

阿蘇大橋の落橋原因について

幸左 賢二¹・佐々木 達生²・渡邊 学歩³

¹正会員 Ph. D 九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 工博 大日本コンサルタント（株）（〒541-0058 大阪府大阪市中央区南久宝寺町3-1-8）

³正会員 工博 山口大学大学院創成科学研究科（〒755-8611 宇部市常磐台2-16-1）

1. はじめに

阿蘇大橋は、熊本県南阿蘇村の黒川を跨ぐ国道325号に位置する橋梁である¹⁾。表-1に橋梁諸元、図-1に損傷前の阿蘇大橋、図-2には耐震補強前の橋梁一般図を示す。上部工は単純合成桁(18.02m)、トラス逆ランガー桁(132.260m)、3径間合成桁(3×16.020m)で、全長は205.960mである。本橋は昭和39年道路橋示方書に基づき建設され、平成21年の耐震補強により、座屈拘束ブレースの追加、アーチアバットの補強、橋脚の補強が実施された。

図-3には損傷後の阿蘇大橋地区の崩壊の状況を示す¹⁾。阿蘇大橋は2016年4月16日の本震後に落橋したが、橋台は残されたものの、斜面崩壊により黒川に堆積した土砂によりアーチ橋本体は埋もれている。このため橋梁の破壊状況が不明のため現在まで地震動、地盤変状、斜面崩壊による土砂流出のいずれが主原因で落橋に至ったか明確となっていない。さらに管理者らによる地盤変形、構造物変位の詳細調査が報告されていないこともあり分析データ自体

表-1 橋梁の諸元¹⁾

(1) 路線名	国道325号
(2) 設計荷重	TL-20
(3) 竣工年次	1971年1月
(4) 橋長	205.96m
(5) 支間割	18.02+132.26+3@18.02
(6) 幅員構成	8.0m
(7) 上部工形式	トラスランガー、合成鉄桁
(8) 下部工形式	重力式アーチアバット、逆T式橋台、逆T式張出式橋脚



図-1 損傷前の阿蘇大橋¹⁾

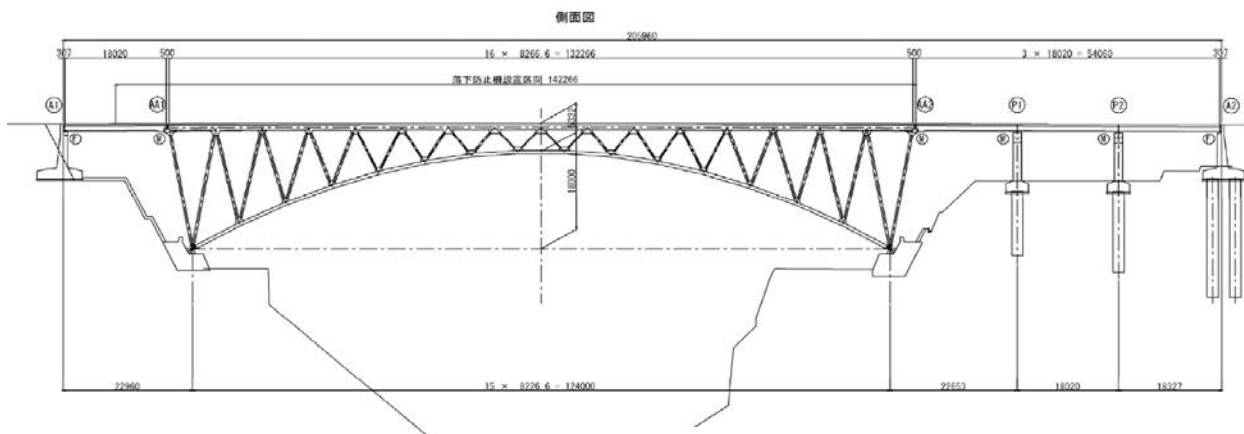


図-2 橋梁一般図¹⁾

も不足している。

本研究の目的は、現在までに明らかとなった各種資料を用いて、推定される橋梁の損傷要因について取りまとめ、現状で明らかとなった要因について説明を加えることである。具体的には斜面崩壊と地盤変位の2つの推定主要因（斜面崩壊、地盤変位）について既往の文献や委員会報告を基に、筆者らの考察を加えて分析する。

2. 斜面の崩壊状況

(1) 崩壊地全体の概況

砂防学会においては調査団を組織し阿蘇大橋斜面の損傷状況について報告書を作成している²⁾。本稿においては報告書に基づき損傷状況を取りまとめる。図-3には崩壊発生直後の空撮写真を示し図-4には地震後の航空レーザ計測データから作成した崩壊概況平面図を示す。図-5は縦断面および堆積・浸食深縦断面図を示すが崩壊地は概ね、一次崩壊発生域（約2.7ha）、流下・堆積域（約10.0ha）およびJR・国道の横過部より下流側の二次崩壊発生域（約2.9ha）の3つに区分することができる（合計約15.5ha）。さらにその下に黒川への河道流入部が存在する。一次崩壊発生源から黒川河道までの直線距離は約800mで、それに対して直角方向に幅を取ると一次発生域の最大幅は約170m、流下堆積域の最大幅（二次崩壊発生域も同じ）は約280mである。

図-5には地震前後のLPデータを用いた縦断面図も併せて示す。発生域の縦断勾配は約37度、流下・堆積域は約22度、二次崩壊域は約17度である。対岸の土砂到達点から見通し角は約22度である。最大崩壊深は一次崩壊で20m以上、二次崩壊で10m以上となっている。LPデータの標高差解析によって土砂量を算出した結果（表-2）、崩壊地全体の生産土砂量は約54万m³以上、堆積土砂量は約5万m³以上で、その差約49万m³が黒川河道に流出したことになる。

(2) 二次崩壊発生域の状況

二次崩壊はJRおよび国道の横過地点を頭部として発生したものである。図-4に示すように馬蹄形の滑落崖を2つ繋げたような段差状の頭部と崩壊地内部に5度程度の緩斜面を持つのが特徴的である。崩壊地内部には数段の段差があり1段あたりの比高は5～10m程度である。段差には地山の堆積構造が乱れることなく保存されているのと、その上位に一次崩壊から流化した土砂が1～2m程度の厚さで堆積しているのを確認できた（図-6）。



図-3 阿蘇大橋地区の崩壊（2016年4月16日撮影）²⁾

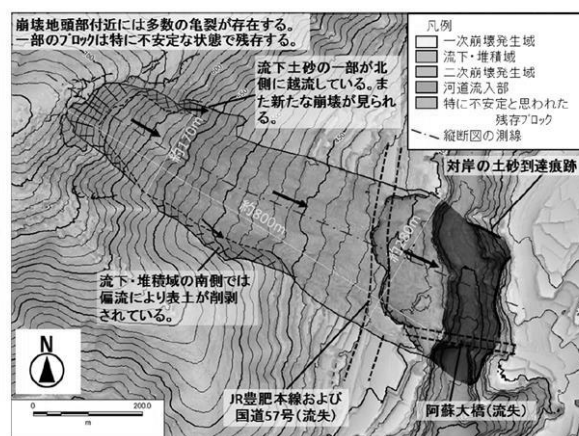


図-4 阿蘇大橋地区の崩壊地概況平面図²⁾

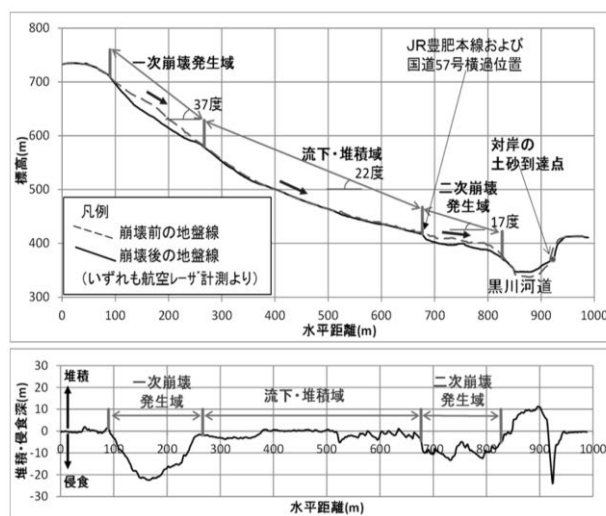


図-5 縦断面および堆積・浸食深縦断面図²⁾

表-2 土砂量概算集計表（単位：万m³）²⁾

	当該領域内の		上流からの 流入土砂量	下流への 流出土砂量
	生産土砂量	堆積土砂量		
一次崩壊発生域	25	0	0	25
流下堆積域	10	5	25	30
二次崩壊発生域	19	0	30	49
合計	54	5	—	—

地山の堆積構造は二次崩壊頭部の段差では数十 cm の大礫を含む崖錐堆積物とロームの互層，それより下方の段差ではローム・シルトを中心に時折 1cm 以下の細礫を含む互層であり，両者が明らかに異なるものであった。

崩壊発生域末端の黒川河道側岸には堅固な溶岩が露出しており，崩壊前後の LP データを比較すると黒川河岸方向への押し出しは見られなかった．二次崩壊発生域には一次崩壊からの流下物が堆積していた．これらは安山岩溶岩からなる角礫，凝灰角礫岩からなる亜角礫～亜円礫，および表土であった．まれに直径 2m 程度の大礫も見られたが大部分は数十 cm 程度以下であった．

(3) 河道流入部の状況

現地調査時に対岸斜面の状況を確認したところ，河岸崩壊とは別に，斜面下部の樹木が流出あるいは倒伏しており，その上端付近の樹木が土埃を被った痕跡が見られた．よって植生流失部の上端（植生残存部の下端）の高さまでは崩壊土砂が到達したと考えられ，黒川河床からの比高は 30～60m 程度となる（図-7）．特に阿蘇大橋に着目するとアーチアバット付近まで土砂が到達したと考えられる．図-8 には参考文献に示された阿蘇大橋付近の二次崩壊の模式図を示すが，二次崩壊によって側径間およびアーチリブ本体が直接損傷を受けた可能性が高いことが分かる³⁾．また図-9 には A2 橋台付近の地震後の地形を示すが，橋台付近も二次崩壊により地盤が削りとられていることが分かる．

3. 二次崩壊発生機構の考察

以上の調査結果に基づいて崩壊の発生機構等について砂防学会が二次崩壊について考察した結果を以下に記す．

二次崩壊発生域の崩壊前後の LP データを比較すると，二次崩壊発生域末端にあたる黒川河岸の地形は変化していない．また現地露頭観察によれば地表付近の土層構造はローム～礫質土砂の互層からなっているが，その層理の連続性を対比した結果，頭部の段差は滑落崖ではないと判断された．層理面は河道下流方向に 5 度程度の勾配を持つ流れ盤となっており，この勾配は崩壊地内部の緩斜面の勾配とほぼ一致していた．礫層とローム層の境界の一部では水のしみ出しが見られた．

以上から二次崩壊の発生メカニズムとしては次の 2 通りが考えられる．



図-6 二次崩壊地内部の緩斜面と層理（遠望撮影）²⁾



図-7 対岸の黒川河岸の植生状況(2016年5月14日)²⁾



図-8 阿蘇大橋付近の二次崩壊模式図³⁾



図-9 対岸からの A2 橋台状況(5月20日撮影)

- 1) 斜面上部からの崩土の流下に伴って地表が強いせん断力を受け、強度や含水条件の異なる土層境界をすべり面として黒川河道方向にブロック状にせん断された。
- 2) 斜面上部からの崩土の流下に伴って緩勾配となっている河岸付近では表層の比較的柔らかい土層が削り取られながら黒川に流れ込んだ。なおこの現象の発生には地震動の影響も加わっている可能性がある。

4. 地形断面図による橋梁への影響検討

参考文献⁴⁾にもとづき阿蘇大橋の橋梁位置における断面形状の変化について検討する。斜面の安全管理のためドローンにより斜面形状が計測されている。図-10 には地震後ドローンにより計測された点群データを橋梁平面位置の幅 2m の断面表現したものを示す。

図-11 には図-10 の地震後の地形データに地震前の地形データを重ね合わせたものを示す。地震前の地形データは竣工図の地形データをトレースした。図-11 に示すように左岸側は地形がほとんど変化していないことが分かる。また左岸側に見える斜め方向の線は落橋した桁を示す。これに対して右岸側は地形が大きく変化していることが分かる。橋台付近は地震前地形が○印に示すように 5m 程度削り取られている。一方アーチアバット付近では一部土砂が堆積していることが分かる。

図-12 は対岸から撮影された A2 橋台付近の地形状況を拡大したものである。A2 橋台の東側（図では右側）では地形が削り取られ基礎部分が露出していることが分かる。これに対して橋台上には 2m の土砂が堆積しており、一次崩壊土が堆積していると考えられる。橋台前面土は削り取られており、図-11 の断面図に対応している。また橋台西側前面も削り取られており、橋台前面の広い範囲が削り取られている。

図-12 の○印付近の前面部には、すなわち後述の元のアーチアバット付近には、参考文献で運上⁵⁾によって指摘されているアーチアバットらしい構造物が確認できる。

図-13 にはアーチアバット付近を拡大した写真を示す。構造物らしきものが確認できる。そこで著者らは 3 度にわたり構造物の詳細状況確認のための現地調査を実施したが、2 度は構造物の復旧工事中であり、一度はすでに舗装工事が完了しており、結局構造物は確認できなかった。しかしながら後述の資料からも⁶⁾二次崩壊が基盤岩上の表層部分で発生し

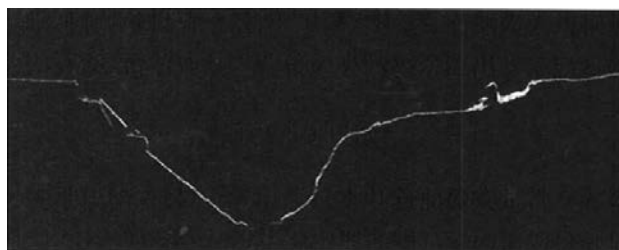


図-10 地震後の阿蘇大橋地形断面図⁴⁾

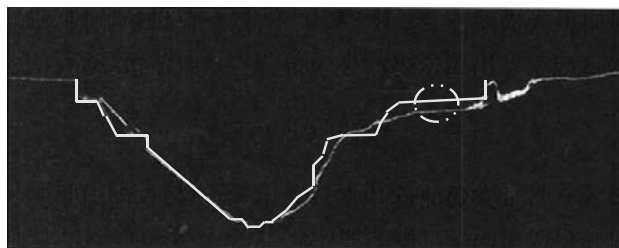


図-11 地震前後の阿蘇大橋地形断面図



図-12 橋台付近の地形状況（5月20日）



図-13 アーチアバットと推測される構造物

ていることから、アーチアバットは舗装面の下に埋もれている可能性が高い。

5. 委員会資料に基づく橋梁への影響検討

阿蘇大橋斜面検討委員会は斜面の復旧対策検討を目的として設置され、合計 10 回におよぶ委員会が開催されている。委員会では地形計測、地盤調査などから斜面崩壊のメカニズムや復旧方法について活発な検討が実施されている。一方、橋梁については検討対象外のようにそれに関する資料は一切公表されていない。

そこで、地質データを基に著者らは独自に橋梁の崩壊メカニズムの検討を加える。図-14 には阿蘇大橋付近の破壊範囲を示す。委員会報告書に阿蘇大橋橋台位置をプロットしている。一次崩壊範囲を青い実線で示し、二次崩壊範囲を緑色破線で示す。JR 豊肥線上面付近から二次崩壊が生じており体積的には幅 200mx 長さ 50mx 深さ 15m 程度（報告書では 19 万 m^3 ）である。また、二次崩壊の深さ、地質状況を調査するために断面 A、B を対象に地質ボーリングが実施されている。橋台は一次崩壊の西側端部付近に位置する。また二次崩壊線は橋台を横切っており、橋台下流では広い範囲で二次崩壊が発生していることが分かる。

図-15 には地質ボーリングから得られた B 断面図を示す。ここでは橋台位置より 30m 離れた近傍の B 断面で評価する。報告書によると崩壊前地形より約 15m 程度崩壊し、その上に熊本地震堆積物が 5.0m 程度堆積している。熊本地震堆積物は西側が東側（大分側）より厚く、植物片や 50cm 程度の玉石の混入が大分側より多く確認された。図-16 には国道 57 号位置の地質ボーリングによる地質縦断面図を示す。縦断方向でも同様の以下の傾向が得られている。

- ・崩壊前地形より約 14~15m 程度道路が崩壊している。
- ・崩壊範囲全体(約 200m)に、熊本地震堆積物が 4.0 ~5.0m 程度堆積している。

表-3 には土質試験より得られた地盤定数推定値を示す。削り取られたと推定される旧崖錐堆積物①と旧崖錐堆積物②はいずれも玉石混じりシルトの層であり、物性値の差異は小さい。

特徴としては以下のように説明されている。

“全体に $\phi 100 \sim 300mm$ 程度の硬質な安山岩質玉石を混入。局所的に数 m 程度の巨礫も確認、基質は $\phi 10 \sim 30mm$ 程度の角礫を混入する火山灰質シルト～砂質シルトを主体”

またその下層の崖錐堆積層は以下のように説明され



図-14 阿蘇大橋付近の崩壊範囲⁶⁾

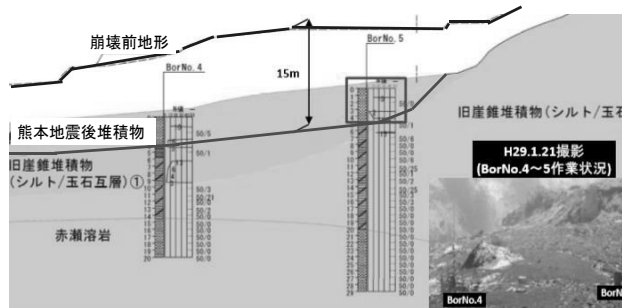


図-15 地質ボーリングによる B 横断面図⁶⁾

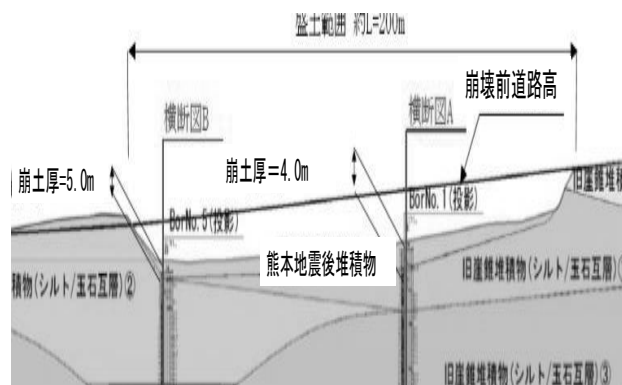


図-16 地質ボーリングによる地質縦断面図⁶⁾

表-3 地盤定数推定値⁶⁾

凡 例			
地層名	定数	土質・地質	記事
熊本地震堆積物	$\gamma = 14kN/m^3$ $C = 15kN/m^2$ $\phi = 0^\circ$	玉石混じり砂礫	$\phi 100 \sim 500mm$ 程度の硬質な安山岩質玉石を混入する砂礫。時おり、崩壊時に取り込んだ植物片を混入。
旧崖錐堆積物(シルト主体)	$\gamma = 16kN/m^3$ $C = 25kN/m^2$ $\phi = 20^\circ$	シルト主体	時おり $\phi 10mm$ 程度の礫を混入する火山灰質シルト～砂質シルトを主体。
旧崖錐堆積物①(玉石/シルト互層)	$\gamma = 15kN/m^3$ $C = 25kN/m^2$ $\phi = 30^\circ$	玉石混じりシルト	全体に $\phi 100 \sim 300mm$ 程度の硬質な安山岩質玉石を混入、局所的に数m程度の巨礫も確認。基質は、 $\phi 10 \sim 30mm$ 程度の角礫を混入する火山灰質シルト～砂質シルトを主体。
旧崖錐堆積物②(玉石/シルト互層)	$\gamma = 15kN/m^3$ $C = 40kN/m^2$ $\phi = 20^\circ$		
旧崖錐堆積物③(玉石/シルト互層)	$\gamma = 15kN/m^3$ $C = 83kN/m^2$ $\phi = 16^\circ$	玉石混じりシルト	全体的に風化を受け片状～短柱状コアを主体、所々で棒状コアとして採取。
赤瀬溶岩	$\gamma = 25kN/m^3$ $C = 1500kN/m^2$ $\phi = 30^\circ$	塊状自壊砂状	玄武岩質なブロック状溶岩。上部には自壊砂部を伴う場合がある。塊状部でも亀裂が多く発達。

ている。

“全体的に風化を受け岩片状～短柱状コアを主体、所々で棒状コアとして採取”となっており物性値的にやや異なる。

以上の結果から、橋梁付近でも一次崩壊および二次崩壊が発生した可能性が高い。ここでは橋梁付近で発生した一次崩壊、二次崩壊状況を推定する。図-17 は地震前後の地形変化を示す。一次崩壊の影響のない二次崩壊のみの状態を考える。地震により赤い実線部分が崩壊して青い実線になる。すなわち、側径間基礎周辺の土砂が側方に移動し、アーチアバット部分に堆積するとともに、一部土砂は河川部へも流入する。

もし、地震動や地盤変状によりアーチリブが崩壊に至ることがない場合は、移動した土砂によりアーチリブ部分が崩壊に至る。また、橋脚や杭が混入した状態で、斜面が移動することから、極めて大きな作用力が発生することから、アーチリブの崩壊の可能性も高いと考えられる。

図-18 は参考資料を基に一次崩壊、二次崩壊による模式図を示す³⁾。また図-19 には一次崩壊状況拡大図を示すが○印で示すように橋台前面に二次崩壊が発生していることが分かる。

単位幅あたりで考えると少なくとも一次堆積土砂面積を高さ 12m（橋台高さ 10m+背面土高 2m=12m）、長さ 40m（対岸の土砂到達点からの見通し角度 22°より角度 20°で堆積する）と仮定する。これらの土砂は、一次崩壊土として上載土あるいは図-19 に示すように側面方向から流入したと考えられる。これらの一次崩壊土により二次崩壊土が削り取られて、下流側に移動する。240m²(40mx6m)+ 300m²(50mx6m)が単位幅あたり作用することになる。幅員(8m)と単位重量 15kN/m³を掛けると重量は 64800kN となる。このような巨大な体積（重量）がアーチリブ部に作用することになる。なお、橋台付近の一次崩壊土量、二次崩壊土量については、現地において詳細なボーリングによって確認する必要がある。

一方、一次崩壊+二次崩壊が発生したとしても、アーチリブ崩壊の主原因であるかについては以下のような議論がある。

すなわち二次滑りが単独で発生したとは考えにくく、一次滑り発生後秒速 10m/s で斜面を移動したとしても一次崩壊箇所と二次崩壊箇所間の距離 800m では 80 秒近い時間を要する。そのため地震動や基礎地盤の移動によるアーチリブ崩壊が先に発生した可能性を否定できない。

以上を取りまとめると以下のことが指摘できる。

1) 地盤調査および地形変状計測から一次崩壊、二次

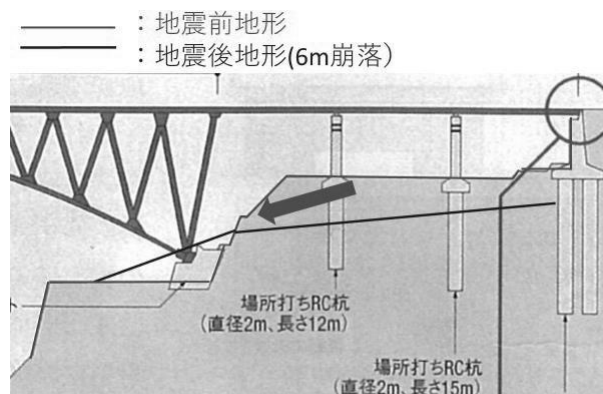


図-17 地震前後の地形の変化³⁾

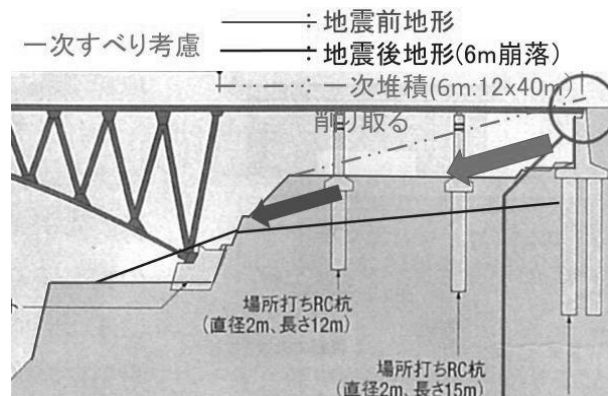


図-18 一次崩壊状況模式図³⁾



図-19 一次崩壊状況拡大図⁶⁾

崩壊が発生した可能性が高い。

- 2) 一方到達までの時間差を考慮した場合、地震動や基礎地盤の変位などが発生した場合は、アーチリブ崩壊の主原因はいずれが支配的とは断定することは困難である。また複数の要因（地震動、地盤変位、二次崩壊）の可能性も否定できない。

6. 阿蘇大橋の解明すべき課題

筆者らは現在までの資料収集によって定性的な一次崩壊および二次崩壊の発生メカニズムは明らかにできたと考えている。一方、極めて複雑な現象が発生したことも明らかになった。ここでは課題を2つほど挙げたい。

- 1) 一次崩壊とそれに伴う二次崩壊発生のメカニズム
- 2) 二次崩壊土砂のアーチリブへの作用力

ついで入手したドローン画像より明らかになった崩壊した阿蘇大橋の部材について説明を加えたい。

図-20 は現地で地震 1 年後撮影されたドローンによる河川部の代表的画像である。ドローンにより河川部について斜面安全管理のための映像撮影が数多く実施されているが、本体部材は発見されていない。なお画像で確認できる左下の部材は左岸側斜材で、地震の直後から確認されたものである。また、谷底はほぼ従来の底面高さになっていることを考慮すると本体部材はすでに存在しないことになる。図-20 では散乱した橋脚や部材が確認できる。このように、阿蘇大橋は部材がばらばらとなり、散乱している可能性を指摘できる。

図-21 は地震後 1 ヶ月後の 2016 年 5 月 20 日に長陽大橋近くの河川部で著者らによって撮影された阿蘇大橋の部材片である。このように地震後 1 ヶ月ですでに部材が散乱している。筆者らは現在まで崩壊した橋梁を数多く調査して来たが、このようにすべての部材がばらばらに散乱した橋梁は少なく、極めて特殊な現象が発生した可能性も考えられる。たとえば大規模で速度の速い土砂がアーチリブ全体に作用したこと、あるいはアーチリブ部材接合部の抵抗力が極端に小さかったことなどが考えれる。

7. 地盤変状について

千田らは、阿蘇大橋周辺に 2m におよぶ地盤変位が発生し、両アーチアバット間に発生した橋軸方向の変位により、橋梁が崩壊に至る可能性を指摘している⁷⁾。本論文の分析データ、解析手法は極めて信頼性が高く、説得力のある結果となっている。また、データとして管理者の結果を用いることなく、独自



図-20 ドローンによる河川部撮影映像



図-21 長陽大橋付近の散乱した鋼材



図-22 国土地理院三角点測量結果

のデータで分析されていることも評価されるべき事象と考えられる。

一方断層よりある程度離れた場所で、断層直角方向に 2m もの変位が発生するメカニズムについては理解しにくい。図-22 に国土地理院による三角点測量結果を示すが同様の傾向を示している⁸⁾。すなわち図-22 に示す右隅の○印の阿蘇大橋付近のみ東南方向に 1m 程度移動する結果が得られている。

8. まとめ

本稿では発生した一次崩壊、二次崩壊が阿蘇大橋に及ぼす影響について分析し明らかとなった結果を以下にまとめる。

- 1) 阿蘇大橋斜面崩壊地は一次崩壊発生域(約 2.7ha)、流下・堆積域(約 10.0ha) および JR・国道の横過部よりも下流側の二次崩壊発生域(約 2.0ha) の 3 つに区分することができる。
- 2) ドローン画像を用いた地震後の阿蘇大橋の地形断面計測によると、左岸側は変化せず、右岸側は地形が大きく変化している。また A2 橋台前面では 5m 程度削り取られている。一方アーチアバット付近では一部土砂が堆積している。
- 3) A2 橋台の東側では土砂が削り取られて基礎部分が露出している。これに対して橋台上には 2m の土砂が堆積しており、一次崩壊土が堆積していると考えられる。また橋台西側前面も削り取られており、橋台前面の広い範囲が削り取られている。これは一次崩壊、二次崩壊が A2 橋台周辺で発生したことを示している。

- 4) 地震前後の地形変形から一次崩壊土により二次崩壊土が削り取られて、少なくとも単位幅あたり 540m²(8m 幅では 6000t) の土砂がアーチリブ付近の下流側に作用したと考えられる。

参考文献

- 1) いであ、国道 325 号地域活力基盤創造交付金(橋梁補修)委託他合併第 1 編設計報告書, 平成 22 年
- 2) (公社)砂防学会・平成 28 年熊本地震に係る土砂災害緊急調査団:平成 28 年熊本地震による土砂災害に関する緊急調査報告書, 2016.
- 3) 日本 BP 社:日経コンストラクション, 2018 年 5 月 28 日, 2016.
- 4) 正木光一, 平松晋一, 徳田浩一郎, 渡辺豊, 3 次元測量技術を用いた被害把握—阿蘇大橋えお例として—, コンクリート工学, Vol. 57, No. 9, pp. 743-745, 2019
- 5) 運上茂樹, 建設図書, 耐震設計の基本 pp. 181-185. 2021.
- 6) 九州地方整備局, 阿蘇大橋地区復旧技術検討会資料(第 1 回~10 回), 平成 28 年~令和 2 年,
http://www.qsr.mlit.go.jp/bousai_joho/tecforce/sabo/index.html
- 7) 千田知弘, 崔準祐, 平川泰之, 川崎巧, 渡辺浩: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, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 74, No. 4 (地震工学論文集第 37 巻), I_381- I_394, 2018.
- 8) 国土地理院三角点測量結果, <http://www.gsi.go.jp/common/000144396.pdf> (2021 年 6 月 1 日閲覧)