

材料強度及び基礎の塑性の設定方法が地盤変位を考慮した 地震時応答解析に与える影響に関する研究

横澤 直人¹・中尾 尚史²・大住 道生³

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 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 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 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. 研究の背景及び目的

2016年に発生した熊本地震においては、多数の橋が被害を受けたが、被災した橋の中には、地盤変位によって損傷を受けた事例もあった¹⁾²⁾。地盤変位の中には、断層変位によって生じたものも観測されている。また、熊本地震の翌年に改定された道路橋示方書V 耐震設計編³⁾（以下「道示V」という。）においては、断層変位等の影響を受けないように架橋位置又は形式を選定すること及びやむを得ず影響を受ける位置に架橋する場合には、少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等の必要な対策を講じなければならないことが定められた。そのためには、当該位置において橋に作用する地震動に加えて、地盤変位が橋に及ぼす影響を適切に考慮して設計する必要がある。

これまでに、1999年に台湾で発生した集集地震やトルコで発生したコジャエリ地震の被災状況をふまえて、地盤変位の影響又は地盤変位及び地震動両方の影響を考慮した分析が行われてきた⁴⁾⁷⁾。これらの研究では、地盤変位による橋の挙動を推定する検討が行われてきた。また、熊本地震を対象に、断層変位による地盤の永久変形を伴う地震動を推定し、3次元FEMモデルによる橋の地震被害の再現を行った研究⁸⁾もある。

一方、実際の損傷が既知である再現解析とは異なり、橋の設計では、将来生じうる地震動及び地盤変位のリスクを評価する必要がある。

こうした背景のもとで、筆者らは、やむを得ず地

盤変位の影響を受ける地点に架橋する場合を想定した標準的な地震動及び地盤変位の入力方法を確立するために、熊本地震で被災した大切畑大橋を対象として、地盤変位を考慮した再現解析を行い、地盤変位の入力方法について検討した（以下「既報」という。）⁹⁾。既報では、地震後に確認された橋の損傷を一定の精度で再現することができたが、地震後の損傷と一致しない箇所もあった。再現性に影響を与える要因として、材料強度及び地震後に確認された基礎の塑性化の設定方法が挙げられる。地盤変位の影響を考慮した入力方法を検討するにあたり、適切なモデルを使用することは前提となる。

そこで、本報では、材料強度の設定方法を変化させるとともに、既報では取り扱わなかった基礎の塑性化を考慮したモデルを作成し、材料強度及び基礎の損傷を考慮することが損傷の再現性に与える影響を検証した。

2. 解析モデルの概要

(1) 大切畑大橋の概要

本報では、熊本県内の県道に架橋されている大切畑大橋を対象とした。大切畑大橋は、橋長265.4mの5径間連続非合成曲線鈑桁橋であり、2001年に竣工した。大切畑大橋の一般図を図-1に示す。支承は水平力分散支承、下部構造は逆T式橋台、張出し式橋脚、基礎は場所打ち杭（A1、P2、P3）及び深礎杭（P1、P4、A2）であり、橋台部には落橋防止ケー

ブルが設置されていた。

大切畑大橋は、地震による地盤変位の影響を受けて、支承、ジョイントプロテクター、落橋防止ケーブル、橋台、橋脚、基礎等に損傷が発生した^{1),9)}。

(2) 解析モデル

本報では、解析ソフトTDAPIIIを用いて、図-2に示すような3次元骨組みモデルを構築した。各部材は、地震後に確認された損傷等を参照しつつ、以下に示す方針でモデル化を行った。なお、減衰定数は、道示V³⁾に示される標準値を使用した。

a) 上部構造

上部構造は、床版及び桁を個別にモデル化した。床版については、地震後にひび割れが確認されていることから、部材の応力・ひずみ関係及び2軸曲げの影響を評価できるファイバー要素を使用した。また、1次から3次振動モードが考慮できるように、1支間を10程度の節点で分割し、上部構造の重心位置が床版下面位置となるようにした。

主桁及び横桁は、地震により一部に変形及び欠損が発生したことから、個別に全断面有効剛性とした線形はり要素を使用した。剛性は、各桁の断面形状及び板厚を基に算出した値を使用した。

b) 支承部

支承部は1基ずつモデル化し、表-1に示すとおり、鉛直方向は固定、回転は自由として、損傷後の挙動を考慮できる非線形ばね要素を使用した。文献10)を参考に、表-2及び図-3に示すとおり、水平方向の非線形特性として、せん断ひずみが250%を超過すると硬化し、300%に至ると破断するように設定し

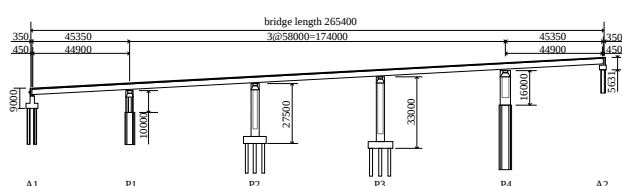


図-1 大切畑大橋の一般図

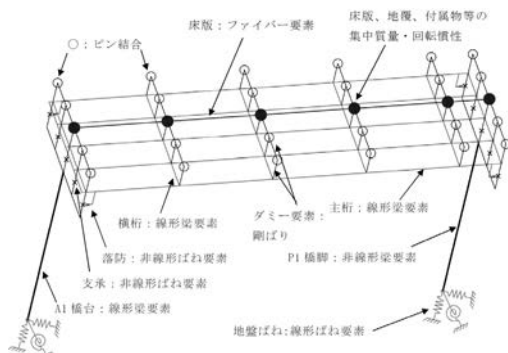


図-2 上部構造の解析モデル（A1-P1支間）

た。

また、A1橋台及びA2橋台の支承にはジョイントプロテクターが設置されているので、ジョイントプロテクター及び支承の剛性をそれぞれ考慮することができるように、並列非線形ばね要素を使用し、図-4に示す非線形特性を設定した。ジョイントプロテクターの水平耐力は、ジョイントプロテクターを固定するボルトの引張降伏耐力を基に、421.4kNと設定した。

c) 落橋防止ケーブル

地震後に落橋防止ケーブルの破断が確認されたことから、図-5に示すとおり、引張破断を考慮できる非線形特性を設定した。大切畑大橋の落橋防止ケーブルは、PCケーブルF50Tを使用していたため、落橋防止構造の破断耐力は、ケーブルの降伏荷重である432kNとした。また、ケーブルの遊間長は設計値である690mmとした。

d) 橋脚

地震後に一部の橋脚では基部にひび割れが確認された。そこで、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はり要素（M-Φ）を使用した。なお、M-Φ関係及び塑性ヒンジの算定は、道示V³⁾を基に行った。

e) 橋台

地震後に胸壁のひび割れ、変形、欠損等が確認されているが、橋台背面の土砂の影響を考慮することが困難であるため、線形はり要素を使用した。

表-1 支承の解析条件⁹⁾

	ばね定数 (tf/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
	P1	281.7	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
橋脚部	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

表-2 支承部のゴム及びボルトの耐力

		支承ゴム硬化 開始(kN)	支承ゴム破断 耐力(kN)	ボルト破断 耐力(kN)
橋台部	A1	496.1	1091.5	1081.9
	A2	612.5	1347.5	1081.9
橋脚部	P1	1035.1	2277.3	1380.6
	P2	1035.1	2277.3	1380.6
	P3	1035.1	2277.3	1380.6
	P4	1035.1	2277.3	1380.6

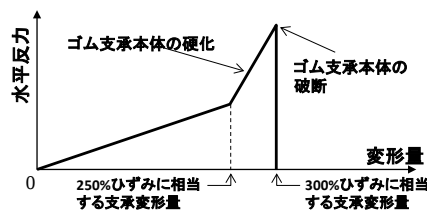


図-3 ゴム支承本体の非線形特性⁹⁾

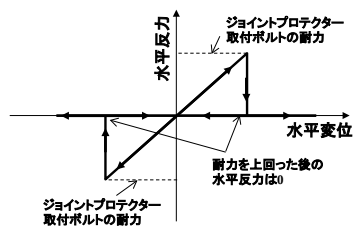


図-4 ジョイントプロテクターの非線形特性⁹⁾

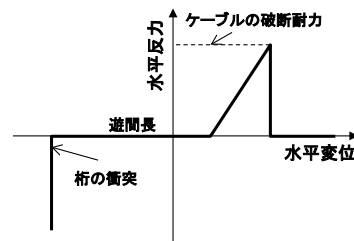


図-5 落橋防止ケーブルの非線形特性⁹⁾

f) 基礎

道示V³⁾を基に、基礎及び地盤間の抵抗特性を表現するばねとして、集約ばね要素を使用した。

(3) 材料強度の設定

大切畑大橋の実強度は計測されていないため、既往の研究¹¹⁾に基づき、表-3に示す設計基準強度に対して、コンクリート部材は1.24倍（24N/mm²の場合）又は1.30倍（21N/mm²の場合）、鋼部材については1.22倍を乗じることで、実強度に相当する強度を算出した。

(4) 基礎の非線形特性の設定

地震後の調査においては、P2橋脚の基礎に塑性化が確認されている。そのため、P2橋脚の基礎の塑性化を考慮することで、損傷の再現性が向上することが期待される。ただし、動的解析において基礎の塑性性をモデル化する一般的な手法は確立していない。そこで、以下のような非線形特性を設定することで、疑似的に基礎の塑性性を表現した。

図-6に示すとおり、地震後に塑性化が確認されたP2橋脚のフーチング下端から基礎の集約ばねの間にバイリニア型の非線形要素を有する仮想部材を設置し、当該要素の降伏曲げモーメント M_y は、以下のように設定した。

$$M_y = [P2支承のせん断耐力] \times [フーチング下端から支承までの高さ] \times [低減率]$$

ここで、低減率は、ゴム支承本体の破断よりも先行して基礎が降伏するように0.8と仮定した。

表-3 部材ごとの材料強度

位置	工種	コンクリート 設計圧縮強度	鉄筋設計降伏強度
床版	-	24N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
A1 橋台	躯体	21N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
	場所打ち杭	30N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
P1,P4 橋脚	躯体	21N/mm ²	295N/mm ² (SD295A,B)
	深礎杭	24N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
P2,P3 橋脚	躯体	21N/mm ²	345N/mm ² (SD345)
	場所打ち杭	30N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
A2 橋台	躯体	21N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
	深礎杭	24N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)

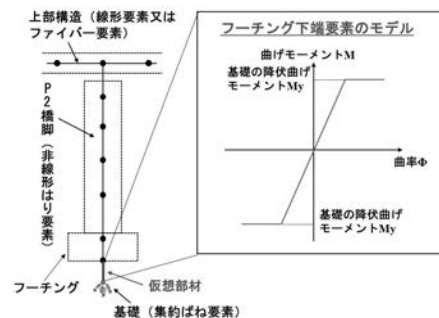


図-6 基礎の非線形特性のイメージ

3. 地震応答解析の方法

(1) 入力地震動

解析で使用する入力地震動は、既報⁹⁾と同様、熊本地震本震時に西原村役場で観測された地震動からサイト特性置換手法によって推定した波形を用いた。使用した地震動の時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図-7及び図-8に示す。

(2) 地盤変位の入力方法

本報では、既報と同様に、強制変位を静的に与えた後に、地震動を作用させるものとし、地震後の下部工移動量の実測値を基に、A1橋台を基準とした相対変位を他の橋台、橋脚ごとに算出し、それぞれのフーチング下面に作用させた⁹⁾。

(3) 解析の対象とするモデル

本報では、表-4に示すとおり、材料強度の設定方法及び基礎の塑性化の影響の有無を変化させた3つのモデルを構築した。3つのモデルは、強度を設計基準強度とし、基礎の塑性化を考慮しないモデル（Model A）、強度を実強度相当とし、基礎の塑性化を考慮しないモデル（Model B）及び強度を実強度相当とし、基礎の塑性化を考慮するモデル（Model C）とした。

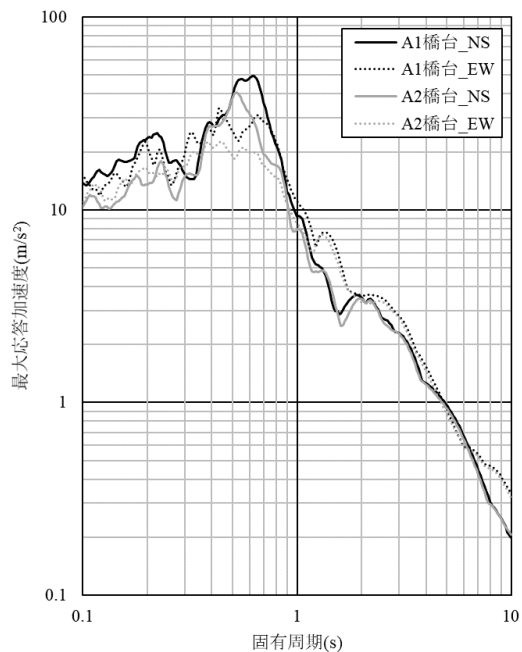


図-7 推定地震動の加速度応答スペクトル⁹⁾
(減衰定数0.05)

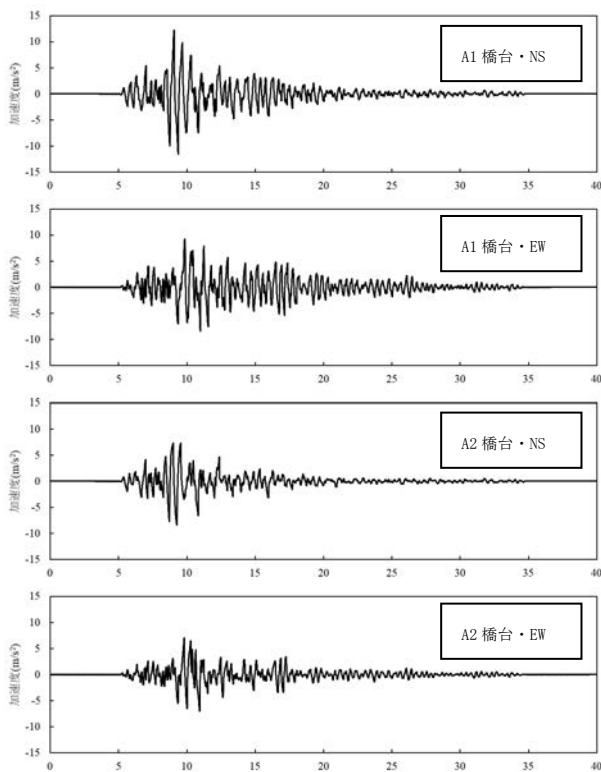


図-8 推定地震動の時刻歴波形⁹⁾

表-4 検証したモデル

モデル	地震動及び地盤変位の入力方法	材料強度	基礎の塑性化
Model A	強制変位 (静的) → 加速度 (動的)	設計強度	無
Model B		実強度相当	無
Model C		実強度相当	有

4. 解析結果

(1) 解析結果の評価方法

表-5に示すとおり、各モデルの解析結果の照査を行い、損傷の評価を行った。

支承については、地震後に①ゴム支承本体が破断 (A1, A2橋台)、②ゴム支承本体のせん断変形 (P2橋脚)、③取付ボルトの損傷 (P1, P3, P4橋脚) の3通りの損傷が確認された。そこで、ゴム支承本体の破断耐力 (変位) とボルトのせん断降伏耐力に着目して照査を行い、表-5に示す4通りの評価を行った。このうち、せん断キーが荷重を分担すると考えられることから¹²⁾、ボルトのせん断耐力を超える支承水平反力が作用した場合でも、必ずしもボルトが破断するとは判断できないため、「非損傷又は破断」という評価を行っている。

橋脚については、地震後に①基部にひび割れ (P1, P3, P4橋脚)、②基部にひび割れ及び残留変位 (P2橋脚) が生じる損傷が確認された。そこで、道示 V³⁾に基づき、橋軸方向及び橋軸直角方向の曲げモーメントを算出し、応答曲率の大小に応じて、表-5に示す損傷の評価を行った。なお、許容曲率は、限界状態3に相当する曲率である。

ジョイントプロテクターについては、地震後に取付ボルトの損傷 (A1, A2橋台) が確認されている。そのため、水平反力を算出し、水平反力により生じる曲げ引張が取付ボルトの引張耐力を超過すれば、取付ボルトが損傷したと評価することとした。また、落橋防止ケーブルについては、地震後にケーブルの引張破断 (A1, A2橋台) が確認されている。そこで、変位を算出し、最大変形量が遊間と破断変位の和を超過すれば、ケーブルが破断したものとした。

(2) 各モデルの評価結果

各モデルの評価結果を表-6に示す。

a) Model A

支承については、A1橋台及びA2橋台におけるゴム支承本体の破断を再現できている。一方、P1橋脚及びP2橋脚の支承は、実際の損傷と整合的な評価ができていない。また、P3橋脚及びP4橋脚の支承は、非損傷又は破断とされ、損傷との整合性は評価できない。

橋脚については、P2橋脚及びP4橋脚基部において、許容曲率を超過する損傷が生じると評価されており、実際の損傷と整合していない。

ジョイントプロテクターは、A1橋台及びA2橋台において脱落すると評価されており、実際に確認さ

表-5 損傷評価方法

部材	照査式（照査結果）	評価
支承	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力>支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位>支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力	非損傷
	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力>支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位>支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力	非損傷又は破断
	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力≤支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位≤支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力	ゴム支承本体の破断
	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力≤支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位≤支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力	破断
橋脚	応答曲率<ひび割れ曲率	非損傷
	ひび割れ曲率≤応答曲率<降伏曲率	ひび割れ
	降伏曲率≤応答曲率<許容曲率	基部降伏
	許容曲率≤応答曲率	許容曲率を超過
ジョイントプロテクター	取付ボルトの引張耐力に至る水平力>支承水平反力	非損傷
	取付ボルトの引張耐力に至る水平力≤支承水平反力	損傷
落橋防止ケーブル	最大変形量<遊間+破断変位	非損傷
	最大変形量≥遊間+破断変位	損傷

れた損傷と整合している。また、落橋防止ケーブルについては、A1橋台のみ損傷を再現できている。

b) Model B

支承については、Model A同様、A1橋台及びA2橋台における支承は、実際の損傷を再現できていることに加えて、P3橋脚の支承の損傷も再現できている。一方、P1、P2、P4橋脚の支承は、実際の損傷と整合していない。

橋脚については、P2橋脚及びP4橋脚基部において、許容曲率を超過する損傷が生じると評価されており、実際の損傷と整合していない。

ジョイントプロテクターは、A1橋台及びA2橋台において脱落すると評価されており、実際に確認された損傷と整合している。また、落橋防止ケーブルについては、A1橋台のみ損傷を再現できている。

橋脚、ジョイントプロテクター及び落橋防止ケーブルについては、Model Aと同様の評価結果であったが、支承については、Model Aでは再現できなかったP3橋脚の損傷をModel Bは再現できている。したがって、材料強度を実強度相当としてモデル化することで、再現性が向上することが確認された。

c) Model C

支承については、Model B同様、A1橋台、A2橋台及びP3橋脚の支承におけるゴム支承本体の破断損傷を再現できている。一方、P1、P2、P4橋脚の支承については、損傷と整合していない又は評価できない結果となった。

橋脚については、P4橋脚基部において、許容曲率を超過する評価となり、実損傷と一致していないが、それ以外の橋脚については、実損傷を再現することができている。

ジョイントプロテクターは、A1橋台及びA2橋台

表-6 評価結果

部材	箇所	実際の損傷	Model A	Model B	Model C
支承	A1橋台	ゴム支承本体破断	破断	破断	破断
	P1橋脚	取付ボルト損傷	非損傷	非損傷	非損傷
	P2橋脚	ゴム支承本体変形	破断	破断	非損傷又は破断
	P3橋脚	取付ボルト損傷又は破断	非損傷又は破断	破断	破断
	P4橋脚	取付ボルト損傷又は破断	非損傷又は破断	非損傷	非損傷又は破断
	A2橋台	ゴム支承本体破断	破断	破断	破断
橋脚	P1橋脚	基部ひび割れ	基部降伏	基部降伏	基部降伏
	P2橋脚	基部ひび割れ残留変形	許容曲率超過	許容曲率超過	ひび割れ
	P3橋脚	基部ひび割れ	基部降伏	基部降伏	基部降伏
	P4橋脚	基部ひび割れ	許容曲率超過	許容曲率超過	許容曲率超過
ジョイントプロテクター	A1橋台	損傷	損傷	損傷	損傷
	A2橋台	損傷	損傷	損傷	損傷
落橋防止ケーブル	A1橋台	破断	損傷	損傷	損傷
	A2橋台	破断	非損傷	非損傷	非損傷

注) 塗りつぶした部分は実際の損傷と整合していない場合を、ハッチ部分は評価できない場合を示す。

において脱落すると評価されており、Model A及びModel B同様、実際に確認された損傷と整合している。また、落橋防止ケーブルの損傷についても、Model A及びModel B同様、A1橋台の損傷を再現できている。

ジョイントプロテクター及び落橋防止ケーブルの評価結果はModel Bと同様であった。また、支承については、Model Cは評価できない箇所があるが、それ以外の箇所については、Model Bと同様の結果である。一方、橋脚については、Model Bと比較して、Model Cの方が再現性が向上した。

以上の評価結果から、地震後に損傷が確認された基礎の塑性化の影響をモデル化することで、損傷の再現性が向上することが確認された。

(3) 解析結果から得られた知見と課題

本報において実施した解析の結果から得られた知見は以下の3点に要約される。

- 1) 材料強度を実強度相当とすることで、再現性が向上することが確認された。
- 2) 地震後に確認された基礎の塑性化を考慮することで、再現性が向上することが確認された。
- 3) 一方、実際には損傷が確認されている一部の支承や落橋防止ケーブルは、非損傷という結果であり、危険側に評価している。

上記のような知見を得た一方で、本研究には以下の課題が残されている。

a) 解析モデルの構築方法の一般化

本報では、大切畑大橋を対象として、実際の損傷事例を基準として、結果の評価を行った。材料強度

の設定方法及び基礎の非線形特性を変化させた複数のモデルを作成したが、対象以外の橋、特に実強度が計測されている橋に対して、本報で提案した手法を適用し、手法の妥当性及び一般性を検証する必要がある。また、基礎の塑性については、疑似的な手法を採用せざるを得ず、手法の一般化という点で課題が残されている。

b) 損傷過程を含めたモデルの評価

既報及び本報においては、大切畑大橋で実際に確認された損傷を基準として、解析結果の評価を行った。一方、地盤変位を考慮した設計を行う場合には、損傷すると推定される部材について、損傷するタイミングや損傷時の応力状態など、損傷に至る過程を含めた評価を行うことが重要になる。

今後は、異なる解析モデルとの比較を通じて、推定される損傷に加えて、損傷過程を含めたモデルの評価を行う必要がある。

5. まとめ

本研究では、材料強度及び基礎の損傷を考慮することが損傷の再現性に与える影響を検証することを目的として、部材強度の設定方法及び基礎の塑性化の有無を変化させた複数のモデルを作成し、再現性に与える影響を評価した。

地震応答解析の結果から、部材強度を実強度相当とすることが、損傷の再現性を向上させることが示唆された。また、本報では、基礎の塑性化を考慮するために、疑似的な方法を使用した。これにより再現性の向上が確認された。低減率の設定方法や、基礎の塑性化を考慮する手法を検討することで、損傷の再現性をさらに向上させることができると期待される。

一方で、地震応答解析における地盤変位の入力条件を提案するという目的に対して、以下の点が今後の課題として残されている。

- 1) 解析モデルの構築方法の一般化
- 2) 損傷過程を含めた解析結果の評価

今後は、上記の課題を解決できるように検討を行う予定である。

謝辞：本報においては、熊本県より大切畑大橋の設計諸元及び強震記録を、九州地方整備局熊本河川国道事務所より大切畑大橋の損傷状況記録をそれぞれ

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) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.
- 4) 田中智行，三井欣二，北台修一，大塚久哲：断層変位を受けるコンクリート連続桁橋の安全性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1285-1290，2003.
- 5) 山尾敏孝，庄達也，村上慎一，松田泰治：断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋の耐震挙動と耐震性能評価の検討，土木学会地震工学論文集，pp.440-449，2007.
- 6) 大塚久哲，古川愛子，中村壮：断層変位を受ける鋼斜張橋の動的解析，土木学会地震工学論文集，Vol.29，pp.450-457，2007.
- 7) 松永昭吾，大塚久哲：断層変位を受けるコンクリートアーチ橋の耐震特性，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.65，No.1，pp.417-425，2009.
- 8) 本橋英樹，野中哲也，馬越一也，中村真貴，原田隆典：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析，構造工学論文集，Vol.63A，pp.339-352，2017.
- 9) 大住道生，中尾尚史，石井洋輔，二宮智大：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，第23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.191-198，2021.
- 10) 国立研究開発法人土木研究所：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，共同研究報告書No.512，2020.
- 11) 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 No.4090，2008.
- 12) 二宮智大，余野智哉，中尾尚史，大住道生：地震の被害を受けた支承の損傷原因に関する実験的検討，第22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.13-20，2019.