

論文 二方向の水平荷重を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の 曲げ破壊性状に関する実験的研究

今西 達也*¹、西永 雅一*¹、板倉 康久*¹、森田 司郎*²

要旨：二方向の水平荷重を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ破壊性状を調べるために、軸力比、二方向の载荷履歴を変動因子とする 1/3縮小サイズの試験体3体の実験を行った。

耐震壁が面外一方向に変形する耐力を用い梁降伏機構を想定して設計しても、耐震壁が二方向同時に変形を受けると、面外方向のせん断力の過半を負担する側柱は想定した耐力以前に最大耐力を迎え、しかも、少ないエネルギーで耐震壁が面外方向に層崩壊する可能性を実験結果を用い示した。

キーワード：耐震壁、二方向変形、靱性、曲げ強度

1. はじめに

面内方向と面外方向の水平の二方向変形を同時に受ける鉄筋コンクリート造（RC造）耐震壁は面内一方向に変形を受ける耐震壁と異なった破壊性状を示す。面内と面外の水平の二方向変形を同時に受けたRC造耐震壁試験体の最終破壊状況を図1に示す。耐震壁試験体の側柱脚部では柱全周囲のかぶりコンクリートが剥落している。二方向の変形を受けた耐震壁試験体の側柱脚部では一方向だけに変形した耐震壁の側柱と比べ圧縮ひずみの進展が大きく、かぶりコンクリートの剥落が激しくなる。このために、二方向载荷の試験体は、一方向载荷の試験体と比べ変形能力が低下する[1]。兵庫県南部地震で被害を受けたRC造耐震壁の中にも図1の試験体と同様の破壊を生じ、建物に大きな被害を与えた例が見られた。これらのことから、二方向の水平変形を受ける耐震壁の構造性状の把握は急務の課題と言える。

RC造耐震壁が水平の二方向変形を同時に受けると、引張り側柱の面外方向の曲げ剛性が低下し、面外方向のせん断力の多くを圧縮側柱が負担するために、二方向変形を受ける耐震壁は幾何学的対称性にかかわらず、面外方向のみに変形を受けたときと比べ耐力が低下し、剛心位置の偏在を生じる[2]。しかも、面外方向のせん断力の多くを負担する圧縮側柱では小さな変形で最大耐力となり、その後の変形で耐力の低下を生じる可能性がある。また、二方向変形を受けるRC造耐震壁に加わる軸力レベルが低い場合の曲げ破壊性状や二方向载荷の加力パスが耐震壁の構造性状に及ぼす影響は明らかとなっていない。そこで、軸力比と加力パスが耐震壁の構造性状に及ぼす影響を検討するために、RC造連層耐震壁3体の二方向载荷実験を行った。本報告では、その実験の概要と検討結果を示す。

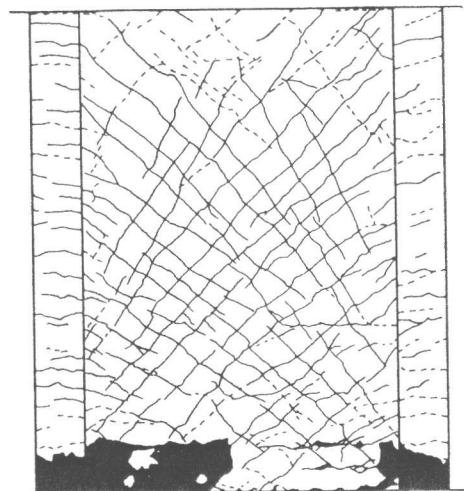


図1 二方向変形を受けた耐震壁試験体の最終破壊状況(W09H)

* 1 (株)松村組 技術総本部技術研究所(正会員)

* 2 京都大学教授 工学部建築学教室、工博(正会員)

表-1 試験体一覧

試験体	柱側			壁板			軸力比 ** $\frac{N}{2A\sigma_B}$	軸力 N (kN)	加力 パス
	形状 B × D (mm)	主筋 pg (%)	スライル 帯筋 pw (%)	内法 高さ hm (mm) [M/QLw]	壁厚 t × 内法長 l (mm)	壁筋 Ps (%)			
W09H	200	12-D10	D6 @60	2000	80	2-D6	0.09	294	H型
W34H	×				×	1300	@100	0.34	
W34D	200	(2.14)	(0.53)	[2.0]		(0.8)	0.34	1,206	斜め

* 試験体名W34Hの数字の記号の34は軸力比を表し、末尾の記号Hは加力パスを示す。

** Aは側柱の断面積を示す。

表-2 鉄筋の材料特性

呼び名	D10	D6
降伏強度 σ_y (MPa)	395	847
降伏時ひずみ ϵ_y (%)	0.21	0.52
ヤング係数 E_s ($\times 10^6$ MPa)	0.19	0.2
引張強度 σ_t (MPa)	557	1,076
伸び率 (%)	13.0	18.0

表-3 コンクリートの材料特性

試験体		W09H	W34H	W34D
4 週 強 度	圧縮強度 σ_B (MPa)	33	40	39
	圧縮強度時ひずみ ϵ_B (%)	0.25	0.25	0.26
	ヤング係数 E_c ($\times 10^5$ MPa)	0.25	0.26	0.25
実験時圧縮強度 σ_B' (MPa)		43 [119]	44 [148]	44 [160]

[]は実験時のコンクリートの材令(日)を示す。

2. 試験体

連層耐震壁の試験体は約 1/3縮小モデルとし、3体を作成した。図2に試験体の配筋図を示し、表1に試験体一覧を示す。これらの試験体は後に示す載荷条件下で曲げ降伏がせん断破壊に先行するように設計した。今回作成した全ての試験体の形状、コンクリート強度の目標値、鉄筋強度および配筋は同一である。

試験体W34Hは軸力比の大きな耐震壁の挙動を調べるために、軸力比 $N/(2 \times A \times \sigma_B)$ を設計上用いるほぼ上限値である0.34とした。加力は耐震壁の面内方向に所定の変形を保持した状態で直交方向に繰り返し変形を受ける、二方向のH型加力パスを採用した。試験体W09Hは軸力が小さな耐震壁の挙動を調べるために、軸力比を0.09とした。試験体W34Dは加力パスが耐震壁の構造的性状に与える影響を調べるために、試験体W34Hに対し加力パスを変え、斜め45度方向の二方向加力とした。

■ 材料試験結果

表2に鉄筋の材料特性を示す。D6の鉄筋は明確な降伏点を示さなかったので0.2%オフセット降伏点を採用した。表3にシリンダーコンクリートの材料特性を示す。

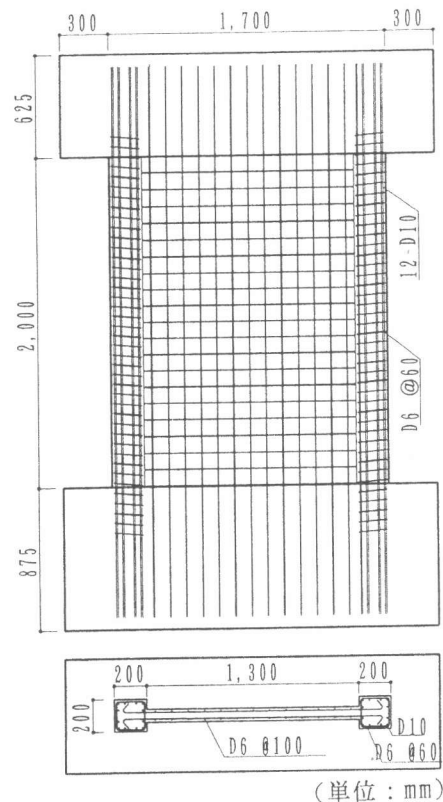


図-2 試験体図

3. 加力方法

加力装置を図3に示す。面内方向加力はシアスパン比が2 ($M/Q=3000 \text{ mm}$)となるよう片持ち梁形式とし、耐震壁の面内方向(X方向)に所定の変形を与えた。面外方向加力(Y方向)は逆対称変形を与えた。すなわち、図3の面外方向加力図に示すように、加力中は上側スタブに緊結した十字型配力ビームに回転が生じないように、NO.3とNO.4の2つの鉛直ジャッキの変位量が常に等しくなるように制御した。さらに、十字型鋼フレームが水平面内に回転しないように、NO.1とNO.2の2つの水平ジャッキの水平変位が常に等しくなるように制御した。

面内方向変形は上側スタブの下面より100mm上の高さ位置(側柱頂部より100mm上)のスタブ中央位置に対する面内方向水平変位と定義した。面外方向の変形は両側柱頂部の位置における面外方向水平変位の平均値と定義した。以下、面内方向および面外方向の水平変形角とは、この水平変形をそれぞれの計測位置の下側スタブ上面からの高さで除したものを言う。

実験を行った二方向H型加力と二方向斜め45度加力の加力履歴を図4に示す。二方向H型加力は耐震壁の面内方向(X方向)に所定の変形〔②, ⑥〕を与え、さらに面内方向の水平変形を一定に保った状態で面内と同一の変形角を面外方向(Y方向)に与える〔③④, ⑦⑧〕。斜め45度方向加力は耐震壁の面内方向と面外方向の変形を同時に同一の変形角となるように与え、所定の変形角で繰り返し振幅〔I~IV〕を与える。次に直行方向の斜め45度加力〔V~VII〕を与える。

載加スケジュールとしてはH型加力、斜め加力ともに、変形角が $1.25 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の繰り返し以降、変形角 2.5×10^{-3} , 0.005 , 0.0075 , 0.01 , 0.015 , 0.02 , 0.025 rad. で各2サイクル繰り返した。

4. 破壊経過と荷重変形関係

表4に全試験体の破壊経過一覧を示す。また、図5に全試験体W09H、W35H、W34Dの面内方向のせん断力と変形の関係の包絡線を示し、図6に全試験体の面外方向のせん断力と変形の関係の包絡線を示す。図5に示した Q_u は下記の(2)式で与えられる曲げ耐力略算式から求めた計算値である。また、図5には試験体W34HとW34Dの履歴の差を比較するために 0.01 rad. の1サイクル目の除荷時の履歴も含めて示した。

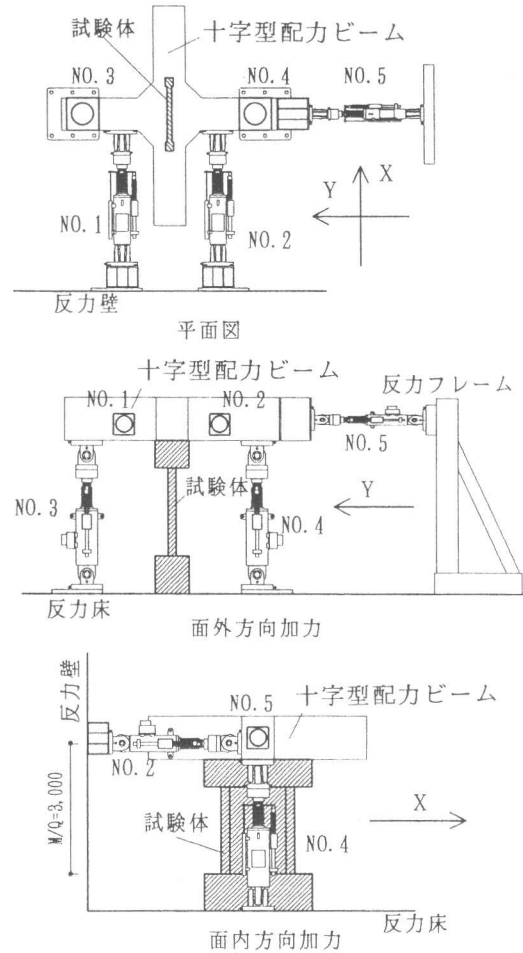


図-3 加力装置

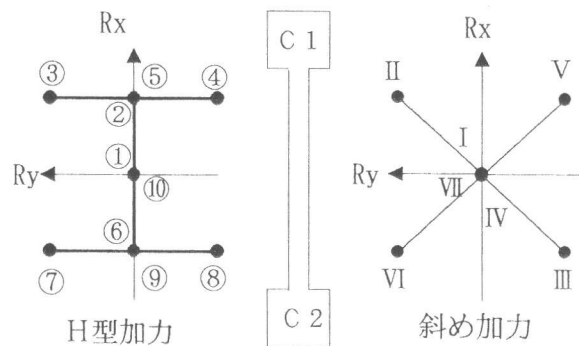


図-4 加力パス (1サイクル)

表-4 破壊経過一覧

変形角とサイクル		W09H	W34H	W34D
0.005 rad.	1回目	・引張側側柱主筋全降伏 ・斜めひび割れが試験体頂部まで入る		
0.0075 rad.	1回目	・斜めひび割れが壁板全面に入る	・斜めひび割れが壁板全面に入る	・斜めひび割れが壁板全面に入る ・圧縮側柱脚部でかぶりコンクリート剥落
0.010 rad.	1回目	・特筆すべき変化なし	・側柱脚部かぶりコンクリート剥落	・特筆すべき変化なし
	2回目	・特筆すべき変化なし	・側柱主筋の座屈	・側柱主筋の座屈
0.015 rad.	1回目	・圧縮側柱脚部でかぶりコンクリート剥落と主筋座屈 ・面内方向最大耐力到達	・圧縮側壁板脚部かぶりコンクリート圧壊、剥落と同時に急激な耐力低下 ・軸力は保持	・正側加力中、圧縮側壁板脚部の圧縮面でかぶりコンクリートの剥落と若干の耐力低下、軸力は保持 ・負側加力時、急激な耐力低下、その後の変形の増大で側柱圧壊、軸力保持不能
0.020 rad.	1回目	・引張側側柱脚部のコアコンクリートの離脱	/	/
	2回目	・圧縮側壁板脚部のコンクリート剥落と壁縦筋の座屈		
0.025 rad.	1回目	・面内方向のせん断耐力が最大耐力の6割に低下 ・軸力は保持	/	/

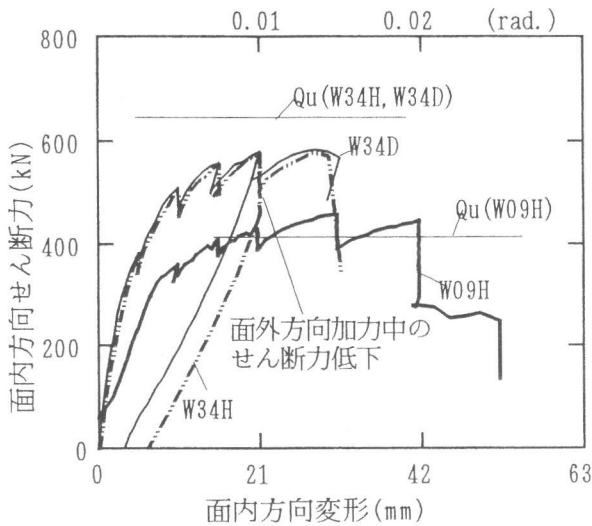


図-5 面内方向の荷重と変形の関係

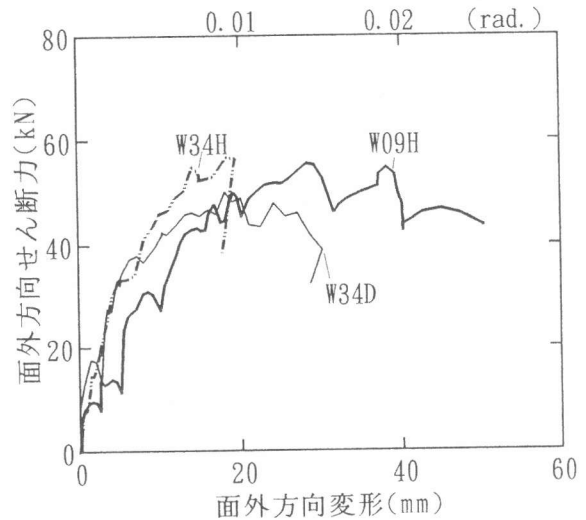


図-6 面外方向の荷重と変形の関係

$$\begin{aligned} \mu_u &= A_t \sigma_y L_w + 0.5 A_w \sigma_{wy} L_w + 0.5 N L_w & \dots\dots\dots (1) \\ Q_u &= \mu_u / (L_w \times S_d) & \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

ここで、 Q_u :耐震壁の曲げ破壊で決まる水平耐力、 A_t :引張側柱の主筋断面積、 σ_y :引張側柱の主筋の材料強度、 L_w :両側柱中心間距離、 A_w :壁板の縦筋断面積、 σ_{wy} :壁板の縦筋の材料強度、 N :作用軸力、 S_d :面内方向のシアパン比(=2)である。

軸力の大きな試験体W34H、W34Dは軸力の小さな試験体W09Hと比べ小さな面内変形で面内方向の耐力が低下した。ただし、軸力の小さな試験体W09Hであっても、側柱脚部ではコアコンクリートとかぶりコンクリートの剥落が生じ、その後の壁板脚部の圧縮破壊により面内方向のせん断力の低下が生じた(図1)。(2)式で求めた面内方向の曲げ耐力と比べ試験体W09Hの最大強度は大きくなったが、軸力の高い試験体W34H、W34Dの最大強度は計算値より小さかった。面内方向のせん

断力が上昇しなくなった変形では全ての試験体で側柱脚部の圧縮ひずみが1%以上となっている。側柱と同じ配筋を施した圧縮試験体(高さ400mm)を作成し、中心圧縮試験を行った結果では0.5%ひずみで最大耐力となり、その後のひずみの増加により耐力が低下している。また、全試験体ともに壁横筋の降伏は最後まで見られなかった。このことから、耐震壁の面内方向の曲げ耐力の低下は側柱の圧縮耐力の低下と圧縮側柱のひずみの進展に伴う中立軸の移動により生じたと言える。

二方向のH型加力を行った試験体と二方向の斜め加力を行った試験体では同程度の変形で面内方向の耐力が低下した。一方、面外方向のせん断力の最大値はH型加力を行った試験体W34Hと比べ斜め方向加力を行った試験体W34Dの値が小さい。しかも、試験体W34Hの面外方向の最大耐力は最大変形角である0.01 rad. であるが、試験体W34Dの面外方向の耐力は変形角0.007rad. で最大となり、その後の変形の増加中には耐力が低下している。面外方向の曲げ耐力に関しては次の章でも記す。

5. 側柱の面外方向の負担せん断力

図7に斜め方向加力を行った試験体W34DとH型加力を行った試験体W34HのC1柱の面外方向の負担せん断力と面外変形の関係を示す。面外方向のせん断力の抵抗要素の中で、壁板のみの面外剛性は小さいので壁板を無視すると、面外方向せん断力は圧縮側柱と引張側柱だけで構成される。ここで、いずれのせん断力も柱心に作用すると仮定すると、変形を拘束しているNo. 1, No. 2 ジャッキの荷重からC1, C2柱の負担せん断力が求められる[2]。

図7には図4に示した加力パスの中で前半の履歴(①~⑤、I~IV)についてのみ示した。図中の○印は所定の変形振幅に到達時した値を示す。

図に示した Q_{cu} は側柱と同じ形状の独立柱1本が一方方向の変形を受け曲げ破壊する水平耐力の計算値を示す。曲げ耐力は断面解析を用い、独立柱1本の断面に耐震壁試験体に作用した軸力の1/2 ($N=603kN$)となる軸力を与え、曲率を増加する過程で得られた最大値である。

斜め加力を行った試験体W34DのC1柱が圧縮となる時の最大耐力は0.007rad. で最大となり、その後は変形増加中にも耐力の低下を生じている。一方、H型加力を行った試験体W34HのC1柱は最大変形時に最大耐力となり、変形増加中の耐力の低下は生じていない。H型加力を行った試験体W34HのC1柱の耐力が低下していない原因としては、図5に示すように面外方向加力中に面内方向のせん断力が減少し、圧縮側柱の圧縮力が低下することによる[2]。このことから、二方向変形を受ける耐震壁の面外方向の曲げ耐力の評価を行う上でH型加力より斜め45度加力は厳しい条件であるといえる。

図6と図7の試験体W34Dの面外方向の負担せん断力の比較から、壁板のせん断力の負担を無視す

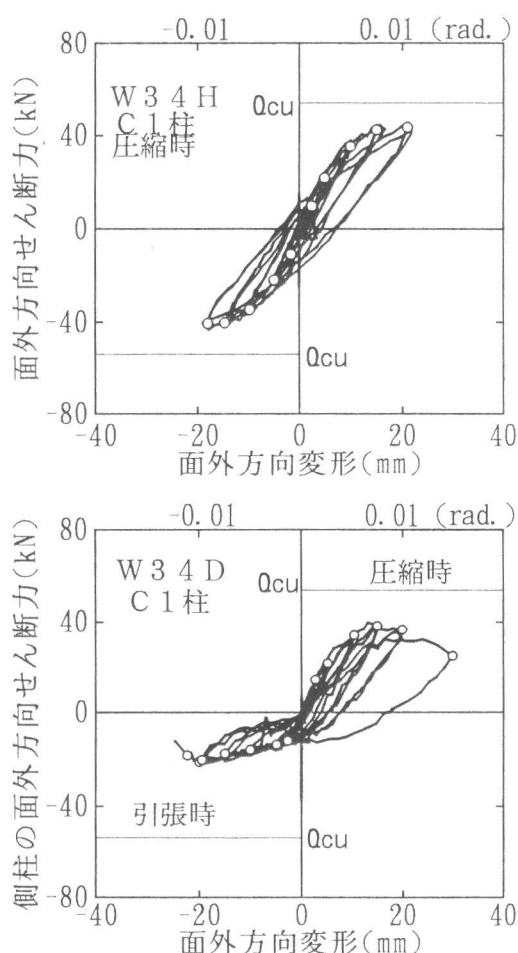


図-7 側柱の負担せん断力

ると面内方向正加力によりC1柱が圧縮となる時のC1柱は耐震壁の面外方向のせん断力の過半を負担している事がわかる。試験体W34Dの引張側柱の全主筋が降伏した後の面外方向変形の増大中に引張側柱脚部では面外方向の曲げモーメントをほとんど負担しなくなったために、引張側柱の負担せん断力が少なくなったと考えられる。試験体W34Hについても試験体W34Dと同様に面内変形により圧縮となる側柱が耐震壁の面外方向の過半のせん断力を負担している。しかし、図7が示すように試験体W34DのC1柱が面外方向のせん断力の過半を負担する圧縮時でも、C1柱のせん断耐力は Q_{cu} より小さい。また、試験体W34HのC1柱の負担せん断力も Q_{cu} に達しないであろうと推定される。

耐震壁が面外一方向に変形する耐力を用い梁降伏機構を想定して設計しても、耐震壁が二方向同時に変形を受けると、面外方向のせん断力の過半を負担する側柱は想定した耐力以前に最大耐力を迎え、しかも、最大耐力時の変形が小さくなることから、少ないエネルギーで耐震壁が面外方向に層崩壊する可能性があることをこの実験結果は示している。

6. まとめ

耐震壁3体の二方向載荷実験を行い、軸力比、加力履歴が、耐震壁の構造特性に及ぼす影響について比較検討を行った。本実験研究で得られた主要な結論を示す。

- 1)軸力の大きな試験体W34H、W34Dは軸力の小さな試験体W09Hと比べ小さな変形で面内方向の耐力が低下した。ただし、軸力の小さな試験体W09Hであっても、側柱脚部ではコアコンクリートとかぶりコンクリートの剥落が生じ、壁板脚部の圧縮破壊により、面内方向のせん断力の低下が生じた。
- 2)軸力の大きな試験体の最大強度は面内方向、面外方向いずれの成分も計算値より小さくなった。特に面外方向の耐力の低下が著しい。
- 3)二方向のH型加力を行った試験体W34Hと二方向の斜め加力を行った試験体W34Dは面内方向では同程度の変形での耐力が低下した。一方、H型加力を行った試験体と比べ斜め方向加力を行った試験体の面外方向の最大耐力は小さくなった。このような結果は二方向変形を受ける耐震壁の面外方向の曲げ耐力の評価を行う上でH型加力より斜め加力は厳しい条件であることを示している。
- 4)耐震壁が面外一方向に変形する耐力を用い梁降伏機構を想定して設計しても、耐震壁が二方向同時変形を受けると、面外方向のせん断力の過半を負担する側柱は想定した耐力以前に最大耐力を迎え、しかも、最大耐力時の変形が小さくなることから、少ないエネルギーで耐震壁が面外方向に層崩壊する可能性を示した。

謝辞 本実験を行うに当たり(株)神戸製鋼所より鉄筋の提供を賜りました。

参考文献

- [1]平石久廣、今西達也、福山洋、田中義成：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造性状、日本建築学会論文報告集、第450号、pp. 89~98、1993. 8
- [2]今西達也、平石久廣、藤井栄、森田司郎：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の面外方向の構造性状、日本建築学会論文報告集、第466号、pp. 97~105、1994. 12