

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.17 No.65 '93.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第65号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.65

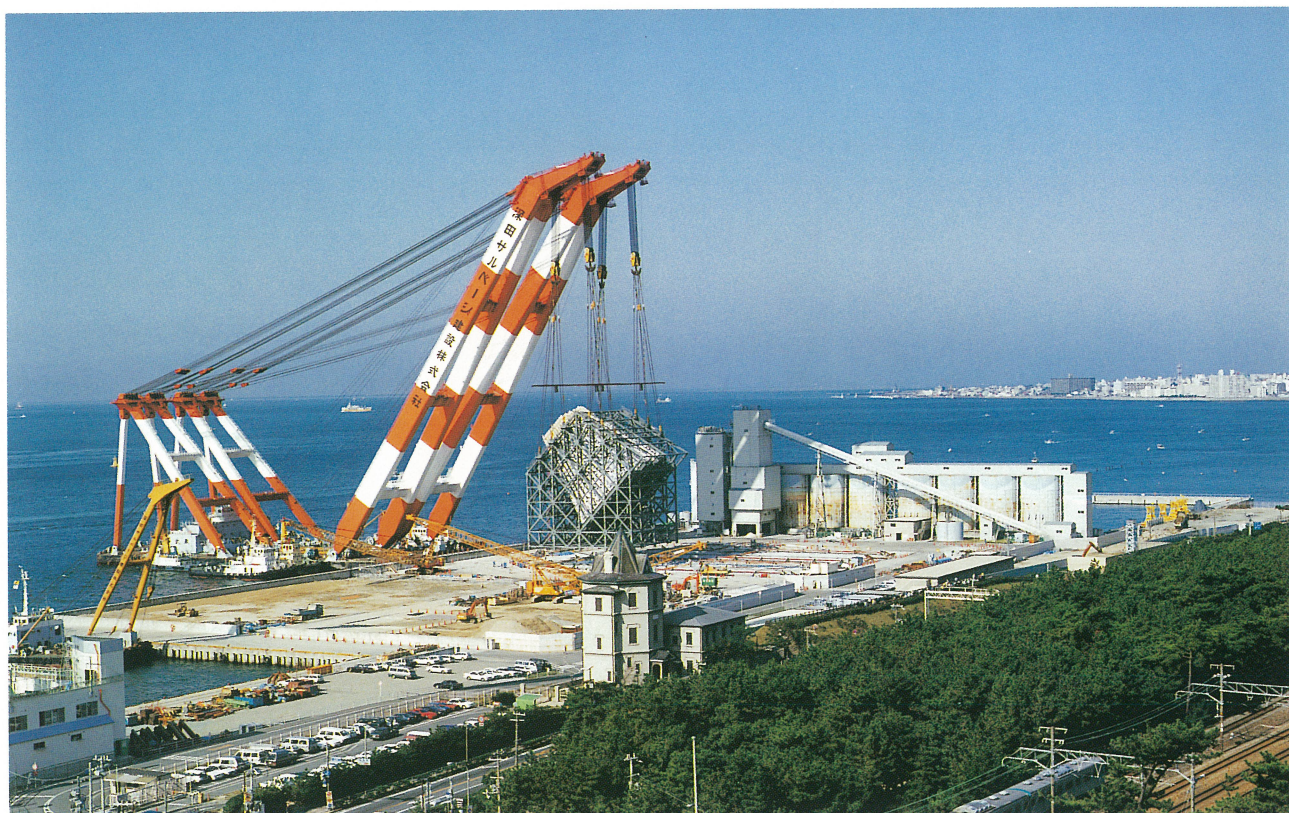
ネクストウェイ理 事	玉田博亮… 1
Next way	
中間橋脚を有する斜張橋の構造特性第三建設局 向島工事事務所	奥川淳志… 2
Structural Characteristics of A Cable - Stayed (前)設計部 設計第二課	
Bridge with Intermediate Piers	
第三建設局 今治工事事務所	高城信彦
(前)設計部 設計第二課	
設計部 設計第二課	山口和範
TBMによる掘削工事報告第一建設局 舞子工事事務所	三島功裕 …
10A Report on Excavation Work by TBM for the Maiko Tunnel	
吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理第二管理局 橋梁維持課課	林義信…17
In - situ Tention Control for Cable Clamp	
Bolts of Suspension Bridges	第二管理局 坂出工事事務所
平野信一	
多々羅大橋全体耐荷力試験)設計部 設計第二課	藤井裕司…24
Full - model Loading Test on the Tatara (前)第三建設局 設計課	
Bridge	
設計部 設計第一課	鳥海隆一
(前)第三建設局 設計課	
生口橋実橋振動実験第三建設局 向島工事事務所	藤原亨…31
A Field Vibration Test on the Real IKuchi Bridge	
同上	玉越隆史
来島大橋補鋼桁の耐風性第三建設局 今治工事事務所	大橋治一…44
Aerodynamic Study of Stiffening Girder for the Kurushima Bridge	
トルコでの有料道路セミナー報告維持施設部 維持企画課	吉川章三…54
Report of the Seminar on Motorway in Turkey	
技術ニュース 57	
The Latest Information	
文献紹介 59	
Related Technical Reports in other Publications	
本四技報総目次 61	
Annual List of Contents of the Honshi Technical Report	

本四技報 第66号 (5.4) 掲載予定

- ・高張力鋼の長寿命域での被労強度
- ・吊橋主塔の安全照査方法
- ・鋼床版リブの設計法に関する調査試験
- ・明石海峡大橋2P、3P気中コンクリート工事
- ・明石海峡大橋主塔基礎地盤変位と評価 (第一報)
- ・尾道大橋塗装工事 (その2)

※ 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 1A ケーブルアンカーフレーム据付け (東側)
Installation of 1A Cable Anchor Frame (East side) for the Akashi Kaikyo Bridge

(4年10月)



明石海峡大橋 1A ケーブルアンカーフレーム据付け (西側)
Installation of 1A Cable Anchor Frame (West side) for the Akashi Kaikyo Bridge

(4年10月)

神戸～鳴門ルート
Kobe - Naruto Route



明石海峡大橋4A アンカレイジコンクリート打設状況
Concrete casting for the Akashi Kaikyo Bridge 4A Anchorage

(4年11月)



明石海峡大橋4A アンカレイジ自動ゲートバルブを用いた配管方式による高流動コンクリートの打設状況
Casting of highly - superplasticized concrete for the Akashi Kaikyo Bridge 4A Anchorage

(4年11月)



明石海峡大橋4A アンカレイジ打設地点の高流動コンクリートの流動状況
Flowing shape of highly - superplasticized concrete in casting for the Akashi Kaikyo Bridge 4A Anchorage

(4年11月)

尾道～今治ルート
Onomichi - Imabari Route



多々羅大橋2P灯浮標設置
Installation of lighting buoys to mark the work area for the Tatara Bridge 2P



来島大橋4A 水中コンクリート工 (大型PC船の係留状況)、3P 海底掘削工
Mooring of a large-scale concrete plant barge used for underwater concreting for Kurushima Bridge 4A (front side), seabed dredging for 3P (back side)



来島大橋5P SEP係留

Mooring of a work platform (self-elevating type) for Kurushima Bridge 5P

(4年11月)



来島大橋5P (鋼ケーソン渠中大組立)

Dock assembly of Kurushima Bridge 5P Caisson

(4年11月)

ネクストウェイ

NEXT WAY

理事 玉田 博 亮

Hirosuke Tamada



去る平成4年9月16日付にて理事を命じられた玉田です。どうぞよろしくお願い致します。

本州四国連絡橋公団は、明石海峡大橋とその関連区間を平成9年度に、来島大橋および多々羅大橋とそれぞれの関連区間を平成10年度に供用すべく、目下、用地取得、工事の発注などに全職員一丸となって取り組んでいるところです。建設が進みつつある巨大な橋梁基礎、吊橋の主塔をまのあたりにする都度、その威容に圧倒されるとともに、今日まで本四事業の推進にあたられた先輩諸氏ならびに関係者の方々のご努力に対し深い謝意が湧き上がって参ります。

橋および陸上部道路の完成までには、これから取組まなければならない課題があります。まず、工事の実施にあたっては工事そのものの安全を確保するとともに、航行する船舶等の安全が図られなければなりません。また、橋の完成により大きな影響を受ける旅客船事業者とその離職者に適切な対策を講ずる努力が不可欠であります。さらに、有料道路としての採算性を確保し、適正な通行料金を設定する必要があります。蓄積された世界一の架橋技術を整理し分析して、本四架橋後の新しいプロジェクトに継承していくこともまた重要な課題であります。これらの課題の解決に積極的に取り組み、平成9年度、10年度に本四プロジェクトを概成させることが、当公団の使命であり、皆様とともに最善の努力をする覚悟であります。

ところで、平成5年度は新しい第11次道路整備五ヶ年計画をスタートする年であります。

この五ヶ年計画は、平成5年度から9年度にわたって整備をする道路事業の枠組みを定めるものであります。しかし、その中に、21世紀を展望した新しい画期的な政策がいくつか盛り込まれています。その第一は、現在の14,000kmの高規格幹線道路網計画に加えて、地域高規格幹線道路の整備を始めることであります。地方では高速道路、新幹線、空港、港湾を活用した地域活性化の努力が続けられています。この政策はこのような地域の努力に対し大きな希望を与え、強い地方圏の形成に大きな貢献をするものと確信します。

第二は、モーダルミックスという考え方が打ち出されていることです。鉄道、航空、海運などの交通手段はそ

れぞれ密接に連携していることが望ましいわけですが、道路の整備を通じてこれらの連絡を強化して国民の利便を増進しようという政策です。

そして第三の政策として「新交通軸の形成」が新しく提示されていることです。五ヶ年計画（案）には次のように記述されています。

「第二東京湾岸道路、東京湾口道路、大阪湾環状道路、伊勢湾口道路等については、地域の活性化施策の推進にあわせて、事業の具体化を図る。」

この短い文章には、様々な考え方が盛り込まれていると思います。新交通軸とは新しい国土軸を形成することでありましょう。東海道、山陽道という国土の主軸に加えて、もう一本の国土軸を作ってはどうかという提案は古くからあり、昭和40年のワイズマンレポートに伊勢湾から紀淡海峡を経て四国を縦貫し豊予海峡をわたって九州に至るルートが提言されていることは広く知られております。そして近年に至って、東京湾、伊勢湾、大阪湾においては、世界都市にふさわしい地域とするため、さらに一段と整備を促進しようという機運が盛上ってきました。大阪湾臨海地域整備法の成立に見られるように、この取組みは大阪湾地域で最も進んでいるように思われます。明石海峡大橋の活用という観点からみても誠に心強いかがりです。

新交通軸を実現するためには、東京湾の浦賀水道、伊勢湾の伊良湖水道、大阪湾の友が島水道（紀淡海峡）にそれぞれ大規模な架橋が必要になります。これまでの調査によれば中央径間が2,000m～2,500mの長大吊橋が必要となると予想されています。

これらの事業は、現在の需要に対応するために実施するというよりも、新しい国土の構造を誘導するため先行的に交通軸を建設するという性格を持っていると思います。したがって、あらかじめ国土利用のデザインがなければなりません。五ヶ年計画（案）に“地域の活性化施策の推進とあわせて”とあるのは、このことを表しているものと理解されます。

本州四国連絡橋の建設により蓄積された技術ならびに経営上のノウハウは、誠に貴重なものであります。この知見が新交通軸の建設に受け継がれ、さらに発展していくことを心から期待するものであります。

中間橋脚を有する斜張橋の構造特性

Structural Characteristics of Cable Stayed Bridge with Intermediate Piers

向島工事事務所 所設計第二課長 奥川 淳志*

Atushi Okukawa

今治工事事務所 第二工事長 高城 信彦**

Nobuhiko Takagi

設計部 設計第二課 山口 和範***

Kazunori Yamaguchi



概要

多々羅大橋は中央支間890mで計画されており、これまでの約2倍の規模の斜張橋となるため、支間の増大に伴う構造特性の把握は重要な問題となった。そこで、多々羅大橋の支間890mが従来の斜張橋に比べてどのような位置づけにあるかを探るため、中央支間を500m、890m、1400m、2000mと変化したときの概略設計を行いその構造特性（作用応力、座屈特性、振動特性等）について解析を行った。本文は、この概略設計の解析結果を紹介するものである。

The Tataru Bridge will have a center span of 890m, which almost doubles the record of center span length of conventional cable-stayed bridges. This required a precise study on structural characteristics associated with elongation of the center span. To seek a viewpoint from which the center span of 890m of Tataru Bridge should be examined, the study included a series of comparative designs that clarified differences in structural characteristics (induced stresses, buckling properties, vibration characteristics, etc.) inherited to respective center span of 500m, 890m, 1400m, and 2000m. This paper introduces results and findings of this analytical study.

1. まえがき

最近、景観的な優雅さから斜張橋が採用される機会が多く、従来、吊橋の領域と考えられていた支間にまで、斜張橋の採用が増えてきている。平成4年11月末には支間890mの多々羅大橋の下部工工事が開始され、フランスでは、支間856mのノルマンディー橋が中央径間の桁を架設中である。いずれも、従来の規模を大きく越える斜張橋であり、支間の増大に伴う構造特性の変化の把握が重要な問題となっている。そこで、多々羅大橋で計画している、橋端に中間橋脚を有する斜張橋をモデルに、支間を500mから2000mまで変化させた場合の概略設計を行い、斜張橋の各種の構造特性が、支間の変化に伴い、どのように変化するかを調べ、多々羅大橋の中央支間890mがどのような位置づけにあるか検討を行った。本文は、この概略設計の解析結果を紹介するものである。

2. スケルトンの設定

ここでの概略設計のスケルトンの基本は多々羅大橋を基本とした支間割 330m + 890m + 330m の左右対象の斜張橋で、中間橋脚を桁端部から50mの位置に設け、端

部と中間橋脚の間はカウンターウェイトを兼ねたPC桁としている。支間をこの中央支間890mのスケルトンを基本に500m、1400mおよび2000mと変化させ、以下の方針によりこれらのスケルトンを定めた。（表-1参照）

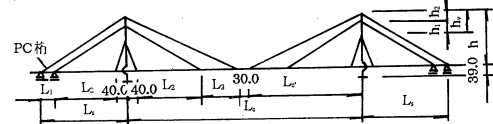
①スパン比： $L_s/L_c = 0.37$

②塔高比： $h/L_c' = 0.47674$

③塔側ケーブル定着高： $h_v/h = 0.390$

各スケルトンの断面諸元は、桁断面を一定にしたケース（その1）と、塔付近と支間中央部の桁断面を変えたケース（その2）を設定した。（その1）については4種類のスケルトンについて概略設計を行ったが、（その2）につい

表-1 基本構造系
Tab.1 Basic structural dimensions



Lc	桁	塔
500m	$L_s = 185.0, L_c' = 235.0, L_1 = 28.0$ $L_2 = 3 @ 39.0 = 117.0$ $L_3 = 21.75 + 3 @ 18.75 = 78.0$	$H = 151.0, B = 17.3, h = 112.0, h_v = 44.0$ $h_1 = 3 @ 8.8 = 26.4$ $h_2 = 4 @ 4.4 = 17.6$
890m	$L_s = 330.0, L_c' = 430.0, L_1 = 50.0$ $L_2 = 6 @ 40.0 = 240.0$ $L_3 = 8 @ 18.75 = 150.0$	$H = 244.0, B = 20.0, h = 205.0, h_v = 80.0$ $h_1 = 6 @ 8.0 = 48.0$ $h_2 = 8 @ 4.0 = 32.0$
1400m	$L_s = 520.0, L_c' = 685.0, L_1 = 80.0$ $L_2 = 10 @ 40.0 = 400.0$ $L_3 = 20.0 + 12 @ 18.75 = 245.0$	$H = 366.0, B = 23.6, h = 327.0, h_v = 127.6$ $h_1 = 10 @ 7.73 = 77.3$ $h_2 = 13 @ 3.869 = 50.3$
2000m	$L_s = 740.0, L_c' = 985.0, L_1 = 112.0$ $L_2 = 15 @ 39.2 = 588.0$ $L_3 = 19.5 + 18 @ 18.75 = 357.0$	$H = 509.0, B = 27.8, h = 470.0, h_v = 183.0$ $h_1 = 15 @ 7.467 = 112.0$ $h_2 = 19 @ 3.737 = 71.0$

(単位 m)

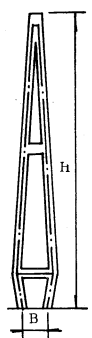
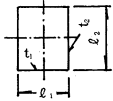
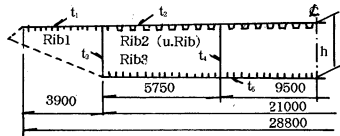
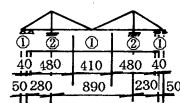


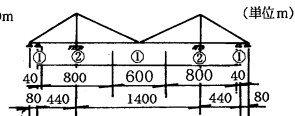
表-2 断面構成
Tab.2 Sectional dimensions

Lc	塔柱断面	主桁断面																																																																																				
																																																																																						
500m	$l_1 = 3300, l_2 = 4400$ ・最下段ケーブル位置 [SM490Y] $t_1 = 45, 3 @ Rib \text{ ㊦ } 240 \times 28$ $t_2 = 45, 5 @ Rib \text{ ㊦ } 220 \times 25$ ・塔基部 [SM490Y] 上記と同じ	$h = 1800$ $L/4$点 [SS 400] 主桁位置&主塔近傍 [SM490] $t_1 = t_2 = 12$ ($L/4$点), 13 (主塔位置&主塔近傍) $t_3 = 14, t_4 = 12$ $t_5 = 12$ ($L/4$点), 13 (主塔位置&主塔近傍) Rib1 130 × 12 Rib2 320 × 240 × 6 Rib3 140 × 3																																																																																				
890m () 内は (その2)	$l_1 = 6000, l_2 = 8000$ ・最下段ケーブル位置 [SM490Y] $t_1 = 45, 5 @ Rib \text{ ㊦ } 240 \times 25$ (37, 5 @ Rib ㊦ 240 × 25) $t_2 = 45, 7 @ Rib \text{ ㊦ } 240 \times 25$ (37, 7 @ Rib ㊦ 240 × 25) ・塔基部 [SM570 (SM490Y)] $t_1 = 45, 5 @ Rib \text{ ㊦ } 240 \times 25$ (37, 5 @ Rib ㊦ 240 × 25) $t_2 = 45, 7 @ Rib \text{ ㊦ } 240 \times 25$ (37, 7 @ Rib ㊦ 240 × 25)	$h = 2,700$ [SM490Y] <table><tr><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">その1</th><th colspan="2">その2</th><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">その1</th><th colspan="2">その2</th></tr><tr><th>①</th><th>②</th><th>①</th><th>②</th></tr><tr><td>t_1</td><td>16</td><td>(10)</td><td>(13)</td><td>Rib1</td><td>140 × 14</td><td>(140 × 14)</td><td>(170 × 19)</td></tr><tr><td>t_2</td><td>16</td><td>(12)</td><td>(13)</td><td>Rib2</td><td>320 × 260 × 6</td><td>(320 × 260 × 6)</td><td>(320 × 260 × 6)</td></tr><tr><td>t_3</td><td>16</td><td>(10)</td><td>(13)</td><td>Rib3</td><td>170 × 17</td><td>(140 × 14)</td><td>(170 × 16)</td></tr><tr><td>t_4</td><td>16</td><td>(10)</td><td>(13)</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>t_5</td><td>16</td><td>(10)</td><td>(13)</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>		その1	その2			その1	その2		①	②	①	②	t_1	16	(10)	(13)	Rib1	140 × 14	(140 × 14)	(170 × 19)	t_2	16	(12)	(13)	Rib2	320 × 260 × 6	(320 × 260 × 6)	(320 × 260 × 6)	t_3	16	(10)	(13)	Rib3	170 × 17	(140 × 14)	(170 × 16)	t_4	16	(10)	(13)					t_5	16	(10)	(13)																																				
	その1	その2				その1			その2																																																																													
		①	②	①			②																																																																															
t_1	16	(10)	(13)	Rib1	140 × 14	(140 × 14)	(170 × 19)																																																																															
t_2	16	(12)	(13)	Rib2	320 × 260 × 6	(320 × 260 × 6)	(320 × 260 × 6)																																																																															
t_3	16	(10)	(13)	Rib3	170 × 17	(140 × 14)	(170 × 16)																																																																															
t_4	16	(10)	(13)																																																																																			
t_5	16	(10)	(13)																																																																																			
1400m () 内は (その2)	$l_1 = 13800, l_2 = 18400$ ・最下段ケーブル位置 [SM490Y] $t_1 = 48, 11 @ Rib \text{ ㊦ } 250 \times 28$ (40, 11 @ Rib ㊦ 250 × 28) $t_2 = 48, 15 @ Rib \text{ ㊦ } 250 \times 28$ (40, 15 @ Rib ㊦ 250 × 28) ・塔基部 [HT780] $t_1 = 48, 11 @ Rib \text{ ㊦ } 250 \times 32$ (40, 11 @ Rib ㊦ 250 × 28) $t_2 = 65, 15 @ Rib \text{ ㊦ } 360 \times 45$ (64, 15 @ Rib ㊦ 250 × 31)	$h = 4,000$ <table><tr><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">その1</th><th colspan="2">その2</th><th rowspan="2"></th><th rowspan="2">その1</th><th colspan="2">その2</th></tr><tr><th>①</th><th>②</th><th>①</th><th>②</th></tr><tr><td>t_1</td><td>[SM570]* 23</td><td>[SM570] (12)</td><td>[SM570] (16)</td><td>Rib1</td><td>[SM570]*¹ 140 × 16</td><td>[SM570] 160 × 17</td><td>[SM570] 190 × 20</td></tr><tr><td>t_2</td><td>23</td><td>(12)</td><td>(16)</td><td>Rib2</td><td>320 × 260 × 6</td><td>320 × 260 × 6</td><td>320 × 260 × 6</td></tr><tr><td>t_3</td><td>23</td><td>(13)</td><td>(13)</td><td>Rib3</td><td>160 × 18</td><td>190 × 20</td><td>190 × 22</td></tr><tr><td>t_4</td><td>22</td><td>(13)</td><td>(13)</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>t_5</td><td>23</td><td>(16)</td><td>(19)</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>t_1</td><td>[HT780]* 23</td><td rowspan="5" style="text-align: center;">/</td><td>[HT780]* (16)</td><td>Rib1</td><td>[HT780]*² 140 × 18</td><td rowspan="5" style="text-align: center;">/</td><td>[HT780]*² 190 × 20</td></tr><tr><td>t_2</td><td>23</td><td>(16)</td><td>Rib2</td><td>320 × 260 × 6</td><td>320 × 260 × 6</td></tr><tr><td>t_3</td><td>25</td><td>(34)</td><td>Rib3</td><td>160 × 20</td><td>190 × 22</td></tr><tr><td>t_4</td><td>22</td><td>(13)</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>t_5</td><td>23</td><td>(19)</td><td></td><td></td><td></td></tr></table>		その1	その2			その1	その2		①	②	①	②	t_1	[SM570]* 23	[SM570] (12)	[SM570] (16)	Rib1	[SM570]* ¹ 140 × 16	[SM570] 160 × 17	[SM570] 190 × 20	t_2	23	(12)	(16)	Rib2	320 × 260 × 6	320 × 260 × 6	320 × 260 × 6	t_3	23	(13)	(13)	Rib3	160 × 18	190 × 20	190 × 22	t_4	22	(13)	(13)					t_5	23	(16)	(19)					t_1	[HT780]* 23	/	[HT780]* (16)	Rib1	[HT780]* ² 140 × 18	/	[HT780]* ² 190 × 20	t_2	23	(16)	Rib2	320 × 260 × 6	320 × 260 × 6	t_3	25	(34)	Rib3	160 × 20	190 × 22	t_4	22	(13)				t_5	23	(19)			
	その1	その2				その1			その2																																																																													
		①	②	①			②																																																																															
t_1	[SM570]* 23	[SM570] (12)	[SM570] (16)	Rib1	[SM570]* ¹ 140 × 16	[SM570] 160 × 17	[SM570] 190 × 20																																																																															
t_2	23	(12)	(16)	Rib2	320 × 260 × 6	320 × 260 × 6	320 × 260 × 6																																																																															
t_3	23	(13)	(13)	Rib3	160 × 18	190 × 20	190 × 22																																																																															
t_4	22	(13)	(13)																																																																																			
t_5	23	(16)	(19)																																																																																			
t_1	[HT780]* 23	/	[HT780]* (16)	Rib1	[HT780]* ² 140 × 18	/	[HT780]* ² 190 × 20																																																																															
t_2	23		(16)	Rib2	320 × 260 × 6		320 × 260 × 6																																																																															
t_3	25		(34)	Rib3	160 × 20		190 × 22																																																																															
t_4	22		(13)																																																																																			
t_5	23		(19)																																																																																			
2000m	$l_1 = 13800, l_2 = 18400$ ・最下段ケーブル位置 [SM490Y] $t_1 = 60, 11 @ Rib \text{ ㊦ } 350 \times 36$ $t_2 = 60, 15 @ Rib \text{ ㊦ } 350 \times 36$ ・塔基部 [HT780] $t_1 = 75, 11 @ Rib \text{ ㊦ } 380 \times 50$ $t_2 = 100, 15 @ Rib \text{ ㊦ } 570 \times 70$	$h = 5,600$ [HT780] <table><tr><td>t_1</td><td>30</td><td>*1</td><td>Rib1</td><td>130 × 16</td><td>*1</td></tr><tr><td>t_2</td><td>30</td><td></td><td>Rib2</td><td>320 × 260 × 6</td><td></td></tr><tr><td>t_3</td><td>30</td><td></td><td>Rib3</td><td>155 × 20</td><td></td></tr><tr><td>t_4</td><td>30</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>t_5</td><td>30</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>t_1</td><td>30</td><td>*2</td><td>Rib1</td><td>130 × 16</td><td>*2</td></tr><tr><td>t_2</td><td>30</td><td></td><td>Rib2</td><td>320 × 260 × 6</td><td></td></tr><tr><td>t_3</td><td>55</td><td></td><td>Rib3</td><td>245 × 30</td><td></td></tr><tr><td>t_4</td><td>55</td><td></td><td>[ウェブ]</td><td>260 × 34</td><td></td></tr><tr><td>t_5</td><td>40</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>	t_1	30	*1	Rib1	130 × 16	*1	t_2	30		Rib2	320 × 260 × 6		t_3	30		Rib3	155 × 20		t_4	30					t_5	30					t_1	30	*2	Rib1	130 × 16	*2	t_2	30		Rib2	320 × 260 × 6		t_3	55		Rib3	245 × 30		t_4	55		[ウェブ]	260 × 34		t_5	40																												
t_1	30	*1	Rib1	130 × 16	*1																																																																																	
t_2	30		Rib2	320 × 260 × 6																																																																																		
t_3	30		Rib3	155 × 20																																																																																		
t_4	30																																																																																					
t_5	30																																																																																					
t_1	30	*2	Rib1	130 × 16	*2																																																																																	
t_2	30		Rib2	320 × 260 × 6																																																																																		
t_3	55		Rib3	245 × 30																																																																																		
t_4	55		[ウェブ]	260 × 34																																																																																		
t_5	40																																																																																					

$L_c = 890m$



$L_c = 1400m$



(単位:m)

*1; $L/4$ 点&主塔近傍、*2; 主塔位置

ては、支間890mと1400mの2種類のみとした。

3. 設計方針

本概略設計は、本四公団の設計基準類を基本に設計を行った。

3.1 設計の基本条件

下記の設計条件により概略設計を行った。

- (1) 幅員構成：車道部：20m（4車線）
管理路：2.5m（両側）
- (2) 基本風速： $V_{10} = 37\text{m/sec}$
- (3) 地震の影響：本四スペクトル：塔基部 180gal

3.2 設計上の共通条件

おのこの設計に対して以下の共通条件を設定した。

- (1) タワーリンク：各案とも長さ10m、断面積0.20 $\text{m}^2/\text{本}$
- (2) 水平バネ（耐震固定バネ）：バネ定数は、温度変化（ $\pm 30^\circ\text{C}$ ）によって塔基部に生ずる応力が、許容応力度の15%程度になるように設定した。
- (3) 弾性座屈解析結果より逆算した有効座屈長をもとに、上部構造設計基準4.2.1式により、許容圧縮応力度を算出した。
- (4) 主桁の断面設計は、道示Ⅱ3.3「軸方向と曲げモーメントを受ける部材」を用い応力照査、安定照査を行った。なお、付加曲げモーメントの項は除いた。
- (5) プレストレスは完成時における主塔及び主桁のキャンバーをできるだけ0に近づけるよう設定した。

3.3 解析モデルおよび解析手法

解析モデルは、橋軸面内荷重（D,L,T,EQ（LL））による断面力解析、弾性座屈解析および面内振動解析には平面モデルを用い、橋軸面外荷重（W（TT）,EQ（TT））による断面力解析および面外振動解析には立体モデルを用いた。

3.4 設計および解析の手順

桁、塔、及びケーブルの概略断面は文献1）に従い設定した。次に、常時（D,L,T）の1次断面力を、平面モデルの有限変位解析により求め、弾性座屈解析から得られた有効座屈長を用いて応力照査を行い、断面諸量を決定した。この断面諸量を用いて、平面モデルと立体モデルにより2次断面力を算出した。また、それぞれのモデルによる振動解析と地震応答スペクトル解析を行った。

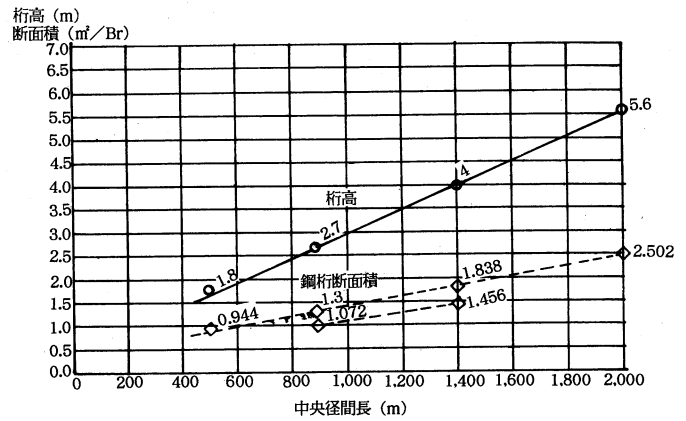


図-1 桁高、鋼桁断面積
Fig.1 Depth and sectional area of deck

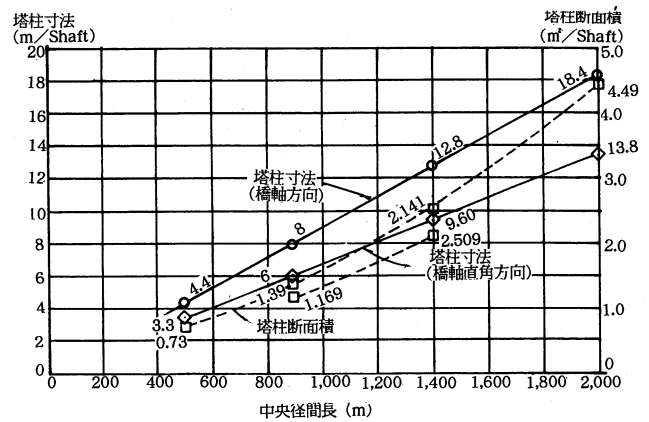


図-2 塔柱寸法、塔柱断面積
Fig.2 Dimensions and sectional area of tower

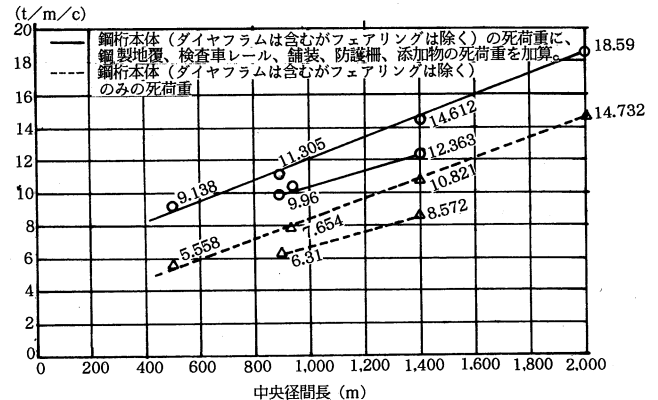


図-3 鋼桁部死荷重
Fig.3 Dead load of deck

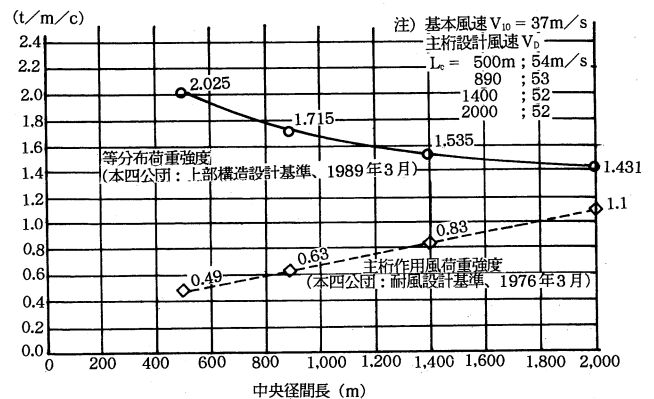


図-4 活荷重、風荷重
Fig.4 Live loads and Wind Load

4. 設計断面

桁高は、支間長890mで2.7mとし、その他については支間と桁高の比をほぼ同じとしたが、支間長500mでは、製作上の最小桁高を考慮し、1.8mとした。

塔柱の断面寸法は、支間890mで8m（橋軸方向）×6m（橋軸直角方向）とし、その他については、桁から上の塔高の比でスライドした。

1次計算で決定された桁および塔の断面を表-2に示す。また、主桁および塔の断面積と支間の関係をそれぞれ図-1および図-2に示す。

5. 荷重

1) 死荷重

鋼桁本体と塔柱の死荷重は、次の式から定めた。

桁： $W_g = (\text{桁断面積}) \times 7.85 \times 1.5$

塔： $W_t = (\text{塔断面積}) \times 7.85 \times 1.42$

橋面死荷重、フェアリングおよび添加物重量は、各タイプ共通とした。PC桁部死荷重は、PC桁本体の重量の他に、カウンターウエイトの重量も含み、カウンターウエイトの重量は、中央支間側の死荷重と、塔と桁の交点回りのモーメントがつり合うように設定した。図-3に桁部死荷重と支間の関係を示す。

2) 活荷重および風荷重

活荷重は分布荷重に対し等価L荷重に、また線荷重に対し主構・補剛桁等のせん断力を計算する場合の荷重に着目した。また、風荷重は単位面積当りの風荷重強度に、受圧面積をかけて求めたものを示す。図-4にこれらの荷重と支間の関係を示す。

6. 部材力

2次断面力解析による部材力を以下に示す。今回の解析においては、ケーブルプレストレスをキャンバーが0になるように、厳密に調整するのが困難であったため、D + Psの状態で桁および塔に、キャンバーに伴う橋軸面内の曲げモーメントが残った。このため、橋軸面内の曲げモーメントについては、D + Psによるものを除いた。

6.1 常時

1) 側径間最上段ケーブル張力

図-5に支間と側径間最上段ケーブル張力の関係を示す。支間の増加に伴い大きくなるが、その傾向はほぼ直線的になっている。これは、ケーブル張力は中央支間部の荷重強度に比例し、支間の増加による死荷重の増加傾向と活荷重の減少傾向より推定される結果と一致したといえる。（その2）は（その1）に比べて張力の増加率が小さい。これは、鋼桁部死荷重の設定値のちがいによる影響があらわれている。

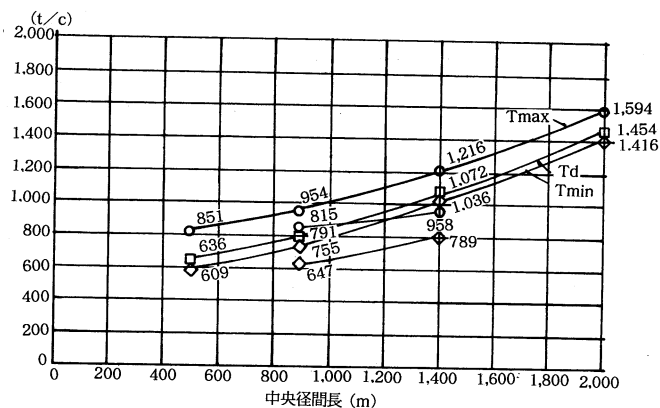


図-5 最上段ケーブル張力（側径間）（D + Ps + L + T）

Fig.5 Cable tension of the uppermost cable (side span) (D + Ps + L + T)

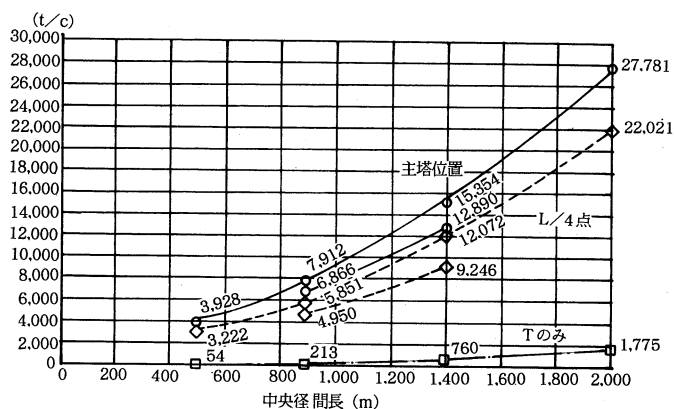


図-6 主桁軸力（D + Ps + L + T（Nmin時））

Fig.6 Axial force of deck (D + Ps + L + T) (for Nmin)

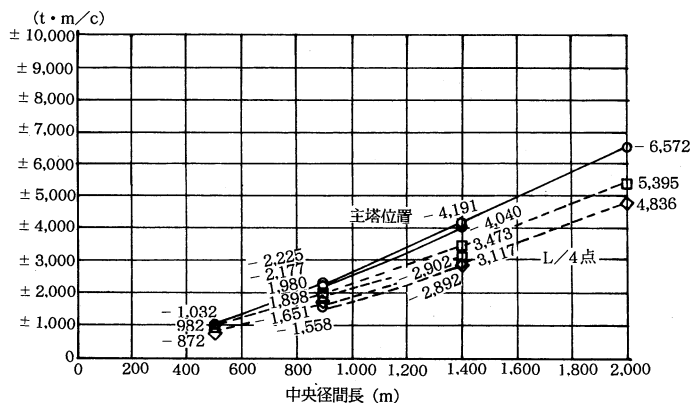


図-7 主桁鉛直面内曲げモーメント（D + Ps + L + T（± Nmax時））

Fig.7 Bending moment of deck in vertical plane (D + Ps + L + T) (for ± Nmax)

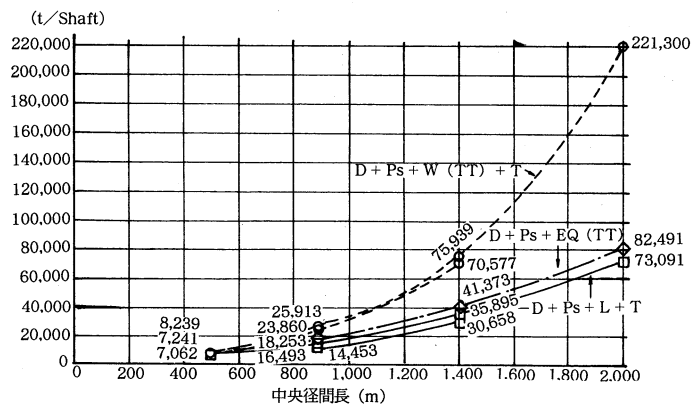


図-8 塔基部軸力

Fig.8 Axial force of bottom section of tower

2) 主桁軸力

図-6に支間長と主桁軸力の関係を示す。主桁軸力はケーブル張力の水平成分であるから、全般的な傾向はケーブル張力と同様となる。

3) 主桁鉛直面内曲げモーメント

図-7に支間長と主塔位置における曲げモーメントとL/4点における正と負の曲げモーメントを示す。いずれも支間長の増加に伴って、ほぼ直線的に増加している。曲げモーメントの影響線は各タイプほぼ相似形であるため、影響線面積は支間長の2乗に比例する。一方、等分布活荷重強度は、支間長の増加に伴い双曲線的に減少するため、このような傾向となる。(その2)は(その1)に比べ曲げモーメントは小さくなるが、これは桁と塔の剛比(桁の断面2次剛性/塔の断面2次剛性)が小さいことに起因する。

4) 塔基部軸力

図-8に支間と塔基部軸力の関係を示す。塔基部軸力は支間の増加に伴って2次曲線的に増加する。

5) 塔基部橋軸方向曲げモーメント

図-9に支間長と塔基部の正負の曲げモーメントの関係を示す。符号は、中央径間側に倒れる方向を正とする。曲げモーメントは支間の増加に伴って2次曲線的に増加するが、その内50%程度は温度変化によるものである。

6.2 風荷重時

仮定断面では塔位置の桁および塔基部で応力超過となる部所があったので一部断面変更を行った。

なお、断面変更による、剛度と死荷重の見直しは、局部的であるため行っていない。

1) 主桁橋軸直角方向曲げモーメント

図-10に支間長と主塔位置およびスパン中央の橋軸直角方向曲げモーメントの関係を示す。主塔位置、スパン中央ともに支間長に伴って増加し1000mを越える付近から直線的に急激に増加する。勾配は主塔位置の方が急であり、スパン中央との差が開く傾向となる。

支間1400mと支間2000mの主塔位置では、仮定断面で応力超過となった。

2) 塔基部軸力

図-8に支間長と塔基部軸力の関係を示す。支間長の増加に伴って放物線的に増加する。これは、塔と桁に作用するm当りの風荷重強度が、支間長の変化に伴って直線的に増加するとともに、塔高も支間長に比例するためである。支間長890m、1400mおよび2000mの塔基部断面は、仮定断面では応力超過となる。

3) 塔基部橋軸直角方向曲げモーメント

図-11に支間と塔基部橋軸直角方向曲げモーメントの関係を示す。直角方向風荷重による塔基部軸力に伴う曲げモーメントであり、塔基部軸力と同じような傾向となる。

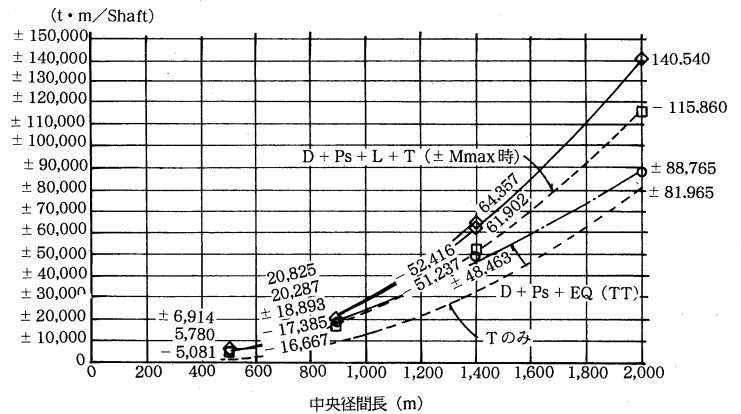


図-9 塔基部軸力方向曲げモーメント

Fig.9 Bending moment of bottom section of tower in longitudinal direction

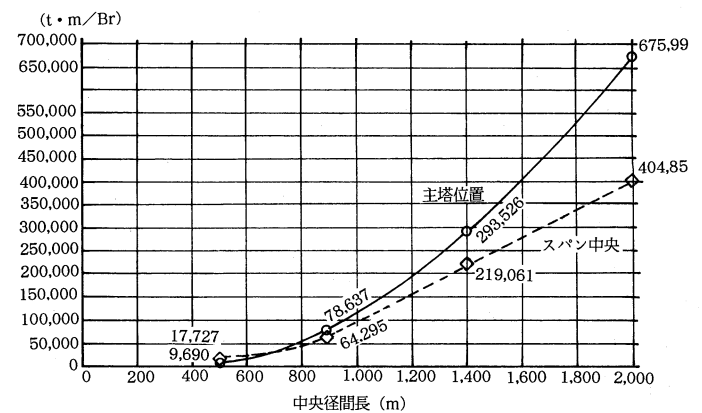


図-10 主桁橋軸直角方向曲げモーメント

Fig.10 Bending moment of deck in transverse plan

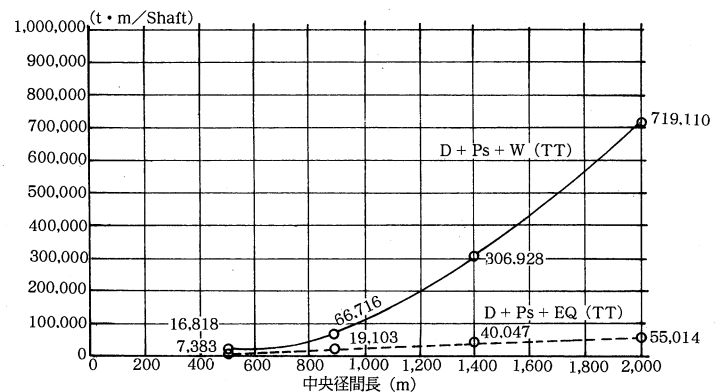


図-11 塔基部橋軸直角方向曲げモーメント

Fig.11 Bending moment of bottom section of tower in transverse direction

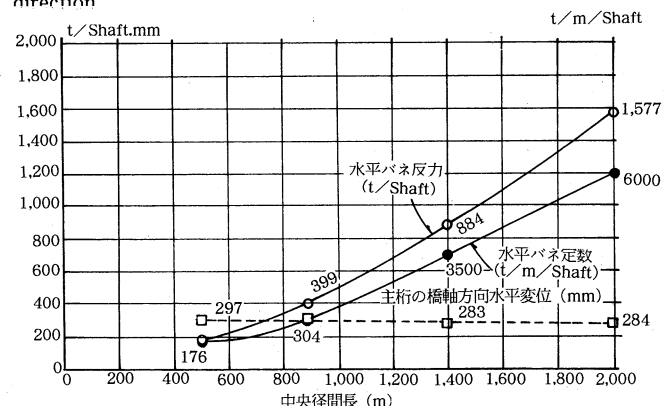


図-12 橋軸方向変位、水平バネ反力 EQ (LL)

Fig.12 Longitudinal displacement and horizontal spring reaction EQ (LL)

6.3 地震時

解析手法は、本四スペクトルを用いた応答スペクトル法による、動的解析とした。

1) 塔基部軸力

支間長と地震時の塔基部軸力の関係を図-8に示す。また、支間と地震の影響による軸力の関係をこの図の下側に示す。支配的な振動モードは、塔柱が片持梁的に直角方向に変形するモードである。応答値は、塔高と地震慣性力の大きさに支配されるが、支間長の増加にともない長周期となるため、応答加速度が低下し、地震時慣性力はあまり増加しない。したがって塔高(支間に対して2乗比例)のみが関係することになり、支間長に対しては2次放物線的な傾向となる。

2) 塔基部軸力方向曲げモーメント

支間と地震時の塔基部軸方向曲げモーメントを図-9に示す。支配的な振動モードは遊動円木モードであり、固有振動数は図-19に示すように支間長に関係なく一定であるため、地震時慣性力は支間長の増加に伴って大きくなる。

3) 水平バネ反力

図-12に支間長と橋軸方向水平変位および水平バネ反力の関係を示す。主桁の橋軸方向水平変位が支間長にかかわらずほぼ一定なため、水平バネ反力は水平バネ定数と同じ傾向を示す。

7. ケーブルの見かけのヤング係数

図-13に支間長と中央径間最上段ケーブルの見かけのヤング係数の関係を、図-14にD + Ps時の見かけのヤング係数の橋軸方向の分布を示す。これらの見かけのヤング係数は、下に示すErnstの式から計算した。

$$E_c = \frac{E_0}{1 + \left\{ \frac{1}{12} \cdot \frac{(\gamma \ell)^2}{\sigma^3} \right\} E_0} \quad (\text{tf/m}^2)$$

ここに

E_c : Ernstの式による見かけのヤング係数

E_0 : ケーブル素線のヤング係数 ($2.0 \times 10^7 \text{tf/m}^2$)

γ : ケーブルの単位重量 (7.85tf/m^3)

ℓ : ケーブルの水平長 (m)

σ : ケーブルの作用応力 (tf/m^2)

支間2000mでは見かけのヤング係数は張力最大時でも素線の70%まで低下する。(その2)の見かけのヤング係数がやや下回っているが、これは仮定断面がやや小さくケーブルの作用応力 σ が小さくなったことが原因である。

8. 変形量

1) 鉛直面内たわみ

図-15に支間長と常時の主桁スパン中央最大たわ

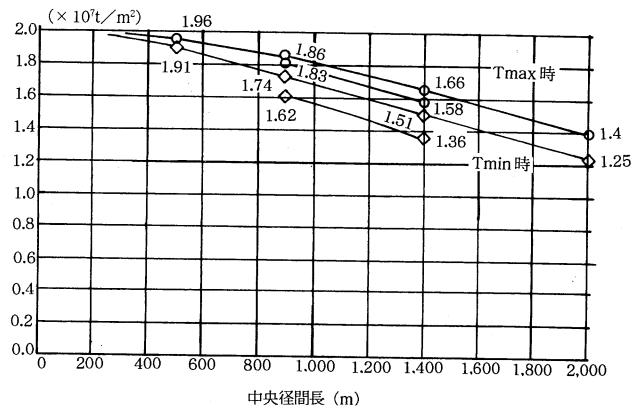


図-13 最上段ケーブル(中央径間)のヤング係数(D + Ps + L + T)

Fig.13 Young's modulus of the uppermost cable (center span) (D + Ps + L + T)

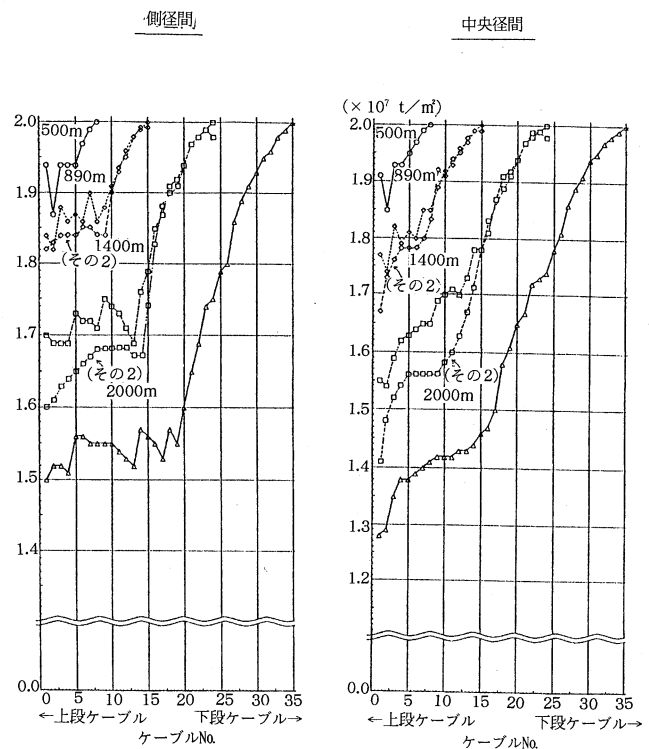


図-14 ヤング係数の橋軸方向分布(D + Ps)

Fig.14 Longitudinal distribution of Reduced Young's modulus (D + Ps)

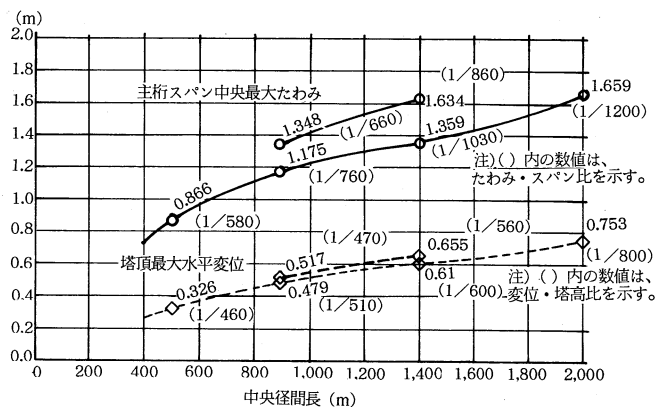


図-15 鉛直面内たわみ(L + T)

Fig.15 Vertical displacement (L + T)

み (δV) と塔頂最大水平変位 (δH) の関係を示す。
 δV 、 δH ともに、支間長が伸びるに従い増加する。
 変位の影響線面積は、支間長にほぼ比例するが、等分布活荷重強度は双曲線的に減少するため、上に凸から徐々に直線的な傾向となる。

2) 主桁橋軸直角方向たわみ

図-16に支間長と風荷重作用時の主桁中央と塔頂の直角方向のたわみの関係を示す。主桁中央のたわみは、支間1000m付近から急激に増加し、支間2000mではたわみスパン比が1/43に達する。塔頂のたわみは、支間長1400m付近から放物線的に増加し、支間長2000mでは、たわみ塔高比が1/35となる。

3) 橋軸方向変位

図-12に支間長と橋軸方向地震時の桁の橋軸方向水平変位の関係を示す。支間長に関係なくほぼ一定となったが、これは支配的な振動モードが遊動円木モードであり振動数が支間長に関係なくほぼ一定であるためである。

9. 座屈特性

各支間長モデルの弾性座屈解析を行い、弾性座屈固有値およびモードを求めた。座屈荷重から、Euler式により弾性有効座屈長を求め、応力照査を行った。

解析は次のような方針で行った。

- ①荷重強度は、 λ (固有値) $\times$ (D+L) とする。活荷重Lについては、線荷重と衝撃分を無視し、等分布荷重のみを全径間に載荷する。
- ②ケーブルは棒モデルとし、ケーブル重量は、桁と塔に50%づつ振り分ける。
- ③ケーブルのプレストレスは無視する。
- ④ケーブルのヤング係数は図-14に示したものをを用い、荷重が増加し、張力が増加しても一定とする。

上記の仮定により計算された最小固有値および座屈荷重と支間の関係を図-17に示す。支間長500mでは、塔の固有値が桁の固有値よりも小さいが、890m以上では、桁の固有値の方が小さくなる。桁の固有値は支間長の増加に伴って減少するが、塔の固有値は変化しない。

座屈荷重は桁、塔ともに支間の増加に伴って大きくなる。なお、座屈荷重 P_{cr} は次式で求めた。

$$P_{cr} = \lambda \times N_0$$

ここに P_{cr} : 座屈荷重 (tf)

N_0 : D+Lにより生ずる軸力 (tf)

また、Euler式 ($le = \pi \sqrt{EI/P_{cr}}$) より求めた有効座屈長 le と支間の関係を図-18に示す。桁、塔ともに支間の増加にともないほぼ直線的に増加している。

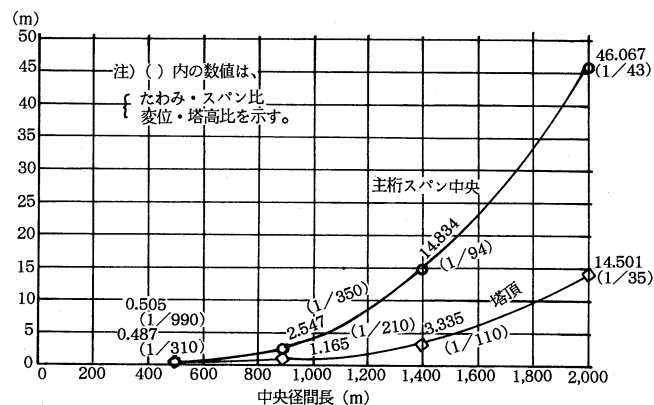


図-16 主桁橋軸直角方向たわみ (W (TT))

Fig.16 Horizontal displacement of deck (W (TT))

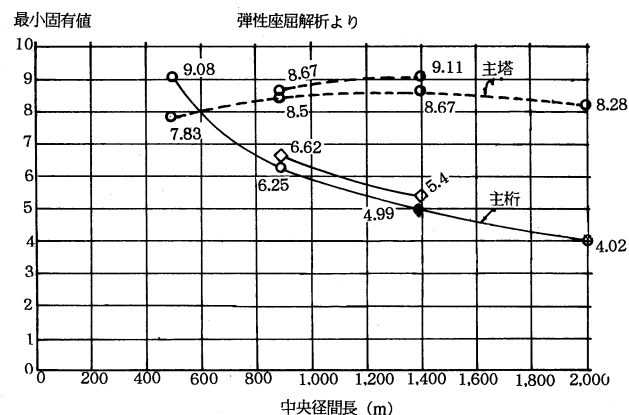


図-17 最小固有値

Fig.17 Minimum buckling Eigen Value

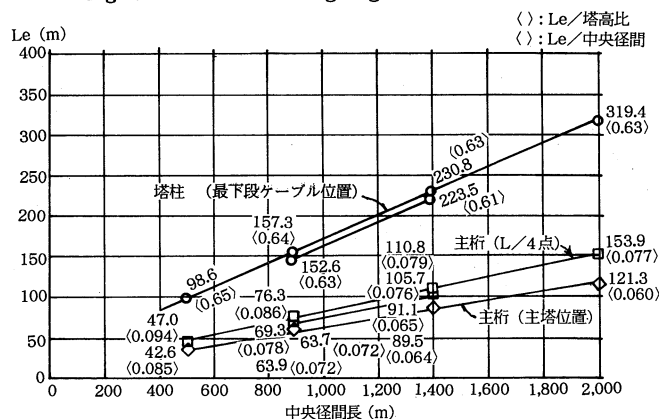


図-18 有効座屈長

Fig.18 Effective buckling length

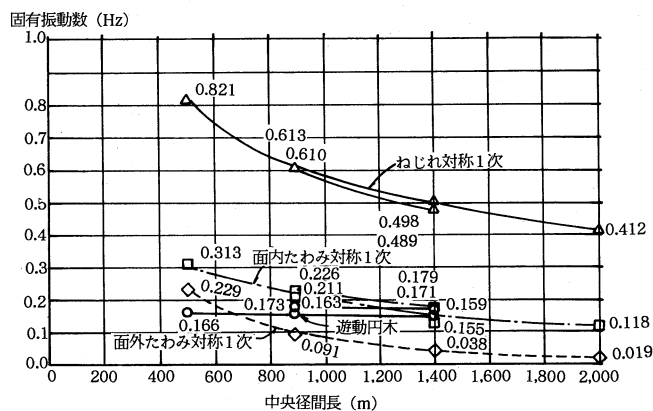


図-19 固有振動数

Fig.19 Natural frequency of the structure

10. 振動特性

平面骨組みモデルおよび立体骨組みモデルによる振動解析を行い、固有振動性状を調べるとともに、固有振動数を用いて、耐風安定性を検討した。ケーブルのモデル化は、座屈解析と同じとした。対数減衰率としては、鋼桁と塔は0.02、PC桁は0.05とした。この条件により計算された支間長と固有振動数の関係を図-19に示す。

ねじれ1次、面内および面外たわみ対称1次の固有振動数は、支間の増加にともなって減少した。この傾向は単純梁の支間を伸ばしていったときのねじれおよびたわみ振動特性の推移と一致している。

遊動円木の固有振動数は、支間長に関係なく一定となった。遊動円木振動は、桁が、水平ばねの拘束を受けながら水平に剛体移動する振動であり、桁全体を質点とする1自由度系の振動と見なすことができ固有振動数は次式で表すことができる。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m_0}} \quad (\text{Hz})$$

ここに

k : 全橋分の水平バネ定数 (tf/m)

m_0 : 桁全体の質量 (tfs²/m)

今回の設計ではどの支間においても上式の遊動円木振動の固有周期を決めるファクター k/m_0 がほぼ一定となったため、このような傾向となったと考えることができる。

11. 耐風安定性

耐風安定性を調べるために、Selbergによるフラッター限界風速およびHDL委員会の推定式による渦励振発生風速²⁾を求めた。さらに、支間長890mおよび1400mについては、BS5400 (Bridge Aerodynamics, Proposed British Design Rulesによる)³⁾のフラッター限界風速と渦励振発生風速を求めた。その結果を図-20に示す。

Selbergの限界風速は支間の増加にともない減少するが、いずれの場合も設計風速の1.2倍を下回ることにはなかった。

文献2)の推定式による、ねじれ振動とたわみ振動の渦励振発生風速は、それぞれの固有振動数の低下に比例して小さくなるが、桁高が高くなるにつれて補正係数が大きくなるため、全体的な傾向としては、緩やかに低下する。

BS5400による曲げねじれフラッター限界風速はSelberg式と同じく、たわみとねじれの固有振動数が近いほど小さくなるが、Selberg式に比べて係数が小さいため、Selberg式を下回った。

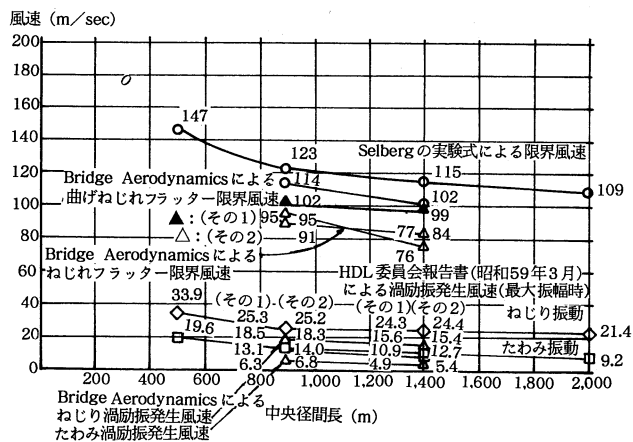


図-20 耐風安定性の推定
Fig.20 Estimation of aerodynamic stability

12. まとめ

側径間に中間橋脚を有する、中央支間500m、890m、1400mおよび2000mの斜張橋の概略設計を行い、支間長の変化に伴い、構造特性がどのように変化するか調べた結果、以下のことが明らかになった。

- ① 大部分の部材断面は常時の荷重条件で決定される。ただし、支間長500m以上の塔基部と、支間長890m以上の桁の塔付近は、風荷重が作用した状態で決まる。
- ② 風荷重が作用したとき、桁の橋軸直角方向の変位、塔基部直角方向曲げモーメントおよび主桁橋軸直角方向曲げモーメントは1000m付近で急激に増大する。
- ③ 地震時における、桁の橋軸方向変位は、水平バネの大きさを調整することにより、制御することが可能である。
- ④ 弾性座屈の最小固有値は、支間長500mでは、塔の方が小さいが、600m程度以上では、桁の方が小さくなる。塔の最小固有値は支間長に関係なくほぼ一定であるが、桁は、支間の増加に伴って低下する。
- ⑤ 支間長の増大に伴い、ねじれ対称1次、面内と面外のたわみ対称1次の固有振動数は小さくなる。これに伴いSelbergの限界風速も低下するが、どのケースにおいても設計風速の1.2倍を下回ることにはなかった。

参考文献

- 1) 長井、赤尾、佐野、井澤：3径間連続マルチケーブル斜張橋の部材断面力算定法の提案、土木学会論文集、362, I-4, pp353~362 (1985)
- 2) 阪神高速道路公団 HDL 風荷重分科会報告、1984
- 3) ICE : Bridge Aerodynamics, pp5~20 (Thomas Telford Limited, London, 1981)

TBMによる掘削工事報告

A Report on Excavation Work by TBM for The Maiko Tunnel

舞子工事事務所 第二工事長代理 三島 功 裕
Yoshihiro Mishima



概 要

舞子トンネルの周辺は市街化された地域であり、施工にあたっては、周辺住宅環境への影響をできる限り少なくする必要がある。

そこで、トンネル掘削土の運搬用車両が市街地内を走行することを避けるため本坑着手に先立ち、掘削土搬出用の導坑を硬質花崗岩区間で施工している。

掘削には、従来の発破工法による施工が困難なため、TBM (Tunnel Boring Machine) を採用している。

大きな障害も無く工事期限内に完了することができたTBM掘削工事の施工実績を報告する。

Work execution of the Maiko Tunnel should be done with the least influence on the surrounding environment of highly - populated area.

To avoid trespassing of work vehicles into this residential area, a pilot tunnel was first bored to convey excavated rocks and soils over the section composed of hard granite.

Excavation was carried out by the tunnel Boring Machine (TBM) instead of the blasting method that might cause adverse effects on social environment.

This report outlines the work procedure of excavation by TBM for the Maiko Tunnel, which was finished in time, without any trouble.

い本坑断面内に導坑を施工している。

本報文では、竣工した舞子トンネル準備工事で施工したNo.1～No.2導坑の実績を報告する。

1. まえがき

舞子トンネルは「神戸～鳴門ルート」の起点部となる垂水JCTと明石海峡大橋との間に位置し、神戸側陸上部約4.7KMのうちの3.3KMを占めている片側3車線の併設トンネルである。

トンネル周辺は市街化された地域であり、土被りが10～20Mと浅い区間の直上には家屋が建ち並んでおり、トンネルの設計施工にあたっては、周辺環境への影響をできる限り少なくするよう配慮が必要である。

このような条件下での舞子トンネルの施工計画立案にあたっては、矢谷地区に大量の掘削土を処分できることから、掘削土を安全で効率的に運搬することが重要なポイントとなった。

掘削土の約6割が集中して搬出される本坑作業基地と矢谷地区とを早期に連絡するためおよび将来の本坑掘削を容易にする目的でTBM (Tunnel Boring Machine) を用

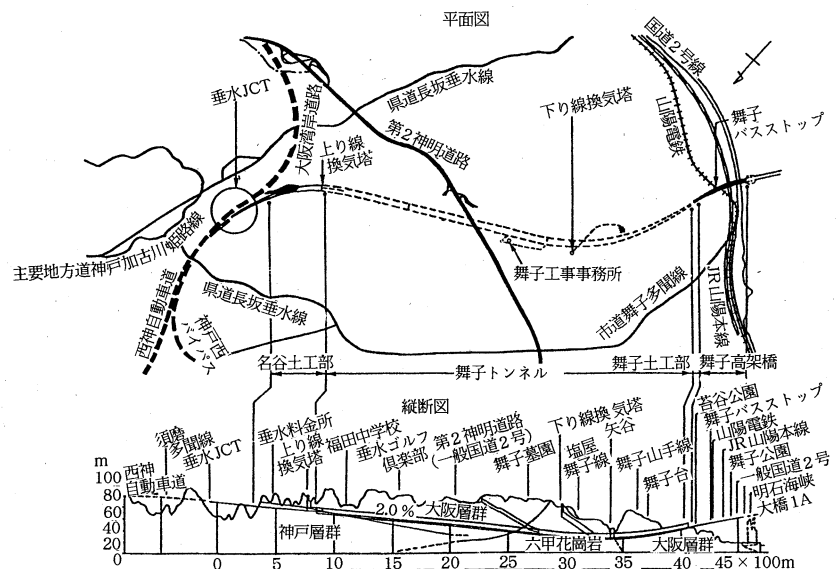


図-1 舞子トンネル概要
Fig.1 General view of the Maiko Tunnel

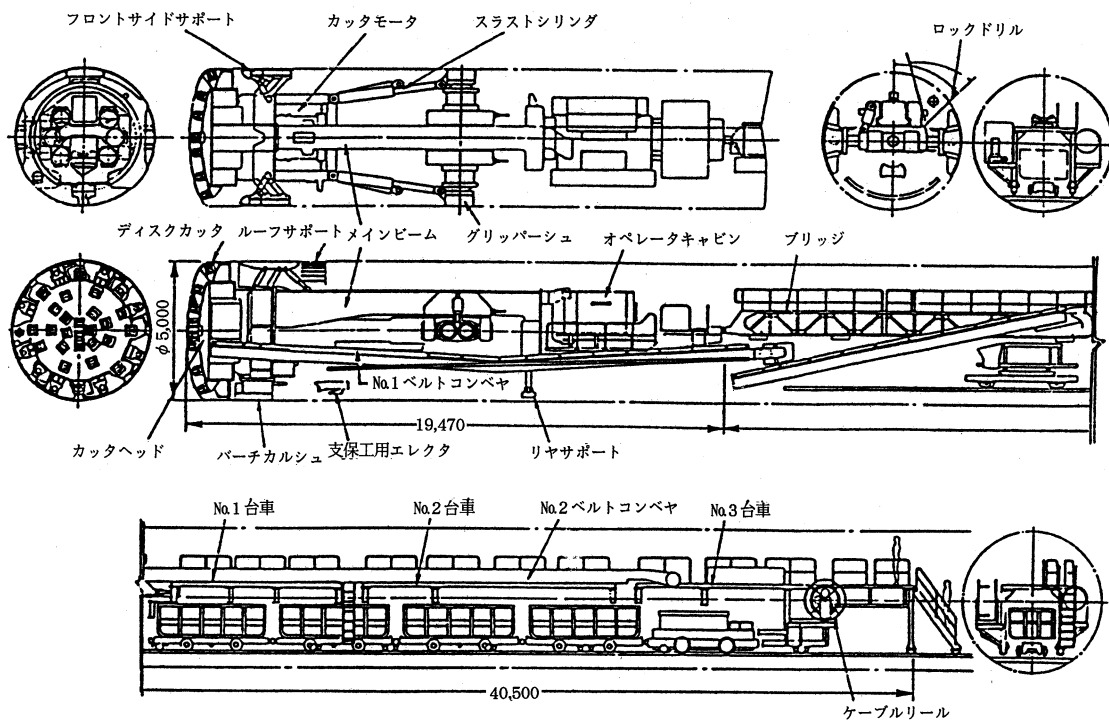


図-4 TBM概要
Fig.4 Outline of TBM

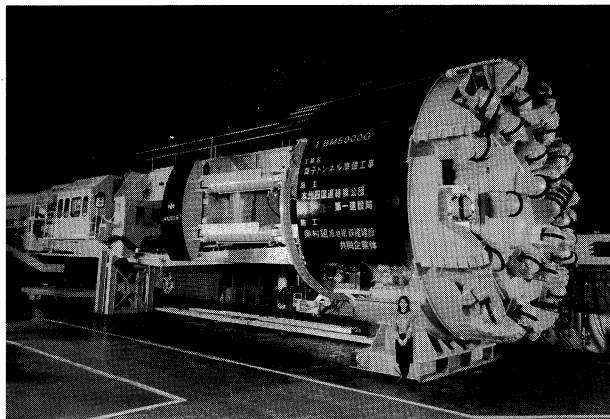


写真-1 TBM5000G 全景
Photo.1 Outlook of TBM 5000G

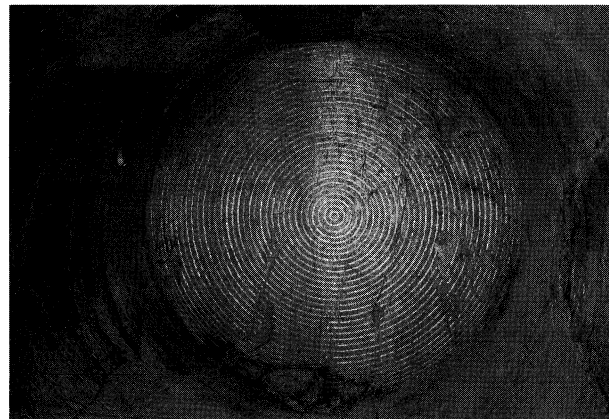


写真-2 切羽状況 (同心円がカッター跡)
Photo.2 Face of pilot tunnel



写真-3 導坑一般部
Photo.3 General section of pilot tunnel

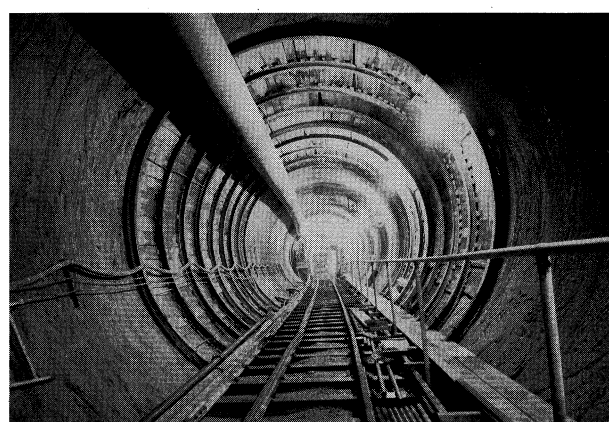


写真-4 導坑特殊部
Photo.4 Special section of pilot tunnel

(2) 掘削方法

TBMの推進機構は、左右一対のグリッパをジャッキで側壁に押しつけて固定し、グリッパから前方に配置した左右各2台、合計4台のジャッキで推進力を与えるもので、一軸回転式の直径5Mのカッターヘッド部分が回転して切羽の岩を圧砕する。

掘進については、まず、位置検出装置によるTBMのカッターヘッド先端の位置検出の後、トンネル計画線に合致するようステアリング操作を行い、グリッパを張って掘進を開始する。1ストローク分の掘進が終わるとリヤサポートを伸ばし、グリッパを縮めて、スラストシリンダーによりマシンの盛替を行う。これが通常のTBM掘進作業の1サイクルである。

一部、岩の目が多い箇所や断層などの特殊部では支保工を建て込んで地山の保護を行った。他の区間は、素掘のみである。

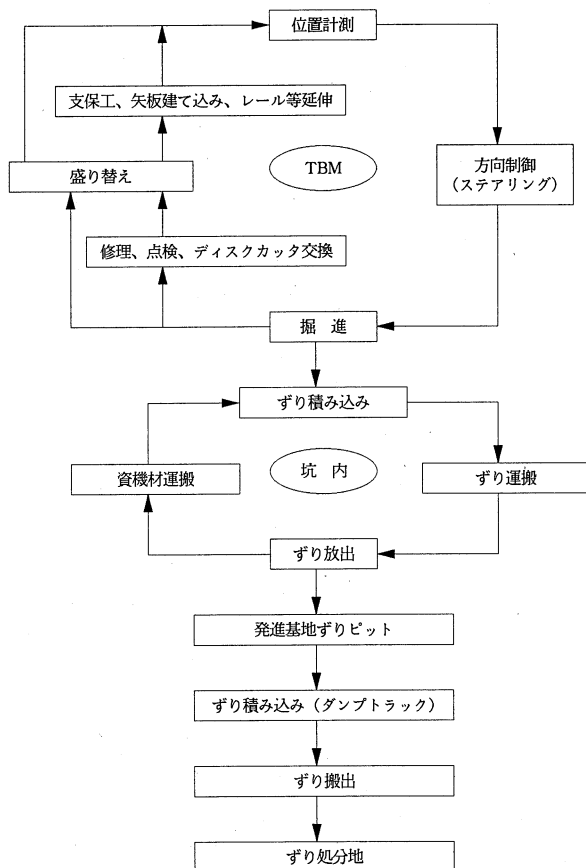


図-5 TBM掘削フロー
Fig.5 Excavation procedure for TBM

また、枕木、レール、坑内通路、風管等の延伸を適時実施した。

掘削したずりは、ベルトコンベヤにより後続台車部まで搬送し、ずりトロ (6 m³ × 3台) に積み込み、12t機関車にて発進基地のずりピットまで運搬した。TBMの盛替えは、この時間と併行作業で行った。

ずりピットに投入されたずりは、油圧ショベルにより11tダンプトラックへ積み込み、坑外の処分地へ搬出し、枕木、レール等の資機材の運搬はずりトロ前方に連結した材料台車により行った。

掘削の進行に伴い摩耗したディスクカッターは、摩耗状況を記録し、規定の摩耗量に達した状況で交換した。

以上のTBM掘削のフローを図-5に示す。

(3) 後退・移設

No.1導坑掘削完了後、TBMを後退し、No.2導坑発進坑に本体を移設した。

掘削手順を図-6に示す。

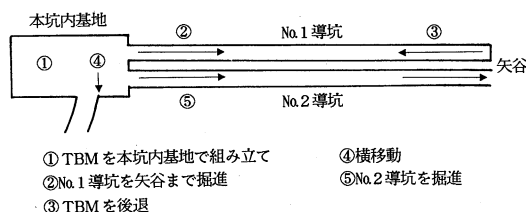


図-6 掘削手順
Fig.6 Excavation procedure

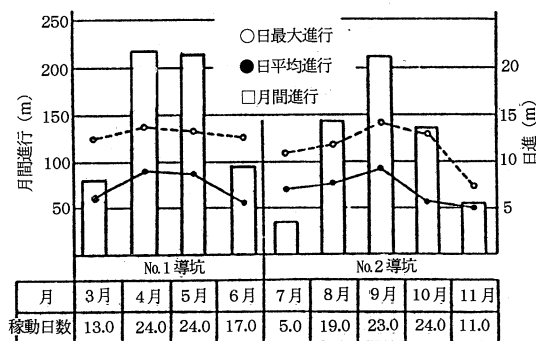


図-7 月間進行グラフ
Fig.7 Monthly progress chart

表-2 月間進行
Tab.2 Monthly progress

	No.1 導 坑					No.2 導 坑				
	3月	4月	5月	6月	平均	7月	8月	9月	10月	11月
月間進行 (m)	77.8	216.3	207.0	94.1	183	35.5	143.7	213.5	136.9	56.4
日最大進行 (m)	12.2	13.8	13.3	12.6		10.9	11.8	14.1	12.9	7.4
稼働日数 (日)	13	24	24	17		5.0	19.0	23.0	24.0	11.0
日平均進行 (m)	6.0	9.0	8.6	5.5	7.6	7.1	7.6	9.3	5.7	5.6

TBMの後退・移設は次のように行った。

①No.1導坑完了後、TBMを17.1M後退させて切羽に作業スペースを確保する。

②安全通路、手すり、坑内給水管等のTBM後退時に支障となるものを撤去する。

③平台車により、ブリッジ、No.1、No.2ベルトコンベヤを本坑作業基地へ引き出す。

④後退台車（前部用、後部用）を搬入し、TBM本体にセットする。

⑤TBM本体が支保工に干渉するのを避けるため④で確保した作業スペースを利用して、本体外周が4.5M以内となるよう一部を解体する。

⑥TBM本体の後退は、12t機関車で牽引した平台車にウインチを設置し、ワイヤーロープを巻取ることによって行う。

⑦本坑作業基地へ引き出したTBM本体は、ウインチおよび油圧ジャッキ等を用い横移動させた後、TBMの搬入レールに台車をセットして発進坑へ引き込む。

No.1導坑掘削完了後の解体、後退、No.2導坑発進坑へ引き込み作業には約1ヶ月の日時を要した。

(4) 掘削実績

平成3年初めより本坑作業基地内でTBMの組立を始め、3月15日に発進式を行い、No.1導坑を6月19日に終了し、後退後、7月26日からNo.2導坑の掘削を開始し平成3年11月14日に終了した。

掘進期間のみ抜き出して整理した月間進行表および進行図を表-2、図-7に示す。

No.1導坑は約3.5ヶ月の掘進期間で595.2mを、No.2導坑では約3.7ヶ月で586mを掘進した。このうち約4.2ヶ月間は昼夜間作業で、残りの約2ヶ月間は昼間のみの作業となっている。

この結果を掘進日平均日進でみるとNo.1導坑は、約7.6M/日、No.2導坑は約7.1M/日で、平均純掘進速度は、そ

れぞれ1.38M/h、1.30M/hであった。

なお、特殊部は、全長約1,180Mのうち約100Mと全体の約8.5%であり、一般部と特殊部で区分した平均純掘進速度は、一般部が1.30M/h、特殊部が1.84M/hであった。

また、特殊部では、推力が低いにもかかわらず掘進速度が速くなっているのに対し、一般部では推力を上昇させても掘進速度の伸びが低いという傾向が見受けられた。

掘削当初は、機械に対する習熟度が低く、日あたりの掘進量は少なかったが、4月以降は順調に進行した。

一般部と特殊部の作業構成別の割合を図-8に示す。1ストロークのサイクルタイムは、それぞれ2.2時間、3.2時間となっており、特殊部が長時間となっているのは支保工建込み時間の影響が大きい。

掘進日あたり平均故障・修理時間は約1時間であり、故障・修理時間の中で最も長い修理時間を要したものは、グリッパの補修であり、他には、ベルコン、モータ、電気系統の故障が生じた。

故障・修理時間の累計掘進時間に対する状況は、図-9に示すように、初期故障発生後は故障が少なく、掘進時間約300時間経過後から故障の発生が増えている。No.2導坑に至っても、No.1導坑終了時とほぼ同様の傾向を示し、この後は若干増えて掘進終了まで一定の傾向を示している。

TBMのディスクカッタの配置は、図-10に示すように、中央に4個のセンターカッタと外周部に4個のゲージカッタと8個のバケットが取り付けられた総数37個のカッタで構成されている。

カッタの損耗による交換状況を図-11から図-13に示す。カッタ交換の実績から得られた要点は次のとおりであった。

①No.1、No.2導坑を合わせた総掘削量約23,200m³に対して、総交換カッタ数は395個であった。

②カッタ位置ごとの交換回数はセンターカッタを除き、

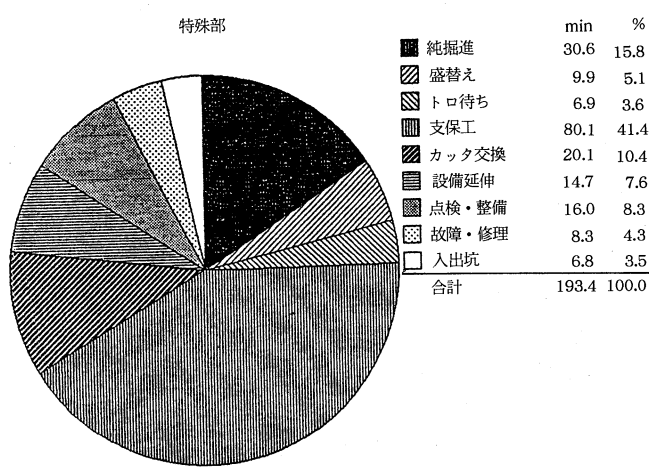
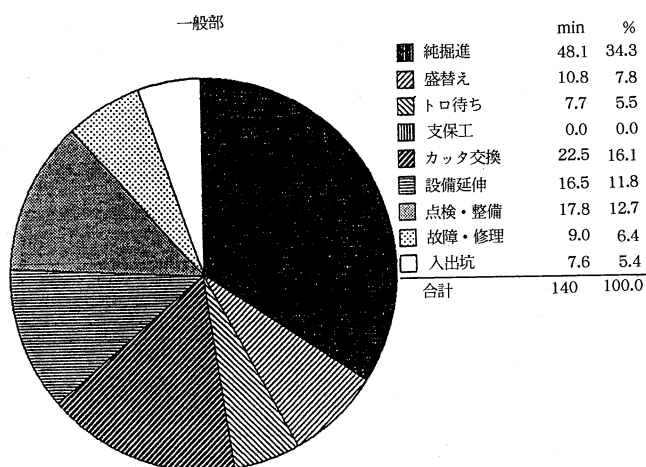


図-8 作業構成別割合

Fig.8 Ratio of work components

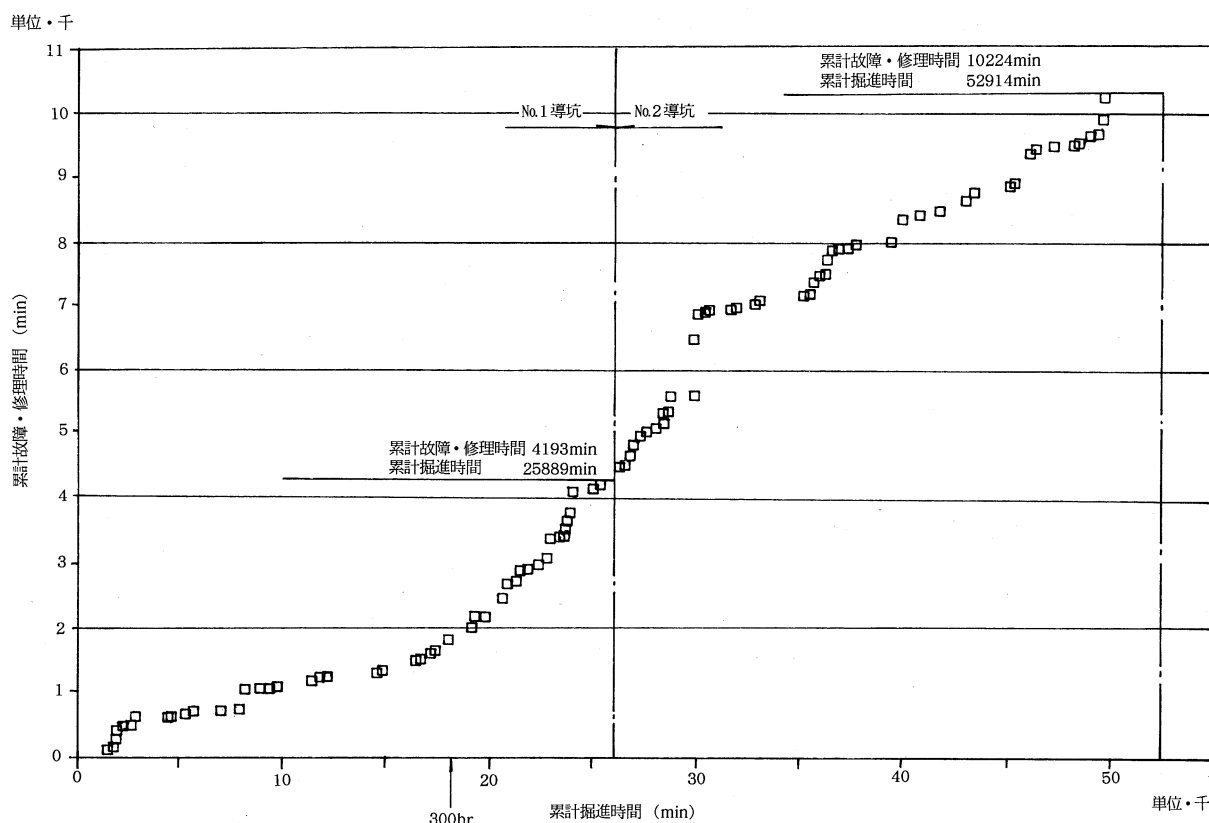


図-9 累計故障、修理時間の傾向
Fig.9 Variation of total loss time by machine disorder and repair

外周部に向かうに従って交換回数が増えており全延長約1,180M掘進するのに最外周部のゲージカッタは、総交換回数30回のうち26回交換した。

③センターカッタとゲージカッタを除く他のインナーカッタの交換時の摩耗量はほとんどが12~14mmであった。センターカッタは、2基のカッタのいずれかに偏摩耗が生じたため10mm未満で交換を行った。

また、ゲージカッタの交換時平均摩耗量は約11mmであった。

④カッタ交換までの転動軌跡延長は、ゲージカッタで約285km、インナーカッタで約414km、センターカッタで約28kmであった。

⑤掘削1m³に換算したカッタ交換数は、インナーカッタで約0.014個/m³、センターカッタで約0.003個/m³であった。

No.1およびNo.2導坑の掘削区間のうち、約1/3は住宅の直下約20~30Mであった。このため、掘削に伴う騒音・振動の計測を行いながら、夜間作業の自粛や推力の調整などを行い慎重に掘削を進めた。この結果、住民の方々の協力が得られ工期限内に無事掘削を終了することができた。

3. あとがき

舞子トンネルは平成9年度の完成を目指して、今後本坑の本格的施工に移行していくため、より一層、工事関係

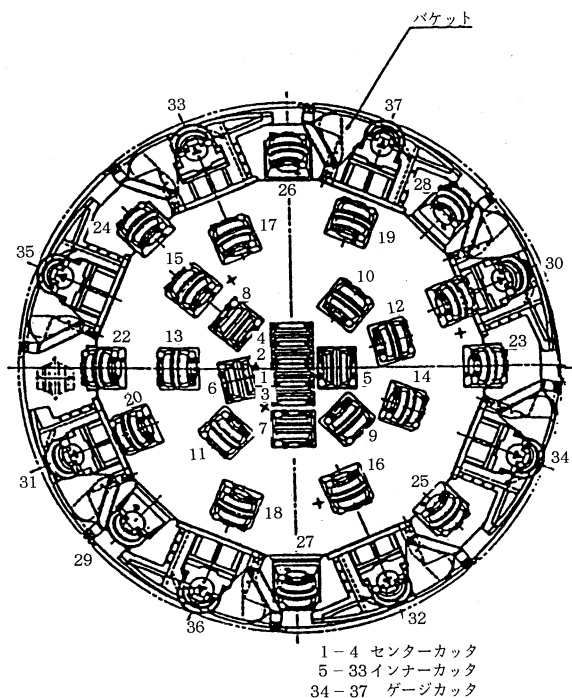


図-10 カッタ配置
Fig.10 Arrangement of cutter

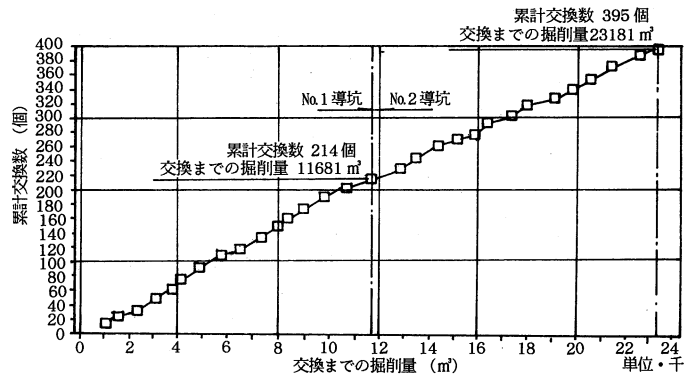


図-11 カッタ累計交換数
Fig.11 Total frequency of cutter replacement

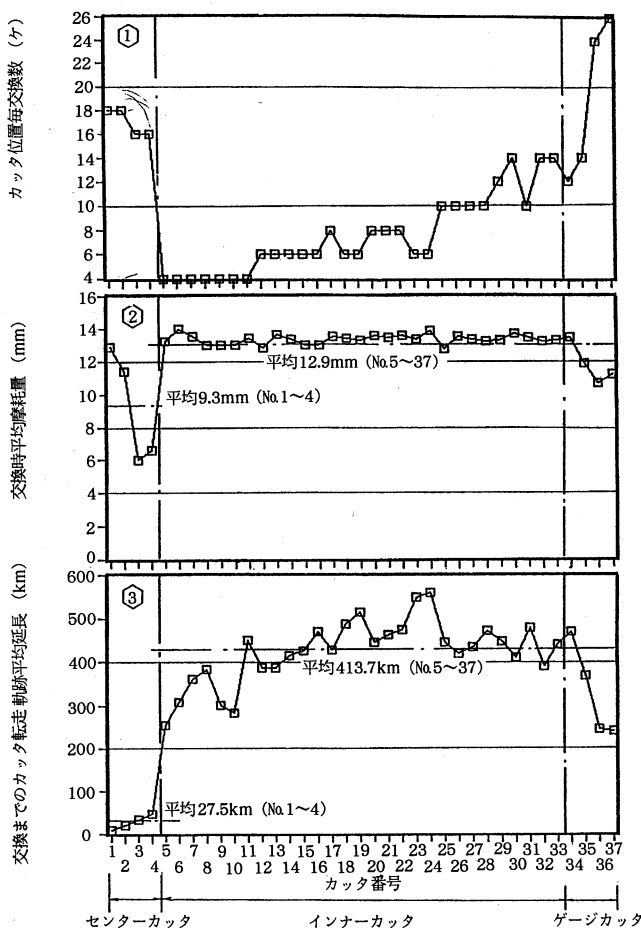


図-12 カッタ交換状況
Fig.12 Replacement of cutter

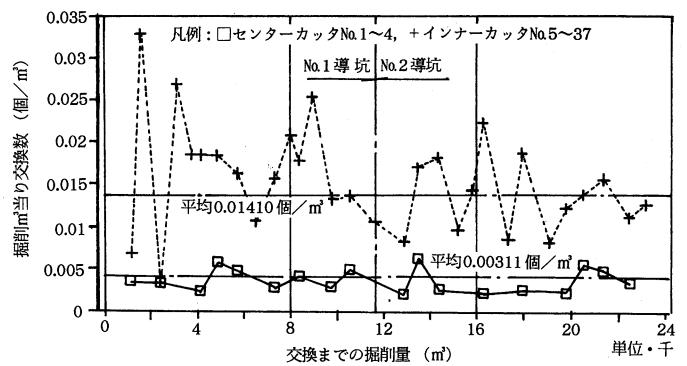


図-13 掘削m³当りカッタ交換数
Fig.13. Number of cutter replacement per m³

者とも一体となって、慎重に工事を進めることが肝要である。

TBMを用いた導坑掘削の設計・施工にあたっては、舞子トンネル委員会からの適切な指導、助言を得、事前に十分な検討を行った結果、大きな障害も無く完了することができ、委員会の方々に感謝するとともに、工事関係者の努力に感謝し、また、本報文をまとめるにあたってご協力いただいた各位に感謝を表する次第である。

参考文献

- (1) 舞子トンネル検討委託業務(その6) 平成3年3月
(財) 社団法人 建設機械化研究所
- (2) トンネルと地下 vol23 No.23 1992
「市街地硬岩部をTBMで掘削」

吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理

In-situ Tension Control for Cable Clamp Bolts of Suspension Bridges

第二管理局 橋梁維持課長 林 義信

Yoshinobu Hayashi

坂出管理事務所 橋梁管理役 平野 信一

Shinichi Hirano



概要

吊橋のケーブルバンドは、ハンガーロープからの荷重をケーブルに伝達させるという重要な役割を担っており、バンドに所要のすべり安全率を確保するようにバンドボルトの軸力を管理する必要がある。瀬戸大橋の吊橋（下津井瀬戸大橋、南・北備讃瀬戸大橋）では、平成元年から3年にかけて供用後始めてボルトの再締付を行った。

バンドボルトの軸力測定実績を整理するとともに、全バンドのボルト軸力及びすべり安全率を把握する方法として統計的推定法を提案した。また、超音波によるボルト軸力計測法の適用を検討し、来島大橋等の新規橋梁に有効であることを示した。

The cable clamp (band) plays an important role in carrying the load from the suspender rope to the main cable of suspension bridge; the bolt tension to fasten the cable clamps should be induced under control so that required friction force could be obtained between both surfaces of clamp and cable. Re-tightening of the cable clamp bolts for the suspension bridges in the Seto Ohashi (Shimotsui-seto, Minami and Kita Bisan-seto bridges) were carried out during 1989-1991 for the first time since its opening to the traffic.

This paper proposes a statistical estimation procedure for both to process selectively measured data on the cable clamp bolt tensions and to estimate, from such selected data, tensions of the rest bolts and safety factors for the friction force in the entire bolts. The paper also examines the ultrasonic measurement system for the bolt tension, and shows the system can effectively be applied to the quality control in construction for newly-erected bridges, such as the Kurushima Bridge.

1. まえがき

吊橋のケーブルバンドは、ハンガーロープを通して補剛桁荷重及び活荷重をケーブルに伝えるという重要な役割を担っており、ケーブルバンドはボルトによって締付けられ、バンド内面とケーブル素線間の摩擦力によってバンドの滑動に抵抗している。

ボルトの軸力は、時間の経過とともに低下する。従ってケーブルバンドがケーブルから滑動しないようにボルトの軸力を管理する必要があり、軸力が抜けていれば再締付を行うことになる。

瀬戸大橋の吊橋（下津井瀬戸大橋、南・北備讃瀬戸大橋）では、平成元年から平成3年にかけて昭和63年4月の供用後始めてボルトの再締付を行った。吊橋3橋のケーブルバンド架設より現在までのボルト締付けとボルト軸

表-1 ボルト締付およびボルト軸力測定経過
Tab.1 History of measurement of the bolt tension

年 月	S.61年			62年			63年			H.元年			2年			3年		
	4	7	10	4	7	10	4	7	10	4	7	10	4	7	10	4	7	10
下津井瀬戸大橋 (SB)	1次 2次		3次		6 (4次締付)				11/4~15 (22回)									22ボルト+4ボルト 9~10 (6次締付)
北備讃瀬戸大橋 (NBB)	1次 2次		3次		3~4 (4次締付)				10/19~11/3 (38回)						38回			10/29~11/8 (38回)
南備讃瀬戸大橋 (SBB)	1次 2次		3次締付		6~7 (4次締付)				9/27~10/18 (38回)						38回			10/4~28 (38回)
備考	1次締付：ケーブルバンド取付時 2次締付：補剛桁架設前 3次締付：補剛桁閉合前（架設中） 4次締付：補剛桁閉合後*1 5次締付：供用後1回目 *1 供用前の締付は補剛桁閉合後であるが、前死荷重満載とはならない。（鋼床版後架設・舗装等）																	

表-2 ケーブルバンド関係数量表
Tab.2 Bill of quantity of the cable clamp

項 目			下津井瀬戸大橋	北備瀬戸大橋	南備瀬戸大橋
橋 長 (m)			1,400	1,538	1,648
ケーブル支間割 (m)			230 + 940 + 230	274 + 990 + 274	274 + 1,100 + 274
ケーブル径 (設計値) (mm)			940	998	1,062
ケーブルバンド重量 (ton)			592	912	1,044
ケーブル バンド 数 (組/タイプ)	一般バンド		136/11	220/11	236/12
	スティバンド		6/1	6/1	6/1
	側径間バンド		64/1	一般バンドに含む	一般バンドに含む
	端バンド		12/1	12/1	12/1
	計		218/14	238/13	254/14
ボルト・ナット (ton/組)			30/2,264	46/3,424	52/3,652
ボルト長さ (mm)			910	940	980
施工 数量	軸力測定	バンド数 (個)	一般16 スティ2 側径間4	一般36 スティ2	一般36 スティ2
		ボルト数 (本)	292	598	622
	再締付	バンド数 (個)	138	226	242
		ボルト数 (本)	1,896	3,352	3,580
備考 (再締付対象外バンド数)			側径間バンド 64 端バンド 12 一般バンド (追跡用) 4	端バンド 12	端バンド 12

力測定の経過を表-1に、バンド関係数量を表-2に示す。

本稿ではケーブルバンドの設計・施工概要、バンドボルト軸力測定実績、今後の軸力管理および超音波法の適用性等について試案も含めて報告するものである。

2. 設計・施工概要

2.1 ケーブルバンドの設計

ケーブルバンドは、設計要領¹⁾に基づいて、すべり抵抗力として所要の安全性を有すること、バンド内圧は適当な値を有すること及びバンド応

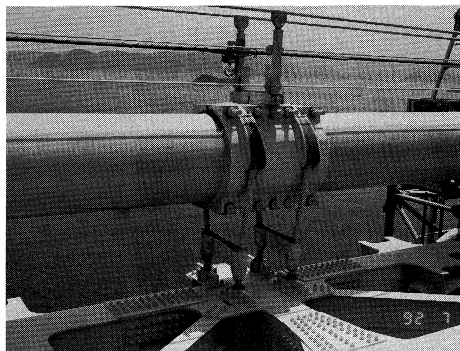


写真-1 一般バンド

Photo.1 Standard cable clamp

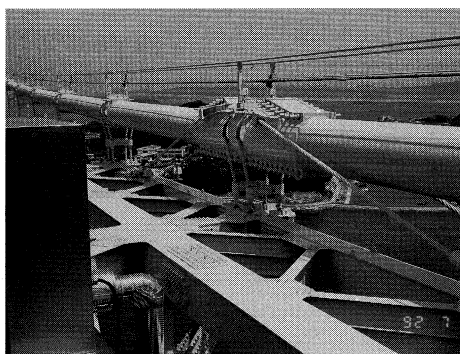


写真-2 センタースティバンド

Photo.2 Cable clamp for the center tie

力に対して十分な強度を有するように設計される。また、ボルトは締付力の減少を少なくする面から、長く・細く・高応力で締付けるのが望しく施工法と合わせて検討する。

設計項目を示すと次のとおりである。

- ① 一般バンドの設計
- ② 端バンドの設計
- ③ センタースティバンドの設計
- ④ 締付ボルト・ナットの設計

ケーブルバンドの構造を図-1に、ケーブルへの取付け状況を写真-1、2に示す。

(1) 一般バンド

一般バンドは、ケーブルとバンド間の摩擦係数を0.15とし、バンドのすべりに対する安全率を3.0以上確保するように設計する。ボルトに初期導入する締付軸力は降伏点の75%とし、すべりの安全率照査に用いる締付軸力は、

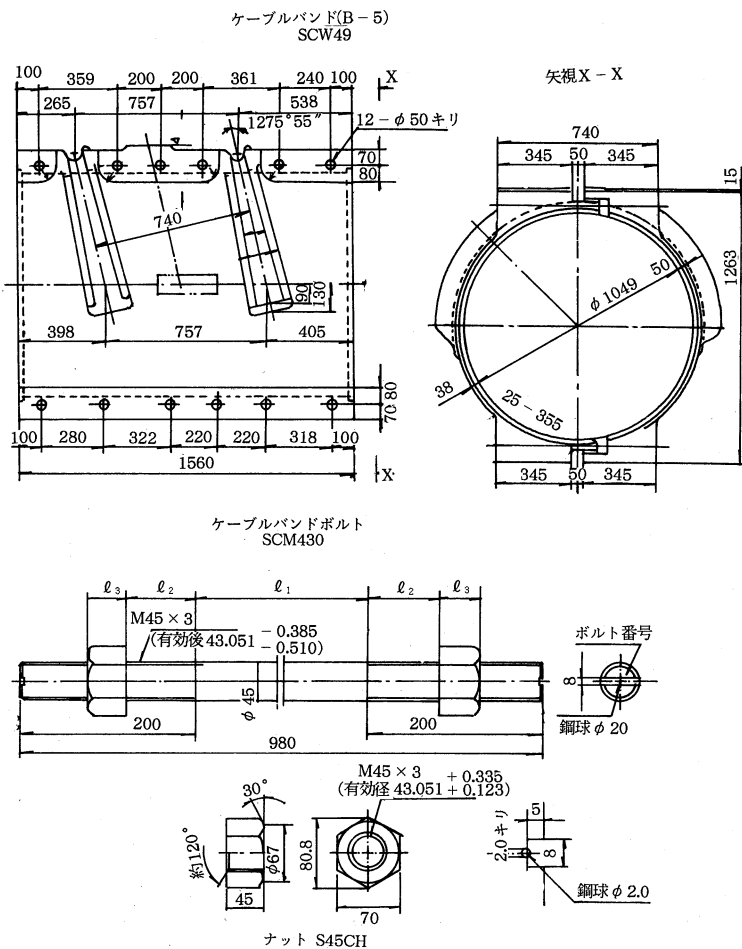


図-1 ケーブルバンド構造

Fig.1 Outline of the cable clamp

導入軸力の70%を用いる。

1) バンドタイプ

バンドタイプは、ボルト本数およびハンガーロープ径の違いで区分する。同一ボルト本数でケーブルの最大・最小傾斜角の差が大きい格点に取付くバンドは、バンド全長の短縮化を図る意味で5度以内を目途に細分する。

2) バンドの全長

バンドの全長は、ボルト本数、ボルトピッチ、バンド内圧、ハンガーロープ溝の広がり角度およびボルトテンショナーの使用スペースを考慮して決定する。ボルトピッチは、テンショナー外径(160mm) + 余裕代(30mm)以上を確保する。

3) バンドの断面

ケーブルバンドの断面形状は、ケーブルの空隙率に左右される。ケーブル空隙率の検討を十分に行い、バンド内径を決定する。下津井瀬戸大橋では空隙率19%、南北備讃瀬戸大橋では18%としている。ただし、それぞれの空隙率を基準として±4%の誤差に対応できる形状とした。

4) 所要ボルト本数

所要ボルト本数(n_b)は次式により算出し、最終的には偶数に丸める。また、ボルトの最少本数は4本とする。

$$n_b \geq \frac{\nu \cdot Th \cdot \sin \theta_b}{m \cdot \mu \cdot Pe} \dots\dots\dots (1)$$

$$Pe = 0.7 \times (0.75 \times \sigma_y) A \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

ν : すべり安全率 (3.0)

Th : ハンガーロープ張力

θ_b : バンド傾斜角

m : バンド内圧係数 (2.8)

μ : 摩擦係数 (0.15)

Pe : すべりの設計で考慮するボルトの締付軸力

σ_y : ボルトの降伏応力度

A : ボルトの有効断面積

(2) センタースティバンド

センタースティバンドは、橋体の橋軸方向変位の抑制、ねじれ振動の抑制等の目的で設置しているが、スティロープの定着構造は、比較検討の結果、鞍掛方式とした。

(3) 締付ボルト・ナット

締付ボルト・ナットは、バンド取付時にケーブルが最大径になった場合でもボルトテンショナーのつかみ代が確保でき、また、ケーブルが最小径になった場合でもナットが締付けられるボルト長さとしている。ボルト両端面には軸力管理を行うため、測長基準用の鋼球($\phi 2\text{mm}$)を打込んでいる。

ネジ部は、防錆処理を施し、ボルトに張力が入った状態でもナットの回転ができるように特別なネジ加工精度で製作している。

2.2 再締付の施工概要

ケーブルバンドのボルト軸力測定および再締付には、本

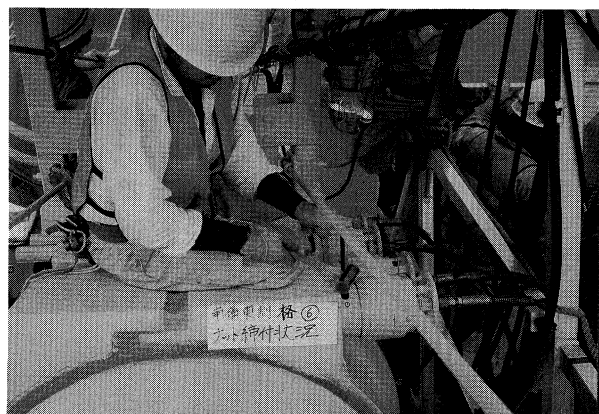


写真-3 再締付作業状況

Photo.3 Re-tightening work

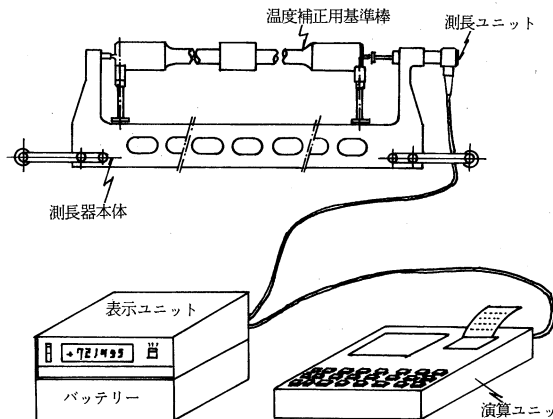


図-2 ボルト測長器システム

Fig.2 Measurement system for the bolt length

四公団所有のケーブル作業車(吊橋3橋で兼用、2台)を作業床として使用する。この作業車の電源は、補剛桁に設置された桁外面作業車から給電している。ケーブル作業車の設置・撤去にあたっては25ton吊クレーン車にて各橋梁の橋台付近あるいはセンター付近で行う。

ボルト再締付には、専用の油圧ユニット1台およびボルトテンショナー8台を使用し、ボルト測長器で導入軸力を測定して管理した。作業状況を写真-3に示す。

3. 軸力測定

昭和63年秋に吊橋3橋において代表的なバンドを抽出して軸力測定をスタートさせ、現在に至っている。その経過は前述の表-1のとおりである。^{2) 3)}

3.1 測定原理

ボルトの軸力(P)と伸び量(ΔL)との関係は、力学的に次のように表すことができる。(図-1 参照)

$$P = K \cdot \Delta L \dots\dots\dots (3)$$

$$K = E / (\ell_1 / A + 2 \ell_2 / Ae + \ell_3 / Ae) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

K : ボルトのバネ定数

ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3 : ボルト各部の長さ

A、Ae : ボルト各部の断面積

E : ヤング係数

である。Kの値は、式(4)からもわかるようにナット間隔($l_1 + 2l_2$)によって異なる。なお、Kは建設時ケーブル工事において試験により直接的に求めている。

ボルトの伸び量は、ボルト測長器(図-2)を使用して各々のボルトの長さ、温度補正用の基準棒の長さを測ることにより、次式で求める。

$$\Delta L = \Delta LB - \Delta LoB = (L - S) - (Lo - So) \quad (5)$$

ここに、

Lo: 無負荷時のボルト長さ(工場)

So: 無負荷時の基準棒長さ(工場)

L: 軸力負荷時のボルト長さ(現場)

S: 軸力負荷時の基準棒長さ(現場)

である。

ボルトの伸び量測定は、図-3に示す手順に従って実施する。測長器演算装置(パソコン)に工場で測定したデータを記憶させ、現場で各々のボルトの伸び量($L - S$)を測定すれば、ボルト軸力(P)が自動的に計算されるよう

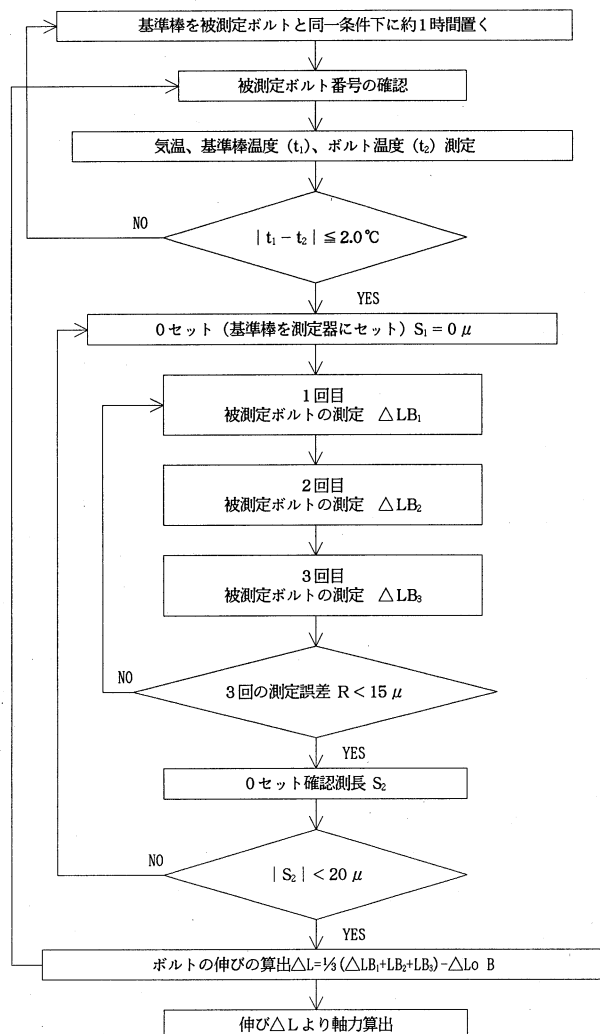


図-3 ボルトの伸び量測定手順

Fig.3 Procedure to measure elongation of bolt

表-3 ボルト軸力の経時変化(一般バンド)

Tab.3 Reduction of the bolt tention

	計測時期	4次締付	465日	820日	5次締付	743日
南備讃瀬戸大橋	データ数	36	36	36	36	36
	平均	76.74	56.51	51.93	76.08	62.88
	標準偏差	1.22	3.26	4.57	1.09	3.22
	最大値	79.4	64.1	57.9	78.6	69.1
	最小値	74.1	49.4	34.5	74.4	55.9
北備讃瀬戸大橋	計測時期	4次締付	565日	1271日	5次締付	403日
	データ数	36	36	36	36	36
	平均	76.73	53.23	49.41	76.77	64.99
	標準偏差	0.73	3.05	4.58	1.39	2.28
	最大値	78.4	61.0	62.0	80.5	68.4
下津井瀬戸大橋	計測時期	4次締付	521日	1555日	5次締付	
	データ数	20	20	20	16	
	平均	75.64	54.11	46.51	75.44	
	標準偏差	1.03	4.59	3.41	1.40	
	最大値	77.8	67.9	51.8	77.4	
	最小値	73.9	48.3	40.9	73.1	

(注) 軸力の単位はすべて ton である。

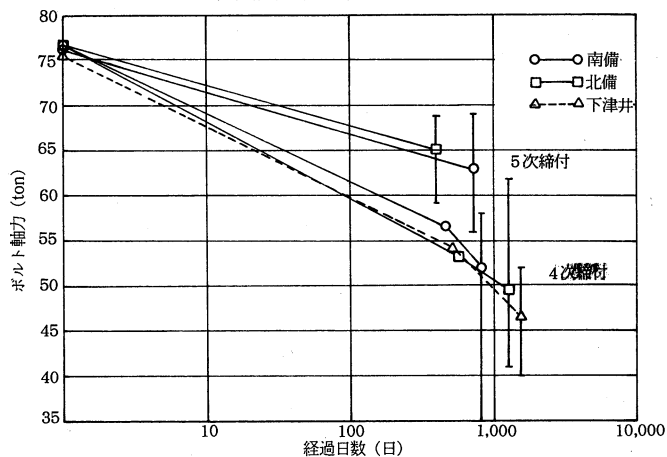


図-4 一般バンドのボルト軸力経時変化

Fig.4 Historical change of bolt tension for standard clamp

になっている。

3.2 測定結果

1つのバンド内で各々のボルト軸力にばらつきがあり、個々のボルトではなくてバンド単位で平均したボルト軸力で整理した。

吊橋3橋のボルト軸力の経時変化を表-3、図-4に示す。また、代表として南備讃瀬戸大橋の各バンドの経時変化状況は、表-4、図-5に示すとおりである。

3.3 考察

ケーブルバンドボルトの軸力低下の傾向は前節の図表から考察すると次のことが言える。

①軸力低下の経時的傾向は、どの橋でもほぼ同じである。今後1橋を代表にして軸力管理していける可能性を示唆している。

②図-4から軸力の時間的低下は、経過日数の対数と直線関係で近似しているとは推定できない。

③再締付効果が認められる。(5次締付後のボルト軸力勾配が、4次締付に比べて緩くなっている。)

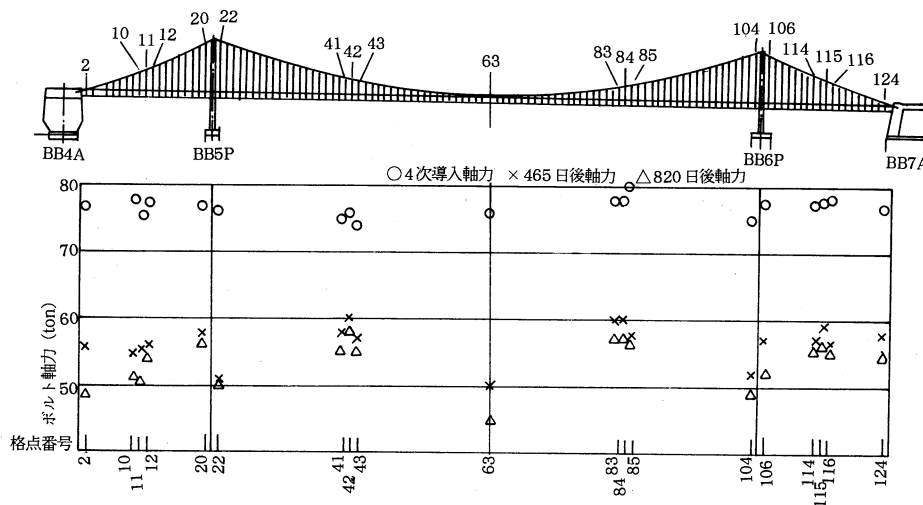


図-5 バンド別ボルト軸力変化状況 (南備讃瀬戸大橋)
Fig.5 Summary of bolt tension changes (Minami Bisan-seto Bridge)

s④一般バンドのタイプ別による軸力低下の差は推定できないが、一般バンドに比べてスティバンドの軸力低下は大きい。

⑤表-3から軸力の分散状況 (標準偏差sで知ることができる) をみると大きい。±3sを取った場合10ton以上となっている橋もある。このように変動が大きいことは、すべり安全率の議論をする時に、計測しなかった多くのバンドも含めた全体的な検討が必要であることを示している。

3.4 今後の課題

ケーブルバンドの維持管理に関する今後の課題等についてまとめる。

①温度補正用の基準棒、ボルト測長器類 (公団所有) は将来も使用するため保管と維持を十分に行っていく必要がある。

②再締付に使用するボルトテンショナー、油圧ユニットは特殊な機械であり、将来の確保について検討しておく必要がある。今回使用した機械は建設当時のものである。

4. 軸力管理

4.1 現 状

ケーブルバンドのボルト軸力は、「ケーブルバンドのすべりに対する安全率は、3.0を標準とする。」旨の設計要領に従って管理されている。このすべり安全率を確保しているのは、締付時から軸力低下して、当初の締付力の70%になるまでである。

ボルトの軸力は、前節で示したようにケーブルバンド毎に変化し、全体としてある範囲で分布した状態にある。従って代表的なケーブルバンドを抽出 (標本と呼ぶ) してボルト軸力の低下状況を調べ、すべり安全率を考慮して再締付の判断をしているが、現状ではまだ具体的な管理要領は示されていないと言える。

4.2 軸力推定

標本の統計量 (平均値、標準偏差等) だけで議論するのではなく、全ケーブルバンド (母集団と呼ぶ) の統計量を推定し、全体としての状況を把握することが必要である。

統計的な方法によって標本から母集団を推定することができる。その手順を次に示す。

①ボルト軸力の標本平均 (m)、標準偏差 (s) を計算する。

②ボルト軸力の母平均 (μ)、母標準偏差 (σ) を推定する。

③母集団の統計量として危険側の推定値を選択する。

④母集団のボルト軸力の下限値を推定する。95%確率で考えると (μ - 2σ) を下限値としてよい。

⑤③及び④で求めた値を用いて、ケーブルバンド毎にすべり安全率を計算する。

母集団の統計量は区間で推定され、次のように表わされる。まず、標本の平均 (m)、標準偏差 (s) は、標本値 Xi (i = 1, n) とすると

$$m = \sum_{i=1}^n X_i / n \quad s = \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - m)^2 / n} \quad (6)$$

である。母集団を正規分布 N (μ, σ²) とすると、統計的方法から μ 及び σ の信頼度 (1 - α) の信頼区間は、標本の各値を用いてそれぞれ次のとおりで示される。

$$m - t(n-1, \alpha) \sqrt{\frac{s^2}{n-1}} < \mu < m + t(n-1, \alpha) \sqrt{\frac{s^2}{n-1}} \quad (7)$$

$$\sqrt{\frac{s^2 n}{\chi^2(n-1, \alpha/2)}} < \sigma < \sqrt{\frac{s^2 n}{\chi^2(n-1, 1-\alpha/2)}} \quad (8)$$

ここに、

t (n - 1, α) : 自由度 (n - 1) の t 分布

χ² (n - 1, α/2)、χ² (n - 1, 1 - α/2)

: 自由度 (n - 1) の χ² (カイ2乗) 分布

を示す。なお、信頼度とは、母数の真の値が信頼区間に含まれる確率をいう。普通は α = 0.05 として 95% にとる。

4.3 例 題

例題として南備讃瀬戸大橋を取り上げる。ケーブルバンドのすべり安全率 (3.0) を確保するように、ボルトの所要本数を決めているが、ボルト本数が決まれば逆にそれぞれのケーブルバンドのすべり安全率を正確に計算することができる。その結果を示すと、表-5のとおりである。なお、すべり安全率は、次式で算出する。

$$\nu = \frac{m \cdot \mu \cdot n b \cdot P}{Th \cdot \sin \theta b} \quad (9)$$

表-4 ボルト軸力一覧表(南備讃瀬戸大橋)

Tab.4 Summery of the bolt tention (Minami Bisan-seto Br.)

	格点 No.	バンド 種別	ボルト 本数	4次締付 軸力 (ton)	465日後 軸力 (ton)	820日後 軸力 (ton)	820日後 すべり安全率
東 ヶ い づ る	2	B-8	18	76.9	56.3	47.8	3.05
	10	B-9	18	78.1	55.0	51.0	3.06
	11	B-9	18	75.4	55.4	50.6	3.03
	12	B-10	20	77.1	55.9	53.6	3.21
	20	B-12	22	77.0	58.1	55.9	3.56
	22	B-7	16	75.8	50.7	49.9	2.89
	41	B-4	10	75.3	58.1	55.3	3.52
	42	B-4	10	75.9	60.2	57.9	3.69
	43	B-4	10	74.1	57.3	54.7	3.48
	63	B-S	42	76.2	50.0	45.1	2.70
	83	B-4	10	77.8	59.4	56.9	3.88
	84	B-4	10	77.8	60.0	57.1	3.89
	85	B-4	10	79.4	57.0	55.8	3.81
	104	B-12	16	74.8	51.6	49.1	3.03
	106	B-10	22	77.4	57.1	52.3	3.23
	114	B-10	20	78.5	56.9	55.3	3.53
西 ヶ い づ る	115	B-10	20	78.1	58.8	55.5	3.54
	116	B-10	20	77.8	56.5	54.9	3.51
	124	B-8	18	76.6	57.8	54.6	3.37
	2	B-8	18	76.5	55.1	52.5	3.34
	10	B-9	18	75.3	54.8	53.3	3.19
	11	B-9	18	77.5	52.6	50.8	3.04
	12	B-10	20	76.8	52.9	50.7	3.04
	20	B-12	22	76.6	53.4	50.7	3.23
	22	B-7	16	75.3	50.3	47.0	2.72
	41	B-4	10	75.2	55.2	51.6	3.29
	42	B-4	10	78.9	59.3	55.3	3.52
	43	B-4	10	76.6	61.3	54.2	3.45
	63	B-S	42	75.3	44.4	40.6	2.43
	83	B-4	10	75.1	54.7	51.3	3.50
	84	B-4	10	76.7	56.1	55.0	3.75
	85	B-4	10	75.7	57.1	34.5	2.35
平均軸力 (m)	104	B-7	16	76.3	49.4	41.6	2.57
	106	B-12	22	76.5	64.1	44.2	2.73
	114	B-10	20	76.6	58.4	53.3	3.40
	115	B-10	20	77.3	63.1	49.6	3.17
	116	B-10	20	78.5	57.7	53.9	3.44
	124	B-8	18	77.5	56.8	51.6	3.18
	平均軸力 (m)			76.682	56.014	51.447	
	標準偏差 (S)			1.210	3.855	4.905	

ここに、P: ボルト軸力、その他の符号は式(1)と同じである。ボルト軸力は、軸力低下を考慮して設計締付軸力(74.1ton/本、降伏点の75%)の70%とする。

表-5の中ですべり安全率の高いケーブルバンドB-1~B-3(中央径間の中央付近に設置)を除いて、すべり安全率を試算すると、分布範囲3.0~3.9、平均3.27を得る。なお代表的に軸力計測したバンド(18個/片ケーブル当り)では、分布3.0~3.7、平均3.28であった。従って適切に抽出されたサンプルとみなすことができる。

母集団の平均、標準偏差を前節に従って信頼度95%で区間推定すると、表-6のとおりである。

第4次締付後経過日数820日の母集団は、危険側に推定すると、 $\mu = 50.36\text{ton}$ 、 $\sigma = 6.04\text{ton}$ である。95%確率を考えれば、下限値は、 $\mu - 2\sigma = 38.28\text{ton}$ となる。

母集団のすべり安全率は、式(9)からわかるように、

表-5 すべり安全率(南備讃瀬戸大橋)

Tab.5 Safety factor for the friction (Minami Bisan-seto Br.)

種別	バンド長 (mm)	ボルト本数 nb (本)	バンド数 (個)	すべり安全率 ν	
				分布	平均
中央 径間	B-1	1300	10	9.6~31.5	17.1
	2	1350	10	5.7~10.8	7.74
	3	1410	10	4.0~6.3	4.88
	4	1490	10	3.0~3.9	3.42
	5	1560	12	3.0~3.5	3.27
	6	1830	14	3.0~3.5	3.25
	7	2100	16	3.0~3.4	3.21
側 径	B-8	2160	18	3.2~3.7	3.40
	9	2170	18	3.0~3.4	3.17
	10	2440	20	3.1~3.3	3.22
	11	2500	20	3.3~3.4	3.35
	12	2700	22	3.2~3.3	3.27
ステイ		4900	42	3.0	3.0

(注) バンド数は、1ケーブル当たり(端バンド除く)である。

表-6 母集団の統計量(南備・一般バンド)

Tab.6 Statistical values in population (Minami Bisan-seto Br.)

標本	計測時期		4次締付	465日	820日
	データ数(n)(個)		36	36	36
平均(m)	平均(m)(ton)		76.74	56.51	51.93
	標準偏差(S)(ton)		1.22	3.26	4.57
	標準偏差(σ)				
母集団	平均(μ)	95%上限	77.16	57.63	53.49
		95%下限	76.32	55.39	50.36
	標準偏差(σ)	95%上限	1.62	4.32	6.04
		95%下限	1.01	2.69	3.76

ボルト軸力とすべり安全率が比例関係にあるので、容易に推定できる。母平均($\mu = 50.36$)に対するケーブルバンドのすべり安全率は

$$\nu = 3.27 \times \frac{50.36}{(74.1 \times 0.7)} = 3.17 \dots \dots \dots (10)$$

となる。同様にして、分布範囲は2.9~3.8が得られる。95%下限値では、すべり安全率2.41(分布2.2~2.9)となる。

ケーブルバンドの再締付時期は、上記のような全ケーブルバンドの状況を推定したデータから判断して決定すればよい。なお、南備讃瀬戸大橋では第4次締付後、経過日数820日のボルト軸力を計測(38バンドのみ)するとともに全バンドの再締付を実施した。

ちなみに北備讃瀬戸大橋では母集団の平均すべり安全率3.06(分布2.8~3.7)、下津井瀬戸大橋では2.86(分布2.6~3.6)で再締付を実施した。

5. 超音波法の適用

5.1 測定原理

ボルトの締付軸力を計測するために、超音波を利用した軸力測定法が用いられている。発生応力の変化に伴って超音波の伝播速度が変化し、その変化量が応力の増分と近似的に比例する性質を利用したものである。

超音波法は具体的にはボルトの片端から超音波を入射させ、ボルトの軸力無負荷時と軸力負荷時との超音波伝播時間を計測し、その時間差からボルトの軸力を算定するものである。

吊橋のケーブルバンドボルトは図-1のような構造であ

り、南備讃瀬戸大橋を例にとると、ボルト長さ980mm、ネジ切り部分がボルト長さの約40%、軸力負荷時の無応力部分（ナットより外側の部分）が約30%を占めている。このようなボルト構造及び使用方法を前提にしてボルト軸力と超音波伝播時間との関係式を前もって誘導しておかなければならない。

バンドボルトの製作工場での各種情報、使用現場での軸力負荷時の情報をもとに誘導し、その結果を示すと、ボルト軸力（P）は次式のとおりである。

$$P = K (L_o / t_o) (t - t_o - \Delta t \theta - \Delta t \sigma) \quad \cdots (11)$$

$$\Delta t \theta = t_o (\theta - \theta_o) f \quad \cdots (12)$$

ここに、

K : バネ定数（式（3）の定義と同じ）

L_o : 無負荷時のボルト長さ（工場）

t_o : 無負荷時の超音波伝播時間（工場）

θ_o : 無負荷時のボルト温度（工場）

t : 軸力負荷時の超音波伝播時間（現場）

θ : 軸力負荷時のボルト温度（現場）

f : ボルトの線膨張係数（現場）

Δtσ : 応力変化補正值

である。応力変化補正值は、発生応力の関数、言い換えるとボルト軸力の関数である。従って、上式の両辺にPが含まれることになり、ボルト軸力を算出するには繰返し計算が必要である。

近似的には次式のようにおき、バネ係数（K）及び補正係数（H）をあらかじめ工場試験で求めておけばボルト軸力を算出できる。

$$P = K \cdot (L_o / t_o) (t - t_o - \Delta t \theta) \cdot H \quad \cdots (13)$$

なお、K及びHは、ボルトのナット間隔でも異なる。

ボルトの線膨張係数は、無応力状態における温度と超音波伝播時間の関係から算出でき、式（11）にP = 0、Δtσ = 0とおいて、次式のように示される。

$$t - t_o = t_o f (\theta - \theta_o) \quad \cdots (14)$$

5.2 計測事例

尾道・今治ルートの大島大橋では、超音波法の適用性について現地で試験施工し、従来のボルト測長器によるボルト軸力算定法と比較して±15%以内の結果を得ている。⁴⁾ただ、ボルトの製作工場での超音波伝播時間（t_o）が実測されていないため、次式から算出した値を用いた。

$$t_o = 2L_o / C_o \quad \cdots (15)$$

ここに、C_oは超音波伝播速度を表す。予備ボルトで試験してC_o及びその他の係数等を求めているが、試験本数が少なく精度的確認が十分にできず、前述の誤差となっていると推定される。

超音波軸力計としてレイモンドPD×934、探触子5Z20Nを使用し、接触媒質はマシン油を用いた。

5.3 検討課題

超音波軸力計は、小型・軽量のため取扱いが非常に簡単である。また、ボルト締付時においてもボルト締付器（ボルトテンショナー）を外さなくてもボルトの片端に探

触子を当てるだけで軸力測定ができるので、締付作業の工程短縮を図ることができる。

式（13）からもわかるように、バンドボルトの製作工場で測っておくデータ、試験によって求めておかなければならない係数がある。既設橋梁ではそれらの情報が不足しており、超音波法の適用には難があるが、来島大橋等の新規橋梁に対してはチャレンジする価値は十分にある。従って、室内試験で基礎的な研究を十分に行い、精度的な検討を加えて可能性を追求すべきと考える。大島大橋のように超音波伝播速度（C_o）を一定として扱うかどうかポイントである。

ボルトの長さ、ボルトの端面形状、ボルトの曲げ変形等の影響についても試験し、精度的な確認をしておく必要がある。⁵⁾

また、超音波法の測定精度の向上を図るとともに各橋梁間での汎用化、技術的進捗への対応等にも配慮しておく必要がある。

6. あとがき

ケーブルバンドはハンガーロープからの荷重をケーブルに伝達させる重要な役割を持つことから、バンドに所要のすべり安全率を確保するためにも、ボルトの軸力管理を適切かつ経済的に行わなければならない。前節までに述べてきたことをまとめると次のとおりである。

①バンドボルトの軸力低下は、長期的にはlogN（N：経過日数）と直線関係にあるとは言えない。従って、再締付後（5次締付後）も継続的に計測を行い、ボルト軸力の変化をみていく必要がある。（5年目、10年目程度がよい。）

②全ケーブルバンドのボルト軸力、すべり安全率を把握するには、ここで提案した統計的推定法を用いることも一案である。

③超音波法による軸力計測は非常にメリットがあり、来島大橋等への適用が期待される。

今回の報告は、Dルートの大島大橋3橋、Eルートの大島大橋で供用後実施された軸力調査及びケーブルバンドボルトの再締付工事等報告書をもとにして試算をまとめたものであり、その当時担当された方々に対して、この紙面を借りて深く感謝の意を表します。

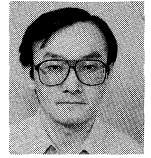
参考文献

- (1) 本四公団：ケーブルバンド設計要領（案）、昭和53年3月
- (2) 武山・才川：南備讃瀬戸大橋ケーブルバンドボルト再締付、四国地建管内技術研究会、平成2年7月
- (3) 本四公団坂出管理事務所：ケーブルバンド再締付工事報告書他、平成2年3月、3年3月、4年1月
- (4) 本四公団大三島管理事務所：大島大橋ケーブルバンドボルト軸力増締工事報告書、平成2年3月
- (5) 橋田芳朗他：超音波を用いたケーブルバンドボルトの軸力測定、神鋼技報、Vol.42-1、1992年1月

多々羅大橋全体耐荷力試験

Full - model Loading Test on the Tatara Bridge

設計部 設計第二課長 藤井 裕司
(前) 第三建設局 設計課長代理 鳥海 隆一
Yuji Fujii
Ryuichi Toriumi



概要

長大斜張橋である多々羅大橋の耐荷力について、弾塑性有限変位解析を行った結果、塔近傍で桁が座屈して終局状態に至る結果を得た。これは、既存の斜張橋の終局状態が塔の座屈によるものと異なったモードであり、長大化したことによる変化と考えられる。問題は、ケーブルと塔により多点で弾性固定した桁の終局状態が解析により十分精度良く評価できるか否かであった。解析による耐荷力評価は単純な構造についてのみ妥当性が確認されている。そこで、多々羅大橋全橋模型を用いた耐荷力試験を実施した結果、耐荷力、終局状態とも解析と良い整合が得られ、多々羅大橋の構造系の耐荷力評価に数値解析を用いる妥当性が確認された。

P_1

Results from a elasto - plastic deformation analysis on the Tatara Bridge, the unprecedented long - span cable - stayed bridge, predicted the bridge would terminate itself with the buckling of the girder at a section near the tower. This forecast differed from the conventional understanding that the cable - stayed bridge would normally have its limit state with the buckling of the tower shaft; this difference seemed to be caused by the elongation of the center span.

Probability of this prediction depended on how accurate the numerical analysis could estimate a limit state of the girder of cable - stayed bridge that had numerous elastic supports by the cables and the Towers. Suitability of the numerical analysis for loading capacity had been confirmed only for simple structures. A full model loading test was thus carried out for the Tatara Bridge.

Results of this model test well agreed with the numerical solution for both the loading capacity and the limit state, and thereby clarified fitness of the numerical analysis to evaluation of the loading capacity on the structure of Tatara Bridge.

1. まえがき

多々羅大橋は、本州四国連絡橋、尾道 - 今治ルート of のほぼ中央、広島県と愛媛県の県境に位置する斜張橋である。その中央径間は、890m と、従来の斜張橋に比べ2倍近い長さの長大斜張橋である (図 - 1)。この多々羅大橋の上部工構造検討を行うにあたり、課題のひとつになっ

たのが、耐荷力評価であった。

道路橋示方書により設計される橋梁では、座屈安定性を考慮にいたした許容応力を設計で用いる事により、耐荷力に対して十分な安全となるような設計がなされている。しかし、斜張橋のような複雑な構造系ではこのような単純な形での照査では不十分な点があり、従来の斜張橋においても数値計算によって耐荷力を照査する事が行われてきた。

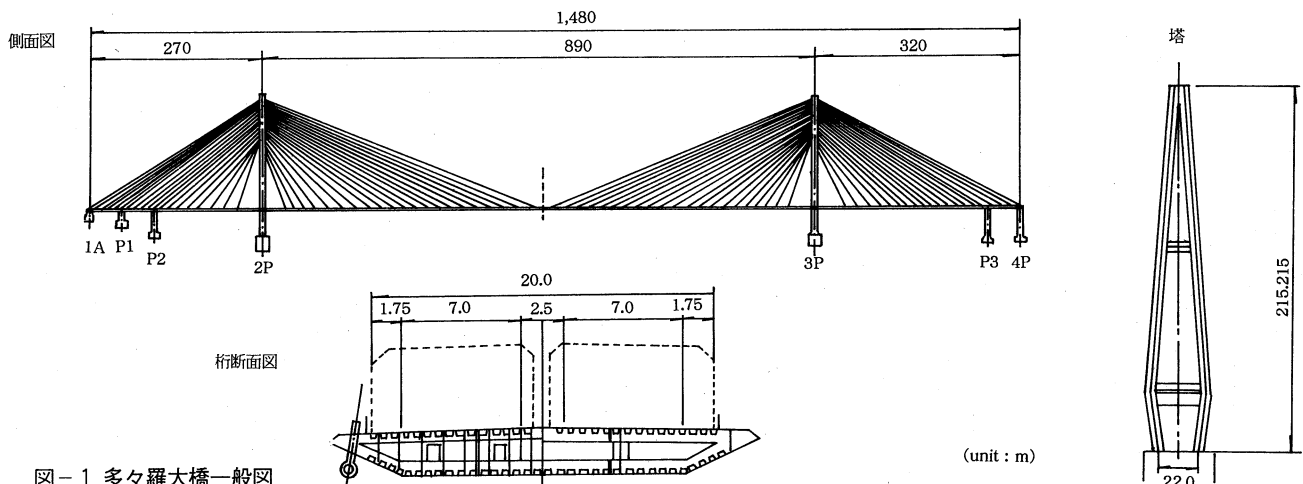


図 - 1 多々羅大橋一般図

Fig.1 General view of the Tatara Bridge

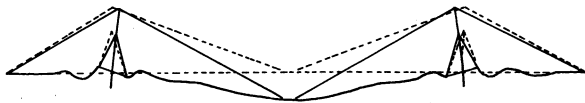


図-2 終局状態変形 (例)

Fig.2 Deformation at the final state (example)

多々羅大橋においても、従来の斜張橋同様に数値計算によって耐荷力の照査を行った。その結果、多々羅大橋の耐荷力は塔付近の主桁が座屈した形の終局状態で決定されるとの結果を得た (図-2)。この結果は、従来の斜張橋の終局状態が塔の座屈という形をとっていたのとは異なったものであり、その理由は、中央径間が長くなった事により塔付近での主桁に発生する軸力が大きくなり、全体系の中でこの部分が最も厳しくなってきた事によると考えられる。ここで問題となったのが、数値解析が塔、ケーブルにより多くの点で支えられている主桁の座屈を精度良く評価できるかという問題である。ここで用いた数値解析方法は、弾塑性有限変位解析であり、現段階では最も実際に近い状態を再現できる解析方法である。しかし、この解析方法を耐荷力評価に用いる事の妥当性の検証は、比較的単純な部材の破壊試験との整合を見る事でのみなされており、斜張橋の主桁のような複雑な構造系への適用となるとまだ確認されていなかった。つまり、数値解析結果として得られた多々羅大橋の耐荷力の信頼性にまだ議論の余地を残す事となった。

これをうけ、多々羅大橋の耐荷力について数値解析結果を実験的に検証する事を主目的として、多々羅大橋の



写真-1 多々羅大橋全橋模型

Photo.1 Full model of the Tatara Bridge

全橋模型の耐荷力実験を行った。斜張橋全橋模型による耐荷力実験は、世界的にもほとんど例を見ない。

2. 耐荷力実験

2.1 多々羅大橋全橋模型、載荷装置

多々羅大橋の全橋模型を図-3、写真-1に示す。模型の縮尺はケーブルの定着作業を考慮して1/50とした。その結果、模型全体の長さは約30mとなった。複雑な構造系における数値解析の妥当性検証という実験目的に照らし、全橋の模型化にあたってケーブル段数を減らす等の単純化は、行わず、できるだけ実橋の構造系をそのまま模型化した。

模型設計は相似則に従って行い、実橋と合わせる無次元パラメーターは、以下の6項目とした。

部材剛性に関するもの

- ・断面積 $\lambda x = L_o \sqrt{EA/E_o I_o}$
- ・ねじり $Kx = GJ/E_o I_o$

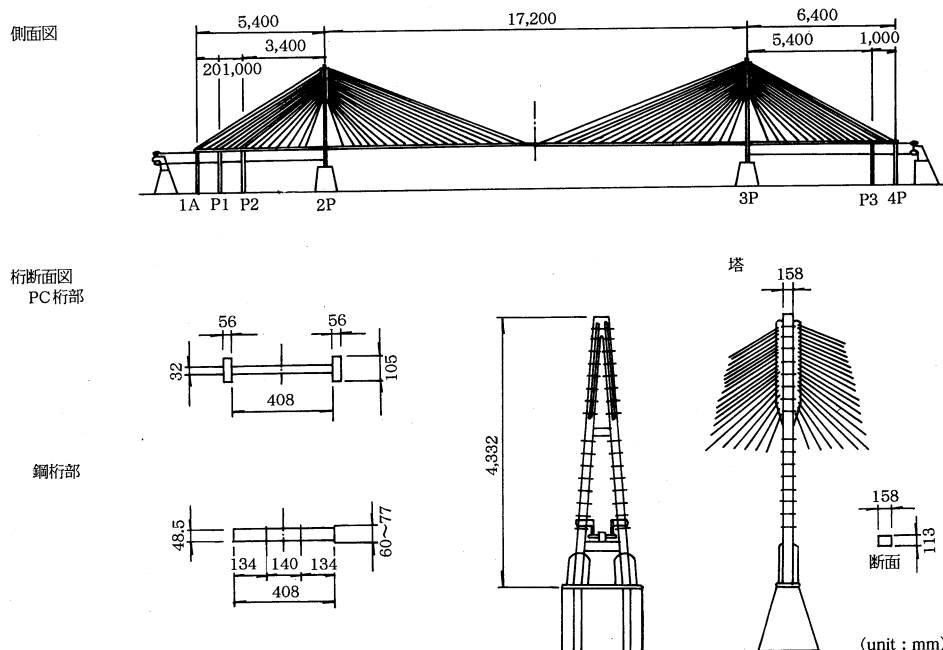


図-3 多々羅大橋全橋模型

Fig.3 Full model of the Tatara Bridge

表-1 相似則
Tab.1 Similarity requirements

項	目	相似率
幾何縮尺		1/S
断面係数	断面積	R/S^2
	断面二次モーメント	R/S^4
荷重強度		R/S
断面力	軸力	$1/S^2$
	曲げモーメント	R/S^3
応力	力	1/1

R: 製作上の倍率 (= 13.7)

・面内曲げ $K_y = E I_y / E_o I_o$

・面外曲げ $K_z = E I_z / E_o I_o$

部材安定に関するもの

・面内 $\lambda_y = l_y \sqrt{A/I_y}$

・面外 $\lambda_z = l_z \sqrt{A/I_z}$

さらに、荷重についての、下記パラメーターを合わせる事により、模型の応力は、実橋と同じ、変位は、幾何縮尺と同じ実橋の1/50となるようにした。

荷重に関するもの

・荷重 $r = w L_o^3 / E_o I_o$

ここで、 L_o 、 E_o 、 I_o は基準長、基準弾性係数、基準断面2次係数であり、 $E A$ 、 $G J$ 、 $E I_y$ 、 $E I_z$ は各部材の伸び剛性、ねじり剛性、 y 、 z 軸回りの曲げ剛性、 w は単位長さあたりの荷重強度を示す。

ただし、相似則をそのまま適用すると、模型に極薄板を用いる事となり製作できない。そこで、製作可能となるように断面積などを一定倍 (R 倍: $R = 13.7$) し、荷重もそれに見合うように大きくする事により、応力は、実橋と同じ、変位は、幾何縮尺と同じ実橋の1/50のままとなるようにした。この結果、断面係数などは、表-1に示すような縮尺により模型化された。

模型には、降伏応力が 3600 kg/cm^2 程度の鋼材を用いた。組立には溶接を用いたため、桁などに溶接残留応力が残る。圧縮残留応力は、座屈荷重に影響するため、模型桁のサンプルを作成し、切り出し法により、残留応力測定を行った。その結果、図-4に示すようにフランジに

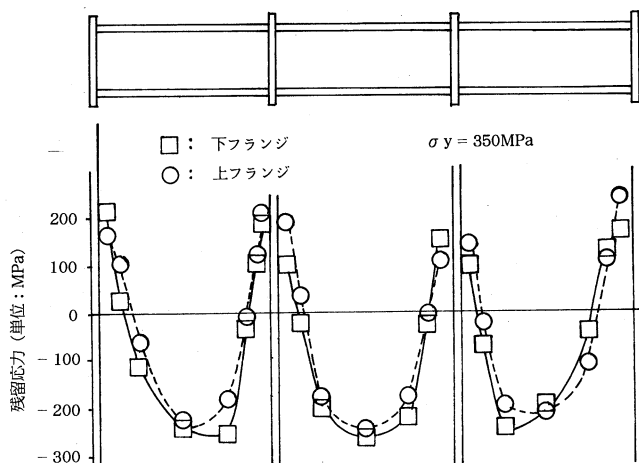


図-4 残留応力 (桁フランジ)
Fig.4 Residual stress (flange of girder)

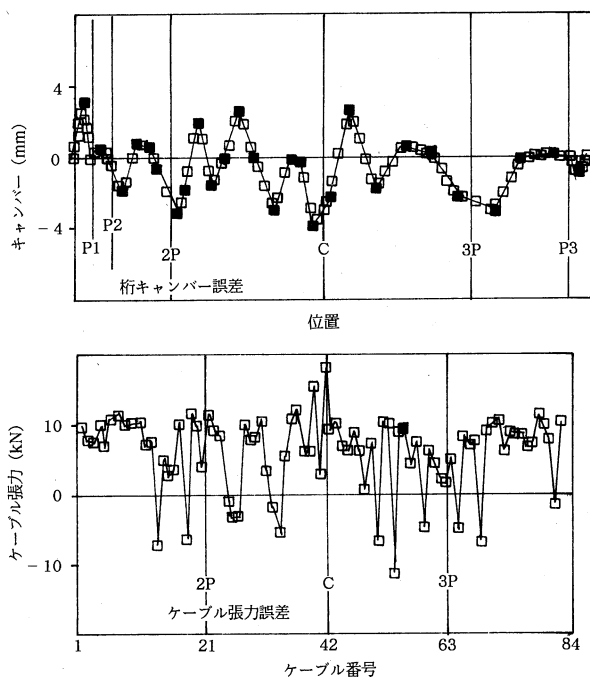


図-5 模型調整結果

Fig.5 Adjustment of the model

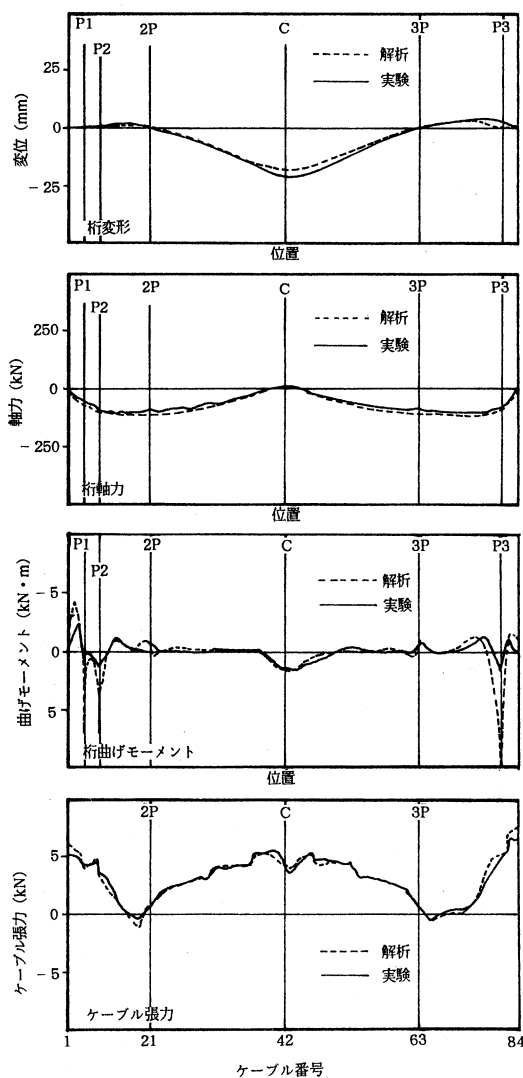


図-6 予備荷重試験結果

Fig.6 Result of prior loading test

降伏応力の0.7倍程度の圧縮残留応力が計測された。溶接量が鋼材断面積に比べ多いため、残留応力も通常の鋼構造物に比べると大きくなっている。後述する数値解析においてはこの残留応力計測結果を反映した残留応力初期条件を与えている。

全体形に組み立てられた模型は、ケーブル張力、主桁キャンバー調整を行い、最終的に図-5に示す調整結果を得た。ケーブル張力誤差は1本あたり1ton、主桁キャンバー誤差は4mm程度以内に収めることができた。

模型が十分精度良く製作されている事は、予備載荷試験として影響線載荷を行った結果、計算値（微小変形解析）と実験値が良くあった事により確認された。予備載荷試験結果の1例として、中央径間のみに活荷重を載荷したケースの断面力、変位を図-6に示す。

2.2 荷重載荷

模型への載荷は、すべてジャッキによって行った。橋軸方向に19台のジャッキをならべ、さらに、トーナメント（逆さ天秤）によって荷重を77ヵ所に分散して載荷した。すべてのジャッキは集中制御することにより、荷重が不均等になるのを防いだ。

耐力力実験での荷重は、(死荷重+活荷重)×荷重倍率として、荷重倍率を増やしていった。活荷重は、全径間に載荷した。荷重倍率（以下 r と記す）=100%の時に設計荷重がすべて載荷された状態にあたる。 $r=0\%$ は、模型に実橋の死荷重にあたる荷重も載荷されていない状態で、実橋ではありえない荷重状態である。なお、模型は上記相似率により設計されており、模型の鋼重は実橋の死荷重相当分の重さよりはるかに軽い。実験に際しては、実橋の死荷重相当荷重もジャッキによって載荷しているため、上記のような実橋ではありえない荷重状態が発生する。

2.3 耐力力試験結果

前述のように、全橋模型に $r \times$ (死荷重+活荷重)の荷重を増やしていった。なお、実験の都合上、荷重を $r=150\%$ まで上げた後、一度 $r=100\%$ まで除荷し、再度荷重を上げていった。 $r=150\%$ 以上では2%ピッチで細かく荷重を増加させた。その結果、 $r=200\%$ まで荷重を上げ、約5分間を保持したところで2P塔の中央径間側の主桁が座屈した（写真-2）。このときに、2P中央径間側最下段ケーブルが破断したが、破断直前の荷重状態でもケーブル歪は破断に対して余裕があり、ケーブル破断が先行して、主桁の座屈を引き起こした事は考えられない。

図-7に主桁の変形図を示す。 $r=190\sim 200\%$ で変形増分図（図-8）をみると、2Pの中央径間側で主桁が折れ、終局状態に近い変形モードが見られる。

座屈を起こした2P付近の主桁の歪（ $r=0\%$ の状態を起点として）を図-9に示す。K21、K23において歪のグラフが主桁上面、中立軸付近、主桁下面の3本に大別されるのは、軸力成分に加え、モーメントが加わったこと

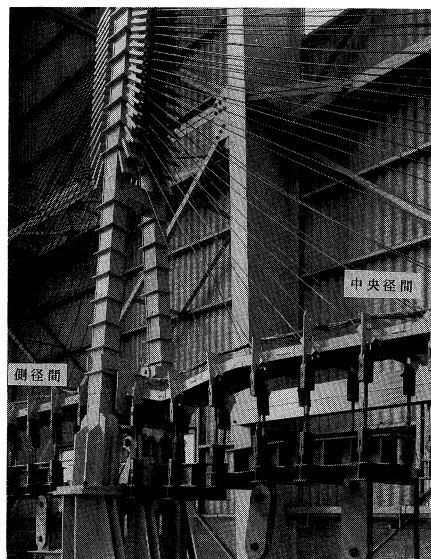


写真-2 模型終局状況

Photo.2 Limit state of the model

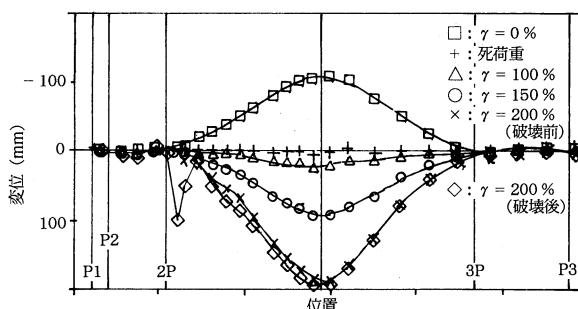


図-7 主桁変形 (実験)

Fig.7 Deformation of the girder (test)

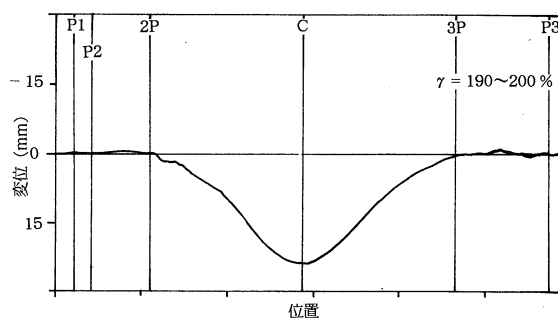


図-8 主桁変形増分 (実験)

Fig.8 Increased deformation of the girder (test)

を示している。歪が不安定に急増する現象は側径間側のK20で最も早くあらわれ、 $r=150\%$ 付近からみられる。中央径間側では、K23、K24とも $r=190\%$ 近くまで荷重が上がるまであらわれない。

3. 弾塑性有限変位解析

耐力力実験結果を検討するために、実験条件とほぼ同じ条件での弾塑性有限変位解析を行った。残留応力は模型の桁のサンプルで計測した結果をモデル化して初期条件とした。ケーブルの張力-伸び関係は、実測データを基にした。ただし、ケーブルの死荷重時張力は、予備載

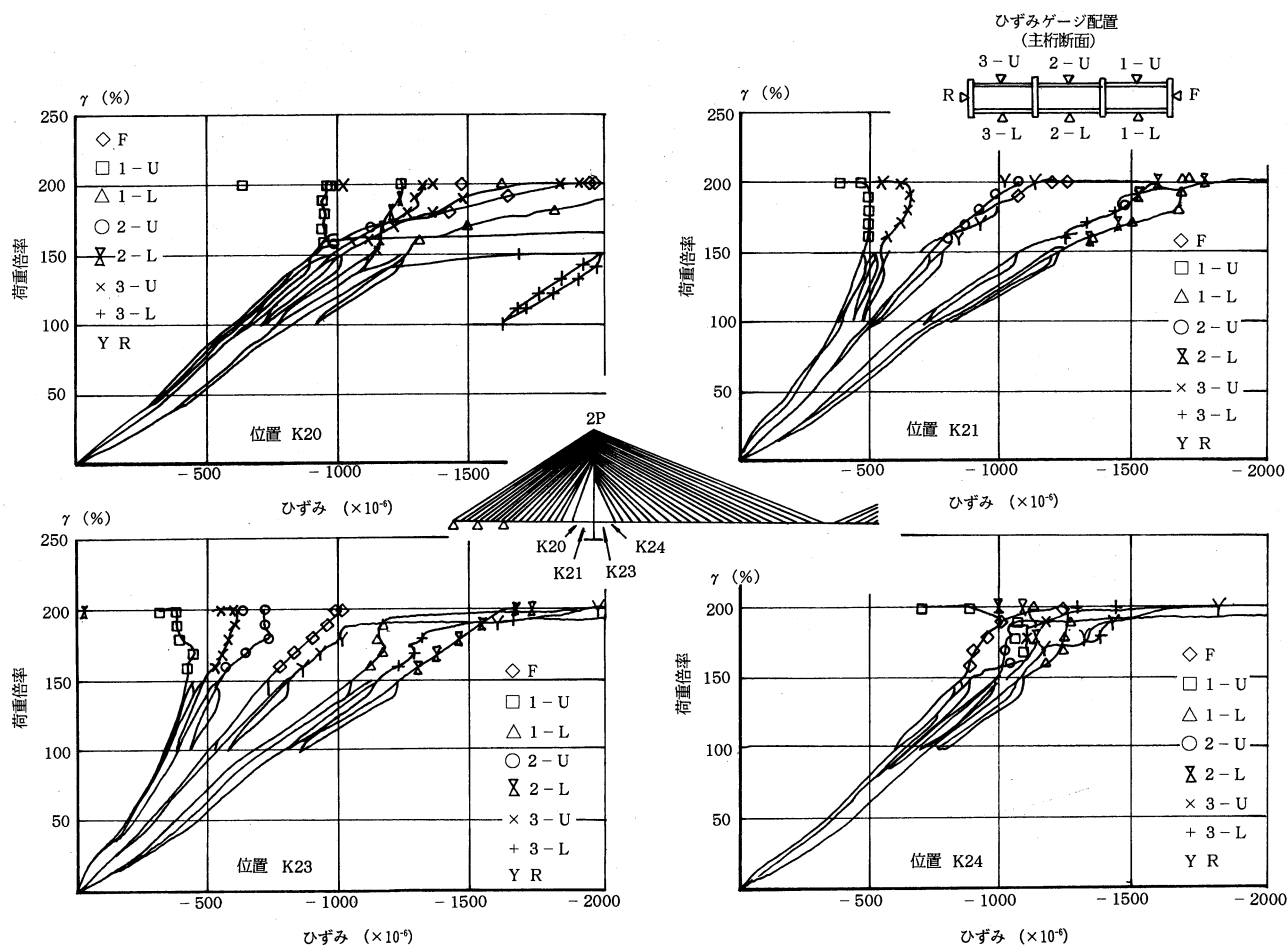


図-9 主桁歪 (実験)
Fig.9 Strain of the girder (test)

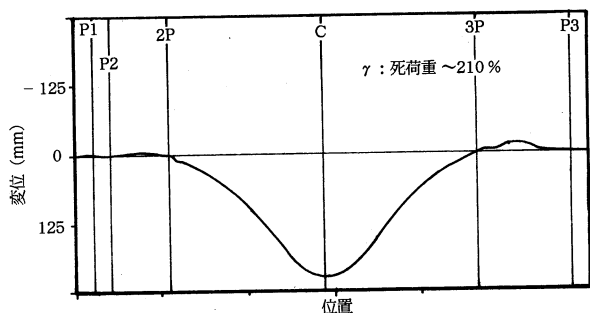


図-10 主桁変形 (解析)
Fig.10 Deformation of the girder (analysis)

荷として影響線載荷を行ったときの状態を基にした。耐荷力実験前に模型の再調整を行っており、死荷重時ケーブル張力が変化している。解析結果の概要を下記に示す。

1) $r = 185$ 、 210% において2P側径間側主桁で不安定な状態が生じ、一部節点の自由度を拘束したところ安定したため、計算を続行した。拘束した自由度に極端な反力は発生していない。

2) $r = 215\%$ で2Pの中央径間側主桁で塑性ヒンジが発生し、全体系が不安定となり計算が収束せず、計算を終了した。

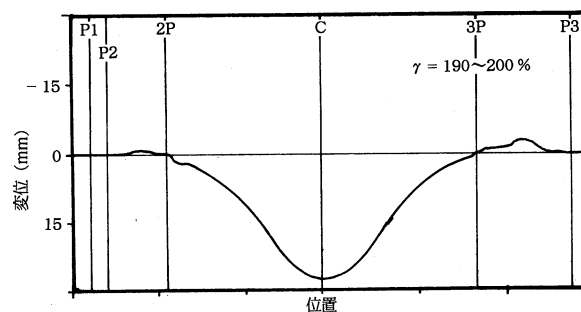


図-11 主桁変形増分 (解析)
Fig.11 Increased deformation of the girder (analysis)

解析結果の変形図、変形増分図を図-10、11に示す。

4. 考 察

(死荷重+活荷重)に対する耐荷力は、実験結果では $r = 200\%$ 、解析結果では $r = 215\%$ であり、両者の差は 8% であり非常に良い一致を示した。

終局状態は、どちらの結果も2P中央径間側の主桁が座屈しており一致した。さらに、終局状態直前の変位増分に、図-8、11に示したようにどちらの結果でも終局状態

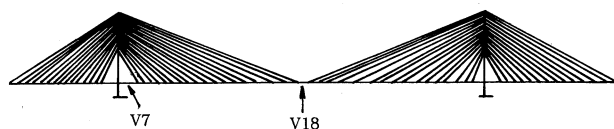
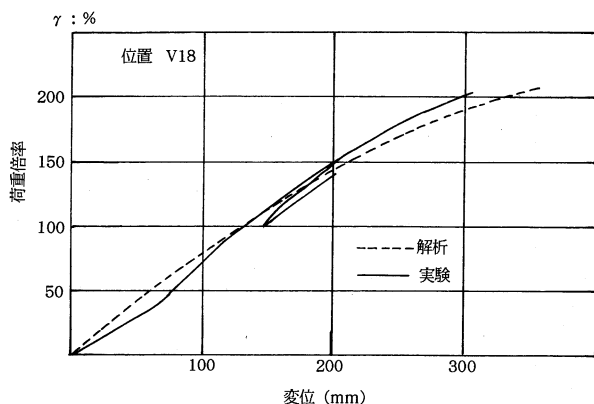
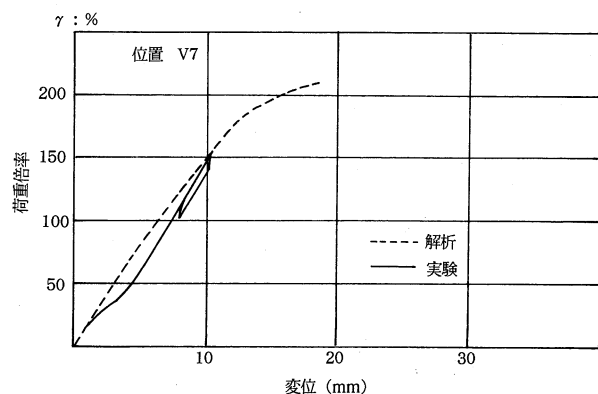


図-12 主桁鉛直変位
Fig.12 Vertical displacement of the girder

と同じ2P中央径間側の主桁が座屈するモードが見られる。
図-12に座屈を生じた主桁位置の鉛直変位図を示す。実験結果、解析結果とも $r = 170\%$ 付近から変位が増加して非線形性が見られる。

終局状態で破断したケーブルの張力も、 $r = 170\%$ 付近から実験結果、解析結果ともに増分が増えている(図-13)。 $r = 0\%$ において実験結果と解析結果のケーブル張力が異なるのは、前述のように解析の初期条件(死荷重時ケーブル張力)が実験の初期条件と異なっているためである。初期張力が異なっても荷重を上げていくと比較的実験結果と解析結果が近い張力を示していることから、荷重の再分配が生じている事も考えられる。2P付近の主桁の軸力成分の歪を図-14に示す。 $r = 50 \sim 150\%$ あたりで実験結果と解析結果に開きが見られる。これは、実験においては予備載荷を行ったため主桁の一部に降伏した領域が発生した。解析上は先行荷重の無い状態から荷重を増やしてゆく計算を行ったため、見かけ上降伏応力が異なり、その影響で $r = 50 \sim 150\%$ あたりでの実験結果と解析結果の違いが生じた。2P直近では $r = 150\%$ 以上では実験結果と解析結果が似た勾配を示している。し

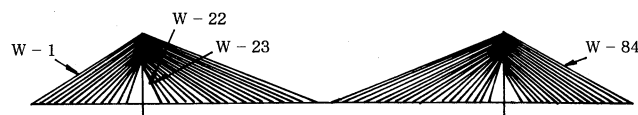
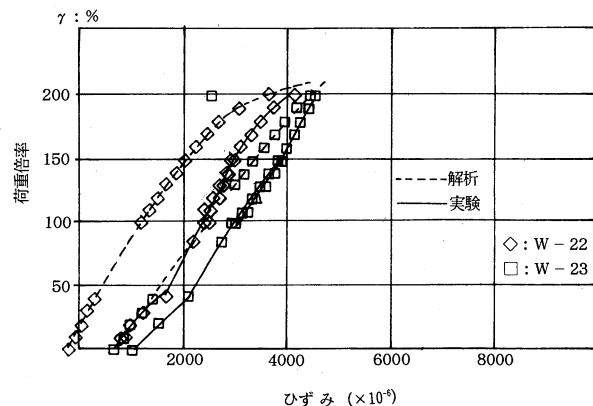
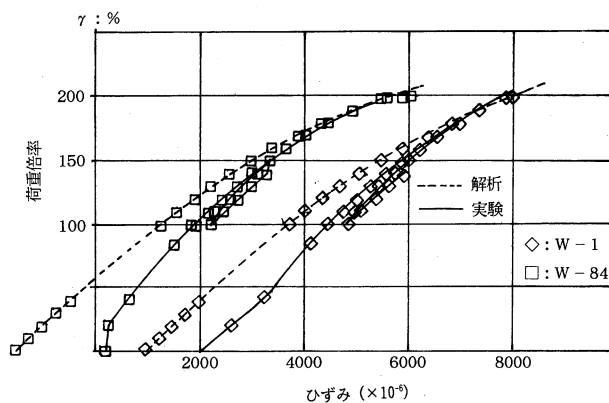


図-13 ケーブル歪
Fig.13 Strain of the cables

かし、中央径間の中央よりのK27、K29では $r = 150\%$ 以上で、実験結果は歪が停滞しているのに対し、解析結果は歪が増加している。ケーブル張力は実験結果でも増加しているため主桁軸力も増加しているものと考えられる。軸力成分の歪が停滞した理由は不明である。以上の比較、検討より数値解析と模型実験は総じて良い一致を示している。よって、多々羅大橋の構造系に対してもこの数値解析方法により耐荷力評価することは有効であることが確認された。耐荷力については解析結果の方が若干大きめの値を示す結果となった。この理由は解析上は非常に微妙な安定状態も可能であるが、模型、実橋では些細な乱れから終局状態に陥る事や、解析上の単純化が耐荷力を大きめに算出する可能性もある。本実験の結果を考慮して、耐荷力は解析結果から10%ほど割引いて評価した方が良いものと考えられる。

5. あとがき

本試験は、多々羅大橋の橋梁計画検討委員会(委員長:伊藤肇、埼玉大学教授)のご指導を得て、平成2、3年度

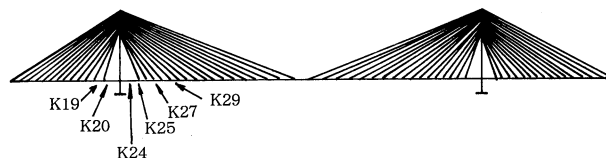
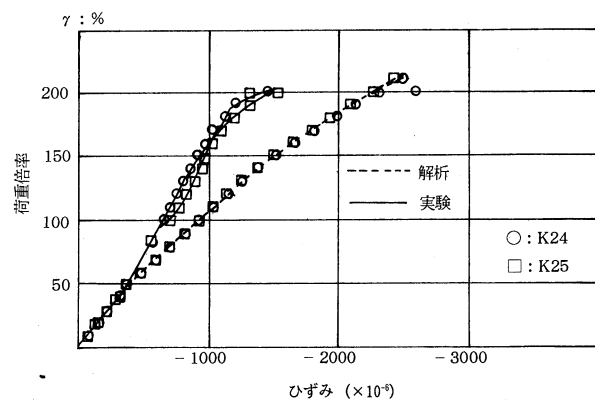
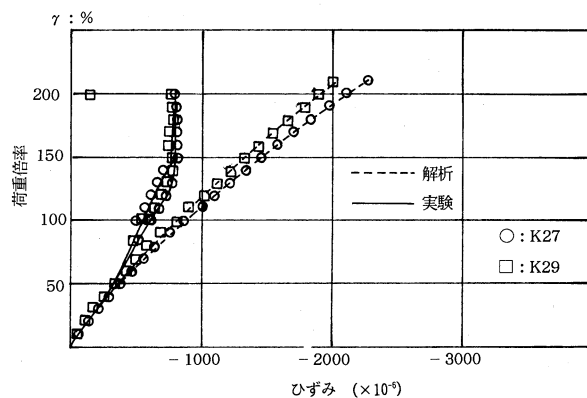
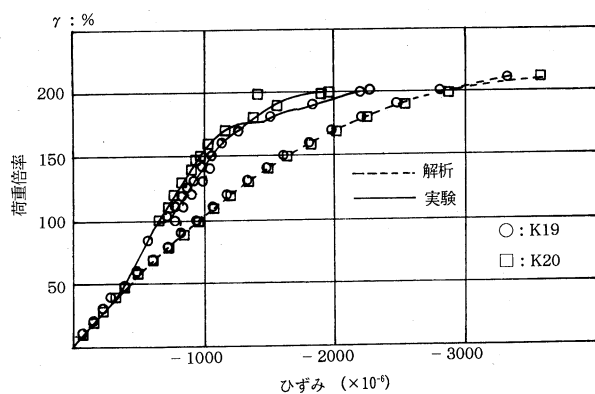


図-14 主桁歪軸力成分
Fig.14 Axial component of the girder strain

にわたり、(社)日本建設機械化協会・建設機械化研究所に委託して実施した。試験、解析等で御協力いただいた各位、および御指導いただいた委員の方々に深く感謝いたします。

追記：本実験・解析につき、土木学会の論文集に投稿中で、その査読意見をもとに本原稿執筆後、考

察等に追加・検討・変更を行っています。

参考文献

- (1) 多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、平成3年3月、(財)海洋架橋調査会
- (2) 多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、平成4年3月、(財)海洋架橋調査会

生口橋実橋振動実験

A Field Vibration Test on The Real Ikuchi Bridge

向島工事事務所 第一工事長 藤原 亨

Tohuru Fujiwara

向島工事事務所 第一工事長付 玉越 隆史

Takashi Tamakoshi



概要

生口橋は、中央径間490mの斜張橋で、我国で初めて中央径間が鋼桁、側径間がPC桁という複合主桁構造を採用している。本報は本橋において大型起振機を用いて行った振動実験について報告するものである。実験は、固有振動数や構造減衰等の振動特性の把握と斜張橋に特有の現象であるケーブルの動的連成効果について知見を得ることを主目的に行った。実験の結果、固有振動数、振動モードの計測値はよく一致し、対数減衰率は、本四耐風設計基準に定める値（箱桁0.02）と同程度あるいはそれ以上であった。一方、ケーブルの連成振動は、桁とケーブル単体の固有振動数が近接したときに生じ、ケーブルの減衰率が桁単体の減衰率を上回る場合、減衰率付加効果のあることが確認された。

The Ikuchi Bridge, which is a cable-stayed bridge having a center span of 490m, adopted a composite girder system, composed of steel for the center span and prestressed concrete for both side spans, for the first time in Japan. This paper outlines the vibration test carried out on the real Ikuchi Bridge, using a large oscillatory machine.

The test was conducted to obtain knowledge on a resonance effect expected to be observed in the dynamic response of the cables in cable-stayed system, as well as to grasp vibration characteristics of the structure such as natural frequency and structural decrement, etc.

As a result, natural frequencies and modes of vibration of the structure measured were well agreed with those calculated by numerical analysis. Obtained values of logarithmic decrement were as equal as or greater than the values specified in the Wind-Proof Design Standard of HSBA (0.02 for box girder).

1. まえがき

生口橋は、中央径間490mを有する長大斜張橋であり、わが国で初めて中央径間が鋼桁、側径間がPC桁という複

合主桁構造を採用している。また、本橋は本四連絡橋では初めての箱桁形式の斜張橋である。（図-1）

可撓性に富む長大橋梁において、耐風安定性の確保は重要な課題であり、本橋の設計にあたっては、「耐風設計基準」¹⁾ および「風洞試験要領」²⁾ に基づき風洞試験を実施

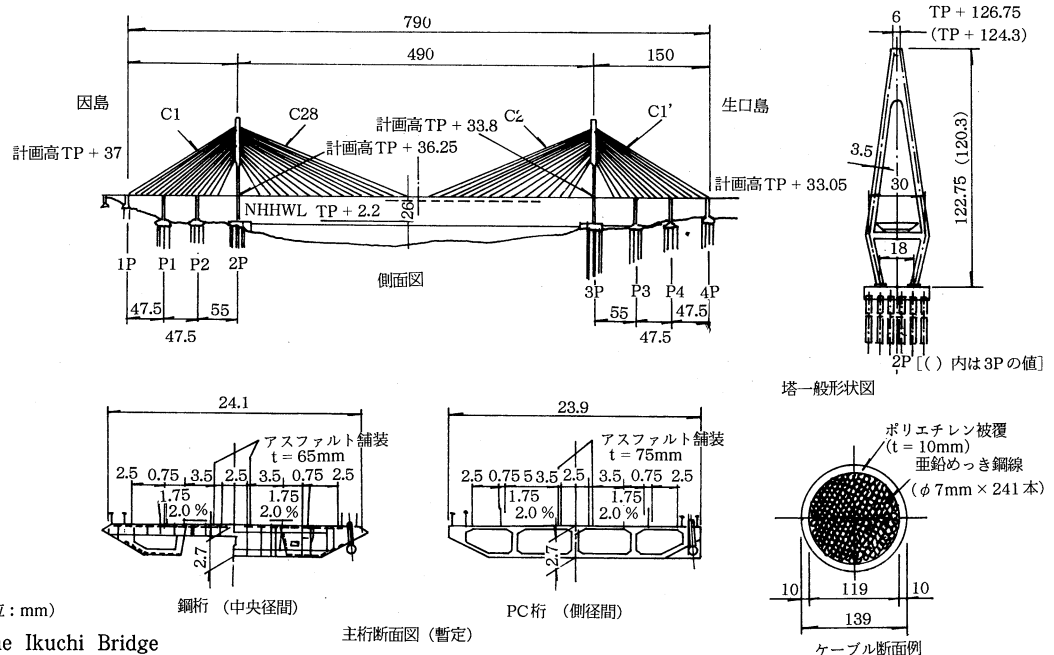


図-1 生口橋一般図 (単位:mm)

Fig.1 General view of the Ikuchi Bridge

主桁断面図 (暫定)

し、耐風性の良好な桁形状の選定や耐風安定化対策の検討がなされた。設計や風洞試験において実橋の振動特性は、構造諸元を考慮した解析モデルや模型によって評価されるが、その減衰特性は、一般に耐風設計基準に定められた構造減衰率（対数減衰率）を用いている。

しかし、構造物の減衰率を、理論的に定量的評価を下すことは困難であることから、耐風設計基準においても既往の実験結果に基づいて値が設定されており、実橋における測定データの蓄積が大切である。

長大斜張橋の振動特性については、櫃石島橋及び横浜ベイブリッジにおいて当公団所有の大型起振機を用いた比較的大振幅域での実橋振動実験が行われている。^{3) 4)}

2橋は共にトラス形式の桁を有する斜張橋であるが、箱桁形式の斜張橋では、これまで小型の起振機を用いたり、クレーン重錘を断続的に降下させるなどの方法により振動実験が行われている。これらの実験では起振力に限界があることから、いずれの実験においても測定結果は小振幅に限られており、大振幅域でのデータは得られていない。⁵⁾

そこで、ほぼ完成状態となった生口橋を対象に、大型の起振機を用いて振動実験を行い大振幅域における実橋の振動特性を確認することとした。

ここでは、供用に先立ち平成3年10月下旬から11月上旬にかけて生口橋で実施した実橋振動実験の概要を報告する。

2. 実験の目的

本実験では、当公団所有の大型起振機を用いて、風洞試験要領に定める構造減衰率の評価基準振幅程度で橋体の強制加振を行い、大振幅域における実橋の振動特性を明らかにし、主に次の事項について検証、確認することを目的とした。

- (1) 耐風安定性を評価する上で重要な、大振幅域における構造減衰率を把握する。
- (2) 固有振動数、固有振動モード等の振動特性を把握し解析の妥当性を検証する。
- (3) 斜張橋の構造的特徴である桁、ケーブル、塔の動的連成効果を確認する。
- (4) 長大箱桁斜張橋に関する耐風設計上のデータを収集する。

3. 実験の概要

3.1 実験項目

実験は以下の項目について実施した。

(1) 常時微動測定

橋体の常時微動を測定し、各振動モードの固有振動数を把握した。

(2) 強制振動実験

常時微動測定で求めた各振動モードの固有振動数付近で橋体を強制振動させ、共振応答曲線より、共振状態を確認し、各モードの固有振動数を求めた。

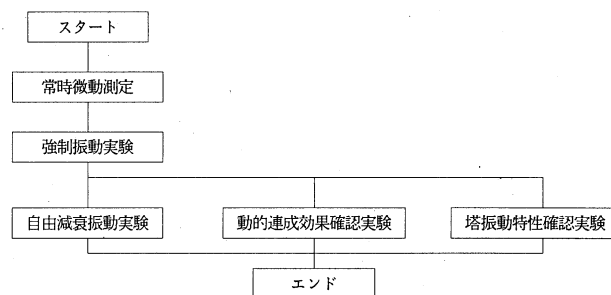


図-2 実験のフロー
Fig.2 Test procedure

(3) 自由減衰振動実験

強制振動実験で求めた各振動モードの固有振動数で桁を起振し、共振状態からの自由減衰振動を測定して対数減衰率を求めた。

また、共振時の橋体各部の応答振幅から振動モードを求めた。

(4) 動的連成効果確認実験

斜張橋の構造的特徴である桁、ケーブルの動的連成効果を共振ケーブルの減衰を変化させて確認した。

(5) 塔振動特性確認実験

塔の振幅が比較的大きい振動モードで桁を起振し、自由減衰振動から完成時の塔の対数減衰率を求めた。

実験のフローを図-2に示す。

3.2 実験対象モード・振幅

(1) 実験対象モード

実験では、耐風性を評価する上で重要な桁の低次の振動モードに着目し、実験対象モードは、鉛直曲げの対称1次、2次、逆対称1次、ねじれの対称1次、逆対称1次の5つのモードを基本とした。

動的連成効果確認実験は、共振ケーブルが特定できる鉛直曲げ対称2次モードで行い、塔振動特性確認実験は起振可能な周波数範囲で比較的大きな塔の振動が卓越する桁の鉛直曲げ逆対称4次モードで行った。

(2) 振幅（目標起振振幅）

起振振幅は、風洞試験要領に定められた風洞試験における構造減衰率の評価基準振幅まで起振することを目標

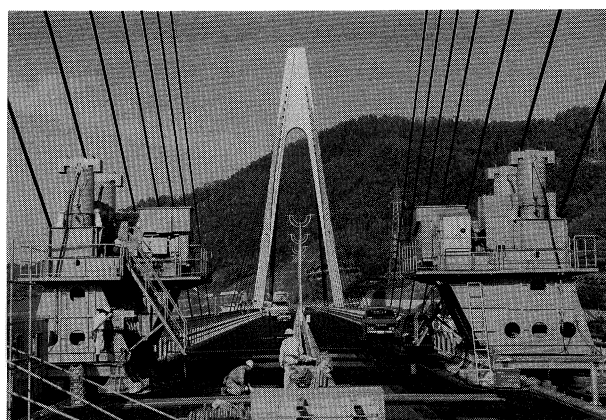


写真-1 実験状況

Photo.1 Test view

とし、次のように設定した。

鉛直曲げ振動：桁幅／200（≒ 120mm）

ねじれ振動：0.5°（桁外縁鉛直変位 ≒ 105mm）

なお、塔振動特性確認実験を行う鉛直曲げ逆対称4次モードについては、起振機能力範囲で起振可能な振幅とした。

3.3 起振方法

橋体の起振には、写真-1に示す大型起振機を用いたが、その構造概要と主要な諸元は図-3、表-1に示すとおりである。

起振は、重錘を上下動させ橋体にかかる反力を周期的に変化させて行うため、各モードで振動振幅が最大となる点（例えば、鉛直曲げ対称1次振動では中央径間L/2点、鉛直曲げ逆対称1次振動ではL/4）に起振機を設置すると最も効率的に起振することができるが、本四連絡橋の長大吊橋をはじめとする複数の橋梁での使用を想定して起振能力が設定されている⁹⁾ 本起振機は、本橋に対しては能力に余裕があり、今回の実験では全てのケースで2基を橋面上L/4（3P側）に配置して起振を行った。このとき鉛直曲げ振動は2基を同位相で、ねじれ振動は逆位相で運転して、それぞれ起振を行っている。一方、起振周波数は0.001Hzピッチ程度での調節が可能であり、クラッチとブレーキの作動で、重錘を任意の位置で急停止させることができる。

4. 振動解析

4.1 固有値解析

実験に先立ち立体骨組モデルを用いて固有振動解析を行った。境界条件等のモデルの概略を図-4に示す。

解析ではケーブルを伸び剛性のみを有する部材として取り扱い、その質量を塔と桁それぞれの定着格点に1/2ずつ振り分けている。また、解析には橋面上に配置された起振機や電源装置等の質量を考慮している。

固有振動数解析の結果を表-2に、各振動モードにおけるモード値の分布形状を図-5にそれぞれ示す。

4.2 ケーブルの固有振動数

ケーブルの固有振動数はケーブル張力の測定値に起振機重量等による張力増分を加え、架設精度管理で用いたキャリブレーションの式（ケーブル張力と振動数の関係式）を用いて算出した。算定した本橋のケーブルの固有振動数と固有振動解析による固有振動数の関係を表-3に示す。

5. 実験方法

5.1 常時微動測定

橋体の常時微動を20分間計測し、振動波形の周波数解析から各振動モードの固有振動数を把握した。計測は3回実施した。

5.2 予備実験

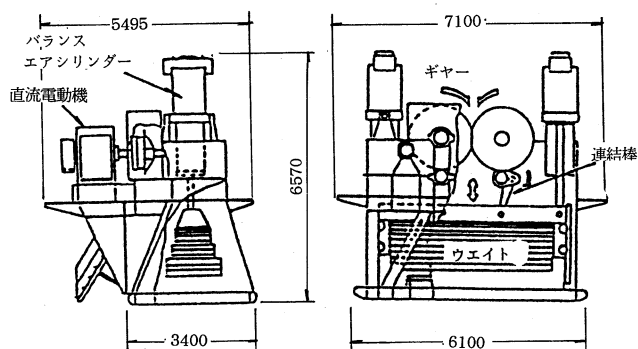


図-3 起振機概要図

Fig.3 Outline of the oscillatory machine

表-1 起振機主要諸元（一基当り）

Tab.1 Dimensions of the oscillatory machine

重 量	約106t（重錘含む）
重 錘 重 量	6.7～55.5t
重 錘 ス ト ロ ッ ク	± 0.16m
起 振 周 波 数	0.306～1.840Hz
起 振 力	最大196kN
駆 動 方 式	直流振動機 315kw

表-2 固有値解析結果

Tab.2 Natural frequency by numerical analysis

振動モード			固有振動数 (Hz)	
			起振機等なし	起振機等あり
基本5モード	鉛直曲げ	対称1次	0.335	0.334
		逆対称1次	0.445	0.435
		対称2次	0.602	0.578
	ねじれ	対称1次	0.747	0.736
		逆対称1次	1.092	1.045
		逆対称4次	1.662	1.647
塔振動実験	鉛直曲げ	逆対称4次	1.662	1.647

基本の5モードについて概略の固有振動数、減衰率、起振効率を求め、本実験の起振条件を定めること、及び共振するケーブルの確認を目的として、本実験に先立って予備実験を行った。

予備実験では、常時微動測定で得られた固有振動数を目安として、その前後の振動数を最小の重錘重量で起振し、そのときの応答振幅から簡易な共振曲線を求めて固有振動数を推定した。次に、起振効率のからの自由減衰振動から対数減衰率を求めて起振効率を算出を行い、起振条件（重錘重量及び起振周波数）を決定した。

一方、各振動モードについて共振ケーブルの振動状況を観察し、動的連成効果確認実験の共振ケーブルを把握した。

5.3 強制振動測定

予備実験で定めた起振条件で橋体を強制振動させ、共振応答曲線等から各モードの固有振動数を確定した。なお、共振応答曲線からの減衰率の算出に支障のないように、各モード共、桁振幅が共振時の40%を越える共振応答曲線のピーク付近では可能な限り細かい周波数ピッチ（0.001～0.002Hz）で起振を行った。このとき、振動の定常状態は、加速度波形のモニター出力より目視で判断し、定常状態での振動20波程度を対象にデータを収録し

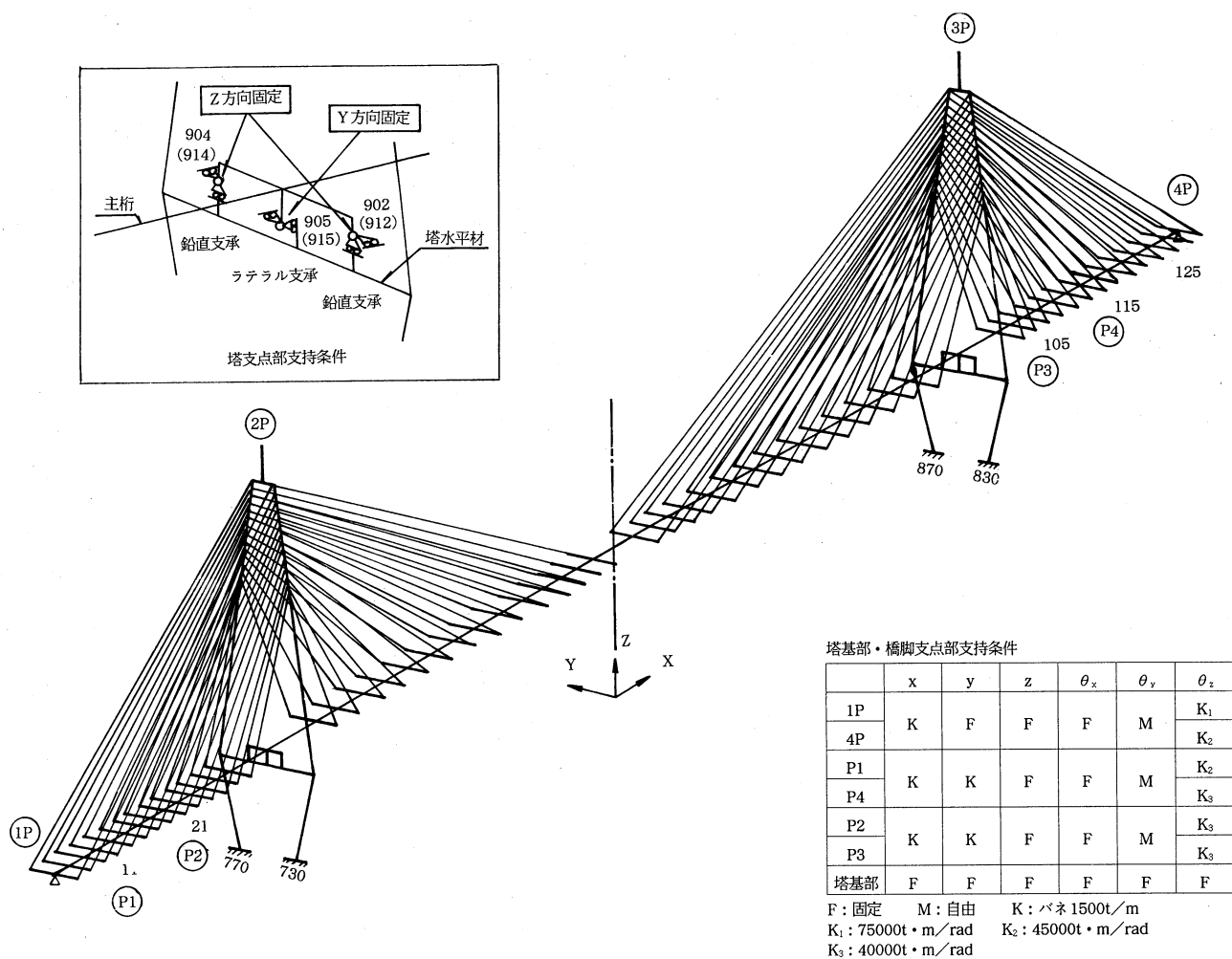


図-4 立体骨組解析モデル概略図
 Fig.4 Numerical model used in the analysis

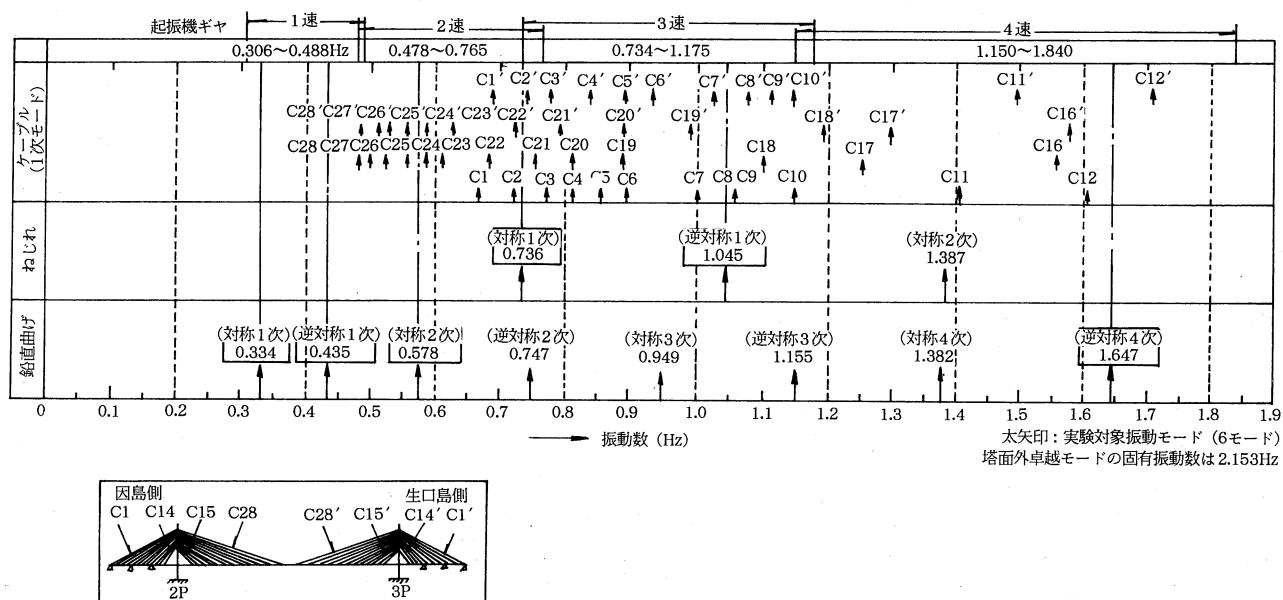


表-3 固有振動数解析値 (起振機等考慮)
 Tab.3 Distribution of natural frequency by analysis
 (considering influence by the oscillatory machine.)

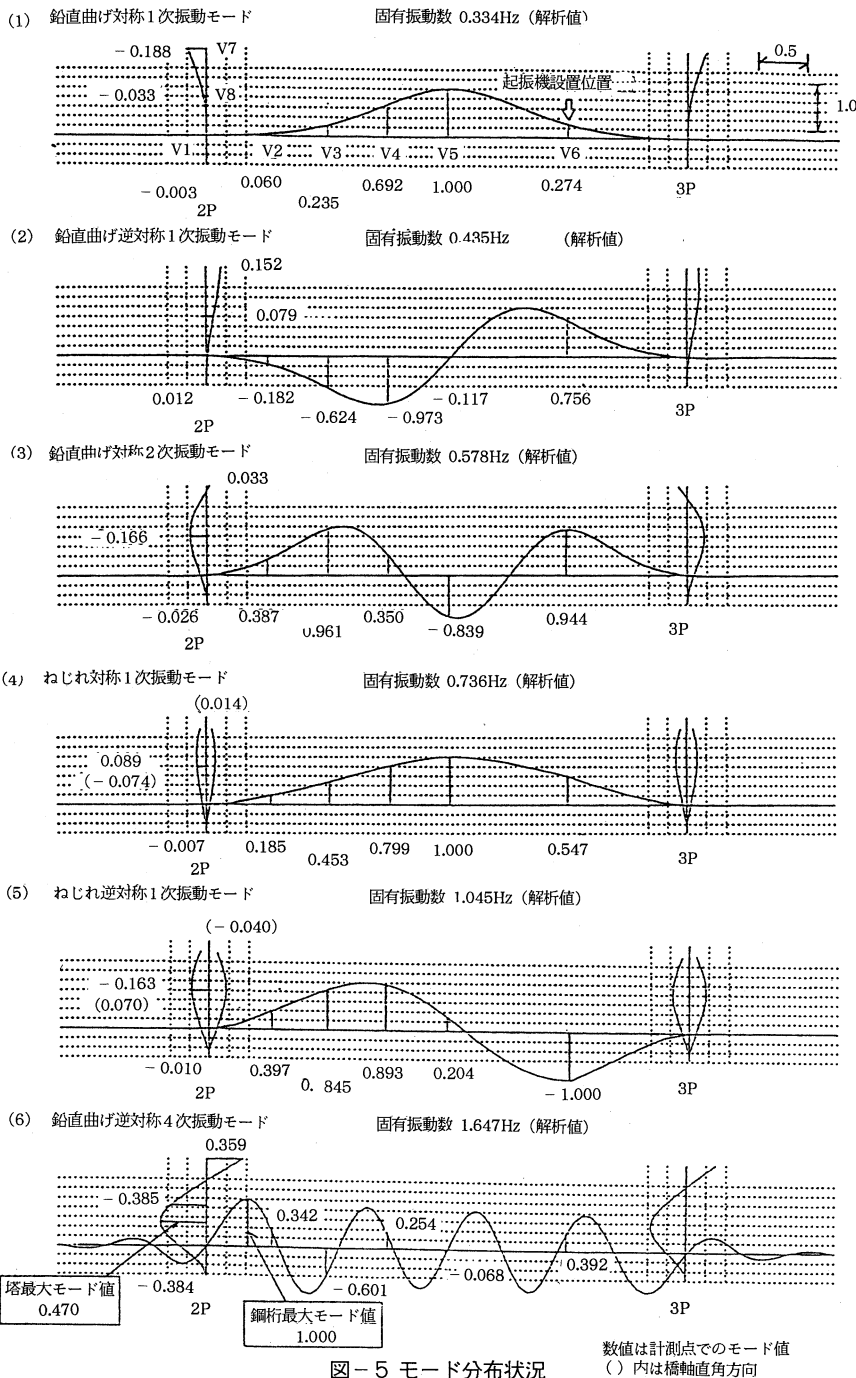


図-5 モード分布状況
Fig.5 Vibration forms

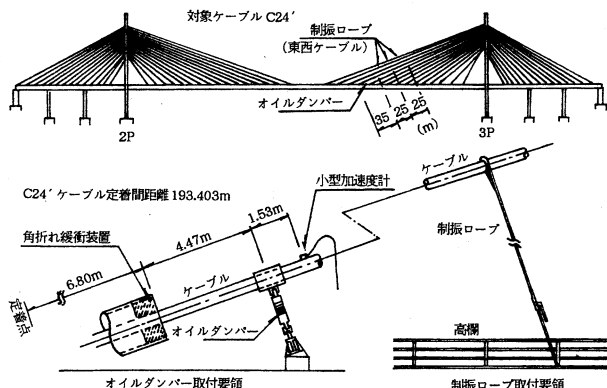


図-6 ケーブル対策模式図
Fig.6 Device to suppress vibration on the cable

た。

5.4 自由減衰振動測定

強制振動実験で求めた各モードの固有振動数で桁の起振を行い、共振状態で計測される各計測点の応答振幅から振動モードの確認をした。その後起振機を急停止し、得られた自由減衰振動の波形から対数減衰率を求めた。

5.5 動的連成効果確認実験

強制振動実験でケーブルに連成振動が生じた鉛直曲げ対称2次振動で、共振ケーブル (C24') の減衰率を以下の各対策によって変化させて桁の加振を行い、共振ケーブルの減衰率の大小による桁の減衰率の変化を求めた。

① 無対策：特に対策は行わない。

② 対策A：オイルダンパー (C200) を設置。

③ 対策B：オイルダンパー (C600) を設置。

④ 対策C：オイルダンパー (C600) を設置し、更に、ロープで桁に固定する。各対策の模式図を図-6に示す。

なお、使用したダンパーの公称減衰係数は、それぞれ

・C200：200 (kgf・sec/cm)

・C600：600 (kgf・sec/cm)

である。

対策Cは、連成振動によって生じるケーブル単独の振動を拘束したものであるが、実験中、ケーブル単独の振動が見られないことを確認しており、本対策によって測定される対数減衰率は桁単独の値であると考えられる。

このとき、桁の起振は、ケーブルの振動振幅がケーブルに取り付けたオイルダンパーの伸縮量の範囲を超えないように最小起振力で行い、別に小型の加振機によるケーブル (C24') の加振実験を行って、ケーブル単体の減衰率の測定を行った。

5.6 塔振動特性確認実験

完成系の塔の振動特性を明らかにする目的からは、塔の振動が桁に対して卓越するモードでの起振実験を行うことが望ましいが、本橋では起振可能範囲より高周波数域 (2.153Hz以上) となるため、起振可能な周波数の範囲で塔のモード最大値の桁のモード最大値に対する割合が

最大となる桁の鉛直曲げ逆対称4次モードを対象に実験を行った。

起振振動数は、常時微動で得られた固有振動数をもとに起振を行い、そのときの桁振幅、起振力と桁振動の位相差、及び桁振動モードを確認しながら微調整した。また、自由減衰振動波形より塔の対数減衰率を求めた。

6. 計測項目および計測機器

計測項目と計測機器を表-4に示す。

本橋では、中央径間鋼桁部に比べて側径間PC桁部のモード値が非常に小さいので、側径間についてはP2、2P間の1断面のみで計測を行った。

加速度計による計測結果は、振動加速度の波形が正弦的と仮定して変位への換算を行い、検証のために光学式変位計による変位の直接測定も同時に行った。

なお、実験中、当初加速度計を設置していなかったケーブルで振動が確認されたため、振動がみられないケーブルから一部の加速度計の移設を行った。

主な計測機器の設置位置を図-7に示す。

7. 実験結果

7.1 常時微動測定

常時微動の測定条件は表-5に示すとおりである。

測定した加速度波形をFFT解析を用いて周波数分析し、

表-4 計測項目と計測機器

Tab.4 Items and Instruments for measuring

計 測 項 目		計 測 機 器
振 動 変 位	桁	鉛直方向加速度 橋軸方向加速度 橋軸直角方向加速度 鉛直方向変位
	塔	橋軸方向加速度 橋軸直角方向加速度
	ケーブル	面内・面外方向加速度
	支承	橋軸方向変位

表-5 常時微動測定条件

Tab.5 Meteorological conditions during measurement of the natural tremor of the structure

ケース	時刻 (平成3年10月23日)	風速 (m/s)	風向
1	12:20~12:40	3.0	NE
2	14:40~15:00	2.0	S
3	18:25~18:45	1.0	S

表-6 常時微動周波数測定結果

Tab.6 Natural frequencies of the structure analyzed based on measured natural tremor

振動モード		解析値 (Hz)	実測値 (Hz)			
			1回目	2回目	3回目	平均値
鉛直曲げ	対称1次	0.334	0.342	0.342	0.342	0.342
	逆対称1次	0.435	0.443	0.443	0.463	0.450
	対称2次	0.578	0.607	0.607	0.624	0.613
ねじれ	対称1次	0.736	0.731	0.730	0.737	0.733
	逆対称1次	1.045	1.072	1.068	1.058	1.066

注1) 周波数分解能は、0.002Hz (1.0Hz以上)、0.001Hz (1.0Hz未満)

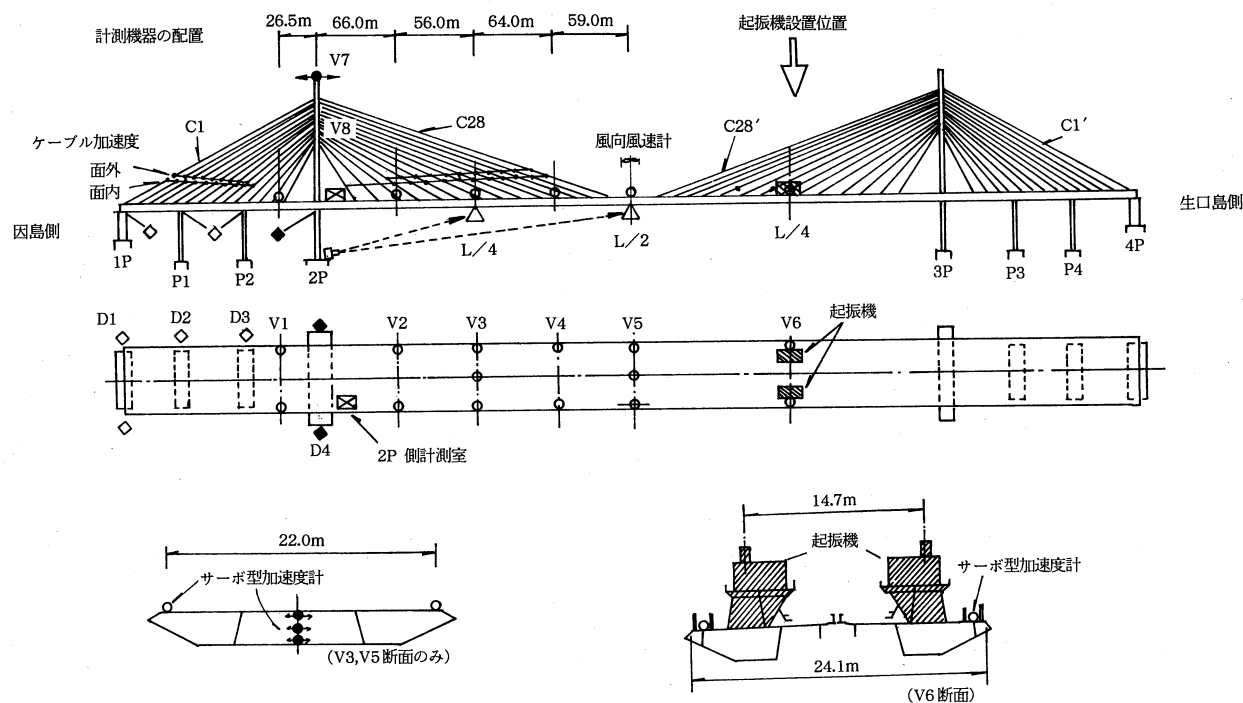


図-7 主要計測機器設置位置図
Fig.7 Arrangement of the measuring instruments

表-7 予備実験結果総括 (重錘重量 6.7tf)

Tab.7 Summary of prior test

振動モード	最大倍振幅 (mm, deg)	起振効率 (%)	必要重錘重量 (tf)	本実験重錘重量 (tf)	
				強制振動	自由減衰
鉛直曲げ	対称1次	89.0	93	18.1	18.3
	逆対称1次	153.8	95	10.5	9.7
	対称2次	103.8	76	15.5	14.5
ねじれ	対称1次	0.640	72	10.5	10.7
	逆対称1次	0.296	20	22.6	6.7

注1) 最大倍振幅は、測定値をそれぞれのモード最大点位置の値に換算した値

各振動モードの固有振動数を求めた結果を表-6に示す。

各振動モードとも、固有振動数の実測値が解析値より若干高めとなっているがよく一致している。

7.2 予備実験結果

結果の総括を表-7に示した。

鉛直曲げ対称2次とねじれの2モードで、起振効率が低くなっているが、これら3モードではケーブルに連成振動が観測されておりその影響と考えられる。

本実験の起振で用いる重錘重量は、予備実験での応答振幅から目標振幅が得られるよう換算して定めることを基本としたが、ケーブルに連成振動が生じるモードの強制振動実験では、桁の振動に伴って、ケーブルが大きく振動し、角折れ緩衝装置(ケーブル定着管口部に充填した弾性シール材)が損傷する恐れがあるため、起振力を低く設定した。また、ねじれ逆対称1次モードではケーブル振動が特に顕著となることが予想されたため、自由減衰振動測定も最小起振力で行うこととした。

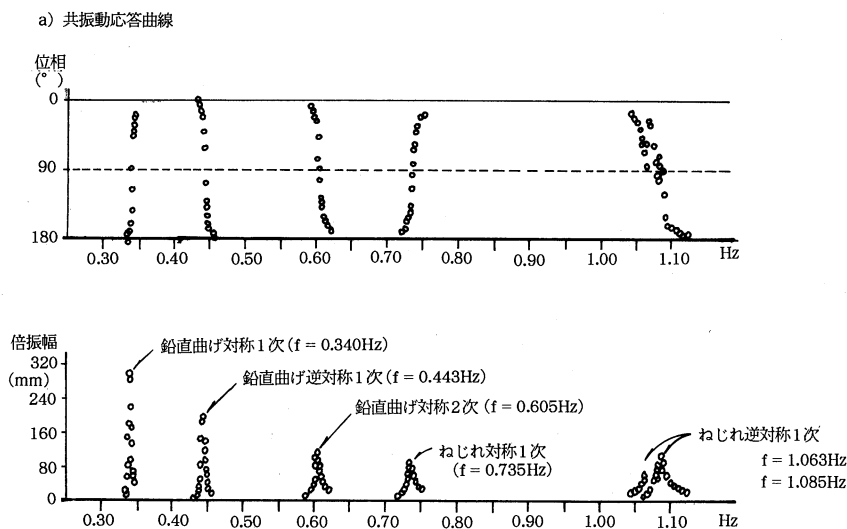
一方、ケーブルの連成状況から、動的連成効果確認実験は、共振するケーブルが1対(C24')に特定できる鉛直曲げ対称2次モードで行うことを確認した。

7.3 強制振動実験

基本5モードの共振応答曲線とナイキスト線図を図-8に示した。ナイキスト線図は、起振力に対する橋体変位を表す伝達関数(位相差と振幅で表される複素数)を複素平面上に描いたものであるが、その軌跡が共振点の近傍で円を描く性質があり、周波数に関して離散的に実測される共振応答を円で補完できるので共振点を確実に捉えることができる。また、その特性から対数減衰率も算出が可能のため、本実験では従来の共振応答曲線による方法を補足する目的で用いた。

強制振動実験で求めた固有振動数を解析値及び常時微動測定から求めた固有振動数と比較して表-8に示す。

各モードで共振振動数は解析値とよく一致したが、ねじれ逆対称1次振動では、共振応答曲線が2箇所ピークをもつ複雑な変化を示し、各ピークに対応してそれぞれ異なるケーブル(C25: 1.063Hz、C25': 1.085Hz)で顕著な振動が観測さ



b) ナイキスト線図

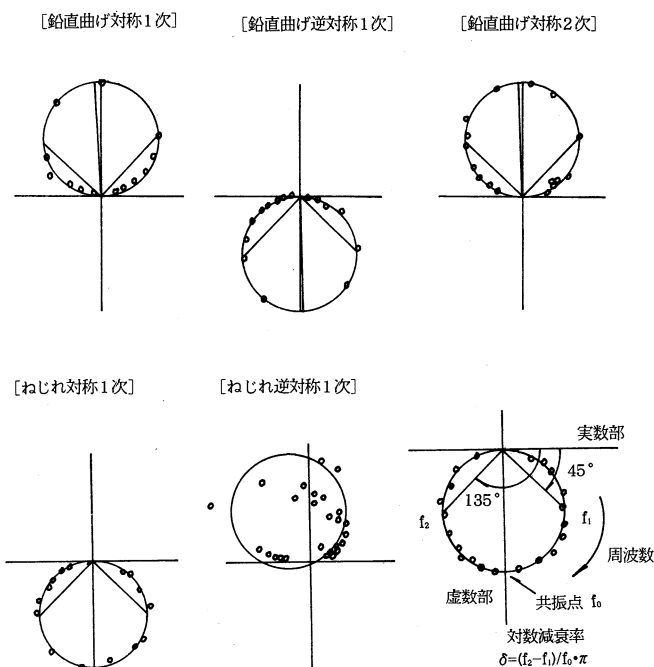


図-8 共振応答

Fig.8 Resonance response a) Resonance curve, b) Nyquist diagram

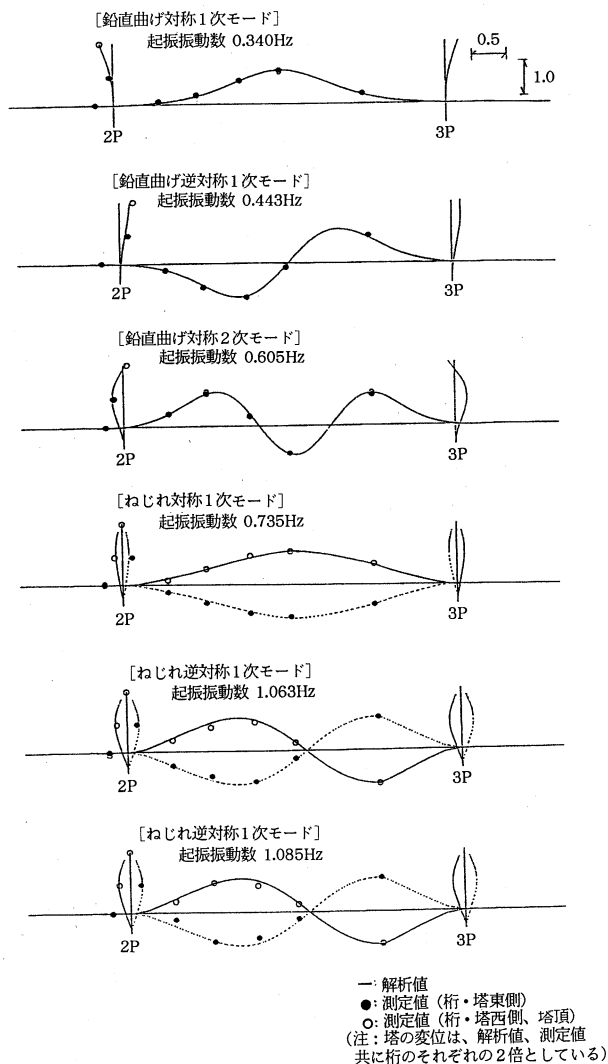


図-9 振動モード図
Fig.9 Vibration modes

表-9 対数減衰率
Tab.9 Logarithmic decrement

対象振動モード	測定回数	対数減衰率	最大倍振幅	風向	風速 m/s	桁温度 ℃
鉛直曲げ対称1次	①	0.019	272	N	3.0	23.0
	②	0.018	279	N	2.0	
	③	0.018	279	N	4.0	
	平均	0.018	277			
鉛直曲げ逆対称1次	①	0.020	219	S	2.0	21.6
	②	0.020	217	S	1.5	
	③	0.020	209	S	2.0	
	平均	0.020	215			
鉛直曲げ対称2次	①	0.031	224	NE	2.0	16.5
	②	0.031	251	NE	2.0	
	③	0.032	215	NE	4.5	
	平均	0.031	230			
ねじれ対称1次	①	0.035	0.72	NE	1.0	17.6
	②	0.038	0.74	E	1.0	
	③	0.042	0.72	E	0.5	
	平均	0.038	0.73			
ねじれ逆対称1次	①	0.018	0.22	N	2.0	15.4
	②	0.019	0.26	S	2.5	
	③	0.020	0.23	S	2.0	
	平均	0.019	0.24			
ねじれ逆対称1次	①	0.022	0.57	S	2.0	23.6
	②	0.021	0.58	S	2.5	
	③	0.022	0.60	SW	2.0	
	平均	0.022	0.58			

最大振幅はモード最大点での最大倍振幅 (mm, deg)

表-8 固有振動数測定結果
Tab.8 Measured natural frequencies

振動モード		固有振動数		
		解析値	常時微動	共振曲線
鉛直曲げ	対称1次	0.334	0.342	0.340
	逆対称1次	0.435	0.450	0.443
	対称2次	0.578	0.613	0.605
ねじれ	対称1次	0.736	0.735	0.735
	逆対称1次	1.045	1.066	1.063
				1.085

注) ねじれ逆対称1次は位相差90°となる2箇所の値

表-10 対数減衰率の比較
Tab.10 Comparison in the logarithmic decrements

振動モード	自由減衰振動	強制振動 (ナイキスト線図)	常時微動 (ワースワットル)
鉛直曲げ対称1次	0.018	0.017	0.024
鉛直曲げ逆対称1次	0.020	0.021	0.022
鉛直曲げ対称2次	0.031	0.033	0.013
ねじれ対称1次	0.038	0.034	0.010
ねじれ逆対称1次	1.063Hz	0.019	0.009
	1.085Hz	0.022	

注) 自由減衰振動は最大振幅を含む100波により算出

れた。これは、桁の逆対称1次振動に近い固有振動数をもつケーブルに連成振動が生じたためと考えられる。

7.4 自由減衰振動実験

(1) 振動モード

共振応答変位から振動モードの同定を行ったが、図-9に示すように各モードで実測と解析はよく一致し、強制振動実験における固有振動数の一致とあわせて解析の妥当性が検証された。

(2) 自由減衰振動波形と対数減衰率

対数減衰率算出波形を図-10に示したが、ねじれ逆対称1次を除いて滑らかな減衰波形が得られた。

減衰波形の最大振幅を含む100波から算出した対数減衰率は、鉛直曲げ対称1次、逆対称1次及びねじれ逆対称1次の各振動で0.018~0.021、鉛直曲げ対称2次とねじれ対称1次振動で0.03以上の対数減衰率であった。対数減衰率算出結果を表-9に示す。また、それらを強制振動実験と常時微動測定それぞれから求めた減衰率と比較すると(表-10)、ナイキスト線図(強制振動実験)から求めた減衰率が自由減衰振動による値とよい一致を示したのに対し、常時微動から求めた値は不安定であった。

(3) 対数減衰率の振幅依存性

対数減衰率の振幅依存性を調べるために、各減衰波形において減衰率算出の対象とする波数を設定し、波列を1波ずつずらしながら減衰率を算出したものを図-11に示す。このとき各減衰率に対応する振幅は、波列の中央にある波(算出対象波数が31波の場合は波列の先頭から16番目の波)の振幅を基準振幅として採用した。

各モード共に振幅依存性が認められ次のような傾向がある。

Hz・鉛直曲げ振動については、基準倍振幅 100mm以

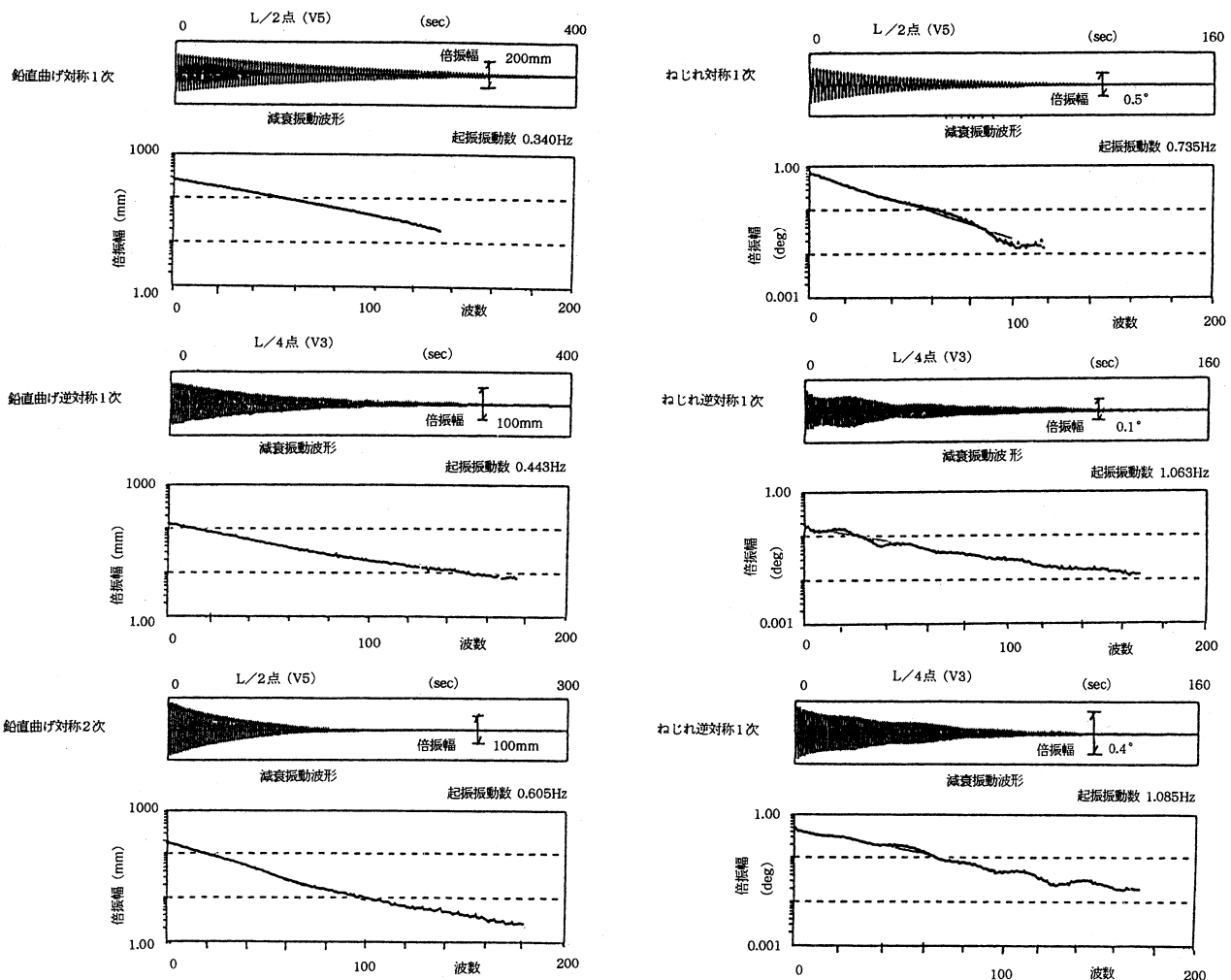


図-10 対数減衰率算出波形

Fig.10 Wave form used to calculate logarithmic decrement

下の範囲では、振幅による減衰率の変化が大きい、100mmを超える範囲では鉛直曲げ対称1次モードで若干低下するという傾向があるものの、ほぼ一定の対数減衰率を示す。

・ねじれ振動については、対称1次モードでは比較的大きい振幅域で対数減衰率がほぼ一定になるが、逆対称1次モードでは、減衰波形にうなり現象が生じ、対数減衰率の変動が大きい。

・対数減衰率は、減衰率算出波数のとり方によって多少変化するが、振幅が小さい範囲で特にその影響が顕著である。

7.5 ケーブルの連成振動状況

表-11に起振実験中、各モードの共振点で観測されたケーブルの連成振動の状況を示したが、ケーブルの連成振動は、いずれもケーブル単独の固有振動数と桁の起振振動数がほぼ一致したときに生じた。

ケーブル単独の固有振動数は、架設精度管理で用いたケーブル張力とケーブル振動数の関係式を用いて算出したが、このときの実橋のケーブル張力は舗装施工前にケーブル振動数から同じ式を用いて算出した張力に舗装重量や起振機等による張力増分の計算値を加えたものを用い

表-11 ケーブル連成状況 (但し、ケーブル面内)

Tab.11 Resonance of the cables

振動モード		起振振動数 (Hz)	連成ケーブル	ケーブル特性と連成状況		
				振動次数	固有振動数 (Hz)	倍振幅 (mm)
鉛直曲げ	対称1次	0.340	連成せず	—	—	—
	逆対称1次	0.443	連成せず	—	—	—
	対称2次	0.605	3P側C24'	1次	0.600	430
ねじれ	対称1次	0.735	3P側C22'	1次	0.735	80
			3P側C2'	1次	0.730	530
	逆対称1次	1.063	2P側C9	1次	1.080	190
			2P側C25	2次	1.080	800
			3P側C8'	1次	1.090	80
		1.085	2P側C18	1次	1.115	370
			3P側C25'	2次	計測せず	計測せず

注1) ケーブル固有振動数は、2P側: 常時微動波形の周波数解析

3P側: 自由減衰 (1.803Hz) 時の周波数解析

注2) ケーブル倍振幅は、振動波形を正弦波としてモード最大点の値に換算

注3) C22', C8' では、顕著な面外振動が見られたが計測を行っていない

ている。

7.6 動的連成効果の確認実験結果

実験の結果を表-12に示す。

結果は、ケーブルに連成振動が生じてもケーブル単独の減衰率が桁の減衰率よりも小さい場合にはシステムダンピングの効果は必ずしも発揮されず、全体の減衰率に

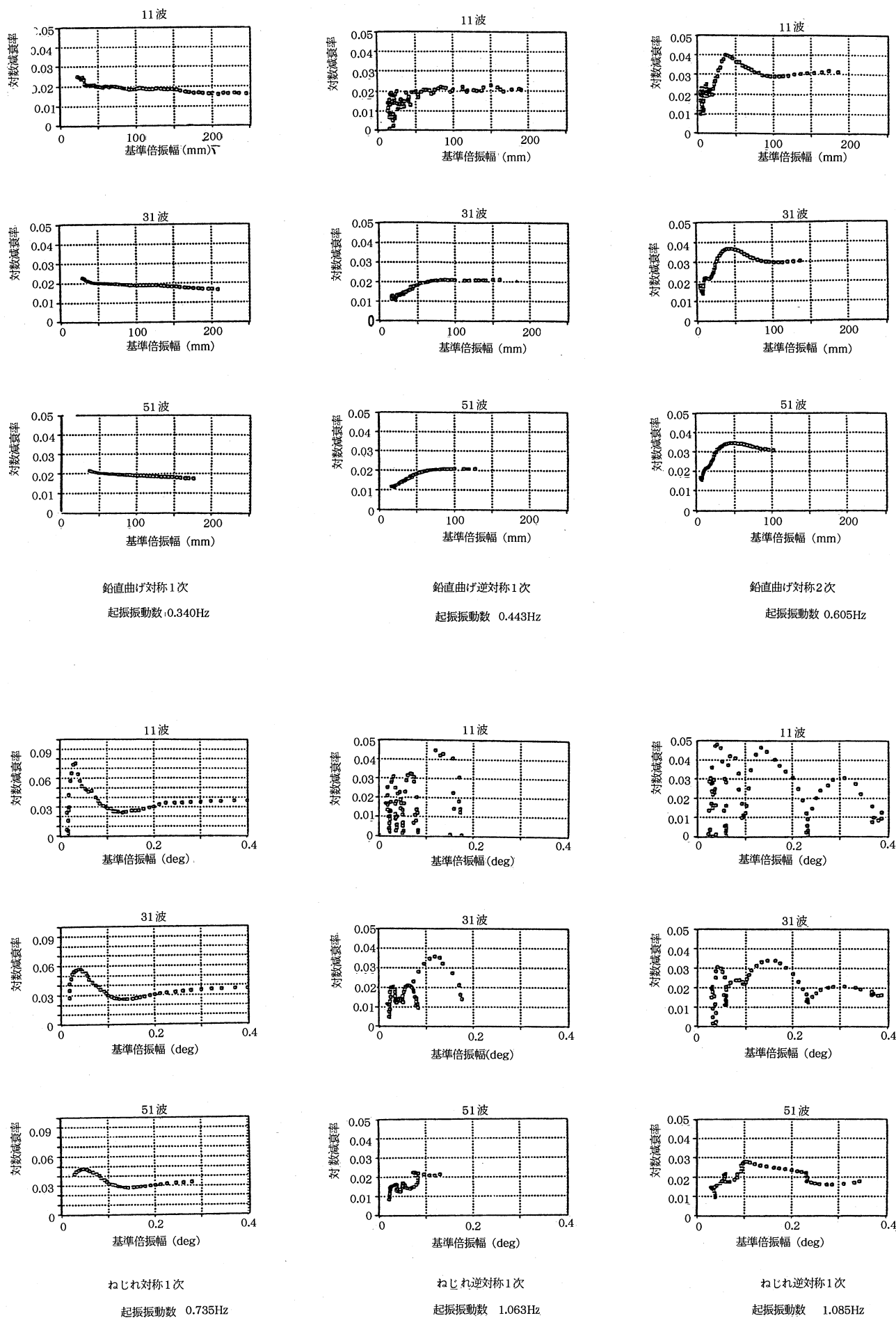


図-11 対数減衰率の振幅依存性

Fig.11 Variation of the logarithmic decrement corresponding to the amplitude

表-12 動的連成効果確認実験結果

Tab.12 Summary of confirmation on the resonance effect

対策 ケース	桁の起振結果および構造減衰			ケーブル (C24') 単体の減衰率		
	起振振動数 (Hz)	最大倍振幅 (mm)	対数減衰率 δ	起振振動数 (Hz)	最大倍振幅 (mm)	対数減衰率 δ
無対策	0.600	111	0.026	0.600	50	0.019
対策A	0.599	94	0.038	0.600	16	0.070
対策B	0.599	98	0.033	0.615	12	0.049
対策C	0.600	115	0.029	振動せず		

注1) 桁の実験結果は、起振機による2回の自由減衰振動測定の平均値

注2) ケーブル単体の実験結果は、ケーブル加振による3回の自由減衰振動測定の前平均値

注3) 桁の最大倍振幅は、桁L/4断面での倍振幅実測値

注4) ケーブル最大倍振幅は、センサー設置位置での倍振幅実測値

顕著な差は生じないが、ケーブルに減衰を付加し、ケーブル単体の減衰率が桁の減衰率よりも大きい場合には減衰率の付加効果がみられることを示した。

7.7 塔振動特性確認実験

本橋では、架設中の塔独立時に塔の耐風性を確認するための自由減衰振動実験を行っている。⁹⁾ 今回の実験 (桁

の鉛直曲げ逆対称4次振動モード、 $f = 1.803\text{Hz}$) の結果と、それら (塔の面外1次振動モード、 $f = 0.249\text{Hz}$) の結果では塔の振動モードや振動振幅が異なるため、両者を単純に比較することは必ずしも妥当でないが、今回塔の減衰振動波形から求めた対数減衰率は、完成系である本実験の方が独立時の減衰率 ($\delta = 0.013$) よりも大きな値 ($\delta = 0.026$) を示した。

一方、自由減衰振動の波形 (図-12) は、完成系で鋼桁、PC桁、塔が一体となった減衰をしていることを示しており、各モードで塔と桁それぞれの減衰波形から求めた減衰率もそれらとほぼ一致している。

7.8 ねじれ回転中心の測定結果

風洞試験要領において、桁のねじれ回転中心は桁の重心とせん断中心の1/2点にあると仮定されているが、今回、桁のL/2、L/4のうち2断面を対象に、桁断面中央

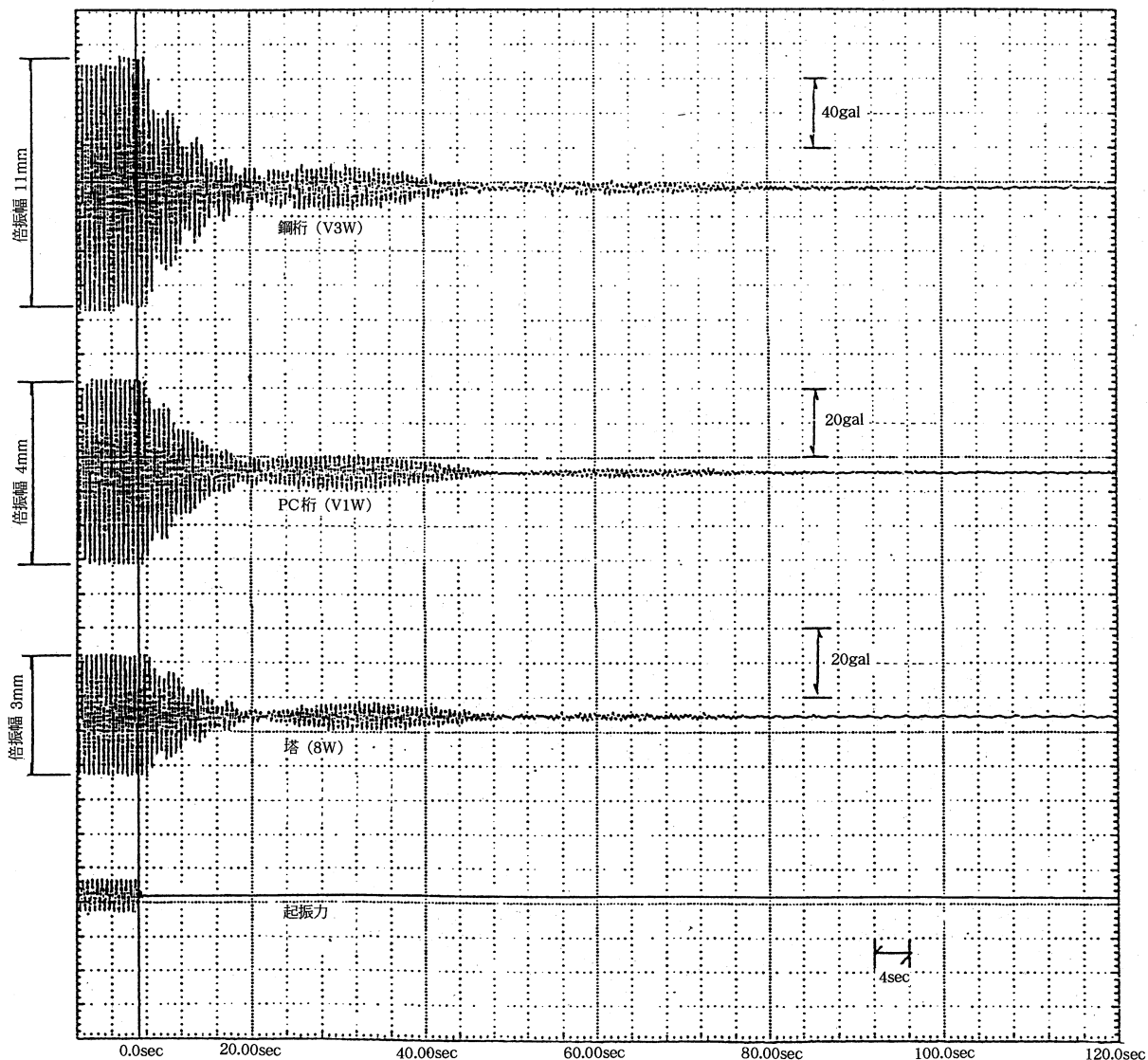


図-12 鉛直曲げ逆対称4次モード自由減衰振動波形

Fig.12 Wave form of free decrement of vibration in the 4th order asymmetric mode

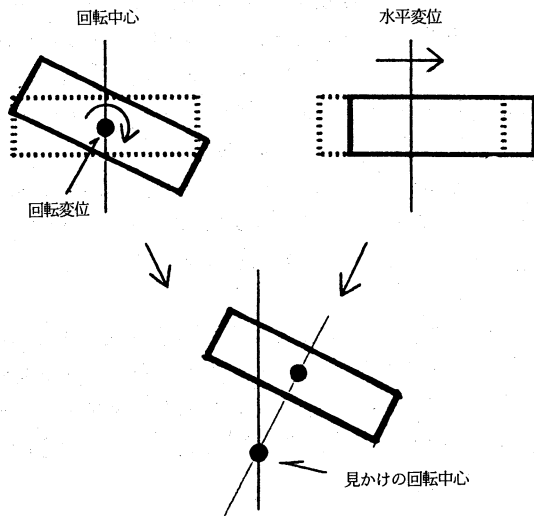


図-13 見かけの回転中心
Fig.13 Apparent rotational center of the girder

表-13 見かけの回転中心の計測結果と解析値の比較
Tab.13 Comparison of the apparent center of rotation between measurement and analysis

振動モード	中心位置 (デッキ下距離: cm)			
	L/2断面		L/4断面	
	計測値	解析値	計測値	解析値
ねじれ対称1次	103	114	32	37
ねじれ逆対称1次	1.063Hz	252	250	111
	1.085Hz	243	198	

の鉛直軸方向3箇所と桁端に鉛直方向加速度計を設置し、ねじれ振動時の桁断面の運動を測定した。

ねじれ振動に伴って生じる桁断面の運動には、ねじれ回転中心軸まわりの回転運動以外に、水平振動モードの連成や、桁のねじれに伴うケーブル張力の変動による水平移動などが生じている可能性があるが(図-13)、それらを分離するためには運動中の桁の絶対変位を正確に知る必要があるが、加速度計による測定では振幅しか得られず、また、光学式変位計による変位の直接測定によっても、これらの運動を分離するほどの計測は困難であった。

ここでは水平移動の影響を含む、いわゆる見かけの回転中心を求め、解析値との比較を行った。

解析値は、ケーブル張力を考慮した立体骨組モデルで求まる各点のモード値と、実橋のモード最大点での鉛直変位からモデルの変位を求めて算出したものであり、実測値と同様に、水平移動成分等の影響を含んだ見かけの回転中心となっている。

結果は、表-13に示したように、ねじれ対称1次では解析値と計測値がほぼ一致したが、ねじれ逆対称1次では計測値のほうが下方にある。この原因として、これらの振動と比較的近い固有振動数をもつ桁の水平曲げ逆対称1次モード(0.882Hz)が、ねじれ逆対称1次モードに連成したことが考えられる。

8. 考察およびまとめ

完成系の実橋を用いた振動実験で得られた結果を以下にまとめて示す。

①固有振動数、振動モードの計測値は解析値とよく一致し、解析の妥当性が示された。

②強制振動実験ではねじれ逆対称1次振動を除いて明瞭な共振点を得た。

ねじれ逆対称1次振動において観測された共振応答曲線の複雑な挙動に対しては、振動が顕著であったケーブルに質点を分布させたモデル(図-14)による固有値解析

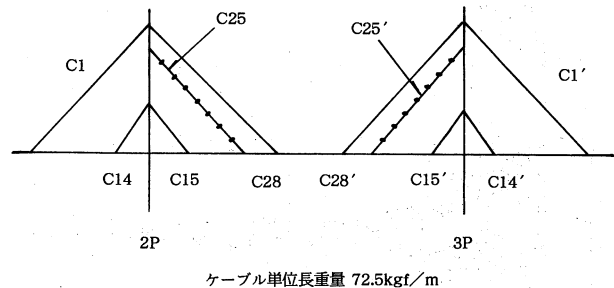


図-14 ケーブル質点分布
Fig.14 Assumed distribution of cable mass

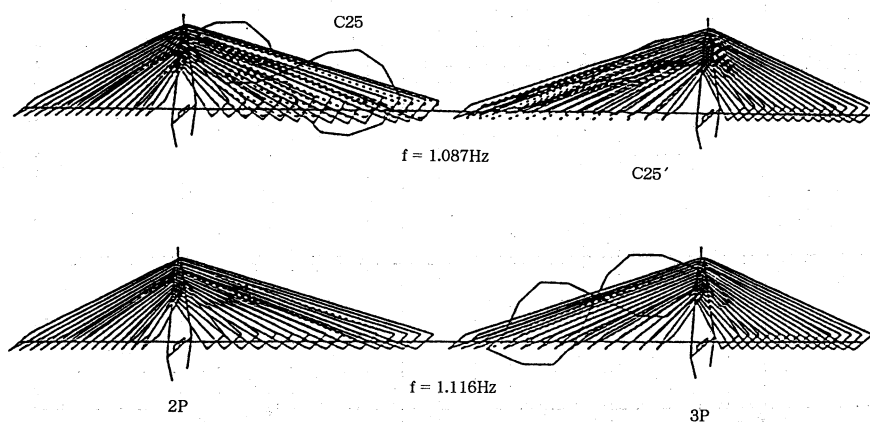


図-15 モード形状(ケーブル質点考慮モデル)
Fig.15 Shape of mode (in the model considering mass inertia of the cable)

解析条件(固有振動数)	
桁	1.066Hz
C25	1.080Hz
C25'	1.115Hz

を行ったところ、ケーブルの振動を考慮せずに行った解析における桁のねじれ逆対称1次の固有振動数に近い振動数に、実測されたのと同じケーブルが大きく振動する異なる2つの振動モードが存在することが明らかになった。(図-15)

このことから実橋でみられた共振応答に複雑な変化が生じる現象がケーブルの連成振動によるものであることが示唆される。

③自由減衰振動で得られた対数減衰率は、耐風設計基準に定める箱桁の値0.02と同等あるいは、それ以上であり、本橋の耐風安定性を評価するうえで重要な実橋の減衰特性が確認された。

④ケーブルの連成振動は、桁の固有振動数とケーブル単体の固有振動数がほぼ一致したときに生じた。

⑤ケーブルの減衰率が桁単体の減衰率よりも大きい場合には、全体系に対する減衰率の付加効果があり、ケーブルの振動に伴う動的連性効果が確認された。

⑥塔振動の大きい振動モードにおける、自由減衰振動の波形は、鋼桁、PC桁、塔で一体となった挙動を示しており、複合斜張橋である本橋の鋼桁部とPC桁部が一体になって連続的な挙動を示すことが示された。

9. あとがき

本実験は、開通を間近に控え、ほぼ完成状態であった生口橋において行った。

実験の結果、大振幅域における実橋の構造減衰等、本橋の耐風安定性を評価する上で重要な振動特性を明らかにすることができた。

ここで、参考に既往の主な実橋における振動実験の結果をまとめたものを表-14に示す。本橋を含め大振幅域で行った実験による対数減衰率は、箱桁形式の橋梁でトラス形式のものより総じて小さい傾向がみられ、耐風設計基準に定める箱桁形式の対数減衰率0.02程度のモードもある。なお、本橋以外の箱桁斜張橋の減衰率は、起振方法の制約から微小振幅域での測定値である。

最後に、本実験を行い、まとめるにあたって貴重なご意見を賜った耐風委員会(宮田利雄委員長)の各委員の方々並びに、実験を実施するにあたって御尽力頂きました日立・瀧上・川田建設・住友建設共同企業体の皆様をはじめ、関係者各位に誌面を借りまして深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説
- 2) 本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説

表-14 既往の振動実験結果
Tab.14 Previous records of vibration tests

橋梁形式	橋 名	主桁形式	対数減衰率						備 考
			鉛直曲げ振動			ねじれ振動			
			対称1次	逆対称1次	対称2次	対称1次	逆対称1次		
吊 橋	大鳴門橋	トラス	0.112	0.109	0.080	0.033	0.057	本四公団起振機	
	大島大橋	箱桁	0.017	0.180	0.020	0.020	0.040	本四公団起振機	
	南備讃瀬戸大橋	トラス	0.034	0.080	0.096	0.020	0.037	本四公団起振機	
斜張橋	櫃石島橋	トラス	0.073	0.087	0.063	0.041		本四公団起振機	
	生口橋	側径間:4室箱 (PC桁) 主径間:箱桁 (鋼桁)	0.018	0.020	0.031	0.038	0.019 0.022	本四公団起振機	
参 考 (斜張橋)	横浜ベイブリッジ ⁴⁾	トラス	0.07	0.05	0.09	0.04		本四公団起振機	
	名港西大橋 ⁵⁾	3室箱桁	0.027			0.020		起振機・クレーン	
	大和川橋梁 ⁶⁾	逆台形箱桁	0.023	0.031	0.030	0.012		クレーンによる	
	天保山大橋 ¹⁰⁾	六角形箱桁	0.045	0.056 0.063	0.036	0.020	0.047	起振機	
	菅原城北 ¹¹⁾	箱桁	0.047	0.046	0.042	0.056	0.113	起振機	

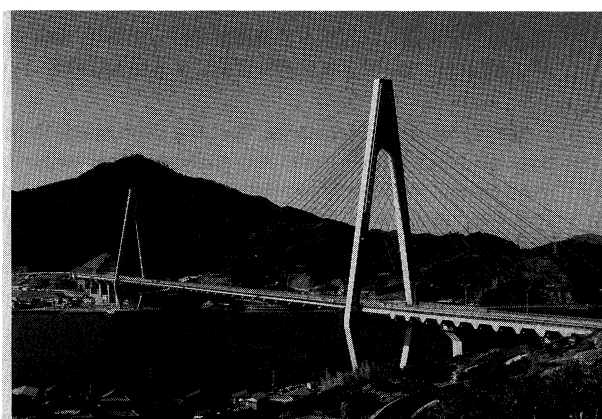


写真-2 完成写真

Photo.2 Completed figure of the Ikuchi Bridge

- 3) 大田、勝地：櫃石島橋実橋振動実験、本四技報、Vol. 13 No.48、'88.10
- 4) 和田、小山、高野ほか：横浜ベイブリッジの振動実験、橋梁と基礎、'92.2
- 5) 名港西大橋工事誌、日本道路公団、'86.3
- 6) 田中、淵田、岩屋：大鳴門橋振動実験の報告、本四技報、No.36、'85.12
- 7) 例えば、大久保：機械のモーダルアナリシス、中央大学出版部
- 8) 藤原：生口橋塔独立時の同調液体型制振装置、本四技報、No.62、'92.4
- 9) 福岡、林、西岡ほか：大和川橋梁の振動実験、橋梁と基礎、'84.4
- 10) 江原、森、植田ほか：天保山大橋の振動実験、第47回土木学会年次学術講演会概要集第1部、'92.9
- 11) 亀井、井下、井上：菅原城北大橋の実橋振動実験、第45回土木学会年次学術講演会概要集第1部、'90.9

来島大橋補剛桁の耐風性

Aerodynamic Study of Stiffening Girder for the Kurushima Bridge

今治工事事務所

大橋 治一

Harukazu Ohashi



概要

多島海に建設される3連吊橋である来島大橋補剛桁の耐風性を検討するにあたって、各種の風洞試験及び解析を行った。主な検討結果は次のとおりである。①来島大橋の地形模型風洞試験を行い、来島大橋に作用する風のスパン方向風速、傾斜角や乱れ強さ等の特性が明らかとなった。②完成時に対する、扁平六角形断面の耐風性を調査するためにバネ支持試験を行い、基本断面を選定した。また、桁高・フェアリング形状・検査車レール・管理路ネット構造の影響についても検討した。③扁平六角形断面に替わる断面として中央に開口部を設けた二箱桁断面の耐風性を検討し、良好な断面が得られた。④三分力を考慮したガスト応答解析を行った結果、扁平六角形断面のガストファクターとして約2.0が得られた。⑤桁架設時の耐風性について3次元弾性模型による風洞試験を行い、架設段階毎のフラッター特性が明らかとなった。

Aerodynamic performance for the Kurushima Bridge, three suspension bridges in alignment, was studied through wind tunnel tests and analyses. The center span length of three bridge are 600m, 1,020m, and 1,030m respectively. Wind characteristics at the bridge site were investigated by wind tunnel test using a terrain model, and the result was compared with field observation data. Major results obtained through this study are:

① Wind tunnel test using a terrain model proved to be useful for estimating wind characteristics. Wind properties such as wind profile, distribution of mean wind velocity, inclination angle, and turbulence intensity were obtained at tower height and spanwise.

② Wind stability at completion stage was studied by section models. Flat-hexagonal sections of the girder which satisfy required wind stability were obtained. In the wind tunnel tests, girder depth, shape of fairing, rail for inspection vehicle, and net fence for pedestrian-bike ways also were studied.

③ Wind stability for a 2-box section with center air-gap was also investigated.

④ Gust response due to three components of aerostatic forces was analyzed for the flat-hexagonal section and the 2-box section with center air-gap. Obtained gust factor was for the former section approximately 2.0.

⑤ Wind stability during erection stage was studied by a three-dimensional elastic model.

1. まえがき

来島大橋は、起点(尾道)側より第一大橋、第二大橋及び第三大橋が2つの共用アンカレイジを介して連続する、

世界で初めての3連吊橋として建設中である。その全長は4,105mで、各々の吊橋の中央支間長は600m、1,020m、1,030mである(図-1)。3橋の橋梁形式は順に3径間、2径間、単径間の2ヒンジ補剛箱桁吊橋でスパン割も非対称である等、構造的に多様である。

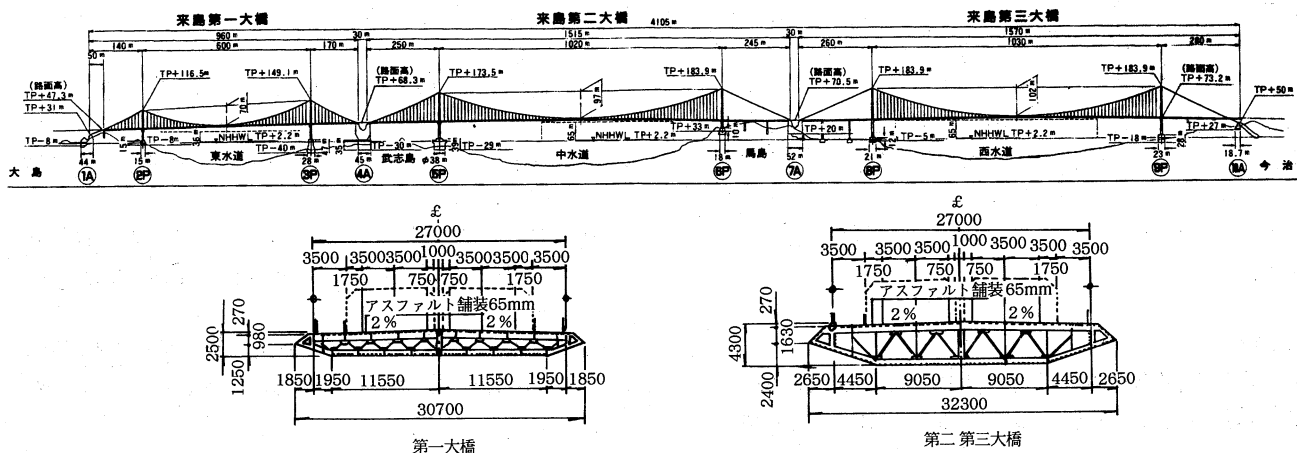


図-1 来島大橋一般図

Fig.1 General view of Kurushima Bridge

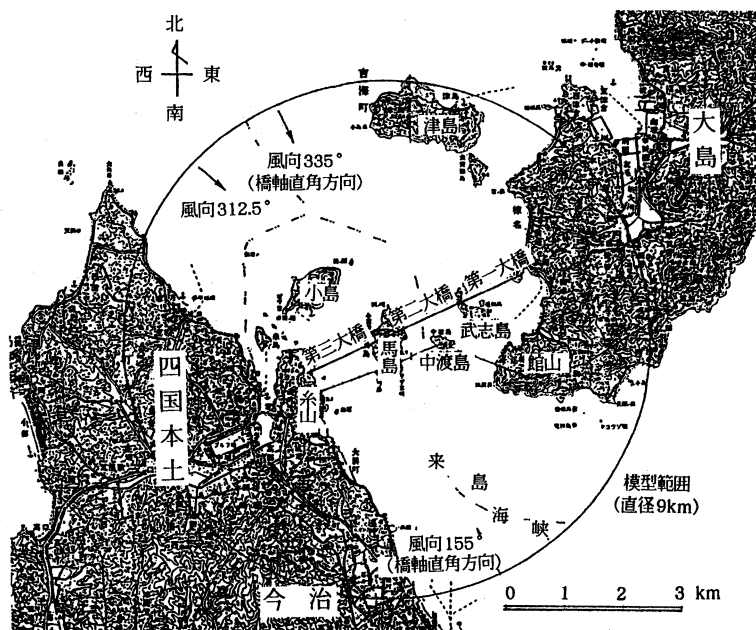


図-2 来島海峡周辺図
Fig.2 Topography of Kurushima Straits

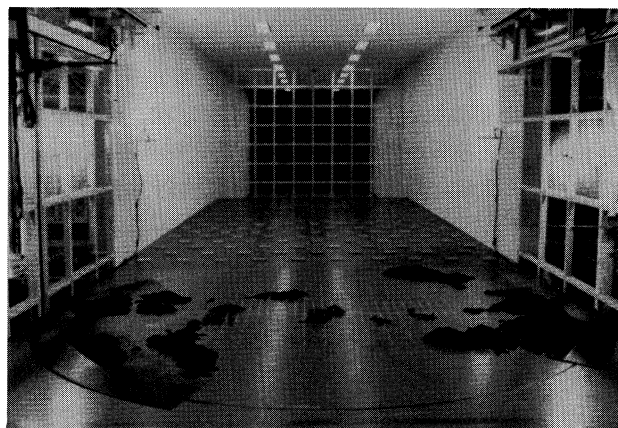


写真-1 地形模型風洞試験
Photo.1 Wind tunnel test with terrain model

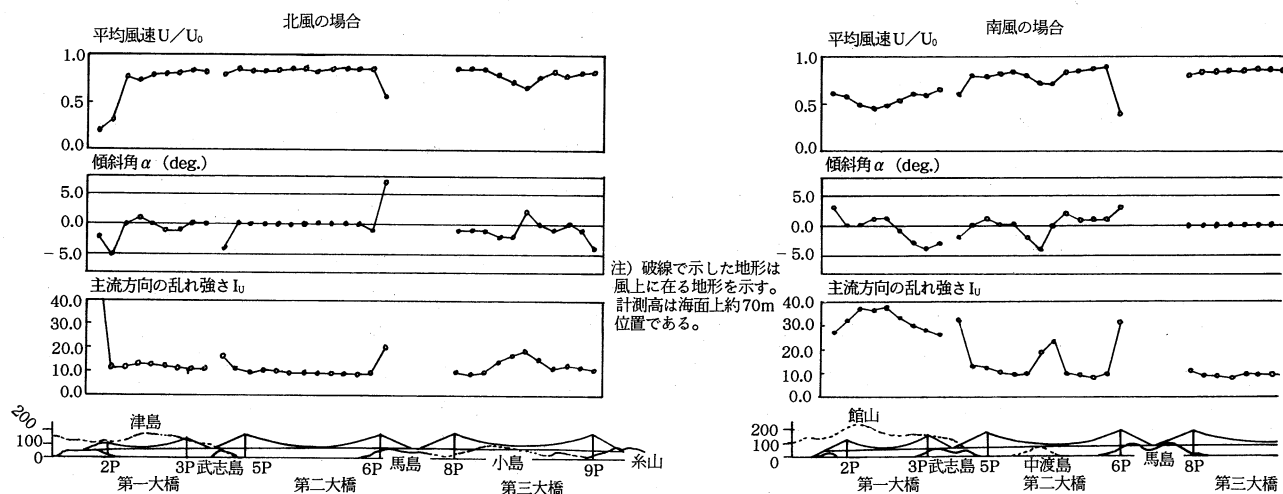


図-3 地形模型風洞実験結果
Fig.3 Wind characteristics obtained from wind tunnel test using terrain model

本橋の補剛桁形式としては、以下に示す理由から箱桁を採用している。

- ①中央支間長1,000m級の吊橋に対して箱桁で耐風性を確保できる見通しを得た。
- ②維持管理性に優れている。
- ③船舶レーダーの偽像対策上からも有利である。
- ④経済的である。
- ⑤多島海景観になじみ易い。

本文では、架橋地点の風の特性について述べ、次に吊橋完成時および架設時における耐風性についての主な検討結果について報告する。

2. 風の特性

来島海峡周辺には大小様々の島が点在し、典型的な多島海景観を呈している(図-2)。そのため、本橋にも風向に応じてこれらの島々の影響を受けた風が作用することが予想され、これらが耐風性の評価において重要になると考えられる。

このようなことから、架橋地点での気流特性を把握する試みが早くから行われており、昭和48年~49年度にかけて、第二大橋、第三大橋に着目し、中渡島、小島の影響を調査するため、(財)日本気象協会に委託して、縮尺1/500~1/2,000の地形模型風洞試験を行っている(中渡島ルート)。¹⁾²⁾ この結果、上流にある小島が傾斜角や乱れ強さ等によぼす影響が明らかとなった。

平成3年度には、現在の武志島ルートに対して、3橋を含む直径9km程度の範囲を模型化した縮尺1/1,500の地形模型による風洞試験を行い、主塔の高さ方向の気流特性および桁高度位置での気流特性を調べた(写真-1)。

模型の表面粗度については植生を考慮してスポンジを貼付けたが、実風観測と風洞試験での観測点における風向ごとの風速比がほぼ同じになるように調整を行った。予

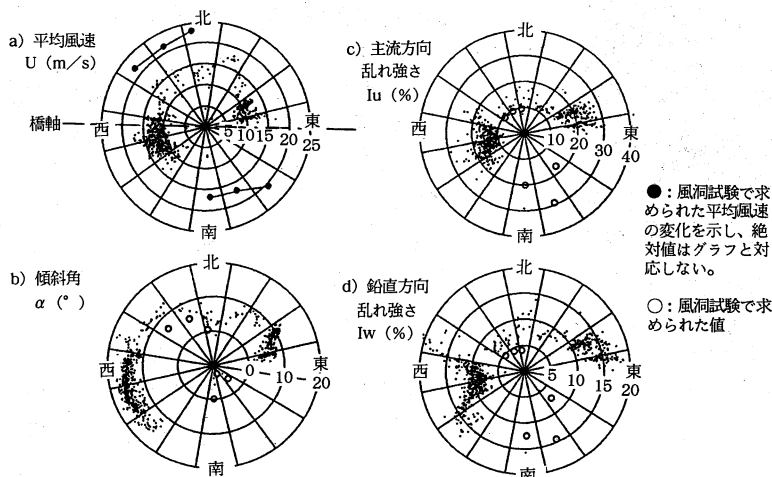


図-4 風洞試験と実風観測（馬島）との比較

Fig.4 Comparison of wind characteristics obtained from wind tunnel test with field observation

備試験では、接近流の風速（3m/sec、6m/sec）及びべき指数（1/7、1/10）の影響について調べたが、これらが風速分布にはほとんど影響の無いことを確認した。

本試験の接近流としては、平均風速6m/sec、べき指数1/7、桁高度での主流方向の乱れ強さ9%、鉛直方向の乱れ強さ4.5%を目標とする境界層乱流を発生させた。試験風向としては橋軸直角方向のほか、直角方向に対して±22.5°の偏角をもたせた。

図-3は北および南の橋軸直角風が作用した時の桁高度位置での平均風速、傾斜角、乱れ強さの橋軸方向の分布を示しており、橋梁側面図には上流の地形の位置関係を併せて示した。この結果、各吊橋毎に次のような特徴がみられるが、これは耐風設計基準で想定された海上風の特性とはやや異なっている。

第一大橋：北風の場合には、約3km上流にある津島の影響がわずかにみられる。南風に対しては、約1km上流の館山（標高230m）により、スパン全域にわたり平均風速の低減と乱れ強さの増大が同時に表れており、乱れ強さは海上風の最大3倍以上のレベルまで増大している。

表-1 振動諸元

Tab.1 Dynamic properties for various girder sections

	単位	第一大橋			
		偏平六角形	偏平六角形	二箱桁	逆三角形
全幅	m	30.7	32.3	32.3	32.3
桁高	m	2.5	4.3	3.3	4.3
重量	t/m	18.72	22.49	21.49	20.96
極慣性モーメント	t・m ² /m	1,670	2,357	1,933	1,871
振動数	たわみ	0.189	0.155	0.1511	0.1521
	ねじれ	0.477	0.361	0.3355	0.3443
振動数比		2.52	2.33	2.22	2.26
回転中心	m	1.495	2.550	2.0044	2.916
対数減衰率	たわみ	0.02	0.02	0.02	0.02
	ねじれ	0.02	0.02	0.02	0.02
フラッター照査風速	m/s	71.3	72.8	72.8	72.8

注1) 振動数はいずれも対称1次モードである。

注2) 回転中心は下フランジ外面からの距離である。

注3) 第二大橋偏平六角形断面のたわみ振動数は、0.154Hz、捩れ振動数は0.366Hzである。

第二大橋：北風に対しては気流特性に変化はみられない。南風に対しては、約500m上流の中渡島の影響により、海峡中央付近で局所的に乱れ強さの大きな領域がみられ、ここでは約4°の吹き上げとなっている。

第三大橋：南風に対しては気流特性に変化は見られない。北風に対しては、約1km上流の小島の影響により局所的に約±2°の傾斜角がついている。

図-4には、馬島で実施中のギル型風速計による風観測結果と風洞試験結果とを併せて示しているが、風向ごとの風の傾斜角や乱れ強さに関して、両者は概ね良い一致をみている。

また、過去4年間の馬島での風観測結果によると、橋軸方向寄りの風向が卓越している。

3. 補剛桁の耐風性

3.1 概要

箱桁による補剛桁の風洞試験は、昭和62年度から実施しており、当初は3橋のなかで中央支間長の最も長い第三大橋を対象に、計画設計の偏平六角形断面に対して耐風性を検討した。その結果、桁高4.3mを基本断面として選定し、この断面に対してフェアリング形状、検査車レール位置、および管理路の防護ネット等の影響を調査した。また、第一大橋については桁高2.5mの偏平六角形断面の耐風性を検討したが、十分な耐風性が得られることが分かった。

更に、第三大橋を対象に偏平六角形断面以外の断面として、二箱桁断面等についても試験を実施し、偏平六角形断面と比べて鋼重上も遜色のない、耐風性の優れた断面を得た。

架設時については、第三大橋の偏平六角形断面を対象に、ヒンジ連結による架設段階ごとの耐風性を検討した。

3.2 完成時の耐風性

完成時の振動諸元は表-1に示すとおりである。ほぼ同規模の吊橋である第二大橋と第三大橋については、振動数にはほとんどの差がみられないが、鉛直たわみ振動のモード形状にわずかに側径間有無による影響が表れている。

3.2.1 試験方法

完成時の風洞試験としては、2次元剛体模型（縮尺1/60）によるバネ支持試験を行った。試験方法、相似則等はいずれも風洞試験要領⁹⁾に基づいている。

3.2.2 バネ支持試験結果

バネ支持試験の結果の評価には、断面形状による耐風性の影響を比較するため、風洞試験結果VcrをSelberg式による曲げ捩れフラッター風速V_{sel}との比率で表した形状補正係数

(κ) を用いた。

$$\kappa = \frac{V_{cr}}{V_{sel}}$$

$$V_{sel} = 0.88 \cdot \omega \cdot B \cdot \frac{\nu}{\mu} \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right)$$

$$\nu = \frac{2 \cdot m_r}{m \cdot B^2} \quad \mu = \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot B^2}{m}$$

ω : 曲げ振動数 (rad/s)

ω_r : 捩れ振動数 (rad/s)

m : 等価質量 ($t \cdot s^2/m^2$)

m_r : 等価極慣性 ($t \cdot s^2$)

B : 桁幅の 1/2 (m)

ρ : 空気密度 ($0.00012 t \cdot s^2/m^4$)

①基本断面の選定

第三大橋を対象に桁高が耐風性におよぼす影響をみるために、桁高を 3.3m, 3.8m, 4.3m (偏平率 B/D はそれぞれ 9.5, 8.3, 7.3) の 3 断面に対して、それぞれの振動諸元 (捩れ振動数はそれぞれ 0.335, 0.356, 0.376Hz) を用いて風洞試験を実施した。フラッターの発生風速は、迎角が正 (吹き上げ) になるに従い大きく低下し、 $+3^\circ$ がクリティカルとなっている。

桁高が高い程フラッター風速が上昇する (図-5) が、空力特性としては形状補正係数の比較からわかるように、負の迎角の方が効果が著しく桁高が高いほど耐風性が良いが正の迎角ではその効果が減少している (図-6)。

迎角 $+3^\circ$ でのフラッター風速は低く、形状補正係数も 0° に比べて小さな値を示している。また、この値は桁高の増加に対して逆に小さくなっている。

$+5^\circ$ の高迎角では、桁高 3.8m の場合が耐風性の最も悪く、特異な結果となっている。

以上の結果から第三大橋の基本断面としては、付属物等の設置によるフラッター風速の低下を考慮して、フラ

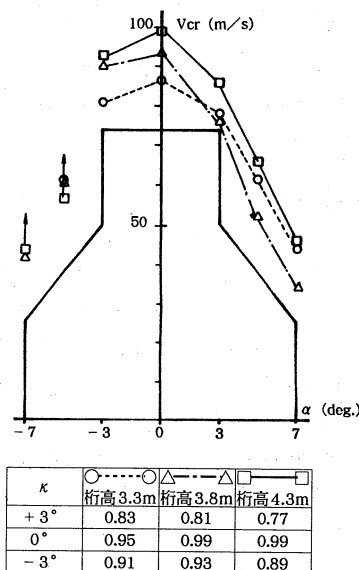


図-5 桁高とフラッター風速の関係 (一樣流)

Fig. 5 Critical wind speeds with girder depth (smooth flow)

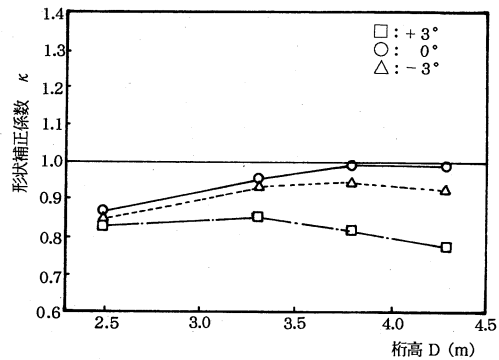


図-6 桁高と形状補正係数

Fig. 6 Critical wind speeds of different girder depths given as fraction of predicted from Selberg's formula (smooth flow)

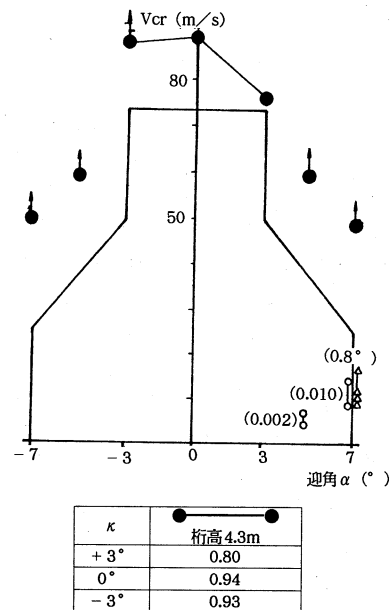


図-7 基本断面の限界風速図 (一樣流)

Fig. 7 Flutter velocity and vortex-induced oscillation for basic girder section (smooth flow)

ッター照査風速に対して多少余裕のある桁高 4.3m の断面を選定し、検査車レールはケーブル中心線 (箱桁の外ウェブ位置) に配置した。基本断面の $V_{cr}-\alpha$ 図を図-7 に、 $V-A$ 図を図-8 に示す。また、この断面においては $\pm 3^\circ$ の範囲では渦励振が発生していないが、 $+7^\circ$ の高迎角では捩れの渦励振がみられる。

しかし基本断面において発生していた渦励振は、格子乱流下 (乱れ強さ 7% 程度) では消滅している。

②フェアリング形状の影響

$+3^\circ$ での特性を改善するため、フェアリング先端形状を変えることを試みた。フェアリング形状の変更においては、フェアリング幅が大きく増大しない範囲で先端角度あるいは形状のみを変化させた。試験は付属物を設置した断面に対して実施した。表-2 にその結果を示すが、 $+3^\circ$ でのフラッター特性を改善するには至っておらず、負の迎角では逆に低下している。

なお、フェアリング形状と形状補正係数との関係につ

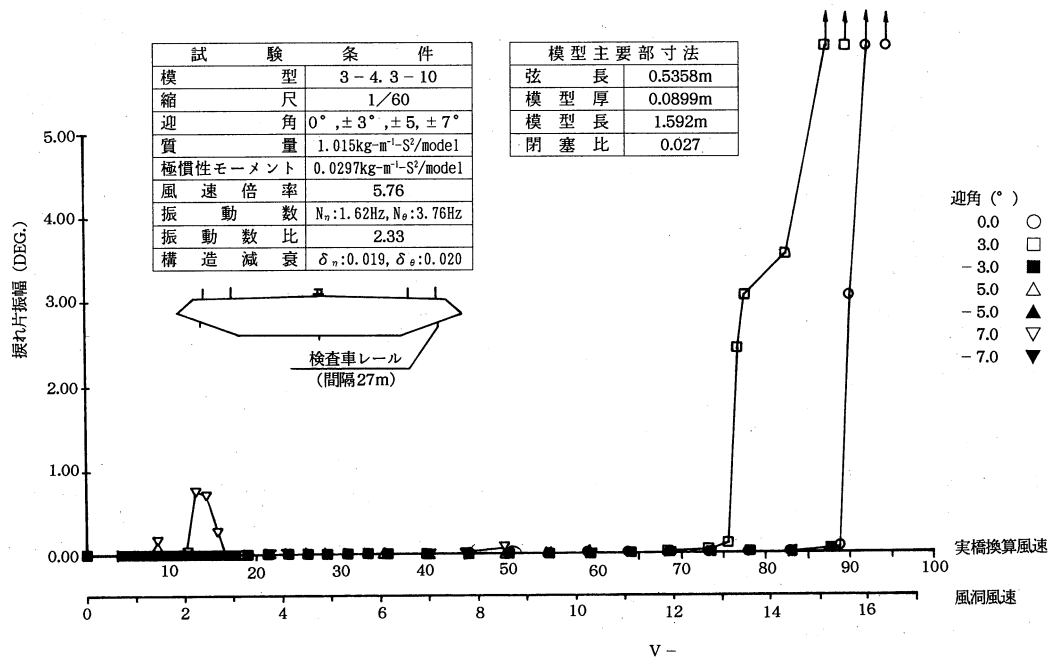


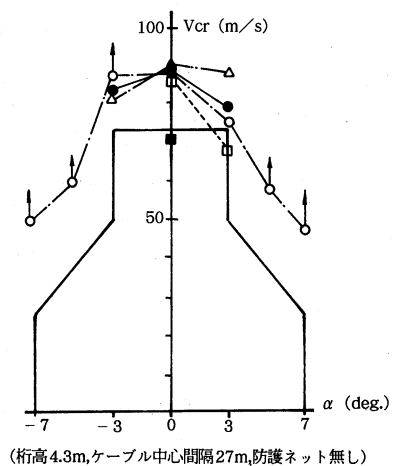
図-8 基本断面の風速-振幅曲線 (一様流)

Fig.8 Velocity-amplitude diagram for basic girder section (smooth flow)

表-2 フェアリング形状による耐風性 (一様流)

Tab.2 Critical wind speeds for different fairing shape (smooth flow) (m/sec)

断面形状	-3°	0°	+3°
	78.4	86.3	74.0
	71.1	87.0	73.8
	71.1	87.0	-
	-	81.9	67.1
	-	82.6	66.0



(桁高4.3m, ケーブル中心間隔27m, 防護ネット無し)

κ	レールなし	間隔32m	間隔27m	間隔13m	間隔9m
+3°	0.89	0.92	0.80	---	0.73
0°	0.94	0.95	0.94	0.77	0.93
-3°	0.89	0.85	0.93	---	---

図-9 検査車レールの設置位置の影響 (一様流)

Fig. 9 Influence of location of rails for inspection vehicle (smooth flow)

いては、中央支間長1,624mのグレートベルトイースト橋の箱桁断面に対して詳細に調査されている。⁶⁾

③付属物設置による影響

基本断面に対して箱桁外面に検査車レール、管理路の防護ネット等の付属物が設置される場合の耐風性について調査した。

検査車レールについては、その設置位置の影響が大きく、フェアリングの先端寄りに設置した方が耐風性は向上する (図-9)。

管理路の防護ネットについては、ネット高さあるいは充実率の影響が大きく、耐風性を大きく低下させる原因となっている (図-10)。フラッター照査風速を満足するケースは、ネット高さを外側2.0m、内側1.5m、充実率を15%とし、検査車レールをフェアリング先端に取り付けた場合であるが、+3°での余裕は少ない。

④第一大橋の耐風性

第一大橋については、桁高2.5mを基本断面とした。基本断面、付属物を設置した場合のいずれのケースにおいても、十分な耐風性を有している。検査車レールの位置は、箱桁の外ウェブ線下に配置することも可能である (図-11)。

⑤その他の断面の耐風性

偏平六角形断面以外の断面として、明石海峡大橋の箱桁としての検討結果を参考に、逆三角形断面及び中央に開口部を有する二箱桁断面を繰り上げて、これらの耐風性を調査した (図-12)。これらの断面はケーブル間隔の変更を伴わないこと、扁平六角形断面に比べて鋼重増とならないことを条件として決めたものである。

逆三角形断面は、基本断面においても正負の両迎角でフラッター照査風速を満足しておらず、多少の形状の変

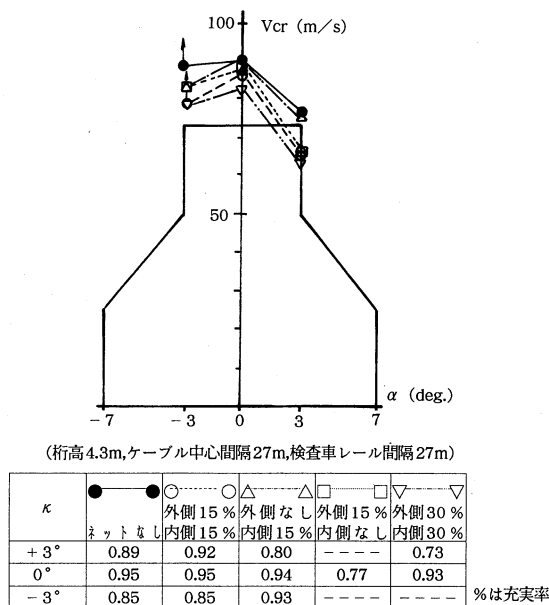


図-10 管理路防護ネットの影響（一樣流）

Fig. 10 Influence of net structure for pedestrian and bike ways (smooth flow)

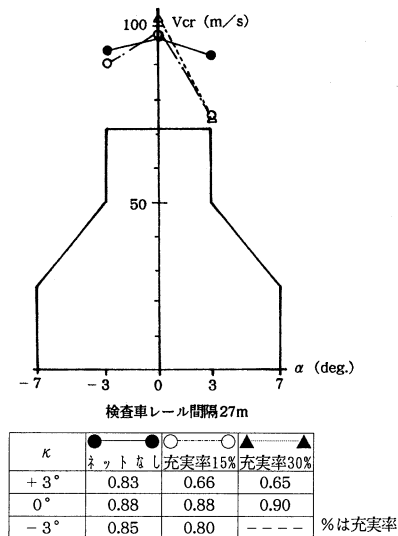


図-11 第一大橋の耐風性（一樣流）

Fig. 11 Critical wind speeds for No.1 Kurushima Bridge (smooth flow)

更では耐風性の向上を期待できる可能性は少ないものと判断した。

二箱桁断面は桁高3.3mとしたにも係わらず、全般に非常に良い耐風性を示している。迎角によるフラッター風速への影響は、偏平六角形断面と傾向が異なり、正の迎角の方がより安定した結果となっている。また、防護ネットの設置による影響は、耐風性をむしろ安定化する方向に作用しており、特に+3°でのフラッター風速の増加が大きい（図-13）。形状補正係数は±3°の範囲で1.0を超えている。

開口部幅はケーブル間隔に影響を与えないように中央分離帯幅を活用しているが、この上面と下面を閉塞して50%の充実率とした場合にもフラッター風速を満足しており、開口部幅を更に縮小することができる余地を残している。

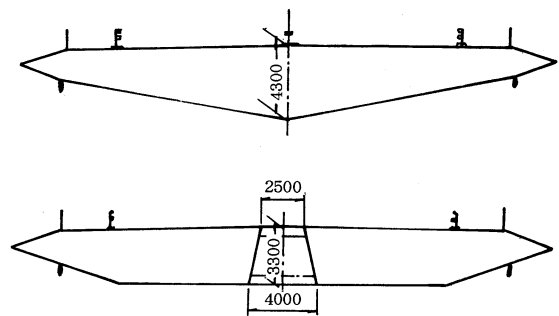
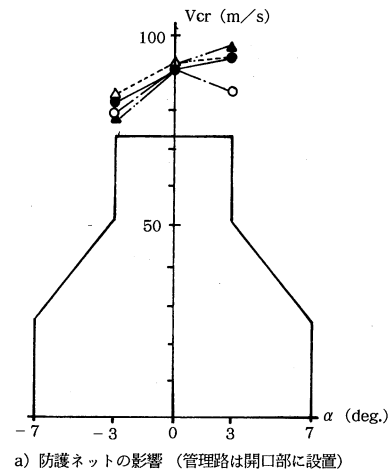


図-12 逆三角形断面・二箱桁断面

Fig. 12 Traiangular section and 2-box section with center air-gap



a) 防護ネットの影響（管理路は開口部に設置）

図-13 二箱桁断面の耐風性（一樣流）

Fig. 13 Critical wind speeds of 2-box section with center air-gap (smooth flow)

3.2.3 三分力特性

基本断面の三分力特性を図-14に示す。

二箱桁断面の場合の迎角0°での揚力係数勾配は偏平六角形断面に比べて小さい。

3.2.4 ガスト応答

第一大橋および第三大橋の基本断面に対して、三分力を考慮したガスト応答解析を行った。解析に用いた変動風の水平・鉛直のパワースペクトル、乱れ強さ、ディケイファクターについては明石海峡大橋耐風設計要領⁷⁾に規定されたものを用いた。また、べき指数は耐風設計基準に基づき1/7を用いた。

第三大橋については、偏平六角形断面と二箱桁断面の両方について実施した。図-15は水平・鉛直方向の変位を、図-16は補剛桁の橋軸直角方向の曲げモーメントをRMSで表したものである。最大曲げモーメントの発生する位置に着目したガストファクターは2.0程度であり、トラスを想定して定められた耐風設計基準のそれに比べて大きな値を示している。しかし補剛桁の断面には十分な余裕があるので、このガストによる断面力が設計に影響をおよぼすことはない。また、ガスト応答値は2箱桁断面の方

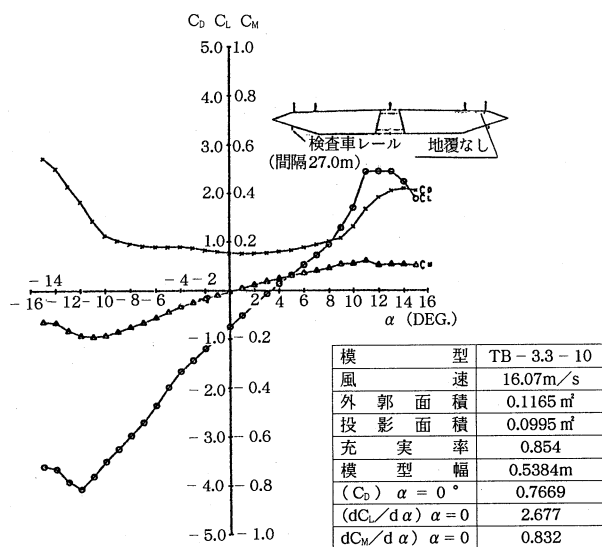
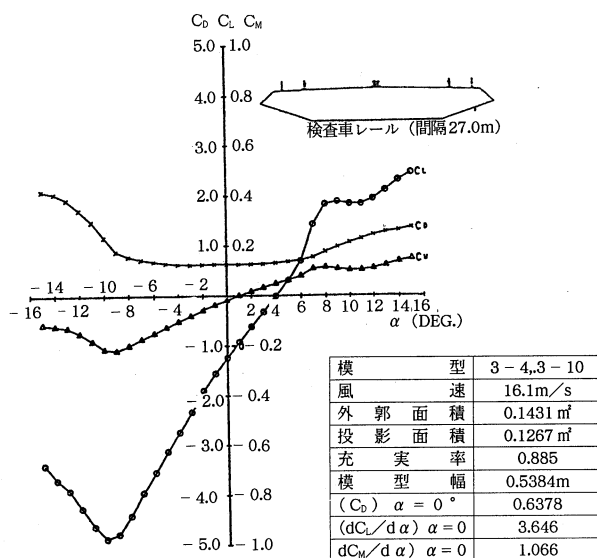
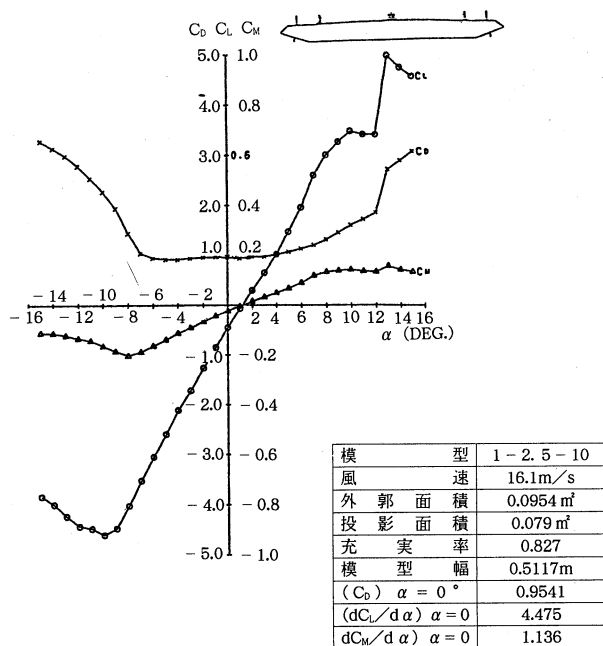


図-14 基本断面の三分力特性
Fig. 14 Aerostatic force coefficients

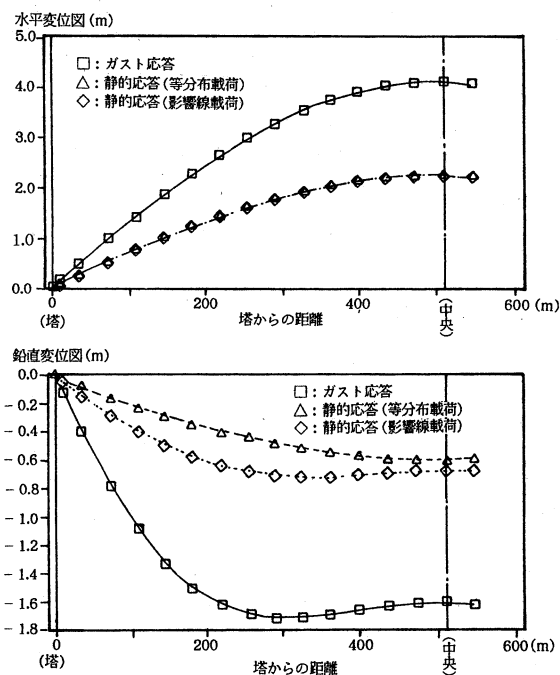


図-15 ガスト応答による変位図 (第三大橋、偏平六角形断面)
Fig.15 Displacement under turbulent flow obtained flow gust response analysis
(No.3 Kurushima Bridge, hexagonal section)

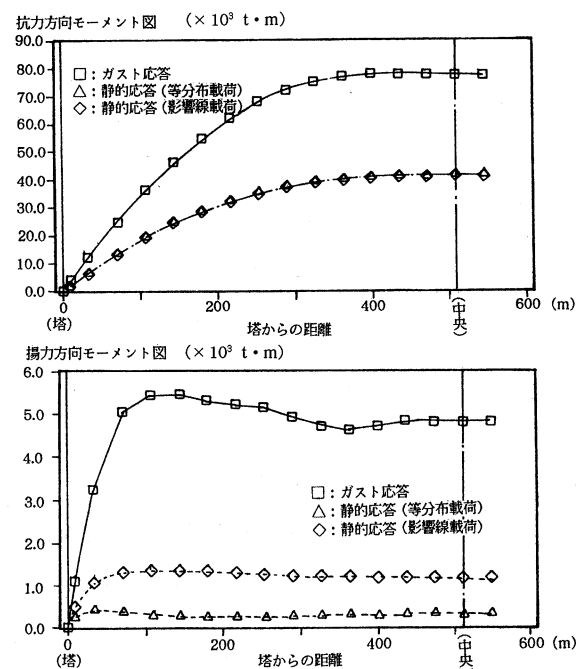


図-16 ガスト応答による曲げモーメント図
(第三大橋、偏平六角形断面)
Fig.16 Bending moment under turbulent flow obtained flow gust response analysis
(No.3 Kurushima Bridge, hexagonal section)

が偏平六角形断面に比べて小さく、特に、揚力方向の曲げモーメントは約半分の値となっている。

ガストが設計におよぼす影響は、ハンガーの疲労設計等に表れてくることが予測される。

3.3 架設時の耐風特性

3.3.1 振動特性

補剛桁の架設時はその架設段階毎に振動特性が大きく変化し、しかもモード間の連成の特定が困難である。また、架設時はキャットウォークが存置された状態であるので、ケーブルの横変形は比較的大きいのが特徴である。

架設時の桁ブロックの連結方法としては、桁ブロック間を鉛直方向に回転可能なヒンジにより連結する工法が採用されることがある。この場合、架設初期の耐風性の確保が問題となることが予想される。そこでヒンジが振れおよびせん断を伝達可能な構造とすることにより、橋全体としての振れ剛性の低下を避けることが可能となり、振れ振動数も低下しないと考えられる。このような架設時の耐風性を調べるために、ヒンジ連結された構造系(図-17)の固有振動数解析を行った。代表的なモード図を図-18に示す。なお、ヒンジ部剛性の大きさによる全体の振動特性への影響は、比較的小さいことを確認している。

次に風洞試験のケースを絞り込むために、架設段階のどの状態が最もクリティカルになるかを予測した。表-3、図-19は架設段階毎の等価質量、等価極慣性、固有振動数、およびフラッター風速の推定値を示す。ここでフラッター風速は、振動解析から得られたモード形状と平板翼の非定常空気力を用いて、V-g法により推定したものである。この結果、等価極慣性は架設段階で大きく変化しており、特にケーブルの水平振動の影響が表れるモードでは大きな値となっている。最小のフラッター風速を与えるモードの組み合わせは、最低次数の曲げと振れの組み合わせと異なる場合もみられる。

3.3.2 試験方法

架設時の耐風性については、架設段階毎の振動特性が

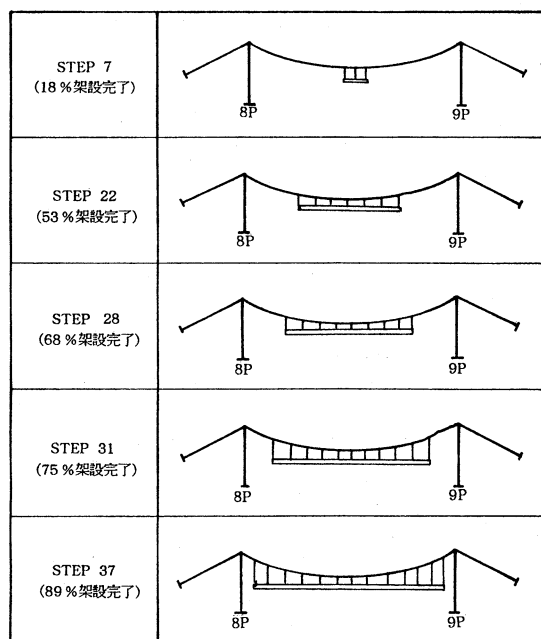


図-17 架設段階図

Fig. 17 Erection step considered

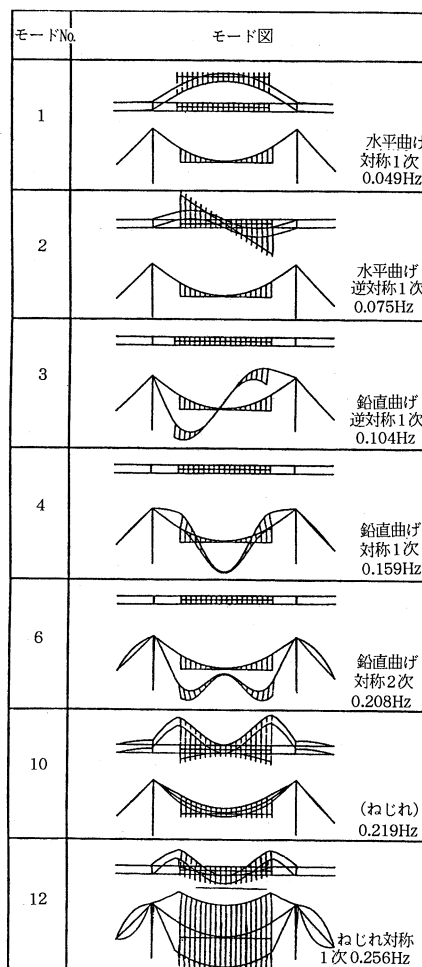


図-18 モード形状 (STEP 28)

Fig. 18 Mode shape (Erection step 28)

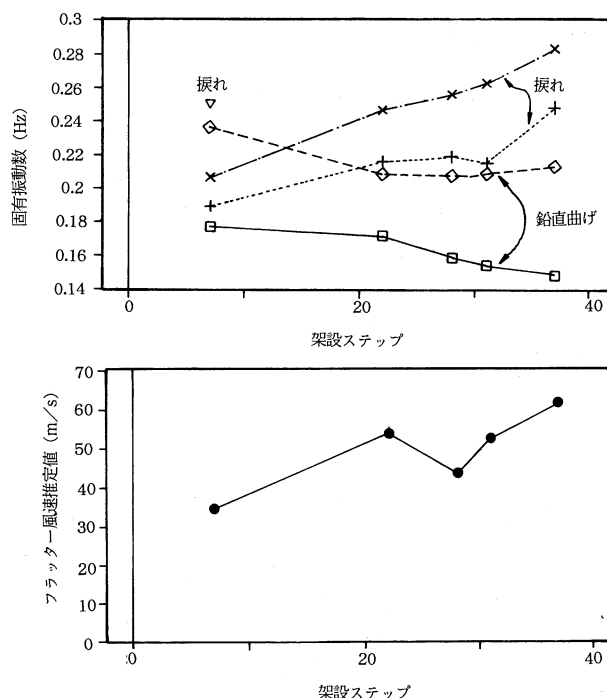


図-19 架設段階毎の振動特性の変化

Fig. 19 Variation of dynamic characteristics for erection stages

表-3 架設段階の振動特性とフラッター風速測定値

Tab.3 Dynamic properties and estimated flutter velocity in erection stages

架設 ステップ	鉛 直 曲 げ			振 れ			モード間の 相似比	振動数比	フラッター 風速測定値 (m/s)
	モード 次数	振動数 (Hz)	等価質量 (ts^2/m)	次数	振動数 (Hz)	等価極慣性 モーメント ($\text{t} \cdot \text{s}^2$)			
STEP 7	6	0.177	3.07	7	0.189	8187	0.99	1.07	36
				⑨	0.207	639	0.99	1.17	44
				13	0.250	2096	0.99	1.41	84
	11	0.236	33.98				0.91	1.06	81
STEP 28	4	0.159	2.05	10	0.219	5049	0.50	1.38	> 100
				⑫	0.256	281	0.49	1.61	> 100
	6	0.208	2.22	10	0.219	5049	0.91	1.06	44
				⑫	0.256	281	0.91	1.23	52
STEP 37	4	0.149	1.95	10	0.248	4857	0.41	1.66	> 100
				⑭	0.283	253	0.41	1.90	> 100
	7	0.213	1.93	10	0.248	4857	0.86	1.16	63
				⑭	0.283	253	0.86	1.33	64

注：○印は振れの変形が卓越するモード次数を示す。

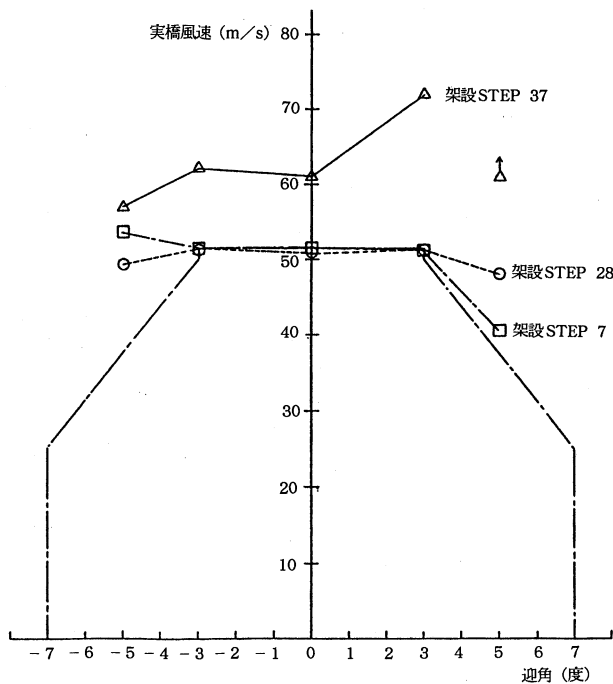


図-20 架設時の耐風性（一様流）

Fig. 20 Critical wind speed during erection (smooth flow)

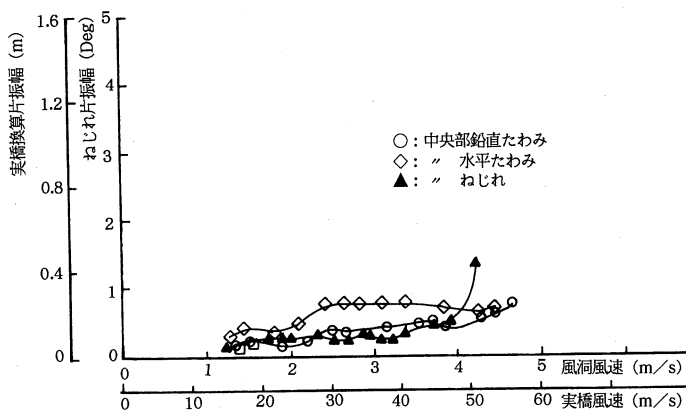


図-21 架設時の一様流における耐風性 (STEP 28, $\alpha = 0^\circ$)

Fig. 21 Aerodynamic response during erection under smooth flow (Erection STEP 28, $\alpha = 0^\circ$)

異なり対象とするモードの特定が困難であること等から、3次元弾性模型（縮尺1/160）を用いて試験を行った。

架設時の断面形状は、箱桁外面には検査車レールをフェアリング先端に取り付けた。自動車用防護柵や管理路防護ネットは付けていない。

試験は径間中央から塔側に向かい架設した場合の7パネル架設時、21パネル架設時、37パネル架設時について行った。

3.3.3 試験結果

一様流中での試験結果を図-20、21に示す。架設時の照査風速としては、耐風設計基準のフラッター照査風速を $1/\sqrt{2}$ 倍に低減したものをを用いた。この結果から、全般的に架設時の

耐風性が確保されていると考えられるが、架設初期・中期においてはフラッター発振風速を向上させるための対策を検討しておく必要があると思われる。その一方法として、架設先端で左右ケーブルを補剛桁に対角状にロープで連結する方法を検討している。解析結果によると、両端の2箇所を $\phi 50\text{mm}$ のロープで連結することにより、25%程度フラッター風速が上昇することが見込まれる。

また、乱流中 ($I_u = 9\%$, $I_w = 4\%$) での応答結果を図-22に示すが、今後、バフェッティング解析を実施し、実験結果との比較検討を行う予定である。

4. まとめ

来島大橋の耐風性について現在までに検討した結果を総括すると、以下ようになる。

① 偏平六角形断面

第二大橋及び第三大橋については、その桁高の高い方が振り剛性の増加による寄与が大きいが耐風性は優れ、桁高としては4.3mが適当である。管理路防護ネット等の設置は耐風性に鋭敏に影響を及ぼし、設置する場合の構造は耐風性から限定される。

第一大橋は十分な耐風性を有している。

渦励振については高迎角で振れの渦励振がみられるが、7%程度の格子乱流下では消滅している。

② 二箱桁断面

桁高3.3mの2箱桁断面は、桁高4.3mの偏平六角形断面と同等以上の耐風性を有している。

防護ネット等の設置によるフラッター特性への悪影響はみられず、逆に正の迎角でフラッター風速は向上している。

③ 偏平六角形断面の架設時の耐風性は、架設初期・中期にフラッター照査風速付近でフラッターが発生しており、フラッター風速を向上させるための対策を検討しておく必要がある。

④ ガスト応答

第三大橋について三分力を考慮したガスト応答解析によると、ガストファクターは偏平六角形断面に対して約2.0が得られた。これらによる応力を考慮しても、補剛

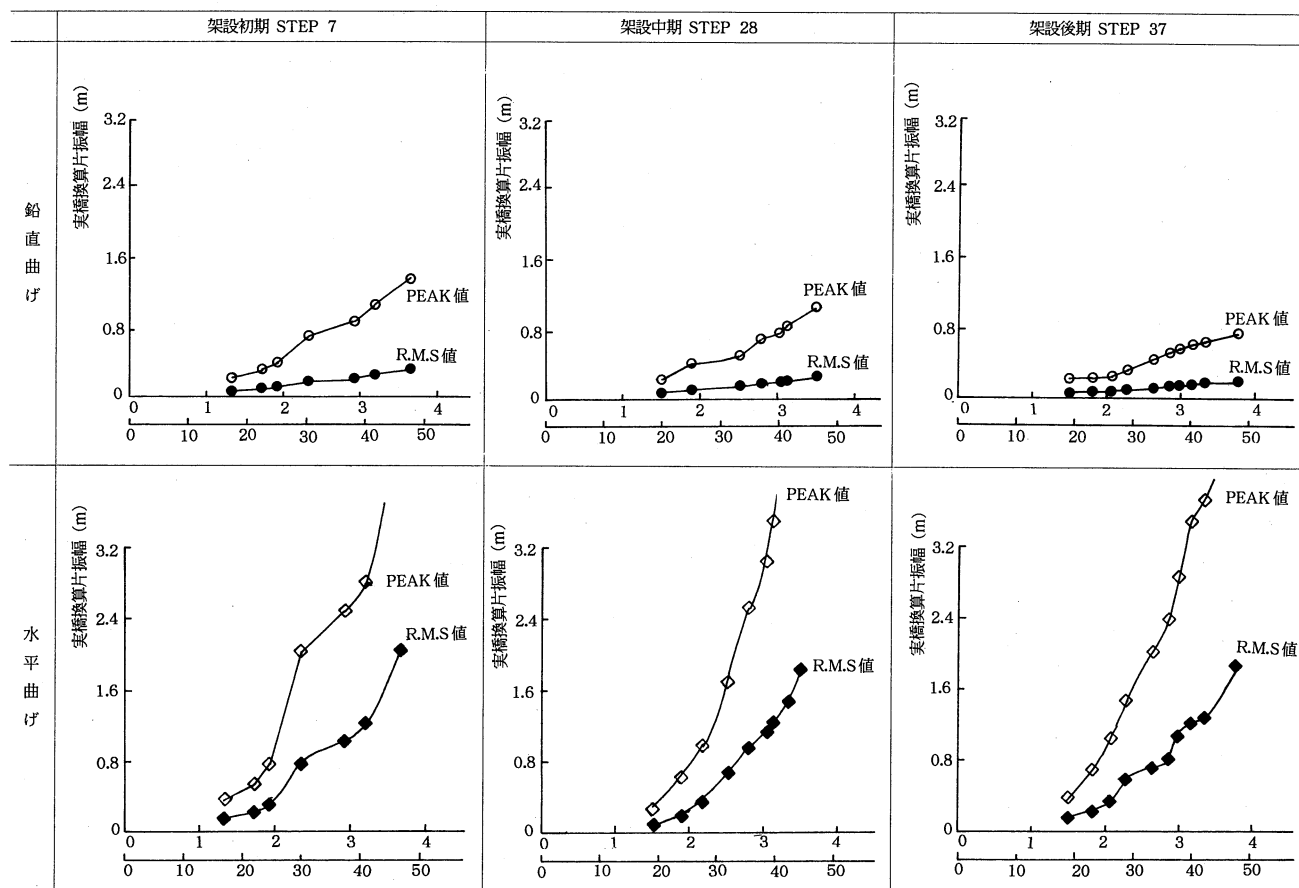


図-22 架設時の乱流中における応答 ($lu = 9\%$, $lw = 4\%$)
Fig. 22 Buffeting under turbulent flow under erection stages

桁の断面設計には影響をおよぼさない。2箱桁断面は、偏平六角形断面に比べて応答値は小さく、特に揚力方向の曲げモーメントは約半分の値である。

5. あとがき

来島大橋の耐風性に関して現在までに得られた結果の概要を報告した。箱桁断面としては、偏平六角形断面と2箱桁断面の両者ともに耐風設計基準を満足した結果が得られている。付属物を設置した場合には、二箱桁断面は偏平六角形断面と比較して耐風性により優れた断面であると考えられるが、維持管理性、橋面運用性等から制約を受けることから、偏平六角形断面を検討の主体とした。

今後は断面の最終選定を行うとともに、地形による風の影響を耐風性の評価にどのような形で考慮していくかが検討課題として残されている。その検討の一環として、スパン方向に非一様な風が作用する場合のフラッター特性やガスト応答に関する検討も必要と考えられる。また、完成時断面及び架設時断面の非常空気の力の測定を行い、この結果をもとに三次元フラッター解析を行ない三次元性の影響を検討することも必要と考えられる。

一方、箱桁の空力特性について現象の解明を行うために、箱桁周りの流れの可視化あるいは箱桁表面の圧力測定等を試みている。^{8), 9)}

これらの検討結果と、平成5年度に実施予定の筑波での大型風洞試験結果とを併せて、3橋の耐風性に関する総合

的評価を行う予定である。

最後に、本橋の耐風性について御指導・御意見をいただいた耐風委員会(宮田利雄委員長)の先生方に対し、厚く御礼を申し上げる。

参考文献

- 1) (財)日本気象協会：来島海峡中渡島架橋地点の気流構造に関する調査報告書 昭和49年3月
- 2) (財)日本気象協会：来島第三大橋架橋地点周辺の気流構造に関する調査報告 昭和50年3月
- 3) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準(1976)・同解説 昭和51年3月
- 4) 楠原、大橋：第47回土木学会年次学術講演会第I部門概要集、平成4年9月
- 5) 本州四国連絡橋公団：風洞試験要領(1980)・同解説 昭和55年6月
- 6) A.Larsen, A.S.Jacobsen : Aerodynamic design of the Great Belt Bridge, Aerodynamics of Large Bridges, 1992 Balkema, Rotterdam
- 7) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領同解説、平成2年2月
- 8) 大森、大橋、井上：長大箱桁吊橋の圧力分布特性に関する実験的研究、第47回土木学会年次学術講演会第I部門概要集、平成4年9月
- 9) 平野、大橋、山崎：長大吊橋箱桁断面周りの流れの数値解析と流れの可視化、第47回土木学会年次学術講演会第I部門概要集、平成4年9月

トルコでの有料道路セミナー報告

Report of Seminar on motorway in Turkey

維持施設部 維持企画課長代理 吉川 章三

Shozo Yoshikawa



1. トルコでの有料道路セミナー

1992年2月13日から27日まで、トルコの首都アンカラで開催された有料道路セミナーに参加するため、JICAの短期専門家として、トルコを訪問した。

JICA主催のトルコでの有料道路セミナーは、'90年度初めて開催され現地で好評であったので、'91年度も第2回が開催されることになった。セミナーは有料道路の交通管理や料金収受を含めた維持管理に関するもので、日本から派遣された道路公団2人と私の短期専門家3人と、トルコ在住の本四公団の中村氏と道路公団の長期専門家の計5人で、2月18日から21日までの4日間を分担して講演を行った。

日 付	テーマ
2月18日	・有料道路の維持管理体制、組織、予算 ・道路の点検
19日	・道路の維持補修 ・長大橋の維持管理 ・維持管理用車両、設備
20日	・交通管理体制、設備 ・トンネル施設
21日	・料金収受システム ・維持修繕データベース

この内、私は道路の点検、舗装・のり面・コンクリート構造物の維持補修および長大橋の維持管理のテーマを担当しほぼ丸1日間、発表した。発表は、事前に作成したテキスト、スライド、OHP、VTRを使用し、英語で行い、逐次トルコ語に通訳されるという方式で行った。

セミナーの聴講者は、トルコの公共事業省道路総局(KGM)の職員等の技術者で、連日約60~70名が参加し、熱心な質疑応答がなされた。

2. トルコ的高速道路を走って

トルコでは現在約1500kmの高速道路が建設中であり、この内約340kmが供用中である。また、将来構想としては、図-1に示す約11000km構想なるものもあるようである。340kmが供用中といっても、その大部分がここ数

年で供用開始された路線であるが、まだ本格的な交通管理、維持補修業務および適切な料金収受業務は行われていないようである。これから本格的な高速道路時代を迎えるにあたって、維持管理体制、業務をいかにするかがこの国の大きな課題であるようである。我が公団においても、3ルート供用開始時に維持管理体制をいかにするかを思うとあまり他人事とは思えなかった。

短期間ではあったが、アンカラでのセミナーが開催される前にイスタンブール周辺の供用中の高速道路を見る機会があったので、日本の高速道路とは異なる点等について思いついたまま記述する。

①写真-2。緩いのり勾配。地質は異なるとは言えかなり緩やかで、日本の高速道路に比べて広々とした感じがする。やはり土地の値段が違う？

②同写真-2。高速道路切り土面のり肩の排水溝。年間平均雨量500mm程度にしてはかなり大規模では？

③同写真-2。背の高い照明柱。6車線道路の中央分離帯部に設置しており、維持管理が大変では？

④写真-3。押しボタン式の非常電話。無線方式で管理事務所に直接繋がるそうですが、集中管理はされていない様。

⑤写真-4。本線上の料金所。全部で22ブースはある大規模なもの。手前の部屋は料金事務所の監視室で、料金収受業務が確実にに行われているかを監視するため、本線上のブースが斜めに配置されている。

また、監視室には料金収受システムの端末のコンピューター(イタリア製)が設置されていたが、十分には動いてはいない様。

⑥写真-5。トールブースの入り口自動発券装置。車両が衝突し機械が壊されているものも多かった。機械はイタリア式の最新式のようなが、メンテの技術者がいない様。

⑦写真-6。アンカラ市内の一般道路。排水溝が十分でないとともに、道路の清掃も頻繁ではないようで、大変埃っぽい。

また、市内道路でも中央分離帯が設置されているところが多く、渋滞の原因の1つでもあるよう。

3. トルコの遺跡、歴史を巡って

トルコの歴史と言えば、15世紀から20世紀までヨーロ



写真-1 トルコでの有料道路セミナー会場前で

Photo.1 Front view of the assembly hall of the seminar



写真-2 トルコの高速度路

Photo.2 Highway network in turkey

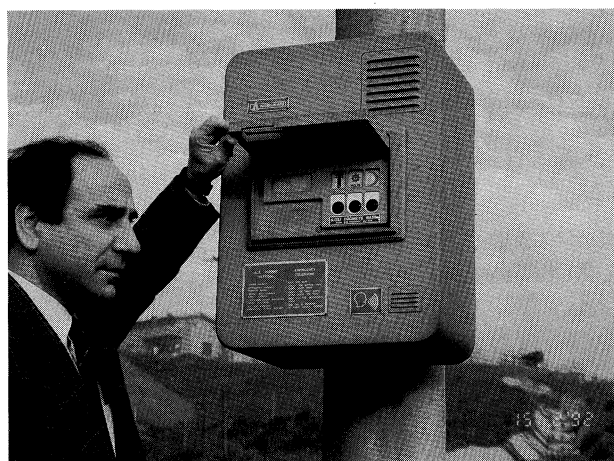


写真-3 押しボタン式の非常電話

Photo.3 Emergency push - phone

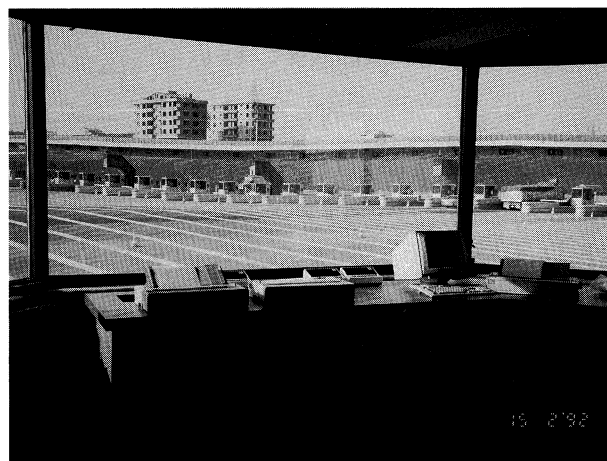


写真-4 本線上の料金所

Photo.4 Toll barrier

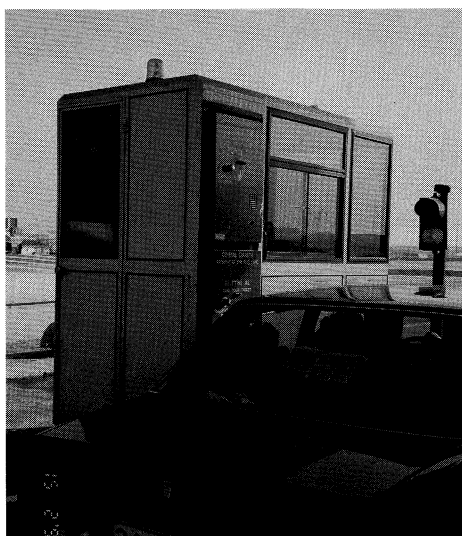


写真-5 メリロ自動発券装置

Photo.5 Automatic distributor of toll card located at the entrance

ッパ、アジア、アフリカ大陸をまたぐイスラム社会の一大帝国オスマントルコ帝国ぐらいしか知らない私であったが、トルコ訪問中、短期間ではあったが、数々のトルコの遺跡、歴史を巡ることができた。



写真-6 アンカラ市内の一般道路

Photo.6 Street in the city of Ankara

・紀元前2千年紀の半ばごろ活躍したヒッタイト王国が初めて使用した鉄器。

・古代ギリシャ・ローマ時代に栄えた、エーゲ海に面した古代都市エフェソスやベルガモンの遺跡。

・紀元4世紀末にローマ帝国から分裂したビザンチン帝国（東ローマ帝国）時代のギリシャ正教会の大本山で、後のイスラム教のモスクへ変えられたアヤ・ソフィア。

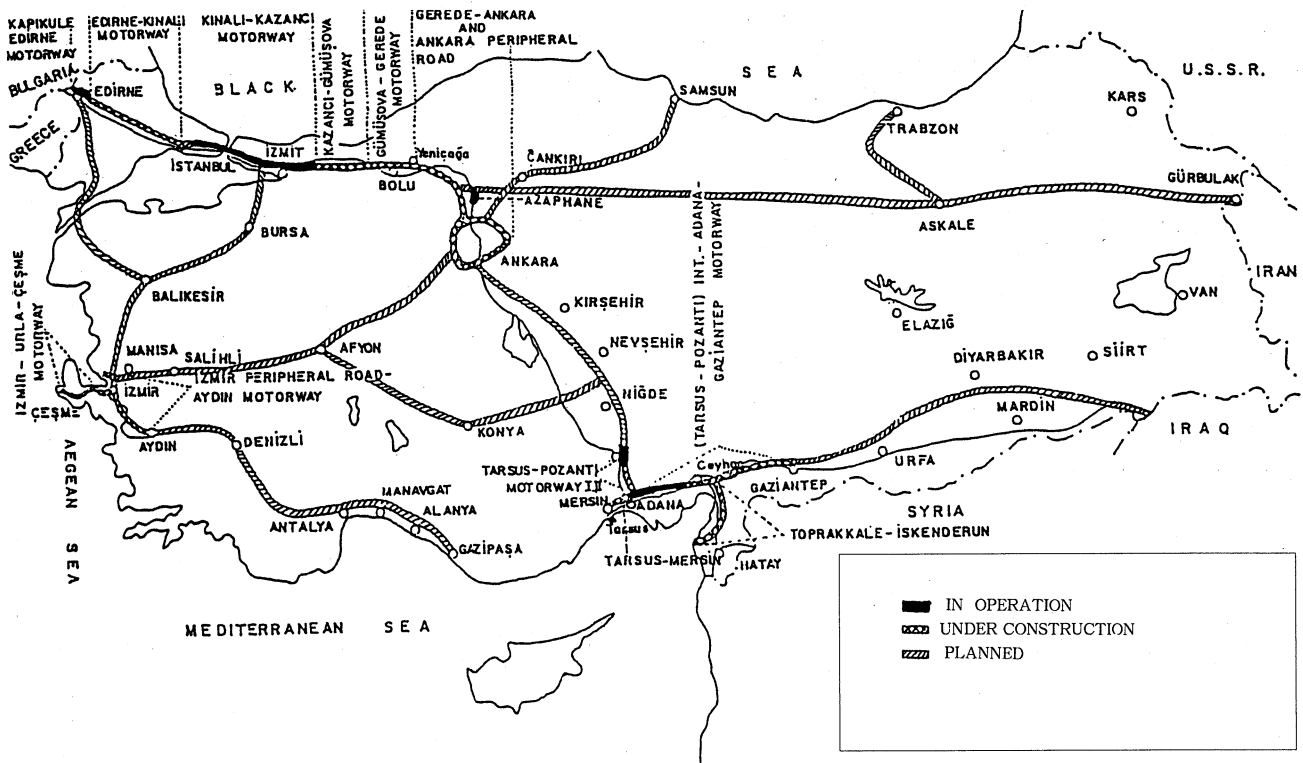


図-1 トルコの高速度道路の将来構想
Fig. 1 Prospect for the highway in the Republic of Turkey

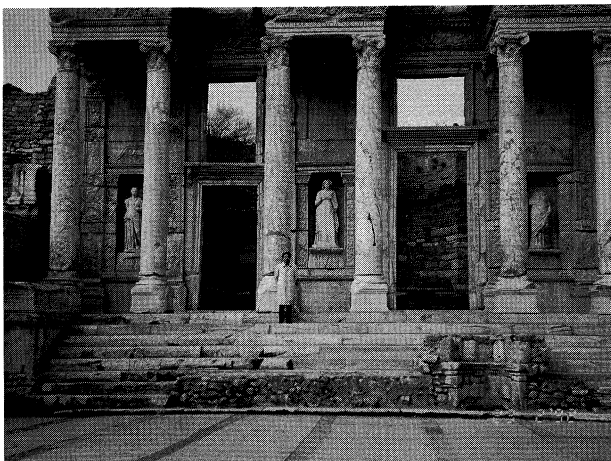


写真-7 エフェソスのセルシウス図書館前で
Photo.7 Front view of the Celsus Library in Efes

・15世紀末ビザンチン帝国を滅ぼしたオスマン・トルコ帝国時代のブルー・モスクやスルタン（王）の居城であったトプカプ宮殿、ドルマバッチェ宮殿。

・1922年トルコに革命を起こし、衰退していたオスマン・トルコを倒し、各国からの侵略を受けていたトルコの危機を救い、トルコ共和国を成立させたケマル・アタチュルクに関わる建造物。



写真-8 イスタンブールのアヤソフィア
Photo.8 Ayasofya in Istanbul

4. おわりに

おわりに、トルコでの有料道路セミナーに参加するにあたり、事前の資料作成およびトルコでの一切にお世話になった関係者の皆様にお礼を申し上げるとともに、このような機会を与えてくださったことを感謝します。

瀬戸大橋線に新型特急電車登場

瀬戸大橋線は開業以来、騒音対策に逐次改善等果ってきたが、平成2年11月に新型ジーゼル特急（2000系）を導入するなど、JR四国（株）は車両側の改善を続けてきた。本年3月末、予讃線新居浜～今治間の電化工事が完成し、高松～伊予市間が電化区間となるに従い、先端技術を取り入れたハイテク電車（8000系）が44両製造され、春のダイヤ改正時に特急として高松・岡山～今治間に運行される。騒音対策として当然効果を発揮することと推測されるが、騒音の汚名代表列車であったジーゼル特急（181系）がこの機に廃止され、鉄道沿線の居住者にとっても鉄道利用者にも快適な鉄道となることが期待されている。ダイヤ改正後は瀬戸大橋に1日16本が走行し、一番速い特急では岡山～松山間が2時間30分となる。

この新型電車は既に平成3年9月から試作車ではあるが臨時列車として3両編成の1列車が走行しているが、更めてこの車両の特徴を次に列記する。

- (1) 最高速度：設計最高速度160km/Hで走行できるが、瀬戸大橋の橋上では95km/Hで走行する。
- (2) 曲線通過対策：小さな曲線でも高速走行できるよう

車体は振り子制御システムが採用されている。また、パンタグラフが架線から大きく左右移動できぬよう車体の傾きと関係なく台車と共に移動するようパンタグラフ制御装置を取り入れている。

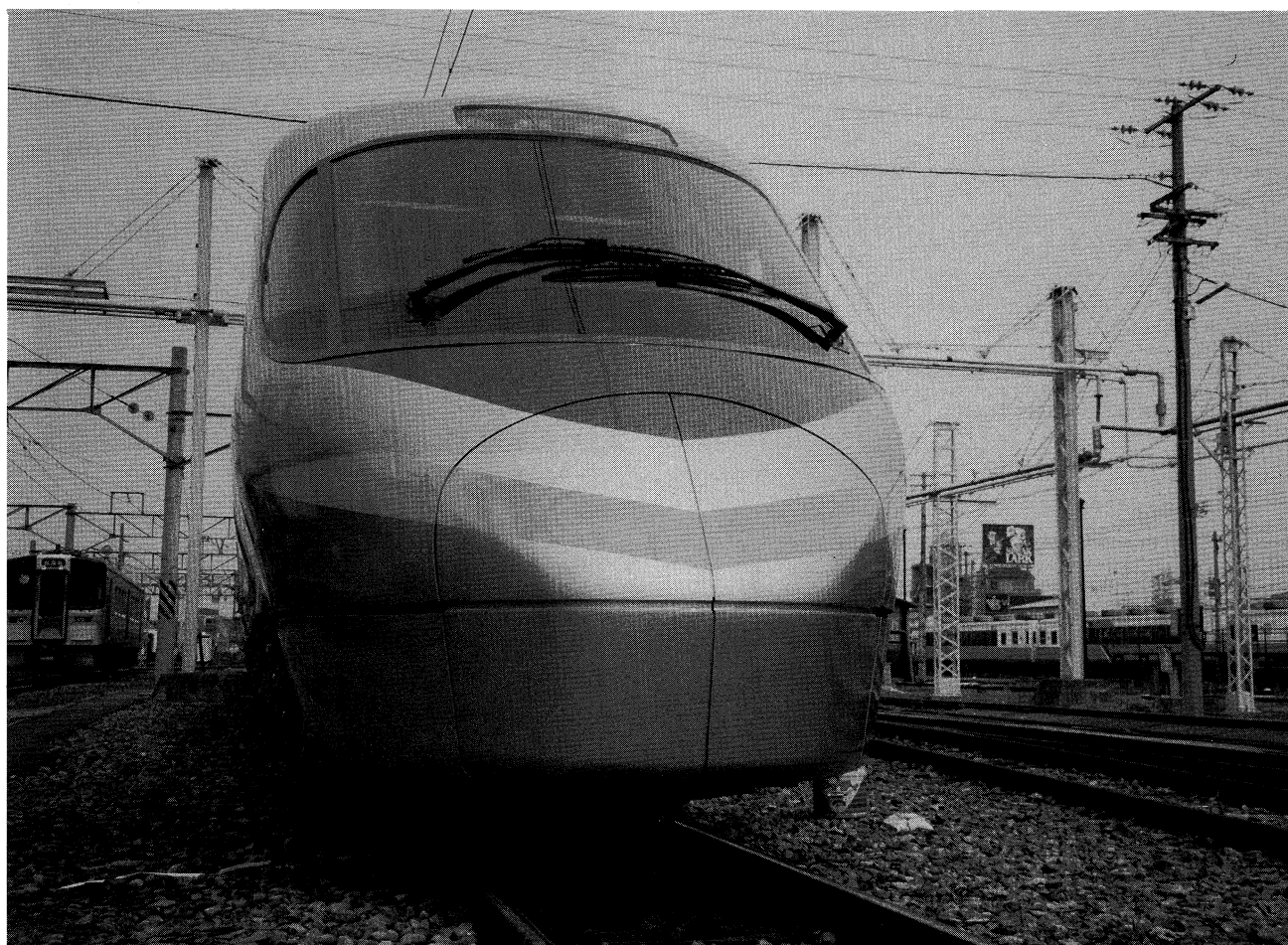
(3) パワーアップ：小型・計量・高出力の特徴を持った交流モータを使用できるVVVF（可変電圧可変周波数）インバータ制御を採用している。

(4) 走行音低減対策：走行中に発生しやすい車輪の傷を制御することのできるフラット防止装置やブレーキをかけたとき車輪の表面をきれいにする清掃装置を装備している。

(5) 車体構造：車体はステンレス鋼のプレス鋼を用いた溶接組立計量構造とし、客室内部の天井及び内張りには軽合金をベースとしたメラミン樹脂化粧板を使用している。

(6) 車体のデザイン：先頭車は流線型のスマートなデザインであり、ワイドなウインドーを持ったフロントマスクで仕上がっている。

（文責：維持施設部 鉄道施設課長 岩田 充一）



来島大橋 4A 定礎

平成4年10月7日来島大橋4Aで特殊水中コンクリートの打設に先立ち定礎式が行われた。

当日は萩原総裁、遠藤理事、旭第三建設局長をはじめ工事関係者約150名が4Aケーソン上に集まり、萩原総裁の合図のもと大島産の定礎石（御影石）をタワークレーンにて海面から28mの位置に沈設した。

来島大橋4Aでは平成4年2月26日来島大橋としては初めて鋼ケーソンを設置した。その後、フィルターユニット、根固め捨石を経て、平成4年8月、神戸からCP台船を回航・係留し、水中コンクリートの打設準備を行ってきた。

来島大橋4Aの水中コンクリート約5万㎡は図-1に示すようにモルタル部分とコンクリート部分に分けて打設する。

モルタル部分は、ケーソン刃口先端をシールする目的で基礎定面上まで、全面1回で打設する。

コンクリート部分は、モルタル上面を打継ぎ目処理した後、各区分毎にTP-5.0mまで連続打設する。

水中コンクリートの品質基準を以下に示す。

表-1 水中コンクリートの品質基準

項 目 / 種 別	水中不分離性モルタル	水中不分離性コンクリート
設計基準強度 (91 日)	180kgf/cm ² *1	180kgf/cm ² *1
粗 骨 材 最 大 寸 法	-	20mm
ス ラ ン プ フ ロ ー	65 ± 2.5cm *2	52.5 ± 2.5cm
スランプフロー-保持時間	8時間以上 *3	8時間以上 *3
空 気 量	8%以下	4%以下
凝 結 硬 化 始 発 時 間	-	50時間程度以内 *3
断 熱 上 昇 温 度	-	30℃以下
SS	-	150ppm以下 *4
PH	-	12以下 *4
結 合 材 の 種 類	低発熱型	低発熱型

上記品質基準は20℃においての品質基準を示す。

*1 水中強度比は、0.8以上とする。

*2 12時間後においてスランプフロー60cm以上を保持するものとする。

*3 低湿時（10℃）においても満足すること。

*4 水中における分離抵抗試験での品質基準を示す。

*5 水・結合材比は70%以下とする。

品質基準は、明石海峡大橋で使用した特殊水中コンクリートの品質基準とほぼ同じものである。

なお、マスコンクリートの温度ひびわれ対策として、次の対策を講じることとしている。

①発熱の少ない低発熱型セメントの使用。

②ブレーキング（コンクリートの練り上り温度20℃以下）の実施。

③温度計測・管理の実施。

水中コンクリートの打設は、10月初旬から、20日間程度の間隔で打設し、平成5年1月末には水中コンクリートの打設を完了する。

そして、気中コンクリート（約10万㎡）の準備にかかり、平成5年4月から打設を開始する予定である。

（文責：今治工事事務所 第一工事 今井 清裕）

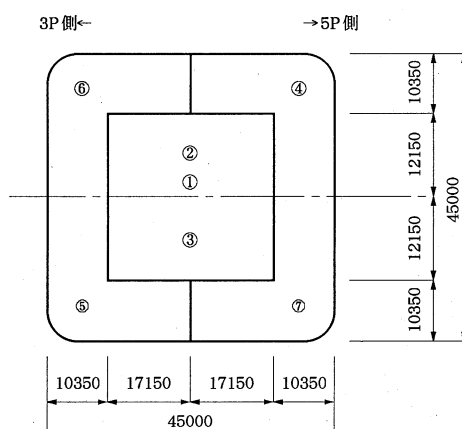
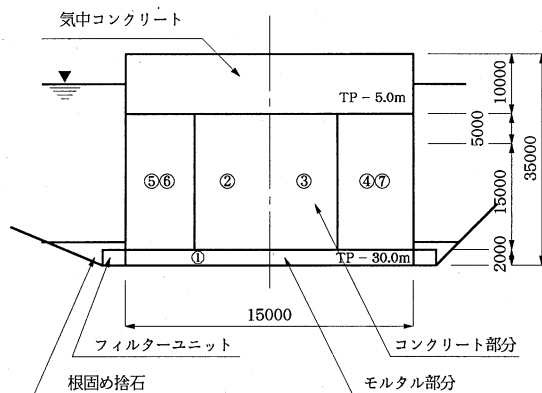
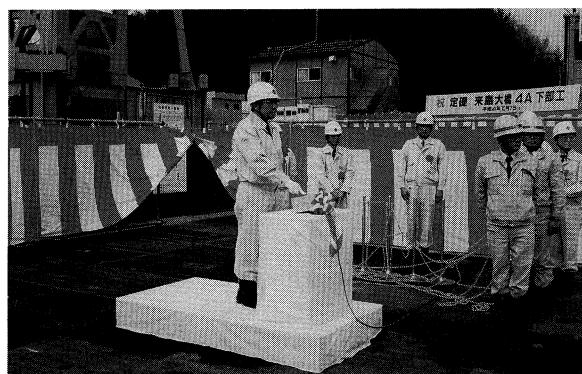


図-1 4A水中コンクリートブロック割図

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'92.6～12月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票が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
Super Low - Heat Cement Developed for Massive Foundation of Suspension Bridge Tower	坂本光重、岡田凌太、井保武寿* 内田 明	International Conference on the Concrete Futer 論文集			1992.2	
平成4年度 道路関係予算 本州四国連絡橋公団	中島英輔	道路		614	1992.4	77 - 79
三成分系低発熱セメントを用いた高流動コンクリートの基礎的性質	金沢克義、古屋信明、十河茂幸* 近松竜一	コンクリート工学年次論文報 告集	14	1	1992.5	33 - 38
二成分系低発熱型高流動コンクリートの基礎物性について	金沢克義、有馬 勇、渡辺 聡* 田中健治郎	コンクリート工学年次論文報 告集	14	1	1992.5	57 - 62
二成分系低発熱型高流動コンクリートの実用化研究	有馬 勇、金沢克義、佐藤孝一* 桜井重英*	コンクリート工学年次論文報 告集	14	1	1992.5	63 - 68
来島大橋の橋梁計画	秋山春樹、森本則行	土木施工	33	8	1992.8	70 - 76
明石海峡大橋 4A アンカレイジ建設工事	村瀬佐太美、有馬 勇	土木施工	33	9	1992.9	53 - 60
鋼床版の表面処理 - 西瀬戸自動車道生口橋 -	長尾日出男、伊藤稔明、岩崎幸則*	舗装	27	9	1992.9	3 - 7
長大吊橋箱桁断面周りの流れの数値解析と流れの可視化	大橋治一、平野慶和*、山崎英之*	土木学会第47回年次学術講演 会講演概要集 I			1992.9	56 - 57
鋼床版のデッキプレートとスティフナの溶接部の疲労試験	藤井裕司、西川和廣*、村越 潤* 田中良樹*	"			1992.9	434 - 435
吊り形式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験	大江慎一、奥川淳志、三木千寿*	"			1992.9	438 - 439
生口橋完成系橋振動実験	藤原 亨、玉腰隆史、植田利夫* 南条正洋*、小林義和*	"			1992.9	506 - 507
生口橋（マルチケーブル形式斜張橋）架設系振動実験	藤原 亨、植田利夫*、小林義和*	"			1992.9	508 - 509
長大吊橋箱桁の表面圧力分布に関する実験的研究	大橋治一、大森龍一郎* 井上浩男*	"			1992.9	644 - 645
斜張橋ケーブルの角折れ緩衝材による制振効果	藤原 亨、植田利夫*、加藤博章* 小林義和*	"			1992.9	670 - 671
超長大吊橋の構造特性と耐風安定化構造の一考察	保田雅彦、鈴木周一	"			1992.9	686 - 687
明石海峡大橋全橋模型の静的変形	保田雅彦、勝地 弘、金崎智樹、 横山功一*	"			1992.9	688 - 689
明石海峡大橋全橋模型の一樣流中でのフラッター特性	勝地 弘、保田雅彦、金崎智樹、 横山功一*	"			1992.9	690 - 691
大型風洞施設における境界層乱流の生成	鈴木周一、保田雅彦、金崎智樹、 渡辺剛賢	"			1992.9	716 - 717
多島海に建設される来島大橋に作用する気流特性について	楠原栄樹、大橋治一	"			1992.9	722 - 723
耐力点締付法の締付実態調査報告	藤井裕司、山口和範、菅原昌一*	"			1992.9	942 - 943

文 献 紹 介

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
因島大橋塗膜調査	山本紀夫、古家和彦、杉山剛史	〃			1992.9	1168-1169
明石海峡大橋の景観設計に関する手法	吉田好孝、藤田和朗、貴志友基	〃			1992.9	1260-1261
大型コンクリートブロックによる原位置振動載荷試験	山岸一彦、山本茂樹、山田勝彦*	〃			1992.9	1372-1373
本州四国連絡橋公団における舗装技術の現況と新たな取り組み	藤井裕司、長尾日出男	アスファルト	35	173	1992.10	56-66
明石海峡大橋2P、3P主塔工事の現況	越村一雄、村瀬佐太美、秦 健作	橋梁	28	10	1992.10	38-43
来島大橋の概要	藤原常男	建設の機械化		512	1992.10	3-7
生口橋の工事概要	藤原 亨	〃		512	1992.10	29-34
明石海峡大橋主塔の制振対策	辰巳正明、秦 健作	第46回建設省技術研究会 論文集自由課題道路部門第46			1992. 11	1-8
生口橋完成系実橋振動実験	藤原 亨、玉腰隆史	回建設省技術研究会 論文集自由課題道路部門			11	17-24
明石海峡大橋における船舶緩衝工の基礎的実験	吉田好孝、那須清吾、貴志友基	〃			1992.11	31-36
瀬戸大橋の計測と管理	末廣弘靖、森脇正生	〃			1992.11	77-84

題 名	執 筆 者	号	年 月
巻頭言			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	No. 1	'77.7
発刊にあたって	蓑輪健二郎	No. 1	'77.7
本四技報の充実発展を願って	井上義光	No. 2	'77.10
「悪くても」と「うまくゆけば」	川崎偉志夫	No. 3	'78.1
技術雑感	浅間敏雄	No. 4	'78.3
技術感想	松崎彬麿	No. 5	'78.7
工事と安全技術	多田安夫	No. 6	'78.10
カレンダーによせて	山本成美	No. 7	'79.1
豊かさは自らの心の中にある	平石茂義	No. 8	'79.4
或る連想—大三島橋の開通式に出席して	富樫勘七	No. 9	'79.7
再び船上会談を	大富 宏	No. 10	'79.10
大三島橋のしゅん功にあやかって	久保村圭助	No. 11	'80.1
ある橋の話	浅谷輝雄	No. 12	'80.4
新しい芽を育てよう	尾之内由紀夫	No. 13	'80.7
文化と橋	向井 清	No. 14	'80.10
橋の建設と維持	下川浩資	No. 15	'81.1
本州四国連絡橋を考える	山根 孟	No. 16	'81.4
Seeing「見ること」	松崎彬麿	No. 17	'81.7
美観・安全性・経済性	大島 久	No. 18	'81.10
基礎とその認識	吉田 巖	No. 19	'82.1
新しい技術と経験	沖中浩一郎	No. 20	'82.4
経験について—森有正の思想をかりて	山本成美	No. 21	'82.7
荒廃するアメリカの躍動	山根 孟	No. 22	'82.10
新しいものへの挑戦	高橋弘篤	No. 23	'83.1
人口をめぐる	柴田啓次	No. 24	'83.4
土木工事雑感	高山 昭	No. 25	'83.7
文化と理科	柴田啓次	No. 26	'83.10
新たな目標	松崎彬麿	No. 27	'84.1
現場からの土産話	吉田 巖	No. 28	'84.4
因島大橋雑感	大橋昭光	No. 29	'84.6
地域開発橋	高橋 信夫	No. 30	'84.7
窓外雑感 (みなと・神戸)	今中靖雄	No. 31	'84.10
本州四国連絡橋事業を支える技術	山根 孟	No. 32	'85.1
技術と人間あれこれ	山下文利	No. 33	'85.4
技術開発に思うこと	林 宣熙	No. 34	'85.7
明石海峡大橋への課題	大橋昭光	No. 35	'85.10
大鳴門橋建設をふりかえって	今中靖雄	No. 36	'85.12
明石への道	高橋弘篤	No. 37	'86.1
トップランナーの努め	吉田 巖	No. 38	'86.4
道路の管理について	高橋 信夫	No. 39	'86.7
「明石」の事業再開にあたって	遠藤武夫	No. 40	'86.10
最善の努力を結集しよう	山根 孟	No. 41	'87.1
技術力の向上	深田彰一	No. 42	'87.4
視点	花市穎悟	No. 43	'87.7
開通6ヶ月前	松崎 実	No. 44	'87.10
道路整備こそ国家繁栄への道	加瀬正蔵	No. 45	'88.1
伯方・大島大橋の開通によせて	花市穎悟	No. 46	'88.4
技術に謙虚さを	萩原 浩	No. 47	'88.7
「器用人」と技術者	吉住俊彦	No. 48	'88.10
アメリカズカップ	岡田哲夫	No. 49	'89.1
「技術」雑感	平井 清	No. 50	'89.4
着工一年	森本隆也	No. 51	'89.7
道	永井 滋	No. 52	'89.10
本四架橋技術の今後の課題	遠藤武夫	No. 53	'90.1
沙弥島の風景	石山四郎	No. 54	'90.4
本四公団の三つの目的	中平一郎	No. 55	'90.7
天の浮橋、その過去と現在	木村敬宇	No. 56	'90.10
多々羅大橋の起工式を迎えて	旭 一穂	No. 57	'91.1
「豊かさの感じられる社会」の実現のために	高田雅夫	No. 58	'91.4

超長大吊橋と風
「共生・協調」の重視へ
“道路技術の分野でも国際貢献を”
明石海峡大橋の主塔基礎の完成
海洋架橋の歴史
瀬戸大橋を守り、伝える
ネクストウェイ

共通（橋梁下部工）

吊橋塔基部の模型実験
太径鉄筋の継手と付着に関する調査
流れと波が共存する場における流体力の評価について
風化花崗岩のクリープ特性について
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その1）
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その2）
吊橋塔基部のグラウト注入実験
鋼設置ケーソン設計要領（案）
長支間道路吊橋の計画（要約）
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説（案）
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験
深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領（案）の確認実験
緩衝工の設計要領（案）
傾斜二層地盤の支持力に関する検討
耐震壁付RC橋脚の設計（解析編）
耐震壁付RC橋脚の設計（実験編）
FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析
脚付ケーソン基礎の耐震安定性
吊橋アンカレッジに用いたマスコンクリートの品質分析
低発熱コンクリート
マスコンクリートの塗装に関する調査

共通（橋梁上部工）

東大維橋におけるケーブル応力の測定調査
80キロ鋼溶接継手の疲労試験
吊橋ケーブルの二次応力測定（平戸大橋）
鋼床版の変形特性に関する調査
吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験
ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験
長支間道路吊橋の計画（要約）
橋梁用ロープの曲げ疲労試験
PWS用ゲージワイヤの測長精度
PC斜張橋の紹介
リブ十字継手の疲労許容応力
吊橋構造物を有する橋梁の変位制御に関する考察
疲労許容応力の見直し
緩衝桁伸縮装置
吊橋主塔架設時の制震対策
鋼床版舗装
長大橋梁の点検補修用作業車
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査
主ケーブル材料としての高強度鋼線
強風下での吊橋の挙動解析
二径間吊橋の構造検討
上部構造設計基準の改訂と運用
大型風洞施設
本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績
本州四国連絡橋におけるFEM解析の適用事例
長大橋の維持管理
高力皿ボルトを使用した鋼床版現場継手の特性
吊橋ケーブル防食方法の検討
鋼橋等塗装基準の改訂
耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質
中間橋脚を有する斜張橋の構造特性

飯島武明	No. 59	'91.7
杉岡 浩	No. 60	'91.10
萩原 浩	No. 61	'92.1
佐伯彰一	No. 62	'92.4
岡田哲夫	No. 63	'92.7
松本弘輝	No. 64	'92.10
玉田博亮	No. 65	'93.1

加島 聰	No. 1	'77.7
佐伯康二	No. 2	'77.10
野村直茂	No. 2	'77.10
喜岡直太郎・森本則行・谷中幸和	No. 2	'77.10
樋口康三	No. 3	'78.1
樋口康三	No. 4	'78.3
佐伯康二	No. 6	'78.10
奈良平俊彦	No. 7	'79.1
川崎偉志夫	No. 8	'79.4
金光 宏・大町武司・樋口康三	No. 13	'80.7
大町武司	No. 13	'80.7
金光 宏・野村直茂・大町武司	No. 19	'82.1
金光 宏・樋口康三・栗野純孝	No. 21	'82.7
神 弘夫・栗野純孝	No. 24	'83.4
塩井幸武・神 弘夫・栗野純孝	No. 25	'83.7
塩井幸武・神 弘夫・吉田好孝	No. 26	'83.10
塩井幸武・加島 聰・吉田好孝	No. 27	'84.1
栗野純孝	No. 28	'84.4
塩井幸武・吉田好孝	No. 32	'85.1
宮下 力・吉田好孝	No. 50	'89.4
山田勝彦・新田篤志・二宮仁司	No. 54	'90.4
山田勝彦	No. 58	'91.4

北川 信	No. 1	'77.7
奥川淳志	No. 2	'77.10
北川 信	No. 3	'78.1
福井幸夫	No. 4	'78.3
奥川淳志	No. 5	'78.7
榎波義幸・越智 勝・森 邦久	No. 6	'78.10
多田和夫	No. 7	'79.1
川崎偉志夫	No. 8	'79.4
岸本良孝・竹之内博行	No. 11	'80.1
鈴木周一	No. 12	'80.4
小川英信・岡野 哲	No. 13	'80.7
竹名興英・岸本良孝・伊藤文夫	No. 16	'81.4
金光 宏・樋口康三	No. 18	'81.10
旭 一穂・竹名興英・平野 茂	No. 18	'81.10
松浦章夫	No. 20	'82.4
成井 信・金崎智樹	No. 21	'82.7
村上憲司・新田篤志	No. 22	'82.10
室谷貞雄	No. 22	'82.10
香川祐次・岸本良孝	No. 25	'83.7
阪本謙二・鳥海隆一	No. 35	'85.10
森山 彰	No. 50	'89.4
辰己正明・秦 健作	No. 53	'90.1
吉田 修	No. 56	'90.10
奥川淳志・高城信彦	No. 58	'91.4
保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘	No. 59	'91.7
奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 59	'91.7
奥川淳志・高城信彦・山口和範	No. 60	'91.10
糸日谷淑光	No. 62	'95.4
奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 61	'92.1
保田雅彦・鈴木周一・木村一也	No. 61	'62.1
糸日谷淑光	No. 62	'92.4
高城信彦	No. 63	'92.7
奥川淳志・高城信彦・山口和範	No. 65	'93.1

共通（その他）

気象海象予測手法
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法
閃光式航空障害灯調査
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果
埋蔵文化財調査
海中工事における潮流条件の設定
大気測定車による大気質調査
既存架橋の架橋インパクト分析
本州四国連絡橋におけるレーダ電波障害軽減策
改良型灯浮標の設計・製作
本州四国連絡橋公団の工業所有権について
トンネル内ラジオ再放送設備

神戸～鳴門ルート

・明石海峡大橋

明石海峡における海中防食試験
神戸層水ジェット掘削試験
神戸層載荷試験
明石海峡大橋補剛桁風洞実験
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験
舞子沖地質調査（その1）工事報告
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験（その2）
明石海峡大橋海中基礎の調査概況
明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討
舞子沖地質調査（その2）工事報告
舞子沖地質調査工事報告（3）
松帆沖地質調査
明石海峡大橋主塔基礎施工調査
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その3）
明石海峡大橋の耐震設計
明石海峡大橋2P・3P ケーソン設計・製作

明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験
明石海峡大橋耐風設計要領（案）
明石海峡大橋主塔基礎の設計（第一報）
明石海峡大橋補剛桁の耐風性（中間報告）
明石海峡大橋洗掘防止工実験（その4）
明石海峡大橋2P・3P 鋼ケーソン設置
明石海峡大橋鋼ケーソン沈設設備
明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）
明石海峡大橋作業基地の設計と施工
明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討
明石海峡大橋1A アンカレイジ基礎の設計・施工（その1）
明石海峡大橋2P・3P 主塔基礎特殊水中コンクリートの施工
明石海峡大橋風洞試験全橋模型
明石海峡大橋1A アンカレイジ基礎の設計・施工（その2）
明石海峡大橋4A アンカレイジ土留工の設計と施工
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系底発熱型高流動
コンクリートの開発（その1）
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系底発熱型高流動
コンクリートの開発（その2）
明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計
明石海峡大橋主塔基礎2P コンクリートプラント船の動揺計測解析

大鳴門橋

大鳴門橋における多柱式基礎の設計
大鳴門橋多柱式基礎の施工報告
大鳴門橋支持岩盤の確認
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計
大鳴門橋主塔風洞実験
大鳴門橋ケーブルサドルの設計
大鳴門橋アンカレイジの施工報告
大鳴門橋主塔の製作・架設
大鳴門橋バックステイ径間の製作
大鳴門橋ケーブルサドルの製作
大鳴門橋ケーブル製作

西野新造 No.3 '78.1
黒滝義則・加島延行 No.4 '78.3
亀山正俊 No.4 '78.3
黒滝義則 No.8 '79.4
長尾和守 No.11 '80.1
山田勝彦 No.12 '80.4
阿部明弘 No.15 '81.1
黒滝義則 No.23 '83.1
佃 長次 No.51 '89.7
石橋良哉・井上 徹 No.51 '89.7
森谷俊美 No.63 '92.7
山中 清 No.64 '92.10

森本隆也 No.1 '77.7
藍谷武紀 No.5 '78.7
高橋幸蔵・有田 稔 No.5 '78.7
加島 聰・大橋治一・秋山晴樹 No.6 '78.10
加島 聰・田中宗博 No.7 '79.1
神 弘夫 No.10 '79.10
加島 聰・古屋信明 No.14 '80.10
奈良平俊彦 No.15 '81.1
奈良平俊彦・加島 聰 No.16 '81.4
神 弘夫 No.17 '81.7
神 弘夫・岩屋勝司・土田 宝 No.23 '83.1
岩屋勝司・土田 宝・小林克己 No.28 '84.4
岩屋勝司・土田 宝・植村和宏 No.34 '85.7
北川 信・森 邦久 No.34 '85.7
河口浩二 No.49 '89.1
鈴木幹啓・佐々木雅敏・鳥海隆一・土谷政治 No.51 '89.7
坂本光重・樋口康三・北口雅章 No.51 '89.7
辰巳正明・秦 健作・竹内政彦 No.52 '89.10
保田雅彦・鈴木幹啓・樋口康三 No.52 '89.10
保田雅彦・平原伸幸 No.52 '89.10
高塚正修・佐々木雅敏・土谷政治 No.52 '89.10
高塚正修・佐々木雅敏・北口雅章 No.53 '90.1
坂本光重・藤原洋一・広田昭次 No.53 '90.1
岡野 哲・栗野純孝・森下尊久 No.54 '90.4
阿部明宏・栗原敏広・池田定三 No.55 '90.7
保田雅彦・藤田和朗・池末泰輔 No.56 '90.10
加島 聰・佐野幸洋 No.59 '91.7
岡田凌太・上田忠夫・那須清吾 No.59 '91.7
保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘 No.60 '91.10
加島 聰・佐野幸洋 No.60 '91.10
有馬 勇・末永清冬・村田知司 No.62 '92.4
金沢克義・有馬 勇 No.62 '92.4
末永清冬・村田知司 No.62 '92.4
有馬 勇・末永清冬 No.63 '92.7
平野 茂・矢野賢晃 No.63 '92.7
岡田凌太 No.64 '92.10

上田浩司・土田泰秀 No.7 '79.1
遠藤武夫・赤間 信 No.10 '79.10
宮島圭司 No.11 '80.1
田中淳之 No.13 '80.7
田中淳之 No.16 '81.4
田中淳之・藤井裕司 No.18 '81.10
山口浩二 No.19 '82.1
田中淳之 No.21 '82.7
多田和夫 No.24 '83.4
鈴木周一 No.26 '83.10
奥田 基 No.27 '84.1

大鳴門橋ケーブルバンドの設計
側塔を有する吊橋のケーブル架設工法（大鳴門橋）
大鳴門橋の補剛桁製作工事
大鳴門橋と関連区間の開通
大鳴門橋と関連区間の開通
大鳴門橋に関する二・三の思い出
大鳴門橋補剛桁架設工事
大鳴門橋ケーブル工事－その品質・精度
大鳴門橋基礎の挙動計測
大鳴門橋動態観測システム
大鳴門橋照明用柱の耐風検討
大鳴門橋振動実験の報告
大鳴門橋の橋面舗装
大鳴門橋緩衝工計画
大鳴門橋関連区間の陸上部工事
大鳴門橋関連区間の維持管理設備

・門崎高架橋

門崎高架橋の橋梁計画
門崎高架橋岩ケーソン施工報告
門崎高架橋の風洞試験
門崎高架橋上部工の設計・製作
門崎高架橋上部工の架設（計画編）
門崎高架橋上部工の架設（架設編）
門崎高架橋の橋面舗装
門崎高架橋の振動実験及び風による振動計測
門崎高架橋仮設備撤去工事

・上記以外の橋梁

伊弉高架橋下部工施工計画
亀浦高架橋の施工
撫養橋 4P オープンケーソン施工報告
撫養橋の風洞実験
撫養橋上部工の設計と施工
撫養高架橋杭の載荷試験

・その他

和泉層群ののり面工
津名一宮 IC・洲本 IC 間における地盤改良工
西淡－大毛地区の修景緑化
淡路島南パーキングエリアの土壌式・無放流・汚水処理設備
鳴門黒山地区の強風対策
道路建設と埋蔵文化財調査（淡路島内本四連絡道路における例）
切土のり肩の設計施工（淡路島内本四連絡道路緑 PA）
神戸側陸上部道路計画概要
舞子トンネル区間の地質と調査杭試験
舞子トンネルの設計・施工
TBM による掘削工事報告

児島・坂出ルート

・下津井瀬戸大橋

吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
（下津井瀬戸大橋 1A）
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
（下津井瀬戸大橋 1A）（その 2）
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
（下津井瀬戸大橋 1A）（その 3）
下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計
下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討
下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験
下津井瀬戸大橋 4A アンカレイジの施工（その 1）
下津井瀬戸大橋 4A アンカレイジの施工（その 2）
下津井瀬戸大橋 1A トンネルアンカーの設計施工
下津井瀬戸大橋塔の製作
下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作
下津井瀬戸大橋塔架設工事
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その 1）
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その 2）

洲田政信・鈴木周一……………No.28 '84.4
洲田政信・鈴木周一……………No.30 '84.7
洲田政信・江藤隆男……………No.34 '85.7
奈良平俊彦……………No.36 '85.12
松本弘輝……………No.36 '85.12
小川英信……………No.36 '85.12
洲田政信……………No.36 '85.12
多田和夫……………No.36 '85.12
樋口康三・小野下武……………No.36 '85.12
多田和夫・亀山正俊・森下尊久……………No.36 '85.12
山田勝彦・秋元茂男……………No.36 '85.12
田中淳之・岩屋勝司・洲田政信……………No.36 '85.12
洲田政信・川西芳則……………No.36 '85.12
金沢克義……………No.36 '85.12
西川雅博……………No.36 '85.12
谷口 肇……………No.36 '85.12

宮下 力・古家和彦・熊野善彦……………No.19 '82.1
宮下 力・土居敏彦・矢野保広……………No.21 '82.7
大島 久・宮下 力・大橋治一……………No.22 '82.10
土居敏彦・大橋治一・中尾俊哉……………No.26 '83.10
宮下 力・大橋治一・真辺保仁……………No.26 '83.10
宮下 力・大橋治一・真辺保仁……………No.27 '84.1
吉田 修・中尾俊哉……………No.30 '84.7
吉田 修……………No.36 '85.12
洲田政信・川西芳則……………No.41 '87.1

植田正弘・才川勉・中村富二夫……………No.25 '83.7
富岡 紘・山本茂樹……………No.24 '83.4
大町武司・武山哲郎・中尾俊哉……………No.21 '82.7
田中淳之・多田和夫・長谷川芳己……………No.33 '85.4
秋山晴樹・加藤嘉津次・秦 健作……………No.40 '86.10
吉田 修・加藤嘉津次……………No.31 '84.10

原崎郁夫……………No.11 '80.1
阿部和智・高嶋 勉……………No.38 '86.4
伊吹浩太・岩垣富春・鎌田義人……………No.38 '86.4
谷口 肇・中田昌利・谷 進……………No.38 '86.4
山田勝彦・池田昭欣……………No.41 '87.1
細井 忍・原崎郁夫・平下忠一……………No.44 '87.10
永井敏雄・山本茂樹……………No.45 '88.1
蟹沢康人・森 章……………No.53 '90.1
河野英雄・鳥居 聡……………No.57 '91.1
河野英雄・三島功裕……………No.64 '92.10
三島功裕……………No.65 '93.1

金光 宏・大町武司・樋口康三……………No.14 '80.10

金光 宏・大町武司・樋口康三……………No.15 '81.1

金光 宏・大町武司・樋口康三……………No.16 '81.4

山根哲雄・村瀬佐太美……………No.17 '81.7
加島 聰・田中美宇……………No.20 '82.4
谷中幸和・村瀬佐太美……………No.26 '83.10
山本紀夫・秋山晴樹・中元雄治……………No.31 '84.10
中元雄治・武藤礼布・上村博文……………No.32 '85.1
竹内寛夫・吉田好孝……………No.33 '85.4
奥川淳志・村瀬佐太美……………No.34 '85.7
奥川淳志・村瀬佐太美……………No.34 '85.7
奥川淳志・下村 稔……………No.37 '86.1
奥川淳志・平原伸幸……………No.39 '86.7
奥川淳志・平原伸幸……………No.40 '86.10

下津井瀬戸大橋のケーブル架設
吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理

・櫃石島橋

櫃石島橋・岩黒島橋の設計
櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討
櫃石島橋3P鋼製ケーソン設計
櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告
櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置
櫃石島橋の形状管理
鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査
櫃石島橋大ブロック架設
岩黒島橋・櫃石島橋ケーブル制振装置
櫃石島橋の船舶緩衝工
櫃石島橋実橋振動実験

・櫃石島高架橋

櫃石島高架橋剛結横梁の設計
櫃石島高架橋トラス用点検補修作業車
櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設
櫃石島高架橋下部工の施工
櫃石島高架橋PC上部工の施工

・岩黒島橋・岩黒島高架橋・羽佐島高架橋

櫃石島橋・岩黒島橋の設計
櫃石島橋・岩黒島橋架設検討
岩黒島橋下部工事施工報告（その1）
岩黒島橋下部工事施工報告（その2）
岩黒島橋上部工の詳細設計
岩黒島橋上部工の製作
岩黒島橋ケーブルの設計と製作
岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作
岩黒島橋・櫃石島橋ケーブル制振装置
岩黒島高架橋の設計・施工
羽佐島高架橋大ブロック架設

・与島橋・与島高架橋

与島橋の設計
与島橋3P可動支承の設計とローラ耐久試験
与島高架橋の設計
与島高架橋地下連続壁の施工
与島高架橋ループ部上部工の設計
与島高架橋の施工
与島高架橋ループ部鋼桁の製作・架設

・南北備讃瀬戸大橋

水中発破（その1）
水中発破（その2）
900tonシンカーの製作
南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン設計・製作
南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン沈設作業
南北備讃瀬戸大橋の海底掘削
南北備讃瀬戸大橋3P・4Pケーソン製作施工
南北備讃瀬戸大橋5P海中コンクリートの施工
南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上
南北備讃瀬戸大橋4Aケーブルアンカーフレームの設計
大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験
南北備讃瀬戸大橋7A海中コンクリートの施工
北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計（その1）
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計（その2）
北備讃瀬戸大橋塔の風洞試験
南北備讃瀬戸大橋6Pケーソン曳航・沈設～海中コンクリート施工
南北備讃瀬戸大橋4A・7Aケーブルアンカーフレームの一括架設
南北備讃瀬戸大橋5P緩衝工の調査
南北備讃瀬戸大橋1Aアンカレイジの施工
南北備讃瀬戸大橋4A共用アンカレイジの設計
南北備讃瀬戸大橋（上部工）の基本設計

奥川淳志・平原伸幸……………No.45 '88.1
林 義信・平野信一……………No.65 '93.1

旭 一穂・新田篤志・田中美宇……………No.17 '81.7
加島 聰・田中美宇・大江慎一……………No.19 '82.1
田島照義・高城信彦……………No.30 '84.7
金沢克義・伊藤豊秋……………No.38 '86.4
金沢克義・河口浩二……………No.41 '87.1
金沢克義・佐藤昭光・武山哲郎……………No.42 '87.4
金沢克義……………No.43 '87.7
金沢克義・佐藤昭光……………No.45 '88.1
馬場賢三・大田 享・勝地 弘……………No.47 '88.7
金沢克義……………No.47 '88.7
大田 享・勝地 弘……………No.48 '88.10

大町武司・吉田茂司・北口雅章……………No.33 '85.4
坂本光重……………No.39 '86.7
藤井裕司・佐々木忠俊……………No.40 '86.10
北川 信・武田 茂……………No.41 '87.1
北川 信・池田 博……………No.43 '87.7

旭 一穂・新田篤志・田中美宇……………No.17 '81.7
加島 聰・田中美宇・大江慎一……………No.19 '82.1
山根哲雄・飯塚力也・田村 隆……………No.31 '84.10
丸尾 進・有馬 勇・田村 隆……………No.32 '85.1
保田雅彦・日里正夫・大廣 始……………No.35 '85.10
保田雅彦・毛利徳成・大廣 始……………No.38 '86.4
保田雅彦・武山哲郎・野沢 学……………No.39 '86.7
大田 享・藤原 亨……………No.43 '87.7
馬場賢三・大田 享・勝地 弘……………No.47 '88.7
大田 享・川戸 彰……………No.51 '89.7
飯島邦治・勝地 弘……………No.41 '87.1

平山純一・山岸一彦……………No.37 '86.1
平山純一・山岸一彦……………No.37 '86.1
加島 聰・森谷俊美……………No.25 '83.7
加島 聰・森谷俊美・川田政史……………No.31 '84.10
多田一正・村瀬佐太美・富田大造……………No.40 '86.10
村瀬佐太美・富田大造……………No.42 '87.4
村瀬佐太美・川上明彦……………No.45 '88.1

長坂 進……………No.1 '77.7
長坂 進……………No.2 '77.10
佐野幸洋……………No.12 '80.4
奥川淳志・仁木清貴……………No.15 '81.1
山下理雄・仁木清貴……………No.17 '81.7
山下理雄・大塚岩男……………No.20 '82.4
山中鷹志・岡沢達男……………No.22 '82.10
山中鷹志・坂本光重……………No.22 '82.10
村田正信……………No.23 '83.1
山中鷹志・栗原敏広……………No.24 '83.4
馬場賢三・平野 茂・吉元郁男……………No.24 '83.4
三木啓造……………No.26 '83.10
馬場賢三・成井 信・平野 茂……………No.27 '84.1
馬場賢三・成井 信・吉元郁男……………No.28 '84.4
馬場賢三・成井 信・吉元郁男……………No.30 '84.7
馬場賢三・成井 信・平野 茂……………No.30 '84.7
三木啓造・飯間秀雄・吉川章三……………No.31 '84.10
栗原敏広・吉川章三……………No.31 '84.10
山中鷹志……………No.31 '84.10
加島 聰・森谷俊美・徳永剛平……………No.32 '85.1
馬場賢三……………No.32 '85.1
森本隆也・馬場賢三……………No.33 '85.4

北備讃瀬戸大橋塔製作
 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの製作
 北備讃瀬戸大橋塔架設工事
 南北備讃瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工
 南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その1)
 南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その2)
 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験
 南備讃瀬戸大橋塔製作・架設
 南北備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジの施工
 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験(第二報)
 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計
 南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事
 北備讃瀬戸大橋緩衝軌道伸縮装置の製作
 北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作
 北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事
 自動超音波探傷システムを用いた北備讃瀬戸大橋補剛桁部材検査
 南備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事
 グースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動
 南備讃瀬戸大橋緩衝工
 南備讃瀬戸大橋振動実験
 南北備讃瀬戸大橋上屋工事
 吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理

・番ノ州高架橋

番ノ州高架橋基礎杭試験(その1)
 番ノ州高架橋基礎杭試験(その2)
 番ノ州高架橋リバース杭施工報告
 番ノ州高架橋下部工設計
 番ノ州高架橋下部工の施工
 番ノ州高架橋トラスの設計・製作
 番ノ州高架橋鉄道桁の施工
 番ノ州高架橋鋼箱桁の架設
 番ノ州高架橋トラスの架設

・上記以外の橋梁

北浦港橋梁の設計
 北浦港橋梁下部工の施工
 北浦港橋梁上部工の施工
 阿津川橋梁上部工の施工
 岸ノ上高架橋PC上部工の設計・施工
 塩生橋下部工工事
 塩生橋上部工の設計・施工

・その他

児島～坂出ルート海峡部地質調査(その1)
 児島～坂出ルート海峡部地質調査(その2)
 鷺羽山の地質調査
 鷺羽山トンネル構造形式検討
 鷺羽山地区運搬用坑道の計測結果
 本四備讃線の電気設備
 鷺羽山トンネルの施工
 下村トンネルの施工と計測
 早島IC軟弱地盤対策
 神道山地区工事
 蟻峰山及び福南山両トンネルの施工
 児島～坂出ルート吊橋ハンガーブラケット疲労試験
 本四備讃線共用部の軌道工事の施工
 与島PA上下水道設備
 児島～坂出ルート橋梁点検補修用作業車
 児島～坂出ルートにおける道路造園及び修景緑化
 瀬戸中央自動車道の道路管理用機械設備
 瀬戸中央自動車道集中局(電気通信)設備
 瀬戸中央自動車道の遠隔監視制御システム
 瀬戸中央自動車道の料金収受システム
 瀬戸大橋(吊橋・斜張橋)における列車走行試験
 路面温度予測システム
 瀬戸大橋の動態観測

成井 信・平野 茂・古家和彦	No.33	'85.4
成井 信・平野 茂・古家和彦	No.34	'85.7
成井 信・平野 茂・古家和彦	No.35	'85.10
山中鷹志・栗原敏広	No.35	'85.10
成井 信	No.37	'86.1
成井 信	No.38	'86.4
成井 信・平野 茂・古家和彦	No.39	'86.7
山中鷹志・林 義信・金崎智樹	No.39	'86.7
高木 浩	No.40	'86.10
成井 信	No.41	'87.1
成井 信	No.42	'87.4
神 弘夫・奥田 基・梶原光邦	No.43	'87.7
成井 信	No.44	'87.10
成井 信	No.44	'87.10
成井 信	No.45	'88.1
成井 信	No.47	'88.7
奥田 基	No.47	'88.7
奥田 基	No.48	'88.10
奥田 基	No.49	'89.1
奥田 基・大川宗男	No.49	'89.1
北川 信・長谷川芳己	No.49	'89.1
林 義信・平野信一	No.65	'93.1

山本紀夫・兼田和弘	No.5	'78.7
山本紀夫・兼田和弘	No.6	'78.10
大田 享	No.23	'83.1
樋口康三	No.23	'83.1
岸 寛・河端哲郎	No.37	'86.1
高木 浩	No.42	'87.4
松田大六・大坪正行・山岸明	No.44	'87.10
松田大六	No.48	'88.10
松田大六	No.48	'88.10

松田大六・大坪正行・山岸 明	No.39	'86.7
松田大六・大坪正行・山岸明	No.43	'87.7
松田大六	No.47	'88.7
寺坂典正・佐藤真太郎・磯井祥三	No.42	'87.4
藤井周志・角 和夫	No.45	'88.1
卜部孝夫・成瀬善果	No.43	'87.7
藤井周志・角 和夫	No.47	'88.7

山懸 守	No.3	'78.1
山懸 守	No.4	'78.3
宮下 力・江藤隆男・田村 隆	No.12	'80.4
藤井周志	No.16	'81.4
呉藤 満・藤井周志・富田大造	No.19	'82.1
吉田昌弘	No.23	'83.1
長谷川滋・佐藤正人	No.35	'85.10
福代博志	No.37	'86.1
城野治三郎・天野弘也	No.39	'86.7
藤井秀夫	No.41	'87.1
菊地浩一・萬藤博志・栗野純孝	No.42	'87.4
鳥海隆一	No.47	'88.7
山岸 明・真鍋秀志	No.48	'88.10
伊藤六兵衛・岩崎洋二	No.49	'89.1
久保田良司	No.49	'89.1
北 肇夫	No.50	'89.4
久保田良司・古賀 昇	No.50	'89.4
西野盛雄・田中俊雄・矢野 稔	No.50	'89.4
西野盛雄・笠松邦安・山見一馬	No.50	'89.4
土山正己・小笠原保	No.53	'90.1
岩田充一・梶原博通	No.54	'90.4
森谷俊美・金子正緒	No.57	'91.1
岩屋勝司・武山哲郎・大川宗男	No.57	'91.1

尾道～今治ルート

・因島大橋

因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認	
因島大橋ケーブル施工性試験	
因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質	
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	
因島大橋エンドリンクの設計	
因島大橋下部工工事報告	
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	
因島大橋塔工事施工報告	
因島大橋風洞試験	
因島大橋塔の製作	
因島大橋塔の振動観測	
因島大橋ケーブル製作	
因島大橋ケーブル架設	
因島大橋補剛桁架設	
因島大橋と関連区間の概要	
因島大橋上部工工事の回想	
因島大橋関連区間の陸上部工事	
因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定・応力測定・振動測定	
因島大橋の橋面舗装	
因島大橋のケーブル後期工事	
因島大橋アンカレイジ上屋工事報告	
因島大橋の維持管理設備	
点検補修用作業車を利用した因島大橋のメンテナンス	
因島大橋における塗装の維持管理報告	
因島大橋の橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査	
因島大橋塗膜調査	

宮島圭司・村上憲司	No. 3	'78.1
林有一郎・中村 守	No. 5	'78.7
平山純一	No. 7	'79.1
吉川利治・阿部和智	No. 8	'79.4
林有一郎・淵田政信	No. 8	'79.4
竹内覚夫・平山純一	No. 10	'79.10
林有一郎	No. 11	'80.1
竹内覚夫・池田 博	No. 14	'80.10
中村 守・岡野 哲	No. 14	'80.10
松崎 実・池田 博	No. 15	'81・1
松崎 実・池田 博	No. 17	'81.7
香川祐次	No. 18	'81.10
香川祐次・平野信一	No. 20	'82.4
香川祐次・平原伸幸	No. 25	'83.7
松崎 実	No. 29	'84.6
旭 一穂	No. 29	'84.6
越智啓登	No. 29	'84.6
青野 宏	No. 29	'84.6
岸本良孝・小林義弘	No. 29	'84.6
香川祐次	No. 29	'84.6
槇原房之助・池田 博	No. 29	'84.6
第三建設局機械電気課	No. 29	'84.6
高橋 信・平野 茂・末広弘靖	No. 41	'87.1
松井 勉・平野 茂・金子正猪	No. 43	'87.7
松井 勉・平野 茂・金子正猪	No. 44	'87.10
山本紀夫・古屋和彦・杉山剛史	No. 61	'92.1

・生口橋

生口橋の計画と下部工設計	
生口橋接合部実験報告	
生口橋基礎工におけるリバース杭の施工	
生口橋下部工工事（締切～完成）	
生口橋の耐震固定法と支承構造	
生口橋鋼桁の疲労に関する検討	
生口橋主桁接合部の設計・施工	
生口橋PC桁ケーブル定着部の設計	
生口橋の管理用電気通信施設	
生口橋塔独立時の同調液体型制震装置	
生口橋上部工の設計・製作（その1）	
生口橋照明設計	
生口橋上部工の設計・製作（その2）	
生口橋実橋振動実験	

富岡 紘・天野弘也・仁木清貴	No. 44	'87.10
森 邦久・帆足博明・木村一也	No. 49	'89.1
岡田凌太・岡本正美	No. 52	'89.10
山本茂樹・竹本祐造	No. 55	'90.7
山岸一彦・西本 聡	No. 56	'90.10
山岸一彦・矢野保広	No. 57	'91.1
山岸一彦・西本 聡・矢野保広	No. 58	'91.4
山岸一彦・西本 聡・矢野保広	No. 58	'91.4
山中 清	No. 61	'92.1
藤原 亨	No. 62	'92.4
藤原 亨	No. 63	'92.7
山中 清	No. 63	'92.7
藤原 亨	No. 64	'92.10
藤原 亨・玉腰隆史	No. 65	'93.1

・大三島橋

大三島橋下部工工事報告	
大三島橋のコンクリート	
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	
大三島橋と関連区間の概要	
大三島橋関連陸上部工事	
大三島橋架設時の耐風対策	
大三島橋の塗装	
大三島橋の床版と橋面舗装	
大三島橋関連維持管理施設の計画と施工	
大三島橋載荷試験	
大三島橋補剛板の座屈実験	

榎波義幸	No. 1	'77.7
高須賀博一・福本英一郎	No. 6	'78.10
吉川利治・阿部和智	No. 8	'79.4
大島 久	No. 9	'79.7
日高誠一・神野隆義	No. 9	'79.7
山岸一彦	No. 9	'79.7
村上憲司	No. 9	'79.7
山県守・福本英一郎	No. 9	'79.7
第三建設局機械課	No. 9	'79.7
村上憲司	No. 10	'79.10
吉田好孝	No. 12	'80.4

・伯方・大島大橋

伯方・大島大橋岩盤試験	
伯方・大島大橋岩盤試験解析	
伯方・大島大橋の橋梁形式選定	
大島大橋上部工基本設計（その1）	
大島大橋上部工基本設計（その2）	
伯方・大島大橋下部工施工報告	
大島大橋塔の設計製作	
大島大橋塔架設工事	

山懸 守	No. 14	'80.10
井上真三	No. 18	'81.10
岩屋勝司	No. 20	'82.4
山田勝彦・正田伸二	No. 28	'84.4
山田勝彦・正田伸二	No. 30	'84.7
重村公登・高島 豊	No. 35	'85.10
谷中幸和	No. 37	'86.1
谷中幸和・福永 勸	No. 40	'86.10

伯方橋上部工の設計製作
 大島大橋ケーブルストランド架設工事
 伯方・大島大橋の開通
 伯方橋上部工の架設
 大島大橋補剛桁の製作・架設
 大島大橋補剛桁直下吊上げ工法
 大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験
 伯方・大島大橋の橋面舗装
 大島大橋の耐風安定性
 伯方・大島大橋関連の陸上部工事
 伯方・大島大橋維持管理設備
 大島大橋振動実験
 大島大橋の橋体計測

・多々羅大橋

多々羅大橋海峡部地質調査
 多々羅大橋全体耐荷力試験

・来島大橋

来島大橋海峡部地質調査
 来島大橋原位置岩盤試験
 来島大橋山留工試験
 来島大橋の橋梁計画
 来島大橋の耐震設計
 来島大橋設計地盤定数（頒家型風化花崗岩を対象として）
 来島大橋主塔の耐風特性
 来島大橋上部工の耐震性
 来島大橋補剛桁の耐風性

・その他

道路のり面の植生試験
 岩塊を使用した高盛土の施工
 宮窪トンネルの計測管理
 宮窪トンネルの施工
 尾道大橋橋体点検
 尾道大橋塗装工事

海外報告

欧州長大橋視察報告（1）
 欧米長大橋視察報告（2）
 第50回IABSEシンポジウムに参加して
 欧州レーダ対策視察報告
 米国の航行安全に関する調査報告
 Humber 橋訪問記
 オーストラリアの橋梁
 UJNR・橋梁ワークショップの報告
 アメリカ土木学会発表報告
 第6回日中道路交流会議報告
 北欧5カ国の国際橋梁会議“Bridge88”
 第11回IRF世界道路会議報告
 米国長大橋の維持管理
 ヨーロッパの長大橋調査－橋梁計画と景観設計について
 ロマプリータ地震調査報告
 イラン国際橋梁会議報告
 ノルマンディー橋の近郊
 第二回海峡横断国際シンポジウム
 ホンデュラス国を訪ねて
 平成2年度海外調査団報告
 中国への橋梁技術協力
 チュニジアを訪ねて
 米国の道路関連事業に関する調査報告
 IABSE出張報告
 ネパールでの基本計画調査報告
 中国の幹線道路計画
 トルコでの有料道路セミナー報告

谷中幸和・越智節雄……………No.40 '86.10
 平野信一・平塚義久……………No.44 '87.10
 小川英信……………No.46 '88.4
 越智節雄……………No.46 '88.4
 福井幸夫・平野信一……………No.46 '88.4
 平野信一……………No.46 '88.4
 谷中幸和・福永 勲……………No.46 '88.4
 日高裕司……………No.46 '88.4
 平塚義久……………No.46 '88.4
 高嶋 勉……………No.46 '88.4
 吉本正徳・末宗仁吉……………No.46 '88.4
 平塚義久……………No.48 '88.10
 栗原敏広……………No.64 '92.10

山本茂樹・小野下武・岡本正美……………No.61 '92.1
 藤井裕司・鳥海隆一……………No.65 '93.1

加島延行……………No.54 '90.4
 毛利徳成・下村 稔・野間俊男……………No.55 '90.7
 白石哲磨・平井良樹・井上仲男……………No.55 '90.7
 片山英二・藤井裕司・荻原勝也……………No.56 '90.10
 山田勝彦・福永 勲……………No.57 '91.1
 山田勝彦・福永 勲……………No.58 '91.4
 大橋治一・楠原栄樹……………No.59 '91.7
 大橋治一・中村哲也……………No.62 '92.4
 大橋治一……………No.65 '93.1

重村公登……………No.3 '78.1
 楨原房之助・山中鷹志・芥川省三……………No.17 '81.7
 有田 稔・中村富二夫・平塚義久……………No.38 '86.4
 有田 稔・中村富二夫・平塚義久……………No.42 '87.4
 上原靖規・杉山剛史……………No.53 '90.1
 上原靖規・古屋和彦・杉山剛史……………No.61 '92.1

多田安夫・松崎 実……………No.8 '79.4
 多田安夫……………No.10 '79.10
 旭 一穂……………No.11 '80.1
 北風 潔……………No.13 '80.7
 小川英信……………No.16 '81.4
 奥川淳志……………No.24 '83.4
 辰巳正明・山懸 守……………No.27 '84・1
 秋山晴樹……………No.48 '88.10
 辰巳正明……………No.49 '89.1
 山根哲雄……………No.50 '89.4
 加島 聰……………No.51 '89.7
 飯島武明・秦 健作……………No.52 '89.10
 藤井秀夫……………No.53 '90.1
 馬場賢三・吉田好孝・原崎郁夫……………No.54 '90.4
 辰巳正明……………No.55 '90.7
 北川 信……………No.55 '90.7
 奥川淳志・原崎郁夫……………No.56 '90.10
 吉田 修……………No.56 '90.10
 有田 稔……………No.57 '91.1
 高木 浩……………No.58 '91.4
 田島照義……………No.59 '91.7
 森谷俊美……………No.60 '91.10
 谷中幸和……………No.61 '92.1
 松本弘輝……………No.62 '92.4
 山縣 守……………No.63 '92.7
 毛利徳成……………No.64 '92.10
 吉川章三……………No.65 '93.1

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3年 5月
測量・調査・設計等共通仕様書	平成3年 5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	昭和58年 1月
の一例	
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

*設計基準類(上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成元年 4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年 3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年 4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(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	平成元年 4月
鍛造鋼品製作基準・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ッジ設計要領(案)・同解説		昭和55年 3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案)		平成2年 8月

[付属資料]

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

※表紙右上記号(ISSN0912-6953)説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	山口 浩 二			
編集委員	阿部 明 弘	大 廣 始		
	加 島 延 行	古 村 学		
	鈴 木 周 一	長 尾 日出男		
	永 田 孝 夫	中 尾 信 幸		
	中 尾 洋 一	長 野 節 夫		
	野 作 哲 弘	日 里 正 夫		
	平 原 伸 幸	平 野 茂		
	星 野 剛	帆 足 博 明		
	松 本 毅	宮 口 典 博		
	南 竹 悦 男	山 岸 一 彦		
	吉 川 章 三			
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第65号

発行 平成5年1月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話03(3555)8361

発行者 井 上 義 光

制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

