

## 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の 鉛直接合部のせん断ばねモデル

### ANALYTICAL BEARING SPRING MODELS OF VERTICAL JOINTS IN EXISTING WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS

高木 次郎\*, 大関 修平\*\*, 中橋 芳貴\*\*

*Jiro TAKAGI, Shuhei OZEKI and Yoshiki NAKAHASHI*

Existing experimental research in bearing force-displacement relationships of vertical joints in wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings was widely reviewed. The vertical joints connect adjacent precast concrete walls in floor plans filled with cast-in-place concrete. Restoring force characteristics of the vertical joint springs in seismic static pushover analysis models were determined for a standard type of existing WPC residential buildings. In the pushover simulations of the buildings in the short-side direction, vertical springs reached their maximum strength at the lateral drift ratio  $R = 0.19\%$  and it caused the maximum lateral strength with  $0.64$  of the base shear coefficient  $C_{Q1}$ , which is defined as a ratio of the lateral force with respect to the building weight.  $C_{Q1}$  remained greater than  $0.4$  until  $R = 1.0\%$ , although multiple vertical joint springs lost  $70\%$  of their bearing strength. This implies potential of seismic performance evaluation approach for existing WPC residential buildings taking into account damage of the vertical joints.

**Keywords:** wall-type precast reinforced concrete structure, existing residential building, vertical joint, bearing strength, static pushover analysis

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 既存集合住宅建物, 鉛直接合部, せん断強度, 静的増分解析

#### 1. はじめに

建設後 30 年以上経過しつつ, 良質な構造躯体と高い耐震性能を維持する壁式プレキャスト鉄筋コンクリート (WPC) 構造集合住宅は全国に数多く存在する。著者らは, それらの継続的な利用を目的として, 既存プレキャスト鉄筋コンクリート (PCa) 耐震壁に開口を新設した場合の耐震性能評価実験<sup>1)</sup>および数値解析モデルの作成<sup>2)</sup>を行った。さらに, 現存する標準設計された 5 階建て集合住宅建物の張間方向の静的増分解析を行い<sup>3)</sup>, 水平接合部の詳細な引抜耐力評価が必要との判断から, 同接合部の実大実験を行った<sup>4)</sup>。そして, 実験結果をもとに水平接合部の復元力特性を見直したところ, 保有水平耐力が向上し, 鉛直接合部の損傷が相対的に顕著になることが確認された<sup>4)</sup>。結果的に鉛直接合部の最大耐力後の復元力特性が建物の挙動に与える影響が大きくなったため, 本研究では鉛直接合部のより詳細な評価を行う。

はじめに, 最大せん断耐力に関する既往評価式を調べ, 準拠に適

切と考えられる評価式に基づき, 本研究対象の WPC 集合住宅建物の鉛直接合部の最大せん断耐力を算出する。次に, 既往の鉛直接合部実大実験研究を調査し, 接合部に作用するせん断力とずれ変位の骨格曲線を比較する。その上で, 検討対象建物の鉛直接合部ばねの復元力特性としてより精度が高いと考えられるモデルの一例を示す。最後に, 鉛直接合部ばねの設定の違いが建物の張間方向の保有水平耐力および崩壊挙動に及ぼす影響を考察する。

本研究の目的の 1 つは, 標準設計された実在 WPC 構造集合住宅建物の鉛直接合部の復元力特性モデルの一例を示すことである。特定の建物を検討対象とすることで, 既往の接合部耐力評価式や実験結果の解釈および利用に際して具体的な検証を行うと同時に, 標準設計建物に対する考察を一般的な WPC 構造集合住宅建物の検討に発展させる上での一助とする。

\* 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph. D.

\*\* 首都大学東京都市環境科学研究科 大学院生

Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph. D.  
Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.

## 2. 検討対象建物

本研究では、著者らがこれまで耐震性能を評価してきたWPC構造集合住宅建物<sup>3,4)</sup>を検討対象とする。図1に基準階平面図を、図2と図3,4に一住戸分のプレキャスト板の構成と鉛直接合部の詳細を示す。平面的に隣接する耐震壁同士を接合する鉛直接合部は、壁板側辺に凹凸(コッター)を有し、壁板から突出させた横筋同士を溶接接合した後にコンクリートを充填させる構造である。

検討対象建物の張間方向の解析モデルを図5に示す。平面図に示す1通り架構と13通り架構のような同一架構を解析上は1架構に集約し、独立した架構のみで構成した。各階床スラブレベルで剛床を仮定し、地震荷重に対する等水平変位の拘束条件を与えた。PCa耐震壁板を弾性線材置換し、接合部に弾塑性ばねを設けた。鉛直接合部ばねは同図中の「JQばね」の位置にあり、平面的に隣接する連層壁同士あるいは連層壁と直交壁間の相対鉛直変位に対して弾塑性復元力特性を有する。JQばねの復元力特性の詳細については後述する。また、その他のばねの設定およびモデル化の詳細については、筆者らの既往研究<sup>2-4)</sup>を参照いただきたい。

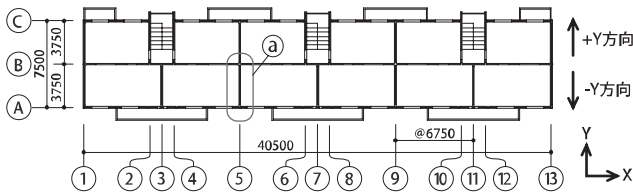


図1 検討対象建物の基準階平面図

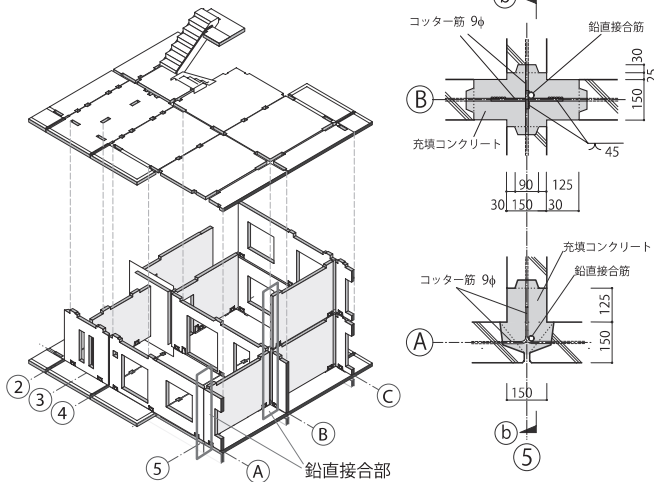


図2 WPC構造集合住宅の構成

図3 鉛直接合部平面断面図

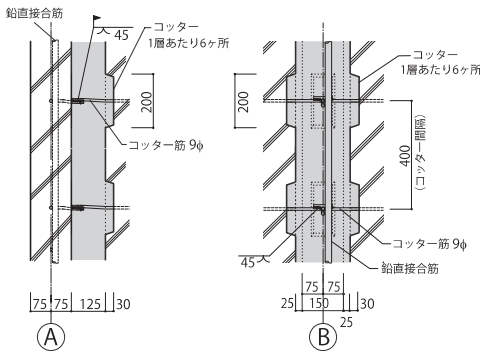


図3のb-b断面

図4 鉛直接合部立面断面図

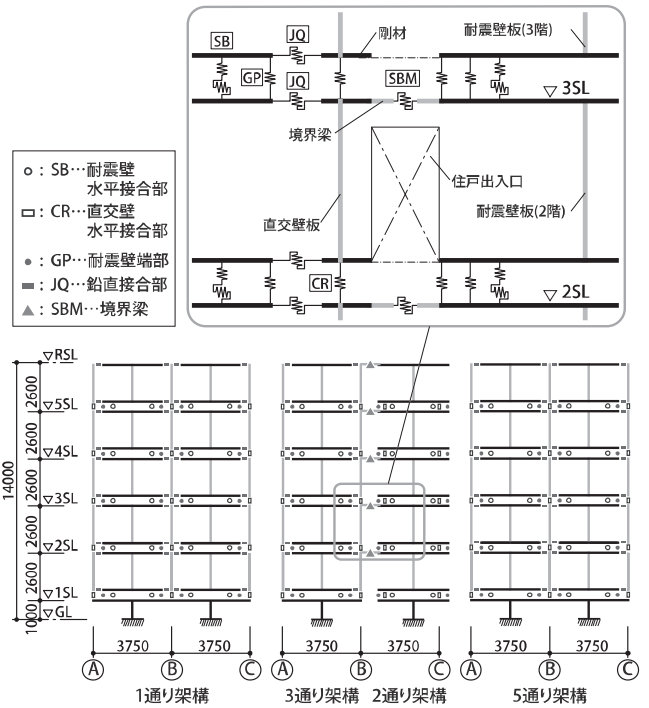


図5 解析モデルの構成

## 3. 既往せん断耐力評価式

筆者らの既往研究では、検討対象建物の鉛直接合部の復元力特性の設定において、主として中野らの論文<sup>5)</sup>を参考にした。これは、コッターの支圧破壊耐力やコッター筋によるせん断抵抗力(ダウエル効果)など、機構に応じた耐力と変位評価法の提案があり、同接合部の最大せん断(ずれ)耐力を含む復元力特性の設定に適していると考えたためである。しかし、同研究では最大耐力後の耐力評価については言及されていないことから、より包括的な既往研究の分析を行い、検討対象建物の鉛直接合部の復元力特性の設定を行うことにした。

はじめに、最大せん断耐力に関する既往研究を整理する。コッターを有する接合部のせん断耐力に関する評価式は「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」<sup>6)</sup>では以下のように示されている。

$$Q_u = 0.10 F_c A_{sc} n_c + \sigma_y A_s n_s \quad (1)$$

ここで、 $F_c$ はコンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)であり、 $A_{sc}$ と $n_c$ はそれぞれコッター1つあたりのせん断面積(mm<sup>2</sup>)とコッターの個数である。また、 $\sigma_y$ はコッター筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)であり、 $A_s$ と $n_s$ はそれぞれコッター筋1本あたりの断面積(mm<sup>2</sup>)とコッター筋の本数である。(1)式(以下「学会式」と呼ぶ)の第1項はコッターによるコンクリートのせん断耐力、第2項はコッター筋によるせん断摩擦抵抗である。それらの単純累加により接合部せん断(ずれ)耐力を規定している。本式は、K. Hansen<sup>7)</sup>による接合部の耐力評価式を元に、接合面に作用する軸圧縮力による寄与項を除き、1961年から1981年までの20年間に実施された約270の接合部せん断実験における最大耐力との比較を通じてコッター部のせん断耐力項の係数の修正がなされたものである<sup>6)</sup>。

上記以外の鉛直接合部のせん断耐力評価式としては、望月らによる一連の提案がある。それらは、直交壁による充填コンクリートの

耐震壁面外方向の拘束を考慮したもの<sup>8)</sup>、接合部に作用する圧縮力を考慮したもの<sup>9)</sup>、床スラブによるずれ耐力の向上を考慮したもの<sup>10)</sup>などである。また、松崎らによる鉛直接合部の性状評価に関する一連の研究<sup>11-16)</sup>においても、耐力評価式の提案がなされている。さらに、新藤ら<sup>17)</sup>による提案もある。いずれも、実験結果との相関性の高さを述べているが、比較対象実験は自ら実施したものも多く、学会式での複数の研究者による実験との比較検証に比べると評価の一般性に劣ると考えられる。さらに、「壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針<sup>18)</sup>」では、鉛直接合部の終局耐力として、学会式を用いたコッターの終局せん断耐力、コッターの局部支圧耐力、接合部コンクリートの終局せん断耐力の最小値として定義している。検討対象建物では、コッターの終局せん断耐力値が最も小さく、コッターの局部支圧耐力、接合部コンクリートの終局せん断耐力のそれぞれ87%と67%であった。検討対象建物の鉛直接合部は本研究で対象とする既存WPC構造集合住宅建物においてほぼ標準的な形式であることを考慮すると、同様の既存建物において学会式に基づくコッターの終局せん断耐力式が同指針に基づく耐力算出で支配的になる可能性が高いと判断できる。

以上の分析から、本研究では学会式に基づく最大せん断耐力を鉛直接合部せん断耐力の最大値と設定することにした。検討対象建物における鉛直接合部は1階から5階まで同一であり、学会式にもとづく算出値は404kN/階である。著者らのこれまでの研究<sup>3,4)</sup>で用いてきた中野らの提案式<sup>5)</sup>(以下「中野式」と呼ぶ)に基づく算出値は420kN/階であったことから、準抛式の見直しによって最大せん断耐力の算出値は4%低下した。

#### 4. 既往せん断実験

本章では鉛直接合部のせん断力とずれ変位の関係を既往の実験的研究から調査する。接合部の実験方法としては、S型方式、押し抜き方式、片持方式などがある<sup>19)</sup>が、接合部に作用するせん断力とずれ変位の関係が直接評価できるS型方式(図6)について、論文からの読み取りを基本として荷重-変位関係を得た。

既往の実験的研究では、接合部の性能や施工性の向上を意図して、充填コンクリート部分の配筋を密にするなどの補強を施した場合の研究やコッター筋の接合に溶接ではなく機械的継手を用いた研究なども存在する。それらにおいて比較のために行われた従来型の接合部仕様に対する実験を含めて、検討対象建物の鉛直接合部に近い仕様の実験を抽出して分析する。なお、仕様を比較する上で重要な要因は、コッター断面積比 $\Sigma A_{sc}/A_w$ (コッター断面積の総和 $\Sigma A_{sc}$ の壁断面積 $A_w$ に対する比率)とコッター筋比 $P_c$ (コッター筋断面積の総和の壁断面積に対する比率)である。ここで、壁板側部のコッターについては、凹部と凸部のうち、せん断面積の小さい方をコッターとみなして、コッター断面積 $\Sigma A_{sc}$ およびコッターの数 $n_c$ を定義した。また、接合面の軸力を変動要因とした実験もあるが、建物の解析モデル(図5)では地震時の作用軸力を評価できていないことから、軸力のない試験体を比較対象とした。

表1に、抽出した合計15体の既往実験試験体一覧を示す。ここで、 $f_{cB}$ は接合部コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $H_c$ 、 $W_c$ 、 $D_c$ は、それぞれコッターの高さ、幅、および奥行(突起高さ)、 $\sigma_y$ はコッター筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)である。また、 $Q_{uc}$ と $Q_{ue}$ はそれぞれ、鉛直接合部の実験最大耐力値および(1)式(学会式)による算出耐力値である。 $\tau_{ue}$ は実験最大せん断耐力値 $Q_{ue}$ を壁断面積 $A_w$ で除した平均最大せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)である。そして、後述する最大耐力後の安定耐力を論じる目的で、ずれ変位8mm以上の耐力が確認された試験体におけるずれ変位8mm時のせん断耐力 $Q_{e8mm}$ の最大せん断耐力値 $Q_{uc}$ に対する割合 $Q_{e8mm}/Q_{uc}$ と(1)式(学会式)第2項の耐力値 $Q_{uc2}$ の算出耐力値 $Q_{uc}$ に対する割合 $Q_{uc2}/Q_{uc}$ を示した。また、最大耐力時ずれ変位 $\delta_u$ および実験で確認されたずれ変位の最大値 $\delta_{max}$ も整理した。

図6に表1に示したS型式実験の試験体の形状を示す。配筋に関しては、PCa壁板の配筋を省略し、コッター筋と接合部の配筋のみ示した。断面を示していない試験体はコッター幅と壁幅が同厚である。また、図7に各実験で得られたせん断力とずれ変位関係の骨格曲線を示す。縦軸のせん断力値に関しては、学会式計算値で正規化した。個々の実験の概要を以下に述べる。

表1 既往鉛直接合部実験の諸元

研究者	参考文献	研究年	試験体名	$f_{cB}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$H_c \times W_c \times D_c$ (mm)	$n_c$	$\Sigma A_{sc}/A_w$ (%)	コッター筋 (mm)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_c$ (%)	$Q_{uc}$ (kN)	$Q_{ue}$ (kN)	$Q_{ue}/Q_{uc}$	$Q_{e8mm}/Q_{uc}$ (%)	$Q_{e8mm}/Q_{uc}$ (%)	$\tau_{ue}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_u$ (mm)	$\delta_{max}$ (mm)
品川ら	20)	1969	①全さし筋溶接	17.4 <sup>*5)</sup>	105000	100×150×20	3	43	4-9φ	294 <sup>*6)</sup>	0.24	153	172	1.12	49	57	1.6	4.6	10.0
池田ら	21)	1973	C-00 <sup>*2)</sup>	19.6	150000	180×150×50	3 <sup>*9)</sup>	54	4-13φ	340	0.35	339	377	1.11	51	—	2.5	—	—
			C-13	19.6	150000	180×150×50	3 <sup>*9)</sup>	54	4-13φ	340	0.35	339	392	1.16	51	93	2.6	25.0	25.0
吉野ら	22)	1978	JW-0	22.2	78750	75×150×30	3	43	3-13φ	347	0.51	213	294	1.38	65	—	3.7	0.9	1.0
東ら	23)	1981	V-00-3	29.0	150000	200×150×50	2	60	10-D10	319	0.48	401	392	0.98	57	—	2.6	1.3	3.0
望月ら	8)	1985	V00-CSB-1	39.4	43500	75×70×15	3	36	3-D10	411	0.49	150	140	0.93	59	60	3.2	0.5	12.0
新藤・末永	24)	1988	WJ-C0.3S0.2	35.1	56250	70×75×15	3	28	3-D6	377	0.17	92	85	0.92	40	—	1.5	0.5	6.3
松崎ら	19)	1989-	3D13-CS1	23.5	56250	30×125×15 <sup>*3)</sup>	4	27	3-D13	363	0.68	173	166	0.96	80	—	2.9	0.4	6.9
			2-3D13-CS1	15.6	56250	30×125×15 <sup>*3)</sup>	4	27	3-D13	374	0.68	166	95	0.57	86	61	1.7	1.3	9.9
小湊・新藤	25)	1994	3C-0.3-1	25.0	56250	45×125×15	3	30	3-D10	366	0.38	120	125	1.04	65	58	2.2	0.6	8.0
項・新藤	26)	1998	C0.25.10.A-1	28.8	72000	100×60×15	3	25	4-D10	338	0.40	148	135	0.91	65	76	1.9	1.6	8.1
			C0.25.10.B-1	28.8	72000	60×100×15	3	25	4-D10	338	0.40	148	152	1.03	65	61	2.1	0.7	8.1
田川ら	27)	2009	IKY-150-3-2D10	31.7	135000	135×150×25	3	45	6-D10	359	0.32	346	403	1.16	44	—	3.0	1.8	5.0
			TKY-150-3-2D10	31.2	135000	135×150×25	3	45	6-D10	359	0.32	343	309	0.90	45	—	2.3	2.2	5.0
			LKY-150-3-2D10	31.2	180000	135×127×49.5 <sup>*4)</sup>	3	20	6-D10	359	0.24	267	258	0.97	58	—	1.4	2.8	5.0
平均	—	—	—	27.2	99750	—	3	37	—	356	0.40	227	233	1.01	59	66	2.4	1.5 <sup>*8)</sup>	8.1
検討建物	—	1974 <sup>*1)</sup>	—	27.0 <sup>*2)</sup>	390000	200×90×30	6	28	6-9φ	294	0.11	404	—	—	28	—	—	1.5	—

\*1): 型式年を示す。\*2): 「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針<sup>20)</sup>」に示される充填コンクリート強度を示す。\*3): コッター突起高さは文献中明記されていないため数値は不正確である。\*4): 支持側の壁板にあるコッターに比べて鉛直断面積 $A_w$ が小さい加力側のコッターの大きさを示す。\*5): 論文20)中に示されている試験体全体の平均値を示す。\*6): 論文20)中に試験体のコッター筋の降伏耐力示されていないため、検討建物の耐力と同値とした。\*7): 論文21)中に本試験体の荷重-変位関係は示されていない。(図7に本試験体の荷重-変位関係は存在しない。)\*8): 特に値の高い池田らの試験体を除く13体の試験体の平均値を示す。\*9): 試験体最上下の凹部をそれぞれコッター1/2と数えた。

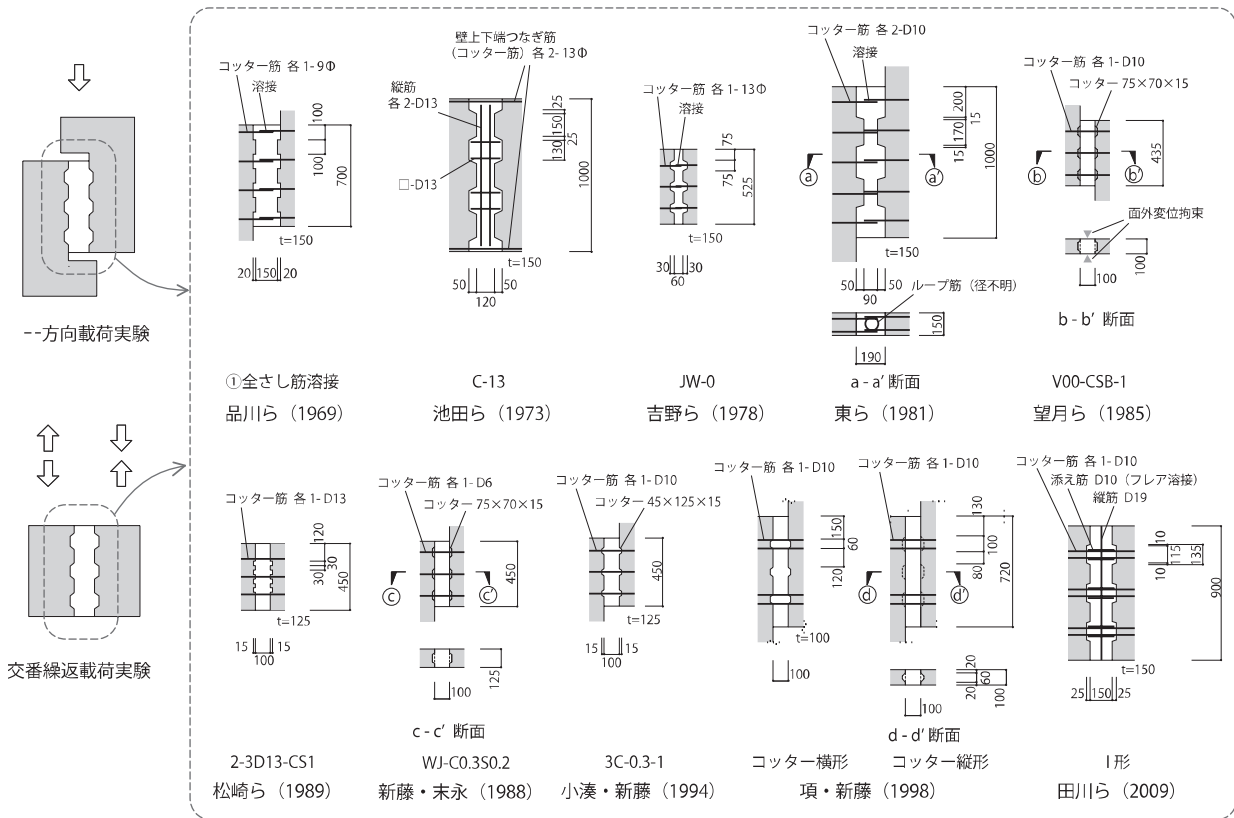
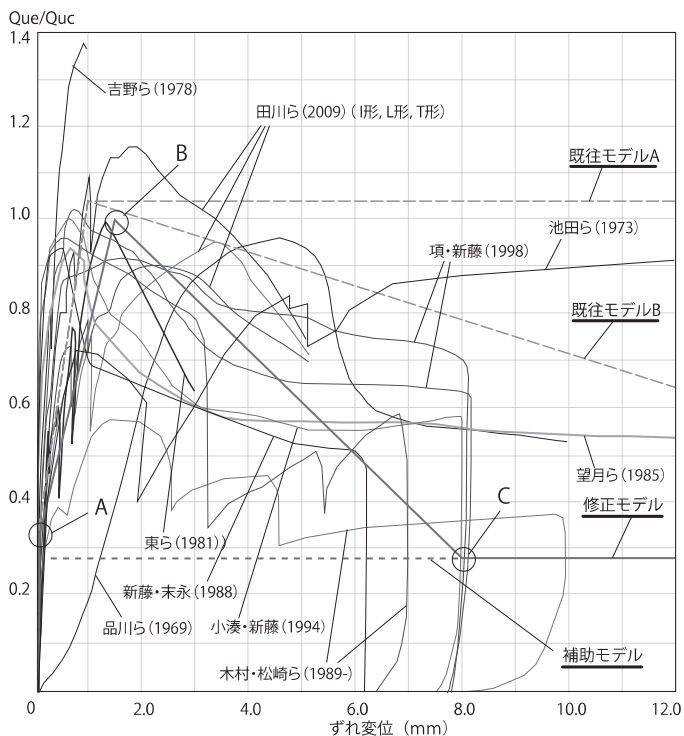


図 6 既往 S 型せん断実験の概要



注：図中の「修正モデル」は、図1の検討建物の鉛直接合部のせん断ばねモデルであるが、当該接合部のコッター筋比Pcは、既往実験の試験体よりも小さい(表1参照)。

図 7 既往実験と解析モデルのせん断力-ずれ変位関係

#### 4.1 品川ら (1969) による研究

品川ら<sup>20)</sup>は、鉛直接合部のコッター筋の接合方法を主な実験変動要因として、溶接の場合、フック筋あるいはループ筋を用いる場

合の一方方向荷重実験を行った。変位 10mm までの接合部せん断耐力を得た。検討対象建物の接合部では、コッター筋は溶接されていることから、コッター筋が溶接された試験体を比較対象とする。最大せん断耐力時ずれ変位は 4.6mm であり、後述する他の実験値の平均より 2 倍以上大きい。また、変位 1mm までの初期ずれ剛性がそれ以降の 1-2mm における剛性よりも低くなっており、初期ガタがあるかのような挙動は、初期剛性が高くなる傾向にある他の実験と異なる。充填コンクリートと PCa コンクリート境界面にグリースを塗布しているが、それとこの初期剛性が低いことの関連性などは文献中述べられていない。

#### 4.2 池田ら (1973) による研究

池田ら<sup>21)</sup>は水平接合部 3 体、鉛直接合部 2 体の実験を行った。鉛直接合部の実験では、充填コンクリート部およびプレキャスト壁板のコッター周辺に補強筋を設けた試験体 (C-13) と設けない試験体 (C-00) を比較した。検討対象建物には、接合部にコッター筋以外の補強用の横筋は存在しないので、C-00 の実験結果がより重要であるが、文献 21) には補強筋のある試験体 (C-13) のみ荷重-変位関係が示されている。両試験体の最大耐力の差は比較的小さいが、変形性能については補強筋のある試験体の方が大きいとの記述がある。最大耐力は測定されたずれ変位の最大値である 25mm で得られた。他の実験と比較すると突出して大きく、補強筋の寄与が大きい。

#### 4.3 吉野ら (1978) による研究

吉野ら<sup>22)</sup>は接合面に作用する軸力が接合部性状に与える影響を実験的に評価した。コッター筋をループ筋とした場合と溶接した場

合のそれぞれについて、接合面作用軸応力度を 0, 0.98, 1.96 (N/mm<sup>2</sup>) とした合計 6 試験体の正負交番繰返し載荷実験を行った。実建物における鉛直接合面の作用軸力の定量的な評価は困難であり、他の実験との比較も目的として、軸力の作用していない試験体で、コッター筋を溶接接合したもの (JW-0) を他の実験と比較する。最大耐力は学会式計算値の 1.38 倍と高いが、その理由は不明である。最大耐力時ずれ変位は約 1mm であり、それ以降の挙動は測定されていない。

#### 4.4 東ら (1981) による研究

東ら<sup>23)</sup>は、現場打ち鉄筋コンクリート構造の柱梁部材と一体化されるプレキャスト (PCa) 耐震壁の接合部せん断性能を実験的に調査した。試験体は、水平接合部試験体 5 体と鉛直接合部試験体 3 体の合計 8 体である。水平接合部では現場打ち梁と一体化されたのに対し、鉛直接合部では PCa 壁板同士が接合された。3 体の鉛直接合部試験体のうち荷重-変位関係が示されていた正負交番繰返し載荷せん断実験試験体 1 体 (V-00-3) の骨格曲線を図 7 に示す。ずれ変位 1.3mm で最大せん断耐力に到達し、その後、測定された最大ずれ変位の 3.0mm までで耐力が 63% に低下した。

#### 4.5 望月ら (1986) による研究

望月ら<sup>8,9)</sup>は、鉛直接合部における直交壁による面外変位拘束が、接合部の性能に与える影響を確認する目的で、面外拘束条件を変動要因とした実験を行った。文献 8) と文献 9) に示された試験体はそれぞれ 10 体と 8 体であり、面外拘束条件の他、コッターとコッター筋の有無も変動要因とした。面外拘束が無く、コッターおよびコッター筋が存在する一方向載荷実験試験体 (V00-CSB-1) を比較する。他の実験ではコッター幅が壁幅と同じ試験体が多いのに対し、ここでは、検討対象建物の鉛直接合部と同様、壁板の鉛直接合面に壁幅より小さい凹みによるコッターが用いられた。荷重-変位関係では、ずれ変位 0.5mm でほぼ最大耐力に達し、変位 3mm 程度までに耐力は 60% ほどに低下するが、その後 12mm まで、ほぼ耐力を維持したまま変形した。最大耐力は学会式に準拠した計算値にほぼ一致した。18 体の試験体全てにおいてずれ変位 12mm まで (文献 8) あるいは 16mm まで (文献 9) の耐力が確認されており、面外拘束の有無に関わらず、最大耐力後 3mm 以降は目立った耐力低下はなかった。

#### 4.6 松崎ら (1989-1991) による一連の研究

松崎らは、一連の研究<sup>11-16)</sup>によって、10-15 階程度の高層 WPC 構造建物実現のための鉛直接合部の靱性に着目した性能評価実験を行った。試験体は合計 28 体あり、コッター高さ、個数、コッター断面積比  $\Sigma A_{sc}/A_w$  およびコッター筋比  $P_c$  などが実験変動要因である。 $\Sigma A_{sc}/A_w$  はコッターのない場合を含めて 50.0% 以下の 6 通り設定され、 $P_c$  はコッター筋のない場合を含めて 1.029% 以下の 4 通りが設定された。検討対象建物の接合部におけるそれらの値は 27.7% と 0.11% であり、荷重-変位関係が得られた試験体の中で、コッターおよびコッター筋無の試験体を除いて、最も条件に近い  $\Sigma A_{sc}/A_w=26.7%$ 、 $P_c=0.677%$  の試験体 (3D13-CS1, 2-3D13-CS1) を比較する。

コッターの幅は壁厚に等しく、コッター高さの間隔が他の研究者による試験体と比べて小さいのが特徴である。高層建物を想定した試験体は 1/2 スケールであるが、壁厚は 125mm (250mm の 1/2) であ

り、既存 WPC 構造検討対象建物の壁厚が 150mm (図 3, 4) と大きくは変わらないことから、これらの実験結果をスケール換算なしにそのまま他の実験と比較する。荷重-変位関係は文献 19) から引用した。記録された最大ずれ変位はそれぞれ 6.9mm と 9.9mm であり、最大耐力は計算値の 96% と 57% である。最大耐力時変位は 0.4mm と 1.3mm であり、6.9mm と 9.9mm の最大記録変位時の耐力は最大耐力のそれぞれ 47% と 52% であった。

#### 4.7 新藤ら (1988-1998) による研究

新藤らによる一連の鉛直接合部に関する実験的研究のうち文献 24-26) に示された実験について概説する。いずれも S 型試験体による一方向載荷実験で、最大耐力時変位は 0.5-1.0mm と他の実験よりもやや小さい。

新藤・末永<sup>24)</sup>はコッターの有無およびコッター断面積比  $\Sigma A_{sc}/A_w$  とコッター筋比  $P_c$  を変動要因として 10 体の実験を行った。変動要因の範囲は  $0 \leq \Sigma A_{sc}/A_w \leq 50\%$  と  $0.17\% \leq P_c \leq 0.68\%$  である。コッター筋に D6 を用いた  $P_c=0.17\%$  は調査した実験の中でも最小であり、検討対象建物の  $P_c=0.11\%$  に最も近い。 $\Sigma A_{sc}/A_w$  値も検討対象建物に近い WJ-C0.3S0.2 試験体では、最大耐力時ずれ変位は 0.5mm であり、その後 1mm までに耐力が 74% にまで低下している。また、測定された最大ずれ変位 6.3mm 時の残留耐力は最大耐力の 52% であった。

小湊・新藤<sup>25)</sup>はコッター断面積比  $\Sigma A_{sc}/A_w$  とコッターの配置を実験変動要因として合計 36 体の実験を行った。コッター筋比は全て 0.38% である。 $\Sigma A_{sc}/A_w$  が 30% と検討対象建物の値に近い試験体 (3C-0.3-1) の最大耐力は概ね計算値と一致した。測定された最大ずれ変位 8mm 時の残留耐力は最大耐力の 59% であった。

項・新藤<sup>26)</sup>もコッター断面積比と配置を実験変動要因とした。試験体数は 12 である。コッター断面積比が検討対象建物の値に近い 2 つの試験体 (C0.25.10.A-1 と C0.25.10.B-1) のコッターのせん断面は 60mm×100mm と同じであるが、C0.25.10.A-1 ではコッターが縦長であるのに対し、C0.25.10.B-1 では横長である。横長のコッター配置の場合の方が縦長に比べて支圧面積が大きいことから、最大耐力が高く、最大耐力後の耐力低下の割合が大きい傾向が確認された。

#### 4.8 田川ら (2009) による研究

田川ら<sup>27)</sup>は、コッター筋の接合に鉄筋クリップ継手を用いた場合の鉛直接合部のせん断 (ずれ) 性能を実験的に評価した。溶接接合の試験体を比較対象とする。試験体は鉛直接合部で接合される壁板の平面的な位置関係が I 形、L 形、T 形の場合の 3 種類あった。ここで、I 形は一方の耐震壁板の構面内に他方の壁板がある場合で、L 形と T 形はそれぞれ平面的に直交する構面の片側と両側とに他の壁板が取り合う場合である。I 形試験体 (IKY-150-3-2D10) の形状を図 6 に示す。交番繰返し載荷により変位 5mm までの耐力が確認された。最大耐力は T 形と L 形とでは I 形の 70% 程度となった。最大耐力は計算値の 90% (T 形) から 116% (I 形) であり、最大耐力時変位は 1.8mm (I 形) から 2.8mm (L 形) である。

#### 4.9 既往研究調査の総括

検討対象建物の型式は 1974 年式の 74-5PC-3DK (A9-3) と呼ばれ、同形式の建物は WPC 構造集合住宅建物が多く建設された 1970 年代前

半に建設された。すなわち、前節で調査した鉛直接合部に関する既往実験は、そのほとんどが対象建物建設後に実施されたものであり、建物の設計当時に実施されたであろう鉛直接合部の実験の記録は入手できていない。それを踏まえた上で前節を総括する。

既往の実験的研究はその最大せん断耐力評価に関わるものが多く、最大耐力後の挙動に着目したものは比較的少ない。これは、接合部に現場打ち鉄筋コンクリート (RC) 構造と同等の耐力を確保することを前提に、現場打ち RC 構造建物の耐震性能評価および設計手法を利用することを目的としたためと推定できる。つまり、WPC 構造建物の鉛直接合部には靱性よりも耐力を期待した強度型の設計が基本であったと考えられる。前節の実験的研究の分析でも、10mm を超えるずれ変位を確認しているものは特に注意を払って比較対象としたが、該当した研究は品川ら<sup>20)</sup>、池田ら<sup>21)</sup>、松崎ら<sup>11-16, 19)</sup>、望月ら<sup>8, 9)</sup>であった。また、ずれ変位 6mm 程度以降の耐力は、コッター筋比  $P_c$  に依存すると考えられるが、検討対象建物における  $P_c$  は 0.11% であるのに対し、調査した既往実験中  $P_c$  の最小値は新藤・末永<sup>24)</sup>による 0.17% であり、次いで、品川ら<sup>20)</sup>および田川ら<sup>27)</sup>による 0.24% である。その他の多くは 0.3% を超えていた。コッターの形状についても、壁厚と同厚のコッターとする試験体の方が多く、図 3 の検討建物の接合部のようにコッター幅が壁幅よりも小さく壁板に凹みを設けているものは望月ら<sup>8, 9)</sup>、新藤・末永<sup>24)</sup>および項・新藤<sup>26)</sup>によるものである。

このように、鉛直接合部のせん断 (ずれ) 性能に影響すると考えられるコッターの鉄筋比、断面積比、形状などの要因を比較して、検討対象の既存 WPC 構造集合住宅建物の接合部に完全に一致する実験試験体のデータは得られていない。従って、最大耐力後のずれ変位 10mm におよぶ耐力を評価するのに必ずしも十分とは言えないが、入手可能であったデータを参考に、同接合部の解析用復元特性モデルを次節で設定する。

## 5. 復元力特性モデル例

「壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法」<sup>19)</sup>では、松崎らの研究<sup>11-16)</sup>に基づく鉛直接合部の解析用復元力特性モデル (以下「松崎モデル」と呼ぶ) が示されている。松崎モデルを参考に、図 5 の建物の解析モデルにおける鉛直接合部のせん断ばね (JQ ばね) の復元力特性モデルを図 7 の「修正モデル」のように設定した。この復元力特性モデルは 4 線分により構成される。各線分域の特徴を原点側から以下に述べる。第 1 線分は、接合部に斜めせん断ひび割れが発生するまでの初期剛性部であり、松崎モデルを参考にひび割れ耐力時変位が 0.05mm となるように初期剛性値を設定した。また、ひび割れ耐力は、最大せん断耐力の 1/3 とした。第 2 線分は、接合部ひび割れ発生後、最大せん断耐力までの正剛性の範囲であり、最大耐力は学会式による算出値とした。最大耐力を与える変位は、松崎モデルでは 0.4mm から 1.5mm と述べられている<sup>19)</sup>。図 7 の既往実験の荷重変位関係でも最大耐力時変位のばらつきが確認できるが、平均に近いと考えられる 1.5mm を最大耐力時変位とした。ここで、モデルの最大耐力時変位を調査対象実験における最大耐力時変位の平均等による定量的な根拠を伴う値ではなく、図 7 との比較から俯瞰的に設定した理由は、既往研究における比較実験数が統計的な処理をするには少ないことと、それに起因して同一研究者による実験

の数が数値平均に与える影響が大きくなることを配慮したためである。参考として、表 1 に本研究で取り上げた実験の最大耐力時ずれ変位の平均値を示す。他の実験と比較して特に値が大きい池田ら<sup>21)</sup>による実験を除外した場合 1.5mm である。さらに、相対的に値の大きい品川ら<sup>20)</sup>の実験も除外すると 1.2mm である。第 3 線分は、最大せん断耐力後の負剛性部である。当該部分における接合部の物理現象は、最大耐力後の接合部ひび割れの拡大と、接合部コンクリートから接合筋によるせん断力伝達機構への移行である。ここでの負剛性値に関して、松崎モデルでは第 4 線分への移行点 (図 7 の C 点) を 3-6mm とする形で提案している。本研究では、同点の変位を図 7 の既往実験結果との比較から 8mm とした。最大耐力時変位の設定と同様に、当該値の設定は定量的な評価から導かれたものではないが、後述する建物の静的増分解析ではこの設定数値が結果に及ぼす影響は限定的であることが示されている。第 4 線分は接続筋によるせん断力伝達 (ダウエル効果) 機構によって耐力が安定する領域であり、当該部では、耐力値一定のままずれ変位が増大する。この領域での安定耐力のことを以下では残留耐力と呼ぶ。残留耐力の最大耐力に対する比率  $P_R$  はコッター筋比  $P_c$  に関係すると考えられ、松崎らはコッター筋比に応じて、 $P_R=56\%$  ( $P_c=0.38\%$ 時) および  $P_R=61\%$  ( $P_c=0.68\%$ 時) とした<sup>19)</sup>。ただし、検討対象建物のコッター筋比は 0.11% であり、これらの範囲を大きく下回っている。表 1 中に  $P_c=0.1\%$  程度でずれ変位 10mm を超えるせん断耐力を確認した既往実験は存在しない。本研究では、学会式による最大せん断耐力が (1) 式右辺第 1 項のコッターのせん断耐力と第 2 項のコッター筋のせん断耐力の累加で定義されていることに着目して、検討対象建物の  $P_R$  値を第 2 項耐力値  $Q_{c2}$  の学会式準拠せん断耐力値  $Q_{ic}$  に対する割合である 27.7% と定義した。表 1 にずれ変位 8mm 以上の耐力を確認した既往研究について、ずれ変位 8mm 時のせん断耐力  $Q_{e,8mm}$  の実験最大せん断耐力  $Q_{ie}$  に対する割合を示した。同値と  $Q_{c2}/Q_{ic}$  値の比較で両者の一定の相関性が確認できる。

## 6. 検討対象建物における鉛直接合部のモデル化の影響

前節で設定した鉛直接合部の解析用せん断ばねの復元力特性モデル (修正モデル) と著者らの既往研究<sup>4)</sup>で用いたモデル (以下「既往モデル」と呼ぶ) を図 7 に比較した。修正モデルでの最大せん断耐力値は学会式に基づいており、中野式に基づく既往モデルの最大耐力値より約 4% 低い。また、最大耐力時変位に関して、修正モデルでは 1.5mm であるのに対し、既往モデルでは 1.0mm である。既往モデルでは、最大耐力後に同耐力を保持するタイプ (既往モデル A) とずれ変位 30mm で耐力が消失する負剛性を有するタイプ (既往モデル B) の 2 通りを設定した。修正モデルの最大耐力後の耐力設定については前述のとおりである。

既往モデルと修正モデルのそれぞれを用いて、検討対象建物 (図 1) の張間方向の静的増分解析を行った。図 8 に建物に作用する 1 階の層せん断力係数  $C_{q1}$  と屋根レベルの水平変位を 1 階から屋根床レベルまでの高さで除した変形角  $R$  との関係を示す。地震荷重は  $A_1$  分布で与え、解析は汎用ソフト<sup>28)</sup>を用いて行った。他の解析設定の詳細は著者らの既往研究<sup>4)</sup>を参照いただきたい。

最大水平耐力 (保有水平耐力) 時の  $C_{q1}$  は、既往モデル A と B とでそれぞれ 0.71 と 0.66 であった。モデル A では変形角  $R=0.25\%$  付

近で5通り架構のB通りのJQばねが最大耐力に達したが、同ばねがせん断耐力を保持したために、建物の水平耐力はその後微増した。R=0.8付近で連層壁脚部の水平接合部ばねが破断し、保有水平耐力となった。これに対して、モデルBでは、R=0.25付近で5通りのJQばねが最大せん断耐力に達し、その時に保有水平耐力となった。

修正モデルでは、変形角R=0.2%付近で1通り架構と5通り架構のB通りのC通り側の鉛直接合部ばね（JQばね）が最大耐力に達し、負剛性（第3線分）領域に入った時点で変位増分計算が収束しなくなった。最初にJQばねが最大耐力に達したのは、5通り架構の最下階においてである。同ばねが負剛性域に入ってから連鎖的に上階および1通り架構のJQばねも負剛性域に入ったことが解析が不安定になった原因と考えられる。

解析不安定後の建物の挙動を評価する目的で、1通り架構と5通り架構のB通りの直交壁に接続するA通り側とC通り側の2つのJQばねのうち、ずれ変形が大きいC通り側の復元力特性を図7に示す完全弾塑性ばね（以下「JQXばね」と呼ぶ）とした建物の解析モデル（補助モデル）を作成した。JQXばねはコッターの無い鉛直接合部のような復元力特性を有し、初期剛性から直接残留耐力に至る。これにより、JQばねが負剛性域を超えて残留耐力に至った状態での釣り合い状態を求めることを意図した。補助モデルではR=0.3%付近で全てのJQXばねのずれ変位が8mmとなり、その時の $C_{q1}$ は0.5であった。その後、水平耐力は微減し、R=0.43%で $C_{q1}=0.49$ となるが、以降、微増に転じ、R=1.0%で $C_{q1}=0.53$ となった。

補助モデルのR=0.8%以降の建物の水平耐力は既往モデルBの耐力にほぼ一致した。損傷状態についても両者はほぼ一致したことから、弾塑性解析結果は経路依存するものの、補助モデルを用いて補充した図8の修正モデルの解析で概ね釣り合い経路が追跡できたと考える。すなわち、 $0.3\% \leq R$ では、補助モデルの解析結果が修正モデル結果に一致すると考えられ、 $0.2\% \leq R \leq 0.3\%$ は1通り架構と5通り架構のB通りのJQばねが順次負剛性域に入る領域であり、解析としては追跡できていないことから図8中破線で示した。以上より、修正モデルの保有水平耐力時変形角は0.19%でその際の1階の層せん断力係数 $C_{q1}$ は0.64である。

図9にR=0.2%と1.0%時の変形と損傷の様子を示す。ここで図中の●は接合部ばねあるいは境界梁部材の降伏あるいはひび割れ等の損傷状態を示し、○は最大耐力に達していることを示す。R=0.2%で1通り架構と5通り架構のB通りの下部のJQばねが最大耐力に達している他、2通り架構の境界梁がせん断破壊している。この時点では、1通り架構と5通り架構の連層壁は、まだB通りで鉛直方向に完全にはずれていないが、R=1.0%ではA-B間とB-C間の壁が独立した連層壁としてロッキング変形している様子が確認できる。

「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」<sup>29)</sup>では、鉛直接合部の損傷を前提としない耐震性能評価方法が示されている。本解析では、鉛直接合部が最大耐力後に耐力低下する設定により、同接合部の耐力低下で建物の保有水平耐力が決定されることを確認した。最大耐力後の負勾配値が、保有水平耐力および建物の挙動に与える影響については、次章で検討する。

## 7. 鉛直接合部ばねモデル因子の建物挙動への影響

本章では、鉛直接合部ばね（JQばね）モデルの復元力特性の設定

が建物の挙動に与える影響を評価する。5章で示したJQばねモデルの復元力特性は、既往の実験を参考に俯瞰的に設定したものであり、実験データから一義的に定義されたものではない。これは、実験データ数が限定的であることや、コッター筋比などの接合部仕様において、既往実験が検討対象建物の接合部とは必ずしも一致していないことなどに起因する。ばねモデルの設定因子の中で、特に不確実

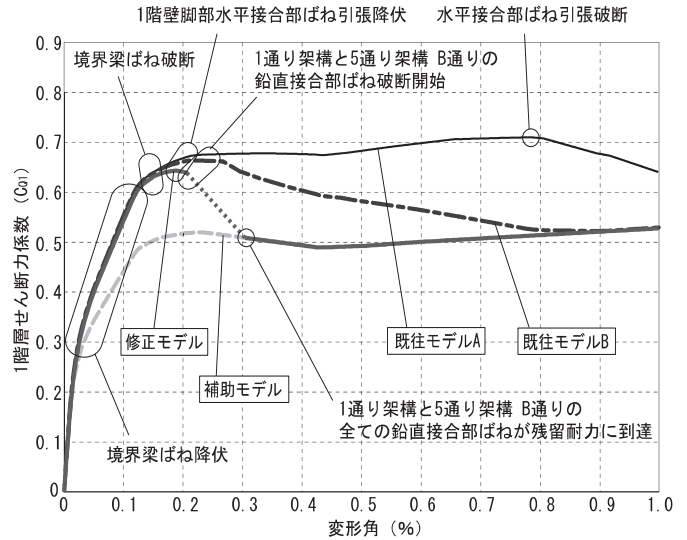


図8 検討建物の荷重-変形関係

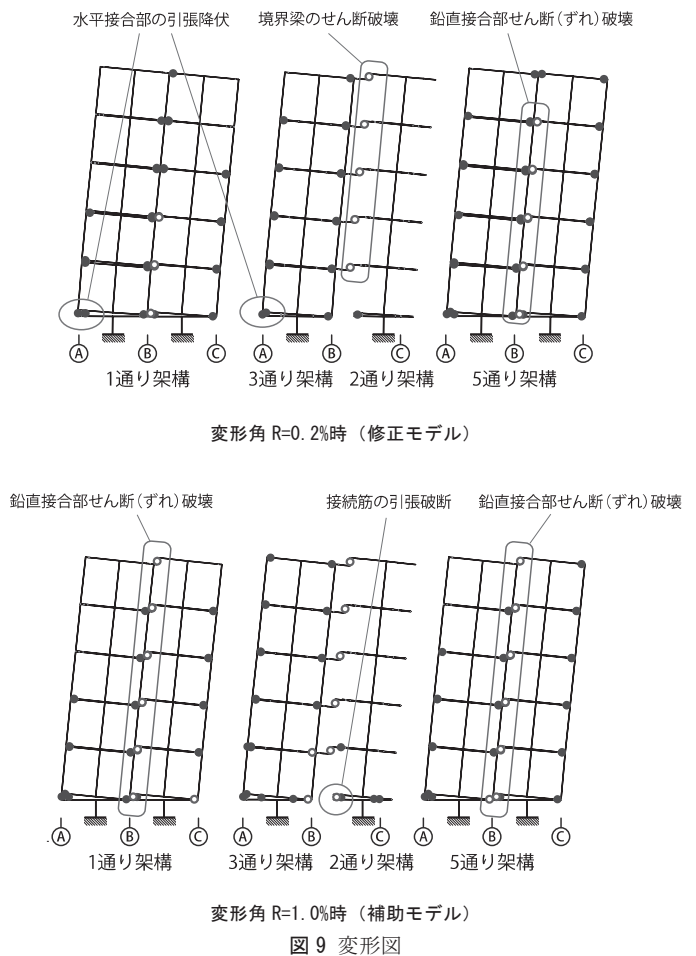


図9 変形図

性が高いと考えられるのが、最大せん断耐力後の負剛性値と残留耐力値であり、建物の保有水平耐力に与える影響が相対的に高いと考えられるのが最大せん断耐力である。これらの因子に着目して、設定値が建物挙動に与える影響を評価する。図10に、JQばねの復元力特性の設定因子として、最大耐力と最大耐力後の負勾配および残留耐力を図7の修正モデルから増減させた場合のモデルを示す。最大耐力値を25%増減させたモデルをそれぞれ修正SUモデルと修正SDモデル、最大耐力後の負勾配値を50%増減させたモデルを修正KUモデルと修正KDモデルとした。また、残留耐力値について、図7の補助モデルのJQXばねの耐力を50%増減させたモデルを補助SUモデルと補助SDモデルとし、同耐力値を十分小さく、ほぼゼロとしたモデルを補助SZモデルとした。補助モデルでは、1通りと5通り架構のB通り直交壁に接続するC通り側のJQばねをJQXばねに置換した。これは、同位置についてのみ、JQばねが最大耐力に至り、負剛性域および残留耐力域に達したためである。補助SU、SD、SZの各モデルでも、JQXばねの位置は変更していない。後述の検討では、他のJQばねは、最大耐力に達していないことを確認している。

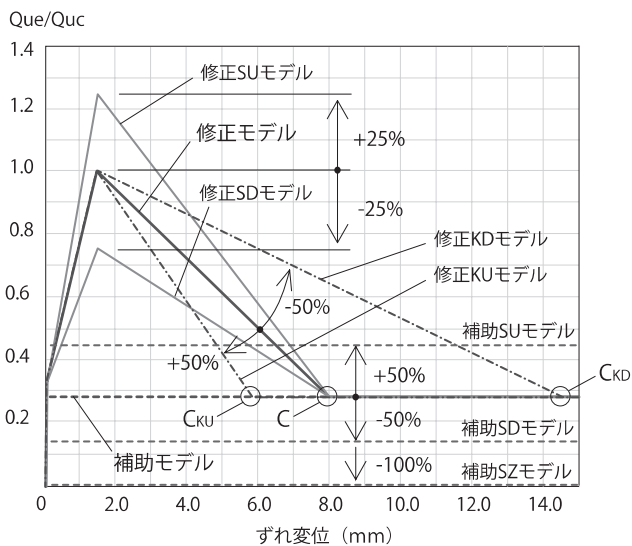


図10 JQばね設定因子の建物挙動への影響検討モデル

これらのモデルによる検討建物の水平荷重と変形角関係を図11に示す。JQばねの最大耐力を増減させた修正SUおよびSDモデルと修正モデルを比較すると、保有水平耐力時の1階の層せん断力 $C_{q1}$ は0.64から0.67(+5%)および0.59(-8%)に増減した。また、最大耐力後の負勾配を増減させた修正KUおよびKDモデルと修正モデルを比較した場合、保有耐力時変形角は0.19%から0.17%と0.21%に変化した。保有水平耐力値の変化は±2%であった。修正モデルの保有水平耐力後の荷重-変形角関係については、補助モデルにおける全てのJQXばねの変位が8m(図10中のC点)に達する変形角が0.3%であったことから、図8のように推移すると推定できた。補助モデルの全てのJQXばね変位が図10中の $C_{ku}$ 点および $C_{kd}$ 点に達する変形角はそれぞれ0.25%と0.5%であり、修正KUおよびKDモデルの保有耐力後の推移を含めた荷重-変形角関係は図11のように推定できる。残留耐力を増減させた補助SU、SDおよびSZモデルと補助モデルを比較すると、 $R=0.2\%$ から $1.0\%$ の間で水平耐力はそれぞれ+7%、

-7%、-14%程度の一定した増減となった。補助SZモデルと修正モデルを比較すると、 $R=0.2\%$ の修正モデルの保有水平耐力に対して、同変形角時の補助SZモデルの水平耐力は70%ほどに低下するものの、 $R=0.2\%$ から $1.0\%$ まで $C_{q1}$ は0.4以上を維持して推移した。これは、A通りとC通り側のJQばねは最大耐力に達していないことに加えて、水平接合部や自重による連層耐震壁のロッキングに対する抵抗機構のためと考えられる。また、 $R=1.0\%$ までの建物の水平耐力は補助SUモデルでも最大で $C_{q1}=0.55$ 程度であり、修正モデルの $R=0.2\%$ の $C_{q1}=0.64$ よりも低いことから、いずれの場合も建物の保有水平耐力は、 $R=0.2\%$ の鉛直接合部の最大耐力後の耐力低下により決定されることになる。従って、JQばねのモデル化において、最大耐力後の負勾配値および残留耐力値の設定が建物の保有水平耐力および崩壊挙動に与える影響は比較的小さいと考えられる。

図11の[]内に全てのJQXばねの中の最大ずれ変位 $\delta_{max}$ を示した。補助モデルでは、 $R=0.4\%$ と $0.5\%$ と $1.0\%$ の $\delta_{max}$ はそれぞれ、15mm、19mm、38mmであった。ここで、鉛直接合部の限界ずれ変位を仮定して、建物の挙動を推察する。4章の既往実験で、最大記録ずれ変位 $\delta_{max}$ の多くが10mm以下であることから、鉛直接合部の限界ずれ変位を特定することは困難である。ただ、 $\delta_{max}$ が10mm付近の実験でも $\delta_{max}$ 付近で急激に耐力低下する様子は確認されていない(品川ら<sup>20)</sup>、望月ら<sup>8)</sup>、松崎ら<sup>19)</sup>、小湊・新藤<sup>25)</sup>、項・新藤<sup>26)</sup>など)ことから、限界ずれ変位を20mmと仮定した場合、図11のA点あたりから矢印のように、建物の水平耐力が低下することが推定できる。ここで、矢印の狙い点(図11のB点)は補助SZモデルで全てのJQXばねのずれ変位が20mm以上になったときの変形角である。

いずれにしても、 $C_{q1}>0.4$ を維持して $R=1.0\%$ までの変形性能があることに着目すると、鉛直接合部の損傷を考慮して既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート集合住宅建物の耐震性能を評価していく可能性が考えられる。

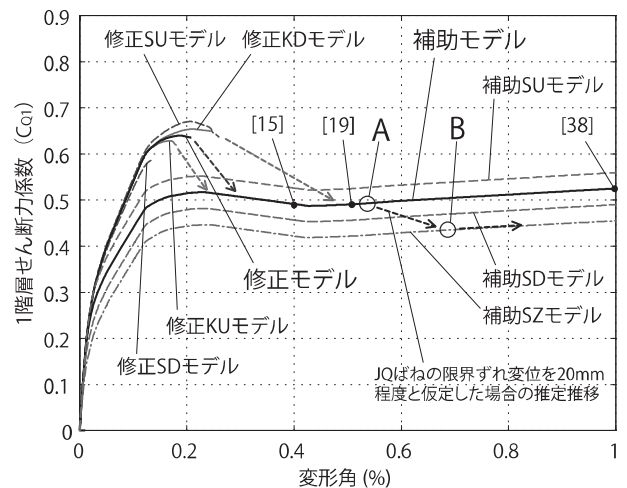


図11 JQばねの設定因子に応じた建物挙動への影響

## 8. まとめ

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅建物の鉛直接合部のせん断(ずれ)特性に関する既往研究を整理し、せん断力-ずれ変位関係および最大せん断耐力の評価式



に関する既往の知見を分析した。最大耐力に関する既往研究は多く存在するものの、ずれ変位 10mm を超えるせん断実験を実施した研究は限定的であり、同接合部では強度型の設計が基本であったことが再確認された。

- (2) 鉛直接合部のせん断力-ずれ変位関係が得られる既往研究の分析を通じて、実在する標準設計された WPC 構造集合住宅建物の解析モデルにおける鉛直接合部ばねの復元力特性を設定した。復元力特性は 4 線分で構成され、初期剛性域、ひび割れ後剛性域、最大耐力後負剛性域、残留耐力域とした。最大せん断（ずれ）耐力は、「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」に示される評価式に基づく算出値とした。また、残留耐力は同評価式におけるコッター筋寄与項値とした。
- (3) 標準設計された実在建物の張間方向の静的増分解析による保有水平耐力および崩壊挙動における鉛直接合部のモデル化の影響を確認した。変形角 0.19% で鉛直接合部が最大耐力後の耐力低下域に到達し、建物の保有水平耐力に至った。その際の 1 階の層せん断力係数  $C_{q1}$  は 0.64 であった。鉛直接合部の最大耐力後の耐力低下が建物の保有水平耐力を決定する主要因であることを確認した。
- (4) 鉛直接合部の復元力特性のモデル化において、最大耐力後の負勾配値および残留耐力値の設定が建物の保有水平耐力および静的増分解析における崩壊挙動に与える影響は限定的であった。鉛直接合部の耐力低下後も水平接合部や自重による連層耐震壁のロッキングに対する抵抗機構は存続することから、建物全体としての水平抵抗力は、 $C_{q1} > 0.4$  を維持して変形角 1.0% まで推移することを確認した。このことから、鉛直接合部の損傷を考慮して既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート集合住宅建物の耐震性能を評価していく可能性が考えられる。

## 謝辞

図版の作成に際して首都大学東京学部生の臼井亮氏に協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 和田芳宏, 見波進, 北山和宏, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁における新設開口補強効果の実験的研究, コンクリート工学会年次報告集 Vol. 32, No. 2, pp1075-1080, 2010.
- 2) 高木次郎, 北山和宏, 見波進: 新設開口補強を伴う既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁の数値解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp1015-1024, 2011. 5
- 3) 高木次郎, 下錦田聡志, 北山和宏, 見波進: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の静的解析モデルの構築, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 671 号, pp113-120, 2012. 1
- 4) 下錦田聡志, 高木次郎, 見波進, 北山和宏: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の解析モデルの改良と比較分析, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 680 号, pp1589-1598, 2012. 10
- 5) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加法, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp151-158, 2001. 12
- 6) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1984
- 7) K. Hansen, M. Kavrachine, G. Melhorn, S. Ø. Olesen, D. Pume and H. Schwing: Design of Vertical Keyed Shear Joints in Large

- Panel Buildings, Building Research and Practice, July/August 1974.
- 8) 望月重, 梅宮良之: 鉛直接合部の面外拘束効果に関する実験, 第 7 回コンクリート工学会年次講演会論文集, pp373-376, 1985
  - 9) 望月重, 梅木芳人: プレキャスト鉄筋コンクリート構造接合部の面内・面外拘束効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp335-336, 1986. 8.
  - 10) 望月重, 梅木芳人: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する構面実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp115-116, 1987. 10,
  - 11) 木村博, 松崎育弘, 中野克彦, 阿久津好太: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 1 耐力の評価について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp209-210, 1989. 10
  - 12) 松崎育弘, 福山洋, 阿久津好太, 木村博: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 2 破壊性状及び変形履歴性状について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp211-212, 1989. 10
  - 13) 高橋啓, 松崎育弘, 中野克彦, 阿久津好太, 木村博, 今道律子: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 3 斜めせん断破壊を制御した場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp563-564, 1990. 10
  - 14) 阿久津好太, 松崎育弘, 福山洋, 木村博, 高橋啓, 今道律子: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 4 変形を考慮したせん断伝達機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp565-566, 1990. 10
  - 15) 佐俣紀一郎, 松崎育弘, 木村博, 高橋啓, 渡辺正人: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 5 破壊モードの分類, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp741-742, 1991. 9
  - 16) 木村博, 松崎育弘, 高橋啓: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究, その 6 耐力評価式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp743-744, 1991. 9
  - 17) 新藤忠徳, 末永保美: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する研究, 既往耐力式の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp213-214, 1989. 10
  - 18) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計施工指針, 2007
  - 19) 日本建築学会: 壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法, 1994. 2, 第 2 刷
  - 20) 品川多美二, 小林康人: PC 工法・鉛直接合部の強度性状に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 44, pp975-976, 1969. 8
  - 21) 池田昭男・山田敏夫・出井正人・川島正博: 大型プレキャストコンクリートパネルによる高層共同住宅に関する研究 (その 10) はり間壁水平および鉛直接合部せん断耐力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1463-1464, 1973. 10
  - 22) 吉野次彦, 田中清: コッターを有するプレキャスト鉄筋コンクリート耐震壁の実験的研究, その 1 接合部に直角な方向の軸圧縮力を受けるコッター接合部のせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 53, pp1841-1842, 1978. 9
  - 23) 東洋一, 遠藤利根徳, 磯健一, 沼本学, 本橋秀世, 飽津福秀, 榎田聡太郎: プレキャスト鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断挙動に関する研究, その 1: 耐震壁接合部のせん断実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 56, pp1721-1722, 1981. 9
  - 24) 新藤忠徳, 末永保美: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する研究, S 型一方向加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp803-804, 1988. 10
  - 25) 小湊真, 新藤忠徳: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する研究, コッターの配置を変化させた場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp753-754, 1994. 9
  - 26) 項兵, 新藤忠徳: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する研究, コッター断面積・コッター設置状況の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造 IV, pp771-772, 1998. 9
  - 27) 田川浩之, 平松道明, 益尾潔, 窪田敏行: 鉄筋クリップ継手を用いた I 型, T 型, L 型 RC 壁式プレキャスト鉛直接合部の構造性能, コンクリート工学会年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp547-552, 2009
  - 28) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology Co., LTD.
  - 29) 日本建築防災協会: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針, 第 2 版 3 刷, 2008

(2013年5月6日原稿受理, 2013年8月12日採用決定)