

梁型配筋を施したフラットプレート架構の構造特性

中澤 春生
(技術研究所)
河内 武
(技術研究所)
斎藤 秀人
(技術研究所)
黒瀬 行信
(設計本部)

§1. はじめに

フラットプレート（以下FPと略す）構造は、梁やキャピタルを介さずにスラブを直接柱で支持する構造形式で、型枠工事・鉄筋工事の簡略化に効果的である。しかし、その構造性能についてみると、スラブと柱で構成されるフレームであるため十分な保有水平耐力を得ることが困難であることや、接合部周囲で脆性的なせん断破壊を生じやすいこと等の理由により、特に地震国であるわが国においてFP構造による架構を積極的に耐震架構として評価することは困難な状況にある。FP構造による架構の保有水平耐力を向上させる方法としては、FPの柱列帯位置に梁配筋を施しFPの曲げ耐力を増大させることが考えられるが、現状ではそのようなFPに関する実験資料も乏しく、実用にあたっては、接合部周囲のせん断破壊性状や架構の挙動の確認が不可欠である。

本報では、上記の背景に基づき、柱とFPで構成されるフレームを耐震架構として評価することを狙いとし、柱列帯位置に梁配筋を施したFPによる架構の挙動を確認するために実施した実験の結果を報告する。実験は、当該架構接合部の破壊性状・耐力・変形性能を明らかにすることを目的として計画したものである。

§2. 実験概要

2.1 実験計画

本実験では、架構の耐力を増大させるため柱列帯に梁型配筋を施したFP構造架構において、特に側柱および隅柱接合部に注目し、接合部の破壊性状・耐力・変形性能を確認することとした。なお、柱は扁平な壁柱と正方形柱の2種類の断面を用意した。

2.2 試験体

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体形状を示す。試験体は総数4体で、側柱接合部の桁行方向に水平力が作用する場合を想定した2体（TYPE1,3）と側柱の梁間方向に水平力が作用する場合を想定した1体（TYPE2）および隅柱の桁行方向に水平力が作用する場合を想定した1体（TYPE4）からなる。柱断面形状は、TYPE1,2が壁柱、TYPE3,4が正方形柱である。図-1に示すように、架構方向と加力方向との関係からTYPE1,3では十字型接合部、TYPE2,4ではト型接合部となる。本実験では、架構の外側にスラブの跳ね出しは無いものとして試験体を計画した。

試験体の縮尺は1/2で、FP厚さを175mm、壁柱断面を150×450mm、正方形柱断面を300×300mmとした。柱芯から加力点までの距離（加力スパン:a）は

試験体	接合部タイプ	加力方向	フラットプレート幅×スパン	柱			桁行方向梁			梁間方向梁		
				B×D	主筋	フープ*	梁幅	主筋	スターラップ*	梁幅	主筋	スターラップ*
TYPE1	側柱	桁行	1500×1500	150×450	20-D13	5目 D6-50ctc	350	5-D13	4目 D6-90ctc	500	8-D13	4目 D6-90ctc
TYPE2	側柱	梁間	1500×1450	450×150	20-D13	5目 D6-50ctc	350	5-D13	4目 D6-90ctc	500	8-D13	4目 D6-90ctc
TYPE3	側柱	桁行	1500×1500	300×300	20-D13	4目 D6-50ctc	350	5-D13	4目 D6-90ctc	350	5-D13	4目 D6-90ctc
TYPE4	隅柱	桁行	1025×750	300×300	20-D13	4目 D6-50ctc	350	5-D13	4目 D6-90ctc	350	5-D13	4目 D6-90ctc
共通	フラットプレート厚 (t) および 梁せい (b) ; 175mm 梁主筋の複筋比 r=1.0 (表中の主筋本数は上下の片側の値)、梁主筋は桁行方向を上配筋 スラブ配筋: 両方向、上下とも D6-90ctc。スラブ筋は梁間方向を上配筋											

表-1 試験体一覧

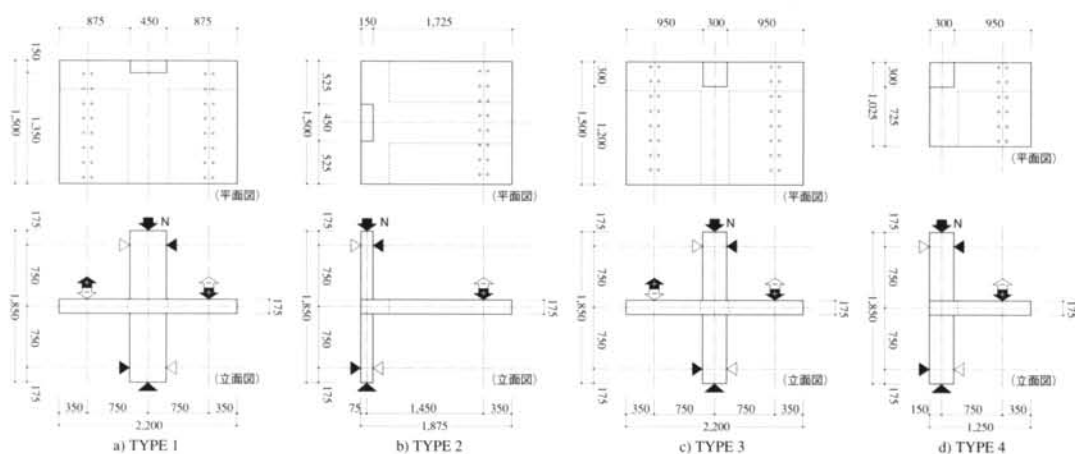


図-1 試験体形状および加力点・支点位置

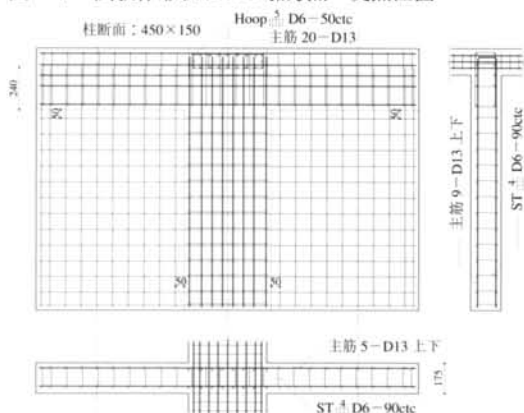


図-2 試験体配筋 (TYPE1)

TYPE1,3,4では750mm, TYPE2では1450mmとした。加力と直交方向のFPの幅は, TYPE1,3では柱から片側に跳ね出す形式で1500mm, TYPE2では柱の両側に跳ね出す形式で全幅1500mm, TYPE4では柱から片側に跳ね出す形式で1025mmである。配筋図の一例としてTYPE1の配筋を図-2に示す。柱通りに施した梁型配筋は, 壁柱の長手方向に取り付く場合で500mm幅, それ以外では350mm幅の部分を梁とみなして梁筋を配筋した。断面および配筋の概要は表-1に示すとおりであるが, 梁筋は, 接合部を越えて梁が連続する場合には通し配筋とし, 接合部で梁が止まる場合には柱内にU字定着とした。また, スラブ筋は主筋・配力筋の上下とも同配筋で, 梁部分に40dの定着長さをとって定着した。使用した鉄筋はすべてSD345材で, 柱および梁型の主筋にD13, せん断補強筋およびスラブ筋にD6を使用した。使用したコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-2に示す。

(コンクリート)

試験体	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
TYPE 1,2	433	33.8	3.50×10 ⁵	0.230
TYPE 3,4	457	32.5	3.24×10 ⁵	0.224

(鉄筋)

材種	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	伸び (%)
D6	3960	5100	1.78×10 ⁶	27.5
D13	3770	5340	1.88×10 ⁶	29.6

表-2 材料特性

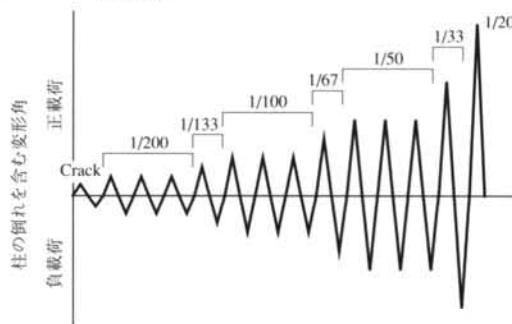


図-3 加力サイクル

2.3 加力方法

加力および支点の概要を図-1中に示す。加力は, 柱の反曲点位置を想定した接合部上下750mmの位置をピン・ローラー支持した状態で柱軸力を導入した後に, 架構水平力を模擬した加力を行った。導入軸力は柱の軸圧縮応力度がコンクリート強度の約10%となるように, 壁柱 (TYPE1,2) で24.5tf, 正方形柱 (TYPE3,4) で32.5tfとし, 水平力加力中はほぼ一定となるように制御した。水平力の加力サイクルを図-

破壊経過		TYPE 1			TYPE 2			TYPE 3			TYPE 4		
		節 点 モー メント	全 体 変 形 角	FP 変 形 角	節 点 モー メント	全 体 変 形 角	FP 変 形 角	節 点 モー メント	全 体 変 形 角	FP 変 形 角	節 点 モー メント	全 体 変 形 角	FP 変 形 角
		nM tf·m	R $\times 10^{-3}$ rad	fpR $\times 10^{-3}$ rad	nM tf·m	R $\times 10^{-3}$ rad	fpR $\times 10^{-3}$ rad	nM tf·m	R $\times 10^{-3}$ rad	fpR $\times 10^{-3}$ rad	nM tf·m	R $\times 10^{-3}$ rad	fpR $\times 10^{-3}$ rad
ひび割れ発生	正	4.59	0.74	0.46	1.49	1.93	1.33	7.07	1.75	1.27	2.27	1.09	0.89
	負	-4.37	-0.56	-0.42	-4.03	-2.29	-1.43	-5.26	-2.10	-1.77	-2.97	-1.01	-0.97
梁筋降伏	正	11.90	6.63	5.24	—	—	—	11.23	6.22	5.03	5.80	10.15	9.94
	負	-11.53	-6.68	-5.84	—	—	—	-10.43	-6.70	-5.48	-2.97	-8.63	-8.57
スラブ筋降伏	正	12.71	9.89	8.18	4.57	27.97	22.61	11.29	6.38	5.16	5.56	8.31	8.09
	負	-11.82	-7.13	-6.21	—	—	—	-10.96	-6.43	-5.24	-4.71	-8.63	-8.57
最大耐力	正	13.59	18.19	16.28	4.68	45.68	38.95	12.68	48.46	45.78	5.80	10.15	9.94
	負	-12.47	-12.53	-11.26	-8.05	-28.29	-22.06	-11.54	-8.84	-7.44	-5.88	-6.73	-6.65
最終破壊モード		曲げ降伏+振りせん断破壊			定着破壊+振りせん断破壊			曲げ降伏+振りせん断破壊			曲げ破壊		

表-3 実験結果一覧

3に示す。本実験では、架構水平力に相当する荷重はFPの加力点位置にFPのせん断力として与えるように計画した。加力は、FPの加力位置の前後方向に架け渡した加力ビームに2基の両動ジャッキを連結し、試験体の加力線が水平に変位するように制御して変位漸増の正負交番繰り返しし、繰り返しを行った。

§3. 実験結果

3.1 破壊経過および破壊性状

実験結果一覧を表-3に示す。ここで、表中の耐力を示す節点モーメントはFPの加力点に作用させた荷重のみによる値で、FPの自重は含んでいない。したがって、ト型接合部試験体では自重によるモーメントが荷重以外に作用し、その値はTYPE2で1.67tf·m、TYPE4で0.25tf·mである。

本実験の加力の第1サイクルのピーク値は、ひび割れ発生時としたが、確認方法が目視であったため若干ばらつきがある。後述する変形性状からもひび割れ確認以前に剛性の低下が計測されており、目視による確認は若干遅れているものと思われる。

その後の破壊経過では、十字型接合部形式のTYPE1,3がFPの変形角fpR = 1/200rad前後で梁筋あるいはスラブ筋が降伏し始め、fpR = 1/133rad程度ではほぼ両側の梁筋・スラブ筋の上・下端筋の降伏を確認した。なお、梁筋とスラブ筋の降伏時点をみると、一部で逆となっているが、全体的にはわずかに梁筋が先行して降伏しているようである。一方、ト型接合部形式のTYPE4は若干降伏が遅く、FPの変形角fpR = 1/120rad程度で梁筋・スラブ筋ともほぼ同時に降伏した。これらに対しTYPE2では、一部のスラブ筋

がFP変形角fpR = 1/45radで降伏したのを除き、最終加力時（FP変形角fpR = 1/25rad）まで梁筋およびその他のスラブ筋の降伏は認められなかった。

各試験体の最終ひび割れ状況を図-4に示す。FPに発生したひび割れパターンでは、加力方向に直交する方向にほぼ直線的に進展する曲げひび割れと、柱の角部から柱を取り巻くように進展する振りひび割れが典型的である。ひび割れの進展状況は各試験体ともほぼ同様で、まず柱際フェース近傍に曲げひび割れが発生し、それとほぼ同時かすぐ直後に柱に近い位置に振りひび割れが発生した。その後、曲げひび割れはFPの幅方向に進展し、振りひび割れは順次柱から離れた位置に発生・進展した。

十字型接合部形式のTYPE1とTYPE3では、これらの他にFPの柱側側面に斜め方向のせん断ひび割れが発生し、加力終了時にはTYPE1でこれが拡大したが、最大耐力時ではこのせん断ひび割れの拡大はほとんど無く、この面では縦方向の曲げひび割れが卓越していた。また、FP上面のひび割れでは、TYPE1とTYPE3の卓越しているひび割れパターンに若干の差異があり、TYPE1の方が捻りひび割れの本数・拡大状況が顕著であり、TYPE3の方が相対的にFPの曲げモードが卓越しているようであった。

一方、ト型接合部形式で、加力軸の両側にスラブを跳ね出したTYPE2では、幅方向に伸びる曲げひび割れが順次加力点方向へ発生するが、それらのひび割れの拡大はほとんど無く、卓越したひび割れは、柱近傍に集中した。すなわち、柱側面側のFPに発生した振りひび割れがスラブ端まで貫通するとともに、柱の角部で柱前面側の曲げひび割れと連続して破壊面が形成された。同じくト型接合部形式で、加力軸の片側にのみスラブを跳ね出したTYPE4では、FPの柱際

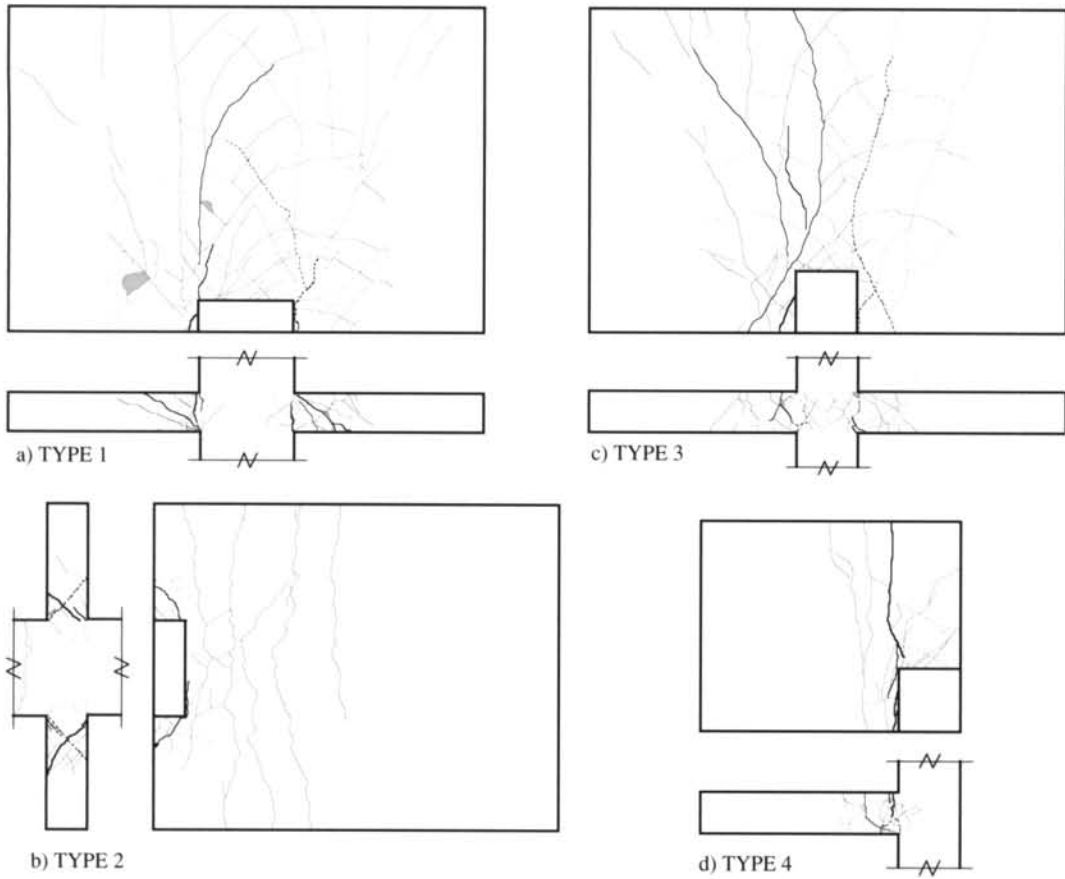


図-4 最終ひび割れ状況

フェース位置に曲げひび割れが発生し、その先端が柱側面で振りひび割れ状に斜めとなりスラブ端へ進展したが、その振りひび割れは拡大せず、その後に発生した柱前面位置でスラブの幅方向を横断する曲げひび割れが卓越し、明かな曲げ破壊線を形成した。

破壊状況と後述する鉄筋の降伏状況から、各試験体の破壊モードを以下のように同定した。すなわち、TYPE1とTYPE3では柱前後面の曲げひび割れの卓越とその位置の主筋の降伏および振りひび割れの進展が認められる一方、スラブ筋の降伏が全幅に及んでおらず、明かな曲げ破壊線が形成されていないことから、柱前後面部（梁部）の曲げ降伏と側面の振りせん断破壊の複合モードと判断される。TYPE2では、柱側面部は明かな振りせん断破壊であり、柱前面部（梁部）はフェース位置の曲げひび割れが卓越していた。しかし、梁部の鉄筋は降伏しておらず、接合部寸法を考えると梁主筋は十分な定着がとれていない。したがって、TYPE2の破壊モードは、梁部の定着破壊と

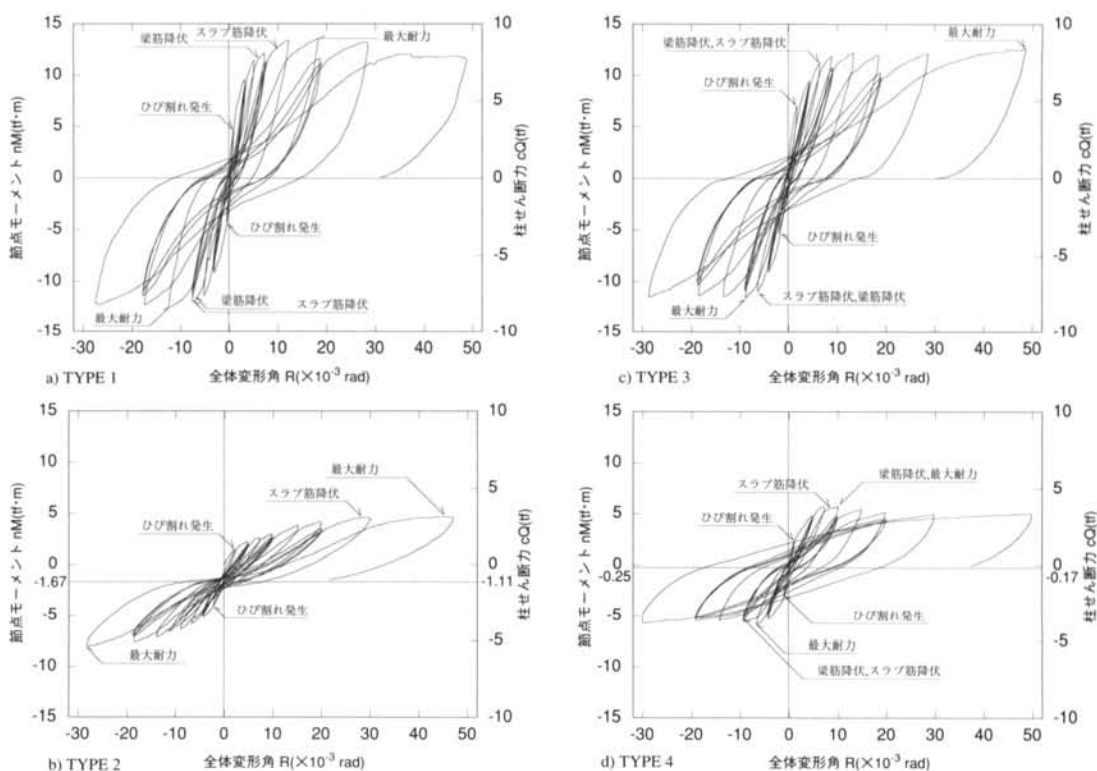
側面の振りせん断破壊の複合モードと判断される。なお、TYPE4は明かな曲げ破壊である。

3.2 変形性状

3.2.1 全体変形

接合部節点モーメント (nM) - 全体変形角 (R) 関係を図-5に示す。ここで、縦軸の節点モーメントは与えた荷重によるものであるため、T型接合部のTYPE2,4では自重による影響を考慮する必要がある。このため、図中には自重を考慮した場合の原点となる軸を記入している。

荷重の増加に伴う変形の推移をみると、いずれの試験体とも荷重の初期から直線性はなく、徐々に剛性が低下している。この初期からの剛性低下には、FPのせいが通常の梁に比べ小さく、曲げひび割れが加力点側に順次発生していくことや、柱側面部に発生する振りひび割れの進展・拡大等による剛性低下が影響しているものと考えられる。TYPE2ではこれに



図一五 節点モーメント(nM)－全体変形角(R) 関係

加え、定着長さが短いことによる鉄筋の抜け出しも考えられ、最も剛性低下が著しい傾向が認められる。一方、破壊モードに振りの様相があまりみられなかったTYPE4では本実験中では最もトリリニア的なスケルトンを示している。その後、梁筋・スラブ筋の降伏後は多少の増減はあるが、ほぼ横這いに変形が増大している。靱性という観点で各試験体の変形能についてみれば、いずれの試験体でも $R = 1/25\text{rad}$ を超える変形に対して顕著な耐力低下を伴う脆性的な破壊をしたものは無かった。

上記で述べた振りの影響と思われる各試験体間の差異は、繰り返し载荷によるループの形状に顕著に現れている。すなわち、破壊モードに振りの様相があまりみられなかったTYPE4は、ループ形状がエネルギー吸収の大きい紡錘型となっているのに対し、その他の試験体は荷重の小さい領域ですべりのある逆S字型のループとなっている。特に、振りに加え鉄筋の抜け出しも考えられるTYPE2はエネルギー吸収がほとんど無い原点指向型ループに近い。これらの履歴性状を表す指標である等価粘性減衰定数の推移を図一六に示す。図より、等価粘性減衰定数の推移は

TYPE4、TYPE1および3、TYPE2に層別でき、TYPE4で大きく、TYPE2で小さい値を示している。

3.2.2 フラットプレートの変形

FPの変形 (fpR) は全体変形角から、接合部上下に水平に設置した変位計により検出したパネル回転角を差し引いて求めた。図一七に全体変形の増大に伴うFP変形比率の推移を示す。すべての試験体で、FP変形が全体変形の大半を占めており、変形が増大するとFP変形比率も増大している。試験体ごとにFP変形比率を比較すると、TYPE4が最も大きく、 $R = 1/100\text{rad}$ 時で全体変形の95%以上をFP変形が占めている。一方、最もFP変形角比率が小さいのはTYPE2で、 $R = 1/100\text{rad}$ 時のFP変形比率は約70%であった。また、TYPE1および3はほぼ同等の傾向にあり、 $1/100\text{rad}$ 時のFP変形比率は約85%であった。

接合部節点モーメント－FP変形角関係を図一八に示す。FP変形角のスケルトンおよびループ形状は全体変形角にループによるものとほぼ同様の傾向にあり、本実験における変形性能はFP変形によって決定づけられているものと考えられる。また、同図中には、FPの上・下端の伸縮から区間曲率を算出して得

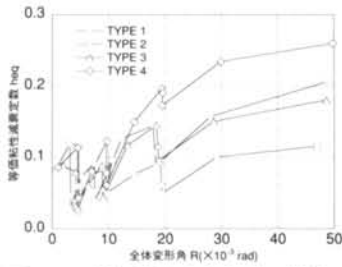


図-6 等価粘性減衰定数の推移

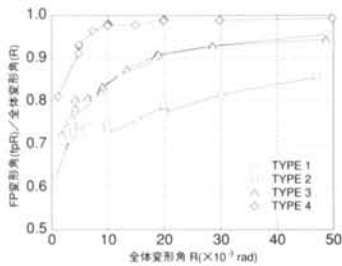


図-7 FP変形比率の推移

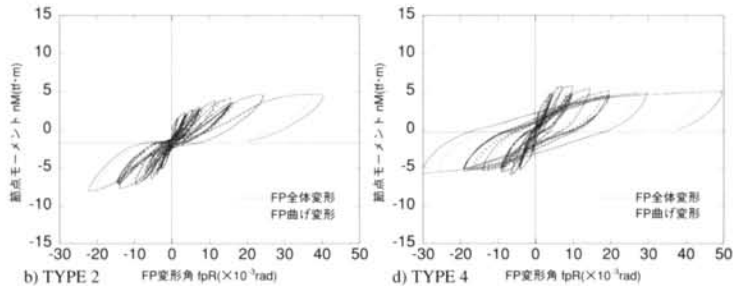
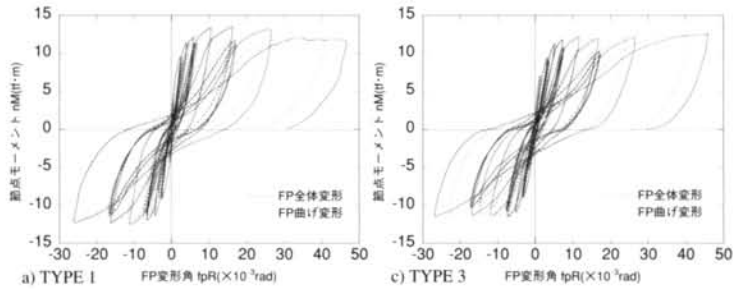


図-8 節点モーメント(nM)－FP変形角(fpR)関係

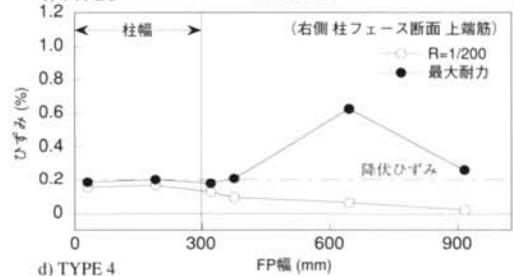
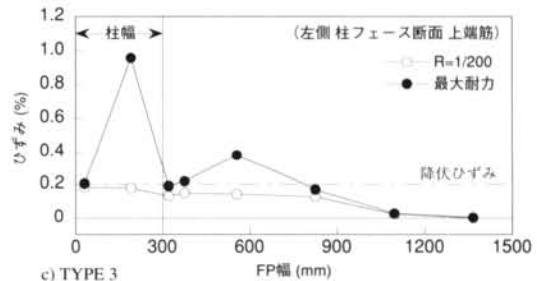
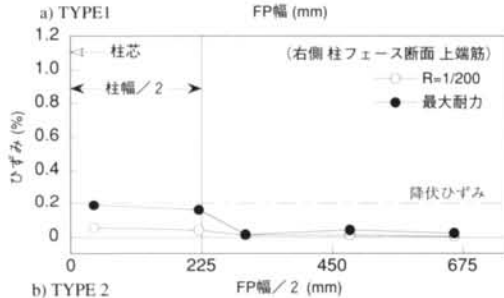
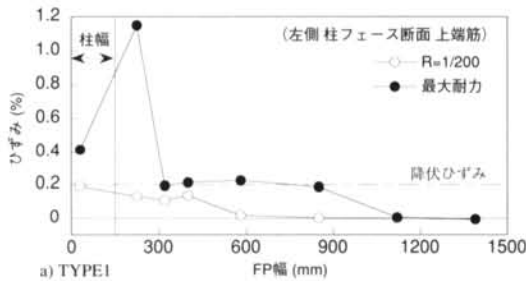


図-9 柱フェース断面におけるFP鉄筋ひずみの幅方向分布

た曲げ変形のループを点線で示している。これらより、 $fpR = 1/50rad$ を超える程度でFPの全体変形と曲げ変形との差がみられるが、それ以前では、両者はほとんど等しく、全変形域を通じてもFPの変形はほとんど曲げ変形であることが判る。

3.3 フラットプレートの鉄筋ひずみ

各試験体の柱フェース断面における上端筋ひずみのFP幅方向の分布を図-9に示す。図には、鉄筋がまだ弾性範囲にある $R = 1/200rad$ 時と最大耐力時の

値をプロットしている。TYPE1,3,4では柱フェースと直交梁配筋の側端部がほぼ一致しているため、梁・スラブとも図示した断面が曲げの危険断面となる。十字型接合部形式でFP幅が等しいTYPE1および3を比較すると、最大耐力時のひずみ発生状況はほぼ同様で、全幅の鉄筋は降伏せず、柱側のひずみが卓越する傾向にある。両者とも、最大耐力時に降伏もしくは降伏に近い値までひずみが進展しているのは、柱側の端部から850mmまでの範囲であった。これらの $R = 1/200rad$ 時のひずみ分布をみると、柱幅の小さい

TYPE1の方がひずみの進展域が小さい傾向が認められる。また、TYPE4ではFP幅が小さいが、その全幅にわたり鉄筋が降伏している。最大耐力時では柱側のひずみ(梁主筋)の進展が少ないが、この直後に大きく進展しひずみゲージの断線により計測が不能となった。これもTYPE1と同様に $R = 1/200\text{rad}$ 時では柱から離れた位置のひずみは小さく、その後ひずみ進展域が拡大したことが判る。

一方、TYPE2では、直交梁配筋の側端部が柱フェースよりも加力点側に跳ね出しているため、スラブの曲げに対する危険断面は、梁の危険断面である柱フェースとは異なることが考えられる。事実、図のスラブ筋のひずみはほとんど進展していないが、直交梁配筋の側端部断面では一部で降伏する程度まで進展していた。また、梁筋は図の断面のひずみが最も大きい値を示したが、最大耐力時でも降伏には至っていない。この試験体の最大耐力時は $R \approx 1/22\text{rad}$ の大変形時であり、この変形に至っても鉄筋が降伏せず、かつ剛性も大きく低下しているという事実から、柱内の梁主筋の定着が十分でなかったものと考えられる。

§4. 考察

4.1 終局耐力に関する考察

FP構造の接合部まわりでのせん断破壊(バンチング破壊)は、きわめて韌性に乏しい破壊であることが知られている。しかし、本実験の結果ではTYPE4を除きFP全幅にわたる曲げ破壊を示さなかったが、それらの破壊は耐力低下を伴う脆性的なものではなく、いわゆる従来のバンチング破壊とは性状を異にするものと思われる。バンチング破壊は、接合部前後面のせん断破壊と接合部側面の振りせん断破壊の組み合わせであり、吉崎らが一連の実験によってこの破壊の終局耐力を得る式を提案している²⁾⁻⁵⁾。この提案式では、終局せん断応力度および算定断面はACI318-77規準の算定方法に基づいており、特に接合部側面の振りによるモーメント伝達を抽出した実験の結果より、終局振りモーメントに関する修正を行っている。この修正によって、脆性的に破壊するバンチング破壊耐力はほぼ精度よく評価できるようである。しかし、既往の研究ではFP構造の終局状態をFPの全幅にわたる曲げ破壊と上記バンチング破壊の2種類を想定しているのみであり、FP構造の接合部での応力伝達が接合部前後面からの伝達と側面振りによる伝

達の組み合わせであることを考慮すると、それぞれに多様な終局状態が考えられ、この点を考慮した耐力算定の必要があると考えられる。

吉崎らの実験によれば、バンチング破壊を構成する破壊である側面振りせん断破壊は、急激に耐力を低下する脆性的なものではないことが判っており、このことが耐力を累加できる根拠でもある。したがって、バンチング破壊が脆性的な性状を示すのは、接合部前後面のせん断破壊に起因するものと考えられる。また、その破壊に対してはあばら筋などによるせん断補強が韌性の改善に有効であり、若干ながら耐力も向上することが知られている。すなわち、せん断補強によって接合部前後面のせん断耐力を向上させることや、そのせん断破壊耐力以下で曲げ降伏するような主筋量とすることによって、接合部前後面は曲げ破壊となることが予想されるが、側面が振りせん断破壊するモードと前後面の曲げ破壊の組み合わせは既往の耐力算定方法で対象としていない。また、このバンチング破壊耐力算定式では、接合部前後面のせん断破壊と主筋の降伏の両方を算定の前提としており、せん断補強によるせん断耐力の上昇に対しては安全側の評価を与える一方で、せん断破壊する以前の曲げ破壊や、主筋が降伏する以前のせん断破

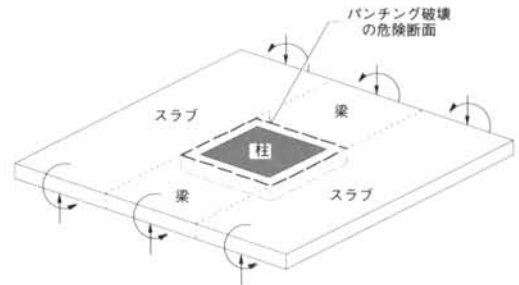


図-10 一方向の水平外力を受けるFPの抵抗要素

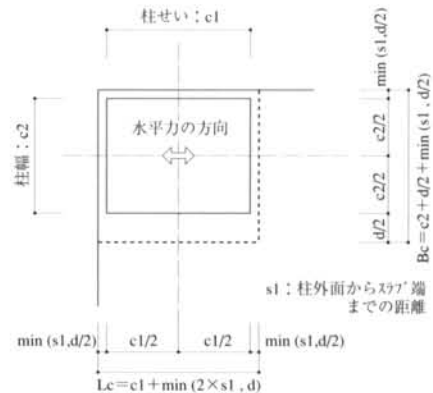


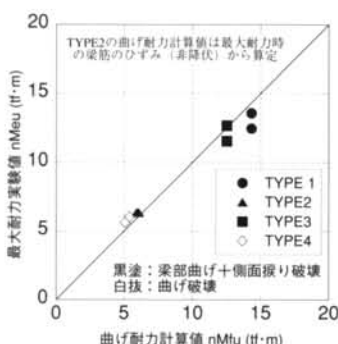
図-11 バンチング破壊に対する危険断面

試験体	実験値		曲げ耐力					パンチング破壊耐力					側面振り 耐力 Mt (tf·m)	(2)式による耐力	
			計算値			比較値	基準耐力		比較値			計算値		比較値	
	nMeu *(tf·m)	VeU (tf)	梁 nMbfu (tf·m)	スラブ nMsFu (tf·m)	TOTAL nMfu (tf·m)		nMeu nMfu	Mo	Vo	nMeu Mo	VeU Vo				nMeu + VeU Mo + Vo
TYPE1	正負 13.59 -12.47	1.33	±6.50	±7.81	±14.31	0.95 0.87	±14.42	±29.56	0.94 0.86	0.04	0.99 0.91	±6.21	±12.71	1.07 0.98	
TYPE2	正負 6.35 -6.38	4.82 -3.97	±3.61 ^{*2}	2.47 -2.32	6.08 -5.93	1.04 1.08	±8.27	±25.71	0.77 0.77	0.19 0.15	0.96 0.93	±2.45	±6.06	1.05 1.05	
TYPE3	正負 12.68 -11.54	1.32	±7.11	±5.41	±12.52	1.01 0.92	±15.01	±34.82	0.84 0.77	0.04	0.88 0.81	±4.60	±11.71	1.08 0.99	
TYPE4	正負 6.05 -5.63	8.22 -7.34	3.74 -3.37	1.64 -1.69	5.38 -5.06	1.12 1.11	±7.52	±19.92	0.80 0.75	0.41 0.37	1.22 1.12	±3.03	6.77 -6.40	0.89 0.88	

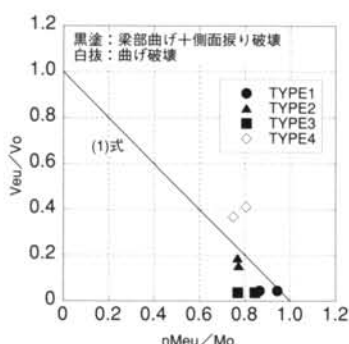
*1 終局耐力は荷重による最大モーメントと自重によるモーメントの和

*2 TYPE2の梁曲げ耐力は最大耐力時の梁筋のひずみから求めた値で、定着限界を示す

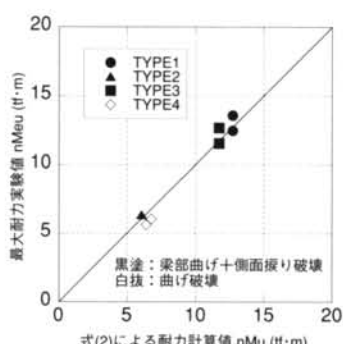
表一 4 終局耐力の実験値と計算値の比較



図一 12 曲げ耐力計算値との比較



図一 13 パンチング耐力式(1)との比較



図一 14 耐力式(2)との比較

壊に対しては危険側の評価を与えることとなる。このような事実は本実験と同様の跳ね出しの無い側柱および隅柱接合部に関する既往の実験^{6,7)}においても確認されており、接合部前後面の終局せん断力の偏心によるモーメントを累加することが適当でない場合があることが指摘されている。以上の問題を考慮して、以下で本実験の終局耐力を考察する。

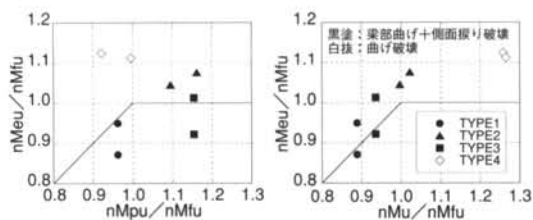
本実験のように一方向の水平外力を受けるFPの抵抗の概要を図一10に示す。ここで、FPの抵抗要素を図示の梁部とスラブ部分に分けると、それぞれの要素からの応力伝達に対して、梁部では曲げ破壊とせん断破壊、スラブ部では曲げ破壊と振りせん断破壊が想定される。なお、図示のように、梁とはパンチング破壊の危険断面の前後面の幅の部分であり、スラブとはそれ以外の部分である。したがって、梁とした部分は本実験の試験体の梁型配筋をした部分とは異なるものである。また、以下の検討におけるパンチング破壊の危険断面は図一11のように設定した。すなわち、接合部前後面の幅 (Bc) に対する延長部はFPが連続する側に対してFPの有効せいの1/2とし、スラブが切れる側では有効せいの1/2か跳ね出し長さのうちの小さい方とするのに対して、接合部側面の幅 (Lc) に対する延長部は振りの中心と柱芯を合わせるために、FPが連続する側もスラブが切れる側の長さ

と等しくし、両側とも有効せいの1/2か跳ね出し長さの小さい方の値とした。なお、本実験の試験体では跳ね出しが無いため、TYPE2とTYPE4の側面幅 (Lc) を柱せいと等しくする他は、FPが連続する方向にFPの有効せいの1/2を延長して危険断面とした。

まず、本実験の終局耐力と既往の耐力計算値との適合性を検討する。表一4に終局耐力の実験値と計算値の比較一覧を、図一12に曲げ耐力計算値と実験による最大耐力の比較、図一13にパンチング破壊耐力式におけるnMeu/MoとVeU/Voの比較を示す。なお、曲げ耐力計算値においてTYPE2の梁部分の曲げ耐力は、実験において定着長さの不足により主筋が降伏していない事実から、最大耐力時の梁主筋のひずみより算定した。図一12より、曲げ破壊したTYPE4以外の試験体でも最大耐力は曲げ耐力に近い値まで上昇し、一部ではそれを上回っていることが判る。また、図一13にはパンチング破壊の条件式

$$\frac{nMeu}{Mo} + \frac{VeU}{Vo} = 1 \quad (1)$$

ここに、Mo,Voはパンチング破壊時の基準耐力で、RC規準⁹⁾によるを示しているが、曲げ破壊したTYPE4の結果がこれを上回る一方で、それ以外の試験体の結果はいずれも条件式を下回るとい、破壊と逆転した結果を示



図一15 終局耐力の計算値と実験値の比較

している。これらより、曲げ破壊に対しては略算式による算定で評価できるが、梁部が曲げ破壊し側面が振りせん断破壊するモードに対しては既往のパンチング破壊耐力算定式では危険側の評価となり、これらの耐力の算定方法としては適当でないことが判る。

本実験の破壊性状を既往の実験のパンチング破壊と比較すると、本実験では接合部前後面のせん断破壊が顕著ではないことが相違している。すなわち、本実験の試験体では接合部前後面のせん断応力が終局せん断応力度に達していないことが推定される。そこで、接合部前後面のせん断応力を梁部の曲げせん断抵抗によって生じるせん断応力と考えると、FP接合部で伝達される終局時節点モーメントは梁部の曲げ終局時節点モーメントと側面の振りせん断破壊時の振りモーメントの和として下式で与えられる。

$$nMu = nMbfu + Mt \quad (2)$$

ここに、 nMu : 本実験の破壊モードに対する終局時節点モーメント
 $nMbfu$: 梁部曲げ終局時節点モーメントで、危険断面幅 Be の範囲にある主筋を対象として曲げ略算式より算定
 Mt : 側面振りせん断破壊時振りモーメントで下式より算定

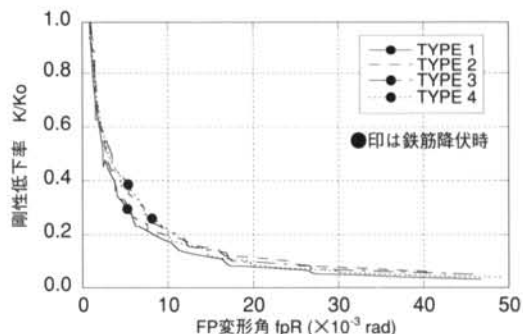
$$Mt = 6.36 \sqrt{fc'} \frac{d^2}{2} \left(Lc - \frac{d}{3} \right)$$

ここに、 fc' : コンクリート圧縮強度
 d : FP有効せい
 Lc : 危険断面の側面幅 (図一11)

また、自重その他の鉛直力も接合部に対するモーメントとして評価すれば(2)式の nMu はそのまま終局耐力となる。(2)式による終局耐力計算値と実験値の比較を表一4中および図一14に示す。これらにみるように、算定で考慮した破壊モードであったTYPE1~3の結果は、比較値で0.98~1.08となり、よい近似が得られている。図一15は、耐力の近似と破壊モードの同定について検討するために、既往のパンチング破壊耐力を節点モーメントで整理した値($nMpu$)および(2)式による耐力(nMu)と実験値との関係をそれぞれ曲げ耐力で無次元化してプロットした図である。図の左側のパンチング破壊耐力では、値がばらついているとともに、曲げ破壊と評価される $nMpu$ /

試験体	fpR=1/1000rad時			降伏時	
	割線剛性 Ko (tf·m)	有効幅 Be (cm)	Be 全幅	割線剛性 Ky (tf·m)	剛性低下率 Ky/Ko
TYPE1	7700	61.6	0.41	2270	0.30
TYPE2	2610	80.7	0.54	—	—
TYPE3	5160	44.6	0.30	1810	0.35
TYPE4	2740	47.3	0.46	720	0.26

表一5 初期および降伏時剛性一覧



図一16 剛性低下率 (K/Ko) の推移

$nMfu > 1.0$ の範囲でも曲げ破壊していないなどモード判定上の問題もある。一方、右側に示した(2)式によれば、すべての試験体について破壊モードを推定するという目的に対してはほぼ矛盾の無い結果が得られているとともに、耐力値およびその上昇勾配もほぼ一致しており、本実験の耐力を(2)で評価することの妥当性が伺える。

4.2 剛性に関する考察

節点モーメントとFPの変形角から求めた初期および降伏時の剛性を表一5に示す。本実験では荷重の初期から徐々に剛性が低下しているため、ここでは $fpR = 1/1000rad$ 時の割線剛性で初期剛性を代表させた。また、弾性曲げ剛性をコンクリート断面のみで評価して上記の初期剛性と等価となるようにして求めたFPの有効幅と、有効幅の全幅に対する比を同表に記している。RC規準¹⁾では有効幅を全幅の0.75倍としているが、本実験の有効幅はこれを下回っている。これは、RC規準では柱せい(c)/スパン(l) ≥ 0.3 の内柱接合部に対して与えているのに対し、本実験のTYPE1,3,4はFPの跳ね出しが片側のみであること、およびTYPE2では $c/l < 0.3$ であることが影響しているものと考えられる。しかし、側柱・隅柱接合部の場合の剛性および有効幅については不明な点が多く、さらに検討する必要がある。なお、跳ね出しが片側のみであるTYPE1,3,4の有効幅の平均は全幅に対して

約0.4倍であった。

図-16に、FP変形角の増大に伴う、割線剛性の初期剛性に対する比として求めた剛性低下率の推移を示す。これより、全試験体の剛性低下率の推移はほぼ同様の傾向にあることが判る。また、梁部の主筋が降伏したTYPE1,3,4の降伏時の剛性および剛性低下率を表-5中に記しているが、降伏時の剛性低下率はほぼ同等で、平均で $K_y/K_o \approx 0.3$ であった。

§5. 結論

本実験の結果より以下の結論を得た。

(1) 本実験のフラットプレート架構接合部試験体の破壊性状は、隅柱接合部試験体の1体(TYPE4)が曲げ破壊をした他は、梁部の曲げによる破壊(TYPE2は曲げによる定着破壊で、TYPE1,3は主筋降伏)と接合部側面の振りせん断破壊の組み合わせの破壊モードであった。

(2) 本実験の試験体はすべて、破壊モードの違いによらず、約 $1/20\text{rad}$ の層間変形角までの加力において急激に耐力低下したものはなく、パンチング破壊で顕著である脆性的挙動ではなかった。

(3) 壁柱の弱軸方向を加力方向とした試験体(TYPE2)では接合部長さが小さく、主筋の定着長さが十分にとれなかったため、主筋の降伏に至らなかった。このような場合には、梁の曲げ耐力が十分に発揮されず、履歴による消費エネルギーも小さいなどの点を設計上注意する必要がある。

(4) 終局耐力については、接合部各面で想定される破壊モードに対応した算定を行うことの必要性について検討し、本実験の破壊モードに対応した耐力算定方法を示した。それによれば、より精度の高い耐力・破壊モードの推定が可能であることを示した。

(5) 各試験体の変形は、大半がフラットプレートの曲げ変形であり、剛性等の検討によりこれをモデル化するための基礎資料を得た。ただし、初期剛性については不明な点も多く今後の検討課題である。

<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”、1988年
- 2) 狩野芳一、吉崎征二：“フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その1)”。日本建築学会論文報告集,288号,1980年2月,pp.39~47.
- 3) 狩野芳一、吉崎征二：“フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その2)”。日本建築学会論文報告集,292号,1980年6月,pp.31~39.
- 4) 吉崎征二、狩野芳一：“フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その3)”。日本建築学会論文報告集,300号,1981年2月,pp.41~48.
- 5) 吉崎征二、狩野芳一：“フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究(その4)”。日本建築学会論文報告集,309号,1981年11月,pp.29~40.
- 6) 西田哲也、吉崎征二、狩野芳一：“フラットプレート構造の隅柱-スラブ接合部に関する実験”。コンクリート工学年次論文報告集,Vol.16,No.2,1994年,pp.437~442.
- 7) 伴幸雄、加藤博人、勅使川原正臣：“高強度フラットプレート構造の開発(3~4)”。日本建築学会大会学術講演梗概集(関東),1993年9月,pp.891~894.