論文 外柱に取り付くプレキャスト板を用いた中空合成フラットスラブの 地震時の構造性能

川嶋 健太郎*1・山本 幸正*2・田上 淳*3・田才 晃*4

要旨:超高層鉄筋コンクリート造建物において H 型コア耐震壁と大型フラットスラブによる 構造形式を想定し,外柱とハーフ PCa 板中空合成フラットスラブの接合部周辺の応力状態と 破壊性状を実験により検証した。その結果,地震力を想定した加力に対して,部材角 1/25rad 程度まで安定した復元力と変形追従性を示した。また,水平力に直行する方向のスラブ筋に 巻いたあばら筋の有無が,ねじり強度と変形能力に大きく影響を与える事が分かった。 キーワード:フラットスラブ,接合部,パンチングシア破壊,一方向合成床板,あばら筋

1. はじめに

フラットスラブ構造は,地震時に水平力を受けた場合,柱からスラブへ伝えられるモーメントによってスラブがパンチング破壊を生じやすく,スラブの落下につながる危険性がある。柱とスラブのパンチング破壊を対象とした実験的研究は数多く行われてきた^{1),2)}が,スラブに中空部を有するプレキャスト板を用いた例は数少ない。

超高層鉄筋コンクリート造建物において図 1 に示すようなH型コア耐震壁と大型フラットス ラブによる構造形式を想定した場合,外柱とハ ーフPCa板中空合成スラブの接合部周辺の応力 状態と破壊性状には不明な点が多い。そこで本 研究では,せん断破壊(パンチング破壊)型試 験体と,実建物の挙動に近いスラブ曲げ降伏型 試験体の静的正負繰り返し加力実験を行い,加 力方向やスラブの配筋が破壊形式や耐力,変形 性状に与える影響を調べる事にした。

2.試験体

2.1試験体概要

試験体は,外柱に取り付くフラットスラブ(以下,スラブと略す)の接合部を参考に抽出した

約1/2の縮尺模型とし「プレキャストの柱」・「プ レキャスト中空板」(以下,PCa板)・「現場打ち の一体型梁-スラブ」から構成されており,構 造諸元を表1に示す。3体共通して柱は475mm 角の正方形,スラブは厚さ175mm で長短辺が それぞれ3100mmと2500mmである。加力スタ ブである柱には,変形を抑えるために,せん断 補強筋を十分に入れるとともに,曲げひび割れ が生じないよう高強度コンクリートを使用した。 梁形を設けてないが,長辺方向の梁部分を仮想 的に梁とみなす事とした。



図1 想定建物平面プラン

*2 鹿島建設㈱ 建築設計エンジニアリング本部 工修

^{*1} 横浜国立大学大学院工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

^{*3} 鹿島建設㈱ 技術研究所 工修

^{*4} 横浜国立大学工学研究院 システムの創生部門 工博 (正会員)

試験体名	加力方向	スラブ上端筋	配力筋	スラブ下端筋	柱配筋	梁配筋	
TYPE-1	短辺方向	D10 @70	DC @100	DC @105	主筋 16-D16	上下主筋 5-D16	
TYPE-3	長辺方向 (スラブのねじれ)	DI0 @70	D6 @100	D6 @125	HOOP 2-D6 @50	ST 4-D6@50	
TYPE-2	短辺方向	D13 @50	D6 @100	D13 @85 谷に3本	主筋 16-D19 HOOP 3-D10 @50	上下主筋 5-D16 ST 2-D6@200	

表1 構造諸元

試験体 TYPE-1,3 は,同一の構造諸元であり, 実設計と同様スラブが曲げ破壊するよう設計 されている。TYPE-2 はパンチング破壊させる ため,スラブ上端筋を D10@70 から D13@50 に,スラブ下端筋は D6@125 から D13@85 に 増強し,柱側面から 300mm までは梁のあばら筋 を入れないようにした。スラブの有効せいは上 端引張時は 150mm,下端引張時は 137mm であ る。材料特性は表 2 に示す。

鉄筋										
針な挿	ヤング係数	降伏応力度	降伏亞	€ 引張強度						
<u></u>	(GPa)	(MPa)	(%)	(MPa)						
D6 (SD295A	.) 175	526								
D10 (SD295A)) 185	357	0.20	496						
D13 (SD295A)) 183	355	0.20	532						
D16 (SD390)	180	428	0.27	630						
D19 (SD390)) 191	438	0.27	621						
仕様	ヤング係	数 降伏応	カ度	引張強度						
SWPR7AL	(GPa)	(MPa	(MPa)							
9.3 φ	219.8	1674	1874.8							
コンクリート										
立なオ	J	ヤング係数								
	基準強度(MPa) 実強度(MPa) (GPa)									

95.1

71.5

41.75

40.97

34.35

33.63

60

50

30

柱

PCa板

場所打ちコン

表 2 材料特性

2.2 PCa 中空板

PCaボイド版は,図2に示すようなリブ間を 中空にしたプレキャストコンクリート板であ り,リブ部に配置された PC 鋼より線により, 所定のプレストレスが導入されている。下面か ら 15mm の位置にメッシュ筋が 2.6×100× 100 で配置した。現場打ちコンクリートとの付 着を高める為に,リブ部の上辺には網目状の凹 凸を,梁側断面にはコッターを設けた。PCa板 は一試験体につき5枚使用している。



図 2 PCa 板詳細図

65



図 3 試験体配筋図

3.加力方法

図4に示すように,柱を水平に寝かせ,両端 をPC鋼棒で反力床ベッドに圧着した。長期の 鉛直力(スラブの自重)を再現するため,トー ナメント方式により,柱近傍の2点に 31.4kN づつ加力し続けた。(危険断面の平均せん断応力 度 = 28MPa)

加力サイクルは加力辺の鉛直変位 を加力 芯間の距離Lで除して定義した部材角Rにより, R = ±1/400,±1/200,±1/400(小振幅),±1/100, ±1/50,±1/25,±1/12.5 radの振幅で行い,± 1/200~±1/25 についてはそれぞれ 2 回ずつの 載荷とする。ただし,TYPE3 については計測の 関係上R = ±1/16 rad までの加力とした。 3.1 試験体 TYPE-1,2 の場合

試験体の短辺方向に水平力が作用する場合 を想定した加力を行った。加力の制御は,柱の 反対側のスラブ端辺を,2台の油圧ジャッキに より,加力辺が水平を保ちながら水平変位が等 しくなるように,変位制御で正負繰り返し漸増 載荷を行った。

3.2 試験体 TYPE-3 の場合

試験体の長辺方向に水平力が作用する場合 を想定し,一方のスラブ片を押しながら他方の スラブ片を引く加力をした。加力制御は,スラ ブの4隅の油圧ジャッキを独立に変位制御し, 変位の絶対値が柱側に対しスラブ側が常に2 倍になるよう正負繰り返し漸増載荷を行った。



-693-

試験体		初期剛性(kN/mm)*1		ひび割れ荷重(kN)		パンチング強度計算値(kN・m)			最大耐力(実験値)		想定破壊	È破壊 _{破博形式}		
		計算値	実験値	計算値	実験値	Ms	Mt	Mf	Mo	My	荷重(kN•m) ^{*2}	変形角(%)	形式	收板形式
TVDE 1	ΙĒ	17.94	4.06	21.15	20.61	62 /	129.9	10.1	212.4	49.6	86.8	4.0	まじ	スラブ全体の
11rE-1 負	17.04	4.00	-21.13	-20.01	05.4	130.0	-34.2	-236.5	-196.6	-176.4	-4.0	一 ()	曲げ破壊	
TVDE 7	正	20.05	5 6 1	25.20	20.41	62.1	120.0	50.0	252.2	164.0	122.6	2.0	パンエング	接合部側面の
1111-2-2	20.03	5.01	-23.29	-20.41	05.4	130.0	-73.0	-275.2	-489.0	-174.7	-1.8	~~~~~	ねじりせん断破壊	
TVDE 2	正	<u>91 0</u>	20.77	22.96	21.56	107	84.0	127.0	210 /	107 5	227.1	6.2	まじ	DC。坂の訓練
TTTE-3	負	自 01.9	20.77	25.80	21.30	107	04.0	127.9	.9 318.4	4 187.5	-203.9	-3.9	шı)	PUa枚の水雨
*1・K=3F 1 / 1 ³ (但), le・等価断面2次モーメント 1・加力芯間の距離) *2鉛直荷重の影響を考慮した値														

表3 諸耐力質定值 宝瞈結里一覧

*1:K=3E_cI_e / L³(但し, Ie:等価断面2次モーメント L:加力芯間の距離)

4.実験結果

各試験体の最終ひび割れ状況と荷重変形関 係を図 5,6 に,諸耐力算定値と実験結果一覧を 表3に示す。スラブのひび割れ荷重は算定値と 比較的一致したが,初期剛性の値は約1/4だっ た。これは有効幅を全幅とした為であり,危険 断面で算定した値は安全側に評価できる。図 6 における TYPE-3 の荷重変形関係は, 柱両側の 梁にかかるせん断力の合計を縦軸に,横軸には 柱側の水平変位をとったものとした。

4.1 ひび割れの進展と破壊状況

3 体の試験体共通に第 1 サイクル (変形角 1/400) で梁にねじれによるひび割れが発生し た。それ以降の挙動は試験体毎に異なり,以下 のようになった。なお、以下の説明において、 スラブの場所打ちコンクリート面を表面, PCa 板面を裏面と称す。

TYPE-1: -1/100rad の時,梁とスラブの境界 全域にひび割れが発生した。-1/50rad において, 梁妻面(加力時下面)にねじれによるななめひ び割れが顕著になった。正方向加力において PCa 板と梁との境目が徐々に広がり,+1/12.5rad に向かう途中、スラブ下端筋がスラブ端部より 破断し始め,最終的に左右5本ずつ破断し,梁

水平力(kN)

と PCa 板との隙間は 17mm に広がった。

TYPE-2: + 1/200rad 以降, スラブには放射線 状にひび割れが進展し,梁側面にはねじりひび 割れが進展した。+ 1/100rad では 裏面中央(PCa 板の中空部に当たる)に柱から短辺方向に1本 大きなひび割れが生じた。-1/25rad に向かう途 中から,柱前面のスラブが面外破壊して広い範 囲でコンクリートが浮き上がり,剥離した。 ・TYPE-3:梁の両側に発生した斜め曲げひび割 れは,スラブに延長し,1/100rad ではスラブの 隅にまで達した。1/50rad では,柱と反対側のス ラブ端の側面に,斜めせん断ひび割れが発生し た。以後,変形角が大きくなるとその台形状の ひび割れの幅は広くなり,+1/16rad では,鉄筋 (PCa 板のメッシュ筋)の切れる音がした後, PCa 板が剥離した。





4.2 破壊モード

本実験において, TYPE-1,3はスラブ全体の 曲げ破壊であった。TYPE-2において,図7に 示すように,負方向の最大耐力時にパンチング 強度算定面(図8,以下危険断面と称す)のス ラブ主筋は完全には降伏しておらず,この断面 内の鉄筋の平均応力は,全降伏応力の90%程度 であった。

柱近傍の梁の回転量に着目すると, TYPE-1 は部材角-1/25rad で 0.03%程度であったのに対 して, TYPE-2 は急激な耐力低下を起こした部 材角-1/35rad で 2%に達しており,梁にねじり破 壊が生じていた事が窺われ, 柱両側の梁にはほ ぼ梁幅の領域において, ねじりによる顕著な斜 めひび割れが見られた。

TYPE-2 では,柱前面の危険断面内のスラブ 下端筋にダボ効果が生じていた事から,パンチ ングによるせん断破壊が生じていたと判断でき, 最終的には柱前面のスラブが面外破壊して,広 い範囲でコンクリートが浮き上がった。このよ うに TYPE-2 では,パンチング破壊が生じてい たものと考える。



図7 スラブ上端筋歪分布

4.3パンチング耐力の検討

日本建築学会の RC 規準では,水平荷重およ び鉛直荷重を受ける中柱・スラブ接合部のパン チング耐力は,図8に点線で示した柱周辺の想 定危険断面に対して,次の算定式(以降,RC規 準式と称す)が示されている。

$$\frac{V}{V_o} + \frac{M}{M_o} = 1 \tag{1}$$

$$V_o = 0.335 \sqrt{\sigma_B} \cdot 2 \cdot d \cdot (c_1 + c_2 + 2d)$$
⁽²⁾

$$M_{o} = M_{f} + M_{s} + M_{t} \tag{3}$$

$$M_{f} = 0.9 \cdot \sum a_{t} \cdot \sigma_{y} \cdot d \tag{4}$$

$$M_{s} = 2.01 \sqrt{\sigma_{B}} \cdot (c_{2} + d) \cdot d \cdot (c_{1} + d)$$
(5)

$$M_{t} = \tau_{tu} \cdot \frac{d^{2}}{2} \cdot \left\{ \left(c_{1} + d\right) - \frac{d}{3} \right\} \cdot 2$$
(6)

V, M: 伝達する鉛直力とモーメント V_o, M_o: 伝達できる鉛直力とモーメント M_f, M_s, M_t: 曲げ, せん断, ねじりにより伝達さ れるモーメント c₁:柱せい(mm), c₂:柱幅(mm)

 $a_t:$ 算定断面幅内のスラブ引張鉄筋断面積(cm^2)

_y:スラブ筋降伏強度(MPa),d :スラブの有効

厚さ(mm) _B:コンクリートの圧縮強度(MPa) ただし,この式は危険断面が柱の4周にある時の式 であり,本試験体では有効な3面について算定した。



図 8 想定危険断面

脆性的にパンチング破壊した TYPE-2 では, 表3に示したように,実験値は RC 規準式のパ ンチング耐力算定値を 33%下回った。そこで, 以下に TYPE-2 のパンチング耐力について検討 する。TYPE-1 の梁における柱面から 200mm 離 れた所のあばら筋は引張降伏しており,TYPE-2 では 梁に生じた斜め 45 度ねじりひび割れが卓 越していた事から,梁のあばら筋は梁のねじり

試驗体		Mt(k	N∙m)	パンチング強度Mo							
山川河大日	4	RC規準式	梁ねじり式	実験値(kN•m)*1	RC規準式(kN•m)	比較値*2	度Mo [*2 梁ねじり式(kN・m) 比 191.5 C -215.6 C				
TVDE 1	正	124.0	117.9	86.7	195.1	0.44	191.5	0.45			
11111-1	負	134.9		-176.3	-220.9	0.80	-215.6	0.82			
TVDE 2	正	124.0	52.0	122.4	214.6	0.57	166.4	0.74			
f f	負	134.9	55.0	-174.7	-275.2	0.63	-189.4	0.92			

表5計算値と実験値の比較

*1水平力を加力芯から柱中心の距離(m)で除した値 耐力に影響を与えている事が推察できる。

曲げせん断とねじりを受ける梁の軸方向筋の 降伏を伴わない破壊形の最大ねじりモーメント T_uと曲げせん断力 Q_uとの間には式(8)が成り立 つ。⁵⁾

$$\left(\frac{T_u}{T_{uo}}\right)^2 + \left(\frac{Q_u}{Q_{uo}}\right)^2 = 1$$
(8)

T_u, Q_u: 伝達するねじりモーメントとせん断力

T_{uo}, Q_{uo}: 伝達できるねじりモーメントとせん断力 式(8)に基づいて,中山・狩野が長方形断面梁 について示した実験式を(9)に示す。(工学単位 による)⁵⁾(以降,梁ねじり式と称す。)

$$(K_{3} \cdot \tau_{us})^{2} + (K_{4} \cdot \tau_{tu})^{2}$$

$$= \left(10.1 \cdot k_{u} \cdot k_{p}\sqrt[3]{Fc} + \frac{6.85 \cdot a_{v} \cdot \sigma_{vy}}{s \cdot B}\right)^{2} \qquad (9)$$

$$T_{v} = \tau_{vv} \cdot K_{s} \cdot B^{2} \cdot D \qquad (10)$$

_{us}:ねじり破壊した時のせん断応力度(本 研究では,危険断面に常時伝達される平均 せん断応力度とした。)(kg/cm²)

B:梁全幅(cm),D:梁全せい(cm)

K :完全塑性式からなるコンクリートの引張応力に関する係数(ここでは K =0.43)

その他の各変数については ,文献 5)を参照されたい。

上記の梁のねじり耐力式を用いて TYPE-1, TYPE-2 の梁のねじり耐力を算定し, RC 規準 中の M_t を $2T_u$ に置き換えたパンチング耐力を 比較して表 5 に示す。TYPE-1 では正負とも RC 規準式と同等の値となり,実験から得られた曲 げ耐力を上回り,設計時の評価に影響はなかっ た。これに対し,TYPE-2 では,実験値とほぼ同 程度の値となり, M_t を $2T_u$ に置き換える方法が 本構造におけるパンチング耐力の評価法とな る可能性が示された。 *2算定値を1とした時の実験値の比率

5.まとめ

外柱に取り付くプレキャスト板を用いた中空 合成フラットスラブ接合部を対象に加力方向, 配筋をパラメータとして静的加力実験を行い, 力学的挙動およびRC規準の柱-フラットスラブ 柱頭まわりのパンチング耐力式の適用性につい て検討を行い,以下の結果が得られた。

- 1)実設計に基づいて設計した TYPE1,3 の試験体では地震力を想定した加力に対して, R=1/25rad 程度まで安定した復元力と変形追従性を示した。
- 2)梁型を有する外柱-フラットスラブ接合部の ねじり耐力は、あばら筋の影響を考慮した梁 のねじり耐力算定式を用いると、実験値とよ く一致した。但し、この方法は数少ない試験 体しか検証していない為、一般性については 更なる検討が必要である。

謝辞:試験体の製作に際しては(株)富士ピー・ エスの関係諸氏に多大なご協力を頂いた。ここ に記して謝意を表する。

参考文献:1) 河内武ほか:梁型配筋を施したフラット プレート構造架構の構造特性(その1~その2),日本建 築学会学術講演梗概集,1997.9,2)鈴木紀雄ほか:鉄 筋コンクリート造柱-フラットスラブ接合部のせん断 補強効果に関する実験的研究,コンクリート工学年次 論文報告集,Vol.21,No.3,1999,3) 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1~その4),日本建築学会論文報告集第 288,292,300,309号,1980~1982,4)日本建築学会:鉄 筋コンクリート構造計算規準・同解説,1999,5)日本 建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資 料,35章~37章(昭 62.9)