

## 北陸自動車道 上輪新田橋災害復旧工事の施工報告

三井住友建設(株) 東京土木支店 正会員 ○浅井 宏隆

同 上

津田 久

東日本高速道路(株) 新潟支社 長岡管理事務所

藤本 泰弘

同 上

笠松 正樹

### 1. はじめに

上輪新田橋は、北陸自動車道の柿崎ICと米山IC間の新潟県柏崎市に位置し、P2橋脚をラーメン構造とした4径間連続PC箱桁橋(写真-1)と5径間連続RC中空床版橋からなる、昭和58年に完成した橋梁である。PC箱桁部は、平成19年7月16日の中越沖地震により、コンクリート橋脚のせん断ひび割れ、鋼製支承の変形脱落などの甚大な損傷を受けた。地震発生の日から緊急調査を開始し、損傷した鋼製ピンローラー支承の逸脱防止や耐力を確保するための橋脚の補修等の応急復旧工事を平成19年度に行った。本工事は、これに引き続き、鋼製ピンローラー支承を免震支承に取り替えて免震化を図り、下部工に作用する地震力の分散化と低減化を実施するものである。本稿では、本橋の被災状況、被災直後の対応、応急復旧工事、恒久復旧工事、特に支承取替え工事について報告する。

### 2. PC箱桁部の橋梁概要 (図-1, 2)

構造形式：4径間連続PC箱桁橋 (P2橋脚ラーメン構造)

橋 長：255.560 m(47.00+2@80.00+47.00)

有効幅員：10.500 m×上下線

平面曲線：R=700m~A=450m

勾 配：縦断 2.8%

横断 4.0~3.2%



写真-1 上輪新田橋PC箱桁部全景

### 3. 被災状況と直後からの対応の経緯

#### 3.1 被災状況

中越沖地震は、平成19年7月16日に発生し、本橋の位置する柏崎市では震度6強が観測された。翌17日から緊急調査を実施し、主に次のような損傷が確認された。

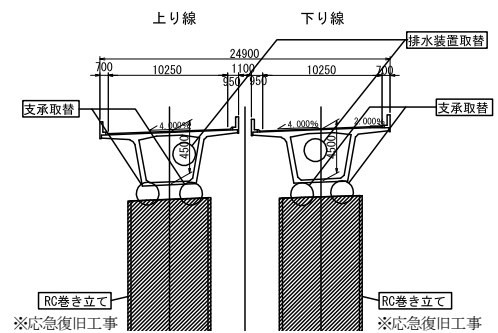


図-1 PC箱桁部 橋梁断面図

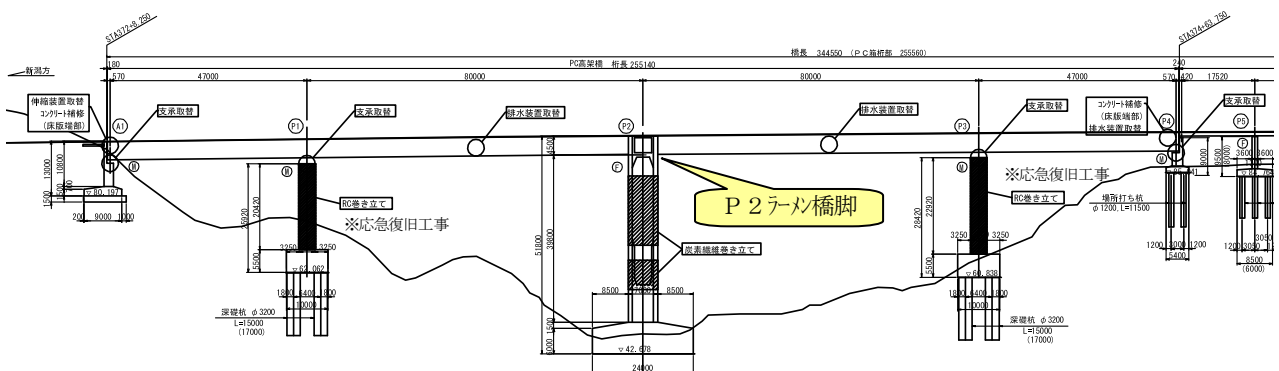


図-2 PC箱桁部 橋梁側面図

- ・ 端支点の鋼製支承のサイドブロック破断やローラー部の支圧板のずれ (写真-2)
- ・ P 1, P 3 橋脚に周方向剥落ひび割れ (写真-3)

### 3. 2 被災直後の対応

調査結果から、応急復旧、恒久復旧の対策案の検討を行った。橋脚は損傷しているものの鉛直耐力を維持していると判断し、被災翌日から可動支承のサンドル仮受けを行い、段差が生じた路面をオーバレイ舗装して、被災から4日後に供用を再開した。

その後、基礎を含めた詳細調査を実施し、基礎が損傷していないことを確認した。また、被災を受けたP 1, P 3 橋脚がせん断破壊したことにより、橋脚の耐力はレベル2のタイプII (直下型) 設計地震力の40%程度と推定されたため、早期の復旧が必要と判断し、応急復旧工事の中で恒久対策を行うこととした。

### 3. 3 応急復旧工事

応急対策として、支承ローラー部の逸脱防止 (写真-4)、橋脚のひび割れ注入および断面修復を行った。また、損傷の大きいP 1, P 3 橋脚においては、恒久復旧対策として、剛性回復が期待できるRC巻立て工法を採用した。応急復旧工事は、平成20年3月に完了した。

### 3. 4 恒久復旧工事

恒久復旧のための耐震補強設計の結果を受けて、恒久復旧工事を行った。実施した恒久対策を以下に示す。

- ・ 免震ゴム支承への支承取替え工事
- ・ 破損した伸縮装置取替え工事と床版等の断面修復
- ・ 破損した排水管の取替え工事
- ・ P 2 橋脚の炭素繊維シート巻立て補強

これらの工事は、本線を供用しながらの工事であったため、片側車線規制のための部材分割の工夫や路面段差の変動に対する安全性の確認等について、十分に留意して作業を行う必要があった。

## 4. 恒久復旧工事における支承取替え工

### 4. 1 新設支承の構造

A 1, P 4 の 3,600kN 支承 2 基×4 箇所, P 1, P 3 の 14,700kN 支承 2 基×4 箇所の上下線計 16 基全ての鋼製ピンローラー支承を免震ゴム支承に取り替えた。

支承の構造は、既設下沓を撤去して、既設上沓に新設ソールプレート兼型枠 (上沓カバー) を取り付け、上沓カバーの中に無収縮モルタルを打設する構造である。

A 1, P 4 支承においては、新設支承を設置するクリアランスを確保するため、既設ベースプレートを撤去し、アンカーボルトのみ再利用し、新設ベースプレートと現場溶接して一体化させる構造である (写真-5)。

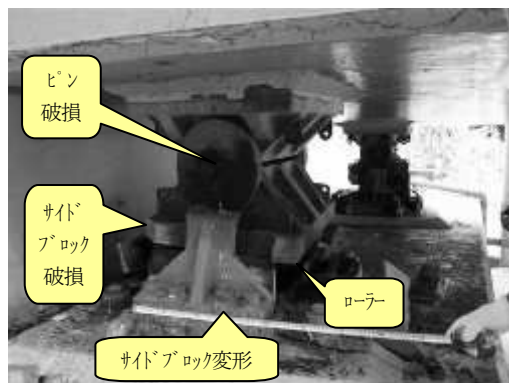


写真-2 端支点鋼製支承の損傷状況

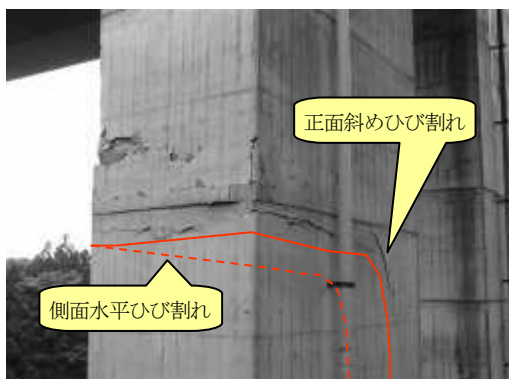


写真-3 橋脚の周方向剥落ひび割れ

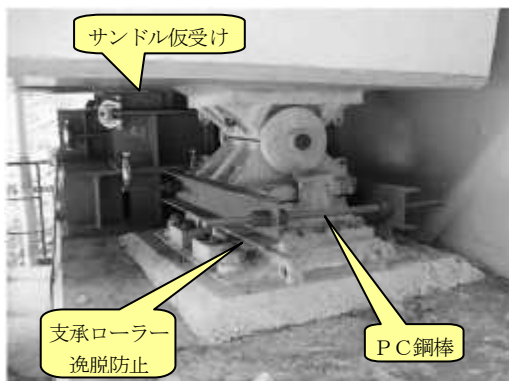


写真-4 可動支承の応急復旧

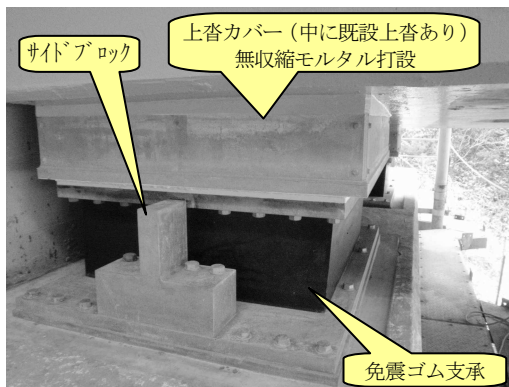


写真-5 新設支承 (A 1, P 4)

P1, P3 支承においては, 新設支承を設置するクリアランスが確保できるため, 既設ベースプレートを残置して, 新設ベースプレート兼型枠 (下沓カバー) を現場溶接し, 下沓カバーの中に無収縮モルタルを打設する構造である (写真-6)。

既設構造物の削孔数を減らすため, 既設のアンカーバーあるいはアンカーボルトを再利用することとし, 上揚力に対する抵抗が不足する分はアンカーバーおよびアンカーボルトを増設することとした。

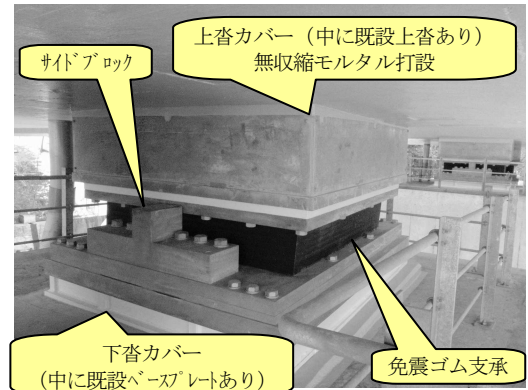
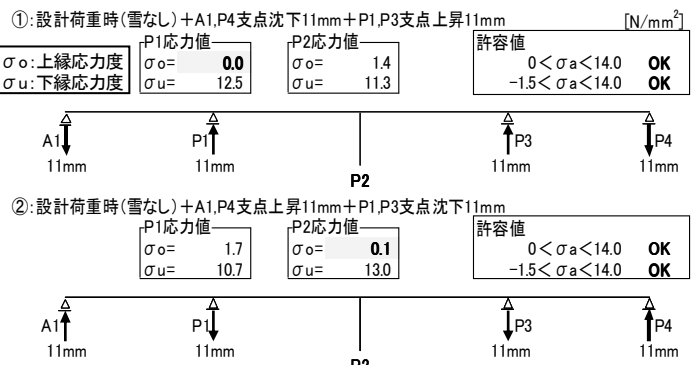


写真-6 新設支承 (P1, P3)

4. 2 支承取替え工における施工管理

(1) ジャッキアップ時の上げ越し量の設定

支承取替え時には, 既設支承を撤去し, 新設支承を挿入するクリアランスを確保する必要があります。本橋は, 平面曲線を有するTラーメン構造であるため, ジャッキアップにより, 主桁に曲げ応力及びねじりによる斜引張応力が発生する。供用しながら実施するため, 各支点高さの相対差による曲げ応力度が供用時の許容値を満足するよう, ジャッキアップ時の上げ越し量の管理限界値を±11mm に設定した (図-3)。また, 各支点の左右支承での高さの誤差による斜引張応力度が供用時の許容値を満足するよう, 左右の高さの許容差を 10mm (±5mm) とした。



(1) 各支点の高さの相対差に対する曲げ応力度照査

1) P1 (A1側) に着目したねじりモーメントを考慮した斜引張応力度の照査

左右の高さの誤差	発生ねじりモーメント	せん断応力度	曲げ応力度	せん断鋼棒	せん断応力度	斜引張応力度	許容値	
A1	P1	Mt(kNm)	τt(N/mm <sup>2</sup> )	σx(N/mm <sup>2</sup> )	σy, τp	σIN(N/mm <sup>2</sup> )	σ1a(N/mm <sup>2</sup> )	
10		32.361	0.8	1.5	0.7	1.8	-1.6	-2.5
	-10	32.702	0.8	1.5	0.7	1.8	-1.6	-2.5
10	-10	65.063	1.7	1.5	0.7	1.8	-2.4	-2.5

(2) 左右の高さの誤差に対する斜引張応力度照査

図-3 施工管理限界値に対する応力照査結果

(2) ジャッキアップ時の反力管理手法

本橋は, R=700mの平面曲線のため, P1, P3には, 左右の支承反力に 10~15%程度の反力差が生じており, 主桁仮受け時には, この反力差を考慮した仮設計画とした。作業中は, 桁下に設置したダイヤルゲージとジャッキ圧力計にて, 主桁高さおよびジャッキ圧力を計測することにより反力管理した。

主桁仮受け時の管理図を図-4に示す。ジャッキ圧力を 50kgf/cm<sup>2</sup> 毎に上昇させ, ダイヤルゲージの読みを確認した。支承反力がジャッキに受け替わるとダイヤルゲージの変動が大きくなるため, 設計反力の計算値 240kgf/cm<sup>2</sup> に近い, 200kgf/cm<sup>2</sup> からは 10kgf/cm<sup>2</sup> 毎に圧力制御した。支承反力がジャッキに受け替わった段階からはダイヤルゲージの読み 1mm 刻みで主桁の上昇量を管理した。

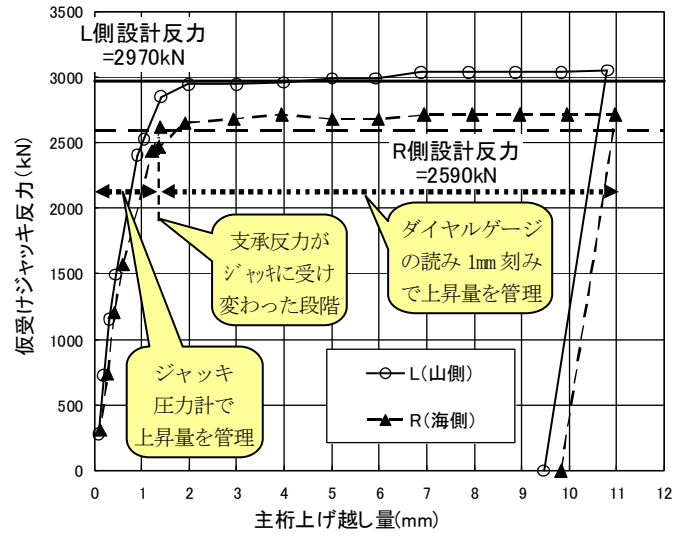


図-4 主桁仮受け時の管理図 (下り線 P1)

主桁仮受け中も主桁高さの計測を続け, 大きな変動がないことを確認した。新設支承に反力を受け替えた後の主桁高さは, 施工前から±5mm以内で設置でき, 本線を供用させながら, 既設構造物の健全性および交通の安全性を確保しつつ, 既設支承に作用していた反力を新設支承に受け替えることができたと考える。

## 5. 施工

### 5. 1 ジャッキ受け台の設置

設計荷重時の最大支承反力が 14,655kN である P 1, P 3 支承においては, 6,500kN ジャッキを 1 支承あたり 4 台使用した。A 1, P 4 支承においては, 7,000kN ジャッキを 1 支承あたり 1 台使用した。橋座に配置スペースがないため, 橋台前面に受け台ブラケットを設置した (写真-7)。

### 5. 2 主桁仮受け

主桁仮受け作業は, 先述した反力管理手法により行った。主桁の高さは, ダイアルゲージをジャッキ付近に設置した (写真-8)。ジャッキアップ後はロックナットを締め付け, 固定した。高さの計測は, 新設支承に反力を受け替えるまで測定を続けて, 異常がないことを確認しながら施工を行った。

### 5. 3 既設支承撤去

主桁をジャッキアップした後, 既設支承のピン部, ローラー部および下沓を解体・撤去した。A 1, P 4 では, 新設支承を設置するためのクリアランスが不足したため, 橋座コンクリートをはつり (写真-9), 橋座鉄筋上に新設支承ベースプレートを設置した。

### 5. 4 増設アンカーの施工

増設アンカーは, 事前に既設 PC 鋼材の位置を詳細調査して, 位置を変更し, 主桁および橋脚にコア削孔して配置した。

### 5. 5 新設支承の設置

積層ゴム高減衰ゴム体は, ベースプレート上に引き込み (写真-10), 下側のプレートにボルトで固定した後, 撤去せずに残した既設支承の上沓にリブプレートを溶接して一体化させた (写真-11)。

### 5. 6 支承取替え完了

仮受けジャッキを解放し, 新設支承に反力を盛替えた後, ジャッキを撤去し, 既設支承部を覆ったカバープレート内部に無収縮モルタルを充填した。最後に塗装を行い, 支承取替えを完了した。

## 6. おわりに

本橋は平成 20 年 3 月より着手し, 報告した支承取替え工事の他に, 片側車線規制を行いながらの伸縮装置取替え工事や P 2 橋脚の炭素繊維シート巻立による耐震補強等を行い, 本年 3 月竣工した。本線が供用中であるため, 既設構造物への影響を必要最小限に抑えるよう諸検討を行い, 安全には細心の注意を払って, 無事工事を終えることができた。

最後に本工事の検討・施工にあたり, 多大なるご指導, ご協力を頂いた関係各位に対し, 深く謝意を表します。

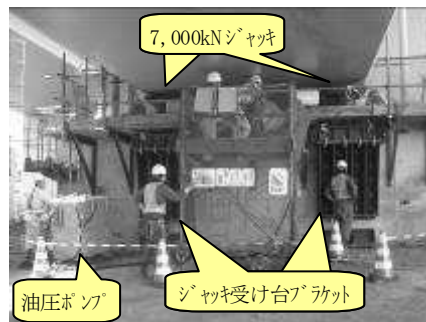


写真-7 ジャッキ受け台ブラケット(P 4)

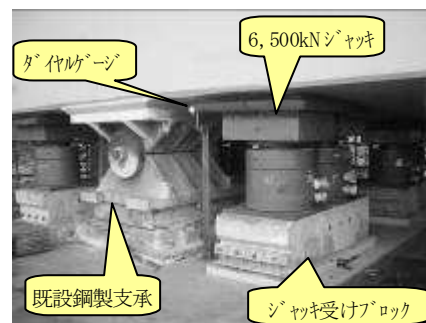


写真-8 仮受けジャッキ配置 (P 1)

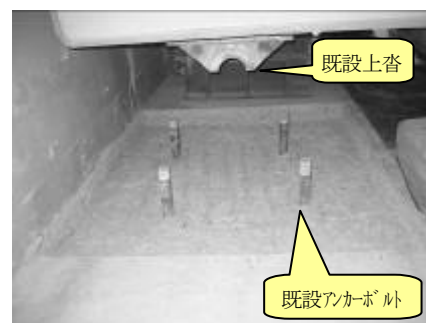


写真-9 既設支承撤去完了 (P 4)

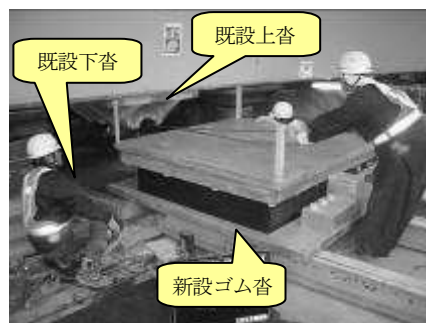


写真-10 新設支承引き込み (P 1)

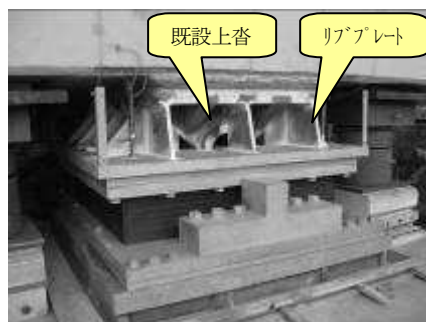


写真-11 新設支承設置完了 (P 1)