

2016年熊本地震で被災した大切畑大橋の 下部構造一周辺地盤系の地震応答特性

山本 翔吾¹・皆川 大雅²・北島 佑³・庄司 学⁴・大住 道生⁵

¹筑波大学 理工学群 工学システム学類 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
E-mail: s1811189@s.tsukuba.ac.jp (Corresponding Author)

²筑波大学 理工情報生命学術院 システム情報工学研究群 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
E-mail: s2020876@s.tsukuba.ac.jp

³筑波大学 理工学群 工学システム学類 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
E-mail: s1811101@s.tsukuba.ac.jp

⁴正会員 筑波大学教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

⁵正会員 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)
E-mail: m-oosumi@pwri.go.jp

2016年に発生した熊本地震では、熊本県道28号線沿いの高橋脚で支持された長周期型橋梁構造物が多く被災した。大切畑大橋においては、橋脚躯体や床版にひび割れが生じ、積層ゴム支承の破断、桁の移動、各橋脚の残留変位などの甚大な被害が生じた。これらの被害は、長周期地震動、地表断層変位、地盤変位の複合的な作用によるものと推測される。本研究は複合的な作用を受ける大切畑大橋の被害発生メカニズムを解明することを目的としている。ここでは、熊本地震の際の大切畑大橋付近におけるサイト波を推定し、推定したサイト波を大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の3次元Finite Elementモデルに作用させ、線形動的解析という制約のもと下部構造の地震応答特性を把握した。

Key Words: Kumamoto earthquake, Okirihata bridge, 3D FE model, linear dynamic analysis

1. はじめに

2016年4月14日に熊本市付近を震源とするマグニチュード6.5の地震が発生し、4月16日に再びマグニチュード7.3の地震が発生した¹⁾。熊本地震は、布田川断層帯と日奈久断層帯の活断層に起因した地殻内地震である。熊本地震では1.5秒から2.0秒の周期の長周期パルスが多く、多くの長周期型橋梁構造物に作用したと考えられている。1次の固有周期が1.0秒を超えるような斜張橋や高橋脚・高架橋などの長周期型橋梁構造物にこのような長周期地震動が作用すると、橋梁構造物は共振によって動的応答が増大し、その結果、構造要素の被災が懸念される。

実際に、熊本地震では熊本県道28号線沿いに位置している高橋脚で支持された長周期型橋梁構造物が多く被災した²⁾。被災した橋梁のひとつに大切畑大橋が挙げられ、大切畑大橋においては、橋梁周辺の地盤で斜面崩壊による地盤変状や地表断層による変位が観測されている。

また、橋脚躯体や床版にひび割れが生じ、積層ゴム支承の破断、1m程度の桁の移動、及び、橋台を基準とした各橋脚の20~50cmの残留変位などの被害が生じた³⁾。

大切畑大橋に関して、葛西ら⁴⁾は大切畑大橋の数値解析モデルを構築し地震応答解析を行っており、花房ら⁵⁾は橋脚の損傷を地震動によるものと仮定し、被害調査結果を基に静的解析を行っている。宇都宮ら⁶⁾は大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の3次元Finite Element (FE)モデルを構築し、静解析を行っている。大切畑大橋の被害は、長周期地震動、地表断層変位、地盤変状による複合的な作用に起因したものであると考えられており、この複合的な作用による長周期型橋梁構造物の被害発生メカニズムは十分に明らかになっていない。

以上より、本研究の目的は、大切畑大橋を対象とし、周辺地盤を含む3次元のFEM解析を行い、その妥当性と再現性を実証的に検証するとともに、長周期地震動、地表断層変位、地盤変状による複合的な作用を受ける長

表-1 下部構造と周辺地盤の材料物性値

	密度 [kg/m ³]	ヤング率 [N/m ²]	ポアソン比
橋台・橋脚・基礎	2400	2.4×10^{10}	0.2
盛土	1735	8.4×10^6	0.4
降下軽石	1530	1.1×10^6	0.4
凝灰角礫岩 I	2142	3.9×10^7	0.4
凝灰角礫岩 II	2142	5.2×10^7	0.4
自破碎安山岩溶岩	1428	2.8×10^7	0.4
安山岩溶岩	2142	1.1×10^8	0.4
非溶結凝灰岩	2142	1.4×10^7	0.4
弱溶結凝灰岩	2142	4.7×10^7	0.4
中～強溶結凝灰岩	2346	1.8×10^8	0.4

周期型橋梁構造物の被害発生メカニズムを解明することである。なお、ここでは、熊本地震における大切畑大橋付近のサイト波を推定し、下部構造－周辺地盤系の3次元 FE モデルに推定したサイト波を作用させ、線形動的解析を行い、強震動に含まれる長周期パルスの影響に対する結果について報告する。

2. 対象橋梁の下部構造－周辺地盤系の CAD モデル

大切畑大橋は熊本県道 28 号線に位置している橋長 265.4 m、幅員 12.5 m の鋼 5 径間連続非合成鈹桁橋である。以下、対象橋梁の下部構造－周辺地盤系の各構造要素について詳述する。

(1) 橋台・橋脚および基礎

A1 橋台は直径 1200 mm、長さ 17 m の場所打ち杭を 8 本有している。A2 橋台は直径 2000 mm、長さ 11 m および 7 m の深礎杭を 2 本有している。P1 橋脚ならびに P4 橋脚は躯体部の高さがそれぞれ 10 m、16 m で、T 型梁の円形断面単柱式 RC 橋脚である。これらの基礎は直径がそれぞれ 4500 mm、6000 mm、長さがそれぞれ 15 m、30 m の深礎杭基礎である。P2 橋脚ならびに P3 橋脚は躯体部の高さがそれぞれ 27.5 m、33 m で、T 型梁の矩形断面中空 RC 橋脚である。これらの基礎は直径 1500 mm の杭をそれぞれ 10 本、12 本有している場所打ち杭基礎である。これらの橋台、橋脚、基礎の材料物性値（密度・ヤング率・ポアソン比）は表-1 と仮定した。

表-2 地下構造の物性値（文献 10）のデータを適用

層番号	V_p [m/s]	V_s [m/s]	ρ [kg/m ³]	Q 値
D1	1700	350	1800	70
D2	1800	500	1950	100
D3	2000	600	2000	120
D4	2100	700	2050	140
D5	2200	800	2070	160
D6	2300	900	2100	180
D7	2400	1000	2150	200
D8	2700	1300	2200	260
D9	3000	1500	2250	300
D10	3200	1700	2300	340
D11	3500	2000	2350	400
D12	4200	2400	2450	400
D13	5000	2900	2600	400
D14	5500	3200	2650	400
D15	5800	3400	2700	400
D16	6400	3800	2800	400
D17	7500	4500	3200	500
D18	5000	2900	2400	200
D19	6800	4000	2900	300
D20	8000	4700	3200	500
D21	5400	2800	2600	200
D22	6500	3500	2800	300
D23	8100	4600	3400	500

(2) 周辺地盤

EW 方向 285 m、NS 方向 145 m、UD 方向 50 m の周辺地盤をモデル化した。周辺地盤は 9 種類の地層で構成されており、それぞれの地層の材料物性値（密度・ヤング率・ポアソン比）を表-1 と仮定した。A1 橋台側には大峯火山噴出物、A2 橋台側には阿蘇火砕流堆積物が多く分布している。

3. 熊本地震における工学的基盤波の推定

原による研究⁷⁾で熊本地震における工学的基盤波の推定を行っている。その震源モデルおよび計算条件による解析結果が観測点との整合性が良いことから、本研究でも文献⁷⁾の研究で用いていた震源モデルおよび計算条件を適用し、空間 4 次、時間 2 次精度の有限差分法⁸⁾により、大切畑大橋付近の工学的基盤面に入射したサイト波の推定を行った。以下、本解析について詳述する。

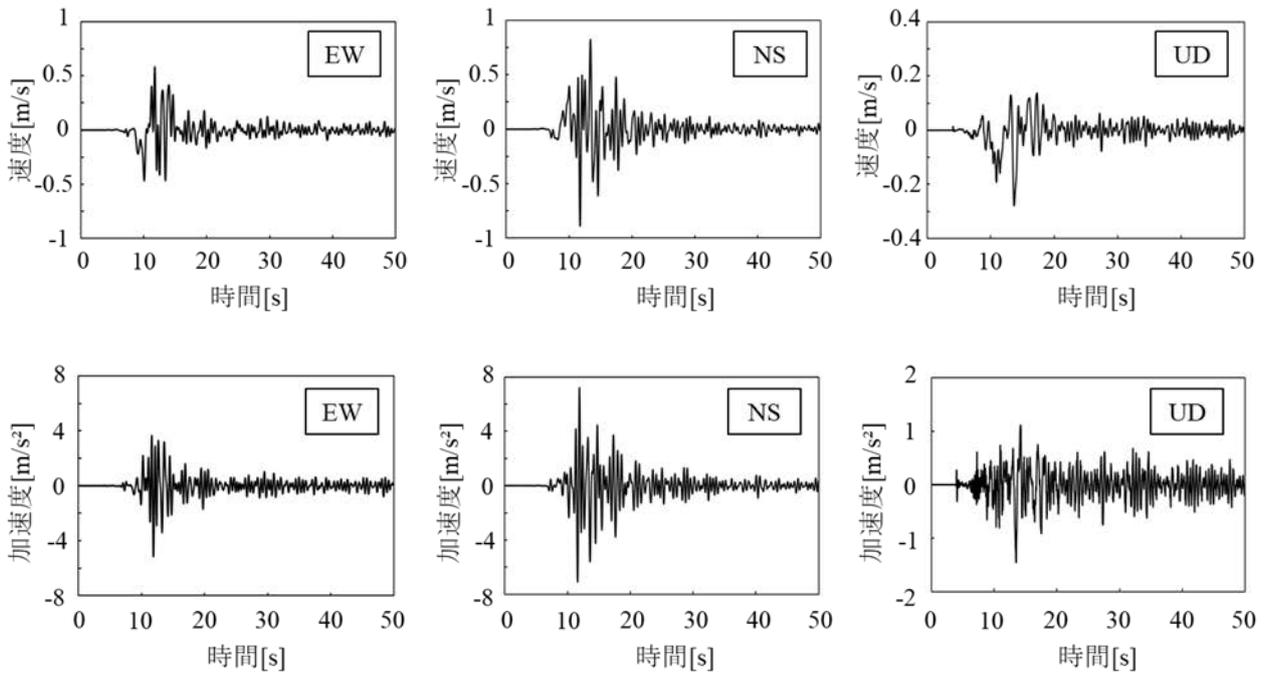


図-1 推定した大切畑大橋 A1 付近の速度波形および加速度波形

(1) 震源断層モデル

震源断層モデルとして、Asano and Iwata⁹⁾のモデルを適用した。このモデルで設定されている震源時間は 2016 年 4 月 16 日 1 時 25 分 5.47 秒、震源位置は北緯 32.7545 度、東経 130.7630 度、深さ 12.45km であり、これは気象庁¹⁾により既定されているものである。このモデルは日奈久断層と布田川断層の 2 つで構成されており、サブフォールトの数はそれぞれ 9 行 7 列の 63 個、9 行 14 列の 126 個である。また、走行角はそれぞれ 205 度、235 度であり、傾斜角はそれぞれ 72 度、65 度である。各サブフォールトにおいて 1 秒幅の Smoothed ramp function を 0.5 秒おきに 9 個並べて、震源時間関数をモデル化した。

(2) 地下構造

地下構造として、文献 7) に基づいて地震調査研究推進本部の地下構造データ¹⁰⁾を用いた。各層の物性値を表-2 に示す。

(3) 計算領域および計算条件

計算領域は吸収領域も含めて南北 89.4 km × 東西 79.2 km × 上下 40 km とした。深さ 22 km に境界面を設定し、境界以浅を Region I、以深を Region II として計算領域を鉛直方向に 2 分割した。上限周波数を 0.5 Hz と定めた結果、有限差分計算の安定性の観点から、Region I の格子サイズを 100 m × 100 m × 100 m、Region II の格子サイズを 300 m × 300 m × 300 m とした。時間ステップ Δt は 0.005 秒、計算時間は 50 秒とした。

(4) 解析結果

図-1 に推定した大切畑大橋 A1 橋台付近の EW 方向、NS 方向、UD 方向のサイト波（速度波形および加速度波形）を示す。また、図-2 に 3 方向の速度波形のフーリエスペクトルを示す。

図-1 より、NS 方向で特に大きい地震動が生じており、最大速度は約 0.89 [m/s]、最大加速度は約 7.2 [m/s²] である。なお、P 波が到達してから、約 9 秒後に NS 方向で最大加速度が生じている。また、EW 方向と NS 方向で、2.0 [m/s²] 以上の加速度パルスが約 10 秒間継続して発生している。

図 2 より、全方向の速度波形に対して、0.4 [Hz] および 0.8 [Hz] 付近でフーリエ振幅が大きくなっていることから、大切畑大橋付近の地震波においては長周期パルスが多く含まれた強震動であった可能性が示唆される。

4. 時刻歴応答解析の解法

弾性体の動的問題における運動方程式は次式で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t) = \mathbf{F} \quad (1)$$

ここに、 \mathbf{M} ：質量マトリックス、 \mathbf{C} ：減衰マトリックス、 \mathbf{K} ：剛性マトリックス、 \mathbf{F} ：外力ベクトル、 $\ddot{\mathbf{U}}$ ：節点加速度ベクトル、 $\dot{\mathbf{U}}$ ：節点速度ベクトル、 \mathbf{U} ：節点変位ベ

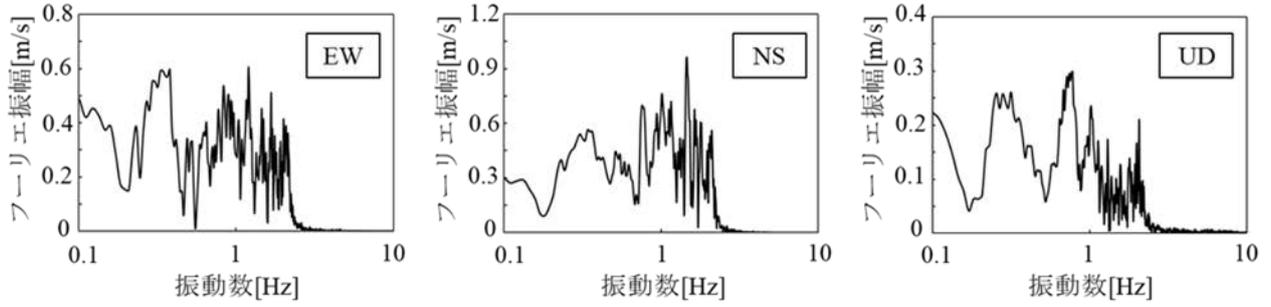


図-2 速度波形のフーリエスペクトル

クトルである。

減衰項は次式より Rayleigh 減衰として仮定する。

$$\mathbf{C} = R_m \mathbf{M} + R_k \mathbf{K} \quad (2)$$

ここに、 R_m および R_k はパラメータである。

式(1)を解く方法としては直接数値積分法があり、直接数値積分法には大きく分けて陰解法と陽解法がある。陰解法の利点は、陽解法と比較して、1回あたりの計算時間が長くなるが大きな時間間隔で計算を行うことができ、結果として計算全体に要する時間が短くなるというものである。本研究では、地震応答のような時間スケールの大きい解析を取り扱うので、陰解法を用いて解析を行う。

動的問題に対して陰解法を用いる場合、以下の運動方程式を解く。

$$\mathbf{M}\ddot{U}(t + \Delta t) + \mathbf{C}\dot{U}(t + \Delta t) + \mathbf{K}U(t + \Delta t) = \mathbf{F} \quad (3)$$

Newmark- β 法では、時刻 $t + \Delta t$ における変位、速度を時刻 $t + \Delta t$ での加速度を用いて次式のように仮定する。

$$U(t + \Delta t) = U(t) + \Delta t \dot{U}(t) + \Delta t^2 \left\{ \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{U}(t) + \beta \ddot{U}(t + \Delta t) \right\} \quad (4)$$

$$\dot{U}(t + \Delta t) = \dot{U}(t) + \Delta t \{ (1 - \gamma) \ddot{U}(t) + \gamma \ddot{U}(t + \Delta t) \} \quad (5)$$

式(4)および式(5)より、

$$\ddot{U}(t + \Delta t) = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (U(t + \Delta t) - U(t)) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{U}(t) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{U}(t) \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \dot{U}(t + \Delta t) &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (U(t + \Delta t) - U(t)) \\ &+ \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{U}(t) + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{U}(t) \end{aligned} \quad (7)$$

と表される。運動方程式(3)に式(6)、(7)を代入すると

$$\bar{\mathbf{K}}U(t + \Delta t) = \bar{\mathbf{F}} \quad (8)$$

ここに、

$$\bar{\mathbf{K}} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (9)$$

$$\bar{\mathbf{F}} = \mathbf{F}$$

$$\begin{aligned} &+ \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} U(t) + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{U}(t) + \frac{1 - 2\beta}{2\beta} \ddot{U}(t) \right) \mathbf{M} \\ &+ \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t} U(t) + \frac{\gamma - \beta}{\beta} \dot{U}(t) + \frac{\gamma - 2\beta}{\beta} \Delta t \ddot{U}(t) \right) \mathbf{C} \end{aligned} \quad (10)$$

式(8)の連立1次方程式を解くことにより時刻 $t + \Delta t$ における変位が求められ、これを式(6)、(7)に代入することにより時刻 $t + \Delta t$ における速度、加速度が得られる。

なお、式(8)の連立1次方程式の解法（線形ソルバー）には直接法と反復法があり、今回の解析では大規模問題を扱うので反復法を用いる。また、反復法にも Conjugate Gradient (CG) 法、Generalized Minimal Residual (GMRES) 法のように様々な手法があるが、今回は、連立1次方程式の係数マトリックスが正定値対称行列の場合に計算コストを低減することのできる CG法を用いる。

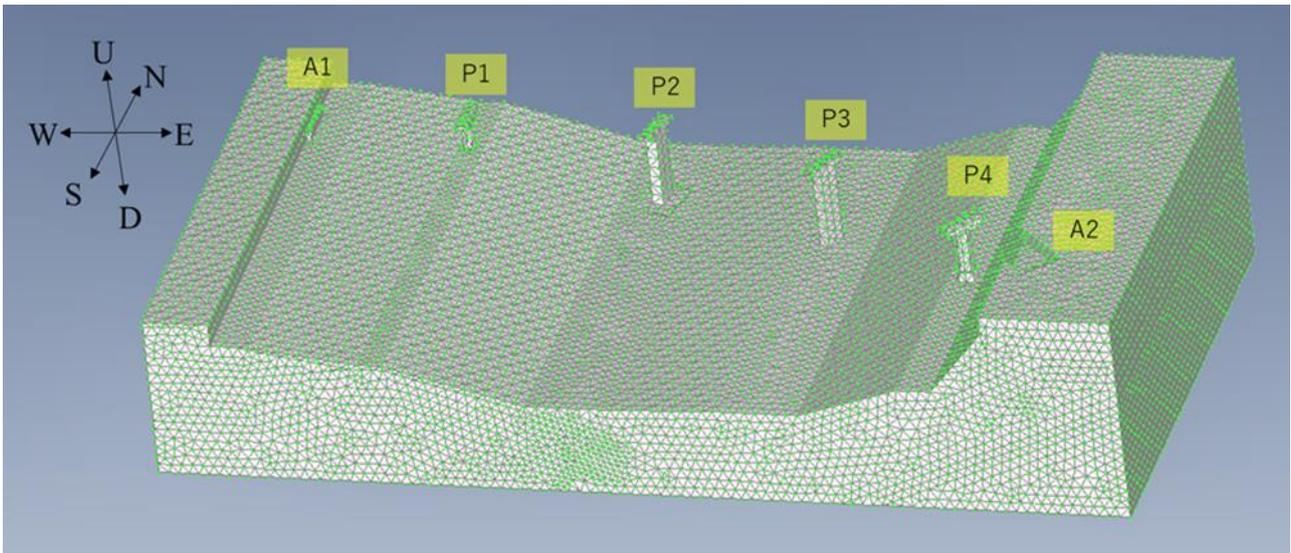


図-3 大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の3次元FEモデル

5. 下部構造一周辺地盤系の線形動的解析

(1) 下部構造一周辺地盤系の3次元FEモデル

時刻歴応答解析における連立1次方程式の係数マトリックスが、正定値対称行列となりやすいモデルとするために、橋台、橋脚、周辺地盤の全構造要素が等方性材料であることを仮定し、全構造要素を中間節点のない1次の4面体ソリッド要素でモデル化した。基礎と地盤との間の互いの要素の節点はリンクするようにモデル化した。以上、大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の3次元FEモデルを図-3のように構築した。節点数は77,694個、要素数は419,741個である。なお、基礎と地盤の摩擦やすべりを表現するインターフェース要素はモデル化されおらず、今後の課題とする。また、本解析では上部構造、支承および落橋防止ケーブルがFEモデルとしてモデル化されおらず、これらの動的応答が考慮されていない点に留意する必要がある。

(2) 解析条件

得られた3次元FEモデルの下部構造、周辺地盤の全節点に対して、図-1に示す推定した大切畑大橋A1付近のサイト波（加速度波形）を等価な慣性力としてEW方向、NS方向、UD方向の3方向に作用させ、線形動的解析を行った。解析コードはオープンソースのFrontISTR¹⁾を用いた。運動方程式の解法は陰解法を用い、時間積分法としてNewmark- β 法（ $\beta=0.25$, $\gamma=0.5$ ）を用いた。なお、積分時間間隔は0.005秒とし、継続時間は50秒、計算ステップは10000とした。減衰については、式(2)で示しているRayleigh減衰のパラメータを $R_m=0$, $R_k=0.01$ とし、事実上、剛性比例のマトリックスとした。

線形ソルバーは共役勾配法（CG法）を適用し、前処理は対称逐次過緩和前処理（SSOR）を用いた。収束判定の閾値は 1.0×10^6 で反復回数は10000回に設定した。周辺地盤の境界条件は底面ならびに4つの側面を固定とした。

(3) 解析結果

図-4、図-5、図-6にそれぞれA1橋台およびA2橋台の絶対変位、P1からP4橋脚上部の各橋脚近傍の地盤に対する相対変位、P1からP4橋脚上部およびA2橋台のA1橋台に対する相対変位の時刻歴応答波形を示す。

図-7には、P2橋脚がEW方向で最大応答変位を示す際の下部構造一周辺地盤系の変形図を示す。なお、変形倍率は10である。

図-5より、各橋脚上部の3方向のうちの最大応答変位は、P1：0.204m(EW)、P2：0.706m(EW)、P3：0.514m(EW)、P4：0.732m(NS)を示した。各橋脚上部の最大応答変位におけるドリフトを式(11)より求めると、P1：2.04%、P2：2.57%、P3：1.56%、P4：4.58%である。

$$\gamma = \frac{u}{L} \quad (11)$$

ここに、 γ ：ドリフト、 u ：水平変位、 L ：橋脚の躯体部の長さである。RC橋脚が弾性域から塑性域に遷移する際のドリフトが0.5%付近であることを踏まえると¹²⁾、以上の結果は全橋脚においてひび割れ以上の塑性化が生じうるドリフトを示している。

図-6より、A1橋台に対する各橋脚上部およびA2橋台のEW方向における最大応答変位は、P1：0.736m、P2：

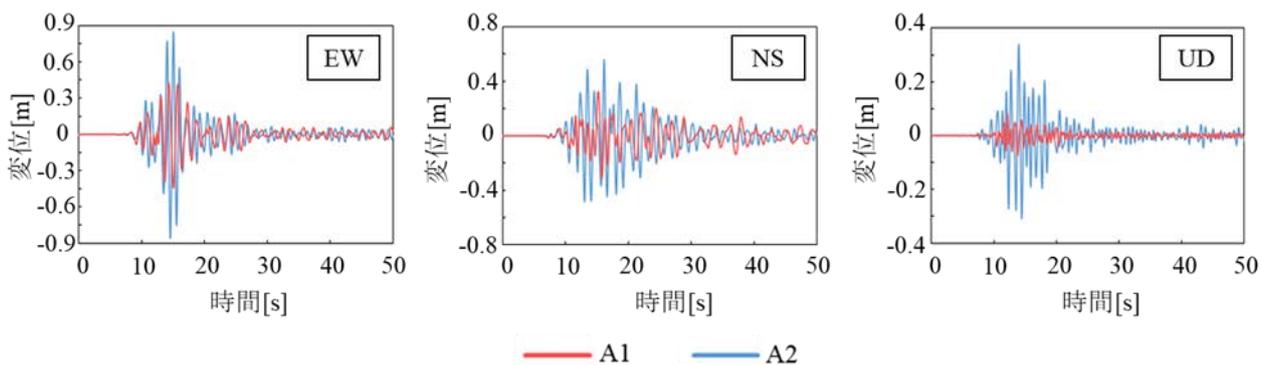


図4 A1 および A2 橋台の絶対変位

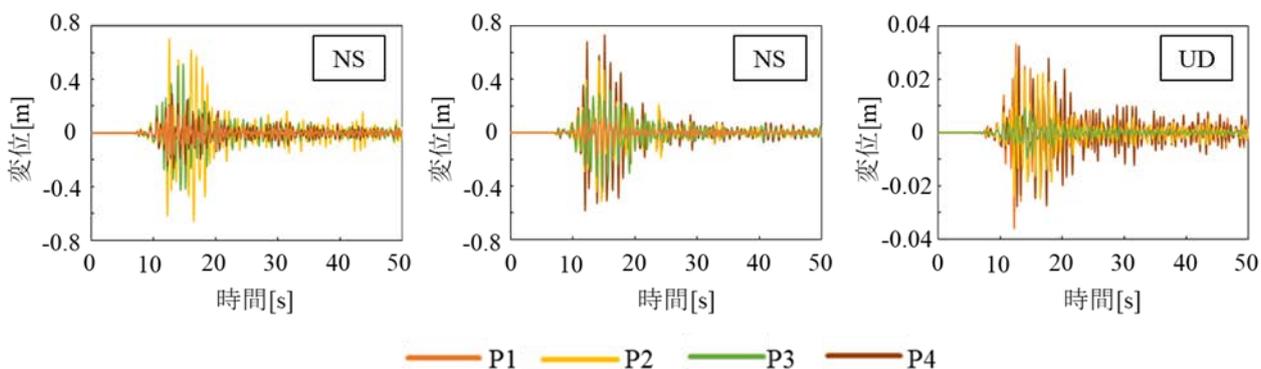


図5 各橋脚上部の地盤に対する相対変位

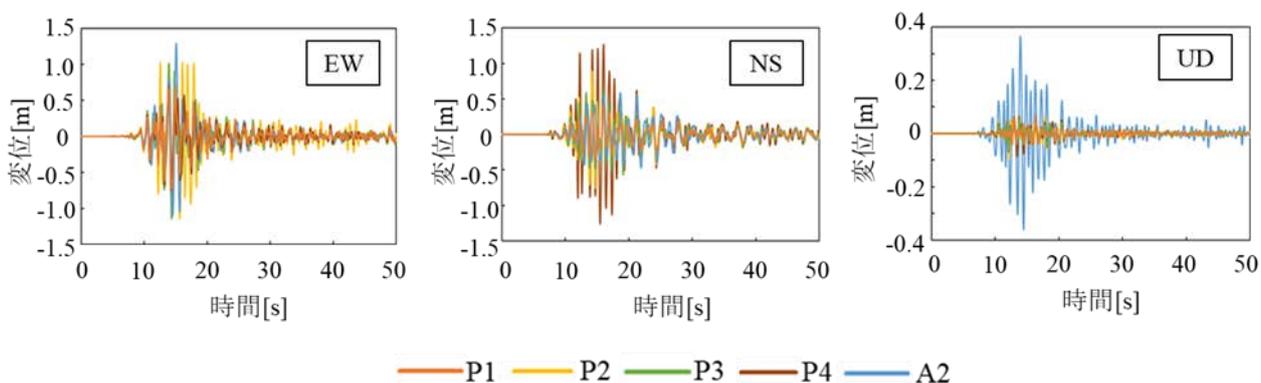


図6 各橋脚上部および A2 の A1 に対する相対変位

1.02 m, P3 : 1.01 m, P4 : 0.758 m, A2 : 1.29 m を示した。これらの相対変位により、床版にひび割れや桁の移動などの上部構造の損傷を誘発した可能性がある。

6. まとめ

本研究では、熊本地震で被災した大切畑大橋を対象と

し、強震動に含まれる長周期パルスによる作用に着目して、下部構造一周辺地盤系の 3 次元 FE モデルに対する線形動的解析を行い、大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の地震応答特性を考察した。以上の限定された解析条件のもと、得られた知見をまとめると以下の通りとなる。

- 1) A1 付近において NS 方向で最大速度約 0.89 [m/s], 最大加速度約 7.2 [m/s²] 相当の強震動が作用したと推

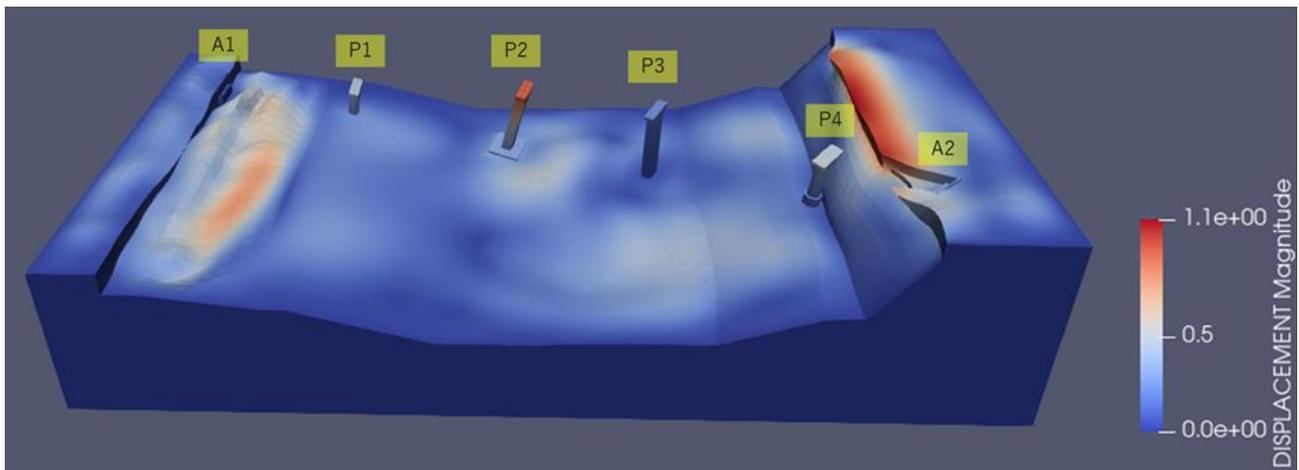


図-7 P2 橋脚上部の最大応答時における下部構造一周辺地盤の変形図（変形倍率：10）

定された。また、推定したサイト波の速度波形のフーリエスペクトルによれば、全方向で 0.4 [Hz] および 0.8 [Hz] 付近でフーリエ振幅が卓越している。以上より、大切畑大橋に 1.2 秒から 2.5 秒程度の長周期パルスが作用した可能性がある。

- 2) 各橋脚上部にはひび割れ以上の塑性化が発生するドリフトが生じたと推測される。また、特に EW 方向において、A1 橋台に対する各橋脚上部および A2 橋台の最大相対変位が 0.7 [m]~1.3 [m] を示し、これらにより床版のひび割れや桁の移動のような上部構造の損傷を招いた可能性がある。

今後、基礎-地盤間のインターフェース要素の導入や、地盤の側面、底面に粘性境界の導入をし、上部構造も考慮した大切畑大橋全体の FE モデルを用いた解析を行うことで、複合的な作用を受ける大切畑大橋の被害発生メカニズムを解明していく予定である。

謝辞：本研究は、国立研究開発法人土木研究所及び国立大学法人筑波大学で締結された「断層変位等の影響を考慮した道路橋の地震時応答特性に関する共同研究」の一環として実施されたものです。大切畑大橋の構造諸元及び周辺地盤の地盤特性に関して九州地方整備局熊本復興事務所より極めて貴重な情報を御提供いただきました。また、本研究は、科学研究費・挑戦的研究（萌芽）（課題番号：19K21983）の助成を得て実施されたものです。研究分担者である、埼玉大学・牧剛史教授、東京大学・市村強教授、及び、東京大学・長山智則准教授には、FE モデル化に当たっての理論的な御助言を多々頂戴いたしました。ここに関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 気象庁：平成 28（2016 年）熊本地震関連情報，https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2016_04_14_kumamoto/index.html（2021.8.10 閲覧）
- 2) 土木学会：2016 年熊本地震被害調査報告書 第 4 章 道路橋の被害，地震被害調査シリーズ，No.1，pp.185-235，2017.
- 3) 土木学会地震工学委員会：平成 28 年熊本地震被害調査速報会（2016/4/27），[https://committees.jsce.or.jp/eec2/system/files/構造物調査報告3\(松永\).pdf](https://committees.jsce.or.jp/eec2/system/files/構造物調査報告3(松永).pdf)
- 4) 葛西昭，吉塚卓史，牛塚悠太：2016 年熊本地震における大切畑大橋の被害分析と FE モデルの構築，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，pp.449-456，2017.
- 5) 花房海斗，高橋良和：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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 74，No. 4，pp. I-179-I-187，2018.
- 6) 宇都宮大治，庄司学，大住道生：2016 年熊本地震で被災した大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の 3 次元 FE モデル，令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会，2021.
- 7) 原昌弘：下水道埋設管路の地震被害と入力地震動の関係，筑波大学大学院システム情報工学研究科修士論文，2018.
- 8) Aoi, S. and Fujiwara, H.: 3-D finite difference method using discontinuous grids, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.89, pp.918-930, 1999.
- 9) Asano K. and Iwata T.: Source Rupture Processes of the Foreshock and Mainshock in the 2016 Kumamoto Earthquake Sequence Estimated from the Kinematic Waveform Inversion of Strong Motion Data, *Earth, Planets and Space*, 68:147, 2016.
- 10) 地震調査研究推進本部：全国 1 次地下構造モデル，

https://www.jishin.go.jp/main/chousa/12_choshuki/dat/ (2021.8.6 閲覧)

11) FrontISTR : <https://www.frontistr.com/> (2021.8.10 閲覧)

12) 西田秀明, 運上茂樹 : 道路橋示方書に基づく RC 橋脚の

許容塑性率の工学的位置づけに関する考察, 第 10 回地震
時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシ
ンポジウム講演論文集, pp.249-254, 2007.

SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF SUBSTRUCTURE-PERIPHERAL GROUND SYSTEM OF THE OKIRIHATA BRIDGE DAMAGED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

Shogo YAMAMOTO, Taiga MINAKAWA, Tasuku KITAJIMA, Gaku SHOJI
and Michio OHSUMI

In the 2016 Kumamoto earthquake, many long-period bridge structures supported by high bridge piers along Kumamoto Prefectural Road 28 were damaged. At the Okirihata bridge, serious damage such as cracks in the pier frame and floorboards, breakage of laminated rubber, and residual displacement of each pier occurred. It is presumed that these damages are due to multiple actions such as long-period ground motion, surface fault displacement, and ground deformation. Therefore, the purpose of this study is to elucidate the damage generation mechanism of the Okirihata bridge that are affected by multiple actions. This time, we estimated the site waves near the Okirihata bridge during the Kumamoto earthquake and performed linear dynamic analysis to apply the estimated site waves to the 3D FE model of the substructure-peripheral ground system of this bridge. We grasped the response characteristics of the substructure.