

損傷を有する石造アーチ橋の力学的挙動特性の検討

Study on the mechanical behavior of damaged stone arch bridges

山尾 敏孝^{*}、山本 健次郎^{**}、小石 剛之^{***}、工藤 輝彦^{***}

Toshitaka Yamao, Kenjiro Yamamoto, Takeshi Koishi, Teruhiko Kudo

^{*}正会員 工博 熊本大学教授 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

^{**}正会員 工(修)日鐵住金建材(株) 商品開発センター (〒135-0042 東京都江東区木場 2-17-12)

^{***}学生員 熊本大学 大学院自然科学研究科博士前期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

Though a lot of stone bridges in Kumamoto prefecture were administered as the variable cultural heritage, it was found here and there for stone bridges with damaged stones, gaps and falls. In order to propose the soundness evaluation method and the simply inspection method for these damaged structures, the development of the static analytical method of stone arch bridge taking into account the stone damage, gaps and falls are investigated theoretically and experimentally. The coefficient of longitudinal and shear spring between two tones was obtained from compression and shear tests and these springs was introduced into RBSM analysis. The mechanical behavior of stone arch bridges were carried out by this program and it was shown the numerical results can simulate fairly well the results of a miniature stone arch model test.

Key Words : stone arch bridgewith damaged stones, mechanical behavior, RBSM analysis, stone arch model test

キーワード : 損傷石アーチ橋, 力学的挙動, RBSM 解析, 石アーチ模型実験

1. まえがき

熊本県には数多くの石橋が現存しており、水路橋など今もなお重要な役割を担っているものもある。通潤橋をはじめとし、多くの石橋が登録文化財として保護されているものも多く存在する。また石は、コンクリートや鋼材と異なり、耐久力も強く、環境に優しい材料であるため、石橋は魅力的な構造物である。

重要な文化財として保護・管理がされている石橋ではあるが、アーチ石の抜け落ち、横ずれ(写真-1参照)、ひび割れなどの損傷が存在しているのも事実である。これらの損傷がある文化財などを守るため適切な補修・補強対策が求められているが、現段階においては、損傷の有無に関わらず石橋の健全度の評価法が十分でなく、妥当な判断基準がないのが現状である。著者らは、既往の研究により、十分な石組みができていない石橋は、石アーチおよび壁石自体の大きな自重によりアーチ石を締め固め、アーチ形状を安定させており、耐力的にほぼ問題がないことを実験により確認した¹⁾。一方、石橋の安定評価における解析的研究は行われているが²⁾、実構造の組み方におけるすき間、ひび割れなどの損傷が石アーチの全体挙動に及ぼす影響に対する評価や模型実験と比較した解析等の研究は少ないのが現状である。石アーチは有限個の石材で形成されており、各石材間に接触面が存在する。この接触面を介して力が伝達し、石材間で分離や

すべりが生じる。これを解くには一般的な連続体の解析とは異なり、接触面を不連続面として扱う必要がある。現在、不連続な現象を解析するための手法があり、要素内の剛体変位と剛体回転をパラメータとして逐次解析を行う個別要素法(DEM)、要素の弾性変形を考慮した不連続変形解析(DDA)、ジョイント要素を用いたFEM解析、およびRBSM^{6)~8)}などが挙げられる。しかしながら、いずれの解析手法も各要素の不連続面を表すばね定数等を正確に求めておく必要がある。

本研究では、損傷した石橋の健全度評価法の開発を目的として、まず、実構造形式を考慮した石アーチの力学的挙動特性をRBSM法により解析を行った。これは、石アーチ橋において石材は剛体と仮定することができ、石材間の開きやずれは軸とせん断方向のばねの破壊基準で評価することが可能なためである。そこで、石アーチの部材間に着目し、実構造の組み方で損傷を考慮し、軸方向変形とせん断変形特性を求める実験を行い、不連続面を再現するばね係数を求めた。ここでは3次元の石橋を平面解析で実施するために、このばね係数をRBSM解析に導入した。石部材間のシミュレーション解析を行ない実験結果と比較検討した後、石アーチの全体挙動の解析を試みた。また、並行して実石橋で使用されている石材で構成しているアーチ模型を用いて載荷試験を行い、解析結果と比較検討した。さらに、損傷パターンを変化させて石アーチの力学的挙動特性を明らかにした。



写真-1 小笹橋の損傷状況

2. 不連続面を持つモデルの解析概要

2.1 モデル化と破壊基準

RBSM は剛体-ばねモデルともよばれるが⁸⁾、不連続面を有する石材を、図-1 に示すように要素を剛体と仮定し、要素境界面上に体積変化に抵抗する軸方向のばねと、せん断変形に抵抗するせん断方向のばねを設けた。

石アーチの力学的挙動を再現するためには、石材の開きとずれを再現する必要がある。軸方向ばねの破壊基準としてその応力-ひずみ関係を図-2 に示す。軸方向ばねについては、ばねの軸応力 σ が圧縮強度 F_c に達したときと考える。ばねの圧縮強度を石材の圧縮強度と等しく考えると、石材の圧縮強度は大きいので、圧縮破壊は現実的でないと考えた。一方、軸応力 σ が引張強度 F_t に達すれば、ばねは引張に対する抵抗がないと考え、破壊基準は $F_t=0$ となる。せん断方向のばね破壊は、せん断応力 τ がすべり応力 F_s に達する時とし、 F_s は動摩擦係数 μ_m で決定した。図-3 は $\sigma=F_t=0$ 、 $\tau=F_s$ で石アーチの構造的な損傷である開きとすべりを再現して示した。

2.2 石橋アーチのモデル化とばね係数の算定

実構造の石橋アーチでは、アーチ部は立体的に橋幅方向に複数の石が組みれ、アーチリングを形成している。3次元構造ではモデル化や接触ばねの算定が非常に複雑に

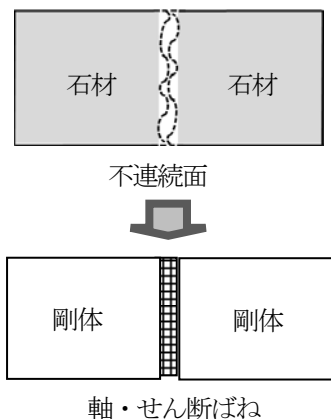


図-1 石材のモデル化

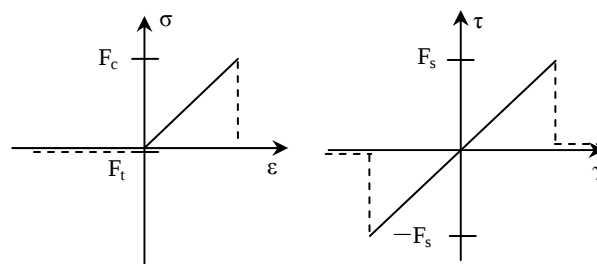


図-2 入力ばねの応力-ひずみ関係

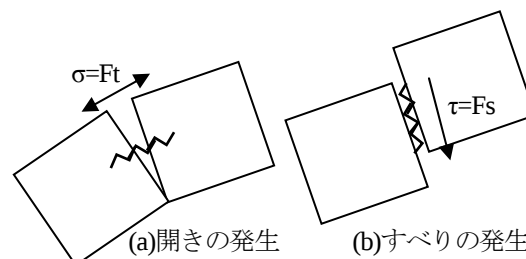


図-3 ばねの破壊形態

なる。そこで本研究では、橋軸方向のみのばねを考慮して解析を行うことと作用荷重を鉛直方向のみに限定することから2次元問題として解析し検討した。

まず、図-4(i)に示すような損傷を有する実構造の石アーチを対象にすると、接触面 A,B,C で組み方や損傷の有無により接触ばね係数は変化すると考えられる。そこで代表的な接触パターンとして、図-4(ii)に示す3パターンを検討した。(a)は3石材と3石材が全断面で接触、(b)は(a)の並べ方を変えた接触、(c)は横ずれが生じている部材間接触である。これらの複雑な橋幅方向の組み方を奥行き長さとはばね係数で再現した。部材間の軸圧縮試験により軸方向のばね係数 k_n を、一定軸力下でせん断試験を行うことでせん断ばね係数 k_s を以下のようにして求めた。

図-5(a)に示すように石材を取り出し、軸圧縮試験を行うことで軸方向のばね係数を求めた。石材圧縮実験により求めた損傷のない各柱石材のヤング率を E とすれば、2石材を重ねた場合の見かけ上のヤング率 E' と圧縮強度の関係より式(1)となる。

$$\frac{P}{A} = \sigma = E \frac{\Delta l_1}{l_1} = E \frac{\Delta l_2}{l_2} = E' \frac{\Delta L_1}{L_1} = k_n \Delta L_1 \quad (1)$$

ここに、 Δl_1 、 Δl_2 、 ΔL_1 は l_1 、 l_2 、 L_1 の変位

A : 石材の接触断面積

L_1 は微小値と考えられるので $L \doteq l_1 + l_2$ となり、全変位 ΔL は $\Delta L = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta L_1$ となる。つまり全変位 ΔL は、式(1)を用いて表すと次式となる。

$$\frac{\sigma}{E'} L = \frac{\sigma}{E} (l_1 + l_2) + \frac{\sigma}{k_n} = \frac{\sigma}{E} L + \frac{\sigma}{k_n} \quad (2)$$

この式を変形すると k_n が得られる。

$$k_n = \frac{E \cdot E'}{(E - E') L} \quad (3)$$

式(3)より軸方向ばね係数 k_n は石材のヤング率 E と見かけ上のヤング率 E' から求まることが分かる。

また、図-5(b)に示すように、軸力 N が作用している

石材に、せん断荷重 F を加えて変位を Δ_s 動かしていくとすべり前の弾性範囲内における応力 τ と変位 Δ_s 曲線の傾きがせん断ばね係数 k_s となる。

$$k_s = \frac{\tau}{\Delta_s} = \frac{F/A}{\Delta_s} \quad (4)$$

すべり始める時の応力 $\tau = F/A$ と軸応力 $\sigma = N/A$ の比から動摩擦係数 μ_m が求まる。 k_s はせん断方向の変位に影響し、 μ_m はせん断ばねの破壊基準となる。

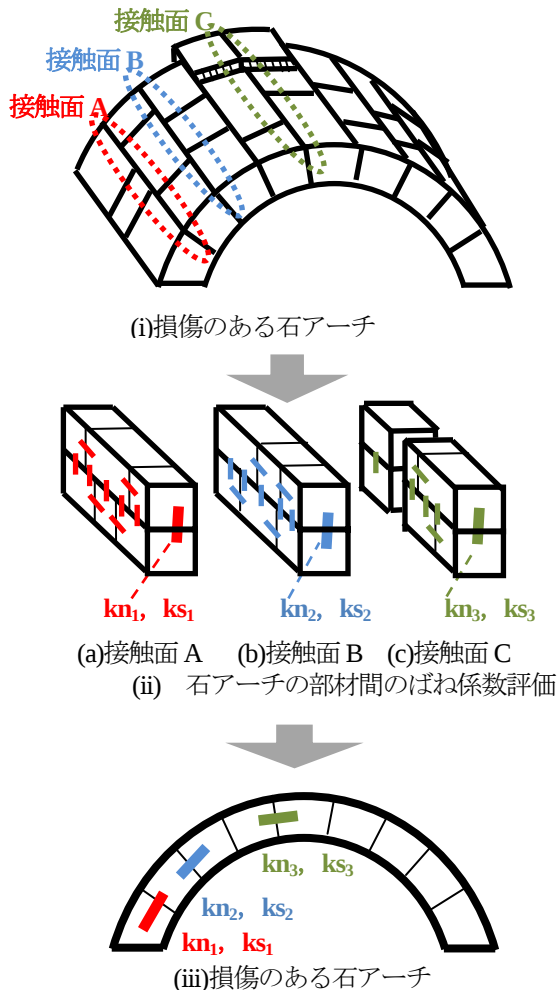


図-4 石アーチ平面解析のモデル化の手順

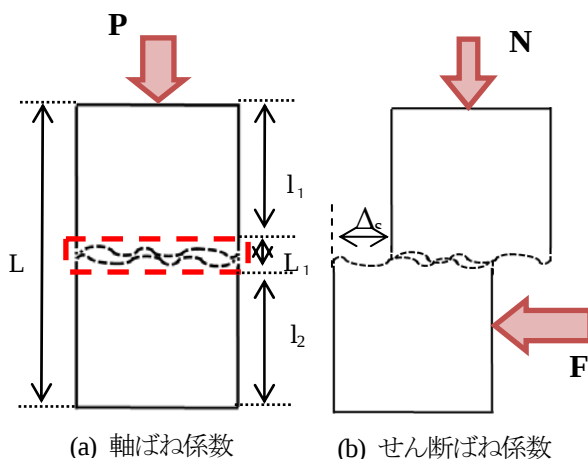


図-5 軸・せん断ばね係数の算出

3. 模型実験の概要

3.1 部材間の圧縮試験とせん断試験

対象とした石材の供試体寸法と組み方を図-6 に示す。1 列組の 1 本石材の基本寸法を、高さは $h=60$ (mm)、幅 $b=210$ (mm)、奥行き $w=60$ (mm) とした。使用する石材の材料特性は実験模型と同じとし、同じように製作した。

供試体の組み方は、橋幅の組み型を考慮していない (a) 1 列組、石材同士を実橋のように 3 石材を 2 段にした組み方を (b) 3 列組、 (b) を橋幅方向に組み替えたものを (c) 3 列組替、橋幅方向に構造的な欠陥 (10mm のすき間) を再現したものを (d) 3 列すき間とした。このすき間の大きさは橋幅の 1/20 程度の値である。

圧縮およびせん断試験の荷重装置を図-7 に示す。圧縮荷重は圧縮試験機を用い、荷重は 10kN の刻みで各 2 回ずつ荷重した。測定データは各実験を 2 回行い、みかけのヤング率 E' を 4 個所の鉛直変位の平均値から算出した。せん断試験では、上下の石材を異なる板厚 2mm の鋼製のボックスにはめ込み、上部の石材は水平方向の移動を固定しながら軸力に相当する上載荷重を加え、下部は水平ジャッキで水平荷重をボックスに作用させた。なお、荷重と載荷具に摩擦が生じないようにベアリングを設置した。また、水平荷重は 1ton 用のロードセルで測定した。水平方向の変位は、上下のボックスの変位計から測定した変位の相対変位とした。

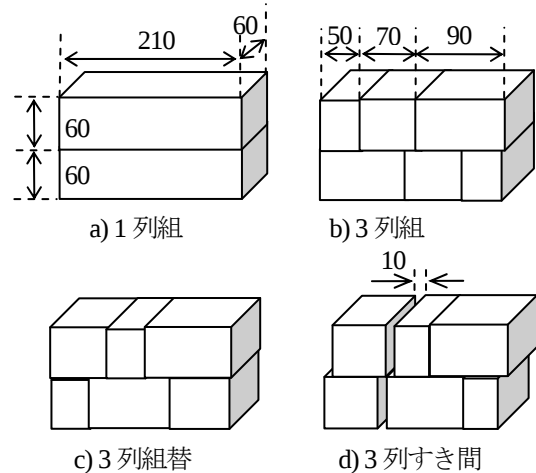


図-6 圧縮・せん断試験に用いる供試体(mm)

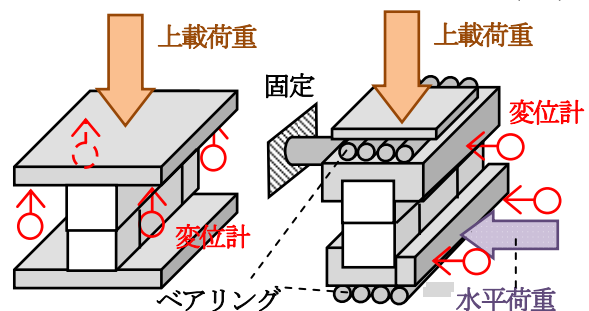


図-7 圧縮及びせん断試験の荷重装置

3.2 アーチの模型実験

図-8 に示すような実構造の組み方を考慮できる石アーチ模型を用いた。アーチ構造は3列×17の石により組まれており、スパン 590mm、ライズ 250mm、橋幅 270mm の寸法である。なお、石材間の接触面は平滑にしている。使用した石材は熊本県上益城郡矢部町で採取したもので、その材料特性を表-1に示す。対象模型のアーチスパン・ライズ比は0.424であり、これは熊本県下の石アーチが多く有するライズ比である。また、実石橋に対応するライズ比を比較すると表-2のようになり、模型のスケールは1/14であった。

次にアーチの自重について、石の密度を $\gamma_d=1.96\times10^5$ (N/mm³)で統一して計算すると、模型実験の石アーチ自重、壁石器具の自重は、それぞれ290N、1.23kNとなる。これは実橋に換算するとそれぞれ290kN、1230kNに相当する。載荷試験では、アーチの石材の応力挙動の変化を調べやすいように道路橋の活荷重250kNを基準に考えた。相似比 $S=14$ より模型実験での上載荷重は $1/S^2=1/196$ となるため、実橋の活荷重250kNを実験模型に換算すると1250Nになる。そこで、石材のアーチのみの状態での集中荷重載荷試験は1.5kNまでを上載荷重とした。これは、自重の約5倍の値である。また、壁石代用板のある状態での載荷実験では、10kNを上載荷重とした。

載荷実験では、図-8 に示すように壁石自重を考慮しないアーチリング単体への集中荷重を作用させた場合と、壁石を考慮した治具を用いて等分布荷重を作用（図-9 参照）させる2ケースとした。また、実験ではロードセルで荷重を測定し、ひずみゲージ、変位計をそれぞれ図に示すように設置し、石材の応力分布やアーチの変形モードを調べた。

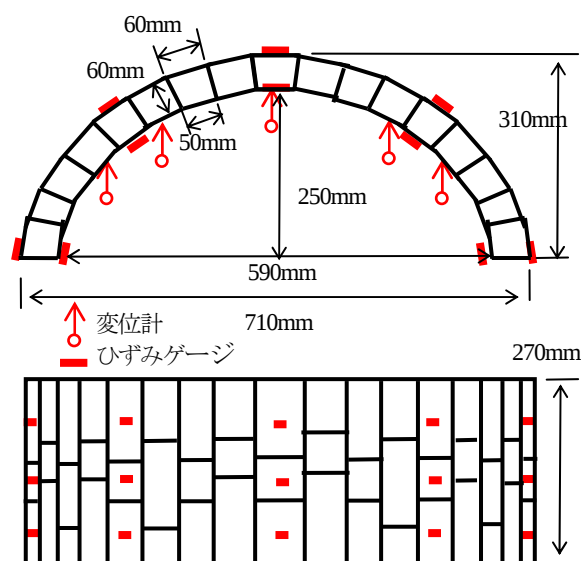


図-8 アーチ模型の概要

表-1 使用した石材の材料特性

ヤング率 E (N/mm ²)	3.14×10^4
ポワソン比 ν	0.16
圧縮強度 σ_y (N/mm ²)	89.3
密度 γ_d (N/mm ³)	1.96×10^5

表-2 石造アーチ模型と赤松第一号眼鏡橋との比較

	スパン (m)	ライズ (m)	橋幅 (m)	スパンライズ比
実橋換算値	8.26	3.50	3.78	0.424
赤松第一号眼鏡橋	8.20	3.50	3.12	0.427

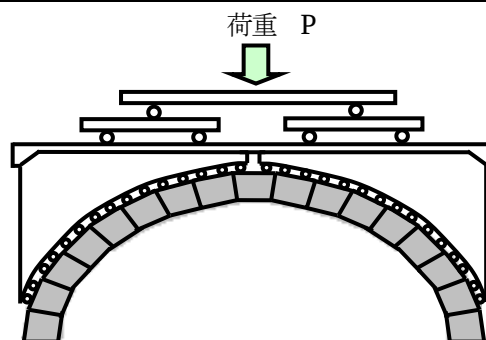


図-9 等分布荷重載荷試験模型

4. RBSM 解析結果と実験結果との比較

4.1 部材間試験の再現

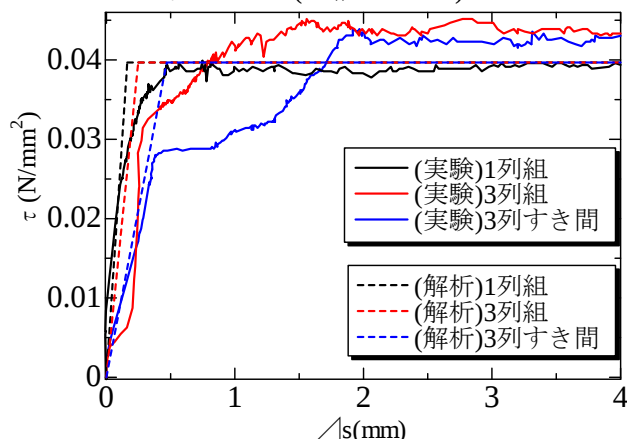
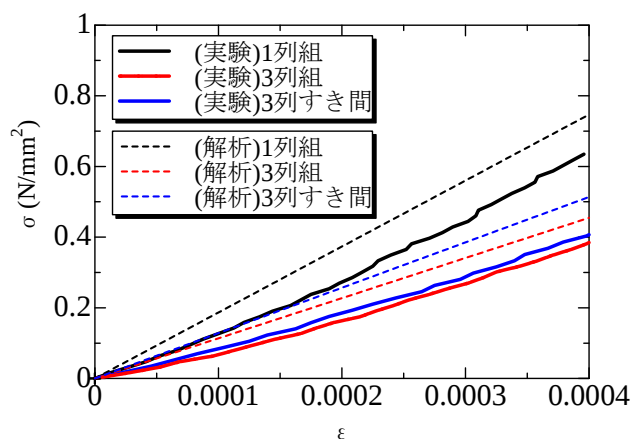
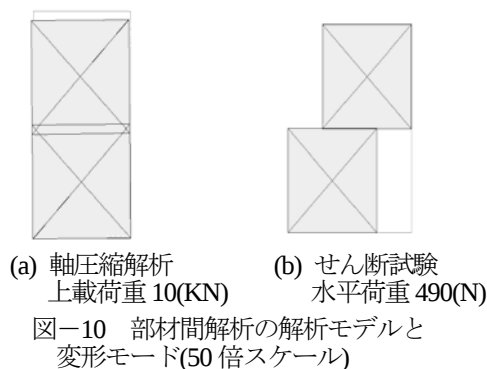
実験で求めたばね係数を用いて RBSM による解析を行い、圧縮試験とせん断試験が再現できるかを確認した。1 石材を三角要素で 4 分割したが、石材内の要素間での破壊は考慮せず、ばねは 2 石材間の接触面に対応する要素間のみに設けた。石材の材料係数は実験値のものを用いた。使用したばね係数および動摩擦係数等を表-3 に示す。動摩擦係数はせん断試験により軸力を変化させながら求めた。解析での境界条件は、圧縮試験およびせん断試験と同じように設定した。これらの解析は図-10 に示すようなモデルを用い、1 列組、3 列組、3 列すき間の 3 パターンで比較を行った。

図-11 より、軸圧縮解析では、解析値の方が実験値に比べ全体的に大きめの σ が生じている。しかし、石材の圧縮強度は $\sigma_y=89.3$ (N/mm²)であり、この差は誤差の範囲といえる。図-12 はせん断解析の結果を示しているが、1 列組、3 列組、3 列すき間考慮と接触具合が悪くなるにつれて、せん断方向に大きな変位を生じた。すべり応力 F_s に差がなかったのは、解析ステップが少ないことや各モデルの動摩擦係数 μ_m に大きな差がなかったことが考えられる。部材間全体の変形モードを図-10 に示すが、全体的な石材の動きも各実験の変形の様子を表していることが分かる。

以上より、実験値より求めたばね係数を用いた RBSM 解析により、石アーチの不連続面のシミュレーションが可能であることが分かった。

表-3 各組み方におけるばね係数と圧縮・引張強度

	1列組	3列組	3列組替	3列すき間
軸方向ばね係数 k_n (N/mm ³)	16.4	8.78	9.33	11.1
せん断方向ばね係数 k_s (N/mm ³)	0.244	0.160	0.145	0.087
動摩擦係数 μ_m	0.65	0.64	0.65	0.62
圧縮強度 F_c (N/mm ²)	89.3	89.3	89.3	89.3
引張強度 F_t (N/mm ²)	0	0	0	0



4.2 石アーチ解析結果の妥当性の検討

石材アーチ解析では、石材ではなく石材アーチ全体の崩壊挙動を捉えることを目的としているため、石材間のみに接触ばねを設定している。このため、最小要素数で分割可能で対称変形が可能な四角形で分割した。石材の分割方法を図-13に示すが、石アーチの RBSM 解析モデルとしては、4 節点 1 要素とし、図(a)に示す接触ばねを分割しない 1 石材 2 要素モデルと、図(b)に示すばねを 2 分割した 1 石材 4 要素としたモデルで比較した。入力ばねの係数は、軸方向ばね係数 $k_n=8.78(\text{N/mm}^3)$ 、せん断ばね係数 $k_s=0.16(\text{N/mm}^3)$ 、動摩擦係数 $\mu_m=0.64$ とし、ばねを 2 分割した場合は接触面積を半減させた。また、各石材要素には密度と体積から求めた重さを自重として考慮した。壁石自重がある場合は、図-15に示すように自重相当の分布荷重を載荷した。図-14,15 は集中荷重および

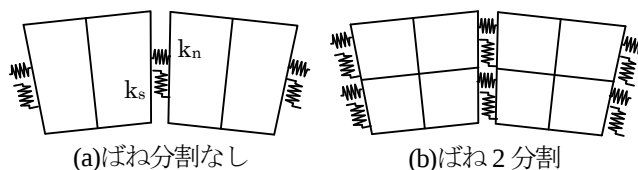
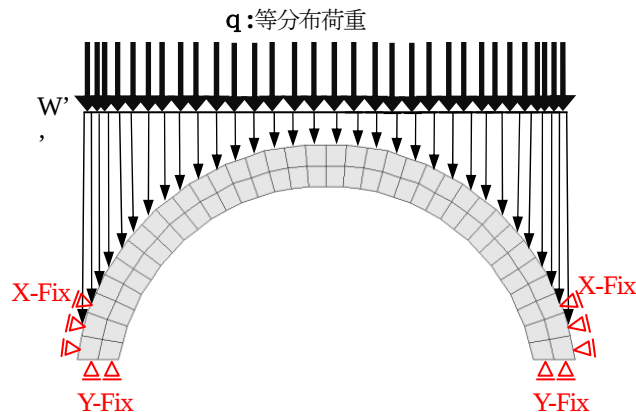
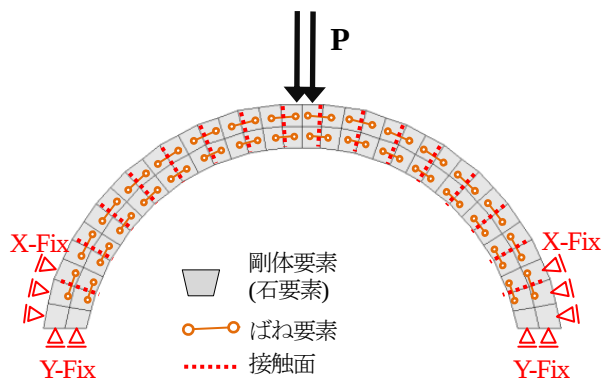


図-13 アーチ石材の分割方法

び等分布荷重の解析モデルおよび境界条件を示した。

実験結果と解析結果を図-16に示すが、実験値は自重載荷後の測定値であり、解析値も実験と同様に自重載荷後の変形量、生じた応力値である。

図(i)(a)は集中荷重を受けるモデルにおける各石材の鉛直方向変位を示した。実験値は片側の 1/4 径間部が大きく浮き上がる傾向にあり、各石材サイズに多少の寸法差があり、全体変形が非対称な挙動影響したと考えられる。解析ではアーチを左右対称に形成しており、クラウ



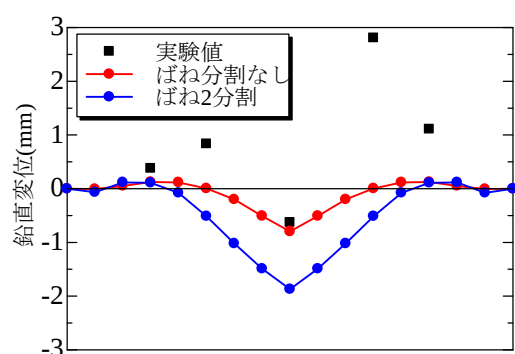
ン部に大きな変位が生じた。また、ばね分割なしのモデルが実験値に近づいているが、全体的な変形挙動では2分割モデルが実験値とよく対応していることが分かる。図(ii)(a)は壁石を考慮したモデルの場合の鉛直方向変位をみると、分割の有無に関わらず実験値とよく対応した値が得られた。

次に、石材上部および下部に発生した軸ひずみの実験値と解析値の比較を両モデルについて図(i), (ii)の(b), (c)にそれぞれ示した。図の縦軸には軸ひずみを圧縮限界ひずみで除した値 $\varepsilon/\varepsilon_y$ を用いた。壁石を考慮しないモデルの上下の軸ひずみは、ばねを分割することで実験値に近づき、変形挙動もよく対応するようになった。一方、壁石を考慮したモデルの場合、上下の軸ひずみは、実験値ではアーチ基部に大きな軸ひずみが生じる挙動であったが、解析では壁石の存在により各石材に一樣な軸力が

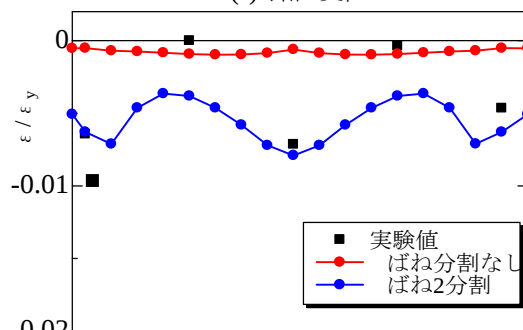
作用しており、壁石なしに比べて大きな変動はみられなかった。なお、これらの軸ひずみ量 $\varepsilon/\varepsilon_y$ は 0.01~0.02 の値であり、解析値と実験値の差は、誤差の範囲内であるといえる。作用荷重は集中荷重としては、実橋に換算すると、活荷重の約 1.2 倍を、また、壁石を考慮したモデルでは活荷重の 8 倍を作用させているにもかかわらず生じている軸ひずみはいずれも非常に小さいことがわかる。つまり、石橋の壁石はアーチ石に均等に軸力を作用させる働きがあり、かつ生じている軸力も実活荷重でもほとんど発生軸応力は小さいと思われる。

4.3 解析モデルによる応力照査と破壊の検討

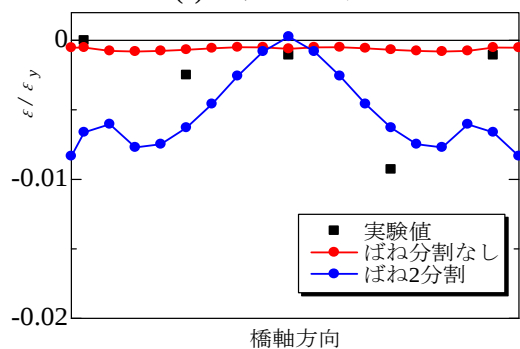
壁石なしおよび壁石有モデルを対象に、ばねに生じた応力から引張破壊とすべり破壊を基準にした応力照査を行った。



(a) 鉛直変位

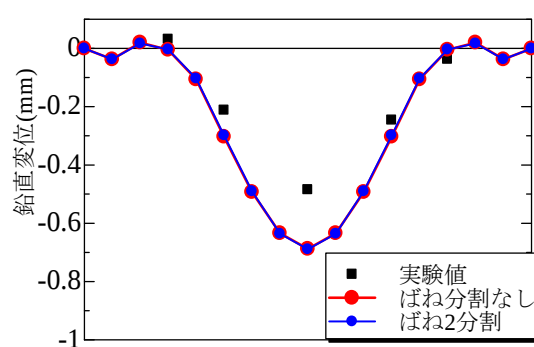


(b) 石材上側ひずみ

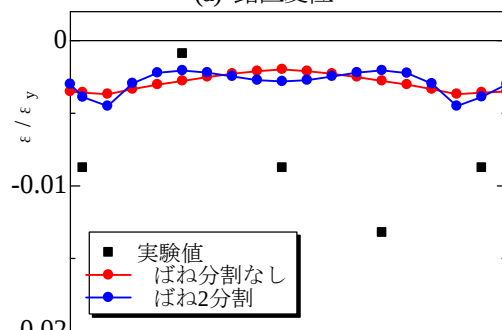


(c) 石材下側ひずみ

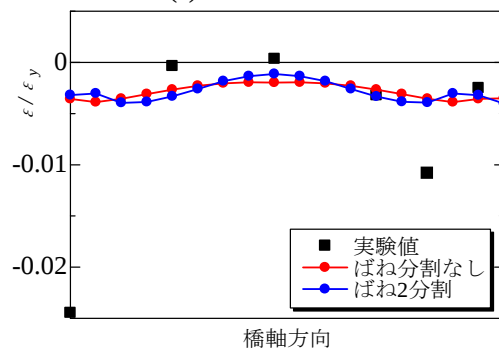
(i) 壁石なしモデル(P=1.5kN)



(a) 鉛直変位



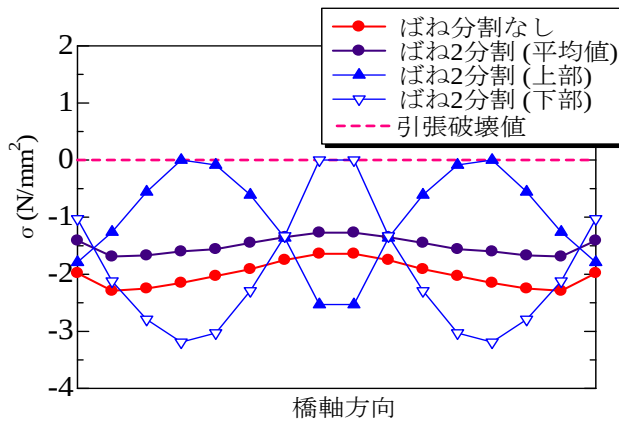
(b) 石材上側ひずみ



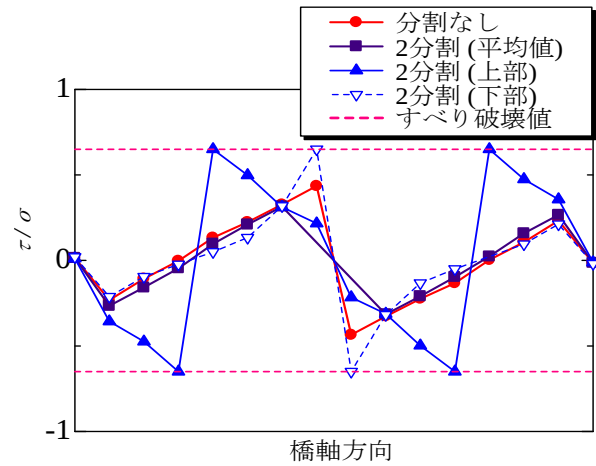
(c) 石材下側ひずみ

(ii) 壁石考慮モデル(10kN)

図-16 解析結果と実験値の比較



a) 軸方向ばねの応力照査



b) せん断方向ばねの応力照査

図-17 壁石なしモデルの軸方向およびせん断方向のばねの応力照査 (P=25kN)

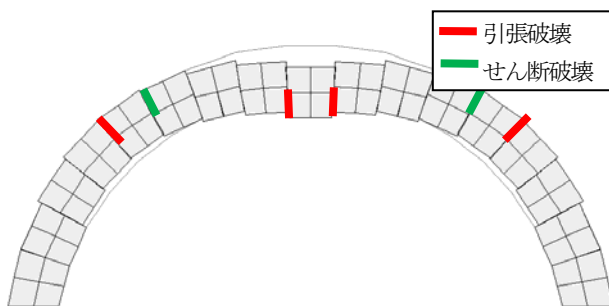
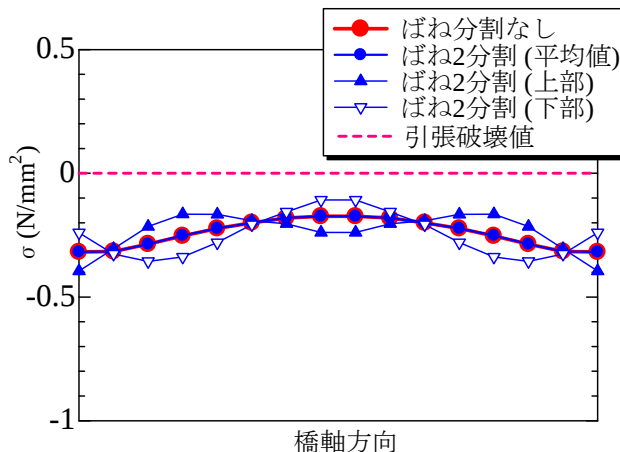


図-18 壁石なしモデルの石アーチの変形とばね破壊面 (P=25kN)

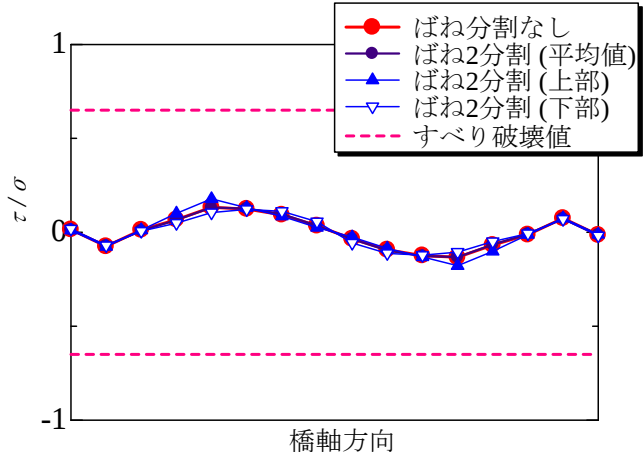
図-17 は壁石なしモデルに活荷重の 20 倍(25kN)を集中荷重で作用させた時の軸方向の応力照査およびせん断方向の応力照査の結果を示した。図の縦軸は軸応力 σ をとり、引張破壊の判定を $\sigma = Ft = 0$ とした。図(a)は軸応力分布で、ばねに生じる上下部それぞれの応力と平均値である。平均値は分割の有無に関わらず軸応力はほぼ一定であるが、上下別でみると石材上部のクラウン部の 2 か所、石材下部の 1/4 径間部の 2 か所が破壊領域に達したことがわかる。これは、図-17 に示すアーチ部の変形状況と引張破壊部分とよく対応していることがわかる。

図-17(b)はせん断方向の応力照査の結果であるが、縦軸にせん断応力 τ を軸応力 σ で除した値をとり、破壊判定を $\tau/\sigma = \mu_m$ とした。ばねの分割の有無に関わらず τ/σ は一定であるが、上下別にみると下部のクラウン部が大きな値となった。これからわかるように石材上側クラウン部の 2 か所と石材下側の 1/4 径間部の 4 か所がすべり破壊領域に達した。軸方向のばねが破壊された 4 か所とは別にすべり破壊が単体で生じている箇所があり、軸力が圧縮を受けてはいるが、その値は 0 に近づいているためである。なお、ばねを分割しないモデルではばねの破壊は生じなかった。これは、要素内の応力の平均値で計算するため安全側に評価された結果と思われる。図-18 の石アーチの変形とばねの破壊面をみると、アーチの 1/4 部分に開きやすべりが生じている。この開きは実験においても 1.5kN の点で上部に生じていたことが確認されており、本解析法で破壊パターンも再現できることが示された。以上のことから、石材間の開きやすべりをより正確に評価するには、ばねを分割した方がよいことが分かった。

図-19 は壁石を考慮したモデルに、実験荷重である 10kN を載荷した時の軸方向およびせん断方向の応力照



(a) 軸方向の応力照査



(b) せん断方向の応力照査

図-19 壁石有モデルの軸方向およびせん断方向のばねの応力照査 (10kN)

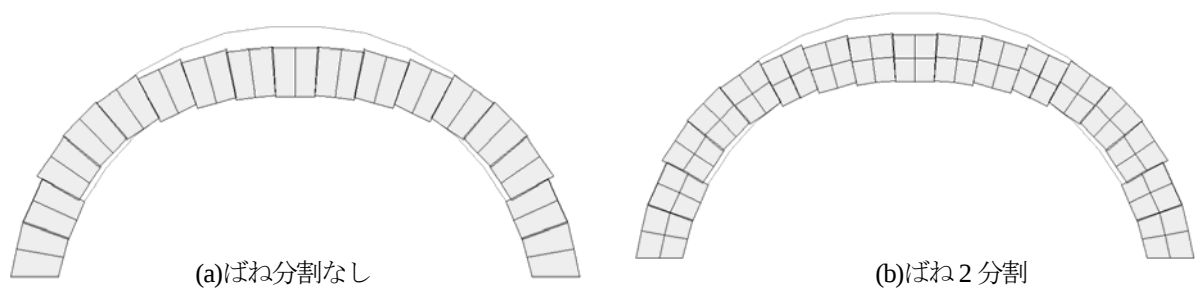


図-20 壁石ありモデルのアーチ部の変形モード(10kN)

査結果である。ばねの上下部それぞれの応力分布をみると、軸方向はクラウン下部が引張破壊の危険箇所になり、せん断方向は 1/4 径間部がすべり破壊の危険箇所になることが分かる。軸およびせん断の両方向とも限界値に達した値はみられず、載荷荷重を 100kN まで増やしたがばねの破壊には至らなかった。したがって、壁石があるため接触面の変形が抑えられている石アーチは、開きやすべりによる破壊による危険は少ないことが分かった。またその際は、図-20 より変形モードも等しく、ばね分割モデルの平均値が分割なしのモデルと同じ値をとることから、ばねの有無に関わらず応力伝達は変化せず、分割なしモデルでも十分に評価できると思われるが、今後さらに検討が必要である。

5. 損傷を有する石アーチの挙動特性の検討

5.1 損傷を有する石アーチ解析

既に実橋に生じている損傷を参考にして、損傷を有する石アーチ模型実験を行ってきた¹⁾。ここでは、横ずれ損傷を考慮して橋幅方向にすき間がある石アーチ解析を実施し、損傷を有する石アーチの模型実験結果との比較を通して、損傷を有する石アーチの挙動特性を検討した。

損傷パターンとしては図-21 に示すような橋幅 270mm に対して 10mm のすき間を作成した。解析では、ばね係数とばね接触面積によってこのすき間を表現し、解析に用いたばねパラメータは、健全ばねの係数は、軸方向ばね係数 $K_n=8.78(\text{N/mm}^3)$ 、せん断ばね係数 $K_s=0.16(\text{N/mm}^3)$ 、動摩擦係数 $\mu_m=0.64$ とし、損傷ばねの係数は、軸方向ばね係数 $K_n=11.1(\text{N/mm}^3)$ 、せん断ばね係数 $K_s=0.085(\text{N/mm}^3)$ 、動摩擦係数 $\mu_m=0.62$ とした。すき間のある列の石材に接触する面は、全て 3 列すき間モデルのばね係数を用いた。

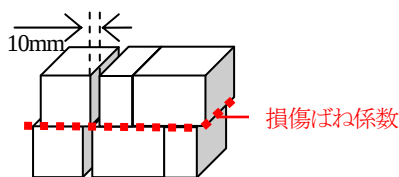


図-21 損傷パターン

損傷を考慮したモデルを図-22 に示すが、それぞれの損傷状況を以下のように仮定した。なお、壁石を考慮したモデルを用い、載荷は等分布荷重で 10kN とした。

- 損傷パターン 1：アーチ片側の基部から 1/4 径間部にかけて 10mm のすき間有り
- 損傷パターン 2：両側の基部から 1/4 径間部にかけて 10mm のすき間有り
- 損傷パターン 3：アーチ片側の基部からアーチクラウン部にかけて 10mm のすき間有り
- 損傷パターン 4：アーチ全体に 10mm のすき間有り

5.2 石アーチ解析の妥当性

写真-2 は、横ずれ損傷を有する石アーチの模型の様子を示したものである。なお、実験ではこの 4 つの損傷パターンについて実施している。

4 つの損傷パターンを有する石アーチの鉛直変位量について実験値と解析値の比較をした結果が図-23 に示した。最大鉛直変位はクラウン部に生じており、解析値の方が実験値に比べて若干大きめの値になった。他の部位においても同じような挙動を示していることがわかる。最大の鉛直変位が生じたのは損傷パターン 4 で、解析で 0.904mm、実験で 0.864mm となった。この値を実橋での鉛直変位に換算すると約 10mm であり、石橋全体の大きさ（スパン 8.2m、ライズ 3.5m）に比べると微小な値であることがわかる。

図-24 は、石材上部の軸ひずみについて、(a)に解析値を、(b)に実験値を示したものである。軸ひずみ値は実験

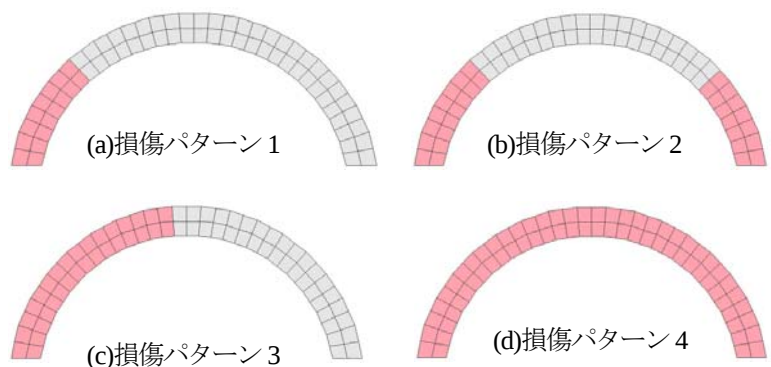
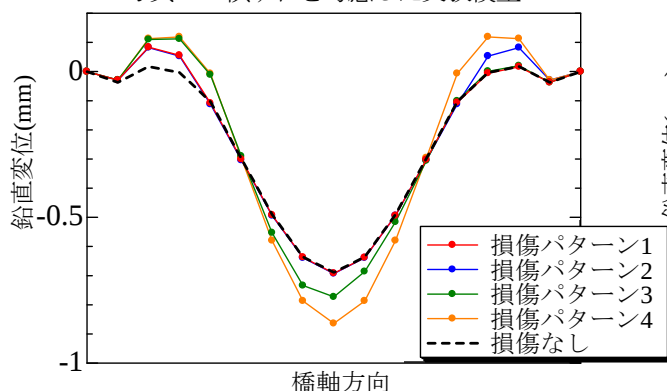


図-22 損傷のパターン

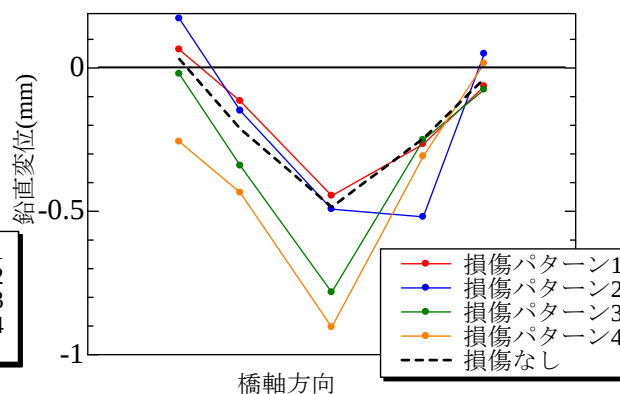
値が解析値に比べ大きな値が生じた。しかしながら、両者とも圧縮ひずみに比べると小さい値であり、石材の耐力を照査するにあたっては誤差の範囲として考えることができる。また、ひずみの挙動をみると実験と解析の両者とも、損傷箇所対になる部のひずみが大きいことや、損傷パターン3と4では、クラウン部と基部のひずみが大きくなる傾向にあった。なお、解析では開きやずれは生じず、その変形は図-25 のようになった。損傷箇所の変形が増加しており、損傷パターン別の変形の影響が再現できたと思われる。



写真-2 横ずれを考慮した実験模型

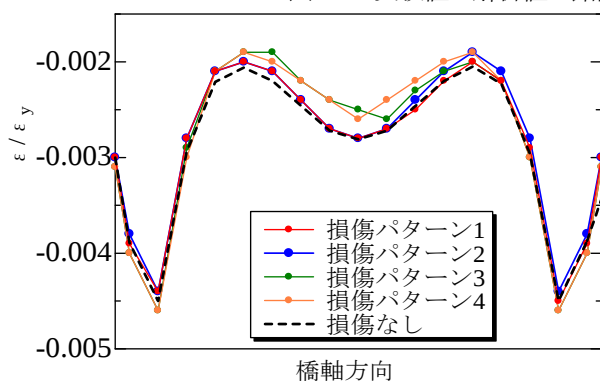


(a)解析における損傷パターンの比較

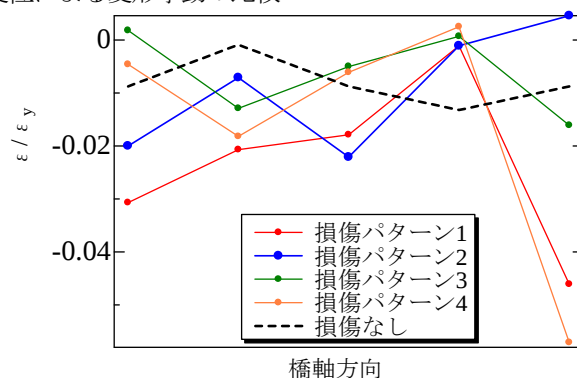


(b)実験における損傷パターンの比較

図-23 実験値と解析値の鉛直変位による変形挙動の比較

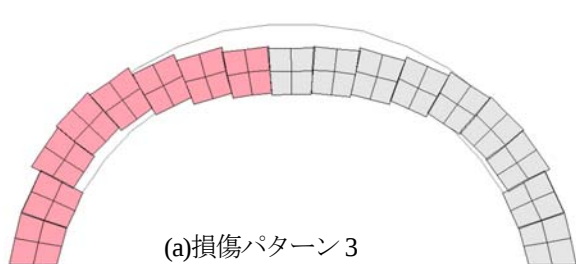


(a)解析における損傷パターンの比較

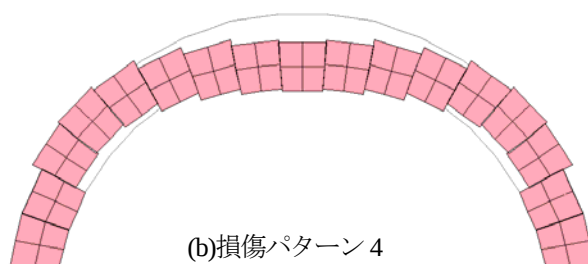


(b)実験における損傷パターンの比較

図-24 実験値と解析値の石材上部ひずみ挙動の比較



(a)損傷パターン3



(b)損傷パターン4

図-25 損傷パターンによる変形モードの変化

5.3 損傷パターンが応力照査に及ぼす影響

図-26 と図-27 は、損傷パターンが石材上下部での軸方向ばねの応力照査およびせん断方向ばねの応力照査に与える影響について示したものである。図-26(a)は石材上部での軸方向ばねの応力を、図(b)は石材下部での軸方向ばねの応力を示したものである。クラウン部周辺に損傷があるパターンにおいてその応力値は、上部では小さくなるが下部では大きくなった。また、1/4 径間部周辺に損傷があるパターンでは、応力は上部で大きく、下部で小さくなる傾向であった。しかし、この時の値は石材自体の圧縮強度に比べ非常に小さな値であるため、石橋の場合は誤差の範囲であると考えられる。図-27(a)は石材上部のせん断方向ばねの応力を、図(b)は石材上部のせん断方向ばねの応力を示したものである。破壊基準から比べると損傷パターンにおける変化はみられなかった。本研究で用いた損傷パターンでは、軸とせん断の両方向ばねにおいて破壊基準に達することはなかった。なお、

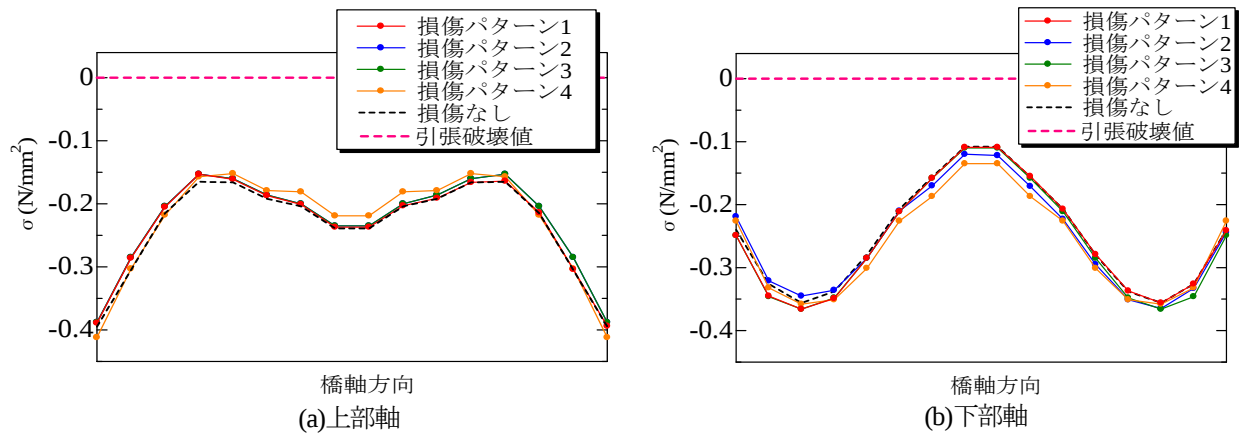


図-26 損傷パターンによる軸方向の応力照査への影響

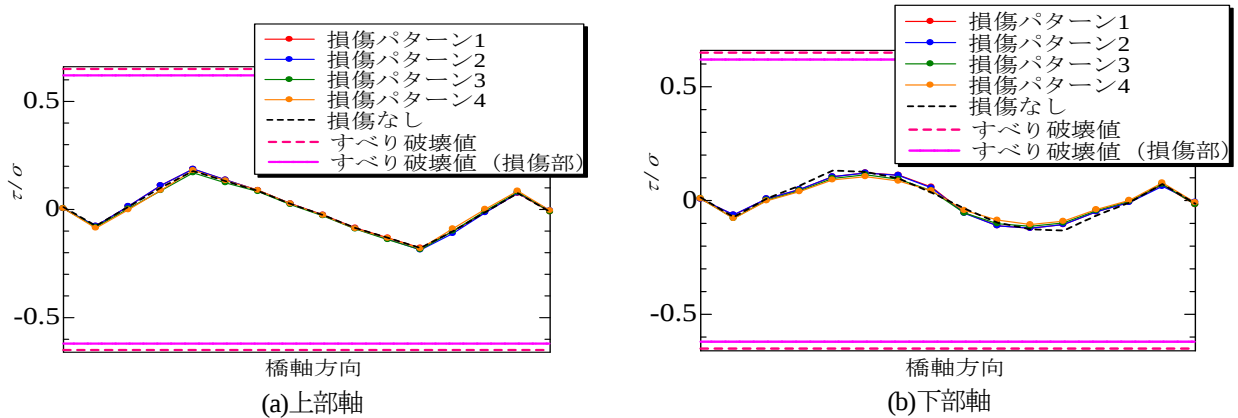


図-27 損傷パターンによる軸方向の応力照査への影響

ばね係数の値を小さくする、すなわち損傷の規模を大きくすることで致命的な損傷パターンが把握できる。実際の石アーチ橋で横ずれが橋幅方向の 1/20 より大きく生じる例は少ないと思うが、この程度の横ずれが生じて、通常の活荷重程度の作用荷重ならば、接触面に開きやずれが生じるような致命的な影響には至らないことが解析および模型実験から明らかになった。なお、本研究の実験と解析は、壁石に崩壊がなく地盤が安定していることが条件であったため、これらのことは壁石と基盤が十分に強度を保っていることが前提となる。また、石アーチ模型実験では、石材の抜け落ちあるいはひび割れた損傷も含めた実験を行ったが、すき間がある場合と比べて強度および変形挙動に変化はなかった⁹⁾。

6. 結論

本論文では、損傷を有する実構造を考慮した石アーチの解析および模型実験より力学的挙動の検討および考察を行った。得られた結論は以下ようである。

- (1) 石アーチ橋の構造に基づく組み方を参考にして、健全および損傷部材により石部材間の軸方向特性とせん断方向特性を実験により明らかにした。この実験値から RBSM 解析に必要なばね係数や動摩擦係数を算出し、石部材間における開きとずれを RBSM で

再現できた。

- (2) 平面アーチ解析とアーチの模型実験から得られたそれぞれの力学的挙動を比較することで、解析法の妥当性を考察した。また、石材間の接触面ばねを分割することで、開きやすべりの再現が可能となることが分かった。
- (3) 石アーチ橋での壁石の働きが非常に重要で、アーチの安定化や変形強度を抑えることが、解析および模型実験からも確認できた。
- (4) 実橋に生じる横ずれ損傷を実験と解析で再現し、小さな横ずれなど多少の損傷を有しても、軸応力がうまく伝達されれば、石橋の健全度には影響を及ぼさないなど、損傷を有する石アーチ橋の力学的挙動特性が明らかになった。

今後は、面外方向の荷重や地震時の挙動を明確にするために、3次元モデルによる解析手法を開発する必要がある。それには、実際の石材の材料定数の把握と石材間の摩擦係数の測定によってデータを蓄積すること、石橋の壁石を含む3次元形状の測定方法を開発、及び石橋の内部状況の把握が必要と思われる。

参考文献

- 1) 山本健次郎, 城 幸央, 山尾敏孝: 石橋模型を用いた損傷を有するアーチ部材の挙動特性実験, 土木学

- 会第62回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), I-154, pp. 307-308, 2007. 9
- 2) 田中朝一：石造構造物の安定と応力解析，熊本大学大学院工学研究科，平成6年度修士論文，1994.
 - 3) 熊本県教育委員会：熊本県文化財一覧(H16)，2004
 - 4) 熊本朝日新聞社：熊本の石橋313，1998.
 - 5) 上原晴夫：肥後の眼鏡橋 石橋の詩，熊本日新聞情報文化センター，1997.
 - 6) 小松定夫：離散化モデルの構造解析，丸善，1987.
 - 7) 川井忠彦,竹内則雄：離散化極限解析プログラミング，培風館，1990.
 - 8) 竹内則雄,上田真稔,上林厚志,鬼頭宏明,斎藤成彦,富田充宏,樋口晴紀：鉄筋コンクリート構造の離散化極限解析法，丸善，2005.
 - 9) 小石剛之，山本健次郎，山尾敏孝，尾上一哉：石アーチ部材における挙動特性に及ぼす損傷の影響について，平成19年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集(CD-ROM)，I-007，pp. 13-14，2008. 3
- (2008年9月18日受付)