

# 論文 連層耐震壁のせん断強度に及ぼす枠柱の影響

田内 浩喜\*1・中村 聡宏\*1・勅使川原 正臣\*2・神谷 隆\*3

**要旨:** 枠柱は、連層耐震壁のせん断ひび割れの拡がりを抑制するために有効であると考えられているがその効果は明らかにされていない。そこで、連層耐震壁のせん断抵抗機構に及ぼす枠柱の影響を検証するために枠柱の有無と壁板の横筋量をパラメータとした実験を行い、以下の知見を得た。1.枠柱が無い場合には、せん断ひび割れが壁板と柱を貫くように生じた。2.枠柱の有無に関わらず、既往の評価式で壁板のせん断耐力を同程度の精度で評価できた。3.枠柱が無く、梁主筋・壁筋量が少ないと壁板のせん断耐力発揮前から壁板が拡がりやすかった。

**キーワード:** 連層耐震壁, せん断ひび割れ, せん断強度, 枠柱

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>1)</sup>(以下、RC規準)では、鉄筋コンクリート造耐震壁の枠フレームの断面形状に関して、表—1に示すような推奨条件が規定されている。RC規準<sup>1)</sup>では、表—1に示す推奨条件の背景を以下(1)、(2)のように解説している。

- (1) 壁板配筋が最小配筋比 ( $P_s=0.25(\%)$ ) であっても、壁板のせん断ひび割れ後の壁板の拡がりを防止する。
- (2) 壁板のスリップ破壊、または斜め圧縮破壊まで水平せん断力に耐えることができる。

一方、鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>2)</sup>(以下、靱性指針)では、枠梁の省略条件を以下(a)、(b)と規定している。

- (a) 壁横筋・梁筋・床スラブ筋によるトラス機構により、当該階の設計せん断力を伝達できること
  - (b) トラス機構に加えて連層アーチ機構を考慮したせん断強度が、設計せん断力を上回っていること
- しかし、靱性指針<sup>2)</sup>では、枠柱の省略条件については特に記載がない。

壁板のせん断ひび割れ後の拡がりに対しては、横筋(梁主筋・壁横筋)、左右の枠柱が有効であると考えられ、十分な横筋が配されている場合には枠柱を省略することも可能であると考えられる。また、集合住宅における戸境耐力壁の枠フレームの省略は、施工性・居住性が向上するため、居住者、設計者、施工者により強く望まれている。

表—1 付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件

柱及び梁の断面積	st/2 以上
柱及び梁の最小径	$\sqrt{st}/3$ 以上, かつ 2t 以上

s: 壁板の短辺長さ t: 壁厚

\*1 名古屋大学大学院 環境学研究所 大学院生 (正会員)

\*2 名古屋大学大学院 環境学研究所 教授・工博 (正会員)  
(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

\*3 矢作建設工業株式会社

そこで本論文では、枠柱の有無と等価横補強筋量をパラメータとした連層耐震壁の水平加力実験を行い、枠柱の大きさと等価横補強筋量が連層耐震壁のせん断抵抗機構に与える影響を明らかにすることを目的とする。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は、12階鉄筋コンクリート造建物の下層部3層の耐震壁を対象とした、3層1スパン1/3縮尺モデルである。試験体は全部で4体であり、いずれの試験体もせん断破壊先行型を想定している。試験体のパラメータは、等価横補強筋比  $P_{whe}$  ( $P_{whe}$ : 鉛直壁板断面に対する、梁主筋・壁横筋を含む全横補強筋断面積の比)、枠柱の有無である。等価横補強筋比  $P_{whe}$  は、せん断ひび割れ時に壁板に生じるせん断応力度  $\tau_{scr}$  を基準とし、0.90(%)と0.48(%)の2水準とした。せん断ひび割れ応力度  $\tau_{scr}$  は、靱性指針<sup>2)</sup>に示される主応力度式(式(1))により算定を行った。 $\tau_{scr}$  と  $P_{whe}\sigma_{hy}$  の値を表—2に示す。 $P_{whe}=0.48(\%)$  の場合には、せん断ひび割れ応力度が、横筋の最大引張応力  $P_{whe}\sigma_{hy}$  より大きい。

$$\tau_{scr} = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \tag{1}$$

$\sigma_T$ :  $0.313\sqrt{\sigma_B}$  ( $\sigma_B$ : コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>))

$\sigma_0$ : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度

表—2  $\tau_{scr}$  と  $P_{whe}\sigma_{hy}$  の値

試験体	$P_{whe}$ (%)	$\sigma_{hy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_{whe}\sigma_{hy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{scr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{scr}/P_{whe}\sigma_{hy}$
BC-W90-1.3	0.90	336	3.05	1.98	0.65
NC-W90-1.3				1.89	0.62
NC-W48-1.3	0.48	345	1.66	1.93	1.16
BC-W48-1.3				1.84	1.11

\* $\sigma_{hy}$ : 梁主筋と壁横筋の降伏強度を鉄筋量による重み付け平均をした壁横筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

枠柱の有無に関しては、枠柱を有する試験体を2体、枠柱が無い試験体を2体とした。枠柱を有する試験体の柱断面は、300(mm)×300(mm)とした。枠柱が無い試験体は、柱幅を壁厚  $t_w$  と同一とし、柱帯筋で囲まれる断面(120(mm)×300(mm))を柱断面と考える。枠柱の有無に関わらず、柱主筋量は同一とし、柱帯筋は同一の配筋間隔とした。

共通要因は、シアスパン比、壁厚  $t_w$  と加力点高さでそれぞれ1.3、120(mm)と4150(mm)である。枠梁は省略しており、梁幅を壁厚  $t_w$  と同一とした。ただし、梁主筋量は、表—1 に示す推奨条件を最低限満たす枠梁断面に対し、RC 規準<sup>1)</sup>の定める最小配筋規定(梁主筋比=0.8(%))を満たすように配筋した。梁主筋は梁端部で鉄板定着をとっている。

試験体の寸法及び配筋を図—1 に、試験体一覧を表—3 に示す。使用したコンクリート及び鉄筋の材料特性をそれぞれ表—4、表—5 に示す。

## 2.2 荷重方法

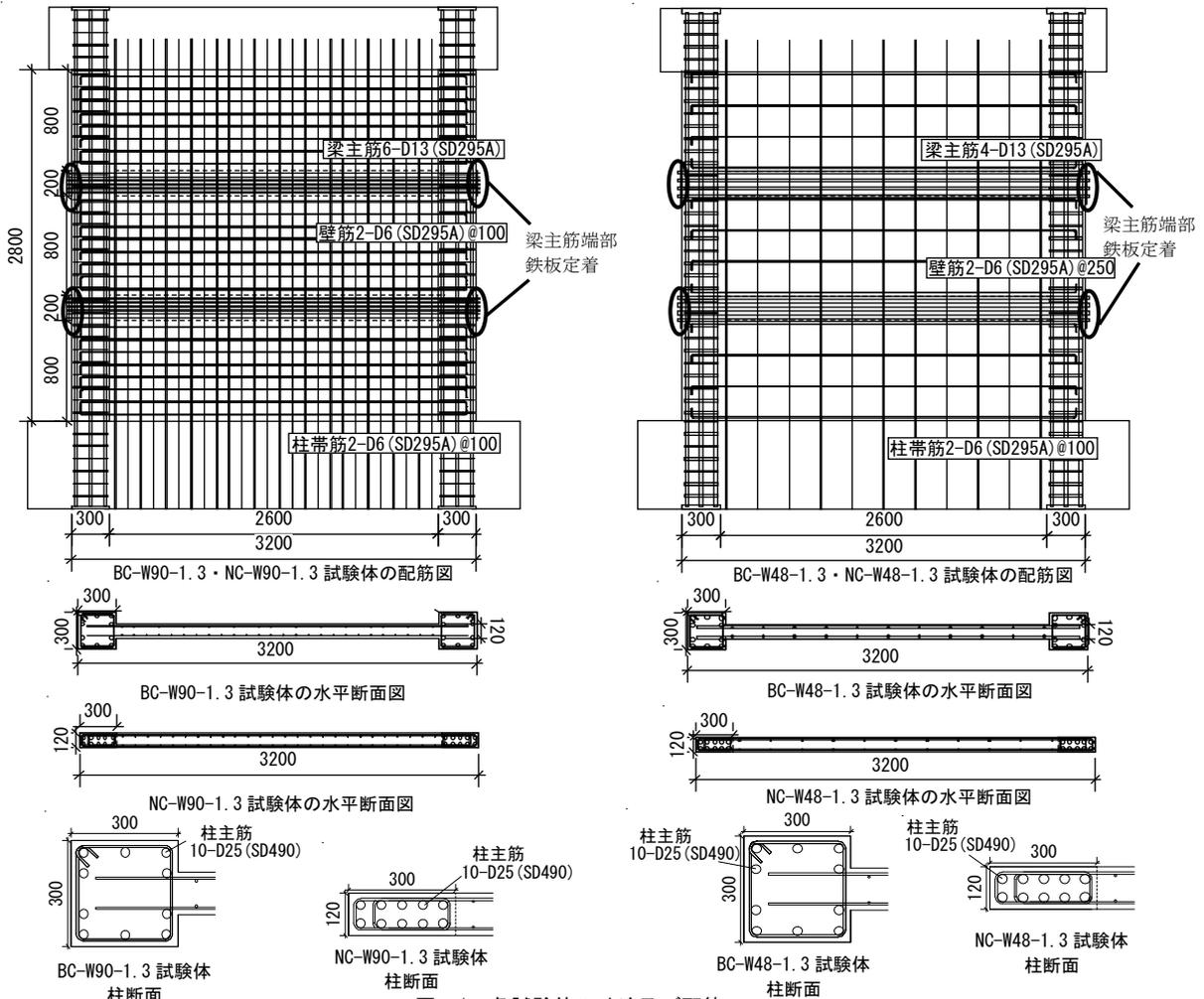
荷重装置図を図—2 に示す。荷重方法は、軸力一定条件下での片持ち梁形式の正負交番荷重とした。荷重には、容量4000(kN)、ストローク±380(mm)の油圧式ジャッキ

を水平方向に1台、鉛直方向には容量4000(kN)の油圧式ジャッキを2台使用した。荷重方向は、水平ジャッキが引く方向を正とする。軸力は、枠柱を有する試験体で枠柱断面の軸力比  $\eta_c$  が0.2 となるようにし、BC-W90-1.3・BC-W48-1.3 試験体で、片側柱に432(kN)ずつ作用させた。NC-W90-1.3、NC-W48-1.3 試験体は、BC-W90-1.3・BC-W48-1.3 試験体と同一の軸力(片側柱に432(kN)ずつ)を作用させた。

荷重は、コンクリートの短期許容せん断応力度  $\tau_{cs}$  を基準とした荷重制御とし、壁板の断面積 ( $I'_w \times t_w$ ) ( $I'_w$ : 柱芯距離、 $t_w$ : 壁厚) に対するせん断応力度が、 $2.5\tau_{cs}$  まで  $0.5\tau_{cs}$  刻みで加力した。その後は、試験体頂部の変形角 R (試験体頂部変形/試験体内法高さ(2800mm)) 制御とした。荷重履歴は、 $0.5\tau_{cs}(1) \rightarrow 1.0\tau_{cs}(1) \rightarrow 1.5\tau_{cs}(1) \rightarrow 2.0\tau_{cs}(1) \rightarrow 2.5\tau_{cs}(1) \rightarrow 1/500(\text{rad})(2) \rightarrow 1/250(\text{rad})(2) \rightarrow 1/150(\text{rad})(1)$  である。括弧内の数字は、繰り返し回数を示している。

ここで、コンクリートの短期許容せん断応力度  $\tau_{cs}$  は、RC 規準<sup>1)</sup>に示される式(2式)により算出した。その結果、 $\tau_{cs}$  は  $1.13(\text{N}/\text{mm}^2)$  となった。

$$\tau_{cs} = 1.5 \times \frac{1}{30} F_c \quad \text{かつ} \quad \tau_{cs} = 1.5 \times \left( 0.5 + \frac{1}{100} F_c \right) \text{以下} \quad (2)$$



図—1 各試験体の寸法及び配筋

表—3 試験体一覧

試験体名	試験体形状 $D \times h'$ ( $M/Qd$ )	柱				梁	壁板		軸力 (kN) ( $\% \sigma_c$ )
		有無	断面 $b_c \times D_c$ (mm)	主筋 ( $P_g$ )	帯筋 ( $P_{wc}$ )	主筋	壁縦横筋 ( $P_w$ )	$P_{whe}^*$ (%)	
BC-W90-1.3	3200 × 2800 (1.3)	有	300 × 300	10-D25 (SD490) (5.6%)	2-D6@100 (SD295A) (0.21%)	6-D13 (SD295A)	2-D6@100 (SD295A) (0.53%)	0.90	864 (0.2)
NC-W90-1.3		無	120 × 300	10-D25 (SD490) (14.1%)	2-D6@100 (SD295A) (0.21%)				
BC-W48-1.3	3200 × 2800 (1.3)	有	300 × 300	10-D25 (SD490) (5.6%)	2-D6@100 (SD295A) (0.21%)	4-D13 (SD295A)	2-D6@250 (SD295A) (0.21%)	0.48	864 (0.2)
NC-W48-1.3		無	120 × 300	10-D25 (SD490) (14.1%)	2-D6@100 (SD295A) (0.21%)				

※等価横補強筋比  $P_{whe}$  : (鉛直壁板断面に対する、梁主筋・壁横筋を含む全横補強筋断面積の比)

表—4 コンクリート材料特性

圧縮強度 ( $N/mm^2$ )	弾性係数 ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	割裂強度 ( $N/mm^2$ )
25.0	2.19	2.0

表—5 鉄筋材料特性

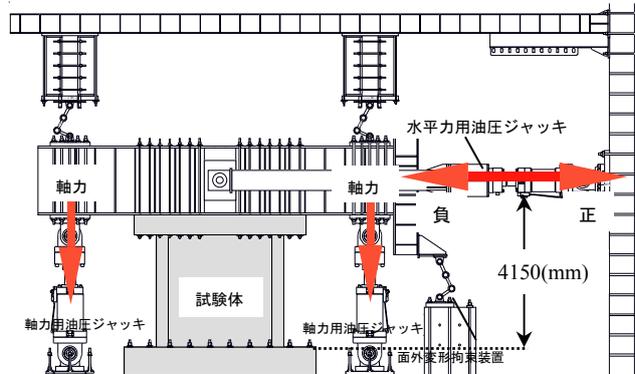
試験体	種別	使用部位	降伏強度 ( $N/mm^2$ )	弾性係数 ( $\times 10^5 N/mm^2$ )	引張強度 ( $N/mm^2$ )
BC-W90-1.3 BC-W48-1.3	D6(SD295A)	壁筋	301	1.79	496
		柱帯筋	302	1.93	498
	D13(SD295A)	梁主筋	371	1.87	515
		D25(SD490)	柱主筋	533	1.88
NC-W90-1.3 NC-W48-1.3	D6(SD295A)	壁筋	302	1.93	498
		柱帯筋	323	1.97	517
	D13(SD295A)	梁主筋	371	1.87	515
		D25(SD490)	柱主筋	533	1.88

### 3. 実験結果

図—3～図—6 に各試験体の頂部変形を用いた荷重—変形関係、最大耐力を経験したサイクル終了後のひび割れ図、最終破壊状況を示す。ひび割れ図中の実線は正加力方向の加力時に生じたひび割れを、破線は負加力方向の加力時に生じたひび割れを示す。4 試験体とも柱主筋は降伏しておらず、せん断破壊となった。加力終了時においても、作用させた軸力を 4 試験体とも保持していた。

#### 3.1 BC-W90-1.3 試験体

+0.5 $\tau_{cs}$ 加力中、曲げひび割れが引張側 1 階柱で生じた。+2.0 $\tau_{cs}$ 加力中の荷重 736(kN)、頂部変形で 2.25(mm)時に、ひび割れ幅が 0.08(mm)の初期せん断ひび割れが 3 階壁板から 2 階壁板にかけて生じた。R=+1/500(rad)1 サイクル目加力中、壁板のせん断ひび割れが増加し、R=-1/500(rad)2 サイクル目加力終了時には壁板に無数のせん断ひび割れが観測された。R=+1/250(rad)1 サイクル目加力中、引張側 3 階柱頭、圧縮側 1 階柱脚部においてせん断ひび割れが生じた。R=+1/150(rad)加力中の変形 14.39(mm)(R=+1/195(rad)), 荷重 1902(kN)で圧縮側 1 階壁板中央部が圧壊した。1 階壁板圧壊後、変形 17.33(mm)(R=+1/162(rad))で最大耐力 2035(kN)に達し、1 階壁板では圧壊したコンクリートが広い範囲で剥落した。圧縮側 1 階柱脚部ではせん断ひび割れが生じていた。最大耐力時に圧縮側柱脚部で多くのせん断ひび割れが生じていたが、柱脚部は圧壊していなかった。壁板のひび割れ幅は最大で 1.8(mm)(2 階壁板)まで広がっていた。最大耐力経験後の R=+1/150(rad)時で 1891(kN)(最大耐力の



図—2 載荷装置図

92.9(%))となった。

#### 3.2 NC-W90-1.3 試験体

+1.5 $\tau_{cs}$ 加力中、曲げひび割れが引張側 1 階柱で生じた。+2.0 $\tau_{cs}$ 加力中の荷重 746(kN)、頂部変形で 2.7(mm)時に初期せん断ひび割れが 2 階壁板から 2 階梁位置にかけて生じた。+2.5 $\tau_{cs}$ 加力中、引張側 3 階柱頭でせん断ひび割れが生じた。R=+1/250(rad)1 サイクル目加力中の荷重 1576(kN)、頂部変形で 11.9(mm)(R=+1/235(rad))時に、圧縮側柱脚部では柱のかぶりコンクリートが圧壊した。R=+1/150(rad)加力中の変形 14.54(mm)(R=+1/192(rad)), 荷重 1712(kN)で圧縮側柱脚部付近の壁板が圧壊し、最大耐力に達した。最大耐力時、柱は圧壊していた。最大耐力

経験後の  $R=+1/150(\text{rad})$  時で 1360(kN)(最大耐力の 79.4%)となった。 $R=-1/150(\text{rad})$ 加力中、2 階梁位置から 1 階壁板で生じていたせん断ひび割れが圧縮側柱脚部を貫くせん断ひび割れとなった。

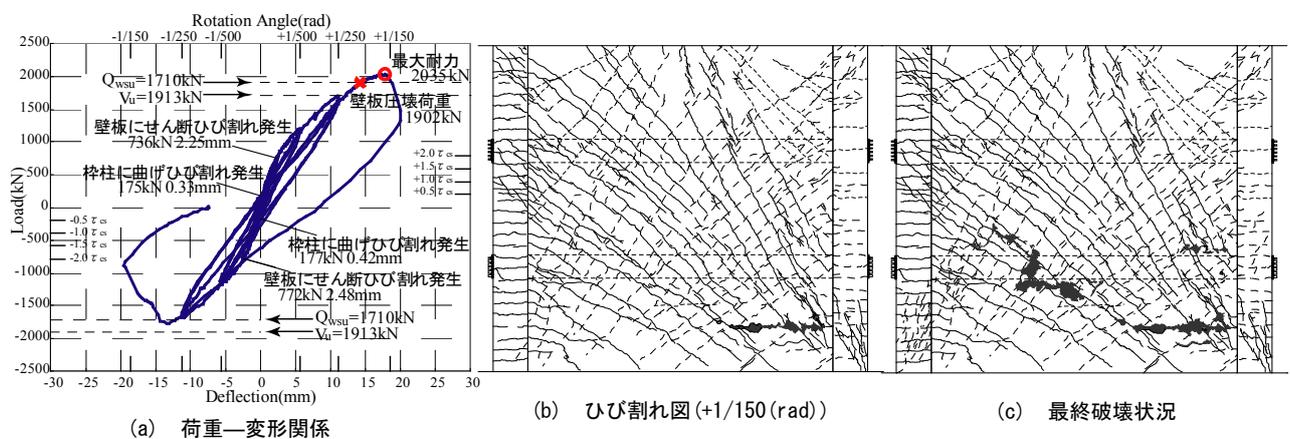
### 3.3 BC-W48-1.3 試験体

+1.0 $\tau_{cs}$ 加力中、曲げひび割れが 1 引張側 1 階柱で生じた。+1.5 $\tau_{cs}$ 加力中の荷重 581(kN)、頂部の変形で 1.56(mm)時に初期せん断ひび割れが、4 階壁板から 3 階壁板にかけて生じた。 $R=\pm 1/500(\text{rad})$ 2 サイクル目加力終了後には左右の 3 階柱頭にせん断ひび割れが生じていた。 $+1/150(\text{rad})$ 加力中の変形 15.86(mm)( $R=+1/177(\text{rad})$ )、荷重 1900(kN)で 1 階壁板が圧壊、コンクリートが剥落し、最大耐力に達した。最大耐力時、圧縮側柱脚部には多くの

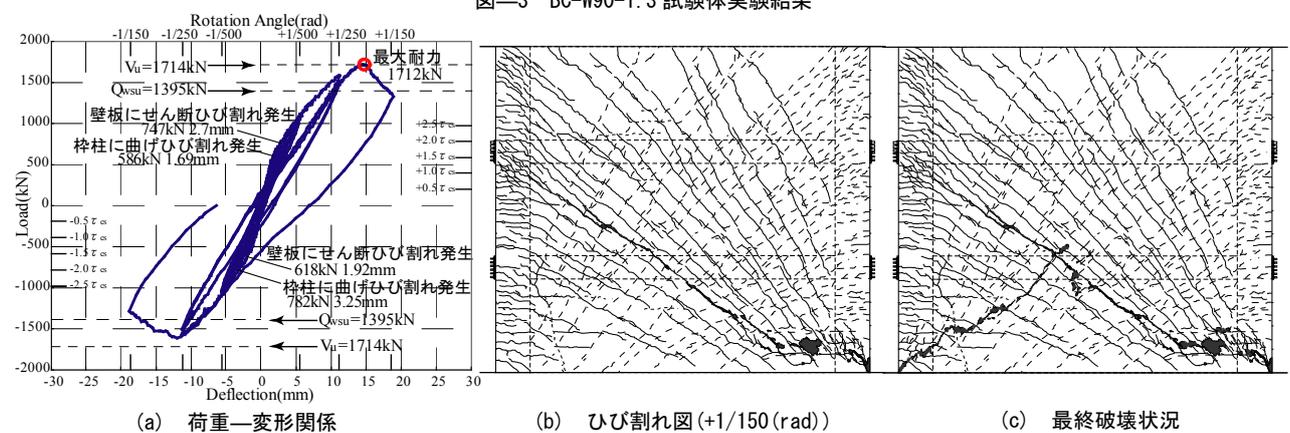
せん断ひび割れが生じていたが、柱は圧壊していなかった。最大耐力後の  $R=+1/150(\text{rad})$ 時で 1390(kN)(最大耐力の 73.2%)となった。

### 3.4 NC-W48-1.3 試験体

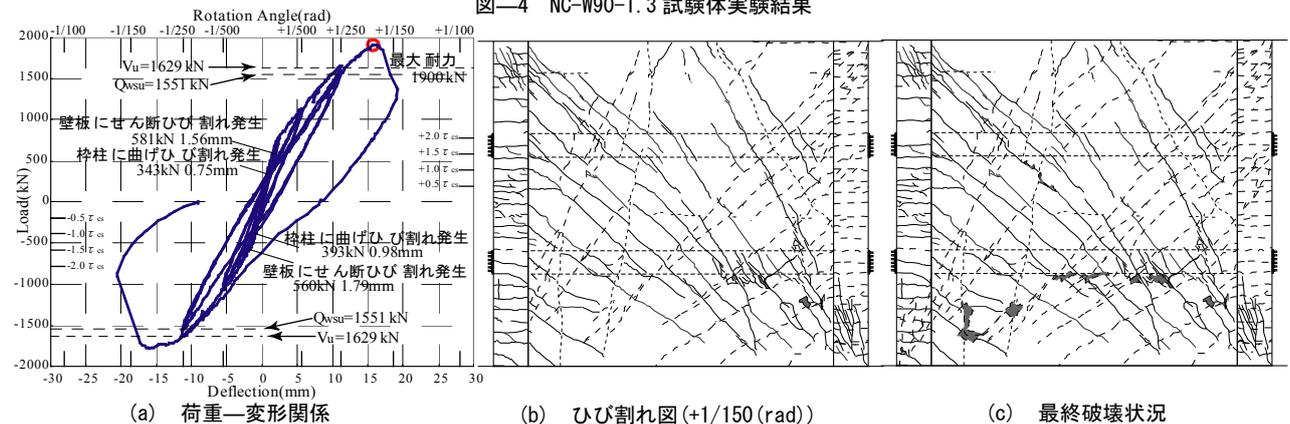
+1.5 $\tau_{cs}$ 加力中、曲げひび割れが引張側 1 階柱で生じた。+2.0 $\tau_{cs}$ 加力中の荷重 752(kN)、頂部変形で 3.28(mm)時に初期せん断ひび割れが、3 階梁位置から 2 階壁板にかけて生じた。 $R=+1/250(\text{rad})$ 加力中、壁板のせん断ひび割れが急激に増加した。 $R=+1/150(\text{rad})$ 加力中の変形 13.39(mm)( $R=+1/209(\text{rad})$ )、荷重 1605(kN)で圧縮側 1 階壁板の 2 階梁位置付近で壁板が圧壊し、最大耐力に達した。最大耐力時、柱は圧壊していた。最大耐力経験後の  $R=+1/150(\text{rad})$ 時で 953(kN)(最大耐力の 59.4%)となった。



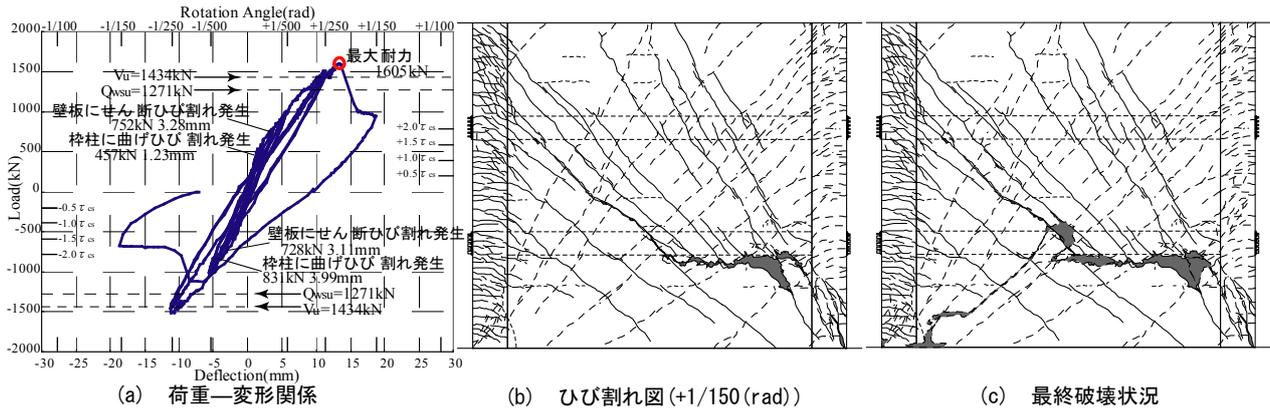
図—3 BC-W90-1.3 試験体実験結果



図—4 NC-W90-1.3 試験体実験結果



図—5 BC-W48-1.3 試験体実験結果



図—6 NC-W48-1.3 試験体実験結果

#### 4. 終局強度の評価

終局耐力は、靱性指針<sup>2)</sup>に示されるせん断強度式 (3) 式) により  $V_u$  を、文献<sup>3)</sup>に示される修正荒川 mean 式 (4) 式) により  $Q_{wsu}$  の算定を行った。算定した終局耐力と実験値の比較を表—6 に、各試験体の最大耐力と計算値を比較した結果を図—7 に示す。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan(1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (3)$$

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (4)$$

記号の説明・算定法は、文献<sup>2)</sup>・文献<sup>3)</sup>を参照のこと

本実験における試験体の終局強度を、既往のせん断終局強度式を用いて評価すると、概ね安全側の評価になった。靱性指針式の方が比較的精度よく最大耐力を評価できた。枠柱の有無で比較すると、修正荒川 mean 式を用いた場合には、枠柱の有無に関わらず、壁板の最大耐力を同程度の精度で評価することができるが、靱性指針式を用いた場合には、枠柱が無いとやや危険側の評価となる傾向がみられる。

#### 5. 壁板のせん断強度に及ぼす枠柱の影響

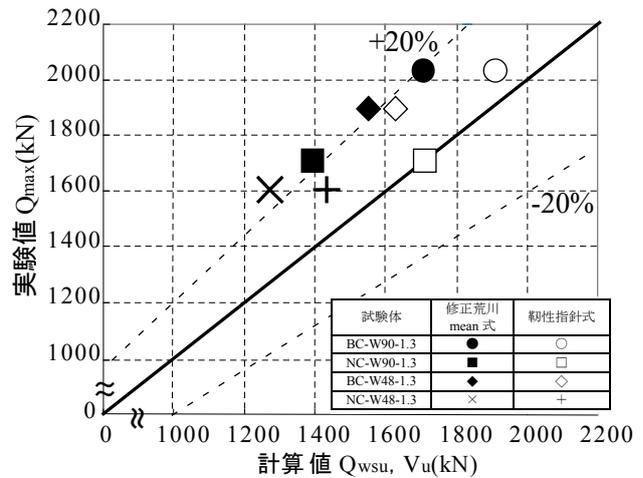
RC 規準<sup>1)</sup>によると、壁板のせん断強度に及ぼす枠柱の効果として、壁板のせん断ひび割れの拡がりを抑制する効果があるとしている。そこで、壁板の拡がりの抑止力について、枠柱の有無をパラメータとした試験体の比較を行う。

壁板のせん断ひび割れの拡がりは壁板の伸び量と考える。各階梁断面中心位置・壁板中央部の伸び量は、各高さ位置において左右枠柱側面で計測している水平変位の差を用いた。

最大耐力時に各試験体の壁板は、図—8 に示すように 2 階壁板中央部  $\delta_{w2}$  (試験体中央部) を最大に膨らむ形になった。最大耐力時の各試験体の 3 階梁断面中心位置  $\delta_{B3}$

表—6 最大耐力と終局耐力計算値の比較

試験体	最大耐力 $Q_{max}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$Q_{max}/V_u$	終局耐力 $Q_{wsu}$ (kN)	$Q_{max}/Q_{wsu}$
BC-W90-1.3	2035	1913	1.06	1710	1.19
NC-W90-1.3	1712	1714	0.99	1395	1.23
BC-W48-1.3	1900	1629	1.17	1551	1.22
NC-W48-1.3	1605	1434	1.12	1271	1.26



図—7 最大耐力—計算値終局強度関係

から 1 階壁板中央部  $\delta_{w1}$  の伸び量を表—7 に示す。各試験体とも、2 階壁板中央部の伸び量  $\delta_{w2}$  が 1 番大きかった。2 階壁板中央部の伸び量  $\delta_{w2}$  は、4.47(mm) から 5.49(mm) であり、枠柱の有無に関わらず、最大耐力時の壁板の最大伸び量に大きな違いはなかった。

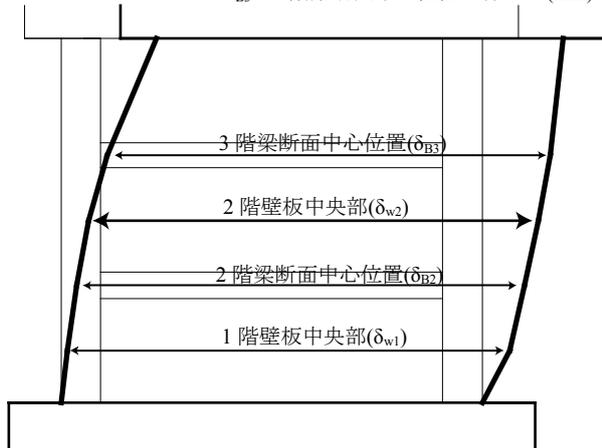
ここで、荷重と 2 階壁板中央部伸び量  $\delta_{w2}$  の関係を等価横補強筋比  $P_{whe}$  ごとに示す。等価横補強筋比  $P_{whe}=0.90(\%)$  の場合を図—9(a) に、等価横補強筋比  $P_{whe}=0.48(\%)$  の場合を図—9(b) に示す。図中の○は各試験体の最大耐力時を示す。

図—9(a) より、等価横補強筋比  $P_{whe}=0.90(\%)$  の試験体において、頂部変形角  $R=+1/250(\text{rad})$  時に、2 階壁板中央

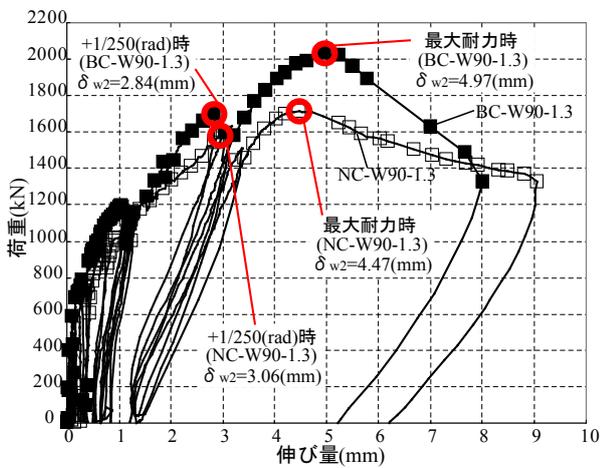
表—7 各試験体の壁板の伸び量（最大耐力時）

試験体	伸び量(mm)			
	$\delta_{w1}$	$\delta_{B2}$	$\delta_{w2}$	$\delta_{B3}$
BC-W90-1.3	2.40	3.80	4.97	4.40
NC-W90-1.3	3.65	4.01	4.47	4.02
BC-W48-1.3	2.11	3.80	5.00	4.49
NC-W48-1.3	3.52	4.69	5.49	4.8

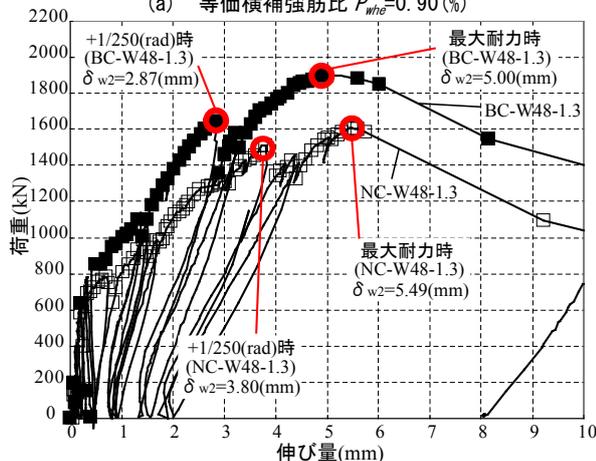
$\delta_{w1}$  : 1階壁板中央部の伸び量(mm)  
 $\delta_{B2}$  : 2階梁断面中心位置の伸び量(mm)  
 $\delta_{w2}$  : 2階壁板中央部の伸び量(mm)  
 $\delta_{B3}$  : 3階梁断面中心位置の伸び量(mm)



図—8 最大耐力時の壁板の膨らみ (NC-W48-1.3 試験体)



(a) 等価横補強筋比  $P_{whe}=0.90$  (%)



(b) 等価横補強筋比  $P_{whe}=0.48$  (%)

図—9 荷重と2階壁板中央部伸び量  $\delta_{w2}$  の関係

部の伸び量  $\delta_{w2}$  は、枠柱の有無に関わらず 3.0(mm)程度であった。最大耐力時においても2階壁板中央部の伸び量に大きな差はない。

図—9(b)より、等価横補強筋比  $P_{whe}=0.48$ (%)の試験体において、頂部変形角  $R=+1/250$ (rad)時に2階壁板中央部の伸び量  $\delta_{w2}$  は、枠柱を有する BC-W48-1.3 試験体で 2.87(mm)、枠柱が無い NC-W48-1.3 試験体は 3.8(mm)であった。最大耐力時における、2階壁板中央部の伸び量  $\delta_{w2}$  の伸び量は、BC-W48-1.3 試験体で 5.00(mm)、NC-W48-1.3 試験体で 5.49(mm)であり、BC-W48-1.3 試験体に比べ、枠柱が無い NC-W48-1.3 試験体の壁板は最大耐力前から拡がりやすかった。

## 6. まとめ

本研究では、等価横補強筋量の大小、枠柱の有無、シアスパン比をパラメータとした5試験体の水平加力実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 枠柱が無いと、壁板で生じたせん断ひびわれが終局時に柱を貫くせん断ひび割れとなる可能性がある。
- 2) 今回の実験に用いた試験体においては、枠柱の有無に関わらず、修正荒川 mean 式により壁板の終局強度を同程度の精度で評価することができた。
- 3) 等価横補強筋比が 0.48(%)程度の壁板配筋で枠柱が無いと、等価横補強筋比が 0.48(%)程度の壁板配筋で枠柱がある壁板に比べ、最大耐力前から壁板が拡がりやすかった。

謝辞 本研究は、建築基準整備促進補助金事業（建築研究所、矢作建設工業株式会社、名古屋工業大学、豊橋技術科学大学、名古屋大学の共同研究）の一環として行われたものである。実験に際し、多大なるご協力を頂きました。関係各位に深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001
- 3) 財団法人日本建築センター：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007