

# 論文 型枠コンクリートブロック造建物における RC 造壁梁の耐震性能

田中昭洋\*1・菊池健児\*2・吉村浩二\*3

**要旨:**型枠コンクリートブロック造建物のせん断スパン比が小さくかつ梁幅の狭いRC造壁梁の耐震性能を実験的に把握することを目的として、平行主筋量, X形主筋量およびあばら筋量をパラメータとしたRC造壁梁試験体8体の繰り返し曲げせん断加力実験を行い、各試験体の耐震性能について比較検討を行った。その結果、せん断スパン比が小さくかつ梁幅の狭い壁梁は、X形配筋を併用することで変形性能だけでなくエネルギー吸収能力をも向上させることができることや、平行配筋の場合およびX形配筋を併用した場合の壁梁の曲げ終局耐力は、既往の略算式でほぼ推定できることなどがわかった。

**キーワード:**型枠コンクリートブロック造, 壁梁, X形配筋, 終局耐力, 耐震性能

## 1. はじめに

型枠コンクリートブロック造（以下、型枠ブロック造）建物は、型枠状コンクリートブロックユニット（以下、ブロックユニット）を耐力壁の型枠として用いた建物で、この耐力壁および鉄筋コンクリート造（以下、RC造）の壁梁や床スラブにより構成されている壁式構造の建物である。本構造の建物において、図-1に示すような連層の耐力壁に挟まれた壁梁では、せん断スパン比が小さくなると地震時に負担するせん断力が大きくなり、せん断破壊を引き起こす危険性がある。これまで短スパンRC造梁の耐震性能に関する研究は多く行われているが<sup>1)~3)</sup>、本構造で対象となる

ような梁幅の狭い壁梁に関する研究は数少ない<sup>4)</sup>。そこで、本研究では型枠ブロック造建物のせん断スパン比が小さくかつ梁幅の狭いRC造壁梁の耐震性能を実験的に把握することを目的として、壁梁の平行主筋量, X形主筋量およびあばら筋量をパラメータとした、RC造壁梁試験体8体を用いた繰り返し曲げせん断加力実験を行い、各試験体の耐震性能について比較検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-2に代表的な試験体の形状・配筋詳細を、表-1に試験体一覧とコンクリートの圧縮強度を示す。試験体は図-1と図-2に示すように、壁梁と型枠ブロック造耐力壁の一部および加力スタブ・基礎スタブから成り、形状・寸法は全ての試験体に共通として、梁せい60cm, 梁幅19cmおよび内法スパン80cm ( $M/QD=0.67$ )としている。試験体は合計8体で、あばら筋量を一定とし平行主筋量をパラメータとした平行主筋のみの試験体（以下、平行配筋試験体）4体および平行主筋とX形主筋を併用した試験体（以下、X形配筋試験体）

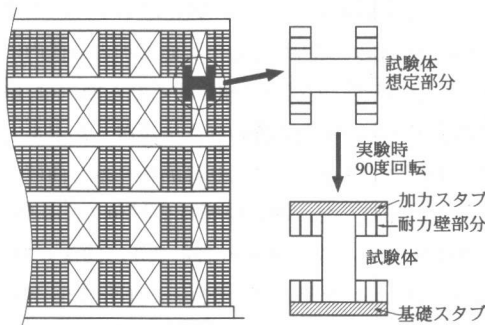


図-1 5階建型枠コンクリートブロック造建物

\*1 梅林建設(株)建築部設計課, 大分大学大学院工学研究科環境工学専攻 工修(正会員)  
 \*2 大分大学助教授 工学部建設工学科 工博(正会員)  
 \*3 大分大学教授 工学部建設工学科 工博(正会員)

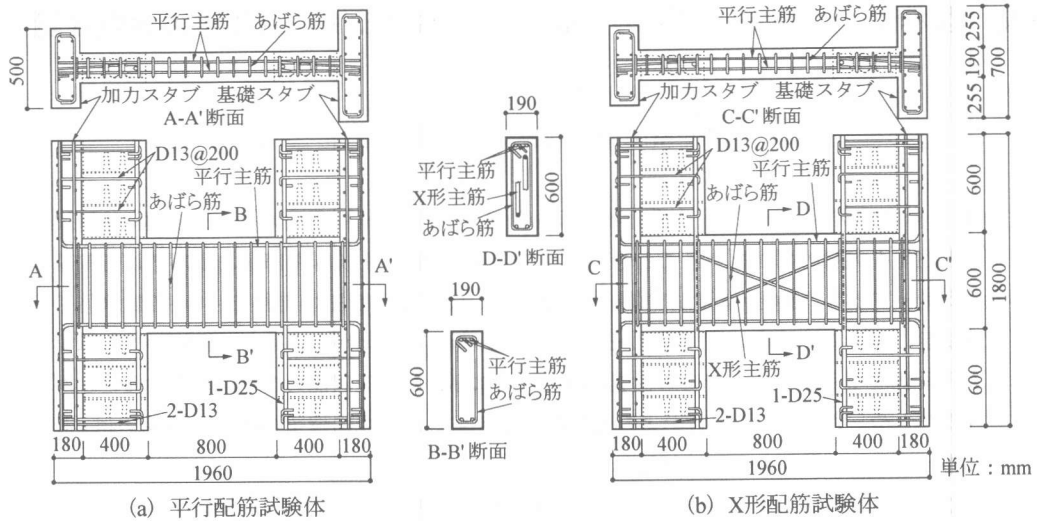


図-2 試験体の形状・配筋詳細

表-1 試験体一覧

試験体名	平行主筋		X形主筋		あばら筋	コンクリート	
	$\langle p a_1 \rangle$ ( $\text{cm}^2$ )	$p p_1$ (%)	$\langle d a_1 \rangle$ ( $\text{cm}^2$ )	$d p_1$ (%)			
P6-X0-RC*	2-D19 <5.74>	0.55			D13 @100	25.9	
P6-X0	2-D19 <5.74>	0.55	なし	0.00		1.34	24.7
P8-X0	2-D22 <7.74>	0.75					25.9
P12-X0	4-D19 <11.48>	1.19					24.7
P4-X2	2-D16 <3.98>	0.39	1-D16 <1.99>	0.22	D10 @100	0.75	26.3
P3-X4	2-D13 <2.54>	0.25	1-D22 <3.87>	0.42	D10 @150	0.50	28.0
P6-X2	2-D19 <5.74>	0.56	1-D16 <1.99>	0.22	D10 @100	0.75	28.0
P4-X4	2-D16 <3.98>	0.39	1-D22 <3.87>	0.42	D13 @100	1.34	26.6

注) \*1:耐力壁部分 RC造

$p a_1, d a_1$ : 平行およびX形主筋引張鉄筋断面積

$p p_1, d p_1$ : 平行およびX形主筋引張鉄筋比  $= p a_1 / b d, d a_1 / b d$

$b$ : 梁幅,  $d$ : 梁の有効せい

$p_w$ : あばら筋比  $= a_w / b x$

$a_w$ : 1組のあばら筋の断面積,  $x$ : あばら筋間隔

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度, ※ X形主筋傾斜角  $\theta = 0.37 \text{rad}$

表-2 鉄筋の力学的性質

試験体名	呼び名	降伏点強度 (MPa)	引張強さ (MPa)	破断伸び (%)
P6-X0-RC	D25	348	500	29
P6-X0	D22	351	518	24
P8-X0	D19	355	511	24
P12-X0	D13	347	496	15
P4-X2	D25	348	500	29
P3-X4	D22	333	498	40
P6-X2	D19	355	511	24
P4-X4	D16	354	514	26
	D13	328	475	23

4体である。平行配筋試験体のうちP6-X0-RCは耐力壁部分をRC造とした試験体である。X形配筋試験体P4-X2, P3-X4は平行配筋試験体P6-X0と、またX形配筋試験体P6-X2は平行配筋試験体P8-X0とそれぞれほぼ同等の曲げ耐力およびせん断耐力を有するように(表-3参照)平行主筋量およびあばら筋量を減少させた試験体で、X形配筋試験体P4-X4は平行配筋試験体P8-X0と曲げ耐力をほぼ同等とし、せん断耐力を大きくしている。

試験体の製作は、実際の建物の施工と対応させて壁梁が水平の状態でのコンクリートの打設を行った。また、表-2に鉄筋の力学的性質を示す。

## 2.2 実験方法

加力装置を図-3に示す。試験体は水平方向壁梁を鉛直方向に90度回転させた状態で加力装置内にセットし、壁梁の地震力に相当するせん断力は、壁梁内法スパンの中央位置の高さに設置した水平方向の復動油圧ジャッキにより静的繰返し曲げせん断力を載荷した。載荷履歴は部材角で $\pm 0.05, 0.125 (\times 10^{-2} \text{rad})$ をそれぞれ1回,  $\pm 0.25, 0.5, 0.75, 1.0 (\times 10^{-2} \text{rad})$ をそれぞれ2回,  $\pm 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0 (\times 10^{-2} \text{rad})$ をそれぞれ1回の繰返し載荷を目標とした。また、試験体上部の鉛直油圧ジャッキと補助ジャッキにより装置重量を引き上げ、試験体に軸力が生じないようにした。各試験体および加力装置の各部の変位は図-3

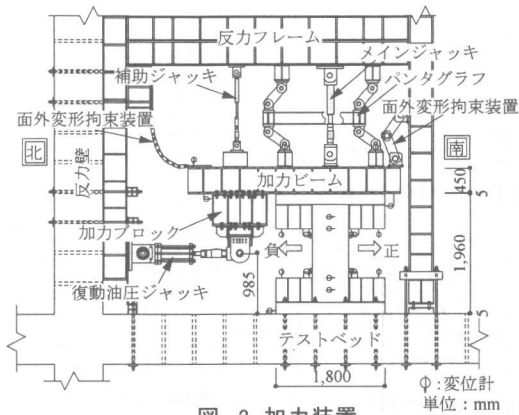


図-3 加力装置

に示す位置の変位計により、試験体内部の各補強筋のひずみをひずみゲージにより測定した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 実験経過

図-4に各試験体のせん断力(Q)と部材角(R)の関係を示す。なお、壁梁の部材角は、壁梁両端部からそれぞれ耐力壁・壁梁接合部内へ20cm入った位置における水平相対変位を壁梁内法スパン80cmで除した値と定義している。図中の点線、破線および一点鎖線はそれぞれ、3.4節で述べる曲げ終局耐力の計算値より求めたせん断力 $Q_{mu}$ (以下、曲げ耐力と略す)、せん断終局耐力の計算値 $Q_{su}$ および曲げひび割れ強度の計算値に達する

時のせん断力 $Q_c$ を示している。

平行配筋試験体P6-X0-RC, P6-X0およびP8-X0は、曲げ降伏して最大耐力となり、最終的にせん断破壊して顕著な耐力低下を示した。P12-X0は曲げ降伏しないまま最大耐力となり、その後せん断破壊して急激な耐力低下を示した。X形配筋試験体では、全ての試験体において曲げ降伏して最大耐力となり、その後は部材角 $R=3.5\sim 4.5\times 10^{-2}$ radまで顕著な耐力の低下は示さず、最終的にX形主筋が座屈して顕著な耐力の低下を示した。

#### 3.2 破壊性状

図-5および図-6にそれぞれ代表的な試験体の部材角 $R=-0.5\times 10^{-2}$ rad時のひび割れおよび最終ひび割れ状況を示す。図中の太線の矢印はX形主筋の座屈を示している。図-5において平行主筋量が最も多いP12-X0は平行主筋量が少ないP6-X0よりせん断ひび割れが多数発生している。また、X形配筋試験体では部材両端(耐力壁フェイス位置)のコーナーを対角に結ぶひび割れが発生しているが、同等の曲げ耐力(計算値)を有する平行配筋試験体P6-X0ではこのひび割れは発生していない。このことは通常の短スパンRC梁と同様に<sup>2)</sup>、X形配筋の場合には主筋圧縮側のX形主筋の方向にストラットが形成されることによる影響と考えられる。最終的には、平行配筋試験体では部材端

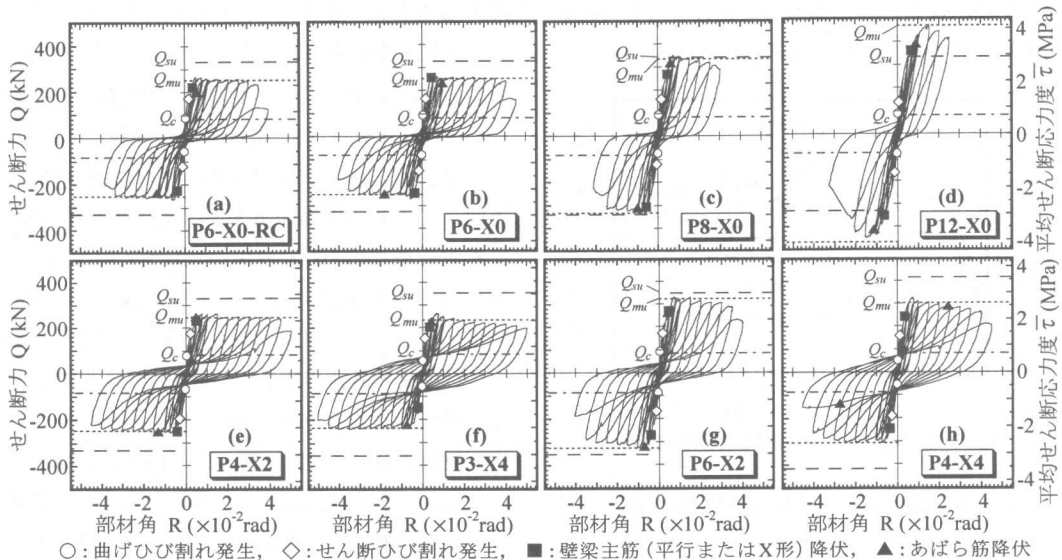


図-4 せん断力(Q)一部材角(R)関係



図-5 部材角  $R = -0.5 \times 10^{-2}$  rad 時のひび割れ状況 (西面)

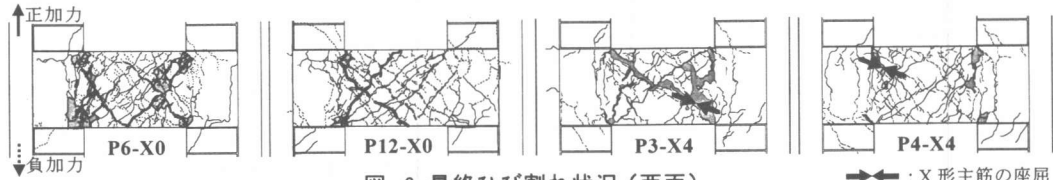


図-6 最終ひび割れ状況 (西面)

↔ : X形主筋の座屈

部のコーナーから45度方向に発生しているせん断ひび割れ幅が大きく広がる傾向を示して終局状態に至り、X形配筋試験体ではX形主筋に沿ったひび割れ幅が大きく広がる傾向を示して、X形主筋の座屈により終局状態に至った。

### 3.3 耐力および変形性能

図-7に各試験体のせん断力(Q)-部材角(R)関係の包絡線を正加力時について示す。

平行配筋試験体では、主筋量の増加に伴い最大耐力が高くなるが、変形性能は劣る傾向を示している。また、耐力壁部分のみがRC造および型枠ブロック造で異なるP6-X0-RCとP6-X0では、ほぼ同等の耐力・変形性能を示しているといえる。

同等の曲げ耐力を有する平行配筋試験体1体とX形配筋試験体2体の3体づつで比較すると、変形性能はX形主筋量が多いほど優れる傾向がある。

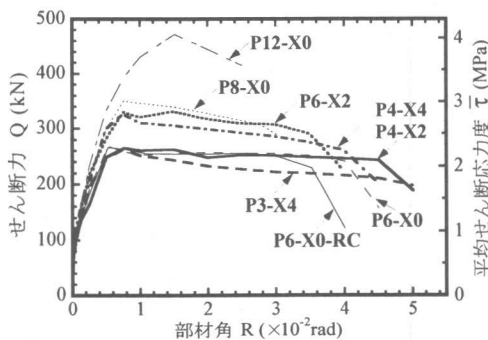


図-7 せん断力-部材角関係の包絡線

### 3.4 終局耐力および塑性部材角の検討

表-3に各試験体の終局耐力および塑性ヒンジ部の回転角(以下、塑性部材角)の計算値と実験

結果を示す。X形主筋と平行主筋を併用したRC部材の終局耐力については、拡張累加強度理論にもとづいた若林・南らによる提案式<sup>9)</sup>(以下、若林・南式)や、これまでの平行配筋RC部材の曲げ終局耐力およびせん断終局耐力式<sup>6)</sup>に単純にX形主筋の効果を累加する実用的な略算式<sup>7)</sup>(以下、略算式)がある。表-3には終局耐力の計算値として、略算式による曲げ耐力 $Q_{mu}$ とせん断終局耐力 $Q_{su}$ および若林・南式によるせん断強度 $Q_u$ (X形配筋試験体のみ)を示している。曲げ破壊先行型試験体の塑性部材角の計算値( $R_{p,cal}$ )は塑性理論に基づく指針式(A法)<sup>8)</sup>によるものであり、実験結果( $R_{p,est}$ )はQ-R関係の包絡線上において耐力が最大耐力の80%に低下した点の部材角から主筋が降伏歪に達した部材角を差し引いたものとした。

平行配筋試験体では、曲げ破壊先行型試験体3体の曲げ耐力 $Q_{mu}$ に対する最大耐力 $Q_{max}$ の比は1.05~1.07である。せん断破壊が先行したP12-X0では最大耐力 $Q_{max}$ がせん断終局耐力 $Q_{su}$ を約40%上回っている。X形配筋試験体では、曲げ耐力 $Q_{mu}$ に対する最大耐力 $Q_{max}$ の比が1.02~1.13であり、さらに若林・南式によるせん断強度 $Q_u$ では1.05~1.08とばらつきも少なく良く一致している。

平行配筋試験体の塑性部材角は、計算値に対する実験値の比が0.76~0.89であり、計算値が壁梁の靱性を過大評価している。指針式においては、部材の $2M/QD$ が3以下の場合に、せん断強度が過大評価される傾向があることが指摘されており、本実験( $2M/QD=1.3$ )もこの傾向と一致し

表-3 各試験体の終局耐力および塑性部材角の計算値と実験結果

試験体名	実験結果			計算値								
	最大耐力 $Q_{max}$ (kN)		*1 最終破壊モード	塑性部材角 $Rp_{test}$ ( $\times 10^{-2}$ rad)	略算式				若林・南式		塑性部材角 $Rp_{cal}$ ( $\times 10^{-2}$ rad)	$\frac{Rp_{test}}{Rp_{cal}}$
	正加力	負加力			曲げ終局耐力時せん断力 $Q_{mu}$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{mu}}$	せん断終局耐力 $Q_{su}$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su}}$	せん断強度 $Q_u$ (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_u}$		
P6-X0-RC	266	266	F→S	3.24	251	1.06	330	0.81	-	-	4.25	0.76
P6-X0	269	272	F→S	3.72	251	1.07	326	0.83	-	-	4.16	0.89
P8-X0	351	344	F→S	2.70	333	1.05	341	1.03	-	-	3.45	0.78
P12-X0	472	448	S	-	468	1.01	332	1.42	-	-	-	-
P4-X2	265	258	F→B	4.24	246	1.08	331	0.80	251	1.06	4.84	0.88
P3-X4	264	237	F→B	3.99	233	1.13	353	0.75	251	1.05	5.77	0.69
P6-X2	330	324	F→B	3.21	324	1.02	350	0.94	314	1.05	3.67	0.87
P4-X4	326	302	F→B	3.68	303	1.08	416	0.78	302	1.08	4.71	0.78

\*1 F: 曲げ破壊, S: せん断破壊, F→S: 曲げ破壊後のせん断破壊, F→B: 曲げ破壊後X形主筋の座屈

ている。X形配筋試験体の塑性部材角計算値も、平行配筋試験体と同様の結果であるが、X形配筋試験体は全試験体がX形主筋の座屈により終局状態に至っており、X形主筋の座屈と限界部材角の関係について今後検討が必要である。

### 3.5 等価粘性減衰定数

図-8に曲げ破壊が先行した試験体の各サイクル(1回目)における等価粘性減衰定数を示す。部材角 $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad以降において、X形主筋量が多い試験体ほど等価粘性減衰定数の低下が小さくなる傾向が見られ、短スパンRC造壁梁にX形配筋を用いることで、エネルギー吸収能力の向上も期待でき、さらにX形主筋量が多い試験体ほどその効果が大きいことがわかる。

### 3.6 変形成分

本実験においては図-9に示すように、壁梁軸方向2区間の鉛直、水平、対角の伸縮量、および壁梁端部と耐力壁部分の口の開き量を計測し、変形分離を行った。図中A~Eで分割される各区

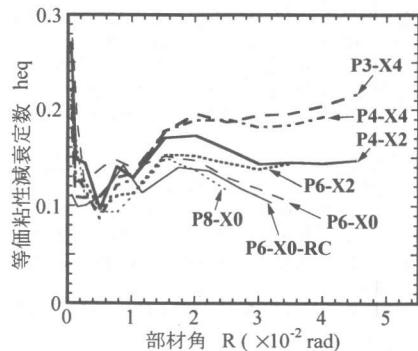


図-8 等価粘性減衰定数-部材角関係

間の鉛直方向伸縮量から平均曲率を求め、この曲率分布を積分したものを曲げ変形量とし、各区間のせん断変形のみによる対角線伸縮量を求め、これから算出される水平変位を各区間のせん断変形量とした。また、X形配筋試験体のみについて図-9中のA1点およびA2点の鉛直方向の絶対変位量の計測を行い、これらの鉛直変位量の差より求められる変形角を壁梁の剛体回転とした。

図-10に試験体P4-X4の全変形(図-9中の水平変位用変位計位置の相対変位)に対する各変形成分の割合と部材角の関係を示す。曲げ変形、せん断変形および剛体回転の和がほぼ全変形と一致している。その他のX形配筋試験体についても同様に3つの変形成分の和が全変形の90~100%を占める結果となっており、ここでは曲げ変形とせん断変形の和を変形分離範囲内における壁梁の実質的な変形と定義する。

図-11に各試験体の壁梁の実質的な変形におけるせん断変形と曲げ変形成分の割合と壁梁の実質

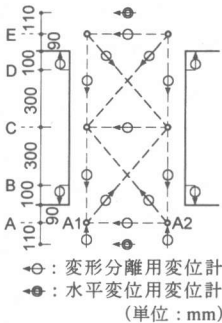


図-9 変形分離用変位計位置図

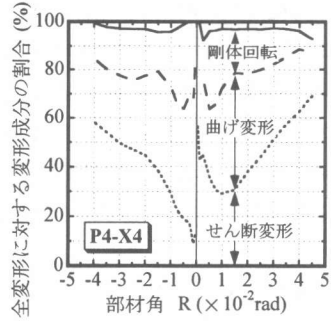


図-10 全変形に対する変形成分の割合(試験体P4-X4)

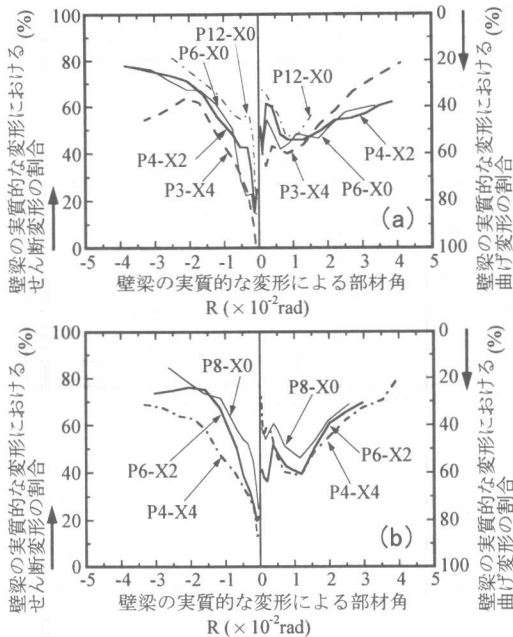


図-11 壁梁の実質的な変形に対するせん断変形と曲げ変形の割合

的な変形角の関係を示す。図-11 (a) および (b) はそれぞれほぼ同等の曲げ耐力を有する平行配筋試験体1体とX形配筋試験体2体の3体ずつで比較したもので、図-11 (a) には平行配筋試験体の平行主筋量の違いについても示している。

各試験体とも壁梁の実質的な変形の増加に伴いせん断変形の割合が増加しており顕著な違いは見られないが、図-11 (a) においては、平行主筋量が最も多くせん断破壊が先行したP12-X0が、平行主筋量が最も少ないP6-X0よりせん断変形の割合が多くなっている。平行配筋試験体とX形配筋試験体では、X形主筋量が最も多いP3-X4が負加力側でせん断変形の割合が最も小さくなっている。図-11 (b) においては、X形配筋試験体P6-X2が平行配筋試験体P8-X0よりせん断変形の割合が小さくなっており、これら2体よりせん断耐力が大きく最もX形主筋量が多いP4-X4は、せん断変形の割合がさらに小さくなる傾向がある。

#### 4. まとめ

型枠ブロック造建物のせん断スパン比が小さくかつ梁幅の狭いRC造壁梁の耐震性能を実験的に

検討を行った結果、次のことが明らかとなった。

- (1) X形配筋を併用することで、変形性能だけでなく、部材角 $R=1.5 \times 10^2 \text{rad}$ 以降においてはエネルギー吸収能力も向上させることができる。
- (2) 平行配筋壁梁では、多量のあばら筋を施し、かつ曲げ補強筋量を少なくした試験体でも、曲げ降伏後の大きな変形領域(部材角 $R=3.5 \sim 4.0 \times 10^2 \text{rad}$ )においてせん断破壊が生じる。
- (3) 平行配筋壁梁では、主筋量の増加に伴い最大耐力が高くなる一方、変形性能は劣り、破壊モードがせん断破壊先行型へ移行する。
- (4) 壁梁の曲げ終局耐力は、平行配筋の場合およびX形配筋を併用した場合ともに、既往の略算式でほぼ推定できる。
- (5) 壁梁の剛体回転を除く実質的な変形に占めるせん断変形の割合は、平行主筋量の増加に伴い大きくなり、X形主筋量の増加に伴い小さくなる傾向がある。
- (6) 耐力壁部分が通常のRC造の試験体と型枠ブロック造の試験体では耐力および変形性能ともに顕著な違いは見られなかった。

#### 謝辞

本研究の試験体の製作にあたり、九州JISコンクリートブロック協会に御協力を頂いた。ここに記して、深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 小川雄一郎ほか: 短スパン梁を有する超高層鉄筋コンクリート造の耐震設計に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造(II), pp.337-338, 1987.10
- 2) 小林淳ほか: X形配筋を用いた短スパンRC梁の降伏時耐力評価式, 日本建築学会構造系論文集, 第489号, pp.67-76, 1996.11
- 3) 山本正幸ほか: 短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究(その1・2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造(II), pp.855-858, 1994.9
- 4) 柳沢延房ほか: 有開口耐震壁における壁と同厚の短スパン梁の実験的研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造(II), pp.605-606, 1988.10
- 5) 若林實ほか: X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1351-1352, 1981.9
- 6) 日本建築学会編: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能-1990年版-, pp.390-391 式(4.3.a), (4.4.a), 1990
- 7) 南宏一: はじめてのX形配筋, (株)建築技術, p.87, 1992.8
- 8) 日本建築学会編: 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, 1990