

## 論文 偏平柱を有するプレキャスト耐震壁の構造性能

福島順一<sup>\*1</sup>・勝倉 靖<sup>\*2</sup>

**要旨**：柱フレームの拘束剛性が低いプレキャスト耐震壁の実験結果を報告する。本耐震壁は、壁鉄筋を柱及び下階梁に定着しないことを特徴とするもので、定軸力下での水平正負繰り返し加力を行った。その結果、柱剛性・強度が壁耐力に及ぼす影響が確認でき、また、プレキャスト壁の破壊モードのひとつである「滑り破壊」の応力伝達モデルを提案することができた。

キーワード：耐震壁、プレキャスト、拘束剛性、滑り破壊

## 1. はじめに

耐震壁のプレキャスト（以下、PCa）化は壁筋の処理等の問題が多く、実用化にあたり施工上の様々な工夫が必要である。そこで筆者等は壁鉄筋を柱及び下階梁に定着しないことを特徴するPCa耐震壁構法を提案し今まで一連の研究<sup>(1)(2)</sup>を行ってきたが、本構法のせん断力伝達を確実ならしむる為には、枠フレームの強度・剛性が少なからず関与することが分かってきた。本報告は、以上の観点から柱剛性を小さくし、偏平柱を有する同PCa壁の構造性能確認を行った結果を報告するものである。

## 2. 実験概要

試験体は2層1スパン分を実大の1/2スケールにモデル化しており総数4体である。スパン3m、階高1.5m、壁厚9cmは共通とし、柱剛性(幅・せい比)をパラメータとした。試験体の配筋図の一例を図-1

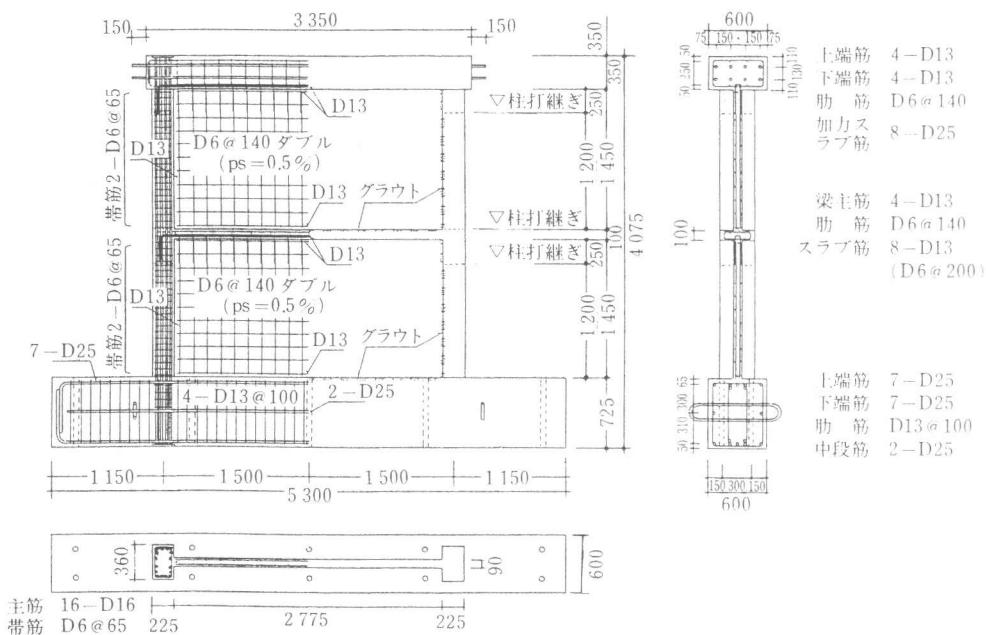


図-1 試験体配筋図 (S-1)

\* 1 大成建設（株）設計本部構造設計室長、工修（正会員）

\* 2 大成建設（株）技術研究所建築構造研究室、工修

に、諸元を表-1に示す。試験体の柱と壁板は別々に打設した。壁板と柱は梁主筋・スラブ筋のみで接合され、壁筋は付帯ラーメンに定着されていない。壁板の側面・底面及び壁板に接する柱・床には深さ×長さ=18mm×90mmのコッターを90mm間隔で設け、特に、壁底面と床面のコッターについてはお互いの凹凸が噛み合うように配置した。

試験体の加力方法を図-2に示す。柱位置に一定軸力を与え、2層の平均層間変形角 $R=0.5 \times 10^{-3}$ radで1回、 $R=1, 2, 4 \times 10^{-3}$ radで各2回、 $R=8 \times 10^{-3}$ radで1回繰り返す正負交番繰り返し加力とした。

表-1 試験体諸元

試験体名	S-1	S-2	S-3	B-2
壁 厚 (mm)	90.0	←	←	←
柱 幅 (mm)	360.0	450.0	600.0	450.0
柱 長 度 (mm)	225.0	180.0	135.0	180.0
柱 断面積 (cm <sup>2</sup> )	810.0	←	←	←
柱 主筋 (SD345)	16-D16	←	←	10-D16
梁 主筋、スラブ筋 (SD345)	12-D13	←	←	6-D13
N柱軸力 (tf)	57.8	←	←	8.26
破壊モード	せん断破壊先行型	←	←	曲げ破壊先行型
F <sub>c</sub> 平均値 (kgf/cm <sup>2</sup> )	柱: 336.5 壁: 419.7			

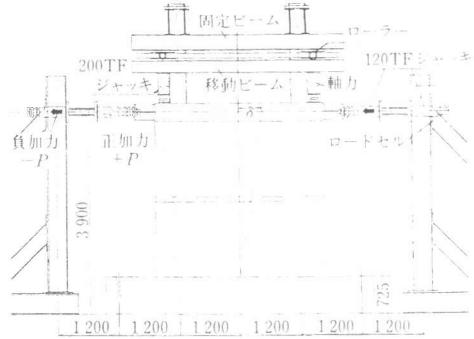


図-2 加力方法

### 3. 実験結果の概要

全試験体とも覆歴ループはスリップ傾向を示し、変位振幅の増大とともに試験体剛性が低下した。各種鉄筋の降伏時期および順序は、試験体S-1～S-3はいずれも、壁筋、柱帶筋、柱主筋の順であり、試験体B-2は、柱主筋、梁主筋・スラブ筋、柱帶筋の順であった。また、柱主筋は、試験体S-1～S-3では最大耐力の発現時点近傍で降伏している

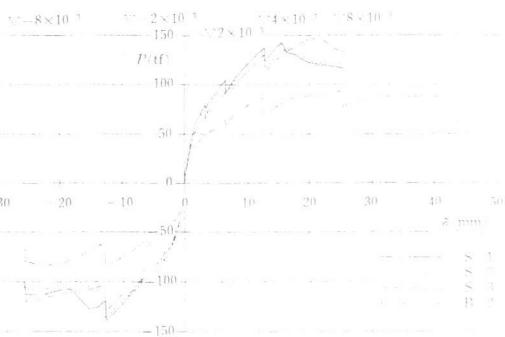


図-3 荷重-変形関係の包絡線

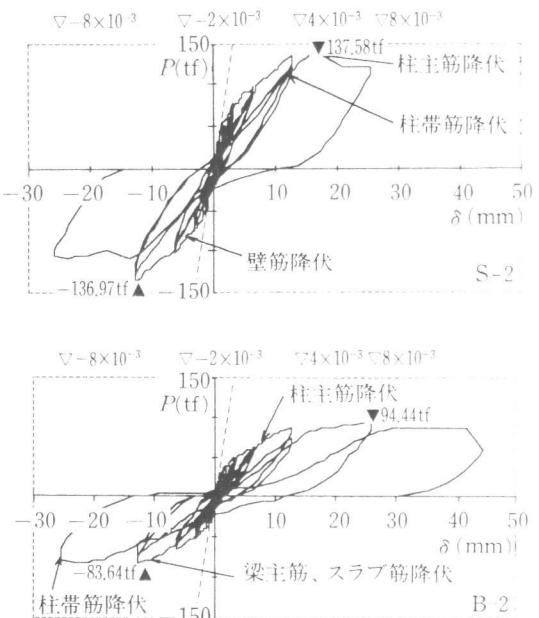
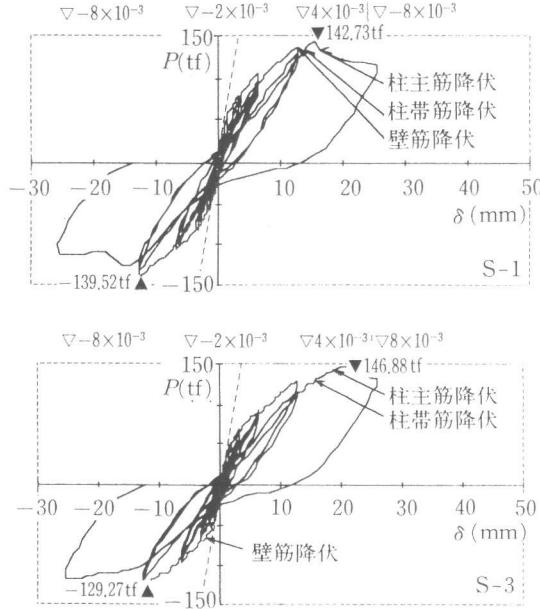


図-4 荷重-変形関係

のに対し、試験体B-2では、最大耐力の発現以前に既に降伏している。図-3、4に、各試験体の荷重-変形の比較を示す。試験体ごとの初期剛性の差異はほとんど見られない。 $R = 4 \times 10^{-3}$ rad.までは、柱の剛性が低い（せいが小さい）試験体ほど、試験体剛性が小さい傾向にある。ただし、柱剛性の最も低い試験体S-3が最も高い最大耐力値を示しており、パラメータの範囲内では耐力に及ぼす柱剛性の影響はなさそうである。また、試験体B-2は最大耐力以後の耐力低下は少ない。試験体の最終破壊状況を、図-5～図-8に示す。試験体S-1においては、加力スラブと壁板の打ち継ぎ部の滑り破壊とともに、2階壁板上部隅角部の局部的な圧壊が見られた。また、2階柱頭部の内面に曲げひび割れが、側面にせん断ひび割れが、外面に縦ひび割れが発生した。

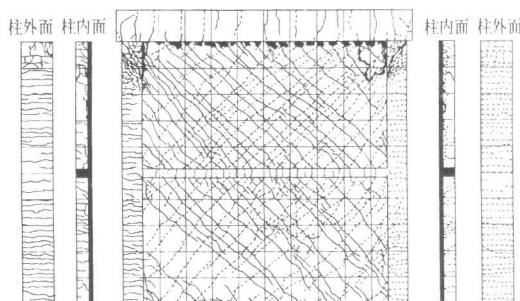


図-5 破壊状況 (S-1)

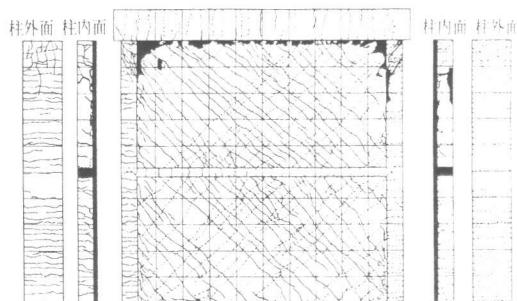


図-6 破壊状況 (S-2)

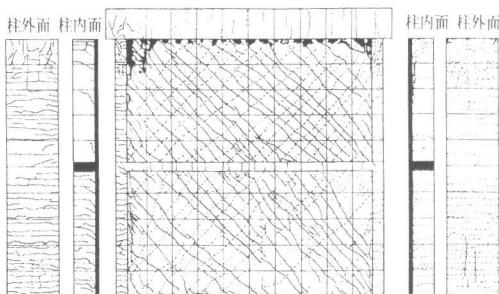


図-7 破壊状況 (S-3)

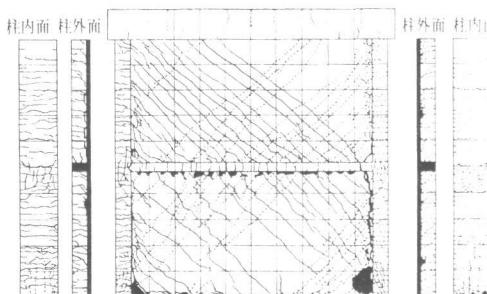


図-8 破壊状況 (B-2)

試験体S-2、S-3の最終破壊状況は試験体S-1とほぼ同様であった。但し、柱せいが小さい試験体ほど、柱頭部側面におけるせん断ひび割れは目立たないものの、柱頭部外面における縦ひび割れは多数発生していた。試験体B-2においては基礎スラブと1階壁板の打ち継ぎ部に滑り破壊が生じ、1階壁板と柱間の分離が生じた。また、2階スラブと1階壁板の接合部コンクリートの剥落が見られ、1階壁板下部隅角部の圧壊が顕著であり、1階柱脚部に明瞭なせん断ひび割れが生じた。また柱外面における2階スラブ位置、1階柱脚部に縦ひび割れが発生した。

#### 4. 試験体の耐力評価

試験体S-1～S-3に関しては、試験体の範囲において耐力に及ぼす柱剛性の影響は確認できず、加力スラブと壁板の打ち継ぎ部の滑り破壊という予想外の破壊モードを示した。このような破壊を生じた試験体に対して、既往式による耐力検討を行ったうえで、滑り破壊耐力の推定を試みる。

既往の耐力算定式による計算結果と実験値の比較を表-2に示す。なお、耐力計算にあたり、耐震壁は全体を一層とみなし、計算上、定着されていない壁筋は無視し、梁主筋、スラブ筋は、壁の横補強筋として考慮した。また、コンクリート強度 $\sigma_B$ は壁板の平均強度420kgf/cm<sup>2</sup>とした。

$$Q_f = M_{wu} / h \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここで、 $M_{wu}$ は建築センター指針<sup>(5)</sup>の(6-5a)式による値であり、 $h$ は加力芯高さ(3175mm)である。耐震壁のせん断耐力 $Q_{wsu}$ は広沢式(同指針<sup>(5)</sup>の(6-6b)式)による値であり、 $Q_u$ は、終局強度指針<sup>(6)</sup>によるせん断終局強度、 $Q_{Sira}$ 、 $Q_{Si\sigma}$ はそれぞれ白石<sup>(7)</sup>、塩原<sup>(8)</sup>が提案しているマクロモデルによる計算値である。表-2より、せん断破壊型の試験体S-1～S-3の最大耐力の実験値は、終局強度指針式による値に対しては低いが、広沢式、マクロモデルによる値に近く、既往S-1～S-3は、加力スラブと壁板の滑りが生じておき、曲げ破壊型の試験体B-2の最大耐力の実験値は安全側の値を示した。

## 5. 滑り破壊耐力の推定

最終的に加力スラブ直下で滑り破壊が生じたせん断試験体（S-1～3）について、簡略なモデルを用いて接合部耐力を推定した。この問題は、厳密には塑性領域の問題として取り扱うべきであるが、現象の説明という点に限定し、柱・壁板が弾性挙動を示すと仮定して検討を行った。

図-9に示すように、滑りを生じた加力スラブと柱・壁接合部の局部モデルを考える。接合部の耐力機構は、圧縮ストラットからの荷重に対する柱の抵抗機構と加力スラブに取り付いた壁板の耐力機構によって構成されると考える。

また、柱位置に加えた軸力 $N$ が $45^\circ$ の広がりをもって、支承、加力スラブ、柱・壁板の順に伝達するとした場合、柱・壁板の軸力の分担比は約7:3となる。なお、変動軸力は考えていない。以上の条件下で、柱・壁の負担せん断力を算定する。

圧縮ストラットからの荷重に対し柱は曲げ材として抵抗すると考える。また、引張柱は可撓区間( $\ell$ )の範囲で変形が生じ圧縮柱は階高全長で変形すると仮定するが、その結果、可撓長さが長い圧縮柱の剛性は小さく、負担せん断力は無視し得るものと考えた。

図-10に示すように、圧縮ストラットからの荷重

表-2 既住式による耐力評価

	S-1	S-2	S-3	R-2
Qexp(tff)	142.7	137.6	146.9	94.4
Q <sub>f</sub> (tff)	165.1	165.1	165.1	76.9
Qexp Q <sub>f</sub>	0.86	0.83	0.88	1.23
Qwsu(tff)	136.1	137.6	139.0	107.1
Qexp Qwsu	1.05	1.00	1.06	0.88
Qu(tff)	167.7	164.5	161.1	147.3
Qexp Qu	0.85	0.84	0.91	0.64
Qsira(tff)	138.1	135.0	131.7	75.4
Qexp Qsira	1.03	1.02	1.12	1.25
QSio(tff)	137.8	137.0	143.3	76.3
Qexp QSio	1.04	1.00	1.03	1.24

式による値をほぼクリアした。ただし、試験体S-  
、既往の評価式で考慮していないモードで破壊し  
た値に対して、曲げ終局強度式、マクロモデルによ

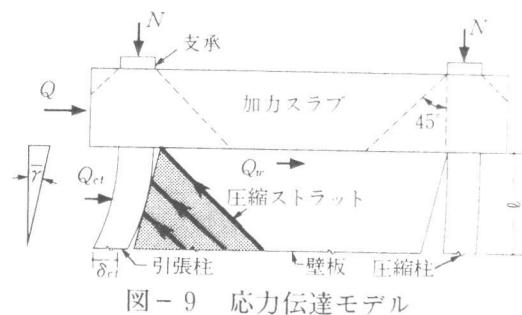
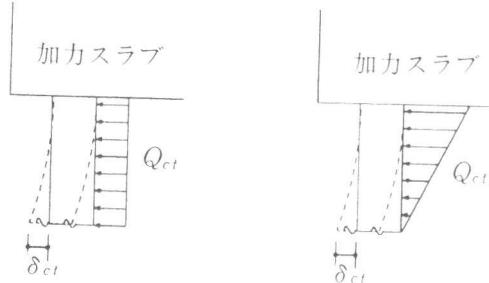


図-9 応力伝達モデル



等分布 三角形分布  
図-10 圧縮ストラットによる分布荷重

$$\bar{\gamma} = \delta_{ct}/\ell \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

$$\delta_{ct} = Q_{ct} \times \ell^{-3} / (8 E_{cc} \times I_{cc}) \dots \dots \dots (4)$$

$$Q_{ct} = \sqrt[3]{8E_{CC} \times I_{CC} \times \sigma_B^2 \times t_{\text{exp}}^2 \times \gamma} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

$$Q_{ct} = \sqrt[3]{15E_{CC} \times I_{CC} \times \sigma_B^2 \times t_w^{-2} \times \gamma} \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$Q_{ce} = \sqrt{2\sigma_B \times t_w \times M_v} \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

$$Q_{ce} = \sqrt{3\sigma_B \times t_{ce} \times M_e} \quad \dots \dots \dots \quad (8)$$

は、等分布と三角形分布の二種類を考えた。引張柱が負担するせん断力  $Q_{ct}$  の伝達に必要なストラット幅  $\ell$  は（2）式で与えられる。即ち、この値は荷重とともに大きくなると仮定したことになる。いま、せん断変形角  $\gamma$  を（3）式で定義すると、圧縮ストラットからの荷重が等分布の場合（4）式となる。ここで、 $E_{cc}$  は柱のコンクリートのヤング係数、 $I_{cc}$  は、鉄筋を考慮した柱の断面二次モーメントである。いま、（4）式を（3）式に代入後、（2）式を用いると（5）式を得る。また、荷重が三角形分布の場合も同様にして（6）式を得る。

ここで、柱頭の負担せん断力の限界を知るため、柱頭の破壊モードとして3種類を仮定する。第1は、柱頭部の曲げモーメントが、柱の曲げ耐力 $M_u$ に達して破壊するモードであり、その時の柱せん断力 $Q_{ce}$ は圧縮ストラットの荷重が等分布の場合は(7)式となり、荷重が三角形分布の場合も同様にして(8)式となる。ここで $M_u$ は同指針<sup>(5)</sup>による。

第2は、柱・加力スラブ接合部の滑り破壊であり、その時の柱せん断力 $Q_{ch}$ は、(9)式で表わされる。

ここで $\mu$ はコンクリートの摩擦係数(0.7、1.0)、 $a_c$ は柱主筋の総断面積、 $c\sigma_y$ は柱主筋の降伏点強度、 $N_c$ は柱の負担軸力である。第3は、柱のせん断力が、せん断耐力に達して破壊するモードであり、その時の柱せん断力 $Q_{ca}$ は、センター指針<sup>(5)</sup>(6-2)式で求める。 $\gamma$ が増すにつれ $Q_{ct}$ は増加するが、 $\min(Q_{ce}, Q_{cs}, Q_{ca})$ で、耐力の上限が決まる。

次に、加力スラブに取り付いた壁板の負担せん断力  $Q_w$  は可撓区間を  $\ell$  として (10) 式を仮定する。

ここで、 $wG$ は壁板コンクリートのせん断弾性係数、 $A_w$ は壁板の水平断面積である。 $Q_w$ は、 $\gamma$ の増大により増えていくが、壁と加力スラブの直接せん断耐力 $Q_{wmax}$ で頭打ちになり、以後は耐力はその値を保持すると考える。

$$Q_{wmgx} = \mu (a_w \times_w \sigma_y + N_w) \dots \dots \dots (11)$$

ここで  $a_w$  は加力スラブの接合筋の総断面積、  
 $w \sigma_y$  は接合筋の降伏点強度、 $N_w$  は壁の負担軸力  
 である。

以上より、試験体の耐力は、 $\gamma$ を増加させながら逐次求めた壁、柱頭の負担せん断力の累加した値として求められる。

図-11に、以上の耐力算定の説明図を示す。説明図にある試験体の耐力カーブの第一折れ点は、壁板の負担せん断力が滑り耐力に達した点であり、加力スラブと壁板の滑り発生荷重（実験値）と対比できる。試験体S-3における加力スラブ

と壁板の相対変形を図-12に示す。これより、加力スラブと壁板の滑り発生荷重の実験値は、約107tfであることがわかる。表-3に、試験体S-1～S-3の耐力算定結果を示した。試験体S-1の滑り発生荷重の実験値は特定できなかったため、記載していない。 $\mu$ を0.7とし、圧縮ストラットによる反力が三角形分布とした場合の耐力算定結果と実験値（最大耐力値、滑り発生荷重）の対応がよい。従って、今

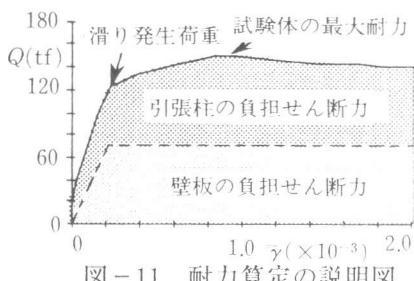
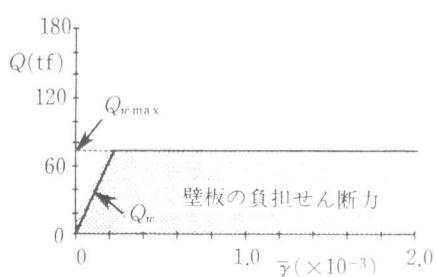
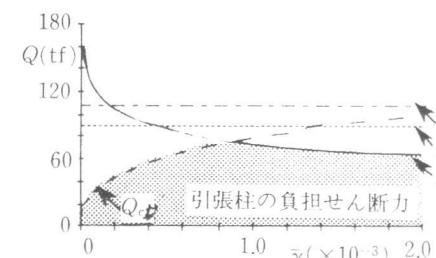


図-11 耐力算定の説明図

回実施したパラメータの範囲では柱の剛性は壁の耐力に影響せず、壁板と周辺フレームの接合部で耐力が決まったと考えられる。

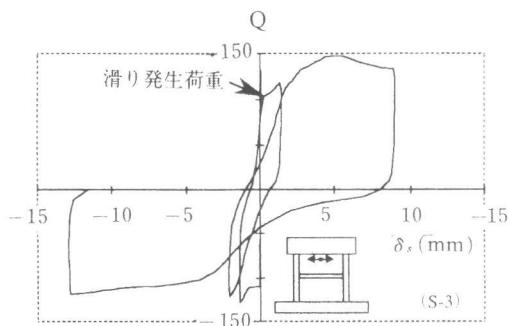


図-12 加力スラブと壁板間の相対変形

## 6. まとめ

柱の偏平比を変化させたPCa壁の加力実験を行った。各せん断試験体は、最終状態において加力スラブ下に滑り破壊が生ずるものとの耐力・変形性能に大きな差は見られず、最大耐力も既往式によるせん断強度を上回ることが確認できた。また、簡略モデルによる滑り破壊強度の予測が可能である事が分かった。以上の結果から、実設計においては既往式による耐力算定とともに、PCa壁頂部と床スラブ間のダボ筋の下限量を規制し滑り強度を確保することが必要であろう。

## 謝辞

ご指導を頂いた明治大学狩野芳一教授・高木仁之助手、本報告をまとめるにあたってご教授頂いた広島大学嶋津孝之教授・荒木秀夫助教授に御礼申し上げます。

## 【参考文献】

- (1) 岡和田喜久雄他：梁型内蔵高層プレキャスト耐震壁の実験：日本建築学会大会学術講演梗概集・1989年10月
- (2) 金田和浩他：繰り返し積載荷重を受けるプレキャスト耐震壁の履歴性状：日本建築学会大会学術講演梗概集・1991年9月
- (3) 望月 重他：壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐力：日本建築学会構造系論文報告集・第424号・1991年6月
- (4) 望月 重他：せん断降伏型プレキャスト連層耐震壁の接合部の拘束効果に関する研究：コンクリート工学年次論文報告集・Vol.15・No.2・1993
- (5) 日本建築センター：構造計算指針・同解説：1990年・pp.231～234
- (6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説：1990年・pp.122～134
- (7) 獅野芳一・白石一郎他：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察：日本建築学会構造系論文報告集・第378号・昭和62年8月・pp.350～360
- (8) 塩原 等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法：コンクリート工学・Vol.25・No.8・1987年8月・pp.101～114

表-3 提案モデルによる耐力算定結果

		滑り発生荷重(tf)			最大耐力(tf)		
		S-1	S-2	S-3	S-1	S-2	S-3
実験値	-	93.24	106.91	142.73	137.58	146.88	
等分布	$\mu = 0.7$	114.28	104.79	104.79	125.09	123.12	126.45
	$\mu = 1.0$	141.98	131.37	131.38	146.56	144.66	147.84
三角形分布	$\mu = 0.7$	128.77	117.06	95.19	137.70	135.24	139.06
	$\mu = 1.0$	128.77	145.08	121.90	158.15	156.71	160.06