

ISSN 0912-6953

本四技報

多々羅大橋・新尾道大橋特集

HONSHI TECHNICAL REPORT / TATRA BRIDGE・SHIN-ONOMICHI BRIDGE

Vol.23 No.90 '99.4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第90号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.90

本四3ルート完成……………理事	加島聰…1	
Completion of Three Honshu-Shikoku Bridge Routes		
二つの斜張橋で目指したもの……………第三建設局建設部 部長	谷中幸和…2	
Approach to the New Cable-Stayed Bridges		
新尾道大橋と多々羅大橋に関して思うこと……………第三建設局向島工事事務所 所長	秋山晴樹…3	
Some Thoughts on Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge		
西瀬戸自動車道の電気通信設備計画……………第三建設局保全部 専門役	中島国雄…4	
- 交通管理施設の節減 -	第三建設局保全部 電気通信課	石川信人
Plan for Electric and Telecommunication Facilities	第三建設局保全部 電気通信課	明野晃治
of Nishiseto Expressway		
- Reduction of Traffic Control Facilities -		
多々羅大橋全体構造の安全性照査……………企画開発部 企画課長代理	大橋治一…11	
Design Safety Check of the Tatara Bridge		
多々羅高架橋鋼上部工の省力化検討報告……………第三建設局向島工事事務所 第二工事長	武藤禮布…17	
Report on Manpower Reduction in Tatara Viaduct	九州地建海の中道海浜公園工事事務所 工務係長	横山浩二
Steel Superstructure Work	第三建設局向島工事事務所 第二工事長付	石元靖二
多々羅大橋の振動実験速報……………第一管理局垂水管理事務所 副所長	河口浩二…23	
Report on Vibration Test of Tatara Bridge	建設省土木研究所企画部 橋梁計画官	森山彰
	第三建設局向島工事事務所 第一工事長	真辺保仁
	第三建設局向島工事事務所 第一工事長代理	山口和範
多々羅大橋・新尾道大橋の橋面舗装……………第三建設局向島工事事務所 副所長	小松原仁…31	
Pavement on Deck of Tatara and Shin-Onomichi Bridges	第三建設局向島工事事務所 技術課長	金子正猪
	第三建設局向島工事事務所 第一工事長	真辺保仁
新尾道大橋上部工の設計……………建設省土木研究所企画部 橋梁計画官	森山彰…38	
Design of Superstructure for Shin-Onomichi Bridge		
新尾道大橋の上部工架設報告……………第三建設局向島工事事務所 副所長	小松原仁…45	
Report on Superstructure Work of Shin-Onomichi Bridge	第三建設局向島工事事務所 技術課長	金子正猪
パラオ国新KB橋建設計画……………維持施設部 部長	村田正信…54	
Construction Scheme of New KB Bridge in Palau		
マラウイ国マンゴチ道路橋架替計画調査……………(財)駐車場整備推進機構 調査研究部長	山岸一彦…59	
Investigation on Replacement Study of Mangochi Road Bridge in the Republic of Malawi		
技術ニュース……………	64	
The Latest Information		
多々羅大橋・新尾道大橋公表論文一覧表……………	67	
Summery of Public Articles on Tatara Bridge and Shin-Onomichi Bridge		

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

本四技報 第91号 <来島海峡大橋特集>(H11.7) 掲載予定

- ・ 来島海峡大橋ケーブル製作・架設工事報告
- ・ 来島海峡大橋の桁架設
- ・ 曲線を持つ連続PC箱桁の押出し架設
- ・ 自航台船の開発
- ・ 西瀬戸自動車道の維持管理用機械設備
- ・ 来島海峡大橋馬島高架部工事報告
- ・ 小浦高架橋工事報告
- ・ 来島海峡大橋アンカレッジ工事報告

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

西瀬戸尾道IC工事現況 (平成11年 3月11日)
Current view of Nishisetu Onomichi
IC work (March 11, 1999)



新尾道大橋工事現況 (平成11年 2月末)
Current view of Shin-Onomichi
Bridge work (End of February, 1999)

瀬戸田PA工事現況(2P塔頂) (平成11年 3月11日)
Current view of Setoda PA work
(2P pylon) (March 11, 1999)



尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

多々羅大橋工事現況
Current view of Tatara Bridge
work

(平成11年2月末)
(End of February, 1999)



来島海峡大橋工事現況 (空撮) (平成11年2月14日)
Current view of Kurushima Kaikyo
Bridge work (aerial photography) (February 14, 1999)

来島海峡SA・今治北IC
工事現況 (空撮)
Current view of Kurushima SA &
Imabari-Kita IC work
(aerial photography)

(平成11年2月14日)
(February 14, 1999)



新 尾 道 大 橋

Shin-Onomichi Bridge

下部工施工状況 (尾道側)
Current view of substructure
work (Onomichi side)

(平成 9 年 9 月)
(September, 1998)



下部工施工状況 (向島側)
Current view of substructure
work (Mukaishima side)

(平成10年 1 月)
(January, 1998)

2P主塔架設
2P pylon erection

(平成10年 5 月)
(May, 1998)



新 尾 道 大 橋

Shin-Onomichi Bridge

中央径間 主桁 張出架設
(直下吊工法)
Incremental launching of deck
on center span (lifting)

(平成10年 9月)
(September, 1998)



送出し架設 (5P~6A)
Incremental launching (5P-6A)

(平成10年 8月)
(August, 1998)

橋梁照明 (試験点灯)
Light-up of bridge
(test lighting)

(平成11年 2月15日)
(February 15, 1999)



多々羅大橋

Tatara Bridge



2P 主塔基礎ケーソン設置
Caisson installation at 2P pylon

(平成5年9月)
(September, 1993)



3P 塔アンカーフレーム設置
3P pylon anchor frame installation

(平成6年11月)
(November, 1994)

多々羅大橋

Tatara Bridge



主塔架設 (基部大ブロック架設)
Pylon erection (large block erection at base member)

(平成7年11月)
(November, 1995)



2P 塔付主桁大ブロック架設
Large block erection of deck at 2P pylon

(平成8年2月)
(February, 1996)

多々羅大橋

Tatara Bridge



2P 主塔架設
2P pylon erection

(平成8年4月)
(April, 1996)



側径間主桁 大ブロック架設 (生口島側)
Large block erection of side span deck (Ikuchijima side)

(平成8年11月)
(November, 1996)

多々羅大橋

Tatara Bridge



中央径間 主桁 張出架設 (直下吊工法)
Incremental launching of deck on center span (lifting)

(平成9年6月)
(June, 1997)



中央径間 閉合ブロック架設
Deck erection for closing member of center span

(平成9年7月)
(July, 1997)

本四3ルート完成

Completion of Three Honshu-Shikoku Bridge Routes

理事 加 島 聰

Satoshi Kashima



平成11年5月1日に瀬戸内しまなみ海道（西瀬戸自動車道）が開通し、本四架橋の3ルートが20世紀内に完成することになった。

本四架橋は昭和48年に3ルート同時着工の予定であったが、同年11月総需要抑制策によって凍結された。その後、1ルート3橋の建設が許可されたのを受けて昭和50年12月21日の大三島橋を手始めに順次着工し、昭和63年4月には道路鉄道併用橋の児島一坂出ルートが初めて本州と四国を陸路で結んだ。

そして平成10年4月5日には神戸—鳴門ルートが全通し、この度、尾道—今治ルートが開通する事になるが、本四架橋の調査期間を含めると約40年、工事に着手してからでも約24年にわたる工事となった。

長期にわたるプロジェクトであるので、時間の経過に伴って、橋梁計画の変更や設計施工技術の開発をしながら進められた。

橋梁計画が変更になった例としては次のようなものがある。

- (1) 児島一坂出ルートにおいて櫃石島橋や岩黒島橋については景観面からトラス橋から斜張橋に変更した。
- (2) 尾道—今治ルートについては、生口橋を地盤条件によりPC箱桁橋から複合斜張橋に変更し、吊橋の計画であった多々羅大橋についてはアンカレイジによる地形改変が少なく、工費・工期で有利な斜張橋に変更し、来島海峡大橋については瀬戸大橋での海中基礎の実績をふまえ、中渡島を経由しない直線ルートに変更した。
- (3) 明石海峡大橋については当初中央支間長1780mの吊橋であったが、道路鉄道併用橋から道路単独橋に変更し、淡路側主塔基礎位置での潮流条件や航路条件を緩和するために中央支間長を1990mに変更した。

又、橋の設計施工技術においても順次吊橋の規模が大きくなるに伴い、各種技術開発や改良にチャレンジしていった。その主なものは次の通りである。

上部工では、高さ約300mの明石海峡大橋主塔には制振対策が必要となり、内部にダンパーを設置した。

ケーブルについては、パイロットロープの渡海時に航路を閉鎖していたが、航路条件が厳しくなるにつれて閉鎖時間を短縮する工法によった。瀬戸大橋では航行船舶が多く航路閉鎖は困難であり、クレーン船によって航路高を確保しながら渡海した。そして、明石海峡大橋においては軽量の化学繊維ロープを用いて大型のヘリコプターによって航路高を確保しながら渡海する事ができた。また、キャットウォークの安定化のためのストームロープは工期短縮をするため、明石海峡大橋以降はストームロープを設置しない別対策で行なった。主ケーブルのワイヤーについては明石海峡大橋では高強度化を計り、主ケー

ブルの軽量化・単純化を可能にした。又、ケーブルの防錆対策については実験により、ケーブル内の空隙に乾燥空気を送る方法が有効である事が判明し、明石海峡大橋や来島海峡大橋で採用し、先行した橋にも順次施工している。

補剛桁の耐風安定性を推定する方法として明石海峡大橋では大型風洞施設における全体模型実験を通じて解析的にも良い精度で推定できるようになった。トラス形式の補剛桁架設は航路の制約から面材架設が主であったが、瀬戸大橋以降は工期短縮をかねて航路に関係のない塔周辺の桁は大型ブロックにし、クレーン船によって架設した。大島大橋では国内で初めて箱桁形式を採用し、直下吊工法によって施工した。来島海峡大橋でも箱桁形式を採用したが、航行船舶が多く、大水深・強潮流下であったため、自動定点保持システムを有する自航台船を開発し、明石海峡大橋のケーソン係留作業用ワイヤーロープの連結用に開発したクイックジョイントを用いて従来の1/5の時間で架設できた事は有効であった。

下部工については明石海峡大橋の設計施工条件が最も厳しかったが、従来の吊橋に比べて軟らかい地盤に設置する基礎の耐震設計法を確立すると共に、施工面では瀬戸大橋等において海中基礎の実績を重ねる事によって建設可能になった。明石海峡大橋主塔基礎位置での水深や潮流は瀬戸大橋のそれに比べて非常に大きく、高張力の係留に対してドラムウインチからリニアウインチに変更した。そして、係留ワイヤーを短時間に連結できるクイックジョイントも開発した。また、ケーソン設置後の周辺の洗掘を防止するために洗掘防止工を開発し、大水深・強潮流下での海底面の調査は周辺技術の進歩によってロボット化が可能となった。水中コンクリートについては瀬戸大橋で採用したプレパックドコンクリートは大径粗骨材の投入とモルタル注入時の2回にわたって厳密な品質管理が必要であった。明石海峡大橋以降は普通のコンクリートに増粘剤と流動剤を添加する水中不分離性コンクリートの大量施工に成功した。また、アンカレイジでも短期間で大量のコンクリートの施工が可能な高流動コンクリートを開発した。その他、数多くの技術開発をしながら工事を進めた。

世界一の吊橋や斜張橋の維持管理は未経験の事も多く、今後においても色々な技術開発が必要である。長大橋の建設技術は日本の総合力によって世界のトップレベルに到達したが、今後は維持管理の経験も活かして将来の海峡横断プロジェクトのコスト低減を可能とする設計施工面の技術開発が必要である。

最後に調査、建設において係わった各種委員会の先生方、諸先輩、関係各位に厚くお礼申し上げますとともに、今後ともご指導いただけるようお願い申し上げます。

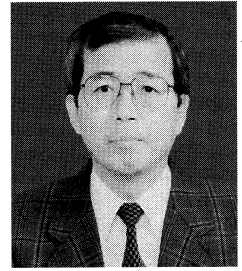
二つの斜張橋で目指したもの

Approach to the New Cable-Stayed Bridges

第三建設局建設部 部

長 谷 中 幸 和

Yukikazu Yanaka



平成11年5月1日に新尾道大橋、多々羅大橋及び来島海峡大橋が完成し、尾道・今治ルートが概成するはこびとなった。

今回は、これらの橋梁のうち斜張橋である新尾道大橋と多々羅大橋について、現場でこの橋の建設に携わった技術者が種々の課題を如何にとらえ、それを解決して来たかを紹介したいと思う。

橋は完成すると、その規模を表わす支間長等の数字で評価される事が多いが、結果だけでなく、何を考え、何を目標としたかが次のプロジェクトや今後本格的に行われる維持管理の業務に取り組むために必要不可欠な事であると思うからである。

新尾道大橋の、橋梁計画上の課題としては、現尾道大橋に並列することによる、耐風安定性の確保と、新旧両橋を景観的にどう調和させるか。また、国道やJR山陽本線などの基幹交通路と交差し、地形的に急峻であること等厳しい施工環境にどう対応するか。更に今まで以上に、より確かな品質、耐久性、安全性、経済性をどの様に確保するか。等があった。

並列橋として耐風安定性については、純粋な技術的課題として、2次元バネ支持試験を用いて、新旧橋梁の高さの違い、間隔の違い、及び新橋の桁断面形状に着目し種々の風洞試験を実施することで解を得た。

また、景観設計においては、客観的評価が難しいがテーマを調和と創造とし、種々の角度からのCGを作成し、現橋の景観を尊重しながら、新しい橋梁技術を示す形を取り入れ1本塔柱、7段ハープ形式の斜張橋となった。

つぎに、施工計画の作成においては、前記の地形的、社会的な制約を考慮すると共に、経済性にも着目し、桁本体の一部を先行して架設し、その架設済みの本体桁を作業ヤードとして使い、国道、JR山陽本線上を手延べ機による送り出し架設とし、側径間が固まった後は、直下吊り架設を用いて海上部分の桁架設を実施した。架設機材は汎用機械を用い、経済化をめざした。

新尾道大橋に採用された新しい技術には、斜張橋ケーブルにPC鋼より線を架設現場において必要本数引き出し、収束するセミプレハブタイプの採用と、箱桁内面の防錆対策として、送気システムを導入し、内面塗装の費用を削減したことである。これらの採用は、それまでの実績や確認実験による技術的裏付けが不可欠であることは言うまでもないが、今後の橋梁技術のあり方を見極めた新しい技術の導入に取り組んだものと言える。

多々羅大橋は、当初吊橋として計画されたが、瀬戸大橋や生口橋の建設を通じて集積された吊橋、斜張橋の解析及び施工技術をもとに出現した世界一の斜張橋である。

多々羅大橋の橋梁計画に当たっては、中央径間長500mから2000mの吊橋と斜張橋の試設計を行い変形性状や振動性状の比較検討の中から課題を抽出した。

その結果、900m級の斜張橋は基本的に従来の斜張橋の延長線上にあるが、構造解析に当たっては、長大化によるケーブル、桁、塔などの構造特性の評価を精度よくしないと非線形性や全体耐荷力の評価を誤りかねないことが明らかとなった。

これらの課題に対してまず主要な要素である桁の断面形状の決定と全体の耐風安定性については従来からの2次元部分模型による風洞試験により断面形状の選定を行うとともに、全橋模型風洞試験を行ない3次元の影響を把握することにより合理的な設計とすることが出来た。またこの3次元全橋模型試験を用いて、架設地点の特有な地形の影響や架設構造系における耐風安定性の確認を実施した。

主塔に対しては、景観的配慮と同時に耐風安定性を満たす塔形状の追求が行われた。

ケーブルについては、長尺化に伴い発生が予想されるレインバイブレーション対策の検討を実施し、抗力係数の増加を抑えたデインブルタイプを採用した。

また、規模の増大に伴い、塔、桁に大きな圧縮力を受ける部材で構成される斜張橋では全体耐荷力、座屈耐力の検討が重要であるとの認識から弾塑性有限変位解析を行うとともに、この数値解析を実験的に検証することを目的とし全橋模型の耐荷力試験を実施し、解析の妥当性を確認した。

この様に多々羅大橋の建設に当たっては、既往の規模を越える構造物の計画に、経験を越えた何か問題点が隠されていないか、従来の解析手法ではとらえられない問題が隠されていないか等、安全性の確認に重点が置かれたと言える。

2つの斜張橋の建設に対し、技術的なアプローチがどの様になされて来たかを述べたが、通常の規模であるが新しい斜張橋を追求した新尾道大橋と、未知の規模に挑んだ多々羅大橋と言うことが出来る。この2つの斜張橋で目指した技術の先にどのような斜張橋が見えてくるのか橋梁技術者として興味深いテーマである。

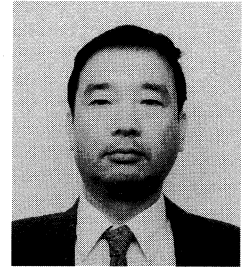
新尾道大橋と多々羅大橋に関して思うこと

Some Thoughts on Shin-Onomichi Bridge and Tatara Bridge

第三建設局向島工事事務所 所

長 秋山 晴樹

Haruki Akiyama



本州四国連絡橋最後のルート、瀬戸内しまなみ海道がいよいよこの5月1日に開通する。大三島橋で始まった本四の架橋工事も約4半世紀を経てここに完了するわけである。その間じつに多くの方々が集まり、懸命に働き、交替していった。そして、後に橋とそれを繋ぐ道路が残る。これを思うと、工事担当者としていま現場にいられる幸せと同時に、工事の仕上げについておろそかにできない大きなものを感じないではいられない。

そういう厳かな感情を持ちながらも、技術者としていま最も有り難いと思っているのは、斜張橋というものに身近につき合えたということである。しまなみ海道には斜張橋が現在4橋あるがいずれも大きな意味を持っている。尾道大橋は昭和43年道路公団によって作られたがこれは日本で最初に作られた近代的斜張橋である。生口橋は平成3年に完成したが斜張橋として初めて世界一となった。これは11日後には他の橋に追い抜かれたが、その8年後の今年に支間を約倍にして多々羅大橋が完成し新たに世界一となる。また、同時に完成する新尾道大橋は支間長こそ短いコストを強く意識した新たな工夫がいくつか試みられている。まるで、斜張橋の屋外展示場のように面白いです。

本誌は多々羅大橋と新尾道大橋の特集であるが、具体的な技術の紹介は各論文に詳しいのでここでは重複を避けて最近感じていることを少し述べる。

多々羅大橋について強く感じるのはこの橋の美しさである。国の内外から大勢の方が見学に来られるが皆一様に美しいと褒めてくれる。吊り橋もいいとは思いますがここでは確かに斜張橋が良いようである。穏やかな海と島々を背景にとってもその直線的な形は意外と調和しているし、急傾斜をもって迫る生口島の観音山を背景にしてもよく映える。斜張橋の耐荷力等については技術者それぞれに意見はあるだろうが、少なくとも景観設計と言う点に関してはこの橋は成功と言っても良いと思われる。

意外なことに外国のお客は世界一ということに関してはあまり褒めてくれない。一つには現在世界一のノルマンデー橋と36mしか差がないということがあるが、また一つには斜張橋は吊り橋との経済比較の中で決められるべきものだからであろう。本当の技術とは吊り橋と斜張橋それぞれをいかに合理的に作るかというものと、そ

の選定をいかに適切に行うかのことであり、その意味では、多々羅大橋の世界一は明石海峡大橋がそうであるとは少し異なる。多々羅大橋の場合はいろんな意味でバランスがとれていて良いのだが、このクラスになると支間長をどこまで伸ばすかだけで技術を競うのは確かにあまり意味がないと思われる。

一つ大きな思い出に台風がある。斜張橋は桁の閉合直前が一番不安定で弱い状態となるが、ちょうどこの時に大型台風が発生し、しかも予想コースが多々羅大橋の真上に来た。筑波の大型風洞試験でその恐さは認識していたが、まさかこんなタイミングで本当に大型台風がくるとは思ってなかったのずいぶん驚いた。結果的には台風がそれてくれて助かったが、少しでも可能性のあるものは実際にも起こるというマーフィの法則を思い知らされた。

新尾道大橋については、景観設計にも努力が払われているがやはり新しい試みに注目したい。アプローチを含めた5径間化、箱桁内無塗装、現場施工型ケーブルの使用といずれもこれからの方向を示している気がする。つまり、必要な機能を整理しできるだけ安い価格で確保する努力がこれからの長大橋の建設には一段と重要になるからである。

本四連絡橋の建設はこれで終わるが広く見渡せば長大橋プロジェクトはまだたくさん残っている。これらに参加するためには、本四架橋の実績を出発点としその技術をより競争力のあるものへと絶えず変換していく必要がある。技術者として努力すべき要点は、変えるべきものと変えざるものと見分ける知恵と、変えるべきものを変える力を身につけることであると先人から教えられてきた。これは言葉では簡単だが実際は難しい。このためには、本四架橋の技術をため込むだけではだめで、とにかく動いてるプロジェクトに何らかの形で関係し、既存の技術を疑いながら試し、悩み、そしてある程度リスクは許容しながら改善していく姿勢が必要なのだろうという気がする。

少し横道にそれたが最後に一言。多々羅大橋と新尾道大橋は全く無事故無災害で完成した。すばらしいことと思う。関係された公団、コンサルタント、企業体、協業業者の方々のご努力にこの場を借りて敬意を表したい。

西瀬戸自動車道の電気通信設備計画 — 交通管理施設の節減 —

Plan for Electric and Telecommunication Facilities of Nishiseto Expressway
— Reduction of Traffic Control Facilities —

第三建設局保全部 専門 役 中 島 国 雄
Kunio Nakashima

第三建設局保全部 電気通信課 石 川 信 人
Nobuhito Ishikawa

第三建設局保全部 電気通信課 明 野 晃 治
Koji Akeno



概 要

西瀬戸自動車道の電気通信設備は、平成7年度に基本計画、平成8年度に実施計画の検討を行い設備類の配置に係わる計画を策定した。しかし公団事業としての採算性確保の見通しが厳しい中で、西瀬戸自動車道の交通実態や地域性を加味した設備類の節減が強く求められ、平成9年度に管理レベルの見直しを含んだ計画変更を実施した。本稿では西瀬戸自動車道の電気通信設備計画の経緯と概要を述べる。

The electric and telecommunication facilities of Nishiseto Expressway were studied as a master plan in 1995 and an implementation plan in 1996, and those were designed in detail. However, we were required to reduce those facilities in consideration of the traffic actual situations and the regional characteristics of Nishiseto Expressway because it is difficult for the operation of Honshu-Shikoku Bridge Authority to expect the profitability. We altered our plans including reconsidering the level of traffic control in 1997. This paper describes those circumstances and an outline of plan for the electric and telecommunication facilities of Nishiseto Expressway.

1. まえがき

西瀬戸自動車道の交通管理施設の中で、電気通信設備を目的別に分類すると次のとおりとなる。

- ① 交通管制設備
中央局設備、遠方監視制御設備 (ASTECS・ASMECS)
- ② 通信設備
多重総合伝送交換設備、多重無線設備、移動無線設備
- ③ 交通管理設備
道路情報可変表示設備、可変速度規制標識設備、非常電話設備、気象観測設備、交通量計測設備、ITV設備、拡声放送設備
- ④ 安全設備
道路照明設備、橋梁灯設備、橋脚照明設備、航空障害灯設備
- ⑤ 電源設備
受配電設備、自家発電設備、直流電源設備、無停電電源設備

以上の交通管理施設は、平成7年度に実施した基本計画においてルート内の既供用区間や他ルートの設備設置状況を基に設備配置計画を策定し、平成8年度には配置計画に基づく詳細検討を行い発注準備を進めた。しかし公団が行う有料道路事業の採算性確保の見通しが厳しい

状況の中で、長期的視点から見た維持管理費の削減方策の検討に則った建設段階からの対応が強く求められ、特に維持管理費を大きく左右する電気通信設備の配置計画を含む見直し、再検討の必要性は不可欠なものとなった。

本報告は、平成9年度に行った西瀬戸自動車道電気通信設備計画の節減をテーマとする検討経緯と設備概要を述べる。

2. 西瀬戸自動車道の特色

西瀬戸自動車道は尾道市で一般国道2号バイパスから分岐し大小9つの島々を11の橋で結び、今治市の一般国道196号に連結する道路である。

本ルートは一般国道317号のバイパス道路であり、他ルートとは異なり計画交通量も極端に少なくルート建設の採算性が厳しく叫ばれている。その様な中で建設工事は生口島や大島の島内は中抜区間として本線建設を見送り、橋を渡った車両は一旦一般道路に降りて走行し、再び橋を渡るルートとして建設を行っている。又、ルート内のほとんどが暫定2車線、設計速度も他ルートの100 km/h に対し 80 km/h (規制速度は 70 km/h) である。

本ルートの特色は、建設目的の1つに島しょ部の離島解消があり、新尾道大橋を除く10橋に自転車歩行者道(自歩道)が設けられ軽車両や徒歩で往来できる点が挙

げられる。また、前述のとおり本ルートが離島解消に重きを置いている点からICの数がおのずと多くなり、IC間の距離も他ルートより遥かに短く、そのほとんどが橋側を向いたハーフのICである。

橋梁構造として他ルートと異なる点は、橋桁構造が他ルートではトラス構造が多いのに対して本ルートでは因島大橋と尾道大橋を除く9橋において薄い箱桁構造が採用されている。

3. 交通管理施設の節減

3.1 経緯

維持管理費の削減方策については、平成10年度の3ルート建設工事で概ね終了し、管理移行後を念頭に置いた維持管理費の削減検討を平成8年度に維持部門を中心にを行い、その方策(案)が平成9年1月に各局に示され、建設段階の設備を含めて再検討するよう求められた。

3.2 節減の基本方針

維持管理費の削減検討により示された基本方針は以下のとおりである。

- (1) 道路管理者に求められている管理責任を全うするために必要な項目は優先的に計上するが、出来るだけ必要最小限とする。
- (2) 維持修繕工事等については、現在までの管理実績を考慮し可能な限り縮減する。
- (3) 維持管理費の縮減につながるものが期待される技術開発については、積極的に推進する。

3.3 施設の重要度によるランク分類

上記削減の基本方針の中では、施設の重要度による更新ランクが分類された。分類されたランクは以下のとおりであり、各ランクの対象設備を表-1に示す。

(1) Aランク

道路管理上、管理瑕疵に係わるもので適切に管理すべきもの。(適切な維持管理に努める)

表-1 施設の重要度によるランク分類

Tab.1 Rank classification by the importance of facilities

ランク	設備名
Aランク	通信設備、交通管制設備、航空障害灯設備 道路情報可変表示設備、可変速度規制標識設備 非常電話設備、受配電設備、自家発電設備 航行安全設備(橋梁灯設備) 観測設備(気象観測設備、視程計設備)
Bランク	道路照明設備(トンネル、ICは除く) トンネルラジオ再放送設備、路側放送設備 橋梁上のITV、拡声放送設備
Cランク	主塔照明設備、橋脚照明設備、ケーブル照明設備 電気室、中継所建物、無線鉄塔、管路 SA、PAのITV、照明設備 ルート完成により上位管制システムに統合された 既存の管制設備

(2) Bランク

道路管理上必要ではあるが、直接的な管理瑕疵に関係しないもの。(頻度、補修サイクル等の延伸及び更新の見送りによる削減を行う)

(3) Cランク

道路管理上する(ある)ことが望ましいが必ずしも不可欠でないもの。(施設等の積極的な更新を行わない)

以上の基本方針を受けて、平成8年度に実施した電気通信設備の配置に係わる計画は、平成9年度に再検討を行うこととなった。その結果の配置を図-1に示し、以下に各設備に対する節減検討の結果を示す。

4. 交通管制設備

交通管制設備は、ルート内の交通管制業務を行うための設備であり、第三管理局(交通管制室)内の中央局設備、交通管理設備の監視制御を行う遠方監視制御設備で構成している。これらの設備は交通管理施設の中核となる設備であり当然Aランクとなるが、より経済的なシステムを構築する検討を行った。図-2に交通管制システム構成図を示す。

4.1 中央局設備

中央局設備は管理局内の通信機械室や交通管制室に設置した機器類で構成し、ルート内の各交通管理設備を一元管理する設備である。この中核をなす設備が通信機械室に設置した集中監視制御設備と呼ぶ中央コンピュータであり、情報の収集、制御処理、表示処理、加工処理、蓄積処理、遠方監視制御装置や管制室内機器への配信処理等を行っている。また、管制室内の機器は図-2に示すとおり交通監視用グラパネ、大型ディスプレイ、施設監視用ディスプレイをはじめ各種制御卓、周辺機器で構成している。実際の配置を写真-1に示す。

中央局設備は平成8年度の計画では、設備の持つ重要性から完全に二重化したシステムとして計画したが、以降に述べる遠方監視制御設備の集中局が交通管理設備のリアルタイム処理が可能であり、本ルートの交通量、中抜区間の存在、規制速度等を勘案して交通管理レベルの低下はやむを得ずとして一重化した。ただし情報収集の記憶部だけは二重化し、システムダウン時でも情報は取り込み、復旧後に処理することにした。さらに制御卓数は極力少なくするため、共有できる卓は出来るだけ一体化する工夫をした。……二重化取りやめ、グラパネや卓類の簡素化による節減

4.2 遠方監視制御設備(ASTEC・ASMECS)

遠方監視制御設備は交通管制情報の監視制御を受け持つASTECと施設監視情報の監視制御を受け持つASMECSから構成するシステムである。両システムは管理局内に集中局(親局)を置き、ルート内の各所に中継局や端末局(子局)を設置して子局周辺の端末データを

		第三管理局	西瀬戸尾道IC	新尾道大橋	因島大橋 1A 4A	因島北IC	生口橋 IP 4P	生口島南IC	多々羅大橋 1A 4P	上瀬PA	伯方島IC	宮窪IN	大島南IC	采島海神大橋 1A 4A 7A 10A	近見山IN	
			尾道大橋出入口	向島IC	大浜PA	因島南IC	生口島北IC	浦戸BP	大三島IC 3A 4A	大三島大橋 1A 7A	伯方大島大橋 1A 4A	大島北IC	吉濱IN	今治北IC 采島SA	今治IC	
交通 管制 設備	中央局設備															
	ASTEC (交通系)															
通信 設備	遠方監視 制御設備															
	ASMECS (橋梁系)															
交通 管理 設備	多重総合伝送交換設備															
	多重無線設備															
	移動無線設備															
安全 設備	非常電話設備															
	遠隔情報可変装置設備															
	可変速度規制標識設備															
	気象観測設備															
	交通量計測設備															
電源 設備	ITV設備															
	拡声放送設備															
	道路照明設備															
	橋梁灯設備															
	橋脚照明設備															
電源 設備	航空障害灯設備															
	交配電設備															
	自家発電設備															
通信 設備	直流電源設備															
	兼用電源設備															
		トンネル内 200mピッチ			海峽部 500mピッチ、陸上部 約100mピッチ			約1000mピッチ								
		(大浜中継所)			(大浜中継所)			(急休山中継所)								

図一1 西瀬戸自動車電気通信設備の配置
Fig.1 Arrangement of electric and telecommunication facilities of Nishiseo Expressway

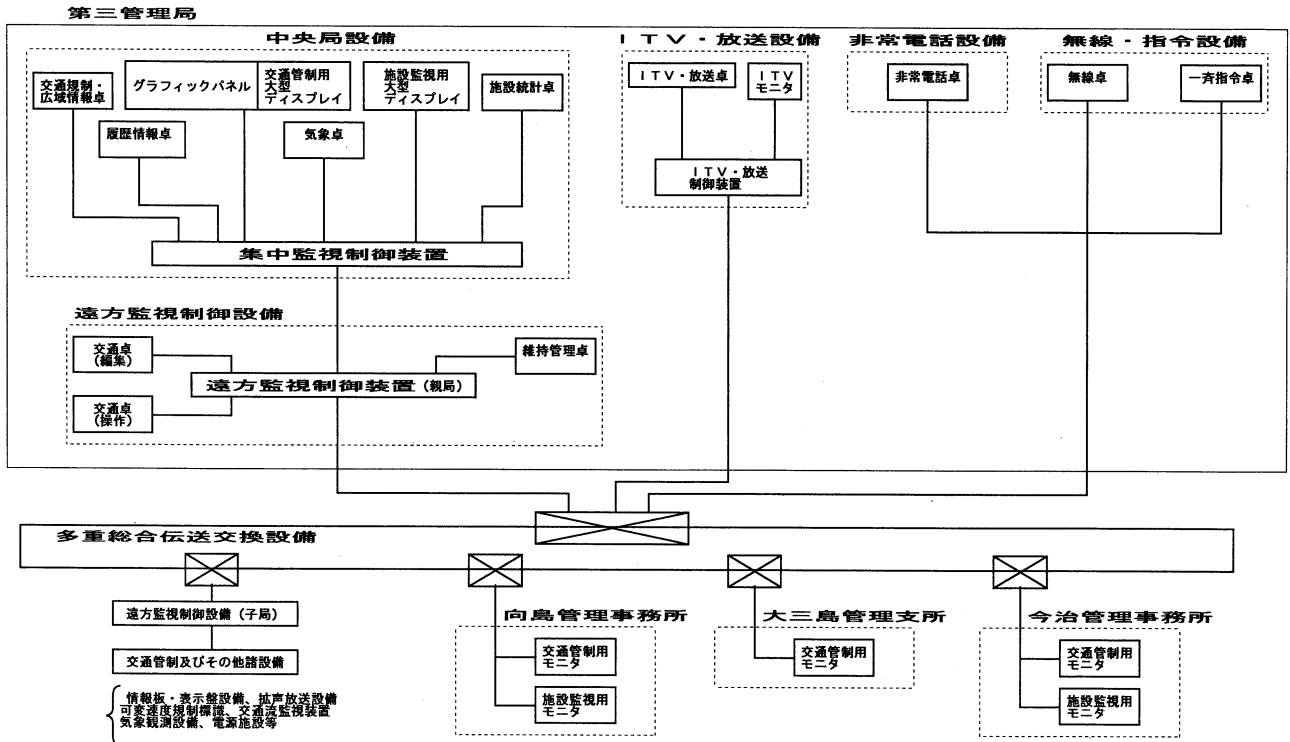


図-2 交通管制システム構成図

Fig. 2 Structure of traffic control system



写真-1 交通管制室、施設監視室

Photo. 1 Traffic control center, Facilities control center

収集して親局との間で情報の交換を行っている。当初の計画では要所毎に子局装置を配していたが、本ルートではIC間の距離が比較的近距离であるため、極力隣りの要所を取り込み子局数を削減する方向で検討の見直しを行った。……設置子局数減による節減

5. 通信設備

通信設備はルート内の交通管制、施設監視情報を光ケーブル回線を用いて伝送交換するための多重総合伝送

交換設備、有線系の光ケーブル回線の障害発生時に情報を無線回線により迂回させる多重無線設備による図-3に示すネットワーク、及び道路巡回車両や維持管理車両と局、各管理事務所間を車載、携帯無線で結ぶ移動無線設備がある。いずれもAランクに位置づけされる設備であるが以下に示す検討を行った。

5.1 多重総合伝送交換設備

本設備は情報を多重化して交換接続する広域リング装置を光ケーブルによりリング状に結ぶことでネットワークを構築するものである。本ネットワークの特色は他ルートで採用している逐次多重化方式（PDH方式）から近年急速に普及されつつある最新技術である世界標準の多重化方式（SDH方式）に変更し、従来の1.5 Mbps（24 ch）/6 Mbps（96 ch）/32 Mbps（384 ch）の逐次多重伝送から50 Mbpsまでの各種インターフェイスを一つの多重化装置で156 Mbps（2016 ch）への一括多重伝送が可能となった。また、画像伝送に世界標準規格のMPEG-2符号化方式を採用することにより、従来1画像の伝送に32 Mbpsを必要としていたものが、6 Mbpsで伝送できるようになった。これによりカメラ毎やグループ毎に設けていた画像伝送ネットワークは不要となり、音声、データ、画像までを一つに統合したネットワークの構築が可能となった。

なお、本設備も遠方監視制御設備と同様に極力隣接の要所を取り込み局数を削減する方向での見直しを行った。……新技術の採用、設置局数減による節減

5.2 多重無線設備

多重無線設備は局や各管理事務所並びに各料金所、橋梁、IC等のルート内の要所の音声や交通管制情報を伝送するために設けた設備である。各ルートでは通常時に光ケーブルを利用して情報伝送を行っているが、光ケーブルの切断や伝送装置故障時にはこれらの情報を無線回線で迂回させ、管制室において情報を得ることが出来る。他ルートではこの迂回情報には映像情報も含めて伝送しているが、映像の場合には動画伝送で1画像96ch、準動画伝送でも1画像で24chを必要とする。

本ルートの基本計画では映像情報の迂回回線を確保することで計画したが、そのためには高価な伝送設備を必要とするため、管理レベルとしては低下するが映像迂回を設けないものとした。……映像回線の迂回取りやめによる節減

5.3 移動無線設備

移動無線設備はルート内の各所に基地局を設け、車載無線や携帯無線などの移動局から無線交信するための設備で、一般的にMCA (Multiple Channel Access) と呼ばれる。本設備も他ルート同様に統制局を設けて自動交換接続・相互通話方式による設備で計画したが、コスト縮減の目的から手動交換接続・半復信方式で十分との認識から計画変更を行った。これにより移動局からの受信は管制室で受けて事務室内の業務用電話に転送する方式や受け持ちの基地局のエリアから移動局がはずれた場合は再度かけ直さなければならない等不便な点を承知の上で変更に至った。……システム自動化の取りやめによる節減

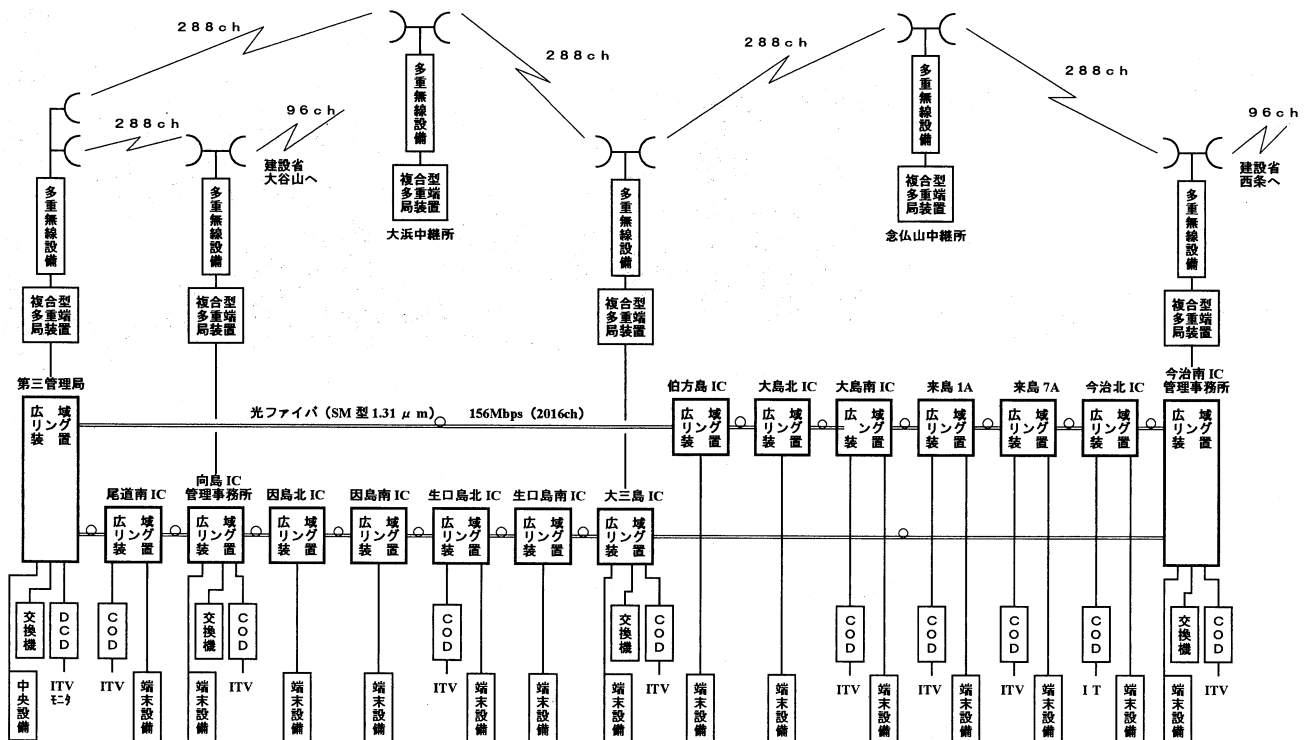


図-3 ネットワーク構成図

Fig. 3 Structure of network

6. 交通管理設備

交通管理設備はそのほとんどが道路管理上、管理瑕疵に係わる設備であり前項で述べたAランクにあたる設備類である。この中で唯一節減が検討できる設備としてBランクになる橋梁上のITV設備を対象に検討を行った。

6.1 ITV設備

各ルートでは従来から視覚情報を得るためルート内の要所にITV設備（監視カメラ）を設置し画像による交通流監視を行ってきた。しかし管制業務経験者の中では設置の必要性を巡って賛否両論あり、カメラ設置の不要論に対し神戸淡路鳴門自動車道では門崎高架橋付近における度重なる二輪車の横転や立ち往生等のため追加設置した例もあるなど一概には決められない状況にある。

本ルートでは以上の議論を踏まえ平成7～8年度の検討において、これまでのルート内の要所の考え方を見直し、既設10箇所に加え必要最小限の要所として端末IC、海峡部橋梁に来島SAを加えた新設14箇所の合計24箇所としたが、その後のさらなる節減検討の結果、人が常駐するICやSAには不要とのことで3箇所を取りやめた。また、来島海峡大橋の各主塔と馬島高架橋に設置予定の7箇所は多すぎる等の指摘を受けてCGや視認実験を行い、図-4に示すとおり視認出来ない場所もあったが交通流監視上は可能との結論から4箇所を削減した。したがって平成9年度の見直しにより最終的なカメラ設置箇所は18箇所となり、交通管制室の監視モニタも当初の9台から5台に減らした。……設置数量減による節減

7. 安全設備

安全設備の中では航空法による航空障害灯や航路標識法に基づく橋梁灯等がAランクに位置付けられた設備である。また、橋上を含む道路照明灯がBランク、主塔基部を照らす橋脚灯はCランクとされている。これらの各々の設備についても本ルートの特異性も加えて節減を行っている。

7.1 航空障害灯設備

航空障害灯は航空法第51条の規定により60m以上の高構造物に設置が義務付けられている。したがって本ルートでは建設中の主塔に設置することで航空局と協議を進めた。しかし新尾道大橋については隣接の尾道大橋に設置されていない点に着目し、再度航空局と協議を重ねた結果、次の点を考慮し特例として設置しないことで許可を得た。

- (1) 橋は山に囲まれた地形となっており、山頂から見ると主塔は遥か下となる。
- (2) 橋の周辺の山麓は住宅地であり、高輝度を発する光源は好ましくない。
- (3) 塔頂のスペースは大変狭く、保守点検等に支障を来す。

その結果、平成8年度の計画数量94基（既設40基・新設54基）から新尾道大橋6基を除き設置数量は88基となった。……設置数量減による節減

7.2 橋梁灯設備

各橋の橋梁灯については航行安全委員会の審議の中で

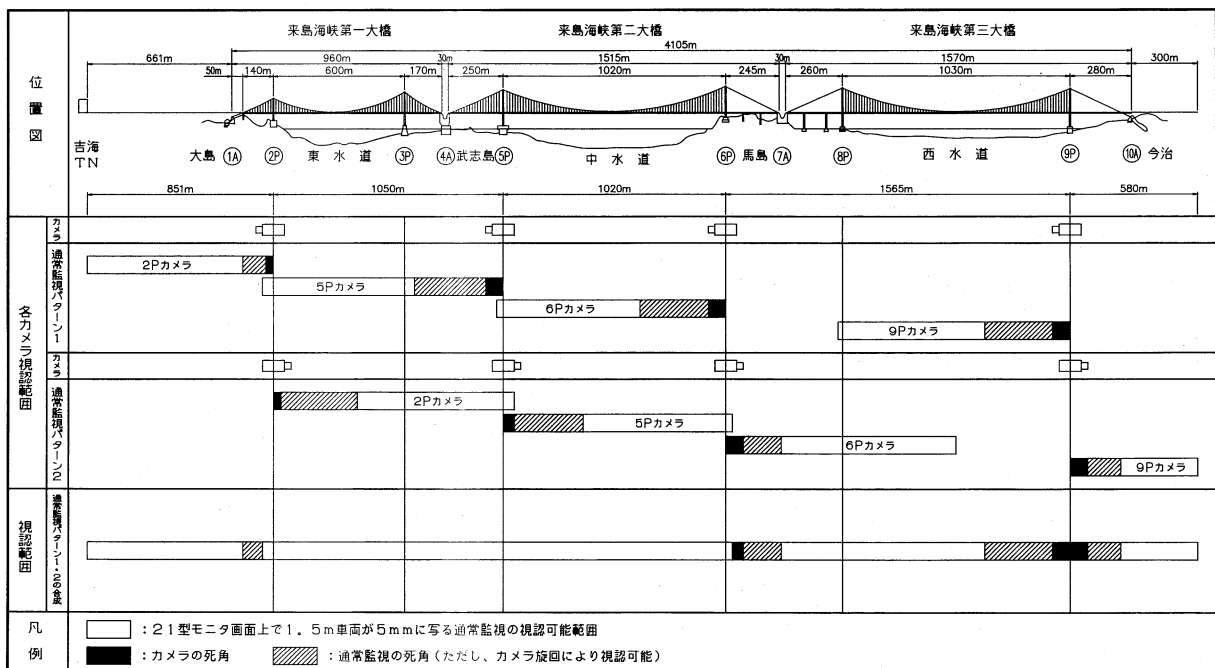


図-4 来島海峡大橋 ITV カメラの視認範囲

Fig. 4 Visible range of ITV camera on Kurushima Kaikyo Bridge

設置することが決定し、日本海難防止協会における検討の結果、多々羅大橋及び来島第1大橋は5灯2列、来島第2及び第3大橋は7灯2列の形状となった。しかし、従来どおりこれだけの灯数を収納する筐体寸法は幅1.0mであるが、高さが2.0m~2.5mとなり本ルート of 薄い箱桁構造には耐風安定上好ましくない点や筐体が併設された自歩道の防護柵(H=1.4m)より上に突き出るのは防犯上や走行車両から見える点で好ましくないこと等を考慮し平成9年度に再検討を行い、同協会の提言である見え方条件の利用海域における光度値 $1 \times 10^{-6} \text{Lx}$ と橋梁下通峡時のグレア防止の光度値 $1 \times 10^{-2} \text{Lx}$ を性能上満足させた上で海上保安庁と下協議を行い各橋とも3灯2列とし、筐体寸法を幅1.0m、高さを1.2mまで小さくした。……設置設備の小型化による節減

7.3 橋脚灯設備

各橋の橋脚灯はCランクの設備ではあるが、橋梁灯と同様に航行安全委員会の審議を経て設置することが決定し、日本海難防止協会の検討の結果、多々羅大橋や来島大橋の各主塔橋脚に設置することとなった。当初の計画では1主塔の4隅(来島第1大橋の2Pは地形上3隅)に出力500Wの調光可能な白熱灯を設置することで計画したが、他橋の点灯実績から100W前後の点灯しか見え方実験上認めてもらっていないため、出力を200Wまで小さくした。なお、航行安全委員会の見え方試験後の発光出力は多々羅大橋が150W、来島大橋が200Wに決定された。……設置設備の小型化による節減

7.4 道路照明設備

平成8年度計画における道路照明灯の設置場所は橋(取付高架橋を含む)、トンネル、IC、SA等、ルート内の主要施設場所に限って設置するものとし、従来通りの設計要領に基づく計画とした。しかし、削減方策の中で以下に示す(1)~(2)の削減要望等が示された。また、平成9年度における検討では、本ルートの特色等も加えた(3)~(4)に示す内容を含んだ結論を得た。

- (1) 設備設計上の計画交通量は設計要領に示す供用5年後の交通量から供用初年度の交通量に変更し照明ランクを見直す。また、料金所から一般道側の照明は交通安全上必要な場合を除き省略する。
- (2) 取付高架橋については設備の設置を原則的に取りやめる。ただし海峡部橋梁に続く高架橋については車線のすり付けが完了するまでとする。
- (3) 新尾道大橋の照明器具は隣接の尾道橋が橋外に配慮しない照明である上、橋周辺の造船所やネオン等により海面は極めて明るい状態であり汎用品の器具とする。
- (4) 各橋の照明柱は海峡部という特殊性を考慮して本ルート橋梁別の基本風速値による設計を行った結果、いずれの照明柱も形状は一般の道路照明柱に若干剛性を増した形状に渦励振対策を施した柱となった。……設置数量減、汎用品使用による節減

8. 電源設備

電源設備には負荷の目的に応じて受配電設備、自家発電設備、直流電源設備、無停電電源設備等の電源を供給する設備がある。これらの設備は従来から交通管理施設への電源供給が目的でありランクとしてはAランクである。しかし供給を受ける設備の目的や重要度においては節減の可能性があるとの判断から再検討を行った。

8.1 受配電設備

受配電設備は電力会社の配電線から商用電力を受電し保護装置を介した後、負荷の目的に応じて各電気方式に変圧等を行い、さらに保護装置を経て配電する設備である。本設備からの電力供給は、従来から負荷が交通管理施設が主体であり安定供給を確保するため、公団が定めた標準仕様に基づく特注品として製作してきた。しかし目的や重要性においては汎用品(JIS規格品)でも可能との判断から見直しを求められた。その中でトンネルや橋梁の重要負荷を抱える設備を除いては汎用品を使用することにした。……汎用品採用による節減

8.2 自家発電設備

自家発電設備は商用電力が停電した場合の電源供給を受け持つ設備である。

本設備の再検討としてはトンネル、橋梁、重要負荷(情報処理装置等)を抱えるICを除き従来の運転補償時間を24時間から10時間に改め、これらの設備は汎用品を使用した点にある。また、建設工事で使用中の設備で転用可能な設備は整備の後再使用する計画としている。……汎用品採用、既設設備の再利用による節減

9. おわりに

電気通信設備の節減に関する主な検討内容はこれまでに述べたとおりであり設備全体の工事費としては実施計画時から施工時まで約20%強の節減を行ったことになる。交通管理施設(電気通信設備)の節減はサービスレベルや管理レベルの低下と密接な関わりがある。特に汎用品の採用は標準仕様品と異なり監視や制御項目に大きな違いが生じ監視制御ができなくなる。また、中央局設備は集中監視制御装置の二重化を行わず現用機のみ運用のためバックアップできないなど従来の交通管制施設では実施しなかった方法をあえて本ルートは選択した。

この節減に対する運用上の評価は平成11年度以降の管理業務に従事される方々や道路利用者の人々によって示されることになるが、第三管理局の効率的な運用により設置した設備類が十分に機能を発揮し本ルートにおける節減計画がルートの交通実態に見合った設備として証明されることを念じる次第である。

多々羅大橋全体構造の安全性照査

Design Safety Check of the Tataru Bridge

企画開発部 企画課長代理 大橋 治一
(前)設計 設計第二課長代理 Harukazu Ohashi



概要

多々羅大橋の上部構造に対して実施設計後の安全性照査を行った。実施設計後の全体構造を忠実にモデル化し、常時、地震時、暴風時の各組合わせ荷重を載荷し、有限変位解析を行った結果、設計安全率を有していることが確認された。

Superstructure of the Tataru Bridge, a long-span cable-stayed bridge, was checked on the safety. Safety of the bridge designed by allowable stress method was checked that the factor of safety was as designed by analyzing the whole bridge model, using the finite displacement analysis for ordinary, earthquake and wind loading conditions.

1. まえがき

多々羅大橋は中央支間長 890 m、橋長 1,480 m の長大斜張橋であり、従来の建設実績をはるかに超える規模となる(図-1)。特に主塔および主桁は、側径間端部の PC 桁を除き鋼製構造であるため、座屈に対する安全性を確保することが重要な課題である。当初実施した座屈固有値解析および全橋耐荷力実験の結果¹⁾によると、これまでの斜張橋とは異なり、本橋では主塔よりも先に主桁が座屈する傾向が認められた。主桁の大部分を占める鋼桁は、鋼床版および下フランジを多数の U 型形状リブ(以後、U リブ)で補剛した薄肉の多セル箱桁構造となっ

ている(図-2)。また、本橋の主桁補剛板の設計には、道路橋示方書²⁾の設計法とは異なり、「柱モデル・アプローチ」が採用されている。この設計法は、実測された初期たわみおよび残留応力を用いて補剛板の弾塑性有限変位解析を行い、柱モデル・アプローチの与える圧縮強度が、解析で得られた終局強度のほぼ下限値(最低値)に相当することが確認されている³⁾。以上のことから、最終的に実施される実施設計後においては、設計された全体構造が所要の安全性を有しているかどうかの確認を行うこととなった⁴⁾。

本文では、実施設計後の構造諸元⁵⁾を用いて、主桁の断面変化にともなう橋軸方向の中立軸高さの変化を忠実にモデル化した 3 次元骨組解析モデルに対して、幾何学

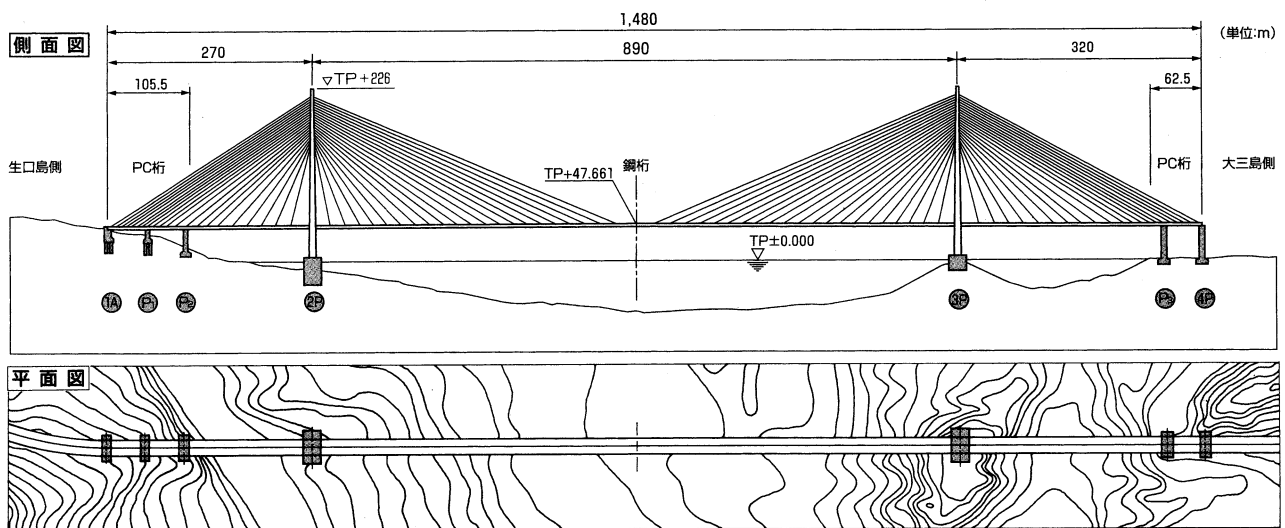


図-1 多々羅大橋一般図

Fig.1 General view of the Tataru Bridge

ここに、 σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度
($= \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$)

σ_{ult} : 降伏点強度 ($= \sigma_y$)

σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向
圧縮応力度

σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向
圧縮応力度の上限値 (全強)

3. 全体解析

3.1 解析方法と解析ケース

全橋の3次元弾性有限変位解析を用いて、組合わせ荷重全体に対して荷重倍率、 α 倍した解析を行う。主桁断面は橋軸方向に断面変化している関係から、橋軸方向に中立軸の位置が最大で上方向に65mm、下方向に157mm変動するので、これを忠実にモデル化した。荷重倍率、 α は設計安全率の範囲でよいが、最大4.0倍までとし、荷重の増加ステップは0.5、1.0、1.4、1.6、1.8、2.0、2.2、2.4、3.0、3.5、4.0とした。これらの荷重ステップ毎に応力度照査を行い、上記(1)、(2)の照査式を満足する荷重倍率 α_0 を求めた。組合わせ荷重に α_0 を乗じたものが耐荷力となる。

荷重組合わせには、死荷重載荷時の主桁の発生曲げモーメントの改善や主塔に曲げモーメントを発生させない等の目的からケーブル張力の大きさを調整する(死荷重によるケーブル張力の調整を行うことが一般に行われる)、プレストレス力、PSについても荷重倍率した。支点移動の影響、SDについても設計値を荷重倍率している。

以下に着目した荷重の組合わせケースを示す。

- ①鋼桁の補剛板の局部座屈が全体構造の安全性の決定要因となる常時荷重
荷重の組合わせ $\alpha \cdot (D+PS+L+T+SD)$ とし、活荷重は2P、3Pの応力照査で最もクリティカルとなる節点の曲げモーメントに着目した影響線載荷を行う。
- ②主塔が全体構造の安全性の決定要因となる常時荷重
荷重の組合わせ $\alpha \cdot (D+PS+L+T+SD)$ とし、活荷重は全径間満載時と2P主塔一般部の面外曲げモーメントが最大となる影響線載荷を行う。
- ③地震時荷重
荷重の組合わせ $\alpha \cdot (D+PS+EQ+L_{EQ}+T+SD)$ とし、1次の桁の遊動円木モードの応答加速度分布から求めた地震時慣性力を静的載荷する。ここでEQ(地震時荷重)は実施設計に用いられた加速度応答スペクトルを用いた解析結果である。
- ④暴風時荷重
荷重の組合わせ $\alpha \cdot (D+PS+W_{TT}+T+SD)$ とし、全径間に風荷重を橋軸直角方向に載荷する。

3.2 主な解析結果

解析結果を総括したものを図-3に示す。表中の数値は最大荷重倍率、 α_0 であり、同一の荷重の組合せにお

いて最小値を示す箇所がクリティカルとなる部材である。

3.2.1 常時荷重に対する鋼桁の安全性

実施設計において、安全性の余裕が最も少ない部位である節点69(2P側の中央径間)、162(3P側の側径間)を対象とした。図-3は節点69の曲げモーメントに着目した影響線載荷を行った時の橋全体の変形図である。図-4、5は軸圧縮応力度と曲げ応力度の関係を示すように、これらに幾何学的非線形性の与える影響は少なく、最大荷重倍率、 α_0 は節点69では1.81、節点162では1.86となり、いずれも所要値の1.7を満足している。

3.2.2 常時荷重に対する主塔の安全性

全体構造のなかで主塔の安全性で問題となると考えられる部位は、安定照査値の最も厳しい、中間水平材と下部水平材間に挟まれた開口部の大きな区間の塔柱部分である。解析結果は図-7の荷重倍率と安定照査値の関係に示すように、幾何学的非線形性の影響はほとんどなく、安定照査値が1.0となる荷重倍率は2.01であり所要値1.7を満足している。

また、本解析で着目した塔柱よりも中間水平材(節点533)の方がクリティカルとなった理由は、実施設計では①活荷重を立体の影響線に載荷している、②ねじれの影響を考慮している等、から両者の発生応力に違いがあることによるものと考えられる。

3.2.3 地震時の安全性

地震時に最も厳しくなる3P主塔の節点738で荷重倍率 α_0 は3.16(図-3参照)と所要値に比べて高い値である。これは、実施設計においては橋軸方向と橋軸直角方向の地震の重ね合わせを行っていることから、橋軸方向の地震のみを対象とした本解析では荷重倍率が高くなったものと考えられる。

3.2.4 暴風時の安全性

橋軸直角方向の風荷重載荷時にクリティカルとなる部位は、主塔の基部、ナックル部、下部水平材隅角部および主塔近傍の主桁である。照査の結果は、主塔においては3P主塔基部で2.05、2P主塔近傍の主桁で2.20であり、いずれも所要値を満足している。

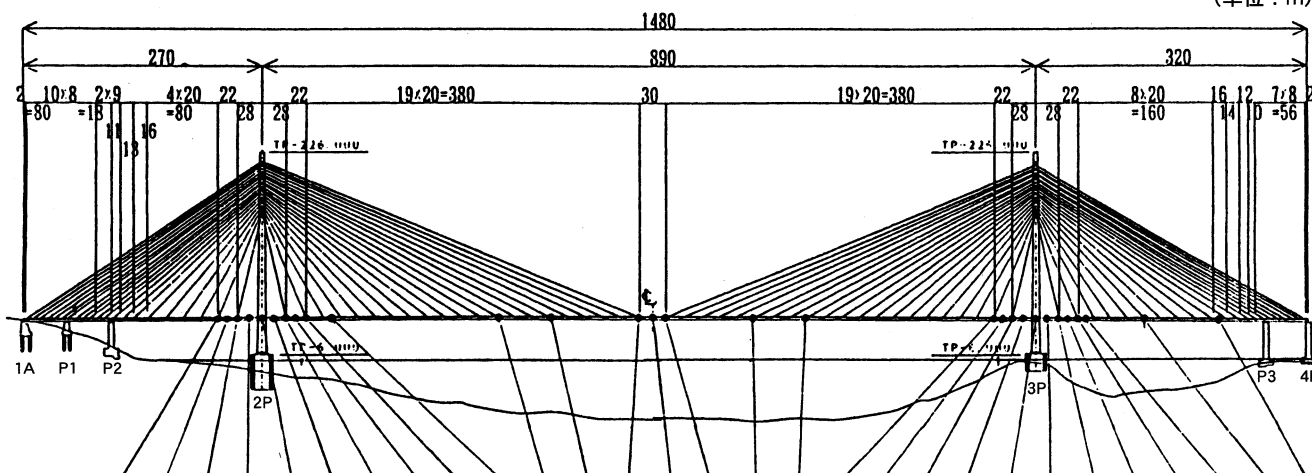
風による座屈による不安定現象である横座屈、ダイバージェンスがあるが、これらについては風洞試験およびガスト応答解析により安全性の照査が行われている。この検討は設計安全率の確認を行う目的で実施したものであるため、風荷重の載荷方法については実施設計と同じである。

3.3 主桁補剛板の非線形性の影響

3.3.1 補剛板の非線形挙動

これまでの解析では、主桁のUリブ補剛板の局部座

(単位 : m)



節点	51	52	54	56	58 2P	60	62	64	65	69	88	94	104	106	108	118	124	147	148	150	152	154 3P	155	158	160	161	162	170	180
①	2.26	2.12	2.54	2.49	2.40	2.50	2.53	2.10	2.26	2.04	2.61	3.82	4以上	4以上	4以上	3.80	2.67	2.32	2.18	2.58	2.51	2.43	2.4	2.43	2.13	2.28	2.13	2.28	2.84
②	2.28	2.05	2.44	2.41	2.85	2.42	2.42	2.02	2.28	2.03	3.05	2.82	4以上	4以上	4以上	2.67	2.73	2.33	2.08	2.46	2.43	2.65	2.3	2.38	2.07	2.78	2.13	2.22	2.82
③	2.32	2.13	2.43	2.32	2.88	2.18	2.28	1.95	2.22	2.03	2.78	2.87	4以上	4以上	4以上	3.83	3.07	2.31	2.04	2.37	2.28	2.80	2.3	2.47	2.17	2.35	2.21	2.40	2.45
④	2.28	2.02	2.38	2.38	2.80	2.65	2.70	2.17	2.33	1.61	2.71	3.38	4以上	4以上	4以上	3.40	2.44	2.80	2.32	2.71	2.58	3.21	2.3	2.48	2.17	2.43	2.28	2.28	2.86
⑤	2.32	2.08	2.48	2.46	2.70	2.44	2.45	2.05	2.28	2.08	2.88	3.61	4以上	4以上	4以上	3.77	3.08	2.35	2.13	2.58	2.80	2.57	2.7	2.39	1.97	2.05	1.86	2.47	2.53
⑥	3.47	3.57	3.80	3.88	4以上	4以上	4以上	3.82	3.85	3.78	4以上	4以上	4以上	4以上	4以上	3.85	4以上	3.81	3.52	3.86	3.98	3.87	4以上	4以上	4以上	4以上	4以上	3.98	4以上
⑦				2.20	2.21	2.28	2.20	2.38													2.32	2.29	2.32	2.7	2.31				

- ① : 全径間満載活荷重 (モデル A、1 本軸)
 - ② : (モデル B、折れ軸)
 - ③ : 中央径間満載活荷重 (一般部断面曲げ最大)
 - ④ : 格点 69 曲げ影響線載荷
 - ⑤ : 格点 162 曲げ影響線載荷
 - ⑥ : 地震時
 - ⑦ : 暴風時 (実施設計時にクリティカルだった 2P、3P 付近に着目)
- 注) アミ掛け部分はクリティカル部材を示す

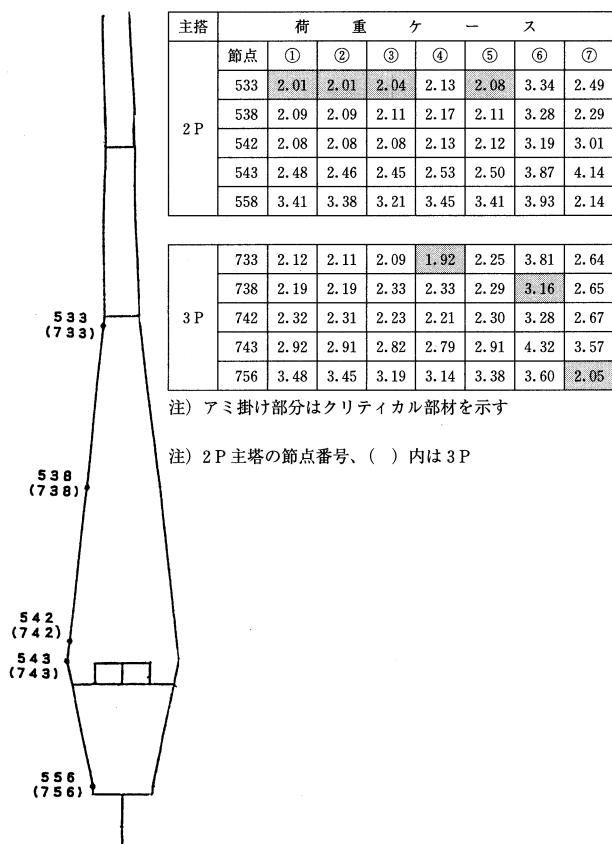


図-3 三次元弾性有限変位解析の解析結果 (最大荷重倍率)

Fig.3 Analysis results of elastic finite displacement analysis in three-dimension (maximum load magnification)

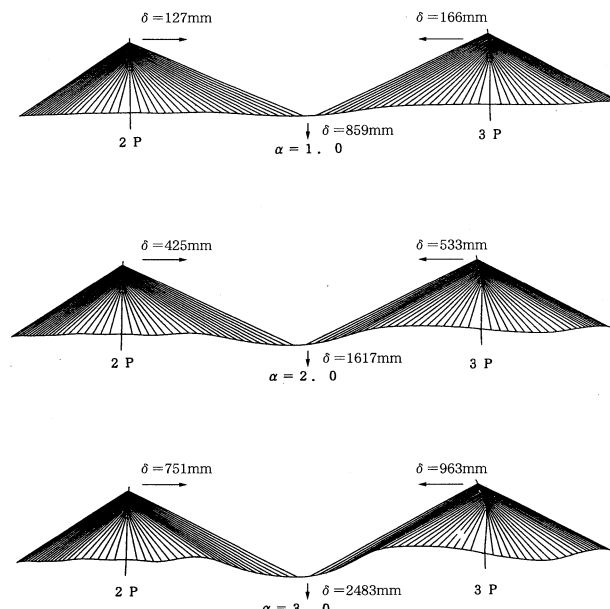


図-4 常時荷重に対する全体変位図 (節点 69 の曲げモーメントに着目した影響線載荷)

Fig.4 Overall displacement diagram by standard loading (Influence loading for bending moment at node 69)

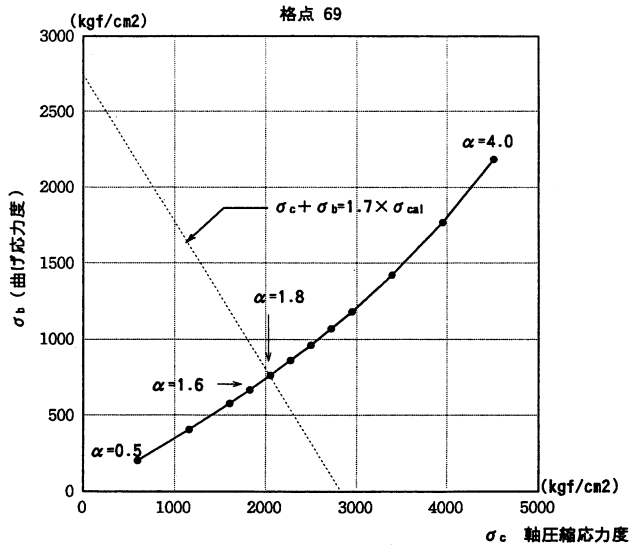


図-5 鋼桁の軸圧縮応力度と曲げ応力度の関係（節点 69 の曲げモーメントに着目した影響線載荷）

Fig.5 Axial compressive stress and bending stress diagram (Influence loading for bending moment at node 69)

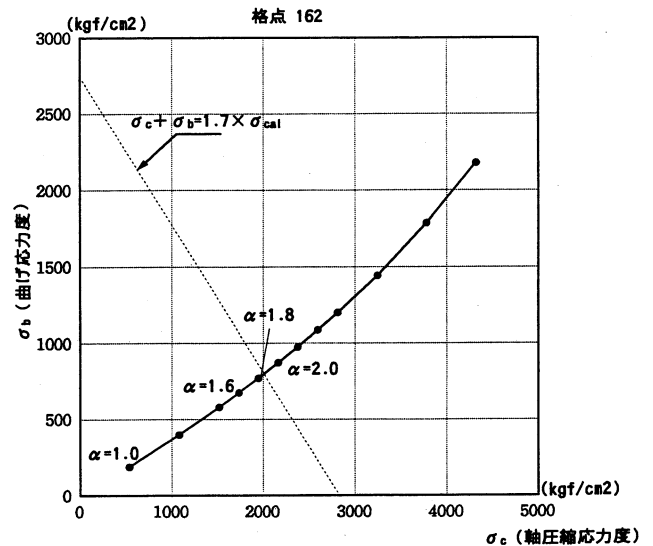


図-6 鋼桁の軸圧縮応力度と曲げ応力度の関係（節点 162 の曲げモーメントに着目した影響線載荷）

Fig.6 Axial compressive stress and bending stress diagram (Influence loading for bending moment at node 162)

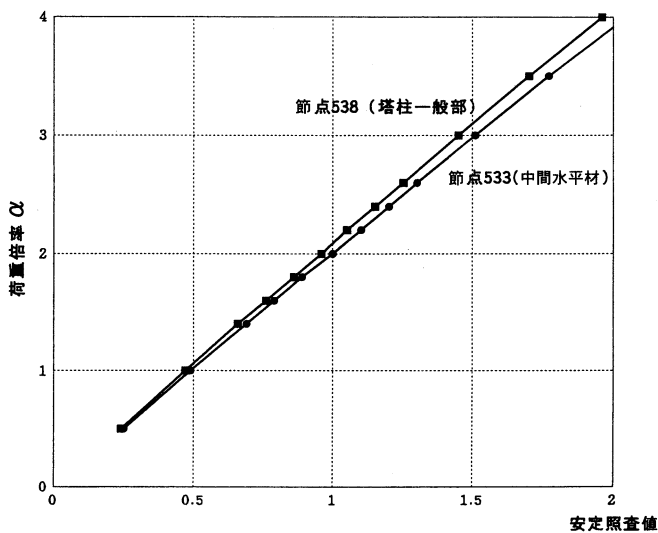


図-7 主塔の荷重倍率と安定照査値 (2P)

Fig.7 Loading magnitude and stability factor for tower 2 P

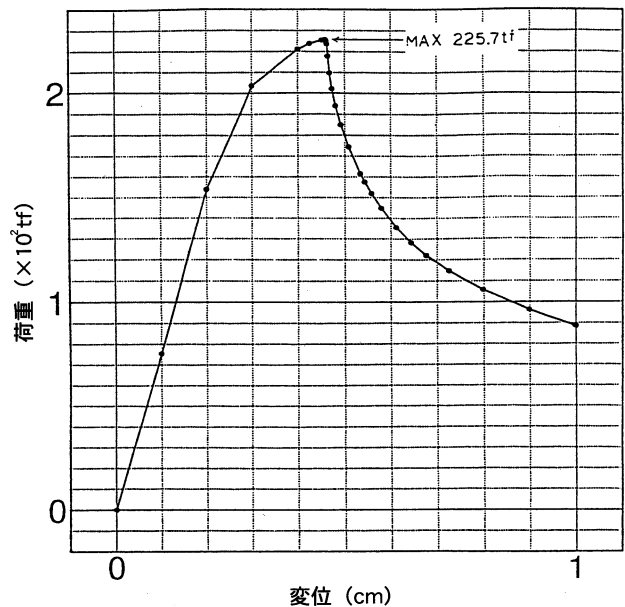


図-8 Uリブ補剛板の荷重・変位曲線

Fig.8 Load and displacement diagram of a plate stiffened by U-shape rib

屈に達する荷重を耐力とし、その荷重・変位曲線（平均応力・平均ひずみ曲線）の最大荷重（局部座屈強度）までの間は線形関係にあると仮定している。

しかし、初期不整を考慮したUリブ補剛板の荷重・変位挙動は図-8に示すように、最大荷重に達するより小さな荷重レベルにおいて非線形性が表れることがわかっている。図-9の模式図に示すように、原点と最大荷重を結ぶ割線勾配は初期勾配Eの2/3程度である。このような補剛板の実挙動を忠実に再現した全体系での弾塑性有限変位解析を行うことは困難である。そこで、これに代わる簡易的な方法として以下に示す弾性有限変位解析を行い、定性的な傾向を把握することとした。

①応力度照査でクリティカルとなった主桁部材（節点

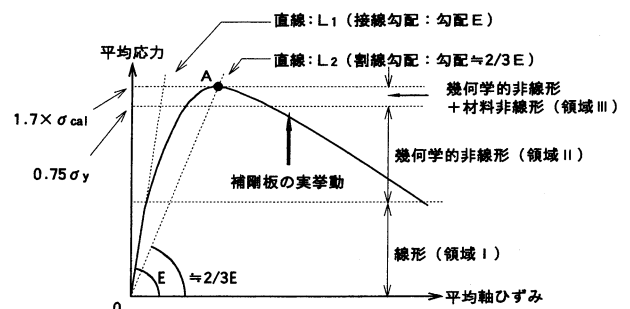


図-9 Uリブ補剛板の平均応力・平均ひずみ曲線

Fig.9 Average stress and strain diagram of a plate stiffened by U-shape rib

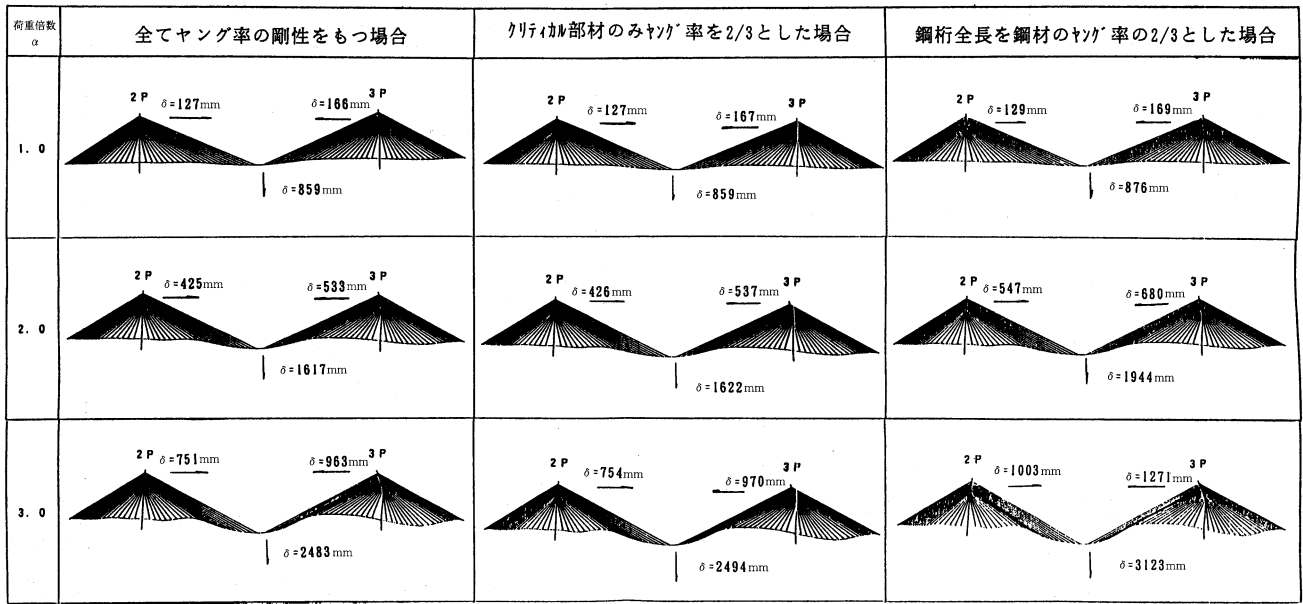


図-10 主桁の剛性を低下させた場合の全体変位図

Fig.10 Overall displacement diagram in reducing the girder stiffness

- 69) ①のみ割線勾配 $2E/3$ を適用した全体解析
 ②全ての主桁部材に対して割線勾配 $2E/3$ を適用した全体解析

3.3.2 補剛板の非線形性の評価

図-10は、Uリブ補剛板の非線形性の影響を考察するために実施した解析結果について、これまでの補剛板の非線形性を無視した結果とを対比して示したものである。

荷重倍率(最小値)は節点69で決定されており、①に対して1.85、②に対して1.83と、いずれも補剛板の非線形性を無視した解析結果(1.81)に比べると、わずかに高い値を示している。節点69以外の節点(部材)に着目すると、中央径間の主桁の荷重倍率は5%程度の変動にすぎない。このことから、今回の検討範囲では、主桁の剛性が低下することによって当初クリティカルであった部材から他の部材に及ぼす影響は少ないといえる。すなわち、主桁の剛性は設計値の2/3程度の大きさであっても橋全体の安全性に及ぼす影響は小さいものと判断される。

ただし、主桁剛性の低下によって主塔の塔頂変位は増加する傾向がみられることから、これによる付加曲げモーメントにより負担が増加することに留意する必要がある。

4. まとめ

実施設計後の多々羅大橋の構造諸元を用いて安全率の照査を行った。その結果、常時、地震時、暴風時におい

て、全断面で設計で考えている所要の安全率が確保されていることが確認された。

さいごに

本文は、鋼上部構造委員会(委員長:西野文雄埼玉大学教授)および構造分科会(主査:依田照彦早稲田大学教授)でご審議を頂いた検討結果の一部をとりまとめたものである。委員の方々に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 藤井裕司、鳥海隆一:多々羅大橋全体耐力試験、No. 65、1993.1
- 2) 道路橋示方書、同解説(II鋼橋編)、「3.2 圧縮応力を受ける板および補剛板」、平成8年12月
- 3) 大橋治一、依田照彦、樋口康三:長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データとその圧縮強度、土木学会論文集、No.549/I-37、1996.10、pp.55-64
- 4) H.Ohashi, M.Tatusumi, T.Yamanaka, S.Suzuki: Evaluation of ultimate strength of Tataru Bridge, Proceeding on Stability and Ductility of Steel Structures, Nagoya, 1997.6
- 5) 藤原亨、森山彰、川西直樹:多々羅大橋上部工の実施設計、本四技報 Vol.22 No.88 '98.10
- 6) 鋼上部構造委員会報告書、(助)海洋架橋調査会、1994.3
- 7) 上部構造設計基準・同解説、平成元年4月、本州四国連絡橋公団

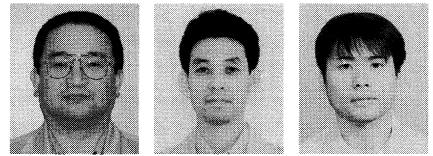
多々羅高架橋鋼上部工の省力化検討報告

Report on Manpower Reduction in Tataru Viaduct Steel Superstructure Work

第三建設局向島工事事務所 第二工事長 武藤 禮布
Hironobu Muto

九州地建海の中道海浜公園工事事務所
(前)第三建設局向島工事事務所 工務係長 横山 浩
第二工事長代理 Hiroshi Yokoyama

第三建設局向島工事事務所 第二工事長付 石元 靖二
Seiji Ishimoto



概要

多々羅高架橋は、本州四国連絡道路（尾道・今治ルート）の中で、広島県と愛媛県の県境に位置する多々羅大橋に続く愛媛県側の3連の高架橋である。下部工工事を平成7年6月より開始、平成8年11月より上部工の現場工事を開始し、平成10年5月に完成した。本報告は、多々羅高架橋のC橋（4径間連続非合成箱桁）において、省力化の検討・施工の概要を報告するものである。

The Tataru Viaduct is composed of three continuous viaducts, which locates on Ehime prefecture side, and adjoins to the Tataru Bridge at prefecture border between Hiroshima and Ehime prefectures. The viaduct started its work of substructure in June 1995 and superstructure in November 1996, and completed whole site work in May 1998. This paper reports the work result and the study on manpower reduction done for the C viaduct of Tataru Viaduct (a four-span continuous non-composite plate girder.)

1. はじめに

多々羅高架橋は、愛媛県越智郡上浦町井口に位置し、多々羅大橋と大三島ICとの取り合い部に架かる陸上部高架橋である。

多々羅大橋側からA橋（3径間連続非合成箱桁）、B橋（7径間連続非合成箱桁）、C橋（4径間連続非合成箱桁）と称し、平成10年5月に完成した。（図-1、写真-1）

本高架橋C橋において、平成7年10月に制定された「鋼道路橋ガイドライン（案）」を踏まえた上で、ガイドラインより踏み込んだ省力化が可能と考えられる項目についても、検討し施工した。

2. 1 桁橋の省力化検討

本高架橋C橋は、橋長177.8m、幅員9.0mの鋼4径間連続非合成I桁であり本橋に対しては、構造を簡素化し、工場製作、現場架設において省力化を図り、経済的かつ合理的な構造とすることを目指し省力化可能な項目の検討を行った。

省力化項目の検討に際しては、「鋼道路橋設計ガイドライン（案）」を踏まえた上で、さらに製作、架設を効率的に進めることが可能と思われる項目について、計画、設計、製作、架設に区分し整理した。その検討結果を要因分析図として図-2に示す。その中で、橋梁の形式的特性や架設位置の地形的特性を考慮し、実施に対する検

討を行った。また省力化項目には、製作、架設の省力化だけでなく、維持管理の軽減、災害発生後の復旧の容易さなども勘案した。

2.1 主桁基本構造の検討

(1) 主桁本数の検討

省力化設計を進める主桁形式を設定するため、主桁本数の異なる桁形式の概略比較を従来の断面設計を基にした「通常設計」により行った。この結果、経済性、工場製作における省力化、品質の問題点、などから、「3主桁プレストレスコンクリート床版（以下、PC床版）」を省力化設計の検討を進める橋梁形式とした。

(2) 床版の検討

主桁を3主桁にすることにより、床版支間は、3.85mとなる。道路橋示方書に示される床版支間の最大は4.0mであり、床版厚の決定や設計曲げモーメントの算出については、特に問題はないと考えられる。ただし、過去の床版の損傷事例から、鉄筋コンクリート床版の支間長は3.0m以下が望ましい。また、床版死荷重の鋼桁への影響が大きいことから、床版種別としては床版厚を薄くできる「PC床版」を選定した。

「PC床版」には、工場にて予め橋軸直角方向にプレストレスを導入したPCパネルを製作して現地で敷設する「プレキャストPC床版」と、現地でコンクリートを打設し所定の強度が発生後、コンクリート床版の橋軸直角方向にプレストレスを導入する「現場打ちPC床版」の2種類が考えられる。その概要を図-3に示す。

「プレキャストPC床版」は、①敷設された床版上に

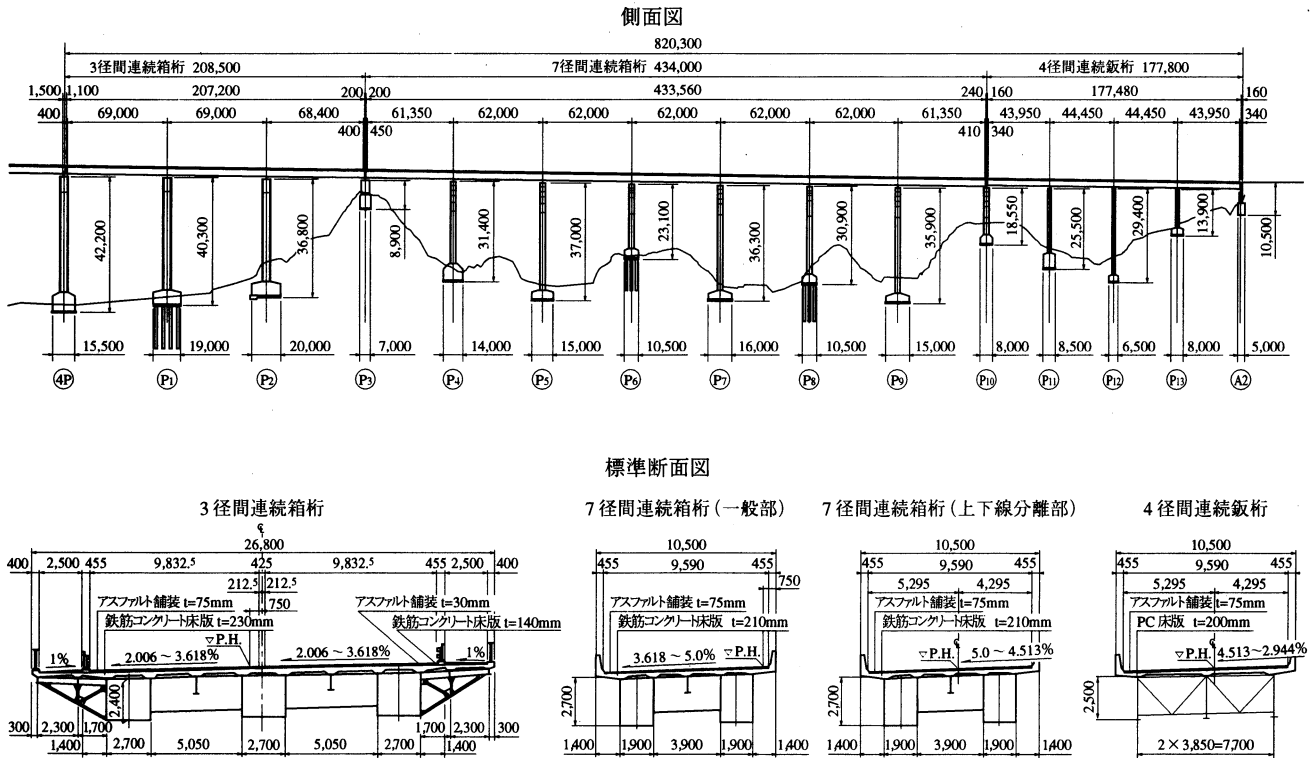


図-1 多々羅高架橋全体一般図

Fig.1 General outline of Tataru Viaduct

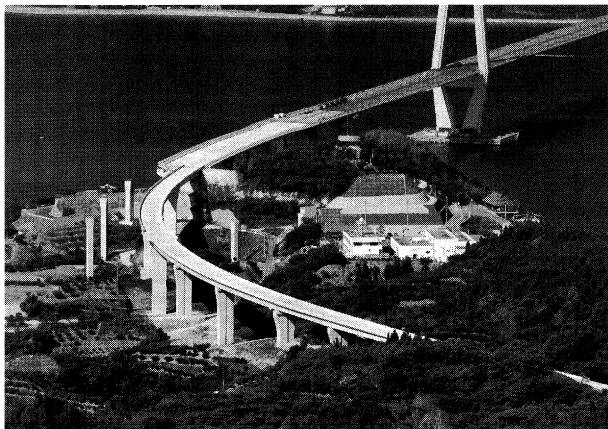


写真-1 多々羅高架橋

Photo.1 Tataru Viaduct

直接重機が乗り、逐次床版の架設が可能なこと。②床版足場が不要なこと。③品質が安定していることなどから、施工の安全性が高く、さらに壁高欄のプレキャスト化を図れば大幅な現場作業の省力化となり得る。「プレキャスト PC 床版」の課題のひとつは、PC パネルの橋軸方向の連結方法である。この連結方法としては PC 構造と RC 構造が考えられ既往の検討例を参考に橋軸方向に PC 鋼線による縦締めを行い、床版の一体化を図ることが必要であると考えた。

「現場打ち PC 床版」の施工は、一般的な床版と同様の構造であり、現場の省力化を進める構造とは言い難いが、特に構造的な問題はない。

よって、いずれの構造も採用可能と考えられ、施工費を試算した。その結果、「現場打ち PC 床版」に比べて「プレキャスト PC 床版」は 27% 程度工費増となった。その原因としては、「プレキャスト PC 床版」では、橋軸方向の PC 縦締めを採用したこと、および「プレキャスト PC 床版」を採用するには、床版の施工数量が必ずしも多くなく、単価的減少を図ることができないためと考えられる。一方、現場工期においても、極端な工期短縮がもとめられていないことから、本橋には「現場打ち PC 床版」を採用した。

ただし、「PC 床版」については、床版支間が通常の床版に比べ大きく、床版厚が薄いために、主桁フランジの首振りによる疲労の問題がある。これに対応するため、対傾構取り付け部の垂直補剛材は板厚を厚くしている。なお、現場施工の省力化については、移動支保工、鉄筋のプレファブ化なども考えられたが、現場の作業環境や橋梁形態から、本橋での採用は見送った。

(3) 水平補剛材段数の検討

水平補剛材段数は、腹板最低厚の規定を考慮し、鋼材重量が著しく大きくならない 1 段とした。水平補剛材の段数の変化に伴う工費の変動について、試算を行った結果を図-4 に示す。これによると、水平補剛材は、現在の積算基準による限り、1 段がもっとも経済的になることがわかる。しかし、水平補剛材が無い場合、垂直補剛材も少なくでき、断面が非常に簡素になり、製作、維持管理における利点を考えると今後の断面設計のあり方を再考する必要も考えられる。

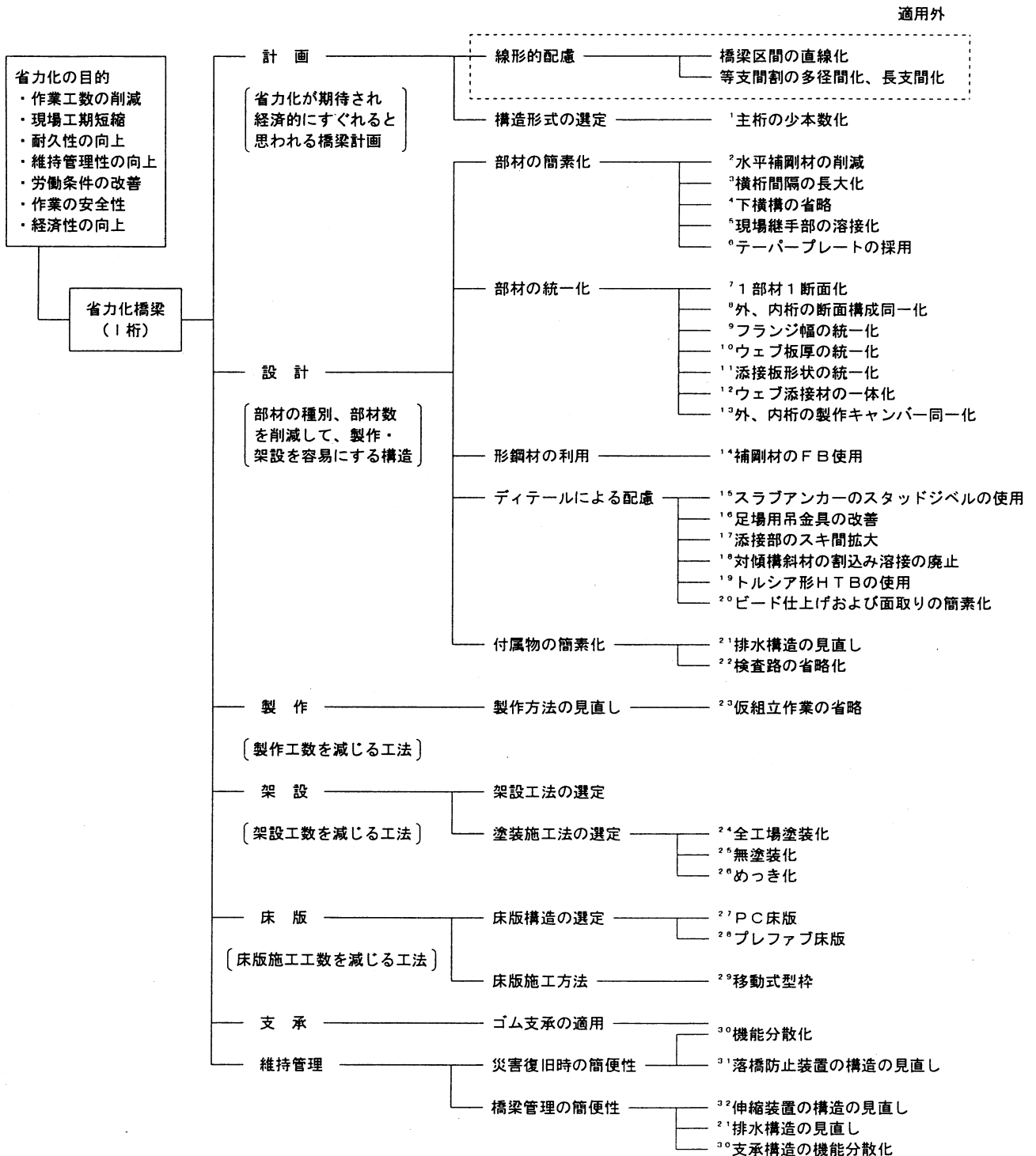


図-2 省力化橋梁の要因分析表

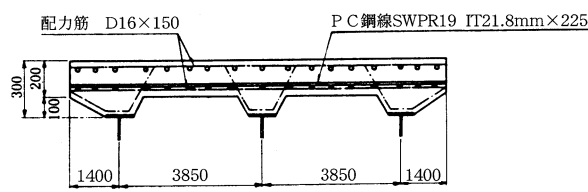
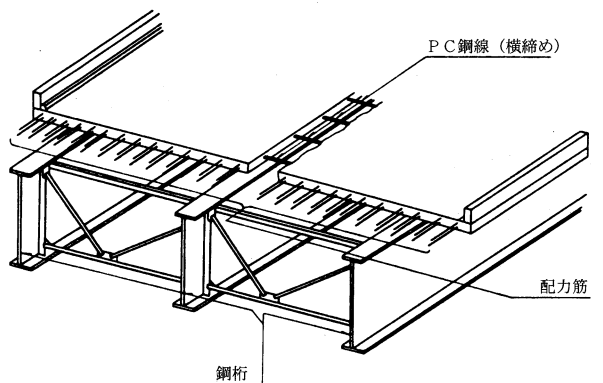
Fig.2 Table of elements on manpower-reduced bridge

(4) 横構の省力化検討

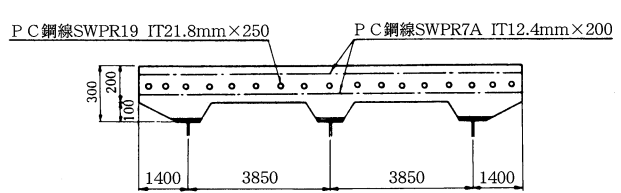
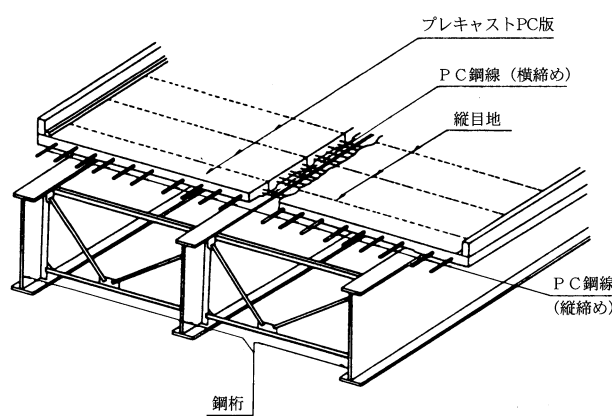
道路橋示方書によると、I桁プレートガーダーでは、風荷重、地震荷重などの水平力に抵抗するとともに、構造全体の剛性を確保する意味で横構の設置を原則としている。これに対し、構造形式の簡素化に伴う下横構の省略に関する研究が、近年行われており、これらの文献を調査し、本橋への適用について検討を行った。

設計面においては、横構の全面省略、部分省略ともに

発生応力レベル、剛性、振動特性については明確になっており、適用に対しては特に問題はないと考えられる。施工面では、本橋は中間支点上で折れ桁となる構造であるため、架設時における主桁間隔、平面折れ角、支承位置のセットなど形状保持が必要となる。そのため、本橋では施工性を考慮して、支点部付近のパネルのみ下横構を設ける構造とした。



(a) 現場打ちPC床版



(b) プレキャストPC床版

図-3 床版の構造概要図
Fig.3 Structural outline of deck

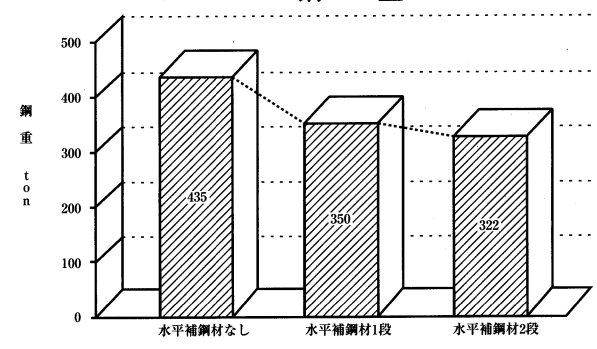
(5) 設計案の比較

「3主桁PC床版省力化設計」の妥当性を評価するため、「4主桁RC床版通常設計」および「4主桁RC床版省力化設計」と比較した。

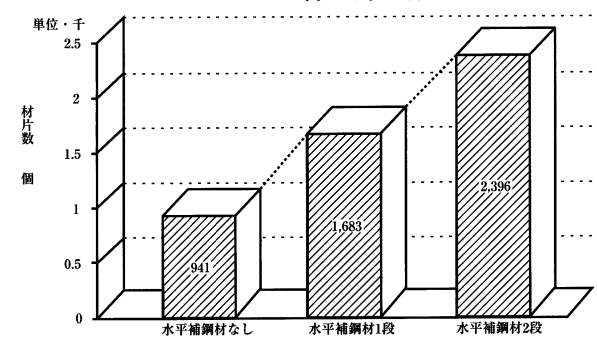
1) 数量比較

鋼重、及び塗装面積の比較を図-5に、部材数、およ

鋼重



材片数



制作費

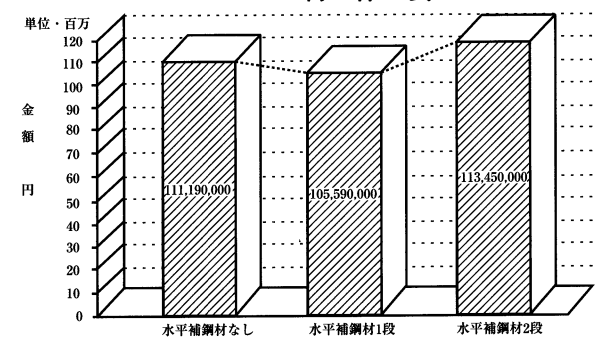


図-4 水平補剛材段数による影響

Fig.4 Influence by stories of horizontal stiffeners

び溶接延長の比較を図-6に示す。

鋼重は、4主桁省力化設計は、通常より16%程増大し、断面統一化に伴う鋼重増が現れている。一方、3主桁省力化設計は4主桁通常設計に比べ鋼重の増加は5%程度に納まり、主桁本数の減少による鋼重減が見られる。塗装面積は、省力化設計による小型材片の減少が図られたことによる面積の減少が見られ、3主桁省力化設計ではさらに部材数の減少が図られたことにより、4主桁通常設計により12%の塗装面積減少となっている。

部材数量と溶接延長は、同様な傾向を示しており、省力化設計が通常設計より大幅に減少している。4主桁省力化設計では、部材数が約1/3に減少し、溶接延長は6割の減少が図ることができている。

以上のように、3主桁省力化設計は、4主桁通常設計

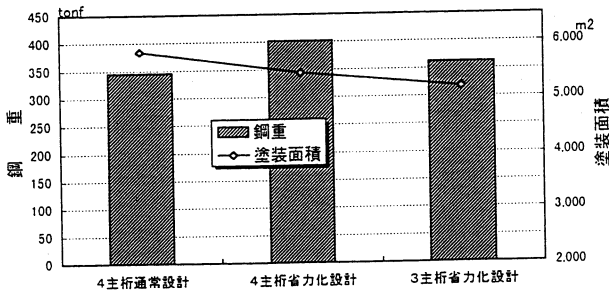


図-5 鋼重・塗装面積の比較

Fig.5 Comparison of painting area and steel weight

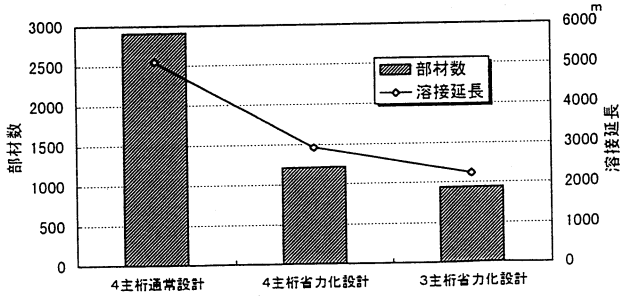


図-6 部材数・溶接延長の比較

Fig.6 Comparison of elements of members and length of welding

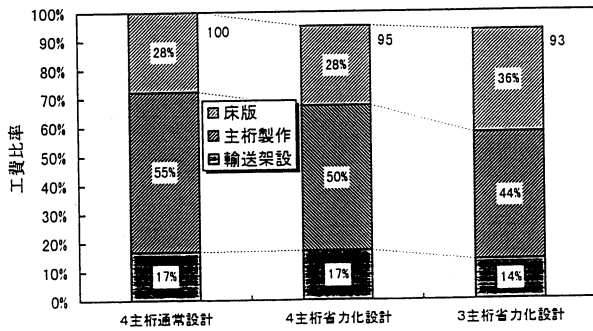


図-7 工費比較

Fig.7 Comparison of work cost

と比較し鋼重はわずかに増加するが大幅な省力化が可能となった。

2) コスト比較

各設計のコスト比較を図-7に示す。

主桁の工場製作では、省力化設計は、鋼重は若干増加するものの、部材数、溶接延長の減による製作歩掛りの減少により、4主桁では、約1割、3主桁においては約2割の工費削減を実現することができる。

輸送、架設では、省力化設計の工費は、鋼重が増大することの影響と架設時の段取り扱いとなる部材数の減との関係で定まる。4主桁省力化設計では、これらが相殺され通常設計との大差はないが、3主桁省力化設計では、架設される部材数が減ることの影響が大きく、4主桁通常設計の約2割減となっている。

床版施工までを含めた全体工費では、4主桁省力化設計は、通常設計の5%となっている。3主桁省力化設計は、床版に場所打ちPC床版を適用したが、床版の横締め緊張工のコスト増より、床版施工費がRC床版に比べ3割ほど高くなり、全体工費としては4主桁通常設計より7%の工費減となった。

2.2 付属物等の検討

(1) 支承の簡素化構造の検討

支承については、構造の簡素化を図るとともに、復旧仕様の準用により、災害時の損傷の補修を考慮した構造について検討を行った。その結果、下部工との取り付けにベースプレートを用いることとし、支承本体はベースプレートに現場で溶接して取り付ける構造とした。また、

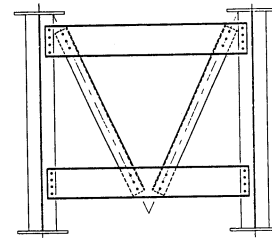


図-8 省力化タイプ対傾構

Fig.8 Diagonal member of manpower-reduced type

反力分散支承を適用したことにより橋軸方向の移動制限装置を省略し、橋軸直角方向の移動制限装置は支承の機能を分散する目的から別構造とした。また、ゴム支承のコスト削減の目的より、上・下脊に鋼板を使用し、またせん断突起の削り出しをやめ、せん断キーを上脊に貫通させ取り付く構造とするなど、鋼板表面の機械仕上げを極力省略した。

(2) 端対傾構のコンクリート巻き構造の採用

伸縮装置の衝撃音など緩和するため、A2橋台の端対傾構をコンクリートで巻き構造とした。かつ、落橋防止装置をアンカーバータイプとし、このコンクリート内に埋め込む構造とした。

(3) 壁高欄・排水装置の検討

壁高欄の形状には、フロリダタイプを適用した。また、設計上の排水ます間隔が非常に大きく各橋脚間隔の2倍程度であった。そのため、排水ますを最大間隔20mの規定を見直し各橋脚上に排水ますを設置することとし、排水管の横引きを省略した。

2.3 仮組立作業の省力化

仮組立作業を省略することにより、工場作業工程の短縮などの製作工数の縮減、工場敷地の有効利用、高所作業の減少などの効果があり、鋼桁のコスト縮減対策に対し重要なポイントとなる。一方、架設時における橋梁全体の精度に関して、架設前の事前の精度確認が必要である。本橋においては、仮組立に代わる精度確認方法として、部材計測による単品部材の精度確認と部材計測により得られた3次元座標値を用いた数値仮組立(数値シミュレーション)を行った。

2.4 省力化設計の今後の検討課題

本橋においては、いくつかの制約条件から実現はしなかったが、今後さらに検討する余地のある事項について以下に示す。

(1) PC床版の現場施工

PC床版は、経済性の観点から、現場打ちとしたが、今後プレキャスト化を図ることも重要な課題であると考えられる。プレキャスト化の課題としては、橋軸方向の縦締めの一必要性について議論することが重要である。

プレキャストPC床版については、施工性、安全性、において大きな利点がある。また、床版足場が不要になることから、足場による損傷が多い塗装について^{9),10)}その危険性が軽減され鋼桁の全工場塗装が可能になると考えられ、さらなる工期短縮が期待される。

(2) テーパープレートの採用

省力化橋梁の1部材1断面化において、合理的な断面設計として曲げモーメントの変化に対応したテーパープレートの採用を検討した。しかし、検討時点ではテーパープレートを使用したが生産されるテーパープレートが一方のみであることから、適用される範囲が限定され、等厚フランジを使用した場合と比較しても経済的な利点を確認できなかった。しかし、今後設計法の確立、また厚さの変化がある程度自由なテーパープレートの開発が

進められているため、その適用範囲が広がり鋼重削減に有利な方法となると考えられる。

(3) 対傾構の省力化形状の採用

対傾構の形式についていくつかのタイプを比較検討した。その結果、経済性、設計上の課題点、さらに本橋の製作工場の実態なども勘案し従来の標準タイプを採用した。しかし、図-8に示す型鋼のみを用いたタイプは、加工工数が減少すると考えられ、軸線のずれによる局部曲げの影響や、斜材取り付け部のボルトの疲労問題などの設計上の課題が解決すれば、省力化として採用される構造であると考えられる。

3. あとがき

本橋では、総工費が最も安いという理由により、3主桁形式を選定した。また、本橋の架設地点は、かなり急峻な地形であり、橋梁直下に広い作業ヤードを確保することができず、部材架設は単材にならざるを得なかった。このため、本橋では、部材数の少ない3主桁形式が最も合理的と考えた。しかし、4主桁形式と3主桁形式の工費はわずかであることから、橋梁下で部材の地組立が可能で、ベント基礎が減らせる場合には、4主桁形式が有利な場合も考えられる。

コラム

■FCによる吊り上げ作業（地切り）

フローティングクレーンの吊り能力は増加の一途であり、橋梁の大型ブロック架設などに使用されている。

FCでブロックを吊るときは、岸壁などに置かれたブロックに掛けたワイヤーをFCでゆっくりと巻き上げ、荷重をワイヤーに徐々に移してゆく。全荷重がワイヤーにかかるるとブロックは浮き上がり、この時を地切りと呼ぶことはよくご存じの話である。

一度、地切りの現場に立ち会った時のこと、FCのクレーンにかかっている荷重を見て、地切り近くまでワイヤーを巻き上げた。そして、ゆっくりと巻き上げてゆき、地切りした瞬間、ブロックはFCから離れる方向に水平移動した。考えてみれば当然で、完全にブロックの重心点を垂直に吊れるとは限らないし、FCは浮いているのでブロックの荷重がかかるとFCは頭を下げるように沈みずれが生じる。その結果、地切りの瞬間はなにがしかはブロックが水平移動する可能性がある。測量などにより対策しているとはいえ、毎回、完全とは言い切れない。

実は、私が立ち会ったとき、地切りの直前にブロックが浮いているかどうか（地切りしているかどうか）を確認しようとして作業員がブロックの下を覗いた。幸いにも、そのようなことはなかったが、その瞬間に地切りされ、作業員側にブロックが移動していたらと思うとぞっとする。FC作業は華々しい大舞台ではあるが、当然のことだが、危険に対して細心の注意が必要なことを思い知らされた。

(R.T.)

多々羅大橋の振動実験速報

Report on Vibration Test of Tatara Bridge

第一管理局垂水管理事務所
(前) 第三建設局建設部

副 所 長
設 計 課

河 口 浩 二

Koji Kawaguchi



建設省土木研究所企画部
(前) 第三建設局建設部

橋 梁 計 画 官
設 計 課 長 代 理

森 山 彰

Akira Moriyama

第三建設局向島工事事務所

第 一 工 事 長

真 辺 保 仁

Yasuhito Manabe



第三建設局向島工事事務所

第 一 工 事 長 代 理

山 口 和 範

Kazunori Yamaguchi

概 要

多々羅大橋は、中央支間長 890 m の世界最大の斜張橋であり、ケーブルの挙動が構造系全体に及ぼす影響が大きい橋である。特に、ケーブルと桁の連成が当初から問題とされてきた。このため、橋体の動特性の最終的な確認を行うことを目的とし振動実験を実施した。本報は、この振動実験を取りまとめたものである。

The Tatara Bridge has the world's longest center span of 890 m, hence the behavior of the cables greatly affects on the stability of entire structure. Especially, corresponding behavior between the cables and the deck was focused on from the first. Therefore, the vibration test was carried out to confirm dynamic characteristics of the bridge. This report summarizes this test.

1. まえがき

多々羅大橋は側径間の一部が PC で構成された鋼・コンクリート合成構造の桁を有する、中央支間長 980 m の世界最大の斜張橋である。ケーブルシステムは 21 段のファン型式で 168 本 (21 本×8 面) のケーブルで構成されており、最長ケーブルは 460 m となっている。

このように、多々羅大橋は従来の斜張橋に比べ規模が大きく、ケーブルの挙動が構造系全体に及ぼす影響が大きい橋である。このため、振動実験を実施し、振動特性の把握を行い、橋体の安全性の最終的な確認を行うこととした。

振動実験は橋面舗装が終了した後の 1998 年 11 月から 12 月にかけて実施した。特に、橋軸直角方向水平振動 (以下「水平振動」という) については、大振幅加振の実績は過去に例がなく、今回が初の試みである。

実験結果の詳細な分析および理論的考察等は現在実施中であり、本報は振動実験結果の速報を行うものである。

2. 振動実験の目的

振動実験は以下の項目を目的として行った。

- ① 主要モードの大振幅時の構造減衰を実測確認する。
- ② ケーブルの動的影響が橋全体の振動特性 (振動数、振動モード、構造減衰) に及ぼす影響を解明する。
- ③ 桁とケーブルの動的連成効果およびケーブル制振装

置の影響を把握する。

- ④ 構造減衰の要因 (塔、桁、ケーブル、支承等によるもの) の分析¹⁾を行い、最終的な安全性の照査として実施する耐風 (フラッター解析、ガスト応答解析) ・耐震解析 (L2 地震に対する地震動解析) の基礎的データとする。
- ⑤ 水平方向の振動特性を実測確認する。

3. 実験概要

(1) 起振対象モード

振動実験は下記の 8 モードを対象に行った。

① 鉛直曲げ振動

対称 1 次振動、逆対称 1 次振動、対称 2 次振動

② ねじり振動

対称 1 次振動、逆対称 1 次振動

③ 水平振動

対称 1 次振動、逆対称 1 次振動、対称 2 次振動

(2) 実験項目

実験の手順を図-1 に示す。実験は無風時、日中の計測を基本に行ったが、下記の項目にも着目した。

① 温度の影響を把握するため早朝の計測を行う。

② 風の影響を把握するために有風時の計測を行う。

(3) 使用起振機

① 起振機の概要

起振機は、長大橋など長周期構造物の実機加振装置として製作されたもので、その概要を表-1 および図-2

に、また、鉛直起振機の設置状況を写真-1に示す。

起振機の駆動源はACサーボモーターであり、減速機を介してワイヤーロープでウェイトに直結されており、ウェイトの周波数、振幅を電気的にコントロールでき、組み替えることにより鉛直加振機および水平加振機として使用できる。なお、鉛直方向起振機の場合、駆動モーターの動力を有効に利用するため、ウェイトの全重量をエアシリンダーの空気圧により中立位置に保持している。

② 鉛直起振実験

鉛直曲げ振動およびねじれ振動については、中央径間2P側3/8L点に設置した鉛直起振機(2台)のウェイトをそれぞれ同位相および逆位相で駆動することにより起振した。

③ 水平起振実験

水平振動については、鉛直起振機を分解、組み立て直した水平起振機2台により起振した。

(4) 計測設備

計測器の基本配置を図-3に示す。桁、塔、ケーブルの振動センサーはサーボ型加速度計を用いた。桁および主塔は1断面にセンサーを3台配置し、橋全体の鉛直曲げ、ねじりおよび水平曲げがそれぞれ識別できるように

した。なお、桁の代表点1点の振動変位をビデオ方式の光学式変位形で直接計測した。

ケーブルは図-3に示す代表ケーブル6本について、それぞれセンサーを2台設置し、鉛直方向(ケーブル面内方向)および水平方向(ケーブル面外方向)を計測した。

また、全ての支承(7箇所)に歪ゲージ式変位計を取付け、支承部の橋軸方向水平すべり量を計測した。これら以外に下記の項目にも着目し、計測器を基本配置から適宜変更している。

- 1) 大きく振動しているケーブルへのセンサーの移設
- 2) 支承部の橋軸直角方向水平すべり量の計測
- 3) 桁ねじり中心計測のためのセンサーの設置
- 4) 桁端のフェアリングの普通ボルト接合部の滑り量の計測

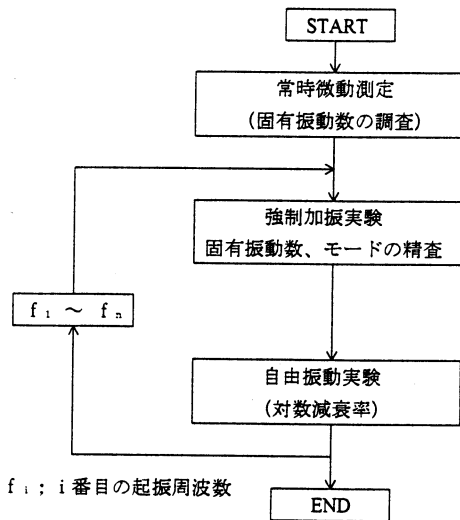


図-1 実験手順

Fig. 1 Test procedure

表-1 起振機の仕様

Tab. 1 Dimensions of oscillatory device

加振方向	鉛直方向または水平方向
重量	約37ton・f(ウェイト20tを含む)
ウェイト重量	20ton・f(多々羅大橋仕様)
ウェイトストローク	±100cm
同期制御	2台同相同期および逆相同期運転
駆動方式	ACサーボモーター(55KW×2台)
急停止装置	ディスクブレーキによる急制動
電源	エンジン発電機(200KVA×2台)

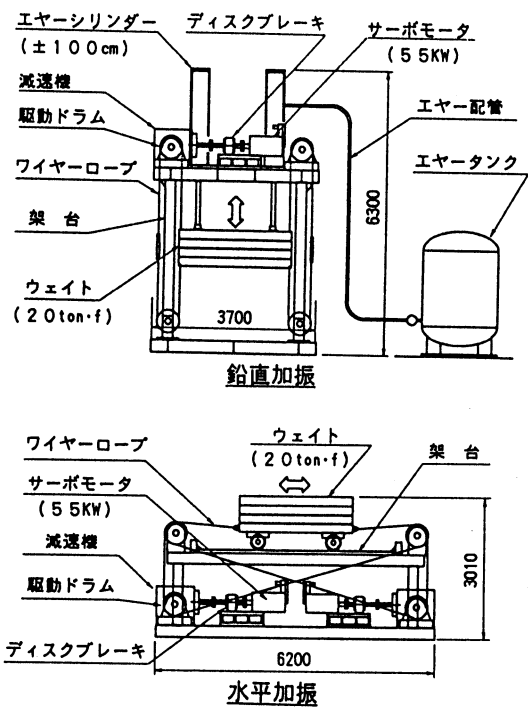


図-2 起振機の概要

Fig. 2 Outline of oscillatory device

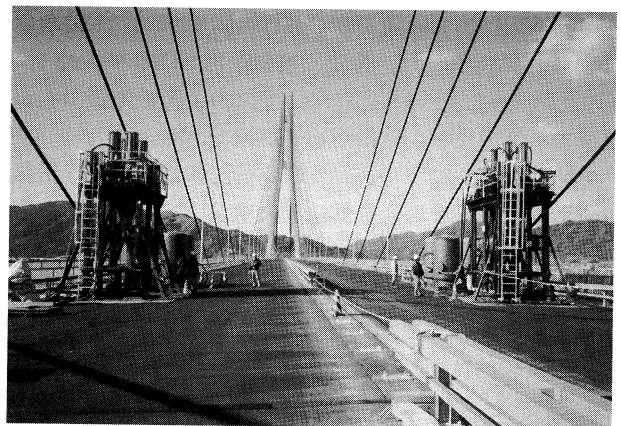


写真-1 振動実験状況

Photo. 1 Vibration test

4. 事前解析

振動実験実施前にいくつかの解析的検討を実施しており、その概要を説明する。

(1) 非連成モデルによる固有振動解析

ケーブルは、単純に軸方向部材としてのみモデル化したものである。通常の設計計算で広く用いられているモデル化手法であり、基礎的検討および下記の連成モデルと比較するため実施した。

(2) 連成モデルによる固有振動解析

ケーブルにも節点を設け、質量を分布し、各節点間を軸方向バネおよび初期張力から定まる軸直角方向バネで連結したモデルで、1ケーブルを50分割し、サグも考慮している。

このようなモデルでは大次元のマトリックスに対し固有値解析をすることになり、計算量が膨大なものとなる。そこで本解析では、質量凝縮法²⁾、部分構造合成法³⁾を適用することにより、固有値解析を適用するマトリックスを縮合し、解析の効率化を図った。

固有振動解析は1 Hz以下の振動モードを求めたが、630個のモードが出現した。その大半がケーブル振動が主体のモードであった。

図-4および図-5に桁とケーブルの連成の度合いが大きい鉛直逆対称1次振動およびねじれ対象1次振動のモード図を示す。この場合でもケーブルの方が圧倒的に大きな振幅となっている。

(3) 正弦波強制加振解析

連成モデルによる固有振動解析の結果を利用して振動実験を想定した正弦波強制加振解析を実施し、実験時の共振曲線の予測を行った。

5. 実験結果

(1) 固有振動数およびモード

振動実験により得られた共振曲線を図-6（鉛直方向加振）および図-7（水平方向加振）に示す。図中(a)は振幅応答曲線であり、(b)は加振力に対する橋体応答の位相差である。鉛直曲げ対称1次および水平曲げ対称1次の応答曲線は、ピークが1つの比較的単純な形状である。しかし、それより周波数の高いモードの応答曲線は複数個のピークが現れており、位相差曲線も激しく変動している。

共振曲線がこのような複雑になったのは、ケーブルとの連成^{4),5)}が生じたことが原因と考えられる。本橋のケーブルの固有振動数は、最上段ケーブルの0.25 Hzが最も低く、それより高い振動数域に数多くのケーブルの固有振動数が連続的に存在しており、振動数がこれより高いモードは複雑な挙動をしている。こうした連成現象は、正弦波強制加振解析で得られた共振曲線にも現れていた。

今回の実験では、桁とケーブルの連成が生じているため、図-6、図-7に示すように多くのモードが現れており、共振曲線データから固有振動数を特定するのは容易ではない。本報では、同一モードの共振曲線データにおける複数個のピークの内、最も桁の応答が大きくなるピーク振動数を固有振動数とし、また、この振動数に対

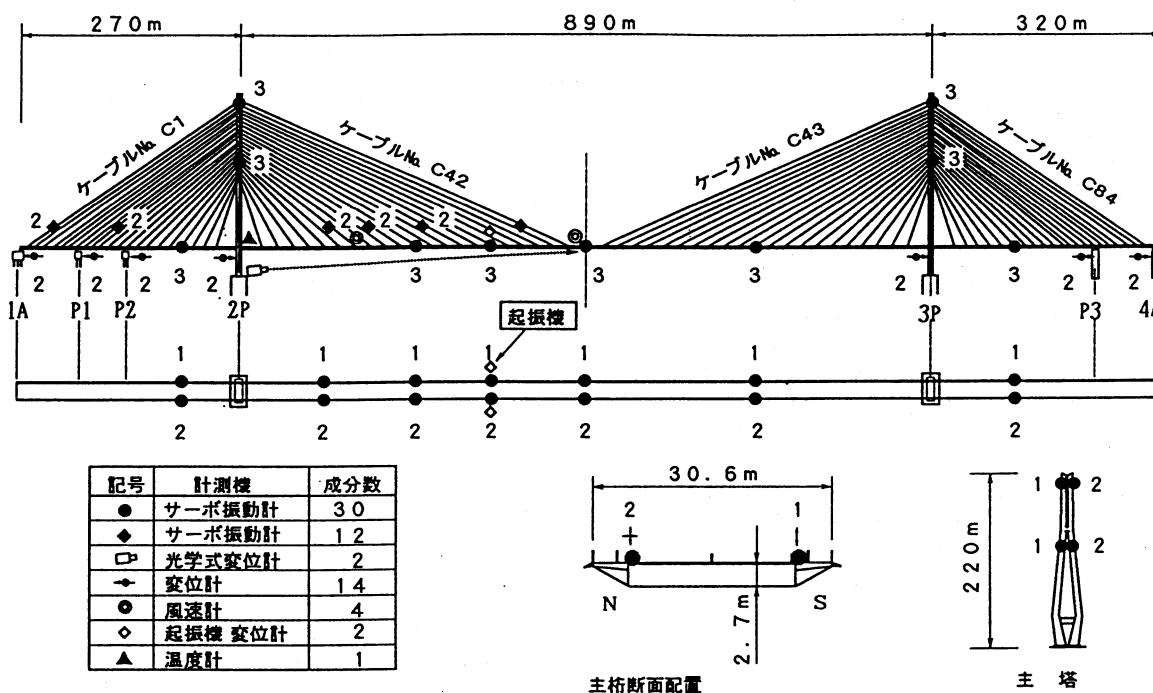


図-3 振動実験計測概要

Fig.3 Outline of measurements on test

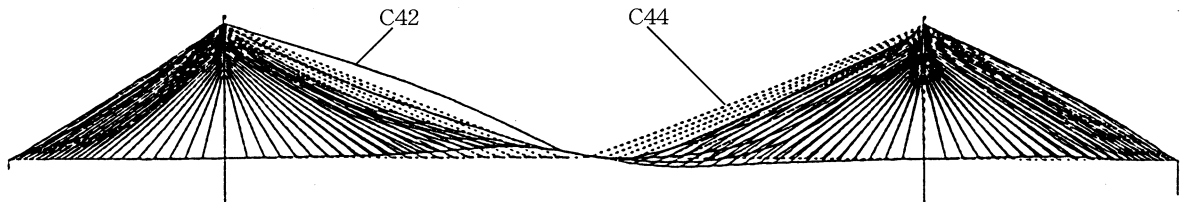


図-4 鉛直曲げ逆対称1次振動モード図

Fig. 4 Mode at 1st asymmetry vertical bending motion

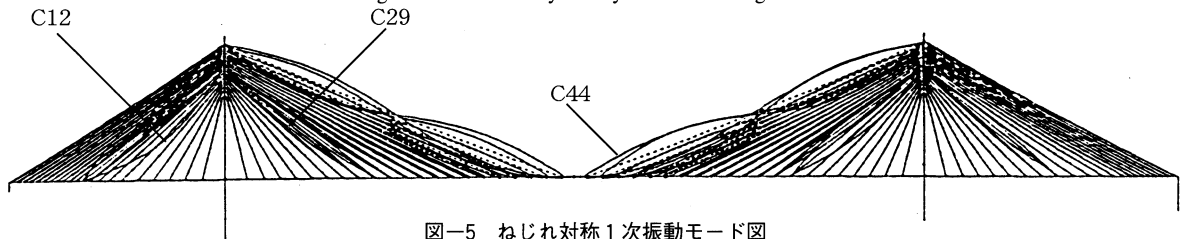


図-5 ねじれ対称1次振動モード図

Fig. 5 Mode of 1st symmetry torsion motion

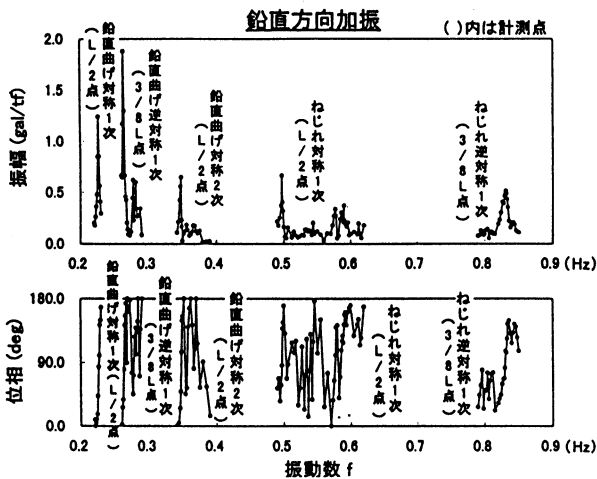


図-6 共振曲線 (鉛直方向)

Fig. 6 Resonance curve (vertical direction)

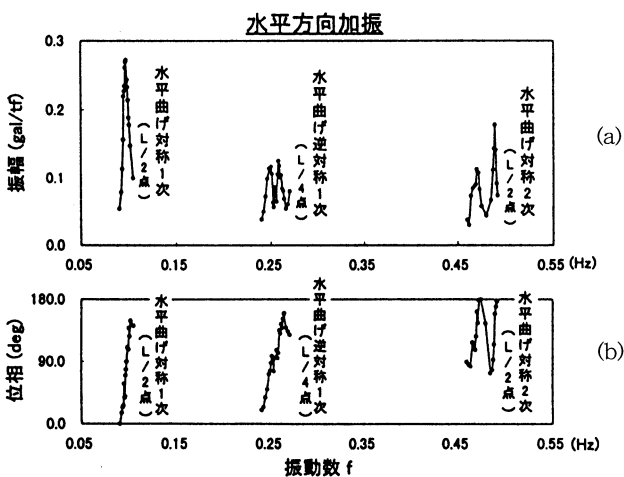


図-7 共振曲線 (水平方向)

Fig. 7 Resonance curve (horizontal direction)

応する橋体各部の振幅分布をモード形状として整理した。

こうして整理した固有振動数およびモードの実験結果と解析結果の対比を表-2および図-8に示す。実験値

と解析値を比較すると、固有振動数、モード形状の実験値と解析値は概ね一致している。

桁とケーブルの連成が生じたモードについては応答曲線データに現れた複数のピークについて連成系解析結果における複数の固有値と詳細な比較を行う必要があり、今後詳細検討を行う予定である。

(2) 対数減衰率

各モードの共振状態で起振機を停止させた後の桁の自由減衰波形から対数減衰率を求めた。桁とケーブルの連成したモードについて複数のピークが現れたものについては、前節と同様に桁の応答が最大になるピーク振動数の自由減衰波形で代表させている。

自由減衰波形、およびその振幅と波数の関係を図-9(a)および(b)に示す。

また、振幅と波数関係から求めた、振幅と対数減衰率の関係を図-9(c)に示す。

自由減衰波形は、各モードとも全体的にスムーズな波形である。ケーブルとの連成が現れたモードについても、大きなうねりなどは生じていない。振幅と対数減衰率の関係をみると、振幅に対する対数減衰率の変動は大きく、全体的に桁振幅が大きくなる程、減衰が増大する傾向が見られる。この傾向は特に水平曲げ振動においては顕著である。

対数減衰率に振幅依存性がある場合、耐風および耐震設計上重要度が高いのは、大振幅領域の減衰値である。このことを考慮し、ここでは自由減衰波形において最大振幅から、最大振幅の70%に減衰するまでの範囲の平均対数減衰率で各モードの減衰値を整理した。この結果を表-2にまとめて示す。

表-2の結果において、特に注目されるのは振動方向により、対数減衰率が大きく異なっていることである。鉛直方向加振による鉛直曲げ振動およびねじれ振動の対数減衰率は $\delta=0.01\sim0.05$ の範囲であり、本州四国連絡橋の耐風設計基準^{6),7)}における箱桁の規準値 $\delta=0.02$ を概ね満足している。これら振動モードの対数減衰率は従

来の斜張橋のものに比べて小さくなる傾向にあるが、この理由は、橋梁規模が大きく、なおかつ、単体の構造部材としては減衰が小さいケーブルの連成振動が大きかったことによるものと考えられる。

これに対し、水平方向加振による水平曲げ振動は $\delta = 0.1 \sim 0.2$ であり上記規準値を大幅に上回る値となっている。

水平曲げ振動の対数減衰率がこのように大きくなった理由としては、主桁の両先端に取り付けられた、フェアリングなど付属物の影響が考えられる。フェアリングは、橋軸方向に応力非伝達構造とするために 10 m ピッチで細く分断されており、その分断個所がルーズなボルトで接合された構造になっている (図-10 参照)。

水平曲げ振動の場合、変形が大きくなると、数多くのボルトがすべり、それによる摩擦力が減衰に寄与することが予測された。この点を確認するため、中央径間 $L/2$ 点位置のフェアリングのボルト接合部に変位計を設置し、ボルトすべりの状況を実測した。

図-11 にフェアリング接合部のすべり状況と桁の自由減衰波形の関係を示す。図から、桁の振幅が大きくな

るとフェアリング接合部がすべり始め対数減衰率が大きくなっている。この結果から、水平曲げ振動の対数減衰率には顕著な振幅依存性があり、桁振幅が大きくなると著しく大きな対数減衰率となったのはフェアリングなど付属物の摩擦に起因するものであると思われる。

(3) ケーブルの振動

今回の実験では、桁に加振以外に小型の加振機を用いてケーブル単体の加振実験も行った。さらに、ケーブルの制振装置も数種類用意し、実験中にこれら制振装置を適宜着脱して、その影響などを実測した。これらケーブルに関する多くの実測データは、現在解析中であるが、ここでは今回の実験で得られたケーブル振動の代表的事例の概要を報告する。

① 桁とケーブルの連成状況

前述のように、今回の実験では多くのモードで桁とケーブルの連成現象(線形共振)が見られ、連成するケーブルは解析結果(例えば、図-4 および図-5)と一致しており、各モードの固有周期に近い固有振動数を有するケーブルが大きく振動した。

図-12 にねじれ対称 1 次振動の桁とケーブルの自由減衰波形を示す。桁は比較的スムーズな波形であるが、ケーブルは 3 本それぞれが複雑な減衰波形となっている。この理由は、ねじれ対称 1 次振動の振動数の近くにケーブル主体の振動モードが複数あり、これらのモードが影響していることによるものと考えられる。

② オートパラメトリック振動

本実験において、ケーブルが桁振動の $1/2$ の振動数で大きく振動する特殊なケーブル振動が発生した。これは、ケーブルの張力変動に起因するものでオートパラメトリック励振と呼ばれている。既往斜張橋の振動実験でも発生した例がある。

本橋におけるオートパラメトリック励振が発生する可能性については、文献 8) で検討されている。この文献

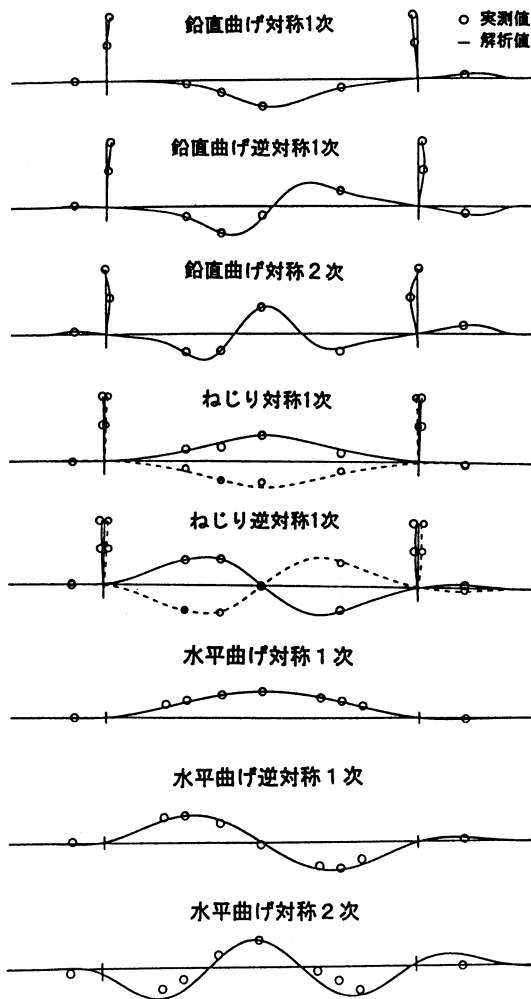


図-8 振動モード
Fig. 8 Vibration mode

表-2 各モードの対数減衰率(暫定値)

Tab. 2 Logarithmic damping by modes (temporal values)

対象振動	対象モード	振動数 (Hz)				対数減衰率	最大振幅 (cm)
		実験値		解析値			
		振動実験	常時微動	連成モデル	非連成モデル		
鉛直曲げ	対称 1 次	0.226	0.227	0.223	0.232	0.024	30.5
	逆対称 1 次	0.263	0.264	0.262	0.276	0.018	22.6
	対称 2 次	0.348	0.348	0.345	0.352	0.007	9.5
ねじれ	対称 1 次	0.497	0.497	0.498	0.561	0.017	4.8
	逆対称 1 次	0.831	0.821	0.822	0.823	0.051	1.6
水平曲げ	対称 1 次	0.097	0.102	0.094	0.093	0.132	9.4
	逆対称 1 次	0.248	0.285	0.249	0.258	0.213	4.0
	対称 2 次	0.470	0.496	0.494	0.492	0.173	1.1

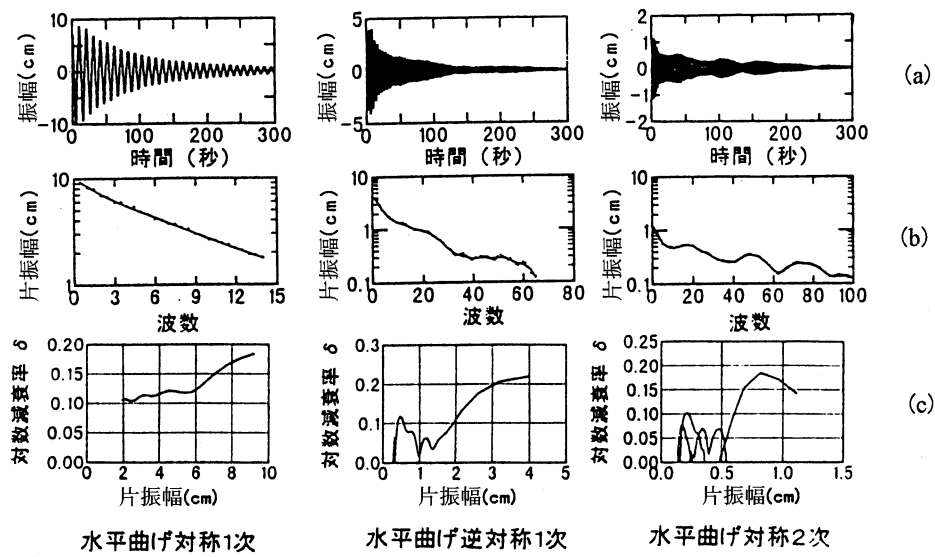
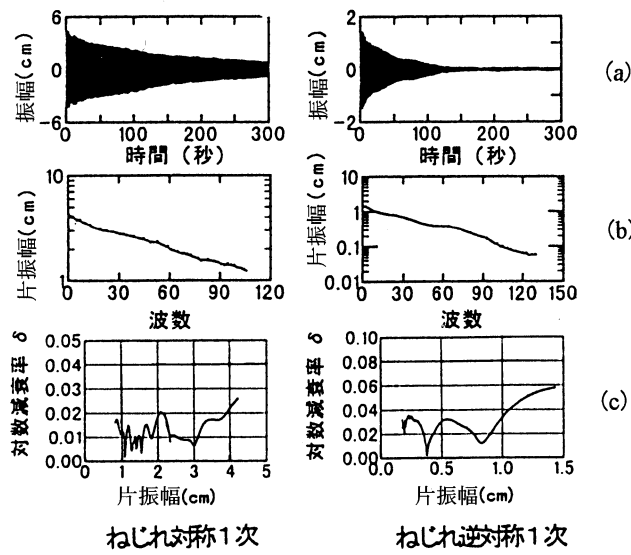
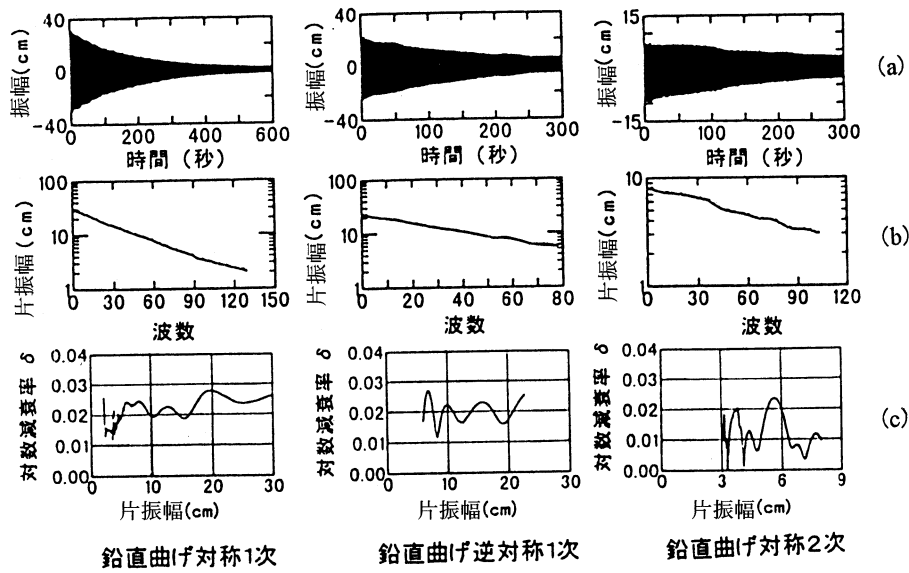


図-9 自由減衰波形と対数減衰率

Fig. 9 Free decrement waveform and logarithmic decrement ratio

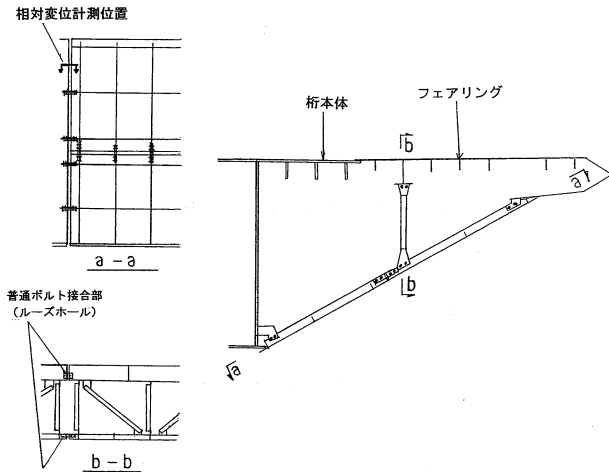


図-10 多々羅大橋フェアリングの構造
Fig. 10 Structure of fairing on Tatara Bridge

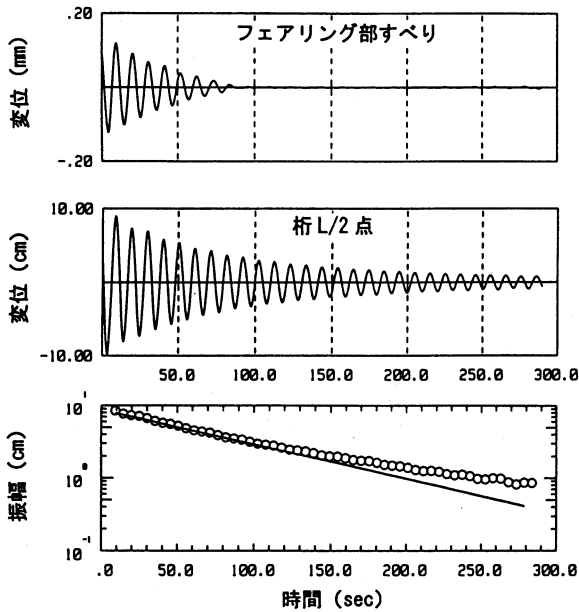


図-11 桁振動とフェアリング間の相対移動量
Fig. 11 Relative displacement between fairing by deck vibration

によると、ケーブルの減衰が低い場合、この現象が起こる可能性は高いが、この振動が発生する暴風時のケーブルの空力減衰などを考慮すると、発現することはほとんどないと結論づけられている。

本実験におけるオートパラメトリック振動の発現状況は以下のとおりであった。

ねじれ逆対称1次振動のピーク振動する付近 (0.822 Hz) で、約15分間程度、定常加振状態をキープしていたところ、突然一部のケーブルに加振振動数の1/2の振動数の大振幅振動が発生した (図-13 参照)。

振動発現ケーブルは、3P側中央径間L/4点位置 (C53ケーブル) のケーブルでまず北側ケーブルが発現し、数10秒後南側ケーブルも発現し、その後、南側ケーブルの振幅が急増し始めたため加振を停止した。発現時の

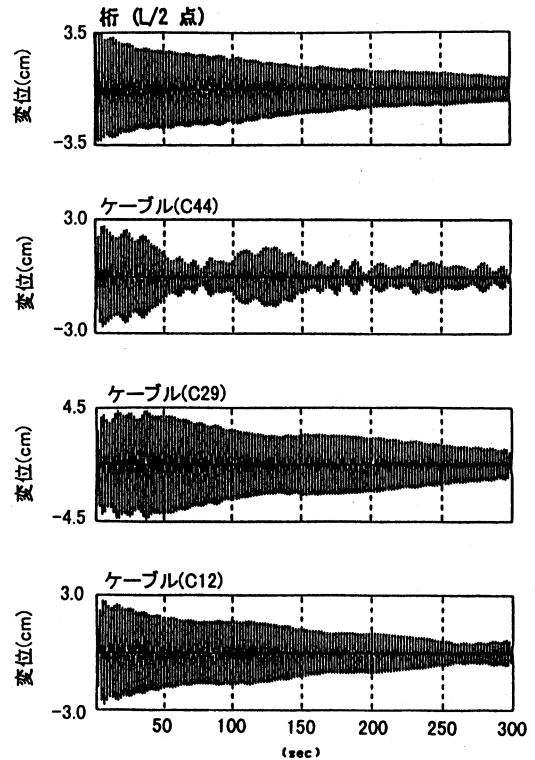


図-12 桁とケーブルの連成 (ねじり対称1次)
Fig. 12 Corresponding behavior between deck and cables (1st torsion mode)

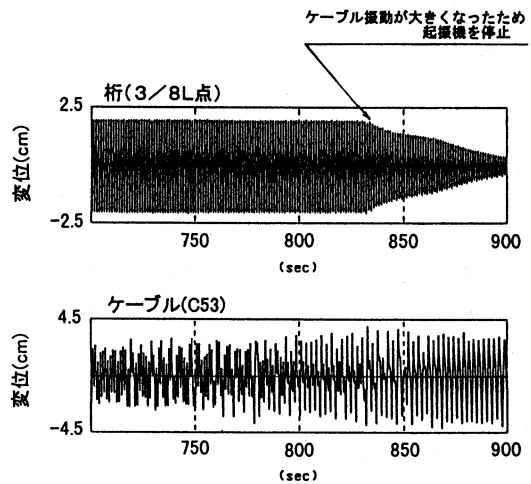


図-13 オートパラメトリック振動
Fig. 13 Auto parametric vibration

桁の最大ねじり振幅は0.092° (3/8L点) であった。

ねじり逆対称1次振動は暴風時でなくかつ、橋軸直角方向に対し非対称な風が吹いたときにガスト応答で発現するモードであり、オートパラメトリック振動が発生する可能性はきわめて低いと考えられるが、今後、風洞試験データなどの再調査を含め、この振動の発現可能性の定量的な確認を行う予定である。

③ ケーブル制振装置が桁の減衰に及ぼす影響
桁とケーブルの連成が現れた振動について、ケーブル

表-3 ケーブルダンパーによる付加対数減衰率

Tab.3 Additional logarithmic decrement by cable dumping device

	① オイルダンパーなし 対数減衰率	② オイルダンパー有り 対数減衰率	③ ダンパーによる 付加対数減衰率
鉛直曲げ逆対称1次	0.013	0.014	0.001
ねじり対称1次	0.016	0.017	0.001

注) 対数減衰率は最大振幅から、最大振幅の70%に減衰するまでの平均対数減衰率である。

振動が大きくなる複数本のケーブルの内、1本のケーブル(C44)にのみオイルダンパー方式の制振装置を設置し、桁の自由減衰試験を行った。ケーブル制振装置の有り無しによる対数減衰率 δ を測定した結果を表-3に示す。ケーブルに設置したオイルダンパーがこのモードの減衰に寄与していることが解る。

④ ケーブルの空力減衰

ケーブル単体を油圧サーボ加振機で加振し、自由減衰試験を行った。この時、異なる風速条件で試験を繰返し行い、空力減衰を測定した。

結果を図-14に示す。風速の増加につれて若干減衰が増える傾向は見られるが、増加の程度は小さい。

6. まとめ

多々羅大橋振動実験により、下記の成果が得られた。

- ① 実験の対象とした8つのモードの内、鉛直および水平の対称1次モード以外は、ケーブルとの連成が大きく現れ、応答曲線では複数個のピークが現れた。
- ② ケーブルと連成するモードは複雑な挙動をしているが、振動数、モード形状および連成するケーブルは連成モデルによる固有振動数解析の結果と概ね一致していた。
- ③ 鉛直曲げ振動およびねじれ振動については、対数減衰率 δ は0.01~0.05の範囲であり、設計値の $\delta=0.02$ を概ね満足していた。
- ④ 水平振動については、フェアリング部の添接構造の影響により対数減衰率が大きくなったと思われる。
- ⑤ 各モードの固有振動数に近い固有振動数を有するケーブルが大きく振動した。
- ⑥ オートパラメトリック振動がC53ケーブルで確認され、今後の検討課題として残った。
- ⑦ 連成しているケーブルにダンパーを取り付けることによりモード減衰を増やすことができることを実橋レベルで確認できた。
- ⑧ 10 m/s以下程度の風速域で、ケーブル単体の構造減衰を測定したが、この風速域では風速依存性の影響はほとんど無いものと思われる。

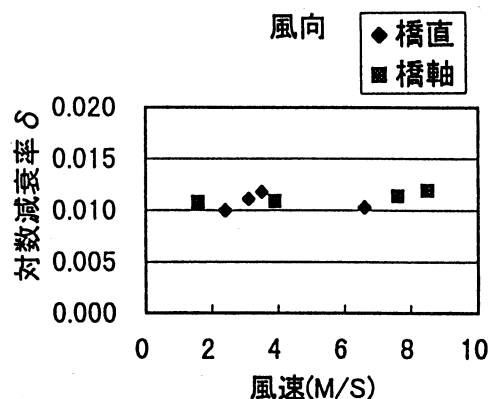


図-14 ケーブルの空力減衰

Fig.14 Aerodynamic decay of cable

今後、桁とケーブルの連成による影響の分析、減衰の要因分析等の検討を進め、このデータに基づき耐風性(フラッター解析、ガスト応答解析)・耐震性(L2地震に対する地震動解析)の最終的照査を行うこととしている。この成果は別の機会に報告する予定である。

7. 謝辞

振動実験を実施するに当たり、埼玉大学工学部建設工学科山口宏樹教授から貴重な技術的助言を頂きました。この紙面を借りてお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 山口、高野他：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用、土木学会論文集、No.543/I-36、PP.217~227、1996年7月
- 2) 佐々木、上平、山本：長大吊橋の立体骨組モデルによる非線形地震応答解析、土木学会橋梁振動コロキウム'97論文集、PP.109~116、1997年10月
- 3) 鷲津他：有限要素法ハンドブックII応用編、培風館、PP.6~8、1983年
- 4) 岡内、宮田、辰巳、佐々木：大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験、土木学会論文集、No.455/I-21、PP.75~84、1992年10月
- 5) 柴田他：うなりをとまなう減衰波形の解析法、生産研究、17-8、1969年
- 6) 本四公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、平成2年2月
- 7) 本四公団：尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説、平成6年11月
- 8) 増川、藤野他：ケーブルの線形・非線形の内部共振に着目した斜張橋の動特性と耐風応答、土木学会第47回年次学術講演会、1991年9月

多々羅大橋・新尾道大橋の橋面舗装

Pavement on Deck of Tatara and Shin-Onomichi Bridges

第三建設局向島工事事務所 副 所 長 小松原 仁

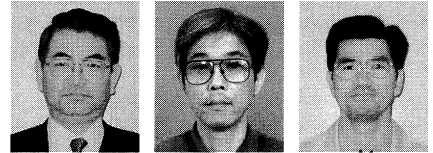
Hitoshi Komatsubara

第三建設局向島工事事務所 技 術 課 長 金子 正猪

Masai Kaneko

第三建設局向島工事事務所 第 一 工 事 長 真辺 保仁

Yasuhito Manabe



概 要

新尾道大橋、多々羅大橋と来島海峡大橋の橋面舗装は、車道部についてはこれまでの鋼床版舗装での施工実績を踏まえたグースアスファルト舗装を基本とした舗装構成により施工した。また、多々羅大橋の車道部両側に設置されている幅員 2.5 m の原自歩道部の舗装については、試験施工等の検討を行いグースアスファルトにかわる舗装材料として、植物繊維添加型砕石マスチックアスファルト舗装（MC・SMA（Methyl Cellulose・Stone Mastic Asphalt）以下「砕石マスチック舗装」と言う）を採用した。本文ではその設計施工について報告する。

Decks of the roadways for Tatara and Shin-Onomichi bridges were paved based on the guss asphalt, which had used in previous works. In addition, the pavement on pedestrian and light motor bike ways with a width of 2.5 meters, which were set on both sides of roadways of Tatara and Shin-Onomichi bridges, were worked with the MC・SMA (Methyl Cellulose Stone Mastic Asphalt), instead of the ordinary guss system, after the study including test works. This paper reports design and work of these pavement system.

表-1 工事数量

Tab. 1 Bill of quantity

1. 多々羅大橋の橋面舗装

1.1 まえがき

多々羅大橋の橋面舗装は車道部についてはこれまでの鋼床版舗装の施工実績を踏まえ、基層工としてグースアスファルト舗装 (t=35 mm) を施工し、表層工としては改質アスファルト舗装 (t=30 mm) を施工した。

また、車道両側に設置されている幅員 2.5 m の原自歩道部の舗装については、試験施工等の調査、検討を行いグースアスファルトにかわる舗装材料として、鋼床版上での施工実績がある砕石マスチックアスファルト舗装を採用した。本文ではその設計施工について報告する。

1.2 橋面舗装

1) 概 要

多々羅大橋の橋面舗装工事は本橋の橋体振動実験が計画されていたため、それまでに舗装をほぼ完成させ死荷重完成形の状態を確保する必要があった。そのことから塔頂クレーンの撤去完了を待って、平成 10 年 7 月から研掃工を開始し、車道部、原自歩道部の表層工までの施工を 10 月末までに概成させた。主要な工事数量を表-1 に示す。

原自歩道部の舗装仕様は当初グースアスファルト t=30 mm で計画していたが、舗装表面のすべり抵抗（対

工 種	単位	概算数量	備 考
研掃工	m ²	34,700	
グースア スファ ルト工	t=35mm	25,800	車道硬質グース
	t=65mm	600	中分軟質グース
	t=30mm	2,200	原自歩道路肩軟質
改質アスファルト工	m ²	25,800	
砕石マスチック工	m ²	6,000	原自歩道

バイク) が低いことを考慮し、中小橋梁の鋼床版舗装に数例の実績がある砕石マスチック舗装を選定した。図-1 に断面図を示す。

本橋から大三島側取付橋の多々羅高架橋へと接続する区間には、完成 4 車線区間から暫定 2 車線区間（下り側 2 車線）への線形シフト区間がありシフトに伴う横断勾配のカント修正を行っている。完成形路面高から最大約 220 mm（路肩部）の上越し舗装を施工した。全体工事工程を表-2 に示す。

2) 研掃工

多々羅大橋の鋼床版表面は、鋼橋等塗装基準による塗装系 K 仕様の厚膜型無機ジンクリッチペイント 50 μ が塗布されており、主桁架設開始後から約 2.5 年の間架設資材等の搬入路として使用され、また、主塔近傍は塔架設用のタワークレーンが桁上に据え付けられていたこと、

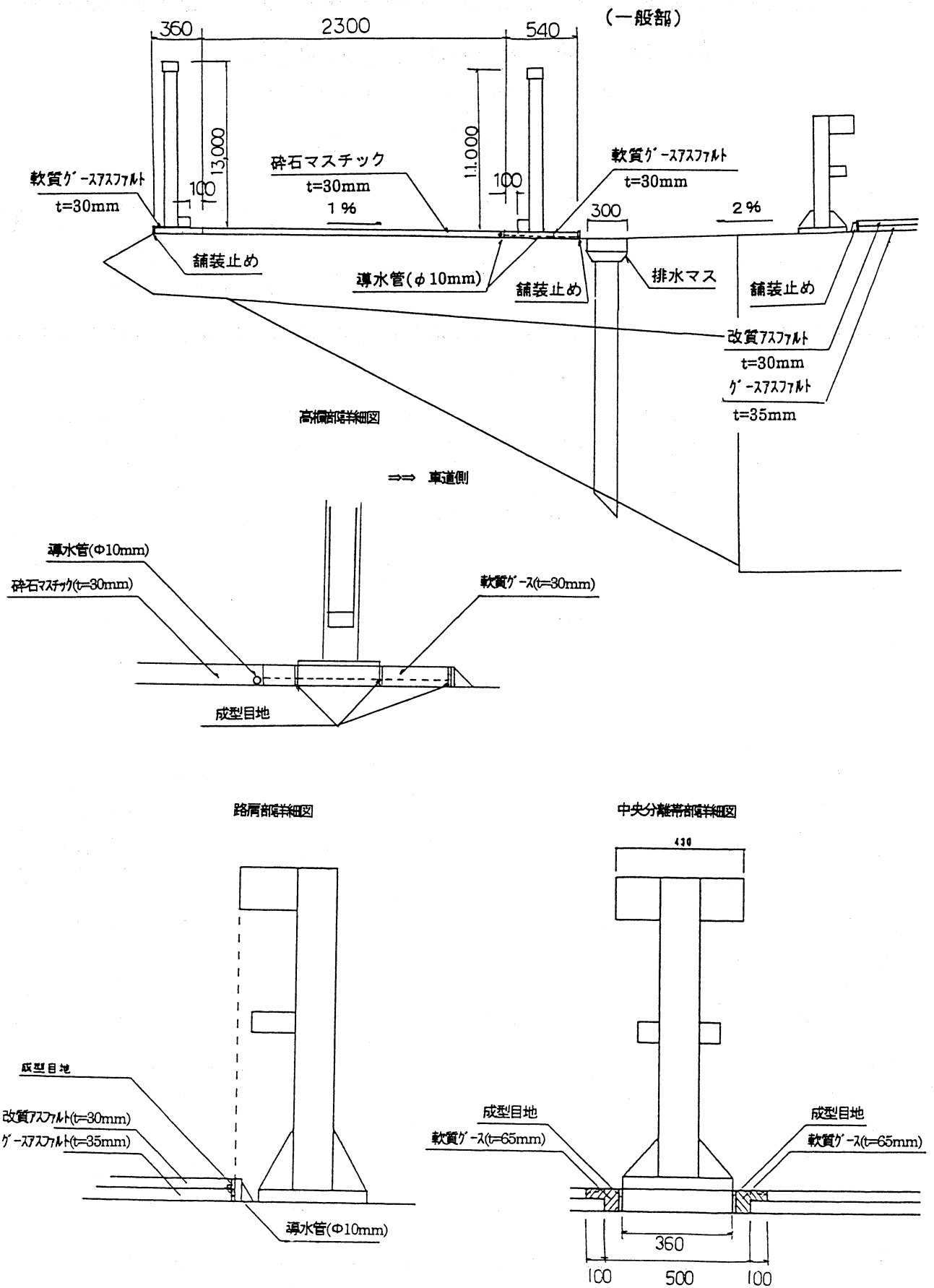


図-1 自歩道部舗装一般図

Fig.1 General drawing of the pavement on pedestrian and light moter bike ways

表-2 全体工程
Tab. 2 Entire schedule

	6月	7月	8月	9月	10月	11月
床版調査	■					
研掃工		■	■			
グースア phalt			■	■	■	
改質ア phalt					■	
碎石マ スチック			■			
雑工				■	■	■

表-3 研掃工の分類
Tab. 3 Classification of grinding

汚れの種別	4種ケレン	1種ケレン	区分
		(投射密度kg/m ²)	
錆(赤錆、白錆)	—	200以上	車道部
タッチアップ部	一般部	200以上	〃
	溶接部	300以上	〃
タイヤ跡	—	200以上	〃
油汚れ	—	300以上	〃
車道部			
中央分離帯部	○	—	
原自歩道部 ¹⁾	○	—	

1) 油汚れは1種ケレンを実施

ケーブル架設用の重機、特にケーブル展開用のトランスポータ(自重36ton、最大積載量165ton、ホイール式)、トラッククレーン等の桁上走行頻度が著しいこと等使用条件が厳しい環境であった。そのため、油汚れ、タイヤ跡等の鋼床版面上の汚れ状況を細部にわたり調査を行い、その結果をもとに、汚れ状況に対する研掃程度を決定するための試験施工を実施し、1種ケレン、4種ケレンの分類を表-3のように決定した。また、1種ケレンの細分については、投射密度の程度により区分した。結果として投射密度200kg/m²以上と300kg/m²以上の面積比率は概ね2:1であった。

3) グースアスファルト舗装

基層工は橋面舗装基準(案)における硬質グースアスファルトとし、バインダー量は配合試験結果より8.1%とした。また、中央分離帯及び原自歩道高欄部については軟質グースアスファルトとし、バインダー量は配合試験結果より8.7%とした。合材は大三島島内のプラントを使用し、クッカー車により現地まで約10分の運搬時間をもって現地へ搬入した。施工時のプリスタリング発生はほとんどなく良好であった。本橋は箱桁橋であるため施工時の熱影響による施工手順等を配慮する必要はなかった。また、施工後の箱桁内面の塗装状況についても影響は無かった(写真-1)。

配合結果を表-4に示す。施工機械等を表-5に示す。

4) 改質アスファルト舗装

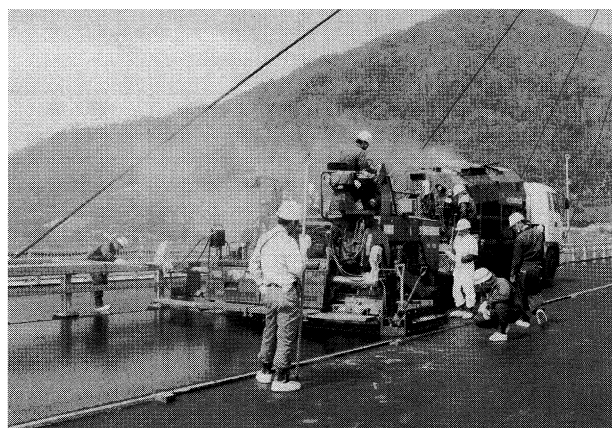


写真-1 グースアスファルト舗設

Photo. 1 Pavement works of guss asphalt

表-4 配合設計一覧

Tab. 4 Summary of mix design

配合	グースアスファルト		改質ア スファルト	碎石マ スチック	備考
	硬質	軟質			
骨 材	6号碎石	23.0	19.2	36.0	—
	7号碎石	21.1	21.9	16.0	—
	8-5mm碎石	—	—	—	61.0
	スクリーニング	—	—	12.0	14.5
	砂	22.1	24.9	30.0	14.5
	石粉	25.7	25.6	6.0	10.0
バインダー量(TLA25%)	8.1	8.7	—	—	*1
アスファルト量	—	—	6.2	7.3	
アボセル(植物繊維)	—	—	—	0.5	*2

*1: TLAはアスファルト重量に対する比率

*2: 合材重量に対する比率

表-5 施工機械

Tab. 5 Work machinery

機械名	台数	形式・仕様	備考
アスファルトプラント	1	36 t/h	混合物製造
グースファイニッシャー	1	m級	数均し
クッカー車	6	7 ton積	クッキング・運搬

表層工は橋面舗装基準(案)における本四I型の改質アスファルトとし、バインダー量は配合試験結果より6.2%とした。合材は尾道市内のプラントを使用し、現地まで約40分の運搬時間を要したが舗設温度を確保するための養生シートを使用して10tonダンプトラックにより現地搬入した。施工は大型アスファルトファイニッシャー2台によるホットジョイント施工とし継ぎ目を設けないよう配慮した。

配合結果を表-4に示す。施工機械等を表-6に示す。

1.3 碎石マスチック舗装

本橋は幅員2.5mの原自歩道が車道両側に設置されており、その舗装仕様の選定にあたっては、

- ① 設計舗装厚 t=3cm
- ② 鋼床版の防錆性能を確保できる不透水性に富む舗装仕様とすること。

表-6 施工機械

Tab. 6 Work machinery

機械名	台数	形式・仕様	備考
アスファルトプラント	1	100t/h	混合物製造
アスファルトフィニッシャー	2	8.5m、4.5m級	敷均し
マカダムローラ	1	10t級	転圧
タイヤローラ	2	15 t級、25t級	転圧

③原動機付き自転車の走行安全が確保できる滑り抵抗性（摩擦係数）を有すること。

が前提となり、当初計画されていたグースアスファルトにおいて、上記③の条件を満足させるための表面処理（プレコートチップ）を施す案が考えられたが、表面チップ材の初期剥離が問題となったため、グースアスファルト以外の舗装材料の適用について調査し、鋼床版舗装で数例の実績がある植物繊維添加型碎石マスチックアスファルト舗装について建設機械化研究所に委託し、試験施工を行った。

1) 試験施工の概要

① 目的

植物繊維添加型碎石マスチックアスファルトの鋼床版部原自歩道舗装への適用可能性について検討し、鋼床版原自歩道舗装の暫定仕様案及び品質管理基準の策定のための基礎資料を得ることを目的としての現況調査、室内配合試験、屋外での試験施工を実施した。

また、多々羅大橋、来島大橋の舗装厚等を考慮し最大粒径13mmと最大粒径5mmの2種類の骨材を選定し適用性を検討した。

② 業務の内容

(1) 現況調査

碎石マスチック舗装の現況を知るためにアンケート方式による調査及び文献等の収集を行い基本事項を整理した。

(2) 室内試験

アスファルト舗装要綱に基づいた配合設計により最適アスファルト量の決定、ホイールトラッキング試験、透水試験、単純曲げ試験を行い合材の特性試験を実施した。

(3) 試験練り及び施工試験

配合設計による試験練り及び施工試験により以下の品質管理及び出来形管理を行った。

- ・混合物の品質項目；マーシャル安定度及びアスファルト抽出試験
- ・施工性及び出来形項目；舗装厚、平坦性、ホイールトラッキング試験、切り取り供試体による密度試験及び透水性試験、引張接着試験、路面粗さ及び滑り抵抗性試験

③ まとめ

(1) 碎石マスチック舗装混合物の暫定仕様（案）として標準配合及び要求品質の項目及び目標値を表-7、表-8に示す。

表-7 標準粒度配合

Tab. 7 Standarad aggregate size mix

最大粒径 (mm)		5mm
粒度範囲	19.0mm	
	13.2	100
	4.75	90 ~ 100
	2.36	40 ~ 50
	300μm	20 ~ 35
通過質量百分率 (%)	75	6 ~ 10
バインダー量 (%)		7.0 ~ 9.0
植物繊維添加量 (%)		0.5

注) 植物性繊維は、混合物重量に対して外割りで添加。

表-8 混合物の要求品質

Tab. 8 Required quality on mix

最大粒径 (mm)		5mm
基準または目標値		目標値
マーシャル試験	空隙率 %	2 ~ 4
	飽和度 %	75 ~ 90
	安定度 kg	500以上
	フロー値 1/100cm	20 ~ 50
	残留安定度 %	75以上
単純曲げ試験	破断歪み (-10°C)	6.0*10 ⁻³ 以下
透水試験	透水係数 cm/sec	1.0*10 ⁻⁶ 以上
備考	アスファルトの種類	ストリートアスファルト 60~80
	植物性繊維添加量%	0.5

注-1) マーシャル試験の突き固め回数は、両面50回とする。

注-2) 空隙率の目標値は、3.0%程度とする。

注-3) 植物性繊維は、混合物に対して外割りで添加する。

(2) 施工時の留意事項として

- ・研掃工；耐久性の観点から第一種ケレンが望ましい。
- ・防水工；端部から500mm程度の範囲は転厚の施工性により防水工を施工することが望ましい。
- ・目地工；構造物との境界部に目地工を設置する。

2) 合材の特徴

碎石マスチック舗装は植物性繊維を添加（合材重量の0.5%）することによりアスファルト量を増加させた、空隙が少なく緻密な混合物である。また、施工機械等についても通常機械の組合せにより施工できるのが特徴である。

合材の特徴は以下のとおりである。

- ① 耐流動性、耐摩耗性に優れている。
- ② 水密性、たわみ性に優れている。
- ③ グースアスファルトと比較し舗設温度（160°C）は通常の舗装材と同じで施工性が良い。また施工費が安価で経済的である。
- ④ 透水係数についてはグースアスファルトよりは劣る。

表-9に原自歩道舗装合材の物性値を示す。

3) 施工

原自歩道部は主桁から張出した構造で耐荷力が小さいため、舗設機械、転圧機械等の選定においては可能な限

り小型機械を選定した。また、合材の供給はダンプ供給が不可能なため、本線車線側よりグース舗設用バケットを装着したバックホウを使用した(写真-2)。使用重機は表-10に示す。

表-4に碎石マスチックの配合、図-2に粒度分布図を示す。

4) 研掃工

原自歩道部の鋼床版面は施工前に損傷・汚れの調査を実施し引張接着試験の結果をもとにケレン種別に大差はみられないことより、油汚れ等の部分については1種ケ

レンその他は4種ケレンとした。自歩道部は車道側の鋼床版面と比較して油汚れやタイヤ跡等汚れが少なく良好な状態であった。

表-11に鋼床版との碎石マスチックの付着強度のデータを参考として示す。試験方法は模擬鉄板上に舗設した供試体を用い外部温度とケレン種別、防水工の有無を区別した。

5) 排水処理

自歩道高欄部の両端部は軟質グースアスファルトで計画し、碎石マスチックとの接合面箇所については端部の転圧が十分に施工できない等により浸透水の滞水が懸念されたため、鋼床版の防錆を考慮し防水層(幅=500mm)及びΦ10mmのステンレス製スパイラルドレーンを布設し排水対策を行った。

表-9 物性値

Tab.9 Physical properties

項目	碎石マスチック	
	配合試験	目標値
密度(g/cm ³)	2.364	—
AS量(%)	7.3	7.0~9.0
空隙率(%)	2.8	2~4
安定度(kgf)	714	500以上
動的安定度(回/mm)	624	300以上
透水係数(cm/sec)	6.69 * 10 ⁻⁷	1.0 * 10 ⁻⁶ 以下

表-10 施工機械一覧

Tab.10 Summary of work machinery

機械名	台数	形式・仕様	備考
アスファルトフィニッシャー	1	W=2.5m 4.6t	数均し
コンバインドローラ	1	4t	転圧
タイヤローラ	1	3t	転圧
バックホウ (グース用バケット装着)	1	0.4m ³	材料供給

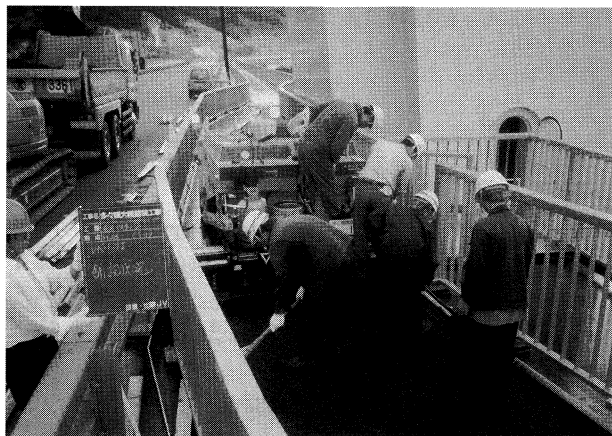


写真-2 碎石マスチック舗設

Photo.2 Pavement work of methyl cellulose stone mastic asphalt

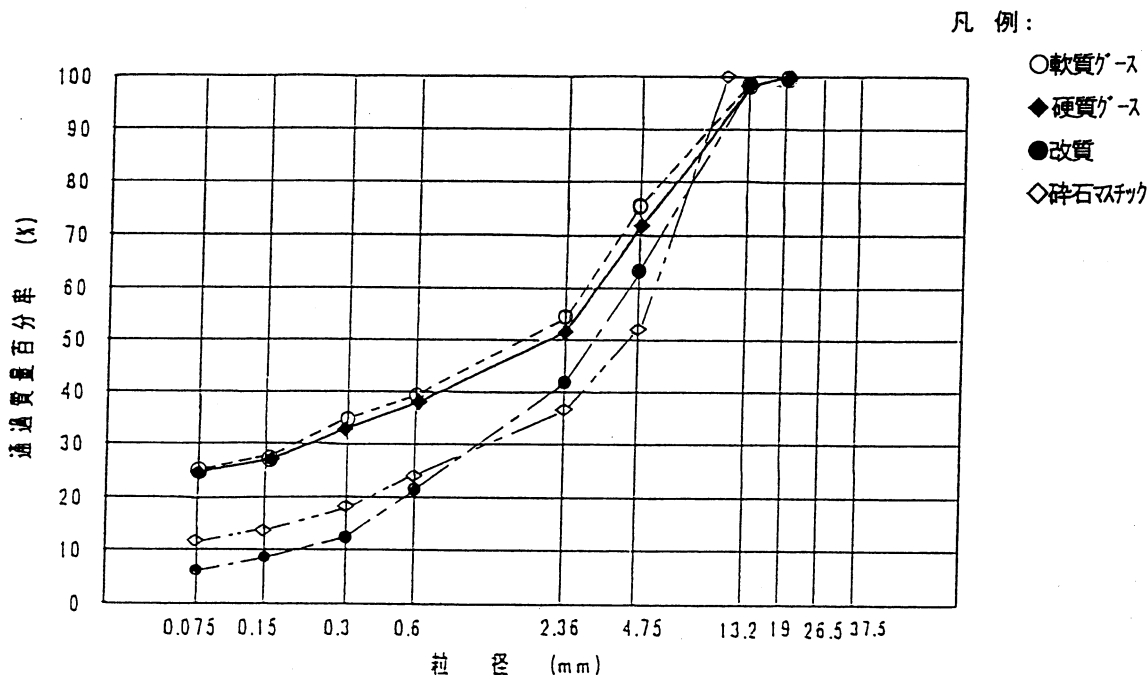


図-2 粒度曲線図

Fig.2 Aggregate size curve

表-11 引張試験結果

Tab. 11 Result of tensile test

(単位: kg/cm²)

供試体 温度℃	ケレン 種別	防水工 の有無	引張強度			備考
			平均	最大	最小	
30	1種	有	4.4	4.8	3.6	n=3
		無	4.2	4.3	4.1	n=3
	4種	有	4.5	5.5	3.2	n=3
		無	4.3	5.0	3.6	n=3
20	1種	有	8.5	9.9	7.8	n=4
		無	6.6	7.4	5.9	n=3
	4種	有	8.4	9.6	6.2	n=4
		無	8.2	8.9	7.6	n=3
3	1種	有	*14.9	*19.1	*10.2	n=3
		無	*13.2	*15.3	11.5	n=3
	4種	有	*11.5	*11.5	*11.5	n=3
		無	*10.2	*10.2	*10.2	n=3

○; 供試体は模擬鉄板上に合材を舗装したもの
 *; 試験器治具と舗装表面の接着層で破断した値

表-12 工事数量

Tab. 12 Bill of quantity

工 種	単位	数量	備 考
研 掃 工	m ²	16,900	
グ-スアスファルト工	t=35mm	14,900	硬質グ-ス
	t=65mm	2,000	中分軟質グ-ス
改質アスファルト工	t=30mm	14,900	車道部

表-13 工事工程

Tab. 13 Work schedule

	11月	12月	1月	2月	3月
床版調査	■■■■				
研掃工		■■■■			
グ-スアス ファルト		■■■■			■■■■
改質アス ファルト				■■■■	
雑工					■■■■

2. 新尾道大橋の橋面舗装

2.1 まえがき

新尾道大橋の橋面舗装は、多々羅大橋等同様にこれまでの鋼床版舗装の実績を踏まえ、基層工としてグ-スアスファルト舗装 (t=35mm) を施工し、表層工としては改質アスファルト舗装 (t=30mm) を施工した。本文では、その設計施工について報告する。

2.2 橋面舗装

1) 概 要

新尾道大橋の桁架設は、平成10年11月に最終桁の架設が行われ、その後の橋上での付帯工事等の完了を待つとグ-スアスファルト舗装の施工は、1月から2月頃の

表-14 研掃工の分類

Tab. 14 Classification of gridding

汚れの種別	4種ケレン	1種ケレン	区 分
		投射密度kg/m ²	
錆 (赤錆、白錆)	—	200以上	車道部
溶接部、突起部	—	300以上	車道部
タイヤ跡、油汚れ	—	200以上	車道部
中央分離帯部	○	—	

表-15 配合設計

Tab. 15 Mix design

配 合	グ-スアスファルト		改質アスファルト	
	硬質	軟質		
骨 材	6号碎石	24.0	24.0	35.0
	7号碎石	27.0	27.0	22.0
	粗砂	12.0	12.0	22.0
	細砂	10.0	10.0	15.0
	石粉	27.0	27.0	6.0
バインダー量 (TLA25%)	8.2	8.0	—	
アスファルト量	—	—	—	5.8

最も気温の低い時期での施工となる。よって、グ-スアスファルト舗装は、桁閉合後直ちに実施することとし、平成10年12月に施工した。その後、防護柵、照明設備、ケーブル付属物等の付帯工事を実施した後、平成11年2月末に改質アスファルト舗装を施工した。主要な工事数量を表-12に、工事工程を表-13に示す。

2) 研掃工

新尾道大橋の側径間および取付高架橋部の桁架設は、単材架設であることから、鋼床版は橋軸方向および橋軸直角方向にも現場にて溶接されその溶接延長は約3,700mにも上る。また、国道等を跨ぐ箇所の送出し架設桁の地組が既設桁の鋼床版上で行われ、さらに桁上への資材搬入が取り付けの土工部から行われ土砂の持ち込みが避けられないなど、鋼床版表面は他の海峡部橋梁にはない厳しい環境にさらされた。

研掃工の実施に先立ち、鋼床版表面の汚れ、錆の状況を細部に渡る調査を行うとともに汚れ状況に対する研掃程度を決定するための試験施工を実施し、1種ケレンにおける投射密度を決定した。研掃工の分類および1種ケレンの投射密度を表-14に示す。

3) グ-スアスファルト舗装

基層工は、本四橋面舗装基準 (案) における硬質グ-スアスファルトとし、そのバインダー量は配合試験結果より8.2%とした (表-15)。また、中央分離帯部は軟質グ-スアスファルトとした。合材は尾道市内のプラントを使用しクッカー車により現地へ搬入した。

車道部のグ-スアスファルト舗装は、12月16~24日に施工し、施工日の最低気温は5℃~11℃、鋼床版表面最低温度は3℃~15℃程度であった。また、早朝は鋼床版表面に朝露が降りていることから、路面ヒータに

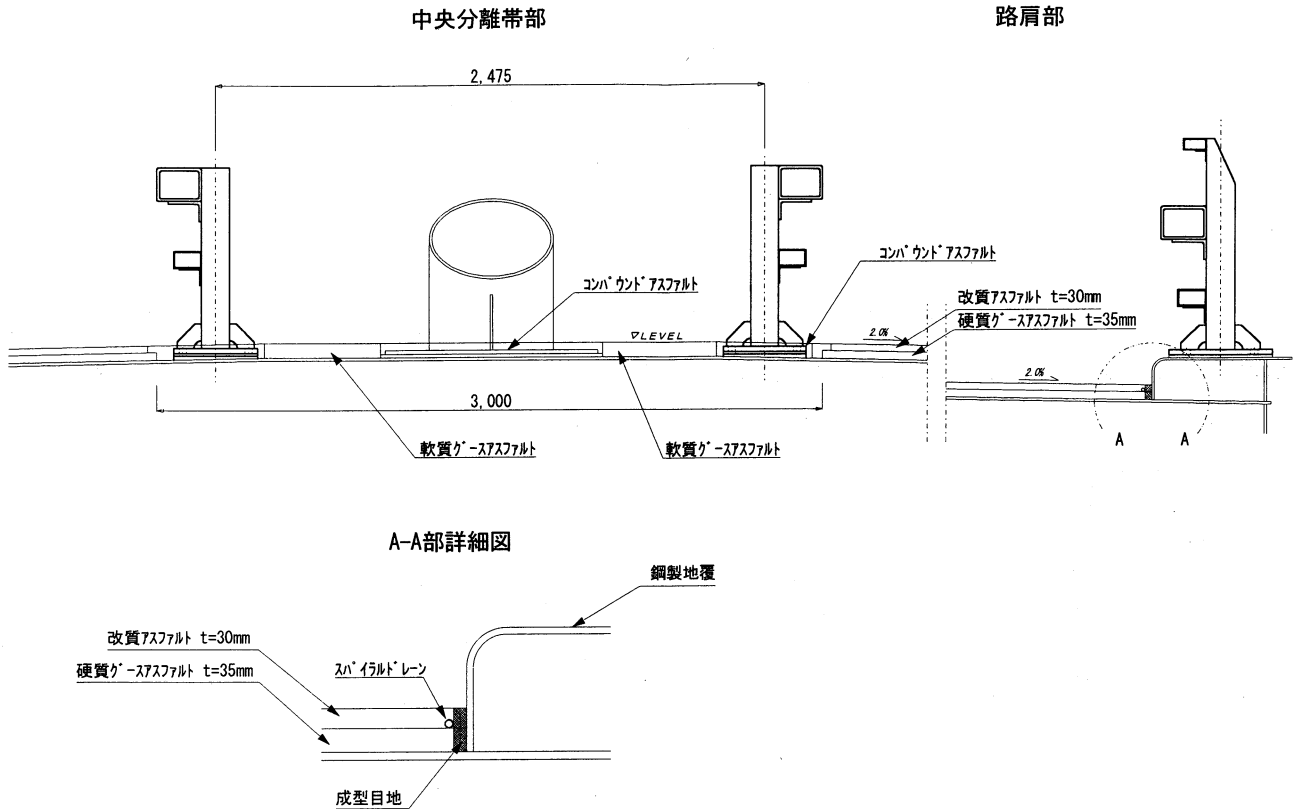


図-3 中央分離帯部・路肩部の断面構成

Fig. 3 Sectional construction of median strip and road shoulder

より加熱するとともに水分除去を行ったのちにグースアスファルトの舗装を行った。施工時のプリスタリングの発生はほとんどなく良好であった。

4) 改質アスファルト舗装

表層工は、橋面舗装基準(案)における本四I型の改質アスファルトとし、バインダー量は配合試験結果より5.8%とした(表-15)。合材はグースと同様の尾道市内のプラントを使用し運搬した。施工時期が2月末と気温が低い時期での施工であり舗装温度を確保するため養生シートを入念に実施するなど合材の温度管理に注意を払い施工した。

5) 排水処理

鋼床版の防錆を考慮しφ10mmのステンレス製パイラドレーンを鋼製地覆端部に布設し排水対策を行った。

中央分離帯部、路肩部の断面構成を図-3に示す。

3. あとがき

多々羅大橋の鋼床版橋面舗装工事は、真夏の暑さの中

でグースアスファルト施工が行われ、プリスタリング発生を防ぐためクッカー車の車内クーラー水滴対策を実施するほどの入念な施工を行った。また、原自歩道部の碎石マスチックは本四道路鋼床版では初めてであり、今後の車道部へ適用が期待されるため、供用後の経過を注目する必要がある。幸いに工事は天候にも恵まれ無事に完了した。

新尾道大橋の舗装工事は、工事工程から冬場での施工となったことから合材の温度管理や気象状況に注意を払いながら実施した。幸い天候にも恵まれ比較的暖かい日に施工することができ無事に完了した。最後に工事の完成にご尽力いただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準(案)、昭和62年6月一部改定
- 2) 「鋼床版原自歩道舗装施工検討」報告書(社)日本建設機械化協会建設機械化研究所 平成9年9月
- 3) 本州四国連絡橋公団：寒気舗装施工要領(案) 昭和62年11月

新尾道大橋上部工の設計

Design of Superstructure for Shin-Onomichi Bridge

建設省土木研究所企画部
(前)第三建設局建設部

橋梁計画官
設計課長代理

森山 彰

Akira Moriyama



概要

新尾道大橋は尾道水道に架かる橋長 546 m、中央支間長 215 m の斜張橋である。

本橋の設計にあたっては、本橋が尾道のシンボルとして定着している尾道大橋（昭和 43 年完成）と並列橋となることから、尾道大橋および周辺環境との調和に主眼を置いた検討を行った。主な検討項目としては以下が挙げられる。①景観に配慮した橋梁形式の選定、②並列橋の耐風安定性が確保できる橋梁形式の選定、③高架橋部の連続化の検討、④主桁の橋軸方向固定方法の検討、⑤桁塔剛結構造の検討、⑥ケーブル材料の選定、⑦桁内防食方法の選定、⑧支承構造の検討

これらの項目について、その概要を報告するものであるが、既に別途報告されているものは、文中に参考文献を記し、詳細な説明は省略する。

The Shin-Onomichi Bridge is a cable-stayed bridge with an overall length of 546 meters including a center span of 215 meters. Since the bridge would be constructed along with the Onomichi Bridge (built in 1968), which was a symbolic structure of the Onomichi city, the new bridge design focused on a harmony with the existing bridge and surrounding environment. The main features on bridge design were as follows : i.Solution considering aesthetic, ii.Solution securing aerodynamic stability on the parallel bridges, iii. Study on span-continuation for approach spans, iv.Study on support structure of main girder for longitudinal movement, v. Study on rigid annexation of pylon to girder, vi. Selection of cable material. vii. Study on anticorrosion method inside the deck, and viii. Study on bearing system. This paper reports these features in outline.

1. はじめに

新尾道大橋は支間長がおおよそ 200 m の規模であるため、橋梁形式の選定にあたっては斜張橋にとらわれず、桁橋、エクストラード橋等の複数の橋種を対象に景観設計を含めた構造検討を行い、1 本塔柱の斜張橋形式を選定した¹⁾。

また、向島側の取付高架部を斜張橋部と連続化することで斜張橋の端橋脚部に生じる負反力の低減を図るとともに、伸縮装置をなくし、支承数を減らすことによる走行性や維持管理性の向上を図っている²⁾。耐震設計として、入力地震動、主桁の橋軸方向固定位置とその構造詳細等は文献²⁾に報告されている。

橋梁一般図を図-1、設計条件を表-1 に示す。新尾道大橋は尾道大橋と並列されるため、自転車歩行者道の

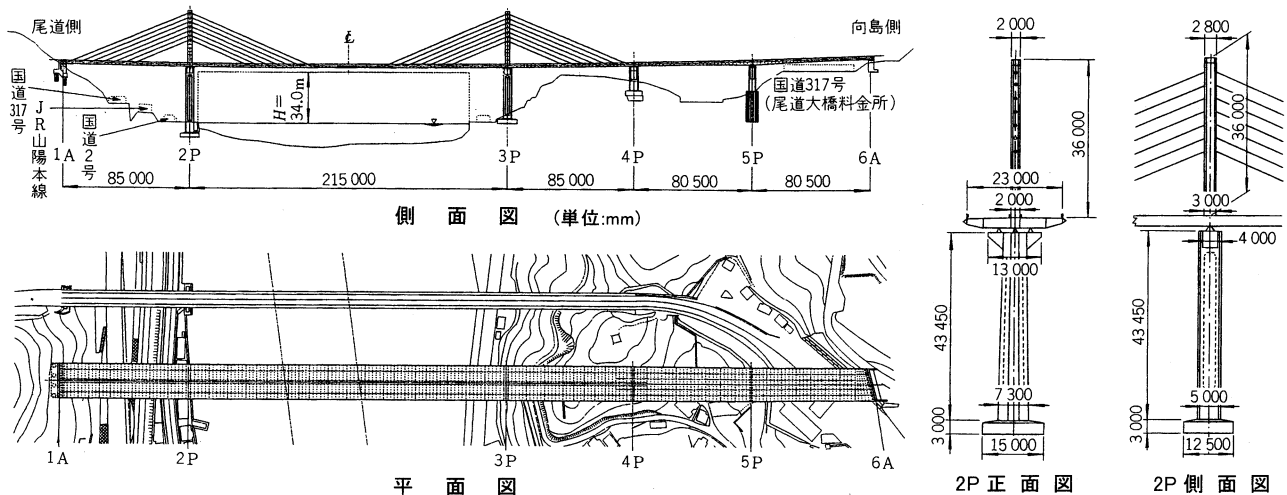


図-1 橋梁一般図

Fig.1 General drawing

表一 設計条件

Tab.1 Design conditions

形式	5径間連続鋼箱桁斜張橋			
支間割り	85.0+215.0+85.0+80.5+80.5			
車線数および設計速度	4車線 80km/h			
縦断勾配	尾道側 \searrow 1.716% 3.536% \nearrow 向島側			
横断勾配	2.0%			
航路高	略最高高潮面(N.H.H.W.L)より34.0m(T.P.36.2m)			
アスファルト舗装厚	65mm			
設計荷重	死荷重	斜張橋部: 16.5~26.2、高架部: 13.9~22.0t/m		
	活荷重	B活荷重		
	風荷重	基本風速	30m/sec	
		設計風速	主桁	39.0m/sec
			ケーブル	41.5m/sec
	塔		42.1m/sec	
	風荷重	主桁	斜張橋部: 989、高架部: 1,116kgf/m	
		ケーブル	893~2,577kgf/m	
		塔	2,254~2,411kgf/m	
	地震の影響	耐震設計基準および多々羅大橋2P塔基礎耐震計算用スペクトル		

添架は考慮していない。また、耐風安定性や景観面から中央径間中央部付近の主桁高さを尾道大橋と一致させることとしたため、縦断勾配を凹形状とした。

本稿では、新尾道大橋の設計概要として並列橋の耐風設計、主桁・塔の概要、ケーブルの設計、橋梁付属物の設計について記述する。

2. 並列橋の耐風設計

2.1 概要

2つの橋が近接して建設される並列橋の場合、単独橋としての耐風安定性の確保とともに、風上側の橋梁によって乱された風の影響で風下側にある橋梁が強制的に揺らされる振動現象（ウェイクレゾナンス）が生じないようにする必要がある。新尾道大橋は、橋梁規模が小さいため単独橋としての耐風安定性の確保は比較的容易である。一方、昭和43年完成当時国内最大支間長を有する斜張橋であった尾道大橋では、完成後に生じた振動を抑制するため、車線間にグレーチング開口を設けるなど、

耐風安定性にやや不安な面を有している。このため、並列橋となった場合に、尾道大橋が新尾道大橋の風下側に位置する際の耐風安定性の悪化が懸念された。

そこで、単独状態とともに、並列状態での耐風安定性を風洞試験（二次元の部分模型を用いたバネ支持試験）によって確認した。なお、現地での風観測記録等を踏まえた新尾道大橋の設計風速は $V_{10} = 30 \text{ m/s}$ である。また、主桁のフラッター照査風速は 56.1 m/s である。

2.2 事前検討

橋梁形式選定の初期の段階に、2橋の中心間隔と路面高さをパラメータに検討を行った。検討は、構造上の制約が大きく耐風安定化のための対策が難しい尾道大橋への影響を小さくすることに着目した。その結果を図-2に示す。図-2は、2橋の中心間隔と縦断差をパラメータとして、尾道大橋に生じる振動振幅を整理したものである。

これにより、2橋の中心間隔が50m以上であれば、振動振幅は縦断差に関係なくほぼ同程度となり、新尾道大橋が尾道大橋へ及ぼす影響は小さいことが判明した。

2.3 最終案の耐風安定性

(1) 試験条件

設計を進める中で、主桁形状の変更や、耐風安定性への影響度の大きい検査車レールを削除する等の変更が生じたため最終断面形状案を対象に風洞試験（バネ支持試験）を行い耐風安定性を照査した。

試験条件を表-2に示す。尾道大橋の構造減衰率は、実測値を参考に設定した。試験は一樣流と乱流で行い、乱流は2橋の中心位置で主流方向の乱れ強さ $I_u = 10\%$ を目標とした。乱流の生成は格子を用い、風速 5 m/s における乱れ強さの測定値は、主流方向 $I_u = 10.4\%$ 、鉛直方向 $I_w = 9.1\%$ であった。

以下に試験結果の概要を示す。新尾道大橋が上流側と

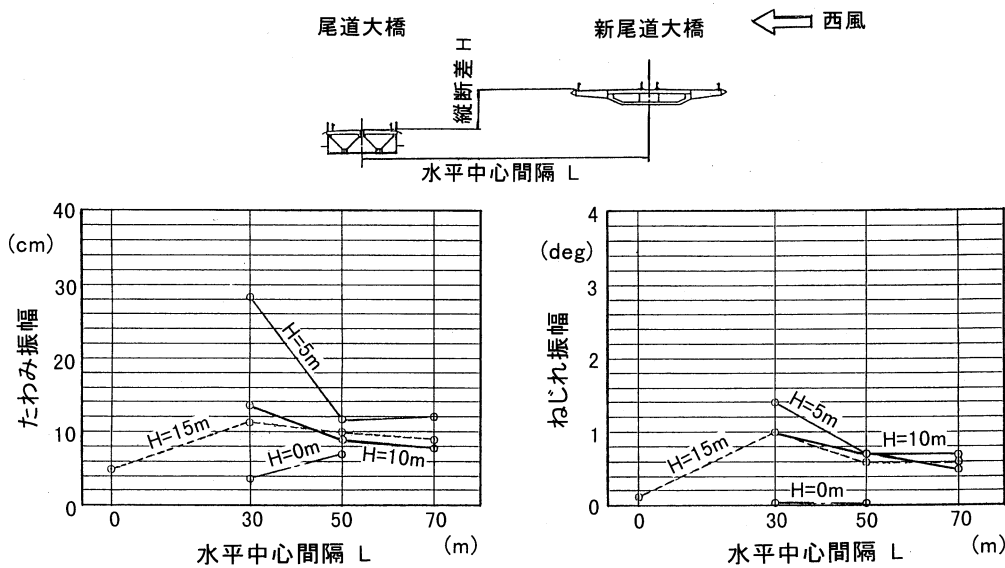


図-2 風洞試験（事前検討）結果

Fig.2 Result of wind tunnel test (preliminary test)

表-2 風洞試験条件

Tab.2 Conditions of wind tunnel test

項目	単位	尾道大橋		新尾道大橋	
		実橋	模型	実橋	模型
振動数	たわみ	Hz	0.542		0.479
	ねじれ	Hz	1.642		1.127
振動数比	—	3.03	3.03	2.35	2.35
等価質量	kgf・s ² ・m ⁻¹ /m	653	0.261	1,865	0.746
極慣性モーメント	kgf・s ² ・m/m	9,772	1.564×10 ⁻³	89,636	0.01434
対数減衰率	たわみ	—	0.05	0.02	0.02
	ねじれ	—	0.035	0.02	0.02

表-3 最大応答振幅

Tab.3 Maximum response amplitude

迎角 (°)	振動モード	風速 (m/s)	振幅
-3	たわみ	16.2	15.9cm
	ねじれ	37.7	1.7°
0	たわみ	15.9	32.7cm
	ねじれ	36.3	1.3°
+3	たわみ	18.0	7.0cm
	ねじれ	33.9	2.5°

なる風向が「西風」、その逆が「東風」である。

(2) 一様流の試験結果

西風の場合の試験結果を図-3に示す。

- ①尾道大橋の応答：新尾道大橋によって乱された気流が作用することによって、単独時に比べ振動が抑制される傾向にある。ウエイクレゾナンス現象も生じていない。
- ②新尾道大橋の応答：単独橋の場合とほぼ同じであり、有害な振動の発生はなく良好な耐風性を有している。

東風の場合の試験結果を図-4に示す。

- ①尾道大橋の応答：単独橋とほぼ同じ振動性状である。風速 13 m/s 付近で鉛直たわみ渦励振が生じ、40 m/s 付近からねじれの発散振動が生じる。高風速域で風速の増加によってたわみとねじれ振動が交互に発現する等、空気力が複雑で耐風性が微妙な状態にあることが推察される。
- ②新尾道大橋の応答：ウエイクレゾナンス現象の発現が認められる。迎角 -3° の場合、16 m/s 付近で鉛直たわみ振動が発生し、38 m/s 付近でねじれ振動が発生している。振動が発現した風速の比率は約 2.3 倍と、振動数比に一致しており、ウエイクに含まれる渦の変動成分の周波数によって共振現象を起こしたことがわかる。ウエイクレゾナンス現象による最大応答振幅は表-3のとおりである。

(3) 乱流での試験結果

いずれの風向でも、2橋ともに一様流に比べ振動は抑制される。東風のときにウエイクレゾナンス現象が生じた新尾道大橋も、乱流中ではその振動はほぼ抑制されている。

(4) 耐風安定性の評価

東風のときウエイクレゾナンス現象により生じる新尾道大橋の振動に対して、疲労と使用性の検討を行った。

ねじれ振動は発現風速が高く発現頻度が小さいため、疲労の照査はたわみ振動のみを対象とした。中央径間中央付近の主桁に生じる応力範囲は約 800 kgf/cm² と疲労許容応力範囲 (1,050 kgf/cm²) より小さいことが判明した。

次に使用性を主桁の加速度から照査する。上記と同様の理由からたわみ振動を対象に算出すると、約 300 gal と大きな加速度が生じることが判明した。ただし、架橋地点は周辺の地形状況から比較的乱れた気流状態にあり、実橋での振動は小さく使用性には問題ないものと考えられた。

3. 主桁・塔の設計概要

3.1 塔の設計

塔は独立1本柱形式であり、塔と主桁を剛結する構造とした。塔基部は、塔の曲げモーメントと軸力を主桁と支承に効率的に伝達する必要があり、塔壁、主桁腹板および支点上横桁から構成される立体的な隅角構造とした。塔柱断面は橋軸方向が3m~2.8m、直角方向が2mと橋軸方向に若干のテーパを有し、耐風安定性の確保のために0.4m×0.4mの隅切りを有するモノセル断面である(図-5)。塔基部は構造的、製作性から隅切りのない矩形断面とするためフランジ面のすり付けを行っている

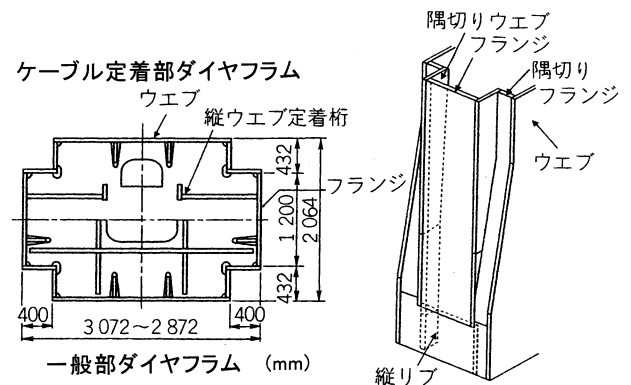


図-5 塔柱断面 図-6 塔柱テーパ部のすり付け
Fig.5 Cross section of pylon Fig.6 Beveling of pylon tapered section

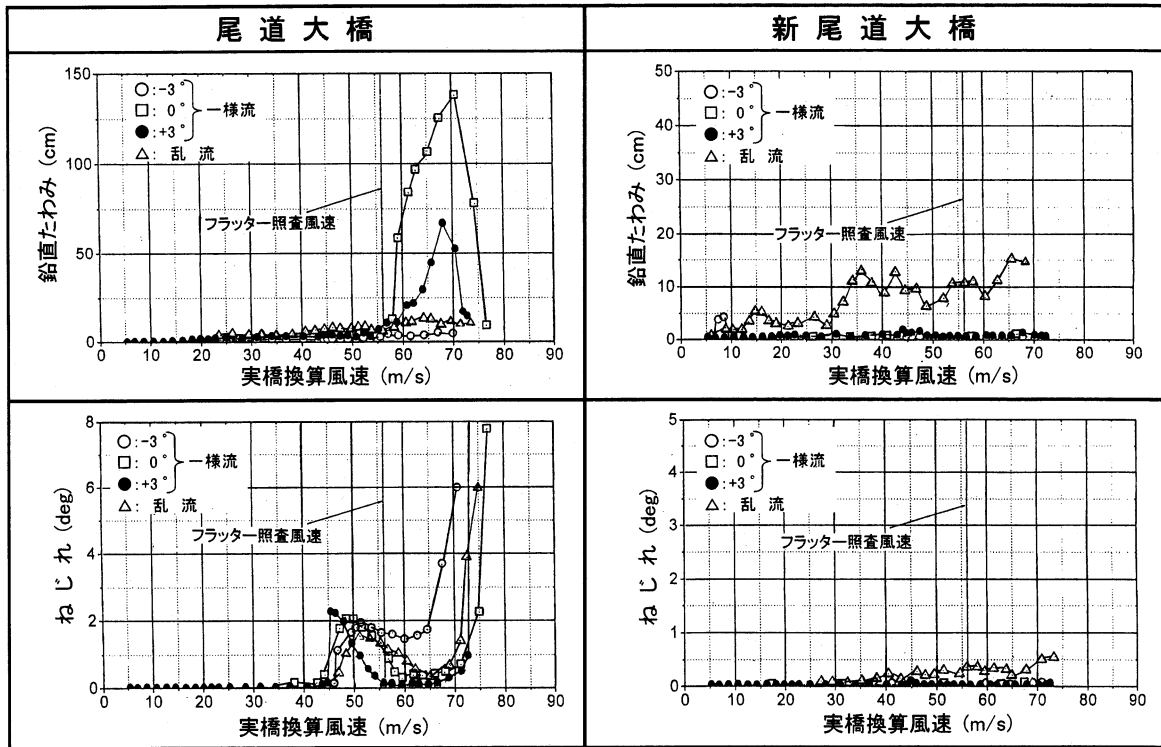


図-3 風洞試験結果 (西風)

Fig.3 Result of wind tunnel test (West wind)

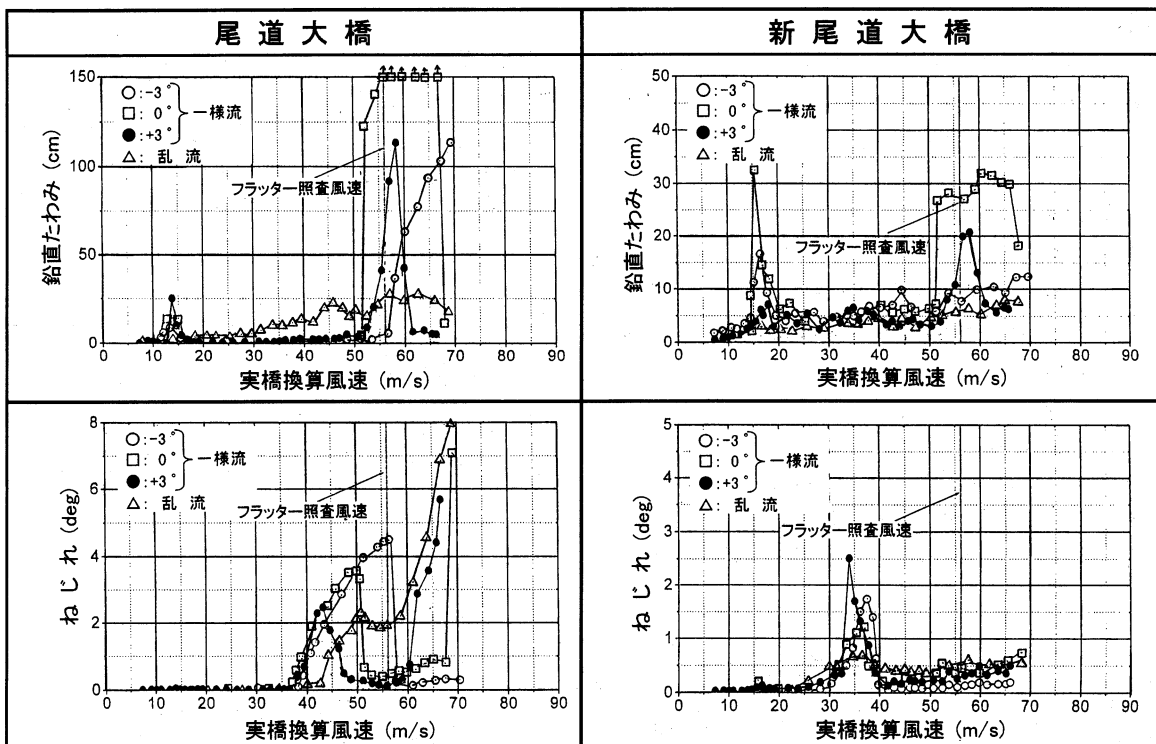


図-4 風洞試験結果 (東風)

Fig.4 Result of wind tunnel test (East wind)

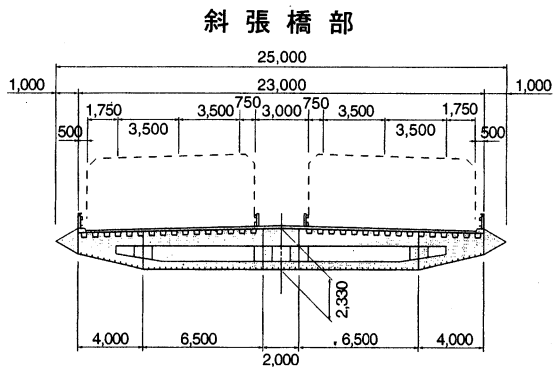


図-7 主桁断面図

Fig.7 Cross section of deck

る (図-6)。

基部断面でのフランジ厚は 36 mm、ウェブ厚は 32 mm とし、SM 570 材を使用した。頂部断面はフランジ厚 22 mm、ウェブ厚 21 mm で SM 490 Y 材である。

3.2 主桁の設計

主桁断面は図-7 に示すように、斜張橋部は扁平六角形 5 セル箱桁、取付高架部は 2 箱桁構造であり、4 P 付近ですり付けを行っている。この境界部の構造詳細は文献 2) に記述されている。

設計断面力を図-8 に示す。主桁には比較的大きな曲げモーメントが生じている。

応力度照査は、面内曲げモーメントに対してのみ道路橋示方書の有効幅の規定を考慮し、軸力および面外断面力に対しては全断面有効とした。さらに、本橋が 1 面吊

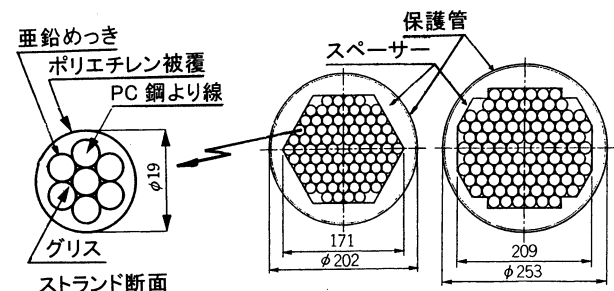
り形式であるため橋軸直角方向に鋼床版側では引張力、下フランジ側には圧縮力が生じるため 2 方向力が作用する補剛板として照査した。鋼床版の板厚は 5 P 支点上の一部が 14 mm である他は 12 mm で、材質の変更 (SS 400, SM 490 Y) で対応している。下フランジ厚は、斜張橋部が 12~16 mm、高架橋部が 11~40 mm である。高架橋部の断面は 5 P 支点近傍の一部が所要剛度から決定されている。

3.3 主桁内面の防錆手法

主桁内面の塗装面積は、補剛材等が配置されるため主桁外面の約 4 倍の面積を有しており、主桁製作費に占める内面塗装費は必ずしも小さくない。そこで、従来の塗装による防錆に替えて乾燥空気による桁内の腐食環境の改善による防錆手法を試験的に採用した。

乾燥機は、塔部に各々 2 台と 4 P 橋脚部に 1 台の計 5 台を配置し、乾燥空気の送気には鋼床版縦リブ (トラフリブ) を用いた。湿度の管理目標値は、相対湿度 60% 以下として機器の能力を選定した。

主桁内面は、ミルメーカーにおける一次下地処理の無機ジンクリッチプライマー (20 μm) のままとし、溶接等によって塗面が損傷した部分には有機ジンクリッチプライマー (30 μm) の補修塗装を施した。また、ケーブル



ケーブルタイプ	56H(最小ケーブル)	100H(最大ケーブル)
公称断面積	8,204mm ²	14,650mm ²
引張荷重	1,489.6tf	2,660.0tf
弾性係数	19,000kgf/mm ²	19,000kgf/mm ²
ケーブル重量	72.5kgf/m	131.9kgf/m

図-9 ケーブル断面と諸元

Fig.9 Dimensions and cross section of cable

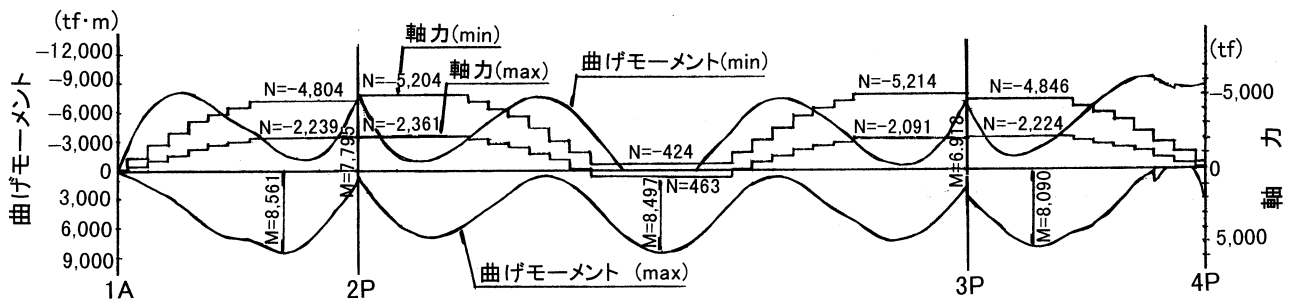


図-8 主桁設計断面力 (斜張橋部)

Fig.8 Design sectional forces of deck (section of cable-stayed bridge)

表-4 材料特性

Tab.4 Material properties

記号	呼び名	公称断面積 (mm ²)	単位重量 (PE 込み) (kgf/m)	0.2%永久伸びに対する荷重 (kgf)[kgf/mm ²]	引張荷重 (kgf) [kgf/mm ²]	弾性係数 (kgf/mm ²)
SWPR7BL 相当	亜鉛めっき PC 鋼より線 15.2mm	146.5	1.173 (1.288)	22,600 [154]	26,600 [182]	19,000
SWPR7BL	PC 鋼より線 15.2mm	138.7	1.101 (1.216)	22,600 [163]	26,600 [192]	20,000

表-5 ケーブル諸元 (尾道側)

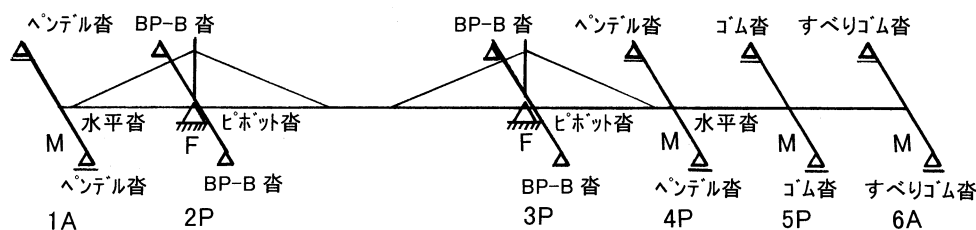
Tab.5 Dimensions of cable (Onomichi side)

ケーブル番号	ケーブルタイプ	許容張力 (tf)	設計張力 (tf)	架設時張力 (常時換算)	ケーブル長 (m)	
側径間	C01	100H	1,064.0	1,017	711	89.58
	C02	100H	1,064.0	1,010	705	81.84
	C03	96H	1,021.4	960	674	74.10
	C04	94H	1,000.2	942	783	66.35
	C05	56H	595.8	559	584	58.35
	C06	56H	595.8	560	509	50.58
	C07	56H	595.8	566	517	42.79
中央径間	C08	58H	617.1	583	602	44.21
	C09	58H	617.1	581	577	52.07
	C10	58H	617.1	581	532	59.94
	C11	96H	1,021.4	966	715	67.98
	C12	96H	1,021.4	965	669	75.80
	C13	96H	1,021.4	965	714	83.61
	C14	92H	978.9	926	732	91.41

表-6 支承設計条件と支承形式

Tab.6 Type and design conditions of bearings

		反力 (tf/脊)					設計最大負反力 (tf/脊)	設計移動量 (mm)	支承形式	
		死荷重	常時		地震時					
			MAX	MIN	橋軸	直角				
1A	鉛直反力	-156	151	-378	—	—	-665	150	ペンデル支承	
	水平反力	—	—	—	—	122	—		水平支承	
2P	桁脊	鉛直反力	434	1,032	58	—	—	-590	±10	密閉ゴム支承板支承(BP-B)
		水平反力	—	—	—	—	205	—		
	塔脊	鉛直反力	3,571	4,557	3,412	—	—	—	—	ピボット支承
		水平反力	—	—	—	576	305	—		
3P	桁脊	鉛直反力	402	994	33	—	—	-582	±10	密閉ゴム支承板支承(BP-B)
		水平反力	—	—	—	—	178	—		
	塔脊	鉛直反力	3,548	4,567	3,370	—	—	—	—	ピボット支承
		水平反力	—	—	—	875	278	—		
4P	鉛直反力	179	684	-141	—	—	-662	130	ペンデル支承	
	水平反力	—	—	—	—	372	—		水平支承	
5P	鉛直反力	820	1,311	657	—	—	—	±270	ゴム支承	
	水平反力	—	—	—	—	134	—		移動制限装置	
6A	鉛直反力	220	482	157	—	—	—	±180	すべりゴム支承	
	水平反力	—	—	—	—	146	—		移動制限装置	



ル定着部や支承補強部等では、水の浸入が考えられること、狭さに起因して乾燥空気の循環が妨げられる恐れがある等の理由から、従来の変性エポキシ樹脂塗料による塗装によって防錆を行うこととした。一方、塔内はケーブル定着構造や基部の補強構造等の狭隘箇所が多いため、無塗装化が難しいこと、工費も無塗装化によるメリットが小さいことから塗装とした。

4. ケーブルの設計

4.1 ケーブル材料

基本設計時にはプレファブタイプを前提に、塔柱断面寸法等の制約からソケット寸法が小さいDINAアンカーケーブルをケーブル材料として想定していた。しかし、プレファブタイプのケーブルはケーブルの輸送・架設のために大型の機材を必要とし、ケーブル本数が少ない本橋では経済性を損なう要因となる等の理由から、小径のストランドを現場で収束するセミプレファブタイプのケーブル材料・工法について検討を行った。その結果、経済性に優れ、防錆上も遜色ないと判断から図-9に示すケーブルを採用した。このケーブルは、 $\phi 5$ mmの垂鉛メッキ鋼線を7本撚りした後ポリエチレン被覆を施したストランドを数十本束ねたものであり、ストランド数を設計張力に応じて任意に変更できる点に特徴がある。表-4に材料特性を示す。

4.2 断面設計

ケーブル諸元を表-5に示す。常時換算した架設時張力が設計張力を若干上回るケーブルがあるが、ほぼ完成時で断面決定されている。主桁および塔のケーブル出口部には、ケーブルの角折れを防止する目的で、クロロプレナムを用いた緩衝装置を設置した。

疲労に関しては、実橋で生じる応力レベルとして、大型車両が4車線同時載荷を想定した場合の発生応力度が 8.8 kgf/mm^2 と小さく、許容応力範囲 20.5 kgf/mm^2 (打ち切り限界値) 以下であること、また、 $1/2$ 活荷重を考慮した場合の発生応力度は 11.4 kgf/mm^2 であり、200万回許容応力範囲 27.7 kgf/mm^2 以下であることを確認した。

4.3 定着構造

桁側は、主桁腹板の間にI断面の定着桁を構成し、ケーブル張力をアンカープレートによって支圧力として定着フランジに伝え、定着桁腹板によってせん断力として主桁腹板に伝達させる定着構造とした。塔側は、定着腹板の間にT断面の定着桁を構成し、定着腹板からせん断力として塔フランジとダイヤフラムに伝達する構造とした。

これらの構造は、プレファブタイプケーブルのソケット定着用の座金に相当するアンカープレートを1枚板とできる点や、引き込み架設する際にソケット寸法から決まっていたケーブル定着フランジの開孔や定着腹板間隔

を小さくできるため合理化が可能であった。

5. 付属物の設計

5.1 支承

支承条件、設計反力、移動量および支承形式を表-6に示す。

斜張橋部の端橋脚となる1Aには常時負反力が作用し、4Pは高架部との連続化によって死荷重状態では正反力となるが設計荷重時には負反力が生じるためペンデル支承を用いた。4Pでは、平常時に反力が交番するためカウンターウエイト (コンクリート約 100 m^3) を設置して平常時反力の交番を避けている。

2Pおよび3Pの塔の直下には、約 $4,500 \text{ tf/沓}$ の大反力に対応でき、しかも橋軸方向、直角方向ともに移動を拘束できる支承としてピボット支承を選定した。また、主桁のねじれ変形を拘束するために主桁中心から 3.75 m の位置に桁支承 (BP-B) を設け、塔部は3点で反力を受ける構造とした。

高架橋部の5P、6Aにはゴム支承を用いた。5Pには積層タイプのゴム支承を用いた。

6Aは端支点のため反力は小さいが、移動量 (250 mm) や回転角が大きく、積層タイプではゴム体積が大きくなり不経済となるためすべりゴム支承を選定した。さらに、橋軸直角方向水平反力に対しては、移動制限装置を設けて対処した。また、すべりゴム支承は負反力に抵抗できないため、移動制限装置にアップリフト止めの構造を付加した。

5.2 伸縮装置

伸縮装置には片持式の鋼製フィンガータイプを用いた。伸縮量は1Aが $\pm 100 \text{ mm}$ 、6Aが $\pm 130 \text{ mm}$ であり、地震と温度の組み合わせを考慮しないこととしたため、供用時 ($1/2 L + T$) で移動量が最大となる。

6. おわりに

新尾道大橋は、景観に配慮した橋梁形式の選定や、並列橋としての耐風安定性の確保など、種々の検討を踏まえた上で設計を進める必要があった。また、ケーブルに新材料を採用したり主桁内の乾燥空気による防錆対策など、新たな取組みがなされており今後の橋梁計画にあたっての参考となるものと期待される。

参考文献

- 1) 武山哲郎：新尾道大橋の景観設計、本四技報、Vol. 20、No 79、1996年7月
- 2) 鈴木周一、田口松義、大塚雅裕：新尾道大橋の橋梁連続化の検討、本四技報、Vol. 22、No 85、1998年1月

新尾道大橋の上部工架設報告

Report on Superstructure Work of Shin-Onomichi Bridge

第三建設局向島工事事務所 副 所 長 小 松 原 仁
Hitoshi Komatsubara

第三建設局向島工事事務所 技 術 課 長 金 子 正 猪
Masai Kaneko



概要

新尾道大橋は、平成8年9月から下部工工事に着手し、上部工工事は平成9年12月より桁架設を開始し、平成10年11月に桁閉合を行った。本橋梁は、尾道大橋に並列されて建設されることから景観に配慮した橋梁形式を採用するとともに、PC鋼より線ケーブルの採用や桁内の防錆は除湿システムを採用するなど工費節減に向けた新たな試みがなされている。また、本橋梁は、国道2号、国道317号、JR山陽本線更に尾道水道を跨ぐ橋梁であり、これら交差物件からの施工条件や地形的条件から複数の架設工法を採用し複雑な手順になるとともに、用地・漁業補償の遅れから厳しい工事工程の中で安全に十分配慮して上部工の架設工事を行った。

The Shin-Onomichi Bridge started its substructure work in September 1996, girder launching in December 1997, and finished closure of girder in November 1998. Since the bridge was constructed alongside of the Onomichi Bridge, the aesthetic considerations were given to the design. Moreover, a new approach was taken toward the cost reduction by adopting both PC steel strands and dehumidifying device inside the deck for anticorrosion. The bridge went through a complicated erection process in restriction by topography and land usage under spans, such as spanning over the National Highway No.2 and No.317, JR Sanyo railway lines, and Onomichi Waterway, as well as in restriction of work schedule behind the delay by land and fishery compensations.

1. はじめに

新尾道大橋は、尾道・今治ルート（瀬戸内しまなみ海道）の尾道側の起点に位置する橋梁で尾道水道を渡り向島に至る橋長546m（中央径間215m）の5径間連続鋼箱桁斜張橋である。

本橋の架橋地点は、国道2号、国道317号（西瀬戸道）、JR山陽本線、更に狭隘な尾道水道を跨ぎ再び国道317号（西瀬戸道）を跨いでいる。従って、桁の架設においては、架設場所に応じ単材架設（クレーン・ベント工法、張出し工法）、送出し架設および直下吊り架設と多くの架設工法を使い分ける必要があった。また、下部工着手から上部工完成までの期間が2年半足らずしかなく、施工条件が非常に厳しい橋梁である。

本稿は、新尾道大橋上部工の架設の概要について報告するものである。

2. 新尾道大橋の概要

新尾道大橋は、昭和43年に供用し尾道市のシンボリックな存在となっている尾道大橋の西側55mの場所に隣接して建設されるため、尾道大橋とその周辺環境の調和を特に重要視し色々な橋梁形式の候補の中から景観上尾道大橋とよく調和する一本塔柱ハープ形式一面吊り斜張橋とした。また、新尾道大橋では箱桁内面の塗装を止め

防錆処理に乾燥空気を循環させる除湿システムの採用やケーブル材料には、従来鋼製斜張橋に多く用いられてきたHBSに規定する垂鉛めつき鋼線に替え、PC斜張橋で実績のある垂鉛めつきPC鋼より線を用いた現場施工型ケーブルを採用するなど新たな試みが採用されている。新尾道大橋一般図を図-1に示す。

3. 工事工程

新尾道大橋は、漁業補償問題から工事着手が遅れ下部工工事は平成8年9月に現地着手し平成10年3月に完了した。上部工工事は、各橋脚完成毎に下部工工事から順次引き渡しを受け、尾道側、向島側ともに平成9年12月より桁架設を開始、平成10年7月よりケーブル架設を開始し、平成10年11月17日に最終桁を架設し閉合した。工事工程を表-1に示す。

4. 桁架設

4.1 概要

桁架設工法は、国道2号、国道317号、JR山陽本線、尾道水道の交差条件、地形条件等から、陸上部は陸上輸送による単材架設及び地組立後の送出し架設、海上部は台船に搭載した桁を桁上のクレーンで吊り上げる直下吊り架設と多種の架設工法を用いて施工した。全体施工順序図を図-2に示す。

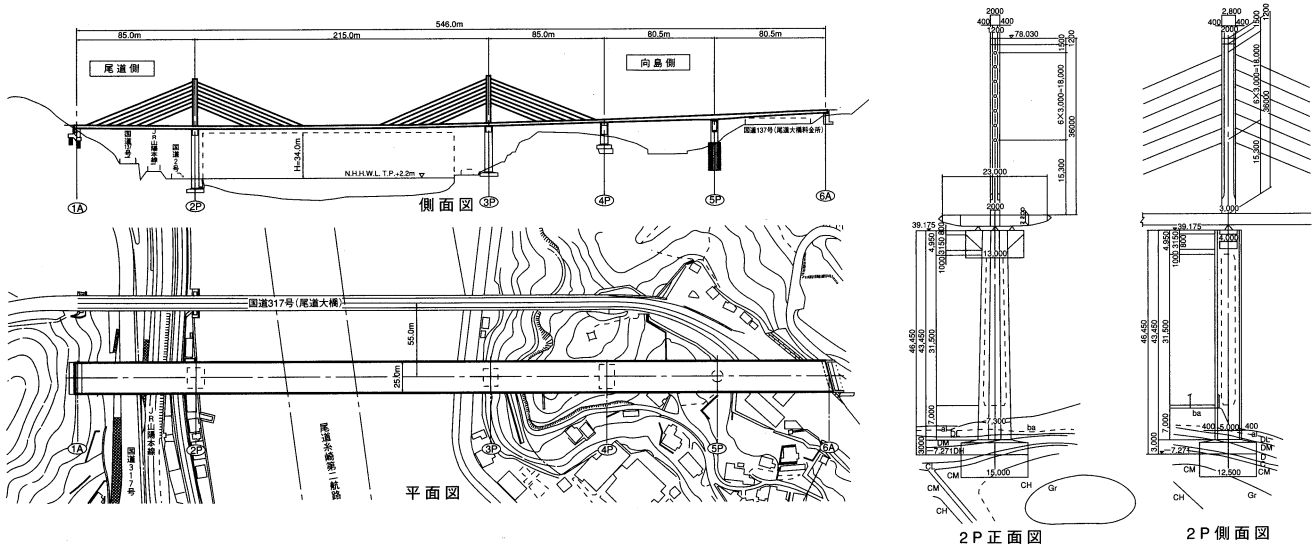


図-1 新尾道大橋一般図

Fig.1 General drawing of Shin-Onomichi Bridge

表-1 工事工程

Tab.1 Work schedule

		H8年度	H9年度	H10年度	H11年度
下部工	準備工等	[Bar]			
	掘削工		[Bar]		
	コンクリート工		[Bar]		
上部工	製作		[Bar]		
	桁			[Bar]	
	塔			[Bar]	
	ケーブル			[Bar]	
	付帯工等			[Bar]	
	舗装等			[Bar]	

4.2 単材架設

陸上部のうちベント設備の設置が可能な箇所については、ベント設備を用いクレーンによる架設を行った。また、3P前後は、急峻な地形と日立造船工場内道路上であることからベント設備の設置ができないため既に架設した桁上にクレーンを配置して順次先端に架設する張出し架設にて実施した。単材架設の桁部材は、輸送条件や架設クレーン能力等から箱桁断面を橋直方向に7分割(斜張橋部)する必要があり、橋軸方向、直角方向での鋼床版溶接が必要で架設時の形状管理に注意を払い施工した。

鋼床版溶接の順序は、橋軸方向、直角方向の順に施工し、溶接部の全箇所について超音波探傷試験を実施し確認した。

4.3 送出し架設

(1) 尾道側送出し架設

1A-2P間の当初架設計画は、1A-2P間の側径間全体と中央径間の一部を一括して(桁延長約100m)送り出す計画であったが、JR直近のベント設備が大規模

となること、大幅な桁補強が必要なこと及び工事工程の短縮が図れることから、ベント設備の設置位置を変更するとともに1A前面の約40mは単材架設とし、国道・JR上のみを送出し架設とすることに変更した。送し要領を図-3に示す。

送し桁は、桁延長約65m、幅員25m、重量約1,100ton(手延べ桁を含む)、送し量約100mと国内でも最大級の規模である。送し桁・手延べ機地組・組立は、1A背面の土工部及び1A前面の既設桁上で行った。

JR山陽本線上は、事前にJRに委託して小物落下及びベント組立解体時の安全対策として防護工を設置した。送し作業は、深夜でも列車間隔が最大50分弱であることから、JR西日本との協議の結果、極力作業時間が長く確保できる方法として直近の踏切間に列車が存在しない「列車間合」で実施し、列車通過時は桁移動を一時停止した。列車の通過確認と万一の時の列車停止のために工事箇所の前後4箇所の踏切に列車見張員を配置した。国道2、国道317号については、桁移動中は通行止めを実施した。送しは4回に分けて実施し、そのうちの第1回送し時のタイムスケジュールを表-2に、送し

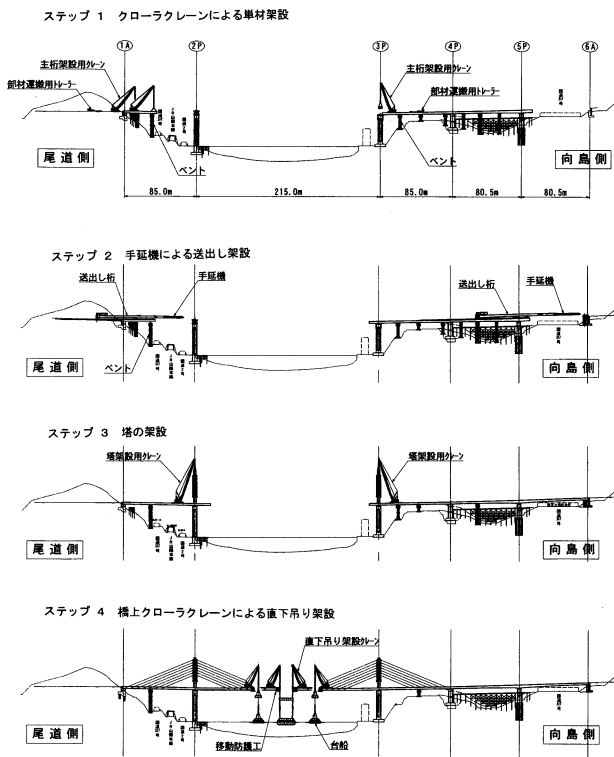
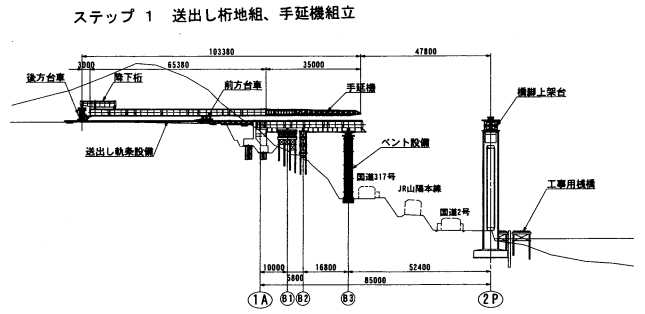
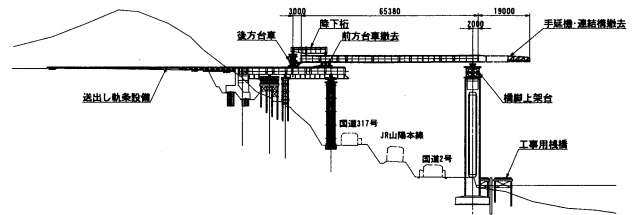


図-2 上部工の架設概要

Fig.2 Outline on erection process.



ステップ 2 送出し架設



ステップ 3 主桁降下

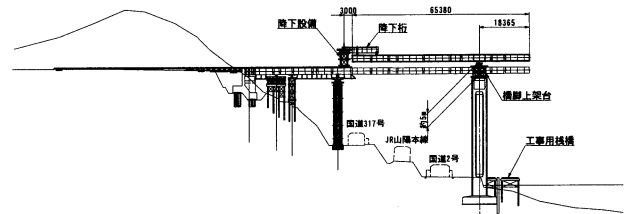


図-3 尾道側送出し架設要領図

Fig.3 Launching procedure on Onomichi side

表-2 尾道側第1回送出し架設タイムスケジュール

Tab.2 Work schedule of the first launching of deck on Onomichi side

工種	時刻	23:00	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	
作業前ミーティング		■							
国道 (R2-R317) 交通規制			■						
列車見張り員配置			■						
作業員配置			■						
送り出し準備			■						
主桁仮固定解除				■					
各 部 点 検				■	■				
主桁送り出し				■	■	■			
手延べ線先端のヤマト						■			
送り出し線修正						■			
主桁仮固定							■		
後 片 け								■	
		← 送り出し作業 →							
通 過 列 車	上り線 (福山方面)	▼▼▼	▼▼▼	▼▼▼	▼▼▼	▼▼▼	▼▼▼	▼▼▼	
	下り線 (三原方面)	▼	▼	▼▼	▼▼▼	▼▼▼	▼▼▼	▼▼	

架設状況を写真-1に示す。

送出し設備は、前方台車（推進設備）と後方台車、更に2P橋脚上の脚上設備からなる。推進設備は、自走台車を用いるのが一般的であるが台車への荷重が最大約1,050 tonと非常に大きく、また、送出し速度（1夜で手延機を2Pに到達させる）から、レールクランプと50 ton 水平ジャッキを組み合わせた推進設備（レールクランプジャッキ）を用いた。レールクランプジャッキは前方台車前後に配置し交互に伸縮させることで送出し時間の短縮を図ることとした。送出し速度は平均して約2分/mであった。

桁先端にセットした手延べ桁は、2P到達以降は海上部へ張出すため夜間送出し分を昼間に撤去する必要があるため2P作業足場上に設置したクレーンにより撤去した。

今回用いた推進設備は、ほとんどトラブルもなく駆動したが、1A背面部の埋戻部を台車が通過時に軌条桁の継目に段差が生じ軌条桁端部をグラインダーにて切削する必要が生じた。また、2P脚上設備は盛替えの必要がないキャタピラ式ローラーを使用した反力位置の偏芯によるローラーの傾きやキャタピラ式受板の連結ピンが破損する等の不具合が生じ修正作業に時間を要した。

桁降下は、1A側の降下設備に設置した油圧回転ナット式降下装置（250 ton*4台）と2P橋脚上の300 ton ジャッキ（220 st、6台）により実施した。この油圧回転ナット式降下装置は250 ton センターポールジャッキに回転ナット部を組み合わせたもので送出し桁に設置した降下桁を径85 mmのテンションロッド（100キロ鋼）で吊り下げ降下させるものである。この装置は連続で降下が可能であるが、2P橋脚上での降下高さが約6 mと高く2P橋脚上の足場の盛替えや約2,000本のサドル材の撤去・移設等に時間を要することから、降下は1日約1 mで6日間を要した。

尾道側の送出し架設は、5月の連休（GW）を挟むこととなり、連休前に送出しを行い連休後に降下させた。このため連休期間中の安全を考慮して、連休期間中は全4回のうち第3回までの送出しとし、既設桁と送出し桁

をラップさせた状態で過ごすこととした。

(2) 向島側送出し架設

向島側の送出し架設は、尾道側とほぼ同様の設備を用いて実施したが、尾道側での反省からキャタピラ式ローラーをスライドジャッキに変更し、また、軌条桁の接合方法も改良し実施したことによりトラブルもなく施工できた。向島側送出し架設状況を写真-2に示す。

油圧回転ナット式降下装置は、全国にも数が少なく他工事の遅れにより盆休暇前に桁降下ができず、盆休暇後降下作業することとなり途中10日程度送り出した状態で作業を一時中断せざるを得なかった。また、地組は、4P~5P間の既設桁上で実施した。

4.4 直下吊り架設

2P~3P間の中央径間の架設は、来島海峡大橋で使用している自航台船の使用も検討したが工程がラップすることから、生口橋、多々羅大橋等で実績のある1点係留による直下吊り工法により平成10年6月24日から開始した。

桁上での吊り上げは、桁重量が約90 ton程度であることから汎用クローラークレーン150 ton吊2台による相吊りにて行った。クローラークレーンは吊り上げ速度等が不均一とならないよう同機種とした。なお、閉合ブロックは、尾道側、向島側のクローラークレーン4台にて吊り上げが可能であることから、ブロック長が約2倍の約180 tonとした（写真-3）。

尾道水道は、水路幅約200 mと狭く船舶が輻輳する中で船舶を航行させながらの架設作業となることから、日本海難防止協会に委託し架設中の航行安全対策について検討していただいた結果、航行安全を確保するには80 mの航行幅は必要とのことから、架設日毎にパイ等を設置し航行帯を明示した。しかし、尾道水道中央付近での8ブロックの架設作業時は80 mが確保できないことから、船長35 m以上の船舶の航行を禁止する「船長制限」(尾道港長告示)が実施された。架設作業中に船長制限を越える船舶の接近が3隻あったが、尾道海上保安



写真-1 尾道側送出し架設状況

Photo.1 Launching on Onomichi side



写真-2 向島側送出し架設状況

Photo.2 Launching on Mukaishima side

部の巡視船の指導と広報船の周知により迂回していた。ポスター、同報FAX、テレフォンサービス等による事前周知と現場での広報船による周知により、作業時間中の航行船舶は平均約20隻程度と少なかった。ただし、夏休みの休日は約45隻程度と特にレジャーボート類が多かった。架設日、航行船舶状況を表-3に、閉合桁架設時の海面占用図を図-4に示す。



写真-3 閉合ブロック架設状況
Photo.3 Launching of closing deck

表-3 直下吊り架設日と通行船舶数

Tab.3 Number of ships on deck erection days

架設日	曜日	架設ブロック	通行船舶数	備考
H10. 6. 24	水	尾道側①	27	
H10. 7. 3	金	尾道側②	22	
H10. 7. 13	月	尾道側③	16	
H10. 8. 1	土	尾道側④	46	
H10. 8. 2	日	向島側①	42	
H10. 8. 19	水	尾道側⑤	11	
H10. 8. 20	木	向島側②	22	
H10. 9. 2	水	尾道側⑥	14	
H10. 9. 3	木	向島側③	16	
H10. 9. 16	水	尾道側⑦	21	
H10. 9. 17	木	向島側④	23	
H10. 10. 1	木	向島側⑤	15	
H10. 10. 2	金	尾道側⑧	7	船長制限
H10. 10. 16	金	尾道側⑨	8	船長制限
H10. 10. 17	土	向島側⑥	18	船長制限
H10. 10. 30	金	尾道側⑩	12	船長制限
H10. 10. 31	土	向島側⑦	19	船長制限
H10. 11. 7	土	尾道側⑪	24	船長制限
H10. 11. 8	日	向島側⑧	38	船長制限
H10. 11. 17	火	閉合桁	20	船長制限
計			421	

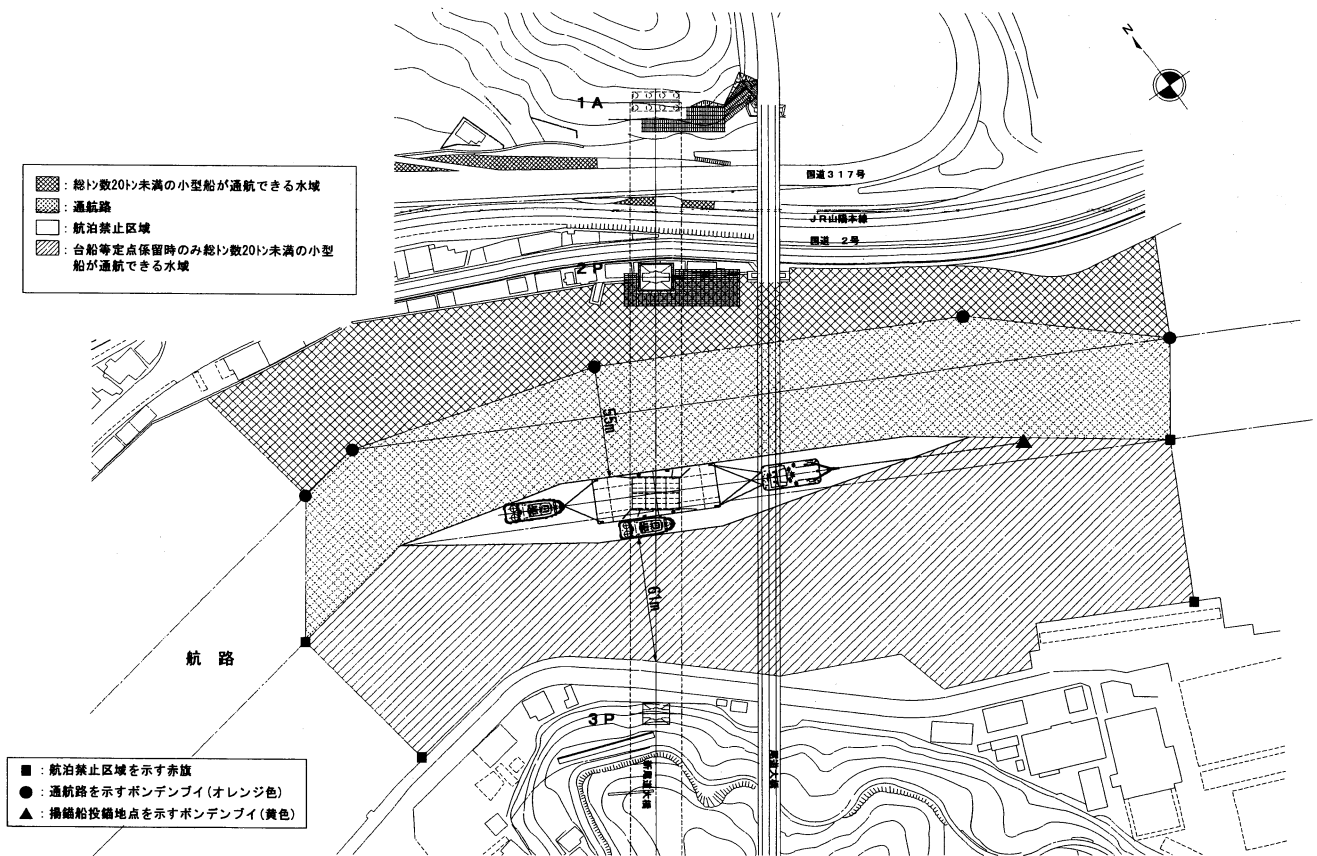


図-4 閉合ブロック架設時海面占用図

Fig.4 Water occupation at girder closure operation

直下吊り架設の作業時間帯は、定期航路（フェリー、高速船）を避けた時間帯とし3時間を予定していたが、平均約2時間で終了することができた。なお、船団の編成や切り離し作業については、接近する船舶がある場合、作業を一時中断し通過後再開するなどの配慮を行ったことから実作業時間は1時間程度である。

5. 塔架設

新尾道大橋の塔は、独立1本柱であることから、基部は桁と剛結構造で、塔柱はモノセル構造であるが耐風安定性から四隅を隅切り構造としている。また、塔の現場継手は景観上の配慮から設計段階で塔外面にボルトや添接板が出る形式は採用せず縦リブ連結継手や引張ボルト継手、溶接継手等について比較検討の結果、構造上から溶接継手が採用されている。

塔の架設は、9分割された塔ブロック（重量約13～28 ton/ブロック）を桁上へ陸上輸送し、桁上の150 tonクローラークレーンにて実施した。なお、3Pの一部は橋桁直下にある日立向島工場敷地から直接吊り上げ架設した。9ブロックを1ブロックずつ架設、溶接することは能率が悪いことから4ブロック、5ブロックを単位として架設して溶接・HTB締めを行った。

溶接方法は、サブマージーク自動溶接、炭酸ガスシールド半自動溶接などが考えられるが塔柱断面がすみ切りされており1溶接延長が短いことから機器セット等に時間を要しない炭酸ガスシールド半自動溶接にて実施した。厚板の現場溶接を行うためには開先が必要であるが溶接断面全てに開先を設けるとブロックの積み上げが不可能となることからエレクトロニクスを高力ボルトで締め付けることとコーナー部にメタルタッチの無開先部を設けることで架設時の形状を保つこととした。なお、メタルタッチ部は一般部溶接後に開先を設け溶接した。溶接施工順序を図-5に示す。

塔の架設精度管理は、架設時に2回、溶接時に2回計測した。塔架設完了時の架設精度は、橋軸方向1/1,160～1,390、橋軸直角方向1/2,000～6,960と管理目標値1/1,000を満足することができた。

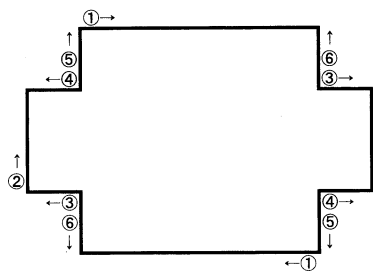


図-5 塔溶接施工順序
Fig.5 Welding sequence

6. ケーブル架設

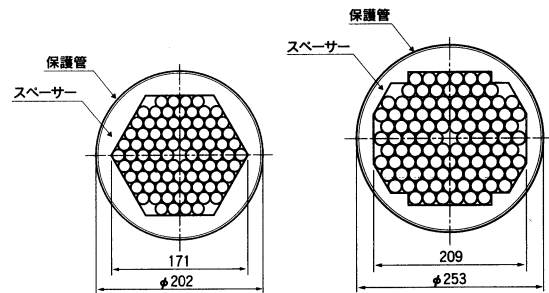
6.1 概要

新尾道大橋のケーブルは、工場で熔融亜鉛めっき加工したPC鋼より線に、グリスを封入して、ポリエチレン被覆（PE被覆）を施したストランドを、現場にて所定本数架設しケーブルとする現場施工型ケーブルである。

ストランドの定着は、定着具の円錐孔にくさびで1本ずつ定着する構造である。ケーブルの最大・最小断面及び定着具の構造を図-6、7に示す。

6.2 架設

ケーブル架設は、通常、桁ブロック架設毎に側径間及び中央径間側のケーブルを1段ずつ架設するが、下側3段は、架設時のケーブル張力を許容値内に収めるために側径間側を1段先行して架設した。また、架設時のケーブル及び桁に発生する応力を軽減するために仮ケーブル（PCケーブル F 230 T、8本）を架設した。



ケーブルタイプ	56H (最小ケーブル)	100H (最大ケーブル)
公称断面積	8204 mm ²	14650 mm ²
引張荷重	1489.6 tonf	2660.0 tonf
弾性係数	19000 kgf/mm ²	19000 kgf/mm ²
ケーブル重量	72.5 kgf/m	131.9 kgf/m

図-6 ケーブルの最大・最小

Fig.6 Maximum and minimum of cable

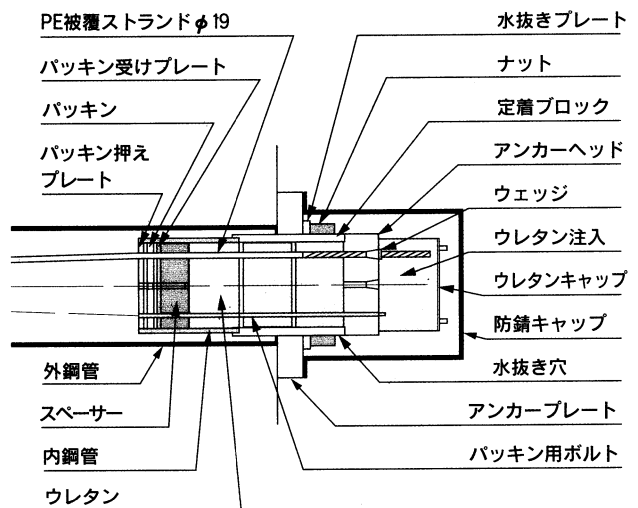


図-7 定着具の構造

Fig.7 Structure of fixing device

ストランドの架設時間は、平均 10 分/本程度であった。最大断面のケーブル (100 本) の架設日数 (準備・架設・一次緊張) は、約 4 日程度である。

ストランドの架設作業は、桁上に配置したプッシングマシンにて塔壁に設置したガイドパイプ内を所定の高さまで押し上げ、塔から桁へはケーブル架設用シュート (樋) を用いて桁定着部内へ挿入、次に塔側にてストランドをグラインダーにて切断し、塔側定着部に挿入しマーキング位置にくさびで定着後、桁側にてシングルストランドジャッキにて 3.0~8.5 tf/本程度の張力で緊張し、マーキング位置に合わせてくさびで定着した。塔側でマーキングとくさび位置にずれが発生した場合は、桁側でずれ量を修正した。この作業を所定本数繰り返し実施し 1 ケーブルとした。ケーブル架設状況を写真-4、5、6 に示す。

1 ケーブル内のストランドのばらつき誤差は、①工場製作でのマーキング誤差、②ストランドをクランプで束ねたときの誤差 (伸び)、③ストランド架設誤差があり、その許容誤差量は、設計上許容応力 (伸び量) の 5% としている。現場での架設誤差は、許容誤差量 3~7 mm に対し最大値 2~5 mm と許容値内に収めることができ

た。ストランド架設誤差量を表-4 に示す。

ケーブルの張力導入は、まず、ストランド 1 本架設毎に一次緊張を行い、所要本数のストランドを架設完了 (ケーブル) 後、夜間に桁キャンバー、塔の倒れ量の調整を含めた二次緊張を行い設計張力の導入を行った。また、桁閉合後最終調整のための三次緊張を実施した。この張力の導入方法は、桁側定着部に 1,000 ton ジャッキをセットし緊張後定着具にセットされているナットを回転し固定するものである (写真-7)。

6.3 制振対策

ケーブル制振対策としては、保護管が無いケーブルによる風洞実験結果からギャロッピングが発生することが判明しており、保護管 (ステンレス製) を設置することでギャロッピングの防止を図っている (写真-8)。

保護管は円形であることから渦励振の発生が考えられる。本橋の 1 次モード渦励振の固有振動数は 1.3~2.9 Hz、発現風速は 1.6~2.9 m/s 程度と渦励振の励振力はきわめて弱く対数減衰率で $\sigma=0.01\sim0.015$ 程度の構造減衰がケーブルに付加されれば発生しないと考えている。

本ケーブルには、ケーブルの 2 次曲げ対策用として塔

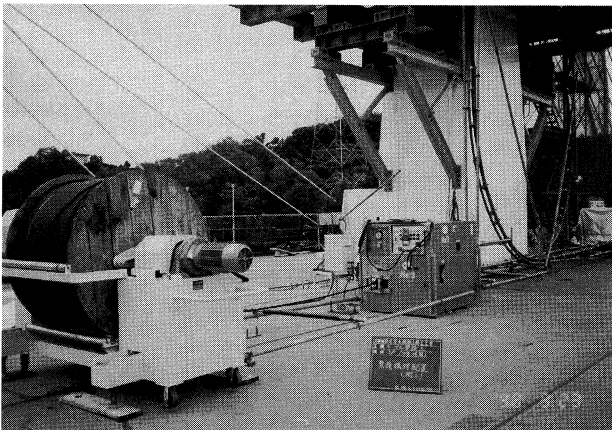


写真-4 ケーブル架設状況 (桁上設備)
Photo.4 Cable erection (on-deck device)

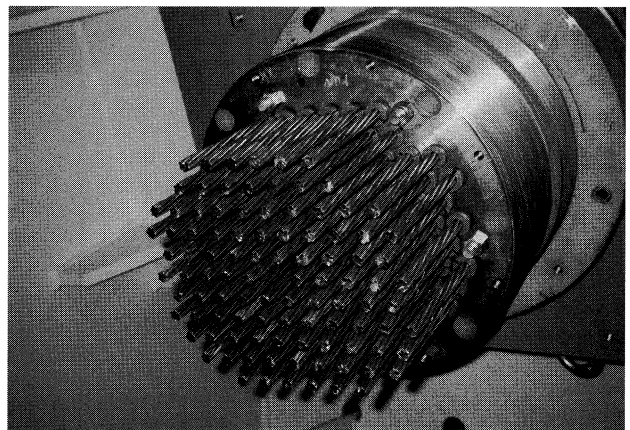


写真-6 ケーブル架設状況 (ストランド定着)
Photo.6 Cable erection (fixing of strand)

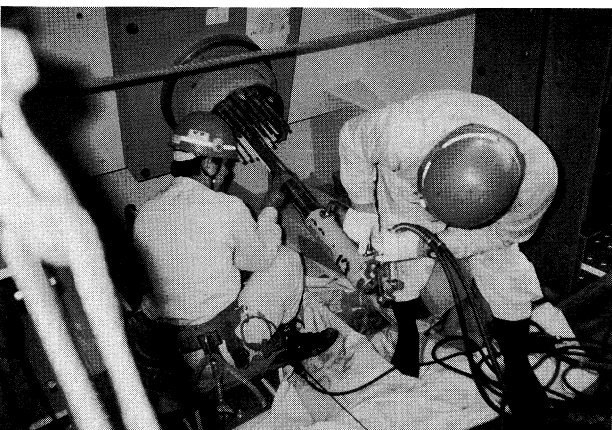
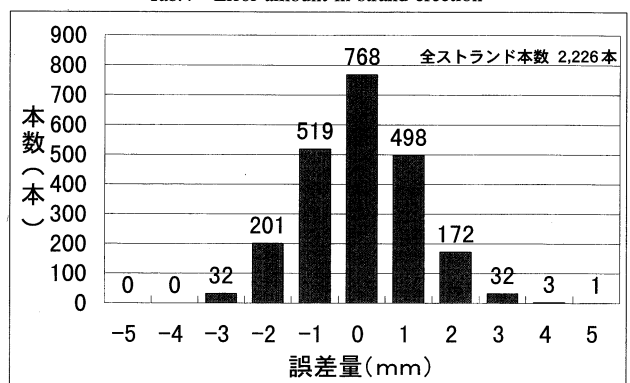


写真-5 ケーブル架設状況 (ストランドの緊張)
Photo.5 Cable erection (tensioning of strand)

表-4 ストランド架設誤差量

Tab.4 Error amount in strand erection



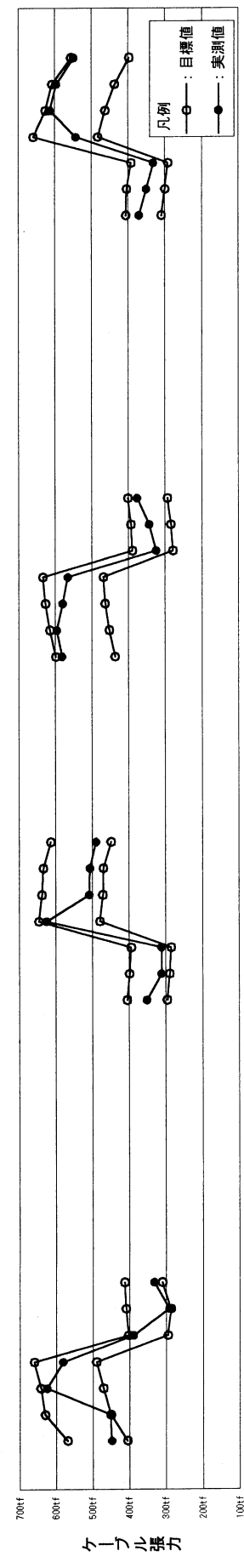
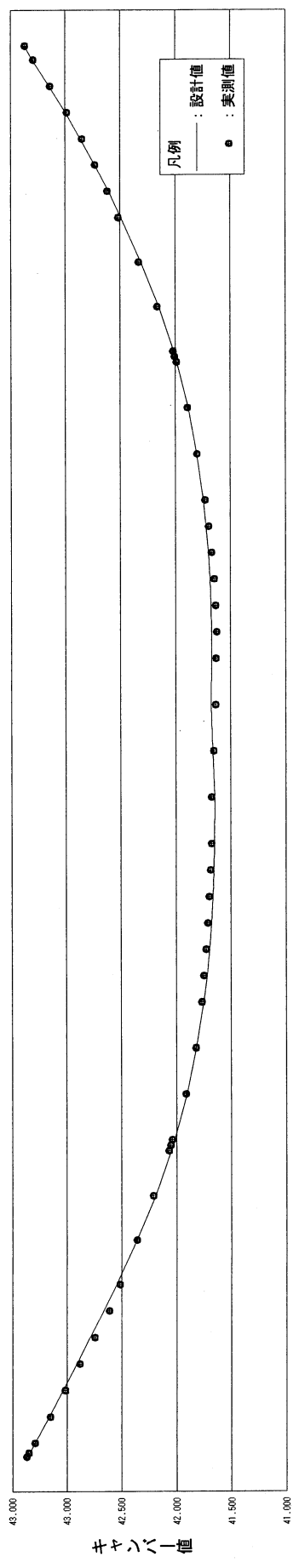
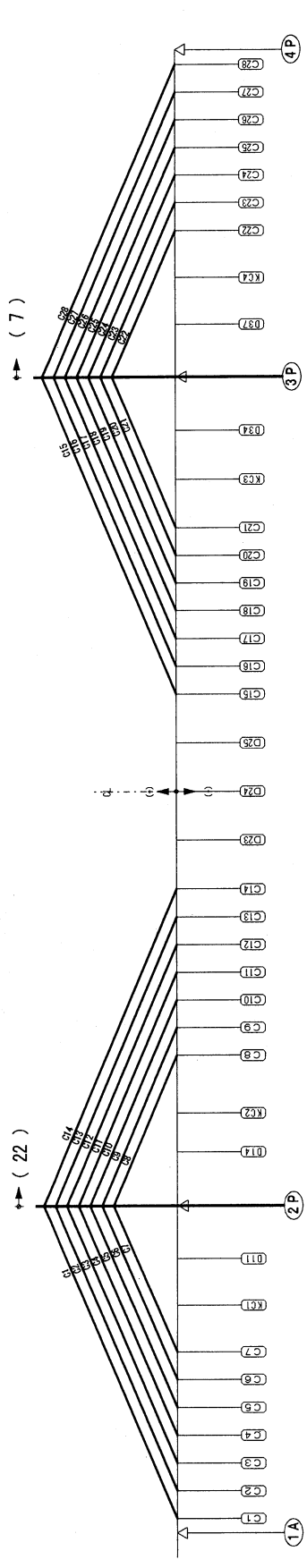
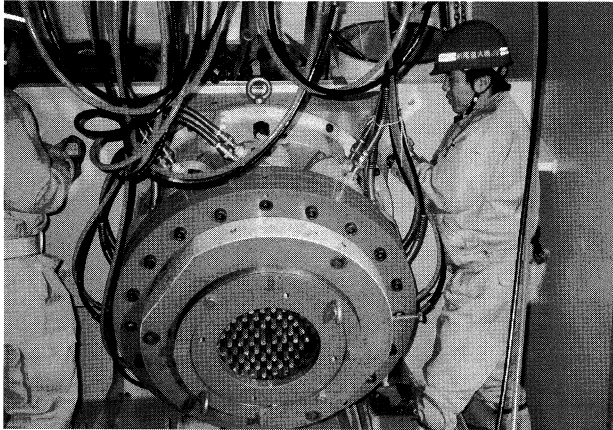
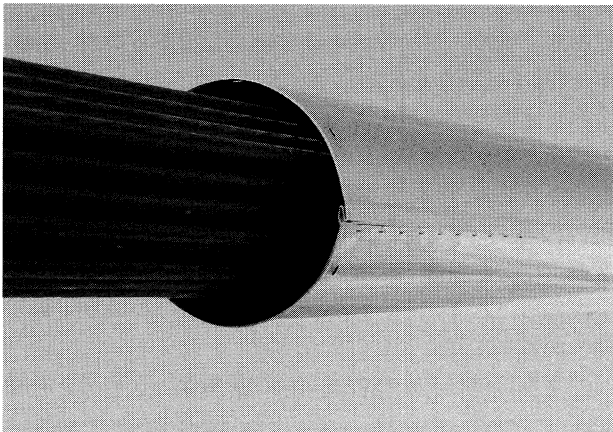


図-8 桁閉合の桁キャンバー、ケーブル張力
Fig.8 Cable tension and deck camber at girder closure



写真一七 ケーブル張力導入状況

Photo.7 Tensioning of cable



写真一八 ケーブル保護管

Photo.8 Strand protection pipe

側及び桁側定着部付近にクロロプレンゴムを用いた角折れ緩衝装置が設置されており、この角折れ緩衝装置によりケーブルに構造減衰が付加されることから渦励振に対する効果が期待できる。

7. 架設精度管理

架設管理項目と目標値を表一5に示す。

ケーブル架設開始後の桁キャンバー、塔の倒れ量の管理は、ケーブルを1段架設する毎に形状計測し、ケーブル張力を調整（二次緊張）することにより行った。

ケーブル張力の調整量は、ファジィ線形回帰分析を用いたシステムにより、ケーブル張力調整量を決定した。

架設時の中央径間の桁キャンバーは、尾道側、向島側ともに常時下がり気味に推移し、特に尾道側は常時100～140mm程度下がり気味であった。また、閉合後の中央径間の桁キャンバーは、設計値より尾道側は高く、向島側は低くなった。この原因としては、側径間の架設時の桁形状の影響と向島側側径間には2径間の高架橋が連

表一5 精度管理項目と目標値

Tab.5 Quality control items and target values

管理項目	管理目標値
塔の倒れ	塔高：H=34.8mの1/1000 $\delta = \pm 34.8 / 1000$ $= 34.8\text{mm}$
桁キャンバー	中央径間 $\delta = \pm \{25+0.25(L-50)\}$ $= \pm \{25+0.25(215-50)\}$ $= \pm 66\text{mm}$ 側径間 $\delta = \pm \{25+(L-40)\}$ $= \pm \{25+(85-40)\}$ $= \pm 70\text{mm}$
ケーブル張力	架設時及び完成時に許容張力を超えない。

続しており桁変形量が小さいことが影響しているものと考えられる。桁閉合後の桁キャンバー、ケーブル張力、塔の倒れ量を図一8に示す。

8. 桁内除湿システム

新尾道大橋の桁内面の防錆方法については、コストを検討の結果、従来の塗装による防錆方法に替えて除湿システムを試験的に採用することにした。

除湿システムは、桁内を5ブロックに分けて各ブロックに乾式除湿機を1基ずつ計5基設置し、乾燥空気を循環して送気するものとし、送気用配管はUリブを利用している。箱桁内の相対湿度の目標値は、文献などによれば60%以下に維持すればほとんど腐食しないことから増強可能なように計画はしているものの当初は60%程度を目標として設備配置している。本システムは、平成10年12月にまず1基を設置し試験運転を開始しており今後試験データがまとまり次第報告する予定である。

9. あとがき

新尾道大橋は、本州四国連絡橋においてはその規模は小さいが桁内除湿システムや現場施工型ケーブルの採用等技術的に新しい試みが採用されており多くの特徴を持った橋梁である。

最後に、新尾道大橋上部工工事が施工環境、工事工程とも非常に厳しい中で無事、竣工することができたことは、本橋梁の施工に携わった皆様のご努力の賜である。また、尾道海上保安部をはじめとする関係者のご協力とご理解並びに工事関係者のご努力に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 金子正猪：新尾道大橋、橋梁と基礎、Vol.32、No.8 1998年8月

パラオ国新 KB 橋建設計画

Construction Scheme of New KB Bridge in Palau

維持施設部 部

長 村 田 正 信

Masanobu Murata



1. はじめに

パラオと聞けば「最後の楽園」と言う枕詞しか知らなかったが、まさか JICA の仕事とはいえ、この「楽園」に行くことになろうとは思ってもいなかった。

事の発端は 1996 年 9 月に「KB 橋」と言われるパラオ国最重要施設がまさかの落橋をしたことにある。日本政府はパラオ政府の要請を受けて直ちにポリタンク、簡易水槽、発電機等を緊急援助したが、この度パラオ政府の強い要請と 1914 年から始まった両国民の友好関係に配慮し、KB 橋の再建を援助する方針を固め、その為の調査を行うこととしたものである。調査は 1998 年 3 月、7 月、10 月の 3 回にわたり行われた。以下にこの調査を中心にパラオ国の状況、見聞したことを報告することとした。

2. パラオ国とは

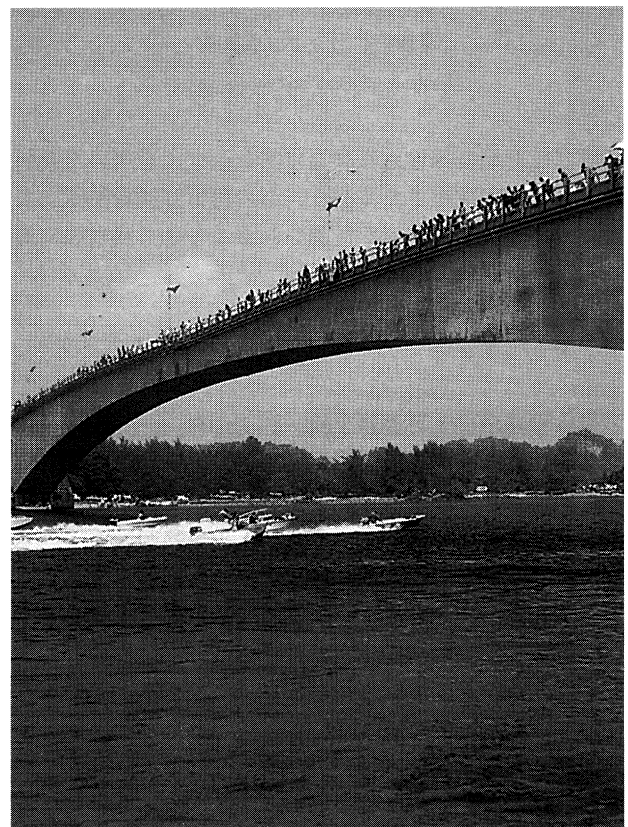
パラオはフィリピンの南東約 800 km、グアムの南西約 1,500 km にあり、東経 134 度、北緯 7 度付近に位置している。大小 300 余りの環礁に浮く島々で構成されているが、総面積は 458 km² と淡路島の 78% 程度である。人口は約 17 千人に過ぎず、その半数以上約 12 千人が首都コロールのある Koror 島 (8 km²) に居住し、直ぐ北にある国土の 75% を占めるマイクロネシア諸島第二の Babeldaob 島 (第一はグアム島) 及びリーフロードで連結された南側の二つの小島でもって国の中心をなしている。このバベルダオブ島には水源、発電所、空港など最重要施設が置かれており、この両島を連結していたのが Koror-Babeldaob 橋、頭文字をとって略称「KB 橋」と呼ばれていた橋であった。

パラオ諸島は 16 世紀前半にポルトガル人ディエゴ・ダ・ロシアが発見し、スペイン、ドイツの統治の後、第一次世界大戦の勃発と共に 1914 年から 30 年間日本の委任統治領となった。この間最大で島民、日本人等併せて 34 千人が居住し、道路・造船・病院・電話設備等の町づくりをはじめ、1920 年には初めて義務教育制度を設けるなど、文化的、経済的基礎が築かれた。これらの歴

史を背景として、パラオ国民は極めて親日的であり、60 才以上の島民には日本語の読み書きまで出来る人が多く、原住民でありながら日本姓や名を付けている人も多い。ちなみに現大統領は Kuniwo Nakamura という日系の方である。戦後、アメリカの委任統治領であったが、1994 年 10 月 1 日独立を果たした。

パラオの最大の収入源はその美しい海と島々を糧にした観光と豊かな海からの漁業収入であり、漁業と一部の農業生産物以外殆どの物資は輸入でまかなっている。国民一人当たりの GDP は \$5,000 と相当に高いレベルにある。殆どが日本製の中古車であるが、4,000 台ほどの車が保有されており、Koror 島内三カ所ある信号で信号待ちが発生することも少なくない。

パラオには日本からの定期直行便がないためグアム経



写真一 崩落前の KB 橋 中央部の沈下に注目

Photo.1 KB Bridge before collapse — take a look at displacement at center

由となる。接続が悪く朝成田を出て深夜に到着するが、時差がないため楽ではある。首都コロールには最高レベルのホテルを含め数多くのホテルや和食・中華・韓国レストランがあり、日本人にとっては気楽に滞在できる環境である。これら施設の従業員は殆どが隣国フィリピンからの出稼ぎである。年間平均気温が27℃、年間総降水量は3,600mmであるが、緯度が低いため強い台風の襲来は極めて希で、地震も経験した人が殆どいないなどのどかな南国である。

3. 大惨事になりかかった大崩落

先に述べたように、KB橋はKoror島とBabeldaob島を連絡するパラオ国にとってまさに最重要のインフラ施設である。

旧KB橋は米国の協力を得て、1977年4月に完成したバランスドカンティレバー式PC箱桁橋である。中央支間長241m（側径間長=80m）は日本道路公団浜名大橋を1m上回り、このタイプでは世界最長であった。

1980年代に入り、中央支間中央部の桁の垂れ下がりが顕著となり最大1.4mに達し（写真-1）、1989年にはパラオ政府の要請に基づき、JICA調査団が原因究明、対策工の立案のため派遣された。この調査では載荷試験も行われ、「当面、耐荷力はある、特別の処置はせず継続観測をして行くのが良い」との結論を出している。

1993年4月パラオ政府は旧KB橋の補修設計をBerger/Aban Engineers, Inc.に委託し、その補修設計を基に1995年2月、補修工事をBlack Micro Corporation社へ発注した。Black Micro社はVEの視点から変



写真-2 崩落直後 車の転落 送水管の破裂

Photo.2 Just after collapse. Fallen car. Rupture of water pipe.

更設計を提案した。パラオ政府はBerger/Aban社の受諾提案を踏まえてVEの変更設計を承認し、これに基づき工事が実施され、1996年7月に補修工事は完了した。補修の詳細は分からないが、アウターケーブルを追加し、中央のヒンジ部にジャッキを装着、両方向に圧縮力を加えると共に剛構造に変更したとのことである。

補修工事の2ヶ月後、1996年9月26日夕刻、6名の死傷者を伴い大崩壊した（写真-2）。時間帯と現状の交通（仮設橋）からして、この程度の死傷者で済んだのは運が良かったとしか言いようがない。5日後の10月1日にはNakamura大統領を迎えて橋上で独立記念日の催しが行われる予定であった。想像するだけで身の毛がよだつ。パラオ国の政府・行政機関も大崩壊したかもしれない。

人的被害が最小に近かったとは言え、この橋には首都コロールへの電力線、送水管、通信・テレビ線などが敷設されており、非常事態をもたらした。パラオ政府は送水管等の海底敷設、ボートの運航等応急処置を2週間内に終え、不便ながらも観光旅行者の受け入れも可能としている。資機材の少ない小さな小さな国ながらよく迅速に対応したと感心させられる。さらに、仮設橋のコンベを実施し、日本の三井造船・大豊の浮き仮橋案が採用され1年後には供用を開始、現在に至っている（仮橋の耐用年数は5年とのこと）。

パラオ政府は旧KB橋の工事・設計関係12社を被告として1億ドルの損害賠償訴訟を起すと共に、新橋建設のためNakamura大統領自ら日本を訪れ協力を要請し、幾つかの経緯を経て無償協力の案件として調査する事になったものである。なお、損害賠償訴訟は調査期間中の昨年夏和解が成立し、パラオ政府は約18百万ドル（約20~21億円）を得ている。

4. 何故落橋したのか？

今回の調査目的は落橋の原因究明ではない。新橋建設のための調査であるが、一応現地を見たことだし、世界的にも注目された事故でもあるし、若干の所見を述べてみたい。

このタイプの橋梁は世界に幾つかあるが、どうも中央ヒンジの垂れ下がり共通のようである。この崩壊の報を受けて、同様の問題を抱え補修計画を立てていたスコットランドのキングストン・ブリッジについては補修方針を変更したとのことである。他の橋梁のことは情報がないが、KB橋では長期に亘り沈下が進行し、完成後10年以上経過しても増加している。基礎に異常が見られなかったため原因は上部工の変状である。となると一般的にはコンクリートのクリープ、PC鋼材のリラクゼーションが考えられるが、この様に長期に亘り進行するものであろうか？ 定量的に説明つくかどうかは別としてはっきり言えることが二つある。

上部工のコンクリートは非常に悪い。至る所にコール



写真-3 海中に没する桁 コンクリートの表面等に注目

Photo.3 Fallen girder into the sea — take a look at surface and others of concrete.

ドジョイントが見られ、とてもきちんとした施工をしたとは思われない。聞く所によると細骨材は殆どが細粒のコーラルサンドを洗浄せずに使ったとのこと。このような材料を使い高い気温、強烈な日射、時折来襲するスコールなどの悪環境でコンクリートを無神経に打設したとしたら？（写真-3）施工した業者は下請けにアジアの某国の某大手業者を使っている。あとは想像にお任せする。もう一つは私には知識がなかったが、同行したコンサルの説明によると、使用 PC 鋼材は日本で仮設用にしか使わない種類とのこと。このような事実であれば長期に亘る変状の進行も感覚的にはむべなるかなである。

それでは補修したのに何故落橋したのか？結果論かもしれないが、現状のコンクリートに対する誤評価を含めた補修設計の誤りである。いくらプアーなコンクリートとは言えプレストレス増加による圧壊とは考えられない。もしそうであればプレストレス導入後直ぐに崩壊するであろう。崩壊している状況から、最初に Babeldaob 島側の中央径間橋脚近傍の打ち継ぎ目でせん断破壊を起こし中央径間が崩壊をはじめ（写真-4）、ヒンジ部が剛結されていたため Koror 側の中央径間部には自重をはるかに超える荷重がかかり、橋脚直上のパットレス部分でせん断破壊を起こしたものと考えられる。

何故せん断耐力を失ったのか？まず、KB 橋の上部工は中央ヒンジ部で桁高 3.6 m、橋脚上で 14 m の大変断面桁である事を認識されたい。アウターケーブルは桁の上側だけに配置された。さらに、ヒンジ部にジャッキをかませ数千トンのプレスト力を導入したとのことである。元設計、施工の実体、完成後の変化、補修の詳細が分からないので想像になるが、プレストレスの偏心量が大きく橋脚近傍の桁下部に引張力が働き、ウェブの断面欠損を起こしたか、側径間で確認したことだが打ち継ぎ目処理が殆どしてないための、構造系、力のバランスの変化に伴いせん断耐力を失ったのではないかと考えている。後者の可能性が高いように思う。側径間側しか見てないが、ウェブの配筋は用心鉄筋程度であり、とても耐えられるようなものではない。元々のせん断設計も疑いたく



写真-4 Babeldaob 島側橋脚部 直線状に破断

Photo.4 Pier foundation on Babeldaob island side — breakage in liner shape

なるような代物である。

最初に崩壊した KB 橋を見た時この様な巨大な構造物が本当に壊れるのだと言う素朴な驚きを感じた。きちんとした設計、良質の材料の使用、確実・厳格な施工が如何に大事であるかをこの惨事は物語っている。もって他山の石とすべきである。蛇足であるが調査団の中で「このまま残して多くの技術者に見せても良いのでは」と半分本気に近い話があった。今回の調査及びパラオ政府との協議の結果、今秋までには撤去され同じルート上で新橋の建設が開始されることになっている。

5. 新橋の計画

本プロジェクトはパラオ国の最大のインフラ整備であり、その必要性は明らかであるが、基本的条件の確認を行い、日本の無償協力の位置づけ、効果、技術的・経済的妥当性を検証の上、最適事業内容・規模につき基本設計を行うと共に、相手国側の分担事業の内容、実施計画、留意事項等を提案するものである。調査・協議の経緯はともかく、結果及び留意したことを中心に基本設計の概要を述べることにする。

(1) 自然条件は厳しいの？

パラオは熱帯に属しており、気温の変動は 23℃～32℃、平均気温は 27℃ である。従って、日本で言えば暑中コンクリートの対策が必要である。また雨期と乾期があるが、雨期と言えども終日降っているわけではなく間欠的であり、この時期のコンクリート打設では雨対策が必要となる。

熱帯低緯度であるので強い台風の襲来はない。その証拠に枝振りの良い単独高木をかなりの数確認した。従って設計上はともかく（ASSHTO 準拠）実体的には 30 m/s 以下である。大洋の中、島間の海峡を横断するわけであるが、周辺には大環礁が広がっており、実質の海岸はるか沖合にある。データをもらったわけではないが塩分飛来量は多く無さそうである。20 年以上経過した亜鉛どぶ漬けの防護柵でも取り付けボルトに僅かの発錆

が見られるが殆ど健全であったし、低品質のコンクリートでありながら崩壊したKB橋の残骸にも塩害で被害を受けたと思われる痕跡は見られなかったことでも裏付けられると思っている。従って湿度は高いが鋼構造物にとってそれ程厳しい環境にないとの認識を持っている。

地震についてはプレート型の震源からはるかに離れており、日本と比較すれば無いに等しい。(設計震度=0.08)

要するにコンクリート施工に対する条件は厳しいが、設計条件もパラダイスに相応しいのどかな環境にある。

(2) 資機材はあるのか？

残念ながらこの南洋の小国には手にはいる資機材は殆ど無い。採石山はあるが扁平で割れやすい安山岩で使用できない。細骨材も目の細かい単一粒度のコーラルサンドしか無い。勿論、セメントも無いので要するにコンクリートの材料は水を除いて全て海外からの輸入になる。コンクリートプラントは有るにはあるが、品質管理上と能力からとても使えない。現場プラントが必要である。電力も余裕がないので発電機も持ち込む。何とか現地調達が出来るのは中型までのバックホーとトラック・ダンプ程度である。この様な条件であるので必然的にコンクリートの工事費は高くなる。

もう一つの資源、作業員はどうであろうか？ どうもパラオの原住民は日頃から軽作業程度の土木作業以外従事しておらず、とてもこの様な大プロジェクトで働ける作業員はいないようである。昨年3月の調査時に、台湾資本による室数160のかなり大きなホテルの建設が最盛期にあったが、全員中国人のように見えた。今回の計画では隣国フィリピンから作業員を呼び、その為の宿泊設備も現場近傍に設けることとしている。

(3) 旧KB橋はどうするのか？

まず、調査では別ルートも検討されたが用地買収が容易ではないこと、アクセスの何度も切り回しが必要な土工部移設工事など工費も高くなることから現ルートに新橋を建設することとした。

調査の開始前、現ルートに新橋を建設する場合、旧橋脚杭基礎を使えないかという課題があった。現地へ赴き崩落状況を見たときこの問題は直ぐに解決した。上部工のコンクリートの状態からしてとても信頼できる杭基礎が施工されているとは思えなかったからである。あとで聞いた話だが基礎から急激に落ち込んだ水深30mの海底に建設中に切り捨て放置したと思われる杭の残骸が幾つも転がっているとのことであった。基礎位置は大きく動かさないため、杭はそのままにして、少し工費は高くなるがオールケーシングによる新たな杭を打設する事にした。

海中に突っ込んだ上部工の一部と側径間全ては撤去するが、決して易しいとは思えない。Koror側の側径間は橋台側が地面に落下しているが橋脚側はかろうじて橋脚の上にある。Babeldaob側の側径間はほぼ元の状態にある。中央径間は両岸とも海に突っ込んでいるがどうもPC鋼材で有る程度は橋脚パットレスにぶら下がってい

ようである。パラオ政府は海中部については海面下2m程度まで撤去すれば良いとの意向であった。撤去の機械は阪神淡路大震災で多用されたニブラを中心に必要に応じ発破を用いて行うよう提案した。

しかしちょっと考えれば分かるが、側径間は撤去に伴い構造系が変わること、中央径間については現状がどのような力学的バランスにあるのかさえ不明であり、どこからどのような手順で、どのような補助的手段をとる必要があるのか等かなり悩むところである。造るよりも壊すことの方が難しいのではとも思える。撤去工事は協議の結果、クリアサイトの原則に則り、和解金を用いパラオ政府が責任を持って行うこととなったが、議会に特別処置を求め、例外的に日本の業者のみを指名するとのことである。

(4) どんな新橋を造るのか？

パラオのような国においてどのような橋が適切なのか？ 構造的合理性、経済性はもちろんであるが、将来の維持管理が容易であることも重要な要素となる。

材料で言えばコンクリート、鋼、これらの複合と三種。構造系で言えば桁橋、アーチ系、吊り構造系の三種となる。先に述べたようにコンクリートの材料全てを輸入するため、経済性で鋼橋と拮抗する可能性も考えられたが、桁橋ではやはりコンクリートの方に軍配が上がった。であるから、鋼橋となるアーチ、ニールセンなどアーチ系は経済性で比較からはずれていった。

PC橋の場合、元の構造は世界的にもKB橋と同じ様な問題を抱えており、仮に経済性で勝ったとしても採用は難しく除外した。但し、三径間連続PC橋が最も経済性で勝るとなると非常に頭の痛いことになる。と言うのは、見かけ上差のない落橋したと同じに見えるものをパラオサイドが素直にウンと言うとは思えなかったからである。

吊り構造系では斜張橋と複合エクストラードズド橋が候補となった。斜張橋の場合は、中央径間に比し側径間が極端に短いため、中央径間を鋼桁にする複合構造とPC桁単独の場合の比較となった。

以上のような候補から経済性では複合エクストラードズド橋、複合斜張橋、三径間連続PC橋の順となったが、実体的にはかなり拮抗しているとの認識を持っている。ともかく初期投資の経済性では三径間連続PC桁が採用しにくくなったことに安堵した。

複合斜張橋はこの程度の規模では特に問題はなく、数多くの事例がある。問題はエクストラードズド橋である。エクストラードズド橋は元々PC橋のアウトターケーブルを支点部で大偏心させることによりモーメントの軽減を図ろうとするものであるが、斜張橋と比べれば塔高さが大幅に低い。日本では日本道路公団の小田原ブルーウェイブリッジ(1994年)で初めて採用された極めて新しいタイプである。最大のものは日本道路公団の第二東名の木曾三川橋で建設中の中央支間長275mの複合エクストラードズド橋(木曾川橋)である。経験の浅い新形式橋梁を採用して問題はないのであろうか？

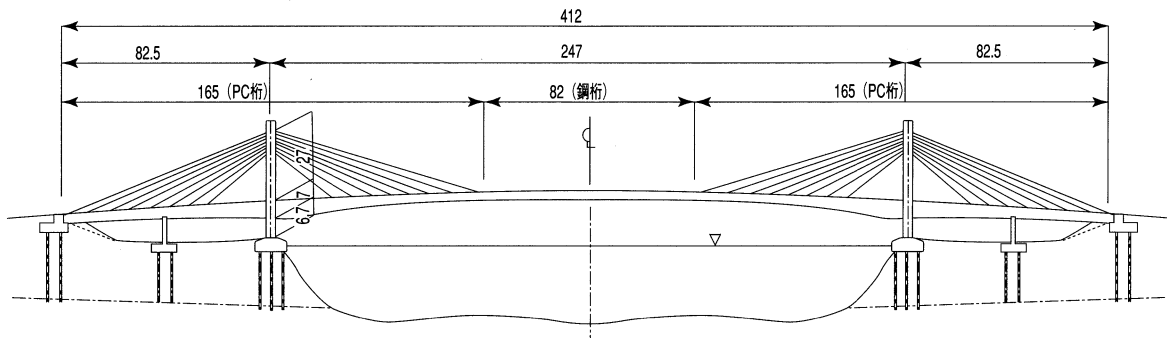


図-1 複合エクストラドーズド橋概略一般図 (単位 m)

Fig.1 Outline of composite extra-dosed bridge

斜張橋と比べて塔高さの他、ケーブル応力変動が小さい、桁とケーブル剛性比が斜張橋に比べ数倍も大きい等であるが、総じて言えば、PC橋と斜張橋の中間的挙動を示す。と言うことは、仮に経験の少ない新しいタイプと言えどもPC橋と斜張橋の特性を十分に理解している限りエクストラドーズド橋の設計、施工は十分に出来るはずであるというのが私の見解である。両タイプの限界の中には十分に入っており、未知の分野にいるのではない。また、複合構造接合部についても生口橋をはじめ、数多くの事例があり特に問題にはならないと考えた(図-1)。

維持管理能力の小さいパラオ政府に対して問題になるとすれば、塗装とケーブル振動である。中央径間中央部82mが鋼桁部である。本四連絡橋では重塗装をしており、一般的には十数年を超える耐久性を有しているものの、局部腐食は発生している。これに対しては綿密な点検と局部補修を行っているのが実体である。これをパラオ政府に求めるのはまず無理と判断した。そこで、下塗りに亜鉛-アルミ擬合金溶射を用いる事とした。これは一種の電気防食の機能を持っており、局部的な小さな腐食に対しては自己修復機能を発揮するため腐食が急激に拡大するのを防いでくれる。単価は高いが、幸い鋼桁部の絶対面積が少なく全体としての工費増は僅かで、維持管理を考えると十分にペイすると判断した。

次に、レインバイブレーションや渦励振対策であるが、斜張橋と違い最長84mとケーブル長が相当に短く、我が国の事例調査から見て上側数段だけで若干の可能性が認められた。この点も斜張橋より優位になるはずと考えていた理由である。無償援助の仕組み上、我が国と違い設計変更が原則的に出来ないため、一定の範囲に対策を施すこととした。間違いなく頻繁に振動が起きるのであれば本格的対策が必要と考えたが、先に述べたように振動が発生する可能性はかなり低いことから、ケーブル自身の空力対策やダンパー設置は費用もかかるため制振ロープを張ることとした。仮に振動により制振ロープが破断しても塔高が低く、パラオ側でも十分に対応・修復

できると考えたためである。

なお、橋全体の耐風安定性については、この程度の橋であればまず問題はないと考えたが、道路橋耐風設計便覧の適用の仕方によっては可能性が無いとは言えないため、チェックのための風洞実験を行うこととしている。また、接合部については詳細設計時に詰めることとしている。

6. あとがき

パラオの国民は親日的である。30年にわたる統治があったからではあるが、居住していた日本人との関係が良かったようである。「日本人はパラオ人にもものを作ること、身に技術をつける事を教えてくれた。あとから来たアメリカ人は文化センターのようなものを造ったことと、脂っこい食事をする習慣を残しただけだった」とはある年輩のパラオ人の言葉である。多少の外交辞令はあるかもしれないが事実であると思う。

二回目の調査時にKoror島の南にあるPeleliu島を訪れる機会が持てた。アメリカ軍との大激戦が行われ、16千人もの戦死者がでたところである。日本人戦死者墓地があり幾つかの墓には生き生きした花がたむけてあった。案内してくれたこの島出身の大統領特別顧問のElias Okamura(純粋のパラオ人)氏がしんみりした感じで語ってくれた、「決戦を前にして、日本軍指揮官は現地住民全員をKoror島に避難させた。私が今生きているのはそのお陰なのです。島に戻ったときには殆ど木は残っていなかった」と。

はるか日本の南、彼らはどの様な気持ちで死に対峙したのであろうか…思うだけでも言いようのない感慨に浸ってしまう。時は過ぎた。未来に向かって前向きに考えよう。日本の援助で建設される新KB橋が平和のシンボルとして、日本-パラオの友好の架け橋として立派に完成することを願ってやまない。

マラウイ国マンゴチ道路橋架替計画調査

Investigation on Replacement Study of Mangochi Road Bridge in the Republic of Malawi

(財)駐車場整備推進機構
(前)設計部

調査研究部長
設計第二課

山岸 一彦

Kazuhiko Yamagishi



はじめに

マラウイ国はアフリカ中東部にあり、主な産業が農業の国である。国土の2割の広さで南北を細長く占めるマラウイ湖があり、その湖の南端よりシレ川が流れインド洋に至っている。このシレ川の起点にマンゴチ市がありシレ川およびマラウイ湖の東部と西部の交通の要となっている。現在、このマンゴチ地区の東西を結ぶ橋としてマンゴチ橋があるが、この橋はベイリー橋と呼ばれるイギリスが架けた1車線通行可能な仮設橋で老朽化が進み、また、重車両が通れないため架け替えの要望が高まっている。筆者は平成9年10月末より平成10年7月までに渡り、計3回、この橋の架け替えのための事前調査とフィージビリティ調査に参加する機会が与えられたのでこれらの調査について報告するものである。

1. マラウイ国の概要

マラウイ国は19世紀半ば英国の探検家リビングストーンによりシレ川やマラウイ湖周辺が発見されヨーロッパに知られる。その後、植民地化、抵抗運動をへて1964年にイギリスより独立している。

この国はアフリカ大陸の中東部に位置する内陸国で、国土の面積は11.8万平方キロメートル、北海道と九州をあわせた程の広さである。人口は1,080万人である。この国土の2割を占めるマラウイ湖が南北方向に細長く横たわっている。これは東アフリカ大地溝帯がマラウイを南北に走っており、マラウイ湖はこの断層によって形成されたものである。したがってマラウイ湖畔より周囲に向かって地形は隆起しており、また、湖の平均水深は273mで、最深部では785mを越え世界第3位の深さとなっている。さらに湖の透明度は約17mと高いのが特徴である。

マラウイ湖の南端からシレ川が南へ地溝帯断層谷に沿って流出し、約400km下流でモザンビークのザンベジ川に合流し、最後にインド洋に至る。シレ川の両岸は大きな渓谷をなし豊かな穀倉地帯でもある。

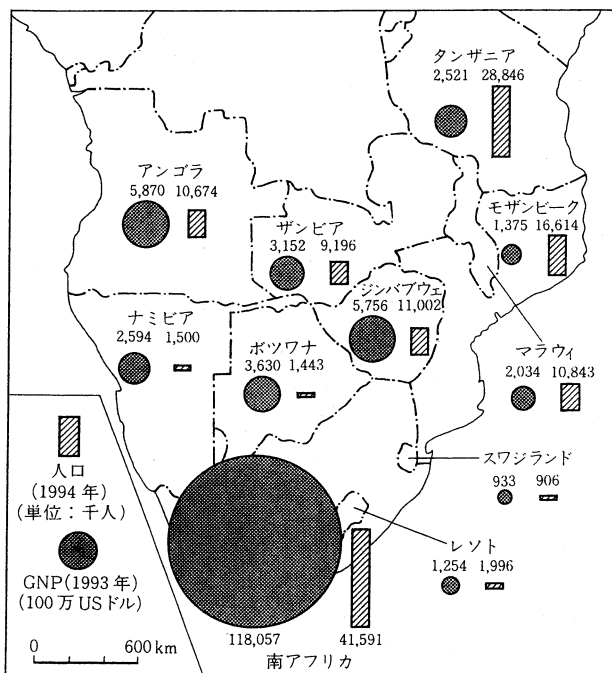
気候は熱帯サバンナ気候に属し、1年は4月から11月までの乾季と12月から3月までの雨季に分けられる。1年の平均気温は低地で24~26度、高原地域で19~22度、山岳地域で13~17度である。

人種はパンツ系人種で構成されており、中部人口の90%を占めるチチェワ、南部に多いニャンジャ、そして北部に多く住むトゥンブーカが主要部族である。その他に、ヤオ、ンゴニ、トンガといった部族をあわせると全部で13の部族が存在する。ヨーロッパやアジア系人口は0.3%を占めるにすぎず、そのほとんどが都市部に住んでいる。

宗教は19世紀末頃ヨーロッパ人により広められたキリスト教を信仰する人口が全体の50%に昇り、30%がイスラム教といわれているが、土着宗教も広く影響を持っている。

公用語には英語とチチェワ語が定められている。

首都は人口約46万人のリロングウェで、十数年前に



資料：World Bank

図一1 南部アフリカ諸国の人口と経済格差

Fig.1 Population and economic status of southern African countries

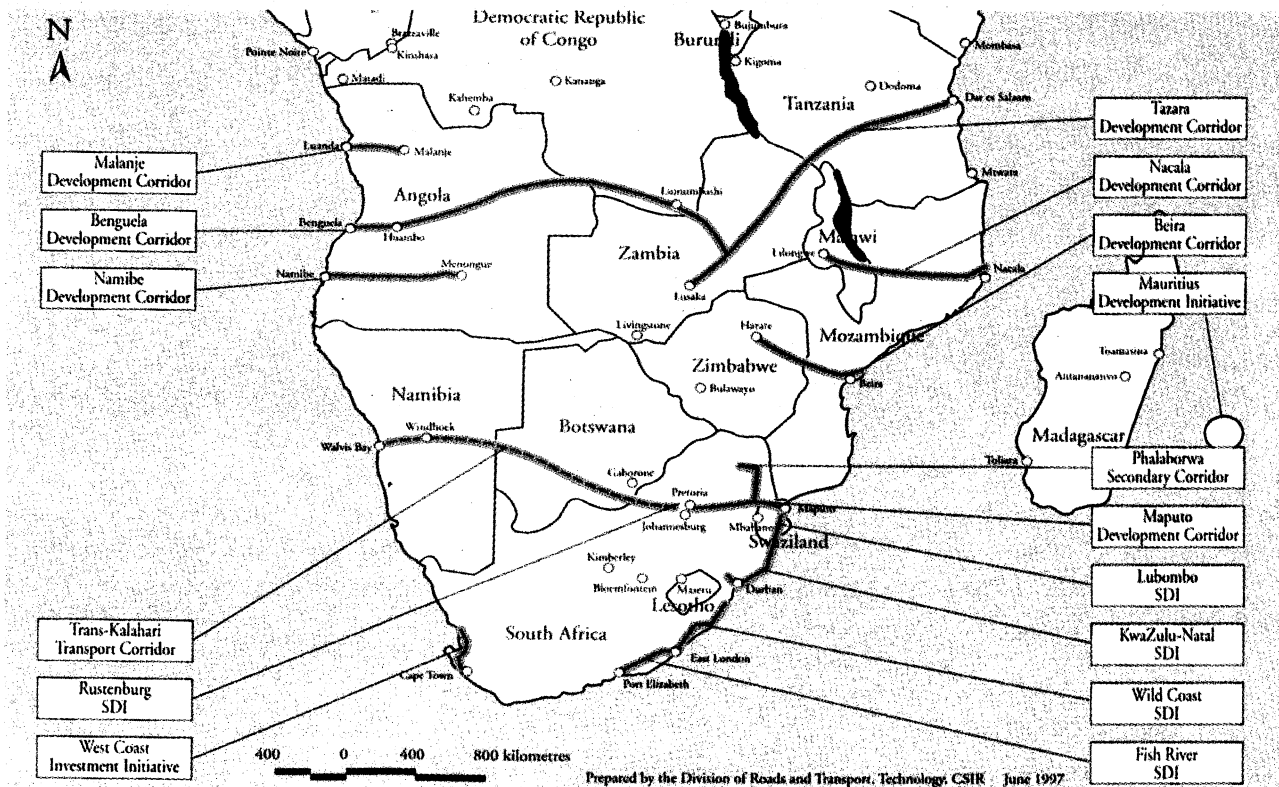


図-2 南部アフリカ開発諸国における開発道路計画
 Fig.2 Development road plan in southern African countries

国土の中心に位置するため移転された新しい町である。この国最大の都市はマラウイの南にある商工業都市ブランタイヤで人口約 64 万人である。

産業としては農産物が主で、たばこ、紅茶、砂糖、落花生などがある。また、鉱業としてボーキサイト、アスベスト、石炭を産出している。

周辺諸国の人口と GNP を図-1 に示す。南アフリカが経済力、人口とも他の国々を圧倒していることが分かる。

通貨はマラウイクワチャ (Malawi Kwacha, MK) である。

交通はリロングウェ、ブランタイヤに国際空港があり、日本からはパリ、ロンドンを経由したヨーロッパ経由か、香港、シンガポール、南アを経由した南アフリカ経由の 2 通りの空路が主である。

国内交通は車による陸上輸送が主で南北に M1 が主要幹線として通っている。

2. 架け替え要請

内陸国であるマラウイ国の海路を通じたの輸出入は、外港まで最も近い隣国のモザンビークを通りナカラ港に至るナカラ回廊が最も有利であるが、70 年代後半より約 15 年間に渡りモザンビークは内戦状態にあり、港湾施設やマラウイ国に通じる道路・橋梁が破壊され、また輸送路の治安の悪化により他の国に輸送路を求めざるを得なかった。この代替ルートとしては南アのダーバン港

を使用する南回廊や、船、車や鉄道などの複合輸送によりタンザニア国内を通ってダルエスサラームに至る北回廊に依存していた。その後、1992 年にモザンビーク和平協定が成立し、再びナカラ港から鉄道及び道路輸送が再開され、同国は外港までの距離が最も近いナカラ回廊を重要視することとなった。

ナカラ回廊及びそれ以外に南部アフリカ諸国で開発が計画中的のアフリカ内陸国と外港を有する国とを結ぶ種々の開発道路計画を図-2 に示す。

ナカラ回廊はマラウイ国内ではマライ湖の南端より流下するシレ川の起点にあるマンゴチ市内よりシレ川を渡って隣国のモザンビーク国境に向かい、モザンビーク側に入るルートである。現在、このルートでシレ川を横断するマンゴチ橋は、長さ 165 m で往復一車線のイギリスが作ったベイリー橋と呼ばれる仮設橋であるが、建設後約 30 年を経過しており老朽化が進んでいる。現マンゴチ橋周辺の鳥瞰および現マンゴチ橋を写真-1, 2 に示す。

一方、ナカラ回廊のモザンビーク国内区間で、ナカラ港からマラウイ国境のマディンバへ通じる国道 8 号線では世銀が緊急道路復旧計画を実施しており、橋については日本の無償資金協力により 3 橋の建設が実施されている。また、マラウイ国内ではマンゴチ橋からモザンビーク国境までの M3 道路に対してクウェートファンドによる F/S および、実施設計 (D/D; Detailed Design) が済んでおり、来年より工事着工の予定とのことである。今回調査対象のマンゴチ橋はすでに述べたように往復

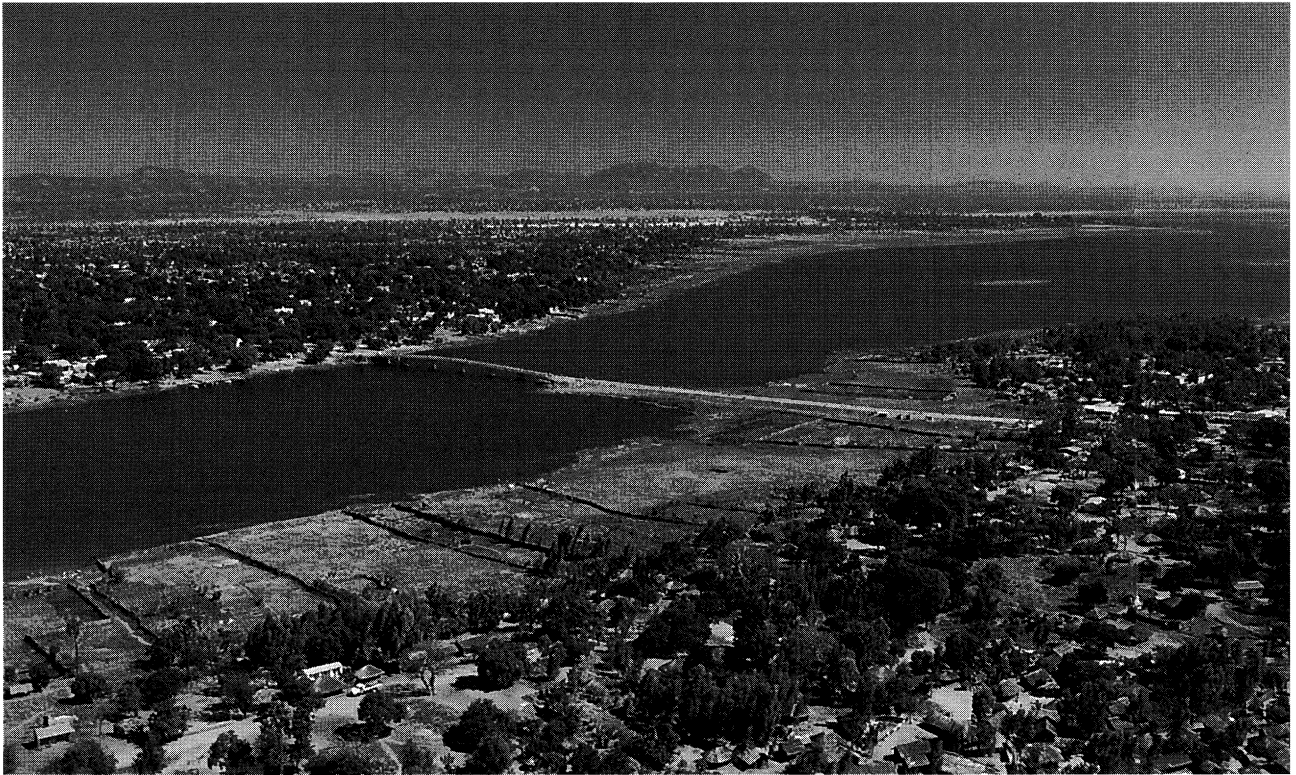


写真-1 マンゴチ橋とマンゴチ市内

マンゴチ橋を南側より鳥瞰 右上がシレ川上流でマラウイ湖に至る
対岸（右岸）はマンゴチ市街 遠くの山々は隆起した山岳部

Photo.1 Mangochi Bridge and downtown of Mangochi — viewed from the south. Shire River, seen on upper right side, comes to Lake Malawi. Opposite (right-hand) side is downtown of Mangochi. Far mountains are raised mountainous areas.

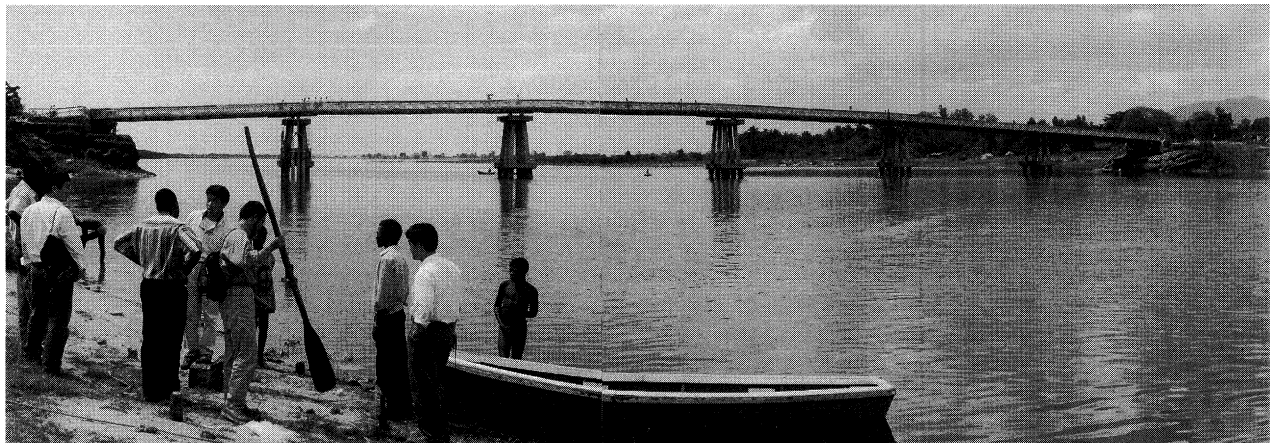


写真-2 マンゴチ橋

シレ川下流（右岸側）よりマンゴチ橋を見る
英国が約30年前につくった橋長165mのベイリー橋（仮設橋）

Photo.2 Mangochi Bridge
Mangochi Bridge viewed from upstream Shire River (right-hand side).
It is a beiley bridge, having span of 165m and made by UK thirty years ago.

1車線のベイリー橋と呼ばれる仮設橋である。このため上り下りの車両を信号で制御するようにしているが視察したときはランプは作動していなかった。この橋は建設から30年を経過しており、耐荷力は低いものと想定され、通過車両の重量は7t以下に制限されている。

このように、現在のマンゴチ橋はマラウイ国のナカラ回廊を使った主要国際幹線として将来交通量および重車両交通に対応するのは難しいため同橋架け替えに係わるF/S、我が国の協力を要請してきた。

マラウイ国からの架け替え要請はT/R (Terms of

表-1 1日当たりの交通量予測 (マンゴチ橋上)

Tab.1 Average daily traffic forecast (on Mangochi Bridge)

予測年 (西 暦)	現橋のまま (往復1車線)				架け替えた場合 (往復2車線)			
	2002	2005	2012	2022	2002	2005	2012	2022
予測交通量 (台/日)	765	931	1,485	2,500	845	1,026	1,646	3,060

注 : 開発交通量および誘発交通量を含む
出典 : JICA 調査団

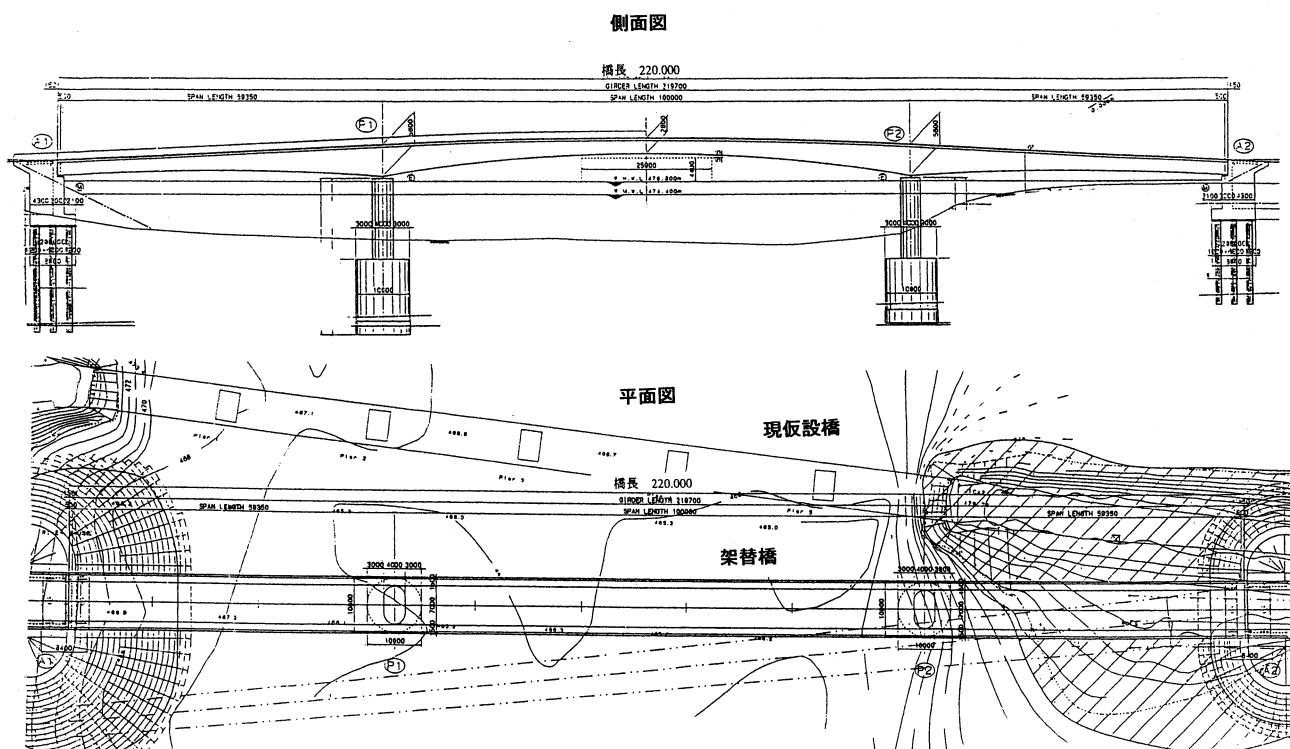


図-3 マンゴチ橋計画橋梁一般図

Fig.3 General drawing of Mangochi Bridge

Reference) という書面を付した要請書を外交ルートを通じて日本政府に提出される。

これを受けて JICA (日本海外協力事業団) では事前調査の実施 (S/W の協議) を行う。事前調査は、JICA が関係省庁の協力を得て事前調査団を現地に派遣するもので、今回の最初の訪問はこの事前調査団の一員として訪れたものである。事前調査団は、M/P (Master Plan) の策定やこの後行われる F/S (Feasibility Study) 調査のための情報収集を行い、被援助国側担当者と協議して、調査の範囲、内容、方法および双方の担当事項等を定めた実施細目「S/W (Scope of Work)」に署名交換するものである。

事前調査を終了するとこれを受けて JICA の方では F/S 調査を行うコンサルタントを選定する。

コンサルタントは S/W 協議に基づき F/S 調査を実施するが、この F/S 調査においては作業監理委員会が別に設置され、筆者は作業監理委員として F/S 調査に参加し、2 回訪問する機会を得た。

3. 事前調査

事前調査は以下の項目について行った。

- 1) 先方政府の要請背景・内容および意向の確認
- 2) 本格調査のわく組みの協議
- 3) 先方受入体制の確認
- 4) 本格調査実施に必要な資料および情報の収集
- 5) S/W、M/M 署名交換
- 6) 現地調査

事前調査の内容は本格調査と重複する部分が多いので省略する。

4. 本格調査

4.1 マンゴチ橋の現在の交通量及び将来交通量

交通量調査 (1998.3 実施) の結果、マンゴチ橋上の 4 輪車の現在の交通量は 1 日当たり 398 台と観測された。また将来交通量について橋梁架替がない場合と架け替え

た場合について比較を行った。比較結果を表-1に示す。

4.2 橋梁架替計画

a. 橋梁計画ルート

橋梁計画ルートは技術面、環境面、及び経済評価から選定された。比較検討の結果、橋梁位置は国道3号線上で、かつ既設橋の30m下流が最適であると判断された。

橋梁計画案を図-3に示す。

b. プロジェクトの計画内容

(1) 橋梁

位置	既存橋の30m下流
橋梁幅員	9.7m 車道幅7.3m(往復2車線) 歩道幅各1.3m(両側設置)
橋長	220m
支間割	主径間100m、側径間60m
橋梁形式	3径間連続PC箱桁
基礎形式	オープンケーソン基礎(橋脚) 場所打ち杭基礎(橋台)

(2) 取付道路

道路幅員	10.5m
車道幅員	7.3m(往復2車線)
歩道幅員	1.6m(両側設置)
路肩幅員	1.5m
総延長	325m (マンゴチ市側125m、タガルカ村側200m)
舗装形式	2層式瀝青処理

4.3 環境影響評価

本プロジェクトの環境影響評価(EIA)はマラウイ国、世界銀行及びJICAのガイドライン等に従って実施された。環境影響評価は考えられる環境要因に関して、工事中及び供用時について行われた。

環境保護に関係する省庁は、公共事業省、環境省及び水資源開発省であり、環境省が審査機関省となっている。

プロジェクト予定地点はマラウイ湖からマランベ湖に流れるシレ川の途中に位置しており、マラウイ湖の固有種でもあり名産のチャンボ・フィッシュ(Chambo Fish)が産卵のため回遊する処であり、チャンボ・フィッシュの重要な漁場となっている。

環境影響評価に際して、pHや生物学的酸素要求量等について実施され、シレ川の現状の水質は相対的に清浄であり、良好な部類に入ることが判明している。

プロジェクト予定地点周辺の住民150人へのインタビューを実施している。これによると住民は橋梁計画について多大な関心を有すると共に、新橋の重要性(地域社会にとって安全かつ迅速な輸送の必要性)を認識していることが判明した。また、住民の最大の関心は森林破壊であり、次に魚類保護が2番目であった。ほとんどの人々は、新橋建設は地域環境への影響はないものとみなしている。また、架替に際し橋の出入り口にあるクイー

ンエリザバス時計塔や右岸に設置されている昔の機関砲などの歴史建造物の移設が必要であるが、これに対する異論はなかった。

d. 事業費の策定

事業費は、マラウイ国で入手出来ない資材、機材は日本もしくは南アフリカから輸入するものとし、全事業費で14,668,959US\$と算定された。

e. 経済評価

経済評価は走行車両費の節約費用等の直接経済便益と交通効果と地方開発効果に分けられる間接便益について検討され、本プロジェクトの意義は高いと評価された。

あとがき

ザンビアの首都ルサカやジンバブエの首都ハラレが大都会だと思っただけマラウイ国の首都リロンヴェは何もない田舎であった。小高い丘陵地域に省庁が固まっていた。わずかの期間ではあったがアフリカ開発途上国の現状の一端を垣間見ることができた。農業が主体でこれといった資源のない国ではあるが、そのためもあるのか大きな戦禍にはみまわれず、平和な国であった。標高が高いためか湿度が低く雨季でも日本のじめじめした夏に比べれば爽やかで意外と過ごしやすい印象を受けた。

技術移転といっても、基本資材のセメントの生産量や品質と云う問題はよろか骨材自体が手に入るのかということから問題にする必要があり、何をやるにしても、一寸した技術的な検討、工事作業は南アの手を必要とするという構造的問題もあるようである。

在外日本大使館のあるザンビアの首都ルサカ郊外に日本が無償供与しかフェ橋がある。夏の3月に訪れた時は多くの地元の人が釣り糸を垂れていたが、7月には誰もおらず、自動小銃を持った兵士いた。橋をガードしているのだそうで、橋から100mの範囲は立ち入り禁止だそうだ。国の重要施設である橋を勝手に写真にとって連行されてはと危惧しかメラを持たず車から出たが、わざわざ親切にも写真を撮っても良いと云ってくれた。

ルサカ市内ではこの舗装は日本の企業が施工していると運転手が誉めて云った。誰もが良いと実感できる平坦性の優れた舗装であった。

最後の7月の調査では、復路はトランジットで開港して2日目の新香港国際空港に降り立ったが、未準備の集配システムのトラブルに巻き込まれ、荷物は後から送られてきた。調査はこれ以外のトラブルはなく無事終了できた。

参考文献

- 1) マラウイ国マンゴチ道路橋架替計画調査事前調査報告、平成9年12月、国際協力事業団
- 2) マラウイ国のマンゴチ道路橋架替に関するフィージビリティ調査、最終報告書、平成10年8月、国際協力事業団

■映画「明日への架け橋」、文化庁優秀映画作品賞受賞

去る3月18日、明石海峡大橋の工事記録映画が、平成10年度（第9回）文化庁優秀映画作品賞（短編映画部門）として表彰された。授賞式には、製作者を代表して（財）海洋架橋調査会から大富理事長や日下部監督らが出席し、林田文化庁長官から賞状と副賞を受賞した。

この作品は、従来の単なる工事記録映画ではなく、近年逆風となっているインフラ整備事業について、一般の人に正しく理解して頂けるよう、本四事業や明石海峡大橋事業の提案から実現に至る社会的背景や事業化までの道程も含め紹介している点に制作意図や特徴がある。

当作品のほか、短編映画部門で受賞した映画は、「ナゴメハギとアマハゲー 秋田・山形の来訪神行事」と「文楽への誘い」であった。

また、過去の受賞作の中で、インフラ関連の作品としては、「石を架ける－石文化を築いた人びと－」（H8年度）、「洪水をなだめた人びと」（H9年度）がある。

なお、文化庁からの受賞は、当公団の記録映画としては初めてのことであり、この種の映画では画期的なことである。

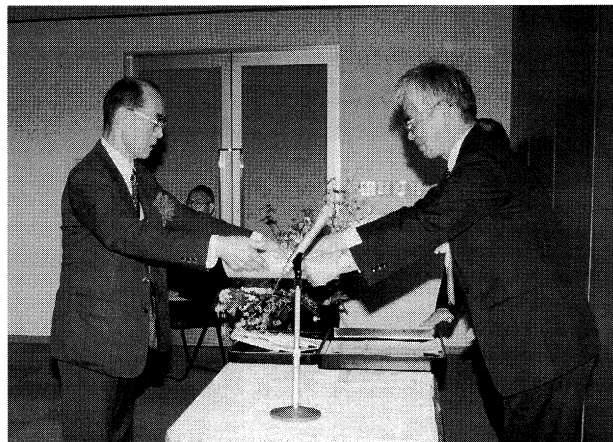


写真-1 長官から大富理事長が受賞

このことは、本四公団の映画づくりが、文化的にも評価された結果と思われる。関係者のこれまでご努力に敬意を表したい。

（文責：建設省九州地建鹿児島国道工事事務所建設監督官 中元雄治
（前）第一管理局保全部技術管理課長

■第一管理局新局舎完成

第一管理局の新局舎は、昨年4月に工事発注し5月末より工事を進めていたが、このほど完成し3月15日から新局舎での業務を開始した。

建築の概要は、以下のとおり。

構造規模：鉄骨構造3階建て

建築面積：約1,700㎡

（底部分を除く本体56m×24m＝約1,350㎡）

延べ面積：約3,700㎡

高さ：約14m

外観は白を基調にシンプルなデザインとした。

来客案内の利便性を考慮して局舎から橋の科学館につながる渡り廊下を建物東側に設置した。

ファサードは、「橋の科学館」の列柱や大庇との関連性を持たせ、意匠的にも両建物の調和を図った。

また、各階の執務室は眺望性に配慮して、西（海）側に配置した。

・各階の配置

- 1階：業務部および車庫、通信機械室、電気室などの共用部分
- 2階：保全部および防災対策室、会議室
- 3階：総務部



局舎がこの地に移転したことにより、今後お客様へのサービスが向上することや、垂水・鳴門両管理事務所、洲本管理支所との移動時間が短縮され、業務の効率化が図れることなどが期待できる。

なお、所在地は以下のとおり。

〒655-0047 神戸市垂水区東舞子町4-115

電話 078-782-5400（代表）

（文責：建設省九州地建鹿児島国道工事事務所建設監督官 中元雄治
（前）第一管理局保全部技術管理課長

■西瀬戸自動車道開通記念橋上イベント

新尾道大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋および関連する陸上部区間が5月1日に開通する。これを記念して、地元団体等が主催する記念イベントが開催される。

主なイベントとしては、供用前の橋上を利用して実施するウォーキング大会をはじめとして、尾道・今治間を自転車により走破するサイクリング大会等があり、10月の閉幕セレモニーまでの約半年間、総数1,000を越え

るイベントが開催される予定である。

このうち、供用前に実施される橋上イベントを下記に紹介する。

これらのイベントをとおして、本四道路が地域の方々に親しまれ、開通後もより多くの方々に利用されることを期待する。

(文責：企画開発部企画課 寺嶋賢策)

供用前の橋上イベント

4月	新尾道大橋		多々羅大橋		来島海峡大橋	
	イベント名	参加予定人数	イベント名	参加予定人数	イベント名	参加予定人数
15日 木						
16日 金			橋上見学会 (地域住民見学会)	2,000		
17日 土			フレンドシップ綱引き (綱引き大会)	3,000		
18日 日	開通ウォーク (橋上ウォーキング)	3,000	キラキラマラソン (マラソン大会)	3,000		
19日 月						
20日 火	一日幼稚園 (園児橋上ウォーキング)	300	参加してみて見てさわってみよう会 (身障者ウォーキング)	50		
21日 水			ハートフルウォーク (身障者橋上見学会)	200	橋上見学会	5,000
			ふれあいウォーク (身障者橋上見学会)	200	海の上の遠足会 (小中学生遠足)	500
22日 木	国際スリーデーウォーク (ウォーキング大会)	6,000			橋上見学会	5,000
					海の上の遠足会	2,000
23日 金			国際スリーデーウォーク	6,000	ハートフルウォーク	2,000
					海の上の遠足会	2,500
24日 土			マリッジONブリッジ (橋上結婚式)	500	国際スリーデーウォーク	18,000
25日 日			多々羅大橋で遊ぼう! (家族向けイベント)	2,000	サイクリング大会	2,000
					松山神輿橋上パレード	2,000
					来島の海峡に舞う三継ぎ獅子 (獅子舞披露)	500

■西瀬戸自動車道 一部区間供用開始

(西瀬戸尾道IC～尾道大橋出入口間)

新尾道大橋関連区間として改築工事が進められていた西瀬戸尾道ICから尾道大橋出入口間(本線道路延長約1.8km)が一足早く完成し、3月13日午後15時から4車線で供用を開始しました。

当該区間は、日本道路公団の一般有料道路として建設された尾道大橋(昭和43年供用開始)の延伸事業として昭和62年5月に完成し、昭和63年2月1日付けで日本道路公団から当公団に引き継がれました。

その後、平成5年度予算において、尾道大橋関連区間の4車線化事業(新尾道大橋含む)着手が認められ、平成7年度から建設省の支援を受けて改築工事が進められていたものです。

当該区間の完成により、従来は一般道路を介しての平面接続であった西瀬戸自動車道と一般国道2号(自動車専用道路)がジャンクション形式の立体接続に改良されるとともに、本線の4車線化も完了し、さらに、本線から尾道大橋への接続もハーフインター形式に改築されています。この結果、繁忙期や朝夕の時間帯に接続部で発生していた交通渋滞が解消されるとともに、本線の走行性も大幅に改善されると見込まれ、有料道路としての



サービス水準が格段に向上するものと期待されます。

(文責：工務部工務課長代理 上村博文)

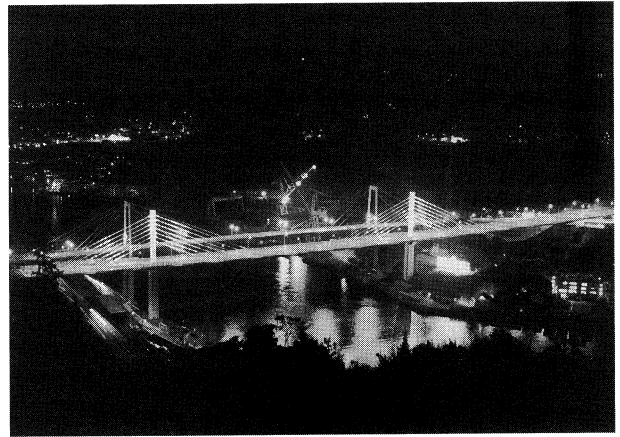
■新尾道大橋ライトアップ

新尾道大橋は、瀬戸内しまなみ海道への広島県側の玄関口である。このため、尾道市の夜景を魅力的にし、地域活性化のために新尾道大橋をライトアップする要望が広島県及び尾道市より出された。

公団は、設置に要する費用はすべて県及び市で負担することを前提に橋梁照明の設置に応じたこととした。

新尾道大橋の橋梁照明は、斜張橋での事例、経済性及び維持管理の容易性を考慮し、投光照明により照らし出す反射照明方式を採用した。なお、塔照明の照射方向は、眺望地がいずれも橋の西側に位置することから、西側からのみとした。

また、架橋地点は尾道大橋の道路照明や造船所及び市街地の照明などにより、暗照度の比較的明るい場所に位



置する。このため照明の明るさは、CIE（国際照明委員会）技術指針の「中間的な明るさの場所」に対応する 6 cd/m^2 （照度換算値 $30/x$ ）を採用した。

現在、器具の設置も完了し、2月15日、22日、23日に点灯試験を行い、海事関係者等による見え方調査を実施し設計どおりの明るさとすることに決定された。点灯日・時間については、今後関係機関と協議の上決定する予定である。

（文責：維持施設部維持企画課長代理 北口雅章
（前）企画開発部調査課長代理

新尾道大橋照明器具一覧表

項目	ケーブル照明	塔照明
灯具の種類	メタルハイドランプ	メタルハイドランプ
仕様	白色 400W	白色 250W, 700W, 1000W
設置場所	中央分離帯内	道路照明柱に添架 及び中央分離帯内
設置数量	28灯	250W：4灯(中央分離帯内) 700W：4灯(道路照明柱に添架) 1000W：4灯(道路照明柱に添架)

■来島海峡大橋ライトアップ

風光明媚な来島海峡に架かる来島海峡大橋を観光振興及び地域の活性化のためにライトアップする要望が愛媛県及び今治市を初めとする地元町村より出された。

公団は、設置に要する費用はすべて県及び市町村で負担することを前提に橋梁照明の設置に応じたこととした。

来島海峡大橋の橋梁照明は、国内の吊橋での事例を参考に、ケーブル照明については直接光によるイルミネーション、塔照明については投光照明により照らし出す反射照明方式を採用した。なお明るさについては、瀬戸大橋を参考に、周辺環境がより暗いことから瀬戸大橋の80%の明るさで設備設計を行った。

平成10年9月24、25日には、照明設備の設置を先行して完了した第一大橋と第三大橋の試験点灯を実施した。この時に海事関係者等による見え方確認を行い、ケーブ



ル照明については設計値の90%（瀬戸大橋の約70%）、塔照明については設計値（瀬戸大橋の80%）の明るさが選定された。

その後、第二大橋の照明設備の設置も完了した平成11年2月16、18日に橋梁灯や道路照明も含めた全橋の照明の見え方確認を行い、上記の明るさで点灯することが決定された。点灯日・時間については、今後関係機関と協議の上決定する予定である。

（文責：維持施設部維持企画課長代理 北口雅章
（前）企画開発部調査課長代理

来島海峡大橋照明器具一覧表

項目	ケーブル照明	主塔照明
灯具の種類	無電極放電管	メタルハイドランプ
仕様	電球色、27W	白色、700W
設置場所	管理用ハンドロフ	塔部桁上
設置数量	来島海峡第一大橋 142灯 来島海峡第二大橋 230灯 来島海峡第三大橋 228灯 計 600灯	16灯 24灯 24灯 64灯

多々羅大橋・新尾道大橋公表論文一覧表

表 題	執筆者	掲載誌等	発表年月
多々羅大橋	吉田修	橋梁と基礎	1988.08
多々羅大橋の起工式を迎えて	旭一穂	本四技報 No. 57	1991.01
多々羅大橋ケーブル曲げ疲労の検討	大江慎一、奥川淳志、三木千寿	第 46 回土木学会年次学術講演会	1991.09
多々羅大橋の橋梁計画について	武山哲郎、山田郁夫、森山彰	第 19 回日本道路会議一般論文集	1991.10
長径間斜張橋(多々羅大橋)への技術的挑戦(英語)	遠藤武夫、飯島武明、奥川淳志	CABLE-STAYED BRIDGES, YOKOHAMA	1991.11
多々羅大橋の上部工設計	武山哲郎	第 2 回技術発表会論文集	1992.00
多々羅大橋海峡部地質調査	山本茂樹、小野下武、岡本正美	本四技報 No. 61	1992.01
多々羅大橋全体体荷力試験	藤井裕司、鳥海隆一	本四技報 No. 65	1993.01
多々羅大橋の概要	藤原享	建設の機械化	1993.06
多々羅大橋大型風洞試験計画	保田雅彦、鈴木周一、佐藤弘史	第 48 回土木学会年次学術講演会	1993.09
多々羅大橋大規模載荷試験	山田勝彦、山縣守、山本茂樹	本四技報 No. 68	1993.10
多々羅大橋大型風洞試験でのガスト応答特性	北川信、金崎智樹、佐伯康二	第 49 回土木学会年次学術講演会	1994.09
多々羅大橋大型風洞試験での渦励振特性	勝地弘、北川信、美島雄士	第 49 回土木学会年次学術講演会	1994.09
多々羅大橋大型風洞試験における地形模型再現方法の検討	北川信、勝地弘、平井滋登、佐藤弘史、斎藤通	第 49 回土木学会年次学術講演会	1994.09
長大斜張橋(多々羅大橋)の風洞試験(英語)	北川信、鈴木周一、宮田利雄	Deauville Conference	1994.10
吊形式橋梁鋼床版桁ダイヤフラム部の疲労試験	奥川淳志、大江慎一	本四技報 No. 72	1994.10
世界最長スパンを有する多々羅大橋(英語)	伊藤学、遠藤武夫	ASCE STRUCTURES CONGRESS 7 1997	1995.00
多々羅大橋の景観設計(英語)	S.Saeki、S.Suzuki、Y.Fujii	IABSE SYMPOSIUM KOBE 79	1995.00
多々羅大橋ジャケット工法	成瀬善果	本四技報 No. 73	1995.01
大規模斜張橋ケーブル定着部の疲労試験	遠藤武夫、松本毅、塚原弘光、三木千寿	土木学会論文集	1995.01
多々羅大橋塔完成時の耐風性	藤原享、森山彰	本四技報 No. 74	1995.04
多々羅大橋の風洞試験と疲労試験	藤井裕司、勝地弘	高速道路と自動車	1995.07
多々羅大橋の下部工施工報告	成瀬善果	本四技報 No. 76	1995.10
多々羅大橋の風洞試験(香港)(英語)	多田和夫、金崎智樹、勝地弘	Conference on Bridges	1995.10
現在施行中の本四連絡橋 3 橋の紹介(明石海峡大橋・多々羅大橋・撫養橋)	大江慎一、尾関一成、武藤英司	技報たきがみ VOL. 14	1996.00

表 題	執筆者	掲載誌等	発表年月
多々羅大橋	嶋村尚久	駒井技報 VOL. 16	1996.00
多々羅大橋の大型風洞試験 (第一報)	北川信、鳥海隆一、大谷康史	本四技報 No. 77	1996.01
多々羅大橋・来島大橋の概要-瀬戸内しまなみ海道-	毛利徳成	鋼橋塗装	1996.04
多々羅大橋の景観設計	森山彰	本四技報 No. 79	1996.07
多々羅大橋ケーブル制振対策	藤原亨、森山彰	本四技報 No. 79	1996.07
周辺地形を考慮した多々羅大橋架設系大型風洞試験によるガスト応答特性	北川信、大谷康史、三河克己	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
多々羅大橋・架設系全橋模型のガスト応答解析	大谷康史、佐伯康二、畑中章秀	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
多々羅大橋 3P 鋼ケーソン沈設	成瀬善果、管伊佐男、堀部昌博	橋梁と基礎	1996.12
複雑な地形に囲まれた長大斜張橋のガスト応答特性に関する実験的研究	宮田利雄、佐藤弘史、鳥海隆一、大谷康史	第 14 回風工学シンポジウム	1996.12
多々羅大橋主塔架設系の風洞試験	平原伸幸、森山彰	本四技報 No. 81	1997.01
多々羅大橋の大型風洞実験 (第 2 報) - 複雑な地形の中でのガスト応答について -	秋山春樹、鳥海隆一、大谷康史	本四技報 No. 83	1997.07
多々羅大橋上部工の架設 (第一報) - 塔架設および塔付き桁大ブロック架設 -	平原信幸	本四技報 No. 84	1997.10
多々羅大橋上部工工事	平原伸幸	橋梁	1997.12
多々羅大橋におけるケーブルの耐風設計 (英語)	宮田利雄、山田均、藤原亨	IABSE SYMPOSIUM KOBE	1998.09
多々羅大橋上部構造の架設 (英語)	谷中幸和、高沢勤、平原伸幸	IABSE SYMPOSIUM KOBE	1998.09
多々羅大橋の形状管理	山口和範	第 8 回技術発表会論文集	1998.07
多々羅大橋	平原伸幸	橋梁と基礎	1998.08
多々羅大橋上部工の架設 (第二報) - 鋼桁及びケーブルの架設 -	平原伸幸、村田知司	本四技報 No. 88	1998.10
多々羅大橋上部工の実施設計	藤原亨、森山彰、川西直樹	橋梁	1998.10
新尾道大橋の景観設計	武山哲郎	本四技報 No. 79	1996.07
新尾道大橋の景観設計	花井拓、鈴木周一、山中鷹志	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
新尾道大橋主塔の三次元対風応答特性	鈴木周一、田口松義、植田利夫	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
硬岩帯における鋼管矢板締切工事(新尾道大橋下部工)	田口松義、柴山孝幸、江口正司	土木施工	1997.12
新尾道大橋の橋梁連続化の検討	鈴木周一、田口松義、大塚雅裕	本四技報 No. 85	1998.01
新尾道大橋	金子正猪	橋梁と基礎	1998.08

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 (貸出しのみ)	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 8 年 4 月
長大橋梁点検要領	平成 9 年 1 月
保全管理要領	平成10年 8 月
亜鉛めっき面用ブラスト処理標準	平成 9 年 1 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	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解析を適用するためのガイドライン (案)	平成 5 年 9 月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成 5 年 5 月
鍛鋼品製作基準・同解説	平成 5 年 9 月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)[平.6.10一部改訂]	平成 2 年 4 月
橋面舗装基準 (案)[62.6一部改訂]	昭和58年 4 月
鋼床版現場溶接施工基準 (案)	昭和54年 3 月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年 9 月
HBS高力ボルト類規格	平成 4 年 8 月
HBS鋼材規格 [53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格・同解説	平成 3 年 9 月
HBS塗料規格 (案)[平.6.10一部改訂]	平成 2 年 4 月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年 3 月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	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4月1日現在

編集委員長	北川信	酒井和吉
編集委員	伊藤邦雄	高津知司
	上村博文	土屋義俊
	大江慎一	寺嶋賢一
	大橋治也	小島海本
	小川和也	萩原勝也
	荻原勝也	川上賢明
	木口淳一	山口田
	北口雅章	山田田
	木村一弘	吉永
	小林義弘	

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90号

発行 平成11年4月15日
 監修 本州四国連絡橋公団
 発行所 財団法人 海洋架橋調査会
 〒104-0042 東京都中央区入船3-1-13
 エーユー入船ビル4F
 電話 03 (3555) 8361
 発行者 大富宏
 制作 ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

