

# 歴史的組積造アーチ橋の災害時地盤変位に伴う 応力変化に関する研究

Static stress changes of historical masonry arch bridges due to ground deformation

岸祐介<sup>1</sup>・野阪克義<sup>2</sup>・伊津野和行<sup>3</sup>

Yusuke Kishi, Katsuyoshi Nozaka and Kazuyuki Izuno

<sup>1</sup>立命館大学大学院 理工学研究科 総合理工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Graduate Student, Ritsumeikan University, Graduate School of Science and Engineering

<sup>2</sup>立命館大学准教授 理工学部 都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Associate Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Civil Engineering

<sup>3</sup>立命館大学教授 理工学部 都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Civil Engineering

Preserving historical masonry arch bridges is an important task for us to carry on our industrial heritages for the next generations. A single span masonry arch bridge was analyzed by finite element method with two meshing schemes considering material non-linearity in order to define a simple and reasonable modeling procedure for masonry arch bridges. The results indicated that the analytical model in which meshes were automatically created using pre-processor of commercial FEM program considering yielding of materials was able to reasonably simulate the behavior of the masonry detailed model. Furthermore, effects of unequal settlement of the foundation on the stress distribution of the masonry arch bridge were discussed.

**Key Words :** masonry structure, arch bridge, Finite Element Method, static analysis

## 1. はじめに

西洋からもたらされた建築材料であるレンガは、日本に導入された幕末から明治の時期以降広く利用され、多くの組積造橋梁が建設された。現在でも当時建設された状態で供用されているものも多いが、文化庁がそれらを保全対象と考えるようになったのは 1990 年代からと近年になってからである<sup>1)</sup>。既に多くの橋梁が架け替えられている中、残された橋梁を近代化遺産として後世に継承するためには、経年劣化や荷重の変化による影響に関して速やかに取り組む必要がある。

筆者らは、レンガアーチ橋の力学特性を解析するための基礎的な検討として、有限要素法による非線形弾性解析を行ってきた<sup>2)</sup>。Bourzam ら<sup>3)</sup>が行ったレンガ壁体に関する水平載荷実験供試体モデル、および典型的なアーチ橋モデルの有限要素解析による検討を通して、レンガ・目地に異なる弾性係数を与えた場合と均質として一つの弾性係数を与えた場合についての比較検討、および引張と圧縮で同じ弾性係数を与えた場合と引張に小さい弾性係数を与えた場合についての比較検討を行った。結果として、レンガ構造が均質のモデルでも実験を再現可能であること、引張剛性の低下は目地部の強度が期待できない場合に特に考慮する必要があることが明らかとなった。

また、アーチ橋のモデル化ではモデルの簡略化に関する検討するため、解析ソフトの自動メッシュ分割機能を用いてメッシュ分割を行ったモデルを作成して解析を行った。その結果、自動メッシュ分割機能で作

成されたモデルを用いても、レンガ・目地で要素分割を行ったモデルと同様の結果を得られることを確認した。しかしながら、これらの結果は材料が健全で弾性状態であると仮定した場合であり、レンガや目地に損傷（亀裂や圧潰）が生じた場合に関する考慮を行っていない。また、目地部の欠損や経年劣化による強度低下が構造物全体にどのような影響を与えるのかについて検討することは、歴史的構造物では重要である。

本研究は、レンガアーチ橋の目地部での損傷を弾性係数の低減により再現し、橋軸方向強制変位および不同沈下に対する挙動について基礎的な検討を行ったものである。

## 2. 解析概要

解析には汎用有限要素解析ソフトMarc2008r1を用いた。解析モデルは図1に示すような、単径間の平面アーチ橋モデルとした。解析モデルに関して、レンガと目地のそれぞれを1つ1つ再現して要素分割したモデル（Arch-A、要素数15693）と解析ソフトの自動メッシュ分割機能を用いたモデル（Arch-B、要素数8356）を作成した。Arch-Aのようなレンガと目地で要素分割をするモデルの作成は非常に手間がかかり、計算容量も大きくなるため処理に多大な時間を要する。そのため橋梁のような長大構造物をレンガと目地の要素でモデル化することは現実的では無い。前章で述べた水平変位量や主応力分布同様に、損傷の進行についても自動メッシュ分割機能を用いた簡易モデルが使用可能であることを確認するためArch-Bを用意した。ただし、自動メッシュ分割を行う際、アーチ部およびアーチ部より下の橋脚部の鉛直方向はレンガの個数に合わせて分割し、橋脚の底部はレンガと目地の数に合わせてメッシュ分割を施すように制御した。

Arch-A、Arch-Bに用いた材料特性を表1に示す。表1の値はBourzamら<sup>3)</sup>が行ったレンガと目地で構成された圧縮試験体から得られた弾性係数をArch-B、その結果からレンガと目地の層数および厚みを考慮してそれぞれ弾性係数を算定したものをArch-Aの値としている。また、弾性係数は圧縮と引張で異なることがあるため、木野ら<sup>4)</sup>の実験を参考に今回は引張の弾性係数を圧縮の4分の1の値とした。引張、圧縮のどちらの弾性係数を用いるかは要素の積分点において算出される平均主応力の正負によって判定した。

本研究では、目地部での損傷を材料の非線形性を用いて考慮した。まず、自動メッシュモデル、レンガ・目地要素モデル両方において、弾性限界（降伏強度）を引張で1.1MPa、圧縮で9.0MPaと仮定し、主応力が

	レンガ		目地	
	引張	圧縮	引張	圧縮
Arch-A	2000	8000	1714	6856
Arch-B	2060	8241	2060	8241

(MPa)

	レンガ	目地
レンガ	18.0	
目地		21.0
自動メッシュモデル（均質）	18.5	

(kN/m<sup>3</sup>)

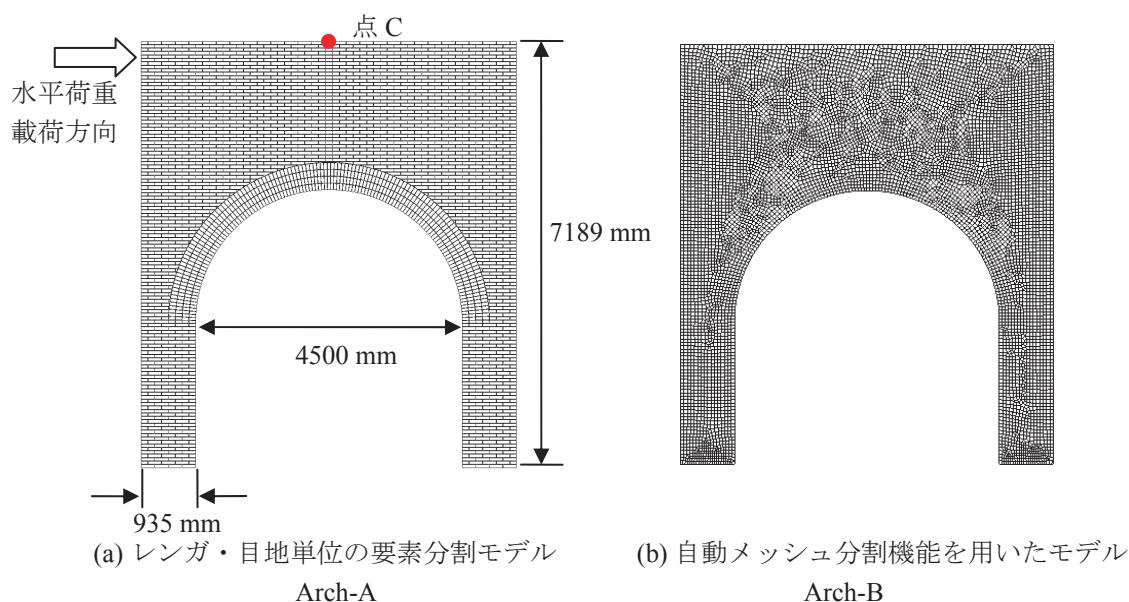


図1 アーチ橋モデル

これらの値に到達したかどうかによって降伏を判定した。レンガ・目地要素モデルでは、目地部のみに降伏を考慮し、主応力により降伏したと判定された要素については、その後の弾性係数（2次勾配）を初期剛性の1/10000に低下させ弾性解析を継続した。一方、自動メッシュモデルにおいては主応力により降伏を判定、降伏後はその後の弾性係数（2次勾配）を初期剛性の1/10、1/100、1/200、1/1000の4種類を用いた。レンガ・目地要素モデルにおいて弾性係数を低下させた弾性解析を用いたのは、目地の損傷によってレンガ間の応力の伝達が小さくなる（もしくは無くなる）ことを再現するためである。ただし、レンガと目地の材料特性を1つの要素に混在させた自動メッシュモデルに対しては、当然ではあるがレンガ・目地要素モデルより要素サイズが大きいため、極端に小さい弾性係数を適用することは解析的に不安定であると考えた。

死荷重については表2に示す単位体積重量の値を用いた。表2の自動メッシュモデルの値はレンガと目地で構成されたアーチ橋の重量から、対象を均質の材料で構成した場合の単位体積重量を算定した数値である。

### 3. 橋軸方向への荷重増分解析

自動メッシュ分割機能を用いた簡易モデルで、レンガ・目地要素モデルにどれだけ近似した評価が可能であるかを検討するため、橋軸方向への荷重増分解析を行った。

境界条件としては、橋脚底部の並進3方向を固定して死荷重を作用させ、その後水平方向へ載荷した。水平荷重の大きさはアーチ部分で降伏が生じ、降伏要素の分布の進行が明確に確認できることを目安に80kNまで載荷した。弾性係数の第2勾配に関して、目地部での降伏が生じた場合はそれ以降に応力をほとんど負担しないものとし、Arch-Aでは第2勾配の傾きを初期勾配の1/10000とした。これに対し、Arch-Bでは局所的な降伏を表現することは困難なため、Arch-Bを構成する全要素で降伏の判定を行い、第2勾配の傾きを変化させることでArch-Aに近似する方法を試みた。

図2はアーチ橋上部（図1点C）における荷重－変位曲線を表している。全体的な履歴を比較した結果、Arch-Bに関しては弾性係数の第2勾配を初期勾配の1/200としたとき、Arch-Aと最も近似した履歴を描くことが確認できた。履歴に着目すると、両モデルともに40kN辺りまで弾性的な挙動を示し、50kNを超えた辺りから降伏の影響が現れている。80kN作用時の変位に至るまで、全体的な履歴はほぼ一致していることが確認できる。最終変位量を確認すると、Arch-Aで27.56mm、Arch-B(1/200)で27.46mmと0.4%の差しか生じていないことが確認できた。

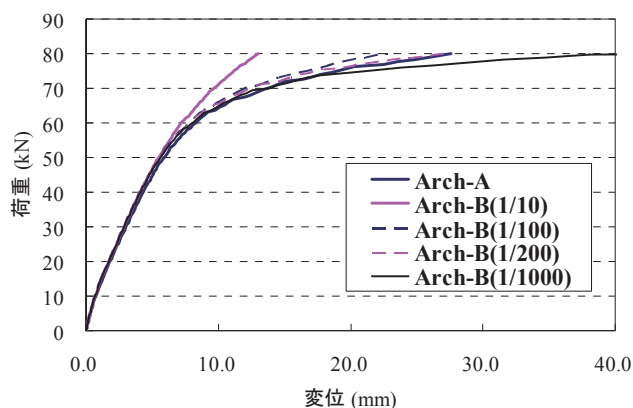


図2 橋軸方向水平載荷の荷重－変位曲線

図3は両アーチ橋モデルの降伏した要素の分布を示している。赤色が引張応力側、青色が圧縮応力側で降伏と判定されたことを示している。図3(a)(b) はアーチ部で降伏が開始した時点を示しているが、両モデルともアーチ左側の橋脚との境界付近で降伏が開始していることが確認できる。図3(a)(b)の水平荷重は、Arch-Aで49.6kNであったのに対してArch-Bは48.1kNであり、Arch-Bの方が3%小さい荷重で降伏している。図3(c)(d)は水平荷重が80kN時の様子であり、両モデルの降伏した要素の分布を表している。両モデルともアーチ部の右側で圧縮の降伏が生じていることが確認できる。両モデルにおける降伏している要素の分布範囲を比較すると、引張・圧縮ともに降伏している要素の分布範囲はほぼ同じであると見なせる。

図4は両モデルにおける各要素に生じる主応力の内、絶対値の大きい方をプロットしている。両図を比較

すると主応力の値とその分布においても、要素の形状による多少の分布の違いや、図4(a)の青円で囲んだ箇所など目地の弾性係数が小さいことによる局所的な引張応力の低下は確認できるが、アーチ橋モデル全体としては引張・圧縮の主応力がほぼ同じように分布していると見なせる。

以上より、今回使用した自動メッシュ分割モデルにより、目地部での損傷を考慮したレンガ・目地で要素を分割したモデルと同程度の解析結果を得られることが確認できた。すなわち、アーチ部での降伏開始時期および位置、ならびに水平荷重を80kNまで作用させた段階における降伏の分布および主応力分布について

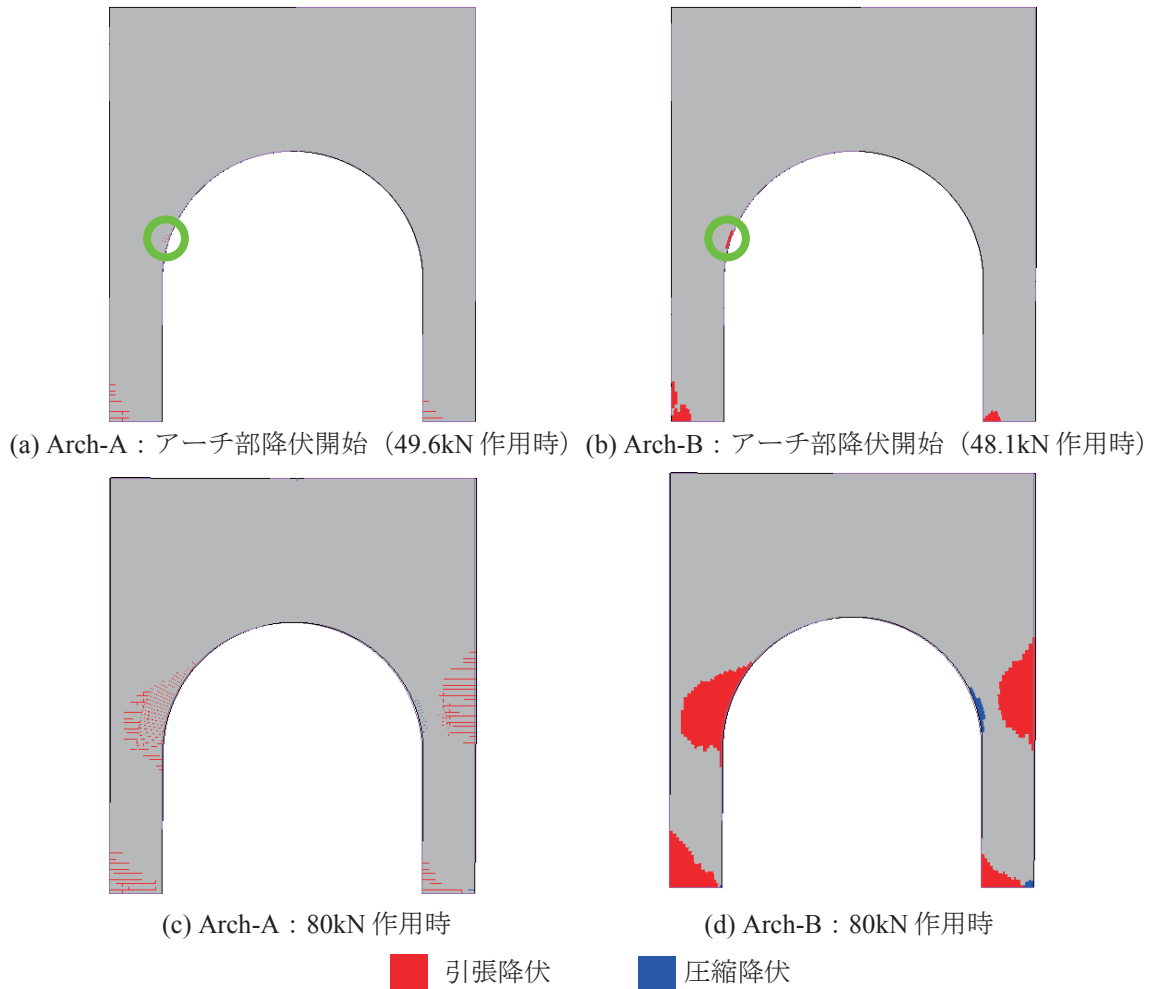


図3 橋軸方向水平載荷の降伏した要素の分布

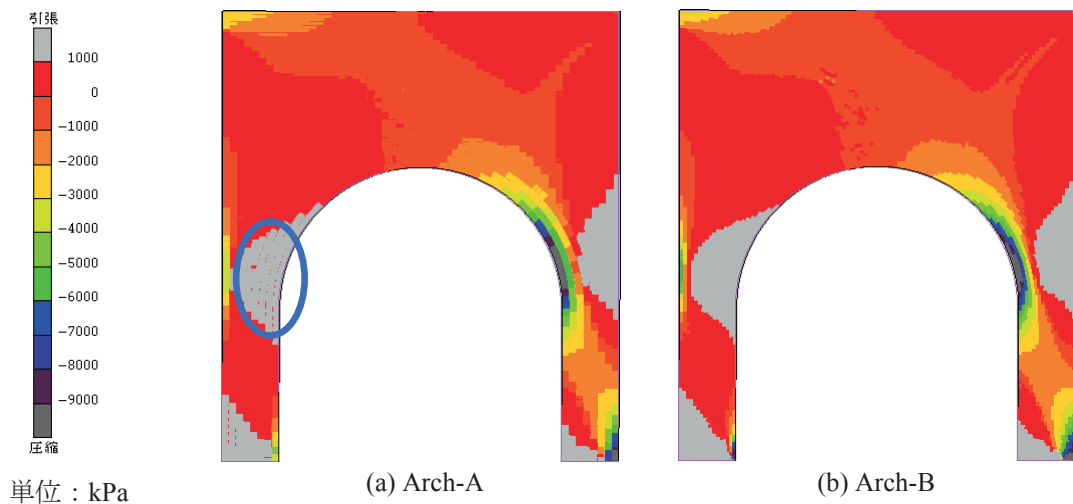


図4 橋軸方向水平載荷の主応力の分布

レンガ・目地要素モデルを近似した結果が得られた。また、自動メッシュ分割モデルにおける2次勾配は初期勾配の1/200で十分であることが確認できた。目地での降伏を考慮した橋軸方向への荷重増分解析を行った結果、降伏は橋脚底部で先に生じるがアーチ部での降伏が生じた後はアーチ部での降伏の進行が進み、広い範囲で降伏する要素が分布する。このことから、地盤災害等によってレンガアーチ橋に橋軸方向への荷重が作用した場合、アーチ部での崩壊が大きくなると考えられる。

#### 4. 不同沈下時のアーチ橋の挙動に関する検討

ここでは、自動メッシュ分割モデルを用いて不同沈下を想定した鉛直方向強制変位解析を行った。なお、3章の結果より、2次勾配を初期剛性の1/200としたモデルのみで検討した。境界条件としては、水平載荷のケース同様に死荷重を作用させてから、アーチ橋右側の橋脚を鉛直下方向に強制変位させた。鉛直方向の変位量はアーチ部分で降伏が生じ、降伏要素の分布の進行が明確に確認できることを目安に100mmまでとした。

図5はアーチ橋モデルの橋脚底部における鉛直反力ー鉛直変位曲線を表している。左右両方の橋脚において死荷重反力の状態から始まっており、右側橋脚が鉛直下向きに変位するにつれて左側橋脚では右側橋脚が負担できなくなった分の死荷重を負担するため、鉛直反力の値が大きくなっていることが分かる。鉛直変位量が100mmに達したとき、橋脚右側は死荷重の14.7%が作用し残り85.3%が左側の橋脚に作用していることが確認できた。各反力の履歴に着目すると、左右の橋脚の反力は5mm付近と30mm付近で、勾配に変化が見受けられる。まず5mm付近で変化する原因としては、圧縮と引張に対する剛性の違いが影響していることが考えられる。アーチ橋を構成する要素にはまず死荷重が作用し、左右の橋脚は圧縮側の弾性係数を有する状態となる。その後、不同沈下に伴って一部の要素が引張の弾性係数を有する状態となる。この影響が5mm付近での勾配の変化として表れていると考えられる。次の勾配の変化は30mm付近で確認でき、これは左右の橋脚を構成する要素が降伏したためであると考えられる。今回の解析では鉛直変位量が17.2mmの時に右側

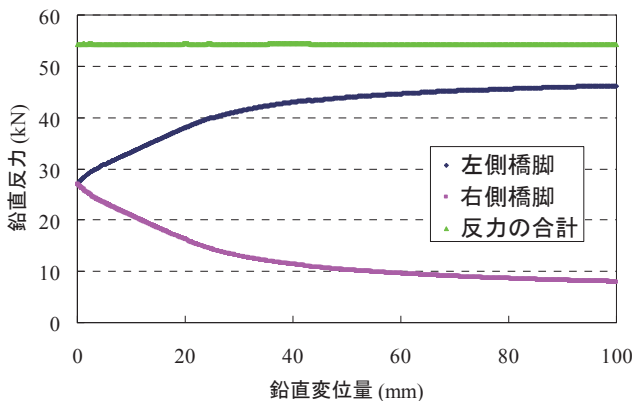


図5 不同沈下に伴う鉛直反力ー鉛直変位曲線

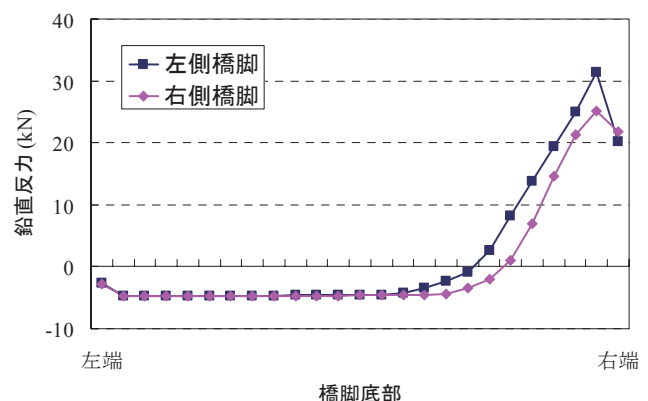


図6 橋脚基部の反力

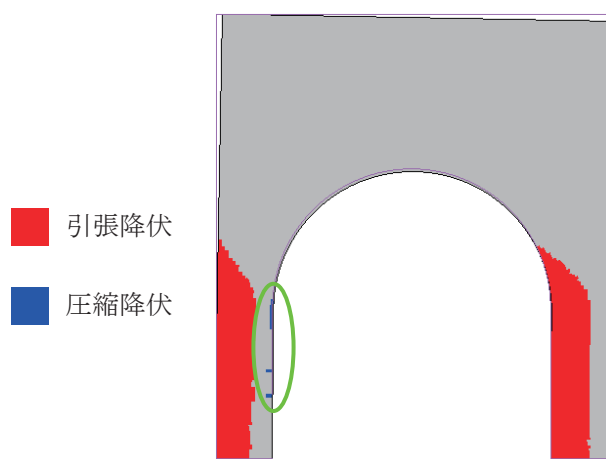


図7 降伏した要素の分布

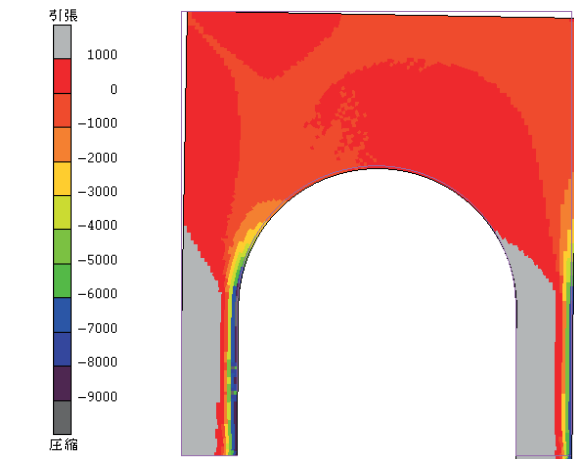


図8 不同沈下時の主応力分布

単位：kPa

橋脚の底部で、18.8mmの時にはアーチ部右側の橋脚との境界付近で引張の降伏が開始しているが、降伏が進行し橋脚に生じる死荷重反力に影響が表れるのは30mmほどになってからだと考えられる。一方、橋脚やアーチ部で降伏が生じた時点で目地部分の強度は失われ、レンガのはく落する可能性があると考えられる。

図6は変位量が100mmの時の橋脚底部に生じている反力の分布を橋軸方向にプロットしたものである。左右の橋脚を比較すると、どちらの橋脚においても負反力（引張力：図中では負の値）が生じている部分の方が広く分布しており、上向きの反力（圧縮力：図中では正の値）が生じている部分は橋脚底部の右端から矢約1/3の幅だけである。降伏した要素の分布（図7）を確認すると、左右の橋脚で、引張による降伏を生じている範囲は橋脚底部からアーチ部との境界にかけて広く分布しており、圧縮による降伏は、左側の橋脚とアーチ部の境界付近にわずかに生じているにとどまっている。また、主応力分布図（図8）でも、圧縮の主応力が大きな値を示している範囲は橋脚の右端の狭い範囲である事が確認できる。しかし、ここで注意しなければならないことは、実際のレンガ構造物において降伏が発生した場合は亀裂による隙間が生じ、橋脚の曲げ引張あるいは橋脚底部の負反力は生じないと考えられることである。

以上より、レンガアーチ橋に不同沈下が生じた場合、アーチ橋全体の変形に伴い、両側の橋脚には曲げモーメントが発生、橋脚底部の広い範囲で引張の降伏が生じることが分かった。橋脚底部に生じる死荷重反力および橋脚内で生じる圧縮の主応力が大きくなる箇所は狭い範囲であり死荷重の85%以上が片側の橋脚に作用するが、それでも圧縮による降伏はわずかに生じる程度である。一方、引張による降伏は鉛直変位量が30mmの時点で橋脚底部とアーチ部に発生しており、この時点で目地部分の強度は失われてレンガが崩壊を始めると考えられるが、橋脚全体に影響が表れるのは30mmに達してからである。

## 5. まとめ

本研究ではレンガ構造の単径間アーチ橋について、レンガ・目地で要素を分割したモデルと解析ソフトの自動メッシュ分割機能を用いたモデルを作成し、目地部の損傷を考慮するため材料の非線形性を考慮した解析を行った。以下に本研究で明らかになったことを記す。

- 1) レンガ・目地モデルで弾性係数の第2勾配を1/10000とした場合、自動メッシュ分割モデルの弾性係数の第2勾配を初期勾配の1/200とした時、本研究で検討した範囲では同程度の解析結果を得ることが可能である。アーチ部での降伏を判定することに関しても、降伏する要素の位置と降伏荷重が同じであり、アーチ部での塑性化が進行した後（本研究では80kNまで作用させた段階）の降伏する要素の分布および主応力分布についても近似した結果を示すため、簡略化した数値解析モデルでの評価は可能である。
- 2) 不同沈下を再現するため、片側の橋脚を鉛直下向きに変位させると、アーチ橋全体の変形に伴い両側の橋脚では曲げ引張が作用し引張の降伏が生じる。死荷重の85%以上が片側の橋脚に生じるが、圧縮の主応力が大きくなる箇所は狭く、圧縮の降伏はわずかに生じる程度である。一方、引張による降伏は鉛直変位量が20mmの時点で橋脚底部とアーチ部に発生しており、この時点で目地部分の強度は失われてレンガのはく落が始まる可能性があるが、橋脚全体に影響が表れるのは30mmに達してからである。

今後、地震応答解析による耐震性能評価を視野に入れ、厚さを再現したモデルを用いて橋軸直角方向への検討も進めていく。

**謝辞：**本研究は文部科学省グローバルCOEプログラム「歴史都市を守る『文化遺産防災学』推進拠点」（立命館大学）の一環として実施されたことを付記する。

## 参考文献

- 1) 文化庁：近代化遺産（建造物等）総合調査費国庫補助要項，1990.
- 2) 岸祐介，野坂克義，伊津野和行：レンガアーチ橋の数値解析モデル化手法に関する基礎的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol. 56A，pp. 102-110，2010.
- 3) Bourzam, A., Goto, T. and Miyajima, M. : Shear capacity prediction of confined masonry walls subjected to cyclic lateral loading, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp. 692-704, 2008.
- 4) 木野淳一，菅野貴浩，古谷時春：既設レンガ構造物から採取したコアの強度試験，土木学会第56回年次学術講演会概要集，第5部，pp. 222-223，2001.