

第3 カルナフリ橋の設計・施工 バングラデシュ

著：David Astin, Xie Hongbing, Andrea Gillarduzzi

訳：プレストレストコンクリート海外部会*

第3 カルナフリ橋（Third Karnaphuli Bridge）は、バングラデシュにおける最初の本格的な吊構造の橋梁であり、主橋部は1室箱桁構造でエクストラード形式の3径間×200 mの主径間を有し、片持ち架設により施工された。

本橋は、カルナフリ川を渡河してチッタゴン港の北側へとつながる橋梁で、深層における液状化や洗掘の影響を受ける沖積層上に基礎を設けている点に特徴がある。

1. プロジェクトの発端

2001年11月のオランダ経済省によりカルナフリ川を渡る3番目の橋梁として、チッタゴン（Chittagong）に現存するシャー・アマナット橋近傍を含めたいくつかのルートが検討され、バングラデシュ道路局およびコンサルタントにより、デザイン・ビルド方式による新橋の建設が決定された。2005年8月に最小支間長200 mのエクストラード橋に対する入札参加事前資格が公告された。

2006年6月にデザイン・ビルド・プロジェクトの包括的請負契約がMBEC-ACL-COPRI JVとの間に5千万ドル（USD）で結ばれた。JV構成員は、Major Bridge Engineering Co.Ltd.（中国）、Al-Amin Construction Co.,Ltd.（バングラデシュ）、Copri Construction Enterprises W.LL（クウェート）のコントラクター3社と設計会社である

High-Point Rendel Ltd.（英国）である。

プロジェクト資金は、バングラデシュ道路局に対してクウェートのアラブ経済開発基金とバングラデシュが出資する。

設計最終成果品に対する照査は、Benaim Ltd.（英国）が、施工管理はKEI-BCL-TAEP-STUP JVが担当した。

2. 計画概要

第3 カルナフリ橋の計画には、950 mの橋梁とアプローチ部の土工区間、河川改修および料金所の施工を含む。本橋（図-1）は、既設のシャー・アマナット橋の50 m下流に位置し、同既設橋は本橋完成後に撤去される予定である。本橋は、120 mのアプローチ高架部（支間長20 m）と200 m×3の主径間および両側径間各115 mからなる950 mの橋梁であり（図-2）、平面線形は $R = 3200$ mの単曲線となっている。幅員は、斜材が定着さ

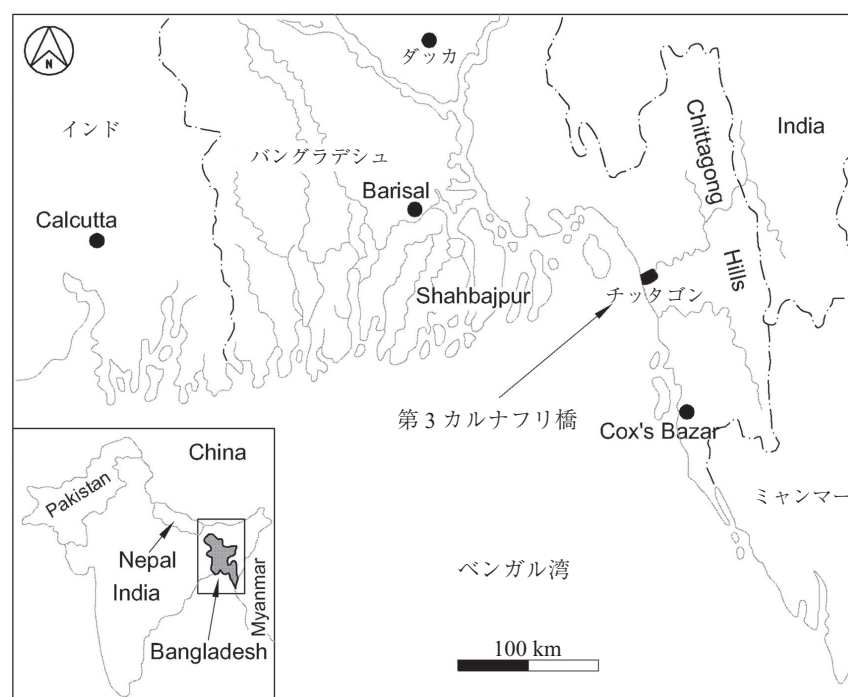


図-1 第3 カルナフリ橋位置図

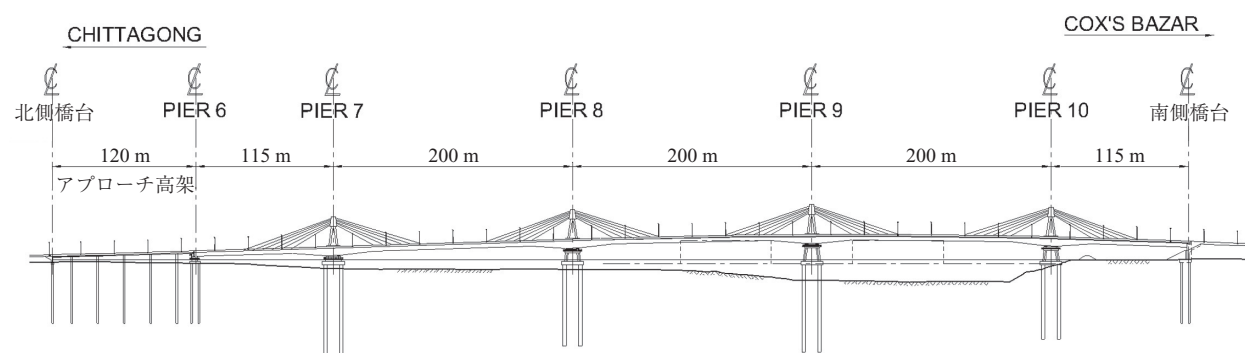


図 - 2 橋梁側面図

れている中央分離帯を含めて全幅 24.47 m、上下線合わせて 3.65 m × 4 車線と上下線に 1.65 m の低速車と歩道がおおの 1 レーン設けられている。添架物は、歩道のマウンドアップ部と中央分離帯に配置されている。

主桁は、移動作業車を用いた張出し架設により施工された。

河川内の 4 橋脚 (P7~P10) は、正方形に配置された最長 77.0 m (フーチング下面から杭底面)、直径 3 m の 4 本の鉛直杭により支持されている。

アプローチ高架の 6 橋脚と北側の橋台は、4 列配置された直径 1.5 m、地表面から最長 52.4 m の場所打ち杭により支持されており、南側の橋台は、2 列配置された直径 1.5 m、最長 54.0 m の場所打ち杭により支持されている。

施工は、2007 年の 7 月に開始し、2010 年の 5 月に完了した。

3. 現場状況および設計示方書

現場は、チッタゴンのチッタゴン・ヒルズの裾野の海岸域の平地に位置する。カルナフリ川は約 280 m 幅の主要水路であるが、モンスーン時期の洪水時には高水敷を含む両堤防間の 950 m 幅にまで水路幅が広がる。さらに、潮の干満により水位が 5.9 m 変動する。

バングラデシュ道路局の要求により、工事発注時および最終的な設計は、AASHTO LRFD (2004 年版) および BS5400 (1990 年版) に準拠し、建設材料、地盤調査、現場および試験室における試験は AASHTO に基づいている。上記で網羅できない設計項目に関しては、AASHTO あるいは BS に相当する他の示方書および技術書に準拠した。

バングラデシュ国ビルディング・コード (1993 年版) では、架橋位置は地震区域区分 2 に区分され、100 年に 1 回の発生確率における地表面での最大加速度は 0.05 g となる。耐震設計における地域係数 (Z) は、水平地震動に対して 0.15 であり、鉛直地震動に対して 0.7 Z である。

本橋は、バングラデシュにおける国道網において重要な位置を占めていることから、AASHTO LRFD (2004 年版) における “essential” の区分に分類されるため、橋梁全体の設計は、終局強度限界状態および使用限界状態に

対して行われた。

4. 地盤調査

地盤に関する事前調査および受注後の地盤調査は、合計で 1 398 m に及ぶ 19 箇所で行った。ボーリングの最深部では、平均海水面から 96.4 m に達し、600 回以上の標準貫入試験が実施された。受注後の地盤調査において、436 試料が採取され (大部分は乱された試料)、このうち、140 の試料を用いて土質試験および水質分析を実施した。これらの試験は、バングラデシュ国内の公的に認定された機関において実施された。

土粒子中の雲母含有量は、重液分離、目視による粒子数の調査および X 線解析試験からなる室内試験により推定され、地盤工学的にきわめて劣悪であることが判明した。

5. 地 盤

架橋地点は、地表面から約 80 m の深さまでは、沖積土および河口付近の堆積土からなり、河川の蛇行により堆積した広範囲な粒径と地盤特性を有した成層、小空洞 (pocket) および周囲とは異なった両凸レンズ状の地層があり、非常に変化に富んでいる。これらの水平、鉛直的な広がりとその境界を特定するため、広範囲な地盤調査が行われ、その結果、深さ方向には掘削時に困難を伴い、杭施工によって大きく乱れるような硬い過圧密かつ膨張性の粘土の存在が確認された。

地盤はおおまかに 2 層に分類され、浅い層は主にゆるい状態から中密度の沖積堆積物 [$0 < \text{SPT (N1)} < 60$], 深い層は中密度から高密度の沖積土 [$35 < \text{SPT (N1)} < 150$] で、河口付近の干満によって堆積した粘性堆積物である。これらの層境は一定ではないが、おおむね -15 m から -30 m MSL に位置する。

河川工学的な数値解析および現地調査から、表層は深く洗掘される傾向にある。標準貫入試験の結果および実験室での粒径分布データに基づいた地盤の液状化判定によると、浅い層は局所的に液状化の影響を大きく受ける結果となった。より密実で粒径が大きく、粘土質の液状化しない層の下に、地震時に中掘りするように局所的に液状化する層がある。これらから、浅い層は長期的に杭を鉛直および水平に支持するのには適していない。さら

に、この層は杭にネガティブフリクションを発生させる原因となる。

6. 橋梁下部工の地盤の設計

杭基礎の設計は、AASHTO LRFD（2004 年版）に準拠した。この基準は、杭の鉛直支持力算出において、経験式および強度と剛性をインプットデータとして適用する合理式の 2 式の使用を認めている。経験式は特定の地盤条件、杭の施工方法、杭長および杭径などに依存するローカルな現場試験に基づいている。架橋地点において多数の信頼する標準貫入試験結果があったが、地盤の成層条件の特異性および通常より大きな主橋脚基礎の杭径から、経験式の使用は適切でないと考え合理式を使用した。地盤の設計条件は、試験室での試験結果および標準貫入試験結果から現場・設計の関係式が与えられた。

4 本の鉄筋コンクリート場所打ち試験杭から得られるデータを用い、杭の予備設計を行った。試験杭のうち 3 本は主橋脚（P 7、P 8 および P10）の近傍に、残り 1 本はアプローチ高架橋脚 P 3 の近傍に配置した。試験杭の径は、実際の主橋脚基礎の杭径に比べ 1.5 m と小さく、杭長はパイルキャップの下端から 52.3 m から 74.6 m である。試験は、Osterberg-cell に似たセルフバランシング・油圧ジャッキアップ・システムを使用した。杭軸に沿った断面と杭先端での杭抵抗および変位の詳細を得るため、ひずみゲージのほかいくつかのモニタリング装置が取り付けられた。繰返し試験から、試験室での試験結果と標準貫入試験結果が相関関係にあるという結果が得られた。

設計の初期段階に実施した地盤調査から、現場の地盤条件は鉛直的にも水平的にも変化に富み、部分的には予見不可能であることも判明した。予備設計により、直径 3 m の主橋脚基礎杭は大口径であることから杭先端で杭の全支持力の約 38 % を受けもつことが確認された。杭長がかなり長いにもかかわらず、杭周囲の全支持力への寄与分は、洗掘および地盤の液状化の可能性から寸法に比較して小さい。杭先端の性能を保証するため、あと施工コンパクション基礎グラウトが使用された。これは、成層および杭先端部付近に掘削により発生するズリを締め固めるために高圧で粘性のあるグラウト材をゆっくり注入するもので、わずかな変位で完全な先端支持力を確保する。

基礎グラウトを使用した 3 本の試験杭の結果と基礎グラウトを使用しない P 3 付近の 1 本の試験杭の結果から、基礎グラウトの有効性が確認された。コンパクショングラウトは、現位置のもとの地盤抵抗を回復、さらに改良させることが分かった。また、杭先端に注入したグラウトが杭表面に沿って上方へ浸透するため、杭先端 3 ～ 4 m の範囲の周面摩擦抵抗をも向上させる。

通常より杭長が長く大口径であることから、P 7 近くに実物大の試験杭を構築した。鉄筋籠、音波検層チューブおよび基礎グラウトも含めて、実際の杭と同様に施工した。削孔、掘削土砂処理、コンクリート打設、基礎グ

ラウトおよび作業時間を含む施工性について有益な情報が得られ、本工法は非常に価値のあるものと証明された。

主橋梁の杭の施工は 2007 年 7 月に開始し、2008 年 8 月に完了した。上部工施工後、下部工の沈下量は予想より小さい値であった。

7. 下部工の設計

AASHTO では、橋梁基礎を供用荷重や終局荷重、地震荷重、衝突荷重等の偶発荷重に対して限界状態法で設計するよう規定している。下記に示す状況において発生する鉛直・水平荷重を地盤に伝達するよう杭を設計した。

- (a) 主桁・主塔・橋柱・杭・付属物（高欄・舗装）の自重と活荷重による鉛直荷重
- (b) 杭基礎に作用するネガティブフリクションによる荷重
- (c) 主桁張出し施工時の不安定性等の施工時荷重
- (d) 走行車両の制動荷重や風荷重、船舶の衝突荷重、流水や地震による水平荷重

P 8 ～ P10 は 4 本の橋脚を傾斜させて配置しているが、P 7 はパイルキャップと桁の空間が狭く、台座橋脚としている。

地震荷重作用時の落橋防止装置として、主な橋脚には衝撃伝達装置（Shock Transmission Unit）を設置しており、これにより主桁の地震時水平方向慣性力を杭に伝達することが可能となる。杭の配置は、洗掘および地盤の液状化の有無を考慮して決定した。P 7 に地震荷重が集中することが確認されたことから、P 7 の杭は他の橋脚と比べ剛性を上げた。

橋脚の設計は、主桁の解析結果の最大値を用いており、台座コンクリートでは STU や支承からの局所的に発生する荷重も考慮している。

耐震設計は AASHTO LRFD に準拠し、塑性ヒンジのモデル化にあたっては、修正地震応答係数を考慮し、塑性ヒンジが構造物全体の応答に影響すると仮定した。

アプローチ高架橋は延伸した杭と直接結合する支持構造となっており、杭上部は塑性ヒンジと仮定した。

橋梁端部にはそれぞれ橋台があり、高さ 13.6 m の張出し形式の擁壁で、場所打ち杭による支持構造となっており、水平方向の土圧および主桁からの荷重を考慮している。

8. エクストラードード橋と斜材の設計

本橋の主塔高さは 25 m、斜材は貫通固定方式で鋼製サドルは橋面から高さ 19 ～ 24 m に設置した。

AASHTO の斜材設計では風、振動、カタナリー挙動等の場合に許容できる応力限界値が規定されているが、エクストラードード橋の斜材の設計に用いる応力限界値には触れられていない。そこで斜材の疲労特性を考慮し、応力限界値を設定した。

従来の斜張橋では、高いレベルで応力変動を受けることから、斜材の応力限界値を引張強度の 45 % として設計している。しかし、エクストラードード橋は斜材の疲

労荷重が小さいことから、本橋では設計者の判断によって応力限界値を決めた。

第3カルナフリ橋の斜材導入張力は、引張強度の45%とした。応力再分配の影響により、各斜材張力は完成時において引張強度の42～63%に分布した。活荷重および風による振動によって付加される斜材応力は25 MPaであった。PTIに準拠した疲労試験を実施し、引張強度の35～45%の張力状態のもと、応力振幅159 MPaで200万回の繰返し载荷によって素線の破断がないことを確認した。さらに高い張力に対しては、グッドマン線図の外挿により、引張強度の60%の張力状態で100 MPaの応力振幅に対しても問題がないことを確認した。

エクストラード橋では、斜張橋で実施されるような斜材張力調整は行われず、最終斜材張力は、導入緊張力の正確さ、斜材と主桁の荷重分担率、桁の実重量など、さまざまな要素に左右される。これら施工にかかる変化や不確実性は、部分荷重係数を用いることにより考慮した。

斜材はメンテナンスが極力不要となるよう、より線の亜鉛メッキ処理、グリース充てん、防錆シース使用の3重防錆とした。また桁内部からの斜材の再緊張およびケーブル全体あるいはより線単体での交換が、供用期間中いつでも可能となるような斜材システムとした。

9. 上部工の設計

主桁はPC箱桁構造であり、各橋脚にて4点支持とした(図-3)。この支持構造は、支間中央モーメントが減

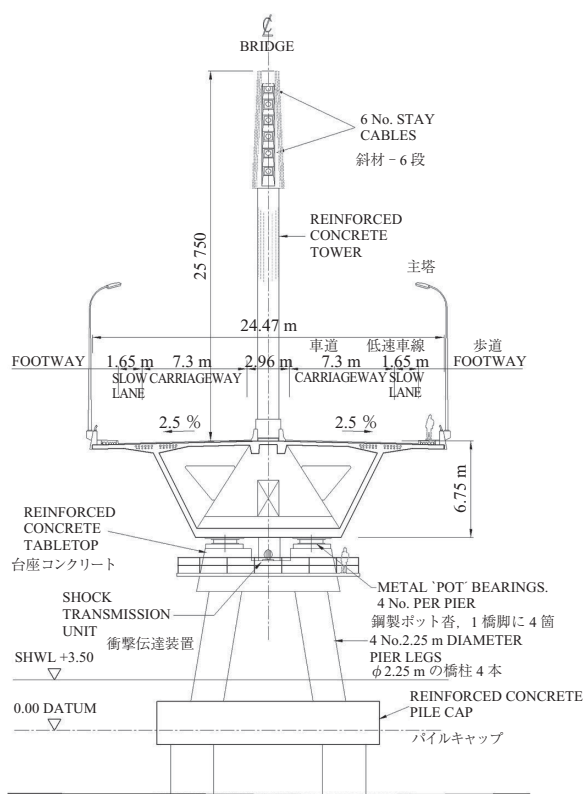


図-3 一般構造図(主桁断面・車道寸法を含む)

少する方向の活荷重載荷状態においても、下部構造へのモーメント移行がスムーズとなるように配慮したものである。上部工の両端位置にあたるP6および南側橋台ではそれぞれ2点支持とした。主方向のプレストレスは、上床版および下床版に配置した内ケーブル27×φ15.7 mmまたは12×φ15.7 mmにより導入した。加えて91×φ15.7 mmの斜材6本を、主桁と剛結されたRC主塔を貫通させて配置した。主桁の構造中心線位置で定着した斜材は、外ケーブルと同等の挙動を示し、支点部付近のせん断耐力を増加させると同時に、主桁のたわみ抑制に寄与する。

主塔上部には、多段パイプ式の鋼製サドルを設置し、風による振動に起因する疲労破断を防止するため、斜材定着部付近には制振装置を設置した。

主桁には、横方向のねじれに抵抗するため、斜め方向にRCストラットを配置し(図-4)、斜材張力の鉛直成分を主桁ウェブに伝達させると同時に、交通荷重を支える上床版の横方向支間長の短縮に寄与している。斜材定着部を有する主桁断面におけるストラットには、ストラット軸方向の引張力に抵抗するため15×φ15.7 mmによってプレストレスを導入した。上床版には、横方向に4×φ15.7 mmを450 mm間隔で水平配置しプレストレスを導入した。

支点部(支承上部)および安定を要する圧縮フランジ(圧縮応力最大点)を有する断面における箱桁内部には、隔壁を設けた。隔壁近傍断面を除く全断面においては、下床版厚さが薄いことから許容できる圧縮応力を極力抑える必要があった。

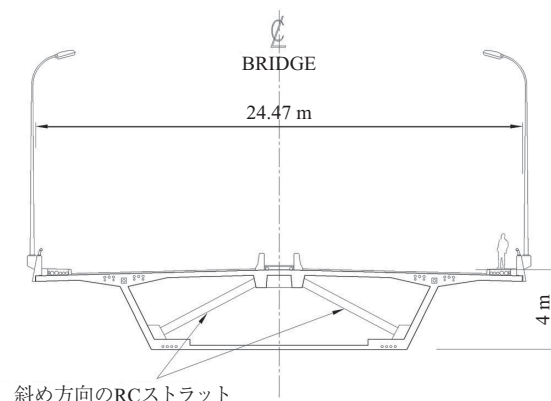


図-4 設計上重要な斜め方向のストラットを含む支間中央における主桁断面図

主桁の全体設計はAASHTO LRFD(2004年版)に準拠し、供用限界状態においてケーブル応力は許容限界内にあり、終局限界状態において断面は十分な曲げ、せん断、ねじり強度を有していることを確認した。

設計計算では、建設中のあらゆる段階(たとえば、移動作業車の設置や移動、張出しブロック打設、主ケーブル緊張など)をモデル化するとともに、クリープおよび乾燥収縮の影響も考慮した。あとから斜材張力の調整が

○ 海外文献 ○

できないことから、張出しブロック打設のそれぞれの段階における桁の縦断変化を、時間依存分析により正確に予測しておく必要があった。最終斜材の緊張は、以降の施工段階での桁の縦断変化を許容範囲内に抑えることを保証するものでなければならなかった。

横方向の設計では、隔壁を有する橋脚および橋台支点部断面、一般部断面、斜材定着部断面という3とおりの横断面に着目して実施した。隔壁の設計は、ストラット・タイ理論および従来のせん断/ねじりを組み合わせた手法により行った。橋脚支点部における横桁構造は、主塔からの鉛直力を、上床版に設置した橋軸方向の伝達梁を通じ、隔壁を介して支承に伝える必要があり、とくに複雑な構造となった(図-5)。有限要素モデルを用いた解析により、応力の流れを事前に確認した。

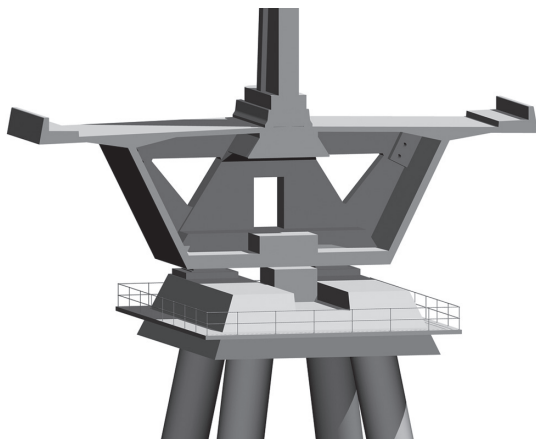


図-5 橋脚支点部における複雑なダイアフラムの3次元切断図

10. 施 工

仕様書では、上部工に要求されるコンクリート強度は円柱供試体で50 MPa以上であり、入手可能な骨材を用いた試験練りの結果、普通ポルトランドセメント(CEM I 42.5)、高性能AE減水剤「JIM-PCA」、Sylhet産の細骨材およびPakur産の粗骨材で構成された配合を選択した。

下部工に要求されるコンクリート強度は30 MPa以上であり、河川、地下水、土壌の化学成分分析試験により、環境に含まれる硫酸塩は非常に低く、XA1カテゴリー(BS EN206-1 (BSI, 2000))を満たしていた。耐硫酸塩セメントを使用する必要はなかったものの、仕様書では使用環境に関わらずこのタイプのセメントを用いることを要求していたことから、PCC設計配合のCEM II 42.5を、架設地点における最大硫酸塩濃度に基づくASTM C1012-04 (ASTM, 2004)によって試験し、条件を満たすことを確認した。

コンクリートは両岸から供給され、河川の北側には、時間あたり50～80 m³供給可能な2つのプラントを設置し、アプローチ高架およびP6とP9間の橋梁部のコンクリートを供給した。南側には50 m³～60 m³供給可能な2つのプラントを設置し、P10と南側の橋台に供給

した。

簡易にかつ安全に材料や人員、機材を運ぶために6 m幅の仮設トレスル橋が架けられた(図-6)。浚渫工事には耐水性の施工機材が必要となり、航行水路のメンテナンスにも耐水性機材が必要となるため、このトレスル橋を使用することで、乾季雨季もしくは干満時通して24時間アクセス可能となり、早期かつ効率的な施工が可能となった。



図-6 トレスル橋による杭施工時のアクセス

杭の施工のために作業架台がそれぞれの河川橋脚に設けられ、120 tガントリークレーンを用いて掘削し、杭鉄筋を持ち上げ、浮遊式の仮締切を行った(図-7)。杭の施工は、P7、P8およびP10に対して、バイプロハンマーにて-15 m MSL. まで本設の鋼製ケーシングパイプを打ち込み、ベントナイトスラリーの逆循環を併用した回転式掘削機で杭部の掘削を行った。鋭利な穿孔ビットを使用することで、孔壁とベントナイトスラリーの過度な長期接触による杭周辺抵抗を緩和でき、それが工程短縮に寄与した。掘削底面の平坦性を確保するため、穿孔の2 m手前で清掃バケットビットに取り換え穿孔した。また、トレミー管を使用し空気揚水により掘削部を清掃した後、ベントナイトを再循環し最後にコンクリートを打設した。



図-7 ガントリークレーンとパイルキャップ施工状況

P7は、上端部の多量の鉄筋を考慮し、2分割で打設を

行い、下部の過密配筋はトレミー管により打設した。上部のコンクリート打設の際、下部コンクリートの粗面仕上げを行い、パイルキャップ下のコンクリートやコンクリートと鉄筋の付着性能を高めた。打設後8日以内に音波検層試験を行い、それぞれの杭でコンクリートの品質を確認した。

P9は水深約20mの河川に位置しているため、常設の杭打機で河床10mまで安全に施工する必要がある。しかし、4m厚ほどの予想外に大きく硬質な砂層が存在し、ケーシングを4～5mほどしか埋め込められなかったため、施工方法を変更せざるを得なかった。それにより約6ヵ月の工程遅延が懸念された。さらに、固定式のガントリークレーンおよびトレスル橋の杭、作業架台に対して、追加の補強が必要となった。P9の掘削中の安定性確保のため、4つのケーシングが作業架台および留め具から外された。ケーシングの河床に対しての施工が不十分であることから、仮にスラリー頭部が潮汐変動の間維持できない場合、シャフト杭の崩壊というリスクが存在する。そのため、スラリー頭部の安定性確保のため4本のケーシングを相互に連結し、スラリー特性のモニタリングに多くの時間を必要とした。上述の対応、および詳細な計画立案により、4本すべての施工はわずか2ヵ月の遅れに留まった。

下端にシャッターがついた浮遊式の仮締切を使用し、主橋脚のパイルキャップが施工された。杭周りに耐水性シールを貼付し、トレミー工法でコンクリートを打設した。その後、仮締切は撤去され、パイルキャップは2層で施工した。施工にはコンクリート温度を制御するため冷却チューブを使用し、それぞれの主橋脚の4本の柱は鋼製型枠を用いて打設された。

重量のある主橋脚はパイルキャップを支えている支保工を用いて2層で打設された。4つの連続したポット沓は張出し施工中に台座コンクリートに仮固定した。張出しブロック施工時の不安定さ解消のため、それぞれの柱に16本のプレストレスケーブル(27×φ15.7mm)を使用した。1300tの衝撃伝達装置(P9では1つ、P7、10では2つ)が、ポット沓の固定前に設置された。

120tの一般型移動作業車を用い、桁内のストラットと主桁を一体でコンクリート打設し(図-8)、サイクル工程最速7日を達成した。

主塔は3層打ちとし、まず、1～5mの基部を施工、その後低塔部分(約16m)を施工、最後にサドルを含む塔上部を施工した。橋梁の曲率に起因する斜めケーブルの変荷重を考慮して、主塔は平面的に外側に曲げられた。



図-8 張出し施工中の移動作業車

最終の上げ越し、出来形確保のため、主桁施工中、連続的にモニタリングした。理論値と現場での計測値の差を考慮して、打設高さを随時調節した。

11. 結 論

第3カルナフリ橋の設計および施工は、施工者および設計者、独立した設計照査、発注者、施工管理コンサルタントの協力のもと、工期内かつ当初の予算内で建設された。

この設計・施工プロジェクトの実現により、かなり短い工期での施工が可能となった。施工者による追加で行った地盤調査および杭試験といった大きな投資により、安全かつ効率的な下部構造の設計が可能となった。

本橋は、自治体および政府からバングラデシュ初の主要なエクストラードード橋のシンボリックな存在として認められ、さらにチッタゴンの重要な港都市での新たなランドマークとなった。

This article was first issued in English in Institution of Civil Engineers, Bridge Engineering 163, December 2010 Issue BE4, pages 161-171

＊：プレストレストコンクリート海外部会委員
藤田 知高 (㈱ ビーエス三菱)
秋山 博 (㈱ 銭高組)
前川 敦 (首都高速道路 ㈱)
山崎 啓治 (鹿島建設 ㈱)
友成 弘樹 (㈱ IHI インフラ建設)

【2012年3月30日受付】