

## 論文・報告

## 西宮港大橋の設計・製作・架設

Design, Fabrication and Erection of NISHINOMIYA Port Bridge

前田 忠志\*  
Tadashi MAEDA西 正明\*  
Masaaki NISHI小泉 正司\*\*  
Masashi KOIZUMI辻 巧\*\*\*  
Takumi TSUJI

The NISHINOMIYA Port Bridge, located in Wangan route of the Hanshin Expressway, is a Nielsen System one with an arch rib of a basket-handle type. This bridge has 252 meters of span length, 50 meters of width and 8150 ton as total weight. The characteristics of this bridge is an unsymmetrical structure with side road by cantilever. Consequently, the design, fabrication and erection of this bridge were required three-dimensional considerations. This bridge was erected through the Pontoon erection in July 1993.

This paper summarize the main points of the design, fabrication and erection.

Keywords : NISHINOMIYA Port Bridge, Nielsen System, Wide deck plate  
Floating crane erection, Pontoon erection

## 1. はじめに

大阪湾沿岸地域では、新たな都市空間を臨海部に求めベイエリアの開発が進められている。また、関西国際空港と明石海峡大橋を結び、臨海地域の都市機能を向上させることを目的とし、総延長80kmの阪神高速道路湾岸線が平成6年春の供用開始を目指して建設中である。

西宮港大橋は、西宮市の甲子園浜と西宮浜の両埋め立て地を結ぶ橋長252m、総幅員約50mのバスケットハンドル型ニールセンローゼ桁であり、この形式ではわが国最大級の規模となる。

本橋は、阪神高速道路公団より三菱・川田・住重・日塔・神鋼JVへ平成3年2月に発注され、各社工場で製作後架設地点近くのヤードで地組立を行い、平成5年7月に大ブロック架設が完了した。

本文は、設計、製作、架設について本橋の特色となる事項について報告する。

## 2. 工事概要

## (1) 構造の特色

西宮港大橋の一般図を図-1に、設計諸元と鋼重をそれぞれ表-1, 2に示す。

本橋における構造上の特徴は、以下のとおりである。

- ① 兵庫県湾岸側道1号線がG1桁下弦材からブラケットにて添架されるため、両主構の荷重分担差ならびに剛性差が大きい。さらに、側道の縦断線形に合わせて桁高を変化させているため、橋軸方向にも、また橋軸直角方向にも非対称な構造である。
- ② アーチ部材はバスケットハンドル型とし、優美さと軽快感を出すとともに、第1上支材をできるだけ高所に配置し、断面を円形にすることにより、ドライバーへ与える圧迫感、煩雑感を緩和している。
- ③ 下弦材と合成された鋼床版は、支持間隔が37.5mと広幅員である。また、下弦材断面は本線、側道の鋼床版を連続させるため平行四辺形となっている。
- ④ ブラケットで支持された側道の先端に、歩道が添架されている。

## (2) 架設工法

本橋では、既往の実績を大幅に上回る架設重量となることに加え、工期や架設地点の航路規制等の制約から、図-2に示す手順で架設を行うものとした。本橋における架設上の特徴は、以下のとおりである。

- ① 単材での地組立が現地の施工条件、工程の制約から困難なため、あらかじめJV各社の工場で200t～450t程度の中ブロックに組み立て、架設地点付近

\*川田工業㈱大阪支社工事部工課係長 \*\*川田工業㈱大阪支社技術部設計二課係長 \*\*\*川田工業㈱四国工場生産技術一課

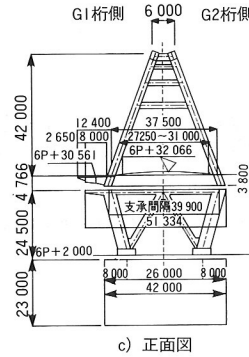
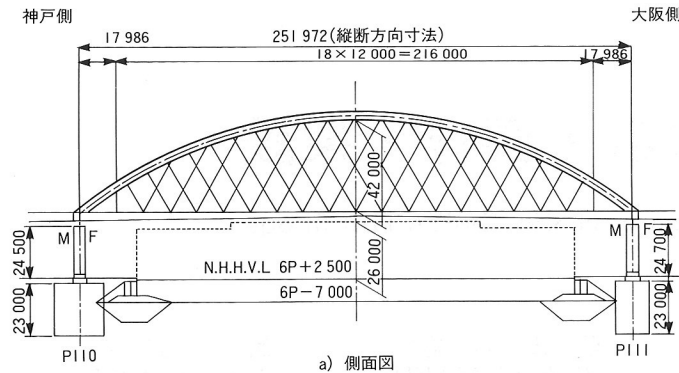


表-2 上部工鋼重

| 部 材     | 重 量 (t) |
|---------|---------|
| 主 構 造   |         |
| 上 弦 材   | 2 120   |
| 上 支 材   | 170     |
| 下 弦 材   | 1 825   |
| 床 組 部   | 3 370   |
| ケ ー ブ ル | 125     |
| 付 属 物   |         |
| ピボット支承  | 100     |
| 検 査 設 備 | 245     |
| 鋼製地覆・高欄 | 95      |
| そ の 他   | 100     |
| 合 計     | 8 150   |

表-1 上部工設計諸元

|         | 本 線 部                         | 側 道 部      |
|---------|-------------------------------|------------|
| 路 線 名   | 兵庫県高速湾岸線                      | 兵庫県湾岸側道1号線 |
| 道路構造規格  | 第2種第1級                        | 第4種第1級     |
| 設計速度    | 80km/h                        | 60km/h     |
| 橋 格     | 一等橋 (TL-20, TT-43)            |            |
| 橋梁形式    | バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁橋          |            |
| 支 間 長   | 252.0m (道路中心線上)               |            |
| アーチライズ  | 42.0m (ライズ比: R/ℓ=1/6)         |            |
| 主構間隔    | (支承上)39.9m、(基部)37.5m、(頂部)6.0m |            |
| 主構傾斜角   | 69°26'38"                     |            |
| 吊 材 間 隔 | 72本、間隔12.0m (傾斜角60°一定)        |            |
| 吊 材 断 面 | PWS(φ7mm)-163、139、85、73       |            |

図-1 一般図

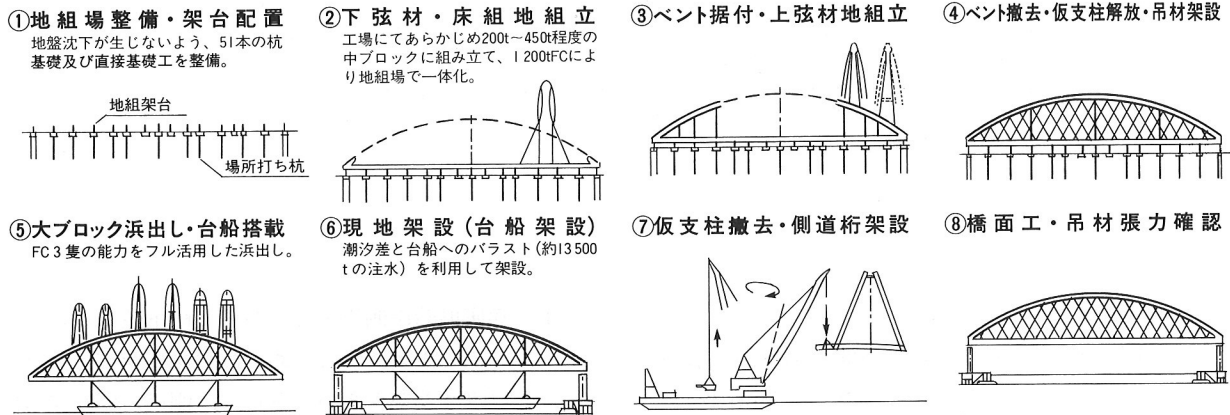


図-2 架設ステップ図

の兵庫県公共埠頭において1200 t FCを用いて、一体化する中ブロック地組立工法を採用した。

- 重心位置がG1桁側に約1.3m偏心しているため、フック反力の不均等の解消、および台船輸送時の姿勢制御を目的として、G2桁側に約560 tの敷き鉄板をカウンタウェイトとして載荷し、荷重を均等化した。
- 架設材を含めた吊り上げ重量は約8700 t になることから、4100 tと3600 tならびに3500 tのFC3隻による浜出しとした。なお、側道部は総重量および重心の偏心を考え、大ブロックに含めず後架設とした。
- 架設は、台船搭載状態で潮汐とバラスト(海水)を利用する台船架設工法としたため、航路の完全閉鎖は1日で済み、FC架設に比べ4日間短縮できた。
- FCフック反力、主橋体吊り上げ揚程、台船柱反力を集中管理するモニタリングシステムを採用した。

### 3. 設 計

断面設計時における重要な検討項目を、以下に示す。

- 非対称な立体構造物に対する解析モデルの選定と断面力性状の把握
- ブラケットが取り付けられる桁端隅角部の構造およびその応力状態
- 円形断面の上支材とアーチリブの結合部の構造
- 軸力が作用する広幅員鋼床版の座屈耐力
- ブラケットで添加された歩道部の振動性状
- FC3隻吊り時の付加断面力の把握と解析方法
- 台船搭載時の各台船柱の反力管理と安全性の確認

#### (1) 解析モデルの検討

本橋は非対称な構造のため、主構の構造解析は立体モデルで行うこととした。モデル化に当たり下弦材の剛性は、鋼床版が下弦材と合成されるため、その断面積を下弦材に含めることで評価した。一方、左右弦材で荷重分担比率が異なるために生じる主構面外曲げモーメント、および重心の偏心によって生じるねじりモーメントに対して、両主構が一体となって抵抗するよう鋼床版をモデル化する必要があった。

図-3に示すモデル-1では、両主構が一体となった挙

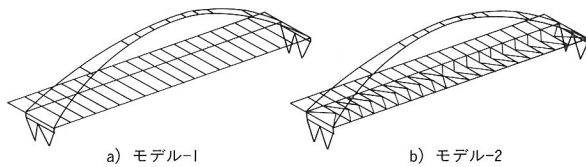


図-3 構造解析モデル

動を示さないことから、モデル-2のように格子に仮想トラスを組み合わせ、鋼床版のせん断剛性を評価できるモデルとした。このモデルでは、面外曲げモーメントは偶力に換算されG 1桁に圧縮、G 2桁に引張りの軸力として作用する。また、面内曲げモーメントも左右の差が小さくなり、両主構が一体となっていることが確認できた。

## (2) 桁端隅角部の検討

隅角部に作用するすべての断面力を腹板が負担するものとして、式(1)から腹板の所要板厚 $t_{req}$ を算定することとした。

$$t_{req} = \left( \frac{N}{2h} + \frac{6M_y}{2h^2} + \frac{M_z}{bh} \right) / \sigma_a \quad \dots\dots\dots(1)$$

面外曲げに対し、ウェブのみ有効としたケース  
面内曲げに対し、ウェブのみ有効としたケース  
軸力に対し、ウェブのみ有効としたケース

式(1)による検討結果は、通常、安全側に評価されるが、本橋では側道ブラケットが取り付けられることから、FEM解析を実施して作用応力の検証を行った。また、アーチ作用による水平力は隅角部より30度の角度で鋼床版へ伝達されると仮定して鋼床版有効幅を算出したが、この伝達角度も検証した。

FEM解析結果を、以下にまとめる。

- ① 隅角部腹板は2軸応力状態で応力性状が複雑なためFEM解析による応力を式(2)で照査した。

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + \tau_{xy}^2} < 1.2 \sigma_a \quad \dots\dots\dots(2)$$

この結果、内側腹板のフィレット部で応力超過が生じたため、フィレット部の曲率を変更することにより応力改善を図った。結果を表-3に示す。

- ② 鋼床版の応力度は、横桁2パネル目付近で均等化していた。これは、断面設計で仮定した分布角度の仮定とほぼ一致する。

表-3 隅角部FEM解析結果

|      |           | 当初断面               | 変更断面  | 許容応力  | 使用材質   |
|------|-----------|--------------------|-------|-------|--------|
| G1-R | フィレット部曲率  | mm                 | 572   | 750   | HT690  |
|      | 主 応 力     | kg/cm <sup>2</sup> | 4 520 | 3 241 |        |
|      | Mises等価応力 | kg/cm <sup>2</sup> | 4 083 | 3 091 |        |
| G2-L | フィレット部曲率  | mm                 | 520   | 650   | SM490Y |
|      | 主 応 力     | kg/cm <sup>2</sup> | 3 341 | 2 482 |        |
|      | Mises等価応力 | kg/cm <sup>2</sup> | 3 248 | 2 371 |        |

- ③ 隅角部範囲外の下弦材は平行四辺形断面のため、主軸の傾きを考慮して断面計算をしたが、FEM解析による応力は若干低めであり、安全であることが確認できた。

## (3) 上支材隅角部の検討

上支材が円形断面上弦材が長方形断面となっている隅角部構造では、上弦材の内側腹板と上支材との間で板の面外曲げによる応力伝達が行われることになる。しかしながら、確立された設計手法はなく、新浜寺大橋ではFEM解析から検算した設計式が採用されている<sup>1)</sup>。本橋でもこの手法に準じて設計をしたが、第1上支材位置が高く風荷重による断面力が大きいため、断面構成が困難になった。このため、図-4に示すように上弦材軸方向に水平ダイヤフラムを入れる構造を考え、FEM解析でこの効果を検証した。その結果、水平ダイヤフラムが面外曲げモーメントに抵抗し、腹板の板曲げ応力度が大幅に減少することが確認できた。

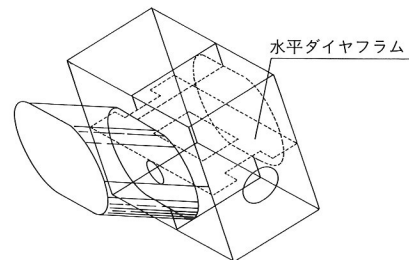


図-4 上支材隅角部構造

## (4) 鋼床版の補剛板としての照査

本橋の鋼床版の特徴としては、以下の事項がある。

- ① 橋軸方向には下弦材との合成効果により、主構作用としての引張り応力度が作用する。
- ② 橋軸直角方向には、横桁、横リブの上フランジとしての応力度が圧縮応力度として作用する。
- ③ 下弦材間隔が広く、縦リブが橋軸方向に配置されており、圧縮応力度の作用する橋軸直角方向にデッキプレートは補剛されていない。

以上のことから、2方向面内力を受ける鋼床版の補剛板としての照査を行った<sup>2)</sup>。その結果、本橋では横桁高を高くし、圧縮応力度を低く抑えていたため、座屈に対して十分な安全性を有していることが確認できた。

## (5) 側道部の振動に対する検討

全体モデルで固有値解析を行い歩道部の固有振動数を算出した結果、歩道部に2.1Hzの振動モードが卓越し、「立体横断施設基準・同解説」で避けるように規定されている1.5~2.3Hz内にあることが判明した。

このため固有振動数を上昇させることとし、側道先端の高欄をRC壁高欄から鋼製高欄に変更し質量を落とした。その結果、固有振動数は2.3Hzまで上がった。

## (6) 架設計算

### a) FC 3 隻相吊り系解析

本橋の吊り上げ重量はFC船 3 隻の定格総荷重の約80%であるが、FC船相互の計器特性、ワイヤ・係留ウインチ操作速度などの相違により、各FC船の負荷が均等にならないことが考えられる。そこで、以下の状態を想定し解析に反映した。

- ① 橋軸方向の3隻間の鉛直吊り上げ変位差
  - ② 橋軸方向の各船左右フック間の反力変動差
  - ③ 橋軸直角方向の前後フック間の反力変動差
  - ④ 3隻間の吊り点中心の水平位置差
- 各ケースの概要を図-5に示す。

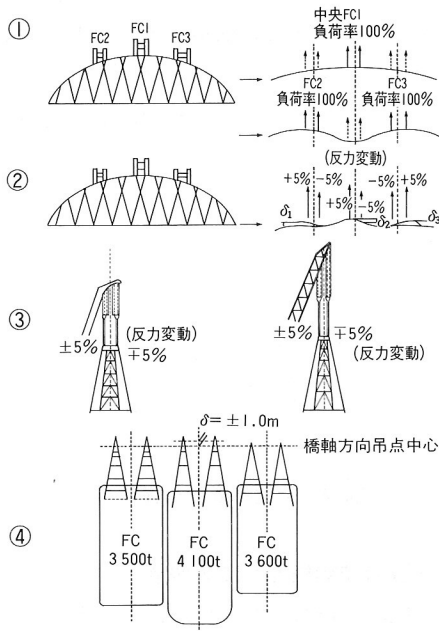


図-5 FC張力誤差概要図

### b) ケーブル長誤差の設定

地組立状態でケーブル定着点間距離を測定した後、設計シム厚を決定し挿入するが、この状態では所定のケーブル張力は導入されていない。張力が導入されるのは橋体吊り上げ以後であり、それまで張力の是非が確認できない。そのため、あらかじめ張力誤差を見込んで橋体の設計をすることとし、ケーブル長誤差を以下のように設定した。

- ① 定着点間距離計測誤差  $\Delta_1 = \pm 5 \text{ mm}$
- ② ケーブル製作長誤差  $\Delta_2 = \pm L_0 / 20\,000$

### c) 台船輸送、架設系解析

台船輸送時の支持点は片主構3点であり、しかも張り出し長が大きいため中央架台を側部より高くすることにより反力を均等化した。解析ではこの量を支点の強制変位として与え、死荷重の他に以下の荷重を考慮し立体解析を行った。

- ① 台船柱架台の高さは橋体搭載前に計測し調整する

が、計測誤差、台船の剛性誤差等を考慮し、 $\pm 30 \text{ mm}$ の誤差を中央支点に与えた。

- ② 台船搭載時には仮支柱に反力を持たせるため、仮支柱の高さ誤差として $\pm 15 \text{ mm}$ を温度変化に換算して各仮支柱に与えた。
- ③ 波のうねり状態を三角形分布にモデル化し、台船の変位量を算出した。この変位量を支点に与えることにより、波高による浮力変動を評価した。

## 4. 製作

### (1) 工場製作における問題点

本橋は非対称構造であることから、当然製作キャンバも非対称となる。また、中ブロック地組立としたことから本橋特有の製作時の問題点として、以下の事項が予想された。

- ① 原寸作業に必要な座標の算出とそのチェック
- ② 上支材添接誤差による上弦材の軸ずれの解消
- ③ 中ブロック地組立精度の確保とその測定

なお、当社の製作範囲は、P111側隅角部を含む下弦材1パネルおよび上弦材の半分である。

### (2) 対策

上記の問題点に対して、以下の方法で対処した。

- ① 3次元の非対称構造物においては、従来の方法では座標の算出が困難なため、積極的に3次元CADを使用した。図-6に3次元CADによる資料作成の流れを、図-7に作図例を示す。
- ② 上支材が円または長円形で、添接部に摩擦接合を採用しているため、添接部の誤差がアーチ曲線に影響

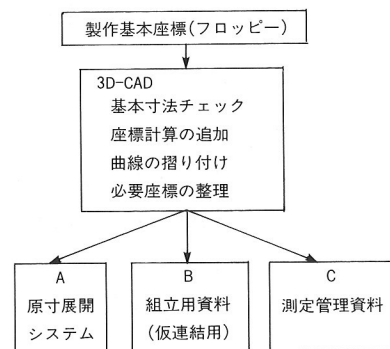


図-6 資料作成の流れ

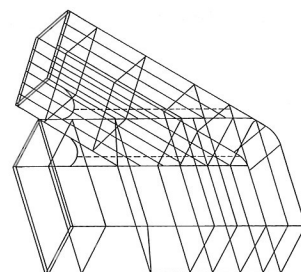


図-7 作図例

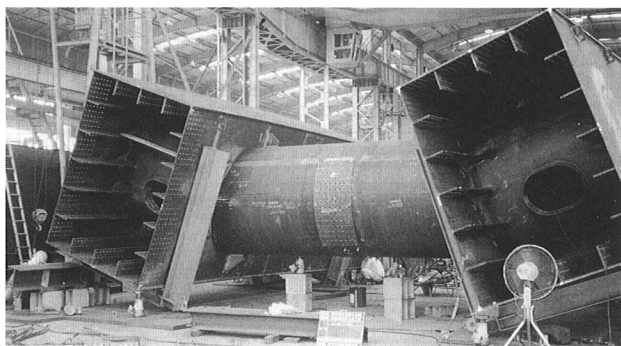


写真-1 仮連結状況

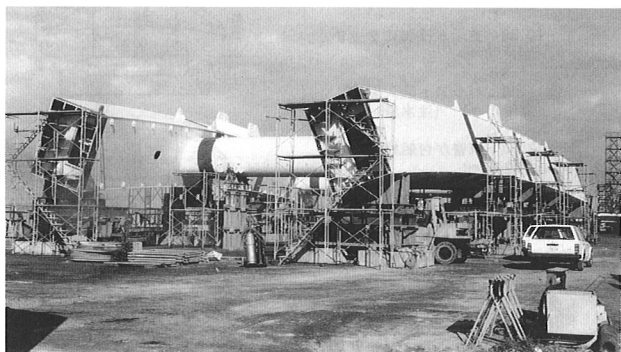


写真-2 中ブロック地組立状況

響を与える。そこで、上支材の仕口を上弦材に仮付けした状態で仮連結を行い、整合性を確認した。ただし、部材が長いものは、その本体を省いた（上弦材を上支材の軸方向にスライドさせた）状態で仮連結を行った。写真-1に仮連結状況を示す。

- ③ 中ブロック地組立工法を採用したため、工場での組立精度が全体精度に大きく影響することになり、十分な精度管理の実施が必要となった。そこで光波測定器を導入し、3次元的な測定を行い精度の向上を図った。写真-2に、中ブロック地組立状況を示す。

## 5. 架 設

### (1) 浜出し～台船搭載

#### a) 3隻相吊り時の管理

3隻吊り時のFCの目標負荷率は80%とされているが、本橋の吊り上げ重量はほぼその限界であった。そのためフック反力誤差を考慮して設計したが、施工時には作業性、安全性を考え、以下の要領で吊り上げることにした。

- ① FCの巻き上げ速度は4100tFCが0.6m/分で3500、3600tFCが1.0m/分のため、中央の4100tFCを先行し巻き上げ、負荷率が90%になった段階で両サイドのFCを巻き上げる。両サイドのFCは負荷率が85%になった段階で巻き上げを停止し、中央の巻き上げを待つ方法とした。

- ② 3隻吊りのためフック巻き上げ・巻き下げ時、FCの前進・後退時に荷重が変動しやすい。橋体応力上から許容されるフック反力の誤差を検討した結果±150tであったが、実際の管理は±100tの範囲とし、これを超えた場合には全船作業を停止し、荷重調整を行うこととした。

- ③ 安全性を向上させるため各FCのフック荷重を無線送信し、指揮本部のパソコンCRT画面に表示するモニタリングシステムを採用した。また、吊り上げ時の橋体姿勢を管理するため橋体端部に超音波レベル計を設置し、橋体の海面からの高さをモニター表示するようにした。

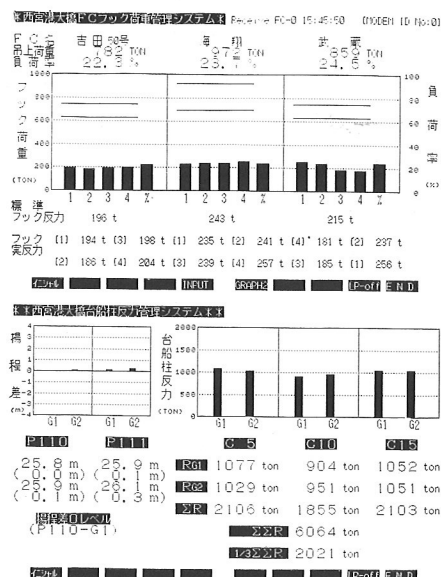
写真-3に浜出し状況を、図-8にモニタリングシステムの画面表示例を示す。

#### b) 台船搭載時の管理

3基の台船柱高さを調節し反力を均等化させるため、各台船柱にひずみゲージを取り付けモニタリングシステムにより反力を確認するとともに、中央台船柱にジャッ



写真-3 浜出し状況



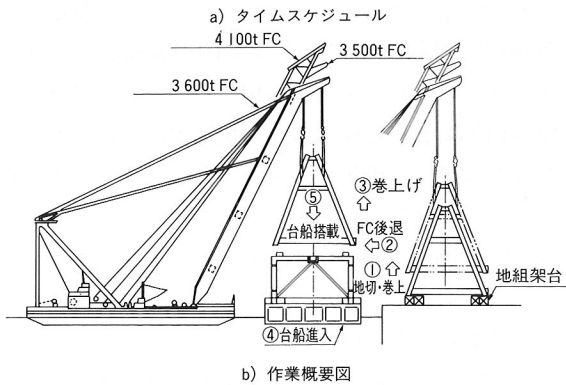
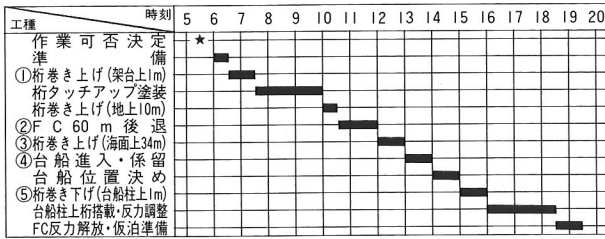


図-9 浜出し概要

キを設置し、反力誤差が大きい場合に高さ調整が可能な構造とした。台船に70%の荷重が移行した段階の反力で調整の可否を検討したが、許容値内に収まっていることが確認できたため、調整をせずに台船への搭載を完了した。なお、台船搭載完了後の反力についても許容値内であり、橋体、台船とも安全なことが確認できた。図-9に、浜出し作業の工程と概要を示す。

## (2) 台船架設

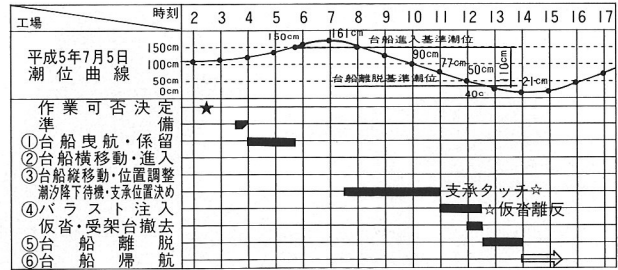
橋体搭載後、台船に海水を注入し前後左右のバランスを調整し、固定沓のP110側が先に橋脚に到達するようにした。P110側の隣接桁は未架設であり、台船はP110側へ横移動した状態で架設地点に進入した。その後P111側へ縦移動し、桁引き寄せ設備や支承固定設備により位置の微調整を行い、潮による台船降下を待った。支承が橋脚に接してからは、台船に海水を約13500t注入し台船を降下させるとともに、台船柱上では仮支承・受架台を解体し、台船の高さを低くすることによって台船の離脱を早めるようにした。

図-10に台船架設の工程およびステップ図を、写真-4に架設時の状況を示す。

## 6. おわりに

本橋は、世界でも最大級のニールセンローゼ桁橋であり、設計面からの数多くの検討項目に加え、施工面でも過去最大の重量の大ブロック架設を行うという難工事であった。しかしながら、平成3年2月に受注してから約2年半の期間で、関係者の努力により、平成5年7月には無事大ブロック架設を完了することができた。

本橋の建設地点は西日本有数のヨットハーバーのゲー



a) タイムスケジュール

架設前桁搭載状況

- ②5:45 台船横移動進入開始  
(潮位150cm)
- 10:30 支承が橋脚にタッチ  
(潮位90cm)
- ④11:00 バラスト注入開始  
(潮位77cm) (注水量13500t)
- 12:00 仮沓が台船柱と離反  
(潮位50cm)
- ⑤12:30 バラスト注入停止  
(潮位40cm) 台船離脱準備開始
- ⑥14:00 台船離脱完了  
(潮位21cm)

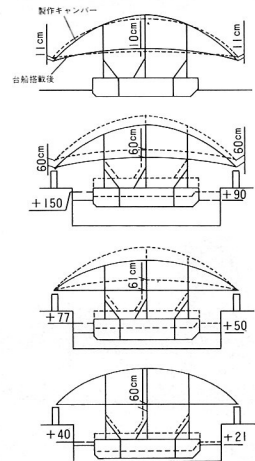


図-10 台船架設概要

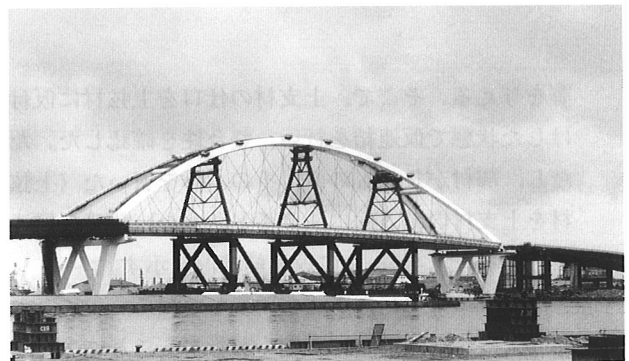


写真-4 架設状況

トにあたり、また付近が海浜公園として整備されていることから、ランドマークとして地域のシンボルとなることが期待されている。

最後に、本工事全般にわたりご指導いただいた阪神高速道路公団の皆様および関係者各位に、本誌面をかりて厚く御礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 松本雅治・安田扶律・明田啓史・金子俊一：我が国最大のニールセン橋新浜寺大橋の設計と架設、橋梁と基礎、Vol.25, No 8, pp.121~125, 1991. 8
- 2) 北田俊行・中井博・古田富保・鈴木宏昌：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する研究、構造工学論文集、Vol.34A, pp.203~214, 1988. 3