

# 論文 ボイドスラブを用いたフラットプレート構造の柱-スラブ接合部補強法に関する実験研究

佐多 将樹<sup>\*1</sup>・鈴木 浩章<sup>\*2</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*3</sup>・田口 孝<sup>\*4</sup>

**要旨**：フラットプレート構造の接合部において問題となるパンチング破壊を防ぐ方法の1つとして、柱-スラブ接合部を鉄筋等の鋼材により補強する方法が用いられる。本研究では、柱-スラブ接合部の補強方法の影響について検証するため、フラットプレート構造の柱-スラブ接合部の水平加力実験を行った。その結果、せん断補強を施すことによって、最大耐力後の耐力低下を抑制する効果を確認できた。その一方でボイド断面での捩れ破壊の危険性が高くなることが明らかとなった。

**キーワード**：フラットプレート構造, パンチング破壊, ボイド鋼管, せん断補強筋, 内部ひび割れ

## 1. はじめに

フラットプレート構造を用いると、比較的自由的な平面計画が実現可能となる。その反面、地震時に柱とスラブの接合部周辺に応力が集中し、パンチング破壊を起こしやすい。パンチング破壊を抑制する方法としては、これまでにせん断補強筋等を用いた補強法が提案<sup>1)</sup>されている。筆者らは昨年度、これらのせん断補強筋による補強に加え、ボイドスラブ工法を用いてスラブを厚くし、接合部面積を確保する方法を提案し、加力実験により一定の効果を確認した<sup>2)</sup>。本研究では、接合部をせん断補強筋および鋼材により補強する方法を採用し、試験体計3体に対し、加力実験により各補強法の効果を検証した。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体概要

試験体は図-1に示すような平面図を持つ、7層の中低層集合住宅を想定した。試験体は柱とスラブ接合部を対象とした1/2の縮尺モデルとし、柱は層間の中央で、スラブはスパンの中央で切り取った形状とした。試験体数は計3体であり、すべての試験体が2階スラブを対象としている。図-2に試験体の形状と寸法を、図-3に配筋図およびボイド配置図を示す。柱配筋は、主筋：16-D22、帯筋：D10@100とした。スラブは端部スタブ部分も含めて幅(x方向)3600mm、奥行き(y方向)2500mmで、スラブ厚は175mmである。図-2(a)中の領域Aは算定断面と同じ幅であり、柱間帯の鉄筋については柱列帯の鉄筋と合わせて領域Bに配筋した。

ボイドの配置については昨年度の実験を参考にし、本研究でも柱面からスラブ厚分だけ離してボイドを配置した。使用したボイドは円形の中空ボイド鋼管である。

実験変数は、柱前後面のせん断破壊に対する補強方法

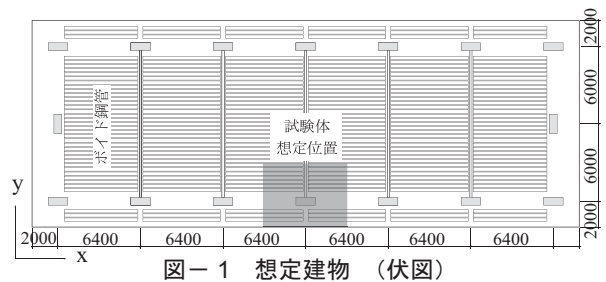


図-1 想定建物 (伏図)

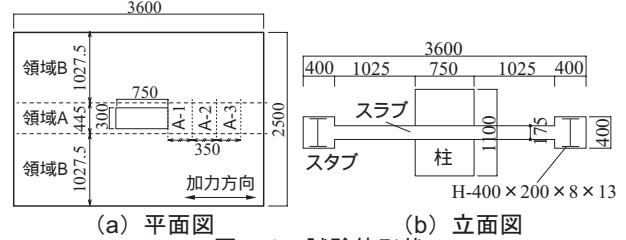


図-2 試験体形状

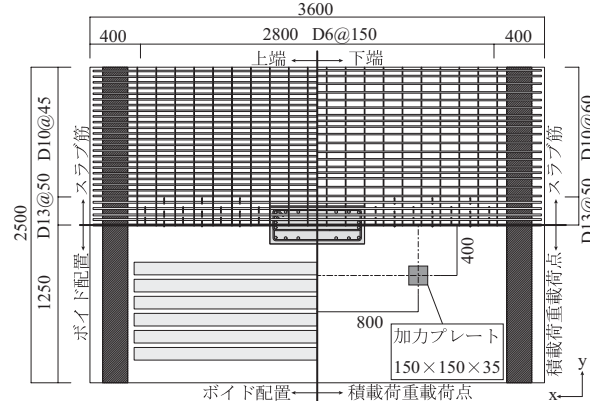


図-3 配筋図およびボイド配置図

の違いである。標準試験体となるFP2-SNの配筋を図-4(a)に示す。せん断補強筋による補強は柱前後面の全スパンに渡って $p_w = 0.2\%$ となるように、図-4(a)に示すようなx方向の千鳥配置とした。せん断補強筋は、柱-スラブ接合部近傍の配筋が密であることからその施工性を考慮して閉鎖型ではなく、図-4(b)に示すような両端135°フックを有する形状とした。

標準試験体FP2-SNに対して、せん断補強筋を追加し

\*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)  
 \*2 元名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)  
 \*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)  
 \*4 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所主席研究員 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体一覧

| 試験体    | ボイド鋼管     | 領域 A                    |                         |                         | 領域 B |      |      | せん断補強筋比 $p_w$ |     |     | プレート (9 × 45mm) |  |  |
|--------|-----------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------|------|------|---------------|-----|-----|-----------------|--|--|
|        |           | 上端・下端筋                  | 上端筋                     | 下端筋                     | A-1  | A-2  | A-3  | A-1           | A-2 | A-3 |                 |  |  |
| FP2-SN | 直径：100mm  | D13@50<br>$p_t = 0.9\%$ | D10@45<br>$p_t = 0.9\%$ | D10@60<br>$p_t = 0.7\%$ | 0.2% |      |      | なし            |     |     |                 |  |  |
| FP2-SS | 間隔：135mm  |                         |                         |                         | 1.2% | 0.6% | 0.2% | なし            |     |     |                 |  |  |
| FP2-SP | 長さ：2900mm |                         |                         |                         | 0.2% |      |      | 5枚            | 2枚  | なし  |                 |  |  |

て配筋した試験体 FP2-SS を図-4(c) に、補強用のプレートを入れた試験体 FP2-SP を図-4(d) に示す。プレートとスラブ主筋が重なるため、図-4(d) においてスラブ主筋の表記は省略した。試験体一覧を表-1 に示す。

使用した鋼材の引張試験結果を表-2 に、コンクリートの材料試験結果を表-3 に示す。試験体の製作にあたっては、下部の柱およびスラブのコンクリートを打設し、その後上部柱のコンクリートを打設した。ここで表-3 の値は、実験の開始時と終了時の平均値である。コンクリートは粗骨材に山砂利 (15mm 以下)、細骨材に山砂 (5mm 以下) を用い、セメントには普通ポルトランドセメントを使用した。コンクリート供試体は封緘養生とし、試験体は型枠に入れた状態で散水により湿潤を保った。

2.2 計算結果

現行 RC 規準<sup>3)</sup> の設計式を用いて算出した  $M_p$ ,  $M_t$ ,  $M_s$  を表-4 に示す。ただし本研究では、図-5 のようにせん断補強筋の効果を考慮する。柱-スラブ接合部からスラブの有効せい  $d$  において  $45^\circ$  のせん断ひび割れが発生することを想定した。せん断補強筋による補強効果は、図-5(a) に示すようにひび割れを横切るせん断補強筋に生じる引張力を式 (1) によりモーメントに換算した。

$$T = \sum a_s \sigma_y, \quad M_{ss} = T(c_1 + d) \quad (1)$$

(  $T$  : せん断補強筋に生じる引張力,  $\sum a_s$  : 図-5(a) の斜線を横切るせん断補強筋の全断面積,  $\sigma_y$  : せん断補強筋の降伏点,  $c_1$  : 柱のせい)

同様にプレートによる補強効果は、図-5(b) に示すようにひび割れを横切るプレートに生じるせん断力をモーメントに換算するとし、式 (2) により計算した。

$$Q_p = \frac{2}{3} b h f_s, \quad M_{sp} = Q_p (c_1 + d) \quad (2)$$

(  $Q_p$  : プレートに生じるせん断力,  $b$  : プレートの幅,  $h$  : プレートの高さ,  $f_s$  :  $\sigma_y / \sqrt{3}$  )

式 (1), (2) で計算したせん断補強の効果をもとに RC 規準の  $M_0$  (モーメントのみが伝達されるときにの終局伝達モーメント) に足し合わせた。

$$M_0 = M_f + M_t + M_s + M_{ss} + M_{sp} \quad (3)$$

表-4 計算結果一覧

| 試験体    | $M_f$<br>[kNm] | $M_t$<br>[kNm] | $M_s$<br>[kNm] | $M_{ss}$<br>[kNm] | $M_{sp}$<br>[kNm] | $M_0$<br>[kNm] | $M_y$<br>[kNm] | $\frac{M_y}{M_0}$ | $V_0$<br>[kNm] | $V_u$<br>[kNm] | $\alpha \frac{V_u}{V_0}$ | $\alpha \frac{V_u}{V_0} + \frac{M_y}{M_0}$ | 破壊形式  |
|--------|----------------|----------------|----------------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|--------------------------|--|-------|
| FP2-SN | 101            | 173            | 94             | 47                | 0                 | 415            | 487            | 1.16              | 632            | 74             | 0.14                     | 1.30                                       | パンチング |
| FP2-SS |                |                |                | 280               | 0                 | 648            | 487            | 0.74              | 632            | 74             |                          | 0.88                                       | 曲げ    |
| FP2-SP |                |                |                | 47                | 186               | 601            | 487            | 0.80              | 632            | 74             |                          | 0.94                                       | 曲げ    |

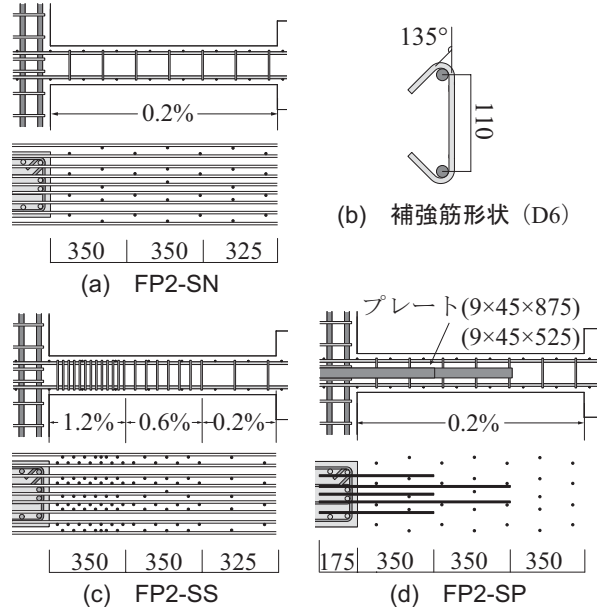


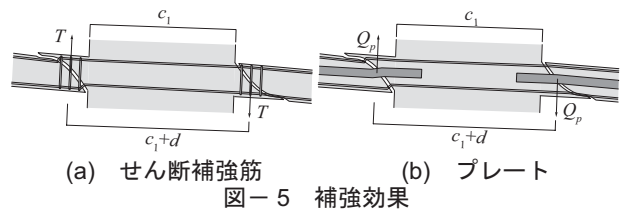
図-4 各試験体の補強状況

表-2 鋼材引張試験結果 (4 本平均) [N/mm<sup>2</sup>]

| 種別   | 降伏点 | 引張強度 | ヤング係数             |
|------|-----|------|-------------------|
| D6   | 407 | 529  | $200 \times 10^3$ |
| D10  | 360 | 511  | $198 \times 10^3$ |
| D13  |     |      |                   |
| D22  | 352 | 530  | $206 \times 10^3$ |
| プレート | 267 | 427  | $175 \times 10^3$ |

表-3 コンクリート材料試験 (3 体平均) [N/mm<sup>2</sup>]

| 圧縮強度 | ヤング係数              | 割裂強度 |
|------|--------------------|------|
| 24.2 | $24.7 \times 10^3$ | 1.93 |



試験体に加える積載荷重は、実際の建物に生じる鉛直荷重と鉛直耐力との割合に一致する様に、逆算して算出した値とした。積載荷重とスラブの自重を足し合わせたものを鉛直荷重  $V_u$  とした。スラブから柱に伝えられる鉛直荷重の割合  $\alpha V_u / V_0$  は、割増係数  $\alpha$  を 1.2 として計算を行った。

計算結果より FP2-SN は算定断面前後面におけるスラブのパンチング破壊、FP2-SP ではパンチング破壊は発生せずスラブ全体の曲げ破壊、FP2-SS も FP2-SP 試験体と同様にパンチング破壊は発生せずスラブ全体の曲げ破壊となることを想定した。

### 2.3 加力方法

加力装置を図-6 に示す。本実験の加力は、柱の上下端をピン支持とし、4 種類のジャッキ計 7 本を用いた。

まず始めに、柱に B, C のジャッキを操作し、500kN (0.1  $bDF_c$  相当) の一定軸力を与えた。次に F, G の 2 本のジャッキを用いて、合計で 40kN の積載荷重を図-3 に示す点にトーナメント方式で合計 4 箇所を与えた後、D, E のジャッキの変位を調整して、端部支持荷重 = 0kN とした (図-7(a) 参照)。

荷重は水平変位での制御とし、最大荷重時から 25% 以上耐力が低下した時点で荷重を終了した。

尚、著者らが知る限り既往の実験では全て、スラブ両端の鉛直変位を一定として水平加力を行っているが、この方法ではパンチング破壊によるスラブの下降を図-6 のジャッキ D, E で妨げることになる。そこで、これをジャッキ D, E に同変形を与え、左右の荷重合計の和が 0kN となるように調整することとした。たとえば、試験体 FP2-SN の +1/67 サイクル終了時、ジャッキ D, E には、図-7(c) に示すように、上向きに 3 kN, 8 kN の荷重が加わっていた。そこで、図-7(d) に示すように、ジャッキ D を下向き 3 kN, ジャッキ E を上向き 3kN へと調整した。これは、図-1 の想定建物での両端でスラブのせん断力が 3 kN となった状態を模擬している。図-7(d) の操作によりスラブの沈下量は平均で 0.4mm 増加した。この調整は、各サイクルの終了時のみに行ったため、サイクルの途中 (たとえば図-7(b)) では左右の反力が異なることになるが、この影響は無視した。

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重-変形関係

図-8(a) ~ (c) に各試験体の荷重-変形関係、表-5 に各試験体の計測値を示す。図-8 の図中に示した鉄筋の降伏した箇所は歪ゲージを貼り付けた当該鉄筋のうち 1 本が降伏応力に達した場所を示している。

図-8(a) から FP2-SN 試験体については最大耐力後に急激な耐力低下が生じており、パンチング破壊が生じたと考えられる。これに対し、図-8(b), (c) に示す FP2-SS, FP2-SP 試験体ではこのような急激な耐力低下は見られなかった。このことからせん断補強筋やプレートにより柱前後面を補強することにより急激な耐力低下を抑える働きを確認できた。しかし最大耐力については、表-5 に示すように FP-SN 試験体の負加力側で最大耐力が低

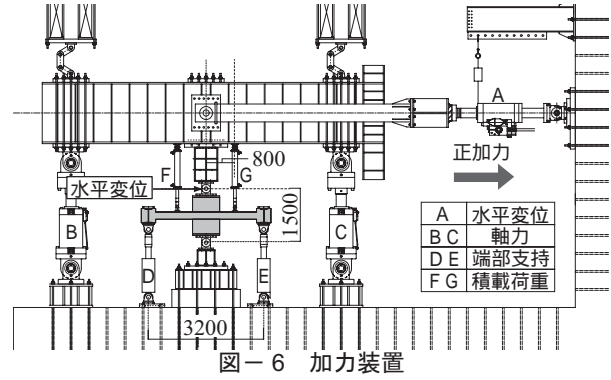


図-6 加力装置

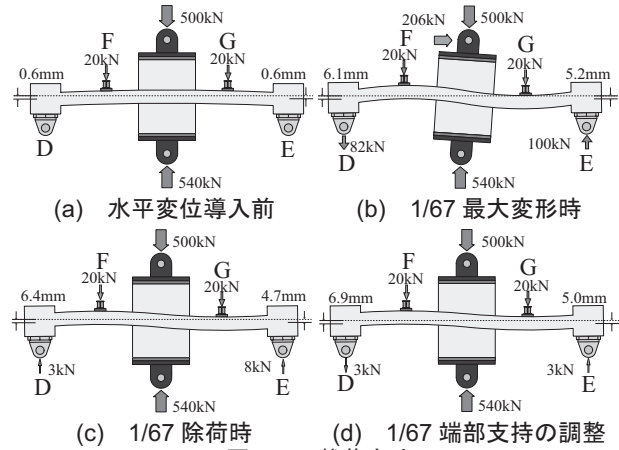


図-7 荷重方法

表-5 最大耐力 [kN]

| 試験体    | 正加力 | 負加力 |
|--------|-----|-----|
| FP2-SN | 207 | 185 |
| FP2-SS | 206 | 207 |
| FP2-SP | 209 | 204 |

表-6 補強効果 [kNm]

| 試験体    | $M_{ss}$ | $M_{sp}$ | $M_{ss} + M_{sp}$ |
|--------|----------|----------|-------------------|
| FP2-SN | 46       | -        | 46                |
| FP2-SS | 196      | -        | 196               |
| FP2-SP | 47       | 114      | 161               |

下している箇所が見られるものの、概して試験体間の差異は見られず、最大耐力向上効果は確認できなかった。

表-6 に補強効果を実験値から再計算したものを示す。表中の値は、当該鉄筋の最大歪データから算出した。プレートについてはロゼットゲージの歪データから  $\gamma_{xy}$  を求め、補強効果の計算を行った。表-6 から補強効果についてはプレートよりもせん断補強筋の効果の方が大きかったことが分かる。

鉄筋はどの試験体についても x 方向スラブ上端筋が最初に降伏し、次に x 方向スラブ下端筋が降伏した。FP2-SN と FP2-SP 試験体では、せん断補強筋の降伏については最大耐力を記録した後に生じていた。また、プレートの曲げ降伏は最大耐力以前に起こっていたが、せん断応力度の上昇は最大変形時においてもわずかであった。また、FP2-SS 試験体についてはせん断補強筋の降伏は最大変形に達しても生じていなかった。

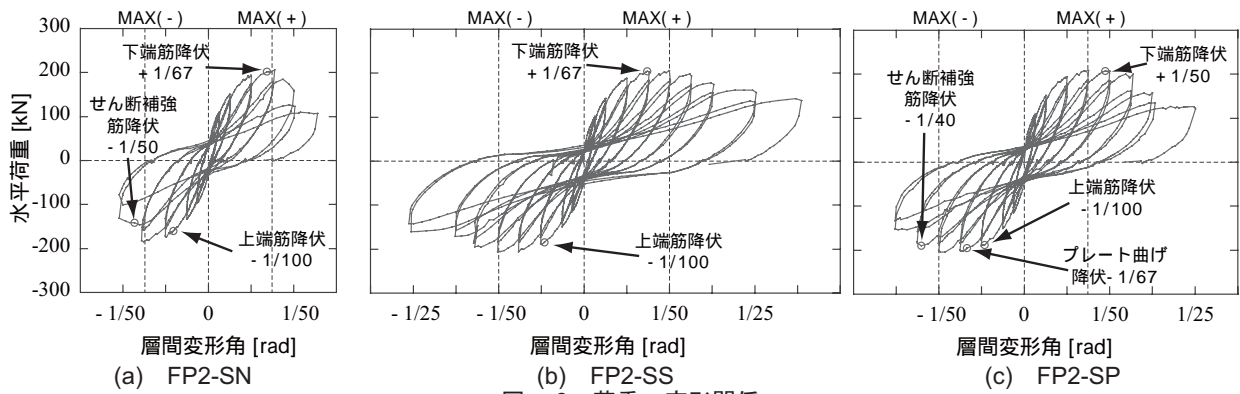


図-8 荷重-変形関係

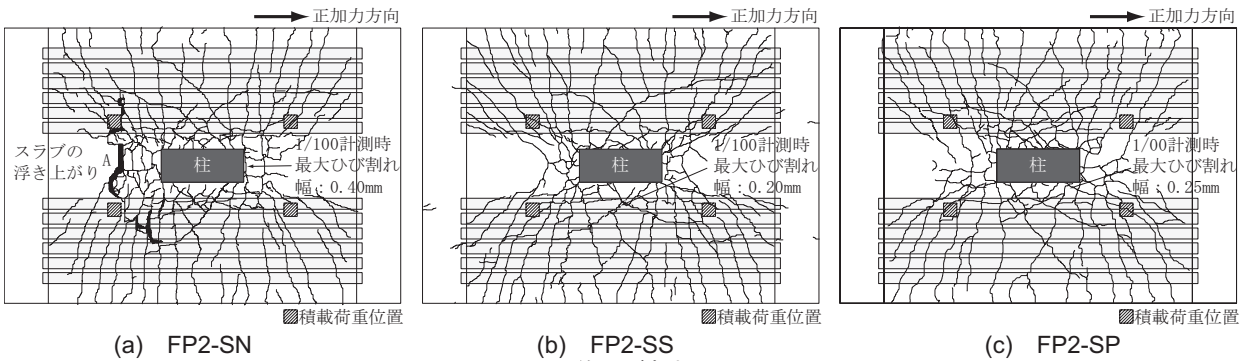


図-9 最終ひび割れ図 (上面)

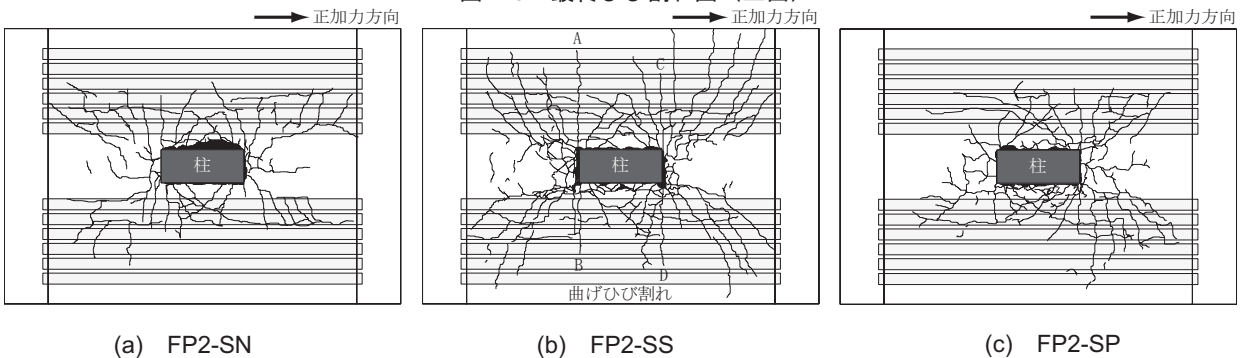


図-10 最終ひび割れ図 (下面)

### 3.2 最終ひび割れ図

図-9(a)～(c)に各試験体の加力終了後に観察した上面の最終ひび割れ、図-10(a)～(c)に各試験体の下面の最終ひび割れ図を示す。柱の側面に関しては顕著なひび割れが生じていなかった為、図示は省略した。

上面の最終ひび割れについては、FP2-SN 試験体に図-9(a)中A付近にスラブが分離して浮き上がっている場所が見られた。他の試験体についてはこのような現象は観測できなかった。柱の角部分から放射状に広がるひび割れが全試験体に共通して生じていた。柱の前後面には亀甲状のひび割れが見られた。

下面については、ひび割れは柱付近に集中して発生し、柱の角部分から放射状に広がるひび割れが全試験体に共通して観測できた。FP2-SS 試験体では、図-10(b)中A-B、C-Dに渡る曲げひび割れが生じていた。

### 3.3 スラブの変形状

図-11に最大荷重時のスラブの変形状を図-12(a)～(c)に層間変形角+1/40のスラブの変形状を示す。

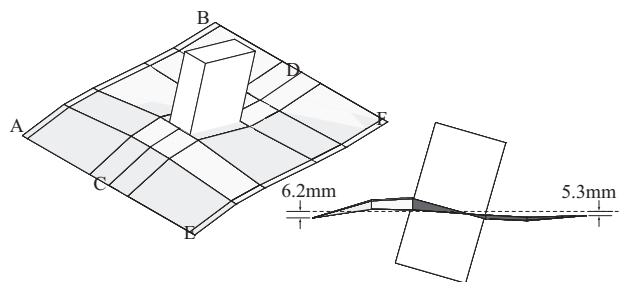
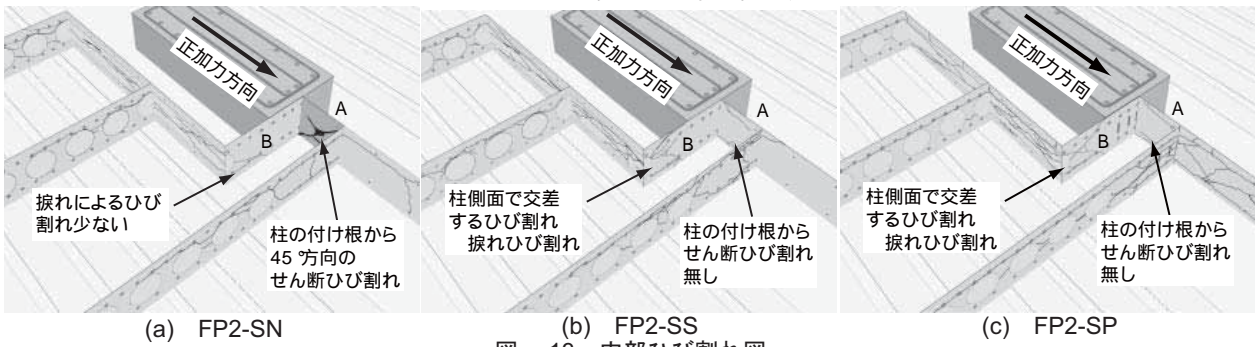
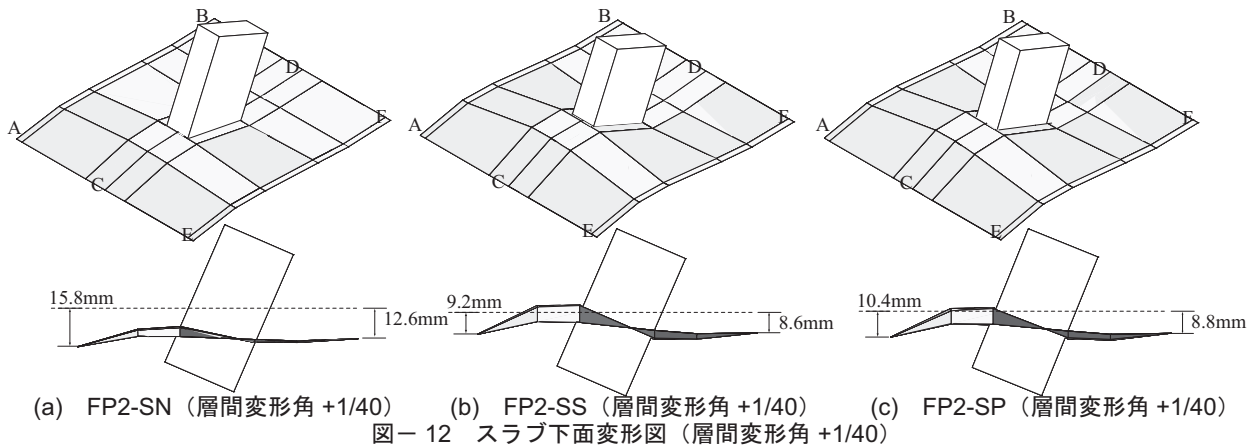


図-11 スラブ下面変形図 FP2-SN (最大荷重時)

最大荷重時については、3試験体間での差異がほとんど見られなかったため代表例としてFP2-SN試験体の変形状を示した。

図-11および図-12(a)からFP2-SN試験体では、最大荷重時と層間変形角+1/40でスラブの変形量はほとんど変わっておらずスラブ全体が下降したことにより急激に耐力低下したと考えられる。図-11および図-12(b),(c)からFP2-SS, FP2-SP試験体では、最大荷重時と層間変形角+1/40でスラブ全体の下降量は増大しているが、変形量も増大している。このことからスラブ全体



が下降しても柱とスラブが分離することなく、一様な曲げ変形の状態を保つことができ、これにより急激な耐力低下を抑制できたと考えられる。また、曲げ変形は図-12 (b), (c) 中 A - B, E - F ではほとんど生じておらず、C - D に集中しており、柱側面の捩れ変形が増大したことが確認できる。

### 3.4 内部ひび割れ

内部ひび割れ図を図-13(a) ~ (c) に示す。FP2-SN 試験体では、断面 A において柱近傍に非常に大きなせん断ひび割れが発生していた。このことにより、FP2-SN 試験体の破壊形式は柱前後面でのパンチング破壊と推定できる。FP2-SS, FP2-SP 試験体では、断面 A において柱近傍には FP2-SN 試験体に見られたようなせん断ひび割れは観測できなかった。これと直行する断面 B においては上下の柱の付け根部分から斜め方向のひび割れが交差するように入っていた。このひび割れは柱側面のスラブが捩れ破壊したことにより生じたものと考えられる。ただし、FP2-SP 試験体においては、プレートの先端に斜めのひび割れも観測された。このことから、FP2-SP 試験体に関しては捩れ破壊とパンチング破壊の両方が生じたと考えられる。

### 3.5 応力度分布

図-14(a) ~ (c) に最大荷重時における各試験体の応力度分布を示す。上端筋および下端筋の応力度分布では、全試験体とも算定断面内の鉄筋は降伏応力に達するか、それに近い値となっていた。せん断補強筋の応力度分布では、最大荷重時には全試験体とも降伏応力に達してい

なかった。しかし、最大変形時においては FP2-SS 試験体以外では降伏応力に達していた。

### 3.6 捩れモーメント分布

内部ひび割れの性状からプレートとせん断補強筋で付加補強を行った試験体では柱側面での捩れ破壊が発生し、最大耐力が上昇しなかったと考えられる。そのため、設計段階で考慮していなかった捩れモーメントに対しての検討を行った。作成した捩れモーメント分布図を図-15 に示す。図中の許容捩れモーメントは、ボイドの無い断面については図-16(a) に示すように現行 RC 規準に従って式 (3) により計算した。

$$M_{tc} = \tau_w \cdot \frac{d^2}{2} \left( c_1 + d - \frac{d}{3} \right) \cdot \frac{1}{2} \quad (3)$$

( $d$ : 有効せい,  $c_1$ : 加力方向柱せい,  $\tau_w$ :  $0.335\sqrt{\sigma_B}$ ,  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度)

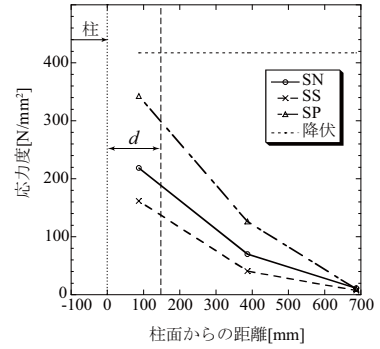
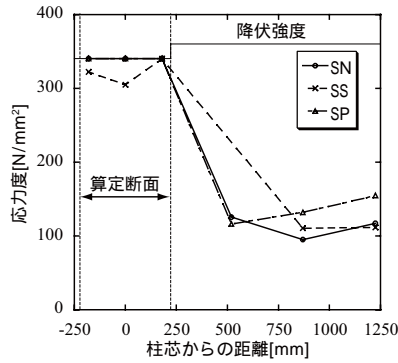
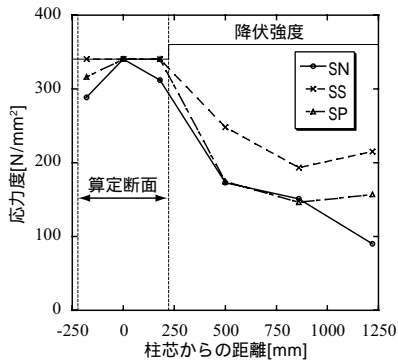
ボイドのある断面については図-16(b) に示すようにボイドの上下部分のコンクリートが捩れに抵抗すると仮定し、式 (4) により計算を行った。

$$M_{tv} = \tau_w \cdot \frac{(c_1 + d) \cdot (t - \phi)}{2} \cdot \frac{(t + \phi)}{2} \quad (4)$$

各試験体に発生した捩れモーメントは、負荷荷時上端筋と正載荷時下端筋の応力度分布から曲げモーメントを計算し図-16(c) に示すように端部から足し合わせを行い当該断面における捩れモーメントとし、式 (5) により計算を行った。

$$M_{ts} = \sum 0.9a_i \sigma d \quad (5)$$

( $a_i$ : 鉄筋の断面積,  $\sigma$ : スラブ主筋応力度)



(a) 上端筋

(b) 下端筋

(c) セン断補強筋

図-14 応力度分布 (最大荷重時)

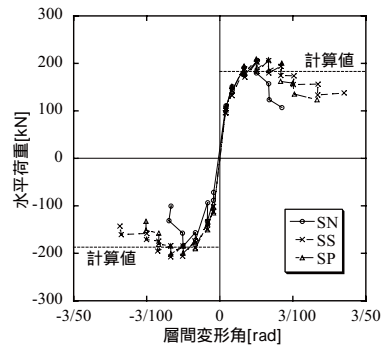
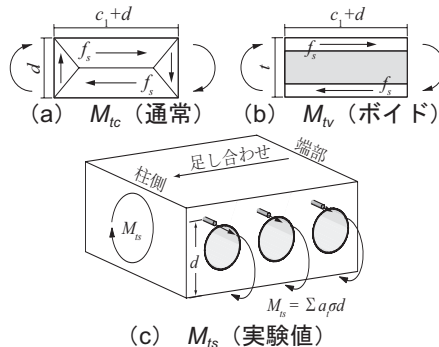
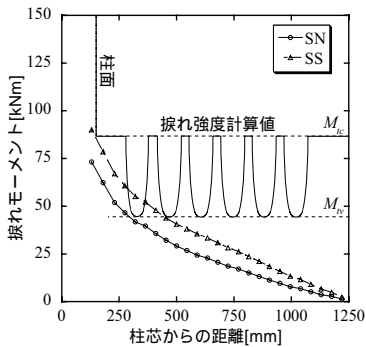


図-15 捩れモーメント分布

図-16 捩れモーメント計算法

図-17 荷重-変形関係 (包絡線)

図-15 から全試験体において最内側のポイド付近で捩れ強度の計算値に近い捩れモーメントが発生していたことがわかる。このことから最内側ポイドの中心断面において捩れ破壊の危険性があったと考えられる。

以上の結果から、式(6)に従って最大水平耐力の計算を行う。

$$P_u = \frac{l_x}{h} \cdot \frac{\sum 0.9 a_i \sigma_y d}{l_x - c_1 - d} + 2 \cdot \frac{M_{tv}}{h} \quad (6)$$

( $h$ : 階高,  $l_x$ : 加力方向柱スパン,  $\sum$ : ポイド中心断面まで)

図-17 に各試験体の荷重変形関係の包絡線を示す。図中の破線は上記の計算から求めた値をあらわす。図から上記の計算式を用いることにより最大耐力を安全側に評価できることが確認できる。

### 3.7 セン断強度の検討

2.2 に設計法を示したが、実験結果からは設計時に想定していた最大耐力の向上効果は見られなかった。しかし、靱性性能の向上は確認できた。ここでは、算定断面の幅部分を扁平梁と見なし、この扁平梁がすべての鉛直荷重を負担すると仮定する。曲げ降伏時の作用せん断力は式(7)により計算でき、 $Q_r = 77 \text{ kN}$ となる。

$$Q_r = (\text{積載荷重}) + (\text{固定荷重}) + \frac{\sum 0.9 a_i \sigma_y d}{l_x - c_1 - d} \quad (7)$$

一方、荒川 min 式によるせん断強度は、 $p_w = 0.2 \%$  とすれば  $Q_u = 89 \text{ kN}$  となり作用せん断力を上回る値となる。

以上の計算結果からせん断補強を施した試験体は、扁平梁の設計は曲げ破壊先行型であることが確認できる。また、実験結果から扁平梁をせん断補強することにより

曲げ降伏後のせん断破壊を防ぐことができたと言える。

## 4. 結論

- (1) ポイドのない部分が扁平梁として曲げ降伏し、ポイド位置で捩れ破壊が生じると仮定することにより、試験体の最大耐力を推定することができた。
- (2) 上記の扁平梁をせん断補強することにより、曲げ降伏後のせん断破壊を防ぐことができた。

上記の結論は、フラットスラブを扁平梁とその外側のスラブの集合体と考えるという見方の可能性を示唆している。その場合、扁平梁の強度は、曲げ強度とせん断強度のいずれか低い方で決定される。また、扁平梁の側面でのねじれ破壊を考慮する必要がある。この考え方は、現行 RC 規準の考え方と異なる。しかしこの問題の詳しい検討は今後の課題としたい。

## 謝辞

試験体の製作にあたり、(株)栗本鉄工所の御協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 江崎喜之ほか：フラットプレートの押し抜きせん断実験 (その 1～4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990-1992
- 2) 深津尚人ほか：フラットプレート構造におけるポイド配置とせん断補強筋の影響 (その 1～3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.617-622, 2008
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.89-100, 1999