

論文

[2092] 曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究

正会員○牧田敏郎 (間組技術研究所)

正会員 仲地唯治 (間組技術研究所)

正会員 早川幸孝 (間組技術研究所)

正会員 戸田哲雄 (間組技術研究所)

1. はじめに

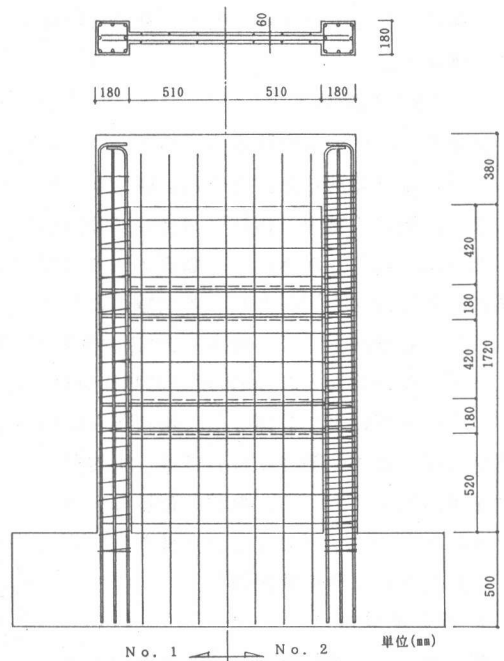
超高層RC造で連層耐震壁を耐震要素とする場合にはその耐震壁は曲げ降伏先行型で、壁脚部にヒンジを形成し、このヒンジ部分が十分な変形能力を有することが必要である。連層耐震壁の下層部の圧縮側側柱は、耐震壁が水平力を受けた場合に非常に大きな軸力を負担すると考えられ、架構が十分な変形性能を有するためには、この側柱が、軸力に対してぜい性的な破壊をすることなく十分な圧縮じん性を有することが重要である。そこで、本実験では、この側柱に着目し、側柱帯筋量の異なる2体の連層耐震壁試験体の水平加力実験および帯筋量をパラメータとした柱の中心圧縮試験を行った。

2. 試験体

2.1 耐震壁試験体

耐震壁試験体は、実大の約1/5スケールの3層試験体で側柱の帯筋比をパラメータとした2体である。試験体の形状及び配筋を図-1に示す。柱芯間距離1200mm、1階高さ700mm、2・3階高さ600mmで、壁厚は60mm、壁筋比は縦筋、横筋とも0.7%とした。側柱は、断面が180mm×180mmで、主筋比は3.14%、帯筋は四角形スパイラルで、帯筋比は、No.1が0.23%、No.2が0.70%とした。なお、梁型は設けていないが、梁を想定した部分に梁主筋を配筋した。柱主筋は、D13(SD35)とし、梁主筋および壁筋にはD6(SD30)を、側柱の帯筋には高強度せん断補強筋(U5.1)を用いた。コンクリートは粗骨材最大寸法10mmとし、調合強度を420kg/cm²とした。側柱の主筋量および試験体壁部のせん断補強筋量は、(1)式によるせん断強度が、(2)式による曲げ強度時のせん断応力度を上回るように決めた。

$$\tau_{su} = 0.068 P t e^{0.23} (F_c + 180) / \sqrt{M/QD + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot P_{wh} + 0.1 \sigma_o} \quad (1)$$



柱主筋 8-D13 帯筋 No.1 2-U5.1@90
壁筋 2-D6 (縦横共) No.2 2-U5.1@30

図-1 耐震壁試験体

表-1 中心圧縮試験体一覧

試験体	帯筋	ピッチ (mm)	Pw (%)	数量
402	φ4	60	0.23	1
405		30	0.47	1
502	U5.1	90	0.23	3
505		45	0.47	1
507		30	0.70	3
510		20	1.05	1
607		50	0.67	1
610	U6.4	30	1.11	1
000		無筋		3

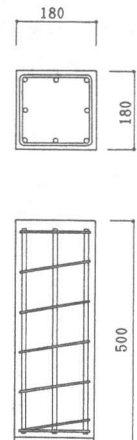


図-2 中心圧縮試験体 (502)

$$\tau Mu = Mu/H / (be \cdot j)$$

(2)

$$Mu = 0.9at \sigma_y D + 0.4aw \sigma_{wy} D + 0.5ND \{1 - N / (BcDFc)\}$$

記号は文献1)参照

2.2 側柱試験体

耐震壁試験体の側柱部分を取り出して中心圧縮試験を行うための試験体で、断面寸法及び主筋比は耐震壁試験体の側柱と同一とした。試験体の一覧を表-1に、形状、配筋を図-2に示す。

実験のパラメータは帯筋比及び帯筋ピッチとし、帯筋比は約0.2%、0.5%、0.7%および1.1%の4種類で、それぞれの帯筋比について鉄筋径をかえてピッチを変化させた試験体の実験も行った。使用したコンクリートおよび鉄筋は耐震壁試験体と共通で、材料試験結果を表-2、3に示す。

3. 実験方法

3.1 耐震壁試験体

耐震壁試験体の加力装置の概要を図-3に示す。水平力は、反力壁に取り付けた100tonアクチュエータにより載荷した。さらに、軸力用反力フレームに取り付けた2台の100tonアクチュエータにより、所定の軸力（側柱1本当たり100kg/cm²）を試験体に与えると同時に、壁脚部でのシアパン比（M/QD）が常に2となるように水平力に比例した付加モーメントを与えた。水平力の制御は1層の部材角制御とし、各試験体とも図-4に示す加力サイクルに従って載荷した。

計測は各層床レベルでの水平変位、鉛直変位を測定したほか、高さ方向の曲率の分布を計算するため、側柱を30~210mmの短い区間に分けて軸方向の伸縮量を測定した。鉄筋のひずみは、ストレーンゲージにより計測した。壁板部分については、全体的なひずみの分布が把握できるように測定位置を定め、側柱については、1層部分を重点的に測定した。なお、荷重はアクチュエータのロードセルにより計測し、ひびわれ状況を随時観察記録した。

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	No. 1	No. 2	中心圧縮試験終了時
圧縮強度 (kg/cm ²)	382	389	394
ヤング係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)	2.95	2.55	2.86
割裂強度 (kg/cm ²)	—	—	23.7

数値はテストピース3本の平均値

中心圧縮試験開始時の値はNo. 2の値と同じ

3.2 側柱試験体

側柱の中心圧縮試験は、200ton万能試験機を用い圧縮のみの一方向加力とした。計測は、軸方向ひずみを変位計により計測したほか、試験体中央部分で、主筋および帯筋のひずみを計測した。

表-3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	4φ	D6	D13	U5.1	U6.4
降伏点強度 (kg/cm ²)	16691	3750	3858	14167	13833
引張強度 (kg/cm ²)	18282	5187	5612	15140	14867
ヤング係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)	1.99	1.79	1.89	2.13	2.04
伸び率 (%)	10.9	14.1	18.8	11.4	9.33

数値はテストピース3本の平均値

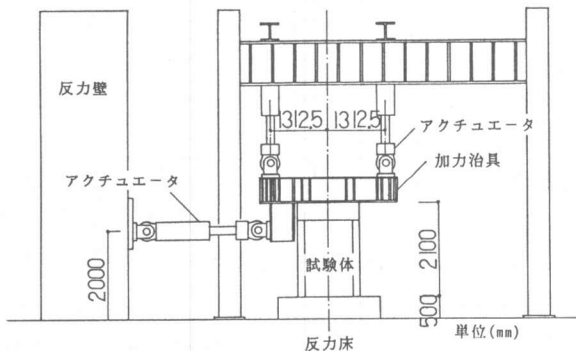


図-3 加力装置

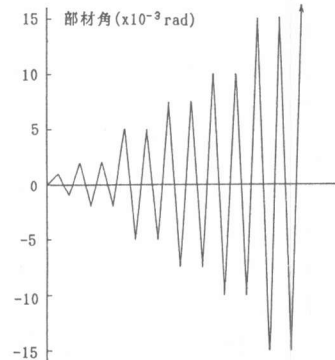


図-4 加力サイクル

4. 実験結果

4.1 実験経過

実験結果の一覧を表-4に示す。両試験体の実験の経過を簡単にまとめると概略以下のようなになる。

①引張側柱脚に曲げひびわれ発生、②引張側壁脚部にせん断ひびわれ発生。③壁縦筋降伏、④柱主筋降伏（圧縮、引張共）、⑤圧縮側柱脚の圧壊、⑥壁横筋および梁主筋の降伏。

最大荷重はNo.1が正側で41.0ton(1/100rad)、負側で41.9ton(1/75rad)で、No.2は正側で42.2ton(1/70rad)、負側で41.6ton(1/68rad)であった。No.1は、1/67radの繰り返し加力の2回目に壁板および圧縮側側柱の破壊により急激に荷重が低下したが、No.2は1/67radの繰り返し加力で約20%の荷重低下が生じたものの、その後の1/30radにいたる大変形下でも急激な破壊は見られず壁板の破壊が徐々に進んだ。

4.2 荷重-変形関係

図-5に両試験体の荷重-全体変形関係、荷重-曲げ変形関係、荷重-せん断変形関係を示す。横軸の部材角は、いずれも1層の部材角で、曲げ変形は側柱を鉛直方向に分割して計測した相対鉛直変位から計算した曲率を積分して求め、せん断変形は、全体変形と曲げ変形の差とした。全体変形については履歴ループ形状はともに紡錘形に近い形状になっており、繰り返しによる荷重低下の様子や破壊時を除く包絡線形状にも試験体による差はみられない。曲げ変形とせん断変形については1/67radを越える変形では、No.2では1/67radの繰り返し加力によりせん断変形が増大

表-4 耐震壁実験結果一覧

試験体		No.1	No.2
初期剛性 (ton/cm)		235	359
曲げひびわれ	荷重 (ton)	9.3	21.1
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	0.6	0.9
せん断ひびわれ	荷重 (ton)	16.8	18.1
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	1.3	0.7
主筋降伏	荷重 (ton)	35.9	39.9
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	4.0	4.1
フープ降伏	荷重 (ton)	-	-
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	-	-
梁主筋降伏	荷重 (ton)	40.6	34.0
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	14.4	8.8
壁縦筋降伏	荷重 (ton)	33.1	37.2
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	3.4	3.0
壁横筋降伏	荷重 (ton)	33.1	41.1
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	3.4	15.8
最大荷重	荷重 (ton)	41.0	42.2
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	10.1	14.3
限界部材角*		($\times 10^{-3}$ rad)	15.8 16.5

*最大荷重の80%以上の荷重を保持する最大部材角

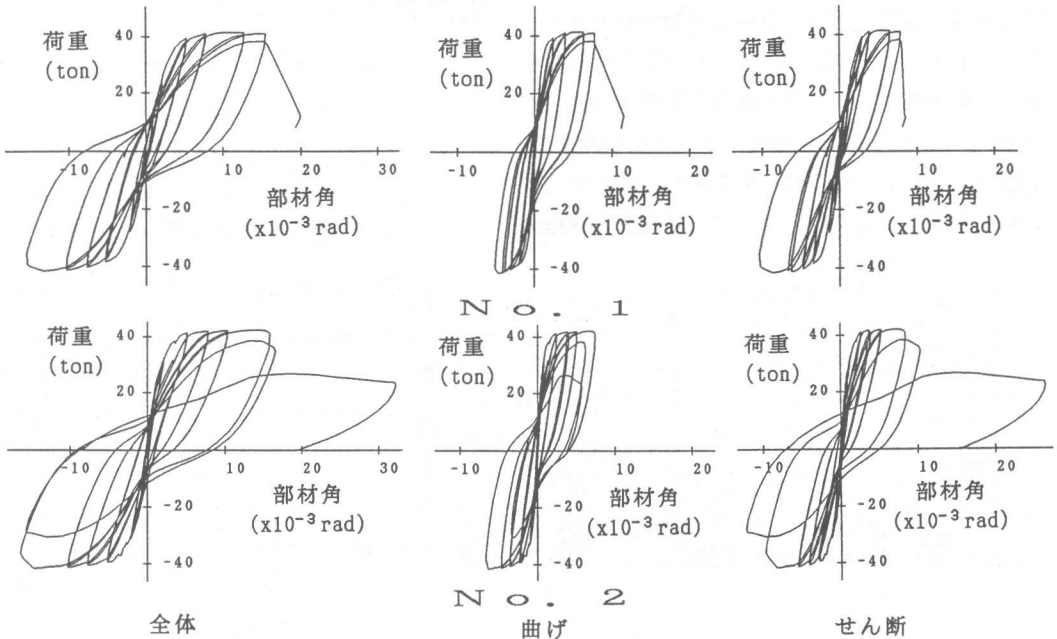


図-5 荷重-変形関係

しており1/67rad以降は変形の大部分をせん断変形が占めて、1/67radで急激に耐力低下したNo.1と著しい違いがみられた。図-6に各加力サイクルの最大変形時の全体変形中に占めるせん断変形の割合を示す。両試験体ともせん断変形は、初期から部材角1/200radぐらいまでは減少する傾向にあるが逆に終局前には増加している。

4.3 ひびわれ状況

図-7に最終時の両試験体のひびわれ状況を示す。ひびわれ発生のパターンおよび進展の状況には顕著な差はない。柱の曲げひびわれは、1/200radで最上層の3層まで発生した。壁板のひびわれは、1/500radではほぼ一定の傾きを持つせん断ひびわれが多いが、1/200radから壁脚部に傾きの小さいひびわれが発生し始め、最終時には圧縮側壁脚部を要とした扇状のひびわれパターンが形成されている。このことから部材角1/500~1/100radで耐震壁の耐荷機構が変化していると考えられる。これは、側柱主筋の降伏が主たる要因と考えられ、変形成分に関してはせん断変形成分の割合の減少としてその影響がみられる。また、最終時には、両試験体とも圧縮側側柱の圧壊および壁板のせん断破壊が顕著になっているが、No.1では破壊が急激に起こったのに対し、No.2では、壁板の全体にわたってせん断破壊が徐々に進んでおり、側柱の帯筋量の差の影響がみられた。

4.4 変形状

主な部材角における両試験体の変形モードを図-8に示す。部材角1/100radまでは、顕著な差はみられないが、1/50radではNo.1は圧縮側側柱の圧縮破壊の後、試験体全体が沈み込んでおり、No.2では引張側側柱の伸びは小さくなり1層部分のせん断変形が大きく進んでおり、破壊モードの差の影響が変形状にも顕著に現れている。

4.5 側柱の中心圧縮試験の結果

側柱の中心圧縮試験の結果を表-5および図-9に示す。最大荷重および最大荷重時のひずみは、帯筋量が増すと上昇しており、同一の帯筋量であれば帯筋の径の差による影響はみられない。

耐震壁試験体No.1の側柱に対応する、帯筋比が0.2%の柱の圧縮耐力は、3体の平均で119tonである。切断法による断面解析から曲げ強度時に耐震壁の圧縮側側柱に作用する軸力を計算すると122tonとなり、柱主筋、壁縦筋がすべて引張降伏し、圧縮力をすべて圧縮側側柱で負担すると仮定して計算した軸力に等しい。従って、耐震壁試験体の

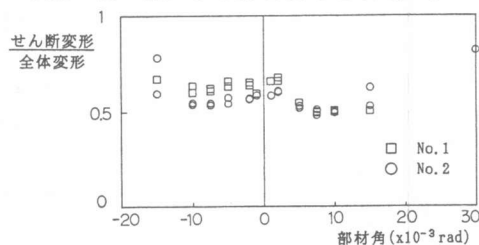


図-6 せん断変形の割合と部材角

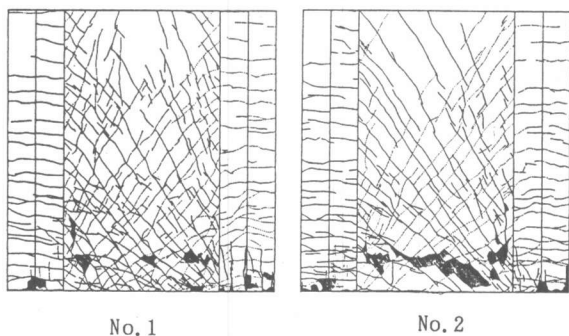


図-7 最終ひびわれ状況

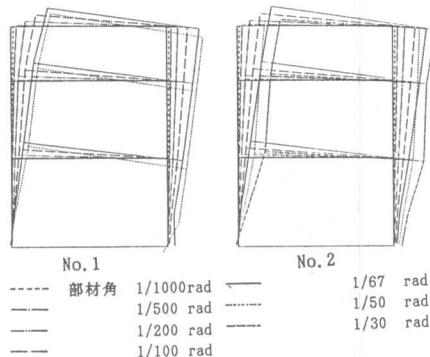


図-8 変形モード

No.1では、最大荷重時には、側柱はほぼ圧縮耐力に達しており、その結果大きな荷重低下を伴う急激な破壊が起ったと考えられる。

5. 結果の検討

5.1 実験値と計算値の比較

表-6に初期剛性、ひびわれ荷重および最大荷重について耐震壁試験体の実験値と計算値を比較して示す。計算に用いた材料定数等は材料試験の結果を用いた。

初期剛性、曲げ及びせん断ひび割れ荷重については、実験値と計算値の差が大きく、実験値には試験体によるばらつきもみられる。これは、試験体の壁厚が6cmと小さく乾燥収縮などによる初期ひび割れの影響と考えられる。しかし、切断法による断面解析から求めた、柱主筋降伏荷重、最大荷重や、曲げ強度の略算式により計算した最大荷重は、いずれも実験値とよく一致しており、本試験体のような曲げ降伏先行型の耐震壁の最大荷重は、既往の曲げ強度略算式により十分推定可能と考えられる。

せん断強度算定式による計算値4と比較すると実験値は約1割下回っており両試験体とも計算上のせん断強度には余裕があることとなるが、No.1は側柱、壁板の破壊による急激な耐力低下を生じ、No.2も大変形下では壁板のせん断破壊により耐力が低下した。

計算値5、6は、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説」⁴⁾により、保証部材角をそれぞれ1/100、1/67radとしてせん断信頼強度を計算した値で、計算結果から、1/100radをこえるとせん断機構の確保が難しくなることがわかる。降伏ヒンジ部分に十分な変形性能をもたせるためには、断面の曲げじん性の確保と、せん断機構の確保が必要であるとされているが⁴⁾、No.1は前者、No.2は後者により変形性能が決まったと考えられる。

5.2 耐震壁のじん性

耐震壁に十分な変形性能を与えるためには、断面の曲げじん性の確保とせん断機構の確保が必要であることは、5.1でも述べたが、せん断機構の確保に関しては、文献4)に示されているように、保証部材角に対応したせん断信頼強度を持つように設計すれば可能であると考えられるので、ここでは、断面のじん性という点から側柱の性能と耐震壁の変形性能について検討する。曲げ降伏先行型の耐震壁に関する既往の実験研究⁵⁾から、回転角と部材角が比例関係にあることが指摘されており、図-10に示すよう

表-5 中心圧縮試験結果一覧

試験体	最大荷重 (ton)	最大荷重時ひずみ(%)	終局時ひずみ(%)
502	119.2	0.541	0.772
507	147.7	0.612	1.254
無筋	98.2	0.370	0.447
505	134.5	0.502	0.852
510	151.1	0.662	2.811
402	125.4	0.421	0.670
405	142.8	0.567	0.808
607	144.9	0.665	1.454
610	161.5	0.662	6.000

502、507および無筋試験体の値は3体の平均値
ひずみはいずれも試験体全長(50cm)を換長とした値
終局時ひずみは荷重が最大荷重の80%以下になる直前のひずみとした

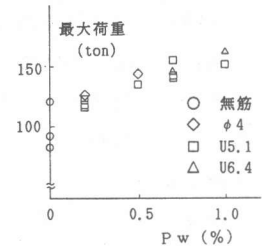


図-9 中心圧縮試験結果

表-6 耐震壁実験値と計算値の比較

試験体	No.1		No.2	
	初期剛性	実験値 (ton/cm)	235	計算値 (ton/cm)
	実験値/計算値	0.31	0.54	
曲げひびわれ荷重	実験値 (ton)	9.3	計算値 (ton)	21.1
	実験値/計算値	0.54	1.20	
せん断ひびわれ荷重	実験値 (ton)	16.8	計算値 (ton)	18.1
	実験値/計算値	0.93	0.93	
柱主筋降伏荷重	実験値 (ton)	35.9	計算値 (ton)	39.9
	実験値/計算値	0.90	0.97	
最大荷重	実験値 (ton)	41.0	計算値1 (ton)	42.2
	計算値1 (ton)	41.5	計算値2 (ton)	41.5
	実験値/計算値1	0.98	実験値/計算値2	1.02
	計算値2 (ton)	40.0	計算値3 (ton)	40.0
	実験値/計算値2	1.03	実験値/計算値3	1.06
	計算値3 (ton)	42.7	計算値4 (ton)	42.7
	実験値/計算値3	0.96	計算値5 (ton)	0.99
	計算値4 (ton)	45.7	計算値6 (ton)	45.7
	実験値/計算値4	0.90	計算値7 (ton)	0.92
	計算値5 (ton)	46.6	計算値8 (ton)	47.1
	実験値/計算値5	0.88	計算値9 (ton)	0.90
	計算値6 (ton)	37.2	計算値10 (ton)	37.5
実験値/計算値6	1.10	計算値11 (ton)	1.25	

曲げひびわれ荷重: $Q_{cr} = M_{cr} / H$ $M_{cr} = 1.8 \sqrt{f_c z_e + n z_e} / \alpha c$
せん断ひびわれ荷重: $Q_{sc} = \sqrt{c f_c z_e + c f_t \sigma \circ t L}$
柱主筋降伏荷重、最大荷重計算値3: 切断法による解析値
最大荷重計算値1: (2)式による
最大荷重計算値2: $Q_{Mu} = M_u / H$
 $M_u = \alpha t \sigma_{yL} + 0.5 \alpha w \sigma_{yL} + 0.5 N L$
最大荷重計算値4: (1)式による
最大荷重計算値5: せん断信頼強度4) (保証部材角1/100rad)
最大荷重計算値6: " (保証部材角1/67rad)
記号は文献1), 2)参照

に本実験でも同様な傾向がみられる。図-11 に1階側柱の伸び量と縮み量の比と部材角の関係を示す。縮み量の伸び量に対する比は、部材角1/1000radでは1程度で、変形が進むにつれ減少し、部材角1/100rad以降は、約0.2で一定となる。この値は断面の引張側、圧縮側の剛性、シアパン比等により決まると考えられるが、実験では、大変形下で引張側柱主筋、壁縦筋は大部分が降伏しており引張側の剛性の変化は小さいことから、圧縮側側柱や壁板の破壊が起こらない限りこの値は変化しないと考えられる。また、一般に引張側側柱の伸び量には余裕があるため伸び量と縮み量の比が一定であれば回転角の限界は縮み量の限界により決まる。No.1の破壊直前の圧縮側側柱の縮み量(3mm)を帯筋比0.2%の場合の縮み量の限界値 δc_2 とし、帯筋比による影響は、中心圧縮試験の結果を用いて推定することとする。以上から耐震壁の限界部材角 Ru と回転角、柱の伸縮量の関係は下式ようになる。

$$Ru = \alpha \theta u \quad (3)$$

$$\theta u = (\delta t - \delta c) / D \quad \delta c / \delta t = \text{CONST} (=0.2)$$

$$\delta c = \beta \delta c_2$$

α : 比例定数 (実験結果では1.1~1.5) θu : 回転角

D : 耐震壁のせい δc 、 δt : 側柱の縮み量と伸び量

β : 帯筋比が縮み量の限界値に与える影響を表わす係数

中心圧縮試験のうち、帯筋にU5.1を用いたものについて、 ϵ_{122} : 122ton以上の荷重を保持する最大ひずみ
耐震壁試験体の側柱に作用する最大軸力と考えられる122ton ()内は $Pw0.2\%$ の場合に対する比

の荷重を保持するひずみ ϵ_{122} を表-7に示す。表中の()内の数値は、それぞれの帯筋比の ϵ_{122} の帯筋比0.2%の数値に対する比であり、この比を β と考え、 $\alpha=1$ とすれば、帯筋比0.5、0.7、1.0%の場合の限界部材角は、それぞれ17、28、40/1000radとなる。従って、せん断機構が確保されていれば、側柱の帯筋比が0.5~0.7%で1/50rad程度の変形性能が期待できる。

6. まとめ

側柱帯筋量をかえた2体の耐震壁試験体の水平加力実験およびその側柱を対象とした中心圧縮試験から以下の結果が得られた。

- 1) 側柱の帯筋量の異なる2体の連層耐震壁の挙動は破壊時を除く荷重-変形関係では大きな差はみられないが、破壊モードや破壊前後の変形性状等に顕著な差がみられた。
- 2) 曲げ降伏先行型の耐震壁の曲げ強度は既往の略算式や切断法による解析等で推定可能である。
- 3) 側柱の圧縮性能から耐震壁の変形性能を推定することが可能である。

以上の結論は、2体の耐震壁試験体の実験から得られた結果であり、今後シアパン比、軸力等のパラメータを変化させた実験を行いさらに検討する予定である。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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 3) 武藤清: 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説
- 5) 武道由恭、平石久広、川島俊一、塩原等、都祭弘幸、黒澤明: 曲げ降伏先行型耐震壁の靱性能に関する研究 (その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987、PP.237~242

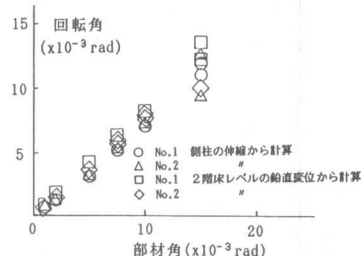


図-10 1層の回転角と部材角

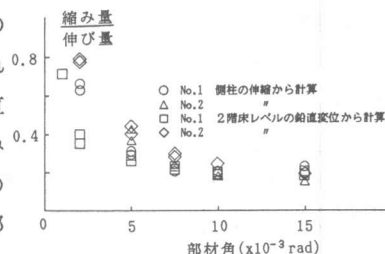
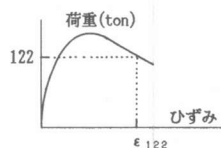


図-11 側柱の縮み量と伸び量の比

表-7 圧縮ひずみの限界値

Pw (%)	ϵ_{122} (%)
0.2	0.54 (1.00)
0.5	0.66 (1.22)
0.7	1.07 (1.98)
1.0	2.86 (5.30)



ϵ_{122} : 122ton以上の荷重を保持する最大ひずみ
ただし、 $Pw0.2\%$ の値は、最大荷重時のひずみ