

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.17 No.66 '93.4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第66号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.66

科学技術雑感……………理 事	西 内 彬… 1
Thoughts of Science and Technology	
吊橋主塔設計要領の安定照査法 Stability Design of the Suspension Bridge's Tower based on the Design Standard of the Tower for the Honshu-Shikoku Bridges	第三建設局 今治工事事務所 (前) 設計部 設計第二課 高 城 信 彦… 2
高張力鋼の長寿命での疲労強度 A Fatigue Strength of High Strength Steel in the Ultimate Life Period	第三建設局 向島工事事務所 (前) 設計部 設計第二課 奥 川 淳 志… 9 第一建設局 計画課 (前) 設計部 設計第二課 大 江 慎 一
鋼床版の横リブ設計法に関する調査試験 Investigation on Design Method of Lateral Beam for Steel Orthotropic Deck	設計部 設計第二課長 松 本 毅… 20 同 上 遠 藤 和 男
明石海峡大橋 2P、3P 気中コンクリート工事 The Construction of Akashi Kaikyo Bridge Tower Foundations-Concrete work for the top slab-	第二管理局 交通技術課 岡 田 凌 太… 33 (前) 第一建設局 垂水工事事務所 第一建設局 鳴門管理事務所 (前) 第一建設局 垂水工事事務所 第一建設局 設計課 上 田 忠 夫 那 須 清 吾
明石海峡大橋の主塔基礎地盤変位の計測と評価 (第一報) Deformation of seabed layers bearing the Akashi Kaikyo Bridge tower foundation	企画開発部 山 縣 守… 42 (前) 設計部 第一建設局 設計課 吉 田 好 孝 第二管理局 交通技術課 岡 田 凌 太 (前) 第一建設局 垂水工事事務所 第一建設局 設計課 那 須 清 吾
尾道大橋塗装工事 (その2) Paintingwork of Onomichi Bridge(Part 2)	設計部 設計第一課 古 家 和 彦… 52 (前) 第三建設局 向島管理事務所 建設省 近畿地方建設局 杉 山 剛 史 (前) 第三建設局 向島管理事務所
インドネシア 4 島連結計画 4 Islands Linkage Planning in Indonesia	第一建設局 垂水工事事務所 河 口 浩 二… 60
技術ニュース……………	63
The Latest Information	
文献紹介……………	64
Related Technical Reports in other Publications	

本四技報 第67号 (5.7) 掲載予定

- ・デッキとスティフナの溶接部の疲労実験
- ・明石海峡大橋風洞試験結果 (一様流試験結果)
- ・明石海峡大橋主塔の景観設計
- ・ピン定着ケーブルバンドの構造特性
- ・来島海峡大橋建設工事用海底ケーブルの敷設
- ・新たな機構の碍子活線洗浄装置の開発

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

神戸～鳴門ルート

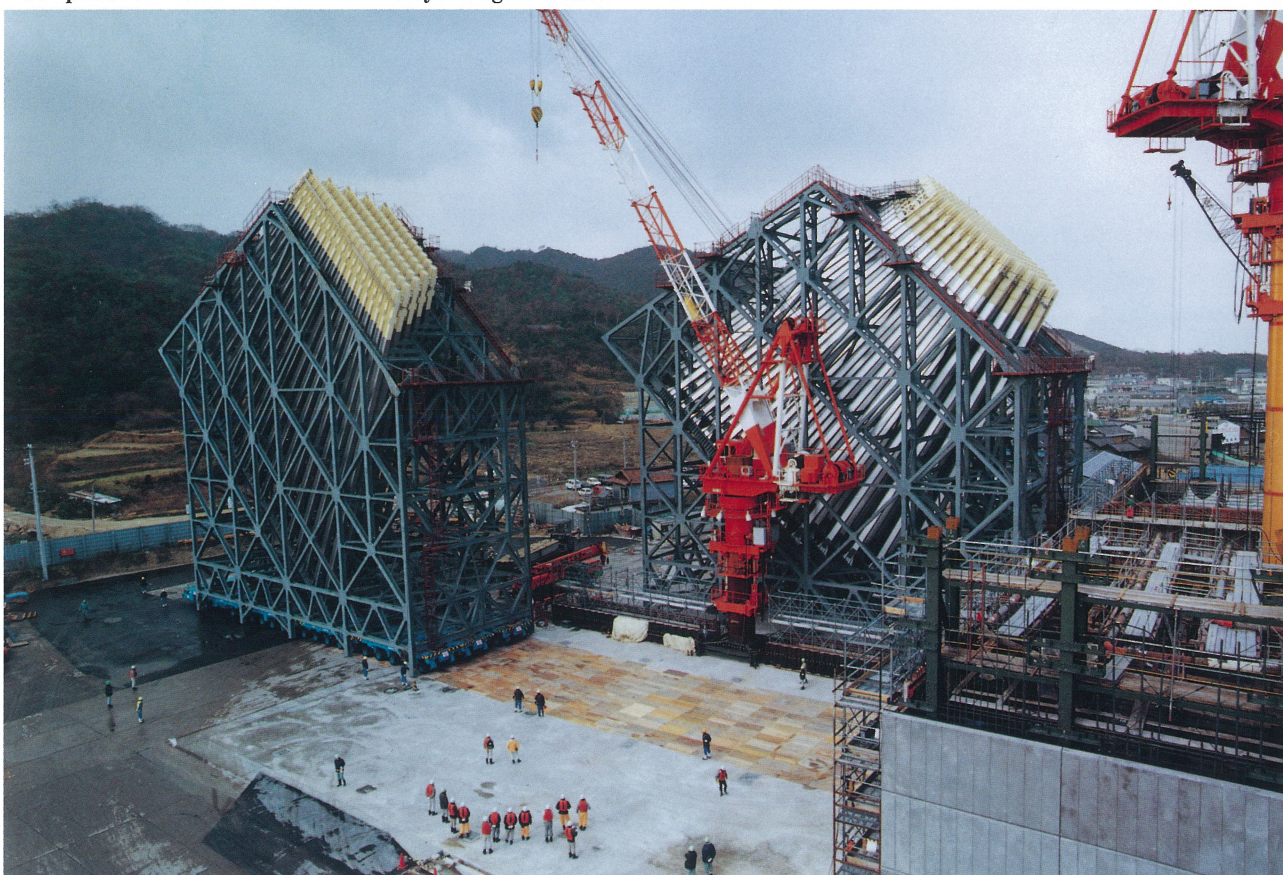
Kobe - Naruto Route



明石海峡大橋 2P 主塔架設完了

Completion of Erection for the Akashi Kaikyo Bridge 2P Tower

(5年1月)



自走式運搬台車による明石海峡大橋 4A ケーブルアンカーフレームの据付

Installation of the Akashi Kaikyo Bridge 4A Cable Anchor Frame by Wheel-type Carrier

(5年2月)

神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



明石海峡大橋1A アンカレイジ躯体コンクリート打設
Concrete Casting for the Akashi Kaikyo Bridge 1A Anchorage

(5年2月)



明石海峡大橋4A アンカレイジ躯体コンクリート打設
Concrete Casting for the Akashi Kaikyo Bridge 4A Anchorage

(5年2月)



多々羅大橋3P: 大型グラブ船による砕岩掘削

Seabed Excavation by Percussion Instrument on a large Grab Dredger for the Tataru Bridge 3P

(5年3月)



来島大橋5P: 鋼ケーソンの設置

Setting of Steel Caisson for the Kurushima Bridge 5P

(5年1月)

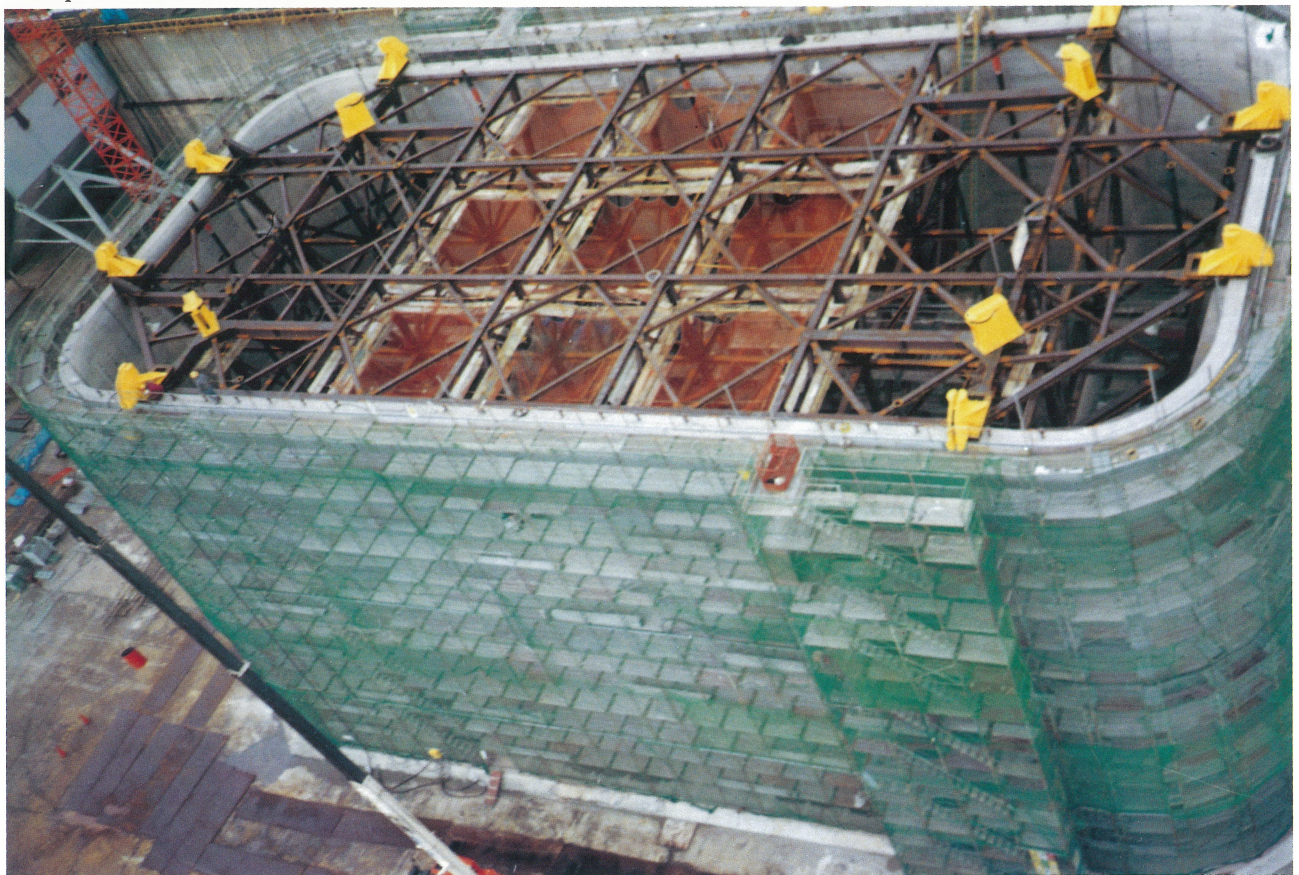
尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋 馬島々内付替えトンネル完成
Completion of a Relocated Tunnel in the Umashima Island

(5年2月)



来島大橋 9P: RC ケーソン完成
Completion of the Kurushima Bridge 9P RC Caisson

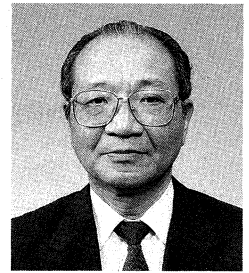
(5年3月)

科学技術雑感

Thoughts of Science and Technology

理事 西内 彬

Akira Nishiuchi



昨年夏、京大名誉教授でノーベル化学賞の受賞者である福井謙一先生の「人類と科学文明」と題する講演に接する機会を得た。「道聴塗説」を省みず、まずこの講演の要旨を記述させていただく。

「今世紀の科学と技術は、化学反応の自触性（化学反応による生成物がその化学反応の触媒になり無限に増殖する性質）をもつように相互に加速して進歩し、これが人間の欲望と結びついてその生活に多大の利益をもたらした。しかしその一方で、科学文明の発展に伴って、地球上の限りある資源が消費され、地球環境や自然を変える結果となり、また人口が急増して食糧問題が生じてきた。そのうえ、科学と技術の相互加速的進歩により地球上に科学技術の偏在がもたらされたことが問題であって、何千年来の平和裡に自然と共生するような生活がおぼつかなくなってきた、科学技術の価値の普遍性が段々と疑われてきたとも言えよう。

ビックバンからはじまって、時間・空間・物質・生命という大きなつながりは、大変な特殊性をもつものである、自然科学はその特殊性を追求している。生物は自然の特殊性の極致であって、しかも人間は、そのなかでも最高傑作である。この最高傑作は、実は自然を変化させる能力を備えているために、自然の中で一番危ない存在であるかも知れない。

われわれ人間は、この自然の特殊性と地球の有限性と無関係に存在することはできないものであるということを経験しなければならぬ。その認識は、生物としての人間の自己保存のための環境適応性の一つであると思う。

これからの人類は、科学文明の中で、地球の有限性と自然の特殊性に合致するよう条件づけられた科学技術を発展させなければならない。このような科学技術の新展開を「寛容と抑制のための創造」ということができ、人類は今後この創造に向って、科学文明を保持していく時代になってきている。」（文責筆者）

昨年6月にリオデジャネイロで、世界の約180か国が集まり、国連環境開発会議（地球サミット）が開催され、環境保全に関する種々の宣言や条約が採択、調印され、急速に進む地球環境の破壊を防ぐための国際的な協調の枠組みが確認されたが、参加国の利害の対立もあって具体的側面ではあいまいさを残しており、これまで対策が進んだのはフロン規制のみといわれている。

地球環境問題は、従来の公害問題と異なり原因が不特定かつ広範囲にわたり、しかもそれぞれが相互に絡み合

っているといわれるが、これについての科学的知見が必ずしも十分でなく、原因の解明、被害発生の将来予測や効果的対策は、専門の科学者や技術者による地道な取組にまたざるを得ない面があるとのことである。

さらに環境破壊の背景には、各国の経済成長の確保やエネルギー事情等があり、特に先進国の過剰消費と発展途上国の貧困と人口爆発が、この問題の解決を極めて困難にしているといわれているが、今の世代の人だけが幸せならよいというわけにはいくまい。実行に移しうる方策は積極的に講ずるほか、先進国が環境技術の開発に努め、発展途上国に実効ある技術移転と資金援助を行う一方、タブー視されている発展途上国の人口安定化の方策についても合意と実行を確保して、地球環境の劣化を極力遅らせてもらいたいものである。

バブルの崩壊と景気後退の影響によるものか、今後のわが国経済の中長期の成長力について悲観的な見方でもており、潜在成長率は2～3%になるという意見がある。その理由として、労働力人口の伸び悩みと労働時間の短縮による労働力の制約、高齢化を背景に家計の貯蓄率の低下による資本蓄積の停滞、地球環境保全のための企業によるコスト負担の増加のほか、経済成長を主導していく技術革新についての期待薄などがあげられている。

技術革新に基づく50～60年周期の成長循環を説明するものに「コンドラチェフ・サイクル」があり、現在はこの第5波の過程にあって、21世紀にかけてエレクトロニクス、バイオテクノロジー、新素材、情報通信などの先端技術を基盤とする産業が、経済成長を主導するものとされているが、今後さらに企業の融合化や先端技術の複合や応用によって、労働節約的で、かつ省資源や環境保全に寄与する技術が開発されることにより、技術面からの成長制約は打破できないものであろうか。

また、近年、半導体などの先端技術商品をめぐり貿易摩擦が生じたが、先端技術産業は、設備投資や研究開発に多額の資金を要し、競争力に格差が生ずるとキャッチアップが容易でなく、さらに技術優位の製品が輸出先の企業にはめ込まれると輸入国による輸入の制限は簡単にできなくなるといわれている。

先端技術商品をめぐって国際的な争いをするよりも、各国が得意な製品の生産に特化する水平分業や共同技術開発によって国際的な提携を進めることにより、科学技術の進歩を期してもらいたいものである。

吊橋主塔設計要領の安定照査法

Stability Design of the Suspension Bridge's Tower based on the Design Standard of the Tower for the Honshu-Shikoku Bridges

今 治 工 事 事 務 所 第 二 工 事 長 高 城 信 彦

Nobuhiko Takagi



概 要

吊橋主塔の設計は設計外力と塔頂変位のもとで構造解析した結果を用いて、応力度の照査と安定の照査を行う必要がある。

吊橋主塔設計要領は吊橋主塔を橋軸方向と橋軸直角方向の2方向に別々の平面構造として解析することを認めており、橋軸直角方向の安定照査のみを義務づけている。これらは橋軸方向と橋軸直角方向の連成作用の程度に係わるものであるが、いくつかの試算例によって実際の主塔構造物に連成の影響を考慮する必要がないことがわかった。これらの結果をもとに吊橋主塔設計要領の考え方を示す。

In the design of suspension bridge's towers of the Honshu-Shikoku Bridges, verification is required for stress and buckling property of the tower structure under design loads and tower-top displacement

The Design Standard obliges to verify the buckling of the tower in solely transverse direction. Consequently, the Standard allows two-dimensional analysis that separately calculates tower's three dimensional deformation into two components of direction: transverse and longitudinal. This paper introduces the concept of the Design Standard, providing some results of case studies.

1. まえがき

吊橋主塔はケーブルを塔頂で支持し、ケーブルから受ける巨大な鉛直力を基礎構造物に伝達する柱状の構造物である。本四連絡橋の主塔は全て鋼製主塔であり、塔基部のアンカーボルトの導入軸力によって橋脚躯体に固定されている。

主塔の設計は本州四国連絡橋吊橋主塔設計要領に基づいて実施されているが、吊橋主塔のように構造的にも荷重の作用状態も比較的単純な骨組構造物に対してさえ、完成された設計方法が確立されていないのが実態であるため、吊橋主塔設計要領の規定が分かりにくいものとなっている。このため、設計担当者は様々な検討を行って同要領を適用してきている。

主塔は腹材の形式によってトラス形式とラーメン形式に分類できる。瀬戸大橋の完成後、明石海峡大橋と来島大橋は共に道路単独橋であり、ラーメン形式が採用される可能性があるという考えから、従来にも増して合理的な吊橋主塔の設計法を検討するため、海洋架橋技術委員会鋼上部構造委員会で検討を行った。吊橋主塔設計要領の規定を最近の研究成果を取り入れて吟味した結果では、要領の基本的な考え方、規定を直ちに変更する必要はないことが確認された。ただし、規定の背景、根拠についてはより一層明確にしておくべきであり、検討結果により解説の補強を行うことで今回の検討を終えることとし

た。

本文は、鋼上部構造委員会構造分科会で検討した成果を用いて、吊橋主塔の安定計算の考え方について紹介するものである。

2. 骨組構造物の設計法

吊橋主塔は平面的な骨組構造物と考えてよい。骨組構造物の設計では、構造物が受ける荷重条件に対して所要の耐荷力を有するように設計する必要がある。

現時点では、骨組構造物の実用的な座屈設計法を

①有効座屈長法、②P- Δ 法、および③線形化有限変位理論法の3種類に分類することができる。以下に各々の概要を説明する。

有効座屈長法とは、一般に微小変形理論を用いて、骨組構造物を種々の荷重条件の下に構造解析を行い断面力を得る。これを有効座屈長を考慮して評価する限界強度(許容値)以内にすることによって、各構成部材単位での安全性を確保する方法である。

吊橋主塔設計要領のほか、道路橋示方書等の現行設計基準の多くは本法に分類されるものである。

P- Δ 法は、骨組構造物の水平方向への変形により生じる鉛直力の付加モーメント(P- Δ 効果)を水平力に換算し各床に作用させ、水平荷重と鉛直荷重の組み合わせ荷重を受ける構造物として構造解析を行い、得られた断面力を有効座屈長の概念を用いない強度相関式を満足させ

表-1 有効座屈長法
Tab.1 Effective buckling length

構造解析	AISC 微小変形理論	LRFD 微小変形理論	道路橋示方書 微小変形理論	国鉄建造物設計標準 微小変形理論	吊橋主塔設計要領 有限変位理論
強度照査式	$\frac{N}{N_u} + \frac{C_m M}{(1-N/N_u)M_u} \leq 1.0$ $\frac{M}{M_u} = 1.18 \left[1 - \frac{N}{N_u} \right] \leq 1.0$ $C_m = 0.85$	$\frac{N}{N_u} + \frac{8M^*}{9M_u} \leq 1.0, \frac{N}{N_u} \geq 0.2$ $\frac{N}{2N_u} + \frac{M^*}{M_u} \leq 1.0, \frac{N}{N_u} \leq 0.2$ $M^* = B_1 M_{u1} + B_2 M_{u2}$ $B_1 = \frac{C_m}{1-N/N_u}, N_{u1} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ $B_2 = \frac{1}{1-\Sigma N/N_u}$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_u} + \frac{C_m M}{(1-N/N_u)M_u} \leq 1.0$ $\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1.0$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_u} + \frac{C_m M}{M_u} \leq 1.0$ $\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1.0$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4$	$\frac{N}{N_u} + \frac{C_m M}{(1-N/N_u)M_u} \leq 1.0$ $\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1.0$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4$
有効座屈長	$N_u N_c$ $\frac{G_c G_u \kappa^2 - 36}{6(G_c + G_u)} = \kappa \cot \kappa$ $G = \frac{\Sigma L L_c}{\Sigma I_c / L_c}, \kappa = \frac{\pi}{\beta}$	$N_u N_c$ $\frac{G_c G_u \kappa^2 - 36}{6(G_c + G_u)} = \kappa \cot \kappa$ $G = \frac{\Sigma L L_c}{\Sigma I_c / L_c}, \kappa = \frac{\pi}{\beta}$	$N_u N_c$ $\frac{G_c G_u \kappa^2 - 36}{6(G_c + G_u)} = \kappa \cot \kappa$ $G = \frac{\Sigma L L_c}{\Sigma I_c / L_c}, \kappa = \frac{\pi}{\beta}$	N_c $\frac{G_c G_u \kappa^2 - 36}{6(G_c + G_u)} = \kappa \cot \kappa$ $G = \frac{\Sigma L L_c}{\Sigma I_c / L_c}, \kappa = \frac{\pi}{\beta}$	$N_c: E_f \text{ 法}$ $N_c: \text{部材長}$
P-δ 効果	$\frac{C_m}{1-N/N_u}$	B_1	$\frac{1}{1-N/N_u}$		$\frac{1}{1-N/N_u}$
P-Δ 効果		B_2			構造解析 (有限変位)
備考	N_u : 限界軸力 N_c : 降伏軸力 N_u : オイラー軸力 M_u : 全塑性モーメント β : 有効座屈長係数	M_{u1} : 水平変位しない場合の1次弾性解析による曲げモーメント M_{u2} : 水平変位する場合の1次弾性解析による曲げモーメント			

ることにより、各構成部材単位の安全性を確保する方法である。

線形化有限変位理論法とは、適切な初期不整と残留応力を与えた骨組構造物を線形化有限変位理論を用いて構造解析し、得られた最大応力を初期降伏応力以内にするることにより各構成部材単位の安全性を確保する方法である。3種類の座屈設計法の中では、最も厳密な方法と考えられるが、初期不整および残留応力の与え方が課題となっている。

表-1に有効座屈長法を用いている各種設計基準の照査式を比較しているが、各基準で完全な統一はとれていない。吊橋主塔設計要領は構造解析に有限変位理論を用いていること、有効座屈長の算出にEf法を用いていることに特徴があるといえる。

吊橋主塔の設計方法としては、将来的には線形化有限変位理論法への移行が適当であると考えられるものの検討課題の解決になお相当の時間が予測される。これに対して有効座屈長法はいくつかの問題を含んではいるものの、比較的理解しやすい有効座屈長の概念を用いているものであり、設計実績が多いことから従来通り本法による設計手法を踏襲することが妥当であると判断している。

3. 吊橋主塔の設計法

主塔は通常は橋軸方向と橋軸直角方向の各々の面に含まれる平面構造として、別々に設計されている。一般的な設計手順を図-1に示す。

橋軸方向と橋軸直角方向で別々に求めた断面力または応力度を用いて応力度の照査と安定の照査を行うもので

ある。この場合に、以下の点に留意する必要がある。

- ① 実際には三次元的な荷重を受ける主塔を橋軸と橋軸直角方向に別々に解析することの妥当性
- ② 安定の照査方法の妥当性
- ③ 有効座屈長の計算法の妥当性

これらの点に関して、設計要領の規定の背景を計算例を用いて以下に検討する。

3.1 橋軸直角方向の全体座屈の照査

立体的に挙動しうる構造物である吊橋主塔に対して、橋軸と橋軸直角方向を別々に解析することを認めるということは、主塔全体の耐力力に関して両方向の挙動はたがいに独立で相互に影響しあうことはないと考えていることを示している。

この仮定の妥当性について設計要領は明確に解説では示していないが、橋軸直角方向の主塔面内の全体座屈荷重を橋軸方向の主塔の座屈荷重より大きくすることを要求しており、一般には次式を満足するように規定している。これによって、吊橋主塔の三次元的解析に代えて、両方向面内の構造物として別々に解析できることを間接的に保証しているものと考えられる。

$$\frac{l_o}{r_x} < 0.7 \frac{h}{r_y} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで l_o : 橋軸直角方向の有効座屈長

r_x : 橋軸直角方向の平均断面2次半径

h : 塔高

r_y : 橋軸方向の平均断面2次半径

図-2は中央支間長が800m規模の道路吊橋の主塔であ

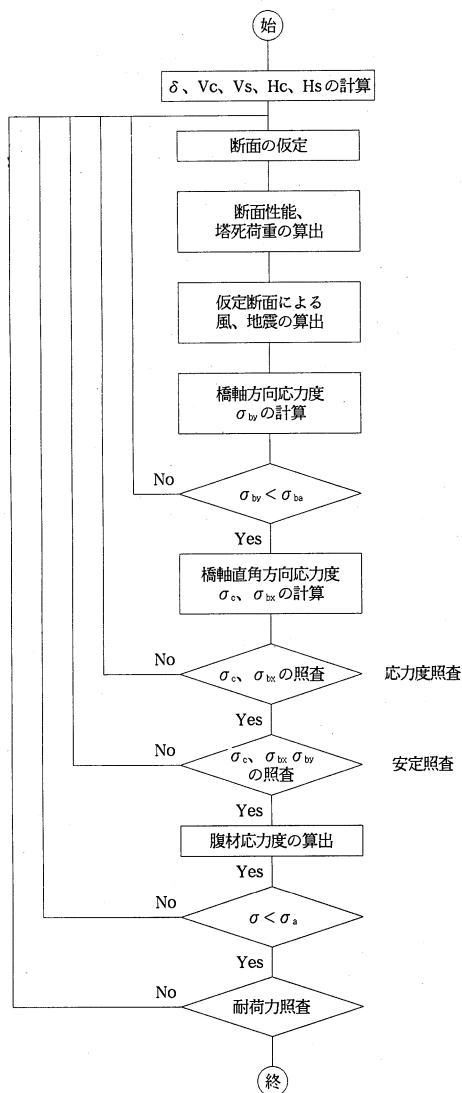


図-1 主塔の設計手順の一例
Fig.1 Example of design procedure

り、橋軸方向と橋軸直角方向の最小座屈係数がかなり接近しているものである。この主塔について、平面モデルと立体モデルの解析結果を表-2～表-4に示す。

平面モデルの結果から、橋軸直角方向の座屈係数は橋軸方向の座屈係数より16～21%高い程度にすぎない。この場合でも、(5.1)式の関係は完全に満足されていることがわかる。

また、立体モデルの解析結果では、橋軸と橋軸直角方向の連成座屈モードは最初に現われず、1次モードは橋軸方向、2次モードは橋軸直角方向となった。暴風時で風上側塔柱と風下側塔柱にわずかなモードの差が現われたが、表-4に示すように平面モデルと立体モデルの結果はよく一致していることが示されている。

以上の結果から、橋軸直角方向の主塔面内の全体座屈荷重を橋軸方向の座屈荷重より大きくしておく限りは、橋軸方向と橋軸直角方向との連成作用を考慮する必要がなく、主塔を別々の方向面内に含まれる平面構造物として解析してもよいものと考えられる。

なお、このことは(5.1)式の必要性を必ずしも意味す

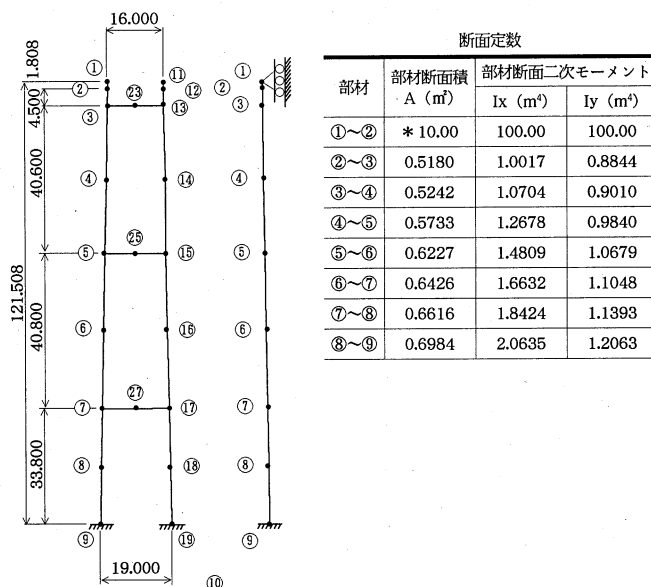


図-2 3次元座屈解析モデル
Fig.2 Three-dimensional model for buckling analysis

表-2 平面モデルによる最小座屈係数
Tab.2 Minimum buckling coefficient for plane model

載荷状態	橋軸方向 (α_L)	橋軸直角方向 (α_T)	α_T / α_L
Vc - Max	1.905	2.218	1.164
δ - Max	1.949	2.271	1.165
W (rr)	1.925	2.335	1.213

表-3 設計要領 (5.1) 式の照査
Tab.3 Results of the formula (5.1) in the Standard

載荷状態	橋軸直角方向	橋軸方向
Vc - Max	$\frac{\ell}{r_s} = \frac{49.21}{1.311} = 37.5$	$0.7 \frac{h}{r_s} = 0.7 \times \frac{121.5}{1.511} = 56.3$
δ - Max	$\frac{\ell}{r_s} = \frac{49.26}{1.311} = 37.6$	同 上
W (rr)	$\frac{\ell}{r_s} = \frac{50.11}{1.311} = 38.5$	同 上

表-4 平面モデルと立体モデルの比較 (W_{rr}時)
Tab.4 Comparison in plane and three-dimensional models

	平面モデル	立体モデル	立体/平面
橋軸方向 (1次)	1.925	2.006	1.042
橋軸直角方向 (2次)	2.335	2.336	1.000

るものではなく規定として不必要との考え方も成り立つが、座屈長あるいは細長比の概念によれば、(5.1)式は理解しやすいものであり、実際に設計実績は全て(5.1)式を満足していることから、あえて削除せず規定に残すこととしたものである。

3.2 安定の照査方法

主塔は橋軸方向と橋軸直角方向の作用を同時に受ける構造物であるため、それらによる合計応力度は主塔全断面で主塔を構成する補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度以下でなければならない。

これに加えて、橋軸直角方向の面内曲げに対しては、上記のみでは座屈耐力の保証として十分ではないと考えられるため、塔柱を構成する各部材について安定の照査を義務づけている。

以上を設計要領は次式で表記している。

$$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal} \quad (5.2)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \cdot \sigma_{bx}}{\sigma_{bax}(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}})} \leq 1 \quad (5.3)$$

ここで σ_c 、 σ_{bx} 、 σ_{by} ：軸方向圧縮応力度、橋軸直角方向と橋軸方向の曲げ圧縮応力度

σ_{cal} ：補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度

σ_{cax} ： $\sigma_{cax} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cso}$

σ_{cag} ：局部座屈を考えない許容軸方向圧縮応力度

σ_{cso} ： σ_{cag} の上限値

σ_{bax} ：許容曲げ圧縮応力度の上限値

σ_{cax} ：橋軸直角方向の安全率を見込んだオイラー座屈強度

C_x ：モーメント換算係数

(5.3) 式が安定の照査式を示している。実際に (5.3) 式を計算する場合には、次の点を考慮しなければならない。

吊橋主塔設計要領では、橋軸方向の解析は塔頂の外力と強制変位を含めて線形化有限変位解析することとしているため、このことは結果として初期曲がりのある柱を解析していることに相当しており、断面内の応力度を (5.2) 式で照査しておけば特別な安定照査は必要ないものとなっている。従って、3.1 に示したように主塔は橋軸方向と橋軸直角方向の連成がないことが保証されているため、(5.3) 式には橋軸方向の作用を含まず、橋軸直角方向の

作用だけを含む表記となっている。

(5.3) 式は、軸力と橋軸直角方向の曲げの影響を考慮した強度相関式であり一般的なものであるが、この式は必ずしも理論的に導き出されたものではない。解析を微小変形理論によることを前提として部材の変形の影響を考慮した形式になっている経験式である。理論的には完全ではないが、比較的規定の強度に合うとされているものである。吊橋主塔は一般に橋軸直角方向についても線形化有限変位理論による解析を行うため、(5.3) 式的前提とは異なるが主塔規模では有限変位理論と微小変形理論による断面力に大きな差は現実にはないので、(5.3) 式をそのまま使用しているものである。

有限変位理論では部材の変形の影響が既に反映された結果が得られると考えられるため、(5.3) 式の $\frac{C_x}{(1 - \sigma_c / \sigma_{cax})} = 1.0$ と見なしてもよいとする考え方もある。

中央支間長 1000m 級の道路吊橋の主塔を対象に、この場合の影響を試算した結果では、腹材がトラス形式では両者の差は非常にわずかなものであった。腹材がラーメン形式の場合の試算を図-3 と表-5 に示すが、横方向の外力がなければ両者の差はほとんど無く、横方向外力が大きい時には差が生じる結果が得られた。しかし、実際の設計では図-3 と表-5 が示すように塔柱断面の大部分は応力度と許容値の関係である (5.2) 式によって決定されていることが分かり、(5.3) 式の影響はそれほど大きくない。

従って、断面力を算出する方法は通常の吊橋計算に用

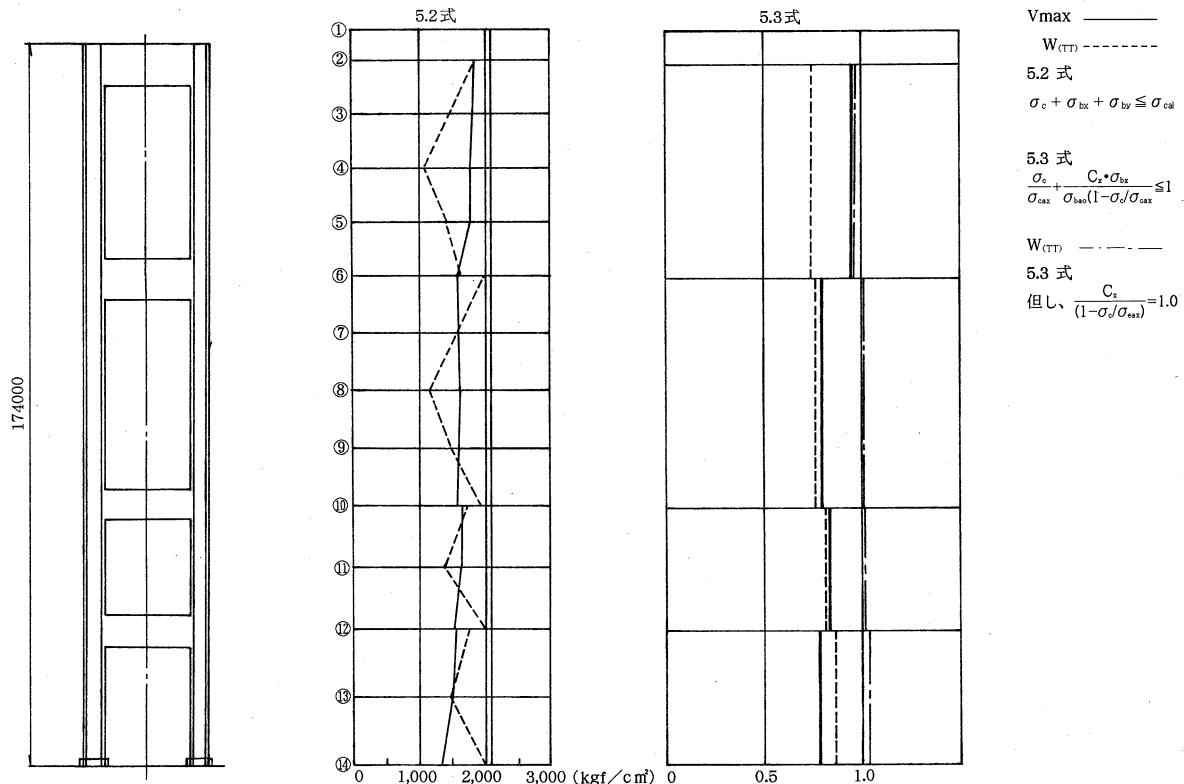


図-3 塔柱の応力度と安定の照査結果 (1000m 級道路吊橋)

Fig.3 Results of stress and buckling property

いられる有限変位理論をそのまま用いて、(5.3)式の照査を行う方法を踏襲することとした。(5.3)式に代えて別の照査式を使用することも考えられるが、現実にはこれに代わる適当な照査式はない。

なお、安定の照査を行う部材の両端に作用する曲げモーメントの大きさが異なる場合、この効果を係数 C_x によって考慮することになっている。橋軸直角方向の解析が有限変位理論によって行う場合には、 C_x は以下の式で計算することができる。

$$C_x = 0.6 + 0.4 \frac{M_{2x}}{M_{1x}} \geq 0.4$$

ここで M_{1x} 、 M_{2x} は部材端の曲げモーメント (5.3) 式を実際にラーメン形式の主塔に適用する場合に、腹材間を1部材として、 C_x を求める方法と腹材間に含まれる格点間を1部材として C_x を求める方法と2方法があるが、試算によればその影響は小さく、実質的には腹材間を対象に1つの C_x を用いて問題はない。表-6に図-3の塔柱を対象に C_x のとり方の差による影響を示す。同表中の現行案、比較案の意味は表-5の下注と同じである。

3.3 有効座屈長の計算法

主塔の安定の照査では、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (σ_{cag}) と橋軸直角方向の安全率を見込んだオイラー座屈強度 (σ_{eaz}) を用いているが、いずれも柱としての耐荷力曲線に結びついているため、照査対象部材に有効座屈長を求める必要がある。

吊橋主塔設計要領では橋軸直角方向の有効座屈長は、座屈固有値解析を行って得られる最小座屈荷重によって下式で計算することとしている。

$$l_0 = \pi \sqrt{\frac{EI_x}{P_{cr}}} \dots \dots \dots (5.4)$$

ここで

l_0 : 有効座屈長 (cm)

E_I : 有効接線弾性係数 (kgf/c m²)

(塔柱全体として見た見かけの接線弾性係数)

I_x : 塔柱の橋軸直角方向の曲げに対する平均断面2次モーメント (cm⁴)

P_{cr} : 最小座屈荷重 (kgf)

ここで、有効接線弾性係数 E_I は座屈固有値解析から求まる最小座屈荷重が、上式の有効座屈長と細長比によって柱の耐荷力曲線から求まる耐荷力と等しくなるように繰返し計算で決定するものである。

実際の設計では次の点に注意する必要がある。

① 座屈固有値解析では荷重条件の差が影響し、荷重条件によって異なる有効座屈長が計算される。

表-5 安定照査式の分析
Tab.5 Analysis on formula of stability

部材	V_{c-max} 時					
	(1)	(2)		(1) + (2)		現行案と比較案との比率
	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}}$	CASE1 (現行案) $\frac{C_x \cdot \sigma_{bz}}{\sigma_{bax}(1 - \sigma_c/\sigma_{cax})}$	CASE2 (比較案) $\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bax}}$	CASE1 現行案	CASE2 比較案	
2-6	0.92	0.06	0.12	0.97	1.04	1.07
6-10	0.79	0.01	0.01	0.80	0.80	1.00
10-12	0.81	0.01	0.02	0.82	0.83	1.01
12-14	0.76	0.02	0.05	0.78	0.81	1.04

$W_{IT} (+)$ 時

部材	$W_{IT} (+)$ 時					
	(1)	(2)		(1) + (2)		現行案と比較案との比率
	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}}$	CASE1 (現行案) $\frac{C_x \cdot \sigma_{bz}}{\sigma_{bax}(1 - \sigma_c/\sigma_{cax})}$	CASE2 (比較案) $\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bax}}$	CASE1 現行案	CASE2 比較案	
2-6	0.56	0.18	0.42	0.75	0.98	1.31
6-10	0.56	0.20	0.45	0.76	1.01	1.33
10-12	0.64	0.18	0.42	0.81	1.06	1.31
12-14	0.66	0.19	0.47	0.86	1.13	1.31

$$\text{現行案} \quad \frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \cdot \sigma_{bz}}{\sigma_{bax}(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}})} \leq 1 \quad (5.3)$$

$$\text{比較案} \quad \frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bax}} \leq 1 \quad \frac{C_x}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}})} \leq 1.0$$

表-6 C_x のとり方による影響
Tab.6 Influence of member length in C_x

格点	V_{c-max}			
	現行案		比較案	
	格点間で安定照査	腹材間で安定照査	格点間で安定照査	腹材間で安定照査
②~③	1.02	0.97	1.04	1.04
③~④	0.98		1.00	
④~⑤	0.94		0.95	
⑤~⑥	0.95		0.96	
⑥~⑦	0.80	0.80	0.80	0.80
⑦~⑧	0.80		0.80	
⑧~⑨	0.80		0.80	
⑨~⑩	0.80		0.80	
⑩~⑪	0.82	0.82	0.82	0.83
⑪~⑫	0.84		0.83	
⑫~⑬	0.78	0.78	0.80	0.81
⑬~⑭	0.79		0.81	

格点	W_{IT}			
	現行案		比較案	
	格点間で安定照査	腹材間で安定照査	格点間で安定照査	腹材間で安定照査
②~③	0.91	0.75	0.98	0.98
③~④	0.71		0.80	
④~⑤	0.66		0.75	
⑤~⑥	0.84		0.91	
⑥~⑦	0.94	0.76	1.01	1.01
⑦~⑧	0.72		0.81	
⑧~⑨	0.67		0.76	
⑨~⑩	0.91		0.99	
⑩~⑪	0.76	0.81	0.90	1.06
⑪~⑫	0.93		1.06	
⑫~⑬	0.77	0.86	0.93	1.13
⑬~⑭	0.98		1.13	

どの荷重条件をとることが適切か。

② 有効接線弾性係数 E_t は、主塔全体で1つに代表させるべきか、あるいは部材毎に別々に決定すべきか。

③ 計算された有効座屈長をそのまま適用することの妥当性。

表-7は中央支間長1000m級の道路吊橋の主塔を対象に試算した結果であるが、設計荷重の差によって各部材毎の有効座屈長が異なることが示されている。特に軸力が減少する風上側の塔は風時に非常に大きな有効座屈長が求まることとなる。同表中の()内の数値は有効座屈

長と実部材長の比であるが、塔の下方の部材では2を超えており、通常の座屈長の概念からは外れている。

また、表-8には塔頂に鉛直反力のみが作用した時を対象に塔全体で1つの E_t を作表させて計算した結果と、各部材に別々の E_t を決定して計算した有効座屈長の比較も示しているが、最下段の部材を除いて概ね同じ程度の結果が得られている。

(5.3) 式で用いる許容軸方向圧縮応力度 ($\sigma_{\text{容}}$) は軸方向力のみを受ける場合の応力度であることを考えれば、有効座屈長を求める場合の荷重条件は、軸方向力が支配的

表-8 安定照査結果比較表

Tab.8 Comparison of results from stability analysis

CASE - 1 (Vc - Max)

部 材	塔頂鉛直反力のみ作用時						設計荷重作用時*		
	単一-Ef			部材ごとEf			部材ごとEf		
	第1項	第2項	計	第1項	第2項	計	第1項	第2項	計
②~⑥	0.897	0.057	0.954	0.867	0.057	0.924	0.881	0.057	0.938
⑥~⑩	0.790	0.005	0.795	0.800	0.005	0.805	0.792	0.005	0.797
⑩~⑫	0.814	0.010	0.824	0.848	0.010	0.858	0.804	0.010	0.814
⑫~⑭	0.781	0.021	0.802	0.878	0.021	0.899	0.800	0.021	0.821

CASE - 2 (δ - Max)

部 材	塔頂鉛直反力のみ作用時						設計荷重作用時*		
	単一-Ef			部材ごとEf			部材ごとEf		
	第1項	第2項	計	第1項	第2項	計	第1項	第2項	計
②~⑥	0.879	0.055	0.952	0.850	0.055	0.905	0.864	0.055	0.919
⑥~⑩	0.775	0.006	0.781	0.784	0.006	0.790	0.777	0.006	0.783
⑩~⑫	0.799	0.010	0.809	0.832	0.010	0.842	0.789	0.010	0.799
⑫~⑭	0.767	0.021	0.788	0.862	0.021	0.883	0.784	0.021	0.805

CASE - 3 (W_{TT} 、風下側)

部 材	塔頂鉛直反力のみ作用時						設計荷重作用時*		
	単一-Ef			部材ごとEf			部材ごとEf		
	第1項	第2項	計	第1項	第2項	計	第1項	第2項	計
②~⑥	0.551	0.184	0.735	0.533	0.184	0.717	0.562	0.184	0.746
⑥~⑩	0.562	0.200	0.762	0.569	0.200	0.769	0.554	0.200	0.754
⑩~⑫	0.643	0.175	0.818	0.669	0.175	0.844	0.603	0.175	0.778
⑫~⑭	0.682	0.194	0.876	0.767	0.194	0.961	0.625	0.194	0.819

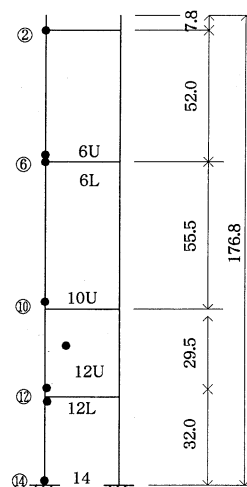
*塔自重が含まれる。

表-7 有効座屈長 (ℓ_e) の変動状況

Tab.7 Results of effective buckling length (ℓ_e)

部 材	断面定数	塔頂反力のみ作用時		設計荷重作用時 (部材ごとEf)			
		単一-Ef	部材ごとEf	Vc - max	δ - max	W_{TT} (風下)	W_{TT} (風上)
②~⑥ (L = 52m)	A = 1.010 m ² I _x = 2.497 m ⁴ γ_x = 1.572 m	56.2 (1.08)	49.7 (0.96)	52.7 (1.01)	52.8 (1.02)	59.9 (1.15)	70.3 (1.35)
⑥~⑩ (L = 55.5m)	A = 1.136 m ² I _x = 2.822 m ⁴ γ_x = 1.576 m	59.7 (1.08)	61.9 (1.12)	60.1 (1.08)	60.1 (1.08)	56.9 (1.03)	92.8 (1.67)
⑩~⑫ (L = 29.5m)	A = 1.206 m ² I _x = 3.004 m ⁴ γ_x = 1.578 m	61.6 (2.09)	68.9 (2.33)	59.4 (2.01)	59.3 (2.01)	49.5 (1.68)	108.3 (3.67)
⑫~⑭ (L = 32.0m)	A = 1.371 m ² I _x = 3.359 m ⁴ γ_x = 1.565 m	65.1 (2.03)	84.5 (2.64)	69.3 (2.17)	69.0 (2.16)	49.1 (1.53)	149.2 (4.66)

(注) ・断面定数はEf計算時の平均値で、部材剛度は節点間ごとに入力している。
 ・単一-Ef は (A = 1.231 m², I_x = 3.003 m⁴, γ_x = 1.562 m) を平均値としている。
 ・単一-Ef 時で上記平均値を用いて塔全体で1つの ℓ_e を設定すると61.6mとなる。
 ・() 内は実部材長 (L) に対する倍率を示す。



(単位: m)

となる常時荷重 (V_{c-max}) (δ_{-max}) を用いることが妥当であると考えられる。

表-8は表-7の結果を用いて(5.3)式の安定の照査を行った比較表である。表中の第1項と第2項は(5.3)式の軸力と曲げモーメントの項を各々示している。この結果より次のことが分かる。

① E_t のとり方は塔全体で1つに代表させる場合と各部材で別々に設定する場合と大きな差はなく、安定の照査に重大な影響を及ぼさない。

② 有効座屈長が実部材長の2倍を超える値をそのまま使用しても、安定の照査に重大な影響を及ぼさない。

暴風時の場合の塔基部あるいは格間長が著しく短い部材に対しては有効座屈長が格間長と比較して著しく長くなり不合理と思われる場合も生じているが、これまでの設計実績を見る限りでは算出された有効座屈長をそのまま使用しても極端に不経済とならない範囲で安全側の設計となっている。

従って、設計要領の手順に基づいて計算された有効座屈長を安定計算に直接用いてもよいと考えている。

また、 E_t については、塔全体で1つに代表しても実用上は何ら問題はないと考えられる。

なお、以上の考え方は塔頂に外力が集中している吊橋主塔については適当なことが試算で明らかとなっているが、斜張橋の塔のように外力が塔頂から段階的に作用する場合には単純に適用できないことに注意する必要がある。

4. まとめ

前述までの検討結果より、ラーメン形式塔にもトラス形式塔と同様に吊橋主塔設計要領の規定をそのまま適用

できることが確認できた。今回の検討結果を以下にまとめる。

1) 吊橋主塔は橋軸方向と橋軸直角方向に別々に解析することができる。

2) 吊橋主塔の安定の照査は橋軸直角方向のみを対象に行うことができる。

3) 安定の照査に必要な有効座屈長は吊橋主塔設計要領の規定により座屈固有値解析の最小座屈荷重をもとに有効接線弾性係数 (E_t) を使って計算することができる。

4) この時、有効接線弾性係数 (E_t) は吊橋主塔全体で1つに代表させても実用上問題はない。

5. あとがき

吊橋主塔設計要領の安定の照査に用いている有効座屈長の概念は理解しやすい反面、複数の部材で構成されている実際の構造物に対して計算する場合には複雑な問題を含んでいる。しかし、柱の基準耐荷力曲線など既往の多くの資料が利用できる利点は大きく、吊橋主塔という限定された構造物に対して、この概念がどの様に用いられているか、試算例を基に示した。

今回説明した資料は平成元年度から平成3年度にかけて、鋼上部構造委員会構造分科会で多くの議論と検討をへてまとめられたものであり、資料の作成および検討に参加していただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 本四公団：平成元年度鋼上部構造委員会報告書 平成2年3月
- 2) 本四公団：平成2年度鋼上部構造委員会報告書 平成3年3月

高張力鋼の長寿命域での疲労強度

Fatigue Strength of High Strength Steel in the Ultimate Life Period

向島工事事務所 所 設計第二課長 奥川 淳志

Atsushi Okukawa

第一建設局 建設部計画課長代理 大江 慎一

Shinichi Ohe



概要

明石海峡大橋補剛トラス弦材をモデルとした HT80材を用いた疲労試験体を製作し、大型疲労試験を実施した。試験体のかど継手は、ルートギャップ、仮付け溶接および開先面のプライマーの除去等の条件を変えたもので実施した。また、比較的に大きなブローホールをかど継手に含ませており、ブローホールの大きくなった影響を検討した。結果は、本四製作基準での B 等級で製作した弦材の疲労強度は、本四疲労設計曲線の D 等級程度であることがわかった。さらに、本試験体には、ガセット・ダイヤフラム・あて板等のトラス弦材に取り付くことが予想される種々のアタッチメントを取りつけており、疲労強度に及ぼす影響を調べている。

A Fatigue test was conducted using a large-scale model of the lower chord of Akashi Kaikyo Bridge's trusses made of HT-80 steel. The test was conducted for a variety of welding conditions including root gap, tuck weld, and cleanness of the groove. Effect of the size of blow hole was also examined with intentionally-included blow holes in the welding bead.

As a result, analyzed fatigue strength was classified the class D of the Superstructural Design Standard of HSBA for a test member manufactured so as to satisfy the class B in the Steel Bridge Fabrication Standard of HSBA. Also examined was the effect on the fatigue strength due to attachments that would be adhered to the truss member, such as gusset plate diaphragm, and doubling plate, etc.

1. まえがき

本州四国連絡橋の道路・鉄道併用橋の設計にあたっては、大型疲労試験機を用いたトラス桁の実物大に近い試験体での疲労試験を含む疲労の検討が実施され、その結果に基づいて、疲労の条件の厳しい調質高張力鋼部材の製作にあたっては、溶接前の清掃と乾燥・シーリング溶接の施工・本溶接時での仮付け溶接の再溶融・ルートギャップ・直接バーナーの禁止等を要求するとともに、かど継手のブローホール寸法やすみ肉溶接の止端形状等に厳しい制限を設けた。

明石海峡大橋の補剛トラス弦材には、800Mpa クラスの調質高張力鋼を用いることで計画されているが、これらの高張力鋼を用いたトラス弦材の製作方法は瀬戸大橋に準ずるものとし、かど溶接部でのブローホールの補修限界寸法は、道路橋であることから瀬戸大橋の製作基準での B 部材を念頭に、幅 $W = 3\text{mm}$ 、高さ $H = 6\text{mm}$ とし、比較的に大きなブローホールが残ることを認めている。¹⁾

そこで、明石海峡大橋の補剛桁をモデルとした 800Mpa クラスの鋼材を用いた実大トラス弦材を製作し、疲労試験を実施した。繰り返し回数は、明石海峡大橋が道路橋であることから、500 万回を目標とした。また、あわせてトラス弦材に取り付けることが予想されるガセットをはじめダイヤフラム、あて板、リブ等のアタッチメントのトラス弦材の疲労強度に及ぼす影響を検討するとともに、

これらのアタッチメント近傍の局部応力を測定し、疲労強度との関係を検討した。

2. 試験の方法

2.1 試験体

試験体の形状寸法を図-1に示す。明石海峡大橋補剛トラス弦材とはほぼ同じ寸法の箱断面部材である。また、この供試体にはガセット、ダイヤフラム等の橋梁につくことが予想されるアタッチメントを取り付けており、それぞれ形状や溶接方法を変えている。使用した鋼材の機械的性質を表-1に、化学成分を表-2に示す。また、使用溶接材料を表-3に示す。

(1) かど溶接

外面レ型溶接はサブマージアーク溶接で行った。溶接条件は、ルートギャップ 0.5mm・仮付け溶接およびシーリング溶接が再溶融される条件を基本としたが、比較のために、上フランジ N 側の外面レ型溶接はルートギャップ 1.0mm とし、E 載荷点より E 側については仮付け溶接およびシーリング溶接が再溶融しない条件で、施工した。

また、目標寸法 (幅 $W = 3\text{mm}$ 、高さ $H = 6\text{mm}$) のブローホールを発生させるために、特定の区間については開先面内にジंकクリッチペイントを塗布し、溶接後、かど溶接 4 線の中央部 7m について超音波探傷試験を実施し、検出された高さ 8mm 以上のブローホールはエアガウジングにより除去し、再溶接した。内面すみ肉溶接は、脚長 7mm の 2 層溶接とした。溶接棒としては、北側の溶接

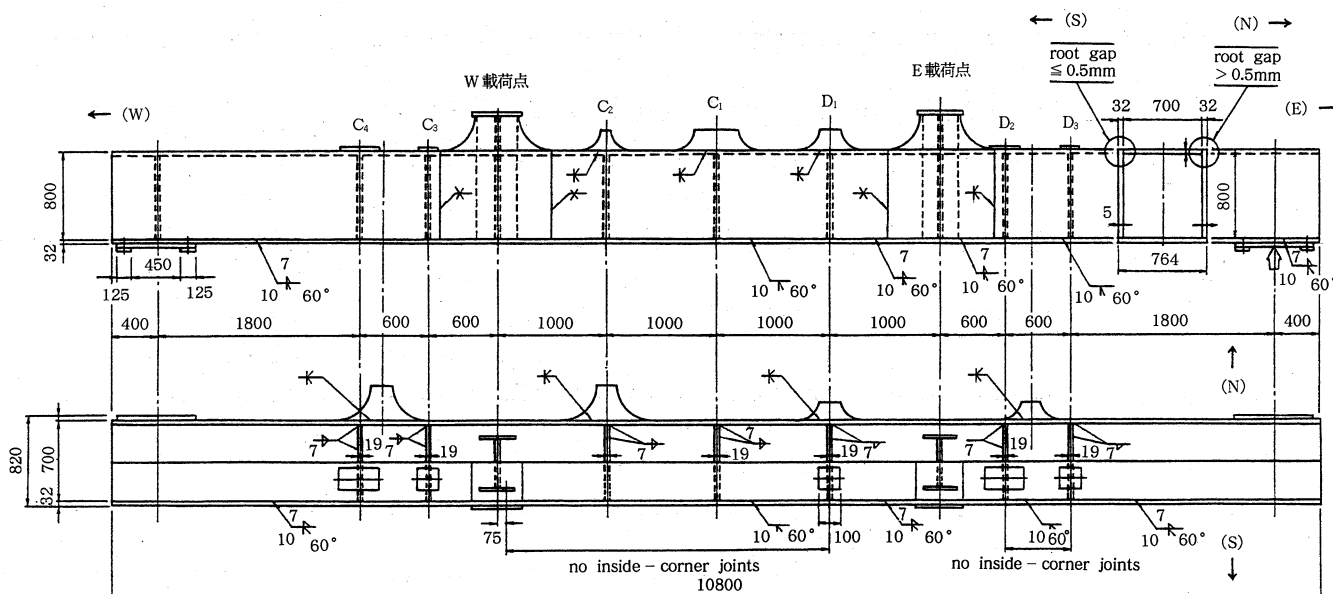


図-1 試験体の形状寸法
Fig.1 Configuration of test member

表-1 鋼材の機械的性質
Tab.1 Physical properties of steel

材質	板厚 (mm)	降伏点 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	伸び (%)	衝撃度 (kg/m)	備 考
HT780	32	81	86	23	23.1 (-4℃)	フランジウェブ
SS400	32~16	29~30	45~46	31~35		

表-2 鋼材の化学成分
Tab.2 Chemical components of steel

材質	C	Si	Mn	P	s	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	V	Al	Ceq
	× 100		× 1000			× 100						× 1000	× 100
HT780	12	27	93	11	2	18	93	44	33	-	4	-	48
SS400	14	13	98	21	5	-	-	-	-	-	-	-	-

表-3 使用溶接材料
Tab.3 Bill of materials used

溶接箇所	使用材料	備 考
仮付け溶接	YM60C・1.2φ	
外面レ型	US49 (4.8φ)・MF63 (20×20)	
内面すみ肉	1層目 LB60・4φ 2層目 LBF62・6φ	北側溶接線
	1層目 YM60C・1.2φ 2層目 LBF62・6φ	南側溶接線
ダイヤフラム	1層目 YM60C・1.2φ 2層目 LBF62・6φ	C1、C2、D1
	1層目 LB60・4φ 2層目 LB60・6φ	C3、C、4、D2、D3
あて板・カバープレート	LBF62A	

表-4 ガセット形状の組合わせ
Tab.4 Combination of gusset plate

		平坦部長さ		
R	R/D	100mm	200mm	400mm
150mm	1/5.1	-	4カ所	-
180mm	1/4.6	2カ所	2カ所	2カ所
300mm	1/2.5	-	4カ所	-

線は1層目に細径の低水素系溶接棒を2層目に太径の止端改良棒を用い、南側の溶接線には1層目にCO₂溶接で行い、2層目には太径の止端改良棒を用いた。溶接はすべて電気ヒーターを用いた100℃以上の予熱の条件で実施している。

(2) ガセット

ガセット形状は表-4に示す組み合わせのものとし、箱断

面の溶接終了後、フランジ、ウェブに突合わせ溶接した。

突合わせ溶接の端部の施工方法は、図-2に示すA工法(南側)とB工法(北側)の2種類である。開先形状はK開先とし、ガウジングを使用した完全溶込み溶接としている。溶接はCO₂溶接で行い、最終層は手溶接で仕上げた。

(3) ダイヤフラム

図-1に示すC1、C2、C3、C4のダイヤフラムは、トラス弦材の中間ダイヤフラムを想定し、スカラップを付けている。C1・C2は初層をCO₂溶接で行なった後、太径の止端改良棒で手溶接で溶接した(タイプ1)。C3・C4は初層を細径の溶接棒で2層目を太径の溶接棒で手溶接で溶接した(タイプ2)。溶接順序を図-3に示す。C1については、θゲージを用いて止端フランク角が120°以上となるように止端形状の管理を行い、不具合部についてはグラインダー仕上げを行なった。

D1、D2、D3は端ダイヤフラムを想定しスカラップを付けていない。溶接方法はD1はC1・C2とD2・D3はC3・C4と同じ方法としている。図-4に溶接順序を示す。溶接姿勢はスカラップ有り無しともに水平で行なっている。

(4) あて板・カバープレート

試験体の圧縮フランジに板を全周溶接にて取り付けた。板は軸方向長さを変化させており、長さ180mmのものがあて板に、360mmのものがカバープレートに該当する。また、板厚は南側が12mm、北側が24mmであり、溶接は脚長をそれぞれ6mm、7mmとしたすみ肉溶接で、改良溶接棒(LBF62A)による手溶接で行なっている。

2.2 疲労試験

疲労試験には本州四国連絡橋公団所有の動的載荷能力400tonの大型疲労試験機を用いた。載荷は、図-5および写真-1に示すように試験桁と載荷桁を組み合わせた4点曲げ方式で行なった。試験桁の支持スパンは10m、載荷スパンは4mとし、載荷桁の中央を疲労試験機により載

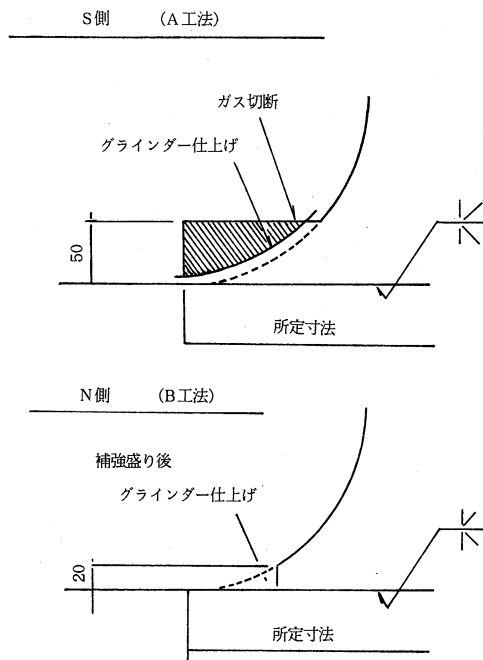


図-2 ガセットの端部処理
Fig.2 Configuration of gusset plate

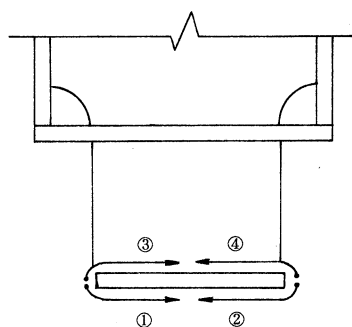


図-3 中間ダイヤフラムの溶接順序
Fig.3 Welding procedure of intermediate diaphragm

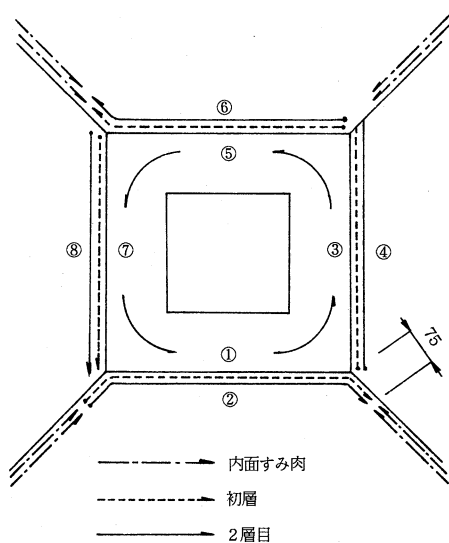


図-4 端ダイヤフラム溶接順序
Fig.4 Welding procedure of end diaphragm



写真-1 疲労試験の状況
Photo.1 View of fatigue test

荷した。試験荷重は、繰り返し回数が500万回を目標とし、試験桁の4点曲げ等曲げモーメント区間の最大引張応力範囲が100Mpaとなるよう荷重振幅を164tf(最大荷重174tf、最小荷重10tf)に決定した。疲労試験中のき裂の検出は目視調査で行い、必要に応じて磁粉探傷試験を併用した。また、繰り返し数200万回終了した時点でかど継手部に超音波自動探傷試験を実施している。

疲労試験中および疲労試験後に各アタッチメント部の応力状況と条件の相違による応力分布の違いを把握することを目的として静的載荷試験を疲労試験を同様の載荷方法にて実施した。

2.3 かど溶接のルートおよびき裂破面の露呈調査

疲労試験終了後、かど溶接部をルートに沿って露呈し、ルート部に存在するブローホール等の欠陥および疲労き裂の発生状態を観察した。発見された疲労き裂はさらに直角方向に破壊することにより破面を露呈し、疲労き裂の発生・進展の状況、ビーチマーク等を観察した。アタッチメントに発生したき裂については、き裂発生起点の確認を目的としてき裂破面を露呈した。ガセットに発生したき裂については、疲労試験中にき裂をグラインダーで除去しているため、1箇所を除いて破面の露呈は行っていない。写真-2に外面レ形溶接部から写真-3に内面すみ肉溶接部から発生した疲労き裂の破面を示す。いずれも、ブローホールからき裂が発生していることがわかる。

3. 試験結果と考察

3.1 試験の経過

疲労試験の経過と疲労き裂発見経過を図-6に示す。

疲労試験中、応力範囲を半減させるビーチマーク操作を7回行っている。疲労試験中に検出させた疲労き裂は33カ所であった。

3.2 疲労き裂発生状況

外面レ型溶接部で発見された疲労き裂は6個であり、全て溶接ルート部から発生しそれが進展して表面に現われている。6カ所の疲労き裂発生点のうち4カ所は圧縮フラ

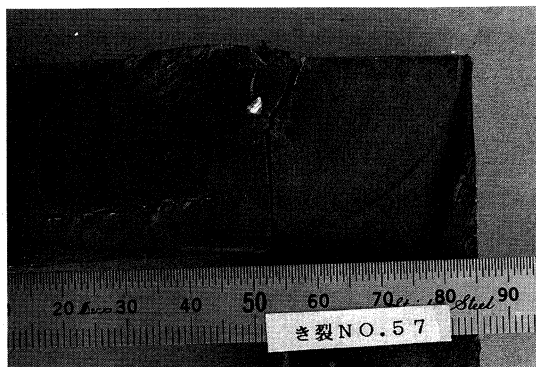


写真-2 外面レ型溶接部からの疲労破面
Photo.2 Face of fatigue crack at outside groove weld

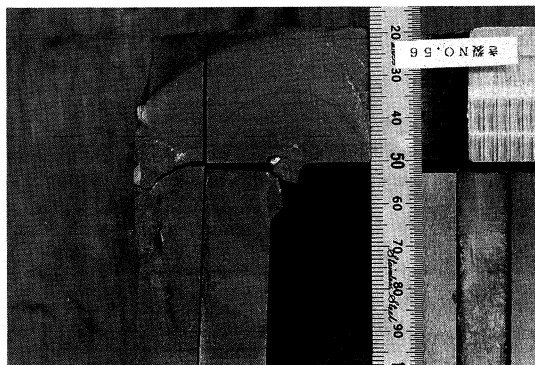


写真-3 内面すみ肉溶接部からの疲労破面
Photo.3 Face of fatigue crack at inside fillet weld

ンジ（上フランジ）である。
内面すみ肉溶接部で発見された疲労き裂は2ヵ所である。その内1ヵ所のき裂は208万回の時点で実施した超音波自動探傷試験により、内部に疲労き裂があると判定されており、その後262万回の時点で試験体表面で発見された。外面レ形溶接部のき裂のうち5ヵ所および内面すみ肉溶接のうち1ヵ所は、ブローホールを起点として疲労き裂が発生していることが確認されている。

ビード部の調査延長39.2m（外面レ型溶接：7m×4線

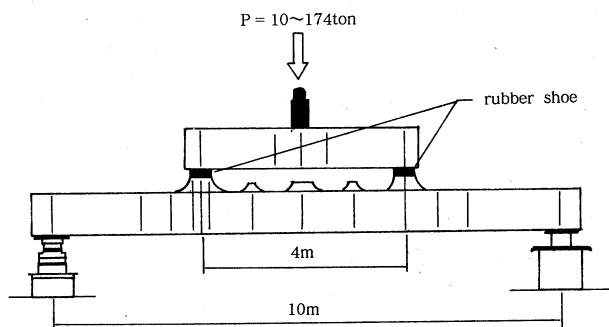


図-5 荷重方法
Fig.5 Loading procedure

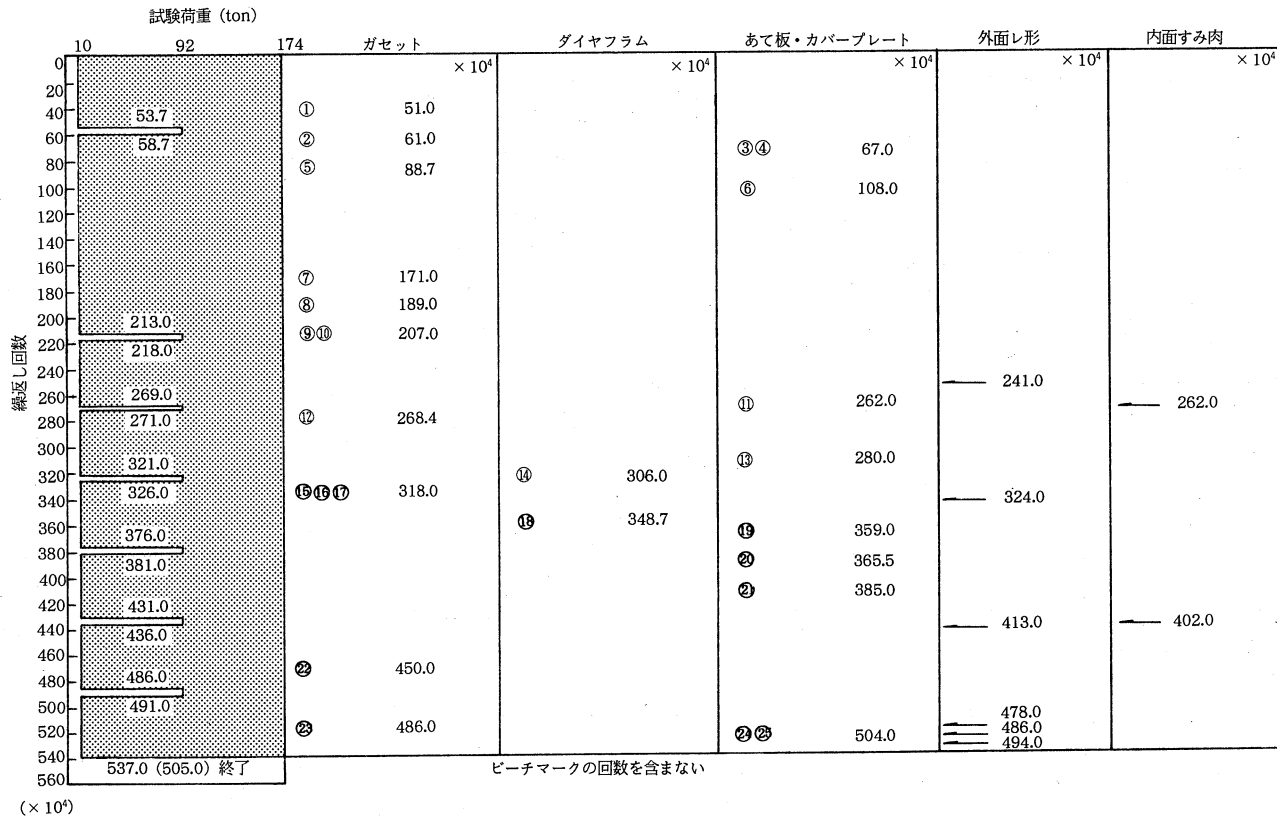


図-6 疲労試験の経過とき裂発生経過
Fig.6 Course of test and development of crack

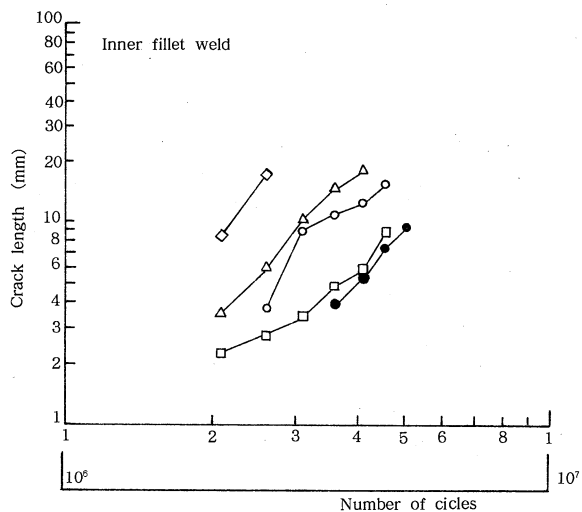
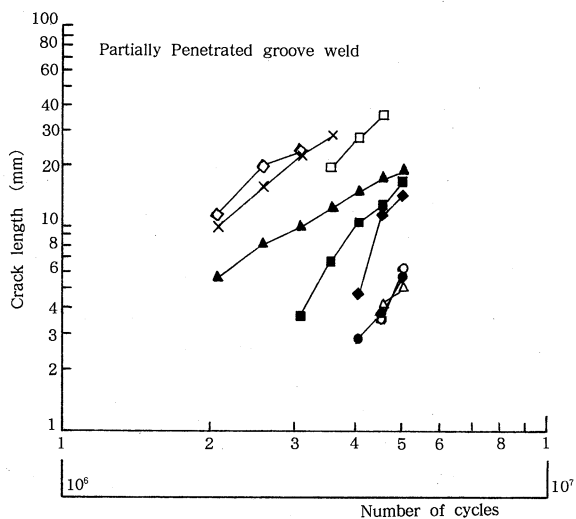


図-7 ブローホールからの疲労き裂進展状況 (かど溶接)
Fig.7 Development of crack occurred from blow hole(Corner weld)

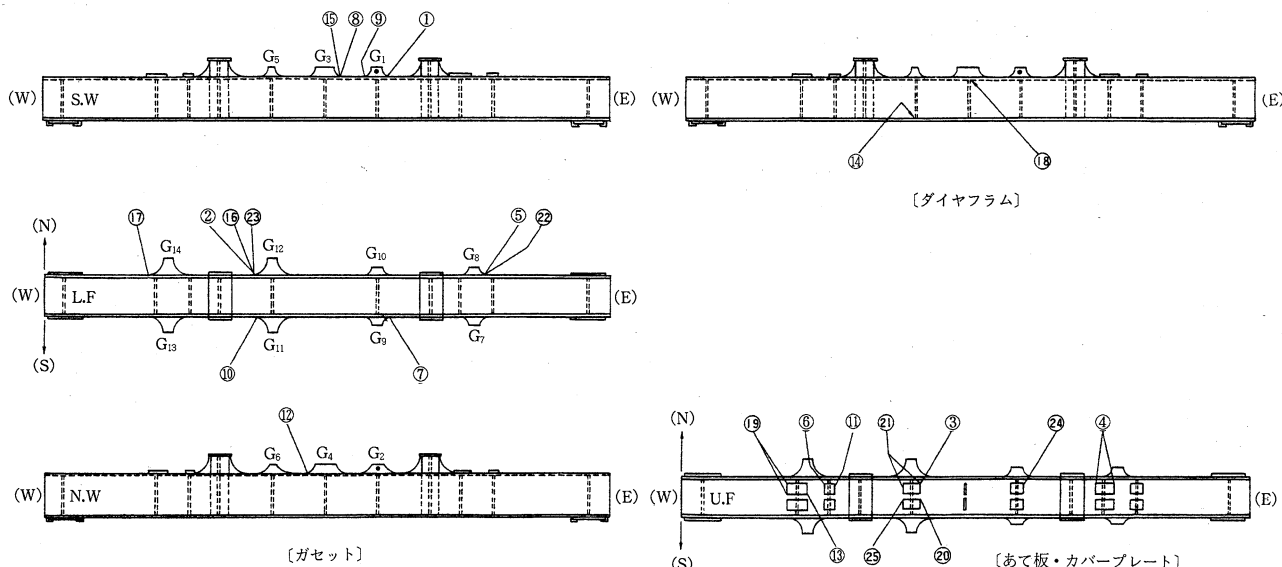


図-8 アタッチメントからの疲労き裂の発生状況
Fig.8 Development of crack occurred from attachment

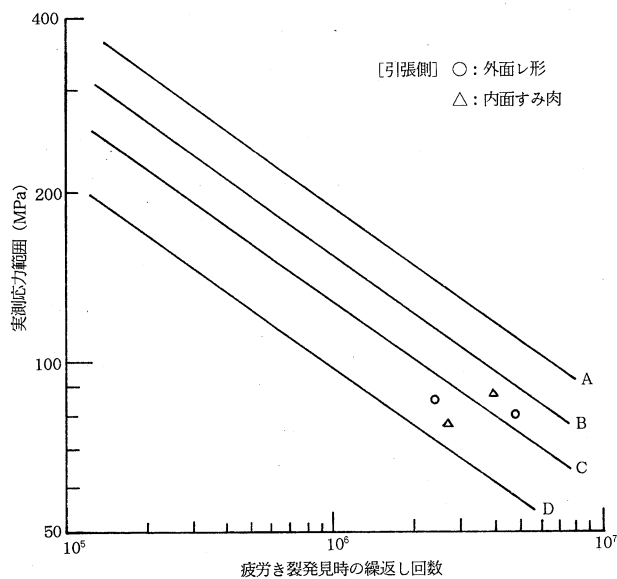
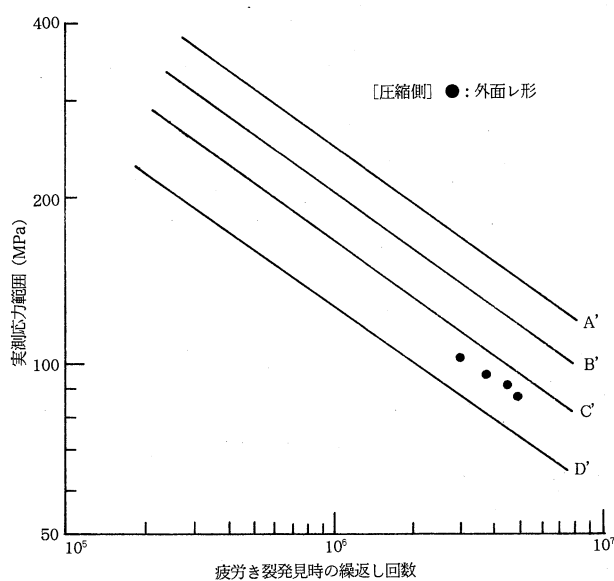


図-9 疲労き裂発見時の繰返し回数と実測応力範囲の関係 (かど溶接)
Fig.9 Relationship between number of repetition and measured stress amplitude when crack occurred(corner weld)

= 28.0m内面すみ肉溶接 : 2.8m × 4線 = 11.2m) のルート露呈調査によって検出されたブローホールの総数は2027であり、そのうち疲労き裂が発生していたのは20ヵ所であった。

図-7にビーチマークから読み取ったブローホールからの疲労き裂の進展状況を示す。

アタッチメントから疲労き裂の発生状況を図-8に示す。疲労試験中に検出されたき裂は、ガセットから13ヶ所、ダイヤフラムから2ヶ所およびあて板・カバープレートから10ヶ所であった。

ガセットより検出された疲労き裂は、近傍の応力測定を実施後、グラインダーにより除去した。

なお、S-N線に整理する時の繰返し回数をき裂検出時としており、き裂長も異なったものとなっているが、基準としたき裂長はいずれも小さい。

3.3 疲労強度

(1) かど溶接

図-9に表面で検出した疲労き裂について、その発生位置付近で測定した応力と、それらの発見時の繰返し回数と、それらの発見時の繰返し回数の関係を、圧縮側(上フランジ側)と引張側(下フランジ側)にわけて示す。検出時の疲労き裂の寸法は、異なったものとなっている。

図中のABCDおよびA'B'C'D'の直線は、本州四国連絡橋の上部構造設計基準における設計寿命曲線である。圧縮側の設計寿命曲線は引張側の設計寿命曲線を1.3倍したものである。試験結果は引張側はC等級の設計線の近傍、圧縮側はC'等級の設計線のやや下側に位置している。これは従来本州四国連絡橋公団が実施したブローホールの高さが4mm以下のかど溶接部の大型疲労試験結果に比べてかなり低い強度であり、かど溶接部のブローホールの寸法が大きくなった影響が現われているものと考えられ

る。

図-10は、ビーチマークによる疲労き裂の進展状況の観察結果に基づいて、試験後のルート部の露呈により発見した疲労き裂も含め、すべての疲労き裂についてき裂寸法が10mmとなったときの寿命を求め、その位置での公称応力でプロットしたものである。き裂寸法10mmは、ほぼき裂が表面に出現する寸法に対応している。本州四国連絡橋のかど継手部に対する疲労設計においては、ルート部から発生した疲労き裂が表面に進展した時点を経済寿命としており、ここで定義したき裂寸法10mmがほぼその寿命の定義に対応している。各疲労き裂の公称応力とき裂寸法10mmの寿命の関係は、広い寿命範囲にばらついているが、D等級を下回るものもある。したがって本試験体に存在している程度のブローホールが含まれているかど継手の疲労照査を行なう場合には、D等級あるいはそれを下回る新たな設計曲線を設定して適用する必要があるといえる。

瀬戸大橋の製作基準では、かど継手に対して、品質等級を特A、AおよびBに分類しており、特Aで製作された部材のかど継手は含まれるブローホール寸法を幅W = 1.5mm、高さH = 4mm以下としており、本四基準の疲労強度等級のB等級に該当する。本試験体で目標とした品質等級のBのかど溶接は、作用応力範囲/許容応力範囲が0.5以下の部材に適用される。疲労強度等級B等級の 2×10^6 の 12.75 kg/mm^2 であり、その0.5は 6.4 kg/mm^2 とD等級の 8 kg/mm^2 より低く、D等級でほぼ安全なものと言える。

また、繰返し回数200万回をこえた繰返し回数でも、疲労き裂検出時およびき裂寸法10mm時の繰返し回数で疲労寿命を評価した場合ともに、その応力範囲は低下していく傾向にあることが分かる。

本試験体には、ルートギャップ1.0mmおよび仮り付け

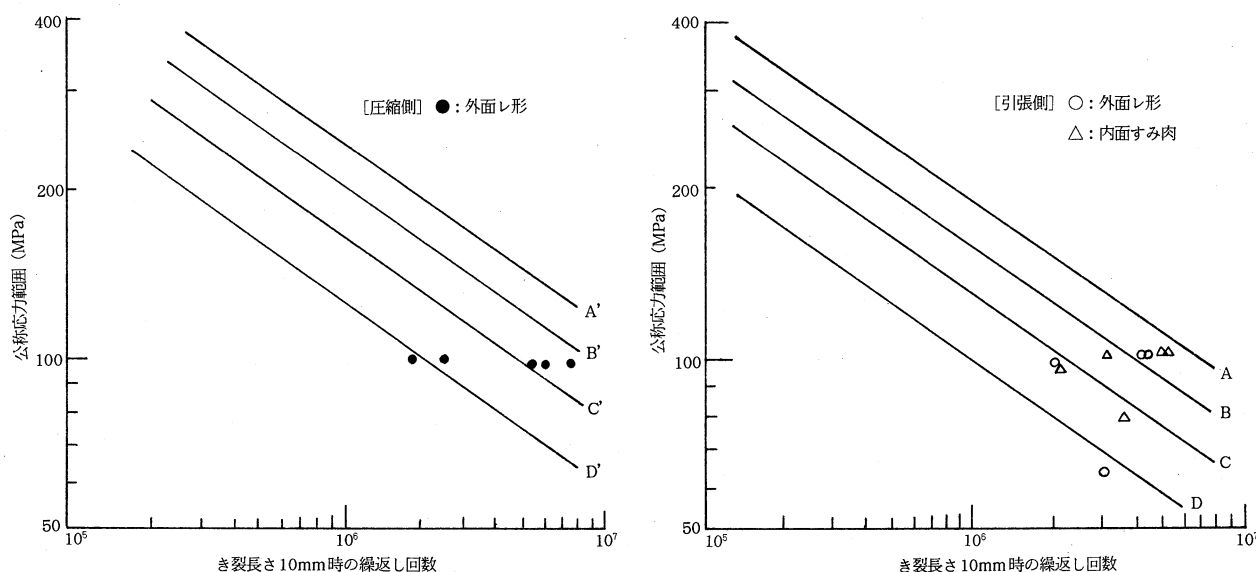


図-10 疲労き裂寸法10mm時の繰返し回数と公称応力範囲の関係(かど溶接)
Fig.10 Relationship between number of repetition and nominal stress range(corner weld)

溶接およびシーリング溶接が再溶融されない条件で施工したかど溶接も設けているが、かど溶接部の疲労き裂は、そのほとんどがブローホールを起点として発生し、それ以外もダイヤフラム止端部やガセット近傍等の応力集中箇所を起点として発生しており、垂れ落ち箇所やルート不整部からの疲労き裂の発生はなかった。このため、ルートギャップの差や仮り付け溶接およびシーリング溶接の再溶融の有無に伴う疲労強度の差については、今回の結果からは明らかにならなかった。

(2) ガセット

図-11に表面で検出したき裂について、その位置での公称応力範囲とそれらの発見時の繰返し回数の関係を圧縮側（上フランジ側）と引張側（下フランジ側）にわけて示す。引張側のガセットではB工法で施工したガセットの方がA工法で施工したガセットよりも疲労強度が低く、D等級を下回るき裂が引張側で8ヶ所中3ヶ所で発生した。A工法のガセットでは、D等級を下回るものは発生しなかったが、本四基準のガセットの疲労許容応力のC等級を下回るものは8ヶ所中2ヶ所あった。図-11で点線で繋いだプロットは、同じガセットR部より発生したき裂である。

圧縮側のガセットでは引張側の疲労許容応力度を1.3倍して設定した圧縮側の疲労許容応力のD等級を下回るものがA工法で6ヶ所中3ヶ所に発生したが、B工法ではD等級を下回るものは発生せず、C等級を下回るものが1ヶ所発生しただけであり、B工法によるガセットの方が疲労強度が高いという結果になった。これらを1.3倍しない設計疲労曲線と比べると引張側の試験結果とほぼ同様の位置にプロットされる。

疲労き裂が発生したガセットについて、形状測定を実施したが、疲労強度の低かったガセットの多くは、所定の形状からはずれているあるいは小波のような形状変化があるなどフィレット端の形状が悪かった。ガセットの疲労強度は製作方法に起因するフィレット端での局部的な形状の乱れの影響を大きく受けるものと思われる。

なお、圧縮側で発生したA工法に図-7に示す①のき裂は、51万回で発生しており非常に低い疲労強度を示したが、これはフィレット端付近のグラインダーによる傷から発生しており、製作時のグラインダー傷は疲労強度を低下させる。

また、疲労試験中での疲労き裂の除去はグラインダーを用いて、表面形状や溶接金属の状態を確認しながら実施したが、そのほとんどの疲労き裂発生位置から微小なブローホールが発見された。き裂の発生に対して、応力集中部に存在するブローホールが大きく寄与しているものと考えられる。

(3) ダイヤフラム

表面で検出したき裂について、公称応力範囲とき裂発見時の繰返し回数の関係を図-12に示す。本四基準では、ダイヤフラムの疲労許容応力は、スカラップ有り、無しについては同じ許容応力としておりD等級を基本に、

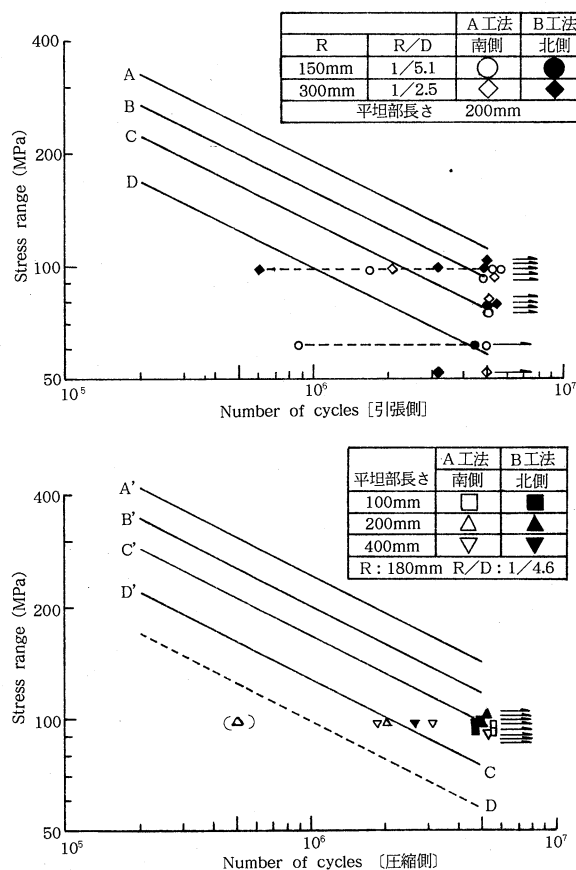


図-11 ガセットから発生したき裂の疲労強度
(公称応力範囲で整理)
Fig.11 Fatigue strength for crack from gusset plate(analyzed by nominal stress range)

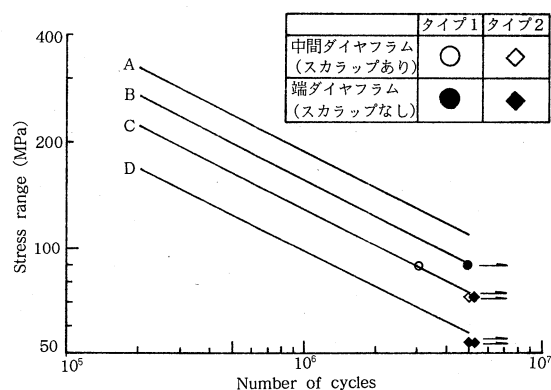


図-12 ダイヤフラムから発生したき裂の疲労強度
(公称応力範囲で整理)
Fig.12 Fatigue strength for crack from diaphragm (analyzed by nominal stress range)

特に止端形状等を管理した場合についてはC等級にして良いものとしている。今回の結果から、端ダイヤフラム（スカラップ無し）についてはき裂が発生せず、疲労強度が高いことが分かった。また、中間ダイヤフラム（スカラップ有り）について発生き裂を整理すると、D等級を満足している。止端形状を管理したC1からも、き裂が

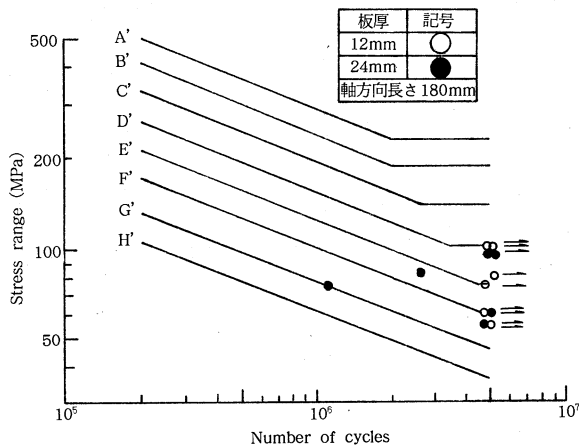


図-13 あて板の疲労強度（公称応力範囲で整理）

Fig.13 Fatigue strength for doubling plate (analyzed by nominal stress range)

発生したがダイヤフラムのスカーラップ回し溶接部に部材軸方向に入っており、弦材の軸方向応力によるき裂ではなく、曲げ载荷により発生した軸直角方向応力によるものと思われ、S-N線では評価できていない。

(4) あて板、カバープレート

図-13、14に公称応力範囲とき裂発見時の繰返し回数の関係を示す。本四基準では本継手について、疲労許容応力度を規定していないので、JSSC疲労設計指針（案）⁴の疲労設計曲線と比較した。

JSSC疲労設計指針（案）では、軸方向長さが180mmの場合の疲労等級は、あて板に該当しF等級と規定しているが、疲労試験結果はき裂が発生した2ヶ所のうち1ヶ所はF等級を下回っている。き裂発生はいずれも板厚24mmのあて板について発生し、板厚12mmではき裂は発生しなかった。

軸方向長さが360mmについてはカバープレートに該当しH等級と規定しているが、疲労試験結果はこれを満足するものであった。なお、板厚12mmの場合ではE等級をも満足するものであった。

すみ肉溶接の脚長にほとんど差がない場合には、疲労強度に及ぼす板厚の影響は顕著であった。疲労き裂の破面露呈の結果、トウき裂とルートき裂がみられた。

また、繰返し回数200万回をこえた繰返し回数でも、き裂検出時の応力範囲は低下していく傾向にあることが分かる。

3.4 ブローホールからの疲労き裂発生と進展特性

図-15にかど溶接部を露呈して発見したブローホールのW寸法、H寸法を用いて計算した換算直径の分布、疲労き裂の発生したブローホールの寸法の換算直径の分布、疲労き裂発生率を示す。き裂発生率は縦ビード溶接部全線が生じたブローホールの総数に対する、き裂が発生したブローホール数の比率である。換算直径はブローホー

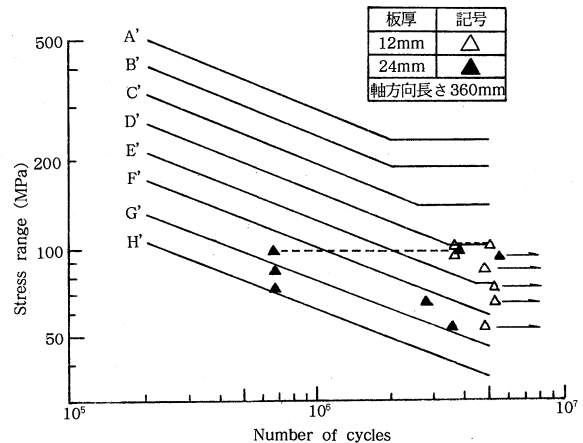


図-14 カバープレートの疲労強度（公称応力範囲で整理）

Fig.14 Fatigue strength for cover plate (analyzed by nominal stress range)

ルを等価な円板上の疲労き裂とみなした時の直径で下式により与えられる。

換算直径 $D = 0.94 \times W^{0.29} \times H^{0.48}$ ただし、W、Hはブローホールの幅および高さ

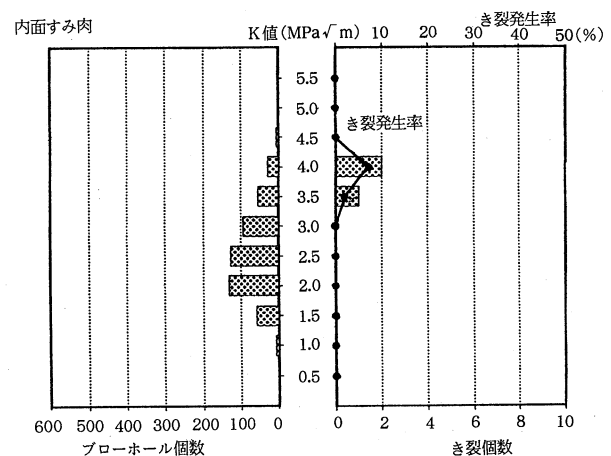
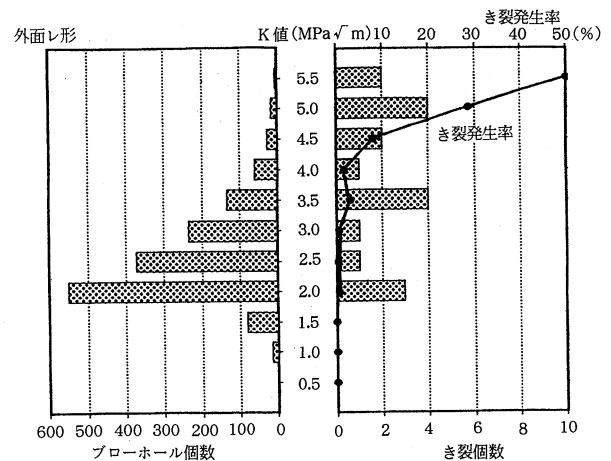


図-15 かど継手中のブローホールの分布、それからの疲労き裂発生個数及び発生率（応力拡大係数表示）

Fig.15 Distribution of blow holes in corner weld, and number/percentage of cracks occurred from blow holes

図-15で換算き裂の応力拡大係数(K値)が大きくなるに従い疲労き裂の発生率が高くなる傾向が認められ、4~5MPa√mから発生率は急激に高くなる。また、その応力拡大係数範囲が2MPa√m以下では疲労き裂が発生していない。この2MPa√mは本州四国連絡橋の疲労設計基準およびブローホールの補修限界寸法の算出に用いた疲労き裂進展下限限界値 ΔK_m に一致している。³⁾

図-16は各疲労破面に残されていたビーチマークからの応力拡大係数を計算し、またその間隔から疲労き裂進展速度 da/dN を求めてプロットしたものである。図中の直線は許容応力度やブローホールの補修限界寸法を求め

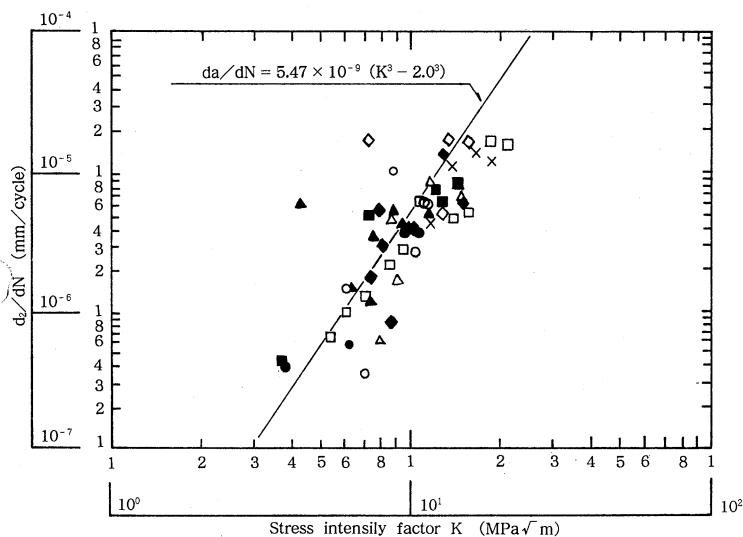


図-16 ビーチマークから求めた疲労き裂進展速度と応力拡大係数範囲

Fig.16 Development speed of fatigue crack and range of stress enlargement coefficient analyzed with beach mark

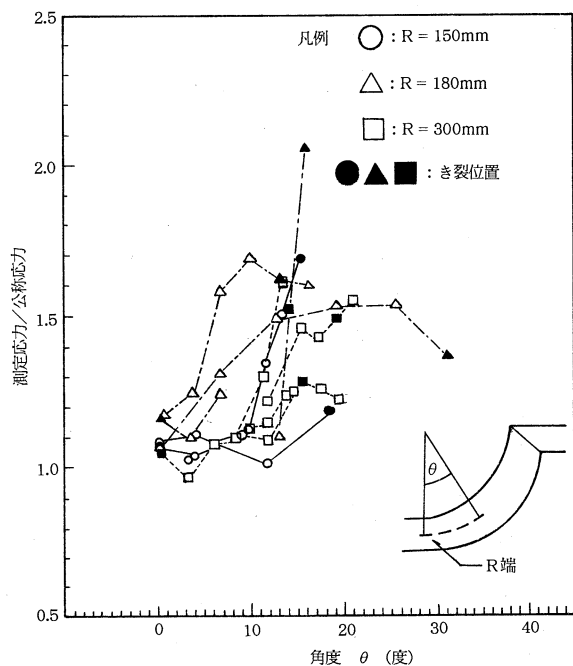


図-17 ガセットR部の応力分布

Fig.17 Stress distribution around R-corner of gusset plate

る際に使用した基本疲労き裂曲線であり、ここでのビーチマークから求めた $da/dN - \Delta K$ 関係と良く一致している。

3.5 アタッチメント近傍の応力分布

(1) ガセット

図-17にガセットR部の測定応力の公称応力に対する比を示す。R部半径による応力発生状況に顕著な差は見られなかった。図-18にガセットR部で応力測定の最大値と公称応力の比(応力集中率)とその理論値をプロットしたものを示す。測定値は理論値よりも、低い位置にプロットされた。測定値が必ずしも最大応力発生位置を捉えていないことも考えられる。

また、ガセットにそったトラス弦材かど溶接部の応力

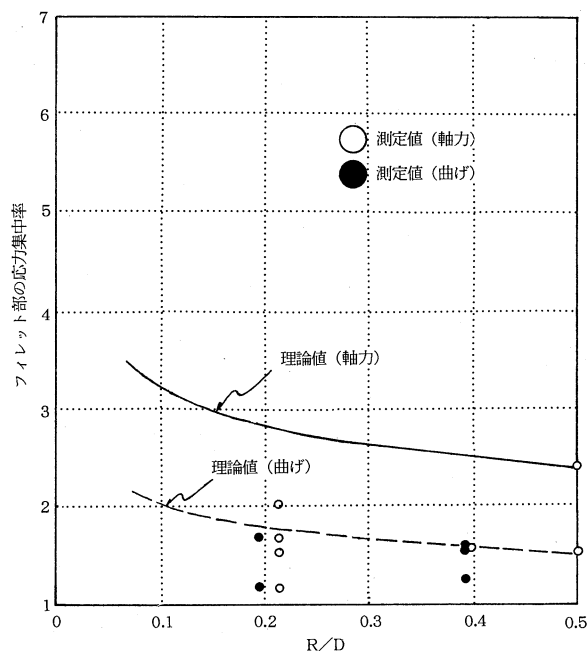


図-18 ガセットの応力集中率の理論値と測定値の比較

Fig.18 Comparison between measured and calculated values of stress concentration ratio of gusset plate

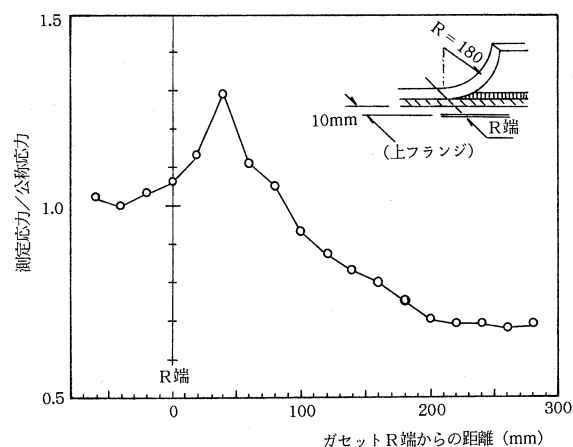


図-19 ガセットにそったかど溶接部の応力発生状況

Fig.19 Stress occurred in corner weld along gusset plate

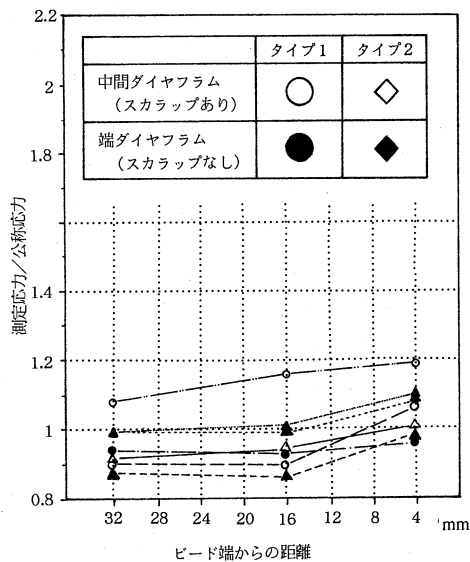


図-20 ダイヤフラム近傍の応力分布
Fig.20 Stress distribution around diaphragm

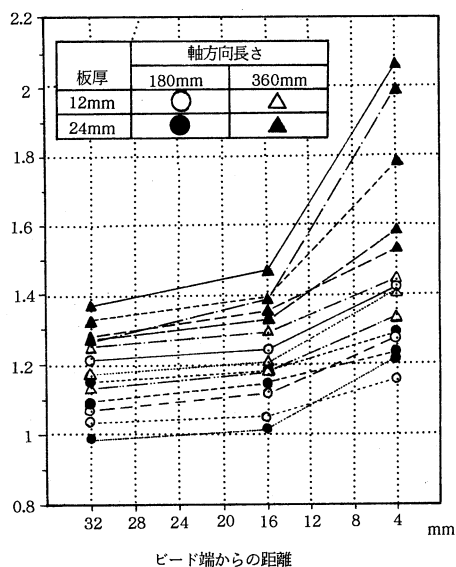
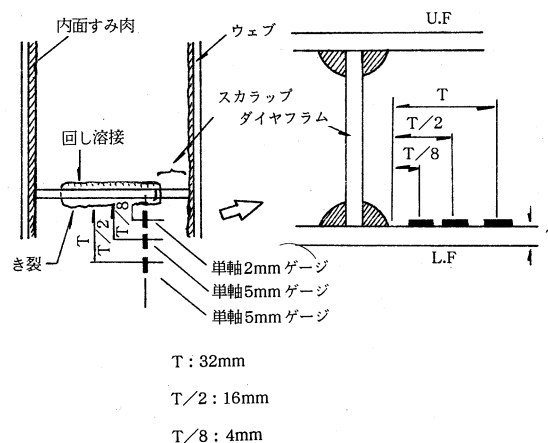
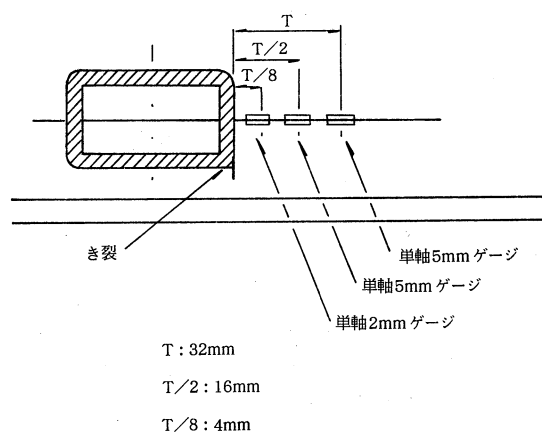


図-21 カバープレート近傍の応力分布
Fig.21 Stress distribution around doubling/cover plates



発生状況を図-19に示す。ガセットにそった部分では、それ以外の部分に比べて1.2倍に相当する応力が発生しており、他の部分のかど継手に比べて疲労強度が低いことが予想される。

(2) ダイヤフラム

ダイヤフラム近傍の測定応力結果と公称応力の比を図-20に示す。測定応力と公称応力の比が最大になるものは1.2であった。

(3) あて板、カバープレート

あて板、カバープレート近傍での応力分布を図-21に示す。あて板ビード端から4mmの位置での測定応力の公称応力に対する比は、大きいもので2倍前後の数値となっている。長さが長く、板厚が厚いものほどその比が大き

くなっている。この結果は疲労試験の結果とも一致している。

4. あとがき

本試験は、(財)海洋架橋調査会に設置された鋼上部構造委員会疲労分科会(主査 東京工業大学 三木千寿教授)の指導の下に実施されたものであり、主査をはじめ委員各位に有益な助言を頂きました。ここに深く謝意を表します。

なお、本試験より得られた主な結果は以下のとおりである。

- (1) 本四製作基準B等級に対応するブローホールを含

むかど溶接部の疲労強度はかなり低く、疲労許容応力度D等級程度である。

(2) ブローホールからの疲労き裂の発生および進展性は、引張フランジ（下フランジ）と圧縮フランジ（上フランジ）で差は認められない。疲労き裂の発生数は圧縮フランジの方が多い傾向にある。

(3) ブローホールの換算き裂に対する応力拡大係数が大きくなるに従ってブローホールからの疲労き裂の発生率は高くなる。その応力拡大係数が $2\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ 以下では疲労き裂は発生しない。

(4) 突き合わせ溶接で取り付けたガセットは、そのR端の出来上がり形状により、疲労強度C等級を下回る場合もある。また、グラインダーによる疲労き裂の除去時にはほとんどのき裂よりブローホールが発見されており、き裂発生にブローホールが寄与しているものと思われる。

(5) ダイアフラムの疲労強度は、スカラップ有り、無しともに、C等級を満足している。

(6) あて板の疲労強度はJSSCの疲労設計指針（案）のF等級を、カバープレートの疲労強度は同指針（案）のH等級をほぼ満足し、同指針（案）の規定と一致した。

(7) あて板・カバープレートのすみ肉溶接の溶接脚長にほとんど差がない場合、疲労強度に及ぼす板厚の影響は大きい。

(8) かど継手およびカバープレートについて、繰返し回数200万回程度では、明確な疲労強度の打ち切り限界が現われなかった。

参考文献

- 1) 鋼橋等製作基準 本州四国連絡橋公団
- 2) Miki,C., Mori,T., Sakamoto,K. and Sasaki,T.: An Analysis of Fatigue Crack Growth from Blow - holes in Longitudinal Welded Joints, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.4, No. 2, Oct.1987, 289s - 297s
- 3) Miki,C., Mori,T., and Tajima,T.J.: Effect of Stress Ratio and Tensile Residual Stress on near Threshold Fatigue Crack Grouwth, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3 No. 1, April 1986, 155s - 182s
- 4) 疲労設計指針（案）平成元年11月 日本鋼構造協会
- 5) 鋼上部構造委員会報告書 平成2年3月 本州四国連絡橋公団・（財）海洋架橋調査会
- 6) 鋼上部構造委員会報告書 平成3年3月 本州四国連絡橋公団・（財）海洋架橋調査会

鋼床版の横リブ設計法に関する調査試験

Investigation on Design Method of Lateral Beam for Steel Orthotropic Deck

設 計 部 設計第二課長代理 松 本 毅

Tsuyoshi Matsumoto

設 計 部 設 計 第 二 課 遠 藤 和 男

Kazuo Endo



概 要

道路橋の鋼床版は、一般に活荷重応力の占める割合が高く、かつ載荷頻度も多いことから疲労に関する検討が必要とされている。横リブについては、現場継手部のスカーラップや、縦リブ(Uリブ、開リブ)を貫通させるために設けられるスリットの周辺部など細部構造の疲労損傷が報告されており、設計上考慮する点を整理するため疲労試験を行った。

本調査試験においては、Uリブ用本四スリットの場合および片面溶接型の開リブ用スリットの場合について、平均せん断応力度と疲労寿命の関係(S-N線)を把握するための基礎データを得ることができた。

Steel Orthotropic deck for roadway is required to check the condition induced by the fatigue because of both reasons: the percentage of live load to total load is generally high in the deck, and so is the frequency of loading. Fatigue damages have recently been reported around such detail structures as the scallop for field joint and the slit to pass the longitudinal stiffener (such as U-shape rib and bulb plate) through the lateral beam. Fatigue test was therefore conducted to list up points to be taken into account in the design of the deck.

This paper examines fundamental data obtained through the test to grasp relationship between the mean shear stress and the fatigue life for both the structures: HSBA type of slit with the U-shaped rib, and the slit with the bulb plate for one-sided groove weld.

表-1 供試体の種類と数量

Tab.1 Bill of quantity of the test pieces

Series	供試体名	ウェブ高 (mm)	支 間 (mm)	デッキ幅 (mm)	縦リブ 形 状	数量 (体)	載荷ケース数 (ケース)
HA	HA1	400	2760	900	Uリブ	1	静的4、疲労2
	HA2	600				1	
	HA3	800				1	
HB	HB1	400	1480	450	Uリブ	1	静的1、疲労1
	HB2	600				1	
	HB3	800				1	
HC	HC2*	600	1480	450	開リブ	1	静的1、疲労1
	HC1	400	1480	450	開リブ	1	静的1、疲労1
	HC2	600				1	
	HC3	800				1	

共通事項：ウェブ厚9.1mm、材質SS400

1. まえがき

道路橋の鋼床版は、一般に活荷重応力の占める割合が高く、かつ載荷頻度も多いことから疲労に対する検討が必要とされており、従来、縦リブやデッキプレートとの溶接部の疲労について多くの実験的検討が行われている。横リブについては、現場継手部のスカーラップ周辺部や、縦リブ(Uリブ、開リブ)を貫通させるために設けられるスリット(切欠き)の周辺部など細部構造での疲労損傷が報告されている(図-1)。

そこで横リブの疲労について設計上考慮すべき点を整理するため実験的検討を行った。

なお本報告は、平成2、3年度に土研で行った委託研究の結果をまとめたものである。

2. 疲労試験の概要

表-1に供試体の種類と数量を、図-2に供試体の形状と載荷方法をそれぞれ示す。供試体の種類はSeriesHA、HB、HCの3種類がある。このうち、SeriesHA、HBでは、ウェブ高が各細部構造に及ぼす影響を見るため、ウェブ高400、600、800mmのものをそれぞれ1体ずつ用意しており、SeriesHCについては、平成2年度に試験したウェブ高600mmの1体と、平成3年度に試験したウェブ高400、600、

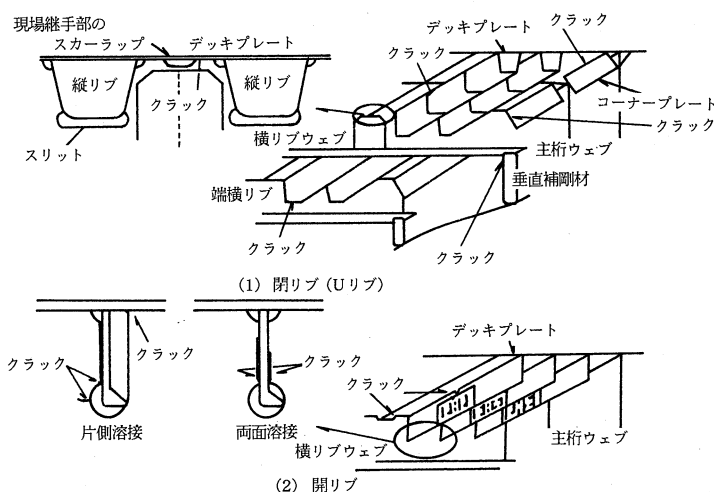


図-1 実橋の横リブにおける損傷事例¹⁾
Fig.1 Example of damage with lateral beam

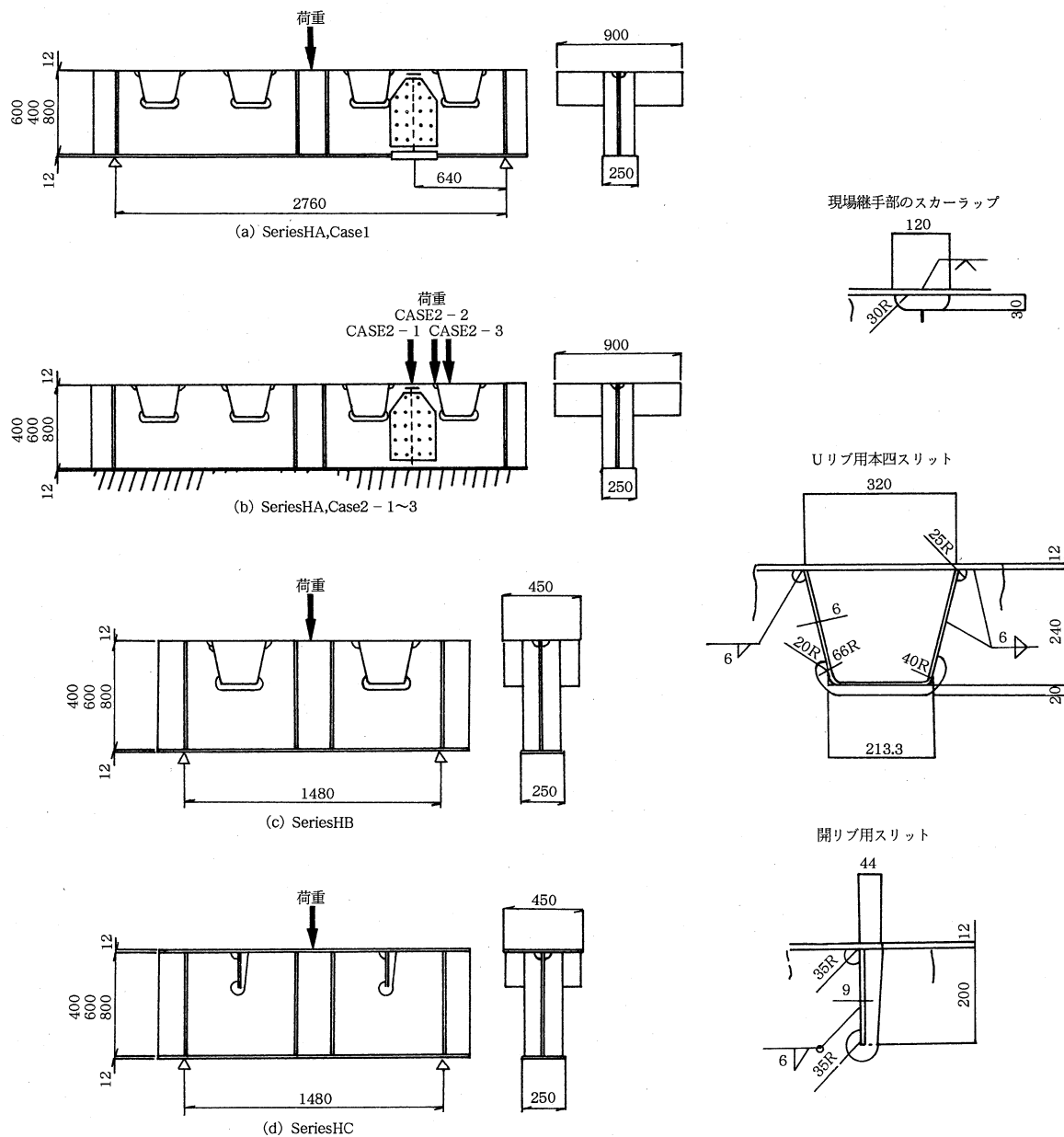


図-2 供試体の形状と載荷方法の概略図
Fig.2 Configuration of test piece and loading procedure

800mmのもの3体、計4体あり、供試体数は合計10体である。SeriesHAは、図-2 (a) (b) に示すように1供試体につきCase1、Case2の2種類の載荷方法で静的載荷試験を行い、疲労試験を行った。

疲労試験の主な着目点として、Uリブ用本四スリット周辺部がある。

角の半径が1種類のUリブ用一般スリットのR部の疲労強度 (S-N図) は平均せん断応力度 τ_n とスリットの形状を表す ρ/s (ρ ; スリット形状における角の半径、 s ; スリットの幅の1/2) によって表される。⁹⁾ しかし、本四で採用されているスリット形状には2種類の半径が用いられており、Uリブ用一般スリットの場合と異なる事も考えられる。このことからSeriesHBでは、スリット形状以外の支間、ウェブ高等の形状寸法が (文献2) のUリブ用

一般スリット周辺部の疲労試験に用いた供試体と同じ供試体を用い、SeriesHAでは、SeriesHBより横リブ支間が長い供試体を用いて、Uリブ用本四スリット周辺部の疲労強度を把握する。

3. SeriesHA、Case1の疲労試験

3.1 試験方法

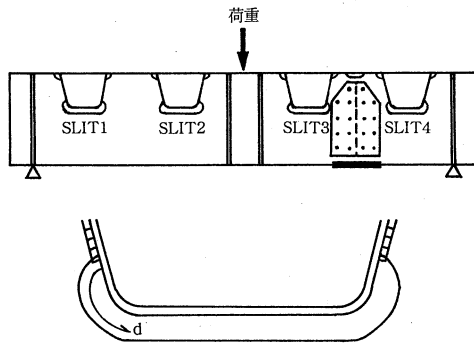
縦リブとの交差部に設けられるスリット及びデッキプレートとUリブの溶接部のスカーラップの形状寸法は本四鋼床版設計要領・同解説 (平成元年4月) に規定されているものである。デッキプレートの現場継手は裏波溶接として、横リブのウェブ及び下フランジの継手は高力ボルト摩擦接合とした。

供試体の材質は全てSS400材であり、その材料引張試

表-2 材料引張試験の結果

Tab.2 Results of tensile strength test for material

供試体	部材名	板厚 (mm)	上昇伏点 (kgf/cm ²)	下降伏点 (kgf/cm ²)	破断強度 (kgf/cm ²)
HA1~3 HB1~3	ウェブ スティフナ	9.1	3270	3090	4590
	デッキプレート 下フランジ	12.0	3040	2900	4540
	ウリブ	6.0	3400	—	4600
HC'	ウェブ、縦リブ スティフナ	9.1	3270	3090	4590
	デッキプレート 下フランジ	12.0	3040	2900	4540
HC1~3	ウェブ、縦リブ スティフナ	9.1	3090	2970	4550
	デッキプレート 下フランジ	11.7	2840	2700	4300



凡例
 実線：最大荷重 P_{max} 載荷時のひずみ
 破線：残留ひずみ（荷重 1tonf 載荷時）
 点鎖線：ひずみ範囲（ P_{max} 載荷時 - 1tonf 載荷時）

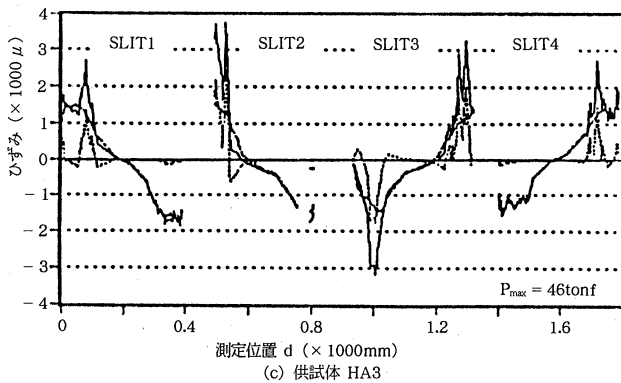
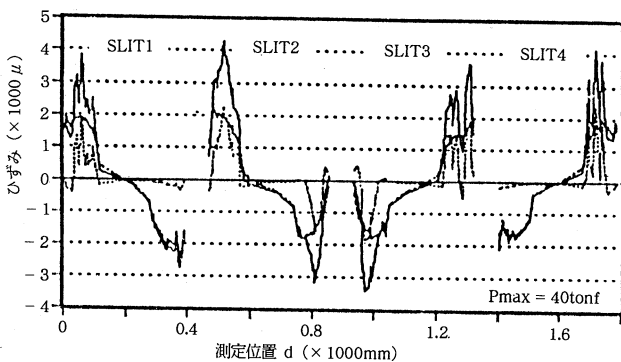
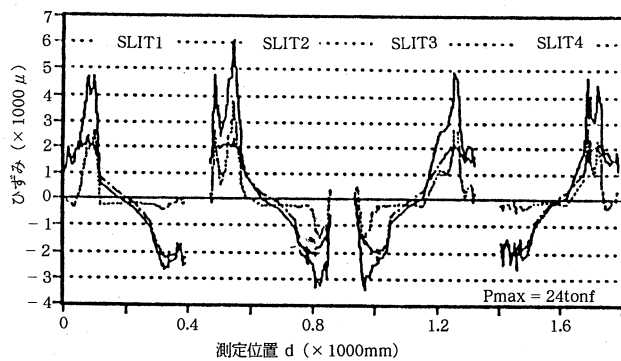


図-3 スリット周辺部のひずみ分布
 Fig.3 Strain distribution around the slit

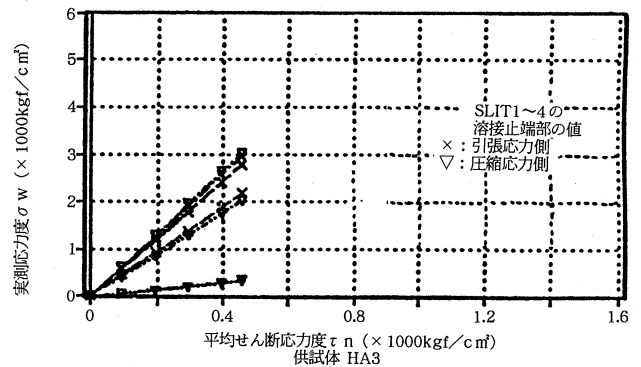
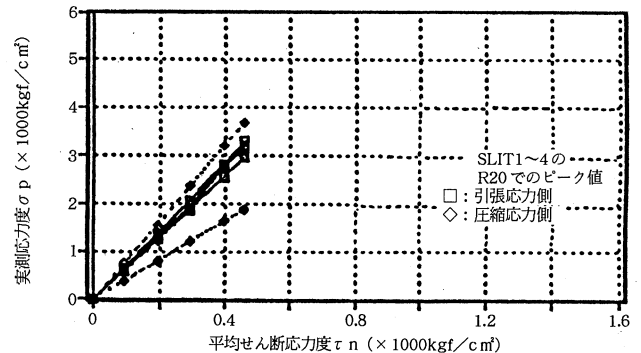
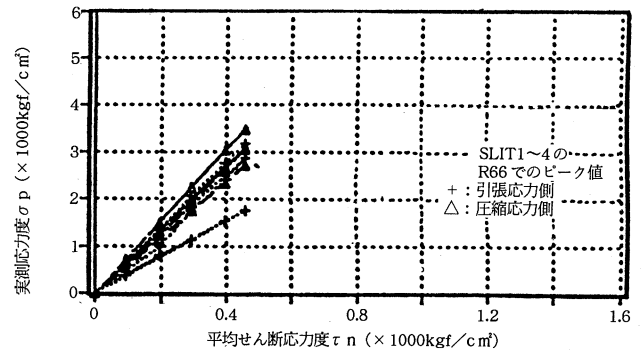


図-4 スリット周辺部の実測応力度と平均せん断応力度の関係
 Fig.4 Relation between measured stress and mean shear stress around the slit

表-3 Series HA, Case1の疲労試験結果
Tab.3 Results of fatigue test for Case 1, Series HA

供試体	荷重方法	荷重範囲 P (tonf)	繰返し数 (回)	クラック発生位置 ¹⁾	発生位置応力範囲 ²⁾ σ_p (kgf/cm ²)	平均せん断応力 ³⁾ τ_n (kgf/cm ²)	応力集中度 $\alpha_p (\sigma_p / \tau_n)$
HA1	Case 1	1.0~24.0	144000	SLIT4、支点側R部 (R66)	4540	903	5.02
			150000	SLIT2、支点側R部 (R20)	4720	"	5.22
			160000	SLIT1、支点側R部 (R66)	4750	"	5.26
			185000	SLIT3、支点側R部 (R66)	4560	"	5.05
			207000	クラックなし	-	-	-
HA2	Case 1	1.0~40.0	177000	SLIT1、支点側R部 (R66)	4040	630	6.41
			210000	SLIT2、支点側R部 (R20)	4200	"	6.67
			372000	SLIT1、載荷点側R部 (R20)	4270	"	6.78
			382000	クラックなし	-	-	-
HA3	Case 1	1.0~46.0	146000	SLIT2、支点側R部 (R20)	3270	458	7.14
			346000	クラックなし	-	-	-

注1) クラック発生位置は図5に示す。

注2) σ_p は、疲労試験前の静的荷重試験で、クラック発生位置で測定しておいたひずみ範囲を換算した値である。

注3) τ_n は、クラックが発生した箇所の断面におけるせん断力(範囲)をスリットの断面欠損部のウェブ断面積で除した値である。

験の結果を表-2に示す。Case1の供試体の支持条件、荷重位置は図-2に示したとおりである。

3.2 静的挙動

(1) スリット周辺部のひずみ分布

図-3にスリット周辺部のひずみ範囲の分布を示す。横軸は凡例で示すようにスリットのへりに沿って左側の溶接止端部から測定位置までの距離の尺度を示すものである。

図-4にSLIT1~4のR部の実測応力度(応力範囲の最大値) σ_p 及び溶接止端部の実測応力度(応力範囲) σ_w と平均せん断応力度 τ_n (せん断力/断面欠損部のウェブ断面積) の関係を示す。その実測応力度の σ_p 、 σ_w と τ_n の間に直線的な関係がある。

3.3 疲労試験結果

(1) クラックの発生状況

表-3にSeriesHA、Case1の疲労試験結果を示す。

図-5に供試体HA1~3のクラック発生状況を示す。

供試体HA1では、SLIT1~4のいずれも支点側R部、計4箇所クラックが発生した。供試体HA2では、SLIT1、2の支点側R部およびSLIT1の載荷点側R部、計3箇所クラックが発生した。供試体HA3では、SLIT2の支点側R部、計1箇所クラックが発生した。いずれの供試体においても、スリットR部以外の溶接部などにはクラックが見られなかった。

供試体HA1では、SLIT1~4のいずれから同程度の繰返し数でクラックが発生した。供試体HA2でも、SLIT1、2それぞれからのクラックは同程度の繰返し数でクラックが発生した。

いずれの供試体においてもスリットR部の支点側(引張応力域)に生じたクラックは大きく進展する傾向にある。SLIT2に生じたクラックはSLIT1近くまで進展していた。

(2) 疲労強度

図-6に供試体HA1~3のクラック発生位置での実測応力度 σ_p で整理したS-N図を示す。比較のため、Uリブ用一般スリットの支点側R部の σ_p で整理したS-N線²⁾

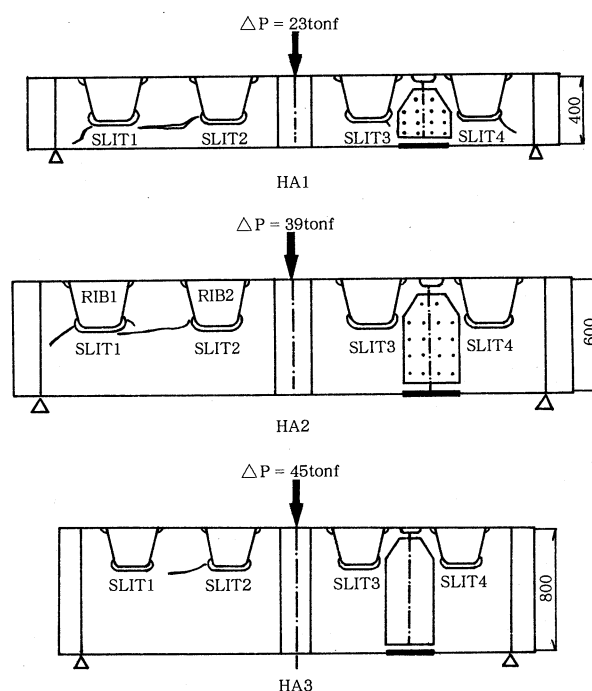


図-5 Series HA, Case1のクラック発生状況
Fig.5 Crack occurred in Case 1, Series HA

を示す。また、クラックは生じていなかったがスカーラップ周辺部の結果も参考として示す。SeriesHA (Case1)のスリットR部の σ_p での疲労強度は、HA3の結果を除いて、Uリブ用一般スリットの場合の試験結果と概ね同様の傾向にある。

図-7に平均せん断応力度 τ_n で整理したS-N図を示す。この τ_n はせん断力をスリットの断面欠損部のウェブ断面積で除した値である。図中には文献2)で試算されたUリブ用一般スリットで $\rho/s = 0.1 \sim 1.0$ の場合の τ_n で整理したS-N図を示す。Uリブ用本四スリットの場合、ウェブ高によってクラックの発生位置(または応力集中の極大値の発生位置)の半径が異なるため、Uリブ用一般スリットの場合のように τ_n と ρ/s でその疲労強度を整理する場合には、 ρ/s の取り方に注意する必要がある。

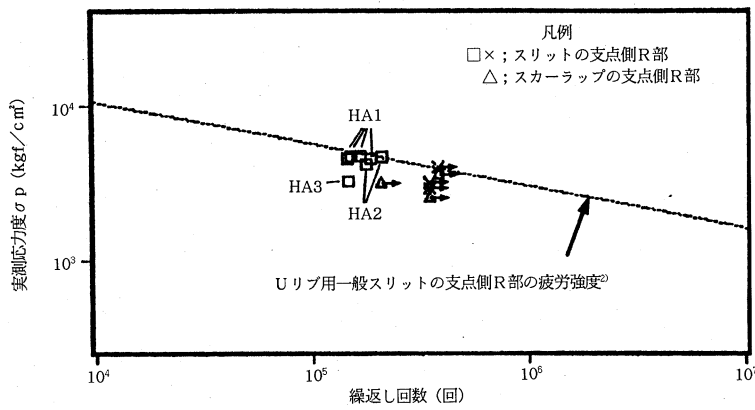


図-6 実測応力度で整理したS-N図
Fig.6 S-N diagram based on measured data of stress

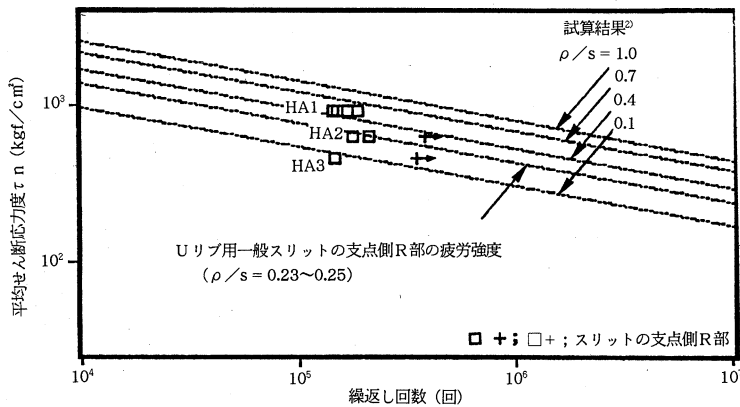


図-7 平均せん断応力度で整理したS-N図
Fig.7 S-N diagram based on mean shear stress

4. SeriesHA、Case2の疲労試験

4.1 試験方法

供試体はCase1の疲労試験を終えたものを用い、べた置きとした。

供試体の載荷位置は図-8に示すとおりである。

4.2 静的挙動

疲労試験前の供試体HA1～3の静的挙動として、図-9にスリット周辺部のひずみ分布をそれぞれ示す。

また、図-10にCase2における主要な箇所の実測応力度（応力範囲）と荷重の関係を示す。図-10よりCase2ではいずれの供試体においてもSLIT4の左側の溶接止端

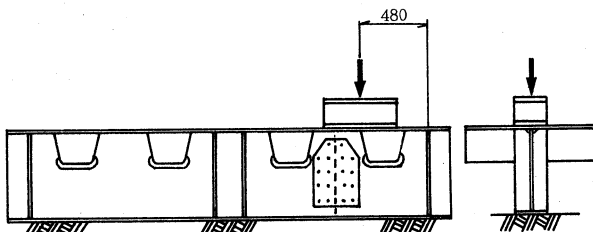


図-8 Series HA、Case2の載荷方法
Fig.8 Loading condition for Case 2, Series HA

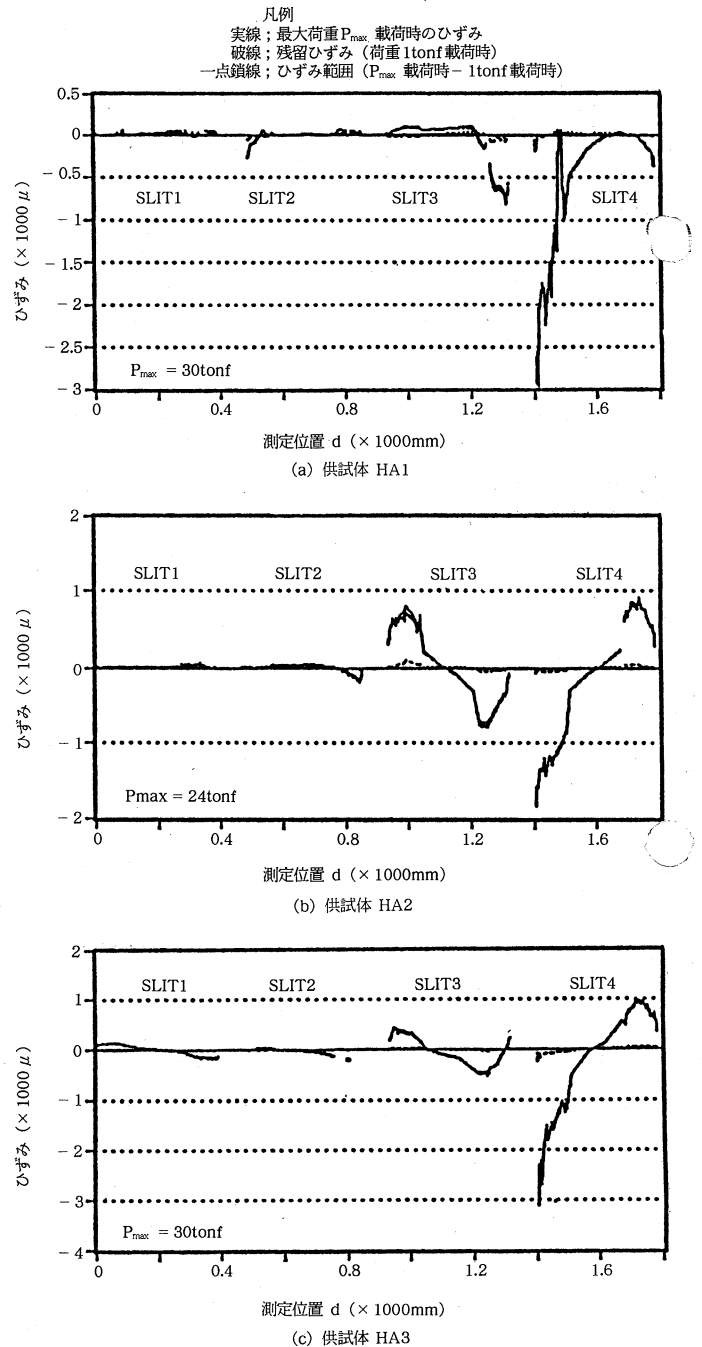
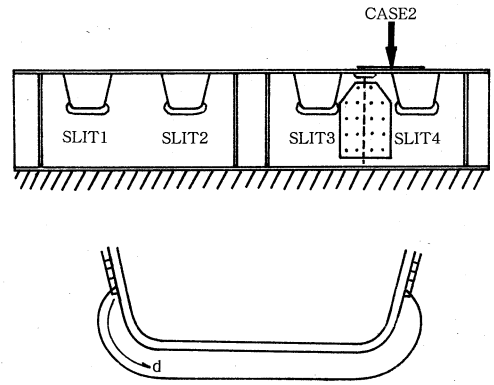


図-9 スリット周辺部のひずみ分布
Fig.9 Strain distribution around the slit

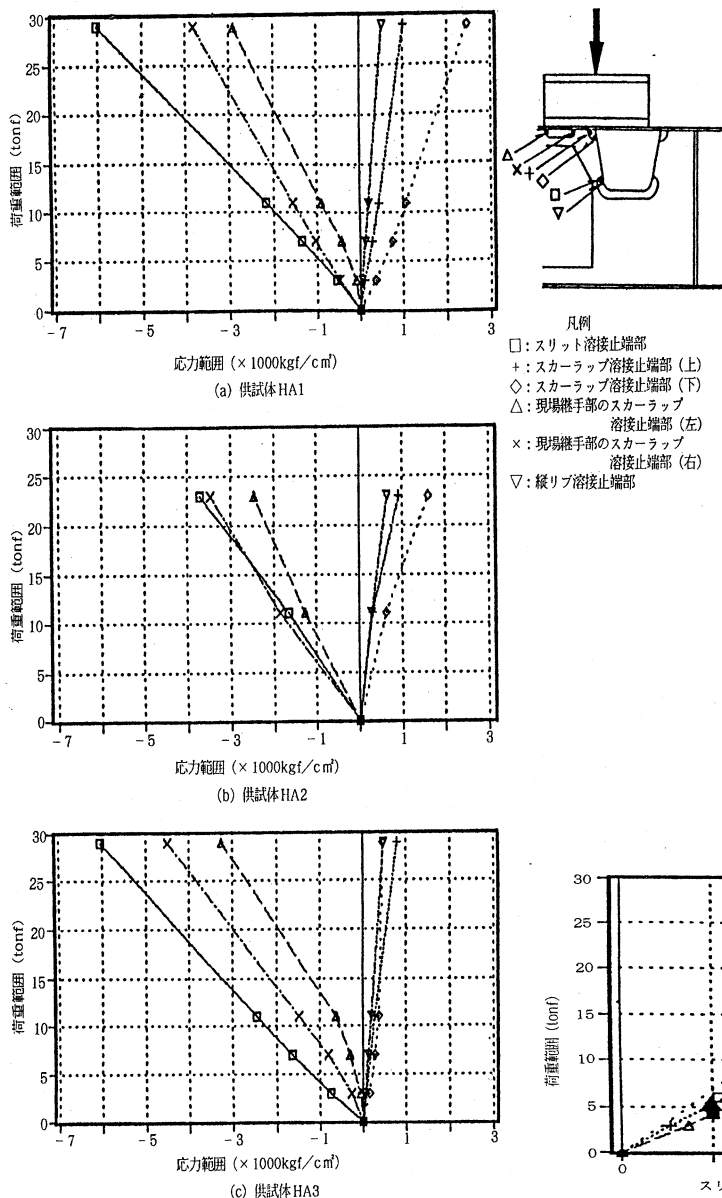


図-10 横リブの各細部構造の応力範囲 (Case-2)
Fig.10 Stress range at the detail structures of lateral beam(Case2)

図-11 スリット溶接止端部の応力範囲 (SLIT4、高力ボルト継手側)
Fig.11 Stress range at the nose of slit weld(on the high-strength bolt side of slit 4)

表-4 SeriesHA, Case2-2の疲労試験結果
Tab.4 Results of fatigue test for Case 2-2, Series HA

供試体	荷重方法	荷重範囲 P (tonf)	繰返し数 (回)	クラック発生位置 ¹⁾	発生位置応力範囲 σ_p (kgf/cm ²) ²⁾			繰返し数 ⁴⁾ (回)
					Case 2-2	Case 1	等価換算値 ³⁾	
HA1	Case 2-2	1.0~30.0	90300	SLIT4、ボルト継手側溶接止端部	6020	3440	4720	297300
			248000	クラックなし	-	-	-	-
HA2	Case 2-2	1.0~24.0	301000	SLIT4、ボルト継手側溶接止端部	3700	3970	3860	683000
			670000	デッキプレート	-	-	-	-
			1750000	クラックなし	-	-	-	-
HA3	Case 2-2	1.0~30.0	10400	SLIT4、ボルト継手側溶接止端部	6040	2940	2720	356470
			73400	RIB4、まわし溶接部	-	-	-	-
			464000	クラックなし	-	-	-	-

注1) クラック発生位置は図-12に示す。

注2) σ_p は、疲労試験前の静的荷重試験で、クラック発生位置で測定していたひずみ範囲を換算した値である。

注3) σ_p の等価換算値は、次式で算出した。

$$\sigma_{p,eq} = \left[\frac{\sigma_{p1}^4 \cdot n_1 + \sigma_{p2}^4 \cdot n_2}{n_1 + n_2} \right]^{\frac{1}{4}}$$

ただし、 σ_p , σ_{p1} , σ_{p2} の等価換算値

σ_{p1} ; Case1, Case2-2それぞれの疲労試験のときの応力範囲

n_1 ; Case1, Case2-2それぞれの疲労試験の繰返し数

なお、このときのS-N線の傾きは文献2)より4とした。

注4) 総繰返し数は、Case1, Case2-2それぞれの疲労試験の繰返し数の和

部 (図中の□印、止端から3mmの位置) に最も大きな応力が生じていることが分かる。

図-11に供試体HA1~3のSLIT4の左側の溶接止端部の実測応力度 (応力範囲) と荷重の関係を示す。図中には参考として、他の調査における試験橋梁等の荷重試験結果^{3) 4) 5)}を示している。この図より、以下のことが分かる。

① スリットの溶接止端部の実測応力度と荷重の傾きは、供試体HA1~3のいずれも同程度であり、ウェブ高の影響は見られない。

② 図-11に示した他の調査結果においても、荷重直下のスリットの溶接止端部には供試体HA1~3の結果と概ね同程度の圧縮応力が生じる傾向が見られる。

4.3 疲労試験結果

(1) クラックの発生状況

表-4にSeriesHA、Case2の疲労試験結果を示す。

図-12に供試体HA1~3のCase2でのクラックの発生状況を示す。

供試体HA1~3のいずれにも、SLIT4の左側（高力ボルト継手側）の溶接止端部にクラックが発生した。これらのクラックはウェブ高に関わらず、溶接ビードに沿わ

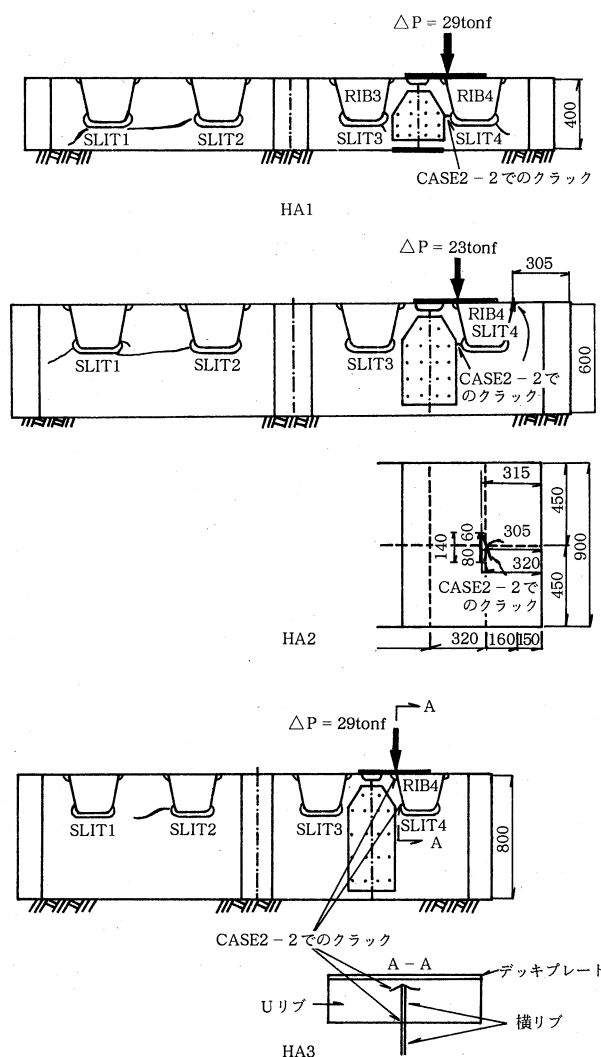


図-12 Series HA、Case2のクラック発生状況
Fig.12 Crack occurred in Case 2, Series HA

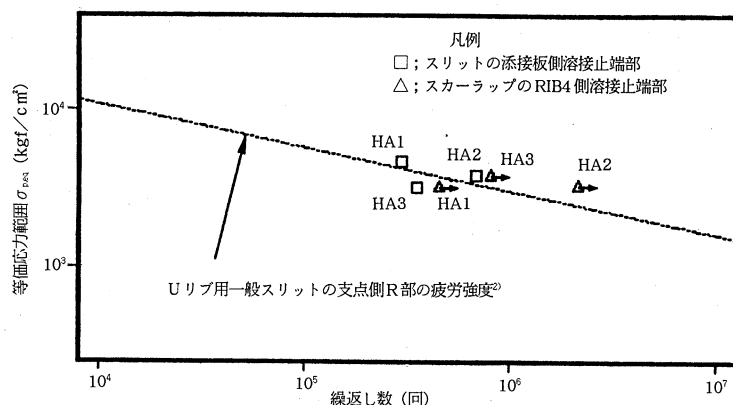


図-13 等価応力範囲 $\sigma_{p,eq}$ で整理したS-N図
Fig.13 S-N diagram based on equivalent stress range, $\sigma_{p,eq}$

ずに、高力ボルト継手側に向かって水平よりやや上向き
の方向に進展していた。その他、供試体HA2では、RIB4
とデッキプレートの溶接部付近（クラック始点の位置は
明確でないが、RIB4の内側の止端から発生しているよう
である）からデッキプレート側に、供試体HA3では、荷
重直下のRIB4と横リブの溶接部の上の廻し溶接部のRIB4
側止端に、それぞれクラックが発生した。

(2) 疲労強度

図-13に供試体HA1~3のSLIT4の左側の溶接止端部
のクラックについて、クラック発生位置付近（止端から
3mmの位置）での等価応力範囲 σ_p , $\sigma_{p,eq}$ で整理したS
-N図を示す。表-4に示したように、 σ_p , $\sigma_{p,eq}$ はCase1
の疲労試験時の繰返し応力を考慮した値であり、横軸
の繰返し数はCase1、Case2それぞれの繰返し数の
和を示す。比較のため、スリットの引張応力域でのR部
のS-N線を示す。この図から、供試体HA3の結果は低
い傾向にあるものの、このスリットの溶接止端部の疲労
強度はスリットR部の疲労強度と概ね同程度であると思
えられる。

また、参考として、クラックは生じていなかったがス
カーラップの右側（RIB4側）の溶接止端部の結果も示し
ている。スカーラップの溶接止端部の疲労強度よりも高
い傾向にある。

5. SeriesHBの疲労試験

5.1 試験方法

図-2に供試体の形状寸法を示す。スリットの形状寸法、
Uリブの断面形状寸法は、SeriesHAの供試体と同様である。

SeriesHBの供試体の材料にはSeriesHAと同じ原板か
ら切り出したものを用いた。その材料引張試験の結果は
表-2に示したとおりである。

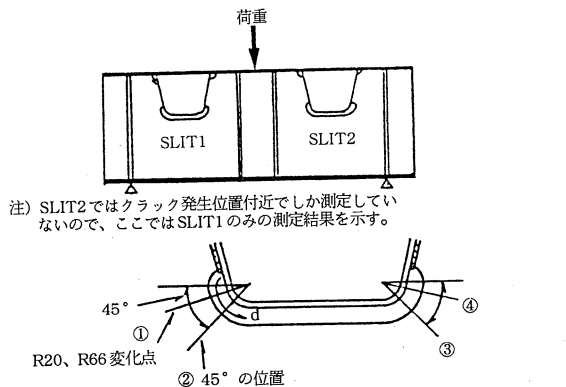
供試体HB1~3について、それぞれ疲労試験を行う前
に静的載荷試験を行った。

5.2 静的挙動

(1) スリット周辺部のひずみ分布

図-14にスリット周辺部のひずみ分布を示す。横軸は
凡例で示すようにスリットのへりに沿って、支
点側の溶接止端部から測定位置までの距離を示
すものである。Uリブ用一般スリットの場合、ウ
ェブ高が変化してもひずみ範囲の分布形状はほ
とんど変化せず、最大値は概ね45°の位置の付
近で生じていた。²⁾ しかし、Uリブ用本四スリ
ットではウェブ高によってひずみ範囲の分布形状
が変化する傾向が見られる。ウェブ高が400mm
の場合（HB1）、ひずみ範囲の最大値は概ね45
°の位置（図-14凡例に示す位置）の付近に生
じていた。

図-15にスリットのR部の実測応力度（応力
範囲の最大値） σ_p 及び溶接止端部（止端から
3mmの位置）の実測応力度（応力範囲） σ_w と



凡例
 実線；最大荷重 P_{max} 載荷時のひずみ
 破線；残留ひずみ (荷重 1tonf 載荷時)
 一点鎖線；ひずみ範囲 (P_{max} 載荷時 - 1tonf 載荷時)

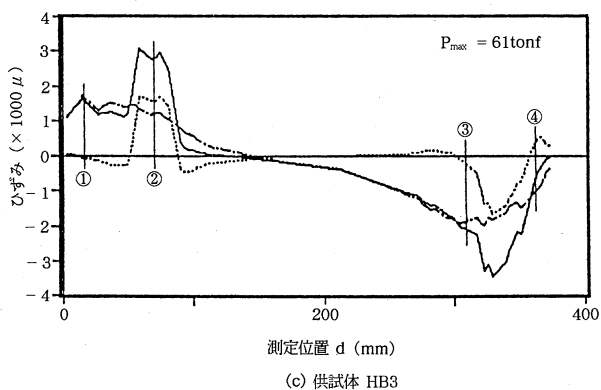
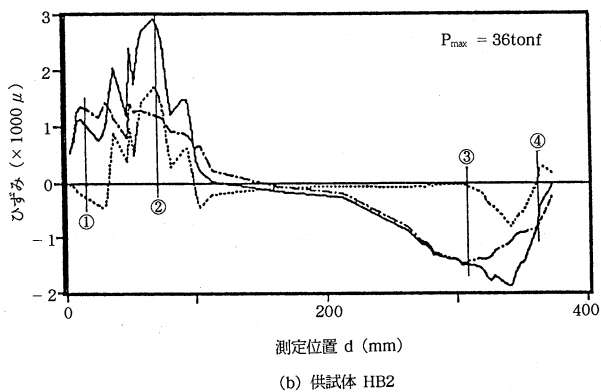
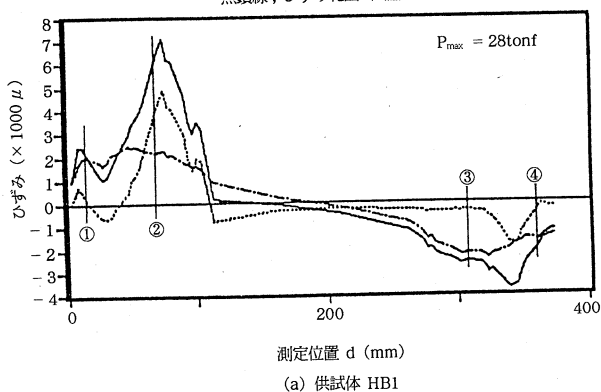


図-14 スリット周辺部のひずみ分布
 Fig.14 Stress distribution around the slit

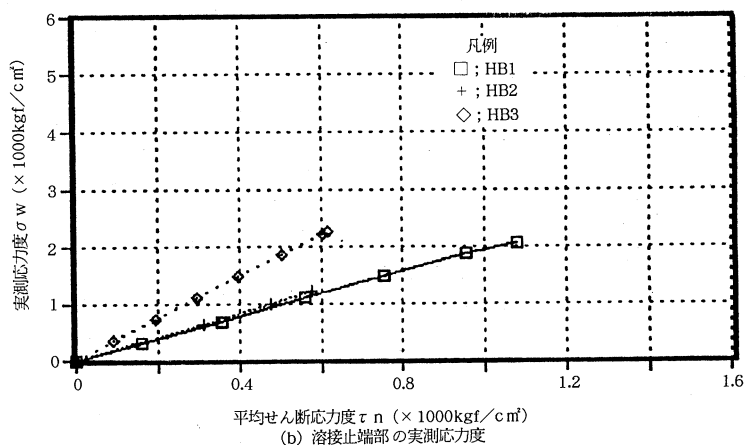
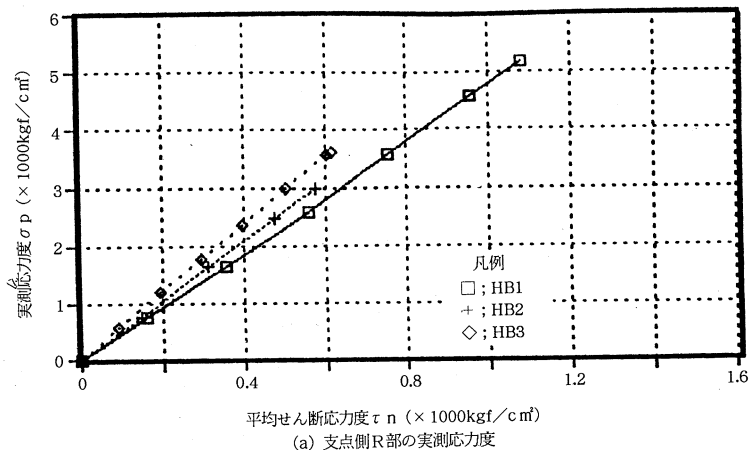


図-15 スリット周辺部の応力度とせん断応力度の関係

Fig.15 Relation between measured stress and mean shear stress around the slit

平均せん断応力度 τ_n の関係を示す。個々の供試体ではその実測応力度 σ_p 、 σ_w と τ_n との間に直線的な関係が見られるが、その傾きはウェブ高によって異なる。

5.3 疲労試験結果

(1) クラックの発生状況

表-5にSeriesHBの疲労試験結果を示す。

図-16に供試体HB1~3のクラック発生状況を示す。

いずれの供試体もスリットR部にクラックが発生した。供試体HB1では、スリットR部のクラックが進展した後、横リブとUリブの溶接部のUリブ側止端にもクラックが発生した。さらに、供試体HB1のスリットR部のクラックは支点付近の下フランジまで進展して、下フランジが破断した。供試体HB1~3において上記以外の他の溶接部などにはクラックが見られなかった。

R20、R66の2種類の半径を有するUリブ用本四スリットの形状では、ウェブ高400mm (HB1) の場合にはスリットのR66の箇所からクラックが発生したが、ウェブ高600、800mm (HB2, HB3) の場合にはスリットのR20の箇所からクラックが発生した。このことは、図-14に示したスリット周辺部のひずみ分布の最大値の生じている位置と概ね一致している。

表－5 SeriseHBの疲労試験結果
Tab.5 Results of fatigue test for Series HB

供試体	荷重範囲 P (tonf)	繰返し数 (回)	クラック発生位置 ¹⁾	発生位置応力範囲 ²⁾ σp (kgf/cm ²)	平均せん断応力 ³⁾ τn (kgf/cm ²)	応力集中度 αp ($\sigma p / \tau n$)
HB1	1.0～28.0	94600	SLIT1、支点側R部 (R66)	5170	1060	4.88
		136000	SLIT2、支点側R部 (R66)	4620	—	4.36
		197000	SLIT2、載荷点側R部 (R66)	5580	—	5.26
		208000	SLIT1、載荷点側溶接止端部	2540	—	2.40
		244000	下フランジ破断	—	—	—
HB2	1.0～36.0	736000	SLIT1、支点側R部 (R20)	2980	566	5.27
		2840000	クラックなし	—	—	—
HB3	1.0～61.0	588000	SLIT2、支点側R部 (R20)	3580	611	5.86
		2540000	クラックなし	—	—	—

注1) クラック発生位置は図-16参照

注2) σp は、疲労試験前の静的載荷試験で、クラック発生位置で測定しておいたひずみ範囲を換算した値である。

注3) τn は、クラックが発生した箇所の断面におけるせん断力(範囲)をスリットの断面欠損部のウェブ断面積で除した値である。

(2) 疲労強度

図-17に供試体HB1～3のスリットR部のクラック発生位置での実測応力度 σp で整理したS-N図を示す。比較のため、Uリブ用一般スリット($\rho/s = 0.23 \sim 0.25$)の場合の支点側R部のS-N線を示す。Uリブ用本四スリットの場合のスリットR部の疲労強度は、Uリブ用一般スリットの場合の結果と概ね同程度である。

図-18に平均せん断応力度 τn で整理したS-N図を

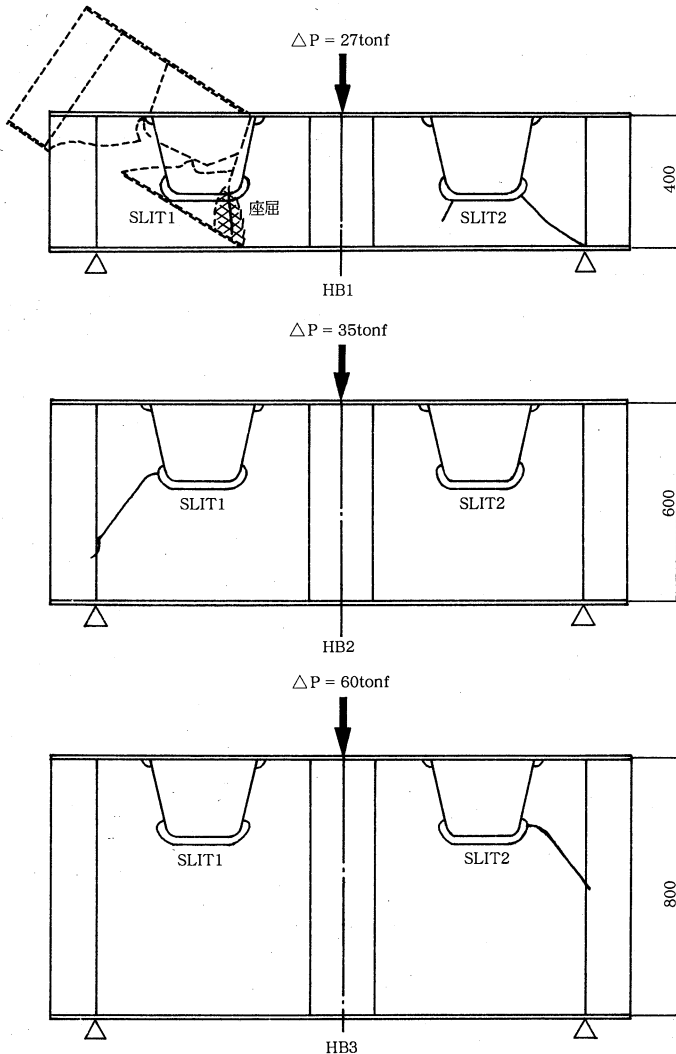


図-16 Series HBのクラック発生状況
Fig.16 Crack occurred in Series HB

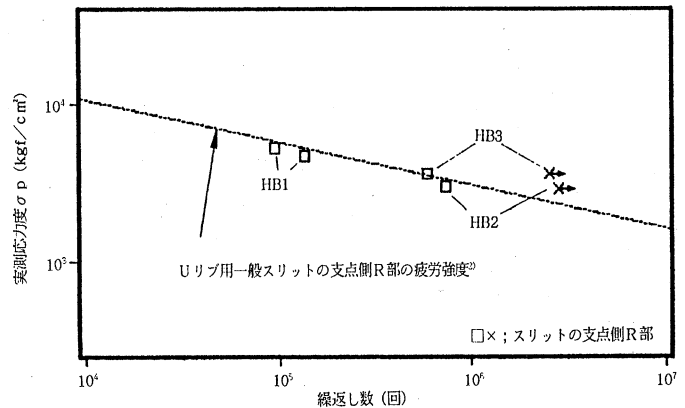


図-17 実測応力度で整理したS-N図
Fig.17 S-N diagram based on measured data of stress

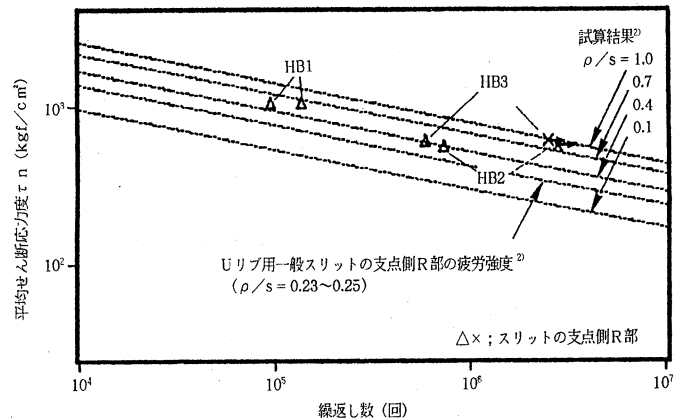


図-18 平均せん断応力度で整理したS-N図
Fig.18 S-N diagram based on mean shear stress

示す。この τn はせん断力をスリットの断面欠損部のウェブ断面積で除した値である。図中には文献2)で試算された一般のスリット形状で $\rho/s=0.1\sim1.0$ の場合の τn で整理したS-N図を示す。Uリブ用本四スリットではウェブ高400mmの場合にUリブ用一般スリットの $\rho/s=0.5\sim0.6$ の時の疲労強度に相当し、ウェブ高600mm、800mmの場合に同 $\rho/s=0.4$ に相当する。これはウェブ高によってスリット周辺部のひずみ分布の最大値の生じている位置(クラックの発生位置)でのスリット形状の半径(R20、R66)が変化するためと考えられる。

6. SeriesHCの疲労試験

6.1 試験方法

図-2に供試体の形状寸法を示す。また、表-1に供試体の種類と数量を示す。数量はウェブ高400、800mmのものがそれぞれ1体ずつ、600mmのものが2体ある。

供試体の材料は全てSS400材である。その材料引張試験の結果を表-2に示す。

6.2 静的挙動

(1) スリット周辺部のひずみ分布

図-19にスリット周辺部のひずみ分布及びスカーラップのひずみを示す。横軸は凡例で示すようにスリットのへりに沿って右側の溶接止端部から測定位置までの距離を示すものである。いずれの供試体でも左右のスリット周辺部のひずみ分布の圧縮、引張が逆転しており、このスリット周辺部の応力集中がウェブのせん断変形に起因するところが多いことが確認される。図-20にHC3のスリットのデッキとの溶接止端部付近のひずみ分布を拡大して示す。供試体HC1~3では止端に応力集中ゲージ(2mmゲージ×単軸5素子)を1枚貼り付けておいた。デッキとの溶接止端部に近づくに従って、ひずみが急激に大きくなっている。この溶接止端部には切り欠きによる応力集中と溶接形状による応力集中が重なって生じているものと考えられる。

これらのひずみ分布のうち、溶接止端部での実測応力度 σ と平均せん断応力度 τn の関係を図-21に示す。(ここの σ 、 τn はいずれも残留応力を除去した応力範囲を示す)。 σ と τn はいずれも直線関係にある。一般的なスリット形状のUリブ用スリットの場合にはウェブ高に関わらず σ と τn の傾きが一致する傾向がみられたが²⁾、開リブ用スリットの場合にはウェブ高によって傾きに差がみられ、ウェブ高が高いほど傾きが大きくなる傾向がみられる。

6.3 疲労試験結果

表-6にHC1~3およびHC2*の疲労試験結果を示す。

図-22にHC1~3のクラックの発生状況を示す。

(1) クラックの発生状況

最初のクラック発生位置は、いずれの供試体もスリットのデッキとの溶接部であった。ただし、HC2*ではSLIT1

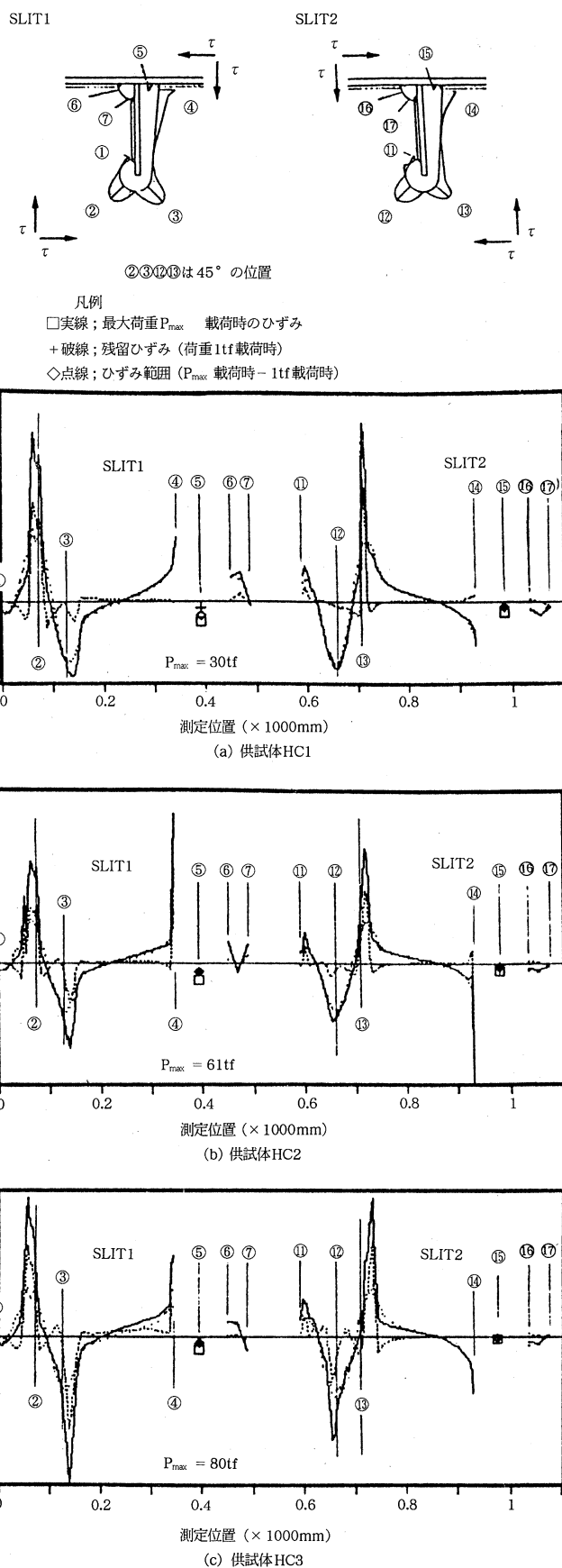


図-19 スリット周辺部のひずみ分布
Fig.19 Strain distribution around the slit

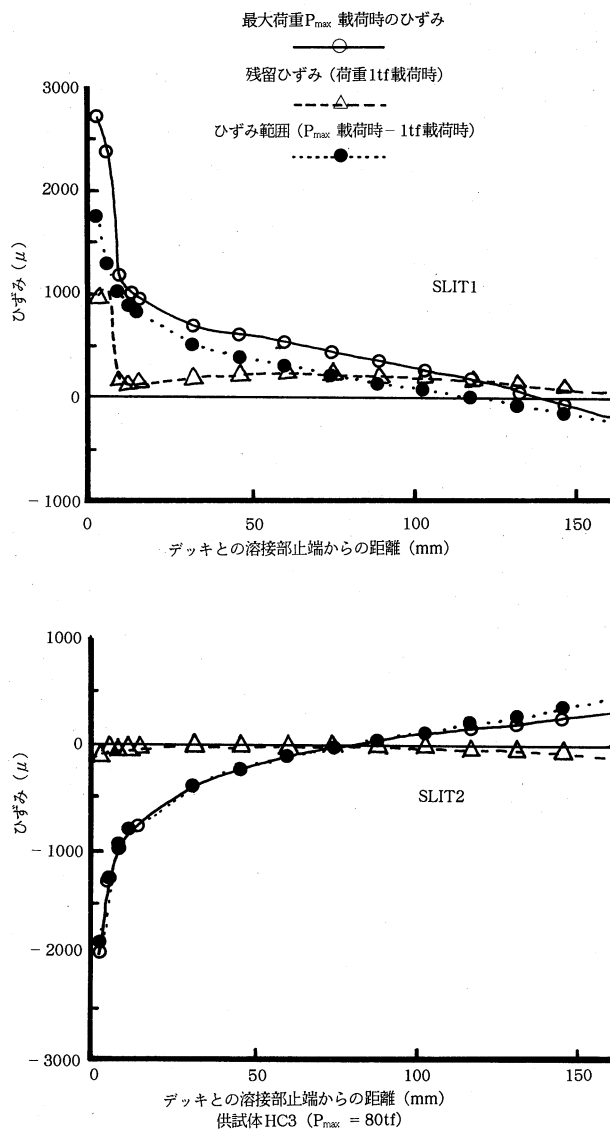


図-20 スリットとデッキとの溶接止端部付近のひずみ分布
注) 溶接止端直近のひずみ測定位置は止端52mmの位置

Fig.20 Stress distribution around the nose of slit weld at the deck plate
Note: stress measured at the point 52mm off the nose of weld

のデッキとの溶接部のみにクラックが発生していたが、HC1~3ではSLIT1、SLIT2双方のデッキの溶接部にクラックが発生しており、HC3の場合にはSLIT2の方が先にクラックが発生していた。なお、HC2のSLIT2では、縦リブとデッキの溶接部（縦リブ側止端）にクラックが発生した後、横リブウェブとデッキとの溶接部にクラックが発生した。

これらのクラック発生後、HC1~3では、スリット周辺

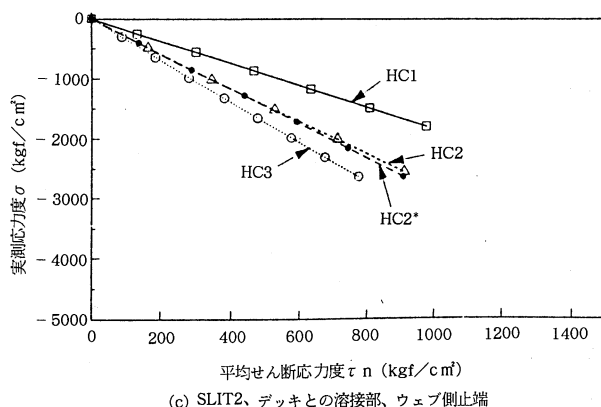
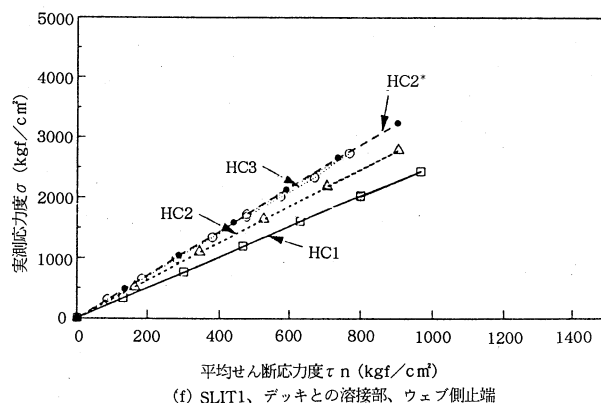


図-21 実測応力度と平均せん断応力度 τ_n の関係
Fig.21 Relation between measured stress and mean shear stress, τ_n

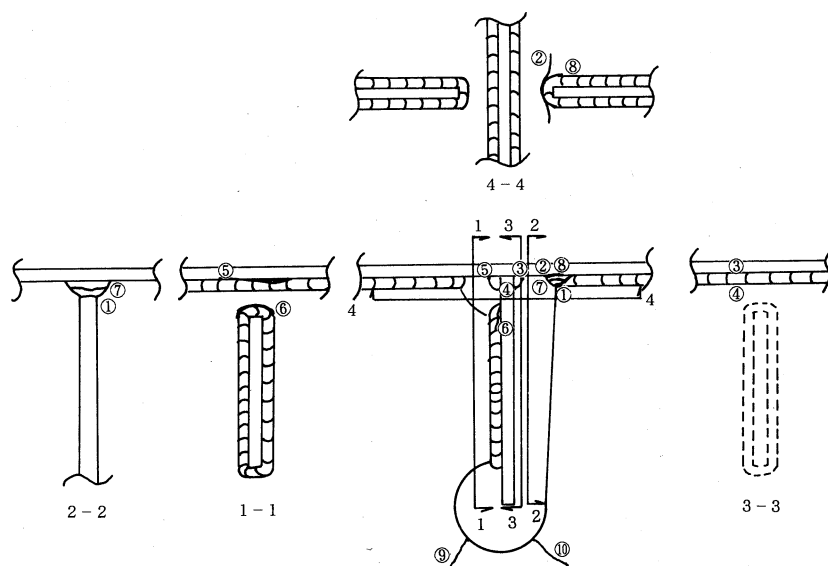


図-22 Series HCのクラック発生状況
Fig.22 Crack occurred in Series HC

表-6 疲労試験結果
Tab.6 Summary of the fatigue test

供試体	荷重範囲 P (tf)	繰返し数 ¹⁾ (回)	クラック発生位置	き裂番号 (図-22)	発生位置の ²⁾ 応力範囲σ (kgf/cm ²)	平均せん断 ³⁾ 応力度τ n (kgf/cm ²)	応力集中度 (σ/τ n)
HC1 H = 400	1.0~25.0	71190	SLIT1, デッキとのまわし溶接部 (ウェブ側止端)	①	2038	799	2.55
		1222103	SLIT2, デッキとのまわし溶接部 (デッキ側止端)	②	- 1487	〃	- 1.86
		(3032500)	SLIT1, 縦リブとデッキの溶接部 (デッキ側止端)	③	-	-	-
		(3032500)	SLIT2, 縦リブとデッキの溶接部 (縦リブ側止端)	④	-	-	-
		(3032500)	載荷点直下、デッキ、ウェブ、補剛桁の溶接部	-	-	-	-
		(4247900)	SLIT2, 縦リブとデッキの溶接部、縦リブ貫通	⑤	-	-	-
		(4858300)	SCALLOP1, 縦リブとウェブの溶接部 (縦リブ側止端)	⑥	-	-	-
		5500000	疲労試験終了、他の箇所にクラックなし	-	-	-	-
HC2 H = 600	1.0~48.0	25847	SLIT1, デッキとのまわし溶接部 (ウェブ側止端)	①	2207	708	3.12
		1373716	SLIT2, 縦リブとデッキの溶接部 (縦リブ側止端)	④	- 2031	〃	- 2.87
		(2358600)	載荷点直下、デッキ、ウェブの溶接部	-	-	-	-
		(2358600)	載荷点直下、デッキ、ウェブ、補剛桁の溶接部	-	-	-	-
		(3173400)	載荷点直下、デッキ、ウェブ、補剛桁の溶接部	-	-	-	-
		(3356100)	SLIT2, デッキとのまわし溶接部 (ルート部)	⑦	-	-	-
		3356100	疲労試験終了、他の箇所にクラックなし	-	-	-	-
HC3 H = 800	1.0~50.0	63839	SLIT2, デッキとのまわし溶接部 (ウェブ側止端)	①	- 1644	477	- 3.45
		493719	SLIT1, デッキとのまわし溶接部 (ウェブ側止端)	①	1687	〃	3.54
		493719	SLIT1, デッキとのまわし溶接部 (デッキ側止端)	⑧	-	-	-
		(1998000)	SLIT1, 縦リブとデッキの溶接部 (縦リブ側止端)	④	-	-	-
		(1998000)	載荷点直下、デッキ、補剛材のまわし溶接部	-	-	-	-
		(1998000)	載荷点直下、デッキ、ウェブの溶接部	-	-	-	-
		(6443300)	SLIT2, 縦リブとデッキの溶接部 (デッキ側止端)	③	-	-	-
		8184300	支点部、デッキ、ウェブ、補剛桁の溶接部	-	-	-	-
		8184300	疲労試験終了、他の箇所にクラックなし	-	-	-	-
HC2* H = 600	1.0~61.0	7000	SLIT1, デッキとのまわし溶接部 (ウェブ側止端)	①	3230	903	3.58
		268000	SLIT1, 支点側R部	⑨	3700 (4200)	〃	4.10 (4.65)
		624000	SLIT1, 載荷点側R部	⑩	4110 (6300)	〃	4.55 (6.98)
		987000	疲労試験終了、他の箇所にクラックなし	-	-	-	-

注1) 応力頻度測定結果により測定した回数を示す。

ただし、() 内の回数はクラック発生位置付近で応力頻度測定を行っていないので、目視で確認した時の回数を示す。

注2) σ は、疲労試験前の静的載荷試験で、クラック発生位置 (溶接部の場合は止端から5mmの位置) で測定したひずみ範囲を換算した値である。

なお、HC2*の() 内の数値は繰返し数7000回以降の応力範囲を示す。

注3) τ_n は、クラックが発生した箇所の断面におけるせん断力 (範囲) をスリットの断面欠損部のウェブ断面積で除した値である。

部の縦リブとデッキの溶接部やスカーラップ周辺部の縦リブと横リブウェブの溶接部などにクラックが発生するとともに、荷重集中点である載荷点 (HC1~HC3) や支点 (HC3のみ) 付近の溶接部にもクラックが生じていた。これらのクラックはHC2*では見られなかった。一方、HC2*ではSLIT1のデッキとの廻し溶接部のクラックが発生した後、さらにSLIT1のR部にもクラックが発生したが、HC1~3ではいずれもスリットR部にクラックが見られなかった。

(2) 疲労強度

1) デッキとの溶接部

図-23にHC1~3およびHC2*のスリットのデッキとの溶接部のS-N線図を示す。縦軸は止端から5mmで測定した応力範囲とした。黒塗りの記号はSLIT1に生じたクラックの結果 (着目点は引張応力域) を示しており、白ぬきの記号はSLIT2に生じたクラックの結果 (着目点は圧縮応力域) を示している。また比較のため、母材の疲労強度 (Uリブ用スリットR部の引張応力域の疲労強度、文献2) の試験結果の回帰線、実測応力度で整理) と、前面隅肉溶接継手の疲労強度 (文献6) のSM41、SM50、

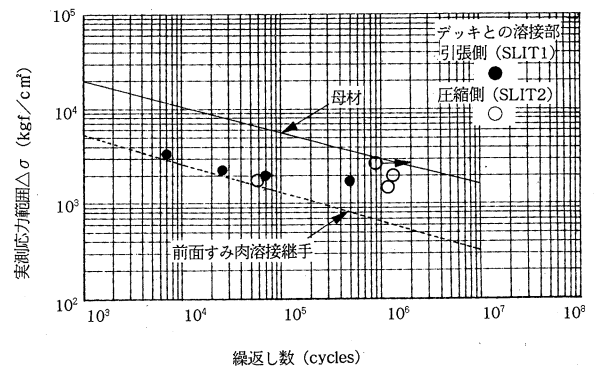


図-23 スリットのデッキとのまわし溶接部のS-N図
Fig.23 S-N diagram for U-corner weld between the slit and the deck plate

SM50Yの試験結果の回帰曲線、計算応力度で整理) を示す。母材の材料強度は、ガス切断縁をもつ母材帯板の疲労試験結果に概ね一致している。²⁾

スリットのデッキとの溶接止端部の疲労強度は、応力範囲が比較的高い場合には前面隅肉溶接継手の疲労強度と概ね一致しているが、応力範囲が低くなるに従って寿

命は前面隅肉溶接継手の疲労強度よりも伸びる傾向にある。ただし、いずれも母材の引張応力域の疲労強度よりは低い。また、圧縮応力域の場合は引張応力域に比べて疲労強度が特に高いとは必ずしも言えない。

2) 平均せん断応力度 τ_n で整理した S-N 図

図-24にHC1~3、HC2*のスリットのデッキとの溶接部およびスリットR部(引張応力域)それぞれについて、スリットの断面欠損を考慮した平均せん断応力度(計算値)で整理したS-N図を示す。比較のため、図中には文献2)で試算された一般的なスリット形状のUリブ用スリットR部(引張応力域)の $\rho/s = 0.1 \sim 1.0$ の場合のS-N線を示す。

これらの図より、開リブ用スリットを有する横リブが面内曲げを受ける場合、スリットのデッキとの溶接部の疲労強度はスリットR部の疲労強度よりも低く、Uリブ用スリットR部の $\rho/s = 0.1$ のS-N線に概ね相当することが理解できる。

7. まとめ

調査試験により、以下の結論が得られた。

① 横リブに面内曲げが作用すると横リブウェブにおけるスカーラップやスリットなどの切欠き周辺部に応力集中が生じる。面内曲げの疲労試験では、最初に、切欠き周辺部の応力集中による最大引張応力が生じる位置付近にクラックが生じた。圧縮応力側にもクラックが生じる場合があるが、クラックの発生及び進展は、引張応力側の方が圧縮応力側よりも早い傾向にある。Uリブ用スリットの場合、引張応力側のスリットR部(曲線部)に最も早くクラックが生じる。このスリットR部のクラックは下フランジまで進展することがある。また、開リブ用スリットの場合、最初にデッキとの溶接止端部にクラックが生じる。

以上の切欠きのR部や溶接止端部の応力集中は、面内曲げに伴うウェブのせん断変形に起因すると考えられ、その応力集中の程度や疲労強度は、切り欠きの形状とせん断応力度に依存する傾向がある。設計では以下の点に配慮する必要がある。

ウェブの切り欠きの形状について工夫する場合、一般には孔の形状全体をできるだけ円に近付けることが望ましく、Uリブ用スリットのような形状の場合には角のR部の半径をできるだけ大きくすることが望ましい。また、切欠き周辺部の応力集中による最大応力度が生じる位置に溶接止端部を近付けないことが望ましい。

しかし、切欠き周辺部に生じる応力集中率を切欠き形状の工夫で低減させるには限界があるので、ウェブ高を大きくすることなどによって横リブウェブに作用するせん断応力度をある程度以下に抑える必要がある。本調査

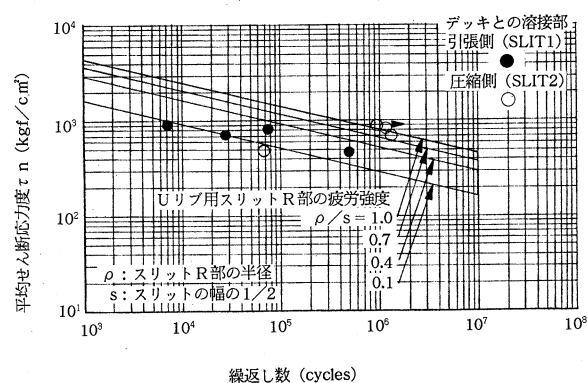


図-24 τ_n で整理したスリットのデッキとのまわし溶接部のS-N図
Fig.24 S-N diagram based on τ_n for U-corner weld between the slit and the deck plate

試験においては、本四のスリット形状のUリブ用スリットの場合および片面溶接型の開リブ用スリットの場合について、平均せん断応力度と疲労寿命の関係(S-N線)を把握するための基礎データを得ることが出来た。今後、その疲労に対する許容せん断応力度を明確にする必要がある。

② スリットにおける横リブとUリブの溶接止端部には、その直上に荷重が載荷される場合に比較的大きな圧縮応力が生じる。面内局部圧縮の疲労試験ではその箇所にクラックがみられた。その圧縮応力度および疲労強度は載荷荷重に依存することが明らかであるが、スリット形状などのディテールの影響も受けるものと考えられる。

②の結果から、①で述べた面内曲げが作用する場合以外に、面内局部圧縮や面外曲げが作用する場合に対しても横リブウェブの細部構造の疲労強度を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 岩崎雅紀、名取暢、深沢誠、寺田博昌；鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策、横河橋梁技報、No.18, 1989.1
- 2) 藤原稔、村越潤、田中良樹；鋼床版横リブのスリット周辺部の疲労強度、構造工学論文集、Vol.37A,平成3年3月、pp1151~1162
- 3) 藤原稔、西川和廣、滝沢晃、小田訓男；鋼床版横リブの静的載荷試験及び疲労試験、土木研究所資料第2643号、1988.7
- 4) H橋の応力頻度測定結果、土木研究所橋梁研究室調べ
- 5) 藤原稔、西川和廣、滝沢晃、小田訓男；鋼床版試験橋の静的載荷試験、土木研究所資料第2534号、昭和63年1月
- 6) 国広哲男、藤原稔、武田亘弘；鋼床版隅肉溶接部の疲労試験結果、土木技術資料、1974.2,pp40~44

明石海峡大橋 2P、3P 気中コンクリート工事

The Construction of Akashi Kaikyo Bridge Tower Foundations -Concrete work for the top slab-

第二管理局 交通技術課長 岡田 凌太^{*}
(前) 垂水工事事務所 第三工事長

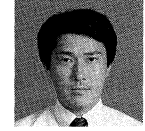
Ryota Okada

鳴門管理事務所 維持計画課長代理 上田 忠夫^{**}
(前) 垂水工事事務所 第三工事長代理

Tadao Ueda

第一建設局 設計課長代理 那須 清吾^{***}

Seigo Nasu



概要

明石海峡大橋 2P、3P 主塔基礎は厳しい自然条件の下、数多くの技術的課題に取り組み、これらを克服し無事完成することができた。

気中コンクリート部は、上部工から受ける反力をさらに下部の水中コンクリート部へ、そして支持地盤へと伝える重要な構造部分である。この気中コンクリート部の施工では、低発熱セメントを採用したこと、型わくにポリマーを含浸したプレキャストコンクリートパネル(PIC版)を採用したこと等のように、コンクリートの温度ひびわれ、中性化等の耐久性の問題に対処策を立てた。

本報文では、これらのことを含めて、気中コンクリート工事全体の概要をとりまとめた。

The Akashi Kaikyo Bridge tower foundations were constructed without any failure, by overcoming many technical problems under harsh natural conditions.

For the massive concrete structure (top slab) on top of the foundation (caisson), which is to bear an enormous force of superstructure, low-heat cement was adopted to prevent thermal cracking. Polymar Impregnated Concrete panel was also adopted to protect the concrete from neutralization, chloride damage, and aging.

This paper outlines the overall work of concreting.

1. まえがき

明石海峡大橋主塔基礎は昭和63年5月現地工事に着手して以来、工事は順調に進捗し、神戸側主塔基礎(2P)では平成3年12月に、淡路側主塔基礎(3P)では平成4年3月に最終コンクリートの打設を完了した。工事は海底掘削、鋼ケーソン設置、洗掘防止工、水中不分離性コンクリート工事、気中コンクリート工事と進め、この内、気中コンクリート工事は、2Pが約89,000 m³、3Pが約84,000 m³のコンクリート打設量で、約1年の期間を要した。

気中コンクリート工事では、①マスコンクリートとなることから、セメントの水和熱に起因する温度ひびわれを抑制するために、新たに開発した低発熱セメントを使用したこと、②耐久性向上を主目的として、外周型わくにポリマーを含浸したプレキャストコンクリートパネルを使用したこと、③コンクリート天端を樹脂モルタルにより保護したこと等の技術的特徴を有する。

本報文は、2P、3P 主塔基礎の気中コンクリート工事の施工実績について報告するものである。

2. 施工概要

主塔基礎寸法は2Pで直径80m、高さ70m、3Pで直径78m、高さ67mである(図-1)。主塔基礎の施工は、最

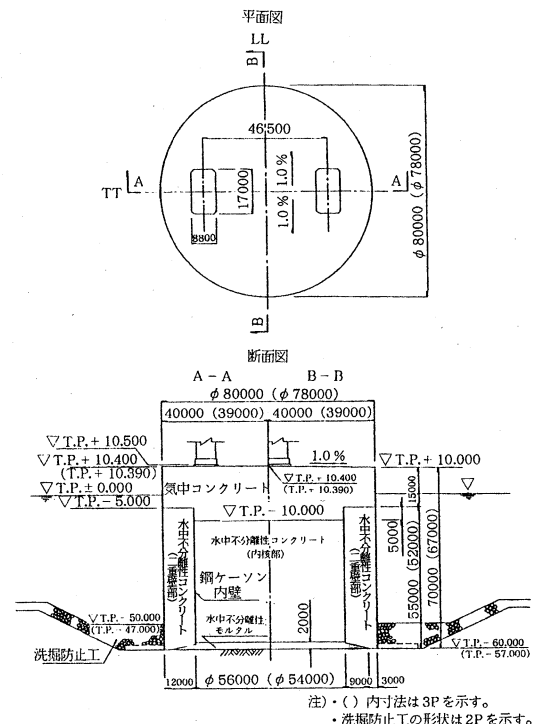


図-1 主塔基礎一般図

Fig.1 General plan of tower foundations

大潮流速4m/sec、最大水深60mの厳しい条件下で海底を支持地盤まで掘削した後、型わくとなる鋼ケーソンを設置し、その内部にコンクリートを打設して構築する設

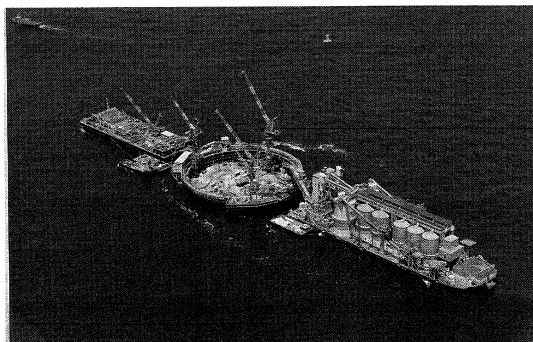


写真-1 工事現場全景 (3P)

Photo.1 Construction site of 3P foundation

表-1 施工数量

Tab.1 Bill of quantity of construction

工事	項目		2P	3P
水中不分離性 コンクリート工事	水中不分離性モルタル コンクリート	内核部 (m ²)	8,200	7,500
		内核部 (m ²)	117,700	102,400
		二重壁部 (m ²)	139,600	127,700
気中 コンクリート工事	気中コンクリート	L-7 (m ²)	86,500	81,900
		L-8 (m ²)	2,600	2,500
	外周型わく (PIC版) (m ²)		1,290	1,230
	鉄筋 (D22-D51) (ton)		5,610	5,370
	主塔アンカーフレーム据付 (基)		2	2
	天端保護工 (樹脂モルタル t=15mm) (m ²)		3,810	3,550

置ケーソン工法を採用した。

鋼ケーソンは内壁により内核部と二重壁部に仕切られており、鋼ケーソン内部に打設するコンクリートは、水中不分離性コンクリートが内核部でT.P.-10mまで、二重壁部でT.P.-5mまでであり、気中コンクリートはその上部でT.P.+10mまでの鉄筋コンクリートである。なお、型わくとなる鋼ケーソンの天端はT.P.+5mであり、T.P.+5mから+10mまでの気中コンクリートは、ポリマーを含浸したプレキャストコンクリートパネル（以下、PIC版と記す）型わくを外周に設置して打設した。

気中コンクリートの打設は、水中不分離性コンクリート工事で使用したコンクリートプラント台船、水資材台船を引き続き使用することとし、鋼ケーソン両側に常時係留し、これらと鋼ケーソン上の打設設備により施工した（写真-1）。

気中コンクリート工事の内容はコンクリート工の他、鉄筋工、型わく工、主塔アンカーフレーム据付、天端保護工等であり、それらの施工数量を表-1に示す。

3. コンクリート工

3.1 要求品質および配合

(1) 要求品質

本主塔基礎は巨大な鉄筋コンクリート構造物で、かつ、海洋環境下に構築されるため、耐久性の観点からも使用するコンクリートは従来以上に高品質のものが要求された。特に、セメントの水和熱に起因する温度ひびわれの抑制は重要な課題の1つであった。これらの点をふまえて決定された気中コンクリートの要求品質を表-2に示す。

なお、L-8コンクリートは主塔直下のブロック1mに打設されるコンクリートであり、L-7コンクリートに比べ高強度のものが要求された。

(2) 使用材料

1) セメント

セメントは上記要求品質を満足するため、本工事のために開発した低発熱セメントを使用した。この低発熱セメントはポルトランドセメントをベースとして、高炉スラグ微粉末あるいはフライアッシュを多量に混合したものであり、2Pでは三成分系、3Pでは二成分系（高炉スラグ微粉末混合）セメントを使用した。表-3に2P、3Pで使用した低発熱セメントの品質を示す。

2) 骨材

粗骨材は最大寸法40mmの砕石であり、2Pでは赤穂産、3Pでは家島産を使用した。細骨材は海砂であり、2Pでは香川産細砂（FM2.0程度）と愛媛産粗砂（FM3.0程度）の2種類の砂を混ぜ合わせて使用し、3Pでは香川産の1種類の砂（FM2.8程度）を使用した。

また、2P、3Pとも、細骨材の粒度調整およびコンクリートのブリージングの低減のために石粉を使用した。この石粉はセメントとプレミックスして現場に搬入した。

表-2 気中コンクリートの要求品質

Tab.2 Quality requirement of the concrete

コンクリートの種別	L-7	L-8
設計基準強度	f'ck (91) = 240kgf/cm ²	f'ck (28) = 240kgf/cm ² f'ck (91) = 300kgf/cm ²
ベーススランプ	5 ± 1.5cm	5 ± 1.5cm
流動化後スランプ	8 ± 2.5cm	11 ± 2.5cm
空気量	4 ± 1%	4 ± 1%
ブリージング率	5%以下	5%以下
打設温度	20℃以下	20℃以下
断熱温度上昇量	25℃以下	33℃以下

表-3 低発熱セメントの品質

Tab.3 Quality of low-heat cement

項目	2P	3P
比重	2.82	3.00
比表面積 (cm ² /g)	4,860	4,060
凝結 (時 - 分)	始 発	5 - 07
	終 結	7 - 42
安定性		良
圧縮強度 (kgf/cm ²)	3日	62
	7日	129
	28日	280
	91日	408
化学成分 (%)	強熱減量	0.6
	不溶残分	14.6
	酸化カルシウム	41.5
	酸化マグネシウム	2.8
	三酸化硫黄	1.3
水和熱 (cal/g)	全アルカリ量	0.50
	7日	37.9
	28日	45.2
	91日	57.3
成分の 混合比率 (%)	ポルトランドセメント	32
	高炉スラグ微粉末	48
	フライアッシュ	20

表-4 示方配合
Tab.4 Specified mix of concrete

基礎	種別	細骨材率 s/a (%)	水セメント 比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)								混和材	
				水 (W)	セメント (C)	細骨材 (S)		石粉	粗骨材 (G)			高性能 AE 減水剤	空気量 調整剤
						粗砂	細砂		4020	2013	1305		
2P	L-7	41.0	53.5	139	260	359	359	50	569	284	292	1.4 %	7A
	L-8	46.4	43.0	150	323	351	351	62	-	522	520	1.2 %	5.5A
3P	L-7	40.0	51.5	134	260	719		75	586	293	293	1.5 %	4A
	L-8	43.0	46.9	150	320	681		92	-	527	528	1.6 %	6A

注) 高性能AE減水剤; ×セメント量%
空気量調整剤; セメント1kgに対し1%希釈液3mlを1Aとする。

なお、L-8コンクリートは主塔を設置する前に研磨するため、粗骨材の最大寸法を20mmとした。

(3) 混和剤

混和剤は、ワーカビリティの向上および単位セメント量の減少等の目的で、高性能AE減水剤および空気量調整剤を使用した。

(3) 示方配合

示方配合はセメントの種類、細骨材の粒度、石粉の量の違いにより、2Pと3Pで若干異なっている。表-4に2P、3Pの示方配合を示す。

3.2 コンクリート打設

(1) ブロック割およびリフト割

気中コンクリートの打設は内核部 (T.P. - 10m ~ - 5m)

と一般部 (T.P. - 5m ~ + 10m) に分けられ、それぞれにおけるブロック割およびリフト割は、事前の温度応力解析結果等に基づき決定した。内核部では平面を4ブロックに分割し、リフト高さを0.5m~1.0mとし、一般部では平面を7ブロックに分割し、リフト高さを0.5m~1.5mとした。図-2にブロック割およびリフト割図を示す。

(2) 打設実績

2P、3P気中コンクリートの打設実績を表-5に示す。打設順序は図-2に示したブロックにおいて、内核部ではA、Bブロックを、一般部ではK、I、Fブロックを先行して打設した。

(3) 打設方法

気中コンクリートは、水中不分離性コンクリート工事で使用したコンクリートプラント台船、水資材台船およ

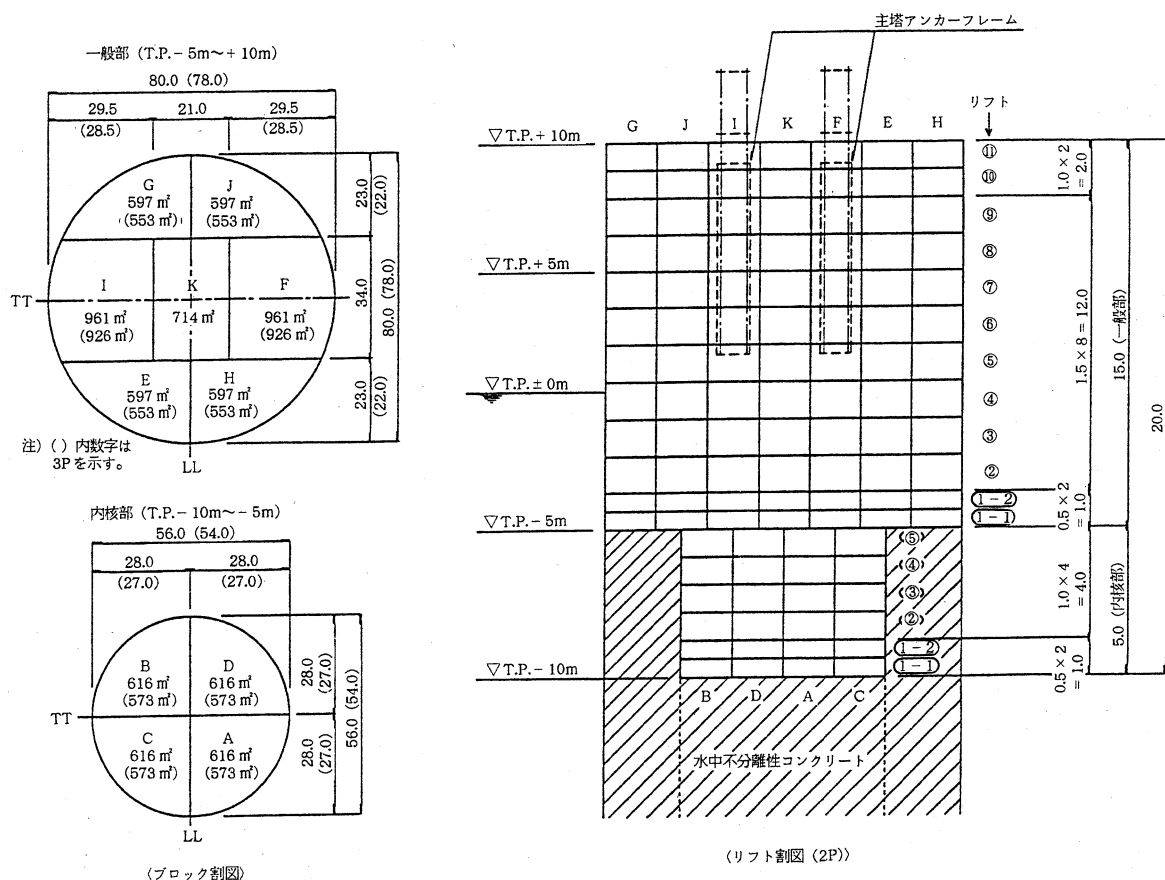


図-2 ブロック割およびリフト割図
Fig.2 Casting division for concrete work

表-5 打設実績
Tab.5 Construction record

項 目	2P	3P
打設回数(回)	108	122
日最大打設量(m ³ /日)	1,440	1,390
時間当たり平均打設量(m ³ /hr)	120	100
総打設量(m ³)	89,100	84,400
打設開始日	平成2年12月24日	平成3年2月22日
打設完了日	平成3年12月4日	平成4年3月9日

びコンクリート圧送設備を引き続き使用し、各ブロック内でのコンクリートの分配は、瀬戸大橋で実績のあるディストリビュータを使用して打設した(写真-2)。

ディストリビュータは、1回あたりの打設量および打設面積に応じ、2Pでは最大巡回半径9mのものを3~6台、3Pでは最大巡回半径14mのものを2~4台使用した。なお、アンカーフレーム内等のディストリビュータで施工しにくい箇所においては、落し管あるいはシュートを併用して打設の効率化を図った。

コンクリートの打継ぎ面は、コンクリート打設直後に遅延剤を散布して、翌日ウォータージェットによりレイタンスを除去(グリーンカット)した。また、次リフトの新コンクリートを打継ぐ直前に、打設面の付着をよくするためにモルタルを敷きならした。

3.3 温度ひびわれ対策

温度ひびわれを抑制するには、打設したコンクリートの最高温度を抑えることが最も有効である。これを実施するために、低発熱セメントを使用してコンクリートの温度上昇量を小さくする(断熱温度上昇量L-7: 25℃以下)とともに、プレクーリングを実施してコンクリートの打設温度が20℃以下となるようにした。

2Pのプレクーリングの方法は、冷水と氷(フレクアイス)によるものであり、その氷の使用量は最大で混練水量の約60%であった。その効果については、プレクーリング練上がり温度と、材料温度をもとに計算した自然練上がり温度との比較の結果、最大約13℃の温度低減となった。

3Pのプレクーリングの方法は、冷水とサンドスタビライザー(表面水率安定化装置)による細骨材冷却(冷砂)、および粗骨材槽への冷水散布による粗骨材冷却(冷骨)に

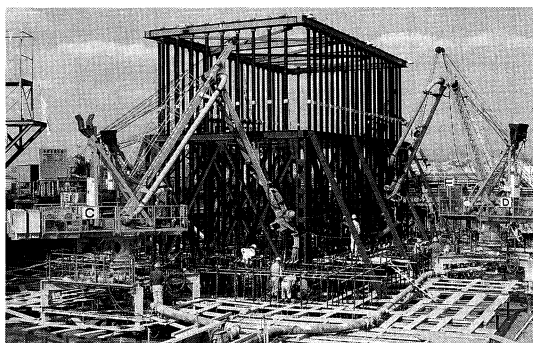


写真-2 空中コンクリートの打設(3P)
Photo.2 Concrete work at 3P foundation

よるものである。冷砂はサンドスタビライザーに冷水を細骨材重量の最大40%散水、冷骨は冷水を50m³/hで12~24時間散布した。その効果については、2Pと同様に最大約11℃の温度低減となった。

なお、打設したコンクリート表面の養生は、湛水および散水養生を行い、乾燥収縮を防止するとともに、コンクリート内部に埋込んだ温度計による温度測定データを参考にして、養生期間等を管理して表面付近の温度勾配を小さくするよう努めた。

3.4 コンクリートの品質管理

コンクリートの品質はすべて打設管先端で管理した。ただし、コンクリートプラントから打設管先端までのコンクリート圧送延長が長い場合、圧送によるスランプおよび空気量のロス等を考慮して、コンクリートプラントでの練上がり時の品質も併せて管理し、その時のスランプ、空気量の管理値は規格値の高めの値とした。

コンクリート温度については、打設管内の摩擦熱、打設管への太陽の輻射熱、および鋼ケーソン上のアジテータ内での外気との接触等の影響を受け、練上がり時から打設までの間に温度が上昇する。したがって、この影響を考慮して打設温度が20℃以下となるようプレクーリング量を定め、コンクリートの温度管理を行った。

表-6にコンクリートの品質管理試験結果を月別平均で示し、表-7に練上がり時から打設までの間のスランプ、空気量のロス量およびコンクリート温度上昇量を示す。

打設したコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度を十分満足するものであった。

表-7 練上がり時から打設までの間のスランプ・空気量のロス量、およびコンクリート温度上昇量(L-7)

項 目		2P	3P
スランプロス量(平均)		3.6cm	2.3cm
空気量ロス量(平均)		1.3%	0.6%
コンクリート 温度上昇量	平均	2.8℃	2.7℃
	最大	7.0℃	6.5℃

3.5 コンクリート温度測定結果

コンクリート内部に数多くの温度計を埋込み、打設後のコンクリートの温度履歴を測定した。図-3に打設後のコンクリートの内部の温度履歴の一例を示す。

ピーク時の温度は最大で40℃程度であり、温度上昇量は20℃程度以下と低い値になっており、良好な結果が得られた。これにより、低発熱セメントの使用およびプレクーリングの実施によって、最高温度を抑えることができたことが確認できた。

4. 鉄筋工

鉄筋は、設計段階で地盤を含めた基礎全体モデルでFEM解析を行い、その結果得られた引張応力に対し、最大引

表-6 コンクリート品質管理試験結果
Tab.6 Result of the quality control tests

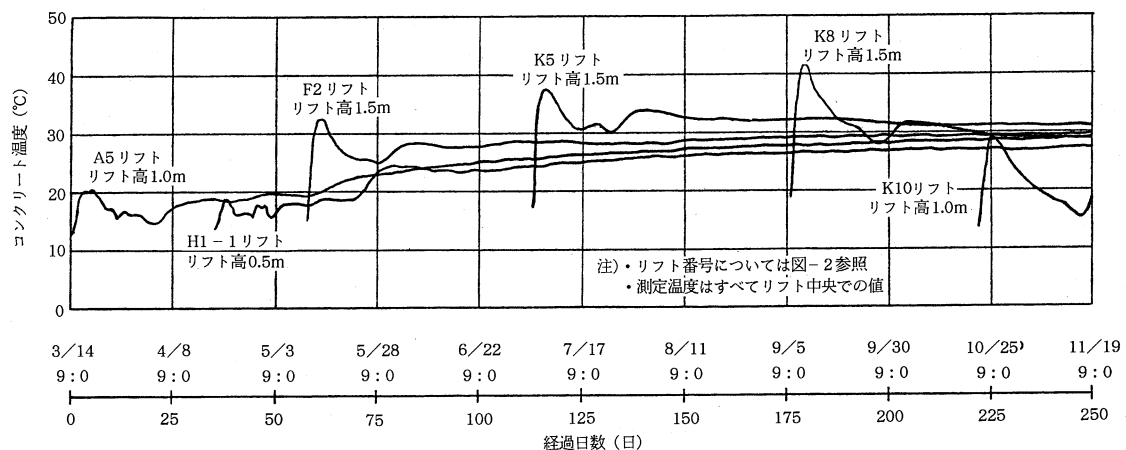
基礎	種別	年月	打設量 m ³	累計量 m ³	圧縮強度 (kgf/cm ²)			スランブ (cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度 (°C)	気温 (°C)	ブレイキング
					σ_7	σ_{28}	σ_{91}					
2P	L7	H.2.12	308	308	204	268	343	7.3	3.8	13.0	10.0	
		H.3.1	1,540	1,848	187	281	340	8.8	3.7	12.4	9.0	
		H.3.2	4,925	6,773	168	259	318	9.0	3.9	11.1	8.7	
		H.3.3	5,665	12,438	181	271	323	8.0	3.7	12.4	14.4	
		H.3.4	4,297	16,735	186	270	321	8.5	3.5	15.6	22.3	冷水
		H.3.5	12,099	28,834	186	264	311	8.3	3.9	16.1	20.8	冷水+氷 (20~30%)
		H.3.6	10,201	39,035	187	261	320	8.3	4.1	18.0	23.9	冷水+氷 (30~45%)
		H.3.7	10,465	49,500	179	256	309	8.0	3.6	18.6	27.1	冷水+氷 (40~55%)
		H.3.8	10,100	59,600	172	256	306	8.5	3.7	18.5	29.0	冷水+氷 (45~55%)
		H.3.9	10,400	70,000	169	255	310	8.0	3.6	18.1	28.2	冷水+氷 (55~60%)
		H.3.10	9,940	79,940	177	264	312	7.4	3.6	14.4	23.3	冷水+氷 (40~55%)
		H.3.11	5,251	85,191	178	260	309	8.1	3.5	10.4	19.3	冷水+氷 (40~50%)
		H.3.12	1,310	86,501	172	262	308	8.8	3.9	7.7	17.2	冷水+氷 (45%)
		平均	6,654		181.3	261.5	313.8	8.2	3.7	14.3	19.5	
	L8	H.3.12	2,581	2,581	222.4	309.7	380.1	10.5	4.1	7.4	15.3	冷水+氷 (40~50%)

基礎	種別	年月	打設量 m ³	累計量 m ³	圧縮強度 (kgf/cm ²)			スランブ (cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度 (°C)	気温 (°C)	ブレイキング
					σ_7	σ_{28}	σ_{91}					
3P	L7	H.3.2	572	572	233	329	383	8.0	3.9	12.2	12.5	
		H.3.3	2,576	3,148	222	319	372	8.1	3.6	13.9	12.4	
		H.3.4	6,585	9,733	219	314	358	8.7	3.9	16.2	18.7	冷水+冷砂
		H.3.5	2,538	12,271	211	291	337	8.6	3.7	17.5	22.2	冷水+冷砂
		H.3.6	3,681	15,952	195	271	334	9.5	3.7	17.2	25.7	冷水+冷砂+冷骨
		H.3.7	7,773	23,725	185	257	328	9.4	4.4	18.5	31.4	冷水+冷砂+冷骨
		H.3.8	4,722	28,447	204	271	335	8.7	4.2	18.7	29.9	冷水+冷砂+冷骨
		H.3.9	5,937	34,384	204	286	348	8.2	3.9	17.9	29.0	冷水+冷砂+冷骨
		H.3.10	7,303	41,687	180	273	343	8.1	3.3	15.5	22.2	冷水+冷砂+冷骨
		H.3.11	9,521	51,208	207	309	374	8.8	3.9	13.7	17.5	冷水+冷砂+冷骨
		H.3.12	12,676	63,884	201	294	357	9.0	3.8	12.6	15.3	冷水+冷砂+冷骨
		H.4.1	10,346	74,230	189	279	334	9.2	3.7	11.5	10.8	冷水+冷砂+冷骨
		H.4.2	4,967	79,197	185	291	356	8.7	3.7	11.2	15.8	冷水+冷砂+冷骨
		H.4.3	2,659	81,856	197	306	365	8.5	3.9	11.5	13.8	冷水+冷砂+冷骨
		平均	5,847		198.3	287.7	349.3	8.7	3.8	14.9	19.8	
	L8	H.4.3	2,473	2,473	203.1	330.5	391.9	12.2	3.9	11.5	13.8	冷水+冷砂+冷骨

注)・スランブ、空気量、コンクリート温度は打設管先端における数値。

・品質管理試験結果は月平均値。

・気温は打設日における最高気温の月平均値。



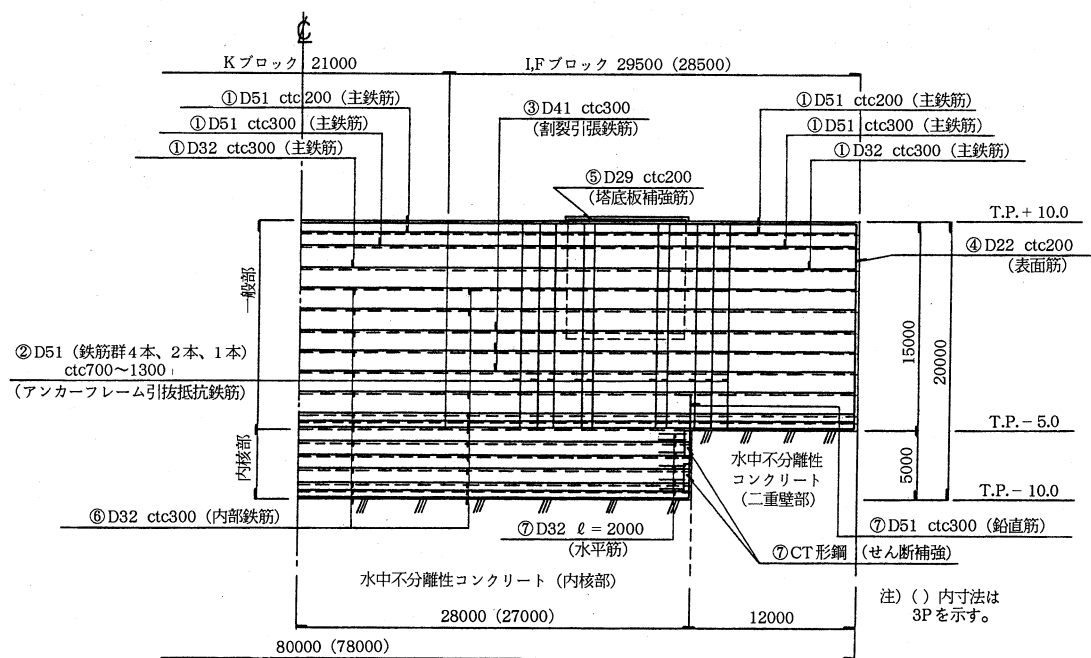


図-4 配筋の概要 (TT方向)
Fig.4 Reinforcement in the diagonal direction

表-8 配筋目的
Tab.8 Purpose of reinforcement

番号	鉄筋名称	配筋目的
①	主鉄筋	・塔柱反力および地盤反力によって塔柱間の頂版上部に発生する水平引張力に対し配筋 ・塔底板押込み力によってその周囲表面に発生する引張力に対し配筋 ・アンカーフレーム引抜力によって塔底板直下に発生する水平引張力に対し配筋
②	アンカーフレーム引抵抗鉄筋	・アンカーフレーム引抜力によってアンカーガード周辺に発生する鉛直引張力に対し配筋 ・塔底板押込み力によってその周囲表面に発生する引張力に対し配筋
③	割裂引張鉄筋	・塔柱反力によってアンカーガード周辺に発生する水平割裂引張力に対し配筋
④	表面筋	・地震慣性力によって頂版側面に発生する引張力に対し配筋 ・温度応力、乾燥収縮等により発生するひびわれの防止のために配筋
⑤	塔底板補強筋	・塔底板かさ上げコンクリートのひびわれ防止のために配筋
⑥	内部鉄筋	・塔柱反力によって頂版内部に発生する引張力に対し配筋 ・温度応力によるひびわれを防止、分散するために配筋 (最小鉄筋量として、コンクリート断面積の0.15%以上配筋)
⑦	内壁スキンプレート補強構造 (せん断補強)	・塔柱反力および地盤反力によって頂版増厚部 (T.P. - 10 ~ - 5) に発生する引張力、せん断力を確実に内壁スキンプレートに伝達し、内核部と二重壁部を一体化するための補強構造

張応力が常時換算で $3\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上発生している断面に配筋することを原則とした。図-4に配筋の概要を示し、表-8に各鉄筋の配筋目的を示す。

使用した鉄筋の材質はSD345で、鉄筋径はD22~D51でありD32とD51が主体となっている。鉄筋の継手は、D29以下およびブロック内のD32は重ね継手とし、D41、

D51およびブロック境のD32は機械継手 (冷間圧着継手工法) とした。鉄筋は、山形鋼で製作した受け架台の上に、鋼ケーソン上のタワークレーン ($400\text{t} \cdot \text{m}$) 3台を主に使用して配筋した。

5. 型わく工

型わくには、ブロック間の仕切り型わくと T.P. + 5m 以上の外周型わく (T.P. + 5m 以下は鋼ケーソンが型わくとなる) がある。

5.1 仕切り型わく

ブロック間の仕切り型わくは工程短縮のため、ラス金鋼製のプレキャスト型わく (ラス型わく) を埋設型わくとして使用した。

ラス型わくは、エキスパンドメタルを山形鋼等で補強したものであり、当該リフト高さに合せて製作し、既設コンクリート内に埋込んだ鋼材より控え (丸鋼) を取り設置した (写真-3)。

5.2 外周型わく

本体コンクリートの、①海洋環境下におかれることによる塩害、②温度ひびわれ対策として使用した低発熱セメントの、ボルトランドセメント含有率が小さいことによる中性化等の耐久性に関する問題に対し、外周型わく (T.P. + 5m 以上) にプレキャスト型わくを使用し、本体コンクリートを保護することとした。本工事では数種のプレキャスト型わくの中から、耐久性、外観、施工性、経済性、工期等を総合的に検討した結果、PIC版を使用し、

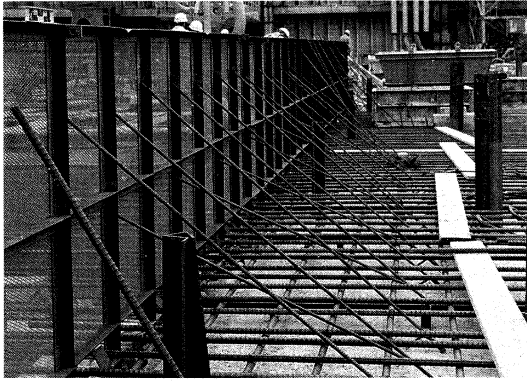


写真-3 ラス型わく (2P)
Photo.3 Steel-mesh form at 2P foundation

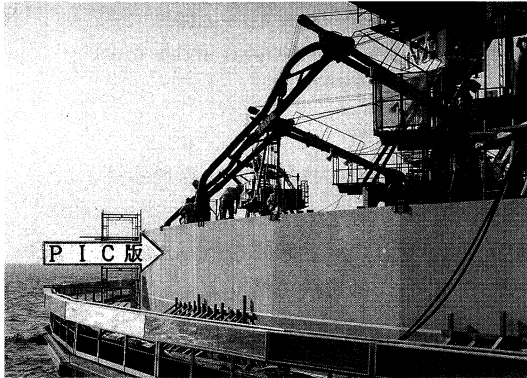


写真-4 PIC版 (2P)
Photo.4 PIC board at 2P foundation

表-9 PIC版の基材の配合
Tab.9 Concrete content of PIC board

粗骨材最大寸 法Gmax (mm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	短繊維	高性能減水剤
10	38	56	190	500	892	756	118	5

これを本体コンクリートと一体化した (写真-4)。

(1) 配合および性能

PIC版は、短繊維補強コンクリート (基材) にポリマーを含浸させ、コンクリートの微細空隙を充填し、塩分、水分、炭酸ガス、硫酸塩等のコンクリート劣化因子の浸透を防ぐ、緻密で超高強度のコンクリートパネルである。

本工事で使用したPIC版の基材の配合およびPIC版の性能を表-9、表-10に示すとともに、PIC版の主な特徴を以下に列挙する。

〈特徴〉

①表-10に示したとおり、水密性、耐摩耗性、凍結融解抵抗性に優れ、特に海洋環境下において重要視される化学抵抗性、塩分浸透抵抗性に優れている。

②引張強度が非常に高く、耐びびわれ性能も大きい。

③高強度であるため、版厚が薄く、単位面積あたりの重量が軽いので、ハンドリングがよく、設置、調整作業が容易である。

④加工が簡単で、また現場での切断も可能であるので、箱抜き等に柔軟に対応でき、現況に合せた調整も容易である。

表-10 PIC版の性能
Tab.10 Capability of PIC board

項 目	強 度 ・ 性 能
圧 縮 強 度	1300kgf/cm ²
引 張 強 度	80kgf/cm ²
曲 げ 強 度	200kgf/cm ²
弾 性 係 数	3.5~4.0 × 10 ⁵ kgf/cm ²
比 重	2.4
線 膨 張 係 数	1.1 × 10 ⁻⁵ 1/°C
ポリマー含浸率	5%以上 (乾燥重量比)
塩 分 浸 透 量	0% (表面、乾湿30回)
加 圧 吸 水 率	0.1% (水圧15kgf/cm ² 、28日)
中 性 化 深 さ	0mm (40°C、CO ₂ = 10%、91日)
弾 性 係 数 低 下 率	2% (1400回凍結融解後)
耐 摩 耗 性	1.4mm (スパイクテスト5万回)
化 学 抵 抗 性	強い (薬品浸透試験)
外 観 (色 調)	やや色の濃いコンクリート色

⑤目地延長は長い、目地構造は単純で、補修方法も簡素であり、維持管理性に優れている。

⑥色調はやや濃いコンクリート色であり、製作工程管理を徹底すれば色むらはあまり生じない。

⑦水分が外部に漏れることが基本的にないので、施工中の遊離石灰は問題とならない。

⑧表面は、汚れが取付く大きな要因である凹凸が少なく、非常に滑らかであるため、汚れる度合いは小さく、また清掃も容易である。

(2) 製作および架設

PIC版は鋼ケーソン外周に内接する64角形になるように配置した。

PIC版単体 (1枚) 寸法は長さ約1m、高さ2m、厚さ30mmであり、これを工場で図-5に

示す手順で製作し、4枚1セットで裏面に鋼製フレームを取付けてパネル化し、現地に運搬後、既設コンクリート内に埋込んだ鋼材より控え (山形鋼) を取り架設した。鋼製フレームは予めPIC版に埋込んでおいた金具を利用して取付けた。図-6にPIC版の架設概要を示す。なお、PIC版間の鉛直および水平目地については、シリコン系シーリング材を使用した。

6. 主塔アンカーフレーム据付

主塔アンカーフレーム (約200t/基 × 2基) は、2Pでは鋼ケーソン東側および西側から600t吊り級クレーン船により、3Pでは鋼ケーソン東側から2000t吊り級クレーン船により、それぞれ1基ずつ据付けた (写真-5)。

主塔アンカーフレームの許容据付精度は表-11に示すとおりであり、その精度確保のために、工場で製作した

表-11 主塔アンカーフレーム許容据付精度
Tab.11 Tolerance for the placement of main tower anchor frame

項 目	平面ずれ	鉛直度	高さ
許容据付精度	± 4mm	1/2500	± 10mm

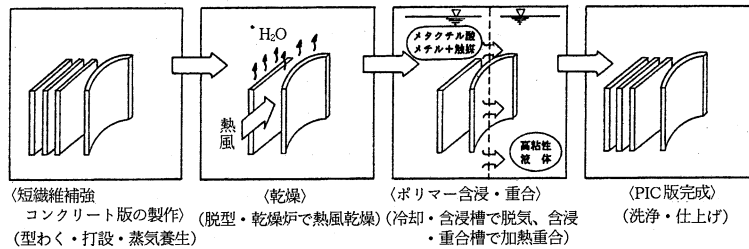


図-5 PIC版の製作手順
Fig.5 Manufacturing procedure of PIC board



写真-5 主塔アンカーフレーム据付 (2P)
Photo.5 Placement of the tower anchor frame for 2P foundation

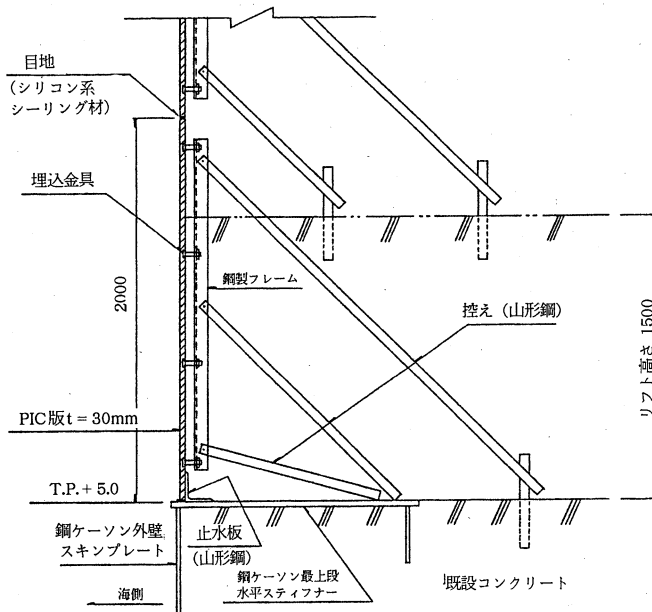


図-6 PIC版の架設概要 (2P)
Fig.6 Placing method of PIC board for 2P foundation

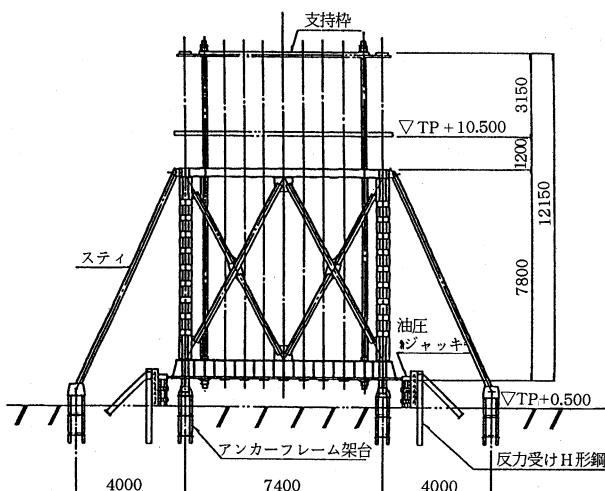


図-7 アンカーフレーム据付け後の微調整
Fig.7 Adjustment of anchor frame

アンカーフレームの各部寸法の事前確認、および現地で予めコンクリートに埋込む架台の位置、高さ、架台相互の高さ確認を行った。また、アンカーフレームは事前に精度よく設置したガイドポストに沿って据付け、場合によって油圧ジャッキにより微調整を行った (図-7)。

その結果、据付精度は平面ずれ $\pm 2.5\text{mm}$ 以内、鉛直度 $1/5000$ 以下、高さ $\pm 3\text{mm}$ 以内と良好なものであった。

7. 天端保護工

気中コンクリート天端面において、コンクリートの中酸化、上部工施工時に使用する重機の往来による摩耗、その他外的要因による悪影響を防止し、コンクリートを保護する目的で、厚さ 15mm の樹脂モルタルを舗装した。

7.1 使用材料および配合

主材にメチルメタクリレートを主成分とするMMA樹脂、骨材に硅砂と硬質の耐摩耗性骨材を使用し、これらと硬化剤、顔料 (色粉) により、樹脂モルタルを配合した。表-12に樹脂モルタルの配合を示す。

なお、MMA樹脂には添加剤が添加されているが、その添加剤の量による樹脂モルタルの強度、弾性係数等の性状を調べ、施工へ反映させた。

7.2 施工方法

樹脂モルタルの施工方法 (3P) の概要を図-8に示す。

樹脂モルタルの施工範囲は、主塔が設置されるベースプレートおよび将来防衝堤が設置される予定である外周部 3.5m を除く範囲であり、その面積は2Pで約 $3,800\text{m}^2$ 、3Pで約 $3,500\text{m}^2$ である。このように今までに例のない広い面積の施工、また打設が完了して材令がまだ経ってい

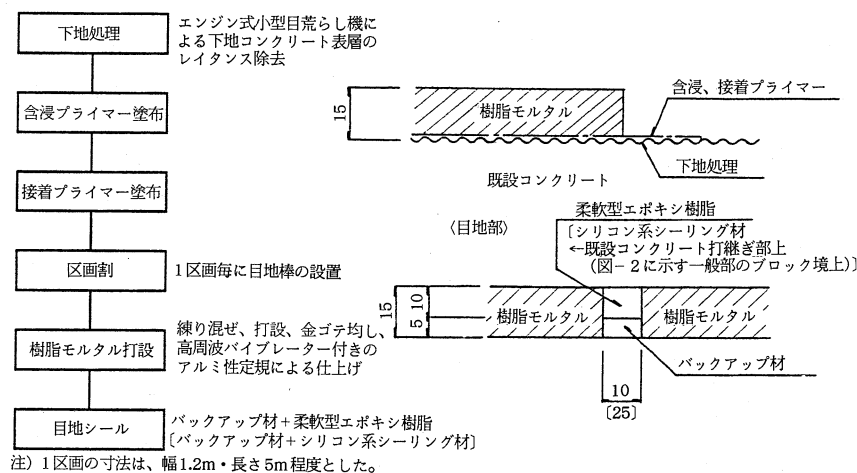


図-8 樹脂モルタルの施工方法 (3P)
Fig.8 Casting work of polymer mortar at 3P foundation

表-12 樹脂モルタルの配合 (単位 kg/m³)

Tab.12 Content of polymer mortar

主材 (MMA 樹脂)	混合珪砂	硬質耐摩耗性骨材 (1.5~5.0mm)	硬化剤	顔料 (色粉)
230	1268	922	16	16~23

ない気中コンクリート上への施工であったため、事前に試験施工を実施して、樹脂モルタルの浮き、割れ等の状況を調べ、施工方法を決定した。

なお、外周部3.5mの範囲については、防衛堤が設置されるまでの期間 (5年程度) を考慮して、浸透性防水塗装を施工した。

8. あとがき

2P、3P主塔基礎は、昭和63年5月の現地工事着手以来、厳しい自然条件の下、全コンクリート打設量約68万m³で、約4年の期間を要して無事完成することができた (写真-6)。

本主塔基礎工事では、低発熱セメントの開発、施工設備の開発等多くの技術的課題に取り組み、工事を遂行した。その結果蓄積された技術は、今後幅広く活かされていく

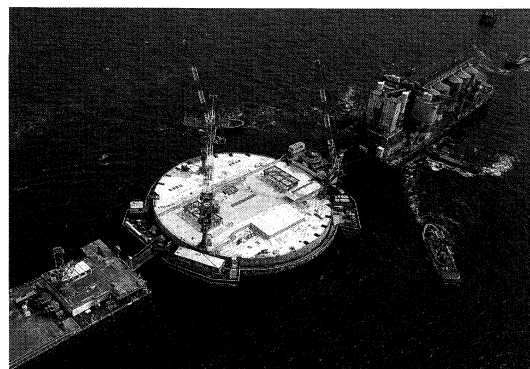


写真-6 主塔基礎完成 (3P)
Photo.6 Completed 3P foundation

ことを確信する。

最後に、本工事を遂行するにあたり、貴重な御指導、御助言、御助力をたまわった、構造用マスコンクリート委員会 (委員長 長瀧重義教授) の委員の方々を始めとする関係各位に対して、深く感謝の意を表します。

なお、本報文をまとめるに当たっては、垂水工事事務所第三工事 施工管理員 三百田敏夫氏の協力を得たことをここに記しておく。

明石海峡大橋の主塔基礎地盤変位の計測と評価（第一報）

Deformation of seabed layers bearing the Akashi Kaikyo Bridge tower foundation

企画開発部 審議役 山縣 守^{*}
(前)設計部 審議

Mamoru Yamagata

第一建設局 設計課長 吉田 好孝^{**}

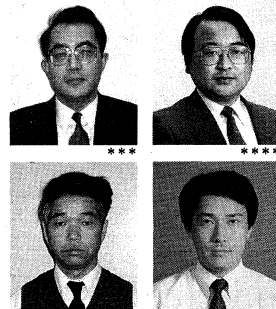
Yoshitaka Yoshida

第二管理局 交通技術課長 岡田 凌太^{***}
(前)垂水工事事務所 第三工事長

Ryota Okada

第一建設局 設計課長代理 那須 清吾^{****}

Seigo Nasu



概要

明石海峡大橋主塔基礎の支持地盤は、新第三紀中新世の神戸層群[軟質砂岩と泥岩の互層]や、新第三紀鮮新世から第四紀更新世にかけて堆積した明石層[半固結砂礫層]などの堆積軟岩であったため、橋梁の建設にともなって基礎地盤に変形が生ずることが想定された。そこで、基礎地盤の動態観測を実施するとともに、地盤の変位計測結果を逆解析して施工に反映させる情報化施工を行うこととした。この報文は、観測結果と、その結果を使って行った逆解析と順解析(予測)の結果を報告するものである。

基礎地盤変位計測については、現在も継続中である。

Seabed layers bearing the tower foundations of the Akashi Kaikyo Bridge are composed of soft rocks of Akashi formation and Kobe group. Therefore, the field measurement was carried out to forecast deformation of the layers due to construction of foundations, and to work out appropriate treatments by analyzing the measured data.

This report outlines the result of field measurement and its analysis. The deformation of the layers are still under observation.

1. 序 説

1.1 概 要

明石海峡大橋は、本州四国連絡橋神戸～鳴門ルートに属し、神戸市舞子と淡路島の岩屋を結ぶ中央支間長1,990m、橋長3,910mの吊橋である。主塔基礎は、設置ケーソン工法で施工された。図-1に示すとおり2Pは明石層を支持層とし基礎の設置高はT.P.-60mであった。また、3Pは神戸層を支持層とし、設置高はT.P.-57mとした。

基礎地盤が堆積軟岩で、かつ主塔基礎の規模が大きく、また上部工からの反力が大きいことから、基礎地盤は大きく沈下することが想定された。基礎の変位量には上部工の設計上許容される限界があり、予め予測して対処する必要があった。そこで、地盤変位計測計(スライディングマイクロメータ)を基礎中心下の地盤内に設置し、下部工工事の進捗に伴う基礎地盤の変位量を測定するとともに、測定結果をもとに逆解析を行って将来の地盤変位量の予測を行い、その成果を施工に生かしていった。また、

ケーソン基礎上に測量点を設けて、渡海測量により主塔基礎の変位、傾斜を確認する事も同時に行った。この計測は橋梁完成時まで続ける予定である。

1.2 主塔基礎の施工

主塔基礎の一般図を図-2に示す。基礎形状は2P、3Pそれぞれ直径が80m、78m、高さ70m、67mの円筒型である。前述したように基礎は、設置ケーソン工法で施工された。ケーソンは二重壁の浮体構造をしており、外

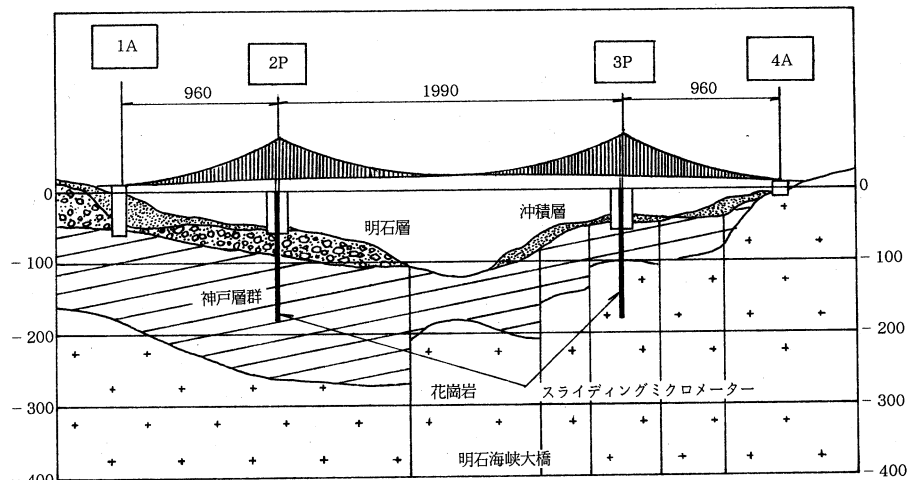


図-1 明石海峡大橋の地質概要図

Fig.1 Geological profile of Akashi Kaikyo Bridge site

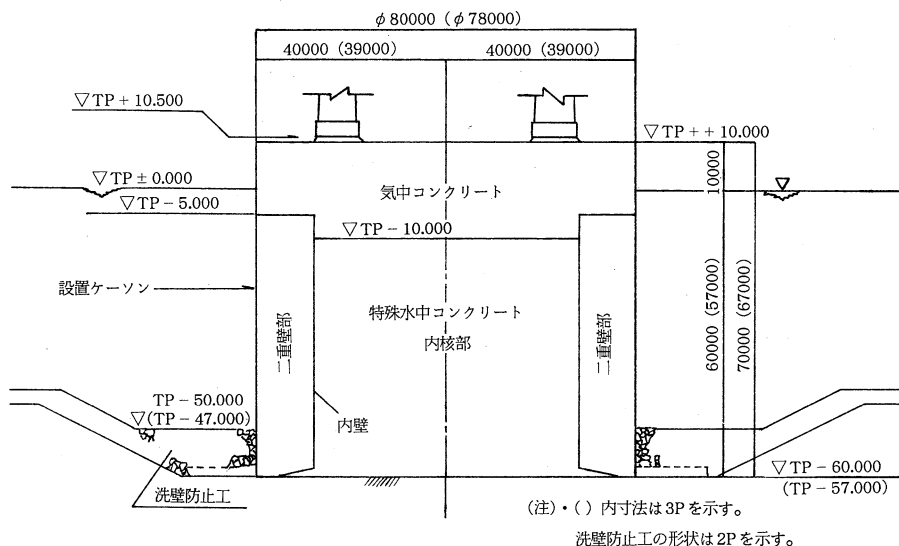


図-2 2P、3P主塔基礎一般図
Fig.2 General plan of 2P and 3P tower foundations

表-1 明石海峡付近の地質

Tab.1 Geological history around Akashi strait

地質年代			地 質 系 統		主な地史		
新 生 代	第四紀	完新世	沖積層 (a)		被 覆 層	沖積平野の形成	
		更新世	後期	低位段丘 (Tl)		大阪層群	段丘の形成
	中期		中位段丘 (Tm)	上部亜層群 (O ₁) 明美累層			第二瀬戸内海時代
	前期		高位段丘 (Th)	中部亜層群 (O ₂) 明石累層			瀬戸内湖水湖時代
新第三紀	鮮新世	~~~~~		下部亜層群 (O ₃)	瀬戸内系火山岩の噴出		
	中新世	神戸層群	淡河累層		藍那累層	{ 上部(Ksu) 下部(Ksl)	古神戸湖の時代
吉川累層			白川累層				
中 生 代	白亜紀		有野累層	多井畑累層(Kl)	岩屋累層(Ki)	基 盤 岩 類	第一瀬戸内海時代
			~~~~~				広島型花崗岩の進入
			六甲花崗岩 (Rg)	岩屋花崗岩 (Ig)			
			土橋石英閃緑岩				
新古生代			有馬層群				後期中生時代火山岩類の最盛活動期 領家型花崗岩の進入
			布引花崗岩閃緑岩 (Ng)	洲本花崗閃緑岩 (Sg,Sb)			
			~~~~~				
新古生代			丹波層群				

出典:「須磨地域の地質」(通産省・地質調査所)

核の二重壁部は16区画に仕切られている。コンクリートは、設置ケーソンの内核部、二重壁部、その上の頂版部の順番で施工された。設置ケーソンの内核部は約4m厚の層打ちで、二重壁部は16区画毎に、3日間連続打設により約8,000 m³~10,000 m³の特殊水中コンクリートを施工した。気中部分については、平面的に4~7ブロックに分割し、1日最大で約1,400 m³のコンクリートを施工した。浮力を考慮した有効重量で、2P基礎は約50万トン、3Pは約46万トンである。

2. 明石海峡の地質概要

明石海峡は、花崗岩を基盤としその上に神戸層、明石層、洪積層、沖積層が堆積する。

花崗岩は中生代白亜紀に形成されたものであり、風化はあまり進んでいない。神戸層は、新生代新第三紀中新世に海底面に堆積した砂~シルトが固結してできた軟岩である。明石層は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世にかけて堆積した砂礫層である。礫分が30%~76%を占める比較的密実で均質な地層であり、その6割程度が有馬層群の凝灰岩類及び流紋岩類、4割程度が丹波層群のチャート及び砂岩である。(図-1、表-1、表-2参照)

2P地点の地盤は、基礎下30mが明石層でその下には神戸層が厚く堆積する。3P地点は神戸層が基礎地盤でその下には花崗岩が存在する。

3. 現場計測システムと施工へのフィードバック

地盤の変形による基礎の変位は、基礎地盤内に設けたスライディングマイクロメーターによる地盤変位記録と、ケーソン上に設けた水準測量点の変位記録によりつかむこととした。スライディングマイクロメーターは、基礎底面から2P、3PそれぞれT.P.-180mとT.P.-179m迄の約120mの区間に設置された。スライディングマイクロメーターは、ボーリング孔内に当初1m毎に設置されたメジャーリングマークとマークとの間の縮み変位をゾンデにより計測するものである(図-3、図-4、表-3参照)。

計測データの施工へのフィードバックは、コンクリート打設時の計測データを逆解析することにより、主

塔基礎完成時および橋梁完成時の変位を予測し、主塔アンカーフレームの設置高さ等を定める際に反映させた。逆解析は疑似弾性FEM解析と粘弾性FEM解析を行った。この第一報では、計測によって得られた弾性変位とクリープ変位を合わせた全変位を弾性変位的に扱う疑似弾性FEM逆解析と、その解析で得られた疑似弾性係数を用いて行った順解析の結果を紹介する。

(図-5参照)

4. 基礎地盤変位計測結果

図-6、図-7に2Pの基礎地盤変位の経時変化、深度方向の分布を、図-8、図-9に3Pのデータを示すが、次のような特徴が見られた。

表-2 主塔基礎位置の地質層序図
Tab.2 Geological map at tower foundation site

3P 地点地質層序表									
地質時代		地層名		標 高 (TP - m)	密 度 (g/cm ³)	粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角 (°)	ポアソン比	変形係 (kg/cm ²)
新 生 代	第 三 紀	神 戸 層 群	K _{3P-2}	57.0	2.27	3.3	40	0.36	2,670
			K _{3P-3}	66.0	2.34	1.7	40	0.32	2,980
			K _{3P-4}	80.0	2.34	2.1	40	0.36	3,750
			K _{3P-5}	86.0	2.20	1.6	30	0.45	1,330
			K _{3P-6}	97.5	2.36	1.7	40	0.35	3,390
中 生 代	白 堊 紀	花 崗 岩	G _{rw}	99.0	2.35	10.0	40	0.41	9,000
			G _r	135.5	2.60	15.0	45	0.25	16,000

(b) 3P 主塔基礎

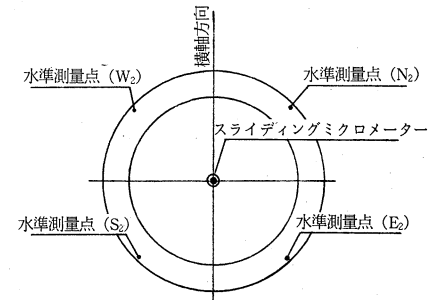


図-3 計測器設置位置図(2P)
Fig.3 Location of measuring instrument(2P)

2P 地点地質層序表										
地質時代		地層名		層 相	標 高 (TP - m)	密 度 (g／c m ³)	ポアソン比	弾性係数 (kgf／c m ²)	粘着力 (kgf／c m ²)	内部摩擦角 (°)
新 生 代	第 四 紀	明石層群		砂礫	60					
					2.15	0.33	1,200	0.5	35	
	第 三 紀	神 戸 層 群	K _{2P-1}	砂 岩 泥 岩 凝灰岩	90	2.27	0.39	6,100	2.5	30
			K _{2P-2}	砂 岩 泥 岩 凝灰岩	120	2.24	0.33	5,500	3.5	25
			K _{2P-3}	砂 岩 泥 岩 凝灰岩	150	2.28	0.32	7,200	4.0	30
			K _{2P-4}	砂 岩 泥 岩 凝灰岩	210	2.35	0.36	9,000	4.0	30
中 生 代	白 堊 紀	六甲花崗岩		花崗岩	260					
					2.60	0.25	16,000	5.0	40	

(a) 2P 主塔基礎

(注) 表中の弾性係数は、孔内水平載荷試験によって、得られた値である。(無補正)

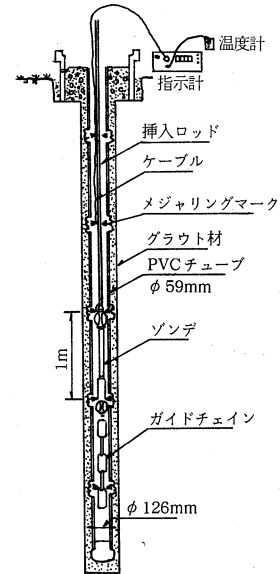


図-4 スライディングマイクロメーターの測定式図
Fig.4 Structural system of sliding micrometer

表-3 スライディングマイクロメーターの仕様、測定精度
Tab.3 Capability and measuring accuracy of sliding micrometer

①スライディングマイクロメーターゾンデ

測定基線長	100mm
測定範囲	10mm (±5mm)
平均誤差	0.003mm 以内
動作温度	-20℃~60℃

②デジタル指示計

測定基線長	110VAC
測定範囲	±5mm
平均誤差	0.001mm
動作温度	-10℃~40℃

1) 渡海測量により得られたケーソンの沈下量とスライディングマイクロメーターにより得られた地盤の沈下量とはよく一致しており、計測は有効であったと考えられる。また、基礎はほぼ剛体として挙動したとみてよいであろう。

2) 内核打設終了時点でケーソンの沈下量に比べて地盤の沈下量が大きい値を示したが、これは、内核部のコンクリート重量により、内核部地盤が、鋼ケーソンが設置されている周辺地盤と比べて、沈下量が大きいからである。これとは逆に、二重壁部施工時には、周辺地盤が内核部地盤よりも大きく沈下し、結果として沈下量に差は無い。二重壁部のコンクリート重量が中心部(スライディングマイクロメーター設置位置)の地盤に与える影響が小さかったことを示す。

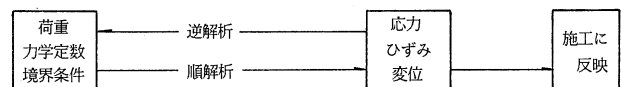


図-5 現場計測の施工へのフィードバックシステム
Fig.5 Feed-back system for measured data to work procedure

3) 深度方向変位分布図から判断すると、基礎による応力の影響範囲は、2P、3Pそれぞれ基礎底面から70m、60mと浅く、基礎幅(直径)以下であった。

4) コンクリートの打設は間断的急速施工であったので、地盤の粘弾性変位の計測が可能であった。

5) 主塔基礎の不等沈下は、図-10に示すとおり小さかった。

6) 2Pにおける、基礎底面から下5mの範囲の地盤内歪は、気中コンクリート打設完了時点で0.24%であった。明石層はひずみ硬化傾向があり、降伏歪が2%程度であることを考えると、この程度の荷重下では地盤は十分安全

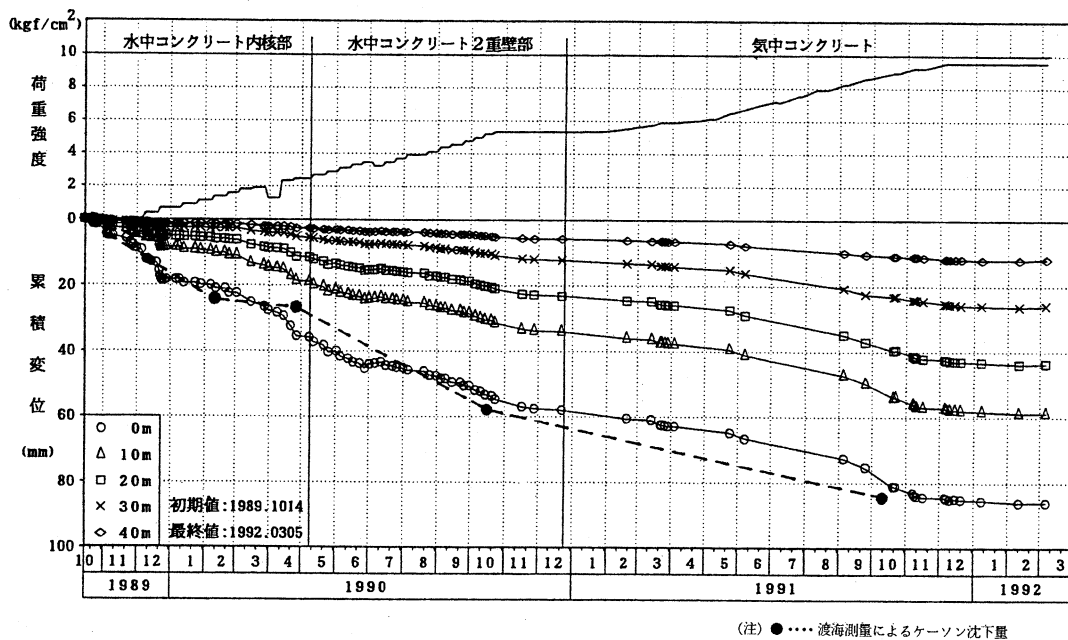


図6 2P主塔基礎地盤変位の経時変化

Fig.6 Variation of the layer deformation at 2P foundation for each depth

であるとみることができる。

7) 図-11、図-12は、基礎底面における荷重強度と深度毎の区間変位量を示している。2Pでは、基礎底面に近いところで、コンクリート打設の初期の段階に変位が大きく伸びているところがみられる。これは、掘削によって緩んだ部分が再圧密されたことを意味すると考えられる。以降は、それ以降の地盤と同じ様な傾向で変位している。元々の海底面から約15m程度掘削しているが、そ

れにより基礎底面から下の地盤約7m程に緩みが生じたと考えられる。3Pの場合は、緩み領域は3m程度であった。

8) 図-13、図-14は2P、3Pそれぞれの弾性変位量の全変位量に占める割合（弾性変位率）の例を示す。弾性変位とは、コンクリートを打設時に生じた地盤変位のことである。2P、3P共に弾性変位率は約50%~80%で、深度が大きくなる程小さく、応力度が大きくなる程小さくなる傾向を示した。深度方向に小さくなるのは、圧密

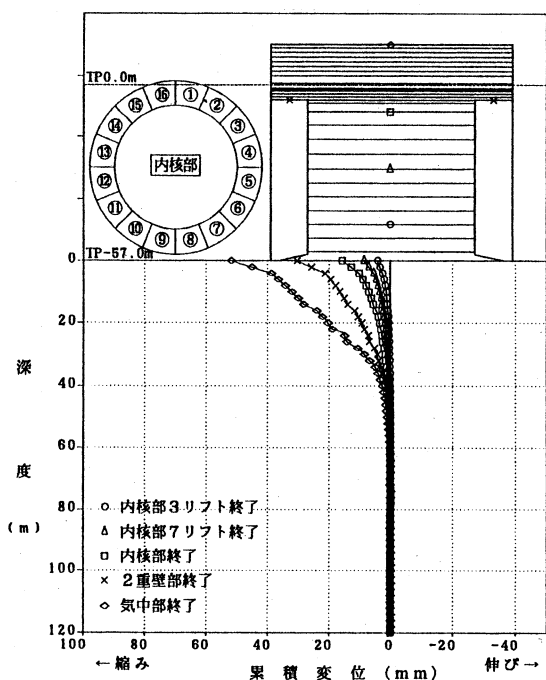


図-7 2P主塔基礎地盤変位の鉛直分布
Fig.7 Profile of deformation at 2P foundation

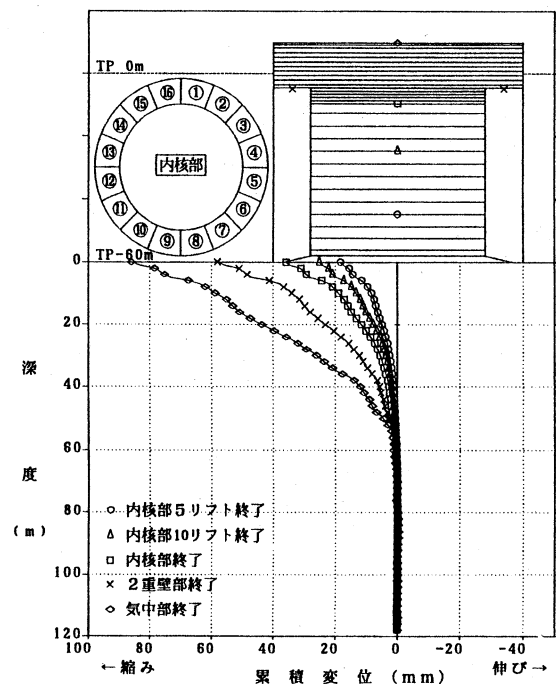


図-9 3P主塔基礎地盤変位の鉛直分布
Fig.9 Profile of deformation at 3P foundation

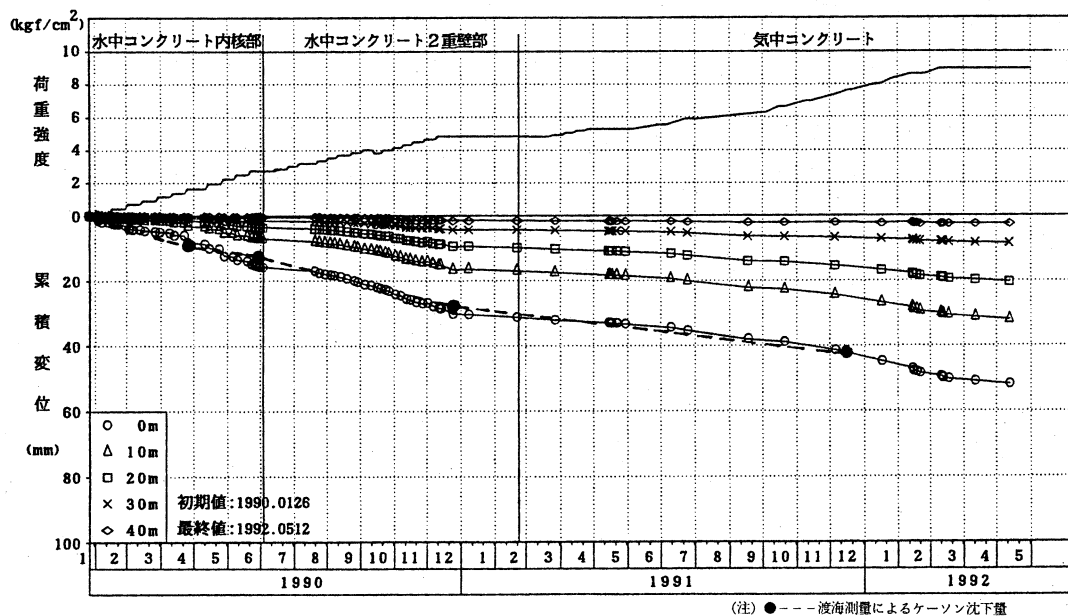


図-8 3P主塔基礎地盤変位の経時変化
Fig.8 Variation of the layer deformation at 3P foundation for each depth

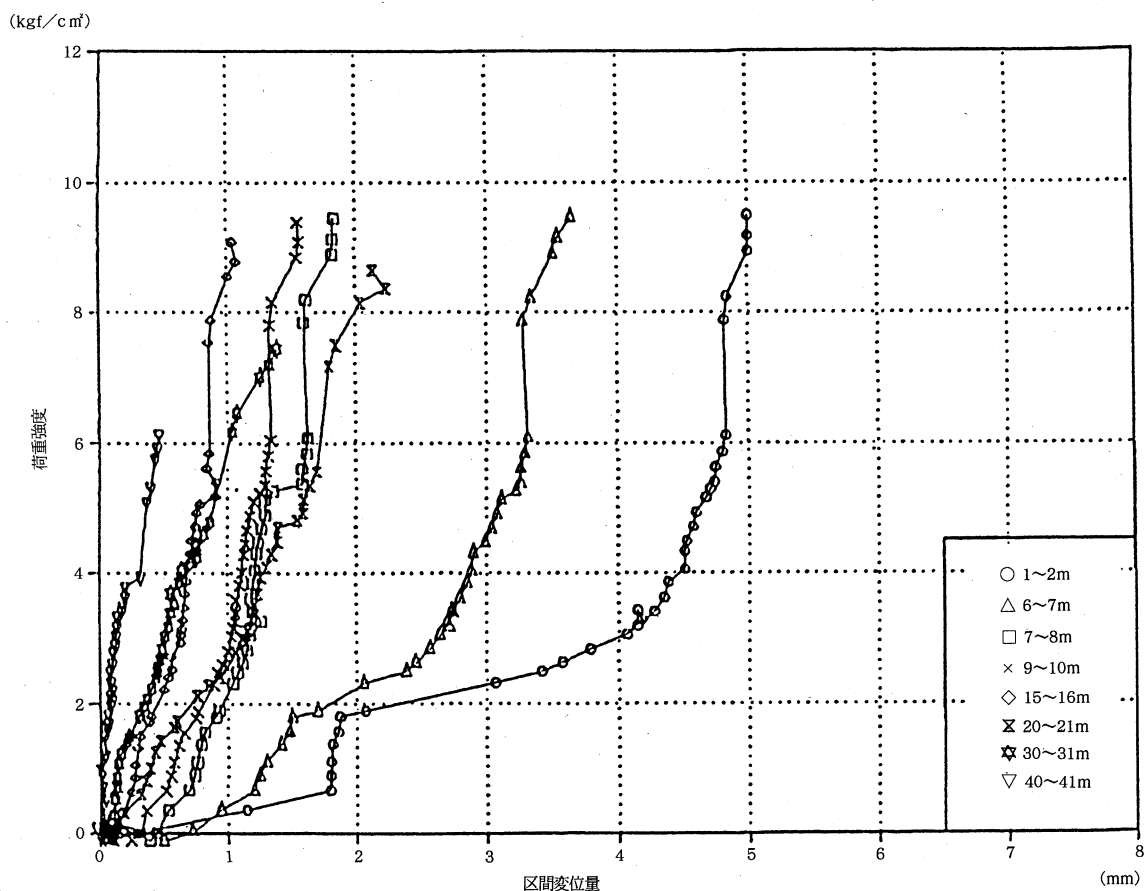
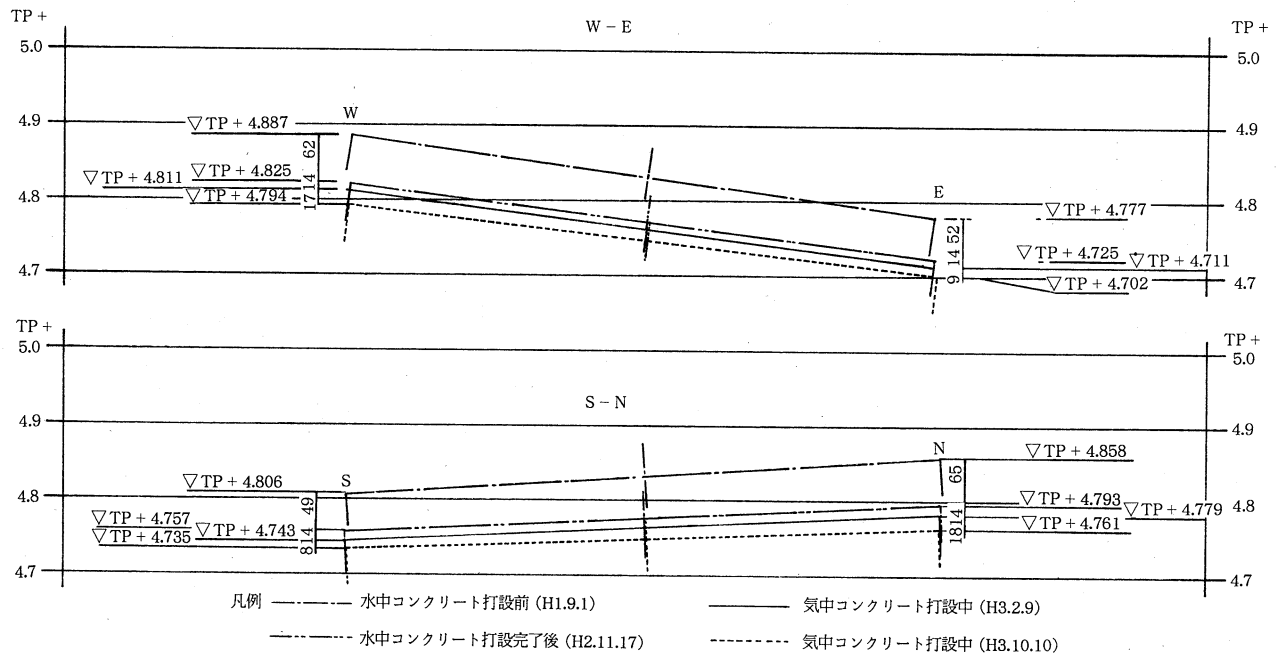
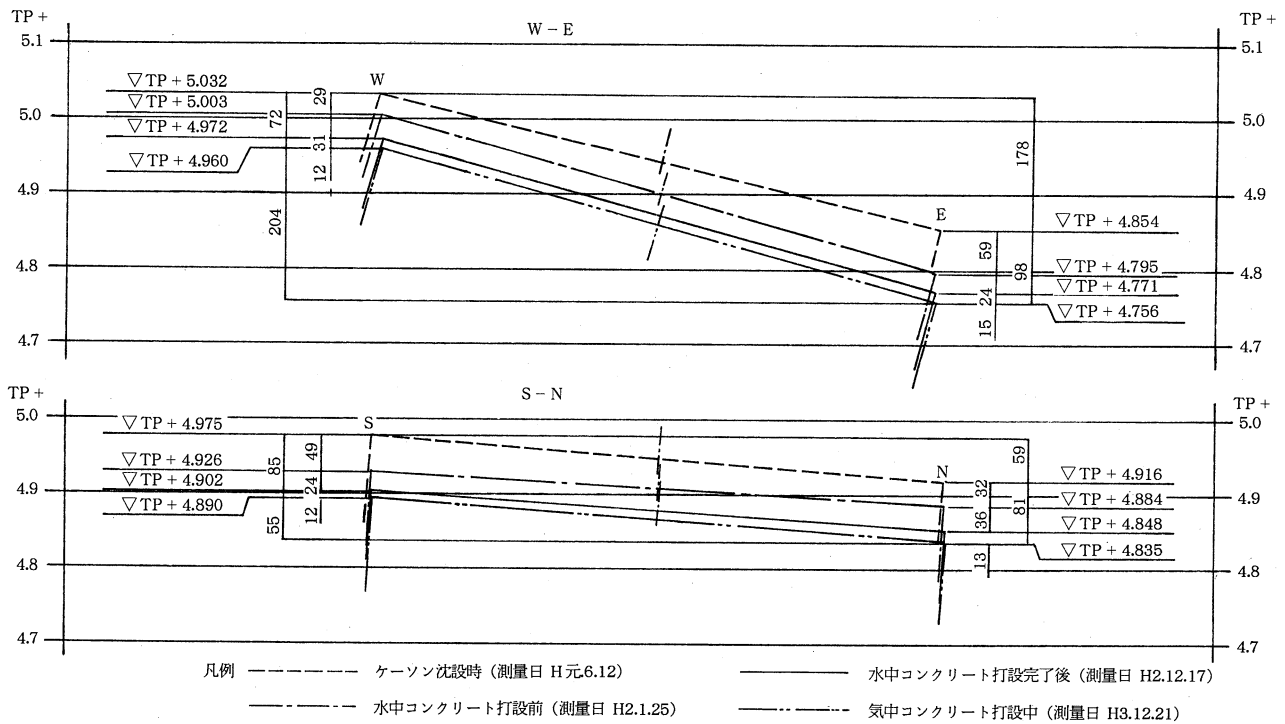


図-11 2P基礎・計算応力～区間変位量
Fig.11 Calculated stress-deformation relationship for 2P foundation



(a) 明石海峡大橋2Pケーソン変位の推移
(a)At 2P foundation



(b) 明石海峡大橋3Pケーソン変位の推移
(b)At 3P foundation

図-10 主塔基礎変位計測結果
Fig.10 Measured movements of tower foundations

が遅れて発生している為と考えられる。

5. 疑似弾性逆解析と沈下予測 (順解析)

クリープ変位を含めた基礎地盤の全変位を対象に、疑似弾性逆解析を実施した。この手法は、解析モデルの各

層の弾性係数を応力、実測変位に合うように最小二乗法により求めるものである。逆解析に用いたモデルは、基礎形状が円筒型であることから、FEM弾性軸対称モデルとした (図-15 参照)。

深度方向の分割については、基礎地盤変位特性の変化点を境界に設定した。解析対象区間は、図-16、図-17

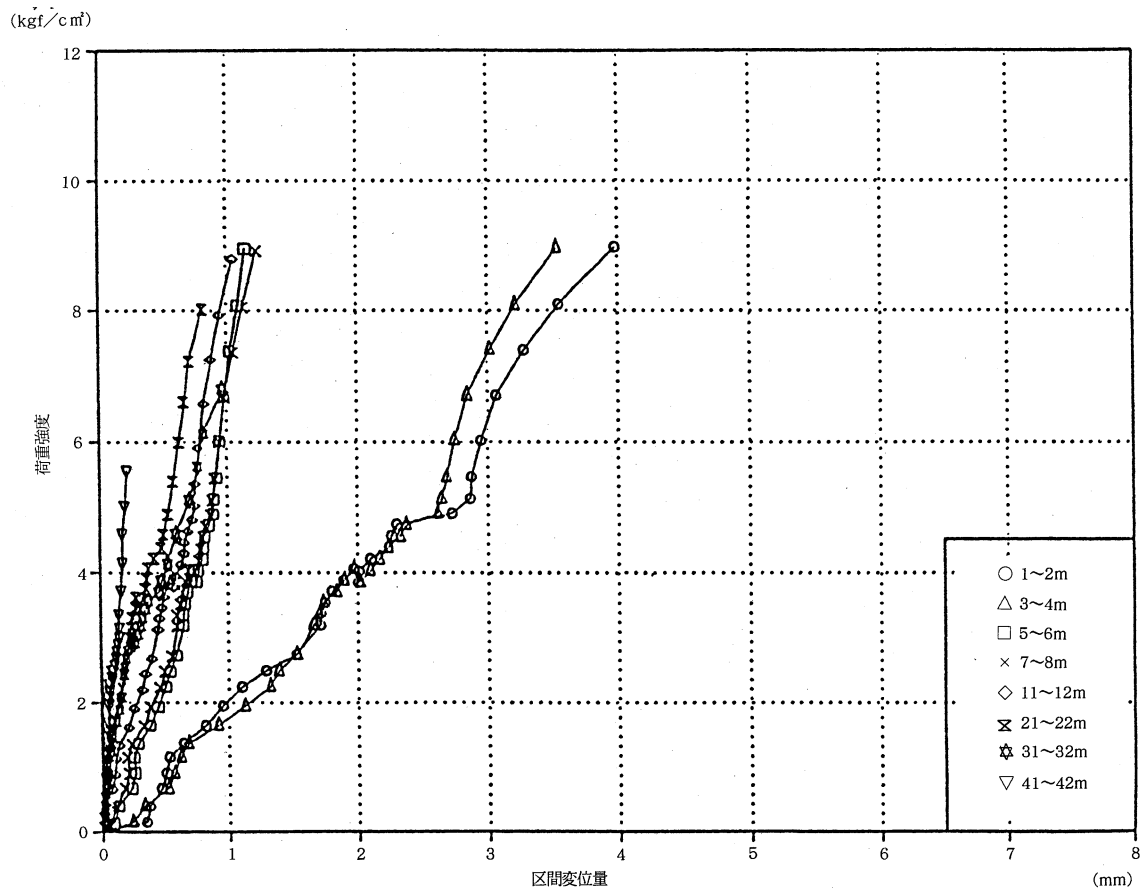


図-12 3P基礎・計算応力～区間変位量

Fig.12 Calculated stress-deformation relationship for 3P foundation

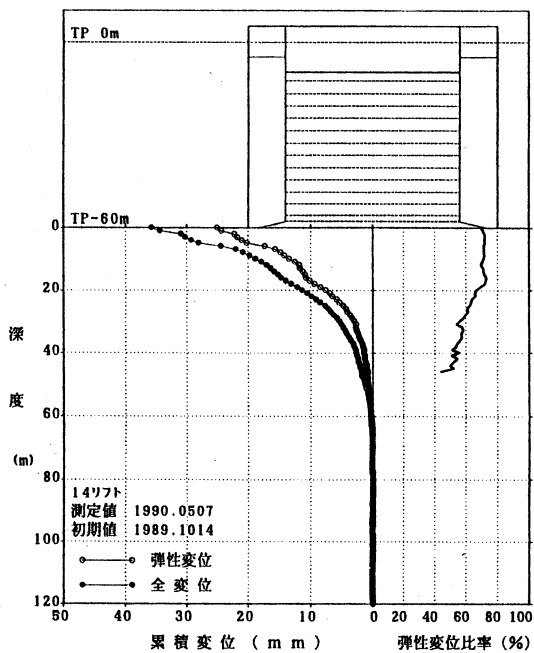


図-13 2P主塔基礎地盤変位分布 (内核部完了時)

Fig.13 Deformation and rate of elastic deformation along the vertical direction of 2P foundation upon the completion of the inner part of caisson

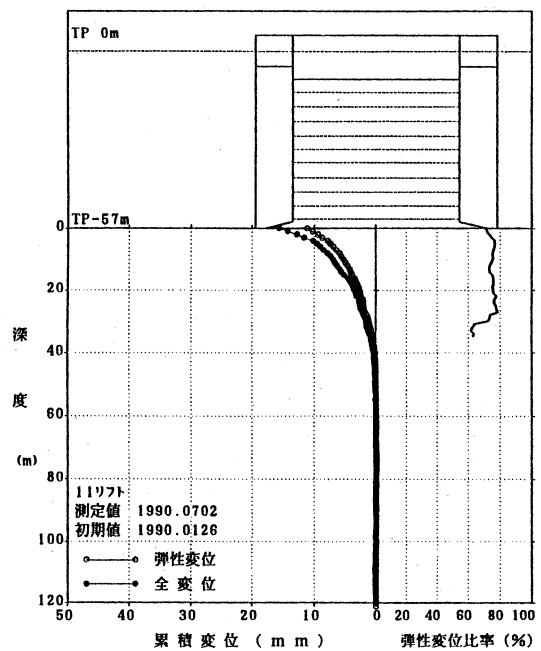


図-14 3P主塔基礎地盤変位分布 (内核部完了時)

Fig.14 Deformation and rate of the elastic deformation along the vertical direction of 3P foundation upon the completion of the inner part of caisson

に示す内核部コンクリート打設時 (case - 1) 及び二重壁部打設時 (case - 2) とした。また、荷重は基礎底面全体に均等に載荷されたと仮定した。

表-4、表-5は、それぞれ逆解析の結果得られた疑似弾性係数を示す。この解析結果に基づく予測沈下量と、実測沈下量を図-16、図-17に示す。予測の対象となったのは、下記の4ケースの施工時の変位量である。ここに、1) については、case - 1の逆解析結果、2) ~4) については case - 2の逆解析結果を基に予測した。

- 1) 水中コンクリート完了時
- 2) 主塔アンカーフレーム据え付け時 (気中コンクリート内に設置)
- 3) 主塔基礎完成時 (主塔の施工開始時)
- 4) 橋梁完成時

2Pでは、予測値と実測値とはほぼ一致している。一方3Pでは、予測値よりも実測値は小さい値を示しており、予測に用いた物理特性を必ずしも一定していないことを示している。堆積軟岩の変形特性を厳密に検討する必要がある。

6. 孔内載荷試験結果と逆解析結果の比較

疑似弾性逆解析の結果得られた疑似弾性係数を、地質調査時の孔内載荷試験結果及び、基礎地盤モデルの弾性

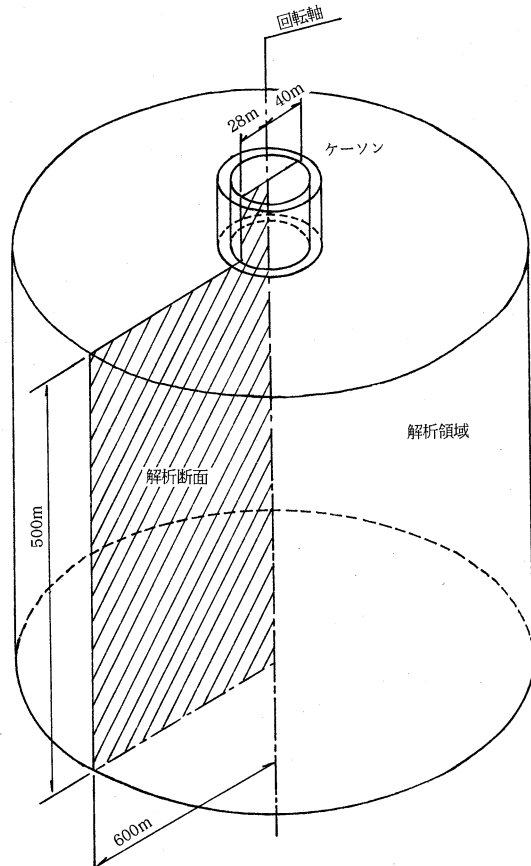


図-15 軸対称モデル模式図 (2P)
Fig.15 Analytical model of back analysis

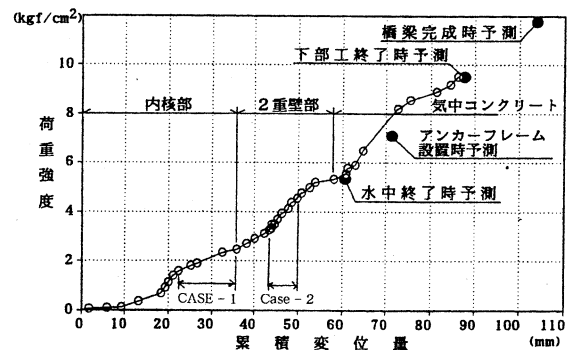


図-16 2P主塔基礎変位の予測
Fig.16 Prediction of the deformation at the bottom of 2P foundation

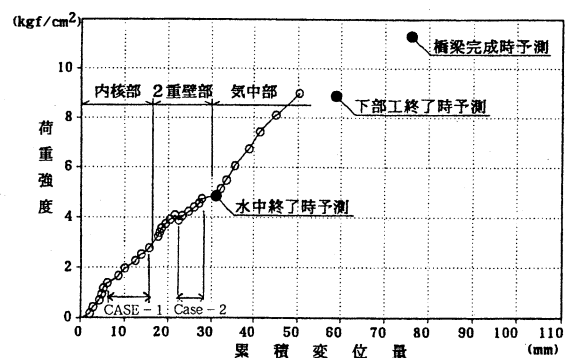


図-17 3P主塔基礎変位の予測
Fig.17 3P Prediction of the deformation at the bottom of 3P foundation

係数と比較した。その結果を以下に示す。ここで、基礎地盤モデルの弾性係数とは、孔内載荷試験により得られた変形係数を図-18の関係により補正した値である。

1) 図-19、図-20は、2P、3Pにおける深度方向の疑似弾性係数と孔内載荷試験の弾性係数 (変形係数) の比の分布を示す。2P、3Pとも応力影響範囲内で地層が変わっているが、一般的傾向として、各地層内で深度方向に比は大きくなる。

ところで、よく知られているように、弾性係数にはひ

表-4 2P・FEM逆解析による地盤の弾性係数

Tab.4 Deformation modulus obtained by back analysis for 2P foundation

地質時代		地層名	標 高 (TP - m)	等価弾性係数 (kgf/cm ²)		
				① (Case - 1)	② (Case - 2)	
新 生 代	第四紀	洪積世	明石層群	砂礫層	60.0	
					870	1,861
					67.0	2,065
					72.0	3,010
					76.0	2,018
					80.0	
	第三紀	中新世	神戸層群	K _{2P-1}	85.0	
					91.0	3,284
					97.0	4,026
					7,335	9,393
			K _{2P-2}	110.0	6,400	
				114.0	13,018	
				120.0	32,744	
				32,896	56,522	
				140.0	100,000	
					100,000	

表-5 3P・FEM逆解析による地盤の弾性係数

Tab.5 Deformation modulus obtained by back analysis for 3P foundation

地質時代	地層名	標高 (TP - m)	等価弾性係数 (kgf/cm ²)	
			① (Case - 1)	② (Case - 2)
新生代 第四紀 神戶層群	K _{SP-2}	58.0	898	1,149
		61.9		
	K _{SP-3}	66.0	2,462	4,495
		66.9		
		71.9		
	K _{SP-4}	73.9	3,021	1,874
		80.0		
	K _{SP-5}	80.9	4,900	3,649
		86.0		
		90.9		
	K _{SP-6}	92.9	7,228	3,611
		97.5		
中生代 第三紀 花崗岩	G _{rw}	97.9	10,772	9,888
		98.9		
	G _{rw}	99.0	38,920	11,855
		108.9		
中生代 第三紀 花崗岩	G _{rw}	117.9	54,800	18,304
		117.9		

ずみ依存性がある。すなわち、ひずみが小さいと弾性係数は大きく現れ、ひずみが大きいと弾性係数は小さくなる。計測されている地盤内のひずみは、深度方向に 10^{-3} から 10^{-8} 程度に変化している。孔内載荷試験の弾性係数(変形係数)は、一定のひずみレベル(10^{-3} から 10^{-4})における弾性係数であることから、これらのことにおいてひずみ依存性が現れていると考えられる。

一方、拘束圧が高い程、弾性係数が大きくなる拘束圧依存性も考えられる。ただし孔内載荷試験においては、ある程度の拘束圧の除荷も考えられるが、ある程度拘束圧依存性を反映した弾性係数が得られると考えられるので、一方、変形係数を算出する際の応力レベルが一定していないことから、拘束圧依存性については明確には言えない。

2) 図-21、図-22は、2P、3Pにおける深度方向の疑似弾性係数と基本地盤モデル弾性係数の比の分布を示す。深いところで比が大きくなっているが、応力の影響範囲では1に近い比であった。

3) 岩種毎に歪みレベルに着目して1)の弾性係数比を考察した結果が図-23、図-24であり、いずれも歪み依存性が確認される。

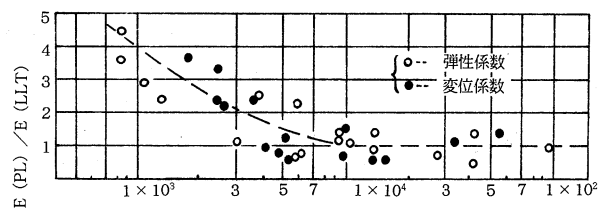


図-18 平板載荷試験と孔内水平載荷試験による弾性係数の比較
Fig.18 Relationship between the elastic(deformation)modulus obtained by bore hole load test and by on-site loading test

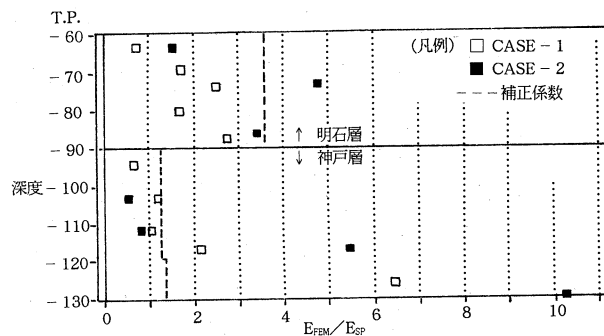


図-19 2P基礎・弾性係数比～深度
Fig.19 Ratio of back-analysis modulus to bore-hole-loading-test modulus for 2P foundation

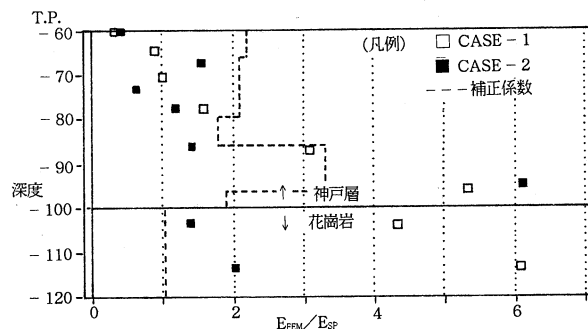


図-20 3P基礎・弾性係数比～深度
Fig.20 Ratio of back-analysis modulus to bore-hole-loading-test modulus for 3P foundation

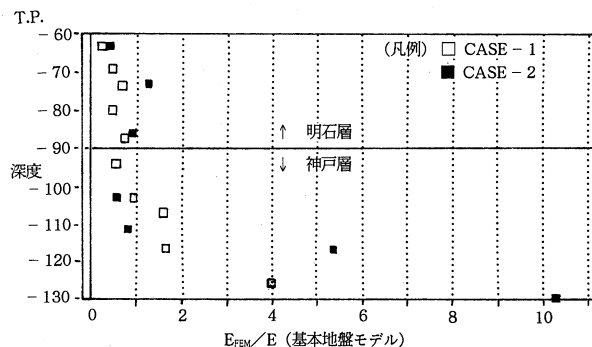


図-21 2P基礎・弾性係数比～深度
Fig.21 Ratio of back-analysis modulus to design modulus for 2P foundation

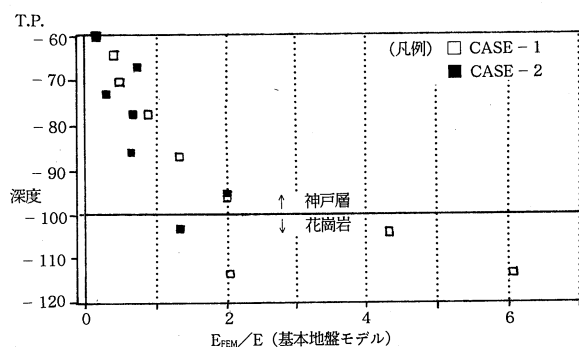


図-22 3P基礎・弾性係数比～深度
Fig.22 Ratio of back-analysis modulus to design modulus for 3P foundation

7. あとがき

今回は、地盤変位計測結果の一部と、その結果の逆解析ならびに順解析結果を紹介した。地盤変位計測結果を施工にフィードバックすることにより、動態観測は大きな役割を果たした。また、同時に2P、3P基礎変位の疑似弾性逆解析結果の地質調査結果との比較をする事が出来た。堆積軟岩の変位特性の応力及びひずみ依存性については十分には解明されていないので、明石海峡大橋における基礎地盤変位計測結果を更に検討することは重要である。

今回の報告は、全地盤変位を弾性変形と仮定した疑似弾性逆解析結果である。次回には、応力あるいはひずみ依存性について、また、粘弾性逆解析結果についても報告する予定である。

参考文献

- 1) 通産省工業技術院地質調査所：須磨地域の地質 昭和59年3月
- 2) 神戸市教育研究所：神戸の地質を読む1 - 神戸市研究学園都市の自然史 - 昭和58年3月
- 3) 神戸市教育研究所：神戸の地質を読む2 - 神戸市研究学園都市の自然史 - 1989年3月
- 4) 新修神戸市史編集委員会：新修神戸市史 歴史編I 自然・考古 平成元年4月
- 5) 明石海峡大橋2P下部工気中コンクリート工事・計測関係報告書 平成4年6月
- 6) 明石海峡大橋3P下部工気中コンクリート工事・計測関係報告書 平成4年9月
- 7) 明石海峡大橋地質調査報告書 昭和62年6月 本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所

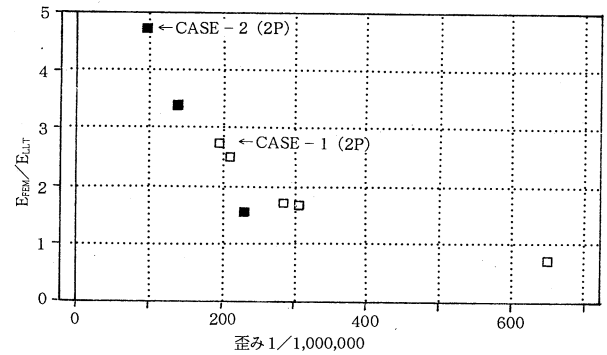


図-23 明石層の歪み依存性

Fig.23 Relationship between strain rate and ratio of back-analysis modulus to bore-hole-test modulus

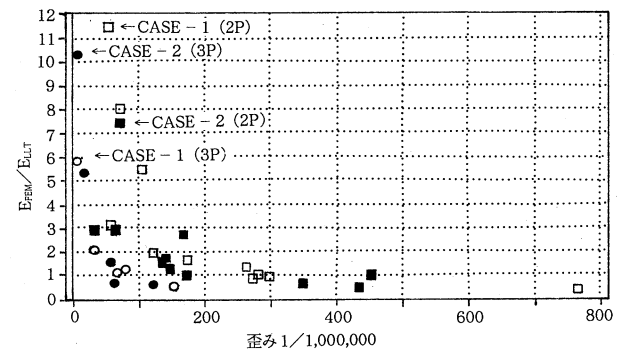


図-24 神戸層の歪み依存性

Fig.24 Relationship between strain rate and ratio of back-analysis modulus to bore-hole-test modulus

- 8) 明石海峡大橋の設計地盤定数設計報告書 昭和63年3月 本州四国連絡橋公団
- 9) 「孔内載荷試験と岩盤の変形に関する研究」：雑誌「土と基礎」1976年 Vol.24, No.1 武内俊昭、鈴木楯夫、田中壮一

尾道大橋塗装工事（その2）

Paintingwork of Onomichi Bridge(Part 2)

設 計 部
(前) 向島管理事務所

設計第一課長代理
橋梁技術課長

古 家 和 彦

Kazuhiko Furuya

建 設 省
(前) 向島管理事務所

近畿地方建設局
橋梁技術課

杉 山 剛 史

Takeshi Sugiyama



概 要

尾道大橋は、昭和43年3月に日本道路公団により供用開始して以来、5年毎に2度全面塗替えが行われたが、昭和53年以降は行われておらず、昭和63年2月に本四公団が引き継いだ時には、塗膜の劣化がかなり進んでいた。

この報告は、本四技報'92.1に続くもので、平成元年度から3年度にわたって行った全面塗替え塗装作業における、換気、足場、ケレン、塗装、管理等について、写真を多く取り入れながら説明するとともに、細部の工夫について紹介する。また、桁の足場の組立解体及び塗装のために、安全を向上させる目的で新しく開発した小型軽量の移動機能を備えた作業床について、検討及び検証も含めた概要を述べるものである。

The Onomichi Bridge had been totally repainted twice with an interval five years since its opening to the traffic in March 1968, by the Japan Highway Public Corporation. However, coating film of the bridge was badly damaged when HSBA succeeded its ownership in 1988, because repainting work had been put off since 1978.

This paper, the second report succeeding the first one on Vol.'92.1 of the Honshi Technical Report, introduces the total repainting work carried out during 1989-1991, including such works as ventilation, scaffolding, blasting, coating, and quality control, with many photographs. In addition, the paper outlines the light weight and movable work platform, which was newly developed to ensure safer work condition for both procedures of mount/dismount of provisional scaffolding and painting.

表-1 塗装工事年度別区分

Tab.1 Records of coating work

年度	元	2	3
塗装部位面積	等内面 2,000 m ²	塔外面 1,000 m ² ケーブル 1,200 m ² 桁 1/8 3,100 m ²	桁 7/8 22,100 m ²
塗装系	無溶剤型エポキシ樹脂	シリコン樹脂	主桁:シリコン樹脂 その他:アクリル樹脂
足場の種類	単管足場	塔:デッキ型カド単管足場 ケーブル:チェア型カド 桁:移動式作業床 + 単吊足場	桁:移動式作業床 + 単管吊足場

1. まえがき

尾道大橋は、昭和43年3月に供用開始して以来、昭和48年と昭和53年の2回、全面塗替えが行われた。ただし、それ以降は行われておらず、昭和63年（1988年）2月に日本道路公団から本四公団が引き継いだ時には、塗膜の劣化がかなり進んでいた。このため表-1に示すとおり、平成元年度より全面塗替えに着手し、平成3年度末に無事完了、ノスタルジアブルーとハニークリームの輝きが蘇った。（写真-1）

尾道大橋塗装工事については、「本四技報 Vol.16 No.61 '92.1」にて、塗装履歴、塗膜調査結果、塗替塗装仕様、塗装足場について報告したが、紙面の制約より、塗装作業については、ごく概略程度の紹介にとどまったため、今回は、塗装作業を中心に細部の工夫について、報告するものである。

2. 塗装工事

塗装足場の全体概要を図-1に示す。

2.1 塔内面

(1) 換気

塔内の換気は、素地調整時の粉塵排出、塗装時の乾燥促進、臭気排出及び酸欠防止を目的とし、塔基部のマンホール2箇所に、200V送風機を設置して、内部の空気を

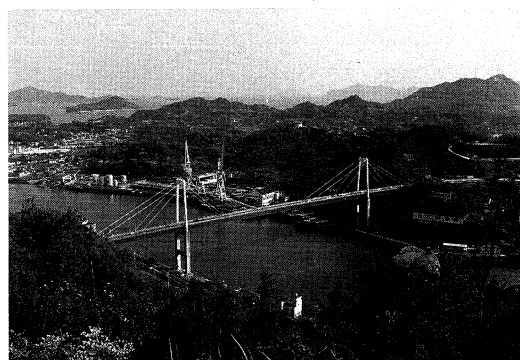


写真-1 尾道大橋全景

Photo.1 Outlook of the Onomichi Bridge

排出する方法で行った。

(2) 足場

塔柱は、ダイヤフラムが4.5m間隔にあるため、写真-2に示すように、中間に2箇所単管を固定クランプにて縦リブに固定し足場板を敷いた。

水平材は、高さが3.2mであるため、塔柱と同方法で中

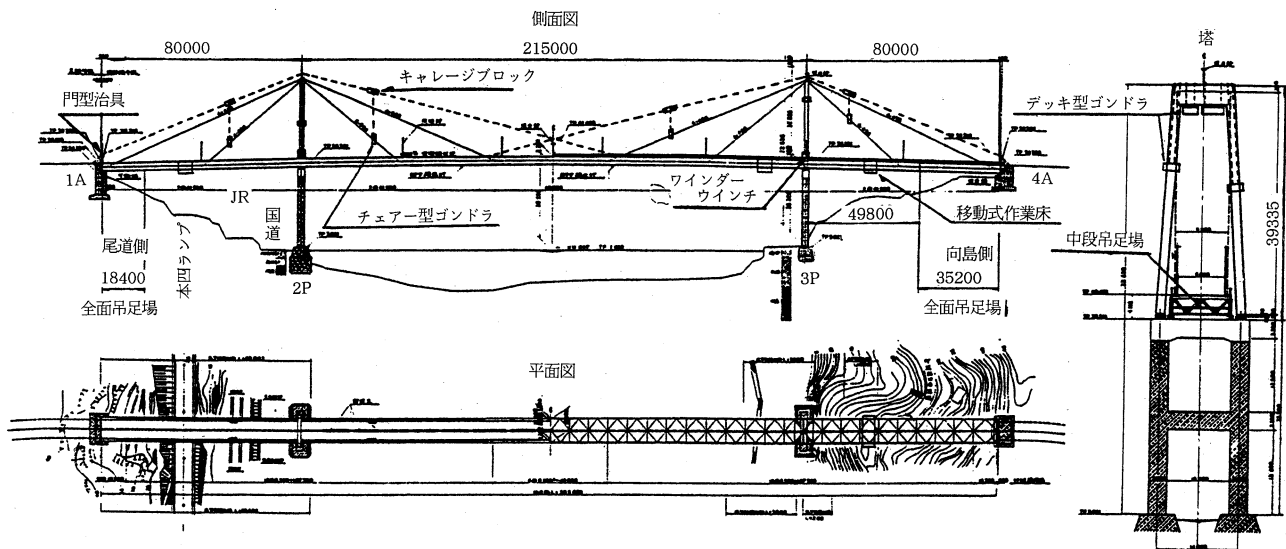


図-1 塗装足場種別
Fig.1 Type of scaffolding

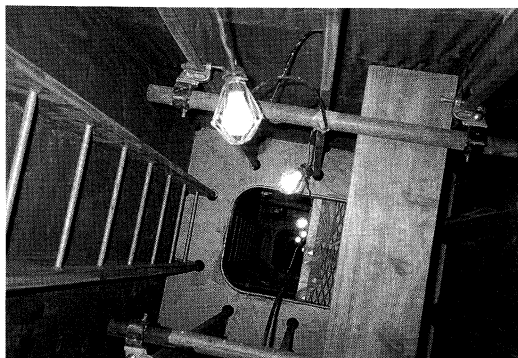


写真-2 塔柱内面足場
Photo.2 Scaffolding inside the tower

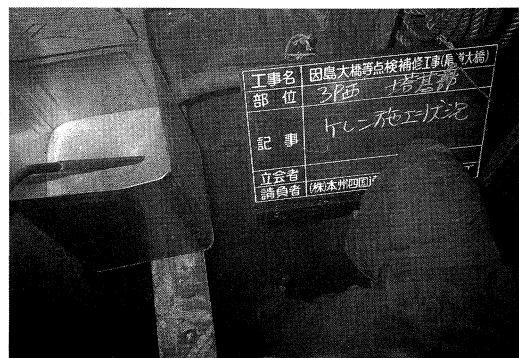


写真-3 塔基部内サンドブラスト
Photo.3 Sand blasting work inside the tower

間に1箇所足場を設けた。

(3) ケレン

ケレンは、水平材下フランジと塔底板は2種、それ以外は3種とし、電動工具と手工具を使用した。ただし、底板部は900mmの高さの隔壁があり、工具の使用が困難なため、写真-3に示すように小型機械によるサンドブラストを行った。

(4) 塗装

ケレン後、塗装面の清掃を速やかに行い、刷毛及びローラー刷毛にて塗装した。特にエッジ部は塗膜が薄くならないように置き塗りを行った。また、塗膜の乾燥が予定より長びき、1週間程度かかったため、2P、3Pでの工程調整を行った。

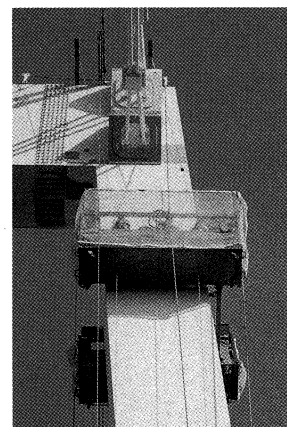
2.2 塔外面

(1) 足場

塔柱は、写真-4に示すように、2台のデッキ型ゴンドラ (MEF-240) を挟む形で連結し、塔柱の傾斜に対応するため、外側はキャスター付きの連結バーを使用した。また、塗料等の飛散防止として外側は手摺部にメッシュシートを巻き、塔壁側はベニヤ板に養生ゴムを付け、塔壁にもたせる形で張り出しを付けた。

写真-4 塔柱外面足場

Photo.4 Scaffolding outside the tower



2P水平材は、写真-5に示すように、両端はケーブル定着部がありゴンドラが使用できないため単管吊り足場とし、梁部はデッキ型ゴンドラ (MEF-240、MEF-240) 4台を使用し、法律によりゴンドラ直下は立入禁止が必要なため、片車線分ずつ交通規制を行いながら作業した。また、下面の作業時は、ブルーシートでゴンドラを連結して塗料等の落下防止を行った。

3P水平材は、2Pでの経験より交通規制日数を減らすため、当初計画を変更して写真-6に示すような全面単管吊り足場とした。ただし、写真-7に示すように、足場架設



写真-5 2P 塔水平材足場
Photo.5 Scaffolding for lateral member
of the tower 2P

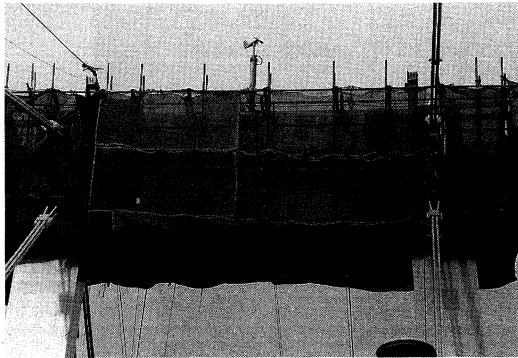


写真-6 3P 塔水平材足場
Photo. 6 Scaffolding for laralal member of the tower 3P

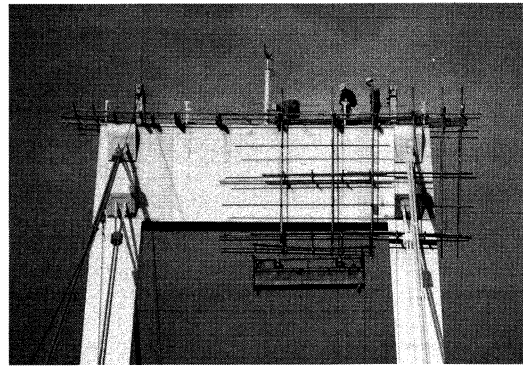


写真-7 3P 塔水平材足場架設
Photo. 7 Setting of scaffolding to lateral member of the
tower 3P

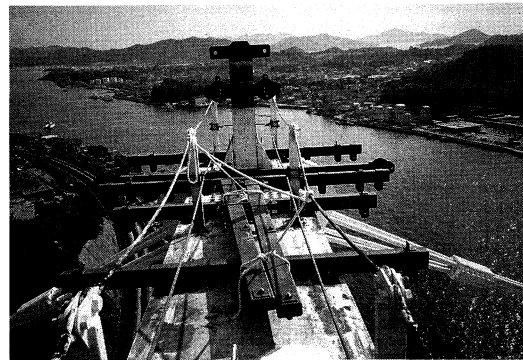


写真-8 塔頂ゴンドラ吊治具
Photo. 8 Attachment metal to scaffolding for lateral
member of the tower 3P

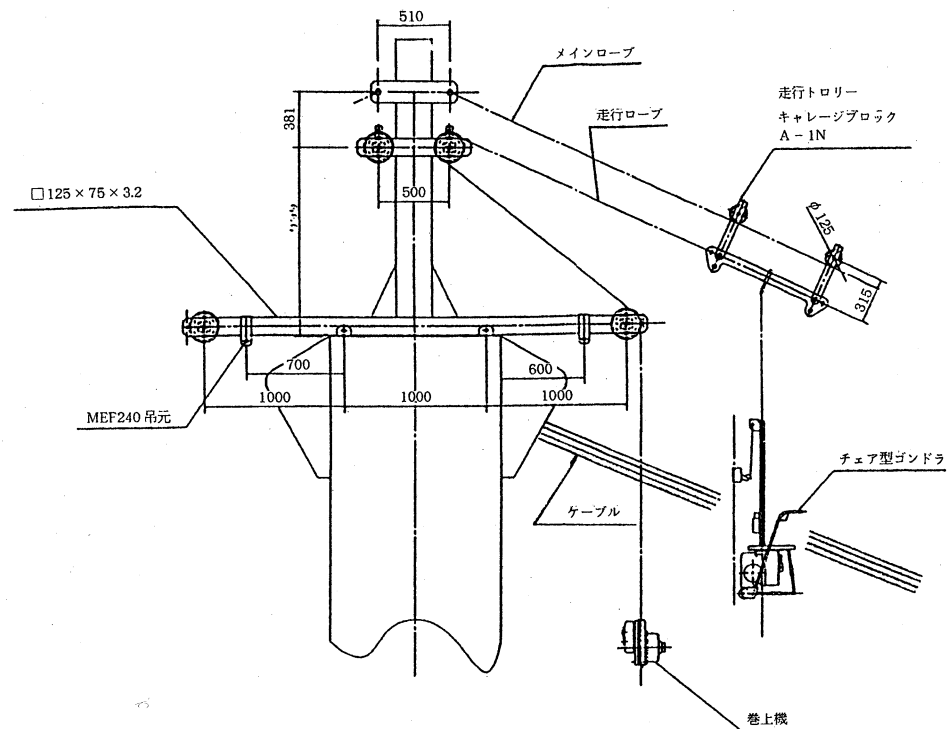


図-2 ケーブル塗装用足場
Fig.2 Scaffolding for cable coating

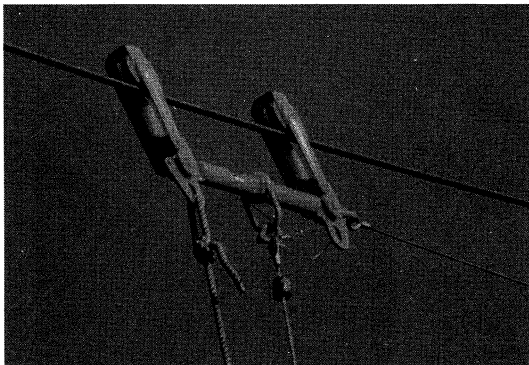


写真-9 キャレージブロック
Photo. 9 Carriage block



写真-10 ワインダーウ
インチと錘

Photo.10
Winch and weight

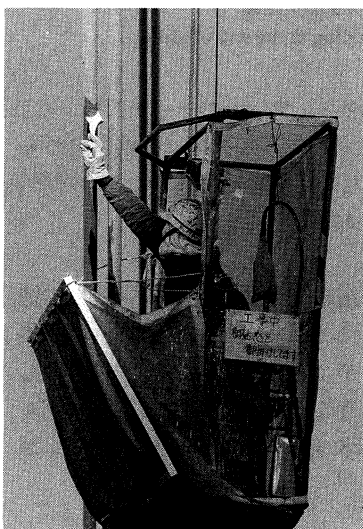


写真-11 ケーブル足場

Photo.11 Scaffolding for
cable

の資材運搬及び落下防護にはゴンドラを使用せざるをえず、規制日数をさほど減らせなかった。

吊り足場及びゴンドラの吊り治具は、塔頂にはなかったため写真-8に示すように、角パイプにて治具を製作するとともに取付けピースを溶接した。

(2) ケレン

ケレンは、2P 水平材上・下・南面及び東塔柱東面は2種、それ以外は3種とし、電動工具と手工具を使用した。

(3) 塗装

ケレン後、塗装面の清掃を速やかに行い、刷毛にて塗

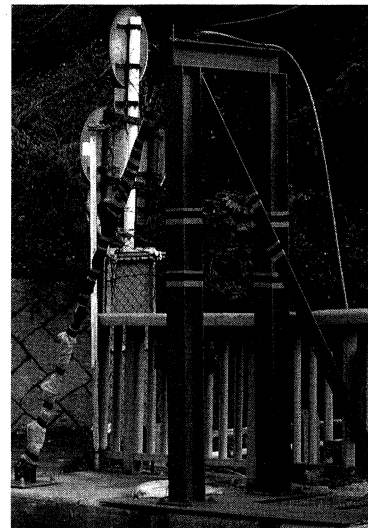


写真-12 開型治具
Photo. 12 Open-type
metal



写真-13 ケーブル狭陰部ケレン工具

Photo.13 Blasting tool for small-space work at cable



写真-14 ケーブル狭陰部塗装工具

Photo.14 Painting tool for small-space work at cable

装した。

2.3 ケーブル

(1) 足場

ケーブルは、図-2に示すようににφ16mmの主索ワイヤーを上段ケーブル上に張り、写真-9のようなキャレージブロックを乗せてチェア型ゴンドラ (BEC) を吊り下げた。ゴンドラは軽く揺れ易いため、ケーブルに紐を取りながら作業した。キャレージブロックの移動は、写真-10のような塔下歩道部に錘を付けたワインダーウインチを置き、φ8mmの走行ワイヤーを塔頂のシーブを介して、ブロックにつないで行った。また、塗料等の飛散防止の

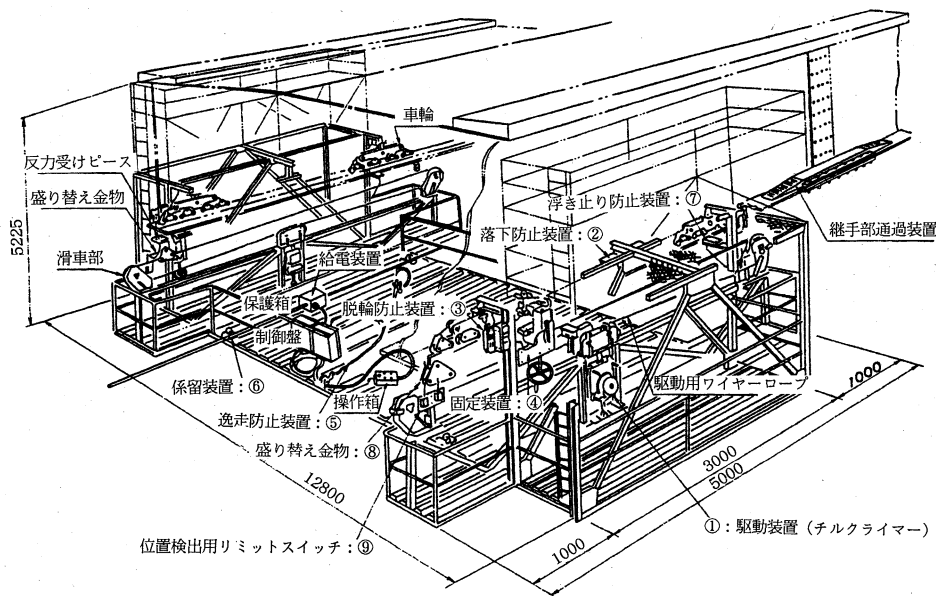


図-3 移動式作業床概念
Fig.3 Concept of the movable work platform

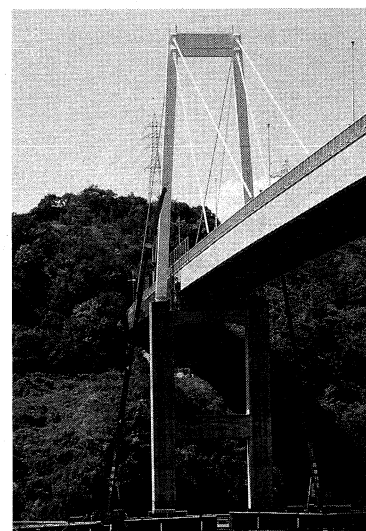


写真-18 作業床吊上げ (2P側)
Photo.18 Hoisting of the work platform(2P side)

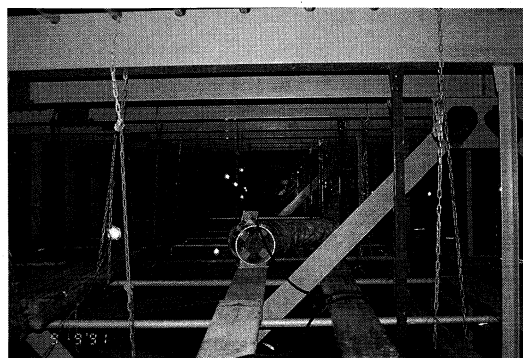


写真-15 桁内換気 (4A付近)
Photo.15 Ventilation inside the girder(around 4A)



写真-16 移動式作業床
Photo.16 Movable work platform

ため、写真-11に示すようにアルミ製枠にメッシュシートを取付け張り出した。主索ワイヤーは、サグの関係よりゴンドラで塗装可能な位置まで高く張る必要があるため、写真-8に示すように塔頂は既設の支柱に治具を取付け、側径間は距離の取れる位置にアンカーできないため、写真-12に示すような門型治具により高さを稼いだ。

(2) ケレン

ケレンは3種としたが、電動工具を使用すると塗膜下の

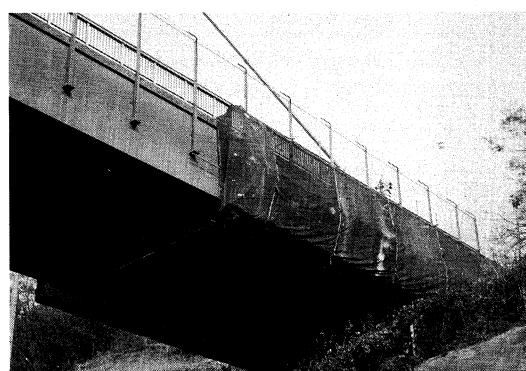


写真-17 端部全面吊足場
Photo.17 Full-face scaffolding at the end of girder

垂鉛メッキを痛めることから、サンドペーパーで行った。また、4本ケーブルなのでケーブルの隙間に手が入りづらく十分ケレンができないため、写真-13に示すようなベルト式のサンドペーパーも使用した。

(3) 塗装

ケレン後、塗装面の清掃を速やかに行い、刷毛にて塗装した。ただし、3種ケレンにおける補修塗りは、本来素地の露出した部分に行くが、露出部の多さと施工の難しさからケーブル全体に行くこととした。また、ケーブルの隙間は、写真-14に示すようなベンダー刷毛にて塗装した。

2.4 桁

(1) 換気

1A側の全面足場部分の施工については、橋面にグレーチングがなく、内側に臭気がこもり易い場所で夏季の施工となったため、写真-15に示すような54㎡/分のファンを2台使用して換気した。

(2) 足場

作業の安全性向上を計るため、図-3、写真-16に示すような小型・軽量の移動機能を備えた作業床を開発し使用した。ただし、作業床から施工できない桁内面上側

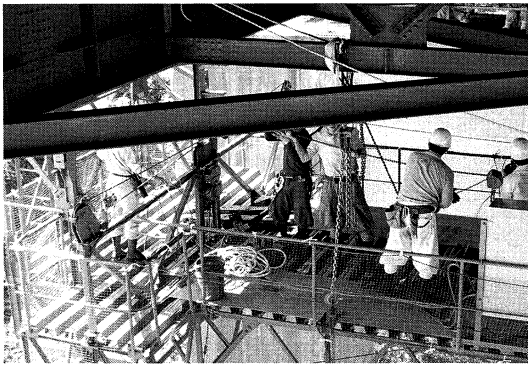


写真-19 作業床架設 (チェーンブロック)
Photo.19 Installation of the work platform(chain block)

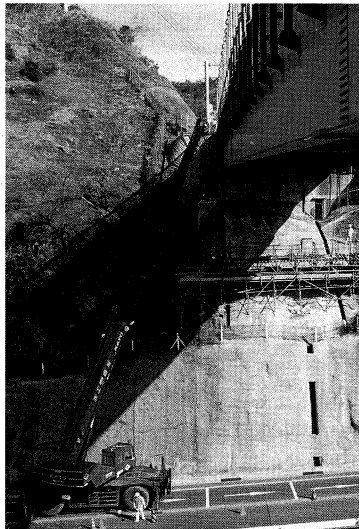


写真-20 作業床地組立 (1A側)
Photo.20 Yard assembly of the work platform(1A side)



写真-21 作業床架設 (チェーンブロック)
Photo.21 Installation of the work platform(chain block)



写真-22 桁内水洗い
Photo.22 Washing inside the girder by water

使用した。ただし、作業床から施工できない桁内面上側は、写真-15に示すように横リブスカーラップを利用して単管吊り足場を設置した。また、地形の関係から作業床の近付けない桁の両端部 (1A側18.4m・4A側35.2m) は、写真-17に示すような従来通りの全面吊り足場とした。

(3) 作業床の架設

中央径間及び4A側側径間は、2P下の工場内の敷地を借用して地組立を行った。架設は、写真-18に示すように中央径間は45t吊、側径間は60t吊のトラッククレーンの相吊りにて、それぞれ桁位置まで吊り上げ、約5tの作業床を写真-19に示すように、下弦材に固定した3t吊チェーンブロック4台に吊り直して、所定位置まで吊り上げ車輪等を付けて完了した。

1A側は、道路運搬を必要としたため、作業床を4分割してトレーラーで輸送するとともに、地形と交通規制の関係から法面に単管で足場を組み、その上で組立解体を行った。組立解体は、写真-20に示すように本四ランプを片側通行規制し、45tラフタークレーンにて行った。地組立場から桁までの架設は、写真-21に示すように3t吊チェーンブロックにて吊り上げを行った。

(4) 水洗い

塩分測定の結果、内側の下フランジ上面及び鋼床版裏面に100mg/m²から最大800mg/m²の塩分が確認された。また、部材の上面の汚れも著しかったため、写真-22に示すように高圧洗浄機にて桁内面を全て水洗いした。使用水の処理は、集水できないためメッシュシートを2重に

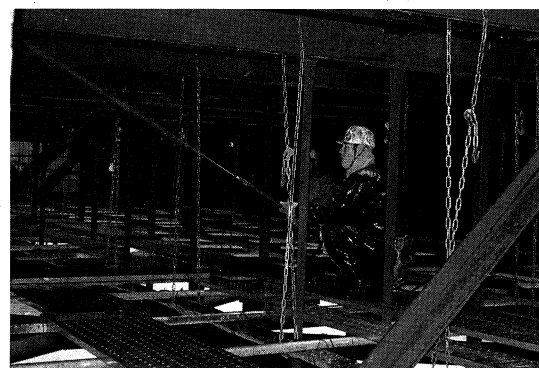


写真-23 桁ケレン工具
Photo.23 Blasting tool for the girder

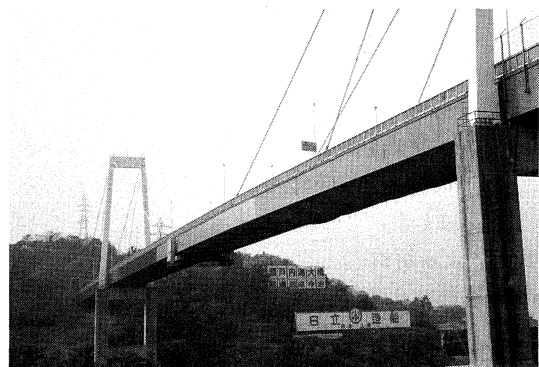


写真-24 中央径間桁3分割塗装
Photo.24 Painting work divided in three parts for the center span

してこした。

(5) ケレン

ケレンは、3P～4A間主桁西外面は4種、それ以外は3種とし、写真-23に示すような電動工具と手工具を使用した。

(6) 塗装

ケレン後、塗装面の清掃を速やかに行い刷毛にて塗装した。特にエッジ部、コーナー部については、薄くならないよう十分注意した。

中央径間は、施工数量も多いため写真-24に示すよう

に橋軸方向に3分割して、3P側より2P側へ順次施工した。
また、中段足場部施工時は下面に防護ネットがあり、作業床が移動できないため足場解体後、ネットを撤去して作業床部の施工を行った。

3. 管 理

ケレン状態の管理は、監督員が立会して行った。ケレンを行ってみると、塗膜の劣化が、特に東面では目視以上に進んでいる箇所があり、一部変更を行った。塗膜の管理は使用数量により行ったが、現地での確認として、ウェットゲージによるウェット状態での膜厚管理及び補助的に電磁膜厚計による乾燥膜厚の管理を行った。

4. 作業床

尾道大橋での過去の桁塗装は、すべて単管吊り足場方式で行われていたが、桁下には船舶の往来する海と国道2号線、JR山陽本線、西瀬戸自動車道のランプ等があり、落下防護に対し万全の安全対策が必要である。そのため、さらに安全を向上させる目的で移動式の作業床を開発し、足場の設置撤去時の防護も行うこととした。

4.1 作業床支持構造検討

下記項目の比較検討を行った結果、経済性と一時的な設置という特性を考え、最も現実的である主桁下フランジ走行案を採用することとした。

- (1) 主桁下フランジ走行案
- (2) 主桁下フランジ走行+中央レール追加案
- (3) 主桁下レール案
- (4) 歩道部レール案
- (5) 歩道部レール(アルミ高欄撤去)案

しかし、下フランジを直接走行させることにより、ウェブとフランジの隅肉溶接部に曲げ応力が入ることから以下のことを実施した。

- (1) FEMによる解析
- (2) 小型試験体による発生応力確認(写真-25)
- (3) 実橋における作業床載荷時の応力・変位確認
- (4) 実橋の隅肉溶接非破壊検査(磁粉探傷)

また、応力軽減を計るため作業床をトラス構造とし軽量化するとともに、4支持点の各車輪を写真-26に示すように8輪とし荷重分散を行った。

また、移動は写真-27に示す1t引きのチルクライマーにより、約4mごとに設置した治具を使用して盛替え方式にて行った。

4.2 検証結果

主桁の小型試験体による一点載荷から、6,000kgfまで載荷しても、破壊及び塑性変形に到らなかったことより、非常に大きな耐力を有することが確認できた。また、補剛材がある場合は、計算値の1.4倍程度の応力集中があり、

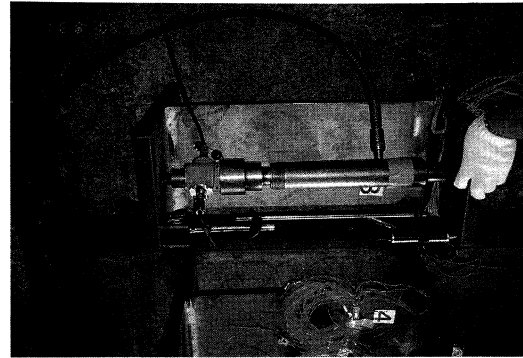


写真-25 小型試験体応力測定

Photo.25 Stress measurement for a small specimen

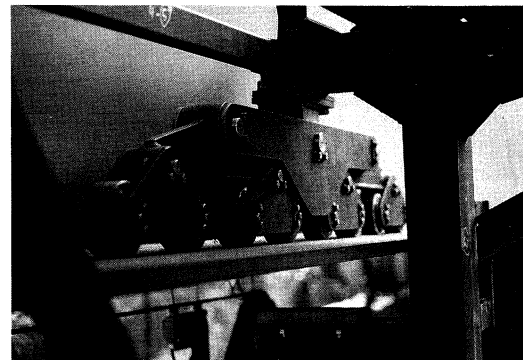


写真-26 作業床車輪(ポリウレタン)

Photo.26 Wheel of the work platform(polyurethane)



写真-27 作業床移動装置

Photo.27 Carrier system of the work platform

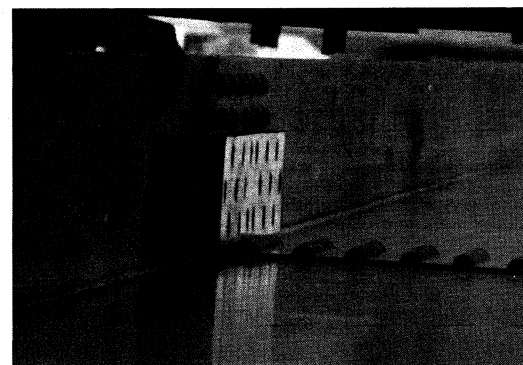


写真-28 添接部乗り越しゴム

Photo.28 Rubber to pass over the joint

補剛材がない場合は、ほとんど応力集中がないこと、溶接部に欠陥がある場合は、さらに1割程度応力が大きくなることも確認できた。

実橋での試験から、設計荷重252kgf/1輪では、補剛材のある部分で局部集中応力が、332kgf/cm²と許容応力(800kgf/cm²)の1/2以下であることが確認できた。

実橋溶接検査からは欠陥は発見されなかった。

さらに、実際の作業床の走行は、きわめて滑らかでありフランジの変形も見られなかった。

4.3 主桁添接部の乗り越し

主桁下フランジを走行させることで、もう一つ問題となるのが、添接部のリベットをいかに乗り越すかである。そこで、写真-28に示すように添接部に、両端にテーパを付けリベット穴を空けた硬質のクロロビレンゴムを敷いた。当初は、硬度を70HSにしていたが、ゴムの変形が大きかったため、90HSに変更し良好な結果を得た。

5. 工事中の制限

(1) 交通規制

塔水平作業及び路面からの資材搬出時には写真-29に示すような片側交互通行規制、ケーブル塗装時には路肩通行規制を行ったが、警察協議により23,000台/日と交通量が多いため、規制時間を混雑時を避けた9:00~16:00に制限された。また通行車に対する周知は、看板及び料金所でのビラ配布により行った。

(2) 鉄道上作業

鉄道上作業では、JRとの協議により、線路際と作業床

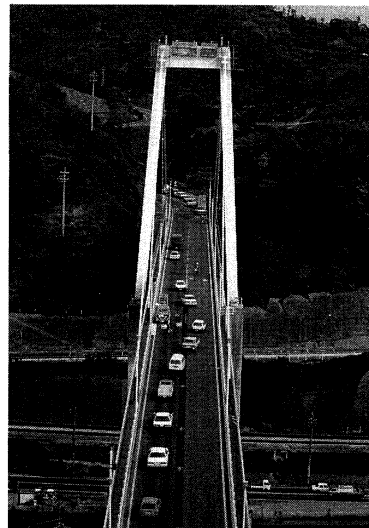


写真-29 片側交通規制

Photo.29 One-sided traffic control

上に見張り員を配置するとともに、列車通過時は作業床を移動させないこととなった。

(3) チェアー型ゴンドラ作業

チェアー型ゴンドラ作業では、1本のワイヤーで吊っているため、安定性が悪く、工事中止基準の風速10m/s以下(7m/s程度)でも作業ができないことがあった。

6. あとがき

3年間に渡る全面塗替塗装を無事故に完成させることができ、関係された方々に感謝を述べるとともに、移動式作業床も、極めて良好であったことを申し添えて報告を終わります。

インドネシア4島連結計画

4 Islands Linkage Planning in Indonesia

垂水工事事務所 第二工事長

河 口 浩 二

Koji Kawaguchi



1990年7月より2年間、国際協力事業団からの長期専門家として、インドネシア共和国公共事業省道路総局計画局に派遣された。

日本はインドネシアに対する経済協力の最大の供与国であり、また貿易面でも強い補完関係をもっている。インドネシアにおける日本のプレゼンスは非常に高い。

本文では、私が勤務中に関わった「インドネシア4島連結計画」のうちの「ジャワースマトラ連結計画」を中心にこの概要を紹介する。

1. スラバヤーマドラ連結計画

インドネシア第2の都市であるスラバヤ市（人口約300万人）と対岸のマドラ島（面積約5350k m²、人口約300万人）を連結する橋梁の建設と、兩岸の工業・住宅団地等の土地開発を、日本・インドネシア両国の民間資本の導入で実施する計画が検討されている。

計画ルート上の海峡幅は約5kmだが、水深が浅く（最大約16m）、大型船舶が通航しないので、兩岸からそれぞれ約1.6km、1kmはコーズウェイ、それより中央部分は

スパン40m～100m程度のPC桁橋で計画されている。

2. ジャワバリ連結計画

ジャワ島と観光地として有名なバリ島との海峡幅は、約4.5kmであるが、両島間には航空路がよく発達しており、民族・宗教が異なるため連結計画の具体的な動きはない。

3. ジャワースマトラ連結計画

この海峡（スダ海峡）の最小海峡幅は約27kmで、そのほぼ中央に長さ約5kmのサンギアン島がある。ジャワ島・スマトラ島の面積はそれぞれ約13万k m²、47万k m²、人口はそれぞれ約1億人、3500万人である。両島間には航空路が比較的良好に発達しており、またスダ海峡には日本からの資金協力でフェリーが24時間運航されている。この海峡を恒久的な交通路で連結したいという夢があるのだが、道路・鉄道あるいは橋梁・トンネルいずれかということも未知である。

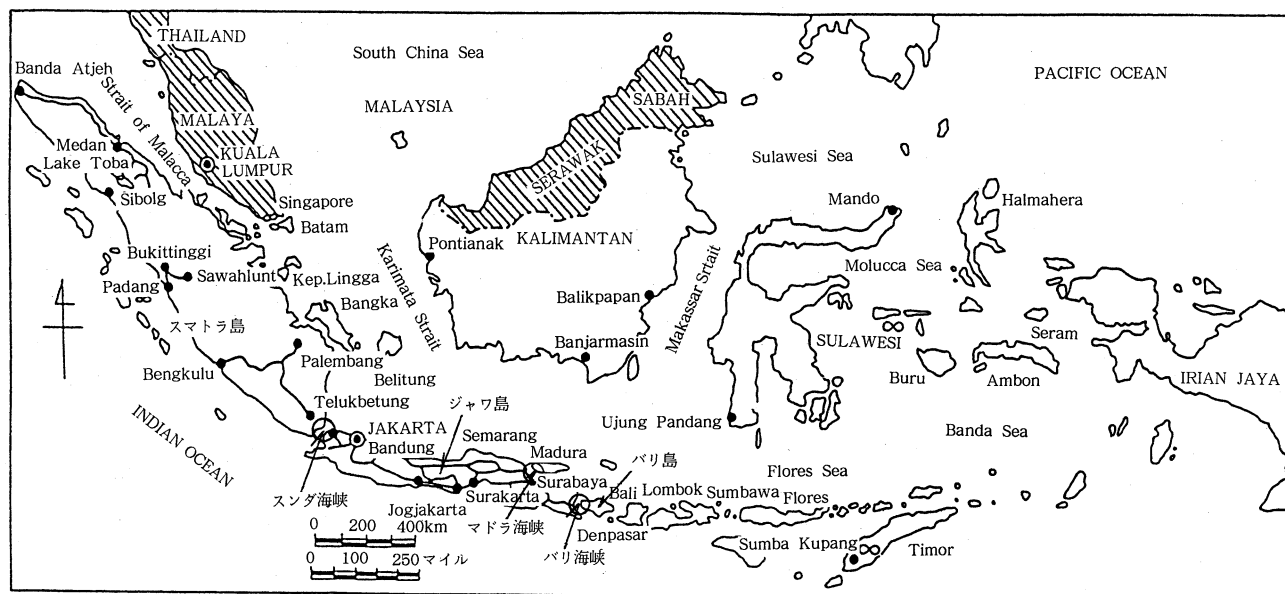


図-1 インドネシア全図

Fig.1 Map of Indonesia

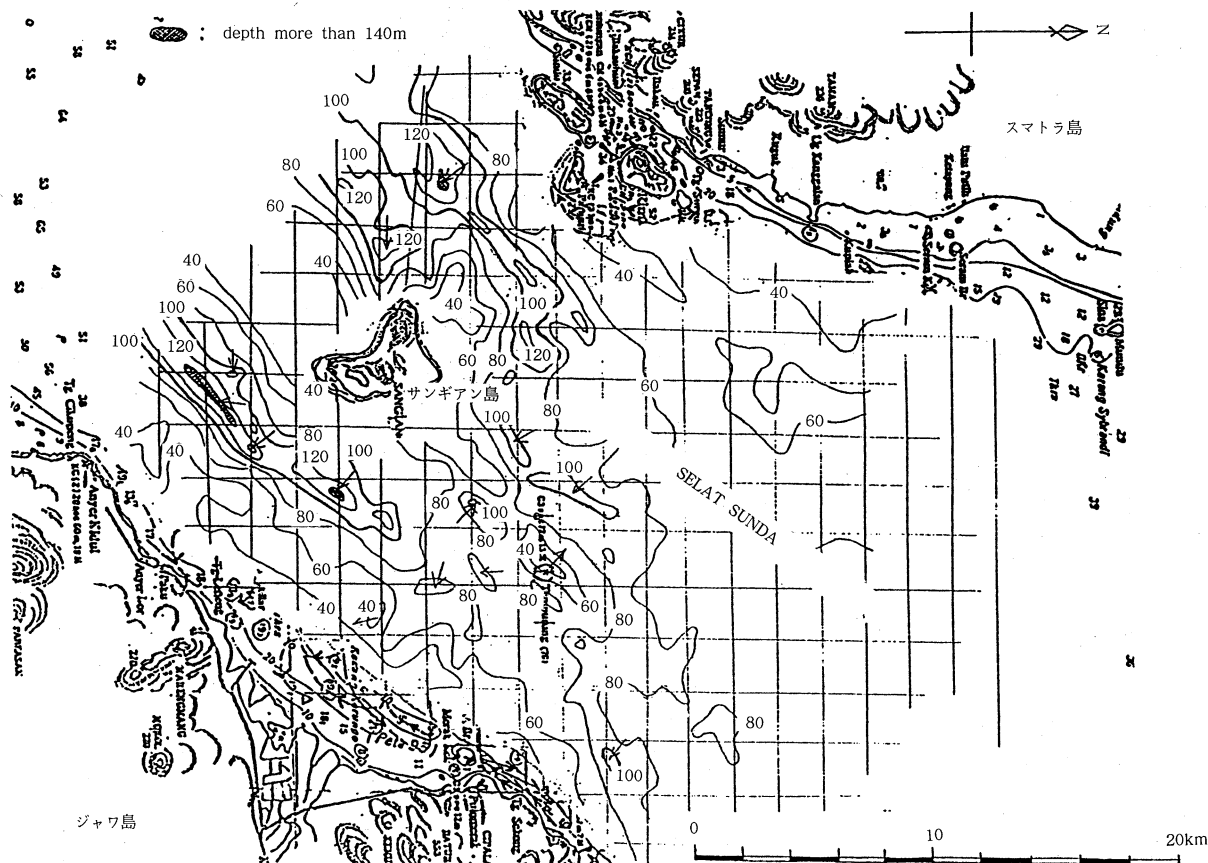


図-8 スンダ海峡の水深

Fig.2 Water-depth contour map of the Sunda Strait



図-3 スンダ海峡の基盤岩深度

Fig.3 Depth of support rock of the Sunda Strait

3.1 スンダ海峡の地形・地質

この海峡の周辺は、インド洋側の海底プレートがスマトラ・ジャワ島に向かってもぐりこむ動きをしており、また両島のなす角度が変化しているようで、地球物理的活動が活発である。このため、火山・地震が多い。100年余り前に大噴火を起こしたことで有名なクラカタウ火山が、海峡最狭部から南西約60kmに位置している。

1991年2月、JICAの技術協力のもとで、エコーサウンダー、スパーカー等を装備したインドネシアが所有する海洋調査船に、船位置を測定するためのGPS (Global Positioning System) を搭載して海底地形・底質・基盤岩深度の調査が行われた。図-2、図-3に、その調査結果を示すが、次のような特徴をあげることができる。なお、潮流、風、航行船舶等の調査は今のところ行われていない。

(1) 海底底質は次の3種類に大別され、複雑に分布している。

- 1) 未固結堆積層 (シルト、砂)
- 2) 未固結の火山噴出物堆積層
- 3) 安山岩、玄武岩系の火山岩類 (基盤)

(2) サンギアン島の北東海域の海底は、約100mの水深で比較的平坦である。

(3) サンギアン島の両側に最大水深約150mの海溝がある。

(4) ジャワ島とサンギアン島の間には、堆積層が厚く分布しており、最大の基盤岩深度は約200mに達する。

(5) サンギアン島の南西側は、基盤岩が急傾斜で深くなっている。

3.2 ジャワースマトラ連結計画の将来性

十分な自然条件調査、社会経済調査が行われなければフィージビリティを論じることにはできないが、橋梁計画的には、明石海峡大橋を越える規模の橋梁を3橋程度も連ねることとなり、建設費は莫大なものとなる。それは現在のインドネシアの経済力には不釣合なものである。国際資金援助機関は緊急性が高いプロジェクトを優先するし、民間資金はその投資効率を重視するから、現在はこれらに期待することもできない。正確にいうことは難しいが、この計画が具体性をもってくるのは少なくとも30～50年以上先のことであろう。

インドネシアに滞在して強く感じたことは、多くの途上国でそうであろうけれど、やはり貧富の差が強烈なことである。貧しい人々も表情が明るいのが救いであるが、直にそれらの人々とも接した者として、もっとその差がなくなり、国民全体の経済力が向上することを願っている。それが、これらのプロジェクトの実現性を高めることにもつながると思う。

明石海峡大橋4Aケーブルアンカーフレームの架設

明石海峡大橋4Aにおいて基礎工事が完了し、躯体工事と平行して平成5年1月27日から2月4日にかけて、ケーブルアンカーフレーム（以下C.A.F.）の架設を行った。

C.A.F.の架設は、1基（1ケーブル当たり）を2分割（計4ブロック：2ブロック／基×2基）して、自走式運搬台車（ユニットドーリ）により行った。これは、ベントブロックがアンカーブロックに先行して施工されているため、1AC.A.F.架設のように、ベントブロック前面に仮置きしたC.A.F.を、油圧ジャッキにより縦移動して据付る工法は採用できなかったこと、及び、4A作業基地内の場内運搬路の幅員の制約があったからである。

C.A.F.は、工場で4ブロックに分割して立体組立を行い、1ブロック（重量約1,000t、長さ36m×幅12m×高さ35m）づつ全旋回1,500t吊フローティングクレーンにより4A作業基地まで約25マイル吊曳航し、4A作業基地内に仮置きされ、翌日、自走式運搬台車（3トレン×4ユニット＝12ユニットドーリ）により、所定の位置に据付けられた。これを4回繰り返し行った。

自走式運搬台車によるC.A.F.の運搬・据付は、地上から15cmジャッキアップした状態で、走行速度約1km/hで約300mの運搬を行い、所定の位置に一旦ジャッキダウンする。その後C.A.F.の引張材先端で架設精度を確認し、再度ジャッキアップして自走式運搬台車のステアリングにより微調整を行い、架設精度の許容値（鉛直±40mm、水平±60mm）に対し、20mm以下の精度で設置完了した。

（文責：垂水工事事務所 第四工事 竹口昌弘）

来島大橋9PRCケーソン出渠

来島大橋9Pケーソンは、浮体式RCケーソンで、平成4年2月から坂出市内のドライドックで製作され、3月22日出渠しました。

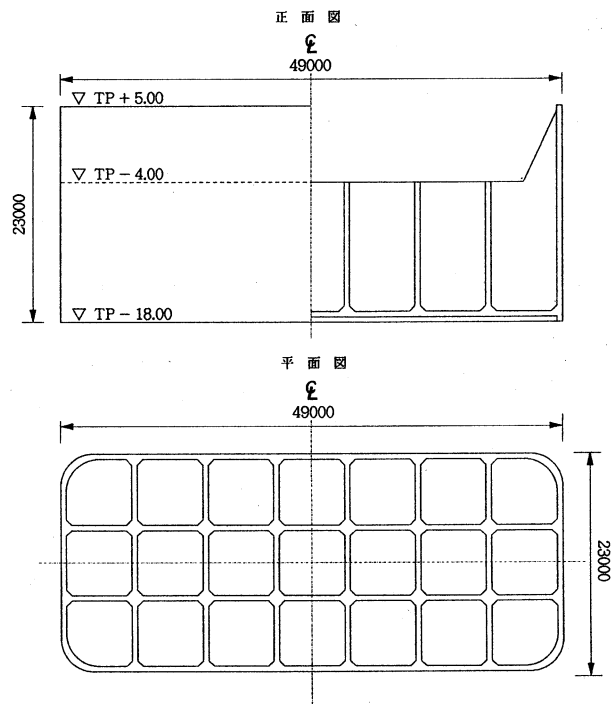
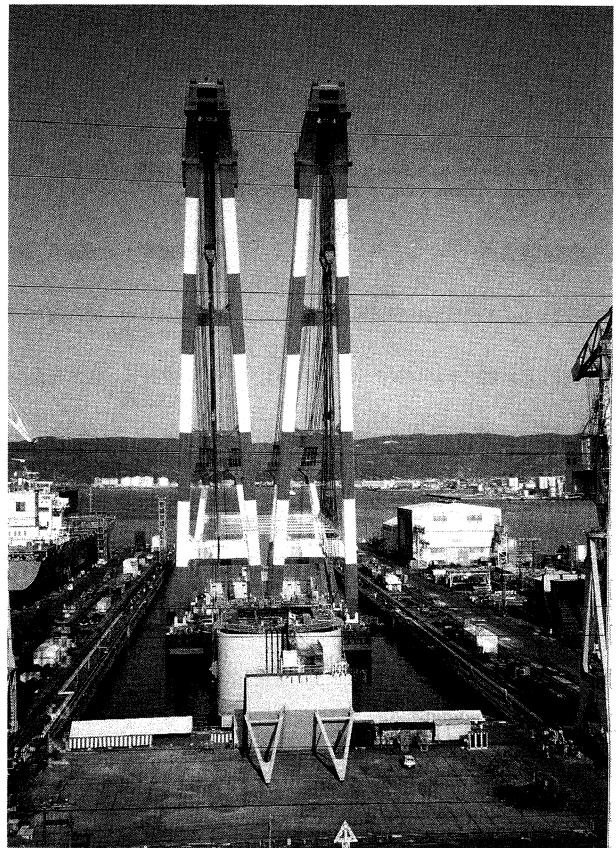
9PRCケーソンは、重量約12,100t、長さ49m、幅23m、高さ23mで、内部は隔壁により21区画に仕切られています。鉄筋量は約1,300t、コンクリートは約4,400m³で9回に分けて打設を行いました。

ケーソンの出渠は、ケーソン吃水11.3mに対し、ドック吃水8.5mであるため、3,600t吊クレーン船で3,100t（吊具等を含む）の補助吊りを行いながら、キャリアと呼ばれる入出域船位置決め・引き込み装置でドックゲート端まで移動させ、その後曳船により坂出港内の仮泊地まで運搬されました。

仮泊地でケーソン係留後、クレーン船による補助吊りを解除して、指令室、ウインチ、発電機等を搭載した共通架台をクレーン船で一括架設します。機器調整、試運転等を行った後、5月中旬にケーソンを現地（9P）に輸送

し、設置の予定です。

（文責：今治工事事務所 第四工事長代理 清家伸二）



本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'93.1～3月受入分

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

◎著者欄の※印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
High-Strength Concrete for wall Foundation Using Ternary Blended Cement with Intermixture of Blast-Furnace Slag and Flyash	加島聰、古屋信明、山岡禮三*	Fourth International Conference	II		1992.5	1451-1469
生口橋の架設精度管理	藤原亨、猪原茂*、森田雄三*	土木学会第47回年次学術講演会講演概要集 VI			1992.9	148-149
大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験	辰己正明、岡内功*、宮田利雄* 佐々木信幸*	土木学会論文集		445	1992.10	75-84
明石海峡大橋主塔基礎の水中コンクリートの施工	岡田凌太、坂本光重、井保武寿* 中川良隆*	コンクリート工学	30	12	1992.12	31-42
長大吊橋補剛桁における静的変形に関する一考察	勝地弘、保田雅彦、宮田利雄* 横山功一*、山田均*	第12回 風工学シンポジウム論文集		12	1992.12	333-338
明石海峡大橋のフラッター特性	金崎智樹、保田雅彦、鈴木周一 宮田利雄*、横山功一*	〃		12	1992.12	339-344
フラッター解析及び風洞試験による超長大吊橋の耐風安定性の検討	保田雅彦、金崎智樹、勝地弘 植田利夫*、田中洋*、樋上琇一*	〃		12	1992.12	351-356
高炉スラグ微粉末、フライアッシュが低発熱コンクリートの諸性質に及ぼす影響	金沢克義、近松竜一*、十河重幸*	セメント・コンクリート論文集		46	1992.12	180-185
明石海峡大橋の架橋技術	萩原浩	明日の兵庫と関西をつくる明 石海峡大橋研究会議			1993.1	1-8
世界最大の吊橋/明石海峡大橋 143万㎡のコンクリート工事	辰己正明	セメント・コンクリート		552	1993.2	10-23
大型橋梁基礎のコンクリート －他品種対応型・大容量コンクリート製造設備－	糸日谷淑光、斉藤哲男、新開千弘 十河重幸*	コンクリート工学	31	3	1993.3	49-55

本州四国連絡橋公団の基準類

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

*仕様書・要領等

土木工事共通仕様書	平成3年5月
測量・調査・設計等共通仕様書	平成3年5月
電気通信施設標準仕様書集(3分冊)(貸出しのみ)	昭和61年4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程電気通信施設保安規程	
電気通信設備標準図集	昭和58年4月
図面作成要領(貸出しのみ)	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生	昭和58年1月の一例
植生のり面工施行要領	昭和62年4月
維持・修繕等共通仕様書	平成4年4月
施工管理試験要領	平成3年4月

*設計基準類(上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成元年4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年4月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年9月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年4月

*設計基準類(上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成元年4月
鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
鋼橋等塗装基準・同解説	平成2年4月
橋面舗装基準(案)	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3.一部改訂]	昭和48年9月
材料規格	昭和60年8月
HBS鋼材規格[53.10.改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格	昭和54年6月
HBS塗料規格(案)	平成2年4月

*設計基準類(下部工編)

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

※表紙右上記号(ISSN0912-6953)説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長 山口 浩 二

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

本四技報 第66号

発行 平成5年4月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話03(3555)8361

発行者 井上 義 光

制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

