

常吉大橋の設計・製作・施工

～径間比のアンバランスな1本タワー斜張橋～

The Design, Fabrication and Construction of TSUNEYOSHI Bridge

米山 徹
Tohru YONEYAMA

川田工業(株)生産本部四国工場橋梁部
橋梁技術二課課長

末武 浩
Hiroshi SUETAKE

川田工業(株)橋梁事業部大阪技術部
設計一課

渡部 直人
Naohito WATANABE

川田工業(株)工事本部大阪工務部工務課

岡元 芳憲
Yoshinori OKAMOTO

川田工業(株)生産本部四国工場橋梁部
橋梁技術一課

中川 二郎
Jiro NAKAGAWA

川田工業(株)橋梁事業部大阪技術部
設計一課

田中 直
Tadashi TANAKA

川田工業(株)工事本部大阪工務部工務課

The 539.65m Tsuneyoshi Bridge links Osaka City's Konohana-ku Tsuneyoshi region with the developing sports-centered, man-made island of Maishima. The entire structure is partially made-up of a 340.8m cable-stayed bridge that includes a 200m section which is literally "above sea". A special construction joint venture comprised of Komai, Kawada, Nikkyo, and Kurimoto was awarded the primary fabrication and construction related work contract by the City of Osaka, the main employer.

This report focuses on the Tsuneyoshi Bridge's design, fabrication, and construction work.

Key words: Tsuneyoshi Bridge, cable-stayed bridge, heavy concrete

1. はじめに

常吉大橋は、大阪市此花区常吉地区とスポーツアイランドとして開発整備の進む人工島「舞洲（まいしま）」を結ぶ全長539.65mの橋梁である。そのうち、海上部の約200mを含む橋長340.8mの斜張橋を、事業主体の大阪市より駒井・川田・日橋・栗本特定建設工事共同企業体が受注し製作、施工を行った。橋梁位置図を図1に示す。

本文では、本橋の特色を中心に、設計、製作、施工について報告する。

2. 本橋の特色

本橋は、地形・地質・航路条件により、逆Y型1本タワーを有する径間比1:2.8と非常にアンバランスな3径間連続鋼床版箱桁斜張橋であり、主径間部の支間長は250m、1本タワーの斜張橋としては最大規模を有している。主径間部の平面線形は直線であるが、側径間部は半径200mの曲線区間を含んでいる。ケーブルは、ファン型2面6段のマルチケーブルで、ケーブルの定着は、桁側がパイブアンカー形式、塔側が支圧板形式を採用した。本橋の設計条件を表1に、一般図を図2に示す。

本橋の主な特色は、以下の通りである。

(1) 負反力対策

径間比のアンバランスによる負反力を軽減させるため、



図1 橋梁位置図¹⁾

表1 設計条件

橋梁形式	3径間連続鋼床版箱桁斜張橋
道路規格	4種1級
橋長	340.800m
支間長	24.000m + 65.000m + 248.850m
有効幅員	車道8.500m + 歩道3.250m
活荷重	B活荷重
塔形状	逆Y1本タワー
塔高	80m (SRC橋脚天端より)
ケーブル形式	ファン型(2面6段マルチケーブル)
基礎形式	杭基礎形式

側径間側の桁内に高流動化した重量コンクリートを充填している。また、端支点は常時大きな負反力が作用し、さらに地震時には1沓あたり19MNもの負反力が生じるため、2基の負反力支承(ペンデル支承)を採用した。

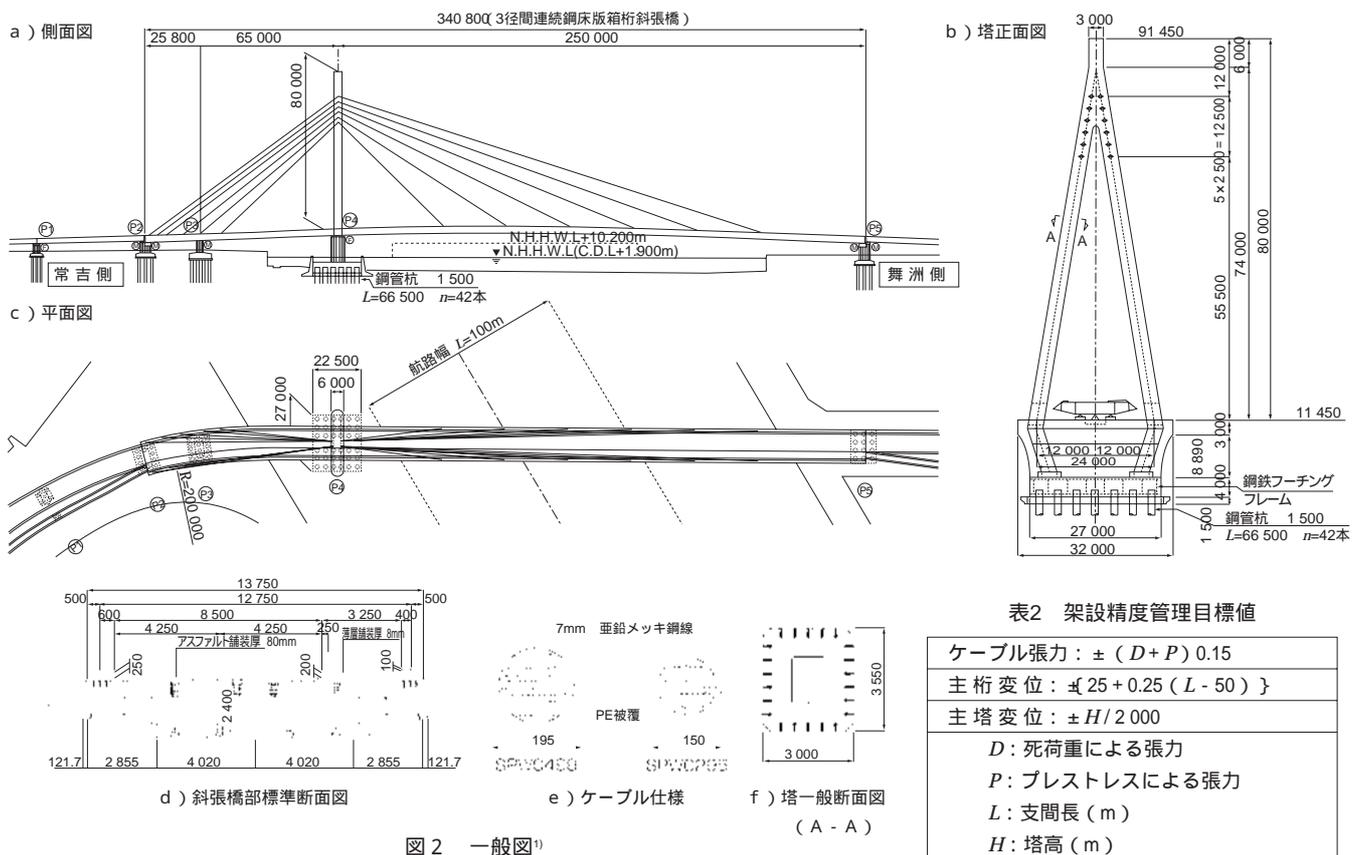


図2 一般図¹⁾

(2) 耐風安定性

本橋は湾岸部の水路上に位置し、乱れの少ない強風が作用することが予測されたため、風洞実験を行った。

実験は、主桁断面形状を決定するための部分剛体模型による2次元風洞試験²⁾と、架設系を含めた総合的な耐風安定性を確認するための全体弾性模型による3次元風洞試験³⁾を実施した。

(3) 地盤変動対策

舞洲側は埋め立て年数も浅く、橋梁完成後も地盤の沈下および側方流動が予想されている。支承、伸縮装置は将来の変位に対応可能な構造とした。

(4) ケーブル制振

すべてのケーブルにおいて、スクールトン数が50以下、固有振動数が3.0Hz以下となるため、振動の発生が予想された。そのため、渦励振やレインパイブレーション等によるケーブルの振動低減を目的とし、主桁側ケーブルゴムカバー内に高減衰ゴムダンパーを設置した。

(5) 防錆対策

本橋は、大阪港内の海上部に位置するため、飛来塩分等の影響を受けやすく、以下の対策を施している。

主塔、主桁とも外面塗装にフッ素樹脂塗料を使用した。

大ブロック架設継手を除く、主塔、鋼床版、下フランジの継手は、現場溶接とした。

主塔基部および主桁下フランジ大ブロック架設継手部に防錆TCボルト、防錆六角ボルトを使用した。

(6) 架設精度管理

従来、斜張橋のケーブル張力の調整には、シム量の算出に時間がかかり、さらに現場における調整機材の設置、移動に相当な作業量を要してきた。本橋においては、関西大学総合情報学部の高田均教授を委員長とし、大阪市、JV各社などによる委員会を設置し、遺伝的アルゴリズム(GA: Genetic Algorithm)を利用した各ケーブルの張力調整量を算出するシステムを開発した⁴⁾。

架設精度管理目標値を表2に示す。

3. 確認試験の実施

本工事ににおいては、新しい試みを多く取り込んでいるため、次に示す確認試験を行った。

防錆処理トルシア形高力ボルトの基本性能確認試験

高流動化した重量コンクリートの施工性確認試験

高減衰ケーブル制振装置の性能試験

グースアスファルト施工時の主桁温度分布測定

起振機による実橋振動試験

ここでは、¹⁾、²⁾、³⁾について概要を述べる。

(1) 防錆処理トルシア形高力ボルトの基本性能確認試験

近年、海上部に位置する橋梁においては、表面処理を施した防錆処理高力六角ボルトが使用されることが増えている。しかし、ボルト表面の塗装の影響で温度による軸力変動が大きくなるため、従来は耐力点法により施工されていたが、施工時の管理に時間を要している。

表3 防錆TCボルト試験結果

確認項目	試験結果
温度依存性の確認	・軸力の温度依存性は道路橋示方書の許容範囲にあった。 ・防錆六角ボルトより安定した軸力が得られた。
軸力減衰の確認	・添接板の表面処理が無機ジंकペイントの場合88%、プラスト後赤錆状態の場合95%の軸力残存率であり、防錆TCボルトと普通TCボルトでは差がなかった。
すべり耐力試験	・すべり係数 $\mu = 0.526$ (添接板の表面処理が無機ジंकペイント) と設計値 $\mu = 0.40$ (道路橋示方書) 以上確保されていた。
作業環境試験	・水に濡れた状態においても、軸力変動はほとんどなかった。
長ボルト軸力減衰の確認	・軸力残存率M22×125の場合86%、M22×80場合88.6%(添接板の表面処理、無機ジंकペイント)であった。
耐食性の確認	・塩水噴霧試験、促耐候性試験ともに100時間行った結果、異常がない報告がなされている。
上塗り適合性の確認	・今回使用する5種類の塗料での上塗り適合性および層間付着性能について問題がなかった
熱影響試験	・防錆ボルト塗料自体は150、200ともに変色はあるが、塗膜のフクレ、はがれもなかった。また、ゴパン目試験においても問題なかった。
	・防錆ボルト塗料と上塗り塗料との付着性は150において変色はあるが、塗膜のフクレ、はがれはなかった。しかし、ゴパン目試験では上塗り塗料がはがれた。
	・200以上では軸力の低下が著しく見られた。
防錆六角ボルト頭締め試験 締付け軸力の経時変化	・トルク係数の変動、軸力の減衰、すべり係数値について特に問題なかった。 ・塗装後1日から6カ月の期間行ったが、1週間までで若干低下しているがその後は低下は見られなかった。

今回、温度依存性が少ない防錆処理トルシア形ボルト(以下、防錆TCボルト)が日鐵ボルトにて開発されたため性能確認試験を行い使用の適否を確認した⁵⁾。

試験の結果、表3に示すように防錆TCボルトの基本性能について、従来のトルシア形高力ボルトと同程度の性能を有していることが確認された。しかし、熱影響試験については、上塗り塗装(変性エポキシ樹脂塗料)と特殊プライマーとの剥離と軸力の低下が見られたが、熱影響を受けない部分では使用可能であると確認できたため、主桁下フランジ大ブロック添接部と主塔基部添接部に防錆TCボルトおよび同様の表面処理を行った防錆六角ボルトを採用した。

(2) 高流動化した重量コンクリートの施工性確認試験

カウンターウエイトコンクリートは、骨材に磁鉄鉱を使用した単位容積質量 3.74 t/m³程度の重量コンクリートと普通コンクリートとから成り立っている。限られた打設孔から箱桁内部のダイヤフラムや補強リブなどに干渉されず、箱桁内部全体に充填する必要(所定の重量確保と防錆上)があったため、流動性、充填性に優れた高流動の重量コンクリートが必要であった。この要求性能を確保するため、数回の試験練りを行うとともに、主桁の一部をモデル化した供試体を作成し、施工試験を行い、流動性、充填性を確認した。また時間経過とともに変化する単位体積重量が必要条件を満たすかどうかの確認も同時に行い、重量コンクリートの目標基準、および配合を決定した⁶⁾。表4に目標基準、表5に配合表を示す。

表4 重量コンクリートの目標基準

項目	目標基準値
スランブフロー値	57.5 ± 5 cm
単位容積質量	3.74 t/m ³ 以上
空気量	2.0% 以下



写真1 重量コンクリート施工性確認試験

4. 設計

(1) 構造解析

本橋の構造は、平面的に曲線を有していることなどから、立体骨組解析により断面力を算出した。また、支点沈下量100mmによる影響を考慮した。

(2) 耐震設計

本橋は、平成2年版「道路橋示方書」に基づく震度法レベルの動的応答解析により検討が行われていたが、工事受注後、兵庫県南部地震以降の耐震設計法の見直しに対応するため、平成8年版「道路橋示方書」に示される応答スペクトルを用いた線形動的解析、および塔部材の非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行い、断面の照査を行った⁷⁾。

(3) 主塔の設計

立体骨組解析による断面力から決定した断面をもとに、幅厚比等のパラメータを制限し、ぜい性的な破壊を

表5 重量コンクリートの配合表

水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)					空気量 (%)	理論単位量 (t/m ³)
	水 W	セメント C	骨材 S	高性能AE減水剤 A1	消泡剤 A2		
57.1	200	350	3 238	12.25	0.021	1.0	3.788

防ぎ、じん性の向上を図るため次の処置を行った。

コーナプレートを設置する。

局部座屈に対する許容応力度が上限値となるように、板要素の幅厚比を、 R_R 0.5 とする。

縦リブの断面は、道示 -3.2.4において $t/t_0=1$ とし決定する。また、必要剛比は、 R_F R_R を満足されるものとする。

さらに、動的解析の結果から縦リブ断面の決定を行った。

(4) 主桁の設計

主桁断面は、立体骨組解析による断面力から決定し、ケーブル定着部においては、張力による局部応力を考慮した。また、コンクリート充填部については、打設時のコンクリートによる側圧等による応力を重ね合わせて断面を決定した。

5. 製作

当社の施工範囲として J 3 ~ J 8 間 (約1 200 t) の主桁を担当した。主桁は、2つの大ブロック J 2 ~ J 7 (約900 t)、J 7 ~ J 8 (約400 t) に分け地組立を行い、浜出し・輸送された。

(1) ケーブル定着部

外側腹板は、ケーブル定着鋼管の橋軸直角方向の角度に合わせて傾斜し、割り込むように取り付ける構造となっている。製作箇所である定着部は曲線部ということもあり、原寸時には当社開発の3次元CADシステムを使用し、製作時には光波測距儀を用いて取り付け角度の精度管理基準である20'以下の精度を確保した。

(2) 地組立溶接

鋼床版と下フランジおよびトラフリブについては地組立時溶接、その他腹板、ダイヤフラム等については高力ボルト接合とした。地組立溶接部の鋼床版については、炭酸ガスシールド+サブマージアーク溶接、片面裏波溶接とし、下フランジについては炭酸ガスシールド溶接、片面裏波溶接とした。下フランジの裏波溶接については、外観を考慮して全線仕上げを行った。溶接部は、鋼床版最大板厚20mm、下フランジ最大板厚49mmと比較的厚板



写真2 主桁大ブロック浜出し状況

表6 部材精度管理目標値

検査項目	条件	管理目標値	
部材長	$L \leq 10m$	± 2	
	$L > 10m$	± 3	
部材高		± 2	
フランジ・デッキプレート幅	$W \leq 1m$	± 2	
	$W > 1m$	± 3	
腹板間隔	$B \leq 1m$	± 2	
	$B > 1m$	± 3	
対角線	箱桁	± 3	
断面のねじれ	箱桁	± 3	
板の平面度	下フランジ・デッキプレート	W : リブ間隔または腹板間隔	$W/150$ 以下
	主桁・縦桁の腹板	h : 腹板高またはリブ間隔	$h/150$ 以下
	フランジの直角度	b : フランジ幅	$b/200$ 以下
圧縮材の曲がり		1/1 000以下	

表7 仮組立および地組立精度管理目標値

検査項目	許容値	条件
1 桁長	$\pm 3\sqrt{N}$	N : ブロック数
2 主桁・主構中心間距離	± 5	
3 デッキプレートの全幅	± 10	
4 桁の通り	$L/10\ 000$	L : 仮組長
5 桁の断面寸法	部材精度管理目標値による	
6 平面および横断面の対角線長	$D1 - D2 \leq 10$	
7 現場継手部の隙間	$\pm 5mm$	
8 鉛直度	$H/1\ 000$	H : 桁高 (mm)
9 キャンバー	- 5 ~ + 10	仮組長を問わず

の調質高張力鋼が用いられていたため溶接施工試験を行い、溶接性の確認を行ったうえで施工した。

(3) 精度管理

部材製作、仮組立、地組立時には、厳しい管理目標値を設けJV内で事前検査を行った。表6に部材精度管理目標値、表7に仮組立および地組立精度管理目標値を示す。

また、大ブロック間の継手部については、部材転送し、重複仮組立を行って精度管理を行った。

6. 施工

本橋の架設地点は、航路幅200mの水路上にあるため、水路上の中央径間部分(主塔含む)は比較的短期間で施工可能な大ブロック架設工法を採用し、コンクリート充填部(P 2 ~ J 2)は1部材の架設質量が大きい(約100 t)ため、450 tクローラークレーン(C/C)によるベント工法を採用した。図3に全体架設要領図を示す。

(1) 支承接付け

本橋の支承(鉛直支承)は大ブロック桁に先行して取り付け、各橋脚のベースプレートおよび水平支承、ペンデル支承を事前に現場で据え付けた。搬入は支承重量の関係から海上輸送にて行った。

(2) 主桁大ブロック(J 2 ~ J 7, 側径間部)架設

J 2 ~ J 7 ($L=70.5m$, $W=880 t$)は四国工場にて製作し、水切り地点(神戸)まで台船輸送を行い、1 300 tフローティングクレーン(F/C)にて水切後架設地点まで吊曳航して架設した。架設基準はP 4水平脊(橋軸、橋軸直角方向固定)とし、他の支承は橋脚ベースプレー



写真3 主桁大ブロック架設状況

トに設置したガイドプレートに沿わせて位置を調整した。また引き寄せ装置は5 t レバーブロックおよび滑車を4カ所（計8セット）配置した。

(3) 主塔大ブロック架設

小ブロックを製作後、地組場にて地組し、ケーブル架設用足場および制振装置などの仮設備を取り付けた。浜出しは、地組方向と架設方向が異なるため、1度台船に仮置きし方向転換を行い、4 100 t F/Cにて建て起し後、現場まで吊曳航した。所定の鉛直度を確保するため、測量後、塔側の端面を切削した。また塔のねじれについては間隔調整材に設置した2基の油圧ジャッキにて調整した。主塔架設完了後、F/Cにてケーブル架設用の塔頂巻き上げ設備の搭載、および酸素ランスを用いた架設梁の切断・降下作業を行った。

(4) 単材架設

P 2 ~ J 2 間はボルト添接と溶接を併用した10ブロックの部材から構成され、1部材の質量が最大約100 t であるため、海上輸送とした。水切りは200 t F/C、架設は450 t C/Cを用いた。また陸上部のベントは溶接、塗装足場兼用の多柱式とした。現場溶接はCO₂半自動溶接とし、下フランジは桁内より行った。また上フランジについては、表層部のみサブマージーク溶接を用いた。

(5) 主桁大ブロック（J 7 ~ P 5，中央径間部）架設

水路上に3基の海上ベントを設置し、ベント1基当たり24本の杭基礎（H400, L=37m）をクローラクレーン台船にて施工した。主桁架設は4回に分けて行い、いずれもセッティングビームを用いたモーメント連結方式を採用した。引き寄せ装置は側径間の主桁架設と同様に既設桁上に2カ所、海上部ベント上に2カ所（計8基）配置した。

(6) ケーブル架設

本橋のケーブルは、L=73~216m, W=8~36 t, = 150, 195mm, 桁側でのシム調整により張力を調整する構造で、架設時の最大張力から1 000 t センターホールジャッキを用い、1次引き込みにはワイヤクランプ装置にて作業を行った。

a) ケーブルの搬入

全ケーブル24本の内、ケーブルリール径の大きいCA-10,11,12については海上輸送とし、荷取りについては200 tトラッククレーン（T/C）を用いた。その他のケーブルについては低床トレーラーによる陸上輸送とした。

b) ケーブルの展開

ケーブルは桁側定着部付近から、主塔方向へ橋面上に設置した3 t ウィンチを用い、主塔直下まで展開の後、



写真4 ケーブル架設状況

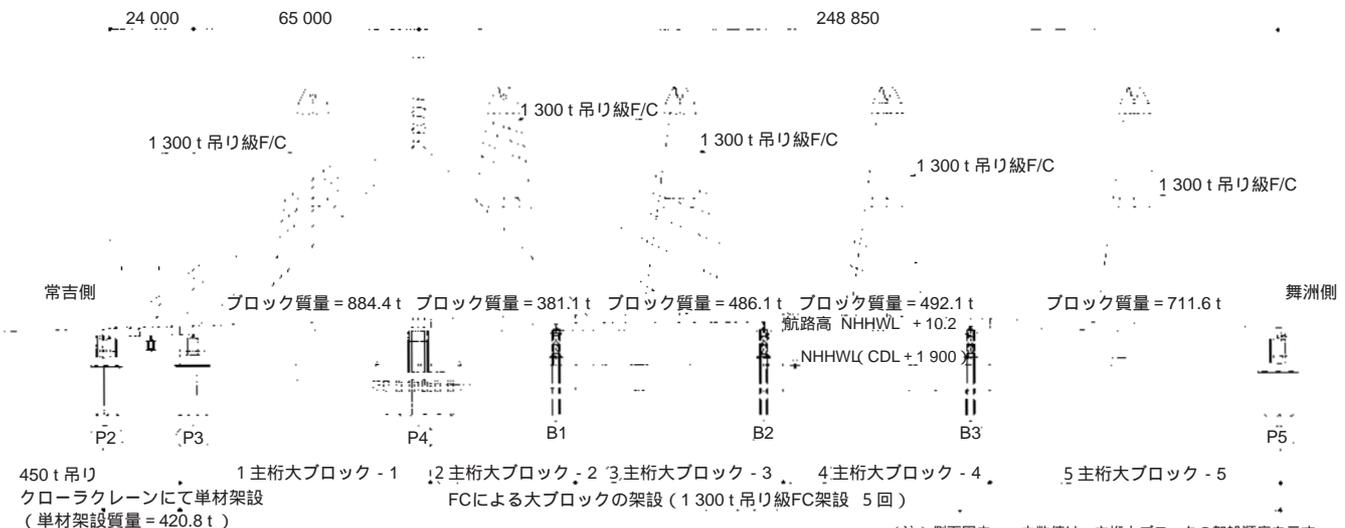


図3 全体架設要領図

(注)側面図中、内数値は、主桁大ブロックの架設順序を示す。主桁ブロックの架設質量は架設用仮設備を含まず。

塔頂巻き上げ設備にて吊り上げを行いながら、ケーブル先端（桁側定着ソケット）を解放した。なお、ケーブル台車転倒によるケーブルの損傷を防ぐため、全台車を連結した。またケーブルの滑走を防ぐため、ケーブル吊り上げ時には、5 t チルホールを2台用いて、おしめ装置とした。

c) 塔側の定着

塔側ケーブルの定着は、前出の塔頂巻き上げ設備によって定着部付近にまで巻き上げられたケーブルを、塔内に設置した引き込み装置（1.5～5 t レバーブロックおよび滑車）を用いて行った。巻き上げ設備については

橋面上より最上段定着部まで高さが65mあること

主塔形式が逆Y形で定着間隔が最小2.5mしかないこと

橋面幅員が2車線分しかなく、アウトリガーの関係でクレーンを最大能力で使用することができないこと

塔頂には航空障害灯および避雷針が設置されており、塔頂クレーンを設置するスペースがなかったことから、塔頂に新規製作した巻き上げ設備を設置した。この巻き上げ設備は、側径間桁下の6 t ウィンチで駆動し、荷重管理のため、滑車固定部にロードセルを設置した。

d) 桁側の引き寄せ、引き込み

塔側定着完了後、固定側ソケットにテンションロッドなどの引き込み用金物を取り付け、桁上に配置したサグ取りクレーンにて、地切りの後、展開時に用いた3 t ウィンチを使用して、1次引き込みが可能な位置まで引き寄せた。1次引き込みは50mmのワイヤとワイヤクランプ装置の組み合わせで50 t まで行った。1次引き込みから2次引き込みへの盛替え時のトラブル防止のため、ワイヤ定着部に着色を施した。

(7) 重量コンクリートの施工

実橋の打設にあたっては、打設重量の管理を行うこととした。打設重量は可搬式のトラックスケールを橋面上に設置して、打設前後のアジテーター車の重量を計測することとし、また橋梁全体の重量バランスを確保するためにダイヤフラムで囲まれた1つセル単位をいくつかのグループに分け、グループごとで管理した。これらのグループの中には全体の打設量を調整する調整セルを設



写真5 重量コンクリート打設状況

け、最終の打設量を調整した。実際の打設重量は、設計値に対して1.9%の誤差で施工された。

7. 維持管理

本工事では製作工事受注時から維持部会を構成し、将来の維持管理を考慮した計画を行った。

主な内容を次に示す。

点検設備と点検調査ルート図（主桁内、主塔内）

点検調査項目と点検シート

沈下および側方流動による盛替えおよび取替え要領

・支承かさ上げ、下沓の移動

・伸縮装置のメンテナンス

・落橋防止装置（PCケーブル、チェーン）の取替え

・高欄、防護柵および排水装置の取替え

主ケーブル取替え要領

主桁足場、主塔ゴンドラ設置要領

これらの成果は、「維持管理マニュアル」として点検から補修までの要領をまとめている⁸⁾。

8. あとがき

本文は、ページ数の制約上概要のみの報告となった。詳細については本工事の報告書および工事誌、投稿論文等を参照していただきたい。

最後に、本工事にあたりご指導を賜った大阪市建設局橋梁課および土木建設事務所の方々、常吉連絡橋JVをはじめ関係各位に誌面を借りて厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 大阪市港湾局・大阪市建設局発行、常吉大橋パンフレット。
- 2) 芦原・林田・井上・米田・宮地：常吉連絡橋（仮称）の部分模型風洞実験，第13回風工学シンポジウム論文集，pp.401-406，1994.12。
- 3) 芦原・細見・新田：常吉連絡橋（仮称）の3次元弾性模型を用いた風洞実験，土木学会第51回年次学術講演会概要集，I-A237，pp.474-475，1996.9。
- 4) 古田・川村・有村・児嶋・川岡・田中・金吉：斜張橋架設精度管理へのGAの応用，構造工学論文集，Vol.45A，pp.443-451，1999.3。
- 5) 土井・高瀬：防錆トルシア形高力ボルトの性能確認，橋梁&都市PROJECT，Vol.35，1999.7。
- 6) 川村・土井・三井・末武・高瀬・山崎：高流動化した重量コンクリートの開発，土木学会関西支部年次学術講演概要集，pp.V-25-1-2，1999.5。
- 7) 鋼構造委員会鋼構造物動的極限性状研究委員会：鋼構造の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.1-16，1994.4。
- 8) 大阪市：常吉大橋維持管理マニュアル，1999.4。