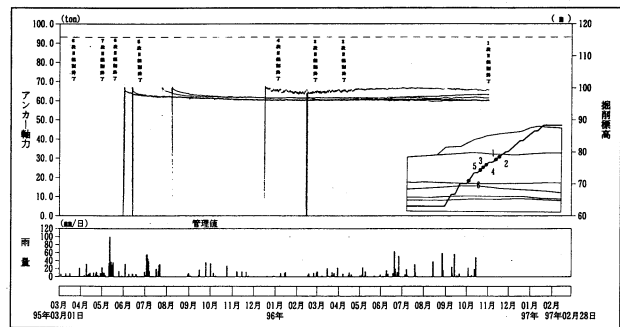


図-16 グラウンドアンカー軸力変化図(十字ブロック)

Fig.16 Change of tension in ground anchor (cruciform block)

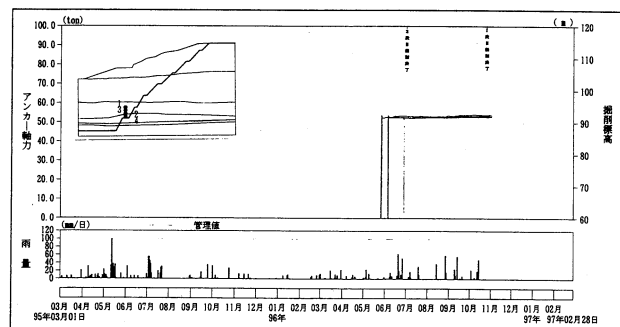


図-17 グラウンドアンカー軸力変化図(抑止杭)

Fig.17 Change of tension in ground anchor (restraint pile)

て解析値を下回る結果で収束に至った(最大変位量20 mm:解析結果のおよそ35%)。変形モードは、神戸層と大阪層の層境にて法面方向に弾性的な変形をしており、解析結果と合致している。

6. あとがき

舞子トンネル北坑口長大法面の掘削は、法肩部の重要構造物の変形に主眼をおいた動態観測を行いながらの施工となった。結果的には、全て管理基準値内に入ってお

表-4 計測目的と管理値

Tab.4 Control value and purpose of measurement

計測項目	計測器	計測値	測定仕様	測定方法	管理方法	目的	備考
水平変位測定	挿入式傾斜計	地盤内水平変位	6箇所 (2主計測断面に 各2箇所)	2回/月	すべりの発生の確認	地盤内水平ひずみの計測を行うことにより、変状の発生を地盤内にて検知し、すべり発生位置、規模の推定を行う。	手動計測
		水平ひずみ (水平変位と深度より算定)	(2副計測断面に 各1箇所)	手動	すべり位置、規模の確認 現地にて計測		
		抑止杭変位	2箇所 (2主計測断面に 各1箇所)	2回/月 手動	杭の断面力による管理		
表面ひずみ測定	伸縮計(移動計)	地表面ひずみ速度 (変位量と時間より算定)	12箇所 (2主計測断面に 各6箇所)	1回/月 自動	地表面歪速度で安定性を確認 $0.001 \times 10^{-4}/\text{min}$ 以上で注意体制 $0.002 \times 10^{-4}/\text{min}$ 以上で警戒体制	伸縮計により地表面ひずみ速度を計測しクリープ的法面崩壊に関する管理値と比較し、管理体制をとる。	地表面ひずみ速度の計測により、斉藤の式からクリープ的法面崩壊の発生時期を予測するための管理値を決定する
地下水位測定	間隙水圧計	地下水位 各地層ごとの 間隙水圧	2箇所 (2主計測断面に 各1箇所)	1回/月 自動	地下水位低下の確認	抑制工(排水トンネル)の効果と設計条件の検証を行う。	
雨量計測	雨量計	降雨量	1箇所	常時 自動	雨量により管理体制 30 mm/時間 100 mm/日で警戒体制	集中豪雨に対する管理を行う。 地下水位変動の要因を突きさえる。	
アンカー導入力測定	ロードセル (アンカー荷重計)	アンカー荷重	19箇所 (2主計測断面の全数) (1副計測断面の全数)	1回/月 自動	設計導入力との比較	抑止工の機能計測を行う。	

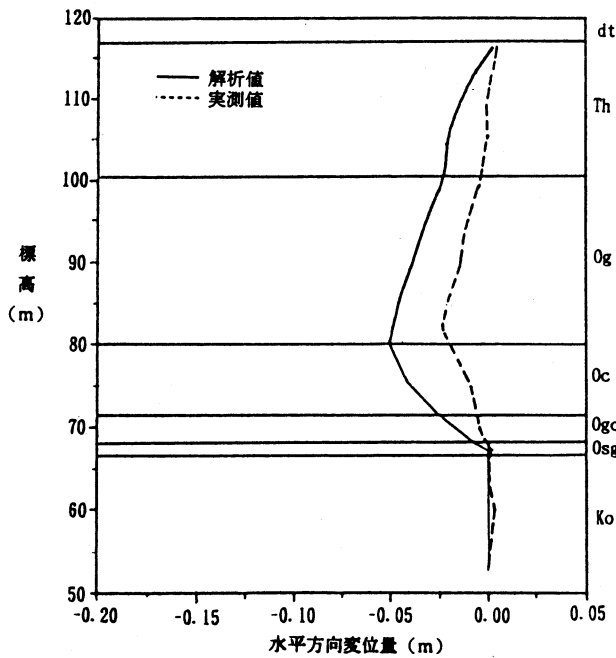


図-18 地盤内水平変位分布図

Fig.18 Distribution of horizontal displacement in ground

り抑制・抑止工が十分機能した事が分かった。

又施工面では、全旋回オールケーシング工法が十分効果を発揮し、特に周辺地山に与える影響が極めて少なかったことも確認された。なお、施工途中であったが兵庫県南部地震や150mmを越える集中豪雨においても法面に変状は認められなかった。

現在の進捗は掘削作業は完了し、路床面の仕上げ作業を行っている。今後は平成10年春の完成に向け舗装工事等の作業を行っていく。

最後に舞子トンネル北坑口法面安定の設計等に対してご指導頂いた舞子トンネル北坑口法面安定工検討委員会(桜井委員長)はじめ委員の方々、また工事に携われた皆様に感謝致します。

参考文献

- 1) 「舞子トンネル北坑口法面安定工技術検討委員会議事録」、平成2年3月
- 2) 「舞子トンネル北坑口法面安定工技術検討委員会報告書」、平成2年3月
- 3) 池崎・青野・亀山他：「長大切土法面の抑制・抑止工の効果について」、土木学会第52回年次学術講演会、平成9年9月発表予定
- 4) 「名谷地区地質調査報告書」、平成元年10月
- 5) 「名谷地区地質調査(その2)報告」、平成3年3月
- 6) 中森他：「繰り返し一面せん断試験機を用いた地滑り粘土の強度測定」、土と基礎、1988年5月
- 7) 中世古：「大阪層群にみられる地すべりについて」、土と基礎、1973年7月
- 8) 西垣：「大阪層群における破碎帯すべり例」、土と基礎、1977年2月

灘川橋の設計と施工

Design and Construction of the Nadagawa Bridge

第一建設局
洲本工事事務所

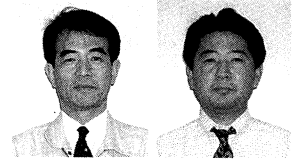
第四工事長 川戸 彰

Akira Kawato

第一建設局
洲本工事事務所

第四工事長代理 大川 宗男

Muneo Okawa



概要

灘川橋は鋼5径間連続V脚ラーメン箱桁橋で、国営明石海峡公園及び日仏モニュメント建設予定地に隣接していることから、構造形式の選定においては景観を配慮し決定されている。

架設方法としては、ベントに加えてこれまでに例を見ない地表面からのワイヤーによる斜吊りを併用した工法を採用している。斜吊りワイヤーによる架設時においては、ワイヤー張力が逐次変化することから、常時ワイヤー張力の測定を行うための計測システムを導入し情報化施工を行っている。

本文は、灘川橋の設計及び架設結果の概要をまとめたものである。

The Nadagawa Bridge is a rigid frame, 5-span continuous steel box bridge with V-shaped piers, which was so designed as to make harmony with the surrounding landscape because the bridge would be located in the area for the planned Akashi Kaikyo park and the planned site of monument that would represent friendship between Japan and France, both of which would be constructed in the near future. For the construction of the bridge, employed was a staging method with cranes. Wire ropes are used to stabilize the V-shaped piers. careful controls over wire operation were paid for keeping the tension of wires within design value. A computer-aided monitoring system was introduced to control over construction stages so as to ensure the tension of wire ropes and the geometry of V-shaped piers be within the design ranges. This report introduces the outline of structural design and construction process of Nadagawa Bridge.

1. まえがき

灘川橋は、一般国道28号の淡路ICの南に位置し、(図-1)淡路町と東浦町にまたがる鋼5径間連続V脚ラーメン箱桁橋で、その規模は、V脚ラーメン形式の橋脚高さ(45.7m)において国内最大の橋梁である(写真-1、図-2)。構造形式の選定においては、国営明石海峡公園及び日仏モニュメント建設予定地に隣接していることから、景観を配慮し決定されている。

設計においては、橋脚高が高く固有周期が長いこと、及びP6とP7では橋脚高が20%も異なり地震時には複雑な挙動を示すことが考えられるため、立体骨組モデルによる動的応答解析を実施した。また、主桁と橋脚の隅角部、橋脚基部の隅角部については、応力性状の把握を行うためにFEM解析を実施している。

架設工法は、V橋脚架設時についてはベント工法を、主桁架設時については各架設段階において常に回転が生じることより、V橋脚を下からの斜めワイヤーにより形状を保持する工法を採用した。斜めワイヤーの張力は、施工段階に応じて逐次変化するため、張力調整を行うことにより安定化を図ることとし、常時ケーブル張力を測定できるような計測システムを現場に導入し情報化施工を実施した。また、地形が急峻な終点側径間については、送り出し工法を採用している。

2. 構造概要

本橋は、2基のV型橋脚と主桁(箱桁)が剛結合された立体ラーメン橋であり、2基のV脚支間が121m、橋脚高さがP6で45.7m、P7で37.9mと大きさの異なったV脚を有する橋梁である。平面線形は緩やかな曲線(クロソイド)区間であり、これに対して主桁を直線折れ桁として配置している。

また、淡路IC以南については暫定2車線区間であるため、完成3車線への拡幅については、中央側にV脚及び桁を増設することで対応する計画としている。下り線の橋梁一般図を図-3に、設計条件を表-1に示す。

3. 設計概要

3.1 床版および床組の設計

床版の形式は2本の主桁(箱桁)と箱桁間に設置された1本の縦桁に支持されたRC床版である。主桁と縦桁とでは床版の支持剛性が大きく異なるため、床版は不等沈下による付加曲げモーメントを考慮して設計した。また、暫定時におけるG2桁側の片持部は完成時において中間部となるため、片持部と中間部の両方のケースで検討して配筋を決定した。脚柱の取付け部付近は連続桁の中間支点と同様に負の曲げモーメントが発生するため、橋軸方向の引張力に対する鉄筋を配筋した。

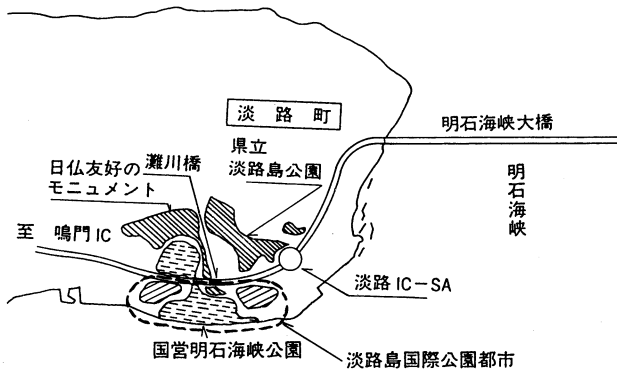


図-1 位置図
Fig.1 Location map

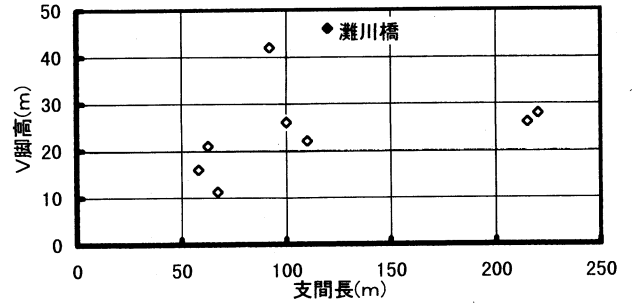


図-2 V脚ラーメン橋の橋脚高さ
Fig.2 Pier height of V-shaped rigid frame bridge

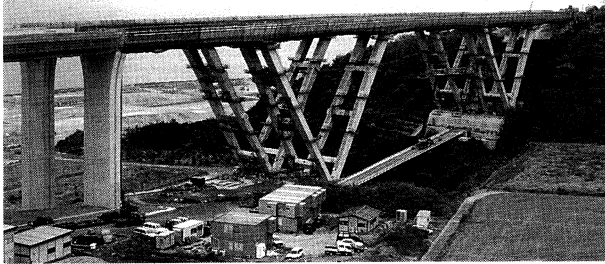


写真-1 瀬川橋
Photo.1 Nadagawa Bridge

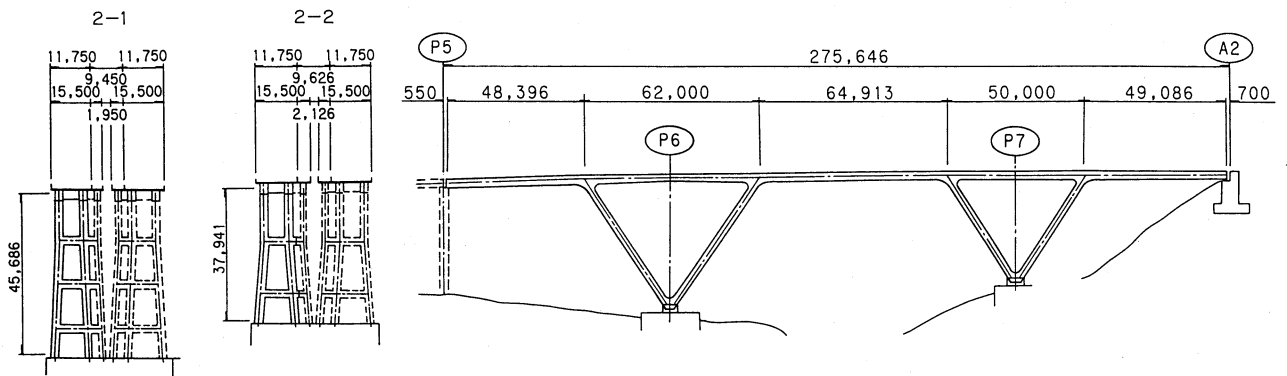
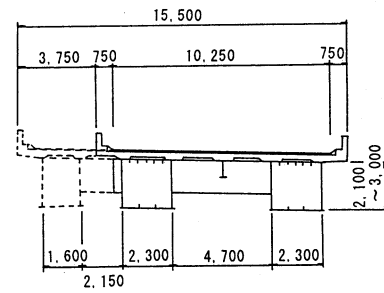


図-3 橋梁一般図
Fig.3 General drawing

表-1 設計条件
Tab.1 Design conditions

構造規格	第1種第2級(神戸~鳴門ルート)
設計速度	100 km/h
橋長	上り線 264.000 m 下り線 275.646 m
形式	上り線 鋼5径間連続V脚ラーメン橋 1連 下り線 鋼5径間連続V脚ラーメン橋 1連
活荷重	B活荷重
支間割り	上り線 47.950+62.000+64.500+50.000 +38.300 m 下り線 48.396+62.000+64.913+50.000 +49.086 m
有効幅員	上下線とも 暫定時 10.250 m 完成時 14.000 m
斜角	上下線とも 90°
平面線形	上下線とも A=700 m~R=10000 m
縦断勾配	上り線 2.2%~3.0% VCL=1140 m 下り線 2.2%~3.0% VCL=1300 m
横断勾配	上り線 2.689%~2.0% 下り線 2.674%~2.0%
床版	鉄筋コンクリート床版 t=230 mm
舗装	アスファルト舗装 t=75 mm
遮音壁	W=145 kgf/m(h=3 m)
検査路	桁間 1条当たり W=100 kgf/m 暫定時1条 完成時2条 脚内 W=50 kgf/m
温度変化	部材設計時 ±30°C (-10~+50°C) 移動量算定時 ±25°C (-10~+40°C)
設計水平震度	上り線 暫定 橋軸 0.11 橋直 0.18 完成 橋軸 0.11 橋直 0.20 下り線 暫定 橋軸 0.11 橋直 0.17 完成 橋軸 0.11 橋直 0.20
使用材料	床版コンクリート $\sigma_{ck}=240$ kgf/cm ² 床版鉄筋 SD 345($\sigma_{sa}=1400$ kgf/cm ²) 鋼材 SS 400 SM 490 Y S 10 T

縦桁は連続桁として設計し、中間支点(脚柱取付け部)付近については主桁の弾性変形による付加曲げモーメントも考慮した。横桁は床組系と主桁系の断面力を比較して不利となる系の断面力で設計した。

3.2 構造解析

各荷重に対しての設計断面力算出は、立体骨組モデルによる静的構造解析を基本にした。ただし、地震時の解析に関しては、橋脚高が高く固有周期が長いこと、P6とP7では橋脚高が20%も異なり地震時には複雑な挙動を示すことが考えられることから、立体骨組モデルによる動的応答解析も実施した。

(1) 静的構造解析

静的構造解析では、以下の理由により主桁、横桁、脚柱、ストラットで構成される立体骨組モデルを用いた。

- ・主桁と脚柱が剛結合であり脚柱の変形による主桁断面力の影響を的確に算定する必要がある。
- ・脚柱は横方向(橋軸直角方向)の安定性を確保する

ため、脚柱基部で間隔を広げており、このため鉛直荷重作用時にも脚柱は立体的な挙動を示す。

なお、橋軸直角方向の解析においては横荷重に対して床版の剛性も寄与するものとして主桁間に仮想のX型のトラス部材を配置した。X型トラス部材の断面積は床版のせん断剛性と等価となるように与えた。また、拡幅後の完成時については、増桁を含めたモデルで解析した。

主桁の断面力図を図-4に、脚柱の断面力図を図-5に示す。

(2) 動的応答解析

地震時については、動的応答解析も実施し、動的特性を把握するとともに弾性域における構造物の安全性の照査を行った。動的応答解析は応答スペクトル法により、橋軸方向および橋軸直角方向の2方向について実施した。解析モデルは静的解析と同様に立体骨組モデルを用いた。

① 固有値解析結果

固有周期を表-2に、下り線暫定系の振動モード図を図-6に示す。

② 断面力

脚柱の断面力について動的解析と静的解析の比率で図-7に示す。図中の数値は(動解/静解)で表しているが、橋軸方向地震については動的解析と静的解析には顕著な差は見られなかったが、橋軸直角地震についてはP6脚柱部材で静的解析よりも動的解析のほうが大きい値となった。部材設計に際しては静的解析と動的解析を比較して不利な断面力を用いた。

3.3 主桁の設計

(1) 主桁一般部

主桁一般部は立体解析により算出された6成分断面力(面内曲げ・面外曲げ・ねじり・軸力・面内せん断力・面外せん断力)により設計した。ただし、主桁は常時荷重による断面力が支配的となるので面内曲げに着目して断面を決定し、面外曲げに対しては別途、腹板の座屈照査を実施した。

(2) 隅角部

1) 隅角部の概要

主桁と脚柱の交差部(隅角部)は主桁下フランジと脚柱フランジを円弧状に連続させ、主桁内に割込フランジを設置した構造である。さらに、主桁と脚柱の交差部には箱断面の横梁が配置されている(図-8)。

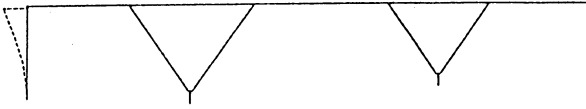
この隅角部に作用する断面力は左右主桁・脚柱・横梁からの面内・面外断面力である。当該部の応力性状としては以下のように考えた。

- ① 円弧フランジの直応力度はウェブ近傍で顕著なシアラグを呈し、法線方向に面外力wが作用する。
- ② ウェブには曲げモーメントの方向転換によりせん断応力度が卓越する。
- ③ 横梁と脚柱もラーメン隅角部を形成しており、横梁下フランジおよび脚柱ウェブにもシアラグを呈する。

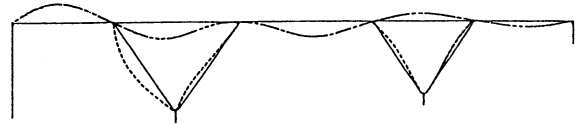
橋軸方向1次



橋軸方向2次



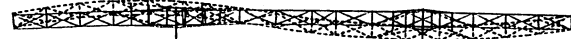
橋軸方向3次



橋軸直角方向1次



橋軸直角方向2次



橋軸直角方向3次



図-6 振動モード図
Fig.6 Modes of vibration

表-2 固有周期
Tab.2 Proper frequencies

		(SEC)			
	次数	上り線		下り線	
		暫定系	完成系	暫定系	完成系
橋軸方向	1次	2.55	2.49	2.70	2.65
	2次	0.91	0.90	1.30	1.28
	3次	0.85	0.83	0.67	0.84
橋軸直角方向	1次	1.41	1.22	1.41	1.22
	2次	1.04	0.88	1.07	0.92
	3次	0.71	0.59	0.78	0.64

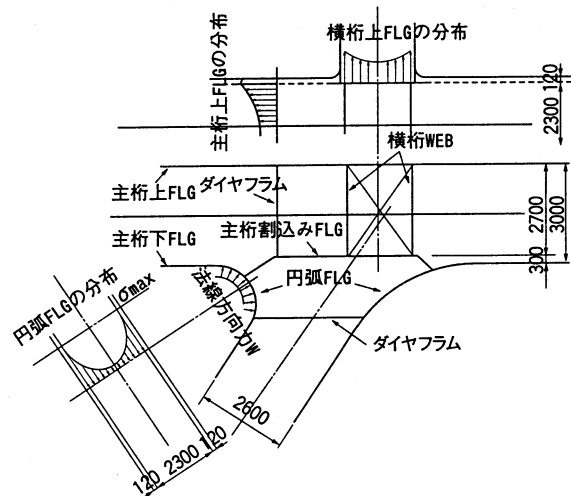


図-8 隅角部構造図
Fig.8 Structure of corner part

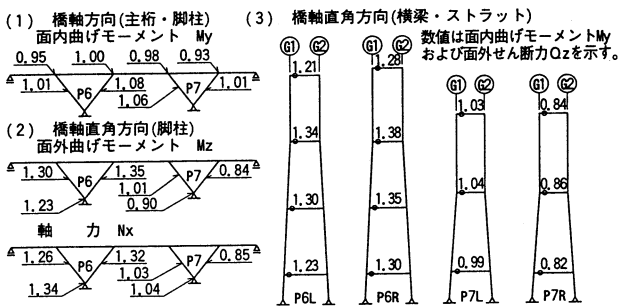


図-7 動解/静解断面力比較図

Fig.7 Comparison of sectional forces by dynamic and static analyses

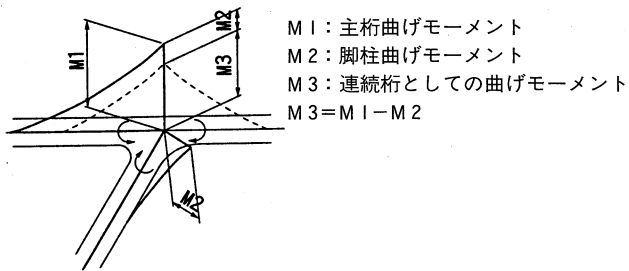
設計計算においては考えられる全ての断面力とそれらにより各部に生じる応力度をすべて評価することは非常に困難である。したがって、隅角部は常時荷重による応

力が支配的であると判断できることから、左右主桁と脚柱により構成される面内構造物として設計することとした。板厚決定後、隅角部を忠実にモデル化した立体FEM解析を行い、応力の流れが良好であることを確認した。

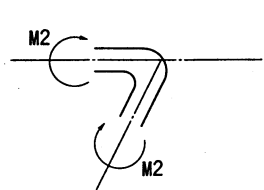
2) 設計計算要領

設計計算は下記の要領で行った。

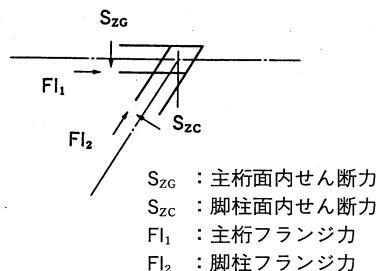
- ① 隅角は左右主桁および脚柱から構成される平面構造とする。
- ② 応力度の照査は左右柱および脚柱の3断面の垂直応力度とウェブの隅角パネルとしてのせん断応力度の照査を行う。せん断応力度の許容応力度は0.45σaとする。
- ③ 応力度の算出は、系1：連続桁系、系2：曲がり梁



(a) 系1: 連続桁系



(b) 系2: 曲がり梁系



(c) 系3: 隅角系

図-9 応力算出ケース

Fig.9 Calculation cases on stresses

ケース1 鋭角側円弧隅角 ケース2 鈍角側円弧隅角

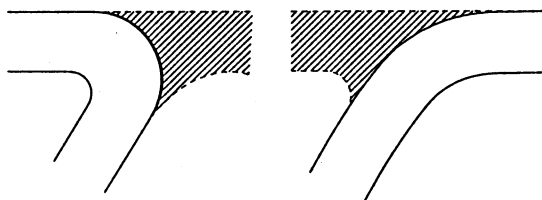


図-10 曲がり梁の計算ケース

Fig.10 Calculation cases on curved beam

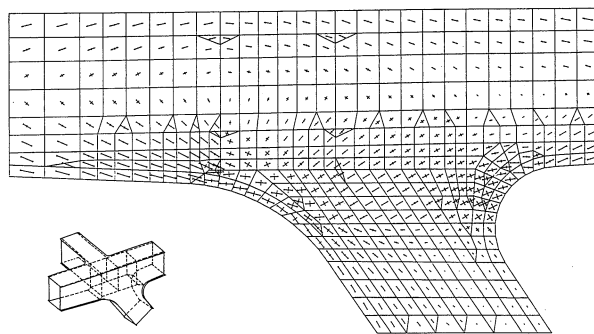


図-12 隅角部 FEM 解析ウェブ応力図

Fig.12 Stress in web by FEM on corner part

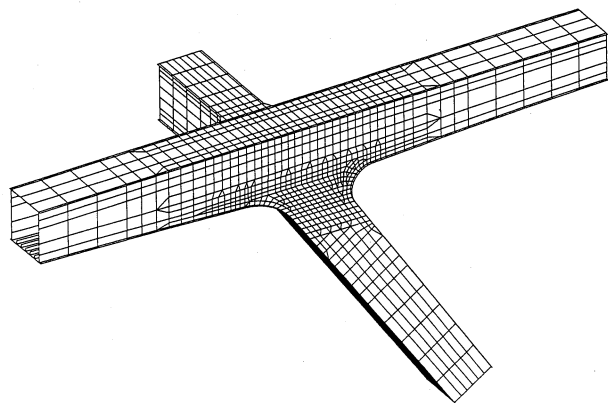


図-11 隅角部 FEM 解析モデル図

Fig.11 FEM model on corner part

系、系3: 隅角系の3つに分けて計算し、足し合わせを行う。

系1: 連続桁系 (図-9(a))

M3により左右主桁の垂直応力度を計算する。
応力度は通常の梁理論により求めた。

系2: 曲がり梁系 (図-9(b))

M2により円弧フランジの垂直応力度を計算する。

応力度は文献1)の「円弧ハンチ型隅角部」による。

系3: 隅角系 (図-9(c))

ウェブシヤパネルのせん断応力度を計算する。

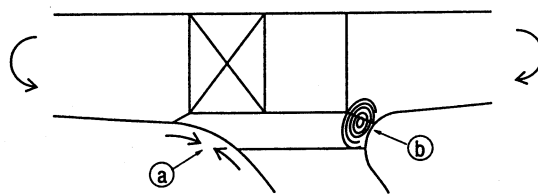


図-13 隅角部 FEM 解析応力卓越箇所

Fig.13 Part with dominant stress by FEM on corner part

応力度は文献1)の「直線形隅角部」による。
円弧フランジの直応力度は系1と系2を足し合わせる。

④ 曲がり梁の計算は図-10に示す2つのケースにわけて行う。

3) 板厚構成

各部の板厚は下記の要領で決定した。

① フランジの板厚は円弧隅角としての直応力度により決定した。

② 腹板の板厚は垂直応力度とせん断応力度の合成応力度の照査値が1.0以下となるように決定した。

③ 隅角部の板厚は隣接する主桁および脚柱一般部断面の板厚以上とした。

④ 隅角部の板厚はピークモーメントを作用断面力とした通常の主桁断面計算により決定される板厚以上

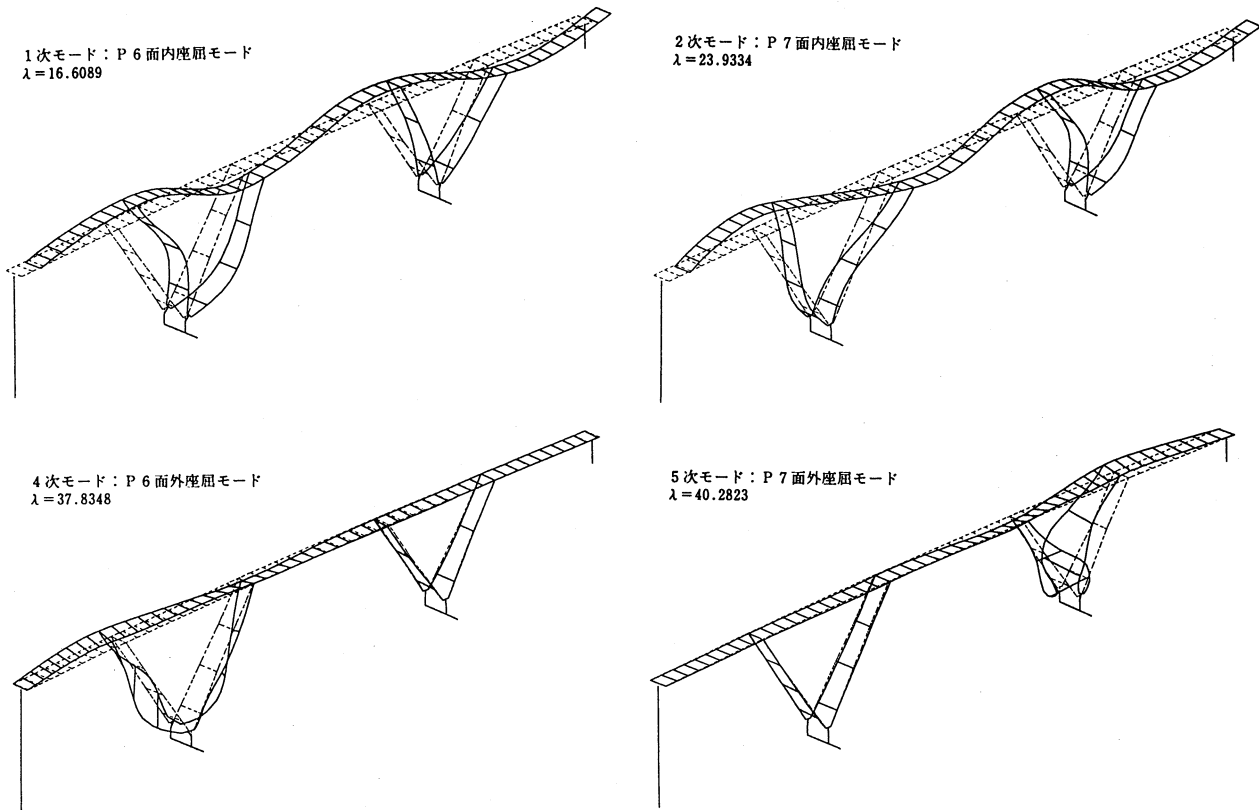


図-14 座屈モード図
Fig.14 Modes of buckling

とした。

⑤ G1桁とG2桁の発生応力度の差は5%程度であるため、同一断面とした。

4) FEM 解析

FEM 解析は設計断面力の最も大きい下り線 P7 中央径間側隅角部について実施した。解析モデル鳥瞰図を図-11 に示す。モデルは脚柱部材端部を固定とした。載荷荷重は考慮される全ての荷重とした。ウェブの主応力図を図-12 に示す。

応力性状は全般的にスムーズで、特異な応力集中は生じていなかった。応力度が厳しい箇所は鈍角側円弧フランジ (図-13 : a 部) と鋭角側腹板 (図-13 : b 部) であった。鈍角側円弧フランジの応力卓越は円弧ハンチ型隅角に特有な応力性状であり、腹板近傍に生じるシアラグ現象である。応力レベルは断面設計時の応力に対して低めの値を示したが、これは割込フランジやその下に配置したダイヤフラムが設計計算上考慮されておらず、これらが応力緩和に貢献したものと考えられる。鋭角側腹板の応力レベルが高いのは、腹板高の急激な変化により主桁の曲げ応力が急激に分散するために生ずる局所的な応力集中であり、トラス格点部のガセットプレートフィレット部に生ずる現象に似ている。いずれにしても、応力性状は特に問題となる応力集中もなく、V脚ラーメンの隅角部として本構造が妥当であることが確認できた。

3.4 脚柱の設計

(1) 脚柱一般部

脚柱の設計は立体解析により算出された6成分断面力 (面内曲げ・面外曲げ・ねじり・軸力・面内せん断力・面外せん断力) を考慮して軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける部材として設計した。ストラット取付け部については橋軸直角方向にT型を形成しているので隅角部としての照査も行った。

以下に板厚決定要領を示す。

- ① 脚柱一般部板厚は道示II 3.3.4 の安定の照査により決定されるが、照査においては許容値 1.0 を目標とした。
- ② ストラット取付け隅角部は横荷重により決定されるため動的解析の結果も考慮した。
- ③ 最小板厚は軸圧縮部材であることに配慮し、12 mm とした。

(2) 全体座屈解析

全体座屈解析は静的構造解析と同じ立体骨組モデルを用いて、下り線を対象に行った。載荷荷重ケースは全体横座屈に最も不利と考えられる活荷重満載状態を設定した。

座屈モードと座屈固有値を図-14 に示す。1次の座屈固有値は荷重倍率が 16.6 倍であり、弾性座屈解析の結果としては、比較的大きい値を示していることから、全体

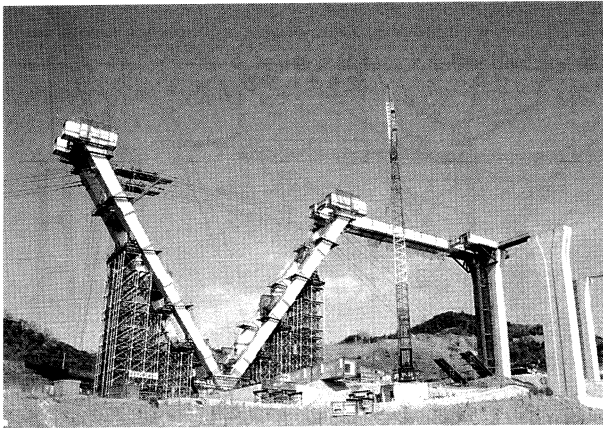


写真-2 P6の架設状況(側径間落とし込み)
Photo.2 Construction of P6 (settlement of side span)



写真-3 P7の架設状況(V脚中央落とし込み)
Photo.3 Construction of P7 (settlement of V pier in center)

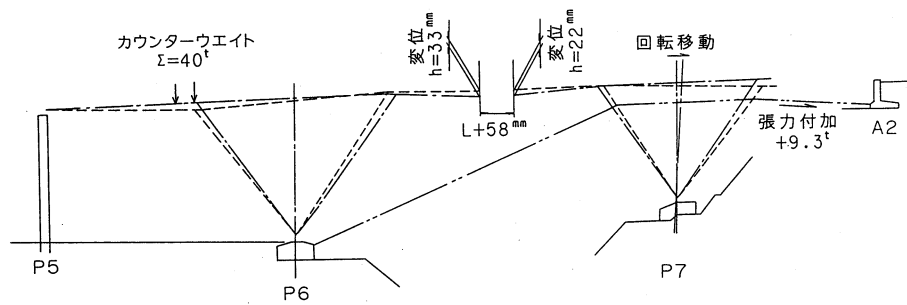


図-20 中央閉合時調整量
Fig.20 Adjustment on joining of center deck

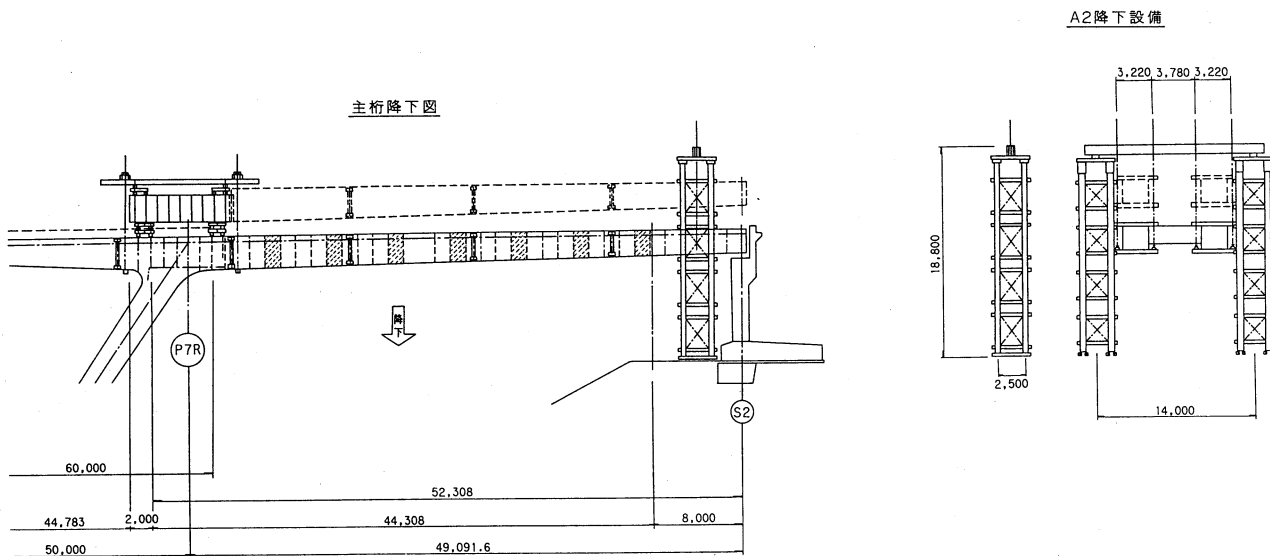


図-21 桁降下要領図
Fig.21 Operations to lower girder

ベントの設置が困難な P7~A2 間については手延べ機による送出し架設工法を採用した。

架設要領を図-18 に示す。

4.2 全体施工手順および施工要領

本橋の架設ステップ図を図-19 に示す。架設手順と要領の概略を以下に示す。

(1) P6 側の架設

P6 側の V 橋脚は 300 t 吊りクローラークレーンによるベント架設を行った。V 橋脚の架設完了後、ベントで受けていた荷重を、下からの斜めワイヤーで V 橋脚を支持する状態に盛り換えた。ワイヤー設備は V 橋脚の左右と橋脚中央の 3 系統で、橋脚の 1 腹板当たり 1 系統、1 脚当たり 12 系統のケーブルを用いた設備とした。

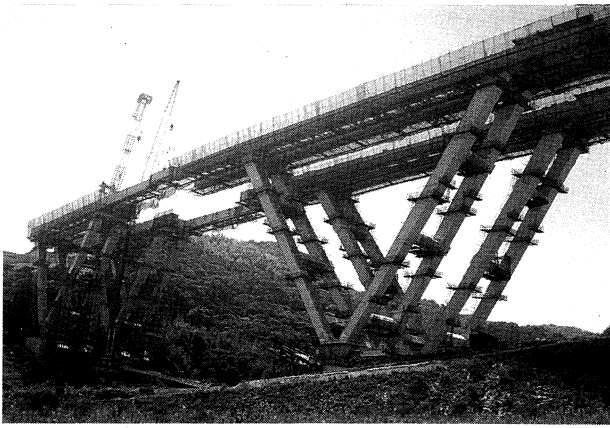


写真-4 閉合架設状況
Photo.4 Scene of joining

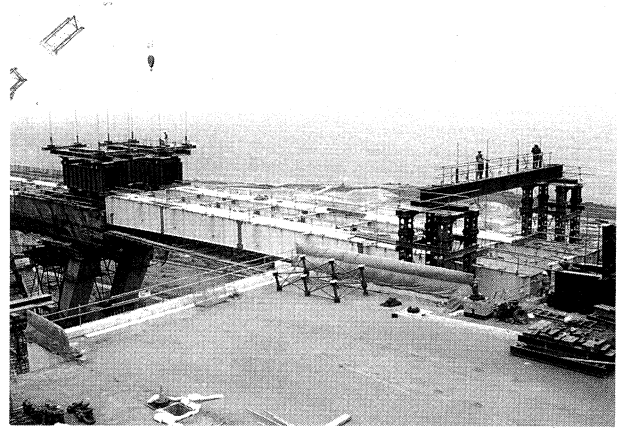


写真-6 桁降下状況
Photo.6 Scene of girder settlement

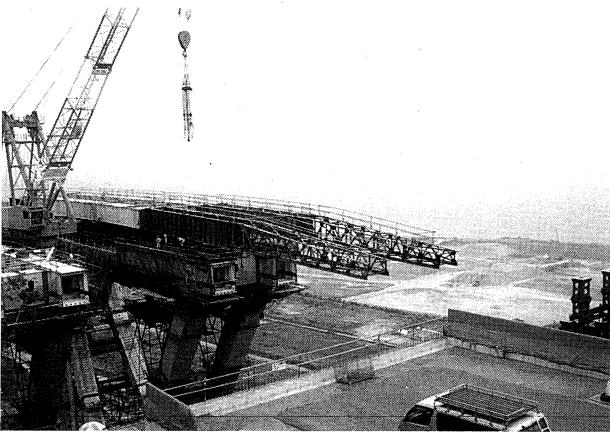


写真-5 送り出し状況
Photo.5 Scene of sliding out

主桁の架設は、ワイヤーでV橋脚を支持した状態で行った。P5～P6間およびV橋脚内の閉合は、斜めワイヤーの張力を調整し落とし込み支間を確保して行った(写真-2)。調整量の例としては、上り線のV脚脚で、側径間主桁の落とし込みの際にV橋脚をP5側へ12mm移動、V橋脚中央の主桁落とし込みの際に、V橋脚間隔を20mm調整した。

なお、斜めワイヤーでの荷重仮受け状態の時も、対地震対策としてベントは残置したままで架設を行った。

(2) P7側の架設

P7側のV橋脚は900t・mタワークレーンによるベント架設を行った。V橋脚の架設完了後、P6側と同様にベントから斜めワイヤーへ荷重を盛り換え、V橋脚を支持する状態にした。ワイヤーでV橋脚を支持した状態で主桁を架設し、V橋脚中央の閉合を行った(写真-3)。

(3) 閉合

中央径間の閉合架設は、450t吊り油圧クレーンで行った。中央径間閉合に先立ち、閉合部材の現場添接部を無応力状態で添接するために、両方向からの主桁張り出し部先端の仕口角度の調整を行った。

調整要領は、P6側が桁上へカウンターウエイトを載

荷することにより、P7側は斜めワイヤーの張力調整でP7V橋脚全体を回転移動させることにより、張り出し先端のたわみ量および高さ、落とし込み部スパン長などの調整を行った。閉合時の調整量を図-20に示す。また、閉合架設の状況を写真-4に示す。

(4) P7～A2間主桁

P7～A2間は、上り線と下り線の各々全幅員分を既に架設したP7部分の桁上へ地組立し、手延べ機による送出し架設を行った(写真-5)。送出し完了後、センターホールジャッキを使用した降下機を設置し、約4.5mの桁降下を行った(写真-6)。桁降下要領を図-21に示す。

4.3 架設時形状および斜めワイヤー張力管理要領

本橋の架設で特に留意すべき点は、架設の進行に伴いその都度変化するワイヤー張力とV脚の形状をどのように管理するかである。本橋のV橋脚の場合、下からのワイヤーで支持することから、どの程度の張力をワイヤーにプレストレスとして導入して、V橋脚の転倒を防止し、さらに設計時の所定の形状を保つか、また、実際に現場においては、どのようにしてワイヤー張力と橋脚および主桁の形状を施工管理するかが課題であった。

(1) ワイヤー張力の決定方法

ワイヤー設備は、V橋脚の左右とV橋脚間の3系統のワイヤーで構成される。各ワイヤーの機能は、V橋脚の左右のワイヤーがV橋脚の基部を中心にV脚全体の回転を制御し、V橋脚間のワイヤーがV間隔を制御するものである。ただし、各ケーブルは各々相互に影響を及ぼし合うため、本橋では各架設ステップ毎にワイヤーを含めた骨組構造解析を実施し、各部材には自重を載荷し、ワイヤーにはプレストレスを導入して、以下の条件を満足するようにワイヤー張力を決定した。

- ① 初期導入張力は、V橋脚天端が架設時の所定の形状(3次元座標値)となるようにする。
- ② 閉合作業の伴う落とし込み部材の架設時は、V橋脚天端の間隔が所定の寸法になるようにする。

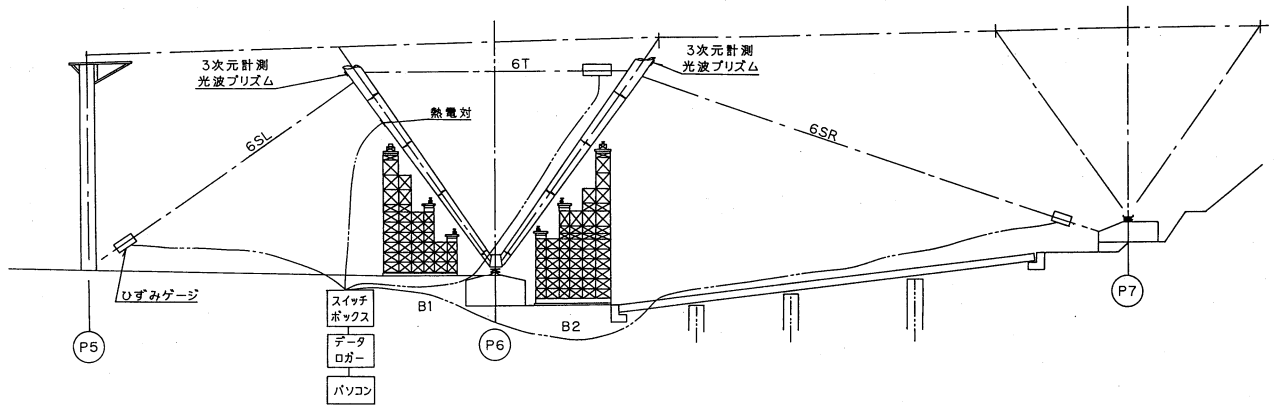


図-22 計測システム概要図

Fig.22 Outline of measuring system



写真-7 自動測定状況

Photo.7 Automatic measurement

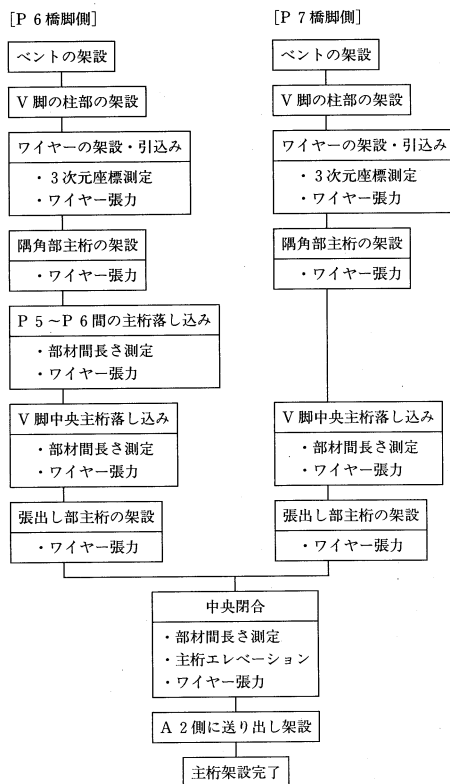
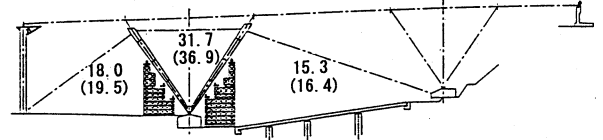


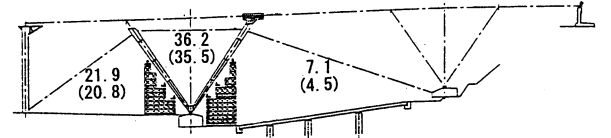
図-23 管理作業の実施ステップ

Fig.23 Control steps

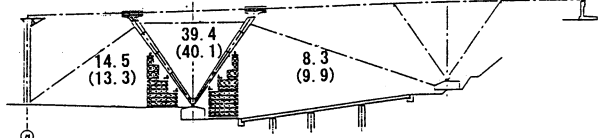
STEP-1 ベントからワイヤーへ荷重移行完了時



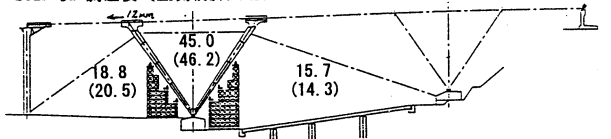
STEP-2 右側隅角部架設後



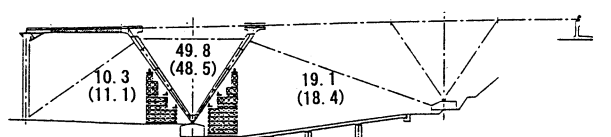
STEP-3 左側隅角部架設後



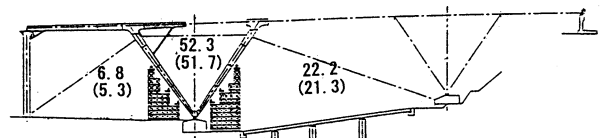
STEP-3a 調整後 (左側橋脚天端位置をP5へ12mm移動)



STEP-4 側径間主桁落とし込み完了後



STEP-5 V脚間主桁架設後



STEP-5a 調整後 (V脚間隔を2.0mm広げた後)

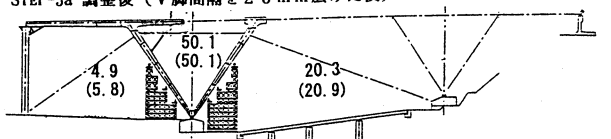


図-24 P6V脚のワイヤー張力

Fig.24 Tension in wire on P6V-shaped pier

- ③ 架設時のワイヤーの安全性を考慮して、各ワイヤーのサグ量が、 $L/50$ 以内となるような張力を最小張力とする。 L はワイヤーの水平距離である。
- ④ 架設段階で逐次変化するワイヤー張力が最小張力を下回らないような初期張力を導入し、ワイヤー張力の調整回数が少なくなるようにする。
- ⑤ 架設時の地震荷重、風荷重に対して V 橋脚が転倒しないようにワイヤー張力の安全性を照査する。

ワイヤー張力と V 橋脚形状の関係は、通常の斜張橋（塔の左右にケーブルが張られた橋梁）よりも V 橋脚中央にワイヤーがあるため複雑な挙動を示す。したがって、ワイヤー張力と V 橋脚形状は、予め単位引き込み量で影響値を骨組構造解析より算出し、各架設ステップでの調整作業に使用した。

(2) 管理基準値

各架設ステップでの V 橋脚形状とワイヤー張力に対する管理基準値は以下の条件で設定した。

- ① V 橋脚形状は、道路橋示方書 II 鋼橋編「15 章施工」の鋼製橋脚の仮組立精度を適用した。
- ② ワイヤー張力は、①に規定する V 橋脚形状の最大許容誤差が生じた場合の張力を管理基準の上限値とした。V 橋脚間のワイヤー張力は、V 橋脚の柱の中心間隔許容誤差から、V 橋脚の左右のワイヤー張力は、左右の主桁支間長の許容誤差から、骨組構造解析により算出した。

(3) 計測システム

計測項目は橋脚の形状、落とし込み部の長さ、ワイヤー張力、橋体温度である。V 橋脚の形状測定については 3 次元光波測定器を用い、橋脚の主要ポイントの位置を測定した。ワイヤー張力については、引き込み設備内のアイバーに貼付したひずみゲージのデータをパソコンに取り込んで、常時測定できるようにした。

測定結果は、パソコン画面に張力としてリアルタイムに表示され、V 脚形状（3 次元座標値）とともにデータの一元化管理を実施し、張力の調整量の算出を短時間に処理できるようにした（写真-7）。また、橋体温度は熱電対を橋脚各部に貼付し、温度測定の結果から、形状および張力の温度による影響を常時確認できるようにした。

計測システムの概要を図-22 に示す。

(4) 形状計測と張力測定結果

架設時の橋脚形状の計測およびワイヤー張力の調整作業は、図-23 に示す架設ステップで実施した。

ワイヤー張力の測定結果と V 橋脚の形状調整量の例

として、上り線の P6 V 脚部について図-24 に示す。図中の STEP-1 の段階は、ベント支持状態からワイヤー支持状態への盛り換え作業の段階である。この場合ワイヤーの引き込み作業の手順は、以下のとおりとした。

- ① V 脚中央のワイヤーを引き込み、ベント反力の小さい左側のベント支持を解放する。
- ② V 脚左側のワイヤーを引き込み、右側のベント支持を解放する。
- ③ 両側のベント支持が解放された段階で、3 本のワイヤー張力を設計値に近づけるように調整する。
- ④ 3 次元光波測定器で、V 脚の位置を確認し、所定の位置となるように再度ワイヤー張力を調整する。

各架設ステップのワイヤー張力は、骨組構造解析の結果とほぼ一致しており、V 橋脚も所定の架設時形状を確保することができた。また、主桁架設によるワイヤー張力の変動も、骨組構造解析による予想値と良く一致し、精度良く架設が完了できた。

5. あとがき

本橋は、連続 V 脚ラーメン箱桁橋の主桁をこれまでに例のない V 脚を下からの斜めワイヤーにより安定化させて架設する工法で行い、平成 8 年 11 月無事完了した。

この工法を用いる利点として以下のようなことが考えられる。

- ① 架設現場が V 形の急峻な地形でも、大幅な地形の改造を必要とする全橋に渡ってのベントを設置せずに架設することができる。
- ② ワイヤー張力を調整することによって、主桁の落とし込みや閉合の際に部材位置を比較的容易に調整することができる。
- ③ 通常のケーブルエレクションによる斜吊り設備に比較して大規模な鉄塔やアンカー基礎を必要としない。

本報告が、今後、同種工事の施工の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 奥村・石沢「薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について」土木学会論文集 S43.5
- 2) 「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)」本州四国連絡橋公団 1993.9

多々羅大橋の大型風洞試験（第2報） — 複雑な地形の中でのガスト応答について —

Large Scale Wind Tunnel Test of the Tataro Bridge (2nd. report)
— Gust Response in complicate topography —

設計部 設計第一課長 秋山晴樹
Haruki Akiyama

設計部 設計第一課長代理 鳥海隆一
Ryuichi Toriumi

第三建設局 技術課 大谷康史
Yasushi Ohtani



概要

多々羅大橋は中央径間長 890 m の長大斜張橋であり、その耐風安定性は重要な設計、架設上の課題となる。特に本橋の架橋地点周辺は複雑な地形となっており、風特性も複雑なものとなっていることが考えられた。その影響を考慮した耐風特性、特にガスト応答の評価を実施するため、地形模型を含めた風洞試験を実施した。その結果、橋軸直角方向以外の風向でガスト応答が大きくなり、設計上厳しくなることが判明した。また、非定常性の大きい応答も観測され、ガスト応答解析では十分に表現できないケースも見られた。

なお、実験とその解析結果より、多々羅大橋は完成系、架設系ともに十分な耐風性を有していると判断された。

For the design and erection of the Tataro Bridge, which is a cable-stayed bridge whose center span is 890m, aerodynamic stability of the bridge is one of the most important item to check. Especially, as this bridge is surrounded by complicated topography, wind tunnel test using topographic model as well as bridge model was conducted to evaluate the effect of the topography. As the result, it was found that wind from the specified direction other than transverse to the bridge axis induce large gust response, and was severe in the design. In the test, occasional impulsive response which could not be fully represented in gust response analysis was observed. As for the real bridge, it was evaluated to have sufficient stability from the results of wind tunnel test and gust response analysis.

1. まえがき

多々羅大橋は、中央径間長 890 m、橋長 1,480 m の鋼斜張橋であり、完成すると斜張橋としては世界最長となる。本橋は、その支間長の長さゆえに、設計、架設においては、耐風安定性の確保が重要な課題の1つとなった。さらに、架橋地点が多島海の中に位置するため周辺の島による複雑な地形の影響を受け、現地の風特性も複雑なものとなることが考えられ、この影響も考慮した耐風安定性の評価も必要とされた。

このため、多々羅大橋については大型の全橋模型を用いた風洞試験に加え、周辺地形の影響を考慮するため地形模型を用いた風洞実験も実施し、耐風性を評価した。

大型の全橋模型は縮尺 1/70 であり、模型の全長は 21 m に達する。大型模型では、主として渦励振、およびフラッターに対する評価を実施した。完成系を対象とした試験結果概要は、参考資料 1) に示したように渦励振、フラッターとも問題とならないとの試験結果を得た。また、架設系（閉合直前の状態）に関しても図-1 に示すように、渦励振の発生は認められず、また、照査風速内で

のフラッターも観測されなかったことから、架設系もこれらの振動に対しては問題ないものと判断された。

一方、風の乱れに起因する構造物の振動であるガスト応答は、地形模型を用いた風洞試験によって評価した。これは前述のように、多々羅大橋の架橋地点周辺地形が複雑であり、地形によって乱された風条件も複雑なものとなっていることが考えられたためである。本報告は、この地形模型風洞試験によるガスト応答評価について述べることにする。

2. 地形模型について

多々羅大橋周辺は図-2 に示すように生口島、大三島、および伯方島によって囲まれており、これらによって架橋地点の風の条件は複雑なものとなっていることが考えられた。このため、多々羅大橋のガスト応答の評価のための実験では、架橋地点の周囲 6 km 程度の範囲を模型化した縮尺 1/200 の地形模型を用いた。

架橋地点周辺は、森林となっている範囲と、開発されて田畑となっている範囲に分けられる。森林と田畑では地表表面粗度が異なり、風に対する影響も異なる。この

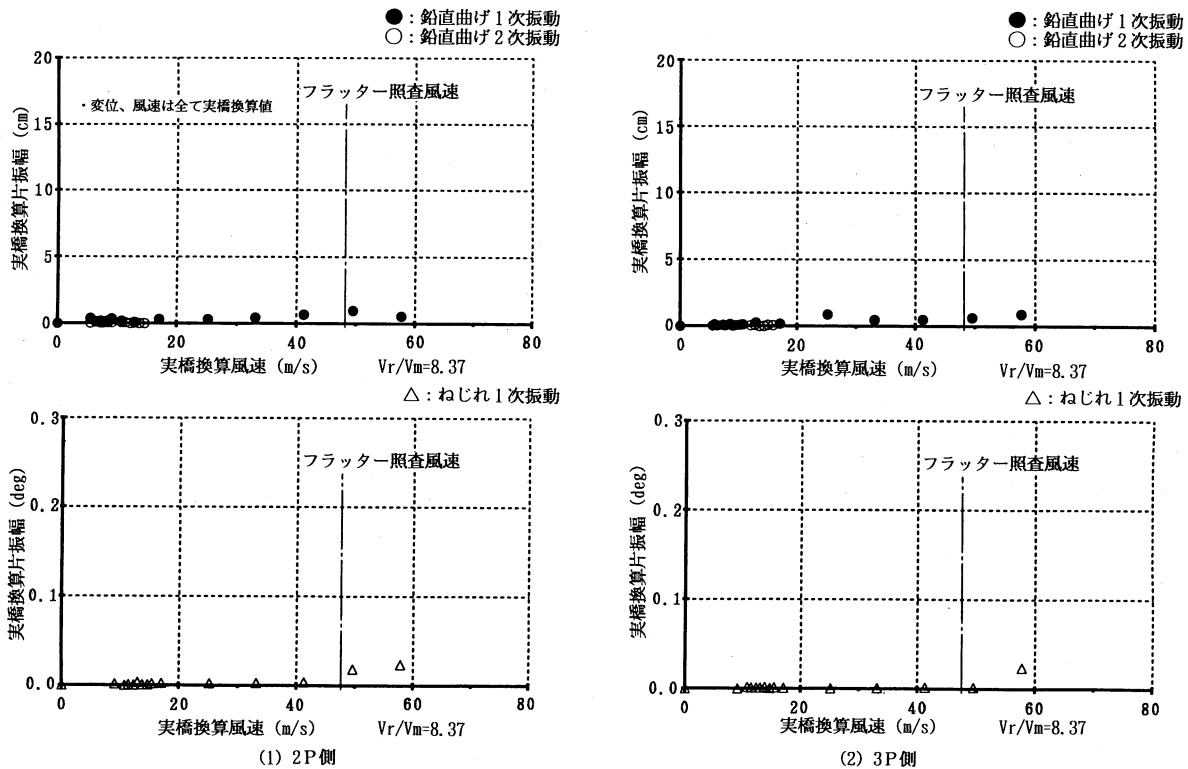


図-1 大型模型架設系試験結果(一様流)

Fig.1 Results of large scale wind tunnel test on erection stage (uniform flow)

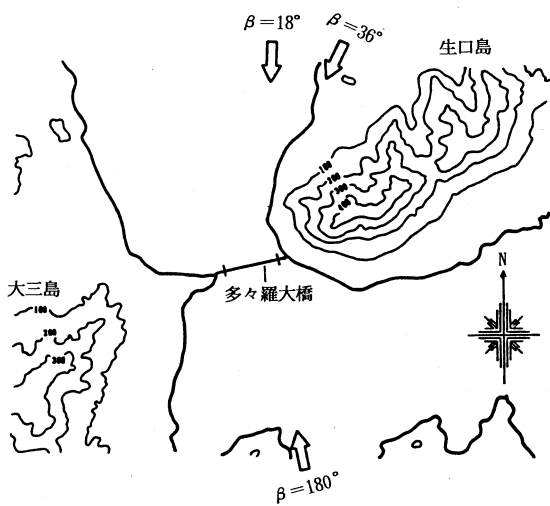


図-2 多々羅大橋周辺地形

Fig.2 Topography around Tatara Bridge

ため、模型表面には森林にあたる範囲には荒いスポンジ状の凸凹を張り付け粗度を増し、一方、田畑の部分は比較的滑らかな模型表面のままとした。

また、縮尺 1/2000 の地形模型による事前検討結果と、大型風洞で用いる予定であった地形模型による風特性を比較したところ、大型風洞の天井の影響と考えられる風特性の違いが観測された。具体的には、水平偏角 36° (水平偏角は橋軸直角方向、北側からの風を 0° とし、時計回りに角度を測る、図-2 参照) の風を与えたときに、生口島の尾根を越えて 2P に当たる風が目標値 (1/2000 模型による地形模型風洞試験結果) より高風速となった。こ

の誤差は、生口島の尾根の模型を実際より若干高くすることで補正した。

試験した風向は、水平偏角 $\beta=18^\circ$ 、 36° 、および 180° の 3 方向とした。これらは、1/2000 の地形模型による事前検討において風の特徴が特徴的となる風向である。なお、 $\beta=18^\circ$ のケースは $\beta=180^\circ$ のケースと近い試験結果となっているため、本報告においては $\beta=36^\circ$ と 180° の 2 風向について述べる。

また、地形模型と共に設置する橋梁模型としては、完成系に加えて閉合直前の架設系橋梁模型を設置し、その耐風特性を調査した。

3. 風洞試験結果、および解析結果

3.1 風の特性

大型風洞における多々羅大橋周辺の地形模型を用いた時の風の特性として、平均風速、気流傾斜角、乱れ強度 (主流方向成分、鉛直方向成分) の橋軸方向分布を図-3 に示す。

$\beta=180^\circ$ では平均風速、気流傾斜角、乱れ強度に橋軸方向の変化が認められず、また、気流傾斜角はほとんど 0° であり、地形の影響がほとんどないものと考えられる。

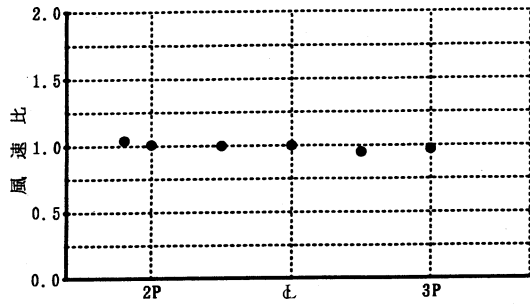
一方、 $\beta=36^\circ$ では、生口島の影となる 2P 付近は平均風速が低下、乱れ強度が増加、迎角は吹き下げとなっており、地形の影響が明らかに認められる。

3.2 完成系

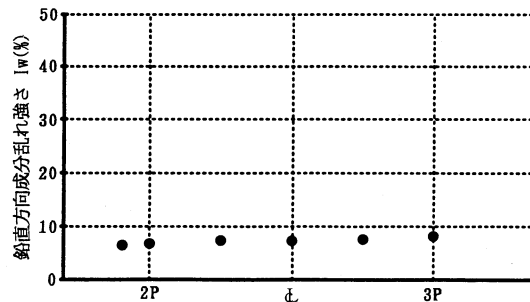
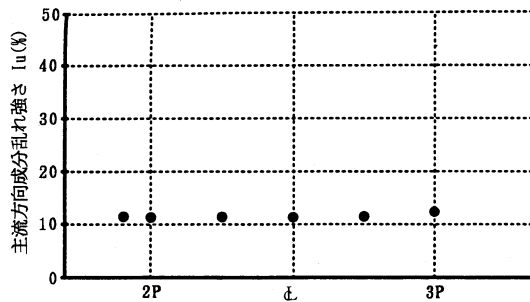
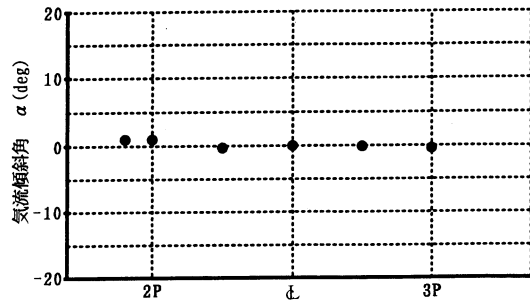
(1) 橋梁模型特性

完成系の橋梁模型の特性として、固有振動数、構造減

*風速比は、各計測点での風速を中央径間中央での風速で基準化したもの

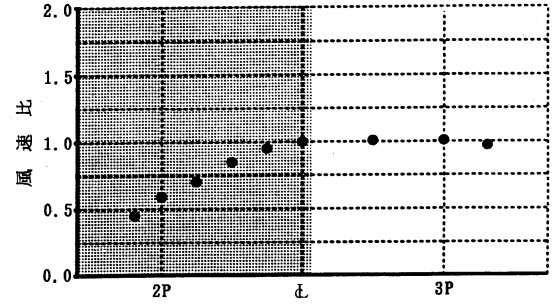


*気流傾斜角は、吹き上げの風を正とする

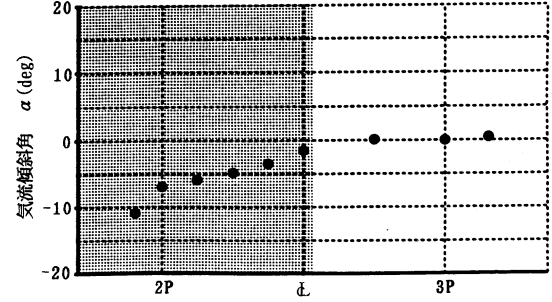


$\beta = 180^\circ$

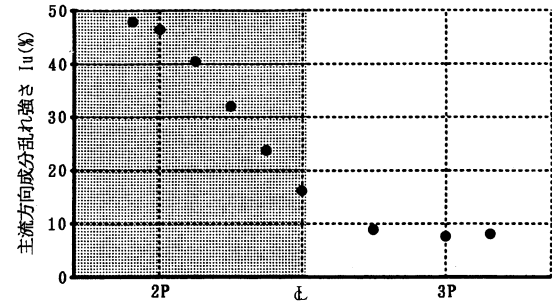
生口島の影に入る領域



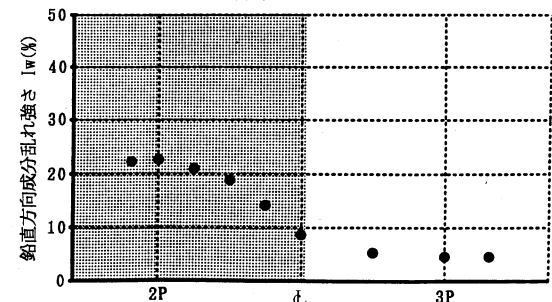
生口島の影に入る領域



生口島の影に入る領域



生口島の影に入る領域



$\beta = 36^\circ$

図-3 地形模型設置時の風洞気流特性

Fig.3 Flow characteristics of wind tunnel with terrain model

衰を表-1に示す。鉛直曲げの固有振動数については目標値より計測値がやや低い、他は目標値に近い値となっている。なお、実橋の評価においては固有振動数、構造減衰を実橋の設計条件とした解析を実施することにより、模型の誤差の影響を補正している。

(2) 試験結果と解析結果

完成系の橋梁模型を地形模型内に設置し、ガスト応答を計測した結果を図-4に示す。 $\beta = 36^\circ$ と 180° の応答を比較すると、水平変位において $\beta = 36^\circ$ の方が小さい。これは、 36° の斜風となることにより、橋軸直角方向成分の風速が低下していることによると考えられる。また、 $\beta =$

表-1 完成系橋梁模型特性

Tab.1 Dimensions of bridge model for completed stage

振動モード	固有振動数(Hz)		構造減衰(対数減衰率)	
	計測値	目標値	計測値	目標値
鉛直曲げ対称1次	4.80	5.40	0.031	0.02
鉛直曲げ逆対称1次	5.71	6.55	0.031	
ねじれ対称1次	12.47	12.30	0.031	
水平曲げ対称1次	2.16	2.05	0.011	

36° において、鉛直変位の平均成分が負となっているのは気流が地形の影響により吹き下げとなっていることによ

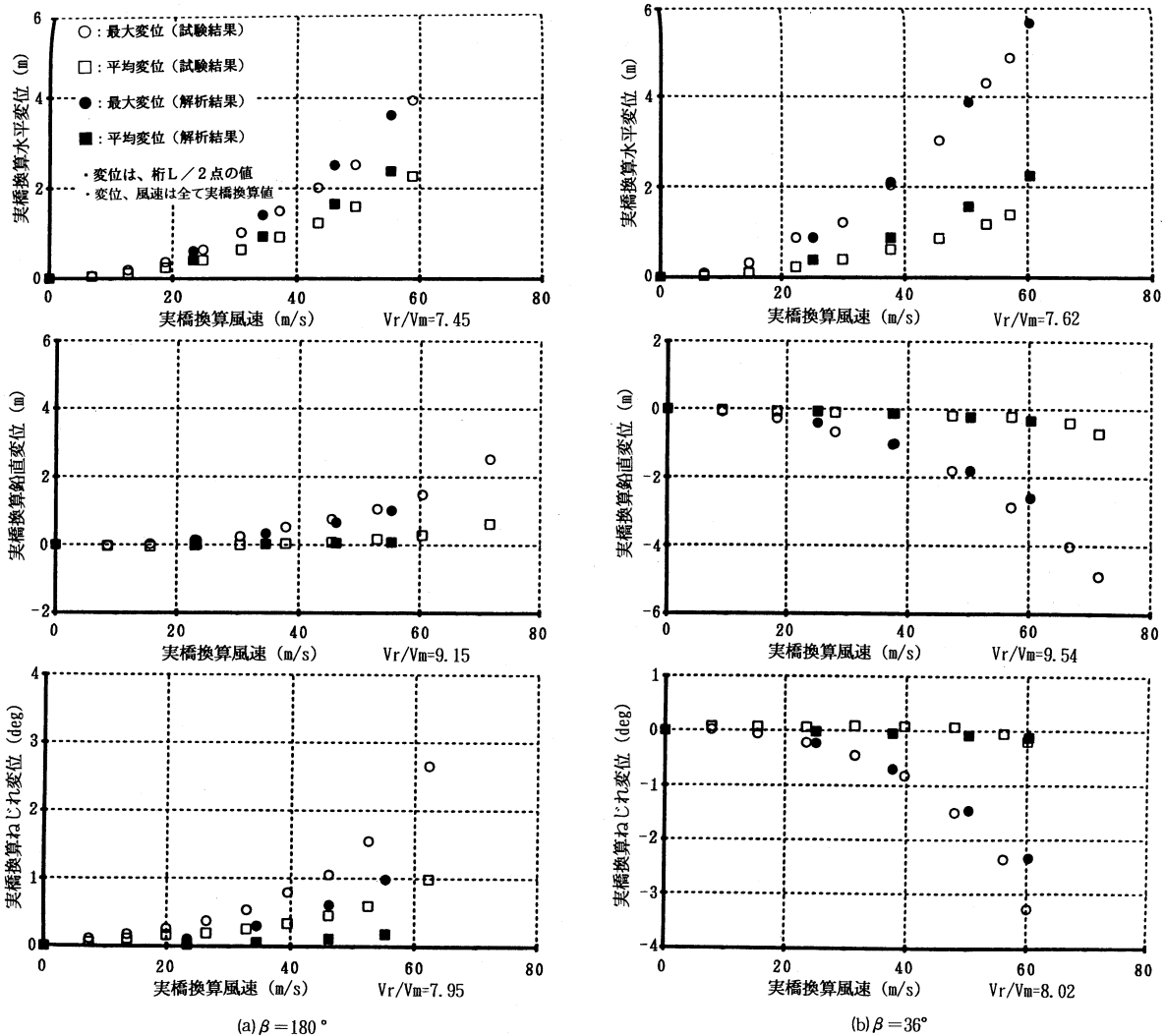


図-4 地形模型風洞試験(完成系)結果
 Fig.4 Result of terrain model wind tunnel test (completed stage of bridge)

ると考えられる。また、 $\beta=36^\circ$ では $\beta=180^\circ$ と比較して気流の乱れが強く、これによりすべての成分において応答の動的変動分が大きくなっている。

実験結果を評価して実橋に適用する目的で、実験条件と整合した条件での模型のガスト応答解析を実施した。なお、解析においては、「明石海峡大橋耐風設計要領」に示されたガスト応答解析手法を基本とするが、実験条件を再現するために、同要領に示された手法から下記項目を変更している。

- ・風の乱れの空間相関は、設計要領では指数関数型の式で表現している。しかし、明石海峡大橋の大型風洞試験結果の検討²⁾において長大橋梁を対象とした場合、指数関数型の表現では低周波数領域での風洞風との誤差が生じ、この影響がガスト応答解析結果に見られた。このことを受け、本解析においても風洞における空間相関特性の解析条件は実測結果を近似したものに置き換えた。
- ・構造減衰は、設計要領に定められた値ではなく、風洞模型における実測結果を用いた。
- ・空力減衰については、抗力には準定常理論を用い、

また、揚力、モーメントには別途実施した2次元風洞試験の計測値を用いた。

- ・ $\beta=36^\circ$ のケースでは、応答波形に非定期的に大きなインパルス的な波形がみられ、特殊な非定常性が認められた。これは、生口島を越えてきた気流が非定期的な剥離のような現象により大きな乱れを含み、この乱れに対応してインパルス的な応答が現れたものと考えられる。ただし、その気流の乱れとインパルス的な応答の因果関係は計測によっては確認はされていない。このような特殊な応答が認められたため、ガスト応答の変動のRMSから最大応答求める際に、バンマルケの式³⁾を用いた。

解析結果を図-4に合わせて示す。解析結果は実験結果と近い結果となっている。

(3) 実橋の評価

(2)で示したように、多々羅大橋完成系のガスト応答に関しては、地形の影響を含んだ気流特性を考慮したガスト応答解析により実験結果を精度良く説明できることが判明した。同様に解析によって実橋のガスト応答を評価した結果、風荷重により発生する応力の卓越性分である

表-2 完成系ガスト応答解析結果(実橋対応・水平変位)

Tab.2 Result of analysis on gust response of completed bridge system (corresponding to real bridge)

	平均変位 : m	動的最大振幅 : m	最大変位 : m
解析結果($\beta=36^\circ$)の変位	1.17	1.67	2.84
設計で考慮している変位	1.69	1.60	3.29

水平曲げのガスト応答について表-2に示すようにガスト応答解析結果は設計において考慮している最大変位以下に収まる結果となった。このことから、完成系はガスト応答に対して安全であると判断した。

3.3 架設系

(1) 橋梁模型特性

架設系の試験対象として、最も張出し長の長い閉合直前の系とした。架設系の橋梁模型は、完成系模型の中央ブロックを取り外すことで作成したため、実橋の架設系では舗装が未載荷であるのに対し、架設系模型では舗装分の質量も付加されているなどの差がある。実橋の架設系評価においては、実橋条件のガスト応答解析を実施することにより、これらの差の影響を補正している。表-3に、架設系模型の固有振動数、構造減衰を示す。

(2) 試験結果・解析結果

架設系の橋梁模型を地形模型内において計測したガスト応答の計測結果を図-5に示す。 $\beta=36^\circ$ と 180° の結果を比較すると、 $\beta=36^\circ$ のケースにおいて完成系の実験結果と同様の地形の影響が認められる。また、同風向において構造系全体が生口島の影となる2P側の構造系において、完成系の実験において観測された以上のインパルスの応答が認められた。

完成系のケースと同様に、実験条件と整合させた条件下でのガスト応答解析を実施した。解析結果を図-5に合わせて示している。3P側に関しては、実験結果と解析結果の整合性が比較的良好である。ねじれ成分に関しては、実験結果と解析結果の整合性が他の成分と比較して良くないが、これは3分力の微妙な誤差によるものと考えられ、これまでの実験でも認められた傾向である。また、2P側に関しても $\beta=180^\circ$ のケースにおいては水平、鉛直成分では実験結果と解析結果が良い整合を示した。一方、 $\beta=36^\circ$ のケースでは、水平変位において解析結果が実験結果より小さくなっている。これは、上述のように非常に強い非定常性(インパルスの応答)に対しては、バンマルケの式を用いても十分に特性を表現できない点が残されていることによると考えられる。

(3) 実橋の評価

(2)の結果を受け、ガスト応答解析により実橋、架設系の耐風性評価を行った。評価に用いた風の条件は、実験において大きな応答の観測された $\beta=36^\circ$ とし、風速は中央径間中央の桁位置で、架設時の設計風速である36 m/sとした。

また、(2)において記述した2P側のガスト応答水平成

表-3 架設系橋梁模型特性

Tab.3 Dimensions of bridge model for erection stage

振動モード	固有振動数(Hz)		構造減衰(対数減衰率)	
	2P側	3P側	2P側	3P側
鉛直曲げ1次	5.27	4.94	0.024	0.026
鉛直曲げ2次	8.28	7.46	0.032	0.044
ねじれ1次	13.28	12.89	0.062	0.031
水平曲げ1次	1.52	1.34	0.014	0.014

表-4 架設系ガスト応答解析結果(桁先端変位)

Tab.4 Result of analysis on gust response of bridge system during erection stage

		2P側*	3P側
水平変位 : m	静的成分	3.41	3.07
	動的成分(最大値)	5.49	3.46
	最大変位	8.90	6.54
鉛直変位 : m	静的成分	-0.04	-0.05
	動的成分(最大値)	0.89	0.71
	最大変位	-0.93	-0.76
ねじれ変位 : deg	静的成分	-0.47	-0.46
	動的成分(最大値)	1.85	0.73
	最大変位	-2.32	-1.19

* : 実験条件と整合させた解析結果を実験結果の誤差を考慮して、解析値を1.44倍(水平成分)、1.80倍(ねじれ成分)している。

表-5 桁発生応力(塔付近)

Tab.5 Induced stress of deck on erection stage

照査位置	2P		3P
	鋼床版外縁	外ウェブ	鋼床版外縁
発生応力	2,962	2,721	2,309
照査応力	割増係数 1.50	2,616	2,873
	割増係数 1.70	2,965	3,256
			2,616
			2,965

分の解析結果と実験結果の誤差を考慮して、解析結果に割り増し係数を掛けて補正することとした。補正した後のガスト応答解析結果(架設系の桁先端の変位)を表-4に示す。

また、ガスト応答解析結果より桁の応力を評価した。応力は水平変位により塔付近で発生する曲げモーメントに起因するものが支配的であるため、鋼床版外縁が厳しくなる。また、橋軸方向には塔から7m中央径間側に寄った板厚変化部がきびしくなるため、この位置での発生応力を算出した。その結果を表-5に示す。3P側を見ると、鋼床版外縁でも発生応力は許容応力を1.50割り増した照査応力(以下、照査応力(割り増し1.50)と記す)以下に収まった。一方、2P側については鋼床版の外縁では照査応力(割り増し1.50)を越えるものの、割り増しを1.70とした応力以下であり、外ウェブでは照査応力(割り増し1.50)以下に収まる。本解析条件は、限られた架設ステップにおいて特定の方向から強風が吹いたケースであり、発現確率が非常に低い。また、この方向からの風は生口島が風上にあり風速低下が期待できることが考えられるものの、定量評価が難しいことから本解析に

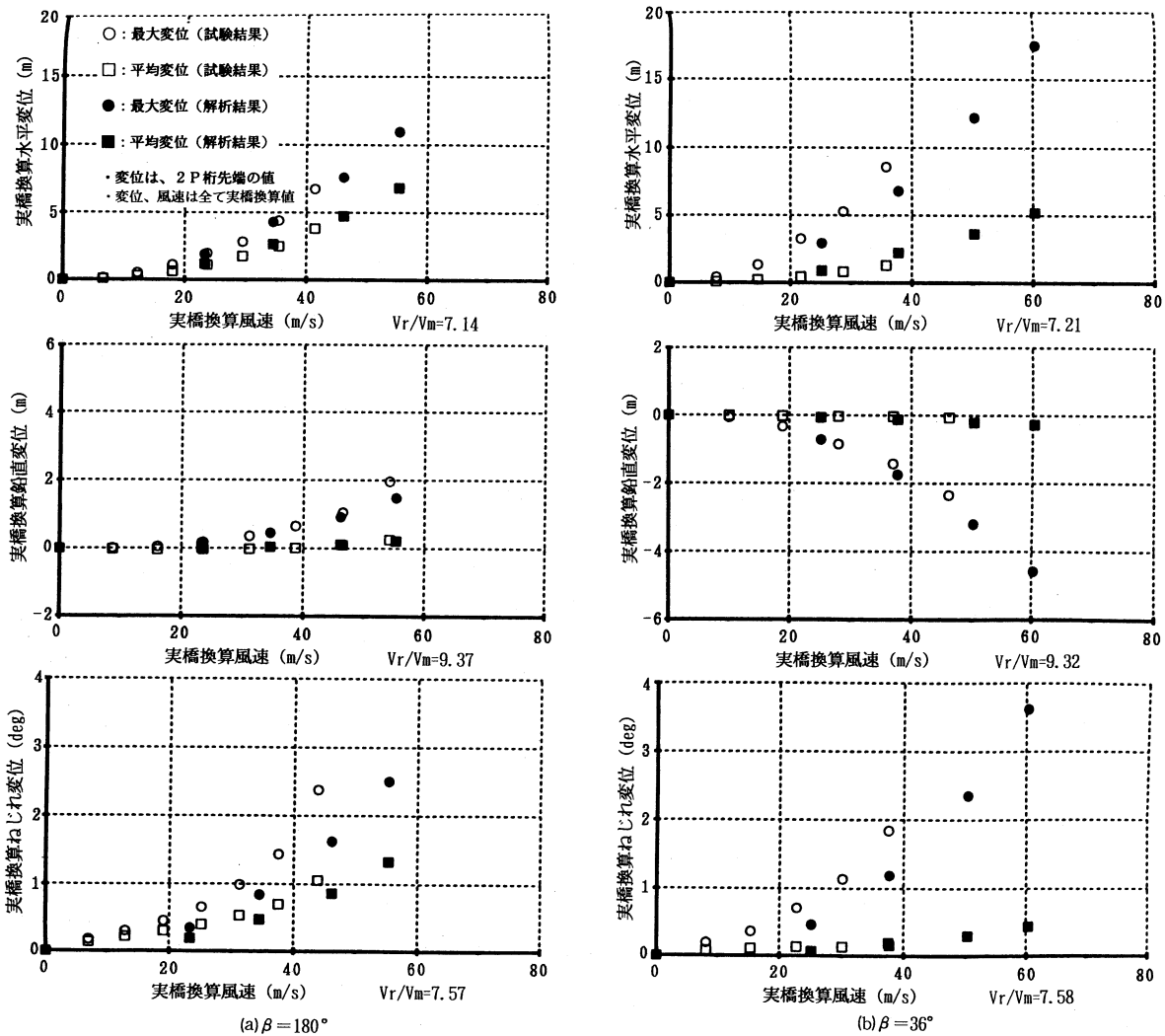


図-5(1) 地形模型風洞試験(架設系2P側)結果

Fig.5 (1) Result of terrain model wind tunnel test (erection stage of bridge, 2P side)

はこの影響は見込んでいない。これらの点を考慮し、ガスト応答解析結果の応力ごく部分的には照査応力(割り増し1.50)は越えるものの、割り増しを1.70とした応力は越えないことなどから架設系においても耐風性は確保されるものと判断した。

なお、本解析においては、桁架設に用いる橋上クレーンなども考慮している。このクレーンは桁ブロックのつり上げのため、架設期間中は桁先端に位置するが、ガスト応答を軽減する対策としてクレーンを桁先端から塔方向に移動させることを検討した。その結果、クレーンを塔方向に移動させることはガスト応答を低減させる効果があることが解析より明らかとなった。

4. まとめ

多々羅大橋を対象として、地形模型を用いた風洞試験を実施した結果、架橋地点周辺の複雑な地形の影響から、橋軸直角方向以外の風向からの風が設計上厳しくなることが判明した。特に、多々羅大橋が斜張橋であり、塔から中央径間側は張り出し架設となり、閉合直前の構造系

では地形の影響による特殊な風の影響を大きく受けた。

実験結果を、実験条件と整合させたガスト応答解析結果と比較すると、完成系については良好な整合性が得られたが、架設系については一部整合性が悪い点が残った。この原因として、応答に見られた非定常性(インパルシ的な応答)を、解析では十分に表現できていないことが考えられる。この点は、実橋の評価においては補正係数として処理している。

多々羅大橋の実橋の評価については、完成系では設計に考慮した以上の変位は観測されなかったことから、問題ないものと考えられる。一方、架設中のガスト応答は局部的には許容応力を1.50割り増した照査応力を越える応力の発生が推定されるものの、①許容応力の割り増しを1.70とした応力以下であること、②照査応力(割り増し1.50)を越える部分は限られており、ウェブは照査応力(割り増し1.50)以下であること、③架設用クレーンを桁端から塔方向に移動させるとガスト応答を低減させる効果があり、対策も可能であること、④大きなガスト応答を発生する風向は限られており発現確率が低く、またこの風向からの風は風速の低減が考えられること、

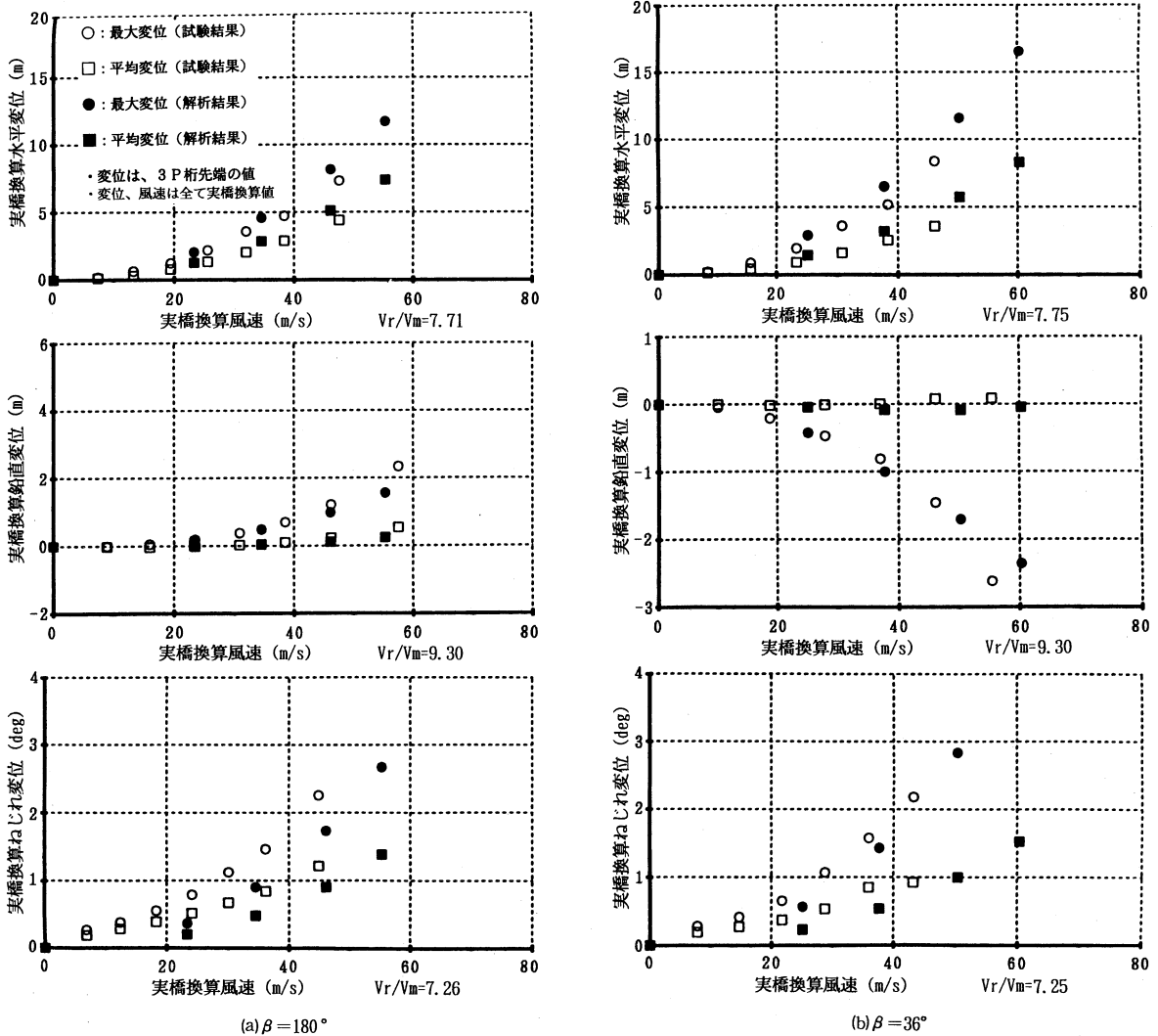


図-5(2) 地形模型風洞試験(架設系3P側)結果
 Fig.5 (2) Result of terrain model wind tunnel test (erection stage of bridge, 3P side t)

から、耐風性は確保されるものと判断した。

5. あとがき

本検討は、計画から結果の整理、評価までの一連の事項を本州四国連絡橋耐風委員会(委員長:宮田利雄横浜国立大学教授)及び同風洞試験作業班(主査:佐藤弘史土木研究所構造研究室長)の指導のもとで行っており、紙面を借りて関係各位に感謝の意を表す。また、大型風洞試験は、つくばの大型風洞施設において、公団より委託を受けた財海洋架橋調査会が実施したことを最後に付記しておく。

参考文献

1) 北川、鳥海、勝地: 多々羅大橋の大型風洞試験(第1報)、本四技報 Vol. 20, No. 77, 1996年1月

2) 北川、金崎、勝地: 明石海峡大橋大型風洞試験でのガスト応答特性に関する検討、本四技法 Vol. 19, No. 75, 1995年7月
 3) Vanmarcke: Properties of Spectral Moment with Application to Random Vibration. Proc. ASCE, EM2, 1972
 4) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領、平成2年2月
 5) 本州四国連絡橋公団: 尾道-今治ルート耐風設計基準、1994年11月

来島大橋 3P・5P・6P・8P 主塔基礎の設計・施工

Design and Construction on 3P, 5P, 6P and 8P of Kurushima Bridge

東京事務所付
前 工務部 技術管理課代理 高城 信彦
Nobuhiko Takagi

今治工事事務所 第一工事長 伊藤 稔明
Toshiaki Ito

東京事務所
前 今治工事事務所 技術調整課 第一工事 遠藤 和男
Kazuo Endo



概要

来島大橋は、三連吊橋として計画されているため、6基の主塔基礎を有している。この6基の主塔基礎は、地形、地質形状から海中部に4基(2P、3P、5P、9P)、汀線部に1基(8P)、陸上部に1基(6P)設置されており、多種多様な構造形式が採用されている。

本稿は、設置ケーソン基礎(鋼ケーソン)を使用した3P、5P、直接基礎を採用した6P、8Pの4基の主塔基礎の設計・施工の概要を特徴的な項目を中心に報告するものである。

The Kurushima Bridge has six tower foundations because of the bridge structure composed of three consecutive suspension bridges. As of locations of those foundations, four, 2P, 3P, 5P and 9P, were constructed offshore due to structural reasonability, and one, 8P, was onshore, and one, 6P, was on land; those feature a variety of structural systems. This report focuses on characteristics on design and construction of the four foundations, 3P and 5P which adopted the steel caisson method, and 6P and 8P which adopted a spread type foundation method.

1. まえがき

来島大橋は、三連吊橋として計画されているため、6基の主塔基礎を有している。この6基の主塔基礎は、地形、地質状況から海中部に4基(2P、3P、5P、9P)、汀線部に1基(8P)、陸上部に1基(6P)計画されている。

本稿は、設置ケーソン基礎(鋼ケーソン)を使用した3P、5P、直接基礎を採用した6P、8Pの4基の主塔基礎の設計・施工の概要を以下に掲げる特徴的な項目について報告するものである。

- ・基礎形状の検討
- ・海底掘削(3P、5P)
- ・ガイド杭を利用したケーソン設置(5P)
- ・太径ねじふし鉄筋D64の使用(6P、8P)
- ・鋼管矢板締切り工法の選定(8P)

なお来島大橋下部工全般の設計・施工については、本技報のその他報告¹⁾²⁾を、また施工の詳細は、各下部工工事及びケーソン工事等の工事報告書³⁾⁴⁾⁵⁾を参照されたい。

2. 設計条件

基礎位置の選定経緯、地形・地質条件、海象条件、気象条件、上部工反力等、各設計条件については各種文献¹⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾を参照されたい。

3. 基礎形状の検討

各主塔基礎の寸法を表-1に示す。

3.1 基本寸法の決定

主塔基礎の基本寸法として、平面寸法、天端高さ、底面位置がある。基本寸法はまず、機能上必要な構造寸法を算出したあと、基礎の安定計算を実施して決定した¹⁾⁹⁾。

平面寸法は、主塔の構造寸法を考慮して決定した。

天端高さは、現地波に対する必要天端高さを確保し、かつ船舶衝突時の乗り上げに対して塔柱が損傷しないような高さを考慮して決定した。

底面位置は、原則として C_L 層以上の花崗岩に直接設置することを条件として、基礎の支持及び滑動に対して十分な安定性を有するよう決定した。

3.2 3P

本基礎は水深約25mの海中に位置しているため、設置ケーソン工法を前提に、①鋼製ケーソン(軀体寸胴案)②鋼製ケーソン(軀体絞り込み案)③鋼・PC合成ケーソン④PCケーソンの4案について比較検討した。(表-2)

本基礎位置の潮流はあまり大きくなく、ケーソン設置時の安定性は特に問題とならない。従ってケーソンの構造はFCによる一括吊り込みが行える鋼ケーソンタイプ

表-1 基礎一般図
Tab.1 General Plan of foundation

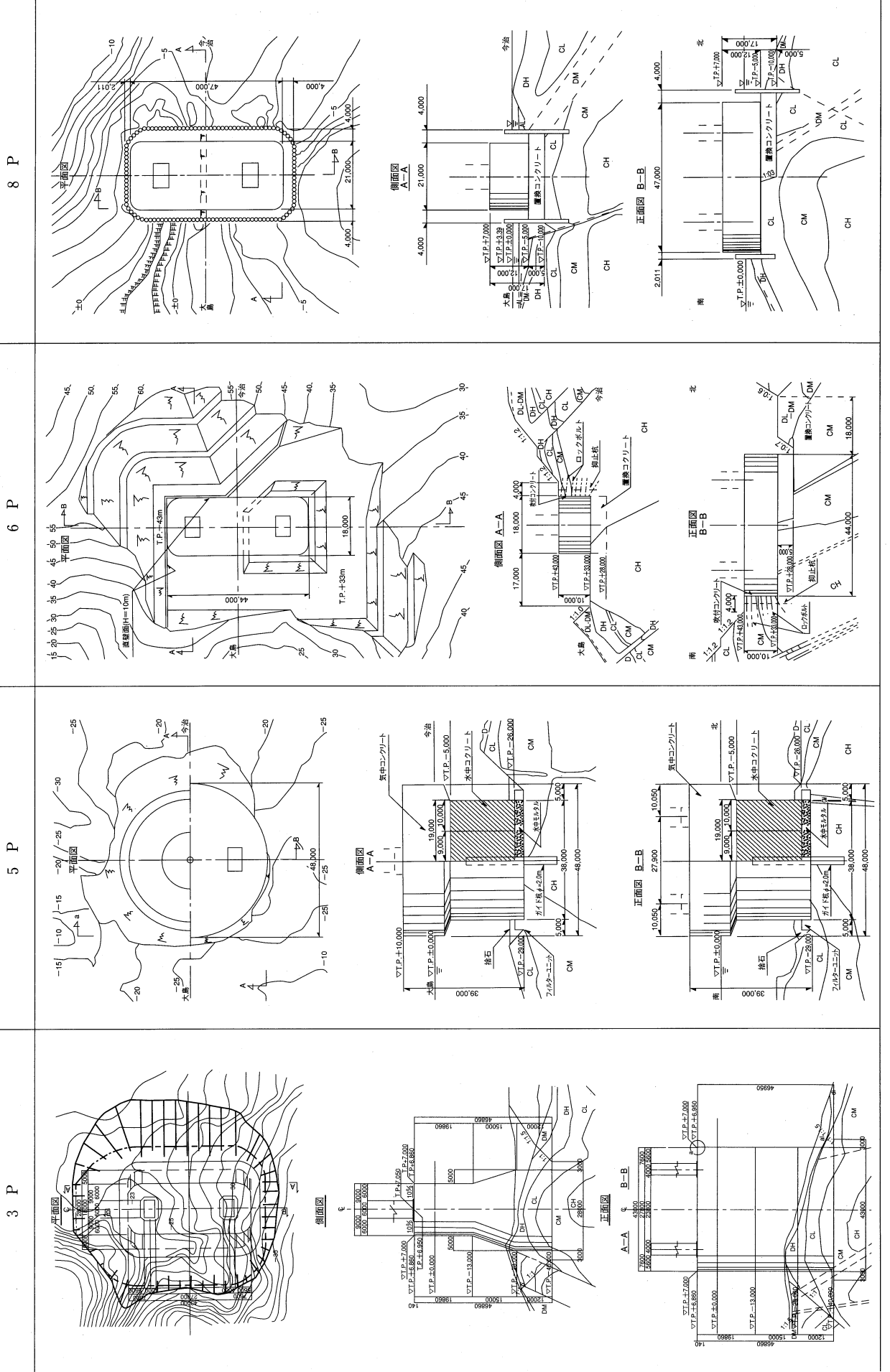


表-2 3P 主塔基礎構造形式比較表

Tab.2 Comparison of structural system of 3P tower foundation

	鋼製ケーソン(躯体寸胴案)	鋼製ケーソン(躯体絞り込み案)	鋼・PC 合成ケーソン	PC ケーソン
構造形状				
構造性	<ul style="list-style-type: none"> ・橋軸方向幅は地震時の転倒より決定。 ・基礎底面地盤は CL 層 (TP-40.0 m) とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎天端の寸法は最小寸法で決定。基礎底面の橋軸方向幅は、地震時の転倒で決定。 ・基礎の全体積は $V=41300 \text{ m}^3$ であり寸胴案の 86% である。 ・基礎底面地盤は CL 層 (TP-40.0 m) とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・躯体を縮小化する目的で、天端の平面寸法を基礎の最小寸法とし、橋軸方向に対し絞りこんだ形状とする。 ・基礎天端の寸法は最小寸法で決定。基礎底面の橋軸方向幅は、地震時の転倒で決定。 ・基礎の全体積は $V=41300 \text{ m}^3$ であり寸胴案の 86% である。 ・基礎底面地盤は CL 層 (TP-40.0 m) とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・PC ケーソンは型枠とし、基礎の構造は RC 構造とする。 ・底面部分近のみを拡幅して安定性を高める。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・一重壁の鋼製ケーソンを用いる。 ・ケーソンは台船に乗せて輸送し、FC で設置する。 ・鋼製ケーソン上に構築架台を設け、モルタル注入用機器等を搭載する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・一重壁の鋼製ケーソンを用いる。 ・ケーソンは台船で曳航し、FC で設置する。 ・鋼製ケーソン上に構築架台を設け、モルタル注入用機器等を搭載。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼・PC 合成ケーソンは浮力を利用して浮かせ、タグボートで曳航。 ・ケーソン上に構築架台を設け、コンクリート打設用機器等を搭載。 ・ケーソン底版下はトレミー管により水中コンクリートを充填。 	<ul style="list-style-type: none"> ・支持地盤の変化に対応しやすい。 ・台船で曳航し、FC で吊り込む。 ・鋼製ケーソン上に構築架台を設け、モルタル注入用機器等を搭載。 ・水中 RC の品質を十分確認する必要がある。
施工手順	<ol style="list-style-type: none"> ① 海底掘削 ② 鋼製ケーソン設置 ③ 底面清掃 ④ モルタル漏洩防止工 ⑤ 鋼製ケーソン根固め ⑥ 水中コンクリート打設 	<ol style="list-style-type: none"> ① 海底掘削 ② 鋼製ケーソン設置 ③ 底面清掃 ④ モルタル漏洩防止工 ⑤ 鋼製ケーソン根固め ⑥ 水中コンクリート打設 	<ol style="list-style-type: none"> ① 海底掘削 ② 鋼・PC 合成ケーソン曳航・設置 ③ コンクリート漏洩防止工 ④ ケーソン根固め ⑤ 底版下面に水中コンクリート注入 ⑥ 水中コンクリート打設 	<ol style="list-style-type: none"> ① 海底掘削 ② ケーソン曳航・設置 ③ コンクリート漏洩防止工 ④ 底面清掃 ⑤ ケーソン根固め ⑥ 水中コンクリート

が実績もあり、構造的な問題点が少なく有利である。また躯体形状は、必要構造寸法が基礎天端と底面で異なるため、経済性においてはコンクリート体積を極力小さくする絞り込み案が有利である。

従って、3P主塔基礎の構造形式として鋼ケーソン(躯体絞り込み案)を採用した。

なお躯体の絞り込みは横軸断面に対して行い、基礎下部に5m幅で1:3のテーパを設け、基礎底面を橋軸方向にベル状に広げた。テーパの位置は、FEM解析の結果より水中コンクリート部(無筋コンクリート)に有害なひび割れが発生しないことを確認した。

3.3 5P

5P主塔位置における潮流速は、8ノットと極めて大きい。また、設置深さもTP-29mと深く、本基礎は、来島大橋で計画した設置ケーソンの中でケーソン設置作業や設置後のケーソン安定性の確保が最も困難である。そこで①円形案②矩形基礎案③小判型基礎案④円形絞り込み案(1)⑤円形絞り込み案(2)の5案を比較検討した(表-3)。

平面寸法最小の矩形ケーソンでも完成後の基礎安定性は確保できるが、この海域の潮流条件からケーソン設置時に位置決めのためと滑動対策としてガイド杭が必要となる。ガイド杭本数は、ケーソン回転の制御安定性を考えると4本必要となる。しかし、当海域においてガイド杭4本を相対的な位置精度を確保して施工することは極めて困難である。

円形ケーソンは、潮流、波力に対して最も抵抗が小さく、矩形のような方向性がないため、ケーソン位置決めのために必要なガイド杭は、ケーソン中央1本となる。しかしながら、円形ケーソンは掘削・施工数量が増加する欠点がある。

この対策として、基礎安定性上問題の無い範囲で絞り込んで施工数量を最小限にし、併せて、基礎天端についても、主塔取付(アンカーフレームの引抜き防止)に必要な平面寸法(22.0m×48.0m)を確保するような段差をつけて、コンクリート数量を低減することが可能である。

以上より、5P主塔基礎の構造形式として、円形絞り込み案(2)を採用した。

しかし、施工開始後に追加検討した結果、基礎天端TP+10.0mまで円形のまま打ち上げる案(円形絞り込み案(1))に計画変更した。

なお橋脚形状の変更により基礎底面の作用力は約10%増加するが、基礎の安定は十分確保されており問題は無い。

変更理由は以下の通りである。

①船舶緩衝工設置のため構造寸法の確保

5Pは来島海峡中水道を航行する船舶の衝突の可能性が最も高い基礎であり、完成時に船舶緩衝工を設置する予定である。船舶緩衝工は橋脚の側面を利用して

設置する計画であるが、TP+5.0mより上の部分が切り欠かれた当初案では、船舶緩衝工の設置面が非常に小さい。これを改善するために天端高をTP+10.0mまで全て打ち上げる形状が効率的である。

②主塔架設時の作業スペースの確保

天端高さを当初計画で施工すると、上部工架設時に必要となる作業スペースの高さがTP+5.0m、+10.0mと階段状になり作業スペースが確保できず、スペースを確保するには高さ調整用の架台を追加する必要がある。

これに対して、橋脚天端高さをTP+10.0mまで上げた場合には上部工架設時の作業スペースが確保でき、かつ下記の理由により工費が安い。

5P気中コンクリートの打設は、水中コンクリートの打設能力から大型CP船による施工となる。従って、各打設量に対してCP船の能力は十分な余裕があるため、工期の遅延無く、コンクリートの増加分の費用は材料費、打設費であり、調整用架台を追加するより経済的である。

③維持管理時の利点

橋脚天端高さをTP+10.0mに変更した場合には、完成後の船舶緩衝工の取り替え時等の作業で橋脚上面の平面が有効に利用することができる。一方、当初計画では作業スペースが3つに分割されており、全ての作業性が劣る。

3.4 6P

6P主塔基礎位置の地質は、DH、CL層が薄く橋軸直角方向に傾斜している。このため基礎は、主たる支持層をCM層として基礎底面高をTP+33.0mとし、置き換えコンクリートにより地層の傾斜に対処した。基礎躯体の高さは応力上必要な厚さとして10mとした。基礎の平面形状は、上部工の必要とする寸法で決定し、橋軸方向18.0m、橋軸直角方向44.0mの矩形とした。

3.5 8P

8P主塔基礎位置は、地層分布が複雑で、比較的弱層のDM層が一部分深く貫入しているため、この扱いが問題となった。基礎形式として直接基礎、多柱式基礎、地下連続壁基礎、鋼管矢板井筒基礎について比較し(表-4)、比較的経済的で確実な施工が可能である直接基礎を採用した。

橋軸直角方向に傾斜してDM層が深く貫入しているため、この部分については厚さ5.0mの置き換えコンクリートにより対処し、基礎底面はCL層に支持させ、基礎底面高をTP-5.0mとした。基礎の平面形状は上部工で必要とする寸法で決定し、橋軸方向21.0m、橋軸直角方向47.0mの矩形とした。

表-3 5P主塔基礎構造形式比較表(安定計算結果)

Tab.3 Comparison of structural system of 5P tower foundation (stability analysis)

	円形案	矩形基礎案	小判型基礎案	絞り込み案(1)	絞り込み案(2)
構造図					
安定計算結果	最大地盤反力度 Q_{max} (t/m ²) 262.2 反力分布幅 B (m) 28.51 偏心率 d 0.241 支持安全率 F_{SB} 11.55 滑動安全率 F_{SS} 3.01	最大地盤反力度 Q_{max} (t/m ²) 531.6 反力分布幅 B (m) 6.97 偏心率 d 0.101 支持安全率 F_{SB} 4.32 滑動安全率 F_{SS} 2.32	最大地盤反力度 Q_{max} (t/m ²) 517.5 反力分布幅 B (m) 8.38 偏心率 d 0.112 支持安全率 F_{SB} 4.39 滑動安全率 F_{SS} 2.30	最大地盤反力度 Q_{max} (t/m ²) 398.5 反力分布幅 B (m) 20.84 偏心率 d 0.224 支持安全率 F_{SB} 10.13 滑動安全率 F_{SS} 3.07	最大地盤反力度 Q_{max} (t/m ²) 390.6 反力分布幅 B (m) 20.22 偏心率 d 0.224 支持安全率 F_{SB} 10.29 滑動安全率 F_{SS} 3.08

* (注) 安定計算結果は地震時の橋軸方向とする。

支持安全率許容値：2.0

滑動 " : 1.2

表-4 8P主塔基礎構造形式比較

Tab.4 Comparison of structural system of 8P tower foundation

	直接基礎	多柱式基礎	地下連続壁基礎	鋼管矢板井筒基礎
概略形状				
構造・施工概要	<p>基礎の周囲に締切壁を構築し、ドライには直接基礎を施工する。DM層が深く貫入しているため、基礎底面の一部にDM層が現れるが、この存在を考慮して基礎寸法を決定する。</p>	<p>フォーミングの型枠と柱の施工のための作業台を兼ねたPCバースジを利用する。締切が不要。DM層が貫入している部分は柱の長さを変化させることで対応する。</p>	<p>締切築島後、地下連続壁により基礎を構築、剛体基礎として設計。</p>	<p>鋼管矢板基礎は柱基礎と剛体基礎の中間的構造特性をもつ。作業用構台より鋼管矢板を打設。この鋼管矢板で仮締切を兼用させ、締切内を排水しドライの状態、掘削、頂版結合工、コンクリート打設を行う。</p>
施工手順	<ol style="list-style-type: none"> ① 締切壁の構築 ② 締切壁内排水 ③ 海底掘削 ④ コンクリート打設 ⑤ 埋戻し ⑥ 締切撤去 	<ol style="list-style-type: none"> ① 海底掘削 ② 作業用構台施工 ③ PCバースジ曳航、設置 ④ 柱部分の掘削 ⑤ ケーシング管の建込み ⑥ 鉄筋籠投入 ⑦ 柱部に水中コンクリート打設 ⑧ バースジ底部に水中コンクリート打設 ⑨ バースジ内排水 ⑩ フーチングの配筋 ⑪ フーチングコンクリートの打設 ⑫ 作業用構台撤去 	<ol style="list-style-type: none"> ① 締切島の構築 ② 築島 ③ 地下連続壁の構築 ④ 掘削（フォーミング底部） ⑤ フーチングの構築 ⑥ 締切撤去 	<ol style="list-style-type: none"> ① 作業用構台の構築 ② 鋼管矢板の打設 ③ 井筒内排水 ④ 井筒内掘削 ⑤ 頂版結合工 ⑥ 頂版配筋 ⑦ コンクリート打設 ⑧ 作業用構台の撤去
構造性	<p>・基礎底面はTP-12.0m。基礎底面に部分的にDM層が現れることを考慮して安定計算を実施。結果的に最小寸法で決定。 ・回転変位は横軸方向で$0.698 \times 10^{-3} \text{rad}$、縦軸直交方向で$0.188 \times 10^{-3} \text{rad}$であり、基準変位$0.767 \times 10^{-3} \text{rad}$以内である。 ・DM層は地盤改良も考えられ、この場合は安全性がより確保になる。</p>	<p>・柱の長さを変化させることで、地層の変化に対応できるため比較的合理的な基礎形式である。 ・構軸方向の回転変位が大きく$\theta=1.63 \times 10^{-3}$で基準変位を上回る。 ・杭の長さには差があるため、詳細な検討は立体骨組み解析等を行う必要がある。</p>	<p>・基礎底面高を階段状に変化させて地層の変化に対応させる。 ・剛体基礎として設計を行う。 ・設計上、基礎底面の段差の根元に検討を要する。</p>	<p>・鋼管矢板の長さを変化させることで地層の変化に対応できるため比較的合理的な基礎形式である。 ・平面形状は小判型であり、最小寸法を確保すると、面積が大きくなる。 ・矢板の長さを変化した施工例は少ない。矢板の長さにより、継手部のせん断力分担がかなり異なるため、詳細な検討が必要である。</p>
施工性	<p>・施工性はかなり良い。 ・締切が広範囲となる。</p>	<p>・PCバースジは浮力を利用して浮かせ、タグポートで曳航する。 ・PCバースジの水深は約5mであるため、掘削底面（フォーミング底面）はTP-6.0mとする必要がある。 ・PCバースジを多目的に利用できる（柱構築の作業台、フォーミング型枠） ・軌路間の水域を利用するため、軌路条件に制約される。</p>	<p>・締切築島後、地下連続壁を施工し、再度掘削を行うので工期は長い。 ・CH層の掘削が多い。 ・掘削は、永久護岸として残すことが可能な重なり式が経済的である。</p>	<p>・鋼管矢板の打ち込みは先行掘削を行う必要があるが、鋼管矢板には継手がついているため、CL層の打ち込みは困難が予想される。</p>

表-5 海底掘削施工精度

Tab.5 Accuracy of excavation work on seabed

項目	内容
法面の掘削	設計掘削面を確保する
海底掘削底面	設計掘削面に対して±0.5m以内とする
	鋼ケーソンが十分安定するように仕上げる

4. 施工概要

各主塔基礎の施工法は、次のとおりである。

- 3P：来島第一大橋の今治側の主塔基礎であり、武志島付近の海域に位置する海中基礎である。施工は設置ケーソン工法による。
- 5P：来島第二大橋の大島側の主塔基礎であり、来島海峡中水道に面した武志島付近の海域に位置した海中基礎である。施工は設置ケーソン工法による。
- 6P：来島大橋第二大橋の今治側の主塔基礎であり、馬島に位置した陸上基礎である。施工はオープン掘削による。頂版コンクリート最上部には太径ねじふし鉄筋 D 64 を使用している。また、掘削による地形改変を極力抑え、発生残土を抑制し自然景観に配慮するため、山留工(鉄筋補強土工法)¹⁰⁾を採用して、ほぼ垂直な切土掘削を実施している。
- 8P：来島第三大橋の大島側の主塔基礎であり、来島海峡の西水道に面した馬島の汀線付近に位置した海中基礎である。施工は鋼管矢板一重締切工法による。頂版コンクリート最上部には太径ねじふし鉄筋 D 64 を使用している。

以下に、設置ケーソン基礎を採用した3P、5P及び直接基礎を採用した6P、8Pに区分し、それぞれ施工上の特徴について述べる。

4.1 3P、5Pの施工

(1) 海底掘削

ケーソン設置面(3P：TP-40m、5P：TP-29m)までグラブ浚渫船を使用して3ステップ(直接掘削、砕岩掘削、仕上げ掘削)に分けて掘削を行った。3Pは、ケーソン設置面でケーソンから3m幅の余裕を持った範囲を設計掘削範囲とした。5Pは、強潮流により、グラブ船の船位誤差やバケットの回転や流れの誤差が生じることを考慮して、設計掘削範囲からさらに余掘幅を5mとして掘削を行った。(3P：約68,000m³、5P：約29,000m³)

海底掘削の施工精度は表-5の通りである。

直接掘削：グラブ船の爪付きのバケットで掘削した岩をそのまま揚げる掘削方法で、比較的軟らかい岩に適している。2200PS級砕岩棒付きグラブ浚渫船「三友2号」のヘビーバケット(写真-1)及び5000PS級グラブ浚渫船「関門」のウルトラヘビーバケット(写真-2)を使用した。直接掘削時の深度管理は、グラブ船船首に備え付けの音響測深機を使用して行った。作業フローを図-1に示す。

砕岩掘削：「三友2号」の50t砕岩棒(写真-3)を海底面から数m上げた位置から支持ワイヤーのブレーキを解放して落下させ、目的深度まで砕岩し、砕岩棒からバケットに交換してずり



写真-1 「三友2号」ヘビーバケット
Photo.1 Heavy bucket of Sanyu II

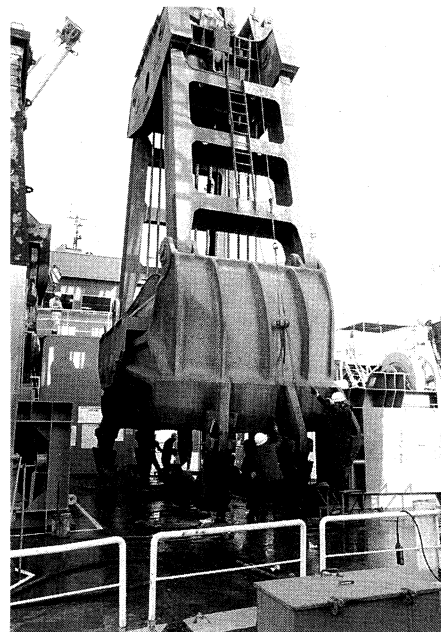


写真-2 「関門」ウルトラヘビーバケット
Photo.2 Ultra heavy bucket of Kanmon

を揚げる掘削方法で、直接掘削が困難な硬岩(CM級以上)に適している。深度管理は、掘削前後にはグラブ船首の音響測深機で行い、掘削時には随時潮位を読み取り、砕岩棒の支持ワイヤーのマーキングにより行った。作業フローを図-2に示す。なお5Pにおいて、砕岩による基礎岩盤への影響を検討するため砕岩実験を行った。

仕上げ掘削：「関門」のバケットで海底面を削り取り(リップ掘削)、刃の無い平バケットでずり

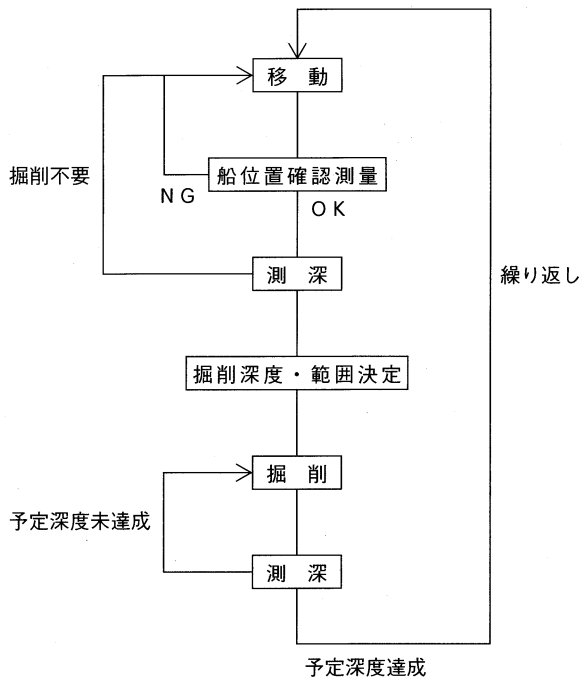


図-1 直接掘削作業フロー
Fig.1 Work procedure of excavation



写真-3 「三友2号」50t 砕岩棒
Photo.3 50 tons percussion stick of Sanyu II

を揚げる（浚え掘削）掘削方法である。これはケーソン設置面を形成する作業であり、細かな深度管理が必要であるため、音響測深の他にマルチファンビーム測深という測深方法を採用し、掘削精度の向上に努めた。マルチファンビーム測深とは、500 kHz の扇型ビームにより測深を行うもので、グラブ船の音響測深に比べジャイロや光波測距儀を使っていることなどからより精度の良い測深が可能である。作業フローを図-3に示す。

(2) ガイド杭設置 (5P)

5Pは急潮流海域に位置するため、ケーソン設置時において短い潮止まり時間内に効率よく所定の位置に沈設

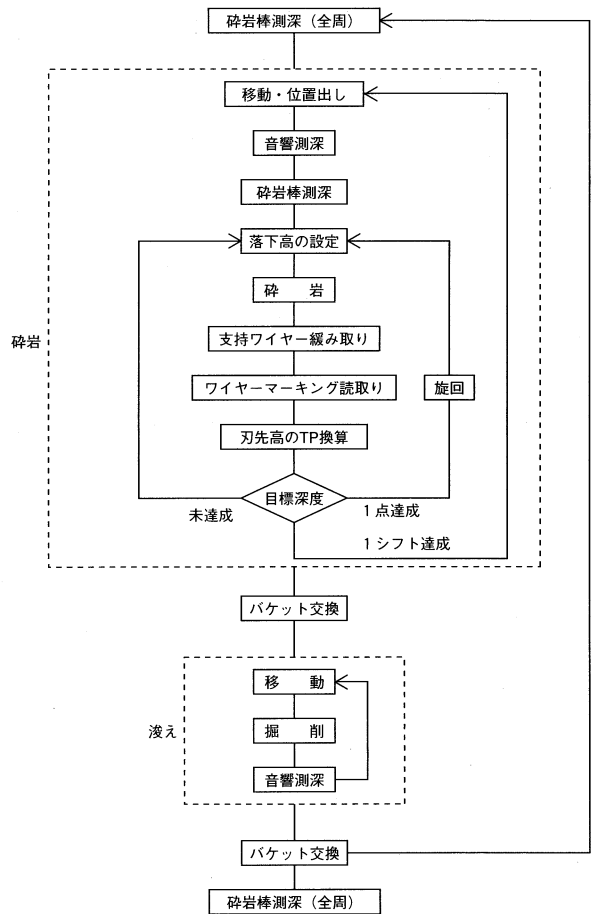


図-2 砕岩掘削作業フロー
Fig.2 Work procedure of excavation with percussion

する必要があり、ケーソン中心位置にあらかじめ目標となるガイド杭を設置し、これにケーソンを挿入、設置する工法を採用した。ケーソンの設置精度について、天端中心位置での誤差1m以内と規定したため、ケーソンの設置後の傾きによる誤差等を考慮して、ガイド杭の設置精度は杭の下端位置で70cm以内を許容値とした。

ガイド杭は、ケーソン沈設時に最大潮流4ktが作用しても十分耐え得る構造となっており、ケーソンの挿入がスムーズに行えるよう最上部の径を細くしている。(写真-4)

ガイド杭の施工は、急潮流海域においても安全に自立する能力があり、かつ必要資機材をあらかじめ全て搭載でき海域内の補給用船舶作業を不必要とすることができるSEPを使用して行った。作業フロー及び施工状況を図-5、写真-5に示す。

(3) ケーソン設置

FC船の位置決めは、自動追尾トータルステーションによるモニタ画面をFC船の操作室にディスプレイ表示(図-5)し、ケーソンの位置情報、傾斜情報、レベル情報を確認することにより行った。さらに5Pについてはガイド杭を利用して、ケーソン中心上に設置したテレビカメラの画面を船長が見ながらガイド杭先端をガイドリング中央に合わせるように慎重に位置決めを行った。

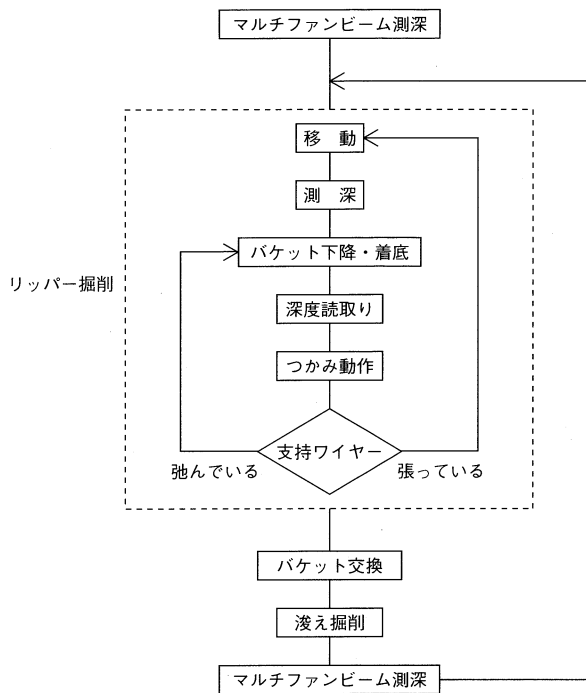


図-3 仕上げ掘削作業フロー
Fig.3 Work procedure of finishing excavation

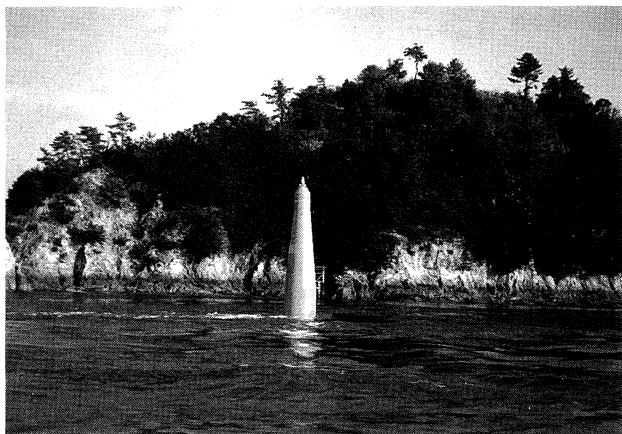


写真-4 ガイド杭設置完了
Photo.4 Completion of guide pile

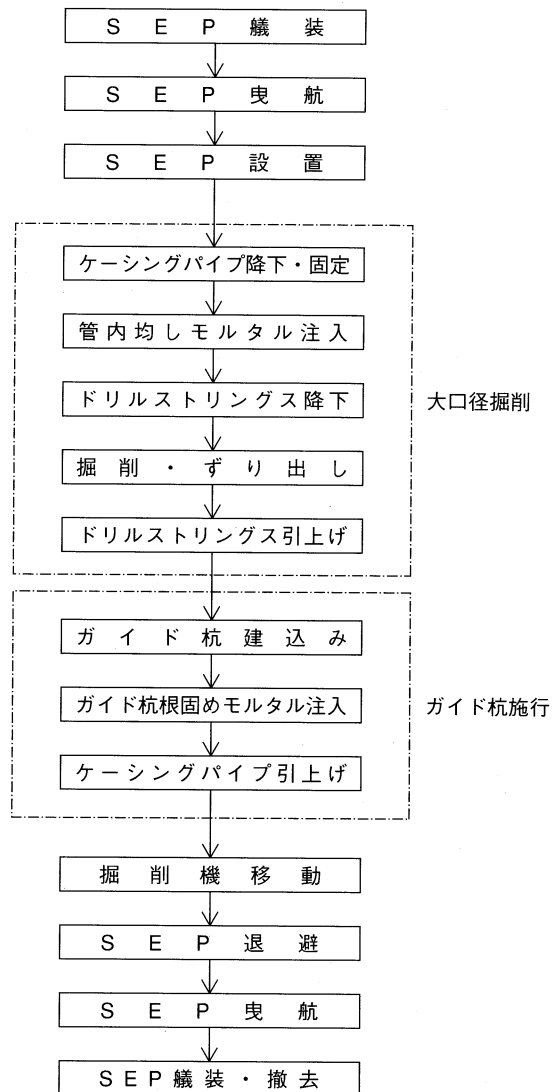


図-4 ガイド杭設置施工フロー図
Fig.4 Work procedure of guide pile

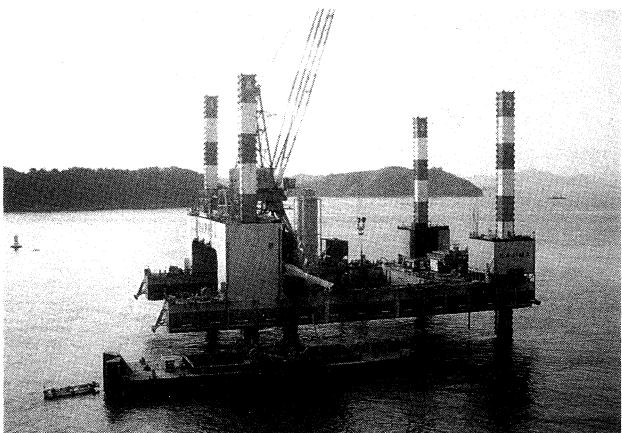


写真-5 SEP
Photo.5 SEP

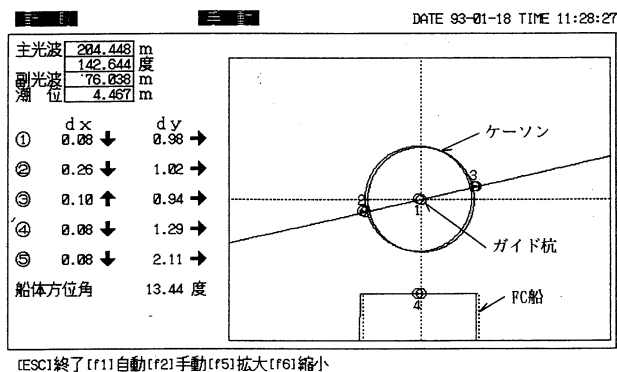


図-5 自動追尾トータルステーションモニタ画面(実例)
Fig.5 Monitor on total station for automatic tracking system (an example)

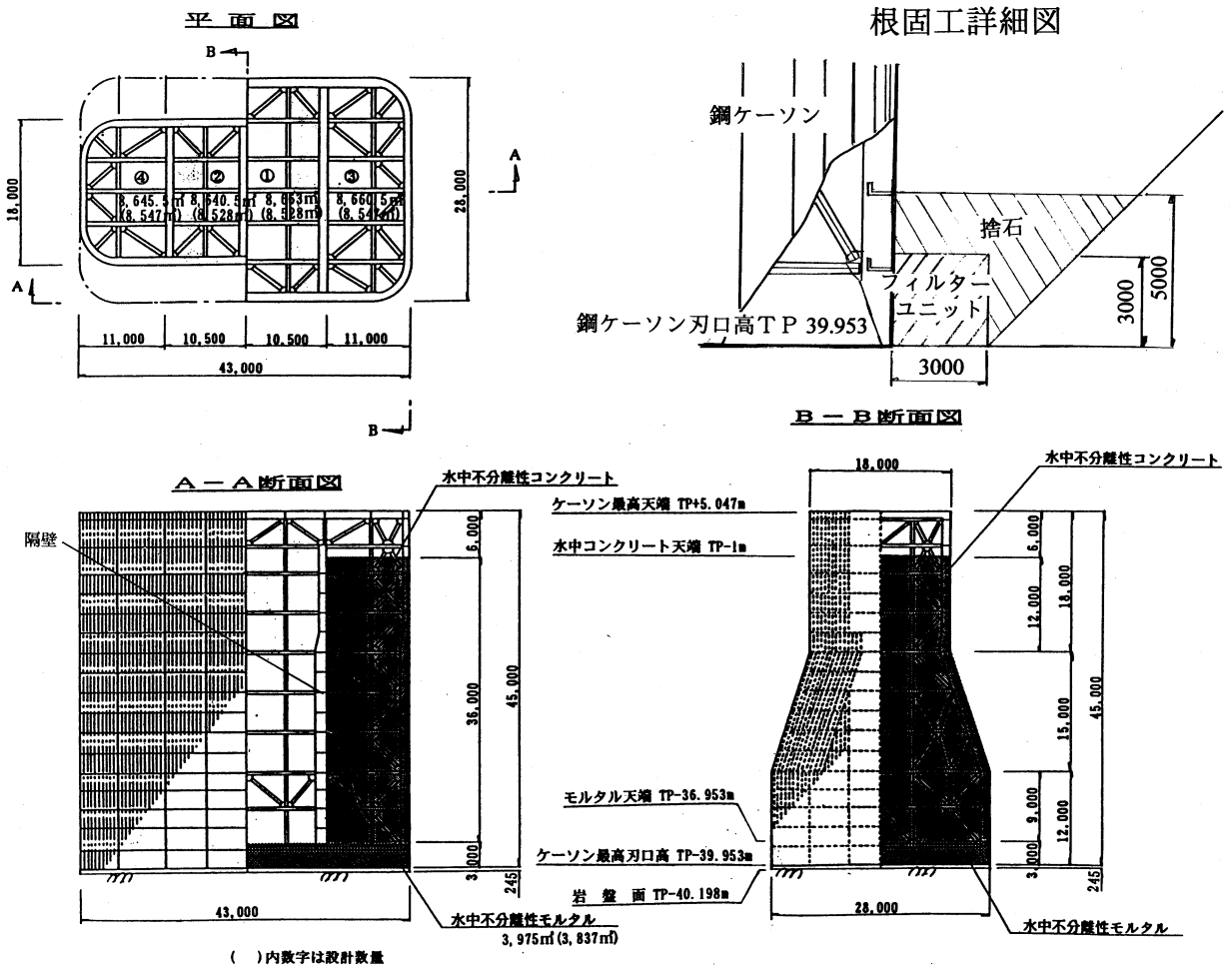


図-6 水中コンクリート打設概念図(3P)
Fig.6 Concept of underwater concrete casting (3P)

ケーソンのガイド杭への挿入は潮流が十分弱まるのを待って、再度 FC の位置を微調整してから開始した。

ケーソンの巻き下げは段階的に測量を行い微調整をしながら、所定の設置位置誤差内であることを確認して最終的に着底させた。

(4) 根固め

設置したケーソン周辺に根固工として刃口及び隔壁下部をシールする目的からフィルターユニットの施工と洗掘防止対策として捨石工 (1.5t/個) を行った。

5P の根固工の施工は、ケーソン形状が円形下絞り型であるため、ケーソン基礎周辺に沿って根固め材料を投入することは非常に難しく、吊架台を工夫する等施工上の配慮を行って施工した。

(5) 水中コンクリート

水中コンクリートの施工順序は、まずケーソン刃口及び隔壁下部をシールする目的から、フィルターユニットと同じ 3m まで水中不分離性モルタルをケーソン全底面一括打設し、その後モルタル天端の打継処理を行って、3P は 4 ブロック、5P は 3 ブロックに分割して水中不分離性コンクリートを打ち上げた。(3P : 約 38,000 m³、5P : 約 24,000 m³)

コンクリートの製造は、2 系列の製造設備を有し、無補

給で約 10,000 m³ を製造可能な CP 台船 (海神、写真-6) で行った。製造されたコンクリートは、CP 台船のコンクリートポンプによりケーソン上のポンプステーションまで圧送した。そこから 6 台のコンクリートポンプにより 8 本 (水中不分離性モルタル打設時) あるいは 6 本 (水中不分離性コンクリート打設時) の打設管まで圧送して打設した。混練水、洗浄等に必要の水の製造及びコンクリート打設等で発生した濁水の処理は、資材台船 (神生) において行った。

水中コンクリートの打設概念図を図-6、7 に示す。

(6) 気中コンクリート

3P 基礎においては、コンクリートの打設リフト高さは 2.7m (3 リフト) とし、各々 1 ブロックで打設した。コンクリートの種別は、高流動コンクリートの L10 配合を使用した。コンクリートの製造は、水中コンクリートの製造に使用した CP 台船「海神」を引き続き使用して行った。使用する材料が水中コンクリートとは異なるので、気中コンクリート打設前に材料の入れ替えと補給を現地にて行った。コンクリートの打設は、直接 CP 台船より圧送し、ケーソン内に設置した 4 系列の配管 (8 インチ) と約 5m 間隔に配置したゲートバルブを介して行った。コンクリート打設、グリーンカット等に併い発生す



写真-6 CP台船(海神)及び資材台船(神生)

Photo.6 Concrete plant barge (Kaishin) and material barge (Shinsei)

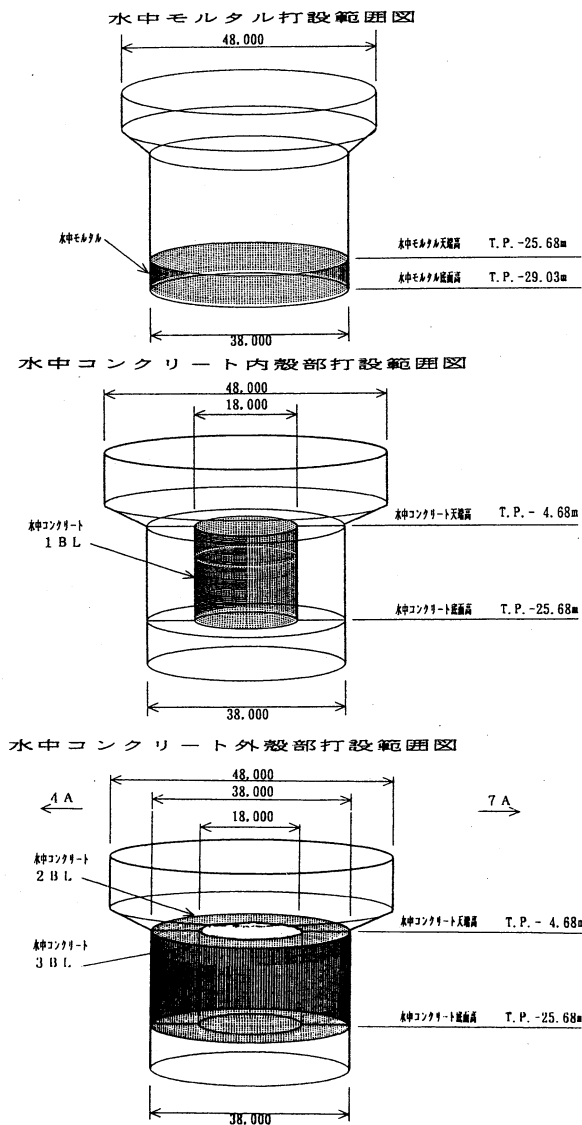


図-7 水中コンクリート打設概念図(5P)

Fig.7 Concept of underwater concrete casting (5P)

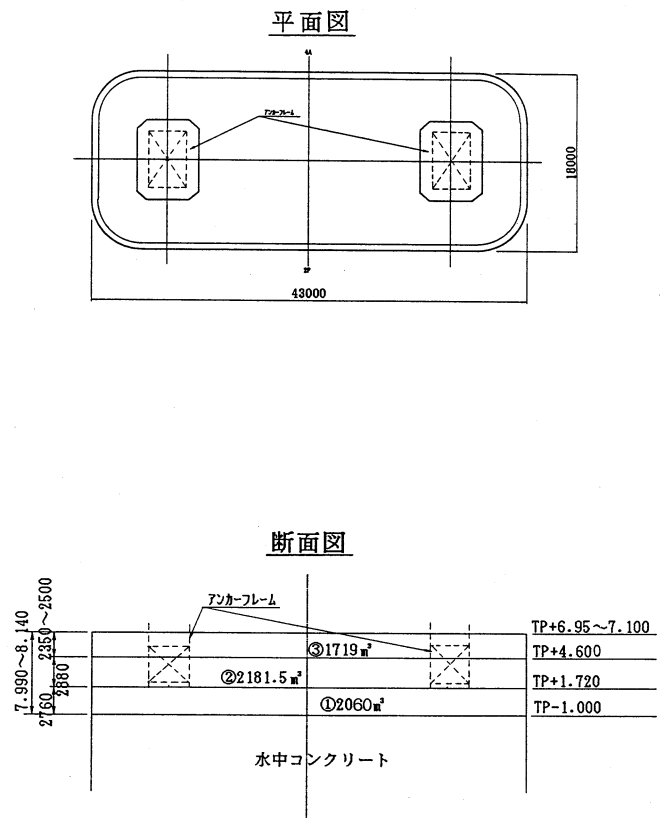


図-8 気中コンクリート打設概念図(3P)

Fig.8 Concept of concrete casting in air (3P)

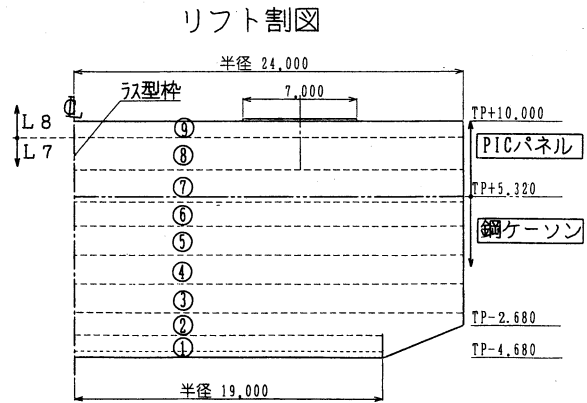
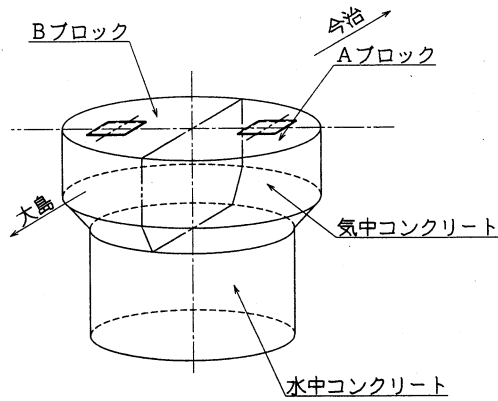
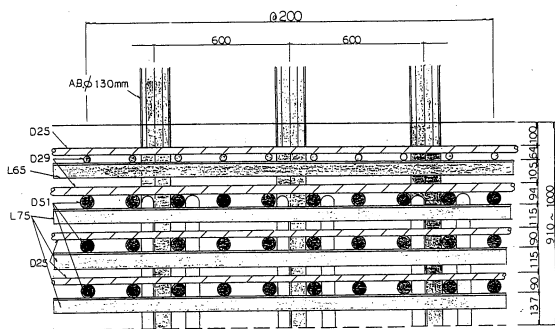
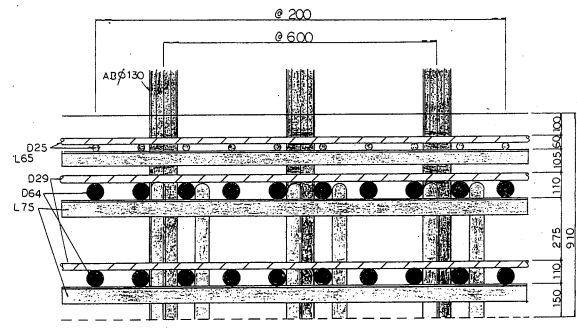


図-9 気中コンクリート打設概念図(5P)
Fig.9 Concept of concrete casting in air (5P)



D 5 1 3段配筋



D 6 4 2段配筋

図-10 配筋詳細図
Fig.10 Detail arrangement of reinforcement bars

る濁水は、ケーソン外周足場上に濁水処理設備を設置し、各所より送水して処理を行った。また、コンクリート製造やグリーンカットに使用する水は給水船により給水した。型枠には、ケーソン天端 (TP+5.0 m) から気中コンクリート天端 (TP+7.0 m) までケーソン外周に合わせてPCパネルを使用した。

5P基礎においては、コンクリートの打設リフト高さは2.0 m (9リフト) とし、ブロック割は1回当たりの打設量を打設完了時刻が深夜とならないように約1,800 m³程度を最大打設量として考え、1リフトは水平2分割、2~8リフトは鉛直2分割、9リフトは一括打設とした。型枠には、ケーソン天端 (TP+5.3 m) から気中コンクリート天端 (TP+10.0 m) までケーソン外周に合わせてPCパネルを使用した。

気中コンクリートの打設概念図を図-8、9に示す。

4.2 6P、8Pの施工

(1) 太径ねじふし鉄筋 D64 の使用

6P、8Pとも地形改変を最小限にするように計画したため、結果的に基礎厚さが相対的に薄く、設計では最上部リフト高さ1 m、幅1 m区間にD51が15本配置され

ることになる。この場合の配筋はD51-3段配筋となる。(図-10、表-6)

このような密の太径鉄筋の配筋では、施工上次のような問題点がある。

- ① 下層コンクリート打ち込み時に上部鉄筋に付着したコンクリートが硬化して除去しにくい、コンクリートの付着強度の点から問題が生じる。
- ② 内部振動機の挿入が煩わしく、十分な締め固めが期待できない。
- ③ 塔柱アンカーボルトの脇に差し込む鉄筋の数が増え、施工時にアンカーボルトやその保護材を傷つけやすく、アンカーボルトに発錆の原因をつくりやすい。
- ④ 主塔基礎の上面付近には、塔柱アンカーボルトや塔の架設のための埋め込み金物が多くあり、配筋の施工性が著しく悪い。

これらの問題点を解消するため太径ねじふし鉄筋D64の使用を検討した。検討結果を表-7に示す。

検討の結果、以下の理由により太径ねじ孔鉄筋D64を採用した。

- ① 当初計画のままD51で施工するとD51の架台、アンカーボルトならびに塔の埋め込み金物等が多数有り、

表-6 来島大橋主塔基礎頂版配筋比較

Tab.6 Comparison of arrangement on footing reinforcement for tower base of Kurushima Bridge

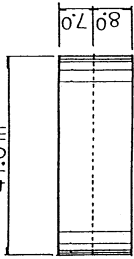
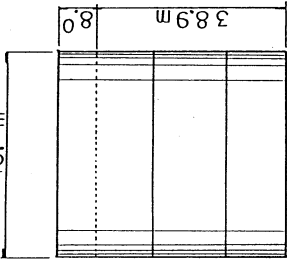
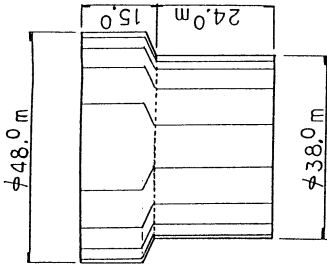
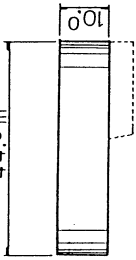
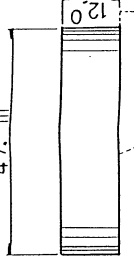
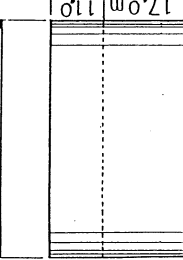
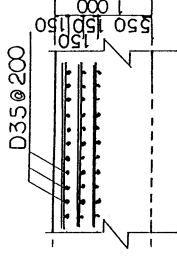
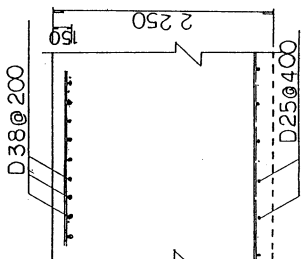
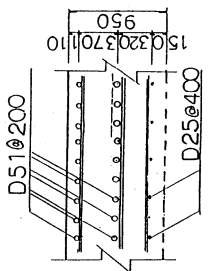
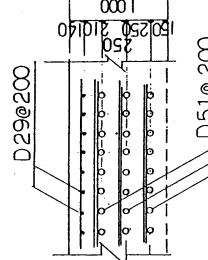
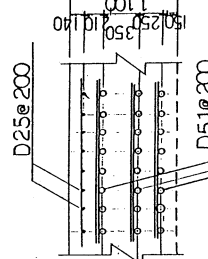
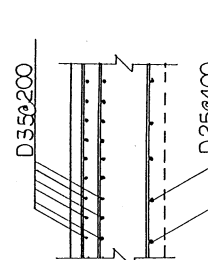
基礎	2 P	3 P	5 P	6 P	8 P	9 P
形状						
主塔反力 (t/柱)	8530 t	10350 t	18700 t	17610 t	17200 t	18800 t
最上段リフト配筋						
鉄筋量 1m当たり	14.3 cm ²	70 cm ²	215 cm ²	336 cm ²	329 cm ²	108 cm ²
コンクリート最大引張応力度	7.5 kg/cm ²	4.1 kg/cm ²	8.2 kg/cm ²	18.9 kg/cm ²	14.3 kg/cm ²	5.0 kg/cm ²
配筋施工性	3段配筋のため施工性は悪い	高流動コンクリート施工であり問題ない。	D51 2段配筋のため塔柱AF部の施工性が悪い。	D51 3段鉄筋のため塔柱AF部の施工性が非常に悪い。	同 左	施工性に問題ない。

表-7 太径ねじふし鉄筋 D 64 と鉄筋コンクリート用棒鋼 D 51 との比較(SD 345)

Tab.7 Comparison between thick screwed and knotted bars D64 and reinforcement bars D51 (SD345)

比較項目		D 51(JIS)			D 64(JCES)		比較内容、留意点
化学成分	成分						
	C (炭素)	0.27 以下			0.25 以下		
	Si (ケイ素)	0.55 以下			0.50 以下		
	Mn (マンガン)	1.60 以下			1.55 以下		
	P (リン)	0.040 以下			0.030 以下		
	S (硫黄)	0.040 以下			0.030 以下		
	C+Mn/6	0.50 以下			0.48 以下		
	Cu (銅)	-			0.05 以下		
	Sn (スズ)	-			0.010 以下		
	Cr (クロム)	-			0.07 以下		
N (窒素)	-			70 ppm 以下			
機械的性質	降伏点又は0.2%耐力 (N/mm ²)	343~441			345~425		①降伏点：D 64 が使用される構造物はより高い安全性が求められるため、降伏点の上限值、下限値の範囲を、製造工程能力等を考慮して現行の JIS よりも狭くしている。 ②伸び：伸びの値は構造物の信頼性を向上するため、製造工程能力等を加味して現行の JIS に規定された値よりも4%大きくしている。 ③降伏棚のひずみ値：この値は鉄筋の降伏伸びを確保することにより、部材の曲げ耐力をある鉄筋のひずみ範囲まで極端な増加をおこさず、構造物の破壊を安定した曲げ破壊とすることを目的として新たに追加している。 ④シャルピー衝撃試験値(LNG貯蔵等の大型低温構造物への使用を考慮してこの試験項目を追加している。米島基礎には必要ないとする。基本的には太径ねじふし鉄筋 D 64 は、D 51 等の現行鉄筋よりも機械性質的に優れていると考えられる。
	引張強さ (N/mm ²)	490 以上			490 以上		
	伸び (%)	16 以上			20 以上		
	降伏棚のひずみ値	-			1.0 以上		
	シャルピー衝撃試験値(低温構造)	-			47 J 以上		
	曲げ試験 曲げ角度	180°			180°		
	内側半径	直径の2.5倍			直径の2.5倍		
形状、寸法、質量	呼び名	D 25	D 32	D 51	D 57	D 64	①寸法、質量、形状 D 64 は JIS の規格範囲外であるため、JIS の寸法の定め方を延長している。 ②大曲の許容差 大曲があった場合に現場での修正が困難であるため、新たに大曲の許容差は長さの0.3%以下と規定している。
	公称直径 (mm)	25.4	31.8	50.8	57.2	63.5	
	公称周長 (cm)	8.0	10.0	16.0	18.0	20.0	
	公称断面積 (cm ²)	5.067	7.942	20.27	25.70	31.67	
	単位質量 (kg/m)	3.98	6.23	15.9	20.2	24.9	
設計強度 kgf/cm ² (許容応力度)	コンクリートの設計基準強度	240 kgf/cm ²					付着強度、疲労強度及び引張り強度は D 51 と同等の値が得られている。表には土木学会「太径鉄筋 D 51 を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針」昭和52年の値を示す。 ひびわれ制御鉄筋 この規定は太径ねじふし鉄筋に固有の規定であり、腐食性環境下の構造物でひびわれ制御が必要な場合に、太径ねじふし鉄筋のかぶり部にひびわれ制御鉄筋を配置する方法である。6P、8P ではこの鉄筋を配置する。
	コンクリートの付着強度	18 kgf/cm ²					
	一般の場合の許容引張応力度	1,800 (1,600)					
	疲労強度の許容引張応力度	1,800					
	降伏強度の許容引張応力度	2,000					
一般構造細目	かぶり	鉄筋の直径以上			鉄筋の直径以上		鉄筋直径以上のかぶりが確保されていれば、十分な付着強度を發揮できることが既往の実験で確認されているため通常の鉄筋と同様のかぶり、あきを規定している。 通常の鉄筋と同様の定着を規定している。太径ねじふし鉄筋では定着ナットと定着板でも定着できるが、米島の基礎では使用しない。 D 64 の継手は、土木学会「鉄筋継手指針」に準じている。特に継手は機械式等が採用されるため継手施工機器の挿入ができるように配慮する事が重要となる。 米島6P、8P ではクラウト固定方式継手を使用する。
	鉄筋のあき(はり)	鉄筋の直径以上			鉄筋の直径以上		
	軸方向鉄筋の曲げ形状(フック)	2.5φ			3.0φ		
	鉄筋の定着	付着力、フック、機械定着			付着力、フック、機械定着		
	鉄筋の継手	重ね継手、あるいは「鉄筋継手指針」による継手			重ね継手、あるいはクラウト、トルク、圧着固定方式、エンクロズドアーク溶接継手		
	継手を相互にずらす距離	継手長さ+25φ以上			継手長さ+25φ以上		
鉄筋の施工	鉄筋の加工	常温で加工			常温で加工		曲げ加工は、曲げ加工性能試験を確認した曲げ加工機を使用し、常温で曲げ加工を行う。D 64 の施工は製造工場での切断、曲げ加工を行い、現地では組立、継手作業のみを行う
	鉄筋の組立、設置	組立用架台で設置			組立用架台で設置		
品質管理、検査	分析試験、引張及び曲げ試験	JIS G 3112 による			土木学会基準による		D 64 については特記仕様書を変更し、施工管理試験頻度を多くするとともに、継手性能、付着性能については施工前に試験で確認する。

極めて煩雑な配筋となる。従って丁寧な施工を実施しても品質の確保等に支障をきたす恐れがある。

② D 64 の品質に関しては、D 51 の延長線上であることが土木学会「太径ねじふし鉄筋 D 57 および D 64 を用いる鉄筋構造物の設計施工指針(案)平成3年10月」で確認されている。

③ 土木工事の大規模化が進む中で D 51 の多段化が多くなることの対策として、今後設計・施工の合理化を図る必要が生じてくる。

(2) 鋼管矢板締切り工法

8P は汀線部に計画したため、締切りによる直接基礎を採用した。

締切り工法には重力式締切り、鋼管矢板一重締切り、鋼管矢板二重締切り工法等が考えられるが、重力式締切り工法は施工場所の地形、地質条件から海上部での工事が多くなり、工期、経済性から好ましくない。

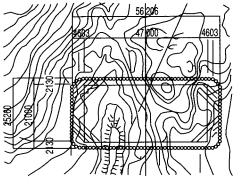
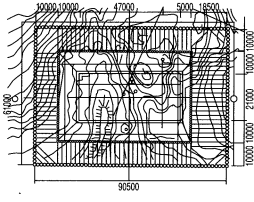
よって鋼管矢板一重締切り、鋼管矢板二重締切り工法について比較を行った(表-8)。

比較の結果、止水上鋼管矢板継手部の施工を確実に行う必要があるが、経済的で簡潔な施工が可能であることから、鋼管矢板一重締切り工法を採用した。

なお鋼管矢板建込みは、ケーシング掘削工法(全旋回式掘削機)により行った。

表-8 8P 締切工法比較

Tab.8 Comparison of cofferdam

	一重締切工法	二重締切工法
標準断面図		
工法概略	<ol style="list-style-type: none"> 1) 仮設栈橋施工（陸上より手延べ方式により杭等の施工を行う） 2) 鋼管矢板の建込みのための削孔（ガイド施工後、重機をセットし削孔。碎石等による埋戻し） 3) 鋼管矢板建込み（孔内モルタル注入、鋼管矢板建込み、継手止水処理） 4) 締切内の掘削及び支保工施工（水替えしながら、支保工を設置する。掘削機械によりドライの状態を締切内を掘削する。） 5) 橋脚基礎本体の施工。 6) 矢板頭部コーピング、コンクリート打設。 7) 足場解体。 	<ol style="list-style-type: none"> 1) 仮設栈橋施工（陸上より手延べ方式による） 2) 一部鋼管矢板建込みのための事前削孔（大水深カ所）削孔後碎石等による埋戻し。 3) 二重締切矢板壁の施工（鋼管矢板建込み及び鋼管矢板打設 WJ 併用パイプロ） 4) タイロッド及び中詰砂施工。 5) 締切内掘削（水替えしながら機械掘削） 6) 橋脚基礎本体の施工。 7) 内側矢板頭部コンクリート打設。 8) 外側矢板の切断、中詰砂撤去、足場解体。
工法の特徴	<p>構造；鋼管矢板の剛性及び支保工により外力（水圧、土圧、波力等）に抵抗。</p> <p>施工性；締切面積が狭く、作業エリアは小規模となる。 鋼管矢板壁の施工は、事前削孔が必要。 締切内掘削、水替え、支保工設置が併行作業となり、やや煩雑。 鋼管矢板を防衛工として残すため、解体作業は単純 止水のため、削孔カ所のモルタル充填を確実にを行う必要がある。</p>	<p>構造；二重矢板により外力に抵抗する。</p> <p>施工性；二重締切の堤巾が10~15.5mとなり、広い面積を必要とする。 一部鋼管矢板の打設カ所は、事前削孔が必要となり、通常矢板の施工カ所と施工機械が二重となる。 締切内掘削は水替えをしながら行うが、比較的単純。 本体施工後、内側矢板壁を残し、外側矢板及び中詰砂の撤去を行うが非常に煩雑となる。 締切内の斜め掘削カ所を残すが、地盤のゆるみのため受働抵抗の信頼性は低い。</p>

5. あとがき

来島大橋は三連吊橋であることから、多種多様な下部工が計画された。種々の検討を行いつつ設計、施工を実施した結果、平成8年7月の7A最終コンクリート打設をもって来島大橋10基の下部工は全て竣工した。

本稿は主塔基礎4基の設計・施工について特徴的な内容について報告したものであるが、今後、同様な基礎の設計・施工の一助になれば幸いである。

最後に主塔基礎3P、5P、6P、8Pの設計、施工に従事された公団関係者をはじめ熊谷・大林・飛鳥・戸田・五洋共同企業体、ならびに鹿島・大成・佐藤・青木・東亜共同企業体の各位に深く感謝申し上げます。

参考文献

1) 森、山田；来島大橋下部工の設計概要、本四技報、'94.1

2) 富田、吉田；来島大橋2P、9Pコンクリートケーソン設計・施工、本四技報、'95.7

3) 来島大橋下部工東工事工事報告書、平成8年1月、本四公団第三建設局今治工事事務所

4) 来島大橋5P鋼ケーソン工事報告書、平成5年3月、本四公団第三建設局今治工事事務所

5) 来島大橋下部工中工事報告書（5P）、平成6年8月、本四公団第三建設局今治工事事務所

6) 片山、藤井、萩原；来島大橋の橋梁計画、本四技報、'90.10

7) 加島；来島大橋海峡部地質調査、本四技報、'90.4

8) 毛利、下村、野間；来島大橋現位置岩盤試験、本四技報、'90.7

9) 来島大橋下部工設計総括業務、日本技術開発株式会社、平成5年3月

10) 伊藤、金保、遠藤；来島大橋6P、7A山留工（鉄筋補強土工法）の設計・施工、本四技報、'96.7

スリ・ランカ国全国橋梁改修計画調査に参加して

The Master Plan Study on Bridge Development in Sri Lanka

第二管理局 技術管理課長 山本茂樹

Shigeki Yamamoto



1. はじめに

インド洋に浮かぶ島国スリランカ。北にむかって先細りしているその形は、ちょうどインド亜大陸が一粒の涙をこぼしたようだとされる。かつてはセイロンと呼ばれていたが、1972年の新憲法の公布を機に現在のスリランカに改名された。

この地に、1996年5月15日から5月22日までスリランカ国全国橋梁改修計画調査現地作業監理団員として訪れ、最終報告書(案)の内容について、相手国と協議を行い、議事録を交わすまでの現地作業監理委員として参加した。

主な協議項目は、以下のとおりである。

①補修・補強設計の為の適用荷重、②積算単価及び工事費積算単価の内訳、③道路開発公社(RDA)が管理する橋梁数の最終確認、④報告書の公開性、⑤現地再委託の業務に関する成果品の処理方法

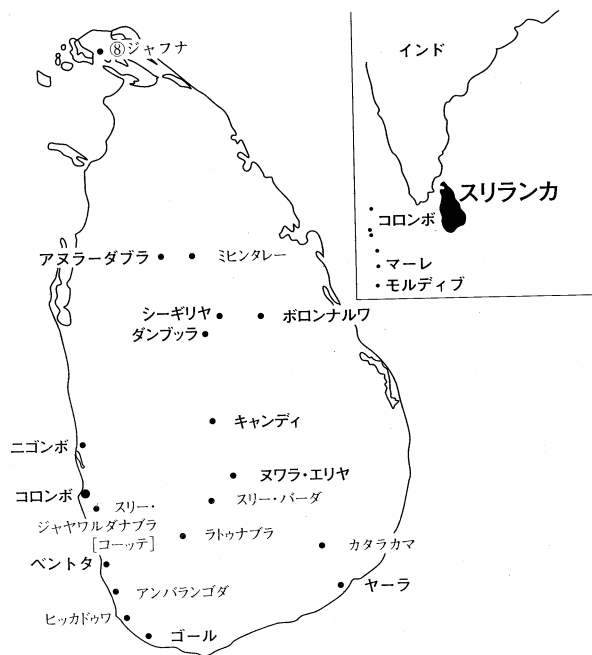


図-1 位置図

Fig.1 Location Map

2. 調査の背景

スリ・ランカ国は、英国統治時代(1947年~1976年)に紅茶、ココナッツ、ゴムなどの伝統産品を西欧諸国、中近東諸国に輸出することでプランテーションを基盤とする経済を確立させたが、これにより内陸と沿岸部を結ぶ物資の輸送量が拡大し、交通網の発達が見られた。

スリ・ランカ国における輸送手段としての道路網は、貨物および旅客にとって重要な位置にあり、同国内の陸上輸送における割合も、貨物82%、旅客90%がこの道路交通輸送に依存している状況である。これら道路網の重要性は将来にわたってますます増加することは必至である。

道路網のうち、道路部分については英国統治時代以降、我が国を初めとする各国の援助により全国規模で整備されてきている。しかしながら橋梁部分については緊急に改修が必要と判断される施設のうち、実際に改修が行われたものの割合は20%以下で、残りの施設は、予算、技術上の制約からほとんど未着手の状況にある。

これらの老朽化した橋梁が、同国の道路交通のネックとなり、経済発展を遂げるためには、その改修が急務である。

このような状況の下、スリ・ランカ政府は1990年1月、我が国に対し本件の要請を行い、我が国は1992年2月に橋梁分野の援助ニーズを調査・分析すべくプロジェクト形成調査を実施した。

この結果を受け、日本政府は「スリ・ランカ国全国橋梁改修計画調査」の実施を決定し、技術協力の実施を所管する国際協力事業団に委託した。

この決定に基づき、国際協力事業団は、事前調査団を1994年11月28日から12月11日にかけてスリ・ランカに派遣し、スリ・ランカ政府を代表する道路開発公社と1994年12月8日に本調査に関わる作業範囲合意書および議事録を締結した。

改修計画調査は、1995年3月30日から入り、三回に渡り実施された。なお、1996年7月に最終報告書を提出し終了した。

3. 調査の目的・内容

本調査の主な目的は

- (1) スリ・ランカ国における一級国道の全橋梁および二級国道の橋梁を対象に西暦 2010 年を目指した主要国道の改修マスタープランの作成
- (2) スリ・ランカ国橋梁保全局が使用するための橋梁保全・改修ガイドラインの作成
- (3) 道路開発公社のカウンターパートエンジニアに対しての種々の工学的分野に関する実践的トレーニングである。

本調査は、治安に問題のある北部および東部の州を除く、道路開発公社が緊急に改修が必要な橋梁 206 橋のリストのうち、100 橋を対象に橋梁改修マスタープラン作成および橋梁の保全・改修マニュアルガイドラインを作成する。(道路開発公社の管理橋梁数は約 4700 橋)

以下に調査内容の主要項目を示す。

- ① 既存データの収集
- ② 100 橋を対象とする橋梁予備調査
- ③ 10 橋を対象とする橋梁詳細調査(うち 3 橋についての載荷試験)



写真-1 石積みアーチ橋(道路橋)

Photo.1 A masonry arch bridge (road bridge)



写真-2 スリランカの鉄道橋(トラス橋)

Photo.2 A railway bridge in Sri Lanka (truss bridge)

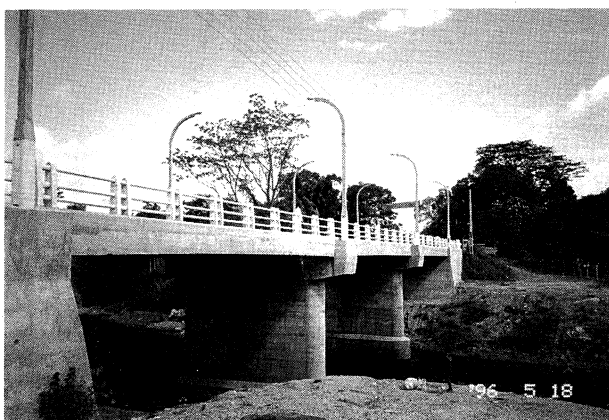


写真-3 コンクリート橋(伸縮装置は設置されていない)

Photo.3 A concrete bridge (no expansion joint installed)



写真-4 トラス橋(荷重制限されている)

Photo.4 A truss bridge (with restricted capacity of loads)

- ④ 事業費算出および経済分析を含む橋梁改修マスタープランの作成
- ⑤ 橋梁調査・維持・補修ガイドラインの作成

4. スリランカ橋梁調査雑感

スリランカ国土面積は 65,610 km² で、北海道面積を一回り小さくしたほどである。調査は、ペントタ方面とキャンデー方面の橋梁視察を行った。

調査橋梁の場所まで行くには片道 100 km 程度走って中規模橋梁は 2~4 橋である。道路面は比較的良好で日本の町道なみの道路である。数少ない橋梁を調査して感じたことは、メタル橋梁は、痛みが激しく掛け替えを伴うものがほとんどであった。しかし、同じメタル橋梁でも、鉄道橋は維持管理を行っているものと思われ、比較的健全な状態であった。今回調査で日本の軽井沢と横川を結んでいる鉄道橋(旧路線)の石積みアーチ橋と、同規模程度のアーチ橋梁が印象的であった。今回調査した橋梁の写真を以下に示す。

終わりに、調査にご協力とご支援をいただいた、那須清吾氏、国際協力事業団の方々、また同行されたコンサルタンツの方々に対し、心より感謝申し上げます。

チリ国全国橋梁補修整備計画調査フェーズ 2

The Rehabilitation and Conservation Program on the Bridge in the Republic of Chile (Phase 2)

第二管理局 副 所 長
早島管理事務所

長 尾 日 出 男

Hideo Nagao



1. まえがき

現在チリ国内には約 8000 の橋梁が存在しているが、同国は地震活動が活発であることや、急流河川が多いことから橋梁の劣化が激しく、その保守が課題となっている。かかる状況下で、今回チリ国全国橋梁補修整備計画調査を実施することになり、作業監理委員会の委員として平成 8 年 9 月 20 日から 10 月 2 日までチリ国を訪問したので以下に調査の概要および印象等を報告する。

2. チリ国の概要

チリは、ちょうど日本の反対側に位置しており、図-1 にみられるように南米大陸の南西岸に位置する。面積は、約 76 万 km² (我国の約 2 倍)。南北の距離は 43,330 km に達し、一方、東西の距離は平均 175 km、最も広いところで 357 km の細長い国で北の砂漠地帯から南の氷河地帯まで、様々な地形をなしており、ペルー、ボリビア、アルゼンチンの 3 国と国境を接している。人口は、1400 万人 (1994 年推計) で総人口の 75% がスペイン系である。純粋の原住民ないし準ずる人は少なくラテン・アメリカ諸国の中では欧州系住民の比率の最も高い国の一つである。公用語は、スペイン語で教育程度は高く、南米で最も治安の良い国である。チリの主要産業は、世界一を誇る銅鉱山などの鉱業、最近日本で人気がある葡萄酒、近海における豊かな水産資源などである。特に、私達がよく食するサケは殆どがチリからのものであり身近にこの国を感じることができる。

また、チリ国は、首都州と 12 の州の計 13 州から形成され、更に、各州は県に、県は区に分かれている。

首都のサンチャゴは、南米第 4 の大都会であり南北に長いチリ国土のほぼ中央に位置し、四方をアンデス山脈とその支脈の海岸山脈に囲まれ、夏でも山頂に残雪を戴いた 5000 m を越すアンデス連峰が市内より望まれる。人口は、約 568 万人、人口集中が著しい。市内の交通手段は、地下鉄、バス、タクシー等であり特にバスは市民の足となり、専用のバスレーンが多くあり、頻繁に往来している。(写真-1) (写真-2)

バスは古いものが多いため排気ガスをまき散らし市内は、年中スモッグ状態である。特に冬は激しく市内は黄色の空でアンデスの山々は、とうてい望めない状況である。

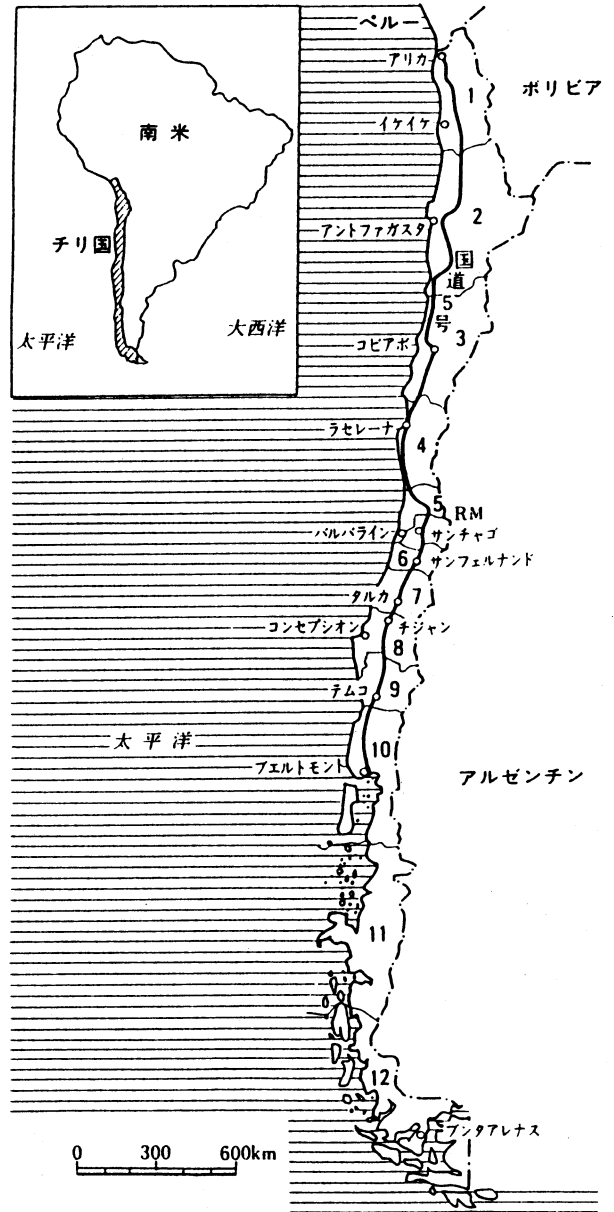


図-1 チリ位置図

Fig.1 Location of Chili



写真-1 サンチャゴ市内の道路
Photo.1 Road in downtown Santiago

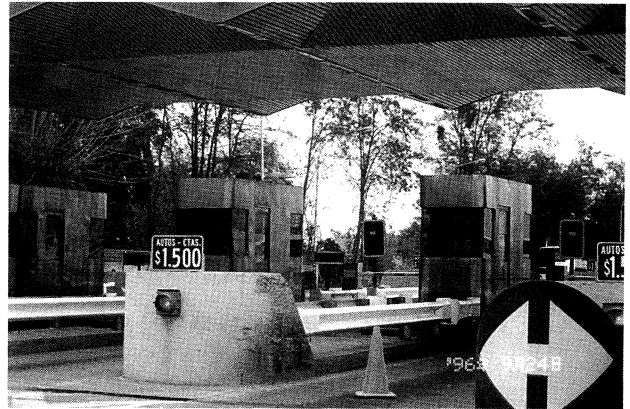


写真-4 料金所ブース
Photo.4 Toll booths



写真-2 専用バスレーン
Photo.2 Exclusive bus lane



写真-5 地方の砂利道路
Photo.5 Rural gravel road

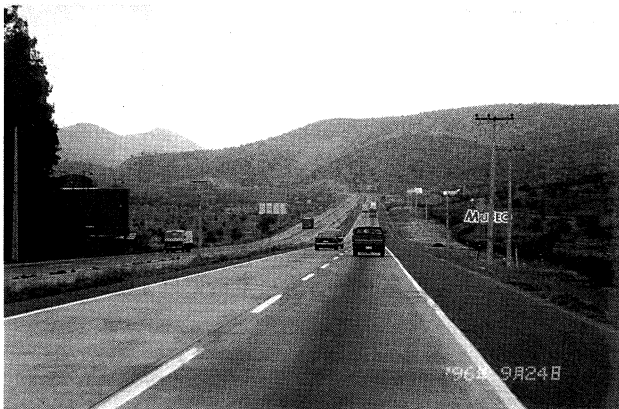


写真-3 パン・アメリカンハイウェイ
Photo.3 Pan-American Highway



写真-6 地方の土道路
Photo.6 Rural bare-ground road

3. チリの道路および橋梁現況

チリの道路総延長は、約 79,000 km である。そのうち約 23,000 km の基幹道路に国の道路交通量のほぼ 90% が集中している。基幹道路は国道と地方道からなるが、国道の中で最も重要なのは通称パン・アメリカンハイウェイと呼ばれている 5 号線で北の国境から南部のプンタアレナスまで延長約 3300 km に達している。(写真-

3) 一部は有料道路で 1500 ペソ (日本円で約 400 円) の通行税を徴収している。(写真-4) この道路は、チリ特産の鉱物や木材を輸送する大動脈であり年々交通量は激しく増加している。

国内道路総延長の内、約 13,000 km が舗装道路であり約 32,000 km が砂利敷き、残り約 34,000 km は土のままである。(写真-5) (写真-6) 資金不足から、これまで通常の維持補修も不十分であったばかりでなく、渋滞緩和のために必要な拡幅工事、舗装工事、橋梁架け替え

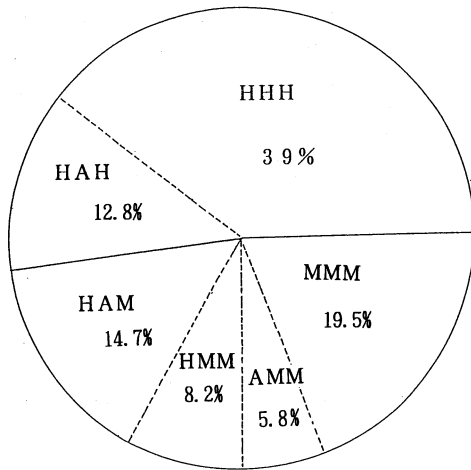


図-2 橋種別橋梁の比率

注) H:コンクリート

A:鉄

I:木材

アルファベットは、下部工、橋桁、床板の順

Fig.2 Proportions of bridge types



写真-7 地方の橋

Photo.7 Rural bridge

等の整備も満足に行えていない。1970年から94年にかけて人口は50%増、車両の数は3倍になっているのに対して道路整備に対する投資実績は逆に68%に減っている。しかしながら1994年の予算総額に占める道路予算の割合は70%を越えており、他の予算を圧倒的に引き離している。また内訳は新規建設費と維持管理費は約4対6の割合で維持管理費の方にウエイトが置かれている。

一方、チリには総延長約150km、約8000の橋梁が存在する。図-2に橋梁種別を床版、桁、下部工の建設材料がコンクリート、鉄、木材の何からできているのかを示している。これによれば、いずれかの部材に木材が使用されている橋梁延長が約半分をしめ、残り4分の1が鉄、他の4分の3がコンクリートとなっている。また、木材は主に床版に用いられている。写真-7は床版に木材を使用している例である。さらにチリ全体の約半数の橋梁が1950年以前に建設されたものであり単純桁などの簡単な型式の橋が多い。時代別としては1950年以前は鉄筋コンクリート橋、1950年から70年は鋼橋、1970年以降はPC橋となっている。(写真-8)(写真-9)

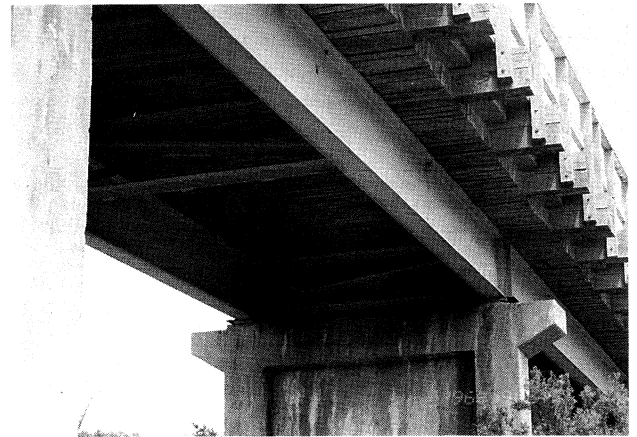


写真-8 桁が鉄、床版が木材の橋

Photo.8 Steel girder bridge with timber deck



写真-9 老朽化したコンクリートアーチ橋

Photo.9 Aged concrete arch bridge

チリでは橋梁の維持点検ということは今までほとんど行われておらず道路全体の一部として実施されている。また、橋梁台帳は、基幹道路の一部で整備されているが極めて簡単なものであり地方道に至っては未整備である。

4. 調査概要

上記のような背景から今回は、チリ国内の地方道に架かる橋梁の補修整備計画の作成とコンピューターを利用した標準橋梁設計システムの構築を実施することとなった。平成8年9月よりコンサルタント団員が先行して第一次現地調査に入った。藤城団長(元建設省土木研究所構造橋梁部長)と私は9月22日サンチャゴ入りを行い早速JICA事務所打ち合わせ、国際協力庁表敬、公共事業大臣表敬、公共事業省橋梁部打ち合わせと精力的に会合をもった。特に公共事業大臣表敬では大臣自ら質問され前年、日本を訪問した印象を語られていた。私は我が公団のPRをこの時とばかり行った。大臣は、明石海峡



写真-10 公共事業大臣表敬訪問 (左端が大臣)

Photo.10 Courtesy visit on the minister of Public Works (the minister, left)

大橋は見学されたこともあり大いに盛り上がった。また、彼らの積極的で真摯な態度は、今回の日本に対する期待の重要性をひしひしと感じた。(写真-10)

その後、現地調査を行いインセプション・レポート協議、M/M 署名を行った。(写真-11) 内容としては、チリ側が選定した1000橋の中から200橋を予備調査橋梁として選定し橋梁の型式、損傷等に関する現況把握を行い、今後の橋梁インベントリー作成、詳細調査対象橋梁選定、標準設計橋種決定等に利用されることとなっている。残りの800橋は、チリ側が直接調査を行うこととなっている。

その後、第2次調査で詳細調査橋梁を15から25橋選定し詳細調査し橋梁改修概略設計、改修コストの算定に供する。更にプログレスレポート、ドラフト・ファイナルレポート等の説明協議を行い平成10年春終了する予定である。

5. あとがき

チリへの派遣という命を受けた時、チリという国の知識は一切なかった。先輩諸氏からのアドバイスは、ワイ



写真-11 橋梁部と協議中

Photo.11 Discussion with the staff of Bridge Department

ンがおいしく美人が多いと言う事だけいわれた。訪問した時期は、ちょうど日本と逆の気候であり真冬から春へ移り変わるところであったので冬支度をしていったが思ったより暖かく快適な日々を過ごす事ができた。

首都サンチャゴは、地下鉄、鉄道、バス等交通機関が発達し繁華街は人でごったがえしており、この国が日本からの援助を必要としているのかと錯覚する。しかし一歩、郊外へ足を運ぶとバラック造りの家並みが連なり貧しい人たちが牛馬車を使って作業をしている。貧富の差を強く感じた。また、一見アンデス山脈に接しているので先住民系が多いように思われがちであるが、町中ではほとんど見かけることはない。というのも元々チリは、16世紀にスペインに侵略されておりそれ以来ラテン・アメリカ諸国の中で欧州系住民の比率の最も高い国の一つとなったからである。

本年は、1897年日本・チリ間で修好通商条約締結より100周年である。私自身、今後もチリと日本の友好が一步でも深まるよう努力をしてみたい。

最後に今回、貴重な経験の機会を与えてくださいました関係者の皆様に御礼申し上げます。

■明石海峡大橋アンカレイジ鋼道路桁の架設概成

明石海峡大橋のアンカレイジ上の道路桁は橋長約57mの3径間連続鋼床版鉄桁で、スパン割りは、1A側が19.0m+25.8m+12.3m、4A側が12.3m+25.8m+19.0mである。鋼重は1A側が約540ton、4A側が約550tonである。

製作は、平成8年10月より開始。場所は、1A側が神戸製鋼所播磨工場、4A側が巴コーポレーション小山工場（一部、神戸製鋼所）である。

輸送は、1A、4Aそれぞれの作業基地まで台船による海上輸送を行った。

架設は、650ton吊クローラークレーンを使用してブロック架設を行っており、1A側は4月3日～4月10日の間に、4A側は5月7日～5月20日の間に大部分の架設を終え、6月現在では、鋼床版溶接等を行っている段階である。4箇所ある伸縮装置の設置は、6月下旬から7月末までの間に、1A 舞子高架橋側、1A 吊橋側、4A 松帆高架橋側、4A 吊橋側の順に行う予定である。

なお、現在キャットウォーク架台がある所は架設でき



1A側アンカレイジ鋼道路桁（吊橋側から舞子高架橋方向を望む）

ていないが、キャットウォーク架台撤去後、速やかに残りの道路桁架設を行い、道路桁全体の架設を完了させる予定である。この後、橋面上では舗装工事が行われる。

（文責：第一建設局 建設第一課長 藤田和朗）

■防風柵による横風対策実橋実験

大鳴門橋の3P主塔部の上下線に、横風対策として防風柵を設置して実橋実験を行っている。

海峡部長大橋において、強風時には主塔・アンカレイジ等の構造物区間で急激に横風が変化することから、交通の安全性が損なわれている。

強風下での車両の走行安全性を高めるためには、路面上の風速を低減させる防風柵による減風対策が有効であることから、主塔付近における横風変化の緩和効果とともに連続対策時の防風柵構造の基礎資料を得るため、既供用区間でもっとも強風頻度の高い大鳴門橋に、局部対策としての防風柵を設置した。

防風柵のパネルはエキスパンドメタルを用い、充実率35%、高さ3m、設置延長92mで、うち上り線側16mは風速50m/以上の強風下にパネルが回転し風圧を軽減する構造となっている。



今後、台風、季節風の強風下で横風・風圧分布観測、可動機構調査を行う。

（文責：維持施設部 維持企画課長代理 辺見泰造）

■多々羅大橋桁閉合間近

多々羅大橋の桁架設は順調に進み、台風期を前にした平成9年7月末頃に閉合の予定です。これにより、広島県と愛媛県が陸続きとなります。

同橋の中央径間の桁ブロックの架設は、海面の使用が可能なことからトラベラークレーンによる全段面直下吊り上げ工法を採用しました。主桁ブロックの諸元は、長さ約21m、幅30.6m、高さ2.7m、最大重量310トンで、生口島側18ブロック、大三島側19ブロックを1箇月に4ブロック程度のサイクルで架設しました。輸送台船の架設現場での係留は、投錨船を用いた1点係留を採用しました。

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



現地リハーサル中の自航台船「うましま」

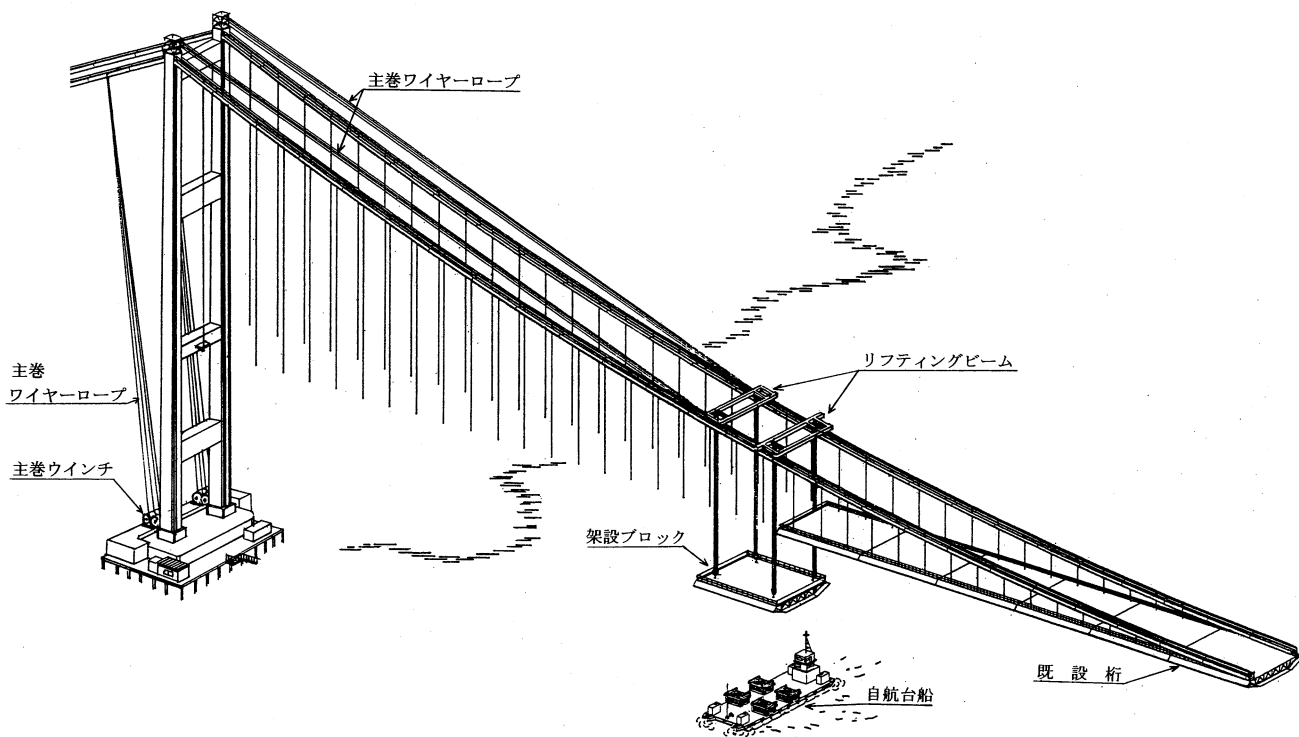
■来島大橋補剛桁直下吊り架設準備始まる

建設が順調に進んでいる来島第一大橋では、5月から補剛桁の架設準備が行われています。これまでに自航台船の現地での操船等リハーサル（写真参照）および走行式吊上げ設備（リフティングビーム：LBと称す）の設置作業を行ってきました。6月中旬現在、LBは中央径間4基の内、2基の設置をほぼ終えています（口絵写真参照）。

来島海峡は、航行船舶が輻輳するうえ、複雑な地形や激しい潮流のため海の難所として知られています。したがって、来島大橋の補剛桁架設では、大島大橋・生口橋・多々羅大橋で実績のある直下吊り工法をさらに発展させた「定点保持可能な自航台船を用いた直下吊り架設工法」を開発しました。

第一大橋の補剛桁の架設作業は、早ければ8月末頃から始まる予定です。架設ブロックの諸元は、幅30.7m(全断面)、長さ36.7m(3パネル)、高さ2.5m、重量約420トンとなっています。

(文責 工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



来島大橋の補剛桁直下吊り架設要領図

■来島大橋地形模型大型風洞試験の開始

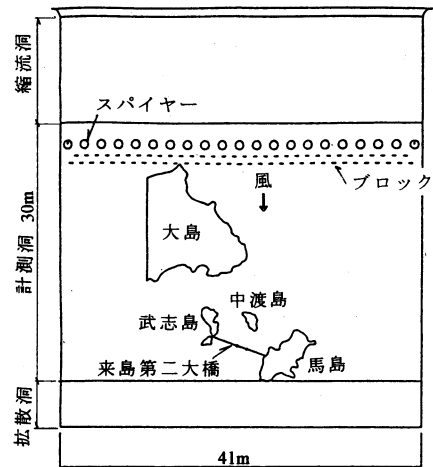
来島大橋を対象とした地形模型風洞試験（縮尺 1/150）が、土木研究所構内の大型風洞施設で平成 9 年 5 月下旬にスタートした。来島大橋の耐風安定性の検討は、平成 8 年度までに実施した部分模型および全橋模型（縮尺 1/60）を用いた風洞試験で行っている。今回行う地形模型風洞試験は、架橋地点周辺の島々によって生じる複雑な気流条件での耐風安定性を確認することを目的としている。

対象橋梁は周辺地形が複雑な第二大橋とした。地形模型は第二大橋周辺の大島、武志島、中渡島、馬島を、それぞれ縮尺 1/150 でモデル化したものを用いる（写真、図参照）。また、試験に使用する接近流は、乱流発生装置（スパイヤー、ラフネスブロック）を用いて作成した（主流方向乱れ強さ：10%、鉛直方向乱れ強さ：6%、風速のべき指数：1/8）。

風洞試験は、まず、地形模型のみ設置した状態で行い、橋梁架設地点での時間的、空間的な気流の乱れ特性を計測する。その後、完成時と架設時の 2 ケースの橋梁模型を設置して風洞試験を行い、周辺地形により乱された気流に対する橋梁の耐風安定性の確認を行う。なお、試験を行う風向は、対風応答がより厳しくなると考えられる 1 方向とした。

本地形模型風洞試験は、平成 9 年 9 月末を目途に終了する予定である。

（文責：設計部設計第一課 竹口昌弘）



地形模型（縮尺 1/150）配置図

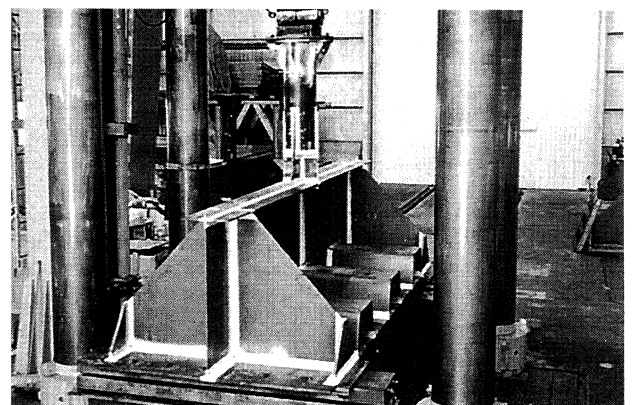


地形模型（縮尺 1/150）設置状況

■大型疲労試験の現況

富士市の(株)日本建設機械化協会 建設機械化研究所内に設置されている本州四国連絡橋公団の大型疲労試験機では現在、鋼床版横桁格点部の疲労試験を実施している。鋼床版については平成 3 年度よりトラフリブの現場接合部に着目した圧縮疲労試験等を実施してきたが、今回の疲労試験は格点部において負の曲げモーメントを受ける横桁について注目している。この疲労試験は、重量の大きい車両の通行によって横桁が格点部で負の曲げを繰り返し受ける場合、トラフリブ底面周りのスリット部や、荷重集中点の垂直補剛材等の疲労強度を確認し、もって今後の維持管理時に発生するおそれのあるきれつについて予見を高めておこうとするものである。

供試体は試験に示すように、単純支持された横桁部分とダイヤフラム鉛直材からなっており、継手部のディテールごとに 3 体製作された。荷重振幅は鉛直材継手部の疲労等級から 86 トンに設定されており、圧縮荷重が鉛直材から加えられている。



1 体目の疲労試験は 160 万回、2 体目は 120 万回の繰り返し载荷を行って終了し、7 月現在 3 体目の試験が行われている。3 体ともにトラフリブと横桁ウェブとのまわり溶接部などから、数カ所の疲労きれつが発生している。

今後は、3 体目の試験が終了した時点で疲労の弱点部について、きれつの発生要因と疲労強度の検証を行う予定である。

（文責：設計部設計第二課 梁取直樹）

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	
凶面作成要領(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
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
海峽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

*設計基準額(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
明石海峽大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)	平成5年9月

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

*設計基準類(下部工編)	
下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針	昭和52年3月
[56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月

大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月
要領・同解説(案)	
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(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

※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	大江 慎 一	寺 鳴 賢 策		
	大島 廣 機	徳 永 剛 平		
	大橋 治 一	鳥 海 隆 一		
	尾上 一 馬	中 尾 俊 哉		
	小川 和 也	中 元 雄 治		
	金崎 智 樹	原 澤 秀 久		
	北口 雅 章	藤 原 亨 造		
	栗原 敏 広	辺 見 泰 造		
	古賀 昇	眞 邊 保 仁		
	酒井 和 吉	山 田 郁 夫		
	田中 聡 史	吉 永 優		
	宮脇 幸 男	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第83号

発行	平成9年7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4F
	電話 03(3555)8361
発行者	井上 義 光
制作	ニッセイエブプロ株式会社

定価 2,200円

