

# 熊本高森線 扇の坂橋復旧工事

## — 熊本地震により横ずれ，変形した橋梁の復旧 —

### RESTORATION WORK OF OUGINOSAKA BRIDGE ON KUMAMOTO-TAKAMORI LINE

井藤 一彦\*  
Kazuhiko Ito

園部 歩\*\*  
Ayumu Sonobe

#### 1. まえがき

本工事は、熊本地震により損傷した県道 28 号熊本高森線（俵山バイパス）の橋梁の 1 つである扇の坂橋の復旧計画・設計および現場施工を行うものである（図-1）。

本橋梁は地震による下部工移動にともない、支点部に変位が生じ、主桁端部および支承の変形、変位制限構造（RC 突起）や伸縮装置の損傷，さらに橋面防護柵の変形等の被害を受けた。

橋梁としての性能を復旧するためには、支承取替，支点調整を行う必要があり，地震により生じた下部工と上部工の相対変位拘束により生じた上部工の内部応力の解放が課題であった。

本稿では地震被害を受けた橋梁の復旧工事の概要について報告する。

#### 2. 工事概要

本工事の復旧工一般図を図-2 に示す。

工事名：熊本高森線 扇の坂橋復旧工事

発注者：国土交通省 九州地方整備局

熊本復興事務所

工事場所：熊本県阿蘇郡西原村鳥子地内

工期：平成 28 年 7 月 28 日～平成 29 年 12 月 28 日

構造形式：鋼 3 径間連続鉄桁橋

工種：鋼桁補強工，支承取替，変位制限構造復旧工，伸縮装置取替，排水装置復旧，橋梁用防護柵復旧，橋梁塗装工，ひび割れ補修工，断面修復工

施工：駒井ハルテック・岩永組特定建設工事共同企業体



図-1 位置図

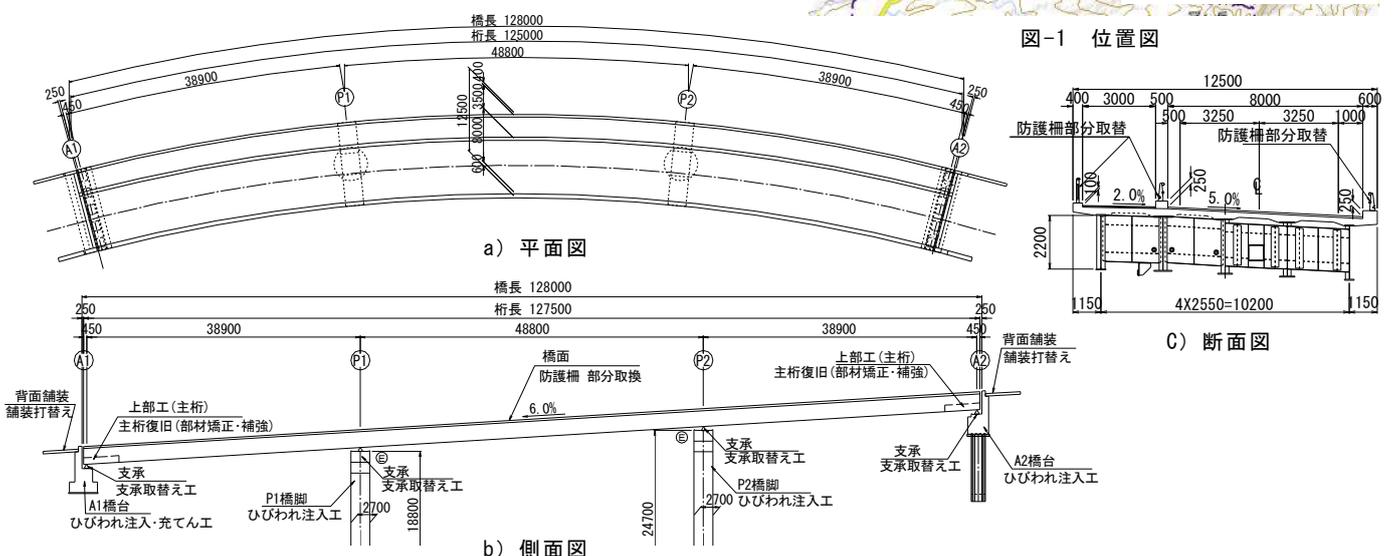


図-2 復旧工一般図

\* 工事本部 橋梁工事事務 工事 2 課

\*\* 技術本部 橋梁設計部 東京設計課

### 3. 被害状況について

#### 3.1 橋梁の損傷状況

工事着手前に橋梁の損傷調査をおこない、以下の損傷を確認した。

- ① 支承の変形 (写真-1)
- ② 桁端部の変形および垂直補剛材の座屈 (写真-2)
- ③ 変位制限構造の損傷 (写真-3)
- ④ 橋梁の変位および伸縮装置の損傷 (写真-4)

#### 3.2 下部工と上部工の変位量

地震による地盤変動の影響により、図-3 に示すとおり下部工が北東方向に 1.1~1.8m 程度移動していることが確認された。各下部工の移動量が異なるため、上下部構造間に相対変位が生じたがゴム支承の変形（ゴムの水平剛性による平面的なつり合い）、変位制限構造および伸縮装置などによって水平方向のエネルギーを吸収し最終的に図-3 に示す上下部構造間の相対変位が生じたと考えられる。



写真-1 支承の変形



写真-3 変位制限構造の損傷



写真-2 桁端部の変形



写真-4 橋梁の変位および伸縮装置の損傷

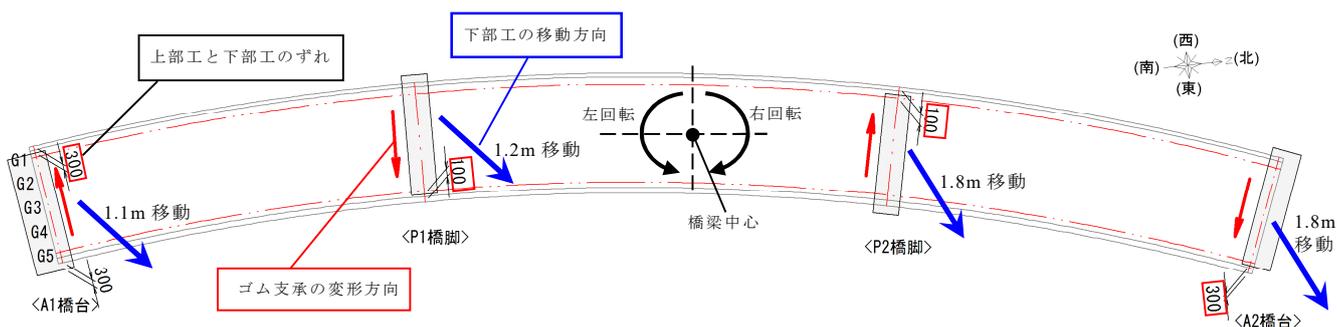


図-3 下部工の移動方向(青矢印)及びゴム支承に生じた残量変位(赤矢印)とそれによって生じた上下部工間の相対変位

#### 4. 支承の復旧と支点調整

##### 4.1 復旧計画

###### (1) 支承の健全度判定

ゴム支承の被災後の残留変形に対して以下のように考察した。

- ① ゴム支承の常時移動量の許容値 70%を超過した状態で約 8 ヶ月経過している（最大 152%：A2-G5）。
  - ② 局部せん断ひずみの合計値が許容値（破断伸び/1.5）を超過している支承がある。
  - ③ 写真-5に示すようにP2支承では被覆ゴムにひび割れが生じている。
  - ④ 地震時に一時的に許容値を超える変形が生じた可能性がある。
  - ⑤ 再利用する場合は試験により性能確認する必要があるため、一支承線で一つは支承を再製作する必要が生じる。
- ①～⑤の考察を踏えて、全ての支承が所要の性能を保持していないと高架橋全体の耐震性が確保できない可能性があること、さらに震災による下部工への影響も考慮し、将来のリスクを少しでも下げるため、全ての支承を新規支承に取り替えた。なお、新規支承はゴム剛性を変えずに、現行基準（支承便覧 H16 年）で再設計した。



写真-5 P2-G5 支承

###### (2) 支点調整

###### 1) 平面の支点調整

上部工と下部工の相対変位は図-3に示すように最大で 300mm程度であった。A1, A2橋台は、相対的に上部工が橋梁中心から右回転、P1, P2橋脚は左回転にずれており橋台部と橋脚部でずれ方向が異なった。現状の下部工支点位置に上部工を擦り付けた場合、建設当初に想定しない内部応力が生じるため、復旧後の上部工位置は橋台部で土工側と連続するように、A1, A2の道路中心を結んだ位置に当初橋梁の線形を設定し、P1, P2橋脚上の支点位置を調整した。

###### 2) 下部工不等沈下への対応

各下部工の沈下量を測定し、上部工へ支点沈下による内部応力が生じないように、下部工天端が最も高かったP1橋脚を基準として、他の下部工天端を支承台座の改築により嵩上げし、建設当初の上部工縦断差に調整した。

#### 4.2 現場施工

##### (1) 主桁のジャッキアップ

本工事のジャッキアップはこれまで述べた地震の影響により以下の特異性があった。

###### 1) 下部工が不等沈下した状態でのジャッキアップ

ジャッキアップする支点の順序は上部工への負担を減らすため、隣接する脚の相対沈下量が増加しないように、図-4に示す要領で行った。また全ての支承を下部工と縁切りした後、桁移動をおこなう必要があるため、1支承線全ての主桁を連動ジャッキにより同時にジャッキアップした。

###### 2) 支承に変形が生じた状態でのジャッキアップ

上部工と下部工の移動量の差によりゴム支承に変形が生じており、通常のジャッキアップとは異なり、ゴムおよび桁の内部応力がある状態でジャッキアップを行う



図-4 ジャッキアップ要領図

必要があり、以下の問題点が考えられた。

- ① 支承内部応力によりジャッキアップ途中で上部工が移動し、ジャッキが傾く、または、転倒する可能性がある。
- ② 上部工と支承を切り離す際、支承せん断キーとセットボルトにせん断力が作用し、切り離しが不可能となる。
- ③ 支承と上部工の切り離した後、最大 50ton 程度の内部応力を持った支承ゴムの変形が急激に解放されるため、下部工及び上部工への衝撃、支承の損壊及びジャッキアップ設備の損傷等安全性に問題が生じる。

上記①～③の問題点に対して、それぞれ以下の対策を行った。中間支点のジャッキアップ設備図を図-5に示す。

- ① 写真-6, 7, 8 に示すようにジャッキアップ時に上部工を下部工から水平方向ジャッキで拘束し、上部工の移動を制御した。
- ② 写真-9 に示すように支承ゴムの変形による内部応力を主桁から水平方向ジャッキに受け換え、せん断キーとセットボルトを無応力状態にした。
- ③ 写真-10 に示すように上部工と支承の縁切り後、水平方向ジャッキを徐々に解放しゴムの変形を解放した。施工時の工夫として上部工と支承をジャッキで押しながらジャッキアップすることになるため、ジャッキに滑り機構（鋼板+MLE ベアリング）を設けて施工を行った（図-5, 写真-9）。なお、橋軸方向のジャッキが一方向で

ないのは、図-3のように上下部工の相対変位が回転方向に生じており橋軸方向では支承ゴムの変形方向が一部逆となったためである。

主桁のジャッキアップには、以下のものを使用した（写真-11, 12）。

- ・ A1, A2端支点部 (1支点あたり)
    - 鉛直ジャッキ: 100ton ジャッキ×5 台
    - 水平ジャッキ(橋軸直角方向): 50ton ジャッキ×5 台
    - 水平ジャッキ(橋軸方向): 50ton ジャッキ×5 台
  - ・ P1, P2 中間支点部 (1支点あたり)
    - 鉛直ジャッキ: 200ton ジャッキ×10 台
    - 水平ジャッキ(橋軸直角方向): 100ton ジャッキ×6 台
    - 水平ジャッキ(橋軸方向): 100ton ジャッキ×5 台
- ジャッキアップは床版への負担を減らすため、5主桁のジャッキアップ量が同じになるように小刻みに(5mm程度)管理しておこなった。また1支点上の鉛直ジャッキは油圧連動機構を用いて5主桁を同時にジャッキ伸張させ、各主桁に対し設計反力に到達した桁は連動バルブを切る等反力バランスの調整をジャッキのバルブ操作で行った。ジャッキアップ時の反力は設計死荷重反力の 0.75~1.5 倍となった。ジャッキポンプメーターにて計測しているため誤差が存在していることと、地震による下部工の不等沈下により上部工は強制変位した状態であったことが影響していると考えられる。

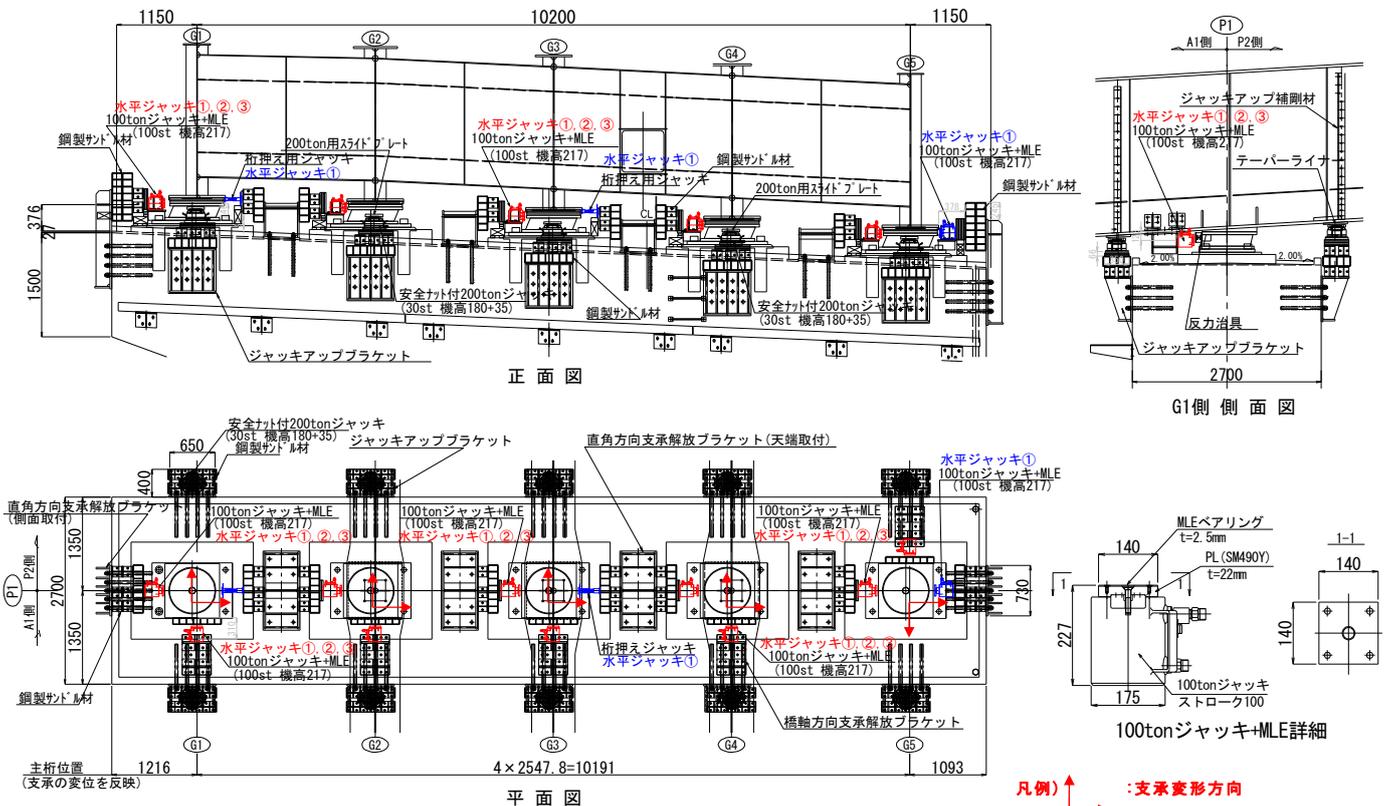


図-5 P1 ジャッキアップ設備図



写真-6 ①中間支点支承拘束および変位解放設備 (桁間)



写真-7 ①中間支点支承拘束および変位解放設備 (桁外)



写真-8 ①中間支点支承拘束および変位解放設備 (橋軸方向)



写真-9 ②支承, 上部工を拘束しながらのジャッキアップ



写真-10 ③支承変位解放



写真-11 端支点ジャッキアップ設備



写真-12 中間支点ジャッキアップ設備

また、ジャッキアップ前後に下部工天端の位置を計測した結果、ジャッキアップ後（下部工と上部工の縁切り後）に以下の中間橋脚 P1,P2 の変位が確認できた。

- ・ P1 橋脚は G1 側に約 30mm 移動
- ・ P2 橋脚は G5 側に約 30mm 移動

下部工の移動方向が上部工のずれ方向の反対方向であることから、支承の変形によりつり合っていた水平力が解放されて移動したと考えられる。

(2) 主桁移動

主桁のジャッキアップ完了後、支点位置を調整するために主桁の移動をおこなった。ステップ図を図-6に示す。

主桁の移動量が最大214mm(A2)であったことから、桁調整用の送り台を採用し、以下の順序で施工した。

STEP-1：P1-G3を中心に上部工を左回転

STEP-2：全橋台、橋脚をG5側へ平行移動

通常の桁の回転移動は単純桁の端部を軸として他方の端部を橋軸直角方向に移動させるが、本橋は3径間連続桁であるため、端支点部の反力が小さく上部工の安定性を考慮し反力の大きいP1中間橋脚を軸として回転させることとした。当初A2は反力が小さいためP2橋脚のみジャッキで送ることで回転可能と考えていたが、P2橋脚のみでは動かずA2橋脚も合わせて送ることで上部工を回転させることができた。送り台のジャッキ反力はP2で10ton程度、A2で5ton程度であった。桁移動設備を図-7、写真-13、14に示す。

桁移動完了後、建設当初の支承台座を改築し、新規支承を据え付けて支点調整を完了した。

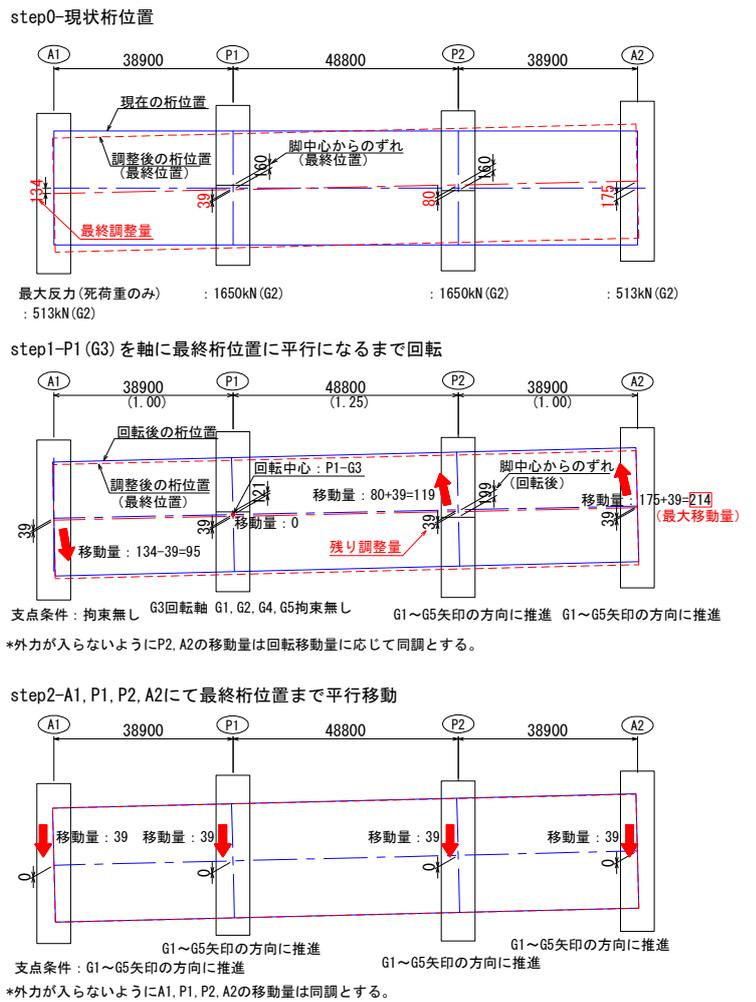


図-6 主桁移動要領

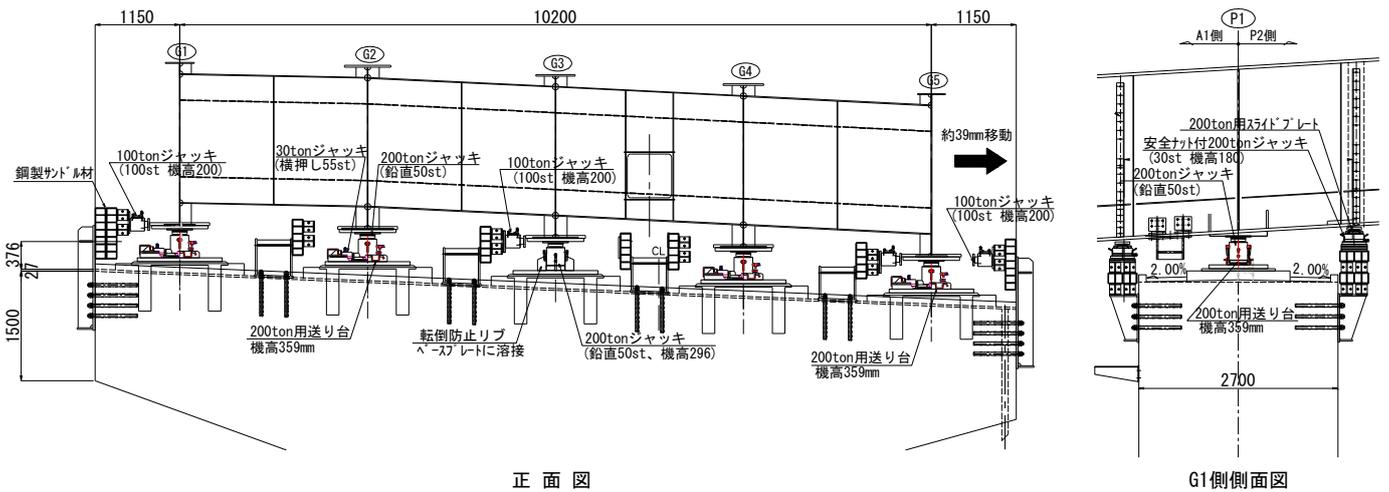


図-7 P1橋脚部桁移動設備



写真-13 A1橋台部桁移動設備



写真-15 桁端部の損傷（支点上補剛材）

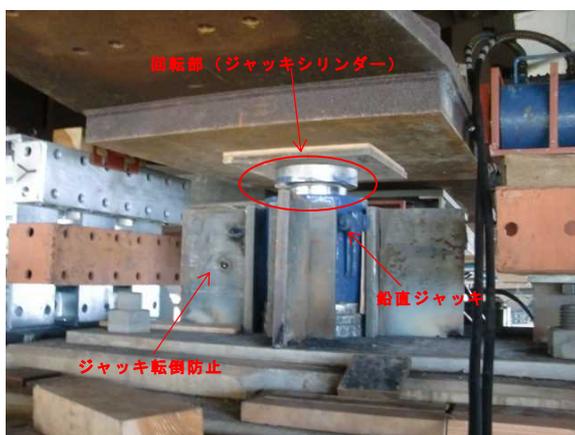


写真-14 P1-G2橋脚部桁移動設備（回転中心部）

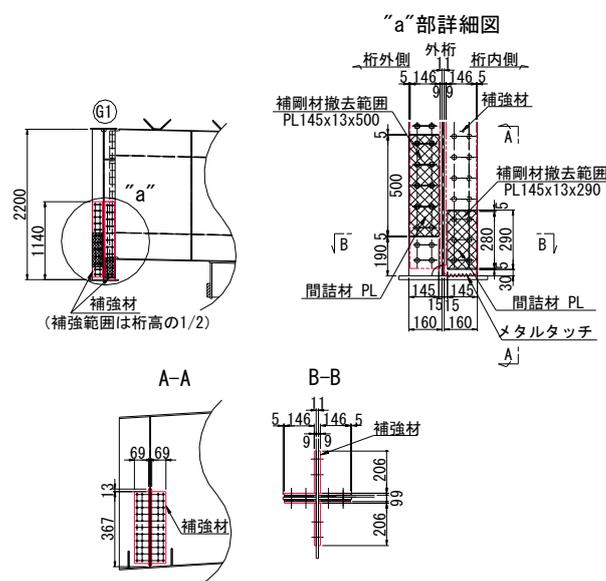


図-8 桁補強概要図

## 5. 桁端部の変形及び垂直補剛材の座屈箇所の補修

### 5.1 桁端部の損傷内容

桁端部の主な損傷は以下の通りであった（写真-15）。

- ①主桁ウェブ、フランジの面外変形
- ②支点上補剛材の座屈または塑性変形
- ③横桁取付ボルトの滑り

①は、主桁は支承部から水平力が作用し、横桁で固定されていない範囲のウェブが変形していた。

### 5.2 補修計画

変形した主桁の一部を切断撤去し、新たな部材に取り替えるという補修方法が考えられたが、局所的な端部の変形であり、以下の点を踏まえ、部材矯正を主とした補修方法を採用した。

- ・鉛直作用による発生曲げ応力度が小さい。
- ・支点反力を支持できる代替部材を設置することにより支点部の座屈を防止できる。

#### (1) 桁端部の補修方針

桁端部の補修方針を以下に示す。

- ①座屈した支点上補剛材を切断し、ウェブの変形を戻す。

- ②座屈箇所を切断撤去後に代替部材を設置する。

- ③横桁取付ボルトを取り替える。

#### (2) 補修方法について

補修方法は以下の理由より、補強 PL によるボルト締め方法とした。

- ・ボルトで綴じ込むことにより支点部の剛性が上がる。
- ・主桁ウェブの変形が矯正できる。

なお、補強 PL を設置する際に干渉する横構ガセットは撤去し、補強 PL 設置後に新規部材で復旧する。

桁補強の概要図を図-8 に示す。

### 5.3 桁端部の施工

主桁をジャッキアップし、桁端に断面力が作用しない状態で施工を行った。支点上補剛材の切断により、概ね主桁の変形が解消され、さらに下フランジを油圧ジャッキにて 1ton 程度の圧力を作用させて変形を元に戻した。この状態で補強部材を高力ボルトで取付けた。

今回の主桁変形の復旧について、主桁の変形量が図-9のように腹板の変形量が最大51mmと大きく前例がないことから当初主桁を強制的に変形させ元に戻すことを想定していたが、座屈した支点上補剛材を撤去することで、ほぼ復元した。結果として主桁の変形は概ね弾性域にあったことが確認できた。

桁端部の補強完了後の状況写真を写真-16に示す。今回の施工は震災による損傷した橋梁の原形復旧ということから主桁及び横桁腹板、支点上補剛材の補強であったが、写真に見える支承補強リブは建設当初の横桁の下側付近までの設置であった。今回の主桁変形は図-9のように概ね横桁下フランジ付近から発生していることを踏まえ、支承補強リブを横桁下フランジの上方まで伸ばすことにより、主桁の変形に対する補強効果が向上すると考えられる。

6. 伸縮装置取替え

支点調整後の桁端部から橋台パラペットまでの遊間量は建設時250mmであったが、下記に示すように遊間量が大きく変化し上部工と橋台の平面ずれにより斜めとなることから、橋軸直角方向にも伸縮が可能な機構とする必要があった。

- (遊間量) A1:267mm~378mm
- A2:300mm~384mm

上記の遊間量と橋軸直角方向への伸縮を満足し、また既設鋼製伸縮装置からの取替施工性を考慮して図-10に示す全方向対応可能なゴム製伸縮装置を選定した。

鋼製伸縮装置とは異なり、ゴム製伸縮装置は橋軸直角方向（主鉄筋方向）の床版剛性を確保できないためゴム製伸縮装置直下にも主鉄筋、配力鉄筋を配置する必要がある。そのためゴム製伸縮装置の施工においてはゴム伸縮部に適合した特殊型枠を設置し、写真-17, 18に示す特殊型枠と既設床版面のすき間(125mm)に主鉄筋(D22)、配力鉄筋(D16)、アンカーボルト(φ30)、補強鉄筋(D16)を配置した。また特殊型枠より先に主鉄筋を配力鉄筋に結束してしまうと、主鉄筋とアンカーボルト付き特殊型枠が干渉して特殊型枠が設置できない可能性があった。

そこで特殊型枠施工時に主鉄筋を移動可能とするため、以下の対応を行った。

- ①主鉄筋は重ね継手長を確保して3分割にした。
- ②地覆コンクリートの施工をゴム製伸縮装置設置後とした。

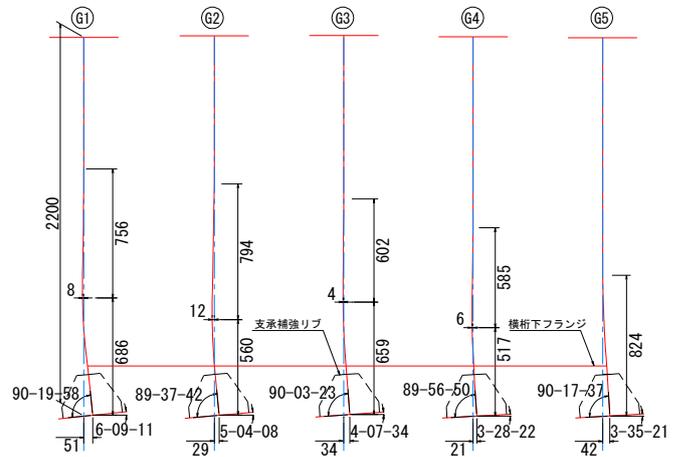


図-9 A1 桁端部主桁変形量

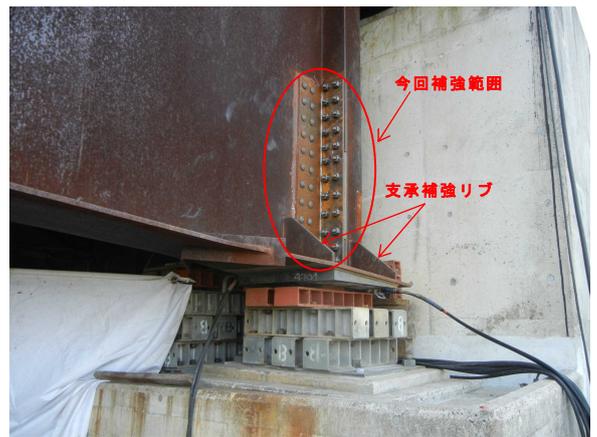


写真-16 桁端部補強

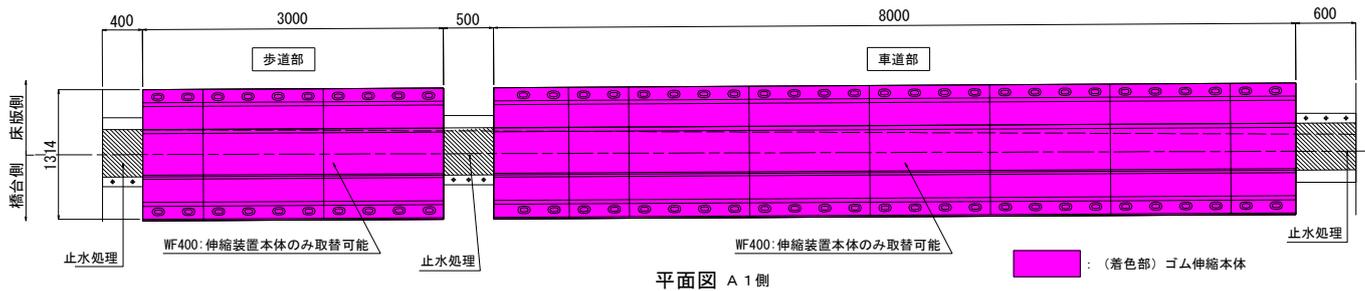
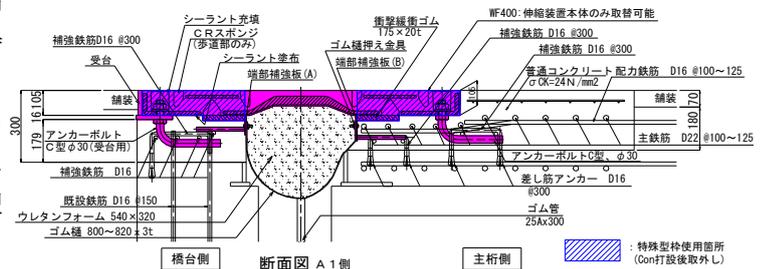


図-10 伸縮装置概要図

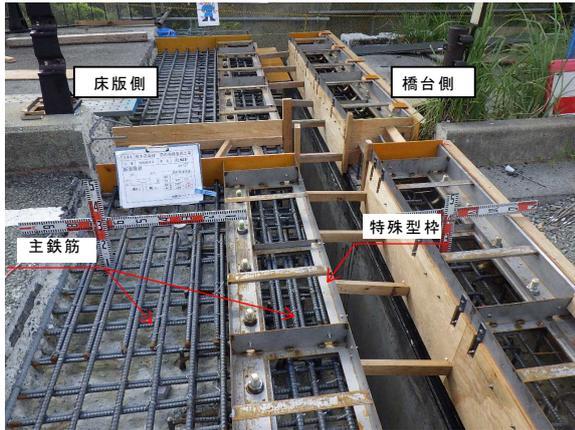


写真-17 床版鉄筋と特殊型枠

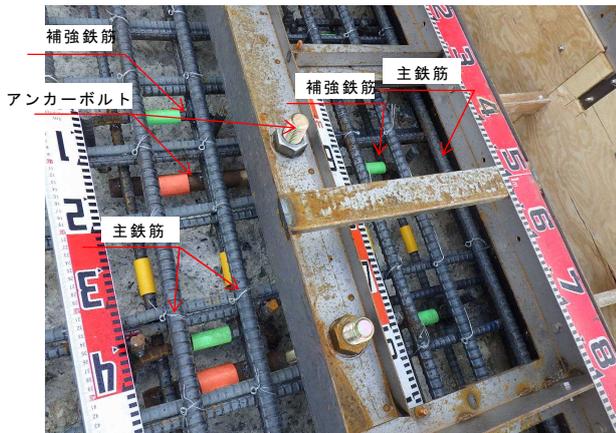


写真-18 特殊型枠部詳細



写真-19 伸縮装置はつり作業



写真-20 伸縮装置コンクリート打設作業

また主鉄筋は特殊型枠を先に設置すると、挿入不可能のため予め配力鉄筋に仮結束を行った。

既設伸縮装置の撤去はフェースプレート等のガス切断と床版・地覆コンクリートを手はつりにて行った。フェースプレート厚が50mmであり、また鋼製伸縮装置の半分程度の高さにて切断する必要があり、フェースプレートを切断しながら、写真-19に示すようにリブと伸縮装置腹板間のはつり作業に多くの時間を要した。

次に後打ちコンクリートの打ち込みは写真-20に示すように特殊型枠部分に注意して行った。特殊型枠には蓋が付いており、充填完了後蓋を取付けて蓋下面まで確実にコンクリートが充填するように充填確認孔を目視で確認しながら締め固めを行った。

次に後打ちコンクリート打ち込み後、14日強度を確認して型枠の脱枠を行った。非排水構造設置後、ゴム製伸縮装置本体の設置を行った。写真-21に示すように設置時期は夏季のためゴム伸縮本体を専用治具で縮めた状態で設置を行った。写真-22に伸縮装置設置完了を示す。



写真-21 伸縮装置設置作業



写真-22 伸縮装置設置完了

## 7. あとがき

県道28号熊本高森線（俵山バイパス）の早期復旧を目標に現場施工を進めた。平成28年7月より現地調査，8月に現場施工を開始して平成29年11月に扇の坂橋を復旧させることができた。写真-23(a)に橋面工，写真-23(b)に完成後の状況を示す。

工事着手直後は土木工事業者によるバイパス迂回路工事が急ピッチで進められ，毎週の工程会議は平成28年度12月開通に向けて切迫したものであった。県道28号が復旧するまでの旧道を利用した迂回路工事のため，工事用道路として本橋にダンプトラックを通すことが最初の課題であり，端横桁下への架台設置を緊急施工で行い半月にて完了させた(写真-24)。その後の本復旧においては，復旧方針について熊本地震道路復旧PT会議（国土交通省九州地方整備局，熊本県，国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所）と議論を重ね，最善・最速の方策を決定し，施工を行った。

本復旧工事は地震により生じた上下部工の相対変位による応力が上下部工に残留した状態でのジャッキアップ，主桁移動という経験の無い施工であったが，検討を重ねた施工により，無事工事を完了させることができた。

最後に本工事の施工に伴い，沢山のご指導とご協力をいただいた熊本河川国道事務所，熊本復興事務所ならびに熊本地震復旧対策研究室および関係各位に深く感謝いたします。

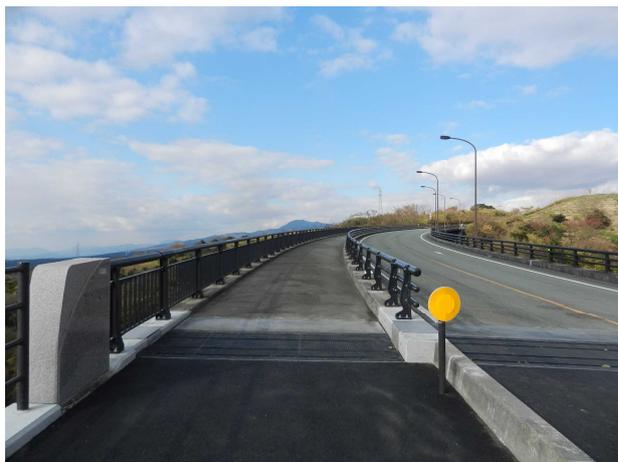


写真-23(a) 完成写真（橋面工）



写真-23(b) 完成写真（全景）



写真-24 工事車両用反力架台