

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.23 No.92 '99.12

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第92号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.92

採算性の向上について……………理事 About the Profit Improvement	木 挽 孝 紀…1
ニューヨーク市での経験に基づく橋梁の 維持管理システム Bridge Maintenance System in the City of New York Based on Experience	ニューヨーク市交通局 橋梁部 Bojidars Yanev…2 橋梁検査・橋梁マネジメント部 部長
明石海峡大橋のケーブル後期工事施工報告…………… Report on the Akashi Kaikyo Bridge Cable Latter-Part Work	第一管理局垂水管理事務所 橋梁維持課長 下 村 稔…15 第一管理局保全部 技術管理課 杉 山 剛 史 第三管理局保全部 橋梁維持課 西 岡 早和子
尾道小橋の補修改良検討及び工事報告…………… Report on study and work for rehabilitation of Onomichi Kobashi Bridge	熊本州四国連絡道路管理協会尾道支部今治事業所 今治交通管理隊長 末 廣 弘 靖…25 長崎県県北振興局田平土木事務所 道路課 中 村 哲 也
因島大橋関連区間の陸上部橋梁橋脚耐震補強工事…………… Strengthening work for earthquake-resistant on highway bridges in Innoshima Bridge portion	熊本州四国連絡道路管理協会尾道支部今治事業所 今治交通管理隊長 末 廣 弘 靖…33 第三管理局向島管理事務所 維持補修課長代理 長 友 浩 信
道路橋示方書の改訂作業への取り組み…………… Position on the Revision Work of Highway Bridge Standards	建設省土木研究所構造橋梁部 橋梁研究室長 西 川 和 廣…39
海外でのBOT事業 …………… BOT Project in Foreign Countries	大分県土木建築部 高速道対策局次長 佃 長 次…45
エジプト報告…………… Report from Egypt	企画開発部 審議役 新 田 篤 志…48 (エジプト運輸通信省道路橋梁公社アドバイザー)
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93号 (H12. 4) 掲載予定

- ・鋼斜長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
- ・斜長橋ケーブルの補修
- ・明石海峡大橋のハンガーロープの制振対策
- ・来島海峡大橋補剛桁の設計・製作
- ・国際化の中での技術とその課題

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

神戸～鳴門ルート

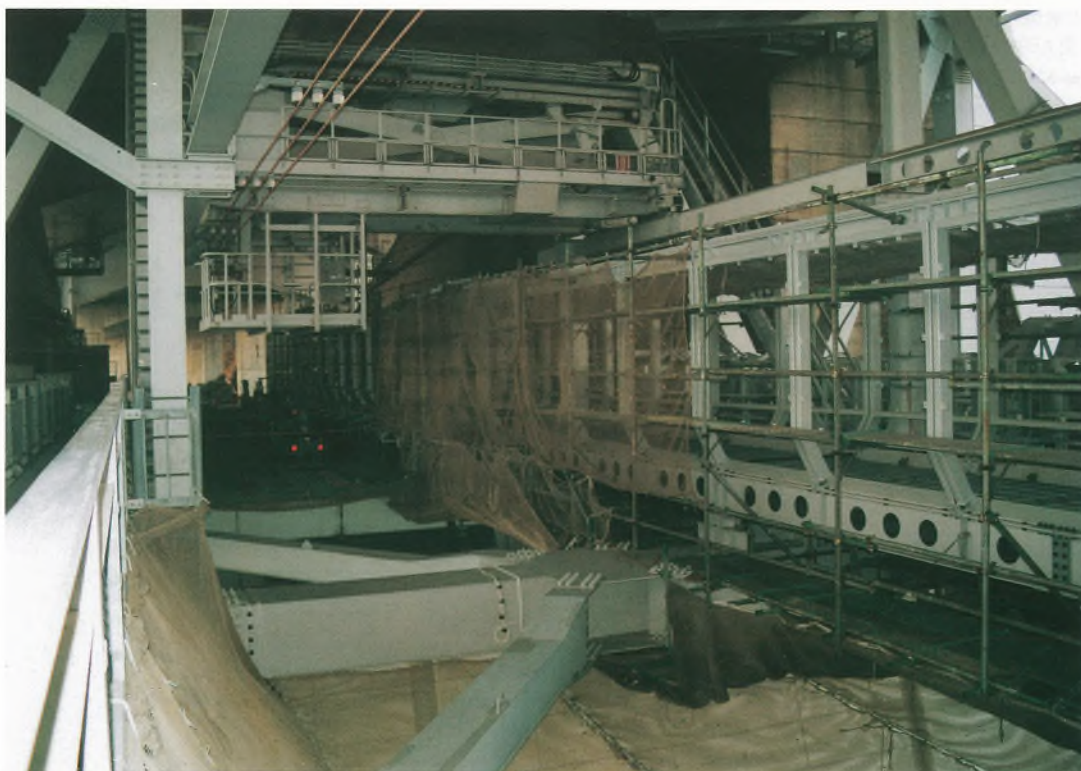
Kobe-Naruto Route

大鳴門橋遊歩道「渦の道」添架工事 Promenade Installation Work on Ohnaruto Bridge



4 P 部付近連絡通路主桁架設状況
Girder installation near 4 P

(平成 11 年 11 月)
(November, 1999)



5 A 部付近連絡通路
Walkway near 5 A

(平成 11 年 12 月)
(December, 1999)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

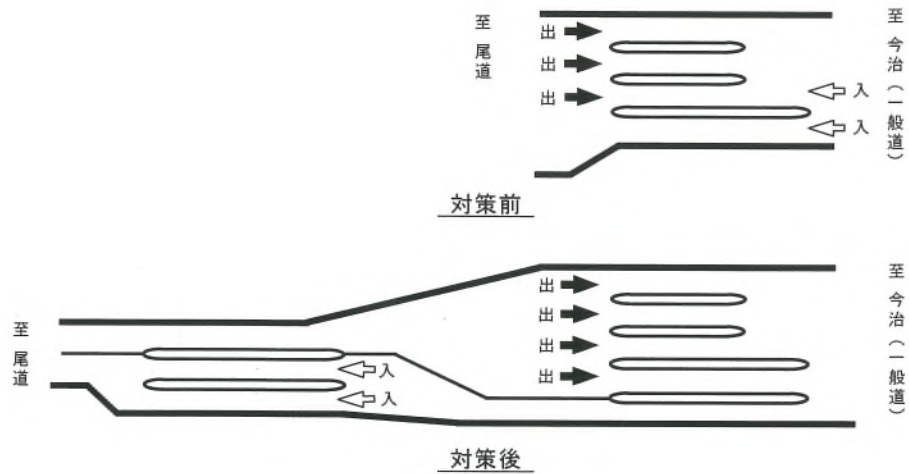
西瀬戸自動車道の渋滞対策 Countermeasure for traffic congestion



渋滞対策後の大島北 IC
(写真奥が今治側、手前が尾道側)
Ohshima-Kita IC devised with countermeasure
(Imabari on back side, Onomichi on front side)

(平成 11 年 11 月)

(November, 1999)



料金所ブースの増設 (大島北 IC)
Additional toll booth (Ohshima-Kita IC)

王子池橋（下部工）補強工事
Strengthening work on Ojiike bridge substructure



施工前（平成8年10月）
Before the work (October, 1996)



施工状況（耐震補強用鋼板の建込み）
（平成9年1月）
During the work (Sheeting of quake-proof steel)
(January, 1997)



施工後（平成9年3月）
After the work (March, 1997)

第21回世界道路会議

The 21st World Road Congress



マレーシア副首相の視察
Observation by the vice minister of Malaysia

(平成 11 年 10 月)
(October, 1999)



本四連絡橋の展示コーナー
Presentation of information on the Honshu-Shikoku Bridges

(平成 11 年 10 月)
(October, 1999)

採算性の向上について

About the Profit Improvement



理事 木 挽 孝 紀

Takanori kobiki

本年5月1日に西瀬戸自動車道(瀬戸内しまなみ海道)が開通したことにより、昭和50年12月に大三島橋の建設工事に着工して以来四半世紀を経て本州四国連絡橋の三ルートがすべて供用されることとなりました。

マスコミでは「瀬戸内三橋時代」と名付けていますが、人・物・情報の交流の架け橋として三ルートの特性を十分に活用していただき、それぞれの地域の振興・発展を図られることを切に望んでいます。

一方、本州四国連絡橋公団においては、本格的な管理段階を迎え、大きく分けて三つの新たな課題を抱えていると考えています。

第一点は、道路の維持管理の充実です。利用者に安全に快適に道路を利用していただくために、効率的・合理的な維持管理を行うことは、最初にして最大の目的であるといえます。

第二点は、長大橋技術の継承・高度化の推進です。これを主として担う組織として、本年5月に本四公団内に「長大橋技術センター」が置かれました。センターでは、長大橋の維持管理を通じて得られた観測結果を基に新しい技術の開発を行うとともに、長大橋技術の情報拠点としてそれらの技術を内外に発信すること、また、国内外の長大橋プロジェクトの技術面を支援するとともにそれらを通じて若手技術者の育成を行うこととしています。

第三点は、採算性の確保です。本州四国連絡道路は、他の有料道路と同様に、建設費、管理費、借入金にかかる利息などを一定期間(償還期間)内に料金収入で償う償還主義が採られています。平成9年に償還期間は33年から50年に延長され、毎年度の収入・支出の見込みを計上した償還計画が定められています。従って、この償還計画に沿って、料金収入を確保し、借入金等の償還を行っていくことも公団に課せられた大きな使命であります。

これらの課題のうち、第一点と第二点は、本四公団の30年の歴史と伝統に培われた高度な技術水準から見れば、必ずや克服出来るものと思われれます。しかしながら、第三点は、今後大きな課題として残るのではないかと考えています。

採算性の向上のためには、支出を減らし、料金収入を増やせばいいことは、自明の理です。

本四公団の支出は、大きく分けると3つの要素で構成されています。道路の維持管理費、人件費、借入金の元利償還費です。このうち、維持管理費については、効率的・合理的な管理手法の開発などにより着実に経費の縮

減が行われています。また、人件費については、平成9年度から段階的に定員削減を実施しており、平成13年度末までに定員の3分の1に当たる240人の削減を行うこととしています。しかしながら、平成11事業年度の予算で見ると、これらが支出総額に占める割合は、維持管理費が5%弱、人件費が2%弱に過ぎません。一方、支出総額の約9割を占める借入金の元利償還額は、本四公団の意思とは関係なく外生的な要因によって決定されます。従って、今後とも不断に経費の縮減に取り組むことは不可欠ではありますが、支出面から大幅に採算性の向上を図ることには、自ら限度があるといわざるを得ません。

従って、残された道は、唯一の収入源である料金収入の増加、即ち計画交通量の確保と言うこととなります。

三ルートとも交通量のベースになるのは、産業用・業務用等のいわば実需に根ざした交通でしょう。現在は不況の長期化に伴いこの種の交通が減少していますが、瀬戸大橋の例を見ても明らかなように、中長期的には経済成長率に見合って交通量は伸びていくものと思われれます。従って、問題は、このベースとなる交通量に観光用等の浮動票的な交通をいくら上乘せできるかにあるといえましょう。

三ルートともいずれも素晴らしい橋梁群です。誰でも一度は見たい、渡りたいと思うでしょう。しかし長大橋の魅力だけではリピーターは期待出来ません。瀬戸大橋、明石海峡大橋の開通2年目の落ち込みはこのことを如実に物語っています。一般の道路と同じように、目的地へ行くために経路として橋を利用するという交通形態を増加させる必要があります。

このためには、本四連絡橋を渡っていった先に何があるか、何が行われているかを絶えず対岸の人々に情報提供することが有効であるといえましょう。従来、本四公団は自らのことに関する情報提供に重点をおいてきましたが、人的にも資金的にも公団が自ら実施できるイベント等には限界があります。しかし、地方公共団体は観光客の誘致による地域の活性化のために種々多彩なことを行っています。これを利用しない手はありません。

この場合、人口集積から見て本州側の人々に四国の情報を提供することがより効果が大きいと思われれます。本四公団が四国四県の観光・物産情報センター的な機能を果たすことは、採算性の向上に少なからず寄与するものと確信しています。

ニューヨーク市での経験に基づく橋梁の維持管理システム

Bridge Maintenance System in the City of New York Based on Experience

講師：Bojidars Yanev

ニューヨーク市交通局 橋梁部 橋梁検査・橋梁マネジメント部 部長

●講演日：1999年9月21日

講演場所：本四公団本社

翻訳：古屋信明(長大橋技術センター技術調整課長)



Bojidars Yanev

1947年ブルガリア生まれ。

1970年ソフィア大学工学部卒業（ブルガリア）

1976年コロンビア大学 Ph. D.

カリフォルニア大学バークレイ校地震工学研究センター、コンサルタントエンジニアを経て1990年より現職、コロンビア大学非常勤講師も兼務

専門…橋梁検査、橋梁マネジメント

特に橋梁のライフサイクルコンサルタント

以下は、土木学会招聘事業で来日されたヤネフ博士が、多数のスライドを用いて2時間にわたって講演された内容を、録音テープから聞き取り、その概要を翻訳したものである。なお、多少の編集を加え、参考までに訳者注を追記した。

1) ご紹介いただいたニューヨーク（NY）市役所のヤネフです。長大橋技術センターの北川センター長と第一管理局の今井さんに、明石海峡大橋をご案内頂いたばかりで、興奮が残っています。私が皆さんに何かをお教えできるというより、皆さんの方が私に教える多くの情報をお持ちのように思いますが、私の経験も何かしらのお役に立つでしょうから、お話をさせていただきます。

2) 最初のスライドはNYの空中写真ですが、これはNYの一部でしかなく、正確に言えばマンハッタン島です。しかし、NYの中心であることは事実で、これが水に囲まれた島であることから、橋が重要な社会基盤施設になるわけです。ここにお見せするのは、イーストリバーに架かる4つの橋で（注：マンハッタン島とその東側に広がるブルックリン地区との間に架かる橋で、下流側からブルックリン橋、マンハッタン橋 [写真-1]、ウィリアムズバーグ橋 [以上吊橋]、クィーンズボロー橋 [ト

ラス橋]）、1883年に完成したブルックリン橋がその最初です。それ以来、たくさんの橋が今世紀に入ってから建設され、NY市の発展は加速されました。NY市にある約2000橋のうち、860橋をわれわれは管理しています。スパンの数でいうと、約4800になります。また、可動橋も25あり、橋の形式としても、さまざまです。このスライドは、完成年代ごとに橋の数を示していますが、NY市の管理している橋の経年は、平均で70年です。橋を担当している橋梁部は、建設が盛んだった今世紀初頭から第2次世界大戦の頃までは非常に勢いがありましたが、その後完全になくなり、そして橋の劣化損傷に伴う問題が多発するようになってきて、1989年に復活しました。

3) 市管理以外に州に管理されている橋もあり、約600橋です。皆さん方は吊橋の専門家ですから、このブロンクス・ホワイトストーン橋（1937年完成）などは、橋ができた後に耐風安定性を向上させるために補剛桁の上にトラスが追加されたり、主塔からステイが張られたりしたので、興味を持たれるかもしれません。もっとも、この橋は私の橋ではありませんが。次のスライドは、初めてスパンが1000mを超えた1931年のジョージ・ワシントン橋で、14車線もあります。そして最後にこの

ベラザノ・ナローズ橋が1964年に完成して、NY市における橋梁建設の全盛期が終わりました。これらの吊橋は公団が管理しており、有料橋です。一方、陸上部の橋はインターステイト・ハイウェイ（高速道路）とか幹線道路の一部として建設され、まあ、このスライドにあるように代わり映えのしない普通の橋です。

4) しかしNY市の発展は、10年～20年前まで気づかれることがなかったのですが、橋の急速な劣化ももたらしました。この新聞（1988年、写真-2）で報道されているように、いくつかの橋は深刻な状態になり、ブルックリン橋（写真-3）でさえステイワイヤが1980年か81年に切れたことがありました（注：この時NY市在住の日本人カメラマンが死亡した。写真-4）。全米的に見ると、67年にはこのスライドに示すオハイオ州のシルバー橋が落橋し、42人が亡くなるという大事故が発生（写真-5）して、その後、全ての橋は最低限2年に1回は点検しなければならない、という法律ができました。そして、点検をシステムチックに進めるためのマニュアルが作られ、データも蓄積されてきました。また、点検を通じて典型的な問題点もわかってきましたので、そのいくつかをお見せしましょう。

5) まず、排水孔周りの劣化状況。そして次は、ゴムを用いた伸縮装置の新品と10年後の傷んだ状態。NYにある伸縮装置で水の漏れていないものではなく、冬にはこのようにつららが垂れます。だから私は、良い伸縮装置とはジョイントのないことだ、と思っています。NYの橋の問題の95%は伸縮装置だと感じています。伸縮装置にもいろいろな種類がありますが、マンハッタン橋を改修した時には、むしろ古めかしいフィンガー・ジョイントを使いました。

6) 次は、床版について説明します。アメリカの基本的な床版はモノデッキと呼ばれているもので、RC床版が防水層・耐摩耗層なしに用いられています。NY市の橋でもよく機能していると評価していますが、最初にこのようなクラックが入り、損傷は次のスライドに示すように進展していきます。平均的には、床版の寿命は25年ぐらいというところですが、このスライドは、縦桁に支持された厚さ20cmの床版がきわめて深刻に傷んだ状態を示しており、翌日にはさらに危険な状態になってしまいました。ここまで来ると、耐荷力が全くないから橋を閉鎖しなければならず、さらに、落下した床版片が下の街路を走っていた車の運転者を死亡させる、という大変な事故も89年には発生しました。事故の再発を防ぐためだけに、橋の機能を向上させることのない床版はつりの作業に、4年間・約100万ドルを費やしたこともあります。

7) 錆を伴う疲労亀裂の問題もあります。予算がない時には、亀裂がさらに進展することを止めるために、ストッ

プホールをあけますが、これはうまく効きます。

8) 発見したとたんに「危険状態」と区分される損傷もあり、直ちに交通制限をするか、橋を閉鎖して修繕しますが、予算制約もあって不十分な修繕しかできない場合には、依然として慎重な点検の対象であり続けるわけです。

9) このスライドでは、伸縮装置部から垂れた水で橋脚のフランジが腐食し、完全に消失しています。次のスライドではRC床版端部が疲労破損してなくなっており、したがって、ここに見えている橋脚では支えることができなくなっています。橋脚頭部に、なにか物を差し込むことができるほどです。このような損傷には、もちろん管理が悪かったということもありますが、元々の設計が良くなかったという場合もあります。このコネティカット州のゲルバー桁のピン部のように、冗長性・リダンダンシーがないために、重要な1部材の破壊が全橋の崩壊につながった例もあります。

10) そこで、われわれは日々の点検を重ねつつ、①緊急対応を要する危険カ所を把握する、②橋全体の状態を把握する、③将来改善すべき良くない構造詳細を把握する、ということに努めているわけです。③の例のスライドを何枚かお見せしますが、もし橋を新設する時には、このような構造詳細を避けるようにしています。そして、ここに示すような、カバープレートを止める位置、補剛材の入れ方などは、過去の経験を踏まえた改善です。

11) NYの地震活動度はあなた方の1/1000、あるいはそれ以下ですが、地震がまったく無いわけではないので、耐震的に良くない構造は直していこうと考えています。とは言え、緊急度は高くないので、他の要因で大規模改良をすることになった時に、耐震性についても配慮していくことにしています。

12) 次にお話しするのは、NYの長大橋でよく用いられている床版で、このスライドはウィリアムズバーグ橋ですが、グレーチングにコンクリートを充填したタイプです。性能は概して良くありません。まず、表面の平坦性が悪くて、乗り心地が悪い。次に、原因がよくわからないのですが、床版が支えから浮き上がってしまうのです。しかし、この床版を使い続けるにあたって、コンクリートのかぶりを2cmぐらい確保するようにしていますので、少しは改善されるでしょう。オープングレーチングは、死荷重が小さいので可動橋にはよく用いています（注：NYの可動橋も今は自動車交通の激化で、ほとんどは固定橋になっている。床版を変えずに、そのままにしているのであろう）。代替品はちょっと見あたらない、という感じです。

13) ここで話を、橋梁点検手法に進めます。アメリカに

はいくつかの点検手法がありますが、全ては連邦で決めたシステムに適合しなければなりません。これが連邦で制定されたもので、0点（供用不能）から9点（新造状態）までの評点をつけます。NY州システムでは、1点（供用不能）から7点（新造状態）で、途中の3点は「設計どおりに機能していない」、5点は「良く機能している」、という評価です。私の経験では、評点段階が少ない方が正確だと思います。4段階もあれば十分ではないか、と。段階数が多いと、点検員によって判断がばらつくので、全体状況の把握が不正確になると考えています。また、評点法では構造物が具体的にどうなっているのかわからないので、実際に点検した結果を文章で報告することが非常に重要であると考えています。

14) しかし、評点法は具体的で良いところもあります。図-1の右側の表組の中の1行は、ある橋のあるスパンに対応しています。列は、床、上部工（1次部材・2次部材）、下部工（基礎・躯体）、付属物の4つの大区分、その下にはさらに細かく、全ての部材に対応する27の小区分になっています。そして、このマトリクスに評点が書き込まれていくわけです。表の左上には、点検員の氏名・免許番号が記入されます。

15) このようにして完成した評点は定性的ではありますが、有益な情報を与えてくれます。大区分ごとの最低点に重み付け係数（例：主要部材=10、2次部材=5、伸縮装置=4、地覆=1）をかけて、平均点を出し、これをBridge condition rateと呼びます。いろいろな人が、異なる評点・注目部材・重み付け係数などを提案していますが、これらは全て同一の考え方であり、橋ごとに1つの具体的な評点を与える、という点では実用的です。このようにして、例えば全米の橋の45%が何らかの機能不全を持っている、というようなことが言えるわけです。

16) NYでは、市の管理している橋についてここ20年間、このように評価をしてきました。その結果ここに示すように、平均的な評点と経年の関係、部材ごとの年間あたり劣化の進み具合などがわかってきました（図-2）。この結果が出た時、技術者でない人々はNYの橋の状態に満足したが、われわれは心配しました。というのは、ちゃんと設計施工された経年40年の橋が点検制度が始まる前に落橋したのですが、それと同じような状況の橋が評点上は高いこともあるからです。この評点だけでは、橋の本当の健全度はわからない。

17) そこで、私は各橋の評点の最低点だけを抽出して描いた、いわば最悪ケースと言うべき、このような関係曲線を2~3年前に得ました（図-2）。過去20年分のデータからも、ほとんど同様の結果が得られています。これからわかるのは、①これらの橋は過去にほとんどメンテナンスを受けていなかったのであろう、②したがって緊

急の対応を要する、ということで、この②こそが私が最も必要としている情報なのです。

18) 点検結果がどのように役立てられているかを、お話ししましょう。緊急対策を講じないと事故に結びつきうる橋・スパンを選んだ報告書が、作られます。しかし、緊急対策をすぐ実行する場合もあれば、できない場合もあって、その時にはより注意して監視・点検を続けることとなります。それは、点検報告が誇張されていたりして、不正確なこともあるからです。評価点が5未満の橋（1~7点評価で）は、本格的なリハビリテーションを受けるべき橋ということになり、理想的には10年以内（現実的には15年ぐらいかかるかもしれないが）に実施されます。今、そのような橋が約350登録されています。また、それ以外の橋は、塗装補修また予防的メンテナンスを受けるべき橋として登録されて、その中でも、評価点4.5以上の橋は高い優先順序を与えられ、それ以下の橋は最低限のメンテナンスを受けることとなります（図-3）。これに基づくニューヨーク市の典型的な1年の予算の使用方法を図-4に示します。

19) 以下のような整理も可能です。橋は年々劣化していき、機能 VS 経年のグラフでは右下がりになります。そして、ある時期に修繕されて、劣化の進み具合は改善されます。われわれは、まず「部材修繕・補強」を行い、さらにもう少し長いサイクルで「橋全体の修繕・補強」（床版の交換を含む）を行っています。このような努力の結果、われわれの橋の平均評点は4.5で、ここ10年間安定しています。

20) 次に提起されるのが、これらの修繕・補強への投資がお金の使い方としてベストなのか（橋の評点を上げることが大切か、年間劣化度を緩和することが大切か、どこの部材を対象にすべきか等々）、ということです。われわれは、過去の経験からメンテナンス投資額の、橋のライフコストに対する効率のようなデータ（例：塗装は鋼橋には効くが、コンクリート橋には寄与しない）を持っており、特に技術者ではない人たちに説明する場合には有効です。またこの問題に関しては、2つの基本戦略が提案されます。1つめは、たいしたメンテナンスをせずに橋を供用して劣化させていき、最後には橋を閉鎖・撤去して、代替の橋を建設するというやり方。この場合には、橋を使えない期間の社会的不利益がありますが、それはこのグラフでは計算に入れていません。2つめは、金をかけて劣化度を小さくし、ある限界までいったならば橋を修繕・補強をして、さらに長い期間使用し、最後にはその橋を閉鎖・撤去するという方法です。

21) 2番めの方法が、トータルコストとしては小さくなりますが、いくつかの理由で採用されません。理由の1つは、コスト計算期間の長さであり、割引率です。通常

用いられている60年間・8%では、両案はほとんど同じ現在価値になってしまう(注:将来の費用・便益を複利計算で現在額に割り戻し、現在額で比較するのはフィジビリティ調査でよく採用される手法である。またヤネフさんは、G. Washington橋の1932~92年の通行料金から計算すれば、NYにおける実質割引率は3.8%だと書いている。割引率が下がると、費用・便益ともに現在価値は高くなる)。同額であるというのは、使用者コストを考えると本当には正しくはないのですが。さらに、NYの橋は余りに経年し過ぎている、連邦は完全な再建にだけ補助金を出してきたので、地方自治体はメンテナンスをするより橋を再建する方を選んできた、というような理由もあります。連邦はこのミスに4年ぐらい前に気がついて修正したので、今は誰もがメンテナンスに投資するようになり、これはbetter bridge managementとして望ましい方向です。しかし、残念なことに予算総額が不十分なため、理想的なメンテナンスを展開するには至っておらず、メンテナンスを重視するという方針に転換しきれていない、というのが現状です。このスライドのように、ある橋を放置しておいて30年が経過し、そこで初めてメンテナンスを開始しても、状況はきわめて厳しいものがあります。皮肉なことに、メンテナンスを怠ればどのようになるかを広く知らしめることはできても、逆に、十分なメンテナンスを行ったらどうなるかは、人の目には見えにくいものなのです。それをうまく表現する手法がないか、私が講義をしているコロンビア大学とも一緒に、研究を進めているところです。

22) 話題をイーストリバーに架かる長大橋のリハビリテーションにしたいと思います。皆さんもそちらにご興味がおありでしょう。まずこのスライドにあるブルックリン橋が1883年に完成し、次がウィリアムズバーグ橋です。その次が1909年完成のマンハッタン橋ですが、この橋は変形を考慮して設計された吊橋として、最初のものになります。これらの橋は、時代の経過とともに、より多くの活荷重を支えるようになってきましたが、注目すべきことは、これらは皆、列車も通していたということです(注:ブルックリン橋は初期のみ路面電車を通していたが、現在は道路単独橋。他2橋は現在も地下鉄を通す併用吊橋、ただし橋通過時は列車速度を下げている)。また交通量的には、最近はどこかの橋が修繕・補強工事のために車線規制をしていることもあって、他の橋では増加しています。

23) ブルックリン橋の主任技術者であったローブリングは、この橋で現代吊橋の基本技術であるエアスピニング工法によるケーブル架設法を確立し、さらに彼が所有していた会社で直径5mmの亜鉛めっきワイヤ(注:引張強度は112kgf/mm²)が製造されました。この橋のケーブルは4本あり(2本が橋の中心付近、残りの2本が両端)、1本あたり19本のストランド、ワイヤ数としては

約6300本です。主ケーブルをこのような配置にすることで、床桁スパンを短くし、さらに連続桁にすることができました。

24) ローブリングの時代には、動的作用や風荷重に対する高度な設計理論はまだなかったのですが、彼は橋の剛性を高めるために、主ケーブルから垂れ下がる通常の鉛直ハンガーと、主塔から斜めに張られたタワーステイを併用し、さらに比較的剛な補剛トラスを配置しました。このようにローブリングは、3つの構造要素からなる吊橋にすることで、どれか1つが損傷しても致命的にならないようにしたわけです。ローブリングが考えた、橋のこのようなりダンダンシーは、とても大切だと思います。

25) 前にお話ししたように20年近く前にステイが切れた後、傷んでいたステイやハンガーは交換しました。その時に、主ケーブルからワイヤの供試体を取り出して試験しましたが脆性化はなく、腐食も少ない、とても良好な状態でした。吊り構造は補修しましたが、吊橋全体系としては115年間もの供用にかかわらず、健全です。

26) 次のスライドは、主橋部分ではなく、取付け高架橋部分の床版打換え工事です。縦桁は古いものをそのまま使い、ずれ止めジベルは新たに打ち直しました。この工法には、しかし議論があって、基本的には古い構造だから湿気が溜まりやすいとか、コンクリート片が落ちて街路の運転者を死亡させた事故の再発を防げないとか、言う人もいます。われわれは床版の鉄筋にエポキシ樹脂を塗ったものを用いていますが、これも議論があって、例えばフロリダ州などでは使用禁止になっています。コスト・ベネフィットの結論がはっきり出ているわけではないが、鉄筋の発錆を遅らせるのは事実だから、われわれは使っています。

27) 次のスライドは興味深いものだと思いますが、ブルックリン橋への取付け部分のトラスです(写真-6)。点検とそれに基づく計算の結果、トラスの下弦材が応力超過していることがわかりました。このトラスは19世紀のものなので、鋼ではなく錬鉄が使われています。取付け部も含めてブルックリン橋全体がモニュメントなので、このように下にアーチを入れて支えることにしました。

28) 次はキャンチレバー・トラスのクィーンズボロー橋です。吊橋ではないので簡単に触れるに留めますが、これは中間橋脚上のトラス頂部から中央径間を見た写真です(写真-7)。1909年に完成したこの橋は、鉄道併用橋として設計されており、その後、レールは撤去されました。併用橋として耐荷力に余裕があったため、20世紀後半に橋の損傷が深刻な状況になった時の修繕・補強工事中でも、部分供用を続けることができて、一般交通に与える影響を局限することが可能でした。

29) 次の話題は、劣化・損傷がもっと深刻だった、ウィリアムズバーグ橋とマンハッタン橋ですが、まず前者について述べます。この橋が完成したのは1903年ですが、1988年に全面閉鎖され、その時には現橋を完全に撤去して、架け替えることを真剣に考えました。そのような選択肢を考えさせられた最大の理由は、アンカレイジ内のケーブルの状況でした。ケーブルは合計4本あり（橋端に2本ずつ）、ケーブル1本は、直径5mmの208本のワイヤからなる37本のストランドで構成されていますが、興味深いことにワイヤは亜鉛めっきが施されていないのです。橋が建設された頃の考え方は、ケーブルが清浄かつ乾燥状態に保たれるのならば亜鉛めっきは必ずしも必要ない、というものでした。しかし、橋を点検して1988年に発見した状態が、このスライドです（写真-8）。1つのアンカレイジの中では2ストランドが完全に切れており、他のアンカレイジでもワイヤの断線はたくさんあった。その結果を受けて、われわれは橋を直ちに全面閉鎖しました。

30) 多くのコンサルタントや設計者たちが、橋の架け替えについて提案してきました。ある案は魅力的であり、ある案は非合理的なものでした。そして、われわれは専門家からなる委員会を設置し、ケーブルについて幅広く、そして精緻な調査と検討を行いました。その結論は、①ケーブルの損傷は事実激しい、②ケーブルの安全率（注：日本で言うところの安全率よりは、荷重係数というニュアンスか）は当初の4から3に減った、③ケーブル補修工事によって今後の劣化は止められるであろう、④したがってケーブルはまだ使えるし、腐食した部材を交換すれば橋は今後の供用に耐える、というようなものでした。ただし、取付け高架橋は完全に撤去、架け替えすることとし、最初の請負契約はケーブル補修に関して結ばれました（写真-9）。

31) このスライドは、ケーブル一般部での補修手順を示しています。次のようなものです：①ラッピングを剥ぐ、②木のくさびを打ち込んでケーブル内部を見られるようにする、③もしワイヤの断線があればそれは添接する、④防錆油を注入する、⑤そして鉛丹を塗ってから再びラッピングをする（注：参考文献＝古家彦「ニューヨーク市橋梁リハビリテーション視察報告」、本四技報 No. 72、1994年10月、p48～51）。

32) アンカレイジ内のストランド破断部で使うソケットの材料を何にするか、が問題になりました。通常ならば亜鉛を用いるところですが、亜鉛を完全に行き渡らせるためには高温にしなければならないし、さらにこの橋のワイヤはめっきされていないため、亜鉛は局部腐食の原因になる恐れがありました。そこでいくつかの材料を比較した上で、ポリエステル・レジンを使うことにしました。このスライドは、アンカレイジ内の新ソケット部に

レジン注入している写真です（写真-10）。長期的な耐久性について完全に解明して使ったものではないが、短期的には大丈夫だし、施工性も良かった。最初に例の2ストランドの補修を終えた後、さらに8ストランドを補修しました。

33) 次のスライドは、ウィリアムズバーグ橋アンカレイジのストランド定着部です。エアスピニング工法で施工された他の橋のケーブルと同様に、アンカレイジコンクリートから引張材が突き出ている、ストランドシュー部にワイヤが引っかかっているわけです。この引張材をどのように防錆するかについて、塗装することも可能だけど、われわれは塗装より、油を塗っておいて点検を頻繁に行う方を選びます。しかし、引張材がコンクリートに入っていく部分には湿気が溜まりやすいので、時にはこのスライド（写真-11）にあるように、引張材の断面欠損を起こすことがある。

34) このウィリアムズバーグ橋を含めて古い吊橋のアンカレイジ（注：特にストランド定着部）に共通している欠陥は、点検のためのスペースとか足場がないことです。何かしようとすれば、ここから向こうへ飛び移る、というようにしないと行かないのです。このスライドに示すアンカレイジは私の管轄している橋ではありませんが、このように点検や作業のための空間が確保されていることは、とても大切です。

35) ウィリアムズバーグ橋のハンガーは変な構造をしていて、1つのケーブルバンドから下がってきて、補剛トラス側では金具に沿って180度曲げられ、再び上に戻ってもう一方のケーブルのバンドに固定されています（注：鞍掛けタイプの従来型ハンガーを、上下逆にしたようなイメージ、写真-12）。こういう構造は望ましくない（注：リダンダンシー増加に寄与していないから）、2本の分離したハンガーに変更しました。

36) 主橋部は、ケーブル関係以外はあまり変えていないのですが、従来のコンクリート充填型グレーチング床版から鋼床版に変更しました（写真-13）。鋼床版の疲労を避けるための構造詳細については、リーハイ大学で幅広く試験をしてもらい、フィッシャー教授の助言も得て決定しました。リブの現場継手はボルト、デッキプレートは溶接で、1つのアンカレイジから他のアンカレイジまで連続構造になっています（注：本橋は写真を見る限り、補剛トラスも主塔部で連続している。なお側径間は吊られておらず、中間橋脚で支持されている）。また、鋼床版を連続化させることで、補剛トラスに作用するねじれモーメントへの抵抗も期待しています。

37) このスライドは主塔を全面的に覆った防護工ですが、再塗装の前に旧塗膜を剥ぐとき、それに含まれている鉛

を環境に放出しないために、必要となりました。

38) 取付け高架橋部は完全に架け替えました(写真-14)。新旧ともに鋼橋脚・鋼桁ですが、新橋脚は中にコンクリートを詰めて、合成構造にしました。東行き・西行きの2つの車道と、その中央に地下鉄用空間があるわけですが、片側ずつ工事をする事で、交通への影響を局限するように努めました。

39) 今まで述べてきたようなウィアムズバーグ橋の修繕・補強工事は、おおよそ2/3が終わったところで、2002年には完了するでしょう。その時には、1989年の開始時に約4億ドルと見込んでいた費用は、7.5億ドルぐらいになっているでしょう。それでも、橋全体を完全に架け替えるよりは効率的な選択だった、と評価しています。

40) 最後にマンハッタン橋のお話をしたいと思います。この橋は最も最初から設計が良くなかったようで、私にとってもっとも大きな頭痛の種でした。

41) このスライドは再びアンカレイジ内部ですが、1985年に、引張材がコンクリートに入っていく部分のゴミや土砂を取り除き、引張材の浮き錆をブラストで剥いでみたところ、断面欠損がはなはだしく(写真-15)、いくつかはもはや使用に耐えないので、新しいアンカーが必要だという結論になりました。考えられる施工法は、アンカーフレームを造り直し、ストランドのいくつかをこちらに定着し直すことです(写真-16)。しかし、アンカレイジは地域のランドマークになっていたため、外観を変えることは許されず、もともとあるこの小さな窓を通して部材を搬入しなければなりません。マンハッタン橋のワイヤは亜鉛めっきされていたため、今回のソケット定着部には亜鉛を用いることが可能でした。このような修繕・補強は交通に支障を与えることなく、1986年に1400万ドル(注:総額がNo.43にあるよう6.5億ドルならばこの額は安い、テープ上はこうしか聞けない)で終わりました。

42) もう1つの設計上の欠陥が吊り構造です。このスライドは吊り構造の断面図(写真-17)ですが、合計7車線(2+3+2。3車線は中央)、4軌道(2+2。外側車道の下に配置されている)を通すようになっているため、活荷重の載り方によっては強烈なねじれモーメントが作用し、橋軸直角方向のたわみ差が1m以上にもなります。その結果、床組には疲労亀裂が発生しました。1つの解決策は、補剛トラス上面の中央3車線部分に横構・ストラットを配置して断面を閉じ、ねじれ剛性を高めることですが、これは橋の死荷重を大幅に増すので採用できませんでした。その代わりに採用したのが、このスライドにあるような構造系の変更で(注:この橋も4本

ケーブル[幅員方向にほぼ等間隔に配置]なので、独立した2つの吊橋の間に3車線が配置されているようなイメージ、写真-18)、それに必要な部材を追加・補強しました。しかし、補強工事には10年かかるわけで、その間に構造系が徐々に変化していくから、最初から部材を剛結していくわけにはいきません。そこで、ルーズボルトでつないでおき、全ての部材・死荷重が載荷された後に本締めをしました(写真-19)。

43) これらの工事は、1度も橋を全面閉鎖することなく進められており、2002年には終わる予定です。総費用は6.5億ドルぐらいに達するでしょう。

44) イーストリバーに架かる4橋の補修・補強工事の経験を踏まえて、4橋のための特別マニュアルを整備しておきたいと考えています。その中で重要なことは、NY市では冬季の路面凍結防止のために平均して30万トン/年の塩化ナトリウム(塩)を撒いているのです(写真-20)が、これは橋の劣化を促進するので、少なくともこの4橋には塩を使用しないことにしました。最初の試みとしてブルックリン橋では昨年、スプリンクラーを設置し、そこからカリウム溶液を散布しています。凍結防止効果にはまだ不明確な点もあるが、とにかく橋から塩は追放したい。

45) これでプレゼンテーションを終わりにします。ご静聴ありがとうございました。何か質問があればお受けします。

46) 星野参与:点検を担当する人についてお聞かせ下さい。何人いるのか、訓練システムはどうなっているのか、資格審査はどうなっているのか等について。

47) アメリカにおける橋梁点検の基本事項は、連邦法で規定されています。連邦は最低限2年に1回の点検を義務づけており、また州政府に補助金をくれます。州政府以下はそのお金でコンサルタントに発注するわけです。また、連邦マニュアル(評価点は9~0点の10段階)に沿って、州政府以下はそれぞれに点検マニュアルを整備しています。例えば、このNY州のマニュアルでは7~1点です。これは1997年バージョンですが、最初に制定されたのは84年です。私自身も10年前にNY市役所で勤務するようになる前は、コンサルタントでマニュアル検討に携わっていました。

48) 点検業務に参加したいコンサルタントは、NY州の講習を1週間受けなければなりません。また点検チームのリーダーは、Professional engineer(注:技術士に相当)の有資格者で、橋梁に関して5年以上の経験が必要です。チームは最低限、リーダー、助手(土木技術者であればよい)、車両・機械などのオペレーターの3人構

成です。橋の規模によっては、コンサルタントは最大6人チームを派遣してきます。

49) しかし私は、このシステムには満足しておらず、イーストリバーに架かる橋のような構造物であれば、もっと頻繁に点検されるべきだし、部材毎に異なった頻度で点検されるべきだと思っています。NY州にもこのことを提案済みで、2年間に1回の法定点検の報告書をちゃんと出すのなら、私の思うとおりにやっていると彼らも同意していますので、少なくともこれら4橋については、システムを変更できるだろうと期待しています。

50) 市管理の橋の点検を、利潤追求という動機も有するコンサルタントに全面的に依存しているのは問題だと、10年前に私が問題提起をして予算を与えられ、市の内部に点検チームを置くことができました。ちょうど10年前は、橋の劣化損傷に伴う事故が多発していた頃で、その時には市直営チームは70人いました。その後の努力で状況は改善してきたので、今は40人になっています。その基本任務は、コンサルタントによる点検の補完ですが、通常の点検業務もこなしています。

51) 古屋課長：1994年、ちょうどウィリアムズバーグ橋のケーブル補修工事が行われていた時、NYを訪ねてヤネフさんにお会いしたことがあります。私の記憶が正しければ、あなたは亜鉛めっきされたワイヤより裸のワイヤの方が良いとおっしゃっていたが、今でもそうお思いですか。

52) 大変興味深い問題ですね。しかし、私の言わんとしたことは以下のようなことだったと思います。亜鉛め

きワイヤでも劣化は進むし、ケーブル内に水分があると亜鉛そのものも錆びて酸化亜鉛となり、ラッピングを剥いだ時に、白いほこりとなって舞い散るぐらいになる。さらに、ワイヤそのものの腐食が均等に進まず、ある部分のみが深くまで錆びて、応力集中を起こすし、疲労の原因にもなる。もし亜鉛めっきがなければ、このようなことにはならない。もう1つの問題は、水素脆性と呼ばれている現象です。まだはっきりしている訳ではないが、酸化亜鉛の存在がこの原因ではないか、とわれわれは疑っています。まだ調査中なのですが、以上2つの現象に共通な原因が亜鉛の存在なのではないか、と。

53) さて、ウィリアムズバーグ橋のケーブルは半世紀にわたって、水分を含んでいました。もし、亜鉛めっきワイヤだったら、もっと切れていたのではないのでしょうか。だから吊橋にとって最上の方法は、ワイヤを亜鉛めっきし、さらにケーブルを乾燥状態に保つことだと思います。

54) NY周辺の長大吊橋合計10橋を管理している、ポート・オーソリティー、トライボロー・オーソリティー、NY州、NY市役所の4機関が昨年集まって、コロンビア大学の協力も得て、ケーブルの状況について情報を交換し、ケーブル状態を評価しました。その報告書を連邦道路庁に送付したところ、彼らも興味を持って予算を付けてくれ、全米60余の吊橋ケーブルについて調査をすることになりました。99年8月にコンサルタントに提案を求めたところで、いま提案書が届きつつあります。11月にワシントンで提案書を評価し、2年間に及ぶであろう調査が開始されることでしょうか。この結果が出れば、亜鉛めっきワイヤによる吊橋ケーブルについて、もっといろいろなことがわかることでしょうか。

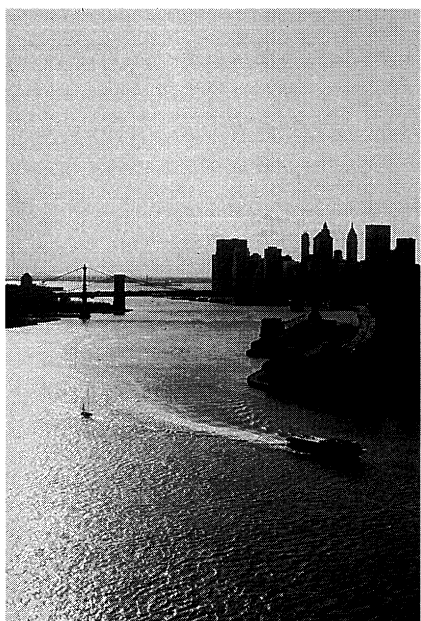


写真-1 イーストリバーとブルックリン橋、マンハッタン橋
Photo.1 East River, Brooklyn and Manhattan bridges



写真-2 ウィリアムズバーグ橋の閉鎖を報じる新聞記事
Photo.2 Article from newspaper reporting closure of Williamsburg Bridge

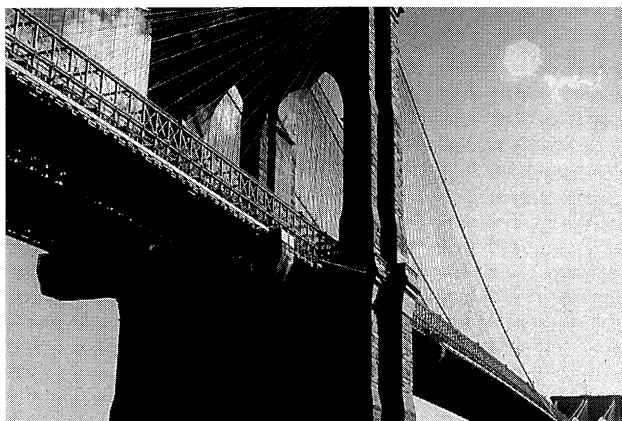


写真-3 ブルックリン橋
Photo.3 Brooklyn Bridge



写真-4 ブルックリン橋 ステイワイヤーの破断
Photo.4 Breakage of stay wire on Brooklyn Bridge



写真-5 オハイオ州シルバー橋の落橋
Photo.5 Collapse of Silver Bridge in Ohio

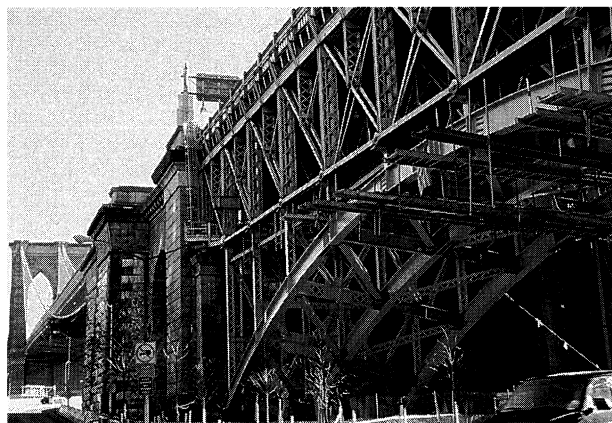


写真-6 ブルックリン橋 取付高架橋の補強工事
Photo.6 Reinforcement work on approach viaduct to Brooklyn Bridge

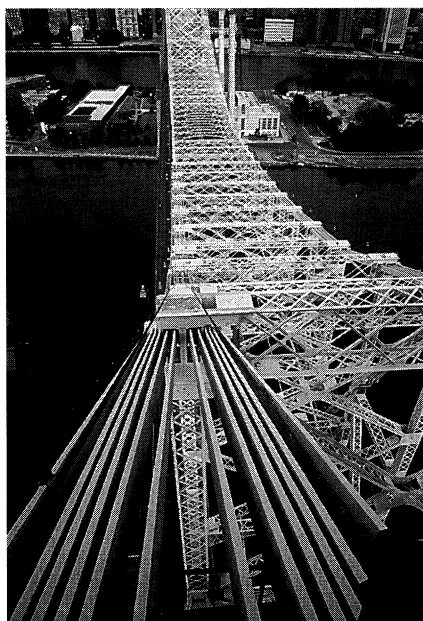


写真-7 キーンズボロー橋
Photo.7 Queensborough Bridge

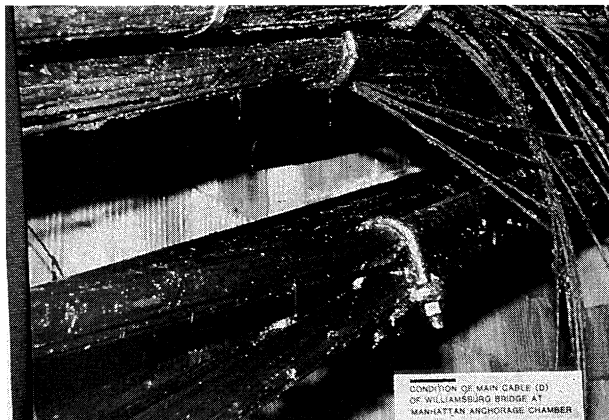


写真-8 ウィリアムズバーグ橋 アンカレイジ内ストランドの切断
Photo.8 Breakage of strands on Williamsburg Bridge

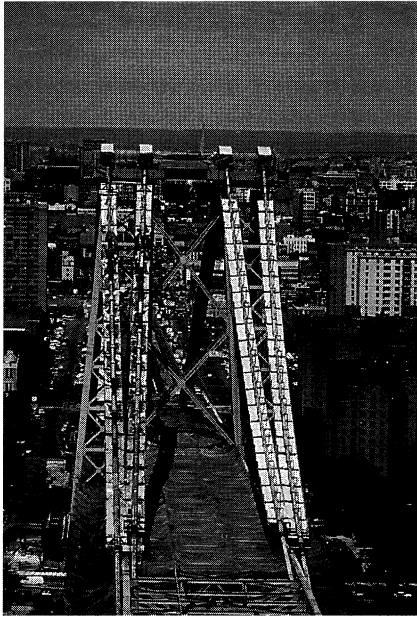


写真-9 ウィリアムズバーグ橋 ケーブル補修工事
Photo.9 Cable rehabilitation work on Williamsburg Bridge



写真-11 ウィリアムズバーグ橋 ストランド定着部断面欠損(AS工法)
Photo.11 Loss of section at tension members(AS method)of Williamsburg Bridge

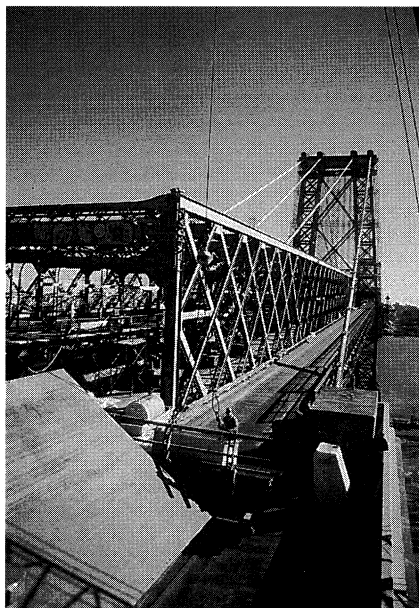


写真-13 ウィリアムズバーグ橋 鋼床版への交換
Photo.13 Replacement of floor to steel deck on Williamsburg Bridge

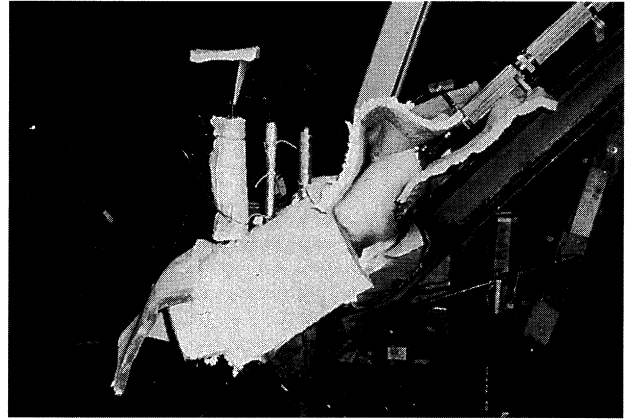


写真-10 ウィリアムズバーグ橋 エポキシレジン注入
Photo.10 Injection of epoxy resin to Williamsburg Bridge

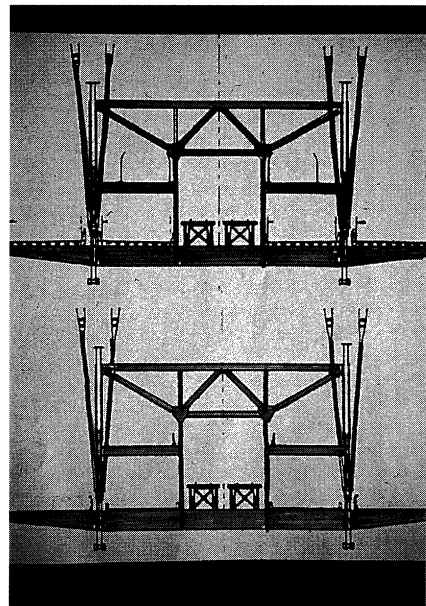


写真-12 ウィリアムズバーグ橋 ハンガーロープの改良
Photo.12 Improvement in suspender ropes of Williamsburg Bridge

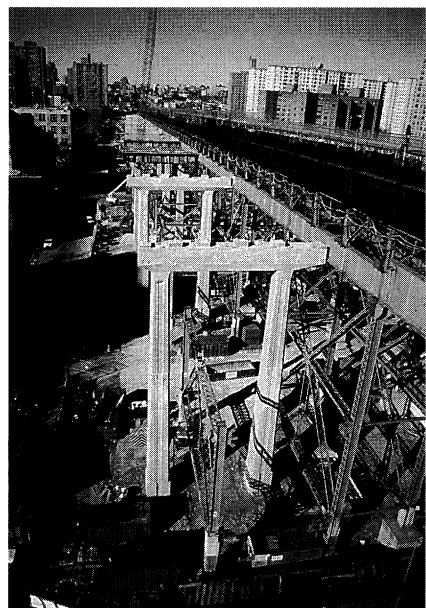


写真-14 ウィリアムズバーグ橋 取付け高架橋の再建
Photo.14 Reconstruction of approach viaduct to Williamsburg Bridge

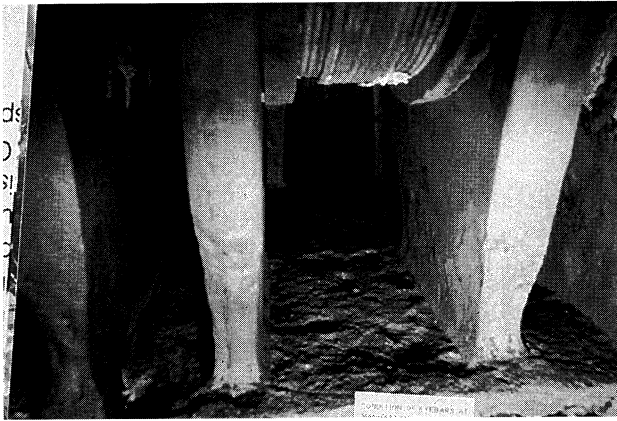


写真-15 マンハッタン橋 ケーブル定着部の断面欠損
Photo.15 Loss of section at tension members of Manhattan Bridge

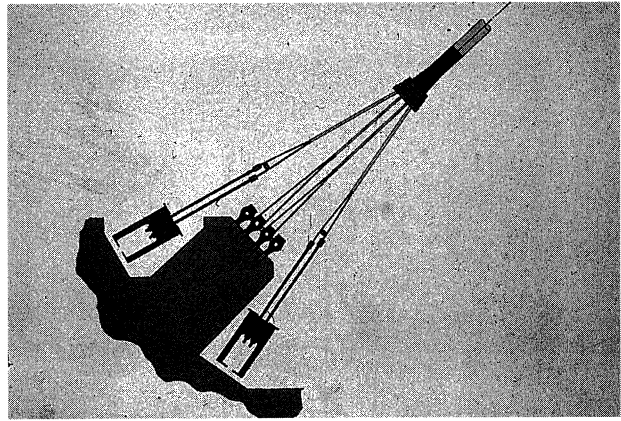


写真-16 マンハッタン橋 ケーブル定着部の補修
Photo.16 Repair of strand fixture of Manhattan Bridge

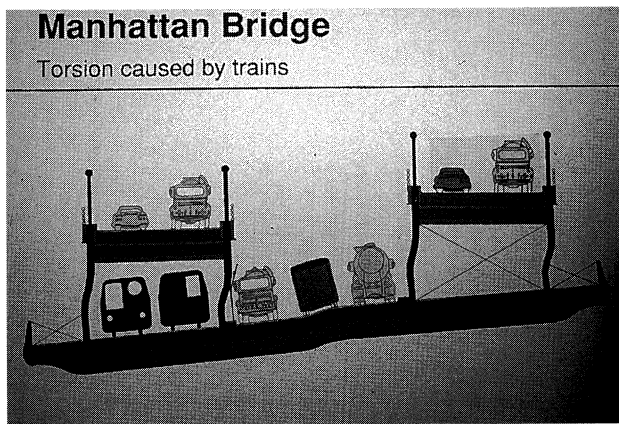


写真-17 マンハッタン橋 吊り構造断面図
Photo.17 Cross section of suspended structure of Manhattan Bridge

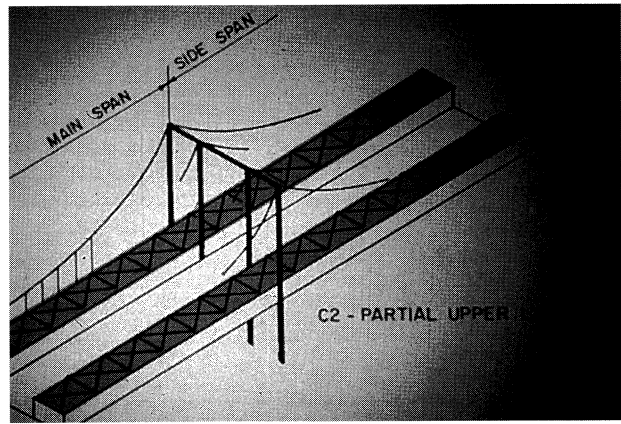


写真-18 マンハッタン橋 吊り構造改造計画
Photo.18 Improved solution of suspended structure of Manhattan Bridge

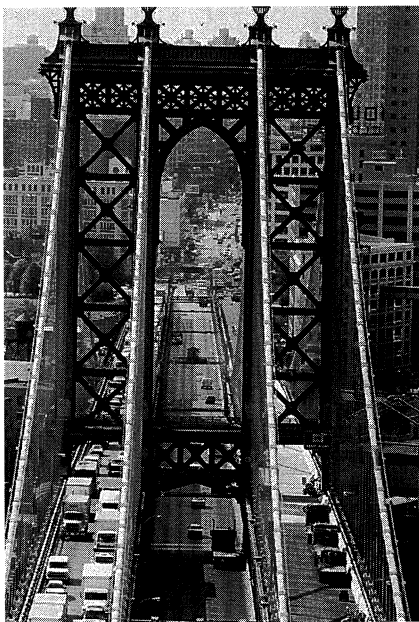


写真-19 マンハッタン橋 右車道補修中
Photo.19 Repair work on the right-hand lanes on Manhattan Bridge

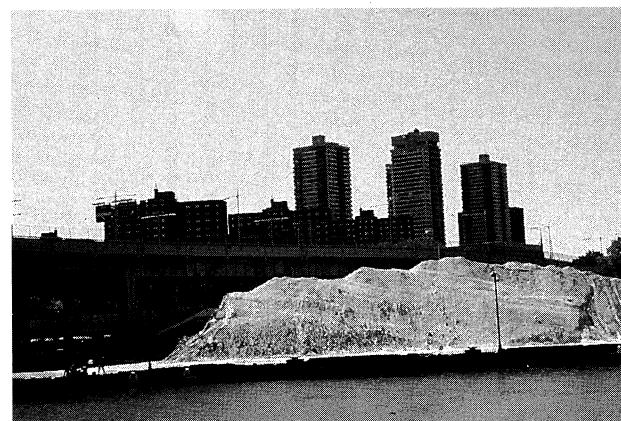


写真-20 路面凍結防止用塩化ナトリウム
Photo.20 Sodium chloride for deicing operation of road surface

注：上記の写真-1~写真-20 はヤネフ博士の提供（ただし、写真-15、-16 は R. Mayrbaurl 氏からヤネフ博士が受領したものである）

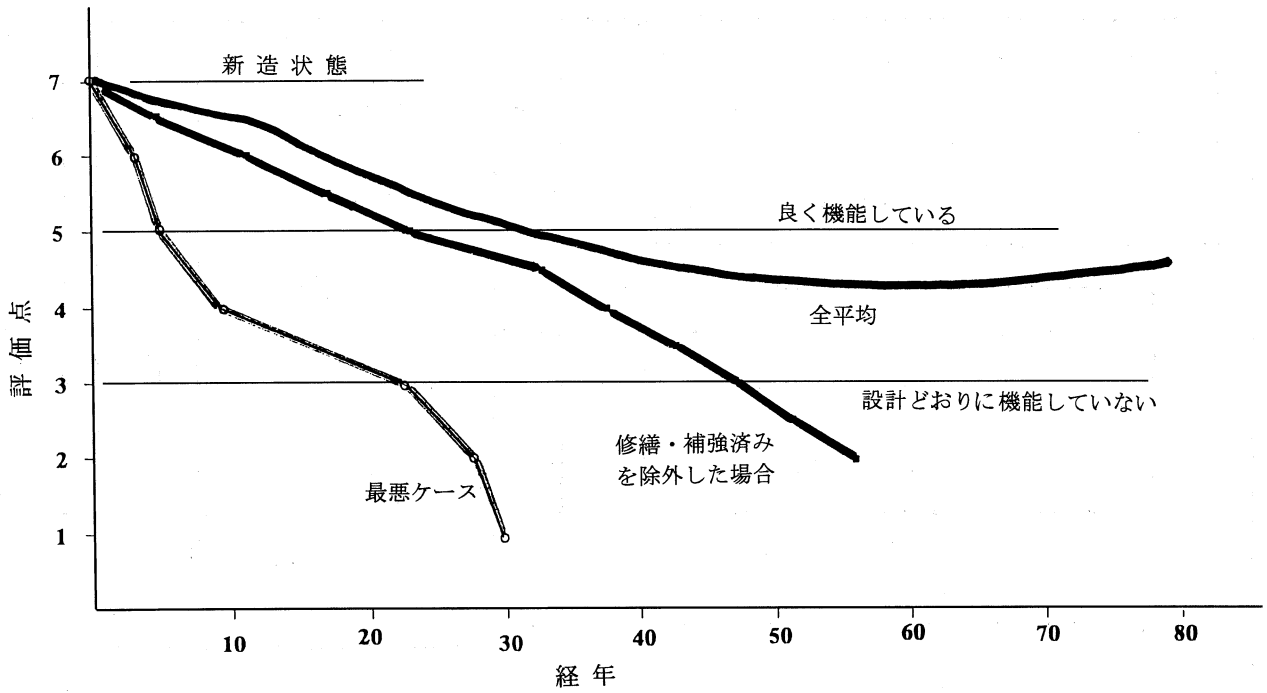


図-2 典型的な評価点の下がり方
Fig.2 Bridge condition deterioration rates

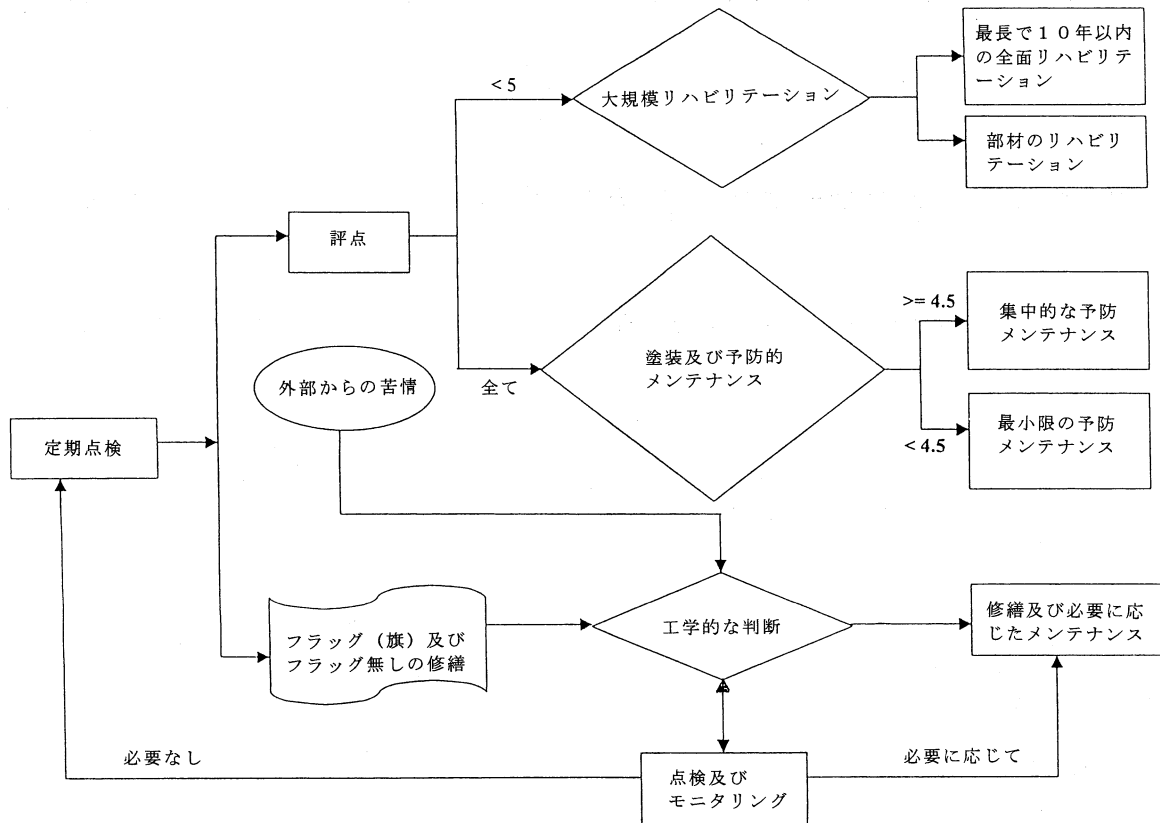
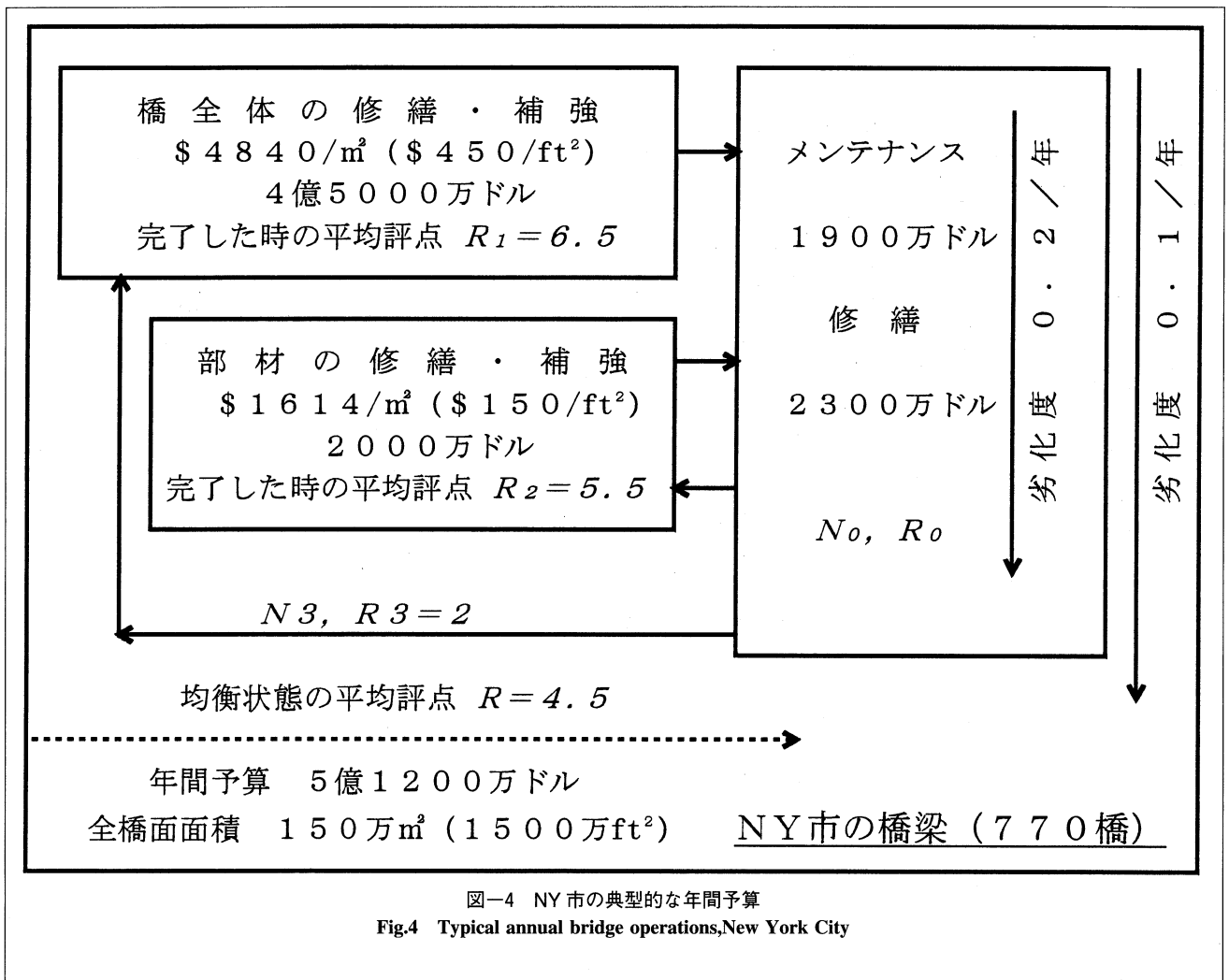


図-3 NY市交通局の判断フロー
Fig.3 Bridge division, Department of transportation, New York City



文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'98.10~'99.10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
来島大橋9 PRC ケーソンの塩害対策用表面被覆材の暴露試験による性能評価	村卸靖訓, *村上邦夫, *阿部久雄	土木学会第53回年次学術講演会		1998.10	2
Fabrication and Erection of the HSBA Br	北川 信, 山岸一彦	Japan-China-Korea Symposium		1999.01	107-118
兵庫県南部地震による大鳴門橋の動態観測値と応答解析値の比較分析	吉田 修	鋼構造論文集	22 6	1999.06	16
工事報告: 本四連絡橋、明石海峡大橋・多々羅大橋・来島海峡大橋	森田一幸, 真辺保仁, 伊藤進一郎	三菱重工(株)技報		1999.07	18
A Study on Spatial Correlation of Natural Wind	鳥海隆一, 古屋信明, 勝地 弘	国際風工学会(第10回大会)		1999.08	8
1500型緩衝桁軌道伸縮装置の健全度調査	山本健一, 阿部則次	日本鉄道施設協会誌	37 9	1999.09	3
明石海峡大橋並列ハンガーの制振対策検討	竹口昌広, 池田 博, 大廻聡	第23回日本道路会議		1999.10	2

明石海峡大橋のケーブル後期工事施工報告

Report on the Akashi Kaikyo Bridge Cable Latter-Part Work

第一管理局
垂水管理事務所

橋梁維持課長 下村 稔

Minoru Shimomura

第一管理局保全部

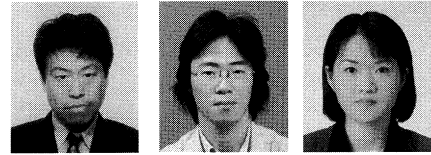
技術管理課 杉山 剛史

Takeshi Sugiyama

第三管理局保全部

橋梁維持課 西岡 早和子

Nishioka Sawako



概要

明石海峡大橋は、神戸市垂水区東舞子町と兵庫県津名郡淡路町を繋ぐ橋長3,911mの長大吊橋である。この橋を支えるケーブルの防食については、新しい方式として従来のワイヤーラッピングに加えゴムシートによる被覆を行う防食方法とケーブル内部に乾燥空気を送る送気システムとを併用した防食システムを採用している。

本文では、ケーブル後期工事で行った送気システムを除くケーブル防食工事やその他ケーブル関連付属物工事についての施工について報告するものである。

The Akashi Kaikyo Bridge is a long-span suspension bridge with an overall length of 3,911 meters, connecting between Higashi Maiko-cho on Kobe City and Awaji-cho of Hyogo Prefecture. For the anti-corrosion of the cable for this bridge a newly-developed system was employed, which added not only the rubber sheet wrapping over the ordinary protection system with steel wire wrapping, but also the newly-developed air circulation system to circulate dry air inside the cable structure.

This report introduces the work on anti-corrosion system, excluding the air-circulation, and the other peripheral works on the cable.

1. はじめに

明石海峡大橋は昭和61年に現地着工以来12年の歳月を費やして平成10年4月5日に供用を開始した。

ケーブル前期工事においては、平成6年10月にパイロットロープの渡海作業を開始し、それに続きキャットウォークの架設、ケーブルストランド、スプレーサドル、塔頂サドル、ケーブルバンド、ハンガーロープの製作・架設を平成7年12月までに完了した。ケーブル後期工事においては、ケーブル防食工、ハンドロープ架設、塔頂サドルカバー等の鋼構造物の製作・架設及び仮設備の撤去工事を実施した。本編は、この明石海峡大橋のケーブル後期工事の一連の工事についての施工報告を述べるものである。

なお、ケーブル送気システムについては、本四技報 Vol.22, No.86に掲載しているのをご参照されたたい。

2. 工事概要

ケーブル防食工	約 25,000 m ²
ラッピングワイヤーの製作	約 600 ton
ハンドロープ製作・架設	約 270 ton
センタースティバンド製作	約 170 ton (10基)

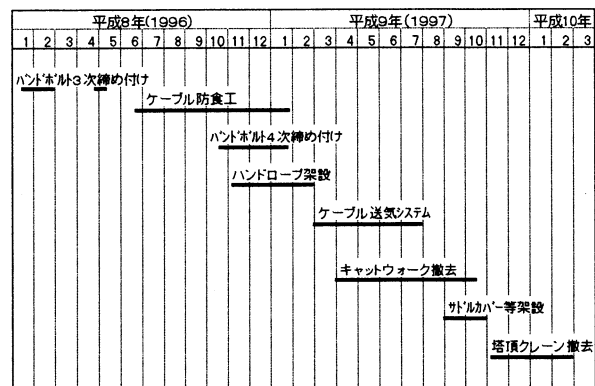
ハンガーロープ製作・架設	約 6 ton (24本)
サドルカバー等製作・架設	約 560 ton
キャットウォーク撤去	1式
塔頂クレーン撤去	4基
仮設備撤去	1式
送気システム製作・架設	1式

3. 工事工程

表-1にケーブル後期工事の全体工程を示す。

表-1 ケーブル後期工事工程表

Tab.1 Time schedule of Cable Latter Work



4. ケーブル防食工

本橋の防食仕様は従来の防錆ペースト+ラッピング+塗装という方法に代え、新しい防食システムを採用した。

このシステムはケーブルの腐食要因（水分）の侵入を防止するためラッピングワイヤーに加え気密性を高めるゴムラッピングの施工と、内部に侵入した水分を強制的に排除し乾燥させるための乾燥空気送気システムとからなるものである。

この新しいケーブル防食の考え方により従来の施工方法及び施工機械についても大幅な変更が生じた。

4.1 テストラッピング

テストラッピングは、本来ラッピングワイヤーの巻付け張力の確認及びペースト塗布量の決定のために実施するが、今回の目的は主に新形式のラッピングマシン及びゴムラッピングマシンの施工試験と接着剤、プライマー、ハイパロン塗装などの施工性の確認試験を実施した。

4.1.1 ワイヤーラッピングマシン

今回の施工は、新しい防食仕様に加え施工時点より雨水の侵入を出来るだけ防ぐ方法であり、塔頂より橋台側及び中央径間側への下り勾配にワイヤーを巻付けるものである。この方法により施工完了箇所からの雨水の供給を絶つ事を期待するものである。

ワイヤーラッピングマシンは上から下方へワイヤーを巻付ける新開発のマシンである。巻付け方式はピッチ巻きであり、従来はワイヤー押しつけローラーによりワイヤーの隙間を埋める方法であったが、今回のマシンは、ワイヤーの巻付け回転とローターの走行速度を制御し、走行距離 4 mm に対し巻付け幅を 3.98 mm にし、若干重ね合わせることで密に巻付る方式である。

テストの結果、表-2 に示すように十分な能力を確認できた。また、今回のラッピングにおいては、ノンペーストであるがラッピングワイヤーによるケーブル素線への損傷は認められなかった。

表-2 ケーブル 1m 当りのワイヤー巻付本数

Tab.2 Number of wrapping per 1 meter of cable

ワイヤー製作の規定値(4.0±0.1 mm)からの本数	243.9~256.4 本
現場実測本数 (8 点/径間 全 32 点の平均)	251.2~255.0 本

4.1.2 ゴムラッピングマシン

既設吊橋での試験施工におけるゴムラッピングは手作業によるものであったが、品質の向上と作業の効率化を図るため、新たにゴムシートの巻付け機を開発した。

テストラッピングでは、走行性やゴムシートへのシンナー塗布量、ゴムシートの転圧及び巻付けピッチなどの確認を実施した。

テストの結果、

- ①マシンの重量バランスが悪く走行とともに傾きを生じる。
- ②キャタピラー走行によるゴムシートの損傷
- ③ゴムシートへのシンナー塗布が不十分
- ④ローラの転圧不足

などの不具合が生じた。その他巻付けピッチ等については概ね良好であった。

これらテストで確認された事項については、ゴムラッピングの品質や作業性に影響を及ぼすため、再度入念な機器調整を実施し本ラッピングに備えた。

写真-1 に試験施工状況を示す。

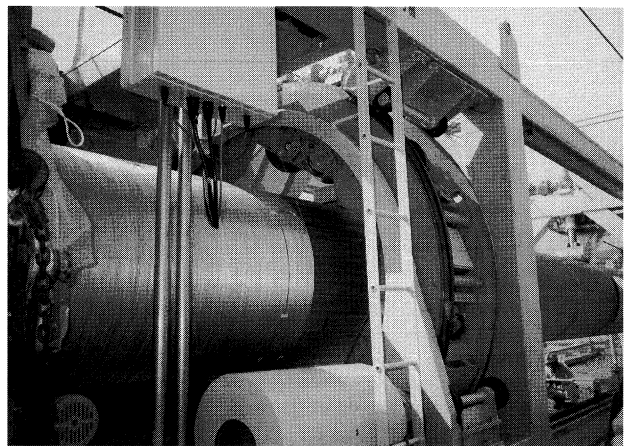


写真-1 テストラッピング状況

Photo.1 Test wrapping

4.1.3 ラッピング張力及びバルジング効果

ラッピングワイヤーの初期導入軸力検討のため、張力測定を実施した。これは、桁架設段階におけるラッピングの施工は主ケーブルの張力増加によりケーブル径が細りラッピングワイヤーの張力が減少すること、また、ラッピングワイヤーの巻付力によって進行方向前部の素線がほうき状に広がろうとするバルジング効果の影響を把握するためのものである。(図-1)

測定は図-2 に示すバンド間 1 パネル内の 4 カ所について測定を実施した。

測定結果を表-3、図-3 に示す。

ラッピングやケーブルバンドなどによる縮付け区間

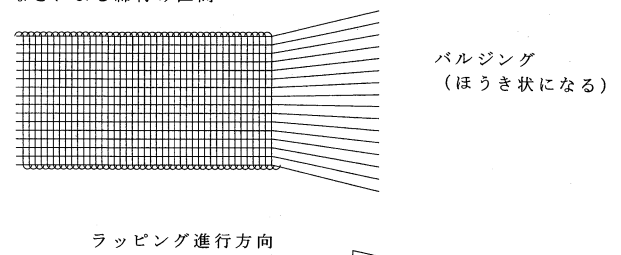


図-1 ケーブルバルジング効果

Fig.1 Effect of bulging of cable

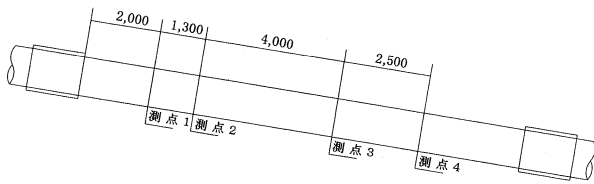


図-2 バルジング効果測定位置

Fig.2 Measurement points of bulging effect

表-3 バルジング効果測定結果

Tab.3 Summary of bulging effect measurement

測定	測定距離 L (巻き付) mm	残留張力 T1 (最終) kg	初期張力 T (最終) kg	残留率 %
測点1	1,250	51	269	19.0%
測点2	1,170	59	274	21.5%
測点3	1,315	49	255	19.2%
測点4	1,212	63	261	24.1%
		平均		21.0%

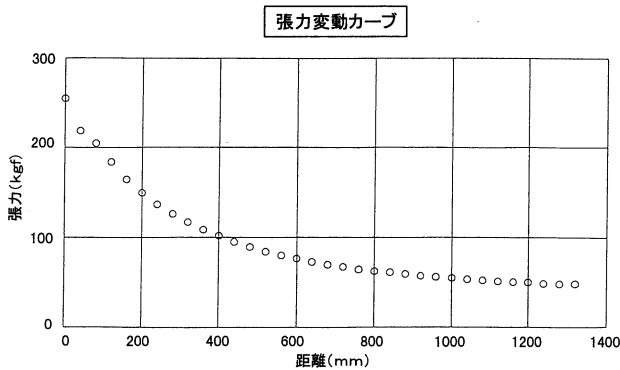


図-3 バルジング効果測定結果

Fig.3 Result of measurement on bulging effect

バルジング効果による張力低下は約 21% まで低下した。これは、従来と比べ若干低いものであった (表-4)。

表-4 他橋のバルジング効果

Tab.4 Bulging effect on other bridges

橋名	ケーブル径 mm	初期張力 kg	残留張力 kg	残留率 %
平戸大橋	365	75	24	32.0%
大鳴門橋	840	230	66	28.7%
南備讃瀬戸大橋	1,062	296	75	25.3%
レインボーブリッジ	771	200	56	28.0%
明石海峡大橋	1,122	265	56	21.1%

これらの計測結果よりラッピングの初期導入張力の試算を実施する。ケーブル後期工事の工程上桁架設時にラッピング開始する必要がある、ラッピング開始時と最終完成時のケーブル張力の差によるラッピングワイヤーが張力変化を生じるため、ラッピング開始時期の判定も同時に行う必要がある。

表-5 の試算結果はラッピングワイヤーの温度変化に

表-5 ラッピング張力試算結果

Tab.5 Calculation of wrapping tension

ラッピング開始時期	単位	閉合時	0.6月前	0.9月前	1.2月前	1.5月前
ケーブル張力	ton	48000	45264	44284	42323	40377
素線径	cm	0.5225241	0.5225512	0.5225609	0.5225804	0.5225997
ケーブルグロス面積	cm ²	9872.2063	9873.2314	9873.5986	9874.3334	9875.0625
円周差	cm	0.0534682	0.0717542	0.078304	0.0914104	0.1044164
張力変化	kg	38.0	51.0	55.7	65.0	74.3
必要巻付力	kg	196.2	258.1	280.3	324.6	368.7
管理範囲	kg	190~220	250~280	275~305	320~350	360~390

よる張力変動及びバルジング効果の影響を考慮している。

$$Tw = \Delta T / 0.21 + \Delta Tt$$

Tw : 初期必要張力

ΔT : 主ケーブルの張力変化によるラッピングワイヤーの張力変化

ΔTt : 温度変化によるラッピングワイヤーの張力変化 (15.1 kg)

0.21 : バルジング効果

この結果より、ラッピングワイヤーの許容張力よりラッピング開始時期は桁閉合のおよそ半月前とし、ラッピング計画張力は 250~280 kg/本で管理することを決定した。

4.2 本施工

4.2.1 ワイヤーラッピング

ワイヤーラッピングは4台の全パネルラッピングマシンを使用した。施工順序は図-4に示すように各塔頂側より中央径間側、側径間側への施工である。ラッピング方向は先にも述べたように下り勾配へ進行した。

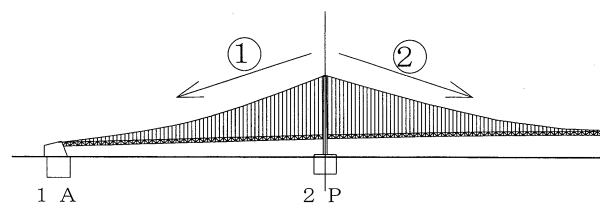


図-4 ワイヤーラッピング施工順序

Fig.4 Work sequence of wire wrapping

このマシンは2ボビンによるラッピングであり、1パネル施工に要するボビンは4個必要とするため1パネル内での取り替え作業は1回となる。

バンド部の乗り越しは、マシン前後に装備したアウトリガー (油圧ジャッキ) による上下移動、ローターのワンタッチ開放などの機能を備え移動時間及び労力の軽減を図っている。ラッピングワイヤーの仕様を表-6に示す。(写真-2)

表-6 ラッピングワイヤーの仕様

Tab.6 Dimensions of wrapping wire

平行線ケーブルのラッピング用鋼線		
規 格	HBS G 3506	
線 材	SWRH 42 B (JIS G 3506)	
線 径	めっき前	3.95 ± 0.05
	めっき後	4.0 ± 0.10
編 径 差	0.10 以下	
引 張 強 さ	70 kgf/mm ² 以上	
降 伏 点	23 kgf/mm ² 以上	
伸 び	10% 以上	
ね じ り 特 性	最小ねじり回数 20 回	
垂 鉛 付 着 量	280 g/m ² 以上	

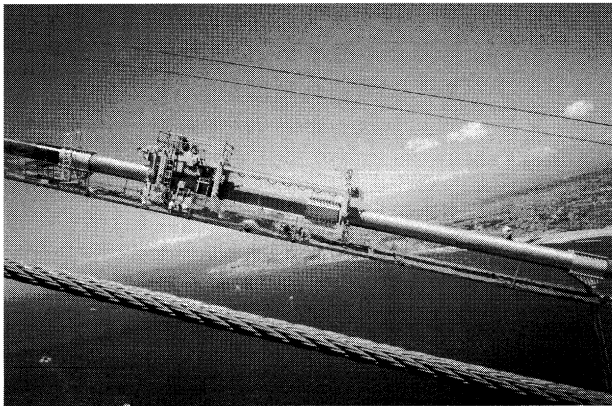


写真-2 施工中のワイヤーラッピングマシン

Photo.2 Wire wrapping device in use

4.2.2 ゴムラッピング

ゴムラッピング作業は、幅 150 mm、厚さ 1.6 mm の未加硫ゴムシートをワイヤーラッピング上にハーフラップさせながら巻付けていく作業である。

ゴムラッピング作業においてもワイヤーラッピングと同様の塔頂から側径間及び中央径間側への施工である。ただし、図-7 の様に水勾配に対し順目となるよう巻付けなければならないため、ケーブルバンド間の 1 パネル内においては、低位側から高位側への巻付け作業となる。

ゴムラッピングマシンは巻付けローターと走行フレームのキャタピラーによって自走する構造である。ゴムシートの巻付けには計 8 個の転圧ローラによって空気の巻込み防止とゴム同士の密着を高めている (図-5)。

ゴムラッピングについては、ワイヤーラッピング上にゴムと鉄の付着力をもたせるための接着剤を塗布し、養生後液状ゴムプライマーを 2 回塗布した後シートを巻付ける。

このシート巻付け時にシンナーを塗布する事によりゴム同士が一体となり、密着性を高めるものである。

ゴムラッピングの仕様を表-7 に示す。(写真-3)

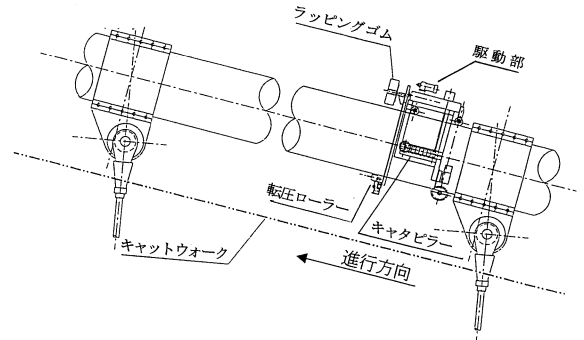


図-5 ゴムラッピングマシン概要図

Fig.5 Outline of rubber wrapping device

表-7 ゴムラッピングの仕様

Tab.7 Dimensions of rubber wrapping

ゴムラッピング用ゴムシート		
項 目	規 格	
名 称	未加硫クロロブレンゴム	
厚 さ	1.6 mm	
幅	150 mm	
色 彩	黒	
比 重	1.5	
物理的性質 (平均値)	硬度	60° ± 10° (A 形)
	引張強度	140 kgf/cm ²
	伸び	350% 以上
	引裂強度	30 kgf/cm ²
JIS K 6301	耐寒性	-40℃
	吸水性	1% 以下

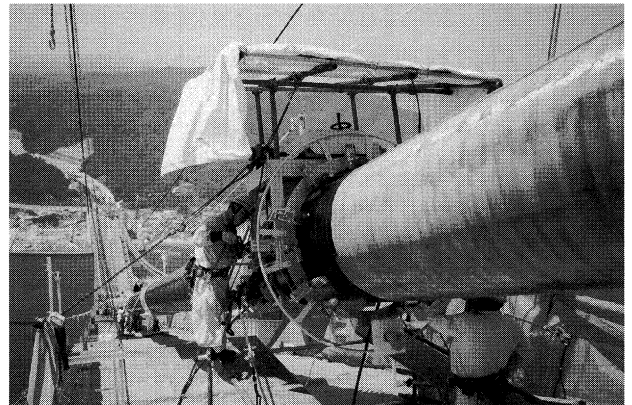


写真-3 施工中のゴムラッピングマシン

Photo.3 Rubber wrapping device in use

ゴムラッピングは温度による影響を大きく受ける材質であり、夏場においてはゴムが軟化し、ゴムラッピングマシンのキャタピラーがラッピングしたゴムを傷つけてしまう事もあり、また、冬場においては接着用のシンナーの乾燥速度が遅く、接着に時間がかかるなど、施工は非常に困難であった。ケーブル防食工事工程を表-8 に示すとおりであるが、全径間を通してラッピング工事においては約 1 パネル/日 (gross) で施工する事ができた。

表-8 ケーブル防食工事工程表

Tab.8 Time schedule of the anti-corrosion work of cable

項目	H8.6	7	8	9	10	11	12	H9. 12
テストラッピング								
1A~2P	ワイヤーラッピング	マシン組立	66パネル		0.65パネル/日(クロス)			
	ゴムラッピング		マシン組立		0.73パネル/日(クロス)			
	ハイパロン塗装							
2P~3P	ワイヤーラッピング				マシン組立	70パネル×2	1.17パネル/日(クロス)	
	ゴムラッピング				マシン組立		1.10パネル/日(クロス)	
	ハイパロン塗装							
3P~4A	ワイヤーラッピング	マシン組立	66パネル		0.70パネル/日(クロス)			
	ゴムラッピング		マシン組立		0.73パネル/日(クロス)			
	ハイパロン塗装							

4.2.3 ケーブルバンド部コーキング

本橋のケーブルバンドは縦割り2分割のバンド構造である。従来、このバンドの合わせ面及びバンド端部には、雨水の浸入を防止する目的でコーキングを実施してきたが、明石海峡大橋の場合、送気システムを施工するため従来の方法では気密性や圧力に対する耐力に問題があるため、コーキング構造を図-6のように2層構造とし、機能向上を図った。

気密材には、気体透過率が小さい特性をもつブチルゴムを採用した。このブチルゴムは粘土状のため、変形は自在であり、バンド端部等の狭隘な空間にも密に充填が可能である。(写真-4)

5. ハンドロープ架設

主ケーブル関連の維持・管理用設備としてケーブル上にハンドロープを設置するものである。

ハンドロープは上・中・下段の3段で構成され、最上段のハンドロープにはケーブル作業車が走行するために必要な張力を持つロープである。

5.1 ハンドロープの引き出し

側径間については橋台付近に設置したアンリーラーより、トラムウェイキャリアを使用しハンドロープをキャットウォーク上へ引き出した。

中央径間の上段ハンドロープはリールの重量を含めると約20tであるため、安全性を考慮し塔頂クレーン(能力20t)の使用を控え、側径間から順に1A→2P→3Pとキャットウォーク上を引き出した。

5.2 ハンドロープの架空・定着

上段ハンドロープの架空張力が24~29tと大きいため、塔頂の繰り込み装置(5車ブロック×2)を使用し

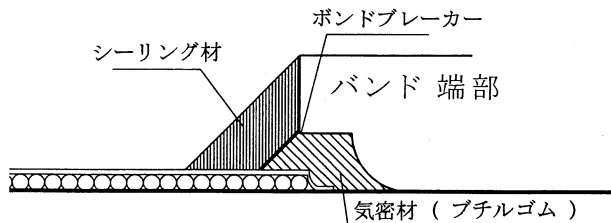


図-6 ケーブルバンド部コーキング概要図

Fig.6 Outline of corking at cable band



写真-4 ケーブルバンド部コーキング気密材充填状況

Photo.4 Compaction of corking material at cable band

て仮引き・定着を行った。仮引きにおいては、ストランド架設時に使用した仮引きクランプを改造し使用している。(写真-5)

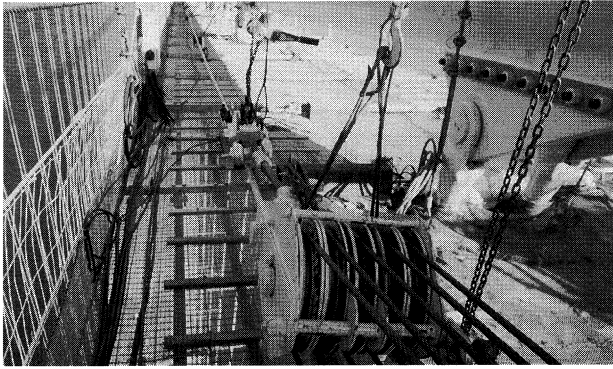


写真-5 ハンドロープ架設状況
Photo.5 Installation of hand rope

5.3 ハンドロープの形状調整

ハンドロープには、支柱に定着した状態で所定のプレストレスを導入する。特に上段ハンドロープについてはケーブル作業車の走行に支障をきたさない事としなければならない。

プレストレスの導入にあたっては、ロープをフリーハングした状態で主ケーブルとの相対サグを測定し、このサグ量が所定値となるよう調整を行う。

サグ量の調整には、上段ハンドロープは塔頂ハンドロープ定着部にセンターホールジャッキ (cap 50 t) を設置し、所定の形状となるようシム板で、中・下段ロープはターンバックルにより調整を行った。(写真-6、7)

5.3.1 相対サグ量

ハンドロープの相対サグ量の設定については、完成時のケーブル形状を基に下記の補正を行ってフリーハング時のサグ量を算出した。

- ① 舗装等の完成時全死荷重が載荷されていない時期でのケーブル形状の補正

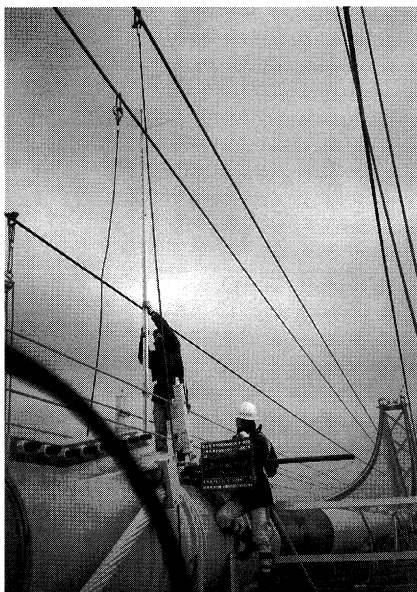


写真-6 フリーハングサグ測量
Photo.6 Measurement of sag at free-hanging state

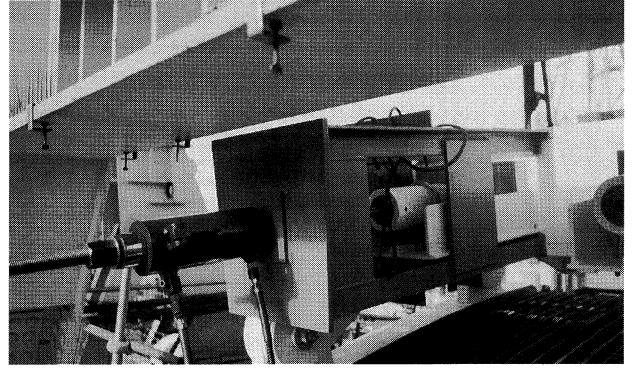


写真-7 センターホールジャッキによるサグの調整
Photo.7 Adjustment of sag by center-hole jack

- ② 主ケーブル温度 (基準温度との差) による補正

③ 主ケーブルとハンドロープの相対温度差による補正
主ケーブルの温度計測については、既にケーブル表面にゴムラッピングが施工されており、接触式温度計による計測が不可であった事、主ケーブルの表面温度ではゴムラッピングによる外気の遮断効果により信頼のもてる数値ではない事を考慮し、ケーブル前期工事のストランド架設中に埋め込んだケーブル内部温度センサーを利用し、主ケーブルの温度とした。

ハンドロープ架設時は冬季の施工であったが、ハンドロープと主ケーブルの内部温度との差は大きく、温度差による補正量を多くとる事となった。

夏場における主ケーブルの内部温度を実際に計測してみると、主ケーブルの温度が外気温・日射の影響を受けるのは表面近傍部分のみで、内部の温度分布はほぼ一定であった事が確認できた。このことから、長大吊橋におけるケーブル形状等の計算には温度による補正量はかなり大きく、外気の温度に敏感な表面だけの測定ではなく、内部温度を評価した補正が望まれた。

6. バンドボルト再締付け

明石海峡大橋のケーブルバンドボルトの軸力導入は次のとおりである。

- ① 1次締付け
ケーブルバンド架設後最初の軸力導入 (全数)
- ② 2次締付け (経時変化測定実施)
1次締付け完了後、直ちに実施 (全数)
- ③ 3次締付け (経時変化測定実施)
桁架設直前に実施 (鞍掛タイプバンドを除くピン定着バンドの全数)
- ④ 4次締付け (最終締付け) (経時変化測定実施)
補剛桁併合後に実施 (端バンドを除く全バンドを対象)

ケーブル後期工事においては、3次締付け及び4次締付けを実施し、4次締付け完了後同時に軸力経時変化測定も併せて実施した。

6.1 3次締付け

2次締付け後の経時変化測定から、桁サイクル架設のハンガー引き込み力に対しバンドの滑り安全率が確保できない可能性が予想された。ピンタイプバンドはハンガー荷重が直接バンドに作用する構造であるため、軸力が変動する特性をもっている。このため、桁架設の直前に3次締付けを実施し、桁架設のハンガー引き込み荷重に抵抗する目的で実施した。

参考までに桁の大ブロック架設前後の軸力変動量を計測してみると、予想以上にバンドとケーブル間の摩擦が大きく、軸力変動量が小さい事が確認できた。(表-9)、(写真-8)

表-9 桁架設前後のバンドボルト軸力変動量

Tab.9 Difference in bolt axial forces of cable band before and after the erection

大ブロック 架設箇所	格点	張力	増減量計測値		変化量 (絶対値)	摩擦係数 逆算値
			上段	下段		
1A-2P塔付	東側-60	403.4	3.1	-6.9	5.0	0.33
	西側-60	355.3	0.2	-6.1	3.2	0.53
	東側-61	303.4	1.6	-5.3	3.5	0.37
	西側-61	226.3	0.4	-4.8	2.6	0.38
3P-4A塔付	東側-60	410.5	4.8	-5.4	5.1	0.33
	西側-60	366.9	2.5	-3.8	3.2	0.52
	東側-61	308.3	0.5	-4.5	2.5	0.56
	西側-61	232.7	3.1	0.0	1.6	0.67
平均値			2.0	-4.6	3.3	0.46

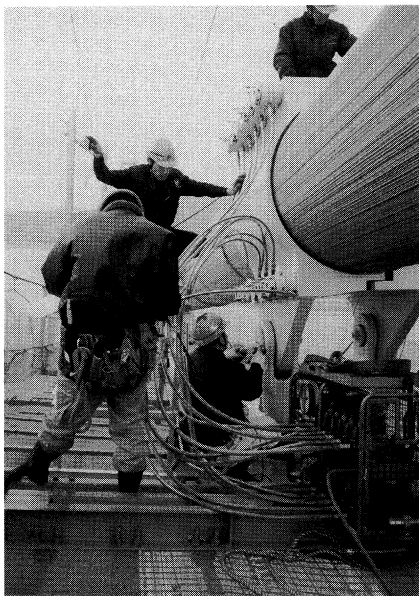


写真-8 ケーブルバンドボルトの締付け

Photo.8 Fastening of cable band bolt

6.2 4次締付け

4次締付けは端バンドを除く全バンドに対し実施した。4次締付けは桁閉合によるケーブルの細りやワイヤーラッピングによるバルジング効果に対する軸力の追加を目的としている。

この4次締付けでは、桁架設時1格点あたり500tを越えるハンガー荷重がバンドに作用していたが、完成時

では200t前後となるため目標軸力を再度設定し締付けを行った。これは、先にも述べた様にピン定着バンドが作用荷重に応じて軸力変動する特性をもっているためである。なお、鞍掛タイプバンド及びセンタースティバンドについては従来と同様バンドボルトの許容軸力で締付けを行っている。

6.3 センタースティバンドボルトの締付け

センタースティバンドは1基あたり44本ものボルトにより締付けられている。軸力導入については他のバンドと同様にボルトテンショナーによって行うが、ボルト本数が多いため、ボルトテンショナー及び油圧ユニット4セット(12台×4)を使用し全数同時に締付けを実施した。

スティローブ溝付近のボルトは偏心した位置にあるため、バンドに曲がりが発生し所定の軸力を得られない可能性があったが、バンド製作時に考慮したバンド側壁に付したリップ構造により所定の軸力を得る事が出来た。

(写真-9)

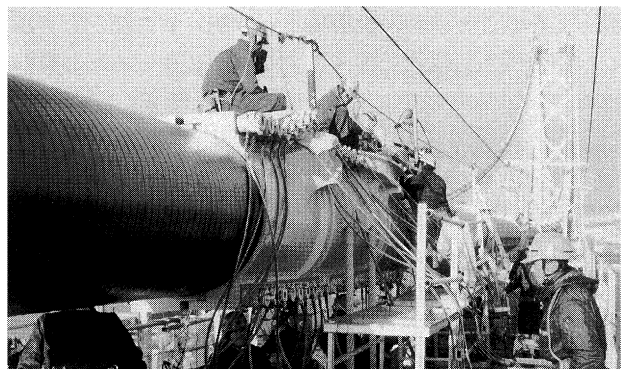


写真-9 センタースティバンドボルトの締付け

Photo.9 Fastening of cable band bolt for the center stay

6.4 軸力経時変化測定(4次締付け後)

供用後の再締付け時期を把握する目的で4次締付け後に軸力の経時変化を測定するものである。

測定結果を図-7の1次対数回帰式に示す。

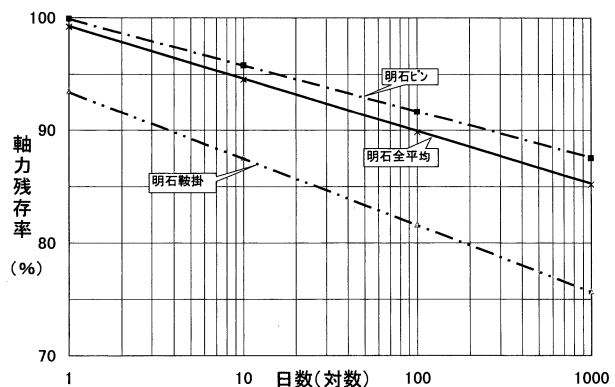


図-7 明石海峡大橋ケーブルバンドボルト軸力回帰直線

Fig.7 Recurrence chart of bolt axial force for the cable band of Akashi Kaikyo Bridge

全バンド $N(\%) = -4.671 \log T(\text{day}) + 99.2$

ピンバンド $N(\%) = -4.112 \log T(\text{day}) + 99.9$

鞍掛バンド $N(\%) = -5.932 \log T(\text{day}) + 93.5$

参考

(大鳴門) $N(\%) = -4.668 \log T(\text{day}) + 99.2$

(下津井) $N(\%) = -4.520 \log T(\text{day}) + 97.5$

以上のように他橋の結果とも同様の傾向にあるが、鞍掛バンドについては3次締付けを実施しておらず4次締付けが最終締付けとなることから、軸力抜けの傾向がピンタイプに比べ大きい事がわかる。

得られた回帰式からバンドの滑り安全率 (sf=3.0) を確保できなくなる時期を推定すると図-8のとおりとなる。

安全率を切るバンドは10年後にも出現しない結果となる。しかしながら、今回の経時計測は締付け後20日間程度の計測結果であり、数年後を推測する事は危険である。他橋の供用後に実施した計測結果からも比較すると、回帰式は図-9のように大きな差異を生じている。

ピンタイプバンドにおける軸力経時変化については明石海峡大橋が初めてであり、このバンドの持つ特性を把握してないことから、供用後早い時期に軸力測定を実施し、軸力低下回帰式を再補正する事が必要であると思われる。

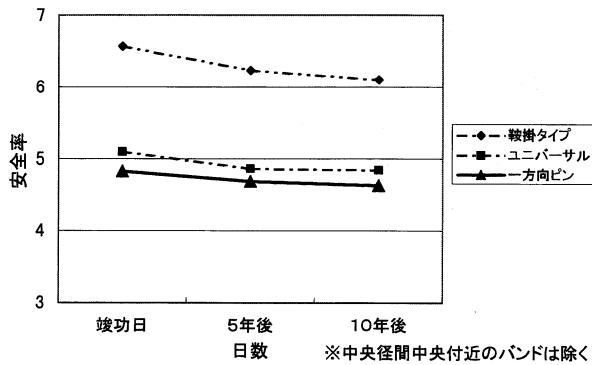


図-8 ケーブルバンド滑り安全率

Fig.8 Safety factor on slipping of cable band

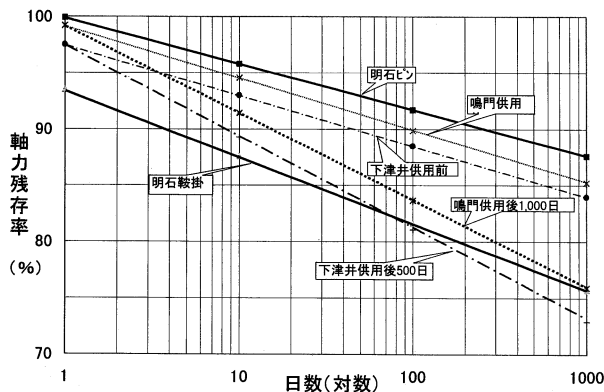


図-9 回帰直線 (他橋との比較)

Fig.9 Recurrence straight ling (comparison in other bridges)

7. 塔頂化粧版及びサドルカバー (図-10)

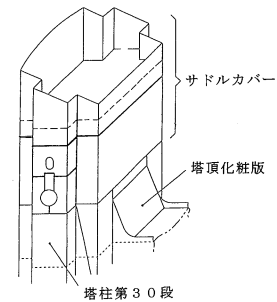


図-10 化粧版及びサドルカバー概要図

Fig.10 Outline of saddle cover and make-up plate

主塔頂部の化粧版及びサドルカバーはすべて塔仕口との取り合いであるため、塔工事の出来形調書はもとより徹底した測量を実施し製作に反映した。しかしながら、塔との取合いボルトが極めて多い構造であるため一部拡大孔を採用した構造であったが、現場で若干のボルト孔の修正を要する箇所があった。今後、製作分担については、少なくとも化粧版については塔工事において製作・仮組みまでとするべきであろう。

架設に当たっては、従来のものよりは大型のサドルカバーであるため、耐風安定性、1日あたりのHTB締付け可能本数等を考慮し、架設ブロックの施工手順を検討し実施した。(写真-10)

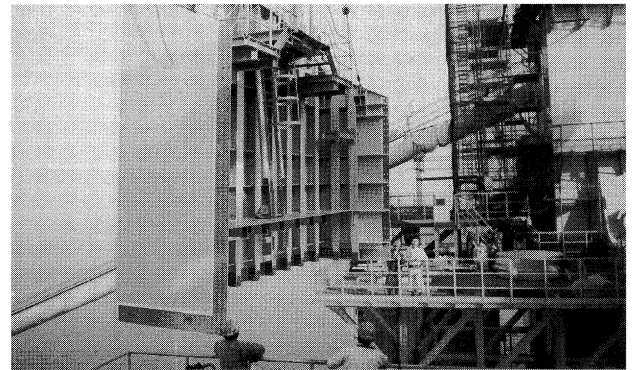
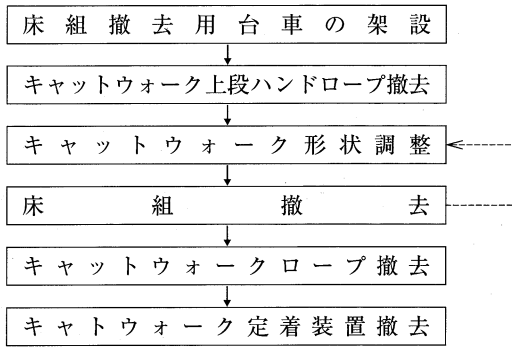


写真-10 サドルカバー架設状況

Photo.10 Installation of saddle cover

8. キャットウォーク撤去

キャットウォーク設備は、吊橋工事の中でも最も大きな仮設備であり、その撤去工事は最も危険な工事と言える。そのため、十分な安全管理計画、施工計画の検討が必要である。



8.1 キャットウォーク床組撤去

床組の撤去は、床組撤去用防護台車を架設し塔頂から約700mの区間については手作業でパネル状に切断撤去し、残り下側300mの区間については、桁上に配置した油圧クレーンにより撤去用防護台車大のパネルに切断し撤去を行った。(写真-11)

撤去された床材はトラムウェイキャリアで油圧クレーンの届く箇所まで運搬し桁上へ移設した。

床組撤去後のキャットウォークロープの揺れにより、ハンガーロープを損傷させないことと、前期工事において発生した、キャットウォークロープ同士の接触による騒音の防止を目的として、キャットウォークロープの格

点部に緩衝材を随時取り付け付けた。(写真-12)

8.2 キャットウォークロープの撤去

撤去は、橋台及び塔頂部の定着部でキャットウォークロープを繰り込み装置(6車×2)で引込みガーダーからソケットを解放する。その後、塔頂に設置した撤去専用のウィンチにより降下を行った。

明石海峡大橋のキャットウォークロープは従来に比べ張力が大きい事から繰り込み装置の盛換方式に変え直引(cap 70t)ウィンチを採用した。このウィンチは前期工事においてストランド架設に使用した仮引き装置を改造し240mロープを降下できる構造としたものである。(写真-13)

主ケーブルより外側にあるロープについてはハンドロープを越える高さまで引き込み内側へ移設する必要があるが、これについても従来の繰り込み装置による方式に変え、60ton直引きのクランプジャッキによる引き込みを行った。

これら用いた装置の動作は非常に遅く、ロープ撤去1本/日という作業であったが、安全・確実に実施する事が出来た。(写真-14)

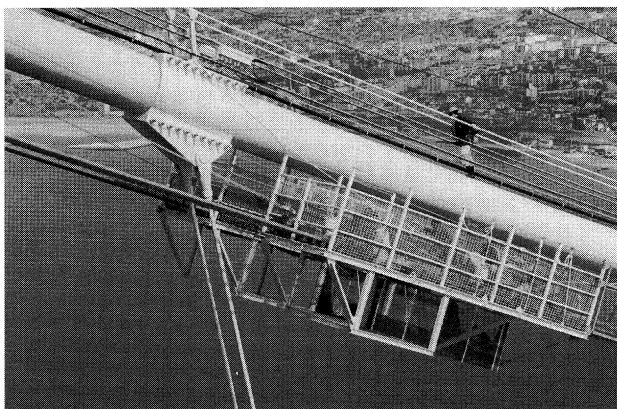


写真-11 キャットウォーク床組撤去台車
Photo.11 Work trolley for removal of catwalk floor

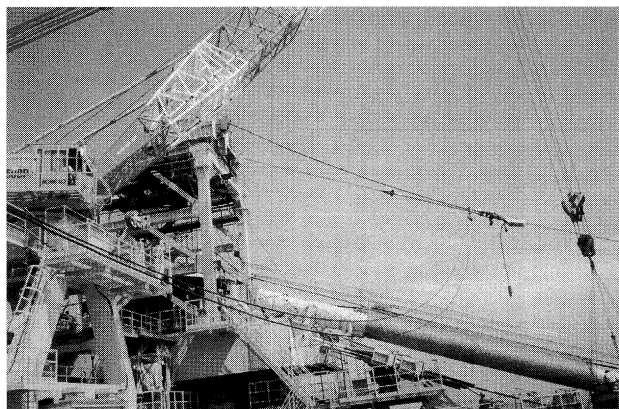


写真-13 キャットウォークロープ撤去(仮引き)
Photo.13 Removal of catwalk rope (temporal assembly)

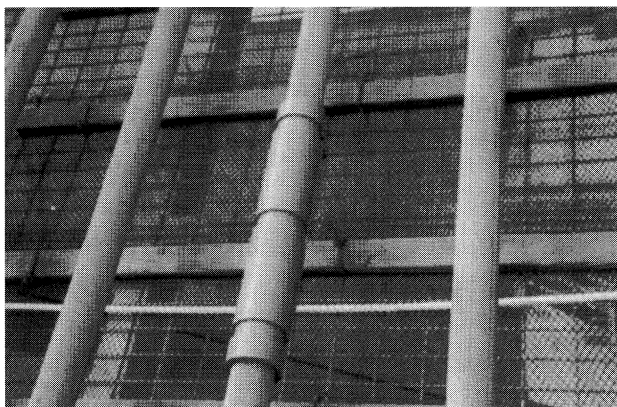


写真-12 キャットウォークロープ緩衝材
Photo.12 Buffer system for catwalk rope

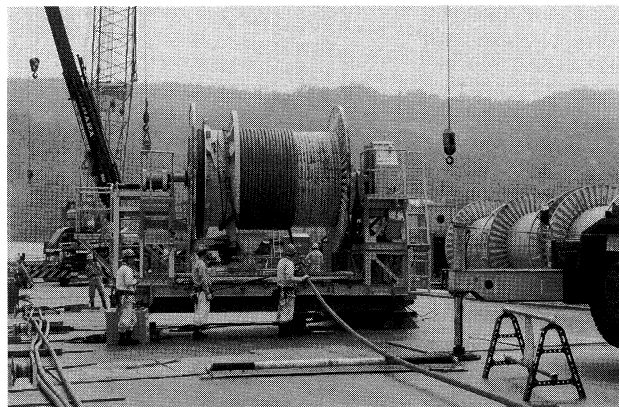


写真-14 桁上での撤去後のロープ巻取作業
Photo.14 Winding work on deck after removal of rope

9. 塔頂クレーン撤去

2P、3Pの各塔頂に設置された2基のクレーン解体工事である。クレーンの撤去工法については、従来桁上に配した大型クレーンにより撤去を行うが、本橋は塔頂まで桁上から約240mの高所であるため、工期、安全性、経済性等総合的に検討し、クレーンの設置解体を繰り返して順次小型化し最後のクレーンを塔内エレベータにて搬出する盛替解体クレーン方式を採用した。

解体クレーン方式は、高層ビル建設工事等での実績があるため、比較的良好な作業が行えた。

しかしながら、塔頂クレーンの架台(32ton)は当初塔架設に使用した塔付クレーンによる一括架設で行われており、撤去時には現場でのガス切断を余儀なくされた。

上部水平材上での切断作業は、撤去時期及び作業空間等を考慮すれば、極力避ける事が望ましく、今後におい



写真-15 既設クレーン1台目撤去

Photo.15 Removal of the first crane

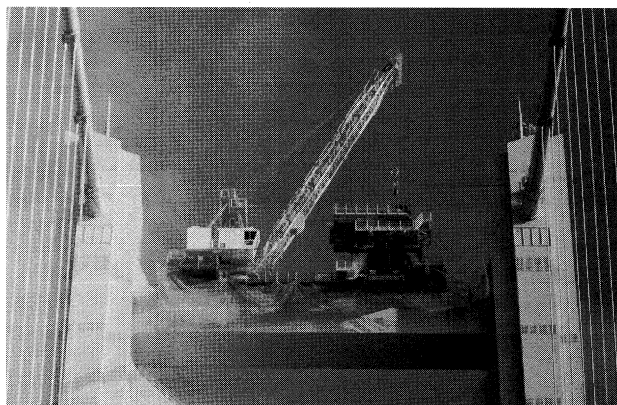


写真-16 撤去用クレーンによる既設塔頂クレーン(2台目)の撤去

Photo.16 Removal of the second crane



写真-17 撤去用小型クレーンJC-5の組立

Photo.17 Assembly of small-size crane, JS-5, for removal work

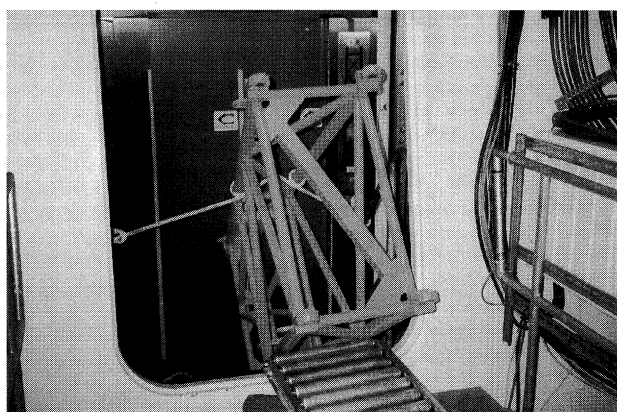


写真-18 塔内エレベータによる撤去用小型クレーンJC-5の搬出

Photo.18 Delivery of small crane JS-5 by tower elevator

ては、撤去方法等を当初より吟味し、ボルト接合等による構造の工夫が必要である。(写真15~18)

10. あとがき

ケーブル後期工事の施工はケーブル防食工を始め、キャットウォークの撤去、塔頂クレーン撤去など新たな工法と施工機械を用いた工事であり、また、各種工事の輻輳する現場内での作業により工程面では非常に厳しい状況であったが、事故もなく無事完成する事ができた。

最後に、本工事の計画・設計・施工に従事された関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 大鳴門橋工事誌
- 2) 河口浩二、福永勤：明石海峡大橋のバンドハンガー構造(その1)、本四技報、Vol.18 No.70 '94.4
- 3) 河口浩二、福永勤：明石海峡大橋のバンドハンガー構造(その2)、本四技報、Vol.18 No.71 '94.7
- 4) 下村、杉山、花井：明石海峡大橋ケーブル防食システム、本四技報、Vol.22、No.86、'98.4

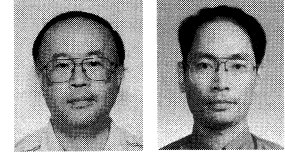
尾道小橋の補修改良検討及び工事報告

Report on study and work for rehabilitation of Onomichi Kobashi Bridge

熊本県四国連絡道路管理協会尾道支部 今治事務所
(前)第三管理局向島管理事務所

今治交通管理隊長
維持補修課長

末 廣 弘 靖
Hiroyasu Suehiro



長崎県北振興局田平土木事務所
(前)第三管理局向島管理事務所

道 路 課
維持補修課長代理

中 村 哲 也
Tetuya Nakamura

概 要

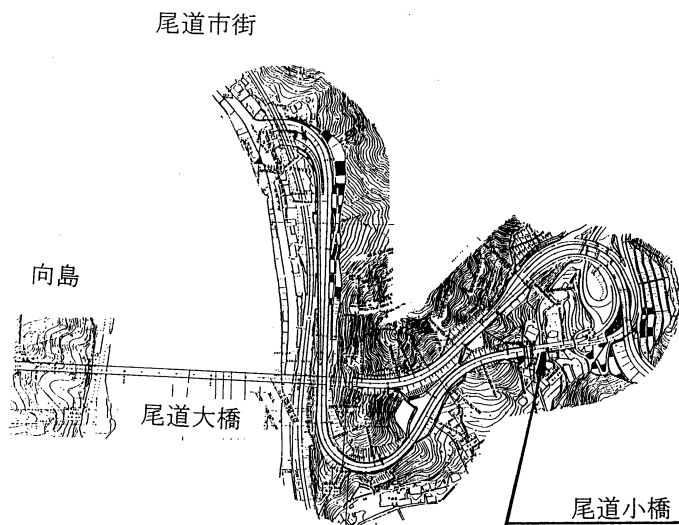
尾道小橋は、昭和43年3月に尾道大橋の取り付け道路として供用を開始した鋼単純合成桁の2径間橋である。定期点検で変状が確認されたため、補修のみにとどまらず現在の設計基準レベルにできるだけ近づけるような改良方法を検討し、(1)橋脚補強補修 (2)主桁連結工 (3)支承取替工 (4)伸縮装置取替工の補修工事を実施した。本稿は、尾道小橋の補修の検討と施工方法の概要を報告するものである。

The Onomichi Kobashi Bridge is an approach bridge, build in March 1968, composed of two spans, each of which is of a steel simple composite girder. Since deteriorated part was partly found on the periodic inspection, the bridge was studied for rehabilitation and improvement. As a result, the bridge was treated as follows: (1)Rehabilitation and strengthening of piers, (2)Continuation of separated spans, (3)Replacement of bearings, and (4)Replacement of expansion joints. This paper reports the outline of study and renovation work of the bridge.

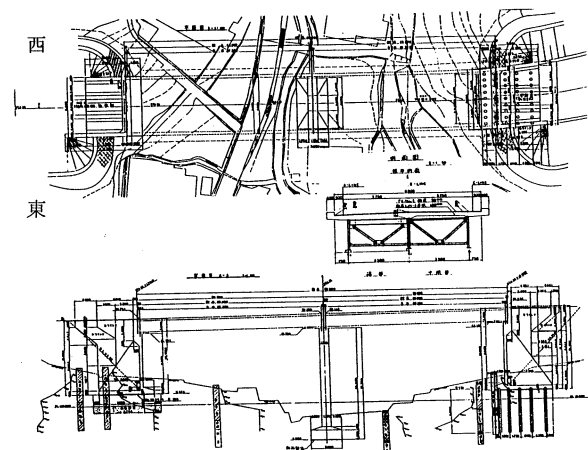
1. まえがき

尾道小橋は、全長60m、幅員8.5mの2径間鋼単純合成桁橋で、道路橋示方書(昭和39年版)の基準に基づき、設計自動車荷重TL-20で設計されている。橋梁位置図及び一般図を図-1に示す。尾道小橋は供用開始

後29年を経過しており、定期点検の結果、橋脚上のフィンガージョイントの遊間が詰まりフィンガーが接触した状態であること及び、支承部のソールプレートが偏心している変状が確認された。車両走行上大きな影響が出ない程度の変状ではあるが、本来耐える地震に対して損傷を受ける可能性があるため、正常な状態に回復するか、補強を行う必要があった。



橋梁位置図



橋梁一般図

図-1 橋梁位置図及び一般図

Fig.1 General drawings and location of the bridge

2. 尾道小橋の構造・諸元

2.1 現橋の諸元

尾道小橋の主な設計諸元を表-1に、下部工の形式及び諸元を表-2に示す。なお、本橋は昭和63年2月に日本道路公団から引継を受けた橋梁であり、当初の工事内容が不明な部分がある。

2.2 通行状況

交通量は約14,000台/日であり、尾道市街と向島を結ぶ主要生活道となっているため、全面通行止めを伴う工事はできない状況である。

3. 点検結果及び補修方針の決定

橋梁の定期点検結果を表-3に示す。これによりA1

表-1 主な設計諸元表

Tab. 1 Major design dimensions

項目	内容
道路規格	第2種山地部 ※
設計速度	V=50Km/hr
車線数	2車線
道路幅員	全幅員 9.40~9.65m 有効幅員 8.50~8.75m
設計荷重	TL-20 ※

※ 昭和33年道路構造令による。

表-2 下部工の形式及び諸元

Tab. 2 Type and dimensions of substructure

	A1	P1	A2
基礎形式	直接基礎(置換え)	直接基礎	杭基礎
躯体形式	控え壁式橋台	張出橋脚	控え壁式橋台
支承条件	Fix	Mov, Mov	Fix
構造高	H=12.0m	H=17.7m	H=13.0m
支持層	砂質土(N \geq 70)	風化岩(軟岩)	硬岩
備考	・A1橋台は、3m程度の切込砂利による置換えが行われている。 ・A2橋台の基礎杭形式は不明である。		

表-3 橋体形状測定結果一覧表

Tab. 3 Summary of bridge alignment

場所	損傷状況
主桁	座屈、変形、破損等はなく健全である。
床板	特に目立った変状はない。
支承部	ソールプレートが偏心している。
下部工	橋台、橋脚とも傾斜している。 傾斜方向は、特に東よりの傾斜が大きい。 橋台と取り付け擁壁とのズレは見受けられない 構造物本体の損傷は見受けられない。 橋脚上のフィンガージョイントが目閉じ状態である
伸縮継手	橋台部においても若干遊間量が減少している。
路面状況	橋台背面部の舗装には、横断方向のヒビ割れが発生している。 過去に何度も橋台付近の舗装修繕を実施している。 橋脚上の舗装が膨れ上がっている。

橋台が前面に向かって傾斜し、橋桁を圧縮して遊間を塞いでいるのは明らかである。又、A1橋台の現況構造調査を実施した結果は、以下のものであった。A1橋台の基礎形式は、低版下面に切込砂利による置換えを行い、支持地盤を砂質土とした直接基礎形式が採用されている。橋台の移動原因としては、直接基礎であることから置換え地盤の地耐力不足又は支持地盤の沈下が考えられる。従って安定照査としては①支持地盤に対する照査②置換え地盤に対する照査を行った。照査結果は、以下に示す通りである。

①支持地盤は、砂質土(N値70以上)であるため、問題はない。

②置換え土は、地盤反力度が常時、地震時とも許容値を超える。(許容値は、道路橋示方書(昭和55年版) 砂質地盤中位なものを適用) また、地震時の鉛直支持力が許容値を超える。置換え土のN値をN=15と想定した場合、弾性変形量が常時 $\delta=9$ mm、地震時 $\delta=19$ mm程度生じる結果となる。以上から、A1橋台の変動は置換え土による原因であると考えられ、尾道小橋完成後の初期の段階から変動し現在に至っていると考えられる。この変状については、放置するとさらに移動が進展すると思われるため橋台変動抑制対策工法を行うこととし、以下に示す3案について比較検討(表-4)し、疑似ラーメン化案を選定した。セミインテグラル化というのは、構造的には固定+可動等の支承条件を踏襲しつつも、橋台上をノージョイント化する工法であり、上部工桁と踏掛版を柔結合し、桁の水平移動は舗装路面下で踏掛版を移動させることにより吸収、桁の回転は目地及び弾性支承で吸収する。図-2にセミインテグラル構造図を示す。

4. 改良項目と構造変更による設計照査

4.1 改良の概要

P1橋脚の移動を抑制するために、橋全体系の構造変更で対処することとしたが、構造変更は現設計基準に適合する設計条件によって行うものとした。

4.2 橋脚の補強

P1橋脚は、地震時保有水平耐力が道路橋示方書(平

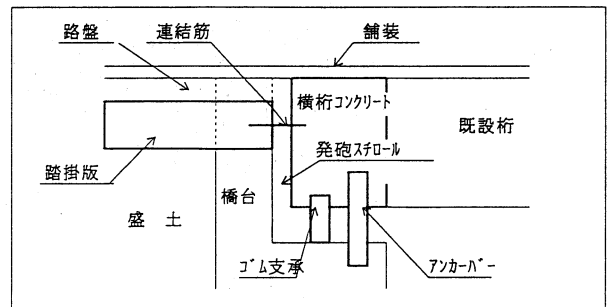


図-2 セミインテグラル構造図

Fig. 2 Structure of semi-integral

表-4 尾道小橋橋台変動抑制対策工比較表

Tab. 4 Comparison of displacement restraining structures for abutment

	第一案 アンカー工法	第二案 軽量盛土工法	第三案 ラーメン化案
概要図			
概要	特に地震時における橋台の変動に対し、アンカーにより待ち受けする。	橋台背面土砂の一部分を軽量盛土に置換え、土圧も軽減を図ることにより、橋台の移動を回復する。	橋台部をセミンテグラル化、橋脚上の主桁を連結し、構造形式を疑似ラーメン化することにより、変動対策を計り、耐震性を向上する。
工法の検討	アンカー及び躯体の弾性変形が生じるため、完全な対策ではなく、遊間量の拡幅等が必要。壁厚が薄いため、アンカーの引張り力によっては、壁の補強が必要となる。アンカー一定着地盤の耐力等不確定要素のため、確実な対策とは言い難い。	土圧力による水平力は低減されるが、施工時から約30年経過しており、低減効果は余り期待できないと思われる。	耐震補強工法としての前例はないが、既設桁の連続化（ノージョイント化）としては、設計の手引きが整備されており工法的に成り立つ。
施工性	アンカー削孔時には、相当な振動、騒音が発生する。	橋台背面の掘削作業時には長時間におよぶ交通止めが必要となる。片側通行による対応は困難である。	セミンテグラル工法施工時における、踏掛版等の施工は、片側交互通行を条件とした設計施工が可能である。
可能性	○	△	○
評価	設計上の不確定要素が多いため、将来的に不安が残る。アンカーのプレストレスの管理等完成後のメンテナンスに手間がかかる。	本橋の対策工法としては不向き。	通行規制を伴う件については難があるが、今後のノージョイント化工法の社内的技術の確立において、パイロットケースとなる。橋台背面部の補装の沈下対策となり、維持管理費の低減を図れる。

成8年版)によるタイプI地震動(プレート境界型の大規模な地震)及びタイプII地震動(内陸直下型地震)に対して耐力不足となることから、靱性の向上(許容塑性率の向上)によるエネルギー吸収に主眼をおいた、RC巻立て工法(曲げ耐力制御式)による補強を行うこととし、現道路橋示方書に適合させることとした。補強前及び補強後の地震時保有水平耐力による照査結果を表-5に示す。補強内容は、コンクリート巻立て厚を橋軸方向250mm、橋軸直角方向900~1200mmとし、補強主筋を橋軸方向16-D32(SD345)橋軸直角方向8-D32(SD345)、補強帯筋D22@100(SD345)としたものである。

4.3 主桁の連結

(1) 設計方針

現橋は、B活荷重に対し主桁の発生応力が許容応力度を大きく超過している。このため、2径間連続構造とすることにより、応力超過を軽減することとした。発生断面力は、格子計算により算出したが、死荷重による発生力は連続前の構造系で、活荷重による発生力は連続後の発生力でそれぞれ算出した。連続化することにより、連結部の支承に現状の10倍の正反力を生じるとともに、連結部に過大なせん断力が発生するが、鋼製支承を弾性支承に取り替えることにより、発生力を抑制した。格子計算には弾性支承の鉛直バネを考慮するものとし、鉛直

表-5 照査結果

Tab. 5 Verification results

項目		橋名		尾道小橋(柱式=単柱)	
				橋脚1P	
補強前	照査	L1	柱応力	橋軸	$\delta c = 140 > 120$ $\delta s = 5, 246 > 2, 700$
				橋軸直角	$\delta c = 81 < 120$ $\delta s = 1, 988 < 2, 700$
				橋軸	$\delta c = 133 > 120$ $\delta s = 4, 880 > 2, 700$
				橋軸直角	$\delta c = 70 < 120$ $\delta s = 1, 566 < 2, 700$
			基礎	直接基礎	橋軸方向地震時において地盤反力度が少し許容値を超えるが、支持力度は許容値を満足している。
			せん断耐力 P_s (tf)、曲げ耐力 P_u (tf)	橋脚	$P_s = 195 \text{ tf} > P_u = 51$ 曲げ破壊先行
			破壊形態の判定	橋軸直角	$P_s = 202 \text{ tf} > P_u = 97 \text{ tf}$ 曲げ破壊先行
			復旧仕様による保有水平耐力の照査	L2	慣性力 地震時保有水平耐力判定 ○UT
			L3	慣性力 地震時保有水平耐力判定 ○UT	
補強後	照査	L2	補強工法	RC巻きたて工法(曲げ耐力制御式)	
				コンクリート	橋軸方向 250mm
				巻き立て厚	橋軸直角方向 900~1200mm
				補強主筋	橋軸方向 16-D32(SD345)
			補強帯筋	橋軸直角方向 8-D32(SD345)	
			せん断耐力 P_s (tf)、曲げ耐力 P_u (tf)	橋脚	$P_s = 943 \text{ tf} > P_u = 268$ 曲げ破壊先行
			破壊形態の判定	橋軸直角	134
			復旧仕様による保有水平耐力の照査	L2	慣性力 地震時保有水平耐力判定 ○K
			L3	慣性力 地震時保有水平耐力判定 ○K	

バネ値 45,000 tf/m とする。連結部の構造は、モーメントプレート+シャーププレート方式とした。連結部の構造を図-3 に示す。

(2) 設計結果

主桁には曲げモーメントの正負の交番があり、正曲げモーメントに対しては合成断面、負曲げモーメントに対しては非合成断面にて応力照査を行った。

1) 主桁の照査

主桁には負曲げモーメント領域で圧縮側フランジに最大12%・正曲げモーメント領域で引張側フランジで最大18%の応力超過が見られるが、部材の安全率と補修における部材の傷みを考慮し、むしろ部材の補強を行わないのが良いと判断した(図-4 構造概要図(モーメント図))。

2) 連結部の照査

図-3 の様に高力ボルト摩擦接合連結を行う事により連続化に必要な応力伝達が可能である。

3) 支承

使用した支承の鉛直バネ値は 37,157.1~38,636.2 tf/m で 45,000 tf/m 以下のため、設計で考慮した条件を満足している。

4) 伸縮装置

P1 橋脚上の伸縮装置は埋設ジョイント(伸縮分散型)

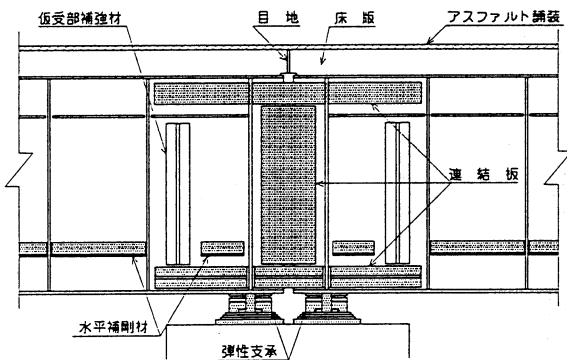


図-3 連結構造図

Fig. 3 Structure of jointing

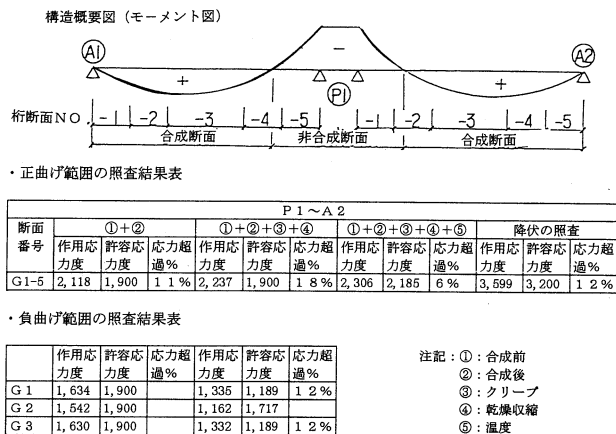


図-4 構造概要図(モーメント図)

Fig. 4 Outline of structure (moment diagram)

とし、橋台部の伸縮装置はゴム製伸縮装置を設け、桁の温度伸縮(mm)を吸収する構造とした。

4.4 落橋防止装置

道路橋示方書(平成8年版)に基づき、落橋防止装置の設置を検討した。橋台部の端支点については、桁かかり長の確保及び橋軸直角方向の変位制限構造が必要である。橋脚部の中間支点では、桁の連続化を図りAタイプの支承に取り替えたためたの回転が端支点で拘束されれば橋軸直角方向の変位は生じにくいいため、中間支点における変位制限構造は必要ないとした。したがって、橋台部のパラペットに、図-5 に示す変位制限装置を設けることとし、橋軸直角方向地震力 1,953 kgf/cm² に対して抵抗できるものとした。又、桁かかり長は現地桁かかり長 SE 1,020 cm > 必要桁かかり長 SEM 85 cm で確保されている。

5. 補修工事

上記の設計結果に基づき実施した、橋脚補強工・主桁連結工・支承取替工・伸縮装置取替工・落橋防止工のうち、特徴のある工程を以下に述べる。なお、これらの工事の実施工程を表-6 に示す。又、図-6 に施工手順を示す。

5.1 橋脚補強工事

(1) 表面処理工

橋脚壁面のコンクリート巻き立て補強工事の際に、鉛直打継面に必要な付着強度を確保する為、既設コンクリート面の下地処理を行う必要があり、壁面ショットブラスト工法を用いた。実作業に先立ち、機械走行速度・騒音の状況等の確認のための試験施工を以下により実施

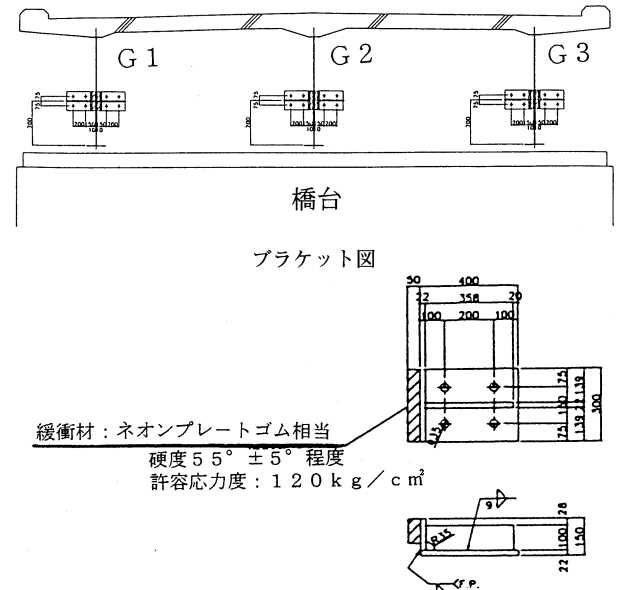


図-5 変位制限装置(ブラケット取付)図

Fig. 5 Displacement limiter (installation of bracket)

表-6 実施工程

Tab. 6 Work schedule

工種	年月	平成9年		平成10年	
		12月	1月	2月	3月
準備工					—
橋脚補強工	構造物掘削	—			—
	コンクリート表面処理工	—	—		—
	フーチングアンカー一定着工	—	—	—	—
	コンクリート工			—	—
支承取替工	P1橋脚	—	—	—	—
	A1・A2橋台		—	—	—
主桁連結工	主桁連結工			—	—
	現場塗装工				—
伸縮装置撤去・復旧工				—	—
後片付け工					—
交通規制					—

した。下地処理工に使用した機械は吸着式壁面研掃機・集塵機・研掃機専用治具・発動発電機から構成する壁面研掃処理システムを使用した。実施の研掃速度の確認を目的として、投射密度：100 kg/m²の能力が得られるための必要な走行速度の確認を行い、上り速度 28 m/s・下り速度 26 m/s で施工すれば所定の品質が得られることを確認した。また、工事現場のすぐ近くに民家があり騒音が懸念されたため、試験施工時の騒音測定を実施した。測定結果は 85 db 以下であり、昼間の工事においては、許容範囲であると判断し、特別な騒音対策を行わず工事を実施した。結果的には、騒音苦情はなく問題なく施工できた。装置の固定及び移動は、写真-1 のように橋脚頂部からワイヤーロープで吊り下げることにより行う。施工は、全 108 m² を約 2 日間でを行い、特別な足場もいらないので、作業効率が良かった。又、粉塵の発生がなく、仕上がりの均一性が得られて施工状況も良好であった。

(2) 鉄筋工

橋脚の補強鉄筋のうち、帯鉄筋の継手はフレアー溶接で施工した。フレアー溶接の施工管理は鉄筋フレアー溶接継ぎ手施工管理要領(案)日本道路公団(平成7年10月)の基準により行ったが、実施工に先立ち試験施工を施工管理試験要領(本四公団)準用し行い施工条件と継ぎ手性能の確認を行った。試験施工の結果は以下のとおりであり、実施工における施工として問題のないことを確認した。

- 1) 引張試験：使用鉄筋 D 22 (SD 345) の引張強さ 565 N/mm²・破断位置が母材部であることを確認する。
- 2) 曲げ試験：曲げ角度 180° で欠陥がないことを確認する。

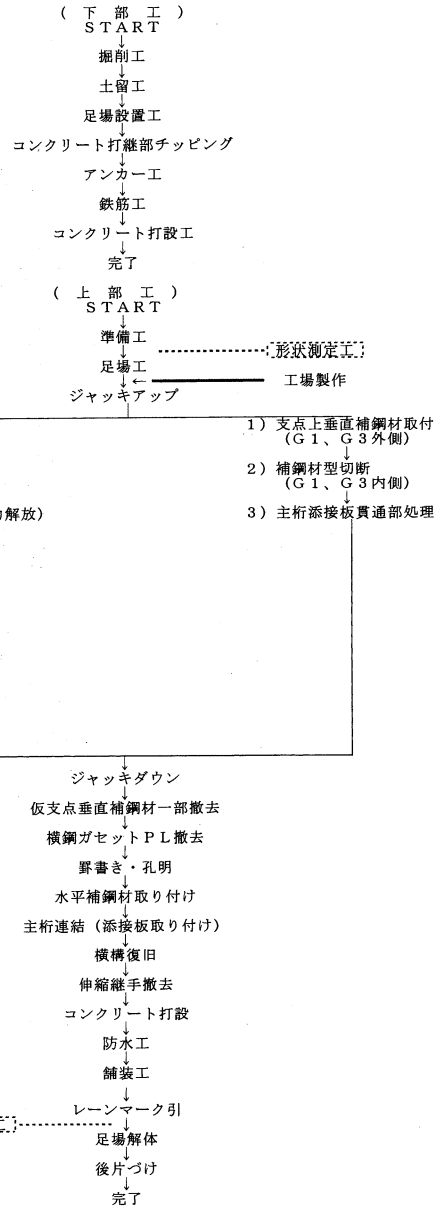


図-6 施工フローチャート

Fig. 6 Work flowchart

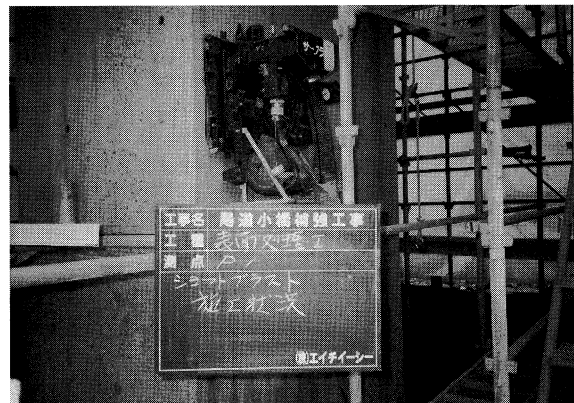


写真-1 コンクリート表面処理施工状況

Photo. 1 Surface finishing on concrete

5.2 支承取替工

橋台・橋脚上の支承12基は、図-7のように鋼製の線支承からゴム支承に取り替えた。この際交通規制は行わず、一時桁を借り受けする工法で行った。

(1) 補剛材取付工

旧支承撤去のためのはつり範囲・ジャッキ形状を考慮して仮受位置を決定し補強ブラケットを取付けた。補剛材の取付けは桁に現場で孔あけし高力ボルト接合によって行った。なお、補剛材は工事完了後も本体構造物としてそのまま残した。

(2) 桁仮受け工

旧支承のとり外しのためにジャッキで桁を仮受けした。まず、ジャッキを設置する橋台の天場面を無収縮モルタルにて平坦かつ水平に仕上げジャッキアップ量は通過交通に支障のない2~3mm程度とした。ジャッキアップは6台のジャッキを使用し、1mm毎にジャッキアップを行い、ダイヤルゲージで桁の移動量を確認しながら行った。反力が支承からジャッキへ移動したことを油圧ゲージによって確認し、作業を終了した。最終ジャッキアップ反力は40tfであった。

(3) 既設支承撤去工

旧支承の撤去は、以下の手順で支承まわりのコンクリートをはつり取り、アンカーボルトを切断して取り外した。はつり工に先立ち所定のはつり位置のマーキング

を行い、ハンドカッターにてコンクリート面より1~2cmのカッターを入れた。はつり作業は、ブレーカー(30kg級)及びチッパー(CA-7)を使用し、既設鉄筋を傷つけない用に注意しながら鉄筋が露出するまで行い、既設の沓座モルタルは、全部はつり取った。新旧コンクリートの接触面は、付着力を高めるためにチッピングを行った。既設アンカーボルトは再利用するので所定の位置でガス切断した後、所定の高さに仕上げた。押さえ金具を外し、支承を落とし込み撤去し、ソールプレートの溶接ビード部をガウジングによりはつり撤去した。なお、残ったビード部はグラインダーにて仕上げた。

(4) ゴム支承設置工

既設アンカーボルトとベースプレート(新設)との溶接部は、アンカーボルトの頭をベースプレート上面より上に出すように設置したが溶接完了後、長い部分はカットした。ベースプレートの高さ調整はライナープレート及び調整ボルトを使用した。支承の据え付け高さは、既存の高さ(ジャッキアップ前)に据え付けたが、据え付け高さの精度管理は、橋台・橋脚上に仮BMを設けてジャッキアップ前に既存の高さを測定し、その高さに合わせることで確認した。その後無収縮モルタルによりベースプレート周りの充填を行い、所定の養生完了後、仮受けした桁を逆の手順で支承に移し替えた。さらに、支承のセットボルトを締め付けて主桁と固定し、目視及

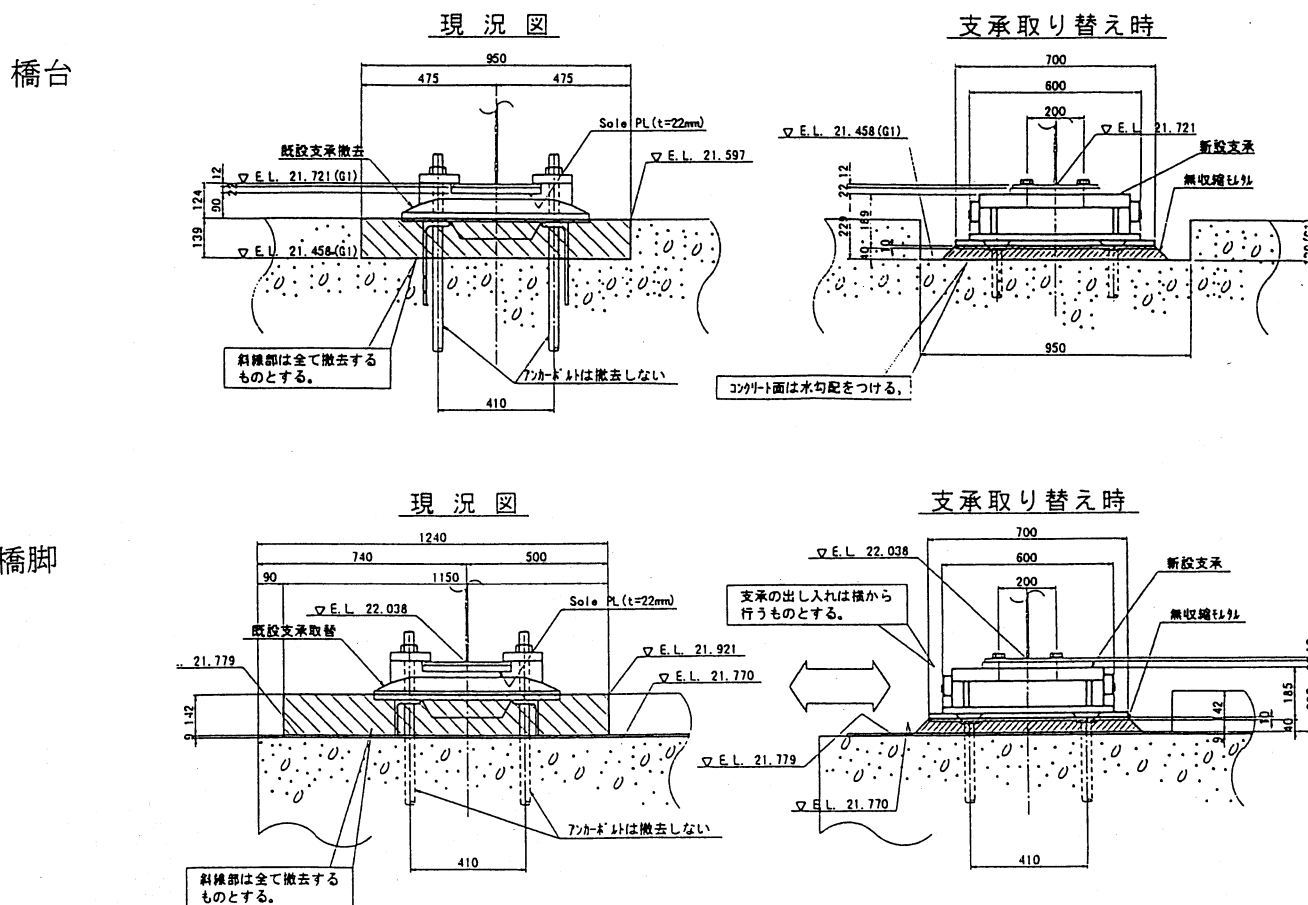


図-7 支承取替図

Fig.7 Replacement of bearing

び計測により異常の無い事を確認した。

5.3 主桁連結工

主桁の連結は、まず桁受け後に支承の取り替え作業と並行して支点部の補強、その後、仮受けを解消して、ウェブを高力ボルトで連結することにより行った。なお、主桁の連結に必要な桁の取り合い部は、接触面+30mm範囲をケレンにより素地調整し、現況の塗装をすべて取り除いた。添接ボルト孔位置は、座金・型板等を用いて罫書きし、アトラー（磁石台座のついた電動ドリル）を用いて、ボルト孔の孔明を行った。なお、ウェブ上下端等ではアトラーが使用不可のために、コーナードリルを使用して孔明を行った。以下に実施した工程を説明する。

(1) 支点垂直補剛材の取付け（主桁 G1・G3 外側）

支点上の垂直補剛材にプレートを溶接にて取付けた（図-8）。

(2) 補剛材型鋼一部切断工（G1・G3 内面）

補剛材型鋼は、主桁添接板（モーメントプレート）取付位置に当たる為、必要な寸法に切断し、グラインダーにて仕上げを行った後、切断箇所をプレートで溶接した（図-9）。

(3) 主桁添接板貫通部処理工

主桁の上部添接板（引張側モーメントプレート）は、支点上の垂直補剛材を貫通させる1枚もののプレートの為、必要な長さをガス切断する。ガス切断後、切断箇所をグラインダーにて仕上げた（図-10）。

(4) 仮支点垂直補剛材一部切断工

ジャッキアップ用の仮垂直補剛材が主桁添接板（モーメントプレート）の取付位置にあるため、ボルトの撤去後、ガス切断し、グラインダーにて仕上げた（図-11）。

(5) 横構ガセットプレート撤去及び復旧工

添接板移設・横構仮撤去後、横構のガセットプレート撤去箇所は、圧縮応力を伝える重要な箇所であるため、ガス切断の後、ウェブと面一になるようにグラインダーで仕上げを行った（図-12）。

(6) 素地調整工

主桁の連結に必要な加工完了後、添接部の素地調整を行う。素地調整はケレンを行い、現況の塗装をすべて取り除いた。素地調整範囲は接触面+30mm範囲とした。

(7) 罫書き・孔明工

添接の素地調整後、ボルト孔位置の罫書きを行った。位置は、計測後の図面にに基づき、座金・型板等を用いて行う。罫書き完了後、アトラー（磁石台座のついた電動ドリル、図-13）を用いて、ボルト孔の孔明を行う。尚、ウェブ上下端等ではアトラーが使用不可のために、コーナードリルを使用して孔明を行った。

(8) 水平補剛材取付工

主桁直結後、中間支点付近は負の曲げモーメントが作用する事になるので、主桁の連結に先立ちウェブ下方に水平補剛材（図-14）を取り付けた。取付け箇所のケレン完了後、設計図書に基づき補剛材両端のボルト孔にあ

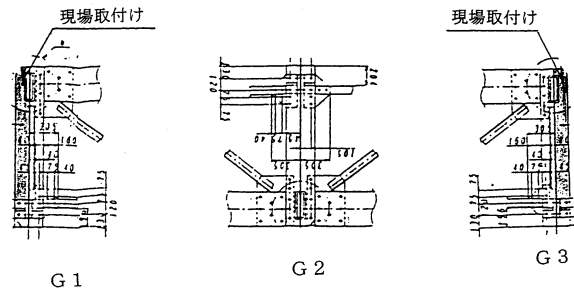


図-8 支点垂直補剛材の取付け図

Fig. 8 Alignment of vertical stiffener for bearing

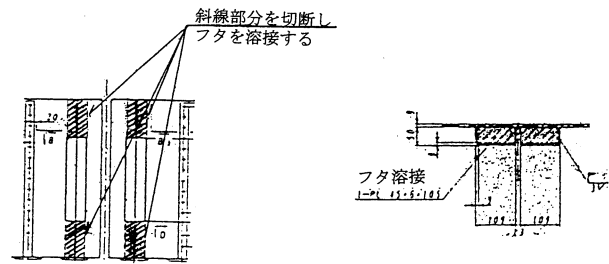


図-9 補剛材型鋼の一部切断図

Fig. 9 Partial cutout of stiffening formed steel

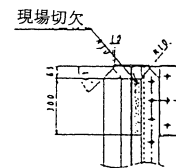


図-10 ガス切断図

Fig. 10 Gas flame cutting

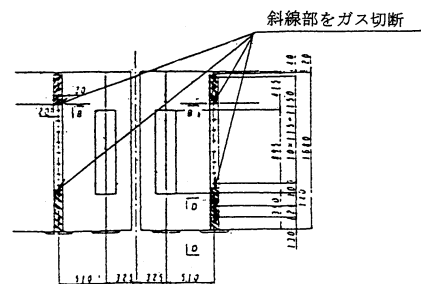


図-11 仮支点垂直補剛材の一部切断図

Fig. 11 Partial cutout of stiffening formed steel for temporal support

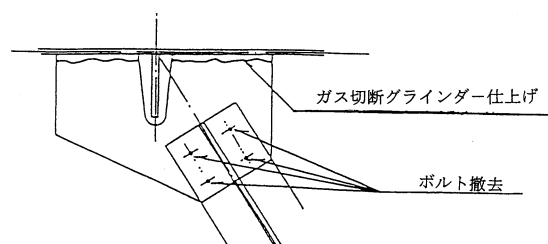


図-12 横構ガセットプレート撤去及び復旧図

Fig. 12 Removal and restoration of gusset plate for laterals

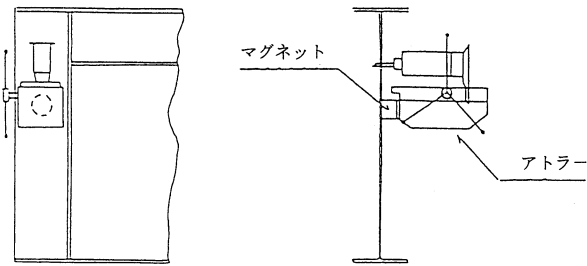


図-13 アトラー施工図

Fig. 13 Work of ATRA

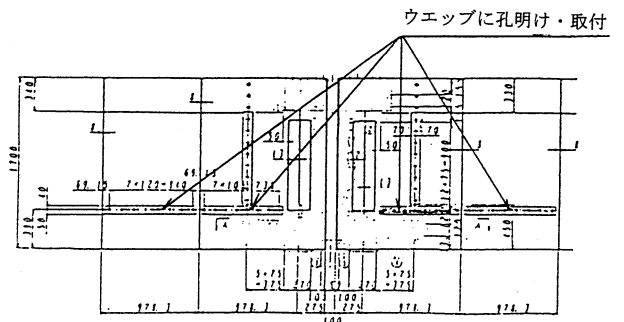


図-14 水平補剛材図

Fig. 14 Horizontal stiffener

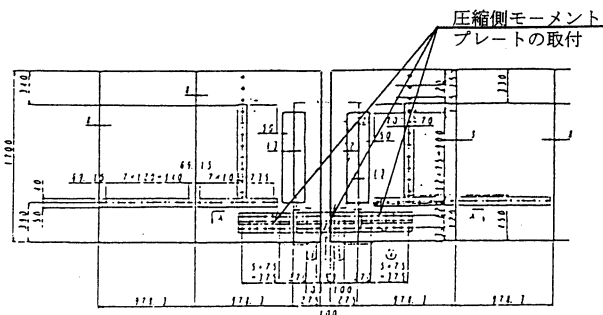


図-15 圧縮側モーメントプレート材取付け図

Fig. 15 Installation of reinforced plate for moment on compression side

わせて、ウェブに電動ドリルを使用して孔明し、ボルトを挿入して、本締めを行った。

(9) 主桁連結工（添接板取付）

添接板の取付けは、予め片側のみを取付けておき、一方にピンを数本同時に打ち込み橋軸方向の挙動を止め、直ちに仮締めを行った。圧縮側モーメントプレート部(図-15)は、応力伝達上重要な部分となるため、フィラープレートは現地合わせで厚みの調整を行い、フィラープレートを挿入・固定した。圧縮部の添接板取付け後、ボルトの本締めを行った。

(10) 横構ガセットプレートの復旧及び孔明け加工、孔明け工

主桁連結後に対傾構下弦材、支点垂直補剛材にそれぞれ孔加工(19φ→24.5φ)及び孔明けを行った後に、ボルトの締め付けを行い横構を復旧した(図-16)。

5.4 伸縮装置撤去・据付工

橋台部を設計検討でセミインテグラル構造で設計していたが、工事を施工する前に形状測定を実施し、橋台部の移動が定期点検で計測した値からの進行していないことが確認された。又、橋台部背面に踏掛け版を設置することが、供用しながら設置しなければならない施工が非常に難しい事が判明したので、伸縮装置を設置するように変更した。

(1) A1・A2橋台

伸縮装置の据付は、片側車線を交通規制しA1・A2側を同時施工した。現在の舗装及び床版コンクリートを

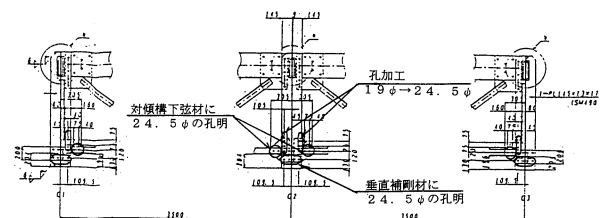
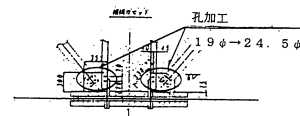


図-16 横構ガセットプレートの孔明け及び孔明け加工図

Fig. 16 Holing process on gusset plate for laterals

撤去し、ゴム製伸縮装置(荷重支持型)の据付後に、ジェットコンクリートを打設し、養生時間(約3時間)を経て交通規制を解除した。

(2) P1橋脚

伸縮装置の撤去は、片側車線を交通規制して施工した。現在の舗装及び床版コンクリートを撤去し、伸縮装置の一部を切断後ジェットコンクリートを打設し養生後、シート防水を施してアスファルト舗装を行って交通規制を解除した。

6. あとがき

定期点検で橋梁の異常が判明してから補修方法の設計検討を行い補修工事を実施したが、無事工事を終えることが出来た。設計・施工に従事した関係各位に、深く感謝いたします。平成10年度に橋台が倒れないか、1年間橋体形状測定した結果、橋台が移動していないことが判明し、温度変化に伴う伸縮は、P1橋脚を中心に伸縮すると考えた値と測定値とがほぼ等しく、橋台・橋脚の変状がみられないことから、ゴム支承が温度変化に対し機能しており構造上正常に作用している事が解った。今後、維持修繕補修工事の一つの補修例の参考となれば幸いです。

因島大橋関連区間の陸上部橋梁橋脚耐震補強工事

Strengthening work for earthquake-resistant on highway bridges in Innoshima Bridge portion

財団法人四国連絡道路管理協会尾道支部 今治事業所
(前)第三管理局向島管理事務所

今治交通管理隊長
維持補修課長

末 廣 弘 靖

Hiroyasu Suehiro



第三管理局向島管理事務所

維持補修課長代理

長 友 浩 信

Hironobu Nagatomo

概要

西瀬戸自動車道(通称しまなみ海道)の内、因島大橋関連道路については昭和58年12月4日に供用を開始している。この区間の橋梁は、耐震性が劣るとされる、昭和55年の道路橋示方書より前の基準で耐震設計されているため、緊急に必要な耐震性能を確保する必要があった。本稿は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」に準じて耐震照査し、橋脚耐震補強が必要な橋梁について、詳細設計及び補強工事を実施したので、報告するものである。

Among the Nishi-seto expressway(nicknamed Shimanami Highway),the portion connected to the Innoshima Bridge has been opened to the traffic on December 4, 1983. The bridges in this portion were designed based on the standards, coded before the highway bridge standards of 1980, which has less resistibility for earthquake. These bridge should be strengthened as early as possible. This paper reports the outline of review of bridges for earthquake-proof, which was done along with the specifications for rehabilitation of highway bridges deteriorated in the Hyogo-ken Nanbu Earthquake. The paper also reports the detail design and site work for rehabilitation.

1. まえがき

因島大橋関連道路の陸上部橋梁は、図-1表-1に示

す鋼橋5橋、PC橋6橋があり、その内平成7年度から平成9年度までに、8橋梁(28橋脚)の耐震補強工事を実施した。この内訳は、平成7年度3橋梁(15橋脚)・平成8年度1橋梁(3橋脚)・平成9年度4橋梁(10橋

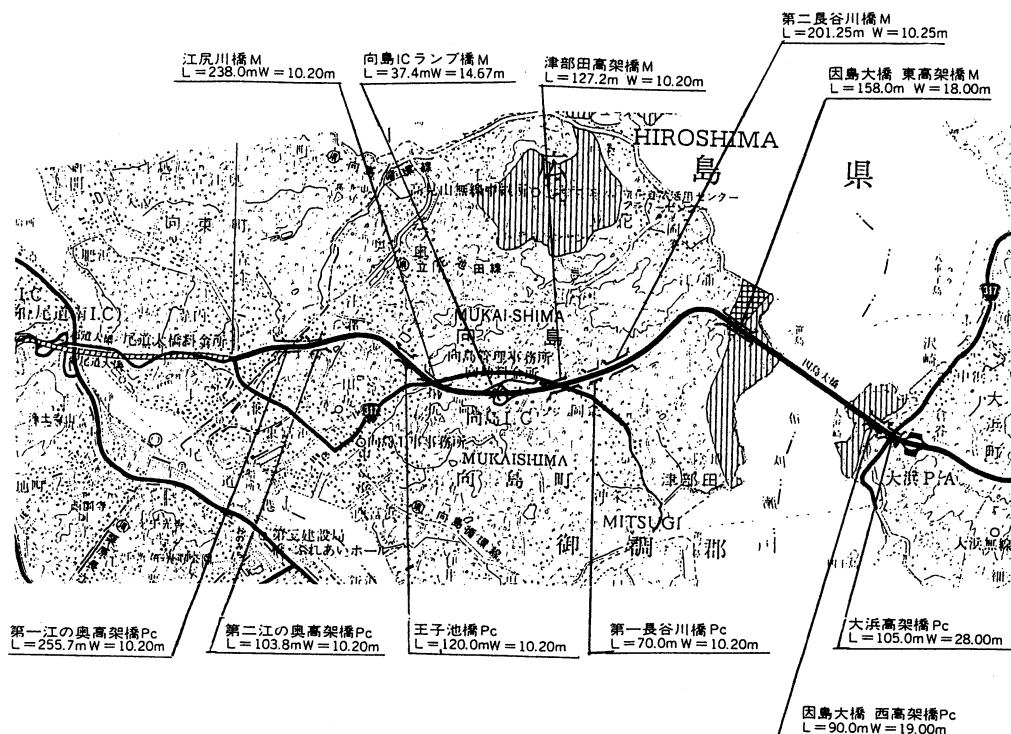


図-1 位置図

Fig.1 Location map

表-1 因島大橋関連区間の陸上部橋梁

Tab.1 Highway bridges in the Innoshima Bridge portion

橋 梁			補強実施年度計画			合 計
橋 梁 名	橋脚形式	橋種	H7年度	H8年度	H9年度	
第一江ノ奥高架橋	柱式(単柱)	PC	7			7
第二江ノ奥高架橋	柱式(単柱)	PC			3	3
王子池橋	柱式(単柱)	PC		3		3
江尻川橋	柱式(単柱)	鋼	6			6
向島ICランプ橋	なし	鋼				補強不要
津部田高架橋	柱式(単柱)	鋼	2			2
第一長谷川橋	柱式(単柱)	PC			1	1
第二長谷川橋	柱式(単柱)	鋼			5	5
因島大橋東高架橋	ラーメン式	鋼				補強不要
因島大橋西高架橋	ラーメン式	PC				補強不要
大浜高架橋	ラーメン式	PC				補強不要
合 計			15	3	9	27

脚)である。

2. 橋脚の補強設計の方針

2.1 補強設計における適用基準

補強設計に適用する基準は、各種基準が整備されていくに従い順次変更し、最終的には以下のものを適用した。

- 1) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」平成7年5月 建設省道路局
- 2) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 平成7年6月 日本道路協会
- 3) 耐震設計方針暫定案 平成7年5月 日本道路公団
- 4) 耐震設計・施工要領(案) 平成7年7月 日本道路公団
- 5) 道路橋示方書改訂(二次素案) 平成8年10月 日本道路協会

2.2 補強設計基本方針

今回の補強については、緊急対策の位置づけであるため、下記の基本方針のもとに橋脚の耐震補強を実施するものとし、補強設計を行った(ただし、平成7年度の補強においては直接基礎の耐力・変形性能の照査は実施していない)。

- 1) 橋梁の破壊形態を考慮し、「落橋しない」を最優先とし、全体構造系として補強方針を決定する。
- 2) RC橋脚の補強は、地震時保有水平耐力の向上を目指して行うものとする。ただし、橋脚躯体の強度を上げ降伏水平応力の増加を図ると基礎構造への影響が大きくなり、大規模な補強が必要になることも考えられる。このような場合は、靱性の向上(許容塑性率の向上)によるエネルギー吸収に主眼を置いた補強(曲げ耐力制御式補強)を行う。
- 3) 基礎についても、保有水平耐力の照査を行うものとするが、当面補強は行わないものとし、橋脚補強後の曲げ耐力は基礎工から逆算される曲げ耐力を上回らないようにする。基礎の保有水平耐力は橋脚躯体の保有水平耐力×1.1以上であることを照査する。基礎工の保有耐力を橋脚躯体の1.1倍としたのは、橋脚躯体の地震時保有耐力の算定において、かぶりコンクリート部の分担を考慮していない事等に配慮

して割り増すことにした。

補強設計の流れを図-2に示す。

3. 耐震補強設計の結果

3.1 耐震照査の結果

表-2に各橋梁の代表橋脚の照査結果を示す。各橋梁における特徴は以下のとおりである。

- 1) 第一江ノ奥高架橋……橋軸・橋軸直角：1部の橋脚で柱基部及び断落し部とも大きくオーバーしている。
- 2) 第二江ノ奥高架橋……橋軸・橋軸直角：1部の橋脚で柱基部及び断落し部とも大きくオーバーしている。
- 3) 王子池橋……橋軸・橋軸直角：せん断破壊先行となり1部の橋脚で柱基部及び断落し部とも大きくオーバーしている。
- 4) 江尻川橋……橋軸・橋軸直角：1部の橋脚で柱基部及び断落し部とも大きくオーバーしている。
- 5) 津部田高架橋……橋軸：照査省略(基礎がケーソンのため)・橋軸直角：柱基部及び断落し部とも大きくオーバーしている。
- 6) 第一長谷川橋……橋軸：照査省略(基礎が深礎杭のため)・橋軸直角：断落とし部で大きくオーバーしている。
- 7) 第二長谷川橋……橋軸：照査省略(基礎が深礎杭のため)・橋軸直角：断落とし部で大きくオーバーしている。橋軸：断落とし部で大きくオーバーしている(1基)
- 8) 因島大橋東高架橋……大浜高架橋と同じ

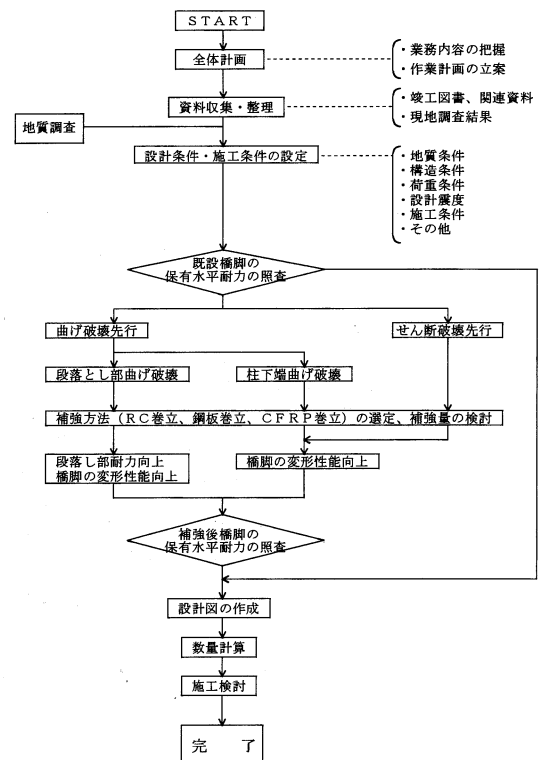


図-2 補強設計の流れ

Fig.2 Flow of strengthening design

表-2 照査結果

Tab.2 Summary of review

項目	橋名		第一江/奥高架橋(柱式=単柱) (代表橋脚5Pb)	第二江/奥高架橋(柱式=単柱) (代表橋脚2Pb)	王子池橋(柱式=単柱) (代表橋脚2Pb)	江尻川橋(柱式=単柱) (代表橋脚6Pb)	津部田高架橋(柱式=単柱) (代表橋脚5Pb)	第一長谷川橋(柱式=単柱) (橋脚2Pb)	第二長谷川橋(柱式=単柱) (代表橋脚2Pb)	大浜高架橋(ラーメン式) (代表橋脚2P)	
	補強前	震度法(H2道示)による照査	柱応力度	橋軸 $\sigma_c=102<120$ $\sigma_s=2,095 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=153>120$ $\sigma_s=3,919 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=135>120$ $\sigma_s=2,890 > 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=93<120$ $\sigma_s=1,710 < 2,700$	橋軸 $\sigma_c=135>120$ $\sigma_s=2,890 > 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=93<120$ $\sigma_s=1,710 < 2,700$	橋軸 $\sigma_c=69<120$ $\sigma_s=1,129< 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=149>120$ $\sigma_s=3,694 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=-<120$ $\sigma_s=-<2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=160>120$ $\sigma_s=4,406 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=89<120$ $\sigma_s=1,484 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=142>120$ $\sigma_s=3,259 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=82<120$ $\sigma_s=1,243 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=122>120$ $\sigma_s=2,255 < 2,700$	
		L1	橋軸 $\sigma_c=94<120$ $\sigma_s=2,085 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=168>120$ $\sigma_s=5,659 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=123>120$ $\sigma_s=2,773 > 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=86<120$ $\sigma_s=1,640 < 2,700$	橋軸 $\sigma_c=123>120$ $\sigma_s=2,773 > 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=86<120$ $\sigma_s=1,640 < 2,700$	橋軸 $\sigma_c=54<120$ $\sigma_s=782 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=129>120$ $\sigma_s=3,333 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=-<120$ $\sigma_s=-<2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=146>120$ $\sigma_s=4,553 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=69<120$ $\sigma_s=952 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=136>120$ $\sigma_s=3,468 > 2,700$	橋軸 $\sigma_c=70>120$ $\sigma_s=1,033 < 2,700$ 橋軸直角 $\sigma_c=122>120$ $\sigma_s=3,468 > 2,700$		
		基礎の安定	直接基礎 基礎の安定度、応力度は全て許容値の範囲内である。	直接基礎 基礎の安定度、応力度は全て許容値の範囲内である。	直接基礎 基礎の安定度、応力度は全て許容値の範囲内である。	直接基礎 基礎の安定度、応力度は全て許容値の範囲内である。	ケール基礎の安定度、応力度は全て許容値の範囲内である。		場所打ち杭基礎の安定度が少しオーバーしている。	深礎杭基礎の安定度、応力度は全て許容値の範囲内である。	
		杭基礎	押込力(723t/m ²)>578t/m ² 及び変量(17.2mm)>15.0mm)がオーバーする。さらに抗体応力度もオーバーしている。 $\sigma_s=4,084 > 2,700$ 単位kgf/cm ²								
	せん断耐力Ps(tf)、曲げ耐力Pu(tf)破壊形態の判定		Ps=302.6tf>Pu=197.3tf 曲げ破壊先行	Ps=397.1tf>Pu=315.1tf 曲げ破壊先行	Ps=514.4tf>Pu=691.4tf せん断破壊先行	Ps=198.1tf>Pu=130.6tf 曲げ破壊先行	Ps=265.3tf>Pu=180.4tf 曲げ破壊先行	Ps=405.9tf>Pu=251.7tf 曲げ破壊先行	Ps=249.5tf>Pu=155.8tf 曲げ破壊先行		
	復旧仕様による保有水平耐力の照査L2=H2道示L3=非線形動的解析(簡便法)	L2	慣性力(tf) 295.4 地震時保有水平耐力(tf)判定 184.5 OUT	292.4 277.8 OUT	1,744.6 514.4 OUT	136.9 119.3 OUT	203.7 166.3 OUT	299.9 234.0 OUT	240.6 144.1 OUT	変形拘束により安定	
		L3	慣性力(tf)地震時保有水平耐力(tf)判定 600.3 184.5 OUT	432.7 277.5 OUT	5,026.7 514.4 OUT	273.8 119.3 OUT	407.5 166.3 OUT	609.4 235.7 OUT	522.4 144.9 OUT	変形拘束により安定	

- 9) 因島大橋西高架橋……大浜高架橋と同じ
- 10) 大浜高架橋……ラーメン橋脚であるため橋軸方向のみの照査を行ったところ補強の必要はなかった。

3.2 補強設計

補強工法は、補強設計基本方針により選定したが、平成7年度は、補強工事の緊急性にたいし十分な検討時間がとれなかったため首都高速道路公団で実績のある鋼板巻き立て工法を基本にして設計した結果、「曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法」を採用した。平成8年度は、経済的に有利な鉄筋コンクリートを基本にして設計したが、1橋の中に鉄筋コンクリート巻き立て工法と鋼板巻き立て工法の混在となるケースがあり好ましくないため、鋼板巻き立て工法に統一した。平成9年度は鉄筋コンクリート巻き立て工法とした。表-3に各橋梁の補強仕様を示す。

4. 補強工事の概要

以下に補強工法の概要を述べる。

4.1 曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法

(1) 施工手順

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法の施工手順は以下のとおりである。

土留・掘削工→補強鋼板取付工→現場溶接工→樹脂接着工→現場塗装工→根巻コンクリート工

(2) 土留・掘削工

オープン掘削又は、立坑用ライナープレートによる土留を行いながら、バックホウにてフーチング上部まで掘削を行った。

(3) 補強鋼板取付工

橋脚周りに足場を設置し、橋脚表面のサンダーケレンによる下地処理を行った。橋脚の形状寸法を測定し、鋼板加工を行い、仮設アンカーボルトを打ち込み、鋼板を仮付けした。最後に固定アンカーボルトを打ち込み、鋼板位置を固定し、皿ボルトを締め込んだ。

(4) 現場溶接工

施工に先立ち、当現場における補強鋼板の裏当て突き合わせ溶接を、ガスシールド自動溶接機を用いて実施するに当たり、溶接機の溶接性能の事前確認及びルートギャップ(開先寸法)2mmの場合と4mmの場合の2種類を比較し、溶接内部欠陥の有無を確認するために溶接施工試験を実施した。その結果、ルートギャップ4mmで施工する事になった。溶接の施工手順は、まず鉛直方向継ぎ手部(V型開先)の全自動溶接または半自動溶接を行った。そして、水平方向継ぎ手部(I型開先)の全自動溶接又は半自動溶接を行った。溶接後は表面をグラインダーにより平滑に仕上げた。仕上げの検査は目視観測及びUT(超音波探傷法)により検査を行った。

表-3 各橋梁の補強仕様

Tab.3 Specifications of strengthening for bridges

項 目	橋 名	第一江ノ奥高架橋 (柱=単柱) (代表橋脚5Pb)	第二江ノ奥高架橋 (柱=単柱) (代表橋脚2Pb)	王子池橋 (柱=単柱) (代表橋脚2Pb)	江尻川橋 (柱=単柱) (代表橋脚6Pb)		
補強	補強工法	曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法	RC巻き立て工法	鋼板巻き立て工法	曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法		
補強	補強材料	鋼板厚SS400 (t=mm)	9	9	9		
	エポキシ樹脂又は無収縮モルタルmm	4 (エポキシ樹脂)	コンクリート 250	30 (無収縮モルタル)	4 (エポキシ樹脂)		
	アンカー筋 (SD345) スタッドジベル	D38-56本 φ19-448本	配筋D22-36本	施工しない (基礎の耐力<橋脚の耐力)	D38-36本 φ19-228本		
補強後	せん断耐力Ps(tf)、曲げ耐力Pu(tf) 破壊形態の判定	Ps=1,476.9>Pu=197.3 曲げ破壊先行	Ps=934.1>Pu=353.5 曲げ破壊先行	Ps=2,268.2>Pu=1,422.0 曲げ破壊先行	Ps=1,152.2>Pu=225.7 曲げ破壊先行		
補強後	復旧仕様による保有水平耐力の照査 L2=H2道示 L3=非線形動的解析 (簡便法)	L2	慣性力 (tf) 地震時保有水平耐力(tf) 判定	181.0 366.2 OK	128.3 315.0 OK	420.7 629.4 OK (基礎の耐力<橋脚の耐力)	92.9 186.5 OK
		L3	慣性力 (tf) 地震時保有水平耐力(tf) 判定	362.1 366.2 OK	279.2 315.0 OK	1,234.0 629.4 OUT (基礎の耐力<橋脚の耐力)	185.8 186.5 OK

項 目	橋 名	津部田高架橋 (柱=単柱) (代表橋脚5Pb)	第一長谷川橋 (柱=単柱) (橋脚2Pb)	第二長谷川橋 (柱=単柱) (代表橋脚2Pb)		
補強	補強工法	曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法	RC巻き立て工法	RC巻き立て工法		
補強	補強材料	鋼板厚SS400 (t=mm)	9	コンクリート 250		
	エポキシ樹脂又は無収縮モルタルmm	4 (エポキシ樹脂)	コンクリート 250	コンクリート 250		
	アンカー筋 (SD345) スタッドジベル	D38-52本 φ19-616本	配筋D32-68本	配筋SD345D29-28本		
補強後	せん断耐力Ps(tf)、曲げ耐力Pu(tf) 破壊形態の判定	Ps=1,366.2>Pu=358.7 曲げ破壊先行	Ps=1,144.2>Pu=434 曲げ破壊先行	Ps=757.5>Pu=289.6 曲げ破壊先行		
補強後	復旧仕様による保有水平耐力の照査 L2=H2道示 L3=非線形動的解析 (簡便法)	L2	慣性力 (tf) 地震時保有水平耐力(tf) 判定	148.9 309.9 OK	188.3 377.8 OK	115.5 257.5 OK
		L3	慣性力 (tf) 地震時保有水平耐力(tf) 判定	297.8 309.9 OK	376.6 377.8 OK	243.1 257.5 OK

(5) 鋼板中詰め工

鋼板の中詰めは、当初エポキシ樹脂を使用した、4.2に示す問題点が発生したため、その後無収縮モルタルに変更した。

1) エポキシ樹脂による中詰め工

鋼板縁端をエポキシ樹脂シール材によりシールした後、注入及びエア抜き用アルミパイプを取付け、シール材を2日間自然養生した。注入作業は、エポキシ樹脂注入材を下側から順次上に向かって注入し、木製ハンマーにて注入材の充填を確認した。注入材の自然養生期間を2日として注入及びエア抜き用アルミパイプを切断除去した。

2) 無収縮モルタルによる中詰め工

鋼板下部をエポキシシール材によりシールし、注入用鋼板に取付け、シール材の養生を1日とした。そして、無収縮モルタルを下部鋼板よりH=50cmまで注入した。無収縮モルタル注入後1日自然養生し、無収縮モルタルを注入高H=3.0m/日を限度として、上部注入口より流下方式で注入した後、1日自然養生した。無収縮モルタル硬化後に、鋼板上部をエポキシシール材によりシールした。

(6) 現場塗装工

日本道路公団耐震補強の現場塗装仕様 (下塗第一・二層有機ジンクリッチペイント+下塗第三層変性エポキシ樹脂塗料+中塗ポリウレタン樹脂塗料+上塗ポリウレタン樹脂塗料)にて鋼板の防錆対策を行った。

(7) 根巻コンクリート

削岩機又はダイヤモンドコアを使用してフーチング上面に定着用アンカー鉄筋孔を削孔した。最下端の補強用鋼板にスタッドジベルを溶接した。そして、定着用アンカー鉄筋を孔に挿入し無収縮モルタルにて定着させた。主鉄筋及び帯鉄筋を配筋し、型枠を設置した。次に流動化コンクリートを打設した。養生した後、コンクリート天端と鋼板の境はシーリングした。最後に型枠を解体して、土砂を埋め戻した。

4.2 曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法の問題点及びその改良について

(1) 問題点

平成7年度に施工した曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (エポキシ樹脂中詰め) では、下記の施工上の問題が発生した。

- 1) エポキシ樹脂の設計注入厚は4mmであるが、下記の理由により食い込みロス量が多くなった。
 - ①橋脚の出来形管理基準は、-10~20mmであり、橋脚のコンクリート面が型枠の目違い、波打により凹凸がある。
 - ②コンクリート面に気泡の後 (空洞) がある。
 - ③矩形の場合、四隅に面取りがしてある。
- 2) 鋼板は分割製作するが、組立精度を上げるため、現場合わせの再切断が必要である。よって、加工・組立に要する労力・日数が多くなる。
- 3) 鋼板とコンクリート面のすきまが4mmと狭いため、裏あて材 (3.2mm) がコンクリート面に接しており、コンクリート面への溶接熱の影

響がみられた。

- 4) フーチング天端と鋼板下端の隙間が5 cm 必要となっているが、フーチング上面の出来形精度が5 cm 以上の凹凸になっている橋脚もあり、フーチング天端と鋼板下端の隙間5~10 cm の幅を持たせる必要があった。

(2) 問題点に対する対応

これに対し、平成8年度では無収縮モルタルによる中詰め工を実施することとしたが、それに先立ち無収縮モルタルと鋼板、コンクリート面の付着せん断強度の確認試験を行った。

(3) 無収縮モルタル付着せん断強度試験

1) 試験の目的

本試験は、①無収縮モルタルと鋼板面②無収縮モルタルとコンクリート面の付着せん断強度を把握することを主目的として実施した。尚、本工法における必要付着せん断強度は、平成7年10月の橋脚耐震補強検討において、矩形断面では、8.7 kgf/cm²、円形断面では12.1 kgf/cm²と報告されていることから、これを参考にして、実用化に向けて必要と考えられる目標付着せん断強度を15 kgf/cm²とした。

2) 試験概要

a) 試験方法

図-3に簡易一面せん断試験の概要をしめす。試験の概要は、荷重方向とせん断破壊面との傾斜角 α を、上下に配置したスペーサを用いて可変とし、破壊荷重Pから次式で求められる垂直応力 σ 及びせん断応力 τ より、Mohr-Coulombのせん断破壊基準線 $\tau = \tau_0 + f\sigma$ を特定することができる。

$$\sigma = P/A \cdot \sin \alpha$$

$$\tau = P/A \cdot \cos \alpha \quad \text{ここに、A: せん断面積}$$

したがって、異なった傾斜角 α ごとに、応力(σ, τ)の点がプロットできれば、 $\sigma - \tau$ 面上にせん断破壊基準を描く事が可能となる(図-4参照)。尚、本試験方法では、傾斜角30°のダイスを基本傾斜角として、反転可能な5°のスペーサーに

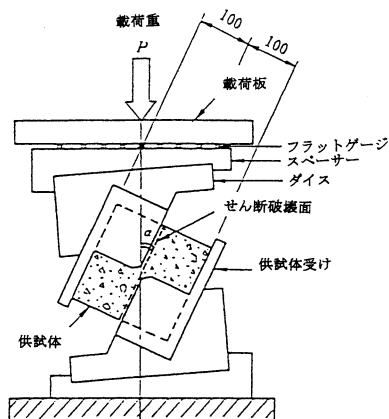


図-3 簡易一面せん断試験機の概要

Fig.3 Outline of simplified mono-axial shearing test device

よって傾斜角25°~35°の試験が行える。試験に用いる供試体は $\phi 20 \times 20$ cmの円柱供試体であり、付着せん断破壊面が試験体の中心(高さ10 cmの位置)になるように作成した。

b) 供試体

荷重方向とせん断面の傾斜角 α は、25°、30°及び35°の3角度とし、1角度につき2本、各試験ケース(10ケース)に対して6本の供試体を用いた。荷重速度は、既往の研究を参考にして、せん断面に働くせん断応力増で4~5 kgf/cm²/minとした。

(4) 試験結果

図-5に試験結果を示す。この結果から以下のことが判明した。

- 1) エポキシ樹脂系充填材を用いた鋼板供試体の結果から、簡易一面せん断試験により得られる純せん断強度は、他の試験方法により得られる付着せん断強度よりも小さな強度で評価する傾向があると考えられる。
- 2) 無収縮モルタルとコンクリートの付着せん断強度は、チップング処理、サンダーケレン処理のいずれの場合にも目標とする付着せん断強度(15 kgf/cm²)を満足する。特にチップング処理を施した場合には、目標強度の2倍程度の付着せん断強度が期待できる。
- 3) サンダーケレン処理したコンクリートと無収縮モルタルの付着せん断強度は、エポキシ樹脂系の充填材を用いた場合の付着せん断強度と同程度である。
- 4) 浮き錆を生じている鋼板と無収縮モルタルの付着せん断強度は10 kgf/cm²以下であり、目標とする付着せん断強度を確保できない。
- 5) エッチングプライマー処理を行った鋼板と無収縮モルタルの場合には、プライマーと鋼板の界面で破断する状況が確認された。この場合の付着せん断強度は、目標付着せん断強度と同程度か若干下回る程度であった。

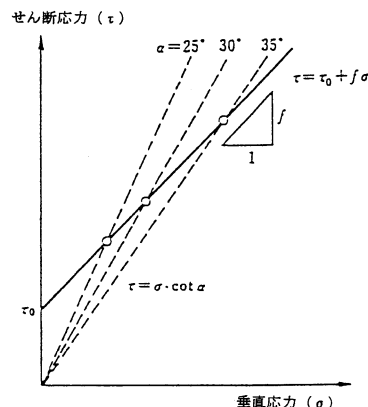
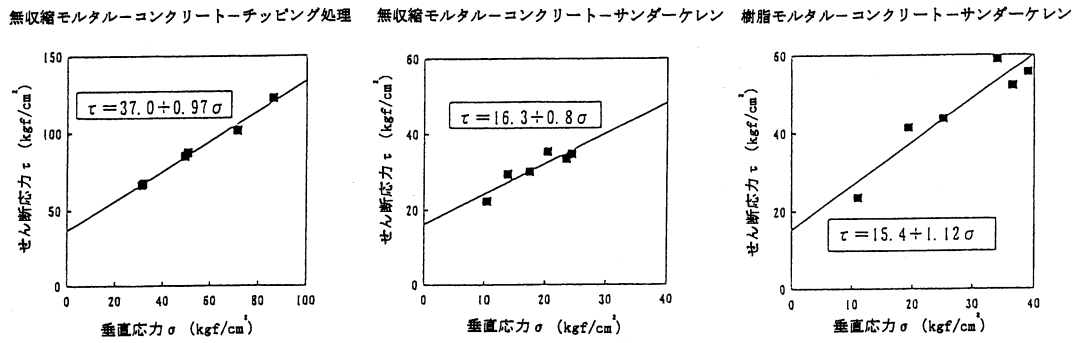


図-4 せん断破壊基準線の特定

Fig.4 Determination of shearing line

(1) 垂直応力 (σ) とせん断応力 (τ) の関係 (コンクリート供試体)



(2) 垂直応力 (σ) とせん断応力 (τ) の関係 (鋼板供試体)

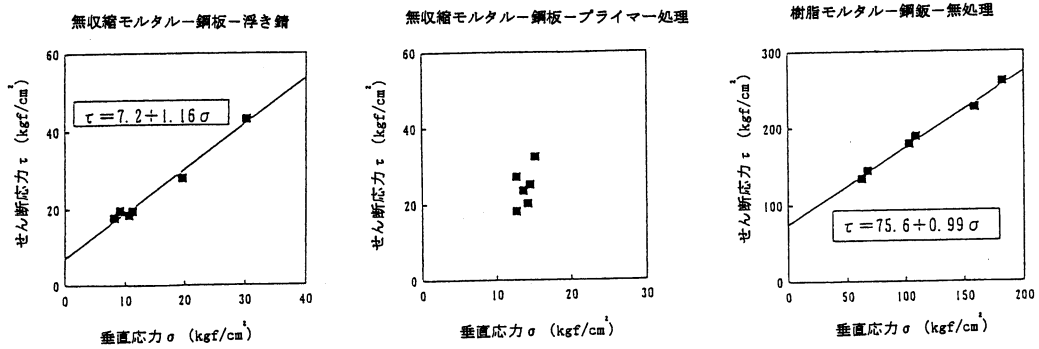


図-5 簡易一面せん断試験結果

Fig.5 Results of simplified mono-axial shearing test

以上の結果から、鋼板面の処理を適切に行えば、エポキシ樹脂系の充填材の代替として、無収縮モルタルの適用は可能であると判断した。

平成8年度に曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法：無収縮モルタル（30 mm）で施工した。

4.3 鉄筋コンクリート巻き立て工法

(1) 施工手順

鉄筋コンクリート巻き立て工法の施工手順は以下のとおりである。

土留・掘削工→足場仮設工→コンクリート表面処理工→フーチングアンカー定着工→鉄筋組立工→型枠工→コンクリート工→型枠・足場解体工→埋め戻し工

なお、前項と違う工種についてのみ説明する。

(2) 足場仮設工

鳥居枠及び単管パイプの併用により橋脚周囲に足場を設置した。最上部は転落、防止用に手すりを設置した。足場全体を外部より防護シートで覆った。

(3) コンクリート表面処理工

新旧コンクリートの付着力を増すために旧コンクリート面の目荒らしとしてブラスト処理を行った。ブラスト処理の方法は、スチールショットブラスト工法により実施した。(研掃密度 100 kg/m²)

(4) フーチングアンカー定着工

フーチング上面をチップャー、ピックによりはつり、フーチングの上部鉄筋を露出させた。その後、既設の鉄筋を傷つけないように削孔穴の位置を決め、削孔

コアドリル及び削岩機により設計長まで削孔した。削孔穴及び表面に付着したコンクリート粉を圧縮エアブロー等で清掃した後、フーチングにアンカーを立て込み、無収縮モルタルを充填し固定した。

(5) 鉄筋組立工

鉄筋組立用アンカーの配置・立て込みし、軸鉄筋の立て込みを行った。尚、長尺鉄筋の場合はガス圧接継手とした。帯鉄筋を配置しフレアー溶接をおこなった。

(6) コンクリート工

設計幅確保のためセパボルトを橋脚面に取付け、型枠を組立完了後、流動化コンクリートを打設した。1回の型枠打設高3.6 mとしたが、コンクリートが鉄筋の周囲及び型枠の隅々まで行き渡るように、打設ホースを型枠内に投入し、高周波バイブレーター2台により締固めながら打設した。打設作業を2~3回繰り返して、型枠脱型後に埋め戻しを行った。

5. あとがき

平成7年度から平成9年度の3年間で橋脚の耐震補強工事を実施してきて、最初は初めての工事で問題が多く発生して、工事に手間取ることもあったが、橋梁の耐震性能を向上させる初期の目的は達成できた。なお、耐震補強の設計・施工に従事した関係各位及び多くのアドバイスをいただいた日本道路公団・阪神高速道路公団の耐震補強担当者へ、深く感謝いたします。また、今後の橋脚耐震補強工事にあたったの参考になれば幸いです。

道路橋示方書の改訂作業への取り組み

Position on the Revision Work of Highway Bridge Standards

建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室長

西川 和 廣

Kazuhiro Nishikawa

●聞き手／北川信 本四技報編集委員長（長大橋技術センター長）

／1999年7月15日 本四公団東京事務所において



西川和廣

昭和28年東京都生まれ。昭和53年東京工業大学大学院理工学研究科修士課程修了（土木工学専攻）。同年建設省入省、土木研究所千葉支所構造橋梁部橋梁研究室研究員。この間昭和58～59年米国ペンシルベニア州リーハイ大学。昭和60年建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室主任研究員。昭和62年建設省道路局国道第二課課長補佐。平成元年東北地方建設局酒田工事事務所長。平成3年建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室長。現在に至る。

■改訂の背景と要因

北川 道路橋示方書（以下「示方書」という）を性能照査型の基準に改訂する動きがあると聞いております。今回はこの作業において中心的役割を果たしておられる西川室長にお話を伺うということでよろしくお願いたします。まず、今の示方書の何が問題でこのような動きになってきたのか、その背景についてお尋ねします。

西川 まず、性能照査型規定という言葉についてですが、これは建築基準法の改訂が話題になった時に出てきたものです。

示方書では性能照査型規定への改訂ということ以前に、いくつかの要因から技術基準としての示方書を変えていかなければいけないという問題がありました。その改訂の方向を示す基本理念として性能照査型規定の理念があるということです。

北川 示方書改訂の背景について、具体的に教えていた

だけませんか。

西川 大きく分けて4つの背景が挙げられます。1番目は国際化への対応です。国際化といっても非常に広い意味がありますので、ここでは競争力と透明性の確保という二点にしばってお話する事にします。最近、経済の世界がボーダーレス化しつつありますが、当然、技術の分野についても国境を越えて仕事が行われるようになってきています。今の示方書はどちらかという点と手取り足取りすべて規定してあるものですから、それが足かせになって日本の技術者があまり工夫をしないで済むようになっていて、その結果、日本の橋梁技術が外国に比べ競争力が低下していきのではないかと懸念がありました。そこで日本国内の技術者の競争力を高めるような、もう少しフレキシブルな設計基準が望まれています。一方、透明性についてですが、現行の日本の基準を外国から見た場合、あるいは日本の他の分野から見た場合に、示方書の個々の条文が何のためにあるのか、代わりに外国の基準でチェックしてはいけいないのか、そういった問いに対してあまり

はっきりとした答えができない状況なんです。つまり外国から見れば透明性がないという言い方になります。外国からの参入への障壁としてこの基準があるのではないかと悪い勘ぐりをされることもあります。競争力や透明性が明確に示されていれば外国からも文句を言われることはないし、日本の技術に競争力があれば外国が参入してこようが、あるいは日本の技術者が海外に出ていこうが何も怖くない。それからもう1つ、国際化の中にはISOをはじめとする国際的な基準への対応という問題があります。我々が一体何のためにそれぞれの規定に従って設計しているのか、一度自分たちの中でクリアにしてみないと、どの部分を外国の基準と合わせられるのか、合わせられないのかがはっきりしないのです。

北川 2番目の背景は？

西川 2番目は構造等の多様化への対応です。昔は建設省などの発注者と民間が共に作る時代でしたが、これからは作るのは民の仕事、官は納税者に代わってお金を預かって買う時代という言い方をされています。今までは共に作る立場ですから、発注者は橋を作ってユーザーに提供する側において、橋なんてこんなものですよということで、それで満足してもらっていたのですが、今度は買う立場になると、ユーザーとしてはもっといろいろな要望があるわけです。こんな橋ではいやだ、もっと格好いいものがない、あるいは維持管理の手間やコストがかからないものがないなど、そういったことに対していろいろ対応しなくてはならない。あるいは今までには想像できなかったような構造形式についてもチャレンジしていかなくてはならない、という事にもなってきます。一方、それらを実現する方法として、特にコストの面からですがVE（バリューエンジニアリング）やDB（デザインビルド）などいろいろな制度がでてきています。そういった場合によく聞かれるのは、示方書が非常にタイトに厳しく書いてあるので、せっかく新しい事をやろうとしたり、あるいは新しい材料を使おうとしても、示方書がネックになってせっかくのVEやDBがうまくいかなかったということです。示方書は必要な事のみをおさえてあげればいいというのが私の意見でして、いろいろな構造形式や契約方式へのチャレンジをしるようでは本末転倒ではないかと思えます。

北川 3番目は？

西川 3番目は維持管理、耐久性の重視ということです。維持管理の時代になったと言われてから大分経ちますが、いろいろなアイデア、技術がありながら良い橋、長持ちをする橋を作る方向には必ずしも動いていません。示方書には確かに長持ちするように耐久性のある材料を使おうと書いてあるのですが、精神論にとどまっています。もう少し何か具体性のある規定を設けることで耐久性があり、維持管理の負担の少ない橋が

より多く作られるようになってくるのではないかと考えています。

北川 4番目は？

西川 4番目は、少し主旨が違いますが、最近コスト削減の新技术ということで随分力をいれていて、日本道路公団を中心にいろいろなタイプの橋にチャレンジをしています。それらの中には非常によく検討がなされているものもあるのですが、せっかく良いものでありながら、示方書にきちんと規定されていないために、その新技术の採用に際して現場で躊躇してしまうというケースがあります。また新技术の本来の主旨がわからずに形だけをまねて、かえって悪い結果をまねく事も考えられます。その辺を考慮して、早めに示方書に位置づける必要があります。

実は、5番目としてSI単位を早く示方書の本文に入れたいという事があるのですが、以上が今、示方書を改訂してほしいと言われている背景です。こういった改訂を行う時の基本理念として性能照査型規定という言葉を使わせてもらおうという事です。

■性能照査型規定とは

北川 そもそも、性能照査型規定とはどういう意味ですか。また、示方書の規定内容が実際どのように変化するか教えて下さい。

西川 性能照査型規定、あるいは短く性能規定と言ってしまうのですが、わかりやすくするためには、その反対語を言えばいい。それは仕様規定、スペックです。仕様規定というのは、使用材料や形状、寸法を具体的に規定したものをいい、これの一番極端なものが標準設計です。これに対して性能規定というのは目的とする性能を規定するのです。ある大きさまでの荷重に対して損傷しない、ある大きさ以上の変形が出ないなどの、具体的な目標が書いてある。もっと極端に言えば、25tのトラックが通ればよい、あとはいくらでも設計方法があるからどれでも選びなさい、といった言い方です。例えば、山に登るのに1つのルートしか示さないか、いくつもの登り口を許すかの違いです。ただし、性能規定、仕様規定という両極端しかないわけではなくて、より性能規定的あるいは仕様規定的であるかという事もあり得ます。古くに確立した鋼橋編などは仕様いろいろと書いてあり、仕様規定的です。また、なかなか理論が追いついていかないコンクリート橋編や下部構造編もかなり仕様で済ませているところがある。これに対して一番新しい耐震設計編ですが、この前大改訂がありました。もうほとんど性能規定に近いです。ある大きさの地震動に対してある大きさまでの変形におさえなさいと具体的に書いてありますから、ある程度いろいろな事ができる。その規定を満足していることを何らかの形で証明できれば、いろいろな事

が受け入れられるようになる。今回やろうとしている改訂についても、すべて性能規定にしてしまうわけではなくて、より自由度が得られるような方向へシフトし、将来できるだけ性能だけを示して、フリーにいろいろな技術が入るような方向へ移行するためのスタートと考えています。

北川 性能規定、仕様規定の意味はよく分かりました。それぞれの特徴について詳しく教えてください。

西川 まず、仕様規定の長所は具体性がある。だれにでも理解しやすい。設計に特別に高い能力を必要としない。示方書にあうように、ともかく1つ1つ詰めていけばいいんですね。それから出てきた設計の成果を発注者側が確認するのが非常に簡単である。ただ短所としては硬直的で他の代案を許さないということです。そのために技術の進歩の障害になる可能性がある。せっかく新しいアイデアを出してもなかなか受け入れられにくい。また、示方書には適合しているのだけれど、一体何を実現しようとしているのかよく分からない。それは外から見ると透明性がないという事になります。これに対して性能規定の方ですが、長所としてはまったく逆で、設計の自由度が大きくて柔軟性がある。何を実現するのか、目標がはっきりしている。目標がはっきりしていますから、技術進歩、技術開発を引き出しやすいわけです。ただし短所としては、設計に高い能力が必要となり、どうすればよいのかいちいち考える必要がある。出てきた成果に対して適合しているかどうかの判断が非常に難しいという問題があります。

北川 性能規定になると設計の自由度が大きくなって技術進歩を促す反面、適合性の判断にも高度の技術が必要とされるということですね。

西川 そうです。これは、北欧の建築基準の中で作られた表現なのですが（図-1参照）、三角形の上半分、これを要求性能という言い方をします。ただその要求

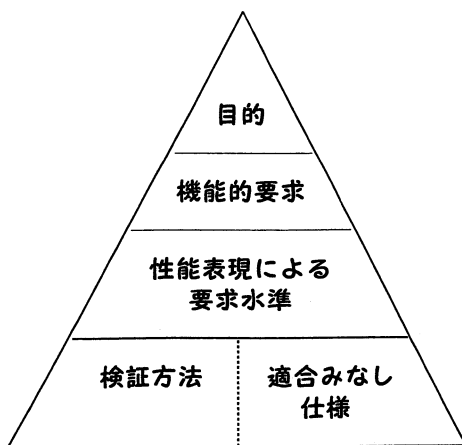


図-1 性能指向技術基準の理念的モデル

Fig. 1 Conceptual model of performance-oriented technical standards

にもいろいろな段階があります。たとえば目的と書いてありますが、1番目は安全に作りなさいということです。しかし、これだけでは全然わからないので、2番目は地震、風に対して安全に作りなさい。3番目では、地震といっても具体的にどのような大きさの、どのような性質の地震に対してどのレベルで安全にしてください。このように要求の中にもいろいろあるわけです。この要求性能と対になるものを検証方法といいます。ある式、ある実験方法、ある解析で確認できれば、その要求性能は満たされているものとみなします。このセットがないと厳密な意味での性能規定にはなりません。ただ少し考えていただければ分かりますが、そう簡単にセットができるわけがない。橋梁も他の土木構造物と同じように経験に基づいてできているところがかなりあります。そういう時、要求に適合しているか判断する際に非常に便利な概念として、「適合みなし仕様」というものがあります。たとえば、こういう配筋しておけば基本的に大丈夫だ、実験をやっても必ずもつ、そういった今までの経験に裏づけられた仕様を、適合みなし仕様といいます。これで大丈夫という仕様をしかるべきところでオーソライズする、場合によっては発注者との間で合意するのです。おそらく当初は適合みなし仕様のウエイトが大きくて、だんだんに検証方法が明らかになるにつれてフレキシビリティの高い基準になってくるのではないかと考えています。

■改訂は2段階で

北川 今の御説明では、性能規定になると設計に高い能力が求められる事になるということですね。オールジャパンでこういった基準に変わった場合、すべての設計コンサルタントがついていけるのでしょうか。今の御説明だと当面は適合みなし仕様という形で移行期間を設けるから大丈夫という事ですか。

西川 どんなに良い基準でも使ってくれなければ意味がないので、スムーズに導入されるための戦略を考えています。例えば大半を占める中小規模の事業者への配慮として改訂を2段階に分けるという事を考えています。第1段階は先程も言いましたように、「これから性能規定に移行します」という方向性を明確に示すことです。非常に荒っぽい言い方をしますと、現行の示方書をそっくりそのまま適合みなし仕様にしてしまう。どういうことになるかという、今までは「示方書どおりにやりなさい」という意識で示方書を見てきたと思うのですが、「示方書どおりのやり方でもよい」と示方書どおりのやり方も解決策の一つと考えてよいとするわけです。つまり具体的には、現行の示方書には解説の方に要求性能について詳しく書いてある場合がありますが、その中から各章各節が一体何を要求しているのかという事を頭にひっぱりだして書いてやる。

そう書いた上でそのあとに従来の規定も適合みなし仕様としてそのまま残す、「以下の仕様を満足できれば、上記の要求を満たすとみなしてよい」という規定にするのです。おそらくオールジャパンの90%か95%、それらがすべてチャレンジングな事業というわけにはいきません。中小のコンサルタント、中小の建設会社が行う場合、従来どおりでいいですよと言えばそれで済む訳です。ただ残り5%、10%がいろいろなチャレンジをする時に足を引っ張らない形にはなると思います。今までは全体をリードするそれらのリーダーががんばろうとする時、示方書が足を引っ張ることがあった。これを逆にして示方書が支援する。そういったリーダーのチャレンジが、残り90%を底上げする形で全体がゆっくりと進歩していく。そんな将来を構想しています。

北川 適合みなし仕様で設計する分については従来とあまり変わらないのですから、発注者にも分かりやすいのですが、新たな設計提案がなされた場合、それが所要性能を満たしているという検証ができないと、発注者としてその提案を受け入れることができないと思います。それについては、誰がどのように検証するのですか。また、技術面や安全面での責任は誰が負うのですか。

西川 責任というのは非常に重要だと思います。特に改訂の第2段階では責任の所在が明確になるようなしくみを考えています。大原則は提案者が検証してみせるということです。そうはいってもそれは大変な事です。その技術が一番最初に使われる時、小さいものであれば、個々の発注機関の技術者が提案者からいろいろなデータをもらってそこで判断ができれば採用すればよい。その時点で責任を共有することになると思います。しかし、非常に大きな提案であれば今までと同じように委員会を開くなりして、幅広い目でより多くの技術者、あるいは学識経験者の目で見てもらって判断したらよい。ただそこから先、ある程度のデータなり事例が出てきて、この技術についてはここここを押さえておけば、もう一般工法として使っていいのではないかという判断ができる段階になった時に、示方書の列に並べればよいと思います。その段階で今度は示方書を作った主体が責任を持つことになると思います。このように新しい基準がどんどん示方書に取り込まれていく道筋を作りたいのです。

■新たに追加される項目

北川 将来、改訂される示方書の構成は今のものとは大幅に変わることになるのですか。また、新たに追加される項目としてどのようなものがあるのか教えて下さい。

西川 第1段階の改訂では、あまり大きく編とか章の構

成は変えないようにと考えています。

まず性能規定への第一歩として、これは先ほど説明したように、要求性能を抽出して各章の頭に書いておくようにします。その中で耐久性、維持管理については具体的な事をいれようと考えています。また、追加される項目として特にここで申し上げておきたいのは、鋼橋の疲労設計基準の導入です。今までは鉄道橋は疲労で決まり、道路橋については疲労は関係ないということだったのですが、最近自動車重量が大きくなり台数も増えてきたということもあり、橋梁によっては疲労をきちんとチェックしておくことが、長期の寿命に対しては必要であろうと考えています。疲労設計基準を入れると鋼橋の設計に不利になると思われる方がいるかと思うのですが、きちんと限界基準を作った方が、どこを改良したら疲労に有利になるかがはっきりわかるようになる可能性もあると思っています。特にSM570などの高強度の材料が逆に使いやすくなるのではないかと考えています。ただ、この中で設計の手間があまり大きくなりすぎないように単純な照査で済むように、また過大な設計にならないように考慮しようと考えています。

北川 疲労設計基準の導入は、耐久性のある橋づくりに大いに寄与することと思います。また、維持管理負担の軽減に関しても、何か具体的な構想があればお聞かせください。

西川 維持管理に関しては、ライフサイクルコストの概念を新たに導入する事を考えています。これは何かというと、今までの設計はどちらかというと強度一辺倒のところがあって、そこにどうも時間軸が見えない。何年持つか保証しなさいといった場合、疲労設計はできるわけです。ただ、腐食などといった、なかなか計算では表せない耐久性の要因がいっぱいあります。そういうものをどう評価したらよいのか。それから維持管理という行為を入れないと、50年、100年以上まで寿命を延ばすことができない。その時、維持管理行為を含めた評価方法として、ライフサイクルコストというのが非常に使い易い指標になるのです。ライフサイクルコストというのは、いわゆる初期投資だけではなくて、その後のメンテナンス、さらに寿命がきた時の架け替えに要する費用を含めたトータルのコストです。たとえば国道1号というものは永久に使う必要がある。永久に使う中で何回も橋を架け替えるということを当然考えざるを得ないのですが、その時に寿命が長い橋であれば架け替え回数をかなり減らせる訳です。ライフサイクルコストの中でどこに費用がかかるかと言えば、圧倒的に架け替えにかかるわけです。ライフサイクルコストを低く押さえるには架け替えの回数を減らすことが最適なのです。道路ではなくてパソコンや機械ものであればもっと短い期間に寿命を設定してどんどん取り替えた方がよいというケースもありますが、

橋の場合には100年経ってもそんなに性能が変わる事はないでしょうし、架け替えた時にかかる費用も大きいです。今のところ100年をライフサイクルコスト想定期間にしようとしています。

北川 100年経てば、壊れていいと・・・

西川 いいえ、そういう訳ではなくて、100年を充分長い期間という事で設定して、「どういう維持管理をするかきちんと設計の成果品に書いておきなさい」と、橋を設計したら取扱説明書を付けることを義務付けようということです。たとえば鋼橋であれば、RC床版だったら50年程度で取り替えがきつとあるでしょう。その間に1回か2回補修があるかもしれない。それから塗装の塗り替えが15年に1回、あるいは10年に1回あるでしょう。伸縮装置や支承の交換等、本当はもっといろいろあるのですが、設計時に100年もたせる為のスケジュールを書いておくのです。そして今までより具体的にコストを算出する、具体的な金額でやりくればポイント制とかいろいろな事を今、土木研究所の中でも研究していますが、やり易いやり方で評価するという事です。ただ、ライフサイクルコストというのは、推定値なのです。精度のいい数字は出ません。よく言われるのですが、ライフサイクルコストを計算したいがデータがないと言われる。そんなことはどうでもいいと思っているのです。少し極端ですが、ライフサイクルコストを計算してオープンしますと明日から技術開発も始まるわけです。ライフサイクルコストをはじくとどこに費用がかかるか一目瞭然になり、具体的に何を改良すると安くなるかという事がすぐ分かるわけです。そうするとすぐ技術開発も始まりたぶん5年もたてば最初に計算した数値というのは、修正せざるを得なくなるのです。だから初期設定だと思ってやればいい。あとは維持管理の段階になってマネジメントしている人は、状況が変わったら将来計画を再計算すればよいのだと思います。そういったものを基準に入れ、ライフサイクルコストを参考にして設計しなさいということです。ただあまり示方書の中でこの塗装はいくらで何年もつかなどと書くと、タイトすぎて身動きがとれなくなりますから、それは避けて何か例示をするような資料集を別途作るのが良いのではないかと考えています。

北川 すると今度の新しい示方書では設計寿命という言葉が出てくるわけですか。

西川 言葉としてはおそらく設計供用期間というふうになると考えています。寿命としてしまうと、その期間で寿命が尽きてよいというニュアンスがありますので、設計の時にここまでは必ずもたせよう、その期間内に生ずるであろう事に対しては、維持管理の計画を最初にスケジュールしておこうということです。これは少し難しいのですが、その期間にかなりの確率で起こりうる地震や風に対しては、機能を失わない程度の被害

のレベルにおさえるという事になっているので、その設定期間とがリンクしてこなければいけない。ただ、現時点で100年先までもつようなスケジュールを立てたとして、実際には100年以上もつ確率が高いのではないかと思います。これから先、技術開発もどんどん進むはずですし、維持管理をきちんとする事によって基本的には架け替えは想定しなくていいという形に持っていきたい。そうはいつても将来、何%かの橋はやはり架け替えていくのかもしれませんが、架け替えの需要を抑えないときっと将来破たんするのではないかと考えています。

■限界状態設計法への移行

北川 現在の示方書での安全照査は許容応力度設計法をベースにしています。新しい示方書では限界状態設計法に移行するといわれていますが、どういうふうに見直されるのですか。

西川 今大急ぎでやろうとしている第1段階では、限界状態設計法への移行は考えてはいません。それをやり始めたら数年はかかります。ただ第1段階が終わったら時間をおかずに速やかに限界状態設計法、これは言葉の使い方が難しいので部分安全係数設計法といった方がいいかもしれませんが、そちらへの移行作業に移りたいと思っています。ただそれは、やはり全面的な改訂になります。だから一部を書き換える改訂とは違って、そう簡単にはいかないと思います。おそらく最初のステップは書式を改めるという事に重点をおくこととなります。あまりキャリブレーションであるとか試設計などに時間をかけるのではなく、いわゆる限界状態設計法の形にしたらどんな形になるか、どういう事にまだ問題があるかが、分かるようにしてまず1回書き換え、それをできるだけオープンにしようと思っています。きっと山ほど批判や意見が来るでしょう。そういったものを受けながら何回かバージョンアップをしていく。その内に現行の許容応力度法と平行して使えるぐらいのレベルになったら、1つの選択肢として限界状態設計法でやってもいいし、許容応力度法でやってもいいという時代をワンステップおきます。もし限界状態設計法が受け入れられて、ほとんどそちらに移行するという雰囲気になったら、そちらに切り替える段階が出てくるのではないかと思います。ただそうなるまでには少し時間がかかると思います。割と簡単に限界状態設計法や性能設計と言われますが、ものの設計はそんなに簡単ではありません。機械など簡単に取り替えられる物は、そういった新しい設計法を出しやすいのですが、我々が行っている橋の設計法は非常に長い間の経験にもとづいて積み上がってきたもので、理論だけでは割り切れないものですから、限界状態設計法にしたからといって、すぐそちらの方

が正しいと言うことにはなかなかならないのではないかと思います。

北川 部分安全係数は国際共通言語となりつつあるという言い方もありますが、性能規定を適切に表現するにはこれが不可欠と考えられるのでしょうか。

西川 そうです。性能規定の要求性能というのはかなり限界状態設計法の限界状態に近い概念です。ですから性能規定をより完璧にしていこうという事は、当然限界状態そのものについても勉強している事に他ならないのです。それを進めていく中で限界状態についてはっきりした認識ができてきたら、今度は限界状態設計法に移るのは比較的楽になるだろうと思います。部分安全係数はそれを表す1つの書式なのです。いろいろな外からの作用あるいは橋の材料、部材の強度、それぞれの強度の信頼性、あるいは荷重のバランスに応じた安全率をばらばらに与えようとしているわけです。許容応力度設計法のように1つの安全率よりは安全性を表現しやすい。今後、部分安全係数を設定するにあたっては、見落としがないかどうかの検証をしてからでないと、導入にはまだ少し不安が残るかと思いますが、これが世界共通言語になりつつあるのも事実です。ただ日本人が考えているほどきちんと使っていないようにも聞いていますし、使いにくいという話もかなりでているようです。言い方は悪いのですが、研究対象にはなりますが、実務をやっている人間にとっては使い勝手などいろいろ問題があるようです。今の許容応力度法の場合、係数を変えるなどのいろいろな作業を省ける、という意味では使いやすい書式であろうとは思いますが。しかし将来、世界技術基準統一ということになれば、それに合わせておかないと日本の意見をいれてもらいにくくなる。やはりあまり遠くない時期に行わなければならないと思っています。ただし、性能規定だから限界状態設計法だということではありません。性能規定というのとはもっと大きい概念です。性能規定という概念があってその中を限界状態設計法の書式で表現してもいいし、許容応力度法の書式で表現してもいい。ただ限界状態設計法という書式の方が、いろいろな今まで考えていなかったような新しいサイズ、形状、形式の橋梁に対してもフレキシブルにグローバルに対応できる形式なのですぐれているということです。

■新しい示方書の構成

北川 最終的に将来の示方書の構成はどうなっていくのでしょうか。

西川 今の示方書は鋼橋編、コンクリート橋編、下部構造編ですが、長い間の経緯でなんとなく業界ごとに編ができています。これは実はおかしい話です。たとえば上部工であれば、コンクリート橋であれ鋼橋であれ共通した要求というものがありますが、この整合がとれ

ていない。また同じコンクリート部材でありながら橋脚と上部工では違う数字を使っているようで、これも変ではないか。鋼橋とコンクリート橋でケーブルの安全率がぜんぜん違う、これもおかしいと思います。次の段階ではできれば橋としての要求とその検証方法を示す編、それから部材の設計の編とに分けようと考えています。あるいは共通編、上部構造編、下部構造編でもいいかもしれません。耐震設計などはそれらの中に入ってきます。それに対し、鋼部材設計編、コンクリート部材設計編、合成構造設計編、ケーブル構造設計編、というふうに分けていけば、それ以外の新しい材料が出てきたらそれについて付け加えていくことができる。あるいは材料編というのを作ってもいいかもしれない。材料をどう評価したら使えるのか、そうしていく事で非常に分かりやすくなる。委員会の構成もそれに合わせて作っていったらいいのではないかと思います。

北川 最後になりますが、本四連絡橋のようにスパンが200mを超えるような長大橋の設計は、従来、示方書とは別に一品料理的に扱われてきました。今回のような示方書の改訂がなされた場合、今後の長大橋の設計基準に対してどのような影響を与えるのでしょうか。

西川 示方書では適用の範囲を200m以下としてそれ以上の橋梁については準用して活用して下さいとしています。これをそのまま残すのか、取ってしまうのか、今議論しています。昔はこれが120mで、それが150mになってさらに200mになったという経緯があり、多くの橋を作ってきた経験から、200mにまで適用の範囲が広がったのだと思います。ただ何のために橋の規模で適用の範囲をしばっているかということ、これも私見かもしれないのですが、ある橋の規模までであれば、部材の寸法、形状、使用材料など大体ある範囲内におさまります。ですから今の示方書で決めてあるいろいろな詳細に従っていれば、そんなにはずれはないでしょう。その意味から200m以下としているのだと思います。それを超えてくると、部材も大きくなってきますので、同じやり方でよいのであれば、照査式を延長して注意して使用すればよいと思います。あるいはもう少し別のやり方で検討した方が安くなることもあると思います。むしろ長大橋では今まで独自の基準で行ってきたということは、以前から性能規定に近い事を行ってきたということでしょう。逆にいえば、これからは200m以下の橋梁でも長大橋と同じ様にフレキシブルな設計を目指すということです。ただ示方書の中で200m以上の橋梁で活荷重の規定を入れるかどうかなどについては、具体的にはこれから議論が必要かなと考えています。

北川 長大橋では今後も示方書とは別に対応していけばいいのではないかとこの事ですね。今日は長時間どうもありがとうございました。

海外での BOT 事業

BOT Project in Foreign Countries

大分県土木建築部
(前)第一管理局保全部

高速道対策局次長
計画課長

佃

長次

Choji Tsukuda



1. はじめに

公共事業は通常、国あるいは地方公共団体が実施してきたが、近年になって財政的・行政的負担軽減のために、民間活力を活用した公共事業が行われるようになってきている。特に海外では、BOT 等の民営化方式により、広い分野で多くの事業が実施されている。日本では民間資金の活用や、第3セクター方式で公共事業が実施されているが、実体は官主導であり、本当の意味での民営化方式になっていないと思われる。

そこで、海外での BOT 等の民営化方式による公共事業を調査するため、1998年9月15日～26日にかけて、オーストラリア・シンガポール・マレーシア・タイを訪問したので報告する。

2. オーストラリア

2.1 シドニーハーバートンネル

オーストラリアのシドニーでシンボルとなっている「ハーバーブリッジ」は、1932年に完成し、現在も道路8車線、鉄道複線として供用されている(写真-1)。近年の交通量増加により、第2の連絡道路が必要となり、1979年に州政府は企画提案を公募したが、いずれの案も財政問題と環境破壊問題により事業化されなかった。



写真-1 ハーバーブリッジからのシドニー市街

Photo.1 View of Sydney from Harbour Bridge

しかし、実現に情熱を持っていたオーストラリアの大手建設会社であるトランスフィールド社が、日本の熊谷組との共同出資により1986年州政府へトンネル建設を BOT 事業として提案した。

トンネルは延長2.28 km、片側2車線の計4車線であり、換気塔はハーバーブリッジの橋台を利用する画期的なものであった。また、ハーバーブリッジの料金を20セントから1ドル(約85円)に上げ、その収入をトンネル建設資金とすることにより、トンネル事業費約750億円の1/3を州政府からの出資金とした。

事業契約は1987年6月にシドニー・ハーバートンネル会社と州政府間で行われ、5年後の1992年8月に完成、9月より供用開始し、30年間の運営期間となっている。

現在の交通量は、橋とトンネル合わせて約114,000台/日であり、そのうちトンネルは約1/3の37,000台である。車線数はトンネル4車線、橋8車線であり、トンネルの車線数比率 $4/12=1/3$ と交通量の分担率が偶然にも一致しているとのことであった。

料金は橋とトンネルは同一料金であり、3年ごとに値上げされ、現在は2A\$ (約170円)となっている。橋の料金収入に基づく政府補助金は州政府が保証する代わりに、予想以上の収入は州政府に入るようになっており、現在では予想交通量より多い良好な収支状況とのことである。

2.2 シドニー M2 高速道路

M2は片側3車線(一部2車線)、21 kmの有料道路であり、1997年5月に開通している。本プロジェクトは、1993年にプロポーザルがあり、当初3グループより提案があった。最終的には入札により、アビグループ社と大林組のグループに決定し、1994年に事業契約された。

事業主体は HILLS MOTOR 社であり、アビグループ社・大林組・マッコリー銀行の3者の出資で設立されている。設計・施工は、アビグループ社・大林組 JV (各50%出資)と契約を結び、運営は新たに設立されたトルオースト社に委託している。

事業費は約470億円であり、このうち約50億円のみ州政府が出資している。残りは事業会社、銀行融資等で資金調達されている。初年度の予想交通量は72,000台/日であるが、実績は若干下回って62,000台程度のものである。

料金所は2カ所あり、そのうちメインの本線料金所では、普通車・二輪車が約200円、その他車両が約510円である。料金所では、有人レーン・無人機械レーン・自動料金収受レーンの3種類があり、片側あたり各々3レーン、2レーン、2レーンとなっている(写真-2)。自動料金収受システムはT-PASSと言われており、事前に一定料金でT-PASSの小型センサーを購入し、車両に設置する方法である。残金がなくなれば、またT-PASSを購入することになる。

2.3 メルボルン・シティーリンク高速道路

本道路は独立した3本の高速道路を結んで、連続した幹線道路網にするためのものであり、市内の渋滞緩和対策として古くから構想があった。しかし、具体的な州政府の動きは1992年頃からであり、1995年に2グループからプロポーザルの提出があった。そして、1996年にトランスフィールド社と大林組が政府と事業契約を結び、1999年12月に完成する予定で工事の終盤を迎えている。工事は、高架橋構造中心のウエスタンリンクと、トンネル構造中心のサウザンリンクの2つに分かれているが、両方合わせて約1,200億円の事業規模である。

このプロジェクトの事業会社は、主に資金調達する出資会社と工事を行う施工会社及び管理運営する会社の3つに分かれており、オーストラリアの税制によりほとんどのBOT事業も同様である。BOT事業のリスク回避のため、事業会社は政府や金融会社と協議を重ね、なるべく有利な条件を引き出すのが最重要課題である。本事業では、①公的機関による用地取得 ②政府拠出金(約140億円) ③社債配当に対する非課税措置 ④配当金約10%等の優遇措置が得られている。

計画交通量は供用初年度で約90,000台/日を見込んでおり、料金は全区間で普通車約340円の予定である。料金は消費者物価に連動して値上げが許されているが、最高値上げは年2.5%までとされている。

2.4 シドニー・オリンピックスタジアム

2000年のシドニーオリンピックにおいてメイン会場となるスタジアムもBOT方式で建設されている。工事完成後30年間は事業会社が運営を行い、その後州政府に移譲される予定である。1994年に州政府よりプロポー

ザル募集があり、1995年に事業会社より提案、1996年にBOT事業契約を政府と結んでいる。

このプロジェクトは事業費約500億円であり、約半分の250億円が会員権収入からであり、その他は公的資金としてオリンピック推進母体から約84億円、事業会社の出資約18億円、銀行融資約106億円、サービス業者施設負担金約32億円等となっている。

3. マレーシア

3.1 マレーシア・シンガポール第2連絡橋

マレーシアとシンガポールを結ぶ唯一の陸上交通は、1924年に完成した埋立方式による6車線の連絡道路のみであった(写真-3)。しかし、近年の交通量増加により、1996年には約145,000台/日となり、慢性的な交通渋滞に陥っていた。そこで、第2連絡橋を必要とし、第1連絡道路の西側約20kmの地点に第2連絡橋を建設することになった。

第2連絡橋は写真-4に示すように、全長1,919mのPC箱桁橋である。最大スパン165m、車線数は6車線である。本プロジェクトは、1989年にUNITED ENGINEER MALAYSIA社がプロポーザルを提案し、1993年にBOT事業として認可され、30年の運営期間で契約された。工事は1994年~1997年の約3年であり、1998年1月に開通した。

マレーシア側の事業内容は、第2連絡橋1,734m(残り185mはシンガポール側事業)、税関施設・出入国管理事務所、陸上部接続道路44kmである。なお、このBOT事業会社は接続道路沿線の開発権も許可されている。一方、シンガポール側も同様な事業内容で建設したが、全て政府の公共事業として実施されている(写真-5)。

通行料金は1998年1月の供用開始までに決まらず、2ヶ月ほど無料であり、貨物交通の転換に寄与したが、1998年3月よりマレーシア側で料金徴収が始まり、それに続いてシンガポール側でも徴収することになった(建設時点では無料の予定)。すなわち、橋の両側2カ所で2カ国の料金徴収があり、さらにはマレーシア側の陸上部接続道路料金も必要であり、普通車料金が片道約



写真-2 M2高速道路の本線料金所

Photo.2 Main Toll Plaza of M2 Hills Motorway



写真-3 マレーシア・シンガポール第1連絡道路の料金所

Photo.3 Toll Plaza of Malaysia・Singapore First Crossing Road

450円となっている。第1連絡道路は普通車約80円であること、第2連絡橋は市街地に近い第1連絡道路より20km西側にあることより、交通転換がうまくされておらず、今後の採算性に問題があると思われる。

3.2 マレーシア南北高速道路

タイ国境からシンガポール国境までの延長848kmの南北高速道路は、マレー半島の西側に位置し、主要都市を結ぶマレーシアで最も重要な高速道路である。1977年に首都クアラルンプールからセレンバンまで60kmが供用した後順次延長され、1994年2月に全線開通した。車線数は6車線であり、道路構造は日本とほぼ同様である(写真-6)。

マレーシア道路公団は1980年に設立され、本事業を実施してきたが、1988年に本事業がBOT方式に民間化され、残区間の建設と全線の管理をUNITED ENGINEER MALAYSIA社(UEM)が引き継いでいる。料金徴収業務はUEM社が設立した営業会社であるPLUS社が実施している。事業運営期間は30年であり、政府との事業契約において、低利ローンや政府保証銀行ローンもあり、用地取得も政府側が実施している。

料金は普通車でkmあたり約3,675円であり、事業会社が改訂できるようになっているが、実際は政府の了解が必要であり、自由に値上げはできないようである。本

道路は南北方向の国幹道路であり、交通量も多く採算性は確保されているようである。

4. タイ

4.1 バンコク高速道路第2期線

バンコク高速道路は、連続高架構造であり、概ね6車線の都市内高速である。第1期線はタイ高速道路公社(ETA)が直接管理しているが、第2期線の建設・管理はBTO(Build Transfer and Operate)方式によりバンコク高速道路会社(BECL)が実施している。BECLは1987年に設立され、筆頭出資者はタイの大手建設会社であるチョーカンチャングループで、さらに4つの銀行が出資者に参画している。BECLはさらに多くの金融機関と融資契約を結び、1990年より建設を開始した。1993年に20kmの部分供用を行い、順次建設・管理延長を伸ばしている。本事業の事業費、資金計画は不明であるが、ETAによる第1期線と多に関係があり、民間化方式と言っても、事業内容・料金収入配分・維持管理方法・延伸事業の契約等かなり政府主導のように思われる。

5. おわりに

以上3カ国のBOT等民間化事業の概要を述べたが、各国の大手建設会社並びに日本の大手建設会社の民間活力と政府主導の微妙なバランスにより実施されている。民間もリスクの大きい事業は実施できず、政府の公的資金援助や優遇措置が必要であり、日本の有料道路事業と同様な感がある。日本では運輸事業や通信事業等においては、概ね民間化方式に移行完了している現状であり、今後は道路事業においても景気対策及び雇用対策のために、さらにはコスト削減のためにも民間化方式が実施されることを期待したい。

本報告は、私の理解力不足と思ひこみのため間違っている部分もあるかと思われるが、ご容赦を願うとともに、海洋架橋調査会や調査団員の報告書を参考にさせていただいたので、紙面を借りてお礼申し上げます。

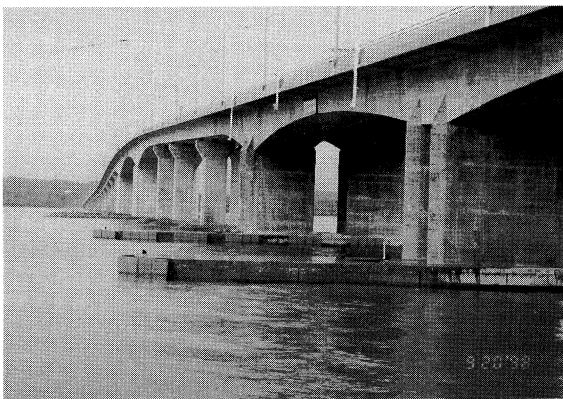


写真-4 マレーシア・シンガポール第2連絡橋

Photo.4 Malaysia・Singapore Second Crossing Bridge

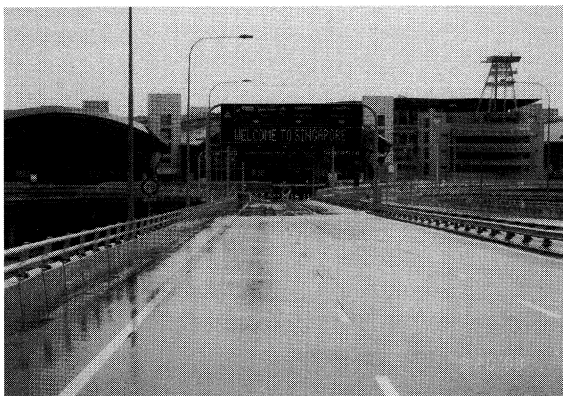


写真-5 第2連絡橋のシンガポール側施設

Photo.5 Singapore Side of Second Crossing Bridge

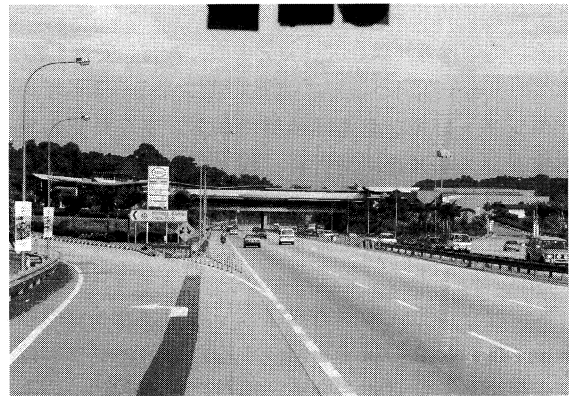


写真-6 マレーシア南北高速道路

Photo.6 Malaysia North-South Expressway

エジプト報告

Report from Egypt

企画開発部 審議 役 新田 篤志
(エジプト運輸通信省道路橋梁公社アドバイザー)

新田 篤志
Atsushi Nitta



1. はじめに

1998年3月にスエズ運河橋梁建設アドバイザーとして、エジプトに赴任しました。赴任前にはエジプトと言えば、ナイル川とピラミッドの国、テロの頻発する国ぐらゐのイメージしかありませんでしたが、約1年余り経過してエジプトのことが私なりに感じる事が出来ました。今回エジプト報告を書く機会が与えられましたので、エジプトの事情、スエズ運河橋梁の現状、感じた事等まとめてみたいと思います。

2. エジプト概要

エジプトは北緯20度から30度に位置する砂漠の国である。一部地中海沿いの地域を除いて雨はほとんど降らず、冬期を除いて非常に暑い。面積は100万km²、日本の約3倍であるが、農耕地、居住地は首都カイロ以北の地中海よりのデルタ地域とカイロ以南のナイル川沿岸に限られ、全国土面積の約4%である。エジプトはナイルの賜物と言う言葉があるが、ほとんどの水はナイル川に依存している。アスワンハイダム完成後は洪水もなく、水は安定供給されている。

国教はイスラム教であるが、一部原始キリスト教であるコプト教徒も数%いる。アラビア半島の諸国に比べれば宗教的拘束は厳しくない。

政治的にはムバラク大統領を中心に非常に安定し、アラブ諸国の中の先進国として、指導的役割を果そうとしている。

エジプトの主な産業は農業である。主な外貨の獲得は出稼ぎ、スエズ運河通行料、観光収入、石油収入、外国からの援助である。最大の援助国は中東の安定を求めるアメリカであり、日本もそれに同調している。近年経済状況は良好である。

エジプトの最大の問題点は人口過剰とカイロへの人口集中である。この状況を解決するため、エジプト政府はシナイ半島開発計画を定め、開発が進められている。スエズ運河橋梁プロジェクトもその計画の推進するプロジェクトの一つである。

3. スエズ運河橋梁プロジェクト (図-1)

架橋位置はポートサイドから約50km南に下ったカンタラと言う小都市である。カンタラ付近(写真-1)ではスエズ運河は幅が約400m弱で、西側は農業地帯、東側のシナイ半島側は全くの砂漠である。プロジェクトは3部分に分かれ両側の取り付け部分はエジプト側担当区間である。中央の斜張橋とそれに続く高架橋(49.5m以上の部分)(写真-2)が日本の担当である。斜張橋は中央支間404m、エジプトでは最も大きく、3番目に施工される斜張橋である。日本が1997年8月に交換公

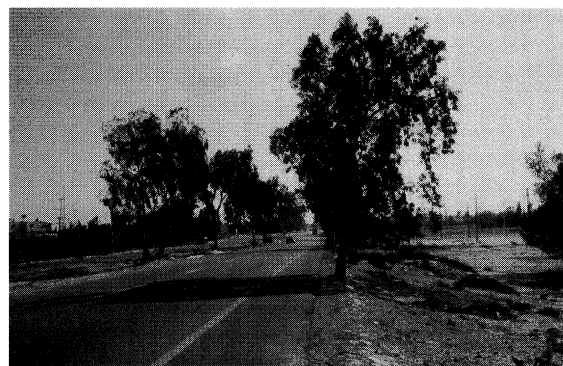


写真-1 カイロからカンタラに通じる高速道路
Photo.1 Highway leading to Qantara from Cairo



写真-2 シナイ半島側で施工中の高架橋
Photo.2 Viaduct under construction on Sinai Peninsula side

文を締結した、無償援助工事である。工事監理が日本のコンサルでPCI、長大、施工業者が鹿島、NKK、新日鉄のコンソーシアムである。主塔(写真-3)がコンクリートで、スリップフォーム工法で施工されている。桁は日本とタイで製作されており、ケーブルは新日鉄のNew PWSである。

工事は斜張橋、高架橋共にシナイ半島側(東岸)から工事が始めている。東岸の高架橋では杭、フーチング、橋脚はほぼ完了。PC上部工が始まっている。東岸は砂漠地帯用地確保が容易なため、作業ヤード等の施設も主に東岸に置かれている。

斜張橋の東岸主塔はスリップフォーム工法で施工中である。(スリップフォーム工法はコンクリートが完全に硬化する前に連続的に型枠を引き上げていく工法で、1日あたり4m程度の進捗が可能である。)桁の大半は製作が完了し、今後は現場へ輸送される。現場では上部工のブロック組み立て中である(写真-4)。上部工の架設は主塔部分からの張り出し架設である。スエズ運河は重要な航路であるため、最も注意しなければならないのは、運河上の架設工事である。

西岸に於いては杭は完了し、フーチングの施工が開始された。

日本側担当部分の工程の進捗は順調で、予定より若干進んでいる。それに対してエジプト側担当部分は遅れが大きく、現在夜間作業の実施により工期を短縮すべく検討中である。



写真-3 施工中のシナイ半島側主塔

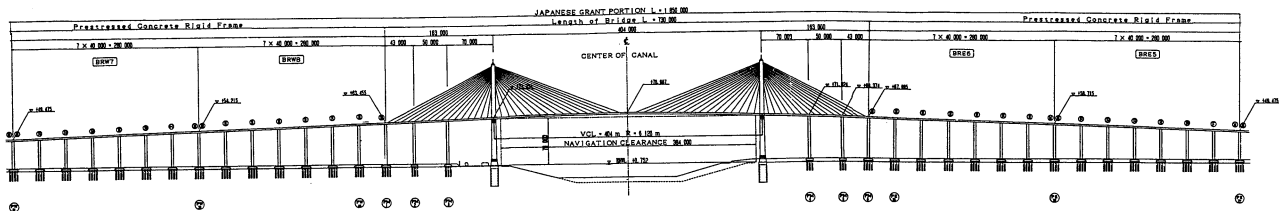
Photo.3 Tower under construction on Sinai Peninsula side



写真-4 主塔上より上部桁組み立てヤードを望む

Photo.4 Work yard for deck assembly viewed from tower top

① 全体図



② 斜長橋部分

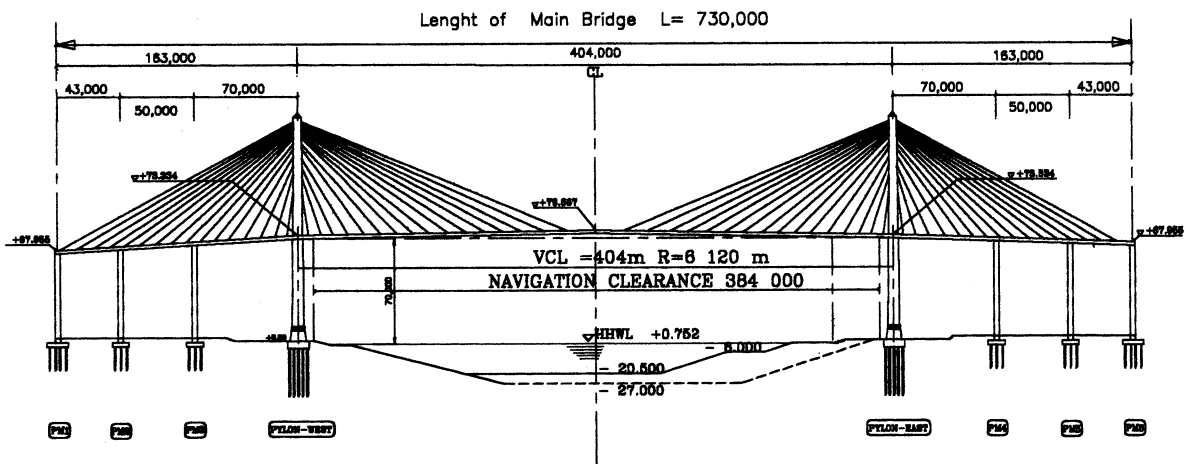


図-1 スエズ運河橋梁プロジェクト(日本の無償資金援助区間)

Fig.1 Suez Canal Bridge Project (portion by Japanese grant)

4. 勤務状況

私の所属組織はエジプト政府運輸通信省道路橋梁公社(写真-5)という機関である。この機関は運輸通信省管轄の特殊法人のような機関で、カイロ市内道路、地方道を除くほとんどの国道の整備、維持管理を行っている。本社はカイロの中心(写真-6)にある。勤務時間は朝8時から2時で、ラマダン時には9時から1時に変更になる。昼休みはなく、職員は適当に何か食べながら仕事をしている。

週に2回程度は現場事務所で打ち合わせに行く。しかし、エジプト人技術者は現場に行っても施工中の構造物を見る事は殆どない。図面を見る事も余りない。出された資料をもとに議論が行われるだけで、この点は日本と比べて大きな違いを感じる。議論もスペックが守られているかが中心である。

5. 生活

エジプトに単身赴任しているため、現在ホテル住まいである。掃除等はやってくれるため、気楽である。酒類もカイロの外国人が行くような店では大体飲む事が出来



写真-5 道路橋梁公社の本社

Photo.5 Head office of General Authority for Roads and Bridges

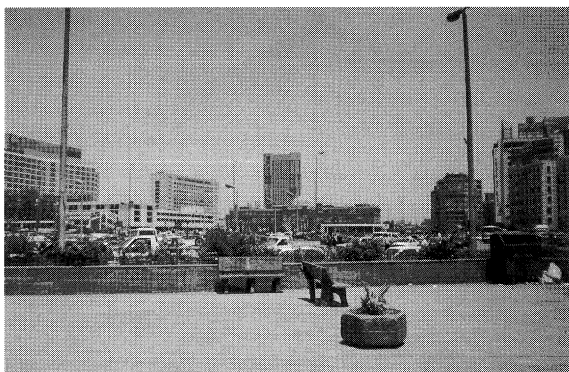


写真-6 カイロの中心部風景-タハリール広場

Photo.6 City central of Cairo-Tahrir square

る。ラマダン期間中は酒屋、レストランでも酒類の販売が禁止されるので、その前に買い込む必要がある。

ホテルから事務所までは歩いて行ける距離であるが、交通ルールが無茶苦茶で歩道もないため危険で歩けず、車で通勤している。運動不足解消は時々ゴルフに行く程度であるが、進歩はない。

6. 治安

1997年にルクソールでテロ事件があり、観光客が激減した。政府はこれに対してテロの取り締まりを強化し、一般の人でもテロに対しては批判的なため、その後テロ事件は起こっていない。昨年の終わりには日本の渡航制限も緩和され、観光客も増えている。テロを除けば、エジプトに凶悪事件は殆どない。しかし、泥棒、置き引き、詐欺等の類の犯罪は非常に多い。

7. おわりに

エジプト人は今まで多くの国に支配されてきたせい、多くの血が交じり合い容貌の点でも極めて多様性に富んでいる。元々豊かな国で性格は明るく、温和で暴力に訴えるような場面にはあったことがない。しかしこの国では規則が守られず、人々は全く自由に行動している。ごみの処理、道路の横断、車両の駐車、交通ルール等まごつく事が多かった(写真-7)。

ラマダンは断食であり、興味があったが、これは予想と全く違っていった。実際の感じでは待ちに待ったお祭りと言った感じである。労働者はボーナスを貰い、午後からごちそうを作り、日没と共に食べ、夜中まで騒いで暮らす。ラマダン中の食料消費量は肉類を中心に通常の1.5倍にも達するそうである。

最後に派遣中に多くの皆様にお世話になっております。この紙面を借りて心より、お礼を申し上げます。



写真-7 カイロの町の交通渋滞

Photo.7 Traffic jam in Cairo

■第21回世界道路会議が開催される

第21回世界道路会議が、10月3日～9日、マレーシアのクアラルンプールで開催され、当公団から藤川副総裁、原崎東京事務所次長、今井一管計画課長代理、池田長大橋技術センター技術調整課員の4名が出席しました。

世界道路会議は、世界道路協会(World Road Association/PIARC)の主催で4年に一度開催され、世界中の道路技術者と政策責任者が一同に会して、道路に関する最新の経験や技術について報告及び討議を行う大規模な国際会議です。第1回開催は1908年のフランス・パリ大会であり、1967年には日本で開催されました。

本道路会議は、日本での開催以来約30年ぶりのアジア開催となり、世界115カ国から約2,800人が参加しました。30以上の委員会やセッションでは、道路技術、道路維持管理、道路行政、交通安全等の幅広いテーマで報告や討議が行われ、大臣セッションや道路防災委員会では、本四連絡橋の技術なども紹介されました。また、道路橋委員会では委員である原崎次長が4年間の検討課題のひとつである「社会ニーズに適応した橋梁の補修補強のあり方」(日本、デンマーク担当)について発表を行いました。

日本の展示ブースでは、「海を越える道」として、本州四国連絡橋の技術、長大橋技術センター、国内外への橋梁プロジェクトへの技術協力の実績を紹介しました。

■大鳴門橋遊歩道「渦の道」添架工事

徳島県から受託している大鳴門橋遊歩道(渦の道)の添架工事は、平成11年3月より現場着手し、10月末現在の工事進捗率は46%です。この遊歩道は、日本有数の名所である渦潮の眺望と大鳴門橋の橋梁技術の体験見学等を目的として、大鳴門橋補剛桁トラス内の鉄道空間を利用して設置される施設です。本施設は、鳴門側アンカレイジ(5A)内に設けられるエントランス、展示スペース、5Aアンカレイジ前面から約450m位置までの連絡通路及び渦潮が間近に眺望できる先端部の展望室から構成されています。なお、5Aアンカレイジへは県道鳴門公園線から取付橋が設置されます。

本工事の特徴としては、供用中の大鳴門橋での施工となるため本線交通のサービスレベルの低下を考慮して、橋上からの架設作業は最小限にし、交通規制回数を極力少なくした施工法をとっています。資材搬入は5A前面からの吊り上げです。また、連絡通路の主桁架設はアンカレイジ側からの縦取架設装置による片送り工法を採用しています。さらに、補剛桁内という狭い作業環境での海上施工となるため、安全性を最重要視した詳細な施工計画の基に工事は実施されています。

また、多々羅大橋の塔模型やケーブルの実物を展示するとともに、明石海峡大橋と多々羅大橋のビデオ上映を行い、本四連絡橋プロジェクトについて積極的にPRを実施しました。

開会式後に、マレーシアのダトー・アブドラ副首相が各国の展示ブースを視察され、藤川副総裁の説明を受けながら多々羅大橋の塔模型を眺めておられる状況写真が、マレーシアの新聞にも掲載されました。

(文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉)



本四連絡橋の展示コーナー

現在、連絡通路部分から始められた架設工事は、主桁架設の完了に引続き、骨組鉄骨の建方を行っており(写真)、その後は内・外装工事に着手する予定です。

今夏の天候不順に悩ませられながらも安全面には細心の注意を払い、平成11年度末の完成に向け急ピッチで工事が進められています。

(文責：保全部橋梁保全課長代理 川上賢明)



連絡通路の架設状況

■西瀬戸自動車道の渋滞状況と現況について

(1) 繁忙期における混雑状況と対策

西瀬戸自動車道開通直後のゴールデンウィーク期間中、ほぼ全線にわたり渋滞が発生した。特に生口島、大島の端末IC料金所において、処理能力を超えた交通集中による渋滞が顕著に見られた(図-1参照、本線下り線の生口島北料金所を先頭に18kmの渋滞が最大)。

そこで、渋滞対策を検討し、料金所処理能力を上げるべく料金所ブースの増設等を実施した。対策項目を表-1に示す。

(2) 対策の効果

対策実施後の夏期繁忙期においてその効果を検証すると、交通量はGWと差異は見られないが、渋滞量(渋滞延長×渋滞時間)の合計で見ると対策後では、上下線とも1/6と著しい減少が見られた。対策前後の各料金所毎の渋滞量比較を表-2に示す。また、図-2に渋滞対策前後における時間交通量変動事例を示す。5月4日と8月15日の日交通量はほぼ同じ(9,998/9,963)であるが、5月4日は渋滞が7km程度発生し、料金所ブースを2ブース増設したことにより、8月15日は渋滞は発生せず、円滑な交通量変動となっている。因みに5月4日の最大渋滞通過時間は2~3時間程度であったと推察される。

おわりに、夏期繁忙期以降、10月の連休に渋滞が一部発生したが、それ以外は大きな渋滞は発生しておらず、概ね順調な交通が確保されている。

(文責：保全部交通技術課長代理 山田芳嗣)

表-1 渋滞対策

ブースの増設	料金所名	ブース数(入口-出口)	
		対策前	対策後
	生口島北	2-4	2(1)-5 ※注
	生口島南	2-2	2-4
	大島北	2(1)-2 ※注	2-4
	今治	2-2	3-3
	※注 ()内は、リバーシブルレーン数を示す。		
その他の対策	<ul style="list-style-type: none"> ・信号処理の合理化(料金所処理能力向上に伴う容量アップに対応) ・交差点の改良(車線拡幅、左折車線の設置、大型バスの右折の円滑化) ・渋滞情報の提供(ITS設置による情報収集と情報提供) ・生口島・大島島内に車の滞留施設の設置 		

表-2 渋滞対策の効果

料金所名	渋滞量			
	下り線		上り線	
	GW	夏期繁忙期	GW	夏期繁忙期
向島本線	0	16	0	34
生口島北	432	91	0	0
生口島南	0	0	526	8
大島北	450	35	0	0
大島南	0	0	243	81
合計	882	142	769	123

渋滞量：渋滞延長×渋滞時間(km・hr)

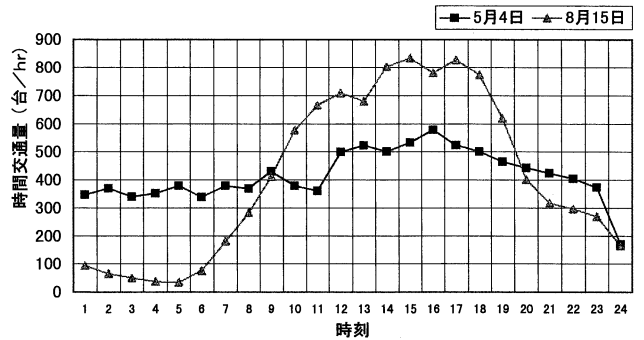


図-2 時間交通量変動事例

(多々羅大橋上り線のトラフィックカウンターによる値)

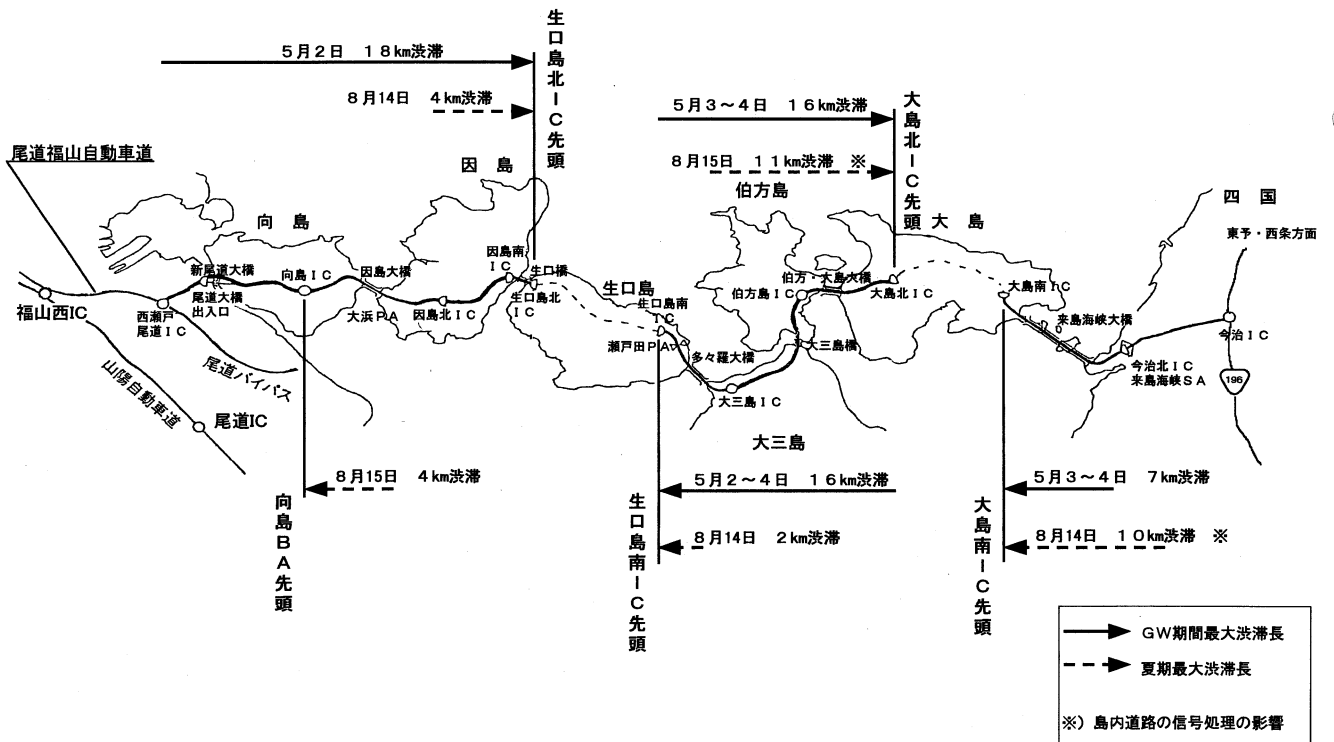


図-1 西瀬戸自動車道 渋滞状況図

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
きれつゝの発生の一例	
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
亜鉛めっき面用プラスト処理標準	平成9年1月
保全管理要領	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
点検補修用作業車構造基準(案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用する	平成5年9月
ためのガイドライン(案)	

*設計基準類(上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成5年5月
鋳鋼品製作基準・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11年12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 正樹
	上村 博文	遠山 直樹
	大江 慎一	橋本 重勸
	大橋 治也	福永 保仁
	小川 和也	真辺 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
	木口 淳一	
	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92号

発行	平成11年12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

