

論文・報告

首都高速1241工区高架橋の 設計・製作・架設および振動試験

Design, Fabrication, Erection and Vibration Test of 1241 Divisional Viaduct

岩崎 祐次*
Yuji IWASAKI

増田 博次**
Hirotsugu MASUDA

米山 徹***
Toru YONEYAMA

町田 文孝****
Fumitaka MACHIDA

長谷川 豊*****
Yutaka HASEGAWA

街道 浩*****
Hiroshi KAIDOU

The 1241 Divisional Viaduct, which is in Route 11(Daiba-Line)of the Metropolitan Expressway across Tokyo Port, is a curved steel box girder bridge with several remarkable points mentioned below;

- 1)Main span has 230 meter long, which is beyond an applicable range of standard specification of highway bridge.
- 2)Steel girder is to be connected rigidly to the steel pier at intermediate supports.
- 3)Special attention is drawn as to the form of steel pier and deletion of bolted-joints from the aesthetic point of view.

Outline of design, fabrication and erection for this viaduct is described herein.

In addition, description is also made to the site vibration test in order to ensure the aerodynamic stability.

Keywords : box girder bridge, rigid frame structure, vibration test

1. はじめに

首都高速11号台場線は、高速1号線と高速湾岸線を結ぶ延長約5kmの路線である(図-1参照)。本橋はその一環として11号線の湾岸線側に位置し、有明西運河の航路を斜めにまたぐ4径間連続鋼床版曲線箱桁ラーメン橋である。有明西運河の航路制限などにより橋脚位置が決定されたため、最大支間は230mにおよび、鋼床版箱桁橋としてはわが国有数の規模となった。さらに、中間支点部には橋脚と主桁とを剛結したラーメン構造を採用しており、このような形式は同規模の橋梁では類を見ないものである(図-2参照)。

また、本橋の架設地点は、将来東京の臨海副都心となることから景観を重視しており、橋脚には曲面を持つ化粧板を設置し、また大ブロックの形成には全面的に高力ボルト継手を廃し、溶接継手を採用するなどの配慮を行っている。

本橋工事は、川田・川重・駒井の建設共同企業体として首都高速道路公団より平成2年11月に受注し、平成5年3月に竣工した。

本報告は、1241工区高架橋の設計・製作・架設に関する技術的特徴と、架設完了後に耐風安定性の確認のため

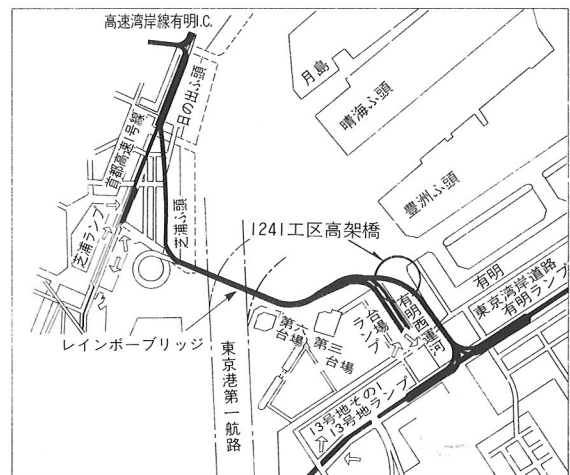


図-1 橋梁位置図

実施した振動試験について報告するものである。

2. 設計概要

本橋の主径間は230mであり、道路橋示方書¹⁾(以下、道示と略す)の適用範囲を超えている。このような大型箱桁の設計を進めるに際して、特に問題となった項目を中心に詳細設計の概要について述べる。なお、本橋の設計諸元一覧表を表-1に示す。

*川田工業(株)技術本部技術部設計二課課長 **川田工業(株)橋梁事業部工事部工事一課工事長 ***川田工業(株)生産事業部四国工場生産技術一課係長
****川田工業(株)技術本部中央研究室係長 *****川田工業(株)橋梁事業部工事部工事一課 *****川田工業(株)技術本部技術部設計一課

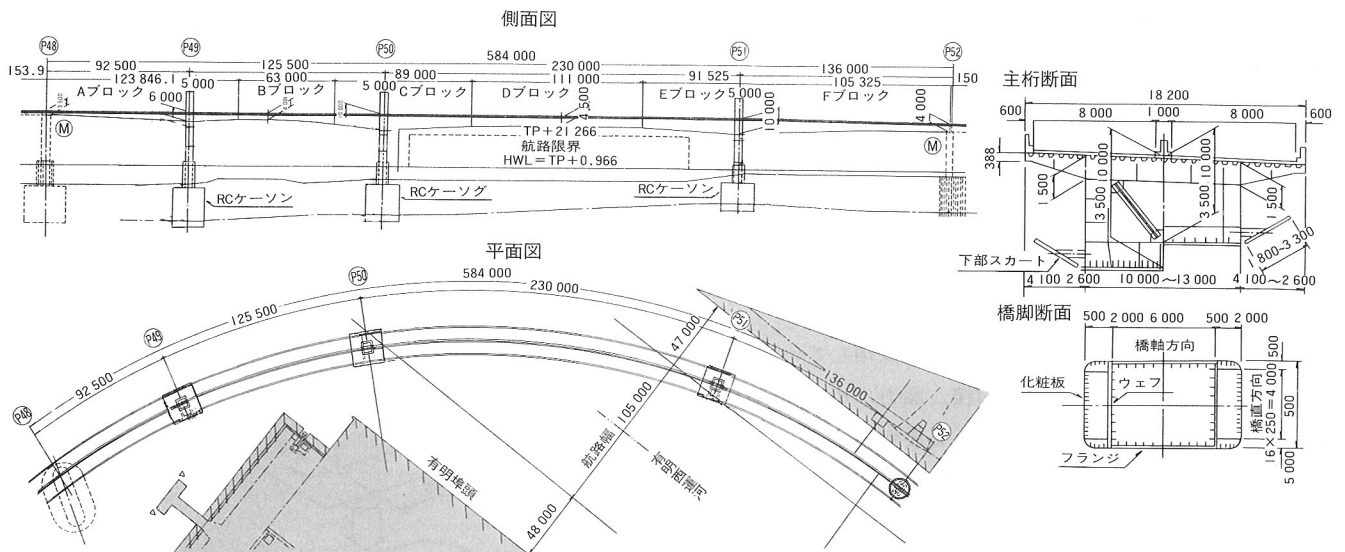


表-1 設計諸元

路線名	都道首都高速11号台場線
道路規格	第2種第2級 (設計速度V=60km/h)
橋格	1等橋 (TL-20)
形式	4径間連続鋼床版曲線箱桁ラーメン橋
橋長	584.0m
支間割	92.5m+125.5m+230.0m+136.0m
幅員	有効幅員2@8.0m 総幅員18.2m
平面線形	緩和曲線A=460~単円曲線R=430~緩和曲線A=270
縦断勾配	0.7617%直線
横断勾配	1.5%直線~5.0%直線
主要鋼材	SS400, SM400, SM490Y, SM520, SM570

図-2 全体一般図

(3) 中間ダイヤフラムの設計

一般に、中間ダイヤフラムの設計は鋼道路橋設計便覧²⁾に示された方法により行われている。しかし、本橋のような大型箱桁にこの方法を適用すると、ダイヤフラムの板厚が非現実的なものになってしまう。このため、小松・長井³⁾が提案した一般長大橋のダイヤフラム設計法を本橋に適用した。この方法は、断面変形に伴うそり応力度を厳密に算定し、この応力度を主桁の許容曲げ応力度に対して許容範囲内に収めようとするものである。本橋の設計では、そり応力度の許容値を許容曲げ応力度の2.5%とした。

(4) 隅角部の設計

ラーメン構造を採用している中間支点部では、橋脚の腹板間隔が6m、主桁の腹板間隔が10mである。両者の腹板間隔が異なるため、一般的に用いられている隅角部の慣用計算により応力を正確に把握することは困難である。このため、全体構造から隅角部モデルを抽出し、そのFEM解析結果と慣用計算との比較をととして安全性を検証した。

(5) 下部スカートの設置

風洞試験の結果、ギャロッピングが発生すると予想されたことから、その対策として主径間部に図-3に示すような幅1.8m~3.3mの下部スカートを設置した。

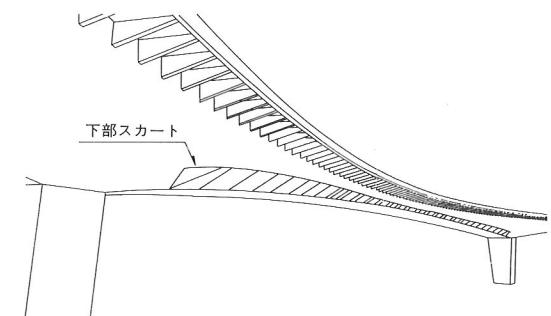


図-3 下部スカート

(1) 構造解析

構造解析モデルは、ケーソン基礎、橋脚、主桁を含めた立体骨組構造とし、地盤部分はバネ要素でモデル化しケーソン部分に結合した。また主桁の骨組構造は、主桁中心を軸線としたアーチ形状とした。

地震解析は静的解析により行い、地震荷重は各橋脚の橋軸方向、橋軸直角方向など、28方向から载荷した。

(2) 主桁腹板の補剛設計

主桁の腹板は高さが最大で10m、水平補剛材は9段配置されている。このような水平補剛材を多段配置した腹板に対して、道示の腹板に関する規定をそのまま適用することは困難である。このため、垂直補剛材と水平補剛材とに囲まれた個々のパネルについて、安定の照査を行った。照査に用いた基準耐荷力曲線は道示の圧縮補剛板に対する規定を用い、座屈係数はDIN 4114の値を用いた。所要安全率については道示の後座屈強度を期待した式を採用した。また、水平補剛材は道示に規定される所要剛度を満足させるとともに、偏心圧縮力を受ける柱としても照査を行った。

さらに、上下フランジと垂直補剛材とに囲まれた腹板全体パネルを取り出し、その弾性座屈解析を行って安全性を確認した。

3. 工場製作

本橋の製作上の特質としては、

- ① 最大桁高10m、腹板間隔10mという大断面の鋼床版箱桁(鋼床版を含めた全幅員は18.2m)であり、部材の重量も隅角部で約600t、一般部で120~210tであること。
- ② 中間支点部は剛結構造であり、隅角部を有すること。
- ③ 架設には大ブロック架設工法を採用しているため、地組立ヤードにて全断面溶接、高力ボルト締め付け、上塗り塗装を行い浜出しする必要があること。

などがあり、個々の項目の中で製作上の問題点は、以下に述べるとおりである。

(1) 部材断面、重量が大きいことについて

一般に、新規の工事を受注した場合、工場の山積みを検討し、製作時期や製作ラインを選択することが製作のスタートとなる。しかし、本橋ではその大きさや重量から、製作手順および製作方法を先に決めなければならなかった。また、製作方法も隅角部と一般部では構造的にも大きく異なるため、それぞれについて考える必要があった。

a) 隅角部の製作

隅角部は部材重量が600tもあり、一度組み立ててしまうと容易に移動することができないため、組立場所から考える必要があった。

工場で作成した後、大ブロック組立のために地組立ヤードへ移動しなければならず、移動にはフローティングクレーン(以下、FCと略す)を使う必要もあり、組立場所はFCで荷取り可能な岸壁近くの屋外ヤードとした。

また、隅角部は極厚の高張力鋼(SM570)を用い、溶接も完全溶け込み溶接を含む開先溶接が多用されている。溶接のことを考えると下向き姿勢で作業することが望ましいが、こまめに反転できるようなものでないため、FCを使い一度だけ反転させることとし、組立は倒立組を採用した。隅角部の組立順序を図-4に示す。また、隅角部の反転状況を写真-1に示す。

b) 一般部の製作

一般部といえども部材が大きく一体として作れないため、製作方法を決定し製作上のブロック割りを設計図面に反映する必要があった。

ブロック割りの決定に当たっては、次の点に留意した。

- ① 主桁断面は、幅10m、高さ4~9.5m(桁高変化)で、この大きさでは工場内でハンドリングができないため分割しなければならない。しかし、細かく分割すると断面精度確保が困難なため、高さ方向に2分割とした。
- ② 鋼床版の張り出し部およびブラケットを分離した。

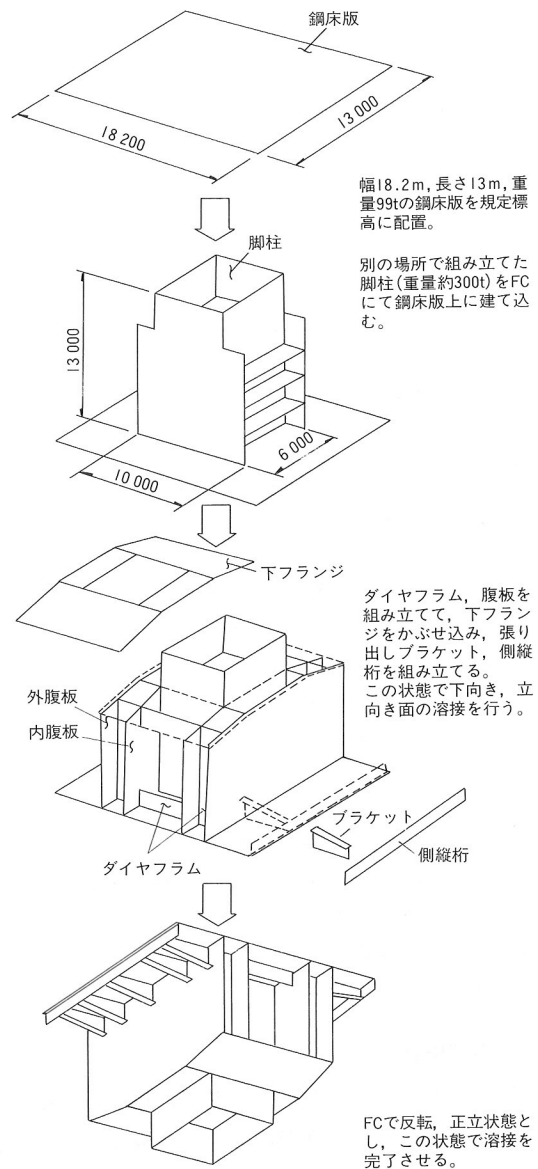


図-4 隅角部の組立順序

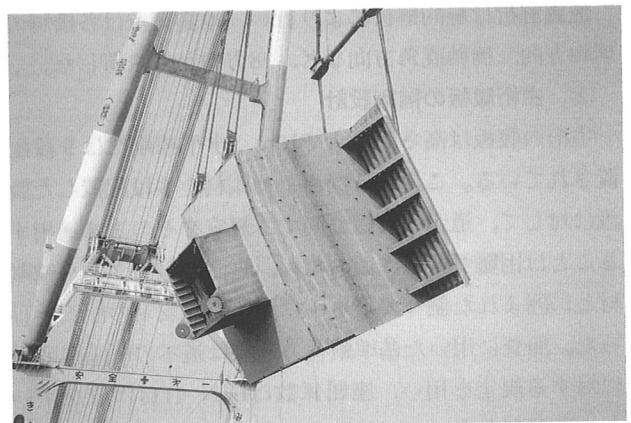


写真-1 隅角部の反転

一般部のブロック割りを図-5に示す。

図-5のように決めたブロック割りで、それぞれ工場製作したものを屋外ヤードへ搬出し、1つの部材に組み立てた。組立の状況を写真-2に示す。

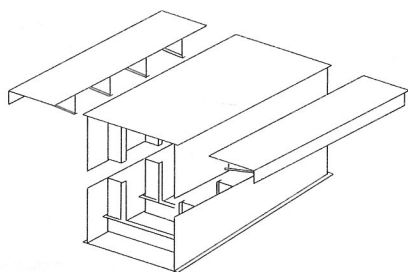


図-5 一般部のブロック割り

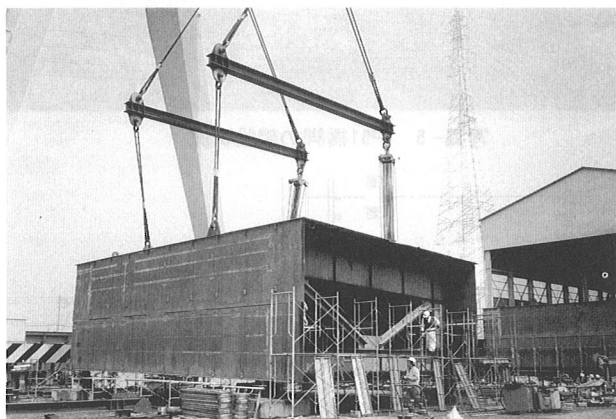


写真-2 一般部の組立

(2) 剛結構造であることについて

中間支点部は剛結構造であるため、主桁製作時に発生する誤差を調整することができない。この対策として、CおよびEブロック架設後の出来形を計測し、一方、Dブロックには調整台を設け、測量データに合わせ再切断することとした。具体的な調整方法を、以下に述べる。

- ① C, Eブロック架設後、図-6(a)に示す L_C , L_E を測量し、Dブロックの寸法 L_D を決定する。
- ② 寸法 L_C , L_E の製作誤差としては $\pm 40\text{mm}$ 程度と考えられ、Dブロックはこれに対応できるように図-6(b)に示す2カ所（1カ所 $\pm 20\text{mm}$ ）に調整台を設けた。

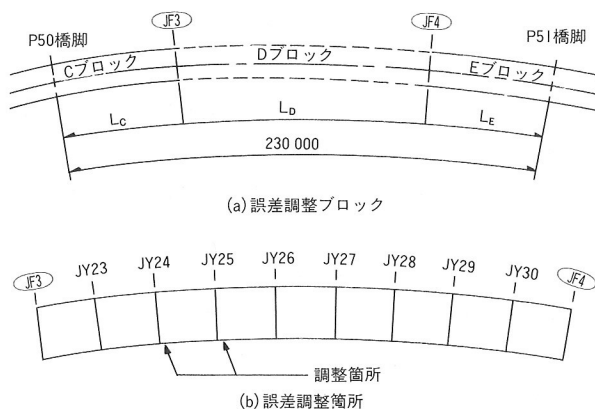


図-6 製作誤差の調整

(3) 大ブロック組立について

写真-3に示すように、組立架台が高いところで9m程度であり、ヤード溶接、高力ボルト締め付け、塗装の各

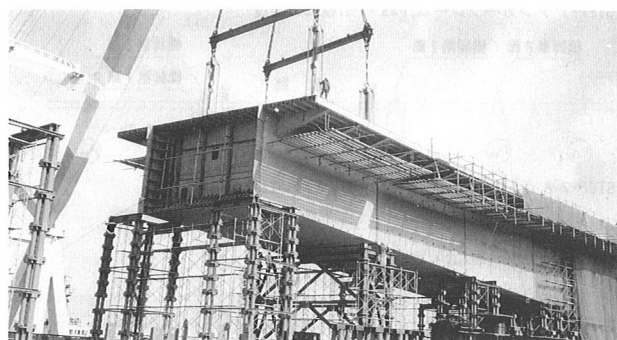


写真-3 大ブロックの組立



写真-4 大ブロックの浜出し

作業も高所作業となるため、安全等に十分注意して作業を行った。なお、大ブロックの浜出し状況を写真-4に示す。

4. 現場架設

(1) 架設工法の概要

本橋の架設工法は、架設現場が海上部であることから、主桁を6ブロックに分割し、FCによる大ブロック架設とした。また、アンカーフレーム1基、橋脚4ブロックについてもFCにより架設した。架設ステップを図-7に示す。

各ブロックの輸送は、13 600t台船により行ったが、船体強度、仮受架台、本体強度の検討を行い必要な補強を行った。

本橋の架設の特色を以下に示す。

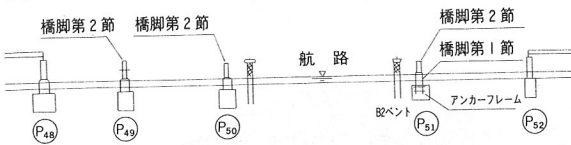
a) モーメント連結法

主桁の連結方法は、架設地点の海象条件が良好であること、曲線桁であるため面外曲げモーメントが継手部に作用することなどの理由からモーメント連結法を採用した。このため、HTB本締め後にFCの荷重を解放することとした。

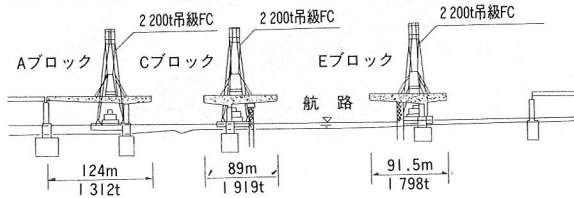
b) 水中ベント

P50, P51橋脚上の隅角部ブロック架設時の安定性を確保するために、水中ベントB1, B2を設置した。また、ベント上のジャッキ(800t×4台/基)により、落とし込みブロックとの仕口調整を行った。

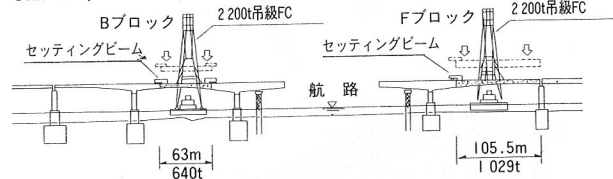
STEP-1 アンカーフレーム、P49～P51橋脚の架設



STEP-2 A, C, Eブロック (隅角部ブロック) の架設



STEP-3 B, Fブロック (落とし込みブロック) の架設



STEP-4 Dブロック (最終落とし込みブロック) の架設

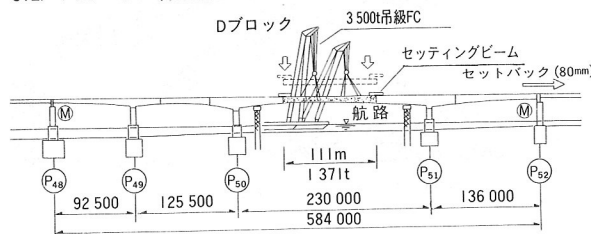


図-7 架設ステップ図

c) セッティングビーム

波動などによる架設ブロックの動揺を抑えるために、落とし込みブロックの仕口部にはセッティングビームを設置した。また、非常時の荷重伝達部材として機能させるために、落とし込みブロックの重量を100%伝達できる構造とした。

d) セットバック装置

最終落とし込みブロック架設時には、閉合クリアランス確保のためP52橋脚上に隣接橋梁を利用したセットバック装置を設置した。

以下に、架設手順を具体的に述べる。

(2) 橋脚の架設 (STEP-1)

P51橋脚アンカーフレームは160t吊級FCにて据え付け、P51橋脚第1節目、P49～P51橋脚第2節目は建て起こし可能な750t吊級FC (2フック) にて架設した。写真-5にP51橋脚の架設状況を示す。

接合方法が溶接継手であるため、図-8に示すように橋脚の四隅に削り残し部分を設け、ルートギャップを確保した。

(3) 主桁の架設 (STEP-2～4)

A, B, C, E, Fブロックとも2 200t吊級FCでの架設とし、A, Fブロックの支承は先行して仮据え付けしておいた。Dブロックの架設は航路との位置関係上FCを主桁と直角に配置できないことから、2シアーズの3 500t吊級



写真-5 P51橋脚の架設状況

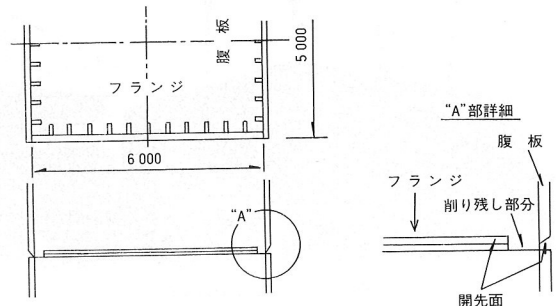


図-8 橋脚接合面処理方法

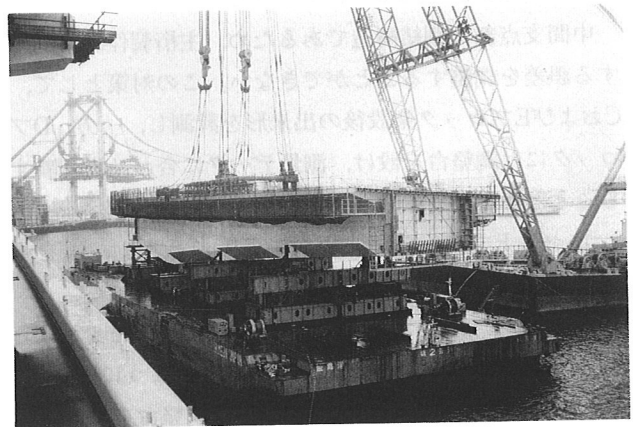


写真-6 Eブロックの水切り状況

FCにてアウトリーチを変え、主桁を平面的に回転させて行った。

なお、輸送ブロックの水切りは、現地付近にて行った。写真-6にEブロック水切り状況を示す。

以下に、当社の製作したD, Eブロックの架設について詳細に述べる。

a) Eブロック (隅角部ブロック) の架設

橋脚の据付精度がそのまま上部工に影響することから、主桁の架設に先立ち、架設系の変形と製作キャンバーを考慮して、橋脚仕口部の計測点 (4点) の高さや平面座標を確認した。Eブロックの架設手順を以下に示す。

- ① 既設桁上の2方向からトランシットによりEブロック上のポイントを視準し、主桁の位置調整を行った。
- ② 橋脚に荷重を10%預けた状態で橋脚仕口部の目違



写真-7 Eブロックの架設状況

い調整を行い、縦リブの仮ホルト (HTB) を全数締め付けた。

- ③ さらにFCの荷重を解放し、ベント上の油圧ジャッキにて反力管理を行った。
- ④ 鋼床版上にて、仮組データを基にレベルによる高さ管理を計測点 (8点) について行った。
- ⑤ FCの荷重を100%解放し、上記について異常のないことを確認し作業を終了した。

橋脚現場継手の溶接方法は、ガスシールドアーク片面裏波横向自動溶接⁴⁾を採用した。板厚は、P50橋脚にて85mm, P51橋脚にて72mmであった。写真-7にEブロック架設状況を示す。

b) Dブロック (最終落とし込みブロック) の架設
架設に先立ち、閉合前クリアランスを夜間測量にて計測し、仮組データを基にシミュレーションを行った。

また、ベントおよびセットバック装置の調整による主桁の形状変化と仕口形状を、計画値と実測値にて比較を行い、閉合クリアランスを確認した。

Dブロックの架設手順を以下に示す。

- ① P52橋脚上のセットバック装置 (センターホールジャッキ200t×8台) にて、橋軸方向に80mmの引き込みを行った。(図-9(a)参照)
- ② B1ベントジャッキアップによりJF3を落とし込みブロック仕口形状と一致するよう回転させた。
- ③ JF3を無応力状態にて鋼床版 (HTB頭締め)、下フランジ、ウェブ、縦リブ (以上TCB) の順にて本締めを行った。
- ④ JF3の本締めが終わった段階で、FCによるブロックの巻き下げを行った。(図-9(b)参照)
- ⑤ セットバック量80mmを解放し、JF4のクリアランスを確認した。さらに、B1ベントを所定の高さまでジャッキダウンし、JF4仕口調整作業に移った。
- ⑥ JF4にて橋軸直角方向の引き寄せを行い、主桁の通りを合わせた。
- ⑦ 続いて、橋軸方向の引き寄せを引き寄せ装置 (セ

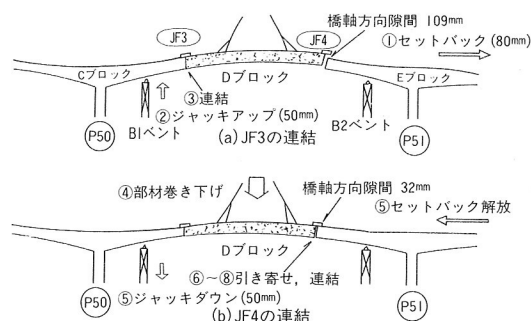


図-9 Dブロック架設手順



写真-8 Dブロックの架設状況

ンターホールジャッキ200t×8台) にて行った。

- ⑧ JF4の連結もJF3と同様に行い、本締め終了後、FCの荷重を100%解放した。最後に、B1, B2ベントのジャッキ反力をゼロとし、架設作業を終了した。写真-8にDブロック架設状況を示す。

5. 振動試験

(1) 目的

本橋は、総幅員が18.2mと一定であるものの、主桁高が3.5~10mと高くかつ変化し、最低次 (鉛直たわみ1次) の固有振動数も0.5Hz程度と低い値になっている。また、主桁は海上から約40mの位置に架設され、強風にさらされる可能性が高いと判断されたことから、風洞実験を実施し、耐風安定性について詳細な検討を行った。

その結果、制振対策を施さない主桁断面では、図-10からわかるように、30m/s程度以上の風速域でギャロッピング (発散振動) が発現すると予測され、実橋では主径間部に前述した幅1.8~3.3mの下部スカートを設置する耐風対策が採用されるにいたった。

また、15~20m/s付近の低風速域では、鉛直たわみ1次の渦励振 (限定振動) が、発現する可能性も指摘された。しかし、その振動振幅は構造減衰の大きさに依存し、 $\delta=0.05$ 程度以上の構造対数減衰率を本橋が有する場合には、たとえ渦励振が発現したとしても、許容振幅程度以上に発達することは少ないと報告された。そこで、実橋にて振動試験を実施して低次モードの構造減衰を測定し、本

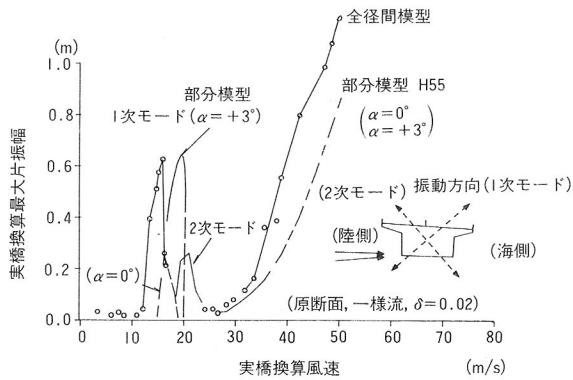


図-10 風洞試験結果(制振対策無し)

橋の渦励振対策について検討することになった。

(2) 試験方法

本試験では、約5tfのウェイトを吊り下げた45tfラフタークレーン2台を橋面に配置し、橋体の固有振動数に合わせてウェイトを周期的に下降させ、加振する方法を採用した。試験状況を写真-9に示す。なお、加振する振動は最も重要な1次モードを基本としたが、2次および3次モードについても加振を試みることにした。

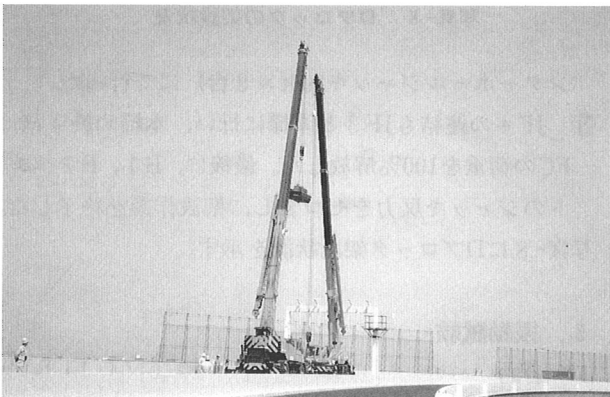


写真-9 振動試験状況

(3) 試験結果と考察

クレーン車による周期加振試験と補足的に実施した常時微動測定から算出した1次から3次までのそれぞれの振動数を固有振動解析結果と比較して表-2に示す。表-2から、クレーン車による周期加振試験と常時微動測定から算出した、1次から3次までの振動数はそれぞれほぼ等しいものの、固有振動解析結果と比較すると12~15%程度大きくなっていることがわかる。これより、設計時に仮定した本橋の仮定剛度は、ほぼ妥当なものであったと思われる。

クレーン車による周期加振試験で得られた1次から3次までの減衰自由振動波形から算定した構造対数減衰率を表-3に示す。表-3から、本橋の1次から3次までの構造対数減衰率は、いずれも0.05以上となっており、中間支点が剛結構造であるにもかかわらず、支承を有する

表-2 固有振動数

振動次数	固有振動数(Hz)			(B) (A)	(C) (A)
	計算値(A)	常時微動(B)	加振実験(C)		
1	0.4929	0.5584	0.5604	1.1329	1.1369
2	0.6975	0.7875	0.7792	1.1290	1.1171
3	0.7455	0.8584	0.8583	1.1514	1.1513

表-3 構造対数減衰率(加振実験)

振動次数	対数減衰率 δ
1	0.0630 (0.0580~0.0680)
2	0.0877 (0.0780~0.0949)
3	0.0673 (0.0614~0.0732)

従来の箱桁橋と同程度の減衰特性を有するものと考えられる。

以上に述べた実験結果に加え、本橋架設地点付近における全風向の乱れ強さの平均値は約17%であることを考慮すれば、実橋において疲労破壊を招くような渦励振が発現する可能性は、非常に少ないと判断された。それゆえ、現地における強風時の挙動観察は必要と思われるものの、渦励振を制振するためのフラップなどの対策は基本的に施さないこととなった。

6. おわりに

本文中でも述べたように、本橋は規模が大きいことや構造形式が特殊であることから、設計・製作・架設それぞれにおいて解決すべき技術的課題が少なかった。特に、隅角部を含む主桁ブロックは、これが橋梁であるかと目を疑うばかりの大きさであり、製作・架設における最大の問題は、この巨大な部材の取り扱いにあった。

種々の課題を克服し、このような橋梁を無事閉合ならびに竣工できたことは喜びの極みであり、本工事を遂行するにあたりご指導を頂いた、首都高速道路公団第三建設部および東京港連絡道路工事事務所の方々をはじめ、関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

また、本橋の耐風安定性の検討については、横浜国立大学宮田教授ならびに山田助教授にご指導を頂き、さらには振動試験現場を視察頂くなど貴重なご助言を賜ったことに、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I共通編，丸善，1990-2。
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，丸善，1980-8。
- 3) 小松・長井：中間ダイアフラムの新しい設計法に関する研究，土木学会論文報告集，pp.51-62，1982-10。
- 4) 増田・菅野・内田・早川：鋼製橋脚現場溶接施工報告書，川田技報，Vol.6，1987-1。