

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.19 No.76 '95.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第76号 目次

Contents Honshi Technical Report No.76

うましま.....第三建設局長 Carrying Barge with Dynamic Positioning System	松 本 弘 輝... 1
斜張橋鋼床版の圧縮疲労強度.....坂出管理事務所 所長 Compressive fatigue strength of orthotropic steel deck for 設計部 設計第二課長代理 a cable-stayed bridge	藤 井 裕 司 ...2 大 橋 治 一
明石海峡大橋プレキャストパネルの設計・施工.....企画開発部 調査課長代理 Design and Construction of Precast Panel for Akashi 第二管理局 計画課長代理 Kaikyo Bridge	那 須 清 吾...12 斉 藤 哲 男
リンク式伸縮装置に関する現地計測.....第二管理局維持施設第二部 橋梁維持課長 Site Measurement on Link type Expansion Joint 坂出管理事務所 環境対策課長 第二管理局維持施設第二部 橋梁技術課長代理	丸 尾 進...27 藤 谷 邦 夫 石 橋 清 美
多々羅大橋の下部工施工報告.....向島工事事務所 第二工事長 Repot of construction on the Tatara Bridge	成 瀬 善 果...36
高密度電気探査法による水理地質調査.....向島工事事務所 第三工事長 Hydrological Geography Exploration by High-Density 中 元 雄 治...43 Electrical Prospection	
エチオピア国にて.....維持施設部 橋梁技術課課長代理 In Ethiopia	日 里 正 夫...51
アメリカ留学報告.....建設省土木研究所 構造研究室主任研究員 Report of Foreign Study in the U.S.	荻 原 勝 也...55
技術ニュース.....58 The Latest Information	
文献紹介.....60 Related Technical Reports in other Publications	

本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

本四技報 第77号(8.1) 掲載予定

- ・鋼橋における固定支承の地震時の挙動と支点部補強
- ・兵庫県南部地震による明石海峡大橋補剛桁中性設計
- ・瀬戸中央自動車道における雪氷予測の改良
- ・瀬戸中央自動車道の開通以来の交通量動静分析
- ・ボルト締付試験報告
- ・多々羅大橋の大型風洞試験（第一報）

※ 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



明石海峡大橋補剛桁工事・第6回大ブロック架設(1A橋台8パネル)

6th large block erection work for Akashi Kaikyo Bridge Stiffening Girder (8 panels adjoining to 1A anchorage part)

(7年9月19日)

September 19, 1995



明石海峡大橋補剛桁工事・3P中央径間側面材架設

Panel block erection work on 3P center span side for Akashi Kaikyo Bridge Stiffening Girder

(7年10月6日)

October 6, 1995

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

舞子高架橋上部工工事(PC)
[神戸側陸上部]
Maiko Viaduct superstructure work
(PC) for on-land part of Kobe side

(7年9月27日)

September 27, 1995



津名皿池橋鋼上部工工事
[淡路島内四車線化区間]
Tsuna-saraike Bridge superstructure
work for 4-lane widening part in
Awajishima island

(7年9月30日)

September 30, 1995

撫養高架橋 PC 上部工工事
(準備中)
[鳴門側四車線化区間]
Muya Viaduct PC superstructure
work (preparatory work) for 4-lane
widening part in Naruto side

(7年9月25日)

September 25, 1995



尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



多々羅大橋(主塔基礎コンクリート研磨作業)
Tatara Bridge (facing work on tower foundation)

(7年9月末)
September 30, 1995



自航台船「うましま」による来島海峡における補剛桁直下吊り架設の模擬施工試験
Site experiment for deck erection by self-propelling bort "Umashima"

(7年5月)
May, 1995

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



来島大橋(10 A トンネルアンカー) (7 年 9 月末)
Kurushima Bridge (10A tunnel anchorage) September 30, 1995



来島大橋(手前から 3 P、
4 A、5 P、6 P、8 P、9 P)
(7 年 9 月末)
Kurushima Bridge (from
front side, 3P, 4A, 5P, 6P, 8P
and 9P) September 30, 1995



来島大橋(1 A)
Kurushima Bridge (1A anchorage)

(7 年 9 月末)
September 30, 1995

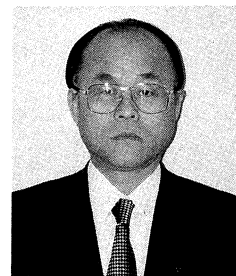
う ま し ま

Carrying Barge with Dynamic Positioning System

第三建設局長

松 本 弘 輝

Hiroki Matsumoto



「うましま」は、来島大橋の補剛桁架設のために本四公団が開発した定点保持機能を有する自航台船である。この船の開発の経緯・性能・試験の概要・今後の課題等について以下に述べる。

海峡部の長大橋は技術的・経済的な理由から、陸の近接した狭水道に架設されるが、そこは必然的に海上交通の要衝の地であり、しかも好漁場であることが多く、多数の船舶が航行するため、建設に当たってはこれらの航行船舶への影響を最小限にとどめることが求められる。

したがって、我が国における吊橋の補剛桁の架設は、主塔位置で荷揚げした部材を先端の架設位置まで橋上を運搬して組み立てる張出し架設工法が多く採用されてきた。これに比べ、桁ブロックを架設位置の直下に運搬して、主ケーブル上に設置したリフティングビームで吊り上げる直下吊り工法は、桁の形状に制限が無く、大ブロック化が可能であり、しかも高所作業が少ない等の利点があり、経済性、工期、安全性に優れる。したがって、諸外国では数多く採用されているが、我が国で施行例が少ないのは海面の使用に制限が伴うからである。

直下吊り工法では、桁ブロックの運搬船が航路内に停船するため航行船舶の支障になる。停船時間は3時間程度であり、加えて潮流速が大きい場合にはアンカーによる繁留作業が必要になるため、さらに支障時間が長くなる。このため、我が国における直下吊り工法の施工例は平戸大橋、伯方・大島大橋、白島大橋等、航行船舶が少なく、潮流速の小さい海峡に限らせている。

来島大橋の補剛桁の形状は、経済的であるとともに、維持管理が容易で、周囲の繊細な多島美にマッチする翼型の扁平六角形断面の箱桁であり、架設は直下吊り工法に限定される。しかし、来島海峡は我が国でも有数の急潮流で、しかも狭く屈曲しており、海上航行の難所である。

このため、本四公団は(株)日本海難防止協会に海事関係の有識者からなる「本州四国連絡橋航行安全特別部会」を組織して航行安全の審議を進めて次の答申を得た。

- ・架設作業は、使用水域(桁ブロック 36 m + 定点保持精度 5 m の 41 m) から外れる可航水域を船舶が航行する中で実施する。

- ・通過可能船型は可航水域幅で決まり最も条件の厳しい中水道では船長 75.3 m 以下である。

来島海峡の航行船舶数は1日当たり1,000隻を超えるが、大半が通過可能船型であり、架設時間を30分、規制に要する時間を30分として、この1時間に航行する規制対象船舶数を航行実態調査より求めると1.5隻であり十分に実施可能と考えられる。

しかし、伯方・大島大橋では1点アンカーによる定点保持を採用して、架設に3時間要しており、これを30分に短縮するには、アンカーを使用することなく急潮流下で定点が保持できる運搬船と、運搬船がある程度移動しても確実に台付け可能な連結装置の開発が必要になる。

定点を保持するには、目標位置(定点)と現在位置との偏差の把握と、その修正操作が必要であり、しかも急潮流下では迅速性が要求される。このため、船体の四隅に推進器を装備し、偏差の把握と、推進力の大きさと方向を電子計算機で自動的に制御して位置を保持する運搬船を開発した。

併せて、明石海峡大橋のケーソンの繁留に用いたクイックジョイントを応用して、短時間で確実に連結できる台付け装置を開発した。

これらの装置は今回新しく開発したものであり、現場実験により性能を確認したところ、潮流速2~3knのもとでの定点保持精度は±1m程度であった。

また、クイックジョイントは円滑に作動し1分以内に連結できた。さらに、実施工と同等規模の施工実験では、進入→定点保持→台付け→吊り揚げ→退避の一連の作業を16分で完了し、直下吊り施工に明るい見通しを得ることができた。

本工法の実現は単に来島大橋にとどまらず、今後の長大橋の合理的施工の道を拓くものであり、パイロットヘッディングとしての責務を果たし得るものと確信する。

しかし、対象船舶数は少ないとはいえ航行規制は必要と考えられるので実施工までには、海事関係者への説明と本工法の認知、規制の方法と周知、作業マニュアルの作成、各装置の信頼性の向上等、の課題があり今後とも関係各位の理解と協力を得ながら鋭意検討を進めて万全を期す所存である。

斜張橋鋼床版の圧縮疲労強度

Compressive fatigue strength of orthotropic steel deck for a cable-stayed bridge

坂出管理事務所 設計第二課長

藤井 裕司
Yuji Fujii



設計部 設計第二課長代理

大橋 治一
Harukazu Ohashi

概要

本州四国連絡橋の長大橋には死荷重を軽減するために鋼床版が採用されている。世界最大の長大斜張橋となる多々羅大橋の主桁にも扁平な鋼床版箱桁が用いられている。このような斜張橋の合成鋼床版にはケーブル張力の水平分力が圧縮力として常時、作用する。多々羅大橋では縦リブの継手方式として、軸圧縮力が卓越する主塔付近のヤード継手には溶接継手、現場継手には HTB 継手を採用している。そこで、圧縮応力場での縦リブ継手の疲労強度を調査するとともに、構造上の弱点部を探るために圧縮疲労試験を実施した。

Orthotropic steel deck has been used for long-span bridges in the Honshu-Shikoku Bridges, because of its light dead weight. This orthotropic steel deck of shallow box girder is used for the main girder for Tatara Bridge which will be the world's longest cable-stayed bridge when its completion. The component of cables tension acts as a compression force to the girder. For the joint of longitudinal trough rib conducted at yard welded joint is adapted for the regions near towers where compression dominates. For all the field joints executed at the construction site, high tensile bolted joint is adapted. Compressive fatigue tests were conducted to investigate the fatigue strength of field joints with welded and bolted longitudinal rib.

1. はじめに

本州四国連絡橋の長大橋には死荷重を軽減するために鋼床版が採用されている。長大斜張橋となる多々羅大橋にも扁平な鋼床版箱桁が用いられている。デッキプレートの板厚は主塔付近では 16 mm であるが、スパン中央に向かい薄くなり、スパン中央付近では鋼床版の標準板厚の 12 mm となっている。また縦リブ（トラフリブ）には全スパンにわたって 8 mm の板厚が用いられている。斜張橋の鋼床版には、ケーブル張力の水平分力が圧縮力として常時作用した状態で、輪荷重が繰返し載荷される（図-1、表-1 参照）。ケーブル張力によって主塔付近には約 1,000 kgf/cm² の圧縮応力が作用しており、このような応力下において亀裂が発生したときには、その補修

が非常に難しいことが予想される。従って、斜張橋の鋼床版に対しては非合成タイプの鋼床版と異なり、これま

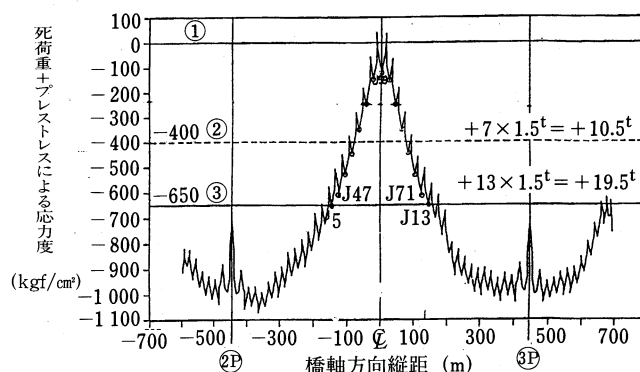


図-1 多々羅大橋の鋼床版応力度

Fig.1 Stress condition of steel deck of Tatara Bridge

表-1 多々羅大橋縦リブ現場継手部の応力範囲

Tab.1 Stress range at field joint of trough rib for Tatara Bridge

	①	②	③	備考
死荷重応力度 σ_D (kgf/cm ²)	0	-400	-647	主桁作用
最大応力度 σ_{max} (kgf/cm ²)	*) 647	247	0	主桁作用+床組作用
最小応力度 σ_{min} (kgf/cm ²)	*) -60	-460	-707	主桁作用+床組作用
応力振幅 σ_f (kgf/cm ²)	707	707	707	$\sigma_{max} - \sigma_{min}$
応力比 R	-0.09	-1.86	$-\infty$	$\sigma_{min} / \sigma_{max}$
補正係数 C_R	1.00	1.07	1.30	$1.3(1-R)/(1.6-R)$
許容応力範囲 σ_{fa} (kgf/cm ²)	**) 663	709	862	$663 \times C_R$

*) デッキプレート厚 12 mm の場合のトラフリブ下縁の値

**) 裏当て金付き片面溶接の 2×10^6 回基本許容応力範囲 ($\sigma_{fa} = 65$ MPa)

で以上に疲労に対して安全であることが要求される。

鋼床版の現場継手は、従来、デッキプレートについては舗装厚さへの影響から現場溶接を行い、トラフリブについても縦桁近接部のように溶接施工の困難な箇所にHTB継手を用いる以外は、溶接継手を採用してきた。しかし、これらの継手の疲労強度については鋼床版設計要領で定める疲労強度(5.3章)よりもかなり低いことが指摘されていた。鋼構造物の疲労設計指針(以下、JSSC)では、各種の継手に対して疲労強度を統計的に処理して設計用の疲労強度を与えており前述の成果が反映されたものとなっているが、この設計用疲労強度と現行の鋼床版設計要領の疲労許容応力度には表-2に示すように大きな開きがある。そこで、鋼床版の疲労設計で最も重要な縦リブの現場継手を対象に、想定される各種ディテ

ルを盛り込んだ供試体を製作して疲労試験を実施し、疲労強度を確認するとともに、改良ディテイルの検討を行った。

2. 疲労試験

2.1 試験体

試験体は鋼床版のデッキプレートとそれに取付けられるトラフリブ1本を組み合わせたものである。試験は同一の構造のものを2体向かい合わせにして、両端のエンドプレートに固定して載荷した。試験体には溶接継手とHTB継手に関する各種構造ディテイルが盛り込まれており、横リブ・縦リブ交差部もモデル化されている。

試験体形状を図-2に、着目ディテイルと試験時の応力振幅を表-3に示す。トラフリブの大きさは大型疲労

表-2 デッキプレート、縦リブの床作用に対する疲労許容応力度振幅

Tab.2 Allowable fatigue stress amplitude for orthotropic steel deck

(kgf/cm²)

		1	2	3	4	5	6
継手の種類		母材	応力方向に直角的な仕上げした突合せ溶接部	応力方向に直角的な仕上げしない突合せ溶接部		リブ十字すみ肉溶接部	連続縦すみ肉溶接部
適用場所		—	縦リブおよびデッキプレートの橋軸直角方向の表面仕上げした突合せ溶接	・デッキプレートの橋軸直角方向の仕上げしない突合せ溶接 ・裏当金がなく外観が見られる縦リブの仕上げしない突合せ溶接	・裏当金を使った縦リブの突合せ溶接	・縦リブと横リブとのすみ肉溶接	・縦リブとデッキプレートとのすみ肉溶接
許容応力範囲	鋼床版設計要領	1,400	1,400	1,100	900	900	1,100
	JSSC ^{*1}	1,400	1,400	1,000	650	800	1,000

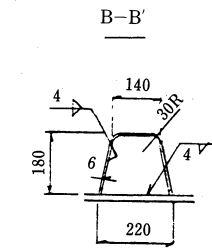
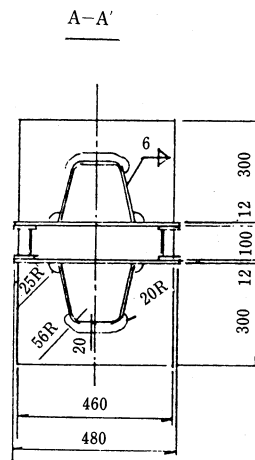
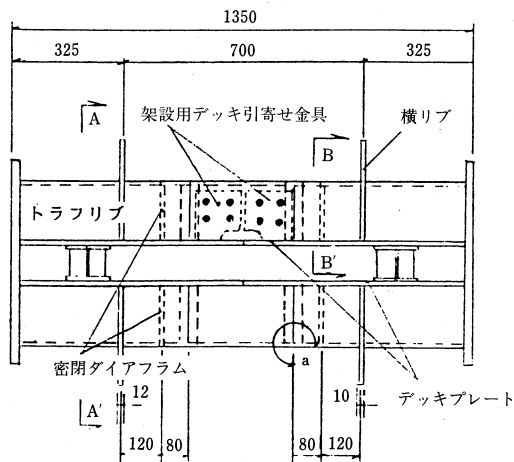
^{*1} 鋼構造物の疲労設計指針(JSSC)の200万回基本許容応力範囲

表-3 供試体の着目ディテイルと試験応力振幅

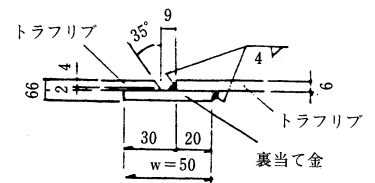
Tab.3 Stress amplitude of test and detail of specimen

継手タイプ	供試体名	継手構造	試験応力振幅(kgf/cm ²)
溶接タイプ	CT-1-1	トラフリブの現場溶接接合 (裏当て金付き突合せ溶接) ・架設用デッキ引寄せ金具	1,530
	CT-3	裏当て金の仮付けを開先側とし、シール溶接を実施	1,530
ボルトタイプ	CT-2-1	継手部のトラフ板厚を変更したボルト接合 (一般部 t=6 mm → 継手部 t=8 mm)	1,530
	CT-2-2	・裏当て金(W=50 mm)の両側溶接	1,000
	CT-2-3	CT-2-1改良タイプ ・裏当て金のサイズ変更(W=50 mm → 32 mm) ・裏当て金の溶接方法変更(両側→片側) ・両面突合せ溶接の採用	1,530
	CT-2-4	CT-2-1改良タイプ ・トラフの突合せ溶接省略 (全断面のトラフ板厚 t=6 mm)	1,530
	CT-2-5	CT-2-1改良タイプ ・トラフの突合せ溶接省略 (横リブ間のトラフ板厚 t=8 mm) ・横リブ貫通タイプへの変更	1,530

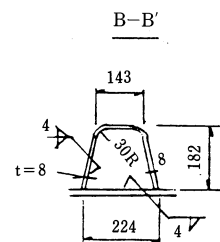
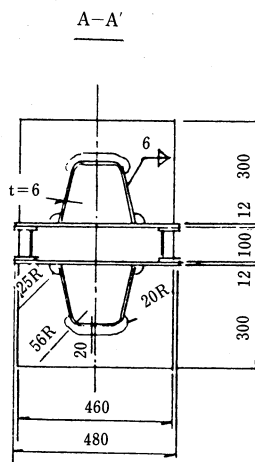
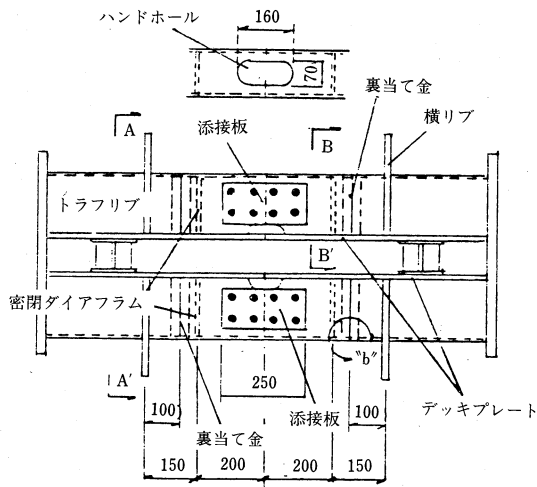
CT-1-1



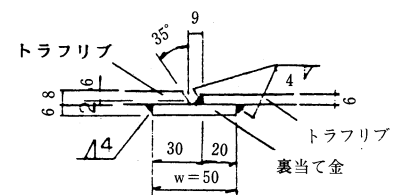
"a" 部詳細



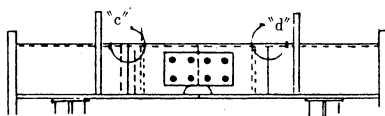
CT-2-1, CT-2-2



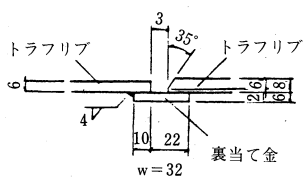
"b" 部詳細



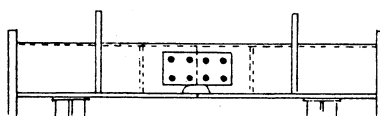
CT-2-3



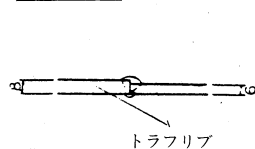
"c" 部詳細



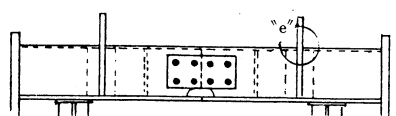
CT-2-4



"d" 部詳細



CT-2-5



"e" 部詳細

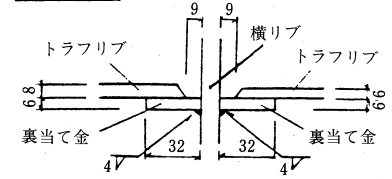


図-2 供試体の形状・寸法
Fig.2 Dimension of specimens

表-4 鋼材の機械的性質と化学成分(ミルシートより)

Tab.4 Physical properties and chemical components of steel (by mill sheet)

材 料	板厚 (mm)	機 械 的 性 質			化 学 成 分						
		降 伏 点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸 び (%)	C	S _i	M _n	P	S	C _u	C _{tq}
					×100			×1,000		×100	
SM 490 YA	6	425	557	25	16	44	140	11	2	1	41
	8	454	573	19	16	44	140	11	2	1	41
	12	426	558	26	17	47	141	13	2	1	42
SS 400	6	340	455	29	15	17	68	20	6	1	—
	10	313	437	28	15	18	69	22	6	1	—
	12	299	435	31	15	18	69	22	6	1	—

試験機の載荷能力（動的載荷能力 400 tonf）を考慮して、鋼床版設計要領に示す規格より小さなサイズとした。板厚は、デッキプレートは 12 mm、トラフリブ一般部は 6 mm とした。使用鋼材は、デッキプレートとトラフリブが SM 490 Y 材で、その他は SS 400 材である。これらの材料の機械的性質と化学成分を表-4 に示す。

溶接方法はデッキプレートの突合わせ溶接がサブマージ溶接、トラフリブはめ込み部の突合わせ溶接は実施工に合わせて上向きの手溶接で行っている。また、CT-1-1 には継手付近のトラフリブ内に架設時のデッキ引寄せ用金具が取付けられている。

CT-2-1~CT-2-5 は、トラフリブを摩擦接合用高力ボルト (F10T、M 20) によって接合したものである。CT-2-3 が一般的なボルト接合継手の構造ディテールである。一般部のトラフリブの板厚は 6 mm であるが、現場継手部は鋼床版設計要領の規定 (9.4 章) にあるように、ハンドホールが設けられるため密閉にならず、一般部より腐食環境が劣ることを考慮して、8 mm に増厚している。そのために、c 部詳細にあるように、6 mm と 8 mm のトラフリブの接合に裏当て金を用いた突合わせ溶接（下向き溶接）が必要となる。d 部詳細は、疲労強度を高めることを目的に、裏当て金なしで行ったものであるが、溶接施工性は悪い。

CT-2-1 と CT-2-2 とは同一の供試体で、b 部詳細にあるように、裏当て金の両端にすみ肉溶接を行っている。

CT-2-4 は現場継手部を増厚せずに 6 mm 板厚のトラフリブで通したもので、CT-2-3 のようなトラフリブの 6 mm から 8 mm への板継ぎ溶接を無くしたものである。

CT-2-5 は横リブ間を 8 mm 板厚のトラフリブで通したものであり、トラフリブは横リブを貫通しておらず、リブ十字溶接継手となっている。また、トラフリブの 6 mm から 8 mm への板継ぎ溶接は無いが、トラフリブと横リブの交差部は裏当て金付き溶接である (e 部詳細参照)。

CT-3 は溶接継手であるが、裏当て金付き溶接の疲労強度を JSSC の疲労強度以上に向上させることを目的に、これまでの試験体と異なり、裏当て金は開先側のみ仮付けし、その後、シール溶接を行い、本溶接を行ったものである。仮付け場所およびシール溶接の溶接順序を図-3 に、溶接条件を表-5 に示す。また裏当て材には従来、無規格品が使用されることが多かったが、この供試体で

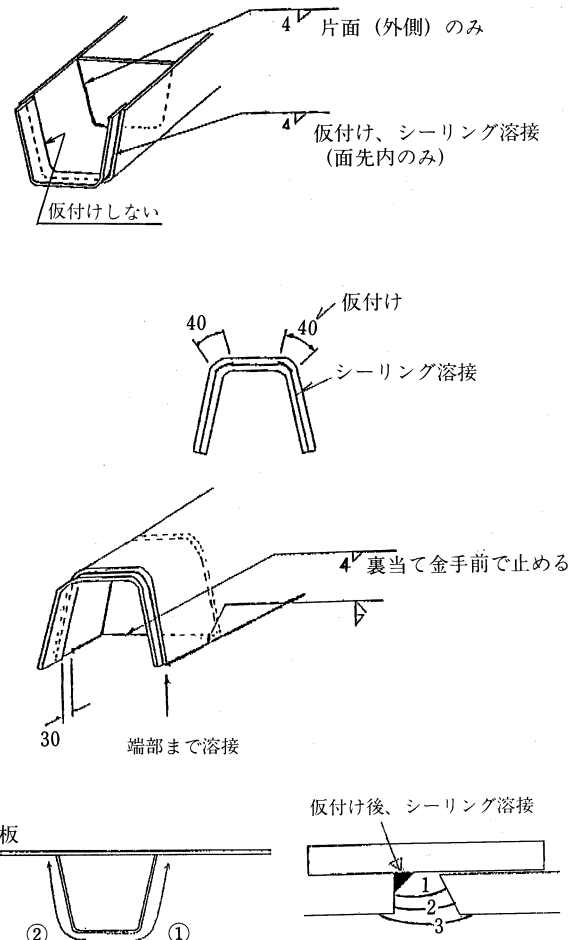


図-3 CT-3 の裏当て金の取付け及び本溶接

Fig.3 Welding and installation of backing metal of CT-3

表-5 はめ込みトラフの溶接条件
(仮付け、シーリング溶接、上向き溶接とも)Tab.5 Welding condition of trough rid
(tack, sealing, and overhead welding)

溶接方法	電流、A	電圧、V	速度、cm/mm	溶接材料
手 溶 接	120~220	—	—	L-55(3.2 φ)

は SS 400 材を使用している。

2.2 試験方法

試験荷重は、下限応力が多々羅大橋の床組作用と主桁作用により生じる応力 (2,000 kgf/cm²) と等しくなるよ

うに下限荷重を-350 tonf に設定し、次に亀裂の発生が予測される応力範囲として 1,530 kgf/cm² を目安に、上限荷重を-85 tonf に設定した。ただし、CT-2-2 については CT-2-1 と同一の試験体であるが、上限荷重を下げた応力範囲を 1,000 kgf/cm² としたものである。試験状況を図-4 に示す。

繰返し载荷は荷重制御の部分片振り载荷で 3.5 Hz の速度で行った。また、約 50 万回に 1 度の割合で応力範囲を試験値の 1/2 に設定してピーチマークを残し、破面から亀裂の進展状況が観察できるようにした。

疲労亀裂の検出は 10~20 万回の繰返し载荷ごとに主として目視観察によって行ったが、必要に応じて磁粉探傷試験(湿式)を併用した。検出された亀裂については亀

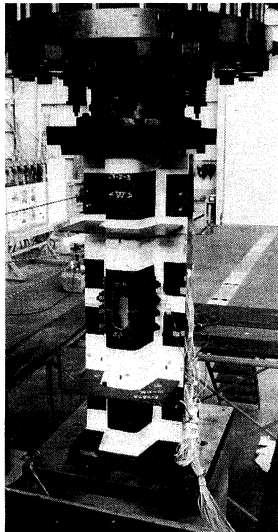


図-4 疲労試験状況

Fig.4 Outline of fatigue test

裂長の計測を行い、亀裂の進展状況を調査した。疲労試験後は試験体を解体し、破面を露呈し、ピーチマークから亀裂の発生時期と進展状況を調査した。

3. 試験結果

(1) 疲労亀裂の検出状況

疲労試験の結果、検出された亀裂を表-6 に示す。また図-5 に代表的な亀裂の模式図と検出時の亀裂状況写真および破面の写真を示す。これらの亀裂の特徴は以下のとおりである。

①、②の亀裂は、6 mm と 8 mm のトラフリブの突合わせ溶接部で生じている。

③は CT-2-1 の b 部詳細の左側の裏当て金のすみ肉溶接止端部から亀裂が発生している。

④はトラフリブが横リブを貫通している部分のリブ十字溶接部の亀裂である。

⑤はハンドホール R 部からの亀裂である。

⑥は CT-2-3 の d 部詳細の溶接部から発生した亀裂である。

⑦は CT-2-4 の密閉ダイアフラムのリブ十字溶接部からの亀裂である。

⑧は CT-2-5 の e 部詳細の裏当て金付きのリブ十字溶接部より発生した亀裂である。

CT-1-2 では上向きの現場溶接となるトラフリブの裏当て金つき突合わせ溶接付近からの亀裂が多い。CT-2-1 ではトラフリブ突合わせ溶接のために取付けた裏当て金のすみ肉溶接部からの亀裂が最も多く、その大半が溶接ビード止端を起点とするもので、繰返し回数の少ない時点で発生している。

CT-2-2 は CT-2-1 と同じ試験体であるが、応力範囲

表-6 検出亀裂一覧表

Tab.6 Summary of observed cracks

供試体名	亀 裂 検 出 箇 所	検 出 数	初回検出時 繰返し回数 ($\times 10^4$)
CT-1-1	デッキプレートとトラフリブ突合せの溶接交差部	4	60
	トラフリブ突合せ溶接部	4	60
	トラフリブと密閉ダイアフラムの十字溶接部	1	266
CT-2-1	裏当て金すみ肉溶接部	9	50
	デッキプレートとトラフリブ突合せの溶接交差部	4	150
	トラフリブ突合せ溶接部	1	201
CT-2-2	検出なし	—	—
CT-2-3	トラフリブ突合せ溶接部	3	48
	横リブとトラフリブの十字溶接部(トラフリブ貫通)	1	173
	裏当て金すみ肉溶接部	1	190
	ハンドホール R 部	1	215
	トラフリブ両面突合せ溶接部	1	—
CT-2-4	トラフリブと密閉ダイアフラムの十字溶接部	4	93
	ハンドホール R 部	4	93
CT-2-5	横リブとトラフリブの十字溶接部(横リブ貫通)	5	83
	ハンドホール R 部	1	149
CT-3	デッキプレートと横リブの十字溶接部	6	195

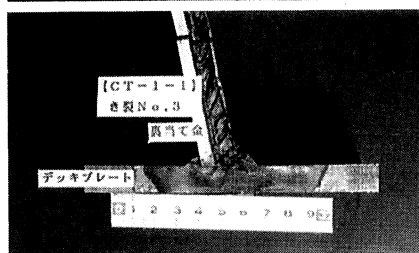
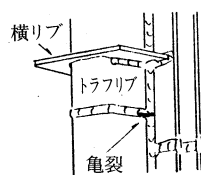
を下げて試験を行ったもので、繰返し回数 400 万回まで試験を行ったが亀裂は検出されなかった。試験後には試験体を解体し亀裂調査を行ったが、亀裂は発見されなかった。

CT-2-3 では、CT-2-1 で多数検出された裏当て金すみ肉溶接部からの亀裂は減少した。これは、CT-2-3 では裏当て金のトラフリブへの取付けを片側のみのすみ肉溶接

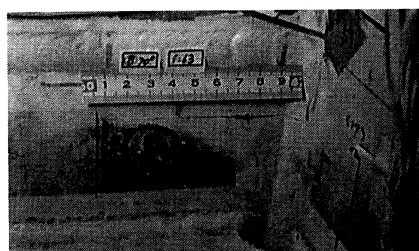
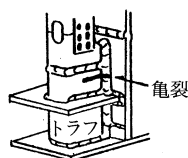
としたことによるものと考えられる。しかし、その反面、トラフリブ突合わせ溶接部からの亀裂が増加した。これは裏当て金の片側だけをトラフリブに溶接しているため、応力が直接突合わせ溶接部に流れたためと考えられる。

CT-2-4 は 6 mm 板厚のトラフリブを通したものであるが、ハンドホールR部の4箇所全てから亀裂が検出さ

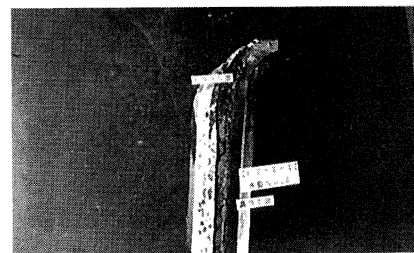
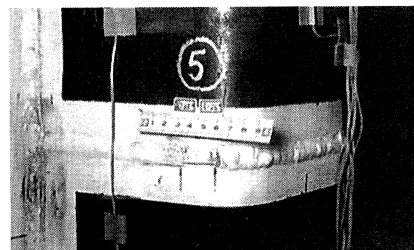
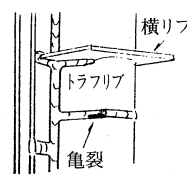
デッキプレートと
トラフリブ突合せの溶接交差部 (CT-1-1)



裏当て金すみ肉溶接部 (CT-2-1)



トラフリブ突合せ溶接部 (CT-1-1)



横リブとトラフリブの十字溶接部 (トラフ貫通)
(CT-2-3)

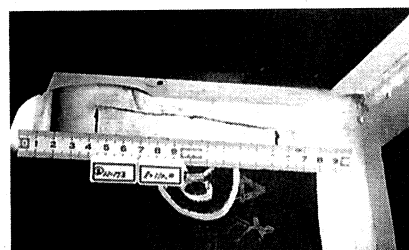
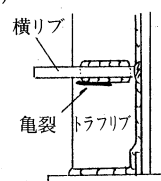
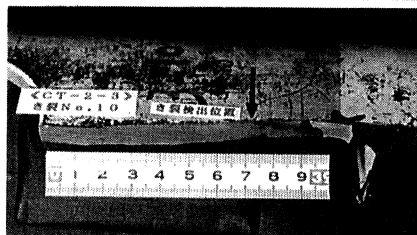
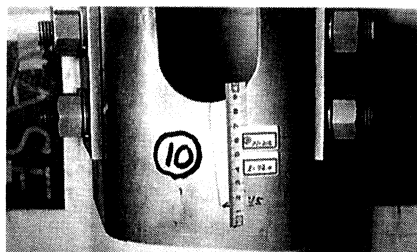
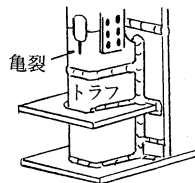


図-5 (1) 代表的検出亀裂

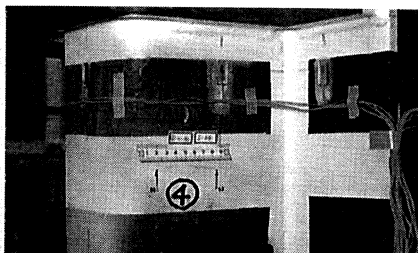
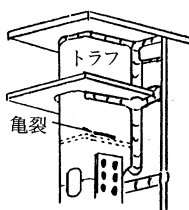
Fig.5 (1) Typical cracks occurred

れた。8 mm 板厚のトラフリブにおいてはこのような亀裂は発生していない。亀裂の原因調査のために、圧縮荷重載荷時のハンドホール周辺の応力分布を測定した結果、図-6 に示すように、ハンドホール部に面外 (板厚) 方向の変形に起因する高応力が発生しており、R 部のバリが弱点となって亀裂が発生したものと考えられる。

ハンドホールR部(CT-2-3)



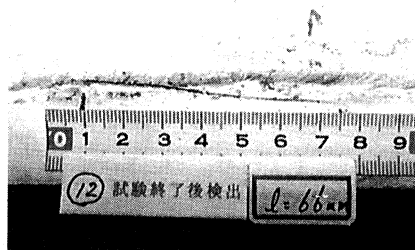
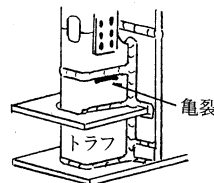
トラフリブと密閉ダイヤフラムの十字溶接部 (CT-2-4)



CT-2-5は横リブ貫通タイプであるが、横リブとトラフリブとのリブ十字溶接部からの亀裂がほとんどであり、亀裂の起点はルートからであった。

CT-3はデッキプレートと横リブの回し溶接部に亀裂多が発生したが、裏当て金付きすみ肉溶接からの亀裂は300万回の繰返し回数でも発生しておらず、JSSCの疲労

トラフ両面突合せ溶接部(CT-2-3)



横リブとトラフリブの十字溶接部 (横リブ貫通) (CT-2-5)

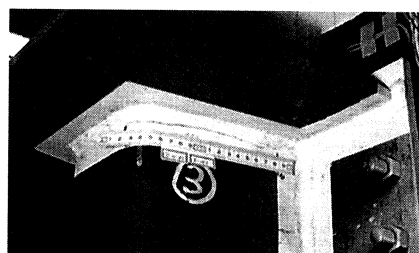
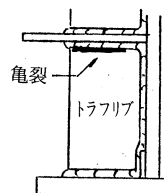


図-5 (2) 代表的検出亀裂

Fig.5 (2) Typical cracks occurred

(kgf/mm ²)						
断 面	位 置	No.	荷 重 (tf)		応力範囲	平 均 値
			－85	－350		
ハンドホール 周 辺	東 上	35	6.2	20.6	14.4	14.1*
	東 下	36	5.8	19.7	14.0	
	西 上	37	1.7	16.6	14.9	
	西 下	38	1.6	14.8	13.2	

* トラフリブ厚=6 mm の場合は 21.1 kgf/mm²

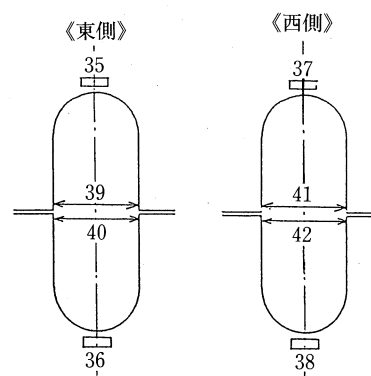


図-6 ハンドホール部の応力 (トラフリブ厚=8 mm)

Fig.6 Stress near hand hole (thickness of trough rib is 8mm)

Type A



裏当て金の両側をすみ肉溶接

Type B



裏当て金の片側をすみ肉溶接

Type C



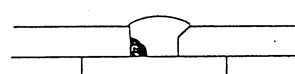
両面突合せ溶接

Type D



開先内で仮付け

Type E



開先内で仮付け+シーリング

図-7 トラフリブの突合せ溶接方法

Fig.7 Weld method for butt welding of trough rib

等級 (F'等級) より高い結果となった。図-7、表-7 は裏当て金の取付け方法与疲労強度の関係を整理したものである。また、裏当て金の溶け込み状況を図-8 に示すが、仮付け部およびシーリング部のいずれの箇所でも十分な溶込みが得られていることがわかる。

(2) 疲労亀裂のタイプと SN 線図

疲労亀裂のタイプを表-8、SN 線図を図-9 に示す。試験は完全圧縮片振りの疲労試験であるため、許容応力度を 1.3 倍割増した疲労設計曲線を表示している。これらの図より、鋼床版において疲労強度の低い継手はトラフリブの裏当て金付き溶接であることが確認された。また、6 mm 板厚のトラフリブの場合、ハンドホール R 部の疲労強度は非常に低いことが判明した。

表-7 トラフリブ突合せ溶接部の亀裂検出状況

Tab.7 Summary of cracks occurred at butt welding of trough rib

継手 Type	供 試 体 名 称	亀 裂 検出数	初回亀裂検出時 回数 (×10 ⁴)
B	CT-1-1 (Δσ=150 MPa)	4	60
A	CT-2-1 (Δσ=150 MPa)	9	50
	CT-2-2 (Δσ=98 MPa)	0	—
B	CT-2-3 (Δσ=150 MPa)	4	48
C	CT-2-3 (Δσ=150 MPa)	1	約 300
D	CT-3 (Δσ=150 MPa)	1	110
E	CT-3 (Δσ=150 MPa)	0	—

※ CT-2-4 と CT-2-5 はトラフリブの突合せ溶接がない。

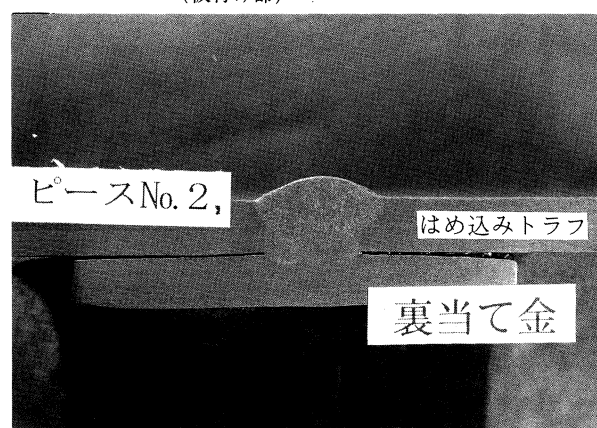
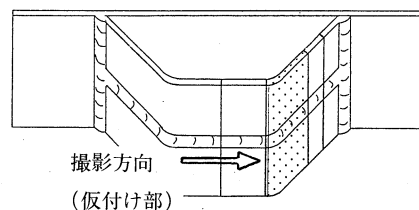


図-8 CT-3 の裏当て金部の溶込み状況

Fig.8 Melting of backing metal of CT-3

(3) 疲労亀裂の進展状況

CT-1-1 と CT-2-1 で検出された亀裂 (表-6 参照) のうち、疲労試験の前半 (繰返し回数 100 万回以前) に検出された亀裂の進展状況を図-10 に示す。亀裂が表面で検出されると急速に進展し、あるところまで進展すると

表-8 亀裂の分類

Tab.8 Classification of cracks

亀裂検出箇所	亀裂検出供試体	等級
裏当て金付きトラフ突合せ溶接部	CT-1-1, CT-2-1, CT-2-3	F'
裏当て金すみ肉溶接部	CT-2-1, CT-2-3	F'
デッキプレートとトラフ突合せの溶接交差部	CT-1-1, CT-2-1	F'
トラフと密閉ダイアフラムの十字溶接部	CT-1-1, CT-2-4	E'
横リブとトラフの十字溶接部(トラフ貫通)	CT-2-3	E'
横リブとトラフの十字溶接部(横リブ貫通)	CT-2-5	E'
トラフ両面突合せ溶接部	CT-2-3	D'
ハンドホール R 部	CT-2-3, CT-2-4, CT-2-5	C'

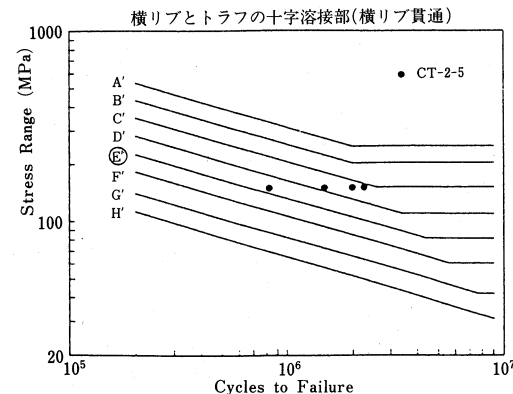
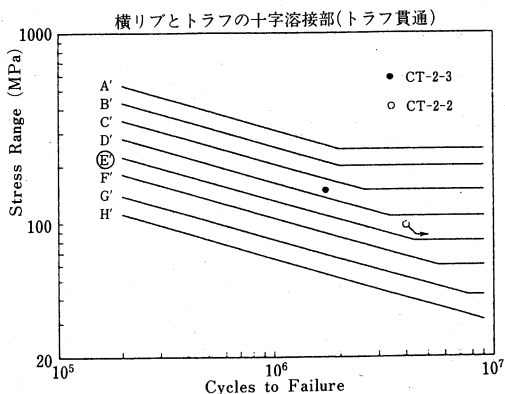
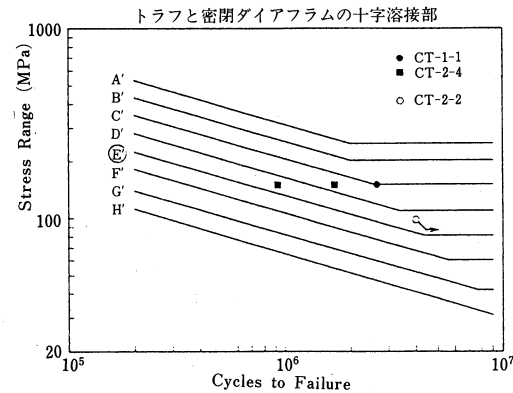
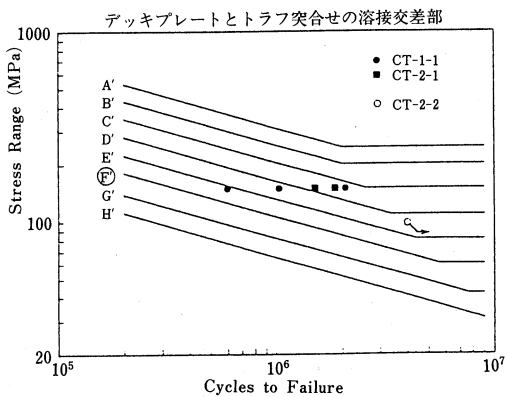
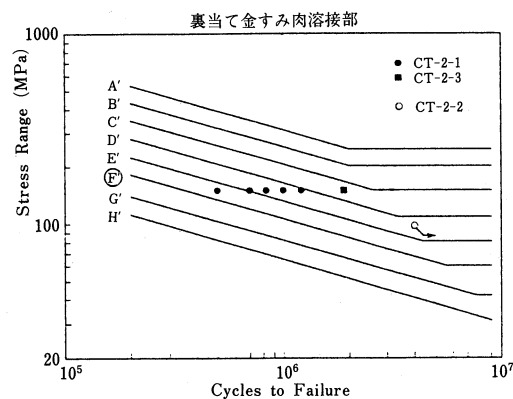
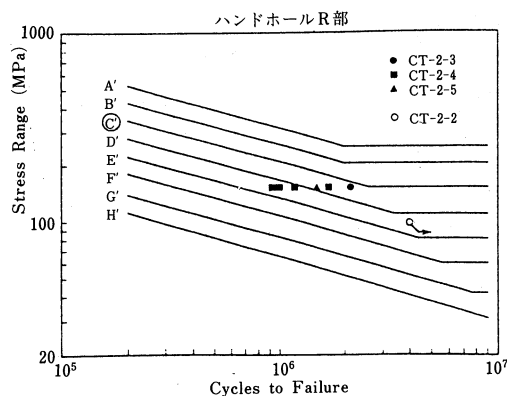
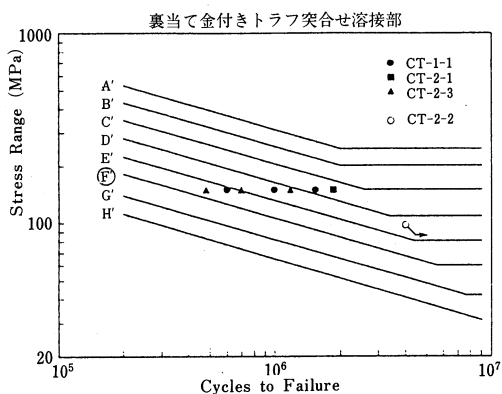


図-9 継手別疲労等級分類

Fig.9 Fatigue classification by joint types

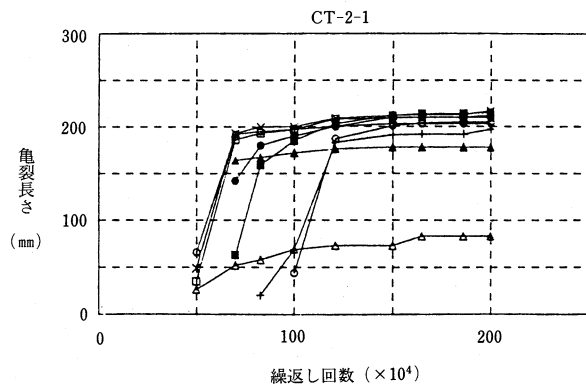
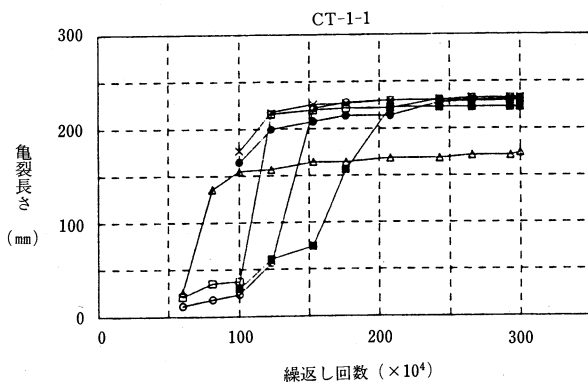


図-10 亀裂の進展状況
Fig.10 Propagation of crack

停留した。これは、溶接による局所的な残留応力が亀裂の発生によって解放されたためと考えられる。

4. まとめ

縦リブの現場継手の圧縮疲労強度に関して、これまでの試験から以下のことが明らかとなった。

- ①最も疲労強度が高い継手形式は6mm板厚のトラフリブを通したHTB継手(CT-2-4)である。これは、CT-2-1やCT-2-3のように疲労上の弱点となるトラフリブ板継ぎのための裏当て金付き突合わせ溶接がないためである。この継手を採用することが望ましいが、防錆上から継手部の環境が密閉状態にある一般部に比べて劣らないように、継手内面の塗装の徹底や十分な維持管理を行う必要がある。
- ②CT-2-5もCT-2-4と同様にトラフリブの突合わせ溶接がないために疲労強度が高いが、トラフリブの横リブへの取付けが裏当て金付き溶接となり弱点部となった。
- ③CT-2-1は、裏当て金の両端をトラフリブにすみ肉溶接したものであるが施工性は悪い。CT-2-3のc部詳細は本四連絡橋にこれまで採用されてきたディテールであるが、疲労強度はCT-2-1と同程度であった。
- ④CT-3は溶接継手とした場合の裏当て金付き溶接として、現状で最も疲労強度の高い方法である。ただし、仮付け溶接、シール溶接および本溶接の溶込みを十分確認することが必要である。今後、さらに信頼性の高い構造ディテールを検討する必要があると考えられる。
- ⑤HTB継手の場合、ハンドホールのバリ取りを徹底する必要がある。

以上の試験結果を踏まえて、多々羅大橋の縦リブ現場継手には2種類の方法を併用することとした。すなわち、主塔付近のヤード継手等には溶接継手を、また現場継手にはHTB継手を採用することとした。主塔付近の継手を溶接継手としたのは、この区間は軸圧縮力が卓越し

HTB継手とした場合のハンドホールによる断面欠損が圧縮耐荷力の低下を招くことから、これを避ける必要があったこと、この区間は大ブロックによる架設区間であり施工はヤードで行うことができること等、の理由による。溶接継手に関しては疲労強度が施工のばらつきに大きく左右されること等から、その適用区間として工場・ヤードで施工される箇所限定し、品質管理を十分行うことを前提に溶接継手を採用した。また、現場施工区間の継手についてはHTB継手とし継手部での板継ぎはなくした。

なお、HTB継手とした場合には、デッキプレートの現場溶接のための裏当て材の取付け、および放射線検査のためにトラフリブにスカラップを設ける必要がある。このスカラップ上に輪荷重が載荷した場合の疲労強度が新たに問題となっており、従来からの125mm長さのスカラップを極力小さくすることが検討された。多々羅大橋ではスカラップを75mmとし、デッキプレート突合せ溶接部の非破壊検査には自動超音波探傷法を用いることとした。

5. おわりに

本試験および検討は、鋼上部構造委員会疲労分科会(主査：三木千壽東京工業大学教授)の指導のもとに行われた。上記委員各位および疲労試験を担当された(独)建設機械化研究所の方々に感謝します。なお、鋼床版設計要領については1989年制定以降に実施した疲労試験にもとづき、各種構造の疲労強度と改良構造ディテールに関する成果のまとめ作業を行っており、別途報告する予定である。

参考文献

- 1) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、(社)日本鋼構造協会、1993年4月
- 2) 鋼床版設計要領・同解説、本州四国連絡橋公団、1989年4月

明石海峡大橋プレキャストパネルの設計・施工

Design and Construction of Precast Panel for Akashi Kaikyo Bridge

企画開発部 調査課長代理

那須 清吾

Seigo Nasu

第二管理局 計画課長代理
(前)垂水工事事務所 第一工事長代理

斉藤 哲男

Tetuo Saito



概要

本報告は、明石海峡大橋の基礎において採用したプレキャストパネルについて、その構造や特徴、設計・施工方法およびこれらの実施に際して配慮した条件等について説明している。

特に、低発熱型セメントを採用したマスコンクリート構造物であり、表面保護を実施する必要があったこと、高流動コンクリートを採用したことによりプレキャストパネルの強度設計について詳細に検討したこと、巨大構造物であり景観に配慮した設計を実施する必要があったこと等について概説する。

The report discusses of the precast panel adopted to the foundation of Akashi Kaikyo Bridge, focusing on the structure, characteristics, design and work method, and some considerations on the construction work of the panel.

Specific features described are of: a need for protection of concrete surface of a mass concrete structure made of low heat cement; detail study on strength of precast panel due to employment of high flowability concrete; and a need for aesthetic design on a huge structure.

1. はじめに

明石海峡大橋では、新たに開発し採用した低発熱型セメントを用いたコンクリートの中性化・表面の肌荒れの問題を解決すること、巨大コンクリート構造物において外観に配慮する必要があったことから、プレキャストパネルを存置型枠として採用し、コンクリートを保護することとした。

アンカレイジにおいては、プレキャストの鉄筋コンクリートパネルを採用し、本四公団が設置した景観委員会等において検討された外観・テクスチャーを実現し、近隣への圧迫感を最小限とするとともに、遠景での美観にも配慮した。また、主塔基礎においては、当初アンカレイジと同様のパネルを採用することとしていたが、海峡部に位置し、特に塩害・汚れ等に配慮する必要があったことから、ステンレスファイバーを混ぜた薄肉コンクリートパネルに樹脂を含浸させた特殊なパネル（PIC版）を採用することとした。

これらのプレキャストパネルの特徴・設計・施工等について述べる。

2. アンカレイジにおけるプレキャストパネルの採用

明石海峡大橋のアンカレイジの建設地点は、背後地・周辺に住居地区を有し、白砂青松の地で名高い舞子の浜や松帆の海岸を埋め立てて構築された舞子作業基地及び松帆作業基地に建設され、将来は公園等に整備され人々

の憩いの場としても使用されることが予想される。

従来までのアンカレイジでは、コンクリートの温度ひび割れの発生が見受けられたことから、明石海峡大橋ではその対策として低発熱セメントを開発し、採用することとされていた。使用する低発熱セメントは、セメントクリンカーに高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどを多量に使用したものであり、結合材のセメントクリンカーが少ないことから中性化や肌荒れが懸念された。

一方、施工法としては、従来のスライディングフォームだと、打設コンクリートにアンカーを取り片持の構造のため、大きなリフトに対応するには限界があり、リフトスケジュールに自由度が小さく、工程短縮、急速施工に対し不利であった。

また、景観的には、備讃瀬戸大橋のアンカレイジで見られるように、躯体部が打ち放しで上屋（スプレー室）にプレキャストパネルを使用した場合、表面の質感の違いや、境目の目地が目立ち違和感を与えることとなる。

以上のことから、中性化、肌荒れに対し外面を覆い、脱型が不要で、独立した鉄骨で支持し先行施工が可能となり、躯体と上屋の境目を目立たなくでき、工期短縮、急速施工に有利なプレキャストパネル（以下、PCaパネルという。）工法を採用することとした。

以下に明石海峡大橋の1A、4A躯体部に使用したPCaパネルの設計・施工について報告するが、双方はほぼ同一条件であるため、1Aを取り上げ述べることとする。

3. パネル割り付けの考え方

アンカレイジ躯体形状は、周辺環境との調和の観点から、有識者で組織する景観委員会での審議結果を踏まえ、図-1に示すとおり、その形状を直方体の基本形の角を大きく削ったいわゆる「面取り案」を採用することとした。

プレキャストパネルの割り付けを計画するに当たっては、以下の条件を基に、景観委員会での審議を踏まえ、図-2に示すパネル割り付けを決定した。

- ① 重量は工場施設、運搬施設、架設重機の規模から10 t/枚以下とする。
- ② プレキャストパネルの厚さは、鉄筋のかぶり、意匠から250 mmとする。
- ③ 現地架設数量減少を図るため、できる限り大きくする。
- ④ 目地の通りを規則的にする。
- ⑤ 製作種類を少なくする。

4. パネルの意匠

プレキャストパネルの表面の意匠の決定に当たっては、

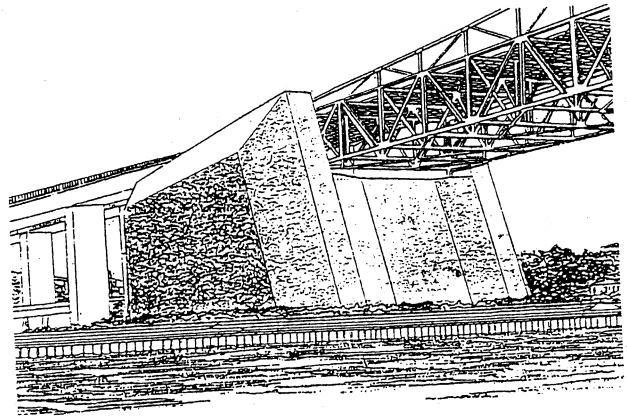


図-1 アンカレイジ形状

Fig.1 Configuration of anchorage

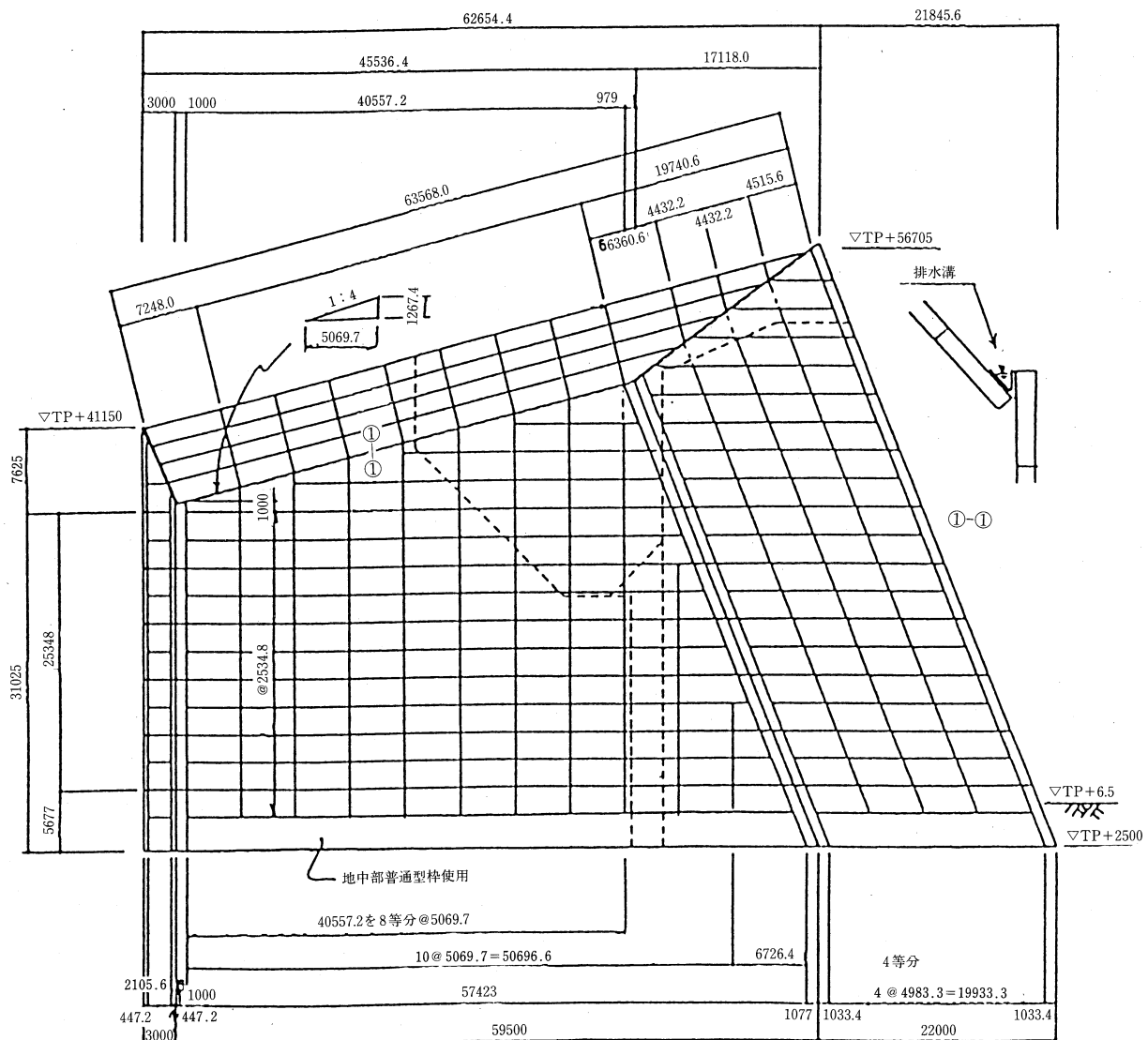


図-2 PCa パネル割付図

Fig.2 Division of PCa panel

橋全体のコンセプトの「光と影」を基調とし、周囲の環境との調和とその存在感の緩和を図ることとした。

意匠は、構造的に欠損部となることから限界を 20 mm とし写真-1 に示す試験パネルを製作して、現地における見え方調査を実施するなどの検討の結果、図-3 に示す意匠を施すこととした。

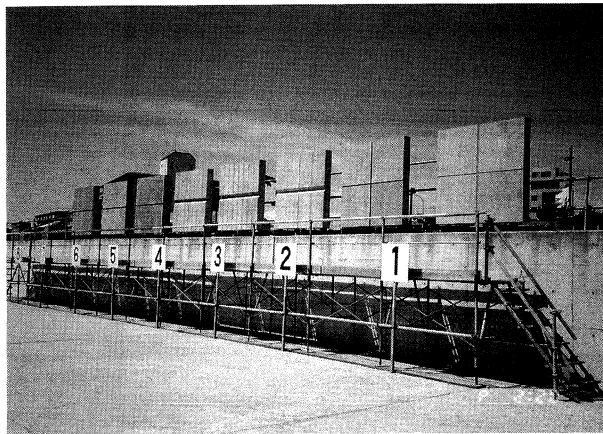


写真-1 試験パネル
Photo.1 Test panel

5. パネルの設計

5.1 パネル設計の側圧

アンカレイジ躯体の施工に当初予定していたコンクリートは、スランプ 11 ± 2.5 cm の高性能 AE 減水剤のみを使用したコンクリートであった。しかし、その後の全体工程の見直しを行った結果、工事期間を約 2 カ月間短縮する必要が生じ、その対策として大量・急速施工が可能で、品質を満足することが可能な高流動コンクリートを開発し採用することとした。高流動コンクリートは、石灰石微粉末を 150 kg/m^3 と大量に使用することにより粘性を確保し、高性能 AE 減水剤により流動性を付与したコンクリートである。このコンクリートの特長としてはスランプフローの保持時間が長く、凝結時間も長いことがあげられる。

このことから、PCa パネルの設計に当たっては、高流動コンクリートの設計側圧の決定を行うことが重要となり、高流動コンクリートの側圧を把握するため、現地で実施工に見合った打設速度、打設高さによりコンクリート側圧の現地実験を行うこととした。

(1) コンクリート側圧実験

高流動コンクリートの型枠に作用する側圧を測定するために、変形の少ない内径 2.360m の鋼管に計測器（土

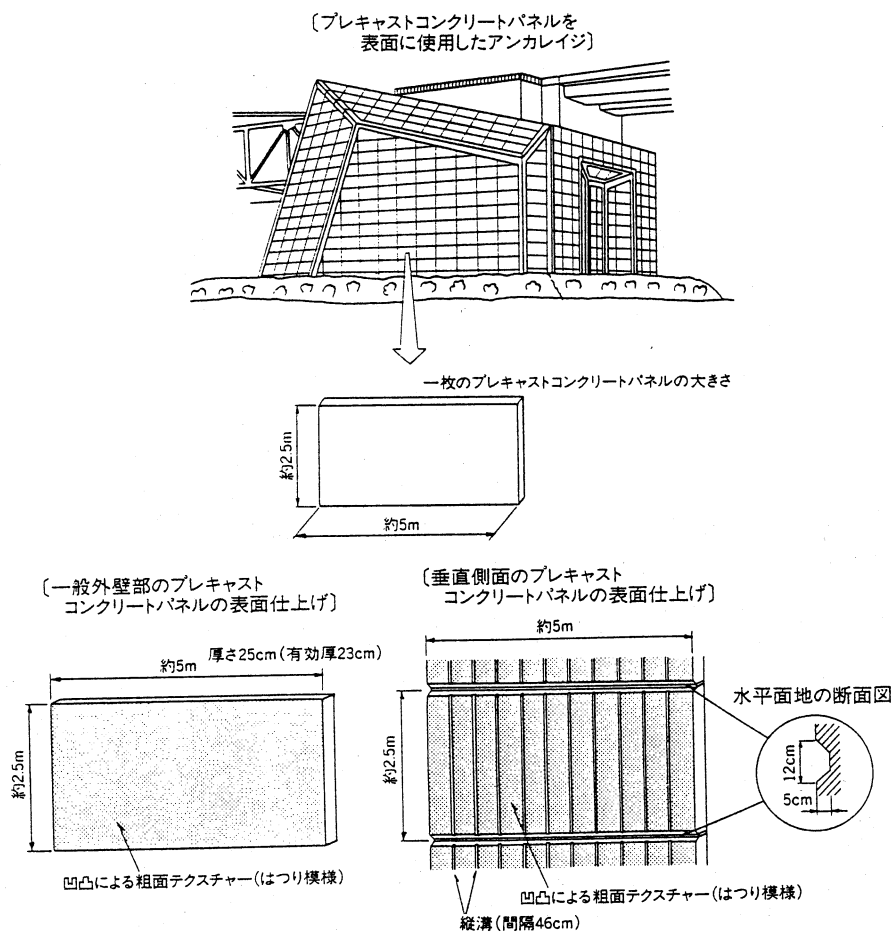


図-3 標準 PCa パネル一般図
Fig.3 General drawing of standard PCa panel

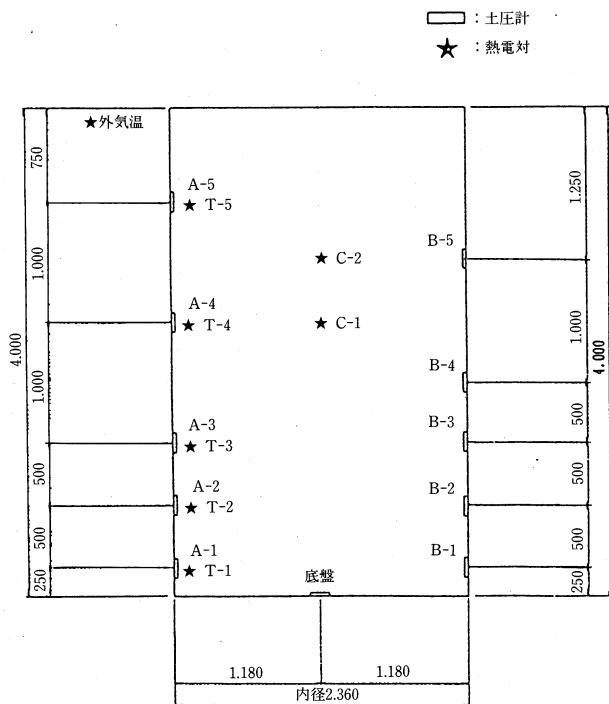


図-4 側圧計測位置図
Fig.4 Location of side pressure measurement

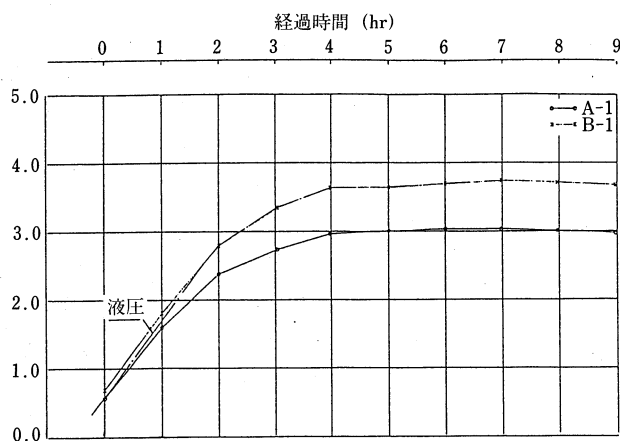


図-5 経時変化図
Fig.5 Change in time

圧計) を取り付け、コンクリートを実打設の施工速度に合わせて打設高さ 4 m を 8 時間 (1 層 50 cm) かけて打設した場合の圧力測定を実施した。側圧実験の計測位置を図-4 に示す。

コンクリート打設に伴う最下端での側圧の経時変化を図-5、打設終了時における側圧の高さ方向の分布を図-6 に示す。また、側圧測定に合わせて行った静置スランプ測定結果を図-7 に示す。

この結果、側圧として液圧状態 ($2.3 \times h$ tf/m²) の側圧が作用するのは経過時間約 2 時間までで、その後の側圧増加はわずかとなり、最大値は高さ約 4 m で約 3.0~3.8 tf/m² であった。

PCa パネルの割り付けは高さ方向約 2.5 m と一定であるのに対し、リフト高さはアンカーブロックの標準で

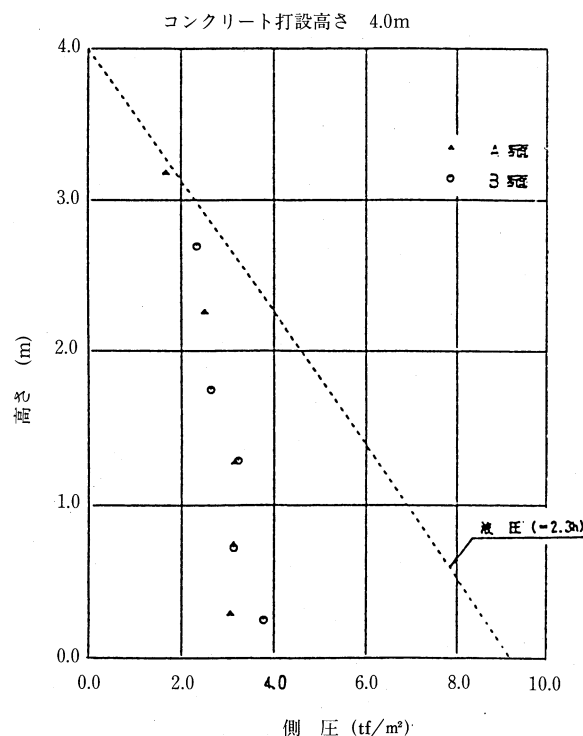


図-6 側圧分布図
Fig.6 Distribution of side pressure

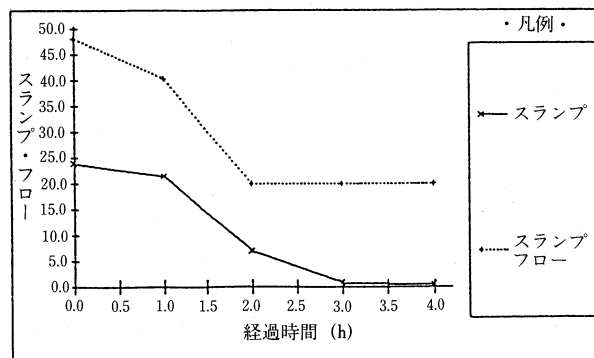


図-7 スランプ・フロー経時変化
Fig.7 Change of slump in time

表-1 PCa 設計側圧
Tab.1 Design side pressure of PCa

荷重の種類	状態	荷重の大きさ	備考
コンクリート側圧	① 施工時	5.0 tf/m ²	ベントブロックおよびスロット部
		3.5 tf/m ²	アンカーブロック
	② 完成後(残留)	4.0 tf/m ²	ベントブロックおよびスロット部
		3.0 tf/m ²	アンカーブロック

約 1.5 m、ベントブロックで 2.0~4.5 m と相違していることから、PCa パネル設計の標準化と簡略化を図るため、側圧を等分布荷重とすることとした。また、実施工での型枠近傍でのパイプレートの使用も考慮し、設計側圧は表-1 のとおりとした。

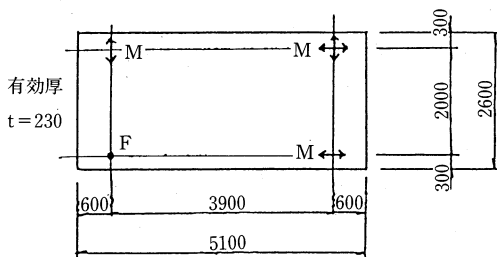


図-8 PCa パネル支点条件

Fig.8 Support condition of PCa panel

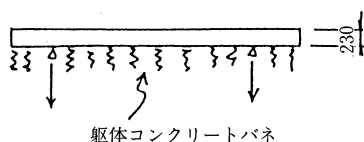


図-9 解析概念図

Fig.9 Concept of analysis

5.2 PCa パネルの設計

PCa パネルは、躯体施工時に型枠としてコンクリート側圧に耐える構造であることはもちろんのこと、完成形においてもコンクリート側圧による応力が残留し、かつ温度変化の影響も受けることとなり、これらにも耐える構造としなければならない。

(1) 固定用アンカーの点数

PCa パネルの支持点数は、側圧に対しては点数を増やせば1カ所当たりの反力は少なくなるものの、パネル内外面の温度差によるソリ変形が生ずる場合、中間支点到拘束に伴う大きな反力が生じ、有効厚さ230mmと薄いことによりパネル側の定着に問題が生じる。また、支持点数の増加は、現地でのPCaパネルの取り付け作業が複雑となり、現地作業の効率低下となる。以上のことから、PCa パネルの支持点数は、ソリ拘束を生じにくい4点支持とすることとした。

PCa パネル設計上の支持点の条件を図-8に示す。

(2) PCa パネルの解析

PCa パネルの応力解析は、弾性床土(躯体コンクリート)におかれた版として、FEMにより実施した。解析手法は、躯体コンクリート面にバネを取り付け反力が生じる箇所はバネを取り外し再計算し、反力が生じる箇所が生じなくなるまで繰り返す「浮き上がり解析」とした。ただし、側圧に対しては、躯体コンクリートのバネ効果は考慮していない。解析の概念図を図-9に示す。温度による断面力を算出する場合、ひび割れによる剛性低下を考慮した。剛性低下はコンクリート標準仕方書に準拠した。

表-2 設計荷重

Tab.2 Design load

		荷重	備考	
コンクリート側圧	施工時	5.0 tf/m ²	ベントブロック スロット部	①
		3.5 tf/m ²	アンカーブロック	
	完成後 (残留)	4.0 tf/m ²	ベントブロック スロット部	②
		3.0 tf/m ²	アンカーブロック	
風 荷 重	施工時 V ₁₀ =29 m/s	0.25 tf/m ²	正 圧	③
		-0.20 tf/m ²	負 圧	
	完成後 V ₁₀ =43 m/s	0.50 tf/m ²	正 圧	④
		-0.45 tf/m ²	負 圧	
地 震 荷 重	施工時	K _H =0.1		⑤
	完成後	K _H =0.22	上厚の K _H	⑥
温 度 変 化	完成後	±15℃		⑦
温 度 勾 配	完成後	±12℃		⑧

表-3 許容応力度の割増係数

Tab.3 Incient factor for allowable stress

	荷重の状態	荷重の組合せ	割増係数
施 工 時	一 般	①	1.50
	暴 風 時	①+③	1.65
	地 震 時	①+⑤	1.65
完 成 後	常 時	②	1.00
	温度変化時	②+⑦	1.15
	温度勾配時	②+⑧	1.15
	暴 風 時	②+④	1.50
	地 震 時	②+⑥	1.50

$$I_e = \left[\left(\frac{M_{crd}}{M_{dMAX}} \right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_{dMAX}} \right)^3 \right) I_{cr} \right] \leq I_g$$

I_e : 換算断面2次モーメント

M_{crd} : 断面に曲げひびわれ発生する限界の曲げモーメント

M_{dMAX} : 変形量計算時の設計曲げモーメントの最大値

I_g : 全断面の断面2次モーメント

I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面2次モーメント

表-2に設計荷重、表-3に許容応力度の割増係数を示す。

(3) PCa パネルの設計結果

PCa パネルのうち、標準パネルの解析結果について、図-10、配筋要領を図-11に示す。

5.3 定着アンカーの設計

(1) アンカーの設計

PCa パネルのアンカーは、実績の多い建築の外壁では、その機能上から、多くは許容引抜き荷重が5~10tf程度で供用されており、本工事で計画しているような15~20tfの引張力が作用する場合には、既往の規格のアンカー構造は適さない。これまでの建築外壁のカーテンウォール等のアンカー設計の多くは、日本建築学会「各

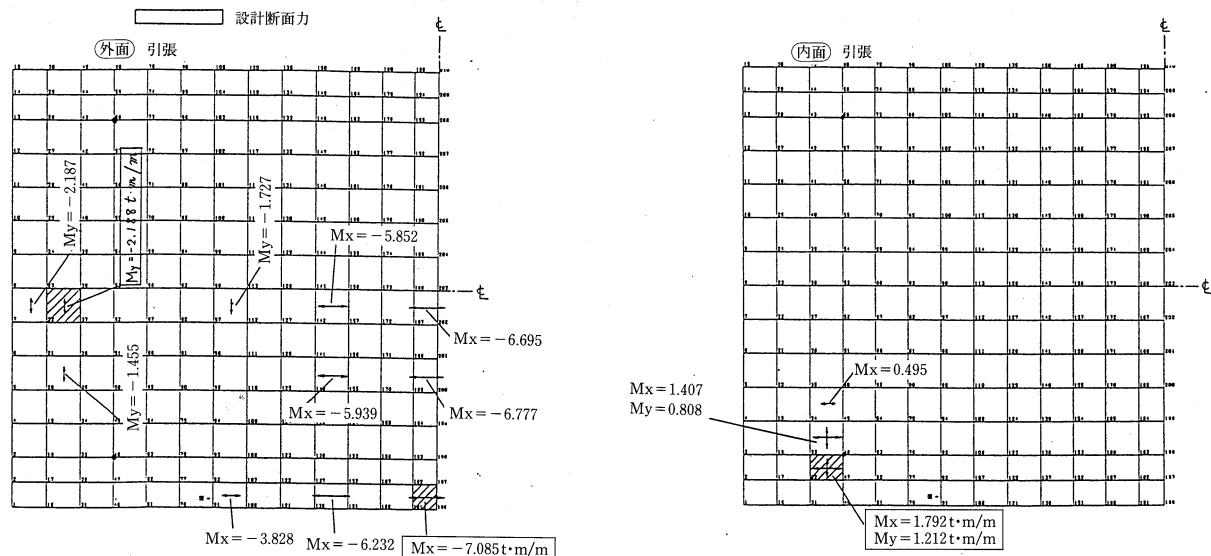


図-10 PCa パネル解析結果
Fig.10 Summary of analysis of PCa panel

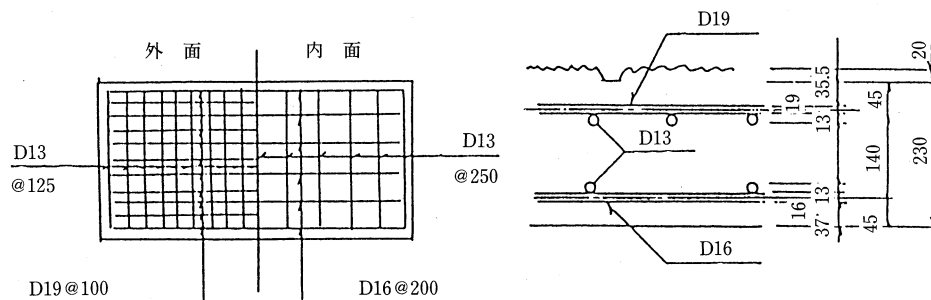


図-11 配筋要領図
Fig.11 Reinforcement arrangement

種合成構造設計指針・同解説」に準拠しており、本設計においても同指針のうち、「頭付きアンカーボルトの設計」に従うこととした。しかしながら、PCa パネルは設計有効厚が 23 cm であるため、埋め込み深さが制限され、頭付きアンカーボルトでは所要の引張力が確保できない。このため、頭付きアンカーボルトではなく、アンカーボルトと定着板により耐力を確保する設計とした。

(2) 定着アンカーの試験

1) 試験概要

PCa パネルの固定は、4カ所のアンカーのみで固定され、定着構造は最も重要な部分であるため、供試体を作成し設計上の構造の妥当性を確認することとした。

試験は、PCa パネルの定着アンカーの 6 種類のうち、定着版の最も大きい、最大荷重用の定着アンカーについて耐力試験を実施した。

2) 供試体

供試体の平面形状、寸法の決定は定着板の大きさ、せん断破壊領域、載荷治具等の大きさを考慮し 1800×900 mm とした。また、高さは供試体に曲げ引張りが作用しない大きさの 600 mm とした。図-12 に供試体一

般構造図を示す。

3) 載荷試験

載荷試験概念図を図-13 に示す。

① 載荷時期

載荷試験時期は、PCa パネルの設計基準強度の材令と同様とし 28 日とした。

② 載荷方法

載荷方法は、1 サイクル方式とし、定着部の耐力低下が確認できるまで載荷することとした。

載荷速度は、1 tf/分程度とし、最大荷重付近では載荷速度を下げることにした。

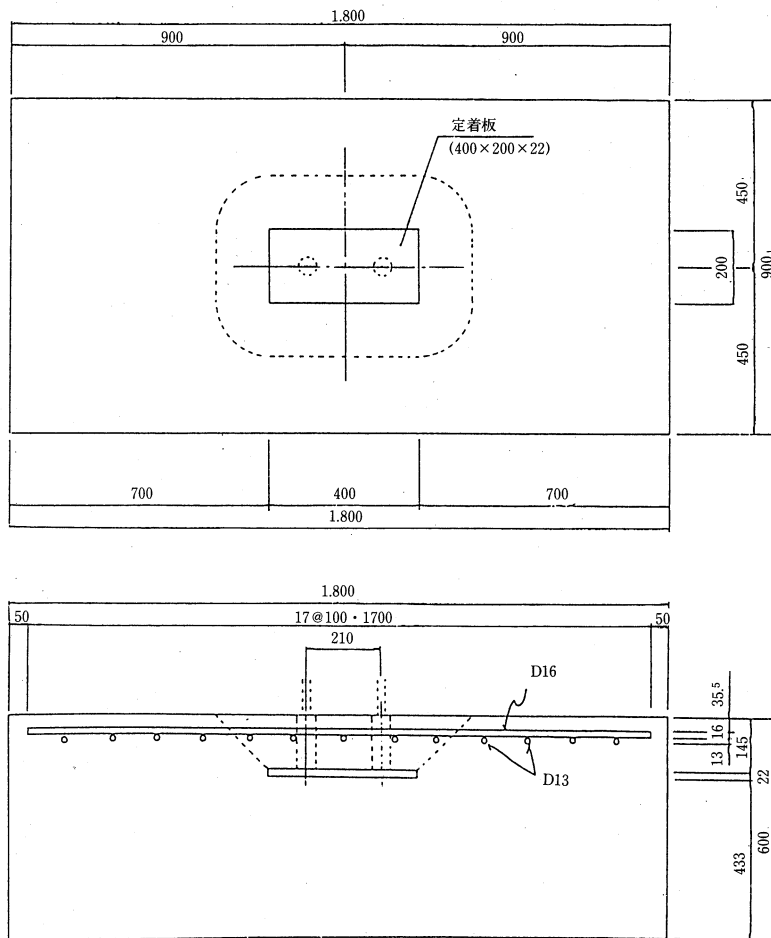
4) 計測

載荷試験の計測要目は表-4 に示すとおりである。

5) 試験結果

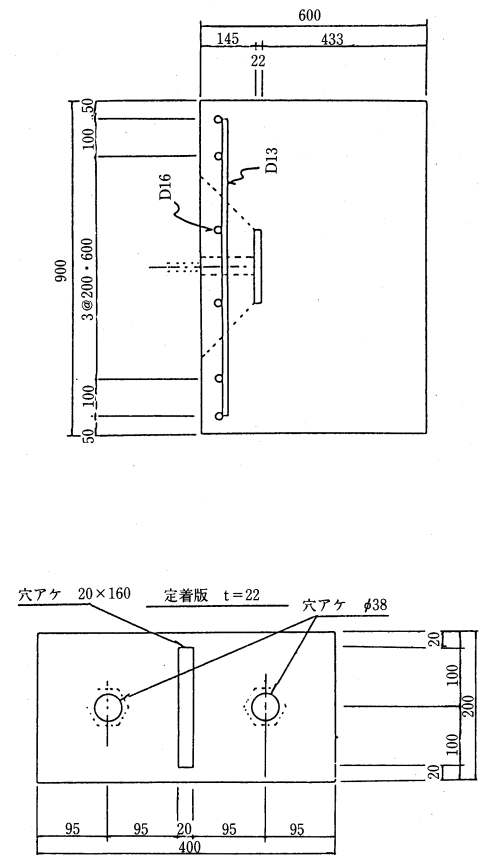
試験供試体 3 体の荷重～変位曲線を図-14 に示す。荷重はロードセルの測定値で、変位はアンカーボルト 2 本を計測した変位計測定値の平均値で表している。

固定アンカーの引張耐力は、供試体 No.1 は、荷重 22～25 tf 付近で若干不安定となっているが、供試体 No.2、No.3 では、荷重～変位曲線の変曲点がほぼ同一の荷重で現れていることから、本固定アンカーの引張力



図一12 試験供試体一般構造図

Fig.12 General configuration of test piece



図一13 載荷試験概念図

Fig.13 Concept of loading test

表一4 載荷試験の計測項目
Tab.4 Measuring items in load test

計測項目	計測計器	計測目的	点 数
①荷重	ロードセル (50 t)	載荷重の確認	1
②変位	変位計	荷重～変位曲線の プロットにより、 降伏荷重と破壊荷 重を推定。	2
③コンクリート 表面歪	コンクリート歪 ゲージ	コンクリート表面 の歪測定により、 曲げおよびせん断 ひびわれを確認。	20 (1体当たり)
④定着部の変位	歪ゲージ	ボルトの歪測定に より、ボルトの伸 び・引張力および 定着部の変位を確 認。	2 (1体当たり)
⑤ひびわれ状況	目 視	定着部の耐力低下 時におけるひびわ れの発生状況の確 認および破壊モー ドの推定。	1

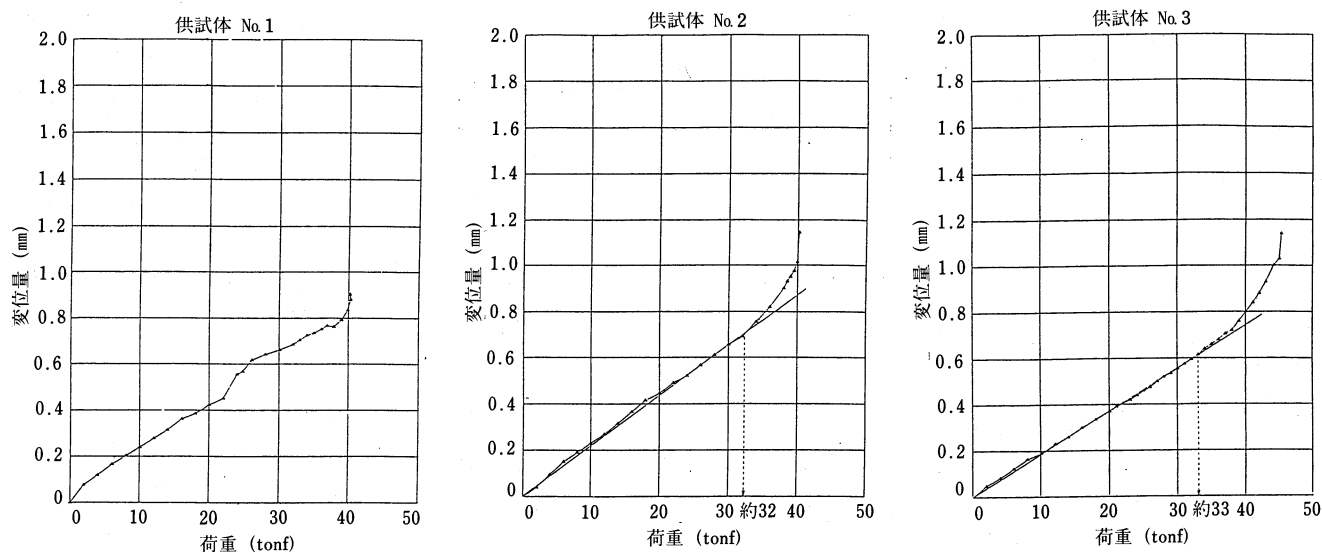


図-14 荷重～変位曲線
Fig.14 Load-displacement diagram

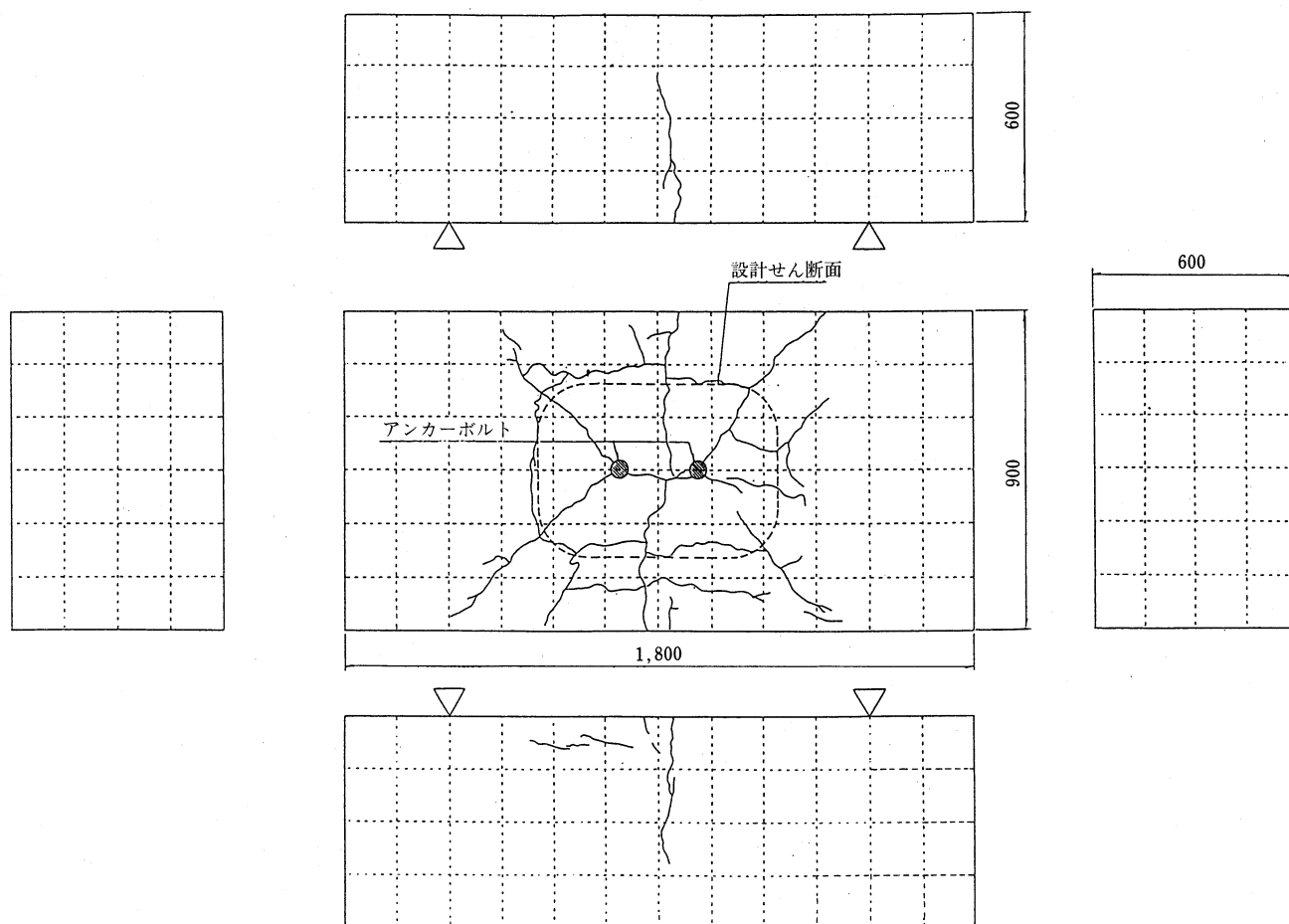


図-15 破壊モード図 (供試体 No.3)
Fig.15 Fracture mode (specimen No. 3)

は 32 tf と推察できる。

これに対し、供試体のコンクリート強度 ($F_c = 516 \text{ kgf/cm}^2$) から算定した設計計算式による固定アンカーボルトの耐力は 32.7 tf であり、設計計算式による耐力値と、載荷試験による耐力値がほぼ同一である

と判断できた。また、破壊モードも、図-15 に示すとおり、ほぼ完全なせん断破壊を呈しており、せん断破壊も想定した 45° の角度となったことから、設計計算式の妥当性が確認でき、定着構造の安全性の確保が可能であるとの実証を得ることができた。

6. パネルの施工

6.1 製作

PCa パネルの製作は、カーテンウォール工業協会の認定工場で行うこととし、製作に当たっては承認した製作図に基づき製作・管理を行った。

(1) コンクリート材料

PCa パネル製作に使用するセメント・骨材は、製品の色合いに影響を及ぼすため、製作期間中のメーカー、種類、産地の変更は行わないこととし、十分な管理を実施した。

(2) 色むら対策

PCa パネル製作において、細心の注意を払った事項はパネルの色むらに対してである。色むらは、パネル相互間のものと、1枚のパネル内で生ずるものがある。パネル相互間の色むらについては、使用材料を同一としており、同一日に製作したにもかかわらず発生しており、原因の究明には至らなかった。パネル間で生ずる色むらの原因については、パイプレータのかけ方によるところが大きく、PCa パネルの外面に当たる型枠にパイプレータを当てないことにより、かなりの部分が解消できた。また、外面に当たる型枠は、意匠を施すことから転用回数を考慮しゴム系の型枠を使用した。また、ゴム系の型枠に適合する剥離剤についても、種類、清掃方法等、数種類のものについて試験を実施したが、色むらの程度については顕著な差異は認められなかった。ただし、PCa パネル表面に発生する気泡の程度については、剥離剤の種類によっては影響を与えるため注意が必要である。

(3) 表面保護

1) 表面保護材の選定

コンクリート構造物の表面は、塵やカビの付着による汚れが問題になっているが、近年コンクリートの塗装材料が多数開発され施工実績も上がっている。そこで明石海峡大橋のアンカレイジにおいても汚れ防止を目的としての塗装をPCa パネルに実施することとした。塗装の前提条件は、コンクリート色を生かしたものと、汚れの付き難さ耐久性、経済性を考慮し決定した。

塗装材料として、表-5 に示す①浸透剤+樹脂剤、②浸透剤（シラン系）、③浸透剤（非シラン系）の三種類について比較検討し、「PCa パネル製作直後の塗装は、主として工事期間中の汚れ防止を目的とする。」ことを前提として「③浸透剤（非シラン系）」を採用することとした。

2) 施工

表面保護材の浸透剤の施工は、原則として製作工場で行うこととしたし、塗布量は0.25 リットル/㎡(2回塗り)とした。表面保護材の施工条件とその措置方法を表-6 に示す。

また、1A アンカレイジにおいては、工程上から下部の部分はPCa パネル取り付け後に塗布を行った。

現地での浸透剤塗布状況を写真-2 に示す。

(4) 製品の品質

PCa パネルの製品における寸法許容差は、日本建築学会の「建築工事標準仕様書 JISS 14 カーテンウォール工事」をもとに表-7 のとおりとし、全数検査を行った。

また、製品のひび割れ・角欠けは、日本建築学会の「建築工事標準仕様書 JISS 14 カーテンウォール工事」の社内規格等を参考とし表-8 により補修要否の判定基準を策定し、製作工場の自主検査シートに補修箇所、補修方法を記載するとともに目視検査を実施した。

表-6 表面保護材の施工条件とその措置方法

Tab.6 Condition and sequence of construction of surface protection

	禁止事項	処 置	備 考
①	被塗布物の表面が結露等で濡れている場合、および引続きその状態が持続されると予想される場合。	エアブローまたはウェス拭きで十分に水分を除去し、表面含水率が10%以下であることを確認する。	
②	被塗布物の周辺外気温が5℃未満または、50℃を越える場合。	適正な外気温になるまで待つ。	
③	被塗布物の表面に泥、砂、汚物、油脂類、その他の異物が付着している場合。	エアブラッシング、ジェットウェッシュ又は、シンナー拭きなどにより除去する。	
④	屋外塗布で降雨・雪の場合、および類似の現象があつて保護膜に悪影響を及ぼすと予想される場合。	降雨・雪の場合は中止、またはテントハウス内に搬入して養生する。	
⑤	塗布した保護膜の乾燥中に異物の付着が予想される場合。	塗布作業の中止、または適当なカバーなどによる養生を行う。	塗布後30分は水がかからないようにする
⑥	塗布作業1回目と2回目の作業間隔が24時間を越えると予想される場合。	24時間を越えた場合は、再度2回の塗布を行う。	
⑦	使用剤にいちじるしい溶剤の飛散、または酸化等異状が認められる場合。	必要量を取り分けた後は密栓を厳行し、異状が認められた場合は廃棄する。	
⑧	使用剤の使用期間がすぎている場合。	製造後1年を越えている場合は廃棄する。	

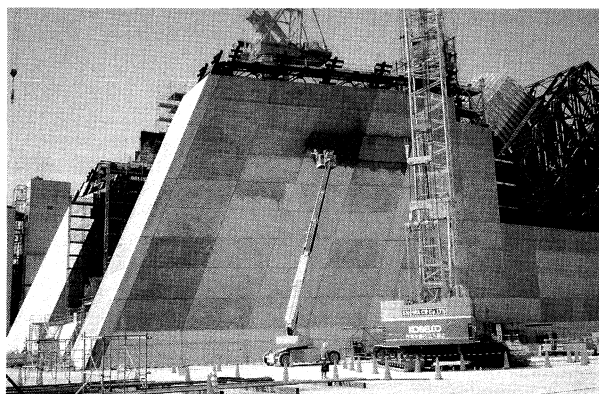


写真-2 浸透剤塗布状況

Photo.2 Coating permeation agent

表-5 塗装材料の比較
Tab.5 Comparison of coating materials

塗装材料の分子結合の特長	塗装状態の変化
シリラン系 この分子構造は単分子構造でなおかつ、Si-Oの結合が紫外線に弱く結合が切れるとR-Siが落ちてフックスの性質が失われる。また同時に水と反応しようとする。	シリラン系 分子が躯体に浸透し、共重合して不透水層を形成する。塗装後、紫外線によって表面は劣化するが躯体そのものについては、含浸層の効果はある。ただし、劣化層がそのまま存在するために、その部分に水の吸着やゴミの付着が生じ、外観的に耐久性が小さいと判断される。
エステル (非シリラン系) 分子自体が水に溶けにくく炭素化合物物をよく溶かす性質を持っている。	非シリラン系 シリラン系との違いは、躯体に充填層を作ることである。分子レベルの低いものは表面に膜を作らず充填層だけを作り、分子レベルの高いものは、充填層の表面に膜を作る。
フッ素樹脂 この分子構造ではFが原子では最も強い、電気陰性度(電子を引く力)が高く、また対称性により分子性(結合が離れてイオン化する性質)が低いので耐腐性に優れる。	浸透剤+樹脂系 有機塗膜の劣化層は、自然に除去され新しい面が表われる。耐久性は樹脂層の厚みに比例する。

表一7 PCa パネル製品の寸法許容差
Tab.7 Tolerance of PCa panel products

測定箇所	許容差 (mm)	測定箇所	許容差 (mm)
辺 長	±3		
パ ネ ル 厚	±2		
対 角 線 長 差	5		
曲 が り	3	定着金物位置	5

表一8 ひび割れ・角欠け補修要否判定基準
Tab.8 Criteria for repair of crack

	不良の種別	補修方法	備 考
ひび割れ	接合金物の耐力に支障のあるもの 構造的に回復不能な破損	×	EX 1. ジャンカによる主筋の露出
	部材を貫通しているもの	×	
	幅 0.1 mm をこえるもの	○	
	幅 0.1 mm 以下のもの	△	
仕上り面の角欠け	接合金物の耐力に支障のあるもの	×	室内面
	長さ 30 cm をこえ、かつ深さが板厚 1/2 をこえるもの	×	
	上記以外で、長さ 5 cm をこえるもの	□	
	長さ 2 cm をこえ、5 cm 未満のもの	□	
	長さ 2 cm 以下のもの	△	見えがかり部分は補修
気泡	見苦しいと思われるもの	△	立ち合い検査により基準を決める

(注) ×：廃板

○：低粘性エポキシ樹脂注入

□：エポキシ樹脂接着剤もしくはアクリル系・接着剤塗布後補修

△：備考欄に示すものは補修

上記以外のケースについては、その都度監督員と協議した。

6.2 架設

(1) 輸送

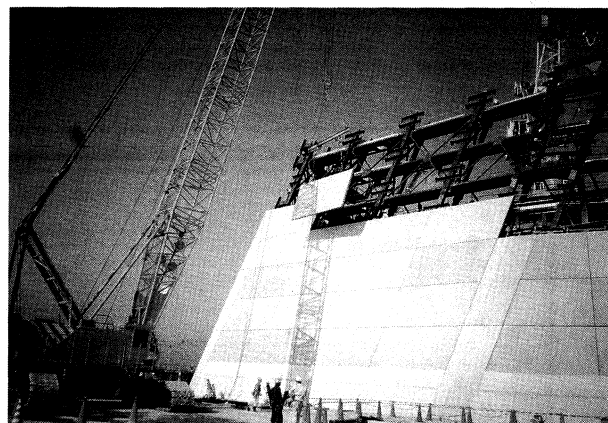
PCa パネルの輸送は、製作工場又は仮置きヤードから 11t 積みトラックおよび 25t 積みトレーラなどの陸上輸送により行った。現場でのストック量は、作業基地の使用状況から十分な確保ができないため、2 日程度の架設枚数の 10~20 枚程度のストック量とし、取り付け工程に合わせて輸送を行った。

(2) 架設

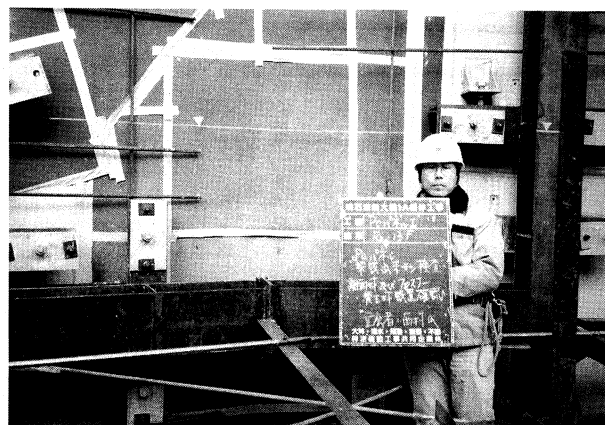
PCa パネルの取り付けは、躯体内に設置した 400 ton・m および躯体周辺に配置したクローラ式の 150 ton 吊りタワークレーンにより行った。取り付け順序は、基本的には躯体角を確定するため、コーナーパネルから実施し、架設誤差は PCa パネル間に設けた、幅 20 mm (一部 40 mm) の目地幅で調整することとし、目地の通りを優先することとした。PCa パネルの取付け許容誤差を表一9 に示す。PCa パネルの取付けの基準は、先に設置された PCa パネル取付け架台に設置した基準墨を基に、PCa パネルに取り付けた調整用のボルト及び固定アンカーにより、面外方向、面内方向、レベル調整を行い、許容誤差以内に調整を行った。写真一3 に PCa パネル架設状況を示す。

表一9 PCa パネル取付け許容誤差
Tab.9 Tolerance of installation of PCa panel

面 外 (基準墨より)	±5 mm
面 内 (基準墨より)	±5 mm
レベル (基準レベルより)	±5 mm
目地幅	±5 mm
段 差 (隣接パネル間)	±5 mm



写真一3 PCa パネル架設状況
Photo.3 Installation of PIC panel



写真一4 裏面処理状況
Photo.4 Back treatment

(3) アンカーボルト縁切り・裏面処理

PCa パネル固定アンカーの設計上の面内方向の支点条件は、1 点固定で他の 3 点は可動としている。しかし、構造的には引張ボルト方式のアンカー固定であり、同一条件となっており、可動構造とすることができない構造である。このため、温度変化に伴うソリによる変形の支点移動を吸収するため、固定用アンカーボルトの変形により支点移動を吸収することとし、弾力性のある吸収材をアンカーボルトに巻くこととした。

コーナーパネルについては、その断面形状が L 字型となっており、温度変化に伴う変形が躯体により拘束され応力集中が発生することが予測されたため、写真一4 に示すように躯体と PCa パネル間に変形を吸収する材料

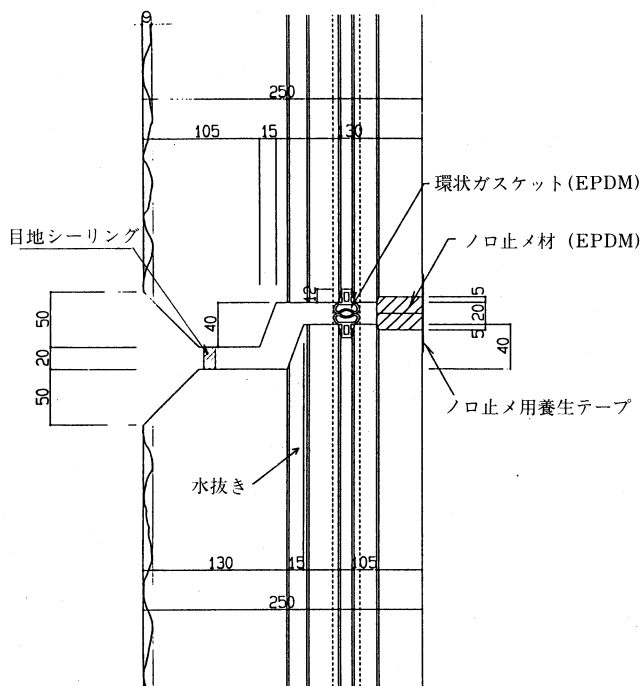


図-16 目地構造
Fig.16 Cast joint structure



写真-5 目地シール施工条況
Photo.5 Sealing of joint

を設置し、裏面処理を施した。

(4) 目地

PCa パネル間には、上屋部分で主に発生する地震、風、及び温度変化に伴う変形による、パネル相互の衝突を防止するため 20 mm の目地を設けた。標準箇所の目地構造を図-16 に示す。

目地は、ノロ止め用のゴムと養生テープによりコンクリート打設に伴う内面からのコンクリートの流出を防止し、ガスケットと後で施工するシール材により外部からの雨水等の侵入を防止する構造とした。

シール材の選定に当たっては、シリコン系、変成シリコン系、ポリサルファイド系の 3 種類を、表面保護剤の溶剤による影響度、および汚れにくさ等を比較し、表面保護材の溶剤に対して影響が少なく、汚れの付着しにく

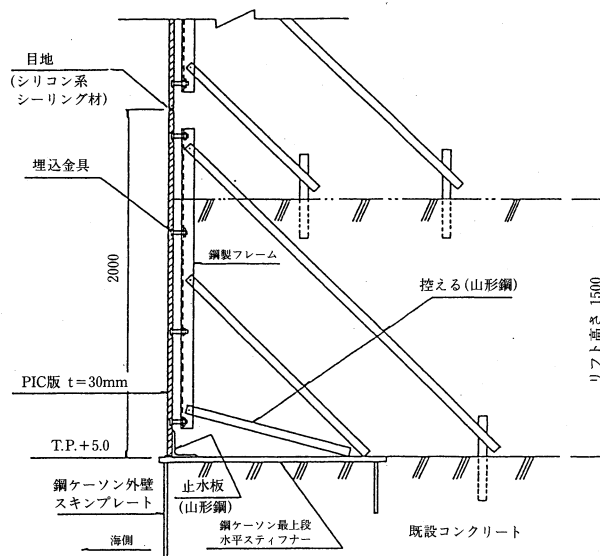


図-17 PIC 版設置要領図
Fig.17 Installation of PIC panel

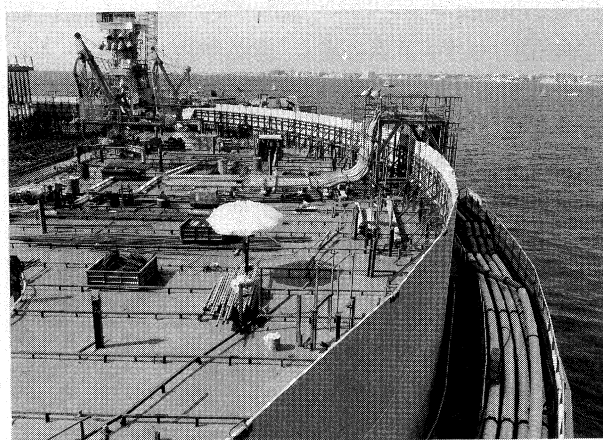


写真-6 PIC 版設置状況
Photo.6 Installation of PIC panel

いポリサルファイド系のシール材を使用することとした。シール材の施工状況を写真-5 に示す。

7. 主塔基礎におけるプレキャストパネルの採用

明石海峡大橋の主塔基礎は海峡部内に位置し、神戸側、淡路側それぞれが海面下約 57 m、60 m に設置された海中基礎であることから、常に波浪の影響を大きく受ける環境にある。

基礎は設置ケーソン工法により施工されたが、鋼ケーソンの高さは海面上 5 m 迄であり、海面上 5~10 m の躯体についてはアンカレイジ同様にコンクリート表面を保護する必要があることからプレキャストパネルを採用した。アンカレイジが鉄筋コンクリートパネルを採用したのに対して、主塔基礎では、以下の理由によりステンレスファイバーで補強し樹脂を含浸させた PIC 版 (= Polymer Impregnated Concrete) を採用した。(図-17、写真-6 参照)

- ① アンカレイジと比較して厳しい海洋環境において高い耐候性が有効である。
- ② 上部工において必要となる仮設部材等を設置する為の箱抜き部（切り欠き部）が非常に多いが、現場において通常の切断機で簡単に加工・対処出来る。

8. PIC 版の特徴

(1) 一般的特徴

PIC 版は、ステンレスファイバーを混入したコンクリートを最大約 3 cm の厚さに成形した版である。蒸気養生をした後、真空槽内において樹脂を含浸させ、水ガラス槽内において含浸させた樹脂を重合させることによりコンクリートの空隙部分内に安定なポリマー樹脂を形成するものである。（図-18 参照）

PIC 版の特徴は、コンクリート内空隙をポリマー樹脂により充填していることから、塩分や水分の浸透が難しいうえに、耐化学抵抗性・耐磨耗性にも優れている。また、ステンレスファイバーで補強されているために、引張強度・曲げ強度も非常に高く、通常の RC プレキャストパネル（PCa パネル）と比較して約 1/10 の厚さでコンクリート打設時の側圧に対して抵抗することが出来る。

版厚が薄いために軽いこと、高強度であるために損傷の可能性が殆ど無くなったことから、運搬から架設に至るまでの作業性も非常に高く（写真-7 参照）、また、標準品として工場において製造可能であることから、均質な製品が得られることも特徴である。表-10 に PCa パネルと PIC 版の特徴を比較した結果（財土木研究センター評定結果資料）を示す。

(2) 明石海峡大橋主塔基礎に採用した PIC 版

明石海峡大橋の主塔基礎で採用した PIC 版の寸法は、図-19 に示すとおり高さ約 2 m、幅約 1 m、厚さ 3 cm の定型品であり、版内にはパネルが受けるコンクリート側圧に配慮した強度の埋込金具が取り付けられている。

主塔基礎で採用された PIC 版の特徴としては、通常版裏面に付着させる骨材を取り除いた点である。これについては後述するとおり、PIC 版とコンクリートの過度の付着を避けコンクリートのひび割れに伴う版のひび割れ

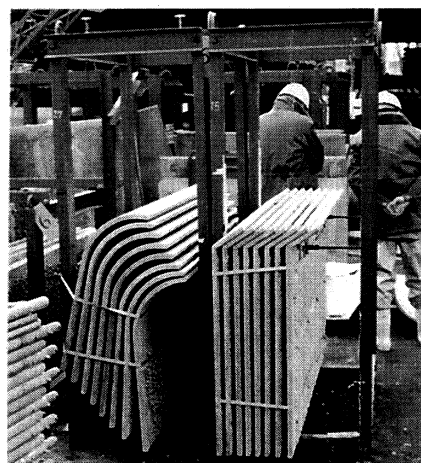


写真-7 PIC 版の搬入方法の例

Photo.7 Handling of PIC panel

表-10 プレキャストパネルの性能等の比較

Tab.10 Comparison of performance of precast panel

強度、性能等	
P I C 版	・版 素 材：Gmax=10 mm、W/C=38.0%、C=500 kg のステンレス短繊維補強コンクリートで、ポリマー樹脂を含浸させたもの。
	・版 厚：30 mm
	・圧縮強度：1300 kg/cm ²
	・塩分浸透：0.0%（表面、乾湿 30 回）
	・加圧吸水：0.1%（水圧 15 kg/cm ² 、28 日）
	・中性化深：0 mm（40℃、CO ₂ =10%、90 日）
	・弾性係数の低下率：2%（1400 回凍結融解後）
	・耐磨耗性：1.4 mm（スパイクテスト、5 万回）
	・化学抵抗：非常に強い
	・外 観：やや色の濃いコンクリート色
プ レ カ ス ト R C パ ネ ル	・版 素 材：Gmax=20 mm、W/C=45%、C=330 kg の鉄筋コンクリート
	・版 厚：150 mm
	・圧縮強度：240 kg/cm ² 以上
	*塩分浸透：0.2%（表面、乾湿 30 回）
	*加圧吸水：4.0%（水圧 15 kg/cm ² 、28 日）
	*中性化深：27 mm（40℃、CO ₂ =10%、90 日）
	*弾性係数の低下率：30%（1400 回凍結融解後）
	*耐磨耗性：3.0 mm（スパイクテスト、5 万回）
	*化学抵抗：普通
	・外 観：コンクリート色
備 考	（注）*印は、圧縮強度 612 kg/cm ² の場合を示す。
	・通常のコンクリートに比べ、PIC 版は水密性・耐磨耗性に優れ、特に海上構造物にとって重要な化学抵抗性・塩分浸透抵抗性・凍結融解抵抗性に優れる。
	・引張強度が非常に高く、耐ひびわれ性能も大きい。

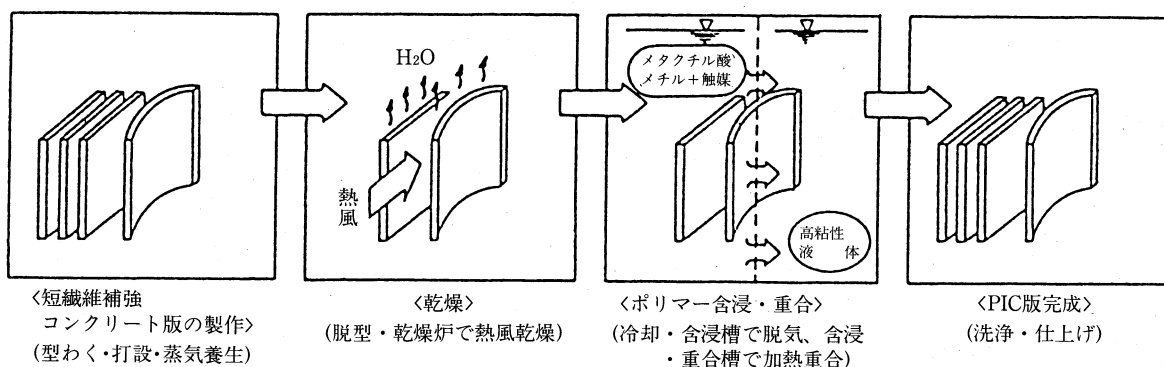


図-18 PIC 版の製造工程

Fig.18 Production of PIC panel

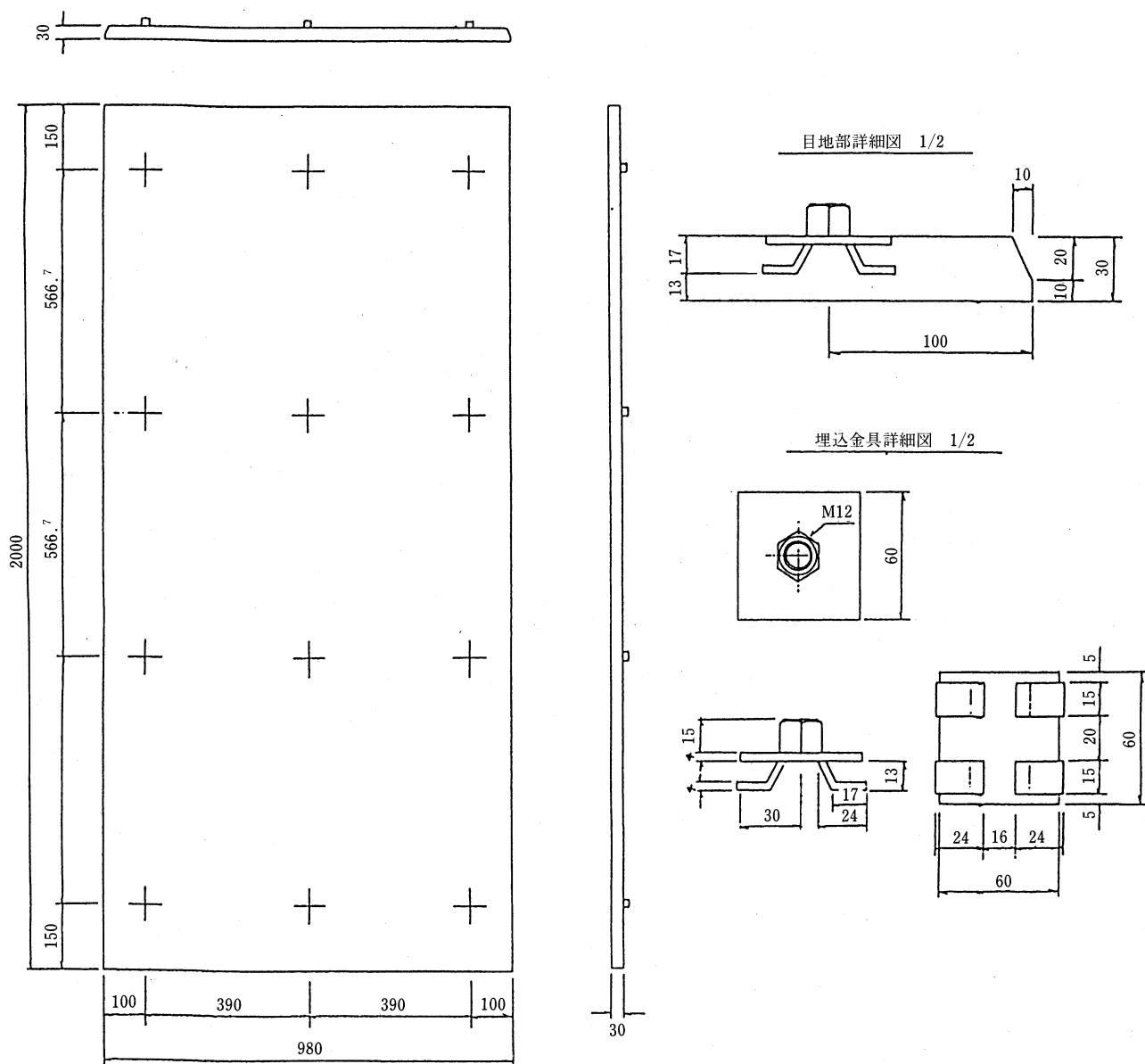


図-19 明石海峡大橋 2P 主塔基礎の PIC 版の仕様

Fig.19 Specification of PIC panel for Akashi Kaikyo Bridge 2P tower foundation

表-11 PIC 版の基材配合

Tab.11 Base mix of PIC panel

粗骨材最大 寸法 Gmax (mm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³)					
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	短繊維	高性能減水剤
10	38	56	190	500	892	756	118	5

を防止する為である。

パネル間は図-20 に示すとおり、縦目地はシリコン樹脂を充填した構造であり、横目地はエポキシ樹脂を塗布した突き合わせ構造となっている。

本工事で使用した PIC 版の基材配合は表-11 に示すとおりである。

9. PIC 版を採用するに際しての検討事項

PIC 版を主塔基礎において採用するに当たっては、以下に示す項目について検討した。

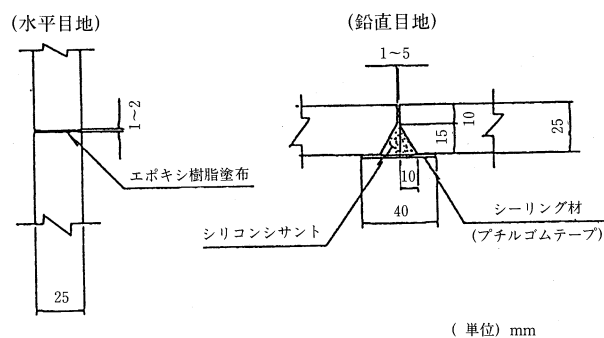


図-20 目地の構造

Fig.20 Structure of cast joint

(単位) mm

(1) マスコンクリートひび割れ発生時の挙動確認

主塔基礎は最大直径 80 m の巨大コンクリート構造である。低発熱型セメントを採用する等の対策は講じているものの、万一のひび割れ発生時の PIC 版の役割・挙動を明確にし、目的に合った構造とする必要があり、以下に示す条件を設定した。

主塔基礎のマスコンクリートひび割れが発生した際には、PIC 版とコンクリートとの付着は切れ、独立して動く。その結果生じる相対変位は目地部で吸収する。

上記条件を満足するために、前述したとおり PIC 版の裏面は滑らかな面とし、躯体との連結状態は通常のコンクリート間の付着力程度に押さえ、ひび割れ発生時には付着が切れる構造とした。仕様決定に際しては、上記構造を供試体で再現し、強制的にひび割れを発生させた上で、PIC 版自体が破損せずに PIC 版の付着が切れることにより、ひび割れが目地部で吸収されることを確認している。

付着が切れた際には背後の支保材が PIC 版を支えることになるが、躯体と版の相対変位を許容する為に、版の取付金具を支持する材料は変形可能な材料とし、その為に支保材料は短塩ビパイプで覆い、空洞を設けることとした。

(2) 表面保護に係る検討

PIC 版を外面板として採用することにより、躯体コンクリートに与える影響は、以下のとおり基本的には改善の方向にあると結論づけられた。

- ① PIC は空隙が樹脂で埋められており、内外の水分の移動が殆どないことから、耐乾燥収縮には効果的である。
- ② 塩害、中性化については促進試験結果から判断すると殆ど発生しない。
- ③ 鉛直目地の材料は、現在考えられる最も耐久性のあるシリコン系シーリング材を採用するので、基本的には問題がない。また、劣化が生じた場合には除去の上、再シーリングすることで対応可能である。水平目地については、接着剤で密着させており、問題は生じない。
- ④ 表面の油等の汚れに対しては、樹脂により空隙が滑らかに埋められているために、簡単な清掃作業で除去が可能である。

(3) 美観

PIC 版採用に当たって最も懸念されたのが、美観で

あった。PIC 版のやや色の濃いコンクリート色、及び色むらが美観を損ねる欠点を有している為であり、これを改良することが、製造工程の中で最も重要な要素となった。

PIC 版の製造工程は図-18 に示したとおりであるが、コンクリート版の成形から、熱風乾燥、樹脂の含浸、重合槽へ入れるまでの秒数に至るまで、全ての色に影響を与える可能性のある工程について要因分析をすることにより、品質管理を実施することとした。また、やや濃いコンクリート色についても、重合前の表面樹脂の蒸発を若干許容することにより、改善することとした。

色むらについては、その大半の原因が取付金具周辺の締め固め程度の差異に起因することが判明したため、版の成形が最終工程に入った段階で取付金具を埋め込むこととし、締め固めの差異が極力無い様に努めた。

(4) 耐コンクリート側圧設計

主塔基礎のコンクリート打設の最大リフト厚は 1.5 m であり、PIC 版の強度設計にはコンクリートの液圧に耐える設計を実施した。ただし、樹脂の含浸厚の限界から版の最大厚さが 3 cm に制限されていたために、図-19 に示す密度で取付金具を設置し、曲げモーメントによる応力を版の耐荷力以下に制御することとした。

(5) PIC 版の施工性

PIC 版は製造設備の能力から、図-19 に示す寸法が上限であったことから、現場における施工手間が多くなることが懸念された。明石海峡大橋主塔基礎においては小型のフレームを活用して 4 枚を一組にプレハブ施工し、これを解消することとした。PIC 版の取付金具はこのフレームに接続することとした。

フレームは既設コンクリートに埋め込まれた鋼材に溶接により設置することとし、架設材は最小限に止めた。

10. あとがき

明石海峡大橋においては将来に渡って維持管理を最小限にとどめること、周辺からの景観上の視点が多いことから美観が重視されたこと、低発熱型セメントを用いたコンクリートを保護する必要があったこと等の条件により、種々の新しい構造、材料が採用された。

これらの結果については、短期的には予測の範囲内であり、十分満足の得られる結果となっているが、新たな取り組みであることから、長期の美観、維持管理性について確認していく必要があると考える。

リンク式伸縮装置に関する現地計測

Site Measurement on Link type Expansion Joint

第二管理局維持施設第二部 橋梁維持課長 丸 尾 進
Susumu Maruo

坂出管理事務所 環境対策課長 藤 谷 邦 夫
Kunio Fijitani

第二管理局維持施設第二部 橋梁技術課長代理
第二管理局維持施設第二部 橋梁維持課長代理 石 橋 清 美
Kiyomi Ishibashi



概 要

リンク式伸縮装置は、大きな伸縮量を必要とする場所で使用されるローリングリーフ式伸縮装置、くし型伸縮装置に比べ、コンパクトな伸縮装置である。

リンク式伸縮装置は瀬戸大橋に7箇所設置されているが、近年その伸縮装置上を車両が通過する際の走行音が増大する傾向があったため、番の州高架橋に騒音振動を抑制する改良型伸縮装置を導入している。今回、従来型及び改良型伸縮装置で各部位の応力挙動を計測したのでその結果を報告する。

The link type expnsion joint is designed for a large deformation of the bridge's end this joint is the most compact one comparing the rolling leaf type and the finger type expansion joints.

Link type expansion joint have been applied to four brides in the Seto Ohashi Bridge.

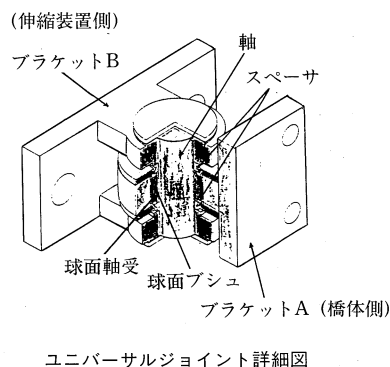
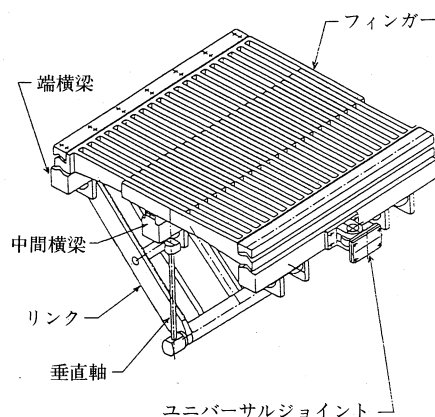
Recently, the noise from these joints has increased gradually. Therefor, an improved type expansion joint has been installed at bannosu viaduct. This report shows result of measurement on stress and response for various members of the joints of ordinary type and improved type.

1. まえがき

リンク式伸縮装置の構造は、図-1に示すように、輪荷重を直接受けるフィンガー、その荷重をリンクに伝達する中間横梁、フィンガーを下から支持しているリンク、4点の鉛直沓の他に伸縮装置を橋体に連結するユニバー

サルジョイントから構成されている。

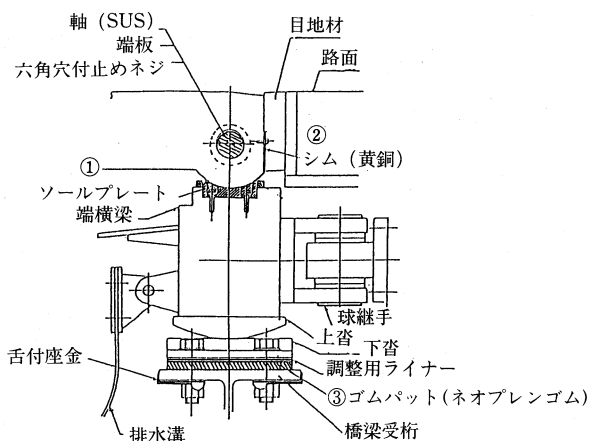
このリンク式伸縮装置は、供用開始直後から大型自動車の通過時に衝撃音が発生したため、民家に近接している部分の伸縮装置に対し、衝撃緩和のための対策工を実施し、衝撃音は軽減した。(図-2参照)しかしながら、近年衝撃音が再び増大する傾向が認められる。(図-3参照)



橋梁名(箇所)	檀石島橋		岩黒島橋		与島橋		番の洲高架橋	合 計
	1 P	4 P	1 P	4 P	2 P	5 P	3 P	
ユ ニ ッ ト 数 (基)	13	17	17	13	14	18	12	104

図-1 リンク式伸縮装置の構造と設置ユニット数

Fig.1 Structure of link type expansion joint and number of unit placed



①ソールプレートの材質変更
衝撃を緩和するため、材質を青銅
鋳物から硬質ウレタンにする。

②シムプレートの挿入
フィンガーをピンに押し上げ、
フィンガーのシーソー運動を抑え
る。

③ゴムパットの挿入
端横梁から受桁への衝撃を緩和す
る。

図-2 衝撃緩和対策工

Fig.2 Countermeasure to mitigate the impact

このような状況に鑑み、騒音振動の抑制を目的に構造を改良した改良型伸縮装置を番の州高架橋に設置し、従前とは異なった騒音振動低減対策を行った。この改良型伸縮装置は、従来型とはフィンガー端部の固定構造が異

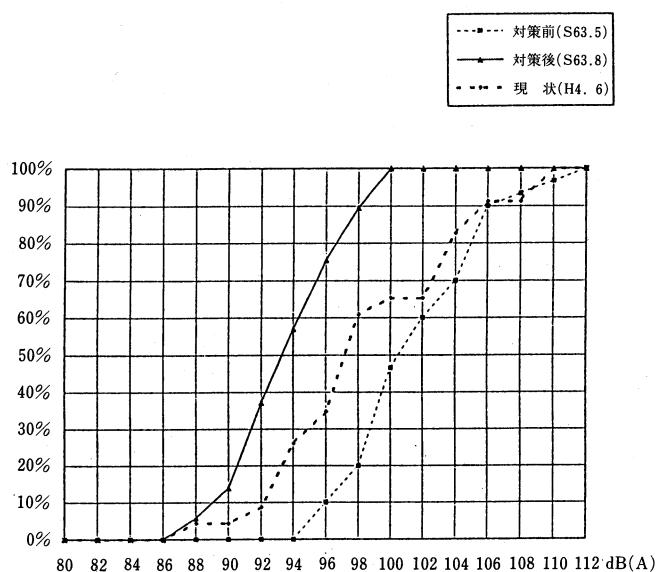


図-3 対策効果経時変化

Fig.3 Variation in time of effectiveness of countermeasure

なっている。その違いを図-4に示す。

従来型は短冊状に独立したフィンガー端部の孔にピンを挿入して、各フィンガーが独自に若干上下に可動できる。当然、ピン孔はピンの挿入のため若干大きい孔径と

項 目	従 来 型	改 良 型
フ ィ ン ガ ー ヒ ン ジ 構 造	ピン方式 (ガタ有り) 	防振ゴム方式 (ガタ無し)
	鋼板分離型 	鋳物一体型

図-4 従来型伸縮装置と改良型伸縮装置の構造

Fig.4 Comparison of structure between ordinary type and improved type

なっており微小な隙間がある。これに対し、改良型はフィンガーを一体構造とし、フィンガー端部を防振ゴムで挟み込みフィンガー単体の動きを拘束している。

今回、この従来型伸縮装置と改良型伸縮装置において、各々の部位における変位挙動と応力値を計測し、衝撃音の原因究明を行うとともに改良型伸縮装置の振動抑制効果を確認したので、その結果を報告する。

2. 計 測

2.1 計測場所

従来型伸縮装置の計測は岩黒島橋4Pの上り線で行った。

また、改良型の計測は番の州高架橋3P上り線で行った。この場所は、平成5年度に改良型を設置しており、計測時点において、約1年間供用している。

2.2 計測項目

計測項目を表-1に示す。

表-1 計測項目一覧表
Tab.1 List of measure items

		従来型伸縮装置 (岩黒島橋)			改良型伸縮装置 (番の州高架橋)	
		走行	貨物	24時間	走	行
ボルト軸力		○	○	○		○
端横梁ひずみ	側面	○	—	—		○
	下面	○	—	—		○
端横梁相対変位	水平	○	—	—		○
	鉛直	○	—	—		○
端横梁振動加速度	橋軸	○	—	—		○
	鉛直	○	—	—		○
フィンガー鉛直変位		○	○	○		○
水平材鉛直変位		○	○	○		—
伸縮装置伸縮量		○	○	○		—
鋼床版たわみ		—	—	—		—
フィンガー応力	上面	○	—	—		○
	下面	○	—	—		○
	溝部	○	—	—		○

走行：荷重車走行計測

貨物：貨物列車通行時計測

24時間：24時間一般車交通計測

上記の他に気温、鋼材温度も計測した。

2.3 計測部位

計測部位を図-5に示す。またフィンガー応力計測箇所を図-6に示す。

フィンガーの応力計測箇所はフィンガー幅（橋軸直角方向）方向の応力状況の違いが判るように計測位置を選定した。また従来型と改良型でフィンガー上面の滑り止め形状が異なっているため、この形状の違いによる応力差も、計測できるように計画した。

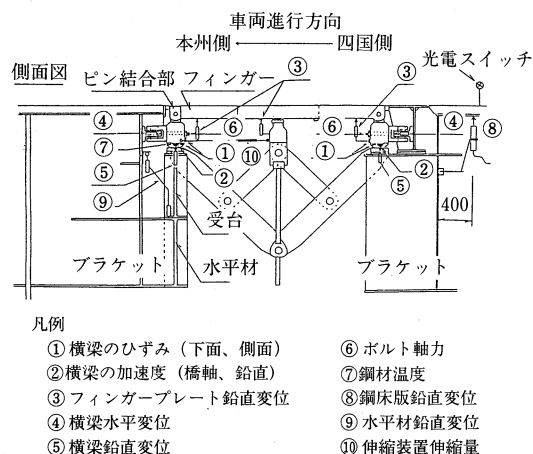


図-5 計測部位図

Fig.5 View of measured members

「番の州高架橋（改良型）は上図に示す計測部位の内、鋼床版鉛直変位、水平材鉛直変位、伸縮装置伸縮量は行わなかった。」

2.4 計測方法

計測は、下記の3ケースで行った。

- ① 荷重車走行計測
- ② 貨物列車通行時計測（従来型だけ実施）
- ③ 24時間一般交通計測（従来型だけ実施）

計測の概要を下記に示す。

(1) 荷重車走行試験

公団所有の散水車（総重量約20t）を0、50、80 km/hの速度で走行させ、大型車両通行時を再現する。また、図-7に示すように走行載荷パターンも変化させ、かつユニバーサルジョイント部のボルト導入軸力を10 tf、2 tf、0.5 tfと変化させて計測した。

(2) 貨物列車通行時計測

従来型伸縮装置下を通行する貨物列車2種類と寝台特急瀬戸号の3ケースを計測した。その諸元を表-2に示す。

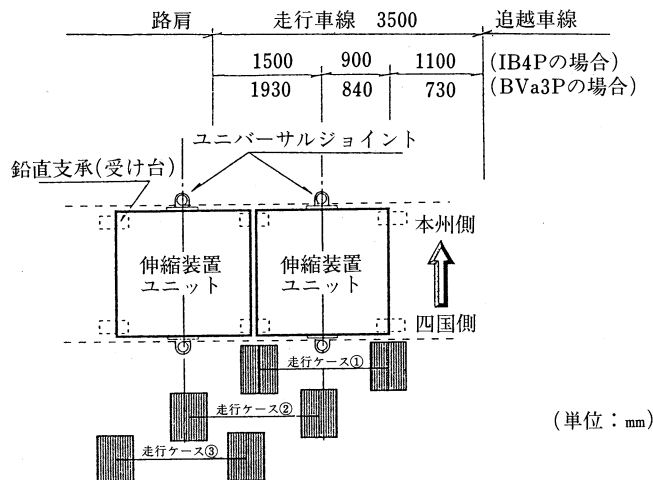
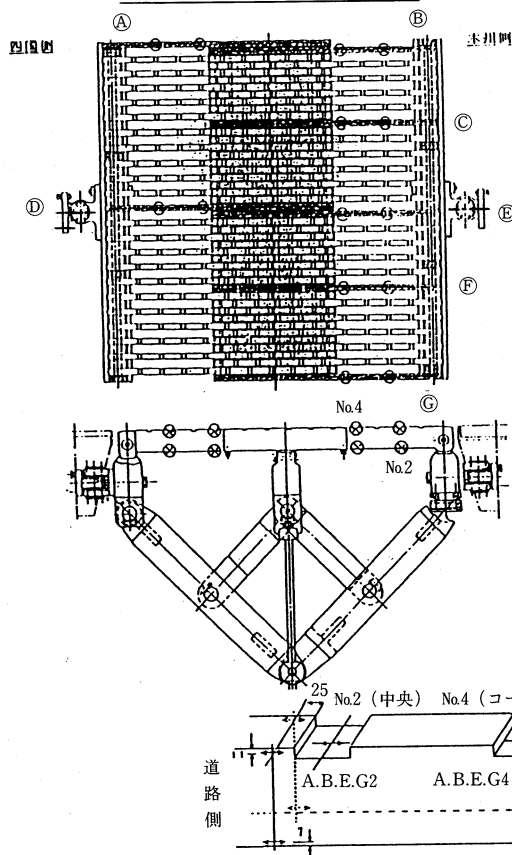


図-7 走行載荷パターン図

Fig.7 Pattern of loading

フィンガー応力測定位置図(従来型)

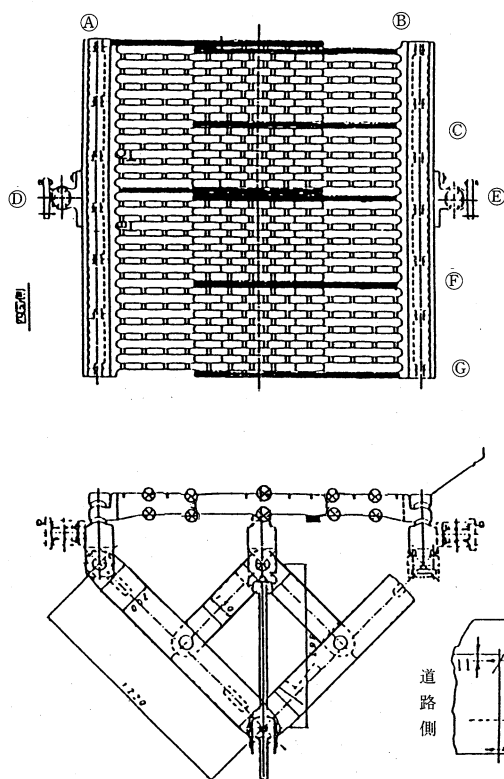


リンク式伸縮装置応力測定箇所

対象フィンガー			ひずみゲージ貼付け位置 (箇所数)			
			No.2 溝	No.4 溝		
A	端(外部) フィンガー	四国側	 	(5)	 	(5)
G	"	本州側	 	(5)	 	(5)
B	端(内側) フィンガー	本州側	 	(5)	 	(5)
C	中間部 フィンガー	本州側	 	(2)	 	(2)
F	"	本州側	 	(2)	 	(2)
D	中央部 フィンガー	四国側	 	(2)	 	(2)
E	"	本州側	 	(5)	 	(5)

A.B.E.G2-3 A~F2-1
A.B.E.G4-3 A~F4-1
中 央 側 (東) 海 側 (西)
A.B.E.G2-4 A~F2-2
A.B.E.G4-4 A~F4-2

フィンガー応力測定位置図(改良型)



対象フィンガー			●ゲージ貼付位置 (箇所数)			
			No.2 溝	No.4 溝		
A	端(外部)フィンガー	四国側	 	(5)	 	(5)
G	"	本州側	 	(5)	 	(5)
B	端(内側)フィンガー	本州側	 	(5)	 	(5)
C	中間部フィンガー	本州側	 	(2)	 	(2)
F	"	本州側	 	(2)	 	(2)
D	中央部フィンガー	四国側	 	(2)	 	(2)
E	"	本州側	 	(5)	 	(5)

○はひずみゲージの張り付け場所を、■は振動加速度計設置位置を示す。なお振動加速度計はB、E、フィンガー

図-6 フィンガー応力計測箇所

Fig.6 View of measured point of stress on finger plate

表-2 通過列車諸元表
Tab.2 List of passing trains

ケース名	列車種類	編成車両数(両)	全重量(トン)	全長(m)	走行速度(km/h)	IB4P通過時間(秒)	岩黒島橋通過時間(秒)
T1	貨物列車 (NO.3070)	20	871	404	77	19	56
T2	寝台特急 瀬戸号	15	460	311	70	16	57
T3	貨物列車 (NO.3866)	30	790	296	38	28	103

(3) 24 時間一般車計測

一般車の供用中、連続した24時間の間に発生するたわみや応力の大きさと、その発生頻度を計測した。解析プログラムはピークバレー法あるいはレベルクロッシング法によりおこなった。

なお、フィンガー応力の計測は、①散水車（総重量約20t）を静的にフィンガーに載荷させる重車両静荷重試験、②重車両を80km/hで走行させる重車両走行試験、③一般車走行を対象とした一般車走行試験（約3時間程度）で各発生応力を計測した。図-8に重車両諸元、載荷状況を示す。

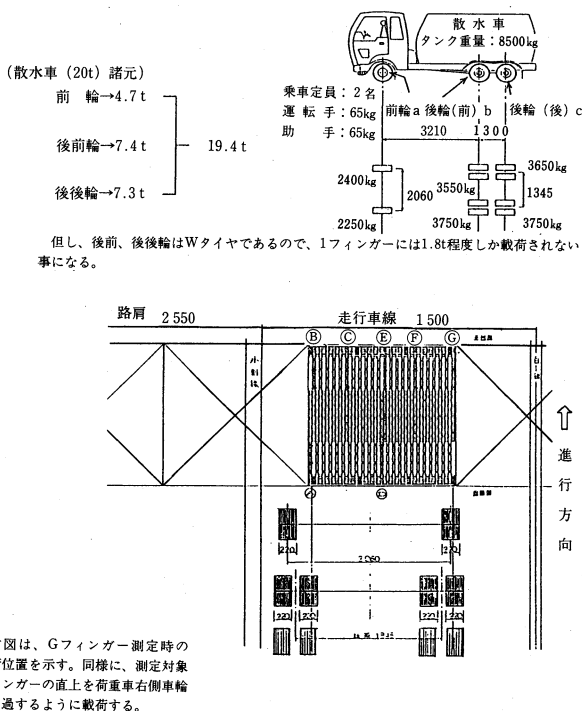


図-8 重車両諸元、載荷状況図

Fig.8 Dimension of heavy rolling stock and loading situation

3. 計測結果

計測結果を表-3～表-4に示す。

4. 計測結果概要

計測結果概要を下記に示す。

「荷重車走行試験」

計測項目	従来型伸縮装置	改良型伸縮装置
ボルト軸力変動	導入軸力 10 tf ——最大 0.2 tf 導入軸力 0.5 tf ——最大 0.5 tf ユニバーサルジョイント直上通過ケースが軸力変動が著しい。	導入軸力 10 tf の場合、軸力変動なし。0.5 tf では従来型と同じ。
端横梁ひずみ	橋軸方向（端横梁中央） 四国側 42 kg/cm ² 本州側 21 kg/cm ² 鉛直方向（端横梁中央） 四国側 178.5 kg/cm ² 本州側 105 kg/cm ²	橋軸方向（端横梁中央） 四国側 25.2 kg/cm ² 本州側 21.0 kg/cm ² 鉛直方向（端横梁中央） 四国側 71.4 kg/cm ² 本州側 79.8 kg/cm ²
端横梁と橋体の相対変位	橋軸方向（端横中央） 四国側 四国側へ最大 0.7 mm 本州側 本州側へ最大 0.5 mm 鉛直方向（端横中央） 四国側 上方+0.1 mm 下方-0.6 mm 本州側 上方+0.2 mm 下方-1.0 mm	橋軸方向（端横中央） 四国側 ±0.1 mm 本州側 ±0.3 mm 鉛直方向（端横中央） 四国側 上方+0.1 mm 下方-0.4 mm 本州側 上方±0.2 mm 下方-0.6 mm
フィンガー鉛直変位	上下に3mmの変位しており、端横梁が微震動をおこなっている。	四国側で最大0.5mm、本州側で1.3mmの変位。
水平材鉛直変位	装置の支持材中央で±0.5mm	——
伸縮量	伸び0.6mm、縮み0.2mm	——
鋼床版変位	微震動で上方0.1mm 下方0.2mm	——

計測項目	従来型伸縮装置	改良型伸縮装置
端横梁振動加速度	走行車線に位置するユニット11で最大500G近い加速度が確認された。 前輪に比べ、後輪荷重による衝撃が著しい。 重車両の衝撃は本州側で2～3回四国側1回	走行車線に位置するユニット10で10G以下の加速度である。

「列車通行時計測」

ボルト軸力変動—最大0.3tfが確認された。

伸縮量—最大4mm

「24時間一般車走行計測」

ボルト軸力変動—0.1～1.0tf

伸縮装置伸縮量—6cm(温度差10℃)

表-3 計測結果一覧表 (その1)
Tab.3 Summery of measurement (part I)

測定箇所：岩黒島橋 1B4P

上段：最大値
下段：最小値

測定項目	ユニット	本州 四国	東西	方向	単位	ボルト軸力 10 tf			ボルト軸力 2 tf						ボルト軸力 0.5 tf		備 考		
						μ-80 km/h			μ-80 km/h			μ-50 km/h			μ-80 km/h				
						①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②			
						A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3	D1	D2			
ボルト軸力	⑪	四国側	東	橋軸	tf	0.1	0.2	0.0	0.3	0.3	0.2	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	引張+		
			西	橋軸	tf	0.2	0.2	0.0	0.2	0.4	0.1	0.1	0.3	0.1	0.2	0.5	〃		
		本州側	東	橋額	tf	0.1	0.1	0.0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	〃		
			西	橋軸	tf	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.2	〃		
	⑫	本州側	東	橋軸	tf	0.0	0.0	0.0	-0.3	-0.5	-0.4	-0.2	-0.4	-0.3	—	—	〃		
			西	橋軸	tf	0.0	0.1	0.1	0.3	0.5	0.4	0.2	0.4	0.3	—	—	〃		
端横梁ひずみ	⑪	四国側	内側面中央	橋軸	μ	5 -6	7 -16	—	—	—	—	—	—	—	10 -8	22 -15	本州側に凸で+		
			下面中央	鉛直	μ	17 -3	85 -3	—	—	—	—	—	—	—	26 -6	85 0	下方に凸で+		
		本州側	内側面中央	橋軸	μ	12 -10	9 -3	—	—	—	—	—	—	—	11 -9	8 -3	四国側で凸で+		
			下面中央	鉛直	μ	20 -12	50 -6	—	—	—	—	—	—	—	32 -24	50 -7	下方に凸で+		
		端 横 梁 相 対 変	⑪	四国側	中央	橋軸	mm	0.2 -0.3	0.1 -0.5	—	—	—	—	—	—	—	0.2 -0.4	0.2 -0.7	本州側+
					鉛直	mm	0.1 -0.3	0.1 -0.6	—	—	—	—	—	—	—	0.1 -0.5	0.1 -0.6	上方+	
本州側	中央			橋軸	mm	0.2 -0.4	0.3 -0.3	—	—	—	—	—	—	—	0.2 -0.5	0.3 -0.3	四国側+		
	鉛直			mm	0.1 -1.0	0.2 -0.7	—	—	—	—	—	—	—	—	0.2 -0.9	0.3 -0.7	上方+		
端横梁加速度	⑪	四国側	中央	橋軸	G	410 -360	320 -330	—	—	—	—	—	—	—	190 -210	480 -420	本州側+		
			鉛直	G	370 -410	460 -360	—	—	—	—	—	—	—	—	240 -320	440 -420	下方+		
		本州側	中央	橋軸	G	310 -280	260 -220	—	—	—	—	—	—	—	480 -380	180 -140	四国側+		
			鉛直	G	420 -300	250 -280	—	—	—	—	—	—	—	—	370 -360	160 -230	下方+		
		フィンガー鉛直変位	⑪	四国側	西	鉛直	mm	0.8 -0.2	0.5 -0.2	0.1 -0.1	0.7 0.0	0.4 -0.1	0.1 -0.1	1.2 -0.1	0.2 -0.1	3.1 -0.3	1.5 -0.7	0.5 -0.7	上方+, 下方-
						鉛直	mm	0.1 0.0	0.0 0.0	0.1 0.0	0.2 -0.1	0.0 0.0	0.4 -0.1	0.1 -0.1	1.0 -0.1	—	—	〃	
本州側				鉛直	mm	2.5 -0.6	0.6 -1.3	—	—	—	—	—	—	—	1.5 -1.8	0.6 -0.4	〃		
水 平 材 位	⑪	本州側	中央	鉛直	mm	0.4 -0.5	0.3 -0.5	0.2 -0.1	0.5 -0.4	0.4 -0.4	0.2 -0.2	0.4 -0.3	0.2 -0.3	0.2 -0.2	—	—	〃		
	⑫			鉛直	mm	0.2 -0.2	0.1 -0.1	0.2 -0.2	0.2 -0.2	0.1 -0.3	0.2 -0.1	0.1 -0.1	0.1 -0.2	0.1 -0.1	—	—	〃		
伸 縮 装 置 量	⑪	—	西	橋軸	mm	-0.4	-0.3	-0.1	-0.6	-0.3	-0.1	-0.3	-0.3	-0.1	—	—	伸び-		
鋼床版たわみ	⑪	四国側	中央	鉛直	mm	0.1 -0.2	0.1 -0.1	—	—	—	—	—	—	—	0.1 -0.2	0.1 -0.1	下方-		

上段：最大値
下段：最小値

測定箇所：番の州高架橋 BVa3P

表-4 計測結果一覧表 (その2)
Tab.4 Summery of measurement (part II)

上段：上面2点平均応力
下段：下面2点平均応力
単位(kg/cm²) 一圧縮、+引張

測定項目	ユニット	本州 四国	東西	方向	単位	ボルト軸力 10 tf		ボルト軸力 0.5 tf		備 考
						①	②	①	②	
						E 1	E 2	F 1	F 2	
ボルト軸力	⑩	四国側	東	橋軸	tf	0 0	0 0	0.4 0	0.5 0	引張＋、圧縮－
			西	橋軸	tf	0 0	0 0	0.1 0	0.1 0	〃
		本州側	東	橋軸	tf	0 0	0 0	0.4 0	0.2 0	〃
			西	橋軸	tf	0 0	0 0	0.2 0	0.2 0	〃
端 横 梁 ひ ず み	⑩	四国側	内側面 中央	橋軸	μ	0 －12	2 －9	2 －6	3 －3	本州側に凸で＋
			下面 中央	鉛直	μ	＋7 0	32 －13	11 －1	34 －2	下方に凸で＋
		本州側	内側面 中央	橋軸	μ	0 －10	2 －8	0 －6	2 －3	四国側に凸で＋
			下面 中央	鉛直	μ	4 －3	33 －4	4 －5	38 －3	下方に凸で＋
端 横 梁 相 対 変 位	⑩	四国側	中央	橋軸	mm	0 －0.3	0 －0.1	0.1 －0.1	0.1 －0.1	本州側＋
			中央	鉛直	mm	0 －0.2	0 －0.3	0.1 －0.3	0 －0.4	上方＋
		本州側	中央	橋軸	mm	0.2 －0.1	0.2 －0.2	0.3 －0.2	0.2 －0.3	四国側＋
			中央	鉛直	mm	0.2 －0.5	0.2 －0.5	0.2 －0.5	0.2 －0.6	上方＋
端 横 梁 加 速 度	⑩	四国側	中央	橋軸	G	3 －1	2 －3	2 －4	2 －3	本州側＋
			中央	鉛直	G	2 －1	5 －2	2 －2	6 －2	下方＋
		本州側	中央	橋軸	G	1 －1	1 －1	2 －2	1 －1	四国側＋
			中央	鉛直	G	2 －2	5 －9	3 －3	6 －10	下方＋
フィンガー 鉛直変位	⑩	四国側	東	鉛直	mm	0.1 －0.3	0.2 －0.2	0.1 －0.4	0.2 －0.2	上方＋、下方－
		本州側	東	鉛直	mm	0.4 －0.5	0.4 －0.5	0.7 －0.6	0.5 －0.4	〃

「フィンガー応力計測」

		従来型伸縮装置					改良型伸縮装置				
応力発生位置		B	C	E	F	G	B	C	E	F	G
散水車 静荷重試験	NO.2	-115	-147	-122	-151	-111	-58	-35	-47	0	-58
		139	158	153	162	139	73	50	57	26	88
	NO.4	-129	-116	-180	-189	-139	-146	-111	-135	-93	-145
		147	149	209	187	188	190	192	161	114	198
散水車 走行試験	NO.2	-131	-126	-137	-151	-331	-82	-35	-51	-23	-58
		256	168	147	147	410	69	38	58	38	64
	NO.4	-347	-252	-200	-214	-578	-64	-102	-101	-58	-132
		357	252	252	181	693	76	114	116	67	158
一般車 走行試験	NO.2	—	—	—	—	—	-100	-100	-150	-150	-150
		—	—	—	—	—	125	100	175	150	150
	NO.4	—	—	—	—	—	-200	-200	-200	-250	-275
		—	—	—	—	—	300	150	225	250	325

5. 計測結果のまとめ

各計測結果をまとめると下記ようになる。

(1) ボルト軸力変動

荷重車走行計測（供用下における大型車通行時と相似状態）でのボルト軸力の変動は通常の導入軸力（10 tf）が入っている場合、その変動は微小である。また同じ状態での改良型は、変動はない。

ただし、通常の導入軸力で0.5 tf～1.0 tfの軸力変動が24時間一般車計測で観測された。この原因を究明するため、計測データを分析した結果、下記の様な事が判明した。

端横梁（SS 400）とボルト（SUS 304）の異種材間に生じる線膨張係数の差による軸力変動がある。

材 質	線膨張係数
端横梁（一般構造用圧延鋼材）	12.0×10^{-6}
ボルト（ステンレス鋼）	17.3×10^{-6}

今回鋼材温度差が10℃あり、約 50×10^{-6} （ひずみ）の差が生じる。このひずみが全てボルトに作用したと考えると、ボルト軸力を求めると約1.0 tfとなり、計測した軸力変動値とほぼ等しい。図-9に鋼材温度変化とボルトの軸力変動を示す。

上記に示すとおり、軸力変動は物理的に起こり得るが、最大の軸力変動も通常の導入軸力の約10%に過ぎない。従って、供用下におけるボルト軸力変動は総じて微小といえる。

(2) 端横梁のひずみ

従来型、改良型とも鉛直方向のひずみが大きいが応力ベースで200 kg/cm²以下である。従って、設計上特に問題にならない。

(3) 各部位における変位

端横梁の橋体との相対変位、フィンガーの鉛直変位、水平材の鉛直変位、鋼床版の鉛直変位共々比較的微小変形であり、特に問題となる計測値はない。

(4) 伸縮装置の伸縮量

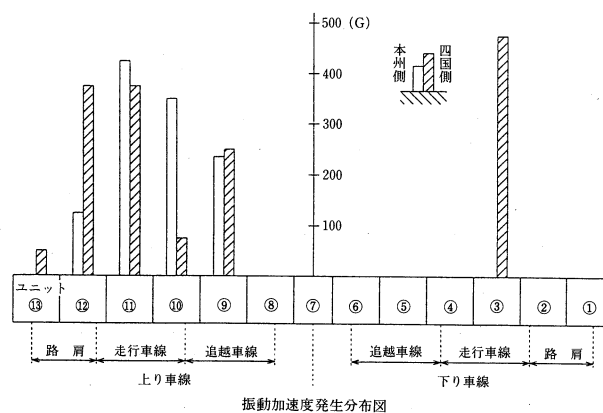
走行車両による伸縮量は1 mm以下であり影響は殆どない。列車荷重においても4 mmという微小な動きに留まっている。

温度による伸縮量は6 cmという計測結果であったがこの計測値には、10℃の温度差による桁、ケーブル等、橋梁全体系の拘束条件の影響がある。

(5) 端横梁振動加速度

従来型伸縮装置の端横梁には最大500 G近い振動加速度が発生している。また、高い振動加速度が発生する場所において、走行衝撃音も大きい事が確認された。

「参考」端横梁の振動加速度ユニット別発生分布（岩黒島橋 4 P）



この相関を調べた結果、図-10に示すようなメカニズムで衝撃音と振動加速度が発生する事が判った。

従来型伸縮装置はピン孔に遊間があるため、車両走行時にピン結合部分で跳ねあげ、たたきつけが起こる。衝撃音はこのたたきつけの時発生し、同じく高い振動加速度を生じている。またフィンガー端部のピン孔が走行車両により塑性変形し、孔径の拡大が走行音の増大を助長している。この孔径の拡大は従来型伸縮装置においては避けられない構造であった。これに対し、改良型伸縮装置は、ピン孔がない一体構造体であるから大きな走行音が発生しない。また、振動加速度は端横梁で10 G以下と相当振動を抑制している。

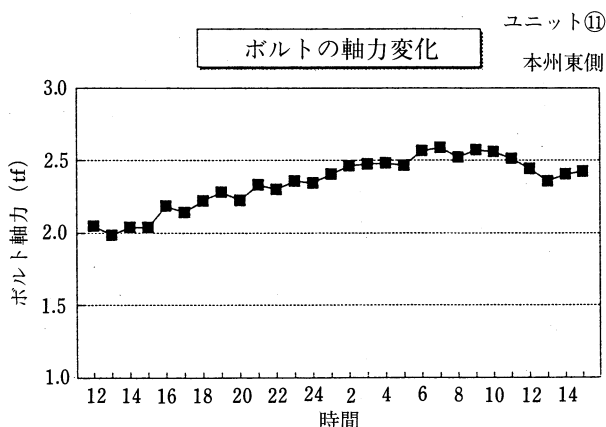
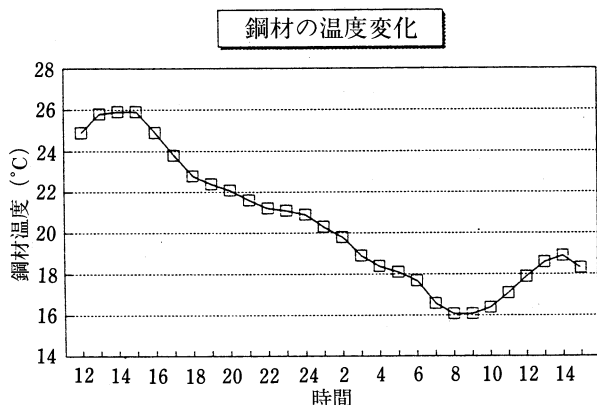


図-9 鋼材温度とボルト軸力変動

Fig.9 Relation between temperature of steel and change of bolt axial stress

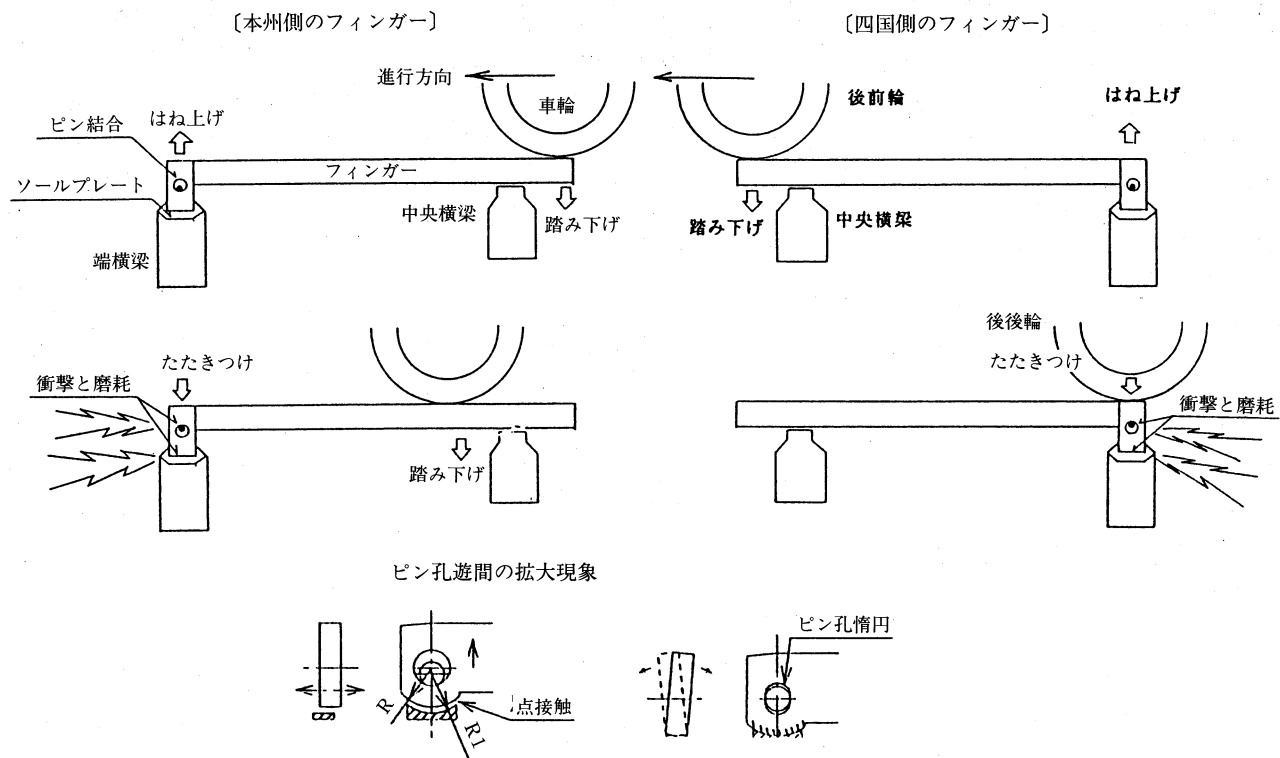


図-10 フィンガー定着部衝撃発生メカニズム
Fig.10 Mechanism of impact at finger plate fixing point

(6) フィンガー応力計測

従来型伸縮装置と改良型伸縮装置の応力比較した結果を、図-11～図-13に示す。

【静荷重試験】→発生応力は全て圧縮

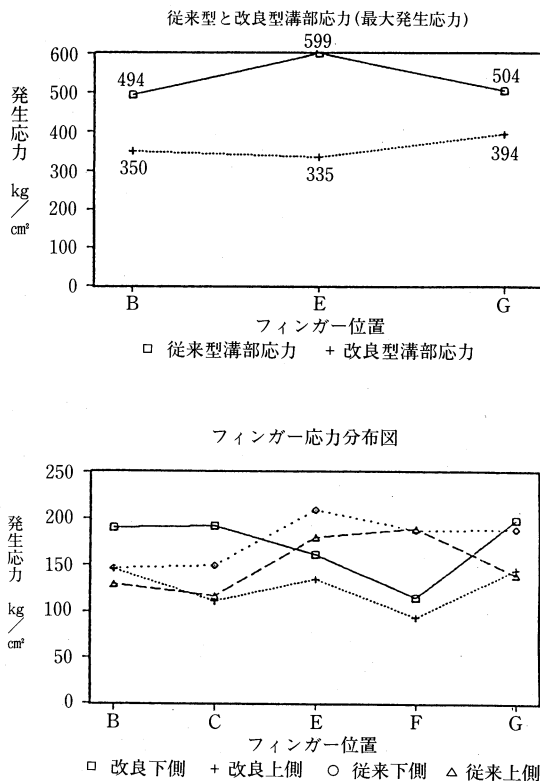


図-11 静荷重応力分布図
Fig.11 Stress distribution of static load

フィンガーの断面形状がほぼ同一である事から溝部、フィンガーとも従来型、改良型の応力の差は少ない。(図-11 参照)

【重車両走行試験の溝部発生応力度】→発生応力は圧縮 (最大発生応力)

No.2 位置に比べ、No.4 位置が発生応力が大きい。また、No.4 位置の G フィンガーにおいて従来型は、2268 kg/cm² と非常に大きい発生応力が確認され、傾向的にユニット端部 (車輪走行位置) に大きな応力が発生する。これに対し、改良型は最大でも 379 kg/cm² 程度の発生応力で、伸縮装置幅方向に大きな変動も無い。(図-12 参照)

【重車両走行試験でのフィンガー発生応力】

⊖は圧縮⊕は引張 (上側、下側の 2 点平均応力表示)

改良型の発生応力は No.2、及び No.4 位置でも従来型の発生応力に比べ低い計測値となっている。また従来型は、ユニット端部 (車輪走行位置) に比較的高い応力が発生する傾向にある。(図-13 参照)

【一般車による溝部発生応力】

B 及び G フィンガーの No.4 位置で最大応力が発生する。この時の計測値は下記のとおりである。

従来型伸縮装置 - 2,877 kg/cm² (圧縮)

改良型伸縮装置 - 520 kg/cm² (圧縮)

従来型フィンガー応力発生傾向は車輪走行位置において、高い応力が発生する。これは、高い振動加速度発生と同じように孔径拡大に伴い、フィンガー自体の横ずれも大きくなり、フィンガー単体での輪荷重載荷となって、フィンガーに発生する応力も徐々に高まっているも

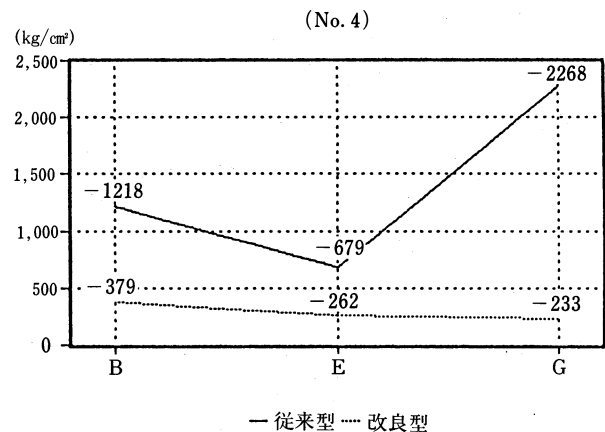
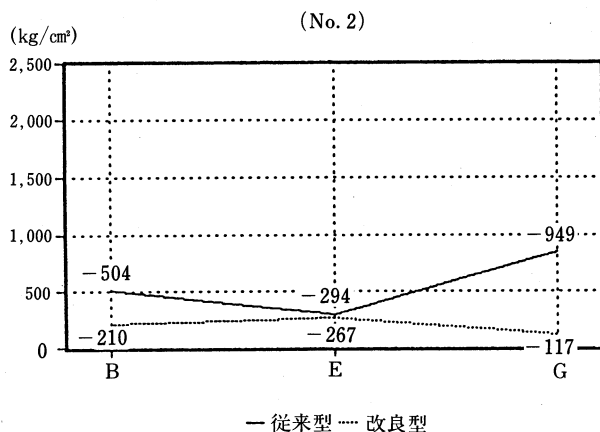


図-12 走行試験における溝部最大応力分布図

Fig.12 Maximum stress distribution at finger trench by running test

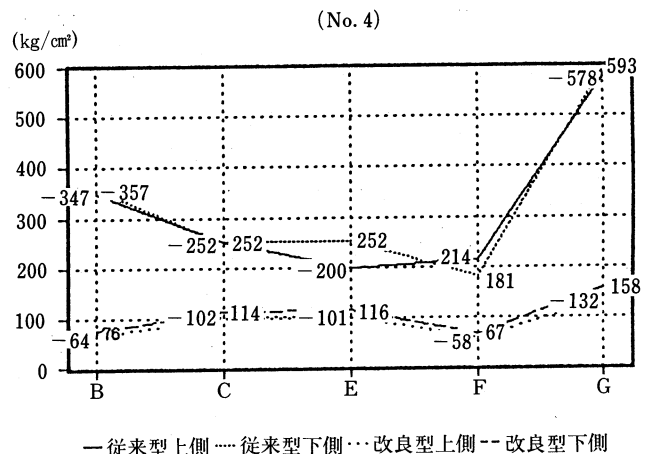
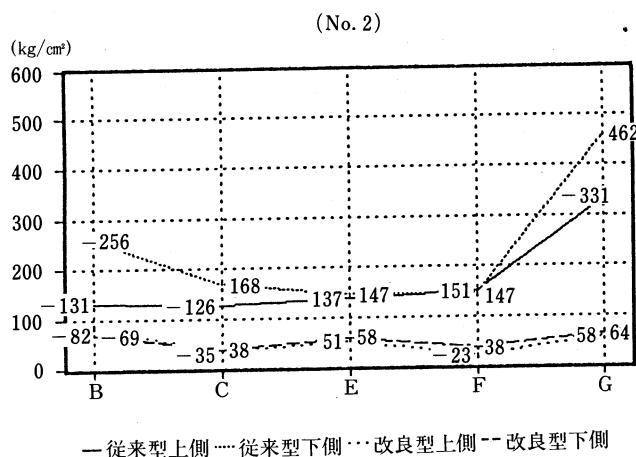


図-13 走行試験におけるフィンガー応力分布図

Fig.13 Stress range at finger plate by running test

のと推定できる。これに対し、改良型伸縮装置は、一体構造体であるからフィンガーの応力分散が図られていると考えられる。

上記より、改良型伸縮装置はフィンガーの発生応力、端横梁の振動加速度の低減に効果のある伸縮装置である事が確認された。

なお、防振ゴムの劣化は伸縮装置のカタつきとなり防振効果を損ねかねない。従って、ゴムの劣化度を経時的

に把握してゆく必要がある。

6. あとがき

最後に、供用中の難しい環境の中で伸縮装置計測を、限られた時間内に適切に実施して頂いた、(財)日本建設機械化協会、建設機械化研究所の谷倉課長を始め、関係各位に感謝の意を表します。

多々羅大橋の下部工施工報告

Report of construction on the Tatara Bridge

向島工事事務所 第二工事長 成瀬善果



概要

多々羅大橋は、本州四国連絡道路（尾道—今治ルート）の中で、広島県と愛媛県の県境にあたる生口島と大三島の間に架けられる斜張橋である。

下部工工事は、平成4年11月30日に現地工事に着手し、平成7年3月までに主塔基礎を完成し、平成8年1月末までに側径間橋脚を完成させるよう現在工事中である。

本報告は、多々羅大橋下部工のうち主塔基礎の工事の概要を報告するものである。

The Tatara Bridge is constructed in the strait between Ikuchijima and Ohmishima islands, which feature the boarder of Hiroshima and Ehime prefecture.

The substructure work began on 30 November 1992, completed the tower foundation work in March 1995, and is now under progress toward completion of side-span piers in January 1996.

This report describes summery of tower foundation construction work for the Tatara Bridge.

1. 工事概要

多々羅大橋下部工工事は平成4年11月30日に現地工事に着手し、平成7年2月に2Pを平成7年4月に3Pを上部工工事に引き継ぎ主塔基礎工事を完了した。

多々羅大橋主塔基礎の施工法は、瀬戸大橋、明石海峡大橋、来島大橋に採用されている設置ケーソン工法を採用した。

多々羅大橋主塔基礎施工海域は明石海峡や来島海峡に比べ自然条件は緩やかで、航行船舶も少なく施工環境は良好である。

多々羅大橋主塔基礎の特徴として特筆できることは、

2Pの支持岩盤をDH層としたこと。また、基礎工の主要材料となる水中コンクリートに使用するセメントに、高炉スラグ約85%の超低発熱セメントを、気中コンクリートに使用するセメントに、高ビーライト系セメントとフライアシュの2成分超低発熱セメントを採用したこと、また、ケーソンの上部の気中コンクリートの型枠に表面をFRPにより被覆したH・Rフォームを採用したことである。

工事は、明石海峡大橋及び来島大橋の施工事例にならい実施され、本工事に使用する施工設備等は、全て既存の物を使用することとし、設計にあたっては既存の設備機械の能力を考慮して行なわれている。

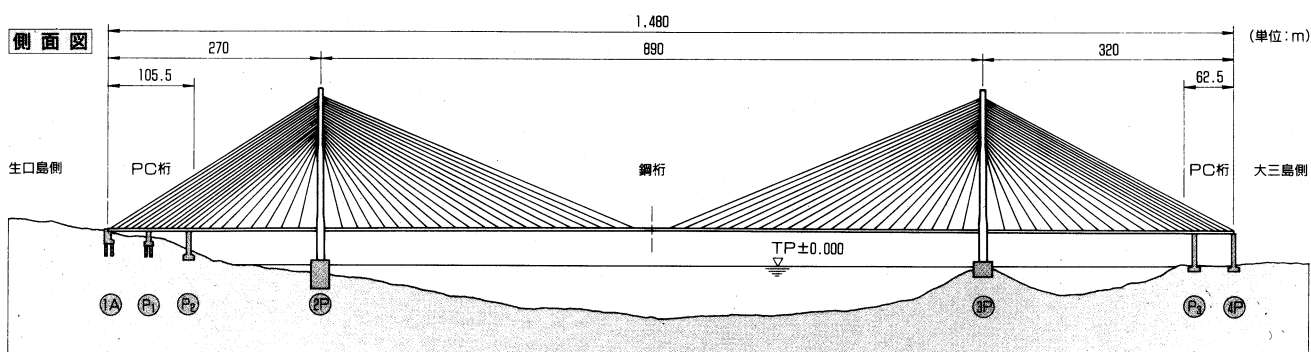


図-1 多々羅大橋一般図

Fig.1 General Drawing of Tatara Bridge

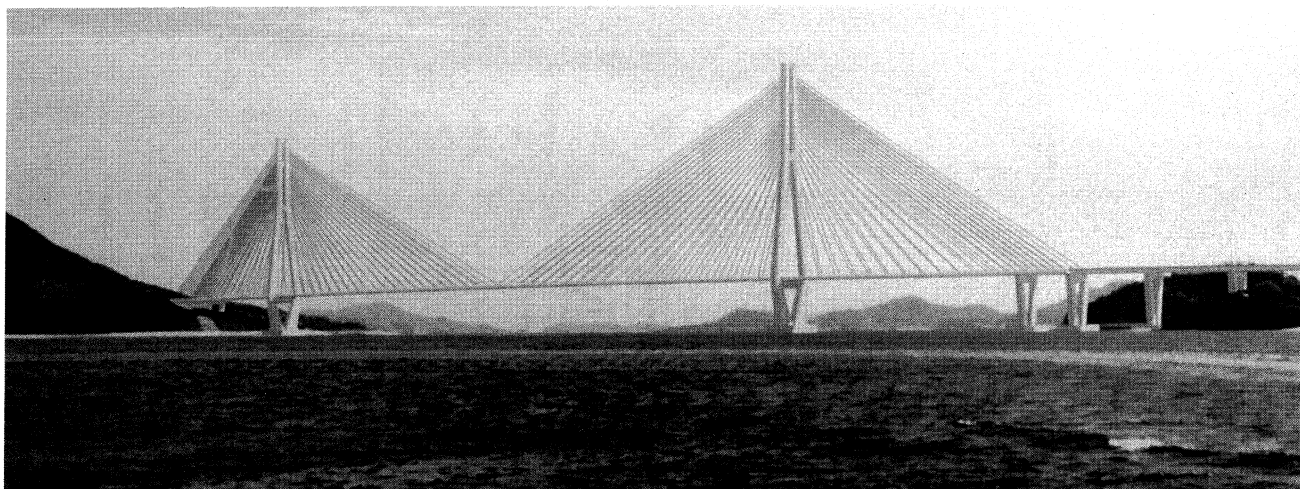


写真-1 多々羅大橋完成予想写真
Photo.1 Image view of Tatara Bridge

2. 施工手順

工事の施工は次の手順によりおこなった。

海底掘削→底面清掃→ケーソン設置→根固工→外周足場等仮設備工→水中モルタル打設→水中コンクリート打設→気中コンクリート打設→アンカーフレーム設置→型枠設置→気中コンクリート打設→完成

3. 海底掘削

海底掘削は、平成4年12月10日から大型グラブ船を使用して施工した。

2Pは、TP-15mからケーソン設置地盤TP-33mまでを掘削した。

掘削地盤はD級の岩盤が主体でTP-33m付近に一部CL級の岩盤が出現した。

掘削の仕上げ精度は、設計高さに対し ± 50 cmを要求していたが、施工実績としては ± 20 cm程度に仕上げることができた。

3PはTP-2mからケーソン設置地盤TP-13mまで掘削した。

掘削地盤はC級の岩盤が主体でTP-13m付近に一部CM級及びCH級の岩盤が出現した。掘削は、砕岩棒を併用しグラブ掘削により行った。

掘削の仕上げ精度は2Pとほぼ同様に ± 20 cm程度に仕上げることができた。

4. 底面清掃工

海底掘削完了後の掘削底面の浮石、掘削ズリの清掃除去は、ロボットを使用したエアリフトにより行った。

2Pは、大きなズリが少なく、水深も深かったためエアリフトの効率がよかったが、3Pは、岩が堅かったため大きなズリの量が多く水深も浅かったためエアリフトの効率が悪く大きなズリは潜水夫による人力処理を行った。

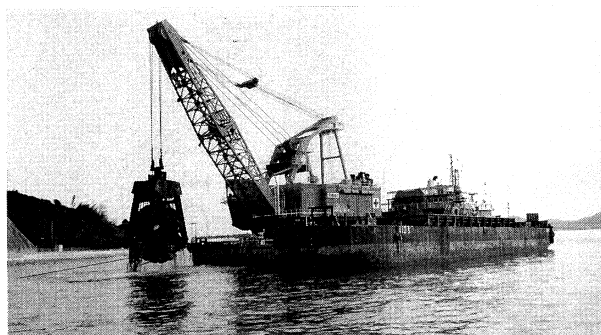


写真-2 グラブ船による海底掘削
Photo.2 Seabed excavation by grab dredger

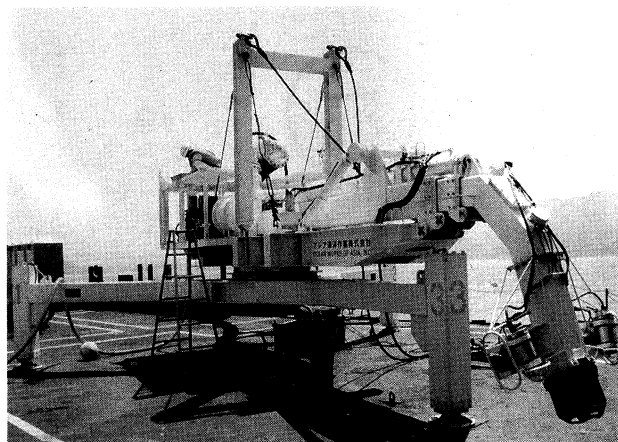


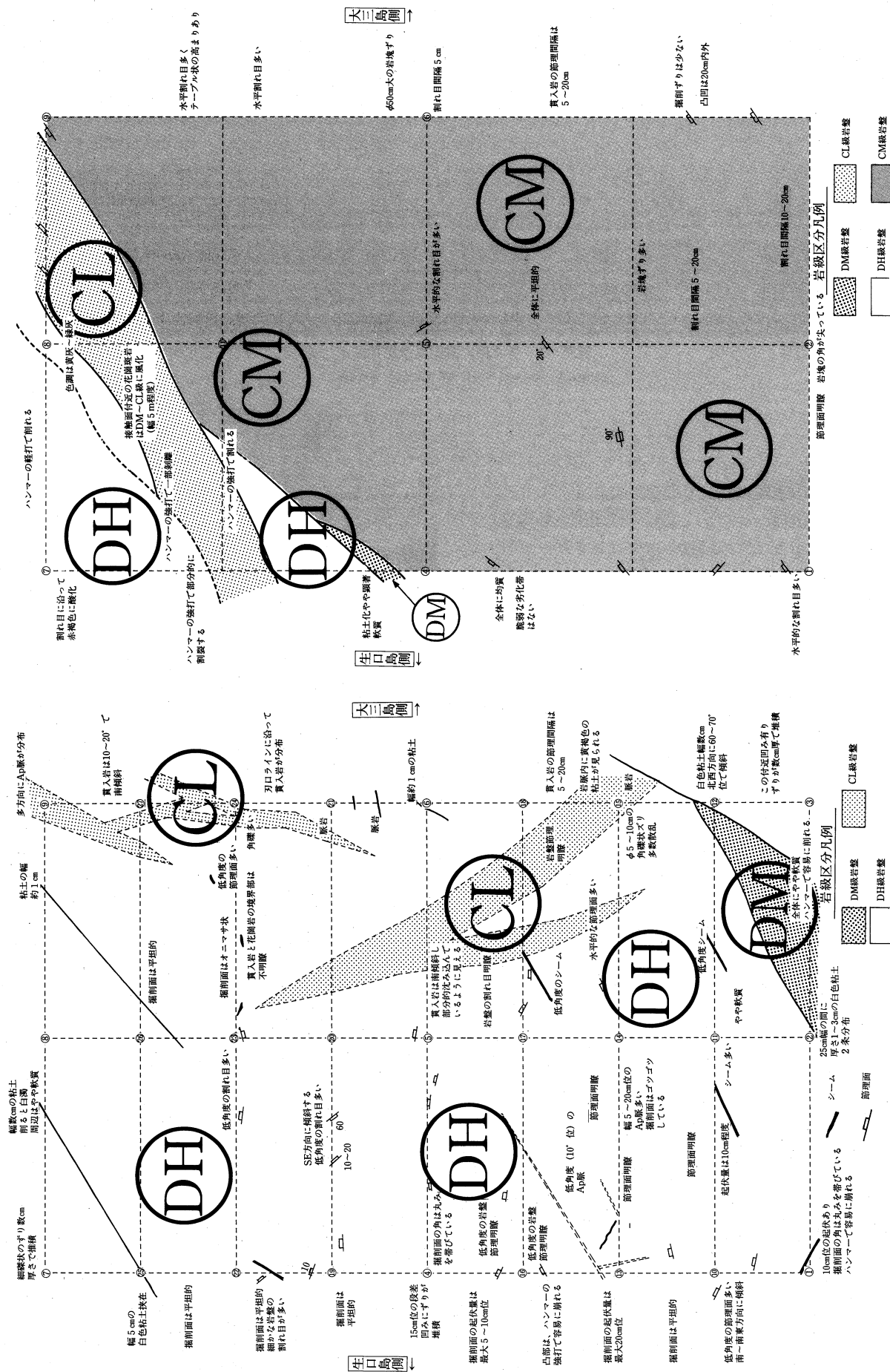
写真-3 底面清掃ロボット
Photo.3 Seabed cleaning robot

5. 底面確認調査

底面清掃の終了後水中TVカメラ及びダイバーによる底面確認調査を行った。

調査は基礎岩盤上にロープで座標を設置し台船上に設置したTVモニターによる目視観測に加え、ダイバーによる海底岩盤調査を行いデータ収集を行った。

調査結果に基づく2P3Pの支持岩盤は図-2、図-3のとおりである。



图—2 2P 支持岩盤

图—3 3 P 支持岩盤

6. ケーソン工

6.1 ケーソン製作

多々羅大橋の施工海域の潮流は2Pで3.5 knt、3Pで5 knt となることから、ケーソン設置後水中コンクリートを打設するまでは、自重により安定を確保する必要があった。

2Pは、ケーソン寸法が大きいことから設計必要鋼重で安定を確保することができたが、3Pはケーソン寸法が小さいことから設計必要鋼重では安定を確保することができないため、ケーソン製作時にケーソン刃口部にコンクリートを打設し刃口部の補強をかねた自重の確保を行った。

水中コンクリートの打設は既存のコンクリートプラント船で行うことから一回の打設量を2,700 m³程度以下となるよう隔壁を設け、2Pケーソンは10区画に、3Pケーソンは3区画に分割した。

また、3Pケーソンはモルタル漏洩防止用の布型枠を工場で設置した。

6.2 ケーソンの設置

ケーソンの設置は、2P、3Pともクレーン船により吊

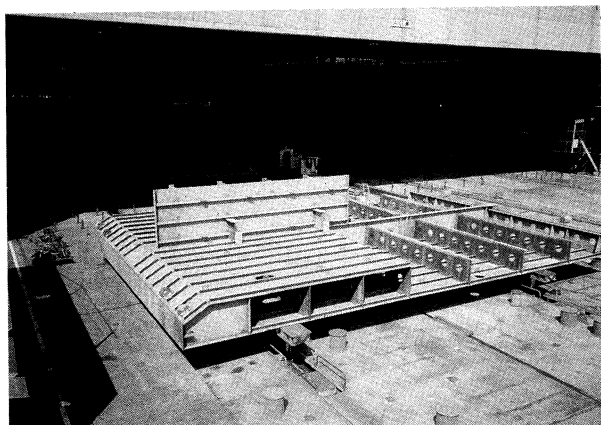


写真-4 3Pケーソン切口部
Photo.4 Edge of 3P caisson



写真-5 3Pケーソン全景
Photo.5 3P caisson

り曳航し、ケーソンの4隅に係留索を設置しクレーンの巻き下げに合わせ係留索を調整して所定の位置に設置した。

なお2Pケーソン設置時に海底の小凸部に刃口が接触し、ケーソンの自重により岩を破碎するときケーソンが小移動することが確認されたことから、後施工の3Pケーソンは海底の刃口部を入念に調査し海底の小凸部にほぼ同時にケーソン刃口が接触するようケーソンを調整して設置した。

ケーソンの設置位置への誘導は自動計測システムと光波計測システム、橋軸ライン確認システムによるチェック測量を併用して行った。

チェック測量は所定の位置に対しどの領域にあるのかを直接計測し、確認できる方法を採用した。

6.3 ケーソンの根固め

ケーソンの設置後、直ちに根固め工を施工した。根固め工はモルタル漏洩防止と、先掘防止の2つの目的を持って施工した。

2Pは、水深が深いことからフィルターユニットとによるモルタル漏洩防止工と捨て石による洗掘防止工を施工した。3Pは水深が浅いことから布型枠によるモルタル漏洩防止工と捨て石による洗掘防止工を施工した。

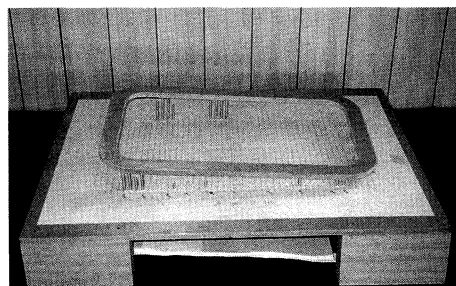


写真-6 3Pケーソン設置海底面の模型
Photo.6 Seabed terrain model of location for 3P caisson

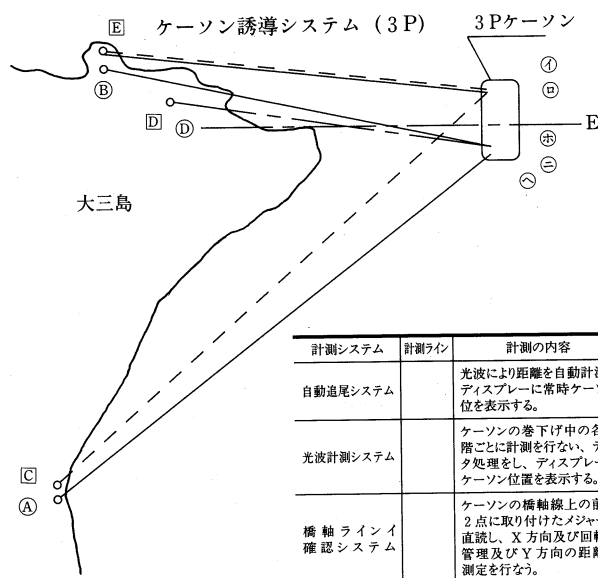


図-4 ケーソン誘導システム(3P)
Fig.4 Caisson guide system (3P)

7. 仮設備

7.1 外周足場工

中詰コンクリート施工のためにケーソン外周に約1,600 m²の外周足場を設置した。

外周足場は、4分割して工場製作し台船で海上輸送し現場近くの仮泊場からFC船による吊り曳航を行い設置した。

7.2 仮設備

ケーソン上の主な仮設備は受変電設備、2基のタワークレーン (JCC 180 tm、100 tm) 水中コンクリート打設時に使用するポンプステーション、仮設ハウス、濁水の一次沈殿槽及びふるい分け装置を設置した。

コンクリート打設時にはケーソン周りに、コンクリートプラント船、濁水処理台船、資材台船を配置した。工事用電力は、2P側は、生口島に受電所を設け、海底ケーブルでケーソンまで送電しケーソン上の受変電設備で受電した。

3P側は、大三島に受電所を設け、海底ケーブルでケーソンまで送電しケーソン上の受変電設備で受電した。

8. 水中コンクリートの打設

水中コンクリートは、増粘剤を添加した水中不分離性コンクリートを採用した。

また、セメントは水和熱を押さえるために高炉スラグ粉末を約85%混合した超低発熱セメントを採用した。

コンクリートの配合については、室内試験、実機試験を重ね表-1の配合を採用した。

一回の水中コンクリートの打設は、プラント船の材料ストック量から約2,700 m³とし、1区画分の水中コンクリートは連続打設とした。コンクリート温度の上昇をできるだけ押さえるように打設は中央から両側に順に打設した。

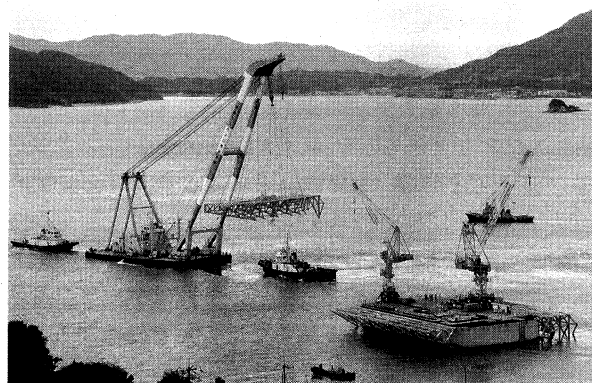


写真-7 外周足場設置

Photo.7 Installation of ring scaffolding

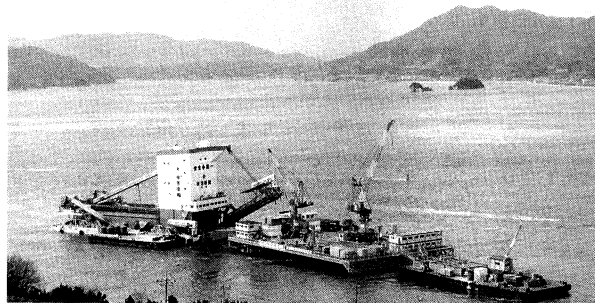


写真-8 水中コンクリート打設

Photo.8 Cast of underwater concrete

表-1 水中モルタル・水中コンクリートの示方配合

Tab.1 Specified mix for underwater mortar and concrete

種 別	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)						
			W	C	S	G	混 和 剤		
							No.70 C×% (Q/m ³)	UC-150 C×% (Q/m ³)	SP-12
水モルタル	69.3	—	350	505	1,061	—	0.35	2.0	4.6
水中コンクリート	68.8	43	220	320	696	993	0.40	2.0	2.3

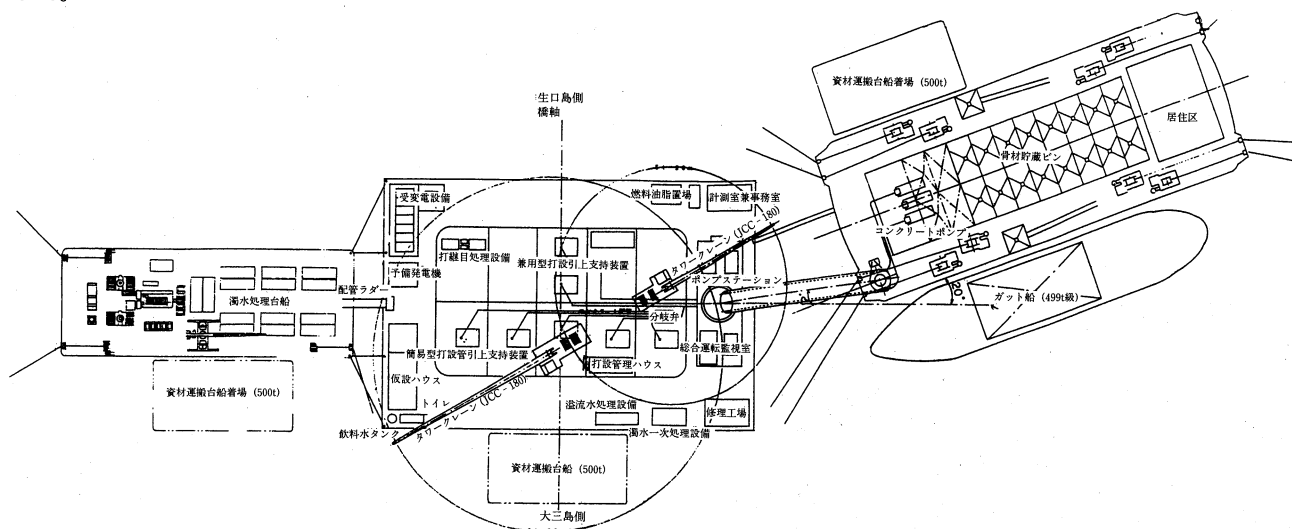


図-5 水中コンクリートの打設設備配置図(2P)

Fig.5 Arrangement of casting facility for underwater concrete (2P)

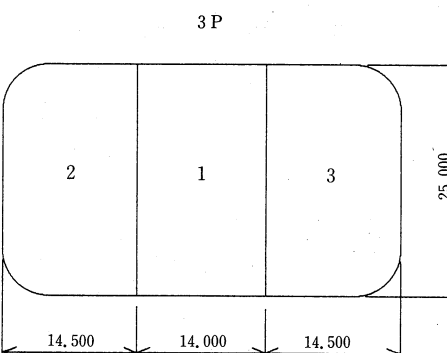
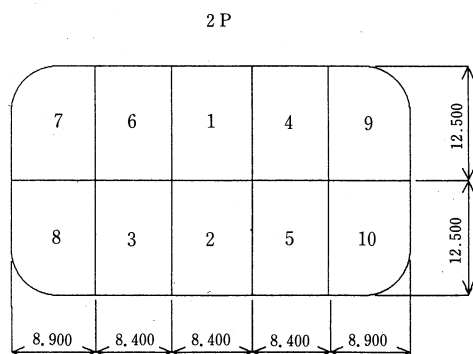


図-6 水中コンクリートの打設順
Fig.6 Cast sequence of underwater concrete

9. 気中コンクリート

各橋脚約 11,000 m³ の気中コンクリートとなることから構造用マスコンクリート設計施工要領に従い施工するものとした。

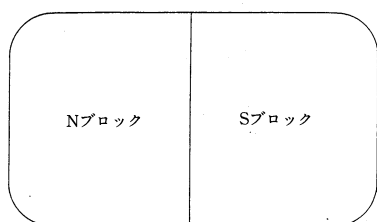
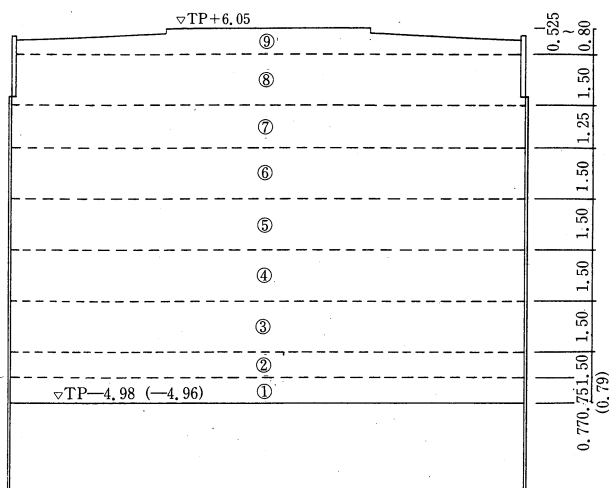


図-7 気中コンクリートのリフト割
Fig.7 Lift division of concrete in air

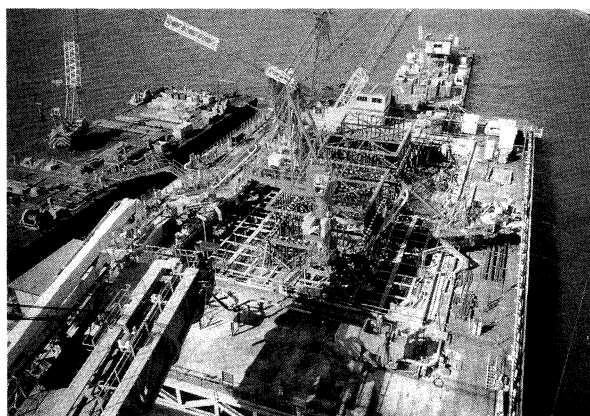


写真-9 気中コンクリート打設
Photo.9 Cast of concrete in air

ブロック割りは、平面的に2分割しリフト高さを標準 1.5 m とし1回のコンクリート打設量を約 7500 とした。使用セメントは高ピーライト系セメントにフライアッシュを約 25%混合した超低発熱セメントを使用した。

このセメントの採用にあたっては

①明石基準に示されている若材令強度 ($\sigma_7=160 \text{ kg/cm}^2$) を満足できない

② α 値が小さい

の2点が問題となったが、

①の強度についてはケーソン内での打設であり型枠を使用しないことから脱型時の強度が特に必要とされない。

②の α 値が小さいことは初期硬化速度が小さいこととなり若材令時の温度ひび割れが問題になるが、 $\sigma_7=50 \text{ kg/cm}^2$ 程度を確保できることからコンクリートの打設温度を管理すること (アイスフレークによるプレクーリングを実施) により若材令時の温度応力の低減を図る。

との対応を行うこととしこのセメントを採用した。

気中コンクリートも水中コンクリートと同様に室内試験、実機試験を重ね次の配合を採用した。

表-2 気中コンクリートの示方配合
Tab.2 Specified mix for concrete in air

種 別	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					混和剤 (C×%)	
			W	C	石粉	S	G	SP9N	AE775
L ₇	55.0	40.0	143	260	75	660	1,182	1.6	0.015
L ₈	48.4	41.0	155	320	90	633	1,111	2.2	0.011
敷きモルタル	55	—	253	460	133	1,168	—	1.6	0.015

10. 塔アンカーフレームの設置

塔アンカーフレームは1基礎に2基あり、1基当たりの重量は約 133 t である。

アンカーフレームの設置は、1,200 t 吊りのクレー船で設置を行った。

施工は、工場製作時と同じ状況を現地に再現する事で

工場製作の精度をそのまま現地に移すこととした。具体的な方法としてはアンカーガーダーと脚の高さ及び平面位置の関係を正確に測定しその値をもとにケーソン内に設置架台を設置することで、工場組立ヤードをケーソン内に再現した。この架台にアンカーフレームの脚を正確に設置することで工場組立と同じ状況を現地に再現させた。

平面位置の精度管理は4隅の脚に設置した8基のジャッキで行った。

11. 埋設型枠

鋼製ケーソンより上部、約2mは埋設型枠を採用した。

埋設型枠の材料は、FRP 防食カバーとメッシュ筋で補強した高強度モルタルとを一体化した「H・R フォーム」を使用した。

この型枠の特徴は次の通りである。

- ・工場製作で2m×6mの大型パネルの製作が可能であり、弱点となる目地数がすくない。
- ・曲面の製作が可能でケーソン形状に合わせた施工が可能である
- ・表面は、プラスチック樹脂に塗料を混合していることから色ムラの発生がない。
- ・表面が滑らかなため、付着物のつくことが少なく



写真-10 塔アンカフレームの設置

Photo.10 Installtion of tower anchor frame

長期にわたり美観を保つことができる。

12. おわりに

多々羅大橋主塔基礎を大過無く完成させ上部工工事に引き継ぐことができたのは関係各位のご指導の賜と感謝しております。この工事は、側径間下部を引き続き施工中であることから万全の体制を持って無事工事を完成させるよう努力してまいり所存でありますので関係各位の更なるご指導をよろしくお願いいたします。

高密度電気探査法による水理地質調査

Hydrological Geography Exploration by High-Density Electrical Prospection

向島工事事務所 第三工事長 中元雄治
Yuji Nakamoto



概要

西瀬戸自動車道の生口島観音山地区の切土のり面は、扇状地性堆積物層が厚く、同層内の地下水位の変動が大きいなどの特徴を有する。このため施工中および供用後の切土のり面安定性に影響を与える堆積物層内の高透水性ゾーンの分布と性状など、水理地質構造を明らかにする必要がある。

そこで、この種の調査法として近年、開発の進んでいる「高密度電気探査法」を適用し、当地区の水理地質構造を調査したので、その概要を報告する。

The open-cut part of Kannonzan area of Ikuchijima island for the Nishi-seto Expressway features some geographic characteristics such as deep deposit in alluvial fan and a large fluctuation of ground-water level in such a deposit. For this reason, a geographic structure of the cut and its background should be studied to clarify distribution of high permeability zone and its nature of such a deposit layer that affect stability of the cut.

The exploration was carried out using the high density electrical prospection method, which has recently been developed, and a structure of hydrological geography was evaluated by this method. This report shows an outline of the exploration.

1. まえがき

観音山の山麓部地形の成因は複合扇状地的で、新第三紀・鮮新世末から第四紀・更新世前半にかけての古期土石流によるものである。地層構造は、地表から20mの厚さに0.5～数mの転石を多数含む固結度の高い粘土質砂れき層（以下「堆積物層」という）、その下部に基盤岩の花崗岩が存在する。また、降雨による地下水位の変動量が観測最大16mと著しく大きいことが判明している。

ここに本四道路の建設のため、最高直高約40m、延長約270mの切土のり面を計画した。

本調査は切土のり面安定の検討に資するため、土質定数の調査につづき、切土のり面とその背後地の水理地質

構造を明らかにすることを目的として実施した。

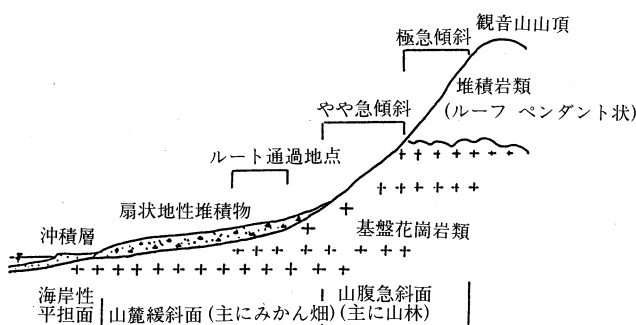
図一1に地形地質模式、図一2に計画横断、図一3に地質平面を、写真一1に全景、写真一2に堆積物層と基盤岩の地質状況、写真一3に切土のり面の背後地に露頭するガレ場の状況をそれぞれ示す。

2. 水理地質に関する既往調査結果の要約¹⁾

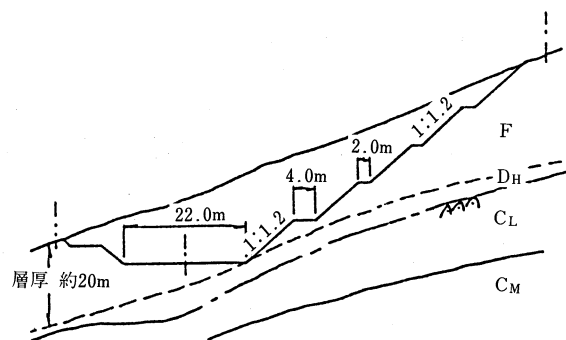
2.1 地下水位

図一4に堆積物層内の降雨時の長期・短期の地下水位変化状況を示す。

堆積物層内の水位は、通常は基盤岩との境界付近に存在し、豪雨時には最大上昇量16.2m、上昇速度が平均毎分3cm前後から最大同10cm程度、ピーク継続時間が最長5日間、降下速度が最大毎分2cmと著しい変化を



図一1 地形地質模式図
Fig.1 Schema of geography



図一2 計画横断面図
Fig.2 Cross section

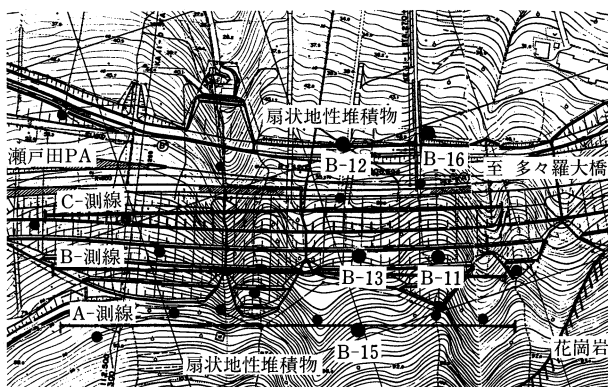


図-3 地質平面図 (調査位置図)
Fig.3 Geographical plan (location of exploration)



写真-3 ガレ場状況
Photo.3 Crashed zone



写真-1 観音山地区全景 (多々羅大橋側より)
Photo.1 Overview of Kannonzan area
(viewed from Tatara Bridge side)

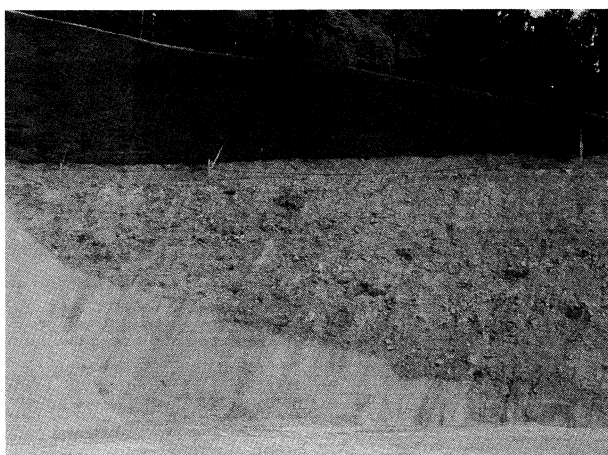


写真-2 地層状況 (多々羅大橋 1A 背面)
Photo.2 Geographic layers (background of Tatara Bridge 1A)

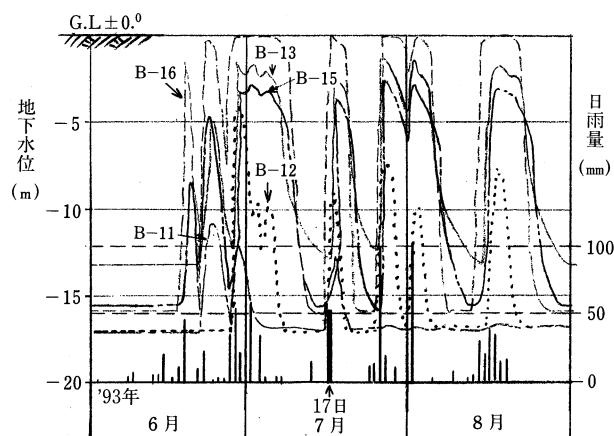
示した。

一方、基盤岩内の水位変動は全くなかった。

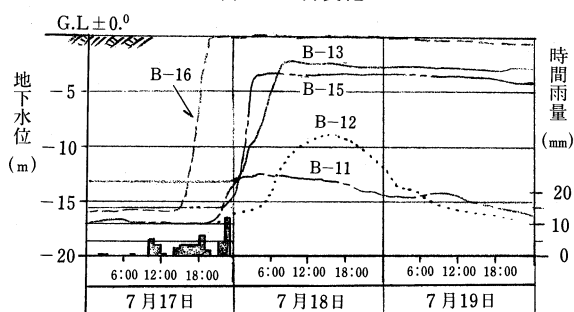
図-5 に降雨量と水位上昇量の関係を示す。

各観測孔で急激な上昇を示す境界点の雨量は、連続雨量約 30 mm、1 時間雨量約 5 mm である。

図-6 に観測結果と福山市松永の確率降雨強度から地下水位上昇量を外挿法により推定した。



(a) 日・月変化



(b) 時間・日変化

図-4 地下水位の変化図

Fig.4 Variation of ground-water level

図より降雨確率毎の最大上昇量は、5 年 (36 mm/h) で約 16 m、30 年 (51 mm/h) で約 17.6 m、50 年 (55 mm/h) で約 18.2 m、100 年 (62 mm/h) で約 18.7 m となった。

降雨確率年が 50 年を越えると、観測最高水位よりさらに約 2~2.5 m 高くなることが予想された。

2.2 水理地質構造モデル (当初)

図-7 にボーリングおよび地下水位観測の結果から推定した水理地質構造モデルを示す。

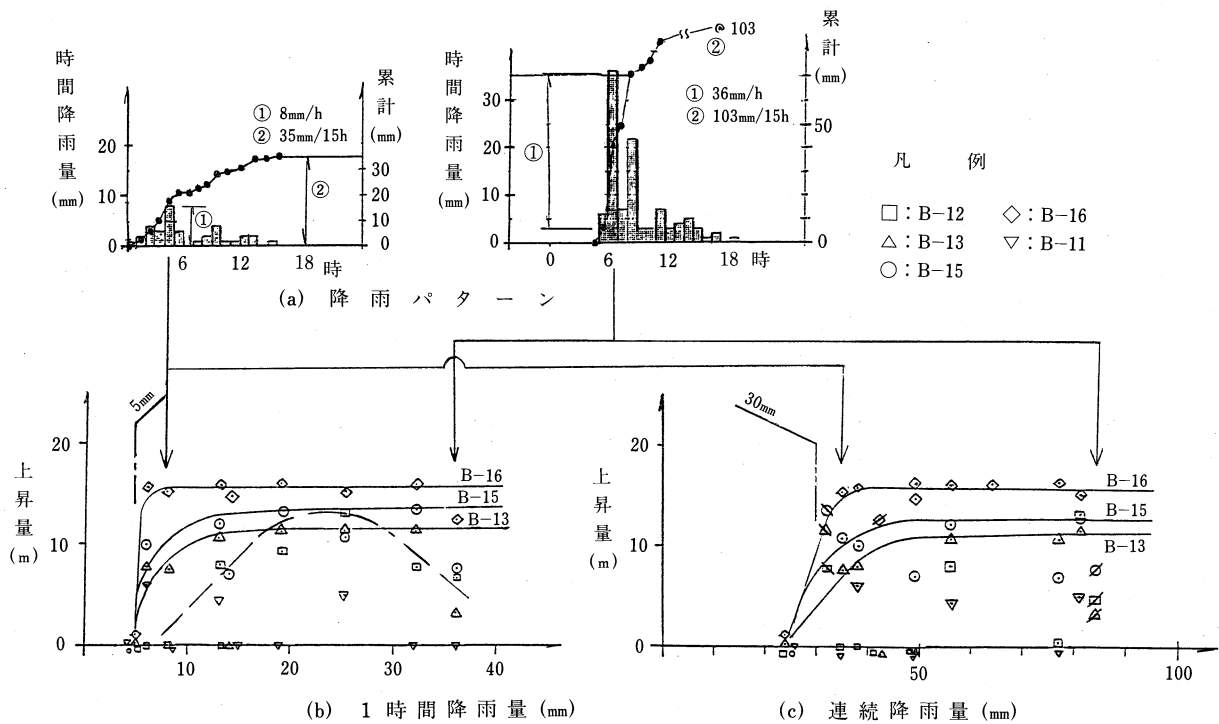


図-5 降雨量と地下水位上昇量（観測結果）
Fig.5 Rainfall and raise of ground-water level

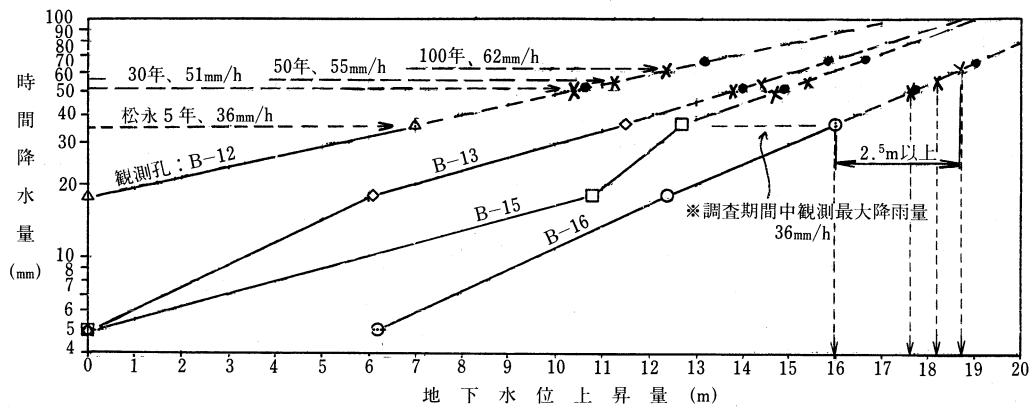


図-6 確率降雨強度と地下水位上昇量の推定
Fig.6 Forecast of probability rainfall strength and raise of ground-water level

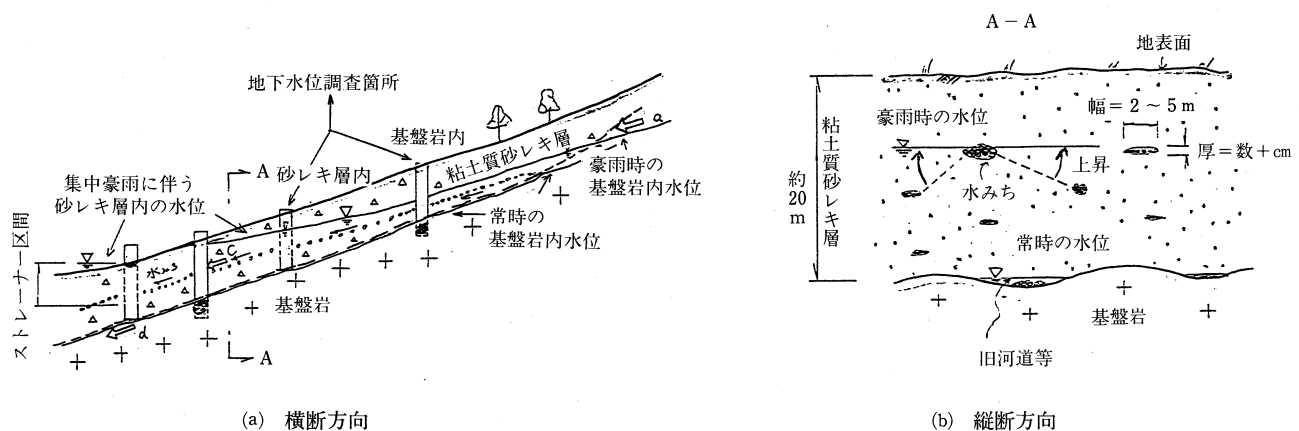


図-7 水理地質構造モデル（探査前）
Fig.7 Structural model of hydrological geography (before exploration)

3. 高密度電気探査法の概要²⁾

3.1 概 要

電気探査法（比抵抗法）は、地盤の比抵抗が土質や岩質の違いおよび地層水等の有無によって変化することを利用して、地盤に通電することにより人工的に発生させた電位を測定して、地下の比抵抗構造を調べる探査法である。従来、土木の分野では垂直探査法および水平探査法が適用されてきた。しかし、これらの方法は、電極数が多くなると測定が煩雑なうえ、解析過程や結果の解釈に任意性が大きく、複雑な構造に対して適用が困難であるなどの欠点があった。

高密度電気探査法は、近年の自動電気探査装置の開発およびコンピュータ技術の発達により、測定・解析技術が格段に向上したことから、迅速で高精度の調査が可能となったものである。現在、土木の分野では、山岳トンネルの1次調査段階での適用の実績が多い。

また、高密度電気探査法（「比抵抗映像法」ともいう）は、「弾性波探査法」と比して、次のような長所がある。

- ①硬い地質の下層に柔らかい地層が存在する場合でも、地層構造を表現できる。
- ②地層の傾斜・方向性が解明できる。
- ③地下水の状況が把握できる。

3.2 探査原理

地盤に電流 I (アンペア) を通電したとき、測点で電位 V (ボルト) を測定した場合の見掛け比抵抗 (ρ_a) は、地質が均質だとすれば(1)式で表される。

$$\rho_a = 2\pi a V / I \dots\dots\dots (1)$$

ここに

ρ_a : 見掛け比抵抗 (Ωm)

a : 電極間隔 (m)

実際の地盤は均質でなく、さらに周辺に分布するいろいろな比抵抗構造や地形の影響が測定値に含まれている。これらの影響を補正するため、多数の測定データを4.3で述べる手法を用いて解析し「真の比抵抗 (ρ_u)」を求める。

4. 調査方法

4.1 測定計画

図-3に調査位置を、表-1に測定条件を示す。

- ①測定は、他の方法に比較して短い測線で深い探査深度が確保できる「二極法配置」を選定した。
- ②測線は、地下水の流動方向の把握および他の調査結果と比較検討するためのり面にほぼ平行に3本とし、それぞれの測線は、ボーリングおよび地下水位観測地点の近傍を通るように計画した。
- ③電極間隔は、水脈の想定幅(2~5 m)、のり面の延長(約270m) および測定器のチャンネル数の制限(最

表-1 測定条件

Tab.1 Measurement condition

項 目	測 定 条 件
測 線 数	3 本 (平行、約 30 m 間隔)
測 線 長	247.5 m
測定深度	約 65 m (解析では 30~50 m を使用)
電極間隔	2.5~75 m (30 段階)
電 極 数	100 ch (同時測定 25 ch)
遠電極間隔	350 m、370 m (二極法配置)
印 加 電 圧	300 V (最大能力 800 V)
印 加 電 流	0.1~1.0 A (最大能力 2 A)

大 100 ch)

- ④有効測定深度は、堆積物層と基盤岩の風化層の想定厚の2~3倍の65 mとした。
- ⑤測定時期は比抵抗値の差異が大きい、渇水期と降雨時の2回とした。なお、当初は豊水期に計画していたが、'94年は記録的な干ばつであったため、計画を変更し降雨時とした。

4.2 測定手順

図-8に測定手順を示す。

- ①固定電極（電流電極 C_f 、電位電極 P_f ）を測線端より東西 370 m 程度離して設置し、探査器と配線する。
- ②各測点に電極を設置する (@2.5 m×100 点×3 測線)。
- ③ C_f - C 間に通電し、電位電極 P_1 、 P_2 、 P_3 ... P_n と固定電極 P_f との間の電位差を測定する（第1展開）。

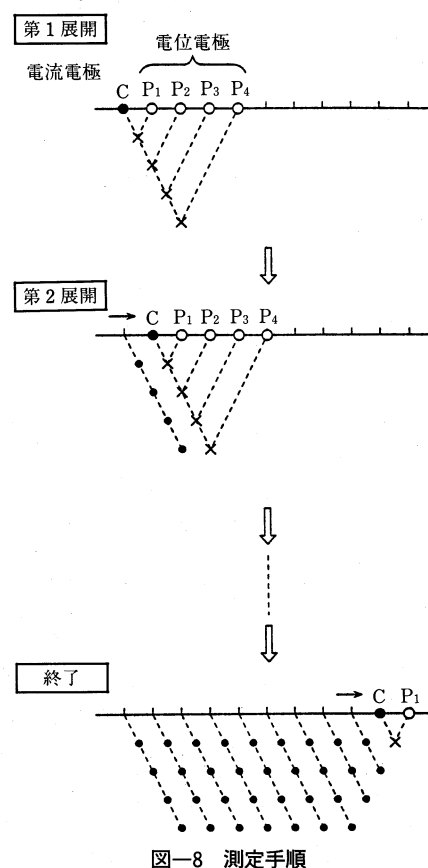
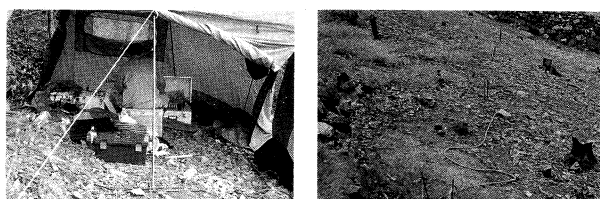


図-8 測定手順

Fig.8 Procedure of measurement



写真-4 高密度電気探査システム機器
Photo.4 Equipment of high density electrical prospecting



(a) 観測小屋 (b) 測点と配線

写真-5 観測状況
Photo.5 Measurement

- ④つぎに、電流電極 C および電位電極 $P_1, P_2, P_3 \dots P_n$ をそれぞれ最小電極間隔の距離 (2.5 m) だけ終点方向に移動して、同様の測定を行う (第2展開)。
- ⑤この様な操作を測線全体に繰り返し行う (最終展開)。なお、③～⑤の操作は探査器により自動的に行い、測定結果はパソコンのフロッピーディスクに保存する。

写真-4 に測定機器システム、写真-5 に観測状況を示す。

4.3 解析手法

今回適用した解析手法は、種々の電極配置で測定した「見掛け比抵抗」をもとに、「有限要素法」と「平滑化制約付き非線形最小自乗法」を組み合わせた「二次元逆解析法」である。これは、初期モデルを少しずつ繰返し修正し、最終的に地中の各地点の「真の比抵抗」の分布に変換するものである。この解析結果から、地下構造を比抵抗分布に応じてカラーで表現する方法である。

図-9 に解析フローを示す。

5. 調査結果

5.1 解析図

(1) 比抵抗分布

図-10に測線-Aの渇水期および降雨時の真の比抵抗

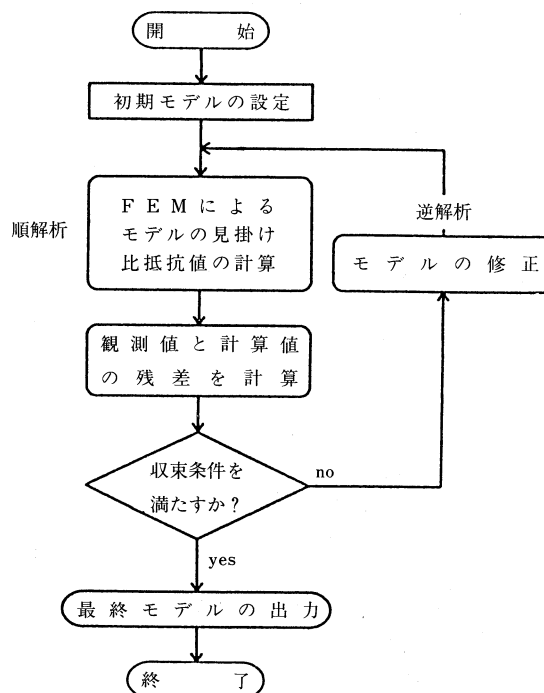


図-9 解析フロー図
Fig.9 Flow of analysis

抗分布を示す。

図から次の事項が明らかになった。

- ①高透水性ゾーンは、角レキが密集した地表部のガレ場および堆積物層内の粗粒分に富むゾーンである。
- ②高透水性ゾーンの規模は、ガレ場では幅 10～20 m、層厚 2～5 m であるが、堆積物層内での規模は不明である。
- ③基盤岩と堆積層との境界は、比抵抗値に明瞭な差はないが、ボーリング結果と対比すると 120～180 (Ωm) である。
- ④渇水期および降雨時の解析断面から、埋没谷が伏在する地質構造が明らかになった。その規模は幅 70 m、深さ 25 m である (例えば、測線-A: 60～100 m 付近)。

(2) 比抵抗値の比 (降雨時/渇水期) 分布

比抵抗の測定値は、土・岩等の鉱物組成、間隙率、水分含有量・飽和度、水質、温度などの要因に左右される。

本解析では、水以外の要因による影響を除去し、高透水性ゾーンを明らかにするため、降雨による比抵抗値の低下に着目して、降雨時と渇水期の比を求めた。

図-11 に測線-A、C における比抵抗値の比の分布を示す。

図から比抵抗値の比の特に小さな (0.5～0.7) 部分が高透水性ゾーンと考えられ、その存在と連続性が明らかになった。堆積物層内での高透水性ゾーンは、細いパイプの集合体で、その規模は幅 25～40 m、層厚 5～10 m 程度と考えられる。

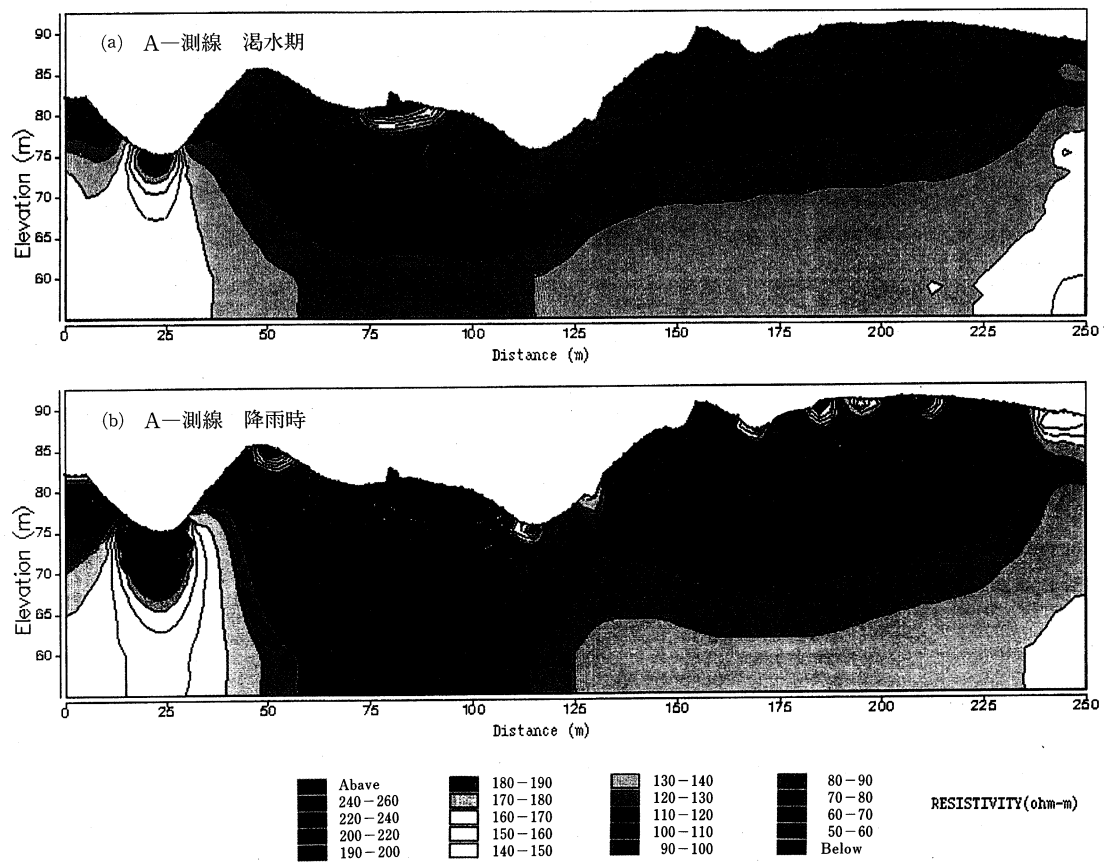


図-10 真の比抵抗分布図
Fig.10 True specific resistance

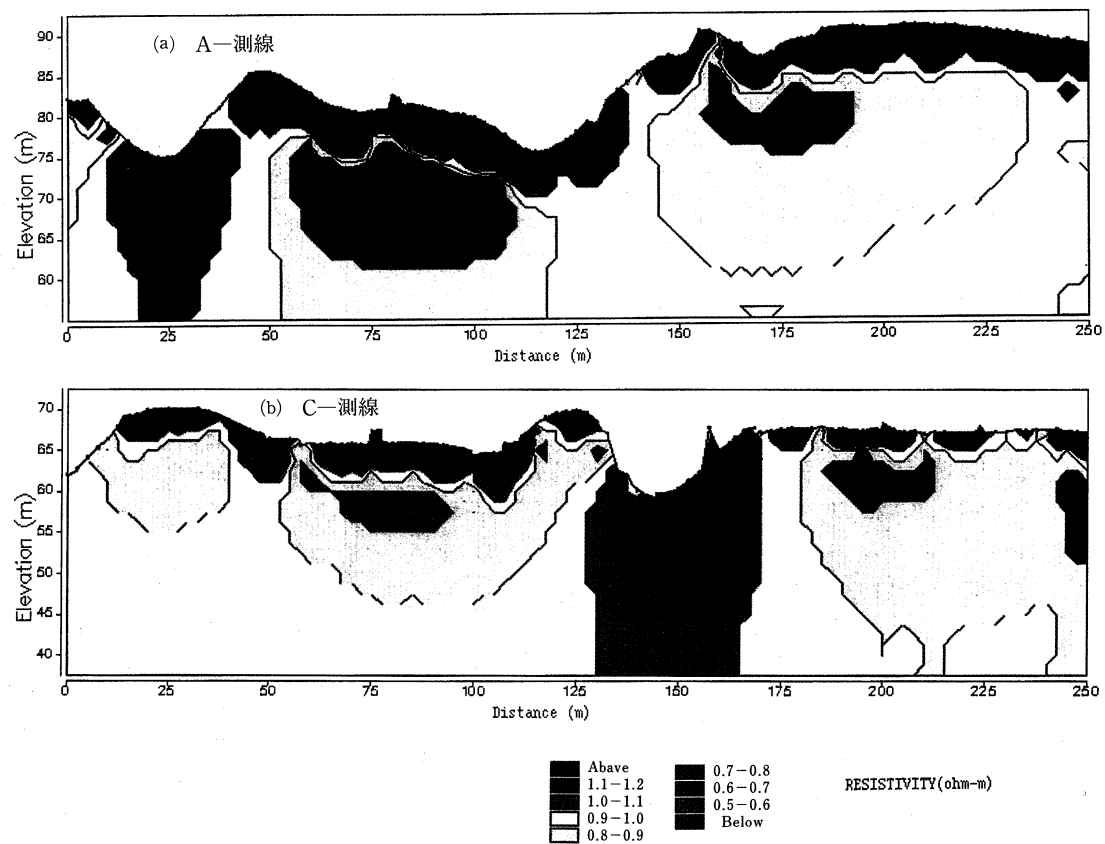


図-11 比抵抗値の比分布 (降雨時/渇水期)
Fig.11 Specific distribution of specific resistance (raining/dry)

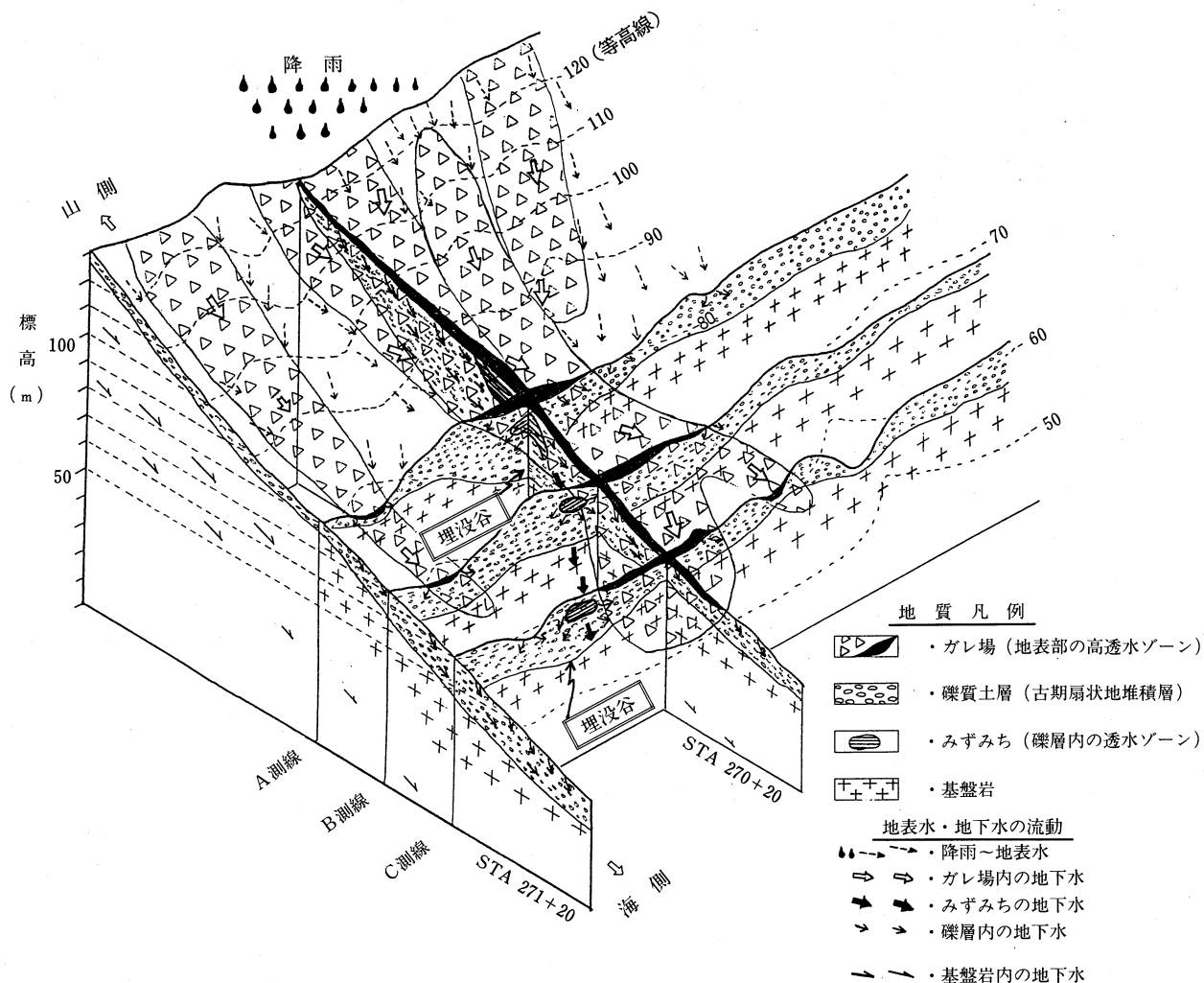


図-12 水理地質構造モデル (探査後)
Fig.12 Structural model of hydrological geography (after exploration)

5.2 水理地質構造モデル (探査後)

図-12 に上記の結果を基にして想定した、水理地質構造モデルを示す。

図から高透水性ゾーンは、ガレ場のほか堆積物層内に連続して存在する筋状の凹地およびパイピングにより形成された粗粒分ゾーンである。その規模は当初図-7 で想定したものより大きい。

地下水の浸透流動経路は、以下のように推察できる。

- ①降雨水は勾配に沿って地表面を流下し、表層崩壊により形成された浅い沢地形により集水される。
- ②浅い沢の表層は角レキの密集したガレ場で、沢部に集まった地表水は地下水となりガレ場内を流下する。
- ③ガレ場内を流下する過程で、高透水性ゾーンに向け地下水が涵養され、より深部に浸透する。
- ④ガレ場の下位に分布する高透水性ゾーンは、斜面上部からパイプ状に連続している。

6. まとめ

「高密度電気探査法」は、水理地質構造を明らかにする際に、以下の点で有用であった。

- ①ガレ場、埋没谷の存在など、高透水性ゾーンの2次元、3次元的な把握ができたこと。
- ②渇水期、降雨時の調査により、降雨の影響が把握できたこと。
- ③扇状地堆積物層の層厚分布等の地質構造の把握ができたこと。

なお、今回の探査の対する課題を以下に示す。

- ①降雨時の測定では、それまでの累積雨量が少なく、地下水位の上昇がないなど、堆積物層内深部の湿潤度が不十分であったことが予想される。その結果、高透水性ゾーンを過小に評価している恐れがあること。

したがって、豊水期に切土のり面 (特に下層部) を観察し、高透水性ゾーンの位置、規模、湧水状況を

把握する必要がある。

- ②当地区の土質地盤の比抵抗構造の特殊性によるものか、花崗岩の比抵抗の測定値が最大数百 Ωm と小さい（参考文献2では、「800～10⁵ Ωm 」程度としている）。

このため基盤岩の風化層厚、貫入岩の方向性などが明らかにならなかったこと。

このことが、当探査法の適用地質に制限があることを示しているのか、測定条件に問題があるのかなどを検討する必要がある。

7. あとがき

観音山地区の切土のり面は、「生口島田高根工事」の一部として発注し、'95年秋から掘削を行う予定である。

既往の調査結果を踏まえ、地下水排除工・落石防止工を早期に施工し、情報化施工により安全に工事を進め、快適な道路を建設していきたい。

今回の調査を担当した中央開発㈱および向島工事事務所第三工事の各位にお礼を申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 中元雄治：生口島観音山地区長大切土のり面調査、本四公団第四回技術発表会発表論文集、pp 29～32、1994年7月
- 2) 島裕雅、梶間和彦、神谷英樹：比抵抗映像法、古今書院、pp 53～61、117、1995年3月

エチオピア国にて

In Ethiopia

維持施設部 橋梁技術課課長代理

日里正夫

Masao Hisato



1. はじめに

平成7年2月2～3日にわたり、エチオピア国 (Ethiopia) の首都アジスアベバ (Addis Ababa) において国際協力事業団 (JICA) 及びエチオピアの TCDE (Transport Construction and Design Enterprise) の主催で道路・橋梁等に関するセミナーが開催された。JICA を通じて筆者はこのセミナーの講師として参加させていただく機会を得たので報告する。

2. エチオピア国の概要

エチオピアはエリトリア、ジブチ、ソマリア、ケニア、そしてスーダンに囲まれた面積約 120 万平方キロの共和国である。国土の 1/2 以上は平均標高 1,700 m の高地 (エチオピア高原) で占められ、多くの河や谷、湖などが点在する。中でもリフトバレー (Rift Valley) と呼ばれる大地溝帯は、標高差 1,000 m に達する大きな谷であり北東から南西にかけて高地を大きく 2 分している。昨年、東京大学の助教授らによって発掘された最古の人類と考えられる化石もここから発掘された。首都アジスアベバはエチオピアの国土のちょうど中央部にあり標高は約 2,440 m である。エチオピア高原の北東部は急激に標高が減少し、Danakili 砂漠に代表される灼熱の地となっている。

気候は標高によって大きく異なる。標高 1,800 m 以下の熱帯地域では年平均気温が 27℃、年間降雨量は 510 mm であるが、エチオピア高原を含む亜熱帯の高地では平均気温 22℃、平均降雨量は 1,500 mm 以上に達す

る。6 月中旬から 9 月にかけての雨季と 2 月から 3 月の小雨季があり年間降雨のほとんどがこの時期に集中する。今回の訪問は 2 月であったが、まだ雨期には入っておらず、ジャカラング (Jacaranda) の花香る乾燥した季節であった。

高地は肥沃な大地で占められていることと、熱帯から温帯まで変化のある気候に恵まれ、農産物はエチオピアの主産業である農業を支えている。また、鉄、銅、亜鉛、鉛、金、プラチナといった鉱物資源も多い。

高地の地質は主として石灰岩と砂岩で、表面には火山灰が厚く堆積している。このため雨季の集中雨により表土が激しく浸食される。またブラックコットンソイル (Black Cotton Soil) とも呼ばれるモンモリロナイト系の黒色の表層土は膨張性の土質であり、水分を多量に含むと膨張して地表面の舗装や建築物等を破壊することが多い。

エチオピアの人口は 1984 年の調査によると約 42 百万

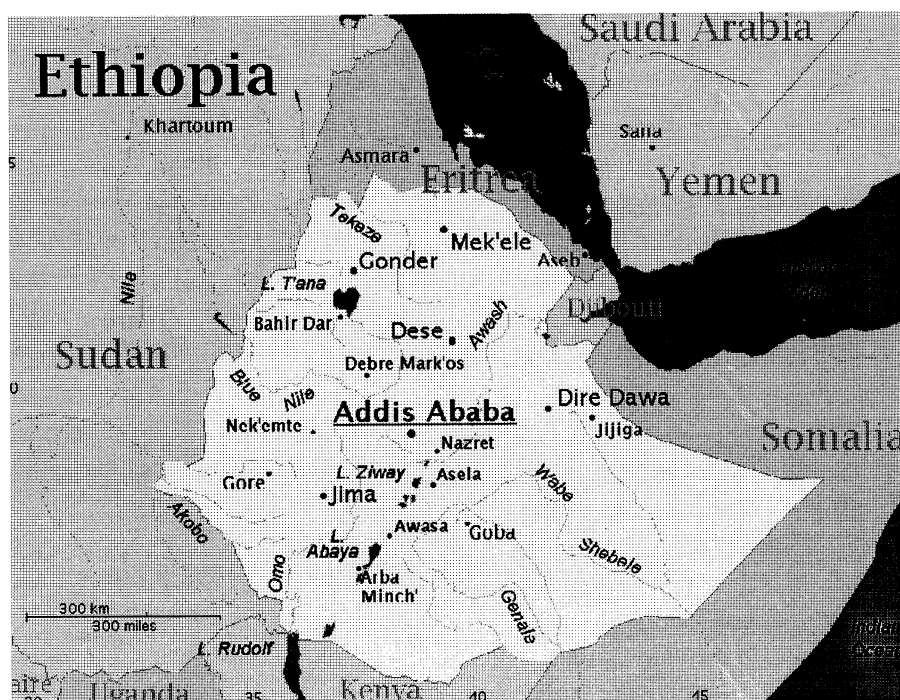


図-1 エチオピア国地図

Fig.1 Map of Ethiopia

人であり年率にして約2~3%で増加している。首都アジスアベバは人口約14百万人ある。人口の約半分はキリスト教徒(コプト教より由来)であり、北部に集中している。南部では主としてイスラム教が多い。70以上を数えるエチオピアの言語の中でも、主たる言語はアムハラ語(Amharic)で、アフリカ諸国唯一といわれるアムハリック文字を有している。3000年の歴史があるといわれるエチオピアは、これら独自の言語とともに、過去において一度も他国の植民地になったことがないという事実を大きな誇りとしているようである。

エチオピアは近年、社会主義から現体制に移行したばかりである。1987年に発布された憲法により国土は24の地域に区分され各地域から選出された議員によって国会が運営されている。1979年から開始された識字率向上政策により1984年現在で成人の63%が読み書きできる。これら識字率向上政策の継続及び学校施設の増加等により更に識字率の向上を目指している。これらの努力は、現在世界で最も貧しい国の一つであるエチオピアに大きな経済成長をもたらす一助になるであろう。

3. セミナー概要

今回開催されたセミナーは、これまで目立った動きのなかったエチオピアへの土木技術協力の一環として計画されたものである。在エチオピア日本大使館及びJICA並びにエチオピアの道路・構造物等の調査設計を専門とする会社であるTCDEの協力によりセミナーの開催にあたった。

TCDEは、政府組織であるERA(Ethiopian Road Authority)から独立した機関で、国内の道路及び橋梁等構造物の調査・設計・工事管理を専門に行う職員数約160名の会社である。業務は地質調査・試験、道路設計、橋梁、カルバートBOX、擁壁等の構造物設計、工事発注用積算、工事管理など多岐にわたっている。国内の大きなプロジェクトは国外のコンサルタントが請け負うことが多いため、幹線道路の道路改良等を主たる業務としている。TCDEは将来的には大きなプロジェクトも請け負える総合コンサルタントとして発展することを目標としており、今回TCDEとして初めて開催したこのようなセミナーを今後も適宜実施して人材育成に努めたいとのことであった。

今回のセミナーに日本からは筆者を含め3名が専門家として参加した。TCDEからの要請により3名のテーマは橋梁設計、道路設計、橋梁基礎及び地盤工学に指定された。エチオピアからは政府機関職員、大学教授、現地ゼネコン関係者等、総勢90名ほどの多彩な専門家が参加し熱心な討論が行われた。また新聞社やTV局が取材に訪れるなど地元でも話題性のある行事であったようだ。

今回のセミナーは以下の日程で行った。

2日(水): 開会式

①日本の橋梁設計・コンピュータ技術について

(筆者)

②エチオピアの橋梁設計

(TCDE)

③日本の道路計画及び舗装の設計

(日本道路公団・保崎康夫氏)

④エチオピアの斜面安定問題

(TCDE)

⑤日本の橋梁基礎及び地盤工学

(土木研究所・木村嘉富氏)

3日(木):

①分野別討論

②全体討論

③現場見学

④レセプション

セミナーの第1日目は、発表者がそれぞれのテーマについて約40分ほど発表した後、質疑応答を行うという要領で実施した。エチオピアERA及びJICAエチオピア事務所長の開会式辞に続いて、最初のテーマが筆者担当であったため、かなり緊張した中での発表であった。筆者は道路橋示方書の概要、荷重形態、許容応力の割増しと安全率の概要、コンピュータ支援設計やパソコンの応用等について日本の現状を紹介した。セミナー後のTCDEへの表敬訪問の際に技術者と意見交換をする機会を得たが、TCDEはAASHOTOを自国流にアレンジした基準を有しており、設計基準等の整備についてさほどの必要性を感じていない。むしろパソコンのハード及びソフト等が限られておりこれらの物質的な拡充を望んでいた。

セミナーの第2日目は、日本からの参加者3名のテーマ別に分かれ、それぞれ20~30名の専門家による1時間ほどのグループ討論が行われた。議事の進行方法等について事前打合せがなかったため、筆者のグループ(橋梁設計)は、筆者を議長にしてエチオピアの専門家を悩ましている問題点についてフリートークを行うという手法をとることとした。議論の内容は主として次のとおりである。

①エチオピアの橋梁はイタリアに占領(植民ではない)されていた時期に建設されたものも多く、かなり老朽化している。このため改良工事を行う際の構造物の耐久性判断や補強方法。

②高地では深い谷が多いため、これら地形に適合する橋梁にはどのような形式があるか。

③地震への対応として一般にどのような点に留意すべきか。

これらについて筆者やグループ討論参加者のエチオピア大学の教授らと身振り手振りを交えた熱心な議論が続いた。

グループ討論の議事を終え、参加者は再び大会議場に移り各グループごとに討論の概要を報告して午前中の行事を無事に終了した。

午後からはTCDEの案内により大規模プロジェクト

である環状道路（Ring Road）の工事現場を見学した。エチオピアの幹線道路はアジスアベバを起点として放射状に各地域に向かっている。環状道路はこれら各地域から集中してくる交通のうち、アジスアベバを目的地とし

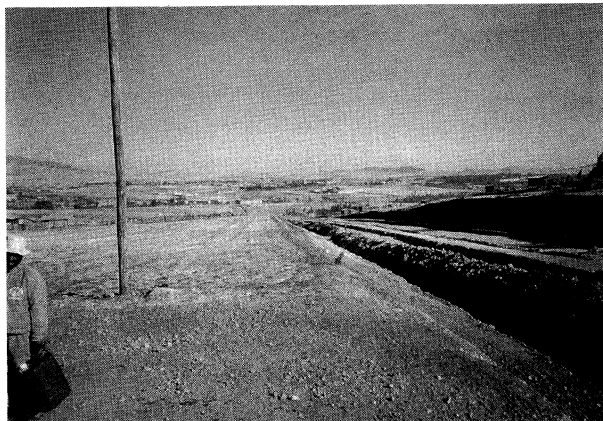


写真-1 環状線の建設現場（ほとんどがこのような土工部）
Photo.1 Construction site of Ring Road (Almost all part of the road is of earthwork like this.)



写真-2 建設中の下部工（石積工が多い）
Photo.2 Substructure under construction
(Masonry structure is mostly employed.)



写真-3 完成した下部工
Photo.3 Completed substructure

ないスルー交通をさばく目的で計画された総延長約 60 km (4 車線、総幅員 32 m) の幹線道路である。道路の大部分は土工部であるが、幹線道路、小河川、水路等を横断する箇所に橋梁やカルバートといった構造物が建設中であった。下部工は石積式が採用されていた。石材は道路や建築などいたるところで使用されており、これら工事に使用する石の生産は貴重な産業となっている。

4. 雑感

エチオピアと聞いて真っ先に連想したのが東京オリンピックの「裸足のアベベ」である。それ以外の予備知識を持たずに現地に到着したが、案の定見るもの聞くものすべてにカルチャーショックを受けた。しかし貧しい国という先入観念はどこかに吹き飛んでいた。それは街中で見かける浮浪者風の人々、靴磨きをしたり、車の窓越しに物を売る子供たち、だれもが明るい顔、活力のある顔をしていた。どうやら CNN などブラウン管を通して見る難民たちが直面している精神的・物質的な極限の貧しさと混同していたようだ。エチオピアは経済的には世界の最貧国の一つであるが、内戦等による精神的なダメージを受けていないように感じられた。貧富の差はかなり大きく、日本でもめったに見ない高級車を乗り回す商人（貿易等で成功した人物）が急増しているらしいが、彼らは大統領の給料よりはるかに高い収入があると聞いた。一方、ホームレスを含めて低所得者層の生活水準はあまり向上していないようである。

セミナーを終えて地方の道路事情を見るため、南部と北部に遠出をした。広々とした大地を走るゆったり幅の幹線道路はアジスアベバ周辺では概して良好に整備されている。途中何度か維持修繕を行っている車両を見た。しかし首都から離れるに従い整備水準は次第に低下し、時速 100 km で快適に飛ばしていた途端に車がひっくり返るほどの穴に出くわすこともしばしばあった。橋梁の数はどこに行ってもさほど多くはないが、老朽化が目

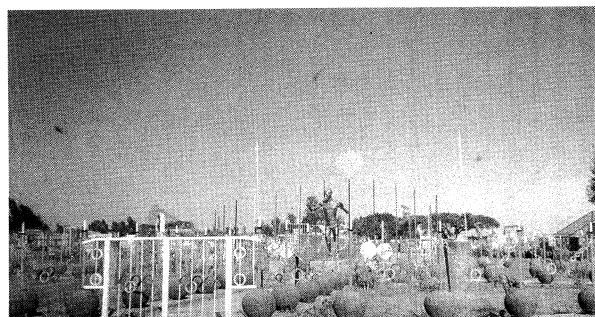


写真-4 アベベビキラの墓(東京、ローマと連続してフルマラソン優勝を果たし国民的英雄となった。墓荒らしを防ぐため金網で囲まれている)

Photo.4 Tomb of Abebe Bikila (He won a couple of first prizes in Tokyo and Rome Olympic games, and became one of the most respectable person in nation. It is surrounded by iron fence to protect from burglar.)



写真-5 地方部の幹線道路
Photo.5 Rural trunk road

立っている。雨季の洪水により道路及び橋台周辺が浸食されたり、山岳道路の斜面の地滑りにより危険となったため、そのまま放置された道路や橋梁がある。これらはイタリアが建設したり、自国が造った道路であったりするが、老朽化したとはいえ貴重なインフラには違いない。セミナーで TCDE の技術者が目の色を変えて耐荷力の調査方法や補強方法について質問した理由であろう。日本の技術協力は、新規プロジェクトばかりでなくこれら老朽インフラの整備に力を注ぐ形態があってもよいのではないかと感じられた。



写真-6 地方部の小橋梁（イタリアの残した石積アーチ）
Photo.6 Rural small bridge (Masonry arch made by Italy)

最後に今回のセミナーの講師として同行していただいた保崎、木村の両氏、日本食で心温まる接待をしていた在エチオピア日本大使館の太田書記官、セミナーを始め現地視察等にご配慮をいただいた JICA エチオピア事務所の坂田所長、吉村副所長の皆様に対して心から感謝する次第である。またコンサルタントを休職してアジスベバ市の河川改修の職務にご活躍（彼は地元技術者でさえやりたがらない汚物の浮かぶ河の河床調査を自らやってのけた）の海外青年協力隊（JOCV）の香野氏にエールを送り本報告を終わる。

アメリカ留学報告

Report of Foreign Study in the U.S.

建設省土木研究所
企画開発部

構造研究室主任研究員
企画課

荻原 勝也

Katsuya Ogihara



1. はじめに

平成5年7月から平成7年1月までの約1年5カ月間アメリカのコロラド州ボルダー市にあるコロラド大学に留学する機会を得ました。妻と子供2人の家族4人で過ごしたアメリカをここに報告します。

2. アメリカ合衆国

ご存じのとおりアメリカ合衆国は、50州からなる連邦共和国でそのほかに自治領などを持っています。アメリカ本土は、東西4,000キロメートル、南北2,000キロで、人口が約2億5千万人です。大西洋岸にアパラチア山脈、太平洋岸にロッキー山脈、シェラネバダ山脈が走り、アパラチア山脈ロッキー山脈の間には世界最大級の平地が広がっています。留学したコロラド州は州の半分がロッキー山脈に含まれており残り半分がこの平地に含まれます。

3. コロラド

コロラドとは、「赤い」という意味のスペイン語で、州の中にコロラド川の源があるので名付けられたそうです。

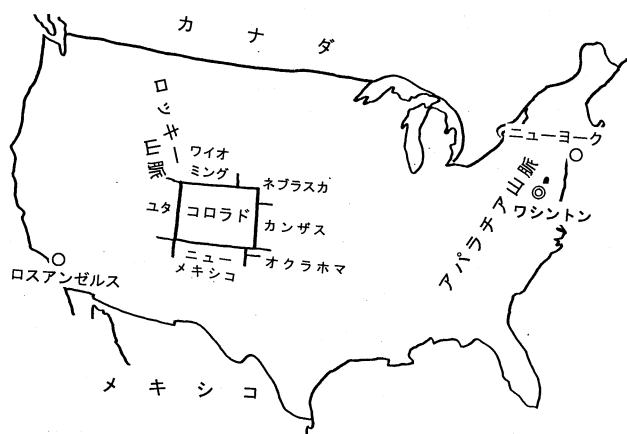


図-1 アメリカ

Fig.1 United States of America

コロラドは、1876年に38番目の州となりました。コロラド州は、アメリカでも数少ない長方形をしており、ワイオミング、ネブラスカ、カンザス、オクラホマ、ニューメキシコ、そしてユタと6つの州に接しています。面積は27万平方キロメートルで、人口は約330万人。州都はデンバーで人口約48万人(全米第26位)、ボルダーなどを含む周辺地域を入れた人口は約185万人で、マウンテンステーツ最大の都市です。年平均気温は7度で、一番低い1月で-3度、一番高い7月で23度です。また雨が少なく非常に乾燥しており過ごしやすい気候です。

大学のあるボルダーは、州都デンバーから約30マイルほど西よりにあり、標高1,629m、人口が約8万3千人でコロラド大学のほかに、たくさんの研究機関があります。フラットアイアンと呼ばれる市の西側にある山に特徴があり、オープンスペースも多く全米でもっとも美しい町の一つといわれています。

4. 道路事情

アメリカでは、鉄道より道路が発達しています。自動車の登録台数は世界一で約1億9千万台。道路はインターステートハイウェイと呼ばれる道路が全土を網羅しています。これは総延長が約68,200kmで、東西方向に走るものには偶数番号が、南北方向に走るものには奇数

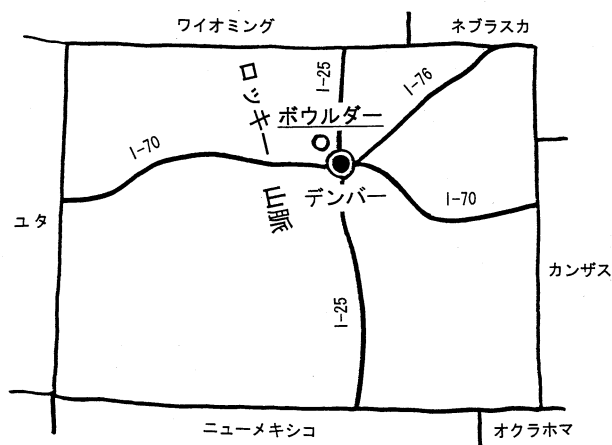


図-2 コロラド

Fig.2 Colorado

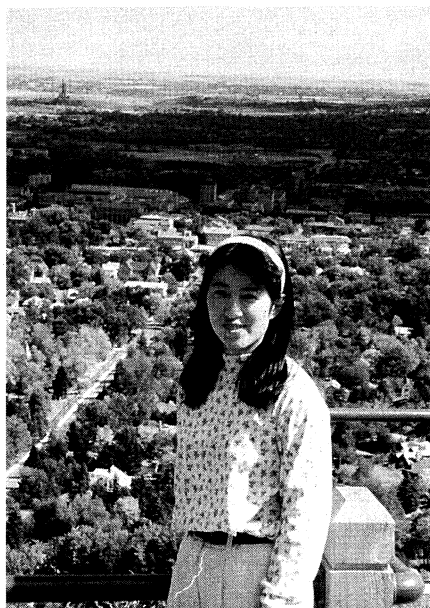


写真-1 ボウルダーと大学

Photo.1 Boulder and the University of Colorado

の番号が振られています。インターステートハイウェイは、長さでは全土の道路延長の1%強ですが、全交通量の20%以上を支えています。

コロラド州では、インターステートハイウェイとして東西にI-70とI-76、南北にI-25が走っています。コロラド州の全道路延長は、約121,800 kmです。インターステートハイウェイの速度制限は一般に時速65マイルで、その他のハイウェイでは時速55マイルです。ただし、市街地ではその速度が低下することが多いようです。また、インターステートハイウェイは、州境からの距離がすべての出入り口に表示されており、降りる出口までの距離が容易に計算できるように配慮されています。コロラドのインターステートハイウェイ及びステートハイウェイの郊外区間は、一般に十分に路肩があり走行しやすくなっています。

5. 生活事情

コロラドで生活していて特徴のある事柄のいくつかを説明します。

- ・生活していたところが田舎のせいもありますが、社会が自動車があることを前提に成り立っていますので、自動車が必需品です。自動車での旅行は、ハイウェイの出入り口にモーターが建ち並んでおり、宿には苦勞しません。
- ・キャッシュレス社会なのでクレジットカードが身分と支払能力を保証する必需品です。また生活していると小切手での支払いを前提とした請求がきますので、小切手も必要です。
- ・アメリカでは一般にコストに対して敏感です。
- ・スーパーマーケットは24時間営業しており、必要なも

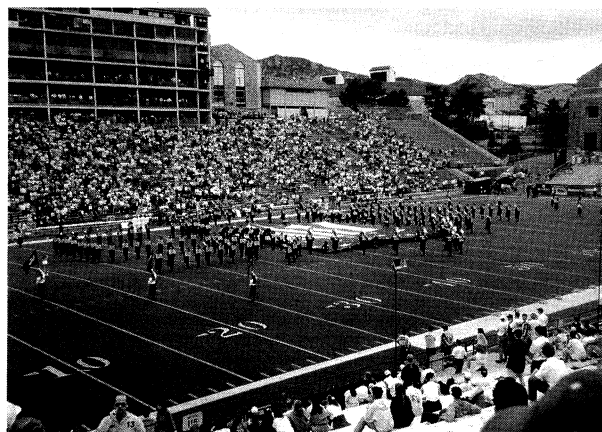


写真-2 カレッジフットボール

Photo.2 College football game

のはいつでも手に入れることができます。

- ・スポーツが盛んで、観戦も盛んです。カレッジフットボールの試合でも5万人のスタジアムが満席となります。
- ・バスサービスがきちんとしておりパークアンドライドという制度があります。この制度を使うことにより自宅からバス停のすぐとなりの大きな無料の駐車場まで自分の車でゆき、バス停からデンバーの中心地や空港までバスで行くことが出来ます。この制度により、デンバーの中心地への車の乗り入れを少なくしようと図っています。

6. 留学概要

コロラド大学は、コロラドで最大の州立大学です。学生総数約25,000人で、女性が約46%、留学生がおよそ1,000人、大学院は4,000人程度です。留学した学科は土木工学科で、正式には、土木環境建築工学科です。学部学生が450人、大学院250人ぐらいです。

主な受講科目は、信頼性工学、建設計画とスケージュリング、コンストラクションマネージメント、エンジニ

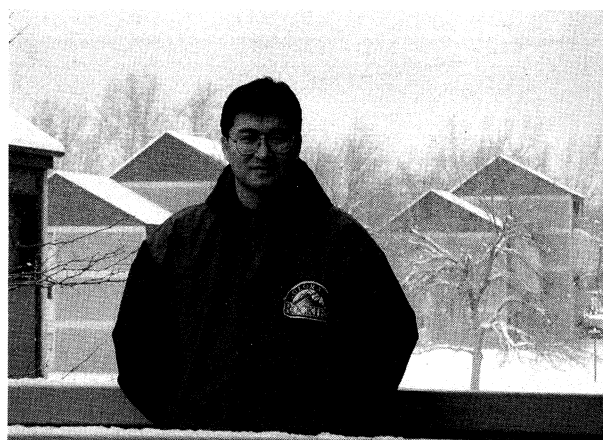


写真-3 雪の大学アパート

Photo.3 University housing in snow

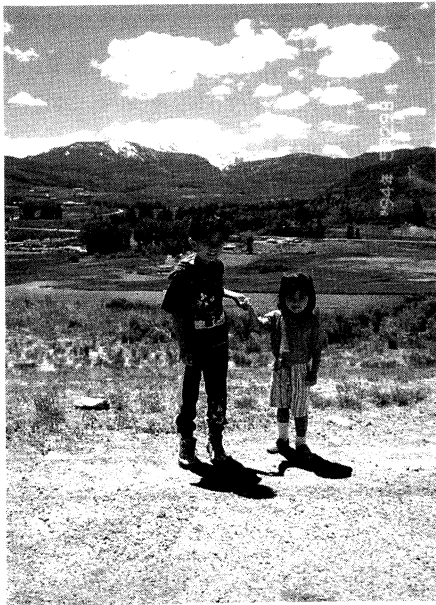


写真-4 典型的なコロラドの風景
Photo.4 Typical landscape of Colorado

アリングリスクアナリシスなどです。そのほかにも、地元のファブリケーターや、コロラドロックーズのホームグランドであるクアーズフィールドがちょうど建設中でしたのでその現場の見学がありました。地震がないせいか、かなりの高さの壁をブロック積みで造っていたのを覚えています。最後にリスクアナリシスを用いた橋梁計画の研究を行い、卒業試験を受けて無事全課程 (Master of Science) を修了することが出来ました。

また、学部の講演会のおりベクテルの副社長が講演し、

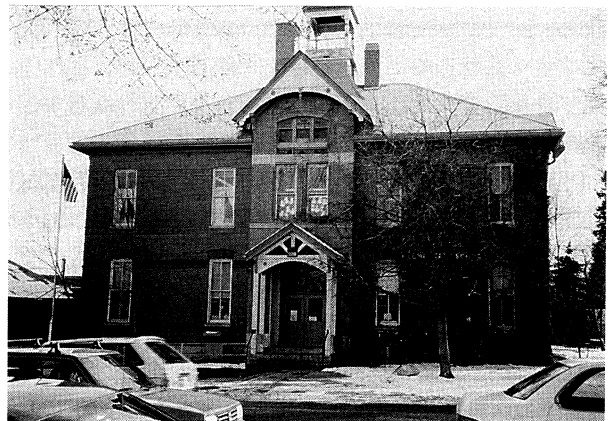


写真-5 コロラドの小学校
Photo.5 An elementary school in Colorado

日本の大手建設会社の豊富な研究開発費について語っていたのが印象的でした。

7. おわりに

留学する前、日本とアメリカはともに世界最大の建設市場であり、ともに魅力あるはずであるが、MPAなどが適用されてもなぜあまりアメリカ企業が日本市場に参入してこないのだろうか疑問に思っていました。

その理由のいくつかは留学中に学ばせていただくことが出来ました。

最後に、1年半の間アメリカ留学という貴重な経験をさせていただいたことをここに感謝致します。

■第20回 PIARC 世界道路会議開催さる

PIARC(常設国際道路会議協会)の第20回世界道路会議が、平成7年9月3日から9日の1週間にわたり、カナダのモントリオールで開催された。

会議は93ヶ国から40名の大臣、総勢3200名の参加があった。日本からは森建設大臣が大臣セッションへ参加されたほか、道路局長、道路公団総裁、首都公団理事長、当公団の萩原総裁も出席された。日本からは総勢100名を越す参加者があった。

会議は約80の数多くのセッションからなるが、当公団は特にC3「技術交流と発展」委員会とC11「道路橋梁」委員会に幹事として協力している。

以下が特筆される事項である。

- ・首都高速道路公団の三谷理事長が、PIARC 浅井副会長の後任に選出されたこと。
- ・「世界インターチェンジネットワーク」と呼ばれる道路関係機関の専門家を相互に紹介するネットワーク組織が活動を開始したこと。
- ・PIARCの呼び名が、今後はWorld Road Association (PIARC) と変更になったこと。

展示会場は9,300 m²もあり、15ヶ国、300の団体が参加し、今までの展示では、史上最大規模とのことであった。日本からはITS、地震、道路情報関係、主要プロジェクトが紹介された。当公団は、明石海峡大橋の工事状況と大型風洞試験に関するパネル展示、工事のビデオ映写、パンフレットの配布、ケーブルの実物大断面模型を展示し、好評であった。(写真-1、写真-2 参照)

(文責；企画課長代理 栗野純孝)



写真-1 会場入口の様子



写真-2 日本展示

■アジア太平洋地域建設事業トップフォーラム開催さる

アジア太平洋地域で初のインフラ整備担当の閣僚クラス会議である「アジア太平洋地域建設事業トップフォーラム」が平成7年9月27日-28日大阪で開催された。これは世界の成長センターとして注目を集めるアジア太平洋地域のインフラ整備についての当面する諸問題に各国が協調して対処していくための議論の場として企画され、この地域の16ヶ国から閣僚等22名が出席した。

議事は、記念講演及び閣僚による専門分野ごとの4つの分科会及びオープンフォーラムから成っており、会議前日の現地視察では明石海峡大橋の視察も実施された。

なお、当公団では、独自にインドネシア公共事業省次官との昼食会を持ったほか、この機会を活用した本四公団の技術のPRに努めた。

(文責；企画課長代理 栗野純孝)

■「明石海峡大橋基礎の建設」土木学会技術賞受賞

土木学会技術賞とは、土木事業の計画、設計または施工等に関し、土木技術の進展に顕著な貢献をなしたと認められた画期的な業績に土木学会が授与するもので、土木界の賞としては最も権威のある賞です。当公団では今までに、大三島橋、大鳴門橋及び瀬戸大橋が表彰されております。

この度は、「明石海峡大橋基礎の建設」が平成6年度土

木学会技術賞を受賞しました。今や現地工事は補剛桁架設の段階に入っておりますが、振返れば、本橋の基礎工事は本架橋事業の大きな要でありました。橋の完成前に「基礎の建設」が本賞を授かったということは、このことが社会的にも認められたものと考えられ、大変意義深いものと受けとめております。特に、

(1) ケーソン係留・沈設

- (2) 洗掘防止工
- (3) 水中不分離性高流動コンクリート
- (4) 橋台用高流動コンクリート

等の技術開発は、今後多くの海洋土木の建設に大いに貢献するものと評価されました。

応募の準備として、平成6年12月から垂水工事事務所、第一建設局建設第一課及び本社工務第一課で発表論文リスト、推薦書及び説明資料の作成などを精力的に行い、1月13日には土木学会関西支部に推薦書を提出しました。その翌週火曜日の1月17日には兵庫県南部地震が

明石海峡大橋のすぐ近くで発生しましたが、本橋の橋梁計画に大きな影響はありませんでした。

その後、3月23日垂水工事事務所の保田所長が土木学会で委員会に説明を行い、4月21日土木学会理事会で授賞が正式決定。5月30日に土木学会本部において授賞式が執り行われました。

今回の受賞が、今後の本四公団のさらなる発展の励みとなることを祈念する次第です。

(文責：工務部工務第一課長代理 藤田和朗)

■明石海峡大橋補剛桁の面材架設(グラビア写真参照)

明石海峡大橋では、平成7年9月11日より2P中央径間側で、9月22日より3P中央径間側で、また、淡路島側側径間でも10月6日より面材サイクル架設を開始しました。最後に残された神戸側側径間についても11月上旬には架設を開始し、全面的に面材サイクル架設を展開していくこととなります。

明石海峡大橋の面材サイクル架設は、中央径間は塔から中央径間中央に向かって、側径間は橋台前面に既に架設を完了した橋台部大ブロックから塔に向かって架設します。今までの面材架設工法を採用した吊橋では、中央径間については同様の架設方向としていましたが、側径間については塔から橋台に向かって架設する方法が一般的でした。しかし、この場合、架設先端に向かって急な下り勾配となるために架設先端に向かっての部材輸送等を考えると上り勾配の方が望ましいこと及び側径間の部材搬入に橋台部の作業ヤードを使用できること等により、橋台部から塔に向かって架設することにしました。

また、従来の吊橋ではハンガーロープの短い区間の主構面材の架設には、通常の吊り天秤ではキャットウォークと干渉するために、面材を一旦、主ケーブルへ盛り替え吊り天秤を付け替えるいわゆる盛り替え架設を採用していましたが、作業が煩雑で時間もかかることから、特殊天秤を考案し盛り替え架設を回避することとしました。側径間では短ハンガー部の架設からとなるために、特殊

天秤を用いた架設からスタートすることとなります。

部材の荷揚げ場所から架設先端への部材運搬方式としては、従来は軌条式運搬台車を用いていましたが明石海峡大橋では軌条を4,000mにわたり敷設しなければならないことから重量が多くなり経済的でないために軌条の必要のないゴムタイヤ式の自走式運搬台車を用いることとしました。

その他、ハンガー引き込み定着方法として、ピン定着PWSハンガーロープと支圧定着CFRCハンガーロープの2種類のハンガーロープを採用していることから、それぞれの形式に対応したハンガーの引き込み定着方法を採用しています。具体的には、ピン定着PWSハンガーロープ区間についてはハンガーロープを直接引き込む方法を、支圧定着CFRCハンガーロープ区間については仮ハンガーを設置し仮ハンガーを引き込む間接引き込み方法採用しています。

今後は、中央径間2P側で32サイクル、3P側で31サイクル、側径間では24サイクルを進めた後に閉合作業となります。閉合は側径間については塔付き部、橋台部の4箇所、中央径間中央1箇所の計5箇所で行われます。順調にいけば来年の秋頃には閉合作業が終わり、神戸から淡路島まで補剛桁が繋がることとなります。

(文責：垂水工事事務所 技術課長 大江慎一)

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'95.7~9 月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票の提出のあったものです。掲載もれの場合は文献複写1部を、公団本社企画開発部・調査課（技術情報担当者）宛送付下さい。

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
来島大橋下部工大島工事	吉田 剛、田村 正	土木協 四国支店		1995.4	
Technological Aspects of the Akashi Kaikyo Bridge	佐伯彰一、藤野陽三*、 多田和夫、北川 信、 金崎智樹	ASCE Structures Congress		1995.4	
圧縮版の塑性座屈モードの局所化と変形能の低下	鳥羽保行、松岡宏典*、 王慶雲*、後藤芳顕*	土木学会論文集 I	I-31 513	1995.4	39-51
大口径立孔掘削工法 —スーパーRD工法の開発と施工—	伊藤稔明、植田政明*、 嶋井森幸*、川田正敏*	建設の機械化	543	1995.5	42-48
来島大橋 5P・6P 主塔の設計・製作・架設	佐々木雅敏、田中克芳*、 和田敏雄*、栗野英一*	トピー鉄構技報	11	1995.6	70-77
鉄筋強土工法による岩盤直掘工の挙動	伊藤稔明	第 30 回土質工学会研究会		1995.7	
耐力点締付けを行った高力ボルトの遅れ破壊特性	松山晋作、菅原一昌、 遠藤武夫、高橋稔彦、藤井裕司	橋梁と基礎	29 7	1995.7	8-13
多径間連続高架橋の設計について	貴志友基	第 38 回四国地方建設局管内技術研究会論文集	38	1995.7	1-6
来島大橋主塔の設計報告	佐々木雅敏、峠野 暢*、 高木裕二*	東骨技報	39	1995.7	33-39
来島第 2 大橋主塔の設計・製作	佐々木雅敏、山口和範、 田中 洋*、和田充巧*、 松岡幸文*、木谷村勇人*	日立造船技報	56 2	1995.7	63-78
鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度	奥川淳志、藤井裕司、 三木千壽*、館石和雄*	土木学会論文集 I	I-32 519	1995.7	127-137
鉄筋補強による岩盤の直切り工法	福本英一郎、藤岡 孝*	日本鋼管(株)技術ニュース		1995.7	
磁石車輪を用いたゴンドラの開発	坂本光重、政田 潔、廣田昭二	建設の機械化	545	1995.7	31-35
トルコの道路建設と管理	岡野 哲	建設の機械化	545	1995.7	36-41
多々羅大橋の風洞試験と疲労試験	藤井裕司、勝地 弘	高速道路と自動車	38 7	1995.7	20-29
長大橋の技術開発 —本四連絡橋において—	岸本良孝	高速道路と自動車	38 7	1995.7	42-44
欧州の橋事情	加島 聡	高速道路と自動車	38 7	1995.7	46-49
本州四国連絡橋における厚肉コンクリート製型枠	徳永剛平	セメント・コンクリート	582	1995.8	64-74
Effect of the Southern Hyogo Earthquake on the Akashi-Kaikyo Bridge	多田和夫、神 弘夫、 北川 信、新田篤志、鳥海隆一	Structural Engineering International	5 3	1995.8	179-181
「たわみ理論」による吊橋スパンの飛躍	金崎智樹	土木学会誌	80 9	1995.8	34-38
明石海峡大橋	藤田和朗	橋梁と基礎	29 8	1995.8	81-82
強潮流海域における防食電流密度	高城信彦、高田 敦*	土木学会第 50 会年次学術講演会講演概要集		1995.9	

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。この基準類は財団法人海洋架橋調査会(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 6 年 4 月
調査等共通仕様書	平成 5 年 7 月
電気通信施設標準仕様書集(3分冊)(貸出しのみ)	昭和61年 4 月
電気通信施設工事等共通仕様書(貸出しのみ)	昭和60年 4 月
電気通信施設管理規程 自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程 電気通信施設保守基準	
図面作成要領(貸出しのみ)	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年 1 月
き裂の発生の一例	
植生のり面工施工要領	昭和62年 4 月
維持修繕等共通仕様書	平成 4 年 4 月
施工管理試験要領	平成 3 年 4 月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成 5 年11月
測量作業規定	平成 7 年 4 月

*設計基準類(上部工・設計編)

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

*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 [平.元.6一部追加]	昭和54年 6 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)	

*設計基準類(下部工編)

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

[付属資料]

1.低発熱型コンクリート仕様(案)	平成元年 7 月
2.高性能 AE 減水剤品質規格(案)	平成 2 年 8 月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年 2 月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年 3 月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年 3 月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年 3 月

-----お知らせ-----

新規	平成 7 年11月販売開始
鋼上部構造の設計に FEM 解析を適用する	平成 5 年 9 月
ためのガイドライン(案)	

※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 ISSN 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	辰 巳 正 明		
編集委員	有 坂 均	佐 藤 清 隆	
	有 馬 勇	高 城 信 彦	
	江 田 征 機	土 谷 政 治	
	大 橋 治 一	鳥 海 隆 一	
	大 廣 始	長谷川 芳己	
	尾 上 一 馬	日 里 正 夫	
	金 崎 智 樹	辺 見 泰 造	
	栗 野 純 孝	那 須 清 吾	
	栗 原 敏 広	藤 原 亨	
	黒 木 隆 晴	藤 田 和 朗	
	小 出 憲 博	古 家 和 彦	
	古 村 学	眞 邊 保 仁	
	酒 井 和 吉		
	原 澤 秀 久	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第 76 号

発行 平成 7 年 10 月 15 日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104 東京都中央区入船 3-1-13

エーユー入船ビル 4 F

電話 03 (3555) 8361

発行者 井 上 義 光

制作 ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200 円

