

北陸新幹線 手取川橋りょうの施工

— 張出し架設および市道上のジャッキダウン架設 —

古川 智文*1・坂本 貴嗣*2・福山 達雄*3・神田 大輔*4

北陸新幹線 手取川橋りょうは、日本有数の急流と清流で知られる一級河川手取川を渡る橋長 558 m の連続 PC 箱桁橋であり、手取川河口から約 2.5 km 上流に位置している。金沢・敦賀間に構築される橋梁の中で、手取川橋りょうは最大の橋長を有し、施工期間が上下部工を含め計 4 回の非出水期（10 月 16 日～6 月 14 日）に限定されていたため、周辺環境に配慮しつつ、都度、濡筋や仮締切堤の形状を変えながら施工した。

また、本工事では 4 車線市道を跨ぐ 65 m の単純 PC 箱桁橋を、市道との空頭制限から所定の位置より約 3.5 m 上方で主桁を構築し、4 台の油圧ジャッキを使用して所定位置まで降下させた。

当報告は、張出し架設による手取川橋りょうの施工と、単純 PC 箱桁橋のジャッキダウン施工について報告する。

キーワード：上げ越し管理、非出水期、ジャッキダウン、ねじり変形

1. はじめに

北陸新幹線は、上越新幹線と分岐する高崎から長野間の約 117 km が長野五輪にあわせて平成 9 年 10 月に開業し、長野から金沢間の約 228 km が平成 27 年 3 月に開業している。現在、金沢から敦賀間の線路延長 125 km のうち、工事延長 115 km を令和 4 年度末の開業に向けて、鋭意、工事を進めている。

手取川橋りょう（以下、手取川 B）は、高崎起点 364 km 396 m に位置しており、支間長 75 m～83 m の PC 3 径間 + PC 4 径間連続ラーメン箱桁橋である。架設工法は、移動作業車による張出し施工である。長大橋のため軌道工事を含めて上げ越し管理を行い、開業時に軌道がレールレベル (RL) 高になるようした。

単純 PC 箱桁橋（以下、熊田 Bv）は、高崎起点 365 km 377 m に位置し、4 車線の市道の直上に架設される。架設工法は固定支保工架設であるが、完成時の桁下空間が建築限界の 4.7 m であるため、支保工がそれを侵さないように 3.5 m 上方で主桁を構築した。ジャッキダウンによる主桁降下では、各油圧ジャッキのストローク差による許容を超えるねじり変形の発生リスクに対して管理値を設定し施工した。

手取川 B は令和元年 6 月に閉合完了し、熊田 Bv は平成

30 年 11 月完成した。

図 - 1 に手取川橋りょうの工事概要図を示す。

2. 橋梁概要

当工事の橋梁概要は以下のとおりである。手取川 B の橋梁一般図および主桁断面図を図 - 2, 3 に、熊田 Bv の橋梁一般図および主桁断面図を図 - 4, 5 に示す。

工事名：北陸新幹線、手取川橋りょう他工事

発注者：(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 大阪支社

施工者：清水・川田・豊蔵・表 特定建設工事共同企業体

工事場所：石川県能美郡川北町地内

工期：平成 27 年 8 月 4 日～令和 3 年 7 月 9 日

2.1 手取川 B の概要

構造形式：PC 3 径間 + PC 4 径間 連続ラーメン箱桁橋

橋長：234 m | 324 m

支間長：75 m + 82 m + 75 m | 78 m + 2 @ 83 m + 78 m

列車荷重：P - 16

曲線半径： $R = 4\,000\text{ m}$ の緩和曲線

斜角：87 度（手取川に対して）

軌道種別：スラブ軌道

使用 PC 鋼材：主方向ケーブル 12S15.2（グラウト）

床版横締めケーブル 1S28.6（プレグラウト）

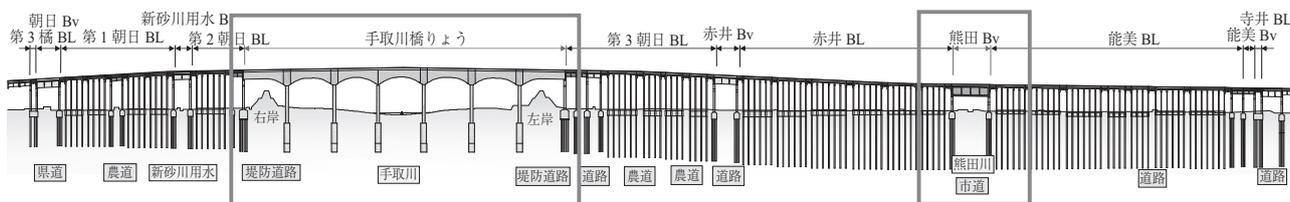


図 - 1 手取川橋りょう工事概要図

*1 Tomofumi FURUKAWA：清水・川田・豊蔵・表 JV（清水建設（株）北陸支店）

*2 Takashi SAKAMOTO：清水・川田・豊蔵・表 JV（清水建設（株）北陸支店）

*3 Tatsuo FUKUYAMA：(独)鉄道・運輸機構 大阪支社 小松鉄道建設所 所長

*4 Daisuke KANDA：(独)鉄道・運輸機構 大阪支社 小松鉄道建設所 主任

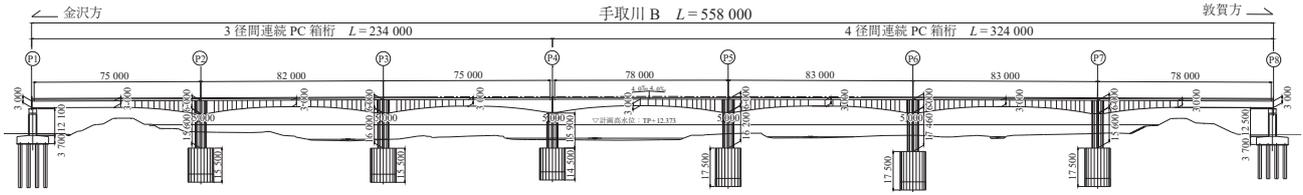


図 - 2 手取川 B 橋梁一般図

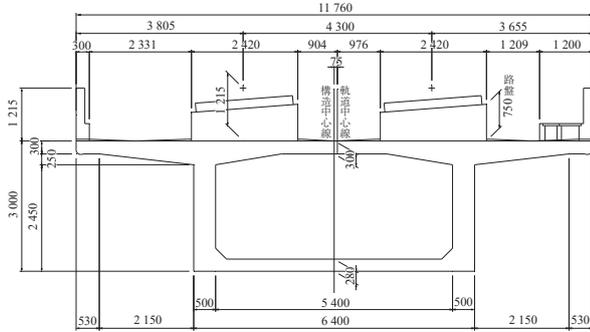


図 - 3 手取川 B 主桁断面図 (支間中央)

2.2 熊田 Bv の概要

構造形式：PC 単純箱桁橋

橋 長：65 m

支 間 長：63.4 m

列車荷重：P - 16

曲線半径：直線

斜 角：直角

軌道種別：スラブ軌道

使用 PC 鋼材：主方向ケーブル 12S15.2 (グラウト)

床版横締めケーブル 1S28.6 (プレグラウト)

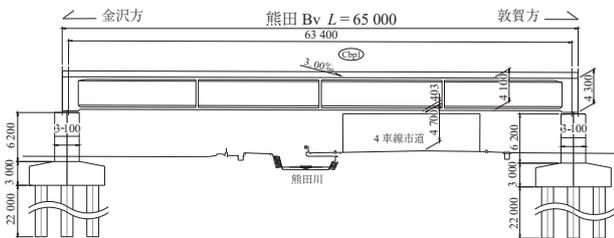


図 - 4 熊田 Bv 橋梁一般図

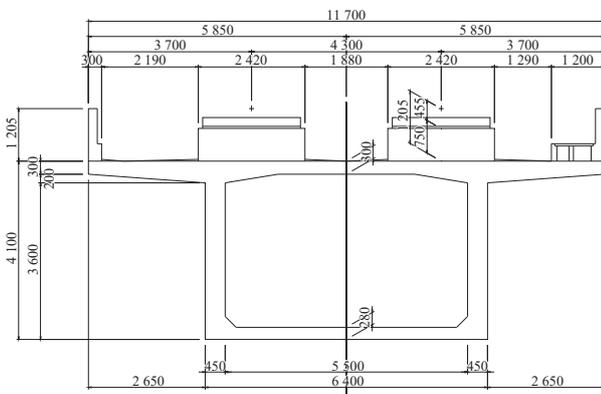


図 - 5 熊田 Bv 主桁断面図

3. 手取川 B の施工

3.1 施工ステップ

施工順序を図 - 6 に示す。河川内は、各年の非出水期ごとに、上流から瀬替えをして滞筋を変えながら仮締切堤を構築した。仮締切堤内の施工は、河川増水による作業員の安全確保と資機材の流出防止のため、作業中止退避基準を設けるとともに、雨量・ダム の放流などインターネットで情報収集し、増水までの時間を予測しながら行った。

3.2 柱頭部

仮締切堤外で行う上部工工事では、ブラケット支保工や昇降設備などは、河川の障害物にならないよう、施工時 H.W.L 以上の高さに設置した (写真 - 1)。



写真 - 1 ブラケット支保工および仮設構台

張出し施工開始までの工程を短縮する目的で、柱頭部のブラケット支保工の一部として、移動作業車の作業床と型枠梁部材を先行設置した (写真 - 2)。



写真 - 2 移動作業車作業床の先行設置

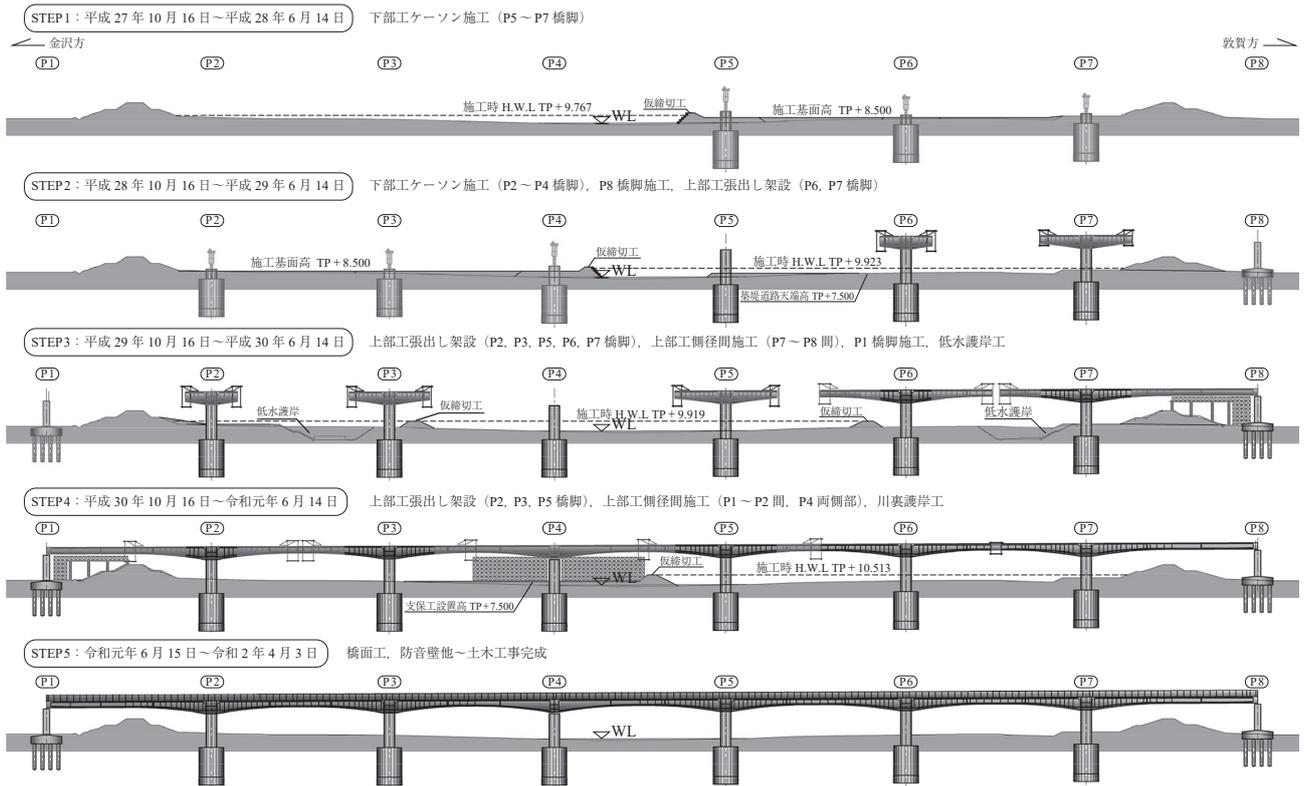


図 - 6 施工順序

柱頭部横桁はマスコンクリートになるためパイプクーリングを行った。実際に使用するコンクリートを用いて線膨張係数試験を行い、得られた線膨張係数を反映した三次元温度応力解析より、クーリングパイプの配置を決めた。パイプクーリングの実施によりひび割れ指数が0.72から1.21に改善されたことで、施工後の外観確認でも有害なひび割れは見受けられなかった(図-7)。

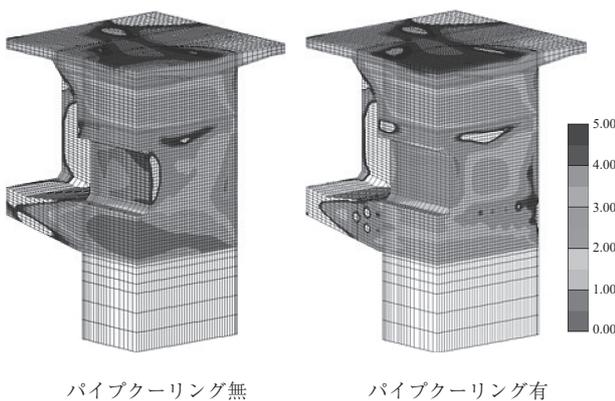


図 - 7 柱頭部の三次元温度応力解析結果

3.3 張出し施工

北陸地方特有の天候の急変に備えて、全天候型移動式作業車を採用した。外気を遮断するために、屋根のほかに外周足場に採光型パネルを設置した(写真-3)。

1回の非出水期中に張出し施工が完了しないので、移動式作業車は出水期間中は解体せず、主桁に過大な変形が生



写真 - 3 全天候型移動式作業車

じないように、支点付近まで戻し待機させた。

河川堤体管理道路上の張出し施工では、管理道路上の建築限界が確保できないため、低床型移動式作業車の採用も検討したが大型車両の通行を求められたため、堤防に沿った回路を新設した。

3.4 側径間部, 中央閉合部

本橋の支間長は、すべての径間でほぼ80mの等間隔であるため、側径間長が40m程度となる。側径間の構築方法は、支保工上での下床版+ウェブと上床版の2回打設を計画したが、1リフト目の施工後に既設主桁の床版温度差による変形の影響を受け、1リフトにひび割れ発生が懸念されたことから、閉合部を設け3分割する計画とした(図-8)。3リフト目の閉合部は2.5mとし、主桁断面を1回

で打設することとした。

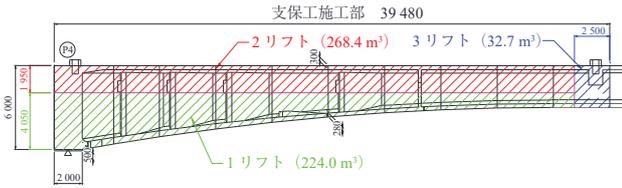


図 - 8 側径間リフト割り図

マスコンクリートとなる端支点横桁は、温度応力解析結果より、早強コンクリートから普通コンクリートへの変更および膨張材の使用でひび割れ指数を 0.57 から 1.03 へ改善できることを確認して施工した。その結果、施工後の外観確認でも有害なひび割れは見受けられなかった。

河川堤体上に設置する側径間の支保工は、堤体の損傷を極力減らす目的で、H 鋼梁式支柱支保工を採用した (図 - 9)。ベント基礎下の地盤については、平板載荷試験、現場密度試験、採取試料による三軸圧縮試験を実施し、堤体の地耐力と円弧滑り抵抗力を確認した。

中央閉合部は、河川上になるため、移動式作業車を使用して施工した。

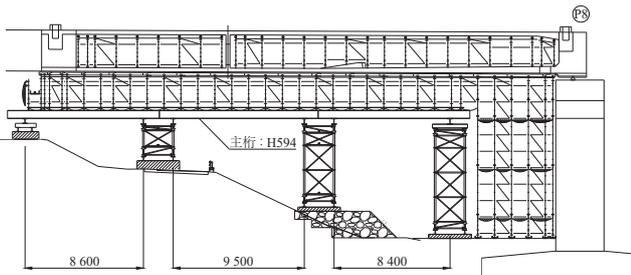


図 - 9 側径間 H 鋼梁式支柱支保工図

3.5 上げ越し管理

出来形管理基準における路盤高の許容誤差は ±10 mm であり、本橋のような長大スパンの橋梁では、高精度の上

げ越し管理が要求される。本橋では、開業時にレールレベル (以下 RL) 高になるように上げ越し管理を行うものとし、主桁にクリープ分の変位が残留した状態で、路盤厚さで調整することとした (図 - 10)。上げ越し量の算出には、張出し施工の工程はもちろんのこと、分割して施工する地覆・路盤の載荷順序および載荷時期も細かく反映した。また、施工済みの路盤を剛性に含めた場合の変位量や全体温度差および上床版温度差による変位量も検討した。

地覆や路盤の施工は、構築ブロックの割付けを設定し、各ブロックで弾性変位を計測し設計値と比較しながら、路盤高さを修正した。本橋の場合、路盤のブロック施工による変位の実測値は、計算値の 81% であった。

今後の施工でさらに実測値データを収集・分析して、開業時の RL を予想したうえで、路盤の仕上げ高さを設定・施工し、軌道工事に引き渡したいと考えている。

4. 熊田 Bv の施工

4.1 施工ステップ

施工フローを以下の図 - 11 に示す。

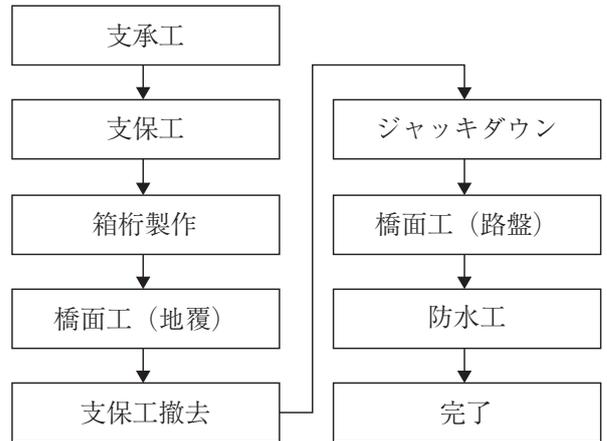


図 - 11 施工フロー図

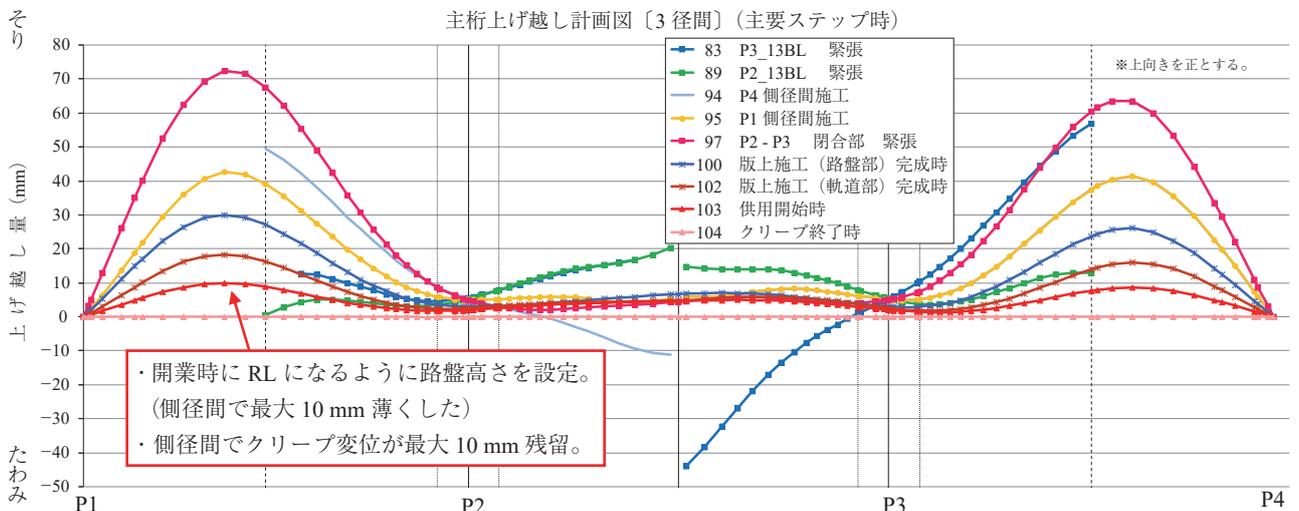


図 - 10 主桁上げ越し計画図 (3 径間橋梁)

4.2 支保工形式

当初設計では、45 m のガーター梁式支保工で計画されていたが、施工ヤードの関係から、4車線のうち1車線を規制する20 m + 20 m トラス梁式支保工に変更した（図 - 12）。トラス梁下に建築限界4.7 m 以上の空間を確保できる最小限の支保工高さを検討した結果、設計高さの3.5 m 上方で主桁を製作することとした。

トラス梁は、一体化したものを現地にトレーラーで搬入し、道路規制を行って130 t クレーン1台で夜間架設した。市道上への落水防止のためにトラス梁上に設置したステージに遮水シートを全面敷設し、中央ベントから端部ベント方向へ2%の排水勾配をもたせた。

端部ベント基礎下の地盤は、地耐力が不足していたため、H鋼杭基礎とした。H鋼杭はジャッキダウン完了後に、桁下高5 m の低い空頭の中で、油圧ショベル装着式杭打抜機（ベースマシン：0.7 m³ 級バックホウ）を使用して、細かくガス切断しながら全数引き抜いた。

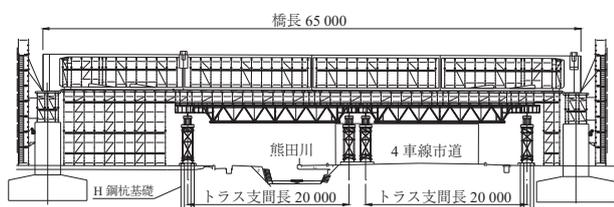


図 - 12 支保工計画図

4.3 主桁の構築

北陸地方では、供給されるコンクリートの骨材品質が必ずしも良質ではない。このため、コンクリート中のアルカリ総量が3.0 kg/m³ 以下であってもアルカリ骨材反応の懸念があることから、新幹線工事ではアルカリ総量の上限値を2.2 kg/m³ としている。また北陸地方には良質なフライアッシュを産出する石炭火力発電所が3か所あることから、フライアッシュコンクリート（以下、FAコンクリート）の適用が求められている。本工事でも主桁構築で用いるコンクリート40-12-25NにはフライアッシュⅡ種（分級灰ブレンド値4,000 mm²/g以上）で15%置換したFAコンクリートを採用している。FAコンクリートの施工に先立ち、実機練り試験およびポンプ圧送試験を行い、フレッシュコンクリートの性状とスランプの経時変化を確認した。試験の結果、経時変化に伴うスランプのロスが大きいため、高性能AE減水剤量を調整し配合を見直して実施工を行った。

打設割りは、下床版+ウェブを1リフト、上床版を2リフトの2回打設で施工した。上床版コンクリート打設時のトラス梁のたわみにより1リフトにひび割れが発生しないように、支柱直上のウェブに補強筋D25を配置した。

張出し架設と同様に、端支点横桁部はマスコンクリートとなるため、温度応力解析結果より、早強コンクリートから普通コンクリートへの変更および膨張材の使用でひび割れ指数が0.66から1.05へ改善することを確認したうえで施工した。その結果、外観確認でも有害なひび割れは見受けられなかった。

橋脚沓座部にサンドル材（H150）を3.5 m 組立て主桁を支持させた。主桁の支承位置のサンドル上には、PC鋼材緊張などによる主桁の変形に追従するように、ゴム板（ $t = 24 \text{ mm}$ ）を敷いた。

ダンパーストッパーは橋脚に設置されているため、主桁側には箱抜きをしておき、ジャッキダウン時に箱抜きにストッパーが入るようセットした。主桁製作からジャッキダウンまでの期間に生じる主桁の短縮量を算出して、その分可動側のみセットバックして箱抜きの型枠をセットした。箱抜きは橋面まで貫通させておき、ジャッキダウン後にコンクリートを充填した。

4.4 ジャッキダウン

ジャッキの規格は、主桁の重量20,000 kNを4台の油圧ジャッキで支持するため、不均等荷重の作用および油圧ジャッキの安全率を考慮して、8,500 kN ジャッキを選定した。また、油圧ジャッキのストロークは、サンドル材1段の高さのほかにジャッキ反力によるサンドル材の弾性変形量およびサンドル材どうしのなじみ（3 mm/段）を考慮して300 mmを採用した。

なお、油圧ジャッキは底面を主桁側にボルトで固定し、ストローク側を下向きにセットした（写真 - 5）。

仮設時の設計水平震度を0.1とし、橋脚沓座部のサンドル材が転倒しないように、橋軸方向は仮設PC鋼棒を橋脚に埋め込んで反力を取り、橋軸直角方向は左右のサンドル材どうし、対傾構で一体化した。

不等沈下対策としてフーチング基礎にジャッキ用のベントおよびサンドル材（H150）を組立て、ベントの転倒防止のために橋脚に仮設PC鋼棒で固定した。フーチング天端の傾斜は、ベント用に均しコンクリートを後から増打ちし平坦にした。ジャッキダウン計画図を図 - 13 に示す。

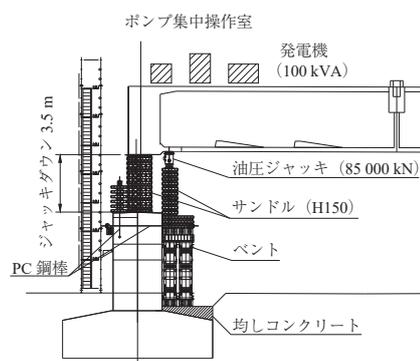


図 - 13 ジャッキダウン計画図

フーチング基礎の仮設時照査として、場所打ち杭の支持力照査と、ジャッキ荷重が橋脚前面に作用することによるせん断力の照査を行い、ジャッキダウン反力が作用しても問題ないことを確認した。また、主桁については、ジャッキの載荷位置をウェブ直下とし、支柱応力を照査した結果、補強筋は必要なかった。

主桁のジャッキダウン時に左右のジャッキでストローク差が生じると、主桁断面にねじりモーメントが作用する。これにより主桁がねじり変形を起こし、ひび割れが発生す

○ 工事報告 ○

る可能性がある。そこで、許容されるねじり変形量を、施工中に許容可能な斜引張応力度とねじり変形で生じるせん断応力度により簡易的に算出した。片側の橋脚のみ変形した場合の許容ねじり変形量は 13.6 mm と算出されたが（図 - 14）、両側の橋脚で逆位相のねじり変形が生じるケースも考慮し、片側あたり 6.8 mm を許容値とした。さらに、本施工では安全側の管理値として 5 mm を採用した。

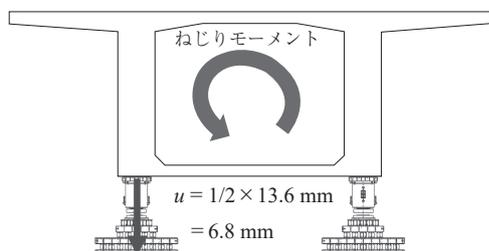


図 - 14 逆位相を考慮した許容ねじり変形量

ジャッキダウンは、主桁の設計縦断勾配 3% を維持しながら行った。

施工は道路規制をして夜間作業（21 時～翌 5 時）で行い、1 日あたり 5 段のサンドル材を撤去し、途中主桁の水平ずれの調整や本設支承のゴム沓の設置も含め、3.5 m のジャッキダウンに 7 日間要した（写真 - 4）。ねじり変形量の管理は、4 台のポンプを同調させ各点において橋脚天端からの高さを自動計測し、ジャッキの圧力とストローク、高さを集中管理室で一元管理した（写真 - 6）。実施工によるねじり変形量は最大で、地切り時 1 mm、ストロークの伸縮時で 2 mm であった。また、水平方向の位置ずれをレーザー測量器で常時計測し、ダンパーストップと箱抜きを遊間を超えないように水平ずれが ± 50 mm 以上となった時点で、水平調整を行うこととした。降下途中（施工 3 日目）と最終段（ゴム沓設置直前）の 2 回（最大で橋軸方向 26 mm、橋軸直角方向 48 mm）の水平調整を行って所定の位置に収めた。

主桁構築からジャッキダウン完了までは 2 か月半を要し、その間のクリープ・乾燥収縮・プレストレスによる桁短縮量はゴム沓のせん断変形に影響しないため、残留クリープおよび温度変化によるゴム沓のせん断変形が許容値に収まることを確認し、ジャッキダウン後のゴム沓のせん断変形解放は行わなかった。



写真 - 4 ジャッキダウン状況全景



写真 - 5 ジャッキダウン状況近景



写真 - 6 ジャッキ集中管理状況

5. おわりに

本稿は、PC 連続ラーメン箱桁橋の張出し架設における施工状況およびその上げ越し管理、PC 単純箱桁橋のジャッキダウン架設における施工状況と施工管理値について報告した。今回報告した 2 橋は、令和 2 年 3 月に軌道工事に引き渡す予定である。今後、同様の橋梁の施工に関する一助になれば幸いと考える。

最後に、当橋梁の施工にあたり、貴重なご助言・ご協力をいただきました関係各位に対しまして、厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鳥居和之、深田宰史、HaMinhTuan、小林和弘：北陸地方におけるフライアッシュコンクリートの標準化と PC 橋梁への適応、プレストレストコンクリート、vol.59, NO.6, pp.22-27, 2017
- 2) 米澤豊司、鈴木恒男、石井秀和、笠倉亮太：フライアッシュコンクリートの北陸新幹線への適用、プレストレストコンクリート、vol.59, NO.6, pp.28-33, 2017

【2019 年 10 月 31 日受付】