

# 論文 構造スリットを有する袖壁付き RC 造柱の力学的性状に関する 実験的研究

深澤 協三<sup>\*1</sup>・立花 正彦<sup>\*2</sup>

**要旨:** 近年構造スリット材として多用される発泡材及び従来型のせん断型の構造スリットを有する袖壁付き RC 造柱を対象に、構造スリット及びスリットにより絶縁される非耐力壁の面外方向変形防止のために躯体と壁の間に配筋される鉄筋が、RC 造柱の耐力・変形性状に及ぼす影響を実験的に検討した。その結果、発泡材を用いた構造スリットはせん断型スリット同様非耐力壁を柱から構造的に絶縁可能であり、また、躯体と壁の間に配筋される鉄筋についても RC 造柱の耐力・変形性状に及ぼす影響が少ないことが確認できた。

**キーワード:** 構造スリット, 袖壁付き柱, 変形性能

## 1. はじめに

RC 造・SRC 造建物では、非耐力壁による柱・梁部材への応力集中、変形能力の阻害防止のため、構造スリットによる柱・梁部材と雑壁との絶縁についての規定<sup>1)</sup>が定められている。構造スリットの絶縁効果については、スリット部を空洞あるいはせん断型スリットを用いた実験結果が報告されている<sup>2)</sup>。また、構造スリットの製品化を念頭にスリット部を ALC 材<sup>3)</sup>、アルミパネルの加工品<sup>4)</sup>を用いた実験の結果についての報告もある。

一方、構造スリット製品に多用される発泡材を構造スリットに用いた実験の報告は無い。また、構造スリットで絶縁された非耐力壁の面外方向の変形を防止するための鉄筋が壁と柱・梁との間に配筋される（以下この鉄筋を「ふれ止め筋」と略称）が、ふれ止め筋の有無による構造スリット絶縁効果・非耐力壁の変形性状を検討した実験は無い。

本研究では袖壁付き RC 造柱の曲げせん断実験を行い、発泡材構造スリット及び袖壁と躯体間に配筋したふれ止め筋が柱の力学的性状に及ぼす影響を明らかにする。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体計画

試験体は袖壁付き RC 造柱で実物の約 1/3 モデルである。各試験体の実験変数の組合せを表 1 に示す。試験体の形状及び寸法を図 1 に示す。柱断面は  $b \times D = 250 \times 250 \text{mm}$ 、内法寸法は  $h = 900 \text{mm}$ 、袖壁断面は  $t \times l = 50 \times 250 \text{mm}$  である。No.0 は独立柱試験体、No.1 は一体打ち袖壁付き柱試験体、No.2~5 は構造スリットを設けた試験体である。

構造スリットは、図 1 中に示す通り、柱両側面と袖壁間（鉛直スリット）及び柱脚側スタブ（実建物では下層階梁上端面）と袖壁間（水平スリット）に設ける。鉛直スリットには試験体 No.2, 3, 5 では無機質発泡材、No.4 では一面せん断スリットを用い、水平スリットには、No.2, 3

表 1 試験体の実験変数組合せ

試験体名	袖壁 (幅 250mm, 厚さ 250mm)	スリット		ふれ止め筋
		鉛直	水平	
No.0	無			
No.1	有	無	無	
No.2	有	発泡材	発泡材	無
No.3	有	発泡材	発泡材	4-@200
No.4	有	一面せん断	一面せん断	4-@200
No.5	有	発泡材	部分	4-@200

\*1 (社)日本建設業経営協会中央技術研究所 工博 (正会員)

\*2 東京電機大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

では押出しポリスチレン材、No. 4 では一面せん断スリット、No. 5 では部分スリットを用いる。No. 2, 3, 5 に用いるスリット材の厚みは10mm (R=1/90 相当) である。試験体 No. 4, 5 に用いる一面せん断スリットと部分スリットは、厚み×深さ=15×25mm である。

No. 3~5 では鉛直・水平スリット部それぞれに日本建築学会・非構造部材の耐震設計施工指針<sup>5)</sup> に示される D10-@400 に相当するふれ止め筋 (5-φ4、両端 90°フック、余長 4d) を配筋する。柱・袖壁内への定着長さは 25d とする。ただし、No. 3 試験体では水平スリット部のふれ止め筋のうち、袖壁側は通常の納まりに合わせてフックなしで直線部分にはポリエチレンフィルム (厚さ 1mm) を巻き付けて付着を低下させている。また、No. 4 では一面せん断スリットを用いるため、ふれ止め筋は袖壁内に定着されない。表-2 に使用材料の機械的性質を示す (但し、スリット材については一般値)。

## 2.2 実験方法

加力は定軸力・正負漸増繰り返し载荷である。図-2 に示す加力装置により、柱に 0.2bDFc 相当の定軸力を作用させ、柱頭・柱脚部に逆対称モーメントを作用させる。水平力は変形角 R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/30 での各 3 サイクルずつの繰り返し载荷とする。

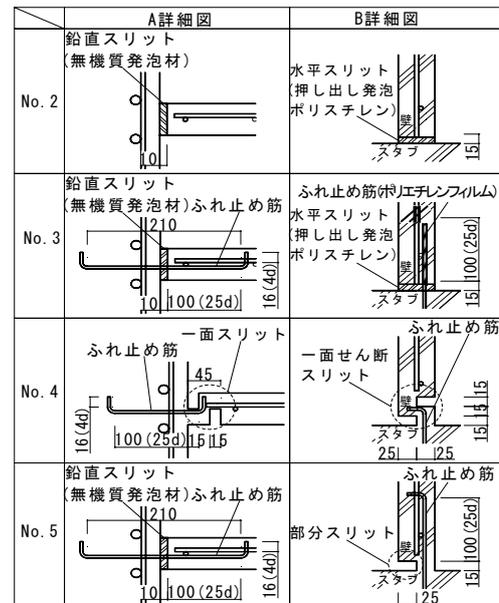
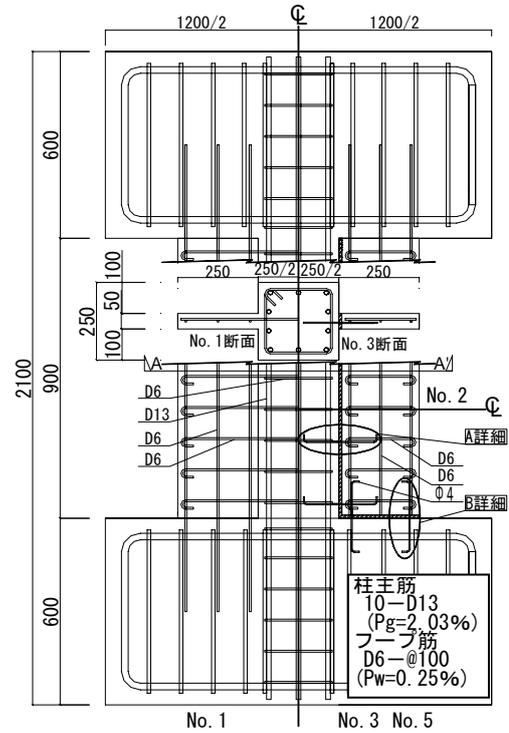


表-2 使用材料機械的性質

鉄筋	部位	材質	寸法	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
	柱主筋	SD295A	D13	341.3	474.5
フープ筋	SD295A	D6	358.6	519.6	
ふれ止め筋	SWM-B	φ4	383.5	455.6	
壁筋 (縦・横)	SD295A	D6	358.6	519.6	

コンクリート	試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材齢
	No.0	31.2	18日
	No.1	26.2	31日
	No.2	33.6	23日
	No.3	34.9	25日
	No.4	27.3	25日
No.5	26.9	25日	

スリット材	部位	密度 (g/mm <sup>3</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	鉛直	0.102	0.20	0.54	0.79
	水平	0.031	0.25	0.25	0.69

図-1 試験体形状及び寸法

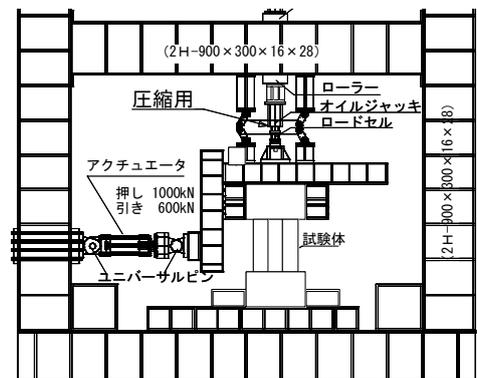


図-2 加力装置

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 破壊性状

R=1/200 終了時ひび割れ状況を図-3に示す。No.0では36.5kNで曲げひび割れが発生する。R=1/200までの加力では、柱頭・柱脚の約1D(D:柱せい)区間に集中して曲げ・せん断ひび割れが発生する。No.1は袖壁に80.4kNで曲げひび割れが発生する。この曲げひび割れは同図中に示す通り袖壁外縁から柱へ向けて進展する。174.0kNで袖壁にせん断ひび割れが発生し、载荷とともにこのせん断ひび割れが柱へ進展する。No.2~5の柱部分のひび割れはNo.0とほぼ同様である。鉛直スリットに発泡材を用いるNo.2,3,5ではR=1/1000付近で発泡材と柱・袖壁コンクリート

とのすべりによる音の発生が認められた。また、袖壁柱頭側に柱の曲げひび割れ発生とほぼ同時期に曲げひび割れが発生する。No.5ではR=1/700付近で一面せん断スリット部でのひび割れ発生が生じた。No.2~5では袖壁にNo.1とは異なり図-3中( )に示す通り柱・袖壁それぞれ独立して曲げひび割れが生じる。また、柱脚側の袖壁が完全に絶縁されていないNo.5を除くと袖壁の曲げひび割れは柱頭側のみに発生する。

最終ひび割れ状況を写真-1に示す。No.0はR=1/100の正側1サイクル目で曲げ降伏し、R=1/50の正側2サイクル目で柱頭側に大きなせん断ひび割れが生じ、せん断ひび割れ発生後は加力とともに柱頭側でひび割れ幅が増大し、

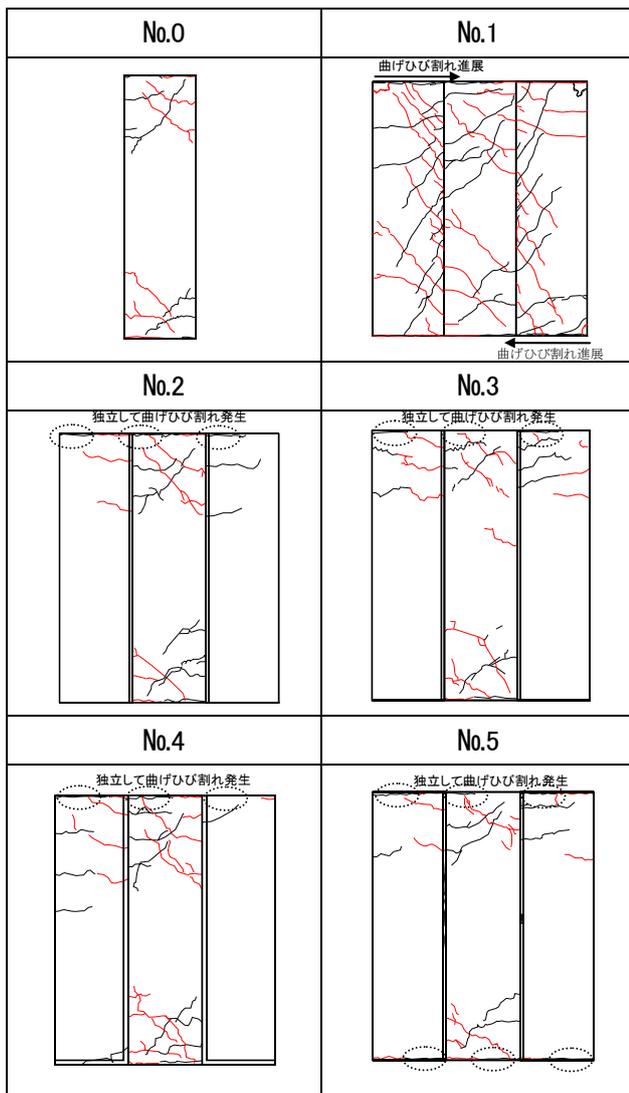


図-3 ひび割れ状況 (R=1/200)

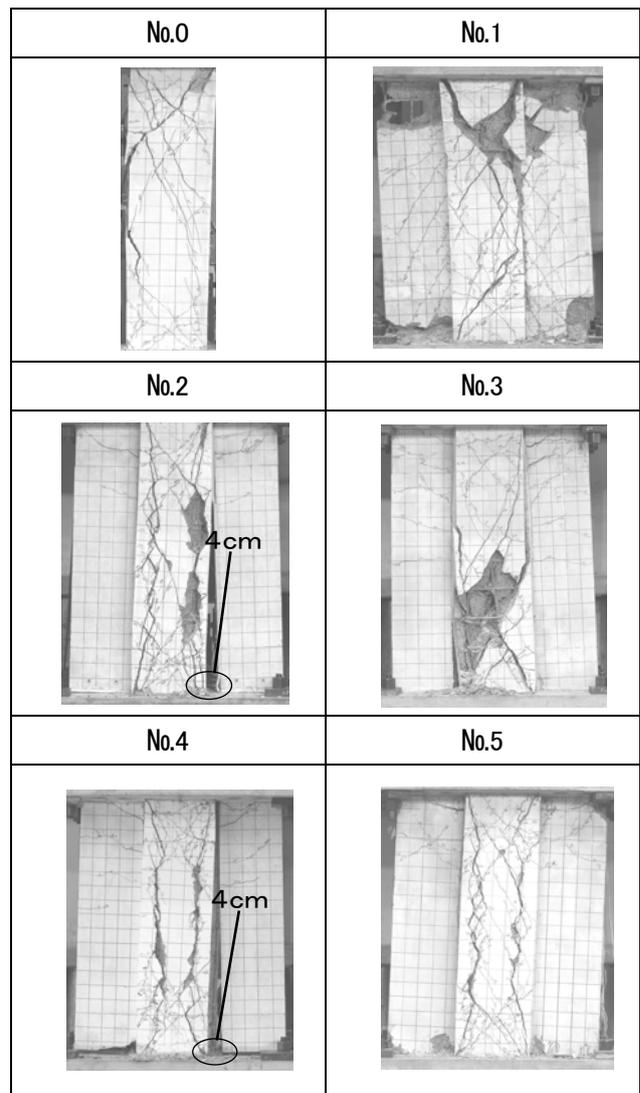


写真-1 最終ひび割れ及び破壊状況

R=1/30 の正側 1 サイクル目途中で柱頭部せん断破壊により軸力保持不可能となる。No. 1 は R=1/200 の正側 1 サイクル目で袖壁に圧壊が発生し耐力が低下する。R=1/50 の負側 1 サイクル目で柱頭側に大きなせん断ひび割れが発生し R=1/30 の負側 2 サイクル目途中で軸力保持不可能となる。No. 2~5 は No. 0 とほぼ同様の破壊性状を示す。但し、No. 2, 4, 5 では No. 0 と異なり R=1/50 で発生するひび割れは主筋に沿ったせん断付着割裂であり、R=1/30 の 3 サイクル目まで軸力を保持した。No. 3 ではせん断ひび割れ発生部が柱脚側である。No. 2 と No. 3 を比較するとふれ止め筋の無い No. 2 では袖壁に発生するひび割れの本数が No. 3 よりも少ない。また、ふれ止め筋の無い No. 2 及びふれ止め筋が袖壁に定着されていない No. 4 では写真-1 の ○ に示すように、柱と袖壁が離間し R=1/50 では離間が約 4cm に及ぶ。

### 3.2 初期剛性

各試験体の初期剛性の比較を図-4 に示す。No. 0 と No. 2~5 を比較すると、柱と袖壁の一体性が失われる R=1/1000 (No. 4 では R=1/700) 付近までは、No. 2~5 は No. 0 に対して、最大 62% 程度高い剛性を示す。R=1/1000 以降は No. 4 を除くと No. 0 とほぼ同等の剛性となる。なお、No. 5 が高い剛性を示すのは、水平スリットに部分スリットを用い完全に袖壁が絶縁されていないことに起因すると考えられる。

### 3.3 履歴特性

荷重 - 変形曲線を実験変数別に図-5 (a) ~ (d) に示す。No. 0 では、R=1/100 の正側 1 サイクル目で主筋降伏が発生する。R=1/50 の正側 2 サイクル目でせん断ひび割れ発生により耐力の低下を生じ、履歴形状が逆 S 字型となり、R=1/30 の正側 1 サイクル目途中で軸力保持不可能となる。No. 1 では、袖壁隅角部に圧壊が生じる R=1/100 の正側 1 サイクル目までは No. 0 よりも高い剛性・耐力を示し、袖壁圧壊による耐力低下を生じる。以降は R=1/50 の正側 1 サイクル目までは紡錘型の履歴形状を示す。R=1/50 の負側

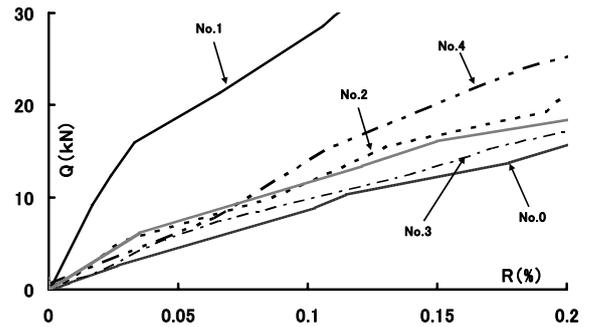


図-4 初期剛性の比較

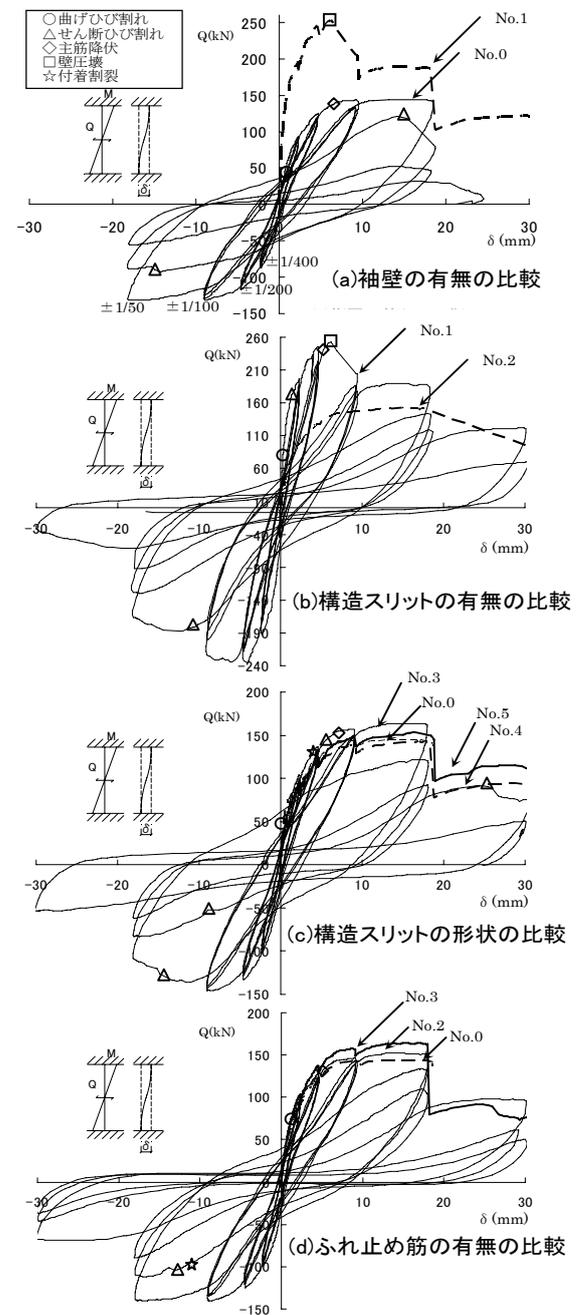


図-5 荷重-変形曲線

1 サイクル目に発生するせん断破壊に伴ない耐力低下と履歴形状の逆 S 字型への移行が生じ、 $R=1/30$  の負側 2 サイクル目途中で軸力保持不可能となる(図-5 (a)参照)。構造スリットの有無の影響を比較すると、袖壁を構造スリットで絶縁することによって、袖壁による剛性・耐力の増大が抑えられる。また、No. 2~No. 5 では No. 1 で発生する袖壁圧壊による耐力低下は発生しなかった(図-5 (b)参照)。構造スリットを有する No. 2~5 では、概ね No. 0 と同様の荷重-変形曲線が示すが、所定変形時の耐力は  $R=1/200$  では No. 0 に比べて最大 10%程度 (No. 3)、 $R=1/100$  で最大 9%程度 (No. 3) 高い耐力を示す。また、No. 2, 4, 5 では  $R=1/50$  の 2 サイクル目で発生するせん断ひび割れ(付着割裂)より耐力低下と逆 S 字型への履歴ループの移行を生じる点は No. 0 と様であるが、 $R=1/30$  の 3 サイクル目まで軸力を保持した。なお、No. 3 では No. 0 と同様、せん断ひび割れにともなう耐力低下により、 $R=1/30$  の

正側 2 サイクル目途中で軸力保持不可能となる(図-5 (c)参照)。図-5 (d)に示す通り、ふれ止め筋の配筋により耐力上昇が認められる。独立柱 (No. 0) と構造スリット付き袖壁柱 (No. 2~No. 5) のスケルトンカーブを各試験体の曲げ耐力計算値で規準化したものを図-6に示す。独立柱 No. 0 の曲げ耐力比 (=実験値/計算値) の 0.99 に対し、袖壁脚部を部分スリットとした No. 4 は 1.15、水平・鉛直とも発泡材の構造スリットでふれ止め筋の無い No. 2 では曲げ耐力比は 1.00、No. 2 にふれ止め筋を追加した No. 3 では 1.16 である。ひび割れ性状と併せふれ止め筋により袖壁の応力分担が増加することが判る。ただし、ふれ止め筋による曲げ耐力の増加は 6%程度である。

No. 3 試験体について、実験終了後に鉛直・水平スリット近辺のコンクリートをはつり、ふれ止め筋の変形状況を写真-3に示す。鉛直・水平スリットともふれ止め筋は材直角方向へ変形

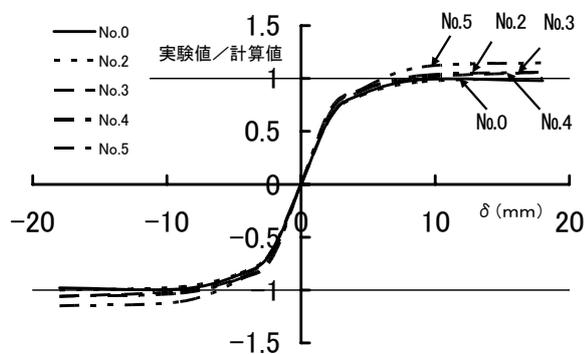


図-6 スケルトンカーブの比較

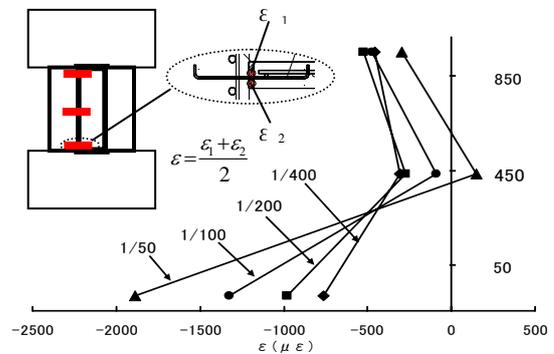


図-7 鉛直スリット部ふれ止め筋歪

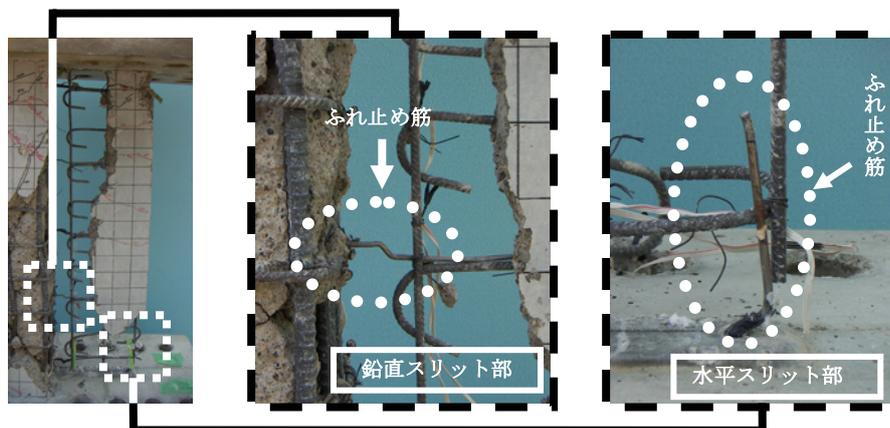


写真-3 ふれ止め筋の変形状況

しており、軸方向だけでなくダボ筋として作用していることが判る。また、鉛直スリット部のふれ止め筋は柱脚側ほど材直角方向の変形が大きくなる。また、ふれ止め筋の高さ方向の歪分布(各ふれ止め筋とも上下の歪の平均)を図-7に示す。柱頭部及び柱中央部のふれ止め筋の歪は小さく、水平加力時には柱脚側ふれ止め筋に歪が集中することが判る。

### 3.4 最大耐力

各試験体の最大耐力の実験値と計算値の比較を表-3に示す。No.0(曲げ降伏先行)の曲げ耐力の実験値と計算値の比較は0.99である。構造スリット付きのNo.2~4(いずれも曲げ降伏先行)の曲げ耐力の実験値と計算値の比較は独立柱として計算した場合は1.00~1.06、袖壁付き柱として計算した場合は0.35~0.37で、構造スリットを用いた袖壁付き柱の曲げ耐力は独立柱の終局曲げ耐力式により評価できることが判る。一方、水平スリットを部分スリットとしたNo.5では曲げ耐力の実験値と計算値の比は1.15であり、No.2~4よりも実験値が高い値を示す。柱脚側の水平スリットを部分スリットとしたことにより袖壁の耐力分担が多くなったことによると考えられる。

表-3 最大耐力の比較

試験体名	袖壁	最大耐力				実験値/計算値	
		実験値	計算値		曲げ	せん断	
			曲げ	せん断			
No.0	無	144.10	145.56	171.53	0.99	0.84	
No.1	有	248.97	417.07	184.04	0.60	1.35	
No.2	無	152.26	152.38	178.26	1.00	0.85	
	有		439.66	207.15	0.35	0.74	
No.3	無	163.85	155.00	182.21	1.06	0.90	
	有		451.64	211.20	0.36	0.78	
No.4	無	142.66	134.86	159.12	1.06	0.90	
	有		381.16	187.50	0.37	0.76	
No.5	無	153.81	133.66	157.83	1.15	0.97	
	有		377.16	186.21	0.41	0.83	

$$M_u = (0.9 + \beta) a_1 \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_c \cdot b \cdot D \cdot F_{ci}} \left( \frac{a_1 \cdot \sigma_y}{N} + 1 \right) \right\}$$

独立柱曲げ耐力式

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F} \right)$$

袖壁せん断耐力式

$$Q_m = \left\{ \frac{0.092k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/Qd_s + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{sm} \left( \frac{b}{b_s} \right) + p_{sh} \cdot \sigma_{sh} \left( \frac{t}{b_s} \right)} \right\} b_s j_c + 0.1\sigma_o \cdot b \cdot j$$

独立柱せん断耐力式

$$Q_m = \left\{ \frac{0.092k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/Qd_s + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{sm} \left( \frac{b}{b_s} \right) + p_{sh} \cdot \sigma_{sh} \left( \frac{t}{b_s} \right)} \right\} b_s j_c + 0.1N$$

### 4. まとめ

以上の実験により下記の点が明らかとなった。

- 1) 独立柱試験体では、曲げ降伏後せん断破壊を生じる。袖壁一体打ち柱では袖壁のコンクリート圧壊で耐力低下を生じ、その後柱の曲げ降伏からせん断破壊を生じる。構造スリットを用いた4試験体では独立柱試験体とほぼ同様の破壊性状を示す。
- 2) 構造スリットを用いた試験体は、部分スリットを用いたNo.5を除くと剛性・耐力ともに独立柱とほぼ一致する。
- 3) ふれ止め筋を配筋することにより、最大耐力が6%程度上昇する。
- 4) 発泡材水平・鉛直スリットを用いることにより袖壁による柱への応力集中・変形能力低下を防止できる。

### 参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課、日本建築主事会議、日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書、2001.3
- 2) 日本建築学会：構造目地を設けた鉄筋コンクリート造二次壁に関する研究資料、1988.3
- 3) 清水良平ほか：ALCスリット材の開発に関する実験的研究(その3)構造スリットの実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, p.321-322, 2002.3
- 4) 久保田淳ほか：袖壁付き柱のスリット目地効果確認実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, p.569-570, 2000.9
- 5) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領(第2版)、2003