

論文・報告

水戸管内橋梁災害復旧工事

～東日本大震災で損傷した橋梁の復旧～

Restoration of bridges in Mito damaged by the Great East Japan Earthquake

田中 寛泰*1
Hiroyasu TANAKA

須藤 大人*2
Hirohito SUTOU

中村 義明*2
Yoshiaki NAKAMURA

小川 喜和*3
Yoshikazu OGAWA

高山 文郷*4
Fumisato TAKAYAMA

森井 茂幸*5
Shigeyuki MORII

本工事は東日本大震災で損傷を受けた、東日本高速道路(株)関東支社水戸管理事務所で管理する橋梁の復旧工事である。本工事の特徴は、対象とされた橋梁数が32橋と多く、また工種も多種多様となっていることであり、特に鋼斜張橋の支取替えという特異な工種も含まれていた。

本報告は、損傷に対する復旧対応の事例として、鋼桁橋・鋼箱桁橋への変位制限装置の設置、鋼連続箱桁橋の桁端部の復旧、RC中空床版橋の支承部の復旧、および鋼斜張橋の支取替えについて着目して報告するものであり、今後の保全工事において有益な情報を提供するものと考えられる。

キーワード：東日本大震災、復旧工事、変位制限装置、鋼斜張橋、支取替え

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災から、間もなく3年が経過しようとしている。この地震により、東日本高速道路(株)(以降、NEXCO 東日本)が管理する高速道路では、東北地方から関東地方の広い範囲で被害が生じた。NEXCO 東日本では主要なインターチェンジの料金所に

地震計が設置されており、この広い範囲の中で、3月11日の本震による最大震度を記録したのは北関東自動車道水戸南ICで、震度6.3であった¹⁾。このように、茨城県水戸市周辺部では大きな地震動が生じており、NEXCO 東日本関東支社 水戸管理事務所で管理する橋梁も多数の被害を受けた。

本報告は、東日本大震災で損傷を受けた、水戸管理事



図1 位置図

*1 川田工業㈱鋼構造事業部技術統括部技術部東京技術課

*2 川田工業㈱鋼構造事業部技術統括部工事部東京工事課 工事長

*3 川田工業㈱鋼構造事業部技術統括部工事部東京工事課

*4 川田工業㈱鋼構造事業部技術統括部技術部東京技術課 係長

*5 川田工業㈱北陸事業部富山工場生産技術課

務所で管理する橋梁の復旧工事の報告を行うものである。

2. 本工事の概要

本工事は東日本大震災で損傷を受けた橋梁に対して復旧を行うものであり、図1のとおり対象橋梁は32橋、またその範囲は南北約80km、東西約50kmと広範囲に及んでいる。

工事内容は以下のとおり多種多様となっており、鋼箱桁橋およびRC中空床版橋の桁端部に生じた損傷の復旧、変位制限装置の設置、伸縮装置の取替え等の他、鋼斜張橋のゴム支承の取替えといった特異な工種も含まれている。なお、復旧の方針は構造物が損傷前に有していた性能を回復させる、原形復旧を基本としている。

工事名：常磐自動車道 水戸管内橋梁災害復旧工事
発注者：東日本高速道路(株)関東支社 水戸管理事務所

道路名：常磐自動車道、北関東自動車道、東関東自動車道、東水戸道路

工期：2011年10月6日～2013年3月28日

工事内容：桁補修工（鋼箱桁橋）	4 箇所
桁補修工（RC中空床版橋）	13 箇所
変位制限装置工	92 基
支承取替工（鋼斜張橋）	6 箇所
制震装置工（鋼斜張橋）	2 箇所
上揚力対策工（鋼斜張橋）	2 箇所
伸縮装置取替工	6 箇所
変位制限コンクリート補修工	102 箇所
杓座モルタル処理工	66 箇所
伸縮装置排水補修工	12 箇所
排水管補修工	30 箇所
PCケーブルキャップ設置工	25 箇所
その他、壁高欄補修、断面修復工、ひび割れ充填工、支承ボルト取替工、桁端部処理工、検査路補修工 等	

3. 損傷の概要と復旧内容

本章では、前記の32橋の中で代表的な損傷事例として、支承サイドブロックの損傷、鋼箱桁橋の端支点部の損傷、中空RC床版橋の端支点部の損傷および鋼斜張橋のゴム支承の損傷について紹介し、各損傷に対する復旧方法および施工の内容について報告する。

(1) 支承サイドブロックの損傷

a) 損傷の概要

写真1は常磐自動車道の茂宮川高架橋の支承サイドブロックに生じた損傷状況である。茂宮川高架橋は3径間連続鋼箱桁橋であり、橋梁の竣功年は1985年である。支間割は56.609+63.000+47.041m、損傷が生じたのは可動支承

部であり、鋼製ピンローラー支承のサイドブロックが破断した。このサイドブロックは橋軸方向の移動制限として設置されていたものであり、地震動による設計遊間量を超える桁の移動に耐えられず損傷したものと考えられ、常磐自動車道の久慈川橋（3径間連続鋼1桁橋）においても同様の損傷が発生した。

また、東水戸道路の常澄高架橋においても支承のサイドブロックに損傷を受けた。常澄高架橋は3径間連続鋼箱桁橋の18連の上下線であり、支承はタイプBの反力分散ゴム支承、竣功年は1999年である。地震動により固定ボルトが破断し、サイドブロックが脱落した。このサイドブロックは橋軸直角方向のジョイントプロテクターであり、震災直後の応急復旧の段階では現場溶接による仮固定が施されていた。

b) 復旧の内容

茂宮川高架橋および久慈川橋では損傷した支承の移動制限装置の代替機能として、常澄高架橋では損傷したジョイントプロテクターの代替機能として、ゴム緩衝ピンによる変位制限構造を設置した。写真2のとおり、下部工側には鋼製架台を、上部工側には飛行機の羽のような形状の上部工連結板を主桁下フランジ下面に設置し、ゴム



写真1 支承サイドブロックの損傷



写真2 変位制限装置設置後の状況（茂宮川高架橋）

緩衝ピンによる変位制限構造を構築した。このような変位制限構造の場合には、上部工連結板側に桁の移動量に応じた長孔を施すのが一般的であるが、上部工連結板や下部工鋼製架台の設置誤差等により、設計上必要となる遊間量を確保できないことが懸念された。そこで、本工事では設計遊間量を確保するため、上部工連結板には設計値よりも全周15mm大きい長孔を施し、設計遊間量の長孔を施した現場調整プレートを上部工連結板に設置して上記の誤差を吸収する工夫が講じられた。なお、現場調整プレートを固定するための上部工連結板側に施すボルト孔は現場施工とした。

(2) 鋼箱桁橋の端支点部の損傷

a) 損傷の概要

写真3は前記の茂宮川高架橋の端支点部に生じた損傷状況であり、損傷が生じたのは固定支承部である。支承は鋼製ピン支承であり、損傷は主桁下フランジ、縦リブ、支点上補剛材および端ダイアフラムに座屈変形が生じており、特に主桁下フランジおよび端ダイアフラムには母材の破断が認められた。図2に主桁下フランジの橋軸方向の変形量について詳細調査した結果を示すが、この図から変形の最大値は25mm程度であり、変形はソールプレート前面近傍で顕著となっていることがわかる。

b) 復旧の内容

上記の損傷に対する復旧として、座屈変形した範囲を切断撤去し、工場製作した新設部材を添接板および高力ボルトで接合する構造を適用した。新設部材は縦リブと端ダイアフラムを設置した主桁下フランジ部材、垂直補剛材およびソールプレートの3種であり、その設計に際しては、既設部材を詳細に計測して損傷範囲を確認した後、桁下の作業空間や新設部材搬入等を勘案して新設部材の寸法を決定した。なお、支点上補剛材については他の2種の部材を設置した後に、下フランジ面と端ダイアフラム面を現場溶接により設置し、既設補剛材とを高力ボルトにより連結する構造とした。

施工は、橋台前面にベントを設置した後、ジャッキアップ補強材の設置、桁のジャッキアップ、損傷部材のガスによる切断撤去、既設部材の素地調整、新設下フランジ部材の桁内への搬入、新設ソールプレートの設置、新設下フランジ部材の設置、新設垂直補剛材の設置、現場塗装の順で行った(写真4, 5)。

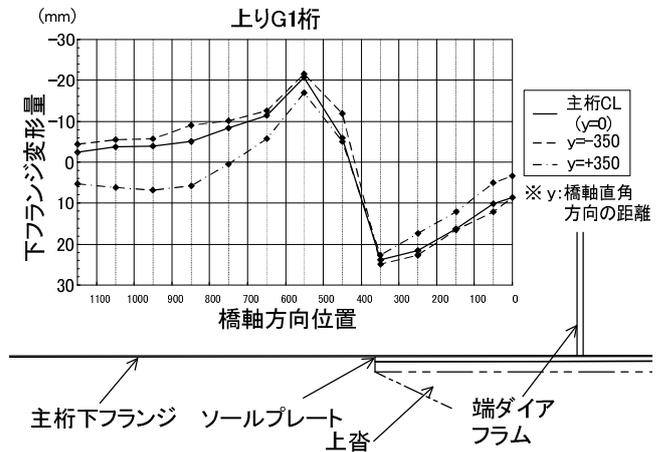


図2 主桁下フランジの変形量

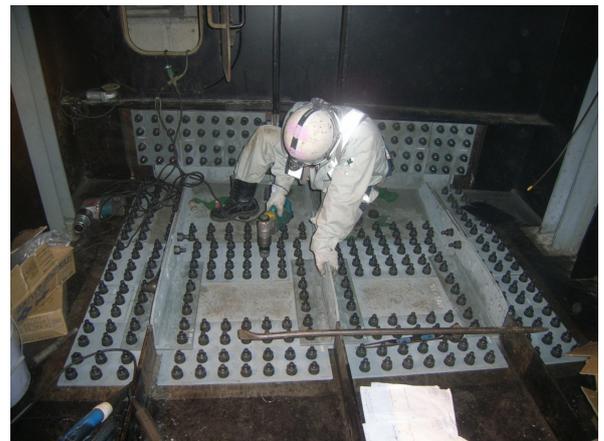


写真4 新設部材の設置状況



写真3 鋼箱桁端支点部の損傷状況



写真5 復旧後の状況

(3) 中空RC床版橋の端支点部の損傷

a) 損傷の概要

写真6は常磐自動車道の関本高架橋の端支点部に生じた損傷状況である。関本高架橋は6径間連続中空RC床版橋の2連であり、支間割は17.860+4@18.200+17.870mである。橋梁の掛け違い部において橋梁同士が衝突したことにより、桁端部のコンクリートの剥離、上沓アンカーの変形・破断、および伸縮装置の段差が生じた。なお、同規模の中空RC床版橋である常磐自動車道の大北川高架橋においても同様の損傷が発生した。

b) 復旧の内容

復旧の方針としては、損傷した範囲のコンクリートをはつり出して損傷した上沓を交換した後、新規にコンクリートを打設して断面修復を行った。また、上沓アンカー部における押し抜きせん断への耐力を向上させるため、桁端側のアンカーバーを支間側に移動させて桁端までの縁端距離を確保し、補強鉄筋も配置した。

施工に際して、まず桁のジャッキアップを行わなければならないが、桁下空間が160mm程度と低く、また断面修復範囲が橋脚の橋軸方向幅の大部分を占めていた。そのため、橋脚前面にベントを設置して対応することとなったが、ジャッキ受点位置を桁端部の充腹部ではなく中空部（ボイド部）とせざるを得なかった。そこで、せん断力を均一に作用させるため、ジャッキ受点には図3のとおり桁下に反力分担梁を設置し、また事前検討としてジャッキアップによる桁に作用する付加曲げおよびせん断に対する照査も実施して、安全性を確認した。

コンクリートのはつり作業は、前記のとおり桁下空間が低い場合路上から行わなければならないが、マイクロクラックへの配慮や交通規制時間の制約等から、ウォータージェット工法を適用した。また、はつり施工完了後、上沓の交換および作業スペースを確保するため、必要最小限の範囲で既設鉄筋を切断する必要があったが、新規の鉄筋を既設鉄筋とエンクローズ溶接により復旧した。



写真6 関本高架橋の桁下の損傷状況

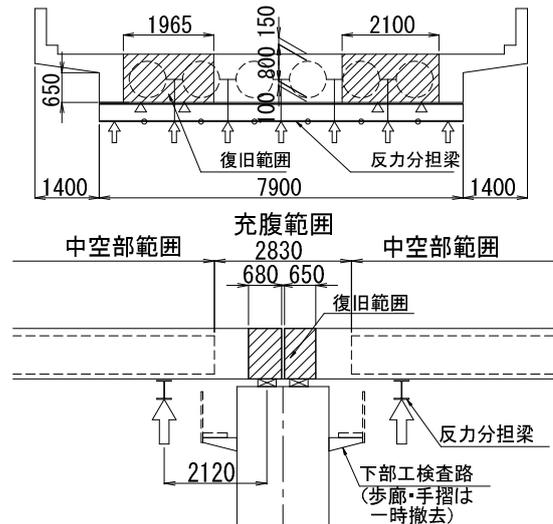


図3 復旧位置の概要図



写真7 超速硬コンクリートの打設状況

補強鉄筋を配筋後、新規にコンクリートを打設することとなるが、交通規制による時間的制約から超速硬コンクリートを適用し打設した（写真7）。そして、コンクリートの硬化を確認した上で、伸縮装置の取替えとして（株）橋梁メンテナンスのKMAジョイントを設置して復旧を完了した。

(4) 鋼斜張橋のゴム支承の損傷

a) 損傷の概要

写真8は東水戸道路の新那珂川大橋の鉛直支承に生じた損傷状況である。新那珂川大橋は中間橋脚付2径間連続鋼床版斜張橋であり、竣工年は1999年である。図4のとおりP31～P34間には2基の中間橋脚があり、支間割は58.9+75.0+113.0+283.9m、また平面線形としてR=4000mを有する曲線橋である。損傷を受けた鉛直支承は、反力分散型積層ゴム支承（タイプA）であり、P31、P34およびP35橋脚部の計6基でゴム沓部にき裂および破断が認められた。また、ウィンド支承にも損傷が認められたが、この支承は鋼部材により橋軸直角方向に固定装置としての機能を有する他、橋軸方向への水平力分散を期待した積

層ゴムも設置されていた。損傷を受けたのは後者の積層ゴム部であり、P31およびP35橋脚部で2基ずつ、き裂および破断が認められた。

b) 復旧の内容

上記の損傷に対して、種々の検討の結果から鉛直支承6基の取替えを行う方針となり、ウィンド支承については、橋軸直角方向の固定装置である鋼部材の健全性が確認された等の理由から、支承取替えは行わないこととなった。

本工事の復旧方針は原形復旧を基本としているが、今後、東日本大震災と同規模の地震動が生じた場合においても本橋の安全性を確保するため、支点部の過大な水平変位とアップリフトを抑制することを期待し、P34橋脚部には粘性型ダンパーを2基、P35橋脚部にはアップリフト防止装置を2基設置した。

鉛直支承の取替えは、橋脚上に新規にアンカーボルトを施工するスペースを確保できないことから、既設アンカーボルトを再利用するアンカープレート工法が採用された。この工法は、アンカープレートと既設アンカーボルトとの接合は溶接により行うことが一般的だが、P34橋脚部の既設アンカーボルトの材質がS35Cであり、溶接割れが懸念されたため、図5のとおり既設アンカーボルトのネジ切りを利用してナットにより固定する方法が適用された。

ジャッキアップ補強は、支承交換作業の施工性や既設上部工への影響等を勘案して以下のとおり決定された。P31およびP35橋脚は主桁の斜めウェブに沿ってアウトリガーを桁外に設置し、幅員中央側にもジャッキ受点を設けた(図6 上側)。P34橋脚部は中間支点上ダイヤフラムを挟んだ両隣の横リブ部をジャッキアップ点とし、桁内には上下の既設横リブを連結するトラス構造の補強材を設置し、主桁下フランジ下面には反力分担梁を接合して、下側既設横リブの断面剛性を向上させた(図6 下側)。なお、将来的な維持管理を考慮して、これらのジャッキアップ補強材は施工完了後も残置することとした。また、ジャッキアップ補強材の設計には、不均等として支承反力最大値の10%を考慮し、許容応力度についてはジャッキアップを供用下で行うため、施工時の割増しは考慮していない。

ジャッキは安全ナット付きの補修用油圧ジャッキを使用し、P31橋脚部では3 000kN型ジャッキを8基、P34橋脚部では5 000kN型ジャッキを8基、P35橋脚部では3 000kN型ジャッキを4基と10 000kN型ジャッキを2基使用した。ジャッキの制御は1支承線上の全てのジャッキが接続された1台の電動油圧ポンプユニットにより行い、反力値はローカルユニットを経由してノートパソコンにて表示させた。また、ジャッキアップ量についてもレーザー変位計

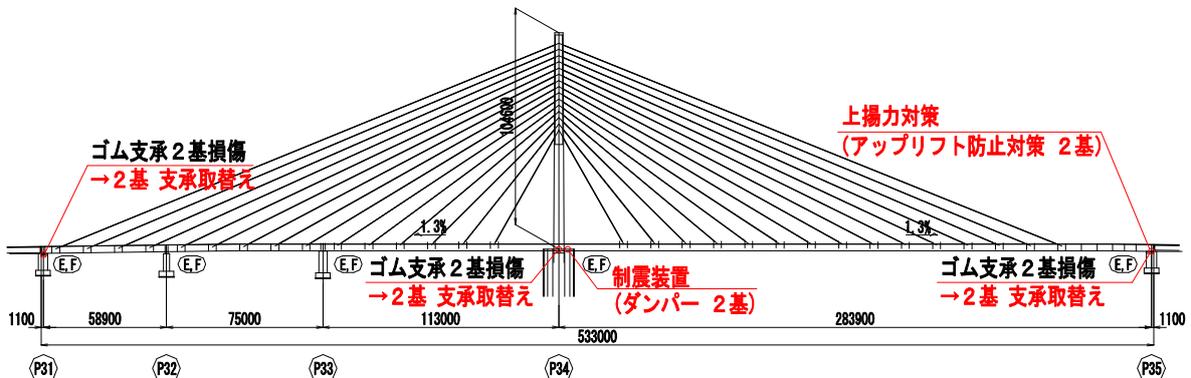


図4 新那珂川大橋の一般図



写真8 鉛直ゴム支承の損傷状況 (P35撤去後)

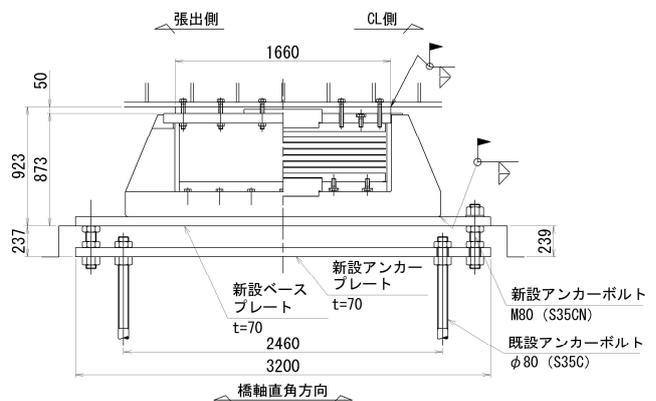


図5 新設支承の構造 (P34橋脚部)

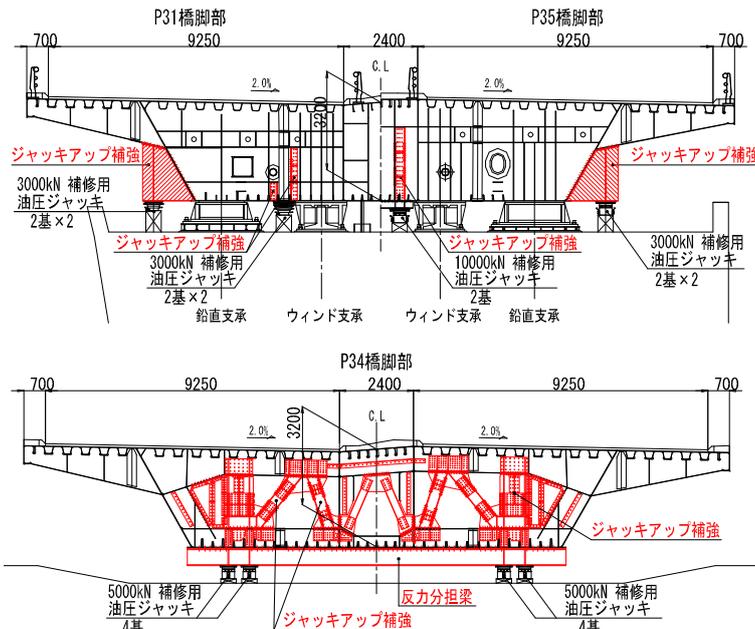


図6 ジャッキおよびジャッキアップ補強の配置図



図7 支承取替えのフロー



写真9 既設支承の撤去状況 (P34橋脚部)



写真10 新設支承の反力計測の状況 (P35橋脚部)

にて主桁下フランジの変位量を計測し、反力値と合わせて上記ノートパソコンに表示させ、これらの情報をリアルタイムにモニタリングできるシステムを構築した。なお、ジャッキアップ量は最大で3mmに設定しており、せん断キー高との関係から既設ソールプレートも撤去し、新設部材を現場溶接にて設置した。

支承取替のフローは図7のとおりであり、ジャッキアップ後に既設支承を撤去し(写真9)、台座コンクリートの打設、新設支承の設置、そしてジャッキダウンを行った。また、支承の設計温度変化量は30℃ (-10~+50℃)であり架設時鉛直方式を適用できないため、ポストスライド方式により下咎とベースプレートを固定して支承取替を完了した。なお、新設支承には反力測定用のセンサーを内蔵しており、ジャッキダウン後の計測により得られた反力値が、支承耐力以内となっていることを確認して復旧を完了した(写真10)。この反力計測システムは、今後の維持管理の面からも活用できるものとして期待さ

れる。

4. おわりに

本工事は広範囲かつ多工種であったが、関係各位のご協力により無事故・無災害で無事に完了することができた。また、鋼斜張橋の支承取替えといった、国内でも前例の少ない工種も含まれており、本報告が今後の保全工事において有益な情報となることを期待する。

最後に、本工事の施工にあたりご指導を賜りました、東日本高速道路(株)関東支社水戸管理事務所ならびに、ご協力いただきました全ての関係者各位に、紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 木水：東日本大震災における高速道路の被害と復旧、橋梁と基礎，Vol. 46, pp. 17-20, No. 8, 2012. 8.