

アフリカにおける長大3径間連続PC箱桁橋の施工 —ザンビア・ジンバブエ チルンド橋—

大坪 正人*1・山崎 啓治*2

1. はじめに

チルンド橋は、橋長400.0 m、中央支間160.0 m、総幅員10.3 mの3径間連続PC箱桁橋である(写真-1)。

架橋地点チルンドは、アフリカ南部内陸国、ザンビア共和国の首都ルサカおよびジンバブエ共和国の首都ハラレを結ぶ主要幹線が、両国国境を流れるアフリカ有数の大河ザンベジ川を横過する国境の小さな町である。チルンドの上流70 kmには、世界最大級の人造湖カリバ湖を擁するカリバダムがあり、水力発電による電力事業が行われている。さらに上流500 kmには、1855年に探検家リビングストンが発見した世界三大瀑布のひとつVictoria Fallsがあり世界中から多くの観光客が訪れている。

ザンベジ川を渡るために現在供用されているOtto Beit(オットーベイト)橋は、ザンビア・コッパーベルト地帯で産出される銅を輸送する陸路確保のため、1939年に英国人オットー卿によって建設された鋼吊橋である。現在1車線の交互通行のうえ重車両は時速10 km以下での走行が義務付けられるなどの交通規制がなされており、このことが国境通過を待つ車両群の慢性的な渋滞を引起している。その改善のため既存橋の上流100 mの地点に新橋建設が計画され、日本政府開発援助(ODA)無償資金協力プロジェクトとして建設される運びとなった。

チルンド橋建設工事は、2000年2月に着手し、8月に仮設栈橋の架設、11月には鋼管矢板基礎の井筒鋼管の打設を終了、2001年5月にすべての下部工施工を終了した¹⁾。引



写真-1 全景写真

続き、張出し架設によるPC上部工の施工が開始され、2002年6月には主桁中央径間閉合部を閉合、さらに橋面工の施工、橋梁両端の取付道路を施工、10月にすべて完了し、12月には両国の大統領、日本大使臨席のもと盛大な開通式が行われた。

本橋の設計はBritish Standard (BS5400²⁾、以下、BSコード)に準拠しており、とくにPC部材のせん断設計について日本の道路橋示方書³⁾(以下、道示)のものとは異なる。また、中央径間長160 mは、連続桁形式としては世界有数(日本でも第2位)であるという特徴を有する。

このうち、本文では、BSコードによるせん断設計について若干の考察を加え報告し、また主桁の施工のうちとくに長大橋の上越し管理、閉合部の施工について中心に報告する。

2. 工事概要

本橋の工事概要を表-1、橋梁の位置を図-1、上部工主要工事数量を表-2に示す。

表-1 工事概要

工事名	チルンド橋建設工事 (THE PROJECT FOR CONSTRUCTION OF THE CHIRUNDU BRIDGE)
企業者	ザンビア共和国公共事業供給省およびジンバブエ共和国運輸通信省 (日本政府無償援助)
コンサルタント	(株)長大
施工者	鹿島建設(株)
工事場所	ザンビア共和国・ジンバブエ共和国国境チルンド
工期	2000年2月23日～2003年2月22日
橋梁工事	
橋種	コンクリート道路橋
荷重	BS HA, HB45, HA + HB30 荷重
橋梁形式	3径間連続PC箱桁橋
橋長(支間割)	400.0 m (119.0 m + 160.0 m + 119.0 m)
幅員	総幅員 10.3 m (車道 4.0 m × 2, 歩道 0.75 m × 2)
勾配	縦断: 1.25 %, 横断: 2.5 %
平面線形	R = ∞
基礎形式	主橋脚: 鋼管矢板基礎 (井筒型, 仮締切り兼用方式, 矩形 12.230 m × 9.735 m) 鋼管矢板 φ 1000, t = 12 mm, P-P型, 44本/基 橋台: RC直接基礎
主桁	PC構造, 桁高: 柱頭部 9.0 m, 一般部 4.5 m I室箱桁断面
道路工事	
取付道路	540 m (舗装面積 5 400 m ²)

*1 Masato OTSUBO: 鹿島建設(株) 海外事業本部 チルンド出張所 所長 (現海外事業本部 土木部)

*2 Keiji YAMAZAKI: 鹿島建設(株) 海外事業本部 チルンド出張所 工事課長代理 (現土木設計本部 プロジェクト設計部)

表 - 2 上部工主要工事数量

区分	種別	仕様	単位	数量	備考
主桁	コンクリート	$f_{cu} = 50 \text{ N/mm}^2$	m^3	4 514	立方体特性強度
	PC 鋼材 主鋼材 仮固定鋼棒	Grade270 12S15.2	t	224	
		900/1030WR $\phi 36$	t	5	
	鉄筋	Grade460	t	661	
橋面工	コンクリート	$f_{cu} = 25 \text{ N/mm}^2$	m^3	353	立方体特性強度
	鉄筋	Grade460	t	13	

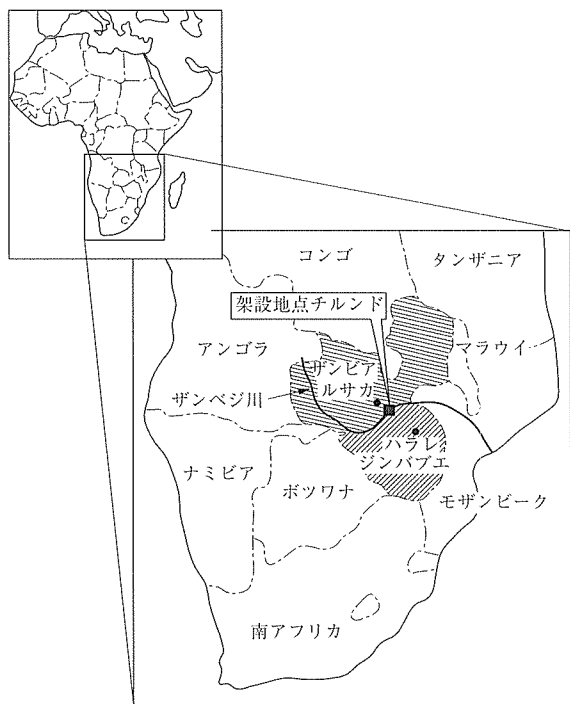


図 - 1 工事位置図

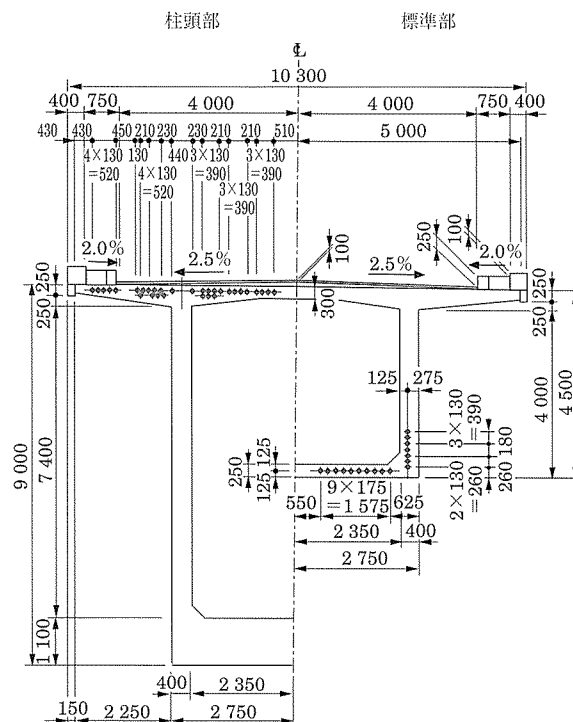


図 - 3 主桁断面図

3. 上部工の設計

全体一般図を図 - 2、主桁断面図を図 - 3 に示す。

設計は、BS コードに準拠している。主桁は、桁高が柱頭部で 9.0 m、標準部で 4.5 m、幅員 10.3 m の 1 室箱桁断面の PC 構造で、上床版は RC 床版として設計され床版横締め鋼材の配置はない。使用材料として、主桁コンクリートに立方体特性強度 $f_{cu} = 50 \text{ N/mm}^2$ (円柱体強度への換算, $0.83 \times 50 = 41.5 \text{ N/mm}^2$)、鉄筋に Grade460 ($f_{sy} = 460 \text{ N/mm}^2$)、主方向 PC 鋼材に Grade 270 12S15.2 を用いている。

3.1 BS コードによるせん断設計

BS コードにおけるせん断に対する設計フローを図 - 4 に示すと(たとえば)。

終局限界状態に対し、平均せん断応力度の最大値に対する検討およびトラス理論に基づくせん断耐力に対する検討を行う。

コンクリートの平均せん断応力度 τ_u を図 - 5 に示す。せん断応力度の最大値 $\tau_{u\max} = 5.3 \text{ N/mm}^2$ ($f_{cu} = 50 \text{ N/mm}^2$ の場合) を満足する。

せん断耐力の検討では、コンクリートが負担できるせん

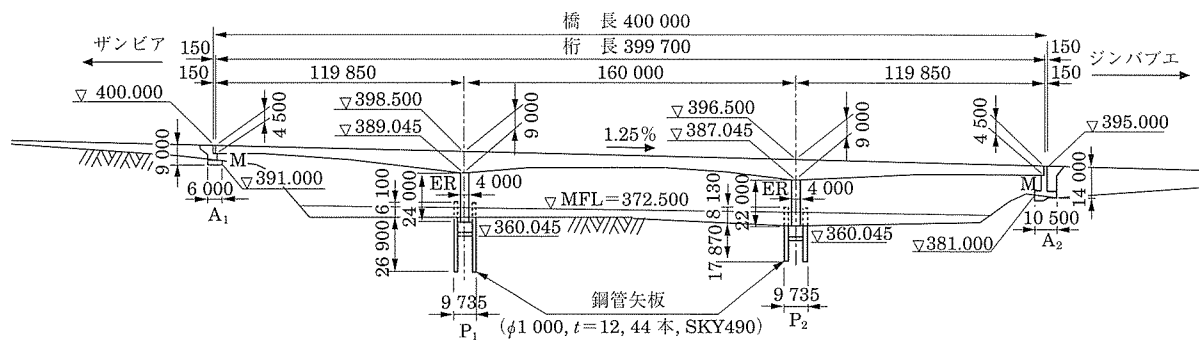


図 - 2 全体一般図

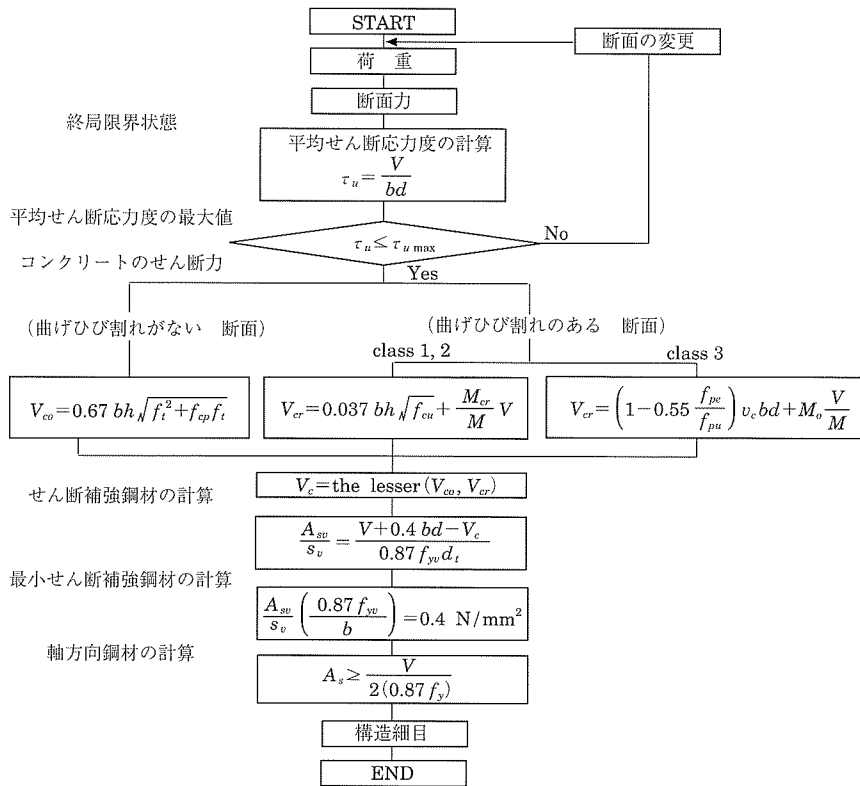


図 - 4 BS コードにおけるせん断に対する設計フロー

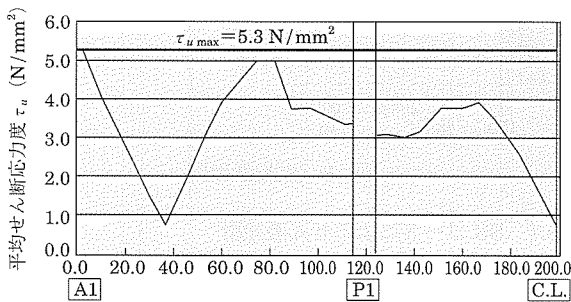


図 - 5 終局限界状態での平均せん断応力度

断力 V_c は“曲げひび割れがない断面におけるコンクリートのせん断耐力 V_{co} ”と“曲げひび割れのある断面におけるコンクリートのせん断耐力 V_{cr} ”をそれぞれ算出し、その小さい方としている。BS コードでは PC 部材について、曲げ引張応力のレベルに応じてクラス分類を行っており（表 - 3），“曲げひび割れのある断面におけるコンクリートのせん断耐力 V_{cr} ”の算出式はこれらクラスに応じて異なっている。これらからせん断補強鉄筋（スターラップ）の配筋量が算定され、D20ctc125 または D16ctc125 (Grade460) 配置となる。

供用時（設計荷重作用時）の照査を行わないため、供用

表 - 3 BS コードにおける PC 部材のクラス

部材のクラス	引張応力レベル
class 1	引張応力度を許さない
class 2	曲げ引張強度以下
class 3	曲げひび割れ幅制御

時のコンクリートの斜引張応力度の制限がなく、ウェブ厚は主桁全長に渡って一様 400 mm で設計を満足する。せん断補強鋼棒の配置もない。

3.2 供用時のせん断

設計では、供用時のせん断に対して照査を行っていないが、参考のため国内の規準、道示に従った場合の設計荷重作用時のコンクリートの斜引張応力度を示す（図 - 6）。道示の許容値（1.0 N/mm²：死荷重時、2.0 N/mm²：活荷重時）を大きく超えており、引張強度程度（2.7 N/mm²）の大きな値となっている（値はいずれも設計基準強度 40 N/mm² 相当）。

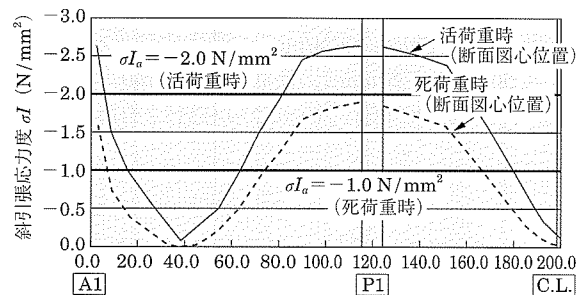


図 - 6 供用時の斜引張応力度（道路橋示方書）

供用時における桁高変化の影響は、道示において終局荷重作用時ではトラス理論に基づいて考慮されているが、設計荷重作用時には考慮されていない。しかし、海外の規準類（たとえば、フランスの BPEL91、ドイツの DIN4227 など）では供用時においてもその影響を考慮されるものもあ

り、ここでは比較のため桁高変化の影響を考慮したコンクリートの斜引張応力度を示す(図-7)。柱頭部支点近傍の桁高変化の影響が大きい断面では斜引張応力度が低減しているが、本橋の場合、道示の許容値を超える範囲に影響を及ぼすほどのものではない。

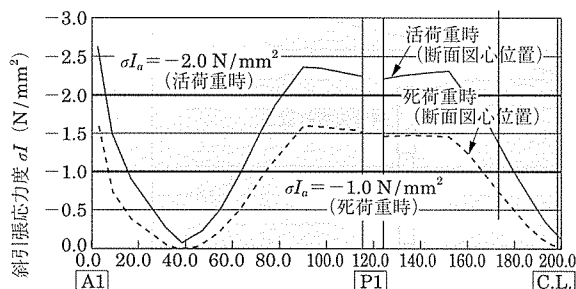


図-7 供用時の斜引張応力度(桁高変化の影響を考慮)

3.3 施工時のせん断

設計において斜引張応力度の照査が行われていないことから、張出し架設中、施工中に有害な斜ひび割れの発生を抑制することを念頭に、施工時の各施工ステップにおけるウェブに生ずるコンクリートの斜引張応力度の検討を行った。このうちもっとも厳しい応力状態にある最終ブロック23BLコンクリート打設時の応力度を図-8に示すが、柱頭部断面で斜引張応力度 -1.51 N/mm^2 であった。実施工においてひび割れの発生はみられなかった。

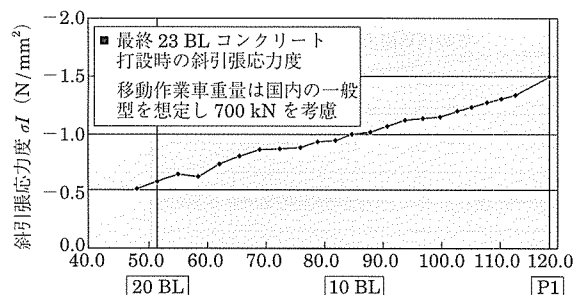


図-8 施工時の斜引張応力度

4. 上部工の施工

4.1 概要

主桁の施工区分を図-9、全体工事工程を図-10に示す。

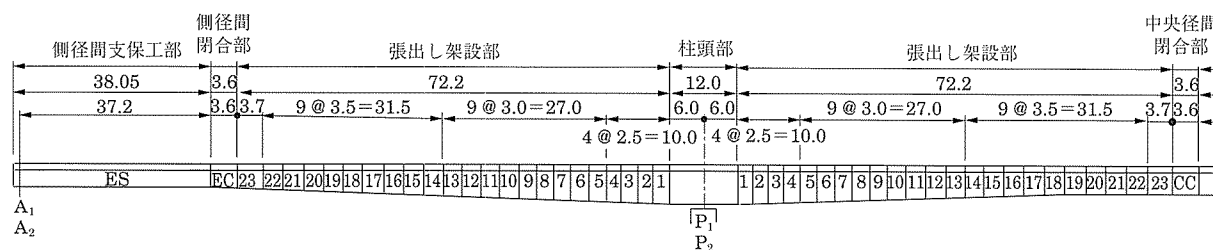


図-9 主桁の施工区分

主桁の施工は柱頭部、張出し架設部、側径間端部(施工上、側径間支保工部、側径間閉合部に区分)および中央径間閉合部に区分される。柱頭部をブラケット方式による支保工施工を行った後、移動作業車による張出し施工を開始する。側径間端部全41.65mのうち38.05mは張出し施工の途中より、固定支保工方式による施工を開始する。張出し施工終了後、側径間閉合部を移動作業車による吊り支保工、中央径間閉合部を同様に吊り支保工で施工を行う。

4.2 コンクリートの製造

本橋の上部工に使用したコンクリートは、立方体特性強度 $f_{cu} = 50 \text{ N/mm}^2$ の高強度コンクリートである。現地にはコンクリートを供給する生コン工場はなく、南アフリカからプラント施設を入れ、現場内に設置し、運転してコンクリートを製造した⁵⁾。

4.3 張出し架設部の施工

移動作業車は、オーストリアの会社の設計・技術指導のもとに南アフリカの工場で行った新規製作したものを用いた(写真-2)。国内の一般型に相当し1ブロックの長さは2.5m~3.7mであり、ブロック数は張出し23ブロックである。

定着突起のあるブロックの標準的なサイクル工程を表-4に示す。作業は通常7:00~17:00の9時間作業で一部工程によっては夜間作業を行った。コンクリート打設量は1ブロックあたり 29 m^3 から 40 m^3 。主方向PC鋼材は12S15.2の大容量タイプであり、最大でも4本定着/ブロック。床版の設計はRC床版であり床版横締め鋼材の配置はない。

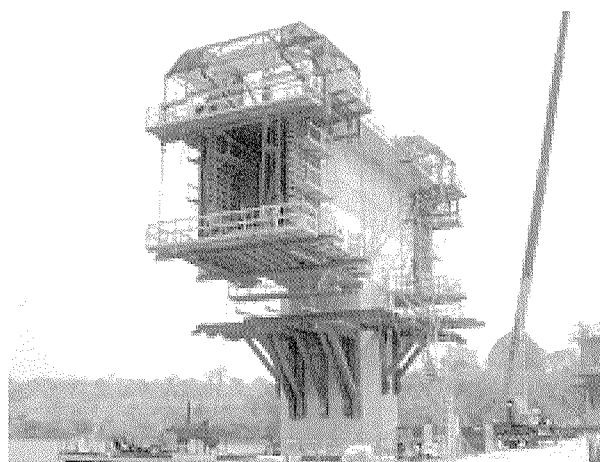


写真-2 移動作業車

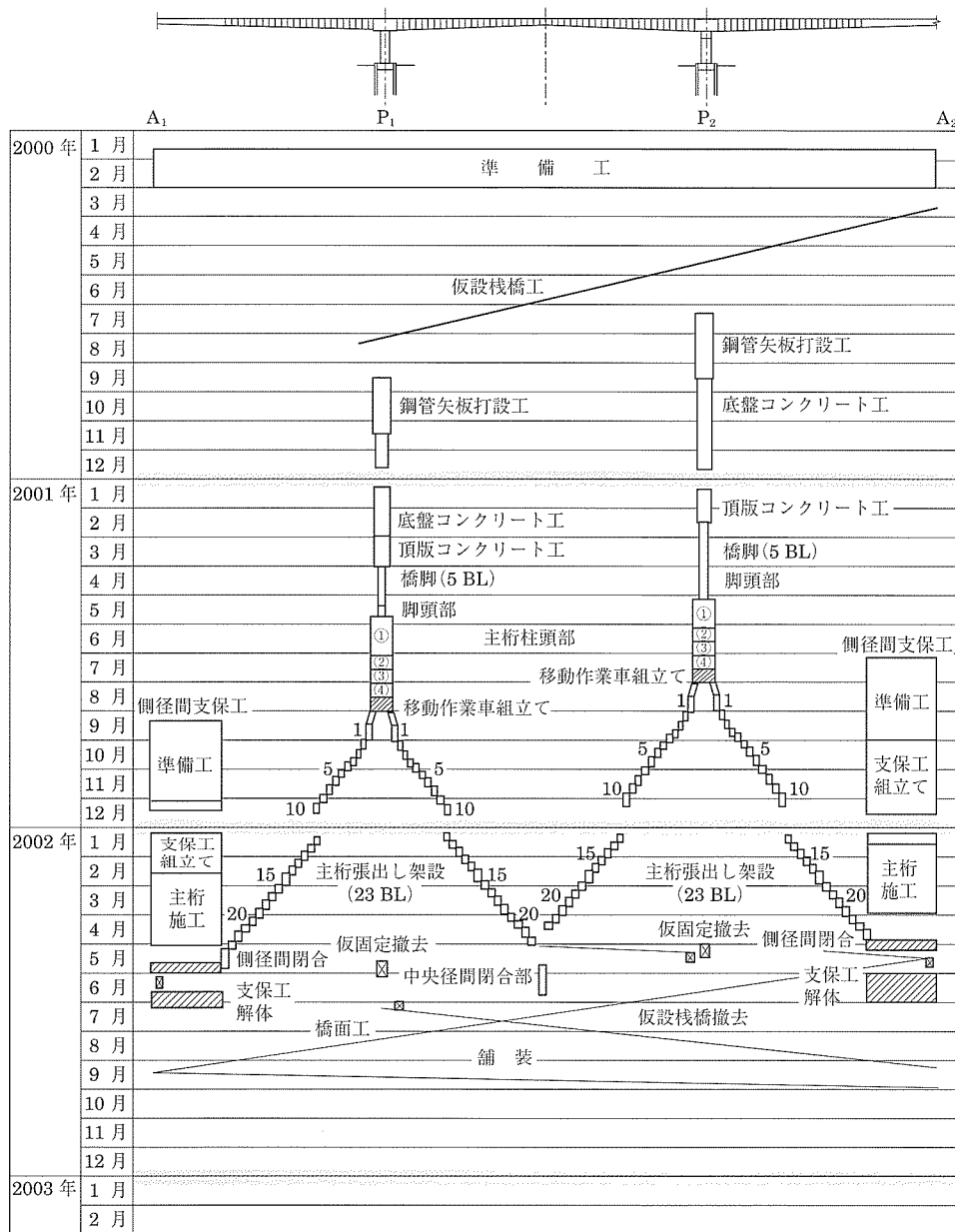


図 - 10 全体工事工程

表 - 4 定着突起のあるブロックの標準的なサイクル工程 (8日サイクル) (日)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ワーゲン	フレーム移動								
型 枠		下床版セット		上床版移動*1	外枠固定, 内枠調整			取外し	
鉄 筋		下床版, ウェブ, 定着突起			上床版				
PC *2					主鋼材シース				
コンクリート							打設	養生, チッピング	
PC緊張								鋼線挿入	緊張

*1: 上床板・内枠は一体化しており, ウェブ鉄筋の作業終了の後, レール上を移動
 *2: 床版の設計が RC 床版のため床版横締め鋼材はない

4.4 主桁上越し管理

本橋の主桁は張出し架設により施工され、最大張出し長は78.2 mに達する。施工中の主桁変形量も大きく、張出し先端部では、1ブロックのコンクリート打設により計算上、150 mm程度のたわみが生じると予測された。このたわみ量には、コンクリートのヤング係数の影響、コンクリート単位重量の影響、基礎バネ値の影響など、上越し管理をする上で不確定な要素を多く含んでいるといえる。張出し架設では、施工の進捗にともなって、徐々にたわみ量が増加するため、比較的誤差の小さい施工途中段階で構造物の実挙動を把握することが可能である。したがって、実施工では、各ブロックコンクリート打設ごと毎回、全測点についてたわみ量を測定し、計算値と比較し挙動の把握を行った上で、適宜、上越し量の補正を行った。結果、精度の高い橋面高さを確保できた。図-11に上越し計画図を示す。

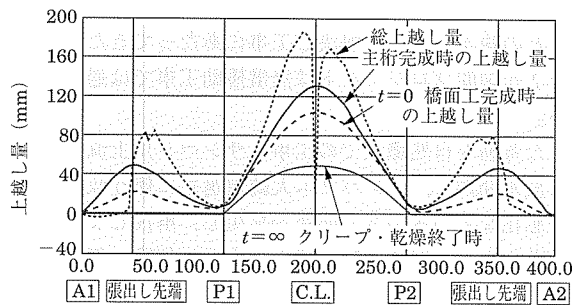


図-11 上越し計画図

張出し架設中、上越し管理のための測量は、温度の影響を受けにくい毎朝7時に行った。本橋の架橋地点は、熱帯地域で月別の温度変化の程度は小さいが、大陸内陸部であることから昼夜の温度差が著しく、1日の気温変動が大きい⁵⁾。このため床版と主桁に温度差(床版温度差)を生じさせ、日中に主桁にたわみを起こさせる。後述する閉合部の施工のため事前に行った観測(20ブロック施工時)では、完成系の設計で考慮している床版温度差+7℃によく一致した(図-12)。

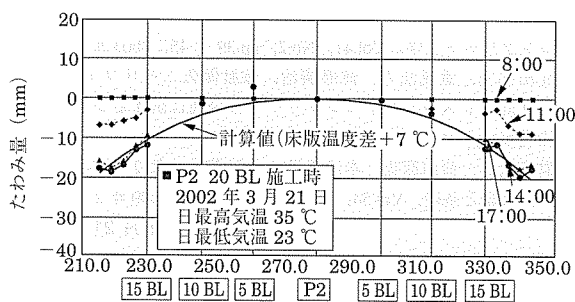


図-12 施工中床版温度差によるたわみ実績

4.5 側径間端部の施工

1) 側径間支保工部の施工

側径間支保工部 38.05 m は工期短縮のため張出し架設の途中より先行して施工を開始し、張出し架設終了とはほぼ同

時に完成させた。支保工は、枠組支柱および鋼管矢板基礎で用いた水中切断した撤去鋼管を転用し、固定支保工を構築した。A2(ジンバブエ)側は、支保工部が河川流域内にまで及ぶため約10 m ブラケットを併用した。A2側の側径間支保工を写真-3に示す。

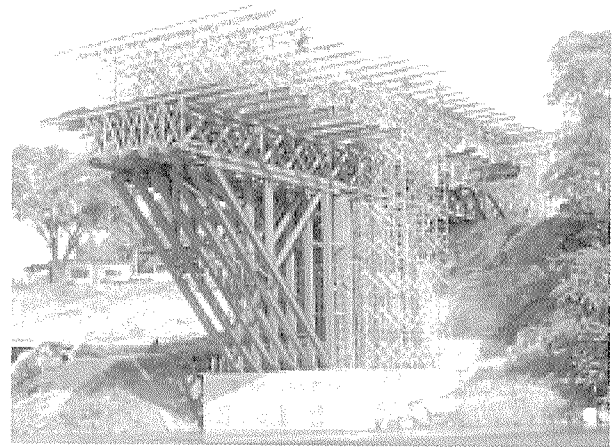


写真-3 A2側側径間支保工

2) 側径間閉合部の施工

側径間閉合部は、閉合ブロックのコンクリート打設荷重により張出し先端側主桁はたわみ、一方、側径間支保工側主桁は支保工により固定されておいたわみは生じない(図-13)。したがって、閉合ブロック両端でのコンクリート打設によるたわみ差(角折れ)が大きくなる構造となっている。したがって、従来、とくに張出し長が長い場合など大きな角折れが生じないように張出し先端側主桁を固定支保工上に固定したり⁶⁾、閉合ブロックのコンクリート打設を2回に分けて行ったりしていた⁷⁾。このコンクリート打設による主桁たわみ量は、支保工の剛性、支保工の固定状態などの影響を受けるため精度よく算定するのが困難であったためである。本橋では、閉合ブロックのコンクリート打設を1回打ちで計画した。たわみ量算定は、支保工部のモデル化を数種仮定し、既往の2回打ちの知見を反映させ設定した。

また、昼夜の温度差が著しく、側径間閉合を行った2002

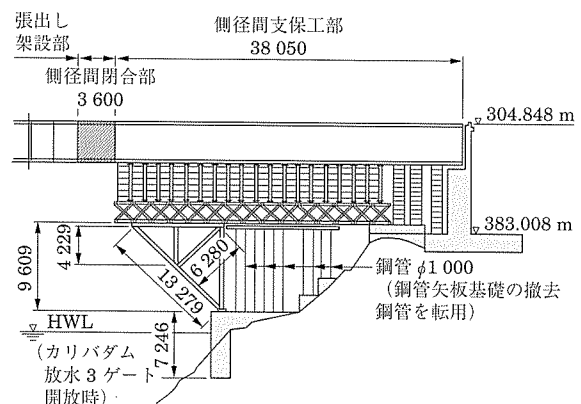


図-13 側径間支保工図(A2側)

年5月の実績で日最高平均気温が34.0℃、日最低平均気温が14.7℃で、その差19.3℃にもなる。側径間閉合前の構造系で、床版温度差による主桁たわみが最大となる午後2時において、張出し先端（23ブロック先端）で30～40mmたわむ。これを考慮し、コンクリート打設開始時刻を夕刻とし、コンクリートの初期養生時期に、温度変化の影響によるたわみが最小となるようにした。また、張出し先端でのたわみ変動差を拘束するため、吊り支保工の梁材とは別途、上床版および下床版上に鋼材（溝形鋼300×90相当8本）を設置し主桁間を固定した。

この温度変化によるたわみ分をあらかじめ上越し計画に考慮し、昼間にコンクリート打設するという事も考えられたが、施工開始前の上越し計算実施時に施工時期・気象状況を把握し、床版温度差によるたわみ量を精度よく算定するのは困難であったこと、打設当日の天候に左右されること、当初、不慣れな現地作業員で計画どおり打設作業が進められるかといったことを考慮し、コンクリート打設開始時刻の調整で対処することとした。たわみ実績を図-14に示す。

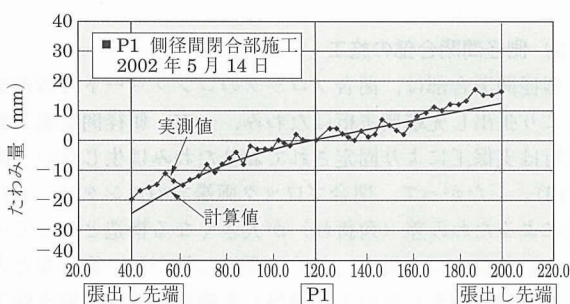


図-14 側径間閉合部コンクリート打設たわみ実績

4.6 中央径間閉合部の施工

中央径間閉合部の施工は、側径間閉合部と同様に移動作業車を前進させ吊り支保工として行った（写真-4）。側径間閉合同様、床版温度差により張出し先端で65mm程度たわむため、両張出し先端間のたわみ変動差を拘束するため、上床版および下床版上に鋼材（溝形鋼300×90相当8本）を設置し主桁間を固定した。コンクリート打設を1回打ちで計画し、打設当日、張出し先端部の橋面高さをモニタリングし、打設開始時刻を午後8時として行った。

5. おわりに

チルド橋建設工事は、ザンビア・ジンバブエ両国政府への援助、2か国にまたがるプロジェクトであり企業者、



写真-4 中央径間閉合部の施工

作業員、施工場所、材料調達、遵守法律、事務手続きすべて両国に関連し、また国境での作業であるため出入国・通関などの種々の問題を解決し工事にあたってきた。このような2か国間プロジェクトは無償援助工事では過去に例がない。

また苛酷な自然環境での工事、ザンベジ川上流のカリバダム放水問題、ジンバブエ大統領選挙に伴う政情不安・治安悪化などつぎつぎと問題が発生し、解決しながらの工事となったが、関係機関の協力のもと、無事、工期内に竣工させることができた。最後に、本プロジェクトの施工にあたり協力いただいた関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森雅彦, 大坪正人, 秋山昌徳, 高橋徹: チルド橋の下部工施工—アフリカ国境に架かる橋の鋼管矢板基礎施工—, 橋梁と基礎, Vol.35, No.12, pp.17～23, 2001年12月
- 2) BS5400, British Standard Steel, concrete and composite bridges, 1990
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I共通編, IIIコンクリート橋編, 2002年3月
- 4) 猪熊康夫, 本間淳史: PC橋のせん断設計に関する調査検討, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.1, pp.90～100, 2000年1月
- 5) 大坪正人, 高橋徹, 山崎啓治: アフリカ内陸部での高強度コンクリートの製造—ザンビア・ジンバブエ—チルド橋建設工事—, コンクリート工学, Vol.41, No.2, pp.39～45, 2003年2月
- 6) 北田郁夫, 重見法人, 訖磨廣治, 藤原保久: キリフィ橋の施工, 第2回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.195～198, 1991年11月
- 7) 君島正美, 前田彦也, 本田英尚, 山崎啓治: 第2マクタン橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.2, pp.19～27, 2000年2月

【2003年2月21日受付】