

熊本地震の断層近傍の橋梁に対する地震力と 崩壊メカニズムの一考察

本橋英樹¹・野中哲也²・馬越一也¹・原田隆典³

¹正会員 博（工）株式会社耐震解析研究所（〒466-0059 名古屋市昭和区福江 2-9-33）

²正会員 博（工）名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

³正会員 工博 宮崎大学教授 工学部 社会環境システム工学科（〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1）

1. はじめに

2016年4月16日、熊本地方を震央とするM_j7.3の地震が発生し、橋梁も大きな被害を受けた。この地震は布田川断層帯の活動によるものであり、内陸直下型地震である。筆者ら^{1)~3)}は、震源断層破壊―地盤応答―構造物応答という一連の物理現象を理論的に一貫して捉え、構造物の地震時挙動を解明することを重要な研究テーマとしてきた。本論文は、この研究成果を活用することで、熊本地震で被害を受けた断層近傍の橋梁に対して、どのような地震力が作用して対象橋梁が損傷したかを解析的に解明しようというものである。

対象橋梁地点の地震動記録が存在しないため、新たに地震動を作成することになり、断層パラメータを決定しなければならない。まず、地震発生後、公開されている断層パラメータを基に、対象橋梁に近い観測地点で観測された波形が再現できるように断層パラメータを調整した。次に、対象橋梁地点の地震時の地盤状況や橋台間の相対変位等を考慮して再調整することによって、本解析で使用する断層パラメータを決定した。なお、本地震動は断層近傍の地震動であるため、断層変位による地盤の永久変位を考慮する必要があると判断し、理論的評価法である剛性マトリックス法¹⁾を用いて地震動を作成した。

被害再現解析を試みる橋梁は、熊本県道28号線上の俵山大橋である。本橋梁は、断層近傍に位置し、地震動加速度による慣性力だけでなく断層変位により損傷した考えられる。本橋梁に対して、橋台と橋脚の位置で算出された地震動による地震応答解析を実施した。本解析は異なる地震動を橋台と橋脚下端

から作用させる絶対座標系上の多点入力地震応答解析であり、この解析結果から対象橋梁の損傷メカニズムについて考察した。

2. 検討対象の橋梁の被害状況

検討対象の俵山大橋（図-1）は、橋長が140mの鋼三径間連続非合成鈹桁橋である。本橋梁の被害状況を写真-1～5に示す。A1橋台とP1橋脚の間の主桁下フランジ断面変化位置で座屈および下横構が複数本部材座屈した（写真-1）。下フランジが座屈した位置における床版が、橋軸方向に対して凸状にわずかに変形（写真-2）した。

基礎周辺については、写真-3のようにA1橋台前面で表層斜面くずれが発生している。これは、2008年の岩手宮城内陸地震で起きた大規模地滑りとは明らかに違い、表層斜面のみの小規模な斜面くずれであり、これによりA1橋台に大きな力を作用させたようには見えない。事実、A1橋台の深礎杭の杭頭は露出していたが無損傷（写真-4）であったので、堅壁だけが移動したのではないといえる。なお、A2橋台側の堅壁前面においては無損傷であった。

桁端部の損傷については、主桁端部が橋台A1、A2に衝突した痕跡が確認できた。A2側ではゴム支承が破壊し、さらにパラペット下端が破断してパラペットが大きく移動（橋軸方向に約60cm、橋軸直角方向に約35cm水平移動）していた（写真-5）。

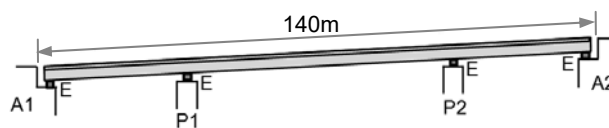


図-1 検討対象の俵山大橋



写真-1 主桁下フランジおよび下横構の座屈



写真-2 主桁下フランジ座屈位置での床版の変形



写真-3 A1 橋台前面の表層斜面くずれ



写真-4 A1 橋台の深礎杭の杭頭（無損傷）



写真-5 ゴム支承破壊、
A2 橋台のパラペット下端破断

3. 地震動の再現解析

(1) 震源断層モデルの推定

今回の熊本地震では、前震と本震の震源となる布田川と日奈久の2つの断層帯と周辺の分岐断層が同時に活動し、また、複数の地震が同時に発生したため、震源断層の正確な位置の推定はかなり難しい。一方、産業技術総合研究所⁴⁾（以下は産総研と呼ぶ）が日奈久断層帯と布田川断層帯に沿って広域的に地表地震断層の出現状況を調査し、また、国土地理院がInSARとGNSSで観測された地殻変動や航空写真による地表面亀裂の分布などを公開している。防災科学技術研究所⁵⁾（以下は防災研と呼ぶ）と東大地震研⁶⁾は、近地強震動記録を用いた震源逆解析により、断層破壊過程を検討している。

本章では、これらの情報を参考に、断層位置と断

層パラメータを決定し、原田ら^{1),2)}が開発した断層の永久変位を含む強震動の理論的評価法を用いて、防災研の強震観測網 KiK-net の加速度記録の再現を試みた。また、断層線に近い県道 28 号線の橋梁被害状況も分析し、観測波形の再現性を確認するとともに、断層の位置と断層パラメータのケーススタディを行った。ベースとなる断層情報は国土地理院の震源断層モデル（暫定）⁷⁾を参考にした。

最終的に図-2 と表-1 に示すような 5 つの断層モデルを本研究の震源断層モデルとして採用した。布田川と日奈久の 2 つの断層帯が同時に動いたモデルで、断層帯本体から分岐した分岐断層の影響も考慮している。黄色い枠で囲む領域は、想定断層の地表面への投影位置を示し、赤色の部分は、確認された地表面亀裂の分布を示す。ピンク色の線は、既にトレンチで確認された活断層線の位置を示す。図-3 に採用した断層モデルと被害橋梁の位置を示す。

また、地下構造モデルは、一次元の水平成層地盤とし、防災研が公開した J-SHIS⁸⁾の三次元地下構造モデルの情報をを用いて計算地点ごとに構築した。

(2) 観測記録の分析

紙面の都合により、ここでは、最大加速度と最大震度 7 を観測した益城町に位置する KiK-net 益城 KMMH16 地表（NS2,EW2,UD2）の加速度記録の分析のみを示す。KiK-net の加速度記録には、強震計

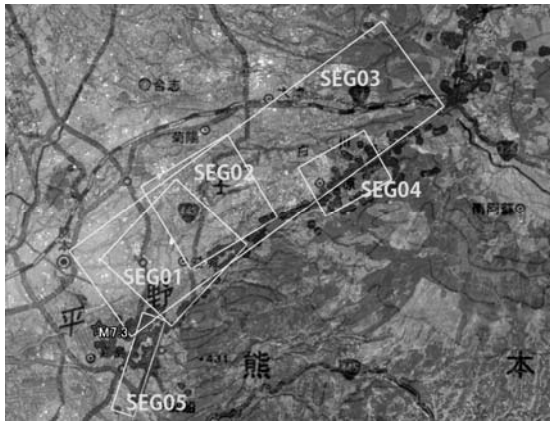


図-2 推定した震源断層の位置



図-3 推定した震源断層の位置と周辺の被害橋梁

の遅延時間15秒の効果を含んでいるため、記録開始から15秒間（トリガー区間）引いて真のスタート時刻とした。また、加速度記録を時間領域で線形加速度法による直接積分を行い、速度と変位波形を求めた。しかし、基線のずれた加速度波形をそのまま積分すると、トレンド成分が生じ、正確な速度と変位波形の推定が困難である。特に断層近傍の永久変位を含む加速度記録では、長周期のノイズも多く含まれるため、二重積分した変位波形は、放物線的になったり、右上がり、右下がり状の波形になってしまう。そこで、積分による速度及び変位波形の発散を抑制するため、Boore⁹⁾の提案した二次関数によるフィッティング方法を採用した。また、永久変位を正確に算定するため、断層の主要破壊が終了する15秒以降の範囲において、一定値に収束するように逐次近似による基線補正を加えた。図-4に、KiK-net 益城KMMH16地点の加速度記録から計算した速度と変位波形を示す。なお、点線は補正前波形で実線は基線補正を実施した波形である。図-5に、国土地理院が公開したSAR衛星（だいち2号）の解析から得られた実際の地盤変動量を示す。この結果から基線補正を実施した観測波形の永久変位と実際の地盤変動量とは整合性が取れている。

表-1 想定震源断層の断層パラメータ

断層種類	右横ずれ断層				
断層番号	SEG01	SEG02	SEG03	SEG04	SEG05
平均走向角 θ (°)	223	238	233	240	197
平均傾斜角 δ (°)	60	60	60	60	80
平均すべり角 λ (°)	209	209	200	270	176
断層長 L(km)	7	6	23	5	10
断層幅 Wa (km)	11	11	13	7	13
断層面積 S(km ²)	74	68	288	30	130
すべり量(m)	1.0	0.5	2.8	1.0	1.0
総面積 S(km ²)	589				
地震モーメント Mo(N・m)	1.93E+19				
気象庁マグニチュード Mj	7.3				
モーメントマグニチュード Mw	6.79				

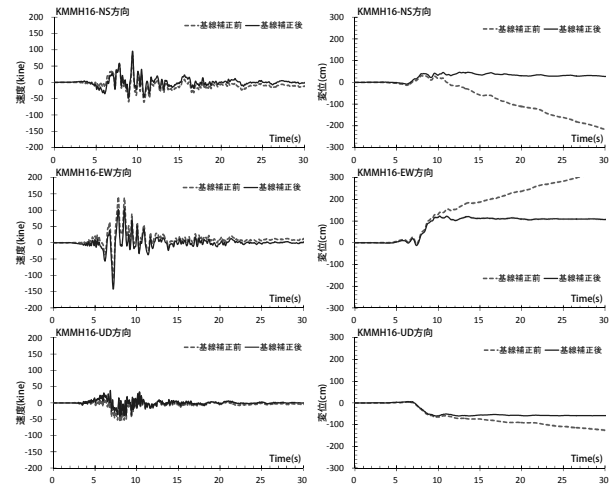


図-4 益城 KMMH16 地点の速度・変位波形
(左側:速度波形 右側:変位波形)

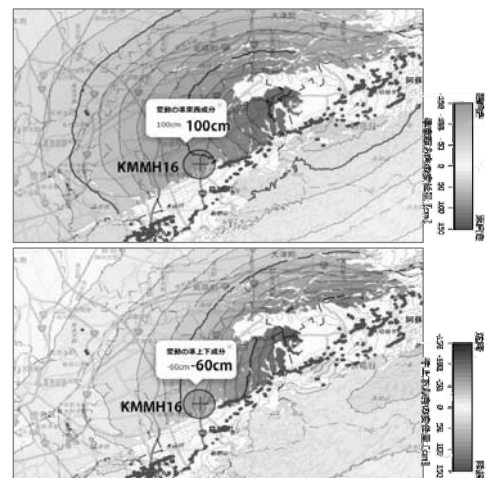


図-5 SAR 解析による実際の地盤変動量の分布
上:EW 下:UD (国土地理院データより)

(3) 地震動の計算と観測波形の再現

断層近傍の強震動波形は、運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルを組み合わせた理論的方法により計算する。また、地震動の短周期成分の影響を評価するため、周波数 5Hz までを対象とした。計算メッシュも被害橋梁の桁間距離に合わせて 40m と細かい格子モデルを用いた。波形の継続時間は 160 秒間と設定し、計算領域は断層周辺 160km 四方の領域と

した．本計算は約 1600 万のメッシュモデルで構成され、膨大な計算量で高性能 PC クラスタでも 1 ケース数週間の計算時間を要する．そこで、本研究では、数十ケース計算するため、理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用した．本研究で用いた強震動計算プログラム SeanSGM は「京」用に開発したもので、1024 計算ノード（8192 コア）で高並列処理を実施した．

図-6 は、KiK-net 益城 KMMH16 地点で観測された加速度記録と 5%減衰の加速度応答スペクトル並びに、地震動再現計算から得られた加速度波形をプロットしたものである．図-7 には、加速度記録の積分から求めた観測速度及び変位波形と再現波形の比較を示す．

図-6 と図-7 の再現波形と観測波形の比較から、振幅の大きい主要動付近の波形特性は、加速度、速度、変位波形とも概ね一致しており、特に、断層運動による永久変位もよい精度で再現されていることがわかる．本研究で採用した震源断層モデルの妥当性、及び強震動の計算手法の実記録への適用性が確認できたものと思われる．

(4) 被害橋梁付近の地震動波形

今回の地震で、熊本市と南阿蘇を結ぶ県道 28 号熊本高森線で橋梁 6 カ所のうち、俵山大橋、すすきの原橋、扇の坂橋、桑鶴大橋、大切畑大橋の 5 カ所が甚大な被害を受けた．これらの被害橋梁近傍の観測地震動記録がないため、本研究では、震源断層に近いこれらの橋梁地点（地下 20m 前後、S 波速度 500m/s 以上）の地震動波形の計算を試みた．

a) 俵山大橋付近の地震動波形

俵山大橋は推定した断層線の 100m 範囲内にあり、被害の再現解析の対象橋梁とした．図-8 と図-9 に計算した A1 と A2 橋台付近の入力地震動の加速度波形と変位波形を示す．図-10 には、両橋台の 5%減衰加速度応答スペクトルと変位波形の比較を示す．なお、図中の記号 BX, BY, BZ はそれぞれ、橋梁の橋軸、橋軸直角、鉛直成分を示す．

橋台の変位波形から、A1 橋台付近で最大 124cm 沈下し、橋軸方向に 2m 超の変動が見られる．また、橋軸方向では、A1 と A2 間で 110cm の相対変位（縮む量）が生じており、橋台と桁間の遊間 50cm を考慮すると、実際の橋梁被害調査結果と整合している（2 章参照）．また、A1 と A2 橋台の橋軸方向の加速度波形と変位波形に注目すると、140m しか離れていない両地点に対し、加速度波形の振幅と位相特性には大きい違いが見られないものの、変位波形では約 110cm の相対変位が生じ、断層近傍の地殻

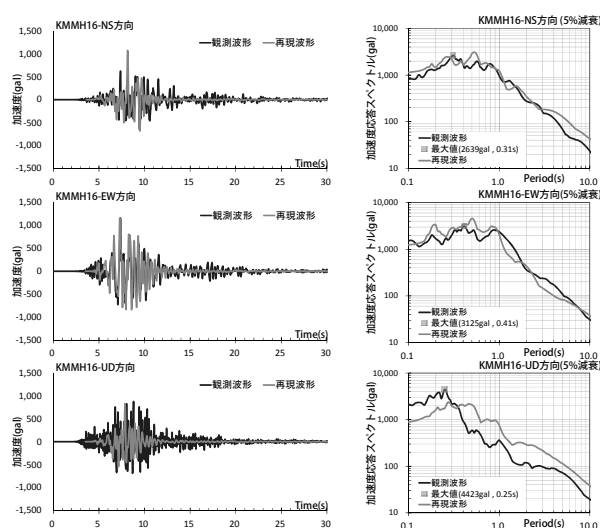


図-6 再現波形と観測波形の比較
(加速度波形と 5%減衰の加速度応答スペクトル)

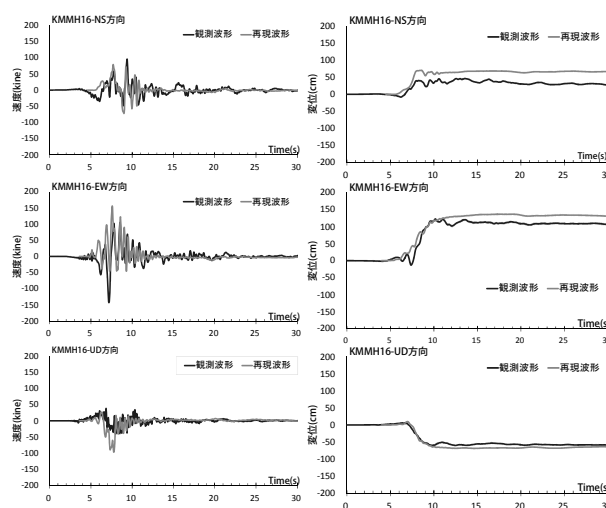


図-7 再現波形と観測波形の比較
(左側:速度波形 右側:変位波形)

変動の複雑性を示唆している．

以上のような地盤の永久変位を含む大きな地震動加速度波形は、断層近傍の構造物が大きな地震慣性力を受けるとともに、断層変位の影響を大きく受けることを示している．

b) 他の 4 橋梁付近の地震動波形

ここで、大きな被害を受けたすすきの原橋、扇の坂橋、桑鶴大橋および大切畑大橋の 4 橋に対しても、同様に地震動を作成した．その結果を図-11～図-14 に示す．これらの地震動から、最大加速度振幅が 1500gal 以上で、周期 1 秒付近の加速度応答スペクトルが 1000gal を超えていることがわかる．さらに、桑鶴大橋以外で、大きな断層永久変位が発生することも確認している．今後は、これらの橋梁の崩壊メカニズムを解明するため、本研究で提示した方法等によって求めた波形を用いて、被害再現解析を実施する必要があると思われる．

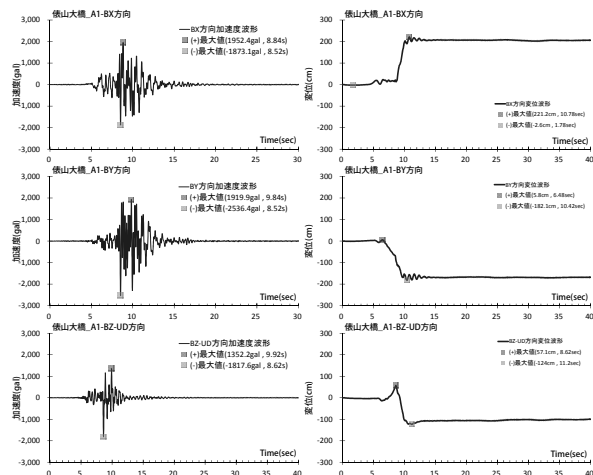


図-8 俵山大橋 A1 橋台付近の加速度・変位波形

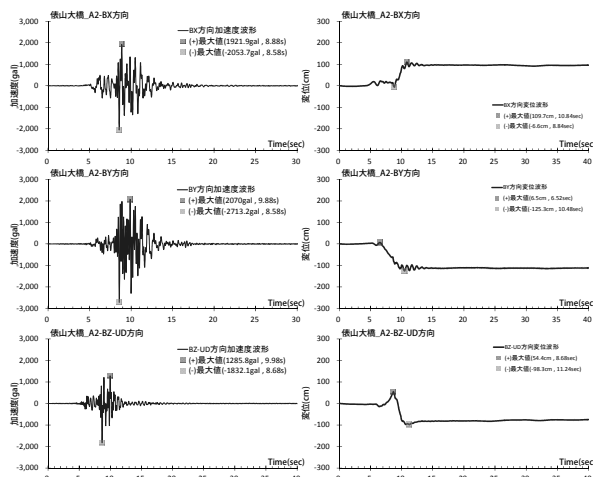


図-9 俵山大橋 A2 橋台付近の加速度・変位波形

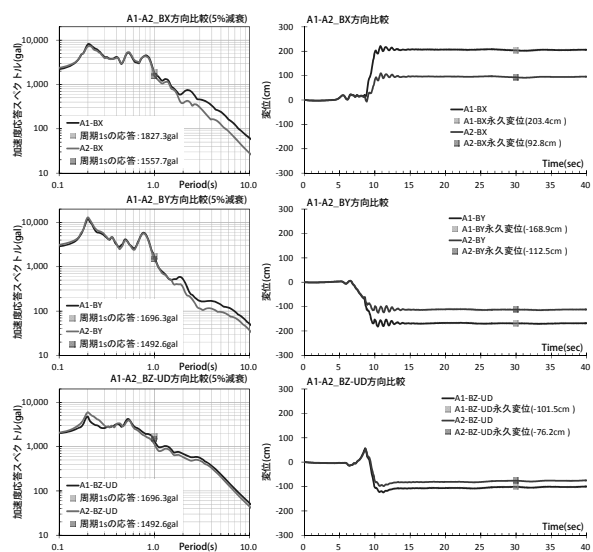


図-10 俵山大橋 A1 と A2 橋台付近の波形比較
加速度応答スペクトル (5%減衰) と変位波形

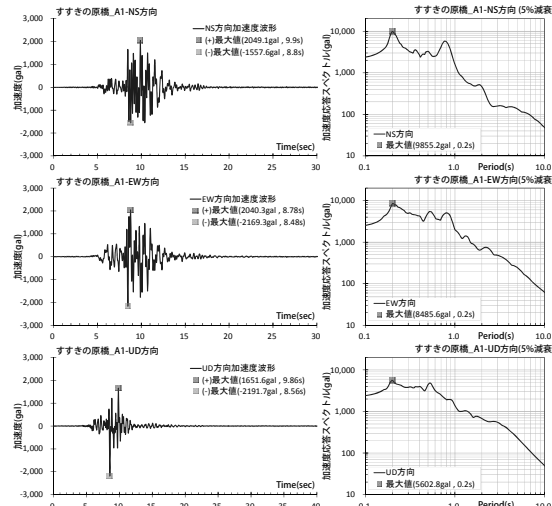


図-11 すずきの原橋付近の地震動波形

(加速度波形と 5%減衰の加速度応答スペクトル)

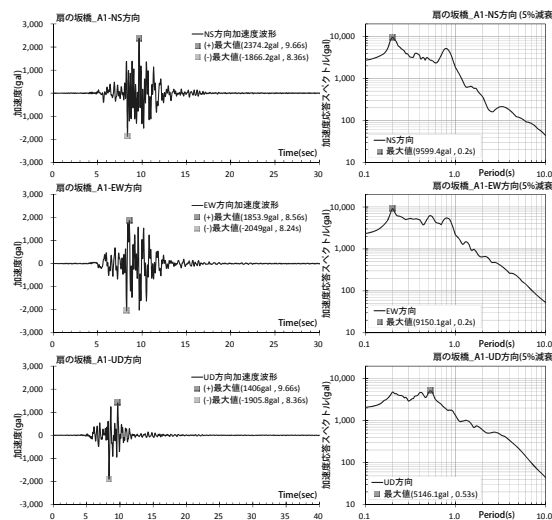


図-12 扇の坂橋付近の地震動波形

(加速度波形と 5%減衰の加速度応答スペクトル)

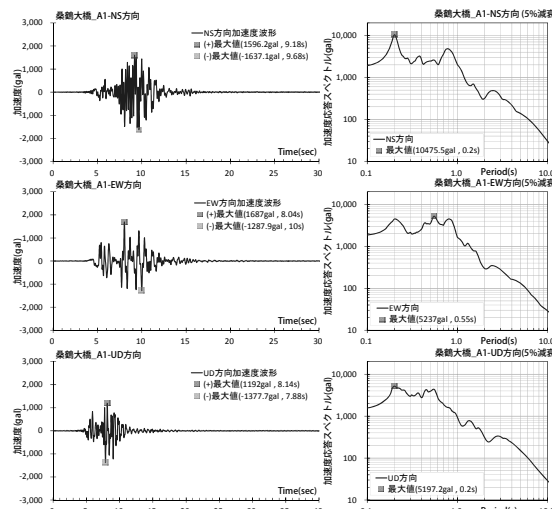


図-13 桑鶴大橋付近の地震動波形

(加速度波形と 5%減衰の加速度応答スペクトル)

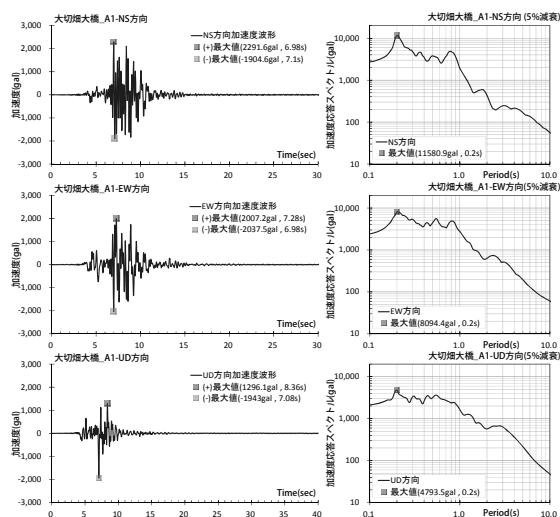


図-14 大切畑大橋付近の地震動波形
(加速度波形と 5%減衰の加速度応答スペクトル)

4. 対象橋梁の被害再現解析

(1) 対象橋梁およびモデル化方針

図-1 に示した俵山大橋に対して、前述した本橋梁地点での地震動を用いて、地震応答解析を実施する。本橋梁の被害が再現できるように主に非線形シェル要素を用いた三次元解析モデルとする。図-15 にそのモデルの全体図を示している。本研究で作成した橋台および橋脚位置での地震動を、同図内に示すように各橋台および橋脚の地盤バネの拘束点から、それぞれの地震動（橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の三成分）W1～W4 を作用させる。本解析で使用した解析ソフトは、全体座標系で多点地震動入力可能な SeanFEM¹⁰⁾であり、連鎖的な部材破壊も考慮できる¹¹⁾。

なお、本研究の俵山大橋の解析モデルは、一般社団法人日本橋梁建設協会ウェブサイト¹²⁾で公開されている俵山大橋の一般図を基に作成したものであるため、実際の俵山大橋の詳細な部分においては多少異なっていると思われる。ただし、不明な詳細な寸法等については一般的な値を用いたため、橋梁全体の振動特性等はほぼ同じであると考えている。

(2) 解析モデル

a) 桁のモデル化

主桁下フランジに局部座屈が発生したため、図-16 に示すように主桁をシェル要素でモデル化した。このシェル要素は、応力-ひずみ関係としてひずみ硬化係数 $E/100$ のバイリニアモデル、硬化則として移動硬化則、降伏条件として Mises 降伏条件、塑性流れ則として関連流れ則を採用した有限変位・有限ひずみの非線形シェル要素である。下横構には部材

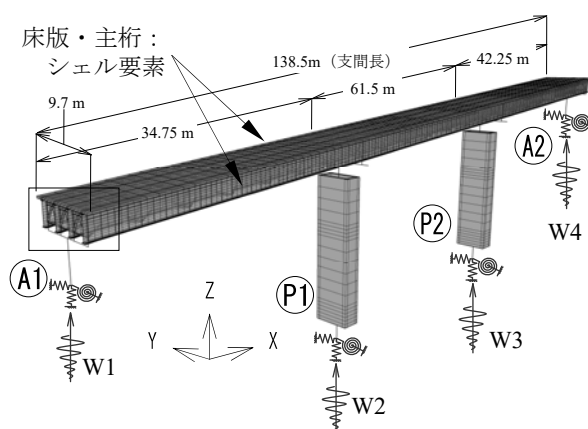


図-15 橋梁全体の解析モデル

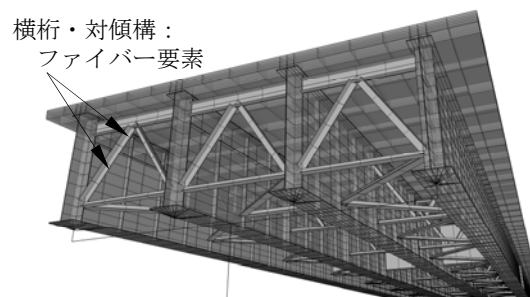


図-16 桁の解析モデル

座屈が発生したので、それが表現できるように複数要素のファイバー要素でモデル化した(図-16)。このファイバー要素の材料構成則としては、ひずみ硬化係数 $E/100$ のバイリニアモデルの移動硬化則とした。床版については、大きな損傷をしていないため、ある程度のコンクリートのひび割れや降伏が考慮できるような RC 床版用の積層タイプシェル要素¹⁰⁾を使用した。この要素の材料構成則としては、コンクリートの引張強度を低く抑えられる拡張 Drucker Prager を採用している。

b) 橋台・桁端部のモデル化

本橋梁の桁が橋台に衝突するため、図-17(a) に示すようなバネモデルを設定した。桁と橋台の衝突バネの特性を同図(b)に示す。衝突バネの遊間は 250 mm、そのバネ定数は桁の軸方向剛性と仮定した。また、本橋梁の被害では、パラペットが大きく移動(写真-5)したため、それを簡易的に表現するため、同図(c)に示すようなパラペット背面バネ(線形バネ)を設定した。なお、この背面バネ定数については、パラペットの移動量等から試験的に衝突バネ定数の $1/20$ と仮定した。

c) RC橋脚

大きく損傷していないため、RC橋脚をファイバー要素でモデル化し、コンクリートと鉄筋の構成則については、道示¹³⁾で規定されているものを採用した。

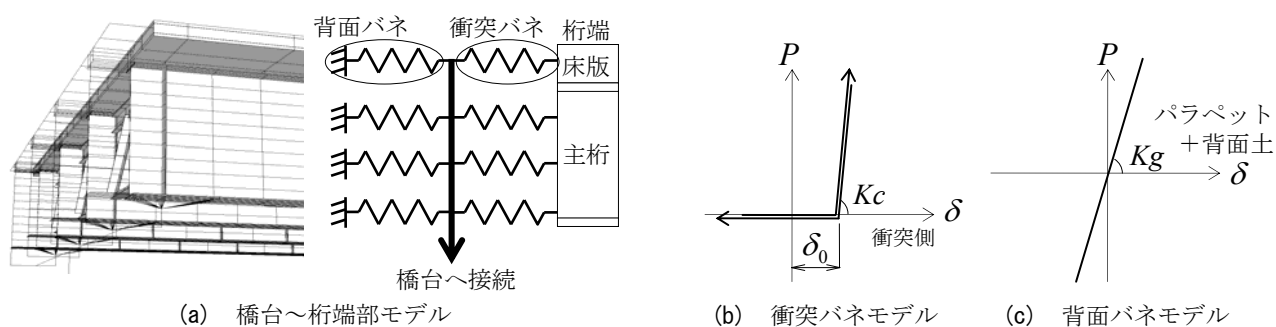


図-17 橋台・桁端部モデル化

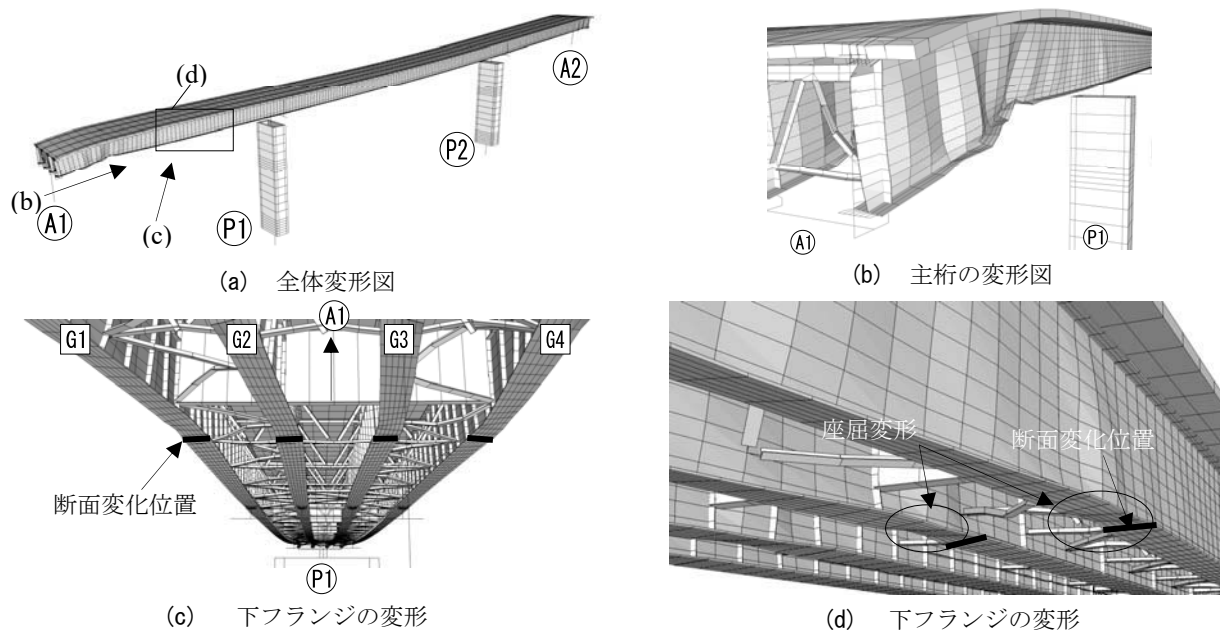


図-18 最大応答変位時の変形図（変形表示倍率：1 倍）

(3) 解析結果および考察

本橋梁の解析結果を、図-18～20に示す。

まず図-18は、対象橋梁の最大応答変位時（10.68秒）の変形図（表示倍率：1倍）である（地震終了後の変形図ではない）。同図(a)から、桁全体が圧縮状態になり、A1橋台とP1橋脚の間（A1橋台寄り）で桁が座屈しているのがわかる。外主桁が座屈している箇所を拡大したのが同図(b)であり、下フランジおよびウェブが大きく座屈して、床版が橋軸方向に対して凸状に変形しており、実際の被災状態（写真-2）と傾向は似ている。ただし、実際に座屈した位置は、A1橋台とP1橋脚の間のほぼ中央の下フランジ断面変化位置であり、解析結果の損傷個所と異なっている。同図(c)と(d)からは、この断面変化位置でも多少下フランジとウェブが座屈しているのが確認できるが、正確に再現できていない。橋台モデルが簡略化したモデル（図-17）であるため、再現性が悪いと考えられる。その他の損傷状態としては、同図(c)からA1橋台とP1橋脚の間の下横構の部材座屈は、概ね実際の損傷状態を再現できているといえる。

次に、A2橋台側の損傷状態（写真-5）の再現解析について考察する。図-19に、A2橋台上の桁端の変位履歴を示している。同図(a)は桁端の橋軸方向の変位履歴で、絶対変位と相対変位で示している。ここで、絶対変位とは、本解析が絶対座標系で計算しているので、解析結果そのままの値である。相対変位は、桁端と橋台上の桁端位置の差であり、橋台上でどれだけ桁が移動したかを表す変位量である。同図(a)から、橋軸方向に桁端の最大応答変位が絶対変位で176cm、相対変位で67cmであった。橋台と桁端の遊間を25cmと設定したため、解析結果上パラペットの移動量は42cmとなる。実際の被害ではパラペットが橋軸方向に約60cmも移動していたので、解析結果の値が小さく、再現性が悪い結果となった。これに対して、同図(b)の橋軸直角方向には、桁端の最大応答変位が相対変位で30cmであり、実際の被害ではパラペットが橋軸直角方向に約35cm移動しているため、ほぼ再現できているといえる。よって、橋軸方向において再現性がやや悪い理由は、本解析におけるパラペットのモデル化が不十分であったと考えられる。

最後に、A2橋台上で、ゴム支承が破壊して、桁が橋軸直角方向に移動した損傷状態（写真-5）について考察する。G4桁のA2橋台上ゴム支承の鉛直反力履歴を示したのが、図-20である。この図から、8.79秒で最大の上揚力を示し、その後も大きな上揚力が繰り返し発生しているのがわかる。これは、A2橋台位置の鉛直地震動が大きいと考えられる。また、地震が終わり最終的には、この支承にはほとんど反力が発生しない状況になった。これは、桁が橋台に衝突したりして支承付近の桁端部が大きく変形して、その支承が反力を負担しなくなったと考えられる。

5. まとめ

本研究によって得られた結論を以下に示す。

- (1) 本研究で採用した震源断層モデルを用いて、KiK-net 益城 KMMH16 地表の加速度記録の再現を試みた。その結果、再現波形と観測波形の主要動付近の波形特性は概ね一致しており、特に、断層運動による永久変位もよい精度で再現されていること、震源断層モデル設定の妥当性、及び強震動の計算手法の実記録への適用性が確認できたものと思われる。
- (2) 被害橋梁付近の地震動計算結果から、断層近傍の地殻変動の複雑性が示唆され、また、地盤の永久変位を含む大きな地震動加速度波形は、断層近傍の構造物が大きな地震慣性力を受けると共に、断層変位の影響を大きく受けることを示している。
- (3) 検討対象の橋梁に対して、その地点の波形を用いて被害再現解析を実施したところ、概ね橋梁の被害が再現できた。ただし、再現性が悪い部位もあるため、今後、解析モデルの改良が必要である。
- (4) 俵山大橋の損傷には、地震動加速度による慣性力だけでなく、断層変位が大きく影響していると考えられる。

謝辞：本論文の結果は、理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用して得られたものです（課題番号：hp150102, hp160109）。また、京コンピュータ用の強震動計算プログラムを高速化するにあたり、一般財団法人 高度情報科学研究機構の小久保達信氏、井上義昭氏、小山田氏にいろいろとご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

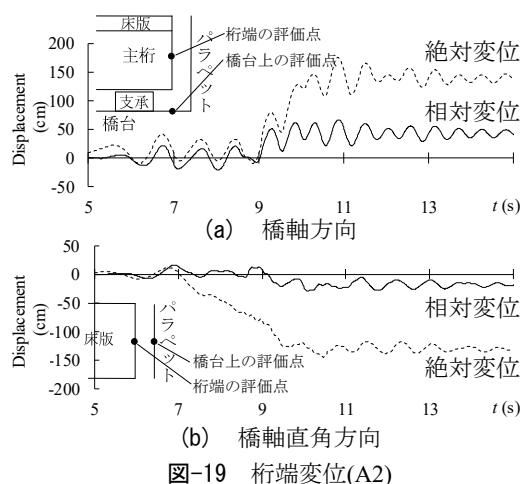


図-19 桁端変位(A2)

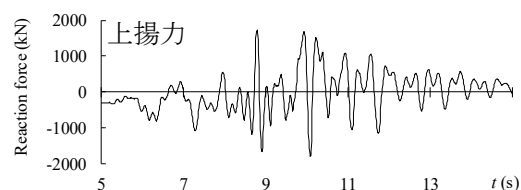


図-20 支承鉛直反力(A2, G4 桁)

参考文献

- 1) 原田隆典, 王宏沢: 剛性マトリックスによる水平成層地盤の波動解析, 地震, 第 57 巻, 日本地震学会, pp.387-392, 2005.
- 2) 王宏沢: 理論的方法による震源断層近傍の地震動特性と長大構造物の応答挙動に関する研究, 宮崎大学工学研究科博士後期課程博士論文, 宮崎大学学術情報リポジトリ (<http://hdl.handle.net/10458/674>), 2006.
- 3) 原田隆典, 野中哲也, 王宏沢, 岩村真樹, 宇佐美勉: 震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性, 構造工学論文集, Vol.55A, PP.573-582, 2009.
- 4) <https://www.gsj.jp/hazards/earthquake/kumamoto2016/kumamoto20160513-1.html>
- 5) http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/topics/Kumamoto_20160416/inversion/
- 6) <http://taro.eri.u-tokyo.ac.jp/saigai/2016kumamoto/index.html#C>
- 7) <http://www.gsi.go.jp/common/000140781.pdf>
- 8) <http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>
- 9) Boore, D. M. , C. D. Stephens and W. B. Joyner : Comments on Baseline Correction of Digital Strong-Motion Data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, pp.1543-1560, 2002.
- 10) 樹耐震解析研究所: SeanFEM User's Manual, 2009.
- 11) 野中哲也, 宇佐美勉, 岩村真樹, 廣住敦士, 吉野廣一: 連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.779-791, 2010.
- 12) <http://www.jasbc.or.jp/kyoryodb/detail.cgi?id=17322>
- 13) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2012.