

論文

[2078] 高強度せん断補強筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状

井上章男<sup>\*1</sup>・西村泰志<sup>\*2</sup>・倉本 洋<sup>\*3</sup>

1. 序

本研究は、降伏応力度が 13000kgf/cm<sup>2</sup> 級の高強度せん断補強筋および圧縮強度が  $F_c = 600$  kgf/cm<sup>2</sup> のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状を実験的に検討したものである。本論では破壊モード、履歴曲線、主筋およびせん断補強筋の応力分布、斜張力ひび割れ耐力および終局せん断耐力について検討し、更に、既往の終局せん断耐力式の適合性について検証する。

2. 実験計画

図-1に試験体の形状寸法および断面構成の一例を示す。計画された試験体は何れも、柱断面は  $b \times D = 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 、柱長さ  $L = 900 \text{ mm}$  である。主筋には 12 - D19 ( $P_g = 3.83 \%$ ) を、せん断補強筋には  $5\phi$ 、 $7.4\phi$  のものを用いた。実験変数は、作用軸力比およびせん断補強筋比である。軸力比  $n (=N/bD\sigma_B)$  は 1/6、1/3 の 2種類、せん断補強筋比  $p_w$  は 0.22%、0.33%、0.67% の 3種類である。なお、せん断補強筋の配筋状況の影響を検討するため、せん断補強筋比  $p_w$  を一定とし、外周スパイラル鉄筋のみのもの(補強筋形状 B)と 2本のスパイラル鉄筋と 135°フックを有する中子筋の組合せによる囲型配筋(補強筋形状 A)の 2種類を計画した。こ

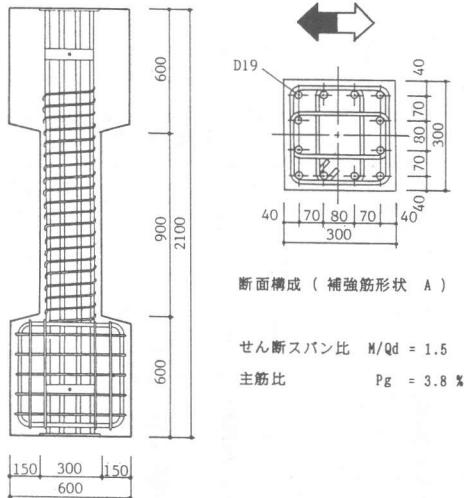


図-1 試験体の形状寸法  
および断面構成

表-1 実験変数

試験体名	軸力比 ( $N/bD\sigma_B$ )	$P_w$ (%)	$P_w \cdot \sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (cm)	S (cm)	補強筋形状
HTB-4BL	1/6	0.33	43.3	5	8.0	A
HTB-4CL		0.67	86.7	7.4	8.0	
HTB-2AH	1/3	0.22	28.8	5	6.0	B
HTB-2BH		0.33	43.3	5	4.0	
HTB-4BH		0.33	43.3	5	8.0	A
HTB-4CH		0.67	86.7	7.4	8.0	

$P_w$ :せん断補強筋比  $P_w \cdot \sigma_{wy}$ :せん断補強筋量  
 $\phi$ :せん断補強筋の径 S:せん断補強筋間隔

表-2 使用材料の力学的性質 (f/cm<sup>2</sup>)

主筋	: SD100 (D19)	$\sigma_y = 9373$	$\sigma_u = 11013$
せん断補強筋	: $5\phi$	$\sigma_y = 14558$	$\sigma_u = 15831$
	: $7.4\phi$	$\sigma_y = 13834$	$\sigma_u = 14245$
コンクリート	: $\rho = 2.37(\text{kg/l})$	$\sigma_B = 823$	$\sigma_t = 39.8$

(単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

表-3 コンクリートの配合

W/C (%)	S/A (%)	スラック (cm)	空気量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
				W	C	S	G	AE
30.0	44.0	24.1	2.4	185	617	653	871	12.34

- \*1 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
- \*2 大阪工業大学助教授 工学部建築学科、博(工) (正会員)
- \*3 横浜国立大学助手 工学部建設学科、博(工) (正会員)

これらの変数の組合せにより計 6体の試験体が計画された。表-1に実験変数の組合せを示す。せん断補強筋は降伏強度 13000 kgf/cm<sup>2</sup>級の異形 PC 鋼棒、コンクリートの配合強度は 600kgf/cm<sup>2</sup>である。表-2に使用材料の力学的性質を示す。表-3にコンクリートの配合設計を示す。実験は、建研式加力装置を用いて一定軸力を負荷した後、正負漸増繰返し逆対称曲げせん断力を載荷した。載荷プログラムは、第 1ループは正負両載荷において斜張力ひび割れの発生により制御し、第 2ループは変位部材角  $R = 0.01\text{rad}$ .において変位制御を行った。最終ループは  $R = 0.05\text{ rad}$ .まで載荷を行うが、コンクリートの圧縮破壊にともなう急激な耐力低下および軸力を維持できなくなった場合には、その時点で除荷を行った。試験体の水平および鉛直変位の測定は摺動型変位計により行われ、主筋およびせん断補強筋のひずみは電気抵抗線ひずみゲージによって測定した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 破壊状況

図-2に各変位振幅のひび割れ状況の数例を示す。各試験体とも変位部材角が 0.001 ~ 0.00225 rad. で曲げひび割れが生じた後、0.0032 ~ 0.0047rad. で斜張力ひび割れが生じた。その後、外周スパイラル筋のみ（補強筋形状 B）の試験体では、最大耐力時には主筋に沿った付着割裂ひび割れが多く観察された。一方、囲型配筋（補強筋形状 A）の試験体では作用軸力比によって異なる。作用軸力比が 1 / 3 の試験体（HT6-4BH、HT6-4CH）では、最大耐力時にはコンクリートの圧壊が見られ、柱材側面には付着割裂ひび割れが観察された。しかしながら、作用軸力比が 1/6の試験体（HT6-4BL、HT6-4CL）では、柱頭および柱脚部分に圧壊が見られるものの、付着割裂ひび

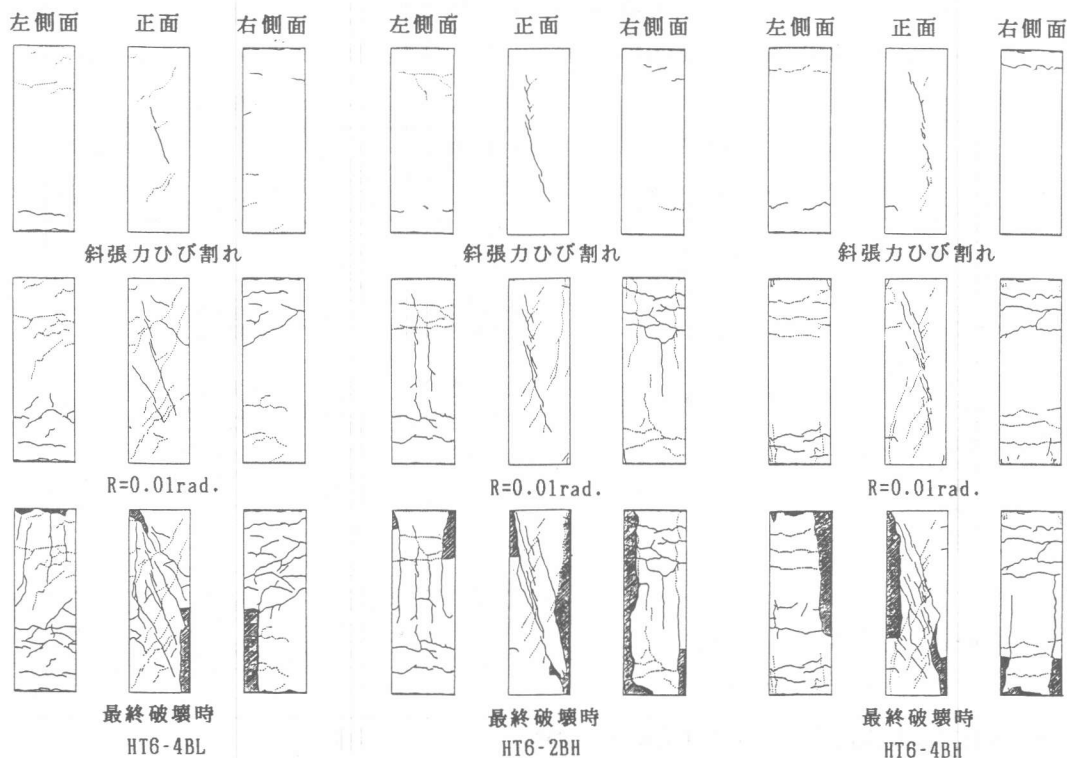


図-2 ひび割れ状況

割れは観察されなかった。最大耐力以後、変形の増大に伴って圧縮側の主筋に沿った付着割れひび割れが顕著になり、かぶりコンクリートの剥落も見られる。なお、作用軸力比が1/6の試験体 (HT6-4BL, HT6-4CL) の場合でも、変形の増大に伴って、斜張力ひび割れは圧縮主筋位置にまで進展し、同様の破壊状況が観察された。表-4に曲げひび割れおよび斜張力ひび割れ荷重およびその変位部材角  $R$  を示す。

### 3.2 変形状

図-3に履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力  $Q$ (tf)、横軸は変位部材角  $R$ (rad.)である。図中の破線は  $P - \delta$  効果の影響を示す。▼ および ▽ は、曲げひび割れ、斜張力ひび割れの発生時を示す。▲ は最大耐力時を示す。これらから得られる知見を要約すると、

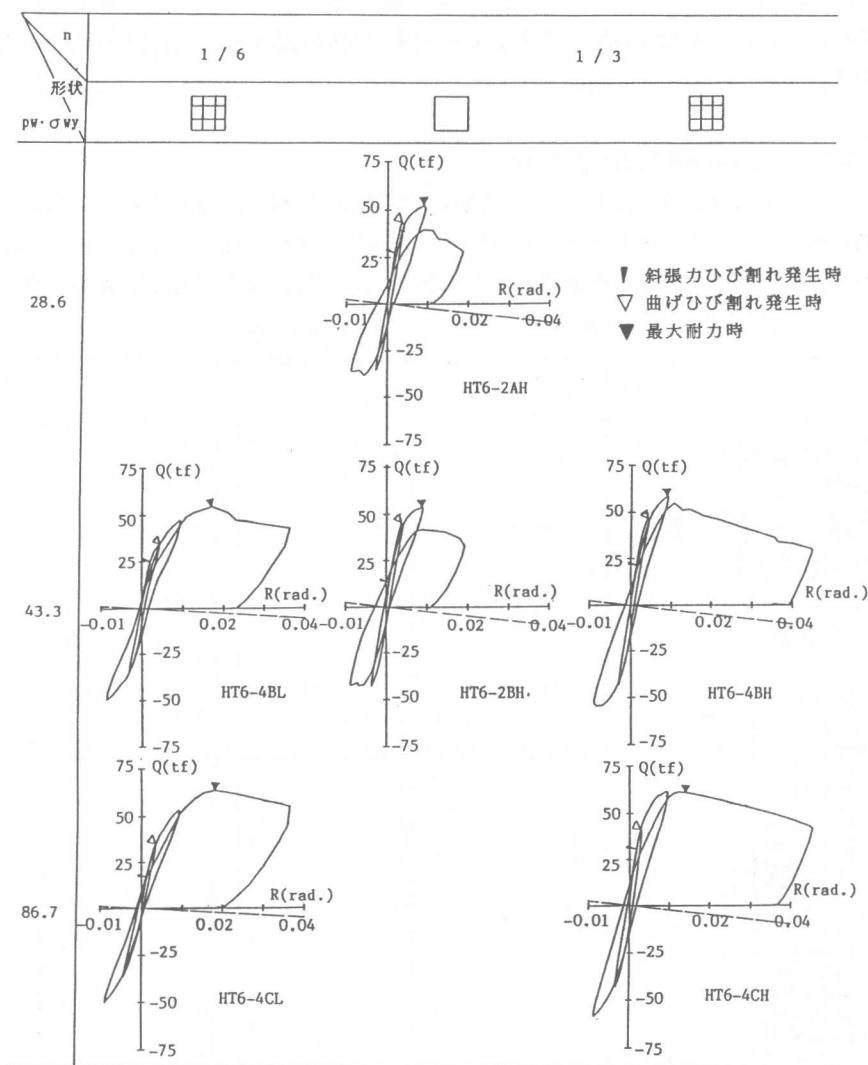


図-3 履歴曲線

(1) 同一軸力比においては  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  に拘らず初期剛性には大きな差異が認められないものの、軸力比の大きいものほど高くなった。初期斜張力ひび割れ耐力は軸力比の大きいものほど大きくなる。一方、斜張力ひび割れ発生後の剛性は、軸力比および  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  によって異なり、軸力比の大きいものほど高くなり、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  の最も少ない試験体 (HT6-2AH) では剛性の低下が大きくなった。

(2) 同じ補強筋量で補強筋の配筋状況が異なる場合、最大耐力は外周スパイラル鉄筋のみのものに対し、スパイラル鉄筋の重ね合わせと中子筋の組合せによる囲型のものが高い。

(3) 最大耐力に至るまでの変形量は、軸力比が大きいほど小さくなり、一方、補強筋量が多いものほどその変形量は大きくなる。

(4) 最大耐力以後の変形状態は、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  およびせん断補強筋の配筋状況に影響される。 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が大きくなるほど耐力の低下率は小さく、かつ変形能力は大きくなる。外周スパイラル筋のみのものに対し、スパイラル鉄筋の重ね合わせと中子筋の組合せによる囲型のものが変形能力は大きくなる。

### 3.3 主筋およびせん断補強筋の応力分布

主筋の応力度は最大耐力時において、いずれの試験体とも降伏応力度の 1/3 程度である。数カ所で測定された主筋のひずみの差から算定された主筋の平均付着応力度は、何れの試験体とも最大耐力発揮後に部分的な低下が見られ、その割合は試験体により異なる。軸力比が 1/6

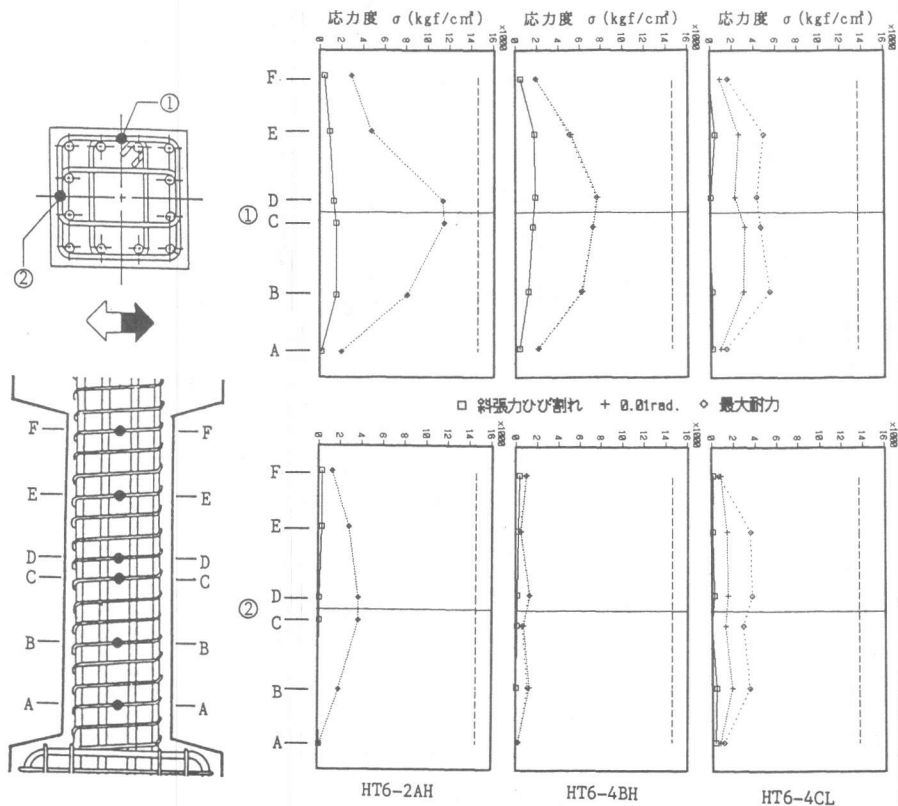


図-4 せん断補強筋の応力度分布

の試験体 (HT6-4BL、HT6-4CL)は、軸力比が 1 / 3 の試験体 (HT6-4BH、HT6-4CH)にくらべ端部での最大耐力直後の低下率が大きい。これは、耐力低下の原因として前者は斜張力破壊と柱端部コンクリートの圧壊が、後者は主筋の付着割裂破壊が主として起因しているためであると同える。なお、外周スパイラル筋のみの試験体は、最大耐力発揮後のループで端部の付着力が急減するが、これは付着割裂破壊に起因するものと考えられる。図-4 にせん断補強筋の応力度分布の事例を示す。図中の □、+および ◇ 印は、斜張力ひび割れ、変位部材角  $R = 0.01\text{rad}$ .および最大耐力時における応力度を示す。破線は降伏応力度を示す。せん断補強筋の応力度は、斜張力ひび割れ発生後急激に増大している。作用せん断力方向の外周部のせん断補強筋について、いずれの試験体とも、柱頭柱脚の応力度は小さく、柱中央ではほぼ同じ応力度分布となっている。せん断補強筋の応力度はせん断補強筋量によって異なるが、各試験体とも降伏しておらず、降伏応力度の 40 ~ 80 % 程度であり、応力度から算定した  $p_w \cdot w_{\sigma y}$  は変位部材角  $0.01\text{rad}$ .で各試験体とも  $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度であった。なお、作用せん断力方向の中子筋の応力度および材軸方向の応力度分布は外周部のせん断補強筋とほぼ同じである。一方、作用せん断力と直交方向の外周部のせん断補強筋の応力度は載荷方向のせん断補強筋の応力度と比べて小さいが、材軸方向の応力度分布についてはほぼ同じである。なお、作用せん断力と直交方向の中子筋の応力度は非常に小さい。

### 3.4 斜張力ひび割れ耐力の検討

図-5 に斜張力ひび割れ耐力と軸力比の関係を示す。縦軸はせん断力  $Q$ 、横軸は軸力比  $n$ を示す。図中の ○ 印は実験値を示す。実線は主応力度理論から求められた理論値を示す。圧縮力によって斜張力ひび割れ耐力が増大する傾向は理論値とほぼ一致している。しかしながら、その値については、実験値は理論値に対して 70~80%程度と実験値が小さい値となっている。

### 3.5 終局せん断耐力の検討

表-5に実験値と文献 1 に示された耐方式による理論値の比較を示す。なお表中の  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  の値は材料強度の実測値に基づく値を、軸力比  $n$  は作用軸力比の実測値に基づく値をそれぞれ示している。 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が多いものほど最大耐力は増加するが、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が一定値を越えるとそれ以上の耐力の向上は見られない。図-6に終局せん断耐力とせん断補強筋量  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  の関係を示す。—— は A法、----- は B法、----- は付着割裂強度式および ---- は、一般化累加強度理論を適用して求めた曲げ耐力を示す。これより A法は実験値に対して低めの値を、B法は実験値に対して高めの値を与え、実験値は付着割裂強度式から求められる耐力にほぼ等しい値とな

表-4 実験結果

試験体名	曲げひび割れ荷重		斜張力ひび割れ荷重		$R = \pm 0.010\text{rad}$ .		最大耐力 $Q(\text{tf})$
	$+Q_D$ ( $+R_D$ )	$-Q_D$ ( $-R_D$ )	$+Q_D$ ( $+R_D$ )	$-Q_D$ ( $-R_D$ )	正載荷	負載荷	
HT6-4BL	18.8(0.15)	-19.2(-0.10)	35.6(0.47)	-34.8(-0.35)	48.8	-50.9	57.1
HT6-4CL	17.8(0.13)	-9.7(-0.05)	36.6(0.38)	-36.5(-0.48)	55.2	-50.7	66.9
HT6-2AH	28.3(0.21)	-20.7(-0.08)	44.6(0.40)	-36.5(-0.29)	54.3	-38.8	54.7
HT6-2BH	14.9(0.10)	-10.8(-0.01)	47.0(0.40)	-42.7(-0.41)	56.8	-43.5	56.8
HT6-4BH	25.0(0.16)	-30.8(-0.18)	50.7(0.46)	-41.8(-0.33)	63.6	-53.5	63.6
HT6-4CH	30.6(0.20)	-26.9(-0.14)	42.0(0.32)	-44.4(-0.37)	63.9	-61.3	64.5

(単位:  $Q; \text{tf}$   $R; \times 10^{-2}\text{rad}$ .)

表-5 実験値と理論値の比較

試験体名	作用軸力 (軸力比)	$P_w \cdot \sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大耐力 $Q$ (tf)	曲げ耐力 $Q_F$ (tf)	A I J A法 $Q_A$ (tf)	せん断耐力		付着割裂式 $Q_S$ (tf)
						A I J B法 $Q_B$ (tf)		
HT6-4BL	94 tf (n=1/6)	48.5	57.1	88.2	50.36	63.63		57.67
HT6-4CL		91.3	66.9	88.2	60.99	79.63		60.13
HT6-2AH	188 tf (n=1/3)	32.0	54.7	103.2	39.27	57.46		56.80
HT6-2BH		48.5	56.8	103.2	50.36	63.63		57.67
HT6-4BH		48.5	63.6	103.2	50.36	63.63		57.67
HT6-4CH		91.3	64.5	103.2	60.99	79.63		60.13

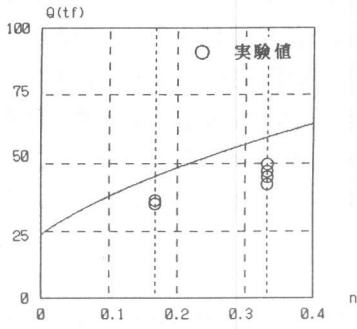


図-5 斜張力ひび割れ耐力の検討

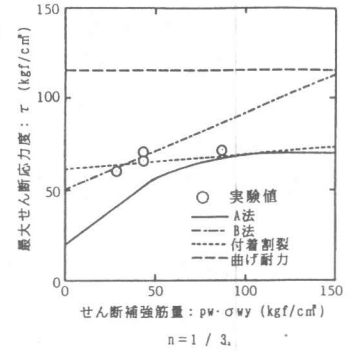
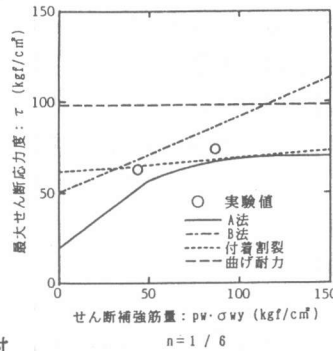


図-6 終局せん断耐力の検討

っている。B法が高めの評価を与える理由として、圧縮場を形成するコンクリート強度にシリンダー強度  $\sigma_B$  を用いている事、高強度せん断補強筋に対してもその補強筋が引張降伏する事を仮定においている点が挙げられる。

#### 4. 結論

- (1)  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が大きいほど最大耐力は大きくなる傾向が認められるが、その増加率は  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  の増加に対して小さい。 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が大きくなるほど最大耐力以後の耐力低下率が小さく、変形能力も大きくなる。また、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が同じであっても、外周スパイラル筋のみのものに対し、囲型に配筋されたものは耐力および変形能力とも大きくなる。
- (2) せん断補強筋の応力度は、せん断補強筋比によって異なるが、降伏引張応力度の 40~80% 程度であり、いずれの試験体も降伏しない。
- (3) 実験から求められる終局せん断耐力は、付着割裂強度式によって求められる耐力と、ほぼ等しい結果となっている。しかしながら、破壊状況を考慮すれば、これらの耐力評価の妥当性については、更に検討の余地が残されているものと考えられる。

#### 5. 参考文献

- 1) 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・同解説 1991年、pp. 112 - 154。  
《謝辞》本研究は、建設省のNew RC総プロ(委員長：青山博之東大教授)構造性能分科会(主査：小谷俊介東大助教授)の一環として行われた。ただし本報の結論等、文責は筆者にある。