

柱とスラブとの接合部を補強したフラットプレートの 構造性能に関する実験研究

Experimental Study on Flat Plate Structure Reinforced Slab-column Connection

中澤 敏樹* 井上 重信* 飛田 喜則*
森 浩二* 山内 豊英*

要 旨

フラットプレート構造に水平力が作用した時の構造性能を把握する目的で、フラットプレートと柱との接合部を対象とした十字型加力実験を行った。実験の結果、スラブを柱幅の3倍の梁幅を持つ偏平梁とみなして「RC規準」に示される方法によって評価した場合、 a/D (a : シヤースパン長さ、 D : スラブ厚) の値に制限を設けることによって、構造性能を概ね評価できた。一般的な配筋の試験体では、終局強度計算値を実験値が若干下回ったが、応力勾配にあわせて配筋間隔を調整した試験体では、計算値は実験値に対して安全側となった。スラブと柱との接合部を八角形の鋼製プレートで補強した試験体では、補強プレートによる剛域を考慮することによって構造性能を精度よく評価でき、全てのスラブ筋が降伏するまで有害なひび割れは発生しなかった。

キーワード: フラットプレート／接合部／補強プレート／鉄筋コンクリート構造

1. はじめに

フラットプレート構造は、梁型やフラットスラブ構造における柱頭の支板が室内に突出しないため、室内のデザインや間取りを自由に計画することができ、SIに対応した工法として注目を集めている。しかし、フラットプレート構造の建物が水平力を受けた場合、コンクリートスラブに生じるひび割れによって早期に剛性が低下することや、柱とスラブとの接合部でパンチング破壊を生じやすい等の問題があるとされている。そのため、従来のフラットプレート構造は鉛直荷重に対して設計されることが多く、水平力に対しては他の耐震要素、例えば耐震壁構造、外壁に耐震要素を配した外殻構造、建物中央部に耐震要素を配したセンターコア構造、あるいは免震構造等との併用によって、フラットプレート構造自体に大きな水平力が作用しないような工夫がなされてきた。

そこで、本報では、フラットプレート構造物に水平力が作用した時の構造性能を確認すること、水平力に対する性能を高める工法を開発すること、の2点を目的として行った実験の結果について述べる。

2. 実験概要

2.1 設定条件

フラットプレート構造の試験体を計画するにあたり、他の耐震要素との併用を行わないフラットプレート構造のみで計画された鉄筋コンクリート造6階建て（スパン長: $7\text{m} \times 7\text{m}$ ）の集合住宅を想定した。そして、条件に合うようなモデル建物の構造計算および動的解析を行い、スラブと柱との接合部に要求される性能を設定した。

構造計算の方法については、文献¹⁾に示されているように、スラブ部分を柱列帯と柱間帯に分けて各エリアの負担水平力を設定する方法が一般に行われている。しかし、この方法では計算が煩雑になるため、今回はFEM解析によって求めたスラブと柱との接合部における応力状態を参考にして、スラブ部分を柱幅の3倍の梁幅を持つ偏平梁と見なすことによって、明快なラーメン架構形式として構造計算を行うこととした。

実験の具体的な目的は、フラットプレート構造におけるスラブと柱との接合部について、強度、靱性能、剛性および復元力特性を確認、評価することである。

表－1 試験体一覧

試験体名	特 徴	ス ラ ブ	柱
F P－A	柱幅の3倍の範囲にスラブ筋を等間隔に配筋	スラブ厚: $t=120$ スラブ幅: $B=1200$	$b \times D=320 \times 320$ 主筋 16－D13 ($p_t=0.35\%$) 帯筋 D6－@50 ($p_w=0.33\%$)
F P－B	スラブ筋間隔を負担応力に合わせて調整	スラブ筋 (上下筋共) 長辺方向: 20－D10 (+4－D6) 短辺方向: 20－D10 (+6－@60)	
F P－C	F P－A + 補強プレート		

*構造研究グループ

2.2 試験体

試験体の一覧を表－１に、試験体の形状と配筋を図－１に示す。試験体数は３体であり、これは2.1項で示すモデル建物において応力が最大となる３階床スラブを対象とし、上下階の柱を含む接合部を1/2.5にスケールダウンしたものである。

FP-Aは基本試験体であり、応力計算から算出された必要スラブ筋量を柱幅の３倍の範囲に均等な間隔で配筋した試験体である。

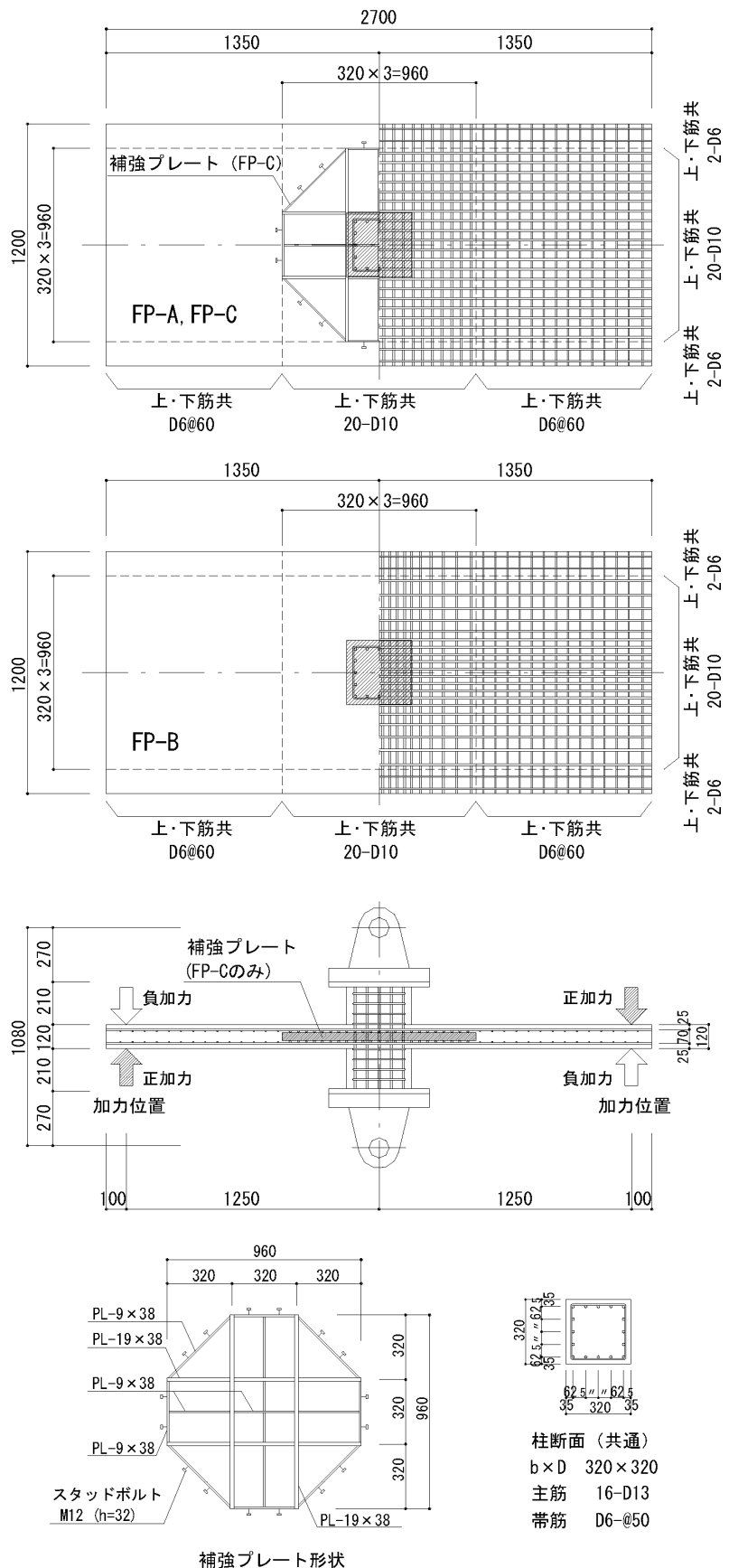
FP-Bは、FEMによる弾性解析から算出した柱とスラブとの接合部近傍における応力勾配にあわせてスラブ筋の間隔を調整した試験体であり、スラブ筋および柱筋の配筋量はFP-Aと同じである。スラブの中心部を密に、端部へ行くに従ってスラブ筋の間隔を大きくし、最外端のスラブ筋ピッチが中心部のピッチの約２倍となるように配筋した。

FP-Cは、図－１に示す八角形に加工した鋼製補強プレートを接合部のスラブ筋上筋と下筋との間に挟み込んだ試験体であり、スラブ筋の配筋量および配置方法はFP-Aと同じである。補強プレートは接合部において柱幅の３倍の範囲を補強できるような形状としており、プレートの外周部にはコンクリートスラブとの一体性を高める目的でスタッドボルトを打設している。

全ての試験体において、スラブ端の曲げ降伏が先行するように配筋等を決めており、柱部分の破壊、スラブのせん断破壊およびパンチング破壊は生じないような計画とした。

ここでは、本実験における目標性能をそれぞれ以下のように設定した。

- ① スラブ筋が全て降伏すると仮定して計算したスラブの終局曲げモーメントが、全て柱に伝達されること。
- ② スラブ筋が全て降伏するまで、スラブに有害なひび割れが発生しないこと。



図－１ 試験体の形状および配筋

- ③ 接合部がパンチングまたはせん断による破壊を起こさず、変形角で $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで最大荷重の80%以上の耐力を維持すること。

実験に用いたコンクリートおよび鉄筋、鋼材の材料特性を表-2に示す。

2.3 荷重計画

荷重装置を図-2に示す。加力は、柱頭および柱脚の反曲点に相当する位置をピン支持し、柱頭部に長期荷重に相当する $0.15bDF_c$ (460.8kN , $F_c=30 \text{N/mm}^2$ として算定)の軸力を加えた状態で、左右のスラブの端部に取り付けた押し引き型油圧ジャッキを用いて行った。荷重に際して、柱頭および柱脚のピン支持中心点を結んだ線に対する左右のスラブ加力点の傾きを部材角 R と定義した。

荷重スケジュールは、目標所定部材角 R を $\pm(5, 10, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3} \text{rad}$ に設定し、正負交番繰返し荷重(各2サイクル)を行った。

計測は、部材角、接合部近傍のスラブの変形量、接合部の回転量、柱の軸方向変形量およびスラブに発生したひび割れ幅について行った。ひび割れ幅の測定については、スラブ筋が全て降伏した時点におけるスラブの主要な場所に発生したひび割れの幅を測定した後、同じひびわれについて荷重を0に戻した時のひび割れ幅を測定した。また、スラブ筋と柱筋の主要な位置にひずみゲージを貼り付けてひずみを測定した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

図-3に各試験体の荷重-変形曲線を、図-4に実験終了時のスラブ上面と側面のひび割れ発生状況を示す。

全ての試験体で、第1サイクルの $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに接合部近傍にひび割れが発生した。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに柱内を通るスラブ筋が降伏し、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに最外端のスラブ筋まで全てのスラブ筋が降伏した。また、3体とも $R=\pm 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達しており、その後 $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで荷重は最大荷重の80%を下回ることにはなかった。

FP-Aでは、スラブ中央部から端部へ順次スラブ筋が降伏し、 $R=15.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最外端のスラブ筋が降伏した。スラブ筋が降伏するまで、図-5に示すエリアAのスラブでは柱フェース位置から約30cmの範囲に、エリアB、Cでは柱フェース位置から約50cmの範囲にひび割れが集中した。エリアD、Eでは、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で斜めに交差したひび割れが発生した。

表-2 材料特性

a) コンクリート

部 位	圧縮強度 N/mm^2	割裂強度 N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$
柱・スラブ(全て)	41.1	3.0	3.07

b) 鉄筋・鋼材

種 別	材 質	降伏強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$
D6	SD295A	371.6	512.6	1.87
D10	SD295A	357.3	504.7	1.95
D13	SD295A	366.5	511.7	1.97
PL-9	SS400	296.0	413.6	2.02
PL-19	SS400	296.0	426.7	2.04

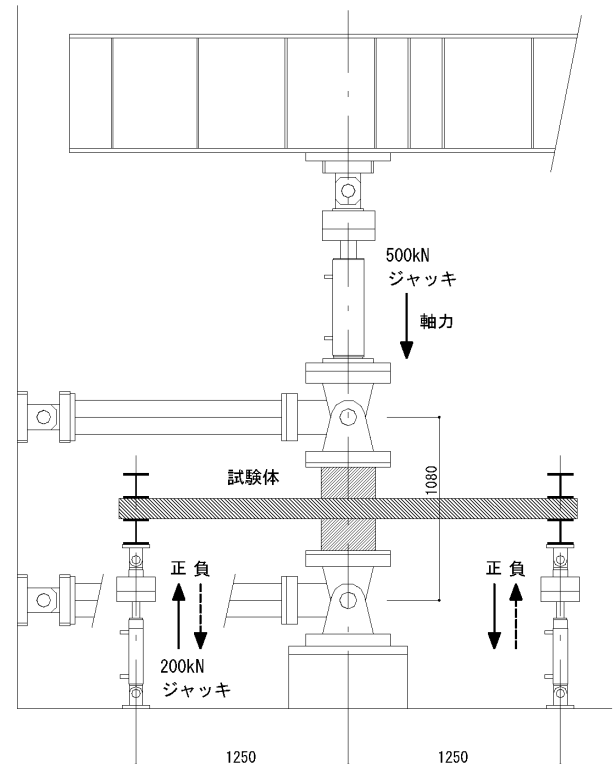


図-2 荷重装置

FP-Bでは、 $R=15.9 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最外端のスラブ筋が降伏したが、その中間のスラブ筋の降伏時期はFP-Aより若干遅れ気味となった。スラブ筋降伏まで、エリアAのスラブでは柱フェース位置から約50cmの範囲に、エリアB、Cでは柱フェース位置から約60cmの範囲にひび割れが発生した。エリアD、Eにおける斜めひび割れは、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で顕著となった。

FP-Cでは、FP-Aと同様に $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに柱内を通るスラブ中央部のスラブ筋が降伏した後、 $R=16.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最外端のスラブ筋が降伏したが、中間のスラブ

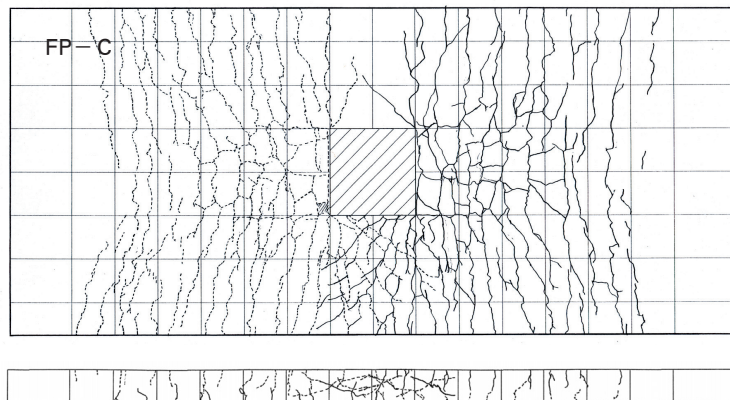
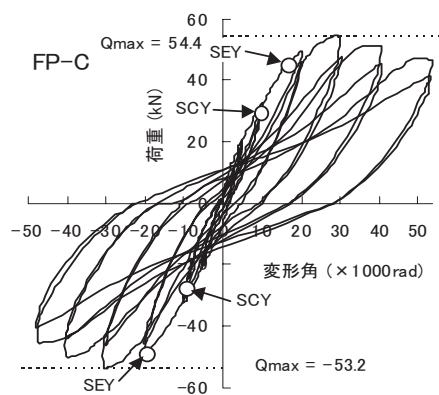
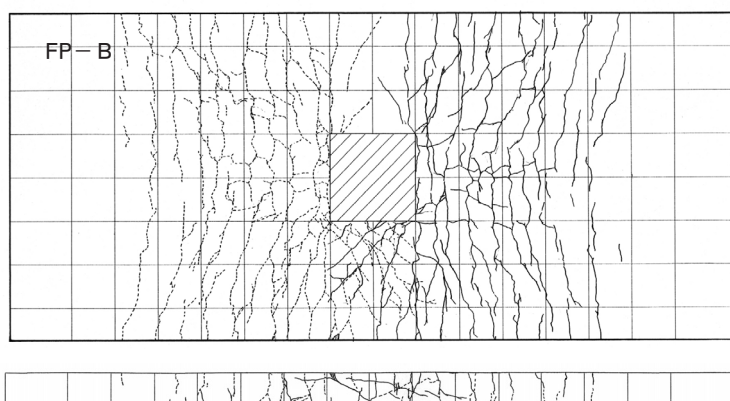
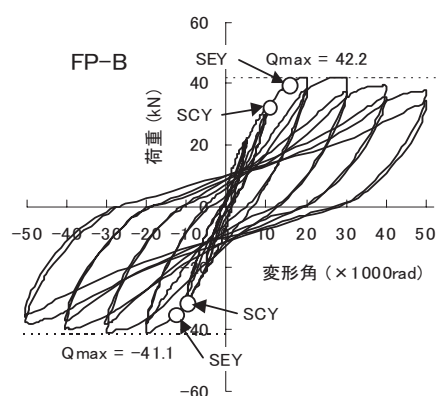
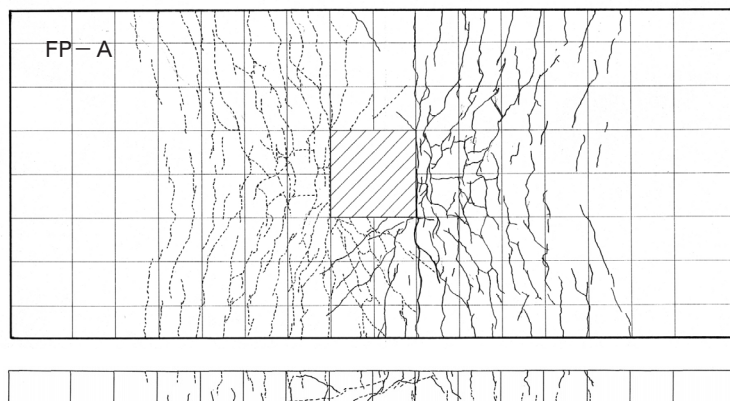
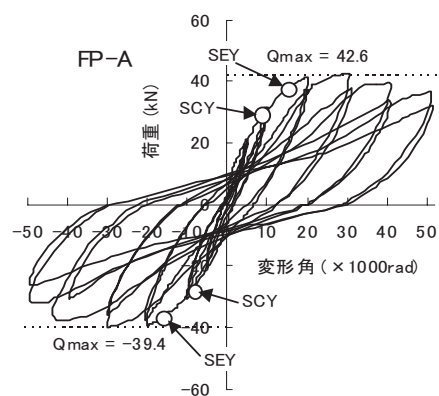


図-3 荷重-変形角
SCY：中央部スラブ筋降伏
SEY：最外端スラブ筋降伏

図-4 最終ひび割れ状況
—— 正載荷時
----- 負載荷時

筋は最外端より少し遅れて降伏した。エリアA, B, Cのスラブでは、柱フェース位置から約80cmの範囲にわたりひび割れが発生した。エリアD, Eにおける斜めひび割れは、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で顕著となった。FP-A, Bと比較して、ひび割れは広範囲にわたっており、各ひび割れの幅は小さくなった。柱フェース位置における補強プレートの歪みは、 $R=20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で 1120μ 、 $R=30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大歪み 1270μ となり、実験終了時まで降伏歪み 1440μ に達しなかった。

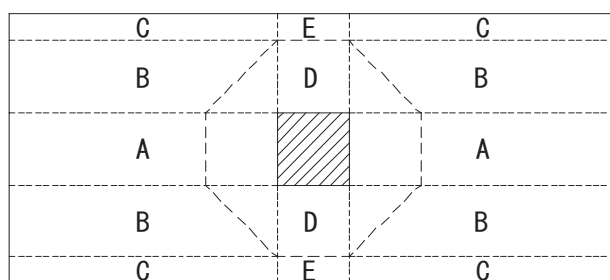


図-5 スラブ面のエリア分け図

3.2 接合部付近のスラブの変形量

(1) 加力方向の曲げ変形量

図-6に示すE点を基準としたA、B点の変形角に対するC、D点の変形角の割合を図-7に示す。変形の割合は、 $FP-C < FP-A < FP-B$ となっている。これは、FP-A、Bでは大きなひび割れが柱フェース付近に集中しているのに対し、FP-Cではひび割れが補強プレート全域に分散したためであると考えられる。

(2) 加力と直交する方向のねじれ量

図-6に示すH、I点に対するF、G点のねじれ量の比較を図-8に示す。ねじれ量は、曲げ変形量と同様に $FP-C < FP-A < FP-B$ ，となっている。これは、FP-BではエリアDのスラブ筋が粗となることによって同エリアのひび割れ幅が大きくなったこと、FP-Cでは補強プレートがねじれの抵抗材として有効に働いていることによると考えられる。

3.3 スラブ筋降伏時および除荷時のひび割れ幅

図-6に接合部付近のスラブ面に発生した代表的なひび割れNo.1~3)を示す。これらのひび割れについて、全てのスラブ筋が降伏したサイクルのピーク荷重時(3体とも $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$)のひび割れ幅と荷重を0に戻した除荷時のひび割れ幅を表-3に示す。FP-Aでは、降伏時の最大ひび割れ幅は0.35mmとなり、除荷後もほとんど小さくなっていない。FP-Bでは、配筋が粗となるスラブ端部において降伏時の最大ひび割れ幅が0.4mmとなり、除荷後の最大ひび割れ幅は0.25mmとなった。FP-Cでは、ひび割れが分散し、降伏時の最大ひび割れ幅は0.15mm以下となった。除荷後の最大ひび割れ幅は0.05mm以下となり、殆ど目立たなくなった。また、除荷した時点の残留変形は、 $FP-A \approx FP-B > FP-C$ となった。

3.4 スラブ筋の歪み

図-9に各変形角における長辺方向のスラブ筋の歪み分布を示す。柱幅の外部に配筋されたスラブ筋C、Dについては3体とも大きな差は見られず、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で柱フェース位置から柱せいに相当する約320mmの範囲で降伏歪みに達している。柱内を通るスラブ筋A、Bについて、FP-A、Bでは柱フェース位置の歪みが最大となり、柱から遠ざかるにつれて歪みも小さくなった。FP-Cでは、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ でスラブ筋C、Dと同様に柱フェース位置から約320mmの範囲にわたりスラブ筋A、Bが降伏歪みに達しており、ヒンジ領域が補強プレートの設置された範囲全域に及んでいることが確認できた。

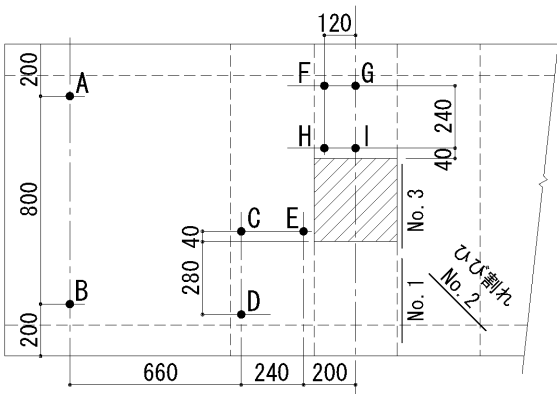


図-6 スラブの変形量、ひび割れ幅の測定位置

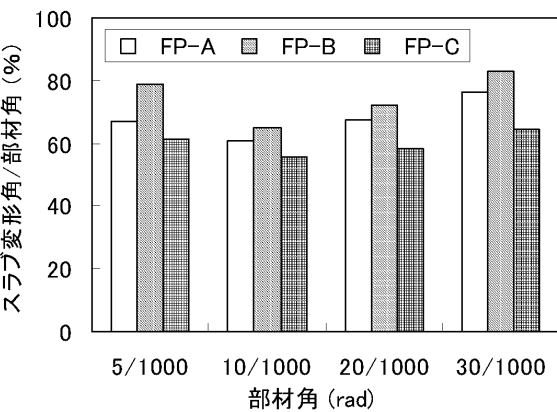


図-7 スラブの曲げ変形量（加力方向）

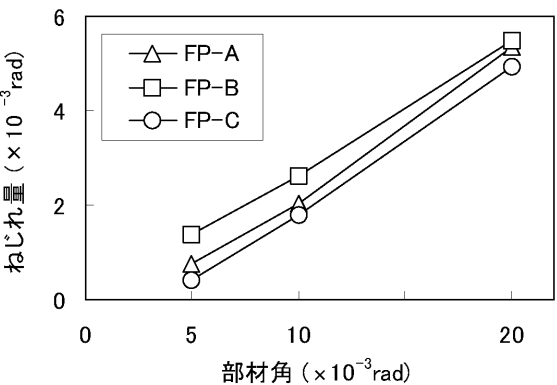
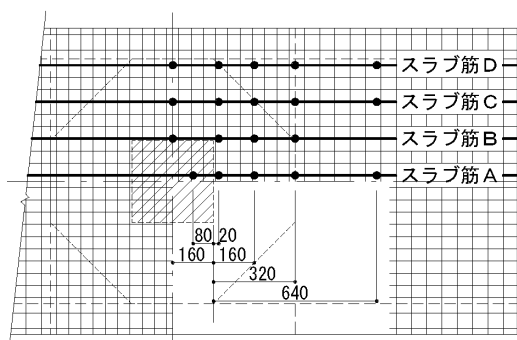


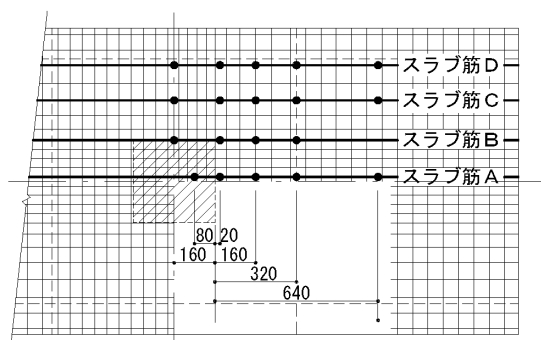
図-8 スラブのねじれ量（加力と直交する方向）

表-3 降伏時および除荷時のひび割れ幅

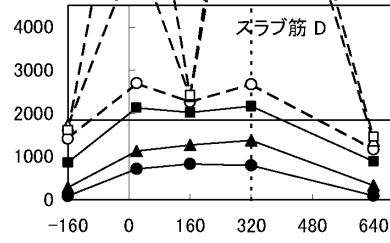
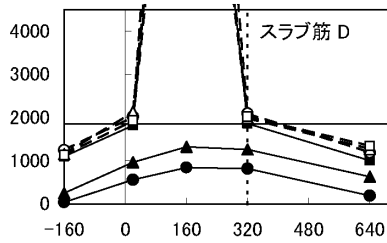
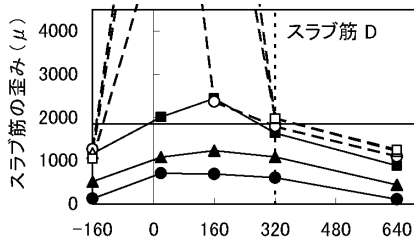
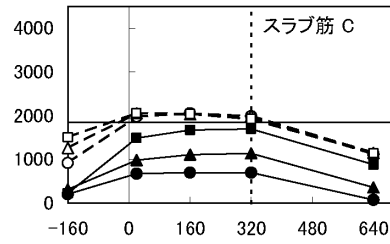
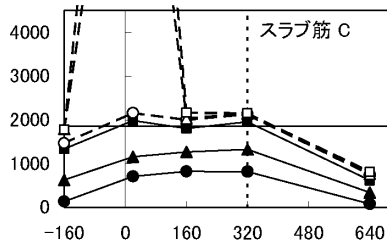
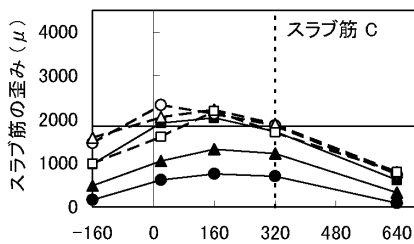
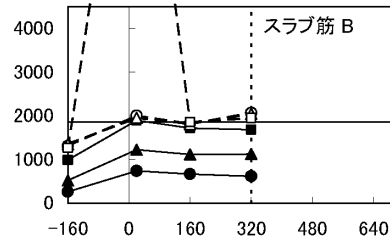
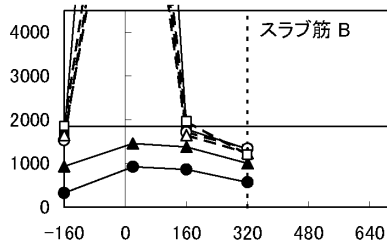
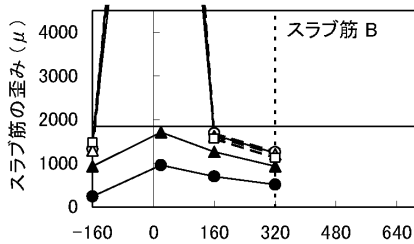
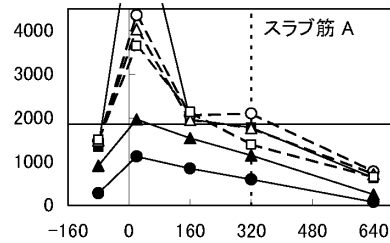
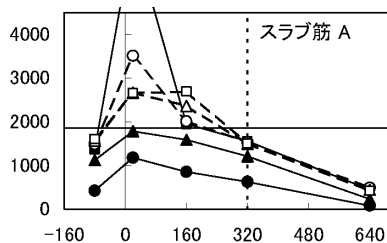
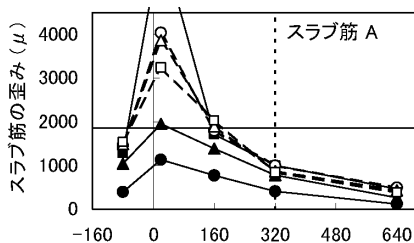
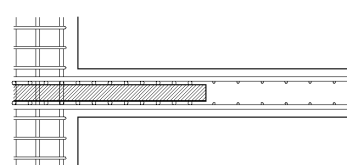
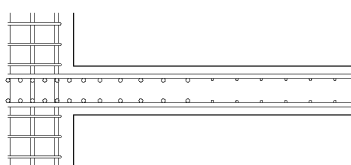
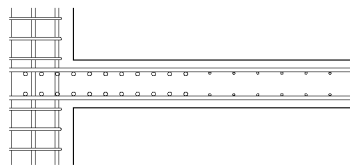
試験体名		FP-A	FP-B	FP-C
降伏時	ひび割れ幅 (mm)	No. 1	0.25	0.40
		No. 2	0.10	0.30
		No. 3	0.35	0.15
	部材角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	20.00	20.00	20.00
除荷時	ひび割れ幅 (mm)	No. 1	0.25	0.25
		No. 2	0.08	0.04
		No. 3	0.35	0.04
	部材角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	6.84	6.69	4.58



FP-A, FP-C



FP-B



符号の説明 (FP-A, B, C共通)

● 5/1000 ▲ 10/1000 ■ 20/1000 ○ 30/1000 △ 40/1000 □ 50/1000

図-9 スラブ筋の歪み分布

4. 復元力特性の評価

4.1 構造特性値の評価

各試験体の初期剛性、曲げひび割れ強度および曲げ降伏時強度は、柱幅の3倍に相当するスラブを偏平梁と仮定し、RC造のラーメン架構とみなすことによって、文献¹⁾に則って算定した。ただし、FP-Cの曲げ降伏時強度に関しては、図-10に示すように柱フェース位置から補強プレート端部までの1/2の範囲を剛域と仮定することによって算定した。

補強プレートは降伏時の剛域拡大にのみ寄与するものと仮定し、補強プレート自体の構造性能については、剛性および強度がスラブに比べて著しく小さいこと、実験を通してプレートは降伏しなかったこと、の2点から無視するものとした。

曲げ降伏時の部材角は、文献¹⁾に示される(1)式の剛性低下率 α_y を用いて計算した。ここで、本実験では a/D が9.1となり、(1)式の実験試料範囲 $a/D=2.0\sim 5.0$ を大きく上回ることから、 $a/D=5.0$ として計算した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad (1) \text{式}$$

ここで、 $a/D > 5.0$ の時は $a/D=5.0$ とする。

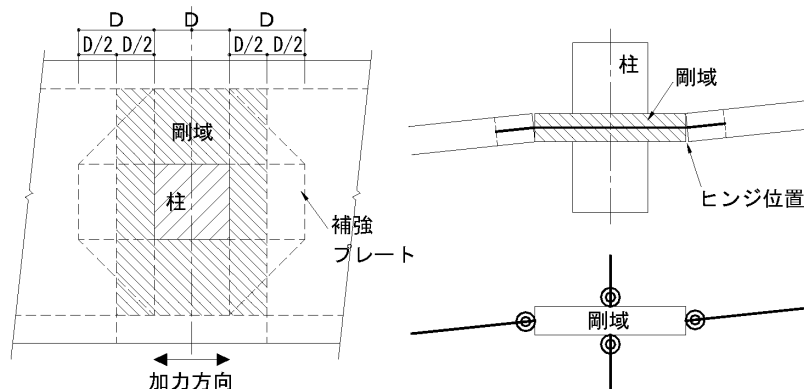


図-10 FP-C接合部のモデル化

各試験体における構造特性値および復元力特性の計算値と実験値との比較を表-4、図-11に示す。

最大強度に関しては、FP-Aの負荷荷時を除いて、計算値は実験値を安全側に評価した。全てのスラブ筋が降伏する時の部材角実験値は $R=15.4\sim 19.8 \times 10^{-3} \text{rad}$ となり、(1)式によって算定したスラブ筋降伏時の部材角計算値 $R=15.6 \times 10^{-3} \text{rad}$ と比較的よく一致した。

各試験体の復元力特性について、FP-Bは $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで、FP-Cは $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで荷重-変形関係の実験値が計算値をほぼ包絡していることから、接合部に補強を施した試験体では、本評価方法によって復元力特性を概ね評価できることが確認できた。

表-4 構造特性値の計算値と実験値との比較

試験体名	初期剛性(kN/rad)		ひび割れ強度(kN)		最大強度(kN)			スラブ筋降伏時部材角($\times 10^{-3} \text{rad}$)				
	実験値 ^{*1}	計算値	実験値	計算値	実験値 ^{*2}		計算値	スラブ筋A,B,C,Dの実験値				計算値 ^{*3}
					正加力時	負加力時		A	B	C	D	
FP-A	5343	9467	16.4	7.6	42.6(1.07)	-39.4(0.99)	40.0	8.6	11.2	15.4	15.2	15.6 (11.1)
FP-B	7026		12.6		42.2(1.06)	-41.1(1.03)		-9.8	12.6	16.8	15.9	
FP-C	7580		8.1		54.4(1.16)	-53.2(1.13)		9.7	19.8	-18.1	16.5	

注 *1 初期剛性の実験値は、最初にひび割れが発生した時の剛性とした。

*2 ()内は実験値/計算値を示す。

*3 ()内は $a/D=9.1$ として計算した値を示す。

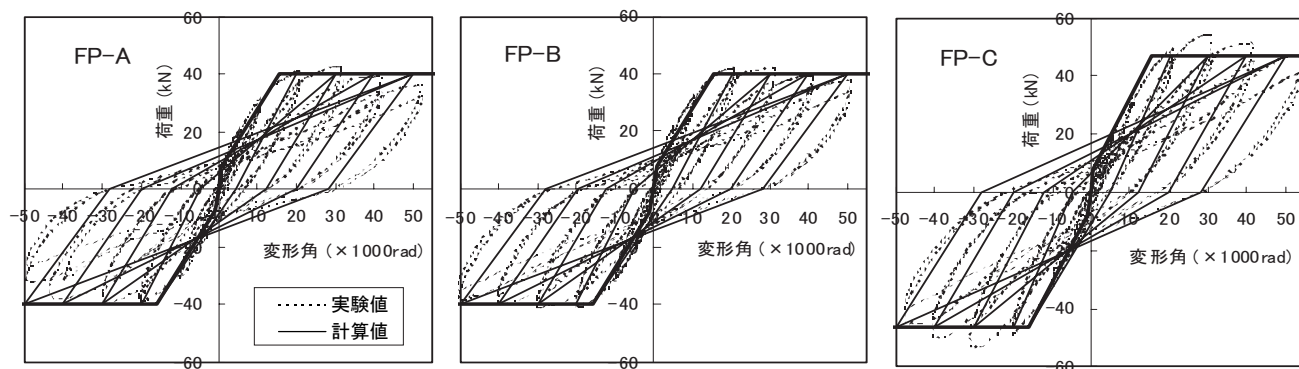


図-11 復元力特性の計算値と実験値との比較

4.2 履歴曲線のモデル化の妥当性

履歴曲線のモデル化に際して、履歴曲線を3折れ線のTAKEDAモデルにてあらわすこととする。各折れ点となるひび割れ耐力および降伏耐力は4.1項に準じて算定し、除荷時の剛性は $\gamma=0.4$ とした。(図-11参照)

各サイクルにおける履歴曲線の実験値から算定した各試験体の履歴吸収エネルギー量を図-12に、等価粘性減衰定数を図-13に示す。それぞれの図中には、履歴曲線をTAKEDAモデルとして算定した時の履歴吸収エネルギーと減衰定数の計算値を記入している。また、図-13には、建告示1457号に示す等価減衰定数の算定式(2)式による値も併記している。(ただし、初期減衰定数は除く。)

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (2)式$$

ここで、履歴吸収エネルギー(ΔW)は、図-14に示すように各サイクルで囲まれる面積により算定し、等価粘性減衰定数(h_{eq})は、以下の(3)式で算定した。

$$h_{eq} = 0.25 \left(1 - 1/\sqrt{\mu} \right) \quad (3)式$$

ここで、 μ ：塑性率(R_{max}/R_y)

R_{max} ：各サイクルにおける最大変形角

R_y ：降伏時の変形角

履歴吸収エネルギーは、各試験体ともに変形角が大きくなるに従って増加しており、TAKEDAモデルにより精度よく評価できた。

等価粘性減衰定数は、FP-A>FP-B>FP-Cとなった。また、変形角が小さいときには5%~15%程度となり、変形角が大きくなるに従って増加した。FP-AではTAKEDAモデルから算定した値を実験値が大きく上回ったが、FP-C、FP-Bでは精度よく評価できた。全ての試験体で実験値は告示式を上回った。

5. まとめ

今回の実験によって得られた知見を以下に示す。

- 1) スラブ筋を柱幅の3倍の範囲に均等に配筋した試験体FP-Aでは、終局強度計算値を実験値が若干下回った。
- 2) スラブ筋間隔を負担応力に応じて調整した試験体FP-Bでは、 a/D の値に制限を設けることによって、文献¹⁾の評価方法により構造性能を精度よく評価できた。
- 3) 鋼製プレートによる補強を施したFP-Cでは、補強プレートによる剛域を考慮することによって構造性能を精度よく評価できた。また、スラブ筋が降伏するまで有害なひび割れは発生しなかった。

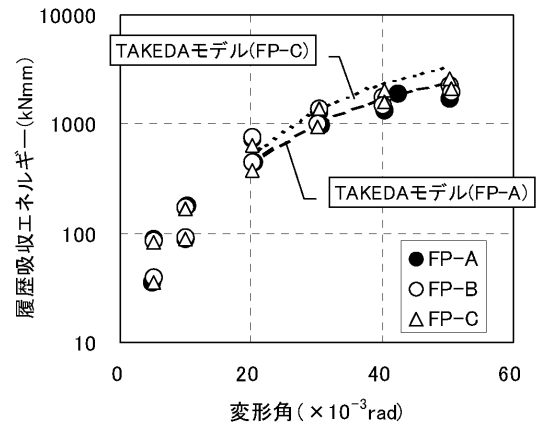


図-12 履歴吸収エネルギー

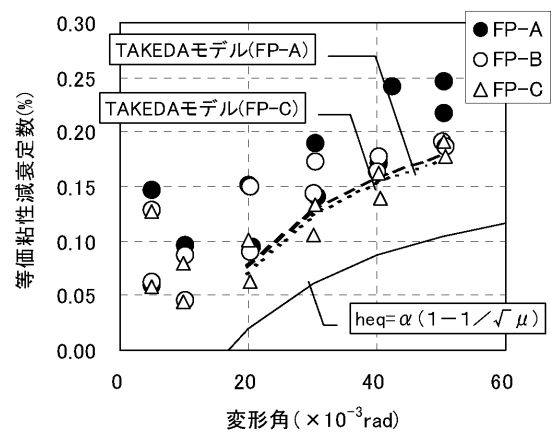


図-13 等価粘性減衰定数

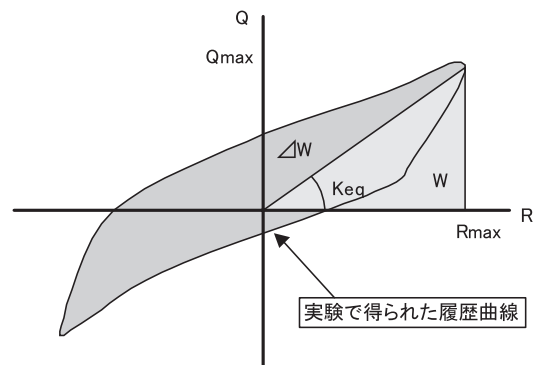


図-14 履歴吸収エネルギーの算定方法

- 4) 接合部に補強を施した試験体FP-B、Cの履歴吸収エネルギー量と等価粘性減衰定数は、履歴曲線をTAKEDAモデルを用いてモデル化することによって精度よく評価できた。

[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、1999年版