[180] 曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験

正会員 ○ 緒方 恭子 （横浜国立大学大学院）
正会員 壁谷沢 寿海（横浜国立大学工学部）

1 序

本研究は、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏を設定する壁フレーム構造の終局強度設計を念頭において、耐震壁の静加力実験を行なったものである。中層建物の連層耐震壁最下層をとり出し、動的な応答で予想される曲げ降伏時のせん断力のレベル（シアスパン比）が変化するときの応力状態で繰返し加力を行ない、シアスパン比、配筋量、配筋方法と耐力、変形能力の関係を把握する。

2 実験計画

試験体 ： 試験体は、proto type structure として日米共同研究の実大七層試験体[2]を想定し、連層耐震壁の最下層を約1/2.5 のスケールでとり出した側柱を含む1層1スパンの耐震壁6体（K1～K6）である。配筋詳細の例（K2、K6）を図1に示す。断面寸法は各試験体共通で、配筋量及び壁板の補強方法をパラメータとしている。試験体K1、K2、K3は、配筋量の比を壁、柱共1：2：3としたもの、K4は、柱はK2、壁はK3と同じ配筋としたもの、K5、K6は、それぞれK2、K3と同量の鉄筋量で、1/2 の壁筋をスリップ破壊に対して有効であるとされているX型補強としたものである。表1に試験体一覧を表2に使用材料の性質、材料試験の結果を示す。

加力方法 ： 加力は試験体両側の鉛直方向のオイルジャッキと、頂部水平方向のアクチュエーターにより行なった。まず両端のジャッキによりほぼ7層の建物に相当する定軸力（40tf，σ_0 = 19.2 kg/cm^2）を与え、これを保ちつつ、図2に示すようにアクチュエーターによる水平力と両端のジャッキによる対称モーメントを異なる比率で制御することにより、荷重のシアスパン比を変動させる。シアスパン比は、壁フレーム構造の静的、動的な弾塑性解析結果[3)4)]を参考に設定した。すなわち、実大7層試験体の連層耐震壁最下層のM/QDは逆三角形外力分布に対する静的な解析において弾性範囲で1.80、骨組終局時で1.50程度であるのに対し、動的な地震応答解析では、高次モードの影響により耐震壁の入力せん断力が静的解析よりも上昇するため、M/QDは1.10程度まで減少する。これらを参考に表3に示すようにM/QDを2.0 から

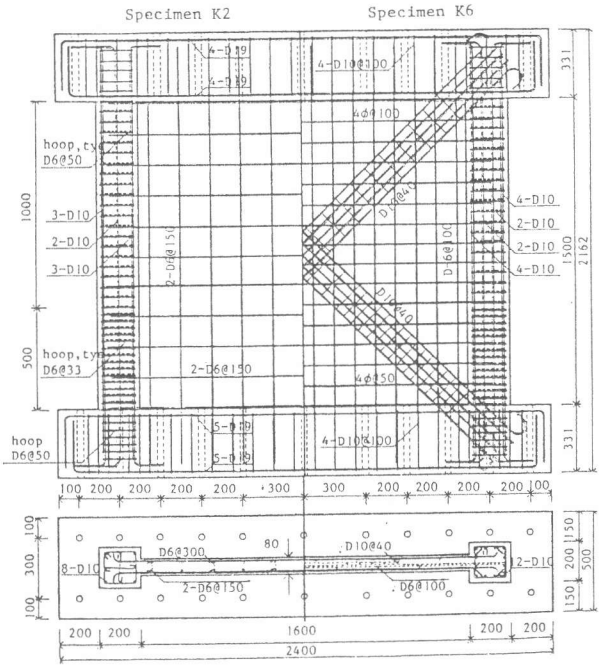


図1 試験体の配筋詳細

表1 試験体一覧

Specimen	Column Main Bar(Pg %)	Column Hoop*(Pw %)	Wall-Panel Shear Reinf.(Ps %)
K1	4-D10 (0.71)	2-D6 (0.96)	D6 @150 (0.27)
K2	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @150 (0.53)
K3	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	2-D6 @100 (0.80)
K4	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @100 (0.80)
K5	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	D6 @150, 6-D10X (0.53)**
K6	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	D6 @100, 10-D10X (0.83)**

* 0<h<500 : @33, 500<h<1500 : @50
** equivalent ratio including diagonal reinforcement

表2 使用材料の性質

	Steel σy (kg/cm²)	Steel εy	Steel σu (kg/cm²)		Concrete Fc (kg/cm²)	Concrete εcb	Concrete Ec (kg/cm²)	Concrete Fsp (kg/cm²)
D6	4032	0.0027	5363	K1-K3	196	-	-	15.5
D10	3995	0.0023	5677	K4-K6	212	0.0028	175000	16.3

表3 加力プログラム

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R	1/250	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/100	1/50	1/50	1/50
M/QD	2.00	2.00	1.75	1.50	1.25	1.00	0.75	2.00	1.50	1.00

0.75まで徐々に小さくし、最終的に脆性的な破壊（終局せん断耐力）となるようにした。変形のレベルは1/100の一定振幅の繰返しを中心とし、その後1/50での繰返し加力も行なっている。

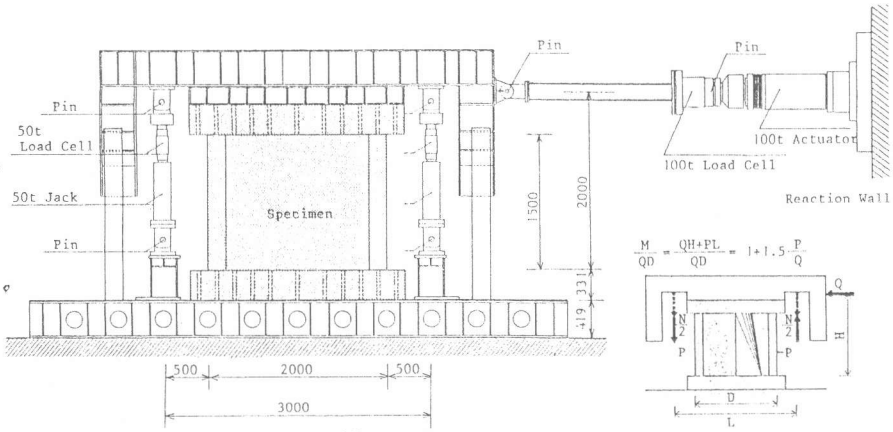


図２　加力方法

３　実験結果

破壊経過　：　図３に、変形部材角R＝1/100 の繰返し加力（M/QD ＝2.0 ～0.75）後における試験体のきれつ状況を示す。各試験体ともほぼ以下に示す破壊経過をたどった。R＝1/250 の繰返しでは、曲げきれつが発生した後、曲げせん断、せん断きれつが前後して発生する。R＝1/100 、M/QD＝2.0 の繰返しでは、R＝1/250 のひびわれより曲げひびわれの数がやや増え、圧縮側壁板の斜め上部にせん断ひびわれが新たに生じた。　M/QD＝1.75～1.25ではひびわれ状況もあまり変らず安定した曲げ降伏型の挙動を示した。M/QD＝1.0 ～0.75では、Ｘ型補強のＫ６のみ明らかな圧壊の様子がみられなかったが、圧縮側壁板脚部の斜め圧壊あるいは、壁板脚部全体のスリップ破壊等脆性的な破壊をした。この後のR＝1/50の繰返し加力では、試験体とも壁板の破壊は進んだが、軸力は十分保持し、繰返し荷重下でも安定した挙動を示した。

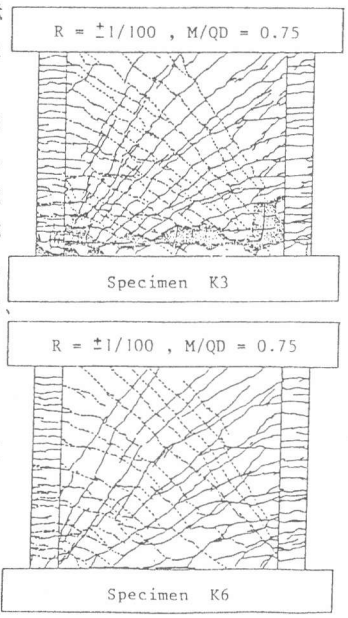


図３　きれつ状況

復元力特性　：　各試験体のせん断力と水平変位の関係を図４に示す。変形部材角R＝1/100 の繰返しでは、M/QDが小さいほどせん断力の最大値が上昇しているが、壁板の斜め圧壊あるいはスリップ破壊等が生じた後の繰返しでは、耐力が低下している。その上昇の割合は、M/QD＝2.0 に対してM/QD＝1.5 ～1.25ではほぼ比例的であるが、M/QD＝1.0 ～0.75では実験値が低くなっている。これは、M/QDの変化に対してせん断力が曲げ降伏時のそれほどにまで上らないまま変形角1/100 に達しているためである。

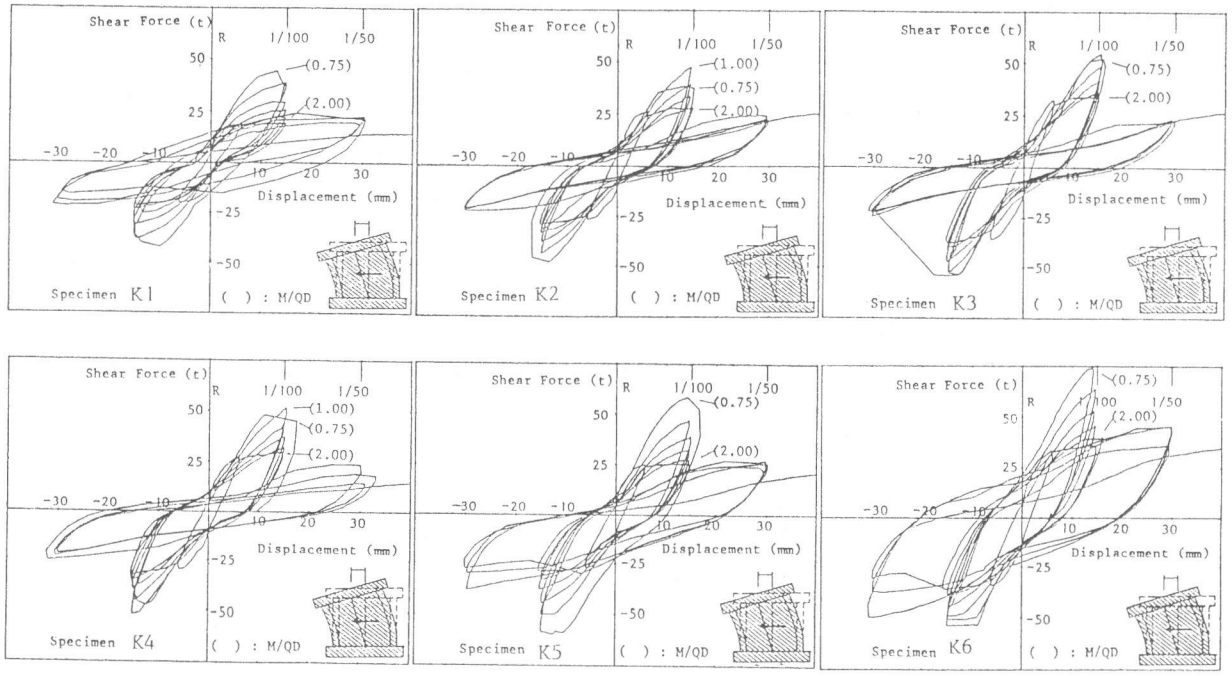


図４　せん断力と水平変位の関係

表4　耐力の比較

(a) Flexural Strength

Specimen	Observed Cracking Moment (ton*m)	Observed Yield Moment (ton*m)	Observed Maximum Moment (ton*m)	Computed Cracking Moment (ton*m)	Computed Yield Moment (ton*m)	Computed Maximum Moment (ton*m)
K1	36.2	71.8	85.5	32.1	59.5	74.3
K2	37.4	86.6	116.1	32.1	83.7	109.5
K3	37.1	107.7	149.8	32.1	106.8	142.9
K4	37.4	86.0	130.6	32.8	87.4	120.2
K5	38.7	83.4	115.9	32.8	85.1	107.9
K6	37.0	106.7	144.9	32.8	109.6	142.6

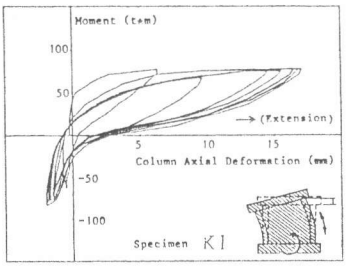
(b) Shear Strength

Specimen	Cracking Shear (ton)	Maximum Shear (ton)	Failure Mode* (M/QD)	Cracking Stress** (kg/cm²)	Maximum Stress** (kg/cm²)	Pw*fy*** (kg/cm²)
K1	15.2	45.0	DC(0.75)	9.5	28.1	10.8
K2	12.3	49.0	SS(1.0)	7.7	30.6	21.5
K3	15.3	55.2	SS(1.0)	9.6	34.5	32.3
K4	18.2	52.0	SS(1.0)	11.4	32.5	32.3
K5	15.0	59.9	DC(0.75)	9.4	37.4	21.2
K6	20.2	74.3	DC(0.75)	12.6	46.4	33.6

* DC : Diagnal Compression Failure
SS : Sliding Shear Failure

** Effective Area : t*lw (t:wall thickness, lw:total depth)
*** Pw : Shear Reinforcement Ratio in Wall-Panel
fy : Yield Stress of Shear Reinforcement

破壊モードと耐力　：　表4に各試験体の曲げひびわれ、曲げ降伏、曲げ終局時のモーメント（実験値、計算値）及びせん断ひびわれ、せん断終局時のせん断力及び平均せん断応力度（実験値）、破壊モードとその時のM/QDを示す。曲げ耐力の計算値は、平面保持を仮定して材料の応力歪関係にもとづく解析により求めた値である。終局モーメントは曲率分布がモーメントに比例すると仮定して変形角1/100 に相当する曲率に対応する値とした。K1、K5、K6は圧縮側壁板の斜め圧壊（M/QD＝0.75）、K2、K3、K4は壁板脚部のスリップ破壊（M/QD＝1.0 ）で最大耐力に至った。せん断耐力に対しては、破壊モード、M/QD、配筋詳細等の関連で検討が必要であるが、表4中の最大平均せん断応力度とPw・fyを比較すると、通常の縦横補強（K2、K3、K4）では全補強筋量を仮定するほどにせん断力が上昇しないままスリップ破壊をおこしているのに対し、X型補強（K5、K6）では有効に耐力が上昇している。



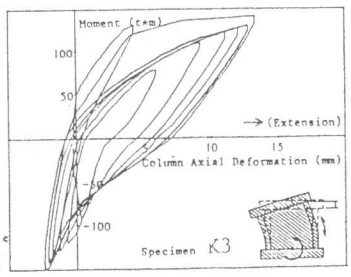


図5　軸方向変形

4　変形の分離による検討

軸方向変形　：　実験では、高さ方向に6区間で側柱伸縮量を測定した。図5にベースモーメントと軸方向変形の関係を示すが、変形ゼロの付近で剛性を回復する時のモーメント、すなわちひびわれが閉じる以前に鉄筋が負担する圧縮力のレベルは、縦筋量の比になっている。また図6には、平面保持仮定によるモーメント－曲率関係の解析値を壁脚部（高さ15cm）の軸方向変形より求めた実験値とを比較して示した。

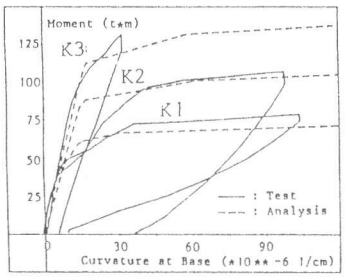


図6　M－φ関係

曲げ変形とせん断変形　：　平面保持を仮定して側柱の軸方向変形より各区間での平均曲率を求め、これにより壁頂部に生ずる水平変位の和を曲げ変形とした。また、全水平変位との差をせん断変形として変形を分離する。変形角R＝1/100 における曲げ変形とせん断変形の比率とM/QDの関係を図7に示す。せん断変形の占める割合は、M/QDが2.0 ～1.0 において、K1では24～37%であるのに対し、K3では37～64%であり、曲げ耐力が高いほど大きくM/QDの減少による増加率も大きい。またX型補強（K5、K6）は同じ量の縦横補強（K2、K3）より全体的に曲げ変形の占める割合が大きい。曲げ変形、せん断変形それぞれの履歴として、図8にベースモーメントと曲げ変形の関係、及びせん断力とせん断変形の関係の例（K1、K3）を示す。曲げ変形の履歴形状はK1が比較的安定しているのに対し、K3は繰返しごとに絶対値が小さくなり

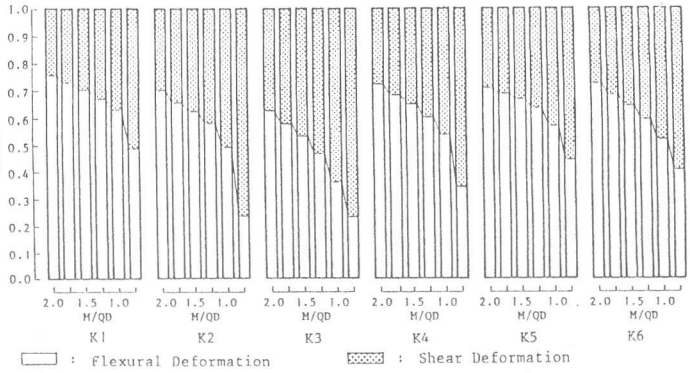


図7　曲げ変形とせん断変形の比率

前の履歴をたどらず最大点をめざす傾向がある。また、せん断変形の履歴形状はＫ１は紡錘形であるのに対し、Ｋ３は著しいスリップ型を示し、繰返しごとに変形を増している。これらは破壊モードと関連があり、斜め圧壊のＫ５、Ｋ６はＫ１に、スリップ破壊のＫ２、Ｋ４はＫ３にそれぞれ近い履歴形状となった。

エネルギー吸収能　：　試験体の吸収エネルギーは、外力の仕事として水平力を水平変位で、対称モーメントを回転角で、それぞれ積分したものの和と考えることができる。これを反曲点高さ（M/QDにより異なる）における水平変位とせん断力の関係におきかえ、さらに曲げ変形とせん断変形を分離して評価することによりそれぞれの変形成分の吸収エネルギーを算出した。図９にＲ＝1/100 の各M/QDにおける試験体の履歴により吸収したエネルギーを示す。せん断変形によるエネルギー吸収はM/QDの減少に伴い増加するが、曲げ変形によるものが大部分を占めそれがM/QDの減少に従い減少するため、全体としては減少する傾向がある。M/QD＝2.0 では鉄筋量による差が明確である。Ｘ型配筋のＫ５、Ｋ６はＫ２、Ｋ３と比較して大きなエネルギー吸収能力をもっている。

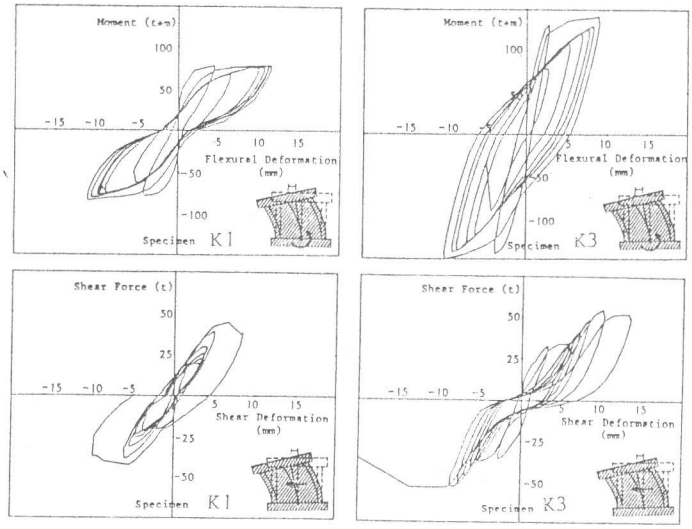


図８　曲げ変形とせん断変形の履歴

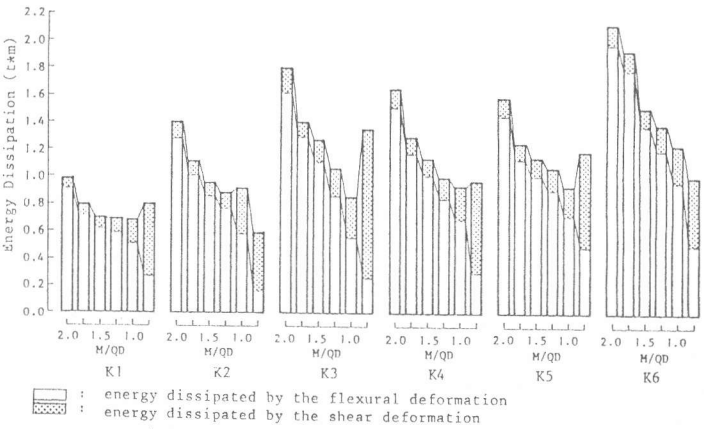


図９　エネルギー吸収能の比較

５　結論

（１）　試験体は変形角Ｒ＝1/100 、M/QD＝2.0 ～1.25の繰返しで曲げ降伏型の安定した挙動を示し、M/QD＝1.0 ～0.75で斜め圧壊、スリップ破壊等脆性的な破壊をした。その後、1/50の繰返しでも軸力を保持し安定していた。

（２）　曲げ耐力は曲げ理論の計算値にほぼ等しい。せん断耐力は、通常の横補強筋の試験体ではスリップ破壊に対して全補強筋を仮定するほどには上昇しない。Ｘ型補強は、スリップ破壊に対し有効でせん断耐力の上昇に寄与する。

（３）　試験体のエネルギー吸収量の大部分は曲げ変形による。M/QDが小さくなるとせん断変形によるエネルギー吸収量は増えるが、曲げ変形が小さくなるため全体量は減少する。

（４）　壁のせん断補強筋をＸ型とした試験体は、同量の横補強筋量の試験体と比較し、耐力、変形能力、エネルギー吸収等で明らかに良好な挙動を示した。

＜謝辞＞

御指導いただいた東京大学工学部青山博之教授、小谷俊介助教授、横浜国立大学工学部末永保美教授、及び実験に御協力いただいた横浜国立大学杣木孝裕氏に感謝します。　本研究は、文部省科学研究費総合研究（Ａ）（代表者、東京大学、青山博之教授）及び奨励研究（Ａ）（代表者、壁谷沢寿海）の一部により行なわれた。

＜参考文献＞

１）緒方、壁谷沢『曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する実験的研究　－　異なるシアスパン比の繰返し荷重下での弾塑性挙動について　－』　第30回構造工学シンポジウム、1984

２）上之園、芳村他『－日米共同研究－鉄筋コンクリート造実大７層試験体の耐震性に関する研究（その１）、（その２）』壁谷沢、塩原、小谷、青山『　同（その３）』　第６回日本地震工学シンポジウム講演集、1982

３）壁谷沢、小谷、青山『耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析』　第５回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1983

４）緒方、壁谷沢『鉄筋コンクリート壁フレーム構造の地震応答解析（その１）～（その４）』　日本建築学会関東支部研究報告集及び大会学術講演梗概集、1983