ISSN 0912-6953

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.20 No.77 '96.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

# 本四技報　第77号　目次

Contents Honshi Technical Report No.77


子規に想う……副総裁　藤川寛之… 1
Thought from Shiki

鋼橋における固定支承の地震時の挙動と支点部補強…設計部　設計第二課長　樋口康三… 2
Behavior of Fixed Bearings at an Earthquake and Strengthening of the Support for Steel Bridges　設計部　設計第二課長代理　大橋治一

兵庫県南部地震による明石海峡大橋の修正設計……第一建設局　垂水工事事務所　所長　保田雅彦… 9
Correction Design of Akashi Kaikyo Bridge to South Hyogo Earthquake　第一建設局　垂水工事事務所　技術課長　大江慎一　第一建設局　垂水工事事務所　第二工事長　河口浩二

瀬戸中央自動車道の開通以来の交通量動静分析……第三建設局　今治工事事務所　副所長　岡田凌太…19
Network Analysis of Traffic Volume Trend after Opening of Seto-Chuo Expressway　日本道路公団　津山工事事務所　工務課長　宮下正之

瀬戸中央自動車における雪永予測の改良……第二管理局　道路維持課長　大居敏彦…24
Improvement of Forecast Method of Ice and Snow on Seto-Chuo Express way　第二管理局　道路維持課長代理　大麻毅

ボルト締付試験報告……第二管理局　橋梁技術課長　奥田基…31
Test on Relaxation of Bolt Fastening　第二管理局　橋梁技術課　矢野賢晃　第三建設局　維持課長代理　末廣弘靖

多々羅大橋の大型風洞試験(第一報)……設計部　設計第一課長　北川信…38
Study on Large Scale Wind Tunnel Test of Tatara Bridge　設計部　設計第一課長代理　鳥海隆一　設計部　設計第一課　勝地弘

新チョルテカ橋基本設計調査(ホンジェラス)……第三建設局　向島工事事務所　副所長　岡本泰臣…43
Basic Design Study of New Bridge in Choluteca (Honduras)

技術ニュース……46
The Latest Information

文献紹介……48
Related Technical Reports in other Publications


本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

## 本四技報　第78号(8.4) 掲載予定

・鋼床版の初期不整圧縮強度
・兵庫県南部地震の明石海峡大橋基礎への影響
・明石海峡大橋塔の架設
・高力ボルトの緩み確認へのアプローチ
・吊橋エンドリンクの精密点検
・瀬戸中央自動車道鴻ノ池SAの改良

※　本四技報掲載予定は変更する場合もあります。

# 神戸～鳴門ルート

**Kobe-Naruto Route**

明石海峡大橋全景（神戸側陸上部から淡路島を望む）　（7年12月22日）

**Akashi Kaikyo Bridge (Awaji Island viewed from Kobe side)**　**December 22, 1995**

松帆高架橋工事（PC）（明石海峡側から淡路島を望む）　（7年12月22日）

**Matsuho Viaduot Work (PC) (Awaji Island viewed from Akashi Kaikyo side)**　**December 22, 1995**

# 神戸～鳴門ルート

**Kobe-Naruto Route**

舞子トンネル北工事
［神戸側陸上部］
（7年12月22日）
**Maiko Tunnel North Work**
**(Kobe side)**
**December 22, 1995**

茶間川橋上部工工事(RCアーチ)
［淡路島側陸上部］
**Chamagawa Bridge Superstructure Work**
**(RC arch) (Awaji side)**
（7年12月29日）
**December 29, 1995**

土佐泊浦高架橋下部工II期(その2)工事（7年12月14日）
［鳴門側四車線化区間］
**Tosatomariura Viaduct Substructure Work Phase II (Part2)**
**(4-lane rennovation portion on Naruto side)**
**December 14, 1995**

多々羅大橋　２Ｐ塔下部大ブロック架設状況　(7年12月20日)
**Tatara Bridge — Large block Erection Work of Lower part of 2P Tower** **December 20, 1995**

多々羅大橋　２Ｐ塔下部大ブロック架設直後　(7年12月20日)
**Tatara Bridge — Finishing Large block Erection of Lower part of 2P Tower** **December 20, 1995**

# 尾道～今治ルート

**Onomichi-Imabari Route**

来島大橋　平成７年10月16日に４Ａコンクリート打設完了、12月８日に主塔架設の最後となる２Ｐが完了主塔、手前より１Ａ、２Ｐ、３Ｐ、４Ａ、５Ｐ、６Ｐ、８Ｐ、９Ｐ　（7年12月8日）

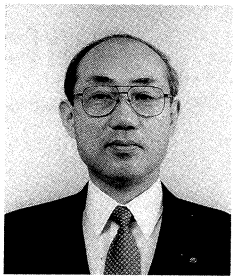
**Kurushima Bridge — 4A Concrete Work was finished on October 16, 1995: 2P Tower was completed on December 8, 1995, which was the last work of tower erection; from front to back, 1A 2P, 3P, 4A, 5P, 6P, 7A, 8P, 9P**　**December 8, 1995**

来島大橋　馬島島内工事状況　（7年12月11日）

**Kurushima Bridge — Construction Works in Umashima Island**　**December 11, 1995**

# 子規に想う

**Thought from Shiki**



副総裁　藤川寛之
Hiroyuki Fujikawa

昭和54年から昭和57年まで松山で勤務する機会を得たが、それまで正岡子規についてはほとんど何も知らなかったといってよかった。司馬遼太郎の「坂の上の雲」で、子規が秋山真之の同郷の子供時代からの親しい友人であったこと、夏目漱石と親交のあったこと、近代俳句への改革を進め俳聖といわれた人であるということくらいの知識しかなかった。

松山は市内のあちこちに俳句の投稿ポストが見受けられるなど、昔から俳句の盛んなところである。それだけに子規は偉大な存在であり、市民の思いも大きかったようで、昭和56年に道後に素晴らしい子規記念博物館がオープンした。この記念博物館で子規の生きざまのすごさを初めて知ることとなった。

子規は35才で没しており、その生涯はほんとうに短く、喀血後は病気との長い闘いで寝たきりの期間が長かったにもかかわらず、その活動は独創的で革新的で広範で巨大な仕事を残しており、死の直前までひたむきに筆をとりつづけたその情熱のすごさに大いに心打たれるものがあった。

その後、仕事の忙しさのなかで子規のことに接することが少なかったが、今年になって子規記念博物館館長の和田茂樹先生の講演を聞くチャンスを得たり、大岡信の「正岡子規—五つの入り口」を読み、さらに一層子規の大きさを実感することとなった。

子規の豊富な知識は子供時代の教育によるようで、藩の儒者であった祖父の大原観山の私塾で儒学を学び漢文の素読を教えられたが、当時から「双葉からの香しさ」を見せていたという。松山中学校に入学してすぐに小学校時代の友人5人と漢詩を作る同親会を結成して詩会をひらき、「五友雑誌」を編集している。当時は手で筆写し美濃半紙を二つ折りにして十数葉綴りあわせたものであったというから、若い頃からそのひたむきな創作意欲の大きさをしることができる。

17才、立身出世の夢を抱いて上京し大学予備門に進学するが、しだいに文学への道をたどるようになる。夏休みには松山に帰省して、中学生だった虚子や碧梧桐などと「競吟（せりぎん）」をやっていたが、この競り吟は題をだして同時になるべく速くたくさんの句をつくって競うもので、これを一夏に何回もやっていたというから大変な修練であったようである。子規がグループのリーダーとして友人や後輩と熱心に活動していたことが分かる。この競吟は物を見ていないとできない競技で、後に子規たちが俳句の基本とした「写生」の根本となったようである。

24才ごろから俳句分類に、俳句の革新に、執筆に熱中して取り組んでいる。子規の俳句革新運動は、ことばの遊びを楽しむ俳句を月並調と排撃して、写実、写生による俳句の方が一瞬の感動をつたえる文学として優れているという写生俳句論を主張した。

28才で従軍記者となって大連に向かうが、無理がたたって帰国の船中で喀血する。それからの子規の病床の日々の苦痛をのりこえての生きざまがものすごい。

29才で脊椎カリエスのため歩行困難となり寝たっきりになる。しかし独創的革新者としての情熱はさらに高まっていき、俳句ばかりではなく短歌についても日常身辺に広く題材を求め自由なことばで詠まなければならないと熱心に説いている。

子規はグループ活動にも熱心で、子規庵には多くの仲間が集まって歌会を開き、みんなでお互いに批評し切磋琢磨しながら革新の実践を指導している。

32才頃からは病状が悪化し寝返りも困難となっていくが、文学革新に取り組む情熱は文筆に、写生に、グループ活動にさらに高まっていくように見え、前に前にと進んでいく気力は失われていない。35才で「病状六尺」を新聞「日本」に連載し死の2日前まで書き続けている。子規は短い生涯ではあったが大変な情熱をもち続け、その間にやりとげた「古いものの革新と新しい考え方の創造」という彼の仕事の巨大さ偉大さはものすごいものがある。

大岡信は「彼は自分の関心のおもむくままに大きな対象に向かってひたすら自分の持てる限りの力を尽くして取り組みました。要は初めに何かをしとげようと思い立つことであり、そう思い立ったら対象として眼中に入ってくるものに対しては、何事であれ実直に丁寧に惚れてつきあうことではないでしょうか」といっているが、まさに同感である。

子規が巨大な仕事をなしえたのも、古い文化、文学、歴史、漢文などを子供の頃から熱心に学び豊富な知識をもっていたことと、いつまでも好奇心とひたむきに取り組む情熱を失わなかったからであろう。

これからの本四公団の課題として長大橋の技術の将来への継承・高度化がある。これまで本四公団が培ってきた広範な豊富な技術を踏まえ「革新」「新しい創造」に向けてさらに一層取り組んでいくことが必要である。子規に学ぶことは多い。

# 鋼橋における固定支承の地震時の挙動と支点部補強

**Behavior of Fixed Bearings at an Earthquake and Strengthening of the Support for Steel Bridges**


設　計　部　設計第二課長　樋口康三
Kozo Higuchi

設　計　部　設計第二課長代理　大橋治一
Harukazu Ohashi

概　要

兵庫県南部地震では、淡路島内の高架橋においては、金属支承の破損および主桁の支承との取合い部に局部座屈等の損傷が発生した。主な被害状況は、ピン固定支承のセットボルトの破断、ソールプレート溶接部の亀裂、主桁フランジとウェブの溶接部の破断およびウェブの局部座屈である。復旧仕様では、今後新設される橋梁には原則としてゴム支承を使用することを規定しているが、既存の橋梁には鋼製支承を使用している橋梁が多いこと及びゴム支承で対応できないような場合を想定して、金属支承を用いた場合の支点部の耐震補強方法を検討しておく必要がある。本文は、上記の損傷原因を3次元弾性FEM解析上から説明するとともに、今後、このような損傷を防止するために耐震補強方法を提案したものである。

The Hyogo-Nanbu Earthquake caused a fracture of metal bearings and the local buckling of girder bridges in the Honshu-Shikoku Expressways in Awaji island. Major damages are breakage of setbolts for fixed bearings whereas for the main girders, breakage of welds between soleplates and bearing, breakage of flanges and local buckling of webs. According to the Tentative Design Specification for the Restoration of Damaged Bridges by Hyogo Nanbu Earthquake, an elastomeric bearing shall be used for newly constructed bridges. However still there are many bridges with metal bearings and some cases at which elastomeric bearings can not be applicable, it is necessary to study the strengthening details as a preventive measure. This paper describes the cause of the failure by finite element analysis and the strengthening measures.


## 1．まえがき

平成7年1月17日午前5時45分に発生した兵庫県南部地震は、震源地を明石海峡とするマグニチュード7.2の直下型地震であった。本地震は、阪神高速道路の高架橋等に大きな被害をもたらしたが、幸い、本四道路の損傷は軽微であった。

本四道路の淡路島内高架橋の一部には、鋼桁部のピン固定支承の破損および主桁の支承との取合い部に局部座屈等の損傷が発生した。ピン固定支承の損傷はセットボルトの破断等であったが、主桁の支承との取合い部には、ソールプレート溶接部の亀裂、主桁下フランジとウェブの溶接部の破断およびウェブの局部座屈が生じた。

震災後、緊急に制定された復旧仕様[1]では、今後新設される橋梁においては原則としてゴム支承を使用することとしている。しかし、既存橋梁の多くが金属支承を使用していることやゴム支承で対応できない大きな反力に対しては、金属支承を用いざるを得ず、このような場合の支点部の耐震補強方法を検討しておく必要がある。

本文は、先ず上記の損傷について解析的に検討を加え、さらに、このような損傷を防止するための支点部の耐震補強方法を提案するものである。

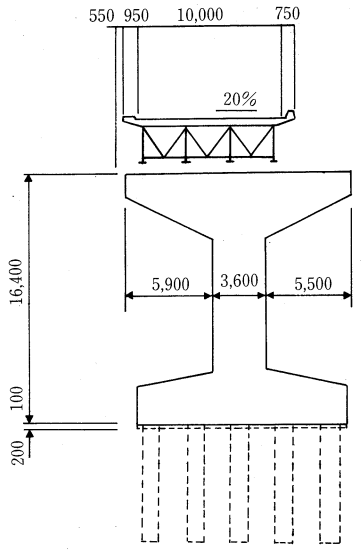
## 2．地震による支承部の損傷状況

地震により損傷を受けた主な橋梁は淡路島内で供用中の中田川橋（3径間連続プレートガーダー）、大日川橋（3径間連続プレートガーダー）および新川橋（2径間連続箱桁）の3橋である。これらの損傷を**表−1**に示すが、支点

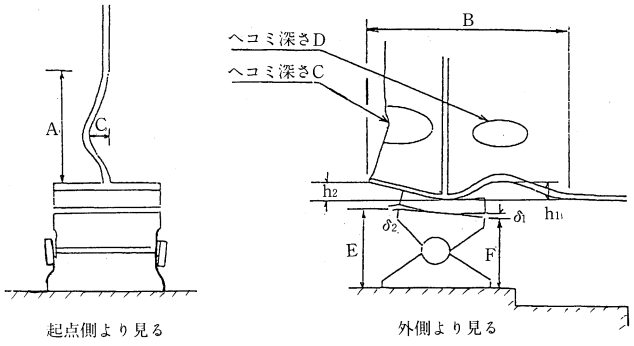
**表−1　兵庫県南部地震による本四道路の損傷状況（鋼橋）**

**Tab.1　Damage of Honshu-Shikoku Expressways by Southern Hyogo Earthquake (steel bridges)**

| 橋梁名 | 被災箇所 | | 変状内容 |
|---|---|---|---|
| 中田川橋（鋼3径間連続非合成鈑桁） | 上り線 | 1A（可動支承部） | 支　承…移動機能喪失 |
| | | | 伸縮装置…伸機能喪失 |
| | | | 落橋防止装置…伸機能喪失 |
| | | 4A（固定支承部） | 主　桁…ウエブ・下フランジ変形 |
| | | | 支　承…回転機能喪失 |
| 大日川橋（上り線…鋼3径間連続非合成鈑桁）（下り線…鋼2径間連続非合成鈑桁） | 上り線 | 22 Pa（固定支承部） | 主　桁…ウエブ・下フランジ変形 |
| | | | 支　承…回転機能喪失 |
| | | 23・24 Pa（可動支承部） | 主桁と取付部材との溶接部の亀裂 |
| | 下り線 | 25 Pb（可動支承部） | 主桁と取付部材との溶接部の亀裂 |
| 新川橋（上下線…鋼2径間連続非合成箱桁） | 上り線下り線 | 38 Pa（固定支承部）40 Pb（固定支承部） | 主　桁…下フランジ変形 |
| | | | 垂直補剛材…変形 |
| | | | 支　承…ソールプレート変形 |




図—1　大日川橋の代表的な横断面図
**Fig.1　Typical cross section of Dainichigawa Bridge**




(単位：mm)

| 主桁No. | A | B | C | D | E | F | $h_1$ | $h_2$ | $\delta_1$ | $\delta_2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G1 | 450 | 803 | 92 | 22 | 600 | 552 | 2.0 | 48.0 | 4.5 | 2.0 |
| G2 | 460 | 845 | 85 | 25 | 595 | 538 | 11.0 | 41.0 | 7.5 | 4.5 |
| G3 | 490 | 845 | 89 | 24 | 600 | 544 | 14.0 | 44.0 | 10.0 | 8.5 |
| G4 | 450 | 820 | −101 | −22 | 585 | 535 | 14.0 | 48.0 | 6.5 | 3.5 |

図—2　大日川橋の支承部変形状況
**Fig.2　Deformation around bearing of Dainichigawa Bridge**

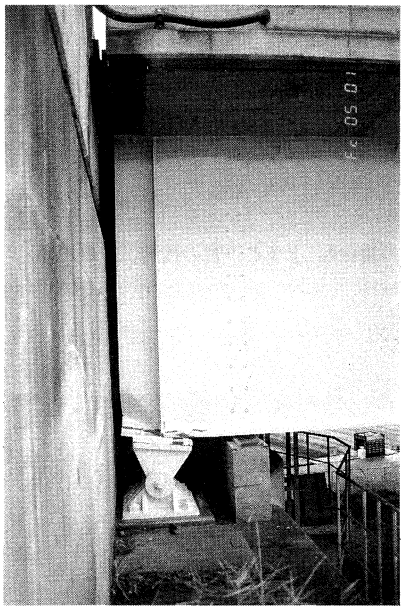
部の損傷状況は類似していることがわかる。一例として大日川橋に関して損傷状況を述べると次のとおりである。

大日川橋は、昭和60年6月に上り線のみ暫定供用した桁高2.6mの4主桁の3径間連続プレートガーダー橋(44.6m+38m+52m=134.6m)である。基礎は全て杭基礎、橋脚は最大高16.4mのT型橋脚である(**図—1**)。橋軸方向の支点条件は、起点寄りから固定、可動、可動、可動であり、固定支承にはピン支承、可動支承にはピン・ローラー支承を用いている。設計水平震度は0.24である。主な使用鋼材はSM490Yである。固定支承の支点部には鉛直補剛材はあるが、平成2年制定の道路橋示方書(V．耐震設計編)[2]に示されている耐震補強リブは設けられていない。またソールプレートは、脚長8mmのすみ肉溶接で主桁下フランジに全周溶接されている。支承反力を**表—2**に示す。

表—2　鉛直反力(大日川橋)
**Tab.2　Vertical reaction (Dainichigawa Bridge)**

(単位：tonf)

| 橋　脚 | G4桁 | G3桁 |
|---|---|---|
| 22P (Fix) | 87.6 | 64.6 |
| 23P (Mov) | 185.0 | 150.7 |
| 24P (Mov) | 212.3 | 177.4 |
| 1A (Mov) | 102.1 | 75.7 |
| 合　計 | 587.0 | 468.4 |

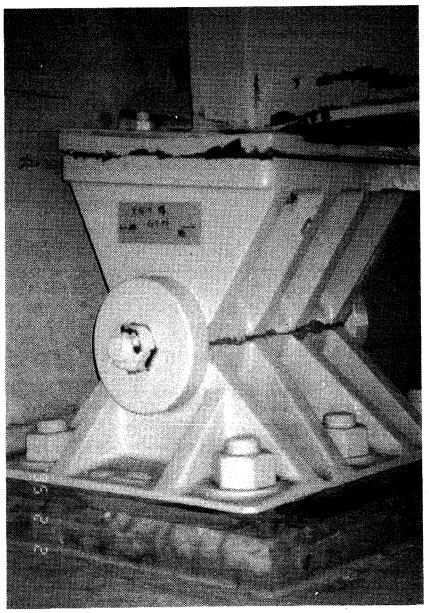


写真—1　固定支承部の損傷状況(大日川橋)
**Photo.1　Damage around fixed bearing (Dainichigawa Bridge)**

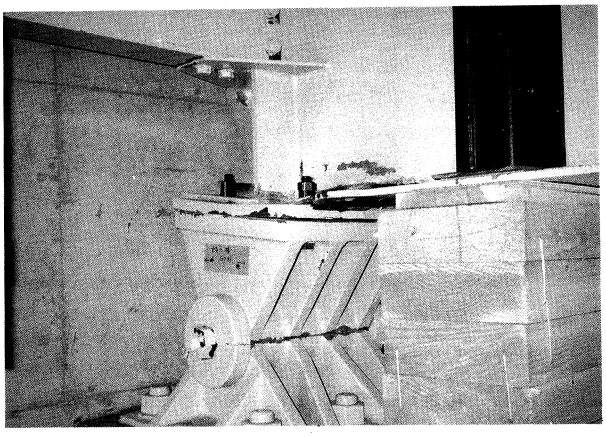
固定支承および主桁の支点部の損傷状況は以下のとおりである(**写真—1**)。また、地震後の主桁の変形を測定した結果を**図—2**に示す。

①ピン部に設けられた隙間を超える回転変位が生じて上沓と下沓が接触した(**写真—2**)。
②主桁ウェブに局部座屈が生じた。
③主桁下フランジに局部曲げ変形が生じた(**写真—3**)。
④下フランジとウェブの溶接部が破断した(**写真—4**)。
⑤ソールプレートに曲げ変形が生じた。また、下フランジとソールプレートとのすみ肉溶接部に亀裂が生じた(**写真—4**)。
⑥セットボルトがネジ部近傍で破断した(**写真—5**)。
⑦主桁ウェブの対傾構ガセットの高力ボルトが滑りを起こした形跡がみられる(**写真—6**)。
⑧アンカーボルトおよび沓座コンクリートに変状はみられなかった。

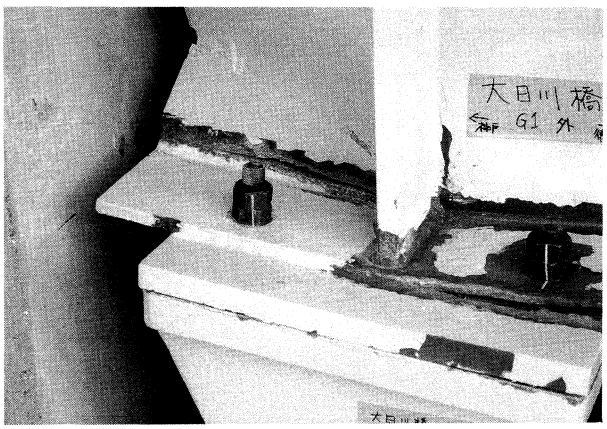
以上のような損傷が生じた主な原因は次のように考えられる。すなわち、地震力のような水平荷重が作用した場合、従来、ピン固定支承に作用する力は水平力と鉛直



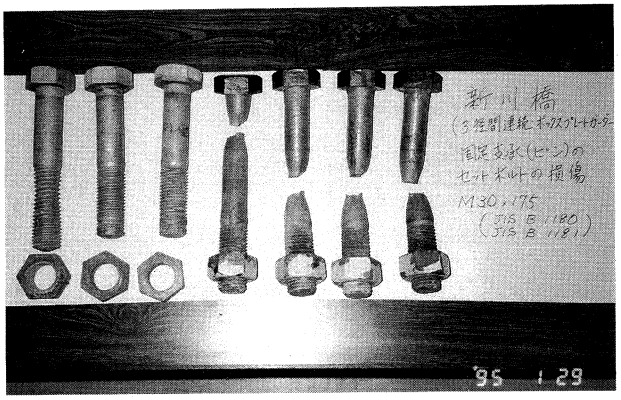
写真—2　上沓と下沓の接触（大日川橋）
**Photo.2　Contact of upper and lower bearings (Dainichigawa Bridge)**



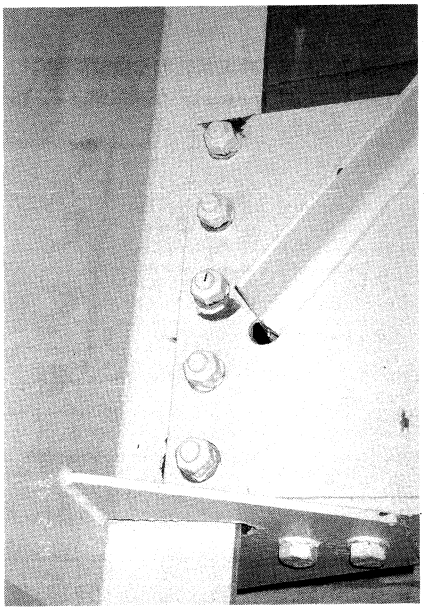
写真—3　主桁下フランジの局部曲げ変形（大日川橋）
**Photo.3　Local flexural deformation of lower flange of main girder (Dainichigawa Bridge)**




写真—4　主桁ウェブと下フランジ溶接部の破断（大日川橋）
**Photo.4　Fracture of welding of web and lower flange of main girder (Dinichigawa Bridge)**




写真—5　セットボルトの破断（大日川橋）
**Photo.5　Fracture of setbolts (Dainichigawa Bridge)**

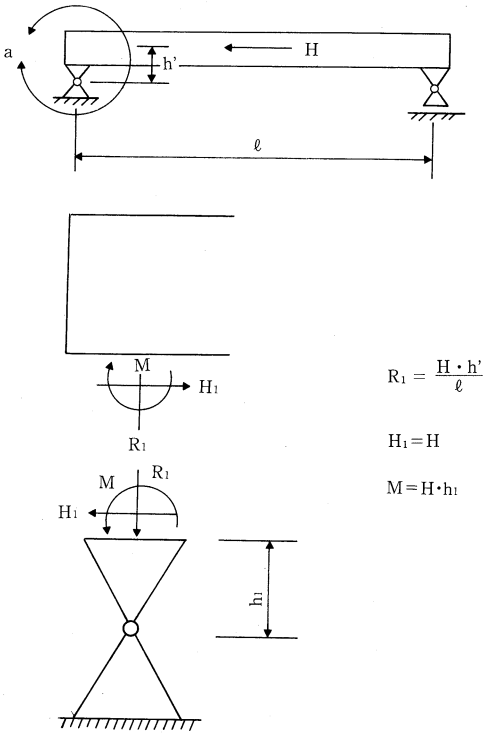


写真—6　対傾構の取合い部（大日川橋）
**Photo.6　Bracing (Dainichigawa Bridge)**

力のみとみなし、支承部の設計が行われてきた。しかしながら、**図—3** に示すように、実際は水平力の作用線はピン部を通らず偏心しており、支承部には曲げモーメント $M=H\cdot h_1$ が作用する。この曲げモーメント M は、上沓の高さ $h_1$ が低い場合、あるいは、水平力 H が小さい場合は設計上無視し得るが、$h_1$、H が大きい場合は無視できなくなる。今回の損傷は、この曲げモーメントによって生じたものと考えられる。

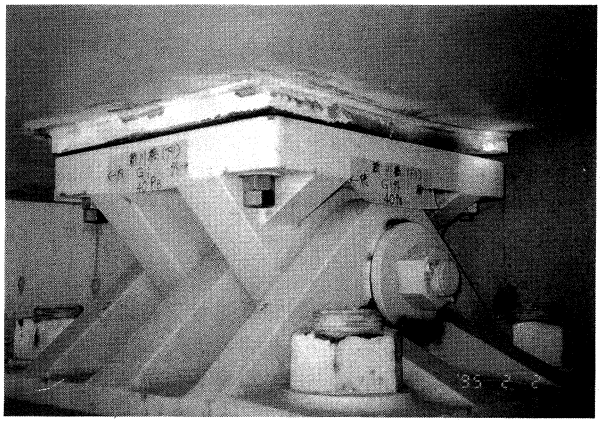
また、**写真—2** にみるように、支承の回転可能角度が小さい場合には上沓と下沓が接触し回転できなくなっているものもある。ただし、**写真—7、8** に示すように回転が可能な支承の場合にも上記と同様な損傷が生じており、したがって、これらの損傷は必ずしも上沓と下沓の接触によって生じたものとは言えない。

なお、近年ソールプレート前面のすみ肉溶接部に疲労亀裂が生じた事例が報告[3),4)] されているが、活荷重等によって生じる水平力に起因している可能性も否定できない。



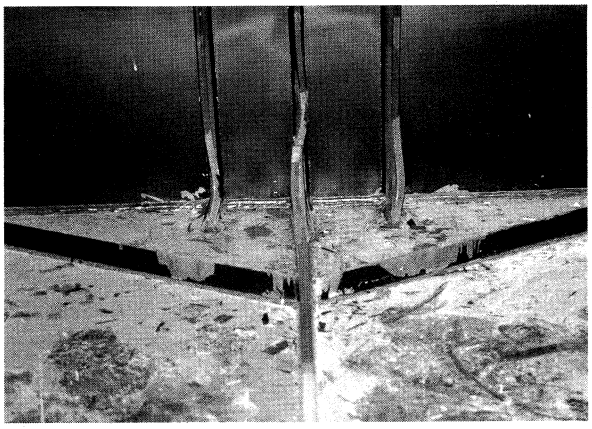

図—3　支点部に作用する力の釣合い

**Fig.3　Balance of force acting on bearing**



写真—7　新川橋の支承部の損傷状況

**Photo.7　Damage around bearing of Shinkawa Bridge**



写真—8　箱桁の支点部（内面）の損傷（新川橋）

**Photo.8　Damage around of bearing of box girder (interior) (Shinkawa Bridge)**

## 3．水平力作用時の支点部近傍の応力解析

大日川橋のピン固定支承の地震時の挙動とそれによる主桁の変形を推定するために、3次元弾性FEM解析を行った。

### 3.1　解析モデルおよび荷重

解析の対象は大日川橋外桁のピン固定支承近傍とした。モデル化は端支点から最初の中間対傾構までとし、モデル端には仮支点を設け、回転および水平移動は可動とした。解析モデルには主桁、水平・鉛直補剛材、支点上鉛直補剛材、ソールプレートを正確にモデル化したが、床版・舗装等は無視した。また、ピン固定支承は剛な棒要素を用いてモデル化した。その他の使用要素は四角形シェル要素である。

地震時にピン固定支承がどのように挙動したかを推定する場合、解析上の支点条件の与え方が問題となる。すなわち、ピンの回転が機能したと考える場合、ピンの回転機能が発揮されなかったと考える場合、回転可能量を超えた以降に回転が拘束されたと考える場合、そして、支承・主桁の接合部が破断したと考える場合がある。そこで、支承との連結を半分としたモデルを考え、地震時の実橋の挙動を推定した。

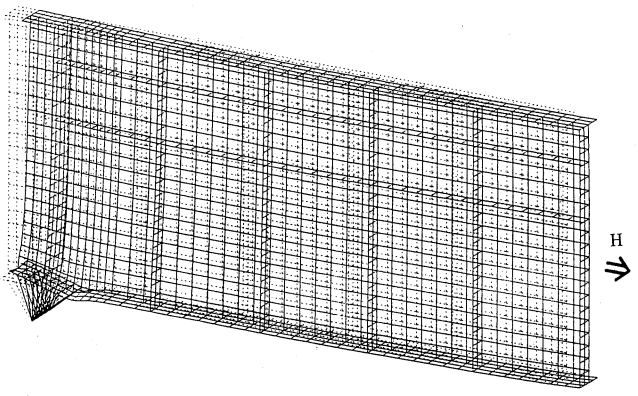
作用荷重としては、設計水平震度の2倍の水平力(260 tonf)のみを可動支承の方向に、モデルの端部に均等載荷した。

### 3.2　解析結果

(1)　ピンが回転するとした場合

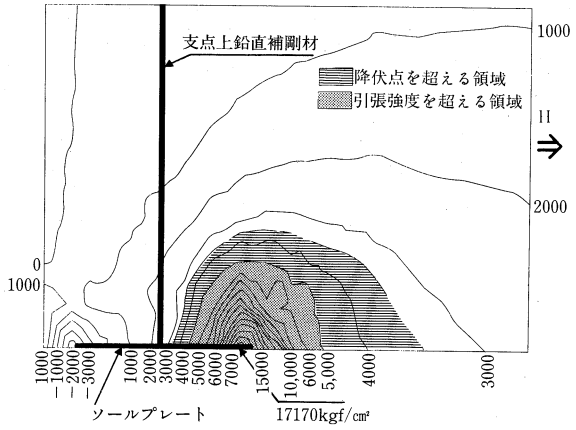
水平荷重が作用した時の変形図を図—4に示す。この変形図からわかるように、地震後の実橋の座屈モードと非常に良く一致している。支点部には、支承の剛体的な回転により大きな曲げ変形が生じている。また支点上鉛直補剛材は面外に変形している。

また、解析より得られた支承の回転角は約0.7°であった。支承の回転可能角度は5.7°であることから、ウェブ



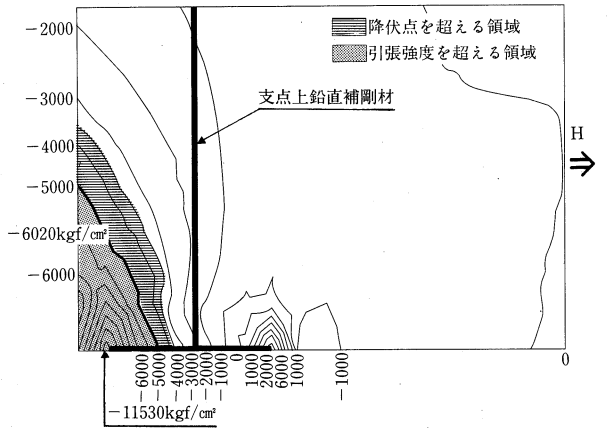

図—4　無補強時の変形図（Kh＝0.46）

**Fig.4　Deformation diagram for non-reinforcement (Kh＝0.46)**




図—5 (a) 無補強時の最大主応力コンター図 (Kh＝0.46)

**Fig.5(a) Major principal stress diagram for non-reinforcement (Kh=0.46)**




図—5 (b) 無補強時の最大主応力コンター図 (Kh＝0.46)

**Fig.5(b) Major principal stress diagram for non-reinforcement (Kh=0.46)**

の局部座屈および下フランジの曲げ変形が生じた結果として、上沓と下沓が接触したものと考えられる。

図—5 (a)(b)は最大主応力のコンター図を示すが、支間中央側の支承端付近のウェブには引張強度を越える高い引張応力域が広範囲にみられる。また、桁端側の支承端ウェブにも同様に引張強度を越える圧縮応力域が存在する。

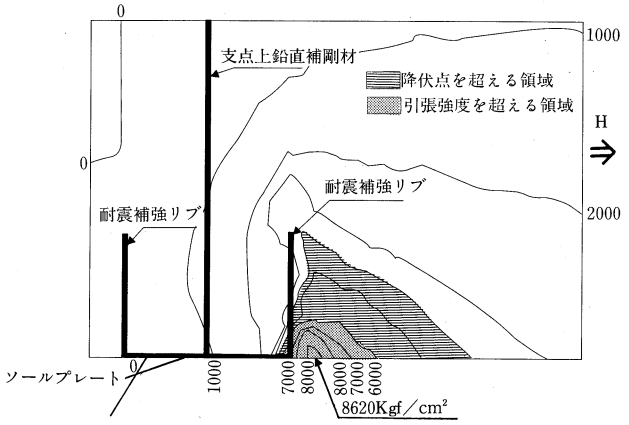
(2) ピンが回転しないとした場合

この場合は支承が回転変位を生じず、ソールプレート位置の曲げモーメントは小さくなる。ただし、ピン部には固定端モーメントが作用することになるので、アンカーボルトおよび沓座コンクリート等に問題を引起こすことが考えられる。

## 4．支点部の耐震補強解析

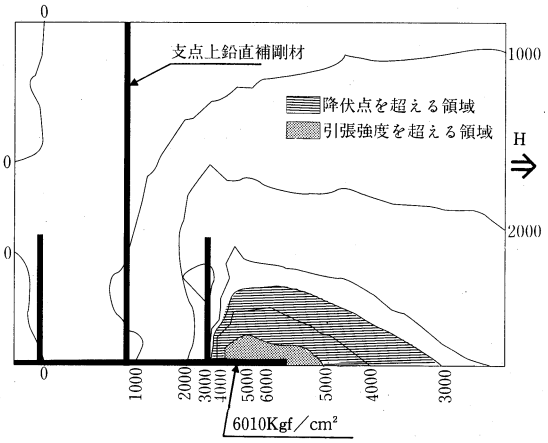
前述の解析により、支点部の主桁ウェブは、主桁の支点部に生じる曲げモーメントに抵抗できるとともに、支承端部での剛性の急変により主桁の支点部近傍に生じる応力集中および局部曲げ変形を緩和させる必要があることが示された。

そこで、これらに有効と考えられる補強リブとソールプレートについてその効果を解析的に検討した。




図—6 耐震補強リブ2本設置した場合の最大主応力コンター図(Kh＝0.46)

**Fig.6 Major principal stress diagram for two stiffeners (Kh=0.46)**




図—7 耐震補強リブ２本設置およびソールプレートを延長した場合の最大主応力コンター図 (Kh＝0.46)

**Fig.7 Major principal stress diagram for two stiffeners and extended soleplate (Kh=0.46)**

### 4.1 金属支承における耐震補強リブおよびソールプレートの効果

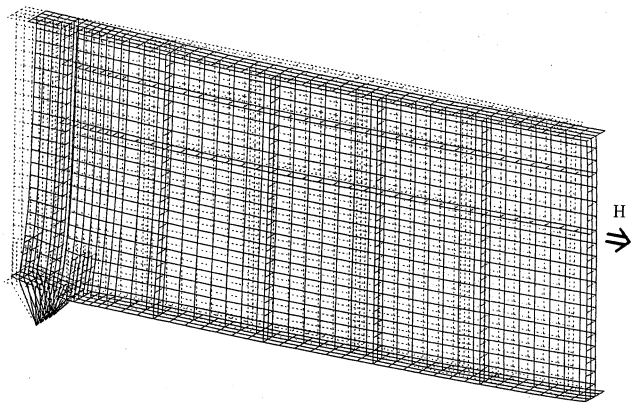
補強リブを支承端直上に２本配置した場合の最大主応力図を図—6 に示す。この結果、無補強の場合に比べて大幅に応力緩和されたが、主桁の支点部近傍には支承端部での剛性の急変により高い応力が発生することがわかった。

次に、補強リブの設置に加えて、ソールプレートを支承端から延長した。その結果を図—7 に示すが、主桁下フランジの曲げ剛性の急変が若干緩和され、応力低減にも効果があるが、大幅な改善には至っていないことがわかる。

そこで、局部曲げ変形を抑えるために、最大主応力の発生位置に補強リブを追加した。その結果、図—8 に示すように、追加補強リブにより応力集中が大幅に緩和されたが、最大主応力の発生位置が支間中央側に移動した。最小主応力は、図—9 に示すように、桁端側に応力の高い領域があるが、その大きさは十分低く問題となる値ではない。

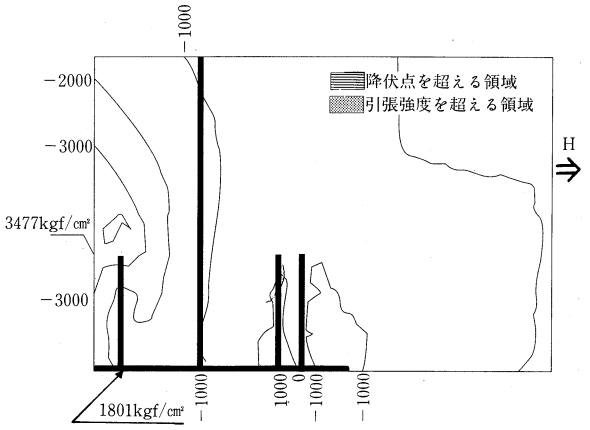
なお、追加補強リブをソールプレート先端位置に付けた場合について解析したが、前者よりも効果が低い結果となった。

以上の解析結果は設計水平震度の約2倍の水平力を用



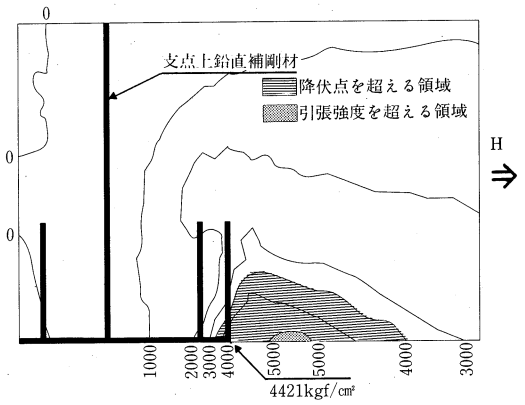

図—8(a) 耐震補強リブ3本設置およびソールプレートを延長した場合の変形図 (Kh＝0.46)

**Fig.8(a) Deformation diagram for three stiffeners and extended soleplate (Kh＝0.46)**



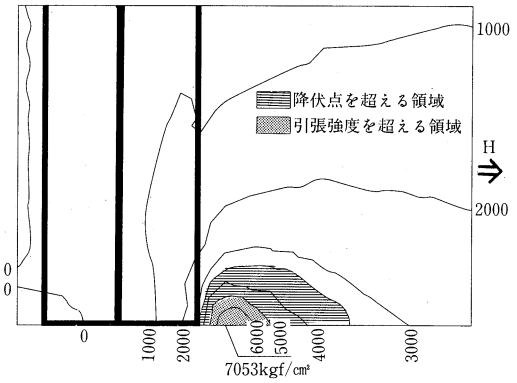

図—9 耐震補強リブ3本設置およびソールプレートを延長した場合の最小主応力コンター図

**Fig.9 Minor principal stress diagram for three stiffeners and extended soleplate**



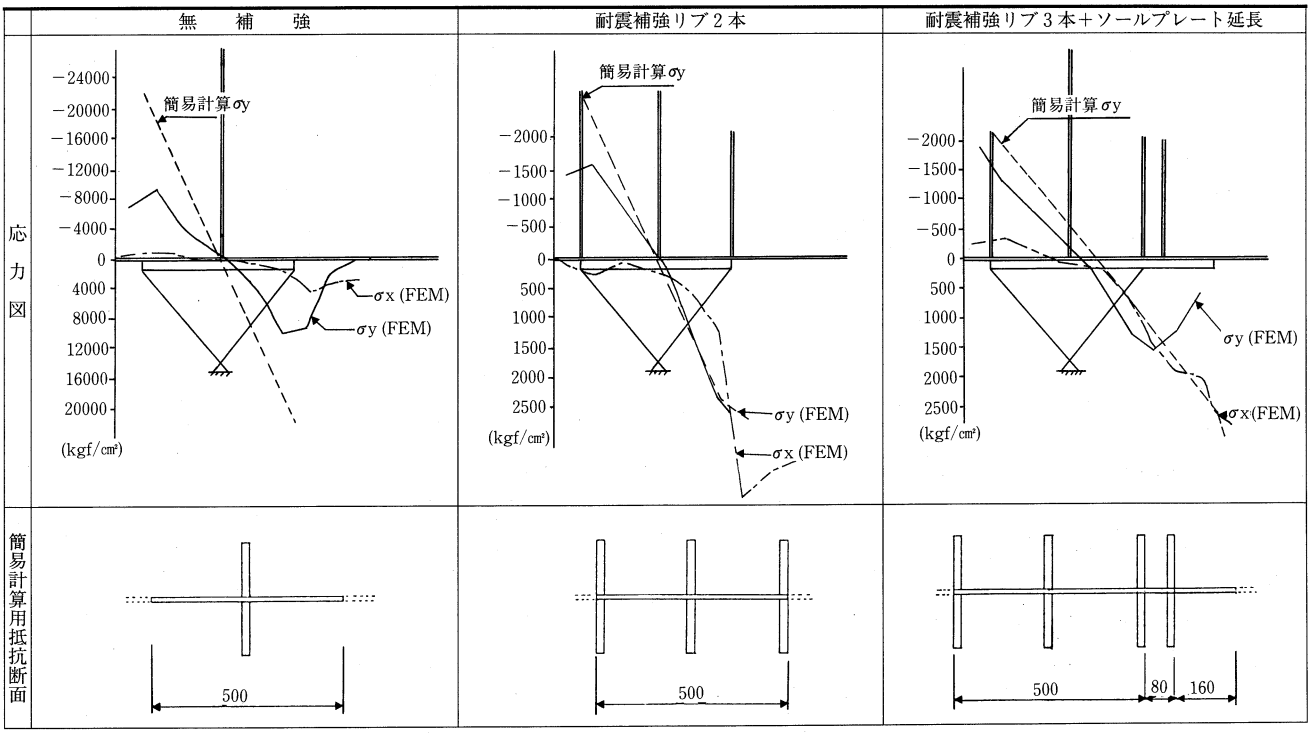

図—8(b) 耐震補強リブ3本設置およびソールプレートを延長した場合の最大主応力コンター図 (Kh＝0.46)

**Fig.8(b) Major principal stress diagram for three stiffeners and extended soleplate (Kh＝0.46)**



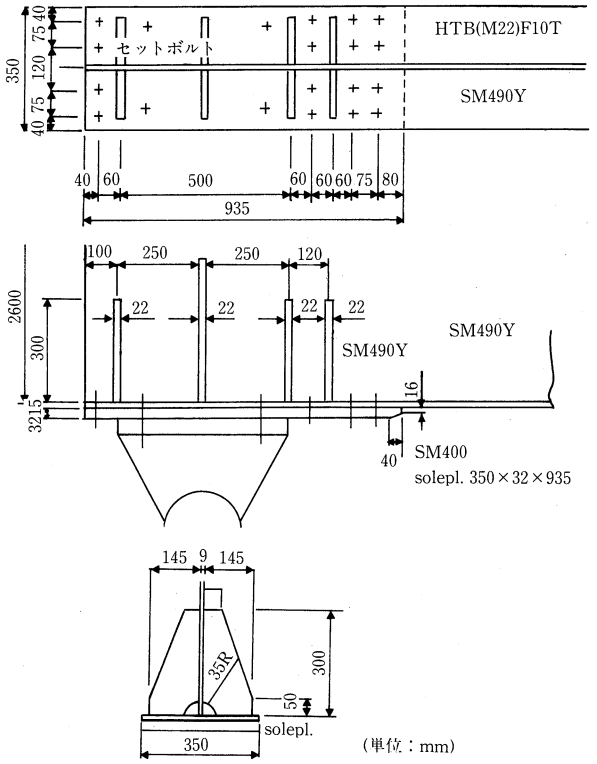

図—10 補強リブを上フランジまで延ばした場合の最大主応力コンター図
(Kh＝0.46)

**Fig.10 Major principal stress diagram for stiffeners extended to upper flange (Kh＝0.46)**




図—11 FEMと簡易計算の支点部応力比較

**Fig.11 Comparison of stresses near support computed by FEM with simple calculation**




図—12　金属支承における支点部補強（参考）

**Fig.12　Reinforcement of girder at steel fixed bearing (reference)**

いた場合であるが、設計水平震度そのものを用いた場合には、最後に提案した3本の補強リブとソールプレートの延長により、主桁ウェブが降伏に達することは無くなる。

また、補強リブの高さを変えた場合の効果はほとんど見られなかった(図—10)。通常は、横構、対傾構との取合いの関係から高さが制約を受けることがあるが、本解析結果によると300 mm程度の高さがあれば十分であると考えられる。

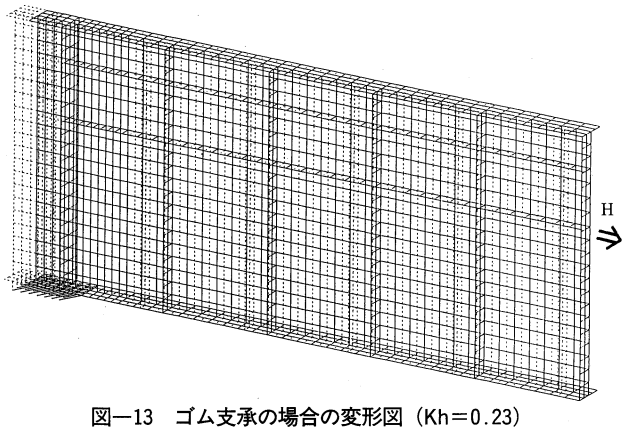
補強リブの簡易計算法としては、一般に、水平慣性力×(固定支承のピン中心とソールプレート間の距離)により算定される支点曲げモーメントを用いて設計するが[6]、この妥当性について検討した結果を図—11に示す。この結果によれば、補強リブを配置した場合には、FEM解析から得られたソールプレート下面での応力分布と簡易計算法による結果はほぼ同じであると判断される。

図—12はこれらの検討結果をもとに、支点部補強例を参考として示したものである。

### 4.2　ゴム支承

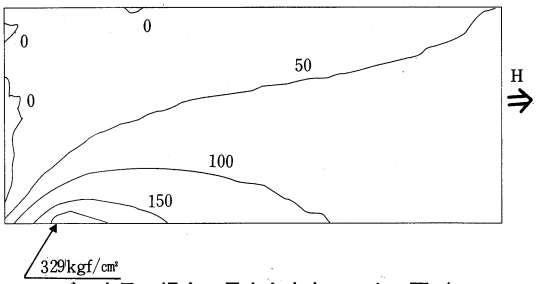
大日川橋に水平反力分散型の支承を用いた場合、地震時水平反力は21 tonfであり、ゴム支承の規模としては平面寸法50 cm×50 cm、高さ6 cmとなる。

ゴム支承の場合の支点部の応力解析を行った。支点部は水平せん断バネと鉛直バネで支持されたものとして解析した。水平力は設計水平震度を用いて計算した。そのFEM解析による変形図および最大応力図をそれぞれ図—13、図—14に示す。ゴム支承では金属支承でみられたような主桁の曲げ変形は生じておらず、最大発生応力度は329 kgf/cm$^2$である。この結果は、今回の地震によりゴム沓の場合にほとんど損傷が無かったことを裏付けるものである。従って、ゴム支承の場合には金属支承のような耐震上の支点補強を設ける必要はない。




図—13　ゴム支承の場合の変形図（Kh＝0.23）

**Fig.13　Deformation diagram for elastomer bearing (Kh＝0.23)**




図—14　ゴム支承の場合の最大主応力コンター図（Kh＝0.23）

**Fig.14　Major principal stress diagram for elastmer bearing (Kh＝0.23)**

## おわりに

兵庫県南部地震後、各方面で耐震補強および落橋防止に関する検討が行われている。

本州四国連絡橋公団においても、上記の検討成果をもとに、平成7年10月に「固定支承の支点部耐震補強設計要領（案）」を制定した。この要領は、金属支承とゴム支承に対して、支点部補強の設計の基本的な考え方を提示したものである。

## 参考文献


1）日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説(案)、1995年2月

2）日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V．耐震設計編)、1994年2月

3）舘石、名取、三木：プレートガーダー支承部の疲労損傷とそのディテール改良に関する研究、土木学会論文集、No.489/I-27、1994.4

4）徳田、岩崎：支承の活荷重挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.41 A、1995年3月

5）日本道路協会：道路橋支承便覧、1991年7月

6）日本道路公団：設計要領第二集、第7編（3-4-5)、1990年7月

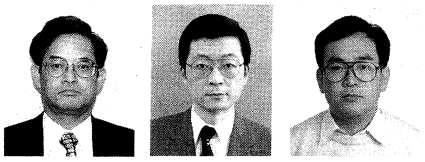
# 兵庫県南部地震による明石海峡大橋の修正設計

**Correction Design of Akashi Kaikyo Bridge for South Hyogo Earthquake**


第一建設局垂水工事事務所　所長　保田雅彦 Masahiko Yasuda

第一建設局垂水工事事務所　第二工事長　河口浩二 Koji Kawaguchi

第一建設局垂水工事事務所　技術課長　大江慎一 Shinichi Ohe


概　要

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震により明石海峡周辺を含む広範囲にわたる地域で地盤変動が生じ、明石海峡大橋のアンカレイジおよび主塔基礎の相対的な位置関係が変化していることを地震後に実施した測量により分かった。本報告は、ケーブルスクイズ段階にあった明石海峡大橋について地震に伴なう基礎の変位に対処するために実施した修正設計の概要について述べるものである。修正設計により、補剛桁を長くするとともに、ケーブルバンド位置やハンガーロープ長の微修正を実施した。また、修正設計後の新たな構造系について、塔や補剛桁についての強度上の検討や、道路線形・支承や伸縮装置の移動量等の機能上の検討を実施し、問題のないことを確認している。

Ground deformation was occurred in the wide area including the site of Akashi Kaikyo Bridge due to the south Hyogo earthquake hit in the early morning of January 17, 1995. The survey done after the earthquake revealed that the locations of the anchorage and tower foundations of the bridge had been displaced.

This report shows the summery of the correction design that was made to cope with such displacement of foundations of the Akashi Kaikyo Bridge; the bridge was then in the cable squeezing work. What was worked out in the design were that the elongation of the stiffening truss and readjustment of both the location of cable bands and the length of suspender ropes. In addition, the design concluded that the bridge would have no structural problem after the review on the strength of towers and stiffening truss with new structural dimensions and on the normality in structural functions of road alignment, bearings and expansion joints.

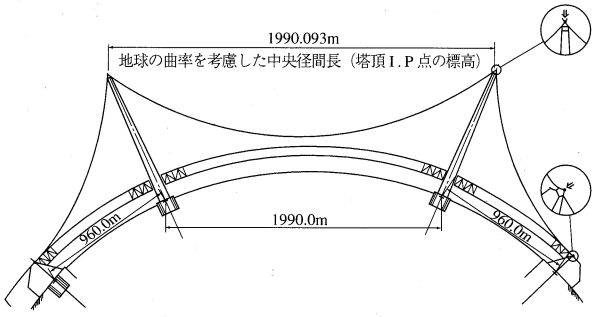

## はじめに

1995年1月17日早朝に発生したマグニチュード7.2の兵庫県南部地震が、神戸市、淡路島北部を中心に甚大な被害をもたらした。この震源直近にあった明石海峡大橋ではケーブルストランドの架設が完了しスクイズ作業の段階にあったが、幸いにして橋本体には問題となる損傷は見られなかった。しかし、精密な測量を行った結果、アンカレイジおよび主塔基礎の相対的な位置関係が変化していることが判明した。なお、この変化は、地盤と構造物との間のずれによるものではなく、広範囲に及ぶ地盤の変化によって生じたものであることが確認された。本報告は、この明石海峡大橋基礎の相対的な位置関係の変化に対処するために実施した上部構造の修正設計の概要について述べるものである。

## 1．明石海峡大橋の基本形状

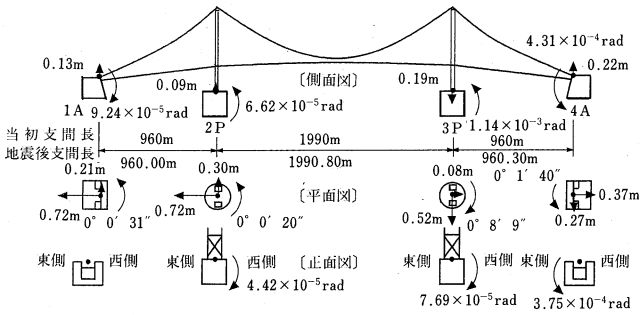
明石海峡大橋の中央径間長は一般的に1,990mと称されているが、この中央径間長とは何かを明確に定義しておかなければならない。何故ならば、地球が球形であることから、例えば、2つの主塔2Pと3Pでの鉛直線は、それぞれ地球に向かう線であり、両者は平行ではない。したがって、それらの間の距離は高さによって異なる。中央径間で言えば、TP.±0.0mにおける値に対し、塔頂部TP.297.200mでは、この距離が9.3cm長くなる。この違いは、構造計算上は無視しうるものであるが、ケーブルや補剛桁の架設に際しては、この違いを考慮することによって架設精度を上げることができる。これから、径間長を次のとおりとした。

明石海峡大橋の中央径間長および側径間長と称される




図―1　明石海峡大橋の基本形状

**Fig.1　Basic configuration of Akashi Kaikyo Bridge**




図—2　明石海峡大橋の基礎の変位量

**Fig.2　Displacement of foundation of Akashi Kaikyo Bridge**

図—3　橋軸線に対する相対変位量

**Fig.3　Relative displacement from bridge axis**

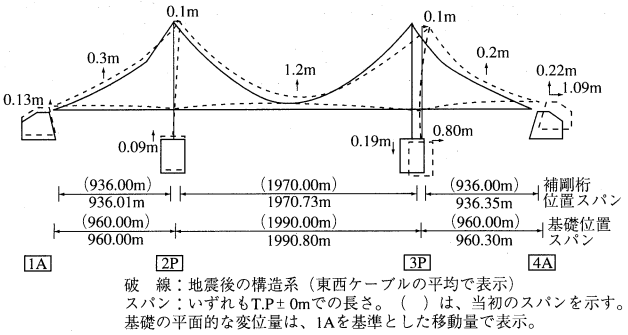
ものは、図—1 に示すとおりである。すなわち、中央径間長は、2P と 3P の主塔頂部の理論曲げ点（IP）を通る 2 つの鉛直線間の T.P±0.00 m での距離である。また、側径間長も T.P±0.00 m での距離であるが、アンカレイジ側の鉛直線は、スプレーサドル部におけるケーブルの理論曲げ点（IP）を通る鉛直線である。

## 2．地震による基礎変位量

この地震によって、明石海峡大橋の南西に存在する野島断層に大きなズレが生じた。このような地盤の変動の影響が、明石海峡大橋にも及んでいないかどうかを確認するため、光波測量、渡海水準測量および GPS 測量を行い、基礎の変位量を測定した。また、あわせて基礎のレベル測量を行い基礎の回転量についても測定した。図—2 はその測定結果を示したものである。測点は、主塔基礎の 2P および 3P では、基礎天端（TP 10.00 m）の中心点、また、ケーブルアンカレイジ 1A および 4A では、東西のスプレーIP 点を結ぶ直線の中点高 TP 52.00 m である。これを橋軸線に対する相対的変位として表すと図—3 のようになる。これらからわかるように、まず、径間長で言えば、主塔基礎天端の高さで、中央径間は約 80 cm、淡路側の側径間で約 30 cm 長くなっている。また、橋軸直角方向には、主塔基礎 2P が東側へ約 21 cm、3P が西側へ約 37 cm 変位し、橋軸線に折れ曲がりが生じている。この他、図—2 に示したようにわずかであるが基礎の回転および沈下が生じている。

## 3．基礎変位に伴う上部構造への影響とその修正

基礎変位による上部構造への影響として、次の 2 点があげられる。1 つは、これらの変位による付加応力の大きさすなわち強度上への影響であり、もう一つは、吊橋形状変化に伴う機能上への影響である。これらを検討するため、地震を受けなかった場合の吊橋完成形状に、前記 2. に示す基礎変位量を与えて、吊橋の形状変化および付加作用力を、有限変位理論による立体骨組み解析で求めた。解析に際しては、下部構造と上部構造の境界、すなわち、主塔基礎天端、ケーブルスプレー点およびエンドリンク支持点の変位を変位データーとして与えた。




破　線：地震後の構造系（東西ケーブルの平均で表示）
スパン：いずれも T.P± 0m での長さ。（ ）は、当初のスパンを示す。
基礎の平面的な変位量は、1A を基準とした移動量で表示。

図—4　地震による吊橋の形状変化（橋軸線表示）

**Fig.4　Deformation of configuration of suspension bridge by earthquake (to bridge axis)**

解析結果は次の通りである。まず、強度上の影響については、付加応力が小さく問題とならないことがわかった。しかしながら、形状の変化は図—4 に示すとおりとなり、補剛桁の支間が中央径間で約 0.7 m、淡路側側径間でそれぞれ約 0.3 m 長くなり、また、ケーブルサグも中央径間で約 1.2 m、側径間で約 0.3 m 小さくなることが分かった。この形状変化により、吊橋の機能上、以下の問題が生じた。

①中央径間および側径間で、補剛桁の支間が拡がったために、主塔部での遊間が拡がり、ウインド沓、伸縮装置について所定の伸縮量が確保できなくなった。

②中央径間、側径間ともにサグが小さくなったことにより、補剛桁が盛り上がり、所定の縦断勾配とはならなくなった。

③路面の平面線形に、2P、3P で折れが生じた。

これらに対処するため、修正方法の検討を表—1 に示すように行った結果、吊橋の製作・架設の現状をふまえ、表—1 のケース 3 の方法により修正することにした。

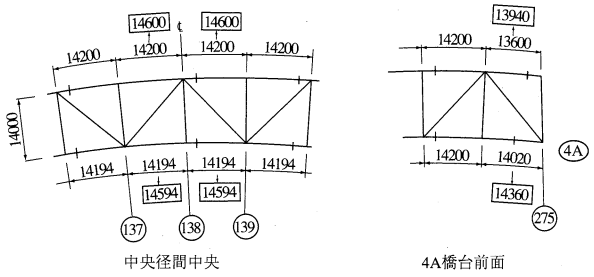
### 3.1　補剛桁長の修正

各支間長が長くなったことに対処するために、補剛桁の桁長を長くすることにした。ただし、1A～2P 間は支間の拡がりが微少であるために長さ調整は行わないことにした。また、東西の主構面の支間長が同一でなくなったが、これには対処せず、東西の主構長さを同一寸法で調整することにした。調整長は、東西のタワーリンク、エンドリンクの傾きが標準状態で極力最小となるように決定した。パネル長の調整は、まだ製作未着手部分で、架設時期が最後となる中央径間中央の 2 パネルで 1 パネル 40 cm ずつ計 80 cm、4A 橋台部端部 1 パネルで 34 cm、それぞれパネル長を長くすることにした。また、補

表—1　兵庫県南部地震による基礎変位への対処方法比較

**Tab.1　Comparison of restration method on substructure displacement by South Hyogo Earthquake**

| | 補　剛　桁 | 補剛桁支間長の変化 | ケーブルバンド位　置 | ハンガーの再　製　作 | 縦断線形への影響 | その他の問題点 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ケース1 | 現状のまま | 径間長<br>・主塔部の遊間で吸収(40cm) | 変更しない | 無し | 中央径間の放物線<br>・1.5%→1.6%<br>側径間の直線<br>・0.2%放物線 | ・補剛桁弦材軸力2%程度増<br>・ウインド沓移動量不足<br>・道路伸縮装置移動量不足<br>・タワーリンクが常時傾斜 |
| ケース2 | 現状のまま | 径間長<br>・主塔部の遊間で吸収(40cm) | 変更しない | 有り | ほぼ所定の縦断形状となる | ・ウインド沓移動量不足<br>・道路伸縮装置移動量不足<br>・タワーリンクが常時傾斜<br>・センターステイ設計変更要 |
| ケース3 | 補剛桁長調整 | 径間長<br>・パネル長の変更で吸収 | 変更する | 無し | 中央径間の放物線<br>・1.5%→1.6%<br>側径間の直線<br>・0.2%放物線 | ・補剛桁弦材軸力2%程度増<br>・補剛桁詳細設計一部変更要<br>・鋼床版詳細設計一部変更要 |
| ケース4 | 補剛桁長調整 | 径間長<br>・パネル長の変更で吸収 | 変更する | 有り | ほぼ所定の縦断形状となる | ・補剛桁詳細設計一部変更要<br>・鋼床版詳細設計一部変更要<br>・センターステイ設計変更要 |




図—5　補剛桁パネル長の調整方法

**Fig.5　Adjustment of panel length of stiffening truss**

剛桁の大半がこの時点で製作段階にあったために、製作形状は地震前の形状（側径間は直線、中央径間は上弦材でR＝33173 mの円曲線）で長くすることにした。そのために活荷重無載荷状態でも補剛桁に若干の応力が発生することになった。

図—5に補剛桁のパネル長調整方法を示す。

### 3.2　ケーブルバンド位置の修正

補剛桁のパネル長調整により、ケーブルバンド位置を修正する必要が生じる。また、塔頂が全体的に淡路島側によったために、そのままでは桁位置は淡路島側によることになる。これに対処するためにケーブルバンドの位置を修正する必要が生じた。ケーブルバンド位置の修正は以下の方針により実施した。

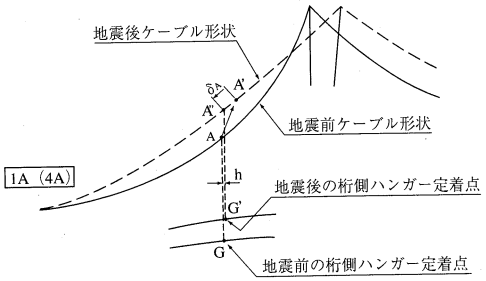
①ウインド沓、伸縮装置の設計移動量を確保するために、補剛桁位置は、主塔部、橋台部での遊間が当初設計通りの値とほぼ等しくなるようにする。

②ハンガーロープが鉛直となるように、ケーブルバンド位置は、①で決定した補剛桁の格点位置に合わせる。

ただし、3.3で述べるようにソケット付けを完了したハンガーロープはそのまま使用することにしたため、張力調整のために当該のケーブルバンド位置の調整を実施したがその修正量は小さい。

ケーブル形状が変化したため、地震前に決定していたバンド取付け位置のA点はA'点になる。しかし、ハンガーは補剛桁側のハンガー定着点に合わせ、かつ鉛直となるようにするため、バンド取付け位置はA"点に変わる。

A'A"＝$\delta_A$がバンド取付け位置の変更量である。

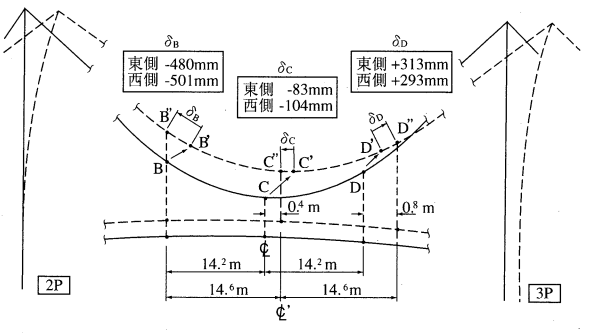



中央径間中央付近は補剛桁のパネル長を変更したため、下図のようになる。

地震前に決定していたバンド取付け位置のB・C・D点はB'・C'・D'点になる。

一方、補剛桁パネル長を14.2 mから14.6 mに変更し、ハンガーは補剛桁側のハンガー定着点に合わせ、かつ鉛直となるようにするため、バンド取付け位置はB"・C"・D"点に変わる。

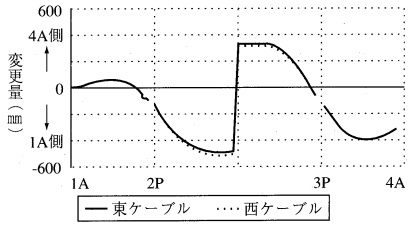
B'B"＝$\delta_B$、C'C"＝$\delta_C$、D'D"＝$\delta_D$がバンド取付け位置の変更量である。




図—6　ケーブルバンド位置修正方法の模式図

**Fig.6　Irustration of adjustment of cable band location**

図—6に、ケーブルバンド位置修正方法の模式図を、図—7にバンド位置の変更量を示す。



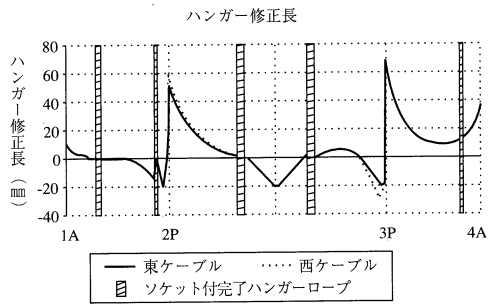

図—7　ケーブルバンド位置の変更量

**Fig.7　Quantity of adjustment of cable bands location**

表—2　ハンガーロープ長およびケーブルバンド位置の変更方法

**Tab.2　Adjustment on location of cable bands and length of suspender ropes**

| | | |
|---|---|---|
| ソケット付完了ハンガーロープ | ハンガーロープ長 | 変更しない |
| | バンド位置 | 補剛桁弦材に付加される軸力、局所的なハンガー付加張力が極力小さくなるようにバンド位置を変更する。（ハンガーは若干斜めになる。） |
| ソケット付未了ハンガーロープ | ハンガーロープ長 | バンドの移動に伴い、設計長が変化するため、余裕長の範囲内で微調整する。<br>余裕長 { PWSハンガー　：+500mm<br>CFRCハンガー　：+300mm |
| | バンド位置 | 補剛桁側のハンガー定着位置に合わせてバンド位置を変更する（ハンガーは鉛直となる。 |

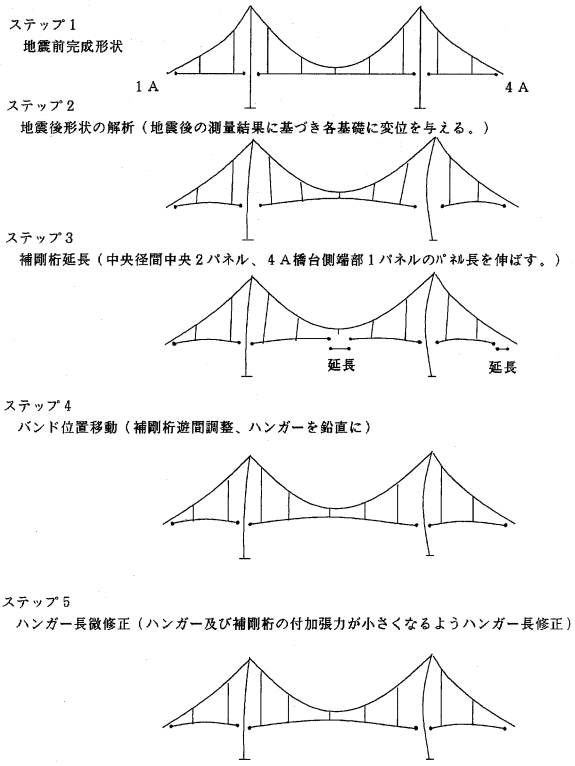



図—8　ハンガーロープ長の修正量

**Fig.8　Quantiy of adjustment of suspender rope length**

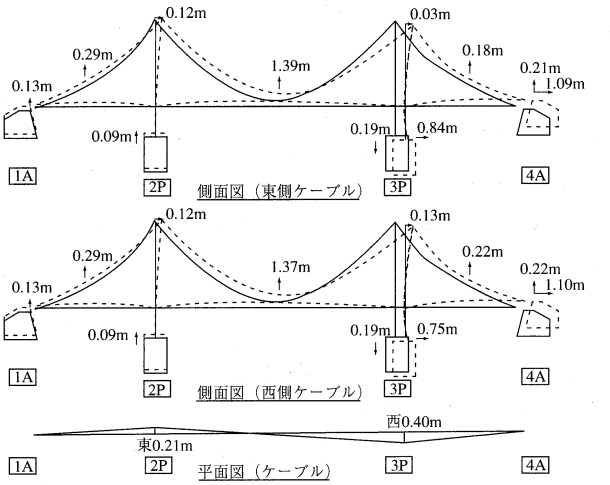
## 3.3　ハンガーロープ長の修正

地震発生時点では、全てのハンガーロープが工場製作を完了しており、一部のハンガーロープではソケット付けまでが完了していた。そこで、3.1、3.2で決定した吊橋形状に当初のハンガーロープ長を当てはめて、ハンガー張力および補剛桁弦材軸力への影響を検討した。その結果、一部のハンガーロープに30t～50tの付加張力が、また、補剛桁主構弦材の一部に100tの付加軸力が、発生することが分かった。ハンガーロープ長の大幅な修正は工期面、工費面への影響が大きいため、製作済みハンガーロープを全て活かすことを前提に、表—2に示す方法によりハンガーロープ長およびバンド位置を変更した。また、ハンガーロープ長の決定にあたっては、東西の主構面がほぼ同じ高さになるようにも考慮した。ハンガー修正長を図—8に示す。これにより、ハンガーロープの付加張力をほとんど0tに、補剛桁主構弦材軸力は60t程度まで緩和された。




図—9　吊橋完成形状の決定フロー

**Fig.9　Determination of suspension bridge's configuration on completed state**



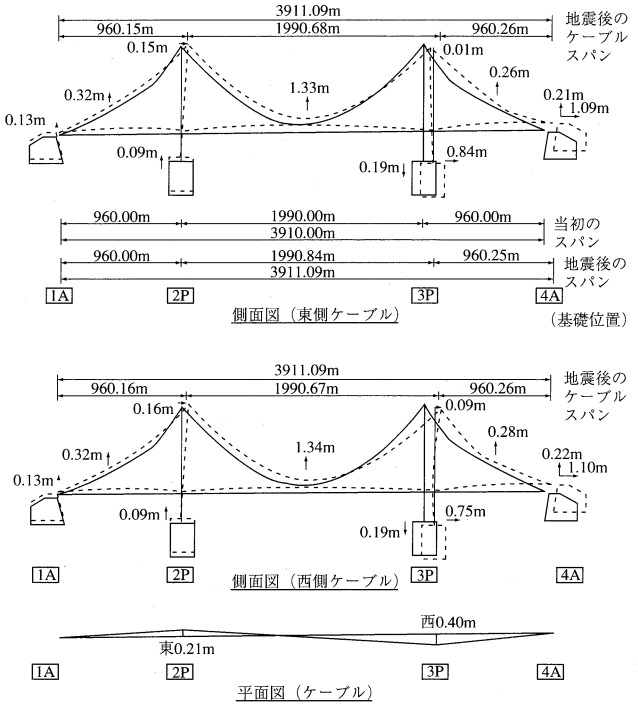

図—10　地震および修正設計による吊橋形状変化量

**Fig.10　Quantity of deformation of configuration by earthquake and correction design**

## 4．地震後の吊橋完成形状の決定と道路線形

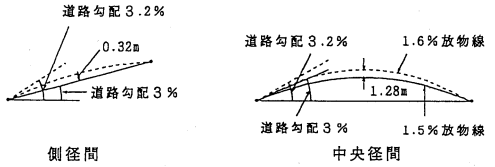
3.での検討結果に基づき、図—9に示す方法により吊橋の完成形状を決定した。解析は補剛桁の詳細設計のために作成した立体トラスモデルを用いた。

図—10に、当初と今回の修正設計による形状の変化量を示す。これにケーブル架設誤差を含め、死荷重を精算



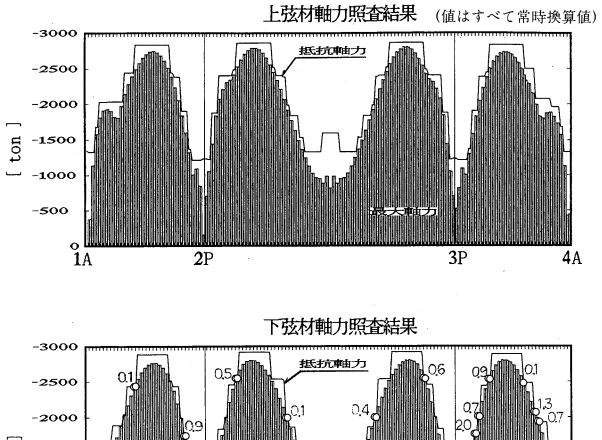

**図—11　架設誤差等を考慮した地震後の吊橋完成形状計算値**

**Fig.11　Caluculated values of suspension bridge's configuration after earthquake including erection error**




**図—12　地震後の縦断線形図**

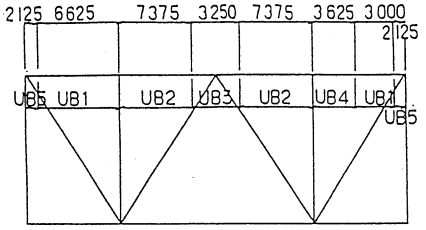
**Fig.12　Profile after earthquake**




※）　最大軸力は、地震後完成暴風時（＝地震前完成暴風時＋付加軸力）、地震前架設常時、および地震前架設暴風時のうちの最大値を示す。また、○印は主な軸力超過部材を示し、値は超過率(%)を示す。

**図—13　補剛桁上下弦材断面力照査結果**

**Fig.13　Summery of verification on sectional force of upper and lower chord of stiffening truss**




**図—14　主横トラス骨組図**

**Fig.14　Skelton of cross truss**

値として計算したものが、完成形状となる。最終完成形状を図—11 に示す。なお、5. に示す各構造部位の応力照査は、基本的には図—10 に示す形状での解析により実施している。

明石海峡大橋の縦断線形は、道路構造令の上限値を採用して、側径間は3%の直線勾配、中央径間は1.5%の放物線勾配で設計している。地震により各径間のケーブルサグが小さくなることになり、これをハンガーロープ長で修正しない場合、補剛桁の縦断線形は、図—12 に示す通り当初よりスパン中央が上昇し勾配がきつくなる。しかしながら、側径間でも当初勾配3%を越える区間は半分の500 m 以下であり、道路構造令の特例値(時速　100 km/h、制限長 700 m、4%)に対して十分満足していることから、縦断線形に対しては、そのままとした。平面線形については、2 P で 0.05%、3 P で 0.06%の角折れが発生することが判明したが、角折れ量は 10 m で 6 mm とわずかであり、自動車の走行性に影響する値ではないために、構造物は変更せずに、路面表示で大きな曲線を挿入することにした。この角折れ量は風速6m/s時の補剛桁の変位に相当するものである。

## 5．各構造部位の応力照査

### 5.1　補剛桁

補剛桁については、各径間のサグが地震前に比べて小さくなったために、死荷重状態で補剛桁は負の曲げモーメントを受けることになり、上弦材に引張力が、下弦材には圧縮力が働くことになる。これを考慮の上、補剛桁上下弦材の断面決定時（暴風時）の断面力照査結果を図—13 に示す。上下弦材ともに圧縮力で断面が決定されているために、上弦材については抵抗軸力を超過する断面はなかったが、下弦材について一部の断面で抵抗軸力を超える断面が発生した。しかし、その超過率は最大でも若干2%であることから、修正しないことにした。また、斜材についても、応力照査を実施したが、特に許容応力を超過する部材はなかった。さらに、架設時の照査を実施したが、地震による影響は架設状態の部材力に対しては概ね安全側に作用しており、架設時の桁勾配、ハンガー引き込み量等についても施工に悪影響を与えるものはな

かった。

主横トラスについては、基本的には地震による設計修正項目はないが、補剛桁長調整のためパネル間隔を長くした部分の上弦材について、鋼床版からの反力が増加するために応力照査を実施した。その結果、中央径間中央の主横トラス上弦材の図—14にしめすUB2の部材が許容応力度を超過したが、超過率は1.1%と小さく、修正しないものとした。

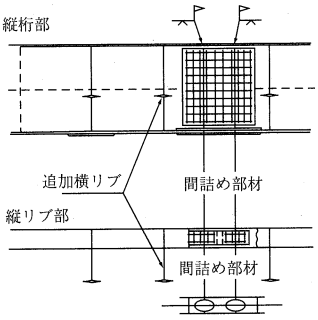
鋼床版についても、パネル間隔を変更していない部分についての設計変更項目はなかったが、パネル間隔を変更した部分については縦桁支間長が長くなることによる応力照査と製作状況に対応した構造変更を実施した。縦桁支間長を長くするにあたっては、横リブを1本追加することにより、縦リブの応力緩和を図った。図—15に構造変更の一例を示す。応力照査の結果、ほとんどの部材で許容応力超過は見られなかった。縦桁の上下フランジの一部に最大2.4%の許容応力超過が見られたが、その値が小さいため、そのままとした。

タワーリンク、エンドリンクおよびウインド沓の反力や移動量についても照査したが、特に問題はなかった。

管理路や公共添架物については、パネル長を長くした部分について、桁長を伸ばす修正を実施した。また、主塔部や4Aアンカレイジ部で桁が折れる部分については、取り合いの微修正を実施した。

## 5.2 ケーブル

支間長の変化により、ケーブルサグが当初の計画より小さくなることから、ケーブル張力が若干大きくなる。この影響を見込んだケーブル張力を表—3に示す。付加張力が0.6%と小さかったこと、および、補剛桁の詳細設計の結果、ケーブル断面決定時の設計より桁の軽量化が図られていたことにより、許容張力以内に収まった。




図—15 鋼床版構造変更の一例

**Fig.15 Example of alteration of steel floor deck**

表—3 ケーブル張力の照査結果

**Tab.3 Summery of verification on cable tension**

単位：t

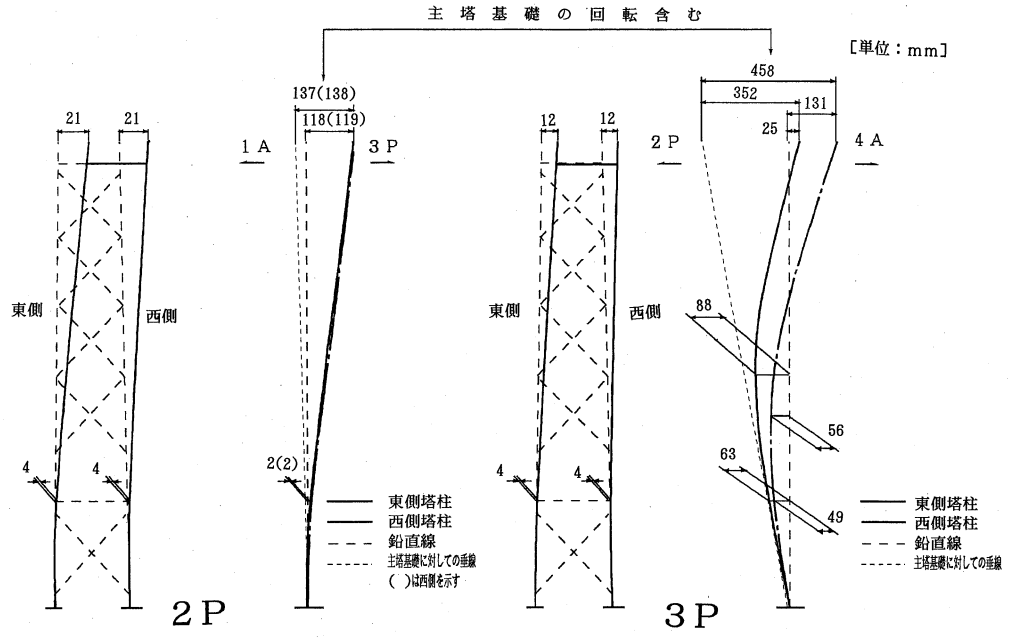
| ケーブル位置 | 付加張力 | 設計最大張力 | 合　計 | 許容張力 |
|---|---|---|---|---|
| 2P側径間 | 393 | 62,513 | 62,906 | 64,880 |
| 2P中央径間 | 368 | 61,482 | 61,850 | |
| 3P中央径間 | 360 | 61,481 | 61,841 | |
| 3P側径間 | 426 | 62,478 | 62,904 | |

＊最大ケーブル応力79.0→79.5kg/mm²（0.6%増）
許容応力82kg/mm²（引張強度180kg/mm²）

## 5.3 塔

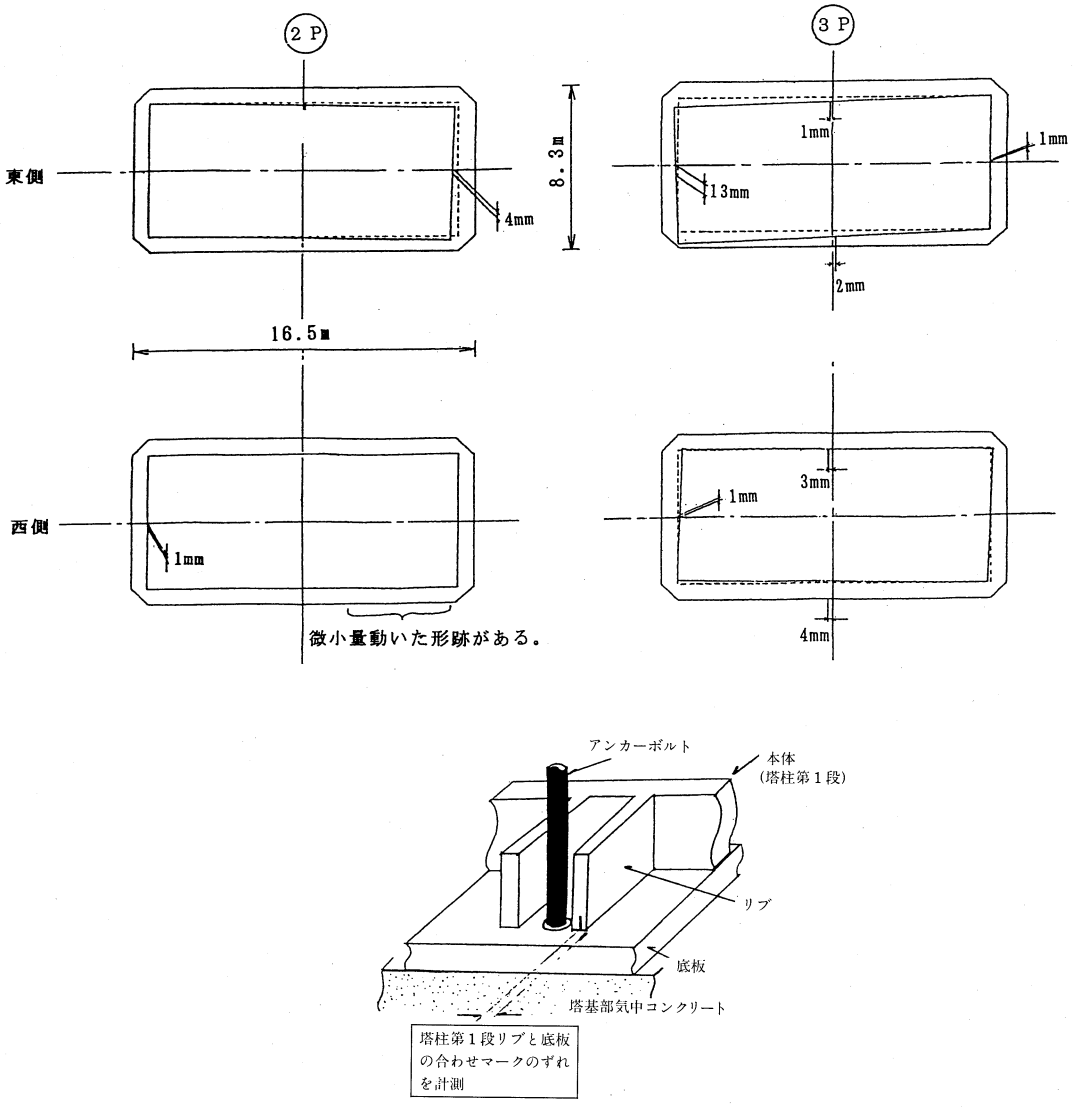
(1) 基礎変位を考慮した主塔の形状変化

4.で解析した基礎変位に伴う主塔形状変形図を図—16に示す。また、塔柱基部と底板間に地震により図—17に示すズレが生じた。ズレは水平変位と回転変位により構成されているが、これを含めた地震による形状変化を考慮して解析した。解析フローを図—18に示す。



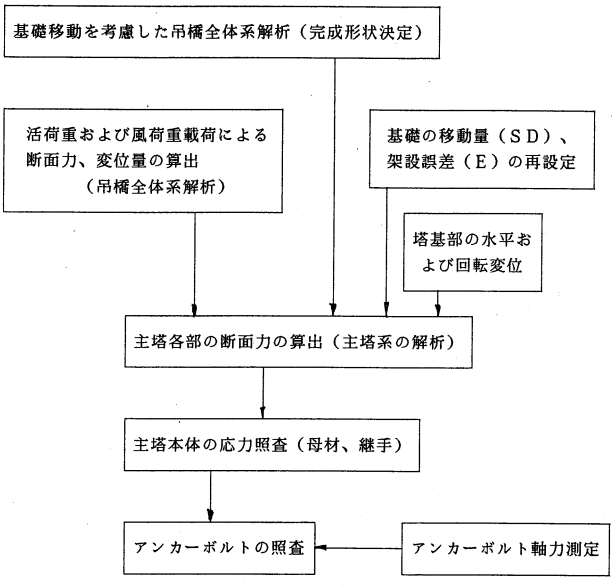

図—16 主塔形状変化

**Fig.16 Displacement of tower configuation**




図—17　塔基部ズレ量計測結果

**Fig.17　Measured values of displacement of tower base**




図—18　主塔応力照査のフロー

**Fig.18　Flow of verificationonstress of tower**

(2)　基礎の変位量(SD)、架設誤差(E)の再設定

主塔の設計にあたっては、基礎の変位量 (SD) および架設誤差 (E) を塔頂の橋軸方向付加変位量 (以下、塔頂付加変位量と呼ぶ。) として考慮している。[5] ここでは、これらを現在まで発生しているものは、実績値に置き換えることにより再設定した。**表—4** に主塔詳細設計時の設定値と今回の設定値を示す。なお、今回の地震により発生した橋軸方向の塔頂変位量は、2Pと3Pでは異なるが、**表—4** では安全側の大きい方の数値で比較している。また、架設誤差については、主塔の架設誤差、ケーブル架設誤差の組み合わせにより、大きくなる値を用い、東側塔柱、西側塔柱についても大きな値で代表させて応力照査を実施した。今回の設定値が詳細設計時の設定値を下回っているために、今回の地震による基礎変位に起因するものを含めても付加応力は、地震前の付加応力を下回るものと判断できる。

(3)　活荷重および風荷重載荷による断面力、変位量の算出（吊橋全体系解析）

表—4　基礎の移動量(SD)、架設誤差(E)の再設定値

**Tab.4　Recalculation of substructure drift (SD) and erection error (ER)**

(単位：mm)

| | 詳細設計時 | | | 今回照査 | | 摘　要 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2P | 3P | 使用値 | 2P | 3P | |
| スプレー移動量 | 398 | 110 | 398 | 147 | 19 | ①②④ |
| 主塔基礎回転変位量 | 172 | 109 | 172 | (138) | (-458) | ② |
| 架　設　誤　差 | 143 | 143 | 143 | 45 | 9 | ③ |
| 計 | 713 | 362 | 713 | 330 | -430 | |
| 設 計 入 力 値 | 713 | 362 | 713 | 192 | 28 | |

① 地震発生前の弾性変形、クリープ変形は、基礎の変位量を実測値で与えたためにケーブル架設後のみを考慮することとした。また、移動方向は、今後、力の増加していく中央径間中央に向かう方向のみを考慮した。

② 地震による基礎の移動量に伴う塔頂変位量は、今回の地震により全て発生したものとして、与えないこととした。

③ 架設誤差は、実績に置き換えた。

④ 2P、3Pそれぞれ、異なる値を設定した。(詳細設計時は、大きい2Pの値を3Pにも使用)

詳細設計時には10ケースで解析を実施したが、詳細設計の成果を参考にして、解析ケースの絞り込みを行い、下記に示す着目する塔柱を特定した8ケースで解析を行った。

① D＋($V_{CMAX}$)＋T(＋30度) …… 2P東塔着目
② D＋($V_{CMAX}$)＋T(－30度) …… 2P東塔着目
③ D＋(＋$\delta_{MAX}$)＋T(＋30度) …… 2P東塔着目
④ D＋(－$\delta_{MAX}$)＋T(－30度) …… 3P東塔着目
⑤ D＋(－$\delta_{MAX}$)＋T(－30度) …… 3P西塔着目
⑥ D＋W(TT)＋T(＋15度) …… 2P・3P東塔着目
⑦ D＋W(TT)＋T(＋15度) …… 2P・3P西塔着目
⑧ D＋W(LL)＋T(＋15度) …… 3P東塔着目

解析は、地震の影響を加味した新しい吊橋完成形状による有限変位理論を用いた立体モデルにて実施した。活荷重および風荷重については、詳細設計の影響線を参考にして、固定載荷により変位量および断面力を算出した。

以下に解析結果についての詳細設計との比較概要を示す。

①塔頂反力は、3～5%減少している。
(理由：死荷重が約2%減。風荷重が吊構造部で約5%～7%減)

②主塔系解析に与える塔頂変位量は、塔基礎の変位量を含めて考えてると、3Pの側径間側変位最大(－$\delta_{MAX}$)ケースで212 mm増加している以外、減少している。
(理由：SD＋Eの値が減、活荷重による塔頂変位がB活荷重となったことにより若干増)

(4)　主塔各部の断面力の算出（主塔系の解析）

主塔系解析は、有限変位理論による立体骨組み解析にて実施した。塔頂部は、ケーブルで支持されるものとして橋軸方向変位のみを拘束し、他は自由とした。この主塔系モデルに、(3)で述べた吊橋全体系解析により取り出した塔頂反力（鉛直力、橋軸直角方向水平力、モーメント等)、塔頂変位およびリンク反力を与え、さらに橋軸方向変位には(2)算出したSD＋Eの設定値を加えた。地震の影響による塔の形状変化は、基礎変位量を強制変位量(変位・回転角）として与えることにより考慮したことになる。また、全体解析では無視した塔柱基部のズレ量(水平変位・回転変位）についても強制変位として別に加えて解析を行った。

解析ケースは、5.3(3)と同様な8ケースとした。

解析結果を**図—19**に示す。以下に解析結果について、詳細設計との比較概要を示す。

①塔柱に関しては、全般的に断面力は減少した。
軸　　力　　：3～5%減少
面内曲げモーメント：5～10%減少
面外曲げモーメント：大幅に減少
3P東塔柱基部面内
モーメント：40%増加(塔基部のズレ量の影響)

②斜材についても、全般的に断面力は減少した。
軸力、曲げモーメント：3～5%減少
斜材第一段下段　　：面内・面外曲げモーメントが大幅に増加（塔基部のズレ量の影響)

③水平材についても、全般的に断面力は減少した。
下部水平材の面外曲げモーメントのみが、塔基部のズレの影響により2倍程度に増加した。

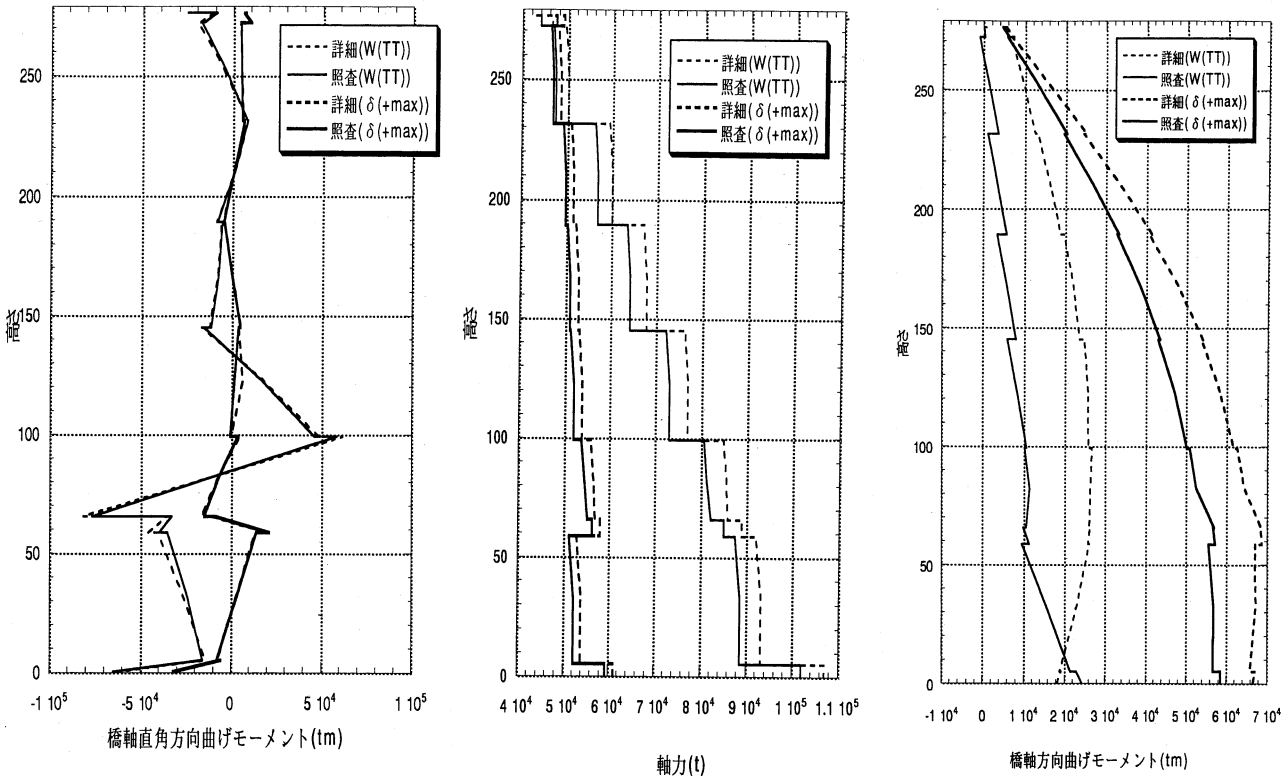
(5)　主塔の応力照査

応力照査結果の概要を以下に示す。

①塔柱
全てのケースで許容応力の範囲内であり、ボルト本数の不足もなかった。

②斜材
全てのケースで許容応力超過は見られなかった。
継手については、3P東塔の斜材第1段下段側の下側仕口において、フランジの40列のボルトの内、最外列のボルトについて、塔基部のズレに伴い発生した斜材フランジの面内曲げモーメントにより、ボルト1本当たりのボルト力が許容摩擦力に対して16%の超過と計算され、所要ボルト本数が、1列7本の配置に対して8本必要と算定された。しかし、荷重ケースが暴風時であること、および不足する列が40列のうちの最外列のボルト2列だけであることから内側列のボルトへの力の分担を考えれば継手耐力は不足しないものと判断し、ボルト列数の追加はしないことにした。
なお、本継手の実際の締め付け軸力は、耐力点締め付け法を用いて締め付けていることにより、設計上の標準締め付け軸力の1.17倍で締め付けられており、十分なすべり耐力は確保できるものと想定される。

③水平材
全てのケースで許容応力の範囲内であり、ボルト




図—19　主塔断面力解析結果（詳細設計との比較）

**Fig.19　Calculated sectional force of tower (comparison with detail design)**

表—5　アンカーボルト軸力

**Tab.5　Axial tension of anchor bolts**

単位：ton/本

| | | 初期値 | 塔完成時測定値 | ①地震発生前計算値 | ②地震発生後測定値 | ②−①地震による減少軸力 | 吊橋完成時計算値 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2P | 東塔 | 541.9 | 515.7 | 510.7 | 467.2 | -43.5 | 452.2 |
| | 西塔 | 547.7 | 521.3 | 516.3 | 481.3 | -35.5 | 456.3 |
| 3P | 東塔 | 547.6 | 511.2 | 506.2 | 462.7 | -43.5 | 447.7 |
| | 西塔 | 541.3 | 514.9 | 509.9 | 459.9 | -50.0 | 444.9 |

注）①②は、地震発生時の構造系（フリーケーブル系）での値である。

本数の不足はなかった。

(6)　アンカーボルトの照査

地震発生後、塔アンカーボルトの軸力を測定し、地震による影響を調査した。**表—5** にアンカーボルト軸力測定結果と完成後での計算軸力を示す。

アンカーボルトの軸力測定結果より、プレストレスの今後の減少量を算定し、ケーブル架設完成時点からの減少量を 15 t/本と設定し、完成時の塔基部と浮き上がりの有無についての照査を実施した。また、アンカーボルトについて、地震により発生した曲げを考慮した応力度照査を実施した。

照査の結果、コンクリート、塔柱およびアンカーボルトのいずれも許容応力の範囲内であり、各ケースとも浮き上がりは生じないことを確認した。

(7)　塔柱基部の水平および回転による影響検討

上記までの検討でも、塔柱基部の水平変位および回転変位を含めて解析を実施しているが、ここでは、地震により生じた塔柱基部の水平変位および回転変位にのみ着目して、主塔に対する応力的な影響を検討した。解析は、(4)で使用した主塔系解析モデルに塔柱基部に強制変位を与えることにより行った。

検討の結果、塔柱基部の変位による付加応力は、面内曲げモーメント以外は下部水平材までで吸収されることが分かり、また、最も大きな付加応力は塔柱基部で発生しており、その値は 100 kg/cm$^2$ 程度の応力であり、許容応力度 2,600 kg/cm$^2$ に対して十分に小さく、問題ないことが確認できた。

なお、塔基部の変位は、地震発生時の外気温が 5℃ 程度であったことから、地震の振動により底版と塔柱第一段の間の摩擦がきれ温度応力が解放されたことにより発生し、また、当時は塔が側径間側にセットバックされた状態にあったために、圧縮反力の小さい中央径間側でズレが生じたものと推定できる。

## 6．あとがき

兵庫県南部地震により発生した基礎の相対的な位置関係の変化に対処するために実施した明石海峡大橋の構造変更の概要を以下に示す。

①支間長の変動に合わせて補剛桁を長くした。

②桁を所定の位置に据えるために、ケーブルバンドの位置調整をした。

③ハンガー張力、補剛桁弦材軸力の緩和のために、未製作のハンガーについて長さの微調整を行った。

これらの構造変更を実施した後の構造系について、構造各部の応力照査を実施したところ問題となる構造部分がないことが判明したために、工事を進めることにし、平成7年6月6日に第1回目の補剛桁大ブロック架設を実施した。その後、9月末までに6回の大ブロック架設を終え、現在は、補剛桁面材サイクル架設の最盛期にある。地震により補剛桁の現地架設開始が1カ月遅れ、その後の大ブロック工程をできるだけ短縮することにより、工程回復を図ることにしたが、幸いにして、準備作業、大ブロック架設作業とも天候に恵まれ、地震前の工程をほぼ回復している。今後、平成8年秋の閉合に向けて工事を進める予定である。

明石海峡大橋の地震による影響の検討や修正設計を進めるにあたり、ご協力を頂いた関係各位、適切なご指導を頂いた公団本社、第一建設局各位に感謝するとともに、検討結果をご審議頂いた、技術委員会、海洋架橋技術委員会に感謝する次第である。

**参考文献**

1）兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書（平成7年8月）本州四国連絡橋公団

2）明石海峡大橋補剛桁（その1・2・3・4）工事、地震後調査報告書補剛桁地震後修正設計（平成7年5月）本州四国連絡橋公団

3）明石海峡大橋補剛桁（その2・3）工事、地震後調査報告書主塔点検調査（平成7年5月）本州四国連絡橋公団

4）明石海峡大橋補剛桁（その2・3）工事、地震後調査報告書主塔照査設計（平成7年5月）本州四国連絡橋公団

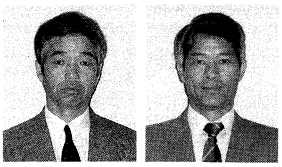
5）吊橋主塔設計要領・同解説（1989年4月）本州四国連絡橋公団

# 瀬戸中央自動車道の開通以来の交通量動静分析

**Network Analysis of Traffic Volume Trend after Opening of Seto-Chuo Expressway**


今治工事事務所 副所長 岡田凌太
(前)第二管理局 交通技術課長
Ryota Okada

日本道路公団広島建設局 工務課長 宮下正之
津山工事事務所 交通技術課長代理
(前)第二管理局
Masayuki Miyashita


概　要

瀬戸中央自動車道開通以来の交通量の変化と、交通特性を他高速道路と比較するとともに、岡山・兵庫・広島・香川・愛媛・高知県内にある高速道路の供用延長と瀬戸中央自動車道の交通量の変化について Y＝a＋b・x（x は高速道路延長）とする線形単純回帰式により分析した。結果は、サンプル数が 7 個（7 年分）と少い割には、愛媛県の相関が高く、兵庫県の相関が低い等地域の特徴が現われ、かなり強い相関・回帰関係のあることがわかった。

Trend and characteristics of the traffic on Seto-Chuo Expressway since its opening to public were compared to the other similar expressways. Further, the relationships between the change in traffic volume and the increase of service length of expressways in the prefectures of Okayama, Hyogo, Hiroshima, Kagawa, Ehime, and Kochi were analyzed using a linear statistical equation of $Y = a + b \cdot x$ (where $x$ denotes the service length). As a result, despite of less sample number of 7 (7 years), it showed quite good relationships with regional characteristics such as good relationship with Ehime while poor one with Hyogo.

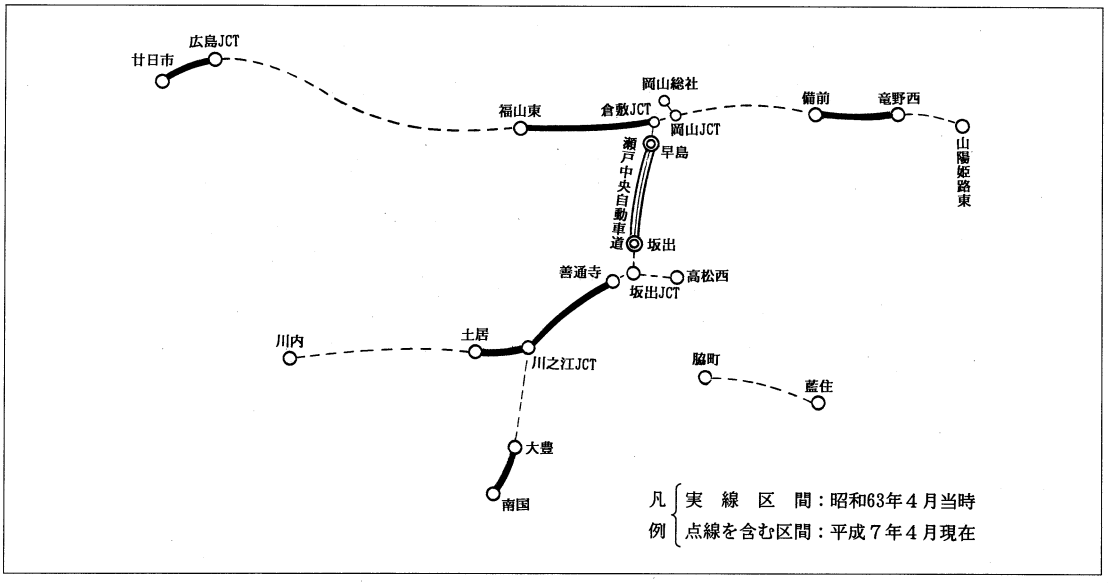

## 1．まえがき

瀬戸中央自動車道（以下「瀬戸中央道」といい、他高速道路も同様とする）は、建設当時から「瀬戸大橋」の名で全国に知られ、昭和 63 年の供用時には大きな観光ブームを巻き起こした。それが鎮静化すると瀬戸中央道の現実の姿が顕在化した。すなわち周辺高速道路が整備中で道路網としての機能が発揮されないことによる交通量の伸び悩みである。その後、高速道路の整備により徐々に交通量は増加し、平成元年度が観光ブーム等による一過的な影響のない交通量とするならば、平成 6 年度はその 1.5 倍になった。

本稿では周辺高速道路の整備進捗と瀬戸中央道の交通量の関連を中心に取りまとめた。

## 2．周辺高速道路の整備状況

瀬戸中央道に連結する高速道路の整備状況を図—1、表—1 に示す。




図—1　瀬戸中央道周辺高速道路網

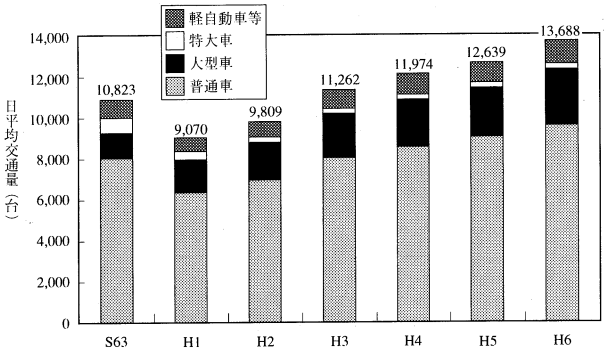
**Fig.1　Expressway network around Seto-Chuo Expressway**

表—1　瀬戸中央道供用以後の周辺高速道路の整備経過

**Tab.1　Expansion of expressways since opening of Seto-Chuo Expressway**

単位：km

| 開通日 | 路線・区間 | 距離 | 開通日 | 路線・区間 | 距離 |
|---|---|---|---|---|---|
| 山陽道 | | (162.6) | 高松道 | | (23.7) |
| S 63.7.27 | 西条—志和 | 11.0 | H 4.4.19 | 坂出—坂出 JCT | 2.0 |
| S 63.12.7 | 広島—広島 JCT | 7.5 | 〃 | 善通寺—坂出JCT | 21.7 |
| H 2.7.31 | 姫路西—竜野西 | 11.0 | | —高松西 | |
| H 2.11.30 | 河内—西条 | 11.1 | | | |
| H 3.3.16 | 岡山総社 | 9.1 | 松山道 | | (59.0) |
| | —倉敷 JCT | | H 3.3.28 | 土居—いよ西条 | 22.2 |
| H 3.3.20 | 福山東—福山西 | 16.9 | H 6.11.16 | いよ西条—川内 | 36.8 |
| H 3.3.28 | 姫路東—姫路西 | 12.9 | | | |
| H 5.3.31 | 岡山—岡山 JCT | 7.1 | 高知道 | | (29.1) |
| H 5.10.26 | 福山西—河内 | 38.0 | H 4.1.30 | 川之江 JCT | 29.1 |
| H 5.12.16 | 備前—岡山 | 38.0 | | —大豊 | |




図—2　車種別橋上交通量

**Fig.2　Traffic volume on bridge by type of vehicle**

## 3．瀬戸中央道の交通量の推移

(1)　交通量の実態

瀬戸中央道の車種別交通量の推移を児島 IC～櫃石島間の交通量（以後「橋上交通量」という）で図—2 に示す。

車種構成は平成 6 年の場合で普通車 71%、大型車 21%、特大車 2%、軽自動車 6%と、開通以来その割合に大きな変化がない。

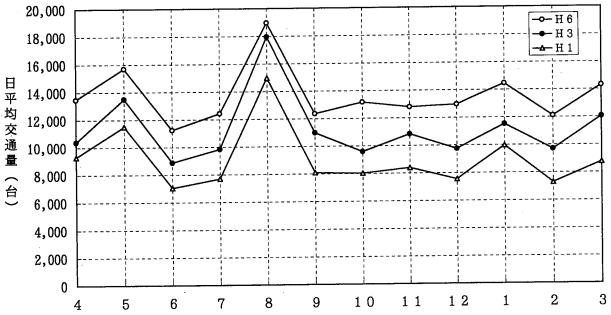
月間橋上交通量を図—3 に示す。ゴールデンウィーク、夏休み、正月の各期間を含む月の交通量が高く、10 月～12 月の交通量が概ねその年度の日平均交通量に相当している。

(2)　OD 特性

OD 調査の結果を図—4 に示す。調査日は、各年共 10 月又は 11 月の平日のもので、橋上交通量に対する占有率を表している。

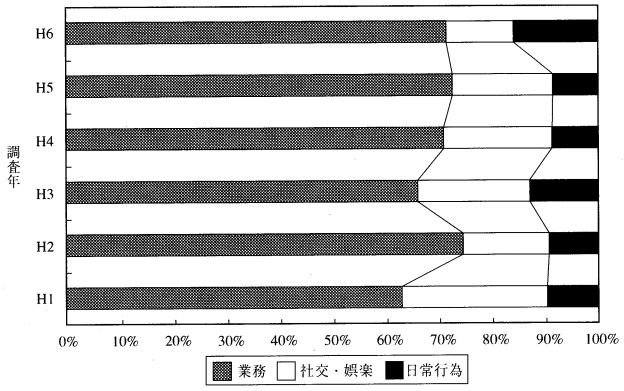
目的別利用割合を見ると業務及び日常行為を目的とする利用が年々漸増し、社交・娯楽目的が徐々に減少している。

発着地別に見ると、本州側では岡山及び隣接する兵庫・広島の 3 県合計で約 6 割を占めて安定している。四国側では、高速道路の供用に従い香川県で減少し、対照的に高知県で増加している。



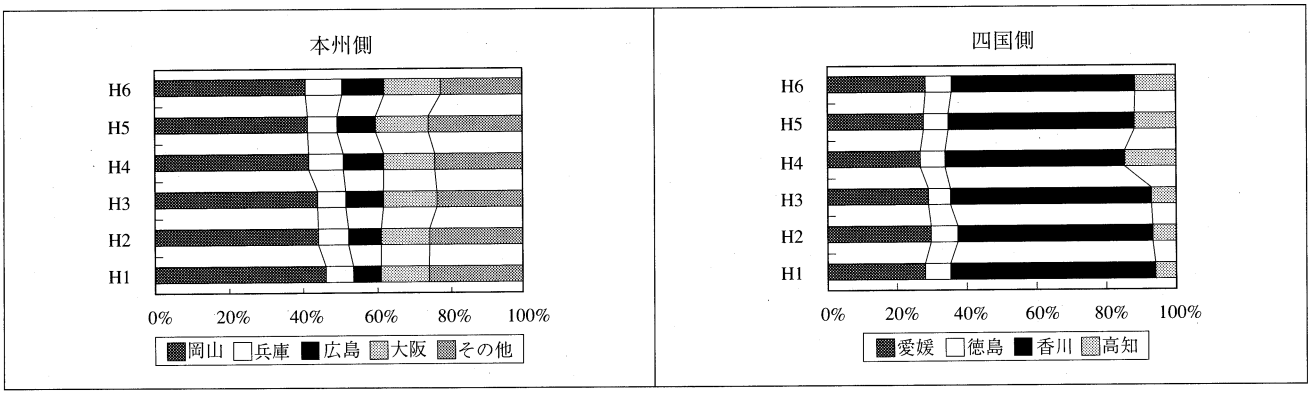

図—3　月別橋上交通量

**Fig.3　Monthly traffic volume on bridge**




図—4　目的別利用割合

**Fig.4　Percentage of traffic by purpose**




図—5　発着地別利用割合

**Fig.5　Percentage of traffic by origin and destination**

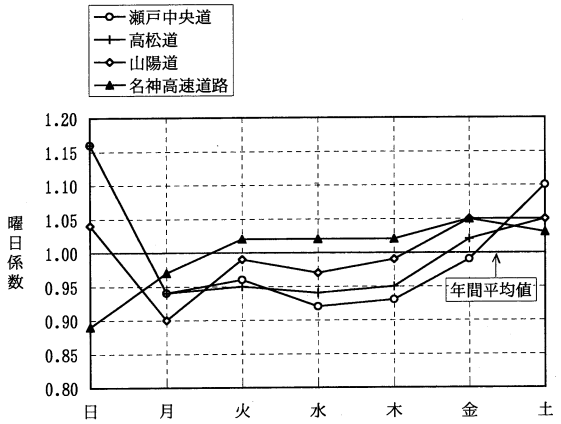
## 4．他高速道路との比較

(1) 曜日係数

瀬戸中央道と高松道、山陽道及び名神高速道路の曜日係数を図—6に示す。瀬戸中央道で年平均交通量を上回っているのは日・土のみで平日に比べ曜日係数がかなり大きくなっている。名神高速道路だけは日曜日の曜日係数が平日より低く、道路利用の違いが特徴的に現れている。

(2) 群分類

日曜日係数と昼夜率により道路の性格を分類した群分類図を図—7に示す。瀬戸中央自動車道の場合、昭和63年を除けば幹線・観光道路に分類されるが主要幹線側にシフトしている傾向がうかがえる。




図—6 曜日係数の比較

**Fig.6 Comparison of day-of-week index**

## 5．周辺高速道路の整備と瀬戸中央道交通量の関連分析

(1) 分析方法

瀬戸中央道近くの岡山県や香川県などに高速道路の区間が新規に開通すれば、全般的にトリップにかかる所要時間が短縮され、1日のうちにより遠くまで行動できる可能性があるので、本州側に留まっていた諸活動が四国にまで、また四国側に留まっていた諸活動が本州まで及ぶようになり、瀬戸中央道を利用する交通の増加が見込まれる。そこで「周辺地域の高速道路延長」と「橋上交通量」の関係に関する相関・回帰分析を行い、供用延長の拡大に伴いどのように交通量が増加していくのかを考察する。なお分析の対象とする周辺高速道路は以下の範囲に限定した。

| |
|---|
| 岡山・兵庫・広島（廿日市 Jct まで）県内にある山陽・高松・松山・高知自動車道 |

回帰式の形式は

橋上交通量 $Y=a+b\cdot X$（周辺地域の高速道路延長）という線形単純回帰式である。

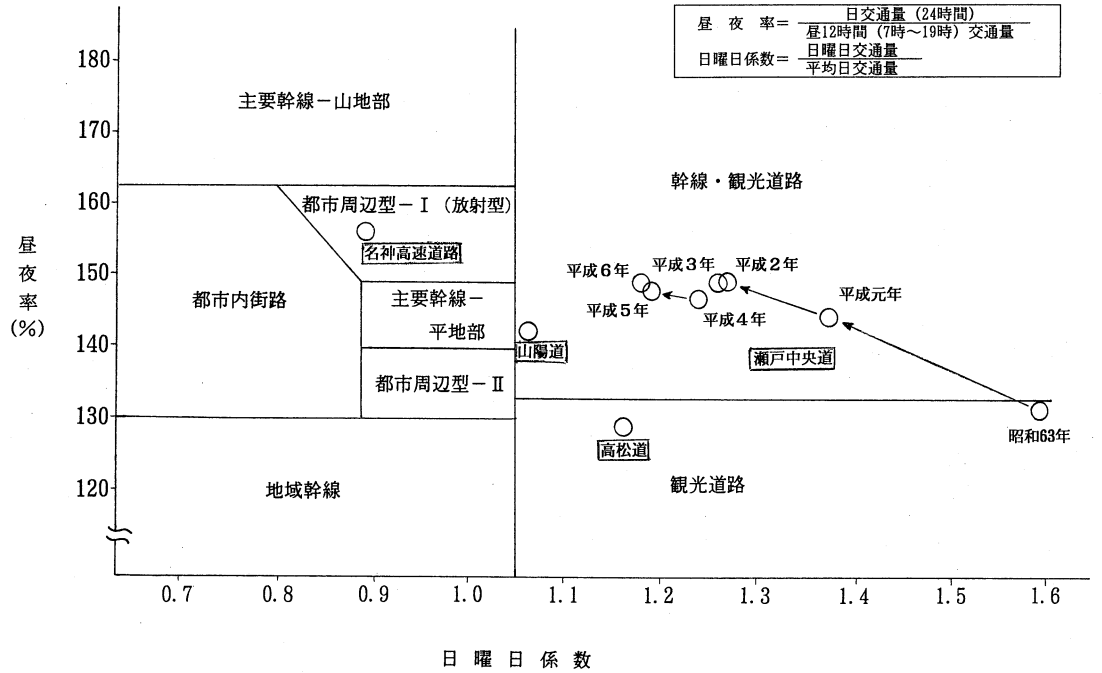
トリップの経路上に高速道路の区間が長く連続している場合と、短い区間に分かれている場合とで利用意欲に差があるかも知れない。すなわち供用延長として

①瀬戸中央道と直結していない区間も含む集計

②瀬戸中央道と直結している区間のみの集計

の2通りの集計方法が考えられるが、結果的には有意差が出なかったので①による分析結果のみ紹介する。

橋上交通量は表—3の与島PA～坂出北IC間の全車




図—7 群分類

**Fig.7 Classification of subgroup**

表—2　瀬戸中央道と直結していない区間も含む高速道路延長(単位 km)

**Tab.2　Total service length of expressways including ones not directly access to Seto-Chuo Expressway (unit: km)**

| | S63 | H1 | H2 | H3 | H4 | H5 | H6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 兵庫県 | 20.2 | 20.2 | 31.2 | 44.1 | 44.1 | 44.1 | 44.1 |
| 岡山県 | 43.4 | 43.4 | 43.4 | 52.5 | 52.5 | 97.6 | 97.6 |
| 広島県 | 58.9 | 58.9 | 70.0 | 86.9 | 86.9 | 124.9 | 124.9 |
| 本州側計 | 122.5 | 122.5 | 144.6 | 183.5 | 183.5 | 266.6 | 266.6 |
| 香川県 | 30.6 | 30.6 | 30.6 | 30.6 | 54.3 | 54.3 | 54.3 |
| 愛媛県 | 18.8 | 18.8 | 18.8 | 41.0 | 56.3 | 56.3 | 93.1 |
| 高知県 | 21.0 | 21.0 | 21.0 | 21.0 | 34.8 | 34.8 | 34.8 |
| 四国側計 | 70.4 | 70.4 | 70.4 | 92.6 | 145.4 | 145.4 | 182.2 |
| 合　計 | 192.9 | 192.9 | 215.0 | 276.1 | 328.9 | 412.0 | 448.8 |

注1：対象県内にある山陽（廿日市 JCT まで）・高松・松山・高知道の各年末現在の供用延長
注2：瀬戸中央道を含まない

表—3　橋上交通量

**Tab.3　Traffic volume on bridge**

(台/日)

| | S63 | H1 | H2 | H3 | H4 | H5 | H6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 与島 PA～坂出北 IC | 9,691 | 8,111 | 8,777 | 10,103 | 11,179 | 11,598 | 12,872 |

交通量（年平均平日交通量）を使用する。瀬戸中央道には途中与島 PA があり、本州・四国それぞれに U ターンが可能であるので、児島 IC～櫃石島間と与島 PA～坂出北 IC 間で若干その値が相違するが、U ターン交通量の構成比率が少なく、より本州と四国の結びつきを反映している後者の与島 PA～坂出北 IC 間の交通量を対象に分析する。

(2)　分析ケース

周辺地域の高速道路延長の集計方法として県別、距離帯別などいろいろな地域集計の方法があるが、距離の測定・計算の容易さから県別集計を採用する。前述の対象地域 6 県個別の県別集計に加えて、本州側 3 県・四国側 3 県の合計、さらにこの 6 県全域の合計の都合 9 ケースの地域に対して分析する。

1 地域だけとの関係を考察する単純相関・回帰分析に加えて、2 地域以上の地域の供用延長との相関・回帰を考察する多元相関・重回帰分析もあるが、現時点では、扱える標本が昭和 63 年より平成 6 年まで、全部で 7 個とデータ数が少なく、理論上説明変数の数を多くできないので、まず 1 地域の延長のみに対する単純な統計分析により高速道路延長と交通量の関係を考察する。

(3)　分析結果

各ケースで求められた「交通量を供用延長で説明する回帰式」「$R^2$ 値(決定係数)」「交通量と供用延長の相関係数」を**表—4** に示す。

上表より供用延長と橋上交通量の関係に関して以下の事柄が読み取れる。回帰関係の強さは一般には $R^2$ 値(決定係数) で評価するが、1 変数の線形回帰式であるので、相関係数でも判断できる。

①Ａ4からＡ9まで県別に相関の強さを比較すると、愛媛県がずばぬけて強く(95%)、逆に兵庫県がずば抜けて低い(78%)。他の 4 県は似たり寄ったりである（90～85%)。

②四国側の県が全般に良く、本州側が悪い。したがって、Ａ2とＡ3の地域別の比較をしても、四国側が良く（95%）本州側が悪い（90%)。

③Ａ1の全域は四国と本州の中間である（94%)。

④香川県と高知県は相関係数が全く同じである。

表—4　非直結区間を含む高速道路延長と橋上交通量の回帰

**Tab.4　Relationships between Total service length and traffic on bridge**

| ケース | 地　域 | 回帰式 | $R^2$ 値 | XとYの相関係数 |
|---|---|---|---|---|
| Ａ1 | 全　域 | Y＝5.918＋14.95 X | 0.891 | 0.944 |
| Ａ2 | 本州側 (Ａ4＋Ａ5＋Ａ6) | Y＝5,870＋24.22 X | 0.805 | 0.897 |
| Ａ3 | 四国側 (Ａ7＋Ａ8＋Ａ9) | Y＝6,520＋34.36 X | 0.906 | 0.952 |
| Ａ4 | 岡山県 | Y＝6,862＋56.46 X | 0.721 | 0.849 |
| Ａ5 | 兵庫県 | Y＝6,324＋113.1 X | 0.604 | 0.777 |
| Ａ6 | 広島県 | Y＝5,707＋52.96 X | 0.802 | 0.895 |
| Ａ7 | 香川県 | Y＝5,668＋114.5 X | 0.760 | 0.872 |
| Ａ8 | 愛媛県 | Y＝7,873＋56.81 X | 0.900 | 0.949 |
| Ａ9 | 高知県 | Y＝5,043＋196.6 X | 0.760 | 0.872 |

注：Y＝橋上交通量（台/日)、X＝高速道路供用延長（km)

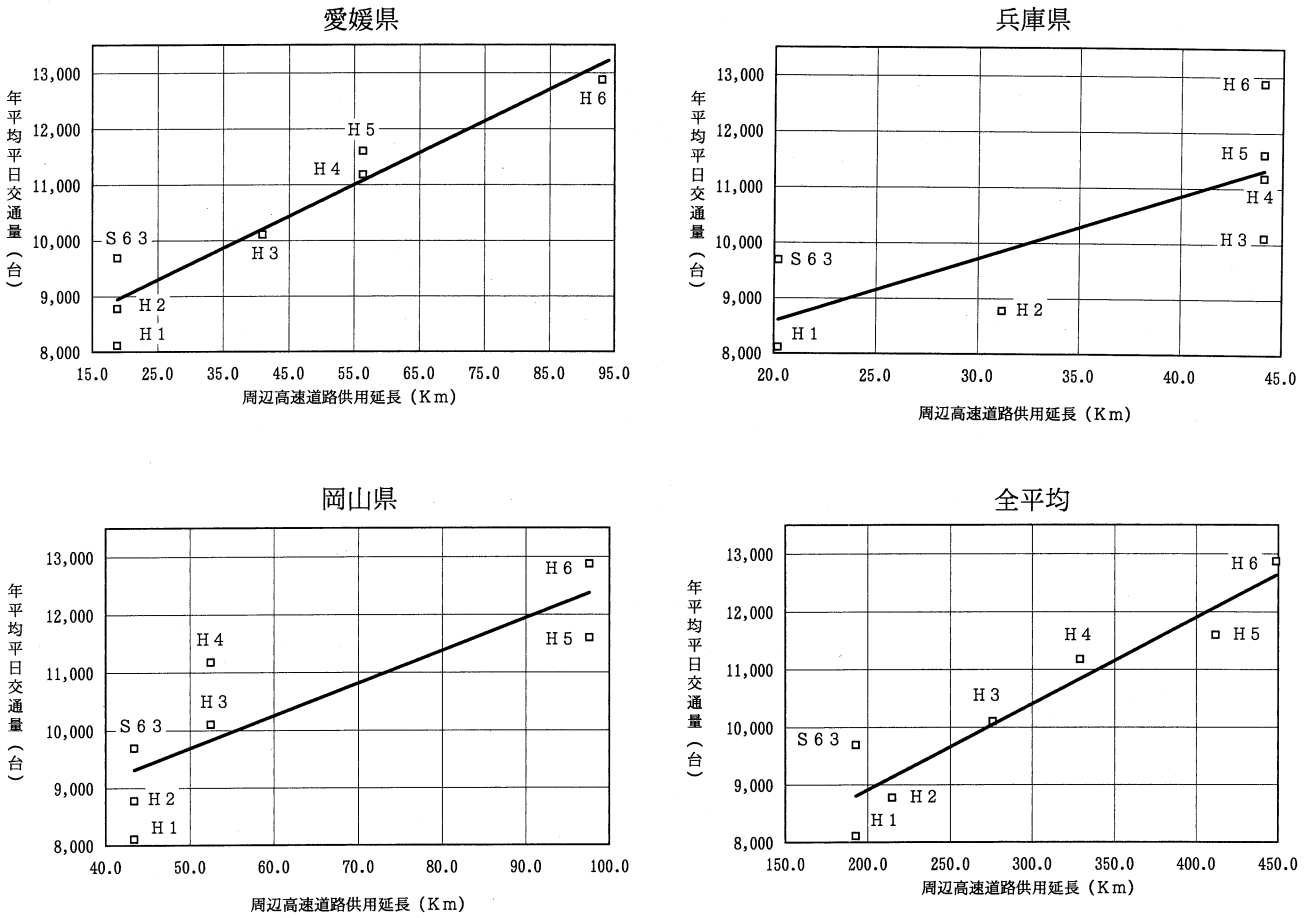
データ数が 7 個でしかも延長の変化に欠ける（同一の年が多い）という問題があるが、全般的に「高速道路延伸」と「橋上交通量」にかなり強い相関・回帰関係のあることを示している。

香川・高知両県は供用パターンが同一である(平成 4 年中に 1 回だけ延長を増やしている）ので、相関係数が同一になるのは理論的に当然の帰結である。

「供用延長」と「橋上交通量」の相関図を**図—8** に示す。図中の直線は求められた回帰直線である。

相関（回帰の適合）が最高の愛媛県と最低の兵庫県でかなり差がついたので、両県の相関図を比べると、愛媛県は 1 つの直線の近くにデータが分布しているが、兵庫県では 3 年以降に延長が増えていないのにどんどん交通量が増加しているので相関の程度が低下したのである。兵庫県下の高速道路は、平成 5 年 12 月に備前～岡山 IC 間（岡山県）が開通するまでは、瀬戸中央道との中間に“高速道路網の隙間”が 45.1 km もあり、瀬戸大橋と直結していなかったので、県下の供用延長と橋上交通量の関係が薄かったのであろう。逆に、平成 6 年は供用延長が前年と同一であっても瀬戸大橋に直結したので、それ以前の 3 年間と橋上交通量への影響度が相違して当然と思われるが、今回の延長集計方法ではこの点を識別できない。

次は相関係数が 2 番目に低かった岡山県の結果である。直線的に分布するというよりは、対数曲線のような曲線的に分布している。岡山県は当初の 5 年間に新規開通したのは倉敷 JCT～岡山総社 9.1 km で、岡山総社 IC が新たに出入口として加わったのみであるが、この間にも橋上交通量の大きな伸びがあった。これは瀬戸中央道利用料金の割引制度の拡充効果によるところが大きく、供




図—8　高速道路延長と交通量の相関

**Fig.8　Relationship between service length and traffic volume**

用延長のみで説明しきれない要素を含んでいる。つまり、平成4年までは供用延長＋料金の効果、平成5年以降は供用延長のみの効果ということで、後半が前半の傾向を追従できなっかたのであろう。供用延長1変数のみで橋上交通量を説明するには1つの限界といえる。

最後に6県全域の対象路線に対する相関図を見ると相関係数は昭和63年を含めても94%と高い。5年が回帰直線を若干下回っているのは新規供用が10月下旬（38 km）と12月中旬（38 km）と遅かったためと考えられる。

**表—4**の回帰係数をみると、単位距離の新規供用に対し最も橋上交通量が増えるのは高知県で、キロ当たり約200台の増加、ついで香川・兵庫県の約110台であるといえる。逆に影響のないのは広島・岡山・愛媛県でキロ当たり50台ほどしか増えない。この3県は既に100キロ前後の延長があり、新規供用のインパクトが鈍化傾向にあるのかも知れない。

## 6．あとがき

瀬戸中央道と周辺高速道路の整備進捗に着目した分析例を報告した。関連は認められるが何分にもサンプル数が少ないので、今後データを蓄積して分析すれば一層現実に近い結果が得られると考えられる。

### 参考文献

1）周辺高速道路整備と瀬戸中央自動車道交通量の関連分析　平成7年3月　本州四国連絡橋公団・福山大学

# 瀬戸中央道における雪氷予測の改良

**Improvement of Forecast Method of Ice and Snow on Seto-Chuo Express way**


第二管理局 維持施設第一部　道路維持課長　土居敏彦 Toshihiko Doi

第二管理局 維持施設第一部　道路維持課長代理　大麻毅 Tsuyoshi Oasa

概　要

雪氷体制の判断材料として、本路線の気象観測機器及び気象庁のデータを統計解析して、降霜結露型凍結、積雪型凍結、降水型凍結の予測式を作り、パソコン（PC-98）で操作出来るプログラムを作成した。降霜結露型凍結は下津井瀬戸大橋（SB４A）、南備讃瀬戸大橋（BB４A）における露点温度予測を行い、露点差（路温－露点温度）と結露の条件を整理して、既予測の路温降下予測式を加えて凍結予測を行うものである。積雪型凍結は南岸低気圧、冬型気圧配置の場合について、米子の高層気温、降雪確率（POFP）から予測を行うものである。降水型凍結は、降水確率（POP）と実降雨の関係を整理して、路温降下予測式を加えて凍結予測を行うものである。

For the material of judgement in snow and ice forcast, we analyzed statistically weather data on this road and those of Meteorological Agency. Weda method of forecast for freezing by frost and dew. freezing by snow, and freezing by rain, and a program operating in personal computer. Forecasting the dew point in Shimosui-Seto Bridge and Minami Bisan-Seto Bridge, adjusting the difference of dew point and the condition of dewing, freezing by frost and dew cow be forecasted using ornforecast of the temperature fall of the road surface. In the case the low atmosphreric pressure of the south region and the winter term distribution of atmospheric pressure, freezing by snow cow be forecsated using the temperrature of the upper ambient air current over Yonago city and probability of snow fall.

Freezing by rain cow be forecasted adjusting the relation of the probability of rain fall and actual rain fall in addition to the method of forecasing the temperature fall of the road surface.


## 1．まえがき

雪氷対策は12月から３月の長い期間（年間1/3）注意を要するが、本路線は瀬戸内海の海上部とそれに続く平野部に位置し気候は温暖であるため豪雪地域とは異なった凍結形態（降霜結露等）を示す。また雪氷に関する事象に接する機会は少なく、経験による雪氷予測の精度向上及びそれを継承していくことは容易ではない。

しかし道路を安全な状態に維持していく観点から雪氷対策は重要であり、雪氷予測を正確に行うことがその後の雪氷作業の良否にかかってくる。

これまでの雪氷対策の判断は予測データとしては、既検討の路温降下予測式〔参考文献　2)、その後平成５年度改良〕と天気予報（マイコス含む）であり、実況データでは路面水分（降雨）の有無、本路線設置の気象観測機器データ、道路巡回情報等に依っていたが、充分に信頼しうる予測手法が無いため維持管理の担当者の経験に頼っているところが多かった。

今回、凍結予測まで行える雪氷予測プログラムを作成し、これまでの判断材料にこの予測結果を加えることにより雪氷対策の判断を容易にすることを目的にした。雪氷予測の精度向上はこのプログラムを改良していくことによって継承できると考える。

検討内容は路面水分、降霜結露、降積雪について本路線の気象観測機器及び気象庁のデータを統計解析して予測式を作り、既検討の路温低下予測式を取り込んで雪氷予測プログラムを作成した。プログラムの内容は降霜結露型凍結、積雪型凍結(南岸低気圧型、西高東低型)、降水型凍結（南岸低気圧型、西高東低型、路面水分有）である。その他、瀬戸内海沿岸地域の降積雪の概況及び最近の事例、大鳴門橋関連との路温予測の違いについてまとめた。

## 2．瀬戸内地域の降積雪の概況と最近の事例

降積雪の発生する気圧配置は、太平洋岸を通る低気圧(南岸低気圧）と西高東低型（冬型）気圧配置であり本四道路関連の近年の降積雪の事例を**表—1**、**写真—1**から４にまとめた。温暖な地区であるがほぼ毎年積雪を経験している事が分かる。**表—1**のNo.4、No.7はそれぞれ西高東低型(低気圧通過後１週間程度継続)、南岸低気圧の典型である。寒気の南下と低気圧の通過に注意を要する。各型の概況を以下に示す。

### 2.1　南岸低気圧による降雪

警戒すべき期間は、低気圧が南海上を通り易くなり、内海の水温の下がる１月中旬から３月中旬である。

大陸の高気圧が北日本方面に張り出した状況で、日本の南海上に前線が発生し前線上の台湾の北東海上に低気

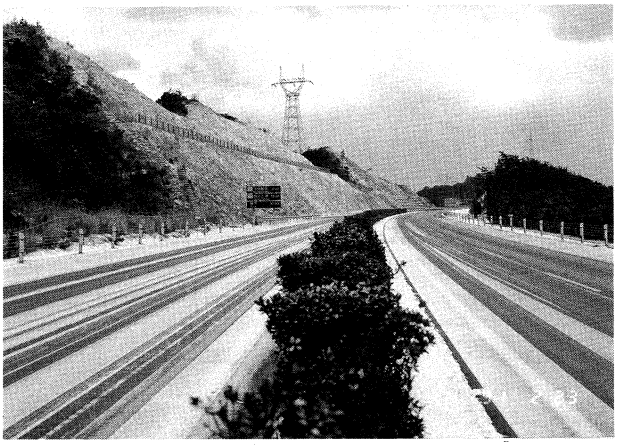
表—1　本四道路関連の近年の降積雪の事例

**Tab.1　Recent records of snowfall around Seto-chuo Expressway**

| No. | 年 月 日 | 気圧配置 | 高層気温（米子） | | 写真 | 本四道路及び周辺地域の積雪状況　cm<br>（℃）鋼床版最低路温 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 850 hpa | 500 hpa | | |
| 1 | '88.12.16 | 西高東低型 | −11.0℃ | −29.2℃ | 1 | 撫養橋（−1.6℃）5 cm |
| 2 | '90. 1.24 | 西高東低型 | −13.7℃ | −28.2℃ | | 撫養橋（−4.7℃） |
| 3 | '90. 1.31 | 南岸低気圧 | −8.2℃ | — | 2 | 撫養橋（0℃）、洲本（管）通行止　高松・倉敷 2 cm |
| 4 | '91. 2.22 | 西高東低型 | −15.5℃ | −36.4℃ | 3 | 23 日 1 cm、大鳴門（−2.7℃）、25 日撫養（−4.2℃）　高松 3 cm |
| 5 | '91. 3.15 | 南岸低気圧 | （−4℃） | — | | 倉敷 3 cm |
| 6 | '93. 2. 1 | 西高東低型 | −7.4℃ | −31.9℃ | | 岡山 2 cm |
| 7 | '94. 2.11 | 南岸低気圧 | −9.3℃ | — | 4 | 早島（管）通行止 15 cm　倉敷 12 cm、玉野 11 cm |

写真—1　鋼床版と RC 床版（写真手前）の積雪状況
'88.12.16 撫養橋付近

**Photo.1　Snowfall on steel and RC (ront side) floor slab**

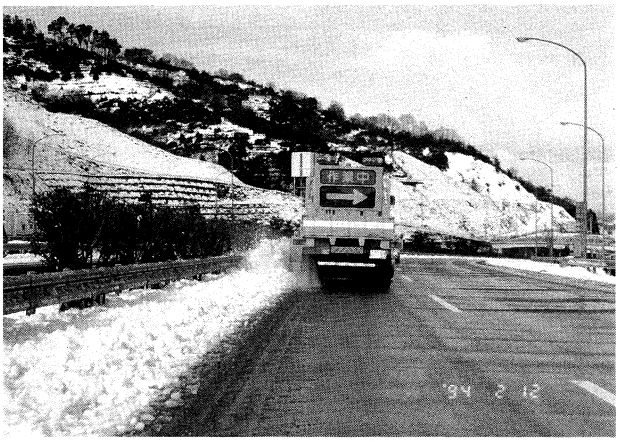


写真—3　鳴門北付近積雪状況　'91.2.22

**Photo.3　Snowfall around Naruto-kita February 22, 1991**

写真—2　鋼床版シャーベット状積雪　'90.1.31 大鳴門橋

**Photo.2　Sherbet-like snowfall on steel floor slab**



写真—4　早島付近積雪状況　'94.2.11

**Photo.4　Snowfall around Hayashima February 11, 1994**

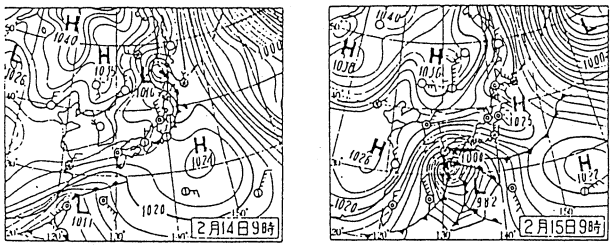
圧が発生して次第に発達しながら日本の南海上を太平洋沿岸から離れて東北東に進む。

急速に発達する場合は、南からの暖気が強く、北東に進み雨となる。また、低気圧が沿岸に接近して進むと暖気の影響で雨となる。さらに寒気が強く低気圧が離れて発達せずに東に進む時は降水はない。

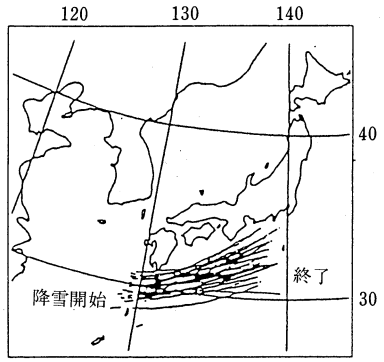
上空の気温は 850 hPa で−3℃以下、地上の気温で 2℃以下であり、降雪は低気圧が九州南部に接近して始まり、紀伊半島の東海上に抜けて止む。代表的な南岸低気圧型（降雪）天気図及び降雪時の低気圧経路を図—1 に示す。

## 2.2　西高東低型（冬型）気圧配置による雪

12 月中旬から 3 月中旬まで注意が必要だが、特に警戒すべき期間は 12 月下旬から 2 月下旬である。日本海東部に寒気を伴った小低気圧があり、上空の気温は 850 hPa で−9℃以下、500 hPa で−30℃以下で、西よりの風が吹く場合は関門海峡から内海沿いに侵入した雪が讃岐平野に降雪をもたらす。低気圧は日本の東海上へ抜け、大陸の高気圧が上海上空付近から西日本の南海上へ張り出し、低気圧との間で気圧の傾きが大きく北西の風が強く上空の寒気は弱まるが、山雪型で中国山地で降雪量が多い。この場合中国山地を吹き越えた雪雲が時に岡山平野に降



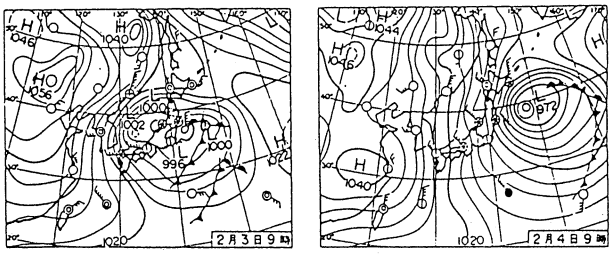

南岸低気圧型




降雪時の低気圧経路

図—1　南岸低気圧型（降雪）天気図および降雪時の低気圧経路

**Fig.1　Weather chart of southern region low pressure type (snowfall) and path of low pressure during snowing**




冬型（里雪型）　　冬型（山雪型）

図—2　西高東低型（里雪型から山雪型に移行）天気図

**Fig.2　weather chart of West-low East-high pressure type (transition from field snowfall to mountain snowfall)**

表—3　SB４A、BB４Aの結露予測と確率
（　）内は統計期間内の出現頻度（'89.12-'94.3）

**Tab.3　Dewing forecast and its probability for SB４A and BB４A**
**(　) denotes occurrence probability during statistics (12/1989-3/1994)**

| 露点差 | a　1℃ | b　3℃ | c　4℃ | d |
|---|---|---|---|---|
| SB４A | 68%(17/25) | 28%(14/50) | 16%(4/25) | 1%(1/110) |
| BB４A | 36%( 4/11) | 20%( 7/35) | 3%(1/32) | 6%(9/144) |

雪をもたらす。代表的な西高東低型（里雪型から山雪型に移行）天気図を図—2に示す。

## 3．雪氷予測

以下に降霜結露型凍結、積雪型凍結、降水型凍結の検討結果を示す。凍結判定等の各予測確率は解析データから算出したものである。

### 3.1　降霜結露型凍結の予測

当該地域の凍結は、移動性高気圧におおわれた快晴無風の天気で放射冷却が利くと、鋼床版等の橋梁で路温が下がり、結露凍結・降霜が起こる。特に空気中に水分の多い初冬や地理的条件（海峡・川・池に架かる橋）によって、その可能性は高まる。ここでは、降霜結露型凍結に直結する露点温度の予測、結露・降霜予測、凍結判定を検討した。なお、結露・降霜の判定は下津井瀬戸大橋（SB４A）、南備讃瀬戸大橋（BB４A）に設置した気象観測機器の路面水分の検知結果をもとに行った。

(1)　露点温度予測

SB４AとBB４Aの露点温度予測は天気図型（寒気移流型、高気圧型、暖気移流型）に分けて検討した。BB４Aの露点温度予測式の緒元を表—2に示す。説明変数選定については、当日15時の九州（長崎、福岡、平戸、厳原、福江）の露点温度と翌朝6時の岡山、高松の露点温度の相関を調査し、重相関係数の高い福江（壱岐）を選択した。また翌9時の950 hPaにおける広島・高松の予想露点温度と、現地（SB４A、BB４A）の17時の露点温度の相関を調査し広島を選択した。

(2)　結露予測

調査期間の全無降水日を抽出し、露点差（路温－露点温度）と実際の路面の結露の状況について結露確率をランクa、b、c、dに分けてSB４AとBB４Aの結露予測とその確率を表—3にまとめた。一般に露点温度以下に路温が下がって結露すると考えられるが、実際は観測機器の設置場所などにより、温度が2℃から3℃高くても結露している。

(3)　降霜結露型凍結の凍結判定

結露状態で路温が0℃以下の場合を凍結と判定する。結露の確率は実況値によるもので、露点温度の予測誤差は含まれていない。また路温は表—10の路温予測値の精度より予測誤差（標準偏差）を$\sigma \fallingdotseq \pm 2$℃としてa、b、cランクに分けて予測確率を算出した。路温と露点差を組み合わせて凍結ランクをA、B、Cで判定する。降霜結露

表—2　BB４A 露点温度予測式　諸元（統計期間 '89.12-'94.3 冬期12月—3月）

**Tab.2　Smmery of forcast equation of dew point (records from Dec. 1989-Mar. 1994, winter term Dec.-Mar.)**

| 天気図型 | 露点温度 BB4A17時 | 露点温度 福江15時 | 950 hpa 露点温度 広島(09時予想) | 定　数 | 誤　差 (標準偏差) | F　値 (分散比) | データ数 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 寒気移流 | 0.241 | 0.273 | 0.434 | −1.599 | 1.83 | 92 | 111 |
| 高気圧 | 0.518 | 0.291 | 0.124 | 0.021 | 1.65 | 90 | 98 |
| 暖気移流 | 0.409 | 0.094 | 0.481 | −0.031 | 1.91 | 114 | 92 |

型凍結の判定とその予測確率を**表—4**に示す。

### 3.2 積雪型凍結の予測

当該地域の降雪は太平洋岸を通る低気圧(南岸低気圧)による雪と西高東低型の冬型気圧配置で降るにわか雪とがある。

(1) 南岸低気圧による積雪型凍結

1) 高層気温と降雪判定

南岸低気圧の場合の米子の高層気温と岡山、高松の降雪の関係を調査したが、降雪の頻度が著しく少なく調査期間内のデータだけでは解析困難なため過去に遡って調査（多度津を含む）するとともに、気象台の雨雪判定基準（岡山県、広島県、香川県）を加味して判定基準を設定した。米子の850 hPaの高層気温（T 850と表示）をa、b、c、dランク（ランクdについては凍結判定は行わない。以下同じ）に分けて岡山＋高松の降雪判定を行った。南岸低気圧型の場合の850 hPaの高層気温と降雪判定基準を**表—5**にまとめた。

2) 岡山の降雪確率(POFP)と降雪(岡山、高松)

南岸低気圧の場合について降雪確率(POFP)と降雪の関係を整理した。降雪確率(POFP)は最近のものしかないためデータ数は少ないが、a、b、c、dランクに分けて岡山＋高松の実降雪確率及び出現頻度を計算した。a、b、c、dのランクを**表—6**の上段に示す。

3) 南岸低気圧による積雪型凍結の判定

米子における850 hPaの夜間の高層気温と岡山の降雪確率(POFP)を組み合わせて南岸低気圧による積雪型凍結の判定をA、B、Cのランク別に行った。**表—7**に積雪型凍結の判定及び予測確率(南岸低気圧型の場合を上段に表示）を示す。

(2) 西高東低型(冬型)気圧配置による積雪型凍結

1) 高層気温（米子）と降雪（岡山＋高松)

冬型気圧配置について、米子における850 hPaと500 hPaの高層気温（T 850、T 500と表示）と降雪(岡山、高松)の関係を調査した。高層気温は夜間の値とするため当日21時と翌日9時の平均値を用いた。米子の高層気温の850 hpaと500 hpaを組合せてa、b、c、dランクを設定して降雪判定を行う。500 hPa、850 hPaの高層気温と降雪の判定基準を**表—8**及び**図—3**に示す。

2) 岡山の降雪確率(POFP)と降雪(岡山＋高松)

冬型気圧配置の場合について岡山の降雪確率(POFP)と、現地（岡山＋高松）の実際の降雪を整理した。POFPをa、b、c、dランクに分けて現地の実降雪の降雪確率及び出現頻度を計算した。a、b、c、dのランクを**表—6**に示す。また、岡山の降雪確率（POFP）と降雪の関係を**図—4**に示す。

3) 冬型気圧配置における積雪型凍結の判定

米子の850 hPaと500 hPaの夜間の高層気温と岡山の降雪確率(POFP)を組み合わせて冬型気圧配置の積雪型凍結の予測をA、B、Cのランク別に行った。**表—7**に積雪型凍結の判定と予測確率(西高東低型の場合を下段に表示）を示す。

**表—4 降霜結露型凍結の判定と予測確率('89.12-'94.3)**

**Tab.4 Judgmemt of freezing by snow and frost and its probability (12/1989-3/1994)**

| 上段：SB4A <0℃<br>下段：BB4A の確率<br>結露確率 | | | 路温（σ≒±2℃）<br>−2℃ 0℃ +2℃<br>a 85% | b 50% | c 15% |
|---|---|---|---|---|---|
| 露点差・実況値 | 1℃ | a 68%<br>36% | A 58%<br>31% | B 34%<br>18% | C 10%<br>5% |
| | | b 28%<br>20% | B 24%<br>17% | B 14%<br>10% | C 4%<br>3% |
| | 3℃ | c 16%<br>3% | C 14%<br>3% | C 8%<br>2% | 2%<br>0% |

**表—5 850 hpの高層気温（T 850）と降雪判定基準 岡山＋高松 積雪型凍結Ⅰ（南岸低気圧型）POP≧40%（'91.12-'94.3)**

**Tab.5 Snowfall forecast and upper ambient temperture (T850) at 850 hpa-Okayama＋Takamatsu Freezing by snow type Ⅰ (southern region low pressure type) POP≧40% (12/1991-3/1994)**

| ランク | 判定基準 | 降雪確率（頻度） | 備 考 |
|---|---|---|---|
| a 降雪 | T 850≦−6℃ | 67%（2/3） | 積雪型凍結 |
| b 降雪 | T 850≦−4℃ | 0 %（0/5） | 降水型凍結 |
| c 降雪 | T 850≦−2℃ | 0 %（0/10） | 降水型凍結 |
| d — | T 850＞−2℃ | 0 %（0/52） | 判定しない |

**表—6 降雪確率（POFP）と降雪判定基準**
**（ ）は現地の実降雪頻度（'91.12-'94.3)**

**Tab.6 Snowfall probability (POFP) and Criteria for snowfall ( ) denotes actual snowfall at site (12/1991-3/1994)**

| ラ ン ク | | a | b | c | d |
|---|---|---|---|---|---|
| 南岸低気圧型 | POFP<br>降雪確率 | 70%以上<br>0%(0/0) | 60%、50%<br>50%(1/2) | 40%、30%<br>11%(1/9) | 20%以下<br>0%(0/59) |
| 西高東低 型 | POFP<br>降雪確率 | 80%以上<br>57%(4/7) | 70%、60%<br>29%(18/63) | 50%、40%<br>13%(11/83) | 30%以下<br>4%(6/143) |

**表—7 積雪型凍結の判定と予測確率 岡山＋高松（'91.12-'94.3)**

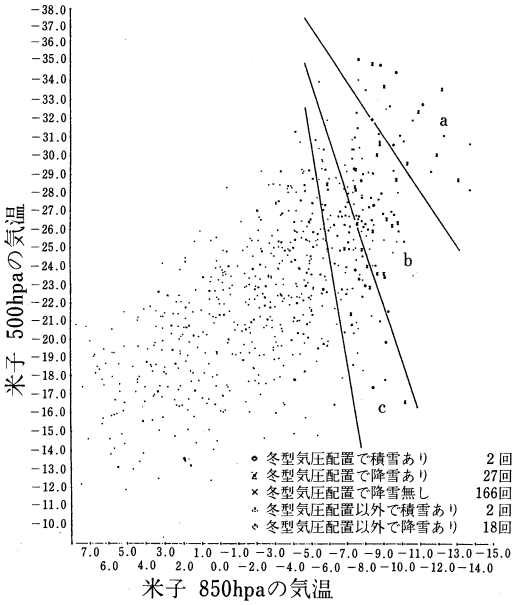
**Tab.7 Judgment of freezing by snowfall and forecast probability Okayama＋Takamatsu (12/1991-3/1994)**

| 上段：南岸低気圧 POP≧40%<br>下段：西高東低型 POP≦30%<br>降雪確率・岡山POFP | | | 高層気温（米子）<br>a 67% 90% | b 0% 40% | c 0% 24% |
|---|---|---|---|---|---|
| 70%<br>80% | | a 0%<br>57% | A 50%<br>82% | A 50%<br>82% | B 50%<br>35% |
| 50%<br>60% | | b 50%<br>29% | A 50%<br>82% | B 50%<br>35% | B 50%<br>35% |
| 30%<br>40% | | c 11%<br>13% | B 50%<br>35% | B 50%<br>35% | C 0%<br>18% |

表—8　500 hpa、850 hpa の高層気温（T 500、T 850）と降雪判定基準　積雪型凍結 II（西高東低型）POP≦30%　岡山＋高松（'91.12-'94.3）

**Tab.8　Upper ambient temperature (T500, T850) at 500 and 850hpa and criteria of snowfall Freezing by anow type II (West-low and East-high pressure type) POP≦30% (12/1991-3/1994)　Okayama＋Takamatsu (12/1991-3/1994)**

| ランク | 判定基準(a→b→cの順に判定) | 降雪確率(頻度) | 備　考 |
|---|---|---|---|
| a 降雪 | T 500+1.5 * T 850<−44.5℃ | 90%　(9/10) | 積雪型凍結 |
| b 降雪 | T 500+　3 * T 850<−49.0℃ | 40%　(17/42) | 降水型凍結 |
| c 降雪 | T 500+　6 * T 850>−61.0℃ | 24%　(11/45) | 降水型凍結 |
| d　— | T 500+　6 * T 850<−61.0℃ | 1%　(2/199) | 判定しない |




図—3　500 hpa、850 hpa の高層気温（T 500、T 850）と降雪の関係

**Fig.3　Relationship between upper ambient temperature (T500, T850) at 500 and 850hPa and snowfall**

### 3.3　降水型凍結の予測

岡山、高松の夜間天気（18 時～6 時）について降雨と降水確率（POP）の相関を調査した。

また、積雪型凍結の内「降雪あり」は降水型凍結の一つのタイプである。低気圧の通過で降水のあったあと、晴れ上がった場合も降水型凍結の頻度が高いため、降水型凍結の予測に盛り込んだ。

(1)　降水確率（POP）

路面は、0.5 mm 程度でも十分濡れた状態となるため、0 mm 以上で降水確率（POP）40%以上を路面水分有りと判断した。岡山、高松の降雨の出現頻度及び予測確率は、降水確率（POP）40%以上で 84/90＝93%である。岡山における降水確率（POP）と降水の関係を図—5 に示す。

(2)　降水型凍結の判定

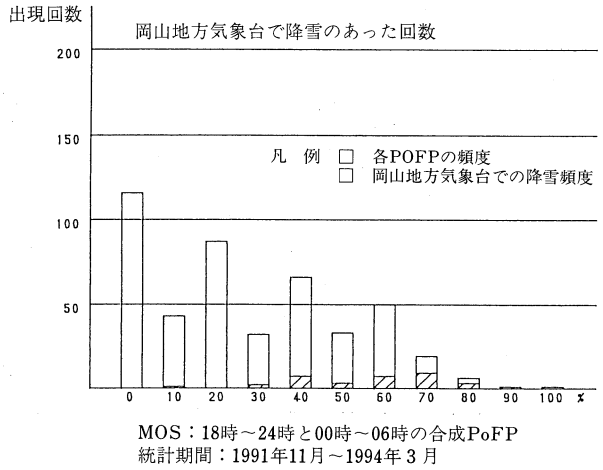
降水確率（POP）40%以上の場合について路温と組合せて凍結ランクを設定した。結果は表—9 に降水型凍結の判定と予測確率を示す。

表—7 に示した積雪型凍結の凍結ランク B、C については降水型凍結（南岸低気圧、西高東低型）の判定も行った。これは積雪型凍結の判定が路温を考慮しないためである。また、路面に水分が有る場合は降水型凍結（路面水分検知）として判定した。

表—9　降水型凍結の判定と予測確率（'91.12-'94.3）

**Tab.9　Judgment of freezing by rain and its probability (12/1991-3/1994)**

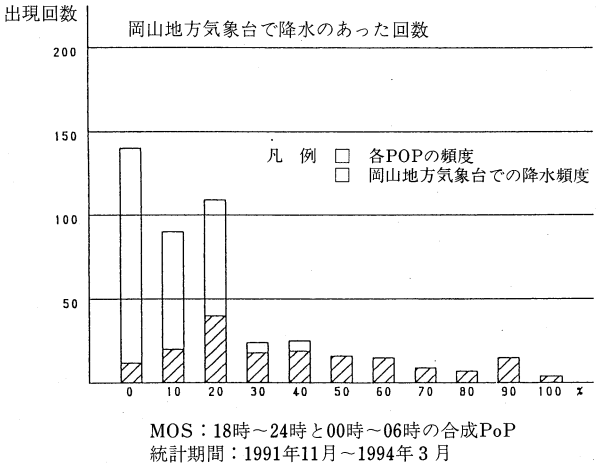
| I：南岸低気圧<br>II：西高東低型<br>III：水分検知<br>POP(40%)以上 | | 路温（σ≒±2℃）<br>−2℃ ——— 0℃ ——— +2℃ | | |
|---|---|---|---|---|
| | | a<br>85% | b<br>50% | c<br>15% |
| I<br>II | 岡山　高松<br>(降水 93%) | A<br>79% | B<br>47% | C<br>14% |
| III | 水分検知 | A　85% | B　50% | C　15% |




MOS：18時～24時と00時～06時の合成PoFP
統計期間：1991年11月～1994年 3 月

図—4　岡山の降雪確率（POFP）と降雪の関係 積雪型凍結（冬型）

**Fig.4　Relationship between snowfall probability (POFP) for Okayama and snowfall Freezing by snow (winter-term weather)**




MOS：18時～24時と00時～06時の合成PoP
統計期間：1991年11月～1994年 3 月

図—5　岡山の降水確率（POP）と降水の関係 降水型凍結

**Fig.5　Relationship between rainfall probability (POP) for Okayama and rainfall Freezing by rain**

### 3.4　路温降下予測

路温降下予測は参考文献　2)の予測式を改良したもの

を使っている。予測式の改良は気象データの'88.12から'92.3(水島は'90から)を使用し説明変数の相関の強いものを選択し直して入力データの最小化(前回の2/3)を図っている。実際の計算は18時から翌朝8時まで毎正時の路温予測(重回帰式)を繰り返す事によって路温降下パターンを計算している。岡山側の予測式の説明変数は、実況データ(米子高層気象、気象観測機器)に暦日(冬至からの日数)と気温(16時)と路温(16時)の差、1時間降水量の説明変数を加え、新たに予測データ(岡山の予想最低気温:解析も予想値を使用)を加えて予測式を作ったものである。

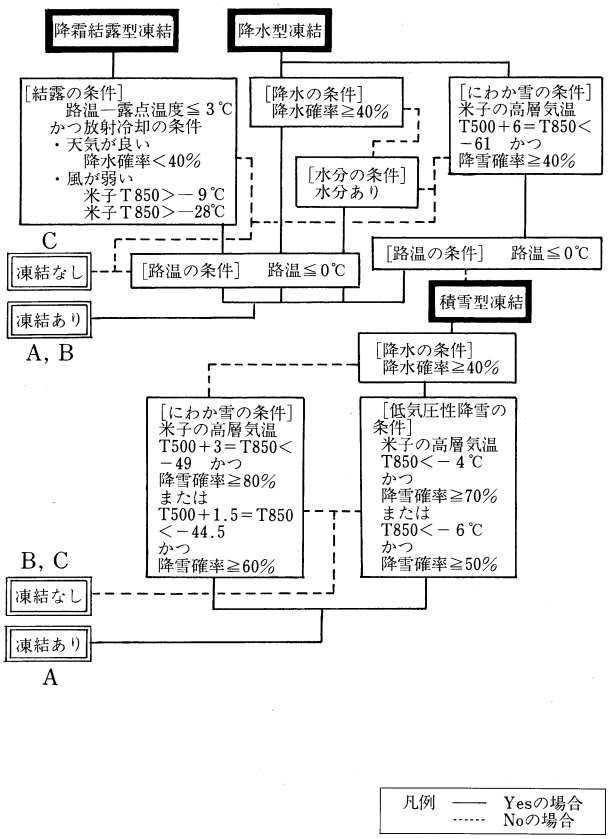
香川側は実況データのみで予測式を作ったものである。

午前6時の場合の路温予測値の精度を**表—10**に示す。また、早島IC(土工部)の路温予測式緒元を**表—11**に示す。

### 3.5 雪氷体制の判定プログラム

雪氷体制の判定プログラムは降霜結露型凍結、積雪型凍結、降水型凍結について予測確率をA、B、Cランクに分けて表現した。

降霜結露型凍結及び降水型凍結のA、B、積雪型凍結のAを凍結有りとした場合の雪氷予測フローの一例を**図—6**に示す。




**図—6 雪氷予測フロー(一例)**

**Fig.6 Procedure of forecast of snow and icing**

**表—10 路温予測値の精度**

**Tab.10 Accuracy of forecast on road surface temperature**

| | 早島IC 土工部 | 水島IC 土工部 | 稗田 土工部 | 児島IC 土工部 | BB4A 鋼床版 | 坂出IC 土工部 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 相関係数 | 0.9 | 0.894 | 0.881 | 0.866 | 0.868 | 0.765 |
| 誤差(標準偏差) | 1.54 | 1.31 | 1.59 | 1.53 | 1.64 | 1.99 |

**表—11 早島IC(土工部)路温予測式 緒元(重回帰係数一覧表)**

**Tab.11 Forecast equation on road surface temperature for Hayashima IC (earthwork part) (Table of multiple regression factor)**

| 番号 | 説明変数 | 18時 | 21時 | 24時 | 3時 | 6時 | 8時 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 米子の850 hpa面の高度(9時) | | | | | | |
| 2 | 米子の850 hpa面の気温(9時) | | | | | | |
| 3 | 米子の850 hpa面の湿度(9時) | | | | | | |
| 4 | 米子の850 hpa面の風速(9時) | | | | | | |
| 5 | 米子の700 hpa面の高度(9時) | | | | | | |
| 6 | 米子の700 hpa面の気温(9時) | +0.02238 | | | | | |
| 7 | 米子の700 hpa面の湿度(9時) | | | | | | |
| 8 | 米子の700 hpa面の風速(9時) | −0.00215 | −0.00299 | −0.00550 | −0.00459 | | |
| 9 | 米子の500 hpa面の高度(9時) | | | | +0.00288 | +0.00445 | +0.00386 |
| 10 | 米子の500 hpa面の気温(9時) | | +0.03668 | +0.05296 | | | |
| 11 | 米子の500 hpa面の湿度(9時) | | +0.00536 | +0.00528 | +0.00678 | +0.00535 | |
| 12 | 米子の500 hpa面の風速(9時) | | | | | | |
| 13 | 早島ICの気温(16時) | | | | | | |
| 14 | 早島ICの気温(16時)までの2時間平均値 | +0.30942 | +0.25554 | | | | |
| 15 | 早島ICの気温(13時)—早島ICの気温(16時) | +0.14106 | +0.12918 | +0.11660 | | | |
| 16 | 早島ICの路温(16時)までの2時間平均値 | −0.22448 | −0.25726 | −0.25581 | −0.26664 | −0.25468 | −0.25729 |
| 17 | 早島ICの路温(14時)—早島ICの路温(16時) | +0.05507 | | | +0.05225 | | +0.05514 |
| 18 | 早島ICの平均風速(16時)までの3時間平均値 | −0.18634 | −0.19831 | −0.18552 | −0.12612 | −0.09155 | −0.06426 |
| 19 | SB4Aの露点温度(16時) | +0.06993 | +0.12458 | +0.14207 | +0.17998 | +0.11157 | +0.18269 |
| 20 | SB4Aの露点温度(13時)—SB4Aの露点温度(16時) | | | −0.03649 | | −0.05920 | |
| 21 | 岡山の予想最低気温 | +0.12590 | +0.32404 | +0.45202 | +0.59598 | +0.69898 | +0.54386 |
| 22 | 早島ICの気温(16時)—早島ICの路温(16時) | | | +0.17849 | | | |
| 23 | 早島ICの路温(16時) | +0.63900 | +0.50498 | +0.61025 | +0.41683 | +0.40357 | +0.39522 |
| 24 | 暦日 | −1.86362 | −1.15880 | −0.78794 | −0.85502 | | −3.64445 |
| | 定数項 | +2.84867 | +2.70969 | +2.82717 | −14.07090 | −24.42320 | −16.82160 |
| | 相関係数 | 0.978 | 0.940 | 0.915 | 0.909 | 0.900 | 0.936 |
| | 標準誤差 | 0.73 | 1.12 | 1.35 | 1.42 | 1.54 | 1.26 |

注) 18時から8時までの毎正時の緒元の内、3時間毎の緒元を表示した。

表—12　大鳴門橋（鋼床版）路温予測式　緒元（重回帰係数一覧表）

**Tab.12　Forecast equation on road surface temperature for Ohnaruto Bridge (steel floor slab) (Table of multiple regression factor)**

| | 露点差 | 路温 | 最低気温 | 定数 | 標準誤差 | 予測誤差 | 相関係数 | 分散比 | 露点差 | 最低気温 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 西高東低型 | 0.080 | 0.117 | 0.847 | −1.172 | 0.750 | 1.400 | 0.968 | 187.580 | 洲本 | 神戸 |
| 弱西高東低型 | 0.059 | 0.069 | 0.992 | −0.301 | 0.930 | 1.400 | 0.944 | 104.450 | 鳴門北 | 神戸 |
| 移動高気圧型 | −0.140 | 0.073 | 0.787 | 1.544 | 1.200 | 1.520 | 0.907 | 124.670 | 洲本 | 神戸 |
| 北高南低型 | −0.051 | 0.132 | 0.777 | −0.430 | 1.070 | 1.370 | 0.950 | 256.710 | 洲本 | 神戸 |
| 気圧の谷型 | −0.116 | 0.037 | 0.841 | 1.021 | 0.980 | 1.740 | 0.943 | 135.520 | 洲本 | 神戸 |

注）標準誤差は実況最低気温を使用して計算した標準偏差。
　　予測誤差は予想最低気温を使用して計算した標準偏差。

## 4．他ルートの予測状況

大鳴門橋関連の予測を紹介すると、基本的な手法は変わらないが、最低路温予測及び路温降下パターン予測に多少異なる方式を採っている。予測精度としては大差ないと思われる。

最低路温は、夜間予想天気図別（西高東低型、弱西高東低型、移動性高気圧型、北高南低型、気圧の谷型）に分類し露点差（17時気温—露点温度）、路温（17時）、予想最低気温（解析は実況値を使用）による重回帰式予測をしており、説明変数は本路線のものより少なくなっている。予測誤差(予測値による標準偏差)は1.5℃程度〔標準誤差（実況値による標準偏差）0.73から1.26℃〕である。大鳴門橋の路温予測式緒元を**表—12**に示す。

路温降下（時間）パターン予測は天気図型別、月別に求めた温度降下量をラグランジェの内挿補間法により旬別に直してそのまま使用している。これは12月から3月まで太陽高度、日没時刻が変化するため同じ扱いとすることに無理がある事による。

## 5．あとがき

雪氷予測プログラムの計算結果は、凍結ランクをA、B、Cで表現した。解析データによる確率ではあるが、予測確率も明らかなため判断しやすいものになっていると考える。

運用するに当たり入力データは、気象庁関係の高層気象データについては関係機関から毎日FAX受信を行う予定であり、また路線の実況データの入力は気象観測機器から呼び出してパソコンに手入力することになる。

今後の改良点については、入力データ(特に路温予測)の簡素化等の検討を加えてより使いやすいものにしていく必要があると考える。また、路面の低温区間の把握とデータ蓄積、気象観測機器の増移設の検討等による予測精度の向上の継続が望まれる。データの解析にあたっては、露点温度と結露の関係はデータの信頼性が重要で露点温度計等のメンテナンスの重要性を感じた。また、気象観測設備のデータは解析し易い形でフロッピイに書き込まれていないこと、運用に当たっては随時データがオンラインで引き出せない状況になっていること等、今後改良が望まれる。

最後に、各種資料を提供していただいた管理事務所担当者、解析をお願いした関係各位に紙面を借りて謝意を表します。

### 参考文献

1）瀬戸中央自動車道　路面凍結検討及びプログラム作成業務報告書　平成7年3月　本州四国連絡橋公団第二管理局
2）森谷俊美、金子正猪：路面温度予測システム　本四技報、Vol. No.57　'91.1
3）早島管内路温予測検討報告書　平成5年12月　本州四国連絡橋公団第二管理局早島管理事務所
4）早島管内路温低下予測プログラム作成業務報告書　平成7年3月　本州四国連絡橋公団第二管理局
5）坂出管内路面温度予測検討報告書　平成5年11月　本州四国連絡橋公団第二管理局坂出管理事務所
6）本四道路（大鳴門橋関連）路面凍結予測検討業務報告書　平成元年12月　本州四国連絡橋公団第一建設局
7）本四道路（大鳴門橋関連）雪氷対策補足調査業務報告書　平成3年3月　本州四国連絡橋公団第一建設局鳴門管理事務所
8）本四道路（大鳴門橋関連）雪氷作業による塩分測定業務報告書　昭和63年3月　本州四国連絡橋公団第一建設局鳴門管理事務所

# ボルト締付試験報告

**Test on Relaxation of Bolt Fastening**


第二管理局　橋梁技術課長　奥田　基
Motoi Okuda

第三建設局　維持課長代理
(前)第二管理局　橋梁技術課長代理　末廣弘靖
Hiroyasu Suehiro

第二管理局　橋梁技術課　矢野賢晃
Yoshiaki Yano

概　要

ボルトの内、高力ボルトについては、締付けの規定が制定され、十分な管理を行って締付けをしているが、普通ボルトでは規定がなく、管理を十分に行っているとは言えない。振動が予想され、脱落を防止する必要のあるボルトには、緩み止め機構のついたナットを使用しているが、これらナットの緩み・脱落等の機構を解明し、締付け時の条件によって緩みの程度の相違、および適切な締付け条件を求め、また、有効な緩み防止策を考案することを目的として実験を行った。その結果、材質、サイズ、機構の相違での差を明確にすることができた。なお、実験の方法は、JIS になく、NASA の規定を用いた。

This test is based on the standard of NASA bolt loosening test. High Tension Bolt is fastened by high tension and the limit of tension force is controlled by torque coefficient. However, usual bolts are fastened with vague regulation such as tightly fastening or enough high tension. Recently, usual bolts that are used at noise barrier and expansion joint have been often loosen by high frequent vibration. For the purpose of anti-loosening bolt set has certain lock system such as friction ring or double nut. The purpose of this test is to find out the condition of bolt loosening and to estimate the bolt size effect and to find out the proposal of fastening torque.

The result of this test is that fastening tension must be high and the anti-loosening mechanism is effective.


## 1．まえがき

高架橋等の遮音壁や伸縮装置は、高周波かつ高い振動加速度をうけるため、ここに使用されるボルトセットには基本的に緩み止め機構がついている。機構としては、ダブルナット、摩擦機構リング、変形緩み止め機構、高張力ボルト及び割ピン付きボルトが挙げられる。しかし、脱落や緩みに対して各機構が有効であるかどうか、及びそのメカニズムを調査する目的とし、平成6年度に日本橋梁建設協会㈱に委託して実験を行った。その結果について報告する。

## 2．試験内容

### 2.1　概要

試験は、ステンレスボルト、めっきボルト、黒皮ボルト、高力ボルトを対象とした。ボルト径は、一般的に用いられるM16とサイズ効果の比較のためM36を供試体とした。

また、ボルト材質を、ステンレスとした場合に問題となる、鋼製との線膨張係数の影響、リラクセーションの影響についても調査を行った。

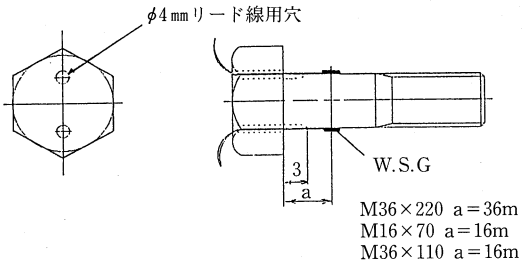
特に、緩み試験は、国内に基準がなく、米国航空宇宙局の基準（NAS)を使用して実験を行った。

### 2.2　供試体

(1)　六角ボルト

六角ボルトは、材質をステンレス鋼（SUS 304)と鋼(SS 400)により製作した。1セットの内容は、ボルト、六角ナット（Uナット）と平座金2枚である。

締付試験に用いる六角ボルトは、軸力を測定するため、ボルト軸部にワイヤーストレインゲージ（以降「WSG」という。）を対称に2枚貼付する。その加工図を**図—1**に示す。ステンレス鋼用WSGと鋼用WSGは、異なるものを用いた。




**図—1　軸力測定用ボルト加工図**

**Fig.1　Processing of bolt for axial stress measurement**

(2) 試験体

締付試験の試験体は、WSG を貼付した円筒と耐圧板2枚を組み合わせたものを1体として使用した。

また、緩み試験に用いる割ピンは、JIS B 1351 によるものとした。

## 2.3 試験項目と試験数

試験項目と試験に用いたボルト等の数量を**表—1** に示す。

## 2.4 試験要領

(1) 六角ボルトの機械的性質試験

① 4号 TP 引張試験

4号 TP 引張試験は、ボルトから JIS Z 2201 の試験片を削り出しにより採取し、耐力、引張強さ、伸び率、絞り率を測定した。

② 製品引張試験

製品の引張試験は、ボルトの首下に10度の楔を敷いて引張試験治具に取り付け、軸方向に引張荷重を加え

**表—1 試験項目と試験数**

**Tab.1 Test item and piece numbar**

| 試験項目 | M 36×220 | | | | | | | | | M 16×70 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | SUS 304 | | | SS 400-めっき | | | SS 400-黒 | | | SUS 304 | | | SS 400-めっき | | | 高力ボルト | | |
| | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 |
| 1. 機械的性質試験 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1) 4号 TP 引張試験 | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | |
| 2) 製品引張試験 | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | |
| 3) 硬さ試験 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 4) セットのトルク係数値試験 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 2. 締付試験 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1) 引張校正試験 (P-t) | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | | 3 | | |
| 2) 締付試験 ボルト軸力 0.6 σy | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | | | | | | | | | |
| ダミー (ひずみ基準用) | 1 | | | 1 | | | 1 | | | 1 | | | 1 | | | | | |
| 3. 温度差による応力測定 締付け試験後恒温室で 温度変化 0.2 σy | 3 | 3 | 6 | | | | | | | | | | | | | | | |
| (室温 40℃、60℃、0℃) 0.6 σy | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | | | | | | | | | |
| ダミー(ひずみ基準用ボルト) | 1 | | | 1 | | | 1 | | | | | | | | | | | |
| 温度補正用ボルト | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | | | | | | | | | |
| 4. リラクセーション試験 締付けボルト軸力 0.2 σy | 3 | 3 | 6 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 締付けボルト軸力 0.6 σy | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | | | | | | | | | |
| 計 | 33 | 22 | 38 | 27 | 16 | 26 | 27 | 16 | 26 | 16 | 6 | 6 | 16 | 6 | 6 | 15 | 6 | 6 |

| 試験項目 | M 36×110 | | | | | | | | | M 16×70 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | SUS 304 | | | SS 400-めっき | | | SS 400-黒 | | | SUS 304 | | | SS 400-めっき | | | 高力ボルト | | |
| | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 | ボルト | UN | 座金 |
| 5. ゆるみ試験 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1) 締付けボルト軸力 0.2 σy | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 6 | 6 | 12 | | | |
| 2) 締付けボルト軸力 0.4 σy | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 6 | 6 | 12 | | | |
| 3) 締付けボルト軸力 0.6 σy | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 6 | 6 | 12 | | | |
| 4) 締付けボルト軸力 0.8 σy | | | | | | | | | | 3 | 3 | 6 | 6 | 6 | 12 | 3 | 3 | 6 |
| 5) 締付けボルト軸力 1.0 σy | | | | | | | | | | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | | | |
| 6) 締付けボルト軸力 1.2 σy | | | | | | | | | | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 |
| ダミー(ひずみ基準用ボルト) | 1 | | | 1 | | | | | | 1 | | | 1 | | | | | |
| 7) 割ピン付き 軸 力 0.2 σy | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 3 | 3 | 6 | 3 | 3 | 6 | | | |
| 割ピン付き 軸 力 0.4 σy | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | | | | | | | | | |
| 計 | 12 | 11 | 22 | 12 | 11 | 22 | 11 | 11 | 22 | 22 | 21 | 42 | 34 | 33 | 66 | 6 | 6 | 12 |
| 合 計 | 45 | 33 | 60 | 39 | 27 | 48 | 38 | 27 | 48 | 38 | 27 | 48 | 50 | 39 | 72 | 22 | 12 | 18 |

注：( ) 内の数字は共用する試験の試験数を示し合計に含まれている。UN は U ナットを示す。

て最大荷重を測定した。また、ボルトが破断するまで荷重を増加して、ボルトの頭飛びが起こらないことを確認した。

③　硬さ試験

硬さ試験は、ロックウェル硬度計を用いてボルトセットのロックウェル硬さ（HRB or HRC）を測定した。

ボルトは、ねじ部、ナット及び座金は、座面を測定し、3点の平均値で表示した。

④　セットのトルク係数値試験

セットのトルク係数値は、ボルト、ナット及び座金のセットをボルト試験機に取り付け、ナットを回して締め付けながらボルト軸力とトルクの関係をX-Yレコーダーで自動記録し測定した。試験は、最大軸力に達するまで行った。

締付けボルト軸力とトルクの関係からトルク係数値を算出した。

(2)　締付試験

①　引張校正試験（P-$\varepsilon$）

締付試験に先立ち、試験体締付け時におけるボルト軸力換算に使用する荷重とひずみ値の関係を得るためにWSG貼付をしたボルトセットの引張校正試験を行った。

引張校正試験は、試験用治具にWSGを貼付したボルトをセットして、材料試験機で軸方向に引張荷重(P)を加え、その時のひずみ値($\varepsilon$)をストレインメーターで測定した。

②　締付試験

試験体にボルトを取り付け零点調整後、トルクレンチでナットを回して1次締めをし、ボルト軸力を測定する。

1次締めトルクは、M 36を20 kgf-mとし、1次締め後、試験体にマーキングをした。

マーク後、所要の軸力(0.6 $\sigma$y)に達するまでナットをトルクレンチで本締めする。また、本締め時のナット回転量を記録した。なお、ボルトにWSGを貼付しているが、軸力は試験体の数値を基準とした。

(3)　温度差による応力測定試験

温度差による応力測定試験は、締付試験をしたボルトを使用した。このボルトを恒温室に入れて、室温を試験温度に変化させ、ボルト軸力を測定した。

試験温度は、摂氏0度、室温、40度、60度とし、試験順序は、室温→40°→60°→40°→20°→0°→20°→室温の順とした。

(4)　リラクセーション試験

本締めしたボルトを室内に放置して経過時間毎のボルト軸力を測定した。測定は、1次締め、本締め、本締め後1分、3分、5分、10分、15分、30分、1時間、2、4、8、12、24時間、1週間、1ヶ月まで行った。

(5)　緩み試験

緩み試験は、NAS 3354に規定される緩み試験機を用い、振動バーレルにボルトを取り付け、本締めまで行う。なお、本締め所要軸力は、0.2 $\sigma$y、0.4 $\sigma$y及び0.6 $\sigma$yで本締め後、ボルトセット及び振動バーレルにマーキングを施した。

マーキング後、緩み試験機にセットし緩みが発生するまで振動試験をした。緩み試験は、振動回数を1,000、2,000回と2,000回以降30,000回迄は、2,000回毎、30,000回以降は、5,000回毎に測定し、50,000回まで実験した。NASの規定では30,000回までであるが、今回の試験では30,000回以降の緩み特性にも着目し、50,000回までとした。

割ピン付きボルトの緩み試験は、緩み止め機構のないナットを使用して本締めし、振動試験機にセットした。緩みの振動回数を確認後、さらに振動試験を継続し、途中で割りピンが破損するか、または振動回数が50,000回に達するまで行った。

①　緩みの定義

「緩み」とは、ボルト軸力が0になった時とし、座金が指で回転できる時点とした。「脱落」とは、緩みが生じた後にナットが回転してボルトからナットが外れ落ちた時点とし緩みと脱落を区別した。

緩みの確認は、各振動回数毎に緩み試験機を停止した都度、座金を触指により判断した。また、ボルトセットと振動バーレルのマークによりナットの回転量を分度器で測定した。但し、ナットが回転しても座金が動かなければ緩みなしと判断した。

## 6．試験結果

### 6.1　機械的性質試験

(1)　4号TP引張試験

試験結果を**表—2**に示す。

ステンレスボルトの耐力、引張強さは、SUS 304のM 36及びM 16ともJIS B 1054(ステンレス鋼製耐食ねじ部品の機械的性質）の強度区分A 2-50を満足していた。

製造工程において、M 36が熱間鍛造（頭部成形）後、再び固溶化熱処理しているのに対し、M 16は固溶化熱処理後、伸線・冷間加工しているため加工効果により耐力が高くなっているが、材料の段階でM 16の方がM 36より引張強さが低い材料で製作したため、M36とM16で

**表—2　4号TP引張試験**

**Tab.2　No.4 test piece tensile test**

| 種　類 | ボルト寸法 | 径($\phi$) | 耐　力 (kgf/mm²) | 引張強さ (kgf/mm²) | 耐力引張比 | 伸び (%) | 絞り (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SUS 304 | M 36 * 220 | 14 | 22.7 | 63.7 | 0.356 | 59.3 | 74.9 |
| | M 16 * 70 | 12 | 41.6 | 54.9 | 0.758 | 34 | 80 |
| S 400 めっき | M 36 * 220 | 14 | 27.5 | 52.6 | 0.523 | 33.9 | 75.2 |
| | M 16 * 70 | 12 | 43.8 | 52.0 | 0.842 | 20 | 68 |
| SS 400 黒 | M 36 * 220 | 14 | 26.0 | 51.7 | 0.503 | 36.0 | 75.2 |
| 高力ボルト | M 16 * 70 | 12 | 102.7 | 109.1 | 0.941 | 18 | 68 |

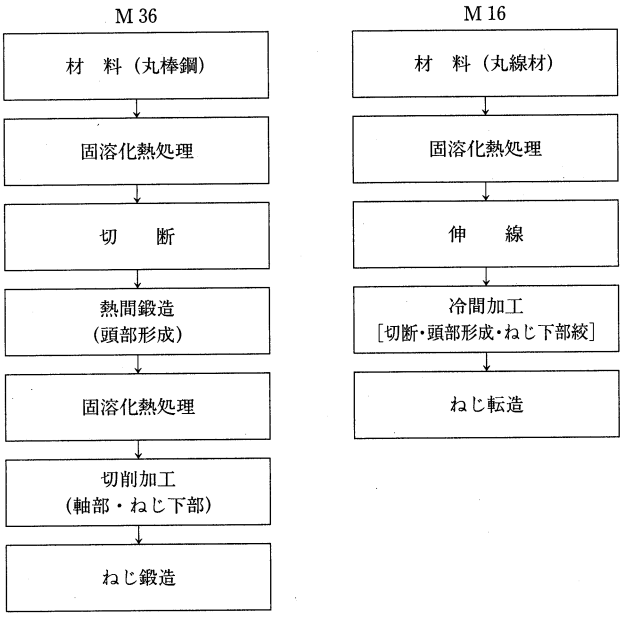
引張耐力比が異なったものと想定される。製造工程を図—2に示す。

鋼製ボルトは、めっき及び黒皮のM36及びめっきのM16ともJIS B 1051の強度区分4Tを満足した。また、ステンレスボルトと同様に製造工程の相違により、M36とM16で引張耐力比が異なった結果となった。

高力ボルトは、規格JIS B 1186(摩擦接合用高力六角ボルト・ナット・平座金のセット）の等級F10Tを満足していた。

(2) 製品引張試験

試験結果を**表—3**に示す。結果は、JISの規定を満足していた。




**図—2 製造工程**

**Fig.2 Manufacturing process**

**表—3 製品引張試験**

**Tab.3 Test piece of bolt set**

| 種 類 | ボルト寸法 | ねじ有効断面積 ($mm^2$) | 引張荷重 (kgf) | 引張強さ ($kgf/mm^2$) | 破断位置 |
|---|---|---|---|---|---|
| SUS 304 | M 36 * 220 | 871 | 51,900 | 59.6 | ねじ部 |
| | M 16 * 70 | 157 | 9,550 | 60.8 | ねじ部 |
| SS 400 めっき | M 36 * 220 | 871 | 46,400 | 53.2 | ねじ部 |
| | M 16 * 70 | 157 | 9,100 | 58.0 | ねじ部 |
| SS 400 黒 | M 36 * 220 | 871 | 44,600 | 51.2 | ねじ部 |
| 高力ボルト | M 16 * 70 | 157 | 16,770 | 106.8 | ねじ部 |

(3) 硬さ試験

試験結果を**表—4**に示す。結果は、引張試験同様JISの規定を満足していた。

(4) セットのトルク係数値試験

試験結果を**表—5**に示す。

### 6.2 締付試験

試験結果を**表—6**に示す。

### 6.3 温度差による応力測定

M36×220のボルトをロードセルにセットして締付け、レラクセーションを1ヶ月測定した後に恒温槽に入れて温度変化させその時のボルト軸力をロードセルにて測定した。結果を**表—7**に示す。また、**図—3**にステンレスボルト（締付け軸力0.2 $\sigma y$）とSS 400黒皮ボルト（締付け軸力0.6 $\sigma y$）の温度と軸力変化の関係を示す。

鋼にステンレスボルトを取り付ける場合は、締付け時の温度よりボルトの温度が高くなるとボルトの軸力が低下し、ボルトの温度が低くなると軸力が高くなる。ボルト軸力は、締付けボルト軸力の大小にかかわらず同程度の軸力変化となるので、締付けボルト軸力が低いほど軸

**表—4 硬さ試験**

**Tab.4 Hardness test (Brinel hardness)**

| 種 類 | ボルト寸法 | 硬 さ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ボルト(ねじ断面) | ボルト(軸断面) | ナット | 座 金 |
| SUS 304 | M 36 * 220 | HRB 83.5 | HRB 81.2 | HRB 87.2 | HRB 87.1 |
| | M 16 * 70 | HRB 88 | — | HRB 103 | HRB 83 |
| SS 400 めっき | M 36 * 220 | HRB 81.8 | HRB 83.3 | HRB 99.4 | HRB 91.3 |
| | M 16 * 70 | HRB 97 | — | HRB 92 | HRB 77 |
| SS 400 黒 | M 36 * 220 | HRB 81.2 | HRB 80.5 | HRB 88.6 | HRB 89.0 |
| 高力ボルト | M 16 * 70 | HRC 34 | — | HRC 27 | HRC 40 |

**表—5 セットのトルク係数値試験**

**Tab.5 Coefficient of torque test**

| 種 類 | ボルト寸法 | トルク係数 K | 備 考 |
|---|---|---|---|
| SUS 304 | M 36 * 220 | 0.299 | |
| | M 16 * 70 | 0.295 | |
| SS 400 めっき | M 36 * 220 | 0.168 | 鉱物油塗布 |
| | M 16 * 70 | 0.205 | 鉱物油塗布 |
| SS 400 黒 | M 36 * 220 | 0.203 | |
| 高力ボルト | M 16 * 70 | 0.160 | トルク係数規定 有 |

**表—6 締付試験**

**Tab.6 Fastening test**

| 締付け手順 | SUS 304 M 36 * 220 | | | SS 400・めっき M 36 * 220 | | | SS 400・黒 M 36 * 220 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | トルク T (kgf・m) | ナット回転量 $\theta$ | ロードセル $N_L$(tf) | トルク T (kgf・m) | ナット回転量 $\theta$ | ロードセル $N_L$(tf) | トルク T (kgf・m) | ナット回転量 $\theta$ | ロードセル $N_L$(tf) |
| 軸力'0'のとき | 2 | | 0 | 2 | | 0 | 2 | | 0 |
| 1次締め 20 kgf・m | 20 | 0° | 2.0 | 20 | 0° | 2.4 | 20 | 0° | 3.57 |
| 0.2 $\sigma y$ 締付け | 44 | 5° | 4.1 | 34 | 5° | 4.1 | 32 | 5° | 4.20 |
| 0.4 $\sigma y$ 締付け | 89 | 15° | 8.3 | 65 | 15° | 8.2 | 61 | 10° | 8.39 |
| 0.6 $\sigma y$ 締付け | 112 | 30° | 12.28 | 96 | 30° | 12.49 | 86 | 20° | 12.44 |

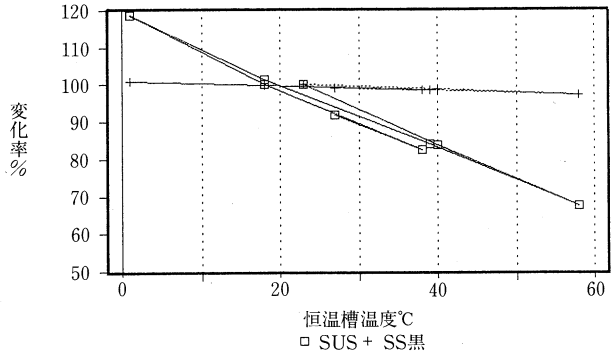
力変化率が大きくなる。

鋼にSS 400（めっきあるいは黒皮）のボルトを取り付ける場合は、温度変化の影響はほとんどない。

鋼を鋼製ボルトで締付けたものは、温度による影響が少ないが、ステンレスボルトの場合は、鋼とステンレスに線膨張係数に差があるので、温度変化によりボルト軸力が大きく変化する。

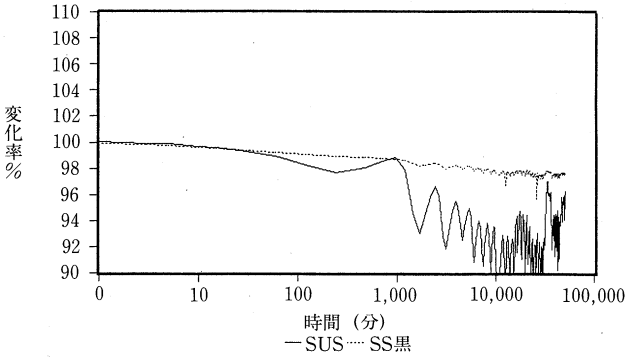
### 6.4 リラクセーション試験

M 36のボルトをロードセルにセットして締付け、室内に自然放置してその時のボルト軸力の変化を1ヶ月間測定した。試験結果を**表—8**に示す。また、**図—4**にステン




図—3 ロードセルの軸力温度変化

**Fig.3 Axial stress change from temperature**




図—4 ロードセルの軸力リラクセーション

**Fig.4 Axial stress relaxation**

表—7 温度差による軸力測定

**Tab.7 Axial stress change from temperature**

| | SUS 304 M 36 * 220 | | | | | | SS 400-めっき M 36 * 220 | | | SS 400-黒 M 36 * 220 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ボルト軸力 0.6 σy | | | ボルト軸力 0.2 σy | | | ボルト軸力 0.6 σy | | | ボルト軸力 0.6 σy | | |
| 設定温度 (℃) | ボルト温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) | ボルト温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) | ボルト温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) | ボルト温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) |
| 室温 | 30 | 11.23 | 100.0 | 23 | 3.88 | 100.0 | 30 | 11.76 | 100.0 | 23 | 12.07 | 100.0 |
| 40 | 42 | 10.67 | 95.0 | 40 | 3.25 | 83.9 | 42 | 11.66 | 99.2 | 40 | 11.93 | 98.8 |
| 60 | 62 | 9.75 | 86.8 | 58 | 2.62 | 67.6 | 62 | 11.48 | 97.7 | 58 | 11.74 | 97.2 |
| 40 | 39 | 10.67 | 95.1 | 39 | 3.26 | 84.1 | 39 | 11.64 | 99.0 | 39 | 11.90 | 98.5 |
| 20 | 19 | 11.49 | 102.3 | 18 | 3.93 | 101.3 | 19 | 11.77 | 100.1 | 18 | 12.04 | 99.7 |
| 0 | 0 | 12.34 | 109.9 | 1 | 4.60 | 118.7 | 0 | 11.89 | 101.2 | 1 | 12.17 | 100.8 |
| 20 | 19 | 11.39 | 101.4 | 18 | 3.88 | 100.2 | 19 | 11.74 | 99.9 | 18 | 12.04 | 99.7 |
| 室温 | 24 | 11.18 | 99.6 | 27 | 3.56 | 91.8 | 24 | 11.70 | 99.5 | 27 | 11.97 | 99.2 |

表—8 リラクセーション試験

**Tab.8 Test on relaxation**

| | SUS 304 M 36 * 220 | | | | | | SS 400-めっき M 36 * 220 | | | SS 400-黒 M 36 * 220 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ボルト軸力 0.6 σy | | | ボルト軸力 0.2 σy | | | ボルト軸力 0.6 σy | | | ボルト軸力 0.6 σy | | |
| 設定経過時間 (分) | 計測時温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) | 計測時温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) | 計測時温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) | 計測時温度 (℃) | ロードセル $N_L$ (tf) | 変化率 (%) |
| 本締め完了 | 33 | 12.28 | — | 26 | 4.18 | — | 33 | 12.49 | — | 26 | 12.44 | — |
| 0(測定開始) | 32 | 11.76 | 100.0 | 27 | 4.00 | 100.0 | 32 | 12.34 | 100.0 | 27 | 12.35 | 100.0 |
| 10 | 32 | 11.73 | 99.8 | 27 | 3.99 | 99.7 | 32 | 12.30 | 99.7 | 27 | 12.30 | 99.6 |
| 30 | 32 | 11.73 | 99.8 | 27 | 3.98 | 99.3 | 32 | 12.27 | 99.4 | 27 | 12.27 | 99.4 |
| 60(1時間) | 30 | 11.69 | 99.4 | 27 | 3.96 | 98.9 | 30 | 12.24 | 99.2 | 27 | 12.25 | 99.2 |
| 240(4時間) | 29 | 11.67 | 99.3 | 27 | 3.91 | 97.7 | 29 | 12.19 | 98.8 | 27 | 12.21 | 98.9 |
| 720(12時間) | 28 | 11.67 | 99.3 | 25 | 3.95 | 98.6 | 28 | 12.15 | 98.4 | 25 | 12.20 | 98.8 |
| 1,440(1日間) | 30 | 11.56 | 98.3 | 30 | 3.79 | 94.6 | 30 | 12.08 | 97.9 | 30 | 12.15 | 98.4 |
| 2,880(2日間) | 30 | 11.49 | 97.8 | 32 | 3.72 | 92.8 | 30 | 12.03 | 97.5 | 32 | 12.11 | 98.1 |
| 4,320(3日間) | 27 | 11.55 | 98.3 | 30 | 3.75 | 93.6 | 27 | 12.02 | 97.4 | 30 | 12.11 | 98.1 |
| 5,760(4日間) | 27 | 11.59 | 98.6 | 32 | 3.67 | 91.6 | 27 | 11.99 | 97.2 | 32 | 12.09 | 98.0 |
| 7,200(5日間) | 30 | 11.45 | 97.4 | 32 | 3.67 | 91.7 | 30 | 11.95 | 96.8 | 32 | 12.08 | 97.8 |
| 8,640(6日間) | 30 | 11.46 | 97.5 | 32 | 3.66 | 91.5 | 30 | 11.94 | 96.8 | 32 | 12.07 | 97.8 |
| 10,080(1週間) | 33 | 11.29 | 96.0 | 33 | 3.61 | 90.2 | 33 | 11.91 | 96.5 | 33 | 12.06 | 97.6 |
| 20,160(2週間) | 28 | 11.36 | 96.7 | 28 | 3.74 | 93.3 | 28 | 11.86 | 96.1 | 28 | 12.07 | 97.7 |
| 30,240(3週間) | 33 | 11.03 | 93.9 | 28 | 3.65 | 91.1 | 33 | 11.76 | 95.3 | 28 | 12.03 | 97.4 |
| 40,320(4週間) | 34 | 11.06 | 94.0 | 25 | 3.76 | 93.9 | 34 | 11.75 | 95.2 | 25 | 12.05 | 97.6 |
| 43,200(1ヶ月間) | 34 | 11.07 | 94.1 | 25 | 3.72 | 92.9 | 34 | 11.74 | 95.1 | 25 | 12.04 | 97.5 |

レスボルト（締付け軸力 0.2 σy）と SS 400 黒皮ボルト（締付け軸力 0.6 σy）の時間と軸力変化の関係を示す。

鋼を鋼製ボルトで締付けたものは、影響が少ないが、ステンレスボルトの場合は、鋼とステンレスに線膨張係数の差があるので、温度変化によりボルト軸力が大きく変化し、低下率が大きいものと判断できる。

SS 400 のめっきが黒皮より低下率が大きいのは、ボルト、U ナット及び座金に溶融亜鉛めっきを施してあるので、めっき皮膜の柔かい亜鉛層のクリープに起因するものと思われる。

実際の施工では鋼部材の表面粗度が試験治具より大きいと考えられ、また、今回の継ぎ手部には塗装が施されており、実際は試験結果より多少大きめのリラクセーションが生じていると考えられる。

### 6.5 緩み試験

U ナット及び六角ナット（割ピン付きを含む）を使用したステンレス、めっき、黒皮、高力ボルトの緩みとナットの脱落状況について試験を実施した。

なお、M 36 の試験条件としては、加速度を 19.5 G (NAS 3350 及び 3354 に準ずる試験) と 5 G に区分し、緩み現象の状態を比較した。また、試験体にかかる加速度を加振機の加振状態を変えて測定した。

(1) ナットの脱落について

U ナットを使用した場合は、導入ボルトの軸力の大きさ、呼び径及びボルトの種類に関係なく、振動回数が 50,000 回において緩みが生ずるケースがあるものの脱落は全く認められなかった。

これに対して、普通六角ナット M 16 の場合、締付け軸力が 0.6～1.0 σy の大きさで異なるが、振動回数が 1,100、9,400 回でナットの脱落が認められた。

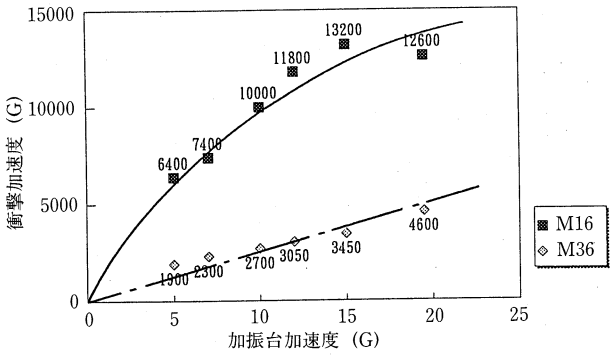
また、普通六角ナットを使用し、ボルトに割ピンを取り付けた場合のナットの脱落は、安全面を考慮し確認できなかったが、50,000 回で割ピンにナットの衝撃による食い込み傷（ステンレスボルト）、また、割ピンの折損 (10,000～20,000 回で黒皮及びめっきボルトの一部) が確認された。

(2) ナットの緩みについて

ナットの緩みについては、締付け軸力の大きさ、トルク係数及び試験条件に影響するものと考えられる。

M 16 の場合、トルク係数が 0.20～0.35 の範囲でボルト軸力が 0.2～0.6 σy の範囲では、振動回数が 500 回で緩みが認められたが、1.2 σy の条件ではステンレスボルトは 27,000 回で緩み、また、めっきボルトは 50,000 回で緩みは認められなかったことからトルク係数が比較的小さい製品では締付け軸力が大きくなれば、緩みにくい傾向にあると考えられる。

サイズの違いによる緩みの傾向をみると、M 16 の場合は、トルク係数と締付け軸力の大きさによって緩み傾向が認められたが、M 36 ではトルク係数が 0.16～0.30 でボルト軸力が 0.2～0.6 σy の範囲においては、50,000 回でめっきと黒皮ボルトは緩みが認められず、ステンレスボルトでも 0.6 σy の条件では緩み現象はなかった。




図—5 衝撃加速度測定

**Fig.5 Impact acceleration measurment**

また、M 36 の加速度 (5 G) の違いによる緩みは、ステンレス、めっき及び黒皮ボルトの軸力が 0.2 σy において、35,000～40,000 回で緩みが認められたが、0.4～0.6 σy では緩みは認められなかった。

(3) 緩み試験機の衝撃加速度測定

加振台の加速度は、設定して加振しているが、ボルト本体に対してボルト径（ボルトセットの重量）が異なれば、ボルトのかかる衝撃加速度も相違していることが予想されたため測定を行った。

測定方法は、ボルトセットに加速度計を取り付け、その信号を周波数分析を行って、波形を解析することで、加速度を求めた。

試験内容は、加振台加速度を 5 G、7 G、10 G、12 G、15 G、19.5 G と変化させて、ボルトの衝撃加速度波形の周波数分析及び波形記録をして解析した。

試験結果として、M 16 と M 36 の加振台加速度とボルトにかかる衝撃加速度の関係を図—5 に示す。重量により衝撃加速度は、低下する傾向があり、緩み試験結果の緩み度合いにも影響が考えられる。

## 7. あとがき

今回の実験を行って、緩み止め機構を持ったボルトナットのセットと高力ボルトのセットについては、十分な管理を行って、強く締め付けることで材質に関係なく振動による脱落、緩みを防止することができることが判明した。ただし、今後も十分に監視を継続することが必要である。

この実験を行うに当たり、御指導を頂いた構造検討委員会の三木委員長始め委員各位および実験の解析報告を頂いた日本橋梁建設協会の皆様に感謝いたします。

## 表—9　普通ボルトおよび高力ボルトのゆるみ発生時の平均振動回数

**Tab.9　Bolt loosing test result of normal bolt and H. T. bolt**

| ボルトサイズ | ナットの種類 | ボルトの区分 | ボルト軸力 (tf) | 加振台加速度 (G) | 緩み発生時平均振動回数 | 50,000回でのナット脱落の有無 | 50,000回でのナット回転角度 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M 16 | Uナット | SUS 304 | 0.75 (0.2 σy) | 19.5 | 500 | 脱落なし | −62 | |
| | | | 1.50 (0.4 σy) | | 500 | 脱落なし | −62 | |
| | | | 2.26 (0.6 σy) | | 500 | 脱落なし | −50 | |
| | | | 3.01 (0.8 σy) | | 800 | 脱落なし | −37 | |
| | | | 3.77 (1.0 σy) | | 4,700 | 脱落なし | −40 | |
| | | | 4.50 (1.2 σy) | | 27,000 | 脱落なし | −23 | |
| | | SS 400・めっき (潤滑処理あり) | 0.75 (0.2 σy) | | 500 | 脱落なし | +50 | |
| | | | 1.50 (0.4 σy) | | 500 | 脱落なし | +28 | |
| | | | 2.26 (0.6 σy) | | 500 | 脱落なし | +40 | |
| | | | 3.01 (0.8 σy) | | 2,800 | 脱落なし | +33 | |
| | | | 3.77 (1.0 σy) | | 22,000 | 脱落なし | +12 | |
| | | | 4.50 (1.2 σy) | | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | SS 400・めっき (潤滑処理なし) | 0.75 (0.2 σy) | | 12,000 | 脱落なし | +45 | |
| | | | 1.50 (0.4 σy) | | 18,000 | 脱落なし | +20 | |
| | | | 2.26 (0.6 σy) | | 34,000 | 脱落なし | −35 | |
| | | | 2.75 (0.73 σy) | | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | 六角ナット | SUS 304 | 2.26 (0.6 σy) | | 500 | 1,100回で脱落 | —— | |
| | | | 3.01 (0.8 σy) | | 500 | 1,200回で脱落 | —— | |
| | | | 3.77 (1.0 σy) | | 7,300 | 9,400回で脱落 | —— | |
| | | SUS 304 (割ピン付) | 0.75 (0.2 σy) | | 500 | 脱落なし | —— | 割ピンに食込み傷あり |
| | | SS 400・めっき (割ピン付) | 0.75 (0.2 σy) | | 500 | 10,700回で割りピン折損 | —— | 割ピン折損時点で試験中止 |
| | 高力六角ナット | 高力ボルト | 〈トルク法〉 11.70 (0.83 σy) | | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | | 〈ナット回転角法〉 13.80 (120°) | | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| M 36 | Uナット | SUS 304 | 4.18 (0.2 σy) | 19.5 | 6,000 | 脱落なし | +25 | |
| | | | | 5.0 | 40,000 | 脱落なし | −10 | |
| | | | 8.36 (0.4 σy) | 19.5 | 26,000 | 脱落なし | +23 | |
| | | | | 5.0 | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | | 12.54 (0.6 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +18 | |
| | | | | 5.0 | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | SS 400・めっき (潤滑処理あり) | 4.18 (0.2 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +38 | |
| | | | | 5.0 | 35,000 | 脱落なし | −20 | |
| | | | 8.36 (0.4 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +38 | |
| | | | | 5.0 | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | | 12.54 (0.6 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +35 | |
| | | | | 5.0 | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | SS 400・黒 | 4.18 (0.2 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +18 | |
| | | | | 5.0 | 40,000 | 脱落なし | −20 | |
| | | | 8.36 (0.4 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +20 | |
| | | | | 5.0 | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | | | 12.54 (0.6 σy) | 19.5 | 50,000 | 脱落なし | +10 | |
| | | | | 5.0 | 50,000 | 脱落なし | 0 | |
| | 六角ナット | SUS 304 (割ピン付) | 4.18 (0.2 σy) | 19.5 | 500 | 脱落なし | − | 割ピンに食込みあり |
| | | | 8.36 (0.4 σy) | | 500 | 脱落なし | —— | 割ピンに食込みあり |
| | | SS 400・めっき (割ピン付) | 4.18 (0.2 σy) | | 500 | 脱落なし | —— | 割ピンに食込みあり |
| | | | 8.36 (0.4 σy) | | 500 | 脱落なし | —— | 割ピンに食込みあり |
| | | SS 400-黒 (割ピン付) | 4.18 (0.2 σy) | | 500 | 20,000回で割りピン折損 | —— | 割ピン折損時点で試験中止 |
| | | | 8.36 (0.4 σy) | | 500 | 10,000回で割りピン折損 | —— | 割ピン折損時点で試験中止 |

注：ナット回転角度で、「+」は時計回り（締め付け方向)、「−」は反時計回り（緩み方向）を示す。

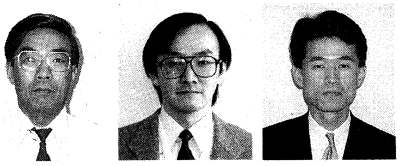
# 多々羅大橋の大型風洞試験（第一報）

**Study on Large Scale Wind Tunnel Test of Tatara Bridge**


設　計　部　設計第一課長　北川　信
Makoto Kitagawa

設　計　部　設計第一課長代理　鳥海隆一
Ryuichi Toriumi

設　計　部　設計第一課　勝地弘
Hiroshi Katsuchi

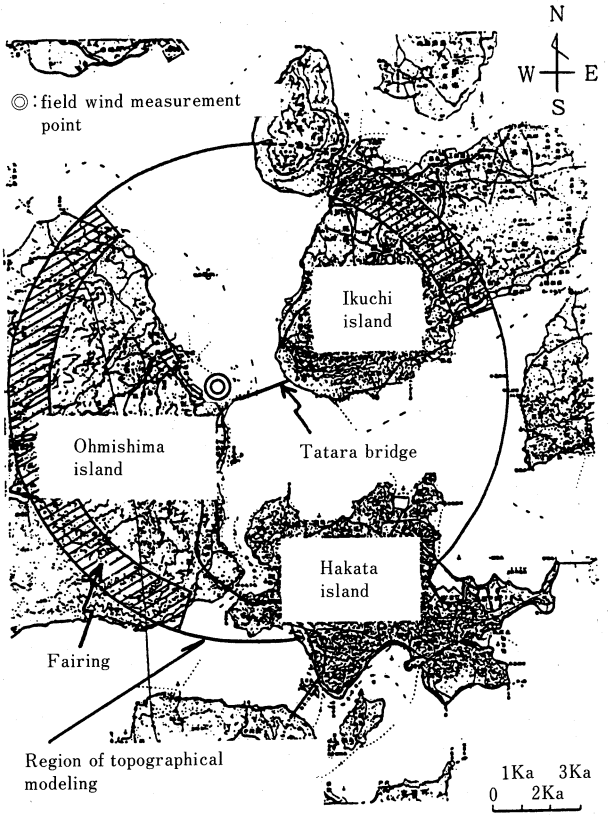

概　要

大型風洞施設において、多々羅大橋の全橋模型風洞試験を行った。ここでは、斜張橋の連成振動と周辺地形を考慮した気流の乱れに着目して、2種類の試験を行った。その結果、多々羅大橋は、フラッター、渦励振とも問題のないことが確認された。ガスト応答についても基本的に問題はないものの、地形の影響により一部ガスト応答が大きくなる現象が観測された。これについては今後試験結果を詳細に吟味し、最終評価を下す予定である。

A full model wind tunnel test was carried out in the boundary layer wind tunnel facility. The test consisted of two different modes, which focused on a coupled vibration of cable-stayed bridge and an ambient turbulent flow considering a surrounding terrain. As a result, the Tatara Bridge proved enough stability against both flutter and vortex-induced oscillation. There was basically no problem in gust response properties, however, a tendency was observed that the gust responses partially became large where influenced by the terrain. This tendency will be finally evaluated after detail examination of the test results.


## 1．まえがき

多々羅大橋は、中央支間長890 mの3径間箱桁斜張橋であり、1999年に完成すると世界最長となる。本橋は、これまでの規模をはるかにしのぐ長大スパンであるため、風に対しては非常に敏感な構造である。さらに、図—1に示すように多くの島々に囲まれた位置にあるため、本橋に作用する風の特性は複雑になることが予想される。特に、部分的に強い乱れや風速、乱れ強さの橋軸方向へのばらつきなどが予想される。従って、本橋の耐風安定性を検証するにあたっては、長大スパンに起因する構造の可撓性に加えて、地形の影響を考慮する必要があると考えられる。このため、部分模型を使った2次元風洞試験に加えて、全橋模型を使った大型風洞試験を実施することとした。先に述べたように本橋の大型風洞試験は、構造の可撓性を精度よく再現するための縮尺1/70の全橋模型と周辺の地形の影響を再現するための縮尺1/200の地形模型を含む全橋模型を用いた2種類の試験を実施することとした。ここでは、これらの2種類の試験結果の速報とそれに基づいた本橋の耐風安定性の評価について述べることとする。




図—1　多々羅大橋位置図

**Fig.1　Location map of Tatara Bridge**

## 2．多々羅大橋の耐風設計

### 2.1　耐風設計基準

本橋の耐風設計の手順は、尾道～今治ルート耐風設計

基準[1]（以下、設計基準という）に規定されており、おもな手順は以下の通りである。

1）基準風速 37 m/s をもとに設計基準風速と照査風速を算出。
2）設計基準風速、抗力係数、風荷重の補正係数をもとに設計風荷重を算出。
3）設計風荷重をもとに構造設計の実施。
4）部分模型風洞試験によって、渦励振やフラッターなどの空力振動を照査。
5）全橋模型風洞試験によって最終照査。

### 2.2 部分模型風洞試験

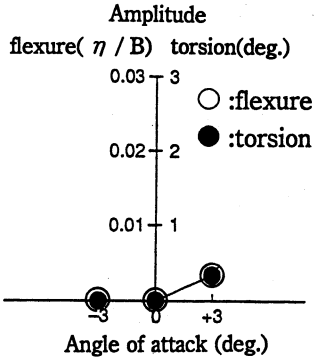
本橋の部分模型風洞試験は、縮尺 1/45 の桁部分模型を使って行われた。その結果、図—2 に示すように一様流中において、鉛直たわみとねじれ振動の渦励振が発生した。しかしながら、これらの振動は迎角が＋3° のみと限られていること、また振幅も比較的小さく、応力的にも問題のないことを確認した。さらに、後で述べるが渦励振は気流の乱れに伴って振幅が低減、あるいは消滅することが確認されており、実橋では問題にしなくてもよいと判断した。また、フラッターに関しては、試験を行った範囲では発生せず、高い安定性を有していることが確認できた。（実橋換算風速で、風速 61 m/s のフラッター照査風速に対して、風速 80 m/s まで発生しなかった。）。

一方、ガスト応答に関しては、設計基準では設計風荷重の算定の際に補正係数を乗じることで静的に扱っている。この補正係数は、別途気流や構造系をモデル化してガスト応答解析を行って気流の乱れに起因する構造物の最大応答値を求め、平均応答値との比から定められている。

## 3．大型風洞試験計画

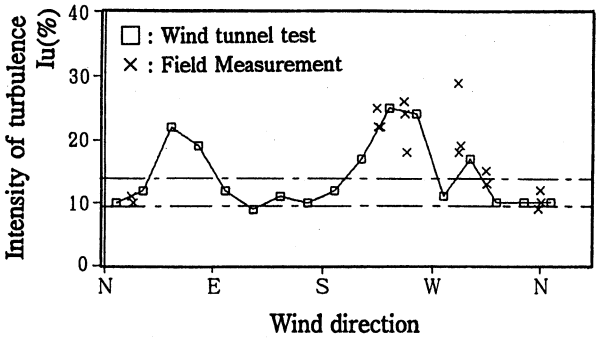
### 3.1 架橋地点の風環境

本橋の周辺地形の影響によって本橋に作用する風の特性として、どのようなものが予想されるかを調査するために、多々羅岬の上空に風速計を設置し、風速、風向、乱れ強さといった諸特性を計測した。さらに、図—1 に示す円形の範囲の地形を縮尺 1/2000 で模型化し、風洞内で橋梁各部に作用する風特性の計測も行った。この際、現地での観測記録は、地形模型風洞試験のキャリブレーションデータとして使った（図—3 参照）。図—4 には、地形模型風洞試験で得られた結果のうち、主塔位置、中央径間中央の桁高さでの乱れ強さと風速比（地形のない状態の風速で基準化）を示す。試験は、橋軸直角北方向を基準に 16 方位から風を作用させた時の同点での諸値を計測した。すなわち、図—4 において、北東方向から風が吹いた場合には、生口島の影響で乱れが増大する一方、風速は低減していることがわかる。図中の斜線は、地形の影響がある部分を示しており、乱れ強さでは真中の白丸の部分（約 10%）が地形のない状態を、風速では 1.0 の位置が地形のない状態をそれぞれ示している。



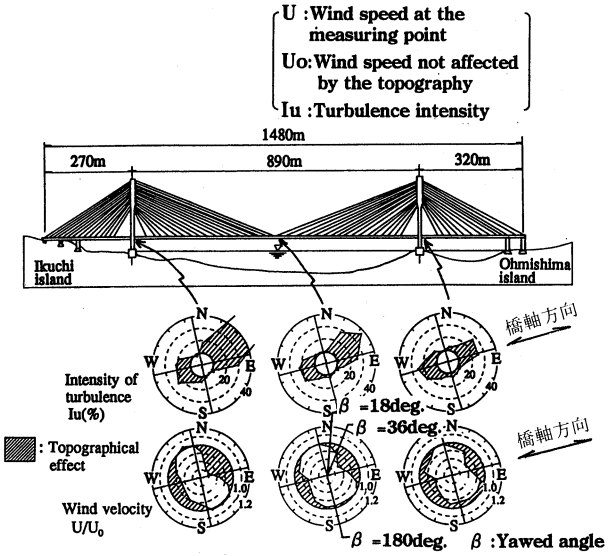

図—2 部分模型風洞試験結果（渦励振）

**Fig.2 Aerodynamic properties of cut-out (2-D) model (vortex-induced oscillation)**




図—3 風観測点における乱れ強さと地形模型風洞試験結果

**Fig.3 Comparison of turbulence intensity between measurement and test**




図—4 多々羅大橋の風環境

**Fig.4 Wind properties surrounding Tatara Bridge**

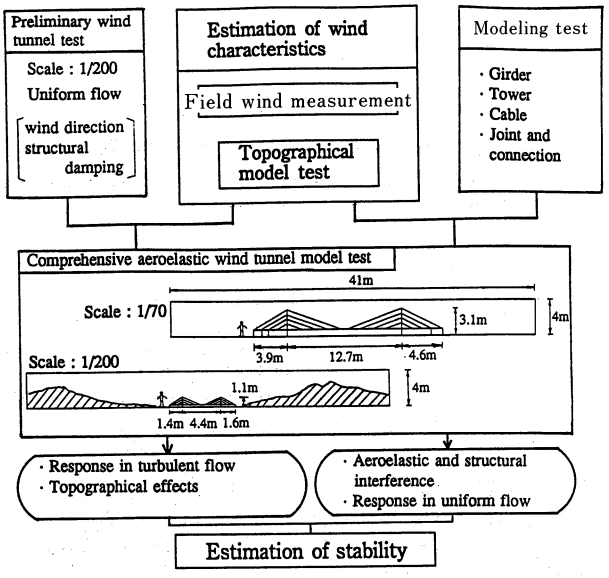
図—4 から、本橋の風環境は非常に複雑であることがわかる。たとえば、NNW と SSE の風向ではほとんど地形の影響が認められない。言いかえれば、風速比と乱れ強さが地形のあり、なしでほとんど変わらない。一方、NE、W の風向では極めて大きな影響が認められる。特

に、NEの風向では、乱れ強さがかなり大きくなる反面、風速はさほど低下していない。したがって、橋梁の構造設計においては、このような風が作用すると厳しい状態が予想される。従って、本橋の耐風設計においては、直角方向からの風だけではなく、地形の影響を受けた斜風に対しても注意を払わなければならない。

### 3.2 大型風洞試験計画

本橋の耐風安定性は、2.2で述べたように部分模型風洞試験によって、基本的に問題のないことを確認している。しかしながら、長大斜張橋になってケーブル、塔、桁相互の連成振動が橋梁全体の耐風性に与える影響が懸念されたこと、3.1で述べたように複雑な風環境が本橋の耐風性に与える影響も同じく懸念されたことから、全橋模型を使った大型風洞試験を実施することとした。

本橋の全橋模型風洞試験は、2種類の試験から成っている。一つは、連成振動を照査する目的で、特にケーブル振動を精度よく相似させる必要から縮尺を1/70と比較的大きくし、ケーブルの重量、伸び剛性、抗力を1本ずつ相似した大型模型試験。もう一つは、地形の影響を照査する目的で、風環境の相似に重点をおいた縮尺1/200の全橋模型と周辺地形模型を用いた小型模型試験である。なお、これらの模型の縮尺及び模型細部の構造は、別途予備試験、解析を行って決定した[2),3)]（図—5参照）。




図—5 全橋模型風洞試験プログラム

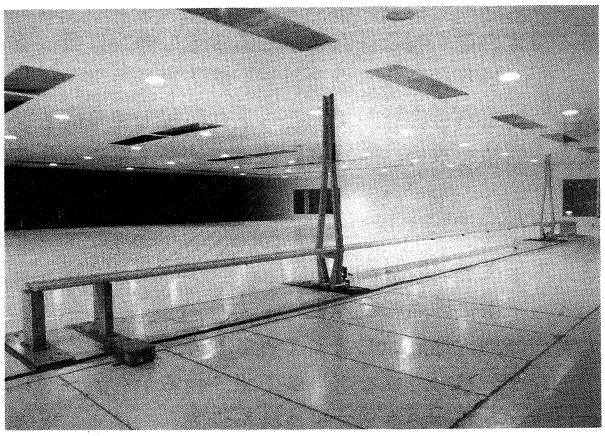
**Fig.5 Procedure of full model wind tunnel test**

## 4. 大型風洞試験結果

### 4.1 大型模型試験結果

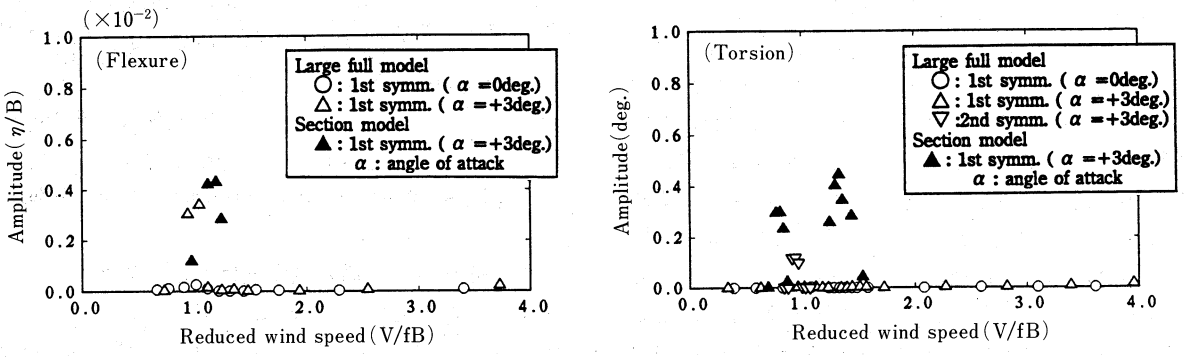
図—6に一様流中での風速と渦励振振幅の関係を示す。風速7 m/s（実橋換算、図ではV/fB=1.0付近）で鉛直たわみの渦励振の発生が認められる。そして、その振幅は部分模型によるものとほぼ等しいものとなっている。一方、風速26 m/sあたり（実橋換算、図ではV/fB=1.0付近）では、ねじれの渦励振が発生しているが、こちらは部分模型によるものと比べてかなり小さい。これは、全橋模型ではねじれ振動が水平振動と連成することで、ねじれの極慣性モーメントが大きくなり、渦励振振幅が小さくなったものと考えられる。さらに、境界層乱流中での試験では、先の渦励振は全て消滅する結果となり、最終的に本橋の渦励振については、問題にしなくてよいと判断した。

ガスト応答の評価に関しては、気流（乱流）特性の相似が満足されていることが重要であるため、乱れスケー



写真—1 大型模型試験状況（S=1/70）

**Photo.1 Full model wind tunnel test (scale: 1/70)**




図—6 渦励振振幅の比較

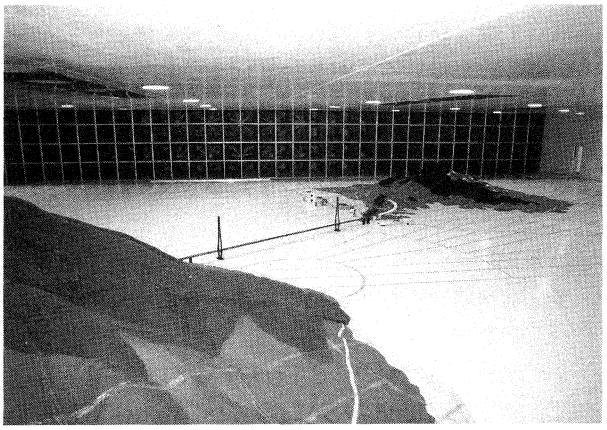
**Fig.6 Comparison of vortex-induced oscillation**

ル、地形の影響がより実際に近い小型模型試験において行うこととした。

さらに、フラッターに関しても試験の範囲では観測されなかったことから、十分に安全であると考えられる。

### 4.2 小型模型試験結果

周辺地形を考慮した小型模型試験は、3.1での検討を踏えて偏角18°、36°、180°の3種類の風向によって行った(風向は橋軸直角北を0°とし、時計回りを正とする)(図—4参照)。偏角18°、36°については、生口島の影響を大きく受け、乱れ強さが非常に大きくなる反面、風速はそれほど低下しない。従って、橋体に作用する風荷重が増大し、構造的に非常に厳しいことが予想される。一方、偏角180°については、橋軸直角方向であり、架橋地点での卓越風向と考えられる。また、伯方島の影響によって乱れが少しではあるが全体的に増大している。

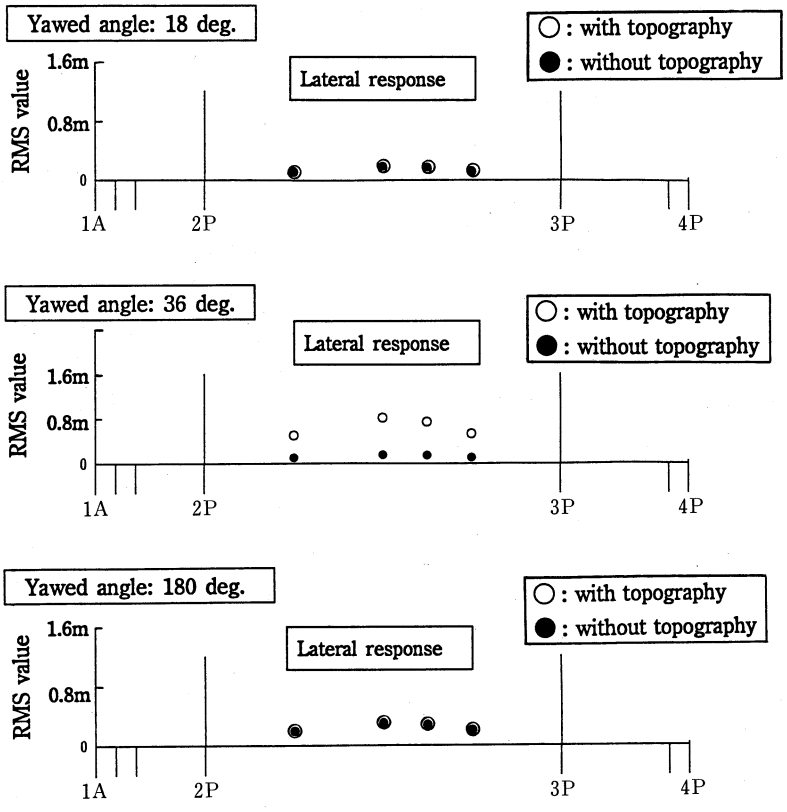


写真—2 小型模型試験状況(S=1/200)
(偏角36°、手前が生口島、向こうが大三島)

**Photo.2 Small model test (scale: 1/200) (attack angle of wind: 36 degrees, Ikuchijima Island in front side and Omishima Island back side)**

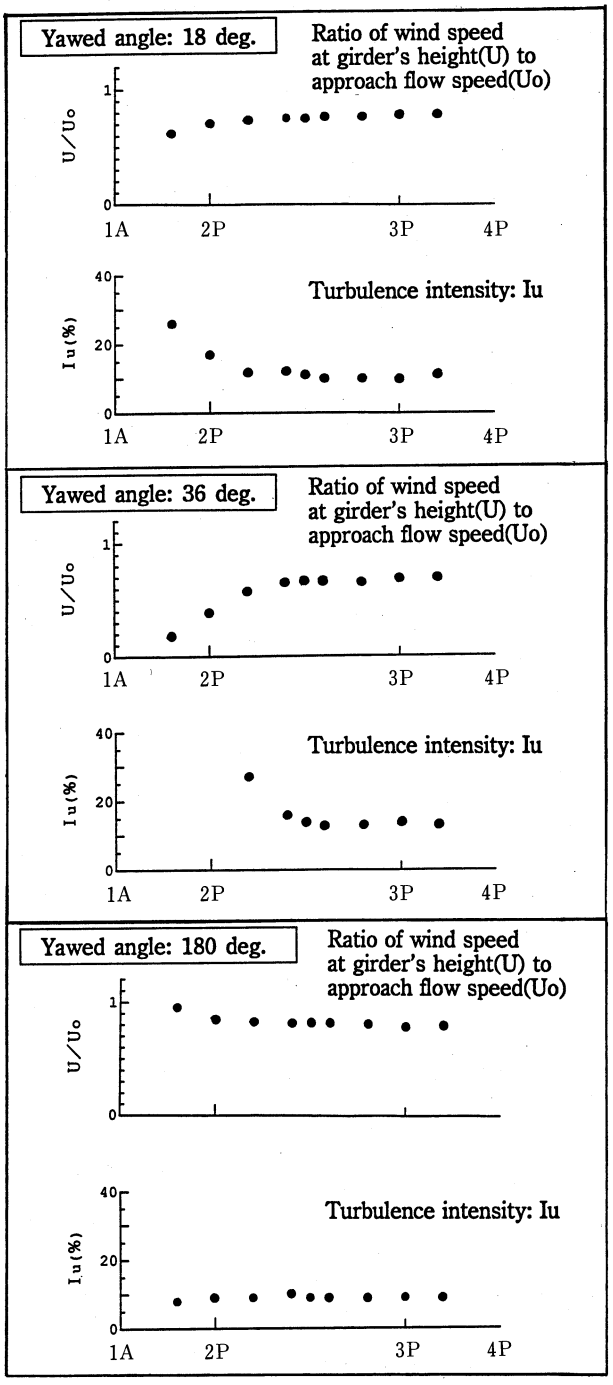
図—7に試験結果として、風速とガスト応答値のRMS値との関係を示す。図には、地形を設置した場合としない場合とを比較して示した。これより、偏角18°と180°では、地形の影響がほとんどないことがわかる。すなわち、地形あり、なしでRMS値にほとんど差が見られない。一方、偏角36°では、地形の影響が著しく、地形ありの場合のRMS値がかなり増大している。

図—8に各試験ケースにおける橋軸に沿った風の特性(風速と乱れ強さ)を示す。特に、偏角36°においては、中央から2P位置にかけて風速の減少と乱れ強さの増大が認められる。一般に、風速と乱れ強さとには相関関係があり、乱れが大きくなると風速は低下する。従って、偏角36°のように乱れが極めて大きくなるような風の場合、期待される風速も低くなることが考えられる。図—7では、偏角36°のガスト応答値は地形の影響により大きくなってはいるが、これは他のケースと比較する風速を同じにしているためである。上で述べたように、偏角36°




図—7 小型模型試験における桁のガスト応答値(RMS値)

**Fig.7 Gust responses of the deck in RMS for a small model test**




図—8　小型模型試験における桁位置での気流特性

**Fig.8　Wind properties at the deck for a small model test**

のようなケースでは風速が低下することが考えられるため、ガスト応答を評価する風速も下げてよいと考えられる。そして、その上で、設計値と比較検討をするべきと考えられる。現在、ガスト応答に対する評価基準を検討中であり、最終的にはこの結果を待って図—7のガスト応答値が評価されることとなる。この結果については別の機会に報告することとしたい。

## 5．あとがき

多々羅大橋の耐風安定性を2種類の全橋模型によって検証した。本文中で述べたように、渦励振、フラッター、ガスト応答など基本的に問題のないことを確認した。地形を考慮した試験では、特定の偏角においてガスト応答が増大する結果が得られたが、これに対しては新たな評価基準の作成が必要と考えられる。現在、試験結果を評価する作業を行っており、これらの結果を待って実橋の耐風安定性についても評価を下すこととなる。

なお、全橋模型を使った大型風洞試験は、計画から結果の評価までの一連の事項を本州四国連絡橋耐風委員会(委員長：宮田利雄横浜国立大学教授)及び同風洞試験作業班（主査：佐藤弘史建設省土木研究所構造研究室長）の指導のもとで行っており、誌面を借りて関係各位に感謝の意を表する。また、大型風洞試験は、つくばの大型風洞施設において、公団より委託を受けた㈶海洋架橋調査会が実施したことを最後に付記しておく。

### 参考文献

1）本州四国連絡橋公団：尾道～今治ルート耐風設計基準、1994.11

2）T.MIYATA, H.SATO, M.KITAGAWA, S. SUZUKI and T.SAITO: Full Model Wind Tunnel Tests for A Very Long-Span Cable-Stayed Bridge: Tatara Bridge, Proceeding of International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2, Deauville. France, 1994.

3）T.MIYATA: Full Model Testing of Large Cable-Supported Bridges, A Sate of the Art in Wind Engineering, 9th International Conference on Wind Engineering, New Delhi, India, 1995.

4）Y.SUMIYOSHI, T.ENDO, T.MIYATA, H. SATO and M.KITAGAWA: Experiments for the Akashi-Kaikyo Bridge in a Large Boundary Layer Wind Tunnel, Int. Seminar on Utilization of Large Boundary Layer Wind Tunnel, Tsukuba, Japan, 1993.

5）T.MIYATA, M.KITAGAWA, H.YAMADA, T. KANAZAKI and R.TORIUMI: Design Considerations on 3-Dimensional Gust Response in the Akashi Kaikyo Bridge, Proceeding of International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Vol.2, Deauville, France, 1994.

6）T.MIYATA, H.SATO, R.TORIUMI, M. KITAGAWA and H.KATSUCHI: Full Model Wind Tunnel Study on the Akashi Kaikyo Bridge, Proceeding of 9th International Conference on Wind Engineering, Vol.2, New Delhi, India, 1995.

# 新チョルテカ橋基本設計調査（ホンジュラス）

**Basic Design Study of New Bridge in Choluteca (Honduras)**

第三建設局
向島工事事務所　副所長　岡本泰臣
Yasuomi Okamoto

## 1．はじめに

ホンジュラス共和国は、中米地峡のほぼ中央に位置し、面積は我国の1/3弱（112,000 km²）であり、山岳が国土の大半を占める人口約550万人、GNP 590ドルの低所得国である。経済は農林業を中心とするモノカルチャー型経済であり、農業部門がGDPの1/4、労働人口の半分以上、輸出総額の約75%を占めている。

1993年1月、ホンジュラス政府は日本政府に対し、同国のチョルテカ県における新チョルテカ橋建設の無償資金協力を要請した。これを受けて、JICAは基本設計調査の実施を決定し、調査団の一員として現地調査のため、1995年8月26日から9月7日の間にホンジュラス国を訪れたので、その概要を報告する。

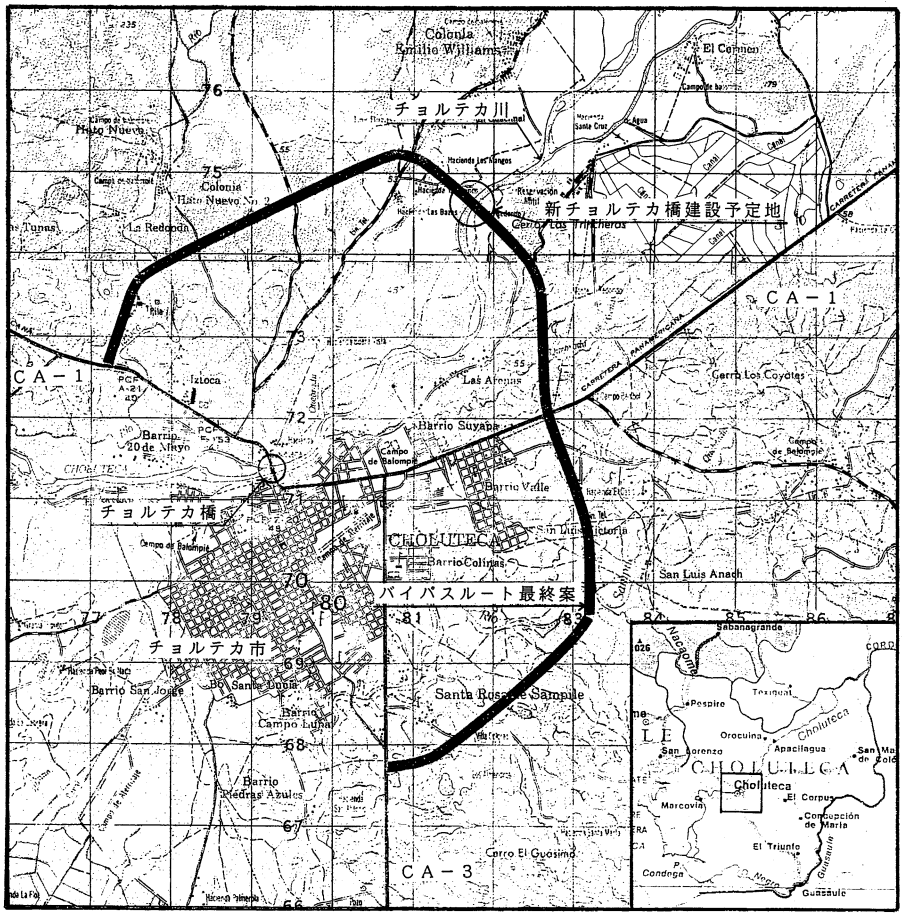
## 2．プロジェクトの背景

ホンジュラス政府は第5次国家開発計画（1990～1994）において民間部門を主体とする輸出指導型成長を目標としており、具体的な目標として、輸出の促進等を掲げている。主要輸出相手国はアメリカであるが、中米における紛争終結後（1990年代前半）は、中米経済統合へ向けエルサルヴァドル、ニカラグア等の隣国との貿易を推進する経済の活性化を図っている。隣国との貿易の増加に伴い交通量が増加しており、また、住民の往来も増加してきている。これらの増加に対応するべく国内道路の整備・拡張が必要となっている（運輸の約55%は自動車交通、道路の総延長は18,629 km、内舗装は2,320 km）。特に、中央部を横断するパン・アメリカン・ハイウェーは、基幹道路というのみならず、中央アメリカと南アメリカを結ぶ大動脈となっており、中央アメリカの社会・経済上極めて重要な位置を占めている。

アメリカン・ハイウェーは、同国において南部最大都市であるチョルテカ市内を通過しており、隣国へ通じるCA－1、CA－3の2本が同市街地において合流している（図－1参照）。

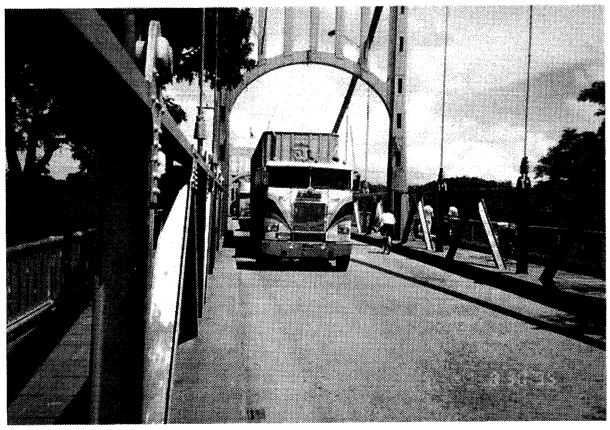
チョルテカ市は、近年養殖エビやメロン等の生産の中心地として成長を続けており、市街地も拡大中である。

それに伴い、交通量が増加し、車両も大型化し、既存のハイウェーの輸送力ではこれらへの対応が困難な状況




図－1　橋梁位置図
**Fig.1　Location of the bridge**

写真—2　新チョルテカ橋架橋予定地点
**Photo.2　Construction point of New Choluteca Bridge**



写真—1　チョルテカ橋
**Photo.1　Choluteca Bridge**

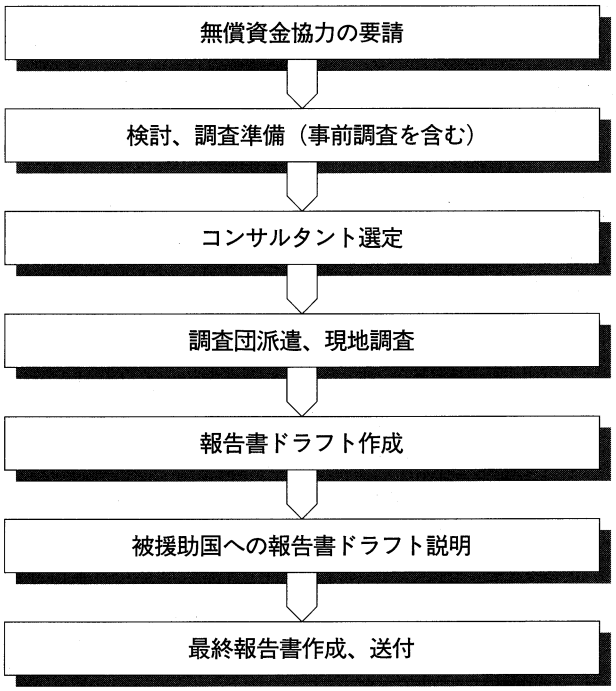
となっており、また、市民への安全も問題となっている。この様な状況に鑑み、同国政府は、交通混雑の緩和及び輸送力の増強と市民の安全確保を目的として、同市街地を回避して通じる新バイパス 14.8 km の施工を予定（平成 8、9 年度実施予定、工期 14ヶ月）している。

他方、現 CA—1 ルートにはチョルテカ橋（**写真—1**、4 径間吊橋、L＝260 m、1937 年建設、老朽化し鉄骨の腐食が激しい）があるが、新バイパスの建設に伴い、新ルート上（現橋の上流約 4 km 地点、**写真—2**）へ新しいチョルテカ橋を建設することが必要不可欠なこととなっている。要請された新チョルテカ橋の規模は、橋長 300 m、幅員 11 m である。

## 3．調査の概要

### 3.1　基本設計調査の目的

基本設計調査の目的は、無償資金協力の条件に合致した上で最適な計画案を作成することである。また、同調査の目的には被援助国に日本の無償資金協力のシステムを説明することも含まれている。




図—2　基本設計調査実施の流れ
**Fig.2　Sequence of fiesibility study**

基本設計調査実施の流れを**図—2** に示す。

### 3.2　調査方針

(1)　新橋建設はバイパス建設が大前提であるため、同国政府の調査結果及び全体計画（予算、実施体制、工事開始時期、工期、道路設計等）について調査・解析のうえ本計画の妥当性を検証する。

(2)　バイパスルートの変更について、変更の経緯を明確化（用地買収上 or 住民の反対等）する。

(3)　バイパスルートの用地確保状況について調査を行う。

### 3.3 現地調査の内容

現地調査は、ホンジュラス政府の協力を得て以下の調査を実施した。

(1) プロジェクト内容の明確化及び確認。

(2) 国家並びに地域開発計画における本プロジェクトの妥当性、必要性及び優先度の確認。

(3) 国道周辺の現状調査及びバイパス建設計画、パン・アメリカン・ハイウェーの改良計画等関連プロジェクトの調査。

(4) 本プロジェクト及びバイパス建設を実施するホンジュラス側機関・体制の確認。

(5) 上記組織の財政能力の調査。

(6) プロジェクト対象地域における外国からの融資もしくは国際機関からの融資による援助活動の実態調査。

(7) プロジェクト対象地域の自然条件調査（気象、地形、河川測量、地質調査、コンクリート試験等）。

(8) 現チョルテカ橋の損傷調査。

(9) 建設資材の市場調査及び輸送に係る現地条件調査。

(10) 建設業の施工能力調査。

(11) 免税制度及び土地収用法の調査。

## 4. 書面確認

調査団は、先方政府関係者との協議並びに現地調査の結果として、調査団団長とSECOPT（通信・公共事業・運輸省）並びにSECPLAN（予算・企画調整省）の副大臣との間においてミニッツの署名に至った。

## 5. おわりに

出発に先立ち、現地事情に詳しい先輩諸氏より、ホンジュラス入国に際しての留意事項（歴史、治安・衛生状況に始まり安全確保策等々、又持参する服、食料、医薬品に至るまで）を御教示頂いた。そのアドバイスに従い、最低限の生活は確保出来る物資をトランクに詰め出発した。首都にあるテグシガルパ空港は、雨期のためか、上空より全く見えず、雲の隙間を探してB757は着陸する。

到着後、大使館表敬訪問に始まりSECPTとの協議、現地調査と精力的にスケジュールをこなす。スペイン語の通訳を介しての協議故効率は悪いが、双方の熱意と努力が実り、身振り手振りを交えての協議も無事signに至った次第。一方、テグシガルパの生活は、当初の心配をよそに、それなりに快適なものであった。

残暑厳しい折に出発し僅か10日間程の滞在であったが、帰国時には若干過ごし易くなっていたようである。

最後になりましたが、新鮮で刺激的な経験の機会を与えて下さいました関係者の皆様に御礼申し上げます。

# 技術ニュース

## ■英国土木学会にて辰巳・古屋氏「ビル・カーティンメダル」を受賞

設計部の辰巳正明部長と古屋信明審議役は、「明石海峡大橋を現実のものにした技術開発（Technical innovation for realization of Akashi-Kaikyo Bridge)」の論文により、英国土木学会から写真－1に示す「ビル・カーティンメダル（Bill Curtin Medal)」を受賞、平成7年11月7日にロンドンで開かれた表彰式に辰巳部長が出席し、写真－2に示すように英国土木学会長からメダルを手渡された。日本人の受賞は今回が初めてある。

同メダルは、英国土木学会の年次表彰のうち論文に対して制定される8メダルの一つであり、コンサルタント活動を通じ貢献した、ビル・カーティン氏を記念したもので、土木技術における革新的な設計をテーマとした最も優秀な論文に毎年1回与えられる。

今回対象となった論文は、辰巳部長が明石海峡大橋の現場を担当する垂水工事事務所長を、古屋審議役が副所長を務めていた93年、英国土木学会から依頼を受け執筆したものである。

内容は、1998年の完成に向けて工事が進められている世界最大の吊橋である明石海峡大橋について、同橋の橋梁計画、補剛桁にトラスを採用した理由と関連する技術、深く大きなアンカレイジ基礎と大水深・強潮流を克服した主塔基礎の建設、低発熱型セメントと高流動コンクリートの開発、ケーブル用高強度ワイヤーの開発、大型風洞の建設とそれによる橋の耐風安定性の確認などを、技術開発の観点から紹介したものである。

（文責：設計部設計第一課長代理　古家和彦）

写真－1　ビル・カーティンメダル

写真－2　メダル受賞状況

## ■国際岩の力学会議開催さる

第8回国際岩の力学会議が、平成7年9月25日から30日の間、東京で開催された。この会議は、岩盤力学に関する研究発表、議論の場として企画されており、世界各国から多数の参加があった。

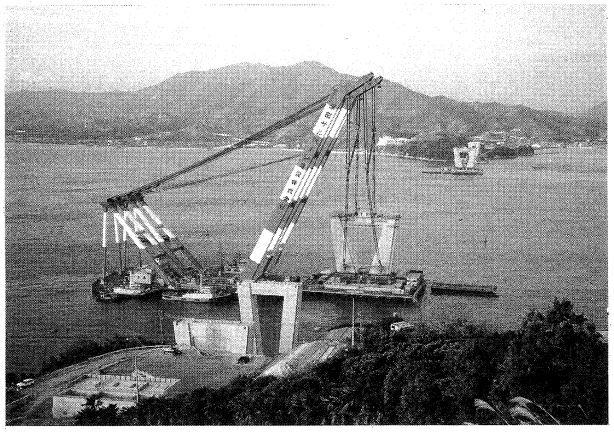
9月30日に行われた「ROCK FOUNDATION」に関するワークショップには、当公団から、海峡部橋梁基礎の調査・設計を中心に10編の論文の投稿を行った。また、多田第二管理局長が兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響についての特別講演を行った。

（文責：設計第三課長代理　栗原敏広）

## ■多々羅大橋上部工架設開始

多々羅大橋の上部工工事は、2P、3P主塔基礎工事の完了に引き続き、コンクリート面仕上げ工等の上部工工事の準備を行い、3P、2Pの塔基部（底版120t/枚、塔柱第一段235t/段)の架設を、それぞれ平成7年11月15日、18日に、FC船により現地架設を実施した。また、3P、2Pの塔下部大ブロック部（塔柱第2段～5段1,480t/塔)についても、12月17日、20日に、FC船により現地架設を実施した。

3P塔基部の架設にあたっては、多々羅大橋上部工工事の本格的な開始ということもあり、マスコミの現地取材が多数あり、新聞・TV等、各媒体に取り上げられた。また、塔下部大ブロック架設にあたっては、萩原総裁(現



顧問）が3P側の、藤川理事（現副総裁）、佐伯理事が2P側の架設状況を視察なされた。塔基部、塔下部大ブロック部ともに、架設当日は、天候に恵まれ、無事に所定の作業を終了することができた。

多々羅大橋上部工工事の今後の予定は、平成8年1月中旬に桁を支える斜ベントの架設を、1月下旬に3P側の塔付部桁大ブロック部（長さ163m、重量2,500t）の架設を、2月中旬に2P側の塔付部桁大ブロック部(長さ123m、重量2,000t）の架設を予定している。

（文責：向島工事事務所　第一工事長　平原伸幸）

## ■来島大橋主塔架設完了

平成7年12月8日、ときおり雹が混じる寒風のもと、来島大橋の主塔6基の最後となった2P主塔の最終ブロック架設が完了した。

来島大橋の主塔工事は、2P・3P、5P・6P、8P・9Pの3件で平成5年3月発注以降、設計・製作・架設を進めてきたが、平成6年6月現地着手以降順調に進捗し、平成7年9月末までに5基の架設が完了していた。

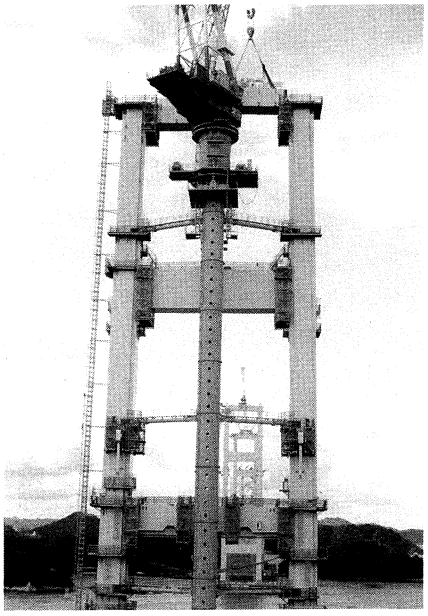
来島海峡に主塔が6基並んだ姿は、躍動感、連続性、伸びやかさを感じさせ、刻々と変化する光と影が表情を豊かなものにしている。

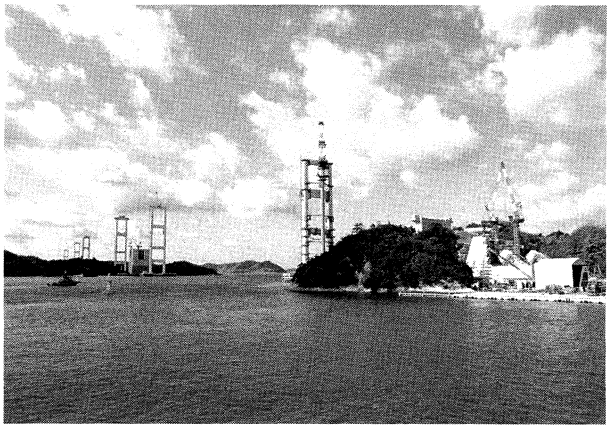
来島大橋主塔の特徴は、塔柱が12の角を持つ、隅切り十字形のモノセル断面であること、水平材に縦リブ連結継手、2P3P塔柱に引張ボルト接合を採用し景観性の改善を図ったこと等である。

架設は、タワークレーンを使用し、3P→2P、5P→6P、9P→8Pのシリーズ架設とした。現場作業を少なくするため、架設用足場の構造を工夫し、その取付けは大部分工場で行った。架設時耐風対策として、AMD、TMD、2種類の制振装置を塔柱外部に配置し有害な振動を制振している。なお、6Pが本四連絡橋で初めて山上に位置するため、13%勾配の工事用道路で最大110トンのブロックを運搬した。

今後は、現場塗装、仮設備撤去、維持管理設備工事等を行い平成8年3月末までにはすべての工事を完了し、ケーブル工事に引き渡す予定である。

（文責：今治工事事務所　第六工事長　佐々木雅敏）





# 文献紹介

## 本州四国連絡橋関連技術文献紹介　　'95.10～12月受入分

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

◎著者欄の＊印は公団以外の人

| 題　名 | 著　者 | 雑誌名 | 巻 | 号 | 年　月 | 頁 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Non-Destructive Inspection System for Welded Portions of the Honshu-Shikoku Bridges | 宮下　力、馬場賢三、帆足博明 | IABSE Symposium San Francisco 1995 | | | 1995.8 | 207-212 |
| Maintenance Facilities for the Honshu-Shikoku Bridges | 佐伯彰一、江藤隆男、土山正巳<br>有馬　勇 | IABSE Symposium San Francisco 1995 | | | 1995.8 | 425-430 |
| Cable-Corrosion-Protection Systems for Cable-Supported Brides | 北川　信、多田和夫、<br>伊藤　学＊、 | IABSE Symposium San Francisco 1995 | | | 1995.8 | 873-878 |
| The Surface Flow Structure of Large Scale Vortices at the rear of a Cylindrical pier for the Flow of Transcritical Reynolds | 河口浩二、石野和男＊ | 26th Congres of the Association for Hydraulic Research | | | 1995.9 | |
| 超長大橋梁の基礎に求められる耐震構造 | 山縣　守、田中　努＊ | 土木学会論文集IV | IV-28 | 522 | 1995.9 | 165-175 |
| 軟弱地盤における道路盛土の長期沈下計測結果 | 大塚岩男、佃　長次、<br>福岡正巳＊ | 土木学会第50会年次学術講演概要集 | | 3-A | 1995.9 | 446-447 |
| 鉄筋補強土工法における鉄筋軸力分布に関する考察 | 佃　長次、大造幸夫 | 土木学会第50会年次学術講演概要集 | | 3-B | 1995.9 | 1594-1595 |
| 大口径立深礎杭の機械化施工法(スーパーRD工法)の開発 | 伊藤稔明、植田政明＊、<br>嶋井森幸、川田正敏＊、<br>大園幸一＊ | 土木学会第50会年次学術講演会 | | | 1995.9 | |
| 瀬戸中央自動車道交通実態分析調査 | 岡田凌太 | 第21回日本道路会議論文集 | | A | 1995.10 | 274-275 |
| 大鳴門橋における強風予測手法 | 栄川博一、岡本良行 | 第21回日本道路会議論文集 | | A | 1995.10 | 458-459 |
| 兵庫県南部地震における大鳴門橋の動態観測結果 | 川端哲朗、吉田　修、川上明彦 | 第21回日本道路会議論文集 | | A | 1995.10 | 530-531 |
| 崩壊・地すべり地形部におけるトンネル坑口部の補助工法 | 青野　宏、原田浩史＊、<br>箱石安彦＊ | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 94-95 |
| 急勾配箇所での超重荷重走航路における半たわみ性舗装の施工事例 | 伊藤稔明、大薗幸一＊、<br>谷本　昇＊ | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 342-343 |
| 明石海峡大橋ケーブル架設工事について | 河口浩二 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 782-783 |
| 来島大橋主塔引張接合継手の設計・製作 | 佐々木雅敏、山口和範 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 786-787 |
| 明石海峡大橋道路床組の多径間連続化 | 平野　茂、大江慎一 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 788-789 |
| ステンレスボルトリラクセーション及び温度変化による応力変化 | 奥田　基 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 790-791 |
| 撫養高架橋の多径間連続化について | 谷口貴成 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 802-803 |
| 来島大橋10Aトンネルアンカレイジの設計 | 吉川章三 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 826-827 |
| 明石海峡大橋アンカレイジコンクリート工事における効率化の一例 | 徳永剛平、西村徹也 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 860-861 |
| 来島大橋主塔の架設時耐風応答について | 花井　拓、佐々木雅敏、<br>山口和範 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 884-885 |
| 長大斜張橋ケーブルの耐風製調査 | 平原伸幸、森山　彰、川西直樹 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 886-887 |
| 複合電気防食した構造物の防食電流密度 | 高城信彦 | 第21回日本道路会議論文集 | | B | 1995.10 | 892-893 |
| 大規模斜張橋ケーブル定着構造の疲労 | 遠藤武夫、松本　毅、<br>藤原弘光＊、三木千嘉＊ | 土木学会論文集 | I-33 | 525 | 1995.1 | 319-330 |
| 来島大橋主塔の引張り接合継手の設計 | 谷中幸和、大橋治一 | 橋梁と基礎 | 29 | 11 | 1995.11 | 15-22 |
| 明石海峡大橋補剛桁架設工事について | 河藤千尋 | 第49回建設省技術研究会議論文集　自由課題 | | | 1995.11 | 113-116 |
| トラフリブ補剛桁の耐荷力実験 | 川西直樹 | 第49回建設省技術研究会議論文集　自由課題 | | | 1995.11 | 141-144 |
| 来島大橋補剛桁直下吊り架設に使用する自航台船の操船試験について | 杉町直明 | 第49回建設省技術研究会議論文集　自由課題 | | | 1995.11 | 145-148 |

## 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㈶海洋架橋調査会（TEL. 03-3555-8361）で販売しています。

| | |
|---|---|
| ＊仕様書・要領等 | |
| 土木工事共通仕様書 | 平成６年４月 |
| 調査等共通仕様書 | 平成５年７月 |
| 電気通信施設標準仕様書集（３分冊）（貸出しのみ） | 昭和61年４月 |
| 電気通信施設工事等共通仕様書（貸出しのみ） | 昭和60年４月 |
| 電気通信施設管理規程 自家用電気工作物保安規程 電気通信施設保守基準 | 昭和60年10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れつの発生の一例 | 昭和58年１月 |
| 植生のり面工施工要領 | 昭和62年４月 |
| 維持修繕等共通仕様書 | 平成４年４月 |
| 施工管理試験要領 | 平成３年４月 |
| 機械設備工事共通仕様書（案） | 平成５年11月 |
| 測量作業規定 | 平成７年４月 |
| ＊設計基準額（上部工・設計編） | |
| 上部構造設計基準・同解説 | 平成元年４月 |
| 耐風設計基準（1976）・同解説 | 昭和51年３月 |
| 風洞試験要領（1980）・同解説 | 昭和55年６月 |
| 吊橋主塔設計要領・同解説 | 平成元年４月 |
| 吊橋主塔の塔頂構造設計要領（案） | 平成５年９月 |
| 鋼床版設計要領・同解説 | 平成元年４月 |
| トラス構造設計要領（案） | 平成５年９月 |
| 吊橋リンク支承構造設計指針・同解説 | 平成元年４月 |
| 鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説 | 昭和59年３月 |
| 下路管理路の設計マニュアル（案） | 昭和53年９月 |
| 点検補修用作業車構造基準（案） | 平成６年３月 |
| 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説 | 平成２年２月 |
| 尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説 | 平成６年11月 |
| 鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン（案） | 平成５年９月 |
| ＊設計基準類（上部工・製作・材料編） | |
| 鋼橋等製作基準 | 平成５年５月 |
| 鋳鍛鋼品製作基準・同解説 | 平成５年９月 |
| 鋼橋等塗装基準・同解説(案)［平.6.10一部改訂］ | 平成２年４月 |
| 橋面舗装基準（案）［62.6一部改訂］ | 昭和58年４月 |
| 鋼床版現場溶接施工基準（案） | 昭和54年３月 |
| 鋼上部構造用鋼材選定要領(案)［60.3一部改訂］ | 昭和48年９月 |
| HBS高力ボルト類規格 | 平成４年８月 |
| HBS鋼材規格［53.10改正］ | 昭和52年11月 |
| HBSケーブル材料規格［平.元.6一部追加］ | 昭和54年６月 |
| HBS塗料規格（案）［平.6.10一部改訂］ | 平成２年４月 |
| HBSリンク支承関係規格 | 昭和51年３月 |
| 溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト製作要領(案) | 平成５年９月 |
| 本州四国連絡橋大型疲労試験写真集 | 平成８年１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 | 昭和52年８月 |
| 大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案) | 昭和54年11月 |
| 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説 | 昭和55年３月 |
| 橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案) | 平成２年８月 |
| ［付属資料］ | |
| 1.低発熱型コンクリート仕様（案） | 平成元年７月 |
| 2.高性能AE減水剤品質規格（案） | 平成２年８月 |
| 鋼設置ケーソン設計要領（案） | 昭和54年２月 |
| 風化花崗岩の支持特性判定要領（案） | 昭和55年３月 |
| 多室型緩衝工の設計要領（案） | 昭和55年３月 |
| 複合材型緩衝工の設計要領（案） | 昭和56年３月 |

お知らせ

新規　　平成８年１月販売開始
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集　　平成８年１月

---

※表紙右上記号（ISSN 0912-6953）説明

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

この番号は、国立国会図書館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 | 辰巳正明 | |
| 編集委員 | 有坂　均 | 佐藤清隆 |
| | 有馬　勇 | 高城信彦 |
| | 江田征機 | 土谷政治 |
| | 大橋治一 | 鳥海隆一 |
| | 大廣　始 | 長谷川芳己 |
| | 尾上一馬 | 日里正夫 |
| | 金崎智樹 | 辺見泰造 |
| | 栗野純孝 | 那須清吾 |
| | 栗原敏広 | 藤原　亨 |
| | 黒木隆晴 | 藤田和朗 |
| | 小出憲博 | 古家和彦 |
| | 古村　学 | 眞邉保仁 |
| | 酒井和吉 | |
| | 原澤秀久（海洋架橋調査会） | |



## 本四技報　第77号

発　行　平成８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 東京都中央区入船3-1-13
エーユー入船ビル４F
電話　03（3555）8361
発行者　井上義光
制　作　ニッセイエブロ株式会社

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION