

## 熊本地震により被害を受けた道路橋の 損傷痕に基づく要因分析

大住 道生<sup>1</sup>・星隈 順一<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 修(工) 国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

<sup>2</sup>正会員 博(工) 国土技術政策総合研究所 社会資本マネジメント研究センター 熊本地震復旧対策研究室  
(〒869-1404 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽3574)

### 1. はじめに

平成28年(2016年)熊本地震においては、多くの道路橋が被害を受けたが、特に主要地方道熊本高森線では平成8年道路橋示方書に基づいて耐震設計された橋において、橋としての機能の回復が速やかに行えなかった事例が存在した。平成8年道路橋示方書では、兵庫県南部地震の教訓を踏まえてレベル2地震動が規定されるなど、求められる耐震性能は大幅に高まった。レベル2地震動タイプⅡは、現行道路橋示方書でも平成8年に規定されたものが踏襲されており、平成8年道路橋示方書に基づいて設計された橋の被害要因を明らかにすることは、今後の耐震設計法を考える上で非常に重要である。

本論では、熊本地震によって被害を受けた平成8年道路橋示方書に基づき耐震設計された道路橋を対象に、どのような地震作用を受けたことにより損傷するに至ったのかを、被害調査<sup>1)</sup>等で分かった損傷痕に基づき推定することを目的とする。

### 2. 周辺で観測された地震の影響

本論で対象とする橋と周辺にあった強震動の観測点を国土地理院の航空写真判読による布田川断層帯周辺の地表の亀裂分布図<sup>2)</sup>に重ねた図を図-1に示す。大切畑大橋、扇の坂橋、俵山大橋、及び強震動の観測点である西原村役場は、分布している地表の亀裂の帯の中にあり、大切畑大橋は西原村役場から3km弱、扇の坂橋、俵山大橋は6km程度の距離と、比較的近い位置にあることが分かる。

西原村小森で4月16日1時25分に観測された地震動の加速度、及びこの記録を岩田が積分、基線補正して求めた変位の時系列記録<sup>3)</sup>を図-2に示す。変位記録を見ると、1



図-1 熊本地震により生じた亀裂分布と分析対象橋梁

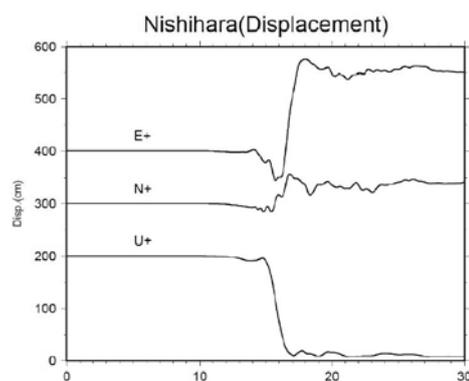
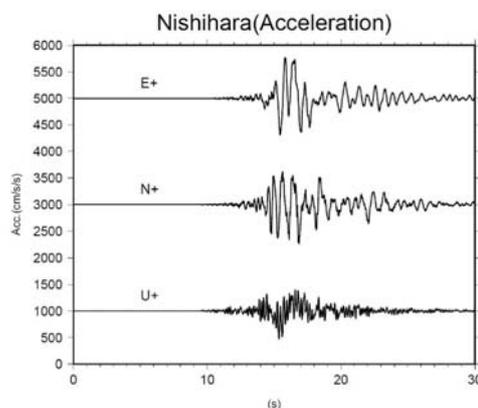


図-2 西原村小森で観測された地震動

時25分16秒頃から北、東、下方向に変位し、その変位量がほとんどそのまま残留していることがわかる。これを加速度記録と比べると、大きな変位は主要動の最中に発生したことが分かる。

また、この地震で観測された地盤変位<sup>4)</sup>は図-3に示すように、面的に広がっており、場所によっては大きな値が観測されている。これらのことから、本論で対象とする橋においても、地震動の揺れの最中に大きな地盤変位が生じたことが推定される。

### 3. 俵山大橋の被害とその要因の推定

#### (1) 俵山大橋の概要

俵山大橋は主要地方道熊本高森線を構成し、阿蘇郡西原村に位置する橋長140mの鋼3径間連続非合成钣桁橋である。支承形式は水平力分散ゴム支承、下部構造形式は逆T式橋台・張出し式橋脚、基礎形式は深礎基礎であり、橋台上の支承にはサイドブロックが設置されており、桁と橋台をつなぐ落橋防止ケーブルが設置されていた。設計は平成8年道路橋示方書に基づいており、平成13年に竣工した。橋梁一般図を図-4に示す。

#### (2) 俵山大橋の主な被害

第1径間(A1～P1)において、主桁下フランジ及び対傾構に座屈及び変形が見られ、上部構造の折れ曲がり確認された。

A1橋台背面の路面はひび割れ、波打ち、谷側では路面陥没が見られ、伸縮装置には段差ができ、背面側の舗装が乗り上げていた。

A1橋台谷側では斜面が崩れ、前面では、深礎杭が杭頭部まで露出した。

A1橋台パラペットには桁が衝突したと思われる損傷および基部のひび割れ・ずれがあり、傾斜していた。橋台には橋座から堅壁に至るひび割れ、ゴム支承には起点的向きの大きな残留変位があった。

P1橋脚には大きなひび割れはなく、P1橋脚上の各ゴム支承には終点向きに10cm以上の水平残留変位があった。

P2橋脚の基部には4面ともにかぶりコンクリートのひび割れ、浮き、剥離が見られた。P2橋脚上では、G1桁、G2桁の支承は下沓とベースプレートを連結するボルト部分で、G3桁の支承は支承本体と上沓を連結するボルト部分で、G4桁の支承は下沓とベースプレートを連結するボルト部分、及び支承本体と上沓を連結するボルト部分で分離し、G4の支承は橋座面から落下していた。

A2橋台パラペットには、桁が衝突したと思われる損傷があり、パラペットが背面側に約60cm谷側に約35cm移動し、背面側に傾斜していた。

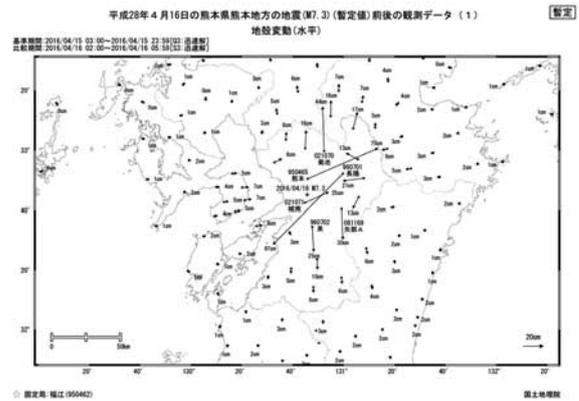


図-3 熊本地震による地盤変動

A2側の桁端部では、ウェブ、フランジが座屈、変形し、裂傷が生じていた。

A2橋台背面の路面もひび割れ、波打ち、伸縮装置は桁側が沈下して段差が生じていた。

A2橋台上のゴム支承は、G1桁、G2桁の支承は支承本体と下沓を連結するボルト部分で、G3桁の支承は支承本体と上沓を連結するボルト部分で、G4桁の支承は下沓とベースプレートを連結するボルト部分、及び支承本体と上沓を連結するボルト部分で分離していた。

#### (3) 俵山大橋の測量結果

俵山大橋の地震前後の変位量を以下のように求めた。地震前の位置については、設計図の下部工構造図に示される日本測地系の下部工座標を世界測地系に換算した。地震後の位置については、電子基準点（熊本・城南・長陽）を与点として、GNSS測量により基準点No.1～5を決定し、その基準点から道路上の基準点を決定し、測量により下部構造移動量を推定した。各下部構造の地表における水平方向移動量を図-5に示す。

これによると、全ての下部構造位置において北東方向に移動しているが、移動量が異なり、A1橋台はA2橋台方向に1759mm移動しているのに対して、P1橋脚では1369mm、P2橋脚では680mm、A2橋台では501mmとなっている。

次に、下部構造の傾斜及び沈下量を表-1に示す。下部構造の傾斜分を考慮すると、橋座面での相対変位は表-2の通りとなる。

#### (4) 俵山大橋の被害要因分析

##### a) 支承サイドブロックと上沓プレートとの擦過痕

A1橋台及びA2橋台上の支承には、サイドブロックが設置されており、支承本体が水平に橋軸直角方向へ5mm変形すると上沓プレートと当たる位置となっている。上沓プレートに残ったサイドブロックの擦過痕の例としてA1橋台上のG1桁の支承の擦過痕を図-6に示す。

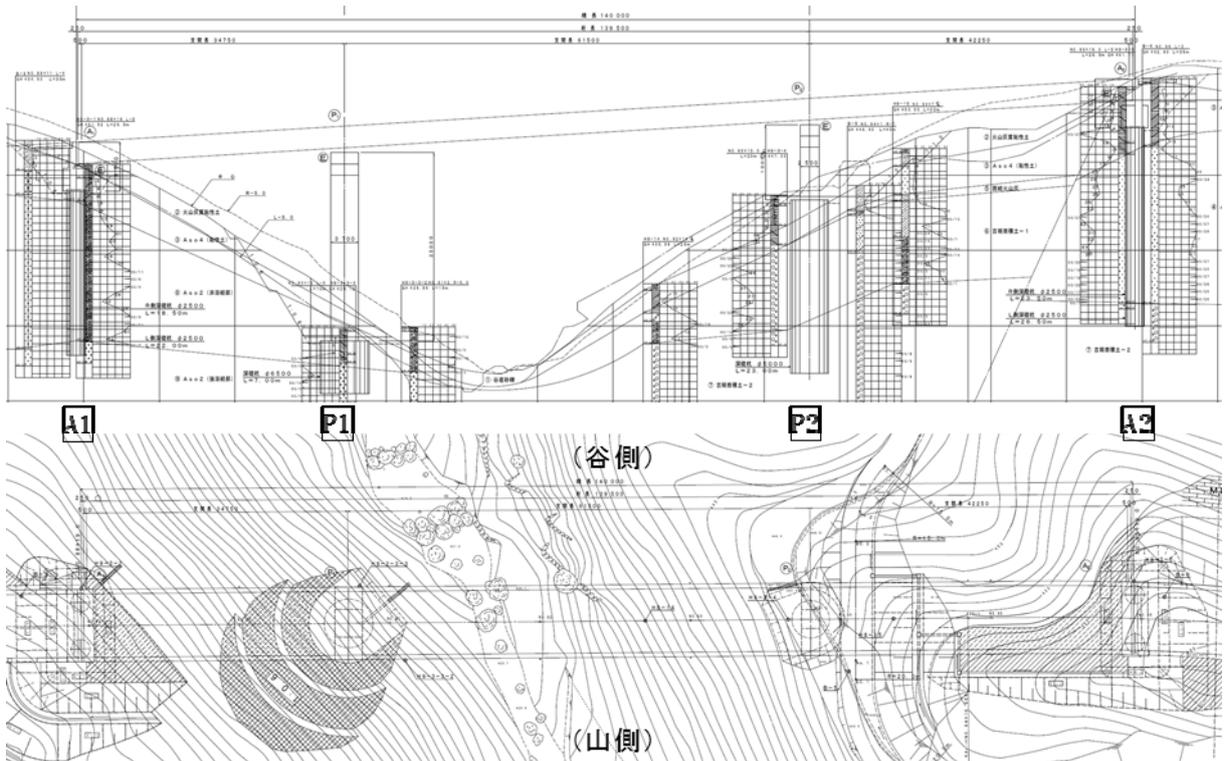


図-4 俵山大橋の一般図

表-2 俵山大橋下部構造天端の水平変位および沈下量

	(単位: mm)			
	橋軸方向	直角方向	水平移動量	沈下量
A1橋台	1653	1978	2578	410
P1橋脚	1347	1600	2092	230
P2橋脚	644	1064	1244	385
A2橋台	501	769	918	521

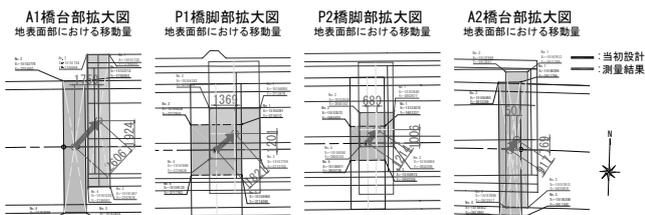


図-5 俵山大橋の下部構造変位 (地表における測量)

表-1 俵山大橋下部構造の傾斜および沈下量

	傾斜 (rad)		沈下量 (mm)
	橋軸方向	直角方向	
A1橋台	1/29(起点側)	1/56(G1側)	410
P1橋脚	1/1118(起点側)	1/54(G1側)	230
P2橋脚	1/154(起点側)	1/96(G1側)	385
A2橋台	傾斜なし	傾斜なし	521

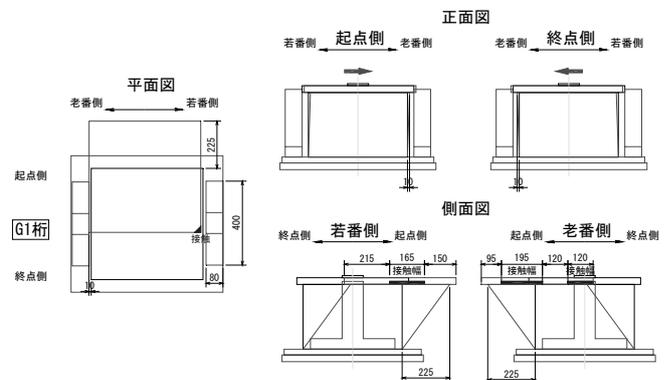


図-6 俵山大橋 A1 橋台上の上脊プレートに残った擦過痕

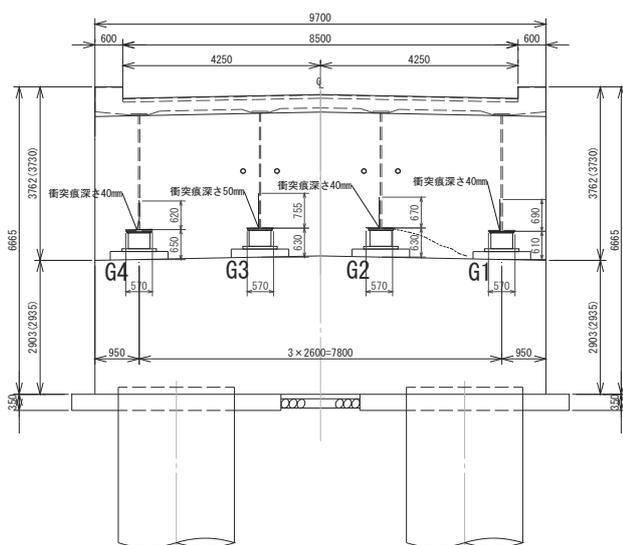


図-7 俵山大橋 A1 パラペットに残った衝突痕

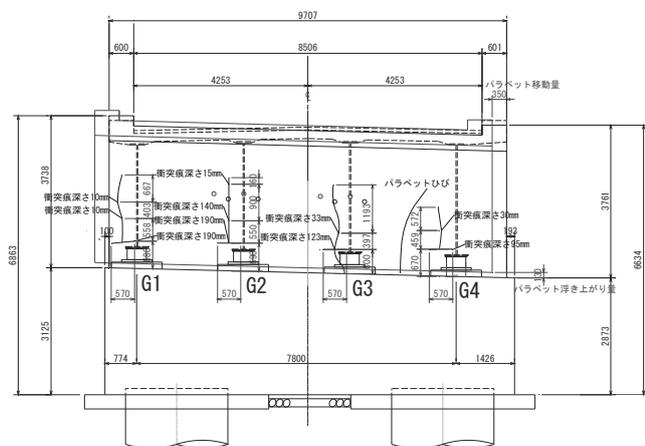


図-8 俵山大橋 A2 パラペットに残った衝突痕

この図から、擦過痕は上柵プレートの中心付近に多くあり、少し離れて、支承の残留変形が残った状態でサイドブロックと近い位置にも痕があることが分かる。このことは、擦過痕は振動によって生じたが、その途中で地盤変位により支承が変形したため、擦過痕が二つに分かれていると推察される。

A2橋台上のG1,G2,G3支承では、若番側のサイドブロックの取り付けボルトが破断して外れていたが、G4支承では両サイドブロックとも支承上に残っていた。

**b) パラペットに残った桁の衝突痕**

A1パラペットの衝突痕を図-7に示す。この衝突痕は、橋軸直角方向にはほとんどずれがなく、桁と同じ数の衝突痕があり、下フランジの幅と一致しているがウェブの長さよりかなり短い。また損傷痕は下方ほど深くなっており、これは衝突した時に既にパラペットが背面側に傾いていたことを示す。

A2パラペットの衝突痕を図-8に示す。この衝突痕は元の桁の位置からかなりずれているが、パラペット全体が変位しているので、パラペットの位置を原位置に戻した時の衝突痕と桁の関係を図-9に示す。この図からは、

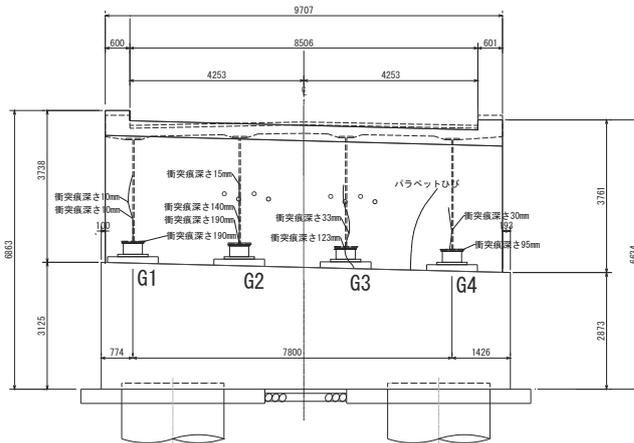


図-9 俵山大橋 A2 パラペットに残った衝突痕(パラペットを原位置に平行移動)

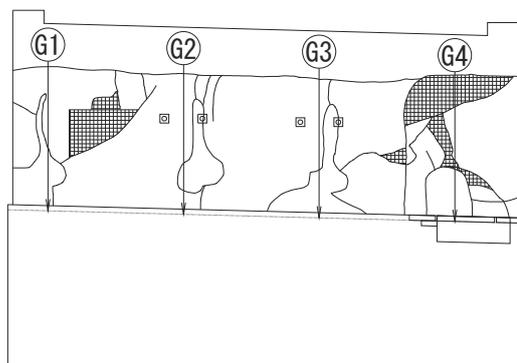


図-10 俵山大橋 A2 パラペットの損傷図

橋軸直角方向のずれは小さく、また、鉛直方向のずれも小さいことが分かる。このことから、桁がパラペットに当たったときには、桁はまだ支承上に乗っていたと推定される。

A2パラペットの損傷図を図-10に示す。これを見ると、下フランジが当たった痕より下側のコンクリートがG2を除いて削り取られたようになっている。このことから桁がパラペットに当たった状態のまま降り落ちたことが推定できる。実際、G1とG2の支承は桁側にゴム支承がついていたが、G1のゴム支承は橋座から逸脱していたため、G2だけが支承破断後も支承高さ分だけ保持されており、パラペットの損傷痕と合致する。

ここで、西原村役場の地震動加速度と変位の時間関係は、大きな加速度のすぐ後に変位が大きくなっている。俵山大橋でも似たような傾向であったと考え、地盤変位発生以前に橋軸方向振動により支承が破断したのであれば、A1橋台、P1橋脚上の支承の弾性により桁に起点方向の復元力が働き、A2パラペットから離れるはずであるが、実際には当たったまま降り落ちたと考えられることを併せて考えると、地盤変位により桁がA2橋台に当たり、パラペットを押し込んだと前後して支承が破断したと推定される。

なお、A1橋台、A2橋台の地盤変位による相対距離は1.3m縮んだことを考えると、桁がA2橋台パラペットを

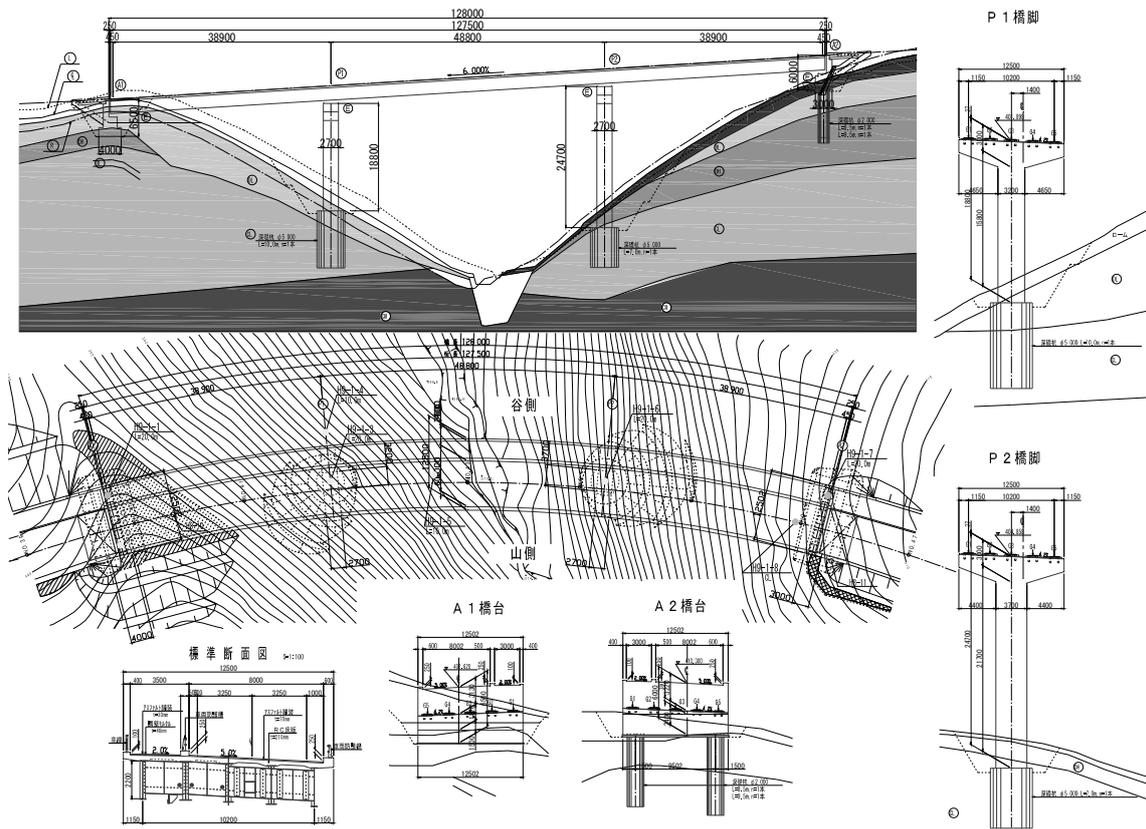


図-11 扇の坂橋の一般図

押し込んだ時には、桁とA1橋台も接触している状態であったと推定される。

#### c) A1-P1間の主桁の座屈変形

次に、A1-P1間の主桁の座屈変形について、地盤変位発生前に橋軸方向の圧縮力によって発生し得るかどうかを考える。A2パラペットと桁は衝突により桁端部のフランジ、ウェブが座屈変形している。同じように考えると、A1パラペットと桁が衝突した場合、桁側でまず損傷を受けるのは端部であると考えられる。しかしながらA1パラペットには衝突痕があるものの、桁端部はほとんど損傷していない。さらに、A1橋台上のゴム支承は水平反力を受け持つことができる状態であることから、桁とA1パラペットが振動で衝突したとしても主桁が座屈したとは考えられない。

また、A1橋台とP1橋脚の振動位相差により桁の座屈が生じていないこともP1橋脚基部に全く損傷がないことから明らかである。

従って地盤変位発生前に主桁が座屈することはあり得ない。

地盤変位発生後は、A1橋台、A2橋台の相対変位により遊間が詰まり、両橋台に押されることにより主桁に圧縮力がかかったこと、A1橋台、P1橋脚間の距離が縮まり、支承反力により桁に圧縮力がかかったこと、下部構造が沈下したことの3点のいずれかあるいは複合して、桁が座屈に至った要因となったと考えられるが、いずれも地盤変位の影響である。

## 4. 扇の坂橋の被害とその要因の推定

### (1) 扇の坂橋の概要

扇の坂橋は主要地方道熊本高森線を構成し、阿蘇郡西原村に位置する橋長128mの鋼3径間連続非合成鉸桁橋である。支承形式は水平力分散ゴム支承、下部構造形式は逆T式橋台・張出し式橋脚、基礎形式はA1橋台は直接基礎、その他は深礎基礎であり、橋台上の支承にはサイドブロックが、橋台上には横変位拘束構造が設置されていた。設計は平成8年道路橋示方書に基づいており、平成12年に竣工した。橋梁一般図を図-11に示す。

### (2) 扇の坂橋の主な被害

A1伸縮装置は桁が橋軸直角方向谷側に30cm移動し、山側は桁が沈下し、橋台背面と2cmの段差が生じていた。

A1橋台上の全ての支承は谷側に20cm程度の残留変形があり、両側のサイドブロックの取り付けボルトが破断していた。2基あった横変位拘束構造のうちの1基がせん断破壊していた。

主桁のA1側支点部ではウェブ、補剛材の大きな変形が見られた。

P1橋脚上の支承は山側に5cm程度の残留変形があった。橋脚には天端、柱中間部に若干のひび割れが見られた。

P2橋脚上の支承は谷側に4cm程度の残留変形があった。橋脚には梁、柱上下部に若干のひび割れが見られた。

A2橋台上の全ての支承は山側に20cm程度の残留変形

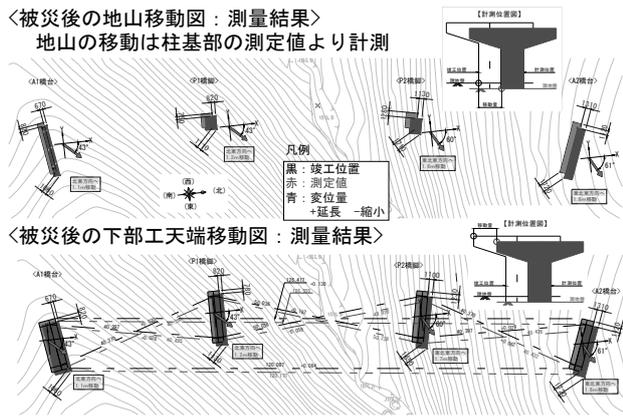


図-12 扇の坂橋の下部構造変位

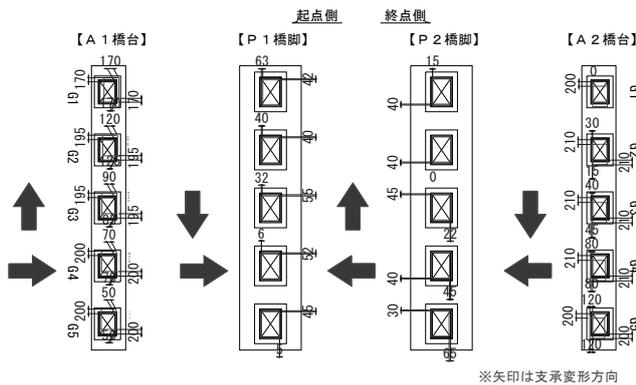


図-13 扇の坂橋の支承の残留変形

があり、山側のみサイドブロックの取り付けボルトが破断していた。2基あった横変位拘束構造のうちの1基がせん断破壊していた。

A2伸縮装置は桁が橋軸直角方向山側に25cm移動していた。

### (3) 扇の坂橋の測量結果

扇の坂橋の竣工図と測量結果を比較したものを図-12に示す。A1橋台は地表面位置で橋軸方向終点側に670mm、橋軸直角方向山側に820mm移動しており、下部構造に傾きはなく、下部構造天端位置でも同じであった。P1橋脚は地表面位置で橋軸方向終点側に820mm、橋軸直角方向山側に750mm移動しており、下部構造に傾きがあったため、下部構造天端位置では橋軸方向終点側に820mm、橋軸直角方向山側に780mm移動していた。P2橋脚は地表面位置で橋軸方向終点側に1130mm、橋軸直角方向山側に1280mm移動しており、下部構造に傾きがあったため、下部構造天端位置では橋軸方向終点側に1100mm、橋軸直角方向山側に1230mm移動していた。A2橋台は地表面位置で橋軸方向終点側に1310mm、橋軸直角方向山側に1120mm移動しており、下部構造に傾きはなく、下部構造天端位置でも同じであった。

また、各支承の残留変形量は、図-13に示すようにA1橋台上の支承では全体として終点方向谷側に200mm以上、P1橋脚上の支承では全体として終点方向山側に50mm以



写真-1 扇の坂橋 A1 橋台上のコンクリートブロックの損傷

上、P2橋脚上の支承では全体として起点方向谷側に50mm以上、A2橋台上の支承では全体として起点方向山側に200mm以上あった。

### (4) 扇の坂橋の被害要因分析

#### a) 支承の残留変形

各下部構造上の支承の残留変形量が、橋軸方向にはA1から順に終点方向、終点方向、起点方向、起点方向、橋軸直角方向には谷側、山側、谷側、山側となっているのが特徴的である。このような残留変形は下部構造天端の残留変位がなければ生じ得ない。仮に下部構造に残留応力がないとすると、下部構造間のX軸方向（南北方向）の相対変位は小さく、Y軸方向（東西方向）の相対変位は、A1では西向きに385mm、P1では西向きに336mm、P2では東向きに321mm、A2では東向きに400mmとなり、上部構造が下部構造に引っ張られて時計回り方向に回転変位すると、上部構造の水平面内の剛性があるため、A1、A2では下部構造変位の以上に上部構造に変位が生じ、P1、P2では逆方向に変位が生じることとなり、支承の残留変形方向と一致する。なお、上部構造が変位した状態で伸縮装置がかみ合っていたこと、及び上部構造、下部構造に生じていた残留応力が不明なため、定量的な確認はできていないが、少なくとも地盤変位の影響があって支承に残留変形が生じたことが推定できた。

#### b) 変位制限構造の損傷

変位制限構造は、全部で4基設置されていたが、A1橋台上の1基のみがせん断破壊していた。せん断破壊していたRCブロックを写真-1に示す。このRCブロックはブラケットと衝突したことにより破壊されたと考えられ、震災後も伸縮装置がほとんど損傷していない状態で、橋軸直角方向の反力を受け持っていたことを考えると、振動で損傷するためにはフィンガージョイントのかみ合わせが鉛直方向にずれるか、橋軸方向の引張りにより外れる必要がある。RCブロックの損傷位置の高さは、震後、支承の変形等により桁が若干下がった状態とほぼ合っており、伸縮装置が鉛直方向にずれた状態で当たった

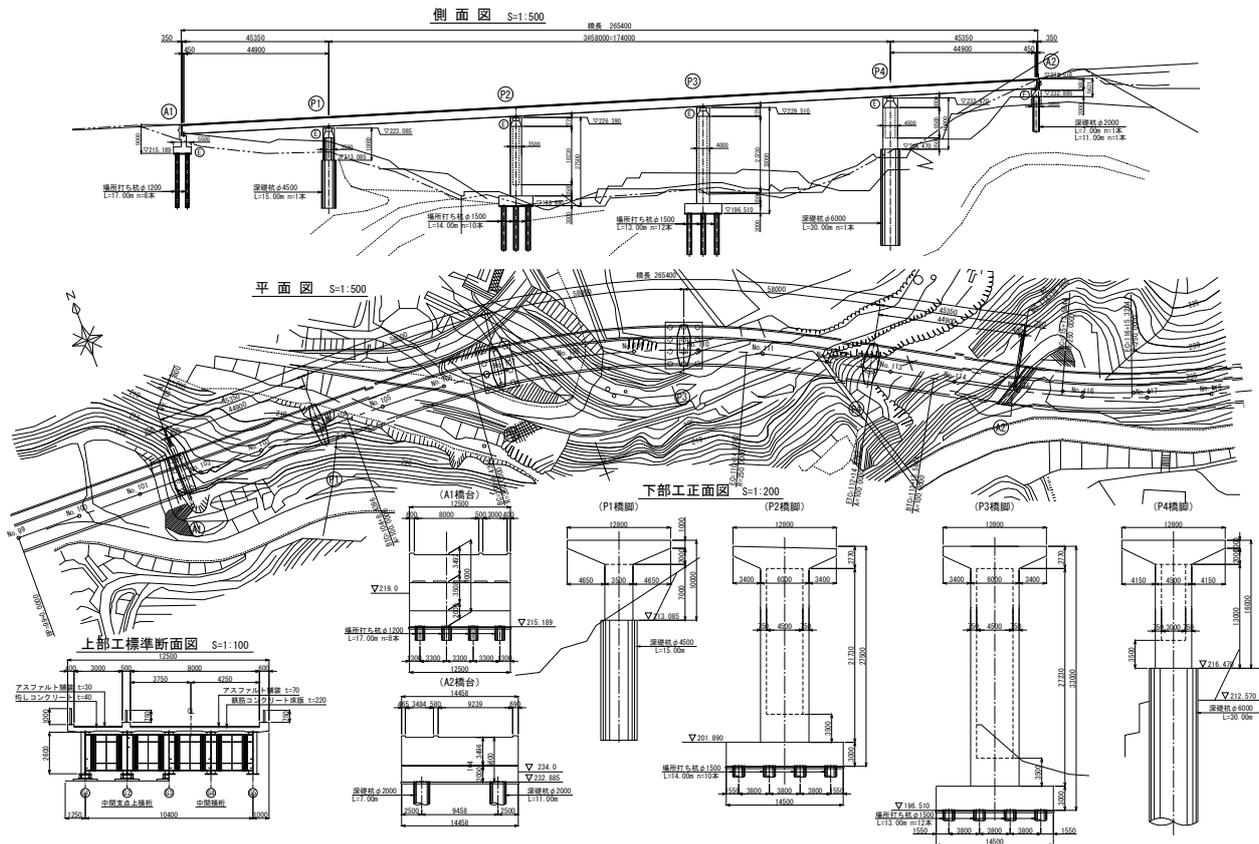


図-14 大切畑大橋の一般図

わけではないことが分かる。一方、RCブロックの水平方向の損傷位置は、ブラケットが終点方向に変位した状態で谷側に変位して当たったと考えられる。フィンガージョイントの橋軸方向の遊間は105mmであるのに対して、ブラケットのゴムパッドの幅は150mmあることから考えても、地盤変状により橋台に橋軸方向変位が生じた後にRCブロックが破壊されたと推定され、破壊の要因には地盤変位の影響があると推定される。

## 5. 大切畑大橋の被害とその要因の推定

### (1) 大切畑大橋の概要

大切畑大橋は、主要地方道熊本高森線を構成し、熊本県西原村に位置する橋長265.4mの5径間連続非合成鋼桁橋である。支承形式は水平力分散ゴム支承、下部構造形式は逆T式橋台・張出し式橋脚、基礎形式はA1,P2,P3は場所打ち杭、P1,P4,A2は深礎杭であり、橋台上の支承にはサイドブロックが設置されており、桁と橋台をつなぐ落橋防止ケーブルが設置されていた。設計は平成8年道路橋示方書に基づいており、平成13年に竣工した。橋梁一般図を図-14に示す。

### (2) 大切畑大橋の主な被害

A1橋台背面のアプローチ部の取り付け道路の舗装が盛り上がり、伸縮装置が破壊していた。パラペットに

は伸縮装置取り付け部周辺、及び側面、基部にひび割れがあり、桁が衝突した痕があった。

ゴム支承は全てゴム部分又は接着層で破断しており、サイドブロックはボルトの破断により両側とも外れていた。

A1橋台上では橋桁は支承から脱落し、北東方向に1m程度変位しており、落橋防止ケーブルは全10本がケーブル部分で破断していた。

P1,P3,P4橋脚上の支承は全て支承本体と上沓プレート及び下沓プレートのどちらか又は両方の取り付けボルト部分で破断しており、橋桁は支承から脱落していた。

P2橋脚上の支承は残留変形が見られ、一部損傷していたが、橋桁は支承上に残置していた。

A2橋台上のゴム支承は全てゴム部分又は接着層で破断しており、サイドブロックはボルトの破断により両側とも外れていた。

橋桁は支承から脱落し、北東方向に1m程度変位していたが、落橋防止ケーブルは破断していなかった。

### (3) 大切畑大橋の測量結果

大切畑大橋は、地震前の測量結果が残されていないため、地震後の下部構造天端の測量結果をA1橋台を基準として設計図と比較した。下部構造天端の相対変位を図-15に示す。また、各下部構造の地表面と天端の相対変位を図-16に示す。これらから、下部構造傾斜による

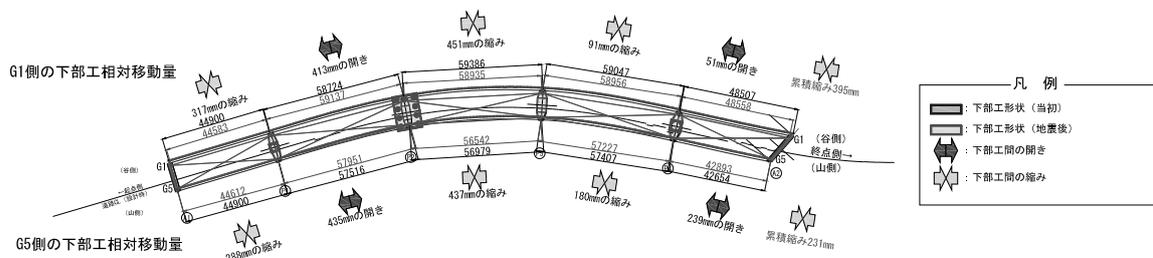


図-15 大切畑大橋の下部構造天端間の相対変位

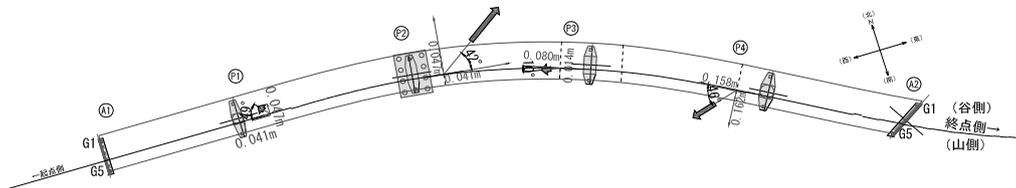


図-16 大切畑大橋の下部構造地表面位置と天端の相対変位

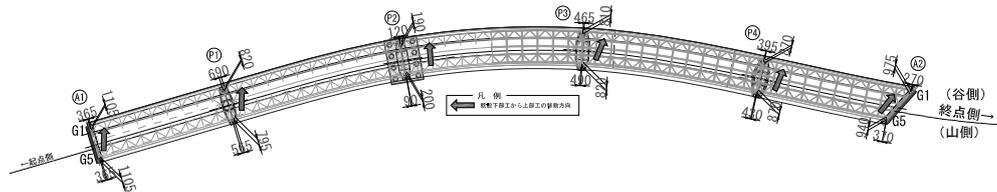


図-17 大切畑大橋の下弦と上弦の相対変位

天端の変位もあるが、多くは地表面位置での変位であることが分かる。また、P2橋脚天端は下部構造の傾斜により北東方向に変位していることがわかる。

上下部構造間の相対変位を図-17に示す。

#### (4) 大切畑大橋の被害要因分析

上部構造は下部構造に対して相対的に北東方向に移動している。P2橋脚も地表面位置での水平変位と残留傾斜の両方の影響で、他の下部構造に対して相対的に北東方向に移動している。その影響で、P2橋脚上の各支承に生じている残留せん断変形量は197~225mmに収まったと考えられる。この変形量は当該ゴム支承のせん断ひずみに換算すると232~264%に相当し、一般的な積層ゴム支承の許容せん断ひずみである250%に近い値であるが、破断ひずみには至っていないと考えられる。他の下部構造における上下部構造間の相対変位はP2橋脚のもの比べて約4~5倍あることから、P2橋脚上の支承だけが、完全な破断には至らなかったものと考えられる。

## 6. おわりに

熊本地震で被災した道路橋のうち、主要地方道熊本高森線で平成8年道路橋示方書に基づいて耐震設計された橋である俵山大橋、扇の坂橋、大切畑大橋について、特に地盤変位に着目して被害の分析を行った。その結果、地盤変位の影響によると推定される被害が見られることを確認した。被害の全容については、今後とも分析が必要であると考えられるが、今回の地震では、少なくとも

地震時の地盤変位により下部構造が追従して移動し、これに伴って下部構造だけでなく、支承部や上部構造にも損傷が生じる状況となった可能性があることが明らかになった。このような被災経験を踏まえ、今後道路橋の建設に当たっては、地震時地盤変位が生じる可能性を適切に調査した上で、橋に及ぼす影響を最小化できるよう、路線計画や構造計画の各段階において適切な検討を行っていく必要があると考えられる。

**謝辞：**本論文の執筆に当たっては、九州地方整備局熊本河川国道事務所、熊本復興事務所および熊本地震道路復旧検討PTの皆様にご協力いただくとともに、調査、測量結果をご提供いただいた。また、熊本県からは橋梁に関する資料をご提供いただいた。ここに記して感謝の意を表す。

#### 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所,土木研究所:平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告,国土技術政策総合研究所資料第967号,土木研究所資料第4359号,2017.3.
- 2) 国土地理院:航空写真判読による布田川断層帯周辺の地表の亀裂分布図, <http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27-kumamoto-earthquake-index.html#dd>.
- 3) 岩田知孝:益城町宮園・西原村小森本震記録の解析, <http://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/topics/masiki-nishihara0428ver2.pdf>, 2016.4.28
- 4) 国土地理院:平成28年4月16日の熊本県熊本地方の地震(M7.3)(暫定値)前後の観測データ(1)地殻変動(水平), <http://www.gsi.go.jp/common/000139795.pdf>, 2016.4.16