

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

Study on analytical modeling of masonry arch bridges

岸祐介*, 野坂克義**, 伊津野和行***

Yusuke Kishi, Katsuyoshi Nozaka, Kazuyuki Izuno

*工修, 立命館大学大学院, 理工学研究科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

**Ph.D., 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)

***工博, 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)

Preserving arch bridges, considered to be one of the cultural heritages, as their original state has been one of the difficult tasks need to be solved. This paper describes analytical modeling methods of masonry arch bridges in order to predict their behavior under static loading. A simple masonry wall and a typical arch bridge were analyzed by finite element method based on several modeling methods and combinations of material properties in order to check applicability of analytical results and to confirm the best modeling procedure. The results indicated that reduced modulus of elasticity in tension increased displacements of masonry structures more than 10% and that representing bricks and mortar in analytical mesh did not significantly alter the results.

Key Words: masonry structures, arch bridges, Finite Element Method, pushover analysis

キーワード: 組積構造, アーチ橋, 有限要素法, 静的解析

1. はじめに

本研究は、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を行ったものである。単スパンのアーチ橋を想定し、そのモデル化が荷重-変形関係や応力分布に及ぼす影響について考察した。日本でレンガ積み橋梁が建設されたのは明治時代であり、それを近代化遺産として文化庁が保全対象と考えるようになったのは1990年代からと比較的新しい¹⁾。そのため、既に多くの橋梁が架け替えられている。残された橋梁も、経年劣化や荷重の変化による影響など、本格的に取り組まなければこれら近代化遺産を将来に残すことができないという懸念がある。

レンガ積み橋梁の力学特性の検討をした研究としては、鉄道の高架橋や橋脚に関して実験や解析が行われており、補強工法についても検討されている²⁾⁵⁾。しかし、それら以外は建築物を対象とした研究が多く、橋梁に関する検討例は歴史や調査に関するものが主である⁶⁾⁸⁾。一方、海外ではレンガアーチ橋に関する研究は多く、保全に向けた多くの研究が行われている^{例えば9)12)}。

レンガのような組積造構造物を扱う解析手法としては数種類ある。目地の強度が期待できない日干し煉瓦

(アドベ) 構造に対しては、各レンガがばらばらになるまで追いかけることのできる個別要素法 (DEM)^{13),14)}や不連続変形法 (DDA)^{15),16)}が用いられることが多い。一方、目地にモルタルを用いたレンガ構造は、必ずしも目地部で破壊するとは限らず、有限要素法 (FEM) を用いることが可能である。有限要素法は応力の出力や変形の把握など、小変形領域での解析では、安定して精度の良い結果が期待できる。大変形による復元力特性の非線形性に関しては、非線形構成則を用いた有限要素法によってレンガ壁体の圧壊について解析した例^{17),18)}などがある。本研究では、対象構造物を目地部がモルタルにより補強されている連続体として扱い、構造物の応力分布を詳細に検討する事を目的として、解析手法に有限要素法を用いた。

レンガアーチ橋を解析するにあたり、レンガとモルタル目地との力学特性の違いをどのようにモデル化するかが問題となる。精緻なモデルを組むのがよいのは自明であるが、実構造物の3次元モデルを組むのに際し、レンガを1つ1つ、あるいはさらに細分化してモデル化することは、計算容量の面から現実的ではない。

よって本研究では、目地部をモルタルで補強したレンガアーチ橋に関して一平面のみを解析対象として扱い、

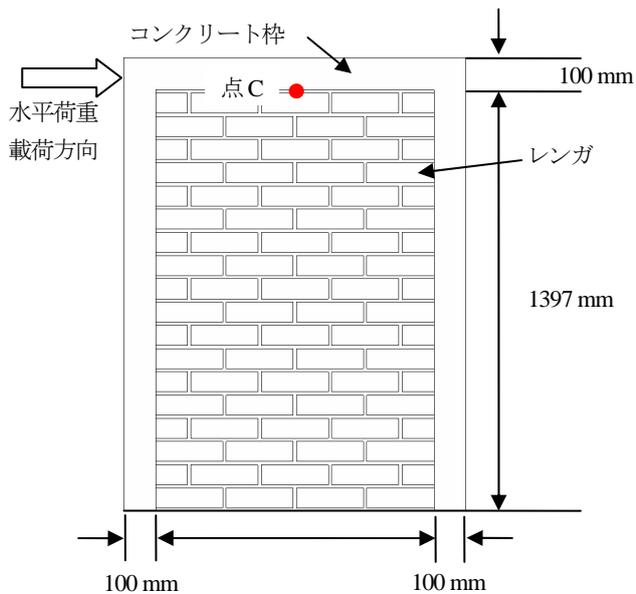


図-1 壁体モデル

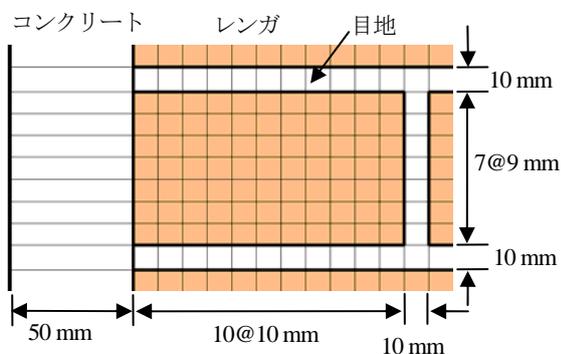


図-2 メッシュ拡大図

弾性係数の設定とメッシュ分割に関して簡便化してモデル化することが可能か、数種類の有限要素モデルを用いて比較検討した。まず2章で、他者の実験結果をシミュレートすることにより手法の妥当性を検証し、3章でアーチ橋モデルの解析例を示す。

2. 壁体モデルの解析

ここでは、実験供試体のモデル化を行い弾性解析によって実験を再現し、解析手法の妥当性を検討した。さらに、圧縮側と引張側で弾性係数が異なる原点非対称の応力-ひずみ曲線を仮定しその影響を検討した。

2.1 壁体モデル概要

解析には、汎用有限要素解析ソフト Marc¹⁹⁾を用いた。解析モデルの作成にあたり、Bourzamら²⁰⁾の実験を参考に、複数の弾性係数を有する壁体モデルを作成した。ここでは、モデルの概要について記す。

図-1 は解析で用いた壁体のモデルを表している。壁体はレンガと目地による一枚壁になっており、壁体の左右及び上部にはコンクリートの枠を設けてある。実際の

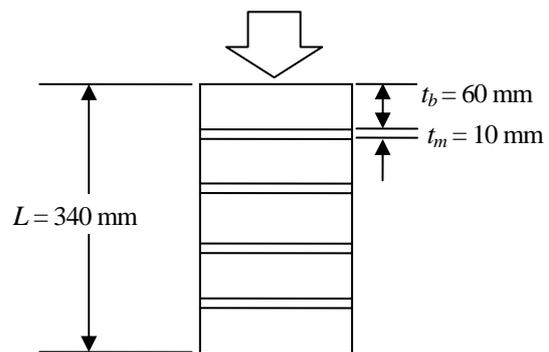


図-3 圧縮試験の試験体

表-1 弾性係数の設定

	レンガ	目地
Wall-A	4011 (均質)	
Wall-B	8241 (均質)	
Wall-1	4000	8346
Wall-2	5000	7678
Wall-3	6000	7270
Wall-4	7000	7035
Wall-5	8000	6856
Wall-6	9000	6722

(単位 : MPa)

表-2 ポアソン比

	ポアソン比
レンガ	0.186
目地	0.143
コンクリート	0.200
均質の壁体	0.164

実験供試体では、レンガと目地の厚みなどに多少の誤差が生じるため、壁体全体の高さを寸法通りに整えるのは困難である。そこで解析モデルの作成にあたっては、レンガと目地の層数および目地の厚みからレンガの寸法を決定し、解析モデルのレンガの寸法は 63×100×210mm で目地の厚みは 10mm とした。

解析は SOLID 要素を用いた 3次元モデルで行い、メッシュはレンガを高さ 9mm、幅 10mm、目地を高さ 10mm、幅 10mm、で分割し、コンクリート枠は両側の柱をレンガの層で高さ 9mm、幅 50mm、目地の層で高さ 10mm、幅 50mm、上部の枠を高さ 50mm、幅 10mm で分割した。図-2 にメッシュの拡大図を示す。

2.2 解析における境界条件

図-1 に示す壁体モデルに関して、底部は並進方向 3 方向を固定し、上部には初期条件として実験内容に基づき荷重鉛直方向応力 0.4MPa (42.8kN の載荷) を壁体に作用させた。ここで、死荷重を考慮していないのは鉛直

方向の載荷に比べ、死荷重の値がとても小さいためである。その拘束条件の下、上部のコンクリート部材に水平荷重を与え、その変位量及び応力分布を確認した。水平荷重の値は Bourzam ら²⁰⁾の実験に合わせ、100kN までとした。

2.3 材料特性

アーチ橋のモデル化にあたり、レンガおよび目地（モルタル）の材料特性として、弾性係数を決定する必要がある。既往の研究例を見ると、レンガ・目地ともに弾性係数には数値としてかなりのばらつきがあり、一意的に決定することは難しい。

そこで、本研究ではレンガと目地が異なる弾性係数を有していても壁体全体としては一つの弾性係数で表せる合成構造と仮定した場合（均質と表現）を考慮し、均質のモデルを2タイプ、レンガと目地の弾性係数が異なるモデル（非均質モデル）を6タイプ用意した（表-1）。ここでは、モデル名を均質モデルはアルファベットで、

非均質モデルは数字で表記した。

壁体全体（レンガと目地）で弾性係数が均質である場合（均質モデル）に関しては、Bourzam ら²⁰⁾の実験より算出された弾性係数の値を使用した。すなわち、Wall-A ではBourzam らの行ったせん断試験より得られたせん断弾性係数とポアソン比をもとに(1)式より算出した弾性係数を用い、Wall-B ではBourzam らの行った圧縮試験（図-3）より得られた弾性係数とポアソン比を用いた。

$$E = 2G(1-\nu) \quad (1)$$

ここで、 E は試験体の弾性係数、 G は試験体のせん断弾性係数、 ν はポアソン比を示している。

一方、レンガと目地の弾性係数が異なる場合（非均質モデル）は、表-1、Wall-B の弾性係数の値をもとに、(2)式を用いてレンガと目地の弾性係数を変化させた。

$$E_M = \frac{L}{n_b \frac{t_b}{E_b} + n_m \frac{t_m}{E_m}} = 8241 \text{ MPa} \quad (2)$$

ここで、 E_M は試験体全体の弾性係数、 L は試験体の高さ、 n_b はレンガの層数（この実験では5）、 n_m はモルタルの層数（この実験では4）、 t_b はレンガの厚み、 t_m はモルタルの厚み、 E_b はレンガの弾性係数、 E_m はモルタルの弾性係数を示している。

(2)式は図-3の実験供試体におけるレンガと目地のポアソン比が同一であるとの仮定の下、圧縮試験の結果より得られた試験体全体の弾性係数を用いて、レンガと目地（モルタル）それぞれの弾性係数を算出する式である。ただし、解析を行う際にはレンガと目地のポアソン比はそれぞれ表-2に示す値を使用した。

表-1における均質モデル Wall-A、Wall-B の弾性係数を比較すると、Wall-B の弾性係数は Wall-A の値の2倍以上になっている。これはレンガと目地（モルタル）によって構成されている試験体に関して、圧縮方向に比べ

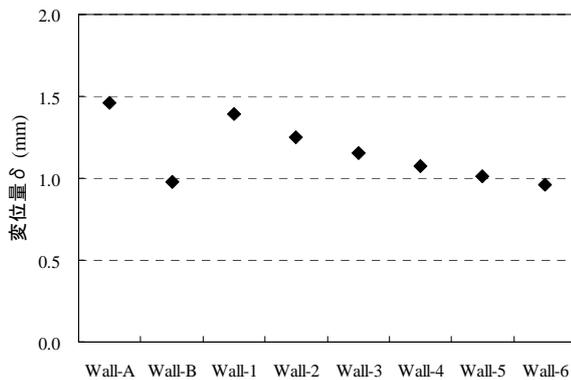


図-4 線形モデルの水平変位量の比較

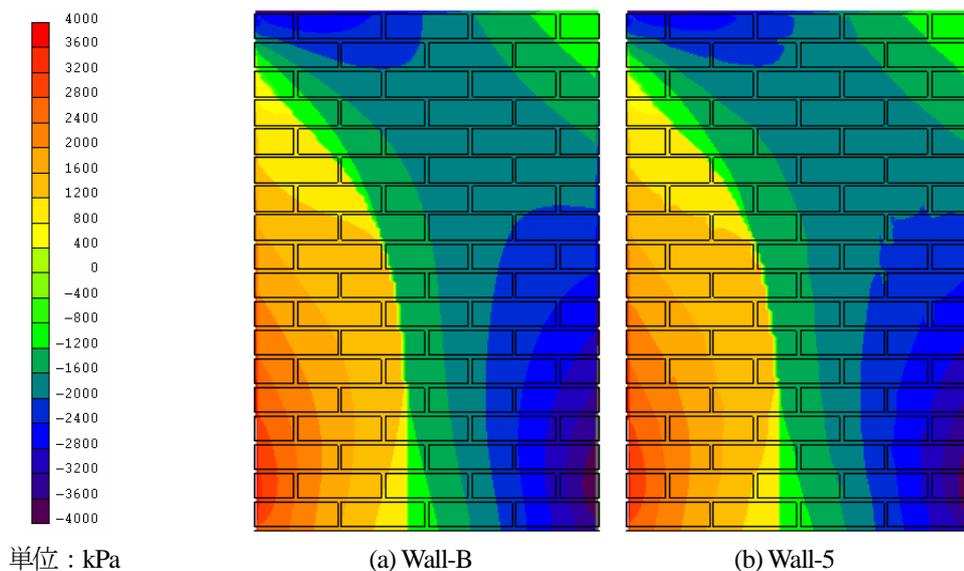


図-5 線形モデルの主応力図

せん断方向では目地の変形が顕著になると考えられるためである。

レンガ、目地およびコンクリートのポアソン比と単位体積重量は Bourzam ら²⁰⁾、渡辺ら²¹⁾、林ら²²⁾のデータを参考に設定した。また、コンクリートの弾性係数は Bourzam ら²⁰⁾のデータより 18320 MPa とした。

2.4 線形モデルの解析結果

図-4 は解析ケース毎の水平変位量を表している。変位量は壁体上部、中央の位置(図-1の点C)で求めた。

実験結果²⁰⁾では、100kN 荷重時の壁体の変位量が約 1mm となっていた。均質のモデル同士を比較すると、弾性係数が 8241MPa (Wall-B) の場合 0.98mm となり、実験結果に近い値を得た。レンガと目地で異なる弾性係数を有するモデルを比較すると、レンガの弾性係数が 8000MPa の Wall-5 で 1.01mm、レンガの弾性係数が 9000MPa の Wall-6 で 0.96mm と実験結果に近い変位量を得た。均質のモデルと非均質モデルで比較すると、変位量の差はレンガの弾性係数が同程度のモデルで 0.07mm (Wall-A と Wall-1)、0.03mm (Wall-B と Wall-5) と小さく、目地の弾性係数が壁体の変位量に与える影響は小さいことがわかる。

次に応力分布を示す。図-5 は変位量が 1mm に近かったケース (Wall-B と Wall-5) に関して、コンクリート枠

を除いたレンガと目地から構成される壁体中の、各要素における主応力の分布を描画している。図中の主応力は、各要素における最大と最小の主応力のうち、絶対値の大きい方を描画している。また凡例は各色の示す応力の区分を示しており、引張を正、圧縮を負とした(単位は kPa)。

図-5 に関して目地のモデル化の有無で比較すると、均質モデル (Wall-B) に比べ非均質モデル (Wall-5) では目地の部分での応力低下が見受けられる。これは非均質モデルでは目地の弾性係数がレンガより小さく、弾性係数の大きいレンガが力を受け持つことになったためであると考えられる。しかし、壁体全体に対して圧縮主応力と引張主応力の生じている領域に関して、均質モデル (Wall-B) と非均質モデル (Wall-5) とともにほぼ同様の分布であることが確認できる。

2.5 引張弾性係数低下の考慮

これまで圧縮と引張の弾性係数が等しいモデルについて取り上げたが、実際はレンガ・目地ともに圧縮より引張の強度だけでなく弾性係数も小さく²³⁾、崩壊への影響も大きいと考えられる。また既往の研究例^(例えば²⁴⁾)でも、引張弾性係数を低下させた解析が行われている。そこで、引張と圧縮で弾性係数を変化させた場合(非対称区分線形モデル)による、壁体モデルの静的荷重の解析を行った。対象の形状、鉛直および水平方向への荷重荷重は線形モデルと同一である。非対称区分線形モデルに関して、

表-3 圧縮および引張弾性係数

	レンガ		目地	
	圧縮	引張	圧縮	引張
Wall-C	8241	2060	8241	2060
Wall-7	8000	8000	6856	1714
Wall-8	8000	2000	6856	1714

(単位: MPa)

表-4 非対称区分線形モデルの水平変位量

	変位量 (mm)	
	変位量 (mm)	増加率 (%)
Wall-C	1.10	12.6
Wall-7	1.04	2.9
Wall-8	1.14	12.2

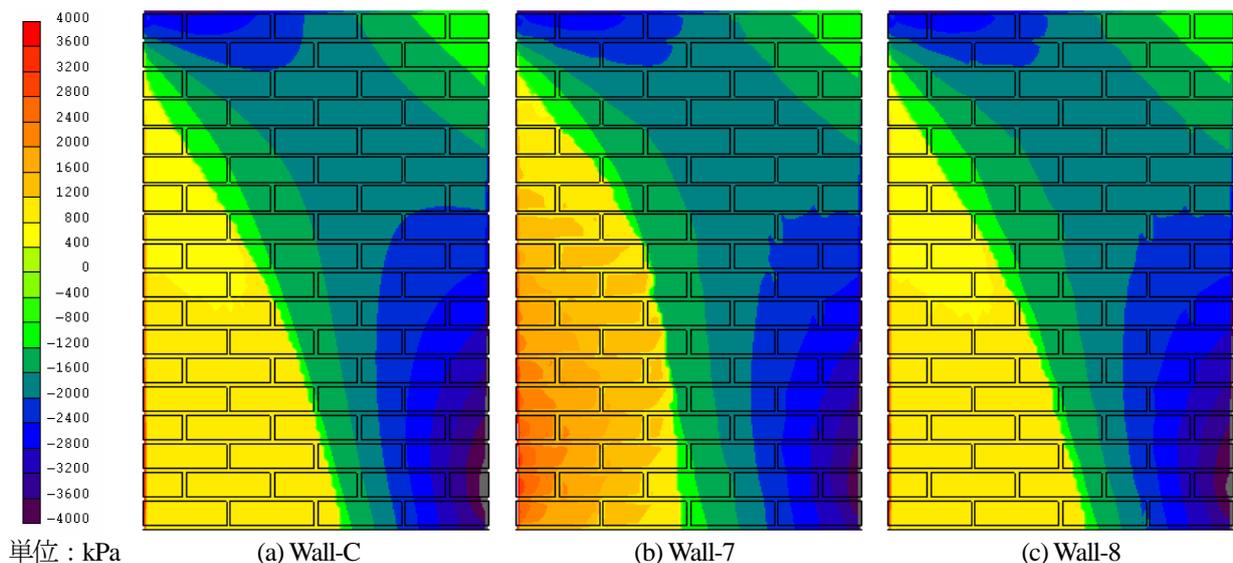


図-6 非対称区分線形モデルの主応力図

壁体全体が均一の弾性係数を有している場合 (Wall-C)、目地のみ引張弾性係数が低下する場合 (Wall-7) およびレンガ・目地ともに引張弾性係数が低下する場合 (Wall-8) の3モデルに分けた。ここで、目地のみ引張弾性係数が低下をする場合 (Wall-7) を考慮したのは、目地部分が極端に脆弱である場合を想定し、その脆弱性を引張弾性係数の低下で再現することを試みたためである。

弾性係数は、線形モデルでの解析結果より変位量が実験結果に近かったレンガの弾性係数 8241MPa (Wall-B)、8000MPa (Wall-5) を圧縮弾性係数として用いた。引張弾性係数は木野ら²³⁾の実験結果より圧縮弾性係数の1/4の値とした。表-3に使用した弾性係数をまとめる。

要素毎の圧縮と引張の判定は静水圧応力 (平均応力) により行い、値が正の時に引張、負の時に圧縮の弾性係数を割り当てた。荷重の増分に関しては、引張・圧縮の判定を含む収束判定において解が発散しないよう10N~1kNの間で設定した。なお、材料はすべて等方弾性体と仮定した。これらのモデルを用いて、応力分布と水平変位量を確認した。

2.6 非対称区分線形モデルの解析結果

表-4は各モデルの水平変位量および線形モデルに対する水平変位量の増加率を示している。増加率に関して、レンガの圧縮弾性係数が同じモデル (Wall-CとWall-BおよびWall-7, Wall-8とWall-5) で比較を行った。

均質モデル (Wall-CとWall-B) では、引張弾性係数を低下させることにより12.6%変位量が増加しており、引張剛性の低下が壁体の水平変位量に大きく影響していることが確認できる。目地部分の引張弾性係数のみを低下させた場合 (Wall-7とWall-5) では、水平変位量の増加は2.9%と均質モデルの場合と比べて小さく、2.4節でも述べたように、目地の剛性が壁体の変位量に及ぼす影

響が小さいことが原因と考えられる。非均質モデル (Wall-8とWall-5) では12.2%変位量が増加しており、目地部分の引張弾性係数のみを低下させた場合 (Wall-7) の結果と合わせて考えると、壁体の変位量の増減には、レンガの弾性係数が与える影響が大きいと考えられる。

図-6は非対称区分線形モデルに関して、コンクリート枠を除いたレンガと目地から構成される壁体中の各要素における主応力の分布を描画している。描画されている主応力および各色の区分は、線形モデルと同一である。

図-6を見ると、レンガと目地の両方の引張弾性係数を低下させた場合 (Wall-CとWall-8) は、線形モデルと同様に、均質モデル (Wall-C) に比べ非均質モデル (Wall-8) では目地の部分での応力低下が見受けられる。しかし、壁体全体としてはほぼ同じような応力分布となった。また、目地のみ引張弾性係数を低下させた場合 (Wall-7) に比べると引張主応力の値が小さくなり、壁体の底部において引張主応力が生じている領域が増加している。Wall-7でも目地の引張弾性係数を低下させていることを考慮すると、壁体全体に対してレンガ部分が占める割合が大きいため、壁体に生じる応力分布が主にレンガの弾性係数に依存するものと考えられる。

またWall-7に関しては、壁体中の引張主応力が生じている領域全体にわたって目地部での応力低下が見受けられた。これは、線形モデルと同様に目地の弾性係数がレンガの弾性係数よりも低いことが原因であると考えられる。

線形モデルと非対称区分線形モデルを比較すると、非均質モデルの目地の引張弾性係数のみを低下させたモデル (Wall-7) は、線形モデル (Wall-BとWall-5) と壁体全体の主応力がほぼ同様に分布しているが、目地との境界付近のレンガに生じる引張主応力の値が低下している部分が確認できる。これは、目地の引張弾性係数の

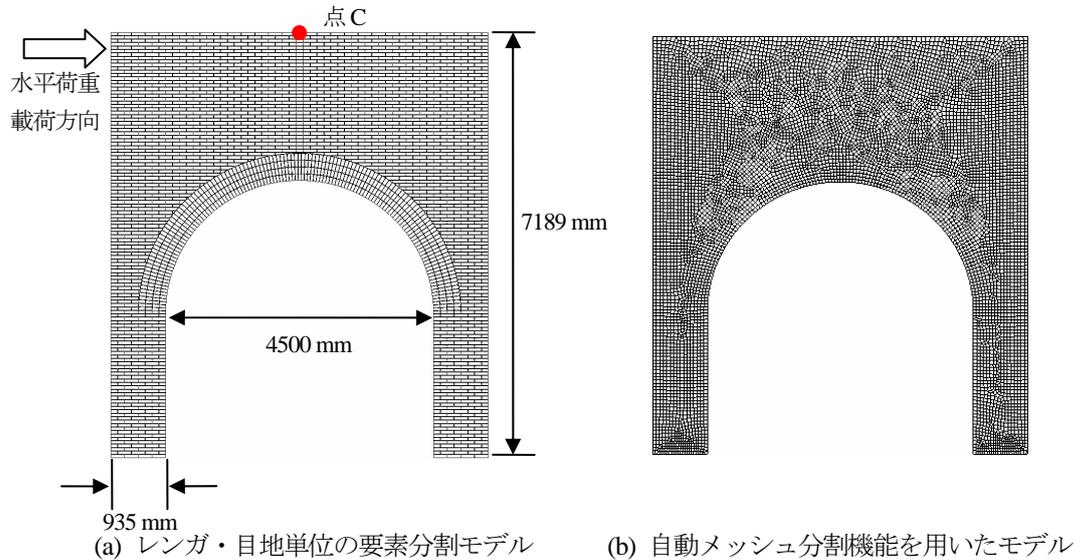


図-7 アーチ橋モデル

みを低下させた結果、目地部分の応力が低下したことによる影響である。しかし、レンガ内部の応力は線形モデルとほぼ同じになり、表-4 に示す水平変位量も線形モデルとわずか2.9%の差になった。

一方、レンガと目地の両方の引張弾性係数が低下しているモデル (Wall-C と Wall-8) は、線形モデル (Wall-B と Wall-5) と比較して引張主応力が低下するとともに引張主応力が生じている範囲が広がっており、引張弾性係数低下の影響が明らかとなっている。

3. アーチ橋モデルの解析

3.1 アーチ橋モデルおよび解析の概要

2 章で壁体モデルに関する検討を行ってきたが、アーチ橋は壁体とは構造的に異なるため、壁体で得られた結果がそのまま適用できるのか検証する必要がある。また、アーチ橋特有の応力分布についても検討し、今後の研究の基礎資料とすることにした。そこで本研究では、単径間のアーチ橋を橋軸方向に一面のみモデル化し、静的解析によって、アーチ橋中心部の水平変位量および全体の応力分布を確認した。

図-7 は解析で用いたアーチ橋モデルを表している。アーチの形状には幾つかの種類が存在するが、今回はレンガ積みのアーチ橋に用いられることの多いsemicircular (半円形) でのモデル化を行った。

境界条件に関しては、壁体モデルに合わせてアーチ橋モデルの底部は並進方向3方向を固定した。また、アーチ橋では表-5 に示す単位体積重量を用いて死荷重を考慮し、アーチ橋上部に橋軸方向の水平荷重を 20kN 与えた。水平荷重の最大値は、解析モデルであるアーチ橋に生じる最大と最小の主応力が、レンガ試験体の強度²⁰⁾

表-5 単位体積重量

	単位体積重量
レンガ	18.0 kN/m ³
目地	21.0 kN/m ³
コンクリート	23.0 kN/m ³
均質の壁体	18.5 kN/m ³

表-6 アーチモデルの弾性係数

	レンガ		目地	
	圧縮	引張	圧縮	引張
Arch-A	8241	8241	8241	8241
Arch-B	8241	2060	8241	2060
Arch-B'	8241	2060	8241	2060
Arch-1	8000	8000	6856	6856
Arch-2	8000	8000	6856	1714
Arch-3	8000	2000	6856	1714

(単位: MPa)

(圧縮強度 27MPa および引張強度 1.1MPa) を超えないように設定した。

材料特性に関して、ポアソン比は2.3 節、表-2 の値を用い、弾性係数については2.6 節で述べた結果を元に、表-6 に記すような組み合わせに決定した。

モデルの簡略化に関して検討するため、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た。このモデルを Arch-B' として表-6 に記す。Arch-B' における要素数が 8356 であるのに対して、その他のモデルは 15693 であり、半分程度の要素数でモデル化されている。メッシュの分割図を図-7(b)に示す。自動メッシュ分割を行う際には、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。

3.2 アーチ橋モデルの解析結果

(1) 水平変位量

アーチ橋の水平変位量を図-8 に示す。変位量はアーチ橋上部、中央の位置 (図-7a の点 C) で測定した。

図-8 を見ると、レンガの弾性係数が圧縮と引張で同じ値のモデル (Arch-A, Arch-1 および Arch-2) では、1.1~1.3mm となった。非均質モデルで目地の引張弾性係数を低下させた場合 (Arch-2) は、Arch-A に比べ0.18mm, Arch-1 に比べ0.12mm ほど変位量が増えるが、非均質モデル (Arch-1) は均質モデル (Arch-A) とほぼ同じ水平変位量になることが確認できる。Arch-1 の Arch-A に対する増加率は5.5%であり、アーチモデルの水平変位量を検討する際に、均質モデルで検討可能であることを示している。

レンガの弾性係数が圧縮と引張で同じ値のモデル (Arch-A, Arch-1 および Arch-2) に対し、レンガの引張弾性係数を低下させた場合のモデル (Arch-B, Arch-B' および Arch-3) では、変位量が 1.7~1.8mm と増加しており、アーチ橋の変位にレンガの引張弾性係数が大きく影響していることが分かる。

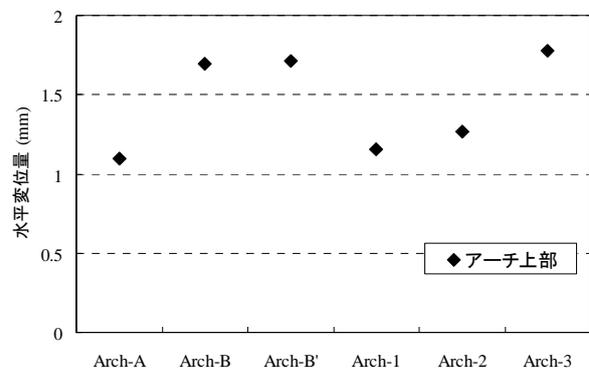


図-8 アーチ橋モデルの水平変位量

レンガの引張弾性係数を低下させた場合の均質モデル (Arch-B と Arch-B') を比較すると、レンガと目地をモデル化している場合 (Arch-B) と自動メッシュによってアーチ全体を分割した場合 (Arch-B') で、ほぼ等しい値であることが確認できる。また、自動メッシュのモデル (Arch-B') と非均質モデル (Arch-3) の水平変位量を比較しても、Arch-B' を基準とした時の Arch-3 の水平変位量の増加率は 3.9% であり、レンガと目地をモデル化せずに自動メッシュで分割してもアーチ橋の挙動が検討できると考えられる。

(2) 主応力分布およびアーチ部に生じる主応力の値

図-9 は、アーチ橋モデルの主応力分布を示している。壁体モデルと同じく図中の主応力は、各要素における最大と最小の主応力のうち、絶対値の大きい方を描画している。また凡例に各色の示す応力の区分を示し、引張を正、圧縮を負とした (単位は kPa)。

図-9 より、橋脚部においては、壁体モデルと同様、全体的な応力分布に違いはないが、引張弾性係数を低下させる要素が増えるにしたがって (Arch-A から Arch-B, Arch-1 から Arch-3 に向かって) 橋脚部に生じる引張主応

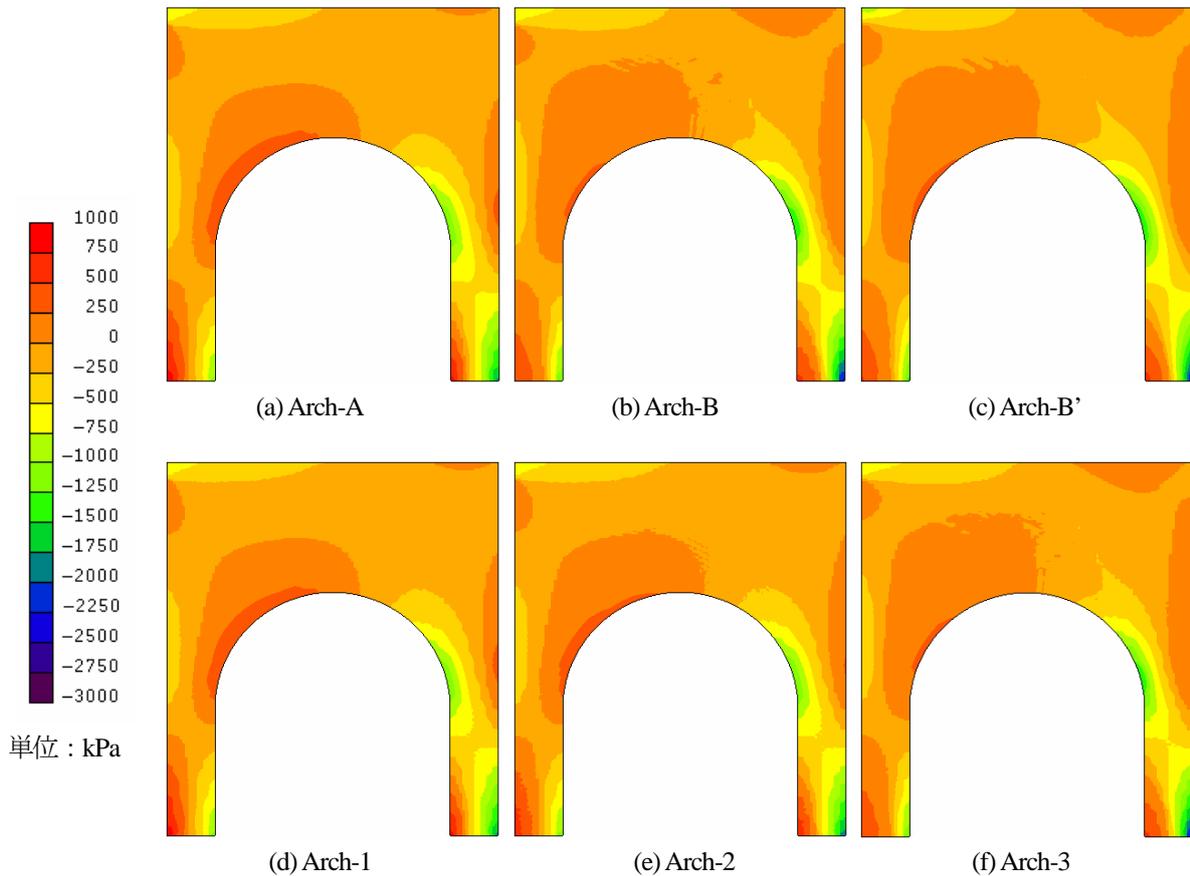


図-9 アーチ橋モデルの応力状態

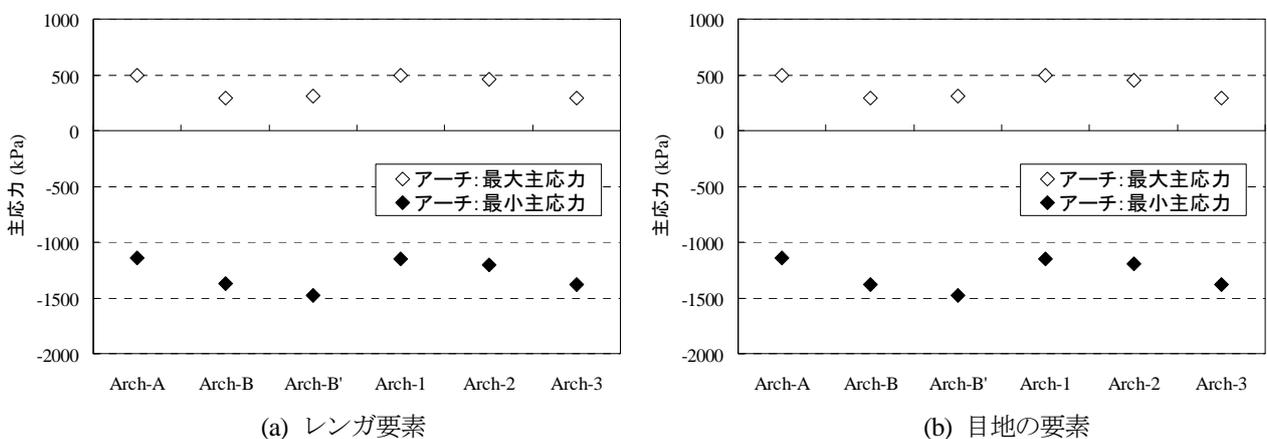


図-10 アーチの両側における主応力の値

力が低下するとともに引張主応力が生じる範囲が広がっていることが分かる。

アーチ橋と壁体モデルの違いはアーチ部にあると考え、解析モデルのアーチ部に作用するレンガと目地要素の応力を図-10 に示す。図-10 はアーチ部の引張と圧縮の応力の値が大きくなっている部分における最大（ここでは引張応力）および最小（圧縮応力）主応力を表している。ただし、自動メッシュのモデル（Arch-B'）に関しては、他のモデルとほぼ同じ位置にある要素における主応力の値を用いた。

図-10 を見ると、レンガ・目地の両要素において、線形モデル（Arch-A と Arch-1）で、アーチ両側での最大と最小主応力の値がほぼ等しいことが確認できる。また非対称区分線形モデル（Arch-B と Arch-3）においても、アーチ両側での最大と最小主応力の値がほぼ等しいことが確認できる。

非対称区分線形モデル（Arch-B, Arch-B'）で比較すると、レンガの要素では自動メッシュのモデル（Arch-B'）の方がレンガと目地をモデル化した場合（Arch-B）より、アーチ左側で生じる引張応力で 6.8%（5.8%）、アーチ右側で生じる圧縮応力で 7.6%（7.4%）大きくなっている。なお、カッコの前の数値はレンガ要素、カッコ内の数値は目地の要素での値である。以下同様に示す。これらは Arch-A の値よりも小さく（圧縮側に遷移）なっているが、この様子は図-9(a)~(c)からも分かる。

レンガと目地の引張弾性係数を低下させた場合のモデル（Arch-B' と Arch-3）を比較すると、自動メッシュのモデル（Arch-B'）の方が、非均質のモデル（Arch-3）より、アーチ左側での引張応力で 5.5%（4.6%）、アーチ右側での圧縮応力で 7.3%（7.4%）値が大きい。これは非均質モデルのレンガと目地の引張と圧縮の弾性係数が、均質モデルの引張と圧縮の弾性係数より小さいためである。

目地のみ引張弾性係数を低下させた非均質モデル（Arch-2）においては、非均質の線形モデル（Arch-1）と比較して、アーチ左側での引張応力で 7.7%（9.0%）値が小さく、アーチ右側での圧縮応力で 4.1%（4.1%）値が大きい。しかしながら、レンガと目地両方の弾性係数を低下させた非均質モデル（Arch-3）と比べると Arch-1 の結果に近いので、壁体モデルと同様、モデル全体に占めるレンガの割合に応じて応力分布も変化する結果となった。

(3) アーチ橋の静的解析結果のまとめ

以上より、水平変位量に関しては、レンガと目地をモデル化し引張と圧縮の弾性係数を与える Arch-3 のモデルを作成せずとも、自動メッシュで分割した Arch-B' のモデルで変位量の検討が可能になったことが明らかとなった。

一方、応力に関しても、レンガの弾性係数が同じであれば、アーチ橋全体で見える応力の状態と、レンガ要素で求められる最大と最小の主応力はほぼ同じ値となり、レ

ンガと目地にそれぞれ弾性係数を与えなくても、均質のモデルで検討可能であることが明らかとなった。

引張弾性係数を低下させる影響としては、壁体モデルと同様に、引張弾性係数を低下させる要素がモデルに対して占める割合が大きくなるほど変位量が増加し、引張主応力が低下するという結果になった。

4. おわりに

本研究では、レンガアーチ橋を解析するにあたり、レンガとモルタル目地との力学特性の違いをどのようにモデル化するか、どこまで簡便化してモデル化することが可能か、数種類の有限要素モデルを用いて比較検討した。以下に本研究で明らかとなったことを記す。

- ① レンガ積み壁体モデルへの水平荷重について、壁体を均質な弾性係数と、レンガと目地で異なる弾性係数でモデル化した場合、均質な場合は引張と圧縮の弾性係数を 8241MPa、レンガと目地で異なる場合は引張と圧縮の弾性係数をレンガ 8000MPa、目地 6856MPa とした場合、実験値に近い水平変位量を得ることができた。
- ② アーチ橋モデルの水平変位量に関しては、レンガと目地をモデル化せずとも、全体を均質な材料として引張と圧縮の弾性係数を与えれば、自動メッシュで分割したモデルで変位量の検討が可能である。
- ③ 応力に関しては、レンガの弾性係数が同じであれば、均質モデルと非均質モデルにおいて、アーチ橋全体で見える応力の状態はほぼ同じである。また、アーチ部における最大と最小の主応力の値もほぼ等しくなることから、レンガと目地それぞれに弾性係数を与えなくても、均質なモデルで検討可能である。
- ④ 引張弾性係数を低下させる要素がモデルに対して占める割合が大きくなるほど変位量が増加し、引張主応力が低下する傾向にあり、均質なモデルを用いる場合には引張弾性係数の低下を考慮することは重要である。

今後、分割する要素の大きさによる影響を見るとともに、厚さを再現したモデルを作成し、面外方向への荷重についての検討も進めていく。

謝辞

本研究を進めるにあたり、金沢大学大学院理工研究域の宮島昌克教授に実験に関する資料を提供して頂いた。記して謝意を示す。

また本研究は、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) 菅野貴浩, 木野淳一, 小林敬一, 荻原郁男, 古谷時春: 東京レンガ高架橋の不等沈下の影響および耐震性能に関する数値解析について, SED, JR 東日本, No. 17, pp. 96-109, 2001.
- 3) 斉藤哲夫: 東京レンガアーチ高架橋耐震補強工事の設計と施工, 日本鉄道施設協会誌, Vol. 41, No. 4, pp. 300-302, 2003.
- 4) 田所敏弥, 鳥取誠一: レンガ積み構造における基礎材料試験, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, 第 5 部, pp. 491-492, 2003.
- 5) 渡辺和明, 永尾拓洋, 花里利一: 石レンガ構造物の耐震性能評価に関する基礎的研究, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp. 517-518, 2005.
- 6) 三浦康代, 内田武夫, 脇坂高光: 碓氷峠めがね橋における劣化調査・補修方法, 土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集, 共通セッション, pp. 248-249, 2001.
- 7) 四宮卓夫, 中西康博, 塩谷智基: AE モニタリングによるレンガアーチ高架橋の診断手法の研究, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, 第 5 部, pp. 757-758, 2003.
- 8) 葛西章, 進藤義郎, 今尚之, 原口征人: 旧国鉄狩勝線に現存する煉瓦・石積みアーチ橋の現況調査, 平成 16 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 61 号, IV-11, 2005.
- 9) Lourenco, P.B.: Anisotropic softening model for masonry plates and shells, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 9, pp. 1008-1016, 2000.
- 10) Fanning, P.J., Boothby, T.E. and Roberts, B.J.: Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment, *Construction and Building Material*, Vol. 15, pp. 51-60, 2001.
- 11) Lourenco, P. B. and Oliveira, D. V.: Conservation of ancient constructions and application to a masonry arch bridge, *Proc. of the International Seminar on Theory and Practice in Conservations*, pp. 253-262, 2006.
- 12) Cavicchi, A. and Gambarotta, L.: Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction, *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 605-615, 2005.
- 13) Guragain, R., Worakanchana, K., Mayorca, P. and Meguro, K.: Simulation of brick masonry wall behavior under cyclic loading using applied element method, *生産研究, 東京大学*, Vol. 58, No. 6, pp. 531-534, 2006.
- 14) Furukawa, A. and Kiyono, J.: Casualty estimation in the collapse of masonry structures due to earthquakes, *Proc. of the 1st Conference on Protection of Historical Buildings, Rome, Italy*, pp. 423-429, 2009.
- 15) 亀田卓志, 長田昌彦, 渡邊邦夫: 日干し煉瓦遺跡の修復作業評価への不連続変形法の適用, 平成 17 年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp. 333-334, 2005.
- 16) 山本竹哉, 前田寿朗: 組積造建築の構造解析における不連続変形法の適用性に関する基礎的検討, *日本建築学会技術報告集*, Vol. 15, No. 31, pp. 697-700, 2009.
- 17) Lourenco, P.B., Pina-Henriques, J.L.: Masonry micro-modelling: a continuum approach in compression, *Computers & Structures*, Vol. 84, pp. 1977-1989, 2006.
- 18) Zucchini, A., Lourenco, P.B.: Mechanics of masonry in compression (Results from a homogenisation approach), *Computers & Structures*, Vol. 85, pp. 193-204, 2007.
- 19) MSC Software: Marc User's Manual Marc2008r1, 2008.
- 20) 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.
- 21) 渡辺和明, 永尾拓洋, 花里利一, 江草弘章: 石・レンガ積み橋脚の耐震性に関する研究, *大成建設技術センター報*, 第 39 号, pp. 10-1-10-6, 2006.
- 22) 林章二, 松波秀子, 宮谷慶一: 歴史的建造物の保存修理における研究開発の課題とその考察, *清水建設研究報告*, 第 86 号, pp. 43-50, 2007.
- 23) 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.
- 24) 菅野貴浩, 木野淳一, 古谷時春: レンガ積み構造へのコンクリート構造解析手法の適用性について, 土木学会第 56 回年次学術講演会概要集, 第 5 部, pp. 220-221, 2001.

(2009 年 9 月 24 日受付)