

橋全体系の地震時応答解析における地盤変位の 入力方法に関する実証研究

大住 道生¹・中尾 尚史²・石井 洋輔³・二宮 智大⁴

¹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 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 博(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 専門研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

³正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 道路地震防災研究室 研究官
(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

⁴正会員 修(工) (研究当時) 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 研究員
現 国土交通省 道路局 国道・技術課
(〒100-8918 東京都千代田区霞が関2-1-3)

1. はじめに

2016年熊本地震では、多くの道路橋が被害を受けた¹⁾。被害を受けた道路橋の中には地盤変位の影響を受けた道路橋も存在する²⁾。地盤変位には断層変位によるものが観測されている。断層変位等の地盤変位によりこのような事態を避けるためには、橋の損傷メカニズムを検証し、得られた知見を設計基準等に反映することが重要である。

断層のズレに起因する地表地盤変位等を伴う地震による道路橋の応答を推定する場合、地震動及び変位の入力方法が重要であると考えられる。

実際に地震による被害を受けた道路橋の再現解析を行うためには、変位を含む地震動を再現することにより可能となるが、耐震設計を行う際に架橋位置に生じ得る地震動の中から橋に及ぼす影響が最も厳しい条件となるものを選んで解析を行うことは困難である。そのため、広く設計に用いるためには入力方法をより一般化する必要がある。

そこで本研究では、地盤変位の影響を考慮した地震応答解析における地盤変位の入力方法を提案することを目的とした。本稿では、熊本地震により被害を受けた大切畑大橋を対象として、始めに地震波の観測記録から当該橋周辺に発生した地震動の再現を試みた。次に、地盤変位の入力条件を変化させた地震応答解析を行い、実際の損傷状況と比較することで、地盤変位の入力条件を評価した。

2. 大切畑大橋の概要

(1) 大切畑大橋の架橋位置及び構造形式

大切畑大橋は、熊本県の熊本県道28号に位置する橋長265.4mの5径間連続非合成曲線鉄桁橋である。本橋は平成8年道路橋示方書を基に設計されており、2001年に竣工した。橋梁一般図を図-1に示す。本橋の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、桁と橋台を繋ぐ落橋防止ケーブルが設置されていた。

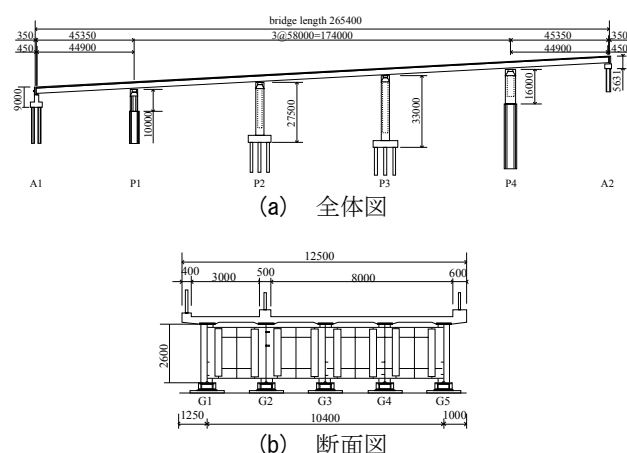
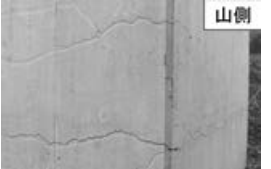


図-1 大切畑大橋の一般図

表-1 大切畑大橋の損傷状況

	A1	P1	P2
上部構造(主桁)	下フランジの変形	下フランジの変形	下フランジ及び補剛材の変形
上部構造(その他)	損傷なし	損傷なし	損傷なし
伸縮装置	段差の発生(32cm)	-	-
支承	上部構造が支承から脱落	上部構造が支承から脱落	せん断変形(残留変形)
			
ジョイントプロテクター	ジョイントプロテクターの脱落 落橋防止ケーブルの破断	-	-
落橋防止ケーブル		-	-
橋脚及び橋台	橋台胸壁の剥離及びひび割れ 橋台ウイングのひび割れ及び浮き	橋脚基部のひび割れ (最大0.2mm)	橋脚基部のひび割れ(最大4.0mm) 基部かぶりコンクリートの浮き、残留変形
			
基礎	基礎天端における地盤のズレ	基礎天端における地盤のズレ	基礎天端の傾斜
	P3	P4	A2
上部構造(主桁)	下フランジ及び補剛桁の変形	下フランジ及び補剛桁の変形	下フランジ及び補剛桁の変形
上部構造(その他)	横桁の変形	横桁の変形、検査路の変形	損傷なし
伸縮装置	-	-	段差の発生(25cm)
支承	上部構造が支承から脱落	上部構造が支承から脱落	上部構造が支承から脱落
			
ジョイントプロテクター	-	-	ジョイントプロテクターの脱落 落橋防止ケーブルの破断及び変形
落橋防止ケーブル	-	-	
橋脚及び橋台	橋脚基部のひび割れ (最大1.0mm)	橋脚基部のひび割れ (最大1.0mm)	橋台胸壁の変形及び欠損
			
基礎	基礎天端の傾斜	基礎天端の傾斜	擁壁の沈下

(2) 大切畑大橋の被害状況

大切畑大橋の損傷状況を表-1に示す。大切畑大橋は地震によりA1橋台背面の舗装が盛り上がり、伸縮装置が破壊していた。表に示すように、ゴム支承

や落橋防止ケーブル、ジョイントプロテクター取付けボルトが損傷していた。またP2橋脚以外の支承は、橋桁は支承から脱落していた。橋台及び橋脚は、一部ひび割れが生じていたものの、倒壊に至るような

損傷は生じていなかった²⁾。

3. 地震動の推定

本解析に用いる入力地震動は、当該橋で熊本地震後に実施された余震観測で得られた記録を基に評価された、当該橋のサイト増幅特性³⁾を用い、サイト特性置換手法⁴⁾より地震動を推定した。

サイト特性置換手法に用いる地震動の位相特性は、

表-2 A1橋台位置の地盤モデル

番号	土質区分	深さ	層厚 (m)	密度 (g/cm ³)	Vs (m/s)	減衰定数 (Vs)	Vp (m/s)	減衰定数 (Vp)
1	盛土	3.00	3.00	1.50	130	3.85	430	1.92
2	火山灰質砂質シルト	9.00	6.00	1.60	150	3.33	430	1.67
3	自破砕安山溶岩	18.00	9.00	1.90	310	1.61	770	0.81
4	工学的基礎面	-	-	1.95	500	0.50	1800	0.25

表-3 A2橋台位置の地盤モデル

番号	土質区分	深さ	層厚 (m)	密度 (g/cm ³)	Vs (m/s)	減衰定数 (Vs)	Vp (m/s)	減衰定数 (Vp)
1	盛土	1.90	1.90	1.50	160	3.13	450	1.56
2	非溶結凝灰岩	4.50	2.60	1.90	220	2.27	450	1.14
3	非溶結凝灰岩	8.50	4.00	1.90	340	1.47	810	0.74
4	非溶結凝灰岩	10.90	2.40	1.9	340	1.47	810	0.74
5	非溶結凝灰岩	12.65	1.80	1.90	240	2.08	810	1.04
6	工学的基礎面	-	-	1.95	500	0.50	1800	0.25

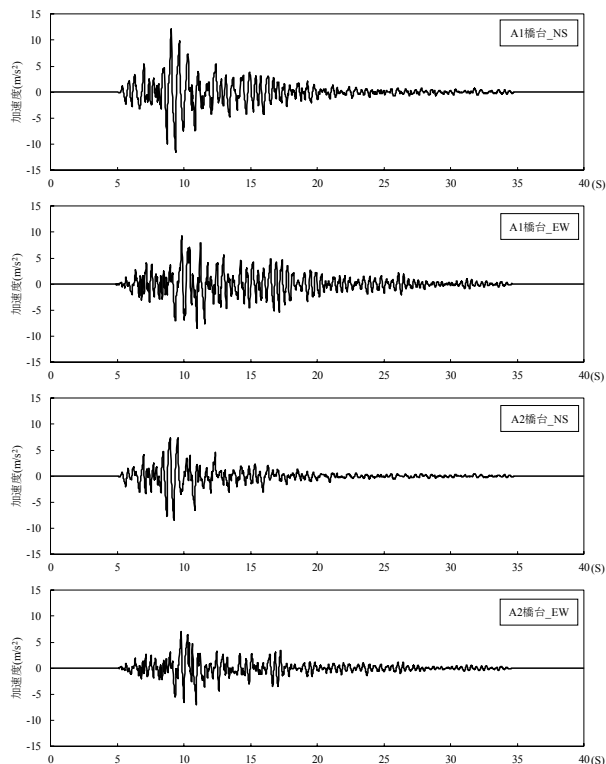


図-2 推定地震動の時刻歴波形

熊本地震本震時に西原村役場で観測された地震動（以下、「西原村小森」という。）⁵⁾を用いた。西原村小森は、一部の周期において地盤と構造物の相互作用の影響があったことが示唆されている⁶⁾ものの、当該橋と一番近い観測点であること、さらに、観測された地震動は、2m近い変位が観測記録に含まれていることが指摘されて⁷⁾おり、地盤変位の影響が考慮されると期待できることから選定した。

当該橋におけるA1, A2橋台の表層地盤の増幅特性は、A1, A2橋台で実施したPS検層結果より推定した地盤モデルを基に推定した。なお、地盤の非線形特性は、土木研究所資料⁸⁾を基にフィッティングして設定した。A1橋台位置の表層地盤のモデルを表-2に示し、A2橋台位置の表層地盤のモデルを表-3に示す。

上記に基づき、推定した地震動の時刻歴波形を図-2、推定した地震動の加速度応答スペクトルを図-3に示す。

4. 地震応答解析の概要

本章では、地震動や地盤変位の入力条件を変化させた地震応答解析を行い、実際の損傷状況と比較することで、地盤変位の入力条件を評価した。

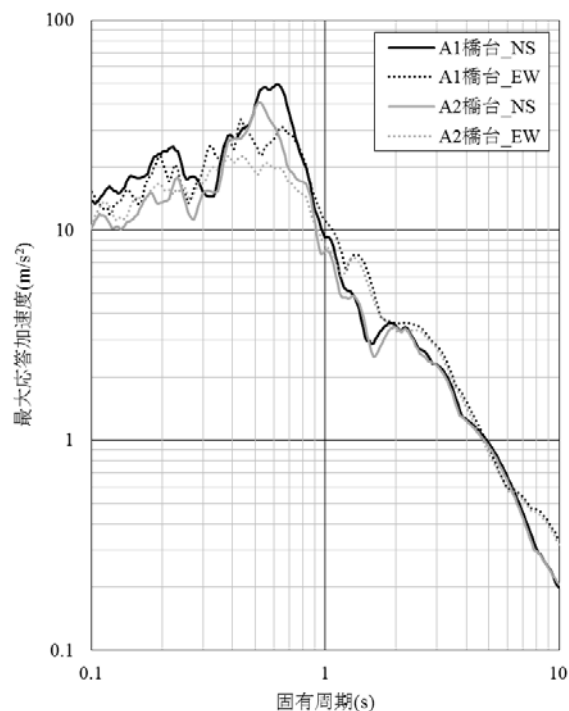


図-3 推定地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数0.05）

(1) 解析モデル

本研究では解析ソフトTDAPIIIを用いて解析を行った。解析は大切畑大橋を3次元骨組みモデル、各部材は表-4に示すような要素でモデル化した。

上部構造は、RC 床版と桁は別々に梁要素でモデル化した(図-4)。また、主桁と橋台パラペット間の遊間、ジョイントの遊間、地覆の離隔を考慮した。

a) 上部構造

床版はひび割れを評価できるように、応力-ひずみ関係及び2 軸曲げの影響(M_y-M_z の相関)を評価することができるファイバー要素を用いた。部材分割は、1から3次振動モードが考慮できるような節点分割として、1 支間を10 分割程度で分割とし、上部構造の重心位置が床版下面位置となるようにモデル化した。

主桁及び横桁は、一部の箇所に変形を確認したため、主桁と横桁は個別に全断面有効剛性とした線形梁要素とした。剛性は桁ごとの断面形状・板厚より算出した。なお、上部構造の重量は、橋梁一般図及び設計図書を基に、150.5kN/mに設定した。

表-4 部材のモデル化

部材		モデル化
上部構造	床版	ファイバー要素
	主桁 横桁	線形はり要素 線形はり要素
支承		非線形ばね要素
ジョイントプロテクター		非線形ばね要素
橋台		線形はり要素
橋脚		非線形はり要素
基礎		集約ばね要素

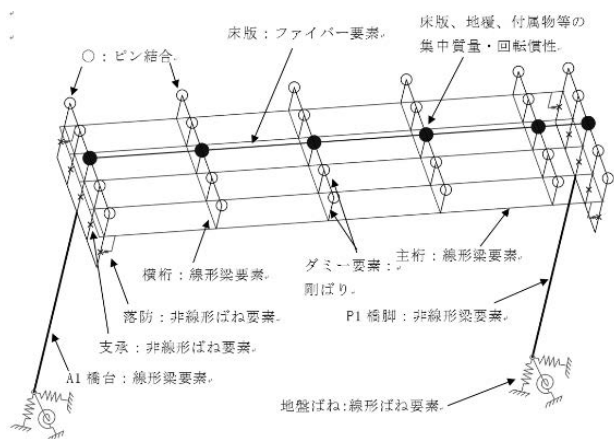


図-4 上部構造の解析モデル(A1-P1間を図示)

表-5 支承の解析条件

	ばね定数 (t/m)	モデル化の条件					
		橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直回り
橋台部	A1	168.8	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
	A2	208.3	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
橋脚部	P1	281.7	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
	P2	497.1	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
	P3	497.1	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
	P4	301.8	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由

b) 支承部

支承部はゴム支承本体を評価できるように、ばね要素でモデル化し、表-5に示すように、橋軸及び橋軸直角方向は非線形特性、鉛直方向は固定、回転については自由の支承条件とした。ここでゴム支承の非線形特性は、図-5に示すように文献9)を参考に支承のせん断ひずみが250%から硬化し、300%で破断するひずみ硬化型にモデルした。

また、A1及びA2橋台の支承は上部工の直角方向にジョイントプロテクターが設置されているため、直角方向にはジョイントプロテクターと支承の剛性をそれぞれ考慮できる非線形ばね要素(図-6)を並列にモデル化した。

ここでセットボルト、上下杓取付ボルト、ジョイントプロテクター取付ボルト、アンカーボルトの耐力については、実強度相当の割増分として設計基準強度から1.22 倍程度増加させた¹⁰⁾。

c) 落橋防止ケーブル

地震により落橋防止ケーブルの破断を確認している。本研究における解析では、図-7に示すように、

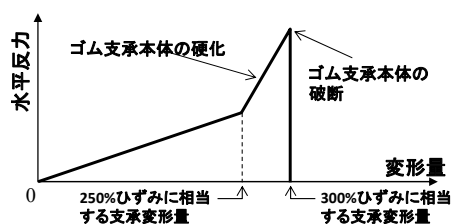


図-5 ゴム支承本体の非線形特性

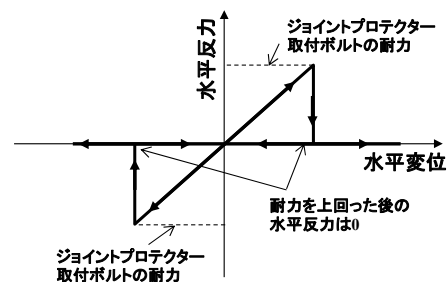


図-6 ジョイントプロテクターの非線形特性

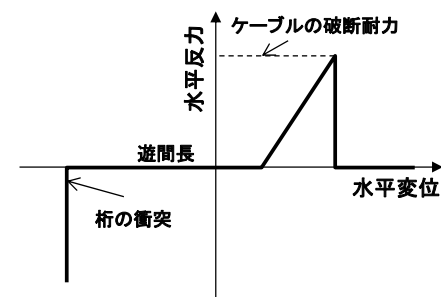
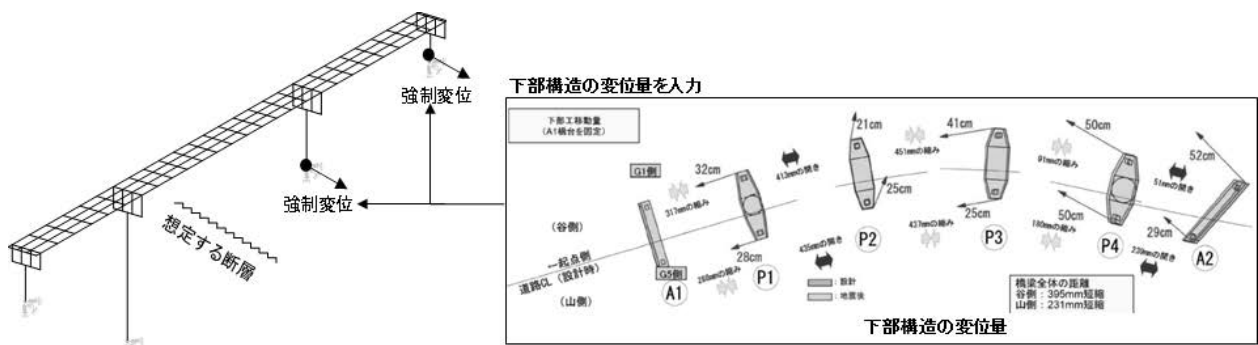
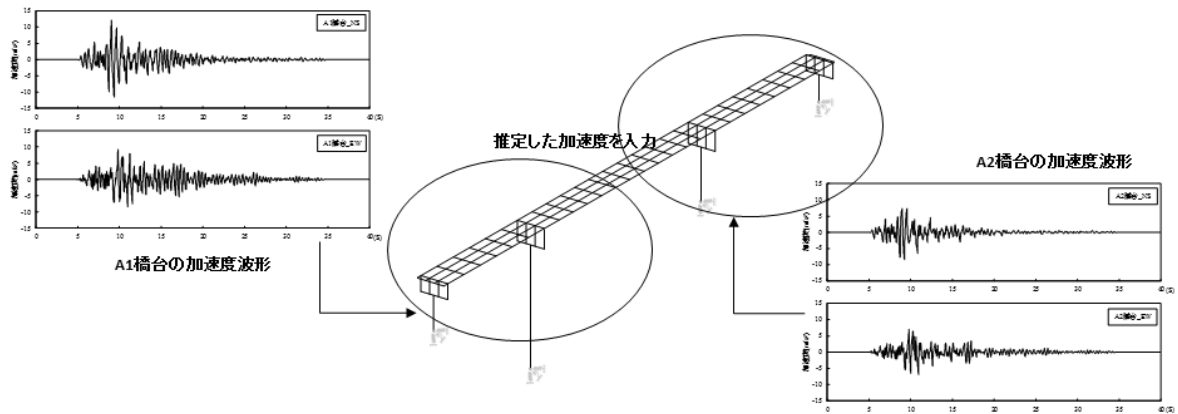


図-7 落橋防止ケーブルの非線形特性

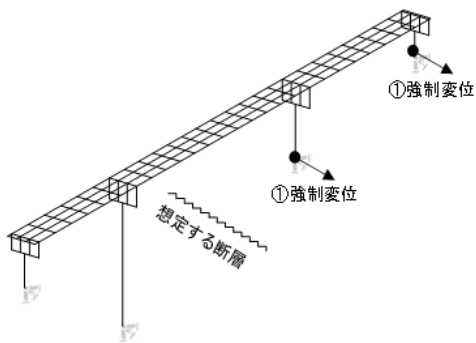


(a) Case1

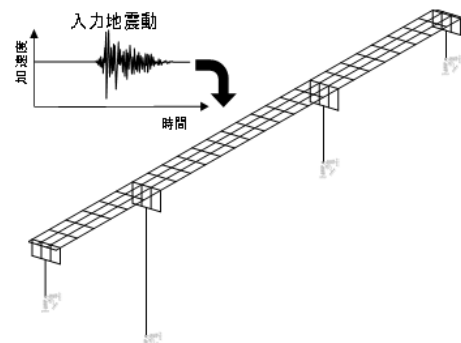


(b) Case2

①断層変位を想定した強制変位を与える

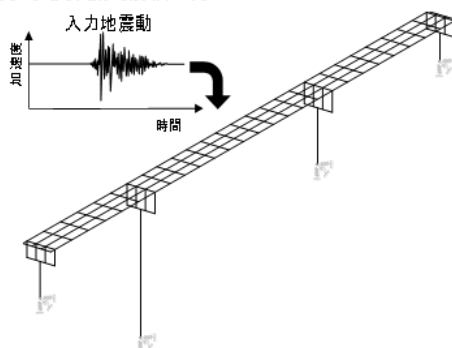


②強制変位を与えた解析後に動的解析を行う

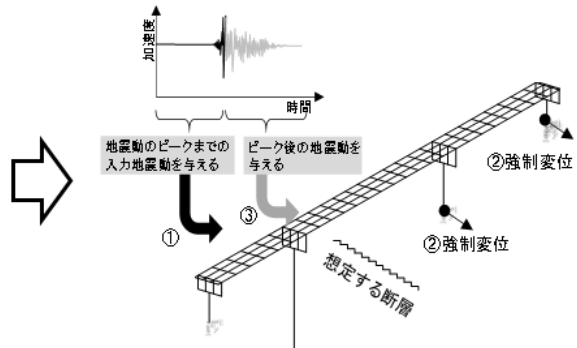


(c) Case3

①加速度を入力, 動的解析を行う



②加速度応答が最大になる時刻に強制変位を与える



(d) Case4

図-8 解析方法 (地盤変位の入力方法)

桁の衝突とケーブルの引張破断を考慮できる非線形ばね要素とした．ここで遊間長は設計値である690mmとした．

d) 橋脚及び橋台

橋脚は、地震により一部の橋脚基部にひび割れが生じていた．そのため橋脚部は、コンクリートのひび割れ及び鉄筋の降伏を考慮できるトリリニア型の非線形梁要素とした．ここで、M- Φ 関係及び塑性ヒンジ長の算定方法は、H29道路橋示方書V耐震設計編¹⁾を基に算出した．

橋台は橋台背面の土砂の影響を見込むことが困難であるため、本解析では線形梁要素とした．

e) 基礎

基礎は基礎と地盤間の抵抗特性を表すばねとして、H29道路橋示方書V耐震設計編¹⁾を基に線形集約ばね要素によりモデル化した．地盤ばね定数は、設計報告書より設定した．

(2) 解析方法

本研究では地盤変位の入力条件を評価するために、図-8に示す方法で解析を実施した．Case1は加速度は与えず、断層変位を想定した地盤変位を強制変位のみ静的に作用させている．逆にCase2は強制変位を与えず、加速度のみ与えた動的解析を行っている．Case3とCase4は加速度と強制変位を与えており、Case3は強制変位を与えてから動的解析、Case4は加速度入力後、加速度応答が最大となる時刻に地盤変位入力して動的解析を行っている．

ここで入力地震動は、前章で推定した地震動を用いた．大切畑大橋では前述したように2地点の推定されている加速度波形があるため、2地点の加速度波形を用いた多点入力による入力方法で動的解析を行った．加速度波形はNS方向及びEW方向を同時入力した．

地盤変位は測量により計測した下部構造の変位量(A1橋台を基準)をフーチング下面に強制変位として作用させた．

動的解析は直接積分法による非線形解析とした．減衰はレーリー減衰とし、減衰を設定する際のモードは被災状況を勘案し選択した．

5. 入力条件の評価

入力条件の評価をするために、表-6に示す項目について検証を行い、総合的な評価を行った．表-7に評価結果を示す．

a) Case1

支承を評価した結果、全ての支承において弾性域内の変形であり、損傷しなかった．そのため、実際の損傷状態と整合しなかった．橋脚を評価した結果、P2及びP4橋脚にひび割れ程度の損傷結果となり、この箇所の整合性は確認できた．ジョイントプロテクターは、A2のみ損傷することを確認できた．落橋防止ケーブルはA1及びA2橋台共に損傷しない結果となり、実際の損傷状態と一致しなかった．

以上の結果より、全体的に実損傷よりも応答が小さいため、損傷まで至っていない箇所が多いことから、損傷の再現には地震時の加速度の入力が必要である．

表-6 評価する項目

検証する部材	実際の損傷状態	検証項目
支承 (A1,P1,P3,P4,A2)	ゴム支承本体又は上下寄取付ボルトの損傷 桁の落下	橋軸方向及び橋軸直角方向の変形量
ジョイントプロテクター (A1,A2)	ジョイントプロテクター取付ボルトの損傷	取付ボルトに生じる応力
落橋防止ケーブル (A1,A2)	ケーブルの破断	ケーブルに作用する力及び変形量
橋台及び橋脚	曲げモーメント及びせん断力による損傷	橋脚に生じる曲げモーメント及びせん断力

表-7 解析結果

(a) 支承

	実際の損傷	解析結果			
		Case1	Case2	Case3	Case4
A1橋台	ゴム支承本体の破断	弾性域	ゴム支承本体の破断	ゴム支承本体の破断	ゴム支承本体の破断
P1橋脚	取付ボルトの破断	弾性域	弾性域	ゴム支承本体の残留変形	ゴム支承本体の破断
P2橋脚	ゴム支承本体の残留変形	弾性域	ゴム支承本体の残留変形	ゴム支承本体の破断	ゴム支承本体の残留変形(変形量大)
P3橋脚	取付ボルトの破断	弾性域	ゴム支承本体の残留変形	ゴム支承本体の残留変形	ゴム支承本体の残留変形
P4橋脚	取付ボルトの破断	弾性域	弾性域	ゴム支承本体の残留変形	ゴム支承本体の残留変形
A2橋台	ゴム支承本体の破断	弾性域	ゴム支承本体の破断	ゴム支承本体の破断	ゴム支承本体の破断

(b) 橋脚

	実際の損傷	解析結果			
		Case1	Case2	Case3	Case4
P1橋脚	基部ひび割れ	損傷なし	基部降伏	基部降伏	許容曲率を超過
P2橋脚	基部ひび割れ 残留変形	ひび割れ	基部降伏	許容曲率を超過	許容曲率を超過
P3橋脚	基部ひび割れ	損傷なし	基部降伏	基部降伏	許容曲率を超過
P4橋脚	基部ひび割れ	ひび割れ	基部降伏	許容曲率を超過	許容曲率を超過

(c) ジョイントプロテクター

	実際の損傷	解析結果			
		Case1	Case2	Case3	Case4
A1橋台	損傷	損傷なし	損傷	損傷	損傷
A2橋台	損傷	損傷	損傷	損傷	損傷

(d) 落橋防止ケーブル

	実際の損傷	解析結果			
		Case1	Case2	Case3	Case4
A1橋台	破断	損傷なし	損傷なし	損傷	損傷なし
A2橋台	破断	損傷なし	損傷なし	損傷なし	損傷

(): 実際の損傷と整合していない)

b) Case2

支承部の状態を比較すると、A1及びA2 橋台では脱落、P2橋脚ではひずみ硬化点を超過する変形となった。しかし、P1、P3、P4橋脚の支承は実際の損傷と整合しなかった。橋脚の損傷状態を比較すると、すべての橋脚の基部で鉄筋の降伏程度の損傷が発生し、実際の損傷と整合がとれる結果となった。ジョイントプロテクタはA1及びA2橋台共に脱落する結果となり、実際の損傷と整合していた。落橋防止ケーブルは、両橋台部共に弾性範囲内となり実際の損傷と異なる結果だった。

以上の結果より、Case1に比べて実際の損傷と整合する箇所があったが、支承部や落橋防止ケーブルの応答は被災状況と比べて過小であった。したがって、損傷の再現には強制変位入力と組み合わせる必要があるといえる。

c) Case3

支承については、A1、A2 橋台で支承が脱落、P2橋脚についてはひずみ硬化点を超過する変形が生じており、実際の損傷と整合する。一方、橋脚部の支承(P1~P4)は実際の損傷と整合しなかった。

躯体の損傷については、P2及びP4橋脚の基部においては許容曲率を超過する大きな損傷が生じる結果となった。

ジョイントプロテクタは、A1及びA2橋台共に脱落する結果となり、実際の損傷と整合した。落橋防止ケーブルについては、A1橋台は損傷する結果となり、実際の損傷と整合した。

以上の結果より、橋脚の応答は被災状況と比べて大きく出たものもあるが、支承部の応答は被災状況と比べて全般的に小さかった。解析モデルに設定した部材等の物性値が現実と合っていない可能性と入力の与え方が現実と合っていない可能性の両方が考えられる。

d) Case4

支承については、A1、A2 橋台及びP1橋脚において支承が脱落する結果となり、実際の損傷と整合した。しかし、P2からP4 橋脚は実際の損傷と整合しなかった。しかし、今回実施した解析ケースの中では、Case4が最も実際の損傷と整合した。

躯体の損傷については、すべての橋脚が全体的に降伏し、許容曲率を超過する大きな損傷が生じたため、実際の損傷と整合しなかった。

ジョイントプロテクタは、A1及びA2橋台共に脱落する結果となり、実際の損傷と整合した。落橋防止ケーブルは、A2橋台は破断する結果となり、実際の損傷と整合したが、A1橋台は実際の損傷と整合し

なかった。

以上の結果から、加速度応答が最大の時に地盤変位を与えると、過剰な応答になることがわかった。解析モデルに設定した部材等の物性値が現実と合っていない可能性はあるが、入力条件に関しては、実際の損傷と整合する地盤変位の入力条件は、加速度・加速度応答が最大になる時刻とはずれたタイミングに存在すると考えられる。

6. まとめ

本研究では、地盤変位の影響を考慮した地震応答解析における地盤変位の入力条件を提案することを目的とした。本論文では、熊本地震により被害を受けた大畑大橋を対象として、始めに地震波の観測記録から当該橋周辺に発生した地震動の再現を試みた。次に、地盤変位の入力条件を変化させた地震応答解析を行い、実際の損傷状況と比較することで、地盤変位の入力条件を評価した。

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 当該橋と一番近い観測点で観測された地震動から、サイト特性置換手法を用いることで地震波形を推定することができた。
- 2) 入力条件を変化させて大畑大橋の地盤変位の影響を含む地震被害の再現解析を行った結果、加速度と変位の入力のタイミングにより応答が異なり、地震動の途中に実際の損傷と最も整合する変位入力のタイミングがあると考えられる。

本報では、断層変位を想定した設計に用いる地震動と地盤変位を組合せた入力方法を提案するに至らなかったが、今後は、条件を変えて解析を行い、橋梁のモデル化及び断層変位の対策方法を検討する予定である。

謝辞：本検討では、熊本県より大畑大橋の設計諸元及び強震記録、九州地方整備局熊本河川国道事務所より大畑大橋の損傷状況記録を提供頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 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No.967／土木研究所資料No.4359, 2017.
- 2) 大住道生, 星隈順一: 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, 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.121-128, 2017.

- 3) 中尾吉宏, 片岡正次郎: 平成28年熊本地震の余震観測に基づくサイト増幅特性の分析, 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. 251-256, 2017.
- 4) Y. Hata, A. Nozu, K. Ichii : A Practical Method to Estimate Strong Ground Motions after an Earthquake, Based on Site Amplification and Phase Characteristics, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.101, No.2, pp.688-700, 2011.
- 5) 気象庁ウェブサイト : https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125_kumamoto/index2.html#chui, (2020 年11 月17 日閲覧)
- 6) Y.Ishii, M.Yamada, S.Yagi, S.Kataoka : Verification Of Observation Record Of The 2016 Kumamoto Earthquakes By A Soil-Structure System, The 17th World Conference on Earthquake Engineering.
- 7) 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> (2020 年11 月17 日閲覧)
- 8) 建設省土木研究所: 地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE:DESRA—, 土木研究所資料第1778号, 1982.
- 9) ゴム支承の地震時の性能の検証方法に関する共同研究報告書, 土木研究所共同研究報告書No.512, 2020.
- 10) 村越潤, 梁取直樹, 有馬敬育, 清水英樹, 小森大資: 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料第4090号, 2008.
- 11) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2017.