

ASI-Gauss 法による阿蘇大橋崩落プロセスの検証

Verification on collapse process of Aso Bridge during the 2016 Kumamoto earthquakes by ASI-Gauss method

○協 原倭平^{*1}, 浅井光輝^{*1}, 磯部大吾郎^{*2}, 田中聖三^{*2}
Kohei HARA^{*1}, Mitsuteru ASAI^{*1}, Daigoro ISOBE^{*2}, Seizo TANAKA^{*2}

^{*1} 九州大学 Kyushu University

^{*2} 筑波大学 University of Tsukuba

The 2016 Kumamoto Earthquakes caused serious damages not only for private houses but also for infrastructures in Kumamoto prefecture. Many bridges were damaged by the seismic waves. In this study, we focused on the Aso Bridge which collapsed immediately after the main shock. A huge landslide happened after the earthquake and Aso Bridge, which was constructed in the same location of the landslide, totally collapsed. It is difficult to get consensus on the main reason of Aso Bridges collapse, since there is no observation date. On the other hands, it is important in earthquake-resistant designing of bridges to investigate critical factors and failure processes. In this paper, a numerical analysis of the Aso Bridge failure is conducted by ASI-Gauss method, which is a branch of finite element method, in order to investigate the collapse process.

Key Words : Aso Bridge, The 2016 Kumamoto Earthquakes, ASI-Gauss method, finite element method, elasto-plastic analysis, collapse analysis

1. 結 言

2016年4月に発生した熊本地震では、熊本地方全域に大きな被害が生じた。地震動により多くの橋梁が被害を受けており、本研究ではその中でも本震直後に崩落した阿蘇大橋（図1）に着目した。阿蘇大橋背面の斜面は本震直後に大規模に崩壊しており、阿蘇大橋が崩落した（図2）。この斜面崩壊は崩壊土量が約50万m³と推定されている程大規模なものであった。阿蘇大橋崩落の原因として、これまでの調査研究等により次の4つの要因が大きく関与しているものと推測されている。(1)地震動による主要部材の損傷、(2)地盤変動による主要部材の損傷、(3)崩土（斜面崩壊土砂）による荷重増大、(4)基盤崩壊による支持部欠損。

阿蘇大橋の崩落プロセスの解明し、その崩壊要因を特定することは、今後の山間部の橋梁の耐震設計の見直しの検討のために重要である。これまでも、現地調査より崩壊要因の特定を試みられているが、崩壊自体の目撃情報はなく、また崩壊現象まで数値解析にて再現することは困難なため、崩壊要因の特定までには至っていない。そこで本研究では、骨組構造の動的崩壊解析で実績のあるASI-Gauss法⁽¹⁾を用い、阿蘇大橋の崩落プロセスの検証を実施した。



Figure 1 Aso Bridge



Figure 2 Landslide

2. 解析手法及び阿蘇大橋モデル

本研究で用いた ASI-Gauss 法⁽¹⁾は筑波大学磯部らによって開発された FEM 解析手法である。1 部材を 2 つの線形要素に分割し、要素だけで分割し、数値積分点を順応的にシフトすることで部材の弾塑性挙動を低い計算コストで高精度に表現する手法であり、また Updated Lagrangian の定式化により崩壊に至るまでの大変形挙動を解析可能な有限変形弾塑性解析方法である。部材の破断を要素の断面力を解放することで表現しており、それにより崩壊現象の解析を可能としている。部材の破断は、部材接合部を対象としており、部材を構成する各要素の曲率、せん断ひずみ、および引張ひずみにより破断の判定をしている。破断判定に用いる値は、建築用の高力ボルトの破壊実験より求められた値を使用している。

本研究では図 3 に示すように、阿蘇大橋のアーチ区間（上路式トラス逆ランガーアーチ橋、132m）をモデル化した。モデル右側が斜面崩壊側である。コンクリート床版はモデル化しておらず、床版の荷重が作用する部材の密度を調整することで、床版の死荷重を再現した。はり要素によりモデル化しているため、各部材の接合部の詳細まではモデル化していない。解析モデルの要素数 1372、節点数 696、部材数 686、部材形状数は 52 種類である。この 52 種類の断面積、断面 2 次モーメント、塑性断面係数などの解析に必要な諸元は、設計図面⁽²⁾に記載された部材寸法から忠実に再現した。境界条件としてアーチ支承部の節点を拘束している。一般に、座屈現象は鋼構造物の崩壊の主要な要因の一つである。阿蘇大橋の場合、主要部材であるアーチリブや補剛桁は、部材が降伏する前に座屈は発生する可能性が低いことをオイラーの座屈荷重の式より確認した。そのため、本解析に用いる崩壊基準として、主要部材の接合部の破断による判定を用いた。

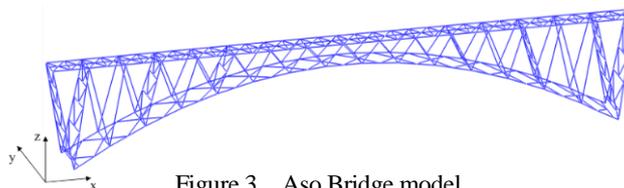


Figure 3 Aso Bridge model

3. 解析条件

阿蘇大橋崩落の主因として考えられている(1)地震動による部材損傷、(2)地盤変動による部材損傷、(3)崩土による荷重増大、(4)基盤崩壊による支持部欠損までの一連の流れを逐次与えた事前解析により(4)の基盤崩壊までは落橋しない結果となった。ただし、(2)地盤変動による部材損傷、(3)崩土による荷重増大に関する観測データの信頼性は低く、外力の見積もりも不十分であった。このため、事前解析でのシナリオを基準シナリオ（以降、シナリオ 0 と呼ぶ）とし、不確実性の高い地盤変動量と崩土の荷重量を変化させることで、地盤変動あるいは崩土による崩落の可能性・危険性について数値解析を通して評価することにした。本研究で対象とした 4 つのシナリオを表 1 に示す。表 1 中の○がシナリオ 0 と同じ外力条件であり、◎ が示されたプロセスは基準よりも厳しい条件での解析であることを示す。すなわち、シナリオ 1 では、阿蘇大橋が地盤変動の影響で崩落したと仮定し、モデルが崩壊に至る地盤変動量を評価する。シナリオ 2 では、地盤変動が発生していなかった場合、モデルが崩壊にいたる崩土の荷重量を評価する。シナリオ 3 では既往の研究や現地調査により推定された地盤変動量と崩土の荷重を作用させ解析を行った。シナリオ 4 では、シナリオ 2 よりさらに厳しい条件で解析を行った。地盤変動量について、シナリオ 1 で求めた崩壊に至る地盤変動量と、シナリオ 3 で用いた推定地盤変動量の中間の値を用いた。

各プロセスでの外力設定方針を説明する。プロセス 1 では、阿蘇大橋に最も近い場所で観測された観測地震波を用い、地震応答解析を行った。プロセス 2・3 では、既往の研究や現地調査により、地盤変動量や崩土の堆積高さは推測されており、それらの値を基準として用い、変動量、荷重量を変化させた。プロセス 4 では、右岸側の基礎地盤が崩壊し、阿蘇大橋の支承部が流失したことが確認されている。アーチ橋の支承部が流失すると、橋が崩落するのは明らかであるので、プロセス 1～3 でモデルが崩壊しなかった場合、プロセス 4 でモデルが崩壊したこととする。

次に基準シナリオ（シナリオ 0）で設定した各プロセスの外力条件について説明する。地盤変動の影響は、強制変位解析を行うことで評価した。モデル支持部に与える変位量の基準として航空レーザ測量データを用いて算

出された推定地盤変位量を使用した³⁾。推定地盤変位量の値は左岸支持部に橋軸方向 0.15m, 橋軸直交方向 0.41m, 右岸支持部(斜面崩壊側)に橋軸方向-2.09m, 橋軸直交方向-0.27m, 強制変位を与える節点の上下方向(z軸方向)と回転の変位量は 0 である。この値を基準とし, 以降示すシナリオ 1 および 4 では, この基準変動値以上の変動量を与えることにした。崩土の影響は, 堆積土砂の分布荷重を床版からの荷重を受け持つ上部工の部材に対し動的に作用させることで評価した。崩土がモデル右側から時速 40km の速さで床版上を流下し, アーチ区間全域 132m に渡り堆積すると仮定した。現地調査によって崩土は 1~2m 程度の高さでの堆積が確認されている⁴⁾。また阿蘇大橋の落下防止フェンスの高さが約 2m であることから, 堆積し得る土砂の高さの上限値を 2.0m とし, この値を基準として用いた。堆積高が何 m になるとモデルの崩落に至るのか解析を行った。崩土の密度は 1800kg/m³, 幅は有効幅員と同じ 8.0m とする。先の地盤変動と同様, この崩土 2.0m を基準値とし, シナリオ 2 および 4 では崩落するまで崩土の高さを段階的に大きく設定することにした。

Table 1 Analysis scenarios

プロセス	シナリオ 0	シナリオ 1	シナリオ 2	シナリオ 3	シナリオ 4
① 地震動	○	○	○	○	○
② 地盤変動	○	◎	-	○	◎
③ 崩土	○	-	◎	◎	◎
④ 基盤崩壊	○	-	-	-	-

4 解析結果

シナリオ 1 では, 地震応答解析後, 地盤変動量を強制変位として, モデル支持部に作用させた。そしてモデルの崩落に至る地盤変動量を調査した。その結果, 地盤変動量を基準の 2.0 倍作用させた時, モデルの崩落を確認した。図 4 に示すように主要部材である右岸側アーチ部材の根本の要素が破断し, モデルの崩落に至った。このことから, 基準の推定地盤変動量では, モデルの崩落にはまだ余裕があり, 基準の 2 倍近く地盤変動が生じた場合, モデルが崩落する可能性が高いことが分かった。図中の赤色の部材は塑性負荷状態であることを示す。

シナリオ 2 では, 地震応答解析後, 崩土の堆積高さを変化させることで, モデルの崩落に至る崩土の堆積高さを調査した。その結果, 堆積高が 1.9m の時は, モデルは崩落せず, 2.0m の時, 崩落する結果が得られた(図 5)。もし仮に地盤変動が発生しなかった場合, 阿蘇大橋は崩土が 1.9m~2.0m 堆積すると崩落することが判明した。

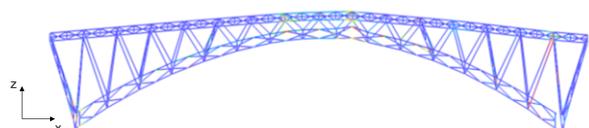


Figure 4 Collapse by ground deformation at scenario 1

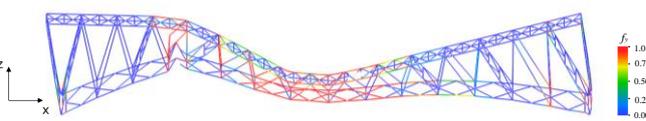


Figure 5 Collapse by landslide materials load at scenario 2

シナリオ 3 では, 基準となる推定地盤変動量を用い強制変位解析後, 崩土の堆積高さを変化させ, 崩落に至る崩土の堆積高さを調査した。その結果, 堆積高が 2.0m の時は, モデルは崩落せず, 2.1m の時, 崩落する結果が得られた。推定地盤変動量と等しく地盤が変動した場合, 阿蘇大橋は崩土が 2.0m~2.1m 堆積すると崩落することが判明した。シナリオ 2 と比べ, 地盤変動の影響により, 崩土の荷重に対する強度が上昇する結果が得られた。図 5 と同等の破壊形態を示した。

シナリオ 4 では, 基準となる地盤変動量と, シナリオ 1 でモデルが崩落した基準の 2.0 倍の地盤変動量との中間値である, 1.5 倍の地盤変動量をモデルに作用した。そして他と同様に堆積土砂の高さを変化させることで, 崩落に至る崩土の堆積高さを調査した。その結果, 堆積高が 2.2m の時は, モデルは崩落せず, 2.3m の時, 崩落する結果が得られた。基準の 1.5 倍の地盤変動が発生していた場合, 阿蘇大橋は崩土が 2.2m~2.3m 堆積すると崩落することが判明した。シナリオ 3 と同様に, シナリオ 4 の場合も地盤変動の影響により, 崩土の荷重に対する強度が上昇する結果が得られた。シナリオ 4 においてもシナリオ 2・3 と同様の破壊形態を示した。以上, シナリオ 1~4 の解析結果を表 2 に示す。

Table 2 Analysis results

プロセス	シナリオ 1	シナリオ 2	シナリオ 3	シナリオ 4
①地震動	○	○	○	○
②地盤変動	2 倍	-	1 倍	1.5 倍
③崩土	-	高さ 2.0m	高さ 2.1m	高さ 2.3m
④基盤崩壊	-	-	-	-

シナリオ 4 における変形図を図 6 に示す。まず崩土が堆積することにより、まず初めに左岸側のアーチ部材に応力が集中、部材接合部が降伏し塑性ヒンジが生じることで、接合部が折れ曲がるように変形する。アーチ部材がある程度変形すると、上部工の中心部の部材にも応力が集中し、アーチ部材の変形を抑制する。さらに荷重が加わると上部工の中心部材は下向きに折れ曲がるように変形し、やがて破断した。部材が破断し、上部工中心部材が荷重を受け持つことが出来なくなると、抑制されていたアーチ部材の変形が進み、その後崩落に至った。シナリオ 2~4 の比較からわかる通り、地盤変動による崩落が生じなければ（シナリオ 0 の 2 倍以内）、地盤変動量が大きくなるにつれて崩土の荷重に対する強度が増大する傾向を示した。この要因は、地盤変動によってモデル中央部が上方に変位し上に凸状の変形を示し、各主要部材には圧縮力が加わり、その後に載荷した崩土荷重は逆に全体的に下方に変位を与え、下に凸状の変形を与えることになるため、地盤変動による変形がプレストレス状態を与えたためと考える。

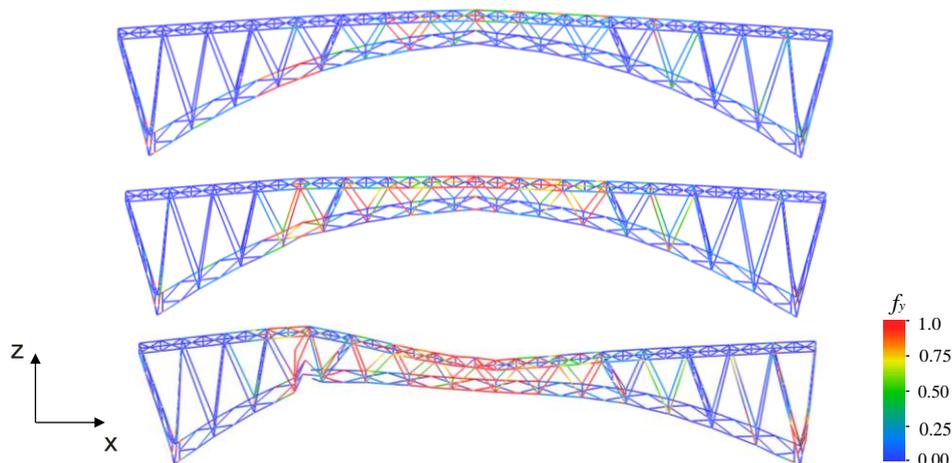


Figure 6 Progressive collapse by landslide materials load at scenario 4

5. 結 語

本研究では、4 つのシナリオを通して、不確実が残る地盤変動量と崩土の荷重が解析結果に与える影響について評価した。その結果、地盤変動により、崩土の荷重への強度が増すことが分かった。また 4 つのシナリオにおける崩落に至る地盤変動量、崩土の堆積高さを示した。崩落原因が地盤変動と崩土によって、破壊形態が異なることが判明した。今後、各シナリオを精査し、崩落要因の特定を試みる予定である。

文 献

- (1) 磯部大吾郎： *Progressive Collapse Analysis of Structures - Numerical Codes and Applications*, Elsevier, 2017.
- (2) いであ株式会社：平成21年度国道325号地域活力基盤創造交付金（橋梁補修）委託 他合併, 2010.
- (3) 千田知弘, 崔準祐ら：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 受理.
- (4) （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.