

論文

[2087] プレキャスト耐震壁の復元力特性に及ぼす接合部の影響について

正会員 ○香取慶一 (東京工業大学工業材料研究所)

正会員 林 静雄 (東京工業大学工業材料研究所)

伊藤千明 (東京工業大学工業材料研究所)

太田道彦 (竹中工務店設計部)

1. はじめに

プレキャスト工法において、部材同士の接合方法の違いが構造物全体の挙動に及ぼす影響は大きいことが予想される。特にプレキャスト工法にあっても重要な耐震要素となり得る耐震壁については、壁-柱及び壁-梁接合部の性状が復元力特性に与える影響を十分に把握しておく必要がある。本研究はRCプレキャスト(HPC)造耐震壁と周辺骨組み、特に柱との鉛直接合部の接合方法の違いが、全体の復元力特性に及ぼす影響について、シアスパンや中間梁の有無によってどの様に変化するか実験を行って調べたものである。

2. 実験概要

2-1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体配筋・形状を図-1及び表-2に示す。対象試験体は15階建て程度の高層RCプレキャスト造建築物の下層部分を想定した、実大の約1/4の規模とした。なお壁厚については配筋の都合上実大の約1/2とした。

試験体のパラメーターとしては、壁筋の配筋方法・層の数(シアスパン比)・中間梁・壁-柱接合部接合方法の4種類とした。壁筋の配筋方法については90°縦横配筋と45°斜め配筋の2種、層の数については1層(シアスパン比 $M/QL=0.47$)・2層($M/QL=1.00$)・3層($M/QL=1.53$)の3種、2層試験体においては中間梁のあるもの・ないものの2種、壁-柱接合部接合方法は図-2に示した3種で、全体として11体を計画した。壁筋はD6異形鉄筋を100mm間隔で組んだ溶接格子を壁厚方向に2枚使用した。壁筋比は $p_s=0.64\%$ で一定とした。壁-柱接合部に用いたダボ鉄筋には、D10異形鉄筋を用いた。周辺骨組み(梁・柱・基礎梁)は鉄骨鉄筋コンク

表-1 試験体一覧

			試験体形状			
壁配筋	壁-梁接合部	壁-柱接合部	3層中間梁あり $M/QL=1.53$	2層中間梁あり $M/QL=1.00$	2層中間梁なし $M/QL=1.00$	1層 $M/QL=0.47$
D6 @100 2段 45°斜め配筋 $p_s=0.64\%$	D6 @100 2段 45°斜め配筋 $p_s=0.64\%$	壁板を柱内に10mm埋め込む	3B-N-45	2B-N-45	2N-N-45	
		コッター	3B-C-45	2B-C-45		1B-C-45
		ダボ鉄筋	3B-S-45		2N-S-45	
D6 @100 2段 90°縦横配筋 $p_s=0.64\%$	D6 @125 1段 45°斜め配筋 $p_s=0.57\%$	ダボ鉄筋	3B-S-90	2B-S-90		1B-S-90

リート造とした。柱・基礎梁にはH型钢を用い、骨組みの面内方向が柱鉄骨の弱軸方向となるようにした。梁鉄骨はスパン中央部は鋼板（平型）のみとし、端部（柱-梁接合部付近）は十字型钢とした。使用材料の力学的性質を表-3、4に示す。

試験体の作製順序であるが、まず各層壁筋と梁主筋・あばら筋・鉄骨の配筋・建方を行い、壁板と梁を一体としてコンクリートを打設して作製（プレキャスト）する。そして上記プレキャスト壁・梁を吊った状態で基礎梁（スタブ）及び柱の配筋・鉄骨建方を行い、梁主筋の柱内への定着・梁鉄骨と柱鉄骨との溶接などを行う。その後、基礎梁・柱の順でコンクリートを打設し

て試験体を作製する。

2-2 荷重順序

荷重装置を図-3に示す。せん断力は押し引き両動オイルジャッキを2個用いて、片側押し・反対側引きにより正負繰り返し荷重を行った。荷重制御は試験体の最上層柱-梁接合部の水平変位（水平変形角）によって行った。荷重順序については図-4に示す。柱には1本当たり40.0tf（合計で80.0tf）の軸力を荷重した。

3. 実験結果

3-1 復元力特性・破壊性状

せん断力-水平変位（ $Q-\delta$ ）曲線の代表例を図-5、6に示す。また全試験体のせん断力-水平変形角（ $Q-R$ ）曲線包絡線を図-7、8、9、10に示す。全体に共通な傾向として、水平変形角 $R=5 \times 10^{-4} \text{rad}$.で壁板に斜めのせん断ひび割れが発生し、 $R=1 \times 10^{-2} \text{rad}$.付近で最大耐力となった。その後は耐力は回復せず、 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$.以降で終局状態となった。耐力計算諸式と実験値との比較及び初期剛性を表-5に併せて示す。ここではいわゆる”広沢式”と”荒川式”を比較の対象とした。2層中間梁あり試験体と3層試験体では実験

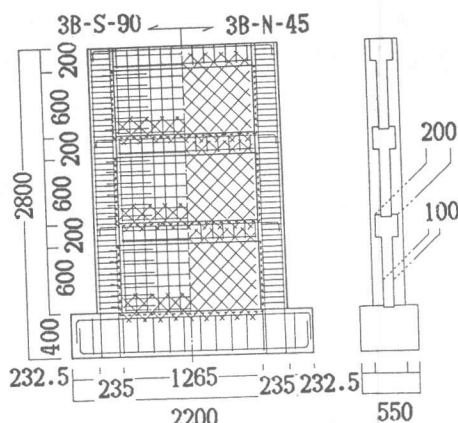


図-1 試験体配筋・形状（一例）

表-2 試験体配筋・形状

壁厚	柱寸法	柱主筋	柱鉄骨	帯筋	梁寸法
10(cm)	30×23.5(cm)	8-D13	H-200×75×8×16	D6 @50	20×20(cm)
梁主筋	梁鉄骨（梁中央部）	梁鉄骨（梁端部）		あばら筋	
4-D10	φ-16×80	φ-16×80+2φ-16×40（十字型）		D6 @100	

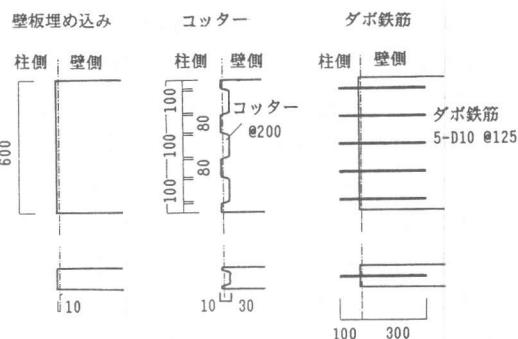


図-2 壁-柱接合部

表-3 使用材料（鉄筋・鋼板）

鉄筋・鋼板		降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (tf/cm ²)	破断時伸び (%)
鉄	D6	4198	5817	1990	20.20
	D10 (SD30)	3930	5617	1950	19.80
	D10 (SD35)	3774	5315	1960	20.20
	D13	3773	5587	1860	18.30
筋	D6溶接格子	3765	5289	1990	19.10
	D10溶接格子	3656	5206	1950	19.90
鋼板	6mm	4447	5704	2170	23.90
	9mm	4084	5559	2080	24.90
	12mm	4002	5369	2160	26.70
	16mm	3828	5427	2190	28.60

値が両計算値を上回っているが、1層試験体と2層中間梁なし試験体では”広沢式”（ Q_{ws1} 式）が耐力を過大評価している。”荒川式”（ Q_{ws2} 式）は2層中間梁なし試験体を除きかなり安全率が高い。

壁筋が90°縦横配筋となっている3体（1B-S-90、2B-S-90、3B-S-90）は最大耐力またはその直後の荷重サイクルのピークにおいて、壁－（最上層）梁接合部付近の壁板のほぼ全域でスリップ破壊（急激なコンクリート剥離と音を伴う）が発生し急激な耐力低下を生じて終局状態となり、 $Q-\delta$ 曲線の履歴面積も小さい。これに対して壁筋が45°斜め配筋となっている他の8体では前述のようなスリップ破壊は発生せず、90°縦

表-4 使用材料（コンクリート）

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (tf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
PC壁・梁	356	268	33.7
柱	271	237	28.7
基礎梁	335	231	29.5

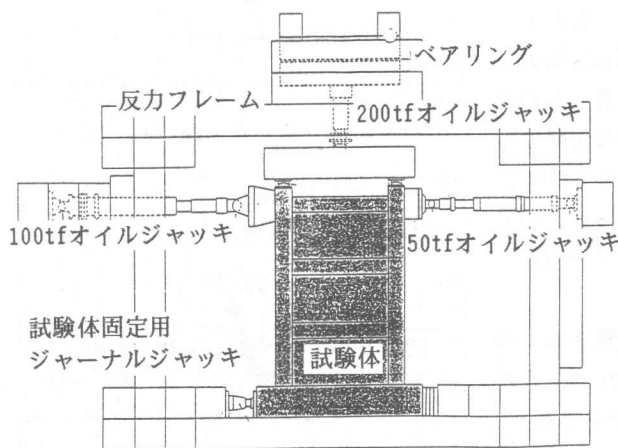


図-3 荷重装置

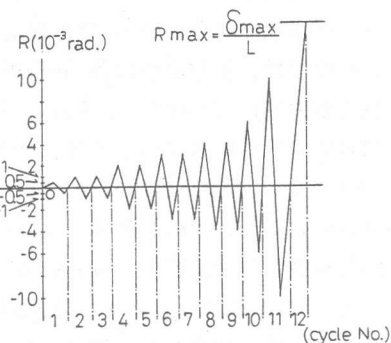


図-4 荷重順序

表-5 実験結果・計算値との比較

試験体名	初期剛性 G_f (tf/rad.)	最大耐力 Q_{max} (tf)	最大耐力時水平変位 $\delta_{Q_{max}}$ (mm)	終局状態 破壊種類	計算値 Q_{ws1} (tf)	Q_{max}/Q_{ws1}	計算値 Q_{ws2} (tf)	Q_{max}/Q_{ws2}
1B-S-90	1.2×10^5	140.8	4.06	SL	150.1	0.94	94.2	1.49
1B-C-45	3.2×10^5	147.5	2.15	PP・PS		0.98		1.57
2N-S-45	0.7×10^5	101.8	11.98	PP・PS	117.2	0.87	94.2	1.08
2N-N-45	0.6×10^5	102.2	16.05	PP		0.87		1.08
2B-S-90	0.6×10^5	121.1	11.47	PS・SL		1.03		1.29
2B-C-45	2.1×10^5	140.3	14.52	PP・PS		1.20		1.49
2B-N-45	0.7×10^5	125.9	14.93	PP・PS	101.8	1.07	73.6	1.34
3B-C-45	2.1×10^5	120.9	19.19	PC		1.19		1.64
3B-S-45	0.8×10^5	104.1	15.65	PP・PS		1.02		1.41
3B-S-90	0.8×10^5	121.0	23.26	SL		1.19		1.64
3B-N-45	0.4×10^5	115.0	27.85	PP		1.13		1.56

PP：加力点圧縮側付近の壁板コンクリート圧潰 PC：圧縮側柱脚部付近の壁板コンクリート圧潰
PS：最上層梁端部のせん断破壊 SL：壁板のスリップ破壊

$$Q_{ws1} = \{0.068 \cdot Pte^{0.25} \cdot (Fc + 180) / \sqrt{(M/QL + 0.12)} + 2.7 \cdot \sqrt{(Pw \cdot w \sigma_y) + 0.1 \cdot \sigma_a}\} \cdot be \cdot j \text{ (広沢式)}$$

$$Q_{ws2} = \{0.053 \cdot Pte^{0.25} \cdot (Fc + 180) / (M/QL + 0.12) + 2.7 \cdot \sqrt{(Pw \cdot w \sigma_y) + 0.1 \cdot \sigma_a}\} \cdot be \cdot j \text{ (荒川式)}$$

横配筋の試験体に比べれば履歴面積は大きい。8体とも加力点圧縮側あるいは圧縮側柱脚部付近の壁板コンクリートが圧潰（前述の3体と比べると局部的で、著しい音は伴わない）して終局状態となった。また2N-S-45、2B-C-45、3B-S-45の3体ではコンクリート圧潰にともない壁筋の座屈が確認された。終局状態における壁板の破壊状態（モード）は、接合方法によらずに壁筋の配筋状態で決まっている。終局状態のひび割れ図を代表的な2体について図-11～図-12に示す。

3-2 壁-柱接合部の違いによる影響

接合方法のみの影響を見るために、①2N-S-45と2N-N-45（図-8）、②2B-C-45と2B-N-45（図-9）、③3B-C-45、3B-S-45と3B-N-45（図-10）について比較する。まず初期剛性・最大耐力は②・③ともにコッター付きの*B-C-45が最も大きい。ダボ鉄筋付きの3B-S-45と壁板埋め込みの3B-N-45では、初期剛性は3B-S-45が大きいものの最大耐力では3B-N-45が大きい。一方最大耐力時以降のQ-R曲線については、*B-C-45では $R=15 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度で終局状態となり耐力低下が大きいのに対し、他の試験体では $R=20 \sim 25 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度で終局状態となっている。

表-5に示す通りコッター付きの試験体は、初期剛性・最大耐力ともに他の2方法に比べて大きくなるが、Q- δ 曲線の履歴面積が小さく最大耐力後の耐力低下も大きい。他の2方法は初期剛性はほぼ同じで、履歴面積は大きい。壁-柱接合部のせん断剛性は（コッター>ダボ鉄筋>壁板埋め込み）と考えられ、本実験での初期剛性・最大耐力の大小関係と一致するので、接合部のせん断剛性の大小が耐震壁全体の初期剛性及び最大耐力の大小を決定する要因の1つと言える。また最大耐力時以降のQ-R曲線は、接合部のせん断剛性が小さいほど耐力低下が小さい。

3-3 壁-柱接合部とシアスパン比との関係

接合方法とシアスパン比との関係を見るため、①ダボ鉄

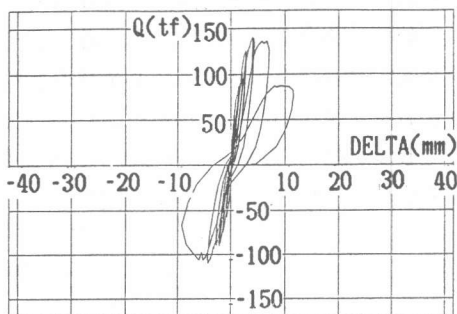


図-5 Q- δ 曲線(1B-S-90)

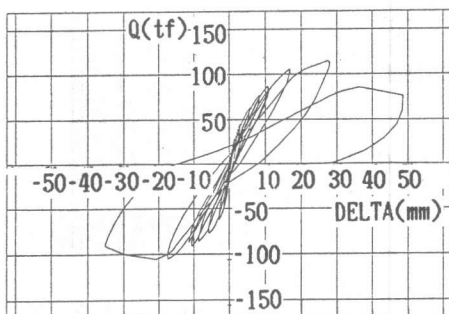


図-6 Q- δ 曲線(3B-N-45)

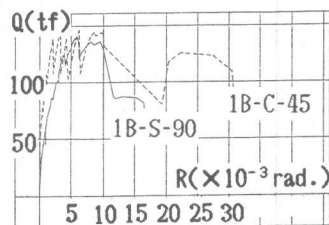


図-7 Q-R包絡線(1層)

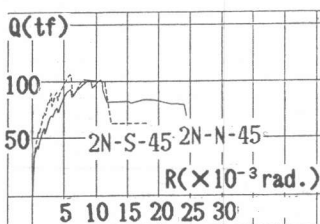


図-8 Q-R包絡線
(2層中間梁なし)

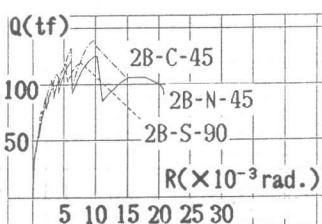


図-9 Q-R包絡線
(2層中間梁あり)

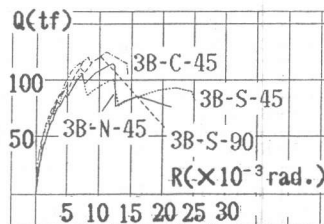


図-10 Q-R包絡線
(3層)

筋付きの1B-S-90と2B-S-90と3B-S-90（図-7、9、10）、②コッター付きの1B-C-45と2B-C-45と3B-C-45（図-7、9、10）、③壁板埋め込みの2B-N-45と3B-N-45（図-9、10）について比較する。②・③では初期剛性・最大耐力・最大耐力後の耐力保持ともに、 $(1B-C-45 > 2B-C-45 > 3B-C-45)$ ・ $(2B-N-45 > 3B-N-45)$ となっている。①では初期剛性については、 $(1B-S-90 = 2B-S-90 > 3B-S-90)$ であり、最大耐力については、 $(1B-S-90 > 2B-S-90 = 3B-S-90)$ となっている。これより、シアスパン比が大きくなると接合方法が同じでも、初期剛性・最大耐力・最大耐力後の耐力保持のうち少なくとも1つが影響を受け、復元力特性が劣っている。

3-4 壁-柱接合部と中間梁の有無との関係

接合方法と中間梁の有無との関係を見るため、壁板埋め込み・中間梁なしの2N-N-45と壁板埋め込み・中間梁ありの2B-N-45（図-8、9）について比較する。初期剛性・最大耐力ともに2B-N-45が大きい。最大耐力後の耐力保持は2N-N-45がいくぶん良いものの、2B-N-45も良好な変形性能を示しており、差異は少ない。中間梁があると復元力特性は向上することがわかる。

3-5 壁板の局所変形

壁板の周辺骨組みに対する相対変形（接合部の開閉とすべり）を、3B-C-45・3B-N-45について2層地点で比較し、図-13、14に示す。なおコッター付きの3B-C-45とダボ鉄筋付きの3B-S-45の挙動はほぼ同じであった。壁板埋め込みの3B-N-45の $R = -15 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で開閉方向に約2mmの負側変位（壁板が柱にめり込む方向）が生じたが、この時点で加力点圧縮側付近の壁板コンクリートが圧潰しており、めり込みによって測定地点の柱内の壁板またはそれに接する柱コンクリートが圧潰したものと考えられる。3B-C-45は開閉方向の変位では負側変位は生じず、最大の変位も約1mm程度と小さかった。コッター及びダボ鉄筋は開閉方向の変位を拘束する効果があると言える。

一方、すべり方向の変位は、開閉方向の変位に比べると大きい。3B-C-45は終局状態ですべり方向の変位が急激に発生している。図-15に示したように3B-C-45でコッターの側面角度は約 14° であるが、終局状態時の変位から計算した壁板の移動方向は水平方向に対して約 83° となっている。実験終

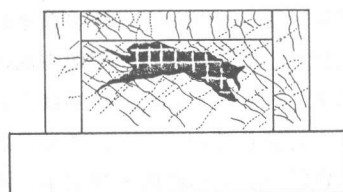


図-11 終局状態ひび割れ図
(1B-S-90)

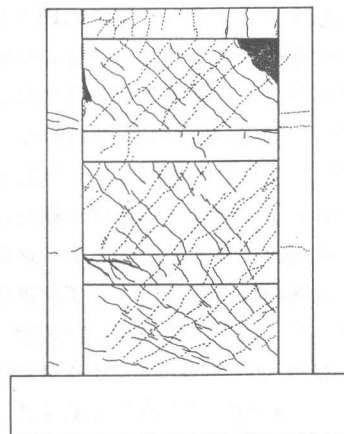


図-12 終局状態ひび割れ図
(3B-N-45)

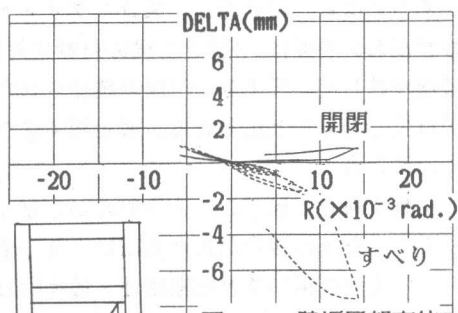


図-13 壁板局所変位
(3B-C-45)

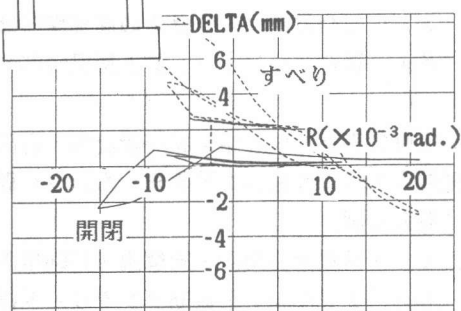


図-14 壁板局所変位(3B-N-45)

了後にコンクリートの除去などはしていないので確認はしていないが、開閉方向の変位が1mm程度であることを考えると、終局状態時付近ではコッターが圧潰していることが考えられる。3B-S-45のダボ鉄筋の歪分布を図-16に示すが、ダボ鉄筋は終局状態時以前ではダボせん断の変形よりも引張変形の方が卓越しており、終局状態時付近で引張降伏している。すべり変形の増大によってダボ鉄筋が引張降伏し、鉄筋の抵抗力が減少してその後のすべり変形の拘束効果が失われたものと思われる。3B-N-45では載荷初期の段階からすべり方向の変位が生じており、終局状態では壁と柱の分離が確認された。コッター及びダボ鉄筋はすべり方向の変位を拘束する効果があるが、終局状態付近では壁-柱間の接合方法によらず拘束効果は少ない。

3-6 最上層梁のせん断破壊

2N-N-45、3B-C-45、3B-N-45の3体を除く他の8体では、終局状態で最上層梁端部においてせん断破壊が生じた。これは最大耐力前に壁板斜めひび割れの延長として生じていた最上層梁端部の斜めひび割れが、その後の載荷によってさらに延長あるいは新たに発生し、梁コンクリートの剥離をともなってせん断破壊したものである。ひび割れの角度は、8体とも梁の材軸に対して約30°であった。なお、1B-C-45、2N-S-45では破壊が著しく、梁主筋の座屈が確認された。この破壊は壁板により梁が押し抜きせん断力を受け生じたものと思われる。最上層梁については十分なせん断補強が必要であろう。

4. まとめ

実験を通して以下のことが明らかとなった。

- 1) 壁-柱接合部接合方法により、全体の復元力特性が変化する。せん断剛性の大きい方法を用いると初期剛性・最大耐力は向上するが、最大耐力後の耐力低下が大きい。
- 3) 接合方法によらず、シアスパン比が大きくなると復元力特性は劣る。
- 4) 接合方法によらず、中間梁が存在すると復元力特性は向上する。
- 5) 接合方法により壁板の局部変形は変化するが、終局状態では違いは少なくなる。
- 6) 接合方法により、最上層梁端部でせん断破壊が生じる可能性がある。

実験に当たり、竹中工務店設計部 吉田啓喜氏、野上邦宏氏、清水 朗氏、同技術研究所 東端泰夫氏に御協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

〈参考文献〉

1. 「構造計算指針・同解説(1986年版)」 日本建築センター 1986年
2. 「プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工」 日本建築学会 1986年
3. 井上芳生：「プレキャストコンクリート工法の最前線 部分的な工法 耐震壁」
コンクリート工学 1987年 第3号 PP.48~52

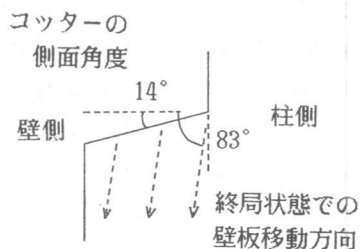


図-15 コッターの側面角度

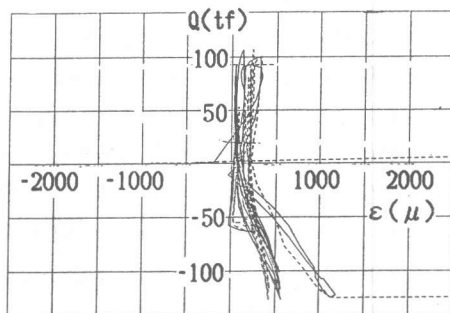


図-16 接合部ダボ鉄筋の歪(3B-S-45)