

論文 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

中澤 敏樹^{*1}・井上 重信^{*2}・飛田 喜則^{*1}・森 浩二^{*2}

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。今回の実験では、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。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降伏ヒンジ位置の移動を考慮することによって構造性能を精度よく評価でき、また全てのスラブ筋が降伏するまでひび割れ幅を抑制することができた。

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

フラットプレートによる構造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、例えば耐震壁やブレース、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体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点を目標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、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階建て集合住宅(スパン長: 7m x 7m)のモデル建物について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、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、復元力特性および補強性能を確認、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
FP-1	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: $B = 1200$ スラブ筋(上下筋共)	$b \times D = 320 \times 320$ 主筋 16-D13 ($p_t = 0.35\%$) 帯筋 D6-@50 ($p_w = 0.33\%$)
FP-2	FP-1 + 補強プレート	長辺方向: 20-D10 (+ 4-D6) 短辺方向: 20-D10 (+ D6-@60)	

*1 (株)浅沼組 技術研究所構造研究グループ (正会員)

*2 (株)浅沼組 技術研究所構造研究グループ

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 2 体であり、これは 2.1 節で示した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ており、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-1 は基本試験体であり、応力計算から算出されたスラブ筋を柱幅の 3 倍の範囲に均等に配筋した試験体である。

FP-2 は、図 - 1 に示す鋼製の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、スラブ筋量および配置は FP-1 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、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。

各試験体は、スラブ端の曲げ降伏が先行するように柱配筋を計画しており、柱部分の破壊およびスラブのせん断破壊、パンチング破壊は生じないような断面とした。

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。

- 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。
- スラブ筋が全て降伏した最初のサイクルの除荷時に、スラブに幅 0.2mm を超えるひび割れが発生しないこと。
- 接合部がパンチングまたはせん断によって破壊せず、変形角で $R = 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで急激な耐力低下を起こさないこと。

実験に用いたコンクリートおよび鉄筋、鋼材の材料試験結果を表 - 2 に示す。

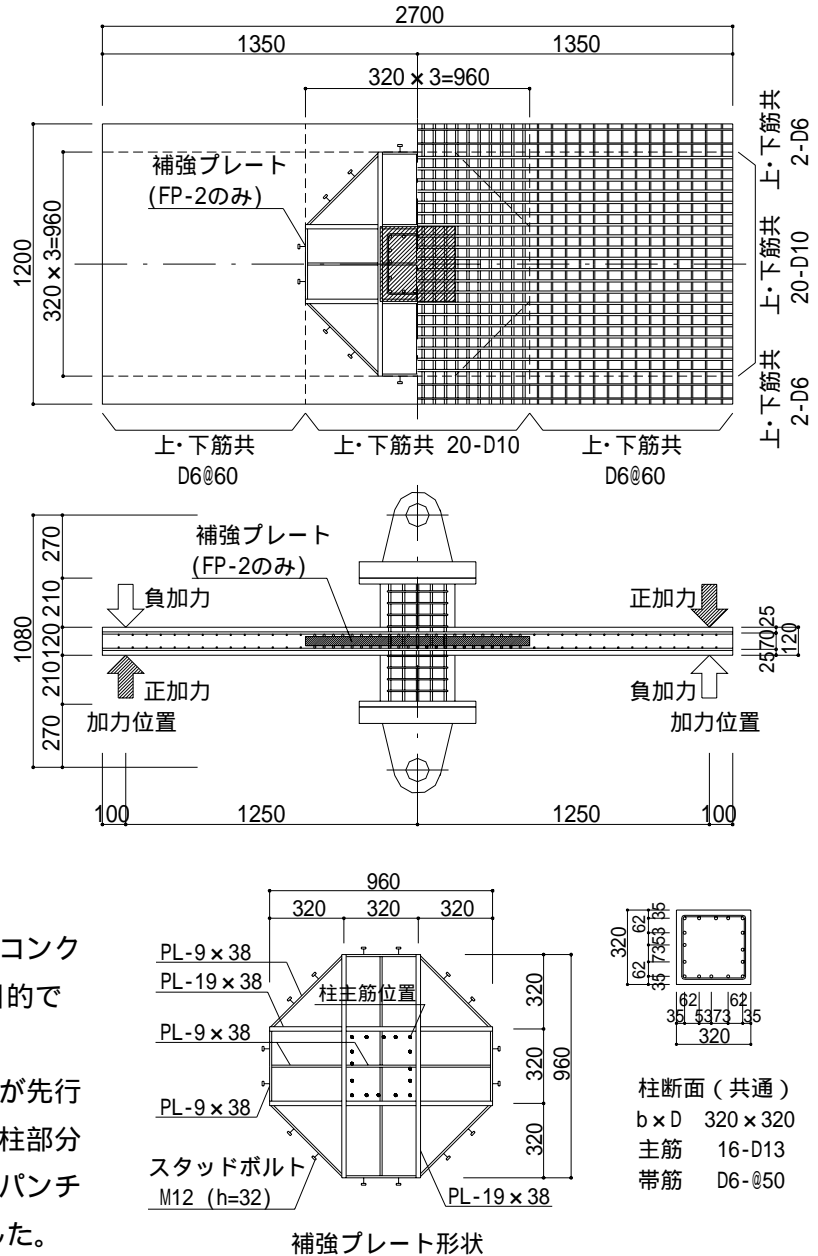


図 - 1 試験体の形状および配筋

表 - 2 材料試験結果

(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 x 10 ⁴ N/mm ²
柱・スラブ	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 x 10 ⁵ 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

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 と定義する。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、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幅を測定した後、同じひび割れ幅について荷重を 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 - 変形角関係を、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。

各試験体とも、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、 $R=10 \times 10^{-3}\text{rad}$ までに柱内にあるスラブ中央部のスラブ筋が降伏し、 $R=20 \times 10^{-3}\text{rad}$ 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、2 体とも $R=$

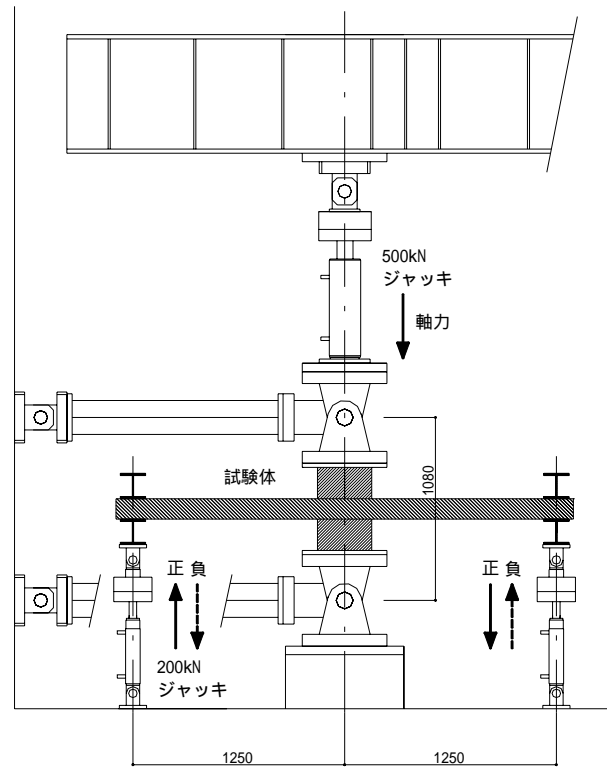


図 - 2 荷重装置

$\pm 30 \times 10^{-3}\text{rad}$ 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% を下回ることはなかった。

FP-1 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

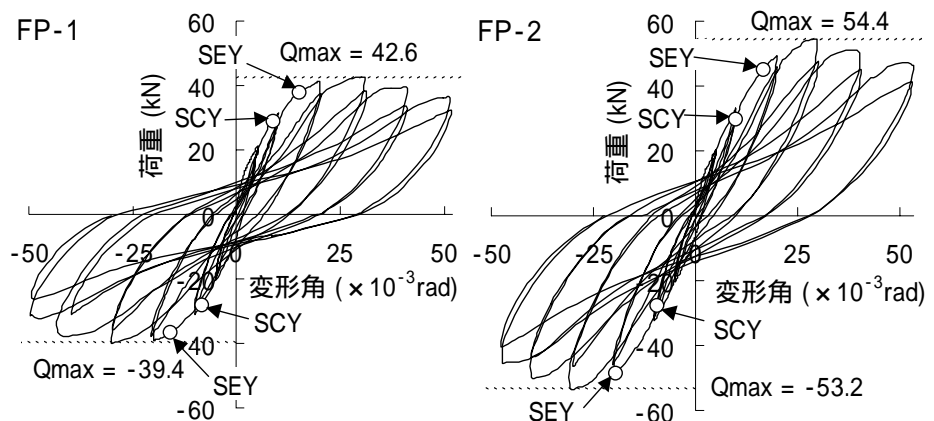


図 - 3 荷重 - 変形角関係

SCY : 中央部スラブ筋降伏 SEY : 最外端スラブ筋降伏

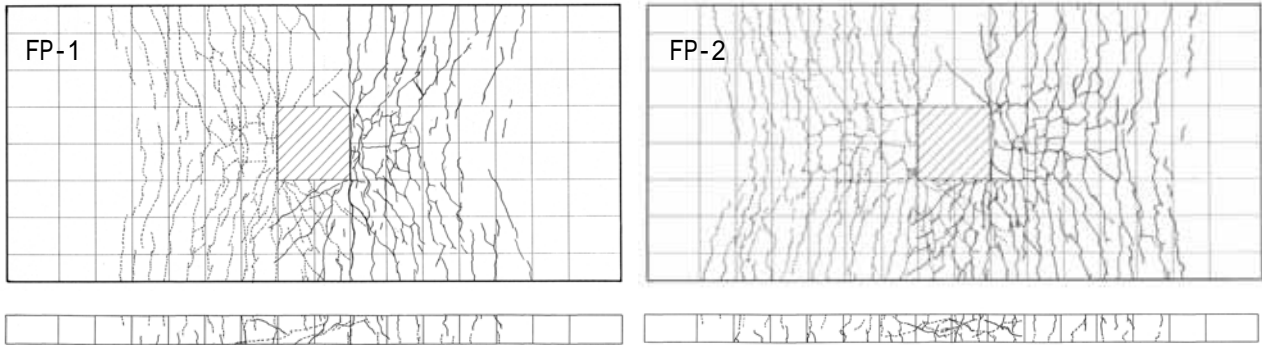


図 - 4 最終ひび割れ状況

した。エリア D,E では, $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ でねじれ変形によると思われる斜めに交差したひび割れが発生した。

FP-2 では, FP-1 と同様に $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ までに柱内にあ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, ともに柱フェース位置から約 70cm 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-1 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。

3.2 スラブ筋降伏時および除荷時のひび割れ幅

図 - 5 に示す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) 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 (2 体とも $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$) のひび割れ幅と荷重を 0 に戻した時のひび割れ幅を表 - 3 に示す。

FP-1 では, 降伏時の最大ひび割れ幅は 0.35 mm となり, 除荷後もほとんど小さくなっていない。

FP-2 では, ひび割れが分散し, 降伏時の最大ひび割れ幅は 0.15 mm 以下となった。除荷後の最大ひび割れ幅は補修の必要がない 0.05 mm 以下となった。また, 除荷した時点の残留変形角は, FP-2 が FP-1 より小さくなった。

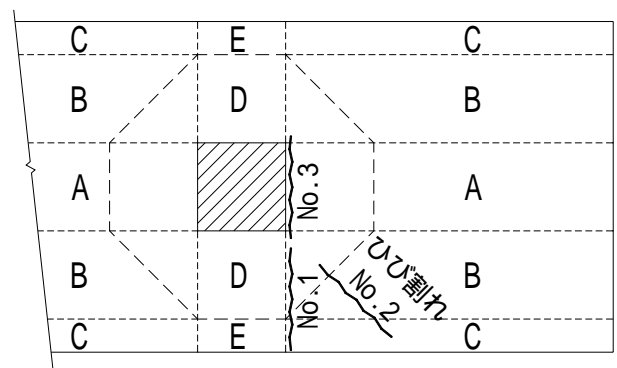


図 - 5 スラブのエリア分け, ひび割れ位置図

表 - 3 降伏時および除荷時のひび割れ幅

試験体名		FP-1	FP-2	
降伏時	ひび割れ幅 (mm)	No.1	0.25	0.10
		No.2	0.10	0.10
		No.3	0.35	0.15
部材角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)		20.00	20.00	
除荷時	ひび割れ幅 (mm)	No.1	0.25	0.05
		No.2	0.08	0.05
		No.3	0.35	0.05
部材角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)		6.84	4.58	

3.3 スラブ筋の歪み

図 - 6 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。柱幅の外側に配筋されたスラブ筋 C,D については, 2 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 320 mm の範囲にわたりスラブ筋が降伏歪みに達している。柱幅内部のスラブ筋 A,B について, FP-1 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-2 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が降伏歪みに達しており,スラブ筋の降伏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。

4. 復元力特性の評価

各試験体の初期剛性,曲げひび割れ強度,曲げ降伏時強度は,スラブを柱幅の3倍の梁幅を持つ偏平梁と仮定し,文献¹⁾による評価式によって算定した。ただし,FP-2 の曲げ降伏時強度の算定に際して,図-7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の位置に降伏ヒンジが発生すると仮定した。

補強プレート自体の性能については,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,以下に示す評価式(1)の剛性低下率 y を用いて計算した。ここで,本実験では a/D (a : シヤースパン長さ, D : スラブ厚)が 9.1 となり,式(1)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。

$$y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33 \rho)(d/D)^2 \quad (1)$$

ここで, n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比

ρ : 軸力比, d : 有効せい

各試験体における構造特性値の計算値と実験値との比較を表-4に示す。

最大強度に関しては,FP-1 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 $R=15.4 \sim 19.8 \times 10^{-3}$ rad となり,式(1)によって算定したスラブ筋降伏時の部材角計算値 $R=15.6 \times$

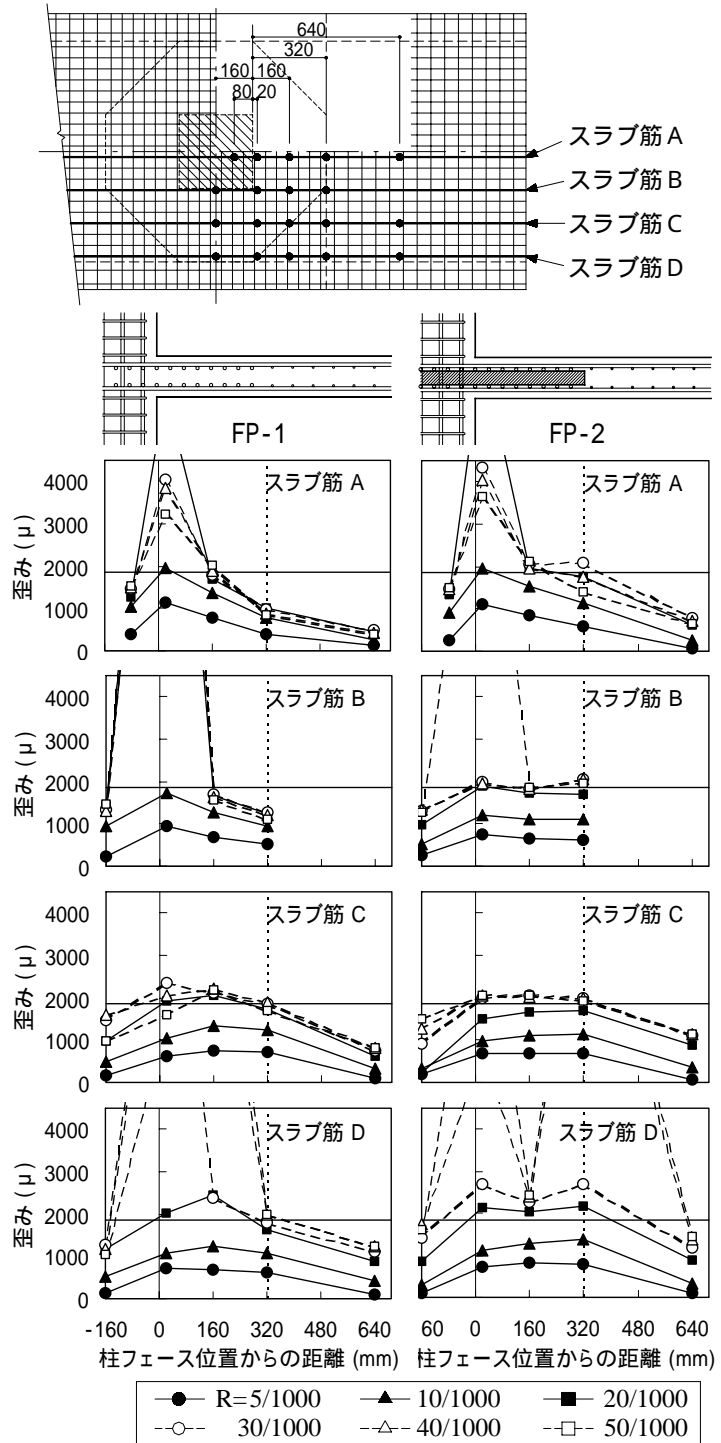


図-6 スラブ筋の歪み分布

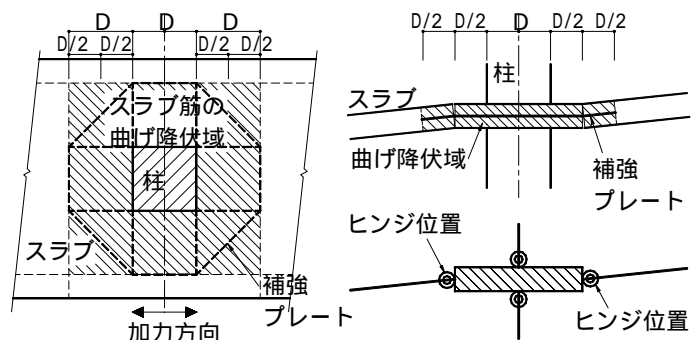


図-7 FP-2 接合部のモデル化

表 - 4 構造特性値の実験値と計算値との比較

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-1	5343	9466	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-2	7580	11096	8.1	8.9	54.4 (1.16)	-53.2 (1.13)	46.9	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。

10^{-3}rad と比較的良好一致した。

復元力特性の計算値と実験値との比較を図 - 8 に示す。履歴曲線のモデル化に際して、履歴曲線を3折れ線のTAKEDAモデルにてあらわし、除荷時の剛性は $\alpha = 0.4$ とした。

各サイクルの履歴曲線から算定した各試験体の履歴吸収エネルギー量を図 - 9 に、等価粘性減衰定数を図 - 10 に示す。また、図 - 10 には、建告示 1457 号に示す等価減衰定数 h_{eq} の算定式(2)による値も併記している(ただし、初期減衰定数は除く)。

$$h_{eq} = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (2)$$

ここで、 μ : 最大塑性率

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-1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-2では精度よく評価できた。また、初期減衰定数を0.02~0.03と仮定しても、FP-1,2ともに実験値が式(2)による計算値を上回った。

5. まとめ

今回の実験の範囲内で、以下の知見を得た。

- 1) 接合部を鋼製プレートによって補強した試験体FP-2では、補強プレートによる降伏ヒンジ位置の移動を考慮することによって、各構造特性値を精度よく評価できた。
- 2) FP-2の履歴吸収エネルギー量と等価粘性減衰定数は、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。

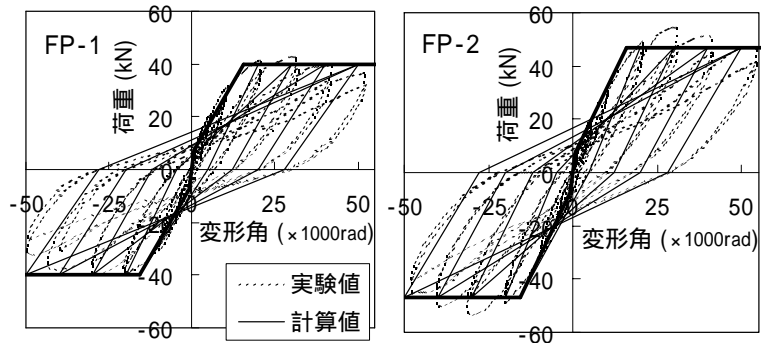


図 - 8 復元力特性の計算値と実験値との比較

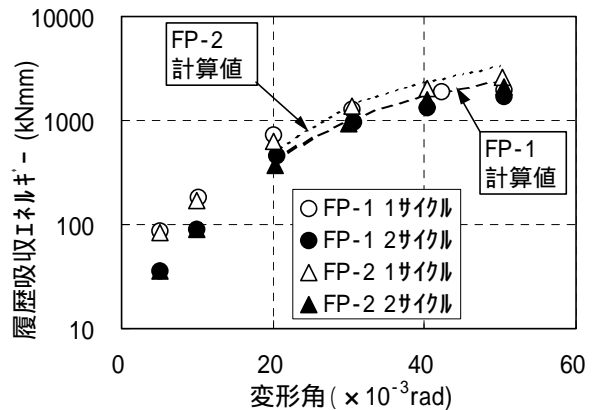


図 - 9 履歴吸収エネルギー

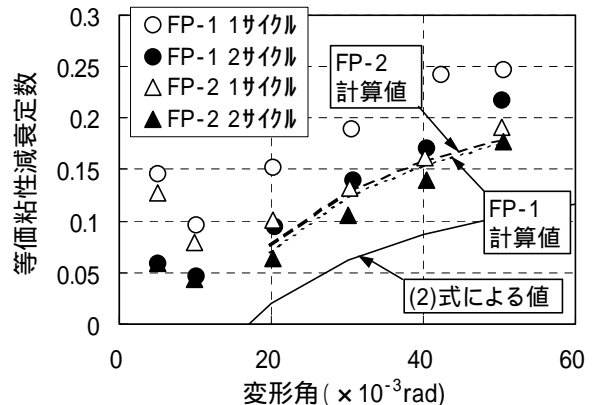


図 - 10 等価粘性減衰定数

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