

# 橋脚沈下を受ける石造アーチ橋の構造安定性と 局所的な振動特性に関する不連続体解析

Damage Identification and Dynamic Failure Behavior in a Narrow Area  
of Old Stone Arch Bridge Structures using DDA

相川 明\*・池永貴史\*\*

Akira AIKAWA and Takashi IKENAGA

\*正会員 工博 国立大分高専 都市システム工学科 助教授 (〒 870-0152 大分市牧 1666 番地)

\*\*学生会員 国立大分高専専攻科 機械・環境システム工学専攻 (〒 870-0152 大分市牧 1666 番地)

The Shirate Bridge, an old rock arch bridge located in Oita, has become weathered over the years and is slightly damaged at its base of abutment. This paper describes two-dimensional static and dynamic discontinuous numerical model studies of rock bridge using discontinuous deformation analysis. The discontinuous numerical model of a bridge consists of an assemblage of polygonal stone blocks, abutment, roadbed and rockmass. The logistical function-shaped subsidence curves and then sinusoidal earthquake waves were inputted into the model. Block activities in a narrow area of rock bridge were evaluated with such parameters as: increase in void volume (dilation); horizontal, vertical and rotational displacements; and kinetic energies of rock blocks at different points. The relationship of base subsidence on the failure mode and the development process are presented in detail. Results indicate that the larger the base subsidence, the more discontinuous motions become dominant, and that higher frequencies engender the dominance of vertical and rotational motions of blocks.

**Key Words :** *damaged old stone arch bridge time history analysis, failure process, discontinuous deformation analysis, stability, subsidence of abutment, assemblage of polygonal blocks, dilation*

## 1. はじめに

大分県日田市で供用中の石橋が、施工後長い年月を経て、橋脚基礎部分に洗掘を受け、静的および動的な構造上の安定性が危惧されるようになってきた。石橋のアーチ構造の安定性やその材料や形状の特性に関しては、従来から多くの研究がなされている<sup>1),2)</sup>。しかしながら、石橋は本来、個々の岩石ブロックの集合体からなる不連続体構造物であり、その構造安定性や振動特性に関しては、個々のブロックの挙動を正確に再現する必要がある。その観点からは、地震時の動的な挙動解析に関しても、不連続体力学に基づく方がより有効であると考えられる。

ところで、不連続体構造物に加えられた地震等の動的エネルギーは、不連続体内部にて、部材の運動エネルギー、内力としてのひずみエネルギー、部材間の衝突による損失、摩擦力や粘性力による損失、位置エネルギー等に変換されて消費される。従来の連続体力学では、せん断応力による滑りや破壊を主に考えてきたが、不連続面を有する部材にせん断力が作用すると、せん断応力に起因する偶力により、部材間のすべりだけではなく回転も発生する。不規則な部材形状に回転が生じると、部材の配位の変化による局所的な体積膨張が生じ、部材間に微小な不連続面や応力集中が発生する。これらの挙動は、不連続体構造物内部におけるエネルギーの消費メカニズムに違いをもたらすことが予想され、特に、運動のメカニズムの差異は、運動エネル



図-1 解析対象の白手橋全景

ギーの消費特性に大きく反映されるものと考えられる。

したがって、不連続面を有する劣化した構造物に動的な外力が作用すると、構造物の全体的な挙動とともに、個々の部材の局所的な運動が増大し、このことは、橋梁の安定性や振動特性に影響するものと考えられる。また、局所的な運動特性を把握するには、部材間のダイレイタンス特性（体積増加）を再現する必要があるが、従来の連続体解析に替わって、動的な不連続体解析を用いることによりこれらのことが容易に把握可能になる。

本研究は、劣化した構造物の解析例として、石造アーチ石橋を取り上げ、橋脚沈下による構造的緩みが橋梁の安定性と振動特性に及ぼす影響について不連続変形法解析 (DDA) により検討するものである<sup>3)-5)</sup>。まず、

現況調査に基づいて、石橋を2次元の多角形ブロックの集合体からなる不連続体構造でモデル化し、不連続変形法解析を用いて、片方の橋脚基礎に0～100 cmまでの強制沈下を段階的に与え、構造的に緩んだ不連続体モデルを作成し、同時に、橋脚の不同沈下が橋梁の構造安定性に及ぼす影響について検討した。

つぎに、構造的に緩んだ橋梁基礎と左右の境界の岩盤に同位相の正弦波地震を入力し、得られた部材の時刻歴応答をもとに、個々の部材の水平・鉛直・回転に関する運動エネルギーの総量、および、それらの構成比を求めた。また、局所的な体積増加量と部材の運動エネルギーを定量的に評価することにより、部材の運動が構造物の劣化の進行状況にどのように依存するかを調べた。なお、橋梁の局所的な破壊進行状況を定量的に把握するために、岩石の重心とその周囲のブロックの重心を結ぶ「ブロックネット」を導入し<sup>6)～8)</sup>、ブロックネットの面積増加によって、破壊進行に伴う局所的な体積増加量を数値化した。

## 2. 石橋の現況調査結果

### 2.1 橋梁本体の状態

図-1は解析対象の「白手橋」である。全長20.7 m、幅員7.5 mの石造アーチ橋である。兩岸の岩盤は深くえぐられて急崖をなし、岩盤自体は硬く安定している。橋梁のアーチ部分は、左右の橋脚間隔9.1 m上に、スパンライズ比0.30で28個の輪石を円弧状に配置した



図-2 橋脚と橋台の構造（アーチ内壁が500 mm厚のコンクリートで補強されている。）

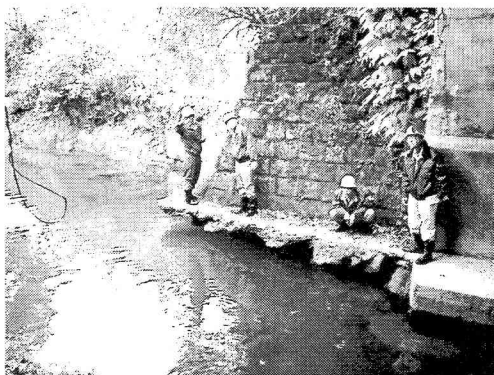


図-3 橋脚基礎の洗掘箇所付近の状態

もので、壁石は千鳥配列の布積み構造である。

石材には花崗岩、溶結凝灰岩、安山岩等の硬質な自然石（一軸圧縮強度50 MN/m<sup>2</sup>以上）が用いられている。いずれも加工精度は高く、石材間の隙間は密着しており、施工後長期間を経たにもかかわらず、現在でも緩みは殆ど見られない。

### 2.2 石橋の橋脚と基礎部分の状態

図-2に石橋の橋脚部分を示す。石橋のアーチの内側に、厚さ50 cmの補強用コンクリートが施されている。個々の岩石ブロック間にはモルタルが充填されており、アーチ内壁の補強部分についても丁寧に養生されている。ハンマーによる打音検査結果では強度はかなり高いものと推定される。

### 2.3 洗掘箇所付近の状態

図-3は橋脚基礎の洗掘箇所である。橋脚の側面に、補強のために石積みによる橋台が施工されているが、片方の橋脚の基礎部分について、コンクリートが奥行き1～2 mにわたり深く洗掘されて、基礎が浮いた状態となっており、不同沈下が発生する可能性がある。

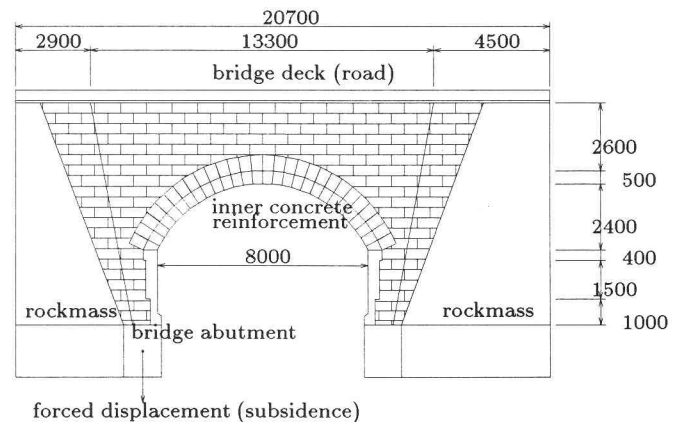


図-4 不連続体解析モデル

## 3. 不連続変形法解析モデル作成と解析条件

### 3.1 モデルの作成方法

工事事務所に保存されていた原図と現場写真をもとに、図-4の不連続体モデルを作成した。現場調査結果より、地山は堅牢な溶結凝灰岩からなることから、左右兩岸の急峻な斜面を一体のブロックで表し、その間に石橋の石積み構造を多角形ブロックの集合体で表現した。アーチおよび橋脚内側のコンクリート補強部も多角形ブロックで表現した。左右の橋脚の基礎部分のコンクリートは矩形ブロックとした。これらの多角形ブロックはその境界において応力や変位が不連続となる。また、左右の岩盤および基礎部分を固定とし、左側の橋脚のみ洗掘による不同沈下を強制変位にて与えることにした。

### 3.2 不連続変形法

解析には、大変形および回転挙動の再現性に優れる不連続変形法解析 (DDA) を用いた。詳細は参考文献に譲るが、DDAは多角形ブロック集合体の動的数値解析

手法である。変位、剛体回転、要素ひずみを未知数として、Hamilton の原理に基づく運動方程式について、変分原理によりポテンシャルエネルギーを最小化して平衡方程式を導出する。

$$M \frac{d^2 U}{dt^2} + C \frac{dU}{dt} + KU = F \quad (1)$$

ここに、 $M$  は質量マトリックス、 $C$  は減衰マトリックス、 $K$  は剛性マトリックス、 $F$  は外力ベクトルである。 $U$  はブロック重心における変位を表している。

DDA では、ブロック内の応力とひずみが一定であると仮定し、各要素について、剛体変位と剛体回転を合わせて 6 組の未知数を用いる。

$$D = (u_0, v_0, r_0, \epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy})^T \quad (2)$$

ここに、 $u_0, v_0, r_0$  はそれぞれブロック重心に関する水平変位、鉛直変位、および、剛体回転であり、 $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$  はそれぞれ、ブロックの水平ひずみ、鉛直ひずみ、せん断ひずみを表す。

減衰機構としては、減衰マトリックス  $C$  として、次式のような Proportional Damping を仮定し、式 (1) を Wilson の  $\theta$  法などで時間軸上で差分化する。

$$C = \alpha M \quad (3)$$

さらに、外力や応力による各ブロックのポテンシャルエネルギー  $\Pi_i$  を最小化することで平衡方程式を導く。その際、ブロックには互いに貫入がなく、かつ、引張力も作用しないという付帯条件を停留値問題に付加し、貫入によるポテンシャルエネルギーを最小 2 乗法で評価する Penalty 法を用いる。ブロックの接触部では Mohr-Coulomb 則による摩擦によるエネルギー損失が考慮される。

DDA は、FEM と同様にポテンシャルエネルギー最小化原理を用いることで解の唯一性が保証されており、弾性体・非弾性体の動的大変形挙動を扱えること、完全な動力学理論に基づく数値処理、正確なエネルギー損失機構、ペナルティ関数によるブロック間の平行条件等の特徴がある<sup>9),10)</sup>。これらの特徴は、特にブロックの回転挙動をエネルギー損失を考慮しながら、定量的に再現できる点において、本解析のようなブロック構造の動的な破壊挙動解析に有利であるといえる。

なお、本研究の計算環境は、2.6GHz の Windows の PC にて、RedHat 社の cygwin により<sup>11),12)</sup>、GNU の X11R6.4 および X 端末ソフトを併用して<sup>13)</sup>、Windows 上に unix 環境を構築した。解析データは Windows の汎用 CAD にて作成し<sup>14)</sup>、DDA 解析は unix 環境にて計算し、結果の図示および波形処理は再度 Windows にて実施した。計算時間は 1 条件あたり数時間である。

### 3.3 解析に用いた物性値

解析に用いた物性値を表-1 に示す。アーチ橋の岩石ブロック、および、地山の基礎岩盤については、新鮮な安山岩や溶結凝灰岩の物性値として、密度  $2.77 \text{ g/cm}^3$ 、ヤング率  $20 \text{ GPa}$ 、ポアソン比  $0.15$ 、内部摩擦角  $55^\circ$  とした<sup>15)</sup>。アーチ内壁補強箇所と橋脚基礎のコンクリートについては、密度  $2.40 \text{ g/cm}^3$ 、ヤング率  $2 \text{ GPa}$ 、ポ

表-1 解析に用いた物性値

| members                                | stone<br>rockmass | concrete<br>deck |
|----------------------------------------|-------------------|------------------|
| density $\rho (\text{g/cm}^3)$         | 2.770             | 2.400            |
| modulus of elasticity $E (\text{GPa})$ | 20.0              | 2.0              |
| Poisson's ratio $\nu$                  | 0.15              | 0.25             |
| friction angle $\phi (^\circ)$         | 55                | 30               |
| cohesion $C (\text{N/m}^2)$            | 0                 | 0                |

表-2 DDA 解析で用いた諸定数

|   | Item                                                                   | Value              |
|---|------------------------------------------------------------------------|--------------------|
| 1 | minimum edge length parameter $e_0$                                    | $1 \times 10^{-3}$ |
| 2 | assumed maximum displacement ratio $g_2$                               | $1 \times 10^{-3}$ |
| 3 | upper limit of time interval used in each time step $g_1 (\text{sec})$ | $1 \times 10^{-3}$ |
| 4 | stiffness of contact spring $g_0$ ( automatically selects )            | defaults           |
| 5 | factor of over-relaxation used by SOR iteration method $q_q$           | 1.4                |

アソン比  $0.25$ 、内部摩擦角  $30^\circ$ 、岩石およびコンクリートの圧縮強度を  $20 \text{ MPa}$  とした。

アーチ内壁のコンクリート補強部分、および、モルタル充填面については、健全な状態では、岩石やコンクリートブロックと密着し、一体的に挙動するものの、モーメントや引張応力により曲げ破壊や引張破壊が発生しうる。そこで、コンクリート補強部と岩石ブロック間、および、石橋の岩石ブロックと地山間のモルタル充填面について、圧縮強度の  $1/10 \sim 1/20$  程度の引張力で破断するように、摩擦角  $80^\circ$ 、引張強度  $1 \text{ MPa}$ 、粘着力  $0.1 \text{ MPa}$  とした。

なお、岩石ブロック間の不連続面については前述の摩擦角としたが、さらに、わずかな引張強度  $1 \text{ kPa}$  と粘着力  $1 \text{ kPa}$  を与えている。これらは、他の物性値にくらべると  $1/1000$  以下のオーダーで、全体的な結果に影響が出ない程度の値である。これは細部での計算誤差のため解が発散しないようにするためのものである。

DDA 解析に関する諸定数を表-2 に示す。詳細については参考文献に譲るが<sup>5)</sup>、接触バネ剛性はプログラムによる自動設定値とした。計算は、各条件について、最大時間間隔  $0.001 \text{ 秒}$  で  $5000$  回の計算とした。

### 3.4 荷重条件と解析概要

石橋自重に加えて、大型トレーラー等の上乗荷重として、路面に  $490 \text{ kN/m}^2$  を載荷し、1 秒後に最終値になるロジスティック関数にて、不同沈下を受ける左側の橋脚に鉛直下向きの強制沈下を与えた。右側の橋脚には強制沈下は与えていない。図-5 は、橋脚沈下の最終値が  $100 \text{ cm}$  となる場合の沈下関数である。橋脚沈下量は、全く沈下がない健全な状態 (最終沈下量  $0 \text{ cm}$ ) から、最終沈下量  $100 \text{ cm}$  までとし、その間を  $5 \text{ cm}$  ずつ最終沈下量の大きさを変えた。橋脚部に強制変位を入力後に 1 秒間そのまま放置し、その後の挙動を調べた。

### 3.5 解析結果の評価法

図-6 に計測点と測線の位置関係を示す。モデルを構成する全ブロックの重心に計測点を設け、計測点の水平変位、鉛直変位、回転角、応力、ひずみ、面積増加量

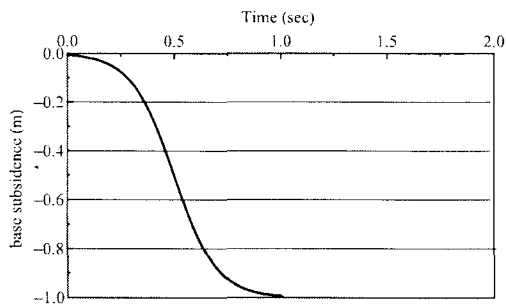


図-5 沈下関数の例 (最大沈下量 100 cm の場合)

を出力した。橋梁の変形挙動については、路面の沈下量、橋厚の変化に加えて、アーチ天端の沈下量、アーチ部分の水平方向内空変位、アーチ部分の天端と左右との斜め方向の変位の 4 測線について相対変位量を求め、その変位量を測線長で除した無次元量 (ひずみ) にて比較した。また、橋梁の場所的な破壊状況を大まかに比較するために、図-7 に示すように、橋梁全体を 5 つの領域に分けて、その面積増加についても調べた。

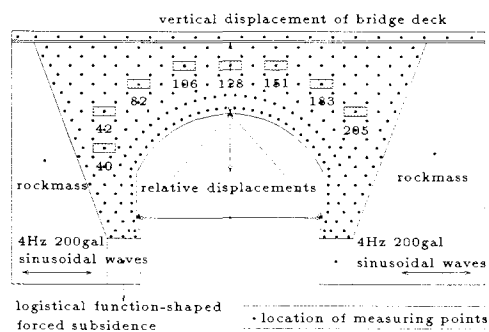


図-6 荷重点と計測点位置

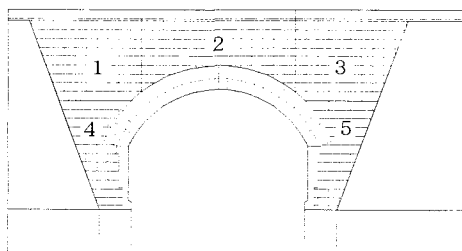


図-7 体積増加測定のための領域分割

### 3.6 橋脚沈下発生後の地震応答解析

左側の橋脚が沈下して、構造上非対称に緩んだ、いわゆる劣化した状態の石橋に、水平な正弦波変位波形を入力し、健全な状態と劣化した状態での局所的な初期の破壊進展挙動について調べた。前章の解析結果より、橋脚の沈下量が、橋脚の沈下量としては、0 cm, 10 cm, 20 cm の 3 ケースとし、所定の沈下量入力した後、橋梁の左右の岩盤部分と橋脚基礎部分に 4 Hz 200 gal の正弦波を水平方向に 2 秒間載荷した。なお、本解析では、周波数  $f$ 、加速度  $a$  の加速度波形を入力する代わりに、加速度波形を 2 回積分した振幅  $a/(2\pi f)^2$  の正弦波変位波形を強制変位として入力した。解析結果に関しては、図-6 の 8 個の計測点について、緩みが異なる状態での、動的な荷重による水平変位、鉛直変位、回転変位の時刻歴を出力した。

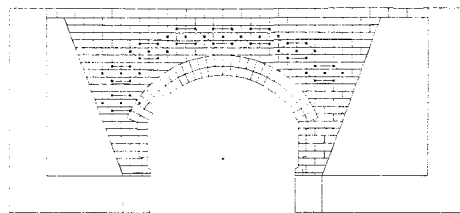


図-8 計測点近傍のブロックネットの配置

### 3.7 ブロックネットによるダイレタンシーの定量化

微小な破壊現象の進行の状況を定量的に把握するためには、石橋の局所的な破壊進行に伴う体積増加に着目する必要がある。そこで、石橋を構成するブロック近傍の面積の増加量を時刻歴上で数値化できるように、図-8 に示すように、計測点ブロックとそれを取り囲むブロックの重心を結ぶ「ブロックネット」をモデルに配置した。破壊進行により、ブロックネットの面積が増加するので、ブロックネットの面積の増加量でダイレーションの測定に代えるものである。これにより、従来は定量的に把握できなかった局所的な微小な初期の破壊状況の定量化が可能となる。

### 3.8 運動エネルギーの消費特性の定量化

運動エネルギー量については、個々のブロックの水平・鉛直変位、回転角の時刻歴応答を微分し、速度 ( $v_x, v_y$ ) と角速度 ( $\omega$ ) の時刻歴を求め、質量  $m$  と回転モーメント  $I_{xy}$  を乗じて、水平、鉛直、回転の各運動エネルギーの時刻歴を求めた。本研究では、水平、鉛直、回転に関する運動エネルギーの時刻歴上での平均値を求め、それらの総量と構成比について比較検討した。

$$E_x = \frac{m}{2} v_x^2, E_y = \frac{m}{2} v_y^2, E_r = \frac{I_{xy}}{2} \omega^2 \quad (4)$$

## 4. 橋脚沈下による変形・崩壊挙動

### 4.1 橋梁の全体的な変形モード

不同沈下による橋梁全体の挙動を図-9～図-13 に示す。それぞれ左側の橋脚基礎の不同沈下量が 10 cm, 20 cm, 30 cm, 40 cm, 80 cm の解析結果である。

図-9 より、橋脚沈下量が 10 cm のときは、強制変位を与えた左側の橋脚付近にのみ変形が集中し、アーチの左上方付近にわずかに緩みが見られる程度であり、橋梁は全体としての安定性を保っている。

図-10 より、橋脚沈下量が 20 cm のときは、左側の橋脚付近の不連続面がわずかに開口し、橋脚下部のブロックの一部にも押し出しが生じている。また、アーチの左上方付近に緩みが増加し、千鳥に配列したブロックの不連続面に沿って斜め方向に開口亀裂が進展している。局所的な体積膨張が生じているものの、橋梁は全体としての一体性を維持する。

図-11 より、橋脚沈下量が 30 cm のときは、不連続面が開口し、それらが水平方向および斜め方向に進展し、橋梁全体に緩みが発生する状況がわかる。脚部は崩壊しかかっており、脚部沈下により、アーチ全体が左回転し、左右の対称性がなくなっており、橋梁の構造としての一体性を維持していない。また、図-12 およ

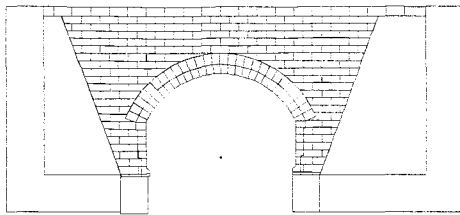


図-9 橋脚沈下 10cm の計算結果

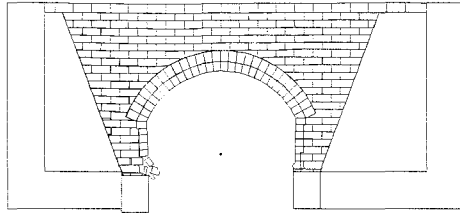


図-10 橋脚沈下 20cm の計算結果

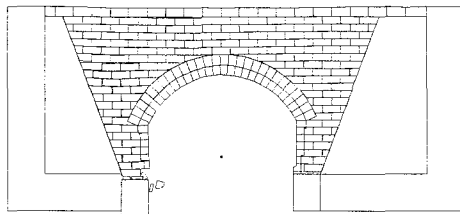


図-11 橋脚沈下 30cm の計算結果

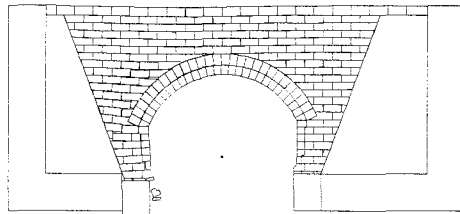


図-12 橋脚沈下 40cm の計算結果

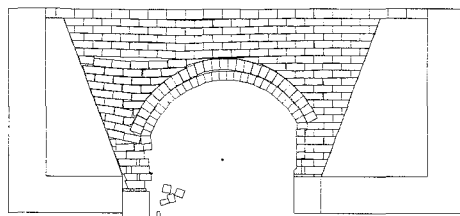


図-13 橋脚沈下 80cm の計算結果

図-13 より、不同沈下量がさらに大きくなると、局所的な破壊から、橋梁全体の破壊に至る状況がわかる。

#### 4.2 道路面とアーチ頂部の変形と緩み

橋梁の変形挙動に関し、前掲の図-6 の測線について、路面の沈下量、橋厚の変化に加えて、アーチ天端の沈下量、アーチ部分の水平方向内空変位、アーチ部分の天端と左右との斜め方向の変位の 4 測線について相対変位量を求め、その変位量を測線長で除した無次元量（ひずみ）にて比較した。なお、以下の図-14～図-17 の値は、橋脚の最終沈下量を段階的に変化させて、別々に計算した最終値である。図中では、測線を区別し、傾向を把握しやすくするために、個々の最終値を曲線で結んでいるが、本来は離散データである。

図-14 は路面とアーチ天端の沈下量である。天端の沈下量は、橋脚沈下が 0 ～ 20 cm の範囲ではほぼ比例

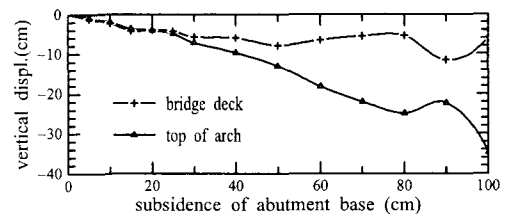


図-14 路面と天端の沈下量

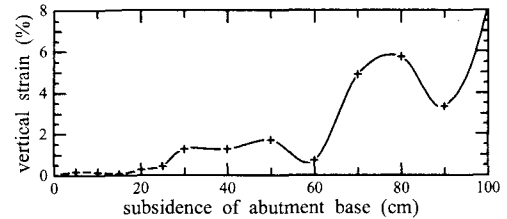


図-15 橋厚の鉛直方向のひずみ

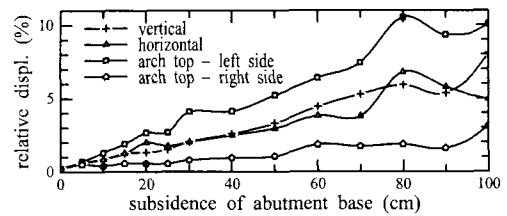


図-16 石橋アーチ部分の変形特性

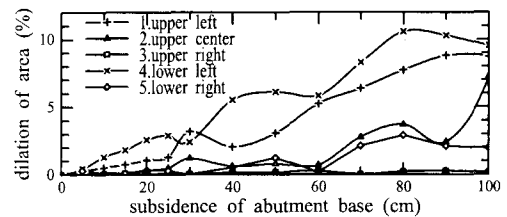


図-17 場所的な体積膨張特性

するが、橋脚沈下が 25 ～ 30 cm にかけて天端部分が急に 5 cm 程沈下した。また、強制変位量が 20 cm を越えたところから、路面の沈下量よりは、アーチ部分の沈下量が増加しており、このことから、アーチ上部の不連続面が鉛直方向に開口し、石橋内部に体積膨張が生じていることがわかる。

図-15 は橋厚の鉛直方向のひずみである。図より、橋厚は、橋脚沈下が 20 cm 付近まではあまり変化がないが、橋脚沈下が 15 ～ 20 cm を越えると、ひずみが比例関係ではなくなり、その後増加している。また、橋脚沈下が 60 cm 近傍で大きな変動があり、その後勾配が急になりはじめた点が危険性の目安になると思われる。

#### 4.3 石橋アーチ部分の変形特性

図-16 は、アーチ内空の鉛直方向、水平方向、天端と左端、天端と右端の 4 測線に関する相対変位（ひずみ）である。いずれの測線についても、橋脚沈下の増加に伴って相対変位の増加傾向が見られ、とくに左側の斜め方向については顕著である。また、鉛直と水平方向ひずみは、ほぼ同じ大きさに増加するが、斜め方向については、左側のみ増加量が大きい。このことより、アーチ全体が左回転し、アーチ構造の安定化に不可欠な対称性が失われていることがわかる。

#### 4.4 破壊進展と場所別体積増加の関係

図-17は、前掲の図-7に示した5つの領域の面積変化である。面積変化は破壊挙動の進展の程度を意味する。橋脚沈下量が小さい値であっても、左側の橋脚直上の領域4、および、その上方の領域1では面積が増加しており、この部分でブロックの間隙が増加していることがわかる。橋脚沈下量が増加するにつれて、領域1、領域4ともに、面積が大きく増加する傾向が見られ、破壊が進展していることがわかる。一方、アーチ上部の領域2や右側橋脚付近の領域5では、橋脚沈下量が小さいときには、あまり面積の変化は見られず、橋脚の沈下量が60 cm付近を境にして、面積が大きく増加しており、橋梁全体で破壊が進行していることがわかる。また、右側の橋脚上方の領域3では殆ど変化がみられない。

#### 4.5 橋脚の不同沈下量と石橋の安定性

以上より、橋脚の不同沈下量が15～20 cmを越えた時点で、左側橋脚がわずかに崩落しはじめ、橋梁の変形挙動にも非線形性が増加している。この時点で石橋は機能的に供用困難と考えられる。すなわち、本石橋に限っては、橋脚の不同沈下量が15～20 cm付近に、橋梁の構造的な安定性を考える際の閾値があるものといえる。また、相対変位や体積膨張より、橋脚沈下60 cm付近から大きく増加しており、この時点で橋梁全体が崩壊目前の危険な状態と判断できる。

### 5. 橋脚沈下と局所的な応答特性

#### 5.1 脚部沈下量と時刻歴応答

不同沈下で構造的に緩んだ橋梁について、水平な正弦波地震を載荷し、健全な状態と構造的に劣化した状態での局所的な応答について比較する。前章の考察より、不同沈下15～20 cm付近に、石橋の機能上の限界値があると考えられるので、橋脚の不同沈下量を0 cmから20 cmの3段階で変化させ、健全な状態と橋梁がわずかに緩んだ状態のモデルを作成した。さらに、モデルの左右境界と橋脚両基礎に4 Hz 200 galの正弦波地震を同位相で水平方向に2秒間載荷した。この動的載荷による各計測点の水平変位、鉛直変位、回転変位の時刻歴、面積変化、運動エネルギーを出力した。

#### 5.2 水平変位に関する時刻歴応答

図-18は、計測点 No.42, No.82, No.128, No.151の4点に関する水平変位の時刻歴応答である。地震波を両橋脚と岩盤基礎に同位相で水平載荷したことから、いずれの測点でも入力波形4 Hzに一致する応答が見られる。また、橋脚沈下量の増加に伴って、振幅が大きくなり、波形も徐々に崩れていく傾向が見られる。

いずれの測点でも、4 Hzに一致する波形とともに、40 Hz前後の高周波の微小な変動が含まれている。この応答は脚部の沈下により、岩石ブロック間に間隙が生じ、個々の岩石ブロックがばらばらに局所的に動くことが可能になったことによるものと考えられる。

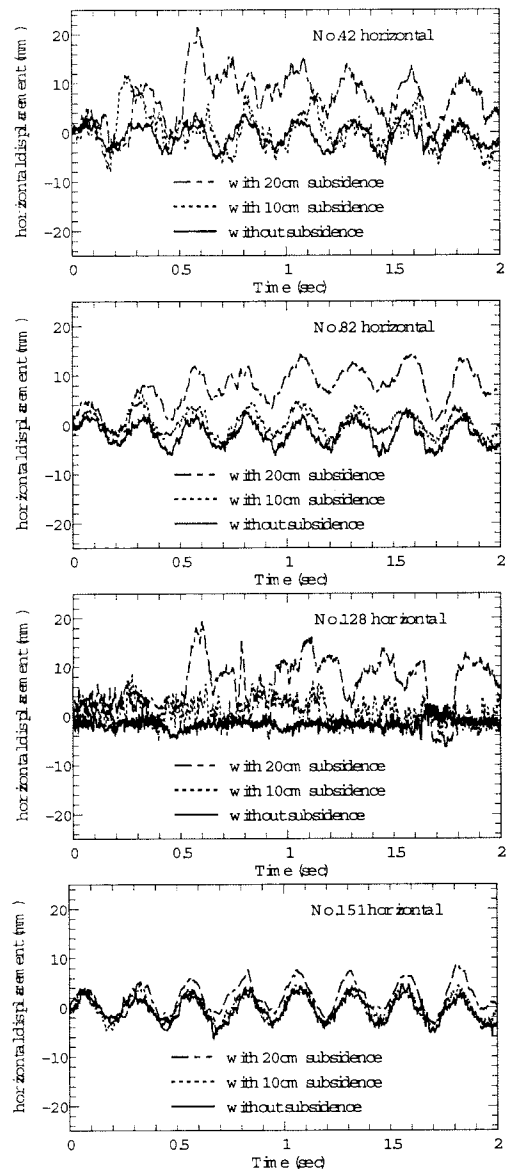


図-18 正弦波地震(4 Hz 200 gal) 載荷時の水平変位の時刻歴応答(上から No.42, No.82, No.128, No.151)

また、計測点の場所により応答に違いがあり、アーチ右上部の計測点 No.151 では、ほぼ入力波形に一致する応答が卓越し、橋脚沈下量が増加してもそれほど応答に大きな変化は見られない。他方、不同沈下を受けた左側橋脚直上では、非線形な高周波応答が多く含まれており、橋脚沈下量が増加するにしたがって、高周波応答とともに塑性変形量も増加することがわかる。

#### 5.3 鉛直変位に関する時刻歴応答

図-19に鉛直変位に関する時刻歴応答を示す。図より、鉛直変位にも入力波形4 Hzに一致する応答が見られるが、その波形は水平変位の波形のようにきれいな正弦波形ではなく、微小な高周波の変動を多く含み、かなり歪んだ波形となっている。

また、水平変位と同様に、橋脚の沈下量が増加するにしたがい、振幅が大きくなる傾向が見られる。ことに、沈下量20 cmのときは、いずれの計測点でも地震波載荷直後に大きく沈下するとともに、大振幅の応答を生じており、脚部の沈下で緩んだ状態となっていた



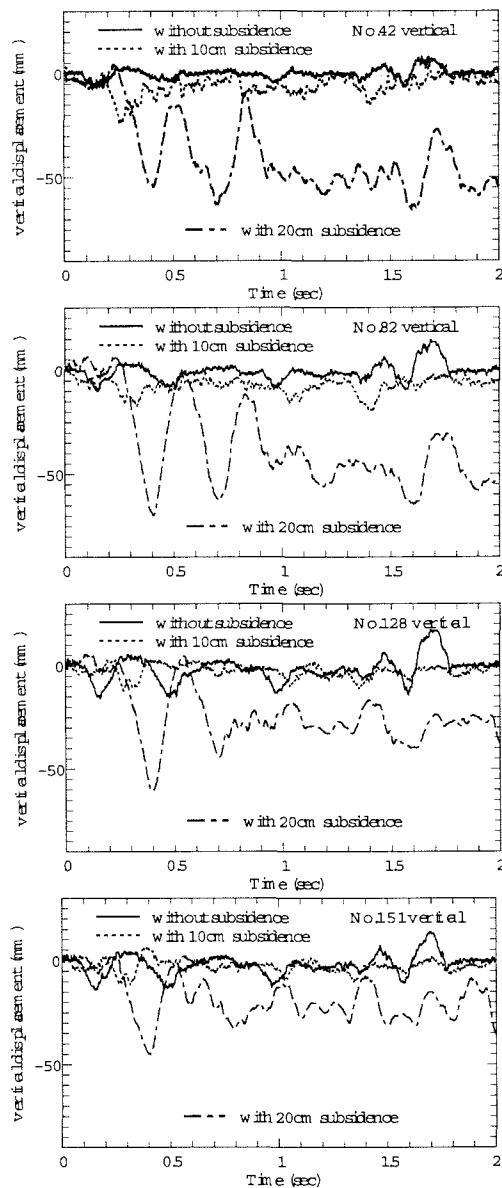


図-19 正弦波地震 (4 Hz200 gal) 載荷時の鉛直変位の時刻歴応答 (上から No.42, No.82, No.128, No.151)

岩石ブロックが、地震波により大きな塑性変形を生じた。静的な載荷状態ではかろうじて安定性を保っていたものの、個々のブロックの緩みの発生が、構造物全体の耐震性に大きく影響することがわかる。

また、計測点の場所による違いについてみると、橋脚の沈下量が 0 cm および 10 cm のときは、いずれの測点でも応答の違いはあまり見られないが、橋脚の沈下量が 20 cm のときは、不同沈下を受けた左側橋脚に近いほうの計測点で大きな塑性変形となっていることがわかる。

#### 5.4 回転変位に関する時刻歴応答

図-20～図-23 にブロックの回転変位に関する時刻歴応答を示す。図より、いずれの測点でも、入力波 4 Hz に一致する応答よりは 40～50 Hz の高周波成分が多く含まれることがわかる。また、橋脚の沈下量が増加するにしたがい、高周波成分の振幅が大きくなる傾向が把握できる。

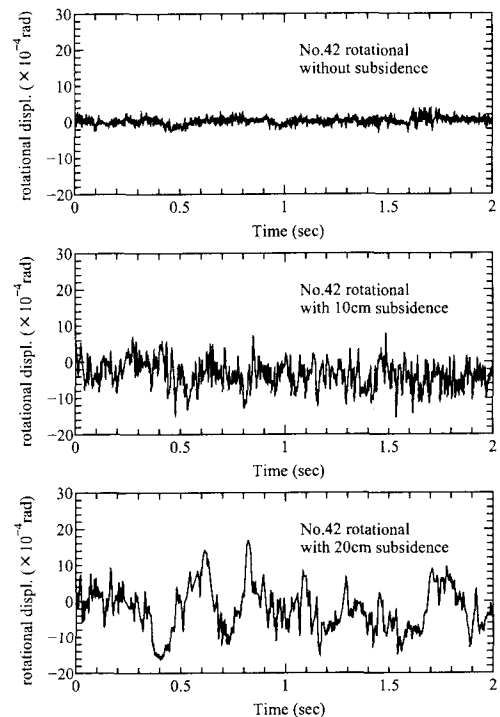


図-20 正弦波地震 (4 Hz200 gal) 載荷時の No.42 に関する回転変位の時刻歴応答 (上から沈下量 0,10,20cm)

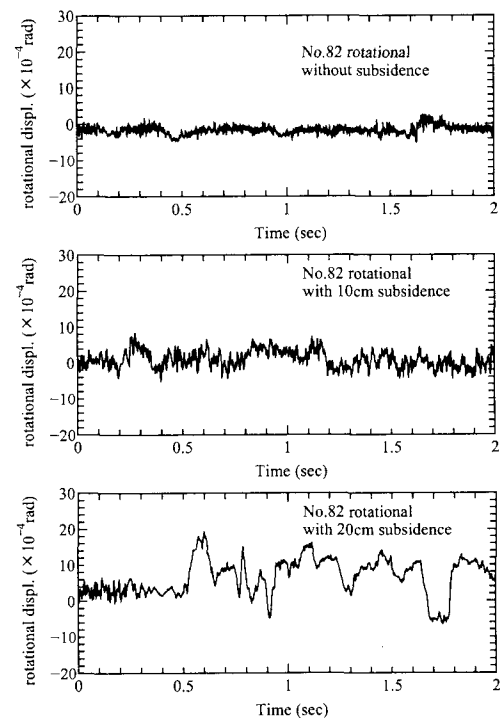


図-21 正弦波地震 (4 Hz200 gal) 載荷時の No.82 に関する回転変位の時刻歴応答 (上から沈下量 0,10,20cm)

この高周波成分の増加傾向は、水平変位や鉛直変位の波形に比べると顕著であり、高周波の原因は個々のブロックの局所的な回転挙動に起因するものと考えられる。すなわち、橋梁の緩みの増加により、個々の岩石ブロック近傍に微小な空間ができ、個々のブロックが動きやすくなり、ブロックが局所的な回転運動を行っ

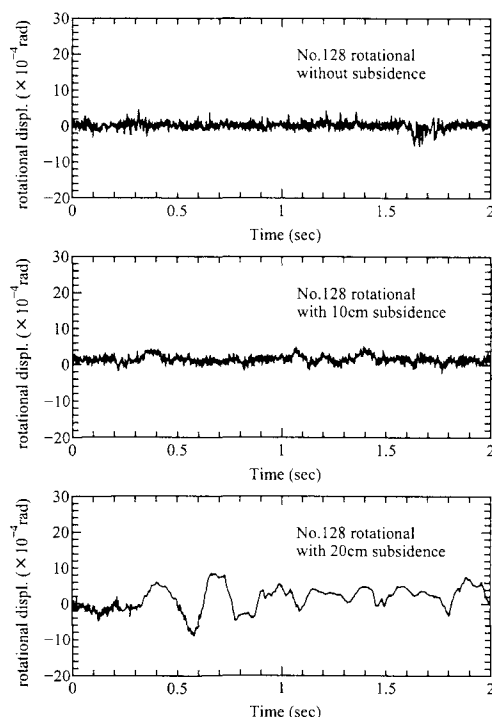


図-22 正弦波地震 (4 Hz200 gal) 載荷時の No.128 に関する回転変位の時刻歴応答 (上から沈下量 0,10,20cm)

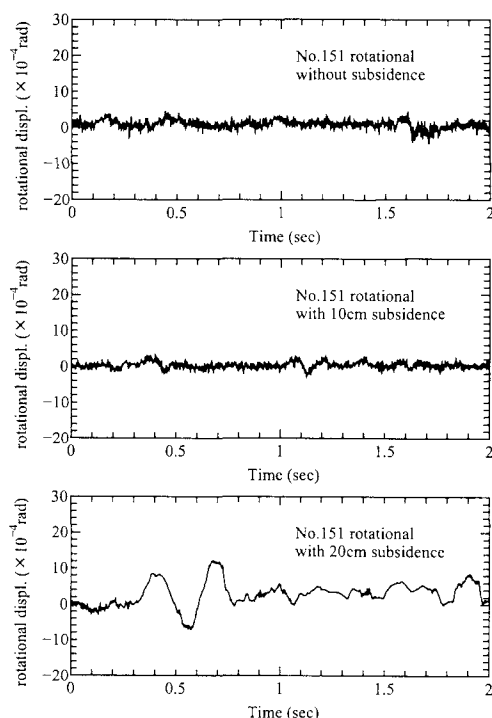


図-23 正弦波地震 (4 Hz200 gal) 載荷時の No.151 に関する回転変位の時刻歴応答 (上から沈下量 0,10,20cm)

ているものと推測される。

また、計測点別についてみると、不同沈下を受ける左側橋脚に近いほうの計測点が、大きな振幅となっていることがわかる。

## 5.5 構造的な劣化と挙動の差異

不同沈下を受ける左側橋脚直上の No.82 とアーチ天端付近の No.128 の応答を比較すると、水平、鉛直、

回転のいずれについても、振幅も変位量ともに No.82 の方が大きくなっている。前掲の図-17 より No.82 の方が面積増加量が大きく、構造的により緩んだ状態である。そのため、No.82 は周辺ブロックの拘束が弱く、局所的な動きが容易であることが、局所的な高周波の運動の増加に影響しているものと考えられる。

## 6. 局所的な運動エネルギーとダイレイタンスー特性

### 6.1 局所的な運動エネルギー量

個々の計測点ブロックに関する局所的な運動エネルギー量について考察する。図-24 に計測点 No.42, No.82, No.128, No.151 の 4 箇所における運動エネルギー量とその内訳を示す。ここで扱う運動エネルギー量は時刻歴上でのブロックの運動エネルギーの平均値である。一般に連続体構造物の場合は、全体がほぼ一体的に運動するので、運動エネルギーの総量はどの計測点においてもほぼ同量となるはずである。しかし、本論文では不連続体解析を行ったので、各計測点ブロックに伝達される応力の大きさの差異や、あるいは、ブロック近傍の間隙の大きさにより、運動特性に差異が生じる。

図より、橋脚の沈下量 0 cm の場合、すなわち、構造的に緩んでいない状態では、いずれの計測点においても、運動エネルギーの総量はほぼ一定の 100 Nm 程度である。橋脚の沈下量 0 cm の場合は、ブロックが相互に密着し、連続体に近い状態にあり、橋梁の全部材がほぼ一体的に様な運動をするものと考えられる。

しかし、橋脚の沈下量が増加すると、運動エネルギー量の増減に関しては、場所別に異なる傾向が見られる。すなわち、アーチ天端付近 (No.128)、および、アーチ右上方 (No.151) の計測点では、橋脚の沈下量の増加に伴って、運動エネルギー量は徐々に減少する傾向が見られる。特に水平方向の運動エネルギーの減少傾向が顕著であり、これらのブロックでは、橋脚が沈下したことにより、ブロックが水平方向に動きにくくなった状況が想定される。運動が拘束されたことにより、外力のエネルギーが運動エネルギーだけでなく、内力としてのひずみエネルギー等に変換されたものと考えられる。

一方、アーチ左上方 (No.82) の測点では、橋脚の沈下量の増加に伴って、水平方向の運動エネルギーは減少したものの、鉛直方向の運動エネルギーが増加し、全体としては運動エネルギー量の変化は殆ど見られない。また、橋脚直上 (No.42) の測点では、橋脚の沈下量の増加に伴って、運動エネルギー量は一旦 2.5 倍まで増加し、さらに橋脚の沈下量が大きくなると、今度は反対に運動エネルギー量が減少した。橋脚直上に位置する測点では、橋脚の沈下によりブロック近傍の間隙が増加し、外力のエネルギーがより運動エネルギーに変換されやすくなり、さらに、ブロック間に間隙が増加しすぎると、ブロック相互の密着性が低下することから、ブロック間のエネルギーの伝達性能がかえって低下し、応力が伝わりにくくなるために、それぞれ差異が表れるものと思われる。



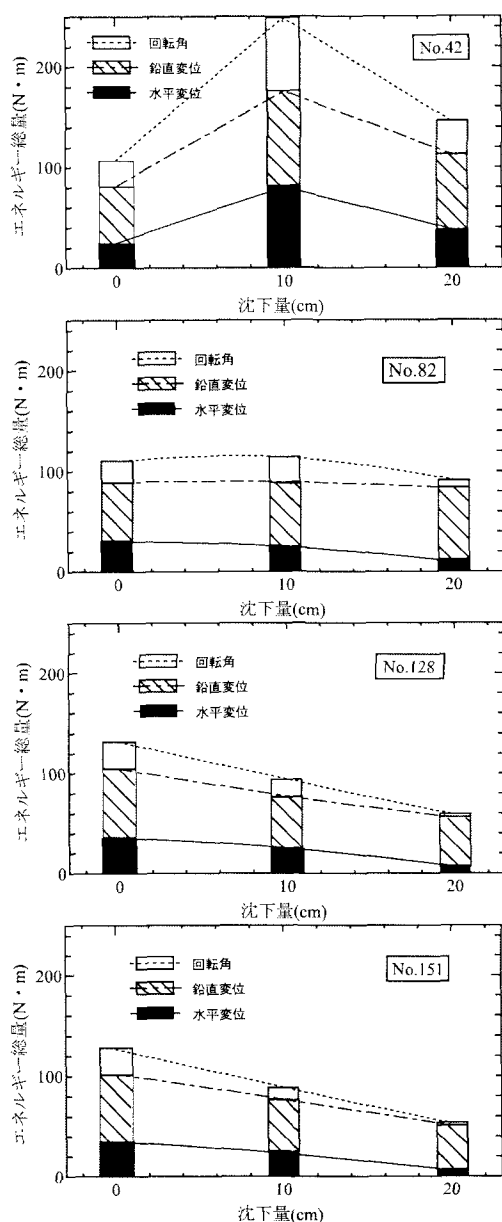


図-24 ブロックの運動エネルギーの総量 (4 Hz 200 gal 載荷時, 上から No.42, No.82, No.128, No.151)

## 6.2 面積変化率によるダイレイタンス特性

橋脚沈下により緩みが増加すると、計測点近傍の不連続面に体積変化が生じ、個々のブロックの動きやすさに差異が生じるものと予想される。したがって、局所的な微小な破壊の進展挙動を定量的に把握するため、計測点の周りのブロックネットのダイレイタンス特性 (体積膨張) を数値化した。

図-25 は、各計測点近傍の面積増加率である。地震波載荷前後のブロックネットの面積増加量を、初期のブロックネットの面積で除したものである。図中の正の値は面積増加 (正の体積増加) を表し、負の値は面積減少 (負の体積増加) を意味する。図より、体積増加の傾向は測点の場所ごとで異なり、不同沈下を受けた左側の橋脚の上方では面積が増加しており、すなわち、ブロック近傍の間隙が増加した。一方、アーチ天端付近では逆に面積が減少しており、すなわち、ブロック近傍の間隙が減少した。さらに、アーチ天端より右側

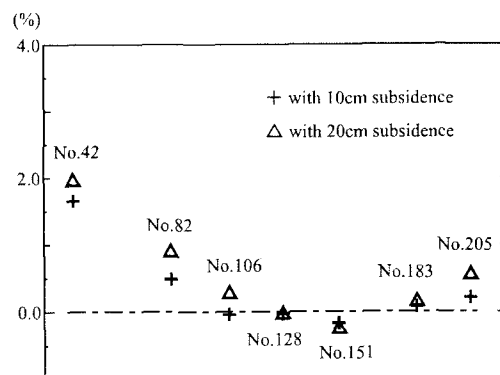


図-25 各計測点の面積増加率

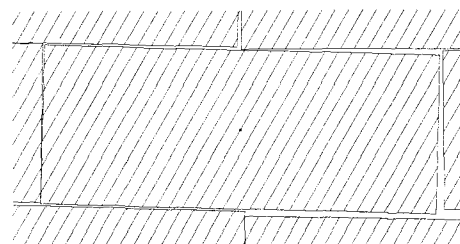


図-26 橋脚直上のブロック No.42 の近傍の緩みの状態 (脚部の沈下量 20cm のとき)



図-27 アーチ天端付近のブロック No.128 の近傍の緩みの状態 (脚部の沈下量 20cm のとき)

の測点になると、再度ブロック近傍の間隙が増加した。これらの局所的なダイレイションの増減の違いが、前項で述べた運動エネルギーの消費特性のに違いに直接的に影響していることがわかる。

## 6.3 局所的な緩みとブロックの変形挙動

図-26 および図-27 は、橋脚の沈下量 20 cm の時の、計測点 No.42, および, No.128 の計測点ブロックとその周辺ブロックの状況を拡大したものである。

図-26 より、強制沈下量を与えた左側橋脚上部の No.42 のブロックが右回りに回転し、ブロックが引っかかって、ブロック周辺に微小な間隙が生じている状況がわかる。これは強制沈下を与えた橋脚直上に位置する No.42 の右側下方のブロックが橋脚沈下に追随して下方に変位したために、No.42 のブロックの右側が沈下し、ブロック自体も右回転した状態である。この回転挙動が橋脚上方における体積増加に大きく関与しており、すなわち、ブロック周辺の間隙が増加したことにより、ブロックに対する拘束が減少し、ブロックが局所的に運動しやすくなったことがわかる。

他方、アーチ天端部分のNo.128については、左側橋脚の不同沈下により、初期状態よりはブロックが密に詰まった状態となっており、ブロックの局所的な変位挙動に対する周辺からの拘束が大きく、局所的な運動が発生しにくいことがわかる。このことは、図-24において、No.128の運動エネルギー量、その中でも特に、回転と水平の運動エネルギー量が減少したこと、および、図-25において、ブロック近傍の面積が減少していることと現象的に符合する結果である。

## 7. まとめ

本研究は、橋脚基礎が洗掘されて構造的に劣化した石橋を解析例として、不連続変形法解析を用いて橋脚の不同沈下による橋梁の変形および破壊状況を再現したものである。さらに、健全な状態の橋梁と、構造的に劣化した状態の橋梁に正弦波地震を載荷して、橋梁部材の振動特性について調べた。

解析結果に関しては、主に沈下に関する変形挙動に着目して整理し、さらに、橋梁に緩みがない健全な状態と、沈下により緩みが生じて劣化した状態に動的荷重を加えて、劣化状況が構造上の静的および動的な不安定性に影響することを定量的に求めた。また、劣化の状況が進行すると、橋梁の全体的な挙動のみでなく、個々の部材の局所的な運動に大きく影響することがわかった。

また、構造物の劣化の増大が、個々の部材の局所的な高周波運動を誘発する。構造物内の緩みが増大すると、部材間の間隙が増加して局所的な運動が増大するが、その一方で、部材間の間隙が増加することにより部材間のエネルギーの伝達性能が低下する。しかも緩みの程度により、これら両者のいずれが卓越するかが異なってくる。すなわち、構造物内の緩みが小さい場合は運動エネルギー量が増加し、他方、構造物内の緩みが大きくなると、局所的な破壊が進行し、かえって運動エネルギー量は減少することになる。

なお、従来の連続体モデルでは、応力状態や変位については十分な再現性を有するものの、破壊現象の進展挙動、とくに局所的な変位挙動や体積増加挙動については十分には再現できなかった。本研究は、不連続体モデルを用いることにより、局所的な破壊の進展挙動を再現可能であることが確認できた。また、本解析では、岩石ブロックの形状特性と表面摩擦のみをパラメータとしており、従来のような仮想的な構成式を全く用いていない。解析結果によると、構成式を仮定しなくても、形状特性と摩擦特性のみで破壊挙動や振動特性の再現が可能であることが示された。

今後、入力地震波の周波数依存性や加速度依存性も解析的に調べるとともに、模型実験や現場観測により、解析結果と現象との整合性を確保する必要がある。また、全ブロックについての変形量、回転角、応力とひ

ずみ、および、体積増加について定量的な結果が得られていることから、局所的な体積増加量と部材の運動エネルギー特性を破壊進展の定量的な指標としてとらえて、エネルギーの収支計算をすることにより、構造物の劣化と破壊挙動の解明に役立つものと考えられる。

## 参考文献

- 1) 彦坂熙: エコアーチ橋の実現にむけて-アーチ石橋の構造・材料学的考察と今後の課題, 土木構造・材料論文集, 19, pp.1-8, 九州橋梁・構造工学研究会, 2003.
- 2) 菊田利雄, 辻目英正, 長谷場良二, 吉原進: 個別要素法によるアーチ石橋の構造特性の検討, 第16回土木史研究発表会, 1996.
- 3) Shi, G.H. and Goodman, R.E.: Discontinuous Deformation Analysis - A New Method for Computing Stress, Strain and Sliding of Block System, *Key Questions in Rock Mechanics: Proc. 29th U.S. Symposium*, pp. 381-393, 1988.
- 4) Shi, G.H. and Goodman, R.E.: Generalization of Two-dimensional Discontinuous Deformation Analysis for Forward Modeling, *Int. j. numer. anal. methods geomech.*, 13, pp. 359-380, 1989.
- 5) Shi, G.H.: Discontinuous Deformation Analysis Program Version 96 User's Manual, p. 25, 1996.
- 6) 相川 明: 不連続変形法解析を用いた砕石道床の地震時における内部破壊特性, 応用力学論文集, 第6号, pp.593-602, 2003.
- 7) 相川 明: 正弦波鉛直荷重に対する有道床軌道横断面動的挙動特性に関する不連続変形法解析, 鉄道力学論文集, 第7号, pp.19-24, 2003.
- 8) Aikawa, A.: Dynamic failure behavior in a narrow area of railroad ballasts, Sixth World Congress on Computational Mechanics in conjunction with AP-COM'04 (WCCM VI), MS-55, 2004.
- 9) 大西有三, 佐々木猛: FEM, DDA から Manifold Method へ, 第3回 Manifold Method 実用化研究会, pp.1-14, システム総合研究所, 1995.
- 10) 大西有三, 佐々木猛, Shi, G.H.: 不連続性岩盤解析実用化研究会: 計算力学レクチャーシリーズ6「不連続変形法 (DDA)」, 日本計算工学会編, 丸善, 2005.
- 11) RedHat: Cygnus for Windows, <http://cygwin.com>.
- 12) Mainichi Communications Inc: Windows ユーザーへ贈る Unix への架け橋「Cygwinを使いこなそう」, <http://pcweb.mycom.co.jp/special/2002/cygwin/>.
- 13) X Japanese Documentation Project: XFree86 4.0 のインストールの詳細手順, <http://xjman.dsl.gr.jp>.
- 14) 清水治郎・田中善文 JWCAD for Windows V.4.05a, <http://www.jwcad.net>, 2005.
- 15) 日本材料学会編: 岩の力学-基礎から応用まで, 丸善, 1993.

(2005年4月15日 受付)