

航空レーザ測量に基づく地盤変動と 斜面崩壊による崩土を考慮した 阿蘇大橋崩落の可能性に関する検討

千田 知弘¹・崔 準祐²・平川 泰之³・川崎 巧⁴・渡辺 浩⁵

¹正会員 福岡大学助教 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)
E-mail:chida@fukuoka-u.ac.jp

²正会員 九州大学大学院助教 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:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

³アジア航測株式会社 九州コンサルタント部 (〒862-0954 熊本市中央区神水 2-7-10 神水中島ビル 5F)
E-mail:ys.hirakawa@ajiko.co.jp

⁴フェロー会員 東亜コンサルタント株式会社 福岡支店 (〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東 3 丁目 12-24 博多駅東 QR ビル 10F)
E-mail:kawasaki-t@toa-consultant.co.jp

⁵正会員 福岡大学教授 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)
E-mail:mag@fukuoka-u.ac.jp

2016年4月に発生した熊本地震により崩落した阿蘇大橋に関し、一年以上経過した今現在も崩落の原因は明らかにされていない。当初は、大規模土砂災害による崩土に巻き込まれて崩落した可能性が示唆されていたが、最近の調査では断層崩壊に伴うアバット付近の地盤変動によって崩落した可能性も示唆されるようになってきた。しかし、そのどちらについても崩落原因として明確な検証がなされていない。

本研究では、断層破壊に伴う地盤変動と斜面崩壊による崩土に着目し、FEM解析による阿蘇大橋の崩壊可能性について検討した。地盤変動に関しては、航空レーザ測量を用いて阿蘇大橋周辺の地盤変位量を測定し、その値を基に崩落の可能性を検討した。崩土に関しては、アーチ支間の1/4、1/2に到達したと仮定し、崩土を上載荷重とした解析により崩落の可能性を検討した。

Key Words: Kumamoto earthquake, Asoohashi, aerosurvey, ground deformation, landslide disaster, FEM

1. はじめに

2016年4月に発生した熊本地震によって多くの橋梁が被災したことは記憶に新しい。特に、阿蘇大橋の崩落は土木関係者に大きな衝撃を与えた。阿蘇大橋崩落の原因として、地震後数カ月は、本震時に発生した大規模斜面崩壊による崩土に巻き込まれた可能性がマスメディア等を通じて多く挙げられていた¹⁾。調査が進むにつれ、断層による地盤変動によってアーチアバットが滑動し、アーチリブに甚大な損傷を与えた可能性が指摘されるようになった^{2)~5)}。また、阿蘇大橋周辺の橋梁にも大きな損傷は見られるが、同じ上路式アーチ橋である南阿蘇大橋を含め、崩落に至った橋梁は皆無であり、地震動によって阿蘇大橋が崩落した可能性は低いことが指摘される

ようになった²⁾。これまでに、阿蘇大橋の崩落に関して多くの推論がなされてきたが、崩落原因を記録した映像媒体が存在しないことや、2017年8月末現在、アーチリブを含む大部分の主部材が谷底から引き上げられていないことから、震災後1年経過した今でも、崩落原因の解明がなされていない現状にある。

そのような背景の踏まえ、土木学会地震工学委員会・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・阿蘇大橋サブワーキンググループにおいては、阿蘇大橋の被災について、(1)崩土による被災⁶⁾、(2)地盤変動に起因するアーチアバットの滑動による被災⁸⁾、の2種類の可能性に焦点を当て検討を行ってきた。これまでの成果として、崩土を上載荷重としたFEMによる静的解析結果と、アーチアバットが0.25m滑動したと想定

した静的解析結果から、(1)と(2)のどちらが生じても阿蘇大橋が崩落するのに十分な損傷をアーチリブに与え得ることを示した。

そこで本研究は、これまでの成果⁶⁾⁸⁾を土台とし、阿蘇大橋の崩落に実際に最もクリティカルに働いた要因を検討することとした。具体的には、震災前後の航空レーザ測量データを用いて阿蘇大橋のアーチアバット周辺の地盤変位量を推定し、その地盤変位量を用いて FEM 解析を行い、地盤変動による阿蘇大橋崩落の可能性を検討した。また、阿蘇大橋右岸周辺に到達した崩土の崩土量を参考⁴⁾⁵⁾とし、崩土を上載荷重とした静的解析を実施し、崩土による阿蘇大橋崩落の可能性についてもまた検討した。

2. 阿蘇大橋の構造諸元および FEM 解析モデル

(1) 阿蘇大橋の構造諸元

阿蘇大橋は、橋長205.96m、全幅員8.8m（有効幅員8.0m）、アーチ支間124.0mの上路式トラス逆ランガーアーチ橋である。アーチライズは18.0mであり、内側にそれぞれ6°傾斜させ安定化させている。本研究で対象とするアーチ区間の側面図を図-1に、アーチリブの各断面詳細を図-2に示す。図-1においては、アーチリブに対し、右岸側のアーチ支承部を①、左岸側のアーチ支承部を⑯とした上で、各格点に②～⑭の番号を順に振った。

アーチリブは、図-2に示すように、幅540mm×厚さ9～19mmの上フランジ、幅600mm×厚さ9～19mmの下フランジ、高さ600mm×厚さ9mm～19mmのウェブから成るボックス断面を有し、支承部から支間中央部かけて各部材の厚みが薄くなっていく構造となっている。補剛材として、厚さ8mmダイヤフラムが各格点間の中央に取り付けられており、③～⑭間のアーチリブには90×8mmの縦リブが上下フランジおよび左右のウェブの中央に計4箇所設置されている。①～③、⑭～⑯のアーチリブには縦リブは設置されていないが、アーチリブとアーチ支承の接合部側面に、図-3に示す補剛リブが2箇所ずつ計4箇所それぞれ設置されている。

上流側と下流側のアーチリブを連結する下横構の支材は、幅200mm×厚さ9mmの上フランジ・下フランジ、高さ134mm×厚さ9mmのウェブから成るI型断面を有する。対傾構は、幅200～204mm×厚さ10～12mmの上フランジ、下フランジ、134mm～200mm×厚さ8～12mmのウェブから成るI型断面もしくはT型断面を有する。

アーチリブと上弦材を連結するワーレントラスは、ボックス型断面とI型断面の二種類から構成される。図-1において、⑥～⑧、⑩～⑫の格点で接合されている斜材の内、それぞれ支承側の斜材がI型断面となる。各部材

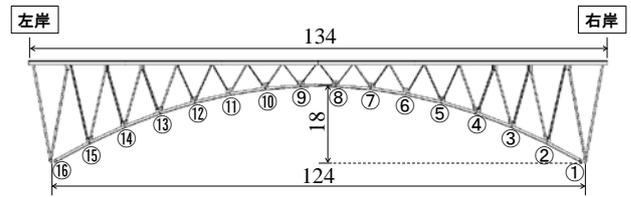


図-1 アーチ区間の側面図（単位：m）

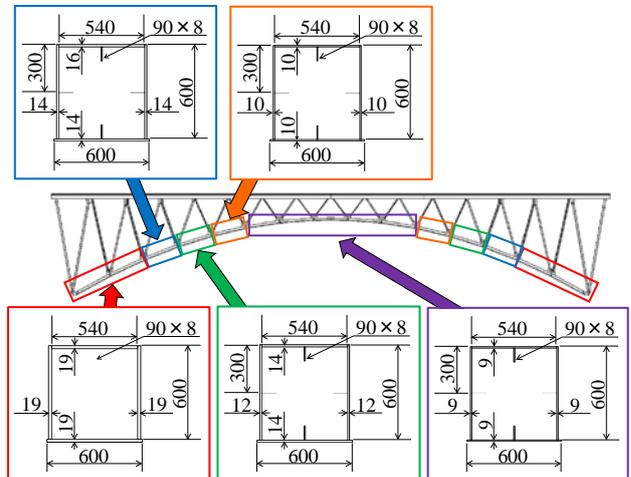


図-2 アーチリブの断面および断面配置図(単位：mm)

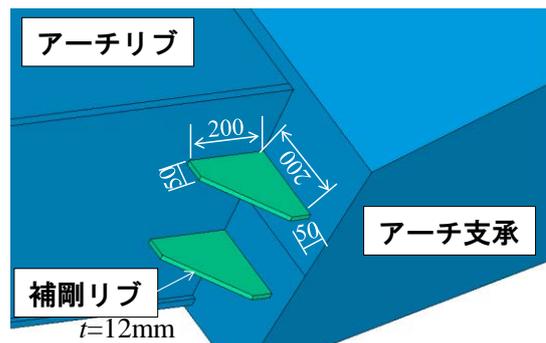


図-3 アーチリブとアーチ支承の接合部のモデル化(単位：mm)

は、幅200mm～460mm×厚さ9mm～14mmの上フランジ・下フランジ、高さ510mm～520mm×厚さ9mm～28mmのウェブから成る。

(2) FEM 解析モデルおよび解析手法

本解析では、汎用 FEM（有限要素法）解析ツール ANSYS（Ver15, ANSYS, Inc）を用いて解析を行った。予備解析として弾性解析を行った⁸⁾が、SS400およびSM400の公称値である235MPaをはるかに超える応力がアーチリブ全体に生じた。弾塑性解析を行った場合、収束が困難であることが容易に想定できることに加え、本研究では、地盤変動による崩落の可能性と崩土による上載荷重による崩落の可能性を検討することが主目的であるため、弾性解析にとどめ、変位や応力分布の傾向を見ていくこととした。ただし、評価する上では、上記公称値を降伏

応力として以後扱う。

FEM解析モデルの作成にあたっては、上弦材と床版を除き、ソリッド要素で忠実にモデル化した。上弦材と床版のモデル化は、実構造の剛性に合わせた簡易モデルとした。具体的には、上弦材は、幅 700mm×厚さ 20mmの上フランジと下フランジ、高さ 920mm×厚さ 10mmのウェブから成るボックス型断面とし、2本の上弦材を幅 5100mm×板厚 140mmの鋼板で接合するモデルとした。コンクリート床版は、幅 8800mm×板厚 200mmとしてモデル化した。なお、本論文においては、これまでの先行研究^{6)~8)}から以下の三点の改良を行っている。

- ・アーチリブのダイヤフラムと縦リブのモデル化^{6)~8)}
- ・アーチクラウン周辺のガゼットの追加^{6)~8)}
- ・アーチ支承のヒンジ化^{6)~7)}

FEM解析モデルの要素分割図の代表例として、1/4アーチ支間まで崩土が到達したと想定したモデルの要素分割全体図を図-4に、使用した各材料定数を表-1に示す。座標は右岸から左岸へ向けて正とする橋軸方向にz軸、橋軸直角方向にx軸、高さ方向にy軸を取ることにした。原点Oは、側面から見て、左右の支承のヒンジ部を繋ぐ軸線上の橋軸方向中央および橋軸直角方向中央となる図-3の位置に原点を取った。解析では四面体10節点30自由度のソリッド要素（テトラ10）を用い、要素サイズは鋼材を10~50mm、床版および崩土は1000mmとした。材料定数は、鋼材、コンクリートは各公称値を用い、崩土は火山灰に由来する黒ボク土を想定した。

アーチ支承部および床版・上弦材に対する境界条件および強制変位入力位置を図-5、図-6に、境界条件および強制変位付与の条件を表-2、表-3に示す。表-2、表-3においては、拘束を○、フリーを×と表記した。境界条件は、アーチ支承のピン部（図-5）および上弦材、床版の右岸・左岸各端部の最下部位置（図-6）を線拘束することで与え、x軸回りの回転を許容するモデルとした。3章で詳述するが、本研究の調査では、右岸と左岸とで明らかかな鉛直方向変位は確認されていないことから、共通の境界条件として、y方向変位を拘束した。それ以外の境界条件および強制変位付与の条件は、表-2、表-3に示すように、解析の種類によって異なる。詳細は各章で示すが、例えば、表-3における滑動解析の上弦材・床版下部のz方向変位拘束に関しては、上弦材がフリーで変位した場合と拘束された場合の両方の挙動を対象とし、変位拘束する場合は上弦材の端部変位を面拘束した。

3章で詳述する地盤変動によるアーチアバットの滑動の解析においては、右岸側と左岸側にそれぞれ推定変位量を基とした強制変位を与えると、剛体回転が生じて収束しない。よって、左岸側のアーチ支承部の変位を拘束し、右岸側のアーチ支承部に相対変位を強制変位として与えた。強制変位として与える推定変位量は3章で示す。

表-1 解析に使用した要素と各材料定数

部材	要素・自由度	ヤング率(GPa)	ポアソン比	単位体積重量(kN/m ³)
鋼材	四面体10節点30自由度	206	0.3	77.0
コンクリート		25	0.25	25.0
崩土		0.24	0.18	14.3

表-2 右岸側の境界条件および強制変位付与条件

	アーチ支承ピン部			上弦材・床版下部		
	x	y	z	x	y	z
滑動解析	強制変位	○	強制変位	強制変位	○	強制変位
崩土解析	○	○	○	×	○	○

表-3 左岸側の境界条件および強制変位付与条件

	アーチ支承ピン部			上弦材・床版下部		
	x	y	z	x	y	z
滑動解析	○	○	○	×	○	○or×
崩土解析	○	○	○	×	○	×

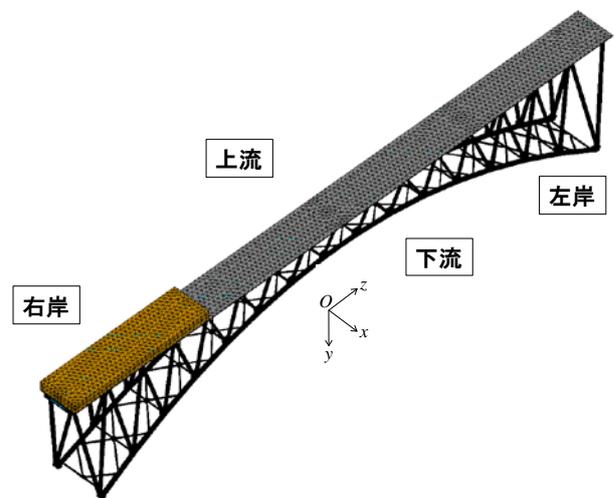


図-4 要素分割全体図

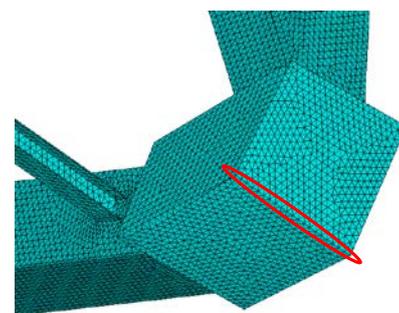


図-5 アーチ支承部における境界条件等入力位置

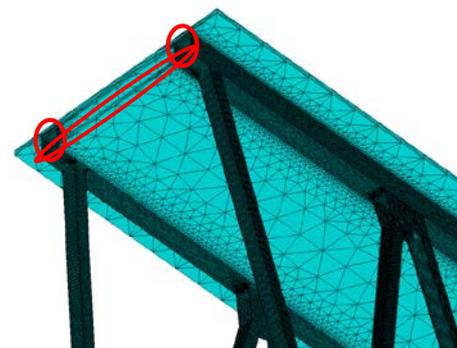


図-6 床版および上弦材における境界条件等入力位置

上弦材および床版の境界条件は、右岸側の上弦材および床版にアーチ支承部と同じ強制変位を与え、左岸側はローラーとしてモデル化し、また、右岸側の強制変位の影響が左岸側に表れるよう、 x 方向変位は拘束しないモデルとした。

4章で詳述する崩土の上載荷重による解析においては、アーチアバットの滑動は考慮せず、純粹に崩土による被害のみを想定した解析とする。よって、アーチ支承部に関しては回転を除く全方向変位を拘束し、上弦材および床版に関しては、右岸側をヒンジとし、左岸側をローラーとしてモデル化した。ただし、文献^{6,7}より、ワーレントラスの変形によって上弦材の x 方向にひずみが生じる可能性が示唆されているので、 x 方向の変位は拘束しない。

自重は、鉛直方向に重力加速度を与えることによって与えた。崩土の上載荷重に関しては、4章で詳述する。

3. 地盤変動に起因するアーチアバットの滑動による阿蘇大橋崩落の可能性

(1) 航空レーザ測量データを用いた阿蘇大橋右岸・左岸の相対変位の算出

吉見³⁾は、現地調査から阿蘇大橋の極近距離で1.2m程度の右ずれがあったとの報告しており、同様の報告²⁾も見られるようになった。しかし、阿蘇大橋の左岸と右岸とで、実際にどれ程の相対的な地盤変動が生じたかを明確に示す現地調査結果は存在しない。一方、(一社)砂防学会や(一社)日本応用地質学会においては、航空レーザ測量を用い、熊本県の広範囲に渡って地表面変位の解析を行っており、阿蘇大橋周辺のデータ^{5, 9, 10)}も多く存在する。

矢田ら⁹⁾が作成した熊本地震による地表地震断層の分布図(ストリップマップ)には、阿蘇大橋の橋台部付近から東北東に向けて延びる右ずれ断層が示されているが、この断層は阿蘇大橋を横切っていない。一方、向山ら¹⁰⁾は地震前後の航空レーザ測量データを用いた地表面変位の解析結果について、変位方向をベクトル、変位量をグラデーションによって平面図上に示している。この地表面変位図から阿蘇大橋橋台付近の変位に着目すると、水平成分は右岸側では東北東～東南東に約2m程度、左岸側では北西～北北東に約0.5m程度の変位が読み取れ、鉛直成分は左右岸とも約0.5m程度の沈下を読み取れる。グラデーション表示のため変位量自体は正確に読み取れないが、ベクトルの向きは明瞭であり、阿蘇大橋の左右岸で大きな相対変位が発生していることが強く示唆される。そこで、地震前後の航空レーザ測量データを収集し、阿蘇大橋左右岸の相対変位量を算出した。

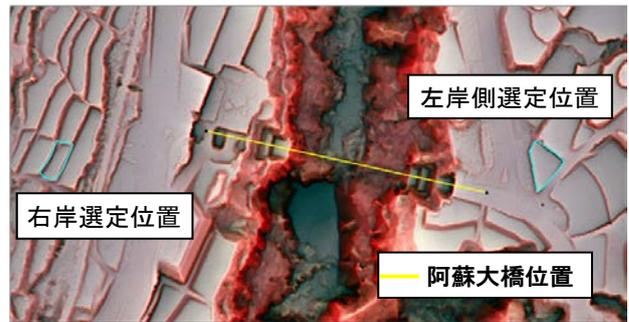


図-7 赤色立体地図および変位量測定選定箇所

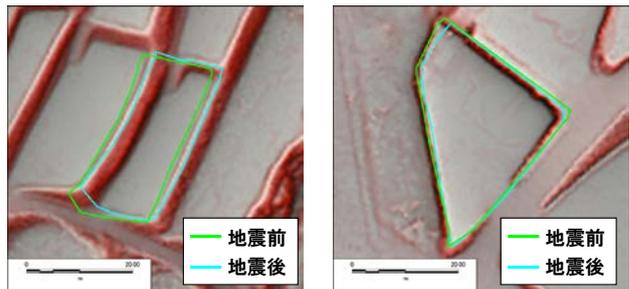


図-8 赤色立体地図および変位量測定選定箇所

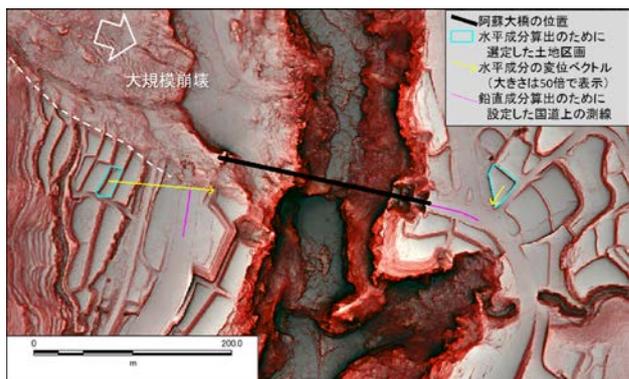


図-9 変位量算定位置と水平成分の変位ベクトル

相対変位量の算出に用いた航空レーザ測量データは、地震前としては国土交通省九州地方整備局による2013年1～2月の計測データ(1mメッシュ)、地震後としては林野庁によって処理された2016年4月の計測データ(0.5mメッシュ)を用いた。変位量の水平成分・鉛直成分を算出法を以下に示す。

a) 水平成分の算出方法

地震前後のそれぞれの地形データから、図-7に示す微地形を可視的に表現できる赤色立体地図¹¹⁾を作成した。赤色立体地図上において、外郭形状が明確な土地区画で、地震前後とも同一のものが改変・破壊されずに存在しているもののうち、最も阿蘇大橋に近いものを左右岸それぞれ1箇所ずつ選定した。なお、選定箇所が阿蘇大橋より若干離れた箇所となっているが、アーチアバット周辺では局所的に崩れが生じており、また、崩土が1～

表-4 阿蘇大橋両岸における地震による変位量の算出結果

	水平成分				鉛直成分
	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	変位量(m)	方位(度)	$\Delta Z(m)$
右岸側	2.1	-0.19	2.11	95	-0.28
左岸側	-0.24	-0.37	0.44	213	-0.37

表-5 橋軸に作用する水平方向相対変位の算出結果

	成分と大きさ			ベクトルCとの関係		橋軸方向成分	橋軸直角方向成分
	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	大きさ(m)	内積(m ²)	θ (度)	a1.b1(m)	a2.b2(m)
ベクトルA	2.1	-0.19	2.11	481.4	7.47	2.09	0.27
ベクトルB	-0.24	-0.37	0.44	-35.3	110.33	-0.15	0.41
ベクトルC	224.67	-50.39	230.25	-	-	-	-
合成値						2.24	0.68

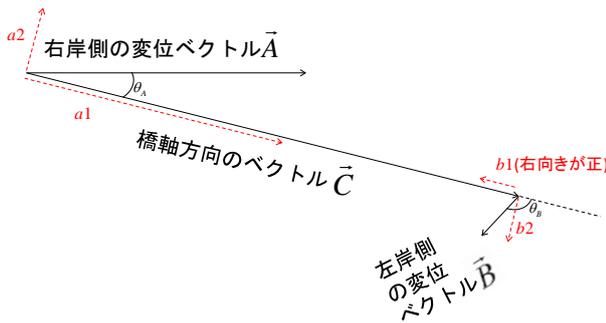


図-10 変位ベクトルと橋軸方向のベクトルの関係

2m 堆積している箇所があることから、図-7 の箇所を選定した。選定した 2 箇所の土地の外郭形状を図-8 に示すように地震前後とも GIS 上でトレースし、それぞれの重心座標を算出、重心座標の差を変位量とした。

b) 鉛直成分の算出方法

右岸・左岸それぞれで阿蘇大橋直近の国道上に、GIS 上で長さ 50m の縦断線を描いた。地震前後の地形データから 1m 間隔で、測線両端を含め 51 地点の標高値を取得し、各地点の地震前後の標高差の平均値を算出した。

a), b) の算出法を用いて算出した結果を表-4、図-9 に示す。表-4 においては、 ΔX は東を正、 ΔY は北を正、 ΔZ は上向きを正とし、方位は、北向きを 0 度とし、時計周りを正とした。表-4 に示すように、水平成分は右岸側で東向きに 2.11m、左岸側で南西向きに 0.44m、鉛直成分は左右岸とも 0.3~0.4m 前後の沈下となった。上述した向山ら¹⁰⁾の平面図から読み取った結果と比較すると、左岸側の水平成分以外は整合的である。左岸側の水平成分が向山ら¹⁰⁾の平面図からの読み取り結果(北西~北北東向き 0.5m程度)と整合しない理由としては、使用した地形データの解像度(地震前 1m, 地震後 0.5m)よりも変位量が小さいため測量誤差の領域に含まれることが考えられるが、少なくとも右岸側のような、解像度を超える大きな変位は発生していない。すなわち阿蘇大橋の左右岸では、メートルオーダーの大きな相対変位が発生したことが分かる。

続いて、橋軸の始点・終点座標を GIS 上で測量し、橋軸方向をベクトルとして表現した上で、左右岸それぞれの変位ベクトルとの内積関係によって、左右岸の橋軸方向および橋軸直角方向の相対変位を算出した。変位ベクトルと橋軸方向のベクトルの関係を図-10 に示す。

右岸の変位ベクトルを $\vec{A}=(\Delta X_A, \Delta Y_A)$ 、左岸の変位ベクトルを $\vec{B}=(\Delta X_B, \Delta Y_B)$ 、橋軸ベクトルを $\vec{C}=(\Delta X_C, \Delta Y_C)$ とし、 \vec{A} と \vec{C} のなす角を θ_A 、 \vec{B} と \vec{C} のなす角を θ_B とすると、 \vec{A} と \vec{C} の間には内積関係により次式が成り立つ。 \vec{B} と \vec{C} の関係も同様であるためここでは省略する。

$$\vec{A} \cdot \vec{C} = \Delta X_A \cdot \Delta X_C + \Delta Y_A \cdot \Delta Y_C \quad (1)$$

$$\cos \theta_A = \frac{\vec{A} \cdot \vec{C}}{|\vec{A}| \cdot |\vec{C}|} \quad (2)$$

次に θ_A , θ_B を用いて、橋軸方向および橋軸直角方向の相対変位を求める。図-10 に示すように、 \vec{A} の橋軸方向成分と橋軸直角方向成分をそれぞれ $a1$ と $a2$ とすると、 $a1$ と $a2$ は次式で算出される。 \vec{B} についても同様であるためここでは省略する。

$$a1 = |\vec{A}| \cos \theta_A \quad (3)$$

$$a2 = |\vec{A}| \sin \theta_A \quad (4)$$

式(1)~式(4)より算出した橋軸方向および橋軸直角方向の変位を表-5 に示す。表-5 より、阿蘇大橋には $a1-b1=2.24m$ に相当する橋軸圧縮方向の相対変位と、 $a2+b2=0.68m$ に相当する橋軸直角右ずれ方向の相対変位が作用したことが明らかになった。

鉛直方向の相対変位については、表-4 に示した左右岸の変位量の差から、 $-0.28+0.37=0.09m$ の左岸側下がりとなる。航空レーザ測量の精度を考慮すると、この値は有意な差ではなく、左右岸で鉛直方向の相対変位があったとは言い難い。

以上より、次節の FEM 解析においては、表-2 の x に $-0.68m$, z に $2.24m$ を代入し、 y 方向変位は考慮しないで行っていくこととする。

(2) 航空レーザ測量データから得られた相対変位を用いた FEM 解析

a) 滑動によって生じる各方向変位

阿蘇大橋の左岸側は、18.02m の桁橋とアーチの床版が接合されている。アーチの上弦材と桁橋の桁との間には、温度変形を許容するための 18mm の遊間が設けられている。よって、地盤変動が橋軸圧縮方向に生じた場合、上弦材の変位は最初はフリーで変位した後、桁と衝突したと考えられる。本解析では、桁と上弦材の衝突後に、桁によって上弦材の水平変位が拘束された場合と、衝突の

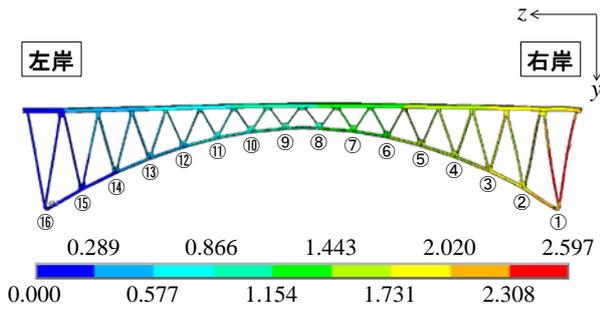


図-11 上弦材変位拘束モデルの z 方向（橋軸方向）変位分布を示した側面図（単位：m）

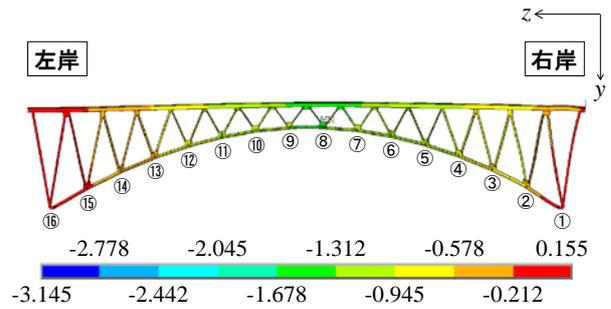


図-14 上弦材変位拘束モデルの y 方向（高さ方向）変位分布を示した側面図（単位：m）

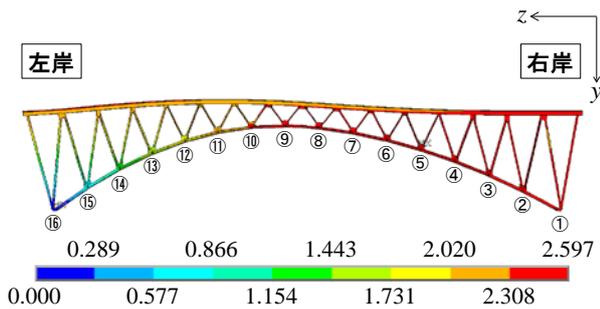


図-12 上弦材変位フリーモデルの z 方向（橋軸方向）変位分布を示した側面図（単位：m）

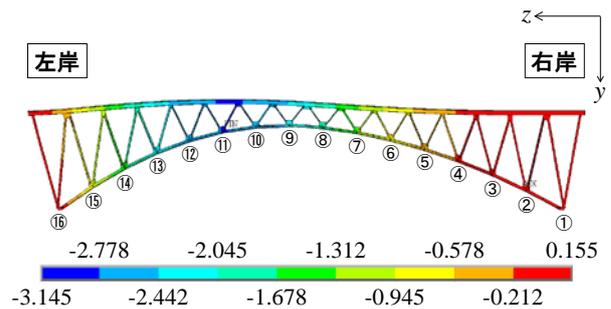


図-15 上弦材変位フリーモデルの y 方向（高さ方向）変位分布を示した側面図（単位：m）

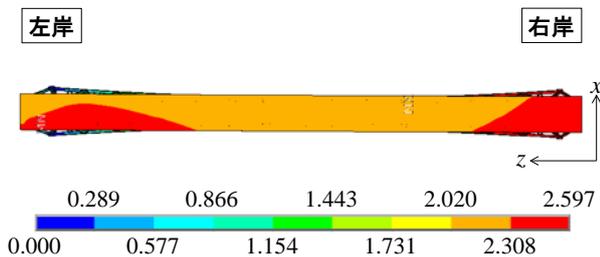


図-13 上弦材変位フリーモデルの z 方向（橋軸方向）変位分布を示した上平面図（単位：m）

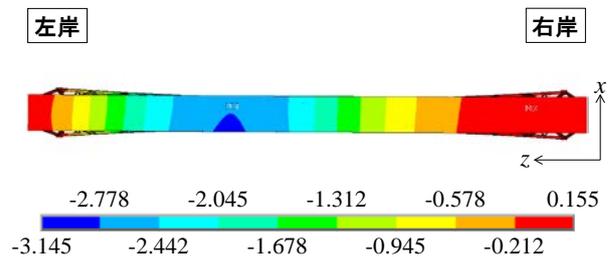


図-16 上弦材変位フリーモデルの y 方向（高さ方向）変位分布を示した上平面図（単位：m）



写真-1 桁が衝突したと思われるAIアバットの損傷

影響で桁橋の支承が破壊され、上弦材ともどもフリーで変位し続けた場合を想定し、表-3 に示したように、左

岸側の上弦材の橋軸方向の境界条件を拘束有り（以後、上弦材変位拘束モデル）、無し（以後、上弦材変位フリーモデル）の2種類とした。

上弦材変位拘束モデルの z 方向（橋軸方向）変位分布を示した側面図を図-11 に、上弦材変位フリーモデルの z 方向変位分布を示した側面図を図-12 に、上平面図を図-13 に示す。図-11 と図-12 を比較すると、図-11 に示す上弦材変位拘束モデルにおいては、床版とアーチリブともに右岸側から左岸側にかけて緩やかに変位量が減少していくのに対し、図-12 に示す上弦材変位フリーモデルにおいては、アーチリブの橋軸方向の変位量は、格点①から⑩までは変位量が2mを超えるが、格点⑩付近から左岸にかけて急速に変位量が減少することが見て取れる。また、上弦材変位フリーモデルの場合、アーチリブの変位量と床版の変位量が一致しない。先行研究⁸⁾にお

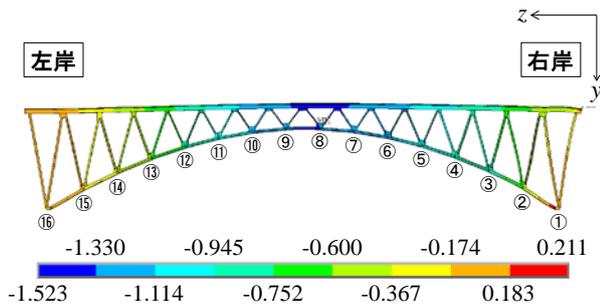


図-17 上弦材変位拘束モデルの x 方向（橋軸直角方向）変位分布を示した側面図（単位：m）

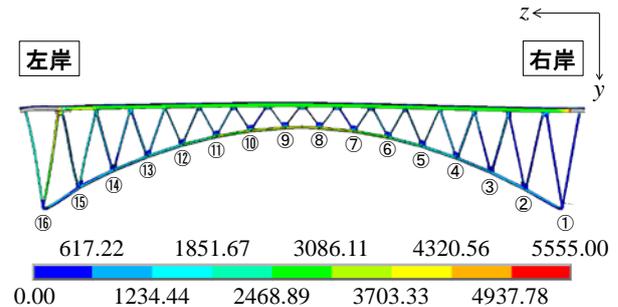


図-19 上弦材変位拘束モデルに生じる相当応力分布を示した側面図（単位：MPa）

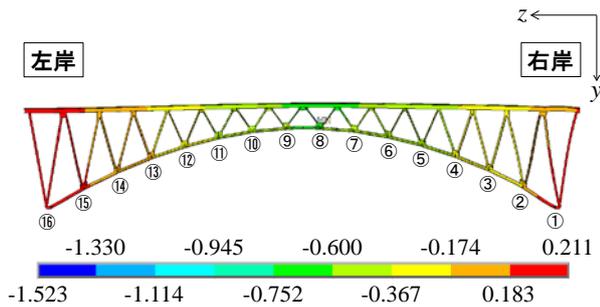


図-18 上弦材変位フリーモデルの x 方向（橋軸直角方向）変位分布を示した側面図（単位：m）

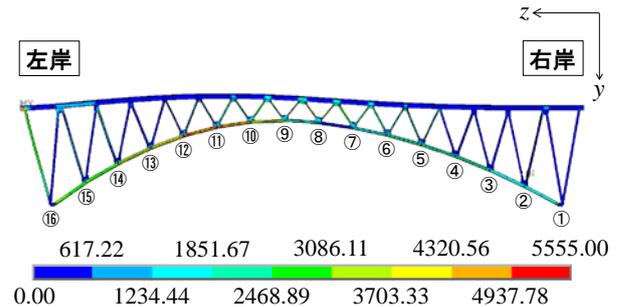


図-20 上弦材変位フリーモデルに生じる相当応力分布を示した側面図（単位：MPa）

いて、アーチリブに強制変位を与えた場合、図-11 のような緩やかな変位分布を示すので、図-12 の変位分布は上弦材の変位の影響を強く受けていると推察される。

桁が衝突したと思われる左岸側の A1 アバットの損傷を写真-1 に示す。パラペット部の損傷状況を見ると、桁橋がパラペットに衝突したとみられる痕跡があり、その衝突痕から上流側（写真左側）の損傷が大きいことが確認できる。こうした損傷状況が解析でも推察できるか検証したところ、図-13 に示す変位分布より、左岸側の端部の変位は上流側の方が大きく、アーチ床版および上弦材が桁橋に上流側から衝突し、続いて桁橋が橋台パラペットに上流側から衝突した可能性があることが分かった。

上弦材変位拘束モデルの y 方向（高さ方向）変位分布を示した側面図を図-14 に、上弦材変位フリーモデルの y 方向変位分布を示した側面図を図-15 に、上平面図を図-16 に示す。図-14 に示す上弦材変位拘束モデルにおいては、アーチ支間中央付近で上向きの最大変位を生じ、左岸と右岸とでほぼ左右対称の変位分布となる。一方、図-15、図-16 に示す上弦材変位フリーモデルにおいては、格点⑩から格点⑪の間に上向きの最大変位を生じ、また、上流側に局所的に 3m を超える大きい上向きの変位が生じている。

上弦材変位拘束モデルの x 方向（橋軸直角方向）変位分布を示した側面図を図-17 に、上弦材変位フリーモデルの x 方向変位分布を示した側面図を図-18 に示す。図-

17 と図-18 の変位分布の大きさの違いは、境界条件の差であると考えられる。上弦材変位拘束モデルは左岸側端部の上弦材の z 方向変位が面で拘束されているため、橋軸方向への変位を与えられると x 方向へずれるように変位し、変位量が増加すると考えられる。どちらのモデルも全体的に上流側（ x 方向）に変位しており、崩落時は上流側に傾いて崩落した可能性がある。

b) 滑動によって生じる相当応力

上弦材変位拘束モデルに生じる相当応力の分布を示した側面図を図-19 に、上弦材変位フリーモデルに生じる相当応力の分布を示した側面図を図-20 に示す。両図とも、アーチリブに生じる相当応力が視認できるように応力コンターを調整した。

本解析は弾性解析であるので、両モデルともに相当応力が著しく大きく生じているが、仮に弾塑性解析を行っても塑性によってヒンジ化した箇所が多数生じ、収束は困難であることは容易に想定される。いずれにせよ、弾性解析でこれほどの値がでるようであれば、地盤変動が生じた直後に崩落した可能性が高いと考えられる。

図-19 と図-20 を比較すると、アーチリブに関しては、図-20 に示す上弦材変位フリーモデルの方に約 1.5 倍高い応力が生じている。これは、上弦材変位拘束モデルにおいては、上弦材も構造部材として機能しているためアーチリブに生じる相当応力が減少するためである。よって、上弦材が橋軸方向にフリーに変位した場合、より崩

落の可能性が高くなるといえる。最大値が生じる箇所に関しては、上弦材変位拘束モデルに関してはアーチクラウン部であり、上弦材変位フリーモデルにおいては、格点⑩～格点⑫の間となる。また、**図-19**ではアーチクラウンを境に左岸・右岸とで相当応力分布はほぼ左右対象となるが、**図-20**では非対象となる。先行研究⁸⁾では、滑動がアーチリブの損傷に与える影響をより単純に把握するため、強制変位はアーチ支承にのみ与えていたが、この場合、アーチリブの相当応力分布は左右対象であった。**図-19**の挙動も踏まえると、上弦材の変位が、アーチリブの挙動に大きく影響することが分かる。

以上より、滑動によって桁橋の桁と上弦材が衝突した後も上弦材が構造材としての機能を失わなかった場合、アーチクラウン部に著しい損傷が生じ、アーチリブの崩落に至った可能性が高い。一方、桁と上弦材の衝突によって上弦材が構造材として機能を失っていた場合、左岸側のアーチリブにより大きな変形とそれに伴う著しい損傷が生じ、アーチリブの崩落に至った可能性が高い。

本解析結果は、将来的な橋梁建設計画において、断層の存在と、災害時の影響を考える必要性が大きいことを強く提示するものである。

4. 崩土による阿蘇大橋崩落の可能性

前章では、阿蘇大橋の崩落の原因として、地盤変動の可能性が著しく高いことを示した。熊本地震は断層による地震であり、地盤変動後に生じる地震動や崩土によって阿蘇大橋が崩落したとは考えづらい。しかし、昭和40年代前後に建設された橋梁においては、コスト面や技術面から、山尻がせり出し川幅が最も狭い箇所に建設されている事例が多く、崩土による橋梁被災は今後十分にあり得る。また、地震以外でも、平成26年8月豪雨による広島市の土砂災害のような豪雨による大規模斜面崩壊も今後あり得るため、どの程度の崩土がアーチ式橋梁の崩落に影響するかを把握しておくことは重要である。

そこで本章では、阿蘇大橋周辺に到達した崩土量を文献^{4,5)}から推定し、崩土によって阿蘇大橋が崩落する可能性があったかを検討していく。

(1) 阿蘇大橋周辺に到達した崩土量の推定

熊本地震本震発生後、阿蘇大橋が崩土によって崩落した可能性が広く言及されていた理由として、左岸側のA1アバットを超えて土砂が堆積していたためである。地盤変動で地震後すぐに崩落した可能性を除いても、この土砂が阿蘇大橋の床版の上を流れてA1アバットを超えた崩土である可能性は以下の3点で現在は否定される。
①崩土は右岸側の崖を下り、左岸側の崖の中腹まで到達



写真-2 2016年4月17日に撮影した崩落した床版
(提供：石川芳治東京農工大学名誉教授)

しており、その際の土埃が所々に見られる^{4,5)}。よって、阿蘇大橋のA1アバットに堆積していた土砂は崩土ではなくこの土埃と見られる。

②崩土が橋梁の上を流れた場合、高欄や照明も損傷を受けるはずであるが、A1アバット部に残っていた床版の写真(写真-2)を見ると、いずれも損傷を受けていない。
③阿蘇大橋は大規模崩壊の端部に位置し、崩土量は大規模崩壊中央部よりも少なく、阿蘇大橋の右岸側から左岸側まで到達するほど崩土が押し寄せたとは考えられない。

よって、崩土が阿蘇大橋のアーチ部まで到達していたとしても、最大でも右岸側からアーチ支間中央までの半分程度であったと推察される。また、崩土の厚みに関しては、A2アバット周辺に堆積した崩土の推定厚さが1～2m^{4,5)}という調査結果がある。以上より、本解析では、崩土の到達がアーチ支間の1/4、1/2に到達した場合、崩土の厚みが1mもしくは2m、と場合分けし、計4種類の解析を行った。以後、アーチ支間の1/2に到達・崩土の厚み1mのモデルをh1(half・1mの略、以下同様)モデル、アーチ支間の1/2に到達・崩土の厚み2mのモデルをh2モデル、アーチ支間の1/4に到達・崩土の厚み1mのモデルをq1(quarter・1mの略、以下同様)モデル、アーチ支間の1/4に到達、崩土の厚み2mのモデルをq2モデルと呼称する。

(2) 崩土を上乗荷重としたFEM解析

a) 崩土によって生じる変位分布

各方向変位分布の代表例として、h2モデルのz方向変位分布を示した側面図を**図-21**、**図-22**に、q2モデルのz方向変位分布を示した側面図を**図-23**に、h2モデルのy方向変位分布を示した側面図を**図-24**に、q2モデルのy方向変位分布を示した側面図を**図-25**に、h2モデルのx方向変位分布を示した側面図を**図-26**に、q2モデルのx方向変位分布を示した側面図を**図-27**に示す。**図-22**と**図-23**は、変形形状をより視認しやすくするため、

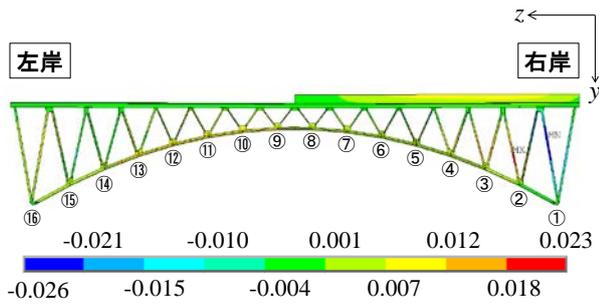


図-21 h2モデルの z 方向変位分布を示した側面図 (単位:m)

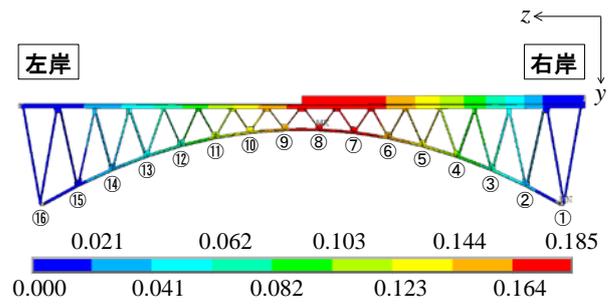


図-24 h2モデルの y 方向変位分布を示した側面図 (単位:m)

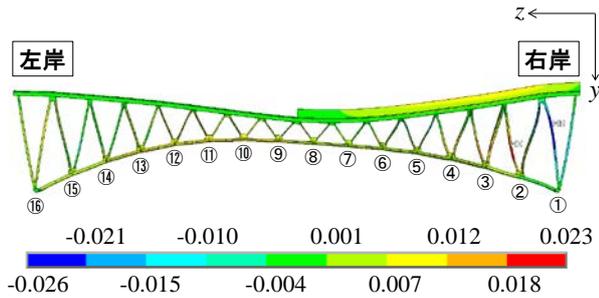


図-22 h2モデルの z 方向変位分布を誇張して示した側面図 (単位:m)

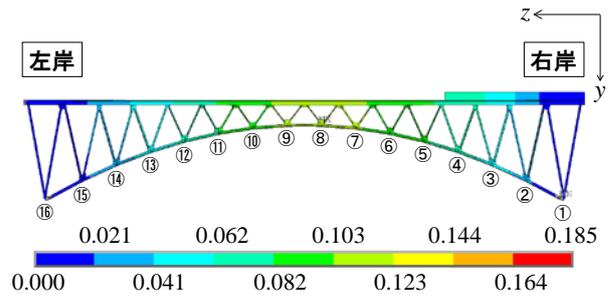


図-25 q2モデルの y 方向変位分布を示した側面図 (単位:m)

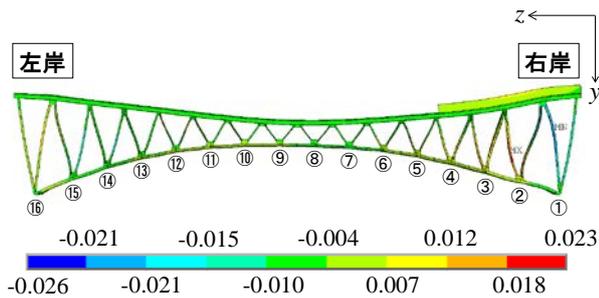


図-23 q2モデルの z 方向変位分布を誇張して示した側面図 (単位:m)

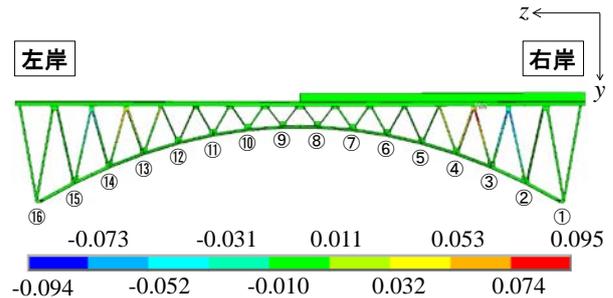


図-26 h2モデルの x 方向変位分布を示した側面図 (単位:m)

ANSYSの自動計算機能を用いて誇張して表示した。なお、h1、q1モデルは、値こそ異なるが変形形状は同じなのでここでは省略する。

図-22と図-23を用いてh2モデルとq2モデルの z 方向(橋軸方向)変位を比較すると、崩土が上載されている区間、図-22では支承から格点⑨まで、図-23では支承から格点⑤までの区間で、アーチが押しつぶされるように変形する挙動は共通している。また、支承部①と格点②に接合されているアーチクラウン側のトラス部材の変形が他所と比べ大きいことも共通している。

図-24と図-25を用いてh2モデルとq2モデルの y 方向(高さ方向)変位を比較すると、h2、q2モデルとで変位の分布挙動に大きな差はない。変位分布は左右岸ではほぼ対象となるが、どちらのモデルも格点⑧に最大値が生じており、崩土側の変位が若干大きい。

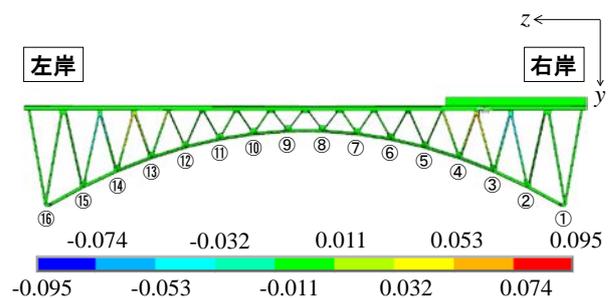


図-27 q2モデルの x 方向変位分布を示した側面図 (単位:m)

図-26と図-27を用いてh2モデルとq2モデルの x 方向(橋軸直角方向)変位を比較すると、h2、q2モデルとで変位の分布挙動に大きな差はなく、格点②~④に接合されているトラス部材および左岸側の対象位置となる格点⑬~⑮に接合されているトラス部材の変位が大きい。左岸側と右岸側の変位の大きさに差が生じているのは、

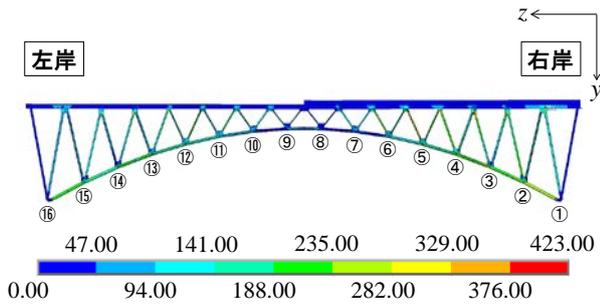


図-28 1/2アーチスパン・崩土厚 1mモデル (h1モデル) の相当応力分布を示した側面図 (単位: MPa)

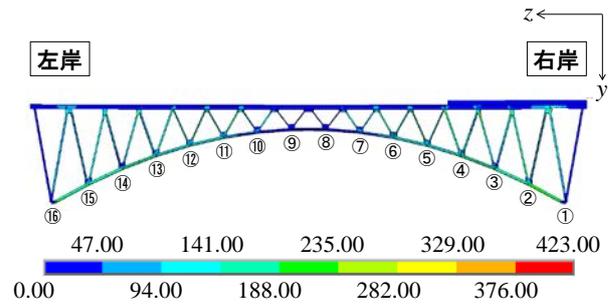


図-30 1/4アーチスパン・崩土厚 1mモデル (q1モデル) の相当応力分布を示した側面図 (単位: MPa)

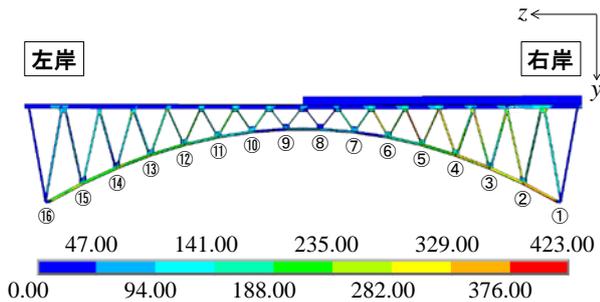


図-29 1/2アーチスパン・崩土厚 2mモデル (h2モデル) の相当応力分布を示した側面図 (単位: MPa)

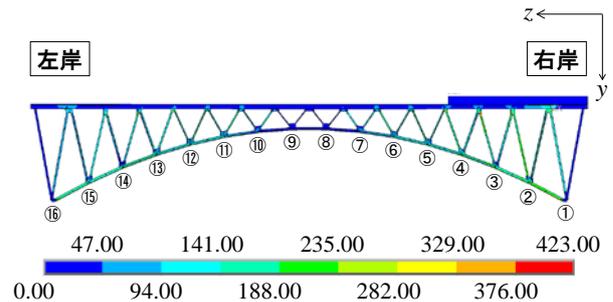


図-31 1/4アーチスパン・崩土厚 2mモデル (q2モデル) の相当応力分布を示した側面図 (単位: MPa)

z 方向変位と同様に、単純に崩土の到達位置が影響している。

アーチ構造は偏心荷重に弱いことは知られているが、図-21～図-27 から、崩土到達条件、厚さが変わっても、阿蘇大橋には特に変わった変形が生じないことが示された。

b) 崩土によって生じる相当応力

h1, h2, q1, q2 モデルの各相当応力分布を示した側面図をそれぞれ図-28～図-31 に示す。各図は応力コンターを揃えている。本モデルは隅肉溶接をモデル化していないため、ガゼットのエッジなどに応力集中が見られるが、範囲が局所的な場合、本研究では FEM 解析固有の挙動として無視することとする。

図-28～図-31 を比較すると、相当応力の値は異なるが、相当応力の分布に大きな差は生じていない。いずれのモデルも右岸側のアーチ支承から格点②までに最も高い相当応力の分布が見られる。左岸側のアーチリブに生じる相当応力は右岸側と比べて総じて低いが、相当応力の分布の傾向は右岸側とほぼ同じである。全体的にアーチ支承からアーチクラウンにかけて相当応力は減少していくが、格点②～③ (格点⑬～⑭) よりも格点③～④ (格点⑭～⑮) 周辺に生じる応力分布が高い。これは、図-2 に示したように、格点③と④を境に、縦リブの有無などの断面形状が大きく異なっており、その影響が表れていると推察される。

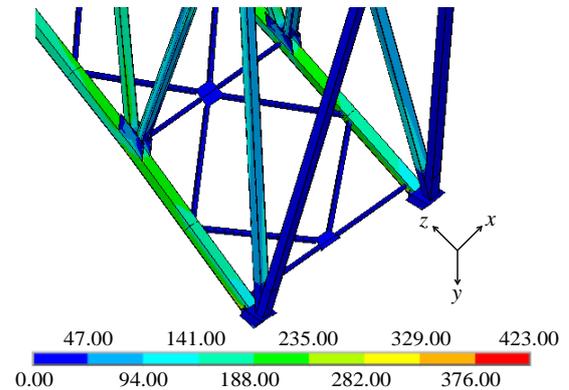


図-32 1/4アーチスパン・崩土厚 1mモデル (q1モデル) の右岸側アーチアバット周辺の相当応力分布 (単位: MPa)

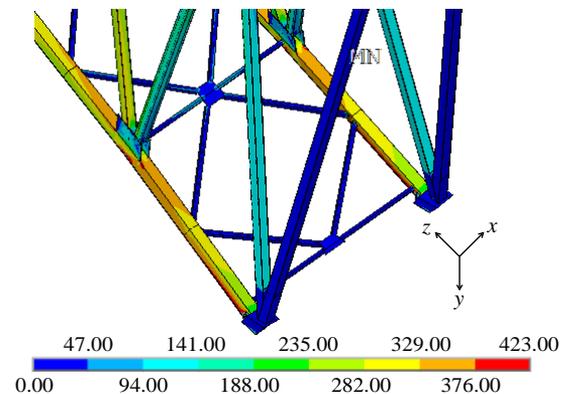


図-33 1/2アーチスパン・崩土厚 2mモデル (h2モデル) の右岸側アーチアバット周辺の相当応力分布 (単位: MPa)

表-6 橋軸に作用する水平方向相対変位の算出結果

	アーチ支間1/2		アーチ支間1/4	
	崩土厚1m(h1モデル)	崩土厚2m(h2モデル)	崩土厚1m(q1モデル)	崩土厚2m(q2モデル)
損傷の程度	右岸側支承部付近トラスの一部	右岸側アーチリブの広範囲 左岸側支承付近 右岸側の全トラス部材	損傷無し	限定的な損傷
崩落の可能性	低い	低い	無し	無し

右岸側のアーチ支承周辺の相当応力分布の拡大図の代表例として、支承部周辺の相当応力が最も低い q1 モデルを図-32 に、最も高い h2 モデルを図-33 に示す。どちらのモデルも、アーチ支承周辺においては、同一断面内ではアーチリブの下方に高い応力の分布が見られるが、アーチ支承と格点②の中間に配置されたダイヤフラム設置位置を境に、アーチリブの内側（上流側のリブであれば下流側、下流側のリブであれば上流側）に高い応力が生じる。アーチリブの外側よりも内側に高い応力が生じるのは支承部周辺を除きアーチリブの全体に見られる挙動である。アーチ支承周辺に生じる最大相当応力の値は、 $q1 < q2 < h1 < h2$ となった。

以上より、各条件における阿蘇大橋の推定損傷と崩落の可能性を表-6 に示す。q1 モデルに関しては、図-30、図-33 から、235MPa 超える相当応力は発生せず、厚さ 1m の崩土であれば、アーチ支間の 1/4 まで達しても、阿蘇大橋に損傷を与えることは無いことが示された。q2 モデルに関しては、図-31 において、右岸側のアーチ支承部から一つ目のダイヤフラムにかけてのアーチリブの下フランジと、局所的に格点③と格点④の周辺に降伏点を超える相当応力が見られる。しかし、範囲が限定的であり、降伏してもアーチ全体に影響を及ぼすとは言えず、限定的な損傷で留まると推察される。以上より、崩土がアーチ支間の 1/2 まで到達しても、高さが 2m 以下の崩土の場合、阿蘇大橋は崩落には至っていないと推定できる。

h1 モデルに関しては、支承部①から格点②にかけてのアーチリブ全体、格点③、格点④周辺、格点③および格点④に接合しているトラス部材の一部に降伏応力を超える相当応力の分布が見られる。降伏範囲は q2 モデルよりも広いが限定的であり、また、値もそれほど大きくないので、硬化まで達しないと考えられる。ただし、降伏箇所が支承部付近であり、損傷が崩落に直接つながる箇所であるので留意は必要である。また、トラス部材に降伏の兆候があることから、健全なトラス部材を介してアーチリブに局所的に強い偏心荷重がかかる可能性がある。h2 モデルに関しては、支承部①から格点④までのアーチリブ全体に降伏点を超える相当応力が生じており、左岸側の格点⑬から支承部⑯までの範囲でも降伏点を超える相当応力が局所的に生じている。また、右岸側のトラス部材全てに降伏点を超える相当応力が生じている。しかし、崩落に至るまでの深刻な損傷とは言えず、崩落の可能性は低いと推察される。

5. まとめ

本研究では、断層破壊に伴う地盤変動と斜面崩壊による崩土に着目し、航空レーザ測量データ等を用い、地盤変位量、崩土量を推定し、FEM 解析によってそれぞれの原因に対する阿蘇大橋の崩壊可能性について検討した。以下に得られた知見を示す。

- ・航空レーザ測量データを用い、阿蘇大橋周辺の地盤変位量を解析した所、相対変位で左岸側が橋軸圧縮方向に 2.24m、橋軸直角方向上流側に 0.68m 変位したことが分かった。

- ・航空レーザ測量データから得られた地盤変位量を用い、FEM 解析でアーチ支承に強制変位を与えた解析を行った所、アーチリブ全体に極めて高い相当応力が生じることが明らかになった。本結果は、断層による地盤変動によって、阿蘇大橋が崩落した可能性が高いことを示すものである。

- ・A1 側の橋台のパラペットには、上流側の桁が激しく衝突したと思われる破壊痕が残されているが、強制変位を与えた FEM 解析からも、アーチの上弦材が上流側から A1 側の桁橋に衝突した可能性があることが示された。

- ・文献^{4,5)}から得られた情報を基に、崩土の量を推定し、崩土を上載荷重として静的解析を行った所、厚さ 2m の崩土がアーチ支間の 1/2 まで到達しても、阿蘇大橋に損傷を与えないことが分かった。また、厚さ 2m の崩土がアーチ支間の 1/2 まで到達した場合、アーチリブやトラス部材の広範囲に塑性域が生じるが、崩落に至るまでの損傷は生じないと推察された。

以上より、阿蘇大橋は断層破壊に伴う地盤変動が生じた直後に崩落した可能性が極めて高いことが明らかになった。また、大規模土砂災害による崩土によって崩落した可能性は低いことが示された。

謝辞：本研究の遂行にあたり、東京農工大学農学府・石川芳治名誉教授に多大なるご助力を得た。ここに深甚の謝意を表す。また、解析遂行にあたっては、東亜コンサルタント株式会社・谷口亮太氏、福岡大学 4 年、岩井耀平君、武田卓大君に多大なる助力を得た。ここに深く謝意を表す。

参考文献

- 1) 例えば、日本 BP 社：日経コンストラクション、2016 年 5 月 23 日号(640 号)、2016。

- 2) 日本 BP 社：日経コンストラクション，2016年9月26日号(648号)，2016.
- 3) 吉見雅行：断層活動・地盤変状について，2016年熊本地震1周年報告会，土木学会地震工学委員会，http://committees.jsce.or.jp/eec2/system/files/06_20170426JSCE-yoshimi-2in1s_0.pdf，2017.
- 4) 石川芳治，他45名：平成28年熊本地震による崩土災害，砂防学会誌，Vol.69, No.3, pp.55-66, 2016.
- 5) (公社)砂防学会・平成28年熊本地震に係る崩土災害緊急調査団：平成28年熊本地震による崩土災害に関する緊急調査報告書，2016.
- 6) 谷口亮太，千田知弘，渡辺浩，川崎巧：FEMによる阿蘇大橋の崩落メカニズムに関する静的検討，第72回土木学会年次学術講演会，投稿中，2017.
- 7) 谷口亮太：FEMを用いた阿蘇大橋の崩落メカニズムの静的検討，平成28年度福岡大学卒業論文，2017.
- 8) 千田知弘，渡辺浩，谷口亮太，崔準ホ：アーチアバットの滑動を考慮した阿蘇大橋崩落メカニズムの静的検討，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.187-192, 2018.
- 9) 矢田純，矢野健二，花村修，元浦哲郎，津田圭祐，池見洋明，牧野隆吾，山田好之助，永田和久，品川俊介，松尾達也，長谷川清史，清田泰行：地表地震断層の形態的特徴と分布特性—ストリップマップの作成と利活用—，2016年熊本・大分地震災害調査団報告書，一般社団法人日本応用地質学会・九州応用地質学会，p.31-40, 2017.
- 10) 向山栄，佐藤匠，高見智之，西村智博：2 時期の航空レーザ測量地形データ解析による平成 28 年（2016 年）熊本地震前後の阿蘇カルデラ地域における地表変位，2016年熊本・大分地震災害調査団報告書，一般社団法人日本応用地質学会・九州応用地質学会，p.55-63, 2017.
- 11) 千葉達朗，鈴木雄介：赤色立体地図・新しい地形表現手法，応用測量論文集，No.15, p.81-89, 2004.

THE POSSIBILITY OF THE COLLAPSE OF ASOOHASHI CONSIDERED GROUND DEFORMATION BASED ON AEROSUVEY AND LANDSLIDE DISASTER

Tomohiro CHIDA, Joon-Ho CHOI, Yasuyuki HIRAKAWA, Takumi KAWASAKI and
Hiroshi WATANABE

Although more than a year has passed since Kumamoto earthquake in April 2017, the reason of the collapse of Asooohashi has not yet been cleared. Initially, while it was thought that Asooohashi was collapsed by landslide disaster, recently it was also thought by ground deformation around the arch abutment of Asooohashi. However, neither of them has been clearly verified.

In this study, FEM analyses were carried out focusing on the ground deformation due to a few fault ruptures and mudflows due to landslide disaster to estimate the cause of the collapse of Asooohashi. With regard to the ground deformation, the amount of ground displacement was measured by an aerosurvey. And it was found that the relative displacement between the right bank and the left bank was 2.24m in the longitudinal direction of the bridge and 0.68m in the transverse direction of the bridge. FEM analyses were conducted based on these values, and markedly high equivalent stress was occurred in the entire arch ribs. Therefore it is shown that the possibility that Asooohashi collapsed by ground deformation was extremely high. With regard to the mudflow, FEM analyses were conducted on the assumption that the mudflow with 1m or 2m reached 1/2 or 1/4 arch span. And it was found that the possibility that Asooohashi collapsed by the mudflow was small.