

平成28年熊本地震における 俵山大橋の損傷メカニズムに関する研究

松田 泰治¹・玻座真 翼²・梶田 幸秀³・星原 和輝⁴・内藤 伸幸⁵

¹正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程

(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: hazama@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

⁴学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程

(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: hoshihara@doc.kyushu-u.ac.jp

⁵正会員 株式会社アーク情報システム (〒222-0033 横浜市港北区新横浜3-22-17)

E-mail: nnaito@ark-info-sys.co.jp

熊本県県道 28 号にかかる俵山大橋は、兵庫県南部地震以降に改定された平成 8 年道路橋示方書に基づいて設計された橋梁であるにも関わらず、平成 28 年熊本地震によって主桁下フランジ変断面部の座屈や、主桁とバラベットとの衝突といった被害が見られた。現行の道路橋の設計基準では水平地震動に対してのみしか考慮されておらず、熊本地震で観測された大規模な鉛直地震動や、地盤変位も損傷の一因となっている可能性があると考えられる。そこで、本研究では主桁と床板にシェル要素を用いた橋梁全体系モデルを作成し、地震動や地震動+地盤変位を考慮した解析を行うことで、主桁下フランジの座屈発生の可能性について検討を行う。

Key Words: 2016 Kumamoto Earthquake, Steel girder bridge, Local buckling, Ground motions

1. はじめに

平成 28 年熊本地震では 4 月 14 日 21 時 26 分に発生した M6.5 の前震及び、4 月 16 日 01 時 25 分に発生した M7.3 の本震といった一連の地震活動により多くの構造物が被災した。熊本県西原村では前震で最大震度 6 弱、本震で最大震度 7 を観測し、熊本県県道 28 号俵山バイパスは甚大な被害を受けた。県道 28 号にかかる俵山大橋は兵庫県南部地震以降に改定された平成 8 年道路橋示方書¹⁾に基づいて設計された橋梁であるにも関わらず、下フランジの座屈や主桁とバラベットの衝突といった特徴的な被害が見られた。現行の道路橋の設計基準は水平地震動に対してのみしか考慮しておらず、平成 28 年熊本地震

では大規模な鉛直地震動や、地盤変位が観測されたことから、こうした鉛直地震動や地盤変位による影響も損傷の一因となっている可能性があると考えられる。そこで、本研究では、俵山大橋の主桁下フランジの座屈に焦点を当て、橋軸、橋軸直角、鉛直の 3 方向の地震動や地盤変位、また桁とバラベットとの衝突を考慮した解析を行うことで、主桁下フランジの座屈が発生する可能性について検討を行うことを目的とする。

2. 橋梁概要

(1) 橋梁緒元

俵山大橋は、一般県道 28 号熊本高森線に架橋される、

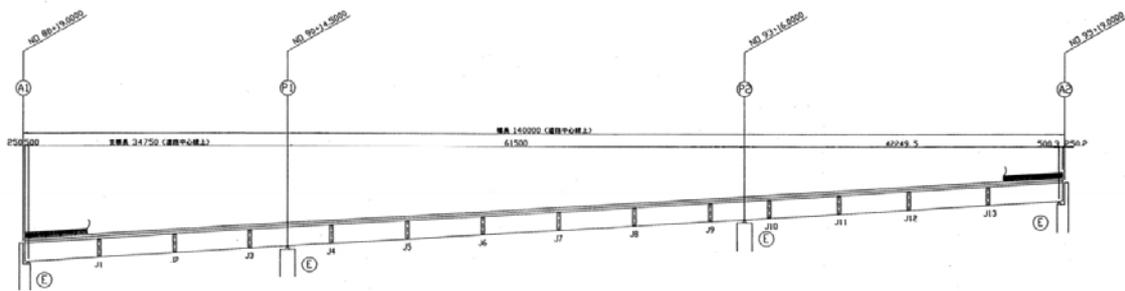


図-1 俵山大橋側面図

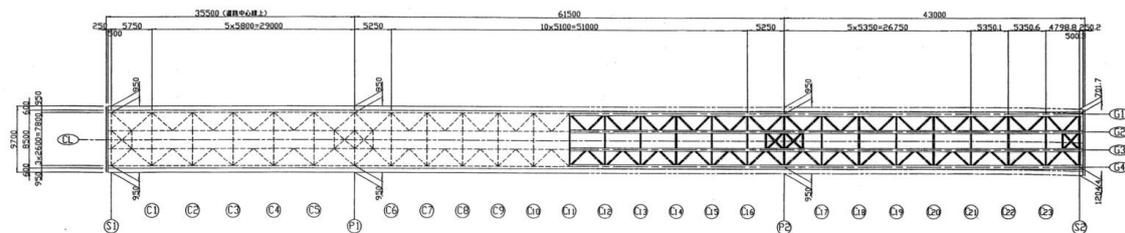


図-2 俵山大橋平面図

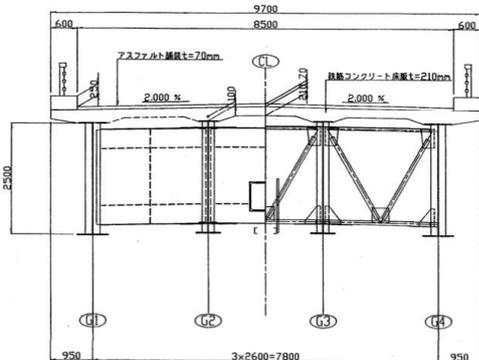


図-3 俵山大橋断面図

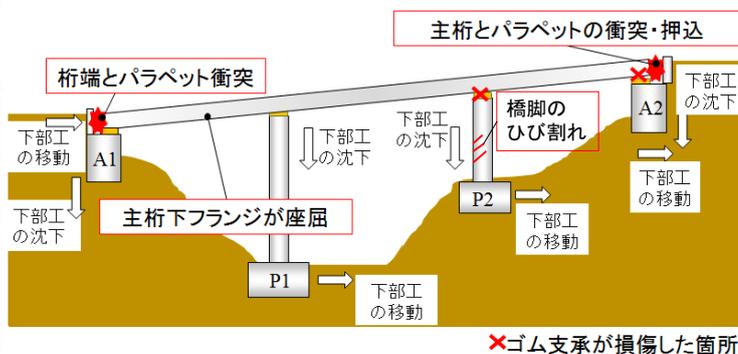


図-4 俵山大橋被害側面図



写真-1 主桁下フランジの座屈



写真-2 A1 橋台部と桁端部の衝突

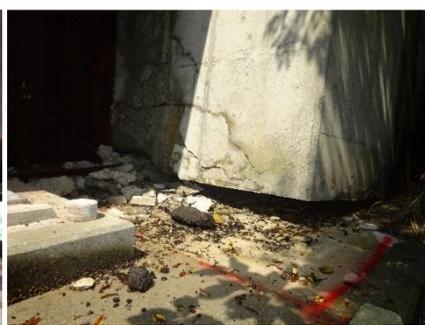


写真-3 A2 橋台部と桁端部の衝突

平成 13 年 1 月に竣工された鋼 3 径間連続非合成 I 桁橋である。また、図-1, 2, 3 には、それぞれ上部工の側面図、平面図、断面図を示す。対象橋梁は、橋長 140m、支間長 34.8m+61.5m+42.3m、両橋台との遊間は 250mm であり、端部は逆 T 式橋台、中間橋脚は張出式橋脚である。また、主桁における使用鋼材は A1 橋台側から変断面部までが SMA400W（許容応力度：140N/mm²、降伏応力：235N/mm²）、変断面部から A2 橋台側までが SMA490W（許容応力度：210N/mm²、降伏応力：355N/mm²）とな

っている。

(2) 被災状況

俵山大橋は橋桁全体が圧縮による力を受けたと考えられ、特徴的な被害が見られる。俵山大橋の損傷図を図-4 に示す。また、対象橋梁の具体的な被害について以下にまとめる。

a) 主桁下フランジの座屈

A1 橋台と P1 橋脚の間の下フランジが座屈している

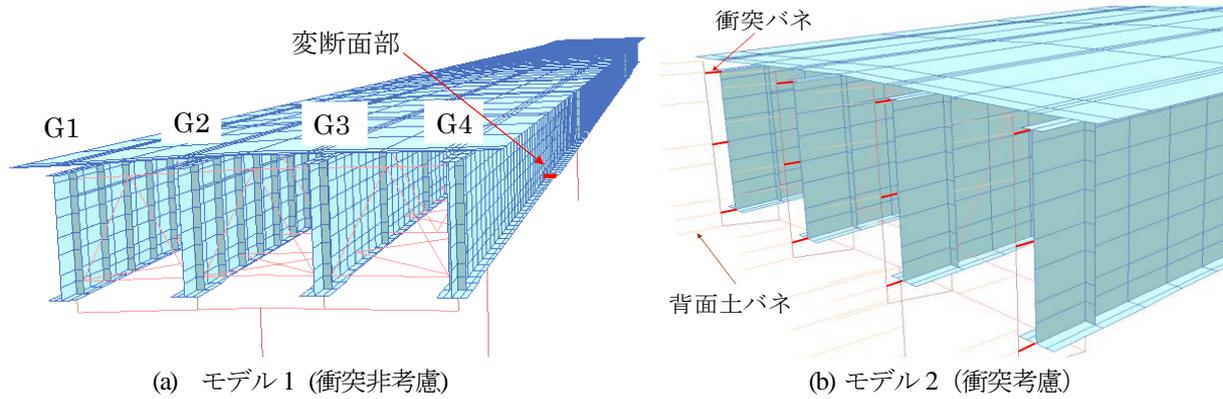


図-5 解析モデル

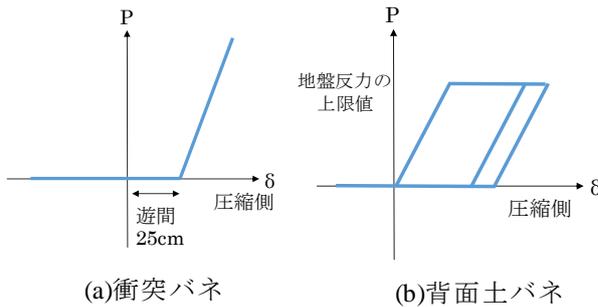


図-6 非線形バネモデル

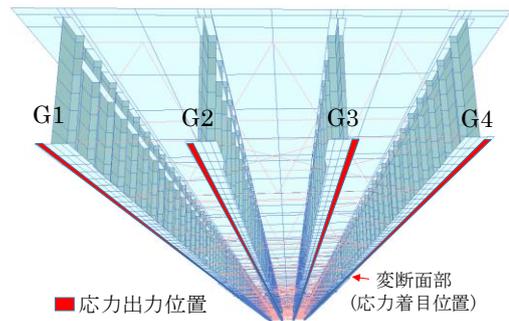
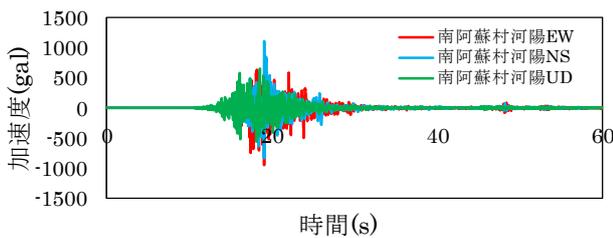
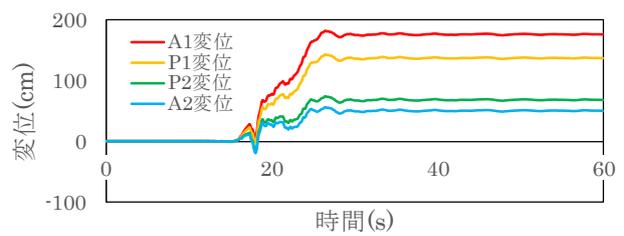


図-7 応力出力位置

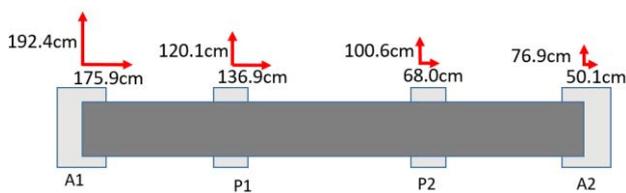


(a) 加速度波形

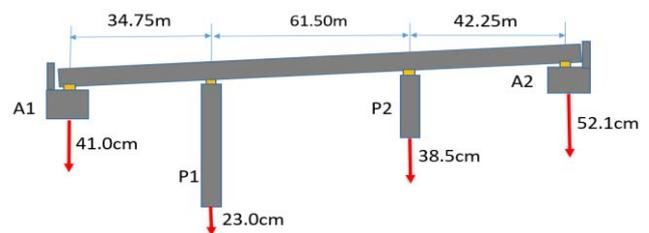


(b) 主要動変位波形 (橋軸方向)

図-8 解析に使用する波形



(a) 平面図



(b) 断面図

図-9 本震後の測量により確認された地盤変位

(写真-1) . 特に下フランジの変断面部において大きな変形が見られ、損傷度合いは G1 側よりも G4 側の下フランジのほうが大きい。

b) A1 橋台部と桁端部の衝突

A1 橋台パラペットには桁端部と衝突した跡が見られる(写真-2) . 衝突痕は主桁下フランジとほぼ同じ高さであり、G1~G4 で衝突痕の深さはほぼ同じである。また、衝突した桁端部の鋼材は変形しており、ゴム支承は

変形した状態で留まっている。

c) A2 橋台部と桁端部の衝突

A2 橋台パラペットには桁端部と激しく衝突した跡が見られ、パラペットは桁端部下端と衝突した箇所で押し抜かれていることが確認できる(写真-3) . パラペットは桁端部の衝突によって、橋軸方向に約 70cm、橋軸直角方向に約 50cm 移動している。

3. 解析内容

3.1 解析モデル

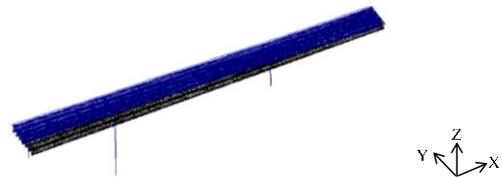
本解析では、主桁下フランジの座屈ができるだけ定量的に評価できるように主桁と床板に線形シェル要素、横構、対傾構、横桁に線形はり要素、支承に線形ばね要素、下部工には武田モデルを採用した非線形はり要素を用いたモデルを作成した(図-5(a))。対象橋梁の上部工は縦断勾配6%、横断勾配2%を有しているため、本解析モデルでも同様に縦断勾配と横断勾配を考慮したモデルとなっている。また、本橋梁の主桁がパラペットに衝突するため、桁端部に図-5(b)に示すような衝突バネ、パラペット、背面土バネを設定した。また、衝突バネ、背面土バネの特性を図-6に示す。衝突バネのバネ定数は桁の軸方向剛性をもとに算出した。背面土には火山灰粘性土とAso4の2種類の粘性土が分布しているため、地盤反力係数から背面土のバネ定数を算出した。また、本研究では主桁下フランジ変断面部の座屈の可能性について検討を行うことを目的としており、応力の出力箇所は図-7に示すとおりである。

3.2 入力波形

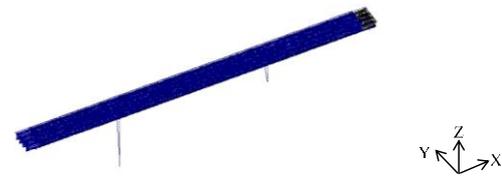
本解析では、入力地震動として俵山大橋から最も近く3.8km東に位置する観測地点である南阿蘇村河陽の熊本地震本震における観測波を用いた(図-8(a))。また、実際の地盤変位については三次元計測の結果、図-9のようになっていることが報告されていることから、入力地震動の加速度波形を2回積分したものに、俵山大橋で観測された実際の最終的な地盤変位に、主要動部分(16~26秒)で達するよう加算した主要動変位波形(図-8(b))を作成し、解析に用いた。計算方法は、Newmark β 法($\beta=0.25$)、減衰はRayleigh減衰、解析ソフトはTDAPIII(Ver.3.06)²⁾を使用した。

表-1 固有値解析結果

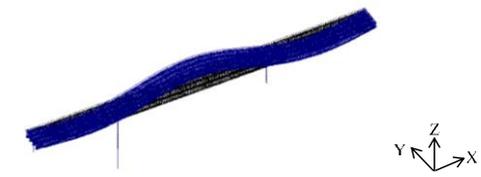
mode	T(sec)	刺激係数			備考
		橋軸	橋軸直角	鉛直	
1	1.38	-7.0E-02	4.1E+01	-1.9E-03	橋軸直角
2	1.29	-6.0E-02	-1.3E+01	8.4E-03	橋軸直角
3	1.27	-4.3E+01	-4.8E-02	5.6E-02	橋軸
4	0.58	-3.0E-04	4.3E-01	1.8E-02	橋軸直角
5	0.55	6.6E-01	-4.3E-03	1.1E+01	鉛直
6	0.44	-2.1E+01	-4.3E-02	3.1E-01	橋軸
7	0.44	3.9E-02	-1.9E+01	-7.3E-03	橋軸直角
8	0.37	-1.4E-02	6.2E+00	6.0E-04	橋軸直角
9	0.31	3.2E-01	-9.0E-02	2.0E+01	鉛直
10	0.28	3.3E-03	6.7E+00	2.3E-01	橋軸直角



(a) 1次モード(橋軸直角)



(b) 3次モード(橋軸)



(c) 5次モード(鉛直)

図-10 固有値解析結果

表-2 解析検討ケース

		入力波	入力方向	作用方法	入力時間	積分時間間隔
モデル1	方向別解析	南阿蘇村河陽EW	橋軸方向	慣性力作用	60s	0.01s
		南阿蘇村河陽NS	橋軸直角方向	慣性力作用	60s	0.01s
		南阿蘇村河陽UD	鉛直方向	慣性力作用	60s	0.01s
		主要動変位波形(橋軸方向)	橋軸方向(各基礎)	慣性力+強制変位	60s	0.01s
		主要動変位波形(橋軸直角方向)	橋軸直角方向(各基礎)	慣性力+強制変位	60s	0.01s
		主要動変位波形(鉛直方向)	鉛直方向(各基礎)	慣性力+強制変位	60s	0.01s
モデル1	3方向同時解析	南阿蘇村河陽	3方向	慣性力作用	60s	0.01s
		主要動変位波形	3方向(各基礎)	慣性力+強制変位	60s	0.01s
モデル2		南阿蘇村河陽EW(16~26s)	橋軸方向	慣性力作用	10s	0.0002s

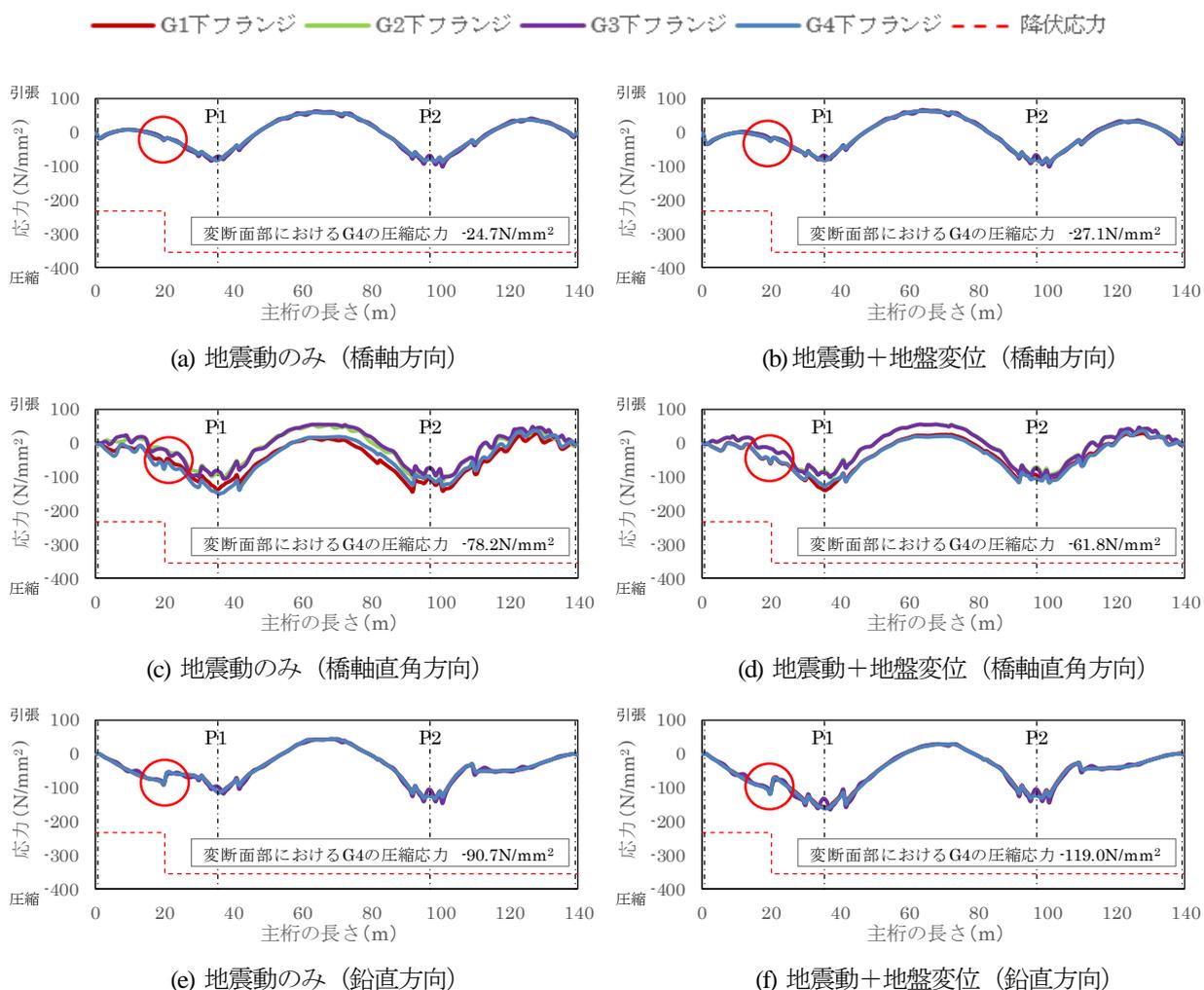


図-11 下フランジの応力分布 (方向別解析の結果)

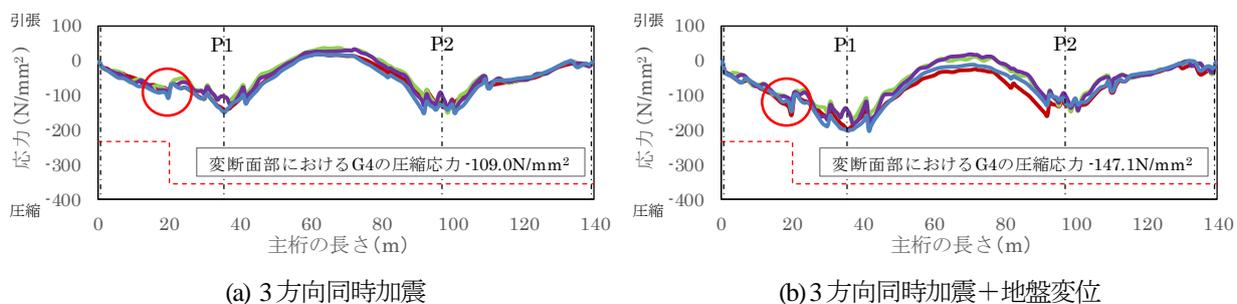


図-12 下フランジの応力分布 (3方向同時解析の結果)

3.3 固有値解析結果

衝突を考慮していないモデル1の固有振動解析した結果の固有周期および振動モードを表-1と図-10に示す。これらの結果から、対象橋梁の基本固有周期は橋軸直角方向で1.38秒、橋軸方向で1.27秒であることがわかる。

3.4 解析検討ケース

解析検討ケースは表-2に示ように計9ケースである。衝突を考慮していないモデル1について、地震動や地盤変位波形は入力時間60秒、積分時間間隔は0.01秒としている。また、衝突を考慮したモデル2については、衝

突発生時にバネ剛性が急激に変化し、解の収束性が悪くなるため、積分時間間隔を0.0002秒とし、入力時間は南阿蘇村河陽EW地震動の主要動部分(16~26秒)の10秒とした。

3.5 解析結果

3.5.1 方向別解析の結果

橋軸、橋軸直角、鉛直の方向別に地震動や地震動+地盤変位を作用させた場合の応力の分布について図-11に示す。図-11の赤丸で囲んだ箇所が主桁下フランジの変断面部となっており、すべてのケースにおいて変断面部

周辺と比較して、圧縮側に大きな応力が発生していることが確認できる。また、地震動のみの場合と比較して、地震動+地盤変位の場合のほうが G4 下フランジの変断面部における圧縮応力が大きくなっており、橋軸方向で 1.10 倍、橋軸直角方向で 1.27 倍、鉛直方向で 1.31 倍大きくなっていることが確認できる。また、方向別では鉛直方向の地震動や地震動+地盤変位を考慮した解析で、圧縮応力が最も大きくなっていることから、俵山大橋の主桁下フランジの座屈の要因の一つとして、鉛直方向の地震動や地盤変位が影響しているということが考えられる。

3.5.2 3方向同時解析の結果

3方向同時解析における下フランジの応力分布を図-12(a)に示す。3方向同時加震の場合は、変断面部において G4 下フランジに最も大きな圧縮応力が作用していることが確認できる。G1~G4 下フランジの全てにおいて許容応力度を超えていないことから、3方向同時加震のみでは下フランジに座屈が生じる可能性は低いと考えられる。また、3方向同時加震+地盤変位における下フランジの応力分布を図-12(b)に示す。圧縮応力の大きさは G1 下フランジにおいて最も大きく、 154.9N/mm^2 である。G4 下フランジにおいても圧縮応力は 147.1N/mm^2 であり、3方向加震の場合の 1.35 倍大きな値となっている。図-13には G4 下フランジに発生した応力の降伏応力に対する割合を示す。俵山大橋は地震動のみの場合、地震動+地盤変位の場合のいずれでも変断面部において大きな圧縮応力が発生しやすいということが確認できる。また、地盤変位を考慮することで A1~P1 付近により大きな圧縮応力が発生している。俵山大橋では A1~変断面部に強度の弱い鋼材が使用されていたことに加え、変断面部に大きな圧縮応力が集中しやすく、地盤変位が加わる影響によってより降伏応力に近づいたということが考えられる。

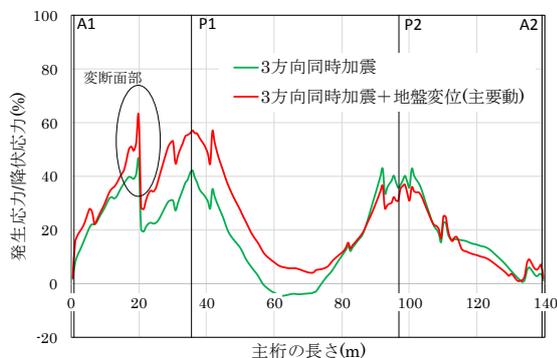


図-13 G4 下フランジに発生した応力の降伏応力に対する割合

3.5.3 衝突を考慮したモデルによる解析の結果

桁とパラペットとの衝突を考慮したモデル 2 に橋軸方向地震動の主要動部分 10 秒を作用させた場合の下フランジの応力分布を図-14、G4 下フランジの変断面部における応力の時刻歴を図-15 に示す。また、図-16、17 には主桁とパラペット間の衝突バネ反力の時刻歴を示す。図-14 より、下フランジの応力分布は A1~P1 の間で圧縮応力が大きくなっていることが確認でき、G4 の変断面部に発生した圧縮応力の大きさは 90.0N/mm^2 である。非線形バネを考慮していない場合において、橋軸方向の地震動のみでは G4 下フランジには 24.7N/mm^2 の圧縮応力で

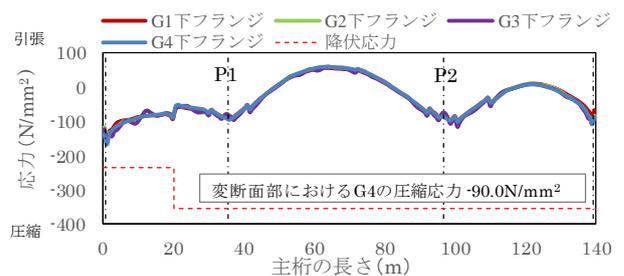


図-14 下フランジの応力分布 (モデル 2)

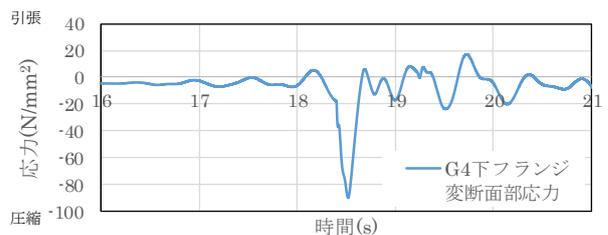


図-15 G4 下フランジ応力時刻歴

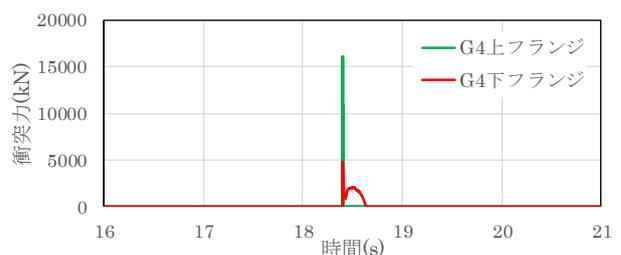


図-16 衝突バネ反力時刻歴 (A1)



図-17 衝突バネ反力時刻歴 (A2)

あったことから、約 3.6 倍の圧縮応力が発生している。また、図-15 の G4 下フランジの変断面部に発生した応力の時刻歴から、圧縮応力が瞬間的に大きくなるのは 18.5 秒付近であることが確認できる。図-16 に示した衝突バネ反力の時刻歴より、A1 側パラペットと桁の衝突が発生している時間が G4 下フランジに大きな圧縮応力が発生した時間に近いことから、A1～P1 の間で下フランジの圧縮応力が大きくなった要因として、桁とパラペットの衝突が影響していることが考えられる。一方で図-17 より A2 側での衝突は、下フランジでのみ発生しており、上フランジ位置では衝突は確認されなかった。写真-3 に示したとおり、A2 側のパラペットの被害形態は A1 側とは異なり、パラペットが押し抜かれる形で破壊されていたため、今回の解析の結果より、下フランジでのみ衝突が発生したことが押し抜き破壊に影響する可能性があると考えられる。ただし、本解析ではパラペットの押し抜き破壊は考慮していないことから、今後は押し抜き破壊を考慮できるモデルを作成していくことや、衝突を考慮したモデル 2 において鉛直地震動や地盤変位を考慮した解析を行っていく必要がある。

4. まとめ

俵山大橋をシェル要素を用いてモデル化し、橋軸、橋軸直角、鉛直方向の地震動や地盤変位を考慮した解析を行った。波形の入力方向や桁とパラペットとの衝突を考慮することによって、主桁下フランジの座屈が発生する可能性について検討した。得られた成果を以下に示す。

- (1) 方向別解析において、地震動や地盤変位を考慮した解析では、鉛直方向で下フランジの変断面部に最も大きな圧縮応力が発生することを確認した。
- (2) 3 方向同時解析において、3 方向同時に地震動や地盤変位を入力するだけでは、降伏応力を超えることはなかった。ただし、地盤変位を考慮することによって、変断面部周辺に大きな圧縮応力が発生することを確認した。

- (3) 桁とパラペットとの衝突を考慮した解析において、主要動部分の地震動を橋軸方向に入力すると、A1 側で衝突が発生した時に G4 下フランジ変断面部に大きな圧縮応力が発生し、衝突を考慮していない場合に比べて、圧縮応力が約 3.6 倍大きくなることを確認した。

本解析の結果から、俵山大橋の主桁下フランジの座屈の要因として、鉛直地震動や地盤変位、桁とパラペットとの衝突が影響しているということが考えられる。また、俵山大橋の実被害では A2 橋台部パラペットの押し抜き破壊が見られたことから、今後は押し抜き破壊を考慮できるモデルの作成や、衝突を考慮したモデルにおいて鉛直地震動や地盤変位を考慮した解析を行っていくことで、更なる検討を行っていく必要がある。

謝辞：俵山大橋に関する情報は、八千代エンジニアリング株式会社、大日本コンサルタント株式会社、構造計画研究所、九州地方整備局及び熊本県にご協力いただきました。また、地震動は熊本県より提供していただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I～V，丸善，1996
- 2) (株)アーク情報システム：TDAPⅢ 理論説明書，使用手引書，バージョン 3.06，2014 年 4 月
- 3) 国土交通省国土技術制作総合研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，2017
- 4) 馬越 一也，甲斐 義隆，葛西 昭，党 紀，佐藤 京，今井 隆：俵山大橋の被害分析，性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会活動報告書，2018
- 5) 松田 泰治，玻座 真翼，梶田 幸秀，内藤 伸幸：平成 28 年熊本地震における俵山大橋の損傷メカニズムに関する基礎的研究，2018

A STUDY ON MECANISM HOW TAWARAYAMA BRIDGE HAS DAMAGED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAK

Taiji MAZDA, Tsubasa HAZAMA, Yukihide KAJITA,
Kazuki HOSHIHARA and Nobuyuki NAITO

This paper investigates the possible buckling of the lower flange, which is a characteristic damage of Tawarayama Bride damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake. The current Specifications for highway bridges only consider horizontal ground motion, but large-scale vertical ground motion and ground displacement, observed during Kumamoto Earthquake, may contribute to the damage. In this study, the possibility of buckling of the lower flange was examined by analyzing the bridge, with a shell element model, considering ground motion and ground displacement.