

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基礎構造を考慮した解析的耐震性能評価

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF EXISTING WALL TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS CONSIDERING THEIR FOUNDATIONS

野仲 論 ——— * 1 白井 亮 ——— * 1
高木次郎 ——— * 2

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

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, 基礎, 地盤, 静的増分解析

Wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings using prefabricated concrete panels have maintained high structural quality, although they were constructed more than 40 years ago in Japan. In order to utilize them, seismic behavior of the existing buildings was evaluated by static pushover analyses considering their foundations. The failure mode in the transverse direction is rocking of the walls. The ultimate lateral strength is higher for the existing buildings with piles than without piles. The mode in the longitudinal direction is beam yielding, which is unchanged considering their foundations.

Keywords:
Wall-type precast reinforced concrete structure, Existing residential building, Foundation, Soil, Static pushover analysis

1. はじめに

1960年代半ばから大量に建設され、良質な構造躯体を維持する壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅建物の改修活用を目的として、著者らは標準設計された既存WPC構造建物の耐震性能を評価してきた¹⁻⁵⁾。そこでは基礎構造を含めない上部構造のみの静的増分解析モデルを作成し、地震時の挙動を評価した。また狭小で画一的な住戸プランである対象建物の張間方向のプレキャスト鉄筋コンクリート(PCa)壁板(耐震壁)に開口を新設し、住戸面積を拡大する改修案とその耐震性能を解析的に評価した²⁾。

WPC構造建物の耐震性能は高く、上部構造の実被害は限定的である一方、基礎の損傷が報告されている⁶⁾。そこで、本研究では基礎構造を含めた既存WPC構造集合住宅建物の地震水平荷重下の挙動を静的増分解析により評価する。

2. 評価方針

直接基礎構造と杭基礎構造の既存建物の解析モデル(以下、「直接基礎モデル」と「杭基礎モデル」と呼ぶ)を作成し、建物の最大水平耐力(保有水平耐力)と上部構造の損傷を解析的に評価する。杭に対しては上部構造からの慣性力のみを考慮し、地盤変形の影響は考慮しない。建物と地盤の動的挙動評価とそれらの相互作用の評価に関する既往研究⁷⁻⁹⁾などでも評価方法に関する議論の余地があり、本研究では静的解析の範囲で基礎構造を含めた上部構造の挙動を評価し、基礎を考慮しない場合の著者らの既往研究結果と比較する。従って、大地震時の杭の実被害¹⁰⁾に即した杭体の損傷評価は主目的ではない。

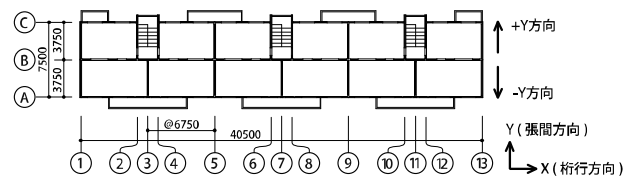


図1 検討対象建物の基準階平面図

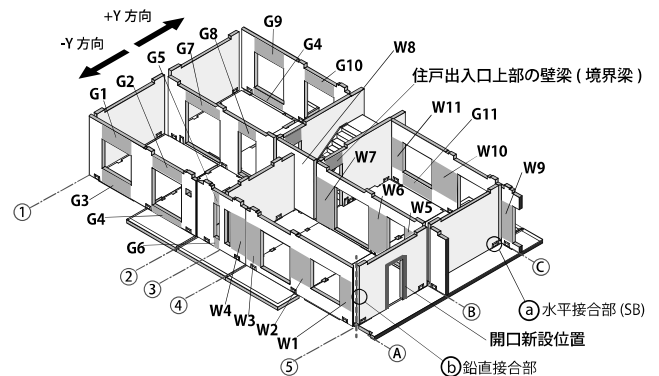


図2 WPC構造集合住宅の構成

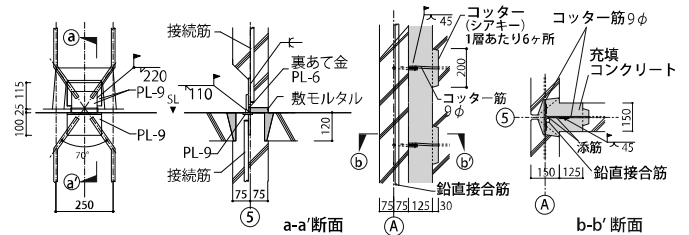


図3 水平接合部詳細(図2a部) 図4 鉛直接合部詳細(図2b部)

¹⁾ 首都大学東京都市環境科学研究科 大学院生
(〒192-0364 東京都八王子市南大沢1-1)

²⁾ 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.

¹⁾ Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.

²⁾ Assoc. Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

3. 上部構造の解析モデル概要

標準設計された5階建て既存WPC構造集合住宅建物の基準階平面と構成を図1と図2に示す。壁板同士は、図3と図4に示す上下階の壁板を接合する水平接合部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。鉛直接合部のコンクリート充填部および階段室脇の張間方向の壁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、同鉄筋が上下階壁間の鉛直方向の離間抑制に寄与する。図5に水平接合部と鉛直接合筋の位置を示す。大地震時には耐震壁より強度が相対的に低いこれらの接合部の損傷が先行することが確認されている¹¹⁾。

著者らがこれまでの既往研究で対象とした建物の上部構造の張間方向(図1中のY方向)と桁行方向(図1中のX方向)の静的増分解析モデル(以下、「基礎固定モデル」と呼ぶ)の概要を図6と図7に示す。いずれも各方向の構面から構成される2次元モデルである。張間方向解析モデルでは、建物内の同一形状架構を1架構に集約した。桁行方向解析モデルでは、1通りと5通りまでの1階段室単位を扱った。既存建物の単位面積あたり重量(固定荷重+積載荷重)は、一般階で8.2kN/m²、R階で5.6kN/m²であり、地震荷重をAi分布で与えた。表1に標準せん断力係数C₀=0.2時の地震荷重を示す。同表中に後述の基礎考慮モデルで用いるC₀=0.2時の地下震度0.1を併記する。水平荷重比率を保持して増分載荷した。剛床を仮定し、各階の水平変位を等しくした。解析には、汎用解析ソフトのMIDAS¹²⁾を用いた。

3.1. 耐震壁のモデル化

耐震壁は上下辺部に剛材を有する弾性線材に置換した。桁行方向の壁の住居開口上部および下部の壁梁と開口脇の壁柱は弾性線材に置換し、壁梁と壁柱が直交する部分は剛材とした。開口上部の壁梁は部材軸位置に設け、下部の壁梁は壁要素下部の水平剛材位置に設けた(図7)。解析モデル中の耐震壁および境界梁は、同一架構数倍の幅を有する線材断面とした。耐震壁のコンクリート強度は耐震診断⁶⁾による下限値の27N/mm²とし、ヤング係数は同強度に準じて25.7kN/mm²と算出した¹³⁾。張間方向解析モデルでは、同方向の壁に

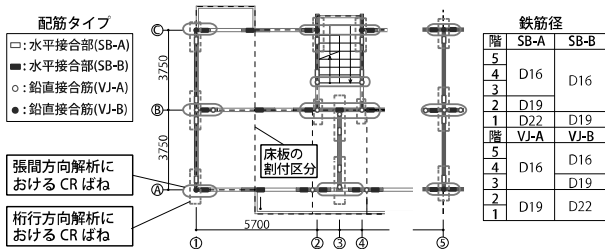


図5 水平接合部と鉛直接合筋位置および鉄筋径図

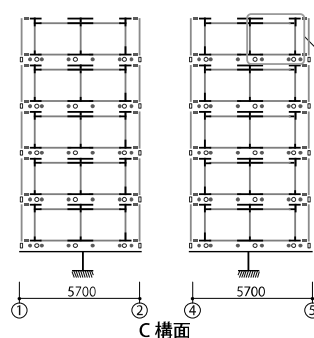
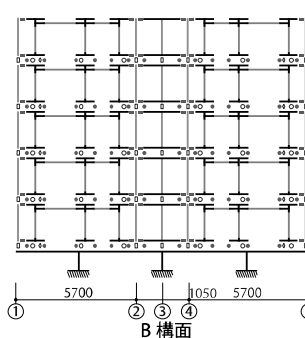
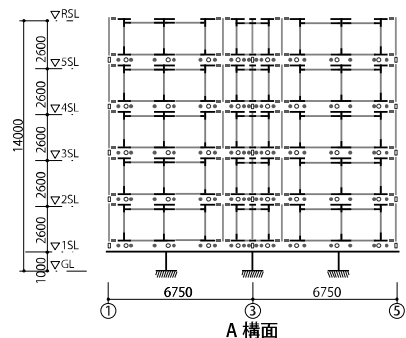


図7 桁行方向(図1のX方向)解析モデルの構成

表1 各荷重量

	R階	5階	4階	3階	2階	1階	基礎
建物重量	2228	2880	2880	2880	2880	-	2803
地震荷重 ^{※1)}	748	652	538	447	364	-	280 ^{※2)}

※1): 地震荷重はC₀=0.2時の値を示す。

※2): C₀=0.2時の地下震度を0.1とする。

対して直交する壁(直交壁)は耐震壁の曲げ変形に寄与する有効幅⁶⁾と壁厚を有する長方形断面の弾性線材に置換した。一方、桁行方向解析モデルにおける直交壁(張間方向の壁)は各構面間の1/2の壁幅と壁厚を有する長方形断面の弾性線材に置換した。

3.2. 各ばねのモデル化

水平接合部と鉛直接合部は弾塑性ばね(SBばねとJQばね)に置換した。SBばねは上下階耐震壁の水平方向のずれと鉛直方向の引張に抵抗するばねで、JQばねは平面的に隣接する壁同士の鉛直方向の相対変位に対して抵抗するばねである。上下階耐震壁間の端部には、圧縮方向にのみ弾性高剛性の接触ばね(GPばね)を設けた。上下階の直交壁間には、同壁中の水平接合部と鉛直接合筋の累加である弾塑性ばね(CRばね)を設けた。図5に各方向解析モデルにおけるCRばねの位置を示す。図2中の既存住戸出入口上部の壁梁(以下、「境界梁」と呼ぶ)はせん断破壊することから、材中央にせん断塑性変形ばね(SBMばね)を設けた。桁行方向の住居開口周りの壁梁と壁柱には材端と材中央に曲げとせん断塑性変形ばねをそれぞれ設けた。

各ばねの設定概要は付録Aの通りである。設定の根拠については著者らの既往研究¹⁻⁵⁾を参照いただきたい。なお、ばねの復元力特性は工学的に概ね妥当と考えられる設定の一例であり、一義的に決定されるものではない。後述の基礎構造のモデル化でも同様の考え方に基いて設定し、その概要を表2に整理する。

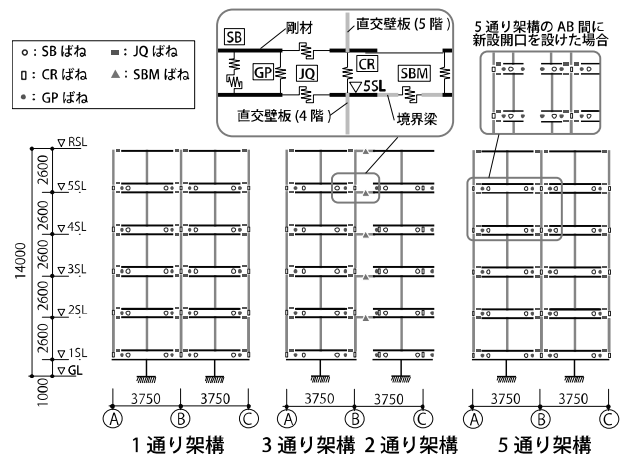


図6 張間方向(図1のY方向)解析モデルの構成

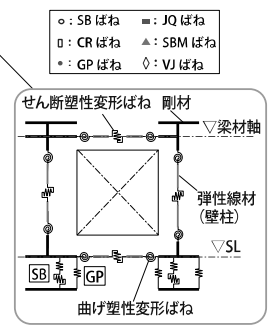


表 2 基礎構造の各ばね設定の概要

設定	算出式 ^{※1)}
<p>基礎梁 / 完全弾塑性</p> <p>基礎梁の曲げ復元力特性は、各基礎梁における曲げ終局耐力 $M_u^{14)}$ と曲げひび割れ耐力 $M_c^{14)}$ のどちらか下限値を最大耐力とする完全弾塑性とした。これは同梁の断面せいが大きく曲げひび割れより引張主筋の降伏が先行する場合があること、および、せいが大きい基礎梁断面に対して主筋断面積が小さいため曲げひび割れ後の剛性低下が大きいと考えられることを考慮したためである。予備解析により基礎梁に発生するせん断応力は小さいことを確認しているため、同梁のせん断塑性変形は考慮していない。</p>	$M_u = 0.9a_s \sigma_y d \quad M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_c$ <p>a_s は基礎梁の引張主筋断面積 (mm^2)、σ_y は梁主筋の引張強度 (N/mm^2)、d は有効せい (mm)、σ_B はコンクリート圧縮強度 (N/mm^2)、Z_c は等価断面係数 (mm^3)</p>
<p>地盤ばね / 弾性剛性</p> <p>地盤ばねの鉛直方向の剛性について、鉛直引張方向の剛性はゼロとし、圧縮方向の剛性は地盤反力係数 K_0 (kN/m^3) と基礎底面積の積とした。これは道路橋示方書¹⁵⁾ に準じた地盤の N 値に依存する地盤反力係数である。 K_0 算出に用いる N 値は同文献に示される直接基礎構造の場合の推定値で 30 とした。基礎底面積は各杭位置における基礎底面の支配面積とした。地盤ばねの水平方向については弾性高剛性とした。</p>	$K_Y = K_{Y0} \left(\frac{B_Y}{0.3} \right)^{-3/4} \quad K_{Y0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad B_Y = \sqrt{A_Y}$ <p>K_0 は鉛直地盤反力係数 (kN/m^3)、B_Y は基礎の換算載荷幅 (m)、α は地震時地盤反力係数の推定に用いる係数で 2、E_0 は 2800N で推定した変形係数、A_Y は鉛直方向の載荷面積 (m^2)</p>
<p>杭頭回転ばね / 完全弾塑性</p> <p>杭頭回転ばねの回転方向の復元力特性は、初期剛性を十分大きくし、杭頭に発生する変動軸力に応じた曲げ終局耐力¹⁴⁾を最大耐力とした完全弾塑性とした。参考文献¹⁶⁾に準じて杭頭の円断面を等価面積の正方形断面に置換し、一边の接合筋数を全体の1/4として式に適用した。杭頭部の充填コンクリートの曲げ耐力への寄与は考慮していない。また曲げひび割れ後の剛性低下率は軸力とせん断スパン比に依存する¹⁴⁾ことから、杭頭部での曲げひび割れ後の剛性低下は考慮していない。ただし同低下率を概ね下限値の0.1とした場合でも建物の保有水平耐力への影響は0.1%未満であることを予備解析により確認している。</p>	$M_u = 0.8a_s \sigma_y D + 0.4ND \quad N_b < 0$ $M_u = 0.8a_s \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad 0 \leq N_b \leq 0.4$ $M_u = \left(0.8a_s \sigma_y D + 0.12bD^2 F_c \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c} \right) \right) \quad N_b > 0.4$ <p>a_s は引張接合筋断面積 (mm^2)、σ_y は接合筋の引張強度 (N/mm^2)、D は断面せい (mm)、N は軸力 (N)、b は断面幅 (mm)、F_c は RC 杭の圧縮強度 (N/mm^2)、N_{\max} は杭材の純圧縮強度 (N)、N_b は軸力比</p>
<p>杭頭引張ばね</p> <p>鉛直引張方向の復元力特性は、D16 接合筋 3 本分の引張耐力を有する初期剛性の大きい完全弾塑性とした。圧縮方向は弾性高剛性とした。</p>	$R_{Rk} = (2/3)(\sum \sigma_L) \phi + W$ $R_{Rc} = (\sum \sigma_L) \phi + W$ <p>τ は地盤層内における杭引抜時の極限周面摩擦力度 (kN/m^2) で $5N/3$、L は地盤層内の杭長さ (m)、ϕ は杭の周長 (m)、W は杭の自重 (kN)</p>
<p>杭周面摩擦ばね</p> <p>杭の引抜に抵抗する周面摩擦ばねの復元力特性はトリニア型とし、最大耐力後の耐力は一定とした。既往の杭引抜試験でも、引抜荷重が最大耐力に達した後も耐力が保持されるものが多いことが確認されている¹⁷⁾。第1折点と第2折点の耐力はそれぞれ杭の降伏引抜抵抗力 R_{Rk} と最大引抜抵抗力 R_{R0} とした¹⁷⁾。極限周面摩擦力度は杭周面地盤が一般的な砂質土で、杭施工はプレポーリング工法と仮定して算出した。杭の単位体積重量は $24\text{kN}/\text{m}^3$ とした。杭先端支持層の引抜耐力への寄与は不確実性が大きいと考慮していない¹⁷⁾。また第1折点と第2折点の杭の引抜変位 (地盤に対する杭の鉛直上方の相対変位) は、既往文献¹⁸⁾を参考にそれぞれ 8mm と 30mm と仮定した。同文献では杭の引抜変位が地盤性状や杭性状等にほとんど依存しないとされている。杭の押込方向の剛性は引抜方向の初期剛性と等しくし、弾性剛性とした。</p>	
<p>地盤剛性ばね / 弾性剛性</p> <p>杭の水平変位に対する地盤剛性ばねは、建築基礎構造設計指針¹⁷⁾に準じて、水平地盤反力係数 K_0 (kN/m^3) に杭の投影面積を乗じた値の剛性を有する弾性剛性ばねとした¹⁷⁾。地盤剛性ばねの水平剛性は、算出式の y を 1 として算出した。張間方向の杭配置における杭中心間隔比は 2.4 通りの住戸出入口下の杭のみ 6.0 以下であるが、同杭の水平地盤剛性が建物の耐力へ与える影響は小さいと考慮し、本解析では群杭効果は考慮していない。</p>	$K_h = \alpha E_0 B^{-3/4} y^{-1/2}$ <p>α は E_0 に対応する定数 (m^{-1}) で 80、E_0 は変形係数 (kN/m^2) で地盤の N 値に 700 を乗じた係数、B は無次元化杭径で同径を 1cm で除して正規化した値である。y は無次元化水平変位で水平変位を 1cm で除して正規化した値である。</p>

※1) : 全ての算出式における鉄筋の引張強度は D19 以上で $345\text{N}/\text{mm}^2$ 、D16 以下で $295\text{N}/\text{mm}^2$ である。

4. 直接基礎建物の解析

直接基礎建物の張間方向と桁行方向の耐震性能を評価する。図 8 に張間方向の直接基礎モデルの概要を示し、図 9 には基礎伏図および杭位置を示す。本研究では杭の許容鉛直支持力を 392kN (40t)/本と仮定した場合の杭位置とした。標準的な WPC 構造集合住宅の基礎は杭の有無に関係なく布基礎である。布基礎断面図を図 10 に示し、また図 9 中の部材符号に対応した断面リストを表 3 に整理する。

4.1. 直接基礎モデルの概要

基礎梁は曲げ塑性変形を考慮した線材に置換した。また基礎底面の杭位置には地盤ばねを設けた。地盤ばねの鉛直圧縮軸方向の剛性は道路橋示方書¹⁵⁾に準じ、同文献に示される直接基礎の地盤の推定 N 値 30 を用いて、各杭位置における基礎底面の支配面積に応じて算出した。水平方向は弾性高剛性とした。設定概要の詳細は表 2 の通りである。基礎梁と 1 階脚部の各接合部ばねは剛材で連結した。桁行方向の直接基礎モデルも同様のモデル化である。基礎梁のコンクリート設計強度は直接基礎構造の場合 $18\text{N}/\text{mm}^2$ であり、ヤング係数は同強度に準じて算出した¹⁴⁾。基礎梁重量と土被り重量は、建築基礎構造設計指針¹⁷⁾を参考にそれぞれ単位体積あたり $23.5\text{ kN}/\text{m}^3$ と $16.0\text{ kN}/\text{m}^3$ として算出し、張間方向と桁行方向の基礎梁の交点に節点荷重として与えた。基礎梁の T 型断面を等価な断面 2 次モーメントをもつ長方形断面に置換し、架構数倍した梁幅をもつ線材断面として地盤レベル (図 8 中の GL) に配置した。

4.2. 直接基礎モデルの解析結果

直接基礎モデルにおいて、張間方向 (図 1 の $\pm Y$ 方向) と桁行方向

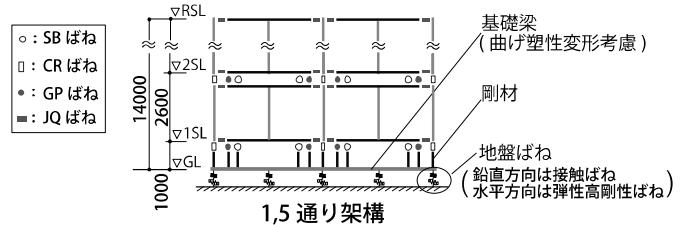


図 8 直接基礎モデル概要図

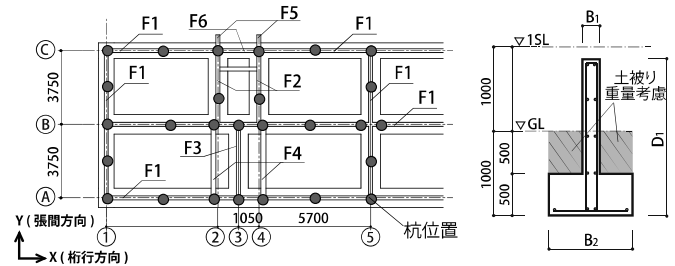


図 9 基礎伏図と杭位置

図 10 布基礎断面図

表 3 直接基礎梁と杭基礎梁の部材リスト

	F1 ^{※1)}	F2	F3	F4	F5	F6
$B_1 \times D_1$	200 × 1860	200 × 1860	200 × 1860	250 × 1860	200 × 1965	200 × 1000
B_2	※2 [750]	1000 [750]	1000	-	-	800 [-]
上端主筋	2-D19	4-D19	2-D19	2-D19	4-D19	2-D19
下端主筋	2-D19	4-D19	3-D19	3-D19	4-D19	2-D19
せん断補強筋	9 φ@250	13 φ@250	9 φ@250	9 φ@250	9 φ@250	9 φ@250
等価断面幅	※2 [347]	382 [347]	382	-	-	365 [-]

※1) : [] 内は杭基礎の場合を示す。※2) : 直接基礎の F1 梁 B_2 寸法は 1 通りと C 構面のみ 800 (等価断面幅は 355) で、その他は 1000 (等価断面幅は 382) である。

(図1のX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。各方向の荷重-変形角関係を図11に示す。縦軸は1階層せん断力係数(C_{Q1})であり、横軸の変形角R(%)はR階と1階床レベルの相対水平変位量を建物高さ13mで除した値である。図12には各解析モデルの保有水平耐力時の変形と損傷の様子を示す。同図中の●や△は、印の形状によって損傷ばねの種類を示し、塗潰および白抜によって各ばねがそれぞれ第1折点および第2折点に到達したことを示す。既往研究における基礎固定モデルでは、張間方向の保有水平耐力時の1階層せん断力係数(C_{Q1})は0.64(+Y)と0.65(-Y)であり、鉛直接合部と境界梁のせん断破壊を伴う連層耐震壁間のずれが主な損傷である。また桁行方向の C_{Q1} は0.73であり、建物全体の開口部周りの壁梁と壁柱の曲げ降伏および耐震壁間の鉛直接合部のせん断破壊が主な損傷である。

±Y方向(張間方向)の挙動を述べる。いずれも $C_{Q1}=0.20$ 付近から境界梁と鉛直接合部のせん断ひび割れが発生し、 $C_{Q1}=0.25$ 付近で基礎の浮き上がりが発生する。 $C_{Q1}=0.48$ (+Y)と0.50(-Y)で圧縮側の支持点以外の全ての地盤ばねが引張となり、基礎の浮き上がりによるロッキングが発生し保有水平耐力に至る。上部構造の全ての接合部と境界梁および基礎梁は最大耐力に達していない。

地盤ばねの軸剛性は参考文献¹⁵⁾に準じた推定値であるが、同剛性を倍増あるいは半減させた場合でも、建物の保有水平耐力にはほとんど影響しない。水平剛性が変化し、崩壊形は変化しない。従って、保有水平耐力と崩壊形の評価を主目的とする上で、同ばねの設定が結果に与える影響は限定的である。

X方向(桁行方向)の挙動を述べる。 $C_{Q1}=0.20$ でC構面間の基礎梁の曲げ降伏が発生する。 $C_{Q1}=0.37$ でA構面下層階の壁梁の曲げ降伏が発生し、その後はほぼ全ての壁梁の曲げ降伏が発生する。 $C_{Q1}=0.58$ からA構面3通り付近の壁梁のせん断破壊が発生する。 $C_{Q1}=0.36$ でA構面1通り側から浮き上がりが発生するが、建物全体としては壁梁と基礎梁の曲げ降伏が支配的である。 C_{Q1} は0.65である。

4.3. 開口新設時の検討

住戸面積の拡大を意図して1-5階の5通りと9通りの張間方向の耐震壁に開口を新設(図2)した場合の直接基礎モデル(以下、「開口新設モデル」と呼ぶ)を検討する。開口新設による耐震壁のモデル化を図6に示す。図11は開口新設モデルの荷重-変形角関係、図12は保有水平耐力時の変形と損傷の様子である。基礎固定モデルでは開口新設により上部構造の水平剛性が低下し、 C_{Q1} は約10%低下するが²⁾、開口新設モデルの C_{Q1} は直接基礎モデルと同程度であり、上部構造の損傷の様子も概ね同様である。既存建物の大規模改修に関する法的な規制として、改修後の従前と同等の耐震性能確保が考えられる。基礎を考慮した建物の保有水平耐力評価では、基礎からのロッキングが支配的な崩壊形であり、開口新設等による上部構造の耐力低下が建物全体としての保有水平耐力に影響を与えない可能性がある。

5. 杭基礎建物の解析

杭基礎建物の張間方向の耐震性能を評価する。桁行方向では壁梁と基礎梁の曲げ降伏が建物の主たる損傷で、杭基礎構造においてもその損傷の概要は同様と考えられる。対象建物は現行法規下の新築建物と異なり、基礎梁の曲げ耐力に対する杭頭の曲げ耐力は相対的

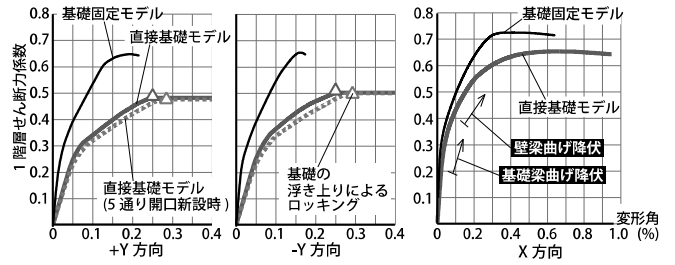
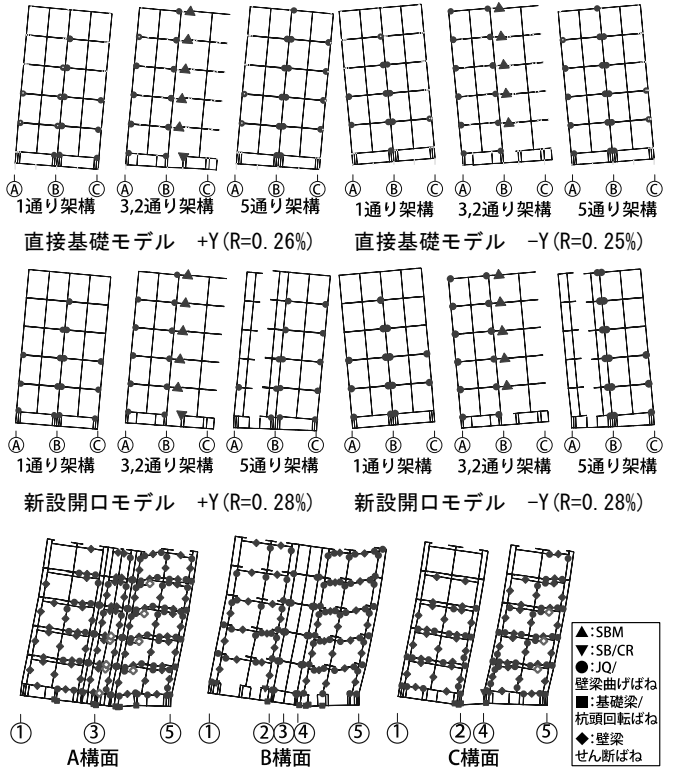


図11 荷重-変形角関係



直接基礎モデル X(R=0.62%)

図12 保有水平耐力時変形図

に低く、最大7%程度である。従って、保有耐力と崩壊形への影響は限定的と考え、桁行方向の検討は割愛し、張間方向の評価に注力する。

杭基礎モデルの概要を図13に示す。杭基礎モデルでは、杭先端支持層上部の地盤層(中間層)のN値が5で杭長さを15mとした場合(杭基礎モデルA)と、中間層のN値が20で杭長さを6mとした場合(杭基礎モデルB)の2通りを検討することで、一般的な地盤性状による建物の耐震性能への影響を評価する。

5.1. 杭基礎モデルの概要

基礎梁のモデル化は直接基礎モデルと同様である。同梁のコンクリート設計強度は杭基礎構造の場合21N/mm²であり、断面寸法は表2の通りである。杭は既製の鉄筋コンクリート(RC)杭を想定し、JIS A5310¹⁰⁾の規格を参考に杭径300φ、厚さ60mmの中空断面とし、弾性線材に置換した。杭の圧縮強度は39.2N/mm²で、ヤング係数は同強度に準じて算出した¹⁴⁾。杭は他の部材同様、架構数倍した剛性と耐力を有する線材断面とし、また直交壁構面中の杭の剛性と耐力は、それらを2分割して隣接する張間方向の架構の杭に加えた。

図14に示すように、対象建物の杭は接合筋(4-D16)により基礎梁

と接合される。杭頭部には同部の変動軸力に応じた曲げ抵抗を考慮したばね(杭頭回転ばね), および杭頭部の曲げ降伏を伴い, D16 接合筋 4 本のうち 3 本が引抜力に抵抗すると仮定した場合の引張耐力を有するばね(杭頭引張ばね)を設けた。基礎梁線材と杭頭ばねは剛材で連結した。地盤による鉛直方向の杭引抜時および押し込み時の抵抗を考慮したばね(周面摩擦ばね)と, 杭の水平変位に対する地盤反力を考慮したばね(地盤剛性ばね)をそれぞれ杭 1m 毎に設けた。杭先端は鉛直上方向および回転を自由とした。基礎梁位置の水平地盤反力は無視した。各ばねの設定詳細は表 2 の通りである。

5.2. 杭基礎モデルの解析結果

図 15 と図 16 に杭基礎モデルの張間方向の荷重-変形角関係と保有水平耐力時の変形と損傷の様子を示す。杭基礎モデル A の C_{qu1} は 0.57(+Y) と 0.55(-Y) である。いずれも $C_{qu1}=0.15$ 付近で引抜力を受ける杭頭部の曲げ降伏が発生する。0.40< C_{qu1} <0.50 で杭の引抜降伏および基礎梁の曲げひび割れと曲げ降伏が発生する。その後, 境界梁または 3 通りの鉛直接合部のせん断破壊が発生し保有水平耐力に至る。+Y 方向載荷時では $C_{qu1}=0.56$ で A 構面側の杭の引抜が発生する(杭が引抜最大耐力に達する)。杭基礎モデル B の C_{qu1} は 0.59(+Y) と 0.58(-Y) である。 $C_{qu1}=0.20$ 付近で引抜力を受ける杭頭部の曲げ降伏が発生する。0.40< C_{qu1} <0.50 で杭の引抜降伏および基礎梁の曲げひび割れと曲げ降伏が発生する。その後, 境界梁と 3 通りと 5 通りの鉛直接合部のせん断破壊が発生し保有水平耐力に至る。杭基礎モデル A と B の保有水平耐力差が小さいのは, 杭による引抜耐力の差が小さいためである。杭の最大水平変位量は 13mm (杭基礎モデル A) と 5mm (杭基礎モデル B) である。

本解析では, 杭頭引張ばねの引張耐力は杭の最大引抜耐力よりも大きく(表 2), 杭頭の接合筋は引張降伏していない。杭の引抜耐力算出時に杭先端支持層の寄与を考慮しておらず, また, 既存建物の杭と基礎梁の接続状況調査と正確な耐力評価は困難であることから, 杭の引抜耐力評価の不確実性は大きいと考えられる。そこで, 杭の引抜耐力を大きくして, 接合筋の引張降伏が支配的となる解析モデルを作成した。その結果, C_{qu1} は ±Y 方向で 0.64 となり, 基礎固定モデルの結果と同程度になった。また, 杭の引抜耐力をゼロとした場合と ∞とした場合の挙動はそれぞれ直接基礎モデルと基礎固定モデルの結果に近いと考えられる。これらの検討から, 杭基礎モデル A と B の 2 通りの検討で全ての杭基礎建物の挙動を把握することはできないが, 杭に一定の引抜耐力が期待できる場合の C_{qu1} は 0.55< C_{qu1} <0.65 程度と推定できる。

6. まとめ

標準設計された 5 階建て既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC) 構造集合住宅建物に対して, 静的解析の範囲で基礎構造を含めた上部構造の挙動を評価した。基礎構造は直接基礎と杭基礎を想定し, 杭に対しては上部構造からの慣性力のみを考慮した。従って, 建物と地盤の動的相互作用と杭の損傷は評価できていない。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 直接基礎構造では, 張間方向の崩壊形は基礎の浮き上がりによる建物のロッキングで, 全ての接合部と境界梁および基礎梁は最大耐力に達していない。保有水平耐力時の 1 階層せん断力係数 C_{qu1} は 0.48(+Y) と 0.50(-Y) である。桁行方向の C_{qu1} は 0.65 であり,

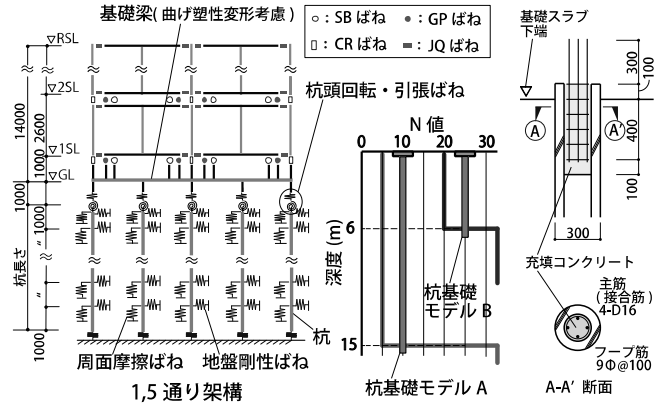


図 13 杭基礎モデル概要図

図 14 杭頭詳細図

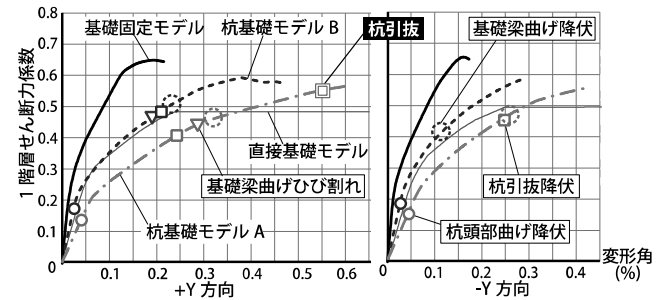


図 15 荷重-変形角関係

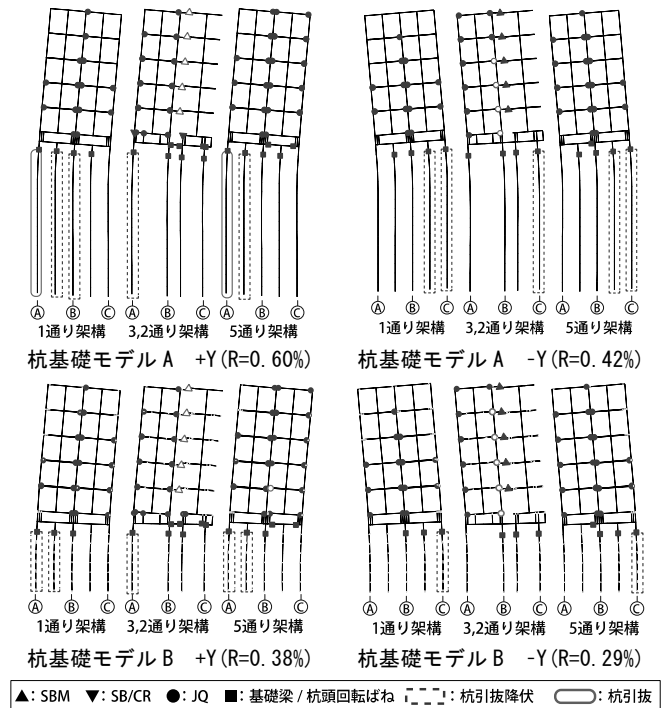


図 16 保有水平耐力時変形図

- 基礎梁と壁梁の曲げ降伏による建物全体の損傷が支配的である。
- (2) 直接基礎構造において, 5 通り耐震壁に開口を新設した場合でも保有水平耐力は開口新設前と同等である。これは開口新設により建物の崩壊形が変化しないためであり, 開口新設等による上部構造の耐力低下が建物全体としての保有水平耐力に影響を与えない可能性がある。
- (3) 地盤中間層の N 値が 5 で杭長さが 15m の場合と中間層の N 値が

20で杭長さが6mの場合の杭基礎構造における張間方向の耐震性能を評価した。C_{qu1}はそれぞれ0.57(+Y)と0.55(-Y)、および0.59(+Y)と0.58(-Y)である。杭の引抜耐力評価については不確定性が大きい、杭に一定の引抜耐力が期待できる場合のC_{qu1}は0.55<C_{qu1}<0.65程度と推定できる。

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。ここに記して謝意を表します。

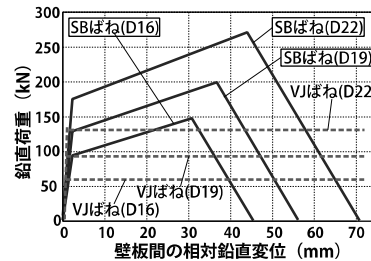
参考文献

- 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
- 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.
- 渡辺一弘, 他: 一体解析による耐震性能評価手法の検討 その1, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp509-510, 2004.8
- 平石久廣, 雨宮達也, 金澤和誉: 応答変位法を応用した杭頭ヒンジ杭の設計用応力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第679号, pp1455-1462, 2012.9
- 池田隼人, 三町直志, 倉持博之, 許斐信三: 応答解析から見た杭の設計用地震荷重 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp645-648, 2007.8
- 阪神・淡路大震災調査報告, 建築編-2, プレストレスコンクリート造建築物, 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物, 壁式構造・組積造, 第1版第1刷, 1998.
- 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
- MIDAS GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology Co.,LTD, 2013.
- 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.
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.
- 日本道路協会: 道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説, 2002.
- 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1981.
- 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 第2版第1刷, 2001.
- 茶谷文雄: 杭の引抜抵抗について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1317-1318, 1989.10
- 日本建築学会: JIS 建築材料規格集・新編1, 1960.
- 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年次講演会論文集, pp769-772, 1984.
- 日本建築防災学会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, 2001年改訂版7刷, 2001

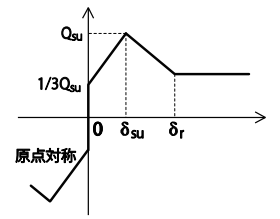
付録A 上部構造の各ばね設定の概要

名称	設定	
SBばね	水平	SBばねの水平方向のずれに対する復元力特性は、初期剛性が大きく、診断指針 ⁶⁾ による水平接合部で連続した上下階耐震壁の長期軸力を考慮した終局せん断耐力Q _{su} を最大耐力とする完全弾塑性とした。
	鉛直 (図A1)	SBばねの鉛直引張方向に対する復元力特性は、実大水平接合部引張実験 ³⁾ を参考に、最大耐力後負勾配を有するトリリニア型とした。第1折点と第2折点は、それぞれ水平接合部の接続筋(図3)の降伏点と破断点である。同接続筋は各階で径が異なり、図5に水平接合部の各階の接続筋径を示す。接続筋降伏時の鉛直変位は一律に3mmとした。
VJばね	鉛直 (図A1)	鉛直接合筋の引張方向の抵抗を弾塑性ばね(VJばね)で評価し、その復元力特性は鉄筋の引張耐力を最大耐力とする完全弾塑性とした。
CRばね	鉛直	CRばねの復元力特性はSBばねとVJばねの復元力特性の累加とした。
JQばね	水平/ 回転	JQばねの水平方向と回転方向の復元力特性は弾性高剛性とした。
	鉛直 (図A2)	JQばねの鉛直方向の復元力特性は原点对称のテトラリニア型であり、既往の実験データの比較により設定した ⁴⁾ 。第1折点である接合部へのせん断ひび割れ発生時のせん断耐力は最大せん断耐力の1/3とし、変位は0.05mmとした。第2折点である最大せん断耐力Q _{su} は参考文献 ¹³⁾ に準拠した。最大せん断耐力後の残留せん断耐力はコッター筋(差筋)のせん断耐力であり、最大せん断耐力の27.7%とした。最大せん断耐力時変位δ _{su} および残留せん断耐力時変位δ _r はそれぞれ1.5mmと8mmとした。1層あたり上下に2箇所のJQばねを設定し、それぞれに1層あたりの耐力の半分を与えた。
SBMばね	せん断 (図A2)	SBMばねの復元力特性は、既往実験 ²⁰⁾ と著者らによる耐震壁実験 ¹⁾ を参考に設定した。復元力特性の概形はJQばねと同様である。SBMばねの初期剛性は十分大きくし、第1折点はせん断ひび割れ点で、その時のせん断耐力は終局せん断耐力Q _{su} の1/3とした。第2折点は終局せん断耐力点で、その時の部材力は0.4%とした。最大せん断耐力後の負剛性は梁の弾性せん断剛性の-0.005倍とし、残留せん断耐力は最大せん断耐力の40%とした。
桁行壁梁/柱ばね ^{※1)}	せん断 (図A2)	せん断塑性変形ばねの復元力特性はSBMばねと同様にテトラリニア型とした。最大耐力はせん断終局耐力Q _{su} とし、参考文献 ²¹⁾ に準じて算出した。壁柱のせん断耐力算出における軸力は長期軸力を用いた。
	曲げ	曲げ塑性変形ばねの復元力特性は初期剛性が十分大きい完全弾塑性とした。最大耐力は曲げ終局耐力M ₀ とし、参考文献 ²¹⁾ に準じて算出した。壁柱の曲げ耐力算出における軸力は長期軸力を用いた。開口上部の壁梁の曲げ耐力については、壁梁の上辺に凹凸があり床板とのずれに対する耐力が高いと考えられることから、床板との一体性を考慮した。床板の協力幅は壁梁の材軸方向スパンの0.1倍とした ¹⁴⁾ 。

※1): 図2に対応する各壁柱と壁梁の断面と配筋を付録の表A1と表A2に整理する。



図A1 SB VJばねの復元力特性



図A2 JQ SBM 壁梁/柱の復元力特性

表A1 壁柱の断面寸法と引張鉄筋表

配筋 ^{※1)}	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
壁長さ ^{※2)}	647	1060	752	852	1000	940	800	1900	647	1300	654
5階	D16								D16		
4階	D19	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	2-D16	D16	D16
3階									D16, D19		
2階									D19, D22		
1階	D22	D19	D19	D19	D19	D22	D19				

※1): 壁柱の引張鉄筋は左端と右端で同一である。せん断補強筋は全壁柱共通で0.33%(1-2F), 0.25%(3-4F), 0.21%(5F)である。※2): 全ての壁柱幅は150mmである。

表A2 壁梁の断面寸法と引張鉄筋表

配筋 ^{※1)}	G1	G2	G3	G4	G5	G7/G8	G9	G10	G11
せい ^{※2)}	485	485	365	225	485	450	590	550	365
R階	D16	D19			D16		D16	D16	
	4-9φ	6-9φ			2-9φ		6-9φ	6-9φ	
	9φ#200	9φ#200			9φ#200		9φ#200	9φ#200	
5階	D19	D22	D16		D16	D22	D19	D16	D16
	13φ	13φ, 5-9φ			2-9φ	2-13φ	13φ, 5-9φ	13φ	
	9φ#200	9φ#200	9φ#200		9φ#200	9φ#200	9φ#200	9φ#200	9φ#200
4階		D22, D16	D19		D22	13φ#125	D19, D16		
		13φ, 5-9φ			2-9φ	D19	13φ, 5-9φ		
		9φ#150	9φ#200		13φ#150	D19	13φ#200		
3階	D22	D22, D16	D22	D16	D22	2-13φ	D22, D16	D22	
	13φ	13φ, 5-9φ			2-9φ	13φ#80	13φ, 5-9φ	13φ	
	9φ#200	13φ, 15φ	9φ#200	3, 2φ#100	13φ#100		13φ#150	13φ#200	9φ#200
2階		D22, D16	D22, D16		D22, D16	2-D22	D22	D22	
		13φ, 5-9φ			2-9φ		13φ, 5-9φ	13φ	
		13φ, 12φ	9φ#200		13φ#70		13φ#100	13φ#150	9φ#150
1階			D22, D16						D22, D16
			9φ#150						13φ#150

※1): 上段は壁梁の引張鉄筋、中段は壁梁上部のスラブ筋、下段は壁梁のせん断補強筋を示す。壁梁の引張鉄筋は上端と下端で同一である。G6梁は無筋コンクリート梁である。※2): 全ての壁梁幅は150mmである。

[2016年2月2日原稿受理 2016年4月21日採用決定]