

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.18 No.69 '94.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第69号 目次

Contents of Honshi Technical Report No. 69

鉄道再評価と技術的鳥瞰……………理事	野村紀夫…1
General view of European and Japanese railroad	
低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性……………第一建設局 設計課	那須清吾…2
Thermal Crack Characteristics of Low-heat Concrete	
明石海峡大橋 1A・4Aケーブルアンカーフレーム……………第一建設局 垂水工事事務所	糸日谷淑光…14
工事架設報告	
Report on Construction of Cable Anchor Frames of Akashi Kaikyo Bridge	第一建設局 垂水工事事務所 有馬 勇
明石海峡大橋サドルの設計・製作……………第一建設局 洲本工事事務所	吉元郁男…23
The design and manufacturing procedures of the saddles for the Akashi Kaikyo Bridge	(前) 第一建設局 垂水工事事務所 福永 勸
来島大橋下部工の設計概要……………企画開発部	森 邦 久…29
Design Outline of the Kurushima Bridge Foundations	(前) 第三建設局 設計課 山田 郁 夫
	第三建設局 設計課
来島大橋 5P ケーソンの電気防食……………第三建設局 今治工事事務所	高城信彦…42
Electric Protection for the Corrosion of Kurushima Bridge 5P Caisson	同上 金保 勉
	同上 清見 博 英
内線終結後のエル・サルバドルを訪ねて……………(財) 海洋架橋調査会	越智啓登…46
Visiting El Salvador after coming to the end of the long Civil War	(前) 企画開発部
技術ニュース……………	49
The Latest Information	
文献紹介……………	50
Relative Technical Reports in other Publications	

※本四技報総目次 前回掲載：第65号、次回掲載予定：第75号

本四技報 第70号 (6.4) 掲載予定

- ・鋼床版箱桁疲労試験
- ・海上橋梁における横風による走行性への影響
- ・低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性 (2)
- ・明石海峡大橋塔製作における精度管理
- ・明石海峡大橋バンドハンガー構造
- ・大鳴門橋関連区間陸上部橋梁の塗膜劣化
- ・大三島橋鋼格子床版の漏水防止対策

※ 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

明石海峡大橋パイロットロープの渡海作業 (5年11月)
Pilot rope work for Akashi Kaikyo Bridge (November 1993)



神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



舞子トンネル工事現況(中南工事)
The latest view of Maiko Tunnel work (November 1993)

(5年11月)



淡路ICの工事現況(「その1」工事)
The latest view of Awaji Interchange work (Phase 1)(November 1993)

(5年11月)

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



多々羅大橋3P鋼ケーソン輸送

(5年12月20日)

Delivery of Tataro Bridge 3P Steel Caisson (December 20, 1993)



多々羅大橋3P鋼ケーソン沈設作業

(5年12月21日)

Positioning work of Tataro Bridge 3P Steel Caisson (December 21, 1993)

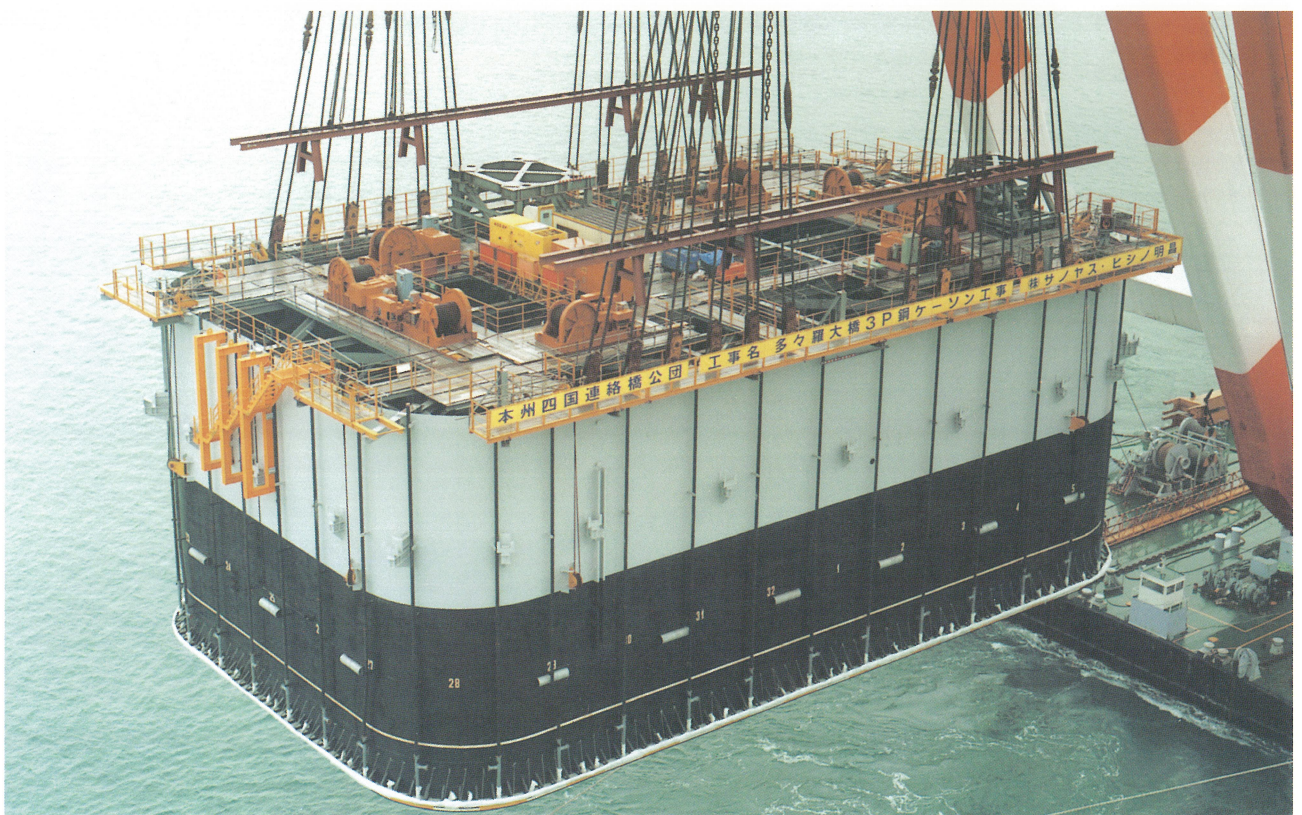
尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



多々羅大橋3P鋼ケーソン沈設作業
Positioning work of Tatara Bridge 3P Steel Caisson (December 21, 1993)

(5年12月21日)



多々羅大橋3P鋼ケーソン沈設作業
Positioning work of Tatara Bridge 3P Steel Caisson (December 21, 1993)

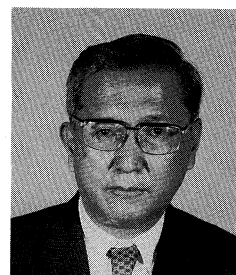
(5年12月21日)

鉄道再評価と技術的鳥瞰

General view of European and Japanese railroad

理事 野村 紀夫

Norio Nomura



ヨーロッパにおいては国内輸送、国際輸送とも陸続きの場合が多く、このため人及び物ともに自動車のウェイトが世界的にみて最も高い地域となっており（人キロ、トンキロベースで、人は9割、物は6～7割が自動車）、このため酸性雨、あるいはスイスの通過交通問題に象徴される様々な環境問題が発生している。ちなみに日本は、国際が人は航空、物は海上のウェイトが高く、国内が人は鉄道のウェイトがヨーロッパの5倍位あり、物は自動車と並んで海上のウェイトが高い。近年、ヨーロッパにおいては自動車輸送の伸びを少しでも抑制するため、鉄道整備を重視する傾向が次第に高まりつつあり、本年供用開始が予定されている英仏海峡のトンネルが鉄道専用であるのもその大きな流れに沿ったものと言える。

日本の新幹線が1964年に運行を開始したが、その世界の鉄道界に与えた影響は図り知れないものがあった。10年余りの後の'73年に伊丹空港のジャンボ乗入後の航空機騒音が大きな問題になり、同時に新幹線騒音も裁判等で社会的問題となった。このため日本においては、'73年以降は新幹線の整備意欲がスロー・ダウンしてしまったが、フランスが'81年にTGVを成功させたことが、これまた日本の新幹線に匹敵する位の大きなインパクトとなり、ヨーロッパの各国に大きな影響を与えるとともに、日本の新幹線整備に対する積極的姿勢をとりもどさせる遠因になったともいえる。ヨーロッパ各国が受けた影響は、最近になってようやく開花するに至っており、'91年ドイツのICE-インター・シティ・エクスプレス、'90年スウェーデンのX2000といった都市間高速鉄道が次々と開業している。英国、イタリアにおいても独特の都市間高速鉄道が整備されているほか、先のオリンピックのあったスペインでもTGV系の鉄道が運行開始されている。TGV、ICE、X2000等はそれぞれ技術体系が違っているが、軌道は在来線の1435mmの上をまず走らせる点は共通しており、必要な軌道部分を整備し直しながらより高速化を図っていく点がわが国の新幹線整備と異なっている。最近は大ヨーロッパ、EC統合等をバックにして、国際間的高速鉄道体系を整備していこうという動きがEC内部で検討されはじめているが、技術体系の違う各国の高速鉄道がどのように将来統合されるのか興味深い。

日本の東海道新幹線は'60年代の技術の結晶である。'82年に東北・上越新幹線が完成し、同じ年にTGVも走り始

めたが、これらは'70年代の技術体系である。それに対してTGV以外の先ほど述べたヨーロッパの各国の高速鉄道は'80年代の技術水準の成果であり、こちらの方が東北・上越よりも技術的に優れている点が多い。現在、北陸等3新幹線を整備中であるが、こちらは現在の最新の技術で構築されることになるので、再び多くの面でヨーロッパを追い抜くものと思われる。東海道新幹線の古くなった点を1例だけあげると、軌道がバラスト構造のため深夜に一定時間を確保して、砂利を固め直す等の保守点検を行う必要があり、現在主流のスラブ軌道に比較して約5倍の労働者数を投入する必要があるといった点である。

日本は鉄道を19世紀半ばを少しすぎたところで開業しているが、その時は英国から車両も土木技術もすべて導入し、技師まで130人も来てもらって品川、横浜間を開通している。それから約百年後の今世紀に東海道新幹線で世界の鉄道技術の最先端を走ったことになるが、現在はどうもヨーロッパにちょっと追い抜かれた状況になっている。したがって21世紀に日本が再び鉄道技術で世界の先頭を走れるかどうかは、今、山梨で実験線を造っている時速500Kmのリニア新幹線の開発が順調にいくかどうかにかかっていると言えよう。

最後に鉄道のもう一つの大きな分野である大都市内鉄道については、日本の最大の特徴はJRを含む大手民鉄会社が中心になって、独立採算で経営を維持していることである。日本以外の世界の大都市で企業ベースで通勤・通学輸送の都市鉄道を経営しているというのはまず存在しない。ヨーロッパの場合は、地下鉄、市内電車、国鉄の都市交通線等が走って都市鉄道を形成しているが、いずれも採算がとれない。平均して収入50に対して費用が100位で、半分しか元を取れないという状況である。不足分は国、自治体等から助成してもらおう仕組みができています。

日本では公営等の一部に整備費の助成があるが、大手民鉄には運営費の助成はない。労働生産性の高さ、兼業事業、混雑率の高さ等がいまって、経営面における日本の特徴が出ているのであろう。首都圏人口には3千万人を超えるというが、このような世界で唯一の巨大都市圏が維持できていることについて、都市鉄道網の充実によるものであると説く人もいます。わが国の都市鉄道の特徴は、超過密を背景とした経営管理技術にあると言えよう。

低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性

Thermal Crack Characteristics of Low-heat Concrete

第一建設局 設計課長代理 那須 清 吾

Seigo Nasu



概 要

明石海峡大橋の主塔基礎は、低発熱型セメントを用いたマスコンクリートで施工された。事前に設定した打設計画は、温度応力解析を実施し、ひび割れ指数1.5を確保しており、いわゆるマスコンクリートの温度応力ひび割れの問題は大きく改善された。しかし、同時に施工実績からは若材齢時に発生するひび割れについては課題を残した。本報告では、低発熱型セメントを用いたコンクリートのひび割れ発生特性を解明し、改善の方向性について提案するものである。

The tower foundations of Akashi Kaikyo Bridge were constructed with a concrete using low-heat cement. The construction method was planned to prevent thermal stress induced crack by keeping the stress ratio (tensile strength over tensile stress) obtained by thermal stress simulation over 1.5. Most of the problems concerning thermal crack were solved except the crack occurred at the low age. This report shows the mechanism of the thermal crack characteristics of a concrete using low-heat cement, and suggests the way of improving the anti-crack characteristics.

1. まえがき

本州四国連絡橋公団が開発した低発熱型コンクリートは明石海峡大橋の主塔基礎(図-1参照)において初めて実際に採用された。この低発熱型セメントを用いたマスコンクリートは断熱温度上昇量25度以下(練り上がり温度20度)と91日強度240kgf/cm²を両立したことにより、いわゆるマスコンクリートの温度応力ひび割れに関する問題は大きく改善された。しかし、主塔基礎の気中コンクリートにおいてはマスコンクリートの挙動を把握して施工に反映すべく種々の現場計測が実施されたが、その結果若材齢時に従来のマスコンクリートとは異なる、幅・スパンの小さいひび割れが発生することが確認された。

本報告においては現場計測、ひび割れ現象を再現した室内試験、及び温度応力解析により、マスコンクリートのひび割れ発生のメカニズムを説明するとともに、マスコンクリートの耐ひび割れ特性を改善する方法、その評価方法の方向性について提案する。

2. 明石海峡大橋主塔基礎気中コンクリートの施工計画

クリート構造は、図-2(図中の括弧内は3P主塔基礎の場合)に示す打設リフト計画により2P、3P主塔基礎それぞれ89,000m³、84,000m³が施工された。表-1、表-2はそれぞれ2P、3P主塔基礎の打設計画設定時の示方配合、表-3はセメントの品質、また表-4はコンクリートの要求品質である。約5,000m²を平面的に4~7区画に分割し、リフト厚0.5~1.5mで施工するように計画された。打設計画策定に当たっては、計画に従ったリフト計画、打設順序と時間間隔により平面歪み2次元有限要素法による温度応力解析を実施し、ここでは、ひび割れ指数が1.5以上確保されることを条件とした。気中コンクリートは事前に施工された同じ低発熱型セメントを用いた水中不分離

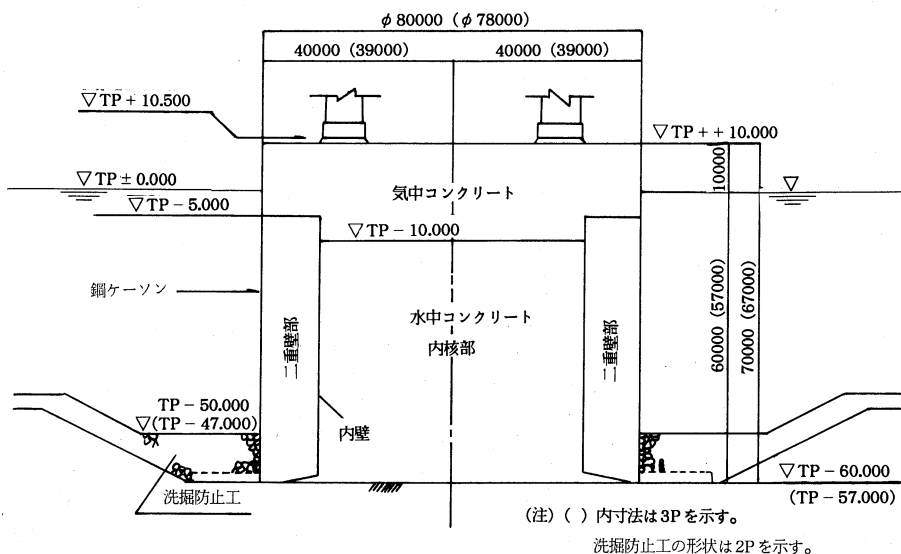


図-1 明石海峡大橋主塔基礎一般図

Fig.1 Tower foundation structure of Akashi Kaikyo Bridge

明石海峡大橋主塔基礎気中コン

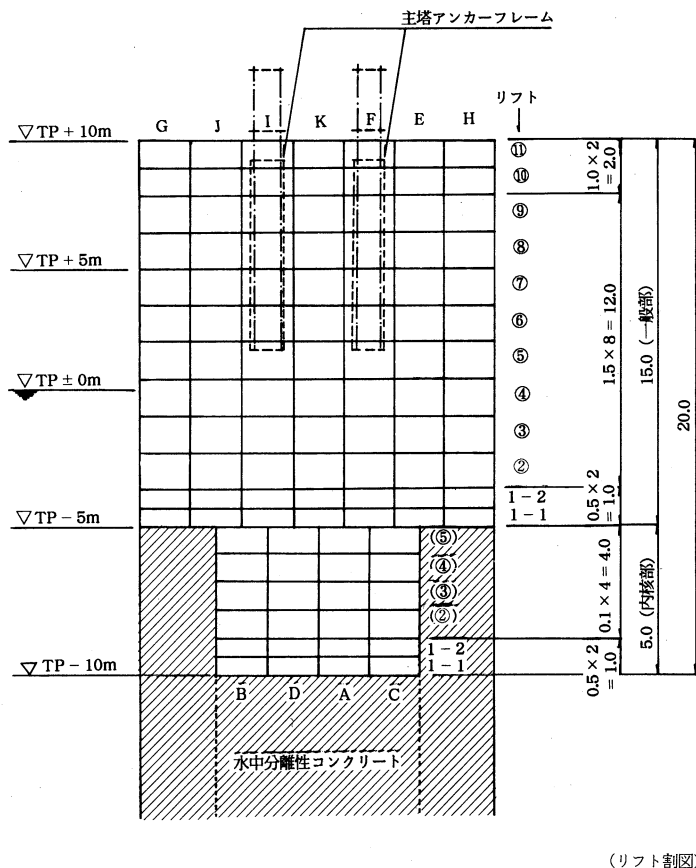
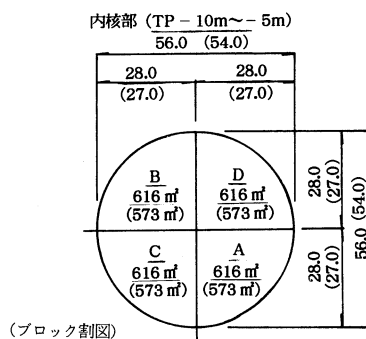
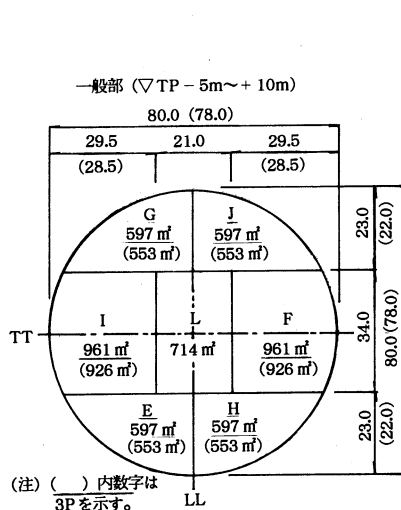


図-2 気中コンクリートの打設リフト計画
Fig.2 Concrete work plan of the top slab

表-1 2P主塔基礎気中コンクリートの示方配合
Tab.1 Specified mix of 2P foundation slab concrete

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)					混和剤	
		W	C	石粉	S	G	SP9N	775S
53.5	41.0	139	260	50	712	1126	1.4%	4A

表-2 3P主塔基礎気中コンクリートの示方配合
Tab.2 Specified mix of 3P foundation slab concrete

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)					混和剤	
		W	C	石粉	S	G	SP9N	775S
53.8	40.0	140	260	30	710	1157	1.1%	2.5A

表-3 低発熱セメントの品質
Tab.3 Quality of low-heat cement

項目		2P	3P
比	重	2.82	3.00
比表面積 (cm²/g)		4,860	4,060
凝結 (時 - 分)	始 発	5 - 07	4 - 30
	終 結	7 - 42	6 - 47
安定性		良	良
圧 縮 強 さ (kgf/cm²)	3 日	62	63
	7 日	129	139
	28 日	280	269
	91 日	408	375
化学成分 (%)	強 熱 減 量	0.6	1.4
	不 溶 残 分	14.6	0.2
	酸化カルシウム	41.5	48.7
	酸化マグネシウム	2.8	4.2
	三 酸 化 硫 黄	1.3	2.0
水 和 熱 (cal/g)	全アルカリ量	0.50	0.42
	7 日	37.9	40.4
	28 日	45.2	46.5
成 分 の 混 合 比 率 (%)	91 日	57.3	50.6
	ポルトランドセメント	32	30
	高炉スラグ微粉末	48	70
フライアッシュ		20	-

表-4 気中コンクリートの要求品質
Tab.4 Quality requirement of slab concrete

コンクリートの種別	L-7
設 計 基 準 強 度	f'ck (91) = 240kgf/cm²
ベ ー ス ス ラ ン プ	5 ± 1.5cm
流 動 化 後 ス ラ ン プ	8 ± 2.5cm
空 気 量	4 ± 1%
ブ リ ー ジ ン グ 率	5%以下
打 設 温 度	20℃以下
断 熱 温 度 上 昇 量	25℃以下

性コンクリート上に打設されており、解析に際しては温度分布を含めた境界条件に考慮された。

打設計画において確保されたひび割れ指数は若材齢時2.0、長期では1.5以上であり、ひび割れ発生確率は5%以下であることを要求した。また、温度、応力、歪み、線膨張係数を現場計測することとし、計測結果を以後の打設に反映することとした。

3. 若材齢時ひび割れの発生状況

明石海峡大橋主塔基礎の気中コンクリートでは、従来問題とされていたマスコンクリートにおいて発生しがち

の大きいひび割れは発生していないが、若材齢時の幅の狭いひび割れが7～14日に発生するケースがあった。ひび割れが発生したリフトは通常温度上昇量20度、温度降下8度程度、ひび割れ幅は概ね0.05～0.5mm程度であり、ひび割れスパンも3～5mと比較的小さいが、ひび割れ幅とひび割れスパンの関係から、ひび割れ発生時に解放された引張歪みは概ね50マイクロ程度であることも分かった。これは、応力度に概算すると約15kgf/cm²の応力解放に相当するが、事前の温度応力解析結果では問題となる引張応力は発生しておらず、また現場計測においても発生応力は小さいものであった。

4. 温度応力の発生メカニズムの検証

4-1 温度応力解析による逆解析

前述のひび割れ現象を3P主塔基礎のK-2リフト(図-2参照)を例に温度応力解析によりシミュレーションした。温度応力解析に用いた境界条件および物理定数等は表-5に示す。ここで、コンクリートの強度特性は試験練りから境界条件、比熱、熱伝達率は現場計測結果から逆解析により得た。また、温度応力解析(コンフェンセーションライン(CL)法)に用いたモデルを図-3に示す。モデル以下の部分(内核部)については実測どおり30度、それ以下の水中不分離性コンクリート部分についても実測温度である40度を与条件とした。解析に際しては、各打設リフトの実測温度を再現することとして、発生応力を算出した。

図-4は上記解析の結果を示すが、着目したK-2リフトの最小ひび割れ指数(割裂引張強度と発生引張応力の比)は約2.0であることが分かる。つまり、当初想定していたコンクリートの温度上昇特性、物理特性であれば、ひび

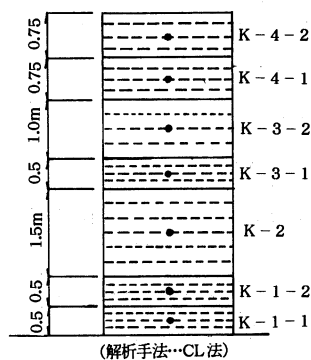


図-3 温度応力解析モデル
Fig.3 Analytical model of thermal stress simulation

表-5 温度応力解析条件
Tab.5 Analytical condition of thermal stress analysis

項 目			採 用 値					
境界条件	外 気 温		実測値（約25℃～30℃）					
	表 面 の 熱 伝 導 率	潜水養生	10kcal／㎡・hr・℃					
		散水養生	15kcal／㎡・hr・℃					
熱物性	比 熱		0.27kcal／kg・℃					
	熱 伝 導 率		2.0kcal／㎡・hr・℃					
	単 位 重 量		2.350kg／㎡					
	断 熱 温 度 式 上 昇	K	26.0deg					
α		0.76						
その他	コンクリート打設温度		実測値（18℃～19℃）					
	内核部コンクリート温度		実測値（30℃）					
コンクリート物性	材 令		3 日	7 日	28 日	56 日	91 日	最終
	引張（割裂）強度（kg／cm ² ）		7.8	17.2	25.3	27.0	30.0	30.0
	弾性計数（×10 ⁶ kg／cm ² ）		1.61	2.35	2.87	3.00	3.10	3.30
	ク リ ー プ 計 数		0.17	0.31	0.71	0.90	1.00	1.15
	線 膨 張 計 数 （ 1 ／ ℃ ）		8.5 × 10 ⁻⁵					
	ポ ア ソ ン 比		0.167					

(註) 室内試験結果では25℃以下であるが現場計測の実績により補正している。

割れの発生確率は非常に小さかったことになる。従って、①温度応力解析方法、②解析に用いた物理定数の試験方法及びその適用方法について検討する必要があると考えられる。

4-2 ひび割れ発生メカニズムに関する考察

図-5は、3P主塔基礎の1-3リフトに設置されていた熱電対(温度計)、歪み計、有効応力計で計測された温度、拘束歪み、応力の例である。ここで、拘束歪みとは温度変化に伴う膨張歪み(温度変化×線膨張係数)から実歪みを減じた値である。拘束歪み、応力共に材齢7日程度でひび割れが発生したと考えられる不連続点が確認される。この現象については、図-6に示す模式図により以下のとおり説明可能である。

①温度上昇時に蓄積される圧縮応力は、凝結完了時点の温度から最高温度までの温度上昇量によって決ま

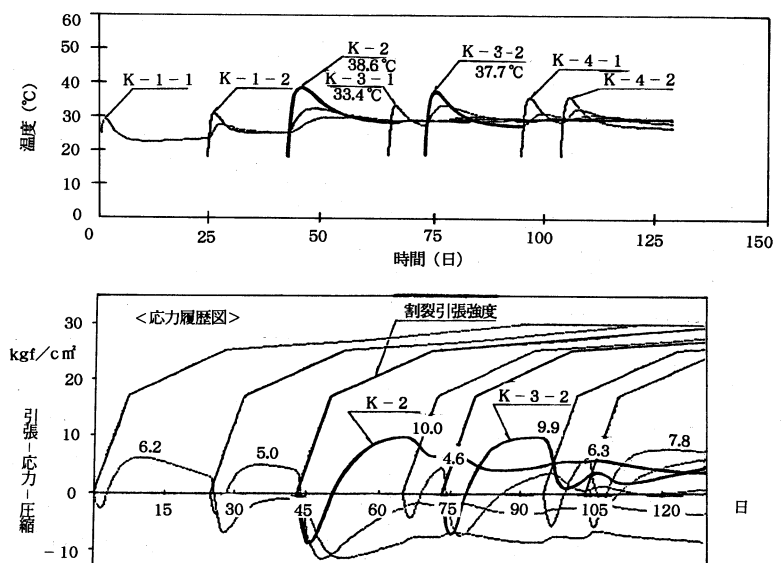


図-4 温度履歴、応力履歴解析結果
Fig.4 Simulation results of observed temperature and stress on site

る。よって、断熱温度上昇量が同一であれば、上昇速度が大きい程、凝結完了時間が遅い程蓄積圧縮応力は小さくなる。ここで用いた低発熱型セメントを用いたコンクリートは、上昇速度が大きく、凝結完了時間が遅い特徴がある。(図-6 (A)、(B))

②クリープにより圧縮応力は解放される。従って、見かけの拘束歪みが圧縮領域にある段階で、実際に圧縮応力に寄与する拘束歪みはゼロとなる。また、若材齢時のクリープ係数は通常温度応力解析で使用される7日材齢載荷試験で求めたクリープ係数より大きいので、予測以上の圧縮応力解放が実際には起きている。(図-6 (C))

③反応が進むのに従って弾性係数が大きくなるので、②で述べた時点より応力が引張領域に転ずる時点が早くなる。低発熱型セメントを用いたコンクリートは若材齢時に高強度、高弾性係数となる。(図-6 (D))

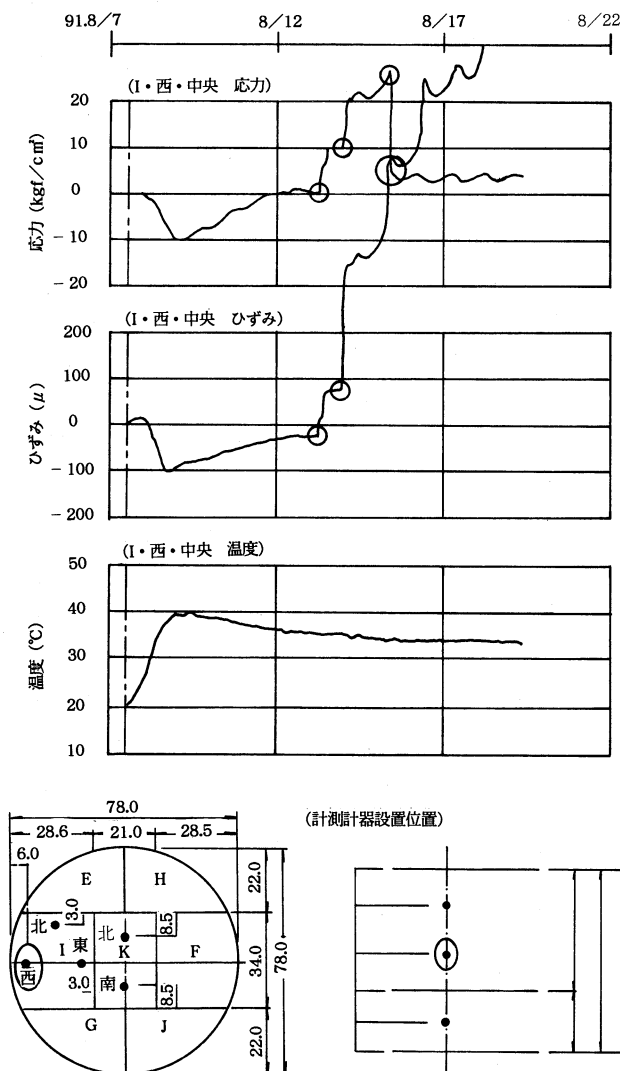


図-5 3P主塔基礎における温度、応力、歪み計測例
Fig.5 Observed temperature, stress, and strain at 3P foundation

5. 現場計測から見たコンクリートの物理定数

温度応力発生メカニズムを確認する為に、熱電対(温度計)、無応力計(自由歪みを計測)、歪み系(実歪み計測)、有効応力計を同一リフトに設置している。これらの計測結果から、線膨張係数、有効弾性係数、及び拘束率が算定される。以下にその結果について示す。

5-1 線膨張係数

無応力計の実測値(自由歪み)と温度の関係をプロットして、その勾配から線膨張係数を得ることが出来る。図-7、図-8は2P、3P主塔基礎における結果であるが、線膨張係数はコンクリート打設時～凝結完了時、凝結完了～コンクリート温度最高時(ステージ1)、コンクリート温度最高時以降の温度降下過程(ステージ2)と段階的に変化していることが分かる。表-6は見かけの線膨張係数の算出結果であるが、温度上昇時に小さく、降下時に大きいことが分かるが、平均では約 $10 \sim 11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 程度である。ここで、「見かけ～」としたのは、コンクリートの伸縮は単純な温度伸縮だけではなく、いわゆる硬化収

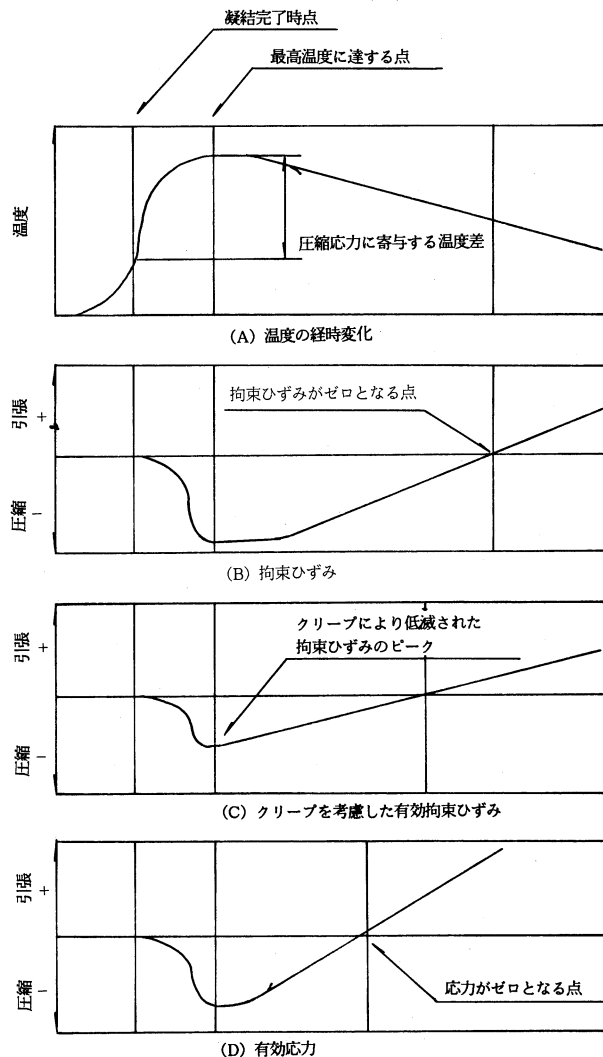


図-6 温度、応力、歪みの関係模式図
Fig.6 Relationship between temperature, stress, and strain

縮（反応収縮）を含んでいるからであると考えられる。温度降下時の方が上昇時よりも線膨張係数が大きいのはこの為である。硬化収縮の影響は測定期間の長短によって異なり、別途実施した短期間（2日間）で温度を上昇降下させた例では線膨張係数はあまり変わらないことも確認されている。

5-2 有効弾性係数

無応力計（自由歪み）及び歪み計（実歪み）の実測値を用いて拘束歪みを算定し、これと有効応力計による実測値により、拘束歪みと有効応力の関係をプロットし、その傾きを求めることにより有効弾性係数を算定した。図-9は3P主塔基礎における例である。凝結完了後の昇温時（ステージ1）、最高温度以降の降温時（ステージ2）の

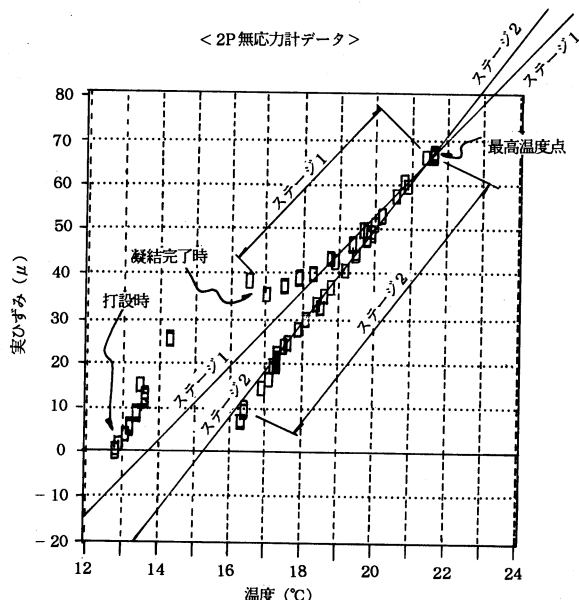


図-7 2P主塔基礎現場計測による温度と自由歪み
Fig.7 Observed relation between temperature and stressfree strain at 2P foundation

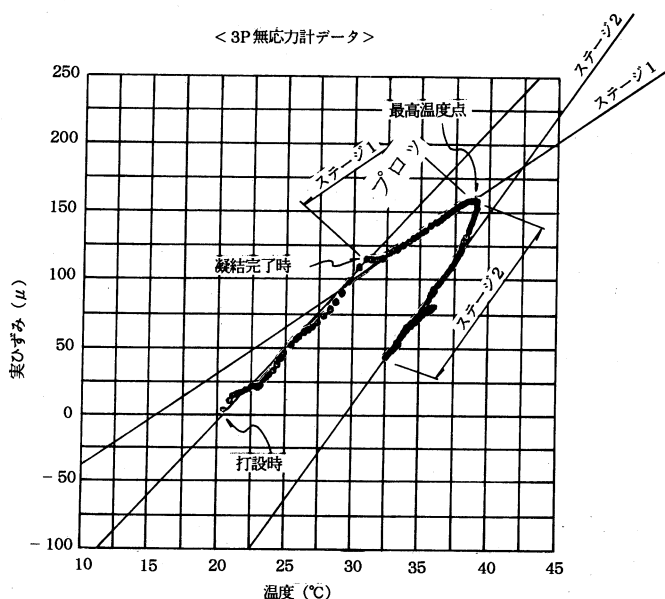


図-8 3P主塔基礎現場計測による温度と自由歪み
Fig.8 Observed relation between temperature and stressfree strain at 3P foundation

表-6 線膨張係数

Tab.6 Thermal expansion ratio ($\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)

	3P データ	2P データ
ステージ1	7.0	8.6
ステージ2	14.5	10.6

弾性係数は一定であると仮定した。ここで、凝結完了後は、歪みに対応した応力が発生していないことが分かる。

図-10は計測結果から求めた結果である。有効弾性係数を集計した現場計測結果に基づくステージ2の有効弾性係数は、別途試験を実施した同材齢の標準養成分試体の弾性係数と比較して非常に小さい値を示している。これは、有効応力計の実測値が温度降下時に小さいことが原因であり、これは図-5においても確認できる。

5-3 拘束率

拘束率Krは以下のように定義することができる。

$$Kr = (\alpha_t - \alpha_r) / \alpha_t$$

α_t : 無応力計より求めた単位温度変化に対する歪み（自由歪み）の変化率（線膨張係数）

α_r : 歪み計より求めた単位温度変化に対する歪み（実歪み）の変化率

$\alpha_t - \alpha_r$: 拘束歪み

図-11は温度と実歪みの関係を示した例であるが、凝結完了後はステージ1（温度上昇時）、ステージ2（温度降下時）共に実歪みの変動が小さく、コンクリートの打設リフト全体の拘束率が非常に高いことを示している。図-12は2P、3P主塔基礎の拘束率算定結果であるが、特にステージ2（温度降下時）の拘束率が高い（100%に近い）ことを示している。これはリフト厚に対してリフト面積が相対的に大きく、この時点ではコンクリートが十分硬化していたと考える。3P主塔基礎のステージ1（温度上昇時）において拘束率が低いのは、2P主塔基礎と比べて測定した打設リフト厚さが小さいことが影響していると考えられる。

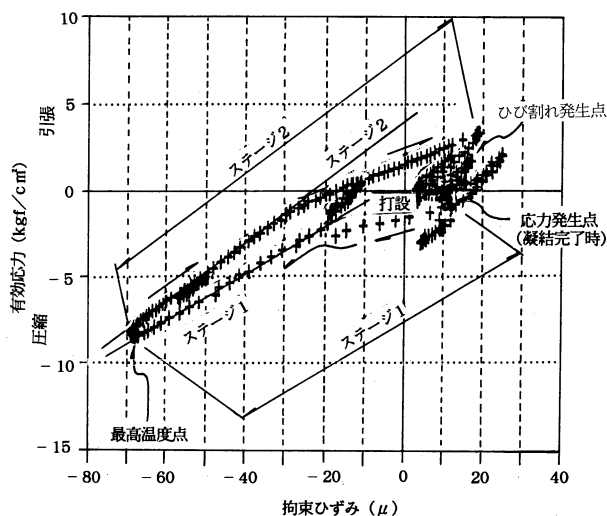


図-9 3P主塔基礎現場計測による拘束歪みと有効応力
Fig.9 Observed relation between restrained strain and effective stress at 3P foundation

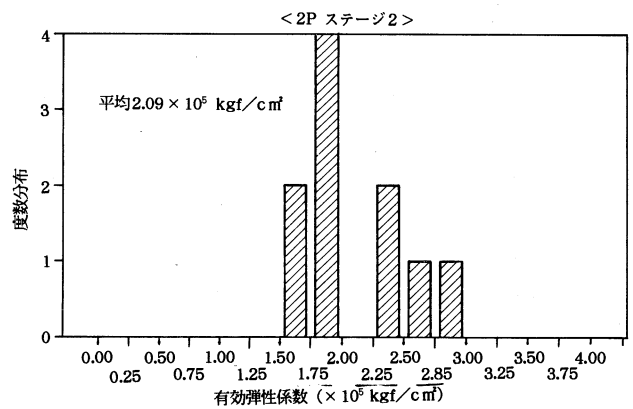
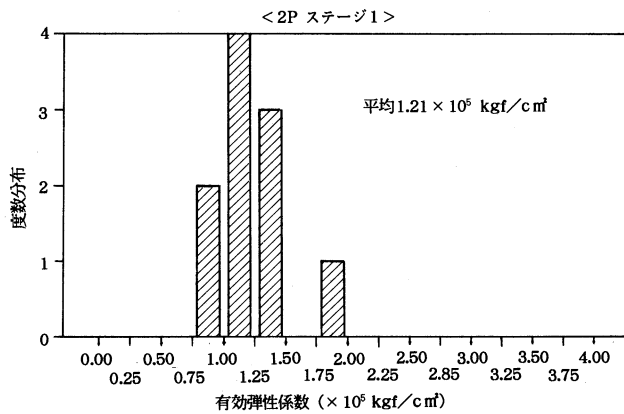
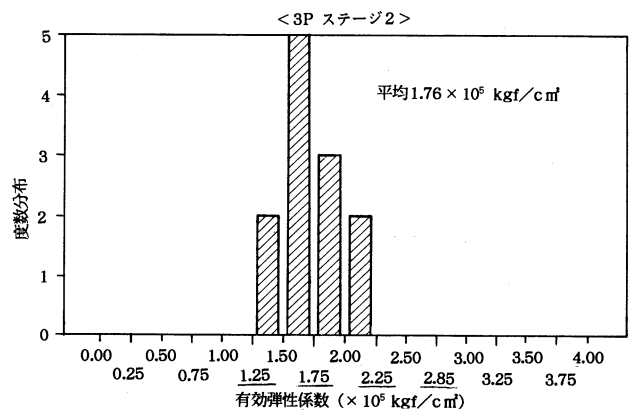
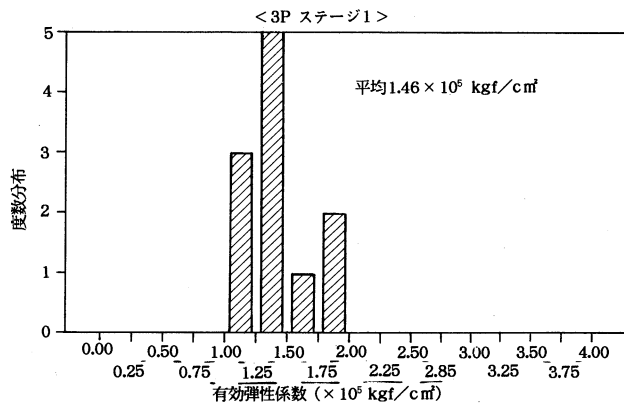


図-10 有効弾性係数算定結果
Fig.10 Observed effective Young's modulus on site

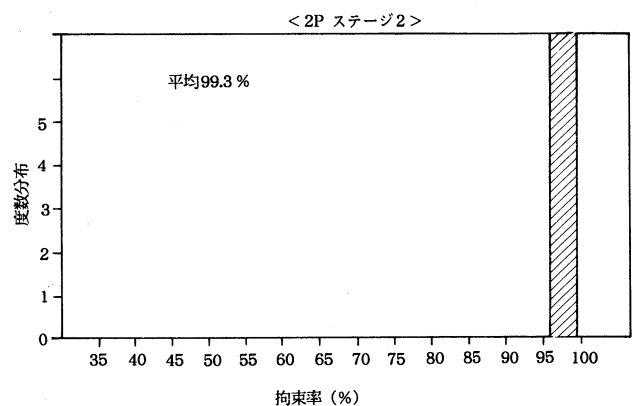
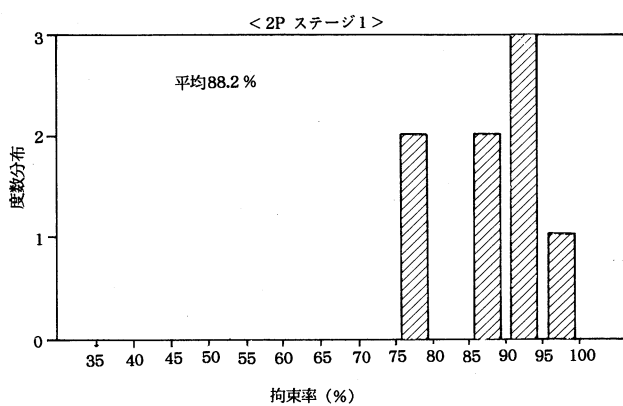
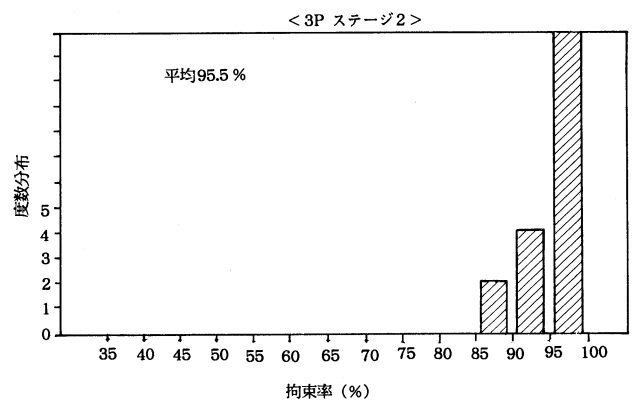
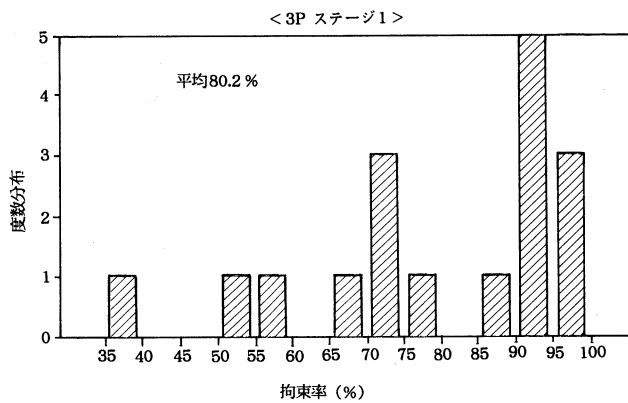


図-12 拘束率算定結果
Fig.12 Observed strain restriction ratio on site

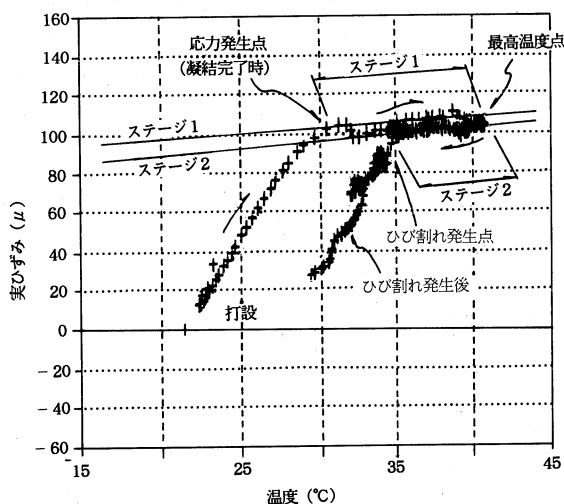


図-11 3P主塔基礎現場計測による温度と実歪み
Fig.11 Observed temperature and real strain at 3P foundation

6. 室内試験に依るひび割れ現象のシミュレーション

6-1 現場計測上の問題点

現場計測結果からは下記に示す問題点が指摘されることから、現場計測によって確認したひび割れ現象を再現する室内試験を実施しその原因を確認している。

- ①従来の温度応力解析法、物理定数の測定あるいは算定方法では、特に低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ現象は予測出来ない。
- ②線膨張係数が温度上昇時と温度降下時で異なるのは、硬化収縮の影響である可能性がある。

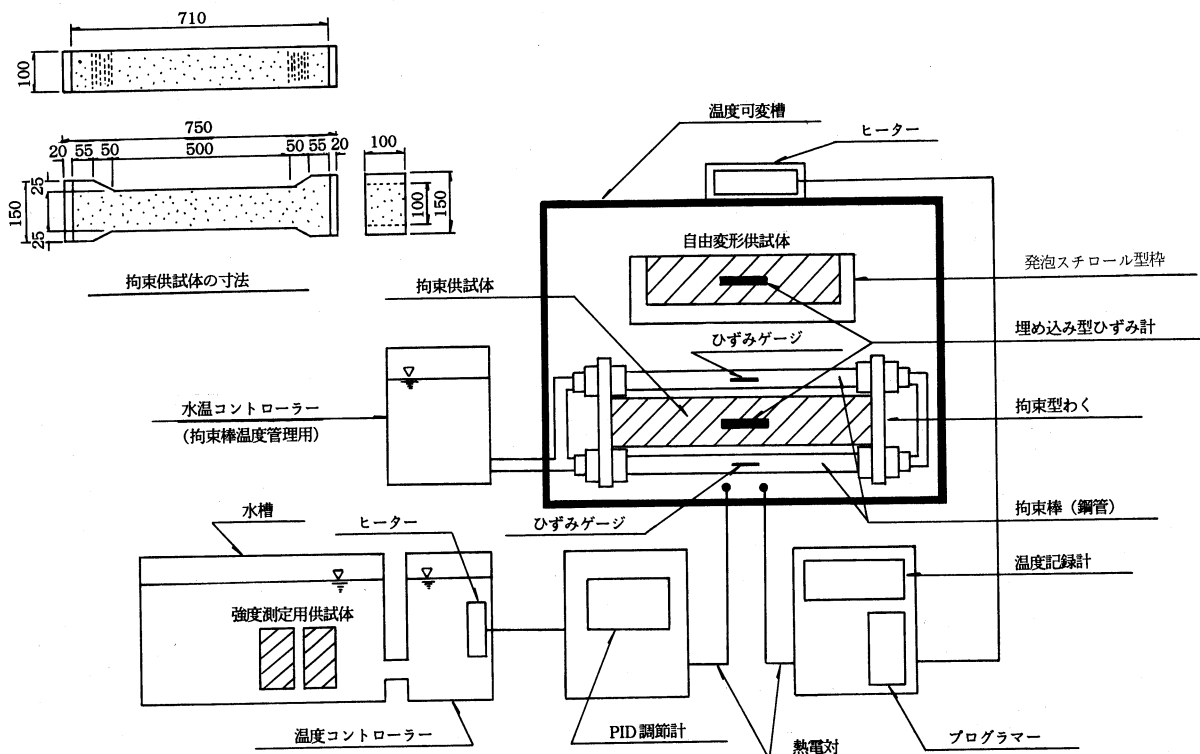


図-13 現象再現試験機の概要
Fig.13 System of the thermal stress simulator

- ③特に面積の大きいリフトを施工する場合には、拘束率はほぼ100%である。
- ④現場計測で確認されたひび割れ現象は、非常に小さな応力レベルで発生しており、有効応力計の追随性に問題がある可能性がある。

6-2 現象再現試験の概要

(1) 試験方法

現場で計測されたひび割れ現象を、2P、3P主塔基礎それぞれ1ケースにおいて室内試験で再現した。コンクリートを打設した時点からシミュレーションする為に、温度履歴を再現した装置内に、全ての物理的状態を現場計測結果と同一条件にした拘束供試体、及び現場計測における無応力計（自由歪み）に相当する自由変形供試体を打設し、その応力、歪み等を計測することとした。試験装置のシステムは図-13に示すとおりであり、以下に述べる方法により試験を実施した。

- ①温度上昇、温度降下を任意に連続的に設定出来る調整計（プログラマー）に予め現場計測結果の温度履歴を入力し、ヒーター（ファン）を通して温度可変槽の内部温度を制御し、拘束供試体と自由変形供試体に現場計測結果の温度履歴を与える。
- ②拘束供試体の拘束状態は、温度可変槽内において4本の拘束棒（鋼管）とそれを定着する2枚の拘束型枠（反力鋼板、供試体両端に設置）により制御する。拘束棒には水温コントローラーにより温度制御された温水が循環しており、拘束棒の歪み（歪みゲージにより測定）を調整することにより、現場計測で得た拘

束率を再現する。

- ③ PID 調節計は、強度試験（圧縮及び引張試験）用の供試体の養成水槽の温度を温度可変槽内の供試体温度に追従させる為の温度制御装置である。これにより、温度可変槽内の供試体と同じ温度履歴を与えられた供試体は、ひび割れ発生時に圧縮及び割裂引張試験を実施し、強度を確認する。

- ④ コンクリートの歪みは、供試体に埋め込まれた歪み計により計測される。また、応力は拘束棒の歪みを温度補正した値から直接算定することが出来る。

写真-1 に温度可変槽の内部を示す。拘束棒は温度可変槽の温度の影響を極力小さくする為、断熱材により保護されている。中央のケーブルは、供試体の歪み測定用である。写真-2 は調整計（プログラマー）、PID 調節計及びそれに接続された強度試験供試体用の水槽である。また、写真-3 は試験用のコンクリートが温度可変槽内の拘束型枠内に打設された直後の状態である。

(2) 試験条件

現象再現試験の対象としたリフトの層厚は3Pが0.75m、2Pが1.5mである。また、示方配合等は表-1~4に示したとおりであり、現場において打設したコンクリートと同等であるが、拘束供試体寸法が小さいことから粗骨材最大寸法は40mmから20mmに変更した。拘束率については、現場計測結果からは材齢によって異なるが、概ね80~100%と非常に高いことから、拘束率の目標を100%として拘束棒の歪みを管理した。

6-3 試験結果と考察

試験結果の内、3P主塔基礎の現象再現結果を図-14~18に示すが、下記の現象が確認された。

- ① 現象再現試験においては、現場計測結果と概ね同じ温度履歴を再現することが出来た。（図-14参照）
- ② 現場計測結果では、凝結完了後は概ね実歪みは一定しているが、現象再現試験においてもほぼ一定している。（図-15、16参照）また、自由歪みについても凝結完了後は類似した変形特性を示しており、現象再現性は良好である。ただし、凝結完了迄の自由歪みは現場計測結果と室内試験で異なっている。これは、コンクリートが流動状態にある場合でも、現場におけるコンクリートはリフト厚に起因する上載圧力及び水平方向の圧力で拘束されているのに対して、室内試験供試体は軸方向以外は拘束が小さいことから、軸方向の膨張歪みは軸直角方向に逃げる事が出来ることによる。
- ③ 応力計測結果は、温度上昇時は概ね現場計測結果と一致しているが、温度降下時、特に引張応力状態に転じてからは現象再現試験結果の値が現場計測結果より大きい。応力度以外の現場計測条件がほぼ再現されていること、室内試験における応力は拘束棒により直接測定されていることから、現象再現試験の

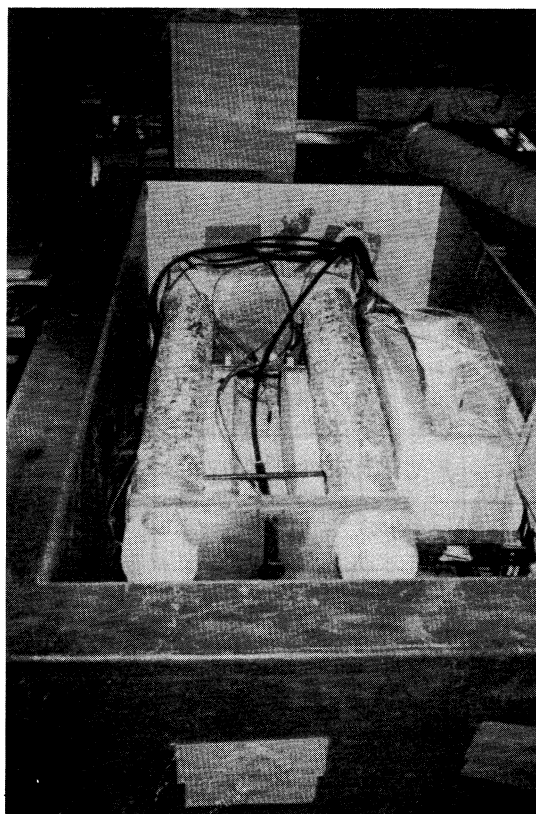


写真-1 温度可変槽
photo 1 Temperature controlled simulator

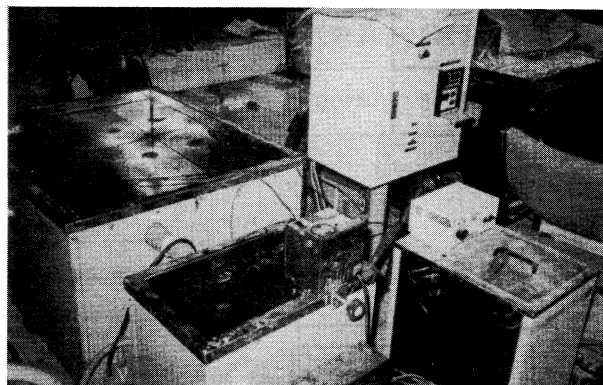


写真-2 調整計、PID調節計及び強度試験供試体用水槽
photo 2 Temperature controller and temperature controlled pool for the loading test specimen



写真-3 温度可変槽に打設されたコンクリート（供試体）
photo 3 Specimen(concrete) casted in the simulator

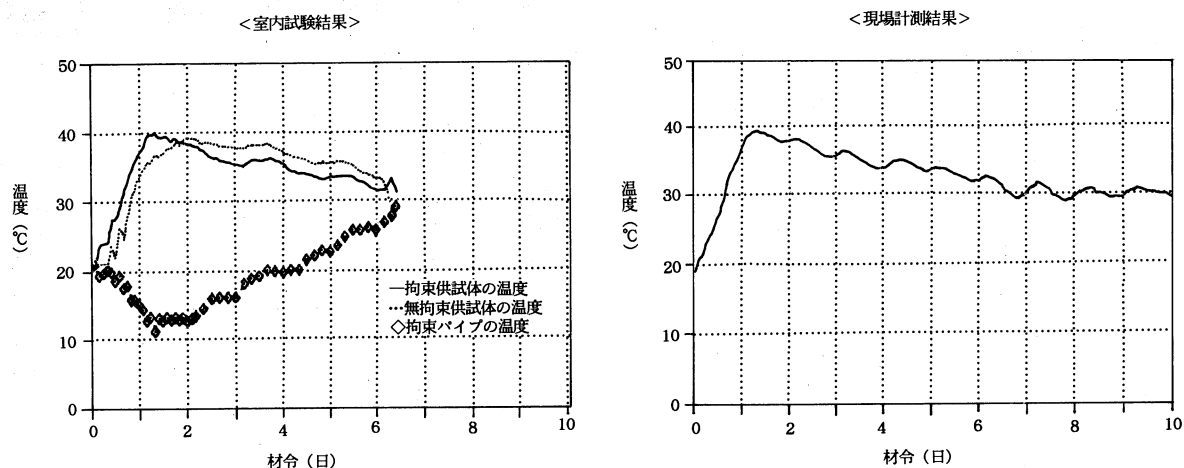


図-14 現場計測及び現象再現試験の温度履歴
Fig.14 Observed temperature on site and in the simulator specimen

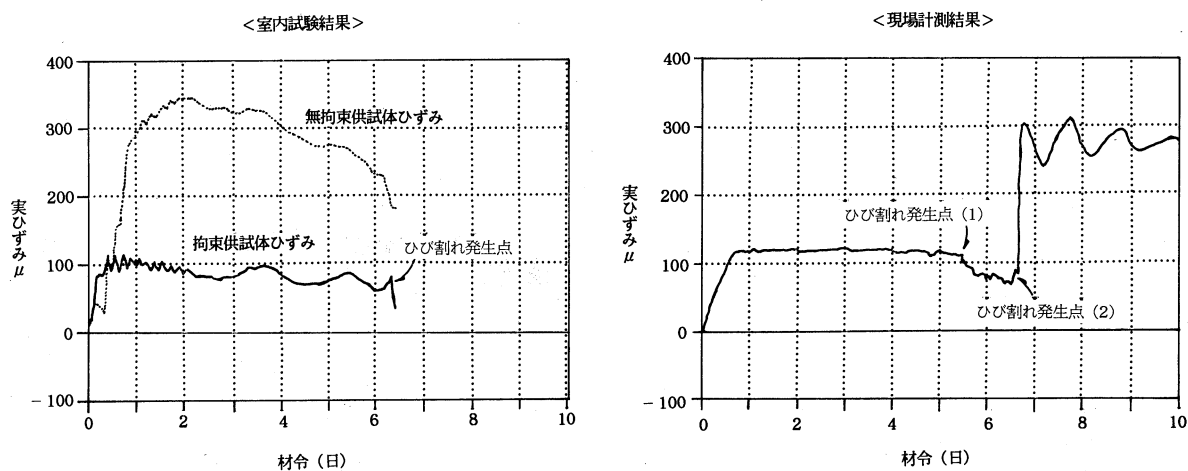


図-15 現場計測及び現象再現試験の歪み履歴
Fig.15 Observed strain on site and in the simulator specimen

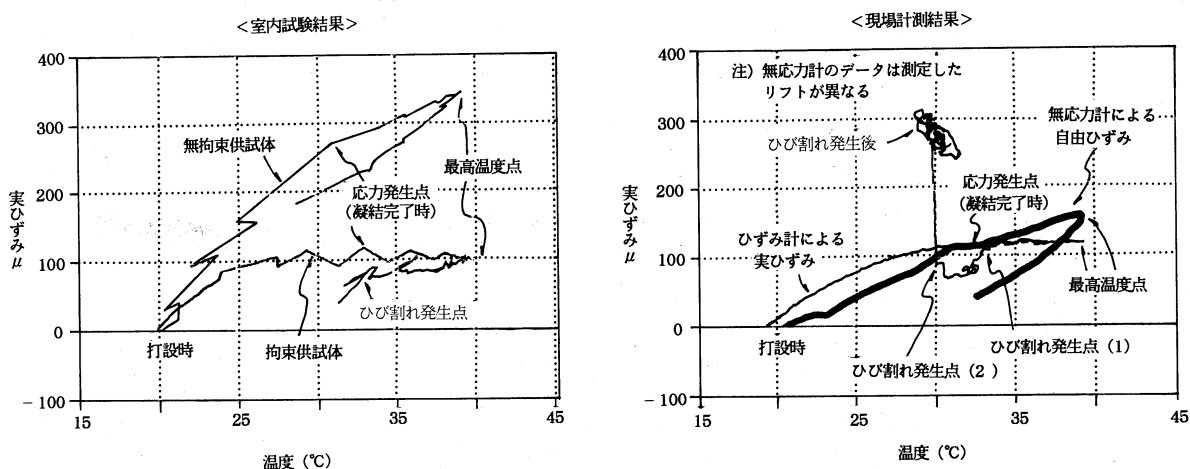


図-16 現場計測及び現象再現試験の温度～実歪み関係
Fig.16 Observed relationship between temperature and real strain on site and in the simulator specimen

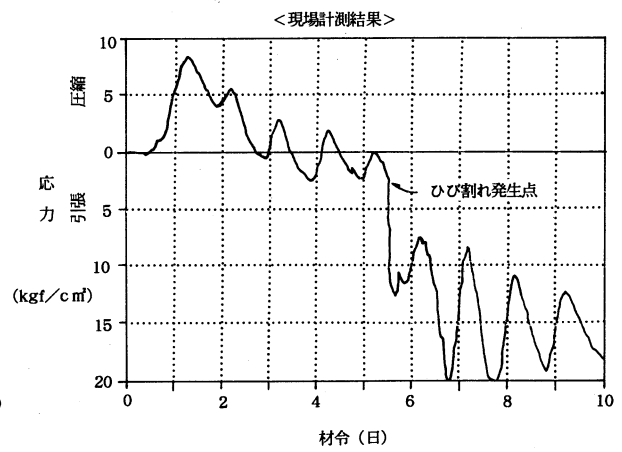
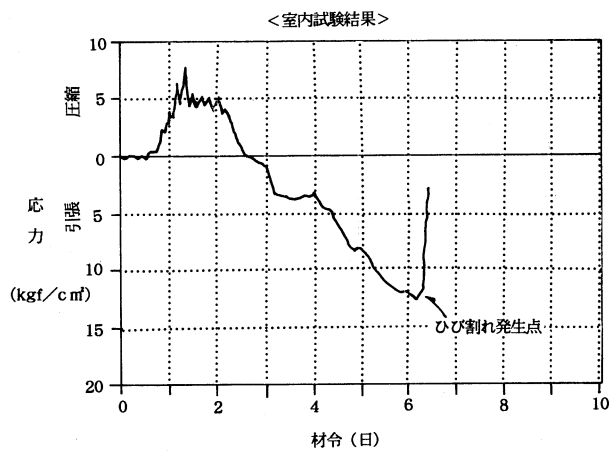


図-17 現場計測及び現象再現試験の応力履歴
Fig.17 Observed stress on site and in the simulator specimen

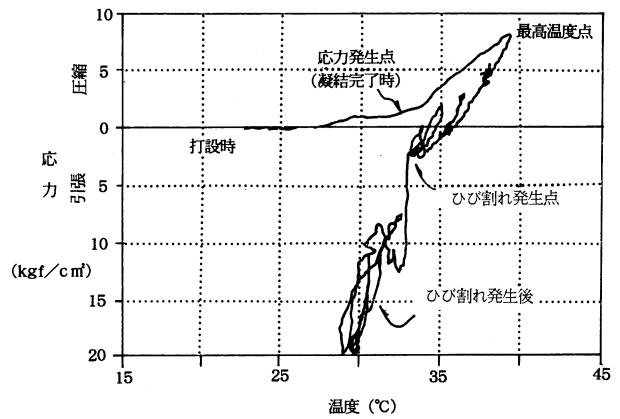
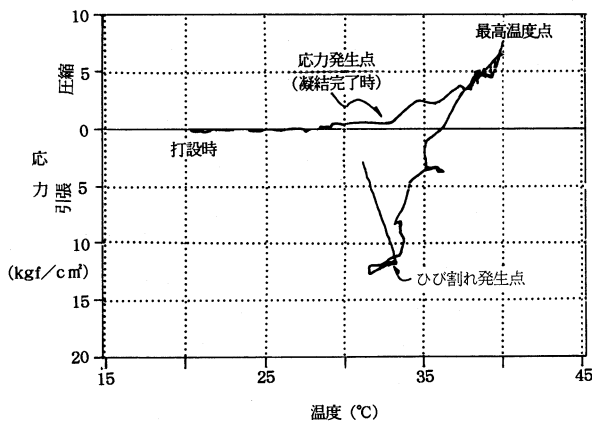


図-18 現場計測及び現象再現試験の温度-応力の関係
Fig.18 Observed relationship between temperature and stress on site and in the simulator specimen

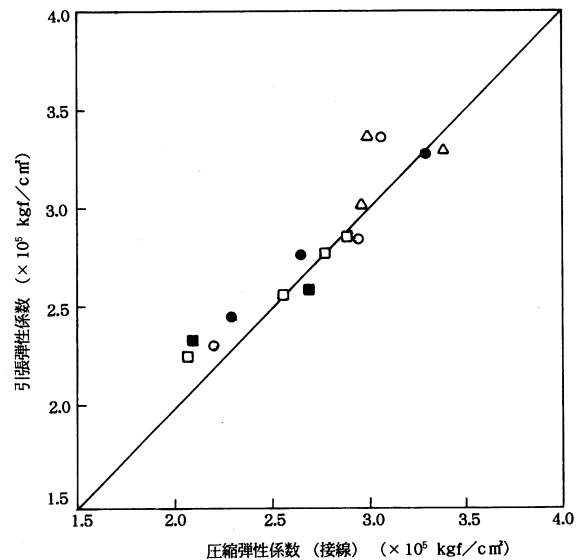
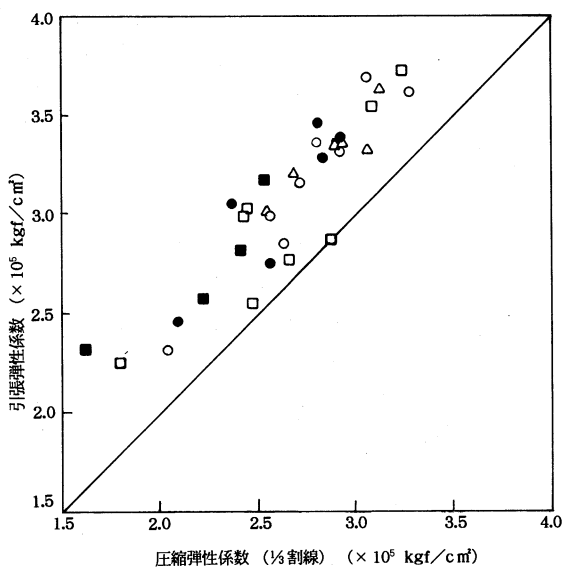


図-19 異なる試験方法による弾性係数の比較
Fig.19 Comparison of the Young's modulus derived by several method

結果がより現象に近い応力状態を示していると考えられる。(図-17、18参照)

また、表-7は3P、2P主塔基礎の室内試験における結果と現場計測を対比したものであるが、下記の特徴がある。

- ①ひび割れが発生した時間は室内試験の方が拘束率が低い為若干遅いが、ほぼ一致している。
- ②ひび割れ発生時応力度は、室内試験の方が大きい。
- ③ひび割れ発生時の割裂引張強度は応力度よりも大きい。

以上に示した様に、室内試験においては現場におけるひび割れ現象を良く再現出来ており、現象解明に有用であることが分かった。特に、ひび割れ発生時の応力度については、現場計測結果に疑問があることを検証した。また、ひび割れ発生応力レベルは室内現象再現試験結果の値が妥当であると考えられる。

7. セメント及び温度応力解析法の改善の方向性

低発熱型セメントを用いたコンクリートは、温度上昇量の低下により、長期の耐ひび割れ性は著しく改善されているが、今後さらに前章までに述べた様に若材齢の耐ひび割れ性に改善の余地を残している。また、温度応力解析法についても、前章までに確認した現象を忠実に反映した運用方法、物理定数の適用方法に改善する必要があると考えられる。以下にその内容について上げる。

7-1 低発熱型セメントの方向性

(1) 断熱温度上昇特性

現状の低発熱型セメントを用いたコンクリートの断熱温度上昇特性の内、K値は単位セメント量 $260\text{kg}/\text{m}^3$ で25度以下と十分に低いと考えられる。しかし、 α 値については十分小さく抑えられていないので発熱が早期に大きく、現場における温度上昇量はほぼ断熱状態に近い。低発熱型セメントは凝結完了が遅いこともあり、凝結完了から最高温度到達迄の温度上昇量が小さく、蓄積される圧縮応力も小さい。よって、引張強度発現との比較において温度応力発現特性にも留意する必要があるが、可能な限り α 値を小さく抑えることが望ましい。

(2) 温度応力特性

現状の低発熱型セメントを用いたコンクリートの弾性係数は、早期に非常に大きくなり、若材齢時の外部拘束を大きくする。また、クリープによる引張応力の低減があまり期待出来ない。さらに、弾性係数が大きいことは、コンクリート内部の欠陥に対して敏感に反応することにもなる。

本来、耐ひび割れ性はコンクリート強度のみならず、塑性流動性、クリープ特性、ひび割れ感受性にも着目して評価すべきであり、コンクリート強度(弾性係数)は必要以上に大きくしないことが必要である。

(3) 改良方法の提案

上記の改良の要点を実現する方法として下記の事項が考えられる。

- ①セメントクリンカーをビーライト(C2S)化し、初期の発熱を抑える。
- ②セメントクリンカーの粒度を荒くする。
- ③スラグの活性度を下げる為に、粒度を荒くする。
- ④スラグの混入度を小さくし、硬化収縮(反応収縮)を小さくする。

①～③については、温度応力解析により総合的に検討する必要がある。また、④については最近の研究において指摘され、本州四国連絡橋公団においても実験により確認している。また③も影響があることも確認しているところであり、別途報告予定である。

7-2 耐ひび割れ性評価方法に関する方向性

(1) 物理試験及び適用方法

①割裂強度試験

室内試験の結果からも分かるとおり、引張強度を割裂試験の結果で評価することに限界がある。割裂強度試験によって得られた引張強度は大きい圧縮応力と引張応力が同時に作用する応力状態における値であるので、現場におけるコンクリートの応力状態から考えると、直接引張試験の方が望ましい。しかし、直接引張試験は試験方法が難しい上に、基準化された方法が無いことから、割裂引張強度を前述の硬化収縮(反応収縮)、ひび割れ感受性を考慮した値を考慮して換算する、あるいはひび割れ指数を割り増すことが必要である。

供試体に内在する欠陥が引張強度に対して支配的である点は実態と合うことから、将来において信頼性の高い直接引張試験方法が確立されれば、試験方法を変更することも考えられる。

②弾性係数

従来弾性係数は、圧縮試験時に1/3強度割線弾性係数が採用されているが、別途実施した試験結果では、直接引張試験の弾性係数あるいは圧縮試験における原点からの接線弾性係数の方が大きい。ひび割れが発生する応力レベルを考えた場合、後者を採用するべきである。(図-19参照)

③クリープ係数

従来のクリープ係数は、7日材齢供試体に圧縮強度の1/3の応力を載荷して計測されているが、ひび割れ発生応力レベルとは大きく異なる上、若材齢時(特に温度上昇時)のクリープ係数は7日材齢値よりも大きいので、可能な限り若材齢時に試験を実施することが望ましい。(図-20参照)

(2) 温度応力解析

①物理定数の適用方法

引張強度、弾性係数、クリープ係数については、従来は20度標準養成の試験結果を適用している。しかし、強度等については積算温度との相関が良いことが知られており、これらの物理定数について積算温度換算値を解析

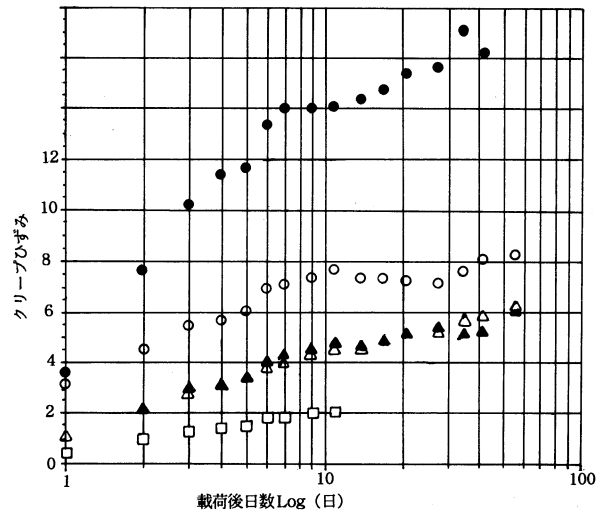
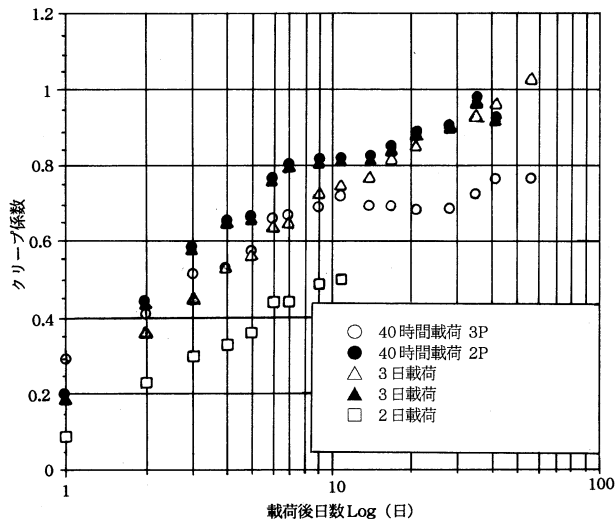


図-20 クリープ計数の材齢による変化
Fig.20 Age dependance of creep coefficient

に運用することが望ましい。

②弾性係数

弾性係数については前述した様に圧縮試験時の接線弾性係数あるいは直接引張試験における割線弾性係数を適用することか望ましい。

③解析上の応力発生の原因

従来の温度応力解析では、コンクリートを打設した時点から弾性係数、クリープ係数が有効に働き、応力が発生することとしているが、実際には凝結が完了する迄は応力は発生しない。よって、現象を忠実に再現する為に、弾性係数、クリープ係数については凝結完了時点から発現させることとした。

以上の温度応力解析法を評価する為に、現場計測及び現象再現室内試験をシミュレーションを実施した結果を表-7に示した。温度履歴を厳密に再現するのは非常に困難であるので、完全なシミュレーションは難しいが、概ね一致すると考えて良い結果が得られている。

8. あとがき

本報告では、現場計測及び現象再現室内試験により、温度応力ひび割れ現象について検証した結果、室内試験により現場の現象を正確に再現できることを確認した。特に、拘束率、温度履歴等を合わせた場合に、ひび割れ発生時期が一致すること、現場計測では分からなかったひび割れ発生時応力を予測出来ることは重要である。

本報告において提案したセメント、温度応力解析方法等に対する提案については、コンクリートの耐ひび割れ性の評価方法を別途検討した際に検証している。また、セメントの成分特性が耐ひび割れ性に与える影響について

表-7 現場計測のシミュレーション結果

Tab.7 Experimental and analytical simulation of the observed data

	3P			2P		
	室内試験	現場計測	解 析	室内試験	現場計測	解 析
最高温度 (°C)	40.1	39.3	37.1	32.6	32.7	32.5
最大圧縮応力発生時期 (h)	32	31	42	59	58	52
最大圧縮応力 (kgf/cm ²)	7.7	8.3	8.2	5.1	9.9	6.5
ひび割れ発生時期 (h)	150	132	132 (仮定)	257	241	241 (仮定)
ひび割れ発生時引張応力 (kgf/cm ²)	12.7	2.3	8.3	19.5	5.3	16.3
ひび割れ発生時引張強度 (割裂引張強度) (kgf/cm ²)	19.9	-----	-----	27.9	-----	-----
ひび割れ発生時圧縮強度 (kgf/cm ²)	201	-----	-----	241	-----	-----
ひび割れ発生時温度降下量 (°C)	8.5	6.3	4.8	6.4	6.8	7.4
ひび割れ発生箇所	中央部から10cmの箇所貫通	-----	-----	中央部から24cmの箇所貫通	-----	-----
拘束率 (%)	昇温時	96.5	94.6	100.0	88.0	93.0
	降温時	86.0	97.4	100.0	74.0	100.0

注) 解析は、モデルを対象としたリフトの現場施工条件に合わせ、温度条件をシミュレートして行なったものである。
解析方法は、これまでの検討成果を踏まえて、従来のCL法に改良を加えたものであり、以下にその要点を示す。
・弾性係数、クリープ係数および強度を積算温度換算する。
・弾性係数は引張弾性係数を使用する。
・弾性係数、クリープ係数は凝結完了時点から発現させる。

も検討している。これらについては、次回の報告において述べることとする。

明石海峡大橋 1A・4A ケーブルアンカーフレーム工事架設報告

Report on Construction of Cable Anchor Frames of Akashi Kaikyo Bridge

垂水工事事務所 第一工事長

糸日谷 淑光

Toshimitsu Itohiya

垂水工事事務所 第四工事長

有馬 勇

Isamu Arima



概要

明石海峡大橋のケーブルアンカーフレームは、現地工程を短縮するため工場で立体組立を行い、フローティングクレーンで1A及び4A作業基地まで海上運搬する大ブロック一括吊り運搬・架設工法で施工した。1A側は3600tf吊りのフローティングクレーンを、4A側は1500tf吊りのフローティングクレーンを使用した。アウトリーチには限界があるため、それぞれ所定の位置に架設することは不可能であった。そのため、一旦作業基地のアンカレイジ前面に仮置きし、1A側はレールを設置し油圧ジャッキを使用して縦移動させる縦引き工法により、4A側は自走式運搬台車を利用した大ブロック工法によりケーブルアンカーフレームをそれぞれ所定の位置に架設した。

1A、4Aケーブルアンカーフレームともに立体組立精度とほぼ同じ架設精度を確保することができ、躯体工事へそれぞれ平成4年11月、平成5年2月に引き渡した。

The cable anchor frames (CAF) of the Akashi Kaikyo Bridge were preassembled at the shop yard to shorten the work period at the work site. The CAFs were shipped from the yard to the both work sites of 1A and 4A by floating cranes. The floating cranes used were one with a lifting capacity of 3600 tons for 1A and one with a capacity of 1500 tons for 4A. They had enough capacity to deliver, however, could not install the CAFs directly to the final positions because their reaches were not long enough. Therefore, the CAFs delivered were temporarily put aside the anchorages. The CAFs were then carried on rails by using hydraulic jacks for 1A and by self-propelling dollies for 4A, and installed at final positions. The CAFs for 1A and 4A had enough precision in manufacturing and installation inspections, and the succeeding concrete works were begun on November 1992 and February 1993 respectively.

1. まえがき

明石海峡大橋 1A・4A ケーブルアンカーフレーム（以下CAFという。）工事の最大の特徴は、架設工法にある。

アンカレイジの施工は、全体工程を考慮し、ベントブロックのコンクリート打設を最優先して行うとともに、CAFの架設に際しても現地作業期間を極力短くする必要があった。

そこで、南北備讃瀬戸大橋で実績のある大ブロック一括吊り運搬・架設工法を採用した。

この工法は、従来現地でCAFを組立てる方法に比べ工期を短縮できるとともに、高い立体組立精度で製作を完了したCAFをブロックごとに吊り運搬し、架設するため立体組立精度を保持しやすい利点がある。

本文は、明石海峡大橋 1A・4A CAF工事の架設概要をまとめた報告であるが、4A CAFの架設のうち、自走式運搬台車による場内運搬は初めての工法であるため、4A CAFの架設に重点を置いて紹介する。

なお、本橋のCAFについて、文献（1）および（2）と重複する部分は、極力割愛させて頂いたので、本文とともに参照していただきたい。



写真-1 CAF運搬状況

Photo.1 Carrying operation of CAF

2. 1ACAFの架設

2.1 架設の流れ

1ACAFは、図-1に示すとおり東西2基のブロック（約1970tf/基）で、3600tf吊りフローティングクレーン（以下FCという）を使用して海上運搬し、1A基礎上にあらかじめ設置したレール上にCAFを仮置きした後、油圧ジャッキとPC鋼線を用いて縦引きする。

架設の流れおよび架設工程は、図-2および表-1に示すとおりである。

2.2 縦移動設備の準備

CAFの仮置きに先立ち、作業基地内に支柱受台（支持フレームを固定する金物）、縦引き用ジャッキの反力台およびレールの設置を行った。なお、1本のレール長は77mであり、東西合わせて6本（ブロック当り3本）設置した。

レールの上面は、CAFを約45m移動するため高精度の平坦性が要求される。幅950mm、高さ185mmのレールを鋼材で製作した場合、加

工と共に補強リブの溶接によりひずみが生じるため、その矯正に多大な労力が必要になる。

したがって、レールは図-3に示す構造とし、コンクリートで構築することとした。なお、レール上面の平坦性は、以下の要領で確保した。

- ① 型枠に山形鋼を用い、アンカーボルトで高さを微調整できる構造を採用した。
- ② 型枠は水準器で測定しながら組立てた。
- ③ レール上面は、無収縮モルタルを型枠に合わせて仕上げた。

表-1 1ACAF架設工程表
Tab.1 Work schedule on 1ACAF

工 種	年 月	平成4年8月	9月	10月	11月	備 考
準 備 工		埋設金物据付け				
シンカー移設工			シンカー移設		シンカー撤去	シンカー4基
仮 設 備 工				CAF架設 10/17-19		
CAF縦引き工						2ブロック
支柱基部固定工						
撤 去 工						

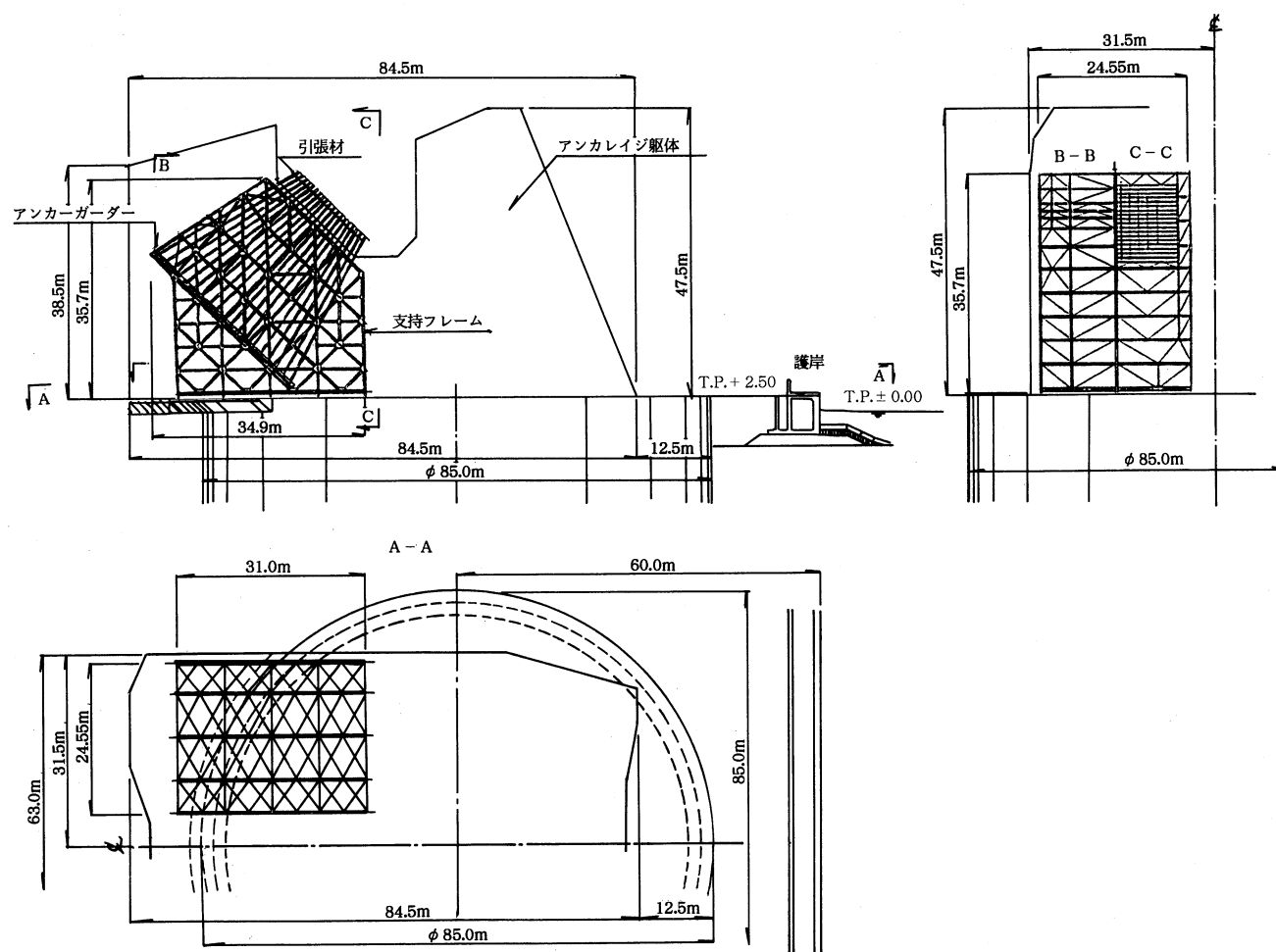


図-1 1ACAF構造図
Fig.1 Structure of 1ACAF

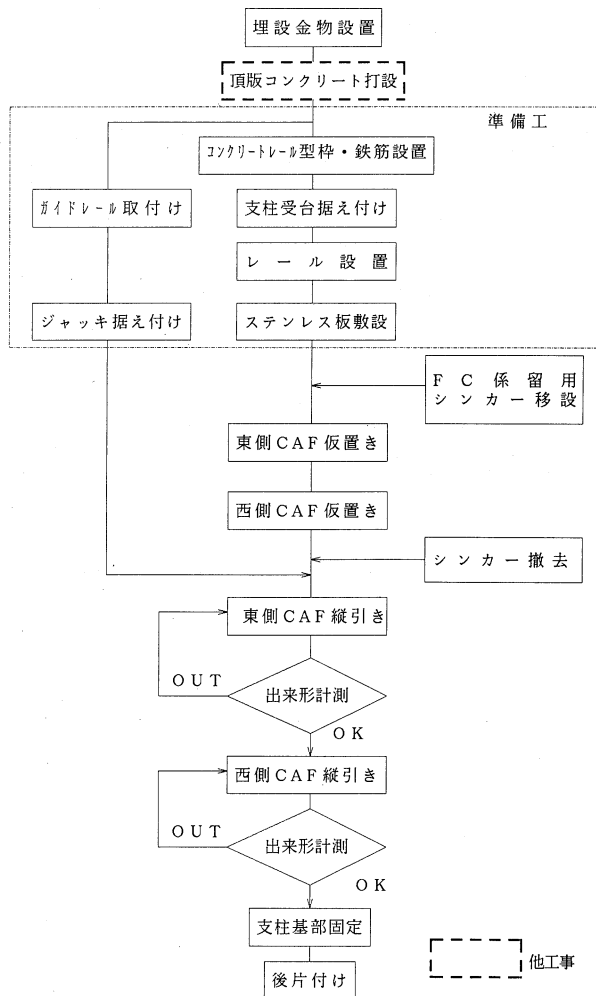


図-2 架設の流れ

Fig.2 Installation Procedure

その結果、出来形計測では、レール上面の凹凸は最大1.5mmであった。

CAFの縦引きは、連続して引き込むことができるVSLジャッキ（250tf×2基）を使用した。コントロールユニットとVSLジャッキおよび移動量検知器のシステム化を行い、コンピュータによる自動制御で引き込む計画を採用した。

2.3 CAFの吊り運搬・仮置き

CAFの吊り運搬は、FCの運搬工程から中1日あけて東側、西側ブロックの順に行った。

FCは護岸に対して直角に係留するため、1A作業基地前面海域の潮流が弱い早朝に入域する必要があった。また、現地での夜間係留を避けるため、堺港でCAFを地切りした後、そのまま出港して現場に近い西宮沖に仮泊した。

仮泊中は、照明灯でCAFを照射し、付近を航行する船舶に対してその位置を明示した。

CAFを1A作業基地まで吊り運搬した後、潮流が2kt以下になるまで待機し、護岸上の係船柱6基と300tfシンカー4基を使用して係留を行った。係留作業を安全、確実に行うため、曳船5隻（合計18000PS）を使用した。図-4に架設概要図を示す。

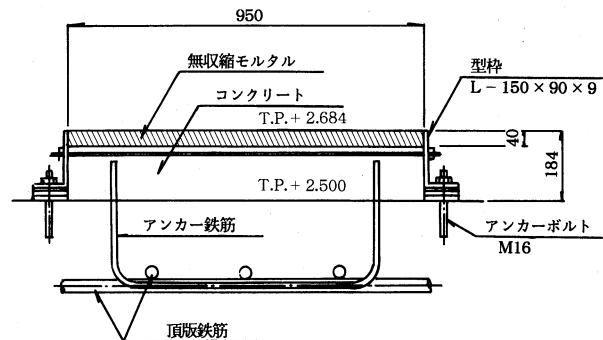


図-3 コンクリートレール断面図

Fig.3 Cross section of concrete rails

2.4 CAFの縦引き

CAFの縦引きは、PC鋼線をVSLジャッキで連続的に引き込むことにより行った。この工法は、南北備讃瀬戸大橋で実績があるが、本工事では移動距離が二倍以上になるため、前回以上に慎重さを要した。

立体組立時に、支持フレームの支柱下面に摩擦抵抗の少ないPTFE板（四フッ化エチレン樹脂板）を取り付けておき、レール上にはステンレス板を敷設した。PTFEとステンレスとの間の設計摩擦係数は0.1とした。移動時には極力、摩擦抵抗を減少させるために、縦引きの進行に合わせてステンレス板全面に石鹼水を散布した。

縦引きの引き込み荷重と摩擦係数を把握するため、試験引きを約2m行った。その結果、滑り始めの静摩擦係数は設計摩擦係数を下回り0.08であった。

縦引きは、VSLジャッキと油圧ポンプを二系統に分け、コンピュータで引き込み力と移動量を検出し、自動制御によって行う計画であったが、実際の摩擦係数は平均で0.027と小さく、左右のジャッキ引き込み量の自動制御が難しく、蛇行する傾向があった。これは、左右のジャッキ引き込み量の差を厳しく制限したことに原因があったので、手動運転に切りかえ対処した。図-5に縦引き荷重と摩擦係数の実績値を、また写真-2に縦引きの状況を示す。

2.5 架設精度

架設精度の確認は、立体組立時の計測時刻にできるだけ合わせて計測を行い、計測結果はその場で計算できる

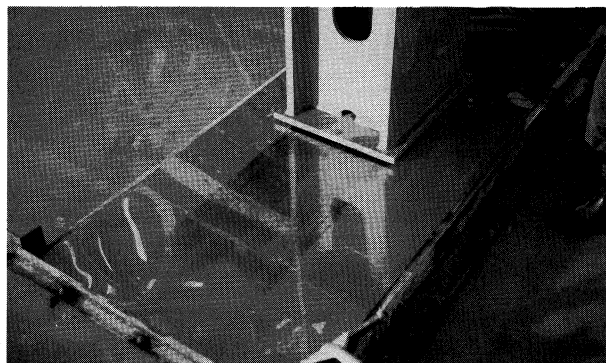


写真-2 1ACAFの縦引き状況

photo.2 Jacking operation on IACAF

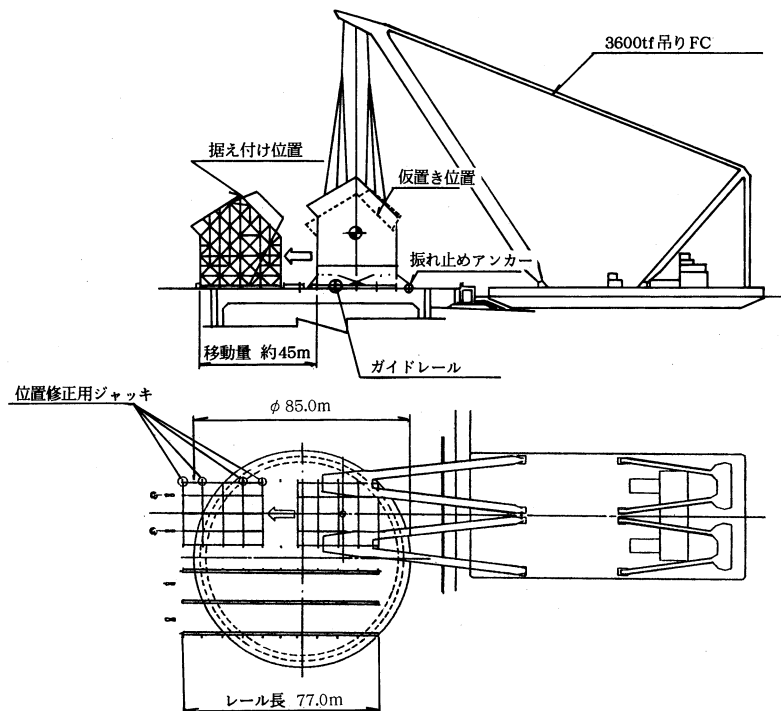


図-4 架設概要図
Fig.4 Installation Outline

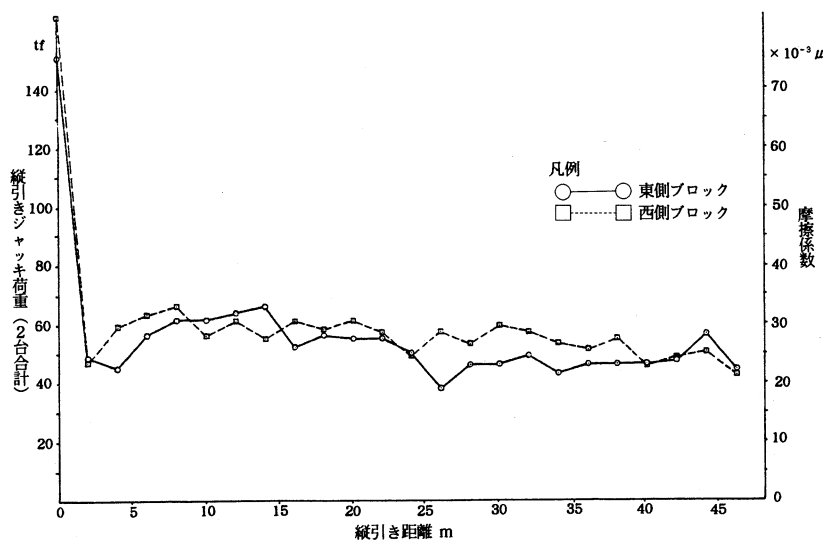


図-5 縦引き実績値
Fig.5 Facts of jacking works

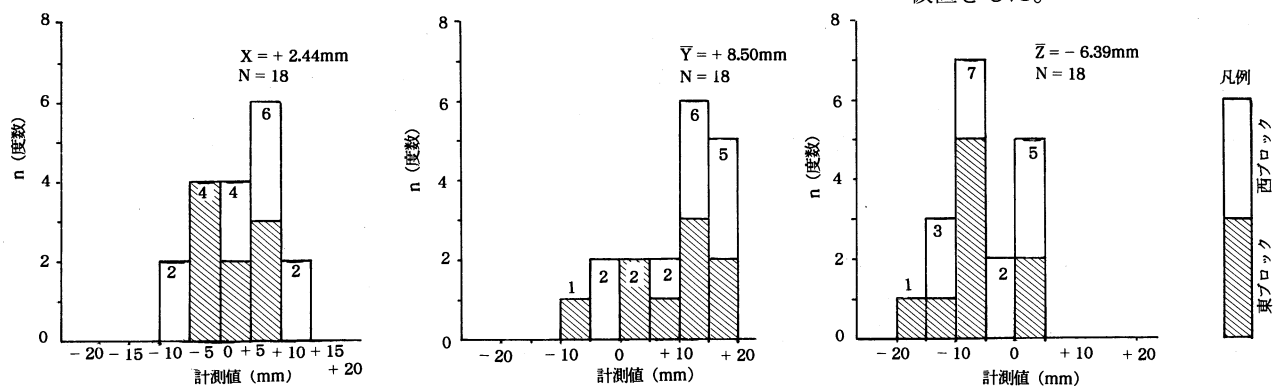


図-6 1ACAF架設精度
Fig.6 Installation precision of 1ACAF

ようにハンディパソコン（電子野帳）を準備した。図-6は1ACAFの架設誤差の計測結果である。許容値は引張材先端部において、製作誤差を含め水平方向60mm、鉛直方向40mmであるのに対して、架設完了後の最大誤差は水平方向で19mmであった。なお、立体組立時の最大誤差は、水平方向で14mmであった。

3. 4ACAFの架設

3.1 架設の流れ

4ACAFの架設時には、アンカレイジ躯体前面のベントブロックがT. P. +11.0m (G.L.+8.5m) まで立ち上がっており、1ACAFで用いた縦引き工法の採用は不可能であった。そこで、図-7に示すアンカレイジの側面通路（幅約20m）を利用して場内運搬することとしたが、通路が狭いため、片側1ケーブル当たり2ブロックに分割した。

また、4A作業基地と3P主塔基礎との間には、一般航行船舶および操業漁船のほか、明石〜岩屋間を連絡する旅客船およびフェリーボートの定期航路（3航路）があり、船舶の航行が輻輳する海域のため、一般船舶等の航行の障害にならないよう、工事用船舶の出入りおよび係留には最大の注意を払う必要があった。さらに、4ACAFは前述のとおり4ブロックあり、運搬・据付けを4回繰り返し返さなければならない。

以上のことから、分割したブロックを1500tf吊り全旋回FCを使用して海上運搬し、FCを護岸に平行に係留して、アンカレイジ躯体前面に仮置きした。

仮置きしたCAFは、自走式運搬台車で1ブロックずつ所定の位置へ運搬した。図-8に4ACAFの構造図を、表-2に架設工程を示す。

3.2 自走式運搬台車の特徴

CAFの架設は、船舶が輻輳する海域での大ブロック架設に伴うFC船の制限、作業ヤードの制限及びベントブロックが先行して立ち上がっている中で施工する必要があるため、プラント等の超重量設備の一据運搬・据付け（モジュール工法）に使用されている自走式運搬台車（以下「ユニットドーリ」という）を使用して行った。

ユニットドーリによる運搬・据付け実績は、CAFのように、全体としてたわみやすく、高い精度が要求される構造物の運搬・据付けの事例は少ない。特に本橋のCAFは運搬時には重心が高く、さらに1基のCAFを2分割しているため、重心位置及び走行安定性のバランスが悪いため、それらの検討を慎重に行った。

ユニットドーリには以下に挙げる特徴があり、安全性、経済性に優れている。

- ①編成が自由に選択できる。
- ②ワンマンコントロールで自走可能である。
- ③任意の方向への移動および転回が可能である。
- ④積み卸し機能を有している。
- ⑤一輪当たりの荷重が少なく、路面の補強が少なくて済む。

表-2 4ACAF架設工程表
Tab.2 Work schedule on 4ACAF

月日	平成5年						
場所	1月25日	1月26日	1月27日	1月28日	1月29日	1月30日	1月31日
立体組立工場	浜出し準備	浜出し (Wo)	吊り運搬	浜出し FC係留 (Wi)	吊り運搬	浜出し FC係留 (Ei)	
4A作業基地			仮置き	ユニットドーリによる運搬準備 据え付け	仮置き	ユニットドーリによる運搬準備 据え付け	
			運搬準備	運搬 (Wo)	運搬準備	運搬 (Wi)	

月日		平成5年1月28日																平成5年1月29日															
場所		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16												
立体組立工場	K. Y											吊り運搬																					
	係留替え (横→縦)											移動 (3 P→4 A)																					
	玉掛け											係留								4 A作業基地													
	浜出し											旋回・巻下げ・位置決め																					
	係留替え (縦→横)											仮置き																					
												吊具解体																					
4A 作業基地	K. Y											K. Y									帰港												
	ユニットドーリセット											合板設置																					
	ジャッキアップセット											1 基目吊ビース切断								2 基目足場解体													
	バランスウェイト調整																																
	場内運搬・据え付け																																
	ユニットドーリ抜取り																																
	バランスウェイト解体																																

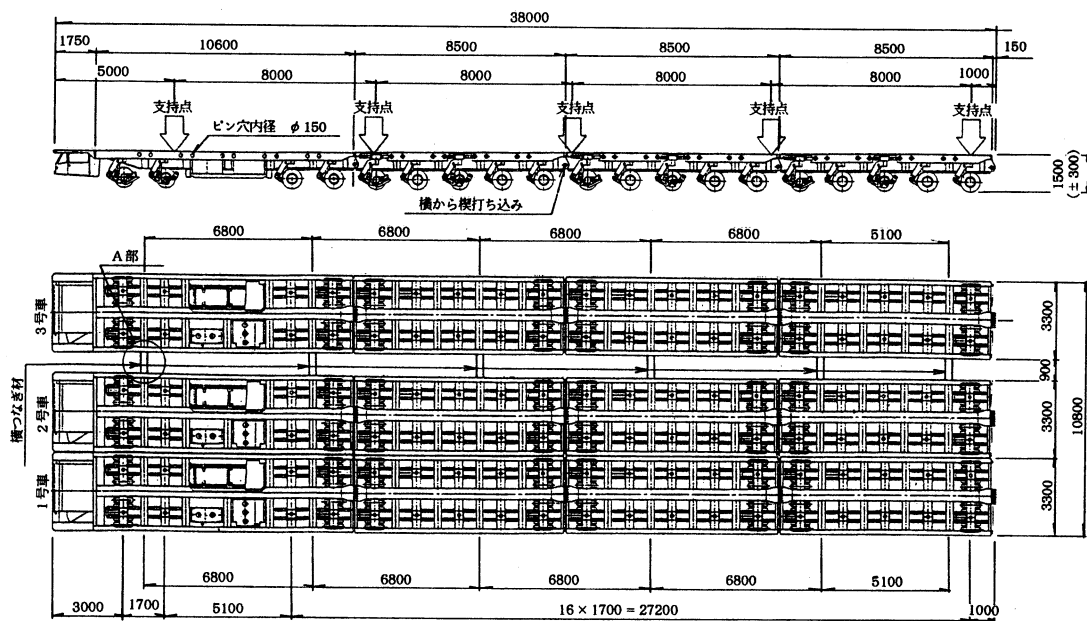


図-9 ユニットドーリ一般図
Fig.9 Outline of unit dolly

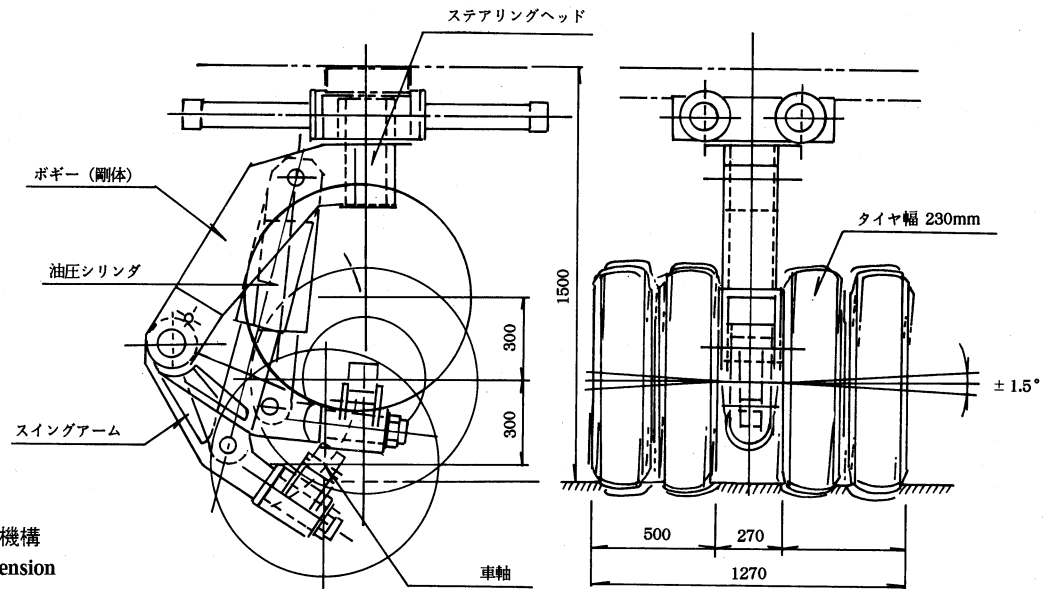


図-10 サスペンション機構
Fig.10 Mechanism of suspension

本工事で使用したユニットドーリは、図-9に示すように4両×3トレーン=12両編成とした。この編成の最大積載能力は1626tfである。

一両の指令車からの操作により、各車両の全車軸はコンピュータの指示に従って方向を変える。つまり、複数トレーンをワンマンコントロールで旋回・斜行・縦・横移動が可能であり、運動方向は360°自由に行える。

本工事のように通路が狭く、方向転換するスペースが限られている場合でもスムーズに輸送できる。

CAFのジャッキアップは、ユニットドーリのサスペンション機構を利用して行うもので、図-10のように、各車軸にあるサスペンションは、油圧により±300mmの範囲で上下動し、下記の一連の据付け作業が可能である。

- ①台車を下げたままCAFに潜り込む
- ②ジャッキアップ

③走行した後、に所定の位置でジャッキダウンする
また、路面の多少の凹凸に対して、油圧機構により個々のサスペンションが自動的に伸縮するので、走行可能である。ただし、路面の様な傾斜に対して台車を水平に保つことは困難であるため、CAF積載時の安定計算には縦断勾配1%、横断勾配0.5%の傾斜を考慮している。表-3にユニットドーリの走行条件を示す。

3.3 仮設備および場内運搬準備工

CAFの仮置き・運搬に先立ち、仮置き架台の設置およびユニットドーリの走行路の点検・補修を行った。

運搬スペースを確保するため、走行路の中で障害となる簡易建物や機材は撤去し、さらに、CAFと同じ平面寸法の架台をユニットドーリに取り付け、走行テストを実施し、軌跡の確認、障害物の有無および運搬速度を重点的にチェックした。

3.4 CAFの吊り運搬と仮置き

FCはCAFを東播磨の工場で地切りした後、工場岸壁

表-3 ユニットドーリの走行条件

Tab.3 Driving condition for unit dolly		
設計風速	—	$V_0 = 10.0 \text{ m/s}$
勾配	縦断	$\theta_1 \leq 1.0\%$
	横断	$\theta_2 \leq 0.5\%$
加減速度	前後方向	$\alpha_1 \leq 0.3 \text{ m/s}^2$
	左右方向	$\alpha_2 \leq 0.2 \text{ m/s}^2$
設計速度	—	1 km/h 以下

で仮泊した。翌未明に出港し、早朝には3P工事作業区域南東付近で待機した。

定期航路の横断は、フェリー等の運航間隔が比較的長くとれる時間帯を選択したが、それでも航路を横断できる時間は10分程度しかなかった。

FCは、曳船3隻(合計9400PS)を使用して曳航し、4A作業基地前面に到着した後、自船のアンカー4基と岸壁上の100tf係船柱2基を使い、護岸に平行に係留した。係留後、バラスト調整を行いながら、ジブを90度旋回させた後、仮置き架台上で徐々に巻下げ、荷重を解放し、仮置した。写真-3は1500tf吊りFCによるCAF仮置きの状況である。係留方法を図-11に示す。

吊り運搬・仮置きの作業は、西側のブロックから順に4回繰り返した。

3.5 ユニットドーリによる場内運搬

4ACAFは、1ACAFを縦に二分割した構造であるため、橋軸方向だけではなく橋軸直角方向にも重心が偏心している。また、重心位置が高いため、ユニットドーリにそのまま載せると不安定な状態となる。

このため施工計画では、CAFの重心計算を行い、ユニットドーリが安定性を十分確保できる範囲に偏心量を抑えるための検討を行った。その結果、CAFにボルトで取り付けたブラケットにバランスウェイト57tfを搭載し、偏心量の減少を図った。

ユニットドーリは、図-9に示したように1、2号車を密着して横連結する。連結は、図-12の斜線部の既存サ

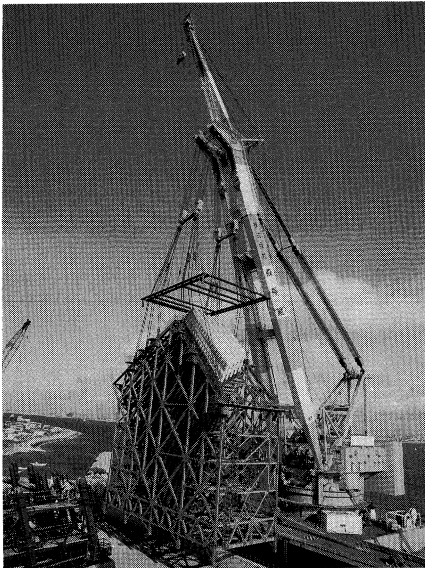


写真-3 4ACAFの仮置き

Photo.3 Temporary installation of 4ACAF

イドピンを用いて剛結する。縦方向の連結部は、写真-4に示すようにピンを挿入する櫛形構造で、上下の支圧板が密着することにより、各台車は剛結される。

CAF下の作業スペースが狭いため、横連結した1、2号車を先に進入させ、続けて3号車を進入させる。3号車は図-13の要領で横移動し、横つなぎ材を挿入して連結を終える。なお、1、2号車と3号車の間はCAFの支持点の関係で900mmあけており、図-12の横つなぎ材を用いて間隔を保持した。また、分割したCAFのブロックは左右線対称のため、3号車はブロックごとに左右入れ替える必要があった。荷台の油圧制御は、油圧系統が最小でもっとも安定した三点支持となるように図-14に示すグループとし、昇圧および降圧は荷重の大きいグループから順に行った。

ユニットドーリの運行に当たっては、次の各項目についてチェックリストを作成して作業の徹底を図った。

- ① 走行路の点検
- ② ユニットドーリの始業点検
- ③ ジャッキアップの手順
- ④ 走行中の油圧
- ⑤ ジャッキダウンの手順

CAFを地上から150mmジャッキアップした時点で、指令車の油圧計で荷重の偏心が許容値内にあることを確認し、0.5km/h程度の速度で進行した。

ユニットドーリは、運転席がCAFより約2m突出しているため、前進で進入するとアンカレイジのスロット足場が障害となって、所定の場所にCAFを据付けられない。このため、ユニットドーリはバックで約300mを移動し、微調整を行った後ジャッキダウンした。

据付け位置にはあらかじめマーキングしておき、一次

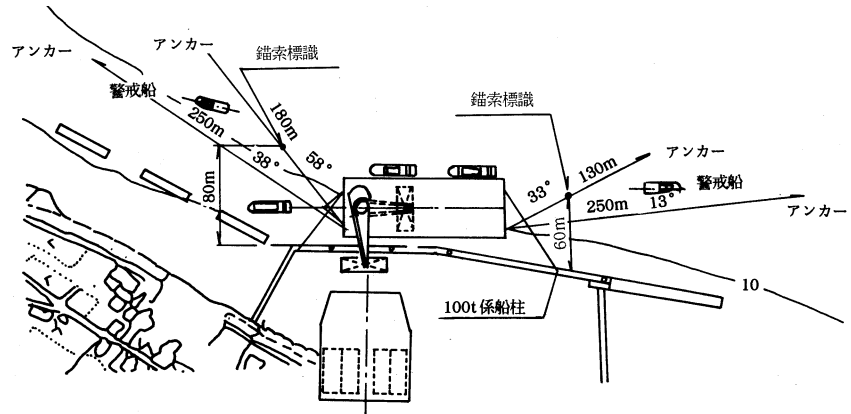


図-11 1500tf吊りFC係留図

Fig.11 Mooring arrangement of 1500 tf FC

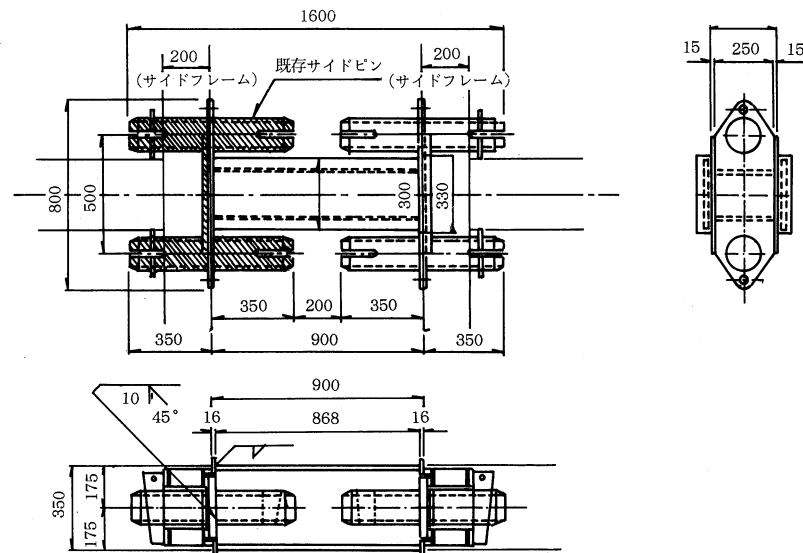


図-12 横つなぎ材

Fig.12 Lateral fastener



写真-4 ユニットドーリ縦連結部

Photo.4 Vertical Joint of unit dolly

据付けを行った。その後、測量により引張材先端の座標を確認し、再マーキングに合わせて二次据付けを行い固定した。なお、調整量は10mm以下であった。写真-5は場内運搬の状況である。

ユニットドーリの据付け精度は、公称5mmといわれているが、実績では1~2mmまで可能であった。ユニット

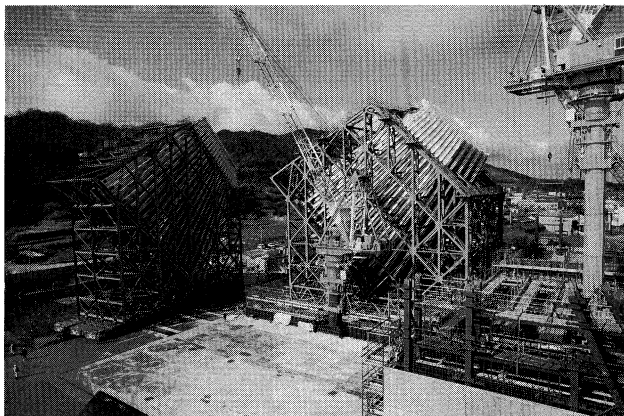


写真-5 ユニットドーリによる場内運搬
Photo.5 Carrying operation by unit dolly

ドーリによる運搬・据付けは、オペレーターや誘導員の経験によって多少の差異は考えられるが、超重量物の架設を安全で高精度に施工できる工法である。

4ACAFの架設精度は図-15に示したとおりである。最大架設誤差は製作誤差を含め、水平方向で21mmであった。なお、立体組立時の最大誤差は水平方向で15mmであり、1ACAFと同程度で架設を終了した。

4. あとがき

1A・4ACAFの据付けは、1Aが平成4年11月、4Aが

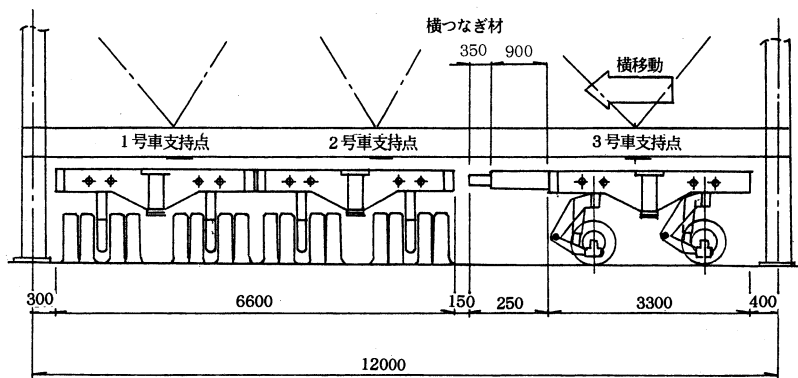


図-13 CAF下での横連結
Fig.13 Fastening operation under FC

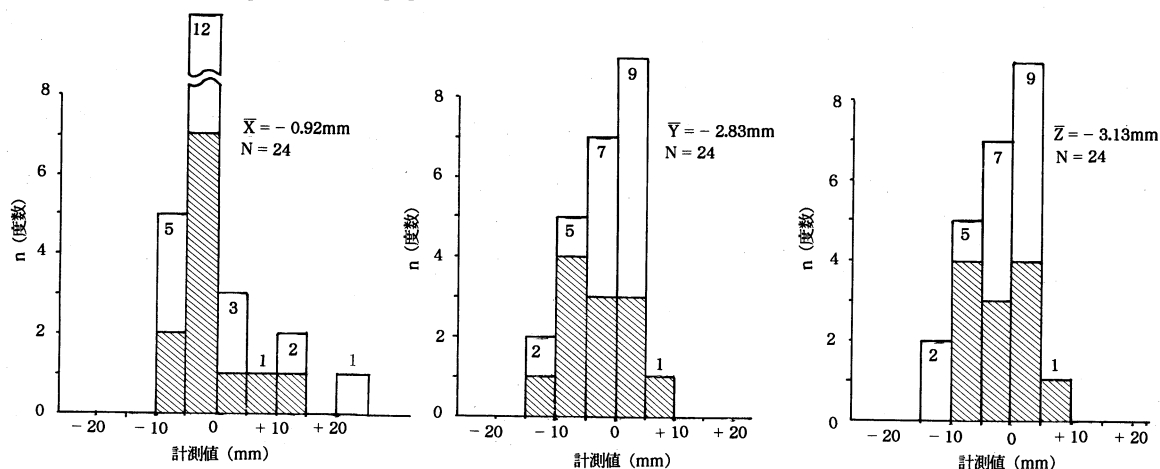


図-15 4ACAF架設精度
Fig.15 Installation precision of 4ACAF

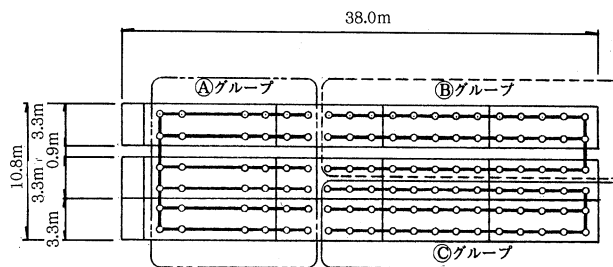


図-14 油圧系統グルーピング
Fig.14 Grouping of hydraulic system

平成5年2月に完了し、それぞれ躯体工事に引き渡した。

CAFの据付けは、工程の短縮と共に1A・4Aそれぞれの現地条件にあわせ施工を行った。特に、4ACAFのユニットドーリによる運搬・据付けは、公団でも初めて採用した施工法であったが、工場の立体組立精度を保持し、据付けることができた。

本工事の場合、工場からFCによる一括運搬が可能であったが、海上運搬が不可能な場合でも作業基地近傍に立体組立ヤードを確保することにより、立体組立した構造物を、ユニットドーリを使用して所定の位置に架設することは可能であり、工程や架設精度上の利点は大きいと考える。

今後、同様の構造物を一括架設する場合に、本報告が参考になれば幸いである。

最後に、本工事の設計・製作・施工に携わった関係者各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 平野茂、矢野賢晃：明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計 本四技報 Vol.16 No.63 92.7
- 2) 辰巳正明：明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計と製作 鉄構技術 1993.4

明石海峡大橋サドルの設計・製作

The design and manufacturing procedures of the saddles for the Akashi Kaikyo Bridge

州本工事事務所
(前) 垂水工事事務所

第四工事長代理
第二工事長代理

吉元 郁男

Ikuo Yoshimoto

垂水工事事務所

第二工事長代理

福永 勸

Susumu Fukunaga



概要

明石海峡大橋サドルは、瀬戸大橋サドルと大きな違いはないが、以下に示す種々の設計および製作の合理化を行った。

- ① 支承板およびローラーの硬度アップ
- ② Zバーを廃止してローラーカバーを設置
- ③ 押え金物を廃止
- ④ ハンドロープ定着金物構造をサドルの設計で考慮
- ⑤ 第1段スペーサーの工場の取付

本報文では、以上の事項を含めて明石海峡大橋サドルの設計、製作を取りまとめたものである。

The saddles for the Akashi Kaikyo Bridge adopted the following improvements in design and manufacturing, comparing those for the Seto-Ohashi Bridge.

- (1) Raise of hardness of the bearing plate and roller
- (2) Installation of a roller cover instead of a Z-bar
- (3) Elimination of the press metal
- (4) Anchor structure of the hand rope system designed the saddle
- (5) Shop assembly of the first block of the spacer

This report outlines the design and manufacturing procedures, including above-mentioned characteristics.

1. まえがき

明石海峡大橋のサドルは、平成2年8月より設計を、平成3年8月より製作に着手した。塔頂サドルは平成4年1月(2P)および4月(3P)に塔頂への設置を完了した。スプレーサドルは平成4年9月に製作が完了し、10月に起重機船によりアンカレイジスプレーメント部に設置された。

本稿は、明石海峡大橋のサドルの設計および製作の特徴について、その概要を報告するものである。

2. 設計概要

サドルの設計は南北備讃瀬戸大橋において確立されており、以下に示す基本的な考え方は同じである。

- ① 直接荷重伝達型としての塔頂サドルの設計
- ② 複合円としての鉛直方向曲率半径の決定法
- ③ 鞍部および鋼板部の簡易設計法

表-1にサドルの構造諸元、表-2に設計条件、図-1にサドルの構造一般図を示す。

表-1 サドルの構造諸元

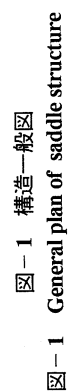
Tab.1 Structural dimensions of saddles

登頂サドル	全体構造		鋼鋼・鋼板併用構造
	主要寸法 (mm)	全 高	3,900
		全 長	8,100
		底板寸法	8,100 × 3,160
	鉛直曲率半径 (mm)		大円9,600、小円8,600
	主要材料		SCW480、SM490
	鋼重 (ton)		154.259 (取付ボルト含む)
スプレーサドル	全体構造		鋼鋼・鋼板併用構造
	主要寸法 (mm)	全 高	4,219
		全 長	8,493
		底板寸法	8,120 × 4,367
	鉛直曲率半径 (mm)		大円9,600、小円4,800
	水平曲率半径 (mm)		19,900
	ローラー形状、仕様		φ 440mm、24本、SUS F 6NM系
	支承板仕様		SUS 304 N2系、SUS 410系
	主要材料		SCW480、SM490
	鋼重 (ton)		347.111

表-2 サドルの設計条件

Tab.2 Design condition of saddles

			側径間	中央径間
登 頂	ケーブル入射角		24.143°	21.731°
	ケーブル張力	常 時	64,880t	63,731t
		暴 風 時	59,626t	58,707t
	橋軸直角方向		520t	2,070t
ス プ レ ー	ケーブル入射角		3.673°	－
	ケーブル張力	常 時	59,330t	－
		暴 風 時	61,100t	－
	橋軸直角方向反力		930t	－
	設計移動量		87mm	



3. 基本線形

塔頂サドルでは次の①、②を、スプレーサドルでは次の①～④を満足するように設計した。

- ① サドル出口の大円曲率半径は最下層でケーブル径の8倍以上¹⁾
- ② 小円部の素線の最大接触圧は500kg/cm以下²⁾
- ③ 水平離れ点は鉛直離れ点より側径間側
- ④ 水平曲率半径は鉛直曲率半径の2倍以上

南北備讃瀬戸大橋においては③を満足していないストランドが存在するが、明石海峡大橋では構造上余裕があり、全てを満足する設計が可能であった。

4. 鞍部の設計

基本的な設計は南北備讃瀬戸大橋と同じである。

4.1 鞍部の許容応力度

鋳鋼部に高強度材質を使用して、重量軽減の可能性を検討することとし、瀬戸大橋で実績のあるSCW480と、新材質のSCW550およびSCMn2Aの3種類で比較検討を行ったが、高強度鋳鋼は溶接性及び質量効果（厚肉の材料では、強度を上げるために行う焼き入れ時の温度変化を表面と同様に内部でも十分に行うことが困難であるために、厚肉内部の強度が表面に比べて低くなる）に問題があり、実用には問題があるとの結論が出た。このため、従来通りSCW480を使用することとした。

南備讃瀬戸大橋等では、一般構造物に比べてサドルの肉厚は著しく厚いため、質量効果を考慮して、許容応力度を低減していた。（ $\sigma_s = 1,700 \times 0.91 = 1,500 \text{ kg/cm}^2$ ）

本サドルにおいても、同様に次に示す許容応力度を目標に設計を行った。³⁾

$$\sigma_s = 1,700 \times 0.85 = 1,450 \text{ kg/cm}^2$$

4.2 鞍底部の設計

主ウェブと横リブで囲まれる四辺固定板としてチモンエンコの理論⁴⁾で設計した。

4.3 鞍側壁の設計

4.2と同様に三辺固定板⁵⁾またはT形片持ち梁として設計した。

なお、南北備讃瀬戸大橋においては鞍側壁は鞍側壁自体と鞍頂部のボルト（押さえ金物を取り付けるためのボルト）により設計していたが、架設時にボルトを取り外す必要があることから、本橋の側壁の設計は側壁のみ有効として設計を行った。

このためスプレーサドルではアンカースパン側のストランドが自立する部分では鞍側壁を低くすることが可能となり、重量低減が可能となった。

4.4 鞍側壁付け根部の設計

鞍側壁と鞍底部の付け根部は、鞍側壁が水平力を受けることから（特に本サドルでは鞍頂部ボルトを省略している）応力集中が著しいと考えられる。このため、集中部の応力度が許容応力度（降伏応力度の80%）以下となるように、応力集中係数をノイバーのノモグラム⁶⁾より決定し、曲率半径Rは16mmとした。（南備讃瀬戸大橋はR = 10mm）

5. 鋼板部の設計

5.1 塔頂サドルの鋼板部

南北備讃瀬戸大橋と同様に直接伝達構造とし、主リブの力を塔壁に直接伝達する構造を採用した。

明石海峡大橋の塔柱は斜塔であるため、理想的にはサドルの軸線も斜めにするのが好ましい。しかし、設計および製作が煩雑になるため、左右対称のサドルとした。このため、左右の主リブ軸と塔壁軸が完全には一致せず、設計では1.4mmの偏心を許すこととした。（サドル底板厚は60mmあり、問題ないと考えた）

また、塔柱とサドルを一体としたFEMモデルによる解析を行い、簡易計算の妥当性及び細部構造の妥当性を検証するとともに、応力集中部についてはミーゼス応力（せん断歪エネルギー一定則に基づく降伏条件）による評価を行い、降伏応力以下であることを確認した。モデル化は、常時解析はサドルの片側1/2を塔柱も含めてモデル化し、橋軸直角方向暴風解析は全サドルをモデル化するため、電算機の能力の関係から、塔柱はバネ評価した。バネ係数は上部水平材より上の塔柱のねじり剛性から求めた。

5.2 スプレーサドルの鋼板部

スプレーサドルの主リブ、縦リブ、および底板の剛性及び配置はローラーに加わる支圧力に対する影響が大きい。このため、主リブ、縦リブ、底板およびローラー径をパラメータとして、4種類のFEM解析を行い、ローラーに加わる支圧力が均等となるようリブ配置（リブ厚、リブ間隔）等を決定した。

モデル化はアンカレイジのスプレーベント部を含めてサドルの1/2をモデル化し、不均等力（スプレーサドルはローラーにより移動する構造であるが、モデル上は移動しない構造としているため生ずる）に対処するため、サドルに支点を設けている。

6. スプレーサドル支承部の設計

5.で述べたようにリブ配置を適正化して、ローラー反力を均等化するとともに、支承板およびローラー硬度を $H_B = 250$ 以上（従来は $H_B = 216$ 以上）とし、ローラーの小径化（径440mm、24本）を図った。（南備讃瀬戸大橋は径500mm、24本）

支承板硬度は、FEM解析結果のローラー支承線圧の平均値より以下のように決定した。（実際は、24本のローラー

のうち側径間側1本目のローラーの線圧は非常に大きい、特異値として無視している)

上支承板 (横ずれ防止キーの内側)	$H_b = 250$ 以上
上支承板 (横ずれ防止キーの外側)	$H_b = 190$ 以上
下支承板	$H_b = 190$ 以上

6.1 支承板の設計

従来構造では支承板の硬度の限界 ($H_b = 190 \sim 230$) からローラー径も決まってきたり、ローラーの小径化を図るためには、ローラー反力の大きい上支承板の硬度アップが必要となる。従来はSUS板としては高硬度の材質があっても、使用実績がないことから、その硬度は $H_b = 216$ 以上としていた。しかし、近年、水門戸当たり材として、 $H_b = 250$ を越えるSUS板の実績 (SUS 410系とSUS 304 N2系) が現れ、その採用を前提として、 $H_b = 250$ 以上とした。

支承板の構造としては、その大きさが従来に比べて非常に大きくなるために、製作精度上問題となることが予想された。このため1枚板構造 (横ずれ防止キーで分割される橋軸方向の支承板を1枚板で製作)、4枚板分割構造 (橋軸方向に4枚板として溶接により1枚板とする) および短冊構造 (ローラー1本毎に支承板を配し、底板に支承板を埋込み、支承板間は亜鉛溶射等により防錆処置を施す) の3種類について、費用および製作会社の能力を考慮して比較検討した結果、4枚板分割構造とした。

6.2 ローラーの設計

6.1により、ローラーの硬度アップの条件が整い、ローラー硬度を高くしてローラー径を縮小した。また、ローラーの硬度アップに伴い、必要ローラー本数が減少したため、ローラーストッパーを配して、ローラー幅を縮小した。(図-2)

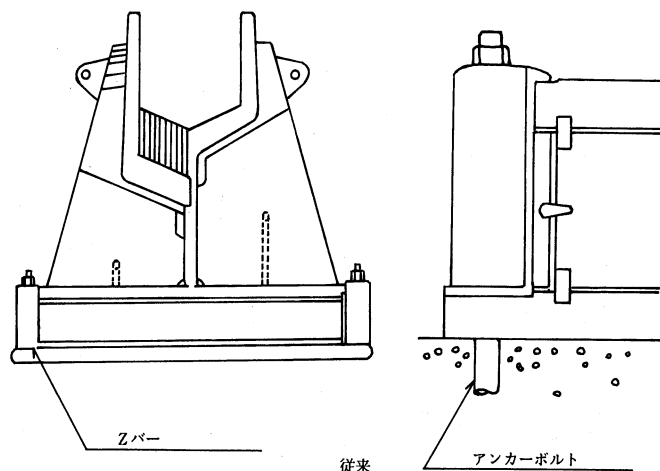


図-3 Zバーの廃止
Fig.3 Elimination of Z-bar

7. その他の設計

7.1 スプレーサドルのZバーの廃止

従来スプレーサドルはZバーと呼ばれる浮き上がり防止の鋳物によりアンカーボルトで固定していた。しかし、スプレーサドルが浮き上がるような力は作用しないので、Zバーは廃止し、底板をアンカーボルトにより固定する構造とし、ローラー部をカバーするローラーカバー (主に防塵を目的とする) を設置することとした。(図-3)

このため、アンカレイジの上屋スプレー室天井に設置していたZバーつり上げ装置も不要となる。

7.2 押さえ金物の廃止

従来、押さえ金物はその名前の通り、鞍頂部のボルトとストランド上の亜鉛フィラーの間で、亜鉛フィラーを押さえることにより、ストランドの浮き上がりを防止する役目を持っていたが、ストランドが浮き上がるような力は作用しないので、押さえ金物および鞍頂部ボルトは廃止した。亜鉛フィラーはスペーサー間隔を保持する機能のみを持たせることとし、スペーサーに固定金具を取り付けて固定する構造とした。(図-4)

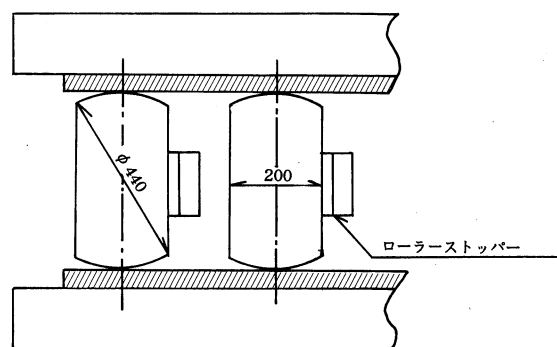
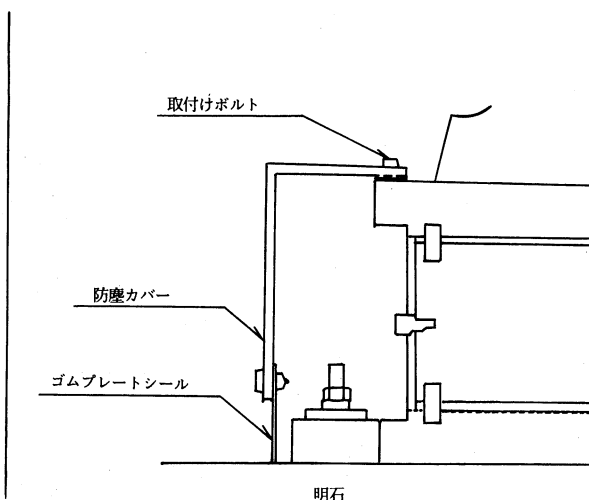
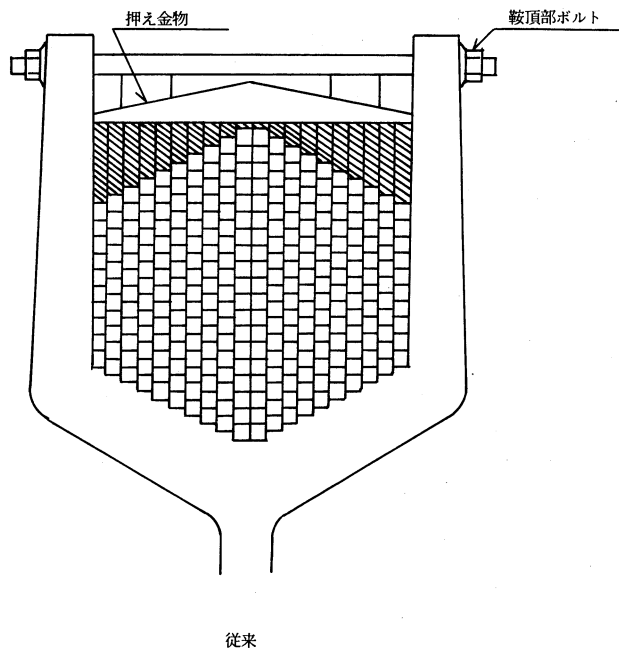
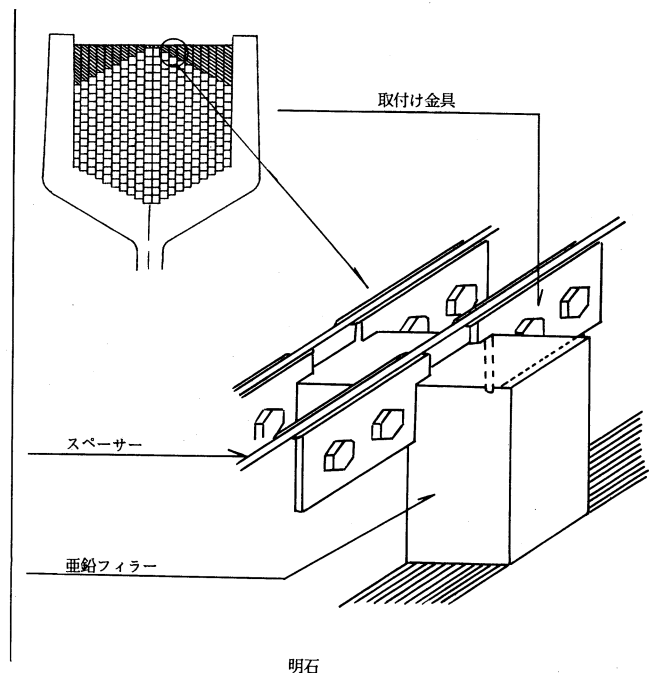


図-2 ローラー
Fig.2 Roller





従来



明石

図-4 押え金物の廃止
Fig.4 Elimination of the press metal

7.3 ハンドロープ定着金物の設計

従来、ハンドロープ定着金物はサドル設計時には考慮されておらず、サドル製作後に鞍頂部ボルトや吊り金具を利用して設計していたため、非常に不経済な設計となっていた。今回は鞍頂部ボルトがないため、後日定着金物を設計するのは困難と考え、サドル設計で考慮したところ、規模の縮小化を図ることができた。

7.4 スプレーサドルアンカーフレームの設計

従来、スプレーサドルの浮き上がり力に抵抗するため、アンカーボルトにプレストレスを導入するため頑丈な構造であったが、浮き上がり力が作用することはないことから、簡素な構造に変更した。

また、アンカーフレームを設置するスプレーベント頂部は鉄筋量も多い上に、ケーブル工事関係の埋め込み金物も多いため、配筋およびコンクリートの打設が非常に困難であった。そこで、スプレーサドルアンカーフレームは穴開きの多い構造とした。

8. 製作

8.1 鞍部の製作

製作は従来サドルと比べてサイズが大きいことから、 casting後の凝固収縮量の予測が困難（特に形状の複雑なスプレーサドル）であったため、 casting部分には肉厚補正代を取って casting形状が確保できるようにした。そして、エアーガウジングにより肉厚調整を行い、 casting形状を整えた。特に、塔頂サドルでは塔架設用クレーンの能力がサドルの設計重量に対して余裕がないため、厳しい肉厚調整を行った。

また、従来は横リブの上部を、鞍部の一部として鋳鋼

により製作していたため、横リブ下部の鋼板との肌違いによる違和感があった。そこで、鞍鋳鋼部の横リブ張出し長を減らして、横リブ全体を鋼板で製作することとし、違和感を軽減した。

8.2 鋼板部の製作

製作は従来サドルと比べてサイズが大きいことから、溶接方向を下向きとするための反転作業が大変であった。また、スプレーサドル上下底板の幅は4,500mmであるため、圧延法による一枚板としては最大寸法の製品を使用した。

8.3 支承板の製作

上支承板の高硬度部に用いるSUS 304 N2系材はSUS 304系材にN（窒素）およびNb（ニオブ）を添加するとともに熱制御圧延（熱処理時の温度管理を厳密に行う）により硬度を高めたものである。従来材のSUS 410系材（マルテンサイト系ステンレス鋼）は焼入れによる硬化が著しいため、靱性が低く、加工割れを起こす可能性があり、品質の安定性で問題があると考えた。しかし、SUS 304 N2系材はオーステナイト系ステンレス鋼であり、SUS 410系材（マルテンサイト系ステンレス鋼）に比べて粘りがあるため、被切削性が劣り（従来は加工性および硬度を考慮してマルテンサイト系のSUS 410系材を支承板として採用していた）、支承板精度として必要な平面度（鋳鍛鋼製作基準では1m当たり0.05mm以下）を確保することは支承板の大きさ（長さ約8m）とも併せて困難と考え、支承板を橋軸方向に4分割したものを底板にボルトで固定し、シール溶接した後に切削して平面精度の確保を図ることとした。

実際の製作では、4分割にしたもののSUS 304 N2系

材の被切削性の悪さと1枚板の大きさ(長さ約8m)から平面精度を確保するのが大変であった。このため切削加工には加工熱の発生が少ない工具を選定し、仕上げ加工は温度の安定をする夜間に、工場内振動による加工精度への影響を少なくして行った。支承板の大きさ、製作基準の平面度の規定と支承板の材料の選定(SUS 304 N2系材)から考えて、明石海峡大橋のサドルは大きさではほぼ限界に近いものと考えられる。

8.4 ローラーの製作

ローラーはグリース等で防錆処理を施すものの、さらなる防錆性能を期待して、北備讃瀬戸大橋以降はSF55A(現在はSF540A)の本体にSUS410系硬化肉盛(SUS410材にNiを添加し、硬度および耐食性を高めたマルテンサイト系ステンレス鋼)を施し、それ以外の部分は亜鉛メッキにより防錆を施していた。

しかし、近年の大型鍛鋼品の製作技術の進歩により太径のローラーを一体で鍛造することが可能となり、安定した品質および低価格化が図れることから、ローラー全体としての防錆性能を高めるため、ステンレス鋼の一体鍛造法を採用した。本製造法は、安価なSF55A材がSUS材となるため材料費はアップするものの、SF55A材露出部分の亜鉛メッキおよびSUS系硬化肉盛の溶接が省略出来ることから、全体費用としては安価なものとなる。

適用に当たって、その材質はJIS G 3214に規定されたSUS F 6NM系(化学的成分は従来材のSUS410系硬化肉盛と同じ)によることとし、硬度については $H_b = 250 \sim 285$ (1988年のJIS規格では $217 \sim 285$ 、現在は295以下)と規定した。

8.5 塔頂サドルの重量確認

南北備讃瀬戸大橋では2分割構造とした塔頂サドルも明石海峡大橋では設計の合理化により、塔架設用クレーンで一体架設出来る可能性が生じた。しかし、その設計重量は、153.788tであり、ストランド架設時の架設金物取付金具、スペーサー、塗装および鋳物の重量公差(+8%)を考えると、塔架設用のクレーンの能力(吊具等を除いて157.5t)を越えるものであった。このため、鋳物の重量公差を抑えるとともに、重量の正確な確認を行うこととした。

最終的な重量の確認は、工場内ハンドリング用吊金具を残した製作終了時で、工場塗装前(スペーサー取付前)とし、精度1万分の1以下の100tロードセル(ひずみゲージをブリッジ配線することにより高精度で重量を計ることが出来る)3基による計測で行った。

8.6 サドルスペーサー第一段のサドルへの取付

従来サドルスペーサーはストランド架設前に第一段目を現場にてサドル本体に溶接取付を行っていたが、現場施工の簡略化のため、第1段目を予めサドルに工場溶接することとした。

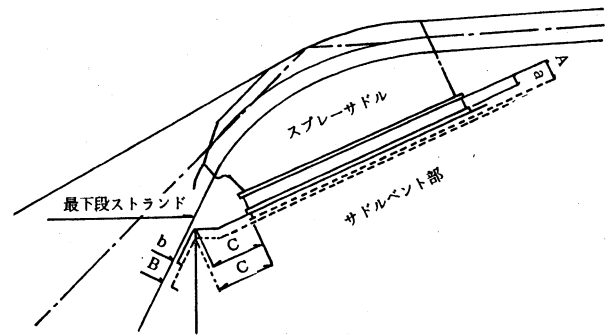


図-5 スプレーサドル形状
Fig.5 Configuration of spray saddle

9. 問題点

9.1 塔頂サドル取付ボルト

塔頂サドル取付ボルトについては支圧ボルトとして設計を行っているが、ケーブル反力によりサドル底板および塔頂板厚が減少するため、ボルトに緩みが生じる構造となっており、補剛桁架設完了後に再締め付けが必要と考えられる。

9.2 サドルベント形状

アンカレイジのサドルベント部の寸法を変えずにスプレーサドルのローラー高を低く(A→a)したため、最下段ストランドとサドルベント部寸法が接近(B→b)し、アンカースパン側のサドルベント部寸法が短く(C→c)なりセットバックフレームの埋込みスペースが狭い他、スプレーサドル架設準備作業が困難であった。(図-5)

10. あとがき

明石海峡大橋のサドルは今までにない大型構造物のため、設計および製作において困難なものとなったが、関係者の努力により無事完成することができた。紙面をかりて、(株)神戸製鋼所、(株)日本製鋼所、新日本製鉄(株)の担当者の方に謝意を表するものであります。

- 1) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成2年2月
- 2) 鋼橋Ⅲ; 平井敦 昭和31年12月
- 3) 橋梁用鋳鋼SCW49の質量効果: 橋梁大型金物研究会技術委員会、昭和56年5月
- 4) Theory of Plates and Shells: S. Timoshenko, S. Woinowsky-Krieger
- 5) H. Neuber; Kerbspannungslehre-Grundlagen für genane Sannungsrechnung. Berlin, Springer 1939

来島大橋下部工の設計概要

Design Outline of the Kurushima Bridge Foundations

企画開発部
(前) 第三建設局 設計課長 森 邦久

Kunihisa Mori

第三建設局 設計課長代理 山田 郁夫

Ikuko Yamada



概要

世界初の3連長大吊橋となる来島大橋の下部工は、風化花崗岩を支持岩盤とするアンカレイジ及び主塔基礎として設計されている。陸上部に位置する基礎は直接基礎で構築されるが、海峡部に位置する基礎は厳しい潮流条件や航路条件のため鋼製あるいは鉄筋コンクリート製の設置ケーソン工法で計画されている。基礎寸法の縮小化により施工数量を減じて経済化が図られていること、耐震設計として従来よりも大きな加速度応答スペクトルを用いていること、景観設計としてアンカレイジの形状や表面仕上げに配慮されていること、などが特徴である。本報告は、来島大橋下部工の設計条件、設計手法、基礎の形式及び構造寸法等の設計概要について報告するものである。

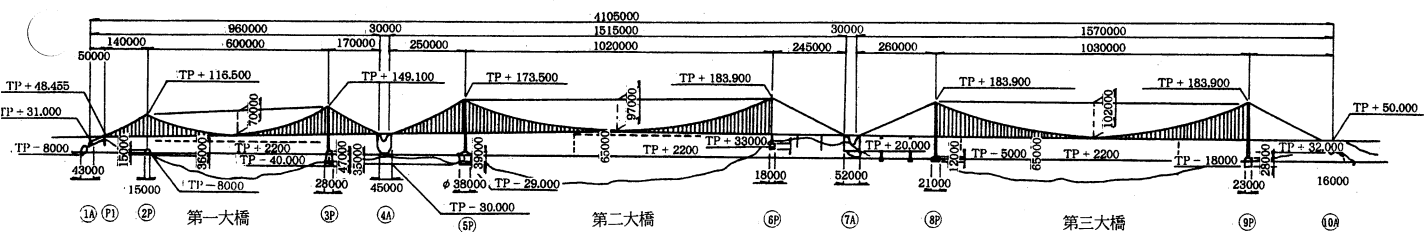
The foundations for the Kurushima Bridges, the first structurally-connected triple suspension bridges in the world, are designed as anchorages and tower piers to be set on the bedrock of weathered granite. Among them, on-shore foundations adopted the ordinary spread type, however, off-shore ones are adopted the laying-down caisson method of either steel or reinforced concrete due to severe tidal currents as well as narrow and winding navigational sea lanes. In the design of those foundations, technical achievements are the economical structures by reducing dimensions of the foundations, a larger input of acceleration response spectrum than one in the conservative aseismic design, and development of sophisticated shapes and textures of foundations for aesthetic considerations. This paper outlines the design conditions and methods, and types and dimensions of the foundations for the Kurushima Bridges.

1. まえがき

来島大橋は、愛媛県の大島と今治市との間の来島海峡に建設されている「3連長大吊橋」の総称である。来島海

峡は、小さな島々が点在した多島海美を呈する景勝地として有名であり、周辺は瀬戸内海国立公園に指定されている。海峡の幅は約4Kmで、武志島、中渡島、馬島等の島々によって東水道・中水道・西水道の3航路に分かれている。来島大橋の橋梁計画はこれらの水道を来島第一・第二・第

側面図



平面図

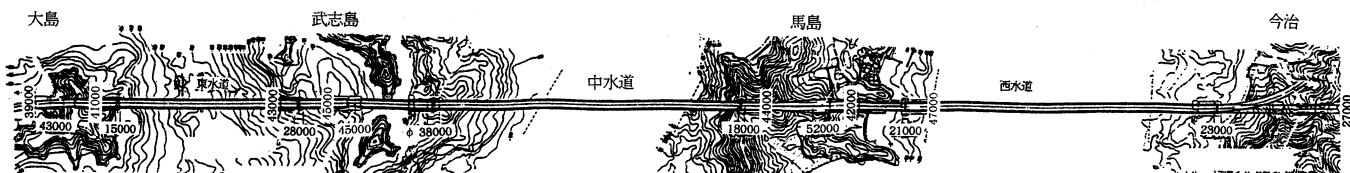


図-1 来島大橋一般図

Fig.1 General view of the Kurushima Bridges

三大橋の3つの長大吊橋で連続して横断するという、世界でも前例のない計画となっている。(図-1参照)。

来島大橋下部工の設計上の特徴は、来島海峡の自然条件や航路条件のため、多種多様な基礎形式が採用されていることである。例えば、来島大橋3橋の下部構造は4基のアンカレイジと6基の主塔基礎、合計10基の巨大コンクリート構造物で設計されている。この内4基が陸上基礎、6基が海中基礎となっている。特に海中基礎には形状及び寸法の異なる鋼製あるいはRC製(鉄筋コンクリート製)の設置ケーソンが採用されている。

また、施工に関しても非常に困難な工事が多い。このため、来島大橋下部工工事は4つの工事区(大島工事、東工事、中工事、西工事)で分割して施工されており、さらに鋼ケーソンの製作・設置やケーブルアンカーフレームの製作・架設については別途工事となっている。

平成2年9月より4A基礎位置における海底掘削を開始して現地工事に着手した。平成5年11月現在、3P、4A及び5Pの鋼ケーソンと9PのRCケーソンを既に設置して、水中・気中コンクリート工を継続している。その他の基礎位置においても、掘削工あるいは締切工を実施中であり、海峡部全体において下部工工事は順調に進捗している。

本報告は、平成4年度に実施した「来島大橋下部工設計総括業務」¹⁾を、来島大橋下部工の設計概要としてとりまとめたものである(高架構造部は除く)。各基礎の設計及び施工の進捗率が異なるため、必ずしも最新のデータとはなっていないことをご注意願いたい。詳細な設計・施工については、各下部工工事及びケーソン工事等の工事報告を参照されたい。

2. 下部工設計条件

2.1 基礎位置の選定

来島大橋の架橋ルートは、昭和48

年の工事実施計画において、大島の地蔵鼻付近から中渡島、馬島を経由して今治市糸山に至る、いわゆる「中渡島ルート」で計画されていた。その後、これまでに兄島・坂出ルート等の建設で蓄積された長大橋梁の架橋技術の進展を踏まえて、来島海峡の自然条件や航路条件等に配慮し、橋梁計画が慎重に再検討された。

その結果、大島の火内鼻付近から武志島、馬島を経由して今治市糸山に至る、いわゆる「武志島ルート」に変更された。この架橋ルートの場合には、道路の平面線形が直線となること(道路線形の改善)、基礎位置をできるだけ航路から離すこと(航路への影響低減)、自然環境を保全できること(国立公園の通過延長減少)などの長所がある。

昭和63年度の事業化以後も継続して実施された来島大橋海峡部地質調査²⁾及び現位置岩盤試験³⁾の結果に基づき、上部工においては景観性から塔高を連続的に変化させたり、構造的に支間割の再検討がなされた。一方、下部工においては、地質条件より最適な基礎位置の選定がなされた。詳細については参考文献⁴⁾を参照されたい。

2.2 地形・地質条件

来島海峡の地質縦断面図を図-2に示す。陸上部の地形は、標高30～80mの比較的緩やかな丘陵地形を呈しているが、

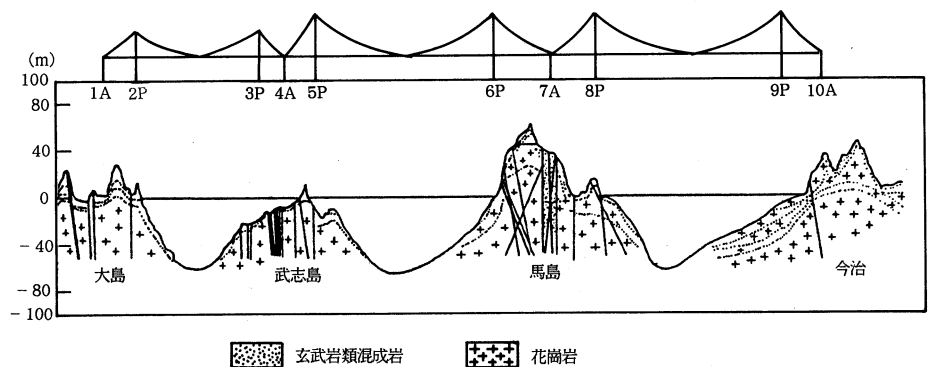


図-2 来島海峡地質縦断面図

Fig.2 Geological of the Kurushima Straits

表-1 岩盤区分別設計地盤定数

Tab.1 Design ground constant for respective bedrocks

岩盤区分	定数項目 Esb (kgf/cm ²)	常時								地震時						
		ρ (gf/cm ³)	Es (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²)	φ (度)	ν _s	G* (kgf/cm ²)	G _s (kgf/cm ²)	η (kgf・min/cm ²)	E ₀ (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²)	φ (度)	ν _d	V _s (km/s)	G ₀ (kgf/cm ²)	h (%)
D _L	50~300 (100)	2.0	150	0.2	30	0.42	75	75	9.2×10 ⁸	300	0.3	30	0.46	0.5	5,100	—
D _M	300~800 (500)	2.1	750	1.0	35	0.40	375	450	3.7×10 ¹⁰	1,500	1.5	35	0.44	0.8	13,710	10~18
D _H	800~1,500 (1,000)	2.2	1,500	2.0	37.5	0.38	750	900	2.6×10 ¹⁰	3,000	3.0	37.5	0.42	1.0	22,450	10~18
C _L	1,500~3,000 (2,000)	2.3	3,000	3.0	40	0.35	1,500	3,000	1.5×10 ¹²	6,000	5.0	40	0.40	1.2	33,800	10~18
C _M	3,000~6,000 (4,000)	2.35	6,000	5.0	40	0.33	3,000	6,000	1.5×10 ¹³	12,000	8.0	40	0.38	1.5	53,950	—
C _H	6,000~12,000 (8,000)	2.4	12,000	8.0	42	0.30	8,000	16,000	4.9×10 ¹⁵	24,000	12.0	42	0.36	1.7	70,780	—

海岸付近には高さ5～10mのやや急な海食崖が発達している。海底地形は海岸線付近に水深5m程度の平坦な海食台があり、続いて5～40度前後の傾斜で急激に深くなり、ルート上の最大水深は中水道で約100mとなっている。

架橋地点付近の地質は、主に領家型花崗岩類により形成されている。海峡部においては武志島付近及び西水道両岸には若干の堆積層があり、一部には風化が深層にまで進んだ箇所がある。また島しょ部には、C_L級の花崗岩が露頭しており、良好な支持地盤であるが、一部には玄武岩類混成岩の貫入が見られる。

表一に来島大橋の下部工設計に用いる地盤定数等を示す。詳細については、参考文献²⁾を参照されたい。

2.3 海象条件

設計潮位は表一2のとおりである。干満に伴う潮位差が約±2mと大きいのが特徴である。

来島海峡における最大潮流は、一般に8～10ノット(秒速約4～5m)と言われているが、複雑な海底地形の影響で流速・流向とも極めて不規則な分布となっている。昭和63年度に実施された潮流調査²⁾によると、最大潮流は東水道で1.0～5.1ノット、中水道で6.1～8.0ノット、西水道で4.4～6.4ノットとなっている。

これらの調査結果及び海上保安庁水路部予想値を参考にして、来島大橋下部工設計用の潮流条件は、海峡部基礎に対して表一3のように決められた。来島海峡中水道に位置する5P基礎地点において最も潮流が厳しく、4.0m/secとなっている。

また、波浪条件については、設計波高等は「下部構造設計基準・同解説」⁹⁾に従い、S.M.B.法により算定した。また反力の算定方法としては、浅海域で合田式を用い、深海域では重複波理論式を用いている。表一4に各基礎における波浪条件を示す。来島海峡西水道に位置する9P基礎において設計波高が最も大きく、約7mとなっている。

2.4 気象条件

「耐風設計基準・同解説」⁹⁾において、来島大橋の耐風設計のための基本風速は、海面上10mの10分間平均風速で40m/secと定められている。これは児島・坂出ルートより6m/sec低く、尾道・今治ルートの他の橋梁より3m/sec高い。

来島海峡の中渡島に設置した風観測計による観測結果から、過去最大の瞬間最大風速は45m/sec(標高92m、昭和49年9月)となっている。また、瞬間最大風速が15m/sec以上の強風が吹く日数を月別に見ると冬期が多く、風向は西南西が卓越している。

表一5に下部工設計用の基本風速を示す。基礎本体等の永久構造物に対する設計風速は、来島大橋上部工の基本風速を適用し、短期的な構造物に対しては施工条件を考慮して基本風速を減じている。

2.5 航路条件

表一2 設計潮位

Tab.2 Design water level

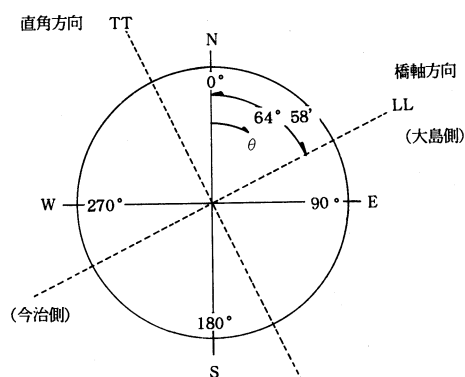
項目	略号	潮位	備考
略最高高潮面	N.H.H.W.L	TP + 2.20m	各基礎共通
塑望平均満潮面	H.W.L	TP + 1.83m	同上
平均潮位	M.S.L	TP ± 0.00m	同上
塑望平均干潮面	L.W.L	TP - 1.95m	同上
略最低低潮面	N.L.L.W.L	TP - 2.01m	同上

表一3 潮流条件(完成時)

Tab.3 Design tidal current(for permanent structure)

基礎名	潮流速 V (m/sec)	潮流方向 θ (度)	備考
2P	3.5	315° ± 15°	
3P	1.5	315° ± 15°	
4A	1.0	68° ± 15°	
5P	4.0	180° ± 15°	
8P	0.5	315° ± 15°	
9P	2.0	23° ± 15°	

(注) 潮流方向は真北から時計回りの角度で表す。



表一4 波浪条件(完成時)

Tab.4 Design wave(for permanent structure)

基礎	入射角 (度)	設計波高 H ₀ (m)	有義波高 H _{1/3} (m)	有義波周期 T _{1/3} (sec)	波長 Lo (m)	吹送距離 Fe (km)
2P	290	3.64	2.02	4.04	25.46	5.16
3P	335	3.62	2.01	4.03	25.33	5.13
4A	350	2.41	1.34	3.11	9.06	2.50
5P	315	4.10	2.28	4.37	29.79	6.64
8P	335	2.68	1.49	3.33	17.34	2.77
9P	105	6.73	3.74	5.98	55.80	18.91

(注) 入射角は真北から時計回りの角度で表す。
H₀ = 1.8H_{1/3}、T_{1/3} = 1.56 (H₀)^{0.16}

表一5 基本風速

Tab.5 Basic wind velocity (単位: m/sec)

	永久構造物	施工条件				
		I	II	III	IV	V
来島大橋	40	25	25	18	10	5

(注) 施工条件 I: 施工期間 6ヵ月以上、または台風期にかかる場合
II: " 1～6ヵ月、または冬期季節風期にかかる場合
III: " 1週間以上1ヵ月未満で予報によって施工条件I、IIに示すような強風を避ける場合と判断される場合
IV: 施工条件IIIと同じであるが、施工期間が1日以上1週間未満の場合
V: 施工期間が数時間でよい条件を選び得る場合

来島海峡の3航路の中で、中水道と西水道は海上交通安全法上の航路に指定されている。しかし、点在する島々のため最狭部の航路幅は、西水道で約600m、中水道で約400mと狭く、また航路の両側に必要な幅200mの側方区域も十分に確保されていない箇所がある。

このため、来島海峡は一般の航路における右側航行の原則が適用されない海域となっている。来島海峡の航行方法としては、潮流に順じて航行する場合に最も狭い中水道を、また潮流に逆らって航行する場合にやや広い西水道を通行する、いわゆる「順中逆西」という特殊な航行方法が適用されている。

来島海峡の航行船舶数は、1日当たり約1000隻と多く、また本州・四国間の定期旅客船及びカーフェリーもあって、非常に船舶の輻輳している海域である。さらに前述のとおり、航路が狭隘でかつ屈曲し、潮流も非常に早いため、海難事故が特に多い。

2.6 上部工反力等

アンカレイジ設計用のケーブル反力を表-6に、また主塔基礎設計用の上部工反力を表-7に示す。

来島大橋のケーブル中心間隔は、補鋼桁の耐風安定性より27mとされている。塔柱は景観性より塔上部をやや傾斜させているため、塔基部における塔柱中心間隔は、塔高により異なり、2Pで27.6m、3Pで27.8m、5P～9Pで28mとなっている。

表-6 アンカレイジ設計用ケーブル張力
Tab.6 Cable force for design of anchorage

基礎	荷重条件	橋 軸 方 向			備 考
		ケーブル張力T (t)	水平分力H (t)	鉛直分力V (t)	
1A	常 時	16,200	15,200	5,600	$\lambda = 20.047^\circ$
	地 震 時	15,800	14,800	5,400	TP + 31.0
4A	第一大橋側 常 時	16,400	15,300	5,700	$\lambda = 20.545^\circ$
	第一大橋側 地 震 時	15,800	14,700	5,600	TP + 64.0
	第二大橋側 常 時	38,600	36,500	12,600	$\lambda = 19.107^\circ$
	第二大橋側 地 震 時	37,800	35,700	12,400	TP + 64.0
7A	第二大橋側 常 時	40,100	36,500	16,600	$\lambda = 24.412^\circ$
	第二大橋側 地 震 時	39,900	36,300	16,500	TP + 67.7
	第三大橋側 常 時	38,200	35,200	14,900	$\lambda = 23.058^\circ$
	第三大橋側 地 震 時	36,800	33,800	14,400	TP + 67.7
10A	常 時	38,600	35,300	16,000	$\lambda = 24.469^\circ$
	地 震 時	37,800	34,400	15,600	TP + 50.0

(注) λ : ケーブル入射角、スプレー点高さをTP表示で示す。

表-7 主塔基礎設計用上部工反力
Tab.7 Superstructure reaction force for design of tower pier

基礎	荷重条件	橋軸方向			橋軸直角方向		
		鉛直力V (t)	水平力H (t)	モーメントM (t・m)	鉛直力V (t)	水平力H (t)	モーメントM (t・m)
2P	常時	17,060	0	8,946	17,060	62	1,220
	地震時	16,400	940	17,140	15,810	126	5,854
3P	常時	20,100	20	6,700	20,100	170	2,460
	地震時	19,200	480	17,400	18,700	950	18,700
5P	常時	36,400	40	18,400	36,400	320	5,400
	地震時	35,800	1,320	46,000	34,600	880	41,800
6P	常時	34,660	0	21,540	34,660	600	7,820
	地震時	33,360	880	41,540	32,520	906	26,348
8P	常時	33,900	60	12,240	33,900	220	4,020
	地震時	32,720	740	30,400	32,241	642	24,994
9P	常時	35,280	60	14,100	35,280	0	0
	地震時	33,820	780	18,260	33,120	792	36,734

(注) 主塔基礎中心での諸力を示す。

3. 下部工耐震設計法

来島大橋下部工の耐震設計法は、明石海峡大橋で開発された耐震設計法の考え方を基本として、支持地盤の相違を考慮して修正した設計法であり、「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)」⁷⁾としてまとめられている。図-3にその耐震設計法の手順を示す。主な設計手法上の特徴を列挙すると次のとおりである。

- 1) 地盤ばねは弾性論によって算出する。(明石海峡大橋で採用された動的復元力や有効地震動の概念は適用しない)
- 2) 剛体2自由度系の力学モデルによるスペクトル応答解析を実施する。
- 3) 等価エネルギー法によって基礎の底面諸力及び変位を算出する。(基礎の部分的な浮上りを考慮した回転角と底面モーメントの非線形関係式による)
- 4) 安定照査は支持力と滑動のみに対して実施する。転倒の照査は特に行わない。(偏心率は大きくても規模の効果で転倒しないことを実験的に確認)

来島大橋下部工の耐震設計法の詳細については、参考文献⁸⁾を参照されたい。

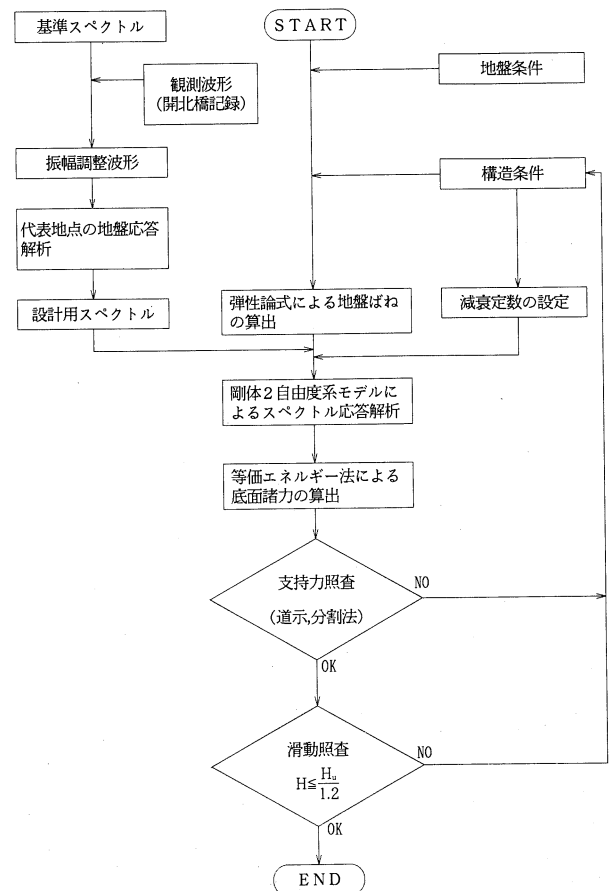


図-3 来島大橋剛体基礎耐震計算法の手順
Fig.3 Procedure of aseismic design for the Kurushima Bridges

4.1 アンカレイジの設計概要

1A：大島火内鼻に位置する陸上基礎であり、側塔P1の追加により、施工数量を軽減した片引き重力式のアンカレイジである。施工はオープン掘削による。

7A：馬島に位置する陸上基礎であり、来島第二大橋と第三大橋で共用する重力式アンカレイジである。2橋のケーブル張力差がほとんどないため対称形状とした。施工はオープン掘削による。

4.2 重力式アンカレイジの基本寸法

ケーブル定着方式については、応力伝達機構、躯体の構造的性及び定着部作業性等を考慮して、ケーブルアンカフレームの引張材の側面配置が放射状で平面配置が平行となる、仕切りガーダー剛結引張材方式（定着桁方式）を採用した。この方式は南北備瀬瀬戸大橋で実績があり、来島大橋でも躯体の橋軸直角方向寸法の縮小が可能で、さらに共用アンカレイジの空中交差ケーブルの定着作業が容易となるため採用された。

表-8 アンカレイジ設計諸元と安定計算結果
Tab.8 Design dimensions and stability calculations of anchorages

(注) () 内は地震時の値を示す。(()) 内は許容安全率を示す。

表-9 ケーブル定着面配置の比較

Tab.9 Comparison of cable anchorage arrangements

	非相似形案		相似形案	
スプレーサドル配置	来島第一大橋	来島第二大橋	来島第一大橋	来島第二大橋
ストランド定着面配置				
本四公団実績	大鳴門橋 (片引きアンカレイジ)		南北備讃瀬戸大橋 (BB1A, BB7A: 片引きアンカレイジ BB4A: 両引きアンカレイジ)	
評価	○		△	

た。(表-9 参照)

- 1) ケーブルスプレー間でストランド同士が接触しないこと。
- 2) ストランドの形崩れを防止すること。
- 3) アンカースパンにおけるストランド張力のばらつきを少なくすること。

さらに、アンカー部のケーブル定着面における定着桁の横間隔及び縦間隔は、既往実績を参考にして各々 1.3m、0.8m としている。

次に、ケーブル折れ角については、橋軸方向寸法の縮小化を目的として既往例を参考にして 45° とした。またスプレー長については、ストランドの形崩れや「ケーブルアンカーの設計マニュアル (案)」⁹⁾ に基づいて算出される必要スプレー長を満足し、共用アンカレイジにおいてはストランド間隔に配慮して決定した。

また、アンカースパン長については、「重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説」¹⁰⁾ の照査式により安定計算を実施して、所要の寸法を決定している。1A、4A、7A、の構造一般図を図-4 に示す。

4.3 トンネル式アンカレイジの基本寸法

トンネル式アンカレイジを採用している来島大橋の 10A の基本寸法の決定について説明する。トンネル式アンカレイジは、サドルペント部とトンネルアンカー部で構成されている。サドルペント部については直接基礎であり、重力式アンカレイジと同様な剛体基礎として設計している。ペント部におけるケーブル折れ角については、トン

ネルアンカー部の安定性と施工性の他、サドルペント部の安定性を考慮して 40° とした。

一方、トンネルアンカー部の断面は、アンカーフレーム引張材を収容するための標準部と、ケーブル張力を固定するための背面ガーダーを収容しトンネル引抜き抵抗力を高めるための拡幅部に分類される。

アンカーガーダーの構造は、重力式アンカレイジで採用した仕切りガーダー剛結引張材方式では、大断面の仕切りガーダーが必要となり、トンネル内のアンカーフレーム作業性が低下するので、定着桁と引張材が一对一に対応している前面仕切りガーダー方式を採用した。

標準部の断面形状は、ケーブルアンカーフレームの引張材を収容するための最小断面を基本とし、アンカーフレームへのケーブル定着作業性よりケーブル定着桁の横間隔を 1.2m、縦間隔を 0.85m として、またトンネルの施工性よりケーブルアンカーフレーム外縁からトンネル断面縁端までの側方余裕を 1m、上方余裕を 1.7m とした。その結果、標準部の断面は幅 8.5m、高さ 10.5m となった。

また、拡幅部はケーブル張力を固定して周辺地盤に伝達する部分であり、トンネル滑動計算や FEM 解析により拡幅部のトンネル形状 (拡幅角度、拡幅量、拡幅長) を決定した。拡幅角度は 15° 、横方向の拡幅量は 4m、縦方向の拡幅量は 3m とし、拡幅部の延長は 25.5m、最大幅 16.5m、最大高さ 13.5m となった。さらに、トンネル延長については、アンカー部の滑動安全率が十分確保できる長さとして 63m となった。図-5 にトンネルアンカー構造を示す。

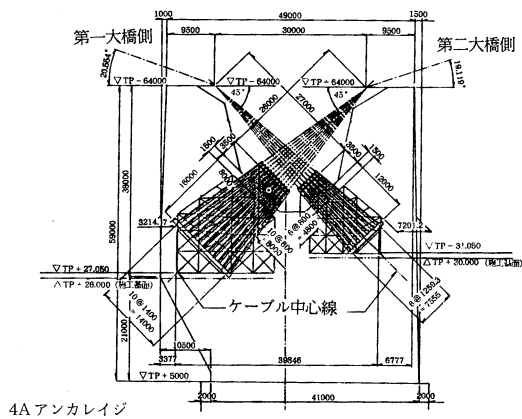
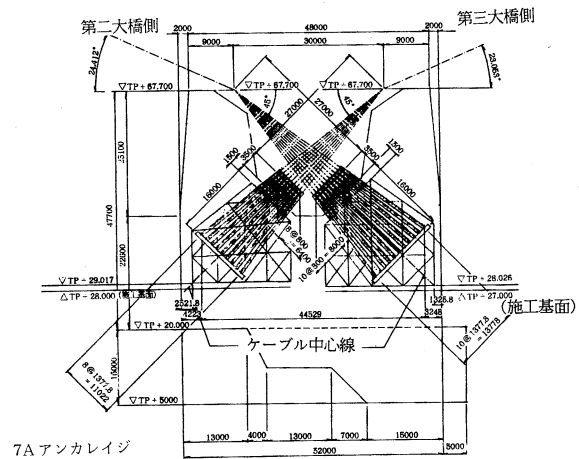
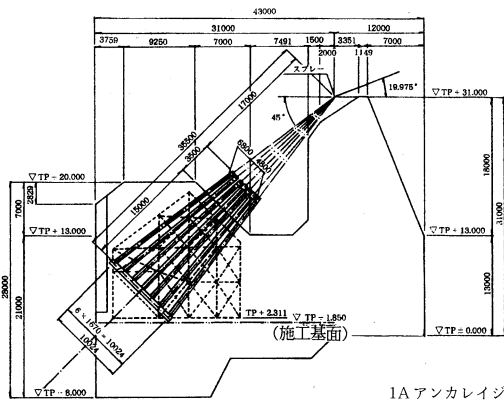


図-4 1A・4A・7A 構造一般図
Fig.4 Structures of 1A, 4A and 7A anchorages

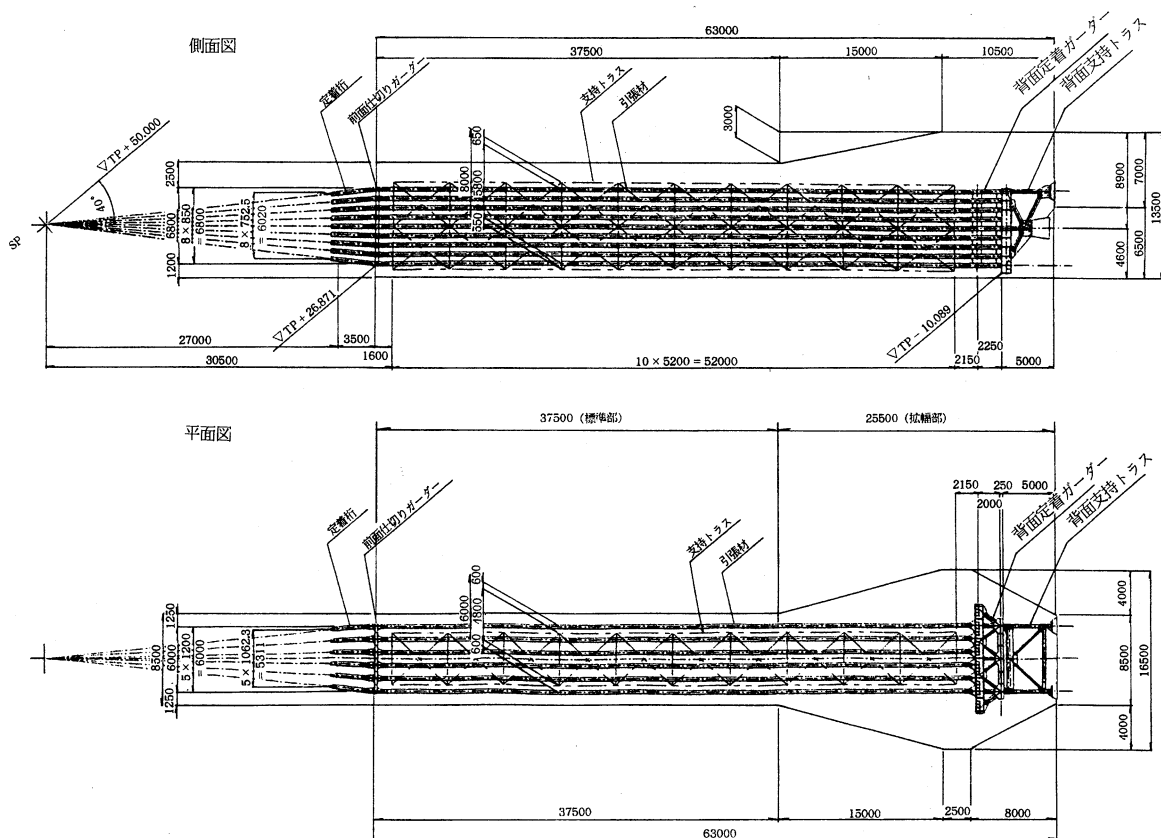


図-5 10A トンネルアンカー部 構造図
Fig.5 Structure of 10A tunnel anchor part

トンネルアンカー部の滑動に対しては、アンカー部の
 躯体重量（仮想滑り面内の共連れ岩の重量を含む）、摩擦
 力（トンネル+共連れ岩の全断面の底面のみ）及び粘着
 力（共連れ岩を含むトンネル全周長の中で岩と岩で滑る
 面のみ）で抵抗することを基本とする。安定計算はこれ
 らの合力が所要の滑動安全率を満足するように行なう。

$$F_{S1} = \frac{W \cdot \sin \theta + \mu \cdot W \cdot \cos \theta + C \cdot A}{T} \geq 2.0$$

ここに

$W = W_c + W_R$

W_c : 躯体重量 (t)

W_R : 共連れ岩重量 (t)

μ : 平均摩擦係数

C : 粘着力 (t/m^2)

A : 周面積 (m^2)

θ : トンネル傾斜角 (度) = 40°

T : ケーブル張力 (t) = $19,300t$ /片側ケーブル

また、粘着力を無視しても重量と摩擦力で安全率1を確保するものとする。すなわち、次式で照査する。

$$F_{S2} = \frac{W \cdot \sin \theta + \mu \cdot W \cdot \cos \theta}{T} \geq 1.0$$

トンネルアンカーの滑動安定計算結果を表-10に示す。

4.4 アンカレイジ躯体の設計

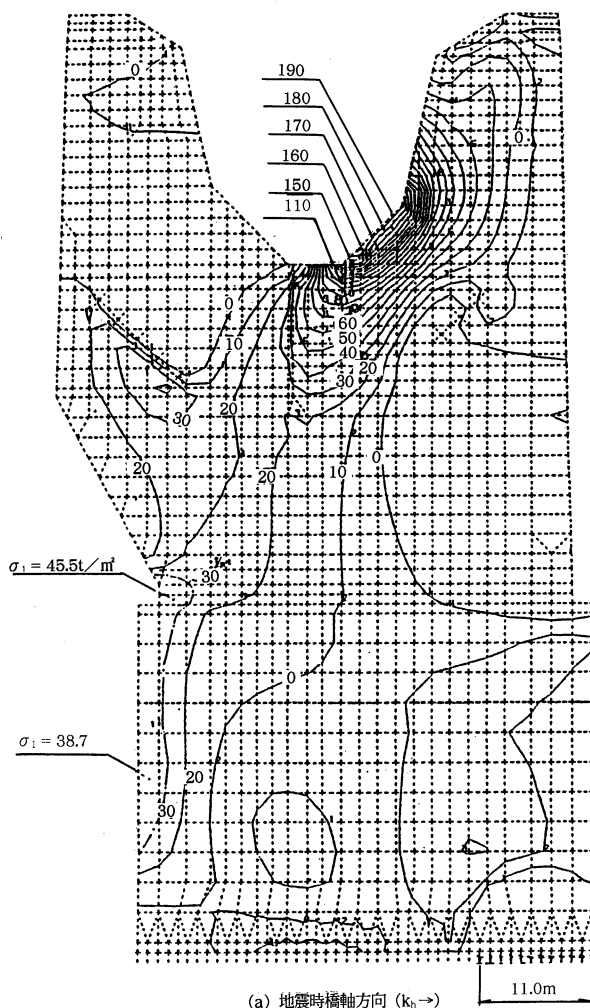
アンカレイジの配筋設計は、弾性2次元FEM解析で求めた応力度及び慣用計算による応力度に対して実施しているが、サドルベント部の補強を除いたほとんどの部分は、FEM解析によって鉄筋量を決めている。4A基礎の

表-10 10Aトンネルアンカー滑動安定計算結果

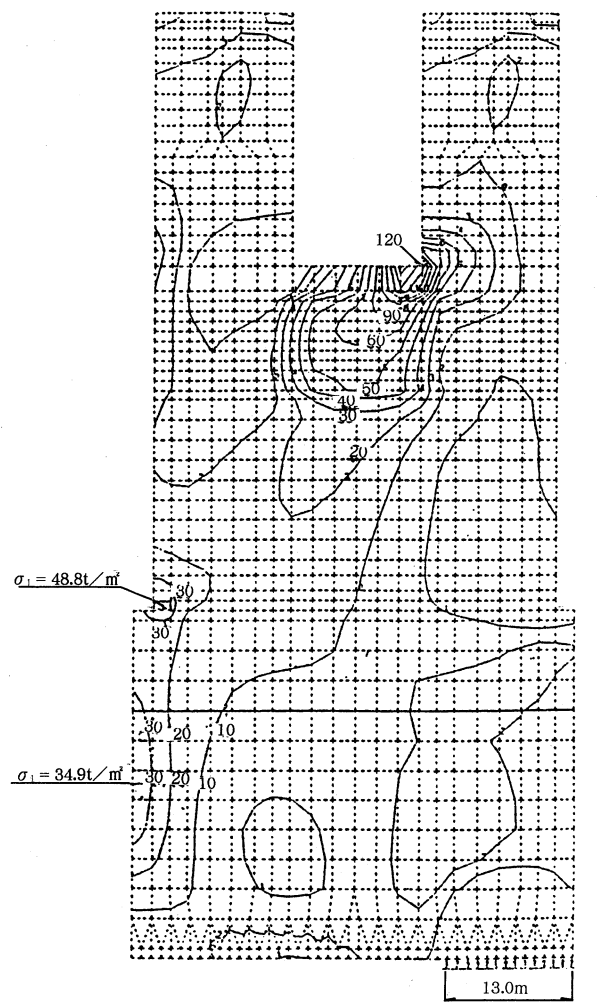
Tab.10 Stability calculation against slide of 10A tunnel anchor part

	ケース1	ケース2	ケース3
ケーブル張力 T	19,300 (常時片側当り)		
①躯体自重 $W \sin \theta$ (tf)	11,427.0 (0.592)	11,427.0 (0.592)	11,427.0 (0.592)
②摩擦抵抗 $\mu W \cos \theta$ (tf)	7,878.4 (0.408)	7,878.4 (0.408)	7,878.4 (0.408)
③粘着抵抗 CA (tf)	24,953.5 (1.293)	28,786.7 (1.492)	30,202.8 (1.565)
合計 R (tf)	44,255.9	48,092.1	49,508.2
滑動安全率 R/T	2.293	2.492	2.565

ケース1: D_{40} 級以下の粘着力は0とし、 C_{40} 級以下の粘着力はすべて D_{40} 級の値とする。
 ケース2: D_{40} 級以下の粘着力は0とし、 D_{40} 級以上の粘着力は設計値の1/2とする。
 ケース3: C_{40} 級以下の粘着力は0とし、 C_{40} 級以上の粘着力は設計値とする。
 () の値は、それ自体での滑動安全率を示す。



(a) 地震時橋軸方向 ($k_1 \rightarrow$)



(b) 地震時橋軸直角方向 ($k_2 \rightarrow$, 第一大橋側)

(単位: tf/m^2)

(単位: tf/m^2)

図-6 4A基礎FEM解析結果

Fig.6 Result of the FEM analysis of 4A foundation

表-11 主塔基礎の設計諸元と安定計算結果

Tab.11 Design dimensions and stability calculations of tower piers

基礎位置		2 P		3 P		5 P		6 P		8 P		9 P		
基礎施工法		設置ケーソン (RC)		設置ケーソン (鋼殻)		設置ケーソン (鋼殻)		直接基礎 (オープン掘削)		直接基礎 (締切り)		設置ケーソン (RC)		
基礎寸法図 (m)														
照査方向		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	
支持地盤	地盤種別	C _M		C _L		C _M		C _L		D _H		D _H		
	粘着力 C (tf/㎡)	50 (80)		30 (50)		50 (80)		30 (50)		20 (30)		20 (30)		
	内部摩擦角 φ (度)	40 (40)		40 (40)		40 (40)		40 (40)		37.5 (37.5)		37.5 (37.5)		
	変形係数 E (tf/㎡)	60,000 (120,000)		30,000 (60,000)		60,000 (120,000)		30,000 (60,000)		15,000 (30,000)		15,000 (30,000)		
	せん断波速度 Vs (m/sec)	1,500		1,200		1,500		1,200		1,000		1,000		
周有周期 (sec)	1 次	0.085	0.067	0.231	0.179	0.170	0.170	0.060	0.055	0.086	0.079	0.188	0.145	
	2 次	0.031	0.035	0.066	0.064	0.056	0.056	0.026	0.031	0.037	0.043	0.063	0.067	
変位量	回転角 (×10 ⁻³ rad)	0.214 (0.033)	(0.005)	0.056 (0.201)	(0.096)	0.034 (0.030)	(0.030)	0.316 (0.026)	(0.003)	0.224 (0.037)	(0.010)	0.090 (0.073)	(0.050)	
	基準変位 (×10 ⁻³ rad)	0.530		0.530		0.761		0.761		0.7665		0.7665		
安定計算結果	支持安定率	常時 ((3.0))	20.7	—	54.6	—	57.8	—	45.1	—	31.5	—	22.7	—
		地震時 ((2.0))	11.2	14.9	2.5	4.5	10.9	10.8	45.4	63.3	19.5	28.9	3.4	8.2
	滑動安定率	常時 ((2.0))	163.5	—	106.3	—	102.0	—	166.8	—	589.5	—	34.1	—
		地震時 ((1.2))	6.5	11.7	2.0	2.0	3.1	3.1	15.0	14.4	6.7	7.4	2.3	2.8
	偏心率 d	((0.333))	0.464	—	0.495	—	0.495	—	0.411	—	0.404	—	0.468	—
施工数量	気中コンクリート (㎡)	3,875		5,564		25,498		9,687		15,817		11,524		
	鉄筋量 (tf)	214.1		201.3		940.0		593.1		699.7		542.0		
	掘削 (㎡)	16,900		40,733		8,400		41,049		8,040		43,500		
設置ケーソン	水中コンクリート (㎡)	4,264		34,809		24,190		—		—		14,202 (気中)		
	鋼材 (本体鉄筋、鉄骨)	鉄筋 193,鉄骨 209		—		—		—		—		鉄筋 1,210		
	ケーソン本体コンクリート (㎡)	759		—		—		—		—		4,380		
	ケーソン本体重量 (tf)	2,320 (RC)		2,672		2,240		—		—		11,600		

(注) () 内は地震時の値を示す。() 内は許容安全率を示す。

FEM解析による応力図を図-6に示す。

5. 主塔基礎の設計

5.1 主塔基礎の設計概要

来島大橋の主塔基礎の設計諸元及び安定計算結果を表-11に示す。主塔基礎の設計・施工上の特徴は、次のとおりである。

2P：来島第一大橋の大島側の主塔基礎であり、大島火内鼻の汀線付近に位置する海中基礎である。上部工の必要寸法から平面形状が決まり、単一矩形断面の基礎である。施工は設置ケーソン工法による。

3P：来島第一大橋の今治側の主塔基礎であり、武志島付近の海域に位置する海上基礎である。基礎底面が深いため、安定計算より基礎底面の平面寸法が決まっている。基礎天端の平面寸法は経済性より上部工からの必要寸法としたため、矩形断面で橋軸方向に裾広がり形状となった。施工は設置ケーソン工法による。

5P：来島第二大橋の大島側の主塔基礎であり、来島海峡中水道に面した武志島付近の海域に位置した海中基礎である。大きな潮流力を減ずるため円形形状を採用し、また下部は直径を小さくして施工数量を低減した。施工は設置ケーソン工法による。

6P：来島第二大橋の今治側の主塔基礎であり、馬島に

位置する陸上基礎である。上部工からの必要寸法から平面形状が決まり、単一矩形断面の基礎である。施工はオープン掘削による。

8P：来島第三大橋の大島側の主塔基礎であり、来島海峡の西水道に面した馬島の汀線付近に位置した海中基礎である。上部工からの必要寸法から平面形状が決まり、単一矩形断面の基礎である。施工は鋼管一重締切工法による。

9P：来島第三大橋の今治側の主塔基礎であり、今治側の汀線近傍に位置した海中基礎である。上部工からの必要寸法から平面形状が決まり、単一矩形断面の基礎である。施工は設置ケーソン工法による。

5.2 主塔基礎の基本寸法

主塔基礎の基本寸法として、平面寸法、天端高さ、底面位置があり、必要な構造寸法を算出し、基礎の安定計算を実施して基本寸法が決定される。

まず、主塔基礎の平面寸法については、上部工からの必要寸法及び施工誤差を考慮して、次式で算定する。

$$W = W_T + 2 \times E + L_c + \epsilon$$

$$L = L_T + 2 \times E + \epsilon$$

ここに、

W：橋軸直角方向幅 (m)

L：橋軸方向幅 (m)

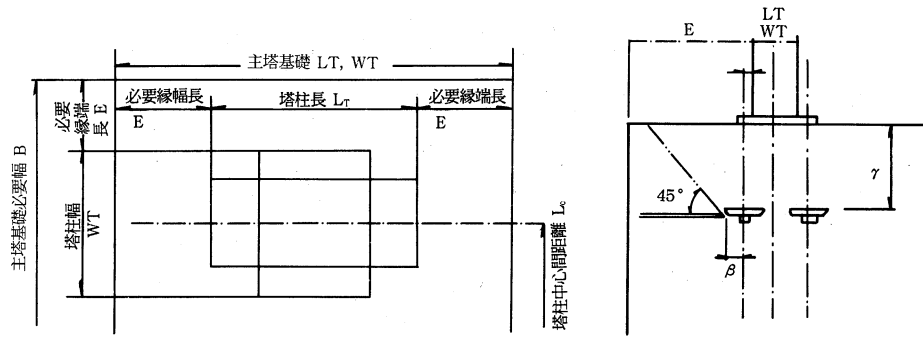


図-7 主塔基礎必要寸法算定方法参考図
Fig.7 Sketch for required plane sizes of tower piers

表-12 主塔基礎必要平面寸法計算結果
Tab.12 Calculations for required plane sizes of tower piers

	2P		3P		5P		6P		8P		9P	
	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
塔柱中心間隔 L_c	27.6		27.8		28.0		28.0		28.0		28.0	
塔柱寸法 (橋軸 L_T 、直角 W_T)	5.0	4.0	6.0	4.0	6.6	4.8	6.6	4.8	6.6	4.8	6.6	4.8
アンカーボルトと塔柱のオフセット量 α	0.25		0.25		0.30		0.30		0.30		0.30	
アンカーガード幅の1/2 β	0.30		0.30		0.35		0.35		0.35		0.35	
アンカーガード所要埋込長 γ	3.5		4.0		5.8		4.9		6.3		6.2	
破壊想定距離 $\gamma \times \tan 45^\circ = e$	3.5		4.0		5.8		4.9		6.3		6.2	
必要縁端距離 $\alpha + \beta + e = E$	4.05		4.55		6.45		5.55		6.95		6.85	
主塔基礎必要寸法 (橋軸 $L_c + 2 \times E$, 直角 $L_c + 2 \times 1/2 W_T + E$)	13.1	39.7	15.1	40.9	19.5	45.6	17.7	43.9	20.5	46.7	20.3	46.5
基礎設置誤差 Δ	$\pm 0.5m$		$\pm 1.0m$		$\pm 1.0m$		$\pm 0.0m$		$\pm 0.0m$		$\pm 1.0m$	
主塔基礎寸法 (設置誤差考慮)	15	41	18	43	22	48	18	44	21	47	23	49
基礎施工法	設置ケーソン		設置ケーソン		設置ケーソン		オープン掘削		締切り		設置ケーソン	

W_T : 塔柱幅 (m)
 L_T : 塔柱長 (m)
 E : 必要縁端距離 (m)
 L_c : 塔柱中心間隔 (m)
 ϵ : 施工誤差 (m)

算定結果を表-12に、参考図を図-7に示す。必要縁端距離は塔アンカーボルト下端より45°の傾斜角で破壊面を想定した場合の縁端距離である。また、施工誤差については、基礎の施工法を考慮して、設置ケーソン工法の場合に $\pm 1.0m$ の施工誤差を(2Pはケーソンの規模が小さく、かつ基礎底面の水深が浅いので0.5m)を考慮し、オープン掘削等による陸上基礎の場合には施工誤差は考慮しなかった。

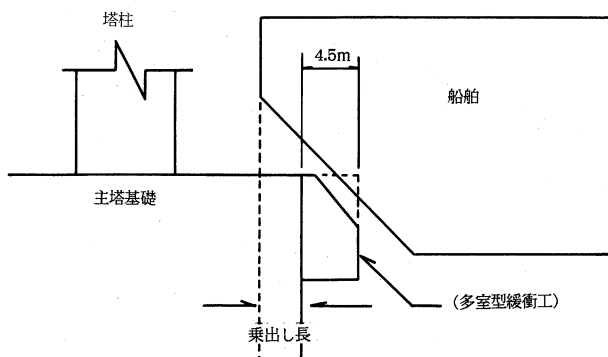


図-8 船舶乗出し長概念図
Fig.8 Conceptual sketch for overhung length of a colliding cargo ship

表-13 主塔基礎天端高さ
Tab.13 Top slab heights of tower piers

波高		2P	3P	5P	8P	9P
	設計波高 H_b (m)	3.64	3.62	4.10	2.68	6.73
船舶乗出し	必要天端高さ	5.47	5.45	5.93	4.51	8.56
	縁端距離 (m)	4.3	4.8	6.8	7.3	7.2
	乗出し長	TP + 7.0	4.2	4.2	7.8	4.2
		TP + 10.0	0.0	0.0	6.5	0.0
	対象船舶重量	5,000GT	5,000GT	20,000GT	5,000GT	20,000GT
主塔基礎天端高さ		TP + 7.0	TP + 7.0	TP + 10.0	TP + 7.0	TP + 10.0

(注) 多室型緩衝工を想定して、緩衝工の幅を4.5mとした。

次に、海中基礎の天端高さについては、現地波高による必要天端高さを確保し、かつ船舶衝突時の乗上げに対して塔柱が損傷しないような天端高さを考慮して決定した。現地波高に対しては、重複波を仮定して次式で算定した。

$$H.W.L. + 2 \times H_{max} / 2$$

ここに、

$$H.W.L.: \text{朔望平均満潮位 (m)} = 1.83m$$

表-14 主塔基礎底面位置
Tab.14 Ground heights for setting tower piers

	2P	3P	5P	6P	8P	9P
基礎底面位置	TP-8.0m	TP-40.0m	TP-29.0m	TP+33.0m (TP+26.0m)	TP-5.0m (TP-10.0m)	TP-18.0m
支持地盤	風化花崗岩 C_M	風化花崗岩 C_L	風化花崗岩 C_L	風化花崗岩 C_L	風化花崗岩 D_H	風化花崗岩 C_L
備考	斜面上の基礎としての支持力照査(簡易計算)を行う。				R.B.S.M, F.E.Mによる照査	D_H 級岩が貫入している。簡易計算による残留変位量の照査。

(注) () 内は置換えコンクリート下面を示す。

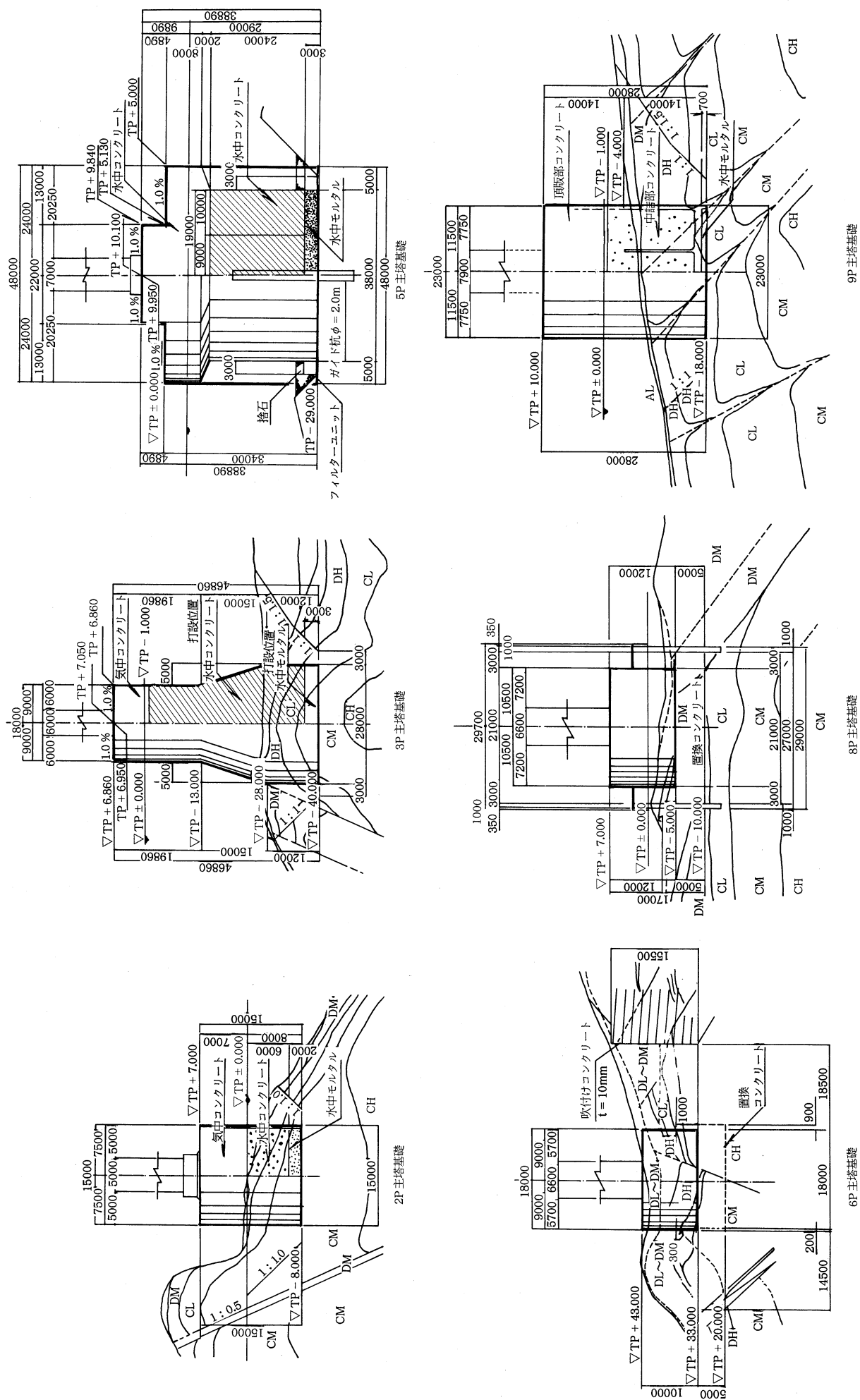


図-9 主塔基礎構造一般図
Fig.9 Structures of tower piers

H_{max} : 現地最大波高 (m) = $2 \times H_{1/3}$

$H_{1/3}$: 有義波高 (m)

また、船舶の乗上げに対しては、航路条件より対象船舶を選定し、船舶緩衝工を取り付けることを前提にして、主塔基礎天端高さを TP + 7m と TP + 10m の 2 ケースについて船舶の乗出し長を検討して、基礎縁端から塔柱までの距離が乗出し長以上となるように船舶の必要天端高さを決定した。海中基礎天端高さ算出結果を表-13 に、参考図を図-8 に示す。なお、陸上基礎である 6P 基礎の天端高さは、道路橋示方書下部構造編に従い剛体基礎とみなすのに必要なフーチング高さとして 10m にした。

最後に、基礎底面位置は、原則として C_L 層以上の花崗岩以上に直接設置する基礎として、基礎の支持及び滑動に対して十分な安定性を有するように安定計算を行い決定した。しかし、8P のように貫入岩が存在して地質条件が複雑な場合は詳細な検討を実施して基礎底面位置を決定している。なお、基礎底面直下に弱層が存在する場合には置換えコンクリートを計画している。主塔基礎の底面位置を表-14 に、また各基礎の構造一般図を図-9 に示す。

5.3 頂版 (気中) コンクリートの設計

設置ケーソンを採用している海中基礎 (2P・3P・5P・9P) においては、明石海峡大橋主塔基礎で開発された不分離性の特水水中コンクリート (設計基準強度 $\sigma_{CK} = 180_{\text{kgf}}/\text{cm}^2$) を無筋コンクリートとして、発生応力度がその許容引張応力度 ($\sigma_{ts} = 2.25_{\text{kgf}}/\text{cm}^2$) 以下となる範囲のケーソン下部に打設する。一方、大きな引張応力度が発生す

る頂版部のコンクリートは鉄筋コンクリート構造として、信頼性の高い気中コンクリート (設計基準強度 $\sigma_{CK} = 240_{\text{kgf}}/\text{cm}^2$) として計画している。

頂版コンクリートの高さについては、各基礎の全体モデルによる 2 次元あるいは 3 次元の FEM 解析を実施して内部応力を求めて、許容引張応力度を越える範囲を決定している。

また、頂版コンクリートの配筋計画については、慣用計算及び 2 次元 FEM 解析を併用して内部応力を求めて配筋量を決定している。慣用計算法は、水中コンクリートをばねモデルとし、気中コンクリートを弾性床土上の剛性有限の梁と仮定して配筋設計するものである。一方、FEM 解析においては 2 次元解析を基本とし、内部応力の 3 次元的な歪りを考慮した補正を行い配筋設計している。

6. 設置ケーソンの設計

6.1 設置ケーソンの設計概要

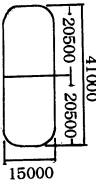
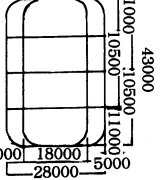
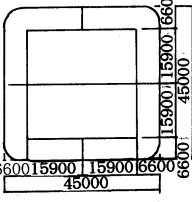
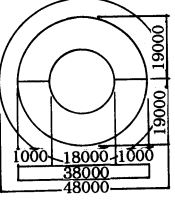
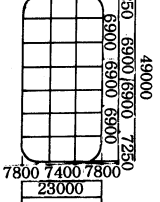
来島大橋の設置ケーソンの設計諸元を表-15 に示す。主な設計・施工上の特徴は、次のとおりである。

2PRC ケーソン : 主塔基礎の規模が小さく、ケーソン設置時の滑動対策から自重の大きい鉄筋コンクリート製のケーソンとした。ケーソンの内側に補剛鋼材を配置して、FC 船による吊り上げ時の内部補強とする。

3P 鋼ケーソン : 主塔基礎の規模から一重壁鋼製ケーソンを採用し、FC 船により設置する。設置時の滑動安定性はケーソン自重のみで確保できる。

4A 鋼ケーソン : アンカレイジ基礎の規模から一重壁鋼製ケーソンを採用し、施工は、FC 船により設置する。設

表-15 設置ケーソンの設計諸元
Tab.15 Design dimensions of lay-down caissons

項目	基礎	2P	3P	4A	5P	9P
ケーソン平面形状と区画割り						
ケーソン構造		一重壁 RC ケーソン	一重壁鋼ケーソン	一重壁 (内外ブロッカ) 鋼ケーソン	一重壁 (内外ブロッカ) 鋼ケーソン	曳航式 RC ケーソン
重量	本体 (ton)	2,320	2,672	2,736	2,240	11,600
	艀装品等 (ton)	80	250	40	350	500
	全体 (ton)	2,400	2,922	2,776	2,590	12,100
ケーソン設置方法		FC 沈設	FC 沈設	FC 沈設	FC 沈設 (ガイド杭併用)	ウインチ操作のみ
ケーソン天端高さ (m)		TP + 5.0	TP + 5.0	TP + 4.9	TP + 5.0	TP + 5.0
ケーソン底面位置 (m)		TP - 8.0	TP - 40.0	TP - 30.0	TP - 29.0	TP - 18.0
コンクリート打設量 (m³)		4264 (TP ± 0.0)	34809 (TP - 1.0)	60106 (TP - 5.0)	24190 (TP - 7.0)	14202 (TP - 4.0)
コンクリート打設区画数		2	4	6	3	21
連続打設量 (m³/回)		2,000	9,000	6,000	9,000	540
最大潮流速 (m/sec)		3.50	0.77	1.00	3.86	1.50
設計波高 (m)		2.48	2.46	1.66	2.78	4.80
水中モルタル打設高さ (m)		2.00	3.00	1.00	3.00	0.70
底面清掃時期		ケーソン設置後	ケーソン設置後	ケーソン設置前	ケーソン設置後	ケーソン設置前

置時の滑動安定性はケーソン自重のみで確保できる。

5P鋼ケーソン：主塔基礎の規模及び施工性から円形の一重壁鋼製ケーソンとし、厳しい潮流条件下で十分な設置精度を確保するためにケーソン中央には直径2mのガイド抗を設ける。施工は予め海底面に設置したガイド抗を目標にして、FC船によりケーソンを吊り下げて設置する。設置時の滑動対策としてケーソンの張出し部に組込み式の水タンクを、さらにケーソン上面に分離式の水タンクを設置する。

9PRCケーソン：主塔基礎の規模及び設置時の滑動対策として鉄筋コンクリート製の浮体式ケーソンとする。施工は工場製作したケーソンを曳航し、沈設する。ケーソン内部はRC隔壁構造とし、気中コンクリート（中詰めコンクリート及び頂版コンクリート）を打設する。

6.2 ケーソンの基本寸法

ケーソンの天端高さについては、下部工の天端高さと同様の算出式を用いて現地最大波高による必要高さからケーソンの天端高さを決定している。ただし、現地最大波高は施工条件Ⅱ（施行期間1～6ヶ月）に対応する有義波高から算出している。その結果、9Pを除くすべてのケーソンで天端高さがTP + 5mとなった。9Pケーソンは設計波高が高く施工時の必要天端高さはTP + 6mであるが、RCケーソン浮有時の安定条件からTP + 5mとしている。ケーソン内への越波を防止するため、現地においてケーソン上に高さ1mの鋼製防波壁を設けている。

また、ケーソン内のブロック割については、海中基礎及び陸上基礎の施工計画に基づき、コンクリートの連続打設が可能な最大打設量により各ケーソンで分割数が決まっている。

6.3 ケーソンの防食

鋼ケーソンの防食方法として、来島大橋では塗装と電気防食を併用した複合防食方法を採用している。すなわち、腐食速度の著しい海水面付近の飛沫・干満帯部分については、超厚膜型エポキシ樹脂塗装（3000 μ m）＋フッ素樹脂塗装（55 μ m）とし、また海中部についてはタールエポキシ樹脂塗装（400 μ m）＋電気防食（アルミ流電陽極方式）としている。詳しい内容は別の報告を参照されたい。

7. あとがき

来島大橋下部工の設計概要について紹介したが、各基礎における設計条件の違いにより、多様な下部構造物が設計されており、総括的に説明することは大変難しい。詳しくは各基礎の下部工工事報告を参照されたい。

なお、来島大橋下部工の景観性に配慮して、4A・7Aアンカレイジの壁面にはスリットを使用した表面仕上げを採用している。さらに、耐久性を向上させるため、埋込み式のコンクリート型枠として表面に凹凸のある化粧型

枠を使用する予定である。景観設計については別の機会に報告したい。

最後に、本報告をまとめるに際して、貴重な御助言を頂いた今治工事事務所の皆様に謝辞を表する次第である。

参考文献

- 1) 来島大橋下部工設計総括業務、平成5年3月、本四公団第三建設局
- 2) 加島：来島大橋海峡部地質調査、本四技報 '90.4
- 3) 毛利、下村、野間：来島大橋原位置岩盤試験、本四技報 '90.7
- 4) 片山、藤井、荻原：来島大橋の橋梁計画、本四技報 '90.10
- 5) 下部構造設計基準・同解説、'77.3、本四公団
- 6) 耐風設計基準・同解説、'76.3、本四公団
- 7) 来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）、'90.3、本四公団
- 8) 山田、福永：来島大橋の耐震設計、本四技報 '91.1
- 9) ケーブルアンカーの設計マニュアル（案）、'74.2、本四公団
- 10) 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領（案）・同解説、'80.3、本四公団

来島大橋 5P ケーソンの電気防食

Electric Protection for the Corrosion of Kurushima Bridge 5P Caisson

今治工事事務所 第二工事長 高 城 信 彦

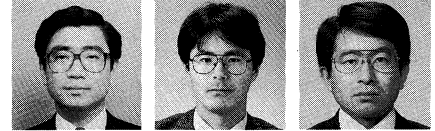
Nobuhiko Takagi

今治工事事務所 第二工事長代理 金 保 勉

Tsutomu Kanaho

北海道開発局 室蘭開発建設部 清 見 博 英
(前) 今治工事事務所 第二工事長代理

Hirohide Kiyomi



概 要

海中基礎工法の設置ケーソン工法では、鋼ケーソンはコンクリート工事用の型枠として位置づけられており、鋼ケーソンの積極的な防食対策はとられていなかった。しかし、ケーソン外壁の腐食消滅の後に進行するであろうリブ、ストラットなど鋼材腐食に起因するコンクリートへの影響を防止するには、鋼ケーソンを防食することが最も効果的である。

来島大橋 5P ケーソンは、最大潮流速 7.5 ノットに達する海域に設置され、鋼ケーソン防食のため塗装と流電陽極を併用した複合電気防食方式が採用されており、設置後の計測により電気防食の効果が確認された。

Any Permanent protections against corrosion have not been taken for the steel caissons used in the laying-down caisson method to build underwater foundations, because such caissons were used for a form for underwater concrete. However, protection of the caisson is effective for eliminating influence on concrete by corrosion of such steel members as ribs and struts that may progress after deterioration of caisson's hull by corrosion.

The Kurushima Bridge 5P caisson, which was set in a sea area with the maximum tidal current of up to 7.5 knots, adopted a composite protection system composed of both the coating and the cathodic protection, and its effectiveness was clarified.

1. まえがき

本州四国連絡橋の海中基礎の多くは、設置ケーソン工法で建設されている。この工法における鋼ケーソンの役割は、基礎本体のコンクリート工事用の型枠および工事期間中の作業足場等である。このため、鋼ケーソン自体の防食には積極的な対策はとられておらず、外壁鋼板に腐食代を見込む程度のものであった。

しかし、コンクリート中に埋め込まれた鋼ケーソンのリブ、ストラット等の鋼材が長期間の海水の作用を受けて腐食し、体積膨張するとコンクリートがはく離し、その現象が内部へ進展するおそれがある。このような現象は鋼ケーソンを防食することによって防止でき、仮設物である鋼ケーソンをさらに有効に利用することとなる。

最近、防錆効果が非常に高い塗装系と信頼性の高い電気防食技術が利用できるようになっており、鋼ケーソンの長期の防錆を計画できる。本文は、最大潮流速が 7.5 ノットに達する海域に設置した来島大橋 5P 鋼ケーソンに採用した複合電気防食方式の設計概要を紹介するものである。

2. 鋼ケーソン防食の意義

鋼ケーソンの最も重要な役割は基礎用コンクリートの型枠である。防食対策を行わない鋼ケーソン外壁は、海

中設置直後から海水の腐食環境に曝され、孔食現象を伴いながら、いずれ腐食消滅し基礎コンクリートの表面は海水と直接接することが予測される。

一般に、海中にあるコンクリート構造物では表面からコンクリート内部へ進行する劣化の速度は、乾湿をくり返し受ける場合と比較して非常に小さく長期間にわたる場合でも無視しうるものである。このためコンクリート中に完全に埋め込まれ、海水と直接接することのない鋼材の腐食は発生しないと考えてよい。

一方、鋼ケーソンの外壁に取り付くリブ、ストラット等は外壁の消滅によって長期的には海水と直接接することとなり腐食が進行する。鋼材は腐食すると錆を生じ、体積膨張を伴うが、これがコンクリートをはく離させようとする圧力となる。この作用はコンクリート自体が海水の影響を受けることによる単純な材質的な劣化作用とは異なる。

鋼ケーソンを防食する目的は、基礎用コンクリートの表面近くに配置されている様々な鋼材の腐食を防止することによって、鋼材腐食が引き起こすコンクリート自体への影響を防止しようとするものである。この目的に適する防食方法は、海中において確実な効果が期待できる電気防食が最も有効である。

3. 電気防食の原理

海中で腐食している鋼材の表面は、局所的に電位の低

い陽極部と電位の高い陰極部が組み合わさった無数の腐食電池を構成しており、陽極部が腐食の進行している部分に相当している。電気防食は、このように電位の異なる部分からなる鋼材表面に外部の陽極から強制的に電流を流すことによって、鋼材表面全体を陰極化し、腐食を防止する電気化学的な防食方法である。

以上から明かなように、電気防食は海中では電気化学的に確実な防食効果を得ることができるが、空気中での鋼材腐食あるいは摩耗等による断面減少には全く効果がない。

電気防食の原理は古くから知られており、船体、パイプ等の防食に利用されてきた。現在、土木鋼構造物に適用する電気防食は参考文献1) の分類によると表-1に示す3種類がある。

流電陽極方式は鋼ケーソンを陰極とし、鋼材と海水中で電氣的に接続した場合に陽極となり得るアルミニウム合金等を電氣的に組み合わせて、鋼ケーソンに防食電流を供給する方式である。船体の防食目的でアルミニウム合金などの固体を取り付けている例は本方式である。

外部電源方式は、鋼ケーソンを陰極とし、海中の陽極から強制的に直流の防食電流を供給する方式である。流電陽極方式と比較して供电設備等が必要で設備の維持管理が不可欠となる。

表-1 各種電気防食方式の特徴
Tab.1 Comparison of cathodic protection systems

特徴	特徴
流電陽極方式	1. メンテナンスが容易である。 2. 電源が不要である。 3. 施工が容易で水中施工も可能である。 4. 維持電力費が不要である。 5. 構造物の規模、形状のいずれにも応じられる。 6. 防食期間に幅広く応じられ長期間の防食に適している。 7. 分極状況に応じた必要電流が得られる。 8. 土木鋼構造物に対する実施例が多い。
複合電気防食方式	1. 複雑な形状の構造物に対して電流分布の均一化が得られる。 2. 防食電流密度を大幅に軽減できるので、大規模対象物の場合などに適している。 3. 防食塗装と併用する場合は、適切な塗装系と組み合わせる必要がある。
外部電源方式	1. 電源装置、電極、配線が必要である。 2. 運転中は電力費が必要である。 3. 適切な防食電流を維持するための管理が必要である。 4. 印加電圧の調節で防食電流を任意に変えられる。 5. 防食電流供給は手動および自動方式の選択が可能である。 6. 流速、水深、抵抗率など環境の変化に対応できる。

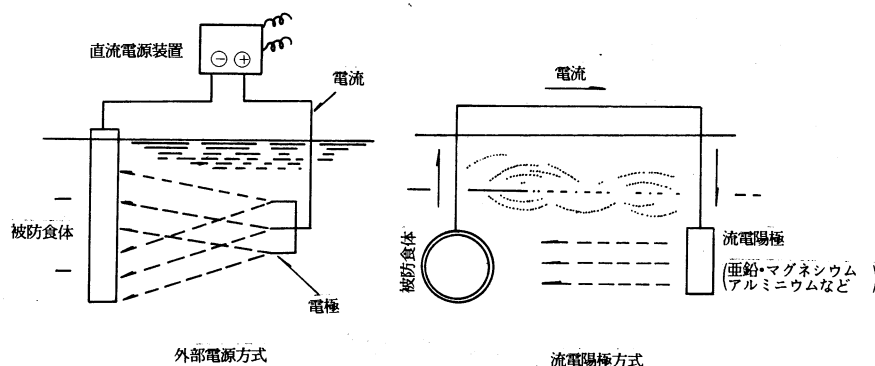


図-1 電気防食の原理
Fig.1 Concept of cathodic protection

これらに対して、複合電気防食方式は上記のような防食電流の供給方式の違いによる分類ではなく、鋼ケーソンに施した防食塗装と電気防食を併用する方式である。これまでの電気防食の適用例をみると、単位重量当りの発生電流量が大きいアルミニウム合金陽極の開発をうけて、流電陽極方式を用いる場合が一般的である。大型鋼構造物で必要となる防食電流が多い場合や、形状が複雑で防食電流の分布が構造物全体で不均一になりやすい場合には流電陽極方式を使った複合電気防食方式が採用されている。

4. 防食設計

4.1 ケーソン防食の方針

5P鋼ケーソンの平面寸法は上部直径48m、下部直径38mの円断面で、ケーソン下端はTP-29m、上端はTP+5mの位置にある。基礎位置の水位は、HWL = TP + 1.83m、LWL = TP - 1.95mである。

従って、海面上となる概ねTP-2mより上方の範囲は電気防食による防食効果は得られない部分である。この範囲は完成時には視認される部分であり、腐食環境として最も厳しい飛沫、干満帯を含むため、比較的急速に著しい孔食を伴う鋼材腐食が進行することが予測できる。このため、この部分には防錆力の大きな超厚膜型エポキシ樹脂塗料による塗装を施すこととした。同樹脂は非常に硬い塗膜を形成し、耐水性、耐衝撃性に強い塗料であるが、耐候性には劣るため、上塗りとして耐候性の優れるフッ素樹脂塗料を組み合わせている。なお、5PケーソンはTP-5mより上方の部分が張り出した形状を有するため、実際の工事ではTP-5mからTP+5mの範囲に超厚膜型エポキシ樹脂塗料を塗装している。

海中部分に対しては電気防食を採用することとし、陽極の数量を少なくすることと電流分布の均一化を目的に、塗装を併用した複合電気防食を行うこととした。次節より、電気防食の設計概要を紹介する。

4.2 防食電流密度

電気防食の設計手順は図-2に示すものである。陽極の必要量を求めるためには、ケーソンの表面積、複合電気防食に用いる塗膜の損傷等起因する鋼ケーソンの露出率、および防食電流密度を決定する必要がある。

防食電流密度とは、海中の鋼ケーソンを防食されていない状態から防食された状態へ移行させるために必要な単位表面積当りの電流量を意味し、これ以下の電流供給にとどまる場合には鋼ケーソンは防食状態に達せず、腐食は徐々に進行する。

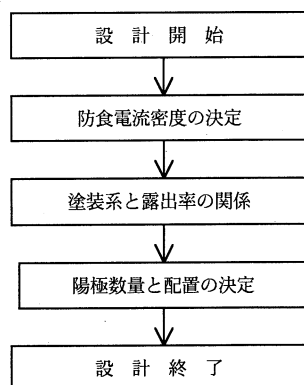


図-2 複合電気防食の設計手順

Fig.2 Design procedure of composite protection system

防食電流密度は、初期に防食状態に移行させる場合が最も大きく、ひとたび防食状態に達すれば徐々に低下し、長期的には約 $\frac{1}{2}$ 程度に低下することが知られている。

防食電流密度に影響する要因の主なものは、海水の汚れの程度と潮流速である。現地の海水の性状は通常の清浄海水と見なしてよい。防食電流密度は潮流速と一次比例の関係にあるとされる。各潮流速の影響は表-2に示す傾向がある。5P 海域での潮流は最大潮流速 7.5 ノットの範囲で常に変動をくり返しており、表-2を用いるために等価な潮流速を決定する必要がある。今回の設計では、最大潮流速の $\frac{1}{2}$ を代表値と仮定し、初期防食電流密度を $230\text{mA}/\text{m}^2$ と決定した。

鋼の露出率は鋼ケーソン表面の塗膜が平均的に失われている程度を示すもので、塗装系によって $0.1\sim 0.25$ の範囲が一般に採用される。一般には耐用年数が長くなるに従い、露出率は大きくなる傾向を示すものと考えられる。5P ケーソンでの陽極の耐用年数は 50 年として計画しており、露出率は 0.25 を採用した。

空気中の鋼材に塗装した場合、鋼材表面と塗膜間の発錆により塗膜が押し上げられる現象がみられるが、電気防食を行った場合には塗膜下の発錆は生じないため、空気中の場合のような現象は発生しない。

なお、複合電気防食の場合に、あまりに小さな露出率を用いるとケーソン設置直後に何らかの原因で塗膜を露出率以上失うことになると、電気防食状態に達しないことに注意しなければならない。鋼の露出率を正確に把握することは不可能であるため、設計時点では従来の実績等に基づいて大きめの値に設定することが望ましいと考えている。鋼ケーソンが電気防食状態となった後は、短期間に設計露出率をはるかに超過する場合を除くと、露

表-2 防食電流密度

Tab.2 Current density of protection (mA/m²)

環境		初期防食電流密度	定常防食電流密度
内湾性	海水中	100	50
	土中	20	10
潮流	1m/s	160	80
	2m/s	230	115
	5m/s	270	135

但し、清浄海域

出率の変動はアルミニウム合金陽極の消耗量、つまり耐用年数の変動に結びつくと考えられる。

4.3 陽 極

流電陽極方式の陽極としては、アルミニウム合金、亜鉛合金、マグネシウム合金等が用いられるが、アルミニウム合金陽極は単位重量当りの発生電流量が大きく、近年一般的に使用されている。合金陽極は発生電流と耐用年数に基づいて設計されたものが入手可能である。発生電流が大きな陽極の利用によって、全体数量を少なくすることができるため、今回は初期発生電流 3A の陽極を採用している。

陽極形状は断面が四角形、半円形等いくつかの種類が市販されているが、5P 海域での強潮流の影響が少ないと考えられる半円形断面の陽極を採用した。5P 海域は潮流が速く、ケーソン上部が張り出した形状であるため、陽極の交換は相当な困難を伴うことが予想される。従って、陽極の耐用年数は出来るだけ長いものを採用することとし、耐用年数 50 年の陽極を用いている。5P ケーソンに使用したアルミニウム合金陽極の形状を図-3に示す。

アルミニウム合金陽極の必要数は、ケーソン表面積、初期防食電流密度、露出率、陽極の発生電流量より計算され、5P ケーソン全体で 63 個を設置した。陽極は鋼ケーソン外壁に溶接されている。図-4に陽極の配置状況を示す。陽極の配置は、必要な防食電流密度の分布を考慮しており、腐食環境が厳しい干満部に近い上方を密に、根固め捨て石に近い下方は粗に配置している。

4.4 塗装系

複合電気防食に用いることのできる塗装系は、電気防食の効果による鋼材表面の強アルカリ状態に対して長期

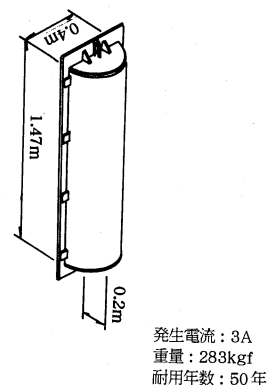


図-3 アルミニウム合金陽極

Fig.3 Anode of aluminum alloy

表-3 設計防食電流密度

Tab.3 Design current density of protection

区分	設計値	
防食電流密度	$230\text{mA}/\text{m}^2$	平均潮流速を $2\text{m}/\text{s}$ と仮定
	$50\text{mA}/\text{m}^2$	捨石の中
はくり率	0.25	塗装のはくり率

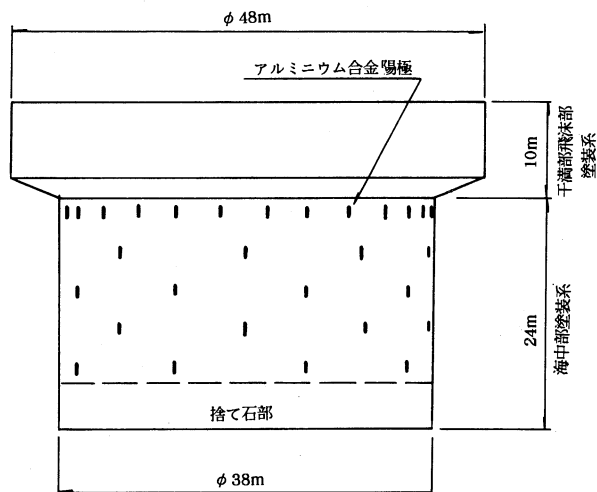


図-4 陽極の配置
Fig.4 Arrangement of anodes

の耐久性、安定性が期待できるものでなければならない。

- 一般には、(1) タールエポキシ樹脂塗料
(2) 厚膜型エポキシ樹脂塗料
(3) ガラスフレーク入りポリエステル樹脂塗料

の3種類の塗装系が電気防食との併用に適していると考えられている。5P 鋼ケーソンでは、従来から実績が多く、経済的なタールエポキシ樹脂塗料による塗装系を採用した。表-4 には5P 鋼ケーソンの塗装系を示している。

TP-5m より上方については、超厚膜型エポキシ樹脂塗料が電気防食と併用する塗装となっている。

これまでの研究結果によると、防食電位が -1200mV (SCE) を超過すると塗膜の劣化が非常に急激に進行することが知られており、電気防食の設計では注意する点となっている。

5. 防食状態の確認

5P 鋼ケーソンの電気防食状態の確認は、電位測定により簡単に把握することができる。基準電極として飽和甘こう電極 (SCE) を用いる場合には、清浄海域での防食電位は -770mV が基準と考えてよい。これより電位が高いと腐食が進行するが、これらの詳細は参考文献 (1) によらねたい。防食電位が -1050mV を大幅に超える場合には塗膜の劣化が著しくなる。従って、 $-770\text{mV} \sim -1050\text{mV}$ の範囲の電位が良好な電気防食状態の電位である。

5P 鋼ケーソンの設置後、3ヶ月後に測定した電位分布

表-4 塗装系
Tab.4 Coating system

区分	第1層	第2層	第3層	第4層	合計
海中部 (TP-29~TP-5)	厚膜型無機 ジソリッチペント 75	ミストコート -	タールエポキシ 樹脂塗料 200	タールエポキシ 樹脂塗料 200	475
干満部・飛沫部 (TP-5~TP+5)	エポキシジソリッチプライム 20	超厚膜型エポキシ樹 脂塗料 3000	フッ素樹脂塗料 (上塗り) 20		3,040

表-5 電位分布測定値

Tab.5 Results of measurement of voltage distribution 単位 ($-\text{mV}$)

測定値	南	西	北	東
TP ± 0	950	990	950	990
TP - 14m	970	980	980	990
TP - 29m	820	790	790	790

基準電極 (SEC: 飽和甘こう電極)

を表-5 に示す。電位の範囲は $-790\text{mV} \sim -990\text{mV}$ にあり、非常に良好な電気防食状態にあることが確認でき、強潮流下における複合電気防食の有効性が明らかとなった。

6. 維持管理

電気防食の維持管理は、ケーソンが防食状態にあることを確認することと、陽極を更新することである。

防食状態の確認は定められた基準電極を用いた電位測定により、容易に実施することが出来る。陽極の耐用年数を考慮して定期的な測定を続けることとなる。

アルミニウム合金陽極は徐々に消耗しつづけ、いずれ新たな陽極への取り替えが必要となる。通常は、水中作業による新陽極の取り付けを行うが5P ケーソンでは潮流条件が非常に厳しいことに加えて、ケーソン上部が張り出しているため水中作業には相当な困難が予想される。このため、5P ケーソンでは更新時に現在の複合電気防食方式から外部電源方式へ変更することも検討する必要がある。外部電源方式では1本の陽極からの電流を大きくすることが出来る利点があるが、供電設備、陽極等に対する維持管理が必要となる。

7. あとがき

来島大橋5P ケーソンは塗装を併用した複合電気防食を採用し、設置後は良好な防食状態にあることが確認された。強潮流下の大型海中鋼構造物に対する複合電気防食方式の有効性が確認できたことは、今後の海上橋梁の計画に大いに参考になるものと考えている。これからの現地調査によって、防食電流密度等の仮定値の妥当性を明らかにしていきたい。

最後に、本文中で用いた表の一部は参考文献 (1) に示した土木研究所、土木研究センターの共同研究報告書から引用したことを明らかにしておきます。

参考文献

- (1) 海域における土木鋼構造物の電気防食に関する共同研究報告書 平成3年3月 土木研究所他

- (2) 空港連絡橋の鋼構造物の防錆防食指針 (案)

昭和61年3月 関西国際空港(株)

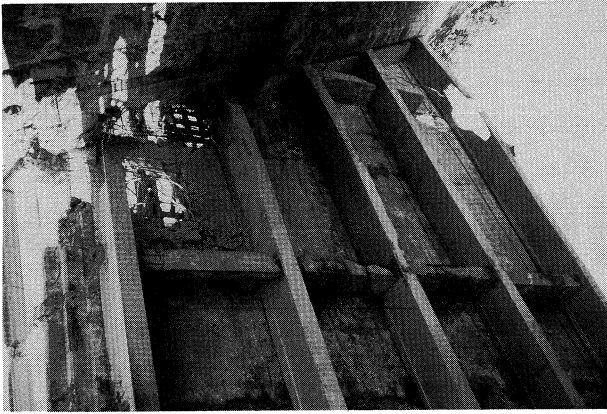


写真-3 爆破により損傷を受けた床版と縦桁・横桁
Photo.3 Damaged floor slab, stringers and cross beams by blasting

うに、橋台部分で道路は完全に切れ、遠方には根元で切断された鋼材を残す橋脚が川の中に取り残されていた。残りの長大橋共々今は一車線のベイリー橋が架けられており、交通のボトルネックになると共に維持管理に金がかかるため、永久橋への架替を熱望しているとの事だった。

2-3 エル・サルバドルの架橋技術力

エル・サルバドルの架橋水準は、中央支間が250mもある吊橋を70年代に計画完成させたくらいなので、中央アメリカでは抜きでいたに違いない。カスタネド公共事業大臣は、ゲリラに破壊された吊橋の一つであるオロ橋をゴールデンゲート橋と呼んでいたもので、その名の謂れを聞くと、非常に金喰い橋であった事を擬しているとの事で、それにかかわらず国民はその橋に一種の誇りを持っているような口ぶりだった。とにかく1970年代の自動車専用道（国内に約150km程度建設されている）の建設時には、多くのPC橋が施工されている。しかし1980年代になると内戦によりかなりの橋梁技術者や熟練労働者が国外流出したようで、それでも、現在、コンサル、施工会社とも夫々8~9社営業しており、面接に応じた施工会社の幹部は中小橋程度のPC橋なら十分施工技術を持っていると、胸を張って答えていた。材料面では鉄筋、セメントは国内で生産しており、PC鋼材、鋼板は輸入に頼っていた。維持管理の面では、仮橋のベイリー橋の維持補修まで道路局の直轄部署で担当しており、その補修能力は、高いと推察された。

おわりに

エル・サルバドルを訪問した期間は短く、又地域もごく限られたものであったが、内戦によって破壊したインフラの復旧にエル・サルバドルの人々がいかに悩んでいるかよく理解出来たし、又日本のODAに対する期待感も高い事をひしひしと感じた。アメリカの援助団体であるBIDやAIDでさえ、同国への援助に対する日本の参入を歓迎していた。橋梁の架替に対する資金援助というのは、その点で双方で取り組みやすいプロジェクトであり、同

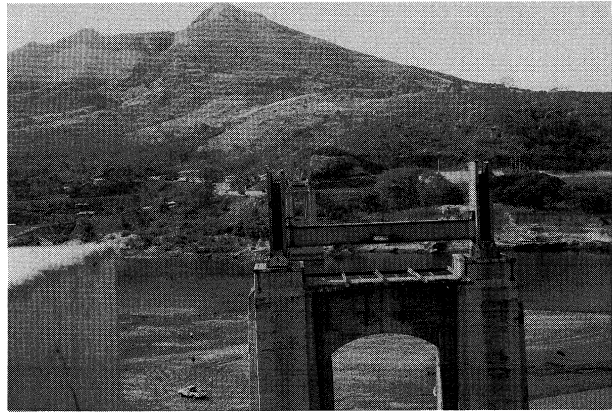


写真-4 爆破されたレンパ橋(吊橋)
Photo.4 The destroyed LEMPA bridge(suspension bridge)

国に残っている長大橋の架替もぜひプロジェクトに採択され、本四の架橋技術を役立てたいものである。

注) ベイリー橋は、プレファブのトラスパネル（鋼製、1パネル長3m）を橋長に合せて必要な数だけ連結するボニー形式の簡易トラス橋である。橋長（支間）規模が大きくなると高さ方向および横方向にもパネルを連結する。組み立て、解体を容易にするためパネルとパネル、パネルと床組材等の連結は剛結合／緊結合していない。従って車両走行時に振動しやすく連結部材の摩耗・損傷が絶えない。床版は、死荷重を軽減する目的で木床版構造であり、同様に摩耗、損傷しやすく、絶えず維持・保守が必要とされる。これらの点が仮設橋又は簡易橋と呼ばれる由である。ベイリー橋は一般に1車線用に設計されているため、2車線を必要とする場合は1車線のベイリー橋を2橋平行に並べることになる。いずれにしろベイリー橋上は1車線走行しかできなく、木床版構造であるため走行速度も制限される。又行向者用のスペースがないため、ベイリー橋の人の通行は常に危険な状態にある。

大型風洞の利用に関する国際セミナー

平成5年12月6日及び7日に、つくば市の研究交流センターにおいて、大型風洞を利用した長大橋梁の耐風設計法の確立、および長大橋梁の耐風応答特性を明らかにすることを目的として、土木研究所と本州四国連絡橋公団にて国内外の著名な下記の風工学の研究者を招き、講演を頂いた。(参加者約170名)

伊藤 學 (埼玉大学教授)

Prof.A.G.Davenport (ウェスタンオンタリオ大学教授 (カナダ))

白石成人 (京都大学教授)

Mr.R.L.Wardlaw (カナダ国立研究所応用空気力学研究所前所長 (カナダ))

成田信之 (東京都立大学教授)

宮田利雄 (横浜国立大学教授)

佐藤弘史 (土木研究所構造研究室長)

北川信 (本州四国連絡橋公団設計第一課長)

Prof. H.Tanaka (オタワ大学教授 (カナダ))

Dr. Timothy A.Reinhold (クレムゾン大学助教授 (米国))

Prof. Giorgio Diana (ミラノ工科大学教授 (イタリア))

Dr. M.A.Astiz Suarez (マドリッド工科大学教授 (スペイン))



レセプションで挨拶される
秋原総裁



セミナーで挨拶される遠藤理事



国際セミナーの講師の方々

海洋架橋プロジェクトセミナー

平成5年12月8日に、財団法人海洋架橋調査会の協力を得て、虎ノ門パストラルホテルにおいて、海外における海洋架橋計画の内容と技術的な諸問題について、より具体的に把握し、意見の交換を行ない、日本の海洋架橋プロジェクトの進展に資することを目的として、海外の海洋架橋プロジェクトに係る下記の著名な研究者を招き講演及び意見交換を行った。(参加者約120名)

Dr.Reinhold

グレートベルト海峡の吊橋計画と箱桁の渦励振

Dr.Astiz

ジブラルタルプロジェクトの下部工・上部工設計における展開

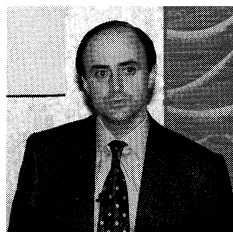
Prof.Diana



挨拶される玉田理事



Dr. Reinhold



Dr. Astiz



Prof. Diana

メッシナ海峡吊橋プロジェクトの空力的特性と車両(列車・車)の走行性

スタディツアー

平成5年12月9日～11日、セミナーに参加された海外の講師は、明石海峡大橋及び、瀬戸大橋を見学した。

(文責：設計部 設計第一課 古家和彦)

明石海峡大橋のパイロットロープ渡海完了

平成5年11月10日、明石海峡大橋のケーブル工事の第一段階であるパイロットロープ渡海工事が行われ、着工以来5年半、本州と淡路島が初めて一本のロープで結ばれた。

従来の吊橋の渡海には、タグボートあるいはクレーン船でロープを引き出す方法が採用されてきたが、明石海峡は航行船舶が多い(約1,500隻/日)国際航路であることから、このような工法ではクレーン船が航路を横断することによる海上交通に及ぼす影響が大きく、また強潮流のため作業日時が従来以上に限定されることから、橋梁工事の渡海としては初めてヘリコプター工法を採用した。



パイロットロープ渡海中の状況

パイロットロープには、軽量・高強度のポリアラミド繊維ロープ（直径10mm、単位重量91.7g/m、破断強度4.7tf）を使用し、また、ヘリコプターは民間用としては国内最大級（最大吊下げ重量4.5t）のものが使われた。あらかじめロープをリールに巻き付け、これをブレーキ機構を有する延線機にセットしてヘリコプターに吊下げ、ロープの片端を始点側で固定した後、ブレーキ力を調整して航路高を確保しながら終点側に向けて飛行（中央径間は3Pから2Pへ、側径間は4Aから3P、1Aから2P）してロープを張り渡した。実際の延線の前に、3つの径間各々の上空をヘリコプターが試験飛行し、塔頂およびアンカレイジ上での静止飛行時の安定性の確認を行った。

本作業は気象、特に風向風速が作業条件として厳しく、11月10日を頭として予備日を1週間程度とっていたが、当日は北東の風4～6m/sであったため、3径間を一日で終了することができた。

また、本工事に先立ち、パイロットの延線飛行および実作業者の習熟訓練等を目的としたリハーサルを11月2日に六甲アイランド沖でさらに通信、施工体制の確認のため11月8日に現場において総合リハーサルを行って万全を期した。

今後はパイロットロープを利用して、平成6年春までに空中作業足場を架設し、その後メインケーブルを架設することになる。

（文責：垂水工事事務所 第二工事 河川浩二）

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'93.10～12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
明石海峡大橋主塔基礎の地盤変位計測と解析	山縣守、岡田凌太、那須清吾、阿部求*	土と基礎	41	2	1993.2	33 - 44
来島大橋の基礎施工	秋山晴樹、長谷川芳己	土木施工	34	5	1993.5	21 - 28
SEISMIC DESIGN OF THE KURUSHIMA BRIDGE FOUNDATIONS	野村直茂、森久邦、山岸一彦、山田郁夫	UJNR、海洋施設の耐風・耐震技術に関する日米ワークショップ			1993.5	
来島大橋の工事現況	天野耕一	建設の機械化		522	1993.8	7 - 11
来島大橋の工事概況	新田篤志、仁科隆平、石川庄嗣	橋梁	29	9	1993.9	44 - 52
明石海峡大橋 IA アンカレイジ基礎における大深度掘削の計測結果とその評価	古屋信明、辰巳正明、斉藤哲男、山岡禮三*、崎本純治*、伊藤政人*	土木学会論文集		474	1993.9	47 - 56
明石海峡大橋で採用した新材料の例	岸本良孝	日経コンストラクション		96	1993.9	65
巨大アンカレイジをつくる 世界最長の吊橋・明石海峡大橋 IA のコンクリート工事を見る	糸日谷淑光、後藤英夫*、十河茂幸*	セメント・コンクリート		561	1993.11	30 - 43
明石海峡大橋における技術開発の一例	古屋信明、大江慎一	第47回建設省技術研究会論文 文集自由課題共通部門			1993.11	143 - 150
瀬戸中央自動車道の5周年記念事業に伴う交通規制作業について	中村忠道、生田利浩、藤田太	〃			1993.11	157 - 162
来島大橋 9P コンクリートケーソン製作・設置について	吉田茂司、清家伸二、上村博文	第47回建設省技術研究会論文 文集自由課題道路部門			1993.11	75 - 82
Anchorage and Towers of the Akashi Kaikyo Bridge, JAPAN	保田雅彦、古屋信明、秦健作	Structural Engineering International (Journal of IABSE)	3	4	1993.11	220 - 222
WIND RESISTANT DESIGN CONSIDERATIONS FOR THE AKASHI KAIKYO BRIDGE	多田和夫、勝地弘、宮田利雄*	INTERNATIONAL SEMINAR ON UTILIZATION OF LARGE BOUNDARY LAYER WIND TUNNEL			1993.12	79 - 100
EXPERIMENTS FOR THE AKASHI KAIKYO BRIDGE IN A LARGE BOUNDARY LAYER WIND TUNNEL	遠藤武夫、北川信、住吉幸彦*、宮田利雄*、佐藤弘史*	〃			1993.12	101 - 120
DESIGN CONSIDERATIONS FOR SUPERSTRUCTURES OF THE AKASHI KAIKYO BRIDGE	北川信、宮田利雄*、佐藤弘史*	〃			1993.12	121 - 139

本州四国連絡橋公団の基準類

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

*仕様書・要領等

土木工事共通仕様書	平成 5 年 7 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(貸出しのみ)	昭和60年 10 月
保安規程電気通信施設保安規準	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4 月
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き裂の発生の一例	昭和58年 1 月
植生のり面工施行要領	昭和62年 4 月
維持・修繕等共通仕様書	平成 5 年 7 月
施工管理試験要領	平成 3 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	平成 5 年 9 月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6 月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元 年 4 月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年 3 月
鋼床版設計要領・同解説	平成元 年 4 月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年 3 月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年 3 月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年 3 月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成元 年 4 月
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年 9 月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成 2 年 4 月

*設計基準類(上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成 5 年 5 月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	平成 5 年 9 月
鋼橋等塗装基準・同解説	平成 2 年 4 月
橋面舗装基準(案)	昭和58年 4 月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年 3 月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3.一部改訂]	昭和48年 9 月
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	平成元 年 6 月
HBS塗料規格(案)	平成 2 年 4 月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年 3 月

*設計基準類(下部工編)

下部構造設計基準・同解説	仮設物設計指針	
	[56.8.一部改訂]	昭和52年 3 月
耐震設計基準・同解説		昭和52年 3 月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(案)		昭和52年 8 月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)		昭和54年 11 月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説		昭和55年 3 月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案)		平成 2 年 8 月
[付属資料]		
1. 低発熱型コンクリート仕様(案)		平成元 年 7 月
2. 高性能AE減水剤品質規格(案)		平成 2 年 8 月
鋼設置ケーソン設計要領(案)		昭和54年 2 月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)		昭和55年 3 月
多室型緩衝工の設計要領(案)		昭和55年 3 月
複合材型緩衝工の設計要領(案)		昭和56年 3 月

※表紙右上記号(ISSN0912-6953)説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	多田和夫		
編集委員	阿部明弘	長野節夫	
	天野耕一	野田政宏	
	有坂均	平野茂	
	大廣始	平原伸幸	
	栗野純孝	古家和彦	
	黒木隆晴	帆足博明	
	古村学	松本毅	
	鈴木周一	南竹悦男	
	瀧則雄	宮口典博	
	長尾日出男	山本茂樹	
	永田孝夫	吉川章三	
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第69号

発行 平成6年1月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話03(3555)8361

発行者 井上義光

制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

