

ベトナム：ニャットタン橋の建設工事

— 東南アジア最大級の6径間連続合成斜張橋の建設 —

海外事業展開特別委員会

松野憲司 得地智信 滝直也 マイナビクター

1. はじめに

Nhat Tan 橋は、ベトナム国ハノイ市中心部からノイバイ空港を繋ぐ環状2号線の一部として、紅河に架かる橋梁で、ベトナム北部地域の物流の効率化と交通渋滞緩和を目的に、日本のODA(STEP:本邦技術活用条件)により建設された。また本橋は、現在、日本とベトナムの友好のシンボルとなっており、『日越友好橋』とも呼ばれている。図-1に橋梁位置図を示す。

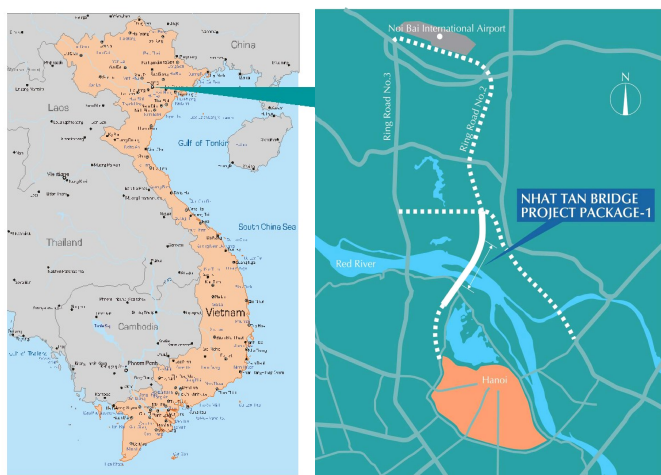


図-1 ニャットタン橋位置図

Nhat Tan 橋建設工事は3つのパッケージに分かれており最大規模のパッケージ1工区は、基本設計を(株)長大と大日本コンサルタント(株)が担当し、(株)IHIインフラシステム(以下、IIS)は三井住友建設(株)とのJV(66:34)で紅河上に架かる6径間連続合成斜張橋1,500m(写真-1)を含む全長3,080mの橋梁上下部工事の建設工事を担当した。



写真-1 ニャットタン橋 Main Bridge 全景

本稿では、世界的にも珍しい形式である6径間連続合成斜張橋の上部工架設工事について主に報告する。

2. 橋梁諸元および工事概要

工事概要を表-1に示す。

表-1 工事概要

工事名	Nhat Tan Bridge Project (Package-1)
発注者	ベトナム国交通運輸省 PMU85
施工者	IHI インフラシステム・三井住友建設
Main Bridge	鋼2種I桁6径間連続合成斜張橋
Approach Bridge	(11径間+10径間+10径間)連結PC桁橋(Super-T桁)+7径間連続PC-BOX橋
橋長	Main Bridge 1500.0m (150.0m+4@300.0m+150.0m)
	Approach Bridge 1580.0m (11@40m+10@40m+10@40m+340m)
有効幅員	33.2m(片側4車線、合計8車線)
斜ケーブル	New PWS、本数：220本

全長1,500mに及ぶ多径間連続斜張橋は世界でも非常に珍しい橋梁形式であり、東南アジアで最大規模の長大橋となっている。図-2～図-5に一般図、桁断面図、主塔を示す。主塔基礎は東南アジアで初採用となる鋼管矢板基礎を採用しており、鋼管総重量約14,200tonである。主塔形式はA型コンクリート主塔であり、主塔内には、斜ケーブルの定着部として鋼製のアンカーボックスが埋設される。桁断面は2主I桁のエッジガーダー形式であり、プレキャストRC製の床版と合成する構造である。アンカーボックス、主桁の鋼総重量は約14,500tonにも及ぶ。斜ケーブルの最大径は155mm(φ7x313本)であり、1,770MPaの引張強度を有するNew-PWS製で総本数220本、総重量は約1,800tonである。

耐風対策として、桁外面にはウィンドフェアリングが設置されており、この効果は、工事発注前に、風洞実験にて確認されている。またケーブルにはレインシャドウ対策としてディンプルが施されており、

アンカーボックスは各ブロックの現場設置精度が、斜張橋全体の出来形精度に影響を与える。そこで工場仮組では、水平梁を除き水平全体仮組を実施した。写真-3 に水平全体仮組の写真を示す。



写真-3 水平全体仮組

またアンカーボックス接合面の部分的なメタルタッチ構造採用により、鉛直度確保、現場溶接收縮による変形量の低減と現場施工作業の難易度の低減を実現した。

4. 架設工事概要

図-6 架設工法位置図を示す。主塔部の桁架設は、「5ブロック架設」と称し、主塔に斜ペントを設置し、主塔左右の第1ケーブル間の主桁5ブロックを陸上部及び台船に搭載したクローラークレーンによって実施した。詳細は「6. 5ブロック架設」で報告する。

架設地点には2ヶ所の航路が配置されており、航路内での重機による架設作業は実施できない。従って、第2ケーブル以降は、橋面上に配置したクローラークレーンを用いたバランス張出架設工法を採用し、各閉合部も同様の架設方法を適用した。実施工程表を表-3に示す。

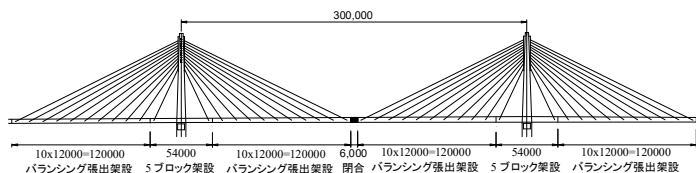


図-6 架設工法位置図

表-3 実施工程表(着色部は24H作業を示す)

	2012年			2013年				2013年				2014年						
	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
P12																		
P13				合点	5ブロック架設→第1ケーブル架設													
P14																		
P15																		
P16																		

5. 架設解析

5. 1 概要

全架設ステップについて主塔、床版、鋼桁の発生応力、斜ケーブル及び張力を事前確認した。検討に用いた解析モデルは図-7,8に示すように、橋梁全体をフィッシュボーンでモデル化し、斜ケーブルはトラス要素、桁、床版、主塔をそれぞれ梁要素でモデル化、剛体要素にて連結した。本モデルの特徴は床版と鋼桁をそれぞれ独立して要素化したことにある。それにより、一般的に用いられる桁、床版を一体で要素化したモデルに比べ、床版のクリープ乾燥収縮及びプレストレスの影響をより現実に近い形で再現できるとともに、断面の合成効果を容易に再現することが可能となる。



図-7 立体骨組みモデル

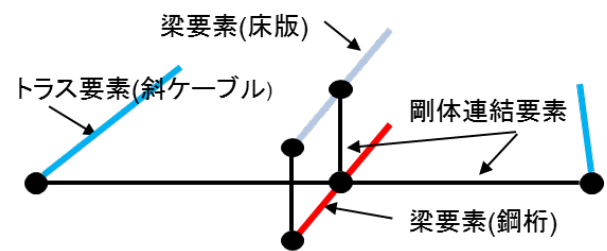


図-8 立体骨組みモデル拡大図と連結部詳細

5. 2 主塔

主塔の安全性は張出架設時に発生断面力が最大となる図-9の黒丸で示した主塔基部での評価を実施し、圧縮側は許容圧縮応力、引張側はクラック発生限界である4MPaを基準に評価した。図-9のグラフは、横軸が架設ステップ、縦軸は発生応力を表し、各架設ステップでの応力の最大値・最小値を抽出している。

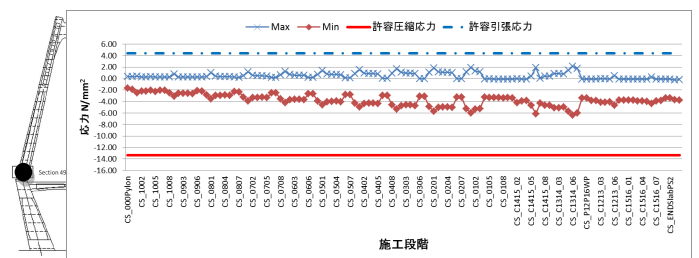


図-9 各架設ステップにおける発生応力(主塔)

5. 3 床版・主桁

主桁には曲げと軸力が作用し、架設ステップが進むにつれ非合成から合成断面に変化する。従って、合成前後の応力算出方法は表-4の計算式を用いた。

表-4 応力算出方法

	非合成	合成
断面特性	I_s, A_s	I_v, A_v
断面力	N_s, M_s	N_v, M_v $N_v = N_s + N_c$ $M_v = M_s + M_c + \delta_{vs} N_s - \delta_{vc} N_c$
応力算出方法	$\sigma = N_s / A_s + M_s \cdot y / I_s$	$\sigma = N_v / A_v + M_v \cdot y / I_v$
<p>ここで、表記は以下を示す。</p> <p>s, c, vはSteel, Concrete, Composite 断面</p> <p>δ_{vs}:合成桁の中立軸から鋼桁の中立軸までの距離</p> <p>δ_{vc}:合成桁の中立軸からコンクリートの中立軸までの距離</p>		

床版と鋼桁上下フランジにおいて、全架設ステップにおける最大応力値(引張)、最小応力値(圧縮)を各断面で算出した。例として図-10に下フランジの応力を示す。全ての架設ステップで許容値以内に入っていることを確認し、架設ステップを最終的に決定した。

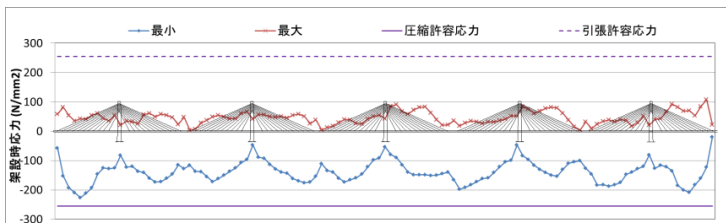


図-10 下フランジ下面の架設時最大発生応力(各断面)

5. 4 斜ケーブル

斜ケーブルの架設時の許容張力は、適用仕様書では終局耐力の56%と設定されており、全架設ステップで許容値以下であることを確認している。図-11は架設時の各斜ケーブルの張力を表しており、縦軸に発生張力値を表している。

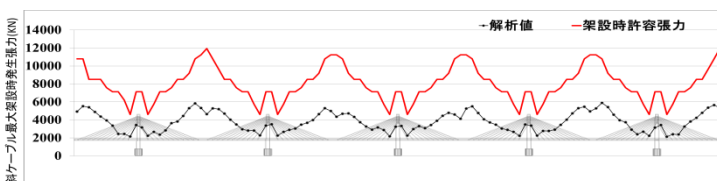


図-11 斜ケーブルの架設時最大発生張力

6. 5 ブロック架設(各主塔近傍)

6. 1 架設概要

5 ブロック架設は図-12に示す手順で作業を実施した。準備工として支承を主塔横梁に据付後、主塔を囲うように斜ベントを設置した。主桁、横桁の最大ブロック重量は25tonであり、架設は陸上若しくは台船上に設置した200ton吊りクローラークレーンを使用した。プレキャスト床版、斜ケーブルの架設は、550ton・m仕様のタワークレーンを使用した。

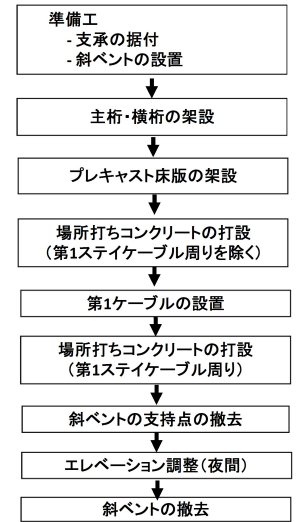


図-12 5ブロック架設ワークフロー

プレキャスト床版架設後の主塔基部、第1斜ケーブル周りの場所打ちコンクリートの打設に関しては、RC床版のひび割れに最新の注意を払って架設順序を決定した。



写真-4 鋼桁の架設

6. 2 斜ベント

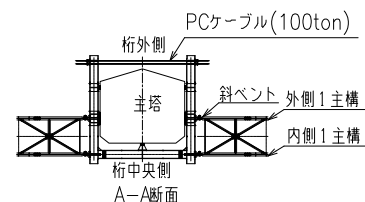
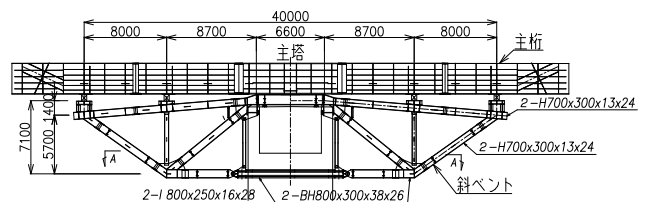


図-13 斜ベント構造詳細

各主塔基部に設置した斜ベントの構造はコスト、作業性の観点から、鋼重を低減できる2主構のトラス構造を採用した(図-13)。

外側1主構は鉛直荷重を水平荷重に変化させて主塔壁面に反力を負担させ、内側1主構は位置的に主塔壁面での反力負担が不可能であったため、前後の斜ベントをH型鋼で連結する構造を採用した。しかし、圧縮荷重が大きく座屈を考慮すると必要断面が非常に大きくなる。対策として主塔の外側にPCストランドケーブルを設置し約100tonのプレストレス力を導入することで断面の低減を図った。

5ブロック架設後の斜ベントの撤去に関しては、架設済み橋梁と干渉せずに一括で撤去できるようにコの字型の吊天秤を使用した(写真-5)。



写真-5 斜ベントの撤去

6. 3 主塔上後打ちコンクリート部

5ブロック架設箇所の場合打ちRC床版は、当初架設計画では1回の連続打設にて実施予定であった。施工前にFEM解析を用い、打設後の床版発生応力から鋼桁+スタッドによる拘束、乾燥、クリープによる収縮を検討した結果、図-14のように5分割施工とすることで、発生応力を25%低減可能となり、特に拘束クラックの影響を低減可能と予測できたため、コンクリートの打設回数、順序を変更して実施した。図-16にFEM解析の結果を示す。

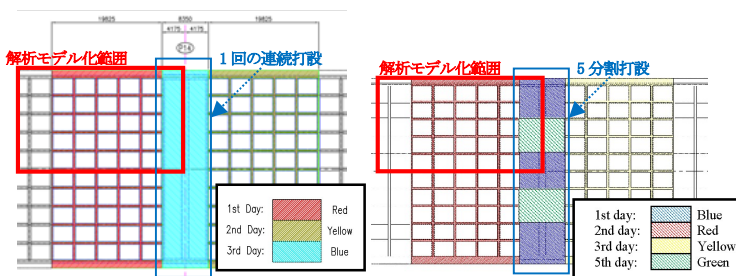


図-14 床版打設順序(左図：契約時、右図：施工時)

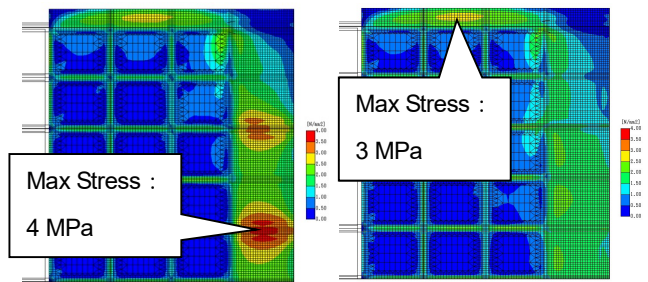


図-15 FEM応力解析結果(左図：契約時、右図：施工時)

6. 3 第1ケーブル周りの場所打ちコンクリート

当初は、最下段(第1段)斜ケーブル近傍の場所打ちコンクリート部を、最下段斜ケーブル緊張時は箱抜きしておき、第2段のサイクル架設後の場所打ちコンクリート時に打設する計画で、FEM解析にて検討した結果、最下段の斜ケーブル緊張時に、箱抜き部に過大な応力集中が確認された。そこで、箱抜きを廃して、最下段ケーブル緊張前にコンクリート打設を先行完了させる順序に変更した(図-16)。

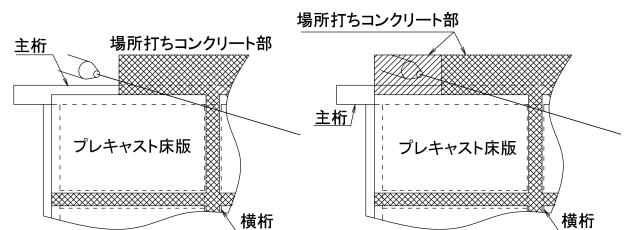


図-16 斜ケーブル緊張時床版形状

(左図：当初計画、右図：施工時)

この変更で、応力集中を約40%低減、床版打設縁部での引張応力を0.2mmのひび割れ発生限界値7.5MPa以下となることをFEM解析で確認した。図-17、図-18にFEM解析結果を示す。

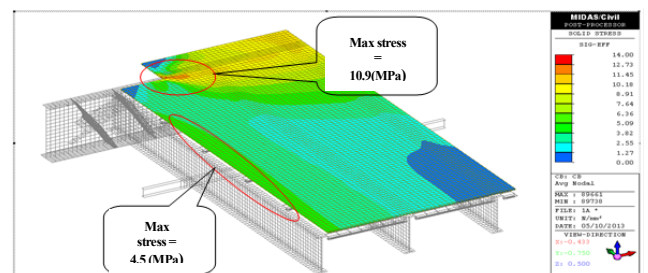


図-17 FEM応力解析結果(当初計画)

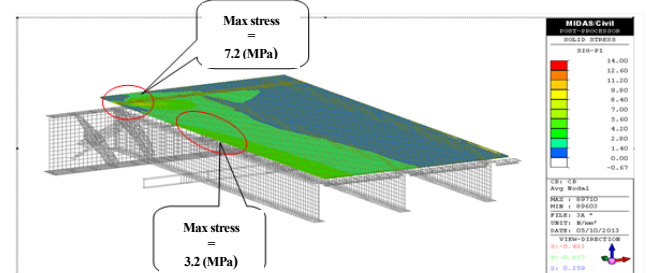


図-18 FEM応力解析結果(施工時)

7. バランシング張出架設(サイクル架設)

7. 1 架設概要

第2段斜ケーブルから第11段斜ケーブルまでの鋼桁は主塔を挟んで左右の荷重をバランスさせ、橋面上に搭載した150ton吊りクローラークレーン、50ton吊りラフタークレーンを用い張出架設作業を実施した。標準部の張出架設サイクルを図-19に示す。

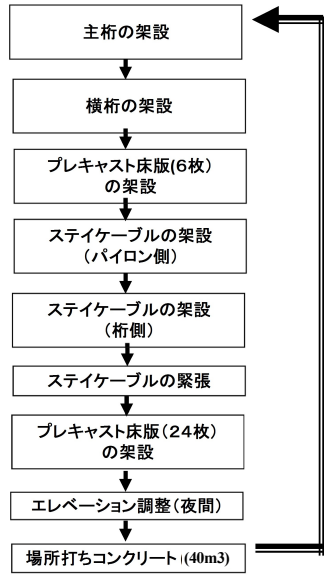


図-19 サイクル架設ワークフロー

サイクル架設工事は12日/サイクル(週一 日休暇含む)を標準とし、各主塔について左右10サイクル実施した。サイクル架設での主要設備として、鋼桁のHTBの締め付け、添接部の塗装、斜ケーブル施工時、張力調整時の施工足場、各主桁下付属品施工用に、発電機を動力とした移動防護工設備を設置した。これは本設構造物となる移動検査車の軌条設備を流用する構造とし、30トン電動チェーンブロックを4台での設置・撤去を実施した(写真-6)。



写真-6 移動防護工設備の設置

7. 2 サイクル架設順序

架設順序は、張り出し荷重を最小限化し、既施工部の床版のクラック発生確率を低減させるため、主桁・横桁の架設後、図-20に示すように斜ケーブル架設時の施工足場として最小限必要となる6枚のプレキャスト床版を設置し、斜ケーブルを架設(写真-7)・緊張後に、残24枚のプレキャスト床版を設置する順序とした。

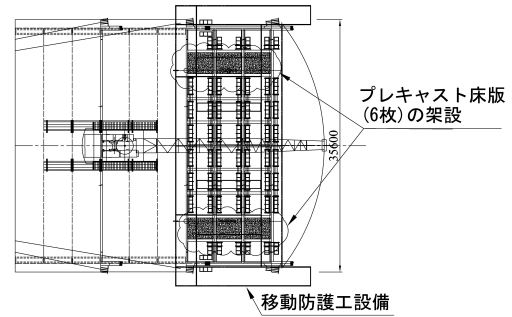


図-20 6枚のプレキャスト床版設置位置



写真-7 ケーブル架設(桁側)

各架設 Step での発生断面力は先に記述した骨組みモデルにて算出した。しかし、本橋梁の幅員は上下4車線(合計8車線)を確保するため、33.2mと広幅員である。この幅員方向の構造物の応力状況を補完・精密に確認するため、図-21に示すFEM解析を実施した。解析の結果、この時に発生応力が、0.2mm幅のクラックの発生予想応力7.5MPa以下になることを確認した(図-22)

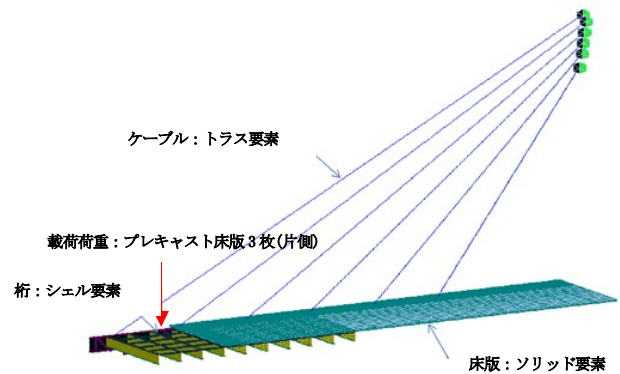


図-21 FEM解析モデル

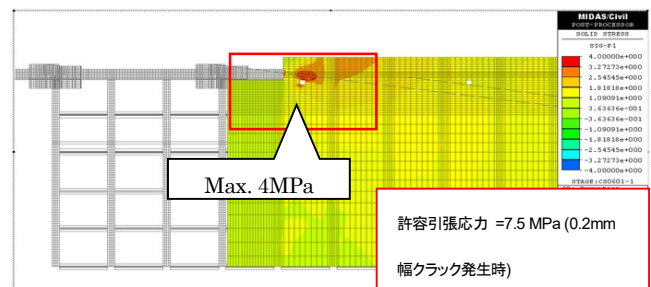


図-22 FEM解析結果(プレキャスト床版6枚設置時)

7. 3 バランシング張出架設工法

斜張橋でのバランシング張出架設工法では、両側の荷重をバランスさせながら、且つ両側先端に配置した重機を使用して架設を進める。両側の施工サイクルを完全同一とした場合、鋼桁の架設、添接部の塗装、斜ケーブルの架設と、同じ作業が両端で同時に発生するために、重機・仮設資機材・施工チームは2パーティー必要となる。またサイクル架設の中でクリティカルとなる塗装の乾燥時間を両側で同時発生させることはサイクル工程の長期化に繋がる。

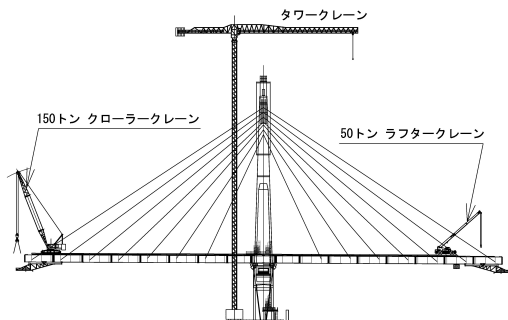


図-23 バランシング張出し架設要領図

そこで本橋では、機材の転用による施工資機材の最小限化とサイクル期間内の作業量の平準化を目的とし、左右の架設サイクルを若干ずらし、橋面上に配置した150ton吊りクローラークレーン、50ton吊りラフタークレーンは各主塔で1台ずつとし、左右の移動により両端で兼用した(図-23)。左右の荷重バランスは、事前に橋面上の所定の位置に、架設前の鋼桁、プレキャスト床版を配置しカウンターウエイトとすることで、左右のバランスを確保した。これにより架設サイクル期間の短縮、作業量の平準化を実現した。

1サイクルの張出架設荷重で最も影響が大きいのが、プレキャスト床版であるため、架設時の左右の不均等荷重に対し、クリティカルである主塔基部の橋軸方向応力に着目し、ひび割れ発生限界応力(4MPa)までの不均等荷重許容値を算出して、施工サイクルの妥当性の検証を実施した

張出架設が進行するに従い(より上段の斜ケーブルの架設実施時)、不均等荷重の作用位置が高くなるため、主塔基部に発生する曲げモーメントは増大する。つまりクラック発生の要因となる左右の許容不均等荷重は制限が必要となる。各Stepでの、許容不均等荷重を表-5に示す。先に記載した標準のサイクル架設を適用した場合、第6回目以降の張出架設では、許容不均等荷重を超える。

対策は、両端での設置プレキャスト床版枚数の差が以下の表以内となるよう、つまり最終張出施工サイクルでは両端でのプレキャスト床版の設置枚数の差が常に6枚以内となるよう、両端で連携した架設作業を実施した。

張出架設時の精度管理、閉合時の橋軸方向への移動作業のため、主塔横梁に配置されたゴム支承を橋軸方向に強制的に固定、可動させるための仮設備を設置した。また架設中の風荷重は本設構造物の設計風荷重の50%で照査し、台風等の強風が予想される場合には、この固定を解除する方針とした。

この橋軸方向の仮固定設備は、5ブロック架設時に使用した斜ベントの支承周りのフレームを反力受架台として兼用した。

表-5 許容不均等荷重

++架設位置	許容不均等荷重(ton)	プレキャストデッキパネル数
2 nd - 3 rd ケーブル間	477	60
3 rd - 4 th ケーブル間	335	42
4 th - 5 th ケーブル間	249	31
5 th - 6 th ケーブル間	189	24
6 th - 7 th ケーブル間	142	18
7 th - 8 th ケーブル間	111	14
8 th - 9 th ケーブル間	87	11
9 th - 10 th ケーブル間	67	8
10 th - 11 th ケーブル間	50	6

(片側に150トンクローラークレーン(203ton)、片側に50トンのトラッククレーン(38ton)がいる状況で計算した数値である。)



写真-8 バランシング張出し架設

7. 4 ねじり強制治具

本橋ではケーブル張力導入時の床版のひび割れ発生防止を考慮し、非合成断面の状態ケーブル張力を導入する必要があった。本橋は2本の主桁間隔が33.2mにも及ぶエッジガーダー形式で非常に”柔”な構造である。さらに主桁ウェブの外側に斜ケーブルの定着部があり、非合成状態でのケーブル張力導入時の、大きな面外変形、過大応力の発生が懸念された。応力状態を的確に評価するため、有限要素解析を適用し、斜ケーブル張力導入時の鋼桁の変形及び発生応力を確認した。解析モデルは図-24に示すように鋼桁をシェル要素、床版をソリッド要素にてモデル化し、演算時間短縮のためにハーフモデルとしている。

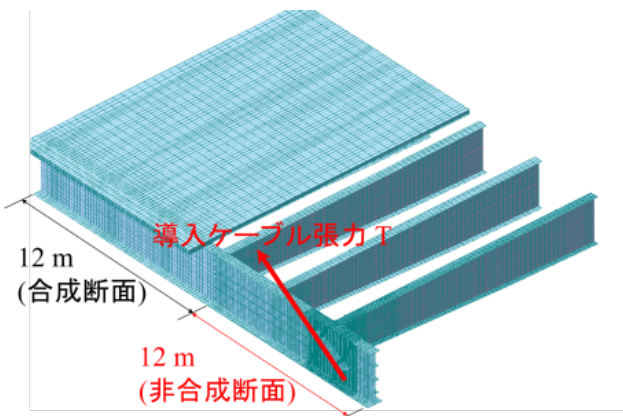


図-24 有限要素モデル

解析結果を図-25及び表-6に示す。

記載した解析結果は導入張力が最大の最上段斜ケーブルを示しており、大きな面外変形と、過大な応力の発生が確認できる

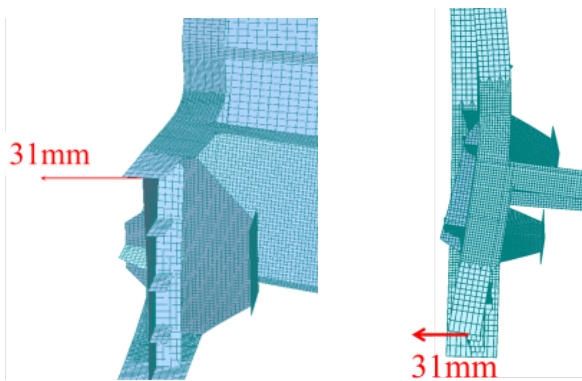


図-25 解析結果(対策前)

表-6 主桁の発生応力及び変形量

	対策なし	対策あり	許容値
最大発生応力	172MPa	96MPa	140MPa
変形	31mm	2mm	5mm

対策として、図-26に示すような斜ケーブル張力導入作業と同時に鋼主桁同士をPCストランドで内側へ150トン程度引き込める仮設備を設置し、同時緊張する計画とした。対策後の変形、応力結果を表-6に示す。変形量、発生応力共に大幅に改善されたことが分かる。更に、解析結果から全ケーブルのうち、最上段から5本のケーブルについて本対策の必要性が明確になり、現場施工に反映した。

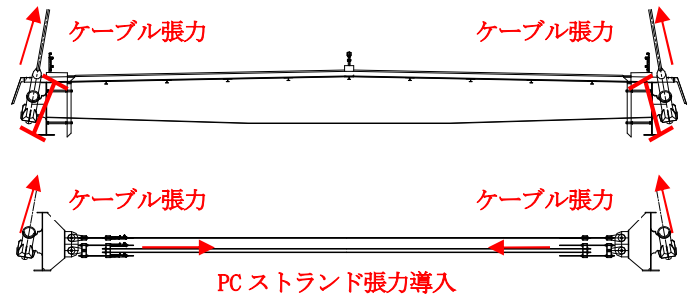


図-26 面外変形対策

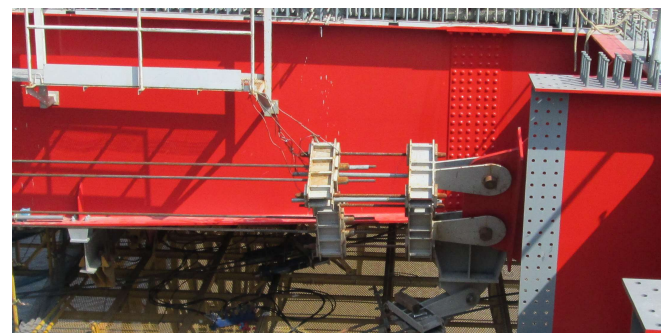


写真-9 ねじれ強制治具取付写真

8. 閉合

閉合作業の作業手順を図-27に示す。閉合作業は計4回実施した。閉合順序を図-28に示す。1、2回目の閉合は、閉合箇所反対側が拘束されていない状態で施工可能なため、閉合部の橋軸方向間隔調整(セットフォワード・セットバック)、高さ、軸線の調整は比較的スムーズに実施できた。3、4回目の閉合作業では閉合箇所反対側が拘束された状況での施工となるため、閉合部の調整作業時に使用する仮設治具の耐力限界に近い断面力が発生すると予想された。対策と

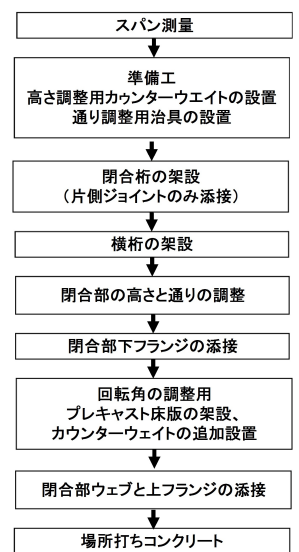


図-27 閉合ワークフロー

して支承位置での橋軸方向への移動量、カウンターウェイトを適所に配置して、橋面上配置の各種クレーンの配置位置を厳格管理し、閉合作業時に必要な作用力の低減を図った(写真-10)。

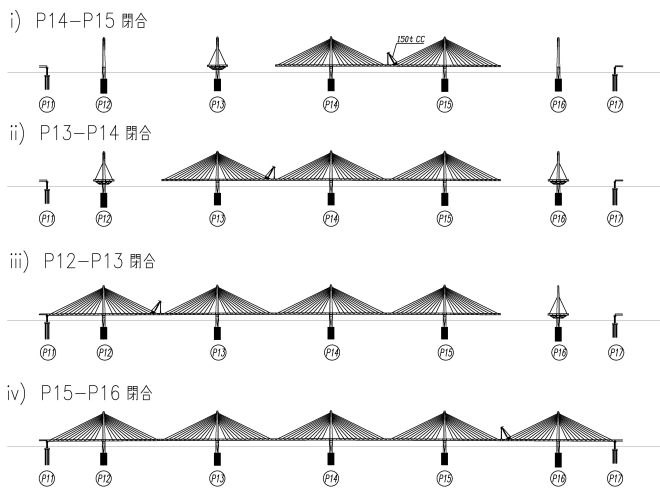


図-28 面外変形対策



写真-10 カウンターウェイトの配置

8. 1 閉合作業準備工

閉合前の準備として、高さ調整用のカウンターウェイト(コンクリートブロック)、鋼桁の橋軸直角方向のずれを矯正する仮設調整治具、閉合部の間隔調整のために支承位置に片側 200 トン(合計 400 トン)のジャッキを設置した。

高さ調整は、予め架設ステップ解析により、必要なカウンターウェイト重量と配置位置を確認し、コンクリートブロックを橋面上に設置した。

間隔調整は、解析から算出された必要荷重に十分耐えうる油圧ジャッキを当該支承部に配置した。

8. 2 橋軸直角方向矯正治具

橋軸直角方向矯正治具の設計では、治具を固定する鋼桁本体側との取合い部の検討を慎重に実施した。

コンクリート床版への引張力の発生を抑えるためには、治具は極力床版近くに配置した方が有効である。しかしながら本体構造物と治具の干渉を考慮した場合、

設置位置は桁下に限られる。また I 桁では、コンクリート合成前は柔軟な構造であるので、局所変形のみならず全体変形への配慮が必要となる。

従って、主桁の下フランジもしくは横桁下フランジに設置する案に絞り、両案で FEM 解析を用い、鋼桁の面外変形、コンクリート床版における発生引張力に着目し評価した結果から、閉合部を跨ぎ両側の、前後 2 列の横桁下フランジを梁で連結し引張力を負担させ、両先端の鋼桁を PC 鋼線で連結し、緊張する構造を採用した(図-29、写真-11)。

この治具を設置することで最大 80mm までの橋軸直角方向位置の矯正が可能とした。

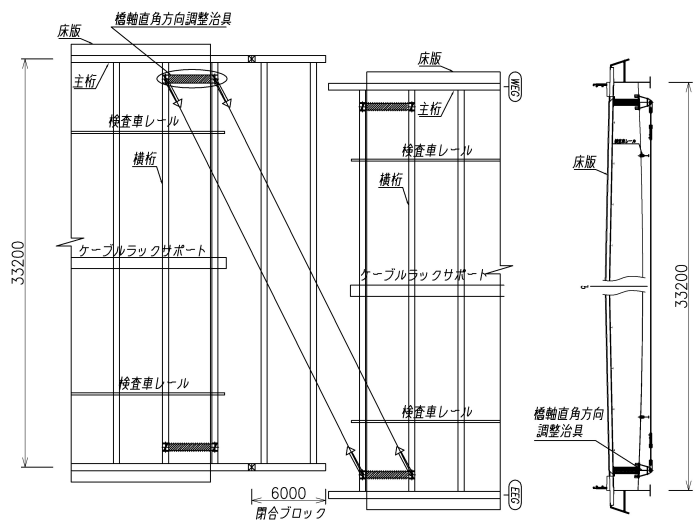


図-29 橋軸直角方向矯正治具配置図

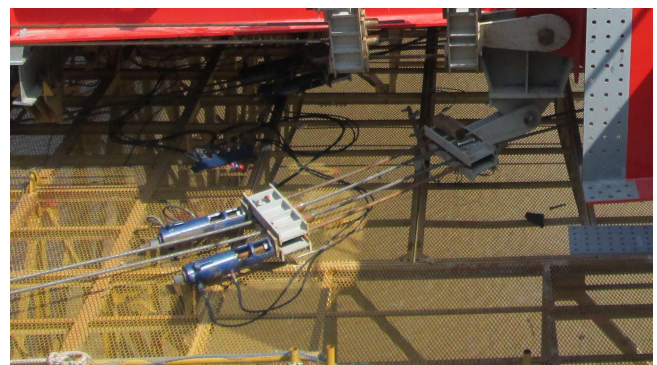


写真-11 橋軸直角方向矯正治具の設置

8. 3 閉合作業

閉合作業は 1 箇所 2 日で実施した。初日に閉合ブロックの片側の添接と横桁の架設、閉合部反対側の主桁下フランジの添接作業を実施した。下フランジ添接時の高さ微調整は橋面上に配置した 150 ton 吊りクレーン、50 ton 吊りラフタークレーンを前後に移動させることで鋼桁を鉛直方向に調整した。

下フランジの添接後、回転角を合わせ主桁ウェブ、

上フランジの添接作業を実施するため、プレキャスト床版を閉合部上に、カウンターウェイトを閉合部近くに追加配置した。この設置作業は夜間に実施し、2日目に閉合部の主桁ウェブ、上フランジの添接作業を実施した。



写真-12 閉合作業(桁の架設)



写真-13 閉合作業(桁の落とし込み)

9. 精度管理

本橋は5つの斜張橋を独立して施工するため、合計4箇所での閉合精度を考慮し、桁の鉛直変位、平面線形を厳密に管理する必要があった。よって図-7, 8に示した解析モデルを用い、事前に各構造部材の温度、シム量の調整、橋面上に配置する架設機材荷重等の影響値を計算しておき、当社独自に開発した精度管理プログラムで、現場でのケーブル張力調整量を自動計算した。また製作時の仮組データ及び一品製作データから鋼桁、アンカーボックス及びケーブルの製作誤差も把握し、それを解析に反映し、施工前に調整シム量を考慮することで、施工速度の改善を図った。この解析システムを用いて計算された、最大張出時の解析目標値と現場実測値の比較を図-30、図-31に示す。高精度で再現できていることが確認できる。

本橋の適用仕様書に規定された各規格値を表-7に

示す。誤差要因解析の結果、規格値を満足させるためには、各張出架設 Step で特に桁のエレベーション管理を最優先する必要性が明確になり、張出架設中は、規定された規格値の50%、かつ架設長Lをパラメータとする式(1)、(2)

に示す規格値で管理する方針とした。

$$\text{中央径間} : 0.5x (25 + L/2) \quad \text{式(1)}$$

$$\text{側径間} : 0.3x (25+L/2) \quad \text{式(2)}$$

全4箇所での閉合完了後の測量結果から、全測点においてエレベーション、ケーブル張力ともに、規格値を満足しており、閉合後の再ケーブル調整が不要となった。

表-7 仕様書に定められた規定値

主塔の鉛直度	-70mm ~ +70mm
桁のエレベーション(側径間)	-60mm ~ +100mm
桁のエレベーション(中央径間)	-100mm ~ +170mm

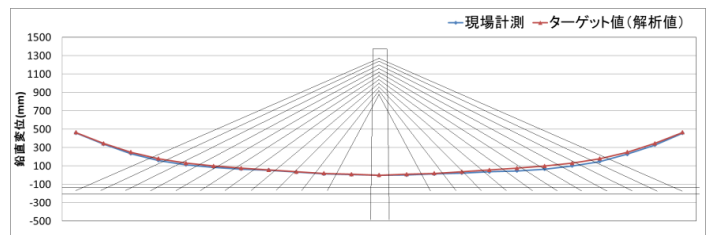


図-30 最大張出時の主桁鉛直変位

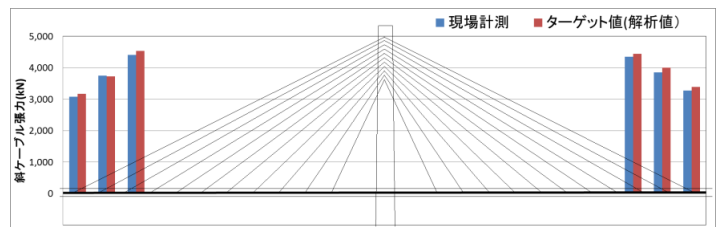


図-31 最大張出時の斜ケーブル張力

10. おわりに

施工開始前の入念な事前検討、準備、施工開始後の厳密な日々の工程管理、優秀な職員に恵まれ、上部工の架設工事は順調に推移した。最盛期には P14、P15、P13 の3主塔で同時に張出架設が行われ、昼夜2交代制で作業を行った。結果は、当初の工程から4ヵ月短縮して工事を完了した。

建設用地の収用遅れ等の影響で契約工期も3年から5年に延伸するなど、国内工事では経験できない多種多様の困難、苦闘を建設期間に味わった。しかしながら大規模橋梁の建設を通じ、建設工事実施のみならず大型海外土木工事での契約管理、資機材の輸出入を通

じた調達管理、海外での税制管理、外国人を含めた労務管理等、非常に貴重な経験を積むことが出来た。

1月4日の開通式には国土交通省太田大臣、ベトナム国会議長、ベトナム運輸大臣をはじめ多くの賓客、地域住民が会場を訪れ開通を祝った(写真-14)。本橋の開通により空港からハノイ市までのアクセスは20分程短縮されるとともに、橋梁の景観照明の美しさから地域のランドマークとなっている。これから100年以上、ベトナム国民にロンビエン橋と並び愛される橋となって欲しいと願っている。

最後に、本橋を施工するにあたって多大なご指導、ご協力を頂いた(株)長大・梶村雄祐氏、大日本コンサルタント・上村博文氏、その他関係者に謝意を表す。



写真-14 開通式の光景

