

# ナイル川源流橋の施工

## Construction of Source of the Nile Bridge

櫻井尚久\*1 赤津基博\*2 西尾嘉洋\*3 中塚賢治\*4 東海林瞬\*5 町田 裕\*6 石川正巳\*7 田中好秀\*8 秋山 博\*9

### 概 要

ナイル川源流橋は、ナイル川源流のビクトリア湖から2.5km下流に建設された橋長525mの3径間連続斜張橋であり、中央径間290mは日系建設会社が携わった同形式の橋梁としては最大級の規模を有する長大コンクリート斜張橋である。

約80mの高さを有する逆Y字形主塔は、場所打ち杭により支持されており、主塔内斜材定着構造に鋼殻構造を採用している。主塔の場所打ち杭の施工では、硬岩からなる支持層への根入れを行うために補助工法を用いて全周回転オールケーシング工法により施工を行った。主塔脚部および主塔柱部の施工では、自動クライミングシステムを用いて施工を行った。

主桁は鉄筋コンクリート構造であり、大型移動作業車を用いた張出し施工により施工を行い、主桁を2分割打設することにより工程短縮を図った。

斜材には、現場製作ケーブルを採用してシングルストランドジャッキを用いてストランド1本毎に架設・緊張を行うとともに、張力調整でも解放調整が不要のように検討を行い、シングルストランドジャッキのみで効率的に施工をおこなった。

*key words* : 斜張橋、場所打ち杭、硬岩掘削、主塔、鋼殻構造、自動クライミングシステム、張出し施工、現場製作ケーブル、張力調整、モニタリング

### 1. はじめに

ナイル川源流橋は、ビクトリア湖北岸から流出するナイル川の源流の約2.5km下流のウガンダ共和国ジンジャラ県においてナイル川（ビクトリアナイル川）を渡河す

る橋長525m（支間長：135m + 290m + 100m）の3径間連続コンクリート斜張橋である（写真-1）。

架橋地点は、北緯0°26′、東経33°11′、標高約1150mに位置し、世界第3位の面積を有するビクトリア湖が存

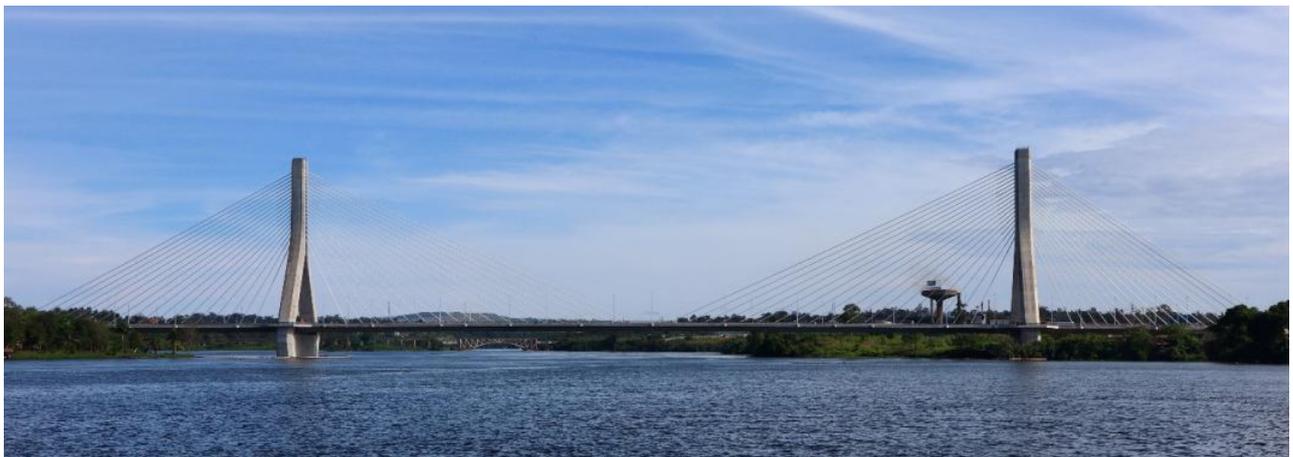


写真-1 ナイル川源流橋

*1 Takahisa SAKURAI	国際支店工事事務部	副所長
*2 Motohiro AKATSU	国際支店工事事務部	副所長
*3 Yoshihiro NISHIO	国際支店工事事務部	副所長
*4 Kenji NAKATSUKA	国際支店工事事務部	
*5 Shun SHOJI	国際支店工事事務部	
*6 Yutaka MACHIDA	国際支店工事事務部	副所長
*7 Masami ISHIKAWA	国際支店工事事務部	作業所長
*8 Yoshihide TANAKA	国際支店工事事務部	統轄所長
*9 Hiroshi AKIYAMA	土木事業本部土木本部技術部	副部長

在するため、その影響で年間を通して気温・湿度ともほぼ一定で年平均気温が約 25℃、年間降水量が東京の約 2/3 と温暖な気候に恵まれた高原の爽やかな気候である。快適な気候とビクトリア湖およびナイル川の源流があるため、特に欧州の人々が多く訪れる観光地となっている。

赤道近くに位置しているために台風・サイクロン等のような強風をとまなう熱帯低気圧は発生しない。地震に関しては、架橋地点は大地溝帯から離れており、プレート境界も近くに存在せず、強震のリスクは少ない。

また、塩害・アルカリ骨材反応等の材料劣化のリスクが低いために構造物にとってはある意味理想的な環境条件にある。

本橋は、ケニアのモンバサ港からコンゴ民主共和国へと至る東アフリカから中央アフリカへの最重要ルートである北部回廊の一部をなし、同ルートにおける最大級の橋梁であり、ウガンダ初の斜張橋かつ東アフリカ地域において最大支間長を有する斜張橋である。

現在供用されている 1954 年完成のナルバーレダムの堤体上の道路および同ダムの放水路に架かるナルバーレ橋を含む現道が片側 1 車線のみで道路規格で交通需要を満たすことができない上に老朽化も深刻であり、渋滞緩和や安全性の観点から代替ルートの必要性が高く求められてきており、わが国の有償資金援助（円借款）により本事業の資金供与が行われた。

本事業の調達方式は一般アントайд方式のため、国際競争入札により請負者が決定された。入札資格審査（PQ：Pre-Qualification）には 16 グループが書類を提出した。内訳は、日本企業を主幹事とする共同企業体（JV）が 2 社、中国企業を主幹事とする共同企業体が 12 社、フランス企業を主幹事とする JV が 1 社、ドイツ企業を主幹事とする共同企業体が 1 社であった。PQ を通過したのは筆者らの銭高組・現代建設 JV のほか、フランスのヴァンシ

表-1 構造諸元および主要使用材料

構造形式	3 径間連続斜張橋
橋長	525.000m (526.350m)
支間	135.000m + 290.000m + 100.000m
有効幅員	22.900m ~ 23.540m
平面線形	∞ ~ A=125.499m, L=52.5m
縦断勾配	0.500% ~ R=126.000m ~ -0.500%
横断勾配	±2.5% (拌み勾配) ~ 2.5% (片勾配)
主桁断面	3 重箱桁断面
コンクリート	55MPa (主桁・主塔 (パイルキャップ含む)) 40MPa (A2橋台) 30MPa (A1橋台 (パイルキャップ含む)・壁高欄・地覆・場所打ち杭)
斜材	φ15.7×38本~φ15.7×88本 (引張強度1860MPa) 現場施工型ケーブル
PC鋼材	27S15.7 (主塔基部横締め) 25S15.7 (横桁横締め) 22S15.7 (横桁横締め) 19S15.7 (主鋼材 (柱頭部のみ配置)) 12S15.7 (横桁横締め) (いずれも引張強度1860MPa)
鉄筋	Grade 460 (降伏強度460MPa)
基礎形式	場所打ち杭 (φ1.5m, φ2.0m) 直接基礎 (A2橋台のみ)

ー(Vinci)JV とドイツのストラバグ・インターナショナル(Strabag International)JV の合計 3 共同企業体であり、技術審査や価格審査を経て 2013 年 11 月 25 日に銭高組・現代建設 JV とウガンダ国家道路公社(Uganda National Roads Authority)との間で請負契約が締結された。

供用上の目標耐用年数は 120 年に設定されており、これを実現するために維持管理に供する様々なセンサー類を設置して維持管理を実施している。

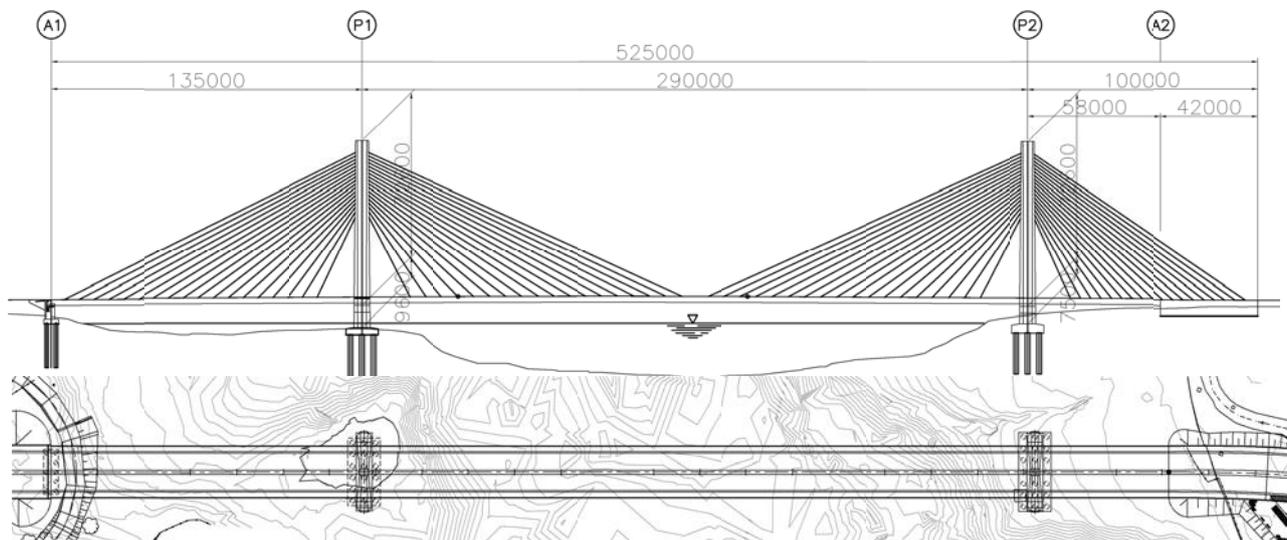


図-1 ナイル川源流橋全体一般図

表-2 日系企業施工の主要コンクリート斜張橋

橋名	橋長	最大支間長	発注者	斜材配置	主桁断面	所在地	完成年
バイチャイ橋	903 m	435 m	ベトナム	一面吊り	ストラット付き1室箱桁	ベトナム	2006
ネアックルン橋	640 m	330 m	カンボジア	二面吊り	エッジガーダー	カンボジア	2015
ナイル川源流橋	525 m	290 m	ウガンダ	一面吊り	3重箱桁	ウガンダ	2018
矢部川大橋	517 m	261 m	国土交通省	一面吊り	逆台形3重箱桁 (斜材定着部横桁なし)	福岡県	2009
伊唐大橋	588 m	260 m	鹿児島県	二面吊り	2重箱桁	鹿児島県	1996
十勝大橋	501 m	251 m	北海道開発局	二面吊り	4重箱桁	北海道	1995
呼子大橋	494 m	250 m	佐賀県	二面吊り	2重箱桁	佐賀県	1989

2. 構造概要

本橋は、橋長 525m（日本式に桁かかりおよび桁遊間まで含めると 526.350m）の 3 径間連続斜張橋であり、主塔・主桁ともコンクリート構造である（図-1）。表-1 に構造諸元および主要材料諸元を示す。

設計は基本的に BS5400 に基づいてなされているが、活荷重に関してはユーロコードを用いている。支間長は、135m+290m+100m となっており、日系企業が施工を行ったコンクリート主桁を有する斜張橋としては最大級の規模を有する（表-2）。表-2 に記載されている橋梁群のうち本橋以外の橋梁の主桁はいずれもプレストレストコンクリート構造であり、本橋の主桁のみが鉄筋コンクリート構造である点が特筆される。

P2-A2 間の 100m 区間は、58m の箱桁区間とカウンターウェイトの機能を持たせたマッシュピな A2 橋台区間 42m からなる。橋梁部における平面線形は、A1 橋台から A2 橋台前面までの 483m 区間は直線区間であり、A2 橋台前面からアプローチ道路にかけての 42m 区間はクロソイド曲線による曲線区間となっている。

主塔および主桁コンクリートには、設計基準強度 55MPa（立方体供試体（等価円柱供試体強度：45.8MPa）の普通コンクリートを用いており、A2 橋台には 40MPa（立方体供試体（等価円柱供試体強度：33.3 MPa）の普通コンクリートを用いている。使用した鉄筋は BS 基準における Grade460（降伏強度 460MPa）であり、わが国と比較すると強度の高い鉄筋を用いている。

主塔の高さは、航空管制上の高さ制限から決定されている。

斜材は両主塔とも 18 段配置の 1 面吊り構造であり、3 重防食の PC 鋼より線を用いた現場製作ケーブル（SEEE FUT-H 工法）を用いている。

各支点での橋軸方向の支持条件は A2 橋台のみを固定とし、その他の支点は全方向スライドとしたポット支承による支持としている。

一方の橋軸直角方向の支持条件は、ポット支承形式の水平支承による固定（橋軸方向にはスライド可能）とし、水平力を橋台および主塔脚部に伝達する構造としている。

主塔部では、水平支承が張出し床版先端に取り付けられるため、この部分の張出し床版を 890mm に増厚したり

ブ形式として鉄筋補強を行い、張出し床版の耐力を確保している（図-2）。

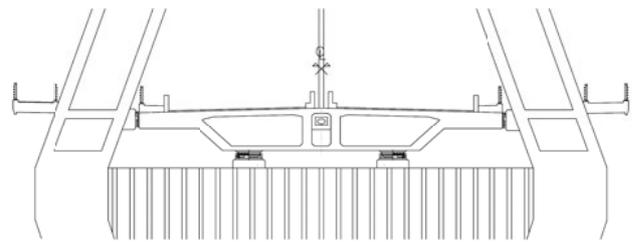


図-2 柱頭部鉛直支承・水平支承配置

3. 基礎工の施工

A1 橋台および P1・P2 主塔の基礎工は、いずれも場所打ち杭（A1: φ1.5m, P1・P2: φ2.0m）であり、角閃岩からなる堅固な支持層（一軸圧縮強度 57~259MPa）に根入れされている。

施工段階で予想を上回る硬岩が確認されたが、非常に強度の高い硬岩にも杭径分の根入れをすることが求められたため、A1 橋台および P2 主塔の硬岩の掘削では、チゼルハンマーを併用して全周回転オールケーシング工法により施工した。岩盤の圧縮強度がさらに高い P1 主塔の基礎では、ダウンザホールハンマー工法による先行削孔を併用して施工を行った（写真-2）。

なお、設計では杭先端支持力の極限支持力度を日本の道路橋示方書の良質な砂れき層と同じ値である 5000 (kN/m<sup>2</sup>) としており、原位置におけるボーリングによ



写真-2 ダウンザホールハンマー工法による先行削孔状況

り上記のような硬岩が確認された後も先端支持力の見直しがなされることなく、支持層の周面摩擦も考慮する設計が踏襲され、硬岩への根入れが要求された。

また、P1 主塔部では表層および浅深度域の風化した岩盤の存在により、全周回転オールケーシング工法での施工が困難であったため、水ガラスおよびセメントからなるケミカルグラウト材である LW グラウト (LW: (独語) Labiles Wasserglas) 工法による地盤改良を行った。

場所打ち杭の品質管理では、静的載荷試験および衝撃載荷試験による支持力の確認のほか、超音波探傷試験による健全度評価を実施した (写真-3)。

一方、A2 橋台の基礎は直接基礎とし、滑動抵抗確保のため突起を設けた。



写真-3 静的載荷試験装置(左側)と衝撃載荷試験装置(右側)

4. 橋台の施工

A1 橋台は、一般的な壁式橋台であり橋台側面には点検用のドアが設けられている。

一方の A2 橋台は先述したとおり、アンバランスな支間割りに対するカウンターウェイト機能を持たせるために主桁部では桁高 2.5m に対して A2 橋台部では構造中心での部材高を 7.700m~7.450m とした 5 重箱桁断面×2 層構造とし、中央部を除き、箱桁内部にはバラスト (単位容積重量  $\gamma=19.0 \text{ kN/m}^3$  以上) を充填している (図-3)。

A2 橋台の部材高が一定でないのは、底版を水平に設定して縦断勾配に応じて部材高を変化させているためである。

バラストの充填では、各スラブ直下では仕上げの容易性を考慮して、貧配合のコンクリートを用いた。

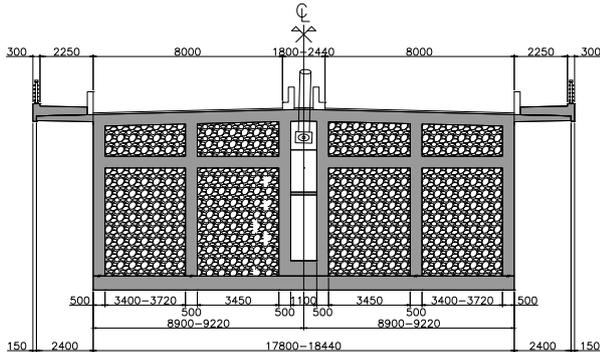


図-3 A2 橋台断面図

5. 主塔の施工

5.1 主塔構造概要

主塔は基本的には鉄筋コンクリート構造であるが、斜材定着部には鋼殻を用いた定着構造を採用した複合構造となっている。

従来、わが国の事例では鋼殻のセグメント間はメタルタッチが多く採用されてきたが、本橋では 10mm の隙間が設けられており、スタッドジベルにより躯体コンクリートへの鉛直力の伝達がなされている (写真-4)。



写真-4 鋼殻セグメント

主塔基部の上縁付近には、両主塔脚から伝達される軸力による橋軸直角方向の引張り力に抵抗させるため、27S15.7×11 列×2 段の横締め PC 鋼材によりプレストレスを導入している。

主塔の施工は、桁下までの主塔基部と主塔脚部の基部は固定支保工により施工を行い、主塔脚部の 3 リフト目以降および主塔柱部は自動クライミングシステム (Auto Climbing System:以下、ACS と記す) により行った。主塔脚部のリフト割りは鉛直方向に 4.2m とし、主塔柱部は鋼殻セグメント高が 1.5m であるため、その倍数の 4.5m リフトとした (図-4)。

主鉄筋の継手は機械式継手を用いたが、主塔脚が接合する箇所では曲線形状の複雑な形状となるため、一部には重ね継手を用いた。

主塔側の鋼殻に接続されている斜材の鋼管が主塔のコンクリート面から突出している事例がほとんどであるが、その場合には主塔から突出している鋼管と ACS とが干渉することにより鋼管出口付近の型枠の施工が複雑になり、施工性が低下する。このため、本橋では新たに主塔側へのスライド管の定着構造を開発し、主塔側の斜材の鋼管出口と主塔のコンクリート面とは同一面とした (図-5、写真-5)。

これは、鋼部材が外部に露出しないために維持管理上も好ましい構造詳細でもある。

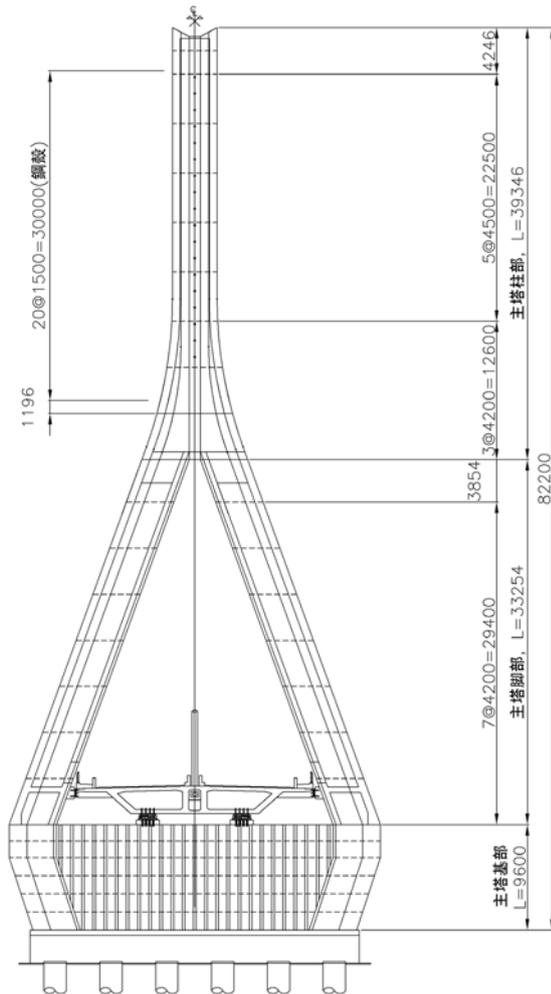


図-4 主塔リフト割り

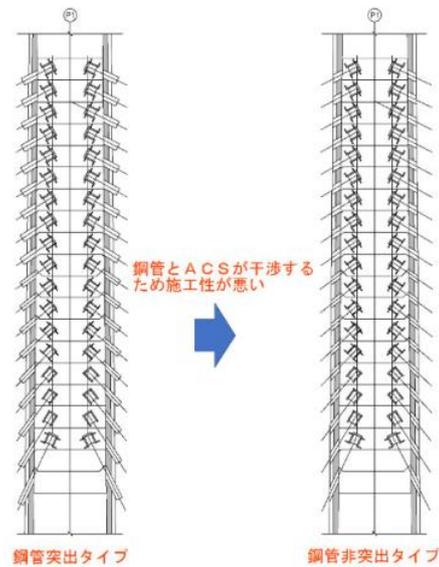


図-5 主塔部鋼殻の鋼管構造の比較



写真-5 主塔柱部

## 5.2 主塔の施工

主塔脚部の施工では、施工時のひび割れ抑制のため仮設の鋼製ストラットを2段設けるとともに、設計で想定した断面力が再現できるように下段では2200kN、上段では1400kNのジャッキ推力を導入した（写真-6）。

コンクリート打設は、容量2m<sup>3</sup>のバケットを用いてタワークレーンにより輸送して行った（写真-7）。

各鋼殻セグメントは、製作工場から4分割して現場まで輸送した。鋼殻の施工は、まず鋼殻セグメントを地組しておき、タワークレーンを用いてACSで囲まれた設置位置まで輸送し、エレクションピースを用いて固定して所定の位置に設置した。

主塔へのアクセスは、主塔形状に沿って曲線状に昇降できるエレベーターを設置して行った（写真-6）。タワークレーンは定格総荷重160kN、作業半径50mのものを用いた。タワークレーンの吊り荷で最も重量が大きいものは、形状寸法が大きい最下段斜材が定着されている鋼殻セグメントであり、支圧板を取外した状態で150kN以下に抑えて揚重して設置し、支圧板はその後に主塔上で取り付けた。最下段斜材が定着されている鋼殻セグメン

ト以外では、鋼殻セグメント重量に対して吊り能力に余裕があったため支圧板を鋼殻セグメントに取り付けた状態で吊り上げて所定の位置に設置した。

主塔柱部の側面にはひび割れ防止のため、スリットを設けて斜材の水平分力を鋼殻のみに伝達することとし、張力調整完了後に無収縮モルタルを充填した。スリットを設ける際には、エアチューブを用いて脱型が容易に行えるようにした（写真-8）。

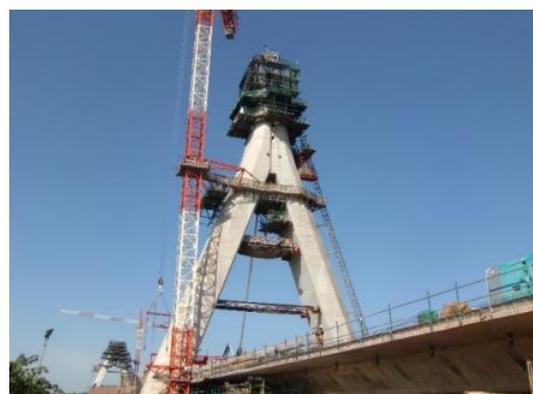


写真-6 P2主塔施工状況



写真-7 バケットによる主塔コンクリート打設



写真-8 エアチューブを用いたスリット部の型枠

### 5.3 主塔内検査路

主塔内には、維持管理のための梯子とグレーチングからなる検査路を設け、グレーチングを用いた検査用のプラットフォームは高さ方向に4.5mを標準間隔とし、各プラットフォームの取付け位置は、斜材定着具との干渉をあらかじめ考慮して上下方向に調整して決定した（写真-9）。

主塔脚部の梯子は、高さ方向に5.1m毎に踊り場を設けるとともに、施工時および供用後の維持管理の際の安全確保のため安全ブロックを設置した。



写真-9 グレーチングを用いた主塔内検査路

## 6. 主桁の施工

### 6.1 主桁の構造概要

主桁は、構造中心における桁高が2.5mであり、横断勾配(2.5%)に沿って張出し床板に向けて桁高が低くなっている(図-6)。主桁断面は、3重箱桁形式であり、中央の箱桁の内空は幅1.1m、高さ1.9m~1.98mと狭隘な空間に斜材が突起定着されている。各斜材定着位置には横桁が配置されており、横締めPC鋼材によりプレストレスが導入されている(PC鋼材配置は25S15.7×4本、22S15.7×2本、12S15.7×4本の3種類)。

中央径間では、原設計における床板厚が250mmと非常に薄く、過密配筋に加えて太径の横桁横締めPC鋼材のダクトの配置が取り合いし配置できない施工不可能なものとなっていたことから床板厚は275mmに変更された(図-6)。

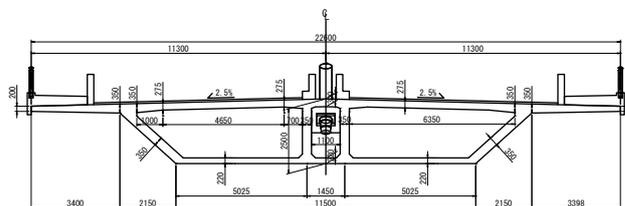


図-6 中央径間標準部主桁断面図

斜材が定着されている横桁に関しても横桁横締めPC鋼材の配置に必要な部材厚が不足していたため横桁部材厚の変更が行われた。

設計上の基本的な考え方は、斜材定着横桁を除き鉄筋コンクリート構造として設計されており、使用限界状態での許容ひび割れ幅を0.25mmに抑制している。

- ・主方向：鉄筋コンクリート部材  
(柱頭部のみ部分的にPC鋼材が配置されている)
- ・横方向：鉄筋コンクリート部材
- ・支点横桁：鉄筋コンクリート部材
- ・斜材定着桁：プレストレストコンクリート部材

桁高の低い主桁断面を有する鉄筋コンクリート構造であるため、主桁には多量の鉄筋が配置されている(単位鉄筋量約340kg/m<sup>3</sup>)。使用されている鉄筋の最大径はD32であり、A1-P1側径間の下床板ではD32×2本の束ね鉄筋が上下面に150mm間隔で配置されており、さらに部材中央部にD32が150mm間隔で配置されている。鉄筋の継手はいずれも重ね継手であり、継手長は鉄筋径の40倍となっている。

鉄筋コンクリート構造ではひび割れの発生は避けることができないため、施工時においても許容ひび割れ幅も使用限界状態の許容ひび割れ幅と同様に0.25mmに設定して施工をおこなった。

## 6.2 柱頭部の施工

上部工の施工順序図を図-7に示す。

柱頭部の支保工には、P1主塔およびP2主塔部の中央径間側はブラケット支保工を用い、陸上部のP2主塔の側径間側はクサビ結合式支保工を用いて施工を行った。ブラケット支保工上には移動作業車の下段作業台を組み立てておき、下段作業台上で施工を行うことでブラケット支保工の解体を待つことなく、移動作業車の組み立てを可能にして工程短縮を図った。

柱頭部仮固定は、アンバランスモーメントが大きいため、鉛直締めにはUテンドン(19S15.7×8本)を用いてアンバランスモーメントに抵抗させた。水平力に対しては、せん断伝達耐力および鉛直締めによる垂直抗力が十分に確保できたため、仮支承と躯体コンクリートとの摩擦で抵抗させることとし、H形鋼の配置は行っていない。仮固定の解放・撤去は、施工時に生じる主桁のたわみを極力抑えてたわみ管理精度を確保するために構造系が安定するA1側径間閉合直後ではなく、中央閉合後に実施することとした。

## 6.3 張出し施工

主桁の施工は、A1-P1径間および中央径間を張出し施工により行い、P2-A2側径間およびA1-P1径間の閉合部は固定支保工により行った(写真-10)。張出し施工は、大型移動作業車(1基あたりの重量:約1500kN)を用いて施工を行った。セグメント割りはA1-P1側径間では

6.5m×16セグメント、中央径間では7.0m×19セグメントとなっており、P1張出しは非対称張出し、P2張出しは片張出しによる張出し施工である。

中央閉合は、P1主塔からの張出し架設に用いた移動作業車により行った(写真-11)。



写真-10 P1主塔からの張出し施工



写真-11 P1主塔側移動作業車による中央閉合

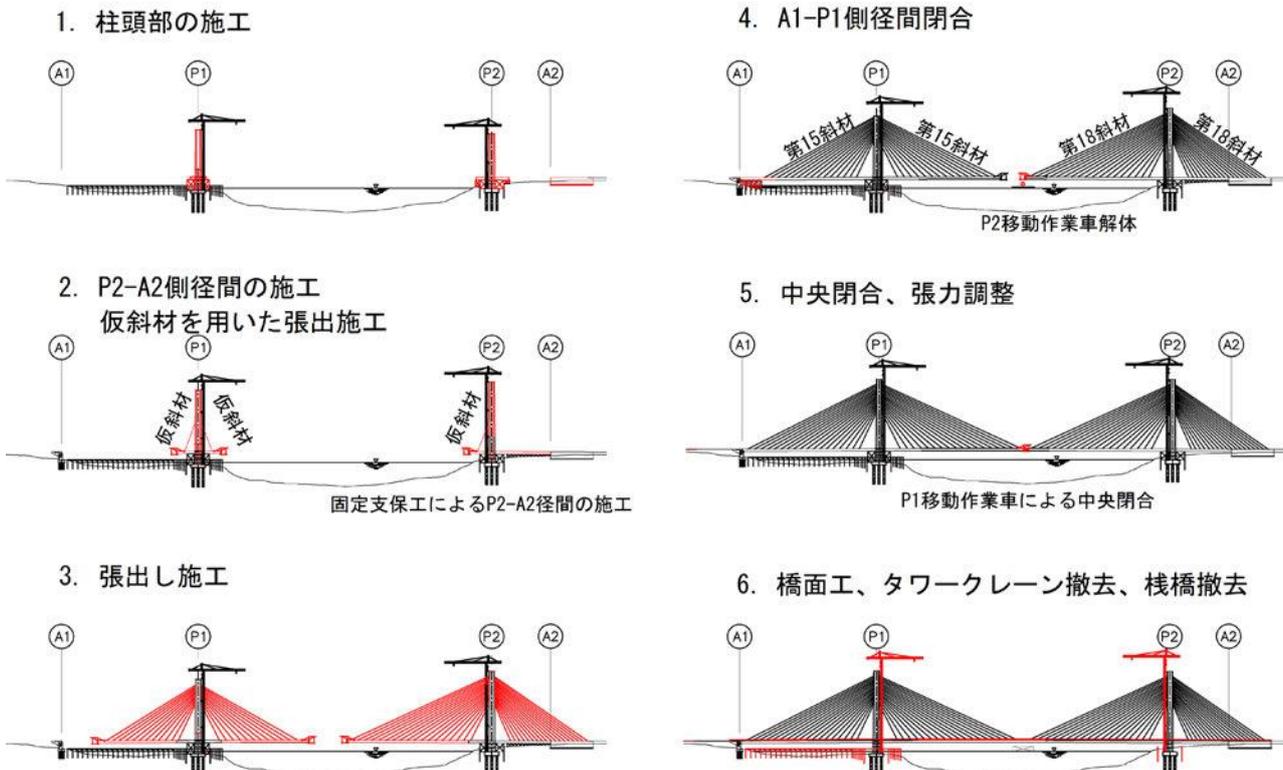


図-7 上部工施工順序図

詳細設計段階では、完成系のみでの性能照査を行い、施工段階における性能照査は請負者側が実施することとされていたため、施工に先立ち検討を行った。

前述の通り、主桁が鉄筋コンクリート構造として設計されており、柱頭部に部分的に PC 鋼材が配置されている以外は主方向の PC 鋼材が配置されていない。中間支点から最下段斜材までの距離が遠く、原設計では斜材が無い状態で側径間側・中央径間側それぞれ 28.0m および 29.9m の張出し長を桁高 2.5m のスレンダーな主桁のみで荷重に抵抗して施工しなければならなかった。

また、床板厚も薄く、十分な PC 鋼材を主桁に配置することは不可能であり、最下段斜材の緊張まで桁内 PC 鋼材によるプレストレスのみで張り出していく一般的な施工は不可能であったため、最下段本設斜材の下方に仮斜材を設けて張出し施工を実施した。主桁側の定着位置は最下段本設斜材定着位置より 1 セグメント手前としたため、仮斜材の無い状態での張出し長は側径間側・中央径間側それぞれ 21.5m および 22.9m となった。

仮斜材のストランド構成は  $\phi 15.7 \times 31$  本とし、本設斜材と同じストランドを用いた。最下段の本設斜材の架設・緊張直後に仮斜材の張力解放および撤去を行った。仮斜材の主塔側の定着は、本設斜材と同様に主塔正面に貫通孔を設けて定着を行った事例も見られるが、仮斜材撤去後に貫通孔が主塔正面に見えて意匠的に好ましくないことから本橋では主塔側の仮斜材貫通孔は主塔脚接合部に設けて、主塔脚接合部の下面から斜材が主桁に向かって配置されるようにした（写真-12）。P2 主塔からは中央径間側への片張出しであるため、側径間側には仮斜材を配置せずに中央径間側のみへの配置とした。

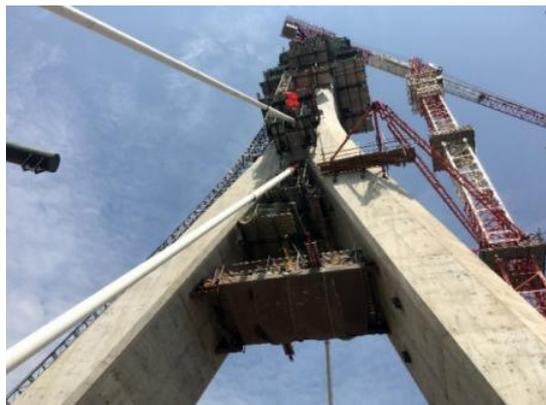


写真-12 仮斜材（下段）と最下段本設斜材（上段）

仮斜材の主塔側の定着は鋼殻を用いずに突起定着とした。桁側の定着部は本設斜材と同様の突起定着とし、万一の場合の斜材取り換えや補強等にも利用できることから定着突起は残置した。仮斜材の撤去後は、溶融亜鉛メッキ処理した鋼製キャップを取り付けて外部からの侵入物の防止を図った。

施工時の補強としては仮斜材以外にも張出し施工部

では、プレストレス無しで移動作業車を前進させることに対する安全性の配慮から、各ウェブにつき 2 本の異形 PC 鋼棒（SBPR 930/1080, D32）を追加的に配置した。

P1 主塔部からの張出し施工は、第 16 セグメントまで両径間に同数のセグメントを張り出した後、A1 側の移動作業車を解体して側径間を固定支保工により閉合し、その後中央径間側の第 17~19 セグメントまでの張出し施工を行った。

P2 主塔部からの中央径間側の張出し施工は、P2-A2 側径間を固定支保工で施工した後に片張り出しによる張出し施工を行った。

張出し施工部の主桁のコンクリート打設は、2 分割とした（図-8）。これは、中央の箱桁部分を先行して施工して斜材の施工着手時期を早めることを目的とするものであり、過密配筋がなされている躯体のコンクリート打設を確実にを行う効果も得ることができた。

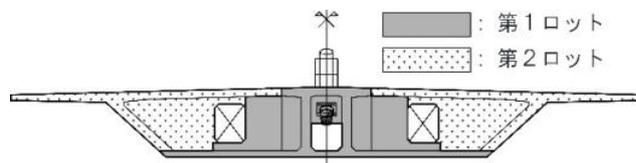


図-8 主桁コンクリート打設区画割り

主桁コンクリートの打設は、1 セグメント手前に定着される斜材を架設・緊張した後に行うこととした。ただし、1 セグメント手前に定着されている斜材ストランド数が多くなると、斜材架設・緊張作業が工程上のクリティカルとなり、すべての斜材ストランドの架設・緊張後に第 1 ロットのコンクリート打設を行う場合、斜材の施工完了まで手待ちが生じることが想定された。このため、斜材ストランド本数が 50 本を超過する場合は、全斜材ストランドの架設・緊張を待つことなく第 1 ロットの主桁コンクリートを打設することとした。なお、この場合には最初の 50 本に対しては第 1 ロットの主桁コンクリート自重による張力増加が生じるため、第 1 ロットのコンクリート重量による影響を考慮して、導入張力を補正して張力管理を行った。

主桁の施工は、昼夜 2 交代制（それぞれ 8 時間）で行った。施工速度は平均で 1 セグメントあたり暦日 12 日であり、最短では暦日 8 日の記録を残した。

コンクリートには普通セメントを用いて、スランプは過密な配筋状態（写真-13）を考慮して吐出口で 18cm とした。

移動作業車の解体では、台船を用いずにプラスチック製のドラム缶を下段作業台内に設置し、ナイル川に浮かべてボートによりそれぞれの岸まで曳航して解体を行った（写真-14）。

橋面高に対する温度変化の影響に関しては、架橋地点は一年を通してほぼ気温が一定していることに加え、常時温度計測を行い、朝 10 時頃までは殆ど躯体コンクリートおよび斜材の温度変化が見られないことを長期の温度計測により事前に確認していたため、早朝に測量および底板枠のセットを行うことで温度変化の影響を受けないようにした。



写真-13 主桁の過密配筋状況



写真-14 下段作業台の水面への降下状況

#### 6.4 閉合部の施工

中央閉合部の施工では床版上に H-350×8 本を並べ、閉合部を挟む両側の主桁と固定して温度変化や荷重による変形に対応した(写真-15)。打設は、温度変化を考慮して深夜から打設を開始し、主桁のコンクリート温度が最も低くなる早朝に打設が完了するように実施した。A1-P1 側径間の固定支保工による閉合部でも同様の措置を講じた。



写真-15 中央閉合部打設状況

両側径間部には、負反力防止のために主桁内にバラストコンクリートを充填した。主桁とバラストコンクリートとの間には絶縁材を配置した。絶縁材は、下床板・ウェブおよび上床板ではビニール系の絶縁シートを貼り、横桁面には斜材張力による主桁コンクリートの弾性変形およびクリープ・収縮による変形を拘束しない様に発泡スチロールを貼り付けてバラストコンクリートと躯体コンクリートとの絶縁を図り、確実に主桁断面に斜材張力が伝達されるようにした。

バラストコンクリートの充填管理でも、所要の重量が得られるようにコンクリートの単位体積質量と打設量の管理を行った。

橋面工では、壁高欄および地覆にプレキャスト部材を用いて工程促進を行った。

一般に、鉄筋コンクリート床板はプレストレストコンクリート床板と比較して疲労強度が低く、特に水との相互作用による疲労への影響が大きいことから、ウレタン系の橋面防水を施工した後、アスファルト舗装の敷設を行った。

## 7. 斜材の施工

### 7.1 斜材システム概要

斜材には、3重被覆の PC 鋼より線 (φ15.7, 引張強度 1860MPa) からなる現場製作型ケーブルシステムを採用し、定着システムには SEEE FUT-H システムを採用した。一般に、現場製作型ケーブルはストランド 1 本毎に架設・緊張することが可能なため、工場製作ケーブルと比較して大規模な揚重機を必要とせず、経済性に優れるほか、万一の場合にもストランド 1 本毎に交換できる利点を有する。

各斜材の PC 鋼より線の本数は、38~88 本で構成され、各斜材のストランド本数は上段に行くほど仰角が小さく、斜材張力の鉛直成分が小さくなる。このため、下段よりも上段になるに従いストランド本数を増加させており、各斜材のストランド本数はストランド 1 本単位で本数調整されている。

従って、各段で各々斜材ストランド本数が異なり、主塔の左右でも斜材ストランド本数が異なる斜材配置となっており、多くの斜材定着具では斜材ストランド本数を間引いたストランド配置になっている。

外套管には、レインパイプレーション対策として、ダブルヘリカルリブ付きの白色の高密度ポリエチレン管を採用した(写真-16)。

桁側の定着具には高減衰ゴムを用いた制振ダンパーを設置して対数減衰率 2%を確保した(写真-17)。なお、施工中に作業中止に至る風による顕著な振動現象は見られなかった。

斜材張力の制限値は疲労の照査および疲労試験を実

施して、*fib bulletin 30*<sup>1)</sup>も参考にして使用限界状態で  $0.50 \times \text{GUTS}$  (Guaranteed Ultimate Tensile Strength: 保証引張強度) とした。なお、本橋は BS5400 に準拠して設計されており、使用限界状態でも橋面荷重および活荷重に対して 1.20 の荷重係数を乗じて割り増した値を照査荷重としている。

仮斜材 ( $31 \times \phi 15.7$ ) の施工時の許容応力度は  $0.60 \times \text{GUTS}$  以下とし、実際には  $0.53 \times \text{GUTS}$  の応力レベルに留めた。本設斜材は、張出施工時の緊張では  $0.22 \times \text{GUTS} \sim 0.33 \times \text{GUTS}$  の張力導入度とした。

斜材定着具は、緊張スペースの関係から A1-P1 側径間および中央径間に配置されている斜材では下から 5 段は桁側緊張、6 段目から 18 段目の 13 段は主塔側緊張とした、一方の P2-A2 側径間に配置された斜材は下段から 9 段は桁側緊張、10 段目から 18 段目の 9 段は主塔側緊張とした。これらの違いは、P2-A2 側径間とその他の径間の斜材とでは斜材角度が著しく異なる点に起因する。



写真-16 ダブルヘリカルリブ付き外套管



写真-17 高減衰ゴムを用いた制振ダンパー

### 7.2 斜材の施工

斜材の施工は、固定定着具側の第 1 ストランドにロードセルを設置してモニタリングしながら、各斜材ストランドを 1 本毎に架設・緊張する方法で行った(写真-18、19)。

主桁閉合後の張力調整では、張力調整直後の張力を  $0.23 \times \text{GUTS} \sim 0.41 \times \text{GUTS}$  の範囲で全て増引き調整とし、解放調整を不要とすることでシングルストランドジャッキ

により効率的に張力調整作業を実施し、実働 10 日間で張力調整を完了した。張力調整後の張力は、許容誤差  $\pm 5\%$  に対して全ての斜材で  $\pm 2\%$  以下の誤差範囲で精度良く張力の導入がなされていることを確認した。

また、万一の場合の斜材の交換の際の施工性を考慮して張力解放に必要な余長を確保し、グラウトキャップも余長分を含む長尺のものを取り付けた。狭隘な定着スペースのために張力解放のための余長は、グラウトキャップの配置スペースが確保可能な固定側に設けた。

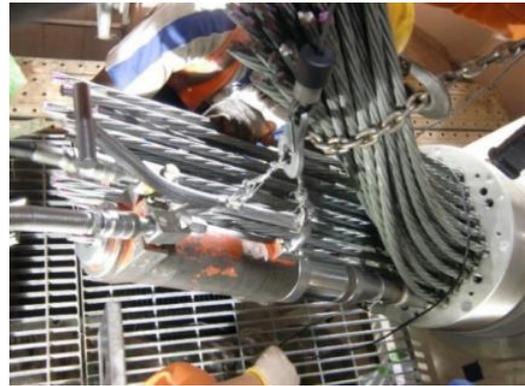


写真-18 主塔側緊張作業状況 (緊張側)

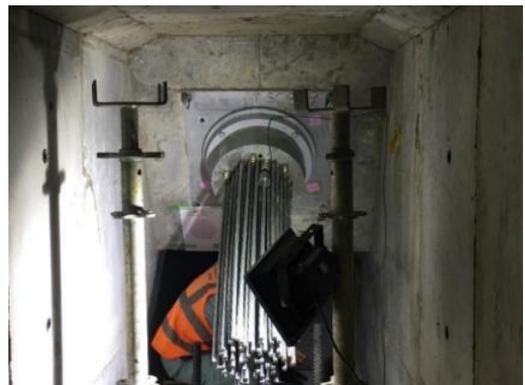


写真-19 主桁側緊張作業状況 (固定側)

### 8. 避雷対策

赤道直下に位置し、世界第 3 位の面積を有するビクトリア湖周辺は積乱雲が発生しやすく、世界でも最も落雷リスクの高い地域の一つとなっており(図-9)、本橋周辺には高さの高い構造物が存在しないことから避雷対策を取ることにした。

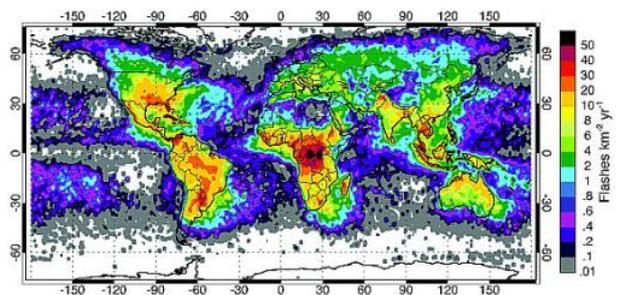


図-9 落雷リスクマップ<sup>2)</sup>

また、構造物を保護するものの他、電気・通信設備を保護するために別系統の接地線と SPD(Surge Protective Device) を配置して、電気・通信設備機器にも過電圧・過電流が侵入するのを防止することとした。

構造物を保護する避雷設備としては、*fib bulletin 30* に示されている主塔内に配置した避雷システムと架空地線を用いたものの2種類を設置して冗長性の高い避雷システムとした(写真-20)。



写真-20 避雷用架空地線

前者は、斜材定着具を相互に結ぶ collector line とこれらを鉛直方向に結び、主塔内部を通して主塔基礎の接地線へとつながる transition line とで構成されるものである。後者は、最上段の斜材の上空にアルミ被覆鋼より線からなる架空地線を架設するものであり、落雷により火花が生じて外套管やストランドの被覆に引火して火災被害に遭うことを防止するためのものである。

## 9. 静的載荷試験

供用に先立ち、静的載荷試験を実施して主桁たわみ等の計測を行った。載荷は、中央径間のみならず土砂を搭載したダンプトラック(約 2550kN/台)を 20m 間隔で載荷した(写真-21)。

中央径間たわみ量は、計算値の 120mm に対して 92%の 110mm の値を示した。これは、実際のコンクリート強度が設計基準強度よりも高いことや主桁に多量に配置された鉄筋の影響により、主桁剛性が高くなっていることによるものと考えられる。



写真-21 静的載荷試験

## 10. モニタリングと維持管理

既述の通り、本橋は 120 年の耐用年数を目指しており、長期にわたり健全性を損なわずに維持管理していく、その一助のため各種センサー類を設置して異常・変状を早期に検知することとした。採用したモニタリングに必要な機器類は、以下のとおりである。

- ① 斜材張力モニタリングのためのロードセル
- ② 強制振動法による斜材張力モニタリング(ロードセルの耐用期間が過ぎた後の代替手段)
- ③ 気象計(温度、湿度、風速、風向)
- ④ 熱電対による温度計測(主塔・主桁・斜材(ダミー斜材を使用))
- ⑤ ひずみゲージ(主塔・主桁)
- ⑥ 変位計(A1 橋台側で桁伸縮を測定)
- ⑦ 車両重量自動計測システム(weigh-in-motion system)をアプローチ道路部に設置
- ⑧ 地震計
- ⑨ RTK-GPS 測量(RTK: Real-time Kinematic)による常時のたわみ測定(主桁・主塔)
- ⑩ 特殊トータルステーション(KUMONOS)を用いたひび割れ計測・マッピングシステム
- ⑪ 橋梁上の監視カメラ(交通状況の把握および防犯対策)
- ⑫ 高所作業車
- ⑬ 橋梁点検車

特に、過積載は床版および斜材に対する深刻な疲労作用となり、耐久性を著しく損なうため、車両自動計測システムを設置・運用することとした。本システムは、舗装に埋設されたセンサー、門型支柱に搭載されたカメラ(ナンバープレート識別用および車両撮影用)、管理事務所でのモニタリング、アプローチ道路部の警察官へのタブレット端末を用いた情報共有からなる。本システムにより、車両の重量と寸法が自動計測され、違反車両のデータは管理事務所のコンピュータに蓄積されるとともに、タブレット端末で違反車両の情報を共有できるため、橋梁よりも手前で待ち構えている警察官による取り締まりが可能なシステムである。

強制振動法による張力推定では、ロードセルの耐用年数を経た後も継続的なモニタリングを可能とするためにロードセルと強制振動法による張力測定とで供用前に相関関係を取っておく必要がある。このため、橋面工施工前後で荷重状態が異なる時点で2度振動試験を実施した結果、2回とも全ストランドで±5%の精度で推定できることを確認した。

また、道路部を含めた維持管理マニュアルを整備するとともに、維持管理を行う技術者に対してセンサー類によるモニタリング手法の操作等の理解に加えて、維持管理の基本である近接目視による点検の重要性に関する理

解を深め、継続的に維持管理がなされるように教育・訓練を行った。

### 1 1. おわりに

本橋の開通式は 2018 年 10 月 17 日にヨウェリ・ムセベニウガンダ共和国大統領、モニカ・アズバ・ンテゲ公共事業・運輸大臣、佐藤正久外務副大臣、亀田和明ウガンダ共和国駐劬特命全権大使、深瀬豊国際協力機構ウガンダ事務所長をはじめ、総勢 2,000 人以上の招待客、5,000 人を超す地元住民が出席する中で盛大に行われた（写真－22）。

本式典はウガンダ共和国の国家的行事として行われ、ムセベニ大統領・佐藤副大臣によるテープカットと渡初めの後、橋梁付近に設営した会場で夕食会が行われ、橋梁近くに設けられた会場における夕食会の際には、打ち上げ花火とともにイルミネーションの点灯式行われた。

本橋の正式名称は、ウガンダ共和国における閣議を経て、架橋地点に因んで”Source of the Nile Bridge”と命名された。

ウガンダ国内はもとより、東アフリカ地域では前例のない規模の長大橋の建設プロジェクトではあったが、重大事故無く完成を迎えることができた。北部回廊の一部をなす東アフリカ随一の規模の本橋が、東アフリカ地域の経済発展に寄与するとともに、観光地であるナイル川源流のビクトリア湖周辺を多くの観光客が訪れ、本橋の美しい構造美を楽しんでいただくことを希望する。

また、適切な維持管理により健全な状態で永く供用されていくことを願う。

最後に、本プロジェクトの遂行に際し、ご協力いただいた関係各位に記して謝意を表します。

### 【参考文献】

- 1) *fib* bulletin 30 Acceptance of stay cable systems using prestressing steels, federation international du beton (*fib*), Lausanne, Jan. 2005.
- 2) Christian, Hugh J., Richard J. Blakeslee, Dennis J. Boccippio, et al., Global frequency and distribution of lightning as observed from space by the Optical Transient Detector, "Journal of Geophysical Research, Volume 108, Issue D1, January 2003: ACL 4-1- ACL 4-15  
doi: 10.1029/2002JD002347



写真－22 市民による渡初め