

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.24 No.93 2000.4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第93号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.93

はるかな未来に向けて……………第三管理局 局長 For Far Future	村田正信…1
国際化の中での技術とその課題……………東京工業大学工学部 土木工学科教授 Technology and its Subjects in Globalization	日下部 治…2
鋼斜張橋ケーブル材料としての高強度亜鉛めっき……………福岡県新北九州空港連絡道路建設事務所 橋梁建設課長 PC鋼より線の物理特性……………倉瀬建設コンサルタント株式会社 代表取締役社長 Physical Properties of Zinc-coated Steel Wire……………第三管理局保全部 次長 Tendons for Prestressed Concrete Suitable for the Cables of Steel Cable-Stayed Bridges	金子正猪…11 秋山晴樹 村瀬佐太美
明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策……………第一管理局保全部橋梁維持課長代理 Aerodynamic Stabilization for Hanger Ropes of the Akashi Kaikyo Bridge	竹口昌弘…18
斜張橋ケーブル角折れ緩衝装置の損傷とその補修……………(財)日本建設情報総合センター 首席研究員 Damage and Repair on The Dampers of……………第一管理局垂水管理事務所 環境対策課長 Cable-stayed Bridge……………第二管理局保全部橋梁維持課長代理	藤井裕司…26 土井俊秋 平下忠一
来島海峡大橋補剛桁の設計・製作……………長大橋技術センター 技術調整課長代理 Design and Fabrication of Kurushima Kaikyo Bridge Stiffening Girder	伊藤進一郎…34
海外報告(ジンバブエ) ヴィクトリア フォールズ橋……………保全部 上席審議役 Overseas Report (Zimbabwe) Victoria Falls Bridge	飯塚力也…45
日本・ペルー友好橋建設計画……………広島県空港地域整備事務所 工務課 Construction scheme of the Japanese-Peru friendship bridge	天野耕一…48
技術ニュース…………… The Latest Information	51

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

本四技報 第94号 (H12. 8) 掲載予定

- ・ 明石海峡大橋の動態観測報告
- ・ 来島海峡大橋の橋面舗装
- ・ 多々羅大橋振動実験
- ・ 吊橋管理者会議報告

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

淡路花博「ジャパンフローラ 2000」

Awaji Exposition of Flora - Japan Flora 2000



会場全景
Overview of exposition site

(平成 12 年 4 月)
(April, 2000)



灘山 [高速淡路花博] 臨時バスストップ
Provisional bus stop at Nadayama (for Awaji Hanahaku Express)

(平成 12 年 3 月)
(March, 2000)

児島～坂出ルート

Kojima-Sakaide Route

鋼ケーソン基礎電着防食工事
Electro-coating work on the foundation of steel caisson



櫃石島橋 3P
Hitsuishijima Bridge 3P

(平成 12 年 2 月)
(February, 2000)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

鋼床版舗装の表面処理工
Surface finishing work on steel floor pavement



大三島橋でのマイクロサーフェシング施工状況
Micro-surfacing work on Ohmishima Bridge

(平成 11 年 3 月)
(March, 1999)

はるかな未来に向けて

For Far Future

第三管理局 局長 村田正信

Masanobu Murata



早いもので、昨年しまなみ海道が全橋開通して一年になろうとしている。この一年は本四公団にとって二十数年間携わってきた長大橋の建設に別れを告げ、全社挙げて管理に当たるといふ、いずれ他の組織も辿るであろう道程に先頭を切って至った記念すべき年となった。一抹の寂しさがあることは間違いだが、日本の土木史はもち論、我が国のみならず世界の歴史にもさん然と記録されるであろう大プロジェクトに主体的に参画した「その時代に巡り合わせた幸運」を思えば贅沢な感慨であろうし、実は過去の感傷に浸っている暇はないのである。言うまでもないことであるが、本州四国連絡道路・鉄道は国民の貴重な財産であり、今後超長期間にわたって「十全な機能」を発揮してはじめてこの巨大といわれたプロジェクトがその目的を達するのであり、その観点からすれば今やっとそのプロジェクトの緒についたと言っても過言ではない。今からの気の遠くなるような管理にどのように対処してゆけばよいのか？

本四連絡道路・鉄道が他の類似施設と大きく異なる点は、海峡横断部において事実上他に代替ルートが存在しないこと、仮に技術の進歩・発展があっても近傍に新たなルートを新設することは技術的にも経済的にも相当の困難を伴うことが想定されることから、超長期にわたって途切れることなくその機能を保持し続けなければならないということである。リフレッシュ工事と称して長期に交通止めすることも許されない。通院治療は許されても入院は許されないのである。この認識に立てばまずと目標は定まってくる。人間の体と同じで徹底した予防保全で臨むしかない。体質が悪化してからの治療は高額な費用もかかるし、悪くすれば治療不能のおそれもある。この対象は海峡部を挟む直近のIC間の陸上部も含むことを忘れないでほしい。

しからば、予防保全とは如何なるものなのか？浅学の私にとって、この考え方は日本では比較的最近になって広まってはいるが、その定義も漠然としており、実体に即してこれが予防保全であると明確に言えるものはそれほど多くはないとの印象を持っている。私なりに定義すれば、第一に治療不能あるいは大手術に至らせないことが最低条件で、第二には最も効率的・経済的治療（これには社会的影響も含む）ではないかと考える。この二つは一見して簡単そうであるが、本当は大変に難しい課題である。何故ならば我々は構造物の劣化・老化過程を十分に承知しているとは言えないし、適切な診断手段も持

ち合わせていないからである。であるならばどうすればよいのか？私は、過去の多くの事例を知った上でよく現場を知ることが必要だと思っている。そのつもりで現場を見ていると数多くの問題点や課題が出てくるのではないだろうか。徹底した予防保全の観点から、今までの常識ややり方でよしとしてよいのかとすることまで含むからである。また、洗練された有効な点検手段の入手、開発も必要である。ある意味では新しい世界に踏み込んでいるのである。我々は国民から預かった貴重な資産を保全してゆく名医であらねばならない。名医であるためには患者の状態を的確に診断できる技術的能力・感性が必要であり、診断に基づく長期的視野のカルテが書けなければならない。それならば今の日本に我々を含めて本当の名医はいるのだろうか？残念ながら未だしの感がする。我々はそういう意味では期せずしてまたしてもその重要な一翼を担う“幸運な時代に巡り会えた”のである。

我々は名医にならねばならないと言ったがそのためには“技術の継承とたゆまざる技術の高度化”が要求される。先にも書いたが管理は長期戦である。ある時点で行った処置の本当の結果は相当先にならなければ分からない。我々一個人の関与できる期間は構造物の寿命から見れば僅かである。我々の意図、目的、考え方が後の時代の技術者に確実に伝達され、的確に評価され、さらなる進歩につながらなければならない。予防保全の確立にはある程度の試行錯誤が必要なのだ。さらに付け加えなければならないのは、絶えず技術の革新、発展への努力を忘れないことである。先人が十分に検討し決めたのだからそれでよいのだと頭から決めてかかっては進歩はない。我々の未だ知り得ないこと、未だ経験したことのないことが十分に起こりうる。その努力の基本は、広く情報を収集する事、事象の生じている原理、原則は何なのかを確認したうえで、自らが考え、調査し、行動することである。我々の課題に易々と回答を書いてくれるコンサルタントがいるとは思えないからである。

本四連絡道路を取り巻く環境はこれから先ますます厳しくなるであろう。採算性確保のために管理費の節減も求められるであろう。その時に我々の管理の理念と目標に照らして「これだけは譲れない」と自信を持って言えるだけの実力を付けておきたい。それは国民の貴重な財産を預かる本四公団の使命であり、義務でもある。そのために今の我々は何をしておけばよいのか、しなければならないのか、皆の気概と英知が求められている。

国際化の中での技術とその課題

Technology and its Subjects in Globalization

～第9回技術発表会（1999年9月9日）
特別講演より～

講師：日下部 治

東京工業大学 工学部 土木工学科 教授



日下部 治

昭和23年生まれ。昭和48年東京農工大学卒業。
昭和50年東京工業大学修士課程修了。昭和57年ケンブリッジ大学 Ph.D。平成3年3月広島大学教授。平成8年4月東京工業大学教授 現在に至る
専攻……地盤工学
国際関係……土木学会国際委員会幹事長として「土木学会の国際化の課題と国際委員会の役割」の内容を中心に検討

1. 国際化とは

昨今、国際化の時代だとよく叫ばれてますが、それでは国際化とは、いったい何だろうかということを私なりに理解していることや考えを述べたいと思います。

国際化というと、よく小学校の頃から英語を習えとか、いろんな文化を学べとかと言われるますが、それも大事な国際化ではあります。しかし、国際化の本質というのは、人、物、情報、サービス、資本等の mobility (=流動性・移動) の5つを高めることではないかと思っています。

既に情報というのは、ネットワークを通じて、極めてモビリティの高い状況まで進んでいますが、それが人間、物のレベル或いは、サービスや資本などの国境を越えた自由な移動については、まだ不十分であるため、それを可能にする社会を世界レベルで行っていくべきだと私は思います。そうすることによって、誰もが公平なチャンスを持った公平な社会になるはずですが、しかし、一方でこの論理で公平な社会を進めていくと必ず競争社会が生まれてきます。競争の社会になると、必ず勝者と敗者が生まれますので、敗者、弱者をサポートする国際的な社会保障のプロセス或いはシステムを作ることも忘れてはなりません。憲法の歴史を見ても、フランス革命の人

権宣言で、「人間は自由だ、平等だ」といってスタートしたら、産業革命時に多数の弱者が出てきたと言われてます。その時に社会保障制度を導入したように、これから mobility を高めて、自由で公平な社会を作っていく場合には、弱者に対する社会保障も当然、頭に入れておかなければならないということです。

それでは、具体的な国際化のイメージについて私が思っていることを言いますと、我々土木技術者が「サッカーの中田のようになる」ということです。なぜ「中田のようになる」とかという、サッカーという競技は mobility が非常に高いため、日本人がイタリアへ行ったり、イタリアの人がブラジルへ行ったりしています。それを可能にしている環境の一つには、サッカーのボールや競技場のサイズは、世界中どこへ行っても同じということが挙げられます。つまり、製品の規格が「国際基準」なのです。もし、日本人が野球のボールでサッカーをしたら、それには無理があります。もう一つの環境としては、競技のルールが世界中どこでも同じだということです。言い換えるとシステム基準が国際基準であるということになります。さらにもう一つの環境としては、プレーヤーが国際試合でプレーをして技術評価がされ、契約や更新が行われていくことです。

以上の三点が国際化を可能にするという大きな枠組み

を作り上げているので、サッカー界は mobility が高いわけなのです。メジャーリーグの野茂にも恐らく同じことが言えると思います。

このような多国間のネットワークを作るときに、日本には Jリーグなのかサッカー協会なのかよく分かりませんが、single voice (= 単一意見) があります。これは国際化をやる上で非常に大切なことなのですが、日本の技術の分野では、single voice が形成されていないことが大きな障害になっているという気がします。mobility を高めるためには、人、物、情報、サービス、資本等のルールや規則が equivalency (= 同等性) でないと絶対に無理なのです。サッカーボールの大きさが違ったり、一方では 11 人でもう一方が 15 人でできるようなルールではだめなのです。それを技術の世界に置き換えてみると、技術者そのものの教育を同じにしないと、equivalency が確保されませんし、mobility も高められません。また、技術者の資格、製品の規格、設計の基準、あるいは会計の基準等も恐らく equivalency を要求されてくると思います。

だから、サッカーという身近な例から見ると、土木・建設関係の国際化を行うためには、「サッカーの中田のようになる」ことだと思っていけないのでしょうか。このようなことが「国際化」のスタートポイントだと思います。

2. 建設産業と土木工学の特徴

我々は土木工学という分野にいるわけですが、産業あるいは学問というものの特徴には幾つかのキーワードがあると思います。それは、社会基盤の整備とその長期的な計画を行うことが、産業の目的であり存在価値でもあります。それを可能にするためには必ず社会的な合意形成が必要です。また、税金を投資するのですからその説明性というのも当然必要になります。そのような目的を持って我々土木技術者は社会が要求されるような構造物の機能、安全性及び環境への影響を保障するというプロセスで物づくりを実施し、社会基盤を整備していくわけですね。そうすると accountability (= 説明責任) を高めるために公的な設計基準や環境の評価というものが要求されます。それを適切に行ってもらうために有資格者による設計と施工を行っているのです。つまり、公的な設計の基準や資格が integrate (= 統合) された産業として建設産業や土木工学という学問体系があり、それが建設産業・土木工学の特徴の一つだと思います。

もう一つの特徴は、現場に行って物をつくるということです。現場での産業というのは、地域の条件に強く依存しています。それには地域の環境、自然環境、地震や風等の自然の外力及び資金・労働力・資材の調達等があります。土木技術というものは、技術的な基礎だけではなく、ローカルルールについてもよく理解し尊重し、ローカルな方とコミュニケーションをとり、併せて異文化の理解もできることが要求されます。

土木学会誌の 9 月号に「P タイム、M タイム」という記事が掲載されていました。それによると「P タイムとは、時間は守るべきものではなくて、あるものである。日本人は M タイムで、時間・約束事・工期のすべてを守る。それがあつた国では P タイムで、別にそれは守る目標ではあるが、絶対的なものではなく、他の要件が変われば、守らなくても良いという意識の人もいる。」とのこと。そういった異文化の理解をしないと、大勢のグループで仕事ができないということなのです。土木技術者だけではないかもしれませんが、そういった側面が我々の学問の教育の目標の一つになるだろうと思います。

3. 国際化の動きと必然性

もう少し具体的に、国際化の動きと必然性ということ、を、国際的な要因、国内的な要因、その他の要因に分けて説明します。

まず最初に、我々が国際化という国の boundary (= 境界) を越えて考えなくてはならない要因は、環境問題だと思っています。地球環境は、自然の多様な平衡の中に構築されたきたわけですが、人間社会は時々刻々と変化しています。現在では、そのバランスが崩れ、人間社会の方が歩み寄らない限り我々の存在そのものが難しくなってきました。地球規模の自然制約条件で人間社会の変化を逃げなくてはならなくなったということです。それには、資源の問題、人的資源の有効利用・共有の問題、それともう少し社会の変化の速度を低下させなければならぬ問題などがあります。このような人間では何ともできないような環境の制約のもとで動かなくてはならないことは、国を越えてやらない限り何もできないという側面があります。人間社会の変化自体を考えてみると、やはりそこにも世界的というか国際的な要因もあるし、国内的な要因も考えられると思います。

世界的要因というのは、経済と政治体制の変化だと思っています。私の頭の中に政治体制の変化としてあるものは、1989 年にベルリンの壁が無くなったことです。あれはかなり大きな変化で、その前に地域経済、EEC と言われたあの時代からの経済問題、それから 1985 年のプラザ合意で貨幣の交換価値の急激な変化なども当然バックグラウンドとしてあるわけですが、スタートポイントとしてはやはりこの 1989 年の政治体制の変化だと思っています。これにより市場経済が勝利を治めたため、market (= 市場) が広がりました。market だけが広がれば良かったのですが、working-force (= 労働力) までも広がったわけですから生産性・貿易量が増大して現在は、昔と違う生産過多の時代になってきています。だから、世界の新しい経済流通のルールが必要となってきているのだらうと思います。政治体制の勝利というのは、言い換えると自由主義社会の勝利ですから、人、物、情報、資本が市場で自由に国際的な fair (= 公平な) market の中で動くということです。そうすると当然、国際競争力と

いう大きな問題が生じます。fairでcompetition (=競争)を可能にするということをやると各々が持っている様々なルールや障害を排除しようという動きが生じます。そのために1995年にはWTOを作ってそういう貿易障害をやめようという動きが始まりました。そうすると、障害になるようなルールである個別の規則や基準をやめて統一しようという帰結になります。それと同時に人間も自由に動くということを考えると、医者や法律家やエンジニアなどの人間が与えるようなサービスも流動性を高めるために整合性をとろうということになります。我々の分野で言うと、職業資格や教育の同等性の議論です。ですから国際化はある一部分の国際化ではなく、社会・経済・産業・教育システム全体での国際化を図らなければならない時代になったということなのです。そうすると当然、個人の帰属意識というのが国家や企業から徐々に離れてきます。

前述したことを、キーワードで整理すると「国際的な整合性」と「国際的な競争力」の要求ということになります。これが技術の分野では、規格・基準の問題、職業資格の問題、それから教育の問題に集約されていることになります。当然、競争力との関係でいうと先端技術をどうやって確保していくか、コストの競争力をどうやって確保するか、それから品質をどうやって保証するかということも挙げられます。土木学会誌の3月号に私が書きましたヨーロッパの土木学会の横の連絡機構と土木学会が協定を結んだ時の議論でも、やはり、エンジニア教育をどうするかの問題、資格の問題、それから基準の問題の三点が挙げられていました。この三点は、今世界中で議論をしていてどこに着地点を見出そうか模索されていると思います。日本でも積極的にその環境を整えているというのが現状です。

国内的な要因を考えると、日本は必ずしも他の国と足並みが揃っていないところがあるかもしれません。突出問題としては、高齢化・福祉の問題、財政の構造改革の問題、それからマスコミ論調である社会基盤整備はもう終了してもいいのではないかという問題です。現在、社会の大部分の人が公共事業はもう縮減せよと言っています。彼らが持っている根拠は、日本が持っている公共事業の市場は巨大すぎているのです。現にG7の中で日本は、他の6カ国と同じぐらいの公共事業の市場規模を維持しています。産業界は今、公共事業を縮小するのか或いはそのマーケットサイズを維持しながら海外に進出するのかという選択肢を求められているのだと思います。具体的な数値を表一に示します。これを見ると他国と比べ、日本の建設市場がどのくらい大きいということがよく分かります。GDPは、日本は469兆円で、アメリカの約6割、イギリスの4.5倍です。それに対して建設投資は、GDPの20%で95兆円です。アメリカは73兆円、イギリスはたった8兆円です。アメリカの人口は日本の2倍くらいですが、建設投資はGDP比較でいうと、その約半分だということなのです。つまり、

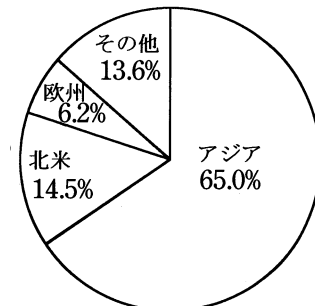
我々日本が持っている建設投資は、GDPの比較からいうと韓国の規模と余り変わらないのです。また、建設関係の就業人数は産業界の1割弱です。

では、もし日本で市場をshrink (=縮小)するならば、海外でもっと仕事を行うというのが一つの選択肢であるわけですが、現在、日本の建設業がどのくらい海外で受注をしているのかということ、あるデータによると主要な建設会社56社で、1997年は1兆2765億円、国内での建設投資が95兆円ですから海外受注はその約1%くらいです。1998年になると約3000億円減って9663億円になっています。日本の建設産業が海外から受注する65%はアジアですからアジアの経済活力が落ちてくると当然、海外受注にもろに効いてくるという構造を持っています。(図一)

表一 建設市場の比較

Tab.1 Comparison of construction markets

項目	日本	アメリカ	イギリス	韓国
GDP (兆円)	469	705	105	34
建設投資額 (兆円)	95	73	8	8
建設投資GDP比 (%)	20.3	10.4	8.0	23.5
就業人数比 (%)	9.9	6.1	6.7	9.3



図一 日本の海外での建設産業受注率

Fig.1 Ratio of contracts awarded in foreign countries by Japanese firms

次に世界のマーケットを握っているのはいったいどこかというデータを図二に示します。建設関係、重工業も含めて世界の上位の225社の地域別のシェアを示したものです。世界のマーケット225社の中には、ヨーロッパの企業が半分の70社もあるのです。アメリカは65社で22%、日本は19社で11%です。特にアジア地域だけを見るとヨーロッパとアメリカだけでアジアのマーケットの半分を占めています。残りの半分、全体の4分の1が日本です。アフリカ地域に至ってはヨーロッパの独占だということが分かるかと思えます。このデータを見ても、日本の産業界が国内のマーケットを縮小して海外に進出するということがオプションであるならば、やるべきことはまだ多いことが分かるかと思えます。

さらにその他の数値を調べて気がついた点は、OECD (海外経済協力基金) のプロジェクトで日本の建設産業はたった5%しか受注してないようです。もう一つ、

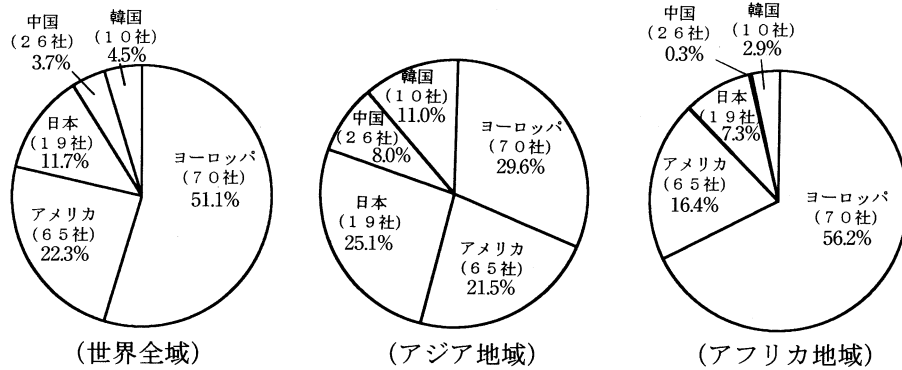


図-2 世界のマーケット上位225社の地域別シェア (1998年)

Fig.2 Regional shares by top 225 farms in global markets(1989)

大変ショッキングであったのは、日本の建設コンサルタントというのは、海外の仕事の9割が日本のODA（政府開発援助）で行っているということです。この数値からは、海外ではほとんど仕事をしていないということなのです。これらを考えると「国際化」というのは、建設産業そのものが持っている大きな課題だと思われま

4. 国際化を考える視点

国際性、国際化というものの必然的なバックグラウンドを整理をしてみますと考える視点としては、整合性の問題と競争力の問題となります。整合性は、前述した技術者の教育・資格・基準の問題であり、これらをクリアするためには、どうしても多国間の調整が必要ですが、その時の日本の代表の意見は何ですかということになるわけです。そうすると国内での統一だとか調整ということで国内でのシングルボイスをつくらなければなりません。これが日本ではなかなか難しく、建設省もあるし運輸省もあるし、等々ありますからいったい日本の考えはどこですか、設計基準の考えはどうですかと問われますとそれぞれの機関で違ってきます。こういうことが整合性を考えるときに難しい点であるし、乗り越えなくてはならない問題だと思うのです。やはり技術的な競争力を持つためには、技術開発のincentive（＝刺激・奨励）を与えられるような社会構造でなくてはならないと思いますが、それは技術を正しく評価するということであり、コストだけではなく技術の品質も評価しなさいという入札の動きも最近は見られます。それには、先端技術を早期に採用し、採用できる環境を作らなければならないのですが、日本は、その点ホープレスです。

そのほかの問題としては、環境の問題、文化・言語の問題、知的貢献・社会保障の問題等がありますが、私がさらに大事だと思う点は、心の問題であります。あるアメリカのコンサルタントエンジニアと会話をすると「私はアメリカ人ではない。私は地球人だ。」と言うわけです。また、ある車のテレビコマーシャルでは「I have no border!」というのがありました。彼らは、単一国家に帰属している意識が全くないのです。日本では「ISO

は平成の黒船だ!」とか「グローバルスタンダードは日本には馴染まないからやめた方がいい!」と一流の新聞で著名な知識人が言うわけです。心の問題として国際化への準備ができていないように感じます。私自身は、平均的な国際人を目指せばいいと思っていますが、どうも現在の国際化の話はシステムの話の前に心の問題があるようです。

5. 技術者の国際化

前述の整合性の話の三つの問題点をもう少し述べます。

現在は、技術者の国際化ということで世界的に通用する土木エンジニアの資格は存在しません。しかし、地域の資格としては、もうかなり整備されています。まず、北米のNAFTAのエンジニアは、カナダ・アメリカ・メキシコ内のどこでプロフェッショナル・エンジニアの資格を取得しても、どこでも働けるように協定を結んでいます。次に、EUはユーロ・エンジニアでFEANIという組織が全て運営しています。日本はというとAPECエンジニアを進めていて、少なくともAPECの地域内では日本の技術者も国際的な資格を目指そうとしています。このAPECエンジニアは、オーストラリアが仕掛けたといわれています。

表-2は、3年程前にPE・技術士等資格者数の比較を土木学会の委員会がまとめたものです。これを見ると日本の建設従事者は640万人で、アメリカは730万人です。有資格者はというと日本は1万6,000人、アメリカは64万1,000人です。日本の約30倍くらいです。そして比率から言うと日本は0.3%。技術士等の資格の保持者は、1000人に3人しかいないのです。アメリカは、8.8%で約10人に1人くらいです。この数の優位性と

表-2 PE・技術士等資格者数の比較

Tab.2 Comparison of licensees on PE and qualified engineer

項目	日本	アメリカ	イギリス
建設従事者 (千人)	6,400	7,300	1,800
建設分野有資格者 (千人)	16	641	48
比率 (%)	0.3	8.8	2.7

というのが、日本が技術者資格のレベル調整をする本質的なところなのです。表には記載されていませんが、弁護士の数についても同じで、日本は2万人しかいません。アメリカは84万人もいるのです。日本は今700人ぐらい司法試験に通るようにしようとしているのを1000人に増やしても、同数になるにはあと100年ぐらいかかるということです。だから抜本的にシステムを変えないと整合性はできない問題であるということで、技術士法を現在、改定しようとしています。

また、APEC エンジニアの議論もかなり進んでいて、もう最終 draft (=草稿) まで出ており、来年の4月に最終合意をする予定です。これを登録するための format (=型・体裁) は既にできています。当面9つの産業分野が APEC エンジニアの資格となります。土木関係では、Civil、Structural、Geotechnical、Environmental があり、その他の分野では、Mechanical、Electrical、Industrial、Mining、Chemical となっています。日本政府は当面、Civil と Structural の2分野だけに絞って展開しようと考えています。早い方は来年の4月から登録をして、APEC エンジニアとして APEC の枠内で活躍できる環境ができていくということになります。ただ、事はそう簡単ではなく、APEC エンジニアが基本的な基準に合意した要件が五つあります。

一つめは、認定あるいは認証された工学教育プログラムを修了していることです。日本には工学教育の認証システムがまだ存在しないため無理だということになります。よって、工学教育の認証システムを早急に構築しなければならないのですが、これについては日本にも JA-BEE という認証組織が11月に発足する予定です。

二つめは、自国で独立して仕事ができるという eligibility (=適格性) が必要であるということです。

三つめは、日本の技術士制度でもある卒業後7年間の現場経験を有することです。

四つめは、最低2年間は、責任のある仕事に就くということです。

五つめは、十分な継続教育の実施ということです。日本では、今まで技術士の資格を一度取得すると永久に有効でした。しかし、今後は更新するために継続教育を2年ごとくらいに受講しなければならないということです。これを学・協会に運営させようと科学技術庁は考えています。これに関連して科学技術庁が、7月30日に「技術士制度の改善」の方向性を発表しました。その内容は、まず、国際的整合性等を踏まえた同等性の確保ということで適切な工学教育課程を修了し、技術者として備えるべき学識を習得し、継続的教育及び技術者倫理等も得ている者についてのみ受験資格があるということです。これにより今までと違い、学歴・出身学科が問われることとなります。次に、国際的整合性等を踏まえた技術部門の改善です。APEC エンジニアの9分野に日本も合わせていくことだろうと思います。それから、若い人が技術士になり、活躍でき、また多くの人が技術士を

志望するよう技術士制度をより魅力ある資格に改善していくことです。有資格者数のアンバランスを解消するためにレベルを下げてたくさん合格させることにより、若者が技術士を志望するよう魅力ある資格に改善するというです。そうすると当然、昔難しい試験をパスして資格を得た人は困るだろうと思います。私も何年か前に技術士の試験委員をさせていただいたことがありますが、そのときの合格率は16%ぐらいでした。今はどうなっているかわかりません。それをおそらく2倍以上に増やさないと話にならないということです。そうすると今まで資格を持っていた人はどう吸収すべきかという問題が残ります。留意事項として学・協会との連携・協力ということで、先に述べた継続教育を学・協会で実施するという課題が現在、土木学会に投げかけられています。土木学会では、まず Civil についての継続教育の小委員会をつくり、それを西暦2000年ぐらいから対応できるように考えています。このように技術者の資格の問題というのが急速に整備され、国内法も変化しつつあります。

資格の問題とあわせて個人的な資質として国際化をするために、キーワードが三つあると私は思っています。まずは、awareness (=認知力) で、世界中で今いったい何が起きているのかということに常にフォローして動向を理解できるような人でないと資格は取れたけど国際的な活動はできないだろうと思います。また、ニーズはどこにあるかという問題も十分理解できなければなりません。次に、コミュニケーションもとれなければなりません。英語ができるできないという問題ではなく、国際言語で情報の収集と発信ができない限り、国際的な activity (=活動) はできないと思います。それから、当然、技術的にも優秀でないと存在し得ません。個人のレベルでは、こういった目標を持ってやらなければいけないのではないかなと常に思っています。

6. 技術者教育の国際化

日本では明治以来、工学教育といえば、ある学問を教えることを指していました。専門科目を修得させるということで、例えば支持力が計算できる、あるいは沈下・応力計算ができるようにすることでした。しかし、今求められているのは技術者、人間教育としての技術者を育成するというのが工学教育であり、発想の転換が要求されています。そして「技術者教育」という日本語ができつつあります。その枠組みも欧米は早くから作られており、ワシントン・アコードで各欧米の工学教育の相互の認証を実施しています。ですから、日本でも APEC エンジニアの一番最初の criteria (=判定基準) をワシントン・アコードに沿って相互承認しているような大学の教育を受けた場合は、APEC エンジニアとして認証されるわけです。現在、国際的な整合性の議論になっていますのは、アメリカの accreditation の認証機関である ABET が ABET 2000 を作成し、来世紀から実行するよ

うな案を一昨年ぐらいから作成しています。日本もこの ABET 2000 と整合性をとらない限り、大学教育と同時に技術者の資格にもかかわる問題ということになってきています。ただ、内容的には決して難しい要求度ではなく、あくまでも学部レベルでの整合性です。その中に一般教育基準と専門教育基準があります。一般教育基準の中で従来行っていなかったのは倫理教育で、我々の大学も考え始めています。土木学会の大学土木教育委員会というのがありまして、つい最近改組したのですが、その委員会の中に倫理教育に関する小委員会を設置して今までに5つぐらいの大学で倫理教育を試行してきました。それが恐らくすべての工学教育の中に入ってくると思います。それから、プレゼンテーション能力もこの一般教育基準に盛り込まれています。次に専門教育基準ですが、その中には学生に対するカリキュラムや教官の資格についての評価がありまして、実務の経験のある人が最低1人いなくてはならないことがあります。それも会社で言うと、取締役レベルの経験を持った人でないとだめといわれています。ですから、恐らく建設実務の経験の深い人たちが大学の中の工学教育に入ってくるチャンスがどんどん増えてくるだろうと思います。

こういうことが今、ABET 2000 という枠組みで議論されていますが、その ABET のものまねに近い日本版の「JABEE：日本技術者教育認定機構」を11月に立ち上げます。これも2年ぐらい前から議論があって、私も土木学会の考え方とか案を出せと言われて、何度か講演したことがあります。各学会にお願いしない限り専門分野の評価ができないので、土木学会の方に専門基準の策定と、それを認証するための審査員等を現在要求しているところです。

また、日本全体の工学教育のプログラムというものを換えようという動きもあります。その動きとは、3、4年後に入社する皆さんの後輩はこういう教育を受けてくるのではないかと思います。そのときのポイントは入口ではなく、アウト・カムズ評価といい、出口で評価するという事です。それから教育内容としては、皆さんが受けた教育の内容と随分違うだろうと思いますけども、倫理観、スキル、コミュニケーション、チームワーク、デザイン力という点が重要な位置を占めてくると思います。金沢工大の土木工学科では工学設計という教育のプログラムを持っていて、デザイン力を中心とした講義がされているそうです。

7. 技術基準の国際化

技術基準の国際化の問題ですが、これはなかなか難しいもので、まず設計法そのものがどういうふうに変化するのだという方向性を見定める必要があると思います。

地盤工学会で基礎設計の国際整合性の研究委員会というのが2年半ぐらい前に設置され、そこでいろいろな議論をする中で私が考えているキーワードがあります。そ

れは設計の変遷というのは、価値がどんどん増え、多価値を設計体系に包含できるということと、設計の体系が普遍性を持つてくるということではないかと思っています。ですから、設計法が変わっていく要因には、多価値と普遍性の二つが重要だと思います。多価値の中には安全性・経済性・耐久性の問題があるでしょう。対して普遍性というのは先ほどの国際的な整合性の問題もあり、科学的でロジカルである合理性の問題の側面も要求されると思います。これらを設計法の変遷と方向性ということで図を描くと図-3のようになります。縦は価値、横は普遍性です。その二つが時代と共に増していき、その結果、設計体系としては許容応力の設計から限界状態に至り、性能設計という変化になっていっていると考えられます。

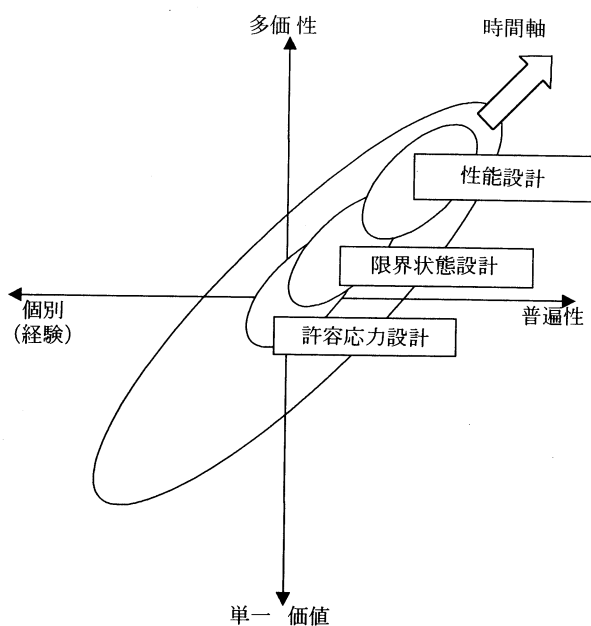


図-3 設計法の変遷と方向性

Fig. 3 Transition and direction of design method

この設計法の変遷そのものは滑らかに動いているわけではなくて、急速にジャンプしているように変遷してきているというのが実態ではないかと思っています。急激な設計法の変化の要因としては、例えば神戸の地震のような被災体験、橋等の構造物が壊れました、橋が壊れましたとかということ。あるいは新しい材料ができましたとか、新しい理論ができましたということも要因です。おそらく本四公団の今までの橋梁の歴史をジャンプして変えてきた長スパンだとか、新しい構造形式だとかというようなものも設計体系を急激に変化させる要因になっていると思います。当然、経済・市場・情報などの社会的な要因もその一つであると思います。だから、設計法や技術基準類は、図-4で示すようにジグザグに変化し、多価値や普遍性の方向へ動いていると思います。そして恐らく今、設計法や技術基準類は、このジャンプの時期にかかっているのではないのでしょうか。

多価値や普遍性という方向性が正しいとすると、たく

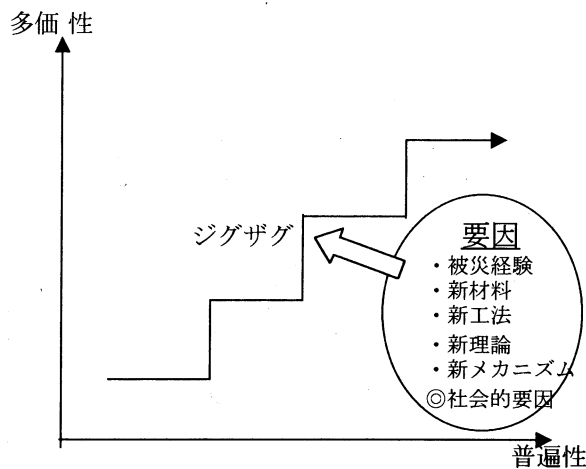


図-4 設計法の変遷形態と要因

Fig.4 Form of transition and its causes on design method

さんの価値をまず定量的に評価する必要があります。そうすると、わずかな差を設計で表現できなくてはなりません。例えば、Aの価値は変形が5mm、Bの価値は変形が10mmといった場合、5mmと10mmを分けて設計できなければならないということです。およそ20mm以内という議論では通用しないのです。ですから、価値の定義や解析・施工の精度という問題が技術的には生じるといえることです。また、複数の違ったdimension (=次元)の価値を同じ土俵レベルで行うわけですから、価値を等価交換できるようなものに還元しなくてはなりません。人間の美しさ、安さ、変形、安全をどのように整合させるかという価値を等価交換できるような指標を設けない限り、価値を定量的に評価できないということになると思います。よって、技術的には時代が進むほど多価値な問題となり、高精度の予測や解析、密度の高い情報が要求されると、技術がレベルアップしない限りそれに答えられないということになります。そうするには、技術的環境との整合性がとれていて技術の蓄積のある社会でないと多価値の設計ができないということになります。

先ほどの国際化の話に戻すと、設計法の方向性の国際的な動きとしてはISO(国際標準化機構)とCEN(ヨーロッパ標準化機構)の動向があります。私の頭の中では、1992年にウイーン協定を作り、ISOとCENが共同歩調で国際標準化の作業を実施していこうという動きが世界中で支配的になると思っていました。今は三極化というような感じも持っています。ヨーロッパはCENであり、アメリカは耐震設計で巻き返しを図ろうとInternational Building Cordというものを2000年を目標に作ろうとしていますし、世界中に設計のコンセプトを考える上で大変大きなインパクトを与えたVision 2000というものも作っています。このようにアメリカは、ヨーロッパのCENが考えている以上に多価値の設計体系となっているのです。そして、オーストラリアはAPECエンジニアを主導的に行ってきたと同時に、APECの中で基準づくりを考えています。日本は、この動きにも十分注意をしながら経験と技術をもって発言していかなく

てはなりません。

少し細かな話になりますが、ISOと同様に我々と関係のある技術基準を議論している機関として、TC 98(テクニカルコミュニティ'98)があります。この機関は構造物設計のコンセプトを考えており、四つのWG(ワーキンググループ)から成り立っています。その中に構造物の信頼性を行っているWGと荷重関係を行っているWGがありますが、この二つのWGの面倒を見ているのは、我々のような土木関係のグループではなく、建築関係のグループです。しかし、2年くらい前からこの二つのWGに土木関係のグループが入ってきており、耐震関係については日本の土木関係者が発言するようになってきています。このTC 98が出しているドキュメントの中のISO 2394とISO 3010が構造物の設計をする上では、極めて根幹に関わるような基準です。ISO 2394は構造物の信頼性に関する一般原則です。ヨーロッパや日本もこれに沿った形で物が動きつつあります。そこでは性能設計、信頼性設計、限界状態設計のコンセプトが明記され、あらゆる材料ですべての土木・建築構造物を対象としています。日本もこれに整合をとりつつあり、特に鋼構造関係では、準拠したものを既に提案しています。

先ほど触れたようにヨーロッパのCENとISOの活動は、ウイーン協定で結ばれていて、無駄な仕事はダブって行わないようにしています。つまり、CENで決定したものをISOのドラフトに上げることがルールとなっているため、ヨーロッパでは意見がまとまれば、すぐに国際基準の案となるシステムを持っています。そのため、日本もCENの段階で発言しない限り、なかなか巻き返すことができないのです。

我々の地盤工学関係でCENの技術的なバックグラウンドを行っている機関として「国際地盤工学会」があります。この学会のヨーロッパのTCがCENの面倒を見えています。このTCの中では、おおよそ専門家同士の国際的な合意形成がなされているため、friction(=摩擦)もなく、CENまで物が進むと専門家だけではなく、様々な人が存在するため再度調整はあっても、技術的部分が逆転することはまずありません。数年前、CENの会長が講演会の中でCENの55%の基準がそのままスライドしてISOになっていると論じていました。これは、CEN=ISOという図式は今でも変わっていないということです。

我々の地盤関係では「ISO/TC 182」が基準づくりの母体です。これがCENの構造設計関係の基準づくりをしている「CEN/TC 250」と活動の面では全く裏表の関係をもっています。「CEN/TC 250」の主な基準は、ISO 2394をベースにした設計コンセプトです。「ISO 2394」の設計コンセプトは、限界状態設計です。そしてその書式は、部分安定書式、partial factor (=一部の要因)のフォーマットとなっています。ですから、個々の部分に安全性の保証と技術進歩の取り入れが可能になっているということです。

なぜ限界状態設計を行うかという、与えられた荷重

条件下で期待されている機能をどこに決めるかという合意形成が可能になることと、無限に壊れない安全なものとは作れないので、どこを壊すのかをはっきり明示できるということです。今キャパシティー・デザインと言われていますが、これはヨーロッパの戦後の復興時から言われていたことです。どこを壊すかとなると、必ず上部と下部、或いはもっと広範囲で一体解析をしない限り合理的なものとは出てこないということになります。ですから限界状態の設計法を選んだという根拠と技術の方向性というのがここにあるのです。

なぜ性能設計を行うかという、これは性能を規定し、確保し、保障しようということですが、それにはゴールだけを目指して、あとは自由に設計し責任をとるべきだという側面と公開性や説明性、それから dialogue (=対話) が可能になるということです。このきっかけは日本もアメリカもほとんど同じで、大地震の経験です。無限に性能を確保したり、無限の安全性とか無限の投資はもうできないということが一般に認知されました。だから、限界を承知して性能を規定するというのがバックグラウンドにあるわけです。

それを受けて Vision 2000 では、性能というものを段階的に区別し、荷重の頻度を parameter (=媒介変数) とし、構造物の重要度ごとに性能を明記するといったような上手い表現を使用しています。この性能マトリックス (図-5) という考え方は、Vision 2000 より前にあったと言われていますが、世界中にこの考えが広まったのは、Vision 2000 の功績だろうと思います。このグラフで横軸は性能 (= 限界状態) を表しています。一番左側の列では構造物はびくともせず、普通に完全に供用できる状態です。次の列では、程々に供用できる状態であり、その次は人の生命は確保する状態です。次の列は、ほぼ崩壊に近いという状態です。縦軸は地震の頻度、●と◆と★は構造物の重要度を表しています。例えば、●の重要度の構造物は45年の一度の地震があっても完全に大丈夫だということです。★になるとこれは475年に一度発生するような地震でも持ちこたえているということです。本四公団のようなものは恐らく一番下の★で、450年に一度の地震でも安全に通行可能であるように設計されていると思います。しかし、地方道の重要度は◆で、75年に一度の地震があれば、必ずどこかが壊れても仕

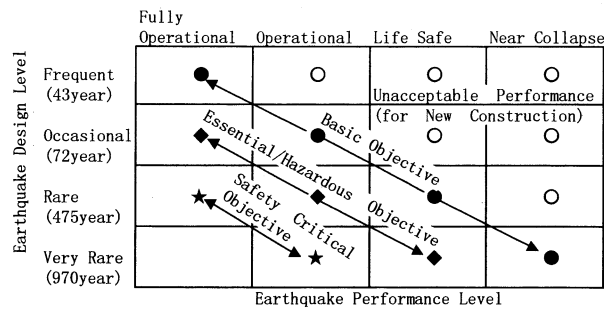


図-5 Performance Objective

方がないということを合意しましょうということです。こういう性能と荷重頻度と構造物重要度の3つのパラメーターで成り立っています。

これまでに建設産業というものは合意形成の問題であると言ってきましたが、国際的には安全性や機能という同等性と説明性が要求され、経済性を考えた最適なデザインが要求されるということです。そういう対話を可能にするには、恐らく先ほど示した機能と荷重のマトリックス (図-6) が有効です。しかし、これだけでは十分ではなく、もう一つ機能と費用のマトリックス (図-7) のようなものが必要だと思います。その中には構造物の寿命というパラメーターを入れることによって、納税者が構造物の費用を意識して機能を選定できるというしくみで社会資本整備の合意形成が可能になるのではないかと思います。

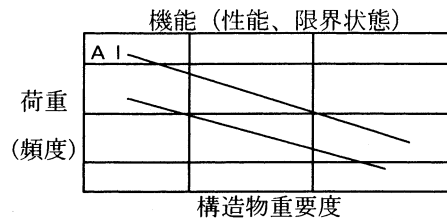


図-6 機能-荷重マトリックス

Fig.6 Matrix of function-load

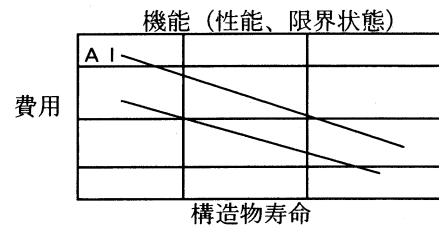


図-7 機能-費用マトリックス

Fig.7 Matrix of function-cost

8. 技術の国際化

技術そのものの国際化のポイントをいくつか挙げてみます。

一つ目のポイントは、経済性ばかり議論するのではなく、技術開発のインセンティブを保持するということです。この問題については、いろいろな書籍で指摘されており、その中のひとつとして7月頃に金子先生が執筆した「日本の建設産業」の中には、随分と現在の日本の建設産業への批判が書かれています。内容は、硬直した会計法や入札制度はもう必然的に国際ルールに沿っていかざるを得ないことや、世界でどこにもない工法協会は廃止する必要があるということです。後者については現在、日本に約150あると言われている工法協会が、開発者の利益、知的所有権を無視していることだろうと思います。スタナミックというカナダで開発した杭の載荷試験法を私は導入しようとして6年もの間努力し続けていますが、抵抗が多くて学会基準にまで進むのにまだ、2年

くらいかかきそうです。日本は、そういう社会なのです。

二つ目のポイントは、技術的なインセンティブを与えると同時に、国際的な整合性を加速させる方法として、多国間の国家プロジェクトも立ち上げるのが有効だということです。先ほどのCENのユーロコードがあそこまで進んだのは、スウェーデンとデンマークとドイツまでつなぐ道路をユーロコードで設計し、多国間のものを共有していったからです。技術的なインセンティブを与えるという意味では、1964年にケネディ大統領が、1970年までに月面に人を立たせるという目標を立てたNASAというものが、アメリカだけではなく、いかに世界にいろんな技術的なメリットを与えたかということをも再度思い起こす必要があると思います。これを日本版に例えると新幹線と本州四国連絡橋が挙げられます。この国家プロジェクトがいかに日本の土木技術をアップさせたか、このようなプロジェクトの意義とは何なのだろうかということです。つまり、多国間というのが一つのキーワードであって、国際的な整合性もとりながら、日本あるいは世界の技術的な開発のインセンティブを与えるものを作っていかなければ、若者もついて来ないだろうというのが私の意見です。

三つ目のポイントは、技術的な移転の問題ということです。「土木技術」という雑誌の8月号の巻頭言に書きましたが、整合性だけを強調していくと地域性が無視されます。地域性という認識の中には、どうやっても変化させることができない地盤や自然外力についての地域性というものがあります。また、そのローカルな設計や施工技術の蓄積などもあります。それから、もっと大事なのが技術者層の厚さです。要求機能と安全性のレベルのバックには必ずコストがあるので、前述したような二つのマトリックスがありますが、社会がサポートできる機能と安全性のレベルとが違うわけです。こういうものを考えられるような多様な選択肢を持った技術基準というものをつくらない限り、技術移転はできないと思います。

四つ目には、国際的な交流システムをつくることだと思います。ヨーロッパでは、ヨーロッパ・カンシル・オブ・シビル・エンジニア(European Council of Civil Engineering)という土木学会の横の連合組織があります。この組織は、もともとはEUのブリュッセルの方から「EUの枠内での土木技術者の声をまとめなさい」というシングルボイスの必要性からでき上がったと聞いています。そしてこの組織は、ここ二、三年の間で急速に活動を高めています。それもあって本年、土木学会と協定を結んだわけですが、こうすることによって職業の地位の向上を確保しようとしています。また、教育資格の整合性、エンジニアズモビリティというものの中核的な役割もしています。3年ほど前、土木学会の国際委員会の幹事長であったときからECCEのアジア版を何とかして構築したいと思い、長い間努力をしてきました。そしてようやく9月の27、28日に立ち上げられるようになりました。名前は、アジア・シビル・エンジニ

アリング・コーディネーティング・カンシル(Asian Civil Engineering Coordinating Council)で、ACECCと呼んでいます。9月の末にはこのACECCをアメリカ、フィリピン、韓国、台湾及び日本で立ち上げます。ベトナム、オーストラリアも参加する見込みです。また、イギリスの土木学会も組織が大きくなれば参加するといっています。このような多国間の交流システムをつくり上げない限り、技術者全体の問題を議論のテーブルに上げられないと思います。そういった環境づくりを行ってきた中で役割としては、2001年の4月に東京で土木という枠で国際会議を開催しますし、その中でテクニカルコミュニティをつくる予定です。そうすると、整合性の議論ができ、例えばアジアコードみたいなものを作成するときには、そこが受け皿になり得るだろうと考えており、多国間のプロジェクトの提案の場にもなり得るだろうということを考えて現在、努力しているところです。

あとは、次世紀の社会基盤整備のコンセプトの話ですが、今月の土木学会誌の中に中村良夫先生が国土文化マネジメントということで、社会資本は物づくりではなく文化である。そういう国土の中の文化というものはとても大事だと指摘し、国土を回遊庭園のような形でとらえるべきだと言っていました。そこで、本四公団の今春供用したしまなみ海道では、人も自転車も通行でき、国立公園の中の景勝を見て周れることは、非常に良いということで本四公団を大変褒めていました。こういうのがとても大事な文化的なレベルでの問題だろうと私は思います。

9. 課題とまとめ

最後のまとめとしていくつかのキャッチフレーズを挙げてみます。

まず、心の問題ですが平均的な国際人になるということです。そのためには何も大きなことをやるのではなく、グローバルウェアネスが大切です。黒船だと思っている人はだめであり、これが大航海へのチャンスであると思うべきで、そういうことを若い人に伝えていかなければなりません。

次に、知と技という面では、技術者教育や資格の整合性の環境というのが、ここ3年ぐらいで猛烈な勢いで整いつつあります。西暦2000年くらいまでにはほとんどの環境が整います。だから、海外で大いに活躍し、同時に日本に優秀な技術者が集まってくれるような社会をつくるべきだと思います。

それから、新たな社会基盤のコンセプトを提案し、多国間のプロジェクトをどどん怖がらずに提案すべきであると思います。

結論は、社会システムとしては、日本でしか通用しないシステムをやめないと日本は絶対取り残され、孤立してしまうと思います。そうならないためにも日本の土木技術者が「サッカーの中田のようになる」ということが非常に重要なことです。

鋼斜張橋ケーブル材料としての 高強度亜鉛めっき PC 鋼より線の物理特性

Physical Properties of Zinc-coated Steel Wire Tendons for Prestressed Concrete Suitable
for the Cables of Steel Cable-Stayed Bridges

福岡県新北九州空港連絡道路建設事務所
(前)第三管理局向島管理事務所

橋梁建設課長
技術課長

金子正猪

Masai Kaneko

倉瀬建設コンサルタント株式会社
(前)第三建設局向島工事事務所

代表取締役社長
所長

秋山晴樹

Haruki Akiyama

第三管理局保全部

次

長 村瀬佐太美

Satami Murase



概要

最近、諸外国では Normandy 橋（仏）、汲水門橋（香港）等で工場製作ストランドを現地で束ねたケーブルが施工されるようになった。一方、国内においては一部の中小規模の PC 斜張橋での使用実績はあるものの、長大橋用として系統だった素線およびケーブルとしての設計データが少なかったため、本格普及するには至っていない。従って公共事業として初めて新尾道大橋において、261 KN 級の 7 本より亜鉛めっき PC 鋼より線をケーブル材料として使用するにあたり、物理特性として重要な項目に関しての特性確認試験を行い基礎データの整理、蓄積を図った。調査項目は疲労特性、遅れ破壊特性、応力腐食割れ特性、耐食性、クリープ特性、低温特性である。その結果、従来用いてきた平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線と同等の性能を有していることを確認した。

Recently in overseas, field-assembly type cable which consists of zinc-coated steel wire strands for prestressed concrete has been used for the materials for some major cable-stayed bridges, such as the Normandy Bridge in France and the Kapsuimun Bridge in Hong-Kong. However, beside in small scale cable-stayed PC-bridges such cable materials have rarely been used in Japan, because of shortness of data on design reliability for long span steel bridges. Accordingly, the first employment of this kind of cables to the large scale civil structure, the Shin-Onomichi cable-stayed Bridge, required the study on physical properties on the seven-wire tendon with 261 KN/mm²-class zinc-coated steel wire for prestressed concrete. This paper covers the properties on fatigue, delayed fracture, stress-corrosion cracking, tensile creep, and characteristics in the low temperature. As a result, zinc-coated steel wire strands for prestressed concrete showed an equal performance to a parallel-wire type steel strands, which has been mostly used materials in cable-stayed steel bridges in Japan

1. まえがき

鋼斜張橋ケーブル用材料としては従来、HBS G 3508 に規定する平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線を標準としてきた。しかしながら、要求性能に応じた材料の採用により建設コストの縮減が可能であることから、新尾道大橋の実施に際しては、JIS に準拠した高強度亜鉛めっき PC 鋼より線を鋼斜張橋ケーブル材料として実用化することとし、その材料特性の基礎的な評価試験を行った。本文では実施した試験内容と結果の概要を報告するものである。なお、新尾道大橋の設計と施工に関しては別途報告される。

2. 高強度亜鉛めっき PC 鋼より線の製造方法および基礎特性

2.1 製造方法

線材の製造工程を図-1 に示す。線材は転炉での溶製

後、連続鋳造時の凝固末期に連続鍛圧法で中心偏析対策をとり、径 12 mm に圧延される。本ストランドは亜鉛めっき、防錆グリースおよび PE 管被覆による三重防錆を施したものである。製品迄の製造工程を図-2 に示す。同図に示すように、中間伸線、亜鉛めっき後に仕上げ伸線（アフタードロ잉（After Drawing：以下 AD という））を行い、引張荷重 261 kN 級の亜鉛めっき PC

転炉→連続鋳造→連続鍛圧→鋼片圧延→線材圧延

図-1 線材の製造工程

Fig.1 Manufacturing process of wires

線材→熱処理→酸洗→中間伸線→亜鉛めっき→
(鉛パテチング)
仕上げ伸線→より線→ブルーイング
(アフタードロ잉)

図-2 高強度亜鉛めっき PC 鋼より線の製造工程

Fig.2 Manufacturing process of high-strength galvanized PC strands

表-1 亜鉛めっき条件

Tab.1 Condition on galvanizing

亜鉛めっき温度	435℃
めっき後の冷却	水冷有り

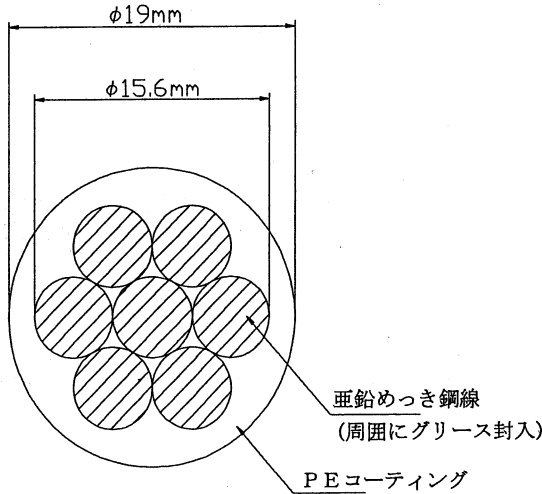


図-3 スtrand基本断面図 (7本より高強度亜鉛めっきPC鋼より線、以下省略)

Fig.3 Standard cross section of strand (high-strength galvanized seven-wire PC strand, abbreviated hereinafter)

鋼より線が製造可能である。亜鉛めっき条件としては合金層組成や加工性、耐疲労性能等を考慮した結果、表-1の通りに設定した。図-3に7本より高強度亜鉛めっきPC鋼より線(呼称15.2mm、標準より線径15.6mmφ、グリース封入ポリエチレン被覆付き)の1ストランド基本断面を示す。

2.2 材料の基礎特性

2.2.1 線材の基礎特性

線材の化学成分を表-2に、品質を表-3に示す。本線材はJIS G 3502 (ピアノ線材) SWRS 82 B材に適合し、下記の管理範囲を設定して製造した。実績値とは本試験にて製造した供試材での結果を表す。

表-2 線材の化学成分

Tab.2 Chemical component of wire

区分	C	Si	Mn	P	S	Cu
管理範囲	0.80~	0.15~	0.76~	0.015	0.010	0.05
実績値	0.83	0.32	0.86	以下	以下	以下
実績値	0.82	0.24	0.80	0.011	0.005	0.01

表-3 線材の品質

Tab.3 Quality of wire

区分	表面きず深さ (mm)	全脱炭深さ (mm)	清浄度(%)
管理範囲	0.05 以下	0.03 以下	0.04 以下
実績値	0.03	0.02	Good

2.2.2 高強度亜鉛めっきPC鋼より線の基礎特性

亜鉛めっきPC鋼より線はJIS G 3536 SWPR 7BLの7本より15.2mmに準拠しており、その特性値を表-4に、代表的な引張り特性カーブを図-4に示す。また別途、素線(鋼線)としての要求品質を確保するためHBS G 3501に規定するねじり、巻き付け、めっき付着性および最小亜鉛付着量(ただし、許容値としては $\geq 180 \text{ g/m}^2$)に関する基準を導入した。

3. 高強度亜鉛めっきPC鋼より線の物理特性

3.1 概要

斜張橋用ケーブル材料として確認すべき項目として①遅れ破壊特性、②応力腐食割れ特性、③耐食性、④クリープ特性、⑤低温特性(強度、靱性)、および⑥疲労特性を考慮した。7本の素線を最終で撚り合わせて製造するPC鋼より線では最終製品(ブルーイング迄完了)まで加工した材料での評価を基本としたが、一部項目に関しては比較調査の為に素線段階(亜鉛めっき後、またはAD後)での試験も加えた。

3.2 遅れ破壊特性

3.2.1 試験内容

ケーブル用材料としての高応力負荷環境下での使用を考慮し、応力負荷条件のもとでの遅れ破壊特性を確認し

表-4 高強度亜鉛めっき鋼より線の特性値

Tab.4 Properties of high-strength galvanized strand

区分	引張荷重 (kN)	0.2%永久伸びに対する荷重 (kN)	伸び (%)	ヤング率 (kN/mm ²)	よりの長さ (倍)	曲がり (mm/1.5m)
管理範囲	261	222	3.5	186	12~	30
実績値	276	260	5.9	194	18	以下

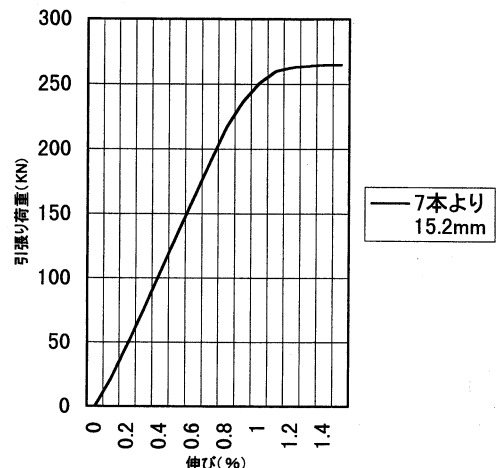


図-4 引張り特性(荷重-伸び線図)

Fig.4 Tensile properties (load-elongation chart)

た。試験方法としては、①高温高湿環境下での遅れ破壊試験および②水素チャージによる遅れ破壊促進試験、の2種類を実施した。供試体としては製品の心線を基本としたが、それに加えて製造工程途中での特性比較のため、亜鉛めっき後の鋼線およびAD後の鋼線についても実施した。

3.2.2 高温高湿遅れ破壊試験

表-5に試験条件および表-6に負荷応力設定値を示す。供試体の種類が異なった場合の負荷応力は、負荷応力と鋼線の引張強さ(めっき後鋼線=1666 N/mm²、AD後鋼線および製品の心線=1764 KN/mm²)との比を同じ値に設定した。

試験結果を表-7に示すが、暴露試験中の遅れ破壊は、いずれの試験体にも発生しなかった。また、6カ月間の暴露前後の引張強さについては切欠きの有無、製造工程途中に関わらず暴露前後の引張強さに影響を与えていない。

3.2.3 水素チャージによる遅れ破壊促進試験

供試体は製品の心線を長さ500mmに切断後、めっきを除去し、100℃×2時間の水素抜き焼鈍を施した後に試験に供した。試験条件を表-8に示す。

水素チャージ遅れ破壊試験結果を図-5に示すが、20

表-5 高温高湿遅れ破壊試験条件

Tab.5 Conditions on high-temperature, high-humidity delayed fracture test

項目	試験条件等	
試験機	暴露試験	高温高湿槽
	引張試験	定速引張試験機(オートグラフ IS-25T)
試験片形状	環状切欠き有り材(4mm φ)、切欠き無し材(5.22mm~6.30mm φ)	
暴露条件	60℃、90%以上、6ヶ月間保持	

表-6 高温高湿遅れ破壊試験の負荷応力設定値

Tab.6 Supplementary stress set in high-temperature, high-humidity delayed fracture test

試験片形状	めっき後鋼線		AD後鋼線		製品の心線	
	荷重(kN)	応力(N/mm ²)	荷重(kN)	応力(N/mm ²)	荷重(kN)	応力(N/mm ²)
切欠き無し	33.11	1,062	24.07	1,124	25.28	1,124
切欠き有り	15.65	1,245	16.57	1,319	15.57	1,319

表-7 高温高湿遅れ破壊試験結果(引張り強度)

Tab.7 Results of high-temperature, high-humidity delayed fracture test (tensile strength)

試験片形状	切欠き無し材		切欠き有り材	
	暴露前(KN)	暴露後(KN)	暴露前(KN)	暴露後(KN)
めっき後鋼線	53.19	54.30	28.55	28.74
AD後鋼線	41.29	42.06	30.39	30.23
製品の心線	41.48	41.65	30.46	30.47

時間から100時間の間で大部分が破断した。本結果を参考文献¹⁾の1600 N/mm²及び1800 N/mm²級鋼線の試験結果と比較すると、破断までの時間はその変動範囲内に収まっており今回の破断寿命の結果は比較的バラツキが小さい。すなわち短時間での破断データは無いものの、1,000時間を超えても破断しないデータは得られなかった。従って、遅れ破壊特性の平均値はほぼ同レベルであるが、短寿命側の破断時間で評価すると今回の方が優れていた。

3.3 応力腐食割れ特性

3.3.1 試験内容

一定の応力を受けた腐食環境下での長期間使用を考慮して、応力を負荷した条件下で腐食が進行する場合に発生する応力腐食割れ特性を確認した。試験方法は低歪速度法とし、供試体は製品の心線を用いた。試験片は平行部を厚さ2mm、長さ20mmとし、極力使用状態に近

表-8 水素チャージ遅れ破壊試験条件

Tab.8 Conditions on delayed fracture test by hydrogen intrusion

項目	試験条件
試験機	定荷重式遅れ破壊試験機(容量10T)
負荷荷重	定荷重引張り、実引張荷重×0.55&0.65
試験環境	0.1N-H ₂ SO ₄ 水溶液(試験水溶液層の内径; φ120mm)
試験温度	30±2℃
電流密度	10mmA/cm ²
溶液浸漬長さ	100mm

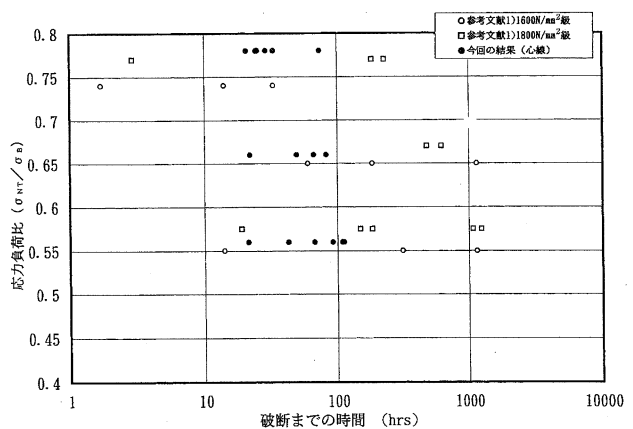


図-5 水素チャージ遅れ破壊試験結果

Fig.5 Results of delayed fracture test by hydrogen intrusion

表-9 試験条件

Tab.9 Test conditions

項目	試験条件
歪速度(sec ⁻¹)	4.17×10 ⁻⁷ 、4.17×10 ⁻⁶
試験環境	20%NH ₄ NO ₃ 水溶液、20%NH ₄ NO ₃ +5%NaCl水溶液 大気中
試験温度(℃)	室温(20±2℃)、70±2℃

くするために幅方向の両サイドは製品の表面部を残した。試験条件は表-9に示すとおり歪速度2ケース、環境条件3ケースおよび試験温度2ケースとした。耐応力腐食割れ特性値としては大気中での引張試験値に対する腐食環境下でのそれらの値との比 $\sigma_{sol}/\sigma_{air}$ および $\epsilon_{sol}/\epsilon_{air}$ (σ_{sol} 、 ϵ_{sol} ：それぞれ試験環境下での最大応力と破断歪、 σ_{air} 、 ϵ_{air} ：それぞれ大気中での最大応力と破断歪) により評価した。 σ_s 、 ϵ_s ：試験環境下での最大応力、破断歪、 σ_a 、 ϵ_a ：大気中での最大応力、破断歪

3.3.2 試験結果

表-10に最大応力、破断歪、溶液中での最大応力と破断歪の大気中でのそれらの値との比、 $\sigma_{sol}/\sigma_{air}$ および $\epsilon_{sol}/\epsilon_{air}$ を示す。その特徴を下記に示す。

- ①20% NH₄NO₃ 水溶液中、20℃ では強度、延性とも大気中の値とほぼ同じであり、応力腐食割れ現象はほとんど進行していない。
- ②20% NH₄NO₃ 水溶液中、70℃ では強度はあまり低下しないが、破断歪は大気中の値より低下する。特に歪速度が遅い 4.17×10^{-7} では破断歪の低下が大

表-10 低歪速度法による応力腐食割れ試験結果
Tab.10 Results of stress-corrosion fracture test with low deformation speed

試験環境	温度 (°C)	歪速度 (sec-1)	今回の試験結果			
			最大応力 (N/mm ²)	破断歪 (%)	σ_s/σ_a	ϵ_s/ϵ_a
大気中	20	4.17×10^{-6}	1890	9.9		
			1858	9.3		
20%NH ₄ NO ₃	20	4.17×10^{-6}	1876	9.2	1.00	0.96
			1903	9.8	1.02	1.02
20%NH ₄ NO ₃	70	4.17×10^{-6}	1856	10.1	0.99	1.05
			1869	8.3	1.00	0.86
		4.17×10^{-7}	1657	5.6	0.88	0.58
			1688	5.8	0.90	0.60
20%NH ₄ NO ₃ +5%NaCl	20	4.17×10^{-6}	1790	4.3	0.96	0.45
			1848	6.9	0.99	0.72

σ_s 、 ϵ_s ：試験環境下での最大応力、破断歪

σ_a 、 ϵ_a ：大気中での最大応力、破断歪

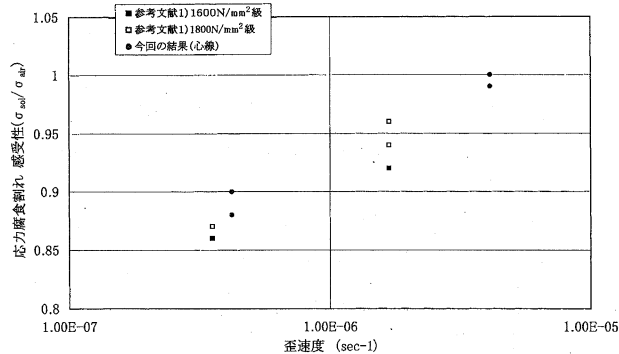


図-6 最大応力比による耐応力腐食割れ感受性結果

Fig.6 Results of sensitivity test on stress corrosion fracture by maximum stress ratio

きく、応力腐食割れ現象が進行し、歪速度が遅いケース (4.17×10^{-7}) で破断した試験片に応力腐食割れと判断されるクラックが明瞭に発生した。歪速度により応力腐食割れへの影響度には差があるが、70℃では応力腐食割れが発生すると考えられる。今回の結果を参考文献¹⁾の 1600 N/mm²、1800 N/mm² 級鋼線と比較し最大応力比を図-6に示すが両者の間に有意な差は見られない。

- ③20% NH₄NO₃ + 5% NaCl 水溶液中、20℃ での試験結果は最大応力の低下は小さいが、破断歪みの低下が大きい結果が得られた。この傾向は参考文献¹⁾のそれと同じ傾向である。

3.4 耐食性

試験方法は塩水噴霧試験および乾湿繰返し試験の2種類とした。

3.4.1 塩水噴霧試験

供試体として製品の心線および側線、めっき後鋼線およびAD後鋼線を用い、JIS Z 2371 定める 35℃ の 5% NaCl 水を連続的に噴霧する条件で行った。試験片の長さはいずれも 300 mm で、切断端面はシリコン系樹脂でシールした。試験期間は、10日、20日、30日、50日の4期間で、耐食性の評価は、各期間までの腐食減量の測定

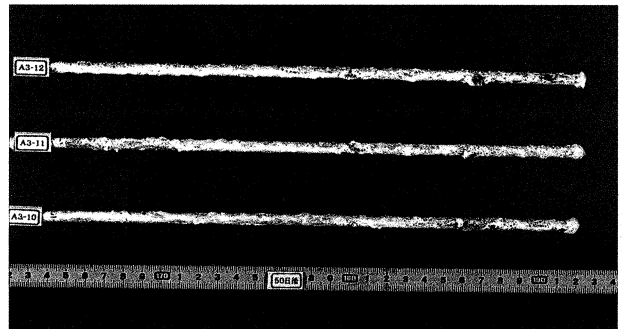


写真-1 塩水噴霧試験50日後の試験体外観(製品の心線)

Photo.1 View of specimen after 50 days of chloridic water sprinkling test (core wire of product)

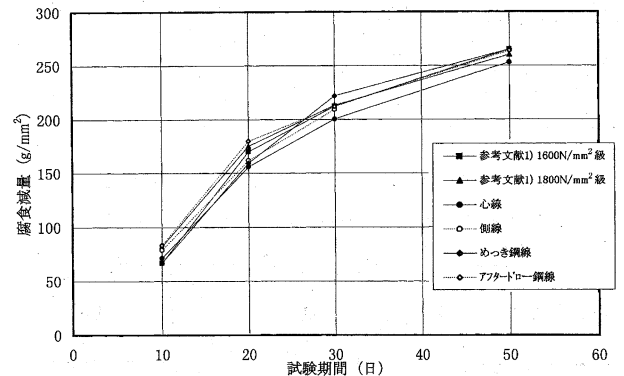


図-7 塩水噴霧試験結果

Fig.7 Results of chloridic water sprinkling test

および外観を観察した。腐食減量は、試験前後の重量差から求めた。

写真-1に50日間試験した後の外観写真の例を示す。いずれにも発錆が認められたが、局所的な外傷による発生はない。図-7は腐食減量の平均値を示すが各試験体の腐食進行はほぼ同じ挙動を示し、参考文献¹⁾の腐食減量結果とほぼ同じである。

3.4.2 乾湿繰り返し試験

試験方法は屋外に8時間暴露後、引き続き温度60℃、湿度90%の湿潤条件に16時間暴露する(1サイクル、1日)条件を繰り返して行った。試験期間は180日で、屋外暴露場所は海岸工場地帯で、工場内の岸壁から約50mの地点である。耐食性の評価は30日、90日、180日間後の腐食減量および外観観察による。

写真-2に180日試験後の試験体外観例を示す。いずれにも赤錆の発生が認められるが、外傷などによる発錆はない。図-8に腐食減量を示すが180日目で30g/m²程度である。製品の心線、側線およびめっき後鋼線、AD後鋼線の腐食進行は同じ傾向である。今回の試験による腐食減量は、参考文献¹⁾の結果より少ないが、これは今回の屋外暴露場所が海岸工場地帯といえども、主な腐食要因であるSO_xおよびNo_x量の試験時期、場所による差に起因しているとも考えられる。以上のように、180

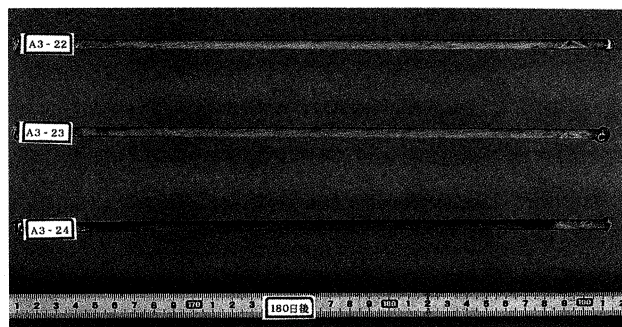


写真-2 乾湿繰り返し試験180日後の試験体外観(製品の心線)

Photo.2 View of specimen after 180 days of dry-wet cyclic test (core wire of product)

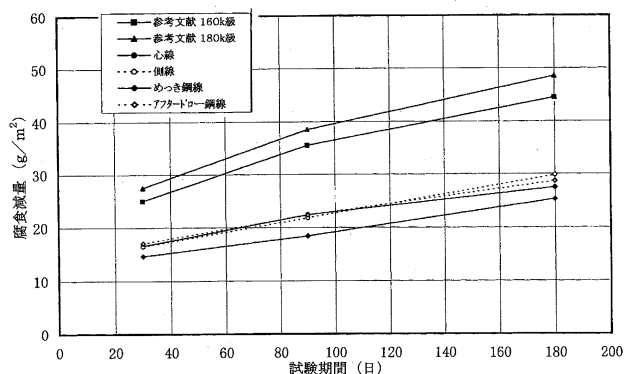


図-8 乾湿繰り返し試験結果

Fig.8 Results of dry-wet cyclic test

日間の厳しい乾湿繰り返し試験での亜鉛めっきの腐食減量は30g/m²程度であり、亜鉛めっきによって高い耐食性を有している。

3.5 クリープ特性

斜張橋ケーブルは応力負荷状態で長期間保持されるのでクリープ歪が発生する。高強度亜鉛めっきPC鋼より線のクリープ特性は、鋼の化学成分、金属組織、加工歪、より構造、ブルーイング等熱処理の影響を受けるので、最終製品でのクリープ特性を評価した。試験条件は表-11に示す通りとし、試験時間を500時間(試験1)および1500時間(試験2)にて行った。負荷応力は規格引張荷重の0.55倍とした。

試験結果を図-9に示す。クリープ歪は500時間後(試験1)で0.005%、1500時間後(試験2)で0.0055%とわけて良好な値であった。

3.6 低温特性

低温特性として通常の使用温度範囲を含む-80℃~+80℃における強度、延性および靱性を確認した。強度および延性を引張試験で、靱性の評価を切欠き引張試験と衝撃引張試験により行った。

3.6.1 引張試験

供試体を所定の試験温度に調整し、10分以上保持後、浸漬のままに引張試験を行った。試験片は平行部付き試験片(平行部の径;4.3mm、長さ;30mm)を用いた。図-10に試験結果を示すが、引張強さおよび0.2%耐力は試験温度が低下すると共に上昇している。伸びは低

表-11 クリープ試験条件

Tab.11 Conditions on creep test

項目	試験条件
試験機	LP型 20tf リラクセーション試験機
形式	定荷重型
負荷荷重(kN)	143.7(980.7N/mm ²)
標点距離(mm)	600
試験温度(°C)	20±2

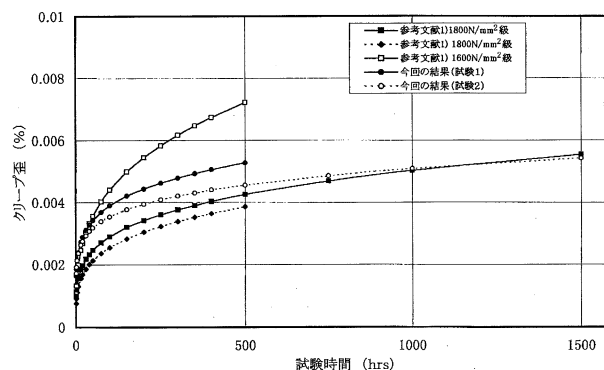


図-9 クリープ試験結果

Fig.9 Results of creep test

温・高温側ともに室温に比べほとんど変わらないが、絞りについては低温側・高温側で僅かに低い傾向を示す。それらの絶対値を見ると、全温度域で伸び10%程度、絞りは30%以上で、きわめて良好な延性を示している。また参考文献¹⁾の対応する値と比較すると強度および延性ともに有意な差は見られない。

3.6.2 靱性試験

靱性の評価は、環状切欠き付き試験片を用いた引張試験と衝撃引張試験により行った。引張試験は引張試験機を用い定速で行い、衝撃引張試験はシャルピー衝撃試験機を用いた。温度制御はアルコール、液体窒素、電熱ヒ-

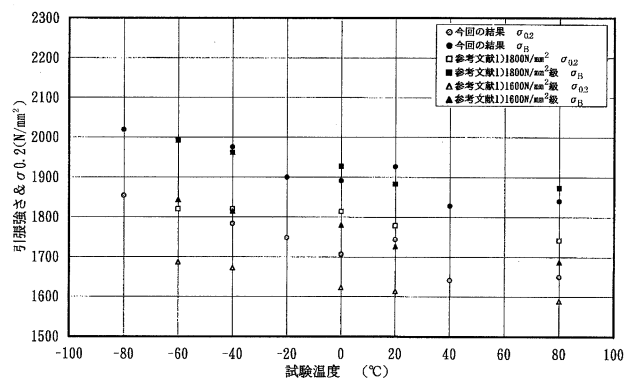


図-10 引張り試験結果

Fig.10 Results of tensile test

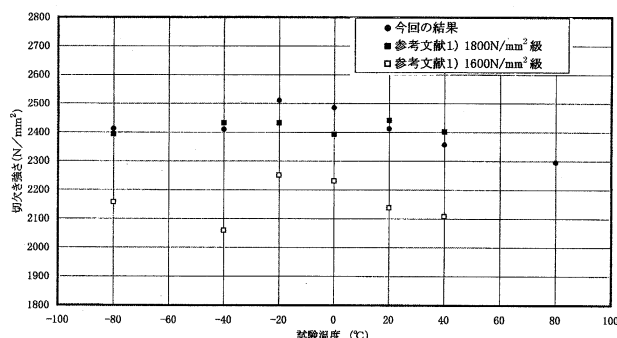


図-11 環状切り欠き試験片での引張り試験結果

Fig.11 Result of tensile test on circular-ditched specimen

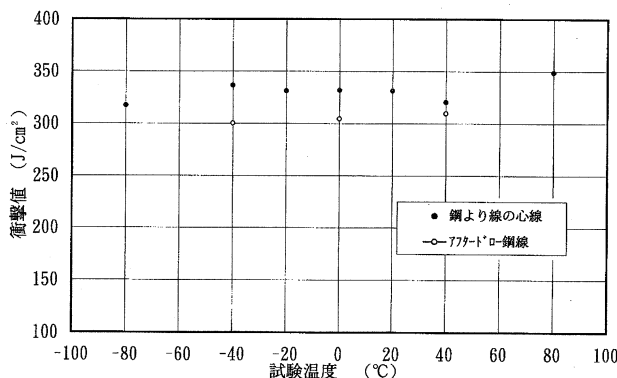


図-12 衝撃引張り試験結果

Fig.12 Results of impact tensile test

ターを用い、供試体は所定の試験温度に10分以上保持した後に試験した。環状切欠き試験片で引張試験した結果を図-11に示す。切欠き強さは各試験温度で変動が小さく安定しており、低温側で高く、高温側で低い傾向を示した。切欠き感受性 σ_{NT}/σ_B (σ_{NT} は切り欠き材の引張強さ、 σ_B は平滑材の引張強さ) は試験温度範囲での変化は小さく、1.2~1.35の間の範囲内で安定している。これらの値を参考文献¹⁾の1600 N/mm²、1800 N/mm²級鋼線のデータと比較すると3者は同じ特性レベルにある。衝撃引張試験結果を図-12に示す。衝撃値は低温域で僅かに低下する傾向を示すが300~350 J/cm²の範囲内で、各試験温度での変動幅も最大50 J/cm²程度と安定している。

3.7 疲労特性

3.7.1 試験内容

ケーブルに作用する活荷重による変動応力に対して、くさび定着部を含めた高強度亜鉛めっきPC鋼より線の基本疲労特性の把握、およびストランドを複数本束ねてケーブルとした場合の疲労強度を確認した。試験は下記のケースに関して実施した。

①モノストランド (ストランド本数=1本) 引張り疲労試験

試験体 $\phi 15.6-1$ 本 (素線数: 7本)、引張荷重 (Pu) = 261 KN

試験条件 上限応力 804 N/mm² (0.45 Pu)、応力範囲 $\Delta\sigma = 353$ N/mm²~706 N/mm²

試験数 N=59

②小型ケーブル (ストランド本数=6~8本) 引張り疲労試験

試験体 $\phi 15.6-6\sim 8$ 本、引張荷重 (Pu) = 1,564 KN (6H) ~2,085 KN (8H)

試験条件 上限応力 804 N/mm² (0.45 Pu)、応力範囲 $\Delta\sigma = 216$ N/mm²~461 N/mm²

試験数 N=10 (6H=1体、7H=6体、8H=3体)

③大型ケーブル (ストランド本数=55本) 引張り疲労試験

試験機 斜材用 29,400 KN 疲労試験機 (動的最大 17,640 KN)

試験体 $\phi 15.6-55$ 本 (素線数: 55×7=385本)、引張荷重 (Pu) = 14,337 KN

試験条件 上限応力 804 N/mm² (0.45 Pu)、応力範囲 $\Delta\sigma = 216$ N/mm²

試験数 N=2

④ケーブル曲げ疲労試験

試験体 $\phi 15.6-48$ 本 (素線数: 48×7=336本)、引張荷重 (Pu) = 12,513 KN

試験条件 軸力=0.60 Pu、曲げ角度=±0.5°

試験数 N=1

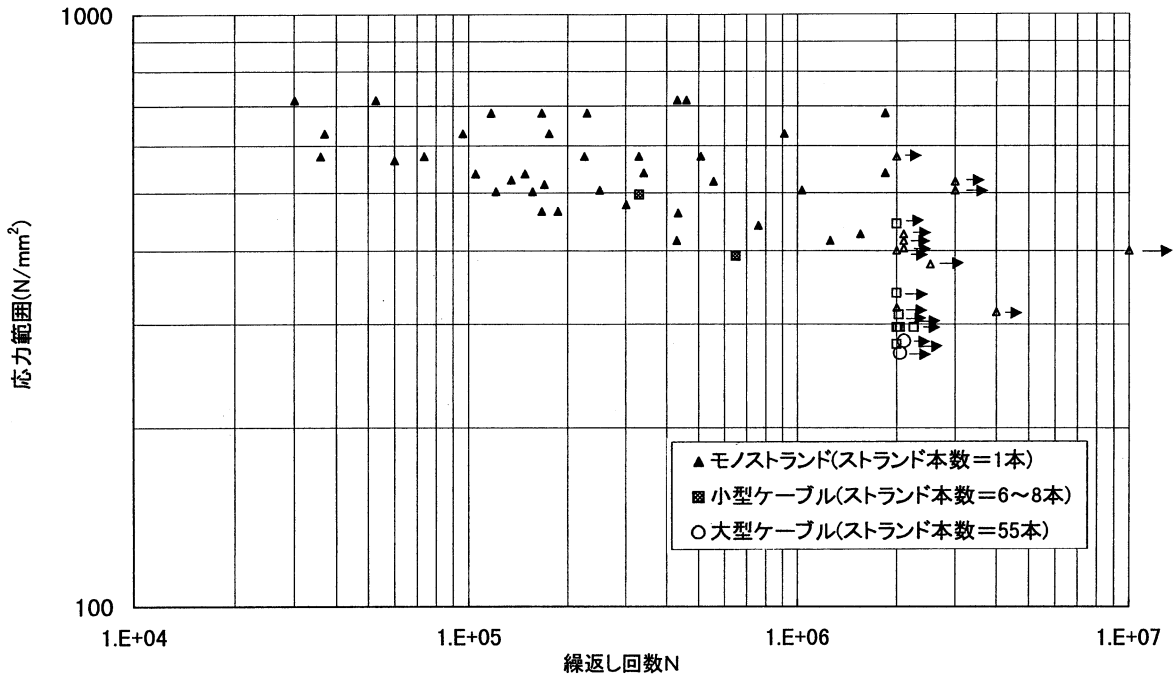


図-13 ストランド・ケーブルの疲労試験結果
 Fig.13 Results of fatigue test on strand and cable

3.7.2 試験結果

図-13にモノストランドおよびケーブル引張り疲労試験結果を示す。ここでは平均応力の影響を補正するため、縦軸の応力範囲を完全片振り状態、すなわち下限応力 $\sigma_{min} = 0$ 換算した場合の基本応力範囲とした数値で示している。高強度亜鉛めっきPC鋼より線のモノストランド（定着込み）の疲労限は基本応力範囲で 392 N/mm^2 以上あり、またケーブルとして集束した場合での疲労限も応力範囲で 267 N/mm^2 以上ある。これらは実ケーブルに作用する応力振幅より十分に大きな値である。また、曲げ疲労試験結果に関しても繰返し回数 203 万回で無破断であった。疲労試験状況を写真-3に示す。

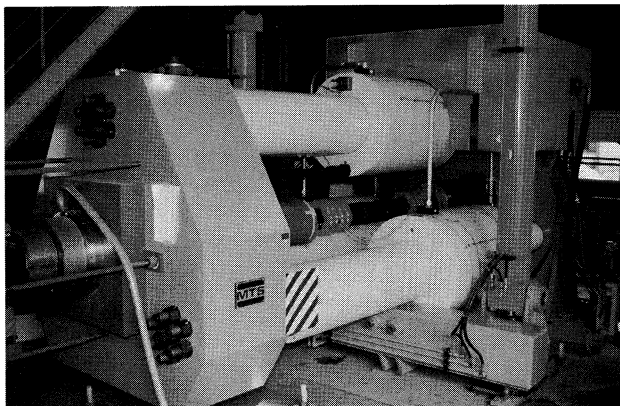


写真-3 疲労試験状況
 Photo.3 Fatigue test

4. あとがき

261 kN級の7本より $\phi 15.6 \text{ mm}$ 高強度亜鉛めっきPC鋼より線を鋼斜張橋ケーブル材料として使用するにあたり、物理特性として重要である遅れ破壊特性、応力腐食割れ特性、耐食性、クリープ特性、低温特性および疲労特性を実験により確認した。その結果いずれの特性値も従来材と比較して同等の値であり本材料の実用化が可能となった。

すなわち、既往材料と同レベルでの採用性評価が可能となったことは、橋梁ケーブル設計の比較検討に大きな自由度を持たせたことになる。今度の実橋適用にあたっては、静的・動的・施工性等橋梁毎の要求性能を明らかにすることによって積極的適用の可能性が拡大することが期待される。

なお、本研究は、(財)海洋架橋調査会並びに川崎製鉄㈱の協力を得て進められた。記して感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 「ケーブル設計に関する整理検討報告書」"橋梁ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線"(180キロ級)の開発；昭和63(1986)年3月、ケーブル設計法に関する整理検討委員会
- 2) 「主ケーブル材料としての高強度鋼線」；森山彰、本四技報 Vol 13. No 50. 1989. 4

明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策

Aerodynamic Stabilization for Hanger Ropes of the Akashi Kaikyo Bridge

第一管理局 保全部 橋梁維持課長代理 竹口昌弘

Masahiro Takeguchi



概要

明石海峡大橋のハンガーロープには、ポリエチレン管で被覆した PWS ハンガーが用いられており、1 格点当たり 2 本が並列に配置されている。このハンガーにおいて、工事中から 2 種類の風による振動が観測された。一つは比較的低風速域で現れる渦励振で、もう一つが高風速時に下流側ハンガーのみに稀に見られた大振幅振動である。後者はウェイク振動として知られている現象であるが、従来の知見では、本橋のハンガー間隔では発生しないとされていた。これについて風洞試験で発現条件や制振対策を調査したので、その結果を報告する。なお、対策としては、ハンガーに細いロープを螺旋状に巻き付けることで有効な制振効果を得ることがわかり、これを実橋のハンガーに 1999 年台風期までに施した。制振対策後はこれらの振動は観測されていない。

The hanger ropes of the Akashi Kaikyo Bridge employed prefabricated parallel wire strands (PWS) with polyethylene ducts, which situated two strands for each panel. These hanger ropes have observed two kinds of vibration due to the wind since their construction stages. One of such vibrations was vortex-induced motion occurred in relatively low frequencies, and the other one was large-amplitude oscillations, which were occasionally observed on leeward side of ropes in high speed wind. Although the latter phenomenon was known as the wake vibration, with judging from the experience it was not supposed to be occurred on the hanger ropes of Akashi Kaikyo Bridge installed with particular intervals. This paper reports the results from the wind tunnel tests, which studied both the conditions of occurrence on the vibration, and the system to compensate this vibration. The system, which employed wrapping of thin wire spirally around the hanger rope, found its effectiveness in the study. The site work for installation of the system has been done before the typhoon season in 1999, and no vibration has been observed after installation of the system.

1. まえがき

明石海峡大橋のハンガーロープは、最長のもので 200 m を越えるため、構造の信頼性、施工性および維持管理性を考慮し、ポリエチレン管で被覆した PWS ハンガーが採用されている。ハンガーは、1 格点当たり 2 本が橋軸直角方向に並列に配置され（その中心間隔はハンガー径の 9 倍）、定着部はピン構造となっている（図-1）。

このハンガーロープにおいて、工事中から 2 種類の風による振動が観測された。一つは低風速時に小振幅ではあるが頻繁に発生する渦励振で、これに対しては建設時に並列ハンガーを高減衰ゴムダンパーで連結することにより制振対策を施した。もう一つは、高風速時に並列ハンガーのうち、下流側（風下側）のハンガーのみに生じ、発生頻度は少ないが大振幅の振動である。

この種のウェイク振動は一般的に、ケーブル間隔がその発生の有無を左右するとされている。すなわち、斜張橋並列ケーブルの場合は、ケーブル間隔が 6 D 以下（D はケーブル径）ではウェイクギャロッピングが発生する可能性がある¹⁾とされている。また、ケーブル間隔が 10 D 以上の広い場合では、ウェイクフラッターという現象

が多導体方式の送電線ケーブルなどで確認されている。しかし、明石海峡大橋の並列ハンガーの間隔は 9 D であり、上記の発生条件には当てはまっておらず、下流側ハンガーの大振幅振動は、設計段階では予測困難な振動現象であった。また、建設時ではその発生頻度が非常に少なく振動特性が明らかでなかったことから、供用後に風

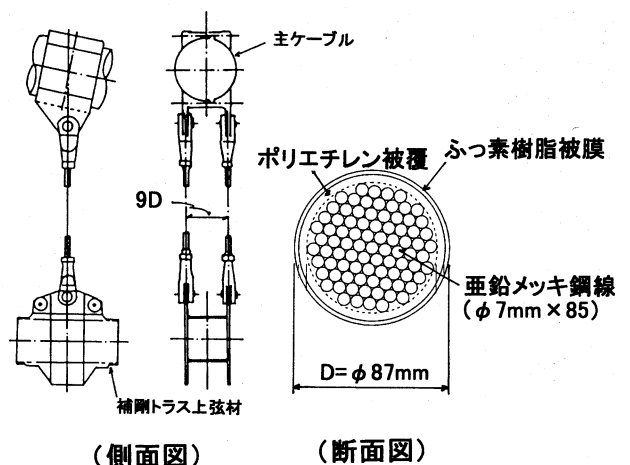


図-1 PWS ハンガー一般図

Fig.1 Outline of PWS hanger

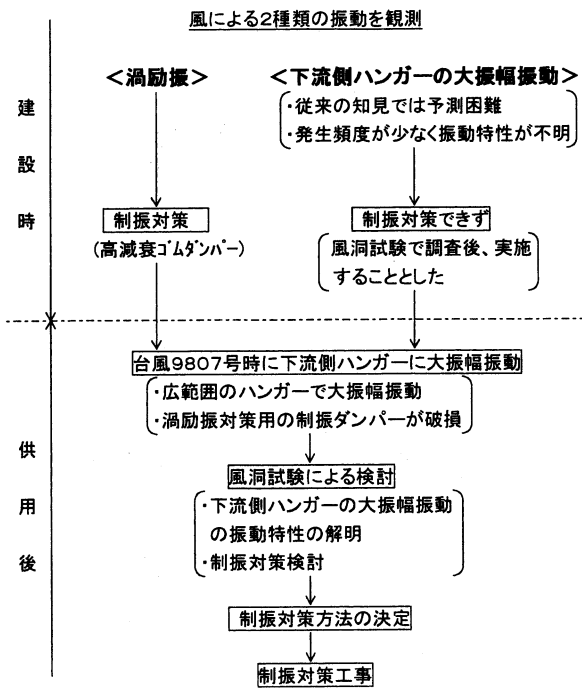


図-2 制振対策の流れ

Fig.2 Flow to seek countermeasure

洞試験で検討してからその制振対策を施すこととした。

本報告は、図-2に示す制振対策の流れに沿って、明石海峡大橋の並列ハンガーに生じた2種類の風による振動現象と建設時におけるその対策、さらに、風洞試験による制振対策検討および対策工事についてまとめたものである。

2. 建設時のハンガー振動と制振対策

明石海峡大橋のハンガーロープに生じた渦励振と下流側ハンガーの大振幅振動について、建設時における振動特性とその制振対策を以下に示す。

2.1 渦励振

(1) 振動特性

比較的低風速時に広範囲のハンガーロープで高次モードの振動が確認された。加速度計により振動計測した結果²⁾を図-3に示す。以下にその振動特性を示す。

- ・発生風速は5 m/s~10 m/s程度の低風速域である。
- ・最大振幅は10 mm程度(全振幅)と小さく、その時の風速は5 m/s程度、振動数は約11 Hzである。
- ・風速と振動数の関係から、ストローハル数 ($St=fD/U$; f : 振動数、 D : ハンガー径、 U : 風速) は約0.2であり、これは円筒型のストローハル数と一致することから、本振動は渦励振であることが確認された。

(2) 建設時の制振対策

渦励振がハンガーロープに与える影響として、振動振幅の小ささから疲労破断に対しては問題ないことが確認されたが、ピン定着部でのピンプレート・ソケットの摩

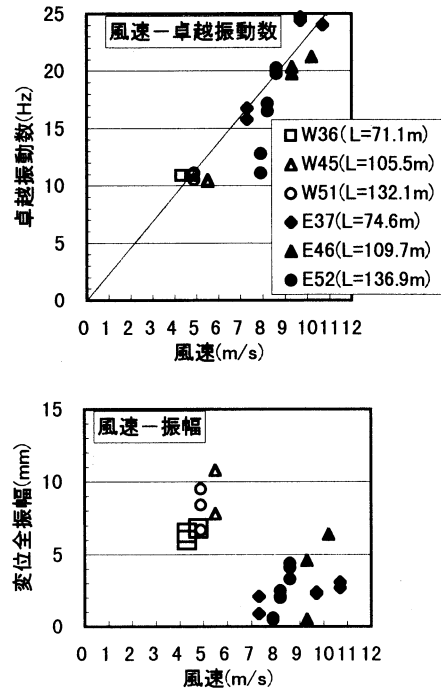


図-3 実橋ハンガーの渦励振計測結果

Fig.3 Measured data on vortex-induced motions on hangers

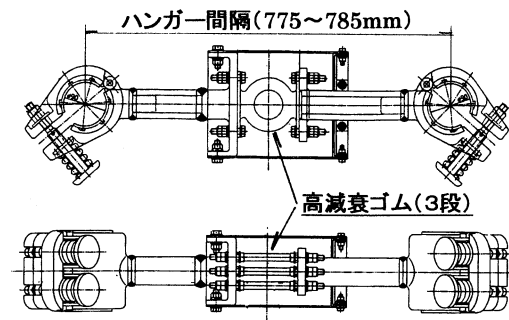


図-4 高減衰ゴムダンパー (渦励振対策用)

Fig.4 High performance rubber damper (for vortex-induced motions)

耗、塗膜の剥がれ、防塵カバー取付けボルトの破損等が一部で見られたことから、工事中に制振対策を施すこととした。渦励振は一般的に励振力は弱く、減衰を付加することで容易に制振できることから、ダンパーによる制振対策をとることとした。

ダンパーの設置高さは、前述の振動計測結果から10 Hzで振動する場合の最下段の腹にあたる桁上5 m位置とした。なお、ハンガーロープ長が変化しても一定風速で発現する渦励振の振動数は同じであり、ハンガーロープ長によって次数が変化するが、最下段の腹の位置は一定である。

ダンパーの設置方法としては、桁とハンガーロープの間に設置することが最も確実に減衰付加が得られるが、桁上5 mと高いため構造が大がかりとなる。そこで、2本の並列ハンガーを図-4に示す高減衰ゴムダンパーで連結する方法を採用した。なお、制振ダンパーの設置範

囲は、渦励振が確認されたハンガーを包括する範囲として塔から各45格点(全360格点)とした。

2.2 下流側ハンガーの大振幅振動

(1) 振動特性

並列ハンガーのうち、下流側(風下側)のみに生じる大振幅振動は、平成8年8月の台風時に初めて確認され、その後は、冬の季節風時に数回確認されたのみであった。以下に、工事中にビデオ撮影等で確認された振動特性を示す。

- ・発生風速は20 m/s程度の高風速であるが、風向等にも影響され数本のハンガーロープで振動が確認されたのみであり、発生頻度、本数ともに非常に少ない。
- ・振動が確認されたハンガーロープは100 m以上の比較的長いものであるが、特定のハンガーロープに発生するのではなく、不規則である。
- ・振動は、1次～3次の低次のモードで発生し、その振幅は大きいものでは、1次モードの振動時に8D(Dはハンガー径)程度にもなり、橋軸直角方向の振幅が卓越した楕円振動である。

(2) 建設時の制振対策

本振動は、その発生頻度が非常に少なく、また、従来の知見からも予測できなかった現象である。よって、当時はその発生条件、振動特性が明らかではなかったため、有効な制振対策を施すことができなかった。なお、試験的に桁上20 m位置に渦励振対策と同様な高減衰ゴムダンパーを設置してみたが、この大振幅振動の発生により、制振ダンパーが破損することとなった。このことから本振動の励振力は非常に大きく、ダンパーによる制振は困難であると予想され、本振動に対する制振対策は供用後の風洞試験等による検討後に実施することとした。

3. 台風時のハンガー振動(供用後)

平成10年9月22日に四国の南海上から紀伊半島に上陸した台風9807号の強風により、下流側ハンガーに大振幅振動が発生し、桁上5 m位置に設置した渦励振対策用の制振ダンパーが損傷を受けた。観測された下流側ハンガーの振動は、建設時に確認された振動状況とは異なり、広範囲のハンガーロープで大振幅振動が発生した。明石海峡大橋の中央径間中央の道路照明柱に設置した風向風速計による台風9807号の強風データを図-5に示す。これによると、後述する風洞試験結果に示すように、振動が発生する風向にあたる橋軸直角付近の風向時が強風時と重なっている。このことから、最もハンガーロープが揺れやすい条件となり、広範囲で大振幅振動が発生したとも考えられる。

4. 風洞試験による制振対策検討

実橋で観測された下流側ハンガーロープのみに生じる大振幅振動(以下、便宜上「ウエイクフラッター」とい

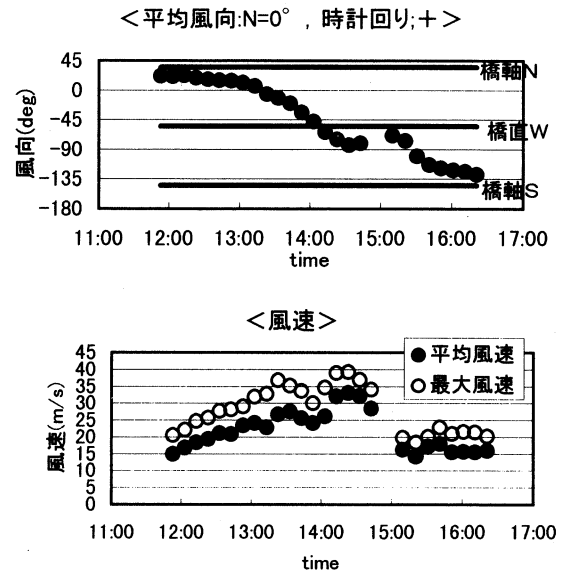


図-5 台風9807号強風データ(補剛桁中央)

Fig.5 Strong wind data on the typhoon 9807 (at mid-span)

う。)の振動特性を明らかにし、有効な制振対策を見いだすために以下の風洞試験^{3),4),5)}を実施した。

4.1 ばね支持風洞試験

(1) 試験条件

供試模型は、明石海峡大橋のハンガーロープ断面が円形でありレイノルズ数の影響を受けることから、模型断面は実物大(縮尺1/1)の2次元剛体模型(模型長1.6 m)とし、表面は実機同様にふっ素樹脂加工を施したものを用いた。模型の支持は、2体のハンガー模型を水平にセットし、上流側の模型は固定とし、下流側の模型のみをばねで吊すことで鉛直、水平方向に振動可能な状態とした(図-6)。なお、上流側の模型も下流側同様にばね支持とした試験も実施したが、上流側の模型は実橋同様に振動しないことを確認した。試験条件は表-1を基本とし、模型の重量、振動数、構造減衰を変化させた試験も実施した。

(2) 試験結果

1) 基本断面(無対策断面)

試験は、まず実橋のハンガーロープで生じた振動特性を把握するために、制振対策を施していない基本断面について行った。基本断面の試験結果を表-2に示す。

基本断面では、ハンガー間隔(8D~9.8D;Dはハンガー径)によらず、相対迎角(実橋では、橋軸直角方向に対する風向の水平偏角に相当する。)が、5°~15°の範囲で下流側ハンガーにウエイクフラッターが風速11 m/s程度から発生することが確認された。このうち、実橋のハンガー間隔に相当するハンガー間隔9Dで迎角15°の場合が、振動時の空力励振力(負の減衰力)が最も大きく、対数減衰率 $\delta = -0.22$ にもなった。この場合の風速と振幅の関係を図-7に示す。なお、図には、模型の構造減衰率(対数減衰率) δ を変えたケースも併せて示す。基本ケースである $\delta = 0.003$ の場合では、振動

の鉛直成分（風軸直角成分）、水平成分（風軸方向成分）ともに、風洞風速 11 m/s 程度で急激に発散振動が生じることがわかった。また、この発散振動の発生風速を 30 m/s 以上とするには、対数減衰率で $\delta=0.3$ 以上の非常に大きな付加減衰が必要となり、本振動をダンパーで制振することは非常に困難であることを確認した。図-8 には、下流側ハンガー模型の振動軌跡を示すが、風軸方向を長軸とした楕円振動となっており、実橋で観測された振動状況と良く整合している。

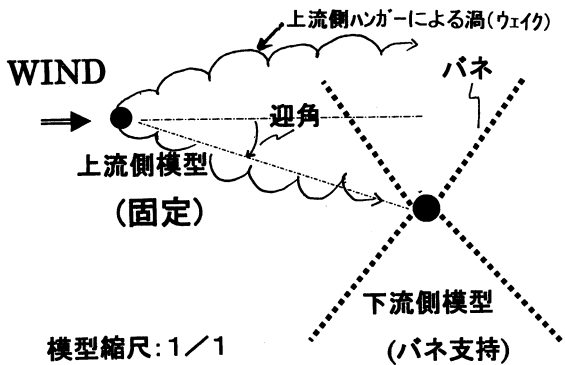


図-6 ばね支持試験概念図（側面図）

Fig.6 Concept of spring-held test (side view)

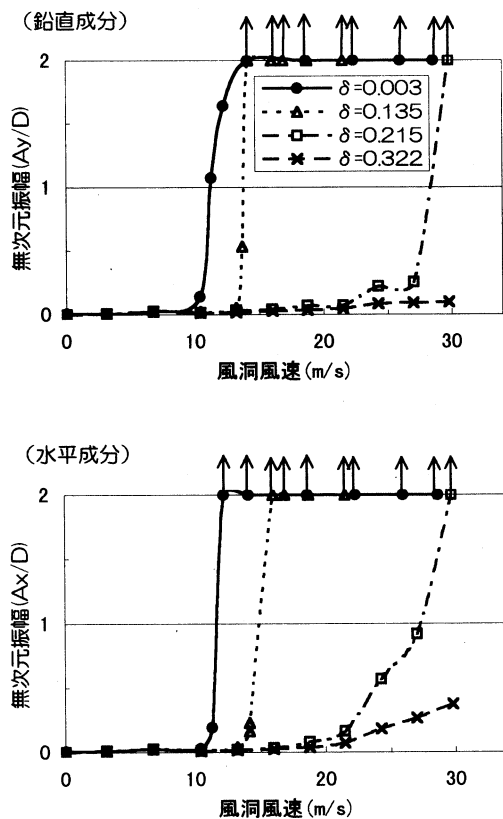


図-7 ばね支持試験結果（基本断面）

<ハンガー間隔 9 D、迎角 15°>

Fig.7 Result of spring-held test (prototype)

<hanger space of 9 D, attack angle of 15 degrees>

2) 制振対策検討

ウェイクフラッターが発生した原因として、上流側ハンガーから剥離した流れが下流側ハンガーに励振力として作用するためと考えられる。明石海峡大橋のハンガーロープの様面に表面が円滑である場合にはそうでない場合に比べ、一般的に上流側物体からの剥離流が下流側に及ぼす影響範囲が広く、また、その剥離流がハンガー長手方向に様に生じることから後流側物体に作用する励振力としては大きくなる。そこで、ハンガーロープ表面に

表-1 ばね支持試験基本条件

Tab.1 Basic conditions on spring-held test

		実橋	実験値
縮尺		—	1 / 1
ハンガー径 (m)		0.087	0.087
単位重量 (kgf/m)		25.6	25.6
振動数 (Hz)	鉛直	約0.7	0.71
	水平	約0.7	0.71
無風時構造減衰率 (対数減衰率)		0.001 (仮定)	0.003

備考) 振動数0.7Hzは、長さ140m程度のハンガーの1次モードに相当する。

表-2 ばね支持試験結果（基本断面）

Tab.2 Results of spring-held test (prototype)

ハンガー間隔	発振風速 (無次元振幅A/D=1となる風速)				
	0°	5°	10°	15°	20°
8.0 D	↑	1.8 m/s	1.1 m/s (-0.05)	1.1 m/s (-0.07)	↑
8.6 D	↑	1.9 m/s	1.1 m/s (-0.06)	1.2 m/s (-0.10)	↑
9.0 D	↑	1.7 m/s	1.1 m/s (-0.08)	1.1 m/s (-0.22)	↑
9.2 D	↑	1.7 m/s	1.1 m/s (-0.09)	1.2 m/s (-0.19)	↑
9.8 D	↑	1.7 m/s	1.1 m/s (-0.10)	1.2 m/s (-0.11)	↑

備考) ()内の数値は空力減衰率(対数減衰率)。
発振風速で ↑ は、風速30m/s以下では発現せず。

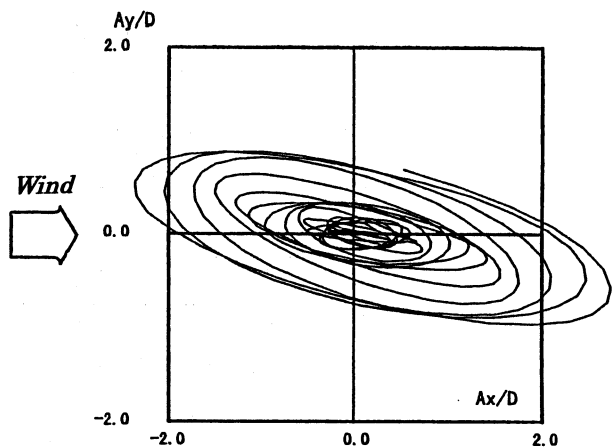


図-8 下流側ハンガーの振動軌跡図（基本断面：V=22 m/s）

<ハンガー間隔 9 D、迎角 15°>

Fig.8 Path of leeward hanger vibration (prototype : V=22 m/s)

<hanger space of 9 D, attack angle of 15 degrees>

粗度を付けて、上流側ハンガーからの剥離流による、下流側ハンガーへの励振力を弱めることが期待できる空力的な対策に着目して試験を行った。なお、空力対策以外に、上・下流側ハンガーを剛部材で連結する試験も行ったが、下流側ハンガーの振動に引きずられ、上流側ハンガーも振動を起こす結果となった。

空力対策としては、供用中の明石海峡大橋のハンガーロープに後施工で対策しなければならないことを考慮し、施工性及び工費的に現実性のあるヘリカルロープ対策（ハンガーロープに細いロープを螺旋状に巻き付けて表面に粗度を付ける対策：ヘリカル（helical）とは「螺旋状の」を意味する。）を中心に試験を進めた。

試験は、ヘリカルロープの外径、巻き付け本数、巻き付けピッチをパラメータとし、最適な制振効果が得られる巻き方について検討した。試験結果を表-3に示す。表には、渦励振に対する試験結果も併せて示す。

① ウェイクフラッター試験結果

ヘリカルロープの外径、巻き付け本数、巻き付けピッチによって得られる制振効果は異なり、良好な制振効果を得るためには、「φ5 mm 以上、2 本巻き」が必要である。また、この場合でも、迎角 10° では振動が発生しているが、振動時の空力励振力（対数減衰率）は $\delta = -0.08$ 程度（風洞風速 25 m/s、無次元振幅 $A/D=1$ の時）と、基本断面の空力励振力（迎角 15° で $\delta = -0.22$ ）に比べかなり小さくなった。なお、図-9に「φ5 mm、2 本巻

き、巻きピッチ 400 mm」の下流側ハンガー模型の振動軌跡を示すが、風軸直角方向を長軸とした楕円振動となっており、明らかに図-8に示す基本断面のそれとは異なっている。

② 渦励振試験結果

ウェイクフラッター試験で制振効果が確認された「φ5 mm 以上、2 本巻き」のケースについて、渦励振に対する制振効果の確認を行った。その結果、渦励振に対して有効な制振効果を得るためには、ヘリカルロープの外径はハンガーロープ径の約 1 割に相当する φ9 mm で 2 本巻きまたは 3 本巻きが必要であることが判明した。ただし、「φ9 mm、2 本巻き」の場合は、巻き付けピッチが制振効果に影響を及ぼし、800 mm ピッチが有効な制振効果が得られるのに対し、1000 mm ピッチでは制振効果が小さい（図-10）。

以上の結果から、ウェイクフラッターおよび渦励振の両方に対する制振効果を考えると、ヘリカルロープを「φ9 mm、2 本巻き、800 mm ピッチ」で巻き付けることが最適であると結論した。

4.2 補足検討

上記のとおり、ばね支持風洞試験ではヘリカルロープをハンガーロープに巻き付けることでウェイクフラッターに対して有効な制振効果が得られることが確認できたが、ここでは、その裏付けのために行った補足試験に

表-3 ばね支持試験結果（対策断面：ハンガー間隔：9 D）

Tab.3 Results of spring-held test (improved type : hanger space of 9 D)

ケース No.	ヘリカルロープ径	巻き本数	巻きピッチ (1本当たり)	発振風速 (無次元振幅 A/D=1 となる風速)					渦励振に対する制振効果
				0°	5°	10°	15°	20°	
0	基本断面 (無対策断面)			↑	1.7 m/s	1.1 m/s	1.1 m/s	↑	-
1	φ 3 mm	2 本	200 mm				2.3 m/s		
2			300 mm				1.4 m/s		
3			400 mm					1.1 m/s	
4	φ 5 mm	2 本	200 mm				↑		
5			300 mm	↑	↑	1.6 m/s	↑	↑	
6			400 mm			1.8 m/s	↑		x
7		3 本	450 mm			1.8 m/s			
8			800 mm						x
9		1000 mm						△	
10	φ 7 mm	2 本	300 mm			1.7 m/s			x
11		3 本	800 mm						△
12	φ 9 mm	2 本	300 mm						x
13			800 mm		限定振動	1.3 m/s	↑		○
14			1000 mm		↑	1.3 m/s	↑		△
15		1200 mm		↑	1.3 m/s	2.0 m/s			
16		3 本	600 mm		1.5 m/s				
17			800 mm		限定振動	1.3 m/s			○
18		1000 mm						○	
19	φ 11 mm	2 本	800 mm		限定振動				
20			1000 mm		1.6 m/s	1.3 m/s	↑		

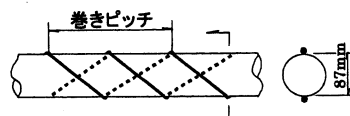
備考)・発振風速で空欄は、試験を実施せず。

・発振風速で ↑ は、風速 30m/s 以下では発現せず。

・限定振動とは、風速限定 (15~25m/s 程度)、振幅限定 (A/Dmax=1.5 程度) の振動。

・渦励振に対する制振効果で、○は効果あり、△は効果が小さい、×は効果なし。

・ヘリカルロープの巻きピッチとは下図のとおりである。



(2本巻き)

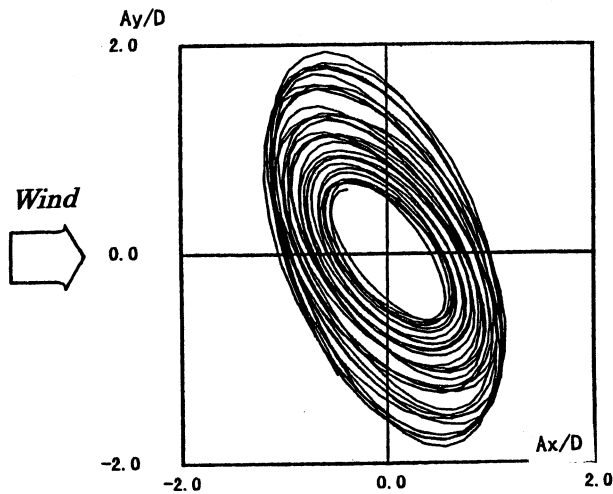


図-9 下流側ハンガーの振動軌跡図 (対策断面: $V=22$ m/s)
 $\phi 5$ mm, 2本巻き, 400 mm ピッチ
 <ハンガー間隔 9D, 迎角 10° >

Fig.9 Path of leeward hanger vibration
 (improved type: $V=22$ m/s)

Diameter of 5 mm, double spirals with 400 mm interval
 <hanger space of 9D, attack angle of 10 degrees>

ついて述べる。具体的には、基本断面とヘリカルロープ対策断面の模型を用いて、定常空気力試験およびハンガー模型周辺の風速分布測定試験を行い、両者の違いについて確認した。

(1) 定常空気力試験結果

試験は、基本断面およびヘリカルロープ対策断面 ($\phi 5$ mm, 2本巻き, 巻きピッチ 400 mm) を対象に、上流側模型の後流域において下流側模型に作用する定常空気力係数を測定し、両者の比較を行った。図-11に風速 20 m/s 時における上流側ハンガー後流域の抗力係数 (C_D) の分布を示す。なお、図には単柱時 (ハンガー模型 1 体単独での測定試験) における空気力係数の値も併せて示す。

上流側ハンガーの後流域における C_D 値の分布は、基本断面では等値線間隔が狭く鉛直方向への変化が急であるのに対し、ヘリカルロープ対策断面は等値線間隔が広がっている。このことは、図-8、9 の下流側ハンガー模型の振動軌跡が、基本断面では水平卓越の振動モードに対して、対策断面では鉛直卓越となっていることと対応している。すなわち、対策断面の方が C_D 値が小さく等値線間隔も広がっていることから、鉛直変位に伴う抗力変動 (水平成分の励振力) が小さく、結果的に鉛直卓越の振動モードに移行したものと考えられる。

(2) 風速分布測定試験結果

基本断面およびヘリカルロープ対策断面を対象に、上流側ハンガー模型の後流域における平均風速と乱れ強さ分布の測定を行った。試験結果を図-12に示す。なお図には、平均風速および乱れ強さが接近流とほぼ同じになる位置 (剥離せん断層) をラインで示している。

1) 対策断面におけるヘリカルロープ径の影響

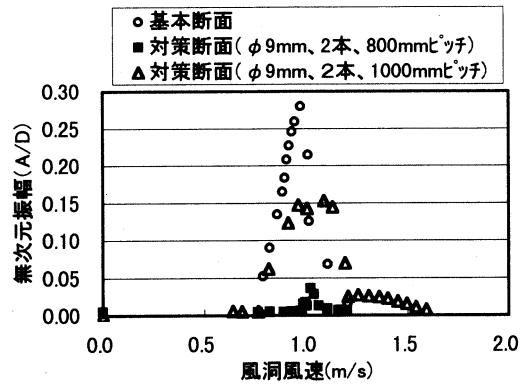


図-10 渦励振試験結果

Fig. 10 Results of vortex-induced motion test

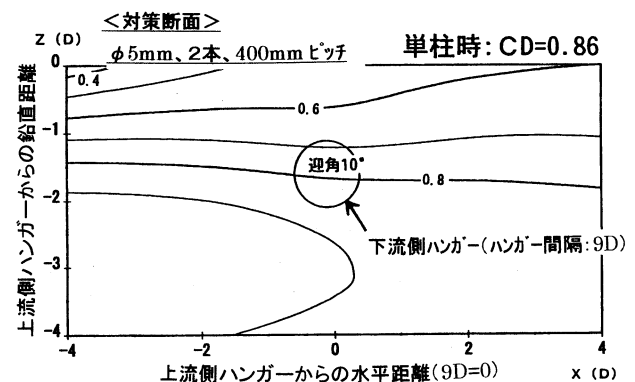
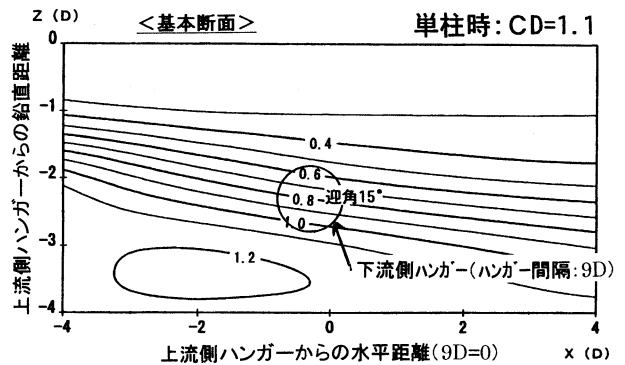


図-11 ハンガー後流中の C_D 値分布図 ($V=20$ m/s)

Fig. 11 Distribution of C_D in the wake of hanger ($V=20$ m/s)

ロープ径 $\phi 5$ mm と $\phi 9$ mm の同じ巻きピッチ 300 mm の場合を比較すると、 $\phi 9$ mm の方が剥離せん断層の幅が広がっている。

2) 対策断面における巻きピッチの影響

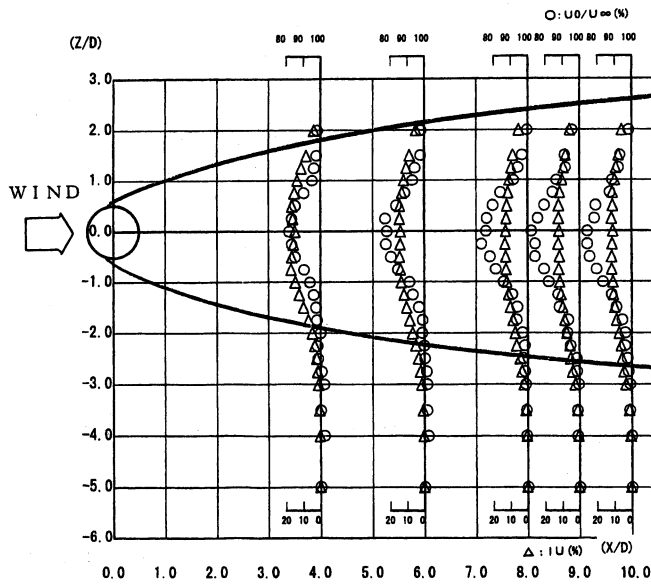
ロープ径 $\phi 9$ mm の巻きピッチ 300 mm と 800 mm を比較すると、800 mm ピッチの方が剥離せん断層が若干広がっているが、有意な差はない。

3) 基本断面と対策断面の比較

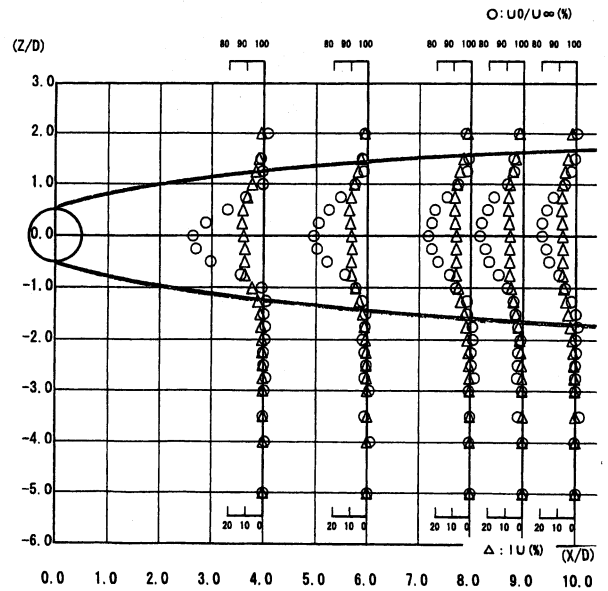
対策断面の方が基本断面に比べ剥離せん断層幅は 1D (D:ハンガー径) ほど狭くなっており、このことは、先に述べたばね支持試験でウェイクフラッ

ターの発生する迎角範囲が狭まったことと整合して

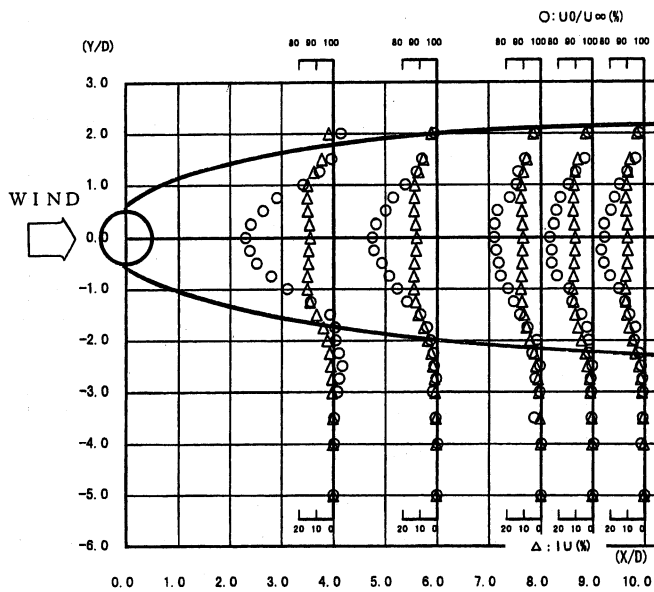
いる。



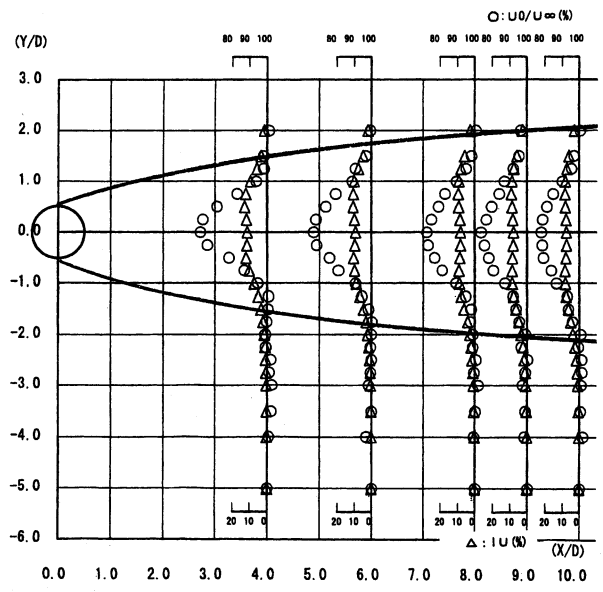
(a) 基本断面



(b) 対策断面 $\phi 5$ mm、2本、300 mm ピッチ



(c) 対策断面 $\phi 9$ mm、2本、800 mm ピッチ



(d) 対策断面 $\phi 9$ mm、2本、300 mm ピッチ

○ : U_0 / U_∞ (%) U_0 : 各計測点での風速、 U_∞ : 接近流の風速
 △ : I_u (%) 各計測点の乱れ強さ (接近流は一様流)

図-12 ハンガー後流中の風速分布図 ($V=20$ m/s)

Fig.12 Distribution of wind speed in the wake of hanger ($V=20$ m/s)

5. 制振対策工事

5.1 制振対策の概要

風洞試験でウェイクフラッター及び渦励振の両方に対し良好な制振効果が確認されたヘリカルロープ対策（φ9mm、2本巻き、巻きピッチ800mm）のケースを、本対策に採用することにした。対策範囲は、建設時に渦励振対策用の制振ダンパーが設置されていた塔から45格点（全360格点）までとした。なお、制振ダンパーについては、前述した台風9807号時のウェイクフラッターにより大部分が損傷を受けており、また、ヘリカルロープ対策により渦励振も制振できることから、全て撤去することとした。

ヘリカルロープの材料は、施工性、強度、耐候性、経済性等を考慮して、被覆繊維ロープ（心材；ポリエステル繊維、被覆材；ウレタン樹脂）を選定した。なお、ロープは張力を入れながらハンガーロープに螺旋状に巻き付けて行くため、巻き付け後のロープ断面のつぶれを考慮して、ロープの外径はφ10mmとした（図-13）。

5.2 施工

制振対策の施工は、平成11年5月から開始し9月に完了した。ヘリカルロープの巻き付けには、本工事に開発した巻付機を使用した。その方法は、ハンガー上端にロープを固定し、ロープを搭載した巻付機が自重によりハンガーロープに沿って旋回下降しながら、ロープを巻き付けていき、ハンガー下端にロープを固定するものである（写真-1）。なお、施工後のロープにゆるみが生じないように、巻き付け時には10kgfの張力を導入していくこととした。人力での作業は、基本的には主ケーブル上に設置したケーブル作業車と補剛桁上弦材上に設置した作業床でのみ必要となる。よって、ハンガー中間部への作業員のゴンドラ等による接近は不要となり、大幅な施工効率と安全性の向上が可能になった。

6. あとがき

平成11年9月にヘリカルロープによる対策が完了した直後に襲来した台風9916号（平成11年9月15日）および台風9918号（平成11年9月24日）時に、目視およびビデオ撮影により制振効果の確認を行った。どちらも振動が起こりうる条件（風向、風速）であったにもかかわらずウェイクフラッターは発生せず、制振効果が確認された。また、渦励振についても対策後は発生していない。

ただし、風洞試験結果で示したように、迎角10°付近の風向に対しては、ウェイクフラッターが発生する可能性が残されている。また、対策完了後のヘリカルロープに一部、ゆるみ等の変状が生じており、部分的に再締め付けを行うことで対応した。この原因としては、被覆繊維ロープの材料特性（線膨張係数、弾性係数等）に主要

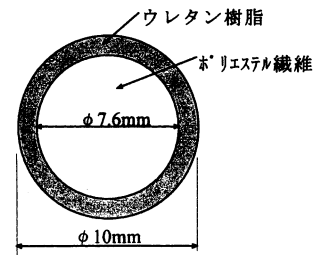


図-13 被覆繊維ロープ断面図

Fig.13 Cross section of covered fiber rope

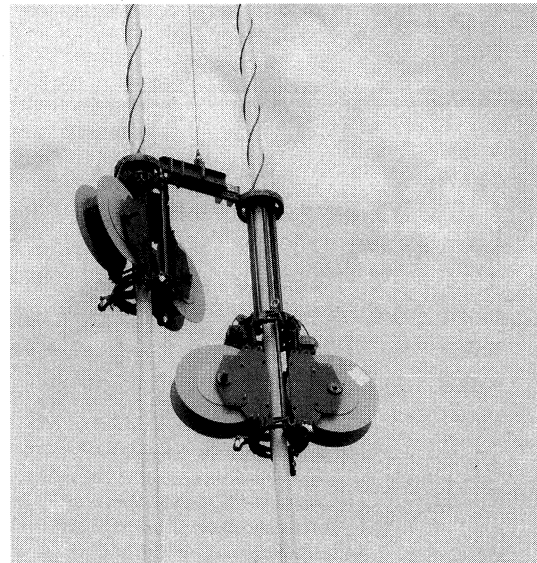


写真-1 ヘリカルロープ巻き付け状況

Photo.1 Wrapping of spiral ropes

因があると考えられるが明確な整理がついていない。現在のところ、ヘリカルロープの制振効果が確認されているが、このような問題も残されており、これらを引き続き検討し、解明していくことで制振対策に万全を期す必要があると考える。

最後に、本制振対策を検討するにあたり、御指導、助言をいただいた元本州四国連絡橋耐風委員会（委員長：宮田利雄横浜大学教授）をはじめとする各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 斜張橋並列ケーブルのウェークギャロッピング制振対策検討マニュアル(案) 平成7年9月 建設省土木研究所他
- 2) 明石海峡大橋ケーブル後期工事ハンガーロープ振動観測報告書 平成8年10月 本州四国連絡橋公団
- 3) 明石海峡大橋ハンガー風洞試験 報告書 平成10年12月 本州四国連絡橋公団
- 4) 明石海峡大橋ハンガー風洞試験(その2) 報告書 平成11年3月 本州四国連絡橋公団
- 5) 明石海峡大橋ハンガー風洞試験補足検討 報告書 平成11年8月 本州四国連絡橋公団

斜張橋ケーブル角折れ緩衝装置の損傷とその補修

Damage and Repair on The Dampers of Cable-stayed Bridge

(財)日本建設情報総合センター
(前)第二管理局保全部

首席研究員 藤井 裕司

Yuji Fujii

第一管理局垂水管理事務所
(前)第二管理局坂出管理事務所

環境対策課長 土井 俊秋

Toshiaki Doi

第二管理局保全部

橋梁維持課長代理 平下 忠一

Tadakazu Hirashita



概要

道路鉄道併用橋である瀬戸大橋は、昭和63年4月に供用されてから12年が経過した。長大橋の基本点検を年1回の頻度で行ってきたが、斜張橋である櫃石島橋、岩黒島橋のケーブル角折れ緩衝装置において、PE（ポリエチレン）管が溶融破断し、ポリブタジェン樹脂注入材にまで達する損傷が発見された。その原因及び補修方法について各種試験を含め検討を行ったが、原因究明までは至らなかった。なお、損傷グレードに応じた補修方法を確立できたので、平成10・11年においてケーブル全数の解放調査と補修を完了した。今後の参考のため、その内容について報告する。

Twelve years has passed since the opening of Seto Ohashi bridges, highway-railway-combined bridges, on April 1988. The once-a-year periodic inspection found damage with the cable dampers on the Hitsuishijima and Iwakurojima cable-stayed bridges, which included melting breakage of PE (polyurethane) tubes and polybutadiene grout. Although an intensive study including various tests was carried out to identify the cause of damage and work out repair method, identification of the cause was failed. Meanwhile, the repair methods were established according to the level of damage, and the stay cables were totally investigated and repaired during the years 1998-1999. This paper reports the outline of damage and study.

1. まえがき

長大橋基本点検において、平成7年6月に櫃石島橋東側ケーブル（最上段及び3段目）の桁側角折れ緩衝装置2カ所で損傷が発見された。

その後、精密点検を実施した結果、片面11段のケーブルのうち最も長い最上段ケーブルから比較的長いケーブルまでの数段に渡って、その桁側角折れ緩衝装置に何らかの損傷があることが確認された。その損傷の原因究明及び補修材の耐力確認のために、損傷状況再現を目指した曲げ疲労試験を行った。

その結果、供用後に発生しているケーブル振動が損傷の直接の原因ではないこと及び新規補修材料（ポリブタジェン樹脂）が有効であることが判った。

解放調査によると、損傷の激しいケーブルについても現状では素線の変状が無く耐力上問題がないことが判ったが、将来の防錆上は問題となるため、損傷グレードに応じて補修を行った。

2. 角折れ緩衝装置の損傷状況

変状が発見された角折れ緩衝装置2カ所について、損傷状況を確認するため、解放調査を行ったところ、エポキシ樹脂充填材のワレ、PE（ポリエチレン）管の溶融破断及びPE管内のポリブタジェン樹脂等の損傷が素線表面まで達していることが判った。（写真-1・2参照）

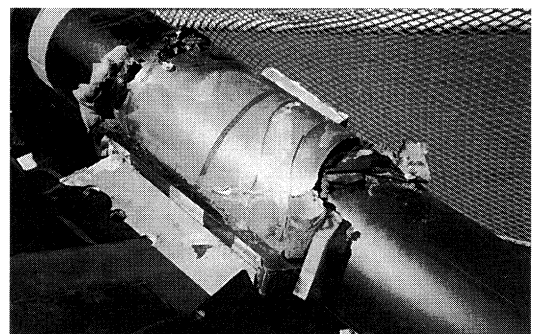


写真-1 エポキシ樹脂充填材の損傷状況（櫃石島橋東ケーブルNO.22）

Photo.1 Damage with epoxy resin filler (Hitsuishijima Bridge NO.22)

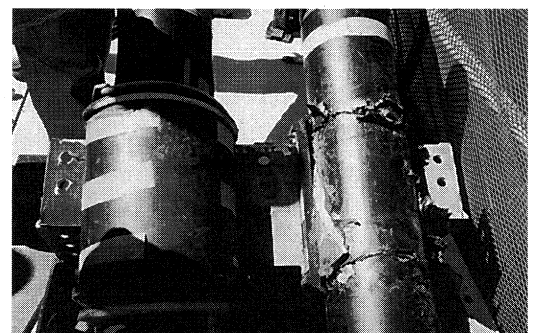


写真-2 PE管の損傷状況（櫃石島橋東ケーブルNO.22）

Photo.2 Damage with PE tube (Hitsuishijima Bridge NO.22)

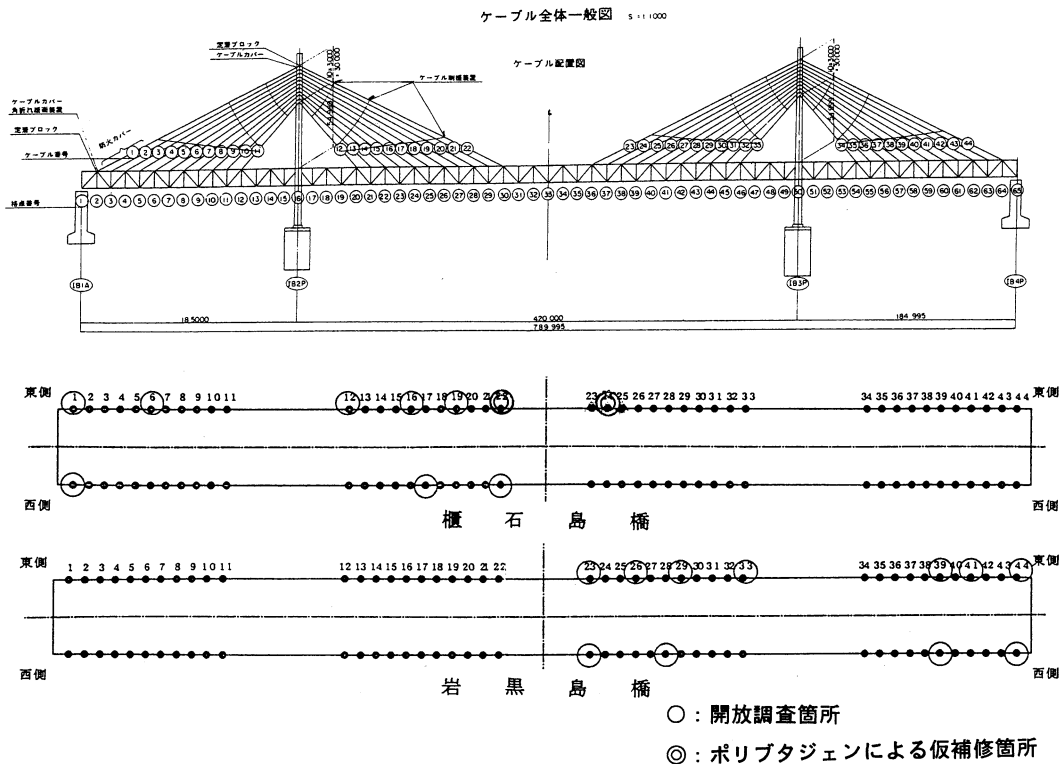


図-1 ケーブル全体一般図及び開放調査位置

Fig. 1 Outline of stay cables and location of site investigation

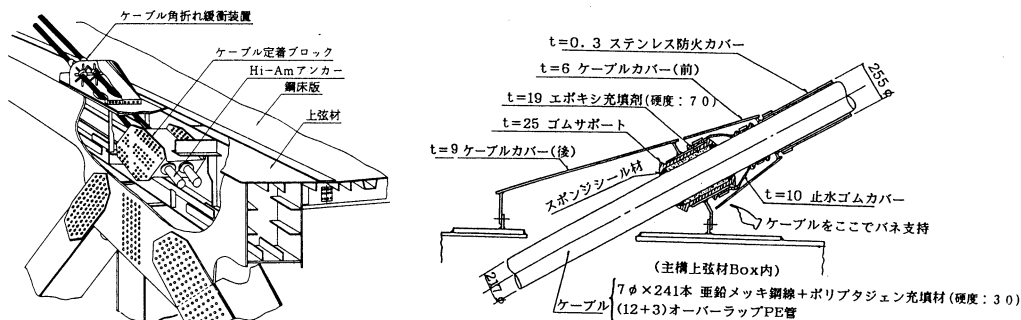


図-2 角折れ緩衝装置の構造

Fig. 2 Structure of damper

この状況から片面 11 段のケーブルの何段目ぐらいまで損傷しているか把握するため、同 8 月に櫃石島橋及び岩黒島橋の角折れ緩衝装置 19 箇所（2 本/箇所）を選定し、解放調査を行った。（図-1 参照）

その結果、最上段～7 段目までのケーブル角折れ緩衝装置のエポキシ樹脂充填材のワレやケーブルの PE（ポリエチレン）管本体及びポリブタジエン樹脂注入材に何らかの損傷があることが確認された。

損傷原因は不明であったが、PE 管がワレてポリブタジエン樹脂まで達している損傷が大きな 2 箇所（2 ケーブル/箇所）の角折れ緩衝装置については、とりあえず応急措置として、エポキシ樹脂充填材を PE 管内部注入材と同じポリブタジエン樹脂に替えて補修を行った。

その理由は、サンドイッチ構造（図-2・3 参照）の中では、エポキシ樹脂充填材が格段に硬く、悪影響を及

ぼしているとは推定されたためである。

3. 損傷原因の推定及び再現試験

角折れ緩衝装置の損傷原因は、当初、PE 管の溶融破断やポリブタジエン樹脂の変状を見ると熱を発生しているように推察されることから、供用後のケーブル振動によるものと考えられた。また図-3 に示すエポキシ樹脂充填材が非常に固い物質であることから、PE 管と接触するそのエッジ部で摩擦熱が発生したのではないかと推定された。

このため、ケーブル振動に関わる検討、実橋での振動試験及び角折れ装置の曲げ疲労試験を行い、損傷状況の再現を試みた。

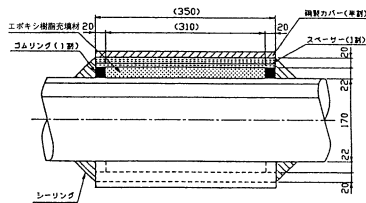


図-3 弾性支持部の詳細構造

Fig. 3 Detail structure of elastic support

3.1 供用後のケーブル振動の把握

櫃石島橋及び岩黒島橋では、昭和62(1987)年度にケーブルグラウト完了後から観測されたウェイクギャロッピング振動及びレインバイブレイション(最大片振幅500mm)の制振対策として、供用以前に制振ロープが2段配置された。この設計では、桁側の角折れ緩衝装置と制振ロープを固定点とするサブスパンに片振幅10cm程度の振動が発生すると予測されている。(写真-3参照)

平成8年2月～3月にかけて冬季季節風下でのケーブルの挙動観測を実施した結果、風速14～15m/s程度の風で、前記サブスパンにウェイクギャロッピングと思われる振動の発生が確認された。ケーブル振幅は、最大片振幅で約8cm程度であり、上記予測の範囲内であった。

3.2 角折れ緩衝装置の曲げ疲労試験

平成8年度に角折れ緩衝装置の損傷の再現を目的として曲げ疲労試験を行った。

なお、損傷状況はエポキシ樹脂のワレが多く、エポキシ樹脂の硬さの悪影響を排除する観点から、新規材料(ポリブタジエン樹脂・天然ゴム)の適用性を確認する目的も併せて行った。

図-4に示す試験体3体を製作し、試験体の両側に固定点及び角折れ緩衝装置を設け、表-1に示す全6ケースの試験を行った。(写真-4参照)

曲げ疲労試験の試験条件を、次のとおり設定した。

(1) 相対回転角(0.5度、1.0度)の設定

設計時の活荷重(自動車+鉄道4線載荷)によるケーブル相対回転角は、 $\theta = \pm 0.25$ 度(0.004331 rad)程度であるが、実際の自動車荷重+列車荷重2線載荷(KS-16荷重)を考えた場合には、その相対回転角は $\theta = \pm 0.17$ 度(0.002933 rad)程度である。また、実橋で計測された風荷重(片振幅8cm)での相対回転角は、 $\theta = \pm 0.13$ 度(0.0023 rad)であるが、試験では少し大きめの相対回転角 ± 0.5 度に設定した。

なお、相対回転角 ± 0.5 度での試験を行った結果損傷が再現されなかったため、さらにその2倍の相対回転角 ± 1.0 度の条件を追加した。

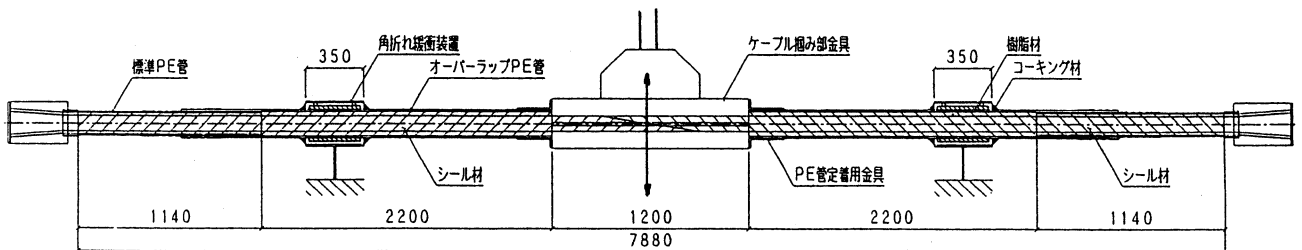


図-4 曲げ疲労試験モデル

Fig. 4 Test model for bending fatigue

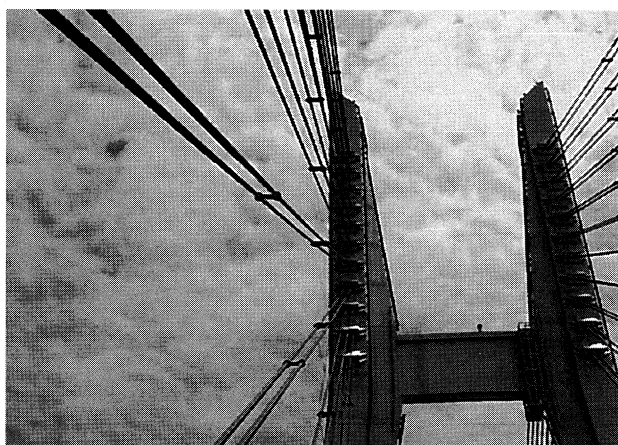


写真-3 制振ロープによる制振対策

Photo. 3 Damping by stay ropes

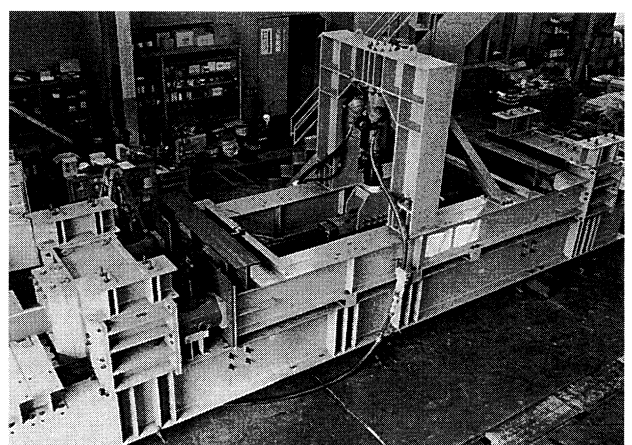


写真-4 曲げ疲労試験状況

Photo. 4 Bending fatigue test

(2) 繰り返し回数 250 万回の設定

1) 風荷重

櫃石島橋において昭和 53 (1978) 年に実測された風のデータに基づき、ケーブル振動出現度数から発生確率を算出した。

- ・風速 13 m/s 以上 (ENE・ESE・SW・NNW)
- ・周波数 1.58~1.86 Hz
- ・発生確率 (0.003577/年)

昭和 61 年のケーブル架設時から平成 8 年までの 11 年間におけるケーブル振動回数の推定すると

$$\text{年発生確率} \times 1 \text{ 年} \times \text{周波数 (振動数)} \times \text{経過年数} \\ 0.003577 \times (365 \text{ (日)} \times 24 \text{ (h)} \times 3,600 \text{ (s)}) \\ \times 1.5 \text{ h} \times 11 \text{ (y)} \approx 1,870,000 \text{ 回}$$

2) 活荷重時 (供用後の実橋での列車本数)

$$\text{列車 124 (本)} \times 365 \text{ (日)} \times 10 \text{ (y)} = 452,600 \text{ 回}$$

上記より、約 232 万回程度となり、試験では 250 万回載荷とした。

3.3 曲げ疲労試験結果

(1) 試験体 1

折れ角 ±0.5 度で 250 万回載荷した結果、エポキシ樹脂 (ケース 1) は、シール材にわずかな白色化が見られた程度で、角折れ緩衝部には損傷が無かった。

なお、ポリブタジエン樹脂 (ケース 2) では、損傷が無かった。

(2) 試験体 2

折れ角 ±1.0 度、250 万回載荷により、天然ゴム (ケース 5) 及びエポキシ樹脂 (ケース 6) に対して試験を実施した。

天然ゴム (ケース 5) は、鋼製カバー及び PE 間との間でわずかに擦れた跡が見られた。また、PE 管内ポリ

ブタジエン注入材においては、斑点状に白色化及び黄色に変色した部分が見られ、柔らかくなっていた。

エポキシ樹脂 (ケース 6) はワレが生じ、その形状の圧痕がゴムサポートと PE 管に見られた。

試験体 2 では、上記のような損傷が生じたが現地で生じているような大きな損傷には、進行しなかった。

(3) 試験体 3

現状の損傷の再現を目的とした試験体 1, 2 とともに、試験条件が実橋よりも苛酷であるにもかかわらず、250 万回載荷後も目立った損傷が見られなかった。これは、試験体のモデル化にあたって、実橋の角折れ緩衝部と相違があり、試験体の角折れ緩衝部の条件が良好であったことによるものと考えた。

そこで、角折れ緩衝装置を支持する鋼製カバーの曲げ剛性のある程度実橋と相似させ、かつ、エポキシ樹脂充填材の厚さに変化を付けるため、ケーブルを 2.0 度偏心させ、できる限り実橋の条件を再現した。

試験体 3 は、折れ角 ±0.5 度で 250 万回載荷を行った結果、エポキシ樹脂 (ケース 3) の薄層部に一部亀裂が見られたが、PE 管の圧痕程度であり、ポリブタジエン樹脂 (ケース 4) は、変状がなかった。

表-1 の 6 ケースの曲げ疲労試験結果からは、いずれも現地で起きたような大きなエポキシ樹脂の損傷を再現することができなかった。

このことからサブスパン振動が角折れ緩衝装置の損傷の直接の原因とは考えにくいことが判った。

また、現状仕様のエポキシ樹脂充填材には損傷が見られたのに比べ、新規材料のポリブタジエン樹脂充填材の場合にはそれ自体及び PE 管への損傷がなかったことから、その有効性が確認された。

表-1 試験のケース及び曲げ疲労試験結果

Tab.1 Case and result of bending fatigue test

試験体	ケース	試験条件	ケーブル条件	曲げ角度	繰返し速度 (Hz)	角折れ緩衝装置損傷状況			ケーブル本体損傷状況		
						充填材	ゴムサポート	鋼製カバー	素線	PE管内注入材	PE管
1	1	エポキシ樹脂仕様 (当初)	当初計画仕様	± 0.5	1.5	エポキシ (70) ○	天然ゴム (50) ○	SS400 ○	φ7mm ○	ポリブタジエン(30) ▲	PE(80) ○
	2	緩衝材ポリブタジエンによる補修仕様	PE管中央配置モデル			ポリブタジエン(60) ○	天然ゴム (50) ○	SS400 ○	φ7mm ○	ポリブタジエン(60) ○	PE(80) ○
2	5	ゴムサポートとの一体仕様 (天然ゴム仕様)	当初計画仕様	± 1.0	0.6	天然ゴム (50) ○	天然ゴム (50) ○	SS400 ○	φ7mm ○	ポリブタジエン(60) ▲	PE(80) ○
	6	エポキシ樹脂仕様 (当初)	PE管中央配置モデル			エポキシ (70) ■	天然ゴム (50) ○	SS400 ○	φ7mm ○	ポリブタジエン(60) ▲	PE(80) ▲
3	3	エポキシ樹脂仕様 (当初)	現場再現仕様	± 0.5	0.9 ~ 1.5	エポキシ (70) ■	天然ゴム (50) ○	SS400 ○	φ7mm ○	ポリブタジエン(30) ▲	PE(80) ▲
	4	緩衝材ポリブタジエンによる補修仕様	PE管偏心モデル			ポリブタジエン(60) ○	天然ゴム (50) ○	SS400 ○	φ7mm ○	ポリブタジエン(60) ○	PE(80) ○

* 全ケースとも振動回数は250万回

* 使用材料の()内の数値は、所定硬度を表す

* 試験後の損傷状況

○: 損傷無し

▲: 一部損傷(表面の白色化・粘着化・圧痕等)

■: 損傷大(割れ)

4. 角折れ緩衝装置の補修

4.1 基本方針

- (1) PE管及び内部のポリブタジエン樹脂注入材が損傷しているものについてはPE管を交換し、熱風溶接により接続後、ポリブタジエン樹脂注入を行って復旧する。
- (2) PE管表面に小規模な損傷のあるものは、熱風溶接によって補修する。
- (3) 損傷のあるエポキシ樹脂充填材については、撤去後空洞のままとし、エポキシ樹脂充填材が健全なものについては、そのまま存置する。

ただし、鉄道2線載荷の暫定荷重によって照査を行い、角折れ緩衝装置（ゴムサポート）が必要な箇所についてはポリブタジエン樹脂を充填する。

4.2 補修のフロー

角折れ緩衝部の補修は、角折れ緩衝装置の損傷程度に応じて、図-5の補修フローにより補修を行った。

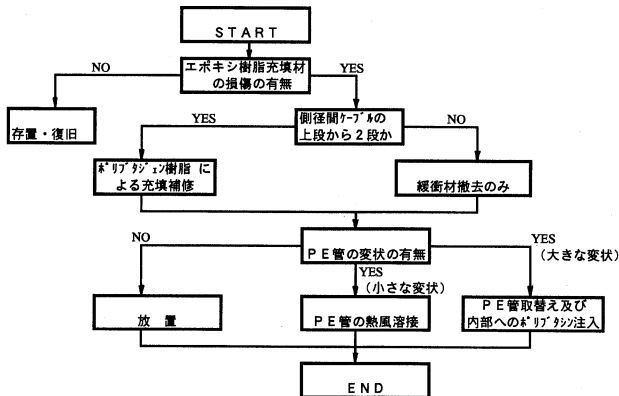


図-5 補修のフロー

Fig. 5 Flow of repair

4.3 ケーブル角折れ緩衝部の設計

角折れ緩衝装置の補修を考える上で当初の設計思想を簡単に振り返って見ることとする。

(1) 設置目的

斜張橋のケーブル定着部では、自動車及び列車の活荷重が載荷されると次のような角折れが発生する。

- 1) ケーブル張力の変動に伴うサグの変化によるケーブルのたわみ角
- 2) ケーブルが定着されている主構及び塔の活荷重によるたわみ角

上記から、ケーブル定着部のソケットとケーブルとの間に、設計上相対的な角折れが生じ、2次応力が発生する。

そこでケーブル定着点より約1.3~3.9m離れた桁のケーブルカバー部において、ケーブルを弾性的にバネ支持することにより、ソケット前面の角折れを緩和し、2

次応力を緩和させる構造が、ケーブル角折れ緩衝装置であり、ダンパーの機能までは考慮していない。

また、角折れ緩衝装置部は、桁内への雨水の進入を防止する機能も兼ねている。(図-2・3参照)

(2) 2次応力度の算定方法

弾性支持点反力及び、ケーブルの2次応力度の計算は、Wyattの式を応用し、途中にバネ支持点を設けた図-6の解析モデルにより行なっている。

ただし、Wyattの式により、求めた2次応力度を考慮したケーブル断面の最大応力については、参考値とし、この値を用いてケーブル断面は決定していない。

(a) 基本式

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \begin{cases} Ty - P(a - X) & (0 \leq X \leq a) \\ Ty & (a < X) \end{cases}$$

EI : ケーブルの曲げ剛性

(本橋では素線間の摩擦抵抗を無視)

T : ケーブル張力

P : 弾性支持点反力

a : ソケット前面から弾性支持点までの距離

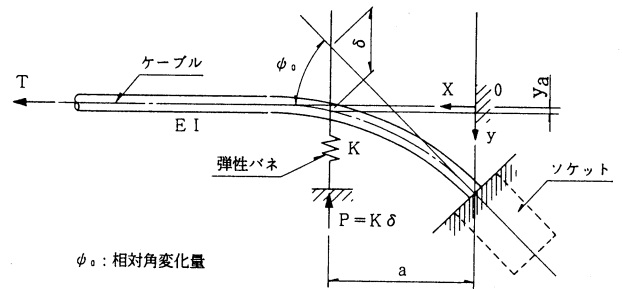


図-6 角折れ緩衝装置解析モデル

Fig. 6 Analytic model of damper

境界条件に次の3つを考慮し、基本式を解いてバネ反力と曲げモーメントを求める。

$$\frac{dy}{dx} = -\psi_0 \quad (x = 0)$$

$$y = 0 \quad (x = \infty)$$

$$y, \frac{dy}{dx} \text{ が } x = a \text{ で連続}$$

① バネ反力

$$P = \frac{\frac{\psi_0}{\lambda} (1 - e^{-\lambda a}) - a \tan \psi_0}{\frac{(e^{-\lambda a} - 1)(e^{-\lambda a} - 3) - 2\lambda a}{2\lambda T} - \frac{1}{K}}$$

$$\text{ただし、} \lambda = \sqrt{\frac{T}{EI}}$$

② 曲げモーメント

$$\text{ソケット前面: } M_0 = EI \lambda \left\{ \frac{P}{T} \left[\frac{1}{e^{\lambda a}} - 1 \right] + \psi_0 \right\}$$

弾性支点上： $Ma = EI \lambda^2 ya = Tya$

③ 2次応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad \text{ただし、} Z: \text{断面係数 (cm}^3\text{)} \\ \text{(素線間の摩擦抵抗を無視)}$$

M ：曲げモーメント (kg・cm)

M_0 ：ソケット前面、 Ma ：弾性支点上

EI ：ケーブルの曲げ剛性

(3) 理想的なバネ定数

ケーブルの2次応力が最小となるのは、ソケット前面の曲げモーメント (M_0) と弾性支点上の曲げモーメント (Ma) との関係が、 $M_0=Ma$ となるところでありこの時の、理想的な弾性支点のバネ定数は、主構側で 3,000 ~ 6,000 Kg/cm、主塔側 6,000 ~ 9,000 kg/cm となる。(図-7 参照)

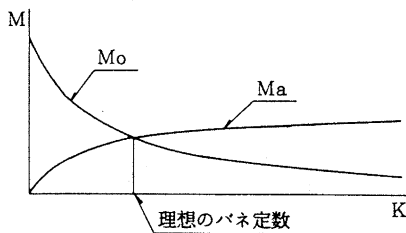


図-7 理想のバネ定数

Fig. 7 Ideal spring constant

(4) 弾性支持点のバネ定数 (ゴムサポート)

図-8 に示す弾性支持点のバネ定数は、次の式で計算できる。

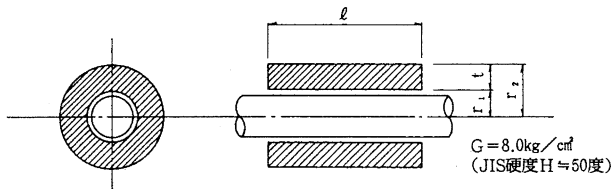


図-8 ゴムサポート寸法図

Fig. 8 Dimensions of elastic support

$$K_r = \frac{\pi(Eaq + G) \ell}{\ln(r_2/r_1)}$$

ここに、 G ：せん断弾性係数

Eaq ：見かけの弾性係数

$$Eaq/G = 4 + 3.290S^2$$

S ：形状係数

$$S = \frac{\ell}{r_1 + r_2} \cdot \frac{1}{\ln(r_2/r_1)}$$

実際のゴムサポートのバネ定数を計算すると、表-2 のとおりとなり、弾性支持部の構造寸法や弾性支持材のゴムの物性等の条件より、実際のバネ定数は計算より求まる理想的なバネ定数に比べてかなり大きな値となる。

しかし、図-7 に示すようにソケット前面 (M_0) の低減効果が大きく、弾性支点上 (Ma) の増加が小さいことから有効であると判断されるため、角折れ緩衝材にゴムが採用され、エポキシ充填材は形状の間詰め材として当初設計では考えられている。

4.4 角折れ緩衝装置の設計照査

本四の設計基準では、ケーブルの角折れによる2次曲げ応力と最大ケーブル張力による応力との合計が、ケーブルの引張り強度 (16,000 Kg/cm²) に対して、安全率 2.0 を有することと規定されている。

表-2 ゴムサポートのバネ定数

Tab. 2 Spring constant of elastic support

TYPE	外半径 r_2 (cm)	ゴム厚 t (cm)	内半径 r_1 (cm)	ゴム長 ℓ (cm)	形状係数 S	バネ定数 K (kg/cm)
①	15.24	2.5	12.74	38.5	7.6795	1,075,000
②	15.24	2.5	12.74	31.0	6.1835	569,000
③	12.71	2.0	10.71	31.0	7.7311	918,000

設計照査にあたっては、鉄道2線載荷 (暫定) を考慮し、鉄道4線完成時の付加死荷重及び列車荷重の1/2とし、2次応力照査を行った。

照査の結果、暫定時には側径間ケーブルの最上段及び2段目についてのみ、角折れ緩衝装置 (ゴムサポート及びポリブタジェン充填材) が必要となり、それ以外は所要安全率を満足することが分った。

なお、鉄道4線載荷時 (完成) 時には、再度照査する必要がある。(表-3 参照)

4.5 ケーブル角折れ緩衝装置開放調査

ケーブル角折れ緩衝装置の補修に先立ち、開放調査を行い損傷の状況を調査した結果は、図-9 に示すとおりであった。調査結果から、櫃石島橋・岩黒島橋の2橋とも PE 管にまで達する損傷が東ケーブル側に多く傾向があり、定量的に捉えているわけではないが、西側ケーブル面の影響が東ケーブル面に及んでいるのではないと思われる。

また、抜取り調査では上から7段目までぐらいが損傷を受けていると推定されたが、エポキシ樹脂のワレは全ての段にわたり発生していることが判った。(図-9 参照)

4.6 施工

(1) エポキシ樹脂充填材等の撤去

角折れ緩衝装置の保護カバーを取り外し、エポキシ樹脂充填材、PE 管及び PE 管内ポリブタジェン注入材を損傷の状況に応じて撤去した。(写真-5 参照)

(2) ポリブタジェン樹脂注入

PE 管は、1 m 程度の範囲を補修し、熱風溶接で接続した。(写真-6 参照)

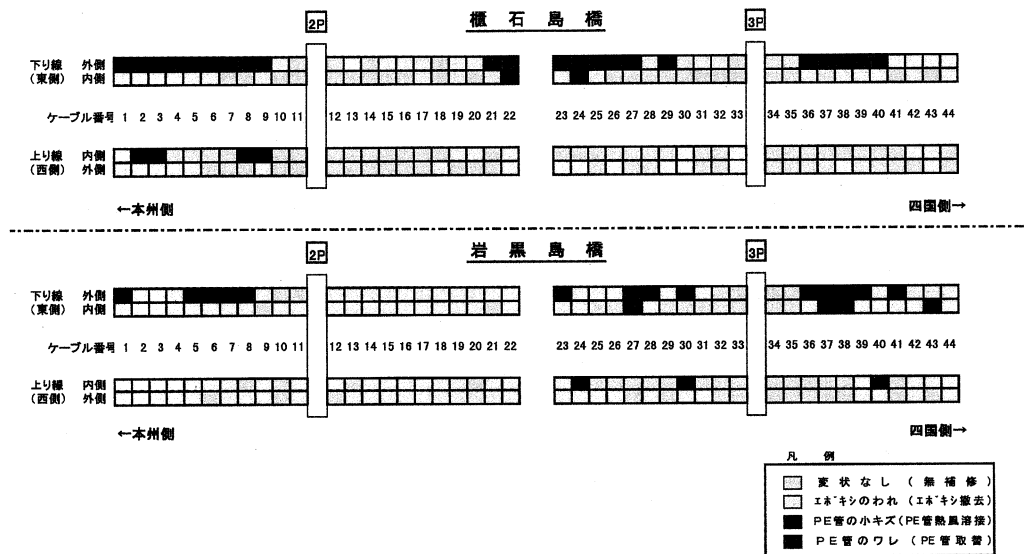
表一3 鉄道暫定供用による2次応力照査結果

Tab.3 Verification of secondary stress by provisional railway load

ケーブル No	設計応力		理想パネ支持		パネなし		桁重別ケーブル軸力、応力 (ケーブル2本当)					理想パネ支持		パネなし時	
	① σ kgf/cm ²	② σ_{1a} kgf/cm ²	③ σ_b kgf/cm ²	④ σ_{2a} kgf/cm ²	桁重増分 ⑤ if kgf/cm ²	列車荷重 ⑥ if kgf/cm ²	完+1/2列 ⑦ if kgf/cm ²	A ⑧ cm ²	σ_{eq} ⑨ kgf/cm ²	σ_{lia} ⑩ kgf/cm ²	⑪ 安全率	⑫ σ_{2ia} kgf/cm ²	⑬ 安全率		
1	6393	1129	1129	3388	68.8	419.6	278.6	213.2	1307	6216	2.57	8475	1.89		
2	6400	959	959	2878	65.8	372.7	252.2	203.9	1237	6123	2.61	8042	1.99		
3	6344	800	800	2399	60.0	309.7	214.9	185.5	1158	5986	2.67	7585	2.11		
4	6391	608	608	1823	52.6	246.7	176.0	162.4	1083	5915	2.70	7131	2.24		
5	6390	471	471	1412	52.8	220.6	163.1	162.4	1004	5856	2.73	6798	2.35		
20	6393	817	817	2452	55.0	256.1	183.1	171.6	1067	6144	2.60	7778	2.06		
21	6183	850	850	2549	55.7	262.4	186.9	185.5	1008	6025	2.66	7724	2.07		
22	6012	844	844	2532	51.8	249.2	176.4	185.5	951	5905	2.71	7593	2.11		
23	6122	640	640	1921	76.7	250.0	201.7	185.5	1087	5675	2.82	6956	2.30		
24	6288	594	594	1782	82.6	262.4	213.8	185.5	1153	5729	2.79	6917	2.31		
25	6393	521	521	1562	81.4	255.1	209.0	171.6	1218	5696	2.81	6738	2.37		
40	6320	472	472	1415	57.1	214.7	164.5	162.4	1013	5779	2.77	6723	2.38		
41	6326	614	614	1843	58.6	255.8	186.5	171.6	1087	5854	2.73	7083	2.26		
42	6243	807	807	2421	61.6	305.7	214.5	185.5	1156	5894	2.71	7508	2.13		
43	6400	951	951	2854	65.6	367.6	249.4	203.9	1223	6128	2.61	8031	1.99		
44	6393	1122	1122	3367	66.6	414.5	273.9	213.2	1284	6231	2.57	8476	1.89		

※記号説明

- ①: 完成時ケーブル設計張力に対する応力
- ②: 理想パネ支持 (緩衝部) の2次応力
- ③: 理想パネ支持のソケット全面2次応力
- ④: 緩衝部なしのソケット全面2次応力
- ⑤: 完成時死荷重増分
- ⑥: 列車荷重 (4線載荷活荷重)
- ⑦: ⑤+⑥×1/2
- ⑧: 各ケーブルの断面積
- ⑨: 列車4線完成時死荷重増分と列車活荷重の1/2荷重時のケーブル応力
- ⑩: ①+②-⑨
- ⑪: ①+②-⑨ (ケーブルの引張強度) / ⑩ ≥ 2.0 の場合は緩衝部不要 (本四基準)
- ⑫: ①+④-⑨
- ⑬: ①+④-⑨ (ケーブルの引張強度) / ⑫ ≥ 2.0 の場合は緩衝部不要 (本四基準)

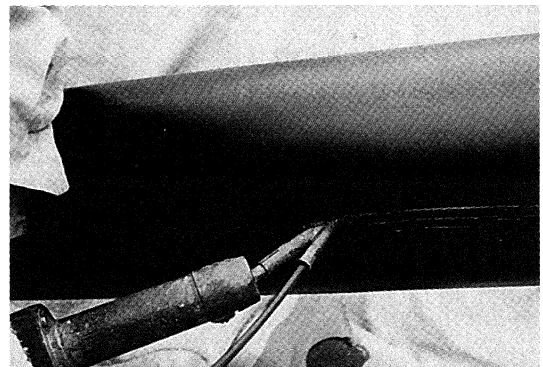


図一9 角折れ緩衝装置開放調査結果

Fig.9 Result of investigation of damper



写真一5 損傷したPE管の撤去状況
Photo.5 Removal of damaged PE tube



写真一6 PE管の熱風溶接状況
Photo.6 Heat blast welding on PE tube

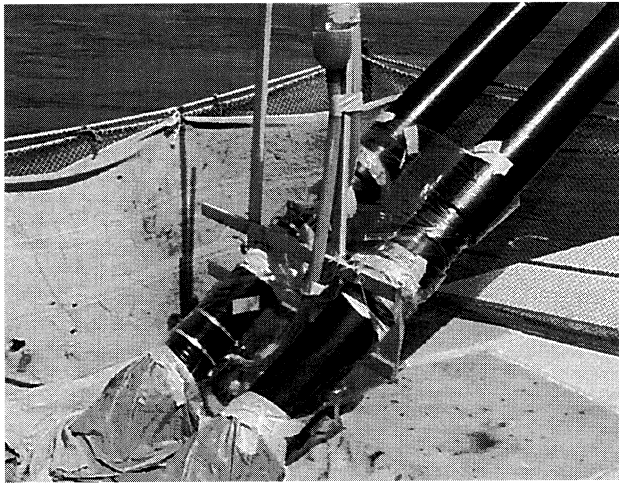


写真-7 ポリブタジエン樹脂の充填状況
Photo.7 Filling with polybutadiene resin

ゴムサポート内部充填材及びPE管内部注入材には、ポリブタジエンオールを主成分とする溶液（A剤）と液状ポリブタジエン変性イソシアネートプレポリマーを主成分とする溶剤（B剤）を重量比1.7：1.0で混合したものを使用した。（写真-7参照）

5. あとがき

平成7年6月に櫃石島橋東側ケーブル（最上段及び3段目）の角折れ緩衝装置の変状が発見されてから、約4年で桁側角折れ緩衝装置の補修は一応完了し、検討を重ねてきた補修方法についても確立された。（写真-8参照）

しかし、エポキシ樹脂充填材を撤去したままで空洞としている箇所、エポキシ樹脂未撤去箇所及びポリブタジエン充填箇所等、今後も定期的には経過観察を行う必要がある。また、鉄道4線載荷時（完成）時には、充填必要箇所について再度照査する必要もある。

また、塔側定着部は狭隘で点検が難しく詳細な点検ができていないため、点検方法を工夫して健全度を調査する必要があると思われる。

ケーブルのサブスパンの振動については、制振ロープが2段配置されてはいるものの、風速14～15m/s程度の風で、ウェイクギャロッピングと思われる振動が発生しており、この角折れ緩衝装置の損傷の直接的原因とは、考えられないが、制振ロープ交換コストや制振コスト等を比較して最適なものを検討していくことが今後の課題である。

試験、検討にご協力頂いた関係各位に感謝を申し上げますとともに、これらの経験が長大橋の設計、維持管理に参考となれば幸いです。

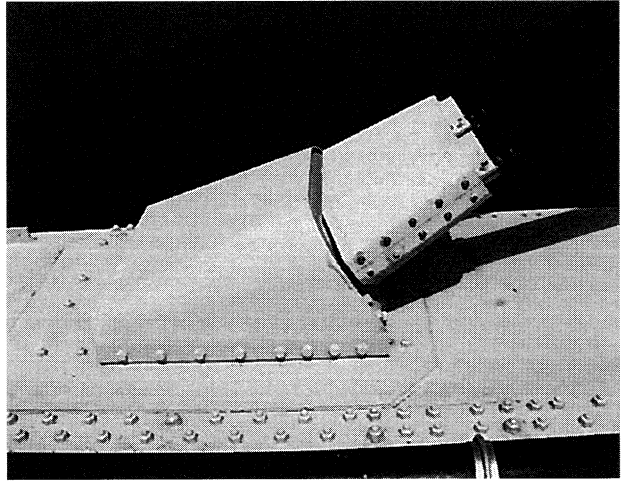


写真-8 角折れ緩衝装置補修完了
Photo.8 Finish of repair on damper

参考文献

- 1) 気象観測記録の整理 解説編 番の州・櫃石（昭和54年3月）：（財）日本気象協会関西本部
- 2) 斜張橋並列ケーブル耐風制振に関する共同研究報告書（平成4年6年度）：建設省土木研究所構造橋梁部他
- 3) 斜張橋ケーブル精密点検（平成8年3月）：本四公団第二管理局
- 4) 斜張橋ケーブル角折れ緩衝装置精密点検及び補修工事（平成8年3月）工事報告書：本四公団第二管理局
- 5) 斜張橋ケーブル角折れ緩衝装置改良対策試験委託業務（平成9年3月）：（社）日本建設機械化協会建設機械化研究所
- 6) 斜張橋ケーブル制振対策検討（平成9年3月）：（財）海洋架橋調査会
- 7) 斜張橋ケーブル角折れ緩衝装置精密点検（平成10年3月）：（社）日本建設機械化協会建設機械化研究所
- 8) 瀬戸大橋の設計斜張橋編（平成11年3月）：本四公団第二管理局
- 9) 保田雅彦、松本毅：瀬戸大橋の維持管理、十年（主な損傷とその補修について）、本四技報 Vol.22, NO.85, 1998.1
- 10) 斜張橋ケーブル角折れ緩衝部等補修工事報告書（平成11年3月）：本四公団第二管理局
- 11) 斜張橋ケーブル角折れ緩衝部等補修工事報告書（平成11年12月）：本四公団第二管理局

来島海峡大橋補剛桁の設計・製作

Design and Fabrication of Kurushima Kaikyo Bridge Stiffening Girder

長大橋技術センター 技術調整課長代理 伊藤 進一郎

Sinichiro Ito



概要

来島海峡大橋の補剛桁には、中央支間が1000 m級の吊橋としては国内で初めての箱桁形式を採用した。これにより本橋補剛桁は、400 N鋼材をベースとした経済性の高い薄肉構造とすることができたが、さらに、桁内構造のうちダイヤフラムとセンターウェブを、フルウェブではなく形鋼を使ったトラス構造として経済性を高め、かつ桁内点検での見通しや移動性を向上させて維持管理性を高めた。また構造性能の工夫としては、疲労性能を改善する構造詳細の見直しを行った他、ハンガーの定着構造については従来の支圧定着をやめ、ピン定着とすることによって構造の簡略化を図った。本文では来島海峡大橋補剛桁の実施設計と製作について、その特徴的な部分を報告する。

The stiffening girder of the Kurushima Kaikyo Bridge employed a box deck system for the first time in Japan as a 1000-meter span bridge. The system featured the both structures of thin plate decks made mainly of 400 N steel, and trussed diaphragms and center stringers, which turned to be economical and raised visibility and accessibility inside the deck in maintenance works. Its design developed some improved structural details to raise fatigue resistibility, as well as a pin-connected suspender system to simplify the structure instead of the ordinary mount system. The paper introduces some characteristic topics in the detail design and shop fabrication of the Kurushima Kaikyo Bridge.

1. はじめに

来島海峡大橋(図-1、表-1)は3連の吊橋で、補剛桁は偏平六角形断面の鋼製一箱桁である。箱桁形式の長大吊橋(500 m以上)は国内では少なく、本州四国連絡橋のひとつである大島大橋の他は北海道の白鳥大橋、広島県の安芸灘大橋のみである。箱桁形式はこれまでのトラス形式に比べ製作性が高く、単純な外形から維持管理性も高い。そして1000 mクラスの吊橋では重量面はもとより、使用鋼材の材質においても400 N鋼材を主体に製作できるので経済性が高い。

本橋補剛桁の構造上の特徴は、ダイヤフラムとセンターウェブをH形鋼によるトラス構造としたことであ

る。これは、大断面の箱桁の経済性を向上させるだけでなく、桁内空間を見通しのよい開放的なものとし、維持管理面でも点検効率を向上させている(図-2)。

構造性能の工夫としては、床組部におけるスカーラップ等の断面欠損部や縦桁・横桁フランジの溶接構造において、耐疲労性能を改善した構造詳細を多く採用した。また、ハンガー吊点部定着構造の単純化を図り、ピンプレートとウェブの貫通構造とはせず、鋼床版デッキを挟んだ突き合わせ継手を採用した。このことに伴って、製作時に考慮しなければならない品質管理上の工夫をいくつか施している。

ここでは本橋補剛桁の実施設計と製作についてその特筆すべきところを報告する。

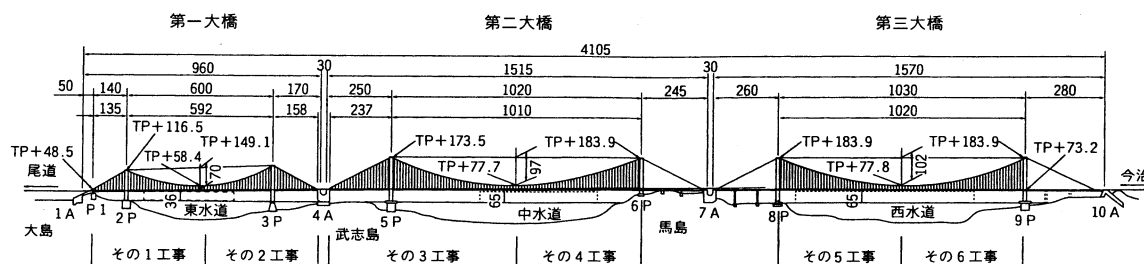


図-1 来島海峡大橋一般図

Fig.1 General plan of Kurushima Kaikyo Bridge

表-1 橋梁基本諸元

Tab.1 Dimensions of bridge

橋名		来島海峡第一大橋	来島海峡第二大橋	来島海峡第三大橋	
橋梁形式		3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋	2径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋	単径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋	
支間割		50m+140m+800m+170m	250m+1,020m+245m	260m+1,030m+280m	
主塔	形式	橋軸	基部固定・塔頂ヒンジ形式	同左	
		橋軸直角	ラーメン形式	同左	
	塔高	塔基部(底板下面)	2P TP 7.05, 3P TP 7.05	5P TP 10.0, 6P TP 43.0	8P TP 7.05, 9P TP 10.5
		塔頂部(理論塔頂)	2P TP 116.5, 3P TP 149.1	5P TP 173.5, 6P TP 183.9	5P TP 183.9, 6P TP 183.9
	塔柱中心間隔	塔基部(底板下面)	2P 27.6m, 3P 27.8m	5P 27.9m, 6P 28.0m	8P 28.0m, 9P 28.0m
		塔頂部(頂版上面)	2P 27.0m, 3P 27.0m	5P 27.0m, 6P 27.0m	8P 27.0m, 9P 27.0m
主ケーブル	形式	平行線ケーブル	同左	同左	
	ケーブルサグ	71.892m	97.000m	104.000m	
	ケーブル中心間隔	27m	同左	同左	
	ケーブル直径	431mm(一般部 空隙率20%)			
	ケーブル構成	5.16mm×127本×44st	5.13mm×127本×102st	5.00mm×127本×102st	
吊材	PWS(ピン定着)	φ5mm×109,121,139本	同左	同左	
	ロッド(ユニバーサル定着)	なし	φ130mm	同左	
吊構造部	補剛桁	形式	偏平箱桁	同左	
		桁高	2.5m	4.3m	
		桁幅	30.7m	32.3m	
	床組	路面工	アスファルト舗装 車道部 t=65mm、自歩道部 t=30mm		
その他	公園管理路	桁内	管理路 1系統、移動車軌条 1系統		
		桁外	点検補修用作業車軌条 1系統		
	添架物	NTT	桁内添架	同左	
	今治市水道	なし	同左	桁内添架	

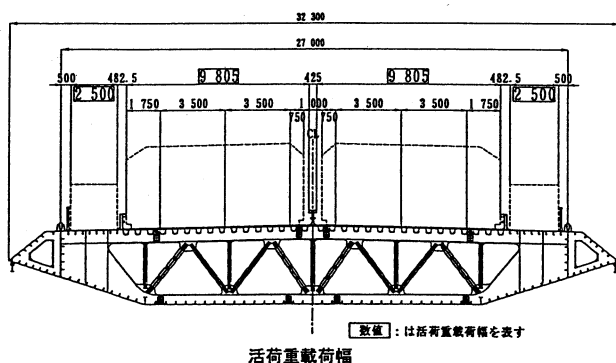


図-2 桁断面 (第二・第三大橋)

Fig.2 Deck cross section (Second and Third bridges)

2. 実施設計

吊橋全体系の完成形状を対象とし、補剛桁の断面力及び変位、支承設計用反力を全体系解析で求めた。解析フローを図-3に示す。解析の骨組モデルは箱桁の中心(せん断中心)を通る1本の棒とし、横方向にはハンガー定着点までの張り出しを剛棒とした立体魚骨モデル(図-4)とした。

解析結果を図-5に示す。

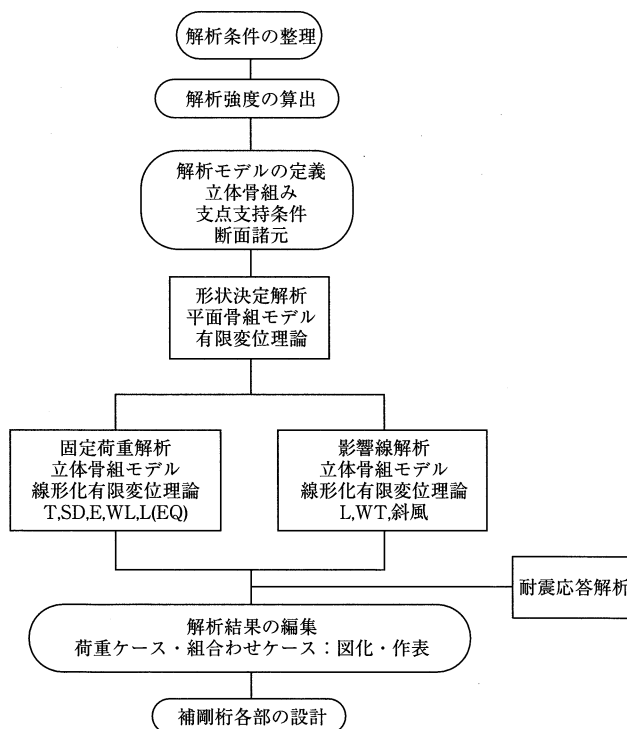


図-3 全体系解析フロー

Fig.3 Design flow of Structural Analysis

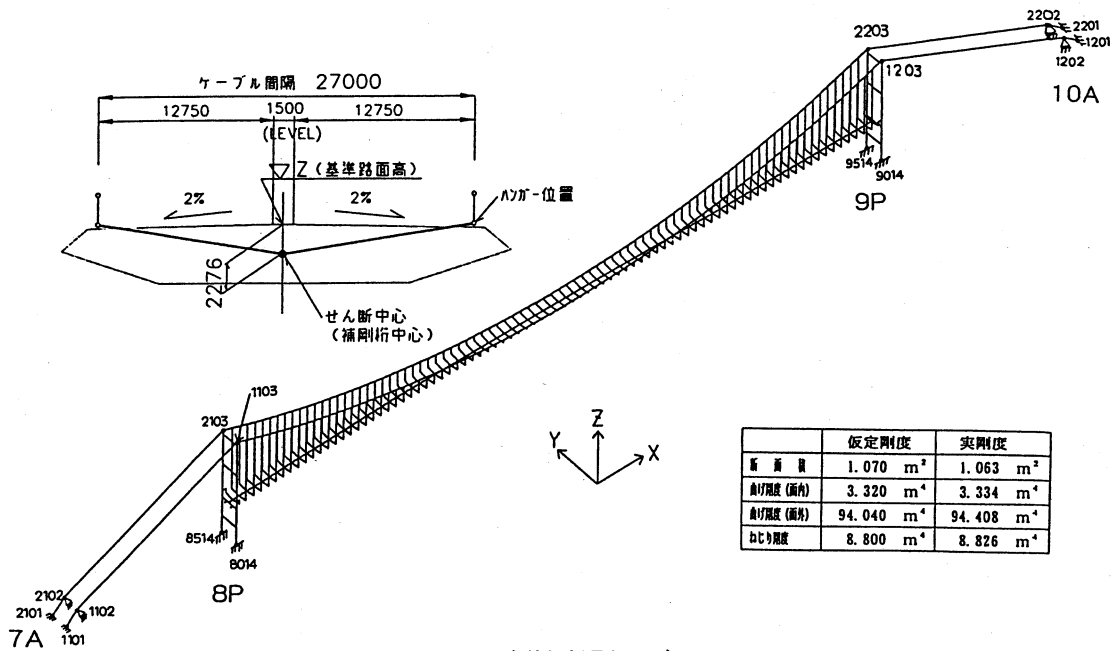


図-4 全体解析骨組モデル

Fig.4 Skeleton model for structural analysis

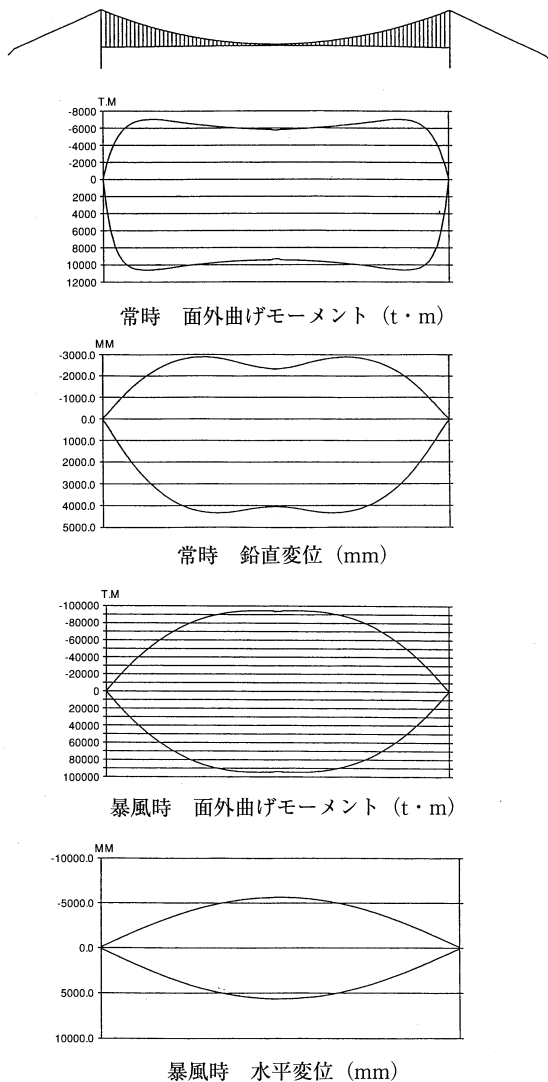


図-5 補剛桁断面力

Fig.5 Sectional forces in stiffening deck

2.1 補剛桁断面設計

吊橋全体系の解析から得られた断面力を用い補剛桁断面の各部応力度照査を行った。センターウェブはトラス構造のため断面計算上は等価なせん断剛性をもつ充腹板とした。サイドウェブ、フェアリングは垂直応力とせん断力を受けるパネルとして座屈照査を行う。座屈照査式には、Chwallaの相関式から導かれる座屈照査式を用いた。

当初、フェアリング先端部のコーナプレートは製作施工性が非常に悪く、コーナプレート高さが180 mm程度であるため、現場継手部は裏当て金付きの溶接構造とせざるを得ないなど、品質の確保が難しい構造であった。

一方、外面作業車軌条が、耐風安定性からフェアリング先端に取付ることにしていたが、大型風洞試験の結果からサイドウェブの直下に取り付けることが可能となったので、コーナプレートを削除し、先端部の溶接施工が確実にできるように変更した(図-6)。

中央径間中央の暴風時面外曲げケースの垂直応力分布図を図-7に示す。

2.2 鋼床版の設計

縦リブ配置は、車道部でUリブ、原自歩道部でプレートリブとし、それぞれ、デッキ厚に応じた配置とした(図-8)。

疲労対策は、まず疲労に強い構造詳細の採用を前提に、その検討を行い、いくつかの構造を採用した。

Uリブの継手構造はこれまで、裏当て材を用いた突き合わせ溶接が多かったが、裏当て材とUリブとの密着性が悪いために溶接欠陥が生じやすく、疲労強度を低下させる問題がある。溶接施工試験により一定以上の品質

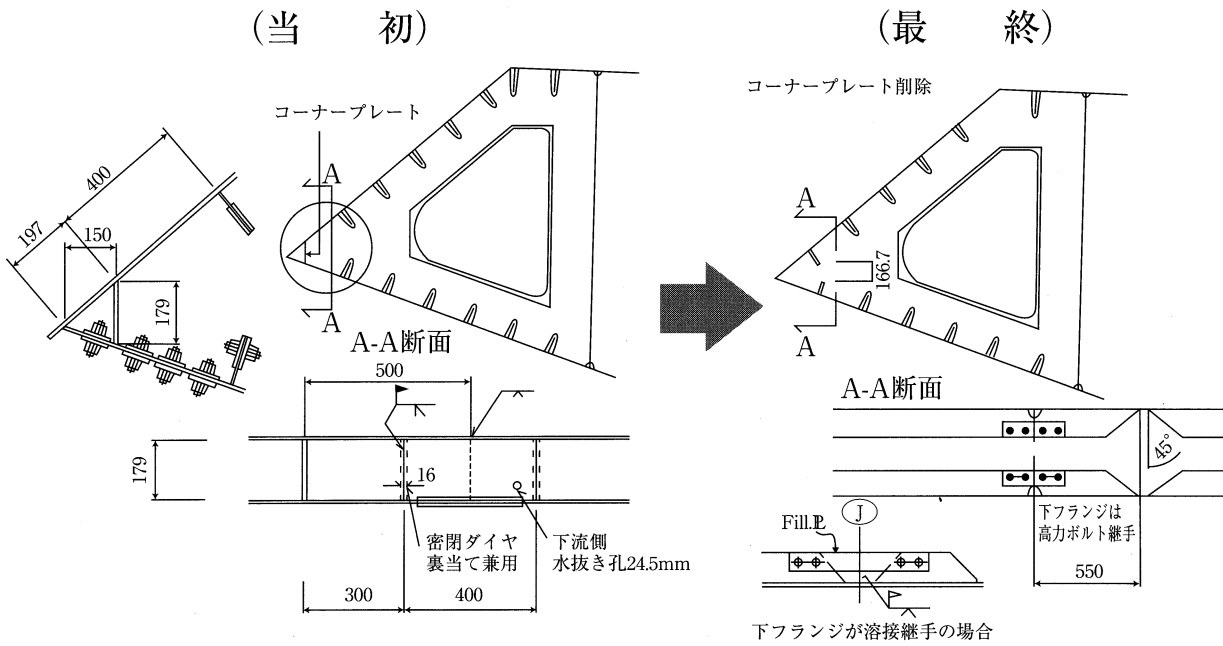


図-6 フェアリング部の構造変更
Fig.6 Structural modification of fairing

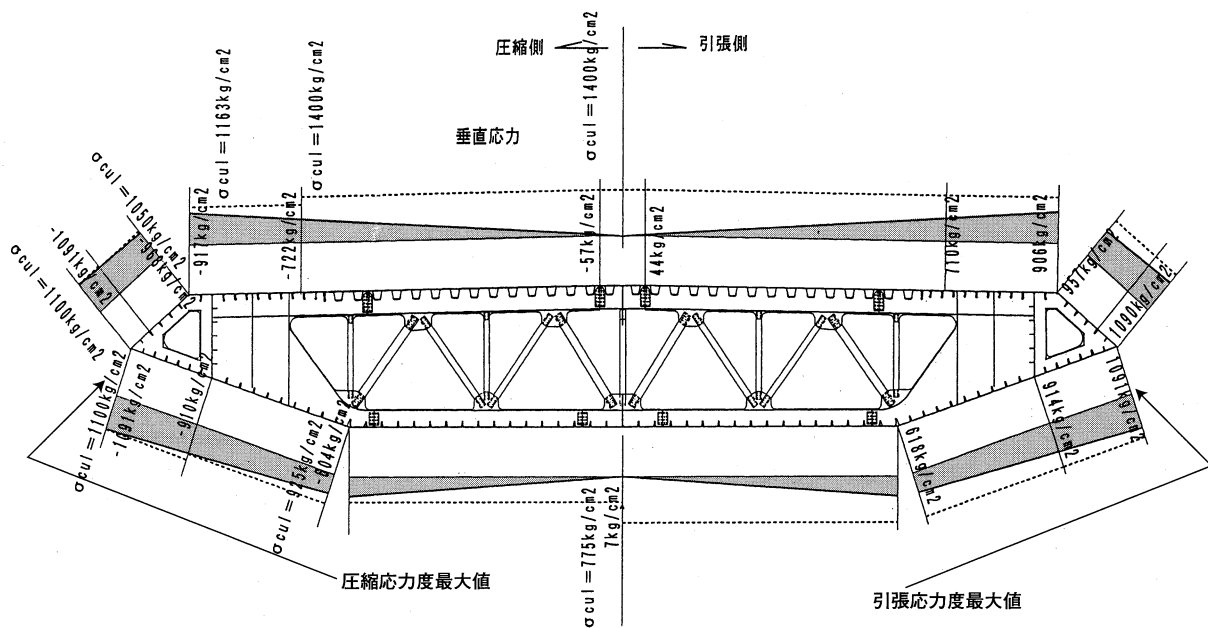


図-7 補剛桁暴風時面外曲げ応力図
Fig.7 Diagram of off-plane bending stress in deck by strong wind condition

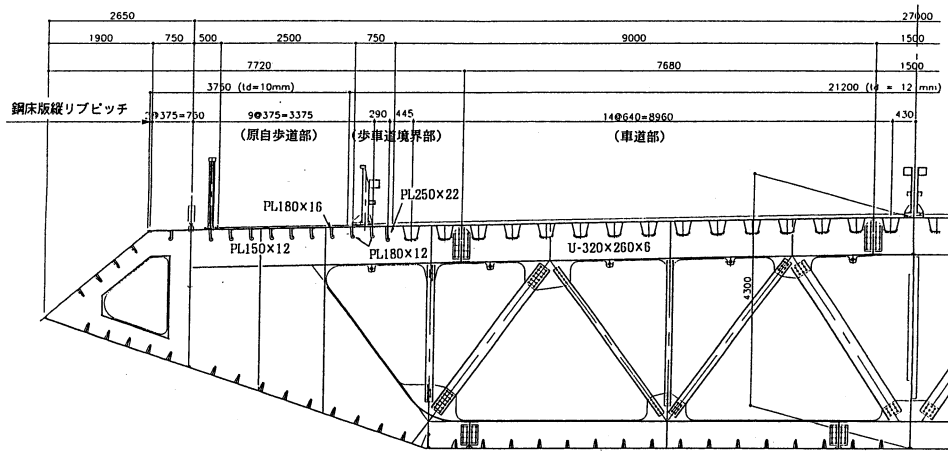


図-8 床組図

Fig.8 Floor system

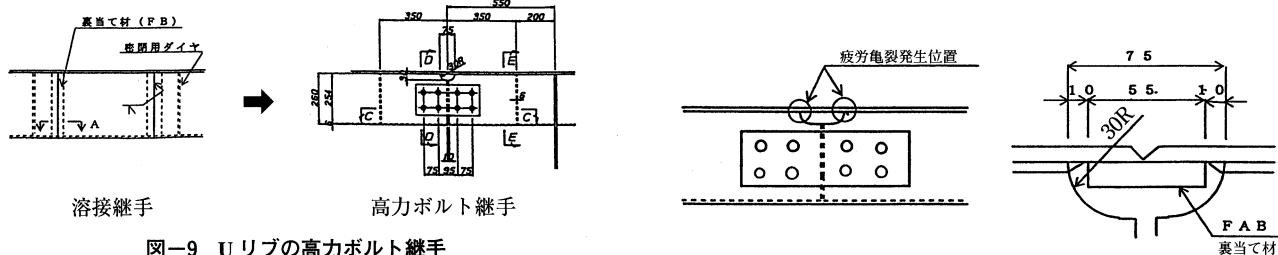


図-9 Uリブの高力ボルト継手

Fig.9 High strength bolt joint for U-shaped trough

は確認されたが、裏当て材の密着性の保証が難しいことから、当初設計の突き合わせ溶接継手をすべて高力ボルト継手 (HTB 継手) に変更した (図-9)。

しかし、HTB 継手ではデッキプレートの溶接施工上必要なスカラップが大きいと、溶接止端部及びスカラップのこぼ面から疲労亀裂が発生する。このことから、スカラップを極力小さくするとともに、車両走行直下に位置するスカラップは溶接止端部の仕上げを行った。スカラップのサイズは 75×30 サイズと可能な限り小さくした。

スカラップにより断面欠損が生じるが、その対処は板継ぎが生じる板厚増加は行わず、発生応力の低い位置で継手を設け、Uリブの板厚を 6mm で通した。

そのほかにも、Uリブは横リブを貫通させるが横リブとUリブの交差部では、これらの切り欠きは、主に横リブの面内作用力により応力集中を発生させ、疲労強度を低下させる。これを解決するためスニップカットで溶接埋め戻しする構造を採用した。横リブ下フランジ側のスカラップに伴う応力集中は FEM により安全性を確認した。

ダイヤフラム上弦材継手は走行車線から外れた箇所とした。

ダイヤフラム格点部は荷重集中点となるため垂直補剛材が必要となるが、これをデッキプレートに溶接した場

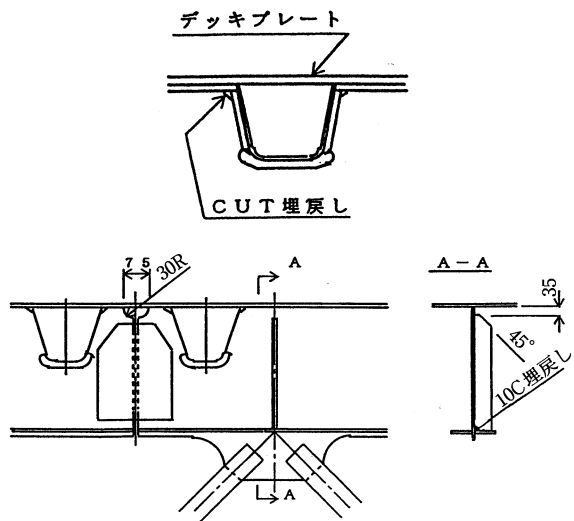


図-10 耐疲労改善構造

Fig.10 Improved structure to fatigue

合、溶接やスカラップにより疲労強度が低下する。このことから、デッキプレートとは溶接せず、35mm の隙間を設けるものとした。

以上の改善構造を図-10 に示す。

デッキプレート上面の施工用ピースは撤去時に溶接止端部の仕上げを行った。マンホールやハンドホールは極力数を減らし、車道を外した位置に設けた。

2.3 床組の設計

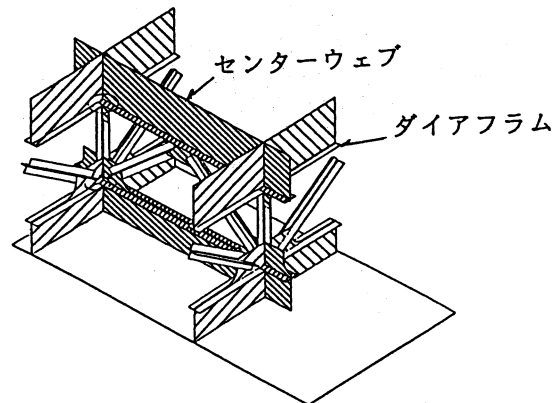
ダイヤフラム・センターウェブの斜材・垂直材はアンクル材をタイププレートにより組立てた組合せ材を想定していたが、座屈照査からタイププレート数、ボルト数が大幅に増加するので、H形鋼を採用することとした。これによりガセットとの肌隙もなくなり、下側ガセット厚は9mmとした。その継手部においては、H形鋼のフランジを切り欠き、そのウェブ面をガセットの片側から取り付ける構造とした。ダイヤフラム・センターウェブの交差部の構造は、図-11に示すとおり、斜材・垂直材がガセットに取り付けてくるため複雑な構造となる。鋼床版側の構造と下フランジ側の構造を図-11下に示す。交差部はすべてセンターウェブを優先させる構造とした。ガセット部ウェブを貫通しフランジを分割する構造（土型断面）を採用した。また、パネル組のできる構造にすることを優先させ、フランジの板継ぎ位置等を決定した。

横リブ・縦桁の断面形状については図-12に示すように、ウェブを貫通させる構造（土型断面）とフランジにウェブを付ける構造（T型断面）について比較検討した。土型断面の場合は、斜材取り付け部のガセットとウェブを一体構造とすることが可能である。しかし、T型断面の場合は、フランジにガセットを溶接付けする必要がある、この部分が疲労上の弱点となる。ダイヤフラムを対象とした大型疲労試験でもウェブ貫通タイプが疲労上有利であることが報告されている。したがって、フランジ疲労耐久性の観点から土型断面を採用した。

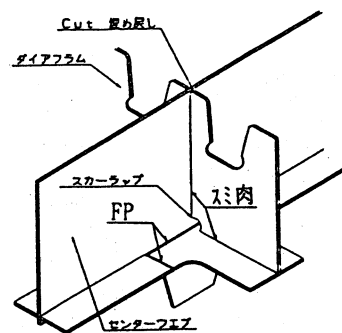
ダイヤフラム上横リブには、上弦材としての応力と鋼床版横リブとしての応力が作用することとなる。平面骨組モデルによる解析では、格点部においてかなり大きな断面力が作用している。そこで、格点部をモデル化（図-13）したFEM解析を行い、横リブウェブ厚12mmの検討を行った。活荷重は、斜材取り付け部直上の横リブウェブに働くせん断応力が最大となる位置に荷重した。Uリブの下側スカーラップ近傍の応力集中が横リブウェブに働くせん断応力と比例関係にある。

解析の結果、Uリブスカーラップ部のピーク応力は図-14に示すとおり、相当応力で最大2,445 kg/cm²が発生し、降伏応力を若干超える結果となった。しかし、その領域は局所的であり、その位置から離れるに従って応力は大きく低下している。実際には塑性応力の再配分によって応力分布は均等化すると考えられる。したがって、上弦材ウェブの板厚は12mmとした。

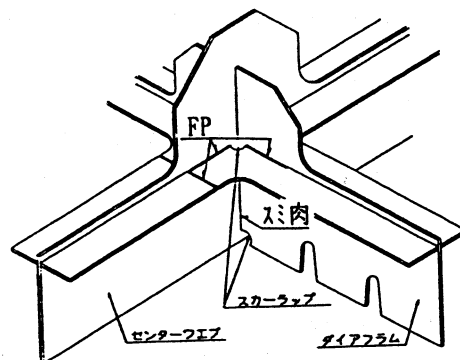
床組の設計は図-15に示すとおり床組系の格子解析に基づき、ダイヤフラムの設計、センターウェブの設計、サイドウェブの設計を行った。



(交差部構造)



(鋼床版側)



(ボトムプレート側)

図-11 ダイヤフラム・センターウェブ交差部
Fig.11 Intersection of diaphragm and center stringer

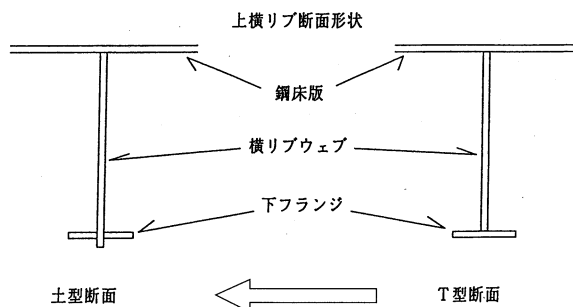


図-12 横リブ断面形状

Fig.12 Cross sectional configuration of lateral rib

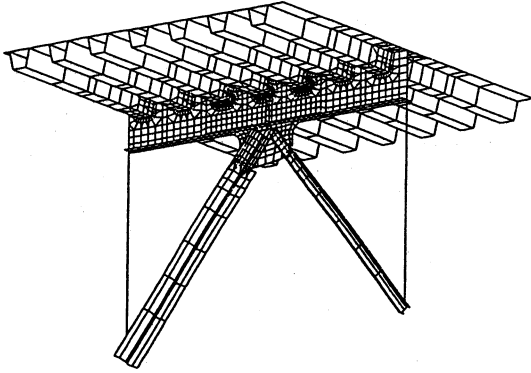


図-13 ダイアフラム上横リブ FEM モデル

Fig.13 FEM model for lateral beam of diaphragm

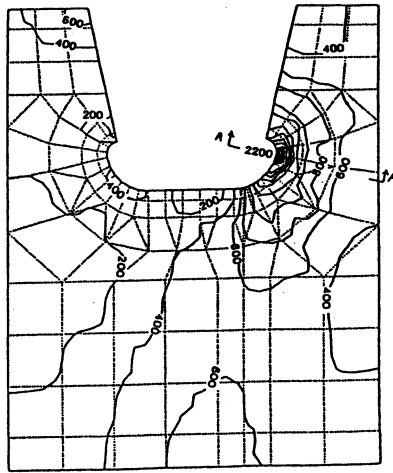


図-14 上横リブ応力 (FEM 解析結果)

Fig.14 Stress in lateral beam (FEM result)

2.4 ハンガー定着部

ハンガーの定着方法は主ケーブル側、補剛桁側ともピン定着である。定着部構造は(図-16)厚板を削りだしたピンプレートデッキ上に溶接して取り付け、補強リブにより面外剛性を確保する構造としている。

(1) 定着部種類

ハンガー定着部はピン回転方向により①一方向ピン、②ユニバーサルジョイントの2種類、また、ハンガー材により①PWS ロープ、②鋼製ロッドの2種類がある。

ピン回転方向による使用区分は、主ケーブルと補剛桁の変位差によるハンガー折れ角度が4度以上はユニバーサルジョイント、4度未満の場合は、ハンガーソケット口元間距離が2m 以上なら一方向ピン、2m 未満ならユニバーサルジョイントとした。

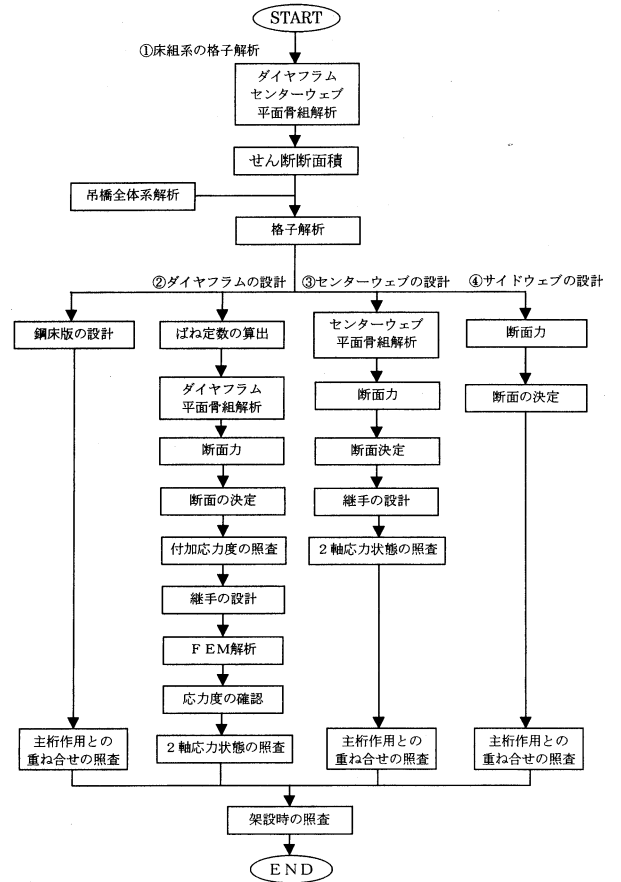


図-15 床組設計のフローチャート

Fig.15 Design flow of floor system

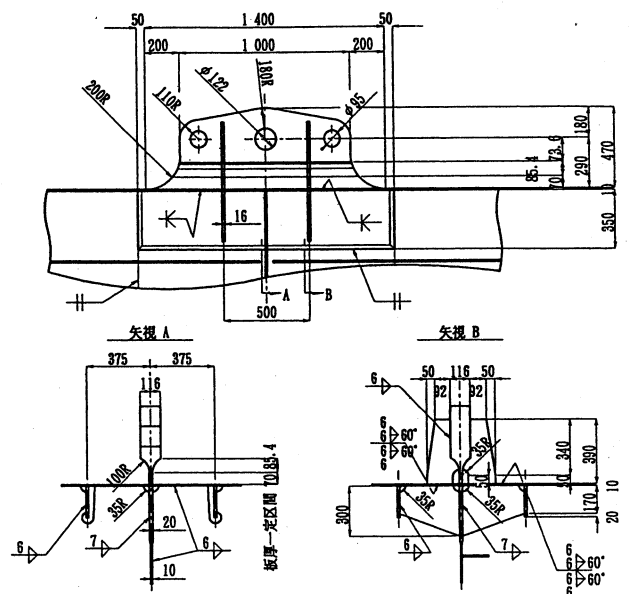


図-16 ハンガー定着部構造 (一方向ピン部)

Fig.16 Structure of hanger fixture (mono-directional hindge)

ハンガー材による使用区分は、ソケット口元間距離が200 mm 以上ならPWS ロープ、200 mm 以下なら鋼製ロッドとした。結果として、一方向ピンとPWS ロープ、ユニバーサルジョイントと鋼製ロッドの組合せになった。

(2) 設計フローチャートと検討項目

ハンガー定着部は図-17のフローに従って設計した。

(3) ピン孔周辺の応力度

ピン定着方式ではハンガーロープ張力が定着ピンとピンプレートとの接触部で伝達され、ピン孔周辺に高い応力集中が生ずる。応力算出は西田による応力集中率の表(1個の円孔を持つ半無限板が、円孔に嵌合するピンによって円孔へりの方向に荷重される場合)による簡易計算を行い、FEM解析により照査を行った(表-2)。

(4) ピンプレート基部の応力度

ピンプレートと控え材となるサイドウェブを鋼床版を介して溶接により接合している。この接合部のうち、応力レベルの高いピンプレート側に着目して、応力分布幅を仮定した簡易手法とFEM解析手法によりその応力度を算出した(図-18)。また、ピンプレート終端部の応力集中を緩和するためのフィレットの効果をFEMで確認した。

(5) 面外補強リブの応力度

図-19に示すとおり、簡易手法による応力度、FEM解析による応力度ともに許容値内におさまっている。

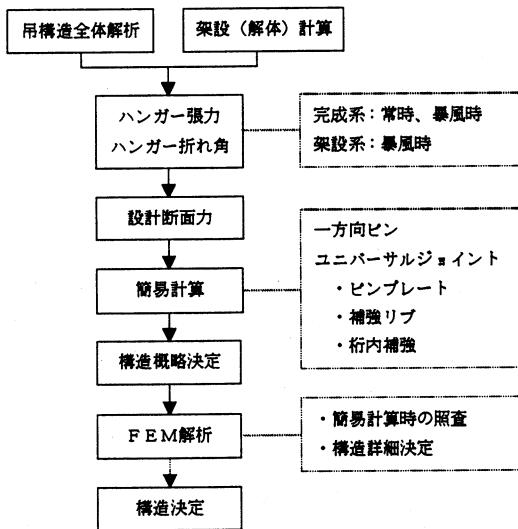


図-17 ハンガー定着部の設計フロー

Fig.17 Design flow of suspender rope connection

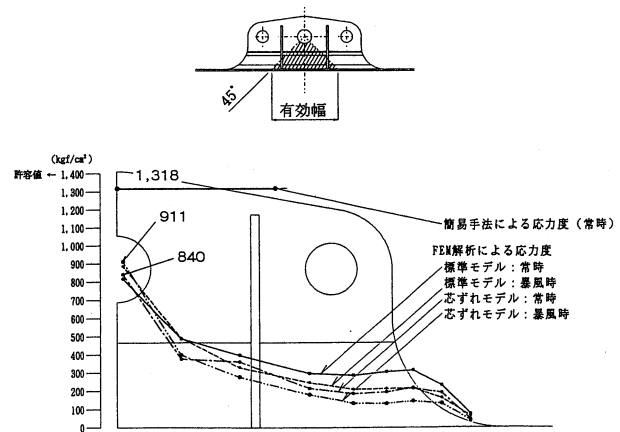


図-18 ピンプレート基部の応力度

Fig.18 Stress at base of pin-plate

表-2 ピン孔周辺応力度

Tab.2 Peripheral stresses of pin hole

		単位: kgf/cm ²			
		簡易計算			FEM
		σ_θ	p	τ	σ_{VM}
一方向ピン SM490YB	常時	1,706 (1,900)	1,224 (1,425)	1,018 (1,100)	1,986 (2,090)
	暴風時	-	-	-	5,597 (7,000)
ユニバーサルピン SM400B	常時	776 (1,400)	296 (1,050)	568 (800)	-

場所は張力の高い中央径間中央付近
 σ_θ :ピン孔周辺の引張応力度
 p:ピン孔部の圧力(支圧応力度)
 τ :ピン孔周辺のせん断応力度
 σ_{VM} :ピン孔部のミーゼス相当応力度
 表中()内数値は各応力度に対する許容値

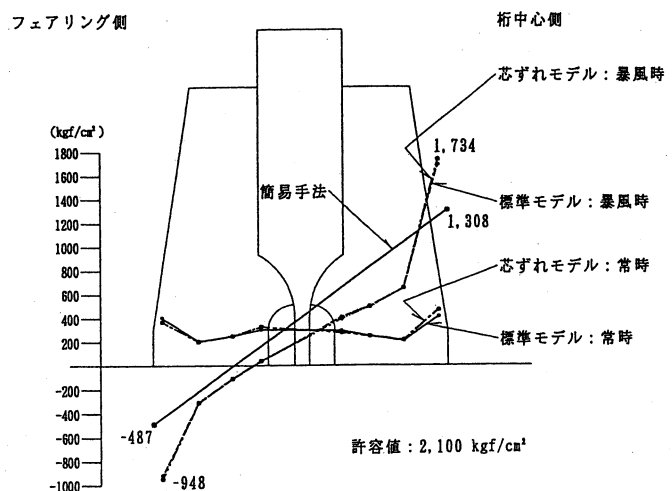


図-19 面外補強リブ基部応力度

Fig.19 Stress at base of off-plane stiffener

3. 製作

本橋補剛桁は、扁平な六角形断面の鋼床版箱桁である。図-8に示すように、Uリブ、板リブで補剛された鋼床版、構造部材としてのフェアリング、斜めフランジ、サイドウェブ、センターウェブ、下フランジから構成されている。

製作に関する構造上の主な特徴は次のとおりである。

- ・サイドウェブは充腹構造であるが、センターウェブ・ダイヤフラムはトラス構造である。
- ・ハンガーはピンで定着されるが、ピンプレートとそ控え材となるサイドウェブとは鋼床版を介して溶接により接合されている。

3.1 原寸

1) 基本線形

- ・地球曲率分の伸びは主塔部桁遊間に含み、製作寸法には見込まなかった
- ・製作用縦断線形は1.8%二次放物線を円曲線で近似した。

2) 補剛桁単ブロックの製作形状

- ・製作長寸法は設計図面寸法に縦断勾配による伸び分を加えたものとした。
- ・部材長寸法の押さえ点はサイドウェブ天端、下フランジ基準はセンターウェブ下端とし、同心円で定義した。
- ・個々のブロックの縦断勾配によるライズは部材長約12mで0.6mmと微小であるため、矩形で製作した。
- ・ダイヤフラム、垂直材、ハンガーピンプレート、添接部仕口は橋軸方向に対して鋼床版に直角とした。ただし、塔付きブロックの主塔側及び9P付近のクロソイド部のブロックについては完成時鉛直とした。

3) ダイヤフラム間隔

- ・ダイヤフラムは塔付き及び9Pクロソイド部ブロックを除き等間隔に配置した。
- ・ピンプレートの橋軸方向間隔はダイヤフラム位置に合わせた。

4) 現場溶接の収縮量とキャンバー

- ・現場溶接は全ピン工法により桁を先行架設して形状が安定した後溶接するので、その収縮量には1mm/継手を見込んだ。
- ・また、仮に溶接収縮量を考慮しない場合に発生する断面力を加算しても断面が変わることなく、変位量も微小であることから、現場溶接のキャンバーは設けないこととした。

3.2 ピンプレート

本橋補剛桁のハンガー定着構造は、ピンプレートを介して定着される構造を採用している。これは、従来の支圧定着方式に比べて、構造を簡略化できるメリットがある。また、鋼床版にスリットを設け、ウェブ等の構造部材に取り付けたピンプレートを貫通させる構造ではなく、直接鋼床版にピンプレートを取り付けることで、より簡略化した構造とすることができた。しかし、ピンプレートが取り付け時にウェブと一体でないがために、けがき、組立時の誤差が発生し、デッキをはさんでピンプレートとウェブに芯ずれを起こす可能性があった。吊構造の荷重をハンガーに伝達するこの重要な部分を、芯ずれを極力生じさせないように施工できるかが課題となった。

(1) 溶接施工試験

芯ずれの抑制を目的に、①ピンプレートの組立精度、②ピンプレート下部ダイヤフラムコーナー部の溶接性に着目した施工試験を実施した。試験の結果を表-3に示す。

表-3 溶接施工試験結果

Tab.3 Result of welding test

試験項目	問題点	試験結果	実施工への反映
補強リブピッチ	ピンプレート下部の補強リブがダイヤと400mmしかなかった。	溶接が行いにくい。500mmならok	500mmとする。
ダイヤフラムの埋め戻し・スカーラップ回し溶接	・狭隙箇所埋め戻しができるか ・スカーラップについては回し部の仕上げが可能か	・埋め戻しを無欠陥で施工することは困難 ・上記欠陥のUT判定は難しい	埋め戻しをやめ3SRのスカーラップ構造とする。
ピンプレート溶接部のUT及びフレット仕上げ	ピンプレート溶接後のUTが可能か。 200RのフレットをUT後に行う。	・立ち上がりの平面部長は70mmでUT可能 ・フレット仕上げは問題なし	変更なし 立ち上がり長70mm フレットは200R
芯ずれ量の確認	鋼床版表裏に引いた基準線をもとにウェブとピンプレートを取り付けることによりどの程度の誤差が生じるか。	・芯ずれ量の差は2mm程度	芯ずれ許容値を2mm以下とする。

(2) ピンプレートの芯ずれ管理要領

許容される芯ずれ誤差は鋼床版表裏の基準線からピンプレート及びウェブまでのそれぞれの距離の相対差を2mm以下とした。ピンプレートの芯ずれ管理手順(図-20)は以下のとおりである。

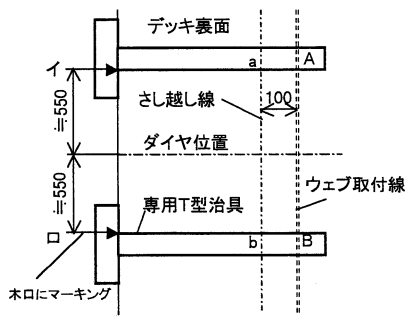
① デッキ裏面のさし越し線けがき

デッキ裏面のNCマーキング後、ダイヤ位置から約550mm離れたイ、ロの木口にマーキングを行う。イ及びロにけがき用の専用T型道具をあてウェブ取付予定線A、Bを定規に写し取る。A、Bから100mm入った位置を定規上にけがき、鋼板にさし越し線をけがく。

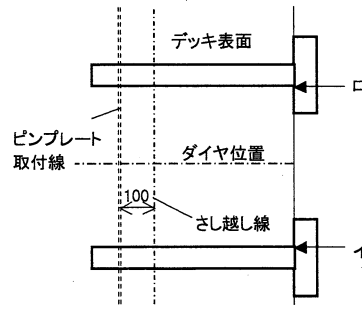
② デッキ上面のさし越し線けがき

T型道具をイ、ロの木口マーキングに合わせ、A、B、a、bに対応するピンプレート取付線とさし越し線をけがく。

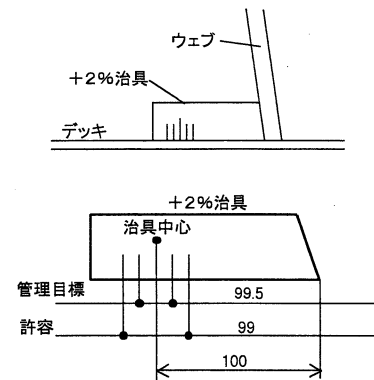
①デッキ裏面の差し越し線のけがき



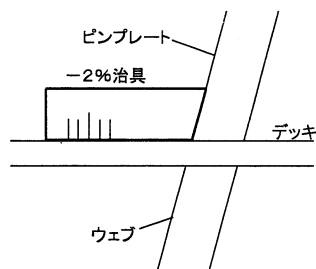
②デッキ上面の差し越し線けがき



③ウェブ組立時の確認



④ピンプレート組立時の測定



⑤部材検査時の計測

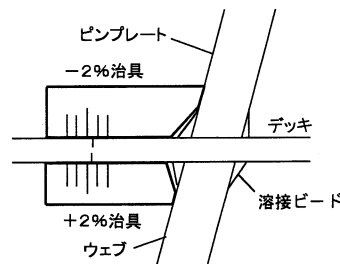


図-20 ピンプレート芯ずれ管理要領

Fig.20 Centering process of pin-plate

③ウェブ組立時の確認

ウェブ組立時に図のような+2%治具を用いて、差し越し線からウェブまでの距離を確認しながら、ウェブの組立を行う。仮付後、再度、治具をあて最終確認を行った後、本溶接を行う。

④ピンプレート組立時の測定

ウェブプレートと同様に-2%治具を用いて差越し線からピンプレートまでの距離を確認した後、ピンプレートの本溶接を行う。

⑤部材検査時計測

平板時にけがいたデッキ表裏のけがき線からピンプレート及びウェブの距離を計測する。

⑥けがき線確認検査

けがき線精度を確認するために、表裏のけがき作業後に製作担当責任者等による検査を行う。

芯ずれ精度の実績としては概ね8割以上が±1cmの範囲に収まった。

(3) ピンプレートの非破壊検査

鋼床版とピンプレート及びウェブの完全溶け込み溶接箇所は、超音波探傷試験で全線にわたり検査を行った。合否判定はJIS Z 3060の2類以上を合格とした。また、微小欠陥の発生位置を記録する目的で、雑エコーとの区別はできないがL/2線以上のエコー発生箇所も記録として残した。

(4) ハンガー定着部鋼材

ピンプレートは鋼床版(板厚 $t=10$)に完全溶け込み溶接で接合する。鋼床版は板厚方向に常時引張力を受けるので、板厚方向の強度の変形性能が必要である。設計では耐ラメラティア鋼が要求されたが、JISでは $t=15$ mm以上であるため、本工事では鋼材成分中のS量が0.008%以下とするS量管理鋼材を使用した。

ピンプレートの発注板厚は設計必要板厚に加工代を加算して126mmとした。

ピンプレートは板厚126mmから116mmに切削後に鋼床版との接合部を20mmに切削する。板厚中心部を突き合わせ溶接するため引張り試験強度及び衝撃値は通常の $1/4t$ ではなく、 $1/2t$ 保証とした。非破壊検査は超音波探傷試験により実施した。

ピンプレートは板厚126mm($t=116$ mmに切削)ではJISの規定範囲外となるため、公団で検討を行い、JISに準じて、別途仕様(表-4)を定めた。

表-4 ピンプレート使用鋼材

Tab.4 Steel used for pin-plate

規格	使用板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	σ_a (kgf/cm ²)	τ_a (kgf/cm ²)	備考
SM400B	60	215以上	400~610	23以上	1400	800	ユニバーサル
SM490B	116	285以上	490~610	23以上	1700	1000	一方向ピン
SM490YB	116	320以上	490~610	21以上	1900	1100	一方向ピン

3.3 Uリブ

Uリブ継手構造は当初突き合わせ溶接継手で計画されていたため、これの疲労強度を確保するために、Uリブ継手の溶接施工試験を行った。次の3つの事項を確認した。

- ①裏当て材との密着度
- ②裏当て材への溶け込み量
- ③溶接欠陥の有無

目違いなしの試験体においても、コーナー部で最大2 mm、平均して1 mmの隙間が発生した。目違い2 mmの試験体ではコーナー部で平均2 mmの隙間が発生した。裏当て材の板厚が4.5 mmの場合も有利性はみられなかった。

②及び③は特に問題が発生しなかった。

はめ込みUリブと裏当てとの密着度は施工試験の結果では裏当て金部の疲労亀裂の発生が懸念される結果となった。密着性を完全にすること対応策がみつけれず、工場製作分のヤード溶接継手を高力ボルト継手に変更することとした。

4. おわりに

来島海峡大橋の補剛桁は中央支間1000 m級吊橋では経済性の高い一箱桁で製作した。

本橋の規模の中央支間長を有する吊橋においては、所

要耐風性能を確保する補剛桁形式として、箱桁形式はトラス桁形式に比べて重量が軽い。また箱桁は桁高や抗力係数も低下することから風荷重も小さくなり、本橋の箱桁では400 N鋼材をベースとした経済性の高い薄肉構造とすることができた。さらに、桁内構造のうちダイヤフラムとセンターウェブを、フルウェブではなく形鋼を使ったトラス構造として経済性を高め、かつ桁内での見通しや移動性を向上させて維持管理性を高めた。この桁形式は、これから建設される長大橋において代表的な低コスト断面のひとつとなると考えられる。

本橋はハンガーの定着構造については従来の支圧定着をやめ、ピン定着とすることに応じて、箱桁における、その構造の簡略化を図った点に特徴があるが、ハンガーソケットが補剛桁のピンプレートとピンでとりあう部分は止水構造となっていない等今後も合理的な構造検討の必要はあると考えられる。

本橋の実施設計と製作については、補剛桁工事の施工を担当された各JV関係者、特に、設計部会、製作部会の方々、かなり数の打合せをさせて頂き、その成果としてまとめることができた。ここにJV担当各位のご尽力に深く感謝申しあげる。

参考文献

- 1) 西田正孝 「応力集中 増補版」 1973.12

文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'99.01~'00.01月 HOLMES登録分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題名	著者	雑誌名	巻号	年月	頁
Stydy on the stability of the Akashi Kaikyo Bridge for residual displacement of tower foundation by large-scale earthquake	福永勸	UJNR		1999.01	1-10
Akashi Kaikyo Bridge - World's Longest Suspension Bridge -	原崎郁夫, 鈴木周一	AJCE NEWS LETTER	20 1	1999.03	22-29
Akashi Kaikyo Bridge - A Symbolic Monument of 20th Century -	原崎郁夫	IATSS Research	23 1	1999.05	136-139
吊橋エンドリンクの騒音対策工事	松本毅, 村瀬佐太美, 池田定三, 中西治	鋼構造論文集	6 22	1999.06	29-39
Analysis on Seismic Performance of Foundation for Akashi Kaikyo Bridge	*古関潤一, 森谷俊美, 福永勸 *龍岡文夫, *佐伯宗大	IS トリノ		1999.09	
橋面舗装補修計画における予防的維持の検討 (大三島橋の検討例)	河野英雄, 上田忠夫, *三浦大介	第23回日本道路会議 一般論文集(C)		1999.10	420-421
海洋鋼構造物の防食方法	岩垣富春, 村上博基	第23回日本道路会議 一般論文集(B)		1999.10	434-435
自航台船を使用した翼型断面箱桁の直下吊り架設	*三根克秀,*荒牧信介,*水木力 伊藤進一郎	横河ブリッジグループ技報	29	2000.01	
Seismic Design and Behavior During the Hyogo-Ken Nanbu Earthquake of the Akashi	保田雅彦, 北川信, 森谷俊美 福永勸	2 WCEE 2000		2000.01	

海外報告(ジンバブエ) ヴィクトリア フォールズ橋

Overseas Report (Zimbabwe) Victoria Falls Bridge

保 全 部 上 席 審 議 役
(前) 企 画 開 発 部
JICA 専 門 家 (ジンバブエ 運 輸 ・ エ ネ ル ギ ー 省 道 路 局)

飯 塚 力 也

Rikiya Iizuka



1. まえがき

ジンバブエの国道を管理している運輸・エネルギー省道路局の国道橋梁台帳には、約700の橋梁が登録されている。橋梁台帳の記載事項はいたって簡単で、側面から写した写真が1枚、橋梁名、道路路線名、橋梁設置位置のキロポスト、支間数、各支間長、構造形式、建設費(ほとんどが空白)、道路管理用地図番号程度である。

88%はコンクリート系の橋梁であり、81%がRC単純橋、4%がPC橋、3%がアーチ橋である。また12%の鋼橋の大半はプレートガーダー橋であるが、中には世界ランキング第7位のアーチ橋や約100年前に完成した150m級のアーチ橋、アフリカ第2の長大吊橋も含まれている。

ここでは、ジンバブエ最大の観光地であり、世界三大瀑布のひとつであるヴィクトリア滝のすぐ際に建設された、完成後約100年を経た鋼アーチ橋のヴィクトリアフォールズ橋(写真-1)の概要を紹介する。

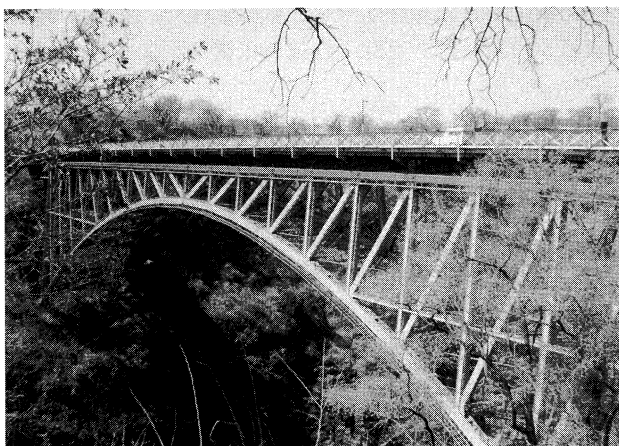


写真-1 ヴィクトリア フォールズ橋

Photo.1 Victoria Falls Bridge

2. ヴィクトリア滝

アフリカ第4位の長さを誇るザンベジ川の中流に位置

するヴィクトリア滝(写真-2)は、1855年、英国人の探検家リビングストーンにより発見され、当時の英国女王の名前にちなみ名付けられた。

幅2km弱、落差約100m、岩に当たって砕けた水の一部は水煙となって約150mの上空にまで立ち昇り、すぐ下流の渓谷は激流となって流れる滝の景色は壮観であり、橋梁架設現場として醍醐味あふれる場所でもある。

ヴィクトリアフォールズ橋は滝のすぐ下流の激流逆巻く約150m幅の渓谷をまたいで架設されている。隣国のザンビアとの国境の橋でもあり、また激流に向かって飛び込むバンジージャンプの飛び込み台の橋でもある。

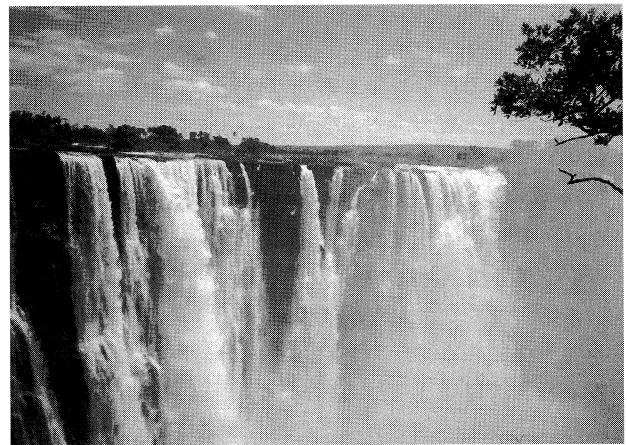


写真-2 ヴィクトリア滝

Photo.2 Victoria Falls

3. ヴィクトリア フォールズ橋の生い立ち

南部アフリカに位置するジンバブエの開発は、1800年代後期に始まった。英国のケープ(タウン)植民地総督のセシルローズがケープタウンからアフリカの内地に足を延ばし、ジンバブエの南部、ブラワヨを拠点とするヌデベレ族の王様から石炭等の鉱山の開発権を得て、ジンバブエの本格的な開発に着手した。

彼は鉱山等の開発に併せ、採掘された地下資源を本国に運搬するための、道路、鉄道網の整備にも力を注いだ。

彼はケープタウンからカイロを結ぶアフリカ縦断鉄道

の建設を夢見、その実現になみなみならない努力を払った。1800年代の終わりの時期には、すでにケープタウンからブラワヨまでの鉄道が完成していた。ブラワヨからタンザニアのタンガニーカ湖を目がけ、さらに延長すべく、ハラレ周辺およびその北部の調査を実施した結果、ハラレの北方のザンベジ川付近の地形が、鉄道建設に困難さをもたらすことが判明した。一方、ブラワヨの北西部のワングに有望な石炭層が発見されたため、その炭鉱地区を経由し、発見されて間もないヴィクトリア滝付近でザンベジ川を横断する路線に計画を変更した。ここにヴィクトリア フォールズ橋計画が始まった。

チャールズ メトカルフ卿が行った滝の下流側での最初の調査で、橋の建設は可能であるとされた。1901年のブラワヨ年代記には橋梁技術者の構想が発表され、大きな評判となった。そして、1903年、英国のクリーヴランド橋梁会社と橋梁建設に係る契約が成立したと人々が知ったとき、単なる評判は驚きが変わった。

この時期、鉄道建設工事はすごい勢いで進捗しており、1903年9月にはワングまで完成し、石炭の生産、市場出荷が始まっている。さらに8ヵ月後にはヴィクトリア滝の街、ヴィクトリア駅まで延伸されている。あとはヴィクトリア フォールズ橋の建設を待つのみとなった。

4. 調査、設計

ヴィクトリア フォールズ橋は、英国人のラルフ フリーマンにより予備設計がなされた。実施設計はやはり英国人のG. A. ハブソンが行った。フリーマンはその後、シドニーハーバー橋、同橋と同タイプのジンバブエのバーチノフ橋、コンゴのマタディ橋が完成するまでアフリカ第1位の長大橋を誇ったオットーバイト橋（現チルド橋）を次々に設計している。

さて、フリーマンが設計に着手しつつある時期、セシルの兄弟であるフランクは、景観保全の観点から橋は滝の下流側には建設すべきではなく、滝から6km以上上流側に建設すべきであるとの意見を述べているが、川幅が急に狭くなっている滝のすぐ下流付近以外に、橋梁建設の適地はなく、結局メトカルフ卿が提案したルートに建設されることとなった。

1903年9月、請負者であるクリーヴランド橋梁会社の仏人技術者のジョージ インボルトがローデシア鉄道会社の主任技師のS. F. タウンセンドを伴って現地を訪れ、渓谷の測量を実施した。渓谷幅の測量は、細い紐を取り付けたロケットをザンビア側に向け発射し、順次太い、丈夫な紐に盛り替え、最終的には測量用のワイヤーと電話線が架設された。測量用のワイヤーの端部にはバネ秤が取り付けられており、秤の読み（張力）とワイヤーのサグ量から、兩岸の距離が計算された。その他必要な調査が実施され、そのデータはフリーマンが待つ英国に送られた。

ヴィクトリア フォールズ橋の諸元は次の通りである。

構造形式：鋼ブレスト リブ アーチ
アーチ支間長：152.5 m
取り付け橋長：19.1 m および 26.7 m
アーチラズ：27.45 m
アーチ形状：放物線
支沓から路面までの高さ：32.02 m
支沓部での主構間隔：16.44 m
路面位置での主構間隔：8.42 m
鉛直材間隔：7.63 m

5. 建設工事

部材は英国の工場で作製され、海路モザンビークのベイヤ港まで海上運搬され、その後現地まで陸上輸送された。現地にはケーブルクレーンが架設され、部材の半分はザンビア側に輸送され、兩岸から片持ち架設されている。このケーブルクレーンは最大吊重量が12tで、1日当たり800tの資材等の運搬能力を有していた。電動式で、電力はジンバブエ側に設置された蒸気発電機により供給された。このクレーンはチェーンの破断により駆動部が崖に衝突し、大きなダメージを受けたが、直ちに修復されている。

建設現場の写真には橋梁の下方に落下防護ネットらしきものが写っている。また兩岸から伸びる架設中の橋梁の先端にはデリッククレーンがそれぞれ写っている。したがって、約100年前の橋梁架設工事も現在の橋梁架設工事も、基本的な部分に大きな相違点はないと言える。

ヴィクトリア フォールズ橋の建設工事の細部に渡る記録を入手することが出来なかったため、これ以上の説明は出来ないが、全体工期は14ヵ月、そして主構部の工事はわずか9週間であったとされている。

1929年には複線鉄道的一方を撤去し単線鉄道とし、その撤去された線路部分をさらに拡幅し、道路1車線と歩道が設置され、道路・鉄道併用橋に改良されている。

6. 維持管理

ヴィクトリア フォールズ橋は1929年の改良工事により、道路・鉄道併用橋として生まれ変わったため、鉄道会社と道路管理者が合同で管理することとなった。北ローデシアがザンビアとして、また南ローデシアがジンバブエとしてそれぞれ独立したため、鉄道会社、道路管理者も分割され、現在は両国の鉄道会社、道路管理者が合同で管理している。また、橋の所有権も分割され、それぞれの鉄道会社が30%づつ、またそれぞれの道路管理者が20%づつ、その所有権を保有している。

ヴィクトリア フォールズ橋の維持管理は4機関合同で行っているが、そのうち定期点検は3年に一度、それぞれの機関から2名程度の技術者が参加している。点検は目視点検で、橋梁の各部に設置されている点検用通路や点検用梯子を利用し、細部に渡って点検されている。

所要日数は現場が3日間程度、結果をとりまとめるための協議が2日間程度である。点検結果に基づき、それぞれの専用施設はその管理者が補修し、共有施設の橋本体は合同出資・監督のもとで補修することとなっている。

1963年9月から1967年1月にかけて、初めての全面的な塗装の塗替えが実施された。完成後約60年を経ている。塗替え時の調査では、滝の飛沫が飛来するため、腐食環境はやや厳しい状況にあるにもかかわらず、鋼材の内部に深く及んでいる重大な錆は発生していなかったとのことである。

7. あとがき

ある日、友人宅に夕食の招待を受け、久しぶりの日本の家庭料理に感激したが、夜も更けお暇する際、玄関に掛けられていた一枚の写真が目にとまった。それはトラス橋の架設現場の写真のように見えた。よく見ると、写真の下部に「Victoria Falls Bridge 1905」(写真-3)と記されていた。約100年前の橋梁架設現場の写真であり、急に興味を覚え、この橋のことが知りたくなった。同僚

に資料の収集を頼んだところ、いくらかの資料を集めてくれた。本文は彼が集めてくれた資料に依っている。

それにしても約100年前も今も、橋梁架設の基本的な部分に大きな相違がないことに、大いに驚かされた次第であり、また、当時の英国の橋梁技術の水準の高さ、そして著名橋梁を次々に設計したラルフ・フリーマンの活躍にも驚かされた次第である。ラルフ・フリーマンの生涯に関する資料が入手出来なかったのが残念である。

つい最近、道路局の特別許可を得て同橋の点検通路を利用して、同橋の一部を詳細に点検した日本人技術者の話によると、同橋は現在も極めて健全であるとのことであった。次なるプロジェクトを探している小生は、不謹慎ながら「そろそろ寿命が来ている」との話を聞いたかったが、反面、ホットしている。

当国の橋梁技術は現在、2主桁RC構造が主体である。従って橋梁技術として目新しいものは何もないため、本四技報の原稿としてふさわしい話題が見つからず、少々思い悩んでいたが、100年～60年前には世界的にも著名な長大橋梁が何橋か建設されていることを思い出し、「橋梁建設史」的に本稿をまとめた次第である。

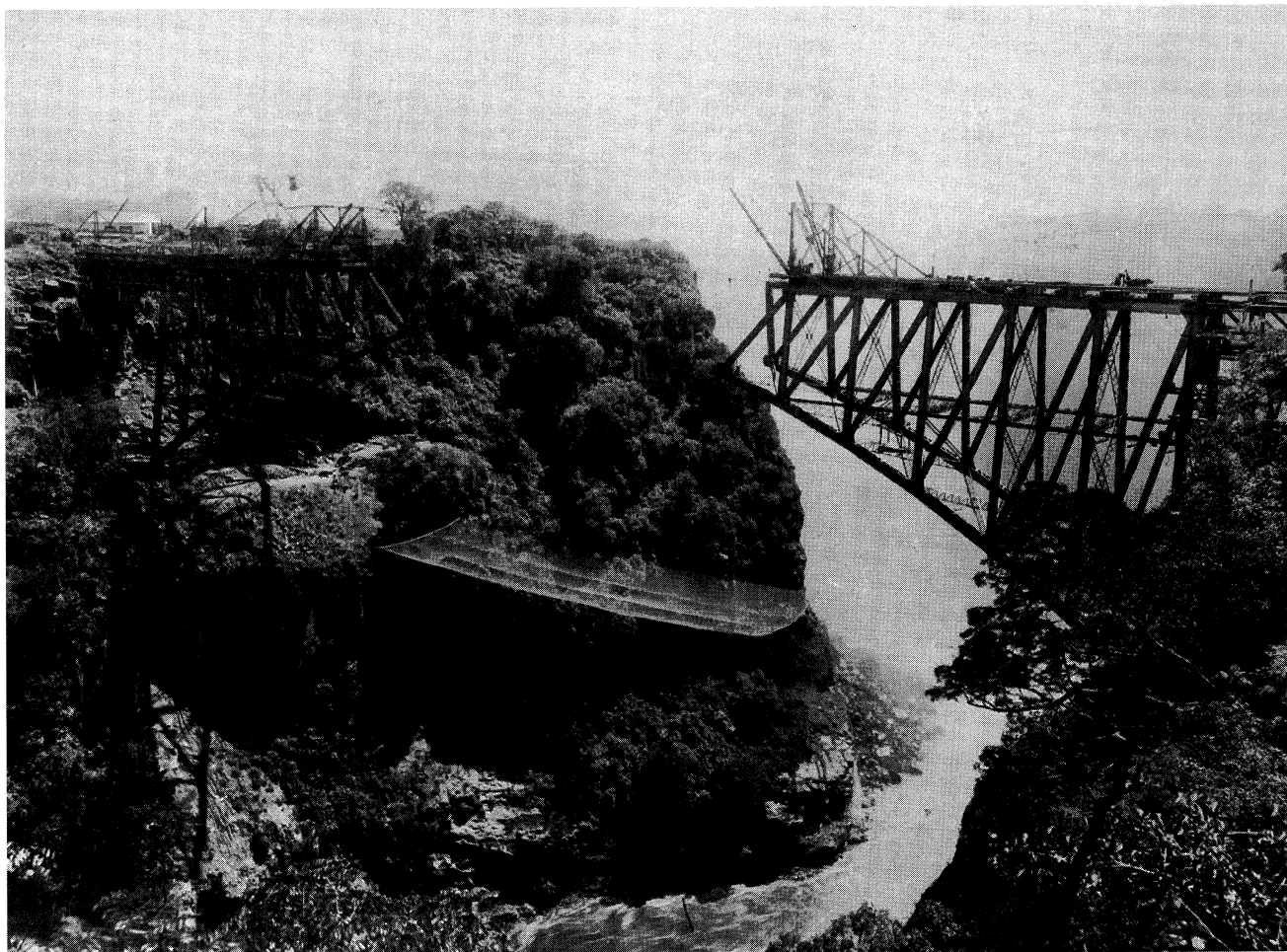


写真-3 ヴィクトリア フォールズ橋 1905

Photo.3 Victoria Falls Bridge 1905

日本・ペルー友好橋建設計画

Construction scheme of the Japanese-Peru friendship bridge

広島県空港地域整備事務所
(前)第二管理局坂出管理事務所

工務所

課長 天野 耕一

Koichi Amano



1. まえがき

南米大陸の西海岸沿いのほぼ中央部に位置し、アンデスの古代文明の遺跡などすばらしい文化遺産の国として知られるペルー共和国。日本人移民 100 周年にあたる 1999 年、ペルー政府から、首都リマ市内の交通渋滞を緩和するためのバイパス事業の無償資金協力要請を受けて日本政府は基本設計調査の実施を決定し、国際協力事業団 (JICA) は、同年 4 月と 7 月に調査団をペルー国に派遣し現地調査を行った。その後、国内における技術的解析を経て、11 月に基本設計概要についてペルー側と協議を行った。JICA 調査団の一員として 2 度現地を訪れる機会があったので、ペルー国の紹介と基本設計の概要を報告する。

2. ペルー国

面積は約 129 万 km² で日本の約 3.4 倍の大きさ。国土は大きく 3 つの気候区に分けられ、太平洋側の海岸砂漠地帯コスタ、アンデス山脈の山岳地帯シエラ、アマゾンの密林地帯セルバとなる。

海岸砂漠地帯に位置する首都リマ市の気候は、南緯 12 度にありながら、ペルー近海を流れるフンボルト海流の影響で、冬 8 月の気温 15℃、夏 2 月で 23℃ と冷涼で湿度は高いが、雨は年間 30 mm 程度しか降らないという特異な気候である。(写真-1, 2)

東のアンデス山脈から流れ込む川のおかげで、リマをはじめ、大きな都市はこの海岸砂漠地帯に開けている。

総人口は 2,600 万人 (98)。海岸地方に全体の半数以上が集中する。住民はメスティソ 59%、インディヘナ 30% ヨーロッパ系 10%、東洋系 1% である。言語はスペイン語である。

主な産業は、鉱工業、サービス業であり、銅、錫、亜鉛鉄などが日本へ輸出されている。農業では、レモンやライム、とうもろこし、タバコ、綿花などが代表的なものである。日本では、最近の健康食品ブームでペルー産のマカ、プロポリスなどに人気がある。

歴史的には、11~15 世紀頃に栄華を極めたインカ帝



写真-1 リマの海岸

Photo.1 Coast of Lima



写真-2 リマ市内の幹線道路

Photo.2 Trunk road in Lima city

国滅亡の後、スペインの植民地となったが、1821 年に独立再出発している。独立の指導者サン・マルティンの名前がつけられた広場には、彼の業績をたたえた騎馬像が建ち、今は市民の憩いの場となっている。(写真-3)

1996 年 12 月、日本大使公邸での武装グループによる占拠人質事件後の国内の治安は安定しているが、リマ市 42 区の内 8 地区が未だ非常事態宣言地域に指定されている。



写真-3 サン・マルティン広場

Photo.3 Saint Martin Plaza



写真-5 San Juan de Lurigancho 地区の街並み

Photo.5 Street of San Juan de Lurigancho

3. 基本設計概要

3.1 計画の背景

リマ市は、人口が過去36年間で190万人から720万人と3.8倍に急増してきており、住宅、学校、水道施設、公共輸送設備、道路網等すべてのインフラに不足を生じている。中でも本計画の対象となっている San Juan de Lurigancho 地区は、リマ市の中で最大の人口67万人を有する地区となっており、今後も毎年3%近くの人口増が見込まれている。居住民は居住地区に産業が発達していないことから、市中心部で職を得て通勤しているが、幹線道路は朝夕著しく渋滞している。ペルー政府としては、その交通路の整備・拡充が緊急の課題となっており今回援助を求めてきたものである。

本事業は、この交通問題を改善するため、同地区につながる10月9日通りから首都中心部マラビヤス広場への約1km区間に新設道路・橋梁を整備するものである。同時に、日本ペルー友好100周年の記念事業としての意味合いを有する。(写真4,5)



写真-4 サンクリストバルの丘からリマ市街を望む

Photo.4 Lima city viewed from Saint Christobal

3.2 プロジェクトサイトの状況

本友好橋は、リマ市の中心街から北西、リマ川の下流部で、サンクリストバルの丘(標高394m)の南の河床氾濫原(標高175m)に計画されている。護岸により区切られたリマ川の川幅は約70mである。この北側にパナムハイウェイにつながるエビタミエント道が東西に走り、これに平行して10月9日通りが走る。付近の河床は洪水により運搬された砂礫が広く堆積している。

リマ川は総延長70kmであるが、標高差は5650mという急勾配河川である。流域の表流水及び地下水は首都圏の上水源として重要な役割を果たしている。一方、流域では、土石流、斜面崩壊及び洪水氾濫といった災害が頻繁に発生し、流域における社会経済活動に対する障害となっている。(写真-6)

地震は、環太平洋地震帯上のアンデス山脈とリマ海溝に挟まれた強震帯に位置していることから、1974年10月にリマ市で、震度8を記録している。ペルー国では現在のところ建物に対する耐震設計基準が設けられているのみで、他の構造物はこの基準の各種係数を変えて使用するか、AASHTOを利用している。

San Juan de Lurigancho 地区全体の交通量は約8万台である。自家用車は非常に少なく、交通量の大部分はバス、タクシー、トラックである。ほとんどが中古車であり排ガスをまき散らしている。この中の半数以上が市内中心部に向かうため、市内入口の橋梁部で常時混雑している。

3.3 道路計画

道路計画の概要は下記のとおりである。

①建設区間総延長；1,020 m

②橋梁区間総延長； 470 m

・リマ川橋梁部；PC 3 径間連続箱桁橋

(橋長 208 m)

・取り付け高架部；PC 連結合成 I 桁橋

(橋長 262 m)

③盛土区間総延長 ; 350 m

④原道改良区間 ; 200 m

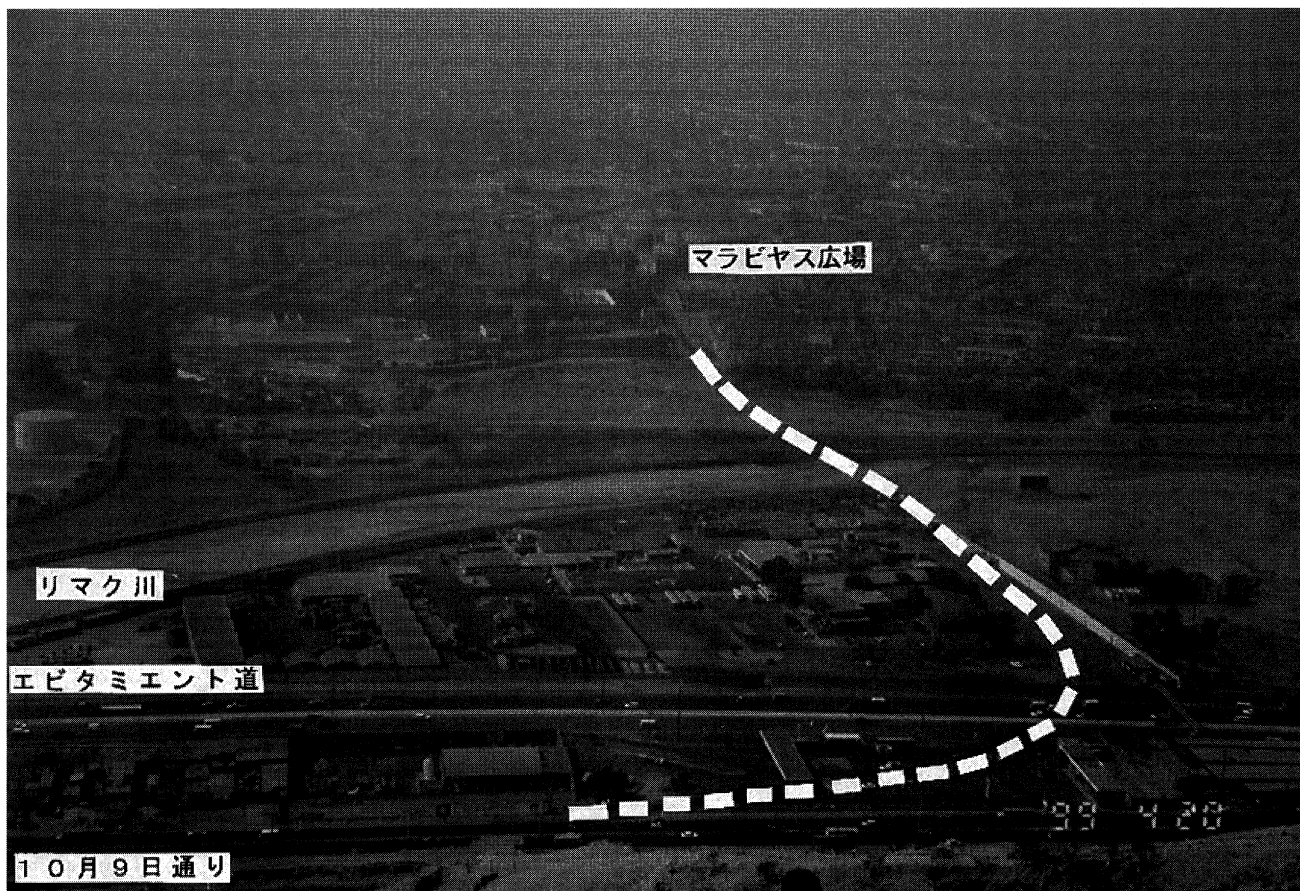


写真-6 友好橋建設予定地の状況

Photo.6 View of planned site of the friendship bridge

- ⑤有効総幅員 ; 17.6 m
 - ⑥車線数 ; 4車線 (車道幅員 3.3 m*4)
- 道路計画にあたっての留意点を下記に示す。

アプローチ道路の計画にあたっては、河川敷内道路を当初、盛土構造で盛土の法尻部の洗掘防止策を講じた構造で十分と判断したが、測量及び解析結果から、リマク川の土砂流動、堆積を含む河床変動特性による洪水氾濫の危険性を考慮し、高架案とした。

また、歩道と路側帯の設置について先方と議論を重ねた結果、ペルーではバス利用の通勤者が随時乗り換えのため歩道を利用しており、歩行者の安全を図る必要があること、計画地周辺の住宅街の事情、近接の橋梁の歩行者の利用状況から、両側に幅 1.2 m の歩道を設置することとした。

路側帯については、本計画橋梁は約 1 km の区間、枝線のない閉鎖された道路であり、故障車や事故の発生時に一般交通に与える影響が大きいため、適切な幅の路肩が必要である。本計画でも全線にわたり路側帯を設置することが望ましいが、現地での調査および事業費の限度額を考慮した結果、故障車等を一時的に待避させるスペースを全線で 6 個所に設置することとした。

現時点で想定される今後のスケジュールは、詳細設計に係る交換公文 (E/N) 及び本体事業に係る交換公文

の調印を行い、今年の夏頃に工事開始、2002 年度末に完工予定である。

4. あとがき

先方政府機関と、リマ市の幹線道路網の計画・維持管理を所管するリマ市首都圏開発庁が要請内容について未調整であったことから、初期段階のルート選定から協議は混乱し心配したが、何とか合意に至り安心したところである。

今回は調査がリマ市内に限られたこと、また治安の悪さから自由に散策できなかったことは残念であったが、市内の博物館で古代文明や地方文化を味わうことができた。

雨が降らないため、山は緑が少なく、埃と排気ガスで街全体の空気が悪く、今後環境問題の解決が重要なテーマであると感じた。

この友好橋の事業は土地収用の課題など、まだまだ難題が多いが、一日も早く解決し、実現するよう期待している。また、友好の架け橋として永く人々に愛され利用されることを願っている。

最後に、今回貴重な経験の機会を与えていただきました関係者の皆様に御礼申し上げます。

■「長大橋管理連絡会議」の発足

平成 11 年 11 月 25 日～26 日に長大橋管理連絡会議（第一回）が神戸の本四公団本社会議室で開催された。この会議は、本四公団の呼びかけで長大橋の維持管理技術の合理化及び高度化を図るため、長大橋を管理している機関との共通の問題を取り上げ定期的に情報交換・議論することを目的として発足した。参加したのは、下表に示す機関で、スパンが 500 m 程度以上の長大橋を管理している保全担当者が集まった。本四公団からは、保全部と管理局保全部が参加したほか、長大橋技術センターが事務局を兼ねて参加した。

25 日には会議を行い、その議題は、

- ① 既設長大橋の耐震性の考え方
- ② 長大橋の塗装面の管理(塗替えサイクル、塗装系)
- ③ 長大橋の点検項目・手法・体制
- ④ 異常気象時などの通行止め規定・体制

等について、各機関の考え方・進捗・問題等の情報を交換した。翌 26 日には大鳴門橋塗り替え塗装と明石海峡大橋の視察を行った。

■淡路花博「ジャパンフローラ 2000」開催による神戸淡路鳴門自動車道交通対策等について

財夢の架け橋記念事業協会の予測では、淡路花博開催中、来場者の約 75% が明石海峡大橋を通ると見込んでいる。よって花博会場付近に位置する淡路 IC・東浦 IC 料金所への交通集中が予想されるため、本四公団は、兵庫県・財夢の架け橋記念事業協会及び関係機関と協議の結果、安全で円滑な交通を確保できるよう、下記の対策を実施した。

1. 料金所処理能力向上を図るため、淡路 IC 料金所に 2 ブース増設（内 1 ブースはリバース対応）するとともに 2 車線をリバース化した。また、東浦 IC 料金所は、1 ブース増設するとともに 1 車線をリバース化した。
2. 花博会場への乗用車の集中による交通渋滞対策として、公共交通機関（高速バス）への転換を図る必要があることから、花博会場・西ゲート近傍の神戸淡路鳴門自動車道下り線に、花博開催期間中だけ使用できる灘山 [高速淡路花博] 臨時バスストップを設置した。
3. 淡路 SA（下り線）の広報コーナーにおいて、花博

■鋼床版舗装の表面処理工

本州四国連絡橋における鋼床版舗装の総面積は、471 千 m² である。供用年数の最も長い因島大橋で 17 年、次に大鳴門橋関連の 15 年、伯方・大島大橋および瀬戸

今回の開催は、本四公団が幹事となり、平成 12 年度に本四管内で行う。

（文責：長大橋技術センター技術調整課 大廻聡）

機関名	橋名	中央支間長(m)
日本道路公団	名港中央大橋	590
	関門橋	712
	若戸大橋	367
首都高速道路公団	レインボーブリッジ	570
	横浜ベイブリッジ	460
	鶴見つばさ橋	510
阪神高速道路公団	港大橋	510
	東神戸大橋	485
広島県道路公社	安芸灘大橋	750
長崎県道路公社	平戸大橋	465
	生月大橋	400
本州四国連絡橋公団	本四 3 ルート	

関連道路情報・駐車場情報を提供するとともに、花博情報及び四国各地の観光・イベント情報等を提供する情報ターミナルを整備した。

また、交通対策以外においても、花博の玄関口となる明石海峡大橋直近の長大法面、主要な IC・BS・SA 及び中央分離帯に草花及び花木の植栽を実施した。

（文責：保全部保全企画課長代理 北口雅章）



淡路 IC 料金所

大橋の 12 年と続く。

現在までのところ局部的にプリスタリングやひび割れの変状が発生しているものの、全般的には概ね良好な状態と言える。

しかし、ひび割れや骨材離脱が徐々に進行しており、平成10年度に下津井瀬戸大橋で現状調査を実施した。その結果、ひび割れは表層までで基層のグースアスファルトには及んでおらず鋼床版とグースアスファルトの接着に問題は無い。また、混合物および回収したアスファルトの性状は、表層の改質アスファルトで一般的な老化が認められたが、基層のグースアスファルトの変状は認められない。

これらの事から、基層のグースアスファルトに損傷を

試験施工の実績

橋梁名	施工時期	施工面積	備考
大三島橋	H11年3月	4,740㎡	鋼格子コンクリート床版
下津井瀬戸大橋	H11年11月	5,640㎡	
因島大橋	H12年4～5月予定	23,900㎡	

■鋼ケーソン基礎電着防食工事

設置から20年が経過しようとしている瀬戸大橋の鋼製ケーソンは、厳しい海洋環境下にあるため、鋼材の局部腐食である孔食が精密点検の結果多数確認された。

このため、長大橋基礎の長期健全性を向上させる目的で、腐食環境から遮断し、孔食個所の補修効果が期待でき、自然環境に与える影響が少ない「電着工法」にて防食対策を鋼製ケーソンに施す工事を実施している。

「電着工法」は、海水中のマグネシウムイオン及びカルシウムイオンが微弱電流を流すことによって、炭酸カルシウム及び水酸化マグネシウムとして析出する原理を利用したもので①海水中に溶存する無機質系物質（電着物）を析出するため、生活環境に及ぼす影響はない②海水中の硫化物との水和反応を起こさないため耐海水性に



孔食

及ぼさない予防保全管理を基本思想とし、表層の改質アスファルトの長寿命化を検討している。その一環として表面処理工法のマイクロサーフェッシングを試験的に実施し、施工管理指標および耐久性の確認を行い、鋼床版舗装の予防的保全方法を見い出そうとしている。

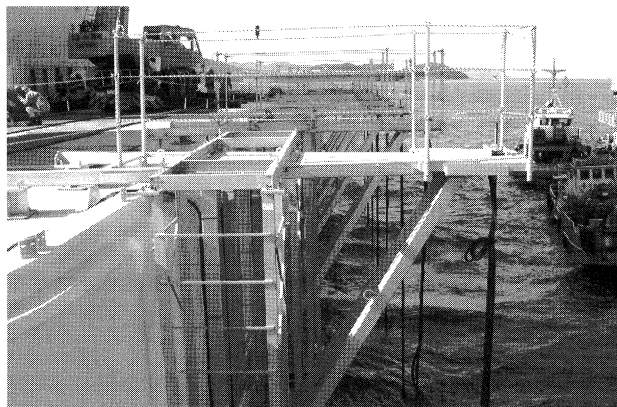
(文責：保全部道路保全課長代理 香山誠)



優れている③コンクリートと同程度の強度特性を示し水密性が高いという特徴を有しているものである。

瀬戸大橋には、防食対策が必要な11基の鋼製ケーソンが設置されていますが、最初の防食対策工事として、平成11年12月より平成12年3月にかけて櫃石島橋3Pの約1,500㎡において、「電着工法」で必要となる、陽極56台、支持架台29基、直流電源装置24台、電源ケーブル約6,000m等の設備を設置した。設備設置後直ちに微弱電流を流し、平成12年9月には電着物の析出に影響を与える腐食層と海中付着生物とを除去する作業を行い、更に目標とする電着物の厚さが5mmとなるまで電流を流す予定である。

(文責：保全部橋梁保全課長代理 川上賢明)



電着設備

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9年11月
調査等共通仕様書	平成8年4月
電気通信施設標準仕様書集	平成8年4月
図面作成要領(貸出のみ)	平成10年4月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年1月
き裂の発生の一例	
維持修繕等共通仕様書	平成9年12月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成8年4月
機械設備工事施工管理要領(案)	平成8年4月
技術関係資料取扱要領	平成10年12月
長大橋梁点検要領	平成9年1月
亜鉛めっき面用ブラスト処理標準	平成9年1月
保安全管理要領	平成10年8月
点検管理要領	平成11年9月

*設計基準類(上部工・設計編)	
上部構造設計基準・同解説[平.7.7一部改訂]	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(貸出のみ)	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成5年9月
鋼床版設計要領・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4月
トラス構造設計要領(案)	平成5年9月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	昭和59年3月
設計要領・同解説	
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年9月
点検補修作業車構造基準(案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)	平成5年9月

*設計基準類(上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成5年5月
鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年9月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)[平.9.1一部改訂]	平成6年10月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年9月
HBS高力ボルト類規格	平成4年8月
HBS鋼材規格[53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格・同解説	平成3年9月
HBS塗料規格(案)	平成6年10月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	平成5年9月
製作要領(案)	
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月

*設計基準類(下部工編)	
下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針	昭和52年3月
[56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月

要領・同解説(案)	
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・	平成2年8月
同解説(案)	

[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(ISSN 0912-6953)説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿(五十音順) 平成12年4月1日現在

編集委員長	北川信	小林義弘
編集委員	阿部明弘	酒井和吉
	伊藤邦雄	高津知司
	伊藤進一郎	出澤直樹
	上村博文	遠山和重
	大江慎一	橋本永勸
	大橋治一	福永保仁
	小川和也	真田郁夫
	荻原勝也	山田和彦
	香山誠	山田芳嗣
	川上賢明	山田芳嗣
	北口雅章	
	佐伯康二	(海洋架橋調査会)

本州四国連絡橋公団
 HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY
 〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
 アーバンエース三宮ビル内
 電話番号:078-291-1000(代表)
<http://www.hsba.go.jp/>

本四技報 第93号

発行	平成12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
	〒104-0042 東京都中央区入船3-1-13
	エーユー入船ビル4F
	電話 03(3555)8361
発行者	大富宏
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

