

# 共用廊下増築を伴う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

# SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF EXISTING WALL TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS EXTENDED WITH NEW CORRIDOR STRUCTURES

高木次郎 — \* 1 白井 亮 — \* 2  
野仲 論 — \* 3

Jiro TAKAGI — \* 1 Ryo USUI — \* 2  
Toki NONAKA — \* 3

キーワード：  
壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 既存集合住宅, 耐震補強, 静的増分解析, 共用廊下増設

Keywords:  
Wall-type precast reinforced concrete structure, Existing residential building, Seismic strengthening, Static pushover analysis, Extension with corridor structure

Significant number of wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings exist in Japan, constructed during the 1960-70s. They are assembled using prefabricated concrete panels for the slabs and walls and of high quality in terms of the structural conditions. In order to utilize them, seismic behavior of the existing buildings extended with new corridor and elevator structures were analytically evaluated. Static pushover analyses were conducted considering inelastic behavior of members and connections between the existing precast concrete wall panels. The ultimate lateral strength of the extended buildings were nearly equivalent to that of the existing buildings.

## 1. はじめに

建設後 30-40 年経過しつつも良質な躯体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多数現存する。これらは、狭小で画一的な住戸プランが現代の多様な住要求に合致していないことや、エレベータ (EV) が存在せずバリアフリーとなっていないことなどの問題から十分に活用されているとは言えない。本研究では、標準設計された既存 WPC 構造集合住宅建物の EV を併設した共用廊下を増築し、エキスパンション・ジョイント (Exp. J.) を設けずに、あと施工アンカーにより一体化する計画を想定して、増築部の構造設計を行う。増築後の建物の許容応力度設計と張間方向の静的増分解析を行い、既存部と増築部を構造的に一体化する改修の可能性について検討する。

## 2. 既存部と増築計画の概要

著者らは、これまでに高度経済成長期に大量に供給された型式の 5 階建 WPC 構造集合住宅建物の耐震性能を評価してきた<sup>1-5)</sup>。本研究では、同型式の建物に対して共用廊下を増築して一体化した場合の耐震性能について検討する。増築計画は、図 1 のような構成<sup>6)</sup>とし、既存部の階段室側に共用廊下と EV を併設し、既存部のバルコニーに面する掃出し窓を新たな住戸出入口とする。

Exp. J. を設けずに共用廊下を増築する場合の法律上の制約の詳細についてはここでは議論しないが、既存部と増築部が一体化された建物 (以下、「増築一体化建物」と呼ぶ) が、許容応力度設計を満足する必要性が考えられる。壁式鉄筋コンクリート構造については仕様規定の改定が少ないため、既存部が既存不適格になってい

い可能性もある。本研究では、増築一体化建物の地震に対する許容応力度設計と保有水平耐力の両面から構造的な分析を行い、既存部と増築部を一体化する利点について議論する。

既存部に共用廊下増築部を一体化させる計画は Exp. J. による分離計画より経済的と考えられる。これは、分離計画では増築部の張間方向 (図 1 の Y 方向) の塔状比が大きくなり、転倒に対する抵抗力を確保するために、基礎や柱の断面が大きくなるからである。増築一体化建物全体に作用する地震力は既存部のみに作用する地震力より大きくなるが、増築部が既存部の損傷抑制に寄与し、建物全体の耐震性能を増築前と概ね同等にできる可能性がある。

既存部の一住戸分のプレキャスト (PCa) 壁板および床板の構成を図 2 に示す。PCa 壁板は、図 3 の上下階の壁板を接合する水平接合部 (SB) と平面上隣接する壁板を接合する鉛直接合部によって現場接合される。水平接合部では壁板に埋め込まれた鋼板同士が現場溶接されるのに対し、鉛直接合部では隣接する壁板側面の隙間に現場打ちコンクリートが充填される。壁板側面には接合筋とコッターがあり、壁板同士鉛直方向のずれに抵抗する機構である。また、このコンクリート充填部には、鉛直方向に床レベルを貫通する鉄筋 (鉛直接合筋) が配されており、この鉄筋が上下階に隣接する壁板の鉛直方向の離間抑制に機能する。これらの接合部の強度は板の強度よりも相対的に低く、大地震時には壁板の損傷よりも接合部の損傷が先行すると考えられる。このことは、既往の WPC 壁の実験的研究<sup>7,8)</sup>でも確認されている。

増築部の 2-5 階の基準階の床梁伏図を図 1 に示す。図中の部材符号に対応した部材リストは表 1, 2 の通りである。床梁伏図で既存階

<sup>1)</sup> 首都大学東京都環境科学研究科 准教授・Ph. D.  
(〒192-0364 東京都八王子市南大沢 1-1)

<sup>2)</sup> ㈱長谷工コーポレーション 修士 (工学)

<sup>3)</sup> 首都大学東京都環境科学研究科 大学院生

<sup>1)</sup> Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

<sup>2)</sup> Haseko Corporation, M. Eng.

<sup>3)</sup> Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.

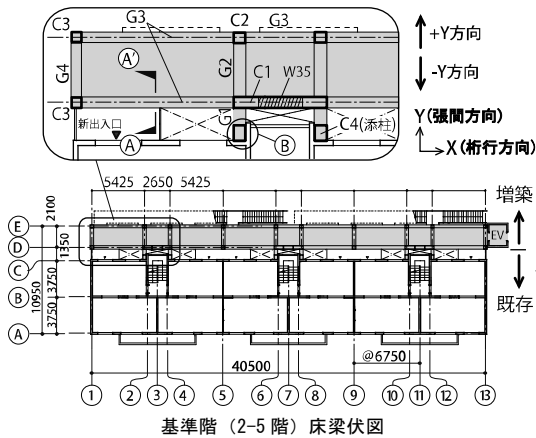
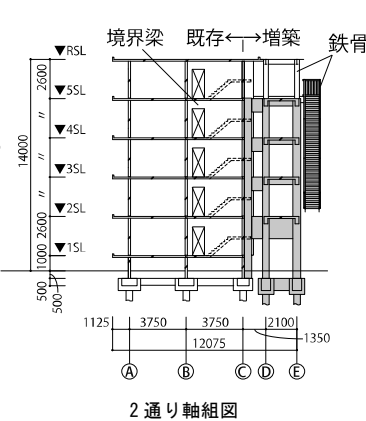


図1 増築計画の概要



2通り軸組図

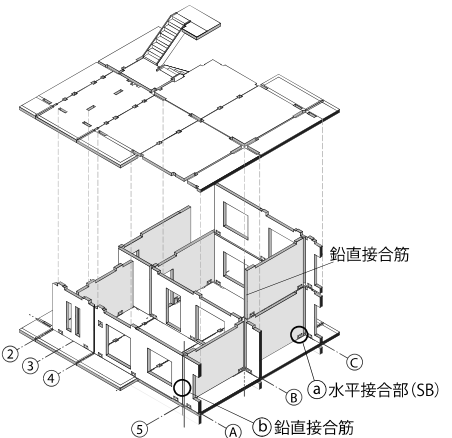
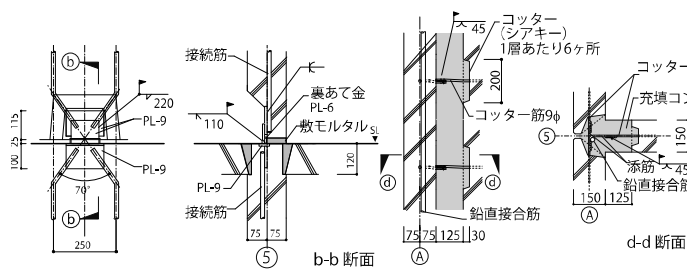


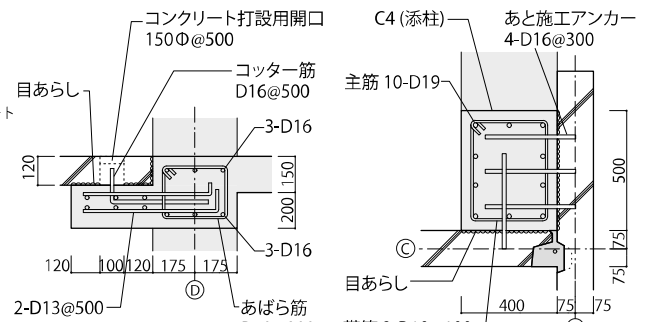
図2 既存 WPC 構造住宅の構成



(a) 水平接合部(SB)詳細 (図2のa部)

(b) 鉛直接合部詳細 (図2のb部)

図3 接合部詳細



(a) 図1のA-A' 立断面図

(b) 図1のB部詳細図

図4 既存部と増築部の取合詳細例

段室脇の架構(2通りや4通りなど)の連層壁に増築部と連結する梁(G1梁)を設ける。これを連結梁と呼ぶ。連層壁には図4bのような添柱を設け、あと施工アンカーで一体化する。連結梁を添柱に定着させ、連層壁と剛に接合する。著者らによる既往研究<sup>3)</sup>では、基礎を固定とした場合の既存部の張間方向の崩壊形は、既存住戸出入口上部の壁梁(以下、「境界梁」と呼ぶ)および鉛直接合部のせん断破壊と1階水平接合部の引張破断を伴う連層壁のロッキングである。本増築計画では、連結梁による曲げ戻しにより既存連層壁のロッキングに対する抵抗力を高める。一方、1通りや5通りなどの他の連層壁架構には連結梁を設けない。これは2通りや4通りでは、図4bに示すように、耐震壁とあと施工アンカーを用いて直接添柱(C4)を固定できるのに対し、1通りや5通りでは、桁行方向(図1のX方向)の壁を介して張間方向の壁と添柱を接合することになり、力の伝達機構が複雑になるためである。また、図1中D通りの既存部と増築部の接線では、両者の地震時の一体性を確保する目的で、床レベルにコッター筋を用いた接合やあと施工アンカーを用いた接合(一例として図4aや図4bなど)を行う。なお、あと施工アンカーは、既存部と増築部間の地震荷重下の力の伝達のみ用いることとし、長期荷重下の力の伝達には期待しない。また、あと施工

アンカーの許容応力度規定には法整備上の課題があるが、発生応力度が耐力より十分小さいことを確認した。

増築部の部材断面は表1と2のとおりである。最上階の5階の柱と屋根は重量軽減を目的として鉄骨構造とした。図1中D通りの2,6,10通りと4,8,12通り間には350×800mmのC1柱を側柱とする厚さ350mmの耐震壁(W35)を設ける。これにより桁行方向の水平剛性と耐力を確保する。既存部と連結梁で一体化されるC1柱は張間方向の地震時の軸力が大きく、また、同柱の曲げ剛性の保有水平耐力への寄与が大きいことから、同柱の断面はE通りの柱よりも大きく

表1 柱断面リスト(1-4階共通)

符号	C1	C2	C3	C4(添柱)
BX x BY <sup>(*)1)</sup>	800 x 350	400 x 350	350 x 350	400 x 500
主筋	20-D19	10-D19	8-D19	10-D19
pt <sup>(*)2)</sup>	X方向	0.29 [3-D19]	0.77 [3-D19]	0.74 [3-D19]
	Y方向	1.61 [9-D19]	1.28 [4-D19]	0.74 [3-D19]
pw <sup>(*)3)</sup>	X方向	1.1	0.41	0.41
	Y方向	0.48	0.36	0.41
最大検定比 <sup>(*)4)</sup>	M	0.107 [-Y]	0.143 [-Y]	0.390 [X]
	Q	0.071 [+Y]	0.068 [+Y]	0.067 [X]

(\*)1: 平面図中X方向の部材断面幅(BX)とY方向の幅(BY)を示す。

(\*)2: 引張鉄筋比(%)を示す。

(\*)3: 平面図中X, Y方向のせん断力に対する帯筋比(%)を示す。

(\*)4: 許容応力度計算時の検定比(発生応力度/許容応力度)の最大値を示す。

表2 梁断面リスト

符号	G1				G2				G3	G4
	2		3-5		2		3-5		2-5	2-5
断面	C通り端 中央・他端		C通り端 中央・他端		D通り端 中央・他端		D通り端 中央・他端		全断面	全断面
B x D <sup>(*)5)</sup>	400x1500		400x900		400x1500		400x500		350 x 300	350 x 300
上端筋	2-D16	8-D16	2-D16	8-D16	4-D16	8-D16	4-D16	8-D16	3-D16	3-D16
下端筋	8-D16	2-D16	8-D16	2-D16	8-D16	4-D16	8-D16	4-D16	3-D16	3-D16
あばら筋	D13@100		D13@100		3-D13@100		3-D13@100		D10@200	D10@200
pw	0.64		0.64		0.96		0.96		0.21	0.21
最大検定比 <sup>(*)4)</sup>	M	0.388 [-Y]	0.206 [-Y]	0.143 [-Y]	0.102 [+Y]	0.170 [+Y]	0.042 [+Y]	0.114 [-Y]	0.100 [+Y]	0.80 [L]
	Q	0.144 [+Y]	0.150 [+Y]	0.163 [+Y]	0.169 [+Y]	0.087 [-Y]	0.091 [+Y]	0.106 [-Y]	0.107 [+Y]	0.233 [X]

(\*)4: 許容応力度計算時の検定比(発生応力度/許容応力度)の最大値を示す。(\*)5: 梁幅(B)と梁成(D)を示す。

した。増築部の各部材は曲げ降伏先行型にした。

連結梁 (G1) の断面は 3-5 階で幅 400 mm, せい 900 mm である。2 階については, GL から 2 階床レベルまでの高さが 3600 mm と大きく, 梁せいを確保できることから, 同梁のせいを 1500 mm とする。これにより, 耐震性能が相対的に低い張間方向の図 1 の +Y 方向地震時の連層壁への曲げ戻しを増大させる。連結梁に直列する D-E 通り間の新設梁 (G2) は階高の関係から 3-5 階でせいを 500 mm とし, 2 階については G1 と同じ 1500 mm とした。+Y 方向地震時発生曲げモーメントが大きくなる梁端の引張鉄筋の本数を多くした。-Y 方向地震時は, 連結梁に発生するせん断力が, 増築部柱に作用して引張力となる。この引張力を低減させるため, 連結梁の -Y 方向地震時の引張鉄筋を少なくした。これにより, -Y 方向の保有水平耐力時に同柱に発生する引張力は, コンクリート引張ひび割れ耐力の 58% である。

### 3. 既存部の解析モデル

著者らが既往研究<sup>1-4)</sup>で作成した既存部の静的増分解析モデルを図 5 に示す。図には後述の増築部のモデルも示す。解析モデルは, 図 1 の平面図中の 5 通りと 9 通り架構などの建物内の同一架構を 1 架構に集約して 2 次元とした。剛床を仮定し, 同一階の水平変位を同じとした。耐震壁を上下辺部に剛棒を有する線材に置換し, 接合部を弾塑性ばねに置換した。境界梁は地震時にせん断破壊することから, 塑性せん断ばねを有する線材とした。耐震壁端部には圧縮方向にのみ弾性高剛性の接触ばねを設けた。解析モデル中の壁および梁は, 集約した同一架構数倍の幅を有する線材断面とした。コンクリート強度は耐震診断<sup>9)</sup>で強度試験のない場合の採用値  $27\text{N/mm}^2$  とし, 弾性係数は同強度に対して参考文献<sup>10)</sup>に準拠して算出した。

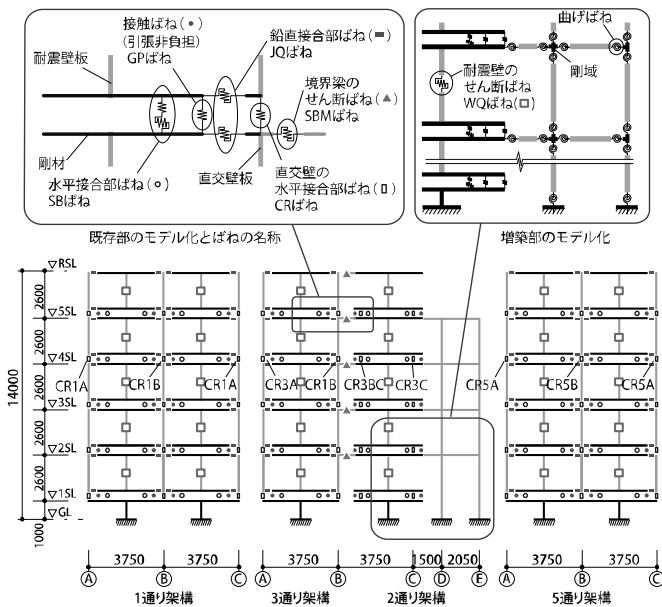


図 5 解析モデル概要

以下に各弾塑性ばねの設定概要を述べる。設定根拠の詳細については, 著者らの既往研究<sup>1-4)</sup>を参照いただきたい。ただし, 既往研究でも弾塑性ばねの設定は必ずしも一義的に決定されたものではなく, 限られた既往データの分析に基づく設定の一例である。後述の増築部のばねのモデル化も同様の考え方に基づいて設定した。

本モデルで張間方向の壁を耐震壁, 直交する桁行方向の壁を直交

壁と呼ぶ。また, 耐震壁中の水平接合部ばねを SB ばねと呼ぶ。SB ばねでは, 上下階の耐震壁の水平方向のずれと鉛直方向の引張に対する弾塑性挙動を評価する。水平方向のずれに対しては, 初期剛性の十分大きい完全弾塑性ばねとし, 降伏時変位は 0.01mm 以下とした<sup>1)</sup>。せん断(ずれ)耐力は, 診断指針<sup>9)</sup>が定める水平接合部で連結された上下階耐震壁の終局せん断耐力  $Q_{su}$  値であり, その算出における壁軸力は長期軸力とした。

SB ばねの鉛直引張方向の復元力特性は, 水平接合部の接続筋(図 3a)の径に応じて設定し, 同接続筋が D16 と D19 の 2 体の実大水平接合部引張実験<sup>3)</sup>を参考に, 接続筋が D16 と D19 の場合のほか D22 の場合についても設定した。SB ばねの鉛直引張方向の復元力特性の概形と設定値を図 6 と表 3 に示す。復元力特性の第 1 折点は接続筋の降伏点であり, 第 2 折点は最大引張耐力で接続筋の破断点である。第 2 折点以降の負勾配については実験結果<sup>3)</sup>を参考に設定した。同ばねの鉛直圧縮方向の復元力特性は弾性高剛性とした。

上下階の直交壁の鉛直方向の弾塑性ばねを CR ばねと呼び, その引張方向の復元力特性は, 耐震壁近傍の直交壁中の水平接合部と鉛直接合筋の復元力特性の累加である。鉛直接合筋の復元力特性は鉄筋断面積と引張強度の積の引張耐力を有する完全弾塑性とした。ばね特性は階ごとに異なる配筋に応じて設定した。図 6 に建物挙動への影響が大きい 1 階の CR ばねの復元力特性を示す。

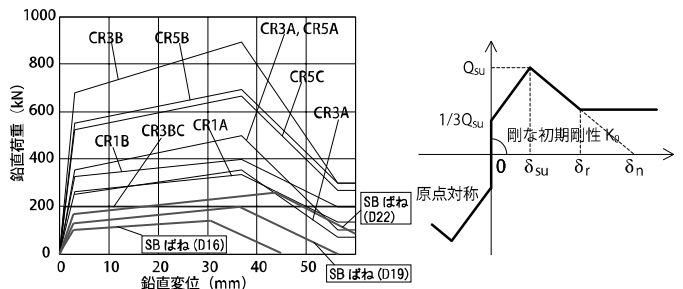


図 6 SB および 1 階 CR ばねの鉛直引張方向の復元力特性

図 7 JQ SBM WQ ばねの復元力特性

表 3 SB ばねの鉛直引張方向と JQ SBM WQ ばねのせん断方向の復元力特性値

	第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
SB (D16)	90	3.0	143	31.0	0	45.0
SB (D19)	128	3.0	199	37.0	0	56.5
SB (D22)	170	3.0	268	44.0	0	70.3
JQ	$1/3Q_{su}$	0.05	$Q_{su}$	1.5	$0.277 Q_{su}$	8.0
SBM, WQ	0	0	$Q_{su}$	*1)	$0.4Q_{su}$	*2)

\*1)  $0.4 \times$  部材長さ \*2) 最大せん断耐力後の剛性を初期剛性の  $-0.005$  倍とし, 残留耐力  $0.4Q_{su}$  を与える変位とした。

解析モデル中, 直交壁は耐震壁の曲げ変形に寄与する有効幅<sup>9)</sup>と壁厚を有する鉛直方向の線材とし, 耐震壁とは鉛直接合部ばね (JQ ばね) により鉛直方向の相対変位に対する拘束を与えた。JQ ばねの鉛直ずれ方向の復元力特性は図 7 のような原点对称とした<sup>4)</sup>。設定値を表 3 に示す。第 1 折点である接合部への斜めせん断ひび割れ発生時の耐力を最大せん断耐力の  $1/3$  とし, そのときの変位を 0.05mm とした。第 2 折点である最大せん断耐力  $Q_{su}$  は「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説」<sup>10)</sup>に準拠して算出した。最大せん断耐力を与える変位  $\delta_{su}$  は既往実験を参考に 1.5mm とした。最大せん断耐力後の残留せん断耐力はコッター筋(差筋)のせん断耐力で最大せん断耐力の 27.7% とした。1 層あたり 2 箇所 JQ ばねを設定し, それぞれに 1 層あたりの半分の耐力を与えた。また, 同



ばねは水平方向および回転方向に対して弾性高剛性とした。

境界梁およびPCa耐震壁には、材中央に塑性変形分のせん断ばね(図5のSBMとWQばね)を設けた。同ばねの復元力特性を図7と表3に示す。第1折点はせん断ひび割れ時で、その時の耐力は最大せん断耐力の $1/3^{11,12)}$ とした。最大せん断力を与える変形角は $0.4\%^{12)}$ とし、最大せん断耐力後の負剛性は弾性せん断剛性の $-0.005$ 倍<sup>1)</sup>とした。負勾配後の残留耐力は最大せん断耐力の $40\%^{11)}$ と仮定した。PCa耐震壁の最大せん断耐力は軸力に依存するが、本解析では予備解析で得られた保有水平耐力時の軸力を用いて算出した。

#### 4. 増築一体化建物の耐震性能評価

増築後の建物の耐震性能を、弾性解析による応力度の検討(許容応力度設計)と静的弾塑性増分解析による崩壊形および保有水平耐力の検討の2通りで評価する。図1の平面図のX方向(桁行方向)とY方向(張間方向)について、検討方針を表4に整理する。Y方向については、図5の一体化モデルを用いて、弾性および弾塑性増分解析を行う。一方、X方向については、増築部のみの立体モデルによる許容応力度の検討のみ行う。本研究の主目的は増築部を既存部と一体化することによる耐震性能上の利点評価にあり、X方向については、増築部の塔状比も1以下であり、独立した建物として無理なく成立するとの考えから、X方向の保有水平耐力の議論を割愛する。X方向増築部の許容応力度の検討で、一体化モデルではなく、独立モデルを用いることの妥当性については後述する。

表4 増築後の建物の耐震評価方針

	検討方向	検討方針
許容応力度設計 (弾性解析)	X	増築部のみの立体モデルによる弾性解析
	Y	既存-増築一体化モデルによる弾性解析
保有水平耐力の検討 (静的増分解析)	X	検討しない
	Y	既存-増築一体化モデルによる静的弾塑性増分解析

増築部の重量および荷重について述べる。増築部のスラブ厚は $150\text{mm}$ とし、鉄筋コンクリートの単位重量を $24\text{kN/m}^3$ として重量を算出した。最上階の屋根と階段は鉄骨構造を想定して、 $0.6\text{kN/m}^2$ とした。屋根と階段の積載荷重はそれぞれゼロと廊下と同じとした。その結果、増築部の重量は $1111\text{kN}$ (2階)、 $914\text{kN}$ (3,4階)、 $726\text{kN}$ (5階)、 $100\text{kN}$ (R階)である。一方、既存部の重量は、 $2880\text{kN}$ (2-4階)と $2230\text{kN}$ (R階)であり、単位面積当たりの換算重量は $8.2\text{kN/m}^2$ (2-4階)と $5.6\text{kN/m}^2$ (R階)である。増築一体化建物の重量は既存部重量に比べて3,4階で $31.7\%$ 、R階で $4.5\%$ 増加した。地上部全体では $29.5\%$ の増加である。地震荷重は、地域係数 $Z$ および振動特性係数 $R_i$ を共に $1.0$ として、 $A_i$ 分布により算出した。

##### 4.1. 許容応力度設計

###### 桁行方向(X方向)の検討

増築部を独立した建物として、柱梁を部材断面の線材に置換した弾性立体解析モデルを作成した。既存階段室前の新設耐震壁W35(D通り2-4通り間等)は、付帯柱(C1)を含む長方形断面の線材に置換し、水平方向に壁幅の剛材を設けて、それにG3梁が接続する構成とした。コンクリート強度を $27\text{N/mm}^2$ とし、弾性係数を算出<sup>12)</sup>した。解析には汎用解析ソフトのMidas<sup>13)</sup>を用いた。標準せん断力係数 $C_0=0.2$ の設計用地震荷重に対する増築部の許容応力度計算の結果を表1,2の部材断面リストに併記する。表中の「最大検定比」が、発生応力度の許容応力度に対する割合の最大値であり、[L],[X],[Y]

はそれぞれ長期およびXあるいは後述のY方向地震荷重時に値が最大となることを示す。X方向地震時に検定比が最大となる部材はD通りのG3梁のC1柱側端部であり $0.54$ である。ただし、表2の同部材の最大検定比は長期荷重下の $0.8$ である。

増築部を既存部との一体化モデルではなく、独立モデルにより検討することの妥当性について以下に述べる。著者らは既往研究<sup>5)</sup>で既存部の桁行方向(X方向)の耐震性能を解析的に評価した。その結果、5階床レベルで増築部の水平変位は既存部変位よりも $5\%$ 小さい程度であり、各階の $C_0=0.2$ の設計用地震荷重に対する既存部と増築部の弾性水平変位は概ね等しい。このことから、両者を一体化するスラブを介しての移動せん断力は比較的小さいと考える。また、増築部はD通りのみに耐震壁があり、偏心している。これに対して、独立した立体モデルで1通りや5通りの一体化スラブ位置でY方向変形を拘束した場合のX方向地震荷重下のY方向反力を求めた。反力は、同架構のY方向設計用地震荷重時水平力の $1\%$ 以下であり、増築部のねじれ変形は既存部により拘束されると考えられる。

###### 張間方向(Y方向)の検討

既存部のY方向の解析モデル(図5)に増築部を付加して、増築一体化建物の解析モデルを作成した。連結梁を設ける2通りと4通り架構に、増築架構の柱と梁を加えた。これらの架構の連層耐震壁のC通り側に添柱(C4)を設けて連結梁端部を定着させる計画とすることから、解析上は連結梁を耐震壁に剛接合とした。

張間方向については、柱と梁の検定比が+Yと-Yの地震荷重方向で異なるため、両荷重下の最大値を表1,2に示した。検定比の最大値は、-Y方向荷重下のG1梁のC通り端で確認され、曲げモーメントに対して $0.39$ である。従って、X方向の検討と合わせて増築部は許容応力度設計を満足する。Exp. J.で増築部と既存部を分離する計画を想定して、同断面で増築部のみの許容応力度計算を行うと、-Y方向載荷時にC2柱で曲げに対する検定比が $1.77$ となった。このことから両者一体化の利点が理解できる。+Y方向荷重時に増築部の柱は付加圧縮力を受け、-Y方向荷重時に引張力を受ける。連結梁を介して既存部と接合されるC1柱に作用する付加引張力が大きく、柱1本あたり $231\text{kN}$ である。自重による圧縮軸力は $387\text{kN}$ であり、基礎に引抜力は作用しない。

次に、図4の既存部と増築部の接合部について考察する。前述のように、桁行方向の両者の水平剛性は概ね等しいことから、地震荷重下の接合部の移動せん断力は大きくないと考える。張間方向について、増築部に作用する地震力が仮に全て既存部に伝達されるとした場合、移動せん断力は、4階床レベルで最も大きく約 $260\text{kN}$ である。図4bのあと施工アンカーのうち2通りと4通りの既存壁に定着されるアンカーの床レベル近くの3段分合計9本がこのせん断力移動に寄与すると仮定した場合、図4aのコッター筋と合わせて、1本あたりの負担せん断力は $2.9\text{kN}$ である。これは「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針」<sup>14)</sup>に準じて算出されるせん断耐力の $11\%$ であり、同接合部の耐力は十分であると判断できる。

##### 4.2. 張間方向の保有水平耐力の検討

増築一体化建物の張間方向(Y方向)の保有水平耐力について検討する。増築部の解析モデルは、前述の弾性解析モデルと同様とし、柱梁の材端に塑性変形分の曲げばねを設けた。曲げ変形について、ひび割れ発生時を第1折点、終局曲げ耐力時を第2折点とし、終局

曲げ耐力後は耐力を一定とした。両耐力は参考文献<sup>12)</sup>に準じて下式により算出した。梁と柱の終局曲げ耐力算出には、それぞれ(2)式と(3)式を用いた。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (1)$$

$$M_y = 0.9a_t \sigma_y d \quad (2)$$

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{\sigma_B bD}\right) \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $Z_e$ は等価断面係数(mm<sup>3</sup>)、 $N$ は軸力(N)、 $D$ 、 $d$ 、 $b$ はそれぞれ断面のせい(mm)、有効せい(mm)、幅(mm)である。また、 $a_t$ は引張主筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$ は梁主筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{y_s}$ は柱主筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)である。なお、(3)式の終局曲げ耐力値は軸力比がゼロから0.4の範囲で有効であり、軸力比が0.4以上の場合および負の場合の終局曲げ耐力は、それぞれM-N相関図上の純圧縮および引張強度点<sup>12)</sup>と軸力比0.4およびゼロ点との補間点の $M_u$ 値とした。曲げばねの初期剛性は十分大きく設定した。ひび割れ発生後の剛性は「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」<sup>15)</sup>のせん断スパン比 $a/D$ に応じた剛性低下率 $\alpha_y$ の算出式((4)、(5)式)を用いて、部材の弾性剛性に乘じて算出した。 $a/D \geq 2.0$ の場合に(4)式、 $a/D < 2.0$ の場合に(5)式を用いた。増築部の各柱・梁部材のせん断スパン比は予備解析により算出した。2.0未満となる部材は2階から5階までのG1梁と2,3階のG2梁である。

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (4)$$

$$\alpha_y = \left(B_0 + B_1 \frac{a}{D} + B_2 np_t + B_3 \eta_0\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (5)$$

ここで、 $n$ は鋼材とコンクリートのヤング係数比(=15)、 $p_t$ は部材断面積に対する引張主筋比、 $a$ はせん断スパン(mm)、 $d$ は断面の有効せい(mm)、 $D$ は断面の全せい(mm)、 $\eta_0$ は軸力比、 $B_{0,3}$ は $a/D$ に応じた係数で、 $a/D < 2.0$ の場合 $B_0$ 、 $B_1$ 、 $B_2$ 、 $B_3$ はそれぞれ-0.03362、0.12709、-0.19358、0.10757である。 $\eta_0$ は予備解析で得られた保有水平耐力時の各柱の軸力比とした。また、-Y方向地震荷重時に引張力を受ける柱については、(4)式を拡張して負の軸力比を代入して剛性低下率を算出した。ただし、 $\eta_0$ の値が保有水平耐力に与える影響は軽微であることを別途確認した。

#### 4.3. 張間方向の解析結果

張間方向の+Yおよび-Y方向の地震荷重に対して、最上階の水平変位を制御する静的増分解析を行った。荷重-変形角関係を図8に示す。縦軸の荷重は $A_1$ 分布で算出した地震荷重による1階層せん断力係数 $C_{q1}$ を示し、横軸の変形角R(%)はR階の水平変位を1階床レベル(1SL)からの高さ13.0mで除した値である。図9に張間方向の変形と接合部ばねの損傷の様子を示す。図中の○および●印は接合部あるいは部材の曲げ、せん断ばねがそれぞれ、復元力特性における第1折点および第2折点に到達したことを示す。

+Y方向の挙動を考察する。増築前の既存部は、1階層せん断力係数 $C_{q1}=0.13$ で既存出入口上部の壁梁(境界梁)にせん断ひび割れが発生(SBMばねが第1折点到達)し、 $C_{q1}=0.61$ までに全階でせん断破

壊が発生する。 $C_{q1}=0.19$ 付近で1通りと5通り架構の連層壁間のB通り3階の鉛直接合部にひび割れ(JQばねが第1折点到達)が発生し、その後、上階、他通り架構の鉛直接合部へと順次ひび割れが進展する。その後、 $C_{q1}=0.57$ と0.64付近でそれぞれ、5通り架構B通り1階と4階の鉛直接合部のせん断破壊が発生し、最大水平耐力(=保有水平耐力)に至る。

これに対して、増築一体化建物では、 $0.1 < C_{q1} < 0.16$ で境界梁にせん断ひび割れが発生し、その後、 $C_{q1}=0.56$ (R=0.10%)付近でせん断破壊が発生する。 $C_{q1}=0.55$ (R=0.10%)から1通りと5通り架構の連層壁間のB通り鉛直接合部のせん断破壊が順次進展し、 $C_{q1}=0.62$ (R=0.19%)で5通り架構の連層壁間のB通り3階が最大せん断耐力に達して保有水平耐力に至る。水平接合部の引張方向については、 $C_{q1}=0.58$ (R=0.12%)から建物の1階脚部で降伏(SB, CRばねが第1折点到達)するが、保有水平耐力時に最大耐力に達する接合部はない。増築部については、 $C_{q1}=0.29$ (R=0.02%)で2階G1梁の曲げ降伏発生後、 $C_{q1}=0.37$ (R=0.04%)付近から他の柱と梁の曲げひび割れが発生する。1階の層せん断力係数と比較した場合の一体化建物の保有水平耐力は既存部の耐力より3%低いが、増築一体化建物の重量は既存部重量より29.5%増大しており、増築部の耐震性能への寄与が理解できる。図9より増築部の崩壊形は梁降伏型ではない。これは設計意図でもある。つまり、既存部の崩壊形は連層壁のロッキングであり、それに共用廊下を増築した場合でも柱のせん断破壊が先行しなければ、層崩壊にはならないと考え、増築部だけの梁降伏先行を設計目標としていない。

次に-Y方向の挙動を考察する。図8から、既存部と増築一体化建物の $C_{q1}$ はそれぞれ0.65と0.75であり、増築一体化建物の $C_{q1}$ は、既存部の $C_{q1}$ を15%上回る。+Y方向と比べて耐力が大幅に向上するのは、増築部が既存連層壁のロッキングによる浮き上がりを抑え込む効果が大いいためである。

増築前の既存部について、 $0.18 < C_{q1} < 0.25$ で全階の境界梁にせん断ひび割れが発生するが、保有水平耐力時にせん断破壊が発生する境界梁はない。 $C_{q1}=0.19$ 付近で1通りと5通り架構の連層壁間のB通り3階の鉛直接合部にひび割れが発生し、その後、上階、他通り架構の鉛直接合部へと順次ひび割れが進展する。 $C_{q1}=0.56$ 付近で5通り架構の連層壁間のB通り1階の鉛直接合部がせん断破壊し、さらに2,3通りと5通り架構の連層壁間を中心にせん断破壊が上階に進展する。 $C_{q1}=0.65$ で2,3通り架構の連層壁間のB通り3階の鉛直接合部が最大せん断耐力に達して保有水平耐力に至る。

これに対して、増築一体化建物では、 $0.15 < C_{q1} < 0.20$ で全階の境界梁にせん断ひび割れが発生し、 $C_{q1}=0.20$ (R=0.011%)で2,4通り1階耐震壁にせん断ひび割れが発生する。その後、 $C_{q1}=0.63$ (R=0.09%)付近で1通りと5通り架構の連層壁間のB通り鉛直接合部のせん断破壊が進展し、 $C_{q1}=0.70$ (R=0.12%)付近から境界梁のせん断破壊が発生する。さらに、 $C_{q1}=0.73$ (R=0.14%)から2,3通り架構の連層壁間の鉛直接合部のせん断破壊が順次進展して、 $C_{q1}=0.75$ (R=0.17%)で3通り架構のB通り4階の同接合部が最大せん断耐力に達して保有水平耐力に至る。水平接合部の引張方向については、 $C_{q1}=0.69$ (R=0.11%)から建物の1通りの1階脚部で降伏するが、保有水平耐力時に最大耐力に達する接合部はない。また、増築部については、 $C_{q1}=0.25$ (R=0.02%)付近から柱と梁に曲げひび割れが発生し、G1梁の

C通り側で曲げ降伏する。

図5の解析モデルには、増築部の1通りと5通り架構は含まれていないが、両架構についても増築一体化建物の保有水平耐力時の発生応力は許容応力以下である。これは、増築部のみの解析モデルに増築一体化建物の保有水平耐力時水平変位を強制的に与えることにより確認した。

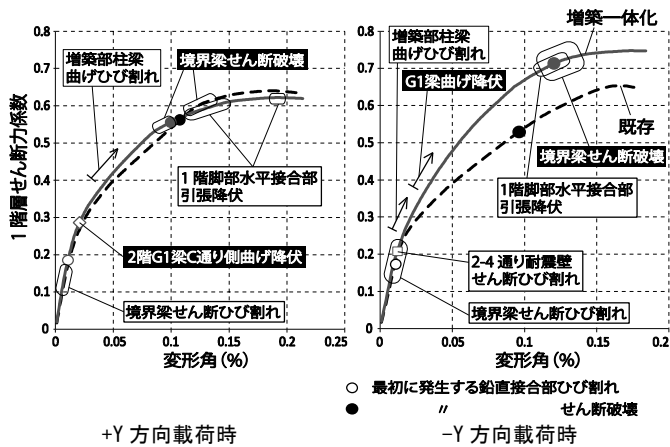


図8 荷重(1階せん断力係数)-変形角関係

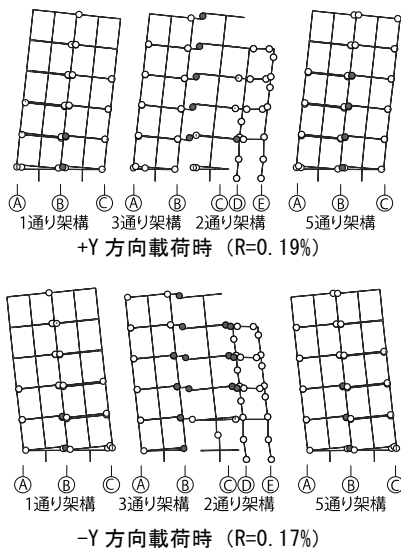


図9 張間方向保有水平耐力時損傷状態

## 5. まとめ

建設後30-40年経過しつつも良質な躯体と高い耐震性能を保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多数存在する。それらの優良住宅ストックの積極的な活用を目的として、本研究では標準設計された既存WPC構造集合住宅建物に共用廊下を増築して既存部と構造的に一体化する設計案を示した。そして、許容応力度計算および張間方向の静的弾塑性増分解析により耐震性能を評価した。本研究で得られた知見は以下の通りである。

(1) 増築部の設計案は4階までを鉄筋コンクリート構造、5階と屋根を軽量化のため鉄骨造とした。既存部の階段室脇の連層壁に添柱を設け連結梁により増築部と接続した。増築後の建物(増築一体化建物)について、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ の $A_1$ 分布の設計用地震荷重と長期荷重に対する許容応力度計算を行った。X方向(桁行方向)の地震荷重に対しては、増築部のみのモデル

で検討し、Y方向(張間方向)に対しては、既存部との一体化モデルで検討した。その結果、全ての増築部材の発生応力度が許容応力度以内であった。

(2) 増築一体化建物の張間方向(±Y方向)の保有水平耐力と崩壊形を静的増分解析により確認した。増築前の既存部の張間方向の崩壊形は1階水平接合部と鉛直接合部および境界梁の損傷を伴う連層壁のロッキングである。増築一体化建物の重量は既存重量より29%ほど増大するが、増築部が連層壁のロッキング変形を制御する役割を担い、保有水平耐力時の1階の層せん断力係数 $C_{Q1}$ が+Y方向で-3%、-Y方向で+15%となった。増築部を既存部と一体化することで、合理的な増築計画とできる可能性を示した。

## 謝辞

本研究は、公益財団法人鹿島学術振興財団の研究助成を受けて実施した。また、執筆にあたり河村健氏(首都大学東京学部生)に図版の作成を協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 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
- 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
- 下錦田聡志, 高木次郎, 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
- 高木次郎, 大関修平, 中橋芳貴: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第693号, pp2009-2017, 2013.11
- 中橋芳貴, 高木次郎: 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桁行方向の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第701号, pp1037-1046, 2014.7
- 門脇耕三, 高木次郎他: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅の耐震壁への開口新設手法 その1 研究の全体計画および概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造IV pp553-554, 2010.
- 広沢雅也: 壁式プレキャスト構造5階建々物破壊実験 その1 実験目的と実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp827-828, 1968.10
- 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.
- 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.
- 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.
- 壁谷沢寿海他: 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計, 第6回コンクリート工学会年次講演会論文集, pp769-772, 1984.
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.
- Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology Co., LTD, 2013.
- 国土交通省: あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針, 国住指第1015号別添, 2006.7
- 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, 第1版第3刷, 1991.9

[2015年10月6日原稿受理 2015年11月20日採用決定]