

プレキャストプレストレストコンクリート造復興住宅の設計・施工

— (仮称) 仙台市あすと長町復興公営住宅 —
ながまち

東京建築支店	建築設計部	大迫一徳
東京建築支店	建築工事部 (東北支店駐在)	雨下英人
東京建築支店	建築工事部 (東北支店駐在)	成田靖
東京建築支店	PC 建築部 (東北支店駐在)	矢幅弘毅

概要：(仮称) 仙台市あすと長町復興公営住宅は、仙台市が東日本大震災の復興公営住宅として公募した買取事業である。当社を含むグループは、復興公営住宅という性格上、早期に大量の良質な住宅を建築することが重要であると考え、大きな被害を免れたプレキャスト工場で高品質な部材を製作し、材料や労務が不足する現場では、当社が得意とするプレストレスによる圧着接合により合理的に建物を建築するプレキャストプレストレストコンクリート (PCaPC) 造で応募したところ、採用された。構造的には、桁行方向は、梁がスパン中央で圧着接合する PCaPC 造、柱が主筋を機械式継手により継ぐプレキャスト鉄筋コンクリート (PCaRC) 造の純ラーメン、張間方向は、柱を PCaRC 造とし、壁を場所打ちとした RC 造連層耐震壁付きラーメン構造である。また、募集要綱では面積が倍以上異なる 2K~4DK の住戸の比率が決められていたが、PCaPC 造の特長を生かすために桁行方向のスパン長さを全て同じとし、一部の架構では耐震壁を設けず PCaPC 造の梁としたラーメン構造にすることにより、桁行方向スパン長さにとらわれない住戸配置を行っている。

Key Words：復興住宅, PCaPC 造, 工期短縮, 圧着接合, 摩擦係数

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災から2年余り経った2013年1月、仙台市は応募者が土地を用意して住宅を建て、それを土地ごと買い取るという仙台市復興公営住宅公募買取事業を公募した。この公募に対し、以前、当社のグループ企業が所有していた JR 仙台駅から南に一駅の長町駅前の土地を活用し、不動産業者であるワールドアイシティ社、設計事務所である山下設計社、地元建設会社である奥田建設社および当社でグループを組み、応募したところ採用された。当グループは、復興公営住宅という性格上、早期に大量の良質な住宅を建築することが重要であると考え、建設地から離れて大きな被害を免れた関連会社であるピー・エス・コンクリート北上工場で高品質なプレキャスト (以下 PCa) 部材を製作し、材料や労務が不足する現場では、当社が得意とするプレストレスによる圧着接合により部材を合理的に組み立てて建物を建築する PCaPC 造で提案した。本稿では、施工の合理化のため柱、梁から床、片持ち廊下まで PCa 化した 13 階建て PCaPC 造復興公営住宅の設計および施工について報告する。



大迫一徳



雨下英人



成田靖



矢幅弘毅

2. 建築計画

2.1 構造計画

応募のための提案書作成時の2013年1月頃は、仙台市内では震災復興工事の本格化やリーマンショックによるコンクリート製造プラント工場の閉鎖などにより、レディミクストコンクリートの1日の出荷量が、1現場当たり150m³に制限され、市内の公共工事では工期の遅れが生じていた。そこで、本建物では、現場でのコンクリート打設量が少なく、工期が短いPCaPC造で計画した。

中高層住宅の部材をPCa化し、現場で組み立てる方法にはいくつかあるが、図-1に示すように、柱主筋が貫通する箇所に孔を設けた柱梁接合部を梁部材と一体に製作し、柱頭から突き出た柱主筋に通すレンコン工法と呼ばれる組立て工法を桁行方向に採用した。さらに、梁の接合は、現場でのコンクリート打設および型枠・支保工の組み立てを極力減らすことを最優先に考え、スパン中央に幅30mmの目地を設け、プレストレスによる圧着接合する工法を採用した。張間方向は、概ねPCaRC柱に場所打ちコンクリートによる連層耐震壁を接合する工法とした。一方、PCaPC造建物を効率よく建築するには、スパン長さを同じにし、部材の製作、および現場での施工をやすくする必要がある。しかし、募集要綱では、住戸の間取りタイプごとの専有面積と総戸数に対する割合が表-1のように決められていた。本建物では図-2(a)に示すように、桁行3スパンの中に4DKを2戸、また図-2(b)に示すように2スパンの中に2Kと3DKの住戸を2戸配置する計画とした。それらの戸境には耐震壁が設けられないために、梁せいが600mmと小さいPCaPC梁を設けることとした。

床はカイザー板によるカイザー合成床を、片持ちの廊下にもカイザートラス筋による片持ち廊下板を採用し、現場でのコンクリート打設量を減らした。

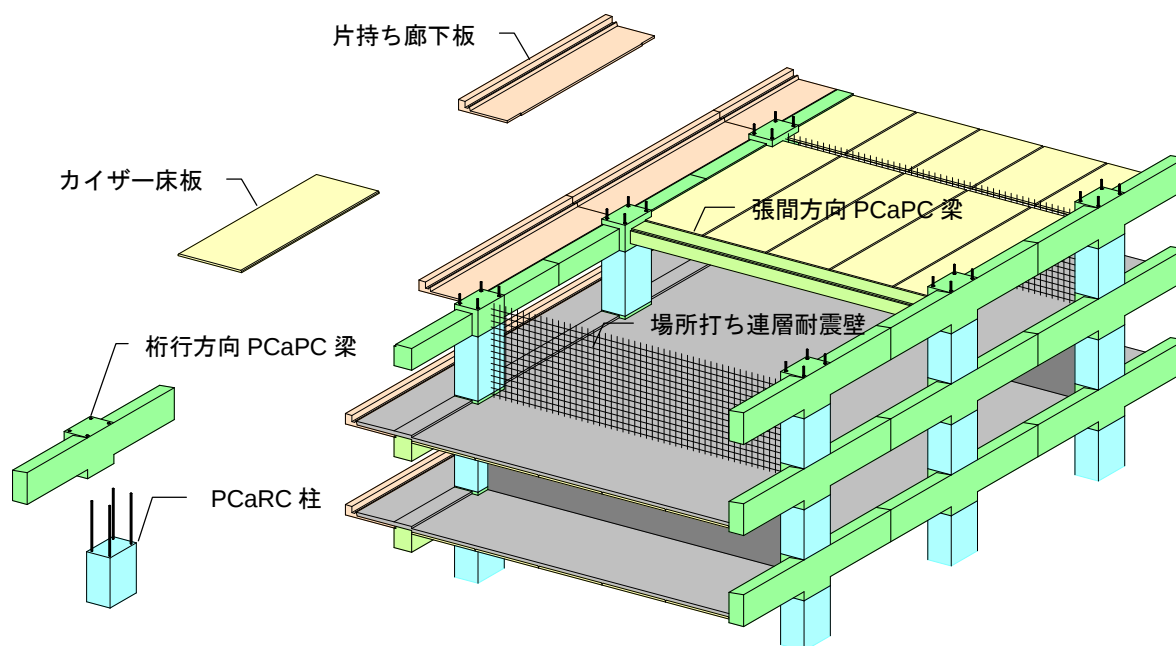


図-1 工法概念図

表-1 間取りタイプごとの総戸数に対する割合

間取りタイプ	2K	3K	4K (3DK)	4DK
専有面積 (m ²)	35	50	65	75
総戸数に対する割合 (%)	30	30	30	10

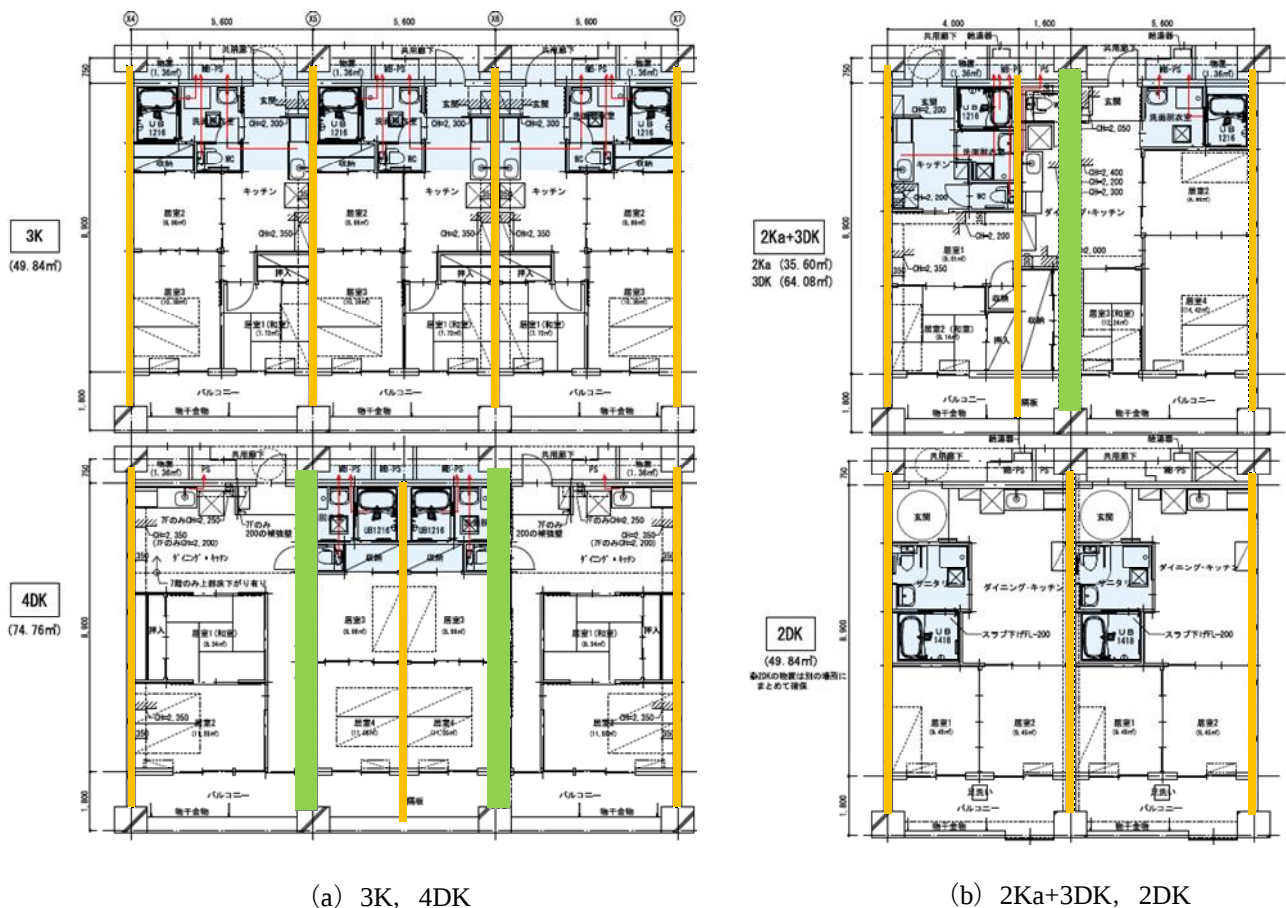


図-2 間取り図

2.2 建築概要

建物の竣工写真を写真-1 に示す。地上 13 階建ての全住戸南向きの板状住宅であり、建設地は、JR 仙台駅から東北本線で南に一駅の長町駅のすぐ前で、元は旧国鉄の貨物ヤードがあった場所である。現在は都市再生機構による「仙台市あすと長町土地地区画整理事業」によって整備されている（図-3）。隣にはツルハドラッグ、道路を挟んだ向かいにはスーパーのヨークタウンや大型家具販売の IKEA、近くには仙台市立病院があり非常に環境の良い場所である。

建設地：仙台市太白区あすと長町四丁目 3 番 27
 敷地面積：3,304.68m²
 建築面積：1,224.49m²
 延べ面積：11,086.17m²
 階数：地上 13 階建て
 建物高さ：軒高 40.55m, 最高高さ 41.55m
 主体構造：PCaPC・RC 混合構造
 架構形式：桁行方向 純ラーメン
 ：張間方向 耐震壁付きラーメン
 基礎：場所打ち造成杭
 建物用途：共同住宅
 住戸数：163 戸
 発注者：ワールドアイシティ
 設計者：山下設計（構造 ピーエス三菱）
 施工者：ピーエス三菱・奥田建設共同企業体
 工期：2013 年 12 月 19 日～2015 年 3 月 30 日



図-3 建設場所



写真-1 建物全景 (撮影 エスエス東京)

1階平面図を図-4に、2階伏せ図を図-5に示す。平面は、桁行方向が長さ5.6m×14スパンで78.4m、張間方向がベランダを含めた住戸部11.45m+共用廊下部1.95mで13.4mの長方形である。Y2通軸組図を図-6に示す。階高は、1階が4.0m、2～12階が3.0m、最上階の13階が3.25mで、軒高40.4mである。塔状比は3.53と比較的大きな値である。

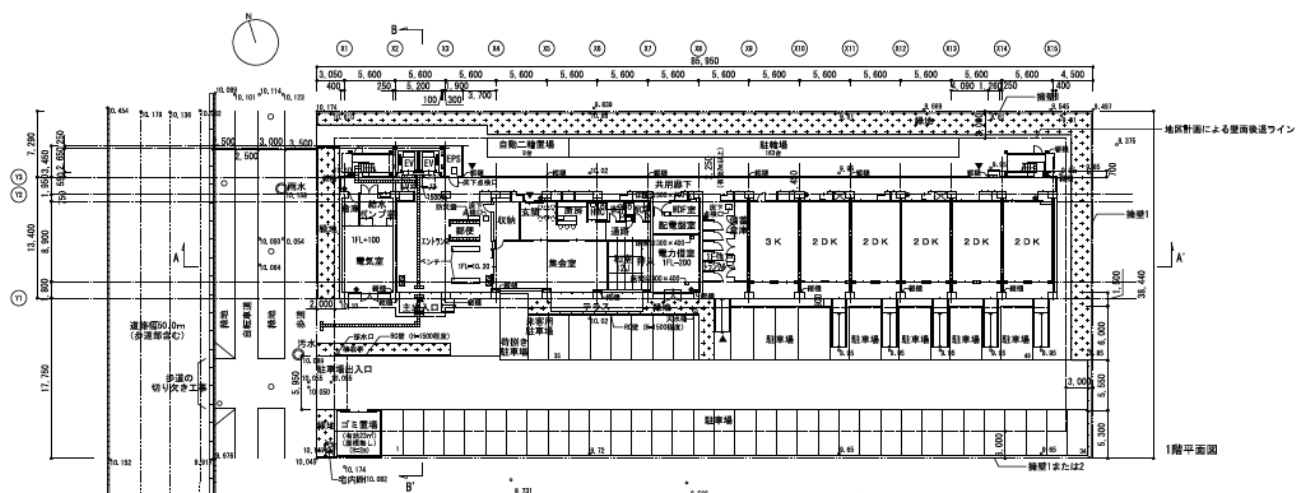


図-4 1階平面図

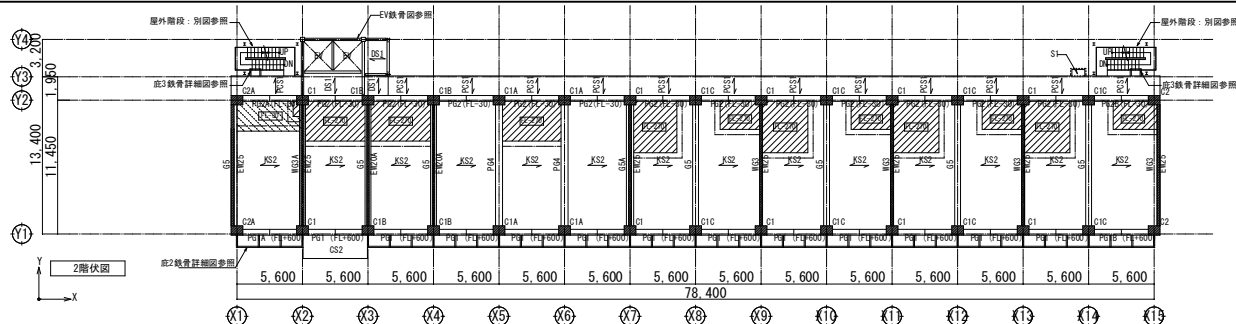


図-5 2階伏せ図

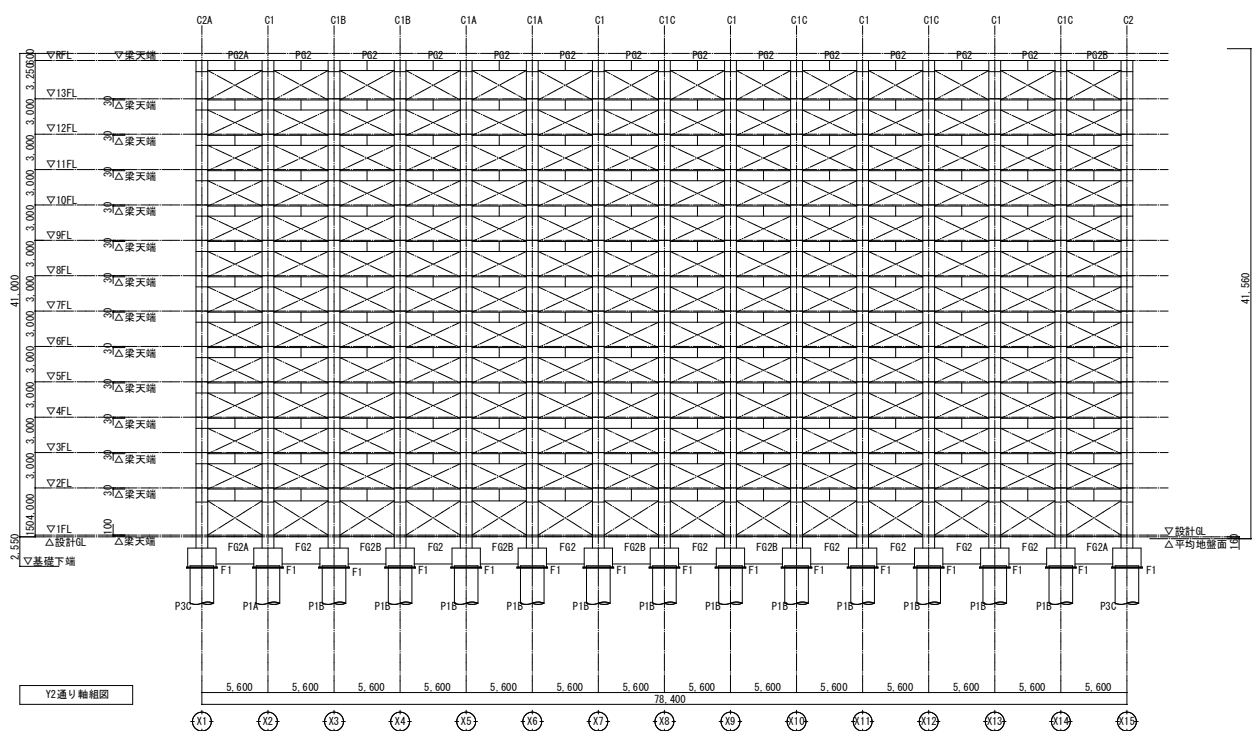


図-6 Y2通軸組図

3. 構造設計概要

3.1 一般事項

3.1.1 架構概要

(1) 桁行方向

桁行方向の架構は純ラーメンであり、構造は、梁はスパン中央位置でプレストレスにより圧着接合する PCaPC 造、柱は主筋を機械式継手により接続する PCaRC 造である。本建物の桁行方向は、長さ 5.6m のスパンが 14 あり、全長 78.4m となっている。このスパン数と長さによりプレストレスを与えると、図-7 に示すように梁の軸変形により外側の柱に大きな不静定力を生じることが考えられた。また、本建物は 13 階建てと比較的高層であるため、耐震設計により低層階の梁端部には高い耐力が必要となるが、従来の PCaPC 造のように梁端部に目地を設ける接合タイプでは、梁端部の圧着接合部は PC 鋼材のみとなり、そこで大きなプレストレスが与えられることで、軸変形が大きくなることが考えられた。そこで、本建物では梁端部の曲げ耐力を確保するために鉄筋を考慮でき、PC 鋼材を必要最小限に抑えることが可能な、スパン中央圧着接合タイプを採用した。スパン中央の圧着接合部は、地震時に生じるせん断力に対してプレストレスによる摩擦力で抵抗するように設計するため、実験により確認された、従来の摩擦係数より大きい値を採用できる形状¹⁾を採用し、プレストレスを小さくして軸変形を小さくするようにした。



図-7 プレストレスによる軸変形

(2) 張間方向

張間方向は連層耐震壁付きラーメンであり、構造は、PCaRC造、壁および付帯梁は場所打ちRC造であり、連層耐震壁ではない架構の梁は梁端部で圧着接合するタイプのPCaPC造である。

3.1.2 設計方針

設計方針は以下による。

- (1) 鉛直荷重（固定荷重、積載荷重）に対して、長期許容応力度設計および終局強度設計を行う。
- (2) 鉛直荷重による応力を求める場合、部材の接合過程および合成過程を考慮する。
- (3) 設計用地震力に対して、終局強度設計を行う（一次設計）。
- (4) 建物の保有水平耐力を算出し、必要保有水平耐力を上回ることを確認する（二次設計）。
- (5) 建物の変形能力を保证するための設計を行う（保証設計）。
- (6) PCa部材と場所打ちコンクリートの接合部の設計は、接合要素の強度が接合部に生じる応力を上まわることを確認する。
- (7) PCa部材と場所打ちコンクリートの接合要素のせん断応力伝達のせん断強度は日本建築学会「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説」（以下、現場打ち同等指針）²⁾ および国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所、都市基盤整備公団、日本建築行政会議、社団法人プレハブ建築協会、財団法人日本建築センター編集「壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針」（以下、HFW指針）³⁾ より算出する。
- (8) 下部構造は、短期許容応力度設計とする。

3.1.3 使用材料

使用材料を図-8に示す。

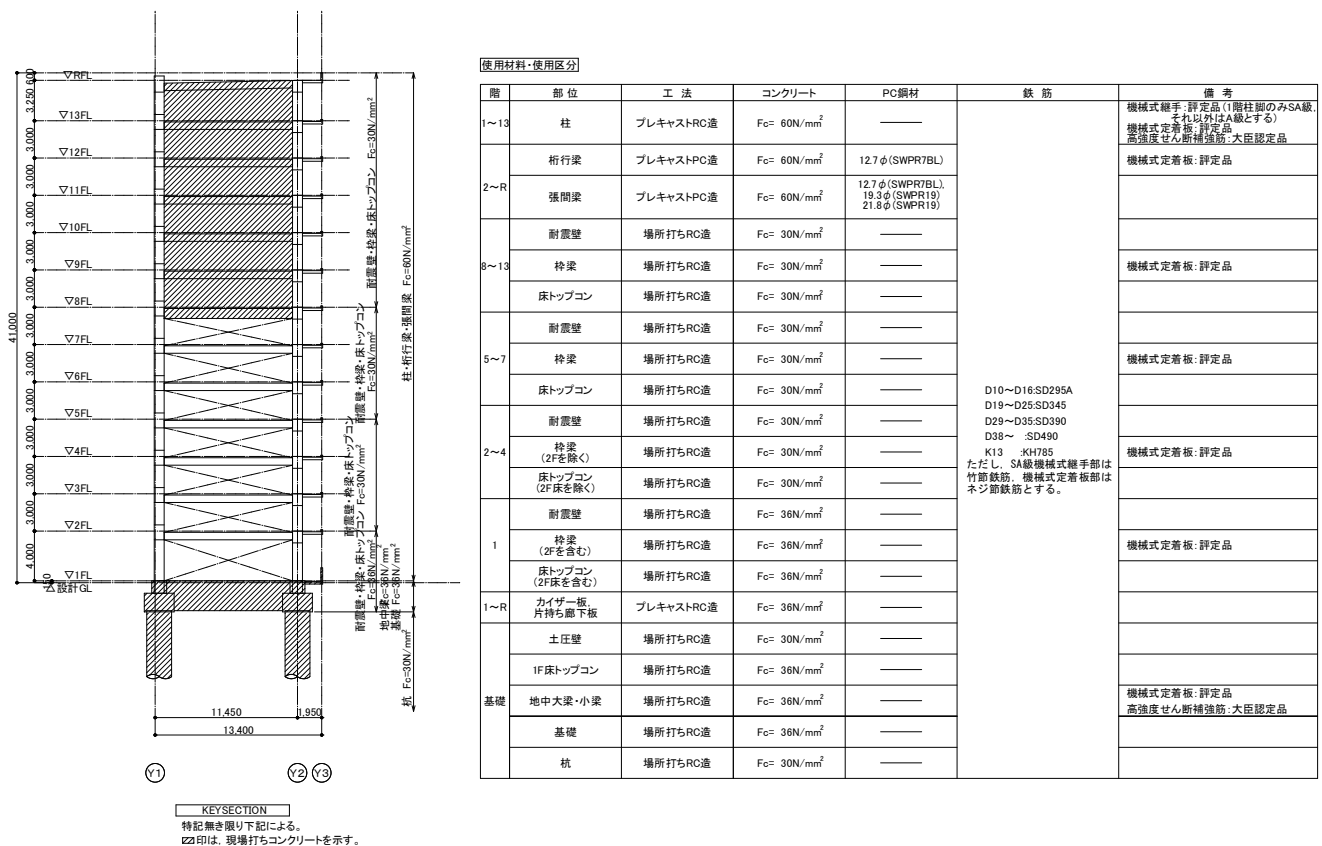


図-8 使用材料

3.2 構造計算概要

本建物の張間方向の構造は連層耐震壁付きラーメンで、PCaRC柱に場所打ち鉄筋コンクリートの耐震壁を接合している。PCaPC造ラーメンの設計は、従来と同様の設計を行っているため本稿では省略し、PCaRC柱の接合部、PCaPC梁とトッピングコンクリートの接合部、PCaRC柱と場所打ち鉄筋コンクリート壁の接合部、

壁内蔵梁および1階柱と基礎コンクリート強度さに対する検討の従来のPC以外の部分について紹介する。

3.2.1 柱の水平接合部

柱の水平接合部の設計は以下によった。

$$Q_{uh} \geq Q \times Q_{uh}$$

ここで、 Q_{uh} : 水平接合部の終局せん断強度 (N) で、HFW 指針 (解 7.8) 式による。ただし、終局せん断強度算定用軸方向力が引張の場合には $N_h=0$ とする。

$$Q_{uh} = 0.7 \times 0.5 \times Q \times Q_{uh} + 0.05 Q \times Q \times Q + Q_{uh}$$

σ_y : 鉛直方向接合筋のせん断補強に用いる場合の材料強度 (N/mm²)

p_h : 鉛直方向接合筋比で、次式による。

$$p_h = \frac{\sum Q_{uh}}{Q \cdot Q}$$

ただし、 $p_h > 0.010$ の場合は $p_h = 0.010$ とする。

a_h : 水平接合部の鉛直方向接合筋の断面積 (mm²)

b : 柱の幅 (mm)

D : 柱のせい (mm)

N_h : 水平接合部の終局せん断強度算定用軸方向力 (N) で、次式による。

$$N_h = N_{mu} + N_{Lc}$$

N_{mu} : メカニズム時の付加軸方向力 (N)

N_{Lc} : 柱が負担する長期荷重による軸方向力 (N)

α : 柱のせん断強度上の余力で、1.20 とする。

Q_{mu} : 柱の水平接合部に作用するせん断力 (N)

3.2.2 梁の水平接合面

プレキャスト梁の水平接合面の設計は以下によった。

$$Q_{uh} \geq Q \times Q_{uh}$$

ここで、 Q_{uh} : 水平接合面の終局せん断強度 (N) で、HFW 指針 (解 7.19) 式による。

$$Q_{uh} = Q \cdot Q \cdot Q \times Q \times Q_{uh}, 0.7 \times 0.7 - \frac{Q_h}{200} \times \frac{Q_h}{2} \times Q \times Q$$

μ : 摩擦係数で、接合面を人為的に粗とすることを前提条件とし $\mu = 1.0$ とする。

p_w : 梁のあばら筋比で、次式による。

$$p_w = \frac{Q_{uh}}{Q \cdot Q}$$

ただし、同一梁の中で端部と中央のあばら筋比が異なる場合には、いずれか小さい値とする。

a_w : 1組のあばら筋の断面積 (mm²)

x : あばら筋間隔 (mm)

b : 梁幅 (mm)

σ_{wy} : あばら筋のせん断補強に用いる場合の材料強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

l_0 : はりの内のり長さ (mm)

α : 梁のせん断強度上の余力で、1.20 とする。

Q_{hG} : 梁の水平接合面に作用するせん断力 (N) で、次式による。

$$Q_{hG} = a_{p1} \cdot \sigma_{py1} + a_{p2} \cdot \sigma_{py2} + a_{t1} \cdot \sigma_{y1} + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} + a_{ts} \cdot \sigma_{ys}$$

a_{p1} , a_{p2} : 梁左右端部の曲げ引張側となる PC 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{py1} , σ_{py2} : 上記 PC 鋼材の引張に対する材料強度 (N/mm²)

a_{t1} , a_{t2} : 梁左右端部の曲げ引張側となる鉄筋の断面積 (mm²)

- σ_{y1}, σ_{y2} : 上記鉄筋の引張に対する材料強度 (N/mm²)
- a_{ts} : スラブ付梁で、スラブが取り付く側が曲げ降伏となる時のスラブ筋の効果としてスラブ片側につき、梁側面から 1m 程度の範囲内のスラブ筋の断面積 (mm²)
- σ_{ys} : スラブ筋の引張に対する材料強度 (N/mm²)

3.2.3 柱と耐震壁の鉛直接合部

柱と耐震壁の鉛直接合部の設計は以下によった。開口によりシヤーコッターおよび鉄筋が配置できない場合は控除して算出した。

(1) 短期許容応力度設計

$$Q_{ASV} \geq sQ_{DV} + W/4$$

ここで、 Q_{ASV} : 鉛直接合部の短期許容せん断耐力 (N) で、HFW 指針 (解 7.11) 式による。

$$Q_{ASV} = \sum (Q_{ASV_i})$$

Q_{ASV} : シヤーコッターの短期許容せん断耐力 (N) で、HFW 指針 (解 7.12) 式による。

$$Q_{ASV} = \sum (Q_{ASV_i}) = \sum (f_{ss} \cdot m \cdot a_i \cdot w_i)$$

f_{ss} : シヤーコッターの短期直接せん断強度 (N/mm²)

m : 鉛直接合部に配置されるシヤーコッターの数

a_i : シヤーコッター1個の付け根部長さ (mm)

w_i : シヤーコッターの接触面幅 (mm)

N_{AS} : シヤーコッターの短期許容局部圧縮耐力 (N) で、HFW 指針 (解 7.13) 式による。

$$N_{AS} = \sum (N_{AS_i}) = \sum (f_{cs} \cdot x_i)$$

f_{cs} : シヤーコッターの短期局部圧縮強度 (N/mm²)

x_i : シヤーコッターの高さ (深さ) (mm)

sQ_{DV} : 鉛直接合部の短期設計用せん断力 (N) で、HFW 指針 (解 7.14) 式による。

$$sQ_{DV} = \kappa \cdot Q_E \cdot \frac{l}{h}$$

κ : せん断に関する形状係数で、 $\kappa = 1.2$ とする。ただし、柱と耐震壁の場合には $\kappa = 1.0$ とする。

Q_E : 一次設計用地震力により耐震壁に生ずるせん断力 (N)

h : 階高または耐震壁上下の梁の中心間距離 (mm)

l : 耐震壁の全長 (mm)

W : 当該階の耐震壁が負担する重量の増加分 (N)

表-2 プレキャスト接合部の設計に用いるコンクリートの強度

$F_c^a)$	シヤーコッターの直接せん断 $f_{ss}^b)$			シヤーコッターの局部圧縮 $f_{cs}^b)$		
	長期	短期	材料強度	長期	短期	材料強度
	$2.0 \times f_s^c)$	$2.0 \times f_s^d)$	$0.1 \times F_c^a)$	$1.2 \times f_c^e)$	$1.2 \times f_c^f)$	$1.2 \times F_c^a)$
30	1.58	2.37	3.0	12.0	24.0	36.0
33	1.64	2.46	3.30	13.2	26.4	39.6
36	1.70	2.55	3.36	14.4	28.8	43.2

a) F_c は、コンクリートの設計基準強度を示す。

b) f_{ss} および f_{cs} は、次式により算定する。

・シヤーコッターの直接せん断 f_{ss}

長期強度： $lf_{ss} = \alpha_{ss} \times lf_s$ $\alpha_{ss} = 2.0$ (コンクリートの直接せん断を考慮した割増係数)

短期強度： $sf_{ss} = \alpha_{ss} \times sf_s$

終局 (材料) 強度： $lf_{ss} = 0.1 \times F_c$

・シヤーコッターの局部圧縮 f_{cs}

長期強度： $lf_{cs} = \alpha_{cs} \times lf_c$ $\alpha_{cs} = 1.2$ (コンクリートの直接せん断を考慮した割増係数)

短期強度： $sf_{cs} = \alpha_{cs} \times sf_c$

終局 (材料) 強度： $lf_{ss} = 1.2 \times F_c$

c) lf_s は、コンクリートの長期許容せん断応力度を示す。

d) sf_s は、コンクリートの短期許容せん断応力度を示す。

e) lf_c は、コンクリートの長期許容圧縮応力度を示す。

f) sf_c は、コンクリートの短期許容圧縮応力度を示す。

(2) 二次設計

$$Q_{UV} \geq \alpha \times Q_{mv} + W/4$$

ここで、 Q_{UV} : 鉛直接合部の終局せん断強度 (N) で、HFW 指針 (解 7.15) 式による。

$$Q_{UV} = Q_{U1} + Q_{U2} + Q_{U3}$$

Q_{U1} : シヤーコッターの終局せん断強度 (N) で、HFW 指針 (解 7.16) 式による。

$$Q_{U1} = 0.1 \cdot F_c \cdot m \cdot a_i \cdot w_i + \sigma_y \cdot A_v$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

m : 鉛直接合部に配置されるシヤーコッターの数

a_i : シヤーコッター1個の付け根部長さ (mm)

w_i : シヤーコッターの接触面幅 (mm)

A_v : 水平方向接合筋の断面積 (mm²) で、梁主筋または頭つなぎ筋、コッター筋の断面積を含む。

σ_y : 同上鉄筋のせん断補強に用いる場合の材料強度 (N/mm²)

Q_{U2} : シヤーコッターの終局局部圧縮強度 (N) で、HFW 指針 (解 7.17) 式による。

$$Q_{U2} = 1.2 \cdot F_c \cdot m \cdot a_i \cdot w_i + \sigma_y \cdot A_v$$

x_i : シヤーコッターの高さ (深さ) (mm)

Q_{U3} : 充填コンクリートの終局せん断強度 (N) で、HFW 指針 (解 7.18) 式による。

$$Q_{U3} = f_{sw} \cdot t_0 \cdot h + 1.0 \cdot Q_{U2}$$

f_{sw} : 充填コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

t_0 : 充填コンクリートのせん断に対する有効な幅 (mm)

h : 階高または耐震壁上下の梁の中心間距離 (mm)

Q_{mv} : メカニズム時の鉛直接合部に生じる鉛直方向のせん断力 (N) で、次のいずれかの式により求める。

$$Q_{mv} = Q_{mu} \cdot \frac{h}{\Delta} \text{ または } Q_{mv} = \frac{\Delta}{\Delta} \cdot \frac{Q}{h}$$

Q_{mu} : 耐震壁のメカニズム時のせん断力 (N)

h : 階高または耐震壁上下の梁の中心間距離 (mm)

- l : 耐震壁の全長 (mm)
 ΔM : 区間長さ Δh において曲げモーメントの変化量 (N・mm)
 Δh : 区間長さ (mm) で, $\Delta h = h_w$ とするか $\Delta h < l$ の範囲で大きくとってもよいこととする.
 α : 耐震壁のせん断強度上の余力で, HFW 指針表 7.3 の Q_{su}/Q_{mu} の欄より耐震壁の種別が WA および WB の場合には $\alpha \geq 1.20$, WC の場合には $\alpha \geq 1.10$, WD の場合には $\alpha \geq 1.00$ とする.
 W : 当該階の耐震壁が負担する重量の増加分 (N)

3.2.4 耐震壁が下階で抜ける部分の上階および最上階の壁内蔵型梁

耐震壁が下階で抜ける部分の上階および最上階の壁内蔵型梁の検討は, 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999 付 11」⁴⁾ によった.

(1) 設計方針

耐震壁の設計用せん断力に対して, 梁がせん断破壊を起こさないようにする.

(2) Q_f の決定

耐震壁の設計用せん断力 Q_f は, $Q > (2/3)Q_{cr}$ の場合は $3Q$ とし, $Q \leq (2/3)Q_{cr}$ の場合は $2tf_s$ とする.

- ここに, Q : 耐震壁の短期荷重時の水平せん断力 (kg)
 Q_{cr} : 壁板のせん断ひび割れ発生時における耐震壁の水平せん断力 (kg)
 t : 壁板の厚さ (cm)
 l : 柱中心間の距離 (cm)
 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (kg/cm^2)

(3) あばら筋の決定

はりのあばら筋比 p_{wb2} は次式による.

$$p_{wb2} = \frac{1}{2Q_{cr}Q_{cr}Q_{cr}} \frac{0.5Q_f}{Q} + \frac{Q_f^2 - 2Q_{cr}Q_f}{2Q_{cr}^2} - \frac{0.5Q_f}{Q_{cr}} - \frac{Q_{cr}Q_f}{Q_{cr}^2}$$

ただし, $0.5Q_f/(tl)$ の値が p_{fi} の値に満たない場合は, $\{0.5Q_f/(tl) - p_{fi}\}$ の値を零として計算する. また, p_{fi} の値が $30\text{kg}/\text{cm}^2$ を超える場合は, p_{fi} を $0.4p_{fi} + 18$ とする.

- ここに, b_b : 梁の幅 (cm)
 D_b : 梁のせい (cm)
 w_{fi} : あばら筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (kg/cm^2)
 l' : 壁板の内法長さ (cm)
 p_s : 壁板のせん断補強筋比
 f_i : p_{fi} を計算する場合は壁筋, $a_g p_{fi}$ を計算する場合は梁の主筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (kg/cm^2)

(4) 梁の主筋の決定

梁の主筋はせん断力 Q_{bd} に対する算定により決まる主筋量と, 軸方向引張力 N_{bd} に対する検討により決まる主筋量のうち, いずれか大きい方とする.

Q_{bd} は, 次式による.

$$Q_{bd} = \frac{Q_{cr}Q_{cr}}{2} + \frac{1}{2} \frac{Q_f^2 - 2Q_{cr}Q_f}{Q_{cr}} - \frac{Q_{cr}Q_f}{Q_{cr}^2}$$

ただし, $Q_f/(tl)$ の値が p_{fi} の値に満たない場合は, $\{Q_f/(tl) - p_{fi}\}$ の値を零として Q_{bd} を計算する. また, p_{fi} の値が $30\text{kg}/\text{cm}^2$ を超える場合は, p_{fi} を $0.4p_{fi} + 18$ として Q_{bd} を計算する.

N_{bd} は, 次式による.

$$N_{bd} = -\frac{Q_{cr}Q_{cr}}{2} + \frac{1}{2} \frac{Q_f^2 - 2Q_{cr}Q_f}{Q_{cr}} - \frac{Q_{cr}Q_f}{Q_{cr}^2}$$

ただし、 p_{fi} の値が 30kg/cm^2 を超える場合は、 p_{fi} を $0.4p_{fi}+18$ として N_{bd} を計算する。

ここに、 η : 床スラブがないと仮定して求めた値に乗じる低減係数で、梁と一体的な床スラブが両側にとりつく梁は $1/4$ 、片側にとりつく梁については $1/2$ とする。

h' : 壁板の内のり高さ (cm)

梁の主筋量 a_{gb} は、 $Q_{bd}-8.6b_bD_b \geq -0.11N_{bd}$ の場合は次式による。

$$a_{gb} = \frac{Q_{bd} - 8.6b_bD_b - 0.26Q_{bd}}{0.37b_b}$$

$Q_{bd}-8.6b_bD_b < -0.11N_{bd}$ で、 $Q_f/(tl) > p_{fi}$ の場合は次式による。

$$a_{gb} = -\frac{Q_{bd}}{Q_f}$$

$Q_f/(tl) \leq p_{fi}$ の場合は、算定外規定とする。

3.2.5 連層耐震壁の場合の壁内蔵型梁

(1) 検討方針

日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」⁵⁾ に準拠し、トラス機構によるせん断強度と連層アーチ機構によるせん断強度の和が、 D_s 算定時せん断力 V_j を上回ることを確認した。

トラス機構によるせん断強度 V_t は、壁筋、壁内梁主筋およびスラブ筋によるせん断強度の和とし、次式によって求める。

$$V_t = L_{wb} / h_w \cdot \Sigma A_t \cdot \sigma_y$$

ここに、

L_{wb} : トラス機構に有効な長さ (mm)

h_w : 階高 (mm)

A_t : 梁筋、壁筋の断面積 (mm^2)

(スラブ筋は壁の表面から両側に壁厚 t_w の3倍までの範囲を有効とする。)

σ_y : 梁筋、壁筋の材料強度 (N/mm^2)

ただし、 $\Sigma A_t \cdot \sigma_y$ が $h_w \cdot t_w \cdot v \cdot \sigma_B / 2$ を超える場合には、 $\Sigma A_t \cdot \sigma_y = h_w \cdot t_w \cdot v \cdot \sigma_B / 2$ とする (t_w は壁厚)。

連層アーチ機構によるせん断強度 V_a は、 D_s 算定時のせん断力 V_j からトラス機構分 V_t を差し引いて算定し、

図-9に示す連層アーチ機構によるコンクリート圧縮応力 σ_{aij} が次式を満足することを確認する。

なお、連層耐震壁のヒンジ部の塑性変形の増大に伴って ϕ は最終的に 45 度に到達することを考慮して、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ϕ は 45 度 ($\cot \phi = 1.0$) とする。

$$\frac{P_{aj} - V_{aj-1} - V_{aj}}{V_{aj} - V_{ij}} = \frac{2 / (Q_{aij} \cdot Q_{aij} \cdot Q_{aij} / \tan Q_{aij} \leq Q_{aij} - Q_{aij} \cdot Q_{aij}}{Q_{aij}}$$

$$P_{aj} = V_{aj-1} - V_{aj}$$

$$V_{aj} = V_j - V_{ij}$$

$$\tan Q_{aij} = \frac{Q_{aij} / Q_{aij} \cdot Q_{aij} + 1}{Q_{aij} / Q_{aij}}$$

$$\beta_i = (1 + \cot^2 \phi) \cdot \Sigma A_{ti} \cdot \sigma_y / (t_{wi} \cdot h_{wi} \cdot v \cdot \sigma_{Bi})$$

$$v = v_0 = 0.7 - \sigma_B / 200$$

ここに、

σ_{aij} : j 層の連層アーチ機構により i 層に生じるコンクリート圧縮応力 (N/mm^2)

t_{wi} : i 層の壁厚 (mm)

L_{wa1} : 1 階 (最下層) の L_{wa} (mm)

N : 連層耐震壁の層数

- V_{aj} : j 層のアーチ機構負担せん断力 (N)
 V_j : j 層の Ds 算定時作用せん断力 (N)
 V_{ij} : トラス機構負担せん断力 (N)
 P_{aj} : V_{aj} の内、直接 j 層から基礎梁上端までアーチ機構で伝達される外力 (N)
 h_j : 基礎梁上端から j 層上端までの高さ (mm)
 h_{wi} : i 層の階高 (mm)
 $\Sigma A_{ii} \cdot \sigma_y$: i 層の壁横筋、梁主筋およびスラブ筋の引張強度の和 (N)
 σ_{Bi} : i 層のコンクリート圧縮強度 (N/mm²)

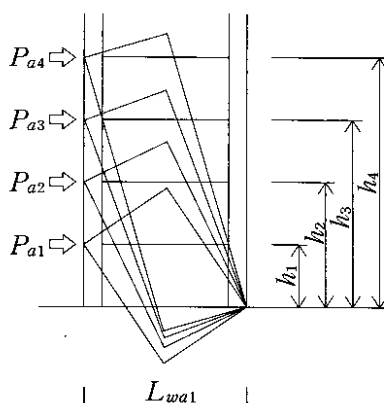


図-9 連層アーチ機構

3.2.6 1階柱と基礎コンクリート強度差に対する検討

プレキャストコンクリート1階柱と場所打ち基礎コンクリート強度差に対する検討は、国土交通省建築研究所「建築研究報告 No.139 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」⁶⁾を参考に、基礎の支圧強度が1階柱の設計基準強度以上となることを確認した。ただし、梁が取り付く側は検討対象から除外する。

支圧強度の計算は、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準」⁷⁾に準じて行った。

基礎の支圧強度 F_{nf} は下式による。

$$F_{nf} = F_{cf} \cdot \frac{B_f}{B_c} \cdot \frac{D_f}{D_c}$$

$$\text{かつ } F_{nf} \leq 2F_{cf}$$

$$F_{nf} = F_{cf} \cdot \frac{B_f}{B_c} + 2F_{cf} \cdot \frac{D_f}{D_c}$$

$$F_{nf} = F_{cf} \cdot \frac{B_f}{B_c} \cdot \frac{D_f}{D_c}$$

ここで、 F_{cf} : 基礎のコンクリート設計基準強度

B_f : 基礎の幅

D_f : 基礎の柱面からの出

x_n : メカニズム時曲げモーメントによる1階柱の圧縮縁から中立軸までの距離

$$\frac{F_y}{F_{cc}} = \frac{D_c}{B_c} \cdot \frac{D_f}{B_f}$$

ここで N : 1階柱のメカニズム時軸力

F_y : 1階柱の引張鋼材の降伏耐力

F_{cc} : 1階柱のコンクリート設計基準強度

D_c : 1階柱のせい

B_c : 1階柱の幅

4. 施工概要

4.1 工事数量

工場で使用した1次ケーブルを除いた現場で使用したPC鋼材の数量を表-3に、PCa部材の数量および製作場所を表-4に示す。

表-3 PC鋼材の数量

種類	使用部位	1本の長さ (m)	本数	重量 (t)
11-12.7mm	桁行方向梁	81.0	4	2.76
10-12.7mm			8	5.02
9-12.7mm			8	4.52
8-12.7mm			32	16.05
7-12.7mm	張間方向梁	12.6	128	7.10
5-12.7mm			112	6.63
計	—	—	—	42.08

表-4 PC部材の数量および製作工場

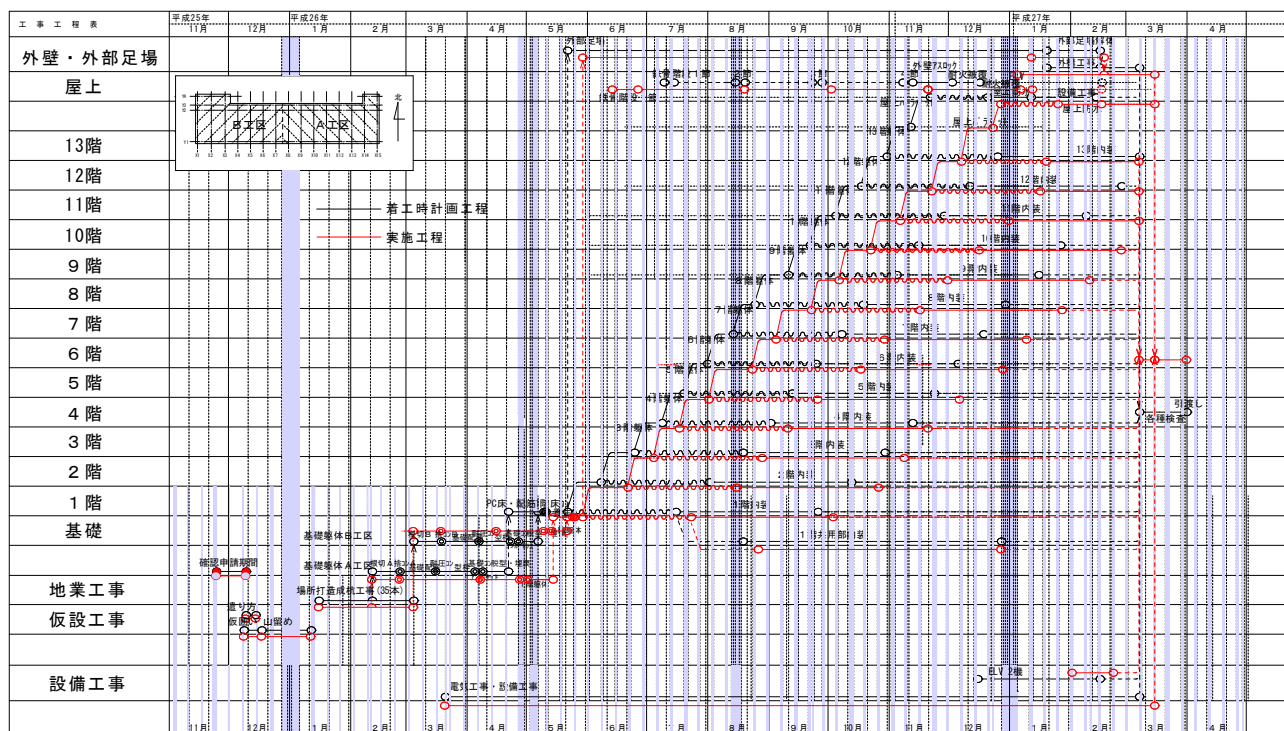
種類	数量 (本)	最大重量 (t)	総重量 (t)	製作工場
柱	390	6.93	1,531	PSC 北上工場岩手県
桁梁	390	10.44	2,855	PSC 北上工場岩手県
張間梁	60	7.43	433	PSC 北上工場岩手県
ハーフ PC 床板	1,307	1.63	1,926	旭ダンケ板倉工場群馬県
廊下板	169	2.94	498	北陸プレコン石川県
計	—	—	7,242	—

4.2 工期

4.2.1 全体工期

全体工程を表-5に示す。本工事の全体工期は約15ヶ月であった。仙台市の在来工法による集合住宅の工期はおよそ階数+約4ヶ月が標準と言われている。さらにこの時期は、前に述べたように現場への生コンクリートの供給に制限があったため、本工事を在来工法で施工した場合の工期は約19ヶ月と想定された。よって、PCaPC造組立工法の工期は、在来工法に比べて約4ヶ月短縮できたと思われる。

表-5 全体工程



4.2.2 躯体サイクル工程

躯体工事のサイクル工程を表-6に示す。1フロアの躯体工事のサイクル工程は13日であった。従来のPCaPC工法に比べて長くなった原因は、当時、仙台市内ではレディミクストコンクリートの注文を2ヶ月前に行わなければならない、確実にコンクリート打設ができるように工程に余裕をもったためである。実際に、

コンクリート打設日は1回も予定を変更することなく進めることができた。

サイクル工程を短縮する検討を行ったので、その結果を表-7に示す。最短では10日に短縮することが可能であるが、そのための条件としては、

- (1) 2工区に分けているため、PCa部材の架設日が重なることがあるため、架設用クレーンが2台必要である。ただし、毎日の作業員数が平準化できない。
- (2) 場所打ち部の鉄筋組立・型枠組立を工程通りに行う作業員数が必要である。
- (3) ハーフPC床板用支保工の組立作業を短縮するために、支保工材の工夫が必要である。特に段差部。

表-6 躯体のサイクル工程

13日

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
A 工 区 (X8～X15)						N-CONFT重だし												N-CONFT重だし													
						N-柱筋方(18P)												N-柱筋方(18P)													
						N-桁梁架設(18P)												N-桁梁架設(18P)													
						N-梁架設(4P)												N-梁架設(4P)													
						目地型枠・モルタル												目地型枠・モルタル													
						座下版敷設							N-スリット・座下版敷設						N-CONFT重だし												
						スリット・座下配筋													CONFT重だし												
						梁・壁配筋													梁・壁配筋												
						段差止め枠													段差止め枠												
						スリット・座下保工													スリット・座下保工												
B 工 区 (X1～X7)																															
						N-CONFT重だし																									
						N-柱筋方(12P)													N-柱筋方(12P)												
						N-桁梁架設(12P)													N-桁梁架設(12P)												
						N-梁架設(4P)													N-梁架設(4P)												
						目地型枠・モルタル													目地型枠・モルタル												
						スリット・座下版敷設													スリット・座下版敷設												
						床・座下版敷設													床・座下版敷設												
						スリット・座下配筋													スリット・座下配筋												
						梁・壁配筋													梁・壁配筋												
					段差止め枠													段差止め枠													
					スリット・座下保工													スリット・座下保工													
					座下版保工													座下版保工													
					外周足場架上げ													外周足場架上げ													
					ALC購入													ALC購入													

表-7 躯体のサイクル工程短縮検討案

10日

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	
A 工 区 (X8～X15)					N-1	CONFT重だし								N-1	CONFT重だし									N-1	CONFT重だし							
	N-1	柱筋方(18P)			N-1	桁梁架設(18P)	N-1	梁架設(4P)						N-1	柱筋方(18P)				N-1	桁梁架設(18P)	N-1	梁架設(4P)					N-1	桁梁架設(18P)	N-1	梁架設(4P)		
		目地型枠・モルタル				目地型枠・モルタル									目地型枠・モルタル					目地型枠・モルタル							目地型枠・モルタル					
		座下版敷設									N-1	スリット・座下版敷設								N-1	スリット・座下版敷設							N-1	スリット・座下版敷設			
		スリット・座下配筋													スリット・座下配筋						スリット・座下配筋							スリット・座下配筋				
		段差止め枠													段差止め枠						段差止め枠							段差止め枠				
															スリット用支保工						スリット用支保工							スリット用支保工				
															外前足場架上げ						外前足場架上げ							外前足場架上げ				

4.3 架設概要

架設計画を図-10に示す。建物南側の敷地が十分に広がったため、重量の重いPCa柱および梁部材の架設は120tクローラークレーンで行い、重量の軽いハーフPC床板および片持ち廊下板は90tクローラークレーンで行った。

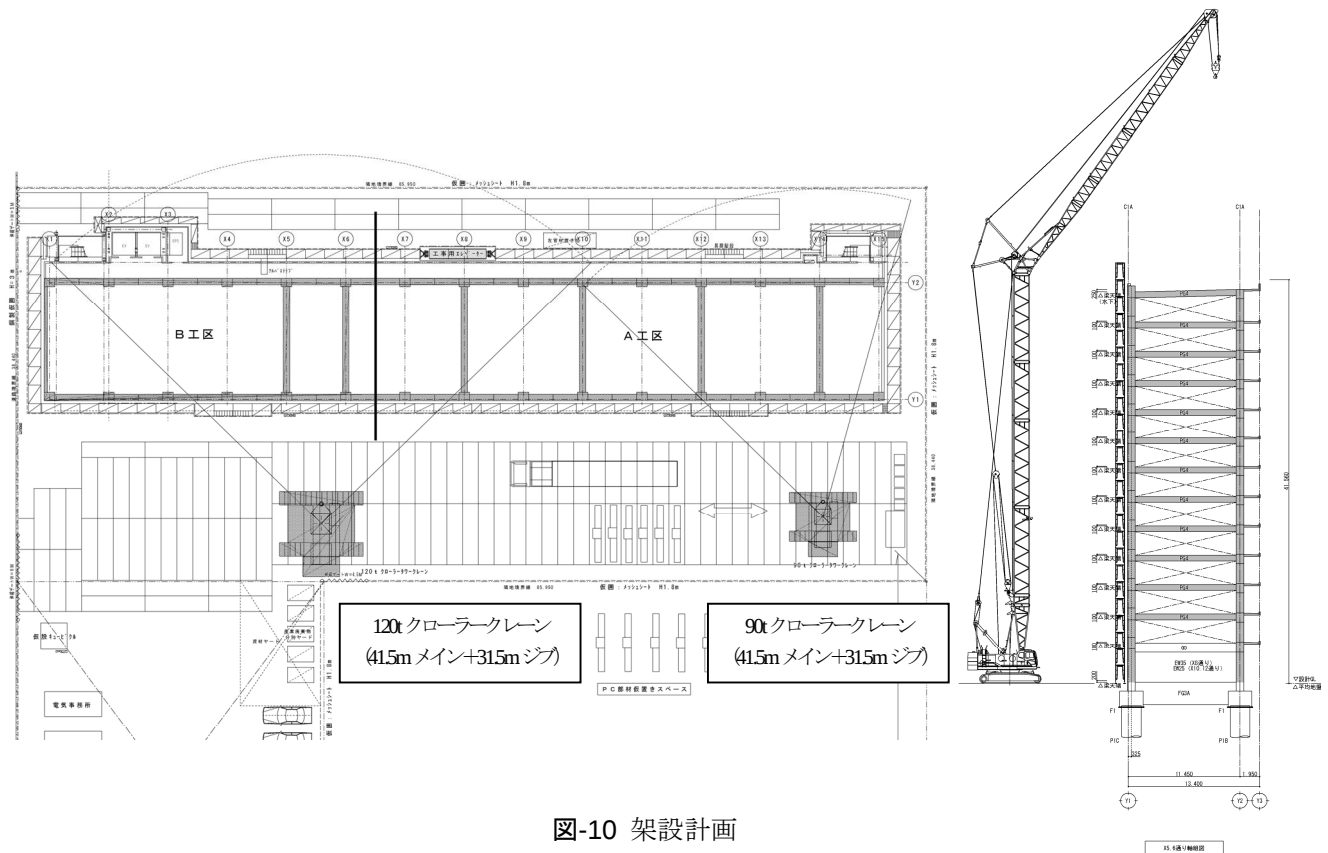


図-10 架設計画

4.4 労務歩掛り

各工種の労務歩掛りを表-8に示す。

表-8 各工種の労務歩掛り

工 種			単 位	数 量	延日数	延人工	歩 掛	
柱工事	建方工		t	1530.93	45	120	0.078	人工/t
			P	390			8.667	P/日
	目地工	(型枠組立 モルタル注入)	箇所	420	62	180.5	0.430	人工/箇所
			m ³	11.8			15.297	人工/m ³
桁梁工事	架設工		t	2855.12	48	136	0.048	人工/t
			P	390			8.125	P/日
	目地工	柱部 330箇所 梁部 364箇所 (型枠組立 モルタル注入)	箇所	694	71	216	0.311	人工/箇所
			m ³	17.4			12.414	人工/m ³
スパン梁工事	架設工		t	432.79	19	14.5	0.034	人工/t
			P	60			3.158	P/日
	目地工		箇所	120	22	28.5	0.238	人工/箇所
			m ³	1,004			28.386	人工/m ³
緊張・グラウト工事	PC鋼線挿入工 (ケーブル切断・ 定着体取付含む)		m	5,926	31	87	0.015	人工/m
			ケーブル	292			9.419	ケーブル/日
			t	40.08			2.171	人工/t
	緊張工 (余丁切断含む)	両引き 52	ケーブル	188	14	68	0.362	人工/ケーブル
		片引き 136	ケーブル	188			13.429	ケーブル/日
	緊張端処理工		箇所	376	16	26.5	0.070	人工/箇所
			ケーブル	188			11.750	ケーブル/日
	グラウト工		m	5,763	13	64	0.011	人工/m
			m ³	22.95			2.789	人工/m ³
			ケーブル	188			14.462	ケーブル/日
床版工事	架設工		t	1925.84	32	120	0.062	人工/t
			P	1309			40.906	P/日
廊下版工事	架設工		t	497.54	26	54	0.109	人工/t
			P	169			6.500	P/日
補修・仕上げ工事 (柱・梁部材)			t	4848.84	24	48	0.010	人工/t
			P	840			35.000	P/日

4.5 施工状況

現場での施工状況を写真-2～13に示す。



写真-2 柱の建て方状況

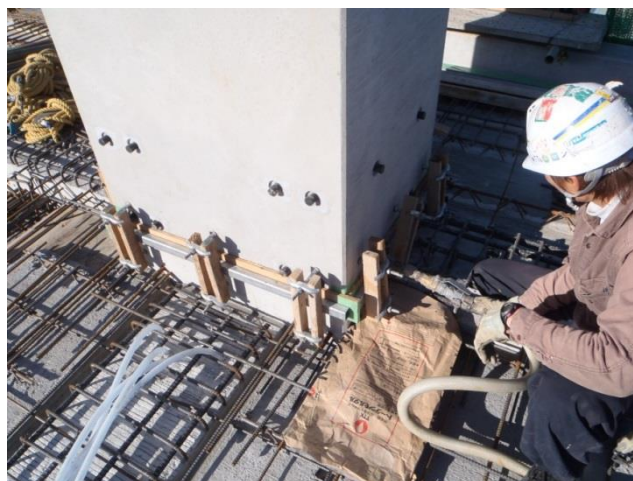


写真-3 柱脚機械式継手のモルタル充填状況



写真-4 桁行方向梁の架設状況



写真-5 場所打ち壁の鉄筋・型枠組立状況



写真-6 ハーフ PCa 床板の架設状況



写真-7 ハーフ PCa 廊下板の架設状況



写真-8 場所打ち床の配筋状況



写真-9 床のコンクリート打設状況



写真-10 桁行方向梁の緊張状況



写真-11 桁行方向梁のPC グラウト充填状況

4.6 施工における問題点

(1) 柱の建て方

柱の建て方は、まず、柱脚部においてずれが小さくなるように調整を行い、その後、二方向からトランシットを用いて柱頭部を上階の柱脚部の墨に合わせるように調整を行うが、柱の出来型精度が悪く、調整が困難であった。

(2) 桁梁の架設

桁梁の調整は、鉛直度、梁底の高さ、部材の通り、隣り合う部材とのずれを行うが、部材の出来型および柱主筋の位置により全てを合わせることは困難であるため、本建物では、外部からの見栄えを優先して調整を行った。

(3) 柱主筋位置

機械式継手の調整範囲は個々には 10mm あるが、鉄筋の角度、切断状況、鉄筋相互の位置等により、実際には 5mm 程度であった。

5. まとめ

仙台市が公募した東日本大震災の復興住宅買取事業に PCaPC 造の特長である短工期、高品質、高耐久性を生かした設計で応募し、採用された。材料、労務が不足している中、工事を遅らせることなく竣工させ、予定通り 2015 年 3 月 30 日に仙台市に引き渡した。長町地区には市内最大規模の 183 世帯の仮設住宅があり、入居されたのは主にこの地区の方々と思われ、PCaPC 造により良質な復興住宅を提供できたと思われる。

謝辞

本建物の設計では、発注者のワールドアイシティ社および設計の山下設計社の方々に、工事では工事監理の山下設計社および共同企業体構成社の奥田建設社の方々に多大なご支援をいただいた。これら関係各位に、心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 福井剛・大塚夕・毛利浩・渡辺一弘：梁中央で圧着接合する山形凹凸を有する接合面の摩擦係数，ピーエス三菱技報，第12号，pp.56-57，2014
- 2) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説，2002.3
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所，都市基盤整備公団，日本建築行政会議，社団法人プレハブ建築協会，財団法人日本建築センター：壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針，1989.4
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 6) 青山博之・平石久廣・榊田佳寛・阿部道彦・塩原等・上之菌隆志・勅使川原正臣・野口博・藤谷秀雄：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，建築研究報告 No.139，平成13年2月 国土交通省建築研究所
- 7) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準，1998