

# 論文 曲げ引張りひび割れを有するRC耐震壁脚部のスリップ性状に関する実験

荒井 康幸\*1・溝口 光男\*2・奥田 大史\*3・木寅 昌和\*3

要旨：立体耐震壁が二方向水平力を受けると，壁板には曲げ引張力によって壁板の全幅を横断するひび割れが発生する。本論文では，曲げ引張力によって予めひび割れを生じさせた平面耐震壁にせん断力を加えて，ひび割れ面で滑りが生ずることを実験によって検証するとともに，スリップ強度やひび割れ幅について検討した。その結果，ひび割れ幅が広がると小さなせん断力でもスリップすること，せん断力とスリップとの関係は曲げ降伏型の性状を示すこと，スリップ開始および降伏時のせん断応力度は鉄筋比との間に相関関係があること，降伏時の壁幅全体の平均ひび割れ幅は1mm前後であることなどがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，曲げ引張りひび割れ，スリップ

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）建物には，直交する二方向の耐震壁が連続して配置され，壁断面がL形やコ形となる場合が少なくない。このような立体耐震壁が二方向水平力を受けると，図-1に示すY壁のように，直交壁（X壁）からの境界応力と壁面内方向水平力（ $Q_y$ ）によって壁脚部を横断するひび割れが発生する。図-2は，拙論<sup>1)</sup>のL形断面耐震壁の二方向水平加力実験で得られたY壁のせん断力  $Q_y$  とせん断変形  $\delta_{sh}$  の関係である（試験体名 L-XN； $\delta_{sh}$  は水平変形  $\delta_y$  から，壁高さを6分割して求めた曲げ変形計測値を差し引いた値。 $Q_y$ ， $\delta_{sh}$  は図-1に示す矢印の方向を負としている）。同図の最大せん断力をY壁断面積で除したせん断応力度はコンクリートの引張強度に比して十分小さいので，せん断剛性の低下は考えられないが， $Q_y - \delta_{sh}$  曲線の包絡線はせん断降伏の様相を呈している。剛性が急激に低下する時点でのひび割れ状況から見ても，せん断応力に伴う現象とは考えられない。筆者らは，この現象を曲げや引張によって発生する壁板の全幅にわたるひび割れが，小さなせん断力でも壁板に滑りを生じ

させたものと考えた<sup>2)</sup>が，実験による検証は行われていない。

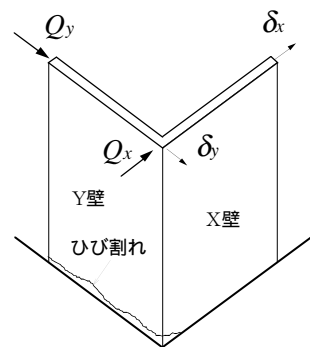


図-1 立体壁脚部のひび割れ

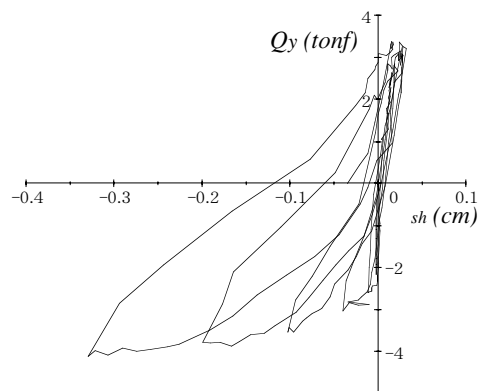


図-2 Y壁のせん断力 - せん断変形関係

\*1 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)  
 \*2 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)  
 \*3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

本論文は、上記のような壁板の滑り現象を実験によって確かめるために、曲げ引張力によって予めひび割れを生じさせた平面耐震壁にせん断力を加えて、ひび割れ面（領域）で生ずるスリップ性状について検討したものである。

壁板のスリップ性状は、立体耐震壁壁頭の回転変形に大きく影響する<sup>2)</sup>ので、立体耐震壁を含む構造物の3次元解析を行う上で重要である。

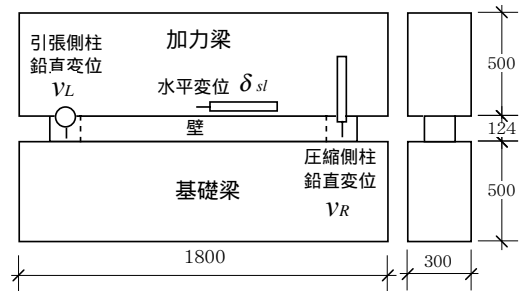


図 - 3 試験体形状

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は、図 - 3 に示すように壁脚部のみを想定して壁高さを 124mm とし、壁の上下に剛な基礎梁と加力梁（300mm×500mm）を設けている。壁断面の種類は、壁全断面積、全鉄筋比  $P_a$ （壁全断面積に対する柱主筋と壁筋断面積の割合）、柱主筋比  $P_g$ 、壁筋比  $P_s$ 、柱形の有無をパラメータにして設定したが、本報告では加力装置の能力から比較的鉄筋量の少ない表 - 1 に

示す7種について実験を行った。試験体記号は柱形の有無を C と I、壁全断面積  $A$  の区別を数字 2 桁（A06, A23 など）、全鉄筋比  $P_a$ （%）によって付けてある。コンクリートは豆砂利普通コンクリートを使用し、打設は基礎梁、壁と加力梁の2回に分けて鉛直打ちとし、打ち継ぎ面はコンクリート打設の翌日に十分な目荒らしを行った。コンクリートと使用鉄筋の力学的性質をそれぞれ表 - 2 と表 - 3 に示す。

表 - 1 壁断面一覧

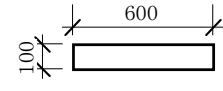
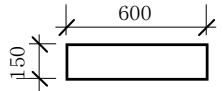
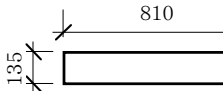
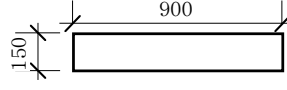
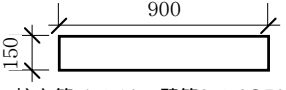
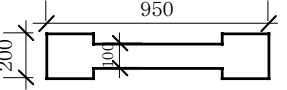
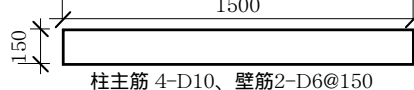
記号： IA06Pa1.2  柱主筋 4-D10、壁筋2-4 @60 $A=600\text{cm}^2$ $P_a=1.24\%$ (746mm <sup>2</sup> ) $P_g=2.85\%$ (570mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.44\%$ (176mm <sup>2</sup> )	記号： IA09Pa1.1  柱主筋 4-D10、壁筋2-D6@50 $A=900\text{cm}^2$ $P_a=1.06\%$ (954mm <sup>2</sup> ) $P_g=1.27\%$ (570mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.85\%$ (384mm <sup>2</sup> )	記号： IA11Pa1.2  柱主筋 4-D13、壁筋2-D6@108 $A=1093.5\text{cm}^2$ $P_a=1.22\%$ (1336mm <sup>2</sup> ) $P_g=2.79\%$ (1016mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.44\%$ (320mm <sup>2</sup> )		
記号： IA14Pa0.6  柱主筋 4-D10、壁筋D6@85 $A=1350\text{cm}^2$ $P_a=0.59\%$ (794mm <sup>2</sup> ) $P_g=1.27\%$ (570mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.25\%$ (224mm <sup>2</sup> )	記号： IA14Pa1.0  柱主筋 4-D10、壁筋2-D6@50 $A=1350\text{cm}^2$ $P_a=0.99\%$ (1338mm <sup>2</sup> ) $P_g=1.27\%$ (570mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.85\%$ (768mm <sup>2</sup> )	記号： CA14Pa1.1  柱主筋 4-D13、壁筋2-D6@70 $A=1350\text{cm}^2$ $P_a=1.09\%$ (1464mm <sup>2</sup> ) $P_g=1.27\%$ (1016mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.81\%$ (448mm <sup>2</sup> )		
記号： IA23Pa0.5  柱主筋 4-D10、壁筋2-D6@150 $A=2250\text{cm}^2$ $P_a=0.48\%$ (1082mm <sup>2</sup> ) $P_g=1.27\%$ (570mm <sup>2</sup> ) $P_s=0.28\%$ (512mm <sup>2</sup> )			A：壁全断面積 Pa：全鉄筋比 Pg：柱主筋比 Ps：壁筋比 ( )内は断面積	帯筋は全て 4 @30

表 - 2 コンクリートの力学的性質

試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* (N/mm <sup>2</sup> )
IA06Pa1.2	27.4	1.98	21000
IA09Pa1.1	27.8	2.17	20300
IA11Pa1.2	28.4	2.13	19700
IA14Pa0.6	29.8	2.47	22600
IA14Pa1.0	29.6	1.95	21300
CA14Pa1.1	27.1	2.02	21200
IA23Pa0.5	30.8	2.50	23800

\* : 1/3割線弾性係数

表 - 3 鉄筋の力学的性質

鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D13	127	356	522	26.1
D10	71.3	365	512	24.5
D6	31.7	375*	534	27.4
4	12.2	306*	359	30.2

\* : 0.2%耐力

## 2.2 加力および計測方法

加力装置を図 - 4 に示す。試験体は基礎梁と加力梁に埋め込んだアンカーボルトによって加力用H形鋼に固定してある。加力は、アクチエータ2 ( $N_L$ )とアクチエータ3 ( $N_R$ )によって曲げ引張力を加え、アクチエータ1でせん断力  $Q$  を加えてひび割れ面でスリップ変位  $\delta_{sl}$  を起こさせる方法とした。アクチエータ3は、圧縮側柱(右側柱)の鉛直変位  $v_R$  (図 - 3 参照) が常に設定した変位となるようにフィードバック制御している。アクチエータ1とアクチエータ2はパソコンに接続して、せん断力  $Q$  が正の場合にシアスパン比(M/QD) が3となるようにアクチエータ2の引張力( $N_L$ )を制御している。

計測は、各アクチエータの荷重 ( $Q, N_L, N_R$ ) および基礎梁を基準とした側柱の鉛直変位 ( $v_L, v_R$ ) と加力梁の水平変位  $\delta_{sl}$  とし、後の考察では  $v_L, v_R$  をひび割れ幅、 $\delta_{sl}$  をスリップ変位と見なしている。

加力方法は片振り繰り返し载荷とし、繰り返しピーク時の値は原則として以下の通りとした。

まず、アクチエータ1とアクチエータ3によって、手動制御でシアスパン比を約3(負方向)に保ちながら圧縮側柱の鉛直変位  $v_R$  が 0.2mm になるまで加力し、壁部分にひび割れを発生させる。

荷重を0に戻した後、

- 1 サイクル目 ;  $v_L = 0.2\text{mm}$  まで加力
- 2 サイクル目 ;  $v_R = 0.2\text{mm}$  に設定して  $v_L = 0.2\text{mm}$  まで加力
- 3 サイクル目 ;  $v_R = 0.5\text{mm}$  に設定して  $v_L = 0.5\text{mm}$  まで加力
- 4 サイクル目 ;  $v_R = 1.0\text{mm}$  に設定して  $v_L = 1.0\text{mm}$  まで加力

- 5 サイクル目 ;  $v_R = 1.5\text{mm}$  に設定して  $\delta_{sl} = 1.0\text{mm}$  まで加力
- 6 サイクル目 ; 上記5 サイクル目の繰り返し
- 7 サイクル目 ;  $v_R = 2.0\text{mm}$  に設定して  $\delta_{sl} = 2.0\text{mm}$  まで加力
- 8 サイクル目 ; 上記7 サイクル目の繰り返し
- 9 サイクル目 ;  $v_R = 3.0\text{mm}$  に設定して  $\delta_{sl} = 3.0\text{mm}$  まで加力

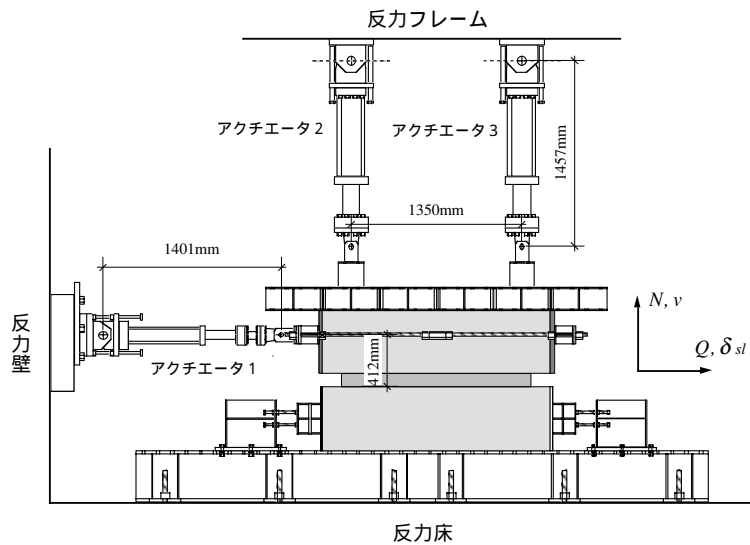


図 - 4 加力装置

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れ発生状況

実験終了時における壁部分のひび割れ状況を図 - 5 に示す。曲げ引張力によって基礎梁との打ち継ぎ部分に先ずひび割れが生じ、その後、加力梁との境界、壁高さの中間部分へと広がっている。ただし、全鉄筋比  $P_a$  の少ない同図(d), (g)にそれぞれ示す IA14Pa0.6 と IA23Pa0.5 では、打ち継ぎ面でのひび割れが大きく開口した。

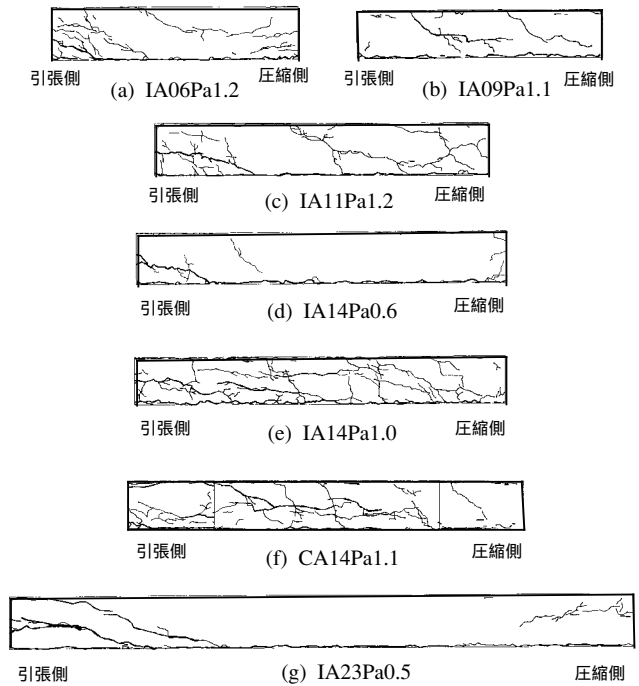


図 - 5 ひび割れ状況

#### 3.2 せん断力 - スリップ曲線

せん断力  $Q$  とスリップ変位  $\delta_{sl}$  との関係を図 - 6 に示す。 $Q - \delta_{sl}$  曲線には各サイクル移行時における圧縮側柱鉛直変位  $v_R$  の設定過程も含めて示してあるので、サイクル移行時に  $\delta_{sl}$  が若干負側となっている部分もある。なお、壁部分に加わる全軸力  $N$  ( $=N_L+N_R$ ) は、図 - 7 に示すように 3 ~ 4

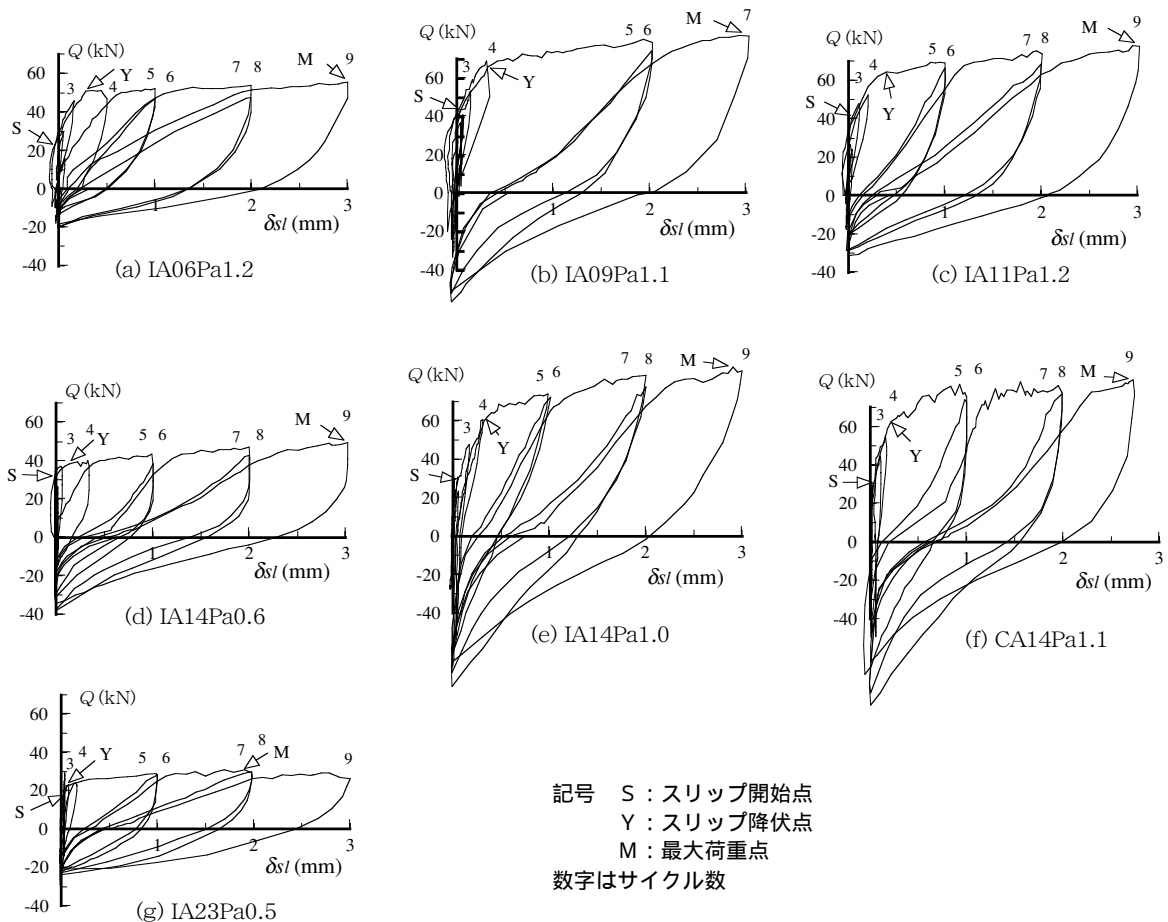


図 - 6 せん断力 - スリップ曲線

サイクル以降で鉄筋が降伏してほぼ一定の値となっている。

$Q - \delta_{sl}$  曲線を見ると、各試験体とも1～2サイクル目では、スリップ変位  $\delta_{sl}$  は現れず、3サイクル目に図中に記号 S で示

す箇所でスリップが生じ始めている。その後、4～5サイクル目で  $Q - \delta_{sl}$  曲線の傾きが非常に小さくなる箇所（図中の記号 Y）が現れ、包絡線は曲げ降伏型の様相を呈している。また、サイクル数が増加する毎に圧縮側柱のひび割れ幅（鉛直変位  $v_R$ ）も増加させているが、繰り返し再載荷時の曲線は前サイクルの最大点をほぼ指向する形となっている。

### 3.3 各種せん断強度

図 - 6 のせん断力 - スリップ曲線上に記号 S と Y で示した点における荷重（本報告ではそれぞれスリップ強度  $Q_s$ 、スリップ降伏強度  $Q_{sy}$  と呼ぶ）および最大強度  $Q_{max}$ （同図中に記号 M で表示）を表 - 4 に示す。ただし、 $Q_{max}$  は以後の荷重低下を確認していないので、同表の  $\delta_{sl}$  の欄に示すようにスリップが 3.0mm 程度生じた時の値である。また、表には式(1)によるダウエル作用によるせん断強度計算値  $Q_{dowel}^{3)}$  も示してある。

$$Q_{dowel} = 1.65 a_{dowel} \sqrt{\sigma_B \sigma_y} \quad (1)$$

ここに、 $a_{dowel}$ ：ダウエル鉄筋の断面積、 $\sigma_B$ ：コンクリート強度、 $\sigma_y$ ：ダウエル鉄筋の降伏点

同表の各種強度  $Q_s$ 、 $Q_{sy}$ 、 $Q_{max}$  を、横軸に鉄筋全断面積  $A_s$  をとって図 - 7 に示す。図では各種強度とも鉄筋全断面積の大小による変化が現れていない。同図にはダウエル計算値  $Q_{dowel}$  も示してあるが、 $Q_{dowel}$  は式(1)からも解るように鉄筋断面積に比例して大きな値となり、また、本実験値よりかなり大きな値となっている。最

表 - 4 各種せん断強度

試験体名	スリップ強度		スリップ降伏強度			最大強度			ダウエル作用
	$Q_s$ (kN)	$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$Q_{sy}$ (kN)	$\tau_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_{sl}$ (mm)	$Q_{max}$ (kN)	$\tau_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_{sl}$ (mm)	$Q_{dowel}$ (kN)
IA06Pa1.2	23	0.39	51	0.85	0.28	56	0.93	3.00	123
IA09Pa1.1	43	0.48	66	0.73	0.32	82	0.91	2.93	159
IA11Pa1.2	40	0.37	64	0.59	0.40	78	0.71	2.95	223
IA14Pa0.6	31	0.23	39	0.29	0.14	50	0.37	3.02	137
IA14Pa1.0	31	0.23	60	0.45	0.32	88	0.65	2.91	231
CA14Pa1.1	28	0.21	63	0.47	0.22	84	0.62	2.73	239
IA23Pa0.5	17	0.08	23	0.10	0.06	31	0.14	1.69	191

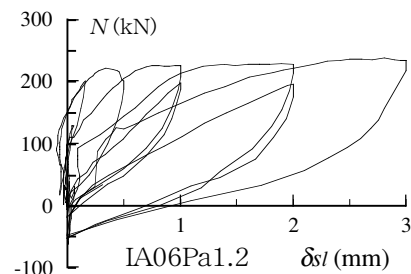


図 - 7 軸力-スリップ曲線の例

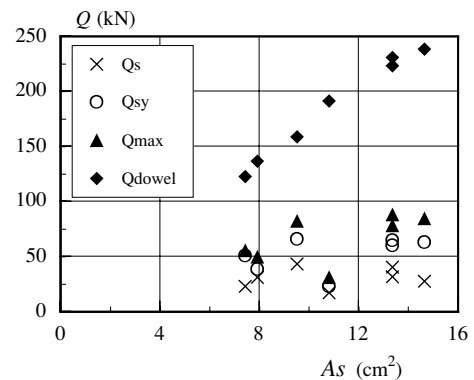


図 - 8 各種強度と鉄筋全断面積との関係

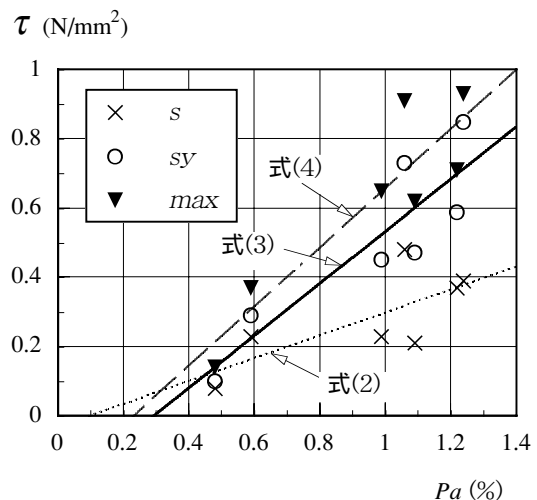


図 - 9 各種せん断応力度と全鉄筋比との関係

大強度  $Q_{max}$  と比較しても、 $Q_{dowel}$  に対する比は 0.16 ~ 0.52 (平均 0.37) となっている。このように小さな荷重でスリップが生じているのは、本実験ではひび割れ幅を拡げるために、鉄筋が引張降伏するほど大きな引張力を与えているためと考えられる。

次に、各種強度時におけるせん断応力度  $\tau_s$ 、 $\tau_{sy}$ 、 $\tau_{max}$  ( $Q_s$ 、 $Q_{sy}$ 、 $Q_{max}$  をそれぞれ壁全断面積  $A$  で除した値) と全鉄筋比  $P_a$  との関係を図 - 8 に示す。図を見ると、 $\tau_s$ 、 $\tau_{sy}$ 、 $\tau_{max}$  は共に全鉄筋比が大きくなるほど大となる傾向があり、近似曲線はそれぞれ式(2) ~ 式(4)のように表される。

$$\overline{\tau_s} = 0.33P_a - 0.03 \quad (2)$$

$$\overline{\tau_{sy}} = 0.76P_a - 0.22 \quad (3)$$

$$\overline{\tau_{max}} = 0.86P_a - 0.20 \quad (4)$$

### 3.4 各種せん断強度時のひび割れ幅

各種強度時における側柱位置でのひび割れ幅 (柱の鉛直変位  $v_L$ 、 $v_R$ ) を表 - 5 に示す。スリップは、圧縮側のひび割れ幅が 0.30 ~ 0.51mm (平均 0.46mm) で引張側が 0.2mm 前後になった時に生じている。降伏状況になる時のひび割れ幅は、圧縮側が 0.88 ~ 1.96mm (平均 1.27mm) で引張側が 0.52 ~ 1.64mm (平均 0.95mm) となっており、壁全体の平均ひび割れ幅 ( $v_L$  と  $v_R$  の平均) でみると 0.70 ~ 1.44mm である。最大強度時(スリップ変位  $\delta_{sl}$  3.0mm)では圧縮側が 3mm 程度で引張側が 3 ~ 15mm になっている。

## 5. まとめ

立体壁を構成する壁板を想定して、壁幅を横断するひび割れ面でスリップを生じさせる加力実験を行った。得られた結果をまとめると以下のようなものである。

(1)ひび割れ幅が拡がると小さなせん断力でスリ

表 - 5 各種せん断強度時のひび割れ幅

試験体名	スリップ強度時		スリップ降伏強度時		最大強度時	
	引張側 $v_L$ (mm)	圧縮側 $v_R$ (mm)	引張側 $v_L$ (mm)	圧縮側 $v_R$ (mm)	引張側 $v_L$ (mm)	圧縮側 $v_R$ (mm)
IA06Pa1.2	0.09	0.49	0.64	0.91	3.30	2.99
IA09Pa1.1	0.19	0.47	0.89	1.96	5.93	2.93
IA11Pa1.2	0.28	0.49	1.64	1.23	10.25	2.51
IA14Pa0.6	0.24	0.47	0.63	0.97	7.18	2.99
IA14Pa1.0	0.14	0.51	1.04	1.46	13.43	3.04
CA14Pa1.1	0.14	0.47	1.31	1.48	15.19	2.93
IA23Pa0.5	0.21	0.30	0.52	0.88	10.11	1.85

ップする。

- (2)せん断力 - スリップ曲線の包絡線はスリップ開始後、曲げ降伏型の性状を示す。
- (3)スリップ開始および降伏時のせん断応力度は、鉄筋比との相関が強い。
- (4)スリップ降伏時の壁全体の平均ひび割れ幅は 1mm 前後である。

以上の結果は、本実験で行った 7 体のみについてまとめたものであり、今後、より大型の試験体を作製して、骨材粒径の影響も含めて更に検討する予定である。

## 謝 辞

本研究は平成 14 年度文部科学省科学研究費補助金 (基盤研究(c); 代表者 荒井康幸) により行った。

## 参考文献

- 1) K. Fouad, 荒井康幸, 溝口光男, 武田 力: Flexural Behavior of RC L-Shaped Shear Walls under A Normal Force and Bi-Directional Reversal Forces, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.553-558, 1995
- 2) 荒井康幸, 溝口光男, 小島雅樹, 伊藤政利: 鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁の弾塑性部材モデル (その 2 モデルの検証), 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.129-136, 2001.5
- 3) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説 (2002)