

### 3.2.6 付帯フレーム付き耐震壁の耐震性能評価と応力測定評価法の研究

#### 目 次

##### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画
- (e) 平成 18 年度業務目的

##### (2) 平成 18 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
  - 1) 基礎浮き上がりの有無により異なる付帯フレーム付き耐震壁の耐震性能
  - 2) 3 分力計の検定
  - 3) 偏在開口を有する連層耐震壁のせん断耐力評価
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目 付帯フレーム付き耐震壁の耐震性能評価と応力測定評価法の研究

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
京都大学 防災研究所	教授	田中仁史	tanaka@sds.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院 工学研究科	助教授	河野 進	kono@archi.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院 工学研究科	博士課程	坂下雅信	sakashita@archi.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院 工学研究科	博士課程	王 激揚	WangJY@sds.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院 工学研究科	修士課程	藁科 誠	rc.warashina@archi.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院 工学研究科	修士課程	帖佐和人	rc.chosa@archi.kyoto-u.ac.jp
京都大学工学部	4 回 生	森 恭平	rc.mori@archi.kyoto-u.ac.jp
京都大学工学部	4 回 生	川瀬 豪	

(c) 業務の目的

- 付帯フレーム付き耐震壁の載荷実験に基づいて、基礎が浮き上がる場合の損傷評価を行うことができる解析モデルを作成すること
- 2005年にE-Defense振動台実験用に防災科研が用いた3分力計を用い、その検定と応力測定評価法に関する検討を行うこと
- 偏在開口付耐震壁のせん断耐力評価を行うこと

(d) 5カ年の年次実施計画

1) 平成14年度(実施業務):

鉄筋コンクリート造中高層アパートの張間方向耐震壁の下層二層分、基礎スラブ、基礎梁、基礎杭からなるモデルを用いた静的水平加力実験を行った。これにより、杭頭から基礎梁への応力伝達機構、基礎梁から基礎スラブへの応力分散機構、壁脚のせん断力伝達メカニズムの推移などを明確にすることを試みた。それらの成果をもとに建物の地震応答と同等な応答を振動台上で再現するための動的試験デバイスに要求される基本性能を検討した。

2) 平成15年度(実施業務):

杭基礎で支持された鉄筋コンクリート造建物のうち耐震壁構面の浮き上がり挙動を再現できる動的試験デバイスの開発を行った。本装置の主な構成要素は、杭基礎バネを模擬する積層ゴム部と、CLB(Cross Linear Bearing)部である。

3) 平成 16 年度 (実施業務):

耐震壁の基礎下部に設置予定のロードセル(3分力計)の検定を行ない、E-Defenseでの実験時に試験体基礎部分に作用する力の測定精度を向上させた。また、E-DefenseにおけるRC造試験体から連層耐震壁下層部分を取り出した部分試験体を製作し、静的繰返し載荷実験を行うことで、耐震壁の構造性能を前もって確認した。

4) 平成 17 年度 (実施業務):

付帯骨組付き耐震壁に浮上りが生じる場合における損傷の進展状況を実験及び解析から定量化した。また、E-Defenseにおける実物大振動台実験で用いる3分力計の検定を行なった。

5) 平成 18 年度:

浮上りが生じる等の実構造物に近い境界条件の下で付帯フレーム付き耐震壁の載荷実験の数値解析を行い、各構造要素の損傷評価追跡ができることを確認する。また、平成17年にE-ディフェンス振動台実物大6階建て実験にて用いた3分力計の検定を行う。さらに、偏在開口付耐震壁の載荷実験を行い、せん断耐力と変形性能を確認する。

(e) 平成 18 年度実施業務目的

付帯骨組付連層耐震壁基礎部に浮上りが生じる場合と生じない場合の力学的性質、及び損傷状況を把握するための2005年度載荷実験結果を用いて、数値解析モデルを作成し、実験結果の追跡解析を行う。試験体は、骨組1スパンが付帯した耐震壁1スパン、40%寸法の3層モデルである。ひび割れ、基礎の浮上り、塑性ヒンジの形成と損傷が進むさまを、漸増解析骨組みモデルと2次元有限要素解析モデルを用いて追跡解析を行う。

また、E-defenseの動的加力実験で使用した3分力計8体の検定を行う。水平せん断力・モーメント・鉛直軸力を変化させ、仕様書に規定された校正係数の精度を確認し、さらに回帰解析を行って最適な校正係数マトリックスを求める。

さらに、2層偏在開口付耐震壁を3体作成し、開口率が建築学会の規準上限値である0.4付近でのせん断耐力及び変形性能の確認を行う。

(2) 平成 18 年度の成果

(a) 業務の要約

付帯骨組付連層耐震壁基礎部に浮上りが生じる場合と生じない場合の静的繰返し載荷実験結果を、骨組みモデルおよび2次元有限要素解析モデルを用いて追跡解析し、力学的性質および損傷状況を把握した。損傷が進むに従いモデル構造物の抵抗機構が変化する様子を解析的に捕らえ、初期剛性・ひび割れ荷重・浮上り発生荷重・最大耐力などの実験結果を精度良く追跡した。さらに、また、E-defenseの動的加力実験で使用した3分力計2体の検定結果を用いて、校正係数の再検定を行なった。また、2層偏在開口付耐震壁を3体作成し、開口率が建築学会の規準上限値である0.4付近でのせん断耐力の確認を行った。

(b) 業務の成果

1) 基礎浮き上がりの有無により異なる付帯フレーム付き耐震壁の耐震性能

付帯フレーム付き連層耐震壁が水平力を受ける場合に、基礎の浮き上がりの有無が全体架構の挙動に大きな影響を与えることを確認した 2005 年度載荷実験の追跡可能な、数値解析モデルを作成し、追跡解析の精度を検証する。

a) 実験の概要

i) 試験体

試験体は、2 スパン×2 スパン 3 階建て想定建物の中心のスパンを 40%スケールでモデル化したもので、図 1 に示すように 3 層 2 スパンからなる付帯フレーム付き RC 造連層耐震壁である。設計は、文献 1) 2) 3) に基づいて行った。基礎固定時については、連層耐震壁は曲げ降伏後、層間変形角が 2% でせん断破壊するように設計した。配筋や材料は、昨年の報告書に詳細を掲載した。

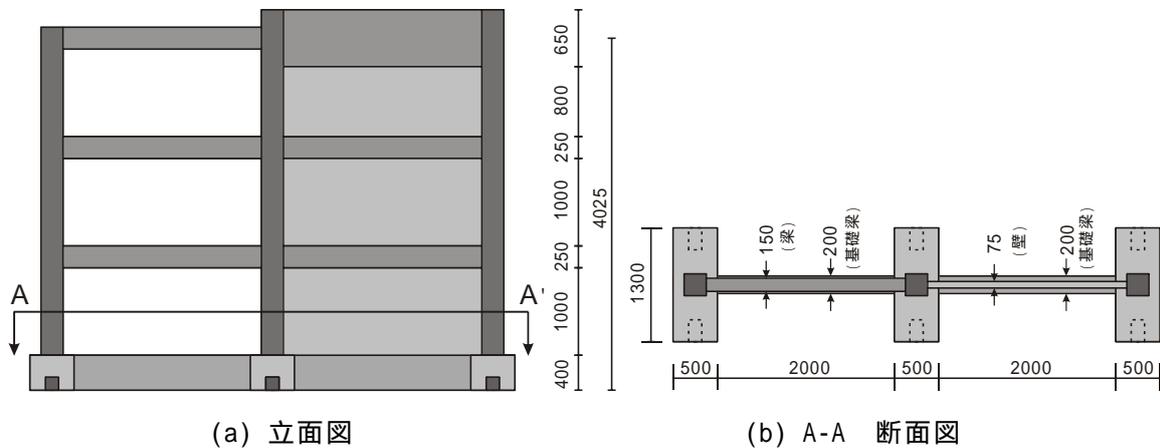


図 1 試験体図 (単位 : mm)

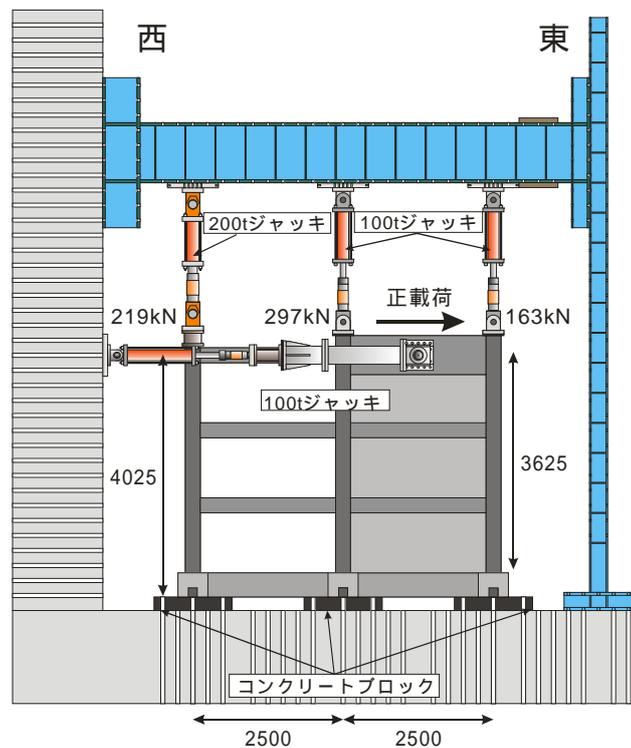


図 2 載荷図 (単位 : mm)

## ii) 載荷

載荷装置を図 2 に示す。各柱の上部にジャッキを 3 本、耐震壁上部の載荷梁中央に水平ジャッキを 2 本緊結した。柱には長期軸力として、東側柱に 163kN (軸力比 10.0%)、中央柱に 297kN(軸力比 18.1%)、西側柱に 219kN(軸力比 13.3%)の一定軸力を与えた。これは、想定建物から算定した長期軸力の 2 倍の値であり、基礎固定時に耐震壁が曲げ降伏した後、せん断破壊を起こすように設定したものである。

### 1 次載荷 (基礎の浮き上がりを許容する場合)

反力床に PC 鋼棒で緊結したコンクリートブロック上に試験体を載せ、PC 鋼棒等による緊結を行わない状態で、耐震壁の載荷梁位置変形角を制御する変位制御型静的正負交番繰り返し漸増載荷を行った。1 次載荷の載荷サイクルとしては、まず 100kN で正負 1 回の荷重制御型載荷を行い、次に、載荷点位置変形角 0.05%、0.1%、0.2%、0.4%、0.6%、0.8% について各 2 回ずつの繰り返し載荷を行った。基礎の浮き上がりを許容する 1 次載荷では、水平ジャッキによって与えられる水平力に対して、試験体底面とコンクリートブロックとの摩擦で抵抗する。

### 2 次載荷 (基礎を反力床に緊結する場合)

1 次載荷終了後、基礎部を反力床に緊結し、耐震壁が終局状態を迎えるまで、載荷点位置変形角 0.1%、0.2%、0.4%、0.6%、0.8%、1.0% で各 2 回ずつ繰り返し載荷を行った。耐震壁は、載荷点位置変形角 0.28% 程度で曲げ降伏し、最終的に +2.0% まで載荷した際に耐震壁がせん断破壊を起こした為、載荷を終了した。

## iii) 実験結果

### 損傷状況

図 3 にひび割れ状況を示す。1 次載荷では付帯フレームの各梁端及び柱脚に多数のひび割れが発生したが、耐震壁には数本程度のひび割れしか観測されなかった。2 次載荷では、耐震壁の各層において、引張柱に発生した曲げひび割れが曲げせん断ひび割れとして進展していく様子が見られた。2 次載荷の正方向 2% 載荷時に、1F 耐震壁圧縮側柱脚付近のせん断抵抗圧縮束支持部において、水平方向のひび割れに沿ってせん断滑りが生じ、大きく水平耐力が低下した為、実験を終了した。

### 水平荷重 - 耐震壁の載荷梁位置変形角関係

図 4 に水平荷重 - 耐震壁の載荷梁位置変形角関係を示す。まず、1 次載荷の進展状況について説明する。正負両方向ともに基礎梁東側端部に曲げひび割れが発生し、次いで引張側耐震壁基礎部に浮き上がりが生じた。基礎部で浮き上がりが生じると、試験体の剛性は大きく低下した。その後、付帯フレーム梁端及び 1 階柱脚 (正方向載荷時のみ) が曲げ降伏すると、試験体の水平荷重は頭打ちとなった。ひび割れ発生荷重に関しては正、負両方向ともに 50kN であった。しかし、基礎部浮き上がり発生荷重、最大荷重は、正方向載荷時の方が負方向載荷時よりも大きい値を示した。

2 次載荷時については、耐震壁の曲げひび割れ、曲げ降伏によってそれぞれ水平剛性が

低下し、耐震壁せん断破壊時までゆるやかに水平耐力は上昇を続けた。また、1次载荷同様、载荷方向によって水平耐力は異なったものとなった。

### 等価粘性減衰定数

1次载荷及び2次载荷時の第2ループから算定した等価粘性減衰定数を図6に示す。なお、正負各方向で復元力特性が異なるため、荷重の正負によって各等価粘性減衰定数を求めた。1次载荷時の復元力特性は2次载荷時の復元力特性を大きく下回った。したがって、基礎の回転を許容する事によって、架構の最大耐力や水平剛性が低下するだけでなく、エネルギー消費能力も低下する事となり、その結果、架構の地震時における応答値が、基礎を完全固定とする場合と比較して大幅に増大する事が予想される。

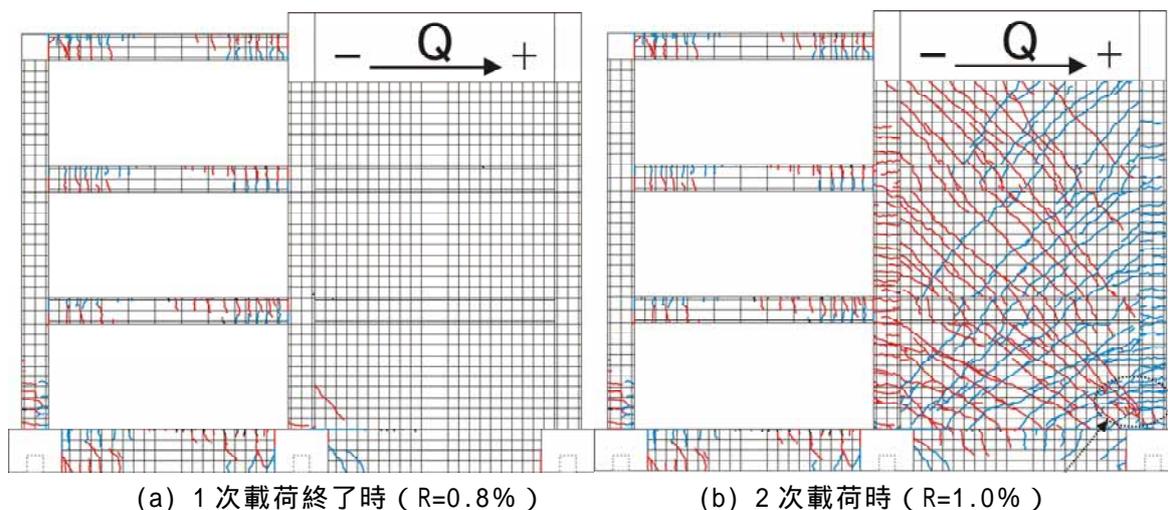


図3 試験体のひび割れ状況

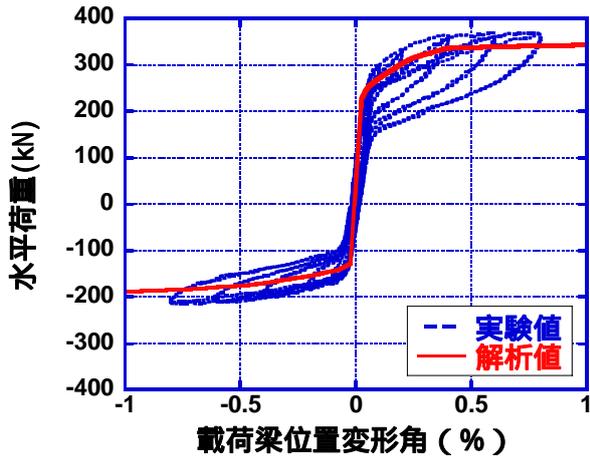
表1 特性値の比較

(a) 1次载荷時

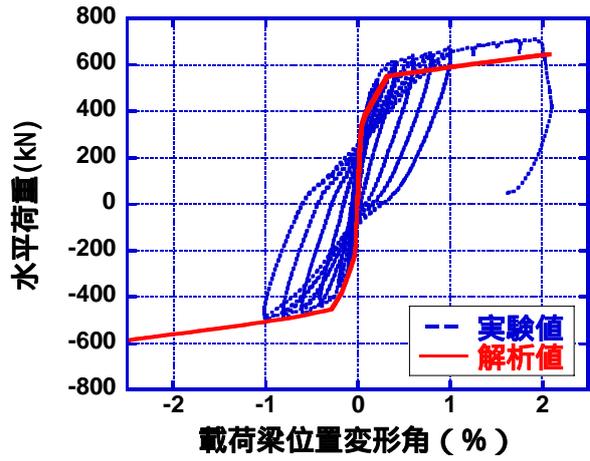
	荷重 (kN)		変形角 (%)	
	正方向	負方向	正方向	負方向
ひび割れ	50	50	0.0017	0.0052
浮上り	273	148	0.0610	0.0519
最大耐力	369	216	0.613	0.770

(b) 2次载荷時

	荷重 (kN)		変形角 (%)	
	正方向	負方向	正方向	負方向
壁脚降伏	542	421	0.223	0.333
最大耐力	708	494	1.94	0.994



(a) 1次載荷



(b) 2次載荷

図4 水平荷重 - 耐震壁の載荷梁位置変形角

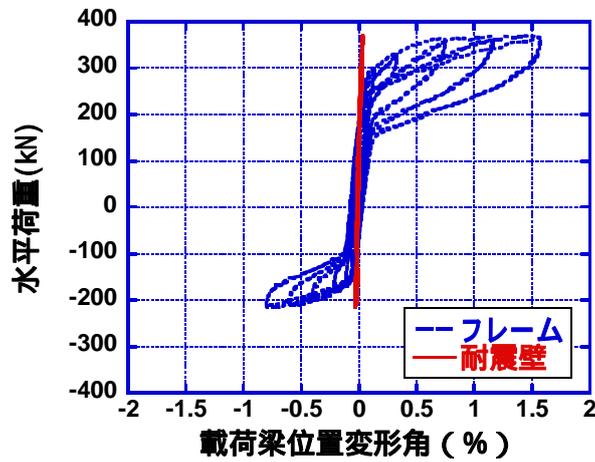
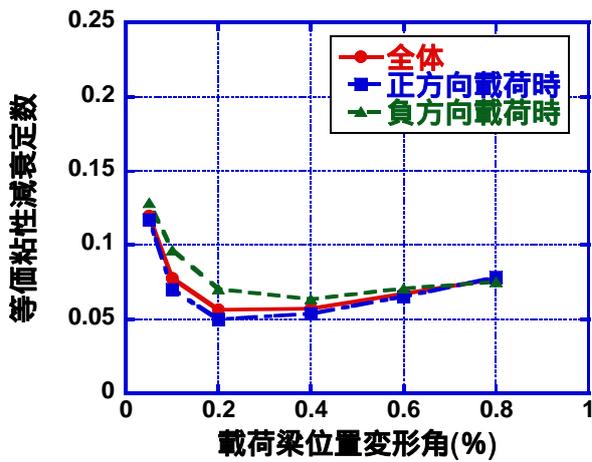
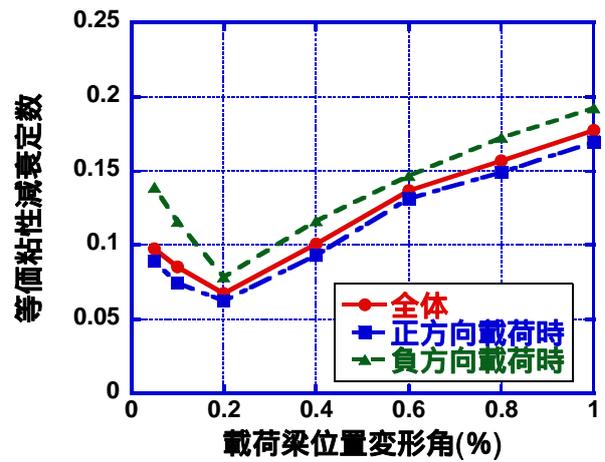


図5 基礎の回転による変形成分を取り除いた各架構の変形成分 (1次載荷)



(a) 1次載荷



(b) 2次載荷

図6 等価粘性減衰定数の変化

## b) 数値解析

### i) 解析方法

載荷実験における基礎の浮き上がり挙動を再現する事、また、基礎の固定条件が付帯フレームの損傷に与える影響を明らかにする事を目的とし、骨組解析ソフト SAP2000 を用いた静的非線形荷重漸増解析を行った。なお、1次載荷と2次載荷では、異なる解析方法を用いた。

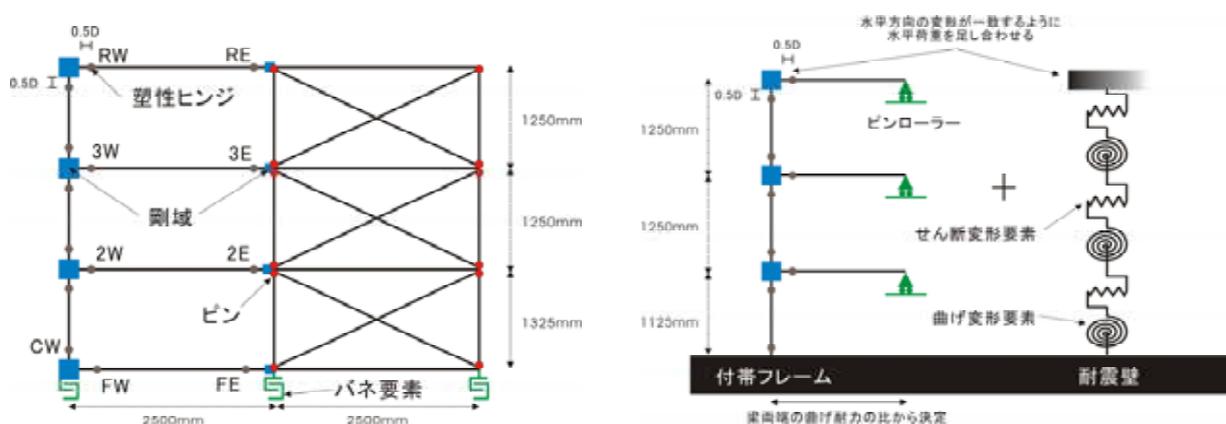
#### 1次載荷

解析モデルを、図7(a)に示す。

- 耐震壁と付帯フレームの静的非線形荷重漸増解析
- 文献1)に従い、耐震壁を各階でX形ブレースに置換する。
- 耐震壁の梁は剛とし、壁柱とブレースは両端ピン材とする。
- 基礎の浮き上がりを考慮するために、基礎部の水平変位、沈み込み変位は0に拘束、浮き上がり変位と回転は無拘束となるようなバネ要素を配置する。
- 付帯フレームの柱、梁のヒンジ特性には文献1)に従い、トリリニア型の復元力特性を仮定する。

#### 2次載荷

本実験試験体の耐震壁部分は、曲げ降伏後、せん断破壊する為、ブレース置換を用いた場合、その復元力特性を詳細に設定する事は難しい。そこで、耐震壁の水平荷重-耐震壁の載荷梁位置変形角関係に関しては、津田ら<sup>3)</sup>によって提案された復元力特性モデルを用いて設定した。なお、津田らによる復元力特性モデルでは、曲げひび割れや曲げ降伏によるせん断剛性の低下を評価でき、また、耐震壁のせん断破壊点の予測ができる点が特徴である。付帯フレームに関しては、別途、図7(b)に示すような魚骨形モデルを用いた荷重漸増解析を行った。これらの結果を、載荷梁位置における水平変形量が一致するようにして足し合わせ、2次載荷における復元力特性とした。付帯フレームのみの荷重漸増解析に関しては、1次載荷と同様の設定を行った。



(a) 基礎浮き上がり時(1次載荷時) (b) 基礎固定時(2次載荷時)

図7 骨組解析モデル

## ii) 解析結果

### 水平荷重 - 耐震壁の載荷梁位置変形角関係

図 4 に数値解析で求めた水平荷重 - 耐震壁の載荷梁位置変形角を実験結果と重ねて示す。1 次載荷、2 次載荷共に、数値解析は実験結果を概ね安全側に評価した。1 次載荷時には、浮き上がり荷重や最大耐力の差がやや大きい、正負各方向の包絡線の形状は非常によく再現できている。更に数値解析の精度を上げる為には、試験体の形状の特徴を考慮する事が出来る有限要素法等による解析手法等を用いる必要があるように思われる。

また、2 次載荷時には、負側の復元力特性が実験結果と比較的よい適合性を示したものの、正側では、解析から求めた最大耐力が実験値をやや下回った。しかしながら、本実験試験体の 2 次載荷における性状は、付帯フレームよりも耐震壁の復元力特性に大きく左右される為、耐震壁の復元力特性をある程度正確に予測する事が出来れば、架構全体の復元力特性を概ね評価できる事は確認できた。また、津田らによる耐震壁の復元力特性モデルでは、せん断破壊時の変形角の予測が可能であるが、本実験結果 (2.0%) は解析値 (2.1%) と良く一致していた。

### 1 次載荷におけるひび割れ発生点及び塑性ヒンジ形成点の予測

本研究では、実験時に付帯フレームにおけるひび割れや部材端の主筋の降伏を観測している。そこで、1 次載荷に関して、数値解析から求めたひび割れ発生点及び塑性ヒンジ形成点との比較を行った。なお、本研究の 1 次載荷の数値解析は、SAP2000 による静的非線形荷重漸増解析から求めた浮き上がり荷重や最大耐力の解析精度にやや問題がある。そこで、今回の考察では、載荷梁位置変形角が実験結果と解析結果で一致しているかどうか検討する事とした。また、柱脚及び梁端の名称は、図 7 (a) に示す通りである。

まず、ひび割れ発生点に関しては、図 8 に示す通り、実験では、各部材端に複数のひび割れが発生した後に、基礎の浮き上がりが生じたが、数値解析では、浮き上がりの発生後に集中してひび割れが発生する傾向が見られた。ゆえに、数値解析によるひび割れ発生の予測は、基礎の浮き上がりを前提としている為、ひび割れの発生を過小に評価する可能性がある事が分かった。

次に、塑性ヒンジの発生順序に着目する。図 9 に塑性ヒンジ形成位置を、表 2 に塑性ヒンジ形成時の載荷梁位置変形角をまとめたものを示す。個々のヒンジ形成点を見ると、実験結果と解析結果が概ね一致している箇所も多い。しかし、逆に解析結果が実験結果を大きく逸脱する箇所も何箇所も見られた。これらの箇所では、正方向載荷時には、実験結果が解析結果を大きく上回り、負方向載荷時には、逆に解析結果が実験結果を大きく上回る傾向が見られた。

図 5 に示すように、正方向載荷時には、負方向載荷時と比較し、付帯フレームに大きな強制変形が強いられる。解析結果を見ると、正方向載荷時には、負方向載荷時と比較し、早期に塑性ヒンジが形成される傾向がはっきりと見受けられた。しかしながら、実験結果が解析結果より大きい箇所が何箇所もあった為、実験から求めた正負それぞれの梁端における塑性ヒンジ形成時の平均変形角に大きな相違は見られなかった。

解析結果が実験結果より大きい理由の一つとしては、梁と柱の境界面に生じた曲げひび割れに変形が集中した可能性が考えられる。本実験では、図 3 に示したように、柱と梁の

境界面に曲げひび割れが発生している。本実験では、境界面から梁側に 50mm の位置に歪ゲージを添付した（基礎梁は 100mm、柱は 85mm）為、境界面に変形が集中した場合、歪ゲージによる塑性ヒンジ形成時期が、実際の形成時期よりも遅くなる可能性がある。ゆえに、実験では、荷重方向における塑性ヒンジ形成時の平均変形角に大きな差が見られなかったものと考えられる。但し、負方向荷重時に関しては、解析結果と比較し、実験の方が早期に塑性ヒンジが形成される傾向が見受けられたので、他の原因を検討する必要がある。

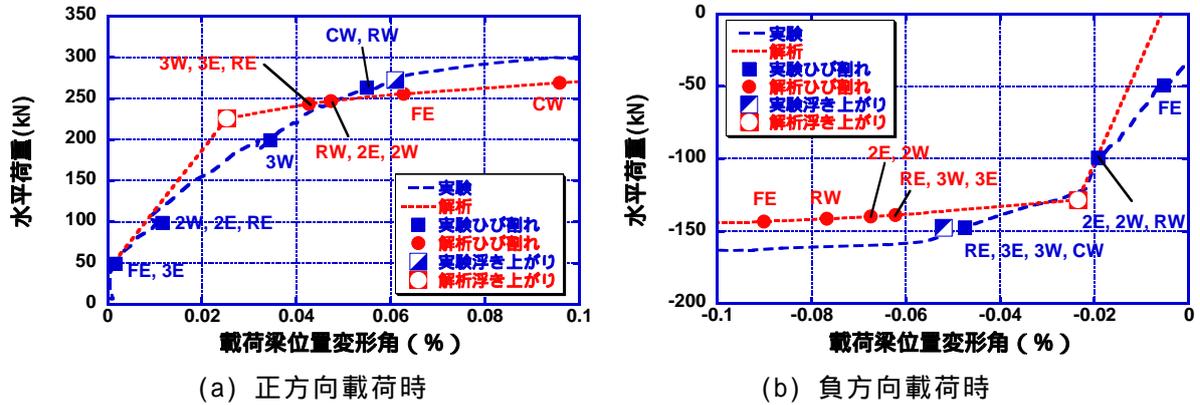


図 8 ひび割れ発生点の予測

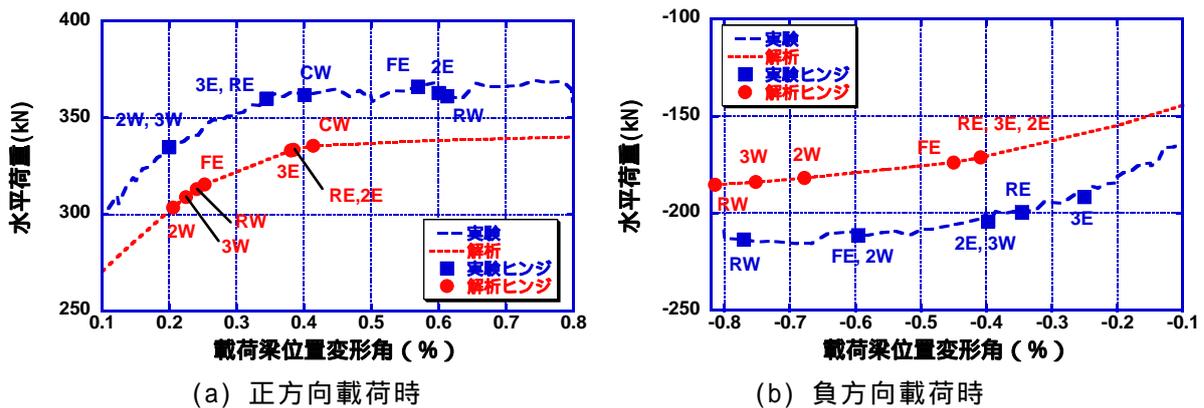


図 9 塑性ヒンジ形成点の予測

表 2 塑性ヒンジ形成時における変形角の比較

	変形角 (%)		エラー (%)
	実験	解析	
RW	0.61	0.24	-61
RE	0.34	0.38	12
3W	0.20	0.23	12
3E	0.34	0.38	11
2W	0.20	0.21	3
2E	0.60	0.38	-36
FW			
FE	0.57	0.25	-56
CW	0.40	0.41	3
<b>梁端平均</b>	<b>0.41</b>	<b>0.30</b>	<b>-28</b>

	変形角 (%)		エラー (%)
	実験	解析	
RW	0.77	0.81	6
RE	0.35	0.41	18
3W	0.40	0.75	89
3E	0.25	0.41	63
2W	0.60	0.68	14
2E	0.40	0.41	3
FW			
FE	0.60	0.45	-24
CW			
<b>梁端平均</b>	<b>0.48</b>	<b>0.56</b>	<b>17</b>

iii) 解析のまとめ

基礎浮き上がりの有無が付帯フレーム付耐震壁の水平抵抗機構に与える影響を、骨組み解析モデルを用いて模擬した。実験結果と比較して、荷重変形関係は多少荷重を低めに見積もる傾向があること、ひび割れ点や塑性ヒンジ形成に関してはうまく予想できた箇所もあるが全体としては精度の向上を図る必要があることが分かった。

2) 3分力計の検定

2005年度に防災科研で購入した8個の3分力計のうち、2つの検定を行った。目的は、モーメントが作用しない場合の、軸力とせん断力の相互干渉度を確認すること、モーメントが作用する場合の校正係数に与える影響を確認することの2点である。

a) 3分力計の諸元

3分力計の寸法を図10に、また校正係数を表3に示す。3分力計には、それぞれNo.5、No.6と番号が付けられている。

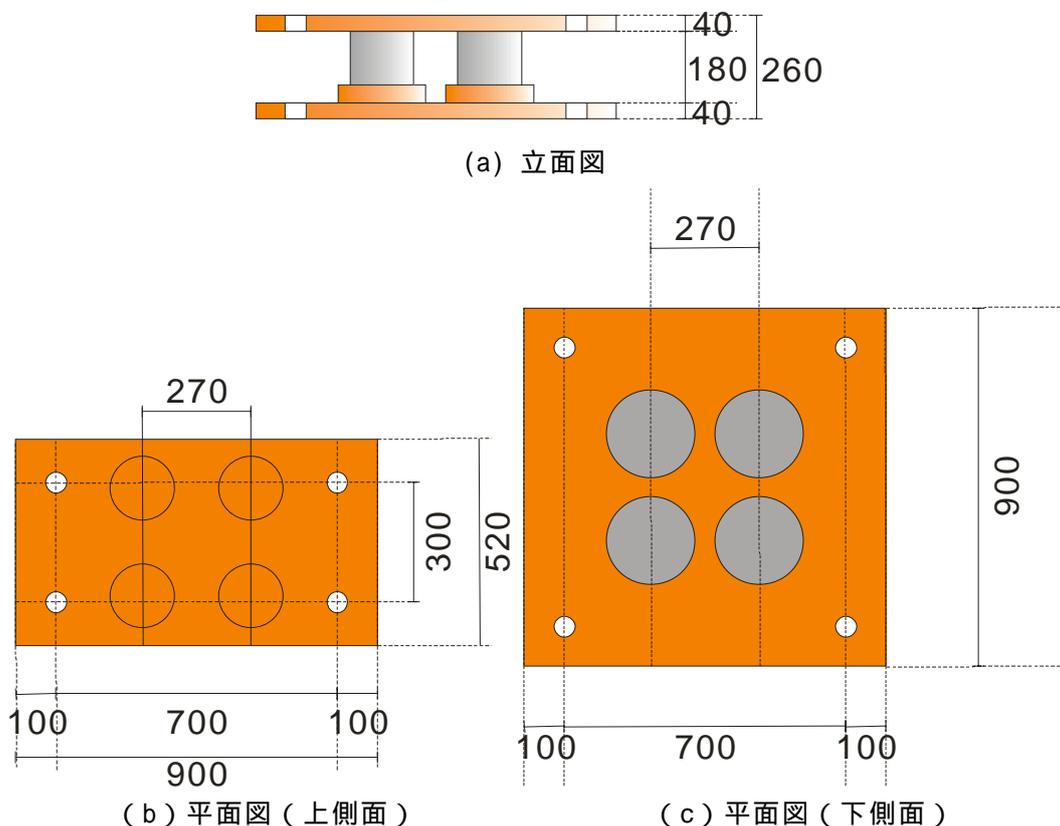


図10 ロードセルの寸法 (単位: mm)

表 3 検査成績書に示されたロードセルの校正係数（単位は、 $\text{kN}/\mu$ ）

	X	Y	Z
No.5	0.51387	0.52083	1.53551
No.6	0.52301	0.52466	1.54143

b) 載荷装置と測定項目

載荷装置を図 11 示す。載荷は水平力（Y 方向）と軸力（Z 方向）を作用させた。3 分力計に軸力、せん断力、モーメントが任意の組み合わせで作用させることができる。軸力に関しては、P- 効果を考慮している。

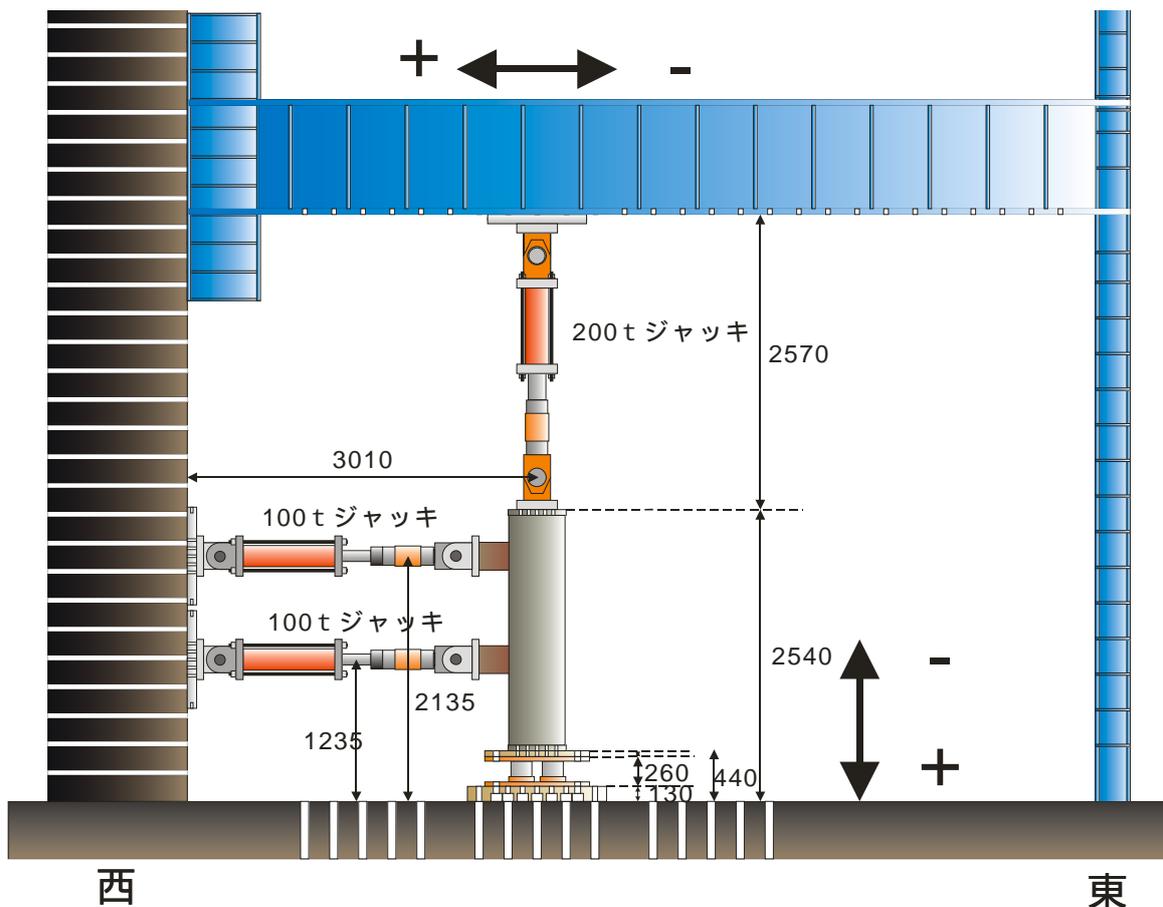


図 11 載荷装置（単位：mm）

載荷条件は、表 4 に示すように 2 ケースを基本とした。

- 鉛直軸力  $F_z$  およびモーメント  $M_x$  を固定し、Y 方向せん断力  $F_y$  のみを変化させる。Y 方向せん断力は、 $-200 \sim 200 \text{ kN}$  の範囲で変化させ、測定は  $100 \text{ kN}$  ごとに行う。（表 4(a)の 8 パターン）
- Y 方向せん断力  $F_y$  およびモーメント  $M_x$  を固定し、軸力  $F_z$  のみを変化させる。軸力は  $-200 \text{ kN}$ （引張） $\sim +200 \text{ kN}$ （圧縮）の範囲で変化させ、測定は  $200 \text{ kN}$  ごとに行う。（表 4(b)の 6 パターン）

表4 载荷パターン

- (a) モーメントと軸力を固定して、せん断力のみを変動させる。 (b) モーメントとせん断力を固定して、軸力のみを変動させる。

Mx \ Fz	-200kN	0kN	200kN	400kN
0kN-m				
80kN-m				

Mx \ Fy	-200kN	0kN	200kN
0kN-m			
80kN-m			

3分力計に作用するモーメントは、3分力計高さ中央における計算値を用いた。鉛直力、水平力、モーメントは、以下の3式により計算した。

$$N = P_1 \cos \alpha \quad (4-1)$$

$$Q = P_1 \sin \alpha + P_2 + P_3 \quad (4-2)$$

$$M = P_1 \cos \alpha \cdot D_n + P_1 \sin \alpha \cdot h_1 + P_2 h_2 + P_3 h_3 \quad (4-3)$$

ただし、 $P_1$  = 鉛直ジャッキの荷重、 $P_2$  = 上側水平ジャッキの荷重、 $P_3$  = 下側水平ジャッキの荷重、 $\alpha$  = 鉛直ジャッキの傾斜角、 $D_n$  = 鉛直ジャッキクレビス位置での水平変位、 $h_1$  = ロードセル高さ中央位置から鉛直ジャッキクレビスピン中央までの距離、 $h_2$  = ロードセル高さ中央位置から上側ジャッキ中央までの距離、 $h_3$  = ロードセル高さ中央位置から下側中央までの距離である。

c) 実験結果

実験結果を図12および図13に、各試験体の作用力に対する出力値の誤差を表5に示す。横軸には作用力を、縦軸には出力値を示す。作用力は式(1)~(3)を用いて計算した値、出力値は表3に示す校正係数を用いて求めた値である。なお、表5の最大誤差に関しては、荷重0kN付近を除いている。

i) モーメントが作用しない場合 (図12および図13の(a)、(b))

水平力、鉛直力ともに線形性が見られた。水平力は、平均、最大誤差のそれぞれがNo.5では1.16%と3.23%、No.6では2.80%と5.40%と非常に小さい。一方、鉛直力については、両試験体とも出力値が作用力よりも小さく、平均、最大誤差のそれぞれがNo.5で3.25%と5.61%、No.6で2.75%と6.63%となった。また、最大荷重時における誤差に関しては、平均誤差は5%以内に収まり、最大誤差もNo.6の鉛直力の6.15%が最大と、最大荷重時の誤差は小さかった。

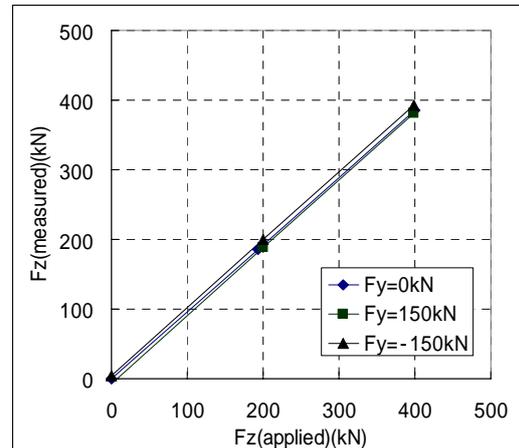
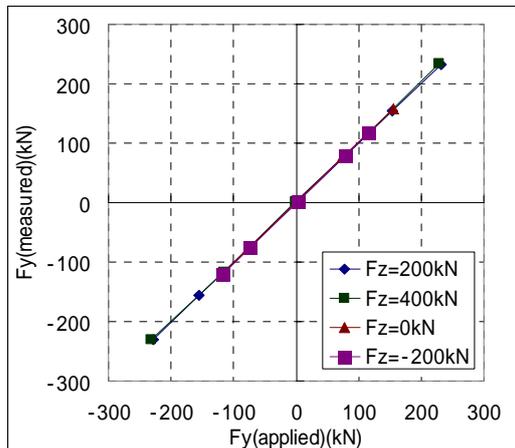
ii) モーメントが作用する場合 (図12および図13の(c)、(d))

モーメントが作用しない場合と同様に線形性が見られた。誤差に関して、水平力は平均誤差は2~5%、最大誤差は6~10%ほどモーメントが作用しない場合よりも大きくなり、モーメントが校正係数に影響を与えることが確認された。しかし、鉛直力は平均誤差は1%、

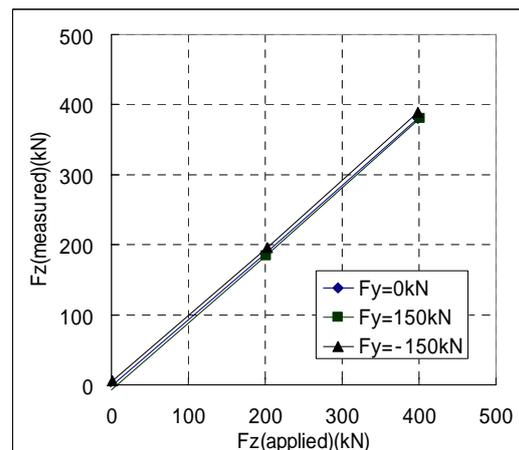
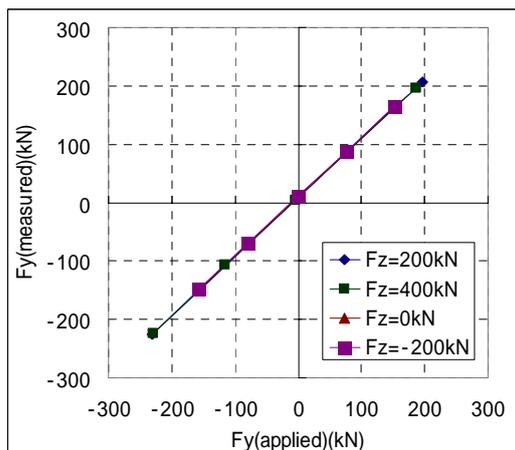
最大誤差は 3%ほどの増加と、モーメントによる校正係数への影響は小さかった。また、最大荷重時の誤差は、平均誤差は No.5 の水平力の 5.48%が最大で、最大誤差は No.5 の水平力が 9.08%と大きな値になったが、その他は最大で 6.38%と小さい値になり、最大荷重時での誤差は小さい。

表 5 各試験体の誤差

試験体	作用力	载荷ケース	平均誤差(%)	最大誤差 (%)	最大荷重時 平均誤差(%)	最大荷重時 最大誤差(%)
No.5	Fy	モーメント無	1.16	3.23	1.36	3.23
		モーメント有	7.52	14.59	5.48	9.08
		全ケース	4.34	14.59	3.42	9.08
	Fz	モーメント無	3.25	5.61	3.27	4.61
		モーメント有	4.93	8.37	4.03	5.06
		全ケース	4.09	8.37	3.65	5.06
No.6	Fy	モーメント無	2.80	5.40	2.67	4.58
		モーメント有	5.19	11.24	3.31	6.38
		全ケース	4.00	11.24	2.99	6.38
	Fz	モーメント無	2.75	6.63	3.09	6.15
		モーメント有	3.30	6.74	2.96	3.68
		全ケース	3.03	6.74	3.03	6.15

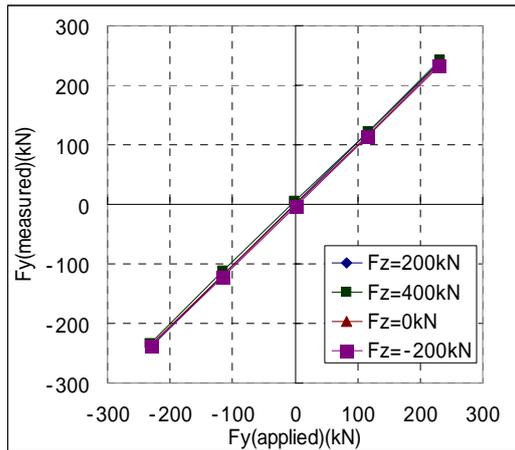


(a) Y 方向 (  $M_x = 0\text{kN}\cdot\text{m}$  ) (b) Z 方向 (  $M_x = 0\text{kN}\cdot\text{m}$  )

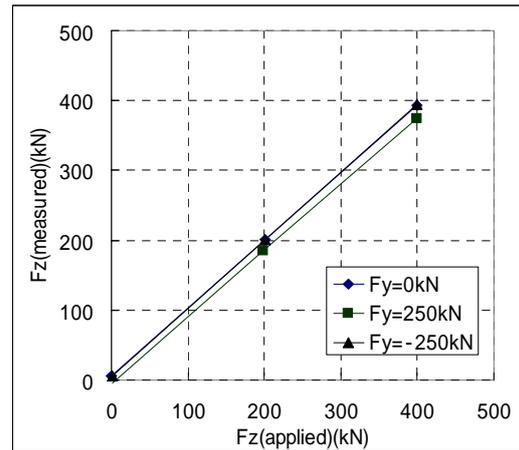


(c) Y 方向 (  $M_x = -80\text{kN}\cdot\text{m}$  ) (d) Z 方向 (  $M_x = -80\text{kN}\cdot\text{m}$  )

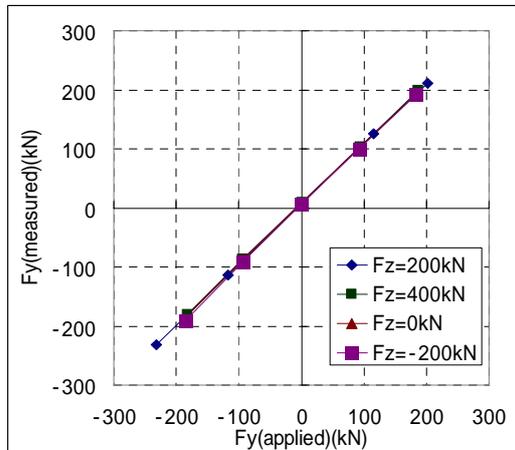
図 12 試験体 No.5 の精度



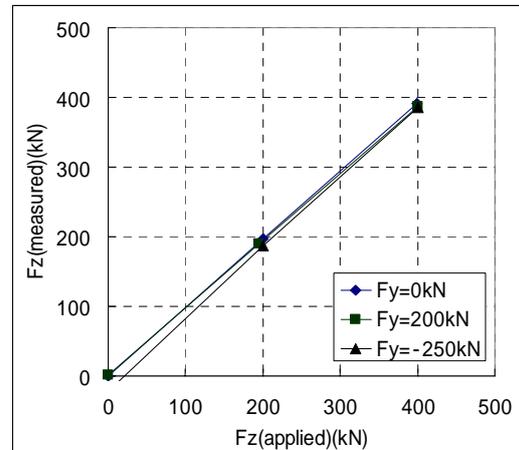
(a) Y 方向 ( M<sub>x</sub> = 0 kN·m )



(b) Z 方向 ( M<sub>x</sub> = 0 kN·m )



(c) Y 方向 ( M<sub>x</sub> = - 80 kN·m )



(d) Z 方向 ( M<sub>x</sub> = - 80 kN·m )

図 13 試験体 No.6 の精度

### iii) 回帰分析

三分力計の精度向上を目指し、前章で得られたデータを用いて回帰分析を行い、以下の式(4)における傾き  $a$ 、 $b$  を求めた。なお、回帰分析は水平力、鉛直力ともにモーメントの有無に分けず、全ての载荷ケースにおけるデータを用いて行った。

$$F_i = a\varepsilon_i + b \tag{4}$$

回帰分析より求めた  $a$ 、 $b$ 、またそれらを利用した場合の平均、最大誤差は表 6 のとおりである。平均誤差に関して、No.1 の水平力は 3.85% と大きいですが、他の場合は最大で 2.33% となった。最大誤差に関して、水平力では 7~8%、鉛直力では 4% ほどとなった。回帰分析から算出した  $a$ 、 $b$  を用いれば、校正係数を利用する場合より平均誤差は 1.5% ほど、最大誤差は水平力では 4~7%、鉛直力は 3% ほど精度が向上する。

表6 回帰分析結果

試験体	作用力	a(kN/μ)	b(kN)	平均誤差(%)	最大誤差(%)	最大荷重時 平均誤差(%)	最大荷重時 最大誤差(%)
No.5	Fy	0.514882	-4.7015	3.85	7.15	2.96	6.08
	Fz	1.586733	1.935329	1.70	4.35	1.06	2.25
No.6	Fy	0.510779	-3.13998	2.33	8.12	1.23	3.55
	Fz	1.575917	2.540702	2.01	3.41	1.38	3.41

## d) 検定のまとめ

三分力計の線形性は高く、仕様書に示された校正係数を用いても、平均誤差、また最大荷重時の平均誤差は5%以内に収まり、高い精度であった。ただし、水平力は、モーメント(80kN・m)が作用することにより最大誤差が15%ほどとなり、モーメントにより校正係数が影響を受けることに注意が必要である。

回帰分析を行うと、No.1の水平力以外は平均誤差が2.5%以内に収まり、最大誤差は8%ほどであった。回帰分析で得られた係数を用いれば、校正係数を用いた場合より、平均誤差が1.5%ほど、最大誤差は水平力は4~7%、鉛直力は3%ほど向上する。

## 3) 偏在開口を有する連層耐震壁のせん断耐力評価

## a) 目的

既存建物における開口率0.4以上の連層耐震壁の取り扱い、耐震性能評価上の問題となっている。過去の実験では、開口率が0.4を超えても安全率は確保できる場合もあり、さらに実験データを積み重ね、せん断抵抗機構をモデル化することが必要と考えられる。特に、有開口耐震壁に関しては、開口面積が等しくても開口の形状や位置の相違により水平耐力が異なってくるとの研究報告がある。そこで本研究は、開口率が0.4前後で開口が偏在および多層に渡るためコンクリートの圧縮束形成が困難であるようなRC造耐震壁の静的載荷実験を行い、そのせん断性状を把握することとした。

## b) 実験計画

試験体は6層1スパンの中低層建物の鉄筋コンクリート造連層耐震壁を想定し、その最下層3層を1スパン40%スケールでモデル化したものである。実験変数は開口に隣接する壁部分における付帯柱の有無である。図14に試験体形状を示す。なお、2体とも開口周比は基準値0.4を上回る0.46である。図15に試験体の配筋図を示す。両試験体において開口に隣接する柱、またL2においては開口上部の梁でのせん断破壊で壁としての耐力が決まることを防止するため、それぞれの部分においてせん断補強筋を多めにし、L2にはさらにX形主筋を配した。両試験体で曲げ耐力が、無開口とした場合の耐震壁のせん断耐力を上回るように文献を用いて設計した。また、試験体の使用材料特性は表7に示すとおりである。ただし、L2に関しては他の研究資金を用いて作成したものであり、参考のために実験結果を示すものである。

表 7 使用材料の力学特性

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
N1	25.9	2.3	21.0
S1	25.1	2.2	21.7
L1	28.9	—	26.0
L2	22.0	2.0	22.5

(b) 鉄筋

呼び径	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D6	425	538	204
D10	366	509	180
D13	369	522	189
D16	400	569	194
D19	384	616	183
D25	382	597	188
S10	985	1143	197
セパレータ	1260	1461	759

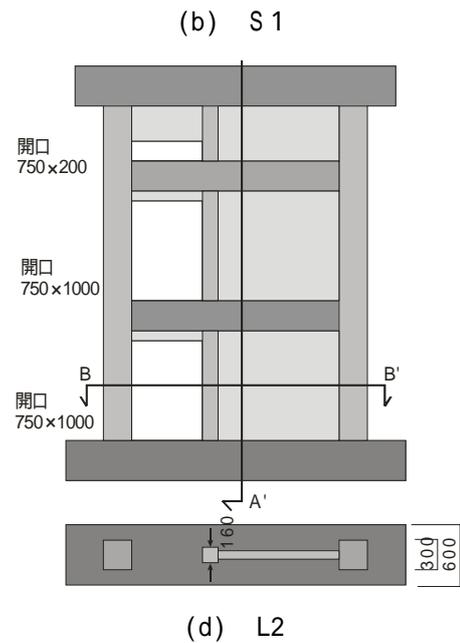
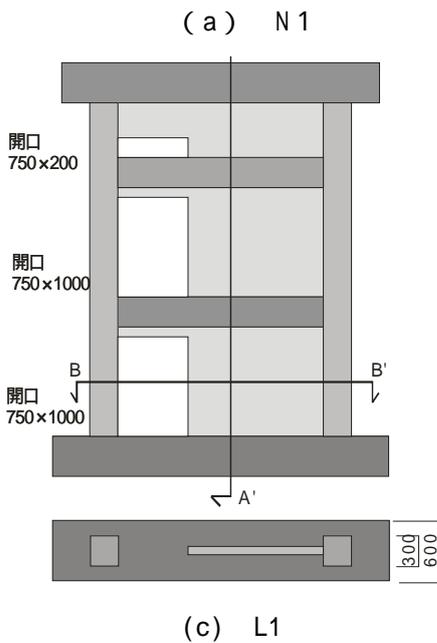
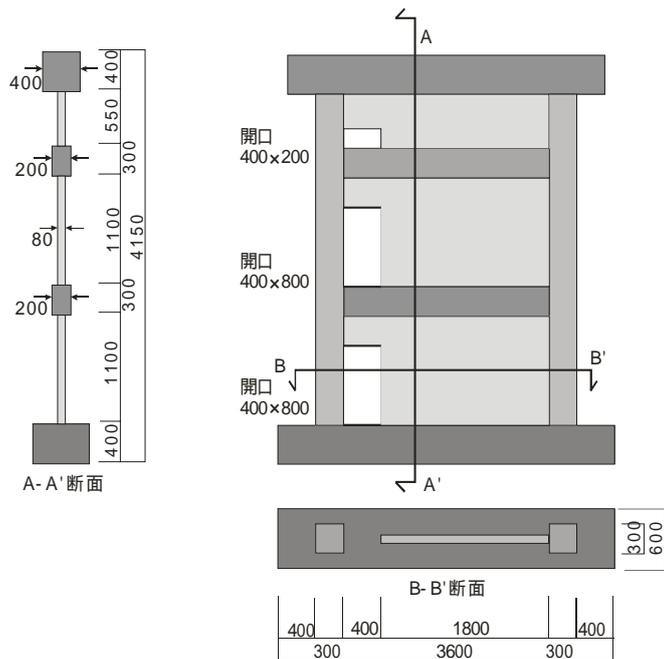
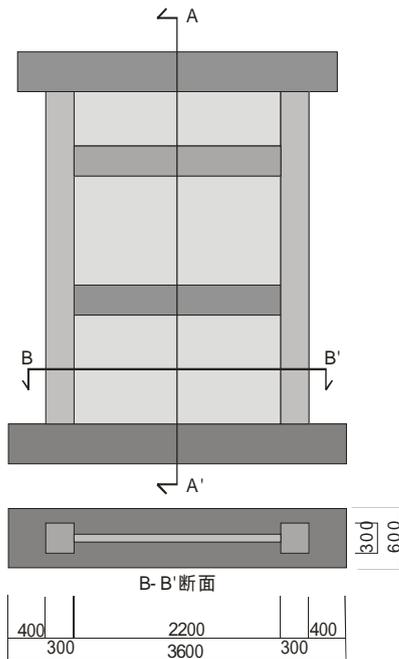


図 14 試験体形状

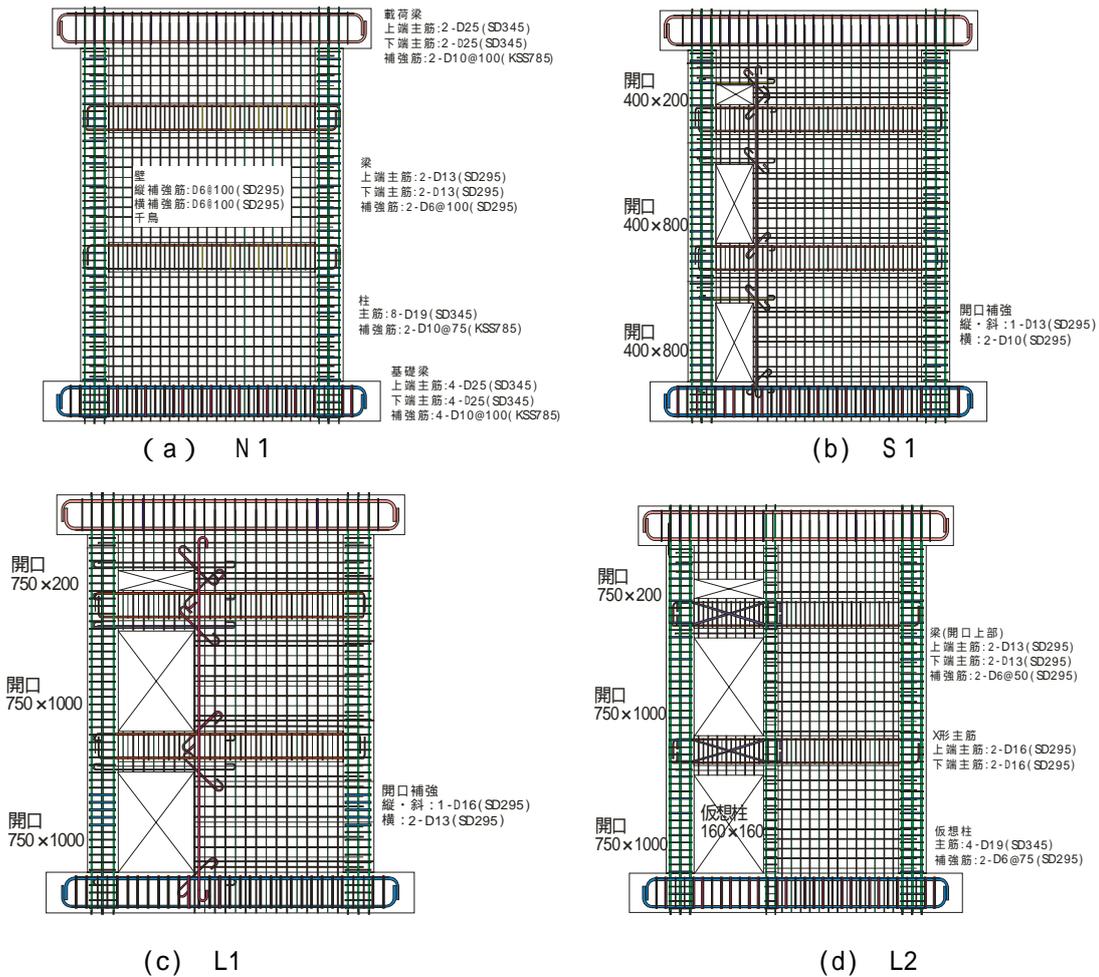
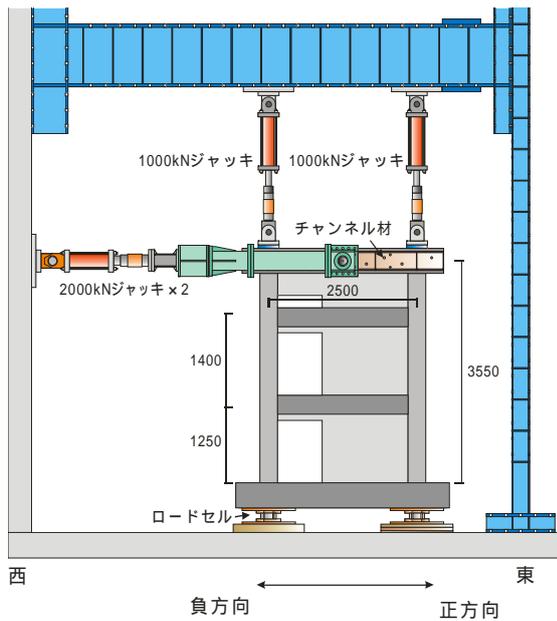


図 15 配筋図

載荷装置を図 16 に示す。水平方向加力は東側方向への載荷を正方向と定義して、全体変形角を制御する正負交番静的繰返漸増載荷である。載荷は荷重 200 kN で 1 回、その後  $R=0.05\%$ 、 $0.1\%$ 、 $0.25\%$ 、 $0.5\%$ 、 $0.75\%$ 、 $1.0\%$  で各 2 回ずつ繰り返した。鉛直載荷は、400kN 及び 244kN を基に、せん断スパン比が 1.0 となるよう(1)及び(2)に示す水平力の増減に比例した変動軸力を与えた。軸力比は N1 で 10.5%、S1 で 17.7%、L1 で 9.4%、L2 で 12.3% であった。

$$N_w \text{ and } N_E = \pm 0.42Q + 400 \text{ kN ( N 1、 S 1 )} \quad (1)$$

$$N_w \text{ and } N_E = \pm 0.42Q + 244 \text{ kN ( L 1、 L 2 )} \quad (2)$$



(a) 荷装置置立面図



(b) 荷荷の様子

図 16 荷装置置

c) 実験結果

i) 損傷状況

N1 では 0.5% で 1 階の壁板と梁の境界で剥離が生じ、その付近がはらみ出した。-0.5% で 1 階の壁板と梁の境界からせん断滑りが生じ、圧縮側の柱に圧壊が見られた。0.75% のサイクル途中で正側にもせん断すべりが生じた。

S1 では全体変形角が 0.5% に至るまでの区間で壁板のせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れが増加した。0.5% でコンクリートの剥離・剥落が生じ、-0.5% で 1 階壁板隅角部の圧縮域のコンクリートが圧壊した。正負ともに 0.75% に至る区間では大きく剥離・剥落が進行し、せん断破壊した 2、3 階の短スパン梁の変形が目視で分かるほど顕著になった。-0.75% で 1 階壁板隅角部の開口補強筋と壁縦筋が座屈し、-1.0% で壁板にせん断すべりが発生し急激な耐力低下を起こした。

L1 では 0.25% で 2 階開口の下面が開口補強筋に沿って大きく割れ、0.5% に至るまでの区間で壁板のせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れが増加した。2、3 階の短スパン梁のひび割れは S1 ほどではなく、曲げひび割れが入る程度の損傷であった。0.5% で 3 階の開口上部のコンクリートが剥離・剥落し、-0.5% で 1 階開口の壁縦筋が座屈、-0.75% で剥離・剥落が進行した。

L2 では 0.5% に至るまでの区間で壁板のせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れが増加した。0.5% で 3 階の開口上部がはらみ出し、2 階の開口上部に剥落みられた。0.75% に至る区間で壁板のせん断ひび割れが増加し、1.0% に至る過程で 2 階の壁板の圧壊が進行、1.0% 付近で二階の壁板でせん断すべりが発生した。

ii) 水平荷重 - 全体変形角関係

図 18 に試験体の 3 階梁位置での荷重 - 全体変形角関係を示す。但し、 $C_B$  は層せん断力係数で水平荷重を長期軸力で除して求めた。また、表 8 に最大耐力・初期剛性を示す。各

試験体とも最初のサイクルで剛性が低下し、全体変形角 0.5%前後で最大耐力を示している。最大耐力は開口が大きい試験体ほど低いが、L2 では開口の小さな S1 と同程度となっている。また、正負で最大耐力に差があるのは、S1、L1 においては圧縮束を受け止める側柱の有無、L2 においては側柱の大きさの違いによって生じている。最大耐力後は各試験体とも耐力が急激に低下する脆性的な挙動を示した。S1 では短スパン梁のせん断破壊によって架構全体の耐力低下が早期に訪れているが、L1 では短スパン梁の降伏が遅く損傷も S1 に比べ小さかったので、壁板にスリップが生じた後の耐力低下が緩やかであった。また、L2 は最大耐力後、2 階の壁板がせん断破壊を起こし、急激な耐力低下を起こした。壁板のせん断破壊後の履歴ループは L1 とほぼ同じ荷重となった。

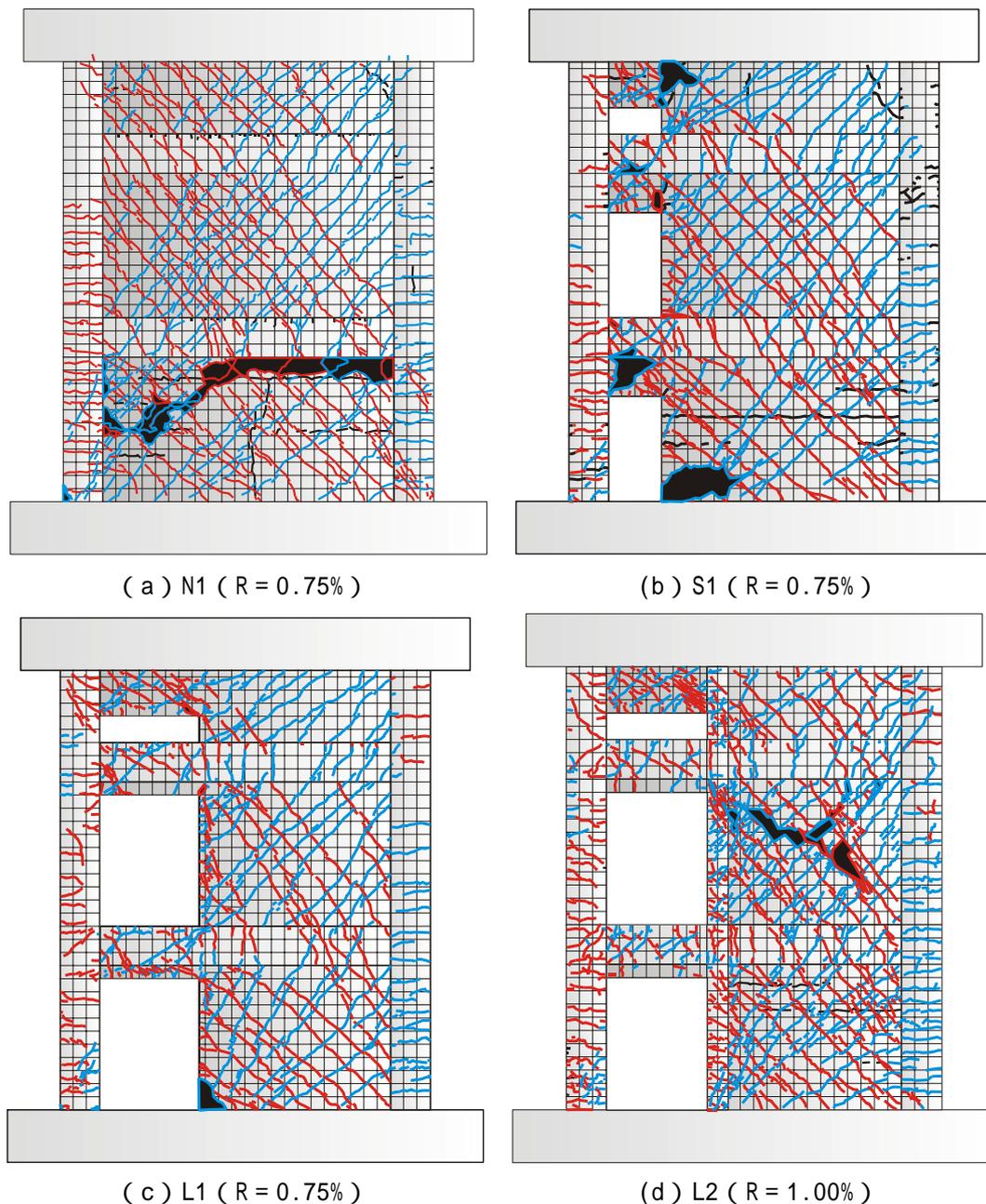


図 17 ピーク耐力直後の損傷状況

表 8 水平耐力一覧

	正方向			負方向		
	最大耐力 (kN)	全体変形 角(%)	初期剛性 (10 <sup>5</sup> kN/rad)	最大耐力 (kN)	全体変形 角(%)	初期剛性 (10 <sup>5</sup> kN/rad)
N1	1179	0.48	17.1	-1039	-0.42	13.4
S1	967	0.46	11.5	-838	-0.44	11.7
L1	686	0.68	6.17	-649	-0.74	6.71
L2	963	0.76	7.36	-810	-0.75	5.31

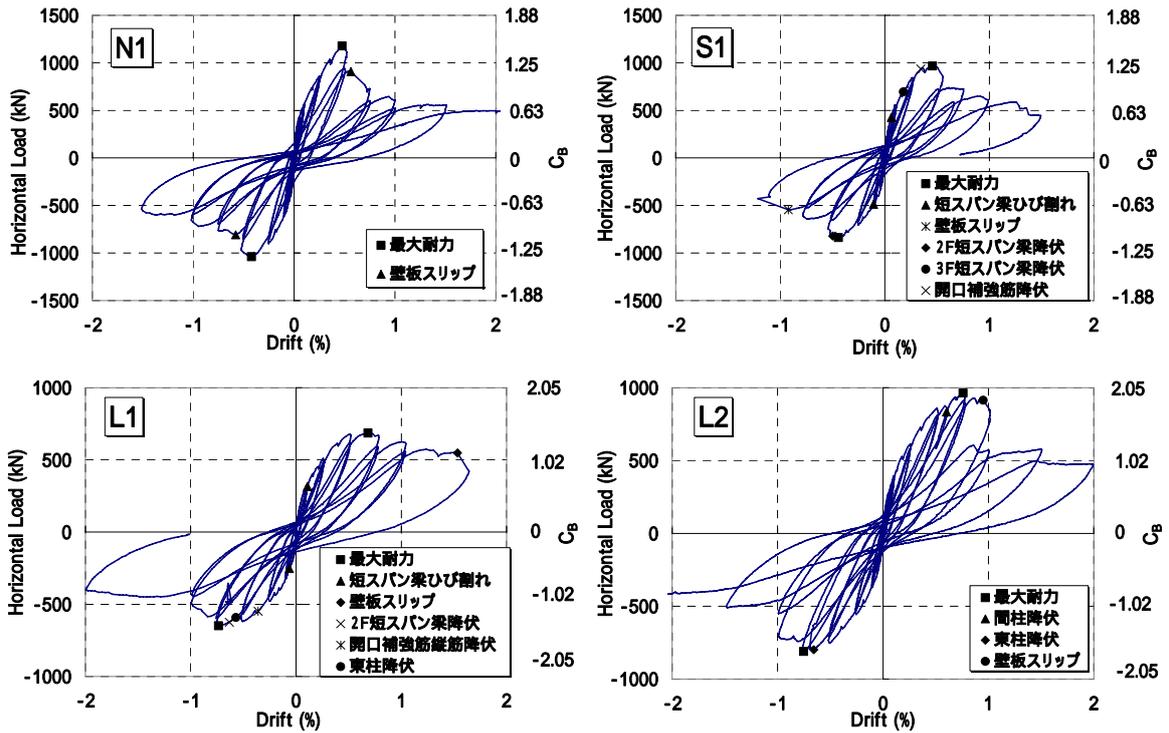


図 18 水平荷重 - 全体変形角関係

iii) せん断耐力の検討

開口を有する耐震壁のせん断耐力は無開口耐震壁に開口低減率を乗じて計算できる。この方法により、実験値と計算値を比較する。以下に無開口耐震壁のせん断耐力及び低減率の計算式を示す。なお、各層のセパレータはせん断耐力に寄与するので、壁横筋に算入した。せん断耐力は以下の2式で計算した。また、計算例として N1 の計算過程を式の下に示す。

靱性保証型設計指針<sup>1)</sup>より(以下、靱性式と略記)

連層アーチ機構を考慮して、アーチの角度は壁全体から求めたもので、有効幅を考慮した。記号および詳細は原著を参照。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$= 80(\text{mm}) \times 2800(\text{mm}) \times 2.67(\text{N}) \times 1$$

$$+ 0.36 \times (1 - 0.36) \times 80(\text{mm}) \times 2885(\text{mm}) \times 0.57 \times 25.9(\text{MPa}) / 2 = 985(\text{kN})$$

日本建築防災協会<sup>4)</sup>より(以下、防災式と略記)  
耐震壁のせん断終局強度。記号および詳細は原著を参照。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (2)$$

$$= \left\{ \frac{0.053 \times 0.64^{0.23} (18 + 25.9(\text{MPa}))}{3350(\text{mm}) / 2800(\text{mm}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.0025 \times 425(\text{MPa})} + 0.1 \times 4.49(\text{MPa}) \right\} \times 127(\text{mm}) \times 2188(\text{mm}) = 812(\text{kN})$$

開口低減率は、以下の式で計算した。

(A) 建築学会規準<sup>2)</sup>の低減率、 $r$ (以下、学会低減率と略記):

$$r = 1 - \eta \quad (3)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{h_o \cdot l_o}{h \cdot l}}, \frac{l_o}{l} \right\} \quad (4)$$

表9に各試験体のせん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。また、実験値を計算値で除した安全率を合わせて示した。図19の図中に破線で靱性式の計算値を、一点鎖線で防災式の計算値を示す。表9及び図19から靱性式および防災式、どちらの式を用いても1.1以上の安全率でせん断耐力を評価できていることが分かる。また、開口率が基準値0.4を上回るL1、L2に関して、耐震診断に用いられる防災式では1.5以上の安全率で評価できた。S1とL1を比較すると、コンクリート強度が高く作用軸力の小さいL1の方が安全率は低くなる傾向が見られた。

表9 実験値と計算値の比較

	正側			負側		
	実験値 (kN)	靱性式 (kN)	防災式 (kN)	実験値 (kN)	靱性式 (kN)	防災式 (kN)
N1	1179	985 (1.2)	812 (1.5)	-1039	-985 (1.1)	-812 (1.3)
S1	967	700 (1.4)	563 (1.7)	-838	-700 (1.2)	-563 (1.5)
L1	686	564 (1.2)	445 (1.5)	-649	-564 (1.2)	-445 (1.5)
L2	963	494 (1.9)	406 (2.4)	-810	-494 (1.6)	-406 (2.0)

カッコ内は安全率

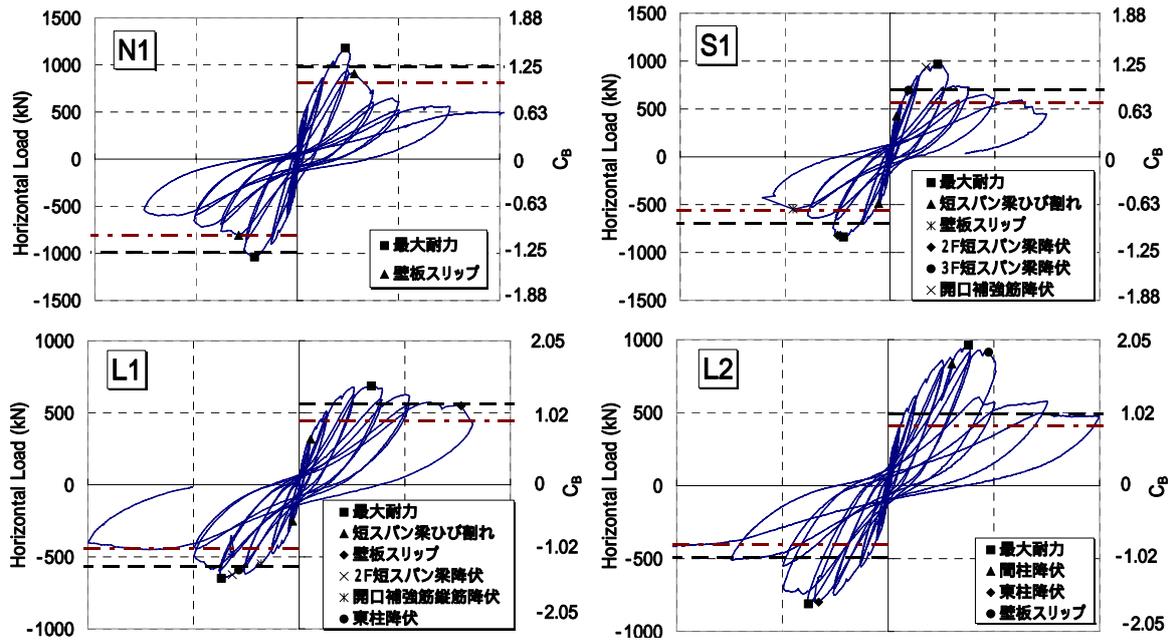
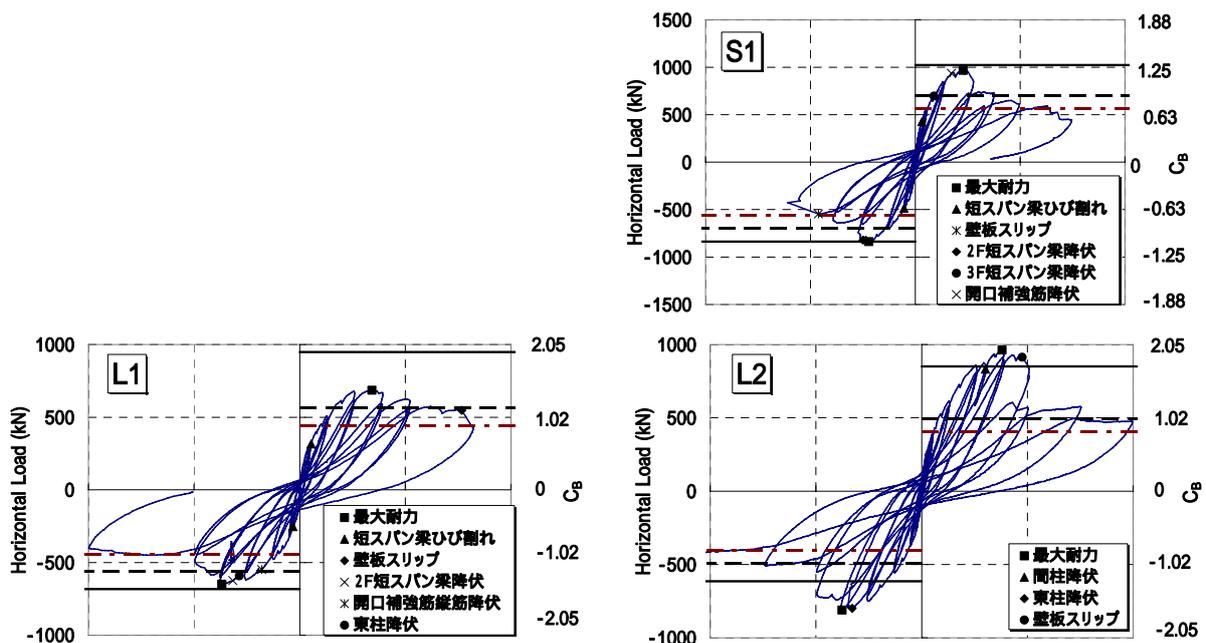


図 19 実験値と計算値の比較



破線は靱性式の計算値、一点鎖線は防災式の計算値を示す。5.1 節参照

図 200 付帯フレーム付耐震壁として扱ったときの計算値

iv) 付帯フレーム付連層耐震壁としての検討

N1 を除く 3 つの試験体では、偏在開口連層耐震壁を付帯フレーム付連層耐震壁として扱い、独立柱と枠柱付耐震壁のせん断耐力の和として架構のせん断耐力を求めた。表 10 に計算値を示す。また、図 200 に実線で計算値を示す。付帯フレーム付連層耐震壁として扱うことで、L1 の正側を除いてはせん断耐力及び正負の耐力差を、開口低減率を用いる方法と比較して精度良く評価できた。

表 10 付帯フレーム付連層耐震壁として扱ったときの計算値

	正側		負側	
	実験値 (kN)	靱性式 (kN)	実験値 (kN)	靱性式 (kN)
S1	967	1023 (0.9)	-838	-767 (1.1)
L1	686	949 (0.7)	-649	-683 (0.9)
L2	963	851 (1.1)	-810	-614 (1.3)

v) まとめ

せん断破壊するよう設計した偏在開口連層耐震壁の静的載荷実験を行い、開口が多層および偏在する場合の耐震壁の挙動を実験を通して明らかにした。耐震壁のせん断耐力を既往のせん断耐力式及び低減率を用いて評価したところ、開口周比が 0.46 の試験体でもせん断耐力を安全側に評価できた。また、偏在開口連層耐震壁を付帯フレーム付き連層耐震壁として扱えば、より精度良くせん断耐力を評価できた。

(c) 結論ならびに今後の課題

付帯フレーム付耐震壁に基礎浮き上がりが生じる場合と生じない場合における水平力抵抗機構及び損傷の進展状況を、骨組みモデルを用いて予想した。荷重変形関係はやや実験荷重を下回るものの精度良く予想できた。ひび割れや塑性ヒンジの形成に関しては、個別には精度良く予想できたものもあるが、全体としては精度向上を図る必要がある。

E-defense 実大実験の耐震壁下部で用いた 8 個の 3 分力計のうち、2 個の検定確認を行った。仕様書に示された校正係数を用いれば、誤差はほぼ 5% に収まることを確認した。それ以上の精度が必要であれば、回帰解析により求めた校正係数マトリクスを用いる必要がある。

偏在開口を有する耐震壁のせん断耐力を評価するために、3 体の試験体を作製し、静的載荷を行なった。耐震壁のせん断耐力を既往のせん断耐力式及び低減率を用いて評価したところ、開口周比が 0.46 の試験体でもせん断耐力を安全側に評価できた。また、偏在開口連層耐震壁を付帯フレーム付き連層耐震壁として扱えば、より精度良くせん断耐力を評価できた。

(d) 引用文献

- 1) 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・同解説、1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度計算法 -、1999
- 3) 津田和明、江戸宏彰：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性(スケルトンカーブ)の算定法 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究(その1)、日本建築学会構造系論文集 第 569 号、pp.97-104、2003.7
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001

## (e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
坂下雅信, 村上恭平, 河野進, 田中仁史, 渡邊史夫	基礎の浮き上がり挙動を許容する付帯フレーム付き連層壁構造の損傷評価に関する研究	日本建築学会構造工学論文集, Vol. 53B, pp. 101-106	2007
河野進, 坂下雅信, 卜部藍, 田中仁史	PCa 耐震壁, 基礎梁, 杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構	コンクリート工学年次論文報告集, JCI, Vol. 29, No.2	2007
藁科誠, 坂下雅信, 河野進, 田中仁史	開口率の異なる偏在開口を有する連層耐震壁のせん断耐力評価	コンクリート工学年次論文報告集, JCI, Vol. 29, No.2	2007
坂下雅信, 河野進, 田中仁史, 渡邊史夫	耐震壁下に位置し杭を有する基礎梁のマクロモデルによる数値解析 (その1: 基礎の有無が耐震壁の復元力特性に与える影響),	日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, C2	2007
森恭平, 藁科誠, 王激揚, 帖佐和人, 坂下雅信, 河野進, 田中仁史, 渡邊史夫	偏在開口を有する RC 造連層耐震壁のせん断性状に関する研究	日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, C2	2007
帖佐和人, 河野進, 田中仁史	E-ディフェンスにおける実大6層RC造建物実験で用いた三分力計の検定	日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, C2	2007
坂下雅信, 卜部藍, 河野進, 田中仁史	25%試験体を用いた RC 造連層耐震壁, 基礎梁, 杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明	コンクリート工学年次論文報告集, JCI, Vol.28, pp. 439-444	2006
卜部藍, 坂下雅信, 河野進, 田中仁史	鉄筋コンクリート造連層耐震壁のひび割れ幅の評価法	コンクリート工学年次論文報告集, JCI, Vol.28, pp. 463-468	2006
Sakashita M., Kono S., Tanaka H.	Lateral Force Resisting Mechanism of a Multi-story Shear Wall and Peripheral Members	2nd International fib Congress, June 5-8, Naples, Italy, No. 9-17	2006
Kono S.,	Seismic Force Resisting Mechanism of a	8th US National Conference	2006

Sakashita M. , Tanaka H.	Multi-Story Structural Wall Supported by Piles	on Earthquake Engineering , DISC1	
卜部藍 , 坂下雅 信 , 河野進 , 田 中仁史 , 渡邊史 夫	一体打ち耐震壁を有する基 礎梁の合理的設計法の提案 に向けた実験的研究	日本建築学会大会学術講演 梗概集構造系 , C2 , pp. 147-150	2006
藁科誠 , 前田修 宏 , 坂下雅信 , 河野進 , 田中仁 史 , 渡邊史夫	基礎の浮上りを考慮した付 帯フレーム付連層壁構造の 水平力抵抗機構の解明	日本建築学会大会学術講演 梗概集構造系 , C2 , pp. 431-432	2006
Kono S. , Sakashita M. , Wang J. , Tanaka H.	Behavior of a shearwall and an adjacent frame considering vertical movement of foundations	Group Meeting on Reinforced Concrete Building at the 4th NEES/E-Defense Plenary Meeting ,	2006
Kono S. , Sakashita M. , Wang J. , Tanaka H.	Experiment on shearwalls with eccentric openings	The Second NEES-EDEFENSE Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structures, Oct 30 - Nov 1, E-Defense, Kobe, Japan	2006
Sakashita M. , Kono S. , Tanaka H.	Damage evaluation of multi-story shearwall with an adjacent frame considering uplift of foundation	The Second NEES-EDEFENSE Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structures, Oct 30 - Nov 1, E-Defense, Kobe, Japan	2006
Sakashita M. , Kono S. , Tanaka H. , Watanabe F.	Damage evaluation of multi-story shear wall with an adjacent frame considering vertical movement of foundations	The 8th Japan-Korea-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures , pp. 131-140	2006

(f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

