

# イラン・タブリーズ市の歴史的建造物バザールの耐震補強に向けた構造解析：バザールの一角を抽出したモデルの有限要素法解析を中心に

二宮， 佑輝  
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻修士課程

山口， 謙太郎  
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

宮島， 昌克  
金沢大学理工学研究域

大場， 文絵  
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻修士課程

<https://doi.org/10.15017/20659>

---

出版情報：都市・建築学研究. 18, pp.53-60, 2010-07-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門  
バージョン：  
権利関係：

# イラン・タブリーズ市の歴史的建造物バザールの耐震補強に向けた構造解析 —バザールの一角を抽出したモデルの有限要素法解析を中心に—

Structural Analysis for Seismic Retrofit of the Historical Tabriz Bazaar in Iran  
— Focusing on Finite Element Analysis of Models Extracted from the Bazaar —

二宮佑輝\*, 山口謙太郎\*\*, 宮島昌克\*\*\*, 大場文絵\*

Yuki NINOMIYA, Kentaro YAMAGUCHI, Masakatsu MIYAJIMA and Fumie Ooba

The objective of this study is to propose reinforcing methods for making Tabriz Bazaar in Iran more earthquake-resistant. The Bazaar is one of the largest multispan masonry markets of Iran and neighboring countries. It is nominated as the candidate of being registered as World Heritage Site.

In this study, the compressive loading tests about the materials used for the bazaar were conducted, and fundamental analysis was performed to verify the elastic modulus of the masonry blocks derived from the loading tests in the past. In this paper, using the modulus, natural frequency of the connected fundamental models were analyzed, and three-dimensional finite element analysis of models extracted from the bazaar was conducted to find the static and dynamic properties of the bazaar.

As a result of the analyses, it can be expressed that the elastic modulus of the masonry blocks derived from the loading tests is generally appropriate, and some static and dynamic properties of the bazaar were clarified.

**Keywords :** Brick construction, Historical building, Seismic retrofit,

Natural frequency, Finite element method, Steady-state vibration analysis

煉瓦造, 歴史的建築物, 耐震補強, 固有振動数, 有限要素法, 定常振動解析

## 1. 序

本研究は、イランのタブリーズ市で世界遺産への登録を目指している歴史的煉瓦造建築物バザールの耐震安全性を確保するための方法の提案を目的として行っている。本研究ではこれまでに、バザールの増築・改修工事で使用されている材料と組積方法で作製した組積体の圧縮載荷試験を行って、組積体の力学特性を調べた。また、得られた弾性係数を用いて基本的な解析を行い、解析で求めたバザールの固有振動数を常時微動計測の結果と比較して弾性係数の検証を行った<sup>1)</sup>。本論文ではこれらの結果を踏まえ、バザールの構造特性の把握を進めるために、

\* 空間システム専攻修士課程

\*\* 都市・建築学部門

\*\*\* 金沢大学理工研究域

二壁体接合モデルの固有振動数解析とバザールの一角を抽出したモデルの有限要素法解析を行って、バザールの自重及び地震荷重に対する基本的な挙動を調べた。

## 2. イラン・タブリーズ市のバザールの概要

タブリーズ市はイランの北西部に位置する、同地域最大の都市で、約700年前にはイランの首都だった都市である。現在の首都テヘラン市の北部を走っているアナトリア大断層帯がタブリーズ市の北部に延びて北タブリーズ断層となっており、この断層による地震の発生がテヘラン市とともに危惧されている。本研究で研究対象とするタブリーズ市のバザールは、小規模の小売店舗が通路の両側に並んだ商店街で、商店に挟まれた通路(写真1)が縦横に連続し、非常に大規模な商店街が構成されている。通路から脇に入ったところには広い空間が十数箇所



写真1 バザールの内部

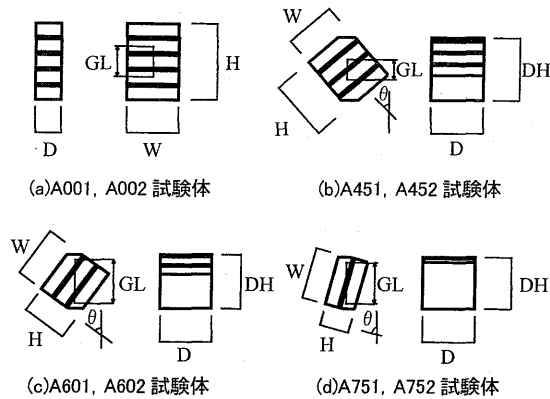


図1 各試験体の形状

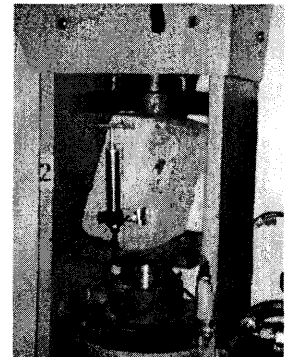


写真2 実験状況 (A752 試験体)

表1 試験体の種類

試験体名	寸法(mm)		質量(kg)	標点間距離(GL) (mm)	角度( $\theta$ ) ( $^{\circ}$ )	目地材
	幅(W)x奥行(D)x高さ(H)	斜め高さ(DH)				
A001	189.5x94.5x316.0	-	9.321	116.3	0	JA-type
A002	187.2x94.5x316.0	-	9.016	113.8	0	JA-type
A451	195.0x200.0x239.0	259.0	14.632	118.5	42	JA-type
A452	196.6x198.5x233.0	252.0	14.414	104.8	41	JA-type
A601	195.9x197.2x173.5	206.0	10.662	129.8	54	JA-type
A602	198.2x195.0x174.5	208.5	10.264	124.0	54	JB-type
A751	191.4x192.5x118.0	202.5	7.622	130.8	78	JA-type
A752	191.0x187.9x116.0	195.0	7.271	131.8	73	JA-type

表2 試験体の弾性係数

試験体名	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
A001	116	-
A002	194	-
A451	-	1010
A452	-	460
A601	-	991
A602	-	107
A751	-	176
A752	-	123

あり、そこでは絨毯などの取引が行われている。このバザールは煉瓦造であり、通路には中央頂部に採光用の穴が開いた煉瓦造のドームが1スパン毎にかけられている。タブリーズ市はかつてのシルクロードに位置しており、現在のバザールの最も古い部分は8世紀に建設されたものである。そのほかの部分も15世紀から建設されており、歴史的価値が極めて高い。加えて、バザールには商店の労働者、顧客、観光客を合わせて毎日数万人の人が詰めかけており、地震時の被害を最小限に食い止めることは大変重要な課題といえる。

### 3. これまでに行った検討の概要<sup>1)</sup>

#### 3.1 組積体の圧縮荷重試験

##### 3.1.1 実験概要

このような建築物の地震時の挙動や耐震性能を把握するには、まず、建築物の構造体部分を構成している材料や組積体の力学特性を把握することが不可欠である。材料や組積体は建築物の構造体部分から切り出すのが経年劣化などを含めた情報を把握できることから最善であるが、まず初期の情報を得るために、現在バザールの増築・改修工事で使用されている材料や組積方法によって作製した試験体の圧縮荷重試験を行った。

圧縮荷重試験を実施した試験体(組積体)の種類を表1、試験体の形状を図1に示す。目地材は消石灰:砂:土=1:3:1の割合で調合したJA-typeと、消石灰:土=1:3の割合で調合したJB-typeの2種類について実験を行った。実験の状況を写真2に示す。荷重実験はいずれも試験体製作から28~31日後に実施した。

#### 3.1.2 実験結果

実験の結果得られた各試験体の弾性係数を表2に示す。ヤング係数、せん断弾性係数とも小さく、個体差も大きい。これは目地材にセメントが含まれておらず、消石灰は硬化に時間がかかることに起因すると考えられる。以後の解析には、ヤング係数に個体差が比較的小さい0度試験体の平均値155N/mm<sup>2</sup>を、せん断弾性係数に75度試験体の平均値149.5N/mm<sup>2</sup>を利用した。

### 3.2 弾性係数の検証のための基本的な解析

#### 3.2.1 解析の目的

3.1節の実験で得られた弾性係数を用いた基本的な解析により、バザールの一部を抽出し単純化したモデルの固有振動数を求め、常時微動計測の結果と比較することで、実験により得られた弾性係数の妥当性を検証した。

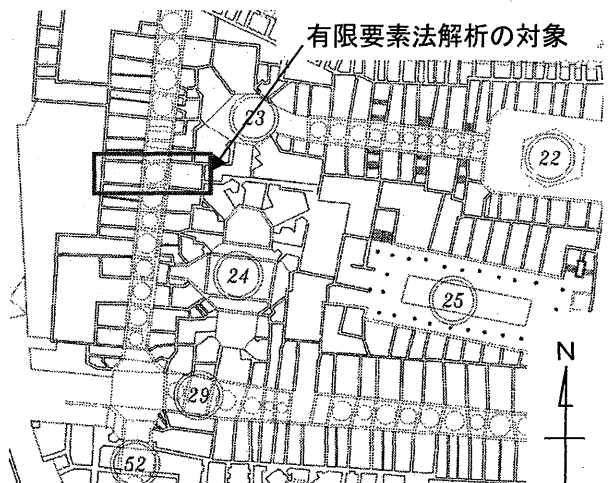


図2 バザール平面図の一部

(イラン・東アゼルバイジャン文化遺産担当局提供)

### 3.2.2 常時微動計測とその結果

バザールに関する常時微動計測は金沢大学の調査チームが行っている。計測場所は図2のNo.24付近で、二階建てで屋根がドーム形状の箇所である。計測の結果、2階床と屋根スラブ上における一次固有振動数は、EW方向NS方向共に5~6Hzであった<sup>2)</sup>。

### 3.2.3 解析モデル

図3に常時微動計測箇所付近の一部を単純化したモデルを、図4にそのモデルを一質点系の解析モデルに置換したものを示す。微動計測の結果より2階と屋根での振動数に差がほとんどないことから一質点系のモデルとした。解析モデルは(1) 曲げ変形のみを考慮した片持ち柱 Kb-C、(2) 曲げ変形のみを考慮した両端固定柱 Kb-F、(3) 曲げ変形とせん断変形を共に考慮した片持ち柱 Kbs-C、(4) 曲げ変形とせん断変形を共に考慮した両端固定柱 Kbs-F の4種類とし、各モデルの一次固有振動数を算出した。

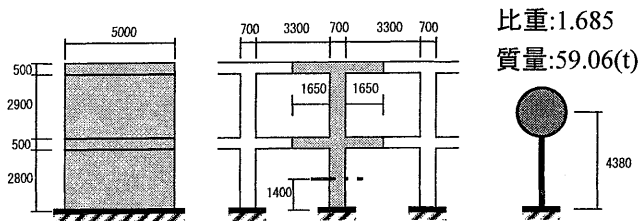


図3 建築物の一部を単純化したモデル 図4 解析モデル (単位:mm)

### 3.2.4 解析結果及び検証

解析の結果を表3に示す。どの解析モデルの一次固有振動数も微動計測の結果と大きく変わらないことから、実験で得られた弾性係数は実際の建物の見かけの弾性係数に概ね近いと考えられる。

表3 単純化した解析モデルの固有振動数

解析モデル	一次固有振動数 (Hz)	備考
Kb-C	4.161	曲げ変形のみを考慮した片持ち柱
Kb-F	8.322	曲げ変形のみを考慮した両端固定柱 (頂部の水平変位は許容)
Kbs-C	3.597	曲げ変形とせん断変形を考慮した片持ち柱
Kbs-F	5.427	曲げ変形とせん断変形を考慮した両端固定柱 (頂部の水平変位は許容)

以上、3.1節の実験と3.2節の解析の結果を踏まえ、本論文では4章の解析を行って、不規則な形状を有するバザールの各室の繋がり合いが建物の剛性に及ぼす影響を検討した。また、6章の解析では、バザールの通路と店舗を含む一角をモデル化し、自重と地震荷重に対する挙動から建物が構造的に弱い点などを考察した。

## 4. 二壁体接合モデルの固有振動数解析

### 4.1 解析の概要

3.2節の解析で作成した解析モデルに剛性が異なる壁体が隣接する場合の固有振動数をいくつかのケースにつ

いて求め、得られる固有振動数が分布する値の範囲を検討した。

### 4.2 解析方法

数値解析には、汎用の骨組構造解析ソフト<sup>3)</sup>を用いた。この解析ソフトは骨組の解析に利用されるものであるため、せん断剛性はサンプナンねじりのみが考慮される。また、3.2節の単純化した解析モデルでは考慮していない軸剛性が考慮される。本解析では、壁式構造を骨組に置換するために壁部材は柱部材に、床部材を梁部材に置換する。その際、梁部材が実際より長くなるため、置換後の梁部材が原モデルの壁部材と重なる部分は剛域と見なし解析を行った。

### 4.3 解析モデル

図5のような通路を挟んで異なる剛性を有する壁体が存在する場合のモデルについて解析を実施した。各解析モデルの詳細を表4に示す。弾性係数は3.2節の解析と同様に、ヤング係数に155N/mm<sup>2</sup>を、せん断弾性係数に149.5N/mm<sup>2</sup>を用いた。

各解析モデルは梁部材を剛と仮定した場合 (S-type) と、梁部材と壁部材に同じ剛性を適用した場合 (N-type) の2タイプについて計算を行い、各ケースの固有振動数を調べた。

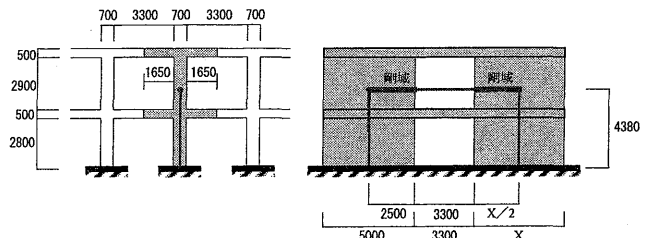


図5 解析モデル(単位:mm)

表4 各解析モデル詳細

解析モデル	隣接する壁体	
	壁の奥行X(mm)	剛性(左の壁の剛性を1としたときの比率)
A	10000	8
B	6300	2
C	5000	1
D	4000	1/2
E	5000	面外方向に配置

## 5. 二壁体接合モデルの解析結果及び考察

解析で得られた各解析モデルにおける固有振動数を図6に示す。同図には、3.2節の解析結果も併せて示している。図6より、隣接する壁の剛性が高いものやS-typeのように総合的に剛性が高いものほど固有振動数が高くなっている。また、隣接する壁の剛性が高いものほど、S-typeとN-typeの固有振動数の差が小さくなっている。考慮している剛性の種類が異なるため、各解析モデルの固有振動数は3.2節の単純化したモデルの解析結果と大小関係を直接比較できるものではないが、どの解析モデルについても固有振動数は3~7Hz程度の値が得られて

おり、常時微動計測で得られた一次固有振動数 5~6Hz に近い。実験時には目地材の硬化が不十分であったことが 3.1 節で考察されたが、その後の目地材の硬化の進行を考慮すれば、3.2 節の解析で得られた知見と同様に、実験で得られた組積体の弾性係数は概ね妥当な値といえる。

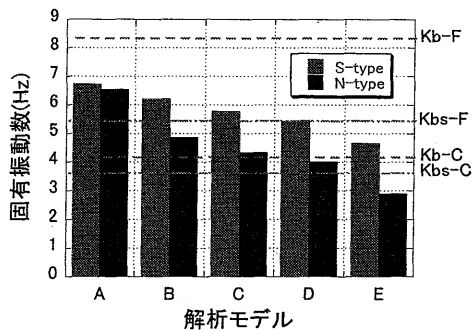


図6 各解析モデルの固有振動数

## 6. バザールの一角を抽出したモデルの有限要素法解析

### 6.1 解析の概要

3次元有限要素法解析プログラム SAP2000<sup>4)</sup>を用いてバザールの通路と店舗を含む一角を抽出した解析モデルを作成し、自重による変形や地震荷重に対する応答からバザールの構造特性の把握を試みた。

### 6.2 解析モデル

バザールの通路と店舗を含む一角(図2)を1ユニットとして抽出し、その1ユニットの挙動を詳しく調べることを目的として、以下の3つのモデルを作成した。

#### 1ユニットモデル(図7):

通路と店舗を含む一角を抽出したモデル

#### 2ユニットモデル(図8):

1ユニットモデルに隣接する屋根スラブ及びドームを付加し、切断面を弾性支持したモデル

#### 3ユニットモデル(図9):

1ユニットモデルを3つ接合したモデル

また、一次固有振動数の変移を広く見ることを目的に、上記の3つのモデルに加え、4ユニットモデル及び5ユニットモデルを作成した。4ユニットモデルは3ユニットモデルに隣接する屋根スラブ及びドームを付加し、切断面を弾性支持したモデルであり、5ユニットモデルは1ユニットモデルを5つ接合したモデルである。

どのモデルにおいても、壁体及び屋根スラブは3次元ソリッドモデル、ドーム部分はシェルモデル、基礎はピン支持とした。

### 6.3 材料特性

3.2 節及び 4 章の解析で用いたヤング係数  $E$  は  $155\text{N/mm}^2$ 、せん断弾性係数  $G$  は  $149.5\text{N/mm}^2$  であったが、使用した解析プログラムでは  $E$  とポアソン比  $\nu$  のみが独立に設定でき、 $G$  は関係式  $E=2(1+\nu)G$  を満たすように決まる。 $E=155\text{N/mm}^2$ 、 $G=149.5\text{N/mm}^2$  を同時に満たす  $\nu$  は組積造構造物の解析に一般的に用いられている

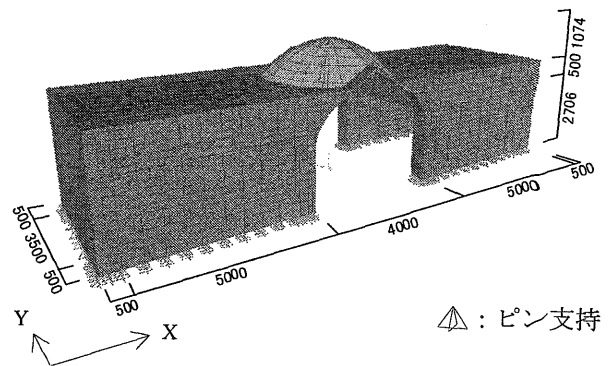


図7 1ユニットモデル(単位:mm)

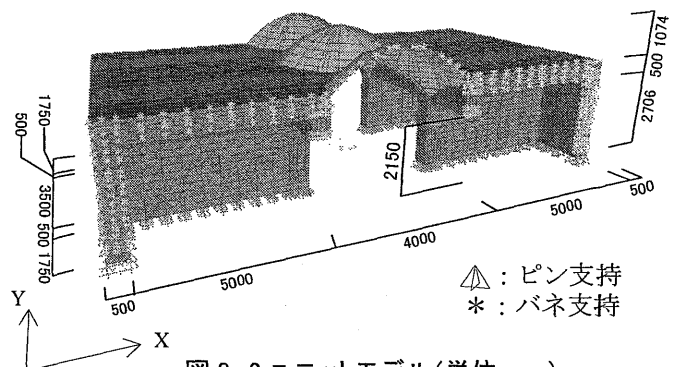


図8 2ユニットモデル(単位:mm)

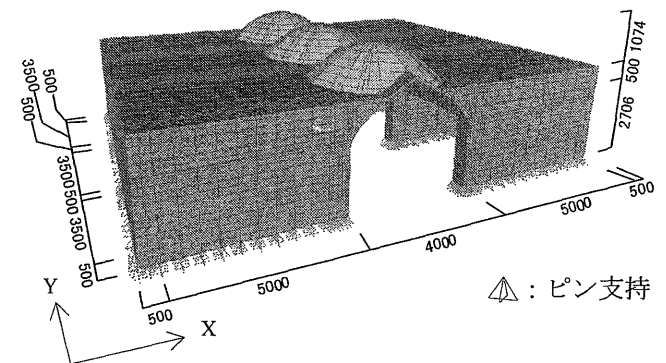


図9 3ユニットモデル(単位:mm)

$\nu=0.15\sim 0.2$ <sup>5) 6) 7)</sup>と大きく異なるため、本研究では  $E$  に  $155\text{N/mm}^2$  を適用し、 $\nu$  を  $0.2$  と仮定して解析を行った。なお、一部のモデルの一次固有振動数は  $\nu=0.15$  とした場合についても解析し、 $\nu$  の差異が一次固有振動数に及ぼす影響を調べた。

### 6.4 支持条件

2ユニットモデル両端の切断面は自由にするよりも構造体の剛性に近いバネで支持することが望ましいと考え、弾性支持されていない2ユニットモデルからバネ定数を算出し、切断面を弾性支持するバネ定数としてその値を与えた。表5に弾性支持されていない2ユニットモデルの固有振動数及び算出したバネ定数を示す。

表5 一次固有振動数及びバネ定数

	弾性支持されていない2ユニットモデル
一次固有振動数	3.96Hz
バネ定数	7.04N/mm

## 6.5 定常振動解析の概要

地震荷重に対する挙動を把握するための解析には、定常振動解析を用いた。定常振動解析とは、ベースシア係数を一定にし、異なる振動数で調和振動させることで、建造物の振動数に対する応答特性を求める解析である。本研究では、ベースシア係数をイランの Seismic Design Code<sup>8)</sup>より算出し、振動数は X 方向 Y 方向共に 1~10Hz とした。イランの Seismic Design Code によるベースシア係数は(1)式で表される。

$$C = \frac{ABI}{R} \quad \dots(1)$$

$C$  : Seismic coefficient

$A$  : Design base acceleration (in relation to gravity acceleration  $g$ )

$B$  : Response coefficient of the building obtained from the design response spectrum is as follows:

$$B = 2.0 \left( \frac{T}{T_0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$T$  : Fundamental natural period of vibration of the building

$T_0$  : Figure which is given according to the type of soil

$I$  : Importance factor

$R$  : Behavior Coefficient of the building

バザールのあるタブリーズは High seismic relative hazard に該当するため  $A=0.35$  となる。Response coefficient of the building は Design response spectrum より  $B=2.0$  となる。Important factor は世界遺産候補ということもあり Group 1 ( $I=1.2$ ) とした。バザールは煉瓦造なので、 $R=4$  となる。よって、ベースシア係数は  $C=0.21$  となり、この値をプログラムに入力した。

## 7. 有限要素法解析の結果及び考察

### 7.1 一次固有振動数

解析モデルのユニット数による一次固有振動数の変移を図 10 に示す。

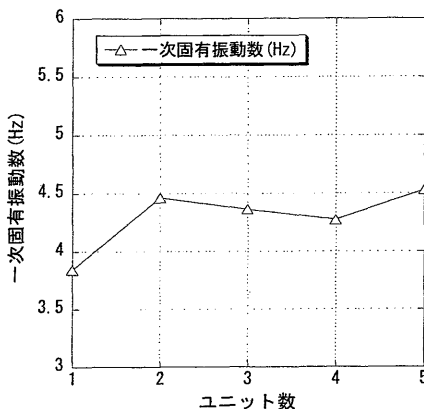


図 10 一次固有振動数の変移

2 ユニットモデルで一次固有振動数が 4.46Hz を示し、3 ユニットモデルで 4.36Hz、4 ユニットモデルで 4.27Hz とわずかに一次固有振動数が減少するが、5 ユニットモデルで 4.53Hz を示す。この推移から、抽出したバザールの一角の一次固有振動数は、 $E=155\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.2$  の場合、4.5Hz 程度であると考察される。また、 $E=155\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.15$  の場合、3 ユニットモデルの一次固有振動数は 4.40Hz となり、一次固有振動数は  $\nu=0.2$  の場合とほとんど差がないことが確認された。

### 7.2 自重による変形

図 11 は 2 ユニットモデルの自重による変形を強調して示したものである。ドーム部分(図 11 の a 付近)で 4~5mm、ドーム周辺(図 11 の b 付近)で 3~4mm 沈下している。一方で、ドームの X 方向や Y 方向の変位は小さい。これはドームに働く推力をドームの下部と一体化している屋根スラブによって受け止めているためと考えられる。

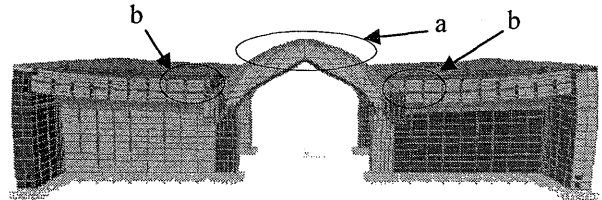


図 11 解析モデル: 自重による変形の概要

### 7.3 定常振動解析の結果

#### 7.3.1 全体の挙動

各解析モデルの振動数に対する X 方向の応答変位を図 14 に、Y 方向の応答変位を図 15 に示す。1 ユニットモデルとの比較のため及び弾性支持などの影響を避けるため、2 ユニットモデル及び 3 ユニットモデルにおいては図 12 のように中央の 1 ユニットのみの解析結果を抽出した。

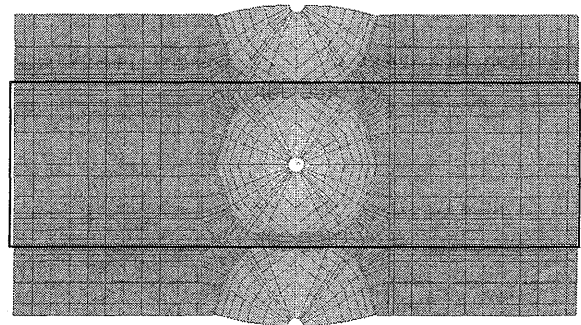


図 12 解析モデルにおける 1 ユニット抽出箇所 (2 ユニットモデル)

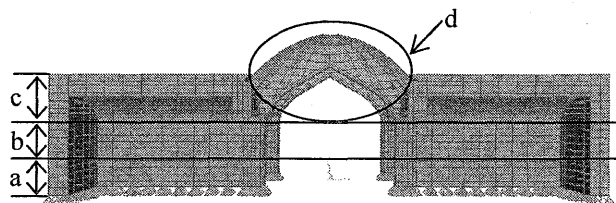


図 13 解析モデルにおける高さ方向の区切り

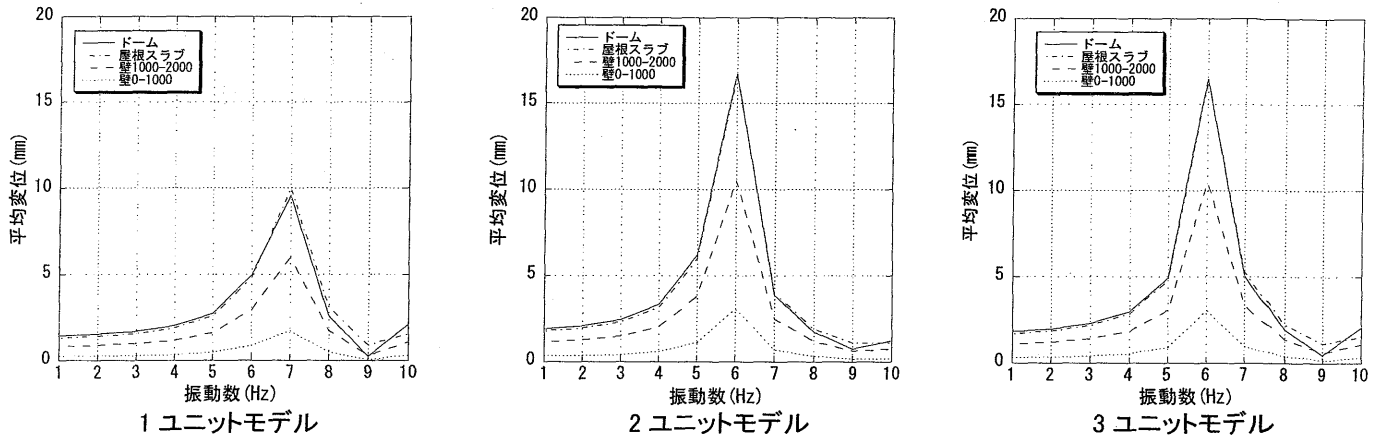


図 14 各解析モデルの振動数-X 方向応答変位関係

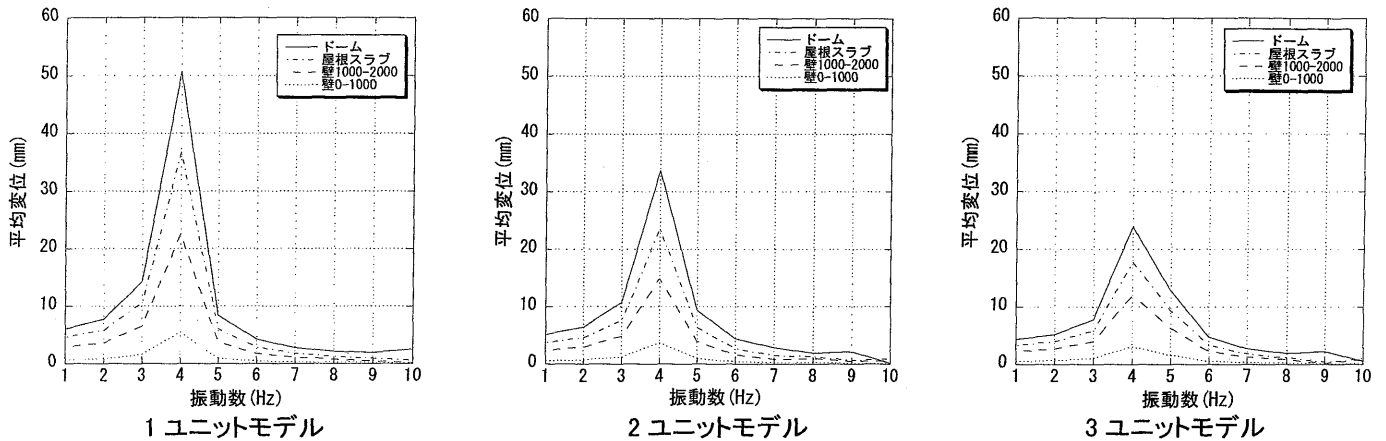


図 15 各解析モデルの振動数-Y 方向応答変位関係

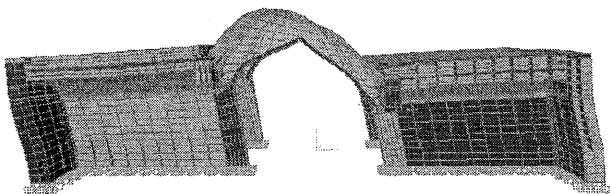


図 16 2 ユニットモデル:  
X 方向に 6Hz の調和振動を与えた時の変形の概要

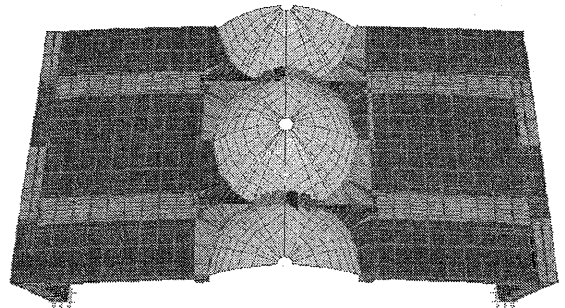


図 17 2 ユニットモデル:  
Y 方向に 4Hz の調和振動を与えた時の変形の概要

また、それぞれの変位は、壁高さ 0~1000mm (図 13 の a 部分)、壁高さ 1000~2000mm (図 13 の b 部分)、屋根スラブ部分 (図 13 の c 部分)、ドーム部分 (図 13 の d 部分) の変位の平均値を示している。

【X 方向の応答特性】

一次固有振動数よりも高い 6~7Hz で共振している。これは、X 方向加力に抵抗する壁量が比較的多く、スパンも短い剛性が高くなったと考えられる。

応答変位に関しては、2 ユニットモデルと 3 ユニットモデルではほぼ一致するが、1 ユニットモデルでは約 7Hz で共振を起こし、応答変位も小さくなっている。これは抵抗要素の量に対する重量が 1 ユニットモデルでは他のモデルに比べて小さいことに起因するものと考察される。

どのモデルにおいても、ドームの変位が屋根スラブの

変位をわずかに下回っている箇所が多数ある。これは、図 16 のようにドーム自体は屋根スラブとほぼ同様に動いてはいるもののドームの外周部を基点に回転しているためである。

【Y 方向の応答特性】

一次固有振動数に近い約 4Hz で共振している。

応答変位に関しては、ユニット数の増加に伴って小さくなっている。これは、Y 方向加力に抵抗する店舗奥の壁が増加することが原因と考えられる。しかし、X 方向に比べて応答変位は大きく、加力方向の壁量が少ない Y 方向の補強を中心に検討する必要があるといえる。

Y 方向加力時には店舗奥の壁の拘束により、その周辺



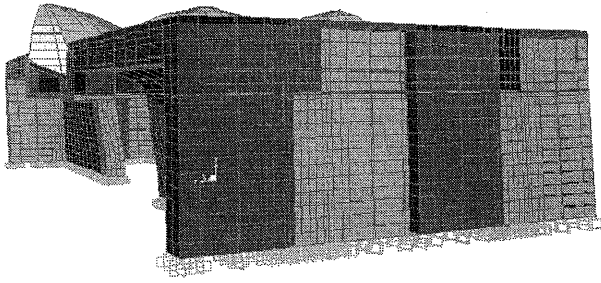


図 18 解析モデル: Y 方向加振による面外変形の概要

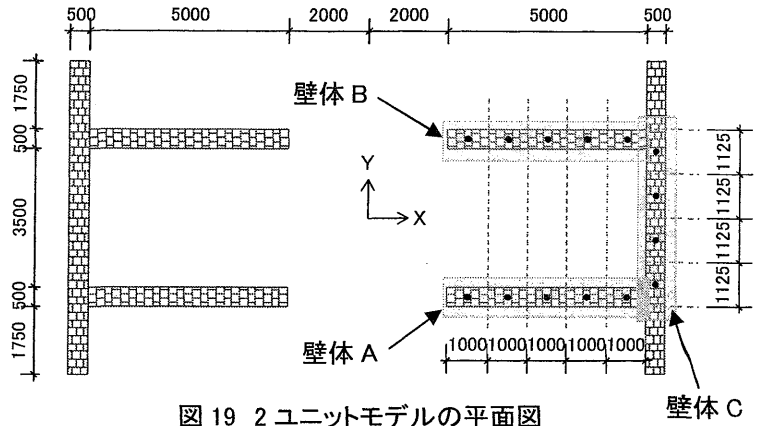


図 19 2 ユニットモデルの平面図

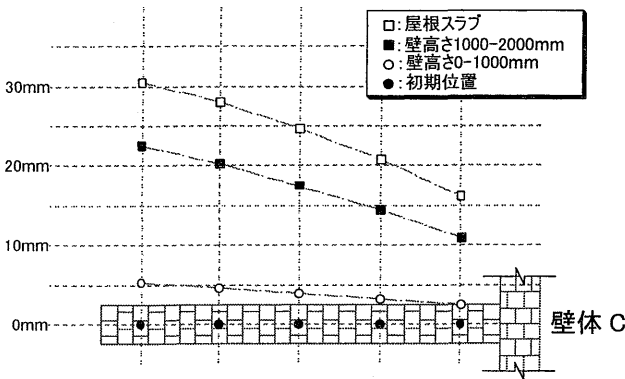


図 20 X 方向の壁の Y 方向変位の分布 (壁体 A・壁体 B 平面図)

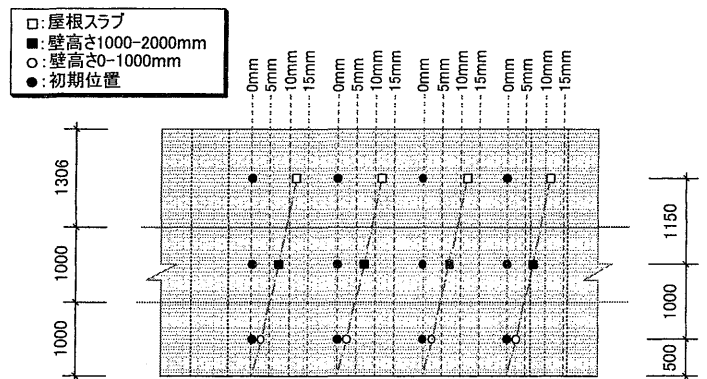


図 21 Y 方向の壁の Y 方向変位の立面分布(壁体 C 立面図) (単位: mm)

では変位が小さく、中央のドーム部周辺では変位が大きい(図 17)。X 方向に配置された壁体はねじれによって、面外変形がより大きくなっていると考えられる。その検討は 7.3.2 項で行う。

### 7.3.2 面外変形

Y 方向加力に対して抵抗する店舗奥の壁同士は約 15m 離れており、そのため X 方向に配置されている壁体は面外変形を免れ得ない。また、店舗奥の壁の拘束によって生じるねじれの影響によって、ドーム下部付近ではさらに変位が大きくなっているものと考えられる。さらに Y 方向 4Hz の加力により共振を起こす場合の変形はかなり大きく、面外変形により破壊が生じる可能性が高い(図 18)。ここでは、2 ユニットモデルにおける Y 方向共振時の面外変形を検討した。

検討する壁体の 2 ユニットモデルの平面図を図 19 に、X 方向の壁の Y 方向変位の分布を図 20 に、Y 方向の壁の Y 方向変位の立面分布を図 21 に示す。解析モデルは左右対称になっているため、左右のどちらかを検討すればよい。今回は図 19 中の右側の壁体について検討している。図 19 に示すように、2 ユニットモデル中の 1 ユニット部分の右側には X 方向に配置された 2 つの壁体と Y 方向に配置された 1 つの壁体の計 3 壁体がある。X 方向に配置されている 2 つの壁体を壁体 A、壁体 B とし、Y 方

向に配置されている壁体を壁体 C とする。壁体の挙動を調べるため、壁体 A と壁体 B の壁体は 1000mm ごとに、壁体 C は 1125mm ごとに区切り、それぞれの平均変位を算定した。区切った壁体の中心に黒丸を配している。また、高さ方向の区切りは図 13 と同様とし、壁に乗っていない屋根スラブ及びドーム部分の変位は平均変位の算定対象としていない。

図 20 より、壁体 C の拘束を受ける箇所は変形が小さく、中央の通路に近づくほど変形が大きくなっていることが分かる。また、高さ方向の変位分布を見ると、壁高さ 0~1000mm と壁高さ 1000~2000mm の間に大きな差があり、層間変形角も中央の通路付近では 1/100 以上と大きいことが分かる。このことから、特に壁高さ 1000mm 付近で破壊が生じ易いのではないかと考えられる。一方、壁体 C については、図 21 より一様に変形しており、層間変形角も 1/200 以下と小さいことが分かる。

### 8. まとめ

本論文では、歴史的煉瓦造建築物バザールの耐震補強の方法の提案を目的として、これまでに行われた要素実験と解析の成果を踏まえ、バザールの構造特性の把握を進めるために、二壁体接合モデルの固有振動数解析とバザールの一角を抽出したモデルの有限要素法解析を行って、バザールの自重及び地震荷重に対する挙動を調べた。



得られた知見を以下に示す。

- (1) どの解析モデルについても固有振動数は 3~7Hz 程度の値が得られ、常時微動計測の結果に近いことから、実験によって得られた弾性係数の値は概ね妥当といえる。
- (2) 自重による変形はドーム及びドーム周辺が大きくなるが、推力は屋根スラブが受け止めており、常時荷重時にドームが広がる変形はほとんどないといえる。
- (3) X 方向と Y 方向の加力で共振する振動数が異なり、特に一次固有振動数とほぼ一致する Y 方向加力を受けると、ドーム付近の水平応答変位が大きくなる。
- (4) X 方向加力では、ドーム部分に回転変形が生じる。
- (5) Y 方向加力では、壁の面外変形が卓越し、特に壁高さ 1000mm 付近で大きく変形することが窺える。

今後は、ベースシア係数を大きくし、終局レベルでの応答を見ると共に、補強方法の提案及び補強効果の解析的検討を行っていく。

#### 謝辞

本研究の遂行にあたり、文部科学省科学研究費補助金（基盤研究(A) 海外学術調査、課題番号：21254001、研究代表者：宮島昌克）の助成を受けた。末尾ながら記して謝意を示す。

#### 参考文献

- 1) Kentaro Yamaguchi, Arjang Sadeghi, Abdolhossein

Fallahi and Masakatsu Miyajima: Material Element Tests as the First Step of Seismic Retrofit of Tabriz Bazaar in Iran , Proceedings of the International Conference on Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09, Rome, Italy, Vol.2, pp.1711-1716, June 21-24, 2009

- 2) 山道康平：イラン・タブリーズ市における歴史的建造物の地震時挙動評価，平成 19 年度金沢大学学士論文，2008 年
- 3) 藤谷義信，藤井大地，野中哲也：パソコンで解く 骨組の静的・動的・弾塑性解析，丸善，2000 年 3 月
- 4) Computers and Structures, Inc.: SAP2000 Ver.11.0.8, October, 2007
- 5) 青木孝義：ハギア・ソフィア大聖堂の崩壊機構に関する考察（固定荷重の場合），日本建築学会構造系論文集，第 508 号，pp.79-85，1998 年 6 月
- 6) 青木孝義：歴史的な組積造建造物の保存と活用に関する研究，生活環境向上のための研究報告書 Vol.5，平成 14 年度第 5 回助成研究成果論文集，日比科学技術振興財団，pp.83-133，2003 年 9 月
- 7) 岸祐介，野阪克義，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 年 3 月
- 8) Building and Housing Research Center : Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings (standard No.2800), 2<sup>nd</sup> Edition, 1999

（受理：平成 22 年 6 月 10 日）