

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.18 No.70 '94.4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第70号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.70

子供達の心に響いた本四架橋 …………… 常任参与 Honshu-Shikoku Bridges impressed in Childlen's herts	宮 崎 潮… 1
低発熱型コンクリートの耐ひび割れ特性と …………… 第一建設局 設計課 その評価方法 Anti-thermal-crack characteristics of low-heat concrete and its estimation method	那 須 清 吾… 2
明石海峡大橋主塔の製作・精度管理 …………… 第三建設局 向島工事事務所 Fabrication and Accuracy Control of the Towers of the Akashi Kaikyo Bridge (前) 第一建設局 垂水工事事務所	秦 健 作…16
第一建設局 鳴門管理事務所 (前) 第一建設局 垂水工事事務所	小 林 義 弘
明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造 (その1) …………… 第一建設局 垂水工事事務所 Structure of cable band and suspender on the Akashi Kaikyo Bridge(part 1)	河 口 浩 二…22 福 永 勸
大鳴門橋関連区間陸上部橋梁の塗膜劣化調査 …………… 第三建設局 向島工事事務所 Survey on Deterioration of Coating Film for (前) 第一建設局 橋梁技術課 On-shore Bridges on the Ohnaruto Bridge Expressway	中 元 雄 治…29
来島大橋主塔の景観設計 …………… 設計部 設計第二課 Aesthetic Design of the Tower of Kurushima Bridge (前) 第三建設局 今治工事事務所	大 橋 治 一…35
第三建設局 今治工事事務所	磯 江 浩
発展途上国での橋梁技術指導に関する一考案 …………… 企画開発部 企画課 (ケニア共和国での勤務経験から) A Study on the Technical Cooperation of Bridge Engineering in a Developing Country(My working experience in the Republic of Kenya)	栗 野 純 孝…42
ノースリッジ地震調査報告 …………… 企画開発部 Report of Northridge Earthquake	吉 田 好 孝…51
技術ニュース …………… The Latest Information	58
文献紹介 …………… Related Technical Reports in other Publications	58

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71号(6.7) 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自動車走行性への影響
- ・斜長橋主桁腹板の座屈実験報告
- ・明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討ー大型風洞試験結果と解析との比較
- ・明石海峡大橋バンド・ハンガー構造 (その2)
- ・来島大橋主橋の継手構造

※ 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



明石海峡大橋キャットウォーク架設状況(1)

Installation of cat-walk system for Akashi Kaikyo Bridge(1)



明石海峡大橋キャットウォーク架設状況(2)

Installation of cat-walk system for Akashi Kaikyo Bridge(2) (March 1994)

(6年3月)

神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



明石海峡大橋キャットウォーク架設状況(3)

Installation of cat-walk system for Akashi Kaikyo Bridge(3)



垂水J.C.T. の工事現況

Work for Tarumi Junction (March 1994)

(6年3月)

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋下部工工事現況 (2P、P1、1A)

Foundation Works for Kurushima Bridge (2P, P1, 1A)



来島大橋5P塔アンカーフレーム設置作業

Installation of Kurushima Bridge 5P Tower Anchor Frames

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋 10A アンカレッジ工事現況

Work for Kurushima Bridge 10A Anchorage



来島大橋下部工工事現況 (馬島島内)

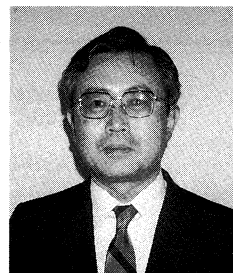
Foundation works for Kurushima Bridge (Umashima Island)

子供達の心に響いた本四架橋

Honshu-Shikoku Bridges impressed in Children's hearts

常任参与 宮崎 潮

Ushio Miyazaki



本四連絡橋建設の仕組みのPRを通じて、公団の業務内容の理解を深めてもらい、意欲ある学生の確保や一層の利用促進を図ろう、等々といった期待をこめて、全国の小学生から大学生に瀬戸大橋の学習・見学を呼びかけた。勿論、第二管理局の皆さんの熱意があったためである。そのため与島の1Aを開放することにした。供用時のブームも一段落した平成2年度から学校、教育委員会への訪問を始めた。ダイレクトメールも発送した。1Aには学習のためのパネルを置き、風洞実験に用いた模型の展示等を行うことにした。開放することについては、管理面でいささか不安があった。しかし、対象が学生で、学校名が特定できること、担任の先生が随行されること、開放が空間部であること、公団職員が案内すること等から、支障はないと判断して、総裁の了解を得た。

10月から見学が始まり、2年度は9校、441名であった。以後、年々増加して、これまでに、北は北海道から南は鹿児島まで、延べ152校13,300名の子供達が訪れている。そして多数の礼状や感想文が寄せられた。つぎに一例を紹介する。高専3年生の感想文である。

『…まず驚いたことは、瀬戸大橋一つにいろいろな種類の橋があったことだ。一つは、下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋の吊り橋だ。これは、支間の長い所に適しているとあって、3つの橋は全長1,447m～1,723mと、びっくりするほどの長さをもっている。また、見た目も美しい橋であった。二つめは、ひつ石島橋、岩黒島橋の斜長橋だ。この斜長橋は偉大で、白鳥が羽をひろげたような美しさがあった。また、こちら辺は瀬戸内海の景色が存分に楽しめた。三つめは、与島橋のトラス橋だ。いかにもシンプルだが僕から見た感じでも安定性があると思った。やっぱりトラス橋は橋の中の「えんの下の力持ち」だ。このように橋の種類をみみるとその橋に必要な条件をもったものが適切に使われていることから、これだけBIGな橋をつくるには確実にその短所をおぎない、長所を生かせる橋を選んでいくことが大切だと思った、と同時に、選んだ人を尊敬している。僕はこんな巨大な橋なので、台風や地震があったらどうなっちゃうのかと考えていたが、そんな心配する方がおかしかった。パンフレットを見ると橋の模型をつくって秒速78mの風洞実験をくり返して設計されていて、マグニチュード8.5が震源土佐沖でも大丈夫のようにできているのだ。このような実験が何回も何回もくり返して何年もかけてやっていると聞いて、土木技術者は医者なんかよ

りも命を預かる大事な仕事だと思い、一寸ぞっとした。しかし、そんなに驚くことはない。高専でやっている勉強を一つ一つ身につけていけば、いつかきっとすばらしい土木技術者になれると信じている。最後に、こんな思いにさせてくれた瀬戸大橋に心より感謝したい。ありがとう。また会う日まで。』

また、小学4年の担任の先生から、次のような便りをいただいている。

『先日は、詳しく説明をしていただき本当に有りがとうございました。…見学で学習したことが授業の中で生きるほど子ども達はいろいろなことに驚き、感動したようです。…いろいろな資料を持ってきて説明していただいたので、本当によく分かったようです。…橋を架けたいという願いが実現して地域の人々はどんな思いでいるのでしょうか。橋が架かった時の感動を大事にして、そのうらにある人々の働きを何とか子ども達に伝えたいと思います。本当に有りがとうございました。』

一様に、架橋の偉大さを実際に目でみて驚き、その美しさと景観との調和に感嘆し、ケーブル等にも直接手を触れ、架橋のプロセスを知って「土木技術者は医者なんかよりも命を預かる大事な仕事だ」「こんな思いにさせてくれた瀬戸大橋に心から感謝したい。ありがとう。また会う日まで」と、架橋の技術に対する賛辞を素直に述べているのである。

このような多くの子供達の思いを知って、この企画が所期の目的を達することができたのではないかという喜びと、純心な子供達の心に響かせた架橋技術に対し、胸が熱くなったのである。また、担任の先生は、「架橋の裏にある人々の働きを何とか子供達に伝えたい」といっておられる。「裏にある人々の働き」とは、技術開発までの苦労なのか、離ればなれに生活しなければならない工事関係者とその家族や、工事のため不慮の事故で亡くなられた霊と残された家族の苦労なのか、また、事業のために貴重な財産を失なうことになった地権者や、航路の廃止等により転業、転職を余儀なくされるフェリー等の事業者と従業員の生活再建なのか、事業の完成を喜ぶ地域の人々の心情なのか、定かではない。いずれにせよ、これら事業の陰にはこうした多くの方々の苦労・尽力・理解・協力・熱意がなければ成し得ないのである。このことを決して忘れてはならないと思う。この先生に敬意を表したい。そして、本四で培われた架橋技術が今後益々発展することを心から願わずにはいられない。

低発熱型コンクリートの耐ひび割れ特性とその評価方法

Anti-thermal-crack characteristics of low-heat concrete and its estimation method

第一建設局 設計課長代理 那須 清 吾

Seigo Nasu



概 要

低発熱型コンクリートを対象に、コンクリートの若材齢時の耐ひび割れ特性に影響を与える要因分析を、室内試験、成分分析及びこれらの統計的検討により実施した。その結果、低発熱型セメントの耐ひび割れ性改善において、セメントの中のスラグの成分比率及びスラグの粉末度がコンクリートのひび割れに対する感受性、硬化時の反応収縮等に大きな影響を与えることを確認した。また、これらの結果に基づき低発熱型コンクリートの耐ひび割れ性の評価基準を構築できる可能性について検討した。

Study on low-heat concrete was carried out by physical test and analysis of the content of low-heat cement statistically concerning the anti-thermal-crack characteristics. The rate of slag content in the cement and the fineness of a slag particle were found most influential to the crack sensitivity and hardening or reaction shrinkage. And based on this result the possibility of creating the standard for the estimation of the anti-thermal-crack probability was studied.

1. まえがき

前回報告（平成6年1月「低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性」）では、明石海峡大橋主塔基礎において施工された低発熱型セメントを用いたコンクリート（低発熱型コンクリート）の現場計測結果、及び室内現象再現試験に基づき温度応力発生メカニズムについて説明し、セメントの耐ひび割れ特性改善の方向性、及び評価方法について提案した。

今回は前回報告した改善の方向性に基づき、改良した低発熱型セメント（試作製品）を用いたコンクリート及び明石海峡大橋主塔基礎において採用された低発熱型コンクリートを対象に、試験練り、物理試験、温度応力解析等を実施した。

強度試験においてはひび割れ指数の算出の基礎となる引張強度に注目し、直接引張試験と割裂引張試験について比較検討した。また、セメント成分特性が各種物理定数（物理試験結果）に与える影響、及びコンクリートのひび割れ感受性、硬化収縮（反応収縮）特性に与える影響について考察し、耐ひび割れ性を評価方法に取り入れるとともに、評価方法の基準化へ向けての問題点、今後の課題と検討方針を示した。

2. 低発熱型セメントの改良

2.1 耐ひび割れ性に着目したセメントの特性

一般的にコンクリートのひび割れ発生確率の評価方法

は、温度応力解析により算出される発生応力と割裂引張強度との比（ひび割れ指数）で評価する。つまり、断熱温度上昇特性および20度標準養生の供試体による物理定数を用いた温度応力解析により算出される引張応力と、同じ20度標準養生供試体の割裂引張試験で得た引張強度の比（ひび割れ指数）を、ひび割れ発生確率に基づく要求ひび割れ指数との比較で評価する。しかし、最近の研究では、コンクリートには硬化過程における硬化収縮（反応収縮）があることが確認されており、その度合いはセメントの成分特性、特にスラグの混入率、クリンカーのエアライト、ビーライト成分率と関係があることが指摘されている。硬化収縮（反応収縮）は温度応力解析では考慮しない引張応力を発生させるのみならず、収縮しない骨材との間に歪み（内部応力）を生むことになり、ひび割れ感受性に影響を与えることが考えられる。

断熱温度上昇特性については、温度応力解析上 α 値が小さい場合、若材齢時の温度上昇量、温度降下量が小さくなる為、引張応力レベルを小さくする方向に作用する。低発熱型セメントを用いたコンクリートの場合、長期的な耐ひび割れ性は、断熱温度上昇量（K値）が小さいことから既に大きく改善されており、 α 値を下げることで、若材齢時の耐ひび割れ性を改善することは重要である。また、 α 値が小さいことは初期強度発現を抑えることでもあるので、ひび割れ感受性を改善すること、クリープ係数を大きくすることが予想される。ただし、同時に引張強度も小さくなるので、耐ひび割れ性評価の為には温度応力解析により全ての物理定数を総合的に確認する

表-1 低発熱型セメントの改良案の概要
Tab.1 Characteristics of improved low-heat cement

セメント メーカー	セメントの 略号	比重	比表面積 (cm^2/g)	混合比率 (%)			クリンカーの 種類	備 考
				クリンカー	スラグ	フライアッシュ		
A 社	NS80	2.97	3680	20	80	—	普通	・クリンカーを普通から中庸熱に変更 ・二成分の混合比率を若干調整
	MS75	3.00	3330	25	75	—	中庸熱	
B 社	MS70	3.00	4850	30	70	—	低熱	・スラグ二成分系からフライアッシュ二成分系に変更 ・石膏の添加量を調整 (クリンカーは前回から低熱 (高Bライト系))
	MF25	2.90	3240	75	—	25	低熱	
C 社	MS62F18	2.81	4770	20	62	18	中庸熱	・クリンカーを中庸熱から高Bライト系に変更 ・三成分の混合比率を調整
	MS30F30	2.85	3900	40	30	30	低熱	
D 社	MS50F27	2.73	5150	23	50	27	中庸熱	・クリンカーを中庸熱から高Bライト系に変更 ・三成分からスラグ二成分系に変更
	MS30	3.10	4500	70	30	—	低熱	
E 社	NS84	2.92	5920	16	84	—	普通	・クリンカーを普通から中庸熱に変更 ・二成分の混合比率を調整 ・スラグの粉末度を低減 (粗) ・石膏の添加量を調整
	MS75	2.96	3110	25	75	—	中庸熱	
F 社	NS54F30	2.70	4780	16	54	30	普通	・クリンカーを普通から中庸熱 (高Bライト系) に変更 ・三成分の混合比率を調整 ・スラグの粉末度を低減 (粗)
	MS45F20	2.81	3880	35	45	20	中庸熱	
G 社	MS55F20	2.80	5070	25	55	20	中庸熱	・スラグの粉末度を低減 (粗) ・石膏の添加量を調整
	MS55F20	2.80	3910	25	55	20	中庸熱	
H 社	NS60F20	2.80	5000	20	60	20	普通	・クリンカーを中庸熱から高Bライト系に変更 ・三成分の混合比率を調整
	MS50F20	2.82	4420	30	50	20	低熱	
I 社	MS60F22	2.79	5080	18	60	22	中庸熱	・スラグの粉末度を低減 (粗) ・石膏の添加量を調整 ・三成分の混合比率を若干調整
	MS60F20	2.78	3400	20	60	20	中庸熱	
2P	MS48F20	2.82	4860	32	48	20	中庸熱	
3P	MS70	3.00	4850	30	70	—	低熱	

注) 表中、各メーカーの下段が改良案セメントの仕様を示す。

必要がある。

2.2 低発熱型セメント改良の試み

低発熱セメントの改良方法としては以下の項目が考えられる。

- ①セメントクリンカーをビーライト化し、初期の発熱、強度発現を抑える。
- ②セメントクリンカーの粒度を荒くする。
- ③スラグの混入率を小さくする。
- ④スラグの粉末度を小さくし、活性度を下げる。

以上の改良提案に対して、セメント製造9社において従来の低発熱型セメントの改良型が提案された。表-1にセメント9社の従来型及び改良型セメント、明石海峡大橋主塔基礎2P、3Pで採用されたセメントの特徴、各社の改良のポイントを示す。ここで、製造設備上の問題等があり、会社によって対応可能な範囲に差があることも確認している。

3. 低発熱型コンクリートの試験練り

3.1 試験計画の概要

前章で示した低発熱型セメント改良案を評価するために、これらのセメントを用いたコンクリートの各種試験を計画、実施し、改良案コンクリートの性状に関する基礎データを得た。なお、比較データを得る為に、明石海峡大橋主塔基礎において用いたセメント及び配合についても、同様の試験練りを実施した。以下に試験練り計画について述べる。

(1) 使用材料及び配合

試験練りに用いたコンクリートの配合の基本条件、基本配合は、表-2、表-3に示すとおりである。セメント

表-2 低発熱型コンクリートの配合の基本

Tab.2 Specification of low-heat concrete

種別	スランブ (cm)	空気量 (%)	ブリージング率 (%)
L-7	8 ± 2.5	4 ± 1.0	5.0 以下

注) AE減水剤のみを使用したベーススランブは5 ± 1.5cm

表-3 低発熱型コンクリートの基本配合

Tab.3 Standard mixture of low-heat concrete

種別	G _{max} (mm)	最小単位セメント量 (kg/m ³)	最大水セメント比 (%)
L-7	40	260	55

の特性を確認する上で、配合の基本的項目 (W/C、s/a単位水量、単位セメント量、単位石粉量等) は統一することとした。予備試験練りの結果、決定されたそれぞれのセメントの配合及び練り上がり性状は表-4のとおりである。ここで、E社の要望により、ブリージンを抑制する為の石灰石粉が不要であることから、E社配合についてのみ石灰石粉を使用していない。セメント及び石灰石粉以外の材料については、物理特性に与える影響が大きいことが予測されたので統一することとし、骨材は明石海峡大橋3P主塔基礎で使用したもの、混和剤は高性能AE減水剤 (SP9N)、補助AE剤 (AE775S) を使用した。

(2) 試験項目及び試験方法

試験練りにおいて実施した試験項目及び試験方法は表-5に示すとおりである。練り上がり温度は20 ± 1度、供試体の養生は20度標準養生とした。また、コンクリートの練り混ぜには100リットル程度の強制2軸練りミキサーを使用し、材料投入及び練り混ぜ時間は統一した。試験項目の内、特に基準が無く、且つ難しいのが直接引張試験である。従来試みられている直接引張試験における課題は、供試体に偏心の無い軸力を載荷し、供試体断面内に均質な応力を発生させるのが難しいことである。今回の実験に際しては、種々の試行を実施した結果、図-1 (写

表－4 配合および練り上がり性状

Tab.4 Specified mixture and physical behavior of low-heat concrete

セメント メーカー	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)							混和材 (C*%)		スランブ (cm)	空気量 (%)	単位容 積質量 (kg/ℓ)	ブリージ ング率 (%)	凝結時間 (h : m)	
			水	セメント	石粉	細骨材	粗骨材	SP9N	AE775S	SP9N	AE775S					始発	終結
A社	53.8	41.0	140	260	30	745	1128	3.38	0.008	1.30	0.003	8.5	3.8	2.301	4.8	9 : 15	16 : 05
B社	53.8	41.0	140	260	30	740	1125	3.12	0.036	1.20	0.014	8.5	4.1	2.298	4.1	8 : 20	14 : 00
C社	53.8	41.0	140	260	30	740	1122	3.12	0.026	1.20	0.010	9.0	4.6	2.283	4.5	13 : 10	22 : 50
D社	53.8	41.0	140	260	30	748	1133	3.12	0.005	1.20	0.002	7.5	4.0	2.312	1.3	10 : 10	18 : 15
E社	53.8	41.0	140	260	—	774	1128	3.90	0.008	1.50	0.003	7.5	3.9	2.297	4.9	11 : 50	23 : 30
F社	53.8	41.0	140	260	30	738	1120	2.60	0.026	1.00	0.010	8.0	4.5	2.269	2.4	11 : 00	22 : 40
G社	53.8	41.0	140	260	30	738	1120	3.12	0.026	1.20	0.010	9.0	4.0	2.283	1.9	14 : 00	20 : 45
H社	53.8	41.0	140	260	30	738	1117	3.12	0.036	1.20	0.014	8.5	3.7	2.290	3.0	12 : 10	19 : 50
I社	53.8	41.0	140	260	30	738	1117	3.12	0.018	1.20	0.007	9.0	3.6	2.289	4.3	16 : 50	26 : 30
3P	53.8	40.0	140	260	30	713	1171	2.86	0.023	1.10	0.009	11.0	4.8	2.290	2.4	12 : 00	21 : 55
2P	53.5	41.0	139	260	50	718	1137	2.86	0.070	1.10	0.027	10.0	4.8	2.300	3.5	14 : 30	24 : 30

注) 2P、3Pの単位容積質量、ブリージング率、凝結時間は現場での示方配合決定時のデータである。

表－5 試験項目および試験方法

Tab.5 Physical and other tests applied to low-heat concrete

試験項目	試験方法
スランブ	JIS A 1101
空気量	JIS A 1128
単位容積質量	JIS A 1116
ブリージング	JIS A 1123
凝 結	JIS A 6204 付属書－1
圧縮強度	JIS A 1108 供試体寸法：φ15×30cm
引張強度（割裂）	JIS A 1113 供試体寸法：φ15×30cm
引張強度（直接）	（別掲） 供試体寸法：φ12.5×25cm
弾性係数（圧縮）	ゲージ長70mm、4枚／本、1/3割線弾性係数
弾性係数（引張）	ゲージ長70mm、4枚／本、90%荷重時弾性係数
曲げ強度（3等分点）	JIS A 1106 供試体寸法：15×15×53cm
クリープ	（別掲） 供試体寸法：15×15×53cm
断熱温度上昇	空気循環式、20℃
線膨張係数	材令7日で試験実施 約5℃/hで20℃→60℃（昇温）、60℃→20℃（降温）

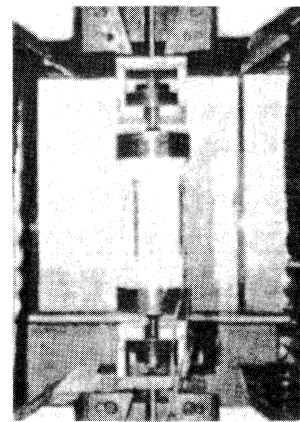
真－1）に示す様に供試体に接着する上下の引張载荷用の鋼製治具を厚さ5cmとすることにより応力を均一化し、ユニバーサルジョイントで载荷することにより曲げモーメントの発生を極力小さくした。直接引張試験においては、弾性係数についても圧縮強度試験における場合と同様に、供試体側面に歪みゲージを4箇所に設置することにより計測した。

3.2 試験結果

試験練りした結果では、統一配合としたことから多少ブリージングが大きい場合があったが、練り上がり状態で表－2に示す配合の基本条件を外れたものは無かった。以下に、強度試験等の結果について述べる。

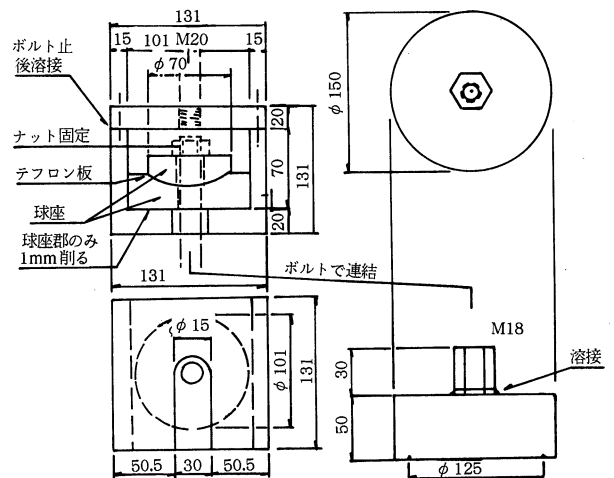
（1）圧縮強度、引張強度

圧縮強度は、総じてセメント中のクリンカー比率を上げる一方、ビーライト比率を大きく、且つスラグ粉末度を小さくした結果、若材齢時には落ちたものの、明石海峡大橋主塔基礎で採用されたものと比べて、長期的にはさほど小さくなっていないのが特徴である。（図－2参照）また、図－3には直接引張強度と割裂引張強度の関係を示しているが、直接引張強度は大きくなるに従って相対的に割裂引張強度よりも小さくなる傾向を示している。こ



写真－1 直接引張試験の状況

Photo.1 Direct tensile loading test



図－1 直接引張強度試験の治具

Fig.1 Loading device for direct tensile test

れは割裂引張試験の場合、供試体の载荷方向の鉛直面内が最大引張応力となるのに対して、直接引張試験の場合、理想的には供試体全体が载荷方向に同一最大引張応力状態となる。よって、供試体に構造欠陥が存在する場合、直接引張試験の方が欠陥をきっかけとして破断する確率が高い。破断形態について言えば、直接引張試験では供試体はマイクロクラックの発生後ただちに破断に至るのに対して、割裂引張試験ではマイクロクラックが多数発生

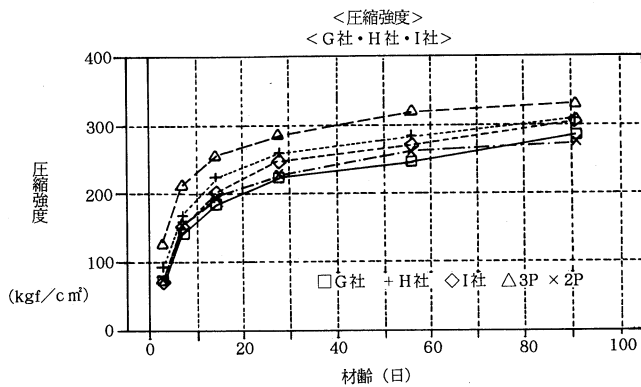
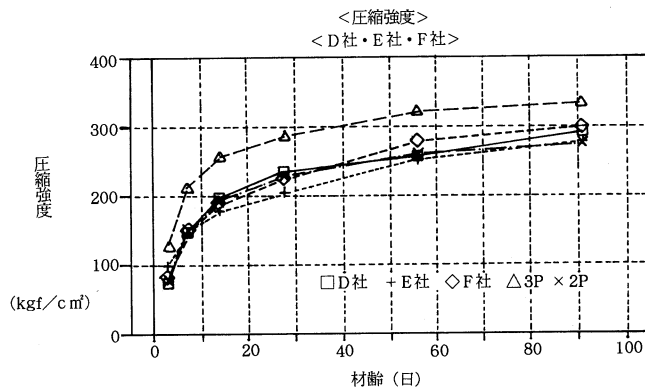
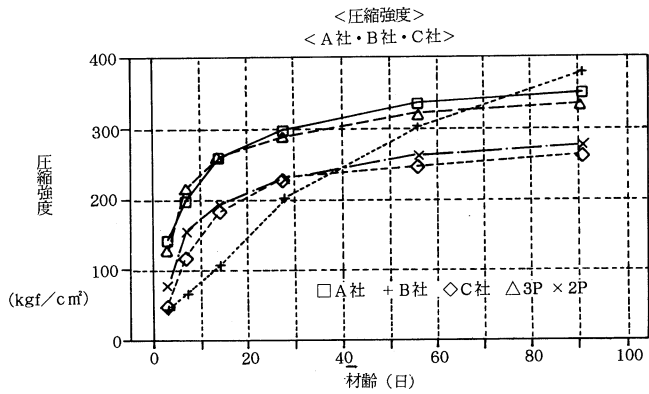


図-2 圧縮強度試験結果
Fig.2 Result of compressive loading test

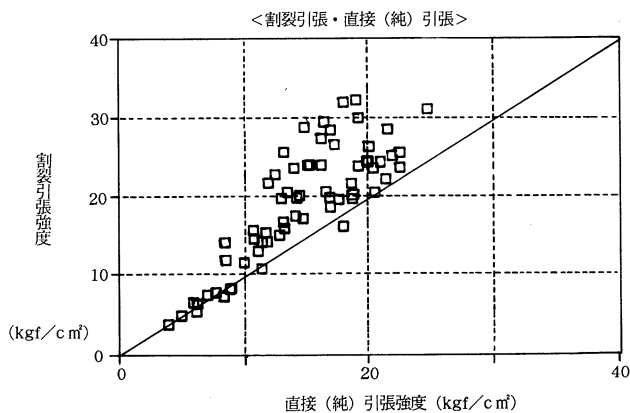


図-3 割裂引張強度と直接引張強度の関係
Fig.3 Relationship between split loading test and direct tensile loading test

し、徐々に成長あるいは結合することにより破壊に至る。これは、直接引張試験では供試体全体が引張応力状態であるのに対してであるが、荷重載荷方向は圧縮応力状態であり、初期のモルタル中のマイクロクラックは、骨材がモルタルを載荷方向の圧縮応力により拘束しているからであると考えられる。この他、コンクリートの引張強度は供試体中の三軸応力状態、試験方法毎の供試体形状に依存することから、一概に試験方法の違いは評価できない。

(2) 弾性係数

圧縮強度試験時に計測された弾性係数は、1/3圧縮強度割線弾性係及び、原点における接線弾性係数である。一方、直接引張試験時に計測された弾性係数は、応力～歪み関係が直線的であることから9/10引張強度割線弾性係数を採用した。直接引張弾性係数は1/3強度圧縮弾性係数と比較すると大きいが、接線圧縮弾性係数とはほぼ同等である。これは、1/3圧縮強度割線弾性係数算出における圧縮応力レベルは、接線弾性係数および9/10引張強度割線弾性係数算出時の応力レベルと比較して大きく、応力～歪み関係が非線形になっている影響を受けている為である。(図-4、5参照) コンクリートの温度上昇

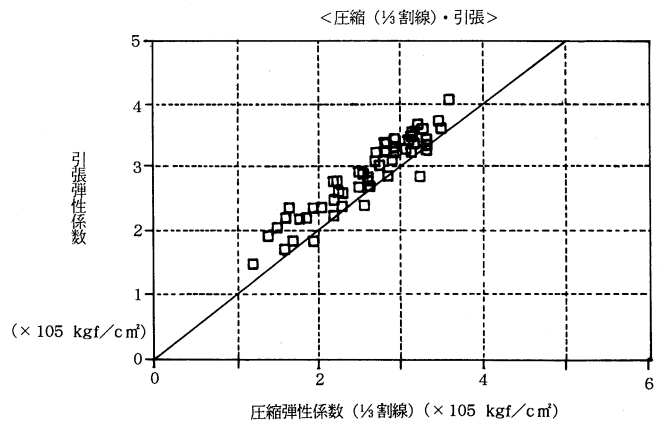


図-4 割線圧縮弾性係数と直接引張弾性係数の関係
Fig.4 Relationship between secant compressive modulus of elasticity and tensile modulus of elasticity

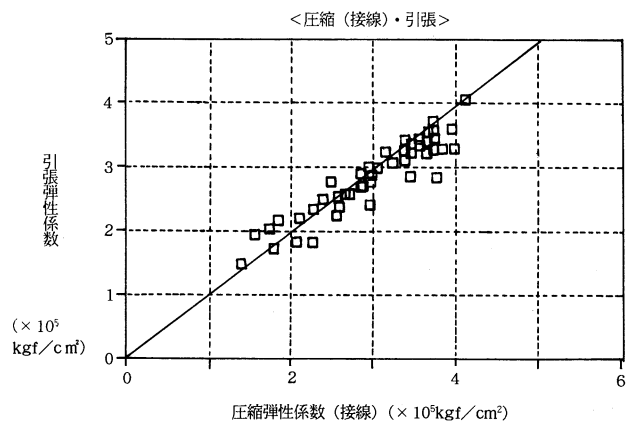


図-5 接線圧縮弾性係数と直接引張強度の関係
Fig.3 Relationship between tangent compressive modulus of elasticity and tensile modulus of elasticity

時の圧縮応力レベル及びひび割れ発生時の引張応力レベルを考えた場合、直接引張弾性係数あるいは接線圧縮弾性係数をコンクリートの弾性係数として評価する方が妥当であると考えられる。

(3) クリープ係数

クリープ係数の測定結果は図-6に示すとおりである。初期の強度発現が大きいコンクリートのクリープ係数は概して大きいことが図-2との比較において分かる。しかし、セメントの成分特性との明確な対応は無いと考えられる。

(4) 線膨張係数

表-6は、線膨張係数の試験結果である。明石海峡大橋主塔基礎における現場計測の場合と異なり、測定期間が短いことから硬化収縮（反応収縮）の影響が小さいので、温度上昇時と降下時の線膨張係数の差は大きくない。

表-6 線膨張係数試験結果

Tab.6 Test result of linear thermal expansion coefficient

セメント メーカー	線膨張係数 ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	昇降平均	昇温時	降温時
A社	10.78	10.57	11.04
B社	10.57	10.28	10.90
C社	10.83	10.59	11.08
D社	10.85	10.49	11.23
E社	11.01	10.61	11.46
F社	11.46	11.11	11.82
G社	10.80	10.55	11.09
H社	10.84	10.68	11.17
I社	11.14	10.87	11.42

(5) 断熱温度上昇特性

図-7は断熱温度上昇試験結果であるが、殆どのコンクリートが明石海峡大橋主塔基礎で採用されたものと比較すると α 値が小さくなっている。

4. 改良型低発熱型セメントの評価

4.1 試験練り結果による温度応力解析

前述の試験結果を総合的に評価するには、温度応力解析を実施する必要がある。ここで、解析方法としては、後述する従来の方法（case1）、前回報告（平成6年1月）で述べた改良案（case2）の2とおりで実施した。

(1) 解析条件

解析モデルとしては、明石海峡大橋主塔基礎における施工条件を想定し、既施工コンクリート上に高さ1.5mのリフトを2週間間隔に3リフト打設することとした。（図-8参照）また、コンクリートの材料定数は現場計測を逆解析した結果（表-7）、外気温は平成3年5月～7月の実測月平均気温（表-8）を採用した。

(2) 解析方法

温度応力解析は、以下に述べるcase1、case2の方法で実施した。

< case1 >（従来方法）

弾性係数、クリープ係数および引張強度を20度標準養生の試験結果を実材齢で熱伝導解析結果と連動させ、図-9に示すとおりコンクリート打設直後から温度変化に伴って応力が発生するように適用する。また、この際の弾性係数は1/3強度圧縮弾性係数を使用した。

< case2 >（改良方法）

弾性係数、クリープ係数および引張強度を20度標準養生の試験結果を積算温度換算の有効材齢で熱伝導解析結果と連動させ、図-9に示すとおり凝結完了後は弾性係数およびクリープ係数はゼロとし、凝結完了後に応力が発生するように適用した。また、弾性係数は圧縮接線弾性係数（＝引張弾性係数）を使用した。積算温度換算による引張強度、弾性係数の評価の妥当性は、別途実施した20度標準養生供試体の試験結果を積算温度換算の有効材齢で40度標準養生供試体の試験結果と比較した結果で、その妥当性を確認している。（図-10）

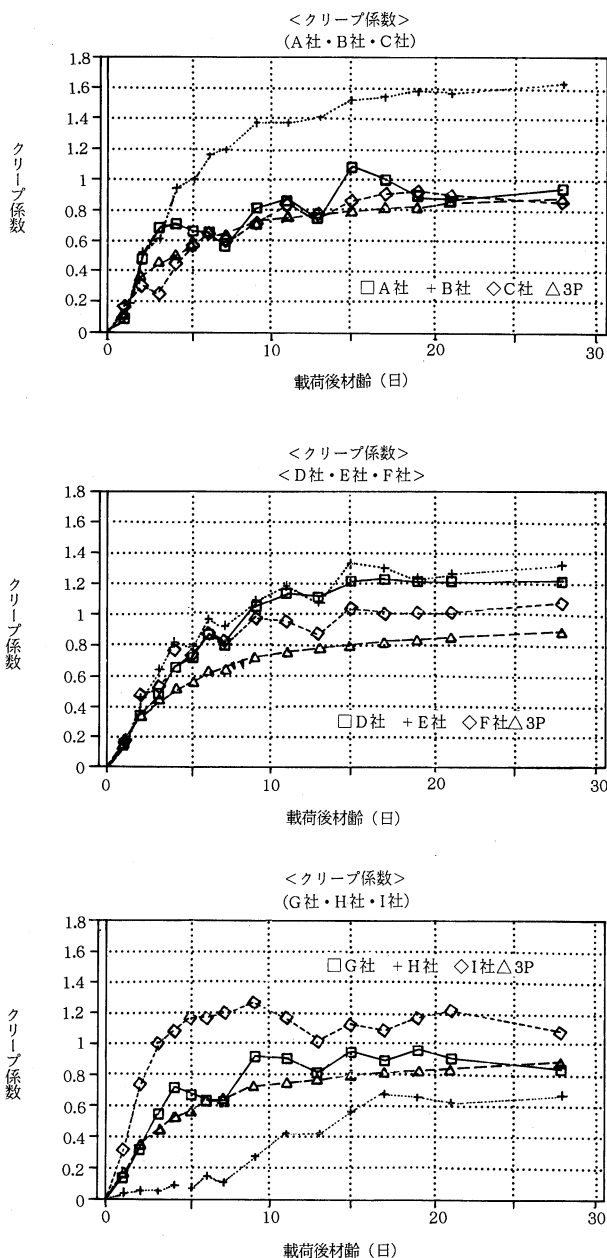
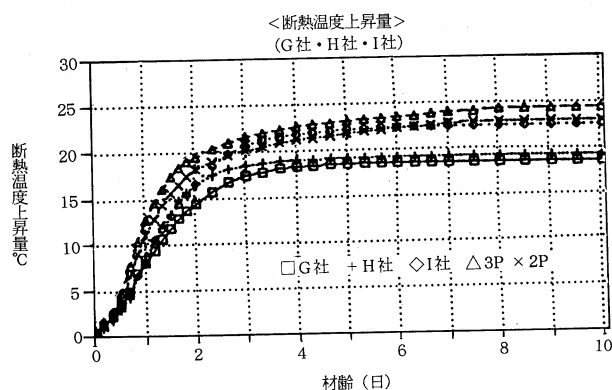
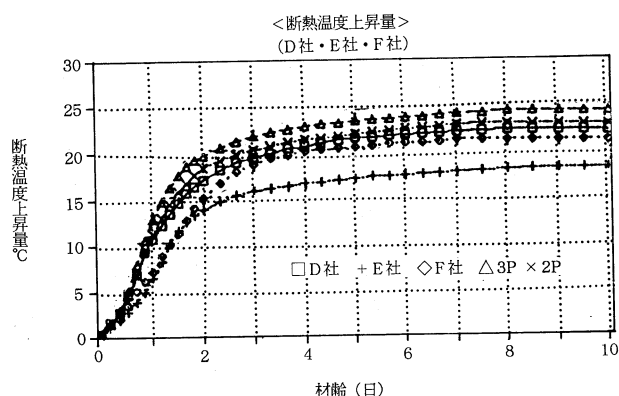
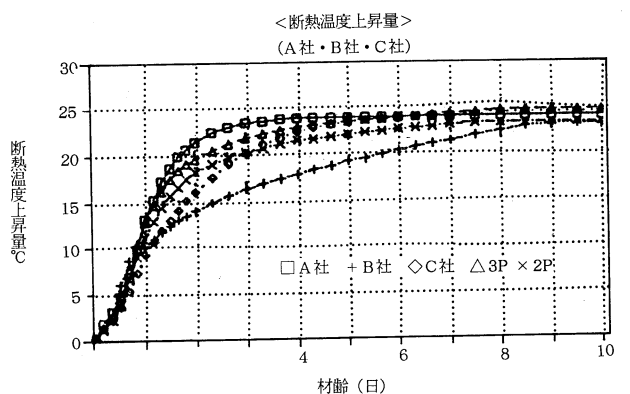


図-6 クリープ係数の試験結果
Fig.6 Test result of creep coefficient



＜K、αによる断熱温度上昇解析結果＞

セメント メーカー	推定式 $T = K \{1 - \exp(-\alpha t)\}$			
	実測最大上昇量 (°C)	K (°C)	α	相関係数
A社	23.6	24.0	0.828	0.980
B社	22.6	22.1	0.477	0.987
C社	23.9	24.4	0.508	0.995
D社	22.1	22.2	0.643	0.995
E社	17.8	18.0	0.573	0.985
F社	21.0	21.5	0.521	0.989
G社	18.5	18.9	0.639	0.990
H社	19.1	19.5	0.702	0.978
I社	22.4	23.0	0.578	0.988
3P	24.2	24.3	0.728	0.989
2P	22.8	22.9	0.669	0.989

図-7 断熱温度上昇試験結果
Fig.7 Result of adiabatic temperature test

表-7 逆解析によるコンクリートの材料定数
Tab.7 Physical constants of concrete back-analyzed

比熱 (kcal/kg・°C)	熱伝導率 (kcal/m・hr・°C)	単位体積重量 (kg/m³)
0.270	2.30	2350

表-8 実測月平均外気温
Tab.8 Average month temperature measured

5月	6月	7月
20°C	24°C	26°C

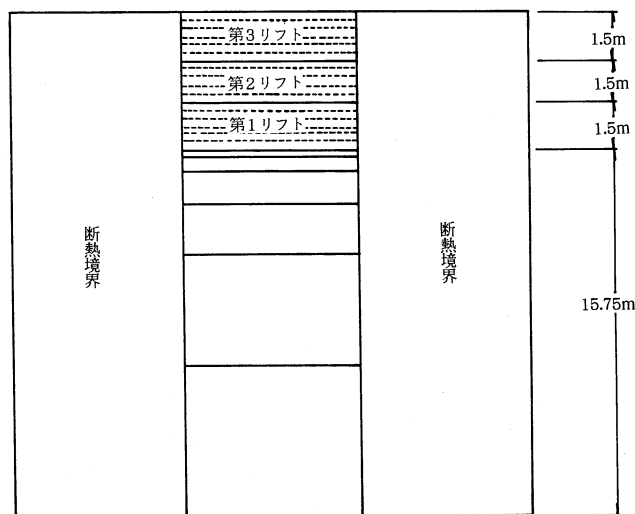


図-8 温度応力解析モデル
Fig.8 Model of thermal stress analysis

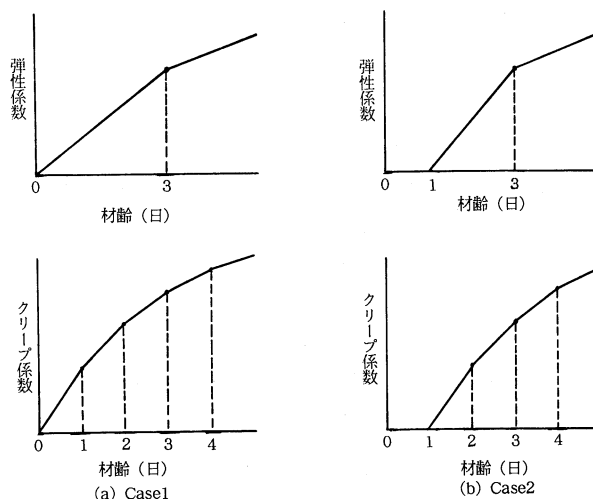


図-9 温度応力解析における弾性係数、クリープ係数の適用
Fig.9 Application of the elastic modulus and creep coefficient for the thermal stress analysis

4.2 改良結果の評価

改良案セメントを用いたコンクリートのひび割れ指数による評価を、明石海峡大橋主塔基礎2P、3Pで用いたコンクリートとの比較において実施した結果を表-9に示す。ここで、ひび割れ指数を算定する為の引張強度は割裂引張試験、直接引張試験で求めた値とした。

特徴的なのは、case1 (引張強度=割裂引張試験結果)における結果では、ひび割れ指数が高いにもかかわらず、case2では、特に引張強度を直接引張試験結果とした場合

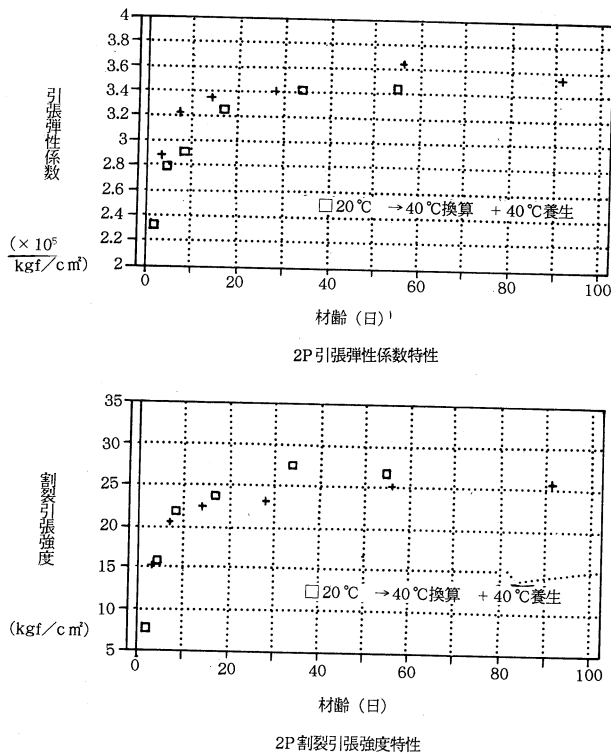


図-10 積算温度換算の弾性係数および引張強度 (2Pの例)
Fig.10 Maturity equivalent elastic modulus and tensile strength

表-9 温度応力解析結果の比較

Tab.9 Results of thermal stress analysis

セメントメーカー		Results of the main stress analysis											
最小ひびわれ指数	Case1	割裂	1.36	1.68	1.36	1.52	2.24	1.74	1.67	1.57	1.75	1.54	1.68
		直接	0.84	1.69	1.48	1.37	1.73	1.49	1.31	1.14	1.24	0.79	0.93
	Case2	割裂	1.04	1.55	1.05	1.05	1.40	1.27	1.24	1.24	1.19	1.08	1.15
		直接	0.59	1.01	0.99	0.91	1.14	1.09	1.05	1.00	0.76	0.56	0.69

にひび割れ指数が小さくなることである。改良案セメントでは、その結果にばらつきがあるが、温度応力解析方法 (case1 と case2) の違いによるひび割れ指数の算出結果の差異は、従来型のセメントを用いたコンクリートと比較して小さいことが分かる。その最も大きい理由は、物理定数の評価方法にある。図-11、12は明石海峡大橋主塔基礎における温度応力解析結果であるが、特に弾性係数を積算温度換算した有効材齢で評価する考え方が、発生応力に大きく影響していることが分かる。図-13、14は改良型セメントを用いたコンクリートの温度応力解析結果であるが、発生応力が相対的に小さいので、結果としてひび割れ指数は大きい。また、割裂引張試験と直接引張試験で得られる引張強度の差異が小さいことも特徴であり、両者でひび割れ指数を算出した場合の結果の差も小さい。

5. 低発熱型セメントの耐ひび割れ性の要因分析

5.1 ひび割れ感受性

前章において説明した引張強度に関する特徴を、コンクリートのひび割れ感受性を割裂強度試験結果と直接引張強度試験結果との比 (以降、引張強度比と言う) で評

価した。ここで、引張強度比で評価できるとした理由は、3-2 (1) で述べたとおり、割裂強度試験と比較して直接引張強度試験の方がコンクリート内にある構造欠陥に対して敏感であること、ひび割れ発生時の応力状態により近い状態の試験結果を得られることによる。

(1) 解析内容

セメント成分構成、温度上昇特性、コンクリートの物理特性の各要因のひび割れ感受性に与える影響を、単相関、重回帰分析により調査した。重回帰分析において分析対象とした目的変数、説明変数は以下のとおりである。ここで分析対象とした材齢は、3日、7日、14日、28日、56日、91日である。

- 1) 目的変数：引張強度比
- 2) 説明変数：①スラグ比率
②スラグ比率+エーライト比率
③スラグ粉末度
④セメント粉末度
⑤断熱温度上昇特性 K 、 α
⑥圧縮強度

上記説明変数は、下記のことを考慮して選択した。

- ・スラグ比率、A ライト比率は、硬化収縮 (反応収縮) を大きくすることが報告されている。コンクリート硬化体においてペーストが収縮することにより、骨材との界面において残留歪み (応力) が発生し、コンクリート内の欠陥に対して敏感になる、あるいは微細組織において欠陥そのものが発生する可能性がある。
- ・セメント、スラグの粉末度は、セメントの硬化過程に直接影響を及ぼすことから、セメント水和物の組織、コンクリート組織の脆さに影響を及ぼす可能性がある。
- ・断熱温度上昇特性及び圧縮強度は、物質の脆さに影響することが想定された。

(2) 引張強度比と各因子の単相関

各因子に共通する傾向としては、若材齢時に相関が大きい場合でも、材齢が進むにつれて小さくなることであるが、特に特徴的な例を上げると以下のとおりである。

- ・セメント成分中のスラグ比率 (クリンカー比率) は小さい (大きい) 方が引張強度比が小さく、ひび割れに対して鈍感である。また、スラグ比率で40%以下、クリンカー比率で40%以上の場合にひび割れに鈍感な傾向にある。(図-15、16参照)
- ・若材齢時においては、圧縮強度が大きい程、引張強度比が大きい (ひび割れに敏感である)。(図-17参照)
- ・断熱温度上昇量 K は、圧縮強度との相関が高いが、材齢の違いに関わらず大きい程、引張強度比も大きい。(図-18参照)
- ・スラグとセメントの粉末度、断熱温度上昇特性 α 値とは明確な相関関係が認められなかった。

(3) 重回帰分析の結果

表-10は、重回帰分析における説明変数の組み合わせ毎、材齢毎の重相関係数の算出結果である。ここで、解

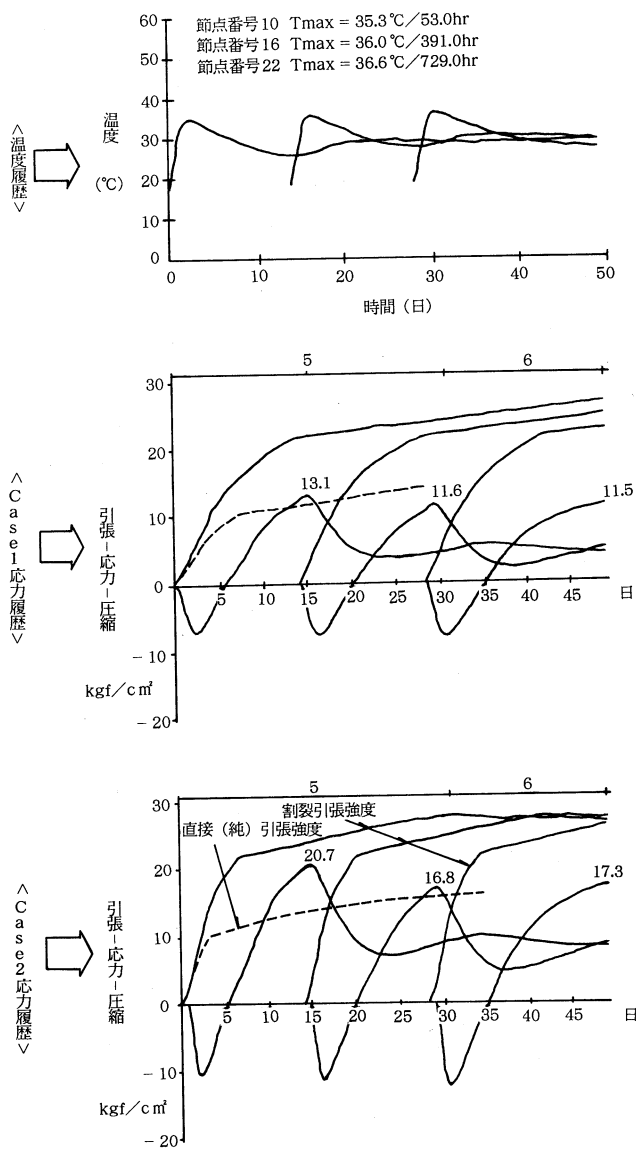


図-11 明石海峡大橋主塔2P温度応力解析
Fig.11 Thermal stress analysis of 2P foundation

析の過程において、相関関係の明らかに無いものは省略されている。前項において述べたとおり、材齢が進むに従って全般的に重相関係数は小さくなる傾向にある。

しかし、問題となる若材齢時のひび割れが発生する時期と積算温度換算で一致する材齢（14日、28日）において最も相関が良く、全ての材齢において相対的に安定し

表-10 重回帰分析結果一覧表

Tab.10 Result of multi-valuable regression analysis

(単位: %)

説明変数		目的変数 Y (引張強度比)						備考
X1	X2	材齢3日	材齢7日	材齢14日	材齢28日	材齢56日	材齢91日	
スラグ混合率+エーライト率	セメント粉末度	60.1	64.4	88.8	45.5	53.5	41.5	
スラグ混合率+エーライト率	スラグ粉末度	72.0	61.7	93.6	82.7	74.3	64.6	B社除く
スラグ混合率+エーライト率	セメント粉末度	74.0	66.0	94.9	81.8	72.8	61.2	B社除く
スラグ混合率+エーライト率	α	75.7	59.7	79.5	53.7	60.6	55.6	
スラグ混合率+率	圧縮強度	79.5	68.5	74.8	62.1	67.4	59.1	
スラグ混合率	セメント粉末度	55.7	60.6	84.3	36.8	47.9	35.7	
スラグ混合率	スラグ粉末度	71.4	61.0	92.7	81.9	72.8	63.1	B社除く
スラグ混合率	セメント粉末度	73.6	65.3	94.3	81.3	71.8	60.1	B社除く
スラグ混合率	α	75.7	58.5	79.2	51.2	60.8	56.1	
スラグ混合率	圧縮強度	80.0	68.3	73.7	60.8	67.9	60.3	
α	圧縮強度	79.2	69.6	75.1	60.8	71.6	66.2	

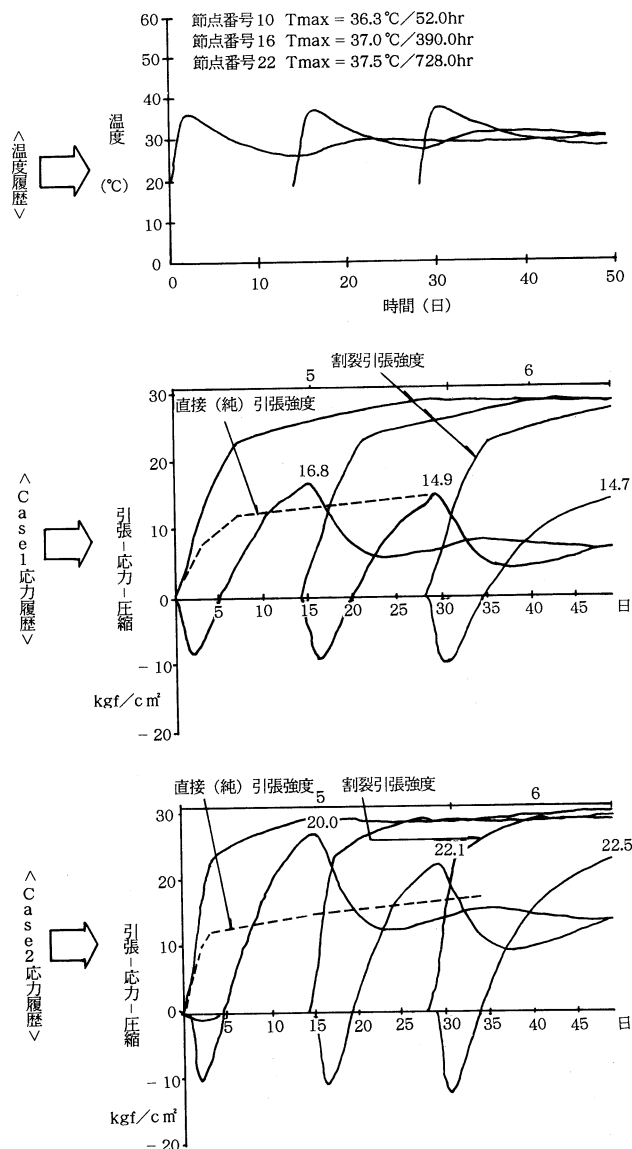


図-12 明石海峡大橋主塔基礎3P温度応力解析
Fig.12 Thermal stress analysis of 3P foundation

ているのが下記の組み合わせである。

- 1) スラグ比率とスラグ粉末度
- 2) (スラグ比率+エーライト比率)とセメント粉末度
- 3) (スラグ比率+エーライト比率)とスラグ粉末度

ここで、B社についてはセメント中にスラグを混合していないことから、1)、3)の組み合わせには含まれない。また2)には、B社が含まれる場合と含まれない場合の結果が示されている。

図-19~21は、材齢14日、28日の各指標の組み合わせによる重回帰分析により得られた重回帰式に基づく予測値と実測値を比較しているが、良い相関を示す。表-11は、1)、2)の各説明変数の標準化偏回帰係数の比の材齢による変化を示す。重相関係数が小さいことは、各説明変数の組み合わせが目的変数を説明する割合が小さいことを意味する。しかし、回帰係数の比の材齢による変動が小さいことは、セメントを評価する為の指

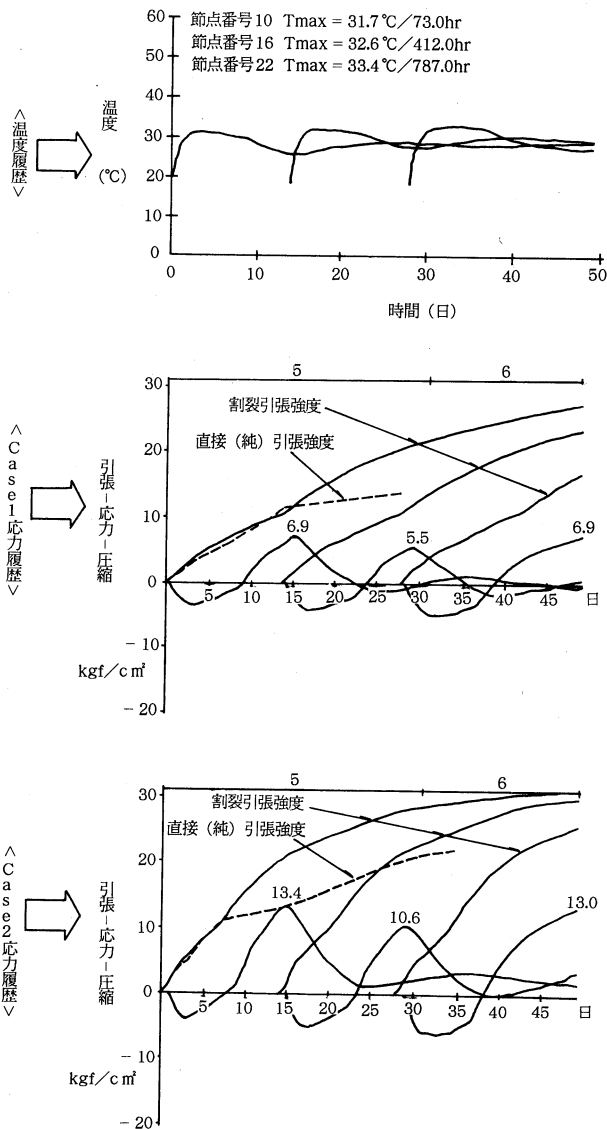


図-13 B社セメントの温度応力解析
Fig.13 Thermal stress analysis of B cement

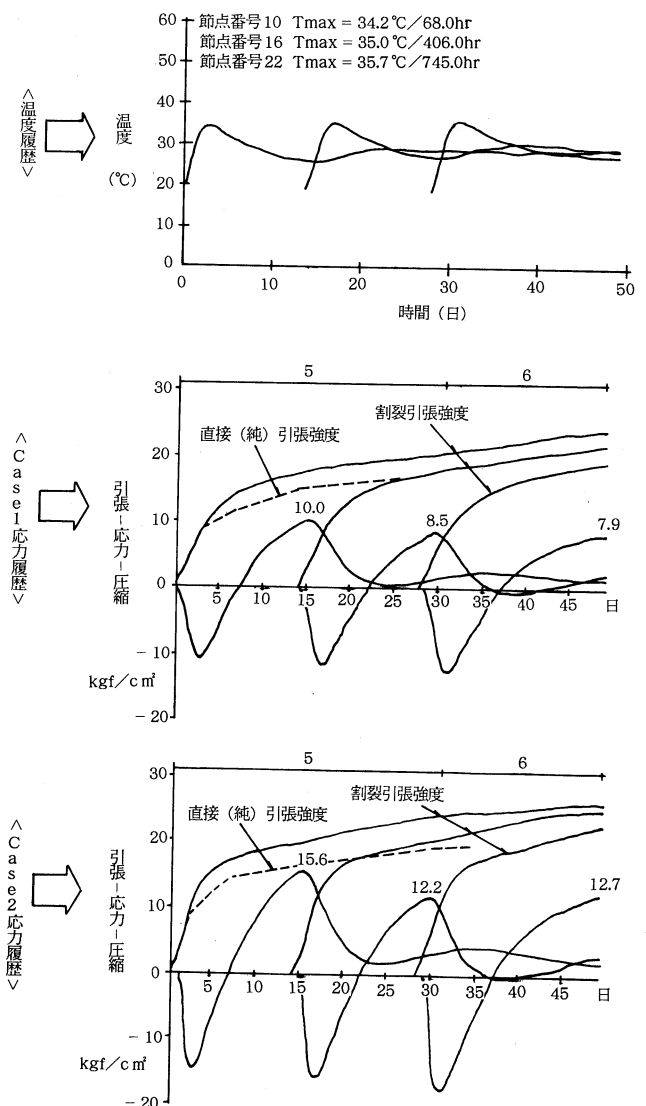


図-14 F社セメントの温度応力解析
Fig.14 Thermal stress analysis of F cement

表-11 標準化回帰係数の材齢毎の比較
Tab.11 Retio of coefficients of valuables obtained by regression analysis at eath concrete age

ケース	説明変数	標準化 偏回帰 係数	b1とb2の比率 (b1/b2)					備考
			7日	14日	28日	56日	91日	
(1)	X1 スラグ混合率+エーライト率	b1	1.82	1.24	2.10	1.11	1.56	
	X2 セメント粉末度	b2						
(2)	X1 スラグ混合率+エーライト率	b1	1.73	1.26	1.53	1.10	1.36	B社除く
	X2 セメント粉末度	b2						
(3)	X1 スラグ混合率	b1	1.46	1.12	1.45	1.21	1.32	B社除く
	X2 スラグ粉末度	b2						

標として有用な組み合わせであることを意味しており重要である。この観点から、スラグ比率とスラグ粉末度の組み合わせが、回帰係数の比率を含めて、最もひび割れ感受性を説明する上で有用な指標であると考えられる。

5.2 硬化収縮

前回報告(平成6年1月「低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性」)で紹介した、明石海峡大橋主塔基礎における現場計測結果、及びこれを室内試験によりシ

ミュレーションした結果から求めた硬化収縮量の経時変化を図-22、23に示す。ここで、硬化収縮量は以下の式により求めた。

(硬化収縮量) = (無応力状態の計測実歪み) - (温度変化) × (線膨張係数)

この結果からは、硬化収縮量は数10マイクロから100マイクロ台のレベルであり、温度応力の発生に非常に大きな影響を与えることが分かる。しかし、同一コンクリートであっても、スランプ、拘束圧等の影響を受けて、同一材齢で必ずしも同程度の硬化収縮量であるとは言えないことも分かっている。従って、硬化収縮を温度応力解析に評価する必要があるが、セメントの差異のみならず、温度変化の履歴、コンクリートの拘束条件等考えられる全ての要因の影響を考慮する必要があり、今後の大きな課題である。

6. 耐ひび割れ特性の評価基準の提案

6.1 評価基準の基本的構成

図-24には、低発熱型コンクリートの耐ひび割れ性評

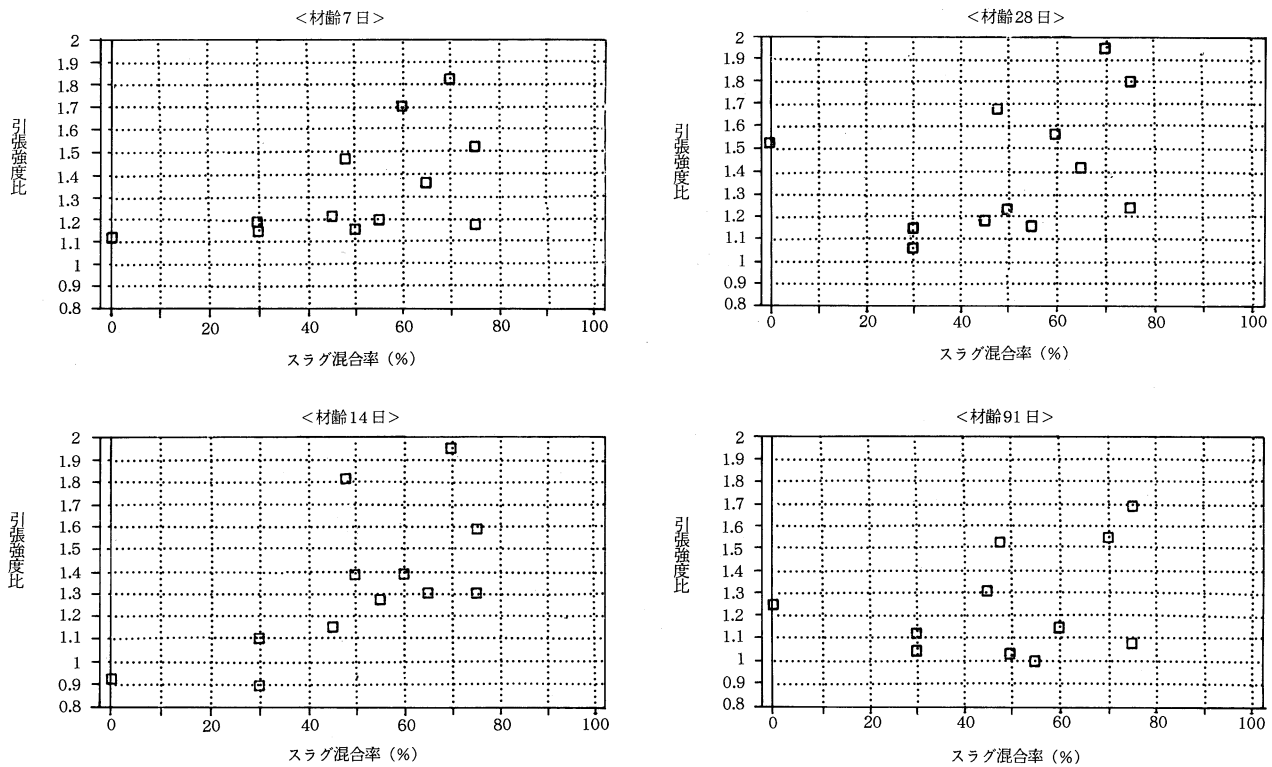


図-15 引張強度比とスラグ比率
Fig.15 Relationship between tensile strength ratio and slag content ratio in cement

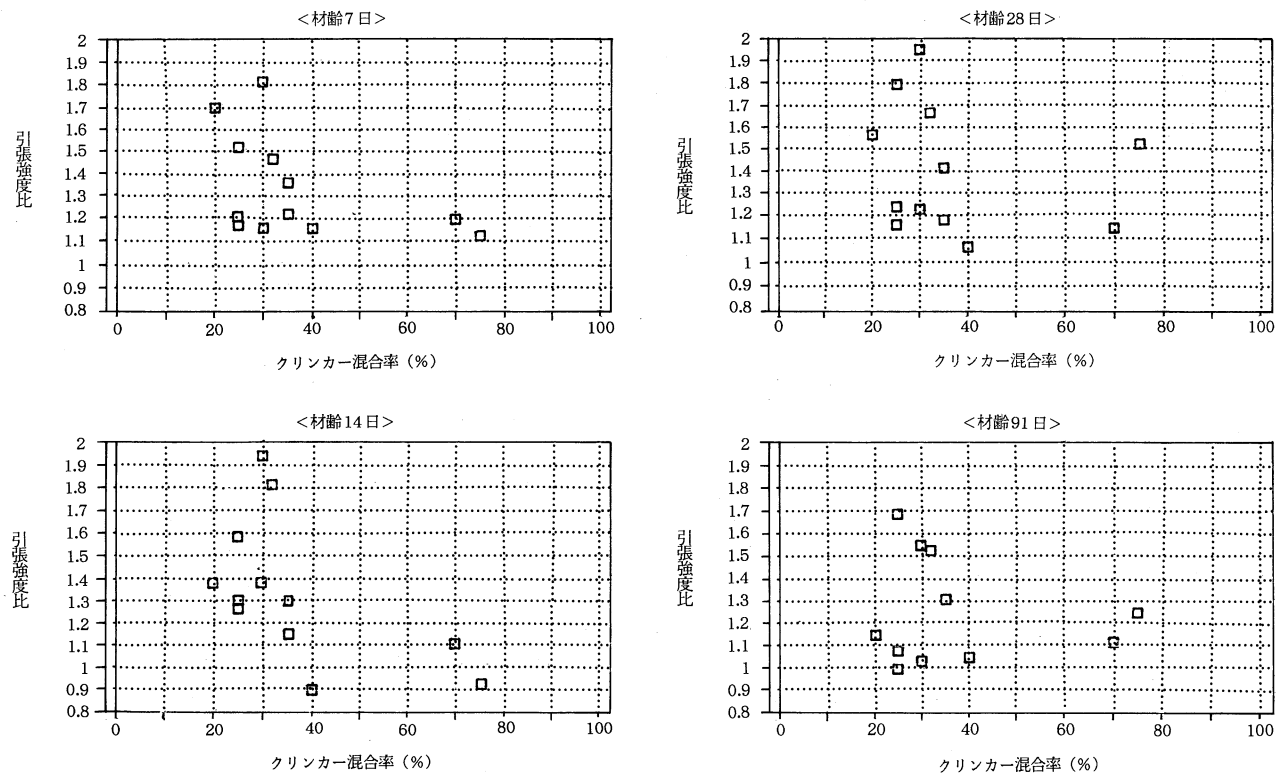


図-16 引張強度比とクリンカー比率
Fig.16 Relationship between tensile strength ratio and clinker content ratio in cement

価基準の考え方を提案している。従来の考え方では、コンクリートのひび割れ発生確率は、構造条件、施工条件を反映した温度応力解析結果を、統計的に求められたひび割れ発生確率に応じて設定されたひび割れ指数により

評価する。一方、提案している評価方法は、以下の点において従来の評価方法と異なる。

1) 温度応力解析において物理特性を積算温度換算により評価すること。(4.1 (2) 解析方法のcase2による方法)

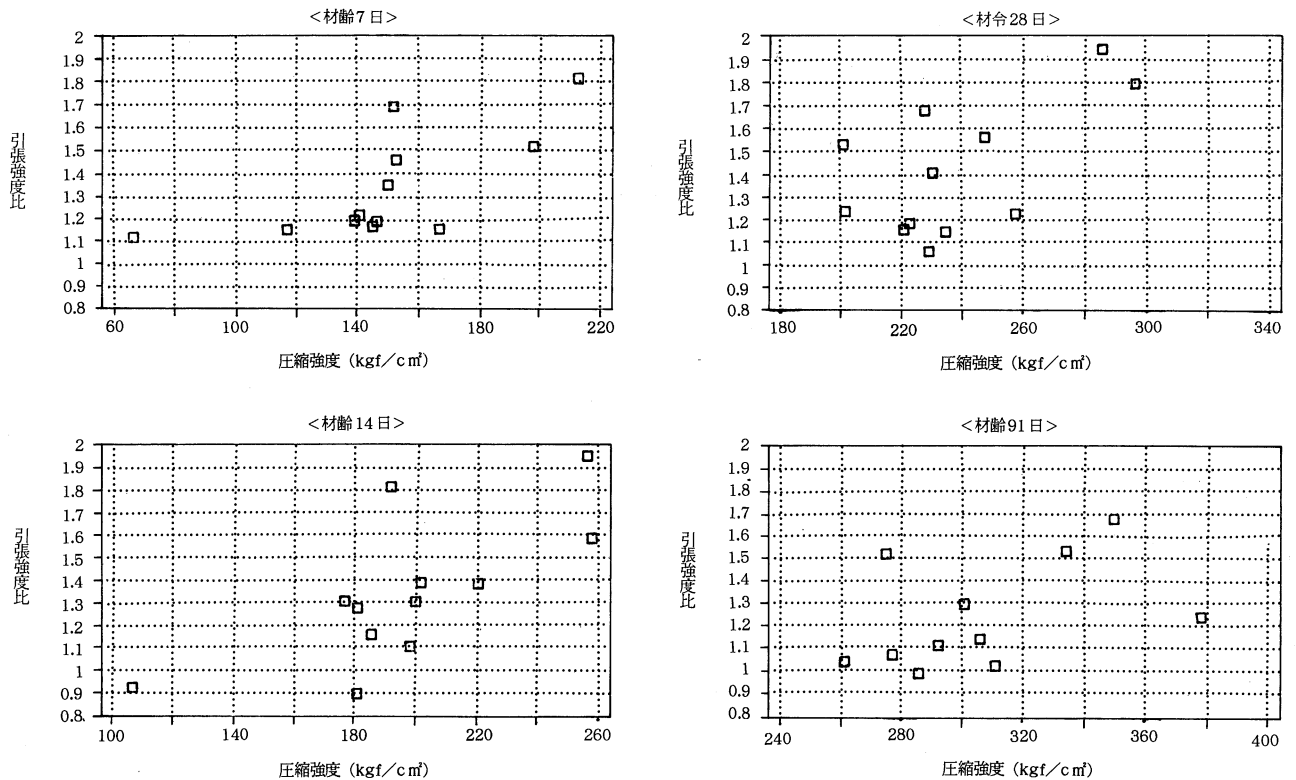


図-17 引張強度比と圧縮強度
Fig.17 Relationship between tensile strength ratio and compressive strength

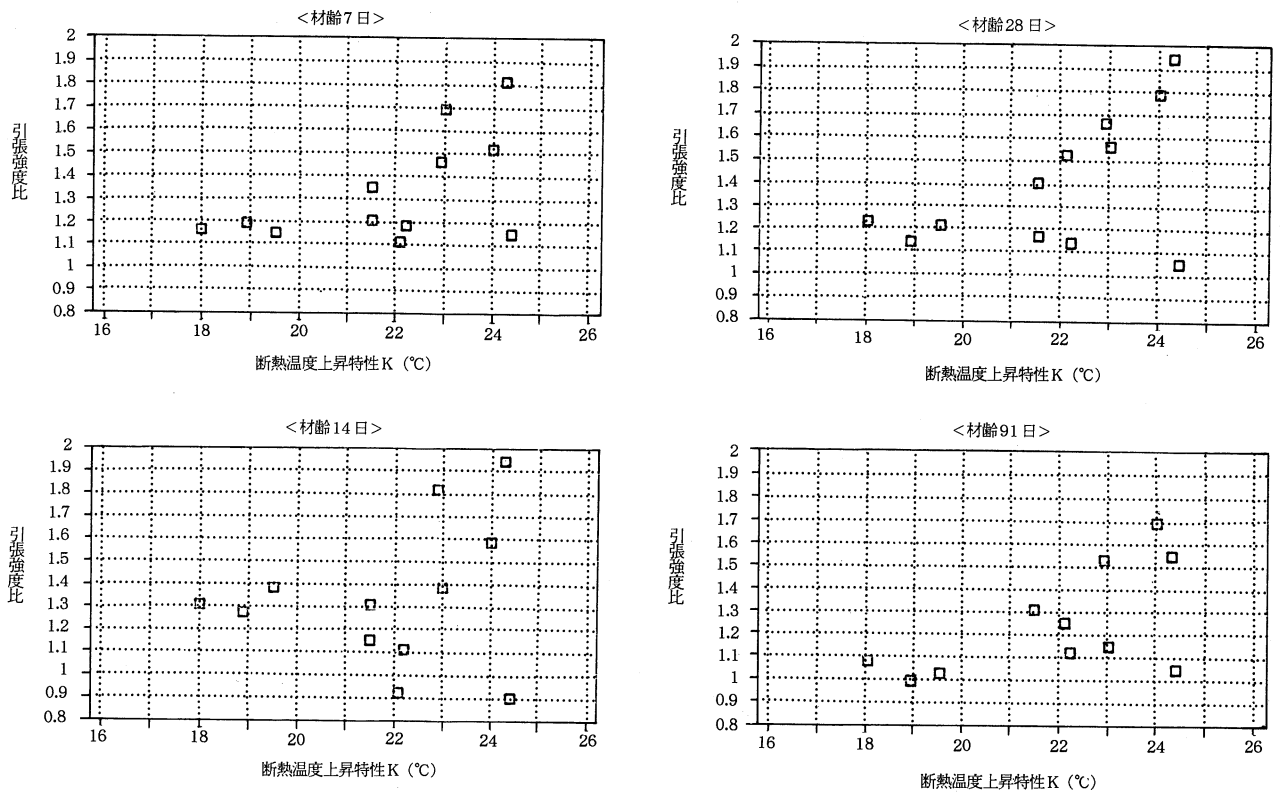


図-18 引張強度比と断熱温度上昇量K
Fig.18 Relationship between tensile strength ratio and adiabatic temperature rise

2) セメントあるいはコンクリートのひび割れ感受性と硬化収縮（反応収縮）特性を反映したひび割れ指数を設定し、温度応力解析結果を評価する。
(ひび割れ指数) = (ひび割れ感受性指数)

× (硬化収縮指数) × (安全率)
ここで、硬化収縮（反応収縮）については、温度応力解析において定量的に反映することも考えられる。また、安全率については指数の設定誤差、温度応力解析の誤差

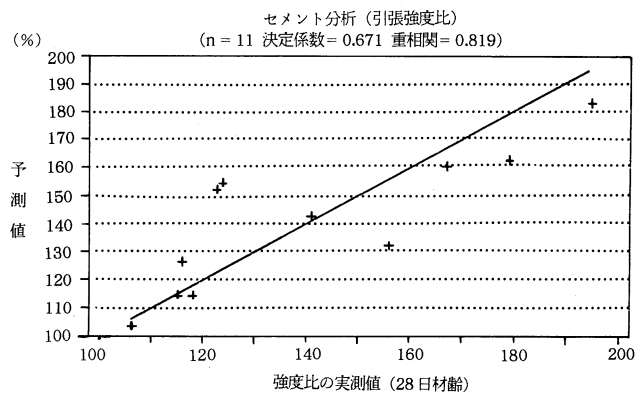
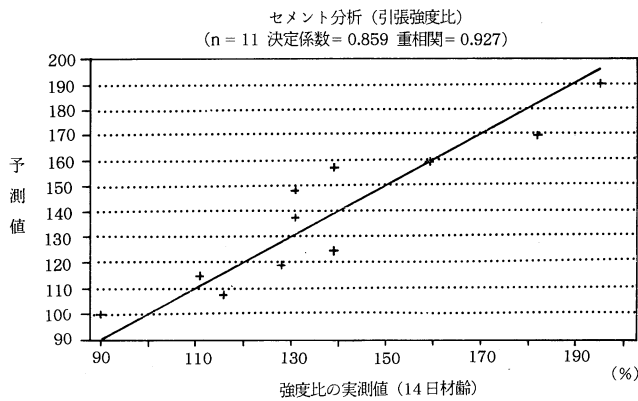


図-19 重回帰式による予測-スラグ混合率とスラグ粉末度

Fig.19 Prediction of tensile strength ratio based on the regression analysis
- variables:slag ratio in cement and slag fineness

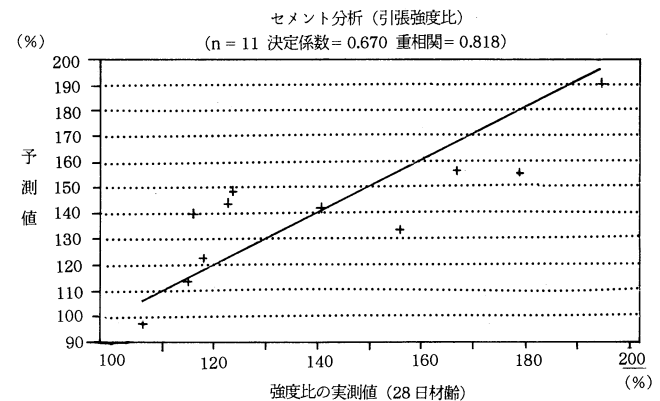
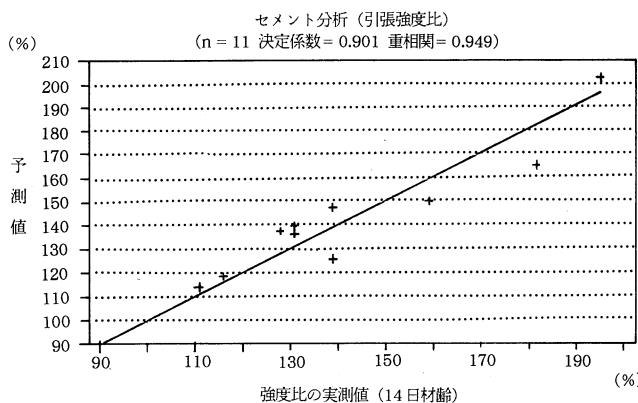


図-20 重回帰式による予測-(スラグ混合率+エーライト比率)とセメント粉末度

Fig.20 Prediction of tensile strength ratio based on the regression analysis
- variables:(slag ratio+A-lite ratio) in cement and slag fineness

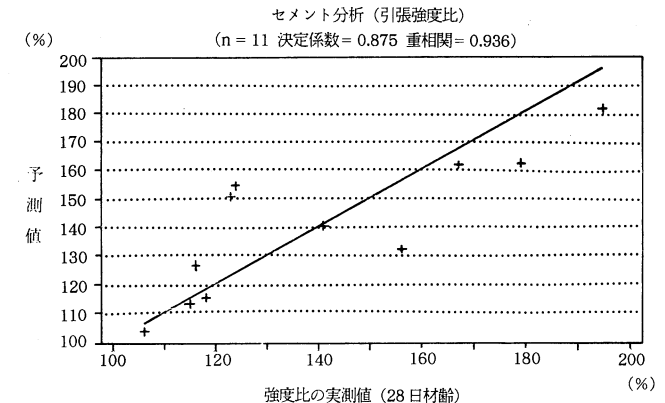
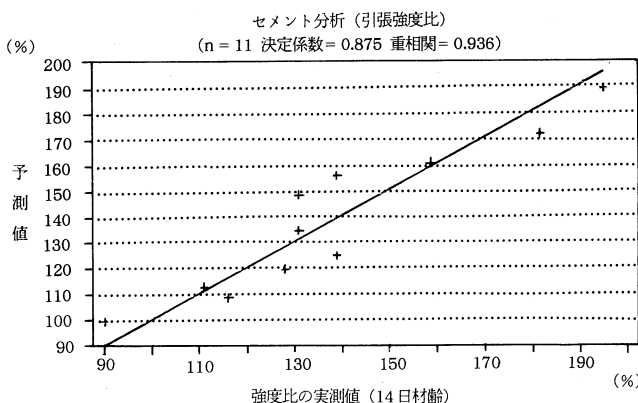


図-21 重回帰式による予測-(スラグ混合率+エーライト比率)とスラグ粉末度

Fig.21 Prediction of tensile strength ratio based on the regression analysis
- variables:(slag ratio+A-lite ratio) in cement and cement fineness

等を考慮するべきである。

3) コンクリートの上記特性を、セメント成分特性により評価する。つまり、前章で述べたひび割れ感受性を説明するのに有用な下記要素の組み合わせを指標として利用する方法である。

- ①スラグ比率とスラグ粉末度
 - ② (スラグ比率+エーライト比率) とセメント粉末度
 - ③ (スラグ比率+エーライト比率) とスラグ粉末度
- 提案した評価方法では、温度応力ひび割れの発生が予

測される場合にはセメント成分の修正が提案可能である。さらに、室内現象再現試験において上記評価結果を直接確認することも可能であると考ええる。

6-2. 温度応力解析とひび割れ指数の試算例

提案した低発熱型コンクリートの耐ひび割れ性評価基準を、明石海峡大橋主塔基礎における現場計測結果を室内現象再現試験で再現した結果で検討した結果が表-12である。ここで、拘束条件が解析では100%としたのに

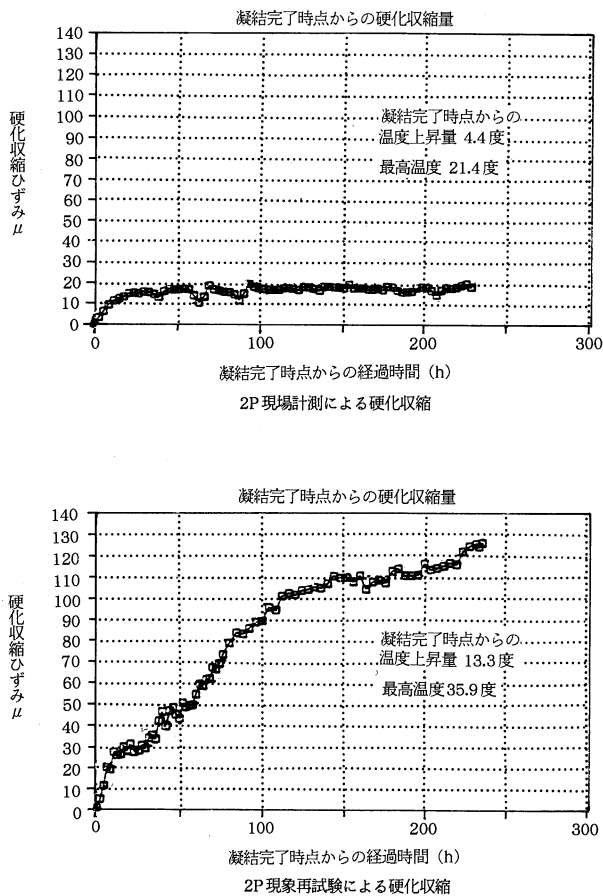


図-22 2P主塔基礎コンクリートの硬化収縮量の経時変化
Fig.22 Herdning shrinkage of 2P foundation concrete

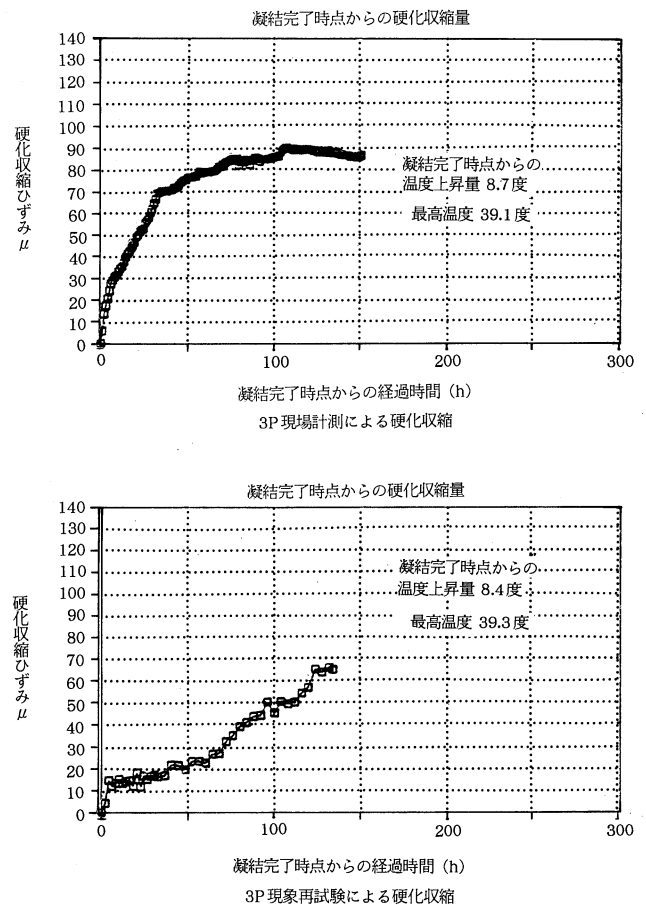


図-23 3P主塔基礎コンクリートの硬化収縮量の経時変化
Fig.23 Herdning shrinkage of 3P foundation concrete

表-12 耐ひびわれ性評価基準(案)の現象再現試験への適用例
Tab.12 Application of the estimation standard to the laboratory thermal crack simulation

	3P		2P (ケース (C))		備考
	試験	解析	試験	解析	
① 最高温度 (°C)	40.1	37.1	32.6	32.5	
② ひびわれ発生時期 (h)	150	同左	257	同左	
③ ひびわれ発生時引張応力 (kgf/cm ²)	12.7	10.0	19.5	19.0	
④ 拘束率 (%) (昇温時、降温時平均)	91.3	100.0	81.0	100.0	
⑤ 拘束率補正した引張応力 (kgf/cm ²)	13.9	10.0	24.1	19.0	③/④
⑥ ひびわれ発生時積算温度換算割裂引張強度 (kgf/cm ²)	21.2	-	27.1	-	
⑦ ひびわれ感受性指数	1.67		1.39		⑥/③
⑧ 硬化収縮指数	1.39		1.37		⑤試験 ⑤解析
⑨ 要求ひびわれ指数	2.32		1.90		⑦×⑧

対して、試験ではより小さい値となっていることから、同一拘束条件であった場合を想定した発生引張応力の補正(拘束率補正)を行った上で、ひび割れ感受性指数、硬化収縮指数の試算を試みている。また、引張強度は、20度標準養生の割裂引張強度を積算温度換算した結果とした。

2P、3Pにおいて使用されたコンクリートの特徴は、初期強度については3Pが大きいことである。しかし、試験結果においては3Pにおいて早期にひび割れが発生している。また、ひび割れ感受性についても表-13に示すとおり

表-13 ひびわれ感受性の試算結果の比較
Tab.13 Comparison of the calculated thermal crack sensitivity

	2P	3P
1) ひびわれ感受性指数	1.39	1.67
2) 引張強度比 (材令3日~28日の平均)	1.52	1.79
3) 引張強度比 (材令3日~91日の平均)	1.55	1.73

り3Pの方が大きく、この結果は試験練りで得られた引張強度比の傾向と一致する。

試験結果と解析結果の条件が厳密に一致している場合には、硬化収縮量は試験により計測された発生応力と解析で得られた計算応力の差として評価することが出来る。これは、試験においては発生応力は硬化収縮の影響を受けているが、解析においては評価されていないことによる。硬化収縮指数はこの前提条件により試算されているが、2P、3Pでは差は認められなかった。

上記ひび割れ感受性指数、硬化収縮指数の計算結果から要求ひび割れ指数が算出されるが、この試算では3Pのひび割れ感受性が大きいことから、結果として要求ひび割れ指数に差が現れている。

室内現象再現試験での拘束条件、温度条件を厳密に温度応力解析において再現されていないので、上記試算結果は多くの誤差を含んでいると考える。今後、耐ひび割れ性評価基準を確立するには、試験と解析が同一条件の

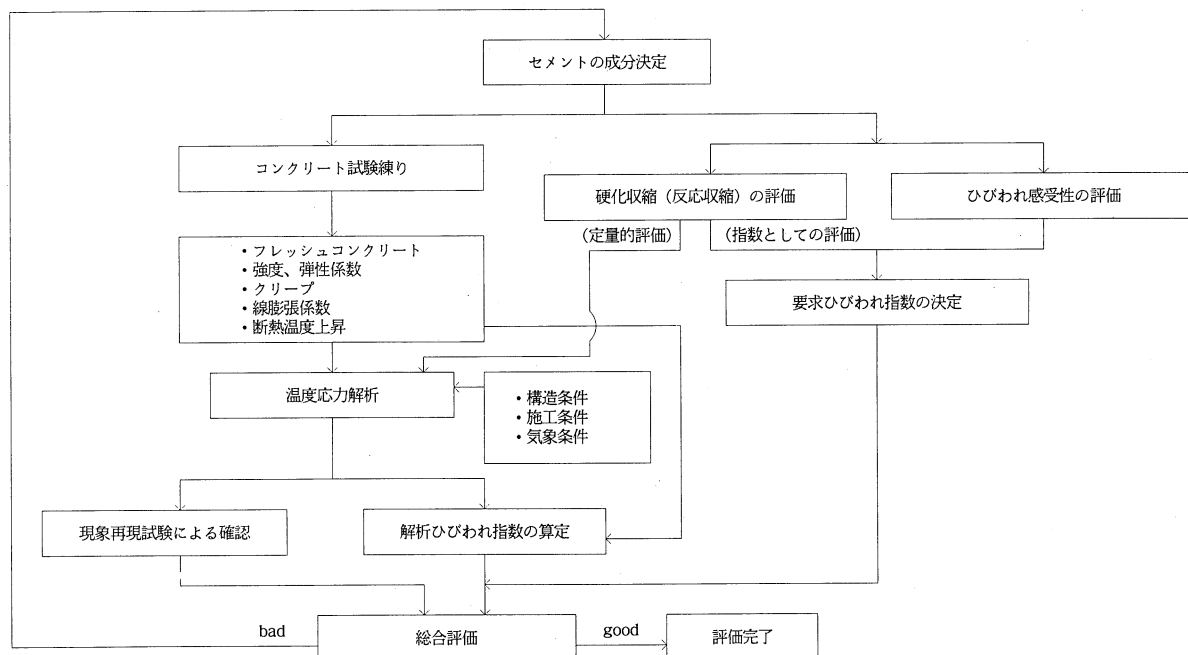


図-24 低発熱型コンクリートの耐ひび割れ性評価基準(案)

Fig.24 Estimation standard of the anti-thermal crack characteristics of low-heat concrete suggested

下での検討が更に必要である。

7. 今後の研究の方向性

本報告で、ひび割れ感受性指数はセメント成分と関係があることを確認した。また、硬化収縮指数あるいは硬化収縮量についてもセメント成分の他、施工条件とも何らかの関係があると推定される。ひび割れ感受性は定量的に評価することが可能となったが、温度応力解析結果を評価する際に、引張強度比をそのままひび割れ感受性指数として適用することの妥当性については更に検討が必要である。また、指数を評価する上で最適なセメント成分特性の組み合わせについても検討する必要がある。硬化収縮についても、ひび割れ指数の中で評価する方法、温度応力解析において収縮量として評価する方法があるが、より適切な方法を選択し、定量的にモデル化することが重要である。

提案した温度応力解析では、硬化収縮の評価方法が課題となる。硬化収縮を解析中に定量的に考慮する場合、温度変化によって生じる応力に対してクリープの影響が加わるのと同じく、硬化収縮によって発生する応力に対してもクリープの影響があることである。このことは硬化収縮を指数として評価する場合にも同様であるが、これをひび割れ発生確率の評価に考慮するには、硬化収縮量に影響を与える要因を解明する必要がある。

低発熱型コンクリートの耐ひび割れ性評価基準を確立するには、これらの課題を全て解決することが必要であり、今後ひび割れ感受性指数、硬化収縮指数（硬化収縮量）のモデル化を、温度応力解析および室内現象再現試験が厳密に同一条件で実施された結果に基づき検討する

必要がある。また、硬化収縮については、セメント成分特性、養生温度との関係を実験により調査中である。

参考文献

- 1) 那須清吾：「低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性」、本四技報 Vol.17 No.69
- 2) 那須清吾：「第一建設局ワーキンググループ報告（中間）」、構造用マスコンクリート委員会報告書、平成5年3月、P.97 - 151

明石海峡大橋主塔の製作・精度管理

Fabrication and Accuracy Control of the Towers of the Akashi Kaikyo Bridge

向島工事事務所 技術課長
(前)垂水工事事務所 第五工事長

秦 健作

Kensaku Hata

鳴門管理事務所 維持補修課長代理
(前)垂水工事事務所 第五工事長代理

小林 義弘

Yoshihiro Kobayashi



概要

明石海峡大橋 2P・3P 主塔は、現地架設を完了し、明石海峡にその威容を見せている。しかし、この塔は、その大きさ故に 1 塔複数社での製作、大断面の端面切削、大型ブロックの精密計測等、これまでに経験のない事項に対処する必要があった。本報告は、明石海峡大橋主塔を、高精度で製作するために講じた製作精度管理方法の概要をとりまとめたものである。

Construction of the main towers of the Akashi Kaikyo Bridge has been completed recently.

The height of the towers reaches 300m, and the dimensions of the members of the tower shaft are substantially enlarged compared with the existing ones. And, the one tower shaft was fabricated at some factories for the first time.

So, problems in fabrication, such as control of the inclination of the members with large cross section and its measurement, should be overcome to maintain the accuracy of these large members.

In this report, the outline of investigation and experiment, which were conducted to control the accuracy of the members, are reported.

1. まえがき

明石海峡大橋の主塔の工場製作は、1990年7月より開始し、1993年3月まで約3年弱を費やして完了した。製作工場は、両塔あわせて2共同企業体の10社13工場に及び、使用鋼材量は約5万トンである。

明石海峡大橋主塔の諸元を、図-1に示す。

本主塔製作における特徴としては、

- (1) これまでに経験のない塔高・大断面であり、ブロックが大型化するため、製作手法・設備等を考慮する必要がある。
- (2) 1塔を複数社で製作するため、精度・製作管理（特に鉛直度管理）方法を、全社同じレベルで確立する必要がある。
- (3) 下段から順次上段へ製作することが工程的に不可能なため、全体精度を確保するための、製作工場ごとの基準を定める必要がある。

等がある。

また、本主塔で今回はじめて採用した項目については、次のようなものがある。

- (1) 三次元座標測定器を用いた塔柱部材検査
- (2) メタルタッチ面のプライマー養生
- (3) フッ素樹脂塗料の本格的使用
- (4) 外面自由縁の2R面取り

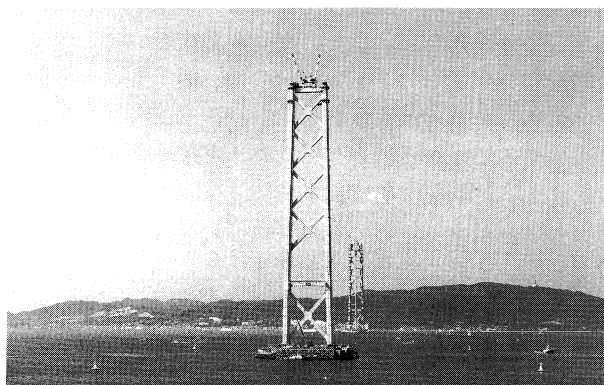


写真-1 2P全景、3P遠景

Photo.1 Main Tower of the Akashi Kaikyo Bridge

幸いなことに、本橋の両主塔は構造が全く同一であることから、公団と両請負者が一体となってこれらの問題に取り組み、工事を進めた。

2. 製作精度管理概要

吊橋の塔における精度管理の重点項目は、鉛直度及び継手部のメタルタッチの確保である。前者は、部材検査における端面の直角度及び仮組立の芯ずれの累積管理により、後者は、仮組立検査時のすき間ゲージ確認によって、それぞれ保証する。鋼橋等製作基準によるこれらの製作許容値を表-1に示す。

しかし、本橋の場合先に述べたような特徴から、この

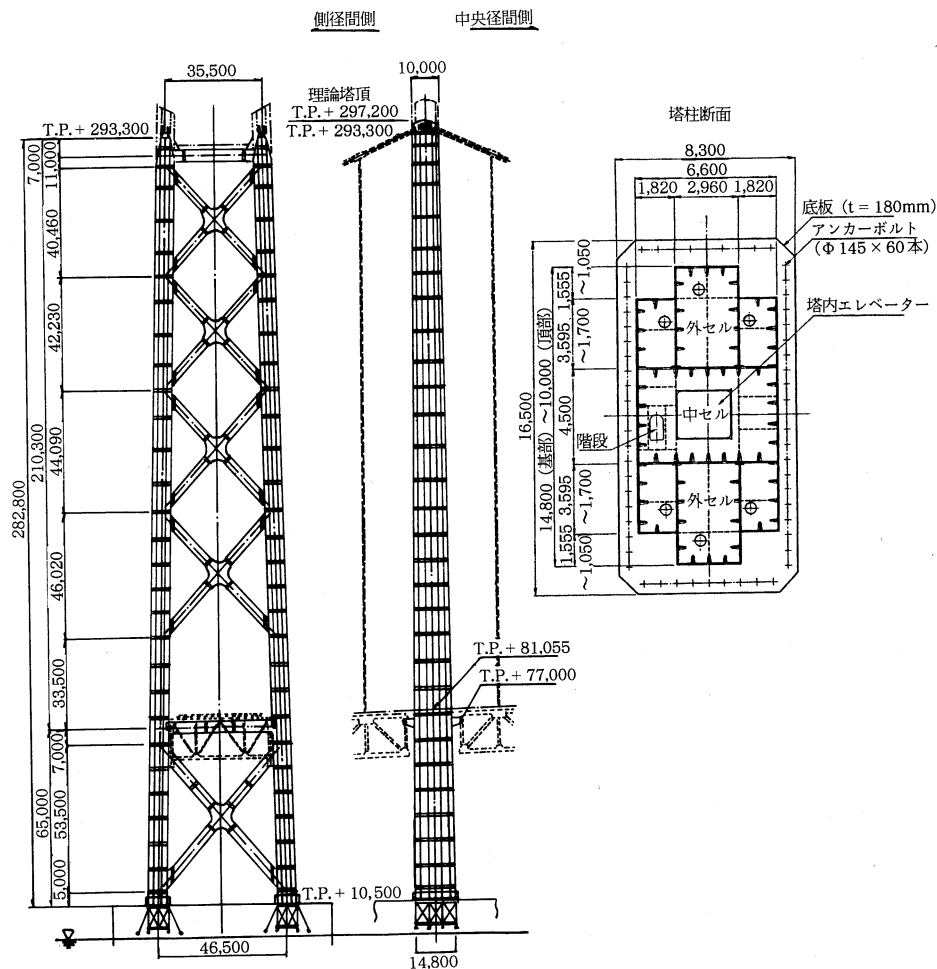


図-1 主塔一般図

Fig.1 General Plan of Main Tower

表-1 製作許容値

Tab.1 Specification for Accuracy of Fabrication

断面寸法	計測項目	許容差	計測項目	許容差
	辺 長	± 2mm	端面の直角度	1/10,000
	対角線長	± 3mm	鉛直度	1/10,000
	塔柱各段の部材長	± 1mm	ねじれ	± 3mm
			表面粗さ	12.5s以下

製作担当 会社		H2										H3												H4											
		7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
2 P	A社						TBE~T9E, T16E~T23E																												
	B社						TBW~T11W, T19W~T24W																												
	C社						T10E~T15E, T12W~T18W																												
	D社																		T25W~T30W																
	E社																		T24E~T30E																
3 P	F社						TBE~T15E																												
	G社						TBW~T11W																												
	H社																		T12W~T24W																
	I社																		T16E~T23E																
	J社																		T25W~T30W, T29~T30E																

図-2 製作分担及び製作工程

Fig.2 Allocation and Schedule of Fabrication

精度を確保するのは容易ではなく、従って以下の管理ポイントに留意して工事を進めた。

- (1) 横置き出し、部材検査の精度向上

従来にない大重量・大断面であるため、これまで一般的であった、立置き部材検査が行いにくく、横置き状態で行わざるを得なかった。このため、部材端面の傾斜量に影響を与えない、支持方法を採用した。

- (2) 製作各社別精度管理値の設定及び品質レベルの統一

複数社で1塔を製作し、工程がラップするため、最終精度確保のための各社別管理値を設定した。また、他社部材との取り合いを考慮し、製作管理項目、方法、様式等を統一した。

- (3) 精度確保のための工場設備の確認

今回の製作において、各製作工場とも、切削機、運搬設備、検査用設備等工場

施設の新設や改良を行ったが、施工計画をもとに、これらの確認を実施した。

- (4) 架設精度を考慮した製作

工場製作結果を現場で再現しやすいよう、想定される現場での架設方法を踏まえて、実験や、マーク位置の統一、情報の収集を実施した。特に副材(斜材及び水平材)

の落とし込み部材については、日照による塔柱の倒れ込みによる遊間不足が懸念されるため、仮組立時の厳格な精度管理とデータ収集に努めた。

なお、本工事における、塔柱の製作工程及び製作分担を図-2に示す。

3. 累積精度管理

塔の工事で最も重要な精度管理は、鉛直度である。鉛直度の精度基準は表-1に示すように、製作段階で

は、本橋の場合28.3mm (1/10000) である。これまでの吊橋塔の製作報告では、この結果については報告されているものの、その管理手法については、報告されていない。恐らく1塔1社製作のため、各社独自に下段の結果を反映させ上段の調整を行っているものと推料される。

しかし、本橋主塔の場合、複数社で並行して製作をすすめるため、下段から順に製作をすすめることができず、この様に簡単に調整することはできない。そこで、各工区ごとに全体精度を満足するための許容値を以下の考え方で算出した。

①各工区の許容値を、各工区の塔頂倒れ量と塔頂水平度に設定する。

②計算上は、各工区をまたがって調整することはできないものとする。

③各工区の倒れ量は、各ブロックの端面直角度をGaussの誤差伝播式に代入し求める。工区塔頂水平度は、各ブロックの端面直角度を誤差二乗和の式に代入して求める。

④塔全体の倒れ量は、1工区を1ブロックとみなし、下記式とした。ここで、工区境の目違いは1mmとした。

$$S = \sqrt{\varepsilon^2 + (\Delta\delta_1)^2 + \dots + (\delta_n)^2 + (n-1)(1)^2}$$

ここで

$$\varepsilon^2 = (L_0 + \dots + L_n)^2 (\alpha_1)^2 + \dots + (L_n)^2 (\alpha_1 + \dots + \alpha_{n-1})^2$$

$\Delta\delta_n$: n 工区の自工区のみ倒れ量

L_n : n 工区の自工区長 (部材長合計)

α_n : n 工区の塔頂水平度

⑤上式Sを、鉛直度1/10000の誤差量28.3mm以下とし、 $\Delta\delta/L$ が各工区で等しくなる様、 $\Delta\delta$ を求めた。

この結果、各塔柱における各工区の累積精度管理許容値は表-2となった。

なお、各工区内各ブロックの端面直角度を、Gaussの誤差伝播式で求めると、2PE塔最下段工区の場合、3.78" (約1/53000) となる。但し、自工区内では調整が可能のため、単ブロックがこの精度でなければならないという訳ではない。

累積精度管理は、塔柱軸芯を塔壁面に投影した部材芯で行った。この部材芯のうち、副材仕口面は仮組時に直

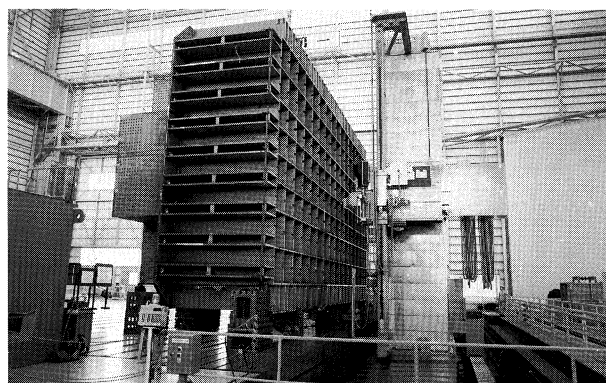


写真-2 塔柱第一段の端面切削

Photo.2 Polishing of End of the First Tier

接芯ずれ量の確認ができないため、これを除く3面で管理した。部材検査では、この面の端面直角度も管理しているため、問題ないと思われる。

4. 端面切削

製作精度を満足するために、最も重要な作業が、切削機による端面切削である。本工事では、前に述べたいくつかの問題点に対処するため、各社の端面切削設備を含めた、切削工程での作業計画の詳細審査を行い、切削精度の確保に努めた。具体的には、

- ①大断面切削のため、これまで使用されなかった範囲のコラムの鉛直度・ベッドの真直度の精度
- ②大型ブロックのため、切削据付場所の支持力
- ③切削時間が長くなることによる機械の精度への影響と周辺温度変化への対処

等が、問題であると思われたため、これを重点に検討した。

結果的には、各社とも設備の新設・改造等に対応し、作業を慎重に行うことにより、製作上問題となることはなかった。

切削機械・切削諸元等は、本稿においては紙面の都合により割愛するのが、製作報告書に詳述しているので参照されたい。

また、本工事では、吊橋主塔の端面切削未経験会社にテストピースによる切削試験を、全社においても、初品実ブロックにおける切削試験を、先の問題確認のために実施した。これにより、実施工では、大きな問題なく、作業を進めることができた。

切削作業でのポイントは次のとおりである。

- ①一般には横置き切削となるため、部材端面が自重により変形をする。従って、できるだけ端面傾斜が精度に影響しないような支持方法にする必要がある。
- ②部材各部の温度差及び温度変化は切削精度に大きく影響するため、特に仕上げ切削においては、十分な温度管理を行う必要がある。
- ③部材据付後の変形は、非常にゆっくりしている。据付後は時間をおいて切削しなければ、切削中に部材

表-2 工区別鉛直度許容値

Tab.2 Allowable Inclination at Each Factory

2P E塔	工区倒れ		工区塔頂 角度 秒	2P W塔	工区倒れ		工区塔頂 角度 秒
	δ (mm)	鉛直度			δ (mm)	鉛直度	
A社	4.27	1/18500	16.89	B社	6.19	1/16000	19.82
C社	3.07	1/18500	19.56	C社	4.27	1/16000	21.72
A社	4.69	1/18500	18.87	B社	4.01	1/16000	22.41
E社	3.26	1/18500	-	D社	3.22	1/16000	-
E = 1/10197				W = 1/10299			
3P E塔	工区倒れ		工区塔頂 角度 秒	3P W塔	工区倒れ		工区塔頂 角度 秒
	δ (mm)	鉛直度			δ (mm)	鉛直度	
F社	12.34	1/11000	29.70	G社	7.92	1/12500	25.37
I社	12.38	1/11000	32.56	H社	9.09	1/12500	23.87
J社	1.00	1/11000	-	J社	4.12	1/12500	-
E = 1/10241				W = 1/10321			

が変形することになる。

これらは、全て芯出し工程・部材検査工程でも共通であり、非常に神経を使ったところである。

5. 塔柱部材検査

塔工事で鉛直度の管理が重要であることは、先に述べた。しかし、いくら精度良く製作しても、それが正しく認識されなければ、次のブロックを製作する時に間違えた調整を繰り返すことになる。そういう意味では、部材検査は、切削工程にも増して重要な工程である。

従来の塔製作における部材検査は、全て立置検査として実施されている。この方法は、塔の完成形状を考えると自然な方法である。しかし、本橋の主塔のような大ブロックでは、部材を置く定盤・立起し作業等、設備面や作業面での負担が大きく、実際にこの方法を取ることは困難であった。そこで、横置き状態でも、自然状態に近い形で計測できる様、作業方法を検討し対処した。

5.1 横置き部材検査の反力管理

ブロックを理想状態で支持した場合でも、横置きの場合は、最大 $1/110000$ 程度の端面傾斜量となる。更に実際は支持点の反力差を加味しなければならないため、支持方法をおろそかにすると、無視できない傾斜量となる。そこで図-3に示す支持点反力の管理を行い、この差が15%以下となることとした。この根拠は、塔柱の一般的な代表ブロックについて、FEM解析を行い、それに基づいたものである。実施工の結果では、全て数パーセント程度に納まり、製作管理上問題は無かった。

5.2 部材検査方法

部材検査の方法は、各社の設備の違いにより、3タイプに分かれる。

(1) 立置き検査

従来から実施している方法である。ただし、今回は塔柱水平度の計測において、水レベルを用いて、塔柱四隅

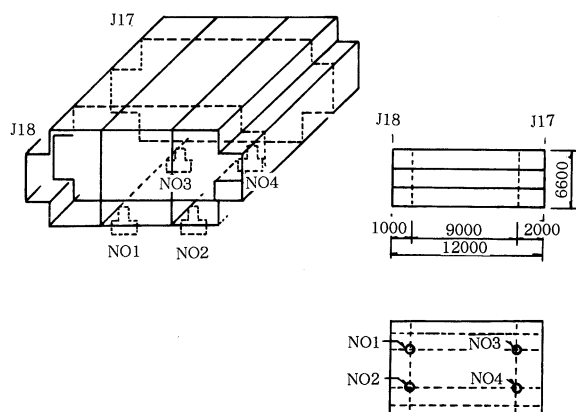


図-3 支持点反力管理

Fig.3 Control of Reaction at Support during Inspection

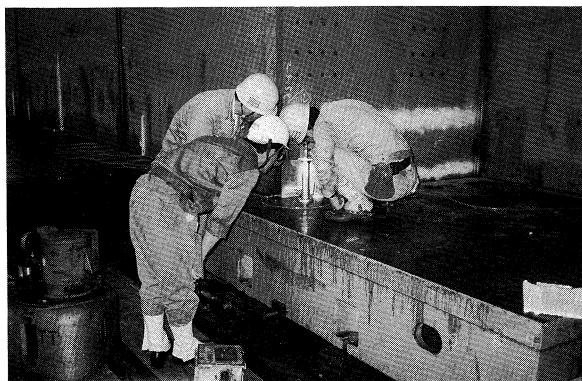


写真-3 ウォーターレベルによる水平度測定

Photo.3 Measurement of Inclination of Tiers with Water Level

を計測した。各水レベルは、連通管によりつながっており、水面を基準面とし、塔柱端面との相対差を計測することができる。

(2) 横置き検査 (トランシット・レベルによる計測)

横置き検査では、図-4に示すようにトランシットを据え、橋軸に直角な仮想面をトランシットによって作った。このトランシットで、塔柱四隅の切削面に配したハイトゲージを視準し、下端面の相対出入り量を計測した。上端面は、下端面からの長さの相対差で計測した。この計測には、四本の鋼棒を切削して同じ長さの基準棒を作り、その鋼棒との相対差から四隅の長さの差を出す方法と、インサイドマイクロメーターによって長さを直接出す方法に分かれる。長さの測定方法では部材温度と計測器具温度の差を少なくするため計測場所に固定しておくことが好ましい。

(3) 横置き検査 (三次元座標測定機による計測)

三次元座標測定要領を図-5に示す。この方法は、塔柱端面各部に配した測定点を三次元座標測定機により計測し、部材周辺の座標空間の中での座標値を求める。これによって得られた各部の座標を軸芯を基準として、座標変換して、部材長・端面の出入り・ねじれ等部材検査項目の形状に関するものをすべて、自動計測できるシステムである。

なお、三次元座標測定器による方法では、本装置の計測精度が不明であることから、最初の数ブロックにおいては、トランシット・レベルによる方法と併せて検査し、

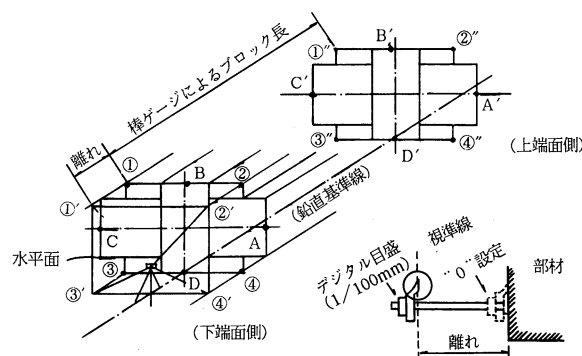


図-4 横置部材検査

Fig.4 Measurement of Inclination of Tiers

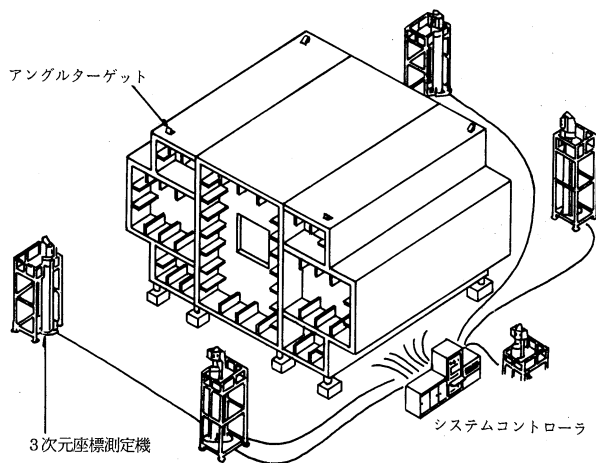


図-5 三次元座標測定要領

Fig.5 Measurement of Tiers with 3-D Measuring Method

計測方法に問題がないことを確認した。

この方法は、断面寸法計測が自動でできるというメリットがある。

6. 現場架設工事への配慮

本工事の製作においては、精度管理と共に、架設時の作業性も重要視し、製作時に対応できるものは、実施した。そのうち、主なものを次に述べる。

(1) 架設再現性実験

塔柱ブロックは、工事では3セル一体として仮組立検査をしているが、実際の架設時には、それぞれ単ブロックでの架設となる。また、現場では日射による部材変形が生じる。このため、塔柱一般ブロック及び塔基部（第1段＋第2段の立置仮組立検査）ブロックにおいて、外セルと中セルの連結ボルトを外し、その変化量（段差）の把握と、端面再現方法の作業確認を実施した。この結果、概ね次のことが確認された。

- ①解放した切削面の段差は、範囲として1mm弱となる場合があること。
- ②一般的に外セルが内セルより長くなること。
- ③端面再現時のドリフトピンによる再現値の限度
- ④ジャッキ使用時の加圧力と端面変化量の関係
- ⑤ジャッキ開放時の端面戻り量

(2) 切削端面養生プライマー試験

切削端面は、メタルタッチ部であり、本来架設時はホワイトメタルの状態が望ましい。しかし、切削後、架設までの期間は、相当長期となるため、何らかの防錆処置を施すことになる。一般には、工場出荷時までは防錆油、その後はガムテープ養生である。この養生は、防錆的には問題無いが、架設時の取り外しが非常に手間となる。明石の場合、立置輸送、添接板工場取付等、現地作業を極力少なくする様、計画しているため架設作業に支障とならない防錆方法を検討した。

今回の工事では、端面養生の終了した後、添接板の取

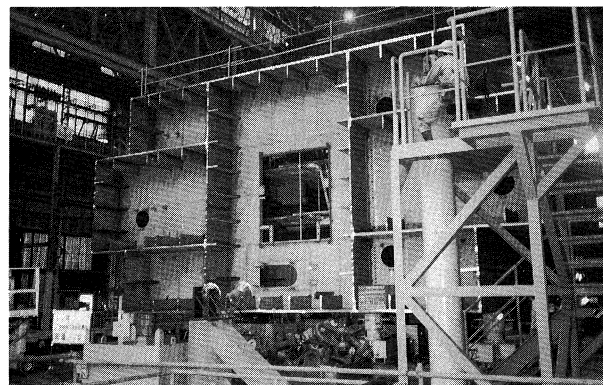


写真-4 三次元座標測定器による部材検査状況

Photo.4 Measurement of Tiers with 3-D Measuring Method

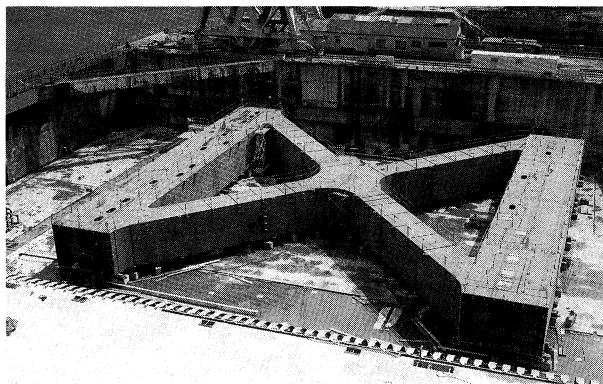


写真-5 斜材平面仮組立

Photo.5 Temporary Assembly of Diagonal Member

付け、オーニング、輸送、架設の期間を最長2カ月程度と考え、ウォッシュプライマーを薄く塗付することとした。ただし、この方法で問題となるのは、タッチ面のすき間の把握が確実にできるか、塗膜を介して力の伝達が変わらないかという点であり、これらを明確にするために、試験を実施した。

試験は、SM570Q（板厚50mm）のテストピースでプライマー塗付（均一、不均一膜厚）のものと、塗付していないものを作り、圧縮試験機で載荷した。試験の詳細は省くが、結果は概略以下のとおりである。

- ①均一な膜厚を得るためには、ハケ1回塗りが良くその膜厚は15 μ 程度である。
- ②均一な膜厚のテストピースを重ねた載荷試験結果では、許容応力まで載荷、除荷しても、試験体は弾性変形する。（荷重伝達されている。）
- ③メタルタッチ確認を行う時点の荷重程度で、プライマーがあっても、メタルタッチ判定には影響しない。

以上、切削端面のプライマー養生を行っても、支障のないことを確認し、切削両端面とも15 μ のウォッシュプライマーを塗付した。

(3) 架設時各種情報の収集

仮組時の情報を、架設工事に反映させるために、以下の項目を実施した。

- ①架設合わせ芯・ドリフトピン打込み位置を基本的に統一する。
- ②副材のすき間量・塔柱メタルタッチ結果を伝達する。

③水平材の架設における、ジャッキ力による移動量を計測する。

7. 累積精度管理及び塔柱メタルタッチ計測結果

以上、製作・精度管理の概要を述べたが、これらに基づき施工した結果、所要の製作精度が得られた。

2P・3P各E塔の鉛直度累積管理図を図-6に示す。W塔も含めた累積管理結果では、累積倒れ量の最大値は、2PE塔南面の+5.26mm(約1/54,000)、最小値は、同じく2PE塔E面+0.06mm(約1/4,700,000)であった。全部の面の平均では、1.08mm(約1/260,000)という、高い精度が得られた。なお、誤差推定式よりも実際の誤差量を低く抑えることができたのは、計算に含めていない各工区間にまたがる調整を行ったことによる。

メタルタッチでは、塔壁の2P平均が96.9%、3P平均が98.9%で、最少メタルタッチ率は2PWJZの80.7%であった。縦リブでは、同じく2Pで96.7%、3Pで99.5%

であった。塔壁50%、リブ25%の許容値を十分に満足する結果となった。

8. あとがき

上記のとおり、明石海峡大橋の主塔製作は、製作精度への十分な管理、架設への配慮等を実施し、無事完了することができた。これらは、設計・製作・架設各部門が一体となって、各種問題に取り組んだ結果である。ここで紙面を借りて、担当者各位に謝意を表します。

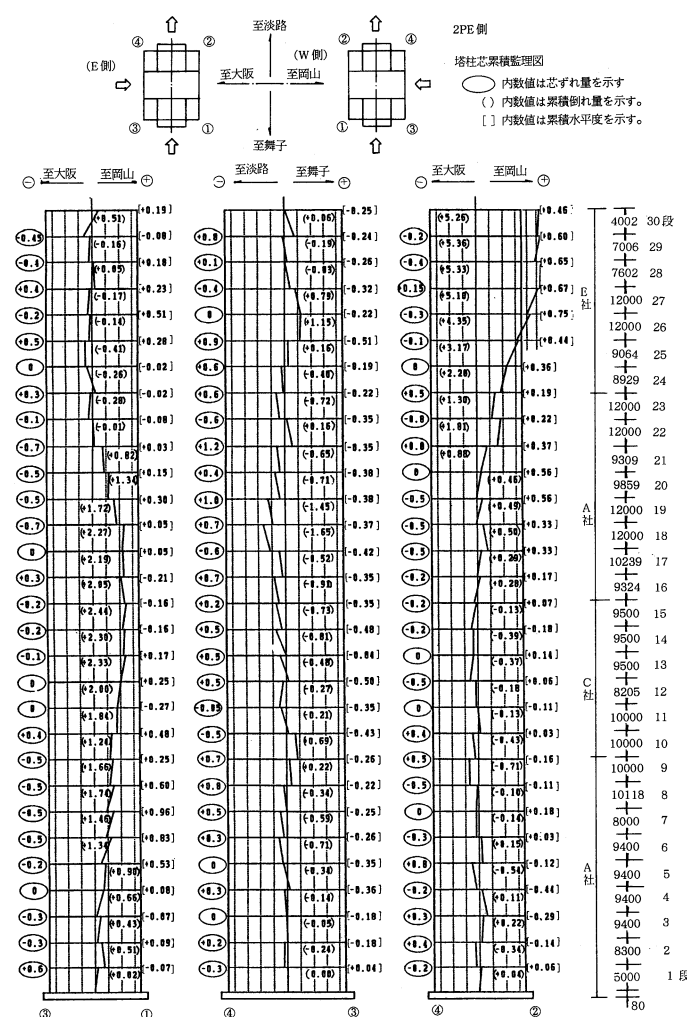


図-6.1 2P-E側塔柱軸芯累積管理図

Fig.6.1 Expected Inclination of Tower Shaft from Result of Measurement at Factory(2P-E)

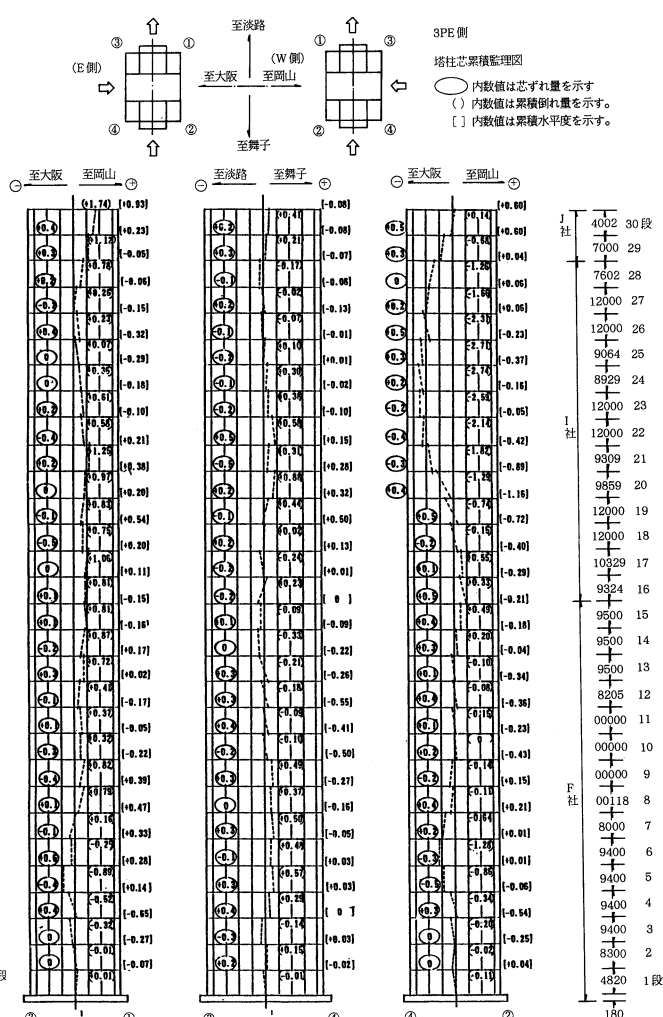


図-6.2 3P-E側塔柱軸芯累積管理図

Fig.6.2 Expected Inclination of Tower Shaft from Result of Measurement at Factory(3P-E)

明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造（その1）

Structure of cable band and suspender on the Akashi Kaikyo Bridge(part 1)

第一建設局 第二工事長
垂水工事事務所

河 口 浩 二

Kouji Kawaguchi



第一建設局 第二工事長代理
垂水工事事務所

福 永 勸

Susumu Fukunaga

概 要

明石海峡大橋は中央支間1,990mの世界最長の吊橋であり、最長ハンガーは200mを超える。このため、維持管理を考慮してPWSハンガーのピン定着構造を採用することとした。構造の概要は以下の通りである。

- ①ハンガー定着構造は、PWSハンガーの構造特性を考慮してピン定着構造とし、ハンガー角折れの大きい部分はユニバーサルジョイント構造とした。
- ②ケーブルバンドは、ハンガー張力によるバンド本体およびバンドボルトに対する影響を考慮して設計を行った。
- ③PWSハンガーは防食性能向上のため、黒色のポリエチレン被覆構造となっているため、景観を重視してふっす樹脂による着色を施すこととした。

The maximum length of suspender ropes of Akashi Kaikyo Bridge will reach 200 meters for the world longest center span of 1990 meters of the bridge. Therefore the parallel wire strand with pin-connected supports was designed for suspender system of the bridge, considering the convenience of bridge maintenance. The outline of the system is as follows:

1. The support of suspender employed a pin connection system due to structural characteristics of PWS suspender. The universal joint system was further designed for some of suspenders that might have a large amount of transversal bending angle between the suspender and its socket due to deck displacement.
2. The cable band was designed considering the influence of tension force of the suspender on both the cable band bolt and the band itself.
3. A black polyethylene tube, which is set to cover the PWS suspender for the anti-corrosive measure, is to be covered with fluoro-polymer resin in consideration of aesthetic viewpoint.

1. まえがき

明石海峡大橋は中央径間が1,990m、全長が3,910mに達する超長大橋である。南備讃瀬戸大橋と比較すると、ハンガー格間長で約2倍、ハンガーロープ長で約4倍、塗装面積で約3倍（従来のCFRCハンガー形式の場合）となる。従って、バンド・ハンガー構造の決定に当たっては、経済性のもとより、構造の信頼性、架設工期の短縮および維持管理について総合的に検討を行うことが必要であった。特に、ハンガーロープについては最長のものが200mを超えることから、半永久的な構造とする必要性が非常に大きい。このため、明石海峡大橋では、PWSハンガーのピン定着方式を採用することにした。

本稿は、明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造の検討経緯および詳細設計結果について取りまとめたものである。

2. 検討の経緯

昭和63年の実施設計段階では、バンド・ハンガー構造は従来形式のCFRCハンガーによる支圧定着、鞍掛けバ

ンド形式による計画であったが、以下に示す問題が残されていた。

- ①CFRCハンガーはより線であるため、張力付加により戻りが生じて塗装が割れたり、バンド鞍掛け部から雨水が進入するなど防錆上の問題が多い。
- ②①の理由から、CFRCハンガーは取り替えおよび再塗装を前提とした構造となるが、最長のハンガーが200mを超える明石海峡大橋ではその実施費用が莫大な額となる。
- ③明石海峡大橋の補剛桁トラス構造は、ハンガー格点部に主構の上弦材、垂直材、斜材および主横トラスの上弦材、斜材が集中することから、従来の補剛桁架設工法では支圧定着作業時の作業空間が狭い。

このため、瀬戸大橋完成以降に実用化されたPWSケーブル（HiAmケーブル、New PWSの2種で斜張橋での実績が著しく、より加工による強度低下がなく、ポリエチレン被覆により腐食の問題も少ない）のピン定着構造の採用を前提に構造変更を行うこととした。

2.1 バンド構造の検討

PWSケーブルはポリエチレン被覆構造であり、鞍掛け構造の採用は困難であるため、バンド側定着方式はピン

定着とし、イギリス流の横割りバンド（我が国は縦割り）で、橋軸方向に2カ所のハンガー定着点を持つ構造（セバーン橋と同一タイプ）を中心に検討を進めていた（横割りバンドで橋軸直角方向に2本のハンガーを配する構造の場合は、ピンプレート部の製作性において casting 一体および鋳鋼鋼板溶接構造とも解決すべき問題が多い）。横割りバンドはバンドボルトが引っ張りボルトとなる問題（問題はないかもしれない）はあるものの、以下の利点がある。

- ①バンド上部に継ぎ目がないため、主ケーブルへの雨水進入を防げる。
- ②バンドボルト軸力の増し締めがバンド上部から可能である。

しかし、以下の欠点から横割りバンドの採用は断念し、従来通りの縦割り構造とし、橋軸直角方向に2本のハンガーを配する構造に決定した。

- ①主ケーブル中心軸にハンガーを配すると桁側の定着部が補剛桁の主構上弦材の中心となるが、箱桁である上弦材の中心にピンプレートを配すると構造が複雑となり、設計上および製作上で問題が多い。
- ②縦割りバンドでも、バンド上部をコーキングすることにより、雨水の進入を防止でき、防錆上の弱点にはならないと考えられる。

2.2 ハンガーの検討

ハンガーについてはPWSケーブルの採用を前提としたが、斜張橋で見られる様な振動等による疲労の問題は少ないと考えられるため、ソケット付けについてはストランドと同様に、銅・亜鉛合金の鋳込みとソケット口元へのエポキシ樹脂の充填によることとした。（疲労強度は若干低下するが、安価になる）

PWSケーブルは、耐候性を高めるためにカーボン添加による黒色のポリエチレン被覆を外周に施しているが、景観を重視して着色することとした。

2.3 補剛桁定着構造の検討

補剛桁側定着構造については、従来のハンガーカラーを併用する支圧定着は以下に示す理由から困難と判断し、補剛桁側定着構造もピン定着とした。

- ①暴風時にハンガーカラーで生じる角折れにより、ポリエチレン被覆が破壊される可能性が高い。
- ②補剛桁側のハンガー格点部には、

主構の上弦材、垂直材、斜材、主横トラスの上弦材、斜材が集中し、複雑な構造となっており、従来の支圧定着構造で直接引き込み（ハンガーを引き込んで桁に定着する方法）を行うのは困難である。

2.4 定着点の角折れ吸収構造の検討

以上に示すようにハンガー定着点にはピン定着方式を採用することとしたが、明石海峡大橋は長支間であるため、橋軸直角方向暴風時にハンガー定着点の角折れ量は非常に大きくなる。このため、ハンガー定着点の角折れ量の大きい部分には、橋軸直角方向の角折れを吸収できる構造が必要となる。

橋軸直角方向の角折れを吸収できる構造としては以下の構造が考えられる。

- ①ピン方向を橋軸方向としたピン定着構造（橋軸直角方向の角折れのみ対応可能）
- ②ユニバーサルジョイント構造（橋軸方向および橋軸直角方向に角折れ可能）
- ③2段ピン構造（橋軸方向と直角方向のピンを組み合わせた構造）

上記の案において、①はピンプレートが橋軸直角方向となるため、バンドおよび補剛桁側定着点構造の製作性が困難であり、③は経済比較で②に劣ることから、②のユニバーサルジョイント構造を採用することとした。

しかし、明石海峡大橋ではハンガー定着点の最大角折れ量は約 20° （中央径間中央）にもなり、角折れ量が非常に大きい区間にユニバーサルジョイント構造を用いると、ユニバーサルジョイント構造がだかりになり極めて高価な構造となる。そこで、主ケーブルと補剛桁を中央支間中央で連結する（非常に剛なセンターステイ等により、補剛桁と主ケーブルの相対変位をなくす）ことにより、ハンガー定着点の角折れ量を低減することを検討したが、ケーブルと補剛桁の相対変位を連結する構造の

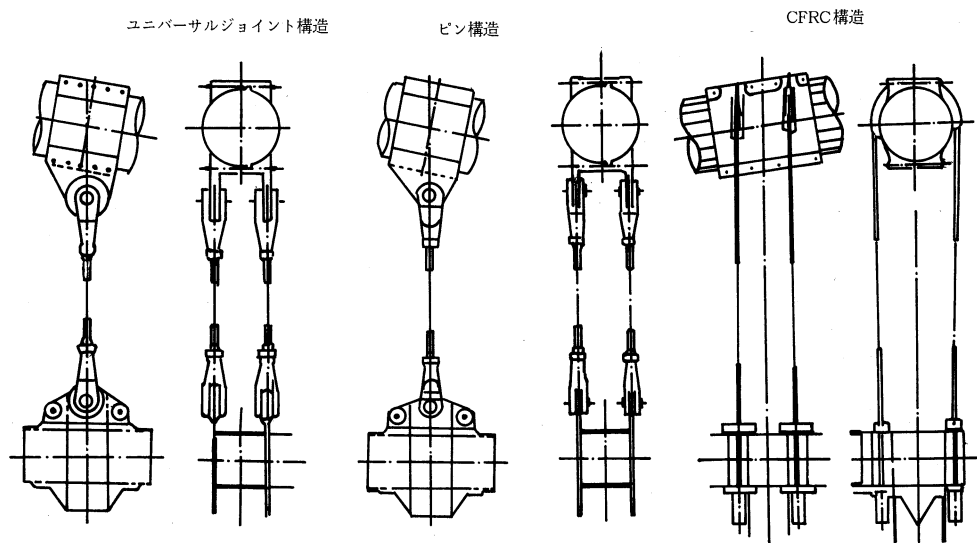


図-1 バンド・ハンガー構造の一般図
Fig.1 Outline of band/suspender structure

細部構造の決定が困難であった。このため、角折れ量の非常に大きい区間はハンガー長も短く塗装および取り替えも容易であることから、CFRCハンガーの鞍掛け支圧定着構造を採用することとした。なお、この区間の補剛桁架設方法は2.3で述べた様に直接引き込みは困難なため、間接引き込み（桁を引き込んでハンガーに定着する方法）により行うこととしている。

決定したバンド・ハンガー構造の一般図を図-1に示す。

3. 構造区分

2で述べたようにハンガー定着点構造は、橋軸直角方向変形時のハンガー定着点の角折れ量によりその構造が変化するため、従来設計計算と異なり、橋軸直角方向暴風時の解析が必要となる。このため、吊橋全橋モデル（舞子側展望施設により、非対象構造であるため）による、暴風時の解析を行った。明石海峡大橋では、1格点に2本（橋軸直角方向）のハンガーを配しており、橋軸直角方向変形時には2本のハンガー張力が不均等になるため、ハンガーも2本でモデル化した。

ハンガーを2本でモデル化すると、主ケーブルにねじりが入るため、主ケーブルを軸力部材と仮定した計算はできない。しかし、素線の集合体である主ケーブルのねじり剛性を決定するのは困難である。そこで、主ケーブルのねじり剛性を鋼棒、鋼棒の100分の1および素線の集合体（鋼棒の1/55,000）の3種類に仮定し、試算を行

った結果、全体の変形に大差がないことから、ねじり剛性は鋼棒の100分の1として計算を行った。

橋軸直角方向暴風時解析では荷重増分法による逐次解析（橋軸直角方向の荷重を数段階に分割し、段階毎に線形化有限変形解析を行い、変形後の部材軸力と幾何学形状の釣合を修正して、次の段階に移る。この計算を荷重増分法により繰返し行う）を行った。これは通常の線形化有限変形解析は、橋軸直角方向変形時の部材軸力と幾何学形状の釣合を無視するため誤差が大きく、3次元大変形解析は計算量が非常に多く高価なためである。

解析結果に基づく、構造の区分けは以下により行った。

① PWSハンガー+ピン定着構造

暴風時の橋軸直角方向角折れ量が小さく、ハンガーの軸応力と曲げ応力（ワイアット式^vの60%）の合計が降伏応力（126kg/mm²）以下の部分で、橋軸直角方向の角折れをハンガーと定着ピンの曲げで吸収できる部分

② PWSハンガー+ユニバーサルジョイント定着構造

暴風時の橋軸直角方向角折れ量が大きく、ハンガーの軸応力と曲げ応力の合計が降伏応力を越える部分で、ハンガー定着部の構造をユニバーサルジョイント構造とする必要のある部分

③ CFRCハンガー+鞍掛け支圧定着構造

暴風時の橋軸直角方向角折れ量が非常に大きく、ユニバーサルジョイント構造は大がかりで不経済となるが、CFRCハンガーでも塗装および取り替えが可

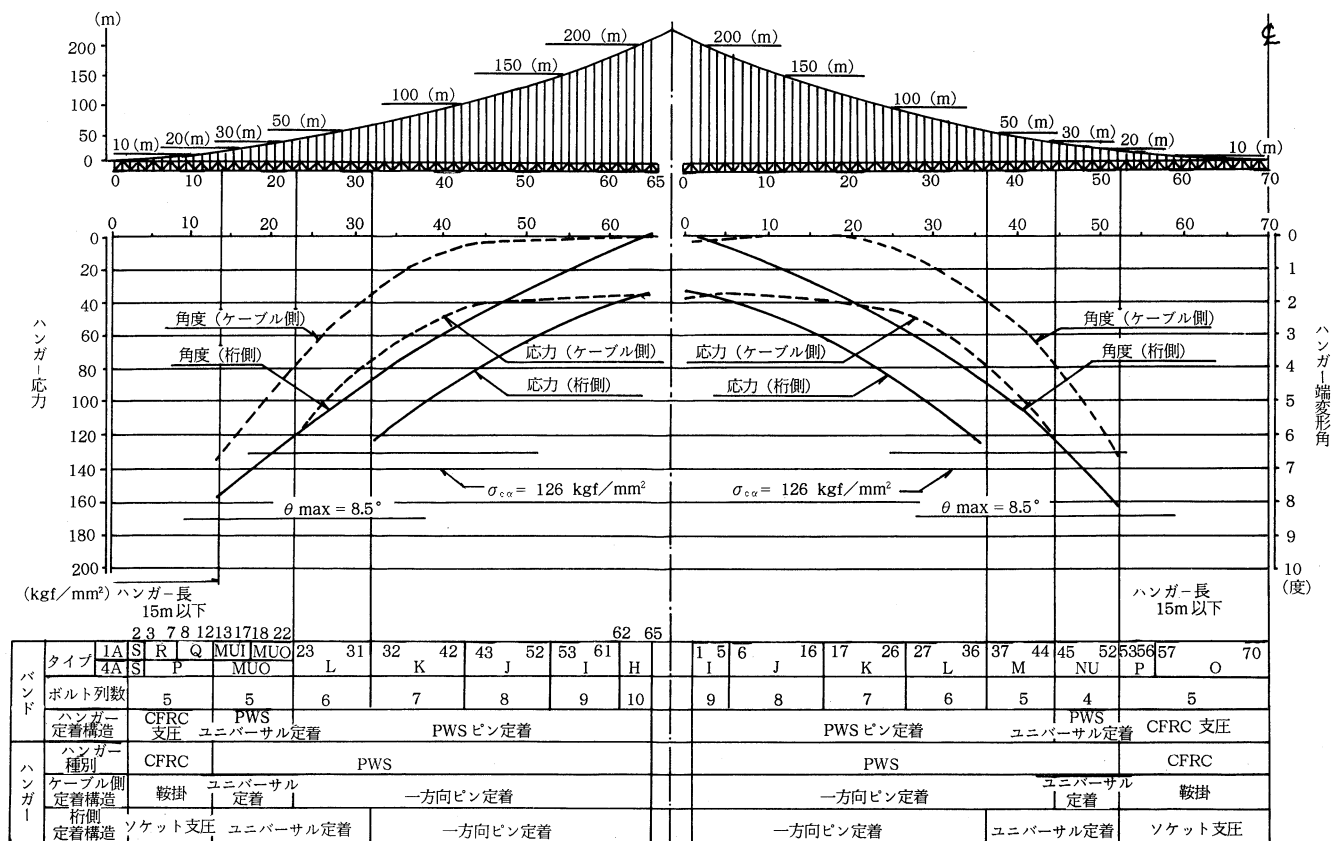
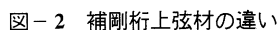


図-3 解析結果と構造区分

Fig.3 Summary of analysis and structure type



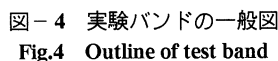
能な部分

また、補剛桁上弦材のウェブおよびフランジの取り合いが、定着点構造の違いから異なる(図-2)ため、上弦材の製作上のパネル割りも考慮して②と③の境界を決定した。

4. バンド構造

4.1 肉厚の考え方

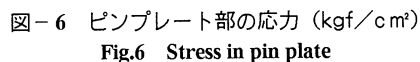
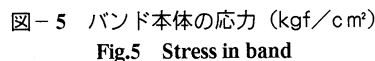
ピンプレートがバンド左右に2枚あるピン定着バンドで



4.2 ピン定着バンド実験

実験結果は以下の通りである。

②ピンプレート部の応力は塔側と反対の部分で大きくなる。(図-6)



- ③ハンガー張力がバンドボルトの軸力に及ぼす影響は、上側ボルトの塔側および下側ボルトの塔と反対側で大きく、全体として曲げを受けている。(図-7)
- ④ハンガー張力はバンドの滑り耐力に影響を及ぼさない。(図-8)

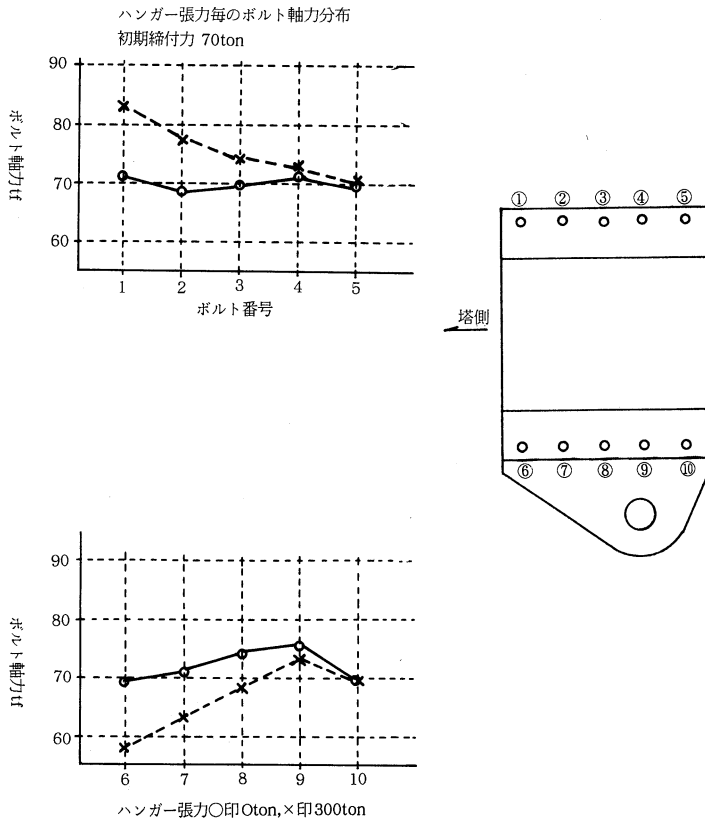


図-7 バンドボルト軸力の変動
Fig.7 Alteration of band bolt axial force

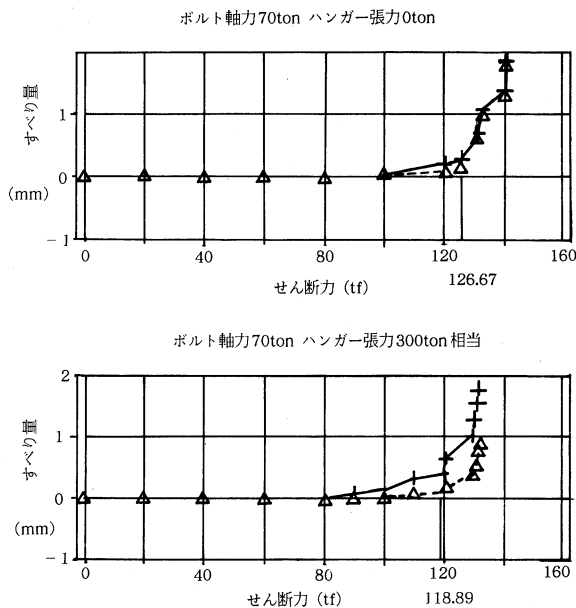


図-8 バンドのすべり耐力
Fig.8 Friction resistance against slip of band

4.3 バンドの製作方法

今回のピン定着バンドの製作方法として、鋳鋼一体方式と鋳鋼・鋼板溶接方式（ピンプレート部に鋼板を用いる）の2通りの方法が考えられた。表-1に製作方法による利点・欠点を示す。

表-1 バンドの製作方法の比較
Tab.1 Comparison of manufacturing process of band

	鋳鋼一体方式	鋳鋼・鋼板溶接方式
利点	製作方法が単純で製作費用が少なく、工程が短い。	ピン穴回りの許容応力が大きく、ピンプレートに薄くでき、重量を小さくできる。
欠点	ピン穴回りの許容応力が小さく、鋳造であるためピンプレート厚を薄くできず、重量が大きくなる。	ピンプレートとバンド本体との溶接接合が必要で、製作費用が大きく、工程も長い。

今回は多数のバンドを短期間に製作する必要があり、鋳鋼と鋼板溶接部の製作性の確保の困難さおよび製作費用の低減を計るため、鋳鋼一体方式を選定した。

4.4 バンドの設計

4.2のバンドの実験を基に、鋳鋼一体構造であることを考慮して、以下の通りとした。

(1) 滑りに対する設計

4.2④より、ハンガー張力はバンドの滑り耐力に影響を及ぼさないことから、バンドとケーブル間の摩擦係数は従

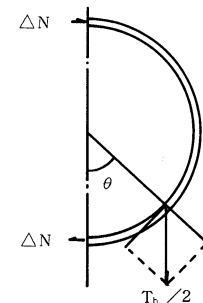


図-9 ボルトの付加軸力
Fig.9 Auxiliary axial force of bolt

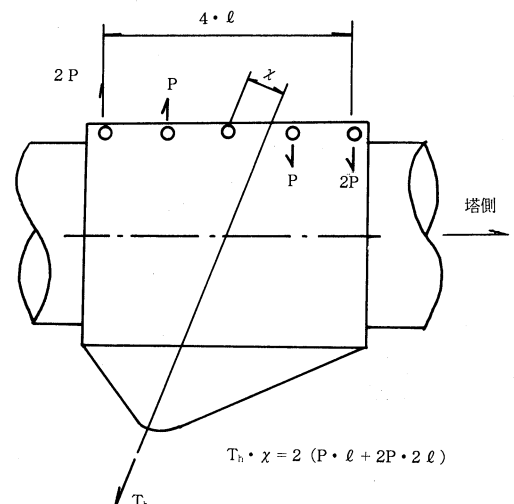


図-10 ボルト軸力増減の不均衡
Fig.10 Unequal variance in bolt axial force

来通り (0.15) とし、滑りに対する安全率は完成時 3.0、架設時 2.0 とした。

滑りの設計に用いるボルト軸力は従来設計通り初期ボルト導入軸力の 70 % とした。

(2) ボルト締付力

ボルト締付力はハンガー張力作用時においてボルトの降伏軸力の 75 % 以下とする。ハンガー張力によるバンドボルトの付加軸力はハンガー張力のバンド周方向成分で評価する。

$$\Delta N = \frac{T_h \cdot \sin \theta}{4 \cdot N} + \frac{N-1}{2} \cdot P \cdot \sin \theta$$

ΔN : ボルトの付加軸力の最大値

T_h : ハンガー軸力

θ : 図-9

N : ボルト列数

P : 図-10

上式の第2項は、ボルト配置とハンガー取付位置の関係から生ずるボルト軸力増減の不均衡 (4.2③参照) を考慮 (図-10に示すように上側ボルト軸線の中心とハンガー軸線のずれをハンガー張力の増分で評価する) したものである

初期ボルト締付力はハンガー張力による軸力増分の最大値を差し引いた値とし、同一バンドタイプの初期ボルト軸力は全数同一軸力とする。

(3) バンド本体の設計

バンド本体の応力にはハンガー張力による付加応力を考慮する。付加応力はハンガー張力のバンド周方向成分とし、ハンガー張力の影響する部分を有効幅で考慮する。

$$\sigma = \frac{N_0}{2 \cdot L \cdot t} + \frac{T_h \cdot \sin \theta}{4 \cdot L' \cdot t}$$

σ : バンド本体の応力

N_0 : バンドボルトの全締付力

L : バンド長

t : バンドの肉厚

L' : バンドの有効長 (ハンガー定着ピン穴から 45° の範囲)

(4) ピンプレート付け根の設計

ハンガー張力の面内力にはピンプレートの有効幅 (4.2②参照) で、面外力 (暴風時等の曲げ) には全幅で抵抗するものとした。

$$\sigma = \frac{T_h}{L' \cdot t} + \frac{M}{L \cdot t^2 / 12}$$

σ : ピンプレートの応力

L' : ピンプレートの有効長 (ハンガー定着ピン穴から 45° の範囲)

t : ピンプレートの肉厚

M : ピンプレートの面外モーメント

L : ピンプレート長

(5) ピン穴回りの設計

道路橋示方書³⁾ にははしめけを基本とし、西田著「応力集中」⁴⁾ のクロスヘッドにより照査した。

(6) FEM 解析による検討

4.2④でも述べた様に、バンド本体とピンプレートの交差部にはハンガー張力による面外力が加わり、大きな曲げ応力が発生する。また、ピン穴回りは応力の分布および方向が複雑である。

このため、3次元FEM解析により設計の妥当性を照査した。ピンプレート回りの主応力図を図-11に示す。

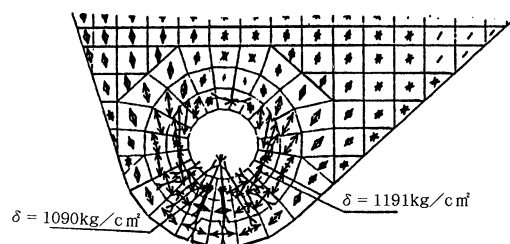


図-11 ピンプレート回りの主応力図(FEM)

Fig.11 Stress diagram for pin plate(FEM)

(7) 計算結果

以上の計算結果を表-2に示す。

表-2 ピン定着バンドの応力計算結果 (kg/cm²)

Tab.2 Summary of stress calculation of band

		ピン構造 M		ユニバーサル構造 MU1	
		慣用計算	FEM	慣用計算	FEM
初期軸力		57t	-	59t	-
	付加軸力	12.8t	-	13.2t	-
バンド本体	常時	881	2,321	831	-
	架設時	1,066	-	952	-
ピン板付け根	常時	245	254	157	-
	架設時	472	-	310	-
ピン穴回り	暴風時	1,103	440	619	-
	常時	842	1,191	802	-
ピン穴回り	暴風時	1,619	-	1,582	-
	架設時	929	-	1,040	-

(8) 許容応力

ケーブルバンド本体の許容応力は従来通り (直応力成分は $\frac{1}{3} \sigma_y$ 以下、曲げ応力を含めた全応力は $1.2 \sigma_y$ 以下) とし、ピンプレート部の応力は以下の通りとした。

①常時応力 (直応力) は $\frac{1}{3} \sigma_y$ (933kg/cm²) 以下

②暴風時 (曲げが卓越) および架設時 (一時的) は $1/1.7 \sigma_y$ (1700kg/cm²) 以下

③FEM解析結果は σ_y (2800kg/cm²) 以下

(9) 設計細目

設計上の配慮をした点としては、バンド本体とピンプレート交差部の R を 200mm (鞍掛けバンドは 120mm) として、応力集中を緩和した。

以上により決定したバンドの詳細図の一例 (ピン構造 M) を図-12に示す。

4.5 バンドボルト材質

従来のバンドボルトは質量効果による強度低下を補い JIS 規定強度 (供試体による強度で参考値) を満足させるため、設計材質の 1 ランク上の材質を使用して製作 (SCM435 に対して SCM440) していたが、今回は質量

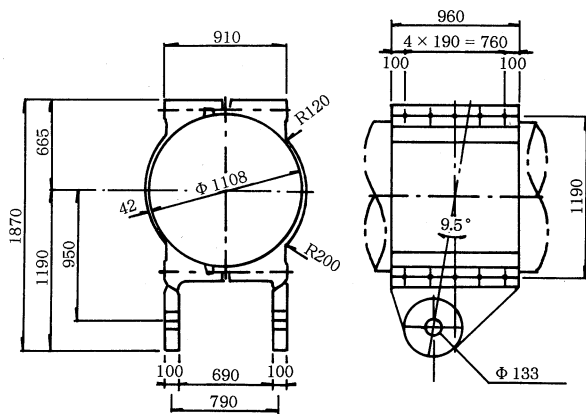


図-12 バンド詳細図の一例
Fig.12 Example of band detail

効果を考慮して、降伏応力を JIS 強度の 90 % に低減して、SCM435 で製作することとした。

従来より、ボルト径を細くして、高強度の材質に高めの軸力を導入すると軸力抜けが少ないと言われている。一方、今回のボルト軸力設定では、許容軸力の低減、SCM435 の採用およびハンガー張力によってボルト付加軸力が加わるための初期導入軸力の低減を行っている。このため、初期のボルト軸力の変化の傾向は従来と異なることも考えられる、今後のボルト軸力計測および増し締め時に検討を行って行きたい。

4.6 超音波ボルト測長機

今回のピンタイプケーブルバンドではピンプレートがあるため、従来のノギス方式ではボルト測長機が大きくなり、取扱いが困難と考え、近年実用化の可能性が出てきた超音波ボルト測長機を採用することとした。⁹⁾

当初、ボルト測長はボルトの片側に発信と受信が可能な端子を取り付けて、行うことを目標としていたが、ボルトの曲がりがあると発信点で反射超音波の受信が困難である。このため、発信と受信の端子をボルトの両側に取り付けて行う予定である。

4.7 バンドの強度特性と非破壊検査手法

従来、土木構造物に供される鋳鋼品は圧縮構造に使用されることが多く、引張り構造に使用される例は希である。これは鋳鋼品には製作上避け得ない欠陥が発生するため、無意識のうちに鋳鋼品は強度的に劣る材質だという認識があったためと考えられる。

しかし、鋳鋼品においても設計上必要な強度特性に対して、十分な品質を確保すれば使用上の問題はないと考えられる。⁹⁾ 本ケーブルバンドについては、表-3 に示す各々の欠陥に対して必要品質を規定して、要求される強

表-3 鋳鋼品の代表的な欠陥と発生原因

Tab.3 Some typical defects in cast steel and their cause

欠陥名称	発生原因
ブローホール	溶湯に含まれるガス等が鋳鋼の内部に残ったもの
砂かみ	鋳型の砂粒が溶湯に巻き込まれたもの
引け巣・割れ	溶湯が凝固する時の収縮によって生じたもの

度特性を満足させることとした。⁷⁾

表-3 において、ブローホールおよび砂かみは、その径が小さい場合は検出は困難であるが、構造物の強度に対する影響は小さい (10mm 程度以下の大きさであれば静的強度の問題はない)。一方、その径が大きい場合は検出は容易であるが、構造物の強度に対する影響が大きくなる。また、この欠陥は鋳造方案によってその発生の有無は決まらず、製品個々において発生形態が異なるため、全数の検査が必要である。

引け巣および割れは、その方向性によっては構造物を破壊に至らしめる欠陥であり、非破壊検査による検出は難しい (放射線または超音波においても走査方向によっては検出できない場合がある) が、鋳造方案によってその発生の有無が決まるため、初回品の検査を厳重に行うことによって回避可能である。

以上を勘案した結果、非破壊検査要領は表-4 (図-13 に検査位置を示す) の通りとした。

表-4 ピン定着ケーブルバンドの比破壊検査要領
Tab.4 Non-destructive test procedure for band

欠陥の種類	内部欠陥		表面欠陥	
比破壊検査法	RT	UT	PT	MT
検査法基準	JIS G 0581	ASTM A 609	JIS Z 2343	JIS G 0565
適用部位	図-13		機械加工面	鋳肌面コーナー部
判定基準	初回品	2級	RT 2級相当 ブローホールの 最大径 10mm 以下	「鋳鍛鋼品製作基準」

注) 初回品とは各社鋳造方案ごと

RT: 放射線透過試験, UT: 超音波探傷試験, PT: 浸透探傷試験, MT: 磁粉探傷試験

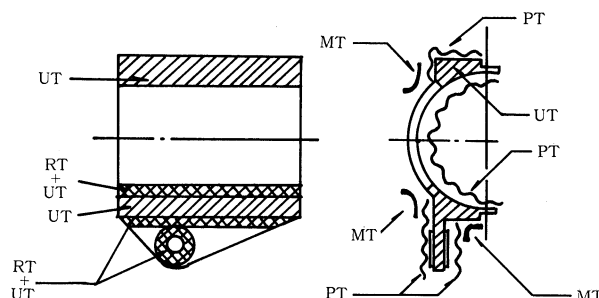


図-13 非破壊検査位置

Fig.13 Location of non-destructive test point

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書 別冊2 吊橋のケーブルに関する検討 昭和53年3月 土木学会
- 2) ケーブルバンド設計要領 (案) 昭和53年3月
- 3) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成2年2月 日本道路協会
- 4) 西田正孝: 応力集中 昭和42年9月
- 5) 林、平野: 吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理 本四技報 Vol.17 No.65 '93.1
- 6) 松浦次義: 鋼鋳物の欠陥と安全性について 日本機械学会誌 第63巻 第503号、昭和35年12月
- 7) 鋳鋼品の欠陥 日本鋳鍛鋼会 昭和42年

大鳴門橋関連区間陸上部橋梁の塗膜劣化調査

Survey on Deterioration of Coating Film for On-shore Bridges on the Ohnaruto Bridge Expressway

向島工事事務所 第三工事長 中元 雄 治
(前) 第一建設局 橋梁技術課長代理

Yuji Nakamoto



概 要

津名一宮 IC から鳴門 IC 間の大鳴門橋関連区間は、昭和 60 年 6 月の大鳴門橋の開通以後二度に分けて供用が開始され、塗膜の経過年数は 5-9 年(一部 12 年)以上が経過した。

この間、3 橋において第 1 回目の全面塗替または部分塗替を実施してきたが、塗膜の平均的な寿命を考慮すれば、数年後には塗替塗装が集中することが予想された。

したがって、残りの橋梁に対する合理的な塗替計画策定の基礎資料とするため、本四道路の陸上部橋梁としては初めて、上記区間において精密点検レベルの一斉塗膜調査を実施し、塗膜の劣化状況を定量的に把握した。

The age of the coating film of the bridges on the Ohnaruto Bridge Expressway varies for mostly about 5 to 9 years (partly 12 years) according to their completion dates. Among them, three bridges were repainted totally or partly. From now on, overall repainting will be needed within a few years for the most bridges. The first extensive survey on the damage of coating film was thus carried out for the on-land bridges on this expressway to obtain basic data for establishing a repainting plan of the remaining bridges.

1. はじめに

本四連絡道路の神戸鳴門ルートは、総延長約 90km のうち、昭和 60 年 6 月に津名一宮 IC ～洲本 IC 間および西淡出入口～鳴門北 IC 間を、同 62 年 5 月に鳴門北 IC ～鳴門 IC 間を、同 62 年 10 月に洲本 IC ～西淡出入口間をそれぞれ供用し、現在 45.2km を供用している。(図-1 参照)

また、門崎高架橋、大鳴門橋、孫崎高架橋、撫養橋を除く陸上部橋梁の数は 58 橋、橋梁延長は約 12km で、このうち鋼橋は 28 橋、延長約 3km となっている。

当ルートの陸上部橋梁は、まもなく塗替え時期を迎えると予想されることから、塗膜劣化状況を定量的に把握して、①塗替の優先順位の決定、②塗膜劣化速度の把握、③塗替塗装仕様・塗装方法の提案、④新設橋に対する塗装仕様・塗装方法の提案、⑤追跡調査のための初期値の測定などを目的に、平成 4 年 5 月に塗膜劣化の一斉実態調査を実施した。

2. 調査対象橋梁の概要

調査対象橋梁の概要を表-1～4 に示す。

また、当ルートにおける外面の塗装系の適用の考え方は、表-5 のとおりである。

3. 塗膜調査の方法

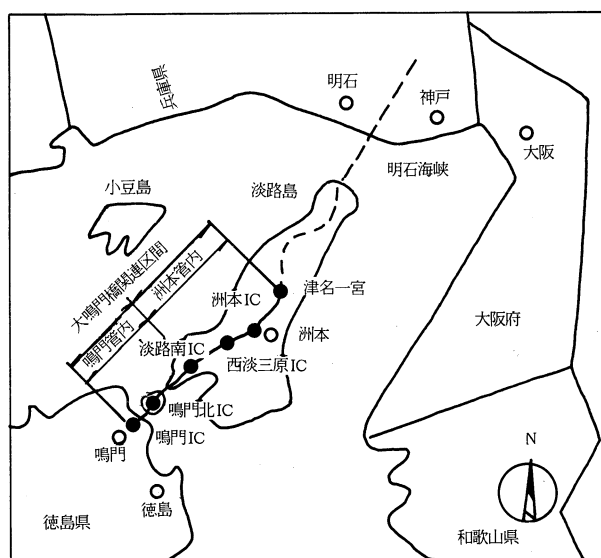


図-1 位置図

Fig.1 Location of bridges

調査項目は、日本道路公団の「維持修繕要領 橋梁編」を参考にして、目視観察と計器測定 of 2 種類、調査対象部位は、橋梁本体(一般部、継手部)、支承等とした。

目視観察に当たっては、表-6 に示す項目のうち①～④の内容について表-7 および劣化程度標準図、ならびに⑩に基づく評点により定量的評価を行った。(詳細は、参考文献-1 参照)

計器測定の対象として、塗装系、環境条件、経過年数、橋梁形式を考慮し、代表橋梁 4 橋を選定した。

この調査は精密点検の一環として、現地に約 2 週間、防

表-1 洲本管理事務所管内鋼橋の概要(その1) (S60年6月供用区間)

Tab.1 Summery I of steel bridges managed by Sumoto Operation Office(completed in June 1985)

番号	橋名	形式	塗装年月	経過年数	塗装仕様	環境条件(主なもの)
1	津名皿池橋	鉸桁	S60.01	7	1-1	池上(7m)、山間
2	山田原橋	鉸桁	S59.09	8	1-1	道路上(6m)、山間
3	中田川橋	鉸桁	S59.12	8	1-1	道路上、山間
4	琵琶川橋	鉸桁	S59.11	8	1-1	山間田園
5	釈迦堂川橋	鉸桁	H4.3全	0	1-1	山間田園
6	下内膳高架橋	鉸桁	S60.01	7	1-1	山間
7	奥畑川橋	上下 鉸桁箱桁	S61 S60.05	6 7	1-2	河川上、道路上
17	尾筋跨道橋	方杖	S59.10	8	1-1	道路上、山間田園

表-2 洲本管理事務所管内鋼橋の概要(その2) (S62年10月供用区間)

Tab.1 Summery II of steel bridges managed by Sumoto Operation Office(completed in October 1987)

番号	橋名	形式	塗装年月	経過年数	塗装仕様	環境条件(主なもの)
8	山添橋	鉸桁	S62.03	6	1-2	池上(7m)
9	長田川橋	上下 箱桁	S62.03 S61.10	5 6	1-2	河川上(8m)
10	掃守高架橋	上下 鉸桁	S62.04 S61.06	5 6	1-2	山間田園、道路上、河川上
11	三原川橋	鉸桁	S62.03	5	1-2	河川上(6m)、田園
12	西淡三原ICランプ橋	箱桁	S55.03 S62部	12 5	1-1 1-2	河川上(8m)、(海水潮風の影響あり)
13	志知高架橋(1) (旧大目川橋)	鉸桁	S60.03	7	1-2	河川・遊水池(8m)、田園
14	志知高架橋(2) (旧新川橋)	箱桁	S62.06	5	1-2	河川・遊水池(7m)、道路上(6m)、田園
15	新川橋	鉸桁	S62.04	5	1-2	河川上(4m)
16	伊加利橋	鉸桁	S59.09	8	1-1	池上(5.5m)、山間

表-3 鳴門管理事務所管内鋼橋の概要(その1) (S60年6月供用区間)

Tab.3 Summery I of steel bridges managed by Naruto Operation Office(completed in June 1985)

番号	橋名	形式	塗装年月	経過年数	塗装仕様	環境条件(主なもの)
18	第一伊弉高架橋	鉸桁	S59.07	8	2	沿岸(汀線~150m)
19	第二伊弉高架橋	鉸桁	S59.03	8	2	沿岸(汀線~100m)
20	第三伊弉高架橋	鉸桁	S59.07	8	2	沿岸(汀線~120m)
21	第四伊弉高架橋	鉸桁	S59.07	8	2	沿岸(汀線~80m)
22	第五伊弉高架橋	鉸桁	S58.08	9	2	沿岸(汀線~40m)
23	第六伊弉高架橋	鉸桁	H3.1全	1	2	沿岸(汀線~40m)

表-4 洲本管理事務所管内鋼橋の概要(その2) (S62年5月供用区間)

Tab.4 Summery II of steel bridges managed by Naruto Operation Office(completed in May 1987)

番号	橋名	形式	塗装年月	経過年数	塗装仕様	環境条件(主なもの)
24	土佐泊浦高架橋(1)	鉸桁	S61.11	6	5-1	沿岸(450~500m)
25	土佐泊浦高架橋(2)	鉸桁	S61.11	6	5-1	沿岸(570~700m)
26	撫養橋北高架橋	鉸桁	S61.05	6	5-1	沿岸(30~150m)
27	撫養橋南高架橋	鉸桁	S61.01	6	5-1	沿岸(0~300m)
28	鳴門ICランプ橋	箱桁	S61.03	6	1-2	国道上(6m)

錆管理技士3名と助手1名を配置して実施した。

4. 調査結果

4.1 概 要

図-3に各橋梁の一般部、継手部、支承部別の塗膜劣化状況を評点で示す。

洲本管内では、劣化の著しい順に①西淡三原ICランプ橋(橋梁No.12)、②中田川橋(同3)、③下内膳高架橋(同6)となっており、いずれも「総合評価Ⅲ:適時の塗替が必要」との結果となった。その他の橋梁については、劣化程度に有意差がなく塗替の優先順位を付け難い。各橋梁間の関係が明確になるためには、さらに2~3年程度を要するものと推察される。メッキ仕様を除く支承部や桁

表-5 塗装系の適用表(HBS昭和55年度版、旧塗装仕様)

Tab.5 Coating Specification(old spec. by HBS in 1980)

塗装系	塗装仕様の概要	適用環境	適用部位	当ルート適用区間
1-(1)	鉛系錆止め +長油性フタル酸	腐食のゆるい環境	陸上部 一般桁	津名一宮IC ~洲本IC間
1-(2)	鉛系錆止め +MIO+塩化ゴム	同上	同上	洲本IC ~淡路島南IC
2	厚膜型無機シリケート +シリケート錆止め +MIO+塩化ゴム	腐食のやや厳しい環境	海峡部 一般桁	第一~第六 伊弉高架橋
5-(1)	厚膜型無機シリケート +厚膜シリケート錆止め	腐食の厳しい環境	海峡部 トラス等開閉断面外部	土佐泊浦高架橋 ~撫養橋南高架橋

注)当ルート適用区間欄は、概念的に区間で示したもので一部の橋梁については当てはまらないものがある。個々の橋梁については表-1~4を参照のこと。

表-6 調査内容

Tab.6 Survey items

項目	調査内容
目視観察	①さび、②はがれ、③ひびわれ、④白亜化、⑤変色、⑥光沢の減少、⑦ふくれ、⑧漏水・滞水、⑨その他の変状、⑩景観条件
計器測定	①塗膜厚、②付着力試験、③光沢度、④インピーダンス、⑤付着塩分量
写真記録	①外観、②特異変状、③調査状況

表-7 評点

Tab.7 Evaluation sheet

項目	評点	調査箇所の状況
さび	40	調査箇所面積の3%以上 1%以上 3%未満 0.3%以上 1%未満 0.1%以上 0.3%未満 0.1%未満および異常は認められない
	30	
	20	
	10	
	0	
	0	
はがれ	30	調査箇所面積の33%以上 17%以上 33%未満 10%以上 17%未満 3%以上 10%未満 3%未満 異常は認められない
	24	
	18	
	12	
	6	
	0	
ひびわれ	10	ひびわれが著しい ひびわれが発生している 異常は認められない
	5	
	0	
白亜化	10	チョーキングが発生しており、塗色が確認できない チョーキングが発生しているが、塗色は判別できる 異常は認められない
	5	
	0	
景観条件	10	重要 普通 見られ頻度が低い
	5	
	0	

表-8 総合評価および塗替判定基準

Tab.8 Total evaluation and repainting criteria

合計評点の 平均値	塗膜の状況	総合評価	塗替の判断
70以上	塗装面にさび、ひびわれ、はがれが発生し、塗膜効果が失効している。	I	緊急な塗替が必要 (全面塗替)
40~70未満	点さびが多く発生し、ひびわれ、さび、はがれが部分的に発生するが、一部活膜も残っている。	II	早急な塗替が必要 (全面塗替)
20~40未満	塗膜にほとんどさびはないが光沢減退、チョーキングが著しく、上塗塗膜が消失している部分もある。	III	適時の塗替塗装が必要 (塗替方法検討)
20未満	塗膜にはほとんど異常がない。	IV	点検・調査を継続 (局部塗替検討)

必要」との結果となった。その他の橋梁については、劣化程度に有意差がなく塗替の優先順位を付け難い。各橋梁間の関係が明確になるためには、さらに2~3年程度を要するものと推察される。メッキ仕様を除く支承部や桁

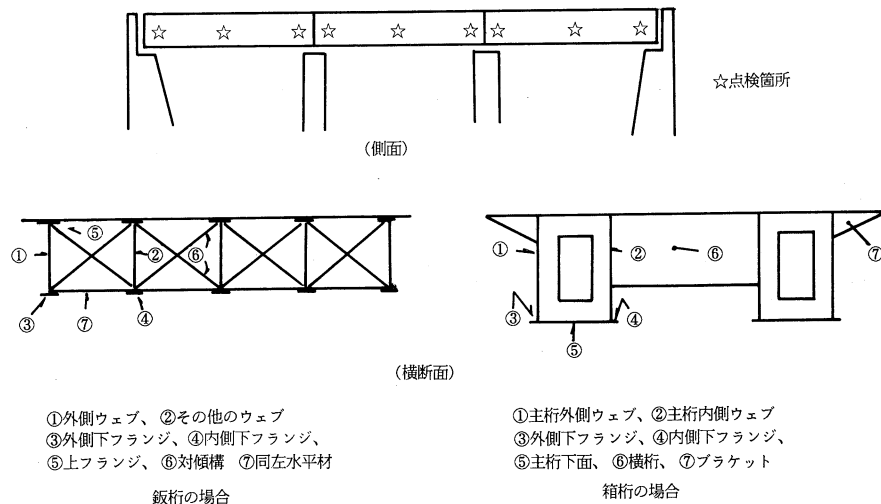


図-2 点検箇所図
Fig.2 Location of Survey point

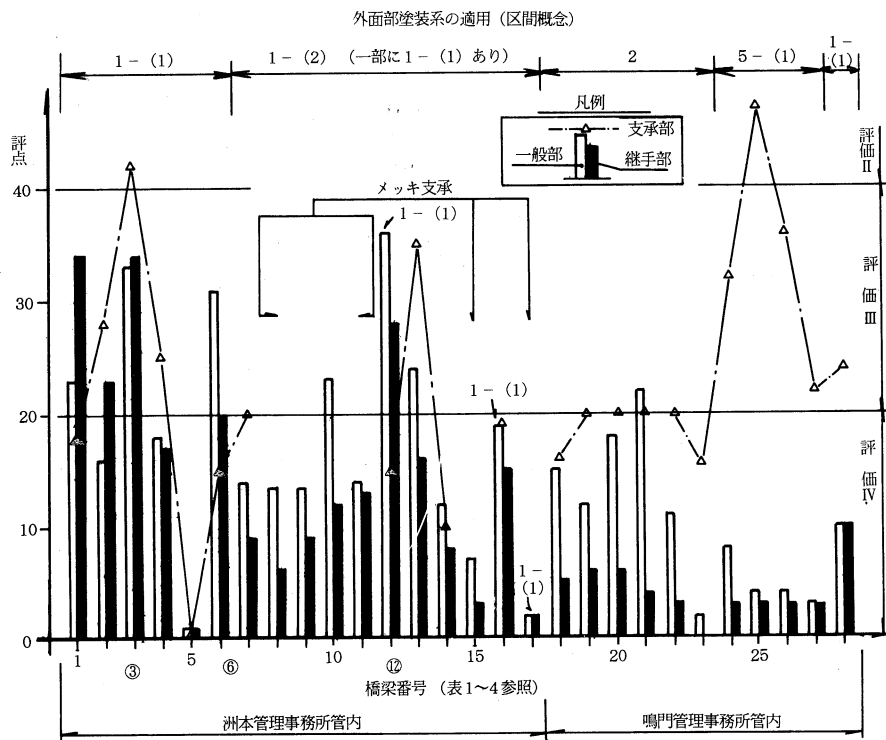


図-3 全橋の目視観察結果
Fig.3 Summary of visual inspection

端部には、局所的な塗膜劣化や著しい腐食が観察された。

鳴門管内では、塗装仕様が洲本管内より1~2ランク高いため（鳴門IC橋を除き、塗装系No.2または5-(1)）、全般的に健全であった。しかし、メッキ仕様を除く支承部や桁端部の局所的な塗膜劣化が顕著であった。

洲本管内の上記3橋以外の塗替時期については、3~5年後以内に再調査を実施し決定する必要がある。

4.2 詳細

(1) 目視観察

特に劣化の著しかった西淡三原ランプ橋および中田川橋の部位別、部材別の劣化状況を図-4、5に示す。

また、図-6に塗装系、環境条件、部材別、部位別の劣

化評価と経過年数との関係を示す。

これらによれば、つぎのことがわかる。

①図-4よりランプ橋の下フランジ、主桁下面は、他部材と比べて評点が低く、かつ主部材の塗膜劣化度の平均化など部分塗替の効果が現れている（図-5と比較）。

また、図-5より、中田川橋は下フランジの劣化が著しく、次いで継手部の劣化も進んでいるなど一般的な劣化傾向を示している。一般部・部材間の評価がI~VIとばらつきが大きい。

②図-6(1)より、劣化の開始はポリウレタン系が最も遅く、概ね4~5年後より現れ始めている。また、フタル酸系および塩化ゴム系は、概ね2~3年後より

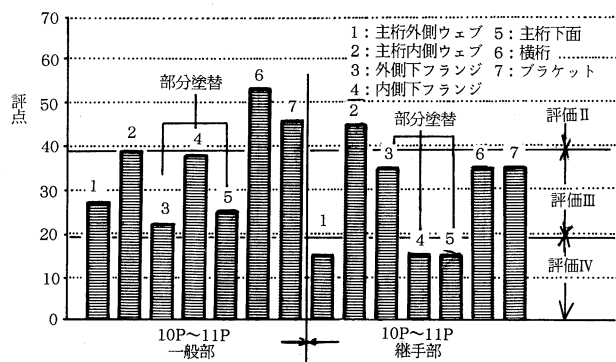


図-4 西淡三原ICランプ橋塗膜劣化状況
Fig.4 Deterioration of coating film on Seidan-Mihara IC

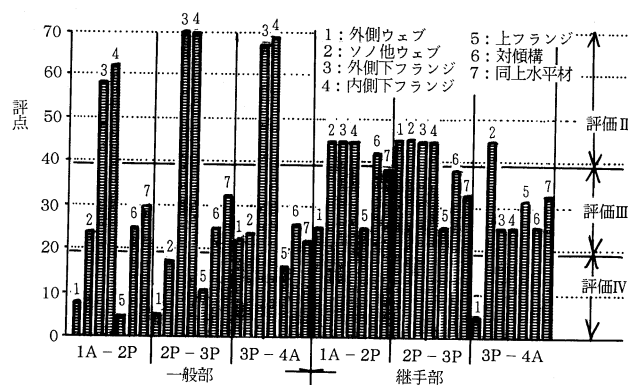


図-5 中田川橋塗膜劣化状況
Fig.5 Deterioration of coating film on Nakatagawa Bridge

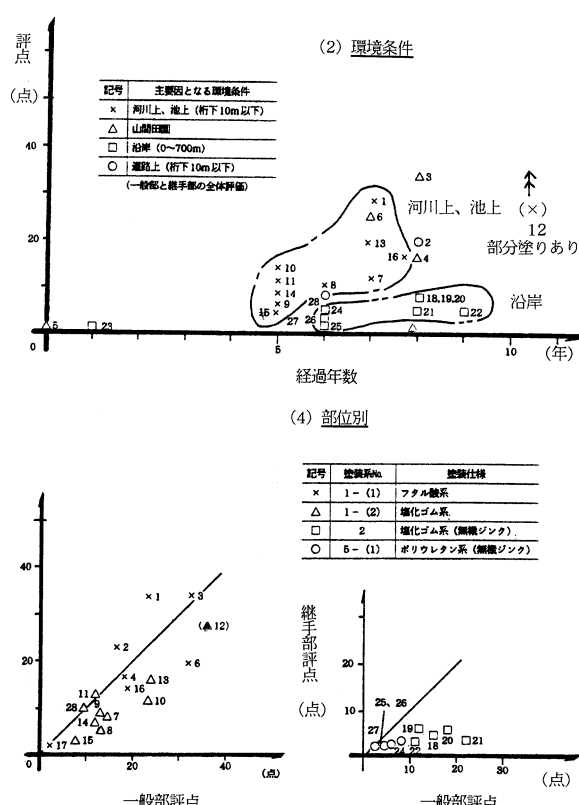
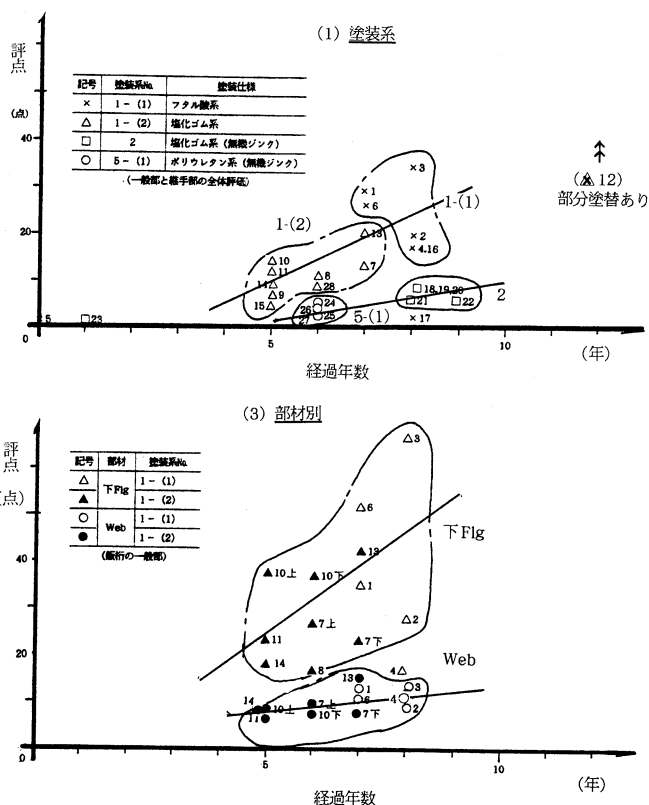


図-6 塗膜劣化要因等分析図
Fig.6 Diagram of diagnosis for coating film deterioration

劣化が現れ始めている。この差は、今回の評価がさび・はがれを主体としていることから、塗装系No.2、5-1)の厚膜型無機ジソックの効果によるものと考えられる。

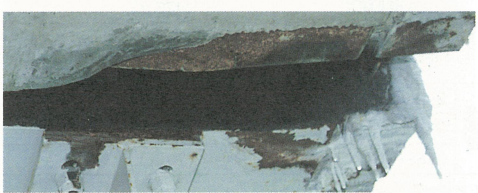
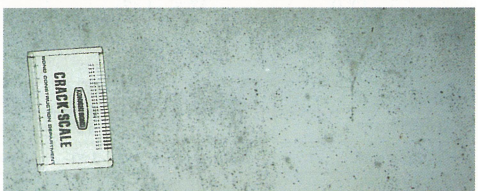
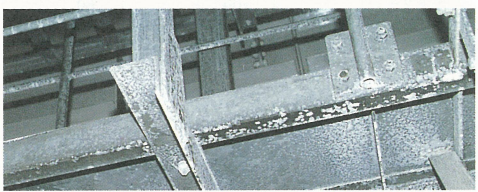
- ③図-6 (2) より、沿岸部の橋梁は、重防食の塗装系により健全であることがわかる。
- ④図-6 (3) より、下フランジの劣化は、ウェブの劣化よりも概ね2~3倍早い。
- ⑤図-6 (4) より、一般部の方が継手部よりやや劣化が進展しており、一般にいわれている傾向と異なる。
- ⑥上記①②④の結果より、今回の調査対象橋梁が、島

内という海に比較的近い立地条件にもかかわらず、概ね日本道路公団の一般橋梁の塗膜劣化と同じ傾向を示しているといえる。(参考文献-2参照)

次に、特異変状についての総括を表-9に示す。

- ①われ、はがれ：洲本管内で変状が出ているのは、現場塗装を冬季にした橋梁、または比較的水量の多い河川上の橋梁に集中しており、水分の付着があったものと推察される。鳴門管内では、沿岸部の橋梁に限られており、厳しい環境による塗膜の経年劣化と推察される。
- ②漏水：伸縮装置部の排水装置の不具合およびコンク

表-9 特異変状
Tab.9 Peculiar damage

変状の種類	該当橋梁 (表1~4の番号参照)	推定原因等	状況写真
われ はがれ	洲本：3、5~7、12、13 鳴門：18~22	- 工場と現場の塗装間隔が長い。 - 水分、油、塩分の付着あり。 - 塗膜の乾燥が不十分。 - 塗膜劣化による付着力の低下。	
漏水による腐食	洲本：1、2、4~10、13 鳴門：18~22、28	コンクリートからのアルカリ汁によるフタル酸系、塩ゴム系塗膜の変色、溶解。	
カビ状付着物	洲本：2 鳴門：該当なし	結露または高湿度による。	
メッキの白錆	洲本：該当なし 鳴門：18~25	潮風の影響による。	
鳥フンによる劣化	洲本：1~3、5、7、9、12~15 鳴門：該当なし	フンに含まれる酸性成分による。	

リート床板のわれにより漏水（水酸化カルシウムが溶解）のある橋梁に発錆が見られた。

- ③カビ状付着物：1橋にのみ見られた現象で、付近の他の橋梁と比べても原因が明確ではない。また、塗膜劣化への影響についても明確ではない。
- ④メッキ白錆：第一伊弉高架橋から土佐泊浦高架橋間の沿岸部橋梁の管理路（亜鉛メッキ仕様）に白錆が顕著である。なお、さらに環境の厳しい門崎高架橋では、管理路のパイプに孔食が多く見られた。
- ⑤鳥のフン：洲本管内の橋梁は、路線が田園地帯を通過しているため、全体的に鳥のフンが堆積している橋が多く見られた。放置して置くと酸の影響により鋼材の腐食が進展することが懸念される。

(2) 計器測定

計器測定結果の総括を表-10に示す。

今回の調査結果では、目視観察との相関は認められない。これは、計器測定では劣化の平均的な箇所を選ぶことから、比較的健全な箇所での試験を行うことになること

が原因と推察される。したがって、計測結果をもとに塗替時期の判定を行うことは難しいと思われる。

また、塩分付着量は、沿岸部の橋のほか、内陸部の琵琶川橋でも300mg/m²程度と多かった。琵琶川橋は、山間田園に位置することから、農薬の影響を受けているものと推察される。

今後の点検調査および塗替判定時に経年変化を把握するための定点として、現地にマーキングを残した。

5. まとめ

本調査の成果をまとめると、

- ①管内の橋梁の劣化状況を定量的に把握したことで、塗替塗装の必要な橋梁の優先順位を決定するとともに、塗膜劣化速度を把握するための基礎データを収集することができた。
- ②特定部材の塗膜変状および局所的な欠陥に対し、塗装欠陥に早期に対処し鋼材の腐食を抑えること、橋

表-10 計器測定結果
Tab.10 Summary of numerical measurement

橋 梁 名		琵琶川橋	西淡三原ICランプ橋	第五伊弉高架橋	土佐泊浦高架橋	備 考
塗装仕様	新設時	フタル酸系 (1-1)	フタル酸系 (1-1)	塩ゴム系 (2)	ポリウレタン系 (5-1)	HBS1980年 旧塗装仕様
	部分塗替	-	塩ゴム系 (1-2)	-	-	
橋 梁 形 式		鉸桁	箱桁	鉸桁	鉸桁	
経 過 年 数		8年	12年 (主桁下面5年)	9年	6年	
環 境 条 件		山間田園	河川 (水面上8m) (海水の影響あり)	沿岸 (汀線から40m)	沿岸 (汀線から570m)	
塗膜厚	最小~最大	199~303 μ	160~278 μ	201~384 μ	282~459 μ	2点式電磁微膜計、 20cm角、9点
	膜厚	240 $\pm$ 23 μ	227 $\pm$ 30 μ	295 $\pm$ 39 μ	352 $\pm$ 48 μ	
	(HBS標準膜厚)	(175 μ)	(175 μ)	(285 μ)	(255 μ)	
付着力試験 (ゴバン目試験)		剥離面積5%以下で良好	剥離面積5%以下で良好	剥離面積5%以下で良好	剥離面積5%以下で良好	5mm角、9個
光沢度	最小~最大	1.1~5.3	2.2~41.9	3.1~23.1	3.1~57.5	マイクログロス型 光沢計
	平均値	2.7	12.8	17.8	39.8	
	(HBS初期値)	(70以上)	(同 左)	(50以上)	(80以上)	
インピーダンス						周波数1KHzでの抵抗値 各橋7箇所測定
IV: $\geq 5 \times 10^5 \Omega$		57% (4/7)	71% (5/7)	14% (1/7)	71% (5/7)	
III: $1 \times 10^5 \geq I > 5 \times 10^5 \Omega$		43% (3/7)	29% (2/7)	86% (6/7)	29% (2/7)	
付着塩分量 mg/m ²		桁端1 中 央 桁端2	桁端1 中 央 桁端2	桁端1 中 央 桁端2	桁端1 中 央 桁端2	塩素イオン検知管、 50cm角
①外側ウェブ		30 - 10	10 - 10	30 - 25	30 - 25	
②内側ウェブ		220 - 160	10 - 20	50 - 10	100 - 40	
③対傾構		- 300 -	- 30 -	- 180 -	- 70 -	
④下フランジ		100 - 60	10 - 10	280 - 150	- - 50	
⑤主桁下面		- - -	40 - 280	- - -	- - -	
参考: 目視判定		IV (18点)	III (36点)	IV (11点)	IV (8点)	一般部評価

梁全体の塗膜劣化状況を均一化することおよび予算を平準化することなど合理的な維持管理を行うためには、部分・局部塗替の検討が必要となることが明らかとなった。

- ③①、②の結果から、塗替計画を作成するためには、精密点検の重要性が明らかになった。
- ④新設時の塗装仕様については、下フランジなど塗膜劣化の著しい特定の部材に対し、各部材間の劣化程度をそろえ、塗替回数を減じるため、下塗りの増し塗りあるいは高仕様化が有効な手段だと考えられる(塗替塗装においても同じ効果がある)。

6. あとがき

現在「橋梁の補修塗装に関する調査検討会」において、陸上部橋梁の点検から塗替塗装に関する体系的な要領の検討が行われている。要領の早い時期の制定を期待している。

最後に、この調査を実施するにあたりお世話になった方々にお礼を申し上げるとともに、この報告文が本四道路の維持管理の一助になれば幸いである。

参考文献

- (1) 日本道路公団：維持修繕要領 橋梁編 S63.5
- (2) 松田哲夫ほか：鋼橋塗装の塗膜劣化とその評価
第19回日本道路会議一般論文集 p1010 H3.10

来島大橋主塔の景観設計

Aesthetic Design of the Tower of Kurushima Bridge

設計部
(前) 今治工事事務所

設計第二課長代理
第六工事長

大橋 治 一

Harukazu Ohashi

今治工事事務所

第六工事長代理

磯江 浩

Hiroshi Isoe



概要

来島大橋主塔の形状検討にあたっては、来島海峡の地域性から景観を重視した設計を行ってきた。来島大橋には補剛桁に箱桁形式を採用したことにより、従来にない自由な形状検討が可能であり、特にラーメン形式に着目した六角形断面と十字断面での構造特性、耐風性等について詳細な検討を行った。本稿では、主塔形状から細部構造の決定に至るまでの検討経緯を示す。

The design of the towers of Kurushima Bridge has been focused on the aesthetics due to their circumferences of scenic beauty. The deck of the bridges employed an aerofoil type box girder. This made the design work of the tower configuration be more flexible. Therefore, structural characteristics, aerodynamic stability, and the other details were analyzed especially focused on some rigid frame type of tower shapes with a hexagonal cross section or a cruciform cross section. This paper shows a process to reach solution from the design of tower shape to the determination of structural details.

1. まえがき

主塔はケーブルからの反力を伝達する重要な構造であるとともに、その形状は吊橋の印象を決定づける。従って、主塔の構造形状の選定に際しては、構造的、経済性の追及のみならず、景観性についても十分な配慮が必要である。

来島大橋の架橋地点である来島海峡の大島側、今治側取付部及び海峡に点在する武志島、中渡島、馬島等の島々は、国立公園第二種特別地域に指定され、瀬戸内海特有の多島海景観を呈する景勝地である。ここには3つの連続した吊橋が架けられ、3橋が一体となって織り成す景観は、来島海峡に大きな影響を与えることから、吊橋の形状決定に当たっては、景観への配慮が必要であり、特に主塔の断面形状および腹材形状の検討が重要な課題となっている。

主塔の景観検討に当たっては、平成元年10月より本州四国連絡橋景観委員会（八十島義之助委員長）を中心として、主塔模型、コンピューターグラフィックス等を活用し、いくつかの形状案についての検討を行ってきた。ここでは、これらの検討経緯を中心とした主塔の景観設計を報告する。

2. 架橋地点の特徴

来島大橋の架橋地点および周辺地域は瀬戸内海国立公

園の中心部に位置し、豊かな自然環境に恵まれ、古くは来島水軍の根拠地として栄え、現在でも海上交通の要路となっている。

来島海峡を見る主要な視点場としては亀老山、小島、糸山、近見山等の丘陵地展望台、下田水、大浜などの海岸付近、(図-1)及び定期旅客船の航路上などで、これらの視点場から見える景観の特徴としては次のことが挙げられる。

(1) 現況景観

1) 大島側

起点側の架橋地点である半島の先端部火内鼻（標高43m）、亀老山（標高308m）および館山（標高231m）など比較的急傾斜な斜面が海岸に迫っている。周辺地域に漁港があるものの山地部のアカマツ林、常緑果樹園等の緑豊かな自然景観が主体となっている。

2) 海峡部

大島、四国、遠くに大三島と大きな島に囲まれた幅約4kmの海峡であり、海域に武志島、中渡島、馬島、小島、来島等の島々が点在し、瀬戸内海特有の多島海景観を呈している。

自然植生のウバメガシ群落、常緑果樹園、クロマツ林の緑が広く分布し美しい自然景観を展開している。海峡に目をやれば、干満により大きく変化する強潮流により白波や渦流等の海象現象が発生しており、糸山展望台からの景観として確認できる。

また、小島の芸予要塞跡、来島の水軍の城址跡などの史跡があり、貴重な観光資源となっている。

3) 今治側

終点側の架橋地点である糸山（標高97m）地区は、クロマツ林、果樹園と砂浜の美しい自然景観を展開している。この周辺地域は、漁港、造船所、マリーナ、市街地など多様な機能が分布し、他の2地点とは異なった様相を呈しているが、近見山（標高244m）に代表される丘陵地が背景に控えているため、市街地を除くと緑の多い景観を呈している。

(2) 新しい景観

当海岸地区およびその周辺には、来島大橋の架橋に加えて「えひめ瀬戸内リゾート開発構想」¹⁾ など新たな地域開発構想が立案されている。これらの構想が実現されれば、この地域の景観、観光および経済活動等に多大なインパクトを与えるものと期待される。

また、近傍には大三島の大山祇神社や松山の道後温泉等の全国的に高い水準の観光資源がある、これに加えて世界に類を見ない3連吊橋の来島大橋との組み合わせは、新たな観光資源となることが予想される。

3. 景観の基本テーマ

来島大橋景観検討に際して、架橋地点の周辺環境及び本橋の効果等を踏まえて、次の基本テーマを設定した。

(1) 光と影

瀬戸内海風景の特徴である光と影が織りなす変化をモチーフとし、架橋地域のイメージを表現する。

(2) 躍動感

来島海峡の急潮流の「動」のイメージとともに、来島海峡に点在する島々を連続的につなぐ、リズムカルな躍動感を感じさせる。また、西瀬戸における文化・経済交流の動脈として躍動する将来をイメージする。

(3) 透明感

豊かな自然に恵まれた多島海景観にとけ込んだ架け橋のイメージを表現する。

(4) 融和性

点在する島々の人々が一体となるような協調性を感じさせる。

この基本テーマは主塔のみならず、アンカレイジ及び取付高架を含めた吊橋全体の景観検討において考慮されているものである。

また、主塔の形状検討に際しては、遠景、中景、近景などそれぞれの視点からの景観に配慮することを前提とし、次にあげる事項に留意し設計を進めることとした。

1) 遠景

遠景では、吊橋の景観全体で主塔の占める割合は高い。しかし、主塔のみが景観の主役ではなく、それにつながるケーブルの放物線形状、箱桁の流れるような繊細なフォルムなど一体となって、吊橋の景観が成り立つ。また3橋の吊橋が一つの連続した構造物としてのイメージを与えることから、主塔としては、橋梁全体のバランスや、自然景観との調和など、外郭形状の検討を主に実施する

必要がある。

2) 中景

中景では、主塔、ケーブル、桁、基礎など、それぞれの部位を単独に、あるいは互いに対比して見られる視点である。従って、景観としては、遠景と同じく橋梁全体のバランスや、3橋一体のフォルムを損なわない範囲で、主塔形状を検討する必要がある。

3) 近景

近景では、視野全体を主塔が占める。従って、主塔は吊橋の一部というよりは、むしろ構造物そのものであり、主塔そのものの形状を検討する必要がある。

4. 3橋の全体形状

来島大橋は、600m級の吊橋1橋、1,000m級の吊橋2橋からなる3連吊橋である。（図-2、表-1）

3橋の支間割り、下部工の支持地盤の条件、下部工の規模及び施工性、上部工の構造特性、経済性等を勘案し決定されており、3橋とも非対称の形状となっている。

縦断線形の決定に当たっては航路限界（第1大橋36m、第2・3大橋65m）をコントロールポイントにし決定している。第2大橋、第3大橋間については、南北備讃瀬戸大橋に代表される両吊橋の中央（4A）で最高点を持つ全体に凸な縦断線形とは異なり、各々の橋梁の中央径間に最高点を持つ2重タイコの縦断線形を採用している。

道路幾何構造上、長い直線区間に凸凹を繰り返すような縦断線形を入れることは必ずしも好ましくなく²⁾、また、景観上も3連吊橋に連続性を持たせた全体に凸な縦断線形とした方が有利な面もあるが、その場合、非常に大きな縦断曲線となり最高点となる7A（馬島）付近の道路排水性の問題、7Aアンカレイジが大きくなることによる地形改変、工事費の増大等の問題が懸念される。そこで、ケーブルスプレー点高を極力低くし7Aにおける路面高についても低くすることによりこれらの問題を解決した。（図-3）

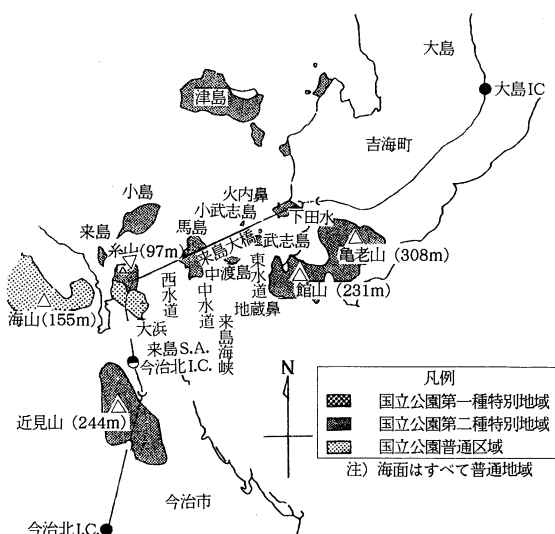


図-1 来島海峡周辺の状況及び視点場
Fig.1 Vista around Kurushima Straits

なお、2重タイコの縦断線形を採用することによる幾何構造上の問題は、6P～8P間で全域にわたって縦断曲線を配置し、勾配変化の度合いを極力緩くすることにより改善し、3連吊橋全体の連続性については、フォトモンタージュ等で大きな違和感を生じないことを確認している。

また、3つの吊橋はすべて側径間の形状が異なっており、側面から見た景観としては、側径間のハンガーロープの有無が3橋とも異なっている。

これは、

1) 第1大橋は側塔のP1橋脚を設け1Aを火内鼻背面に

表-1 構造上の基本条件

Tab.1 Summary of design specification for structure

Table Summary of Design Information for Section 1				
		第 一 大 橋	第 二 大 橋	第 三 大 橋
構 造 規 格		第1種第3級 (V = 80km/hr)		
車 線 数		4車線 (道路幅員20.0m、管理路2.5m × 2)		
橋 梁 形 式		3 径間2 ヒンジ補剛桁吊橋	2 径間2 ヒンジ補剛桁吊橋	1 径間2 ヒンジ補剛桁吊橋
支 間 割	ケーブ ル	50m + 140m + 600m + 170m	250m + 1,020m + 245m	260m + 1,030m + 280m
	補 剛 桁	135m + 592m + 158m	237m + 1,010m	1,020m
平 面 線 形		R = 2,000～R = ∞ (直線)	R = ∞ (直線)	R = ∞ (直線) ～A = 250
縦 断 勾 配		2.3 % + 1.8 %放物線	1.8 %放物線	1.8 %放物線
横 断 勾 配		2 %山形勾配		
所 要 桁 下 高		N.H.H.W.L + 36.0m (T.P + 38.2m)	N.H.H.W.L + 65.0m (T.P + 67.2m)	
サグ長 (サグ比)		70.0m (1/8.5)	97.0m (1/10.4)	102.0m (1/10)
ケーブ ル 本 数		2本 (シングルケーブ ル方式)		
ケーブ ル許容応力		72kg/mm ²		
ケーブ ル中心間隔		27.0m		
補 剛 桁 形 式		偏平六角形断面箱桁形式		
補 剛 桁 幅		30.7m	32.3m	
補 剛 桁 高		2.5m	4.3m	
道 路 舗 装 厚		アスファルト舗装 (車道t = 65mm、管理路t = 30mm)		
活 荷 重		暫定荷重		

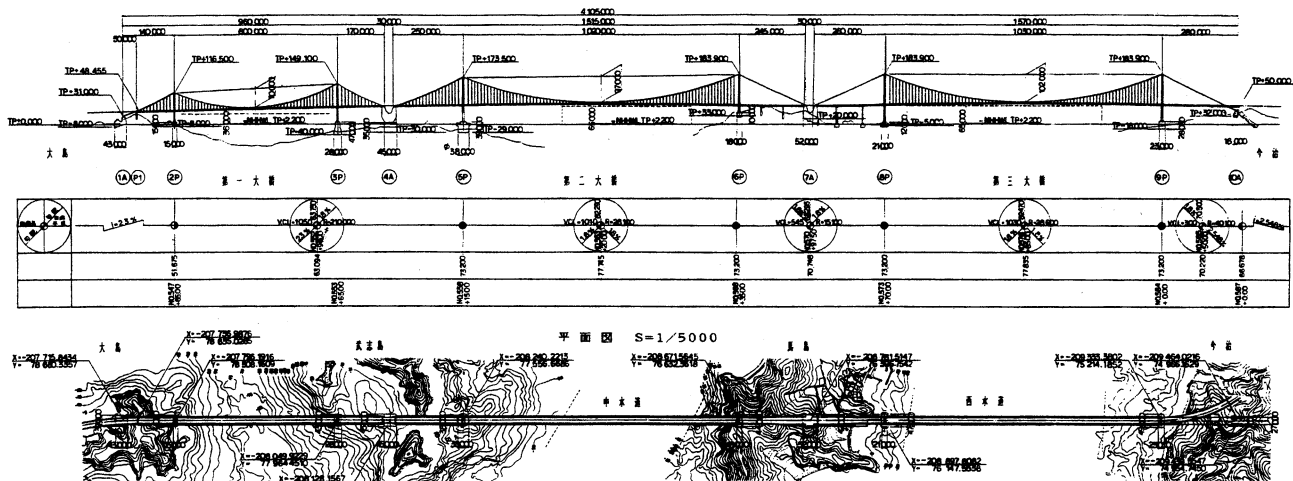


図-2 来島大橋全体一般図

Fig.2 General Plan of Kurushima Bridge

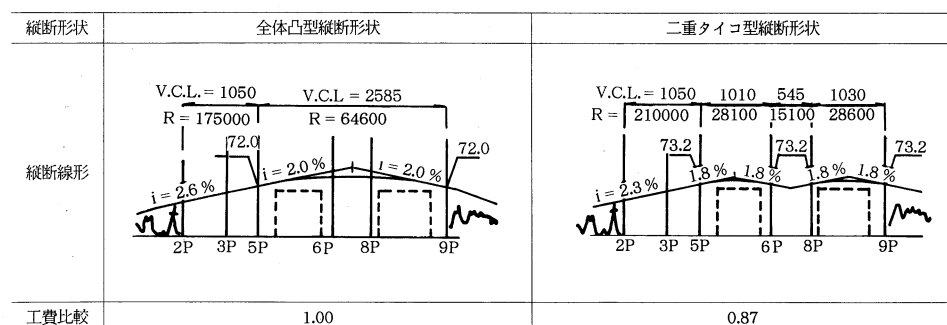


図-3 縦断線形及び工費比較

Fig.3 Comparison of vertical alignments and their cost

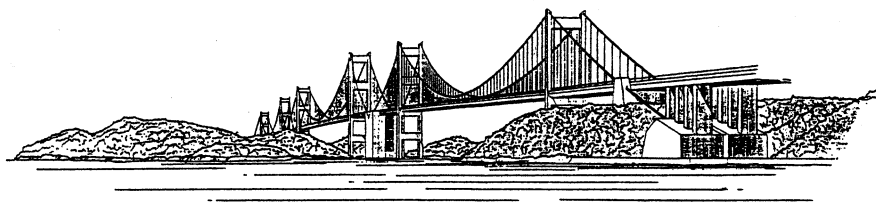
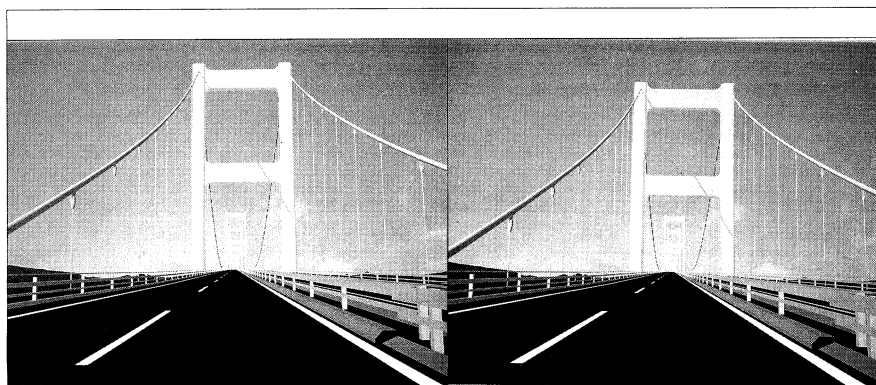


図-4 塔高による景観の比較(下田水港より)

Fig.4 Comparison of looks in different tower heights(view from Shitadami Pier)



サグ比 1/8.5

サグ比 1/9.0

写真-1 サグ比による景観の比較

photo 1 Comparison of looks in different sag-span ratio

項目	A案	B案	C案	D案
姿図				
鋼重比較	1.00	1.02	1.04	1.01

図-5 主塔形状の比較(8Pを対象)

Fig.5 Comparison of tower configuration(for 8P)

追い込み、アンカレイジ建設に伴う掘削法面が目立たないようにした。このため1A~P1間は高架橋構造、P1~2P間は吊橋構造としている。

2) 第2大橋の6P~7A間及び第3大橋の7A~8P間は、7A上に島民バスストップを設置する計画から、側径間部で道路幅員を拡幅する必要があるため高架構造としている。

3) 第3大橋の9P~10A間は、道路線形がこの間で大きくカーブして橋軸線から離れていくため高架構造としている。

ことによるものである。

5. 主塔の形状

(1) 塔高の検討

吊橋の塔高の決定に当たっては、吊橋の力学的合理性、経済性等を考慮したケーブルのサグ比から、路面と塔頂を結んだ線が平行となるように塔が配置されている塔高路面平行案が一般的である。

しかし、来島大橋の場合、3橋が連続することから各々の橋梁で塔高を決定すると、規模の異なる橋の連続部で、遠景(特に下田水港からの眺望)における3橋のバランス、連続感が損なわれる恐れがあることから、塔高を2Pから6P間で連続的に変化させることにより、3橋の連続性を与える塔高連続変化案が考えられる。(図-4)

両案について経済性の比較を行った結果、塔高路面平行案に比べて塔高連続変化案が鋼重で約0.1%程度増加するものの僅かな量であり、経済性にほとんど差異がないことから、景観的に優れる塔高連続変化案を採用することとした。

2P主塔については、構造上は中間水平材を設ける必要はないが、他の主塔との視覚的な連続性を確保するために中間水平材を設けることとした。上記で述べた塔高連続変化案としたときの第一大橋の塔高については、従来の実績範囲の中で塔高をいちばん高くすることができるサグ比1/9で塔高を決め2P、3P各々TP+110.7m、TP+146.6mとしていた。この場合、2Pの塔高が低いと中間水平材を設けた場合、

走行空間が狭くドライバーに対して圧迫感を与えるほか、塔頂水平材と中間水平材の空間がほぼ正方形に近い形となることから、景観上も他の塔とのバランスが優れないとの評価があった。このことから、力学的合理性を満たし、経済性を損なわない範囲で2Pの塔高を高くする目的で詳細な構造検討を行い、その結果、サグ比を1/8.5程度にすることが可能との判断を得、2P、3Pの塔高を各々TP + 116.5m、TP + 149.1mとした。これにより、3連吊橋の連続性は確保されたまま、走行空間は1割程度増し、塔頂水平材と中間水平材との空間も改善された。(写真-1)

(2) 主塔形状の選定

2本の塔柱をつなぐ腹材は主塔のイメージを大きく支配する構造部材である。

長大支間の吊橋の主塔は、吊橋面外の暴風時風荷重により断面が決定されるため、風荷重の低減は主塔の設計に際して有利になる。来島大橋の場合、補剛桁に箱桁形式を採用しており、トラス形式に比べ抗力が大幅に低減されることから、腹材への構造的負担が小さく、腹材本数及びその形状を考えるには自由度が大きい。

箱桁形式はトラス桁形式に比べ直線的で、繊細なイメージを与える。また、6本の塔柱が重複して並ぶ景観となることから、腹材の選定に当たっては、補剛桁のイメージに合い、スッキリした印象を与えるラーメン形式を中心に4案を選定し比較検討を行った。(図-5)

1) A案

一般的な2層ラーメン構造であり設計、製作、架設にはこれまでの施工実績から問題はない。また、鋼重について

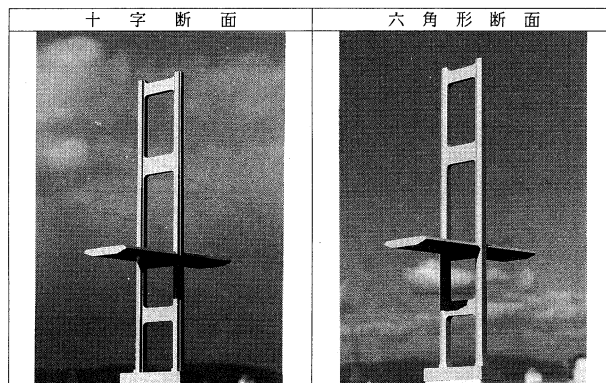


写真-2 主塔模型による景観の比較
photo 2 Comparison of looks by model

でも一番軽く経済的である。景観上は、構造物としての簡潔さがあり、腹材の高さを変えることにより量感やアクセントを持たせることができる。

2) B案

腹材を水平に2分割した構造であり設計、製作、架設についてはA案同様、問題はない。鋼重についてはA案に比べ若干の増となる。景観上は、スリットをいれることにより、繊細なイメージとある程度の量感を持たせている。

3) C案

塔柱のハンチ部を大きくし、中間水平材と一体化させた構造である。このように充腹率が高く、かつ曲線で構成される腹材に塔柱応力を持たせる構造を取った場合の設計手法の確立が必要であり、製作、架設についても他案に比べ困難を要することが予想される。また鋼重についても4案の中で一番重く経済的に問題もある。景観上は、

表-2 主塔断面形状の比較
Tab.2 Comparison of cross section of tower

	塔形状図及び力図	断面積算	鋼重・その他																
十字断面			<table><tr><td>塔柱</td><td>3,690t/基</td></tr><tr><td>腹材</td><td>490 "</td></tr><tr><td>その他</td><td>160 "</td></tr><tr><td>アンカー</td><td>150 "</td></tr><tr><td>合計</td><td>4,490t/基</td></tr></table> 固有振動数 (1次) <table><tr><td>架設LL</td><td>f = 0.163Hz</td></tr><tr><td>完成LL</td><td>f = 0.691Hz</td></tr><tr><td>完成TT</td><td>f = 0.554Hz</td></tr></table>	塔柱	3,690t/基	腹材	490 "	その他	160 "	アンカー	150 "	合計	4,490t/基	架設LL	f = 0.163Hz	完成LL	f = 0.691Hz	完成TT	f = 0.554Hz
塔柱	3,690t/基																		
腹材	490 "																		
その他	160 "																		
アンカー	150 "																		
合計	4,490t/基																		
架設LL	f = 0.163Hz																		
完成LL	f = 0.691Hz																		
完成TT	f = 0.554Hz																		
六角形断面			<table><tr><td>塔柱</td><td>3,660t/基</td></tr><tr><td>腹材</td><td>490 "</td></tr><tr><td>その他</td><td>160 "</td></tr><tr><td>アンカー</td><td>150 "</td></tr><tr><td>合計</td><td>4,460t/基</td></tr></table> 固有振動数 (1次) <table><tr><td>架設LL</td><td>f = 0.163Hz</td></tr><tr><td>完成LL</td><td>f = 0.684Hz</td></tr><tr><td>完成TT</td><td>f = 0.562Hz</td></tr></table>	塔柱	3,660t/基	腹材	490 "	その他	160 "	アンカー	150 "	合計	4,460t/基	架設LL	f = 0.163Hz	完成LL	f = 0.684Hz	完成TT	f = 0.562Hz
塔柱	3,660t/基																		
腹材	490 "																		
その他	160 "																		
アンカー	150 "																		
合計	4,460t/基																		
架設LL	f = 0.163Hz																		
完成LL	f = 0.684Hz																		
完成TT	f = 0.562Hz																		

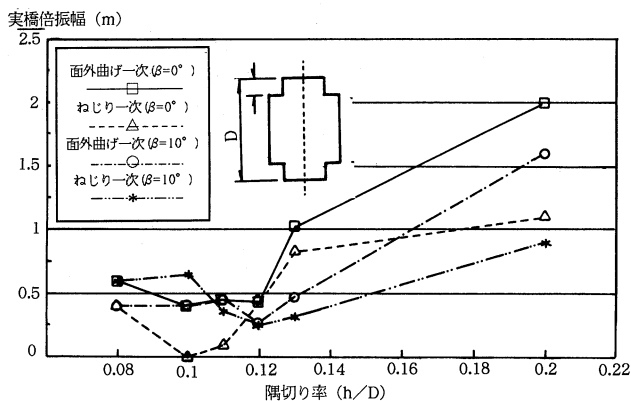


図-6 隅切り率と最大応答振幅の関係(三次元弾性模型)

Fig.6 Relation between dimensions of cruciform and the maximum amplitude of vortex-induced motion

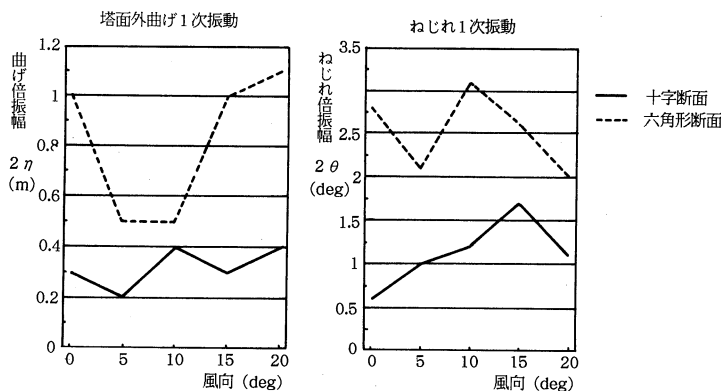


図-7 風向と最大応答振幅の関係(二次元剛体模型)

Fig.7 Relation between attack angle of wind and the maximum amplitude of vortex-induced motion

中間水平材に吊橋の透視図的イメージを持たせている。

4) D案

構造上はA案と同じであるが、塔柱及び腹材の断面形状を六角形とした構造であり、設計、製作、架設、鋼重等をA案と比較してもほとんど差は見られない。景観上は、十字断面と比較して柔らかな印象を与え、陰影に表情を持たせている。

以上の検討を踏まえ、A案及びD案の2案に絞り、特にD案については景観上の見地から(写真-2)、構造検討、耐風安定性、模型での比較等詳細な検討を進めた。

(なおD案については、腹材の形状が六角形であると塔柱の印象を弱めるため、矩形断面として検討を進めた。)

(3) 塔柱断面形状の検討

1) 構造検討

ここでは、景観上から比較案となった六角形断面を有する主塔について、十字断面を有する主塔との構造的な違いを把握するために、8P主塔を対象に塔柱の剛性、固有振動数、鋼重に着目して検討を行った。

十字断面とほぼ同じ断面積を有する六角形断面では、表-2に示すように塔面外の曲げ剛度は十字断面とほとんど変わらず、塔面内の曲げ剛度については1割程度増大する。このことは、中央支間長1,000m級の吊橋主塔においては、橋軸直角方向暴風時(W_{T1} 時)の塔面内の曲げモーメント

に対して断面が決定されるケースが多いため、六角形断面では塔壁延長が十字断面に比較し短い分、板厚は2mm~5mm増加するものの、鋼重が1%程度の減となり、わずかに有利となることがうかがえる。

2) 耐風性検討

8P主塔に対して、十字断面及び六角形断面の塔柱断面形状の違いによる橋梁完成時の耐風性を検討するために、三次元弾性模型等を用いた主塔風洞試験を実施した。

十字断面については、三次元弾性模型により橋軸方向の隅切り量 h を変化させた試験を行った結果、当初計画案の $h = 0.2D$ (D : 塔柱の橋軸方向代表幅)では風向角 $\beta = 0^\circ$ (橋軸直角方向の風)で許容振幅(塔面外曲げ振動で片振幅0.2m)を大きく越える振幅2.0mの渦励振が発生する。隅切り量を $h = 0.08D$ 、 $0.1D$ 及び $0.12D$ とした場合には耐風性が著しく向上し、特に $h = 0.12D$ の場合は、 $\beta = 0^\circ \sim 20^\circ$ 、 90° の範囲内で最大応答振幅が塔面外曲げ振動、ねじれ振動とも0.4m以下となる結果を得た。(図-6)

六角形断面については、二次元剛体模型により塔柱断面を橋軸方向あるいは橋軸直角方向に伸ばした形状について耐風性を調査したが、耐風性の最もよかった断面においても最大応答振幅が面外で1.1m、ねじれで0.7m ($\theta = 3.1^\circ$)と許容振幅を大きく上回る結果となった。(図-7)

以上のように、六角形断面では耐風性の良好な断面が得られておらず、これを採用する場合には完成時の制振対策等が大きな問題となることが予想された。これに対して十字断面では耐風安定性に関して対策が容易であると判断し、断面形状としては十字断面を採用した。

(4) 水平材の配置

主塔形状は、景観を考慮し2P~9Pの全ての主塔について道路面から上を2層ラーメン形状とした。塔頂水平材と中間水平材の高さ、配置については構造及び景観より様々な組合せが考えられる。来島大橋の場合、中間水平材の位置については、路面上部の空間を大きく取り、その上の空間を若干小さくすることにより、塔を上に向かって協調するような空間配置としている。水平材の高さについては、主塔の幅より広くし、中間水平材高を塔頂水平材高より0.5m (2P・3P)~1.0m (5P~9P) 高くする

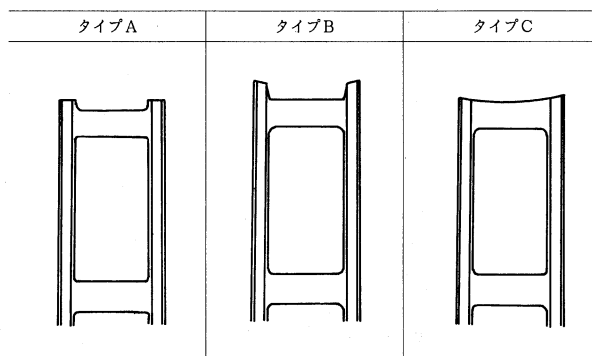


図-8 塔頂部形状(8Pを対象)

Fig.8 Configuration of tower top structure(for 8P)

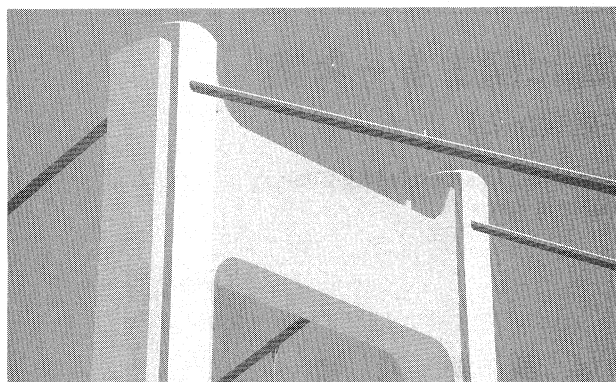


写真-3 塔頂部形状
photo 3 Configuration of tower top

ことにより、構造上のアクセントを付けるとともに、塔の高さを強調している。

塔柱と水平材との隅角部については半径1m、2m、3mのRの3案について景観を比較した結果、半径2mを付けることとした。

また、主塔は折れ塔を採用し、道路水平材より上を斜塔（側面の勾配を約0.5%としている）とすることにより、上広がりに見えがちな主塔の景観を改善するとともに、いっそう塔がそそり立つ印象を演出している。

(5) 塔頂部形状

塔頂部形状については、図-8に示すように塔頂部を水平に切ったタイプ、南北備讃瀬戸大橋や明石海峡大橋のような斜めにしたタイプ、大島大橋及びレインボーブリッジの様な塔頂と水平材を一体にした円弧で結ぶタイプ等様々な形状が考えられる。

来島大橋では、橋軸方向、橋軸直角方向とも塔頂に丸みをつけた形状を採用した（写真-3）これは橋軸方向にはケーブルの丸いイメージに合わせ、橋軸直角方向にはケーブルの連続的な変化を意図した形状である。塔頂水平材の上部のRについては、塔壁線に合わせてすり付けると塔頂が内側に入って見えることから、若干塔に食い込ませることにより塔がまっすぐ立っているような印象を与えている。

また、将来の維持管理用設備の航空障害灯、避雷針、吊元設備等が塔頂部に設置されることとなるため、塔頂部が煩雑な印象を与えると同時に塔頂部の景観を損なう恐れがあることから、その構造、取付位置等も含めた形状の決定を行った。

6. 塗 色

来島大橋の塗色については、尾道・今治ルートで従来より実績のあるライトグレー（マンセル記号N7.5）を採用することとした。

ライトグレーは、海や島の自然の色を栄えさせる色として、大三島橋など当ルートの海峡部橋梁に採用され、自然環境とよく調和した色であるとの評価が定まっている。

また、来島大橋の景観検討の基本テーマである融和性

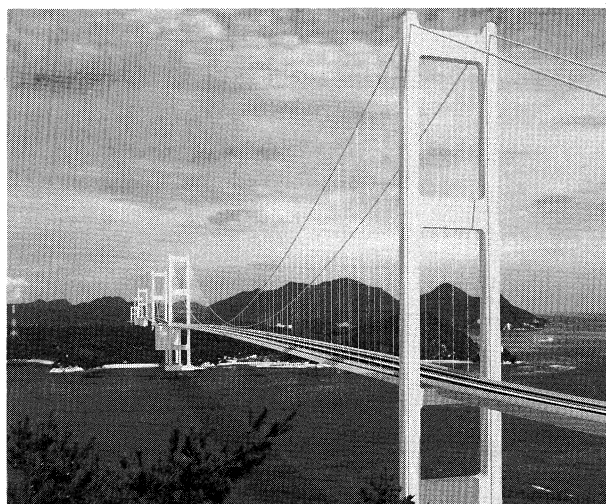


写真-4 来島大橋完成予想写真(糸山展望台より)
photo 4 Photomontage of Kurushima Bridge
(view from Itoyama deck)

に合った色と考えられることや、大三島橋以来の使用実績から、耐食性についてもほとんど問題がないことなどから採用されることとなった。

7. あとがき

来島大橋は、中央支間長1,000m級の吊橋の補剛桁として日本で始めて箱桁断面を採用している。

箱桁は、これまでのトラス桁に比べ抗力が小さく、主塔の設計に与える影響も少ないことから、その形状決定に当たっては自由度の大きい検討が可能であった。

特に、六角形断面は柔らかな陰影を持ち、箱桁の繊細なイメージとよく合い、来島海峡の多島海景観にマッチするという評価から、構造検討、耐風性等種々の検討を実施した。構造上は十字断面と比較しても大差ないことが確認できたが、耐風安定性についての問題を解決するまでには至らなかった。将来において、これらの問題が解決されるならば、六角形断面も景観上優れた断面形状であり採用を期待するところである。

最後に、来島大橋主塔の景観検討に当たり、終始熱心にご討議いただいた本州四国連絡橋景観委員会（委員長：八十島義之助東京大学名誉教授）の各委員の皆様にご感謝の意を表しますとともに、今後ともご指導いただきますようお願いいたします。

参考文献

- 1)「えひめ瀬戸内リゾート開発構想」平成2年6月、愛媛県
- 2)「道路構造令の解説と運用」昭和58年2月、日本道路協会

発展途上国での橋梁技術指導に関する一考案

(ケニア共和国での勤務経験から)

A Study on the Technical Cooperation of Bridge Engineering in a Developing Country
(My working experience in the Republic of Kenya)

企画開発部 企画課長代理 栗野 純孝

Sumitaka Kurino



1. まえがき

1991年10月から2年間、国際協力事業団（以下「JICA」と呼ぶ）の橋梁工学に関する技術協力専門家として、アフリカのケニア共和国にて勤務する経験をさせていただいた。日本の建設省にあたる公共事業住宅省という機関の本省道路局橋梁課の課長代理というのが私の肩書であり、全般的な橋梁工学に対する指導や助言、日本からの援助に関する助言等が主な仕事であった。¹⁾

私の滞在中のほとんどの期間、援助国はケニアの民主化をうながすため、援助の凍結をしていて、新規の援助案件もなく、経済も冷え込んで行き直営の工事も少ないという状況であった。

つまりあまり差し迫った仕事なかった訳で、これを良いことに、この時期に私は既存の橋梁の調査と、各種の文献の調査を実施した。²⁾ これらの調査結果を比較するためにケニア滞在中にJICAを通じて、途上国の橋梁工学に関する包括的に整理した資料がないか日本のいくつかの機関に問い合わせして貰ったが、存在しないような返事であった。途上国における橋梁工学や技術協力にあたっては、現地の状況を理解することが重要であるが日本とかなり違う事情もある。

以上のような状況と、最近非常に海外への交流も増えていることから、単なるケニアの滞在記でなく、もっと一般的な途上国での考え方という見方で本報告をまとめることにした。

2. ケニアの橋の概要

2.1 地理と道路網

ケニアは図-1に示すようにアフリカの東海岸、赤道直下に位置する。国土面積は日本の約1.6倍、人口は日本の約2割（1990年推計値）である。道路網の骨格の様子を図-2に示す。道路総延長は15万kmであるが、アスファルト舗装道は8千kmにすぎない（1991年）。図中の極太線は最も重要な国際道路（Aの記号で示される）であり、延長3600kmある。日本は一般道路で140万km（1992年）あり、比べようもない。ただケニアのかんりの土地

が乾燥または半乾燥地帯でありそのような土地では道路もそう必要とは言えないだろう。ちなみに図-2の地区番号（細線で区分された区画）で年間降水量が1000mmを越す地域は僅か20、21、26～28、34、45である。（東京は1500mm前後）。

2.2 歴史

ケニアは、石器時代（11世紀まで）、内陸部の鉄器時代及び、海岸地方のインド洋交易時代（11～15世紀）、ポルトガル支配時代（16～17世紀）、オマニ・アラブ支配時代（18～19世紀）、英国植民地支配時代（20世紀前半）、独立後の時代（1963年から）というような大まかな時代区分に分けられる。しかし、こと橋梁技術の分類では表-1に示す3時代で、大きく3つの橋梁の分類ができるように考える。

前鉄道時代というのは、英国の植民地時代以前の時代である。小さな木橋程度はあったかも知れないが、調べた限りでは石橋などの可能性は無い。類似の構造ではアー

表-1 ケニアの橋梁技術の時代区分と分類

Tab-1 Eras and groups on bridging technology in Kenya

前鉄道時代	見るべき橋なし
鉄道時代（1985～1962）	英国の技術による橋
共和国時代（1963～）	大規模請負工事の橋
	直営工事の橋



図-1 ケニアと日本の位置関係

Fig.1 Location of Kenya and Japan

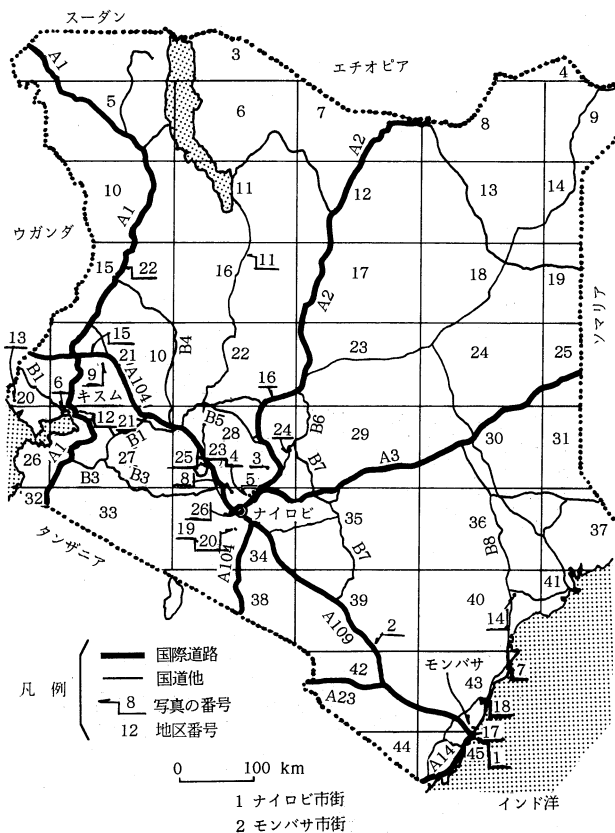


図-2 ケニアの主要な幹線道路網
Fig.2 Arterial road network in Kenya

チの門がある。写真-1に示すのはその中でも最大級のものであり、支間長4.6mである。鉄道時代というのは、英国の植民地時代であり、近代的な鉄道が莫大な労力をかけ敷設されたのに始まり、現代の道路網、鉄道網の骨組が造られた。共和国時代というのは独立後の時代であり、外国の援助による大規模請負工事と政府自ら実施する直営工事（中小請負工事も類似）の二つに分けられる。

上記の大分類した橋は、資金・技術の背景が極端に異なっており、かなり技術的に隔たりがあると感じる。以下にはその実例を紹介する。

2.3 鉄道時代の主要橋梁

鉄道時代の橋梁の代表格は、何と言っても鋼橋であろう。写真-2に示すのは4径間の鉄道鋼単純桁であり全長80mである。1899年の建設であり、建設中に労働者がライオンに襲われ工事が中断したとのエピソードが残っている。写真-3に示すのは橋長202mのトレススル鉄道橋で中央のトラス桁は30mの長さである。すべて型鋼をリベット接合したものである。道路橋では、以下の例がある。写真-4はアーチリブがコンクリート製の二径間アーチ橋である。写真-5は石橋。支間長約13m。もう交通の便に供されていないが、非常に精巧な石組の造りである。写真-6は、H鋼単純桁橋。1939年。このようなH鋼主桁で親柱と傾斜した鋼製高欄を付けた小支間道路橋が植民地時代にたくさん造られている。写真-7は独立直



写真-1 フォト・ジーザス遺跡の門(02地区)
Photo.1 A Gate of the Fort Jesus(Area 02)

前に造られた鋼製自定式吊橋。中央支間長92mでケニアの鋼橋の最大支間長を誇る。ケーブルの損傷がひどく、現在架け替えを検討中である。この時代の橋は、現在では古い形式や構造であるが、その構造や精度の点で非常に良くできている。

2.4 共和国時代の直営工事の橋梁

独立後は、請負工事のみならず直営工事が実施されるようになった。1980年道路局の中に橋梁課が新設されてからである。この直営工事は、山奥や遠隔地などのとても請負業者がやらないような（儲からない）場所にケニア人技術者自ら地道に建設を進めている。経済効果は疑

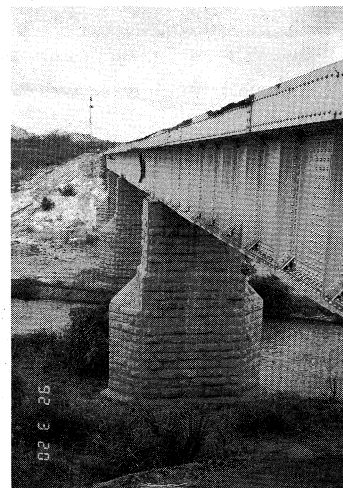


写真-2 ツァボ鉄道橋(39地区)
Photo.2 Tsavo Railway Bridge(Area 39)

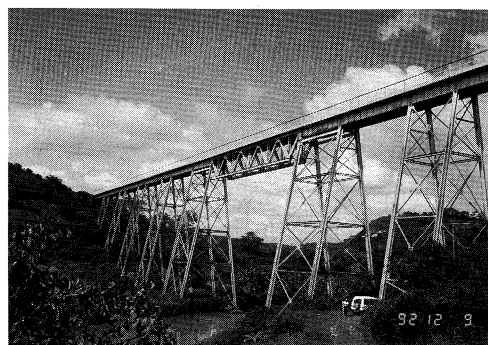


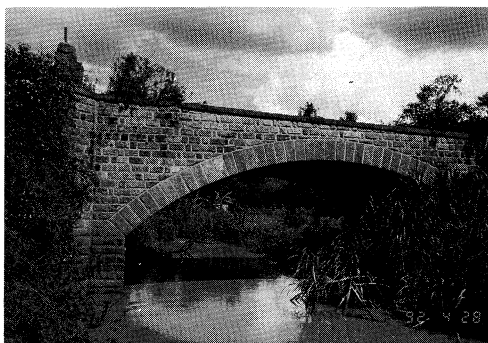
写真-3 マラゲワ鉄道橋(28地区)
Photo.3 Maragwa Railway Bridge(Area 28)

わしいが地元への福祉や物流の促進にはなるはずで、苦
 労しながら建設を続けている姿には感心している。写真－
 8は、支間長13mのRC単純桁。写真－9は、支間長8m
 のRC単純桁。迂回路は造らず工事を始めたのにも拘らず
 工事が進まず、地元から苦情があった。写真－10はドリ
 フトと呼ばれる構造物で、河床上のコンクリート舗装の
 ようなものである。雨季のある期間は通行止めになるが、
 写真に示すように通常まったく水は無い。写真－11はパ
 イプカルバート付きのドリフトであり、水の流れる期間
 が少し長かったり小さい水量で使用する。以上のような
 構造は半乾燥地帯でよく見られるが、地形が平坦な場所
 が多いため、洪水毎に道路決壊の位置が変わり、そのた
 びにまた構造の新設が必要となると言った問題もある。写
 真－12は、ベイリー橋と呼ばれる仮設鋼パネル橋である。
 桁用のパネルと床組部材から成り、ジャッキ等の器具が
 あれば、人力で組立、架設もできるものである。英国は

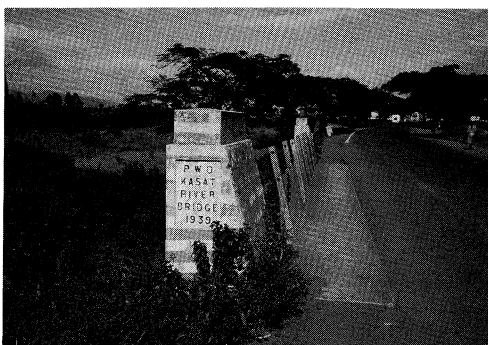
1983年から無償でこの部材をケニアに供与している。下
 部工の建設とベイリー橋の運搬、架設が直営労務で実施
 されており、直営工事の扱いである。



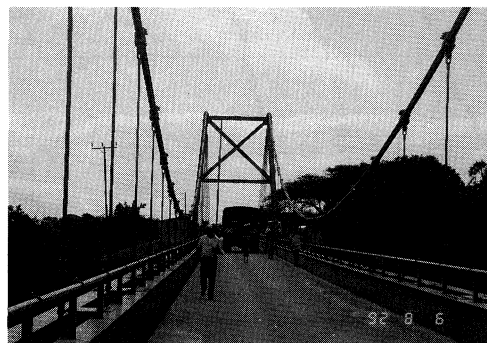
写真－4 ルイル川アーチ橋(34地区)
 Photo.4 Ruiru River Arch Bridge(Area 34)



写真－5 石橋(34地区)
 Photo.5 Stone Bridge(Area 34)



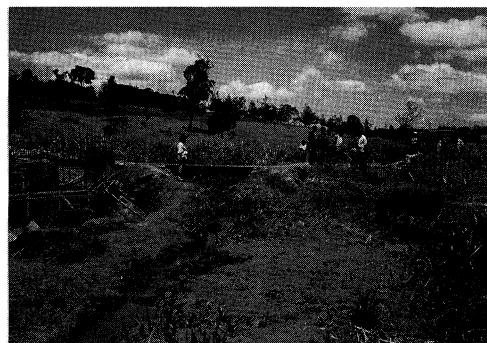
写真－6 カサット川橋(27地区)
 Photo.6 Kasat River Bridge(Area 27)



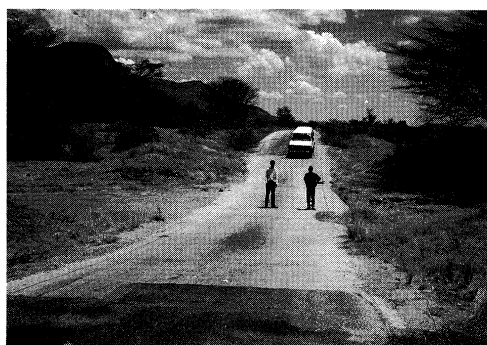
写真－7 サバキ橋(43地区)
 Photo.7 Sabaki Bridge(Area 43)



写真－8 ルイル橋建設現場(34地区)
 Photo.8 Construction of the Ruiru Bridge(Area 34)



写真－9 ビレイ橋建設現場(21地区)
 Photo.9 Construction of the Birei Bridge(Area 21)



写真－10 ドリフト(21地区)
 Photo.10 Drift(Area 21)

2.5 共和国時代の大規模請負工事の橋梁

独立後は、イタリア、日本、中国等の建設業者が活躍し、また設計も連続桁、ラーメン橋やPC橋といった構造が見られる。大規模請負工事というのは、実質的に外国の援助を資金とするものであり、設計・施工の技術水準は日本のそれと特段変わるものではない。鋼钣桁橋で最大の橋は写真-13に示すもので、支間割りは25+50+25mのゲルバー橋である。最大支間50mの中には吊り径間36mが含まれている。1986年の施工。この橋は3主桁溶接I断面であり、珍しく大きい主桁である。一般的には輸送の手間があるので、鋼桁は支間25m程度で構造も単純なH型鋼を用いた形式が多い。資材の運搬が容易で維持管理が容易という点ではコンクリート橋は途上国に適している。写真-14は、全長230mのPC10径間連続桁である。ポステン単純桁を橋脚上で連結したもので、中国の建設会社の施工である。写真-15は、RCラーメン橋

として最大支間長のものである。V橋脚の間が23mある。RC・V橋脚ラーメン橋は他にも数橋例がある。写真-16はケニア山まわりの道路に架かる橋である。平面、縦断線形が共に曲線中のために、この橋から車が曲がりきれずによく転落するとのこと。この写真の反対側の高欄はほとんど薙ぎ倒されている。転落すると深さ15m近い谷底へ落下し、ほとんど助からない。このため「キラー・ブリッジ（人殺し橋）」というあだ名がついている。調査要望があり、見に行ったが、車両の速度超過が転落事故の主要因とみた。写真-17は二室箱桁のPC橋であり、中央径間150mはケニア第二位の長さである。これは日本の有償資金援助で建設された。同じく日本の有償資金援助で架けられたキリフィ橋、写真-18は、PCラーメン橋であり、ケニアで最大支間長を誇る橋である。支間割りは、117+185+117mである。橋脚部を2枚の壁式にしており、美観を一層際立たせている。

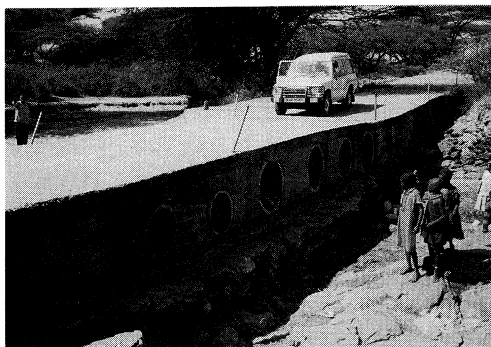


写真-11 カルバート付きドリフト(16地区)
Photo.11 Drift with culverts(Area 16)

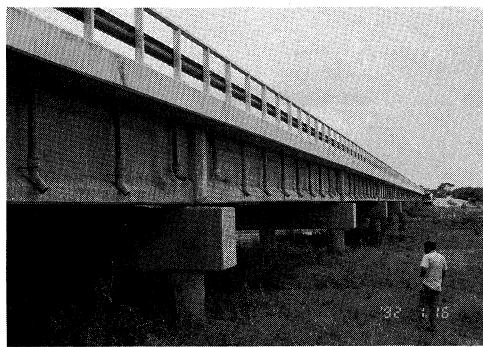


写真-14 イドソウェ橋(40地区)
Photo.14 Idsowe Bridge(Area 40)

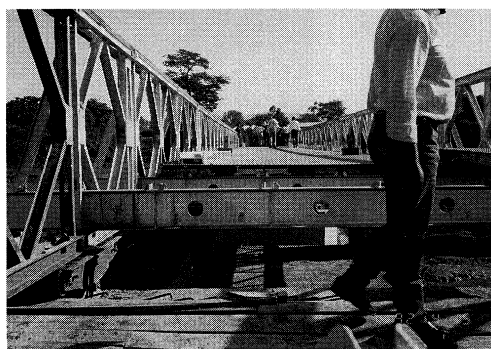


写真-12 ワンギャヤ橋のベイリー桁(27地区)
Photo.12 Bailey girder of the Wangaya Bridge(Area 27)

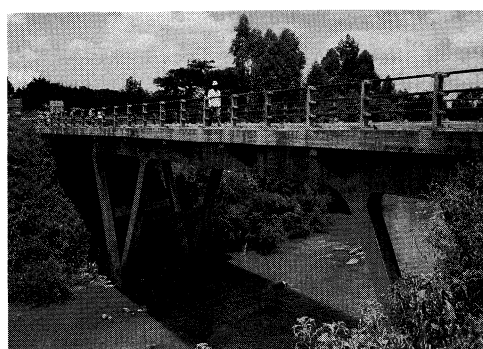


写真-15 キプカレン橋(21地区)
Photo.15 Kipkarren Bridge(Area 21)

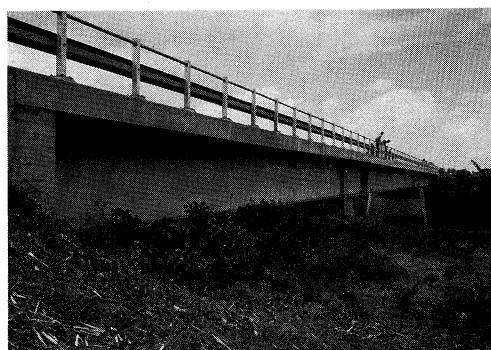


写真-13 ルアンブワ橋(20地区)
Photo.13 Ruambwa Bridge(Area 20)

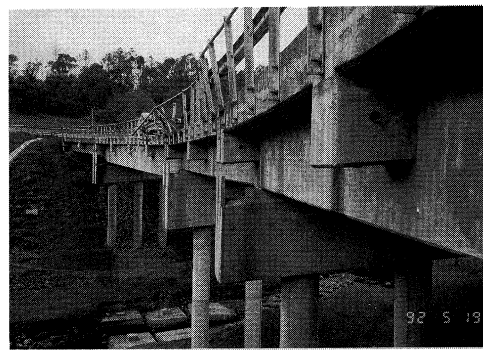


写真-16 シリモン川橋(22地区)
Photo.16 Sirimon River Bridge(Area 22)

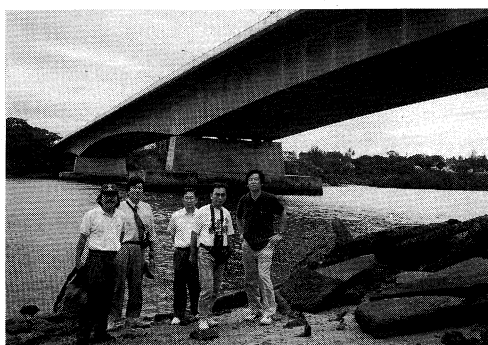


写真-17 ニューニエリ橋(02地区)
Photo.17 New Nyali Bridge(Area 02)

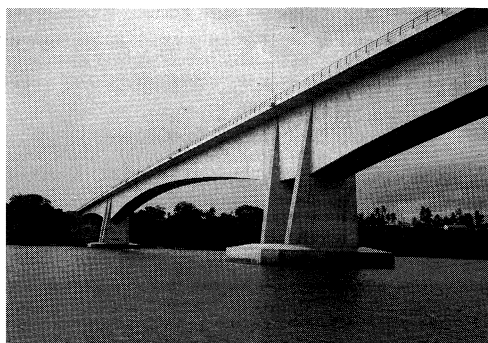


写真-18 キリフィ橋(43地区)
Photo.18 Kilifi Bridge(Area 43)

2.6 橋梁形式と規模

以上紹介したような橋を含め、ケニアのナイロビ、モンバサ、キスムの三大都市の周辺と連絡道路沿いに約400弱の道路橋（参考として他に20強の鉄道橋、30弱の歩道橋）について調査した。この3都市を結ぶ道路はいわゆるケニアの国土軸とも言える地域であり、人口が集中し、交通量が集中している。これ以外の地区は、乾燥地帯で交通量も少ないのでかなりの数の規模の大きい橋梁は網羅

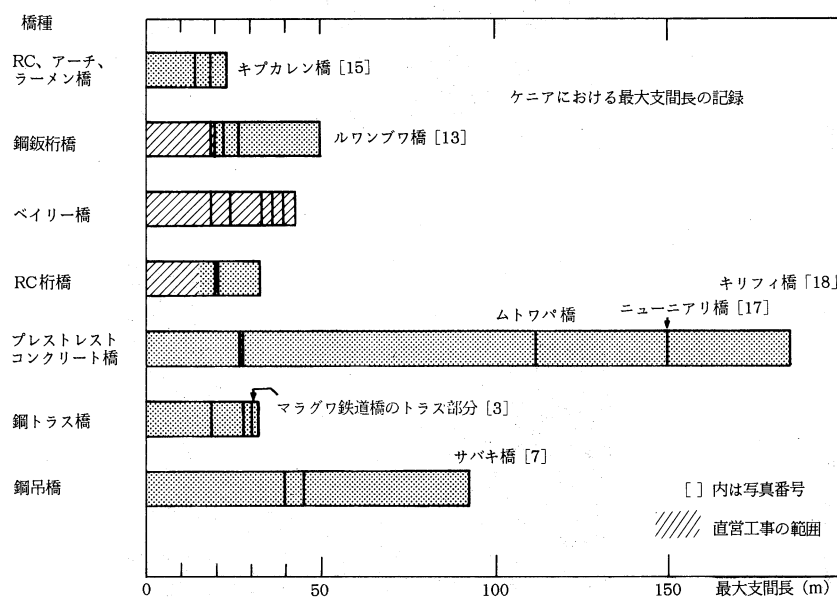


図-3 ケニアにおける橋種と最大支間長の関係
Fig.3 Maximum span length for Type of bridge in Kenya

したと考えている。これらを元に最大支間長の記録について調べたのが図-3である。橋種分類にベイリー橋（仮設パネル橋）があるのは、途上国においては無視できない形式となっているからである。図中に示す直営工事の範囲の中では最大支間長を有する橋梁形式である。（鋼桁の鋼材とベイリー橋の部材は英国からの無償援助であるが、直営の労務により架設されていることから直営工事の分類にしている。）直営工事の橋種は鋼鉄桁橋、ベイリー橋、RC桁橋だけであり、その他の橋種はすべて鉄道時代と共和国時代の大規模請負工事によるものである。最大支間長の橋種はプレストレストコンクリート橋であり、上位三橋すべて日本の有償資金援助によるものである。ケニアにおける日本の援助は長大橋志向であるが、経済効果の大きい観光・リゾート地である沿岸部の入江に架橋しているためである。

2.7 小規模工事の問題点

直営工事や小規模の請負工事の問題点は、資金が少ないことと、技術的に問題がある点である。直営工事の1991/92年の予算を主要構造物あたり（橋梁とカルバートで約100件）で割ると、一件当たり約100万円程度であった。いかに物価差があると言っても、これではあまりにも少なく結局支間15mくらいのRC桁橋でも何年かに分

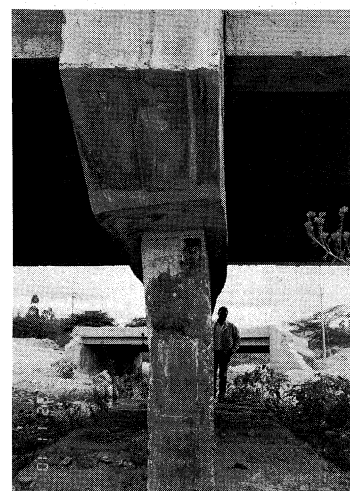


写真-19 道路橋・橋脚(34地区)
Photo.19 Pier of the road bridge(Area 34)

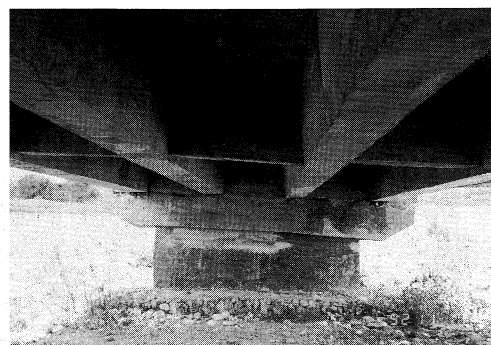


写真-20 道路橋・主桁(34地区)
Photo.20 Girder of the road bridge(Area 34)

割しないと施工できなくなる。また技術者数が非常に少なく、品質管理ができていない現場が多い。写真-19、20に最悪の例と考えられる橋の施工例を示す。これは能力不足の業者による小規模請負工事の例であるが、出来型形状の誤差は10cm以上である。型枠の板材と組立の精度が悪く、たわみ易い貧弱な支保工である為である。他に骨材の分離、まめ板、打ち継目、異物（紙など）混入などありとあらゆる欠陥が観察され、逆の意味では良い教材である。

3 技術指導に関する考え方

3.1 途上国の執務環境

さて今から一般的に考え方をまとめてみるが、まず第一に考えねばならないことは、途上国の執務環境は、日本と異なっており、日本とやり方が違うことに注意する必要があるという事である。課長から上のクラスでは個室が普通であり、別室に秘書、伝言係がついている。訪問すると、必ず堂々とした態度で、歓迎の挨拶をする。1～2日くらいは休暇にならない。決定は上からなされ、部下へ伝達される。残業はない。給料は安く、事業費は少ない。したがって仕事も少なく、またやる効果はない。コピー機の維持管理費、用紙代が不足気味である。文具・技術書・地図は貴重品であり、カメラは高価品である。事務室での文書の管理は悪く、個人で資料は保管がちである。統計などないかどこかに埋もれている場合が多い。工事材料は、不足気味、機械器具は不足または故障が多い。車、燃料は貴重品なので現場の技術者でも現地を訪れることは希である。たとえて挙げると以上のような状況なので、もし調査団で現地を訪問する場合とか、資料を要求する場合、あまりせっかちにならず、現地のペースに合わせることが重要である。また来日している研修員に対しても、基本的な事項から説明し現地を見せることが重要である。（機械の名前は知っているが、どんな機械か知らない場合もある。）直営工事では機械化施工より人力戦術の方が適し、あまり細かい工事工程を立てる必要性が無い場合も多く、日本流が正しいとか信じ込ませたりすると逆に現地の状況に合わなくなる。

3.2 橋梁工学の範囲

橋梁を含めた道路計画をする場合、途上国ではかなり広い範囲の構造物を選択肢としている。極端な場合、本四連絡橋のような橋梁は、途上国レベルでは、極めて高価なとんでもない構造物といえるだろう。図-4にどのような構造物を選択すべきかの計画の段階を私なりに3段階で考えた。まず最初は、いかに横断するかが重要である。しかしそれは必ずしも橋梁ではない。その次に第二、第三の段階がある。前述のような観点から途上国ではどのような構造物を選択すべきかの計画を立案する場合、第一、第二段階での計画の立案までが重要であって、第三段階まで考えた計画の立案は非常にケースが少ないと考えられる（先進国の援助など）。どれを選択するかは、途上国の保有する資金量、道路自体の重要性を考えることになろう。次にどのような構造物の手法があるかという図-5に示すようになる。ドリフト、カルバート付きのドリフト、カルバート、仮設橋は主要な経済的選択肢である。仮設橋のうち、ベイリー橋は、パネルを組み立て、人力でも架設できるので、地方の交通量の少ない道路では、半永久的な構造物として使用していた。上記のような小構造物の選定や構造物に関する基準は、英国の関係機関などから出版されている。参考文献に私がよく見たものを挙げた。^{3) 4) 5)} 開発途上国で橋梁の事業に関係する場合、BS5400や材料基準だけでなくこのような小構造物に対する知識も必要である。

3.3 橋梁の設計条件の違い

自然条件の違いは、観測データが少ない場合が多いので十分注意が必要である。たとえば伸縮装置を選定する際の温度変化の見積、河川の洪水時の水位高さの予測などは特に重要と考える。写真-21に示すのはベイリー橋の架設現場であるが、洪水で旧橋の支間19mのトラス橋が流されたため、橋台・橋脚をかき上げ新しく架設している。このときの常水位と洪水時の差は実に7m近くにも達しているが、現地ではどうしてそこまで水位が上がるのか、信じられなかった。中小橋やカルバートが洪水

1 第一段階 - 横断の必要性

2 第二段階 - 高水位の間使用できる永久構造物の必要性

3 第三段階 - 良好な走行性の必要性

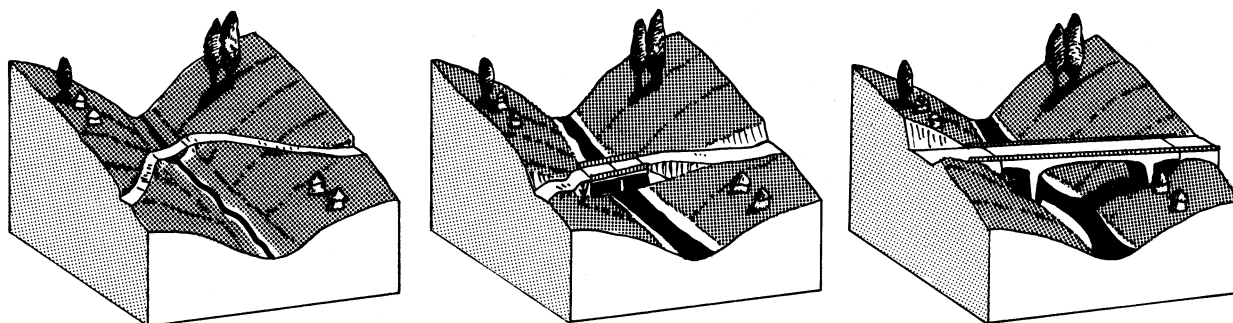


図-4 架橋計画の段階

Fig.4 Planning stages for bridging

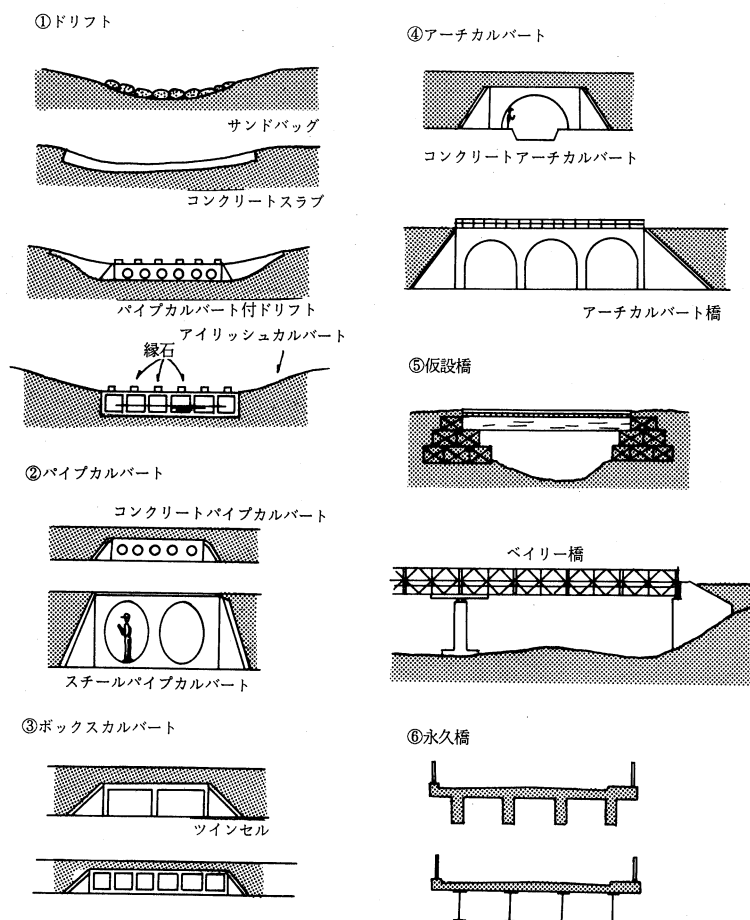


図-5 河川横断の手法
Fig.5 Methods of river crossing

時に洗掘で取付盛土が流されたり本体が流される例は非常に多く、ケニアでは森林等が少なく雨がすぐに流出してしまうことに原因があると考える。半乾燥地帯なのに盛土高さ 9m 位の道路が分断され、現地に行くともったく水はないという例もあった。写真-22がその例であるが、結局道路盛土がダムのような働きをして水を溜めてどこかが決壊するのだと考えられた。以上のような点に気を付けた上で、乾燥地帯の常時水のない川の性質、温度変化の少なさ、地震がないことなどは、経済的構造物計画に積極的に利用すべきである。

橋梁や道路の幅員を決定する場合で、交通量の多い場合は、牛（またはロバ）車、リヤカーならびに家畜の移動のため路肩余裕を十分に取っておく必要がある。

3.4 景観、経済性、維持管理への配慮

途上国においても、大規模請負工事の場合は、景観や経済性、維持管理へバランスの採れた配慮が必要だと考える。ケニアの大規模な橋はほとんどヨーロッパの設計コンサルにより実施されている訳であるが、これらの観点の配慮が見られる。たとえば写真-23に示すのは国際道路上に架かる跨道橋であるが、これを例にとる。橋脚は独

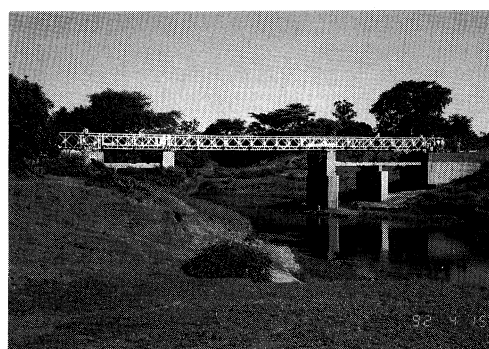


写真-21 ワンガヤ橋架設状況(27地区)
Photo.21 Construction of the Wangaya Bridge(Area 27)

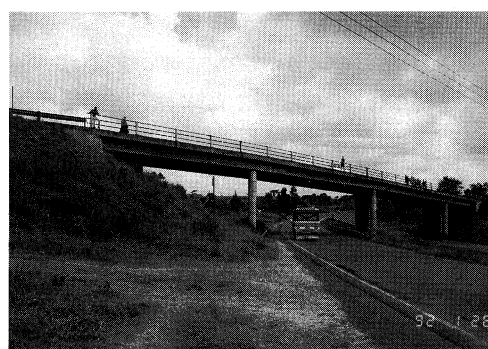


写真-23 ルイル跨道橋(34地区)
Photo.23 Ruiru Overpass Bridge(Area 34)

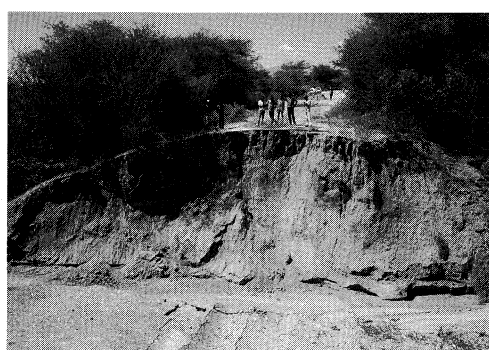


写真-22 オルワ川洪水現場(15地区)
Photo.22 Site of a flood in Orwa River(Area 15)

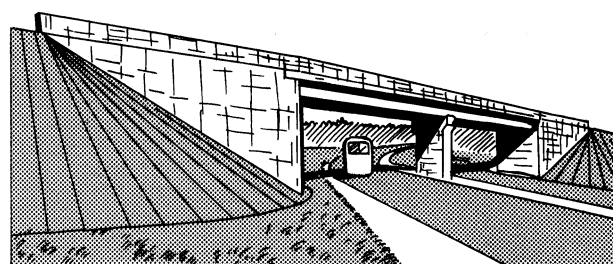


図-6 橋長を最少とした橋梁計画(写真-23に対応)
Fig.6 Bridge planning with minimum span length(cf-Photo.23)

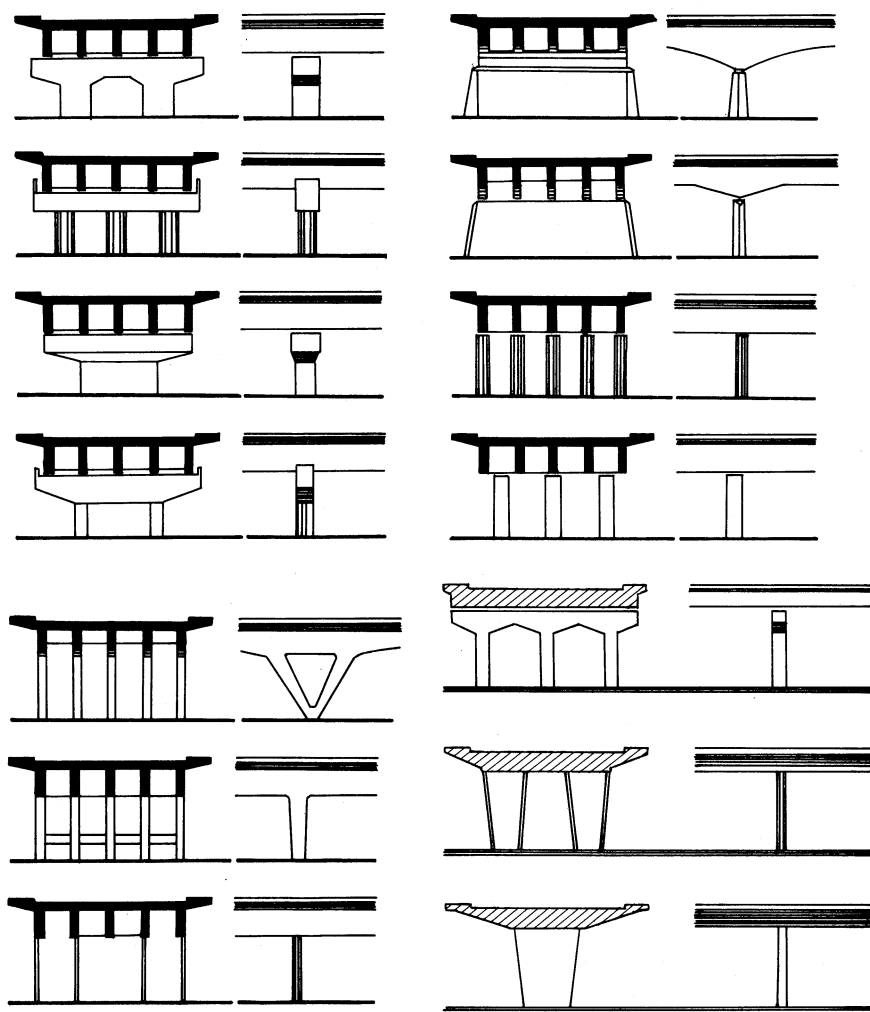


図-7
ケニアにおける橋脚構造の採用例(模式図)
Fig.7 Examples of pier structure in Kenya

立柱形式、桁はRC・T桁4径間連続形式、鋼製高欄の採用。地震が無いので柱は細くできるし、橋台はスピルルー形式(盛土に埋め込む橋脚状の形式で、採用例が多い。)である。このような形式は軽快な印象を与えるだけでなく、見通しも良くなるので交通安全上も良い。日本でよく見かける形式として図-6のような橋台が大きくせり出し圧迫感のある形式があるが、鉄道の交差で例があるくらいで道路橋どうしの交差としては本当に採用例は無い。また鋼製高欄は直営工事を含めてほとんど全ての橋に採用されている。車両の衝突で折れ曲がったものが多いので、なぜRC製にしないのか課長にたずねたことがあるが、答えは「美観上、鋼製が良い」というものであった。

ケニアの橋脚の形式を略図にまとめてみたのが図-7である。いろいろな形式を採用しており、逆に日本はルールで縛られ過ぎ、標準設計で画一的になりがちではないかと考える。この中で私の気にしている形式の実例を写真で示す。写真-24は二径間連続RC橋で、4主桁を3本の独立柱が支えている。横から見ると桁の線が二径間分連続して見えるので軽快感がある。写真-25はT形断面主桁の π 型ラーメン橋である。地震が無く温度変化も小さいので設計は楽であろうし、橋脚の支承が無い分維持管理も容易である。

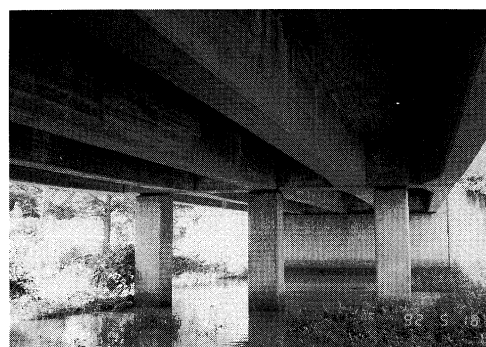


写真-24 道路橋(28地区)
Photo.24 Road bridge(Area 28)

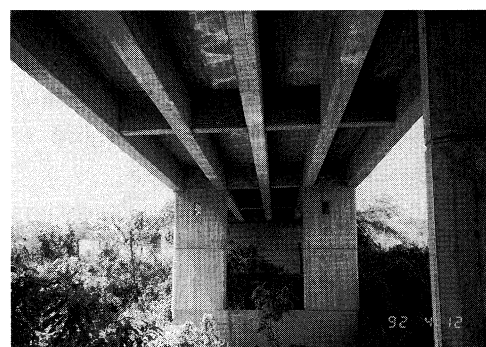


写真-25 マレワ川橋(28地区)
Photo.25 Malewa River Bridge(Area 28)



写真-26 中央郵便局橋(01地区)

Photo.26 Central Post Office Bridge(Area 01)

ナイロビの市街地では、橋梁はかなり景観に配慮しているように見受けられる。歩道橋の例であるが、私が一番配慮していると考えられる事例は写真-26に示す橋である。この橋は、片側の支間で4車線の道路を飛び越しているがRC橋の割に非常に軽快に見える。高欄の壁形式の高さや表面処理は郵便局の建物の外壁に合わせた直線的なデザインである。図-8にディテールに示す。

4. あとがき

ケニアには古い橋、立派な橋が予想外に多いと感じた。直営工事の橋では、日本で考えたことも無いような工事状況に出会った。これらをガイドブックのような形で残したい、と考えJICAへの報告書をまとめた。本文はこれを元にして整理した。公共事業住宅省の中にもまだ橋梁台帳はなかったので、道路沿いや工事現場にある橋の写真撮っては集めて、本屋で文献を探しては、整理したという状況である。このまま日本が途上国で橋梁技術に関する援助を続けるのであれば、何らか途上国向け橋梁工学的資料の蓄積が必要ではないかと考え本報告をまとめた。最後に研修期間から派遣中にかけて色々な方々にお世話になったのでここでお礼を申し上げたいと思う。

参考文献

- (1) 栗野；「総合報告書」、JICA,1993年10月
- (2) 栗野；「Bridges in Kenya ケニアの橋」(2分冊)、JICA、1993年10月
- (3) 「OVERSEAS ROAD NOTE 9, A Design Manual for Small Bridges」、1992、Transport and Road Research Laboratory, England
- (4) 「OVERSEAS ROAD NOTE 7, Vol 2, Inspector's Handbook」、1988、Transport and Road Research Laboratory, England
- (5) F.J. Gichanga, N.A. Parker；「Essentials of Highway Engineering」、1988、Macmillan Publishers,Kenya

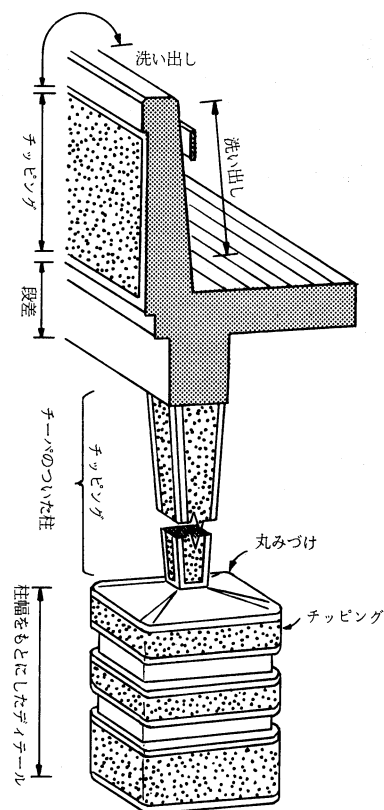


図-8 中央郵便局橋のディテール

Fig.8 Details of the Central Post Office Bridge

同上 研究員 星隈順一
(財)建設技術研究所 理事長 岩崎敏男
東京湾横断道路(株)技術部技術第二課長 吉田好孝
国土地理院測地部測地第二課 調査員 辻 宏道
(1月26日のみ)

2) アメリカ側関係者

1月27日および28日の現地合同調査に際し、同行したアメリカ側の関係者は次のとおりである。

商務省・国立標準技術研究所建築防火研究所、共同研究計画課長 (UJNR 耐風・耐震構造専門部会事務局長)

Noel J.Raufaste

国立科学財団・地震災害危険度担当プログラムディレクター (UJNR 耐風・耐震構造専門部会委員) S.C.Liu

ニューヨーク州立大学バッファロー校地震工学研究所次長、教授 I.Buckle

カリフォルニア州交通局・構造部耐震グループ M.Sultan

同上 Li Sheng

地震工学研究協会メンバー Le Val Lund

3) 調査日程その他

1月18日成田発、同月29日成田着の日程中、現地において直接地震調査を行った日は現地時間で1月18、19日および26、27日の4日間である。

なお、以下の文章でたとえばI-10とは各州にわたる規模の幹線道路である州際道路 (Interstate Highway) 10号線、S-118とは州の幹線道路である州道 (California State Highway) 118号のことで、いずれも自動車専用道路である。

3. 調査概要

3.1 I-10・フェアファックス・ワシントン地区の橋梁被害

I-10はサンタモニカ・フリーウェイとよばれ、全米でも有数の幹線道路である。上部工は片側4車線のPC連続桁で、上下線分離形式、1958年完成の橋梁である。全体は5径間の斜橋であるが、上部工には、一般のゲルバー桁に見られるような架け違いのヒンジ構造が設けられている。この架け違い構造はロサンゼルス市周辺ではごく一般的な構造で、各所でみられる。本橋においてフェアファックス通りを横断している2径間部分の鉄筋コンクリート製橋脚が破壊し、それに伴って上部工が落橋、あるいは損傷を受けるという被害を生じた。

この被災現場はわれわれがロサンゼルス到着後、最も早く調査した箇所であり、地震発生後約36時間が経過していた。現地ではすでに落橋した桁の撤去作業がかなり進んでいたため、地震直後の状態を見ることはできなかった。反対車線で落橋にまで至らなかった桁は、円形コンクリート橋脚が圧壊したため支間中央付近で折れており、桁間の落橋防止ケーブルでかろうじて落橋を免れた状態である。

橋脚は完全に圧壊し、主鉄筋は全て曲がり、コンクリー

トは周辺に飛び散っている。スパイラル筋 (フープ筋ではなく、文字どおりらせん筋) は配筋してあったが、十分とはいえない量である (写真-1)。

撤去作業は大型のブレーカーで鉄筋コンクリート構造を細かく破碎した後、パワーショベルで大型トレーラーに積み込み、搬出するという方法である。この方法はそのほかの落橋現場でもしばしば見ることができた。周辺一帯は警察が立入禁止区域として警戒しており、また見物人やテレビ局などの報道陣が多数集まっていた。われわれが許可を得て現場に入ったところ、直ちにパトカーが駆けつけるということもあった。

3.2 I-10・ラシェネガ・ベニス地区の橋梁被害

上部工形式はPC箱桁橋であり、ラシェネガ大通りとベニス大通りに架かる桁が落橋した。橋は倉庫上に架かっていたため、箱桁が倉庫を押しつぶし、倉庫内の車両が損傷を受けていた。倉庫上の桁はまっすぐ落ちたのではなく、橋端部で横断方向に2~3m横滑りしながら落ちていた。写真-2は倉庫に隣接する道路に落橋した箇所の



写真-1 I-10・フェアファックス・ワシントン地区橋梁の橋脚圧壊状況

Photo. 1 Collapsed piers of bridges on I-10 in Fairfax Washington

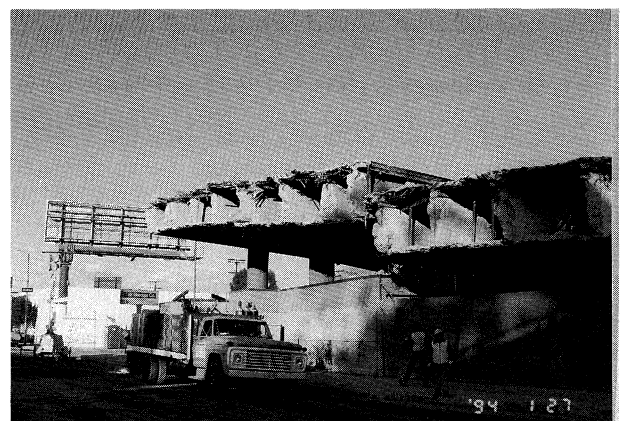


写真-2 I-10・ラシェネガ・ベニス地区の落橋現場。橋下が倉庫になっている

Photo. 2 Collapsed bridges on I-10 in Rashedenega Venice Warehouse is under bridges.

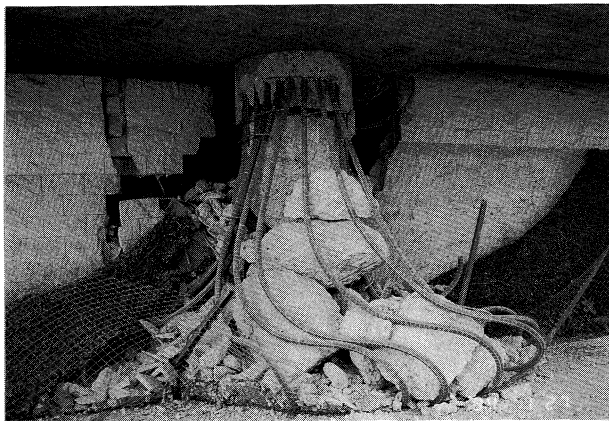


写真-3 I-10・ラシェネガ・ベニス地区橋梁の橋脚圧壊状況。
奥は倉庫の壁

Photo. 3 Collapsed piers of bridges on I-10 in Rashedega Venice
Wall of warehouse is seen in back side.

桁断面であるが、落橋部分は撤去中であった。

この橋は1960年代に設計されている。本橋で特に着目すべきは、橋脚の破壊状況である（写真-3）。主鉄筋の直径は58mm程度の異形棒鋼であり、スパイラル筋も配筋されていたが、完全に圧壊し、鉄筋が鉛のように曲がっている。橋脚のコンクリートは比較的大きなブロックとなって破壊しており、鉄筋コンクリート構造の破壊形状としては望ましいものではない。スパイラル筋は橋脚上部にわずかに認められる。また他の橋の橋脚でも同様であったが、破壊後の折れ曲がった鉄筋に、コンクリートやモルタルがほとんど付着していなかった。

3.3 S-118・ミッション・ゴシック地区の橋梁被害

S-118は片側4車線の自動車専用道路で、カリフォルニア州の幹線道路である。交通量は1日当たり10万台以上との説明があった。この橋梁の上部構造は上下線分離型のPC連続箱桁、下部工は鉄筋コンクリート製柱式で、1973年から1974年にかけて完成した。したがって設計は基本的には1973年以前の旧耐震設計基準に準拠しているが、1971年のサンフェルナンド地震による落橋事故などを考慮して、スパイラル筋を密に配置するなどの改善を行った橋梁である。旧基準での設計地震力は、現行基準の約2.5分の1程度であるという。また地盤は特に軟弱というわけではなく、いわば普通の堆積土のようであった。

本橋は地震により、上下線合わせて10基の橋脚全てが被害を受け、片側車線の4径間連続橋のうち2径間は完全に落橋してしまった（写真-4）。落橋前の縦断線形は、ほぼ水平である。

橋脚の主鉄筋は直径39mmの異形棒鋼、スパイラル筋は径16mmの丸鋼、スパイラル筋の上下間隔は、確認できた箇所では約8cmである。なお橋脚のスパイラル筋は、橋により丸鋼と異形棒鋼とがあった。本橋の橋脚形式は変断面柱形で、橋脚頭部で徐々に柱幅を拡大し、桁と剛結させている。橋脚数は片側車線あたり横断方向に2基であり、上部工の大きさに対し橋脚は細く橋脚数も少ないと

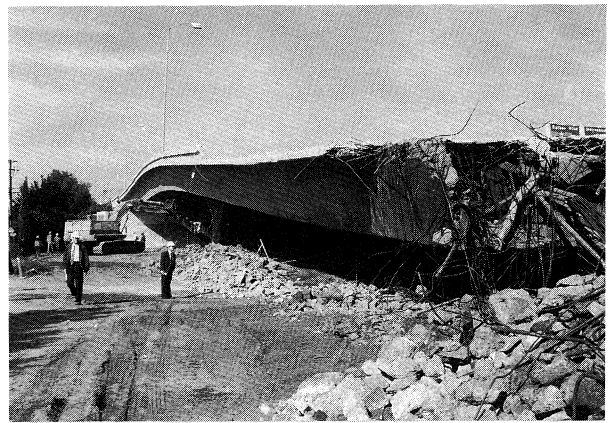


写真-4 S-118・ミッション・ゴシック地区の落橋現場。奥に橋脚基部を掘削調査中のバックホウが見える

Photo. 4 Collapsed bridges on S-118 in Mission Gothic
Power shovel works for investigation in back side.



写真-5 橋脚の圧壊状況。橋脚が完全に分断されている。

Photo. 5 Collapsed piers Piers are tore down perfectly.

いう印象を受けた。橋脚の損傷は、主としてこの拡幅が始まる付近に生じており、主鉄筋の座屈、スパイラル筋の破断、拡幅部の鉄筋の抜け出し、コンクリートのひび割れ、剥離、圧壊、せん断破壊などが見られた（写真-5）。

調査当日（1月18日午後）には、すでに落橋した桁の撤去作業が進められており、同時にひび割れが生じていたが比較的健全であった橋脚の基部をバックホウで掘削していた。これはカリフォルニア州交通局が、地表面下の杭頭や橋脚基部の状況を調査していたものである。近寄って掘削部を見ると、土中部であったフーチング近傍の橋脚躯体にもひび割れや剥離が認められた。

1週間後にもう一度現地調査を行ったところ、落橋した桁の撤去作業はほぼ完全に終了していた（写真-6）。このように非常に迅速な撤去作業は、1989年にサンフランシスコ市に大きな被害を与えたロマ・プリータ地震の時の反省に基づくものであるという。上層部から「破壊された構造物をいつまでも公衆の面前にさらしておく、市民への心理的影響上好ましくないため、できるだけ速やかに撤去せよ」という強い指示が出されたとの説明であった。

なお写真-6で右側に残存している桁も、橋脚が破壊し

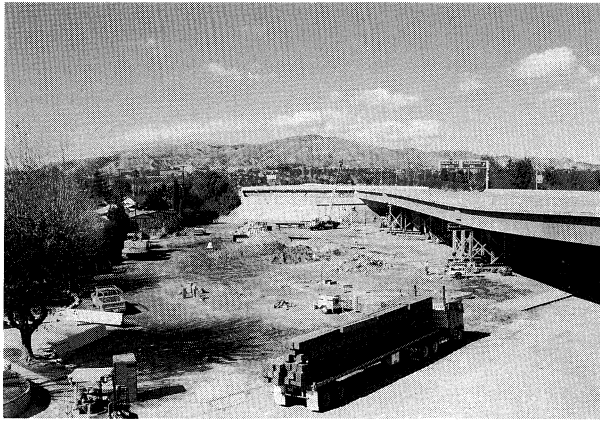


写真-6 写真-4に示す落橋現場の1週間後の状況。桁の撤去は完了し、残存している桁の下には支保工を施工中であった。

Photo. 6 View of bridge collapse site in Photo. 4, one week after
Decks have been removed and temporary scaffoldings are being installed under remained decks.



写真-7 自動車防護壁の破壊

Photo. 7 Crush of Concrete Guard Fence

たり、桁にひび割れが生じたりしているが、支保工で強化し、オーバーレイを行うことにより、できるだけ早く供用したいとのことであった。とても通行可能な状態ではないと思われたので、いささか意外な気がした。しかし主要幹線道路が各所で通行不能になったため、周辺の一般道の毎日の混雑はひどいものであり、それ自体がニュースになるほどであった。州当局としては、まず機能回復を最優先の業務とせざるを得ないのであろう。他の橋も含めてほぼ10日で撤去を完了し、仮復旧は3カ月後、完全復旧は約1年後の見通しである。

3.4 S-118・ブル・クリーク橋の被害

本橋は、前述のミッション・ゴシック地区の橋梁から約100m南東にあるPC3径間連続箱桁橋で、ブル・クリークという小さな水路を横断している斜橋である。建設は1976年、上部工は上下線分離形式で、橋脚は柱型、8角形断面である。

橋脚の圧壊により、桁の中央部が折れ、コンクリート製自動車防護壁が破壊した(写真-7)。

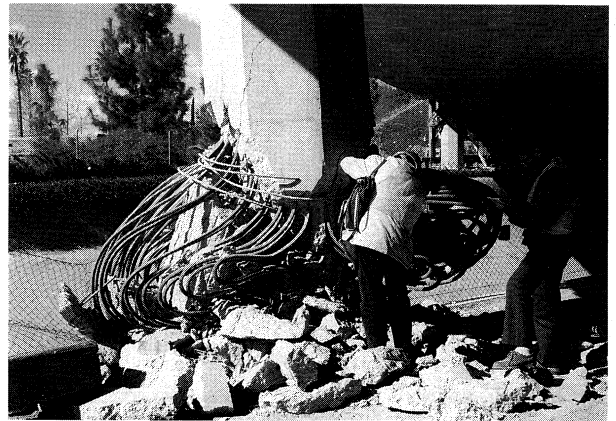


写真-8 S-118、ブル・クリーク橋の橋脚下端の圧壊

Photo. 8 Collapsed piers in lower part

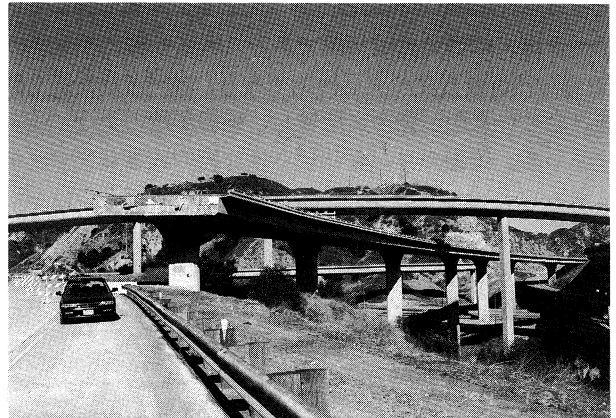


写真-9 I-5よりS-14の落橋箇所を望む。

Photo. 9 View of collapsed bridges on S-14 seen from I-5

また橋台付近の路面が、橋軸直角方向に20cm以上動いた形跡があった。

3径間のため橋脚は横断方向に2列であるが、一方の橋脚列では全ての橋脚が地表面付近で圧壊し、主鉄筋が飛び出していた(写真-8)。主鉄筋は直径39mm程度の異形棒鋼、スパイラル筋は16mmの丸鋼で、スパイラル筋の上下間隔は圧壊部付近で約30cm、主鉄筋のかぶり厚は8cm程度であった。ただし圧壊部とフーチングとの距離は、土中のため不明である。

もう一方の橋脚列では、側端部の2基のみが橋脚頭部付近(桁との結合部付近)で圧壊していた。同一の橋梁で、なぜこのように橋脚の破壊部が異なるかは、いくつかの理由が考えられようが、構造や地盤条件などの情報が少ないため特定できなかった。

3.5 S-14・インターチェンジ橋の落橋

現地はフリーウェイが平地を抜け、山岳部にさしかかる丘陵地帯にある。ここにI-5とS-14が立体交差するインターチェンジがあり、I-5をまたぐS-14のコンクリート箱桁が落橋した(写真-9、写真-10)。このイ



写真-10 S-14の落橋桁。桁の右端では2台のブレイカーが桁を破砕しており、手前の大型トレーラーで搬出す

Photo. 10 Collapsed decks on S-14 Two machines are demolishing decks in right-hand side to carry out by trailer in front side.

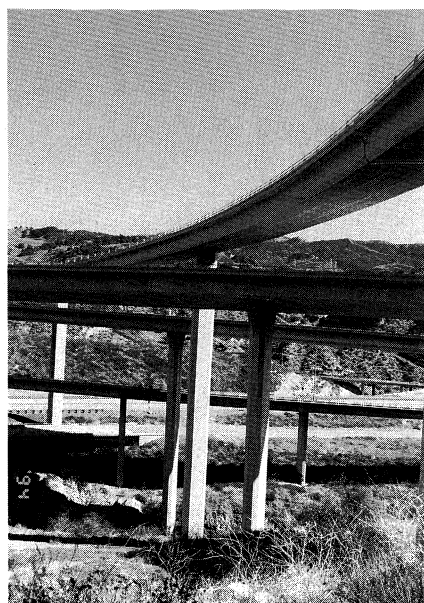


写真-11
高橋脚が立ち
並ぶインター
チェンジ

Photo. 11 Interchanges composed of tall piers

インターチェンジでは、背の高いコンクリート橋脚が林立し、2〜3径間程度の架け違い構造で連続させた曲線コンクリート桁が連なっている（写真-11）。

落橋した桁の架け違い部には、せん断キーと桁間連結ケーブルが設置されていたが、連結ケーブルは破断していた。ただし桁の落橋がケーブルの破断によるものか、ケーブルの有無に関わらず桁が落橋したものかは不明である。架け違い部の張出し長さは約25cm程度で、地震に対してはいかにも短く、すぐに桁がはずれてしまいそうな寸法である。

落橋には至らなかった桁であっても、架け違い部で桁同士が激しく衝突した後が見られた（写真-12）。しかしながらこのインターチェンジでの落橋が2箇所のみだったのは、落橋防止用の桁間連結ケーブルがかなり有効に機能したのではないと思われる。

地震直後の崩壊状態を撮影した報道写真によると、落橋したS-14の桁が橋脚を突き抜けているように見える

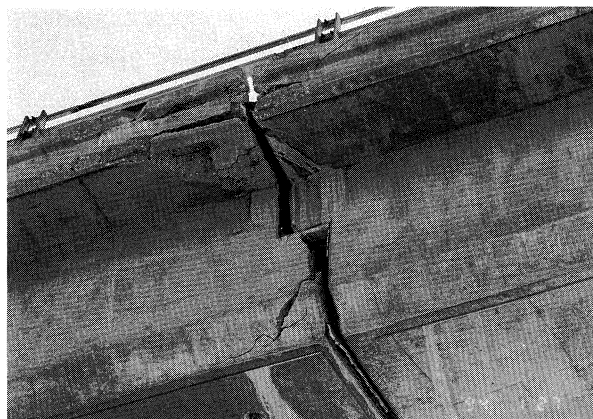


写真-12 桁の架け違い部の損傷状況

Photo. 12 Damage on key joint of decks



写真-13 S-14・インターチェンジ橋の落橋。
現地版“Newsweek”（Jan.31, 1994）による。

Photo. 13 Collapsed bridges on S-14 Interchange
(by News Week, Jan. 31, 1994)

（写真-13）。アメリカ側の意見を聞いても、直下型の地震のため、非常に大きな鉛直方向加速度が作用し、その結果パンチングシアで崩壊したという意見と、橋脚の位置で桁が折れて落下し、結果的に橋脚が残っただけという意見があった。本橋の落橋メカニズムは今後の研究によって解明されるべき問題であろう。

地震発生から1週間後には、橋脚に太陽電池で作動する加速度計が設置されていた。これは余震による橋脚の挙動を計測するためであるという。余震はかなり大きなものが発生しており、計測する意味は十分あると思われる。

なお落橋後にオートバイで通りかかった通勤途中の警官が、この落橋箇所からジャンプして即死するという事故が生じている。このような二次的の事故の発生は、できるだけ防止できるような配慮が必要であろう。

3.6 バルボア大通りの被害

バルボア大通りは、震央付近を南北に走る4車線の通りで、通りの両側には庭付きの住宅が並んでいる。道路面直下には水道管、ガス管が埋設されているが、地震によ



写真-14 上; ガス本管、下; 水道管。特にガス管の土被りが薄い。

Photo. 14 Gas main: upper, water main: lower, Overburden is shallow for gas main.



写真-15 舗装面のひび割れ、最大ひび割れ幅は約20cm

Photo. 15 Cracks in pavement. Maximum width of crack is 20 cm.

りこれらの管が座屈あるいは破断し、ガス漏出による大火災を生じるとともに水道水を吹き上げた。火災は近くの住宅にもおよび、4、5軒の住宅が焼失している。舗装の破壊状態等から推測して、地震動はほぼ道路軸方向に作用したと考えられる。

我々が調査して目についた被害は、水道管、ガス管の破断、住宅の火災の他には、ブロック塀（日本で一般に使用される建築用ブロックよりは小型のブロック）の倒壊、歩道のコンクリート版の隆起、道路のひび割れ、縁石の破壊、住宅の傾斜・変形、窓ガラスの破壊、民家のブロック製煙突の倒壊、木製電柱の類焼、信号機の変形、カイザー・パーマメント病院の倒壊などである（写真-14～16）。

特にブロック塀の倒壊は各所で見られたが、地震発生が早朝だったこともあり、これによる負傷者はいなかったようである。

水道管、ガス管については、通りの3カ所で大きく掘削し、管を補修中であった。水道管の直径は約1.5m、ガス本管は約40cm、ガス枝管は約15cmの鋼管で、土被りは水道管が約2～2.5m、ガス本管が約1.5mである。ただし



写真-16 カイザー・パーマメント病院の倒壊。左右両端と、1F～2F間が破壊した。

Photo. 16 Collapse of Caesar Permanent Hospital. Right and left side and 1st and 2nd floor are collapsed.



写真-17 リベット造り水道管の破断。破断箇所は補修済みである

Photo. 17 Rupture of water main made with revets Damage has been restored.

場所によっては、ガス本管の土被りが50cmに満たない箇所もあった。ガス漏れ箇所は全体で100～150カ所、これによる影響は1万5千～2万世帯といわれている。また米国では、異常が生じたときに自動的にガスを遮断するシステムが普及していない。-このようなこともガスによる火災を大きくした原因の一つであろう。

庭先にはまだキャンプ用のテントが張られたままの家もあり、余震による被害をさせて野外で過ごしたことをうかがわせていた。

今回の地震による犠牲者の多くは、就寝中にアパートなど建物が倒壊したことによるものである。地震後、住居が危険な状態になり、たくさんの被災者が一時的にグラウンドなどでテント生活を余儀なくされた。そのため地元ボランティアや赤十字組織が食事や毛布などの供給を行ったが、ここに近隣のホームレスが流れ込むという問題もあったと聞いた。

3.7 ロサンゼルス市の幹線送水管の被害

ロサンゼルス市水道電力局浄水場内にある水道管のう

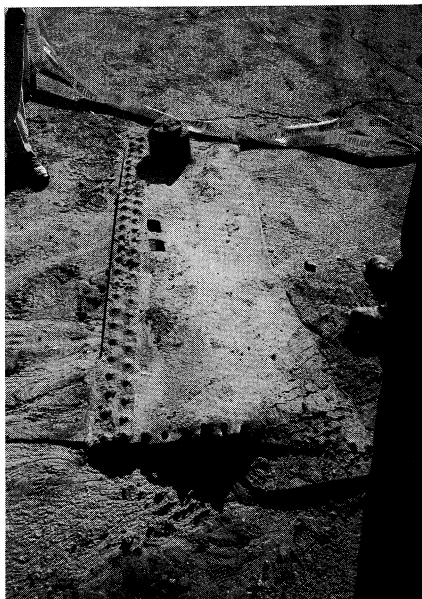


写真-18
鋼管の破断部分。手前のリベット孔が裂けている。

Photo. 18
Broken-out
Part of Water
Steel Pipe
Rivet holes are
teared.

ち、市内に水道水を供給する幹線送水管の一つが破断した（写真-17）。テレビのニュースでも放映された、大量の水の吹き上げ現場である。この水道管は直径約2m、鋼板の厚さは約5mmで、管径に比べ比較的薄く、1913年に建設された古い管である。管は平坦部では地表に設けられたコンクリート台に支持されているが、丘陵部にかかる土中に埋設されており、破断事故は平坦部を過ぎて埋設が20mほど進んだ箇所が発生した。管の構造は曲げ加工した鋼板をリベットで張り合わせ1本の管にしたもので、例えばフォース鉄道橋の主要部材にも見られるような技術であろうか。破断箇所はこのリベット接合部で発生し、鋼板がリベット孔から裂けていた（写真-18）。鋼板の腐食が進んでいたことも、破断の一因であると考えられている。

あとがき

今回のノースリッジ地震で被害を受けた橋梁は、すでに述べたように全てコンクリート製橋梁であったが、こ

れはフリーウェイのほとんどの橋梁がコンクリート製橋梁であったためである。鋼製橋梁はロサンゼルス市街で数橋見かけた程度であった。なお州交通局の技術者から聞いたところでは、最近議会である女性議員から、なぜ州当局は鋼製橋梁を採用しないのかという質問を受けているとのことであった。

現地に到着した日に、総領事館のスタッフから暴動が起こるかもしれないという話を聞いた。次の日、バルボア大通りではクリントン大統領が激励に来ることもあって、完全武装の州兵が交差点に出動していた。幸いなことに暴動の発生はなかったが、店舗への強盗事件などが発生したと後で知った。

「荒廃するアメリカ」といわれ、米国の橋梁などのメンテナンスの貧弱さが指摘されて久しいが、少なくとも車中から見たサンフランシスコやロサンゼルスフリーウェイに関する限り、そのような劣悪な状況を目にすることはなかった。

新しい耐震設計基準で設計された道路橋には、著しい被害は発生していないとのことである。また橋梁構造や耐震設計法の違いを考慮すると、現在我々が行っている設計法を直ちに変更する必要性はないように思われる。しかし今回の地震で非常に大きな加速度が生じた理由、あるいは橋梁の破壊現象の理論的説明など、いくつかの興味深い問題が残されている。今後の研究でこれらの点が解明されることを期待したい。

参考文献

1. 1994年1月ノースリッジ地震被害調査速報：土木研究所資料、平成6年2月、建設省土木研究所地震防災部・耐震研究室
2. 写真で見るノースリッジ地震：建設通信新聞1994年2月21日
3. TIME：Jan.31,1994（現地版）
4. Newsweek：Jan.31,1994（現地版）
5. フォース橋の100年：土木学会

トンネル貫通（明石海峡大橋関連区間）

神戸・鳴門ルート of 明石海峡大橋関連区間には、片側3車線の大断面トンネルが3箇所あり、その延べ延長は約3.9kmである。このたび、淡路島側陸上部の上り線約640mが貫通するとともに、神戸側陸上部下り線（延長約3,250m）でも工区境の601mが部分貫通した。

淡路島側陸上部のトンネルは、北淡町に位置し、起点側より「仁井トンネル（上り線延長378m）」「川井谷トンネル（上り線延長260m）」の2箇所である。

仁井トンネルは、平成5年3月より上り線の掘削に着手し、平成6年3月4日貫通した。掘進は上部半断面（中壁分割）先進ショートベンチ工法で、掘削は発破掘削の他、周辺環境を考慮して掘削外周スロットを自由面とする分割発破、軟岩用トンネル掘削機および大型ブレイカによる機械掘削によった。

また、川井谷トンネルは平成5年8月より上り線の掘削に着手し、平成6年3月11日に貫通を迎えた。掘進は仁井トンネルと同様、上部半断面（中壁分割）先進ショートベンチ工法で、掘削は発破掘削、軟岩用トンネル掘削機及び大型ブレイカによる機械掘削によった。この貫通により川井谷トンネルは、上下線共掘削が完了した（平成5年9月下り線貫通済み）。

一方、神戸側陸上部の「舞子トンネル」では、本杭掘削を4つの工区に分けて施工を行っているが、平成6年3月15日「中南工事」と「南工事」の工区境（垂水区北舞子付近）が貫通した。（写真）

舞子トンネルは、地形的に土被りが浅く、トンネル直



貫通式

上あるいはその周辺に地盤沈下や硬岩掘削による振動、騒音等の影響が予測されるため、これらを軽減する各種の補助工法や掘削方法を用いているが、今回貫通した区間では地質が六甲花崗岩であるため所定の工期と周辺環境を考慮した掘進方法を用いている事が特徴である。その第一段階がTBMによる導坑（φ5m）の掘削であり、第二段階がTBM導坑を自由面とする分割発破（制御発破）TBM導坑と掘削外周スロットを自由面とする分割発破（スロット発破）、スロットによる切羽のブロック分割と大型ブレイカによる破碎（スロットブレイカ）、およびスロットによる切羽のブロック分割とくさびによる割岩（油圧くさび）の4パターンによる掘進である。

今後は、各トンネルとも覆工コンクリート、舗装等を施工し関連工事の工事用道路として使用していくこととなる。（文責：第一建設局建設第一課長代理 本田 学）

文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'94.1～3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・企画課・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
海底岩盤への砕岩棒の貫入特性	高城信彦、後藤英一*、川上純*、 福井勝則*、大久保誠介*、 八重田義博*、今藤久夫*	資源と素材	109	2	1993.2	139 - 145
吊橋の補剛トラス - 明石海峡大橋における補剛トラスと補剛箱桁	吉田好孝	橋梁と基礎	27	8	1993.8	49 - 54
トラス橋から斜張橋へ - 櫃石島橋・若黒島橋 -	旭一徳	橋梁と基礎	27	8	1993.8	90 - 91
道路鉄道併用橋 番の州トラス橋	山口和範	橋梁と基礎	27	8	1993.8	126 - 127
海中基礎用鋼ケーソンの防食計画	高城信彦	第20回日本道路会議論文集			1993.10	1080 - 1081
強潮流下に係留された作業船に作用する潮流力	高城信彦、秋山義信*、八重田義博*、 今藤久夫*、加藤浩司*	港湾工学論文集	40		1993.11	931 - 935
生口橋実橋振動実験	藤原亨、玉越隆史、植田利夫*、 南條正洋*、小林義和*	橋梁と基礎	27	12	1993.12	9 - 15
長大橋の維持管理	林義信	平成5年度第2回講習会 （土木学会中国四国支部）			1993.12	47 - 58
明石海峡大橋高流動コンクリートの施工概要	保田雅彦、古屋信明、糸日谷淑光 有馬勇	橋梁	30	1	1994.1	47 - 51
瀬戸大橋と製作技術	林義信	鉄と鋼	80	1	1994.1	20 - 21
本州四国連絡橋工事における計測の一例	古屋信明	日本建築学会・第8回建築施工ロボ ットシンポジウム予稿集			1994.1	99 - 106
明石海峡大橋1A（神戸側アンカレイジ）の設計	古屋信明、佐野幸洋、糸日谷淑光 斉藤哲男、垣東伸明*	橋梁と基礎	28	3	1994.3	7 - 16
分岐供給システムによる水中不分離性コンクリートの施工	坂本光重、山本邦興*	コンクリート工学	32	3	1994.3	86 - 90

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程	
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
鍛造鋼品製作基準・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。

《編集後記》

昭和57年4月より本四技報編集委員会事務局の仕事を担当して来ましたが、退職のため、今回の第70号の編集を最後に後任にバトンタッチする事になりました。この間12年もの長い間とぎれる事なく本四技報を発行できたのも、編集委員長をはじめ、編集委員の皆さん、さらに公団職員各位の御支援があったればこそと深く感謝致しております。本四技報の編集スタイルについても、一見何の変化も感じられないことと思われませんが、巻頭写真のカラー化、論文概要の付記、本文概要・図・表・写真のタイトルの和英文併記等々の改善を図ってまいりました。

今後も、本四技報がますます内容の充実を図られ、読者の皆様に末永く愛されんことを祈念して筆を置きます。(小暮記)

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	古家彦彦	
	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70号

発行 平成6年4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

