

2016 年熊本地震による大切畑大橋の 現地測定に基づく被害メカニズムの推定

花房 海斗¹・高橋 良和²

¹ 学生員 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
hanafusa.kaito.28c@st.kyoto-u.ac.jp

² 正会員 工博 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

2016 年熊本地震は、1995 年の阪神大震災以降に建設された橋梁を含む多くの土木構造物に深刻な被害をもたらした。そこで、本研究は熊本地震で被災した大切畑大橋の橋脚の損傷メカニズムを推定することを目的としている。まず、現地調査を行い、中空断面 RC 橋脚の典型的なひび割れの様子と、大切畑大橋の南側の山の斜面崩壊を観察した。次に、橋脚の被害は地震動によるものなのか、地盤の動きによるものなのかを明らかにするために静的解析を行い、国土交通省による地震後の測量結果と比較した。残留変位をもとに推測した荷重が橋脚に作用した時の橋脚の応答を評価し、実際の被害とも整合性があることを確認した。本研究により、大切畑大橋の P2 橋脚の被害主要因が地震動によるものであったことを明らかにした。また、橋脚基部ではコンクリートが圧縮破壊していたこと、中空部でも鉄筋が引張降伏していたこと、P2 橋脚上のゴム支承もすべて破断する可能性があったことなどを確認した。同様の検討を P3 橋脚についてもを行い、橋脚ごとの挙動を推察した。

Key Words: hollow bridge column, Kumamoto earthquake,

1. はじめに

2016年4月に熊本県熊本地方を震源とする震度7の地震が2度発生し、これにより多くの土木構造物が甚大な被害を受けた。1995年兵庫県南部地震以降に改定された設計基準による橋梁も多く被害を受けており、その損傷メカニズムを推定し今後の設計基準への教訓とすることが求められている。特に、中空断面RC高橋脚の地震による実被害として初の事例であること、地震によってゴム支承が破断した橋脚において橋脚の損傷が初めて確認されたことなどから、本研究では熊本県道28号に位置する大切畑大橋に着目した。

2. 大切畑大橋

本橋は橋長265.4mの5径間連続曲線鈹桁橋であり、2003年に竣工した。適用橋示方書は平成8年版「道路橋示方書」¹⁾である。また、支承条件は分散支承となっている。

ここで、2015年1月20日に行われた定期点検の報告書をもとに、地震前の橋脚のひび割れ展開図を作成した。

図-1にP2橋脚、図-2にP3橋脚の地震前のひび割れ展開図

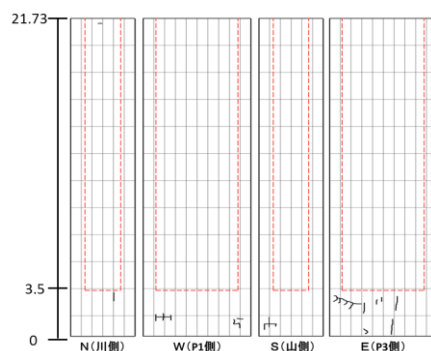


図-1 P2橋脚の地震前のひび割れ図

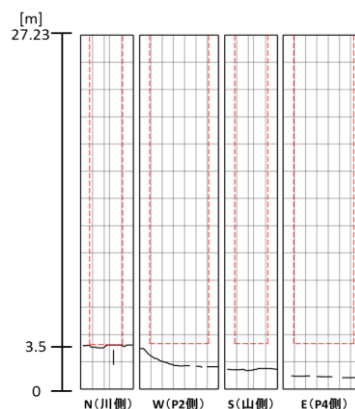


図-2 P3橋脚の地震前のひび割れ図

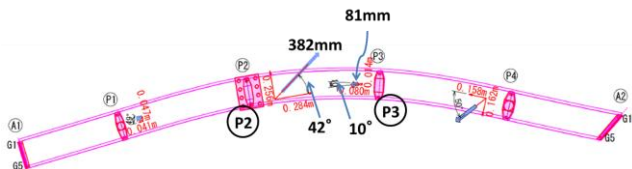


図-3 国交省による橋脚の残留変位の測量結果

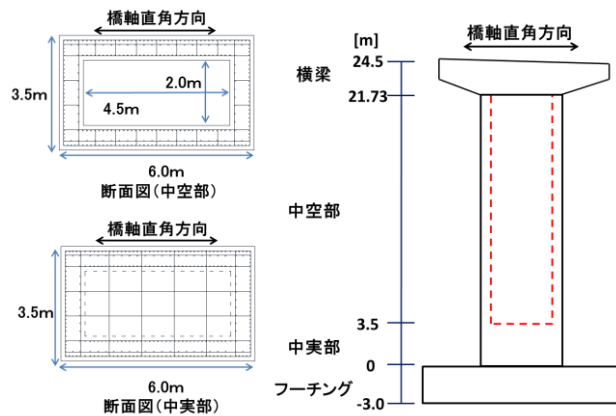


図-4 P2橋脚構造図

を示す。図-1と図-2より、橋脚のひび割れのほとんどが地震発生以降に生じたものであると言える。また、地震前に橋脚に生じていたひび割れの幅はすべて0.2mm以下の小さいものであり、乾燥収縮などによって生じたものと考えられる。

熊本地震により、P2 橋脚以外の橋台、橋脚上のすべてのゴム支承が破断したことに注目されているが、P2 橋脚では一部のゴム支承は破断せず、橋脚が残留変形を伴う損傷が発生している。P2 橋脚の損傷形態は、現在の設計基準²⁾において想定されている挙動であり、他の橋脚の損傷形態は想定外の挙動である。また、本橋の南側の山が地震により斜面崩壊を起こしていることから、大切畑大橋の地震時の挙動を把握するのが難しくなっている。そこで本研究では、まず橋脚に着目し、現地調査に基づいて作成した橋脚のひび割れ展開図と国土交通省が地震後に行った測量結果をもとに静的解析を行い、その損傷メカニズムを明らかにすることを試みた。図-3に橋脚の残留変位の測量結果を示す。

3. P2 橋脚の被害メカニズムの推定

(1) 解析手法

本研究では、橋脚基部のみを完全固定とし橋脚を片持ち梁と想定することで、地盤の影響を考慮せず、橋脚の損傷を地震動によるものであると仮定した。その上にゴム支承をモデル化し、ゴム支承の上端に変位制御で荷重を与える正負交番解析を行った。

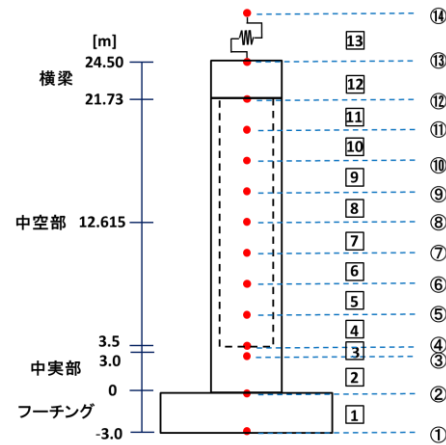


図-5 P2橋脚解析モデル

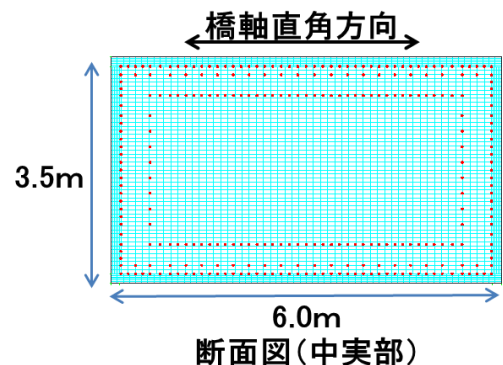
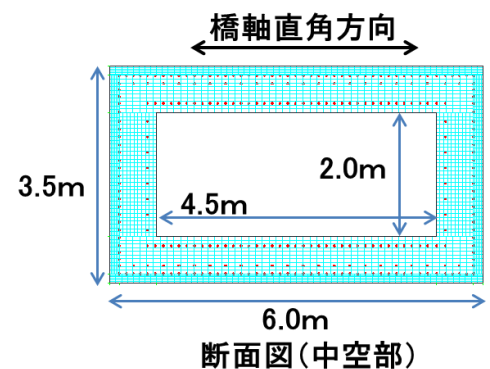


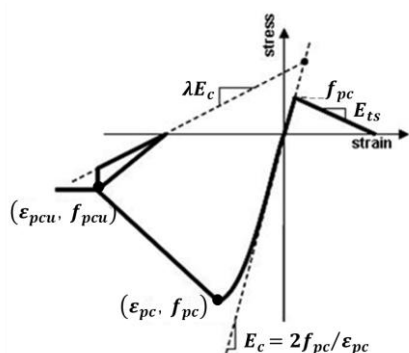
図-6 P2橋脚解析モデル 断面図

(2) 解析モデル

まず初めに図-4にP2橋脚の構造図を示す。構造図に基づきP2橋脚の解析モデルを作成した。解析プログラムには米国のPEER(Pacific Earthquake Engineering Research Center)によって開発されたOpenSees³⁾ (Open System for Earthquake Engineering Simulation) を用いた。OpenSeesは地盤や構造物の非線形解析の手法を材料モデルからマクロモデルまでユーザーが自由に使用できるソフトウェアツールである。図-5にP2橋脚の解析モデルを示し、図-6に橋脚断面のモデルを示す。断面は実際のP2橋脚と同じく6000mm×3500mmとし、かぶり厚は135mmとした。コンクリート

表-1 コンクリートの材料パラメータ

	中実部のコアコンクリート	中空部のコアコンクリート	かぶりコンクリート
最大圧縮応力 f_{pc} [N/mm ²]	23.81	25.75	20.58
最大圧縮応力に達した時のひずみ ε_{pc}	0.00472	0.00636	0.002
限界圧縮ひずみ時の圧縮応力 f_{pcu} [N/mm ²]	4.762	5.15	4.116
横拘束筋で拘束された部分の限界圧縮ひずみ ε_{pcu}	0.00899	0.1374	0.005
引張強度 f_t [N/mm ²]	2.381	2.575	1.2875
除荷パラメータ λ	0.1		
引張軟化剛性 E_{ts} [N/mm ²]	1190.5	1287.5	1029.0



(a) コンクリート

図-7 コンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係

部分にはコアコンクリートとかぶりコンクリートそれぞれに対して断面を分割することでファイバー要素とし、鉄筋は主鉄筋のみを配置した。図-5において、丸囲み付き番号はNode(節点)の番号、四角囲み付き番号はElement(要素)の番号を表す。

P2橋脚の解析モデルは合計13個のElementと14個のNodeで構成され、このモデルの境界条件は、Node1で完全固定とした。Element1はフーチングを表し、Element2～Element11は柱部を表している。特に、Element2～Element3の断面は図-6の中実断面、Element4～Element11は中空部を8等分するように設定しており、断面は図-6の中実断面とした。また、Element12は梁を表しており、Element13はゴム支承を表している。フーチングは厚さ3.0m、基部から3.5mまでは中実部、3.5mから21.7mは中空部、21.7mから高さ24.5mまでが梁となっている。また、ゴム支承の厚さは0.26mである。

次に、モデル化の方法について述べる。フーチングと梁は剛性を非常に大きな値 (1.0×10^{15} (N/mm)) に設定することで剛体を表現した。コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係は図-7に示す。コンクリートの材料パラメータは、平成8年版道路橋示方書の横方向鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係より求め、その値を表-1にまとめた。鉄筋の材料パラメ

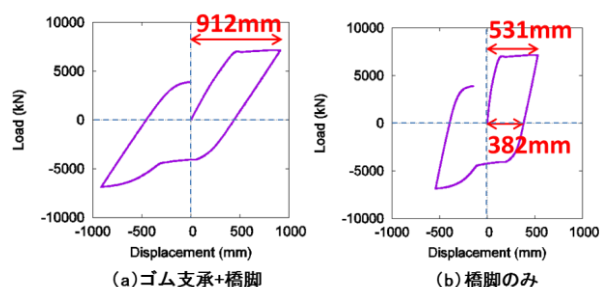


図-8 橋脚と荷重作用位置の荷重-変位関係

ータについては図-7中に記しており、鉄筋の初期剛性に対する二次剛性の比率は0.01としている。

次に、ゴム支承は弾性部材によってモデル化した。実際にはゴム支承は一つの橋脚、橋台に5基ずつ設置されているが、ここではゴム支承5基分の剛性を持った一つの部材で表現している。ゴム支承の有効寸法は橋軸方向、橋軸直角方向ともに650mmであり、せん断弾性係数は 9.8×10^{-1} であった。

これらを用いて、平成16年版の道路橋支承便覧⁴⁾に従って剛性を計算した。その値を以下に記す。

$$\text{水平剛性 } K_s = 2.436 \times 10^4 \text{ (N/mm)}$$

$$\text{鉛直剛性 } K_v = 8.148 \times 10^6 \text{ (N/mm)}$$

$$\text{曲げ剛性 } K_b = 6.863 \times 10^5 \text{ (N/mm)}$$

また、ゴム支承のねじり剛性は道路橋支承便覧では評価されていないが、本解析は1方向のみの正負交番解析であるため、ゴム支承のねじり剛性の値は解析結果に影響しないことを確認したうえで、本解析ではゴム支承のねじり剛性は1.0 (N/mm) とした。

(3) 基礎固定

a) 中空断面 RC 橋脚に対する検討

国土交通省による地震後の測量結果より P2 橋脚には橋軸方向から反時計回りに 42° の方向で P3 橋脚側に 382mm の残留変位があることが確認されている。そこで本研究では、解析方向を残留変位の方向として正負交番解析を行い、橋脚の残留変位が 382mm となるように変位を与えた。図-8は (a) 橋脚とゴム支承を合わせた

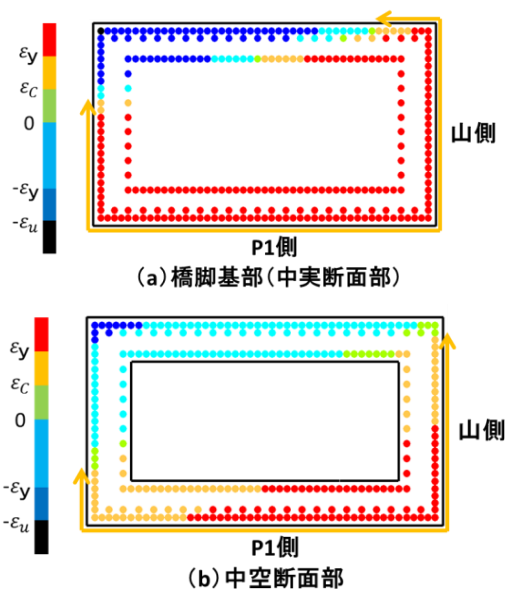


図-9 橋脚基部と中空断面部の鉄筋のひずみ分布

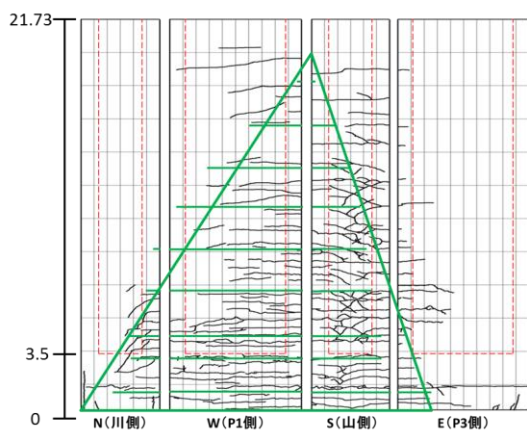


図-10 P2 橋脚ひび割れ再現図(1 方向)

荷重-変位関係と (b) 橋脚のみの荷重-変位関係である。荷重作用位置では最大 912mm 変位しており、橋脚の最大応答変位は 531mm であった。ここで、残留変位は荷重が除荷され 0 となった時変位としている。

次に、図-9 に示す断面ごとの鉄筋のひずみ分布から、ゴム支承の上端に与える変位を大きくしていく過程での鉄筋の破壊が進展していく様子を確認した。図-9 中の $\varepsilon_y (=1.633 \times 10^{-3})$ は鉄筋の引張降伏ひずみ、 $\varepsilon_c (=2.25 \times 10^{-4})$ と $\varepsilon_u (= -8.89 \times 10^{-3})$ はそれぞれコンクリートにひび割れが生じる時のひずみとコンクリートの終局ひずみを表している。以下にその値を示す。ここで、ひずみの値は引張を正としている。

ゴム支承の上端が 912mm 変位している時、橋脚基部では鉄筋のひずみがコンクリートの終局ひずみに達しているため、鉄筋とコンクリートの付着が完全であると仮定するとコンクリートは圧縮破壊していたと推定できる。また、中空断面部ではウェブ部でひび割れが貫通していることが確認でき、非常に危険な状態であることがわかった。また、かぶりコンクリートが薄いことから、コン

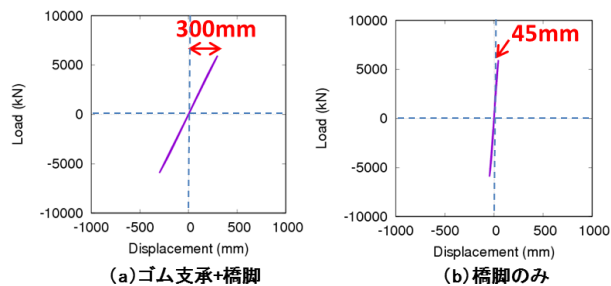


図-11 橋脚と荷重作用位置の荷重-変位関係

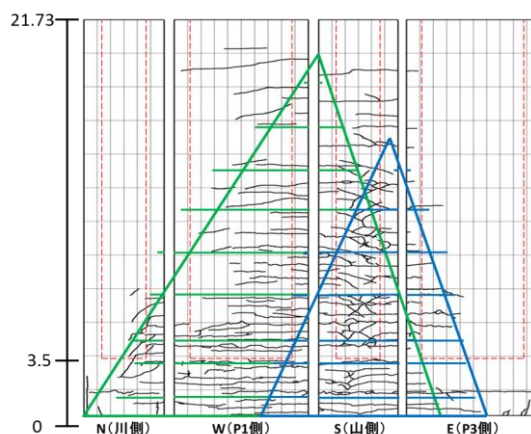


図-12 P2 橋脚ひび割れ再現図(2 方向)

クリートの外側では図-9 中の矢印の位置にひび割れが発生しているものと考えた。すると、ひび割れはおよそ 18m の高さまで生じていることが確認できた。そこで、高さごとのひび割れの長さに着目し、熊本での現地調査に基づいて作成した P2 橋脚のひび割れ展開図上に解析で再現したひび割れを投影したところ、図-10 に示すように実際のひび割れ状況の大部分を再現することができた。現地調査に基づいて作成したひび割れ展開図について、基部からの高さ 14m 付近までは、山側の面と P1 側の面のひび割れが連続しているが、基部からの高さ 15m 以上のひび割れは非常に小さく、また、連続していないため熊本地震によって生じたものかどうかは定かではない。

次に、図-10 において P3 橋脚側に見られるひび割れの再現しきれていない部分に着目し、その部分のひび割れの再現を試みた。そこで、残留変位の方向とは異なる方向に解析を行ったところ橋軸方向から時計回りに 80° の方向に川側へ最大変位 300mm を与えた時に図-12 のようなひび割れ分布を再現できることを確認した。その時の荷重変位関係を図-11 に示している。図-11 より、この方向の変形は弾性域のみの変形となっており、残留変位は残っていないことが分かる。この 2 方向の荷重により P2 橋脚のひび割れ状況を概ね再現することができた。したがって、橋脚の解析モデルと、橋脚を片持ち梁とする想定が妥当であったと言える。つまり、橋脚の損傷は地震動によるものであったと言える。

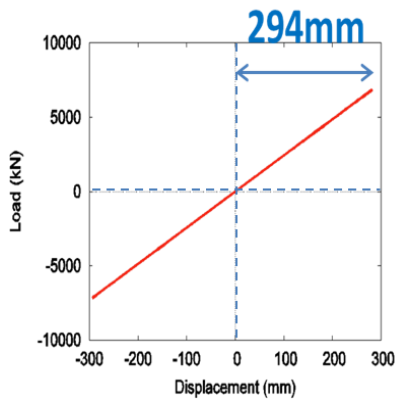


図-13 ゴム支承の荷重-変位関係

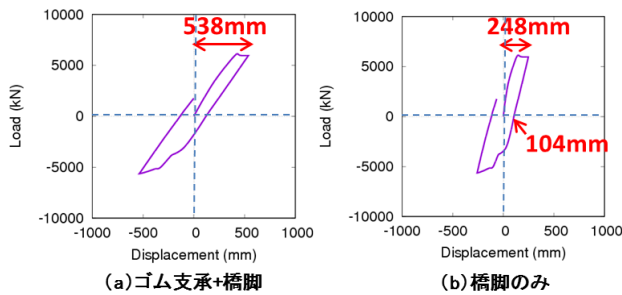


図-14 橋脚と荷重作用位置の荷重-変位関係

b) ゴム支承に対する検討

ゴム支承の上端に作用したと考えられる最大の912mmの変位を与えた時、ゴム支承は図-13に示すように294mmの最大応答変位を示した。ゴム支承は1層厚17mm×5層となっており、せん断ひずみは式(1)より346%と求められる。

$$\gamma = \frac{u}{\sum t_e} \quad (1)$$

γ はせん断ひずみ、 u は水平変位、 t_e は層厚を示す。

先述の通り、大切畑大橋の支承の被害としてはP2橋脚のゴム支承は大きく変形していたものの唯一破断せず、他の橋脚のゴム支承はすべて破断していたことが確認されている。

また、過去の実験データより、ゴム支承が破断する時のせん断ひずみは平均およそ340%ということが明らかとなっており、P2橋脚のゴム支承も他の橋脚のゴム支承と同様にすべてのゴム支承が破断する可能性は十分にあったと考えられる。P2橋脚のゴム支承の一部が破断していなかったことについては、他の橋脚のゴム支承が先に破断したことが起因していると推測できる。

(4) 基礎の回転を考慮

a) 中空断面 RC 橋脚に対する検討

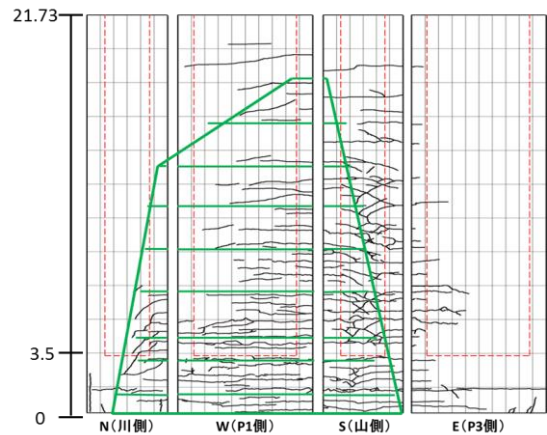


図-15 P2橋脚ひび割れ再現図(基礎の回転を考慮)

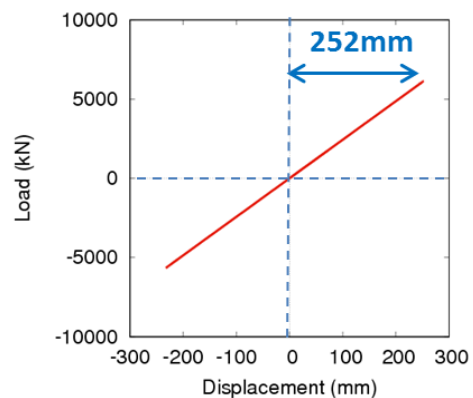


図-16 ゴム支承の荷重-変位関係

国土交通省による測量結果より、橋脚の基礎が回転していることも明らかになっており、その回転角は橋軸方向に1/117rad、橋軸直角方向に1/99radである。したがって、基礎の回転を考慮すると橋脚躯体の残留変位は橋軸方向に98mm、橋軸直角方向に36mm⁹⁾であり、それは橋軸方向から反時計回りに20°の方向に104mmの残留変位があることに等しい。そこで、橋軸方向から反時計回りに20°の方向に残留変位が104mmの残留変位が生じるように解析を行った。このとき、図-14に示すようにゴム支承の上端が538mm変位し、橋脚の最大応答は248mmであり、図-15に示したひび割れを表現することができた。また、荷重-変位関係から、降伏変位に達していることも見て取れる。基礎の回転を考慮しない場合の解析と同じ高さまでのひび割れを再現することができたが、P1側や川側の実際にはひび割れが観測されなかった場所にも多くのひび割れが再現される結果となった。

b) ゴム支承に対する検討

基礎の回転を考慮した場合のゴム支承の最大応答は図-16に示すように252mmであり、せん断ひずみは296%になる。この場合でも、すべてのゴム支承が破断する可能性は十分にあったと言える。

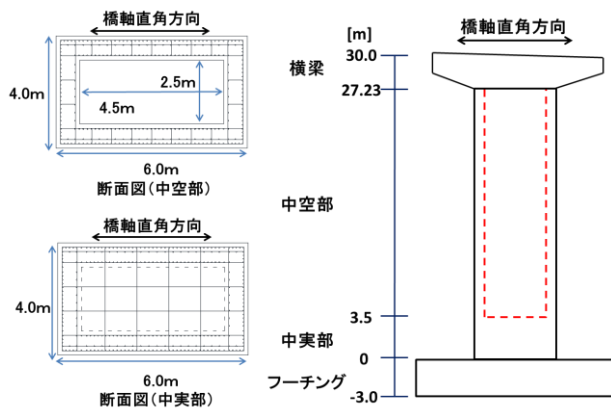


図-17 P3橋脚構造図

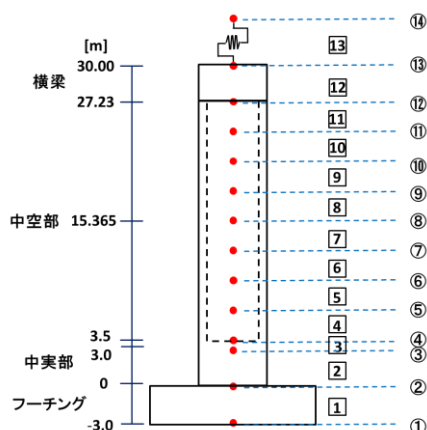


図-18 P3橋脚解析モデル

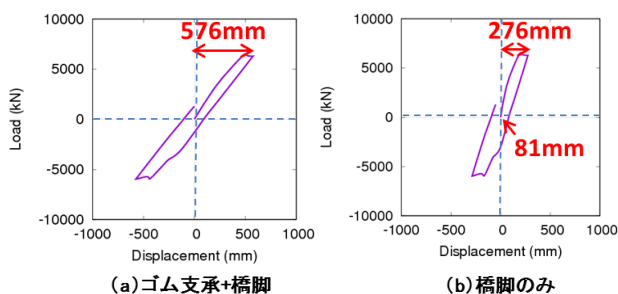


図-19 橋脚と荷重作用位置の荷重-変位関係

4. P3 橋脚の被害メカニズムの推定

(1) 解析モデル

P3橋脚についてもP2橋脚と同様の検討を行った。橋脚の寸法は橋軸方向の断面幅がP2橋脚では3.5mであったのがP3橋脚では4.0mとなっており、中空部での空洞の橋軸方向の寸法も2.0mであったのが2.5mとなっている。また、橋脚の高さはP2橋脚より5mほど高くなっている。図-17にP3橋脚の構造図を示し、構造図を基に作成したP3橋脚の解析モデルを図-18に示す。P3橋脚の解析モデルもP2橋脚と同様に中空部を8等分するように節点を設定し

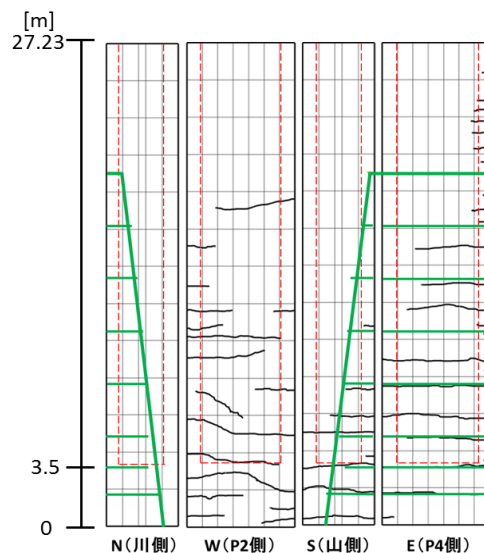


図-20 P3橋脚ひび割れ再現図(1方向)

ており、境界条件を含めたその他の条件、コンクリートと鉄筋のパラメータもP2橋脚と同じものを用いた。P3橋脚については基礎の回転はなかったもので、以下、基礎固定の場合のみ検討している。

(2) 基礎固定

a) 中空断面 RC 橋脚に対する検討

P3橋脚の残留変位はP2橋脚側で橋軸方向から10° 山側に81mmであった。解析方向を残留変位の方角として、残留変位が81mmとなるように荷重を作用させたとき、荷重作用位置では最大576mm変位していた。また、この時の橋脚の最大応答変位は276mmであった。荷重-変位関係を図-19に示す。

P2橋脚と同様にひずみ分布から高さごとのひび割れを推定し、現地調査に基づいて作成したP3橋脚のひび割れ展開図に投影したところ、図-20のようになった。ここで、P3橋脚のひび割れ図については、現地で川側を調査できなかったため、川側のひび割れを記していない。

次に、残留変位の方角の解析ではP2橋脚側のひび割れが再現できていないため、P2橋脚側のひび割れを再現することを試みた。橋軸方向から時計回りに45°の方角で山側に250mmの変位を与えた時、図-22に示すようにP3橋脚のひび割れが概ね再現できた。この時の荷重-変位関係を図-21に示している。

b) ゴム支承に対する検討

P3 橋脚についてもゴム支承の最大応答変位からせん断ひずみを算出した。残留変位の方角に最大の 576mm の変位を与えた時のゴム支承の最大応答は 268mm であり、ゴム支承の厚さは P2 橋脚と同じであるので、この時のせん断ひずみは(1)式を用いて 315%と求められた

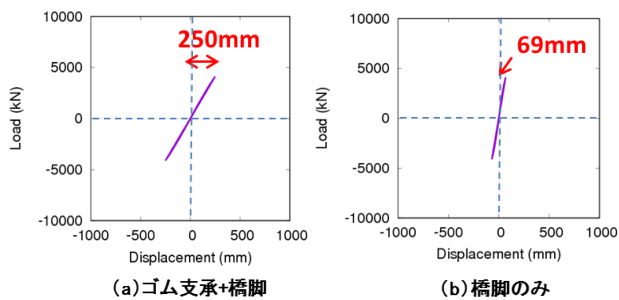


図-21 橋脚と荷重作用位置の荷重-変位関係

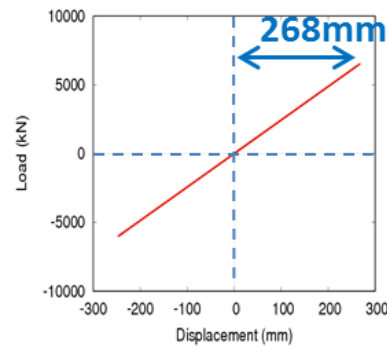


図-23 ゴム支承の荷重変位関係

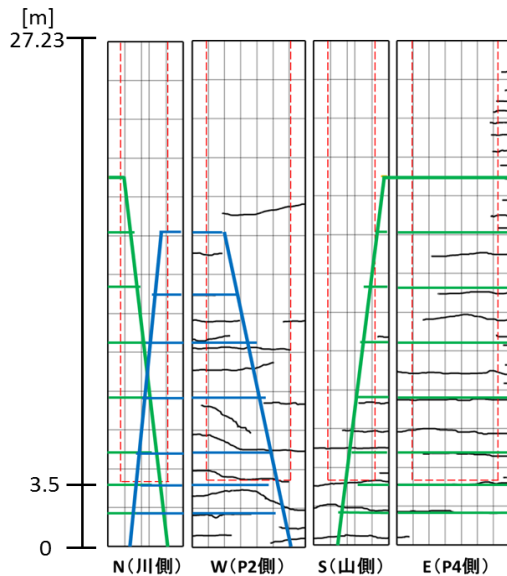


図-22 P3橋脚ひび割れ再現図(2方向)

5. 結論

- 1) ゴム支承を有する中空断面 RC 橋脚の正負交番解析により、橋脚に発生したひび割れを概ね再現できたことから、橋脚の損傷は地震動によるものであると考えられる。
- 2) P2 橋脚の基部ではコンクリートが圧壊し、また、中空断面部ではウェブ部でひび割れが貫通しており、鉄筋は引張降伏していると推定される。

- 3) 測量結果と同じ残留変位が生じるように载荷したときの P2 橋脚の最大応答変位は 531mm, P3 橋脚の最大応答変位は 276mm であったと推定される。
- 4) P2 橋脚のゴム支承のせん断ひずみが 346%, P3 橋脚のゴム支承のせん断ひずみが 315%であったため、P2 橋脚でもゴム支承がすべて破断していた可能性が十分にあったと考えられる。
- 5) 基礎の回転を考慮すると、P2 橋脚の残留変位は橋軸方向から反時計回りの方向に 104mm であり、この残留変位が生じるように解析を行ったとき、橋脚の最大応答は 248mm であった。
- 6) 基礎の回転を考慮した時、P2 橋脚のゴム支承のせん断ひずみは 296%であり、この場合でも P2 橋脚のすべてのゴム支承が破断する可能性があったと言える。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月
- 2) University of California, Berkeley : OpenSees, the Open System for Earthquake Engineering Simulation.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 24 年 2 月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，平 16 年 4 月
- 5) 松崎裕：測量結果に基づく大切畑大橋の被災原因に関する一考察，第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，平成 29 年 7 月

(?)

Estimation of Failure Mechanism of RC Hollow Bridge Column with Rubber Bearing Damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake

Kaito HANAFUSA and Yoshikazu TAKAHASHI

The 2016 Kumamoto earthquake caused severe damage of civil infrastructures, including bridges which were constructed after 1995 Kobe Earthquake. The aim of this study is to estimate the failure mechanism of RC hollow bridge columns with rubber bearings. In our field survey, the typical crack pattern of the RC hollow columns and a land slide in the mountain beside the bridge were observed. In order

to clarify whether the main factor causing the damage is the strong ground motion or the land slide, static analysis was conducted and the results were compared with the measurement after the earthquake. This research revealed that the main factor is the inertial force acting on the bridge column and it has the possibility to rupture the rubber bearing on the column.