

論文 偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性に関する研究

大村 哲矢*¹・林 静雄*²・篠原保二*³・香取慶一*⁴

要旨: 一般的に耐震性能は各層の重心位置等の代表的な位置における層間変形角で検討されるが、偏心を有する建物を考えた場合、局部的に大変形を生ずるフレームが存在することとなり、この方法は必ずしも安全性を確認していることにならない。筆者らは偏心を有する RC 造建物の耐力割増し方法を提案し、その方法を立体フレーム実験により検証した。

キーワード: 偏心、耐力割増し率、立体フレーム実験

1. はじめに

建築基準法施行令第 82 条の 4^[1]では、構造計算フローにおけるルート 3 による場合、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確かめることになっている。 Q_{un} を算出する際、偏心率 (Re) が 0.15 を超えると、建物の Q_{un} を Re に応じて割増し係数 Fe により割増すこととしている。しかし、目標とするその建物の耐震性能は不明確である。

一般的に耐震性能は各層の重心位置等の代表的な位置における層間変形角で検討されるが、偏心を有する建物を考えた場合、局部的に大変形を生ずるフレームが存在することとなり、この方法は必ずしも安全性を確認していることにならない。

筆者らは、各層各フレームごとの層間変位を検討の対象とし、全てのフレームが終局限界変形角を超えないことを目標性能として定め、その目標を達成するためにはフレームごとに耐力割増しを行うことが有効であることを示した。^[2]

本論では縮小模型試験体 ($S=1:7$) およびそれを筆者らが提案する耐力割増し方法により設計した試験体を製作し、水平力を載荷する実験により解析結果の適合性、耐力割増し方法の妥当性などを検証する。

全ての試験体は変位制御により載荷した。無偏心モデルが吸収したエネルギーを入力エネルギー量の基準とし、偏心を有するモデルがその基準と

なるエネルギー量を吸収したときの、各フレームの変位を比較するものとする。

2. 各フレームごとにおける耐力割増し率の算出方法の提案

耐力の割増しは各層において各フレームごとに行うものとする。本論の耐力割増しは、偏心を有する建物を無偏心建物にモデル化し、そのモデルと同等のエネルギー吸収能力に向上させることとし、以下の手順による。

- ① 各フレームの変位が同一になる様に地震力を入力し解析を行う。(無偏心モデルに置き換え解析をする。また、無偏心モデルの Q_u は Q_{un} 以上であることを確認する。)
- ② 終局限界時変位に達するまでに吸収したエネルギーを算出する。(i 層の吸収したエネルギーを「 i 層必要エネルギー量(以下、 iE_0)」と定義する。)
- ③ 偏心を有する建物の重心に地震力を入力し解析を行い、 iE_0 吸収時変位を求める。
- ④ 各層においてフレームごとに iE_0 吸収時変位が終局限界時変位以下になるようにエネルギー一定則を用いてフレーム耐力割増し率を算出する。(振れ変位が増大するフレームの耐力を割増すことにより iE_0 吸収時変位が小さくなるようにする。)
- ⑤ 割増し後の断面で地震力を重心に入力し解析を行い、 iE_0 吸収時変位が終局限界時変位を超え

*1 西松建設(株)・修士(工学) (正会員)
 *2 東京工業大学建築物理研究センター教授・工博 (正会員)
 *3 東京工業大学建築物理研究センター助教授・工博 (正会員)
 *4 東京工業大学建築物理研究センター助手・博士(工学) (正会員)

ていないことを確認する。

3. 解析

3.1 解析方法

前述2章および後述の構造解析は以下のようなモデル化を行い、1方向静的解析によるものとする。

- i) 各階の質量はそれぞれの床面内に均一に分布するものとするが、パラメータとして重心位置(載荷位置)は変動できるものとする。
- ii) ラーメンフレームは線材置換し、文献[3]、[4]を参考に柱および梁の材端はマルチスプリングモデルとし軸方向変位を考慮する。耐震壁部分は面材モデル(以下、FEMモデル)に置換し、非線形2次元有限要素法解析によるための要素分割を行う。
- iii) 建物を2次元フレームの組み合わせによる3次元擬似立体骨組に置換し、外力分布形は A_i 分布に基づき、ステップごとに水平剛性を算出し振りモーメントを考慮して各層において各フレームに外力を分配した。
- iv) 基礎梁下端はピン支持とした。

偏心を有する建物の弾塑性性状を把握する場合、耐震壁の剛性評価が重要となるので、耐震壁部分を線材モデルに置換することの問題点^[2]等を考慮し、耐震壁部分にFEMモデルを用いた。FEMモデルを使用して動的な解析を行うことは困難である。本論においては、耐震壁の剛性評価を詳細に行うことを最重要項目として、静的一方向の外力を与えた解析を行い、動的影響については今後の研究課題とした。

3.2 解析モデル

図1~6に解析モデルの伏図および軸組図を示す。スパンは850mm、スパン数はX方向2スパン、Y方向1スパンとし、X2通りに耐震壁フレームを有する。階数は3階で階高は1、2階で490mm、3階では500mmとした。表1に解析モデル一覧を示す。モデル全ての柱断面はC1およびC4であり、梁・壁・スラブ断面も全て共通である。()内の柱符号C2およびC3は後述による。)モデルの変動要因は重心位置(載荷位置)である。総数は

3モデルでモデル名「00」は偏心のないモデルである。「03」は上層階のセットバック等を想定し、重心位置(載荷位置)を130mm、X1通り側に移動したモデルである。「05」は重心位置(載荷位置)を180mm、X1通り側に移動したモデルである。モデル名「00、03および05」は偏心率^[1]のレベルを示し、それぞれ偏心率は0.0、 ± 0.3 および ± 0.5 である。

部材リストを図7~9および表2に示す。すべての部材は文献[1]に準じ、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じないよう、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。

本章の解析は後述の実験に用いる試験体の準備解析として位置付ける。試験体は縮小模型であり、製作上、柱主筋量を上下階で変更することは困難である。層ごとで柱断面は異ならないため、2、3層の柱主筋は過度に配筋されていることになる。よって、本論の主な検討対象層は1層である。

柱断面は $B \times D = 100 \times 100 \text{mm}$ 断面の柱2本分の曲げ耐力を有するように $B \times D = 200 \times 100 \text{mm}$ として設計した。柱のせん断スパン比を変えずに曲げ

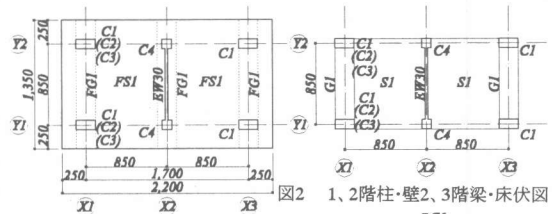


図1 基礎伏図

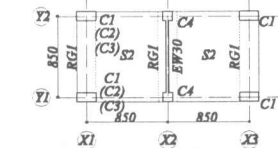


図3 3階柱・壁R階梁・床伏図

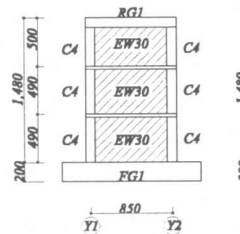


図5 X2通り軸組図

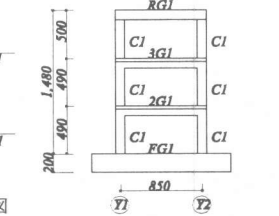


図4 X1通り軸組図

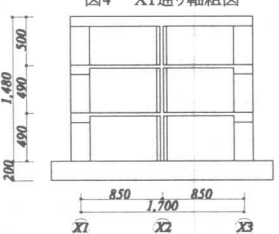


図6 Y2通り軸組図

符号	C1	C2
位置	全断面	全断面
断面		
BxD	200 x 100	200 x 100
主筋	6-D10	10-D10
スクリュー	U6.4@20	U6.4@20
符号	C3	C4
位置	全断面	全断面
断面		
BxD	200 x 100	100 x 100
主筋	4-D10 + 6-D13	4-D6
スクリュー	U6.4@20	U6.4@20

図7 柱リスト

符号	FG1	G1
位置	全断面	全断面
断面		
BxD	200 x 200	200 x 100
上端筋	4-U12.6	4-U12.6
下端筋	4-U12.6	4-U12.6
スクリュー	U6.4@20	U6.4@20

図8 梁リスト

耐力を増加させることにより、層の耐力に対する耐震壁フレームが占める耐力の割合を低下させようとしたためである。

構造物はおもに梁降伏型の崩壊メカニズムを形成するように設計する 경우가多いが、スラブの協力幅は梁の曲げ終局強度に複雑な影響を及ぼすと考えられる。本論の解析モデルは明解な崩壊メカニズムを形成するモデルとするために、1階の柱頭、柱脚、壁脚にヒンジを形成するように設計した。よって、梁およびスラブの曲げ終局強度を十分に高くするために梁主筋およびスラブ筋には異形PC鋼棒 U7.1~U12.6 ($\sigma_y=1405\sim 1455\text{MPa}$)を用いた。

3.3 材料のモデル化

コンクリートは弾塑性として、要素内の歪みは

符号	EW30
断面	
縦筋	D6@150
横筋	D6@50

図9 壁リスト

表1 解析モデル一覧

No.	モデル名	Re	g _x (mm)	偏心距離 (mm)
1	00	0.00	850	0
2	03	0.38	720	130
3	05	0.51	670	180

Re: 弾性剛性時偏心率

g_x: 載荷芯<g_x=0はX1通りと

Y2通りの交点とする>

表2 スラブリスト

符号		X方向	Y方向	t
FS1	上端筋	U12.6@100	U12.6@100	200
	下端筋	U12.6@100	U12.6@100	
S1	シタガ配筋	U7.4@50	U7.4@50	40
S2	上端筋	U10.7@100	U10.7@100	100
	下端筋	U10.7@100	U10.7@100	

一様とした。面材置換した耐震壁部分において二軸応力下の構成則には、Darwin, Pecknold による等価歪みに基づいて決定している。引張応力度の場合は最大引張応力度に達するまで線形弾性とする。最大引張応力度に達した後、要素の剛性は負勾配とし歪度の増大とともに応力を低下させるモデル^[5]とした。コンクリート圧縮強度は基礎部42.0MPa、一般階27.0MPaとする。図10に鉄筋の応力度—歪度($\sigma-\epsilon$)関係を示す。鉄筋は線材要素として、その $\sigma-\epsilon$ 関係は図中点線のようなTri-linear型とする。D13は明瞭な降伏棚を示したため $\sigma-\epsilon$ 関係はD10と同様にモデル化した(降伏応力はD6:337、D10:358、D13:360MPa)。異形PC鋼棒の $\sigma-\epsilon$ 関係はbi-linear型とした。鉄筋とコンクリートの付着表現にはボンドリンク^[5]を用いた。

4. 解析結果

4.1 層せん断力—層間変位関係

図11に3モデルの層せん断力—層間変位(Q— δ)関係を示す。 δ (および層間変形角(R))は重心位置(載荷位置)の値を用いた。全てのモデルにおいて1階柱頭・柱脚・壁脚にヒンジが生じ、同様の崩壊メカニズムを形成したため、最大荷重はほぼ同じである。初期剛性はほぼ同じであるが、塑性化に伴う剛性低下が異なり、偏心距離に比例して(「00」→「03」→「05」)、剛性低下が大きくなるのが分かる。剛性低下が大きくなるのは

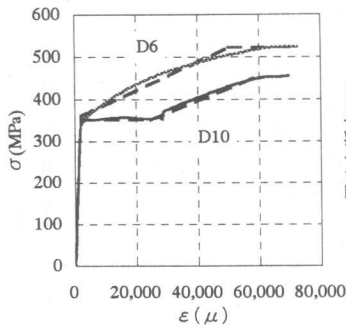


図10 $\sigma - \epsilon$ 関係(鉄筋)

捩れ変位が増大するためであると考えられる。

一般的な建物では $R \approx 1/400 \sim 1/200(\text{rad})$ において壁脚が曲げ降伏し、 $R \approx 1/200 \sim 1/100(\text{rad})$ で崩壊メカニズムを形成し最大荷重に達すると考えられる。本論のモデルでは全ての壁筋および壁フレーム柱(C4)主筋に、明瞭な降伏棚を示さず歪度が $60,000(\mu)$ 程度まで応力が上昇する材料特性(図10)を有する D6 を用いたため、 $R=1/60 \sim 1/50(\text{rad})$ で崩壊メカニズムを形成し最大耐力に達した。文献[6]では終局限界状態を $R=1/100 \sim 1/80(\text{rad})$ と設定しているが、フレームのエネルギー吸収量は塑性域で大きくなるため、本論では $1/50(\text{rad})$ に設定する。

4.2 各フレームごとにおける耐力割増し率

前述2章と同様に無偏心モデルが終局限界時変

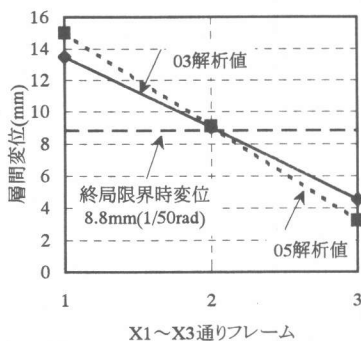


図12 必要エネルギー吸収時変位分布

表3 耐力割増し率一覧

モデル名	X1通り柱主筋(柱符号)	偏心率	耐力割増し率
03	6-D10 (C1)	0.3	1.34
03R	10-D10 (C2)		
05	6-D10 (C1)	0.5	2.11
05R	4-D10 + 6-D13 (C3)		

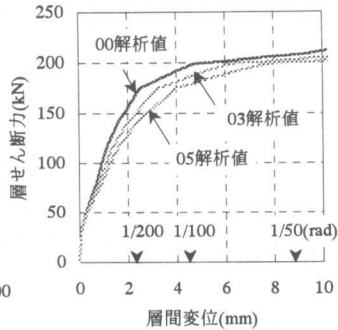


図11 $Q - \delta$ 関係(解析値)

位(δu)に達するまでに吸収したエネルギーを「必要エネルギー量」と定義し、偏心を有する建物の耐震性能を向上させる目標は必要エネルギー量を建物が吸収した際の各フレームの変位が δu を超えないこととする。

図12に必要エネルギー吸収時変位分布を示す。図は各モデルが必要エネルギーを吸収したとき

の各フレームの層間変位をプロットし、それを直線で結んだもの(以下、変位分布)である。モデル名「03」、「05」の必要エネルギー吸収時変位分布はおもに X1 通りフレームにおいて δu を上回る。偏心を有するモデルにおいて必要エネルギーを吸収した時の各フレームの変位が δu を超えないように、捩れ変位が増大する X1 通りフレームの耐力を割増すものとし、柱主筋量を増加した。

表3に耐力割増し率一覧を示す。必要エネルギー吸収時変位分布が図12の破線で示す δu 以下になるまで、モデル名「03」、「05」の X1 通りの柱主筋を増加させた結果の値を表に示した。耐力割増し後のモデル名をそれぞれ「03R」、「05R」とする。

耐力割増し後の柱断面は図1~3の伏図における()内の符号による。柱符号 C2 はモデル名「03R」、C3 は「05R」の断面である。

5. 実験概要

本章では、3章で設定した解析モデルおよび4.2節における耐力割増し後のモデルの試験体を製作し、3章の解析方法の適合性、および4章の耐力割増し率の妥当性を実験によって検証する。

5.1 試験体

試験体は3.2節および4.2節における解析モデルに準じる。表4に試験体一覧を示す。試験体は総数4体である。柱梁主筋およびスラブ筋に継手を設けず、柱主筋は1~3層まで通し配筋とし両端部を鋼製プレートに溶接することにより定着を確保した。

コンクリート打設は層ごとに分け試験体1体に付き4回行い、打設方向は高さ方向である。コンクリート圧縮強度は基礎部42.1MPa、一般階26.1~29.1MPaであった。

5.2 載荷方法

図13に載荷模式図を示す。図13中のX,Y,Zはピンの回転可能な面を示す。載荷は最上階スラブの両側に取りつけた500kNジャッキの引張力によるものとし、1層の層間変位で制御し図14に示す正負交番繰返し載荷を行った。

6. 実験結果

6.1 層せん断力—層間変位関係

図15に層せん断力—層間変位(Q- δ)関係の包絡線を示す。層間変位(および層間変形角)は重心位置(載荷位置)の値を用いた。最大耐力は耐力割増しの大きい試験体から順に05R>03R>00 \approx 03となった。全ての試験体で層間変形角約1/50radでほぼ最大耐力に達し1層の鉛直部材にヒンジが生じ崩壊メカニズムを形成した。図16に解析結果と実験結果の比較を示す。一例として「00」

の比較をする。解析結果のQ- δ 関係と実験結果のQ- δ 関係包絡線は適合性が良いことが分かる。他の試験体についても同様であった。

6.2 振れ回転角—層間変形角関係

図17に振れ回転角—層間変形角(θ -R)関係を示す。X軸の層間変形角は重心位置(載荷位置)の値であり、正側載荷時の測定データを表した。Y軸の振れ回転角はX1通りフレームの層間変位とX3通りの層間変位の差をX1~X3通り間の長さ(850mm \times 2=1,700mm)で除した値(rad)で表した(振れ回転角 $\theta \div \tan \theta$ とした)。

偏心のない試験体「00」は、R=1/100radまでほぼ $\theta=0$ であるが、R=1/100radを超えると θ は増加し、絶対値で最大約1/500radの θ が生じた。試験体製作上の誤差、載荷装置の誤差等により、偏心のない試験体において、多少の θ が生じたことになる。よって、 $\theta = \pm 1/500$ radは許容誤差内とする。試験体「03」はR=1/25radまで、 θ が増加する傾向が見られる。偏心に対して補強がない場合、Rの増加とともに θ は増加する。試験体「03R」および「05R」の θ は終局限界変形角(R=1/50rad)で、

表4 試験体一覧

No.	試験体名	Re	gx	偏心距離	耐力割増し
1	00	0.00	850	0	無
2	03	0.38	720	130	無
3	03R	0.38	720	130	有
4	05R	0.51	670	180	有

Re : 弾性剛性時偏心率

gx : 載荷芯 <gx=0はX1通りとY1通りの交点とする>

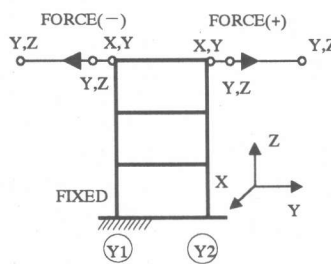


図13 載荷模式図

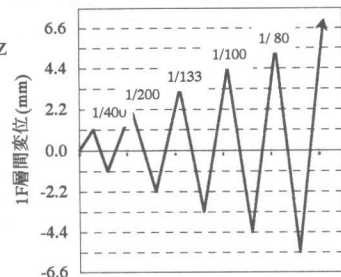


図14 載荷履歴

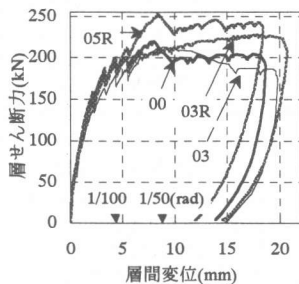


図15 Q- δ 関係(実験値)

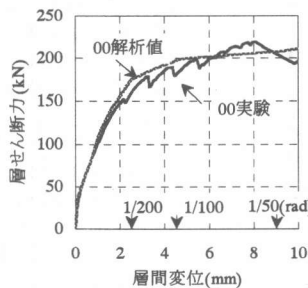


図16 解析値と実験値の比較

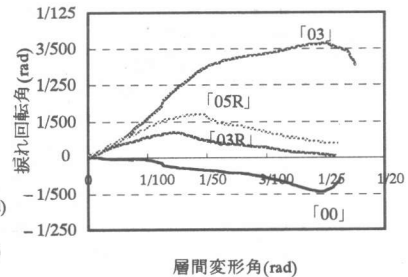


図17 振れ回転角—層間変形角関係

ほぼ許容誤差内に低下する傾向が見られた。

よって、本論の方法により捩れ変位が増大するフレーム(X1 通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより捩れ回転角を低下させることは可能である。

6.3 X1~X3 通りフレームの層間変位

図18にX1~X3 通りフレームの層間変位をプロットし直線で結んだもの(以下、変位分布)を示す。実線は重心位置(載荷位置)の層間変形角 $R=1/50rad$ に達した時のものである。試験体「03R」は $R=1/50rad$ でほぼ必要エネルギー量(試験体「00」が $R=1/50rad$ までに吸収したエネルギー)に達したのでそのときの変位分布を必要エネルギー吸収時変位分布とする。「05R」は $R=1/50rad$ において吸収エネルギー量は必要エネルギー量を超えたため、吸収エネルギー量と必要エネルギー量が等しくなる時、すなわち $R=1/55rad$ の変位分布を必要エネルギー吸収時変位分布とした(図中の「05R 補正」に示す)。図中の黒塗りゾーン(8.8mm ($R=1/50$)の $\pm 10\%$ 、7.9~9.7mm)は6.2節で述べた無偏心の試験体「00」の誤差範囲内である。この範囲以下に変位分布が位置するとき、目標とする耐震性能は確保されたことを意味する。試験体「03R」および「05R 補正」の必要エネルギー吸収時変位分布はほぼ黒塗りゾーンより内側に位置していることが分かる。

よって、本論の方法により偏心を有する試験体において、捩れ変位が増大するフレーム(X1 通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより、必

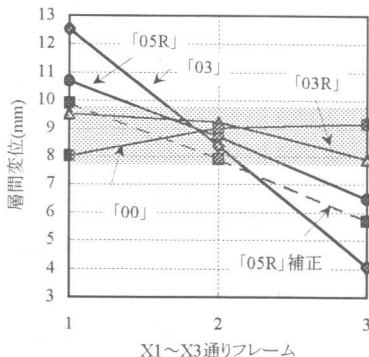


図18 各フレームの層間変位分布図

要エネルギーを吸収したときの各フレームの層間変位は無偏心の試験体と同等とすることが可能であることが分かる。

7. まとめ

偏心を有する RC 造モデルの弾塑性静的解析を行い、捩れ変位が増大するフレームの耐力を効果的に割増す設計をし、同モデルの試験体を製作して実験を行った結果、以下を得た。

- 1) 解析結果の層せん断力-層間変位関係と実験結果の層せん断力-層間変位関係包絡線の適合性は良い。
- 2) 本論の方法による、捩れ変位が増大するフレームの耐力を効果的に割増す設計を行った、偏心を有する試験体における、必要エネルギーを吸収したときの各フレーム層間変位は、無偏心の試験体と同等とすることが可能である。
- 3) 本論の方法による解析結果の適合性、耐力割増し方法の妥当性を確認した。

謝辞：試験体製作および実験に関し、林研究室、篠原研究室をはじめとする東京工業大学建築物理研究センター諸研究室、東京工業大学応用セラミクス研究所諸氏の御指導、御助力を賜りました。試験体資材は高周波熱錬(株)の御協力を頂きました。測定器は西松建設(株)の御協力を頂きました。記して御礼申し上げます。

参考文献

- [1] 日本建築センター：建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用—[2] 大村、林：耐震壁が偏在する鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性に関する評価、日本建築学会構造系論文報告集、第522号、1999年8月、pp99~104 [3] 坂田、和田、他：増分解法による保有耐力算定法について、第8回電子計算機利用シンポジウム、1986年、pp175~180 [4] 坂田：曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組みの弾塑性性状に関する研究、東京工業大学学位論文、1989年 [5] 大村、林：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ終局強度に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年9月、pp905~906 [6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、1997年 [7] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、1990年10月 [8] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988年 [9] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987年9月 [10] 菅野、山口他：曲げ、せん断、軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究(その1~5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1970~1972年 [11] 広沢：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料 No.6、1975年3月