

個別要素法によるアーチ石橋の構造特性の検討

Investigation of mechanics of a masonry arch bridge by distinct element method

菊田利雄^{*}、辻目英正^{**}、長谷場良二^{***}、吉原進^{****}

By Toshio KIKUTA, Eisei NIGEME, Ryozi HASEBA, Susumu YOSHIHARA

Abstract

Nishida bridge, an arch stone structure of four spans, that crosses Kotsuki river in Kagashima city, was built 150 years ago and has been busy with automotive traffics in the past. At present, the bridge is being transferred to another place. Distinct element methods although originally used to model jointed rock masses, can also be applied to the analysis of masonry structures composed of stones. In this paper, a study of mechanics, namely, present stress states, carrying capability and stability of Nishida bridge is presented using distinct elements. During the analysis, Nishida bridge was dismantled theoretically in stages, and the above mechanics were studied.

(Key words : Nishida bridge, Masonry, Distinct elements)

1. はじめに

石造アーチ橋は、アーチ石相互の軸力とそれに基づく合端（アーチ石間の接触面）の摩擦力で安定を保つ構造形式であるが、古来その計算法としては、2次元での水平、鉛直及びモーメントの3成分の力の釣合条件式を基本とする図解法あるいはそれを数値計算に置き換えた静定解法が多用されてきた。この解法は、計算機等のなかった時代、手計算でも比較的簡単に解くことができ、有用な計算法であった。

しかしながら、アーチの変形を求めたり、上部の載荷荷重によるアーチの正確な応力分布を求めることは極めて困難であるし、また、合端に局部的な剥離が発生した場合の応力計算は不可能であった。

1950年代、有限要素法(Finite Element Method)が出現し、様々な構造物の応力解析に適用されたが、有限要素法は連続体を離散化して解く手法のため、当該アーチ橋のような組積構造へ適用するには難点が多く、有効な解析手法には至っていないと考えられる。

1970年代に入り、剛体ブロックの集合体の挙動、即ち、剥離、滑り、転倒等を解析する手法として個別要素法(Distinct Element Method)が提案され、以後、任意多角形、円形の剛体、弾塑性体要素を用いて、組積構造物の応力・挙動解析への適用が試みられている。¹⁾

本稿では、個別要素法プログラムUDEEC²⁾を用いて、鹿児島市の甲突川に架かる4連のアーチ石橋である西田橋について、現況調査結果及び実橋載荷試験を基に当該石橋のバネ定数、摩擦係数等の物性値を同定し、現状の応力状態、載荷荷重による影響、地震荷重及び基礎による強制変位、さらに支保工を加えての応力集中、安定及び解体挙動を解析し、石造アーチ橋のメカニズムを検討する。

* (株)応用工学研究室 〒151 東京都港区虎ノ門5-1-4東都ビル (株)システムネットワーク内

** 正会員 ほつま土木計画(株) (元(株)協和コンサルタンツ)

*** 正会員 鹿児島県土木部都市計画課

**** 正会員 工博 鹿児島大学工学部教授、西田橋解体復元調査委員会委員長

2. 西田橋の構造概要

西田橋の石橋の形状、基礎寸法及び載荷土の推定断面を図2. 1、図2. 2及び図2. 3に示す。

3. 解析モデルの検討と個別要素モデル

1) 解析モデルの検討

西田橋の応力解析に先立ち、各種の解析手法に基づく解析モデルがどのような応力特性を示すのか検討し、西田橋の解析に適する手法を決める。結果によれば、表3. 1のようになる。

比較検討の結果、石造アーチ橋の応力解析については個別要素法による解析が適切であるとの結論を得たので本解析は個別要素モデルによるものとする。

2) 2次元個別要素モデル

(1) 西田橋の4連を2次元の個別要素でモデル化する。

(2) アーチ部は剛体、載荷土は弾性体とする。剛体間及び剛体と弾性体間にはバネが考慮される。バネ値は載荷試験³⁾での載荷荷重と沈下量から求める。

(3) 基礎はバネ支承とし、アーチ部と同様な方法で求める。

(4) 反力石垣・モデル側面は水平方向拘束とする。但し、地震時では水平ローラー条件とする。

図3. 1に2次元個別要素モデルを示す。

・使用プログラム

2次元個別要素法プログラムUDEEC: 開発者 Peter Cundall / ITASCA Consulting Group, Inc.

・モデルに用いた要素

a) アーチ、基礎部: 多角形個別要素 (剛体)

b) 載荷土 : 3角形差分要素 (弾性体)。当該要素は要素内一定歪みの3角形有限要素に相当するもの。3角形差分要素はガウスの発散定理を用いて定式化している。

4. 物性値及び荷重

4. 1 物性値

個別要素モデルのバネ値は、載荷試験³⁾のケース7 (2連クラウン部に後輪を載せた時) で得られた沈下量と自動車の重量から、解析により同定する。

1) アーチ石間のバネ

・法線方向バネ $K_n = 1.45 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^2 / \text{cm}$

・せん断方向バネ $K_s = 0.558 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^2 / \text{cm}$

せん断方向バネはポアソン比 $\nu = 0.3$ として、 $K_s = K_n / 2(1 + \nu)$ とする。

アーチ石材の代表長 $L = 55.0 \text{ cm}$ 、2次元モデルであるので厚みは単位幅。従って、上で得られた法線方向バネ値を縦弾性係数に換算すれば、

$$E = K_n \cdot L = 1.45 \times 10^3 \cdot 55.0 = 79800.0 \text{ Kg/cm}^2$$

即ち、縦弾性係数は $E = 80000.0 \text{ Kg/cm}^2$ の値となる。

2) 載荷土

・縦弾性係数 $E = 700.0 \text{ Kg/cm}^2$

・ポアソン比 $\nu = 0.3$

個別要素モデルでは、石橋を剛体、載荷土を弾性体にするが、弾性体の縦弾性係数が大きいと、解析上、石橋と載荷土の間で剥離が生じるので載荷土の縦弾性係数は小さな値を採用する。載荷土は力学的には構造躯体とは見なさない。

3) 基礎

・法線方向バネ $K_n = 1.59 \times 10^2 \text{ Kgf/cm}^2/\text{cm}$

・せん断方向バネ $K_s = 0.612 \times 10^2 \text{ Kgf/cm}^2/\text{cm}$

せん断方向バネはポアソン比 $\nu = 0.3$ として、 $K_s = K_n / 2(1 + \nu)$ とする。但し、基礎部は載荷試験の計測ができないので、計測された栲石コーナー部からの下のバネ値である。図 4. 1 に基礎バネの範囲を示す。

4. 2 荷重

1) 単位重量

a) 石材 $\rho = 2.0 \text{ Tonf/m}^3$

b) 載荷土 $\rho = 1.9 \text{ Tonf/m}^3$

2) 載荷荷重

2 次元モデル (単位幅 1.0 cm) に作用させる荷重は重量を車輪位置での道路幅員の有効長さで除した値とする。

・前軸荷重 $P_1 = 2010 \times 2 / 658 = 6.11 \text{ Kgf/cm}$

・後軸荷重 $P_2 = 8020 \times 2 / 658 = 24.38 \text{ Kgf/cm}$

但し、有効幅員の長さ 658 cm。1 台で前軸重量 2010 Kgf、後軸重量 8020 Kgf の車を 2 台載荷。

図 4. 1 に載荷荷重位置を示す。

3) 地震荷重

・水平震度係数 $K = 0.17$ (モデル図に対し、右方向に作用させる。)

4) 強制変位

中央部栲石基礎を以下のように強制変位させる。

・鉛直変位 (下向き) 60.0 cm 左底部コーナー

・水平変位 (4 連方向) 40.0 cm

・回転角 (反時計回り) 13.0 deg.

但し、栲石の下の矩形基礎板の厚みは 60.0 cm 図 4. 2 に基礎の強制変位を示す。

5) 解体時の除荷荷重

載荷土の除荷及び石橋アーチの応力解放は以下のように 3 段階に分けて解析する。

a) ステップ 1: 載荷土の部分撤去

b) ステップ 2: 載荷土をすべて撤去

c) ステップ 3: ジャッキ力による応力解放。定速度のジャッキ力で、第 3 連部の内部から均等に負荷させる。

図 4. 3 に除荷荷重のステップ要領を示す。

5. 解析結果

5. 1 載荷荷重の影響と載荷試験³⁾との照合

法線方向応力度を図 5. 1、沈下量の比較を表 5. 1 に示す。

5. 2 現状応力状態 (自重)

法線方向応力度・基礎部摩擦率を図 5. 2 に示す。

5. 3 地震時応力度、安定照査

法線方向応力度を図 5. 3 (1)、クラウン部水平変位を図 5. 3 (2) に示す。

5. 4 基礎の強制変位

基礎強制変位による変形を図 5. 4 (1)、また載荷土を考慮しない場合の変形を図 5. 4 (2) に示す。

5. 5 解体、復元時の応力度と変形状態

自重解析での沈下量を基にした上げ越量の算定を図5. 5 (1)、ジャッキ力による応力解放図を図5. 5 (2)、載荷土撤去後の法線方向応力度を図5. 5 (3)、定速度入力での応力解放変位を図5. 5 (4)に示す。

6. アーチ石橋の力学的特徴

解析結果及びその検討から、以下の知見が得られた。

6. 1 実橋載荷試験との照合

- 1) 10トン車両2台での載荷試験(ケース7)の追解析では、クラウン部の最大沈下量は、0.418 mmであり、変位/支間 = $0.000418 / 11.4 = 1 / 27300$ と小さな値となり、比較的変位しない構造形式といえる。
- 2) アーチ柱脚部の応力度の増加は 0.8 Kg/cm^2 程度で、最大応力度は 7.3 Kg/cm^2 であり、応力上支障はない。(許容圧縮応力度 100.0 Kg/cm^2) 基礎部での最大応力度は 43.0 Tonf/m^2 である。(西田橋の基礎を含めた総重量は約1800トン)
- 3) 10トン車両2台($P_o = 20.6 \text{ トン}$)で発生した2連クラウン部のモーメントによる縁応力度は、 1.8 Kg/cm^2 である。また、軸方向応力度は 0.5 Kg/cm^2 増加している。これから、当該クラウン部に引張り(部分剥離)が発生する限界許容荷重を概算すれば、

$$(1.8 - 0.5) \times P / P_o - 4.0 \geq 0 \quad \text{ここに、} 4.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ は自重時のクラウン部下端の縁応力度}$$

$$P = 63.4 \text{ Tonf}$$

となり、鉛直荷重にたいしては強固な構造といえる。

6. 2 現状の応力状態(自重)

- 1) アーチ部での最大圧縮応力度は 8.3 Kg/cm^2 で、石材の許容圧縮応力度を 100.0 Kg/cm^2 とすれば、安全率は12.0である。
- 2) 袴石と基礎石間の最大摩擦率は0.36で、(社)土木学会「建設資材としての凝灰岩の特性についての基礎調査⁴⁾」によれば、アーチ石の動摩擦係数は $\mu = 0.63$ である。即ち、アーチ基礎部は摩擦力により安定を保っている。

6. 3 地震荷重

- 1) アーチ部の最大圧縮応力度は 11.1 Kg/cm^2 で、自重時の最大値の1.4倍である。
- 2) アーチ合端の複数部に剥離が発生するが、合端での局部的なもので、実際の地震の繰り返し荷重に対しては、この合端が減衰効果をもつと考えられる。

6. 4 基礎の強制変位

- 1) 基礎石を鉛直に60 cm(下向き)、回転を13.0度加えても、アーチは不安定になるものの、崩壊には至らない。(基礎石の高さ60 cm) 基礎の変位は合端で吸収され自立を保つ。
- 2) 2次元モデルでの面内の強制変位に対しては、アーチ柱脚が袴石に載っている限りは、アーチ部は合端の剥離が発生し不安定になるが、柱脚部回りの載荷土荷重がアーチ側面部に作用し、アーチ崩壊には至らない。
- 3) 即ち、載荷土は面内の基礎強制変位に対しては、アーチ崩壊への有効な拘束効果を与えている。

6. 5 解体 - 支保工による強制変位

1) 上げ越量

自重解析での沈下量を基に得られる上げ越量は、0.061 cm となる。

2) 解放応力

石橋の応力解放は、クラウン部での水平推力が零となる時とすれば、載荷土撤去後のクラウン部付近の平均圧縮応力度は解析結果より $p = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$ 、

アーチを円と仮定すれば、アーチ半径 $r = 5.1 \text{ m}$ 、アーチ厚み $t = 0.55 \text{ m}$ 、これから、

$$\begin{aligned}\sigma &= p \cdot (t/r) = 0.90 \times (0.55/5.1) = 0.0997 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.97 \text{ Tonf/m}^2\end{aligned}$$

となる。

7. 結語

4 連の石造アーチ形式の西田橋は、載荷土を含む自重時の圧縮応力度が石材の許容応力度に対して小さく、載荷荷重に対して強固で、地震時には合端がエネルギーを吸収する構造形式である。また、載荷土がアーチの安定に有効であることが知れた。

参考文献

1. P.Cundall, R.Hart : Numerical Modeling of Discontinua, 1st U.S. Conference on Discrete Element methods, 1989
2. UDEC - Universal Distinct Element Code, User's Manual, ITASCA Consulting Group, Inc., Minnesota, U.S.A. 1993
3. 吉原他：石造アーチ橋の構造と地中探査技術の応用、第16回土木史研究発表会、1996
4. (社)土木学会：建設資材としての凝灰岩の特性についての基礎調査、1995

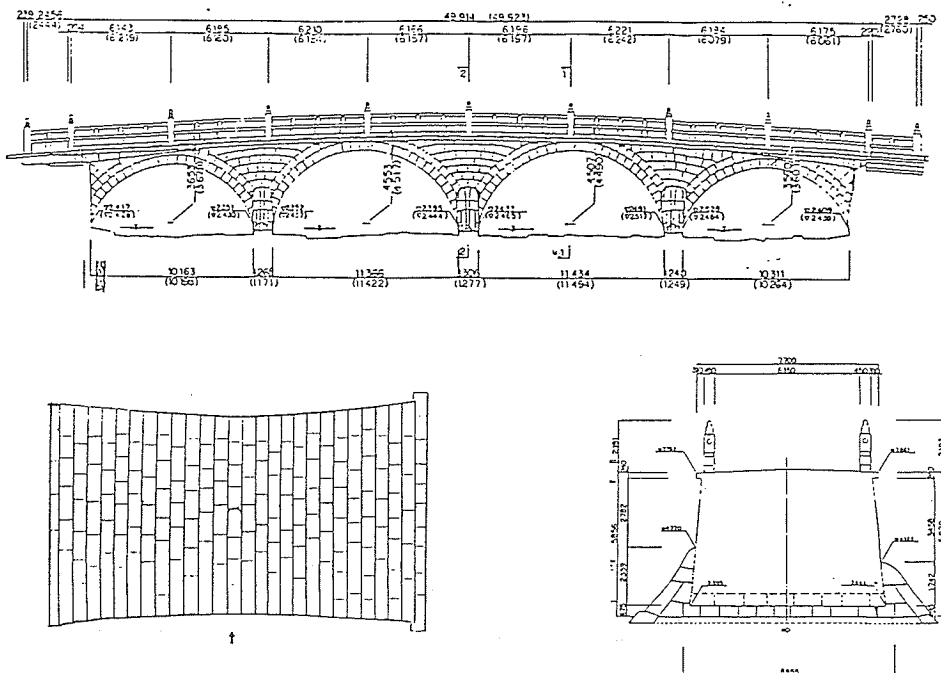
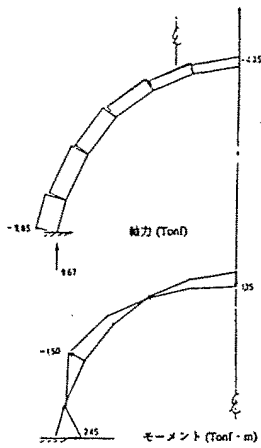
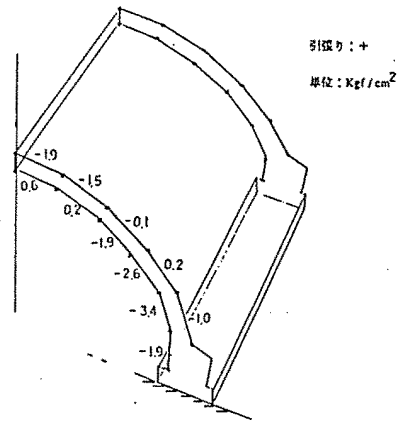


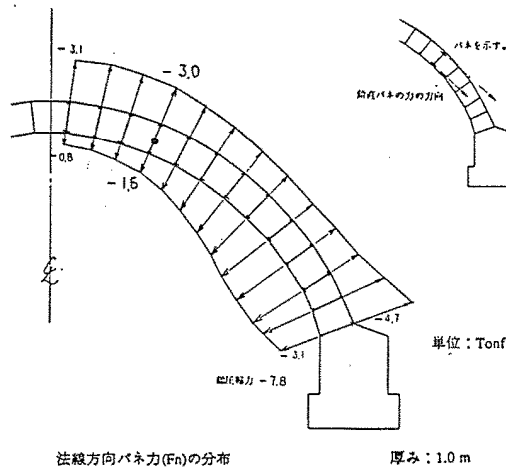
図 2. 1 石橋の形式



● 梁要素（線材）での有限要素モデル



● 厚肉シェル要素での有限要素モデル



法線方向バネ力(F_n)の分布

厚み：1.0 m

● 多角形要素での個別要素モデル

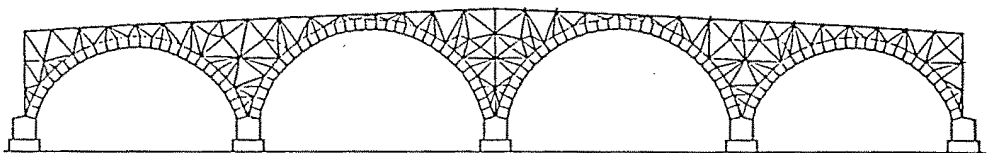


図 3. 1 2次元個別要素モデル

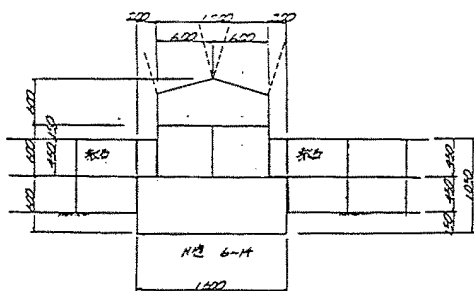


図 2. 2 基礎寸法 (推定)

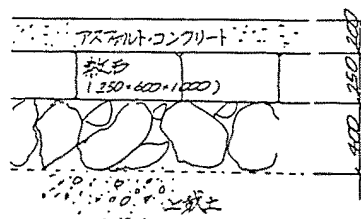


図 2. 3 載荷土の推定断面

表 3. 1 各モデルの比較

	応力	変形	荷重 (載荷土、活荷重)
梁要素での有限要素モデル	引張りが発生しない部位に引張りが発生する。	発生応力の性状が組積造の応力性状と異なるので、変位はオーダの検討に留まる。	載荷土部分を 2 次元要素でモデル化すれば石橋に作用する荷重分布を計算できる。
厚肉シェル要素での有限要素モデル	同上 石橋が圧縮場で自立した後、外力が作用した時、石材間の合端に剥離 (引張) が発生しない程度の外力であれば、石橋は連続体に近い挙動を示すので、このモデルも荷重によっては有効と言える。	同上	載荷土部分を 3 次元要素でモデル化すれば石橋に作用する荷重分布を計算できる。
図解法モデル	簡単に応力の計算ができる。	剛体仮定なので計算できない。	正確な荷重分布の計算は困難。
多角形要素での個別要素モデル	バネ伸縮の影響を含めた正確な応力 (力) が求められる。	正確な変形 (変位) が求められる。	載荷土部分を弾性体要素でモデル化すれば石橋に作用する荷重分布を計算できる。

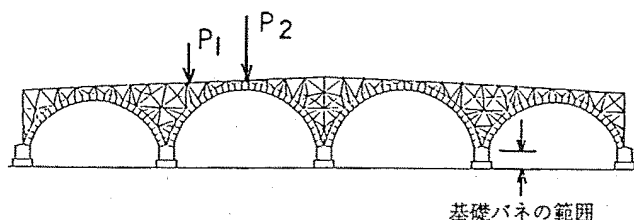


図4.1 載荷荷重

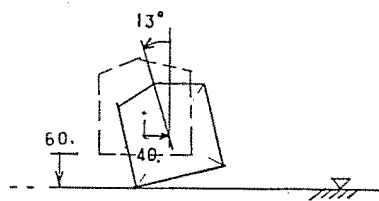


図4.2 基礎の強制変位量



図4.3 解体時の除荷荷重ステップ

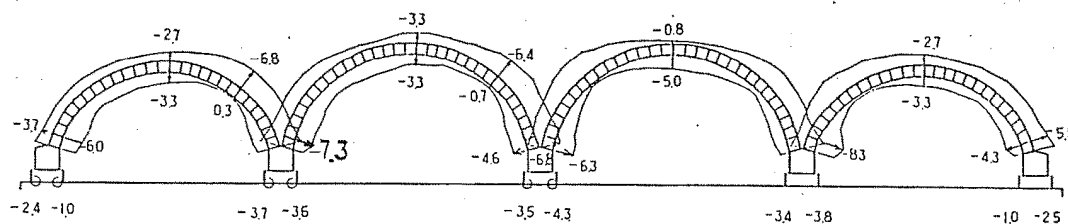
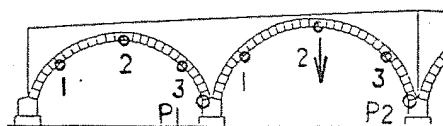


図5.1 載荷荷重の影響と載荷試験との照合 - 法線方向応力度 - 2連載荷 (20 Tonf)

応力は縁応力度を示し、マイナス (-) は圧縮を示す。以下同じ。

表5.1 載荷荷重の影響と載荷試験との照合 - 沈下量の比較 単位: mm

部位	1連			2連			基礎	
	1	2	3	1	2	3	P1	P2
載荷試験 (ケース7)	0.019	0.012	-0.015	-0.199	-0.420	-0.010	-0.027	0.001
解析	0.0158	0.0229	-0.0010	-0.108	-0.418	0.0788	-0.0280	0.0019



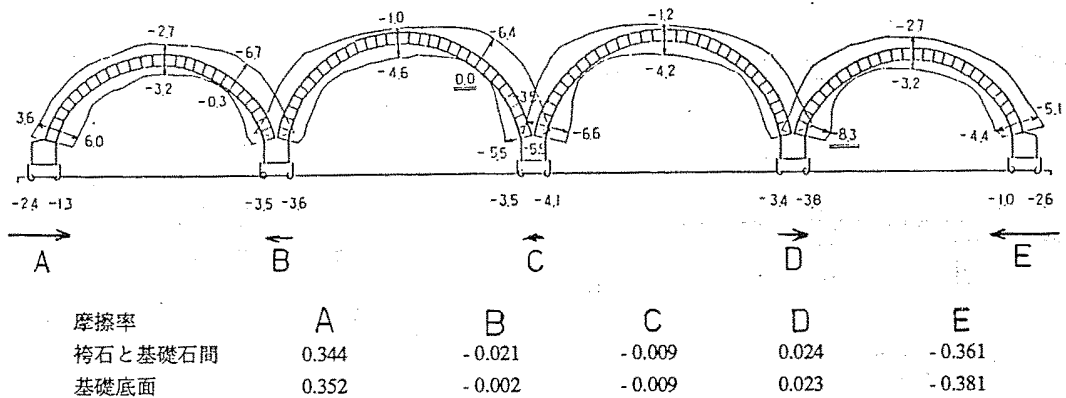


図5. 2 現状応力状態（自重）- 法線方向応力度・基礎部摩擦率

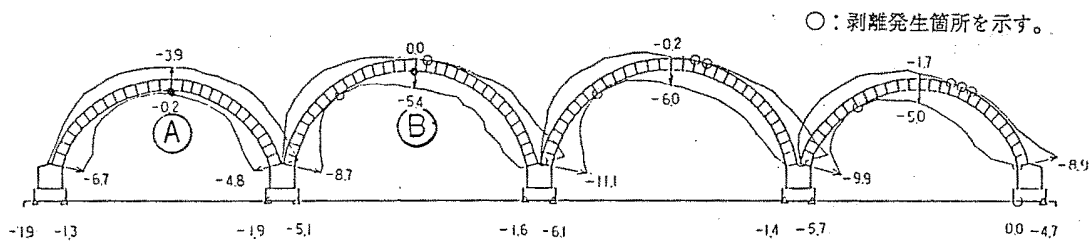


図5. 3 (1) 地震時応力度、安定照査 - 法線方向応力度

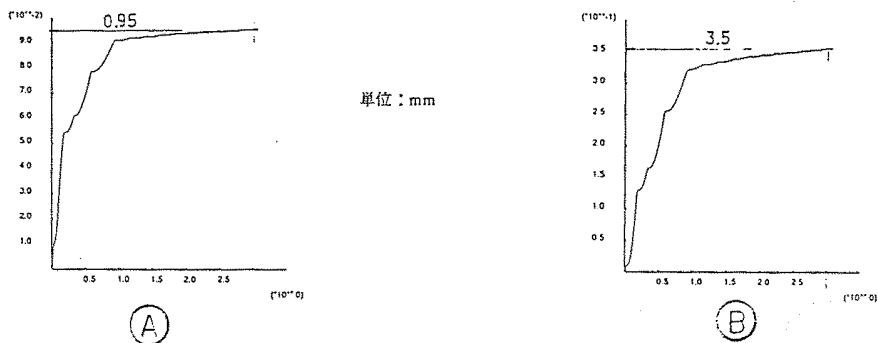
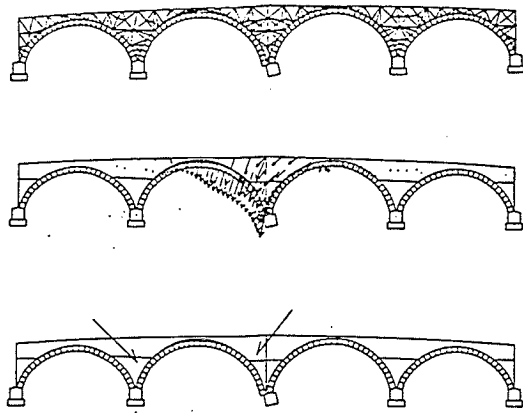
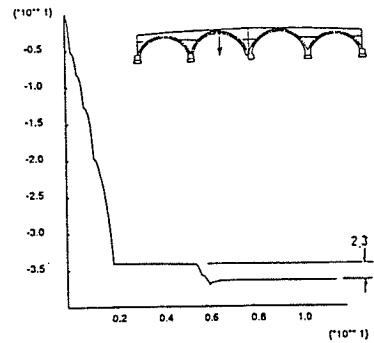


図5. 3 (2) 地震時応力度、安定照査 - クラウン部水平変位



載荷土の自重がアーチの柱脚部に加わり、それが拘束効果となり、アーチの崩壊には至らない。



2連クラウン部鉛直変位基礎の移動により34.0cm沈下するが、その後は2.3cm滑り、アーチは不安定ながら崩壊しない。

図5.4(1) 基礎の強制変位 - 載荷土を考慮する場合

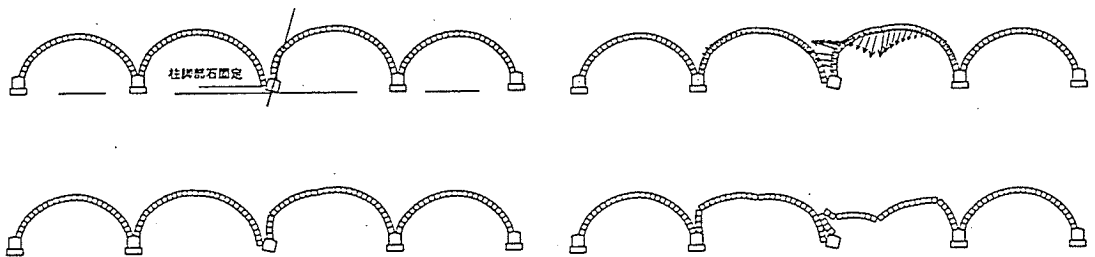


図5.4(2) 基礎の強制変位 - 載荷土を考慮しない場合

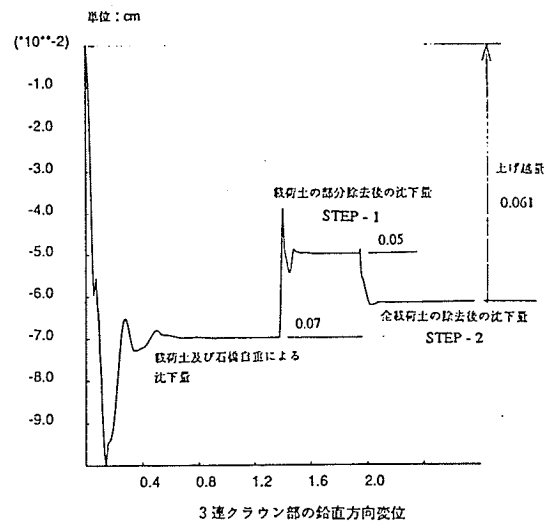
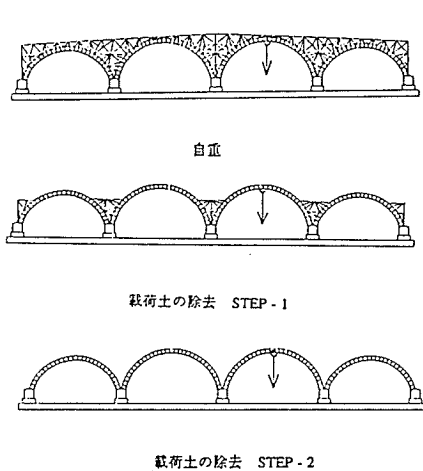


図5.5(1) 解体、復元時 - 自重解析での沈下量をもとにした上げ越え量の算定

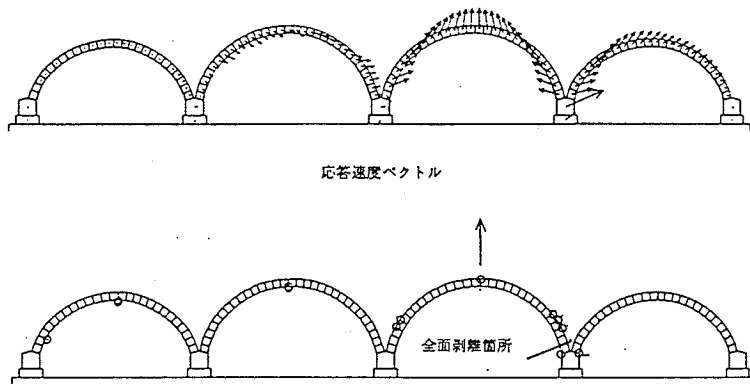


図 5. 5 (2) 解体、復元時 - ジャッキ力による応力解放

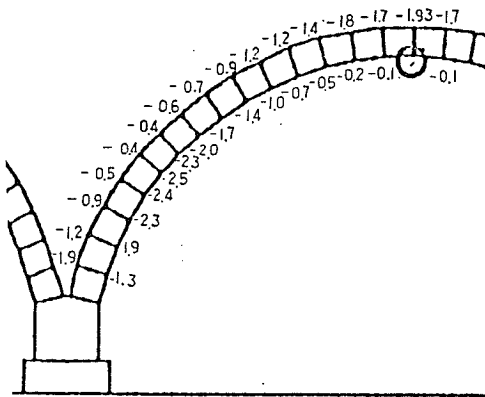
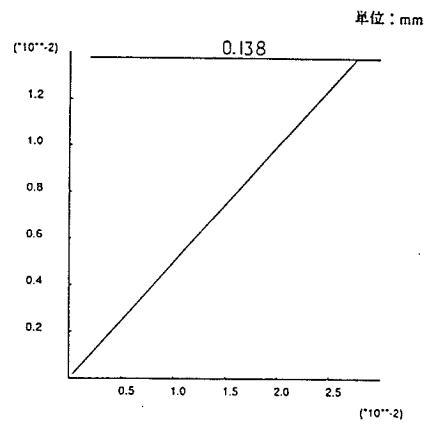


図 5. 5 (3) 載荷土撤去後の法線方向応力度



解体、復元時 -

図 5. 5 (4) 定速度入力での応力解放変位