ロッキング方式 PCa カーテンウォールの構面外方向挙動

ACCOMMODATION TO OUT OF PLANE STORY-DRIFT OF ROCKING TYPE PRECAST CONCRETE CURTAIN WALL

高 宏周 ——— * 1 吹田啓一郎 ——— * 2
狗飼正敏 ——— * 3 佐々木哲也 ——— * 3

Kwengjoo KOH ——— * 1 Keiichiro SUITA ——— * 2
Masatoshi INUKAI ——— * 3 Tetsuya SASAKI ——— * 3

キーワード：
プレキャストコンクリートカーテンウォール, ロッキング方式,
構面外方向挙動, 変位追従性能

Keywords:
Precast concrete curtain wall, Rocking type, Out of plane behavior,
Accommodation to story drift

This paper presents results of full-scale loading tests of rocking type precast concrete curtain walls subjected to large out of plane story drift. From test results, the method to estimate the uplift behavior of the bearing support of a panel are proposed. This method extends the numerical analysis on collapse behavior of tall steel buildings. From the analysis, the rocking type precast concrete curtain walls must not reach the limit of accommodation to out of plane story drift before collapse of buildings.

1. はじめに

上町断層帯地震は長周期成分が卓越したパルス性の強い地震動を発生し、高層建物に現行の設計クライテリアを超える大きな応答が生じると予測されている。例えば蘇ら¹⁾、佐藤ら²⁾は、川辺³⁾の予測地震動を用いた地震応答解析により20層、40層の高層建物の最大層間変形角が0.03radを超える結果を示している。日本建築構造技術者協会関西支部が主催する「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会」により⁴⁾、13～39層の6棟の鉄骨造高層建物を対象とする地震応答解析の例では最大レベルの設計用地震動（速度応答スペクトルの最大値1.8m/s程度）による最大層間変形角が0.015～0.04radとなり⁵⁾、建物倒壊限界も含めて安全性を検証することが提案されている⁶⁾。

倒壊が懸念されるほどの大変形に対する安全性を検証するとき、外装材の落下も重要な課題である。本論文では鉄骨造高層建物に普及しているプレキャストコンクリートカーテンウォール（以下、PCa 帳壁と称す）を対象にこの問題^{7) 8)}を検証する。現在のPCa 帳壁の地震時の要求性能について、建築工事標準仕様書・同解説 JASS14⁹⁾の解説によると大地震時に脱落・損傷しないことを目標とし、パネルの大きなひび割れ、ファスナー金物の変形、ファスナー部コンクリートの損傷等の破壊に関して構面方向層間変形角1/120～1/75程度が目安になると記されている。また、プレコンシステム協会によるPCa 帳壁に関する基準¹⁰⁾と、カーテンウォール・防火開口部協会による帳壁一般に関する基準¹¹⁾の2種類の基準があり、いずれもパネルの脱落が生じない限界を構面方向、構面外方向ともに層間変形角1/100に設定している。これは超高層建物の2次設計のクライテリアに合わせて定められており、これを超える層間変位追従性能は一般的に求められていない。

PCa 帳壁の構面方向層間変位追従性能を検証した既往の実大実験は文献12)がある。これは鉄骨造建物の倒壊挙動を模擬して構面方向層間変形角1/5に至る大変形領域でのPCa 帳壁の挙動を検証した

もので、変位追従限界を超えた領域での破壊挙動、層間変形角と損傷の関係により破壊発生時の変位予測法を示している。しかし、構面外方向の層間変位追従性能に関する既往の研究はわずかであり¹³⁾、対象となるファスナーの構成も現在の一般的なものと異なる。

本論文では変位追従方式として使用例の多いロッキング方式を対象とし、PCa 帳壁の面外方向に骨組が変形したときのPCa 帳壁の挙動を実験的に検証する。また、構面外方向層間変位が生じたときのPCa 帳壁のパネル取付部の挙動の予測方法について検討する。

2. PCa 帳壁の構面外方向挙動

PCa パネルは図1に示すような「振れ止め」と「荷重受け」の2種類のファスナーにより4点で鉄骨造の躯体に取付けられる。本論文では上部2点を面外変形を拘束する振れ止めにより、下部2点をピン支点の役割をもつ荷重受けにより取付けるタイプのロッキング方式PCa 帳壁を対象とする。また、本論文で検討するファスナーに用いる金物は板厚150mmのPCa パネルに対する標準的な寸法とし、これは文献12)と同寸法である。

2.1 PCa 帳壁の構面外方向挙動に影響を及ぼす建物の変形

図2に鋼構造ラーメンに生じる層間変位を示す。地震時に生じる層間変位 Δ は柱の曲げ変形による層間変位 Δ_c 、梁の曲げ変形による層間変位 Δ_b 、接合部パネルのせん断変形による層間変位 Δ_p の総和である。この中でPCa 帳壁の構面外方向挙動に大きく影響する層間変位は柱の曲げ変形による層間変位 Δ_c であると考えられる。

現在の耐震設計による建物では、中地震時にすべての構造部材は弾性域に収まるように設計される。また、大地震時には構造部材の塑性化が許容されるが倒壊防止の観点から崩壊系が形成される過程で梁や接合部パネルの塑性化が先行し、その後、柱が塑性化するよう設計されている。従って、建物によって差異があるが、層間変位が小さいときは柱は弾性域に留まるため、柱の曲げ変形による層間変位は小さく、建物に生じる層間変位が大きくなり大変形領域に

¹⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程
(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C2棟)

²⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

³⁾ プレコンシステム協会

¹⁾ Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

²⁾ Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.

³⁾ Precast Concrete System Association

至ると柱は塑性化するため、柱の曲げ変形による層間変位が大きくなると推察される。従って、PCa 帳壁の構面外方向挙動は建物の変形が大変形領域に至ったときに生じると考えられる。

本章で対象とする層間変位は、PCa 帳壁の構面外方向挙動に影響を及ぼす柱の曲げ変形による層間変位 Δ_c とする。ここで、構面外変位の向きは上階梁が室外側へ変位する向きを「外向き」、室内側へ変位する向きを「内向き」と呼ぶ。

2.2 ファスナー部の挙動

パネルの面外方向に骨組が変形するとき、ロッキング形式 PCa 帳壁はファスナーが変形することにより構面外方向層間変位に追従すると推察できる。振れ止めについて、文献 14) に基づきファスナー各部の耐力を比較すると、取付アングルの面外曲げ降伏が最初に生じることがわかるので、この変形により層間変位に追従すると考えられ、その場合は直ちにパネルが脱落に至ることは考えにくい。また、荷重受けは台座ピンから浮き上がることで層間変位に追従すると考えられるので、ここでは荷重受けが台座ピンから抜け出すときを構面外方向の変位追従限界とする。

図1 ロッキング形式のファスナーの例

Δ_c : 柱の曲げ変形による層間変位
 Δ_b : 梁の曲げ変形による層間変位
 Δ_p : 接合部パネルのせん断変形による層間変位
 Δ : 構面外方向の層間変位
 $\Delta = \Delta_c + \Delta_b + \Delta_p$

図2 層間変位の構成

2.3 構面外方向外向きの変位追従限界

図3に外向きの変位追従限界時の状態を示す。図3(a)に示す上部梁の変位 x_b , y_b は既知とする。ここで x_b が前述の柱の曲げ変形による層間変位 Δ_c に対応する。変形後の状態を考えると図3(c)に示す荷重受けのB点がD点に達したときが構面外方向外向きの変位追従限界となる。以下では、上部梁の変位が与えられたときの荷重受けの浮き上がり量 c_v を算定する式を導く。

図3(b)より、パネル回転角 θ_p と取付アングルの回転角 θ_a は等しい。

$$\theta_p = \theta_a \quad (1)$$

また、取付アングルの面外曲げ変形によるアンカーボルト接合部の変位 x_a , y_a はパネル回転角 θ_p を用いて次式で表せれる。

$$\begin{aligned} x_a &= l_x (\cos \theta_p - 1) - l_y \sin \theta_p \\ y_a &= -l_x \sin \theta_p - l_y (\cos \theta_p - 1) \end{aligned} \quad (2)$$

よって、アンカーボルト接合部(A点)の水平変位 Δ_A は次式となる。

$$\Delta_A = x_a + x_b \quad (3)$$

図3(c)より、荷重受けはE点で台座ピンの台座部と接しながら浮き上がるので、その浮き上がり量 c_v は次式となる。

$$c_v = -l_{BE} \tan \theta_p \quad (4)$$

パネルの回転によるC点の変位 x_c , y_c は次式となる。

$$\begin{aligned} x_c &= (l_{BC} - l_{BE} \sec \theta_p) \cos \theta_p - l_{EC} \\ y_c &= (l_{BC} - l_{BE} \sec \theta_p) \sin \theta_p \end{aligned} \quad (5)$$

図3(a)より、変形後のファスナー間(A'C'間)の鉛直距離 h_v は次式となる。

$$h_v = h + y_a + y_b - y_c \quad (6)$$

また、幾何学的関係より次式の関係が成り立つ。

$$\theta_p = \tan^{-1} \frac{\Delta_A - x_c}{h_v} \quad (7)$$

従って、(4)、(7)式より c_v は次式となる。

$$c_v = -l_{BE} \frac{\Delta_A - x_c}{h_v} \quad (8)$$

2.4 構面外方向内向きの変位追従限界

図4に内向きの変位追従限界時の状態を示す。図4(a)に示す上階梁の変位 x_b , y_b は既知とする。ここでも x_b は前述の Δ_c に対応する。変形後の状態を考えると図4(c)に示す固定プレートのB点がD点に達したときが構面外方向内向きの変位追従限界となる。

図4(b)より、パネル回転角 θ_p と取付アングルの回転角 θ_a は等しい。

$$\theta_p = \theta_a \quad (9)$$

また、取付アングルの面外曲げ変形によるアンカーボルト接合部の変位 x_a , y_a はパネル回転角 θ_p を用いて次式で表せれる。

$$\begin{aligned} x_a &= -l_y \sin \theta_p \\ y_a &= -l_x (\cos \theta_p - 1) \end{aligned} \quad (10)$$

よって、アンカーボルト接合部(A点)の水平変位 Δ_A は次式となる。

$$\Delta_A = x_a + x_b \quad (11)$$

図4(c)より、荷重受けはE点で台座ピンの台座部と接しながら浮き上がるので、その浮き上がり量 c_v は次式となる。

$$c_v = -l_{BE} \tan \theta_p \quad (12)$$

パネルの回転による C 点の変位 x_c , y_c は次式となる.

$$\begin{aligned} x_c &= l_{BC} (\cos \theta_p - 1) \\ y_c &= -l_{BE} \tan \theta_p - l_{BC} \sin \theta_p \end{aligned} \quad (13)$$

図 4(a) より, 変形後のファスナー間 (A'C' 間) の鉛直距離 h_v は次式となる.

$$h_v = h + y_a + y_b - y_c \quad (14)$$

また, 幾何学的関係より次式の関係が成り立つ.

$$\theta_p = \tan^{-1} \frac{\Delta_A - x_c}{h_v} \quad (15)$$

従って, (12), (15) 式より c_v は次式となる.

$$c_v = -l_{BE} \frac{\Delta_A - x_c}{h_v} \quad (16)$$

図 3 構面外外向きの変位追従限界
 H : 階高 R : 層間変形角
 h : 初期のファスナー間鉛直距離 (AC 間鉛直距離)
 l_{BC} : BC 間水平距離 l_{BE} : BE 間水平距離 l_{EC} : EC 間水平距離

図 4 構面外内向きの変位追従限界

3. PCa 帳壁の構面外方向載荷実験

3.1 試験体

ロッキング形式で取付けられた PCa 帳壁の構面外方向層間変位に対する変位追従性能を検証するため, 図 5 の試験体を用いて実験を行った. 実験では柱を梁にピン接合することで, 柱の曲げ変形による層間変位を再現した. 左右の上部梁を緊結することにより上部梁の回転を抑制した.

図 6 にファスナー詳細, 図 7 にパネル詳細を示す. PCa パネルは幅 2170mm × 高さ 1730mm × 厚さ 150mm の軽量 1 種コンクリート製 (外向き載荷時の材齢 28 日, 圧縮強度は 48.4N/mm². 内向き載荷時の材齢 33 日, 圧縮強度は 48.6N/mm²) で D10 (SD295A) のダブル配筋により補強されている. ファスナーは厚さ 150mm のパネルに対する標準的な寸法であり, ファスナーに用いた金物の鋼種はいずれも 400N/mm² 級である.

3.2 実験方法

載荷方法は, 2 本の油圧ジャッキを上部梁に取り付け, 試験体のねじれを抑制し, 変位制御で層間変形角 $R=0.34\text{rad}$ まで単調載荷を行った.

載荷中の計測は, 載荷荷重, 上部梁の水平変位, 構面内方向のパネル回転角, パネルの水平・鉛直変位, 振れ止めの水平・鉛直変位, 荷重受けの水平・鉛直変位について行った. 以下では層間変形角 R は上部梁の水平変位とピン治具間鉛直距離から算出した値を示す. 構面外方向のパネル回転角 θ_p はパネルの水平変位と計測位置の鉛直距離から算出した. 荷重受けの浮き上がり量 c_v と水平変位は荷重受けの水平・鉛直変位から荷重受けの回転による影響を除いた値を算出した.

4. 実験結果

4.1 水平力 - 層間変形角関係

図 8 に外向きの水平力 Q -層間変形角 R 関係を示す. 水平力 Q は載荷荷重と自重の影響を水平力に換算した値である. 実験では $R=0.05\text{rad}$ のとき取付アングルの降伏を確認した. 図 9 に荷重受けの水平変位を示す. $R=0.05\text{rad}$ で水平変位の増加が止まることから台座ピンと固定プレートが接触したことがわかる. $R=0.12\text{rad}$ で水平変位が再び増加することから, このときに台座ピンの曲げ変形が始まったと考えられる. また, $R=0.20\text{rad}$ から固定プレートが面外変形 (写真 1) を生じたことを確認した. $R=0.25\text{rad}$ で台座ピンの台座部とパネルの接触 (写真 2) を確認し, その後, アンカーボルト接合部で滑りを確認した. 図 8 に示す Q - R 関係は, $R=0.05, 0.12, 0.20, 0.25\text{rad}$ で勾配の変化が見られ, その原因としては, 上述の事象が考えられる. また, $R=0.12\text{rad}$ から水平力 Q が増加した原因としては, 台座ピンと固定プレートが接触したことで鉛直方向にも抵抗し始め, パネルが面内方向力によりブレースのように水平力に抵抗したからと考えられる.

図 10 に内向きの Q - R 関係を示す. 実験では, $R=0.05\text{rad}$ で取付アングルの降伏, $R=0.08\text{rad}$ でアンカーボルトの曲げ降伏, $R=0.15\text{rad}$ で固定プレートの面外変形を確認した. 図 10 に示す Q - R 関係は, $R=0.05, 0.08, 0.15\text{rad}$ で勾配の変化が見られ, その原因としては, これらの事象が考えられる. また, 外向きと同じ理由により $R=0.20\text{rad}$ から水平力 Q が増加したと考えられる.

4.2 荷重受けの浮き上がり量 c_v

図 11 に外向きの層間変形角 R –浮き上がり量 c_v 関係, 図 12 に層間変形角 R –パネル回転角 θ_p 関係を示す。図中の実線は実験値, 破線は計算値を示す。 c_v , θ_p の計算値は (7), (8) 式を用いて算出した。実験値 c_v は写真 1 に示す固定プレート側面の計測位置で得た鉛直変位であるため, 固定プレートの面外変形を含んだ値となる。図 11 より, 計算値 c_v は $R=0.20\text{rad}$ まで実験値を精度よく算定できていることがわかる。 $R=0.20\text{rad}$ から実験値と誤差が生じる原因としては, 計算値は固定プレートの面外変形を考慮していないためである。また, $R=0.25\text{rad}$ では台座ピンの台座部とパネルの接触により, パネル回転角 θ_p の増分が減少したことが確認されており, そのために実験値 c_v の増分が $R=0.25\text{rad}$ から減少したと推察できる。しかし, 本報では荷重受けが台座ピンから抜け出す限界について考察しているため, 求めたい荷重受け浮き上がり量は固定プレートの面外変形量を除いた値である。載荷終了時の固定プレートの面外変形量は約 7mm であり, $R=0.20\text{rad}$ 以降も荷重受けの浮き上がり量 c_v を精度よく算定できていると考えられる。

図 13 に内向きの R – c_v 関係, 図 14 に R – θ_p 関係を示す。図中の実線は実験値, 破線は計算値を示す。 c_v , θ_p の計算値は (15), (16) 式を用いて算出した。載荷終了時の固定プレートの面外変形量は約 10mm である。実験では, 図 4(c) に示す E 点に接する固定プレートが局所的に面外変形していることを確認した。そのため, (16) 式で用いる l_{BE} の値が想定しているより小さい値となり, 計算値 c_v が実験値よりも大きい値をとると考えられる。

図 5 載荷装置 (単位: mm)

図 7 パネル詳細 (単位: mm)

図 6 ファスナー部詳細 (単位: mm)

写真 1 荷重受け

写真 2 台座ピン

図 8 Q – R 関係 (外向き)

図 9 荷重受け水平変位 (外向き)

図 10 Q – R 関係 (内向き)

図 11 R – c_v 関係 (外向き)

図 12 R – θ_p 関係 (外向き)

図 13 R – c_v 関係 (内向き)

図 14 R – θ_p 関係 (内向き)

5. 10 層骨組の倒壊挙動における PCa 帳壁の構面外方向挙動

本章は鋼部材の局部座屈などによる耐力の低下を考慮した 10 層骨組の倒壊挙動を非線形プログラム CLAP¹⁵⁾ を用いて数値解析により得る。その結果から, 10 層骨組の倒壊挙動における PCa 帳壁の荷重受け浮き上がり量について考察する。

5.1 解析対象

図 15 に解析対象である 10 層骨組の平面図と立面図を示す。床重量は 8kN/m^2 とし, 柱の柱頭に床重量を分配し, A_i 分布を用いて外力を決定した。柱材には箱形断面 (SN490), 梁材には H 形鋼 (SN490) を使用し, 接合部パネルを考慮するとともに, 剛床仮定を用いた。部材の劣化を伴い倒壊に至る骨組を再現するために, 柱梁部材の端部に端部パネを設置し, 梁材を剛棒, 梁材の端部に位置する端部パネを弾塑性パネ, 柱材を弾性棒, 柱部材の端部に位置する端部パネを剛塑性パネとした。端部パネの復元力特性に関しては加藤・秋山^{16) 17)} が提案した実験式を用いて図 16 に示すようなトリニア型の復元力特性とした。

上述の条件を満たす部材寸法を決定した。表 1 に柱梁部材と接合部パネル寸法, 表 2 に柱梁接合部パネルの材料特性, 表 3 に柱梁耐力比を示す。柱梁耐力比が全層にわたってやや大きめの値をとる理由としては, 考察対象が PCa 帳壁の構面外方向挙動であり, 劣化が多層に亘って生じ, 倒壊に至る骨組を意図したためである。

図 17 に層せん断力関係 – 層間変形角を示す。図中の●プロットは最大層間変形角 $R=0.02\text{rad}$ であり, (保有水平耐力 / 必要保有水平耐力) は全ての層で 1.16 ~ 1.17 の値であった。さらに変形が増加すると, 梁材の端部パネが劣化し始めることで塑性ヒンジが下層

部に移行し、図中の▲プロットで示す最大層間変形角 $R=0.085\text{rad}$ 時点で図 18 に示すように 1 層柱脚と 4 層柱頭に塑性ヒンジが生じ、倒壊に至った。PCa 帳壁の構面外方向挙動は柱の曲げ変形による層間変位 Δ_c が大きく影響することから、荷重受けの浮き上がり量は 4 層で最も大きくなると考えられ、図 19 に示す 4 層の層間変形角の構成より層間変形角 $R=0.085\text{rad}$ 付近から Δ_c が増加することから、 $R=0.085\text{rad}$ 以降に荷重受け浮き上がり量が大きく増加すると推察できる。

5.2 骨組における荷重受けの浮き上がり量の算定法

実際の骨組の倒壊挙動では、柱の曲げ変形による層間変位 Δ_c 以外に梁の曲げ変形による層間変位 Δ_b と接合部パネルのせん断変形による層間変位 Δ_p が生じるため、(1)～(16) 式だけでは荷重受け浮き上がり量を算定することができない。従って、本節では梁の曲げ変形と接合部パネルのせん断変形によるパネル取付部の梁の回転を考慮して荷重受け浮き上がり量を算定する方法を提示する。

数値解析で得られた上部梁の水平・鉛直変位 ${}_t x_b, {}_t y_b$ 、節点回転角 θ_n (= 梁の曲げ変形によるもの)、接合部パネルのせん断変形角 ${}_t \gamma_p$ 、下部梁の水平・鉛直変位 ${}_b x_b, {}_b y_b$ 、節点回転角 θ_n 、接合部パネルのせん断変形角 ${}_b \gamma_p$ を用いて荷重受けの浮き上がり量を算定する。柱の曲げ変形と接合部パネルのせん断変形によるファスナー取付部の上部・下部梁の回転量 $\theta_f, {}_b \theta_f$ は次式となる。

$$\begin{aligned} \theta_f &= \theta_n + {}_t \gamma_p / 2 \\ {}_b \theta_f &= \theta_n + {}_b \gamma_p / 2 \end{aligned} \quad (17)$$

図 20 に上部梁の回転によるアンカーボルト接合部の変位を示す。図より、上部梁の回転 θ_f によるアンカーボルト接合部の変位 ${}_t x_p, {}_t y_p$ は次式となる。

$$\begin{aligned} {}_t x_p &= {}_t L_x (\cos {}_t \theta_f - 1) - {}_t L_y \sin {}_t \theta_f \\ {}_t y_p &= -{}_t L_x \sin {}_t \theta_f - {}_t L_y (\cos {}_t \theta_f - 1) \end{aligned} \quad (18)$$

図 21 に下部梁の回転による荷重受け位置の変位量を示す。図より、下部梁の回転 ${}_b \theta_f$ による荷重受け位置の変位 ${}_b x_p, {}_b y_p$ は次式となる。

図 15 解析対象 (単位: m) 図 17 層せん断力関係 - 層間変形角 (最大層間変形角 $R=0.085\text{rad}$)

$$\begin{aligned} {}_b x_p &= {}_b L_x (\cos {}_b \theta_f - 1) + {}_b L_y \sin {}_b \theta_f \\ {}_b y_p &= -{}_b L_x \sin {}_b \theta_f + {}_b L_y (\cos {}_b \theta_f - 1) \end{aligned} \quad (19)$$

従って、(1)、(9) 式で表したパネル回転角 θ_p 、(3)、(11) 式で表したアンカーボルト接合部 (A 点) の水平変位 Δ_A と (6)、(14) 式で表した変形後のファスナー間 (A'C' 間) の水平距離 h_v は次式に置き換えられる。

$$\theta_p = \theta_f + \theta_a \quad (20)$$

$$\Delta_A = x_a + ({}_t x_b - {}_b x_b) + ({}_t x_p - {}_b x_p) \quad (21)$$

$$h_v = h + y_a + ({}_t y_b - {}_b y_b) + ({}_t y_p - {}_b y_p) - y_c \quad (22)$$

また、幾何学的関係より次式が成り立つ。

$${}_t \theta_f + \theta_a = \tan^{-1} \frac{\Delta_A - x_c}{h_v} \quad (23)$$

外向きの荷重受け浮き上がり量 c_v は以下の手順で導出する。(23) 式に (2)、(5)、(17)～(19)、(21)、(22) 式を代入した方程式を解くことで取付アングルの回転角 θ_a が得られる。この θ_a を (20) 式に代入することでパネル回転角 θ_p が得られ、これを (4) 式に代入することで荷重受け浮き上がり量 c_v が得られる。

内向きの荷重受け浮き上がり量 c_v は以下の手順で導出する。(23) 式に (10)、(13)、(17)～(19)、(21)、(22) 式を代入した方程式を解くことで取付アングルの回転角 θ_a が得られる。この θ_a を (20) 式に代入することでパネル回転角 θ_p が得られ、これを (12) 式に代入することで荷重受け浮き上がり量 c_v が得られる。

表 1 柱梁部材と接合部パネル寸法 (単位: mm)

層	柱 ($D \times t$)	梁 ($D \times B \times t_w \times t_f$)	接合部パネル ($d_b \times d_c \times t_p$)
9-10	400×32	500×250×9×22	478×368×64
7-8	450×36	600×250×12×25	575×414×72
4-6	500×36	650×300×16×25	625×464×72
1-3	550×36	700×300×12×28	672×514×72

表 2 柱梁接合部パネルの材料特性

部材	$\sigma_y (\text{N/mm}^2)$	$E (\text{N/mm}^2)$	2 次剛性比	$G (\text{N/mm}^2)$
柱	358	2.05×10^5	0.01	7.88×10^4
梁				
接合部パネル				

表 3 柱梁耐力比

層	1-3	4-6	7-8	9-10
柱梁耐力比	2.43	2.21	2.38	2.42

図 18 ヒンジ状況

図 19 層間変形角の構成 (4 層)

図 20 上部梁の回転による
アンカーボルト接合部の変位

図 21 下部梁の回転による
荷重受け位置の変位

5.3 10 層骨組の倒壊挙動における荷重受け浮き上がり量

図 22 に 5.2 節で導出した荷重受け浮き上がり量の算定法を用いて、10 層骨組の荷重受け浮き上がり量を算出した結果を示す。図より、外向きと内向きともに層間変形角 $R=0.085\text{rad}$ 付近から荷重受け浮き上がり量は増加し、5.1 節で予測したように 4 層が最も大きい値となった。しかし、骨組が倒壊に達するほどの大変形 ($R=0.18\text{rad}$) を受けた場合でも荷重受け浮き上がり量は 10.5mm 程度であり、荷重受けに設けられたクリアランス (54mm) に達しないことを確認した。従って、本事例では骨組の倒壊以前に PCa 帳壁の構面外方向挙動による荷重受けの抜け出し (構面外方向の変位追従限界) は生じないと考えられる。

図 22 10 層骨組の荷重受けの浮き上がり

6. 結論

上部を振れ止め、下部を荷重受けで取付けたロッキング形式の PCa 帳壁が構面外方向の層間変位を受ける場合の挙動を実験的に明らかにし、以下の知見を得た。

- 1) PCa 帳壁の構面外方向載荷実験を行い、パネルの挙動を確認した。荷重受けの浮き上がり量 c_v 、パネル回転角 θ_p を幾何学的関係から算定する方法を提案し、その妥当性を実験的に確認した。
- 2) 10 層骨組の倒壊解析の結果に提案した荷重受け浮き上がり量の算定式を適用した事例により、骨組の倒壊までにパネルの脱落や台座ピンの抜け出しは生じにくいことを確認した。

なお、骨組の層数などの条件が異なる場合でも、骨組に生じる Δ_c の大きさが本検討と同等であれば、台座ピンの抜け出しは生じにくいと推察される。また、構面外と構面方向の挙動を同時に受ける PCa 帳壁では台座ピンの抜け出しが生じうると推察できる。

謝辞

本研究は科学研究費・挑戦的萌芽研究 (No.24656322) および日本鉄鋼連盟・教育研究助成 (重点テーマ研究) の助成を受けた。

参考文献

- 1) 蘇鐘鈺, 佐藤浩太郎, 川辺秀憲, 吹田啓一郎, 林康裕, 佐藤篤司: 上町断層帯に対する予測地震動に対する超高層建物の平面骨組モデルによる解析, 日本建築学会技術報告集, 第 16 巻, 第 32 号, pp.75-80, 2010.2
- 2) 佐藤浩太郎, 蘇鐘鈺, 川辺秀憲, 吹田啓一郎, 林康裕: 上町断層帯の予測地震動に対する超高層建物の建物応答, 日本建築学会技術報告集, 第 16 巻, 第 33 号, pp.493-468, 2010.6
- 3) 川辺秀憲, 釜江克宏: 上町断層帯の地震を想定した強震動予測, 日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会シンポジウム資料, pp.17-24, 2009.1
- 4) 多賀謙蔵, 亀井功, 角彰, 近藤一雄, 林康裕, 宮本裕司, 井上一郎: 上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究 (その 1 設計用地震動ならびに設計法に関する基本方針), (その 2 設計用地震動の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 B-1, pp.127-130, 2011.8
- 5) 福本義之, 西村勝尚, 田中嘉一, 上森博, 堀本明伸, 多賀謙蔵, 吹田啓一郎, 多田元英: 上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究, (その 5 既存鉄骨造建物の地震応答解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.689-690, 2011.9
- 6) 西村勝尚, 多賀謙蔵, 福本義之, 田中嘉一, 吹田啓一郎, 多田元英, 田中剛, 向出静司: 上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究, (その 6 鉄骨造建物の設計法の提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.691-692, 2011.9
- 7) プレコンシステム協会: 平成 7 年兵庫県南部地震 PC カーテンウォール被害調査報告第 2 報, 1997.4
- 8) プレコンシステム協会・技術部会: 平成 23 年東北地方太平洋沖地震 PC カーテンウォール地震被害調査報告, 2012.6
- 9) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事, 2.5.2 項 層間変位追従性能, 第 3 版, 2012.
- 10) プレコンシステム協会: プレキャストカーテンウォール計算例 (暫定改訂版, I 総則, p1, 2009.6)
- 11) カーテンウォール・防火開口協会: カーテンウォール性能基準 2003, pp.9-14, 2003.12
- 12) 吹田啓一郎, 平部竜志, 高宏周, 聲高裕治, 狗飼正敏, 佐々木哲也: ロッキング形式 PCa カーテンウォールの構面方向変位追従限界と限界後の挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 693 号, pp.1841-1850, 2013.11
- 13) 二階盛, 亀田泰弘, 安部一郎, 小林美亀雄, 畑野肇, 大川潤: PC カーテンウォール取付け金具の実験的研究 (その 1) スライドファスナーの性能実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 構造系, pp.317-318, 1976.10
- 14) プレコンシステム協会・技術部会: プレキャストコンクリート・カーテンウォール計算例 (PART2. 取付け金具の計算), pp.29-57, 1999.6
- 15) 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp.78-84, 1994.12
- 16) 加藤勉, 秋山宏, 帯洋一: 局部座屈を伴う H 形断面部材の変形, 日本建築学会論文報告集, 第 257 号, pp.49-57, 1977.7
- 17) 加藤勉, 秋山宏, 北沢進: 局部座屈を伴う箱形断面部材の変形, 日本建築学会論文報告集, 第 268 号, pp.71-76, 1978.6

[2014 年 6 月 16 日原稿受理 2014 年 10 月 30 日採用決定]