

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.17 No.68 '93.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第68号 目次

Contents of Honshi Technical Report No. 68

秋菊の物語……………理事	平 林 忠 正… 1
The Story of Shûgiku	
鋼圧縮部材の残留応力調査……………第三建設局 向島工事事務所	奥 川 淳 志… 2
Evaluation of Residual Stress in Compressive Steel Member	(前)設計部 設計第二課
	第三建設局 今治工事事務所
	(前)設計部 設計第二課
	第一建設局 計画課
	(前)設計部 設計第二課
明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験結果(第一報) …設計部 設計第一課	北 川 信… 9
Full Aeroelastic Model Wind Tunnel Test of the Akashi Kaikyo Bridge in Turbulent Flow	同 上
	同 上
明石海峡大橋の主塔制振対策……………第三建設局 建設部	辰 巳 正 明… 16
Vibration Control of the Towers of the Akashi Kaikyo Bridge	(前)第一建設局 垂水工事事務所
	第三建設局 設計課課
	(前)第一建設局 垂水工事事務所
	第一建設局 垂水工事事務所
多々羅大橋大規模載荷試験……………株式会社 構造技研	山 田 勝 彦… 28
On-site Loading Test for the Bedrock of Tatara Bridge	(前)設計部 設計第三課
	企画開発部
	設計部 設計第三課
	(前)第三建設局 向島工事事務所
テレビ電波障害影響予測と対策……………第一建設局 電気通信課	綾 敬 三… 38
Estimation of Television Interference and its countermeasure	
厦門西通道橋梁建設計画……………工務部 工務第二課	高 澤 勤… 43
Planning of new Xiamen Bridge	
技術ニュース……………	45
The Latest Information	
文献紹介……………	48
Relative Technical Reports in other Publications	

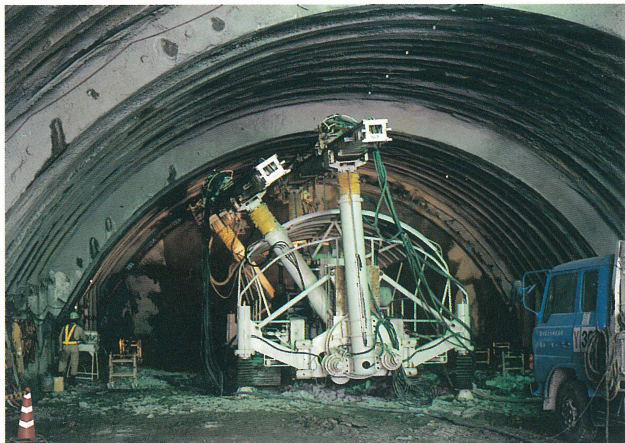
本四技報 第69号 (6.1) 掲載予定

- ・明石海峡大橋サドルの設計・製作
- ・明石海峡大橋 4A・CAF 工事施工実績報告
- ・多々羅大橋ケーブルの風洞試験
- ・来島大橋下部工の設計
- ・来島大橋 5P ケーソンの電気防食

※ 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



アンブレラ工法(フォアパイル打設)施工中の舞子トンネル南工事
Umbrella Method (Fore Piling) in Maiko Tunnel Work



(5年9月)



主塔が完成した明石海峡大橋
Completed Towers of Akashi Kaikyo Bridge

(5年9月)

神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



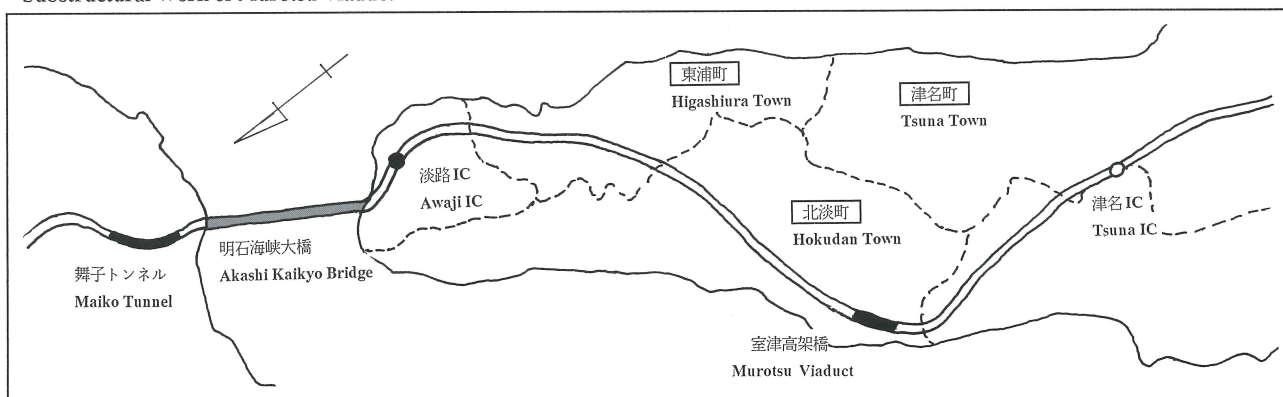
淡路IC(A.Fランプ橋)工事
Awaji IC (A.F Ranpe Bridge) Work

(5年9月)



下部工施工中の室津高架橋
Substructural Work of Murotsu Viaduct

(5年9月)



工事写真位置図
Location of Work Sites

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route

多々羅大橋2Pケーソン沈設 (5年9月)

Caisson setting for Tatara Bridge 3P Foundation



尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋3P、4A、5P工事現況(手前が5P)

(5年9月)

Bird's eye view of Kurushima Bridge 3P, 4A, 5P foundation works (front side:5P)



来島大橋5P水中コンクリート打設

(5年9月)

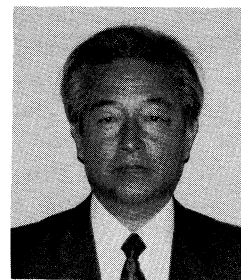
Underwater concrete work for Kurushima Bridge 5P foundation

秋菊の物語

The Story of Shùgiku

理事 平林忠正

Tadamasa Hirabayashi



夏休みに面白い映画を見た。中国映画「秋菊の物語」である。原題が「秋菊打官司」とあるように、陝西省の山奥の農民、秋菊が役人を相手取って争う話である。畑の片隅に納屋を建てたいと秋菊の夫は村長の許可を求めるが、村長は農地法で認められないと拒絶する。夫は女の子しかいない村長をメンドリと罵り、怒った村長に大切な所を蹴られてしまう。秋菊は謝罪を求めて村長にかけあうが、村長にも意地と面子がある。内心しまったと思っているが弱みは見せられない。俺は股を開いて立つから亭主を連れてきて蹴らせればいゝという始末。それ以上にちもさちも話は進まない。仕方なく郡の役所に不服を申し立てたら金で和解せよとの裁定がくだった。村長は、ホレ金はくれてやる、拾っていけと紙幣を地面にバラ撒いていっかな謝ろうとしない。金の問題ではない、誠意の問題だと納得しない秋菊。

村のつき合いもあるし、いゝ加減に手を打とうと夫はいうが、県から市へと納得のゆく解決を求めて行動する秋菊。柳眉をさかだて、声高に自己を主張するのではなく、とつとつと、ぼそぼそと自分の気持を述べる。郡、県、市と金額は少しずつ引き上げられたが、いずれも金銭による和解の裁定、村長の態度は変わらない。驚いたことに、申し立ての際に、係官が「中華人民共和国治安管理处罰条例の規定により、5日以内に裁決を下す。不服の場合には上級機関に申し立てできる。」と教示している。中国で不服審査法が施行されていようとは寡聞にして思いもよらなかった。弁護士にすすめられて、秋菊は市の裁決を不服とし訴えを提起する。わけ知り顔の市の旅館の主人は、行政訴訟法は公布されて間がない、民間人に役人を訴えさせて法律の普及を図る、それがお上の狙いだ、秋菊が負ければ法律不信が広がる、だからきっと勝つという。しかし、結果は敗訴。中級裁判に上诉する。ある日、中級裁判所の係官が尋ねてくる。「レントゲンをとって見たらどうか、法的な証拠になる。新たな処理も考えられる。この事件には上層部も注目している。積極的に協力してもらいたい。」新しい証拠に基づく審理の結果、肋骨の骨折が認められ、村長は軽度傷害罪で15日間の拘留。そこまでするつもりはなかった、ただ謝って欲しかっただけなのに。

しかし現実の中国ではこうはうまくいっていないようである。新聞報道によれば（毎日93年8月19日）、村の幹部の負担金の取り立てがひどすぎると、安徽省の農民が上部の監督機関に告発したところ、村の派出所副所長

やその部下らが報復に来て農民を殴り殺してしまったという。中国共産党もこの事件を重くみて、地方指導者が勝手な名目をつけて負担金を搾り取る農民いじめをやめるよう全国に通達を出したという。この映画はPRというよりもむしろ現代の寓話をえがいたというべきかも知れない。

話が飛んで恐縮だが現代の日本である。地方分権の論議が賑やかだ。地方分権法の制定も検討されている。地域の実情は地方公共団体が一番良く知っている。

地域的な諸施策は住民に近く住民の目の行き届く所で決定され、実施されることが望ましい。中央政府は国政の根幹となる外交、防衛などを司り、内政に関する施策については基本的な枠組みを決めるに留まるのがよいというのはわかりやすい理屈だ。しかし行政の透明性や行政への近付きやすさ、情報の得やすさなどは地方公共団体だとしてきわめて不十分である。われわれは自分の住んでいる県や市町村のことをどれだけ知っているだろうか。あるいは知りうるだろうか。

住民と市町村とのかゝわりで注目されるのは、1990年の老人福祉法の改正によって市町村に作成が義務づけられた福祉基本計画である。この計画では、我々が関心を持つ老人介護について、それぞれの市町村が目標年度において提供するサービスを具体的な数値で示すことになっている。たとえばホームヘルパーの在宅介護サービスは週3～6回とする、特別養護老人ホームの収容人員は65才以上人口の1%強とするといったぐあいである。国は一応の目安を示すだけで計画を作るのは市町村であり、このため従来は県と市町村にわかれていた権限を市町村に一元化し実効を期している。作成プロセスへの住民の意向の反映、実施状況のチェックなど工夫を必要とするが手法として興味深い。市町村にとってもボランティアの協力をうるためにもわかりやすい計画づくりが不可欠だ。

地方行政に対する住民の意思は、首長や議員の選挙を通じてのみ問われるのでは不十分であり、住民が参加し関与しうるチャンネルはもっと多様化されてしかるべきである。上記のような手法のほか、たとえばニューメディアを使っての情報公開や討論、意向調査などあるいは個別具体的な問題についての住民投票も活用されてよい。地方自治を一部の専門家にまかせるのではなく、増えた余暇を使って身近な市町村の仕事に関心を持とう。秋菊と一緒に役所に行こうではないか。

鋼圧縮部材の残留応力調査

Evaluation of Residual Stress in Compressive Steel Member

向島工事事務所 所 設計第二課長 奥川 淳 志

Atsushi Okukawa

今治工事事務所 第二工事長 高城 信彦

設計第二課長代理

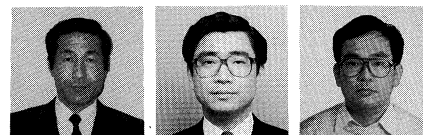
Nobuhiko Takagi

第一建設局 計画課長代理 大江 慎一

(前) 設計部

設計第二課

Shinichi Ohe



概 要

鋼圧縮部材の局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度は、初期たわみや残留応力等を考慮した耐力力曲線に基づいて定められる。この耐力力曲線は、部材の断面形状、初期たわみや残留応力の大きさにより異なるが、設計の簡略化を図るためにひとつの耐力力曲線を用いる場合が多い。しかし、吊橋主塔のようなかなりの厚板が用いられた部材では、残留応力は小さく、通常の圧縮部材の耐力力曲線を用いると安全すぎるのではないかと指摘があった。そこで、製作中であったレインボーブリッジ、明石海峡大橋の主塔部材を非破壊による方法で、残留応力を測定した。また、疲労試験後の鋼床版箱桁の残留応力を切り出し法により測定した。結果として、塔柱部材の残留応力は、かなり小さいことが分った。

Allowable longitudinal compressive stress for the compressive steel member is determined based on the strength curve considering initial strain and residual stress, etc. in the case without counting local buckling. This strength curve varies according to cross-sectional configuration and values of initial strain and residual stress. Nevertheless, in the most cases, one common curve has been used to simplify calculation for each case. However, it has been pointed out that the strength curve for conventional compressive members might underestimate strength of such members as the tower of suspension bridge because such a member would be composed of thick plate and its residual stress must be smaller. Measurement of residual stress was then carried out by non-destructive method for the tower member of the Rainbow Bridge and the Akashi kaikyo Bridge, and by cutting method for the deck plate after fatigue tests. As a result, residual stress in the tower member was found to be quite small.

1. はじめに

鋼圧縮部材の局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度は、初期たわみや残留応力等の不完全性を考慮した耐力力曲線に基づいて定められている。この耐力力曲線は、部材の断面形状、初期たわみや残留応力の大きさにより異なるが、一般的な設計には簡略化を図るためにひとつの耐力力曲線を用いて設計することになっている。道路橋示方書（以下「道示」）もひとつの耐力力曲線を基準耐力力曲線として、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を定めている。また、本州四国連絡橋の主塔設計要領でも、道示の基準耐力力曲線に基づいて、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を定めている。

しかし、道示の基準耐力力曲線は残留応力が $0.4\sigma_y \sim 0.5\sigma_y$ で、偏心量 $f = 1/1000$ を仮定したI型鋼の弱軸に関する耐力力曲線を基に定められたものであり、主塔塔柱のような厚板が用いられている部材の場合には、残留応力は $0.4\sigma_y$ 程度より低く、そのまま主塔の設計に適用するには安全すぎるのではないかと指摘が従来より見受けられた。そこで、製作段階にあった首都高速道路12号線の吊橋（レインボーブリッジ）及び明石海峡大橋の主塔塔柱部材の圧縮残留応力を非破壊による方法で測定した。またあわせて、斜張橋の箱桁を想定した疲労

試験後の供試体を用いて切り出し法により圧縮残留応力を測定した。

2. 塔柱部材の残留応力

2.1 首都高速道路12号線吊橋（レインボーブリッジ）

(1) 測定対象部材と測定対象鋼材の機械的性質

残留応力の測定は、図-1に示す首都高速道路12号線吊橋の芝浦側主塔の第19段、第21段で実施した。測定対象鋼材の機械的性質を表-1に、部材の板厚、開先形状および溶接方法を表-2に示す。

(2) 測定方法

鋼柱部材は、製作時の溶接およびひずみ矯正により熱せられた部分が収縮するが、その時に熱せられた部分には引張残留応力が、それ以外の部分には溶接部の引張残留応力と釣り合う形で、圧縮残留応力が発生する。本試験では、その目的から圧縮部材の長さ方向の圧縮残留応

表-1 試験対象鋼材の機械的性質（首都高速道路12号線吊橋主塔）
Tab.1 Physical properties of tested steel (Rainbow Bridge tower)

部 材		使用鋼材		機械的性質		
		材質	板厚 mm	降伏点 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸び %
塔柱 19段	ウェブ	SM58Q	50	51	63	28
	フランジ	SM58Q	60	55	66	28
塔柱 21段	ウェブ	SM58Q	50	51	63	29
	フランジ	SM58Q	60	55	65	29

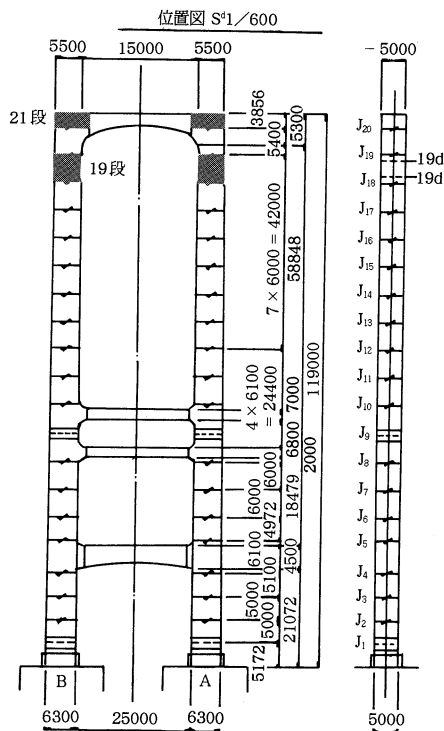


図-1 残留応力測定部材位置図(首都高速道路12号線吊橋主塔)
Fig.1 Location of measurement(Rainbow Bridge tower)

力度を測定した。

測定方法としては、製作が完了した部材を細かく切り出すことにより残留応力を開放し、その時のひずみの変化量により残留応力を算出する切り出し法が一般的に考えられるが、実部材であることから非破壊で実施する必要がある、溶接型ひずみゲージを用いて、製作段階でのひずみの変化量より残留応力を算出する方法により実施した。

第19段での測定手順を以下に示す。

ひずみゲージの貼付

ひずみゲージの取り付けは、孔明け完了後に、部材表面のプライマーをディスクグラインダーとサンドペーパーで取り除きアセトンで清浄した後、ゲージベース部を専用スポット溶接機にて多点溶接した。



ひずみ計測

初期値としてのひずみを測定する。測定後は、リード線を除去する。



部材のパネル組立て、溶接

縦リブの仮付け、本溶接



ひずみ計測

リード線の取り付け、測定、再除去



ひずみ取り、外周仕上げ切断



部材の総組、溶接

フランジとウェブのかど溶接、ダイヤフラムの溶接

表-2 部材の板厚、開先形状および溶接方法
(首都高速道路12号線吊橋主塔)

Tab.2 Plate thickness, groove and welding method
(Rainbow Bridge)

1) パネル組立て時					
部	材	板 厚	開先形状	予熱温度	溶接法
塔 柱 第19段	ウェブ+リブ	50+36mm	斜肉:サイズ 10mm	100℃	サブマージーク溶接
	フランジ+リブ	60+36mm	斜肉:サイズ 11mm	100℃	サブマージーク溶接
2) 総組時					
部	材	板 厚	開先形状	予熱温度	溶接法
塔 柱 第19・21段	フランジ+ウェブ	60+50mm	外:V型 19mm	100℃	サブマージーク溶接
			内:斜肉:サイズ 11mm	100℃	CO ₂ 半自動溶接
	ウェブ+ダイヤフラム	50+12mm	斜肉:サイズ 7mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接
	フランジ+ダイヤフラム	60+12mm	斜肉:サイズ 7mm	100℃	CO ₂ 半自動溶接



ひずみ計測

リード線の取り付け、測定

ひずみゲージの除去



残留応力の算出 (端面切削)

第21段は、塔柱の最上段部材であり、一般部の塔柱と異なった構造となっており、製作方法も異なっているため、第19段と測定時期が異なっている。以下に測定手順を示す。

ひずみゲージの貼付



ひずみ測定



部材の総組、溶接

フランジとウェブのかど溶接

ウェブとリブの溶接

フランジとリブの溶接

ダイヤフラムの溶接

リブ同士の溶接



端面切削



頂板の溶接



ひずみ測定



残留応力の算出 (端面切削)

残留応力の測定位置は、圧縮残留応力が大きいと考えられる上下のダイヤフラムの中央位置とした。また、第19段では参考のために縦リブでも残留応力の測定を実施した。

(3) 測定結果

図-2に第19段の測定結果を示す。ウェブ部 ($t = 50\text{mm}$) の全測点のうち最大圧縮応力は 3.7kg/mm^2 であり、内面・外面平均値は、 2.1kg/mm^2 であった。フランジ部 ($t = 60\text{mm}$) の全測点のうち最大圧縮応力は2.

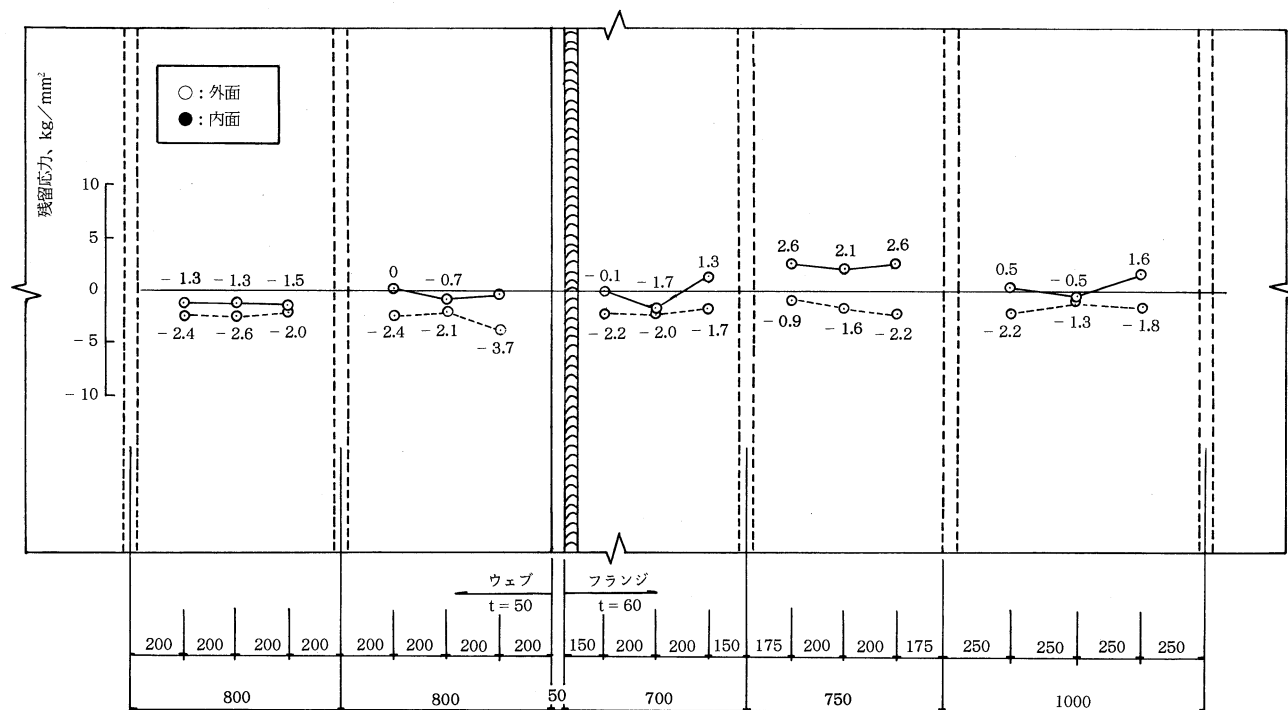


図-2 残留応力の測定結果(第19段)
Fig.2 Summary of residual stress measurement (19th block)

2kg/mm²であり、内面・外面平均値は、1.9kg/mm²であった。これら値は、いずれも使用鋼材の降伏点51kg/mm²の10%以下となっている。第21段での測定結果は、第19段よりも小さいものであった。

2.2 明石海峡大橋主塔

(1) 測定対象部材と測定対象鋼材の機械的性質

測定対象部材は、明石海峡大橋の3P主塔の塔柱第22段、第23段とした。また、板厚の違いによる残留応力への影響度を調査するために、斜材第2段についても測定を実施した。対象鋼材の機械的性質を表-3に示す。

部材の板厚、開先形状および溶接方法を表-4に示す。

(2) 測定方法

測定手順を以下に示す。基本的には2.1(2)と同様の手順で測定している。

ひずみ測定

表-3 試験対象鋼材の機械的性質(明石海峡大橋主塔)

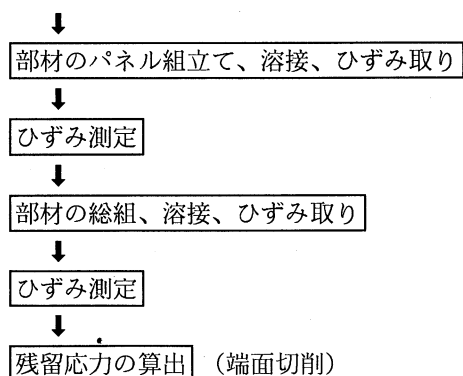
Tab.3 Physical properties of tested steel (Akashi Kaikyo Bridge Tower)

部 材		使用鋼材		機械的性質		
		材質	板厚 mm	降伏点 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸び %
塔柱 第22段	ウェブ	SM58Q	38	56	63	30
	フランジ	SM58Q	38	51	63	30
	縦リブ	SM58Q	36	51	63	30
塔柱 第23段	ウェブ	SM58Q	38	56	64	30
	フランジ	SM58Q	38	50	63	32
	縦リブ	SM58Q	36	53	62	30
斜材 第2段	ウェブ	SM58Q	28	53	64	31
	フランジ	SM58Q	30	51	60	30

表-4 部材の板厚、開先形状および溶接方法(明石海峡大橋)

Tab.4 Plate thickness, groove and welding method (Akashi Kaikyo Bridge)

1) パネル組立て時						
部 材		板 厚	開先形状	予熱温度	溶接法	
塔 柱 第22・23段	ウェブ+リブ	38+36mm	鋭肉:サイ 9mm	50℃	ガマージーク溶接	
	フランジ+リブ	38+36mm	鋭肉:サイ 9mm	50℃	ガマージーク溶接	
斜 材 第2段	ウェブ+リブ	28+28mm	鋭肉:サイ 8mm	50℃	ガマージーク溶接	
	フランジ+リブ	30+28mm	鋭肉:サイ 8mm	50℃	ガマージーク溶接	
2) 総組時						
部 材		板 厚	開先形状	予熱温度	溶接法	
塔 柱 第22・23段	ウェブ+リブ	38+38mm	外:リ型 16mm	50℃	ガマージーク溶接	
			内:鋭肉、サイ 7mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接	
	ウェブ+ダイヤフラム	38+12mm	鋭肉:サイ 7mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接	
	フランジ+ダイヤフラム	38+12mm	鋭肉:サイ 7mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接	
斜 材 第2段	ウェブ+フランジ	28+30mm	外:リ型 14mm	50℃	ガマージーク溶接	
			内:鋭肉、サイ 7mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接	
	ウェブ+リブ	28+12mm	鋭肉:サイ 6mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接	
	フランジ+リブ	30+12mm	鋭肉:サイ 6mm	50℃	CO ₂ 半自動溶接	



(3) 測定結果

図-3に塔柱第23段フランジでの残留応力の測定結果を示す。塔柱での全測点の総組後のうち最大圧縮応力は

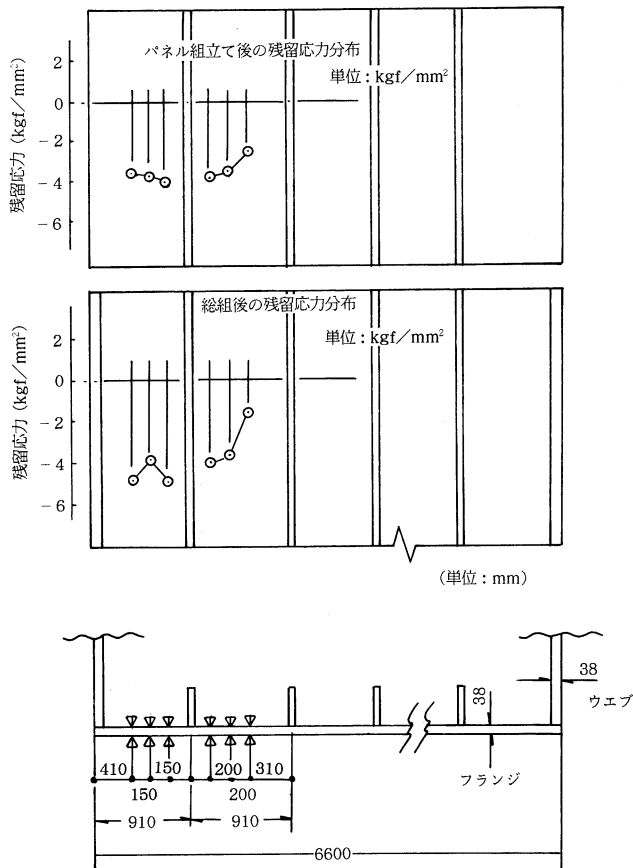


図-3 残留応力の測定結果(塔柱第23段フランジ)
Fig.3 Summary of residual stress measurement
(flange of 23rd block)

7.5kg/mm²であり、使用鋼材の降伏点50kg/mm²の15%であった。また、内面・外面を平均した圧縮残留応力最大値は4.8kg/mm²であった。縦リブでの最大圧縮応力は8.8kg/mm²であり、内面・外面を平均した圧縮残留応力最大値は4.7kg/mm²であった。

斜材ウェブでの残留応力測定結果を図-4に示す。斜材での総組後の最大圧縮応力は9.0kg/mm²であり、使用鋼材の降伏点51kg/mm²の18%であった。内面・外面を平均した圧縮残留応力最大値は6.4kg/mm²であった。

3. 鋼床版箱桁部材の残留応力

3.1 試験概要と目的

多々羅大橋のような長大鋼斜張橋では、その鋼床版箱桁には、曲げモーメント以外にかなり大きな軸圧縮力が作用する。この場合、塔柱同様に部材の圧縮残留応力を把握し、圧縮強度を評価する必要がある。このため、大型疲労試験に用いた試験体を用いて切り出し法により残留応力を測定した。

3.2 試験方法と試験結果

(1) 測定対象部材と測定対象鋼材の機械的性質

試験対象部材と切り出し位置図を図-5に示す。また、測定鋼材の機械的性質を表-5に、部材の板厚、開先形状および溶接方法を表-6に示す。

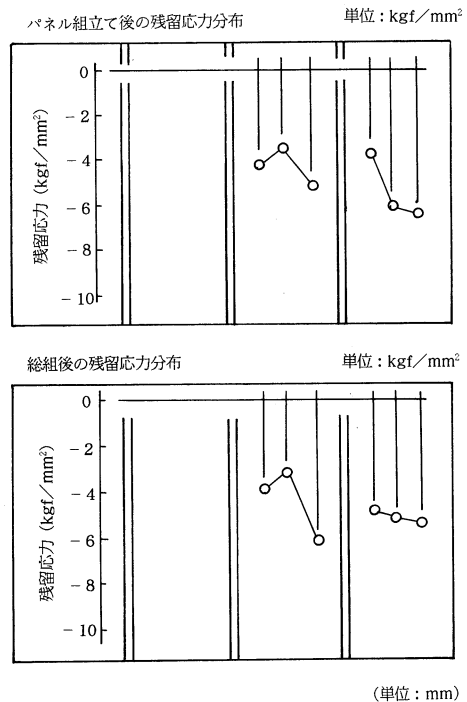


図-4 残留応力の測定結果(斜材ウェブ)
Fig.4 Summary of residual stress measurement
(web plate of diagonal member)

表-5 試験対象鋼材の機械的性質(鋼床版箱桁)

Tab.5 Physical properties of tested steel (Deck plate)

部 材	使用鋼材		機械的性質		
	材質	板厚mm	降伏点 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸び %
デッキプレート	SM58YA	12	38-52	52-62	21-28
ボトムプレート	SM58YA	10	38-52	52-62	21-28
ウェブ	SM58YA	12	38-52	52-62	21-28
縦リブ(Uリブ)	SM58YA	6	38-52	52-62	21-28

(2) 測定方法

測定は、製作された鋼床版箱桁部材にひずみゲージを貼り付け、そのひずみゲージの周辺を機械的に切断することにより、残留応力を解放し、その時のひずみの差を計測する方法によった。使用したひずみゲージは2軸ゲージで、G.L = 2mm、G.F = 2.10のゲージを用いた。測定手順を以下に示す。

ひずみゲージの貼付

供試体切断前に、図-6に示す位置に、ひずみゲージを貼りつけた。



防水コーティング

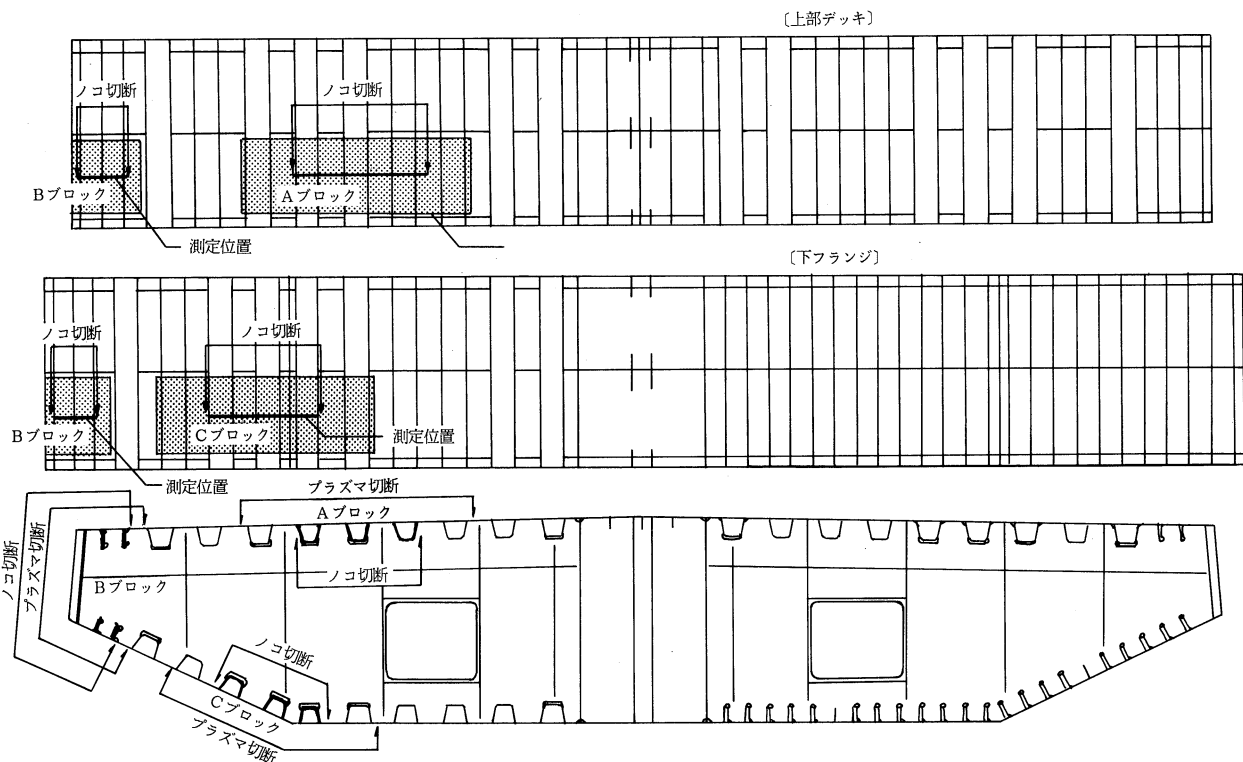


図-5 試験対象部材と切り出し位置図
Fig.5 Location of cut-out specimen

表-6 部材の板厚、開先形状および溶接方法(鋼床版箱桁)
Tab.6 Plate thickness, groove and welding method(Deck Plate)

	部 材	板厚	開先形状	予熱温度	溶接法
Aブロック	デッキプレート+Uリブ	12+6mm	斜肉(片面):サイズ6mm	予熱なし	板被覆アーク溶接
	デッキプレート+板リブ	12+16mm	斜肉(両面):サイズ6mm	予熱なし	板被覆アーク溶接
Bブロック	デッキプレート+ウェブ	12+16mm	斜肉(両面):サイズ6mm	予熱なし	板被覆アーク溶接
	ボトムプレート+ウェブ	10+16mm	斜肉(両面):サイズ6mm	予熱なし	板被覆アーク溶接
Cブロック	ボトムプレート隅角部	10+10mm	ㄟ型	予熱なし	板被覆アーク溶接
	ボトムプレート+Uリブ	10+6mm	斜肉(片面):サイズ6mm	予熱なし	板被覆アーク溶接

ひずみ零点測定

供試体切断前(応力開放前)のひずみ測定を実施した。測定器とコードは、同一のものを使用し測定値に不要な誤差が入らないようにした。

プラズマ切断(荒切り)

供試体から残留応力を測定する部分を切り出す方法として、当初はガス切断を予定していたが、入熱量が少なくなるようにプラズマ切断に変更した。

ノコ切断(大切り)

橋軸方向に切断し、縦リブと中間部に分割した。切断は、サイドカッターを使用し、切削油をかけながら温度が上昇しないように行なった。

ノコ切断(中切り)

橋軸直角方向に、幅50mmで輪切状に切断した。切断は、帯ノコ盤を使用し、切削油をかけながら実施

した。

ノコ切断(小切り)

20mm角程度に細断した。切断は、丸ノコ精密切断器(マイクロカッター)を使用し、切削油をかけ冷却しながら実施した。

応力解放後のひずみ測定

20mm角程度に細断した小片をひずみ零点測定と同様の方法にて、残留応力解放後のひずみ測定を実施した。

残留応力の算出

残留応力は、切断前に測定したひずみ値(零点測定値: ϵ_0)と最終切断後に測定したひずみ値(ϵ)から次式によって算出した。

$$\sigma = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\epsilon_x + \nu \cdot \epsilon_y), \epsilon_x = \epsilon_{xe} - \epsilon_{x0}, \epsilon_y = \epsilon_{ye} - \epsilon_{y0}$$

σ_x : 橋軸方向残留応力 (kgf/mm²)
 ϵ_x : 橋軸方向開放ひずみ
 ϵ_y : 橋軸直角方向開放ひずみ
 E : ヤンプ率 (21,000kgf/mm²)
 ν : ポアソン比 (0.3)

(3) 測定結果

Aブロックでの残留応力の測定結果を図-7に示す。圧縮残留応力の最大値は、14kgf/mm²であり、トラフリブの中央部に位置するデッキプレート面で発生していた。

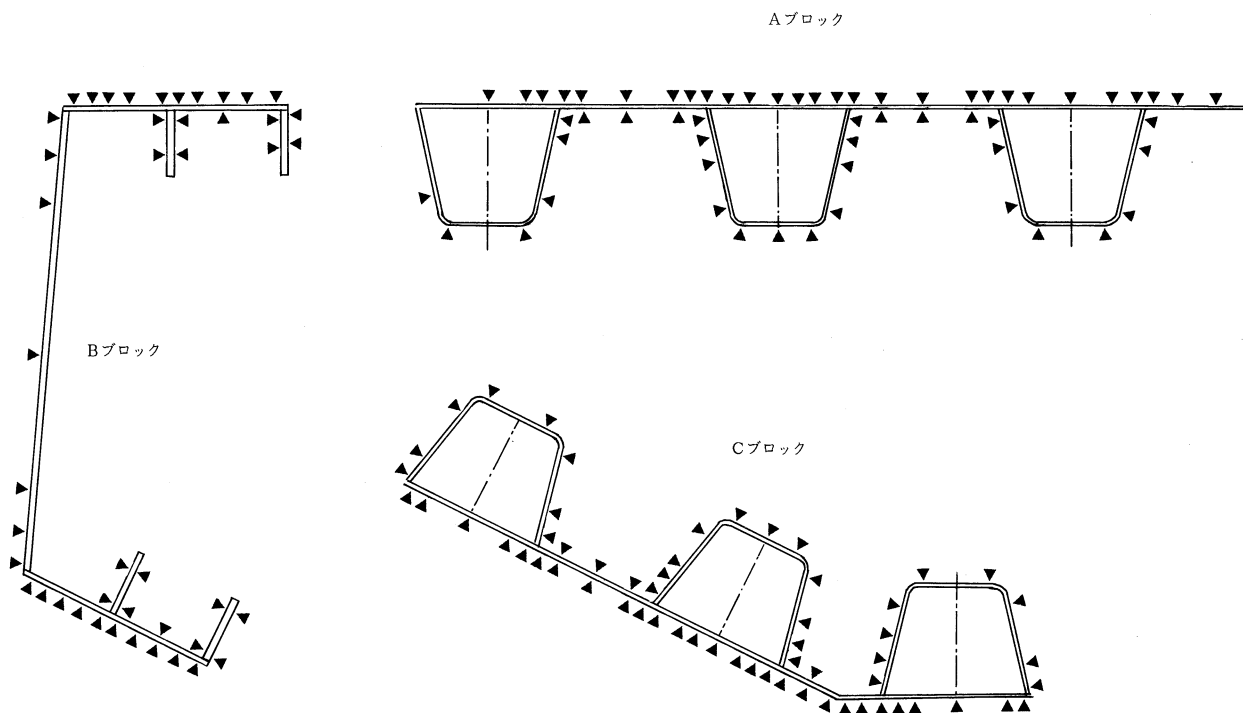


図-6 ひずみゲージ貼付け位置図
Fig.6 Location of strain gage

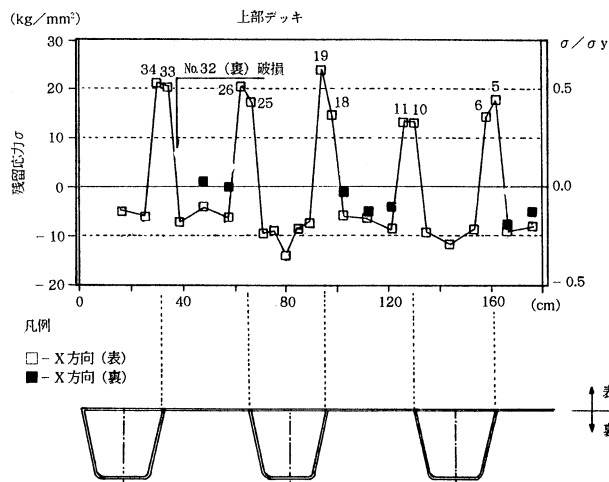


図-7 残留応力測定結果(Aブロック)
Fig.7 Summary of residual stress measurement (block A)

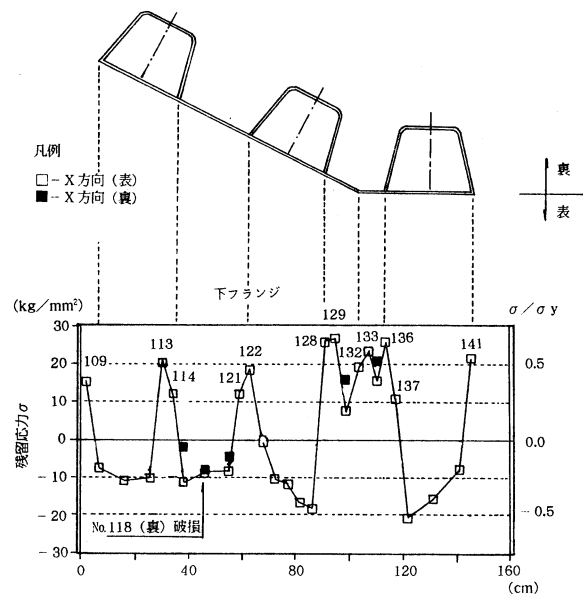


図-8 残留応力測定結果(Cブロック)
Fig.8 Summary of residual stress measurement (block C)

降伏点 40kgf/mm^2 に対する比率は、35%となっている。なお、トラフリブ部では、圧縮残留応力はほとんど発生していない。

Bブロックでの圧縮残留応力の最大値は、平リブ部で発生しており、 16.6kgf/mm^2 となっており、Aブロックの最大値より大きい。

Cブロックでの残留応力の測定結果を図-8に示すが、圧縮残留応力の最大はトラフリブ内部でのボトムプレー

ト面の隅角部近傍で発生している。最大圧縮応力は、 20kgf/mm^2 であり、トラフリブ部での最大圧縮応力は、ボトムプレート側のトラフリブのウェブに該当する部分で発生している。これは、トラフリブとボトムプレートの溶接による圧縮応力をボトムプレートの隅角部の溶接による圧縮応力を受けたためと考えられる。

(3) 板厚と圧縮応力

2.1、2.2、2.3の結果を板厚の違いにより整理したもの

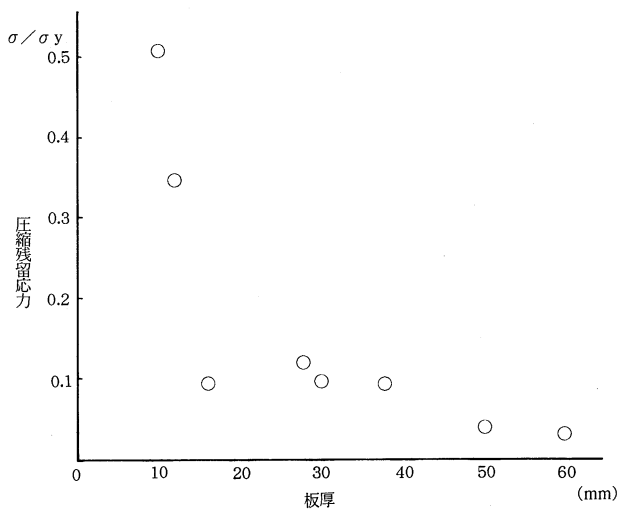


図-9 板厚と圧縮残留応力の関係
Fig.9 Relationship between plate thickness and residual compressive stress

を図-9に示す。対象とする板厚が厚い部材については、圧縮残留応力の値は小さいものになっている。

4. おわりに

本試験により得られた結果をまとめると以下のとおりになる。

- (1) 塔柱部材に用いられる程度の板厚 (28mm~60mm) の部材の圧縮残留応力は小さく、基準耐力曲線での圧縮残留応力の仮定はかなり大きなものと言える。
- (2) 鋼床版箱桁の用いられる程度の板厚 (10mm~12mm) の部材の圧縮残留応力は、基準耐力曲線での圧縮残留応力の仮定にかなり近い。
- (3) 鋼圧縮部材の圧縮残留応力は、溶接のサイズが一般的なものである場合には、板厚が大きくなるにつれて小さくなる傾向にある。

これらのことから、鋼圧縮部材の許容圧縮応力を設定する場合には、板厚が大きい場合には、残留応力を小さくとした基準耐力曲線を用いることが可能であると思われる。

なお、首都高速道路12号線の吊橋主塔の残留応力測定は、首都高速道路公団第三建設部のご理解により、実施したものであり、快くご協力をいただいた関係者の方々に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 塔部材の残留応力調査報告書 平成2年9月：本州四国連絡橋公団
- 2) 大型疲労試験報告書 (平成3年度) 平成4年3月：本州四国連絡橋公団
- 3) 明石海峡大橋2P、3P主塔工事残留応力度の測定報告書 平成4年6月：本州四国連絡橋公団

明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験結果（第一報）

Full Model Wind Tunnel Tests of the Akashi - Kaikyo Bridge in Turbulent Flow

設 計 部 設 計 第 一 課 長 北 川 信

Makoto Kitagawa

設 計 部 設 計 第 一 課 長 代 理 鈴 木 周 一

Shuichi Suzuki

設 計 部 設 計 第 一 課 勝 地 弘

Hiroshi Katsuchi



概 要

明石海峡大橋の耐風安定性を精度よく照査するため、大型風洞施設において縮尺1/100の全橋模型を使った風洞試験を実施した。特に、自然風に近い状態での照査を行うため、境界層乱流中での試験を実施し、気流の乱れが耐風安定性に及ぼす影響を調査した。この結果、乱流中においても一様流中と同等以上の耐フラッター性能を有すること、ガスト応答は水平方向では解析値より小さかったが、鉛直及びねじれ方向は解析値と概ね一致することなどが判った。

ここでは、境界層乱流中での試験結果の内、フラッターとガスト応答について報告するとともに、若干の考察を加えた。

Wind tunnel tests were conducted in the boundary layer wind tunnel laboratory of HSBA with a 1/100-scaled full model to investigate aerodynamic stability of the Akashi Kaikyo Bridge in high precision. The tests were carried out in boundary-layer turbulent flow to simulate natural wind characteristics and examine the influence of turbulent flow on the aerodynamic stability. As a result, the prototype of the Akashi Kaikyo Bridge showed an equal or superior performance for anti-fluttering motion in the turbulent flow compared with that in a smooth flow. In addition, the measured magnitude of gust response in horizontal direction was smaller than numerical solution, however, that in vertical and torsional direction was well agreed to numerical solutions. This paper reports and discusses the results of flutter and gust response from the boundary-layer turbulent flow tests.

1. まえがき

明石海峡大橋の耐風安定性を精度よく照査する目的で公団保有の大型風洞施設（土木研究所構内）において全橋模型風洞試験を実施した。明石海峡大橋は、中央支間長が1,990mの超長大吊橋であり、静的風荷重およびフラッターなどの不安定振動等の耐風性の確保がこれまでの長大吊橋に増して一層重要となる。¹⁾ 特に、フラッターについては、長大吊橋の耐風安定性を評価する上で最も重要なファクターであり、明石海峡大橋についても計画段階から部分模型風洞試験を中心に精力的に検討がなされてきた。²⁾ 一方、本四公団の耐風委員会の審議において、明石海峡大橋では超長大吊橋での特殊性（たとえば、気

流条件、構造特性の3次元性の影響）を配慮すべきであること、および2次元（部分模型）試験の超長大吊橋への適用の可否などを見極め、より精度の高い耐風設計法を確立する必要があることが指摘され、従来にない大規模な大型風洞試験の実施に至ったものである。

ここでは、明石海峡大橋の試験結果のうち、先に報告した一様流中での試験結果³⁾に引き続き、乱流中での試験結果の第一報について報告する。

2. 試験の概要

試験は、大型風洞施設⁴⁾において、明石海峡大橋の縮尺1/100の全橋模型⁵⁾を使用して行った（写真-1）。表-2に全橋模型の特性を示す。なお、今回の全橋模型風洞試

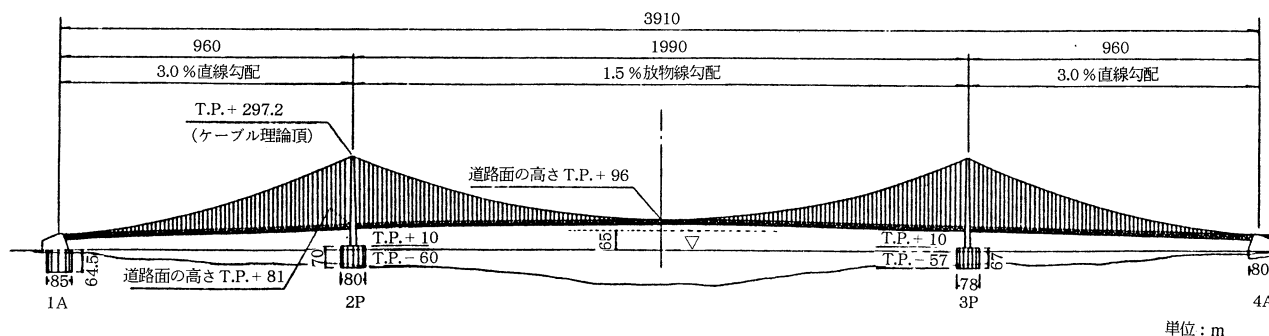


図-1 明石海峡大橋一般図
Fig.1 General plan of Akashi Kaikyo Bridge

表－1 明石海峡大橋耐風設計諸元

Tab.1 Summary of dimensions for aerodynamic design of Akashi Kaikyo Bridge

項 目		諸 元
支間割 (m)		960+1990+960
主構幅×高さ (m)		35.5×14.0
死荷重 (t/m)	補剛桁	29.54(中央径間)
	ケーブル	14.25(中央径間)
極慣性 (tf・m ² /m)		9826(中央径間)
設計基準風速 (m/s)		59.8
		66.7
		66.2
フラッター照査風速 (m/s)		≥ 78(一様流中)

* 全橋模型設計諸元

表－2 明石海峡大橋全橋模型特性

Tab.2 Physical properties of full model of Akashi Kaikyo Bridge

縮 尺		1/100	
全長(ケーブル支間)		39.1m	
固有振動特性			
振動モード		振動数(Hz)	対数減衰率
鉛直	対称 1次	0.647	$\delta =$ 0.032
	逆対称 1次①	0.757	0.031
	逆対称 1次②	0.855	0.035
	対称 2次	1.245	0.036
	対称 3次	1.636	0.055
ねじれ	対称 1次	1.560	0.031
	逆対称 1次	2.075	0.030
水平	対称 1次	0.391	0.016
	逆対称 1次	0.781	0.032
	対称 2次	1.270	0.041



写真－1 明石海峡大橋全橋模型(縮尺1/100)

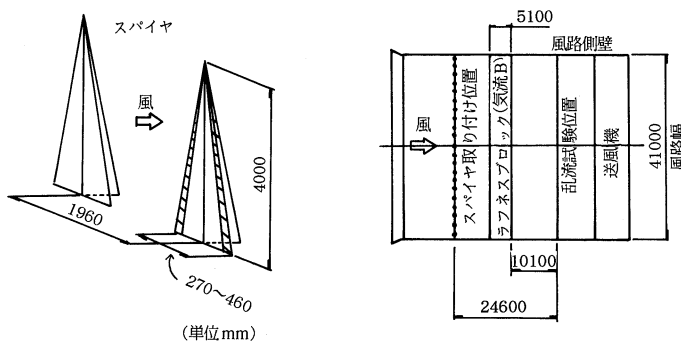
Photo.1 Outlook of full model of Akashi Kaikyo Bridge (Scale:1/100)



(写真奥に見える三角形のものがスパイア、床面に配置されているのがラフネスブロック。手前に模型を設置し、奥から風が吹く)

写真－2 乱流発生装置設置状況(気流B)

Photo.2 Installation of turbulent flow generator (Flow B)

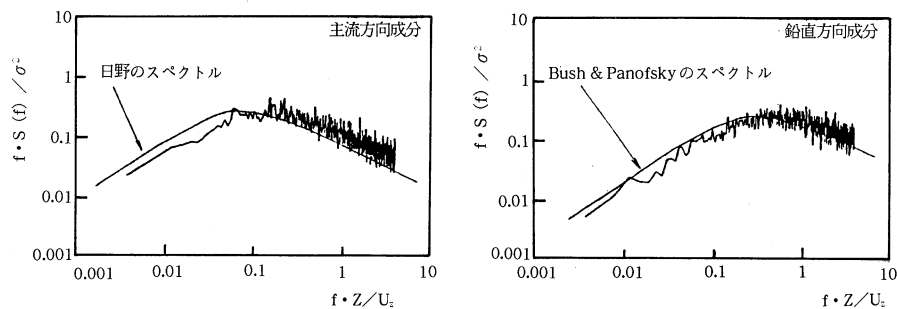


図－2 乱流発生装置

Fig.2 Generator of turbulent flow

験における風速等の相似倍率(模型試験から実橋への換算倍率)は、風速で10倍、変位で100倍、振動数で0.1倍、減衰で等倍となる。

乱流を発生させるための乱流発生装置は、図－2、写真－2に示すスパイアとラフネスブロックを用いた。スパイアは、風洞の上流部に気流と直角に面する形で並べることで上下方向の速度勾配をつけると同時に、気流の乱れを発生することができるもので、自然風に近い境界層乱流が生成できる。また、床面付近の粗度を調整する目的でラフネスブロックを乱れ強さ10%のケースで併用した。乱流の条件としては、「明石海峡大橋耐風設計要領・同解説」⁶⁾(以下、明石耐風要領という)の規定を踏まえて、主



図－3 風洞気流パワースペクトル(気流B)

Fig.3 Power spectrum of flow (Flow B)

表-3 乱流特性

Tab.3 Dimensions of turbulent flow

気流種別	気流 A(Iu=5%)		気流 B(Iu=10%)	
	測定値	目標値	測定値	目標値
乱れ強さ(主流方向)	6.5%	5.0	9.5%	10.0
乱れ強さ(鉛直方向)	5.5%	2.5	6.8%	5.0
風速鉛直分布のべき指数	1/8.9	1/8	1/5.0	1/8
気流傾斜角	+0.9°	-	+0.7°	-
乱れのスケール(主流方向)	0.7m	-	1m	-
乱れのスケール(鉛直方向)	0.3m	-	0.4m	-
ディレイファクター(主流方向)	5-7	8	5-8	8
ディレイファクター(鉛直方向)	5-7	8	5-7	8

※測定値は、平均風速6.0m/s、補剛桁中央径間1/2点高さでのもの
 ※目標値とは、「明石海峡大橋耐風設計要領・同解説」で標準とされている値

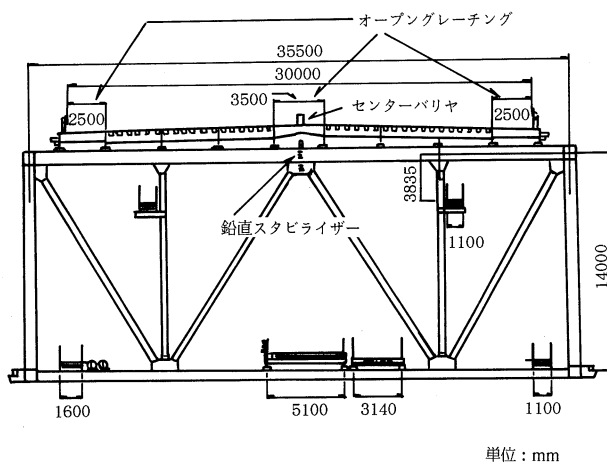


図-4 明石海峡大橋補剛桁断面図

Fig.4 Cross section of deck of Akashi Kaikyo Bridge

表-4 試験ケース

Tab.4 Summary of test cases

断面種類	気流 A	気流 B
基本断面(耐風安定化対策なし)	○	○
改良断面Ⅱ(全径間S+C設置)	○	○
改良断面Ⅳ(中央径間S設置)	○	○

S: 鉛直スタビライザー、C: センターバリア

流方向乱れ強さIuで5%及び10%、風速鉛直分布べき指数1/8の2種類を目標とした。試験に先立って行った乱流特性の計測結果を図-3(気流Bのパワースペクトル)、表-3に示す。

応答計測の方法は、一様流試験に準じて行った。³⁾ すなわち、2種類の気流について、風速を徐々に上げていき、その時の模型主要点の応答変位を光学式変位計によって計測した。また、補剛桁断面の種類も耐風安定化対策(鉛直スタビライザー、センターバリア: 図-4)に着目して、①基本断面(耐風安定化対策なし)、②改良断面Ⅱ(全径間に鉛直スタビライザーとセンターバリアを設置)、③改良断面Ⅳ(中央径間のみに鉛直スタビライザーを設置)の3種類とした。表-4に試験ケースを示す。

3. 試験結果

以下に、試験結果を項目毎に分けて述べる。

1) ガスト応答波形

図-5に補剛桁の中央径間1/2点のガスト応答(不規則振動応答)波形の1例を示す(基本断面、気流B)。縦軸は変位を表しており、目盛は風速0からの変位量を示している。すなわち、ある平均応答変位のまわりに風の乱れによるガスト応答変位で振動していることを示している。

ガスト応答、すなわち不規則振動応答の名前のとおり、時間領域では全く規則性のない応答をしているが、これを周波数領域で整理したものが図-6である。横軸は振動数、縦軸は変位応答のパワースペクトルを示している。すなわち、ガスト応答がどのような振動数の成分からなっているのかが読み取れる。表-2の模型の固有振動特性と比較してみると、規則性のない応答波形も実はいくつか

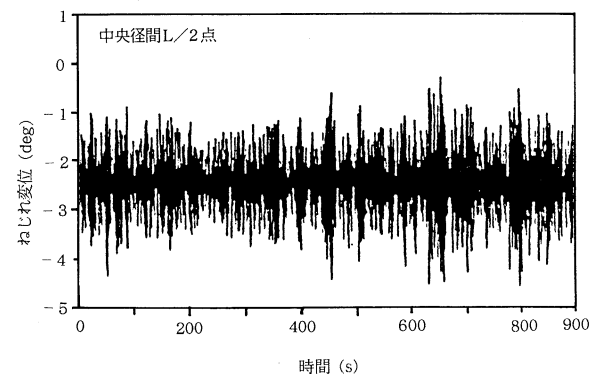
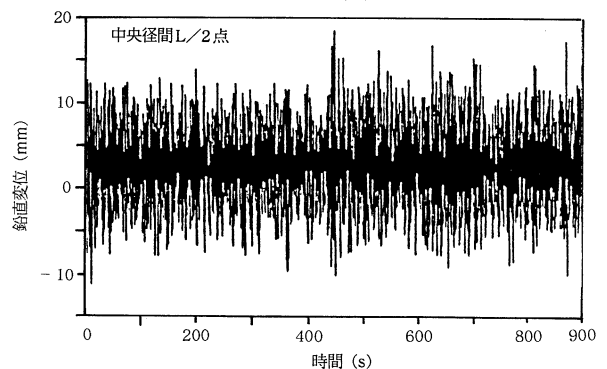
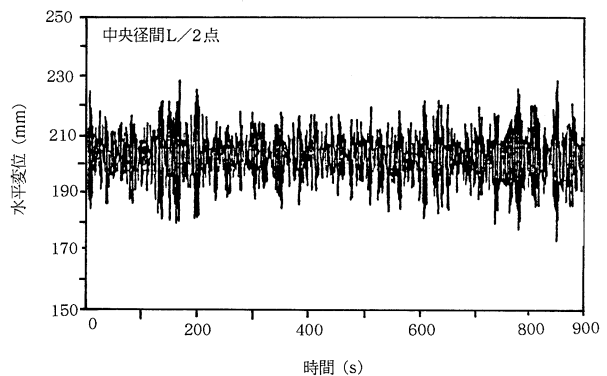


図-5 補剛桁のガスト応答波形
 (基本断面、気流B、風速6.7m/s)
 Fig.5 Wave form of gust response of deck
 (Prototype, Flow B, Wind speed 6.7m/s)

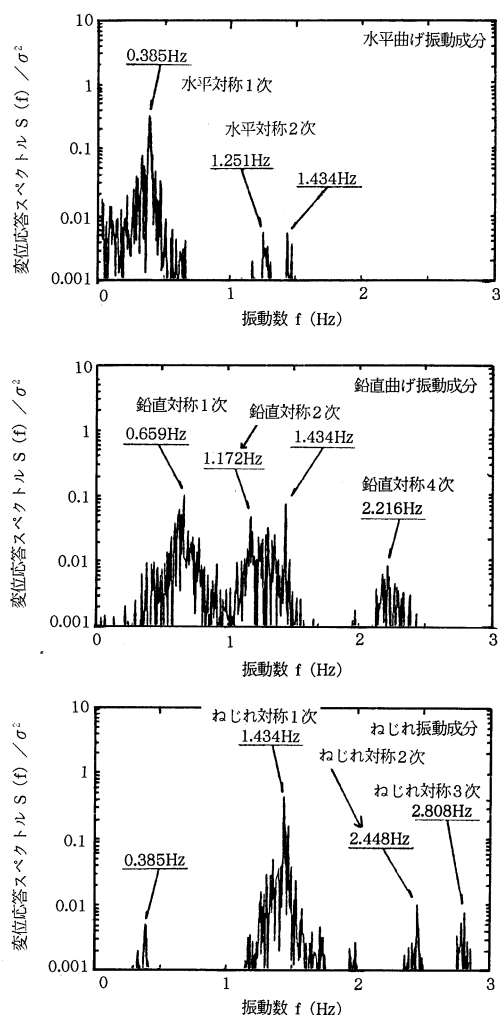


図-6 補剛桁の応答スペクトル
(基本断面、気流B、風速6.7m/s)

Fig.6 Response spectrum of deck (Prototype, Flow B, Wind speed 6.7 m/s)

の模型固有振動モードの振動応答が重なり合ったものであり、低次モードの応答が応答パワーの大半を占めていることがわかる。

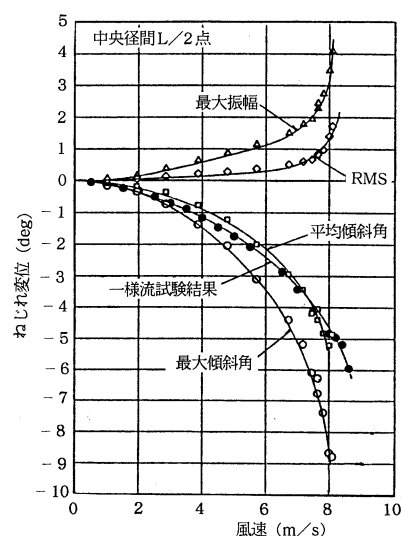
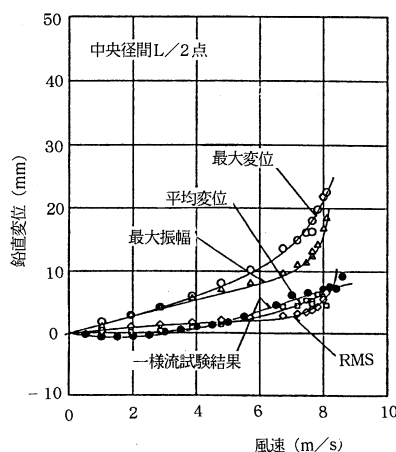
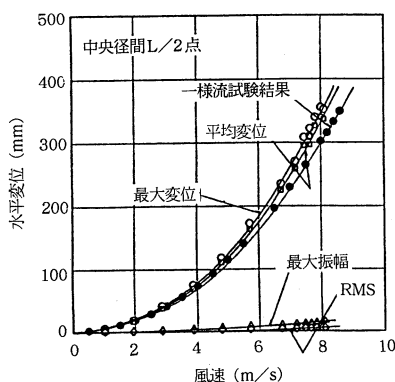


図-7 風速と補剛桁応答変位(中央径間1/2点)の関係(基本断面、気流A)

Fig.7 Relationship between wind speed and response displacement of deck (midst of center span) (Prototype, Flow A)

2) 風速とガスト応答変位の関係

図-7~9に補剛桁の中央径間1/2点における応答変位と風速との関係を示す。図中の最大変位、平均変位、最大振幅の定義は図-10に示すとおりである。応答変位の評価時間は1分間として(実橋でのガスト応答評価に用いる評価時間10分間を模型試験に換算すると1分間となる)、実際の試験では15分間の連続計測データを1分間毎の15個のデータに分割して、それぞれの1分間分割データで応答変位の評価を行った後、15個の評価値をアンサンブル平均して最終の評価値とした。また、図-8の基本断面の図中には一様流試験で得られた静的変位と考察の項で述べるガスト応答解析値も示している。

これらの図より、風速とともに平均応答に加えて、ガスト応答も大きくなり、ほぼ風速の2乗に比例して大きくなっていることがわかる。また、乱れ強さが大きくなるとガスト応答振幅も大きくなっている(鉛直変位の平均応答において、風速に比例して変位が増大しない現象が見られるが、これは一様流試験でも見られた現象であり、模型の揚力特性および水平変位、ねじれ変位との複合作用などによるものと思われる。)

さらに、基本断面、気流Aのねじれ変位応答を見ると、風速7m/sあたりから特に最大振幅が急激に増大していることがわかる。これについては、考察の項で述べるが、唯一肉眼でもフラッターの発生が認められたケースであり、フラッターの発生に伴って急激に応答振幅が発達したと思われる。

4. 考 察

1) ガスト応答特性

ここでは模型のガスト応答特性に着目して考察を加える。まず、図-7、8に示したガスト応答解析結果との比較であるが、鉛直変位、ねじれ変位は概ね一致している

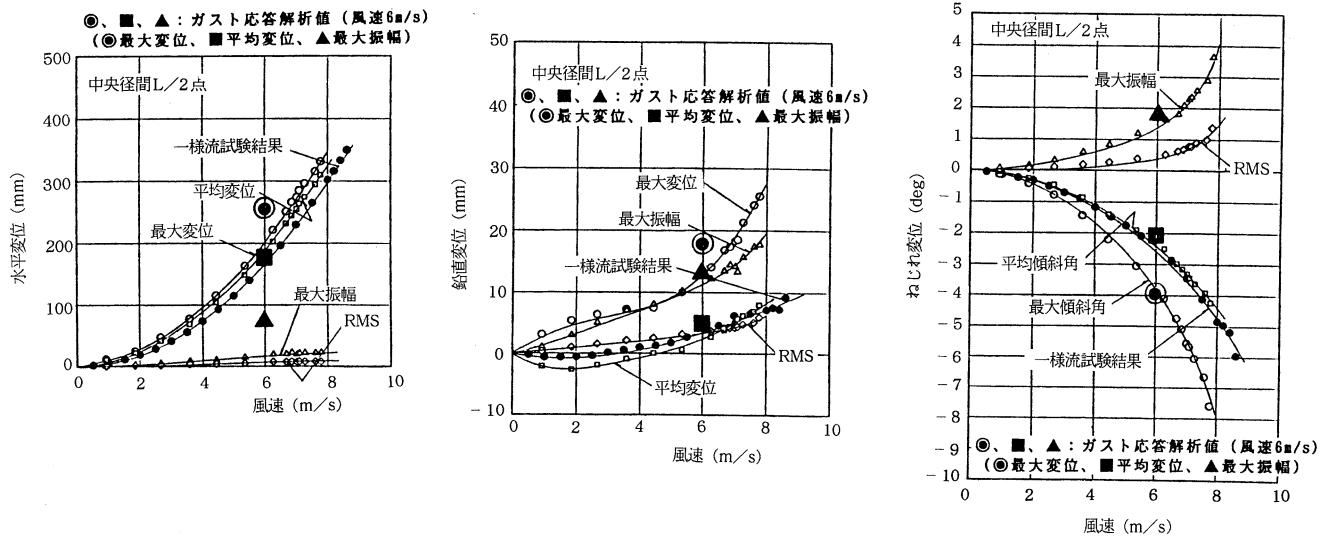


図-8 風速と補剛桁応答変位(中央径間1/2点)の関係(基本断面、気流B)

Fig.8 Relationship between wind speed and response displacement of deck (midst of center span) (Prototype, Flow B)

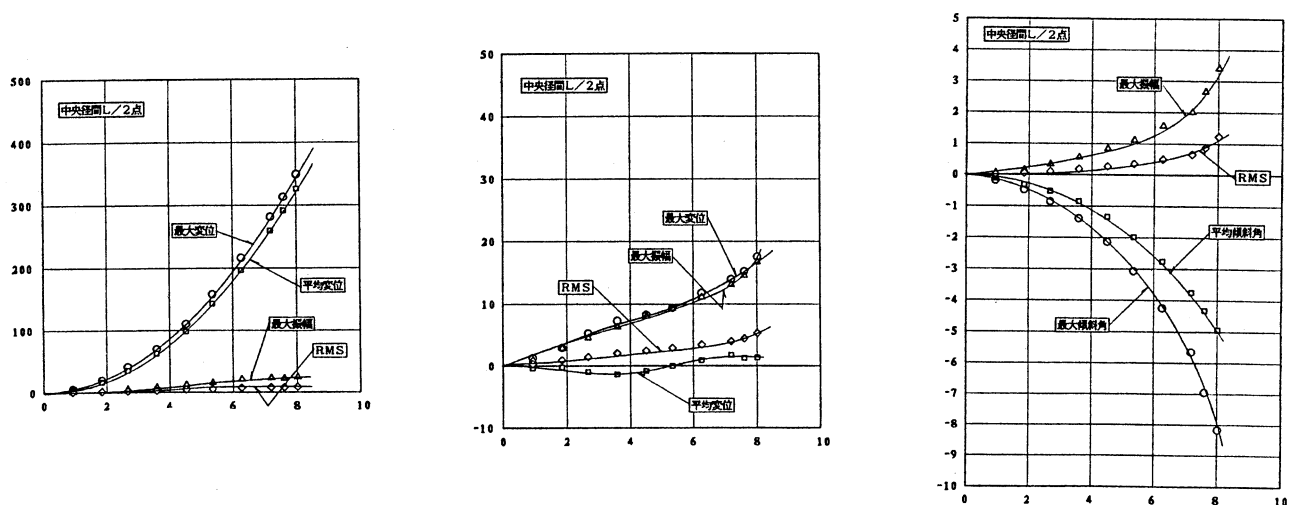


図-9 風速と補剛桁応答変位(中央径間1/2点)の関係(基本断面IV、気流B)

Fig.9 Relationship between wind speed and response displacement of deck (midst of center span) (Improved type IV, Flow B)

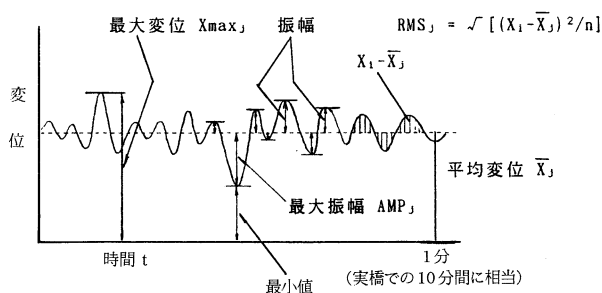


図-10 応答変位の定義

Fig.10 Definition of response displacement

が、水平変位については最大振幅、すなわちガスト応答振幅が大きく異なっているのが特徴的である。(ガスト解析は、実橋の設計基準風速に対応する風速6m/sで行っ

た。図中の解析値のうち、●が最大変位、■が平均変位、▲が最大振幅を示している。)

ここに示したガスト応答解析値は、明石耐風要領の付録Ⅱ「ガスト応答解析」に従って解析したものであり、気流の条件、模型の特性など全て模型試験での諸元を用いている。明石耐風要領での試算によると、実橋での抗力方向(水平方向)のガスト応答変位倍率(中央径間1/2点での最大応答/平均応答)は、1.47となっており、今回の模型に対する解析値では図-8の水平変位の図に示すように1.43(基本断面、気流B)となっている。一方、模型試験でのそれは同じく図-8に示すように1.1程度であり、極端に小さな値となっている(要領での試算値と今回の模型解析値との違いは主に解析諸元の違いと考えられる)。

このため、ガスト応答解析において、気流のパワース

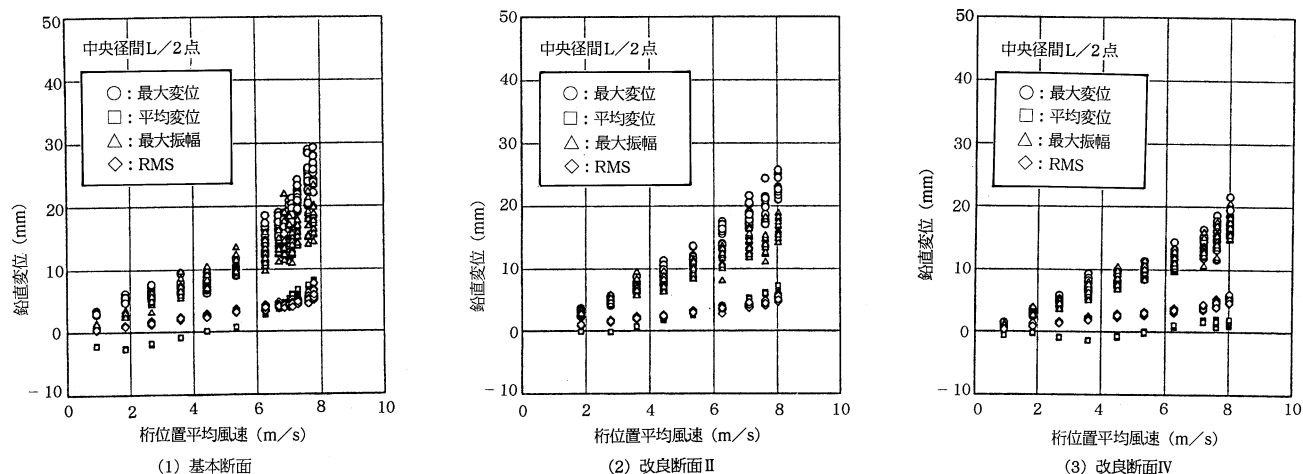


図-11 耐風安定化対策の違いによるガスト応答変位のばらつき
Fig.11 Variance of gust response displacement to variety of improved types for aerodynamic stability

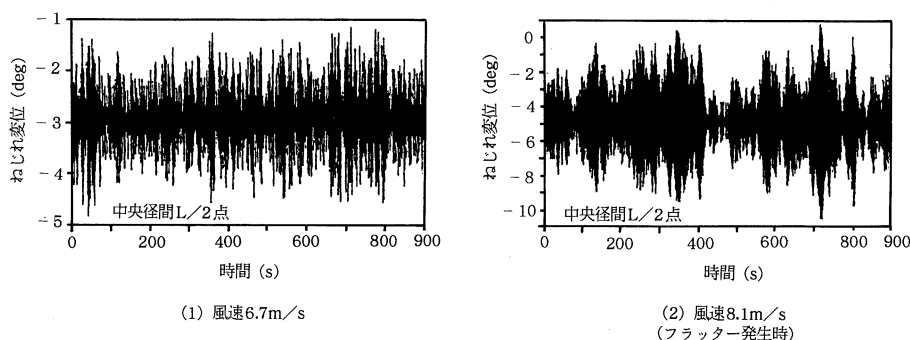


図-12 補剛桁のガスト応答波形の違い(基本断面、気流A、ねじれ変位)
Fig.12 Difference of wave form of gust response of deck (Prototype, Flow A, Torsional displacement)

ペクトル、3分力係数、空間相関係数などの解析諸元をパラメトリックに変化させて解析し、どのパラメータが大きな影響を与えているかなどの検討を行ったが、これまでのところ模型のガスト応答を説明できるまでには至っていない。この点に関しては、引き続き検討を行っており、模型でみられた抗力方向のガスト応答が小さいという現象が今回の模型試験特有の現象であるのか、あるいは実橋でも起こり得ることなのかを見極めていところである。

2) ガスト応答特性に対する耐風安定化対策の効果

ガスト応答変位は、いわゆる確率的な評価値である。図-7~9に示すガスト応答変位は、先に説明したように不規則応答変位を1分間という評価時間によって平均化処理を行い、さらに15個の評価値を平均化処理したものである。図-11に示すデータは、15個の評価値を平均化する前のデータを風速との関係で表したものである。図は鉛直変位に着目したものであるが、耐風安定化対策、特に鉛直スタビライザーのありなしで最大振幅値のばらつきの幅が変化していることがわかる。すなわち、鉛直スタビライザーを設置した断面の方がばらつきの幅および最大変位が小さく、ガスト応答が安定していることから鉛

直スタビライザーはガスト応答に対しても有効に作用していると言える。

3) フラッター特性

基本断面、気流Aのケースにおいて、フラッターと思われる現象が観察された。ここでは、乱流中におけるフラッター特性について考察を加える。

まず、フラッターの発生している時の補剛桁のガスト応答波形を図-

12に示す。左側は風速6.7m/sのものであるが、両者を比較するとフラッターの発生している右側(風速8.1m/s)の図の応答波形は振幅が大きくなったり、小さくなったり規則的にしている。

次に、模型の空力減衰について調べた。ここでは、ガスト応答振幅データをもとにRandom Decrement法(以下、RD法という)⁷⁾によって模型の空力減衰を同定した(RD法による空力減衰評価の妥当性については、他の手法、たとえば強制加振法によっても解析してみたが、同等の値が得られたことから問題はないと考えられる)。図-13に結果を示すが、フラッターの発生したケースでは風速8.1m/sで減衰がほぼゼロとなっており、フラッターの発生を裏付けている。他のケースでは、実験の都合(模型強度の制限)から十分な高風速までデータが取れなかったが、かりに図を外挿しても改良断面IVで約8.6m/s、改良断面IIで9m/s以上と基本断面よりは安定であると判断できる。

明石耐風要領では乱流中でのフラッターに対する安定性評価の基準はないが、一様流中での照査基準に準じて評価すると、すなわち一様流中でのフラッター照査風速78m/sを乱流による効果である風速変動に係る補正係数 $\mu F = 1.08$ で割り戻した値($78 \div 1.08 = 72\text{m/s}$)が

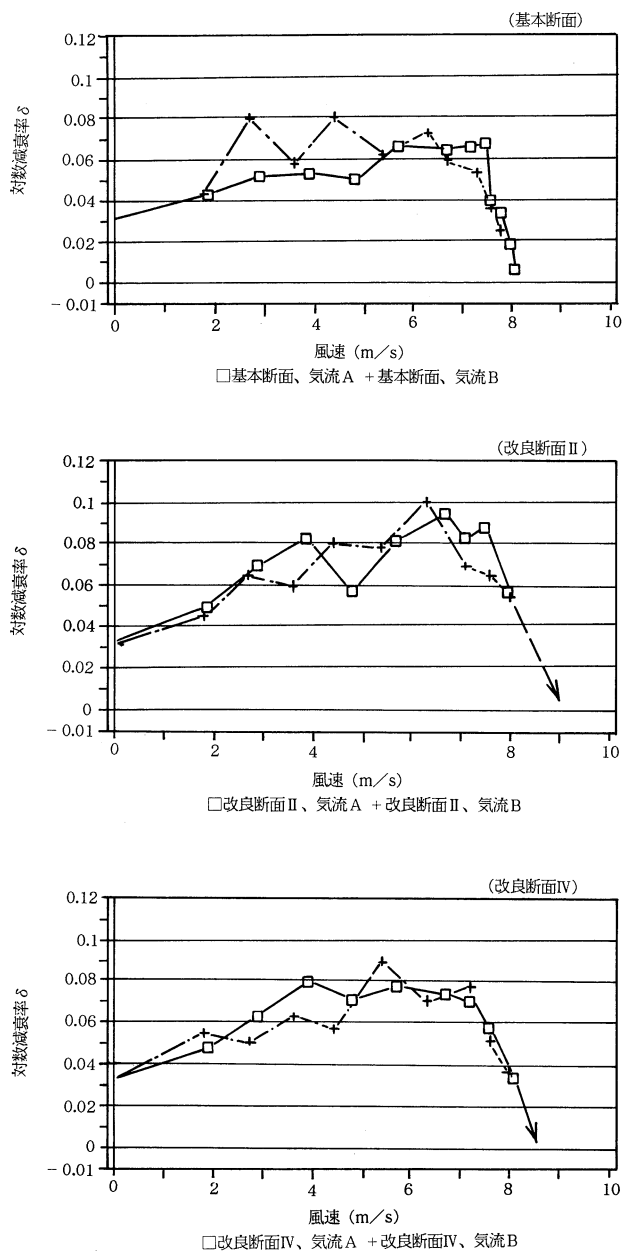


図-13 風速と模型減衰率の関係(RD法)
Fig.13 Relationship between wind speed and model logarithmic damping (RD method)

乱流中でのフラッター照査風速（模型試験では7.2m/s）であるとする、フラッターの発生したケースも含めて全て基準を満足しており（模型で実現した諸元による補正をしたとしても満足すると考えられる）、乱流中においても耐フラッター特性は十分良好であると言える。

また、逆にフラッターの発生した基本断面、気流Aのフラッター限界風速8.1m/sをもとに、この試験ケースに相当する風速変動に係る補正係数（ $\mu F' = 1.035$ となる）を算出して、一様流中において発生するであろうフラッター限界風速を推定すると約8.4m/s（ $8.1 \times 1.035 =$ ）となり、一様流中で実際に計測されたフラッター限界風速とほぼ等しくなる。³⁾ このことから、一様流中と乱流中でほぼ同等の耐フラッター性能を有していると判断できる。

4) 評価

長大橋の乱流中における挙動として、ガスト応答とフラッターに着目して試験を行った。ガスト応答については、最終的には実橋の最終諸元においてガスト応答解析を行って部材断面の照査を行うことが明石耐風要領において定められているが、今回の試験の結果では概ね解析で予想される値となっており、現行の設計で大きな問題は生じないものと思われる。特に、水平方向のガスト応答が試験では小さな値が観測されたが、これについては安全側の結果であり、現在その原因について検討を進めているところである。

また、フラッターについては、基本断面、気流Aのケースにおいて観測されたが、十分に高風速で発生しており、また改良断面ではさらに高風速で発生すると考えられることから、乱流中のフラッターに対しては十分に安全であると考えられる。また、改良断面ではガスト応答変位のばらつきも小さく、耐風安定化対策（鉛直スタビライザー）はフラッターに対してのみならず、ガスト応答に対しても有効に作用していると考えられる。

5. あとがき

以上、明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験について報告した。詳細は引き続き解析中であるが、基本的な耐風安定性は問題のないことが確認できたと考えられる。今後は、一様流試験結果と合わせ、実橋の耐風安定性の最終評価を行う予定である。

なお、一連の全橋模型風洞試験は本州四国連絡橋耐風委員会（委員長：宮田利雄横浜国立大学教授）および同風洞試験作業班での審議をもとに、建設省土木研究所との共同研究で実施しているものである。

参考文献

- 1) 大橋、宮田、岡内、白石、成田、「明石海峡大橋の耐フラッター性に関する予備的検討」、第10回風工学シンポジウム論文集、1988.12
- 2) 保田、平原、「明石海峡大橋補剛桁の耐風性（中間報告）」、本四技報、Vol.13、No.52、1989.10
- 3) 保田、鈴木、勝地、「明石海峡大橋大型風洞試験（一様流試験結果）」、本四技報、Vol.17、No.66、1993.7
- 4) 保田、樋口、勝地、「大型風洞施設」、本四技報、Vol.15、No.59、1991.7
- 5) 保田、鈴木、勝地、「明石海峡大橋大型風洞試験全橋模型」、本四技報、Vol.15、No.60、1991.10
- 6) 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、平成2年2月、本州四国連絡橋公団
- 7) 田村、佐々木、佐藤、高坂、「RD法による強風時の構造物の減衰評価」、第12回風工学シンポジウム論文集、1992.12

明石海峡大橋の主塔制振対策

Vibration Control of the Towers of the Akashi Kaikyo Bridge

第三建設局 建設部次長 辰 巳 正 明
(前)垂水工事事務所 所 長

Masaaki Tatsumi

第三建設局 設計課長 森 邦 久
(前)垂水工事事務所 第五工事長

Kunihisa Mori

垂水工事事務所 第五工事長 秦 健 作

Kensaku Hata



概 要

明石海峡大橋の主塔の高さは、海面上約300mであり、南備讃瀬戸大橋主塔の約1.5倍の高さとなり、架設中のみならず、完成後も風による振動が発生する可能性がある。

そこで、振動を制御するために、風洞試験を含めて種々の検討を実施し、塔柱断面について、空気力学的に安定な十字断面とすることで、発散的な振動の発生風速を設計風速以上となるようにするとともに、設計風速以下の風速で発生する限定振動に対して制振装置により振動を抑制するとの対策を決定した。

本論文では、明石海峡大橋の主塔の制振対策について、実施設計に置いて実施した風洞試験の結果、制振条件の検討、及び、制振装置の選定、設計等について述べている。

The main towers of the Akashi Kaikyo Bridge are about 300m high and have very flexible features. So the towers are easy to vibrate under the wind not only during construction but also after completion of the bridge, and control of the wind induced vibration of the towers thus becomes the most important issues for the safety of the bridge. The cruciform shape of cross section was selected to suppress divergent torsional vibration at high wind velocity, and Tuned Mass Dampers(TMDs) are installed to reduce the amplitude of the vortex induced oscillation caused by wind slower than the design wind speed both during construction and after completion of the bridge.

In this report, the outline of vibration control of the towers of the Akashi Kaikyo Bridge is reported.

1. まえがき

吊橋の主塔は、架設時独立塔の状態では、比較的低風速の橋軸直角方向の風で、主塔面外に振動することが報告されてきた。明石海峡大橋の主塔は、これまで我国最大の児島、坂出ルート、南備讃瀬戸大橋に比べて、塔高で1.6倍の規模になり、相対的に振動数の低い柔構造となっている。このため、架設時のみでなく吊橋完成時においても、通常の風速域で主塔に渦励振の発生が危惧されており、主塔の設計にあたり、この問題の克服を最重点検討課題として取り組んだ。

振動発生の抑制のためには、最適な主塔断面形状の選定や減衰の付加が考えられる。断面形状については、隅切り断面や風抜穴断面等の各種断面の風洞試験による検討、鋼重あるいは維持管理面からの配慮を加味し、最終的に、図-1に示す主塔高さ方向に、テーパを有する隅切り断面形状とした。¹⁾

主塔の実施設計にあたっては、縮尺1/86の3次元弾性主塔模型を製作し、主塔架設系から吊橋完成に至るまでの代表的な施工段階、及び、吊橋完成系の主塔の風洞試験を実施し、耐風性状の調査を行った。風洞試験の結果、吊橋完成系では、設計風速以下の領域で渦励振の発現が、吊橋架設系では、塔架設時からケーブル架設時に

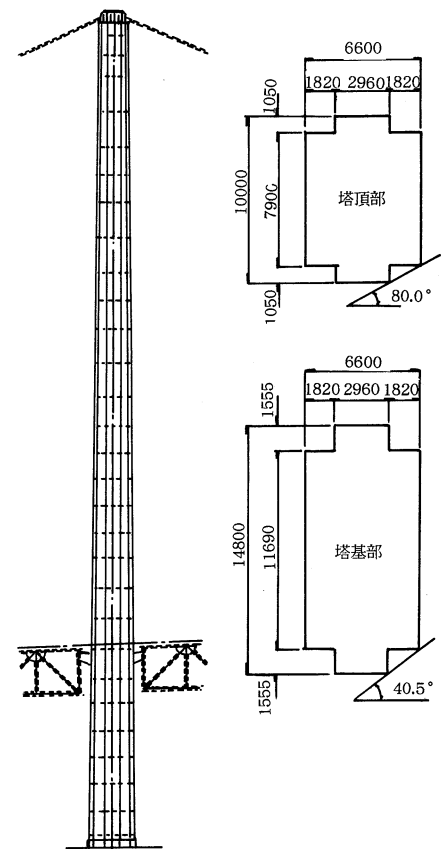


図-1 主塔テーパ隅切り断面
Fig.1 Shape of Cross Section of Tower
(Tapered Cut-Off Corner Cross Section)

至る架設初期の段階で架設作業の限界風速以下の低風速域でも振動の発現が確認された。この結果を踏まえ、主塔架設段階から橋梁完成に至るまでの振動性状を細かく分析し、継手を含めた塔柱、斜材の応力度、あるいは、架設作業性を考慮した許容加速度等に対し、風洞試験結果を基に検討を加え、許容される振動振幅の確定など制振条件の確立を行った。

風による振動を抑制する方法としては、種々考えられるが、本橋の場合機械的に付加減衰を与える方法を採用した。この付加減衰を与える手段として、まず吊橋完成系では、実績と信頼性の両面より振子型の受動式の質量同調ダンパー（TMD）を塔内に設置することとし、併せて塔と補剛トラス間の相対変位を利用した桁間ダンパーを設け、同調式と非同調式を組合せた制振装置により、二重の安全性を確保することとした。次に吊橋架設系では、塔内に設置した完成系用のTMDを有効に活用

し、さらに不足分については、一時的に塔頂部に架設用TMDを設置することとした。また、塔独立時からケーブル架設時の振動抑制対策としては、架設系の推移に伴う振動数の急変に比較的柔軟に対処が可能であるセミアクティブ型のTMDを設置することとした。さらに主塔架設時には、吊橋架設系と同様、塔内に設置した完成系用のTMDを有効に活用すると同時に、作業時の低風速で発生する比較的長周期の振動に対しては、クレーン昇降架設部に多段振子型のTMDを設置し、作業休止時の高風速で発生する比較的短周期の振動に対しては、クレーン施回台部に吊り下げ振子型のTMDを設置して、制振することとした。

本報告では、上記の風洞試験の結果、制振条件の確定経緯、制振装置の選定、設計等について記す。

2. 主塔制振設計の全体フロー

主塔の制振設計は、主塔架設時から主塔独立時以降、ケーブル架設、補剛桁架設、吊橋完成系に至る全ての系で、主塔が風に対して疲労を含めて応力的に安全であり、かつ架設時には、作業時に振動によって生じる加速度に対して作業者の作業性が確保されると同時に架設機材の安全性が確保されるように進められる必要がある。

制振設計の全体フローを図-2に示す。まず、主塔の振動性状に影響を与えるいくつかの架設系と吊橋完成系に

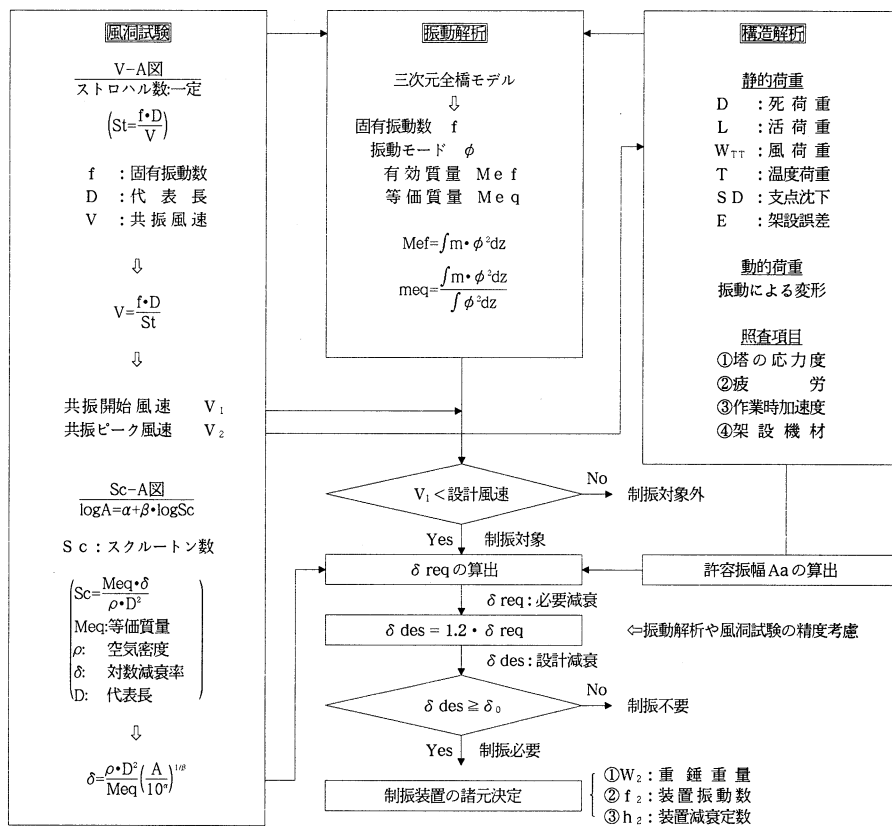


図-2 制御対策の検討手順
Fig.2 Design Procedure for Vibration Control Method

対して振動解析を行い固有振動数、振動モード等を求める。各々の系において、主等の振動が卓越するモードを抽出し、さらに、できるだけ合理的に、風洞試験のケースを決める。風洞試験で、共振風速、振巾を求めると同時に、主塔の減衰を変化させて振幅と減衰の関係を求め、質量減衰パラメーターScと振幅Aの関係として整理する。

一方、各々の系に対して、構造解析を実施する。荷重としては、通常の荷重の他に、風洞試験で得られた共振風速による静的な風荷重、振動に伴う変形によるいわゆる動的な風荷重に対して、塔の応力度、疲労、及び作業時加速度等に対して安全であるように許容振幅を決める。この許容振幅以内に主塔の振動振幅が収まるように主塔に必要な減衰 δ_{reg} を求め、風洞試験の精度等の誤差を考慮して設計減衰 δ_{des} を決める。制振装置は、重錘が塔壁に衝突しないことを前提として、この設計減衰が得られるように最小の重錘重量を求めた。

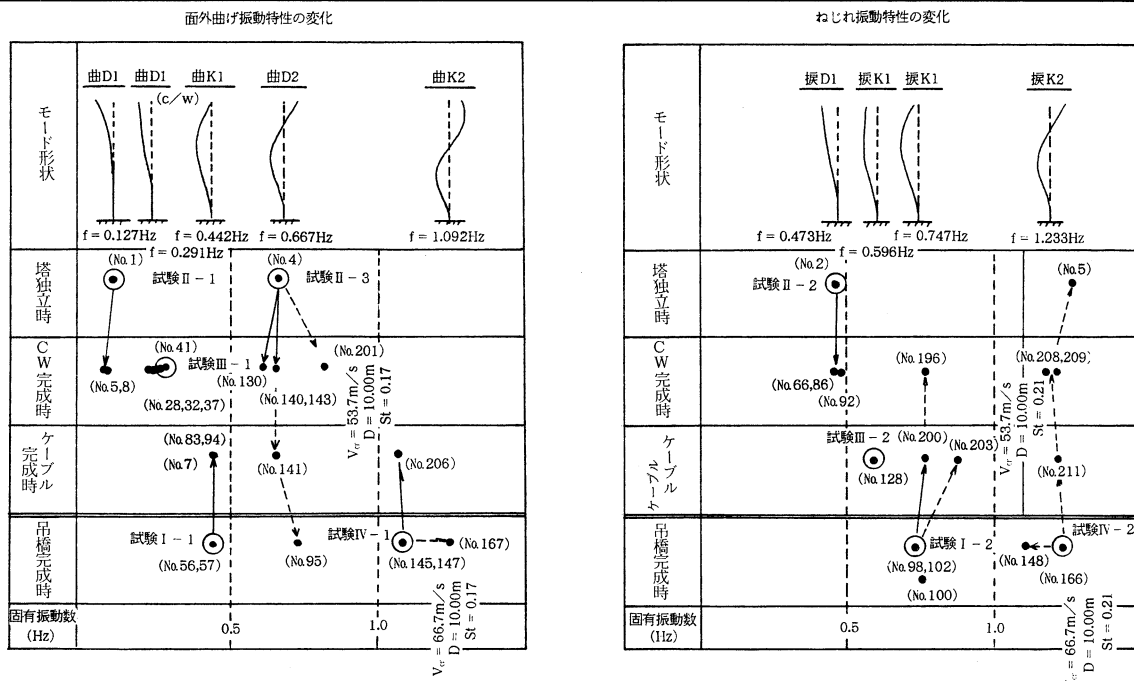
3. 振動解析結果

吊橋全体系の振動解析は、図-10に示す主塔独立時以降の各架設段階及び完成系に対して行っているが、典型的な架設時の構造系、すなわち主塔独立時、キャットウォーク完成時、ケーブル完成時、吊橋完成系の各段階別、モード形状別に分類整理した結果を表-1に示す。また、モード形状の変化、振動数で整理した結果を表-2に示す

18

報 技 四 本

表-2 振動特性の変化
Tab.2 Change of Vibration Mode during Construction



が、架設段階が異なってもよく似たモード形状の振動が多数生じていることがわかる。主塔独立時以降における風洞試験は、架設段階にこだわらず、振動モード形状の変化に着目して、表-1及び表-2に示す○印のモードを対象とした。ここで、モード名称については、そのモードの特徴を示すように名づけたものであり、例えば、次数は主塔に着目した次数であり、D.Kは、各々、主塔独立時、吊橋完成系によく見られるモードという意味であり、Cw、Caは、各々、キャットウォーク架設時、ケーブル完成時に特徴的なモードであることを示す。

4. 風洞試験

4.1 試験条件

模型は、縮尺1/86の弾性体模型であり、模型のモード形状は、主塔独立時を除き、塔頂部に取付けた付加バネの強さ及びバネ間隔を変化させることにより再現した。また、模型は剛性棒に外形材を取り付けるブロック方式で製作し、ブロック間の隙間はシールを施した。

模型は、以下の相似条件を満足する様に製作した。

- ① 振動モード形状……振動解析結果に合わせる。
- ② 一般化質量……主塔以外のケーブル、補剛桁等が寄与する分を除いた主塔のみの一般化質量に合わせる。
- ③ 等価質量……上記の一般化質量を主塔の振動モードの2乗積分値で除した等価質量についても相似とする。

なお、風洞試験においては、質量は主塔のみとしたが、制振設計においては、振動解析から得られたケーブル、補剛桁を含む質量より求めた質量・減衰パラメータを使っている。

また、過去の主塔の風洞試験からわかるように、振動振巾に対しては、レイノルズ数が大きく影響を及ぼして

いることから、可能な限り高いレイノルズ数を確保するため、並びに、共振時の風洞風速が1.0m/s以下の極低風速になるのを避けるため、主塔の振動については影響が少ないと考えられるフルード数の相似則を除外して試験を行った。

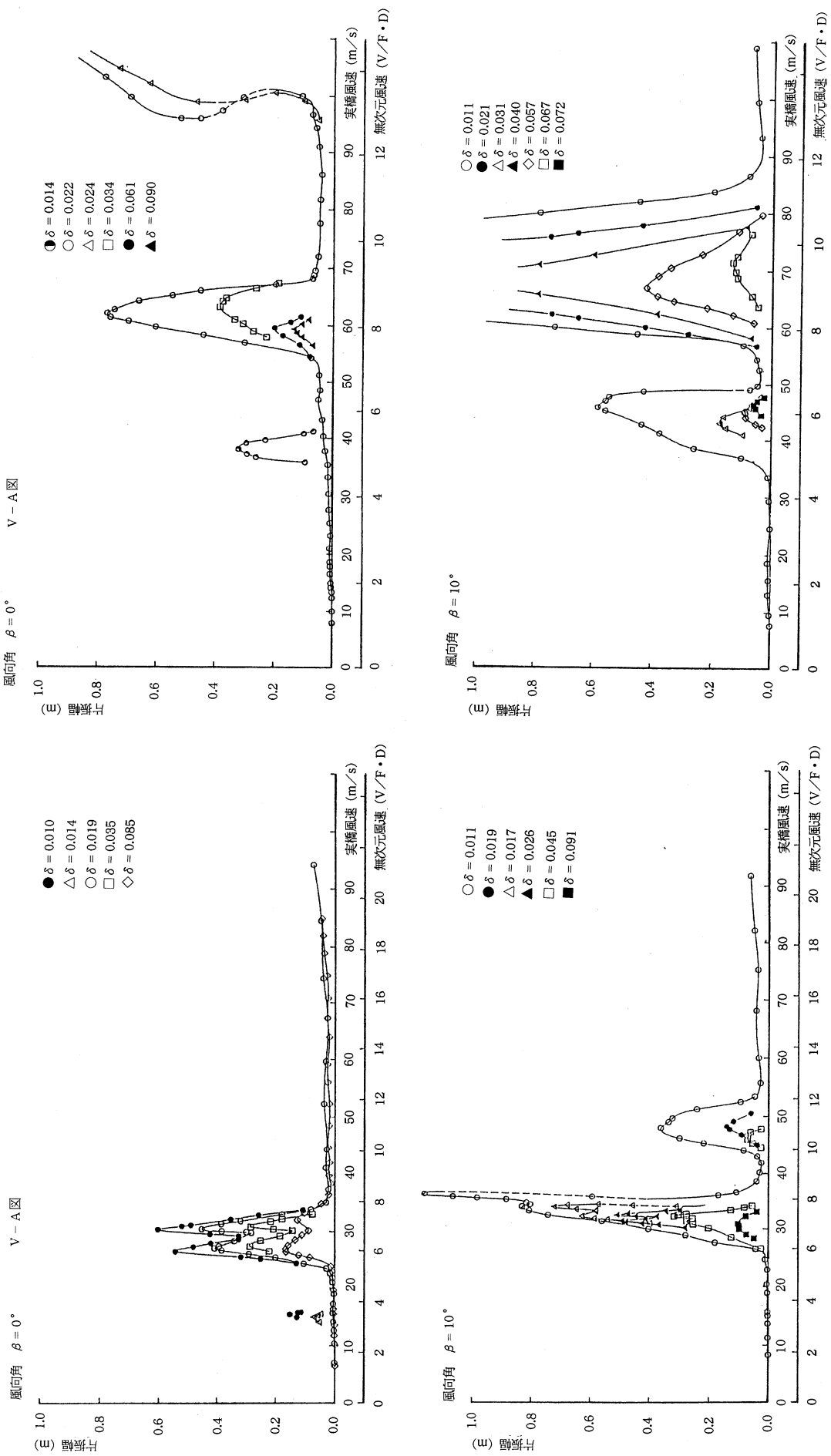
風向角は、従来の実験結果を参考に、橋軸直角方向から+15°～-15°の範囲を5°ピッチで変化させた。これは制振装置等により主塔の対数減衰率を0.05以上とした場合、風向別の応答特性の変化が、相対的に小さくなり、5°ピッチでも、ほぼピークの応答値が得られるものと判断したためである。

気流特性は、一様流を主体とし、乱流についても合わせて照査した。乱流は、明石海峡大橋耐風設計要領の乱流特性に、できるだけ近似したものとしたが、照査の意味も含めて乱れ強さ5%と10%の2種類の乱流について試験を実施した。乱流中において得られた最大応答振巾は、特定の風向のみに着目した場合、一様流中において得られた最大応答振巾より大きくなる事もある。これは乱流においては、風向の変動も再現されているため、必然的に生じる現象と考えられる。しかし、乱流中において得られた振巾は、一様流中で得られた結果を越えることではないことから、一様流を主体として試験を実施した。

なお、主塔の隅切り形状は、橋軸直角方向の風向による空力振動を対象に改良がなされたものであり、橋軸方向風による主塔面内振動について懸念されたため、風洞試験を実施しているが、ほとんど振動は生じていない。

4.2 風洞試験結果

試験結果の一例として、図-3に、吊橋完成系の面外曲げ1次振動(曲K1次)及び捩れ1次振動(振K1次)の



吊橋完成時曲げ1次振動

吊橋完成時捩れ1次振動

図-3 風洞試験結果

Fig.3 Result of Wind Tunnel Test V-A Diahram (Out-of-Plane Vibration) V-A Diahram (Torsional Vibration)

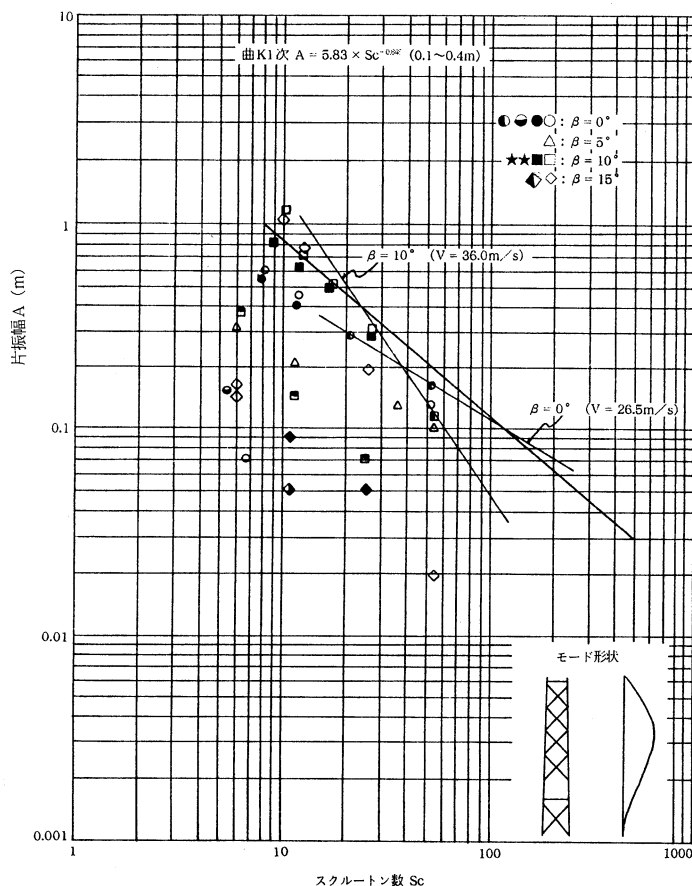


図-4 スクルートン数-振幅図-Sc-A図

Fig.4 Relationship between Scruton Number and Amplitude (Sc-A Diagram) Sc-A Diagram (Out-of-Plane Vibration) Sc-A Diagram (Torsional Vibration)

風速-応答振幅図 (V-A 図) を示す。曲げ 1 次振動では、風速 30m/s と 50m/s 付近で、捩れ 1 次振動では、風速 40m/s と 65m/s (設計風速は 66.7m/s) 付近で渦励振が見られるが、付加減衰の増大とともに振幅は、急速に低下している。

V-A 図より減衰と振幅の関係をスクルートン数-応答振幅図 (Sc-A 図) として整理し、風向角ごとに着目すべきケースを選定し、次項で検討した制振振幅を考慮して、これらを含むように Sc-A の関係式を求めた。これが図中の実線である。各々のモードに対する制振装置による付加減衰の決定にあたっては、この関係式を用いた。

5. 主塔の許容振幅と設計減衰

5.1 概要

許容振幅の設定にあたっては、制振条件等が異なることから、吊橋完成系と架設系に分け、許容応力度の割増しを設定し、主塔断面の発生応力度が許容応力度を上回らない振幅を定めた。

吊橋完成系における振幅と応力度の関係の一例を図-5 に示す。これは主塔が面外曲げ 1 次の振動をする場合の主塔基部コーナ部の応力度と、モードの腹 (塔柱格点②付近) の振幅の関係を示す。基部コーナ部の応力度が 1.35 σ (1.35 は許容応力の割増) に達する時、振幅は 42.4cm となっている。従って、この場合には、これ以下に振幅を抑えることとなる。

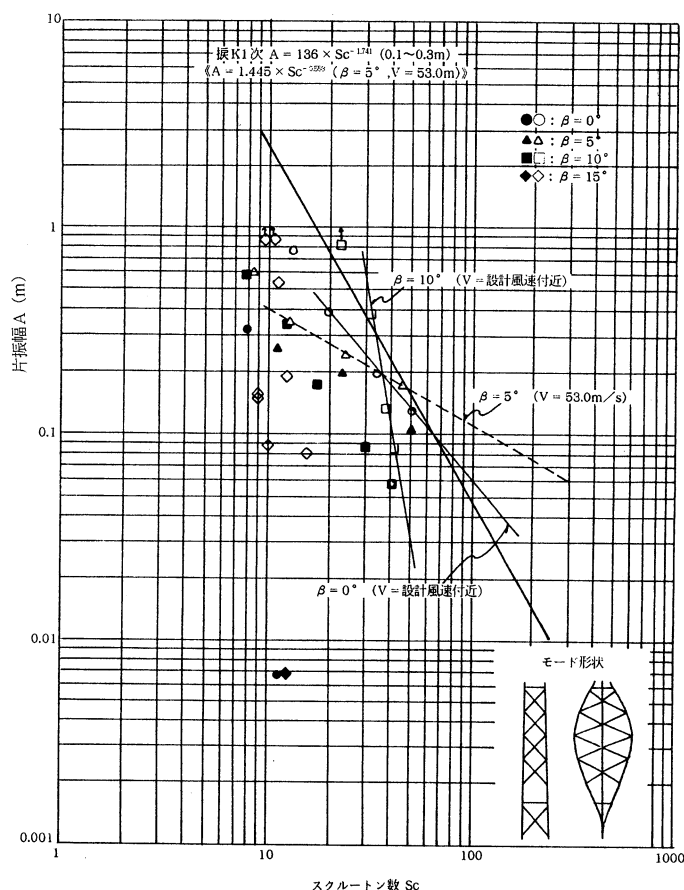


図-5 振幅と応力度の関係 (面外曲げ 1 次振動)

Fig.5 Relationship between Amplitude of Vibration and Stress (Out-of-Vibration)

5.2 吊橋完成系の許容振幅

制振の対象とするモードは、共振開始風速が設計風速 (66.7m/s) 以下となる振動モードとし、風洞試験の結果から、面外曲げ 1 次振動と捩れ 1 次振動を制振対象とした。主塔の振動時の許容振幅は、共振風速による静的応力度と振動による付加応力度の合計応力度が、表-3 に示す許容応力度以下となるよう決定した。許容応力度の割増しは、曲げ 1 次振動の発生風速である風速 26.5m/s が、橋面上風速が 24m/s となり、活荷重載荷状態と考えられること、また、風速 36m/s については、交通には供していない風速であるが、比較的低風速であることから、活

表-3 吊橋完成時の制振条件

Tab.3 Vibration Control Condition after Completion of Bridge

	荷重の組み合わせ	許容応力度 の割増係数	最大振幅 応力照査位置	許容振幅 Aa
曲げ 1次振動	D+L _w +W _r (26.5m/s)+T(±30℃)+SD+E+V	1.35	40.7cm 塔柱22段	30cm
	D+W _r (36.0m/s)+T(+15℃)+SD+E+V	1.35	42.4cm 塔柱基部	
次振動 振れ1	D+W _r (66.7m/s)+T(+15℃)+SD+E+V	1.70	15.1cm 上部水平材	15cm

D : 死荷重
L_w : 風荷重載荷時の活荷重
W_r : 風荷重 (カッコ内の風荷重算定用風速は、塔高の65%高での風速)
T : 温度荷重
SD : 支点沈下
E : 製作および架設誤差
V : 振動の変形による付加応力

荷重載荷状態の風荷重に対する割増し率を準用して1.35とした。振れ1次振動に対しては、渦励振の発生風速が、設計風速付近の高風速の領域であり、生起確率も低いことから、発生応力が降伏レベルに達しないよう割増しを1.7とした。

この結果、制振対策の目標とする許容振幅を、次のとおりとした。

① 面外曲げ1次振動に対しては、振動の発生風速が、30m/s付近であり、発生応力が1.35σ。(振動振幅約40cm)を目標とするが、低風速で生起確率が比較的高いこと、渦励振発生風速付近で交通に供している可能性があること等を考慮して、制振許容振幅は30cmとする。

② 振れ1次振動に対しては、振動の発生風速が設計風速付近の高風速であり、1.7σ。を目標として、制振許容振幅を15cmとする。

なお、疲労に対する検討もおこなったが、発生応力に対し繰返し回数が少なく、考慮の必要はないと判断した。

5.3 吊橋架設時の許容振幅

架設時においては、主塔ならびに架設機材に発生する応力度が許容応力度以下とするのみでなく、架設時の安全性、作業性を考慮して、塔の加速度についても制振条件とした。

塔の応力度から制振の対象となるのは、共振開始風速が設計風速(塔高の65%高で53.7m/s)以下となる制振モードとし、塔の加速度については、塔頂での共振風速が作業限界風速16m/s以下の振動に対し、JSOの規定に準拠し、最大加速度を50galと規定した。架設系の制振条件を表-4に示す。

5.4 設計減衰

主塔の振動を許容振幅以下に抑えるために必要な減衰は、風洞試験結果から得られたSc-A図より求め、これを必要減衰とした。しかし、振動解析や風洞試験等の誤差、また空気密度の変動等も考えられるため、これらをまとめて余裕20%を考慮して、設計減衰を定め、これを制振装置設計のための減衰率とした。

表-4 架設時の制振条件

Tab.4 Vibration Control Condition during Construction

共振風速 v ₁ ・v ₂ (m/s)	主塔の応力度		架設作業時 許容加速度
	荷重の組み合わせ	許容応力の割増係数	
v ₁ <15	D+W _r +T(±30℃)+V	1.50	50gal
v ₂ <v ₃	D+W _r +T(±15℃)+V	1.70	—

D : 死荷重 (塔架設時のクレーン荷重を含む)
W_r : 風荷重
T : 温度荷重
V : 振動の変形による付加応力
v₁ : 共振ピーク風速 (吊橋完成時塔頂高での風速に高度補正した値)
v₂ : 共振開始風速 (塔高の65%高での風速に高度補正した値)
v₃ : 設計風速 (塔高の65%高での風速、塔独立時以後は53.7m/s)

6. 制振装置の設計と概要

6.1 制振装置選定の概要

まず吊橋完成系においては、経済的で信頼性の高いことを前提に、維持管理が容易な制振装置として同調式のTMDを選定した。主塔架設時、主塔独立時以降の吊橋架設系についても、この完成系の主塔内のTMDを有効に活用して、架設系のTMDを選定した。

主塔架設時及び主塔独立時以降のケーブル架設時には、長周期のTMDが必要なこと、また、ケーブル架設初期の段階では、主塔の振動数が敏感に変化することを考慮して、多段振子型のTMDを採用し、主塔独立時以降は、これをアクティブ化して、塔頂に設置することとした。

主塔架設時から吊橋完成系に至るまでに、減衰が不足する周波数領域に対しては、完成系と同種の単振子型のTMDを付け加えた。

6.2 制振装置の設計

TMDの設計にあたっては、制振対象となる主塔を主振動体、TMDを副振動体とする2質点系モデルに置き換え、外力は、主塔に作用する渦励振力であることから、主振動体に定常的な調和外力が作用するものとして、2質点系の定常解を計算することによりTMDの諸元を計算した。

TMDには、重錘重量m₂、振動数f₂、減衰定数h₂の3つの諸元があり、以下の3項目をパラメーターとして図-7に示す手順に従って重錘重量が最小値となるよう、繰返し計算を行なった。

① TMDと主塔の振動数比 $f = f_2/f_1$

② TMDと主塔の質量比 $\mu = m_2/m_1$

③ TMDの減衰定数 h₂

ここで、主塔の対数減衰率については、完成系でδ₁=0.02、架設系でδ₁=0.01としている。

重錘振巾については、吊橋完成系TMDが、塔内の限られたスペースに設置されるため、許容値(50cm)以内に抑まるようにするとともに、完成系以外の架設時でもこの条件を満足することを照査した。なお、架設時に塔外に設置するTMDは、振巾による非線形性、TMDの部品の設計等を考慮して、許容振巾を決めた。

また、TMDの製作誤差、調整誤差を考慮して、TMDの振動数については±5%、減衰定数については、±10%の変動を考慮した。

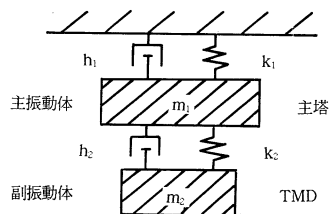


図-6 2質点系振動モデル
Fig.6 Two-Degree-of-Freedom System

6.3 制振装置の概要

1) 吊橋完成系の制振装置

吊橋完成系の制振装置は、図-8の左に示す単振り子のTMDで、図-9に示すように曲げ1次振動用には、1台当りの重錘重量が10.5tのTMD-1を塔1基につき8台（合計重錘重量84t）、捩れ1次振動用には、1台当りの重錘重量9.5tのTMD-2を塔1基につき12台（合計重錘重量114t）を、それぞれの振動モードのモード最大位置付近の塔柱内に設置した。なお、完成系捩れ1次振動用に必要な合計重錘重量は90tonであるが、後述する吊橋架設系のキャットウォーク架設時、ケーブル架設時に、0.6Hz以上で完成系のモードに似た制振モードがあるため、これらを抑えるため、塔柱内に必要重量114tを設置したものである。

また、吊橋完成系には、同調式のTMDの他に、非同調式のダンパー（桁間ダンパー）を設け、2重の耐風安全性を確保するものとした。桁間ダンパーは、主塔の下部小手材両端と補剛桁の間に設置するもので、相対変位の少ない側径間側に設置する。桁間ダンパーの種類は、摩擦ダンパーとの比較検討の結果、粘性ダンパーとし、その容量は、非同調式の制振装置であるため、振動数が高く、設計減衰も高い捩れ1次振動で決められることとなるが、詳細は今後決定する。

2) 吊橋架設系の制振装置

主塔独立時から吊橋完成時に至るまでの架設ステップごとの主塔の固有振動数及び振動モード形状を図-10に示す。ここでは、モード形状は9タイプに分類しており、図中の黒く着色した記号のモードは、主塔の応力度あるいは、加速度から制振対象となるモードである。

制振対象モードに対する制振装置の担当区分は、基本的には、振

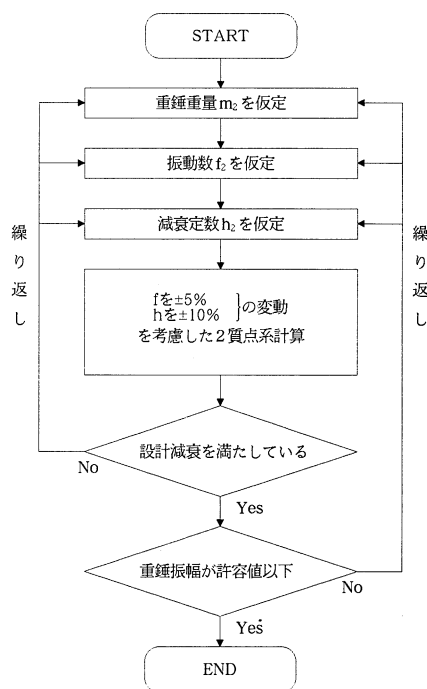


図-7 TMDの諸元決定手順
Fig.7 Design Procedure for Tuned Mass Dampers

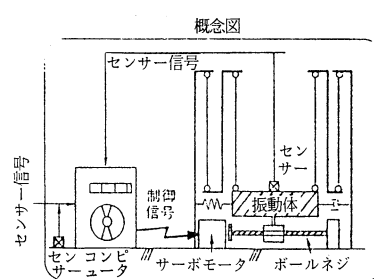
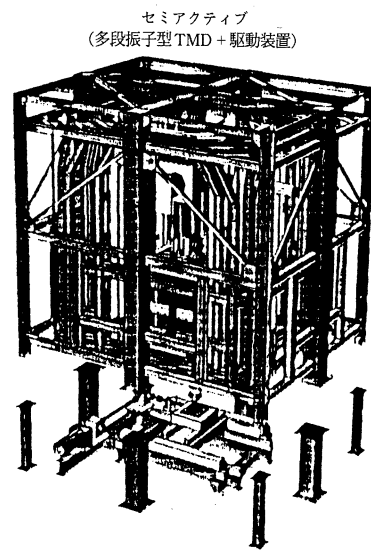
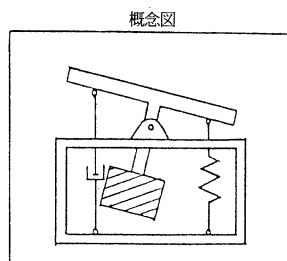
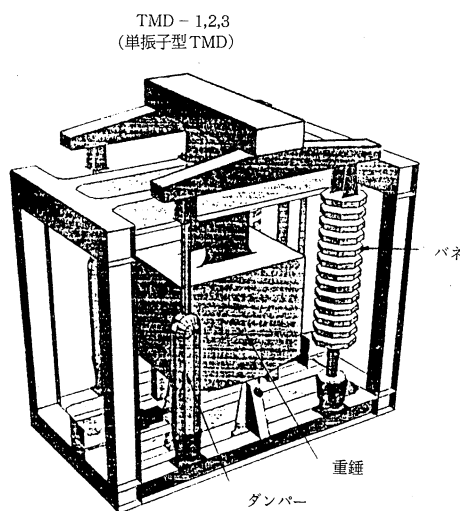


図-8 主塔制振装置概要図
Fig.8 Vibration Control Devices

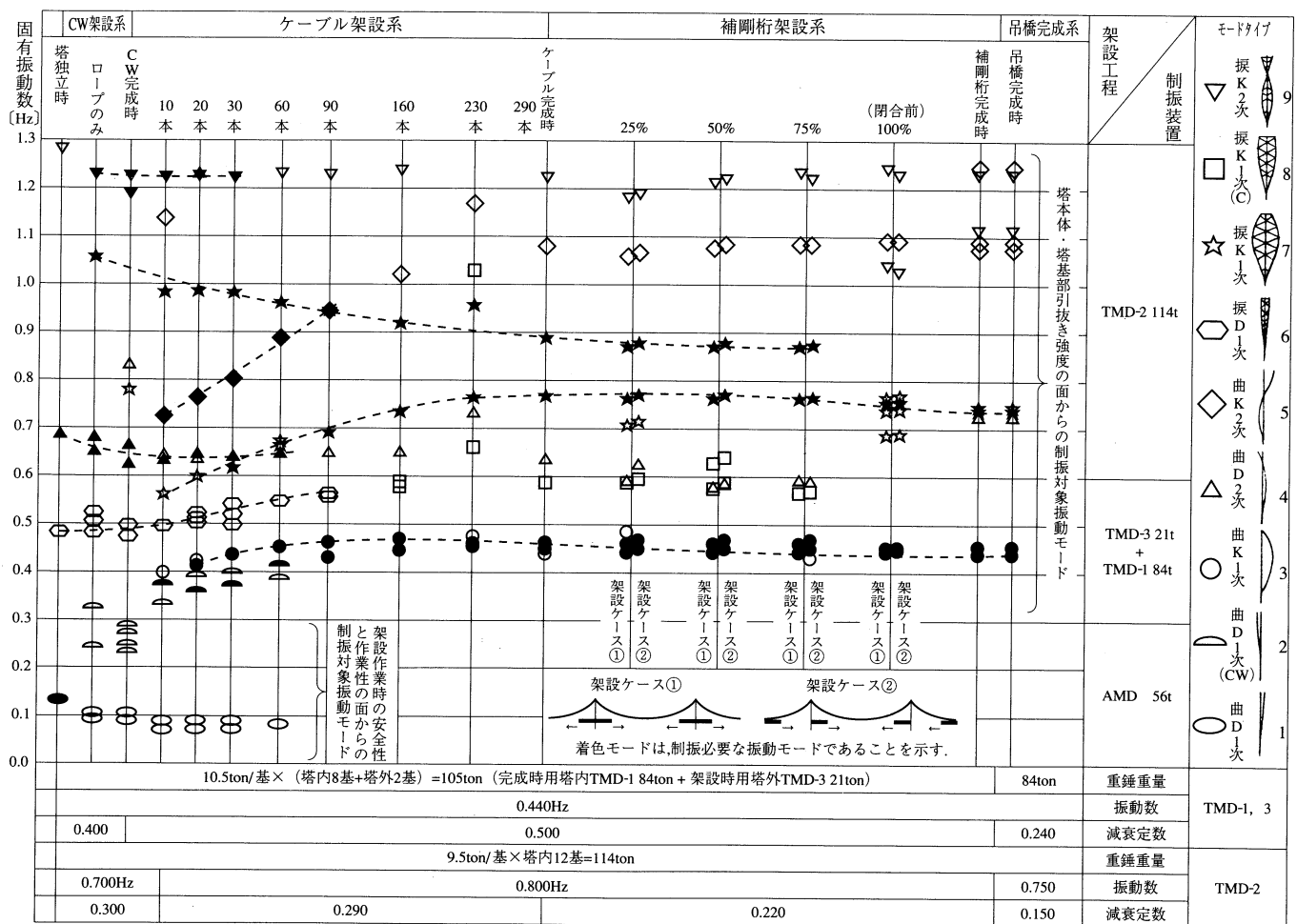


Fig.10 Vibration Modes and Vibration Control Devices (Free Standing Tower-Completion of Bridge)

図-10 主塔独立時～吊橋完成系の振動モードとTMDの諸元

あるが、多自由度系である吊橋全体系モデルに直接TMDや桁間ダンパーを取り付けた系において、減衰を付加したことによる位相のズレも考慮した複素固有値解析を行うことにより、得られる減衰を確認した。

8. 主塔架設時の制振対策

8.1 概要

主塔架設時の制振対策の検討方法は、主塔独立時以降の吊橋架設系の検討方法と基本的には同一である。図-11に示す架設ステップごとに固有値解析を行ない、その中から代表的な架設ステップに対して風洞試験を実施してSc-A図を作成する。別途、主塔架設時の主塔本体やクレーンポストなどの許容振巾、作業時に発生する最大加速度から必要減衰を求め、制振装置を設計した。

8.2 風洞試験

風洞模型は、1/86 3次元弾性体模型とし、架設クレーン、塔柱足場、塔頂クレーン等の架設機材についても、できる限り忠実に再現した。風洞試験で対象とした代表的な架設ステップは、図-11の5-3、7-3、8-4、11の4ステップである。

主塔架設時のステップ11と、主塔独立時の風洞試験結果を、図-12に示すが、両者の違いは、架設クレーン、足場等の架設機材の有無であるが、スクルトン数が20よりも小さい範囲（振巾が約50cmよりも大きい領域）では、両者に大きな違いはないが、ステップ11では減衰を付加するに従って振巾が急激に減少する傾向にある。

8.3 制振条件

制振の対象とする振動モードは、吊橋架設系と同様に、応力的に制振を必要とする場合には、共振開始風速が設計風速以下となるモードとし、作業時の安全性と作業性の確保を目的として制振する場合には、共振風速が作業限界風速16m/s以下となるモードとした。

許容振幅の計算において考慮した制振条件を表-8に示す。

8.4 制振装置

主塔架設時の架設ステップごとの制振対象モード（着色した記号）、8タイプのモード形状、及びTMDの種類、振動数及び減衰定数の調整過程を図-11に示す。

主塔とクレーンポストは、図-13のように、繋ぎ梁で

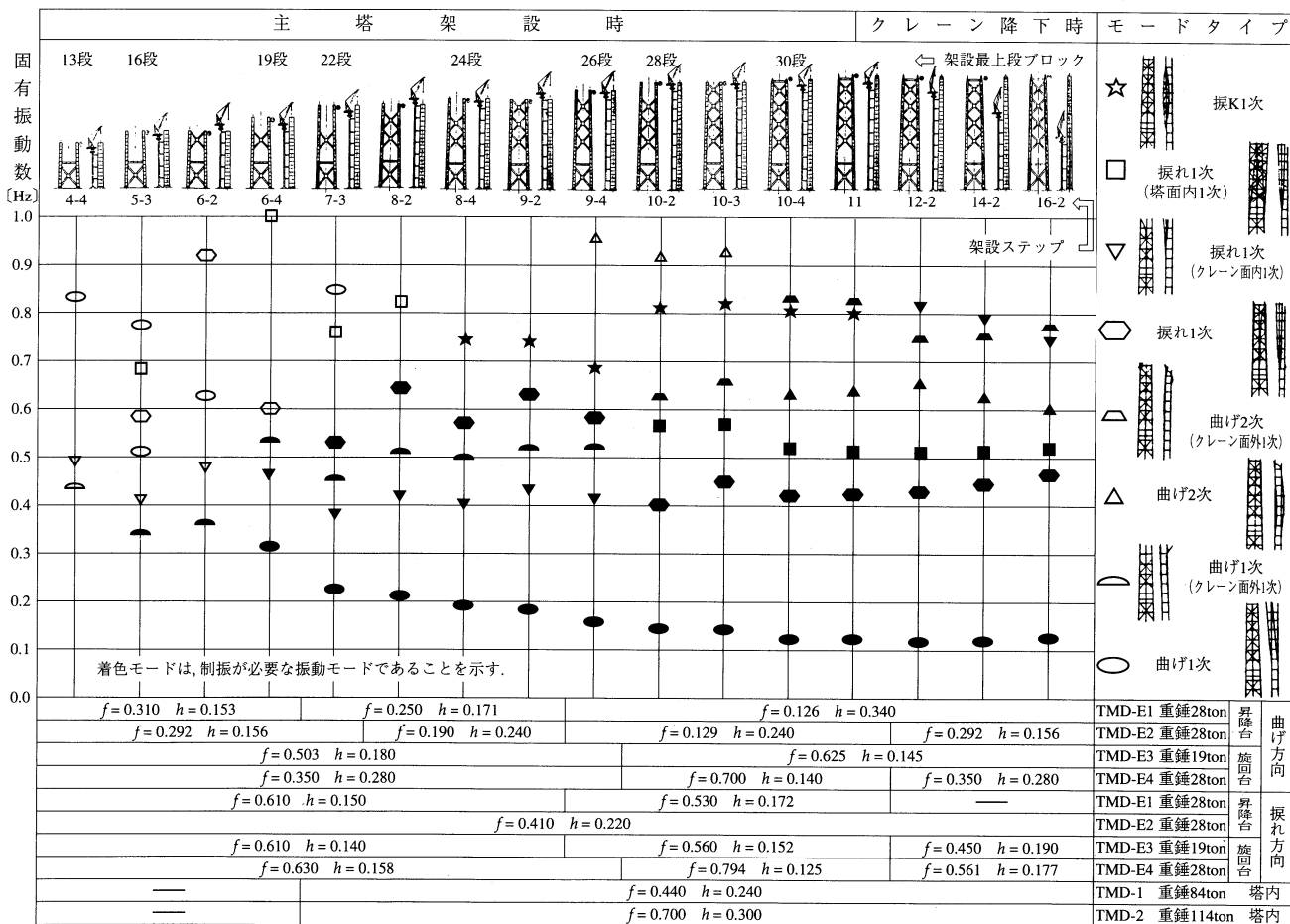


図-11 主塔架設時の振動モードとTMDの諸元

Fig.11 Location of Tower Crane

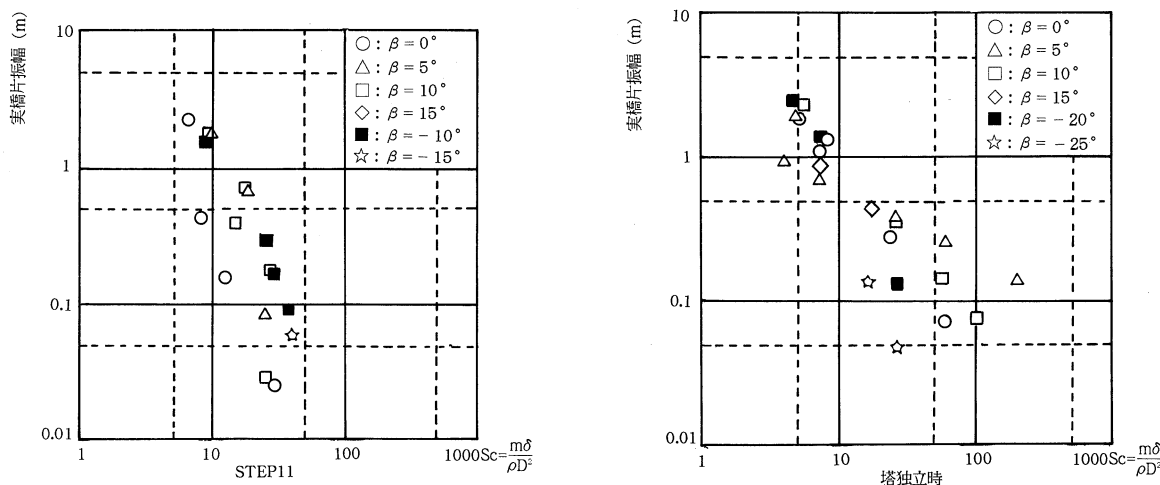


図-12 主塔架設時S.-A図

Fig.12 Sc-A Diagram during Construction of Tower

結ばれており、繋ぎ梁の両端は、主塔とクレーンポストが一体となって振動するように、遊びの少ない構造としている。主塔が曲げモードの時は、クレーンは面外（橋軸方向）に、振れモードの時は、クレーンは面内（橋軸直角方向）に振動する。またクレーンの振動が卓越するモードが多いこと、塔面内振動が連成しているモードもあることから、TMDは2方向、すなわち水平面内に振動可能なものとし、常に振動モード最大の位置にTMDが位置するように、クレーンポスト頂部のクレーン部にTMD

を設置した。

主塔架設時の制振装置の配置とTMDの概要を図-14に示す。クレーン昇降台にTMD-E1（重錘重量28t）とTMD-E2（重錘重量28t）と各1台、クレーン旋回台の下部に、カウンターウェイトを兼ねて、吊下振子型のTMD-E3（重錘重量19t）とTMD-E4（重錘重量28t）を各1台設置した。

TMD-E1、E2は、吊橋架設初期の段階で使用するセミアクティブ型制振装置の多段振子部を用いてパッシ

ブ型のTMDとしたものであり、架設作業中も、その制振効果を発揮させるために、方向が定まっているクレーン昇降台に設置している。一方、TMD-E3、E4は、旋回台に設置されるため、作業時は方向が変化するが、主に休止時の高風速での振動を制振対象としているため、クレーンのブームを橋軸直角方向に向けて固定し、曲げ、振れ等の方向性を確定させることとしている。

9. あとがき

明石海峡大橋主塔の制振対策の検討と、その結果を反映して設けた制振装置の概要を中心に述べた。主塔の設計において、主塔の耐風性の確保に関する問題は中心的課題の1つであり、また主塔架設時から完成系に至るまでの全ての系における耐風安定性の確保という観点から、一連の風洞試験、振動解析を効率良く進める必要があった。

また、これらの制振対策の検討手法及び制振装置の効果を確認するために、主塔架設時より、主塔動態観測を継続的に行っていると同時に、塔頂のセミアクティブ型制振装置を起振機として利用し、振動実験を実施した。これについては改めて報告したい。

最後に、本制振対策の検討に当たって、有益な御指導、御助言をいただいた耐風委員会（宮田利雄委員長）の委員各位に対し御礼申し上げますと共に、一連の制振対策の検討を実施した明石海峡大橋主塔JVの設計部会、風洞制振部会をはじめとする担当者の方々に心から謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 岡野、栗野、森下：明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）本四技報 Vol.14 No.54 1990年4月
- 2) 本四公団：明石海峡大橋2P、3P主塔工事 主塔風洞試験報告書 1991年3月
- 3) 本四公団：明石海峡大橋2P、3P主塔工事 実施設計報告書 1991年6月

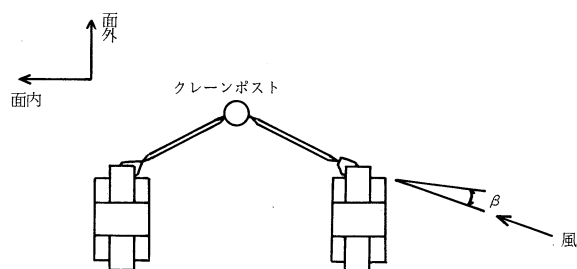


図-13 主塔クレーンポストの相対位置
Fig.13 Vibration Modes and Vibration Control Devices (During Construction of Tower)

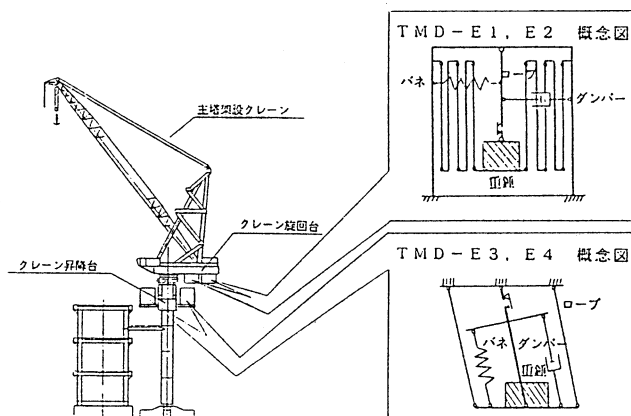


図-14 主塔架設時の制振装置の配置と概要
Fig.14 Location of Vibration Control Devices during Construction of Tower

多々羅大橋大規模載荷試験

On-site Loading Test for the Bedrock of Tatara Bridge

株式会社 構造技研
(前) 設計部

設計第三課長 山田 勝彦

Katsuhiko Yamada

企画開発部付 山縣 守

Mamoru Yamagata

設計部
(前) 向島工事事務所

設計第三課長代理
第二工事長 山本 茂樹

Shigeki Yamamoto



明石海峡大橋およびそれに続く来島大橋の耐震設計については、地震入力・基礎地盤の動的相互作用などに関する最近の設計手法を導入して耐震計算法を作成し、一応の成果を得ている。耐震設計は、種々の仮定や工学的判断を導入し計算している。そこで現地確認のため強風化された花崗岩上で大規模載荷試験を実施した。試験は、耐震設計の作成に際して問題となっている「動的地盤バネ」、「減衰性」、「極度の偏心傾斜荷重下の地盤挙動」および「残留変位」等を確認する事を目的とし、岩区分のC級-D級クラスを対象にし、振動載荷試験・繰り返し試験・せん断試験等を実施した。本稿は、それらの試験内容とその成果を報告するものである。

Aseismic design method was developed and adopted to Akashi Kaikyo Bridge and Kurushima Bridge, which incorporated up-to-date analytical technics regarding seismic wave input and kinetic interaction of bedrock, etc. Aseismic design is made on various assumptions and technical judgements. On-site loading test was conducted to supplement numerical solution for heavily-weathered granite. The test included vibratory loading, reciprocal loading and shearing test for the class C to D rocks to the Rock classification table in order to examine some controversial issues such as kinetic spring of bedrock, damping characteristic, bedrock behavior due to the most eccentric, skew loading, and residual displacement. This paper outlines the test procedure and its findings.

1. まえがき

明石海峡大橋や来島大橋の基礎の耐震設計については、基礎と地盤の動的相互作用などを考慮した耐震設計要領等を作成して行っている。要領並びに設計用地盤定数の設定経緯については、文献^{1),2)}に報告してきたところであるが、要領は、実構造物の挙動や地盤内のひずみ等の観測記録が皆無に近いことや、地震時のデータが無いため、理論により組み立てられている面が大きい。

「動的地盤バネ」、「減衰定数」、「極度の偏心傾斜荷重下の地盤の挙動」、「残留変位」、「寸法効果」などは、仮定のもとに定められている。

そこでこれらの項目に何らかの回答を与えるべく大規模載荷試験を実施した。

耐震設計においても、文献³⁾に記したように、短周期領域における地震入力が非常に厳しく、基礎の応答解析には、定量的に評価することの難しい(底面の接触面が刻々に変化する場合は)地盤バネや減衰定数などを与えなければならない。また、その結果になるが、極度に偏心した動的な傾斜荷重を受ける地盤の強度の確認も不可欠な課題になっている。耐震設計要領の制定に際しては、数値解析を広く行い、安全側に設定されるよう配慮してあるが、工学的には現場での検証が必要で、確認もしくは

改善が望まれる。

大型基礎の安定計算法の内容を深めていくには、大きな地震のあとの残留変位(特に回転角)や支持地盤の損傷程度の解明も必要といえる。

本文は、以上の課題を検証するため、全重量約300tfの基礎模型を用いて実施した繰り返し(静的)並びに振動試験の概要を報告するものである。詳細については、分析から設計への応用、もしくは既設基礎のバックチェックができる段階に至るまでには相当の日数を費やすことと思われるのでテーマ別にまとめた時点で発表していきたいと考えている。

2. 計画概要

載荷試験において測定すべき項目を主として以下のよう

に設定した。

- イ. 基礎・地盤系の動的相互作用(動的地盤バネ、減衰等)

- ロ. 強い繰り返しの偏心傾斜荷重下での地盤の挙動

- ハ. 測定データを解析するための地質調査

- ニ. 現位置せん断試験($H/V < 0.5$: 既応データが乏しい)の補足

基礎模型は、①寸法効果の点から底面積を通常の現位置せん断試験の場合の15~20倍とする、②地盤に生ずる

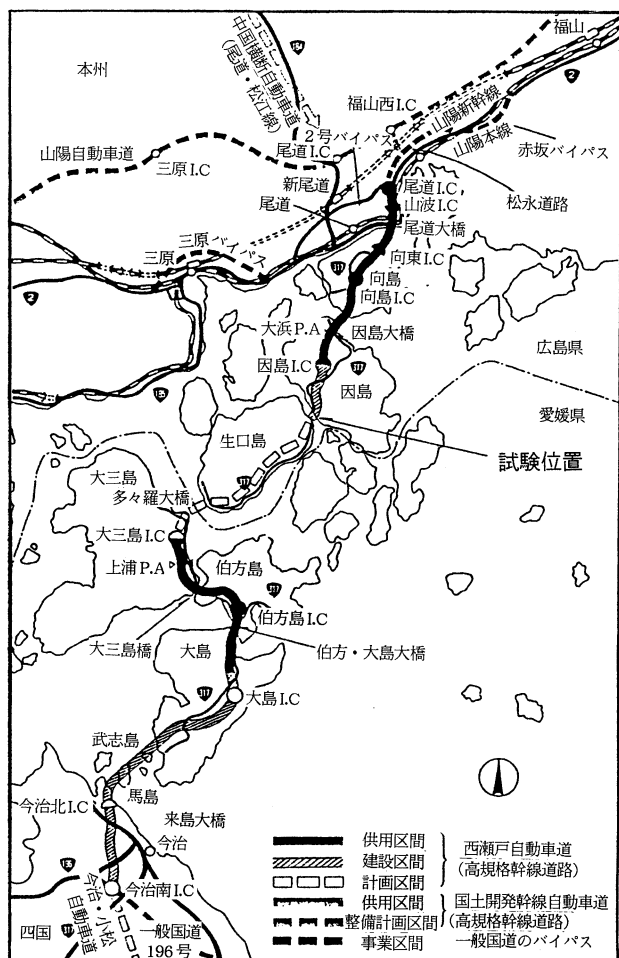


図-1 試験位置図
Fig.1 Location of test site

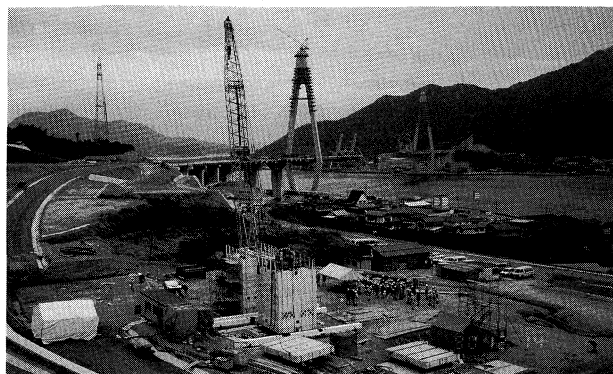


写真-1 試験ヤード全景(向こうが生口橋、平成2年末)
Photo.1 Outlook of test yard (back side: Ikuchi Bridge, photo in Mar.,1991)

ひずみレベルを実基礎相当(常時50tf/m²、地震時最大500tf/m²程度)の繰返し載荷とできること、③振動試験において底面に広い浮揚りを生じさせることのできる起振機(土木研究所所有・構造物耐震性測定装置)を搭載できること、④繰返し載荷試験用ジャッキの容量など、を条件として底面寸法2m×3m、上方平面寸法4m×5m、高さ6.25mのコンクリート製とした。

試験場所には、試験面を岩級(岩盤区分)別にシリーズで選定することと、ブロック製作並びに重機等の進入が可能なスペースが必要なことから、生口橋の田飯仮出入口敷地内を選定した(図-1、写真-1)。当地点の花崗

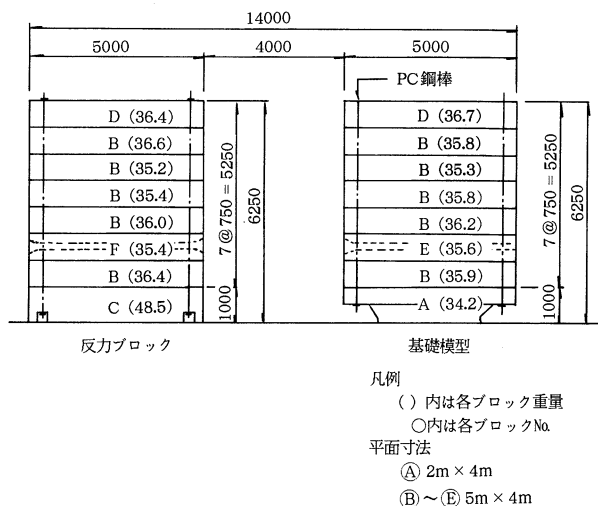


図-2 基礎模型及び反力ブロック組立構成図
Fig.2 Foundation model and composition of reaction block

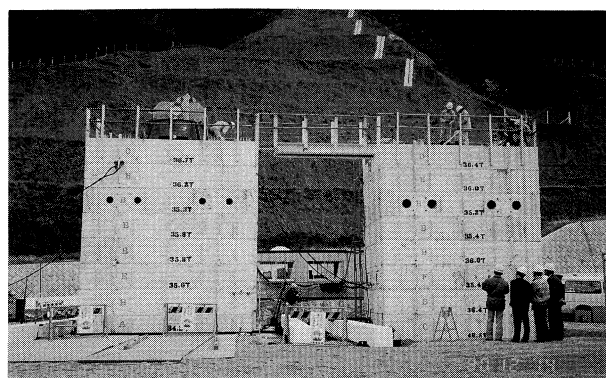


写真-2 反力ブロック(左)と基礎模型(右)
Photo.2 Reaction block (left) and foundation model (right)

岩は、C_M～D_M級のものが分布しており、試験面には多々羅大橋基礎の支持層をカバーする意味で表層を掘削し、C_L～D_M級面を出すこととした。

この試験ヤードを条件に、繰返し(静的)載荷試験用の反力を取るため、反力ブロックを用いる方法とし、基礎模型と対で使用した(図-2、写真-2)。基礎模型及び反力ブロックは、製作、移設の便のため、両者の最下段を除き、互換性のある高さ0.75mのブロックを積み重ねることとした。ブロック間は、振動時に全体が剛体として挙動でき、また、ジャッキ反力(載荷重)によるせん断力に抵抗できるよう、せん断キー(隙間をモルタルで固定)を設け、全体をPC鋼棒で締め付けることとした。両者の組立て・移設は大型クローラークレーンを使用した。

計測において、特に配慮した事項として、基礎模型及び反力ブロックの変位をダイヤルゲージの他に遠地点からの非接触型の光学のセンサーを用いたこと、地盤反力強度の計測に小型で効率のよい特別製の荷重計を用いたことが挙げられる。

載荷試験の計測データは、地質調査のデータと突き合わせた上で分析、ないしは基礎模型～地盤系のシミュレーションを行い、岩級別に諸物性を見出すとともに、解析手法の向上に資するものとする。

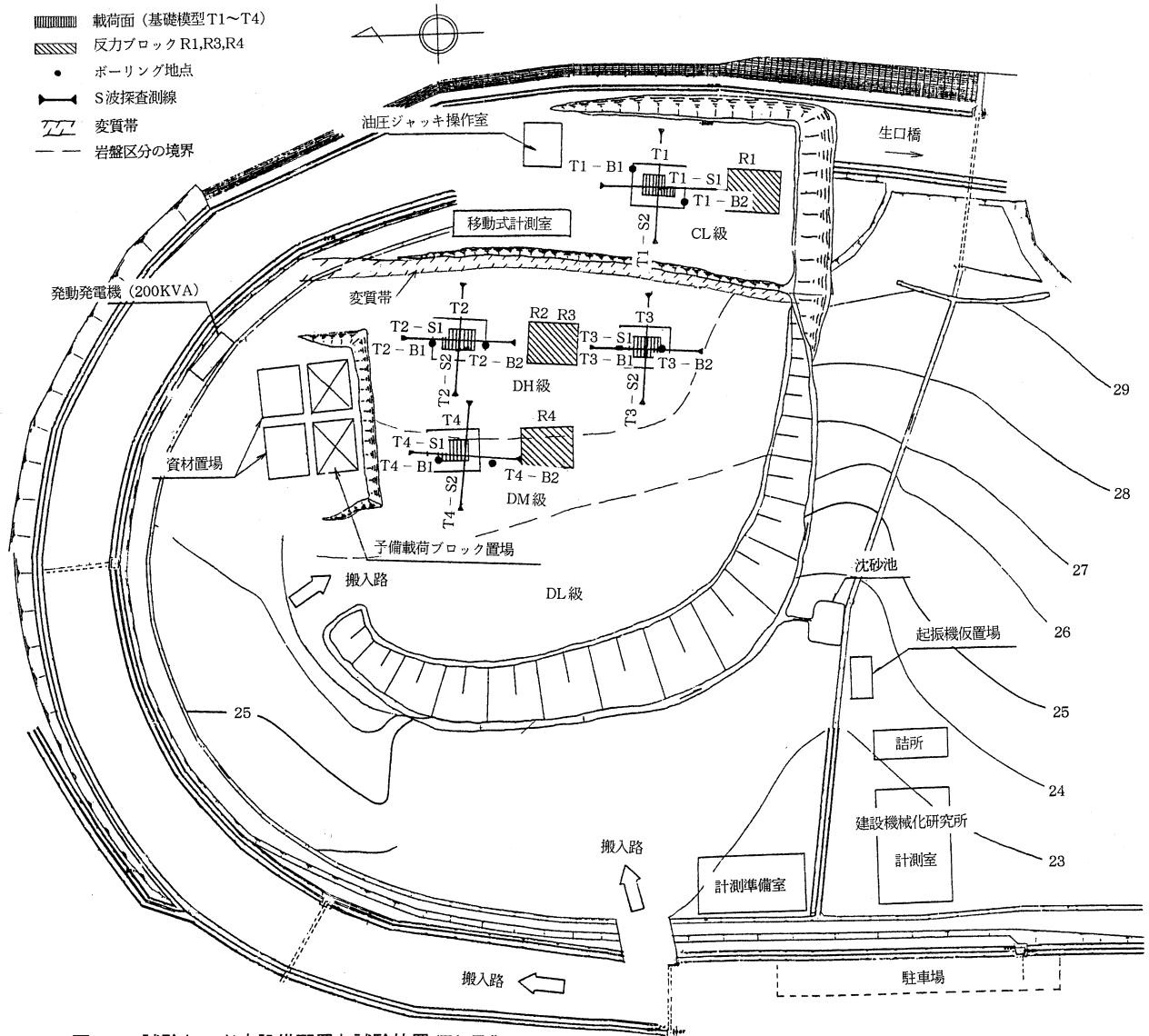


図-3 試験ヤード内設備配置と試験位置(T1-T4)

Fig.3 Arrangement of test device in site and test point (T1 to T4)

図-3に試験ヤードと試験位置(以下、図-3に示す記号でいう)を、また、図-4に作業全体の流れを示した。

図-3の試験位置(面)の数は、諸物性を風化度と関係付ける必要があり、4シリーズとした。なお、計器の埋設や基礎模型の位置出し及び底面モルタル打設を先行するため、最下段ブロックのスペアを作り、試験工程の短縮を画った。

3. 地質調査

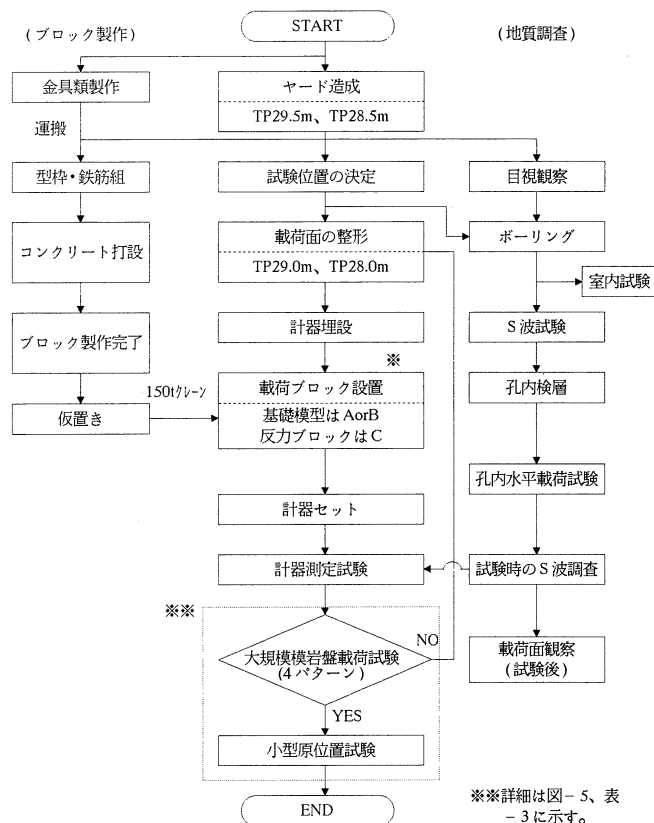
試験ヤードに分布する花崗岩は、広島型花崗岩に分類される斑状花崗岩であり、多々羅大橋地点に分布する粗粒黒雲母花崗岩と比較して、斜長石の斑晶が多いことに特徴がある。ヤード内には南北に伸びる幅約1m、西方向に70~80度の高角度の傾斜角を持つ破碎変質帯がある。変質帯の両側は熱水変成を受けており、これを境にして東側がC級岩盤、西側がD級岩盤に別れている。基礎模型及び反力ブロックの設置箇所(試験面)は、これを避け、岩質の変化の少ない地点から図-3に示す位置に選定した。

試験地点で実施した地質調査の内容と、これにより設

表-1 地質調査内容

Tab.1 Summary of test items

調査・試験項目	数量	備考
(1)試験位置選定のための事前地質観察	一式	TP+29.5m 盤 TP+28.5m 盤
(2)S波探査	2測線×4地点 計8測線	11m/測線 受振間隔:0.5m
(3)ボーリングおよびサンプリング	6m×2孔 7m×6孔 計54m	JFB(気泡ボーリング)
(4)検層	計54m	PS、電気、密度、孔径
(5)孔内水平載荷試験	計17箇所	繰返し載荷 エラスト使用
(6)載荷試験前後のS波速度測定	3シリーズ	T3、T4、R3地点で実施
(7)載荷面観察	試験前:4面 試験後:4面 R3反力ブロック	試験後はトレンチ掘削
(8)現場透水試験	一式	孔内、地表で実施
(9)室内試験		
・物理試験		
見かけ比重	4シリーズ	D _u 、D _h 、C _u 各1シリーズ 湿潤前後1シリーズ
吸水量試験	4シリーズ	D _u 、D _h 、C _u 各1シリーズ 湿潤前後1シリーズ
粒度試験	2シリーズ	D _u 、D _h 各1シリーズ
超音波速度測定	9シリーズ	D _u 、D _h 、C _u 各3シリーズ
・力学試験		
静的三軸試験(CU)	3シリーズ	D _u 、D _h 、C _u 各1シリーズ (1シリーズ:5供試体)
振動三軸試験	7シリーズ	D _u 、D _h 、C _u 各1シリーズ (1シリーズ:3供試体) D _u 、D _h 、C _u の多段階試験 (1シリーズ:3供試体)



※計測パターンA、B、Cの違い

パターン	試験対象ブロック 記号と位置は 図-3による	計測項目		
		変位計 加速度計(地上)	ブロック底面 荷重計	地中 ひずみ計
A	基礎模型 T1、T2、T3	○	○	×
B	基礎模型 T3	○	○	○
C	反力 R3	○	×	×

図-4 全体作業の流れ

Fig.4 Procedure of test operation

表-2(a) 試験地点(載荷面)の岩盤の物性値(現位置)

Tab.2(a) Physical properties of bedrock at test point (loading surface)(On-site)

試験No.	岩級区分 (肉眼判定)	S波速度 Vs(m/s)	岩盤密度 ρ_s (g/cm ³)	変形係数 Es(kg/f/cm ²)	摘要
T1	C _L	700	2.3~2.55	1,920~5,550	
T2	D _H	370	2.0~2.2	620~2,000	
T3	D _H	400	2.0~2.2	580~1,500	
T4	D _U	300	*2.1~2.4	370~1,240	

表-2(b) 試験地点(載荷面)の岩盤の物性値(室内試験)

Tab.2(b) Physical properties of bedrock at test point (loading surface)(Laboratory)

岩級区分 (肉眼判定)	見かけ比重	有効間隙率 (%)	飽和度 (%)	初期せん断係数 G _c (kg/f/cm ²)	減衰定数 (%)
C _L	2.45	7.7	37.9	4,940~20,340	2~10
D _H	2.04	25.7	60.9	2,070~4,300	3~15
D _U	2.00	26.0	56.9	2,190~4,790	3~20

定した載荷面下の岩盤物性値を表-1及び表-2(a)、(b)に示す。当調査では、特に重要な指標となるS波速度につき試験中の変化を測定することを試みた。要点は、後節に記す。

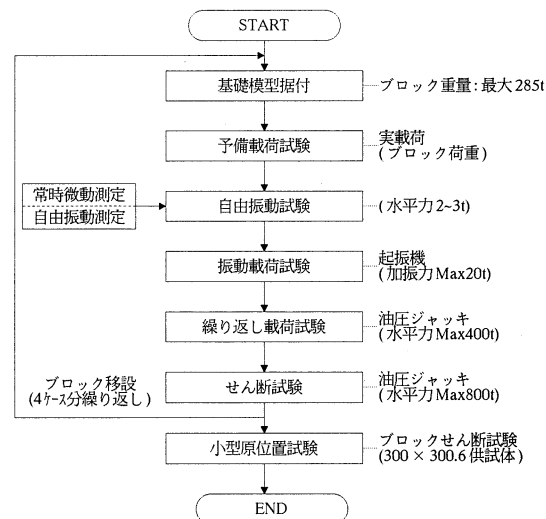


図-5 載荷試験基本パターン

Fig.5 Basic pattern of loading test

4. 試験内容

試験の手順は、試験位置決定後、埋設計器のセット、試験面の整形、ブロック据付けの一連の準備作業の後、支持岩盤を痛める度合いの少ない内容の試験から進め、最後にせん断で押し切って終わる図-5に示すパターンとした。試験ケースは、表-3に示すとおりである。

① 計測器の配置

ブロック及び地表変位と地盤内応力測定のための計測器の配置を図-6に示す。図中の荷重計(特製φ48×65mm)及び地中ひずみ計(標点間50mm)はそれぞれ凹み及びボーリング孔(φ86mm)内に岩盤の硬さに調整した石膏・ケイソウ土モルタルを充填し固定している。

② 予備載荷

基礎模型及び反力ブロックのセット面は機械掘削・整形後0.5mは人力により整形した。そのあと、外側にキリンジャッキを4個配置し、最下段ブロックを保持することにより設置精度を確保している。ブロック底面は水平を保ち地盤と密着させる必要があり、モルタルを流し込むことで対処した。キリンジャッキをはずした状態を鉛直荷重の初期値とし、2段目ブロック以降8段目まで、順次積み重ねていき、変位の計測を行った(以下、単純載荷という)。T3、T4では8段まで積み重ねたあと2段目まで取りはずし、再度積み重ねる繰り返し載荷を行った。それぞれ鉛直変位を測定して荷重・変位関係を調査した。

なお、T3面(D_H級)においては、基礎模型から5段積み込みの状態のまま約2週間(正月休み)放置し、クリープ変位を測定している。

③ 自由振動試験

基礎模型と反力ブロック間と鉄筋(もしくはワイヤー)でつなぎ手動油圧ポンプなどで2~3tfの張力を加えた後、小型鉄筋カッターで切断する方法とした。

④ 振動試験

基礎模型上面に起振機(最大加振力20tf、但し2.8Hz



使用箇所	名 称	製 作 会 社	型 式	仕 様	使 用 数 量			
					T 1	T 2	T 3	T 4
地 上 部	光学式センター リニアセンサー	ヤーマン 小野測器	M - 1000	0.05%,0.1mm	4	2	2	2
	ギャップセンサー	電子応用	GS - 503	0.01mm,50mm	14	14	14	14
	ディジタルゲージ	ソニーマガネスケール	PU - 20	0.025mm,8mm	14	14	14	14
			DG205P	0.006mm,205mm	2	2	2	2
(平 面)	加速計	共和電業	ASQ - 1BL	0.1~980gal	9	9	9	9
	荷重計	東京測器	SLP - 1500KS	750kg(H), 1500kg(V)	10	10	10	10
	ひずみ計	東京測器	CKM - 50FS	± 5000 μ	0	0	24	0

図-6 計測配置図及び使用機器の仕様・数量

■	加速度計: A1~A3.....3箇所*3p 成分= 9 台
●	接軸型変位計(大変位検出用): D1~D2.....2 台
◎	接軸型・非接軸型変位計(微小変位検出用): D3~D18.....14 台
▲	非接軸型変位計(大変位検出用): E1~E4.....4 台
▽	地中応力計(鉛直、水平): F1~F10.....10 台
○	地中ひずみ計(鉛直、水平): B1~B6 6箇所*2成分=24 台

表-3 大規模岩盤載荷試験一覧表

Tab.3 Summary of on-site test

ブロックNo.	載荷面の平面形状 長辺(m)×短辺(m)	対象岩盤		計測パターン	ブロック段数	予備載荷 (鉛直載荷)	常時微動振動 載荷の前後	自由振動振動 試験前	振動試験		繰返し試験	せん断試験
		区分	状態						長辺方向	短辺方向		
T1	3×2	C _L	自然	A	8	単荷	○	○	○	○	○	○
R1	5×4	C _L	自然	A	8	単荷	○	○	○	○	○	○
T2	3×2	D _H	自然	A	8	単荷	○	○	○	○	○	○
R2 (R3)	5×4	D _H	自然	A.C	8	単荷	○	○	○	○	○	○
			湿潤	C	8	○	○	○	○	○	○	○
T3	3×2	D _H	自然	B	5	単荷	○	○	○	○	○	◎
					8	繰載	○	○	○	○	○	○
T4	3×2	D _H	自然	A	5	繰載	○	○	○	○	○	◎
R4	5×4	D _H	自然	A	5	単荷	○	○	○	○	○	○

記事①ブロックNo.のTは基礎模型、Rは反力ブロックを示す。

②岩盤区分は肉眼判定による。

③T4の予備載荷はブロックを8段まで載荷した。

④せん断試験の◎はブロック5段のあとで、3段でも実施した。

以上)をセットし、振動数と加振力を変化させる方法とした。試験ケースは、ブロックが8段積みと5段積みの2ケースにつき各長辺・短辺の両方向に行った。さらに反力ブロックにおいてもR3で8段積みにて岩盤の条件(自然含水比と湿潤状態)を変え、各々両方向の振動試験を行った。

⑤ 繰返し載荷試験

基礎模型の長手方向に押引きの繰返し水平力をかけ、初期の偏心傾斜荷重を現出するため、転倒させるに足る能力の油圧ジャッキ(±200tf×2基)を地上2.1mにセットした(図-7参照)。載荷方法は、段階的に荷重を上げる方式(載荷速度±2kgf/min、除荷後5分休み)とした。

⑥ せん断試験

繰返しせん断試験に比し、ジャッキを当てる位置を低くし、かつ容量を増す(～800tf)ことにより、転倒を起こさずにせん断破壊(大変形)をさせた(図-8参照)。本試験は振動試験並びに繰返し載荷試験により、相当にもまれた岩盤の終局せん断耐力を見ることになる。試験は、底面の平均せん断応力度で5tf/m²の荷重速度で押し切ってから再度載荷し、また模型の重さを変え破壊面での摩擦強度(大変形試験)を調査した。破壊はぜい性的に生ずる可能性があった(実際はT1のみ)ので、作業の安全に配慮した。

⑦ 小型せん断試験

実際の基礎で対象となる傾斜荷重は、 $\tan \theta < 0.5$ が多いが、既往の現位置せん断試験のデータが欠落しているので補足する意味でD_H級岩盤を中心に小型ブロック(30cm×30cm)のせん断試験を6面実施した。

5. 計測データ

① 予備載荷

荷重・変位曲線から得られた地盤反力係数と弾性係数を表-4に示した。

この計測は、基礎模型、反力ブロックの要素(ブロック)の重さを測定しており、とかく精度に問題がある埋

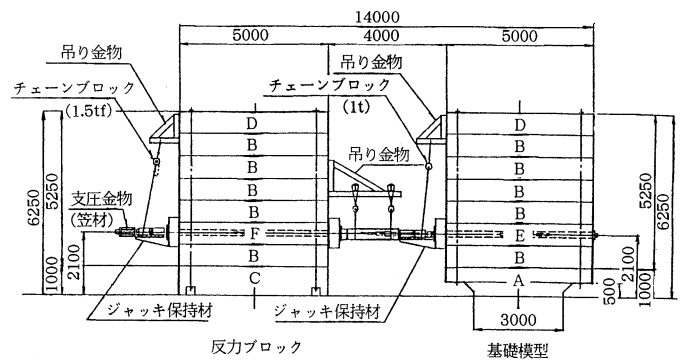


図-7 繰返し試験装置
Fig.7 Reciprocal test device

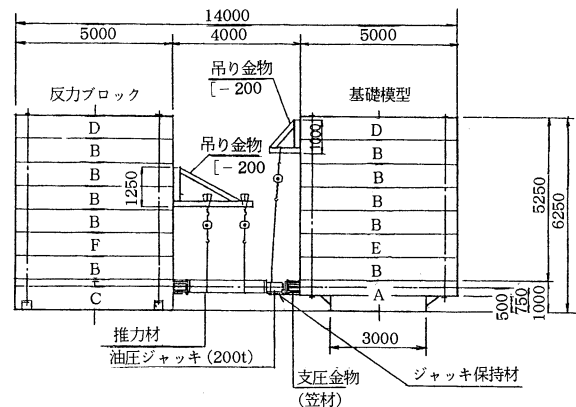


図-8 せん断試験装置
Fig.8 Shearing test device

設計器のデータのキャリブレーションをすることも目的としている。基礎模型底面荷重の増加に対する荷重計の追従性は微視的な岩盤の硬軟によるものか、かなりの凹凸が見られるが、荷重計のデータは全般的によい線形関係が見られる。

T3模型の地中ひずみ計の動きも荷重増に対しては、線形性が見られるが、除荷の際には戻り量が少なくかなり非線形になっている。これらのデータの読みは本試験をもとに補正係数を定めて以後の試験データの修正に供する。

クリープ試験(T3)の数は次のとおりである。

クリープ係数： $\alpha = 0.028$

クリープ時間係数： $\beta = 0.378$

弾性沈下量： $\delta e = 9.44\text{mm}$

最強沈下量： $\delta = 9.71\text{mm}$

② 自由振動試験

振動波形を演算処理して得た減衰定数を表-5に、また卓越振動数を図-9に示す。基礎模型の場合、天端に置いた加速度計の長辺方向のデータから求めた減衰定数はピーク法、ハーフパワー法とも大差がなく3~6%である。模型の高さ・減衰定数は負の相関傾向が見られ、岩盤の硬さ・振動数は正の相関性が有り、理論的延長上にある。

③ 振動試験

基礎模型と反力ブロックの高さ及び加振力と卓越振動数の関係を図-10~12に示す。図-10では、試験面の岩盤を考慮すると予測の方向と良く合致する。図-11、12では加振力の増大に伴い振動数が減少する非線形性が顕著に認められる。これは、地盤反力増に伴うひずみの増大による弾性係数の低下や底面の浮揚りなど影響が大きくなることによるものと見られる。

図-13は、反力ブロックの短、長両辺方向の振動試験で岩盤の含水状態を変えたものである。同図からかなりの影響があることは判るが、原因の解明は今後の課題である。基礎底面の荷重計による反力強度は測定データのままで見た場合、振動に伴う荷重増や底面の浮揚り（荷重ゼロ）などに対しよく追従しており、無効となったものは多くない模様である。地中ひずみ計についても同様であった。

④ 繰り返し载荷試験

ジャッキ荷重は、安全のため基礎模型の変位を見ながら、底面荷重の偏心をできるだけ大きくすることとした。荷重パターンを表-6に示す。繰り返し载荷における支持岩盤の復元特性を地盤の減衰挙動として最小荷重、荷重偏心率1/3、及び最大荷重時の各ループ面積より算定した等価粘性減衰定数を表-7に示す。

表-4 予備载荷試験による地盤反力係数と弾性係数

Tab.4 Reaction coefficient and Young's modulus of bedrock by preparatory loading Test

試験No.	岩級	8段载荷		繰返し5段载荷		繰返し8段载荷	
		地盤反力係数 $K_v(\text{kgf/cm}^2)$	弾性係数 $E(\text{kgf/cm}^2)$	地盤反力係数 $K_v(\text{kgf/cm}^2)$	弾性係数 $E_s(\text{kgf/cm}^2)$	地盤反力係数 $K_v(\text{kgf/cm}^2)$	弾性係数 $E_s(\text{kgf/cm}^2)$
T1	C _L	16.6	3500	-	-	-	-
T2	D _H	4.1	850	-	-	-	-
T3	D _H	4.2	890	5.7	1200	7.6	1600
T4	D _M	3.1	640	3.4	720	-	-

表-5 自由振動試験による減衰定数

Fig.5 Damping coefficient by free vibration test

試験 No.	ブロック 段数	基礎模型			反力ブロック		
		減衰定数 h(%)		卓越振動数 (Hz)	減衰定数 h(%)		卓越振動数 (Hz)
		ピーク法	ハーフパワー法		ピーク法	ハーフパワー法	
T1	8	3.3	4.3	7.05	—	—	—
T2	8	3.9	4.5	3.35	—	—	—
T3	5	6.2	6.4	5.45	—	—	—
	8	4.7	4.3	3.50	5.3	3.5	8.60
T4	5	4.6	4.9	4.60	—	—	—

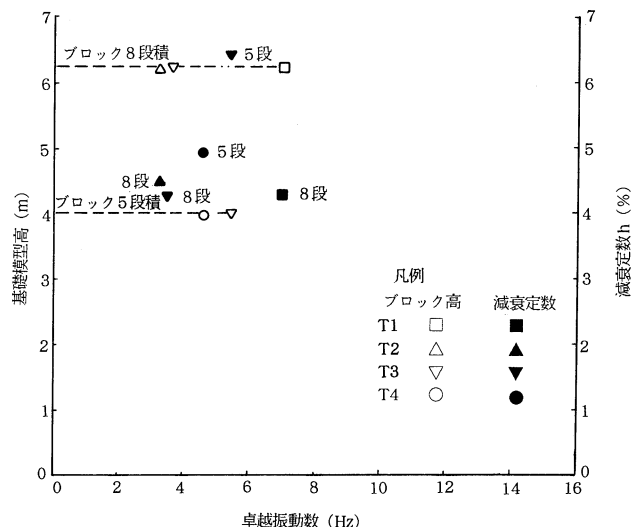


図-9 自由振動測定結果

Fig.9 Summary of measured free vibration

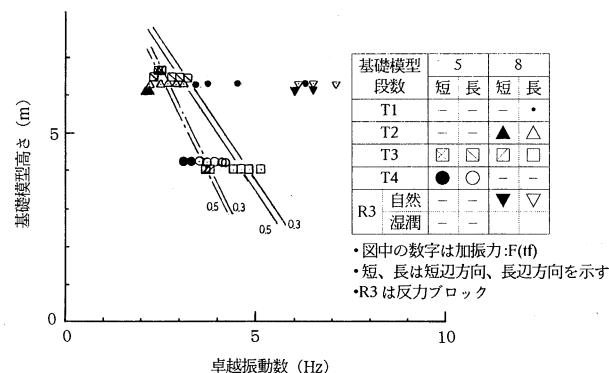


図-10 基礎模型高さと卓越振動数

Fig.10 Height of foundation model and dominant frequency

繰り返し载荷によるヒステリシスカブは試験面毎にくせがあるが、図-14の例は水平方向で（同図の第2または第4象限への）片寄りの少ないものを示した。鉛直方向には締め固め効果と思われる鉛直方向沈下が共通的に見られるがその形態は一定ではなかった。

荷重計による底面反力強度の分布は、予備荷重時の不揃いを念頭におけば大体において弾性解析のものに近い形で追従している。

⑤ せん断試験

4試験面での岩盤の強度を表-8に、一旦押しきったあとの抵抗力（ピーク強度）を表-9に示した。荷重・変位の関係は、T1（C_L級）ではピークに達したあと一挙に落ち込んでいるが、T2、T3（D_H級）及びT4（D_M級）はひずみ軟化型に近く、ピーク荷重付近から変位がズルズルと伸びる傾向にあった。

岩盤の破壊直前の強度は、簡単に摩擦係数に換算して、C_L級で1.6、D_H、D_M級では1.0前後である。大変形試験（残留耐力に相当）の場合

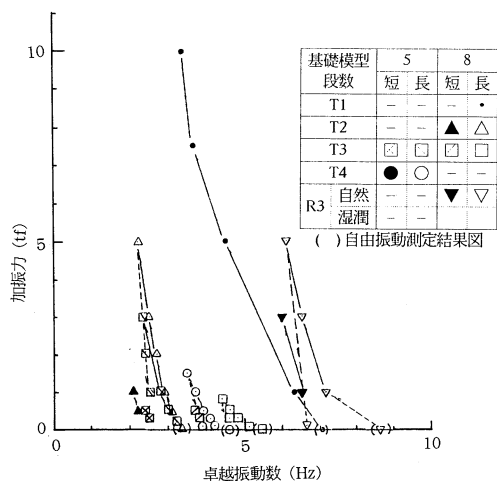


図-11 加振力と卓越振動数
Fig.11 Oscillatory force and dominant frequency

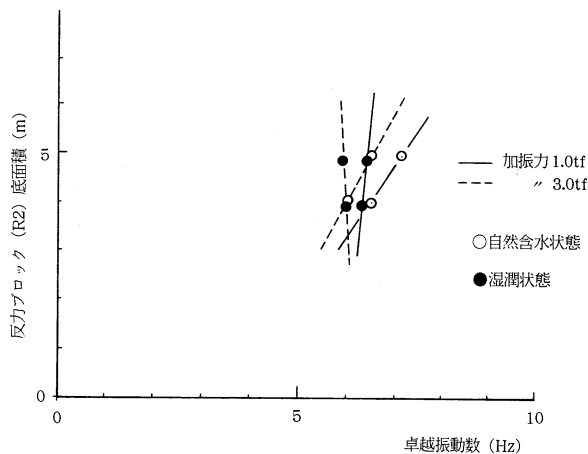


図-13 基礎模型底面積、岩盤の含水状態と卓越振動数(例)
Fig.13 Bottom area of foundation model, moisture of bedrock, and dominant frequency

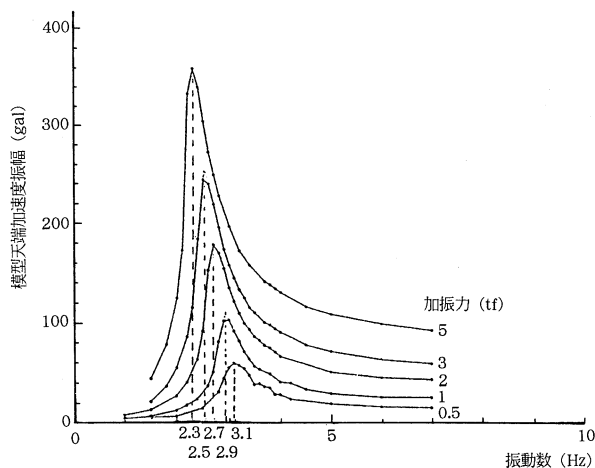


図-12 共振曲線(T3試験)
Fig.12 Resonance curve (Test T3)

表-7 繰返し载荷試験による減衰定数

Tab.7 Damping coefficient by reciprocal loading test

試験No.	載荷荷重 (tf)	偏心率 (d)	減衰定数 h_e (%)
T1	第一ループ	30	0.42
	偏心率 1/2	60	0.35
	最大荷重	135	0.16
T2	第一ループ	15	0.46
	偏心率 1/2	60	0.35
	最大荷重	100	0.25
T3	第一ループ	15	0.46
	偏心率 1/2	60	0.35
	最大荷重	80	0.30
T4	第一ループ	10	0.46
	偏心率 1/2	40	0.34
	最大荷重	80	0.18

表-6 繰返し試験の载荷パターン

Tab.6 Loading pattern for reciprocal loading test

試験 No.	岩盤 区分	計測パ ターン	ブロッ ク段数	繰返し荷重 (tf)														摘要
				n=1	n=2	n=3	n=4	n=5	n=6	n=7	n=8	n=9	n=10	n=11	n=12	n=13	n=14	
T1	C _L	A	8	30 (0.42)	60 (0.35)	90 (0.27)	120 (0.20)	135 (0.16)	150 (0.12)	165 (0.09)	180 (0.05)	190 (0.02)					ブロック総重量 W=285.5tf	
T2	D _H	A	8	15 (0.46)	30 (0.42)	45 (0.39)	60 (0.35)	70 (0.32)	80 (0.30)	90 (0.27)	95 (0.26)	100 (0.25)					W=285tf	
T3	D _H	B	8	15 (0.46)	30 (0.42)	45 (0.39)	60 (0.35)	70 (0.32)	75 (0.31)	80 (0.30)							W=285.5tf	
T4	D _M	A	5	10 (0.46)	20 (0.42)	30 (0.38)	35 (0.36)	40 (0.34)	45 (0.32)	50 (0.30)	55 (0.28)	60 (0.26)	65 (0.24)	70 (0.22)	75 (0.20)	80 (0.18)	85 (0.16)	W=1778.2f

記事① 載荷パターンと繰返し荷重の関係 (下図参照)

② ブロックNo.のTは試験ブロックを示す。

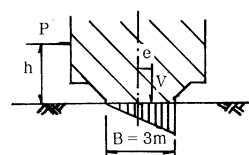
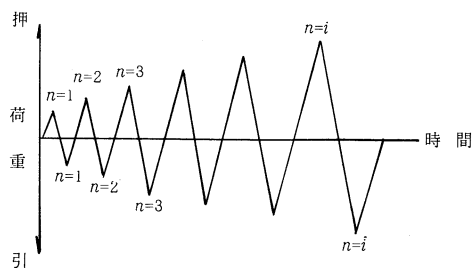
③ 岩盤区分は肉眼判定による。

④ ジャッキ高さ $h=2.15m$ 、模型高さは5段が $H_1=4m$ 、8段が $H_2=6.25m$

⑤ 載荷速度は $30t \cdot m/min$

⑥ 表中の () 書きは偏心率 d

(右図参照) $e = \frac{P \cdot h}{V}$, $d = \frac{B/2 - e}{B}$



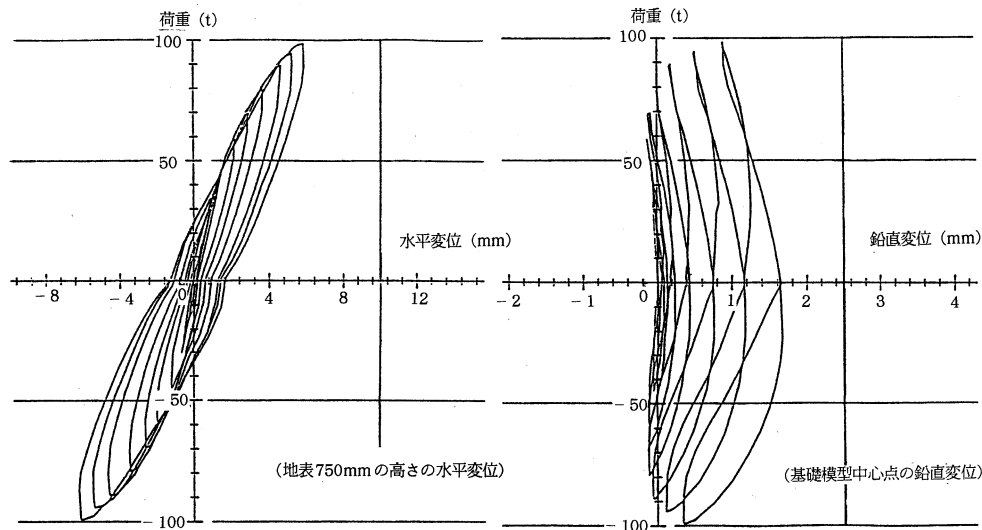


図-14 荷重基礎模型の変位(繰返し載荷試験T2-8段)

Fig.14 Load and displacement of foundation model (Reciprocal loading test T2-8)

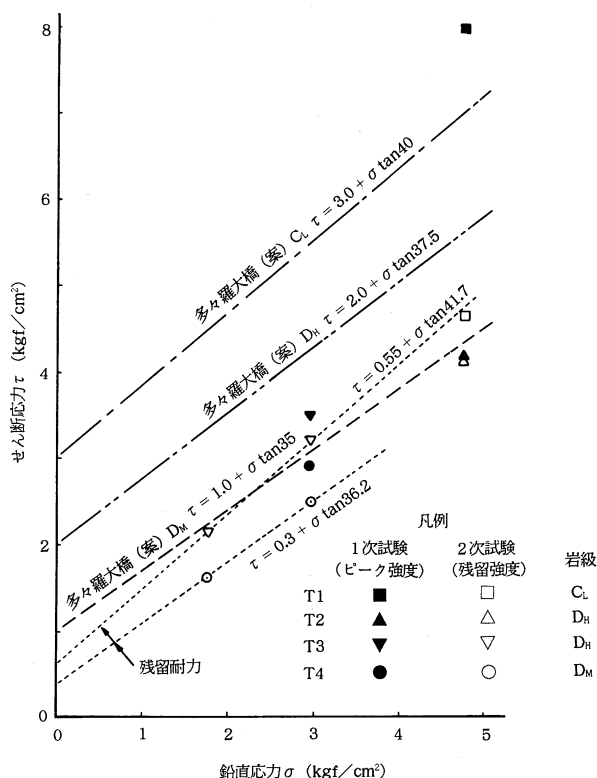


図-15 せん断試験とデータと多々羅大橋のせん断定数
Fig.15 Data on shearing test and shearing coefficient of Tatara Bridge

表-8 せん断試験によるせん断耐力

Tab.8 Shearing strength by shearing test

試験位置	岩級区分	基礎模型(段)	鉛直荷重 σ_v (tf)	せん断(水平)荷重 T(tf)	鉛直応力 σ (kgf/cm ²)	せん断耐力 τ (kgf/cm ²)
T1	C _L	8	285.5	476.8	4.76	7.95
T2	D _H	8	285.7	251.4	4.76	4.19
T3	D _H	5	178.4	209.4	2.97	3.49
T4	D _M	5	177.5	173.9	2.96	2.90

※基礎模型底面(破壊面、2×3m)の平均応力とした。

は、同じく摩擦係数にてC_L、D_H級で概ね1.0、D_M級で0.8程度とかなり大きい。岩質に相違があるので、単純には比較できないが、図-15にせん断試験の結果を多々羅大橋の設計せん断定数と対比して示した。後者は、地震時にアンカレイジの滑動を一定の条件内で許容する場合の基礎データとなる。

⑥ 小型せん断試験

強風化花崗岩のせん断強度の下限を見るためせん断試験と同様に大変形試験も加えたが、データの紹介は省略する。

⑦ 振動試験中のS波速度測定

掘削に伴う応力開放下で計測したS波速度が基礎模型の設置や諸試験により変化する様を追跡することとした。実際の計測は非常に難しく5つの方法を試みた。

測定データの内、T4試験面でのデータがよくとれており、その結果を図-16、17に示した。図-16に示す地質

表-9 せん断試験・大変形試験によるせん断定数

Tab.9 shearing coefficient by shearing test and plastic deformation test

試験位置	岩級区分	鉛直荷重 σ_v (tf)	せん断(水平)荷重 T(tf)	鉛直応力 σ (kgf/cm ²)	せん断応力 τ (kgf/cm ²)	粘着力 C _s (kgf/cm ²)	2次試験の内部摩擦角 ϕ_s (deg)	ブロック高(段)
T1	C _L	285.5	278.9	4.76	4.65	0.55	41.7	8
T2	D _H	285.7	247.3	4.76	4.12			8
T3	D _H	178.4	191.8	2.97	3.20			5
		105.9	127.7	1.77	2.13			3
T4	D _M	177.5	149.0	2.96	2.48	0.31	36.2	5
		105.9	96.3	1.77	1.61			3

※基礎模型底面(破壊面、2×3m)の平均応力とした。

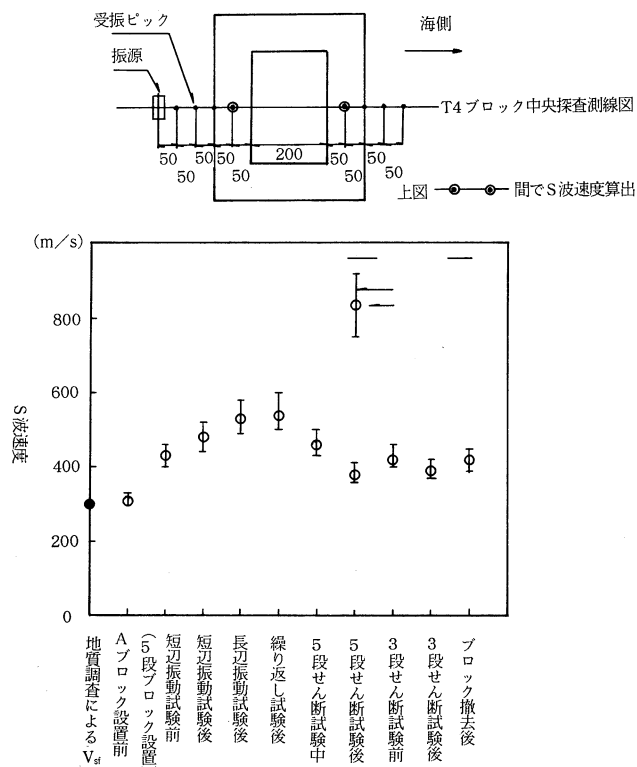


図-16 基礎模型下方(T4面)の試験前後におけるS波速度の変位

Fig.16 Difference of S-wave speed before/after the test for lower part of foundation model (Surface T4)

精査はTP + 28.5mの面で実施しているが、さらに0.5mを人力で掘り下げ、整形したセット面との有意差は無い。以下、基礎模型の設置から繰返し試験後まではS波速度が増大し、せん断試験で乱されると減少に転じている。図-17は同じ試験において共振曲線とそれに対応するS波速度を重ねたものである。この傾向は加振力0.1tfの時にも見られており、共振時には何らかの理由でS波速度が急減していることを示す。地震時応答解析に用いる地震パネは、現段階ではS波から決めるので十分な検討を加えなければならないと考えている。

6. あとがき

試験は、海洋架橋技術委員会・耐震基礎委員会の御指導を受け、実施は、(社)日本建設機械化協会・建設機械化研究所に委託しお世話になった。関係各位に心からお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 山田、福永：来島大橋の耐震設計、本四技報、Vol.15、No.58、'91.4)
- 2) 山田、福永：来島大橋の設計地盤定数（領域型風化花崗岩を対象として）、本四技報、Vol.15、No.57、'91.1
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要領（案）、（1988.3）

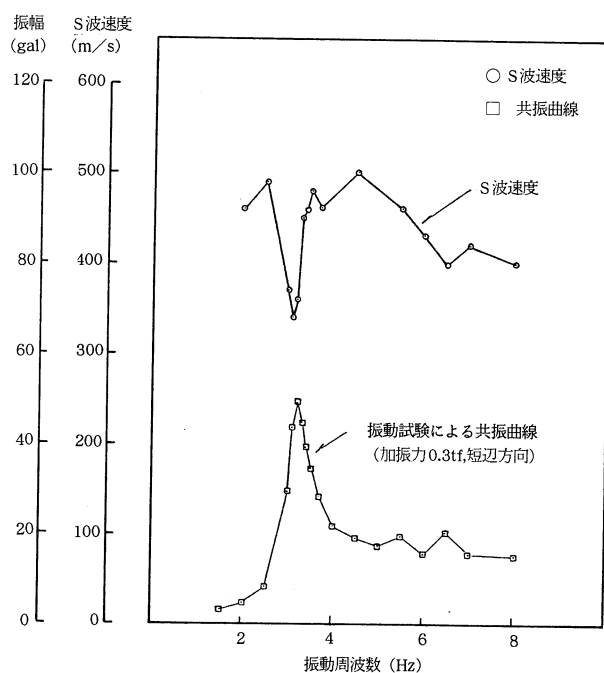


図-17 共振曲線と基礎模型直下の岩盤(T4面)のS波速度
Fig.17 Resonance curve and S-wave speed in bedrock (Surface T4) beneath foundation model

テレビ電波障害影響予測と対策

Estimation of Television Interference and Its Countermeasure

第一建設局 電気通信課長代理 綾

敬三

Keizou Aya



概要

明石海峡大橋建設に伴う、テレビジョン放送受信への影響を計算により予測を行い、テレビ受信障害の程度と範囲を把握した。対象橋梁は、舞子高架橋・明石海峡大橋及び松帆高架橋について検討を行い、影響を受けることが予測されるテレビ放送局は、対象橋梁周辺地域をサービスエリアとしている北淡垂水局・神戸局及び大阪局とし、その他サービスエリア外ではあるが大阪U局と岡山U局も検討対象とした。神戸側の垂水地区では、広い範囲に影響が及ぼすことが判明した。受信障害予測地域の改善対策は、受信状況・既設の共聴設備等を考慮し、共同受信方式による対策を基本とした。

Magnitude and extent of Television Interference (TVI) were forecasted by numerical analysis due to construction of the Akashi Kaikyo Bridge. Evaluation was made for the radio wave from TV stations, Hokudan-tarumi, Kobe, and Osaka, whose service areas are vicinity of the Maiko and Matsuho Viaduct, and Akashi Kaikyo Bridge. Other stations such as Osaka U station and Okayama U station were also included in the evaluation. The analysis showed TVI might widely happen on Tarumi area of Kobe side. For the countermeasure of TVI, such area shall mainly be facilitated with party-line antenna system considering radio condition and existing antenna system of the area.

1. はじめに

明石海峡大橋周辺でのテレビ電波への影響については、建設計画当初より予測と現況調査が実施され、影響が広範囲に及ぶものと予測されていたため、平成元年度より4回の現地調査を実施し、受信状況を把握してきた。今回の予測は、今までの調査結果をもとに、大橋完成後の構造物による反射障害と遮へい障害の程度を計算により求めテレビ受信障害範囲を求めた。

大橋の建設に伴うテレビ受信障害は、神戸側の垂水地区及び淡路側の岩屋地区の広範囲に及ぶことが予測され、障害地域に対する改善対策として、共同受信対策及び個別対策・既設共聴対策の方法によって対策することにしたので報告する。

2. 調査方法

2.1 障害予測

テレビ電波障害には、①反射障害②遮へい障害③ビート障害④パルス障害⑤フラッター障害があるが、本調査では、大橋等の構造で影響を受ける反射障害による電界強度及び遮へい量を計算し、障害範囲を予測した。

(1) 反射障害の予測計算

反射障害は送信アンテナからの希望波と建物などによ

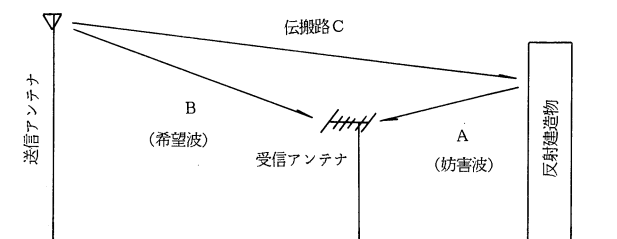


図-1 反射障害の発生
Fig.1 Occurrence of reflect interference

る反射波の比が少なくなると発生する。図-1に示すように反射物が建設された場合、受信アンテナに直接到来する希望波 (Desire) とビル等から反射された妨害波 (Undesire) の電界強度比 (DU) 比は、式 (1) で求めることができる。

$$D/U = 20 \log |E_{de}/E_{ue}| + D(\theta) \text{ ant} \cdots \cdots (1)$$

E_{de} : 希望波の受信電界 ($\mu \text{ V/m}$)

E_{ue} : 妨害波の受信電界 ($\mu \text{ V/m}$)

$D(\theta) \text{ ant}$: 受信アンテナの指向特性 (dB)

これを予測計算で使用する実用式として、反射方向の中心線上の受信アンテナ端子のDU比に変換すると式 (2) となる。

$$D/U = \eta e + D(\theta) \text{ ant} + K(h_o) - 20 \log (E_{x_1} \cdot 2S_u \cdot B_v \cdot A_e \cdot B_{e_o}) \cdots \cdots (2)$$

- η_e : 反射損 (dB)
 $K(h_o)$: 伝搬路 C の都市減衰 (dB)
 Ex_1 : 反射面と受信点の電界強度比
 $2Su$: 都市減衰を考慮した反射波の大地反射波による位相合成率
 B_v : 反射面に入射する電波の仰角による反射面縦幅のフレネル積分値補正值
 A_e : 希望波と反射波の都市減衰及び反射面の凹凸を考慮した水平入射電波に対する反射面縦幅のフレネル積分値
 Be_o : 反射方向中心線上から見た反射面横幅のフレネル積分値

(2) 遮へい障害の予測計算

図-2に示すように、建築物(遮へい物)が建設される前の伝搬路をAとし、建設後の伝搬路をBとしたときの遮へい損失は式(3)で求めることができる。

$$SL = -20 \log (E_{le}/E_e) \text{ (dB)} \dots\dots\dots (3)$$

E_{le} : 伝搬路 A による受信電界強度 (V/m)

E_e : 伝搬路 B による受信電界強度 (V/m)

遮へい損失は、遮へい物が建設される以前の受信レベルと、建設後の受信レベルとの比で現わされ式(3)を予測計算で使用する実用式に近似変換すると式(4)となる。

$$SL = -10 \log \{ (\lambda \cdot dz' / Kt^2 \cdot \pi) [(4kw/w)^2 + (Ex/H - hz)^2] \} \dots\dots\dots (4)$$

λ : 波長 (m)

dz' : SL (dB) となる建築物からの後方距離 (m)

Kt : 3.99 (フレネル積分の遮へい率を代数近似式で求める場合の定数 3.55~4 で遮へい係数により違う)

Kw : 1.0 (建物の両側から到来する電界を平均化した電界 E_w を、建物中央の電界 E_{wo} で現わす定数で、 $Kw = 1$ は $E_w = E_{wo}$)

w : 建築物の幅 (m)

H : 建築物の高さ (m)

hz : 受信アンテナ高 (m)

Ex : $Ex_1 \times Ex_2$ = 建築物上部と受信点の電界強度差

2.2 障害範囲

反射及び遮へい障害の程度を表わす基準は、昭和56年に郵政省より、建築物等によるテレビジョン放送の客観的受信障害評価方法として「ゴースト基本評価 DU 比」(PDUR) が規程され、20dB以下となる地域を範囲とする」のが適当であるとされており、計算では周辺の地形・地物等の条件を全て見込むことは不可能であるため、安全度を1dB見込んでPDURが21dB以下となる地域を反射障害とした。遮へい障害も、反射障害と同様にPDURが21dB以下となる範囲とし、レベル低下量が6dB以上となる範囲とした。

2.3 計算条件

(1) 対象地域

調査対象地域は、明石海峡大橋の建設によってテレビ

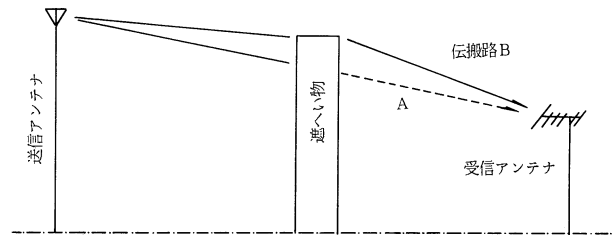


図-2 遮へい障害の発生

Fig.2 Occurrence of masking interference

電波受信障害が予測される神戸側の神戸市須磨区から明石市までと、淡路町岩屋とした。

(2) 対象放送局

① 調査対象地域をサービスエリアとする放送局

北淡垂水局・神戸局・大阪V局

② 調査対象地域がサービスエリア外の放送局

大阪U局・岡山U局

予測計算をするチャンネルは、1放送局に複数のチャンネルがある場合は、全てを対象とせず次のとおりとした。

VHF 1~3ch : 100MHz 大阪V_L局 (NHK - G)

4~12ch : 200MHz 大阪V_H局 (MBS,ABC,KTV,YTV, NHK - E)

UHF 13~25ch : 500MHz 大阪U局 (TVO)、岡山U局 (TSC)

26~42ch : 600MHz 神戸局 (NHK - G,SUN)

47~62ch : 700MHz 北淡垂水局 (NHK - G・E,MBS, ABC,KTV,YTV,SUN)

(3) 対象構造物

対象構造物は、予測地域に建設される明石海峡大橋・舞子高架橋及び松帆高架橋とし、原則として寸法・反射損等がテレビ電波に対して等価な平板に置換した計算モデルとした。反射障害を計算する上での反射損は、構造物の材質、構造等により違い一般には金属の平板では反射損を0dBとし、コンクリート板は表-1に示すアンカレイジの項に示す反射損としている。その他空間のあるトラス構造の橋桁・主塔等での等価反射損 Ne は式(5)により求める。

$$Ne = -20 \log (S' / S) \text{ (dB)} \dots\dots\dots (5)$$

S' : 実効面積

S : 実面積

表-1 計算モデルの反射損失

Tab.1 Reflect loss in numerical model

橋名	部位	等価反射損 Ne (dB)					材料の反射損 Ne_o (dB)	材質
		100	200	500	600	700		
大橋	橋桁	7.1	10.5	11.3	11.4	11.5	0	鉄トラス
	主塔側面	0	0	0	0	0	0	鉄板
	主塔北面	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	0	鉄組
	ケーブル	0	0	0	0	0	0	鉄
橋	アンカレイジ	1.3	3.0	5.9	6.5	7.1	Ne と同	コンクリート
	防音壁	0	0	0	0	0	0	鉄
舞子高架	橋桁	2.8	4.5	7.4	8.0	8.6	Ne と同	コンクリート
	橋脚	1.3	3.0	5.9	6.5	7.1	"	"
	橋脚	3.0	4.7	7.6	8.2	8.8	"	"
松帆	橋脚	1.3	3.0	5.9	6.5	7.1	"	"

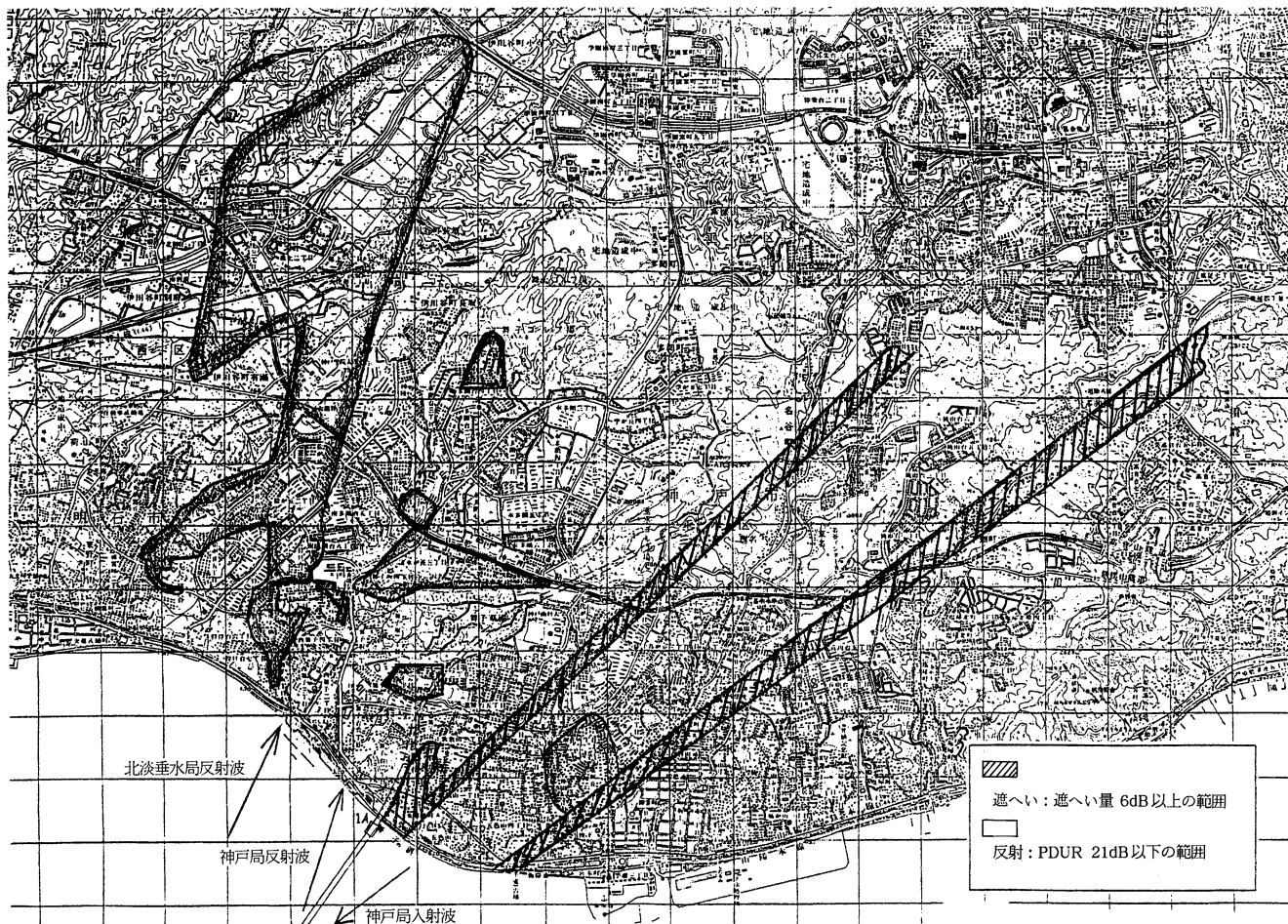


図-3 垂水地区総合受信障害予測図
Fig.3 Forecasted extent of TVI on Tarumi area

(4) 地形の影響

テレビ電波の伝搬路は地形条件により大きく左右されるため、希望波の条件は、現地調査結果から設定した。現地調査をしていない地域は、地図からプロフィール（見通し図）等を作成し、これにより検討し条件を設定した。

(5) 受信アンテナ

受信アンテナは、多くの種類があるが計算では次の2種類のアンテナを標準とした。

VHF 帯：5～7素子広帯域アンテナ

UHF 帯：7素子広帯域アンテナ

受信アンテナ高は、受信設備調査より地域及び受信局に合わせて次の値を採用した。

垂水地区 地上 8m：北淡垂水局

地上 10m：大阪V・U局、神戸局、岡山U局

岩屋地区 地上 8m：大阪V・U局、神戸局

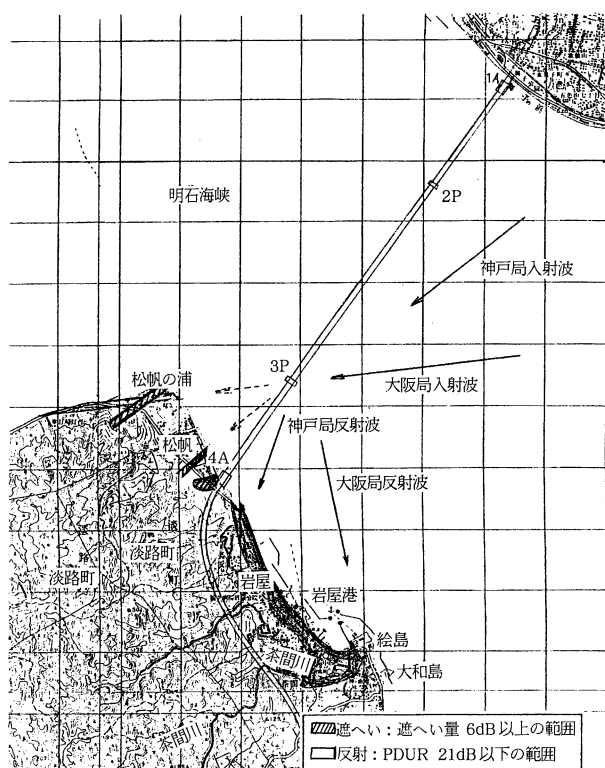


図-4 岩屋地区総合受信障害予測範囲
Fig.4 Forecasted extent of TVI on Iwaya area

表-2 垂水地区の受信状況
Tab.2 Radio condition in Tarumi area

受信局	受信レベル E _r (dB μV)	評価	PDUR (dB)	地点数	備考
北淡垂水	63.8	3G	27.0	109	比較的良好
神戸	59.1	3G	28.4	101	比較的良好
大阪V	47.9	2N	24.7	109	山陰となり悪い
大阪U	42.9	2N	25.2	31	"
岡山U	48.0	3-N	29.1	54	遠距離であり悪い
明石朝霧	57.5	3G	26.1	2	比較的良好

(6) 計算地点

対象放送局と橋との位置関係より予想される障害範囲を受信点の海拔高に合わせて分け、各々の範囲を25m・50m又は100mのメッシュに区分し、その交点における受信レベル・反射波レベル及び遮へい量等を計算した。

3. 受信現況

3.1 垂水地区

垂水地区における受信状況(表-2)は、大部分が北淡垂水局を受信しており、受信状況も比較的良好である。この地域のサービスは、主に北淡垂水局であるが、他に北淡垂水局と同一内容のCHがある神戸局・大阪V局があり、北淡垂水局の受信状況が悪い地域で受信されている。北淡垂水局以外の放送局は、神戸局及び明石朝霧局が比較的良好である他は受信レベルも50dB μ V以下と低く受信状況は悪い、特に大阪V・U局は、六甲山系の強い遮へいを受けているため、障害を受けやすい状況である。

3.2 岩屋地区

岩屋地区における受信状況は、大阪V局と共に神戸局又は大阪U局を受信しており、海上伝搬のため非常に良好であり障害は受けにくい。U局は、1本のアンテナで神戸局と大阪U局を受信しているため障害を受けやすい。

4. 障害予測

4.1 垂水地区

大阪V・U局に対する障害(表-3)は、反射障害があり、原因は2P・3Pからの反射波によるもので、垂水地区では山の遮へいを受け、受信レベルが低いのにに対して、大橋は完全見通しであるので大橋からの反射波が強く影響するためである。北淡垂水局に対する障害も反射・遮へいがあり、原因は、地形が複雑であるため受信状況の悪い地域が多いためである。反射障害の程度は、平均的には受信状況が良いため障害とならないが、受信状況の悪い地点ではPDURが7dB程度まで悪化することが予測される。(表-4) 遮へいについては(表-5)、広い範囲で障害となり、原因は主に2P・3Pの主塔によるもので主塔から12~15km離れた周辺まで影響が予測される。1A及び舞子高架橋等の近傍における遮へいは15dB以上となる強いものであるが、主塔による遮へいは、その範囲内でも0~15dB程度の縞模様となるため、場所・受信高等によっては障害とならない箇所もある。神戸局に対する大橋の反射波は、平均的には障害とならないが山の遮へいを受ける地域では障害となる。岡山U局は、大橋から約96km離れているため基本的に受信状況が悪くこのため障害を受けるものである。

4.2 岩屋地区

岩屋地区に対する障害は(表-6・7)、神戸局及び大阪V・U局とも東方向からテレビ電波が到来するため、反射波が長浜から岩屋へ、また遮へいが松帆に現われる。神

戸局及び大阪V・U局とも海上伝搬であるため、大橋からの反射波は強いが松帆、岩屋港周辺での受信状況も非常に良好であり、基本的には反射障害とはならない。ただし、大阪V_L局に対しては、市街地では受信レベルが低下しているため軽い反射障害となる。遮へい障害については、松帆では2P、3P及び4A等による神戸局と大阪V・U局に対して、遮へい量7~24dB程度の障害となる。4Aによる遮へいは強いので、PDURの低下による強度のゴースト障害も予測される。

表-3 岩屋地区の受信状況

Tab.3 Radio condition in Iwaya area

受信局	受信レベル E_r (dB μ V)	評価	PDUR (dB)	地点数	備考
神戸	79.9	4	32.9	19	非常に良好
大阪V	77.8	4	31.5	19	〃
大阪U	73.1	4	29.1	6	〃

表-4 反射障害の予測値(垂水地区)

Tab.4 Forecasted quantity of reflect interference in Tarumi area

放送局	地区	E_r (dB μ V)	反射波の予測値		備考
			E_r (dB μ V)	PDUR (dB)	
北淡垂水局	平均	63.8	62.1	22.7	平均的には障害とならない
	*1	48.3	61.7	7.6	受信状況の悪い地域では強い障害
神戸局	平均	59.1	57.8	22.3	平均的には障害とならない
	*2	51.8	65.8	6.0	障害を受ける地域の平均
大阪V局	平均	47.9	61.5	7.2	受信状況が悪く全地域での障害となる
大阪U局	平均	42.9	56.4	7.2	同上
岡山U局	平均	48.0	51.4	17.6	障害の程度は軽い

*1: 14ヶ所の平均値

*2: 障害地域39ヶ所の平均値

E_r : 現況調査の平均受信レベル (dB μ V)

E_c : 計算による反射障害となる受信レベル (dB μ V)

障害範囲 $E_c > E_r$, PDUR = $E_c - (E_r - 21)$ として計算

表-5 遮へい障害の予測値(垂水地区)

Tab.5 Forecasted quantity of masking interference in Tarumi area

放送局	遮へい物	E_r (dB μ V)	遮へいの予測値			備考
			L (dB)	E_L (dB μ V)	PDUR (dB)	
北淡垂水地区	1A、舞子	63.0	16.7	46.3	11.3	強い遮へい
	3P	67.7	0~19	48.7	8.9	縞模様となる
	2P	70.5	0~14	56.5	14.3	
神戸局	舞子高架	44.7	7.6	37.1	-	
大阪V局	〃	45.0	7.5	37.5	9.7	範囲は狭い
大阪U局	〃	35.6	9.0	26.6	-	受信者なし
岡山U局	〃	49.0	10.0	39.0	-	

E_r : 現況の受信レベル, L: 遮へい損失, $E_L = E_r - L$

予測PDUR = 現況PDUR - L

表-6 反射障害の予測状況(岩屋地区)

Tab.6 Forecasted quantity of reflect interference in Iwaya area

放送局	E_r (dB μ V)	反射波の予測値		備考
		E_r (dB μ V)	PDUR (dB)	
大阪V _L 局	75.6	76.9	19.7	Lchは障害となる
大阪V _H 局	80.5	73.8	27.7	Hchは障害とならない
大阪U局	75.3	60.2	33.7	基本的には障害とならない
神戸局	80.9	72.9	29.0	障害とならない

表-7 遮へい障害の予測値(岩屋地区)

Tab.4 Forecasted quantity of masking interference in Iwaya area

放送局	遮へい物	E _i (dB μ V)	反射波の予測値				備考
			L (dB)	E _r (dB μ V)	PDUR (dB)		
大阪V局	4A	77.5	24.4	52.0	7.9		近傍は強い
	3P	77.2	6.3	70.9	18.9		軽度である
大阪U局	4A	74.8	24.1	50.7	5.0		近傍は強い
	3P	72.6	7.7	64.9	20.5		軽度である
神戸局	4A	78.4	0.5	77.9	33.7		受信者はいない
	2P、3P	80.1	6.8	73.3	26.8		軽度である

表-8 改善対策が必要な受信者数

Tab.8 Number of receivers who need improvement of antenna system

対策方法	面積(k㎡)		受信者数(戸)			備考
	垂水地区	岩屋地区	垂水地区	岩屋地区	合計	
共同受信対策	4.060	0.390	14,655	1,629	16,284	範囲内の全受信者
個別対策	3.625	0	3,213	0	3,213	障害を受ける受信者
既設共聴対策	0.485	0	3,044	0	3,044	範囲内の全受信者
合計	8.170	0.390	20,912	1,629	22,541	

5. 受信障害の改善対策

総合受信障害予測範囲(表-3・4)で示した地域の改善対策は、受信状況、既設の共聴設備等を考慮して、共同受信方式による対策を基本とした。その他既設共聴への加入及び個別対策の方法により対策することとし、対象受信者数は約22,000戸となった(表-8)。

6. あとがき

明石海峡大橋と舞子高架橋、松帆高架橋の建設に伴うテレビ電波への影響予測について報告したが、テレビ電波障害は受信者の主観によるところが大きく、障害範囲によって明確に区分できるものでもなく、法制上も明確な判断基準が示されていない。このため改善対策にあたっては、地元の話合と共に、関係諸機関との十分な協議のもとに、実施する必要がある。

最後に、テレビ電波障害影響予測と対策検討の実施にあたり、業務に携わった垂水工事事務所及び財団法人電波技術協会の方々に感謝します。

参考文献

- 1) テレビ電波受信障害予測調査委託業務報告書 平成3年11月 財団法人 電波技術協会
- 2) 受信障害の認定基準に関する調査研究会議報告書 昭和56年3月 郵政省
- 3) 建造物障害予測技術 昭和56年11月 NHK 営業総局営業技術部

厦門西通道橋梁建設計画

Planning of New Xiamen Bridge

工 務 部 工 務 第 二 課 長 高 澤 勤

Tsutomu Takazawa



はじめに

21世紀は『アジアの時代』と言われている。このアジアの発展にとって重要な役割を担うのが、我が国と中国（中華人民共和国）であろう。中国は10億以上の人口と豊かな天然資源に恵まれながら、長らく『眠れる獅子』と呼ばれ経済的に立ち後れた状態にあった。しかし近年、経済解放政策が効果を現わし、順調な経済成長を遂げつつある。この経済解放政策の中心になっているのが経済特区であるが、筆者は昨年12月と本年4月の2回に亘って経済特区の1つである厦門市を訪れ、厦門島と中国本土を結ぶ橋梁の建設計画に関して中国の技術者と協議する機会を得たので、その概要をご紹介しますこととしたい。

厦門紹介

厦門は日本語ではアモイと読み、航海者や気象の専門家ならその名前をよく耳にするらしい。しかし、中国ではアモイでは全く通じず、シアメン（Xiamen）と発音する。厦門は地理的には北緯24度付近に位置し、中国の南東部、福建省に属する。中台武力衝突で有名になった台湾領の金門島とは海上距離約10kmで隔てるのみである。（現在は中台間の武力紛争は生じておらず、逆に民間ベースの経済交流が活発である。）気候は亜熱帯季節風帯に属し、年間平均気温は約21℃、年間平均雨量は約1,100mmと穏やかで過ごし易い風土に恵まれている。昨冬初めて訪中した際、冬枯れの北京と色とりどりの花が咲き乱れる厦門の対比が印象的であった。また、当地では『食は厦門にあり』とか言うそうで、新鮮な海産物が薄味の味付けで次々と出され日本人の嗜好にもなじみやすく、飽きることなく食することができた。

厦門は人口約100万人を有する福建省第2の都市であるとともに、国务院の認可を受けた独立計画都市である。同市の行政区域の面積は約1,500平方kmであるが、現在経済活動の中心となっている厦門島（面積128平方km）に人口の約35%が集中している。同市は1980年に厦門島内の一部地域を経済特区に指定して以来、めざましい経済発展を遂げ1984年には経済特区を厦門島全域に拡大した。厦門島は現在、高集海堤と言われる堰堤上の道路

と4車線の厦門大橋（1987年完成）によって大陸と結ばれている。同橋の現在の交通量は約15,000台/日であるが、年率15～20%の割合の伸びを示しており、早晚交通容量の不足が見込まれている。さらに、島内の開発が飽和状態に達したことから、1989年、大陸側の杏林、海滄地区を新たに台湾投資区に指定し、1990年から同地区のインフラ整備に着手している。この間の厦門市の経済発展は目覚ましく、1981年から1991年の10年間の経済成長の程度を数値で示すと、国民総生産は5.3倍、工業総生産高は8.3倍、貿易輸出は8.2倍、地方財政収入は6.1倍に激増し、厦門と貿易関係にある国や地方は30余りから130以上に増加した。このような状況から厦門市政府は厦門島と大陸を結ぶ新たな道路（厦門西通道）の必要性を痛感し、これを西暦2000年までに完成させることを目標にフィージビリティ調査の実施を日本政府に要請したものであり、JICAから業務を受注した長大・PCIJVが本年3月から調査に着手している。

橋梁計画

西通道は既存の厦門大橋とリンクして厦門島と大陸側の開発地区を結ぶ環状道路網の一翼を成すものであるが、海峡部を横断する構造物の形式選定が大きな課題である。計画海域は最狭部の幅が約1.1km、最大水深は約35メートル、所々に小島や岩礁が散在し、地質は複雑な分布を示している。中国側の試算では西通道の2010年における日交通量は48,000台に達し、6車線の道路が必要であるとしている。西通道の渡海峡形式を橋梁とするのかトンネルを採用するのかに関しての中国側の概略比較では工費、工期の両面で橋梁が有利であると結論付けている。従って、フィージビリティ調査においても橋梁案を本命として検討を進めることが事前調査の段階で合意された。しかし、橋梁計画の立案に際しては次の2点の重要な制約条件が付されている。

1) 架橋予定地点付近には工業製品の輸出港として利用されている港（東渡港）があり、現在1万トン級のバースを有しているが、将来的には10万トン級の船舶が出入港できるよう改修を予定している。従って、橋梁計画においては幅300m以上、桁下高55m以上の航路を確保する

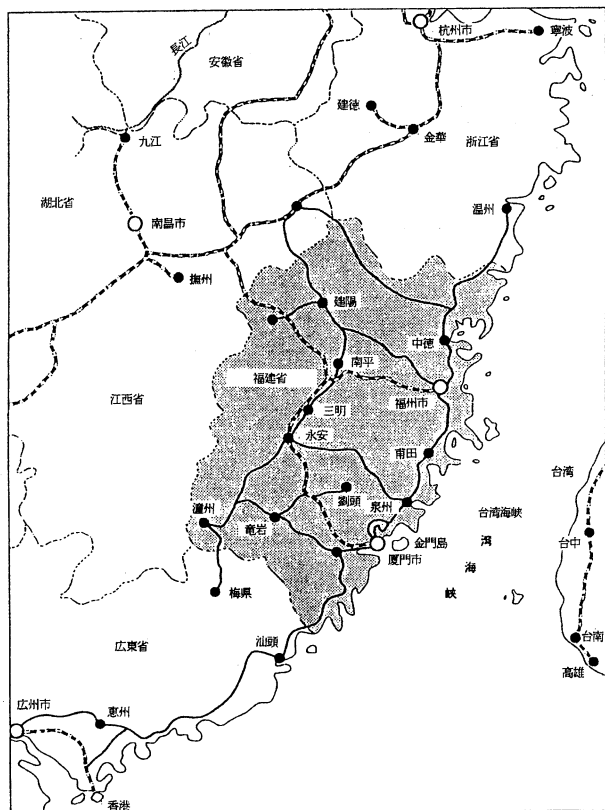


図-1 位置図
Fig.1 Location

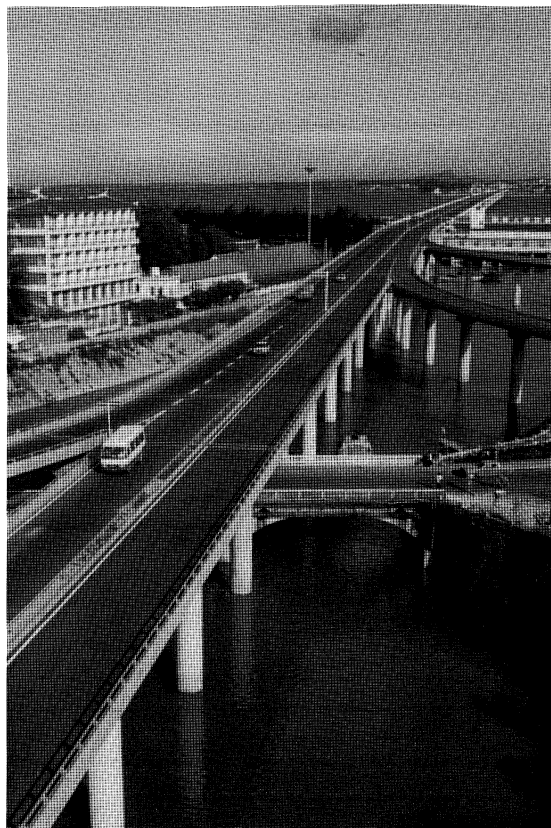


写真-1 廈門大橋
Photo.1 Xiamen Bridge

必要がある。

2) 架橋予定地点の北東約7kmには廈門高崎国際空港があり、その航空路の方向が計画地点と一致している。従って、橋梁の高さは海面上140m以下とする必要がある。

これに対して現地の地形的な条件から概観すれば、考えられる橋梁の規模、形式は中央支間長が500~900mの吊橋または斜張橋が想定される。しかし、斜張橋の場合には路面からの塔の高さは一般に中央支間長の1/5程度が必要となることから、塔は海面上140m以上の高さには達し前記の制約条件を満足できない。一方、吊橋の場合はサグ比は一般に1/8~1/12程度であるので、中央支間長が900m級の吊橋であっても路面からの塔の高さを約75mにおさえることができ、1),2)の条件を同時に満たす計画が可能と判断される。従って、フィージビリティ調査では吊橋形式を中心として、最適な橋梁の位置、規模等を選定する作業が行なわれることとなる。

日中合作

JICAが実施する開発調査は、相手国の要請に基づき案件を事前調査団が調査し、本格調査の必要性が認められるものについてJICAがコンサルタントへ業務を発注し、受注したコンサルタントは調査団を結成して現地及び日本で作業を行なって報告書にまとめる。作業内容のチェックは別途JICAから委嘱を受けた作業監理委員会が担当

し、作業の進捗に応じて調査団と作業監理委員会が協力して相手国への説明、協議を行なう仕組みになっている。この場合、相手国の立場はかなり受動的なもので幾つかの質問をするか、追加検討を依頼する程度にとどまっているのが一般的なようである。

これに対して、今回の西通道建設計画調査では、中国側は『中日合作』と称して、より積極的な役割を分担しようとしている。即ち、中国側では本件の中国側実施機関である廈門市が中央政府の交通部公路規画設計院と協力して設計チームを編成し、独自の設計を実施して日本側調査団の成果と対比しつつ検討の精度を高めようとしている。滞在中、廈門市政府の職員が大変よく働く様子を目にして感心したものであるが、事業に対する真摯な取組にも非常に好感が持てる。彼等は工事の施工に関しても出来る限り自国の技術で対処しようと意気込んでい

おわりに

廈門は現在もビル、道路、工業団地等の建設ラッシュの中にあり、人も街も活気に満ちている。中国の発展を象徴するような、また、豊かな自然に恵まれたこの都市の玄関口に美しい橋が架かる日が一日も早く来ることを楽しみにしつつ作業監理員の一人として努力したいと思っている。

第三回技術発表会

第三回技術発表会が、平成5年7月29日及び30日の両日にわたり、岡山市、まきび会館にておこなわれました。

当日は、約70名の参加者があり、特別講演として吉田巖氏（現(株)本州四国連絡橋エンジニアリング）が「土木技術の所在について考える」と題して、自分の経験を踏まえ、土木技術を取り巻く現在の情勢を織り混ぜながら、貴重な話題を講演されました。

また、指定課題・5課題、自由課題・5課題の発表があり、発表内容は、以下のとおりです。

<指定課題>

1ルート4橋の技術についての当時の工事長、工事長代理の方々の発表を主として、技術の伝達を目的としている。

- ・早島IC軟弱地盤対策工の設計・施工・動態観測
企画開発部 調査課長代理 長尾日出男
- ・鷺羽山トンネルの設計・施工
垂水工事事務所 第二工事長 河口 浩二
- ・橋面舗装を考慮した鋼床版構造と舗装
維持施設部 橋梁技術課長代理 帆足 博明
- ・櫃石島高架橋上部工の設計・施工
洲本工事事務所 第一工事長 池田 博
- ・大鳴門橋における多柱基礎
垂水工事事務所 副所長 古屋 信明

<自由課題>

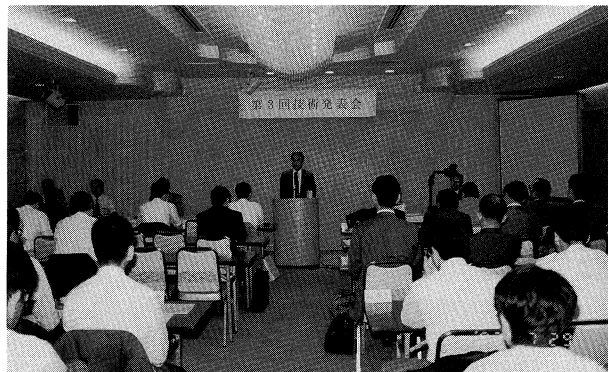
若手技術者を含む全ての技術職員の自由な提案を募り、研磨の場を提供することを目的としている。

- ・超長大吊橋への技術の展開
設計部 審議役 樋口 康三
- ・明石海峡大橋の耐震設計に関する2、3のコメント
第一建設局 建設第一課長 加島 延行
- ・来島大橋5Pケーソン工事の計画と施工
今治工事事務所 第二工事長 高城 信彦
- ・舞子トンネル六甲花崗岩部の掘削方法
舞子工事事務所 第二工事長 岡澤 達男
- ・長大橋梁における道路伸縮装置の騒音対策
坂出管理事務所 環境対策課 佐伯 成己

発表後の質疑は、予定時間を超えた活発な質疑となりました。ただ、若手技術者の質問が、ベテランに圧倒され、少なかったように思われ、今後の改善点の1つと考えられます。

また、「技術発表会論文審査会」が、発表論文の中から、次の2課題を優秀論文として表彰しました。

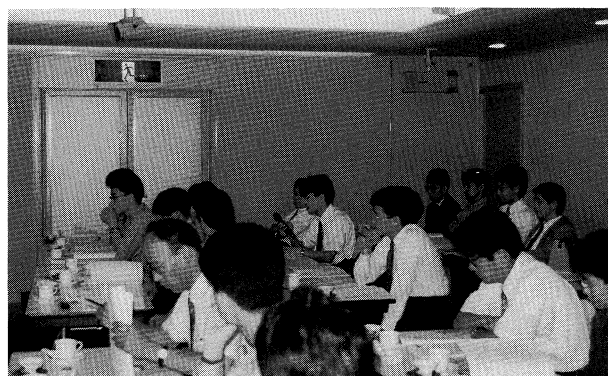
- ・大鳴門橋における多柱基礎



特別講演



技術発表会



質疑

- 垂水工事事務所 副所長 古屋 信明
- ・来島大橋5Pケーソン工事の計画と施工

（文責：企画開発部 開発課 古村 学）

明石海峡大橋の主塔振動試験

明石海峡大橋の神戸側主塔2Pで、主塔の架設が完了した6月21日から30日にかけて、振動試験が実施された。

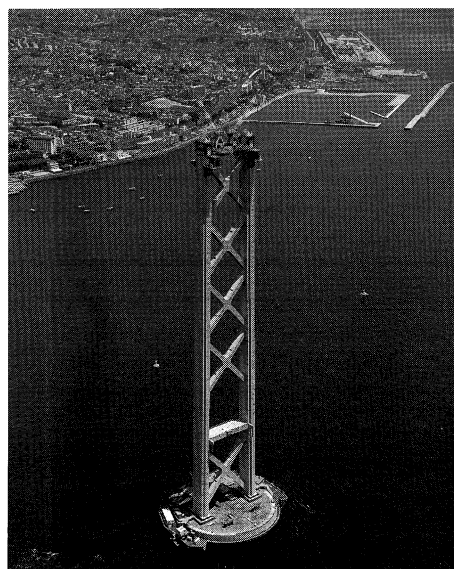
本試験の目的は、主塔独立時の振動性状及び制振装置の制振効果を確認し、主塔の耐風設計の検証をおこなうとともに、今後の耐風設計の参考にすることである。

試験は、制振装置での制振対象となる曲げ1次（固有振

動数0.127Hz)、振れ1次（固有振動数0.473Hz）及び、曲げ2次（固有振動数0.677Hz）の3種類のモードについて、塔の固有振動性状の確認のための制振装置非作動状態の試験と、制振装置の効果の確認のための制振装置作動状態の試験、合わせて11ケースの試験を実施した。

なお、試験には塔頂部に設置したセミアクティブダンパー（AMD）を起振機として使用した。

詳細な結果は解析中であるが、塔の固有振動特性として固有振動数は計算値とよく一致すること、固有減衰は耐風設計要領の規定値（対数減衰率 $\delta = 0.01$ ）を満足すること、制振装置による獲得減衰（振動モードによるが、対数減衰率で0.02～0.04）は設計どおりであることを、確認している。



明石海峡大橋2P主塔

（文責 垂水工事事務所第五工事長 秦 健作）

新尾道大橋起工

西瀬戸自動車道で最後の架橋となる新尾道大橋起工の式典が、7月31日正午より運輸大臣をはじめ約700人が出席して尾道市内で行われた。

最初に行われた鍬入れ式は、新尾道大橋架橋地点を望むことの出来る市役所敷地内で運輸大臣、建設大臣（代理）、地元国会議員、広島・愛媛両県知事及び総裁らの手により清め砂に鍬入れを行った。

その後、隣接する公会堂で起工式及び祝賀式が行われ、来賓の祝辞、祝電披露と続き、最後に出席者全員による万歳三唱で新尾道大橋の起工を祝った。

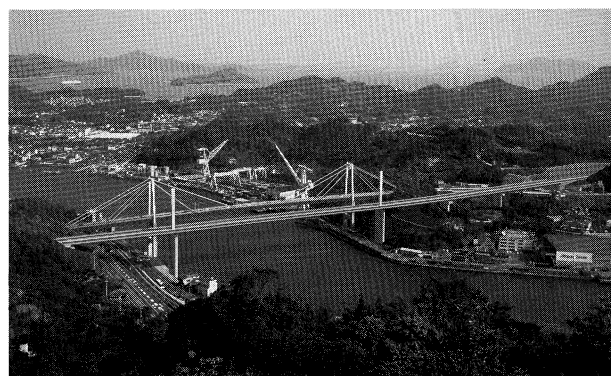
現在の尾道大橋は昭和43年に日本道路公団によって建設され昭和63年に本四公団に移管されたものであるが、交通量が25,000台／日に達しており、更に交通需要の増大が見込まれることや、地域の生活橋としての尾道大橋の役割を存続させるため新尾道大橋の建設が決定した。

新尾道大橋の架橋地点の尾道は古くから開けた港町で神社、仏閣などの歴史的資産や、周辺の山々が尾道水道

に調和した優れた景観の町として広く全国に知られている。このなかで現在の尾道大橋はシンボルとして市民に親しまれている。新尾道大橋は尾道大橋の西側約55mに並列橋として建設されるため、2つの橋と周辺の景観との調和を図る必要がある。

新尾道大橋の橋梁形式は、考えられる形式20案の中から構造的、施工性、耐風安定性、景観性について比較検討を行い、1本塔柱斜張橋、鋼床版桁橋を二次選定案とし、更に比較検討の結果、技術性・景観性に最も優れた1本塔柱斜張橋（7段ハープ）を選定した。また、並列橋としての調和を図るため塔高、路面高、橋脚位置は尾道大橋とほぼ同一に揃えることとした。

新尾道大橋と尾道大橋の橋梁形式の基本諸元を表-1に、新尾道大橋の橋梁一般図を図-1に示す。



新尾道大橋完成予想写真



鍬入れ式



総裁挨拶

(単位：m)

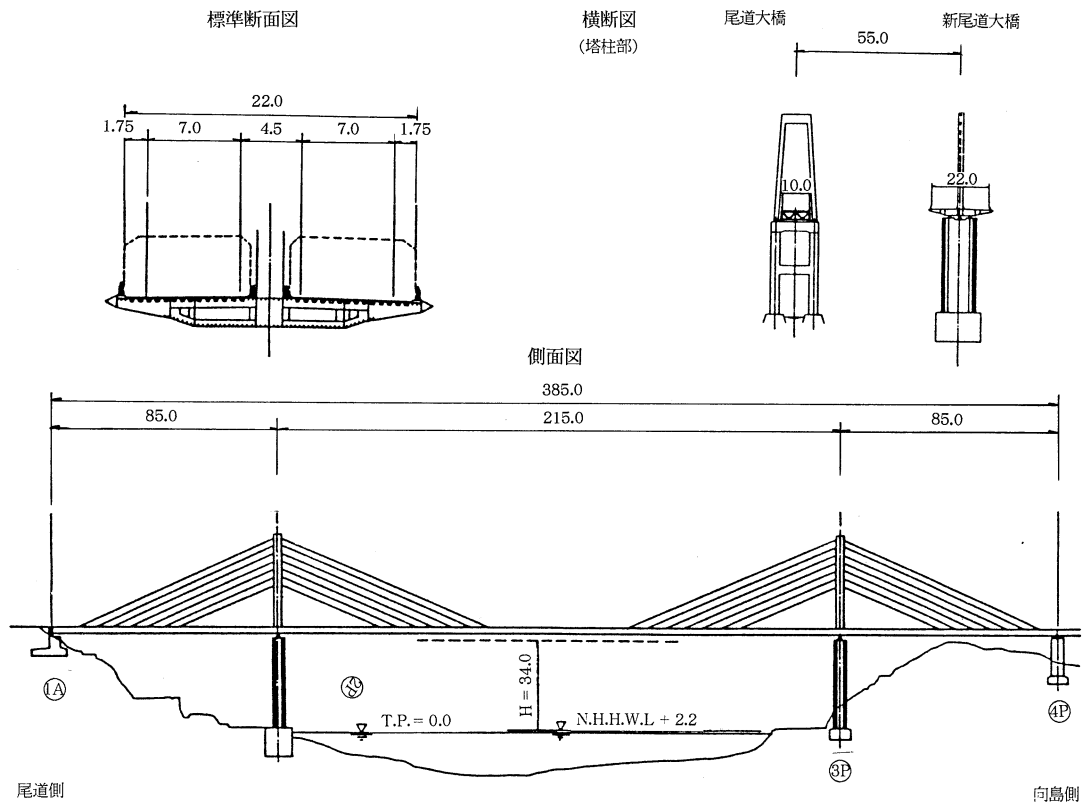


図-1 新尾道大橋橋梁一般図

表-1

	新尾道大橋	尾道大橋
橋梁形式	3径間連続鋼桁桁斜張橋 (一面吊、7段ハーブ)	3径間連続2主桁斜張橋 (二面吊り、2段ファン)
橋長	385m	385m
支間制	85m + 215m + 85m	85m + 215m + 85m

おわりに

日本の本格的斜張橋の先駆けとなった尾道大橋の完成から25年の歳月を経て、新しい新尾道大橋が最新の架橋技術を駆使して建設され、景観の創造が期待されます。

隣合った尾道大橋と新尾道大橋は、歴史的にも技術的にも同じ斜張橋として親子の関係にあるといえます。

今後、用地取得、工事を行い平成10年度には完成し尾道の新しいシンボルが誕生する予定です。

(文責：第三建設局 計画課 守長 和昭)

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'93.7～9月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票の提出のあったものです。掲載もれの場合は文献複写1部を、公団本社企画開発部・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
石灰石微粉末を多量に用いたマスコンクリート用低発熱型高流動コンクリート	古屋信明、斉藤哲男、近松竜一* 十河茂幸*	土木学会論文集	466	1993.5	51 - 60
瀬戸中央自動車道 開通 5 周年	岸本良孝	道路行政セミナー	39	1993.6	62 - 69
明石海峡大橋主塔設計制振対策	秦健作、佐岡瞬也*、大西悦郎*、 土屋昌義*、下土居秀樹*、 岸本節二*	川崎重工業技報	118	1993.7	79 - 88
瀬戸中央自動車道の横風対策	藤谷邦夫	全標協広報	145	1993.7	3 - 5
明石海峡大橋の技術	北川信	道路交通経済		1993.7	46 - 56
Influence of Lateral Wind on Driving on Offshore Bridge	石山四郎、日高誠一、田島照義	PACIFIC RIM TRANSTECH CONFERENCE	2	1993.7	457 - 464
1,900 m ³ /日を可能にしたアンカレイジの施工 明石海峡大橋	保田雅彦、古屋信明、糸日谷淑光 有馬勇	セメント・コンクリート	558	1993.8	60 - 64
明石海峡大橋主塔の制振対策	辰巳正明、秦健作、大倉幸三* 大西悦郎*	土木学会第2回振動制御 コロキウム講演論文集		1993.8	1 - 8
繰り返し荷重を受けるトラス構造の座屈モードの局所化と変形能の低下	川西直樹、小畑誠*、後藤芳顕* 松浦聖*	土木学会第48回年次学術 講演会講演概要集 I		1993.9	190 - 191
軸圧縮、曲げ、せん断を受ける補剛板の座屈挙動	藤井裕司、山口和範、西川和広* 田中良樹*	"		1993.9	232 - 233
明石海峡大橋主塔の架設時動態観測	辰巳正明、秦健作、佐々木信幸* 大倉幸三*、大西悦郎*	"		1993.9	706 - 707
明石海峡大橋主塔の架設時振動特性	秦健作、辰巳正明、大倉幸三*、 大西悦郎*、佐々木信幸*	"		1993.9	708 - 709
渦励振に対する構造物の安全性評価に関する一考察	大橋治一、下土居秀樹*、酒井洋典*	"		1993.9	770 - 771
隅切りを有する吊橋主塔の耐風応答特性に及ぼす Re 数の影響	大橋治一、酒井洋典*	"		1993.9	778 - 779
超長大吊橋の耐風安定化構造の検討	鈴木周一、保田雅彦	"		1993.9	838 - 839
トラス補剛桁の一樣流中と乱流中での三分力特性の相違について	保田雅彦、鈴木周一、勝地弘 井上浩男*、大森龍一朗* 森島弘吉*	土木学会第48回年次学術 講演会講演概要集 I		1993.9	844 - 845
明石海峡大橋全橋模型洞試験におけるガスト応答特性	勝地弘、保田雅彦、鈴木周一 佐藤弘史*、鳥海隆一	"		1993.9	848 - 849
多々羅大橋風洞試験計画	保田雅彦、鈴木周一、佐藤弘史* 斉藤通	"		1993.9	850 - 851
超長スパンケーブルのレインバイブレーション風洞試験	藤原亨、森山彰、本田明弘* 中出収*	"		1993.9	870 - 871
ピン定着縦締めケーブルバンドの力学特性	大橋治一	"		1993.9	1016 - 1017
ピン定着縦締めケーブルバンドの滑り特性	大橋治一、山本克之*	"		1993.9	1018 - 1019
ピン定着縦締めケーブルバンドに関するパラメトリック解析	大橋治一、山崎伸介*、広沢正雄*	"		1993.9	1020 - 1021

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	昭和60年 4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年 10月
保安規程電気通信施設保安規準	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4月
図面作成要領(貸出しのみ)	昭和59年 10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和58年 1月
植生のり面工施行要領	昭和62年 4月
維持・修繕等共通仕様書	平成4年 4月
施工管理試験要領	平成3年 4月

*設計基準額(上部工・設計編)	
上部構造設計基準・同解説	平成元年 4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年 3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年 4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(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
鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年 3月
鋼橋等塗装基準・同解説	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
材料規格	昭和60年 8月
HBS鋼材規格[53.10.改正]	昭和52年 11月
HBSケーブル材料規格	昭和54年 6月
HBS塗料規格(案)	平成2年 4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
大型鉄骨鉄筋コッ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ベース)という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	山口 浩二		
編集委員	阿部 明弘	天野 耕一	
	有坂 均	大廣 始	
	荻原 勝也	古村 学	
	鈴木 周一	瀧 則雄	
	長尾 日出男	永田 孝夫	
	長野 節夫	野作 哲弘	
	野田 政宏	平野 茂	
	平原 伸幸	古家 和彦	
	帆 足 博明	松本 毅	
	南 竹悦男	宮口 典博	
	山本 茂樹	吉川 章三	
	小暮 三郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第68号

発行 平成5年10月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104東京都中央区新富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

