

公立はこだて未来大学校舎のPC構造

木村 俊彦*1・佐藤 淳*2・伊藤 国弘*3・望月 洵*4

1. はじめに

1997年に設計競技が行われた公立はこだて未来大学が2000年1月に竣工を迎えた。

新設の情報系の大学で、将来的には人工知能を搭載したロボットの競技を誘致することなども提案されている。設計競技にあたっては、計算機の進歩に対応できる建築計画が要求されるとともに研究教育システムのあり方が問われた。

これに応じて山本理顕氏の提案したスタジオと呼ばれる大空間には学生のための個人スペースが並べられ、ここが生活の起点となっている。スタジオには研究室群が面しており、また少数での講義などができるスペースも配置され、教育者と学生との接点を生み出すものと期待される。

もともと、筆者とPCの関わりは古い。学習院の設計の頃、前川國男事務所でPCをよく使った。しかし、今回ほどスケールメリットがなかった。その頃PCはRCと鉄骨の間にあり、スパン、階高をRCの1.5倍にはできるとよく話していた。しかし、前川國男氏は耐震壁付きラーメンにPCを活用してくれたことはなかった。山本理顕氏はディテールではなく、PCをラーメンとして活用してくれた。この建物にはそういった意味でのPCの良さがよく出ていると思う。

今回、特徴的なスタジオ空間を構成する構造として提案したのがダブルTスラブを利用したトップライト屋根であり、柱、梁、壁、床をすべてプレストレストコンクリートとする構造である。

(文責：木村)

2. 全体計画

敷地は緩やかに傾斜しており、校舎部分で約8mの高低差がある。校舎は敷地のほぼ中央に位置し、最大5層、平面形状が100.8m×113.4mの矩形となっている。

12.6m×12.6mの正方形グリッドを基本とする平面計画で、最前列のスタジオ空間は傾斜地を利用して雑壇状に構成

されている。スタジオ空間は最大で5層分の高さ(約21m)があり、上記のグリッド状にPC柱が林立し、ダブルTスラブによるブリッジが行き交っている。スタジオに面して研究室群が並び、その背後に講義室群と体育館が配置されている(図-1)。

〈計画概要〉

工 事 名：公立はこだて未来大学校舎新築工事

発 注 者：函館圏公立大学広域連合

監 理：函館圏公立大学広域連合事務局業務課

設 計：意匠 (株)山本理顕設計工場

構造 (株)木村俊彦構造設計事務所

設備 (株)総合設備計画

施 工：主体工事

大成建設・千葉建設・加藤組土建・伊藤組

土建・澤田建設・田端建設・三光工業 JV

清水建設・平林建設・徳建設・石井組・和

工建設・戸沼建設 JV

杭打ち工事

日本ヒューム管・狹々谷建設 JV

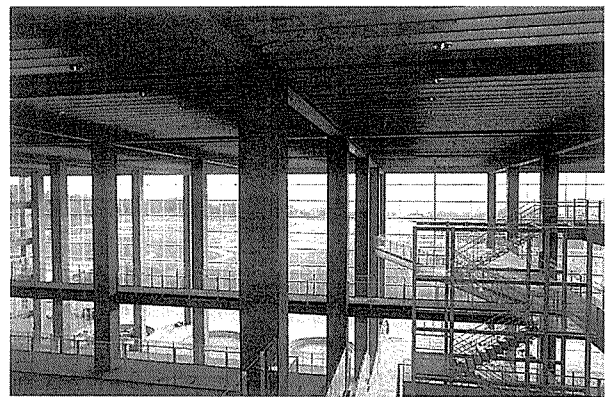
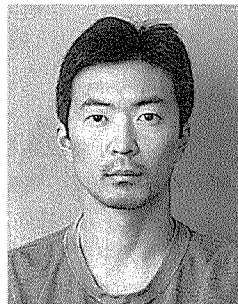


写真-1 スタジオから函館山の眺め



*1 Toshihiko KIMURA

本協会名誉会員
(株)木村俊彦構造設計事務所 所長



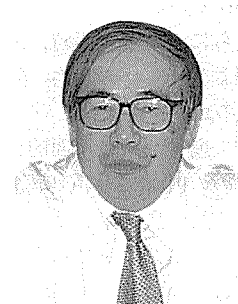
*2 Jun SATO

(株)木村俊彦構造設計事務所
旧所員



*3 Kunihiko ITO

黒沢建設(株) 工事部 工事部長



*4 Makoto MOCHIZUKI

工学院大学 建築学科 教授

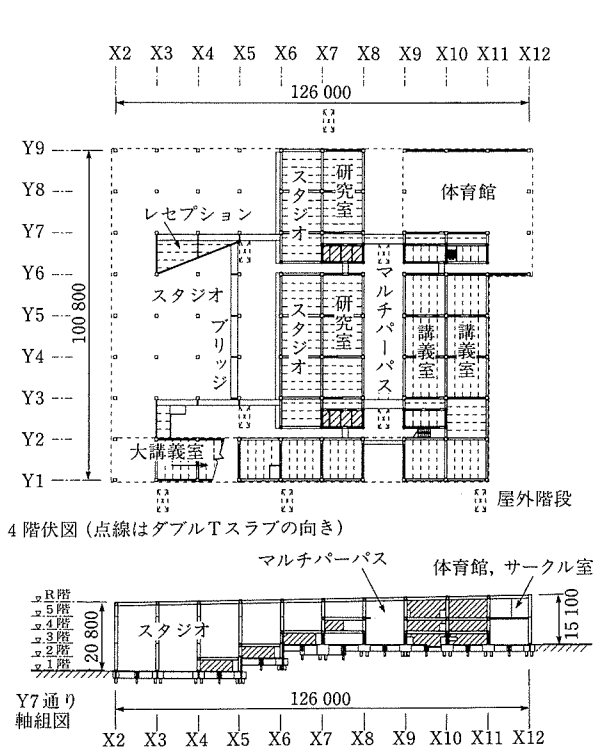


図-1 伏図、軸組図

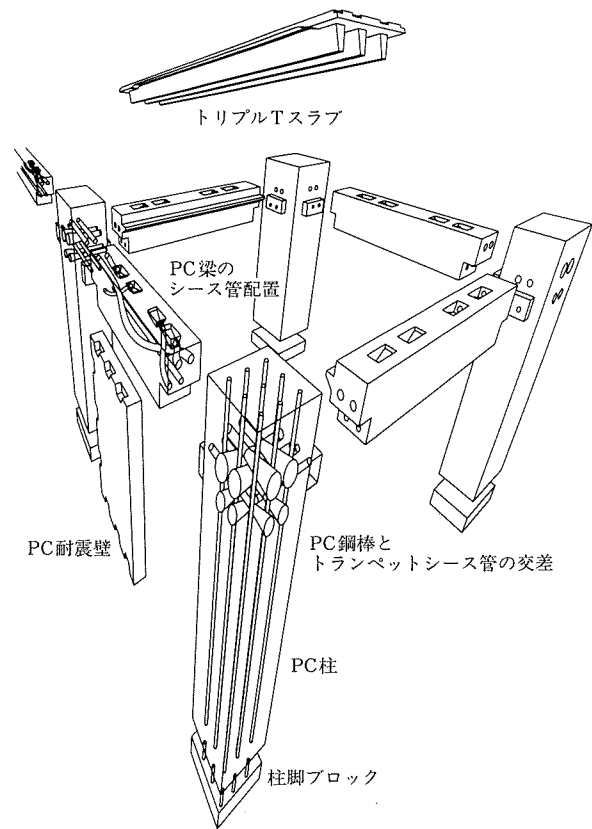


図-2 部材の構成

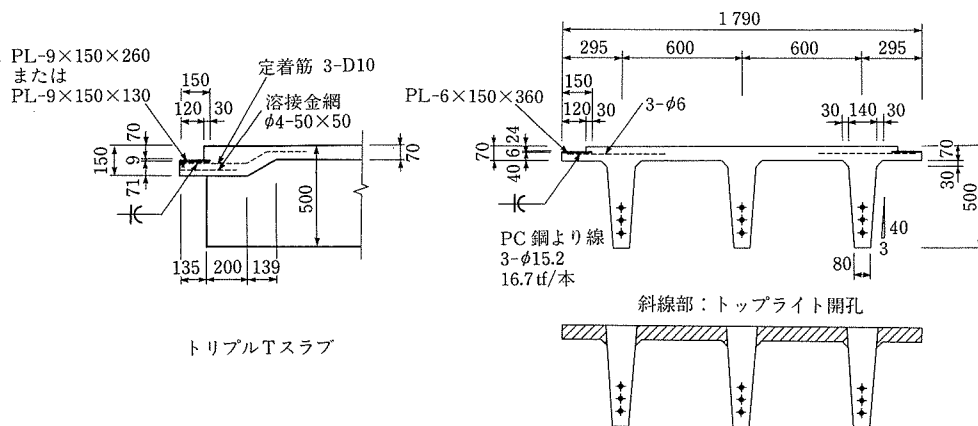


図-3 トリプルTスラブ

ドービー建設工業・白井興業JV
 PC工事：黒沢建設㈱
 所在地：北海道函館市亀田中野116-2
 規模：敷地面積 166 403.77m²
 建築面積 13 287.03m²
 延床面積 26 839.55m²
 階数 地上5階
 構造：PC造、鉄骨造
 基礎：PHC杭基礎
 工期：1998年10月～2000年1月

3. 構造計画

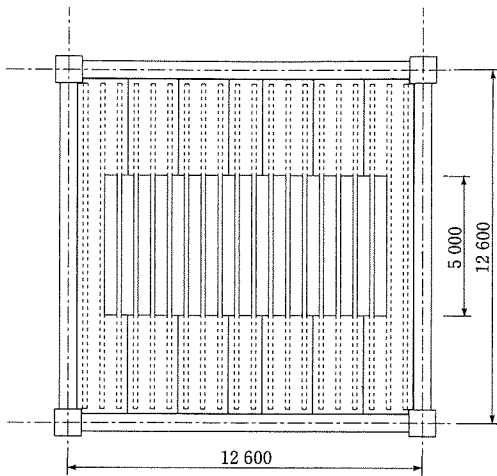
スタジオの屋根にトップライト開孔を大きく開けたいこ

と、正方形グリッドを基本とすることなどの意匠的な計画はPC構造に非常に適していた。

PCならば12.6mというスパンはさほど苦にならない(設計の初期は14.4mであった)。12.6mならダブルTスラブで架けられる。床をダブルTスラブにすれば小梁を架ける必要もない。といった具合で話は進んだ。

そこで、構造から提案したのが屋根をダブルTスラブにしてトップライトを開けるといった案であった。リブ部分(ステム)を残して薄板部分(フランジ)を取り去れば大きな開孔が開けられる。非常に薄いリブが連続したスラブは意匠設計からも同意を得ることができた。

また、函館という寒冷地で10月に着工するということから、基礎の場所打ちコンクリートの養生期間が長くかかるこ



ダブルTスラブ(トリプルTスラブ)の並べ方

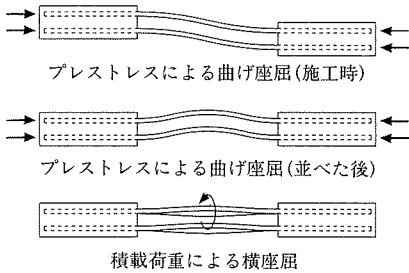


図-4 開孔の検討

とが予想された。このため16ヵ月という工期は十分とは言えない。そこで杭打ちと基礎打設、養生の期間を利用してPC部材を製作すれば、この工期でも間に合うと予想された。

〈ダブルTスラブの開孔〉

12.6mのダブルTスラブにどれだけ開孔を開けられるかは、プレストレスによる曲げ座屈、積載荷重による横座屈、地震時に必要な床の剛性、によって決まってくる。地震時に必要な床の剛性が最も支配的で、スタジオ空間の剛性が小さいために偏心するのを抑える必要があり、これによってフランジを残す部分を決定することになった。

これらを考慮して開孔の大きさは図-4のようになったのだが、製作が始まってからも脱型の振動や吊上げの衝撃に耐えられるかと心配したが、製品ができてみるとなんとなく、とくに治具が必要ということもなかった。

柱梁の接合にはKTB圧着工法を採用し、スラブもハーフPC(合成床版)ではなく上面にモルタルを打つのみとして場所打ちコンクリートを極力なくす中で、耐震壁もPCとすることを試みることとなった。そこで、以前からPC耐震壁の研究をされている工学院大学の望月 洵研究室に実験および解析をお願いして実現に至った。

〈PC耐震壁〉

望月研究室がこれまで開発実験を試みてきた耐震壁は上下の梁にコッターが彫ってあり、そこへ壁板をかませ

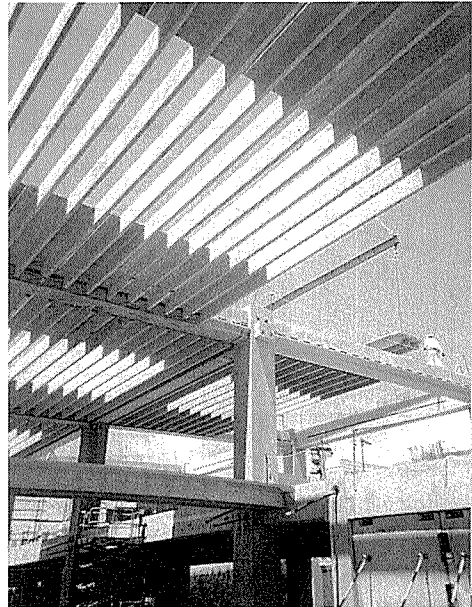


写真-2 開孔付きダブルTスラブの建方

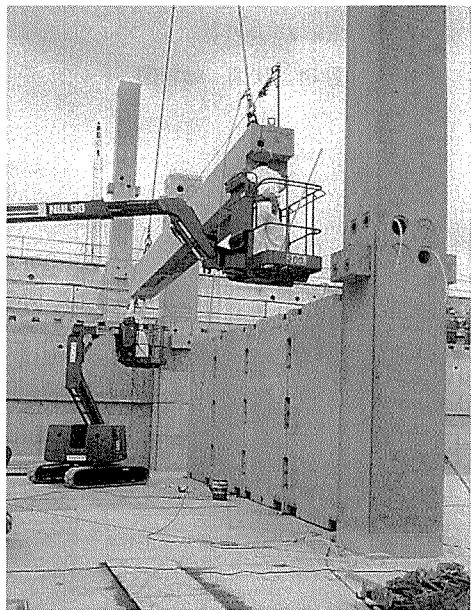


写真-3 PC耐震壁と梁の建方

るという接合方法であった。壁板を圧縮ブレースのように効かせるこの方法は非常に大きな耐力を発揮できるのだが、梁の上下に耐震壁があると、梁背を100mm以上ふかす必要があった。そこで、それを避けるためダブルTスラブどうしを接合するのに用いられているような、鉄板を添えて溶接するという方法が可能かどうかの検討を実験で行うことになった。実験および解析については後述される(5章)が、水平接合部をコッターにしたものと同等またはそれ以上の性能があることが確認された。

(文責：佐藤)

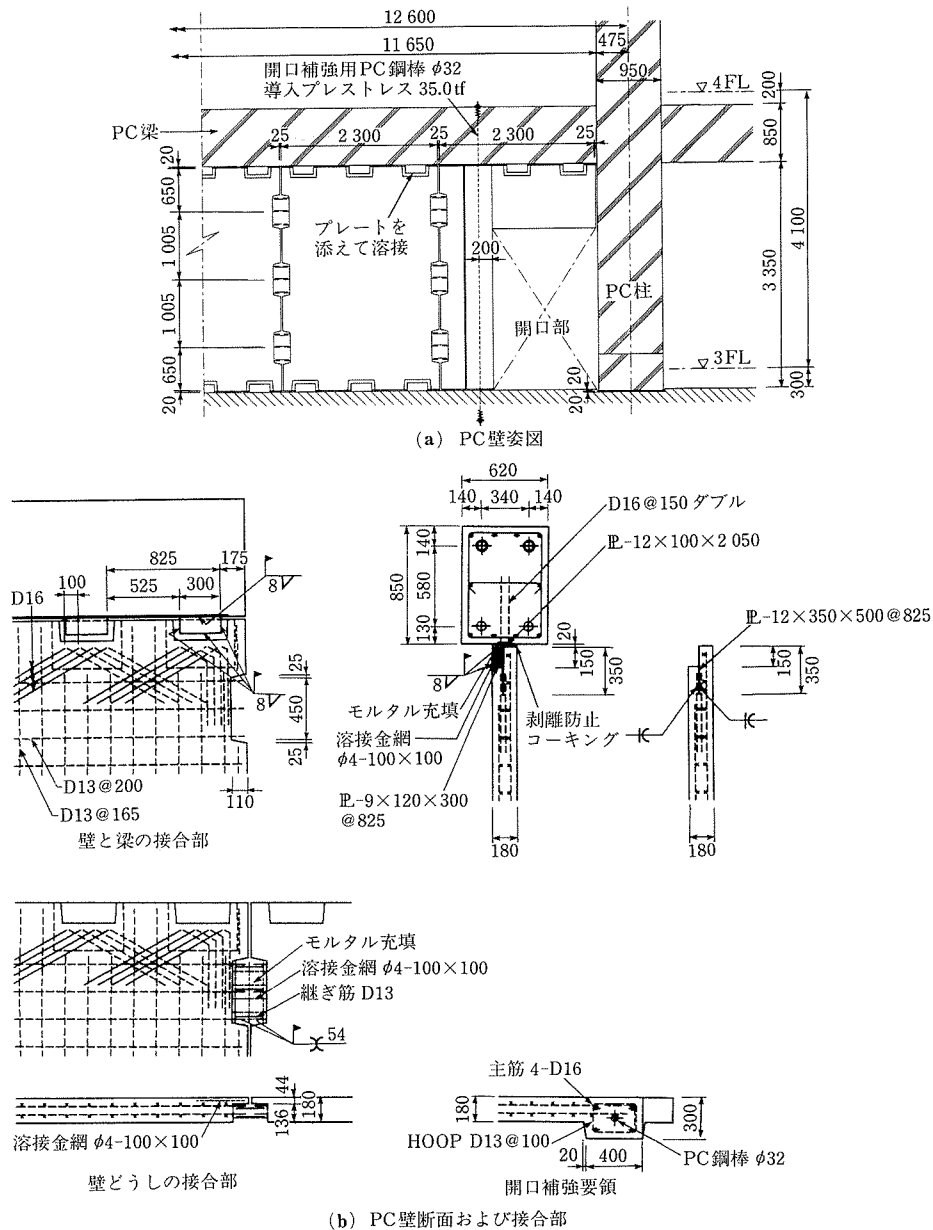


図-5 PC耐震壁詳細図

4. PCa工事

4.1 PCa部材の製作

本工事に使用された柱、梁、床部材は、プレキャストプレストレストコンクリート製品であり、また、壁部材は、プレキャスト製品である。製造は黒沢建設(株)小牧工場 (ISO 9002, JIS, プレハブ協会各種認定工場)で行った。本工事のPC部材の総量は9 029m³(柱・梁・床 7 532m³, 壁 1 497m³)である。製作期間は、5ヵ月と非常に短期間であった。

4.2 PCa部材の品質管理

本建築は、構造部材が意匠部材を兼ねており、内部のほとんどがPC部材の打放し仕上げとなっている。とくに正面のスタジオ空間は、5階分が吹抜けとなっているため、柱部材が全周にわたって打放し仕上げとなっている。また、施設使

用者の視線が構造部材に非常に近接するため、部材の色調、ピン角など、製作にあたって注意すべき点が多かった。

また、鉄骨とPC部材の取合い部分が非常に多く、PC部材に埋め込まれる金物の種類が多様で数量も多かったために、製作工程と部材精度の管理に関しても、注意を払う必要があった。

4.3 PCa工事関係の数量

PCa工事に関わる各数量は表-1, 2のとおりである。

4.4 PCa関係架設計画

図-6に架設計画図を示す。部材架設使用重機は、300tクローラークレーン：1台、250tクローラークレーン：1台、150tクローラークレーン：1台、170t油圧クレーン：1台の合計4重機を使用した。

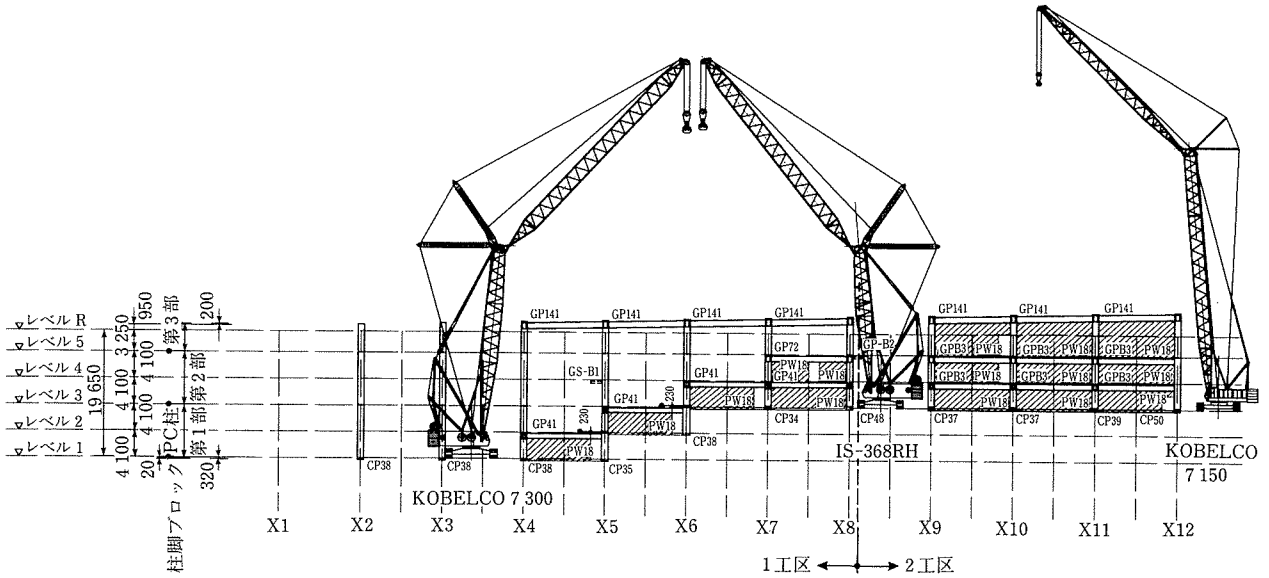
敷地が傾斜しているため、クローラークレーンの長手方向

表-1 コンクリート部材関係数量表

部材名	部材数(ピース)	部材量(m ³)
柱	271	1 699
梁	403	2 334
床	1 229	3 499
壁(ほか)	587	1 497
合計	2 390	9 029

表-2 鋼材関係数量表

1次ケーブル鋼線重量 (工場緊張分)	245t (816ケーブル)
2次ケーブル鋼線重量 (現場緊張分)	190t (1 244ケーブル)
柱用鋼棒重量 (現場緊張分)	152t (3 737ケーブル)
合計	587t



Y6通り軸組図

図-6 架設計画図

表-3 実施工程表

年	1998年			1999年												2000年	
	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2
月																	
延べ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
着工																	
杭事業工事																	
基礎躯体工事																	
PC部材製作																	
PC建方工事																	
鉄骨製作																	
鉄骨建方工事																	
外装工事																	
内装工事																	
設備関連工事																	
検査																	
竣工																	

の移動ができないことと建方工程を考慮して架設作業を行った。

4.5 PC関係工程

表-3に実施工程表を示す。

表のように、製作・建方・目地緊張工事ともに工程的には、たいへん厳しかった。また、本格的な冬季に入る前に躯体工事を完了させるため、現場の工程管理も重要な要素となった。

4.6 現場建方時の留意点

部材の搬入・荷下ろしをはじめとして、部材の建方時には、部材コーナー部(ピン角部)の欠損が生じないように細心の注意を払い施工を行った。とくに、柱部分に関しては、ストック時・建方時ともに、事前の検討・用意を十分に行った。また、目地工事に関しても、躯体内部が階段状であったため、吹抜け部が多くとくに1階～R階まで吹抜けである独立柱周りは細心の注意を払った。

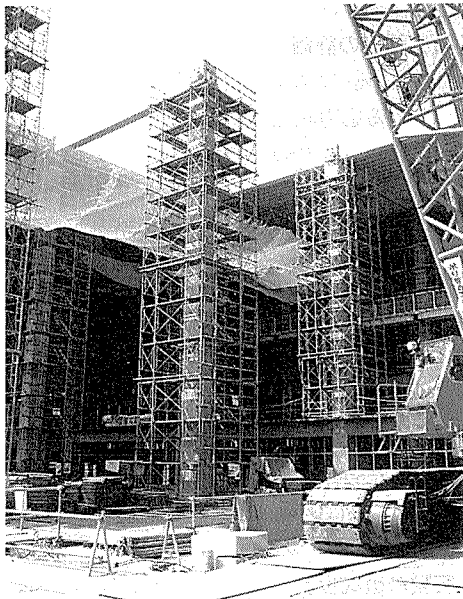


写真-4 工事写真①

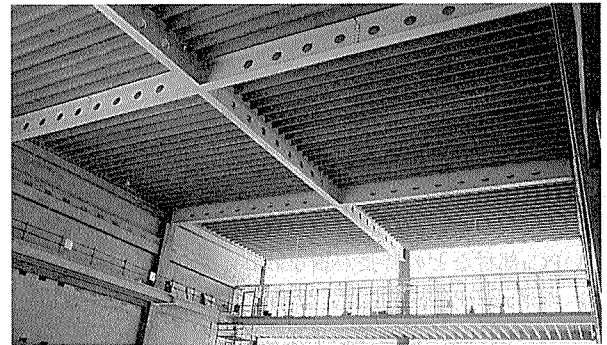


写真-7 工事写真④

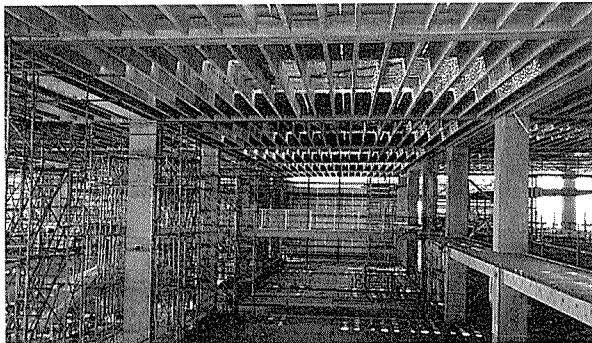


写真-5 工事写真②

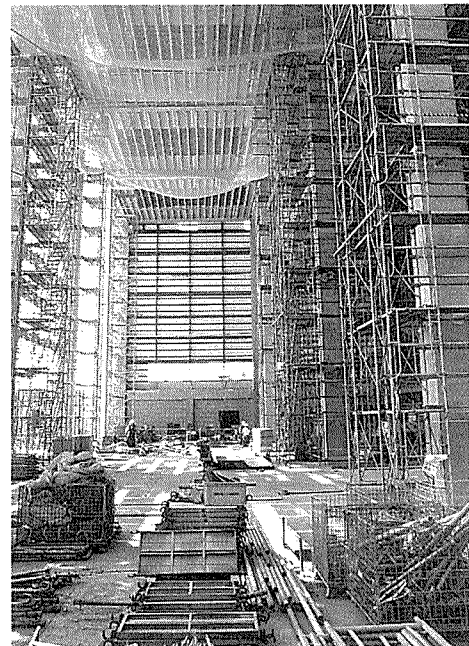


写真-8 工事写真⑤

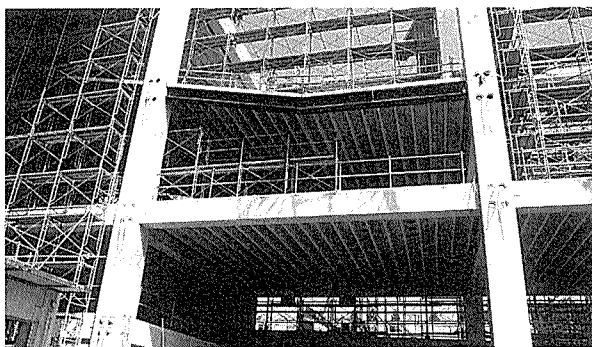


写真-6 工事写真③

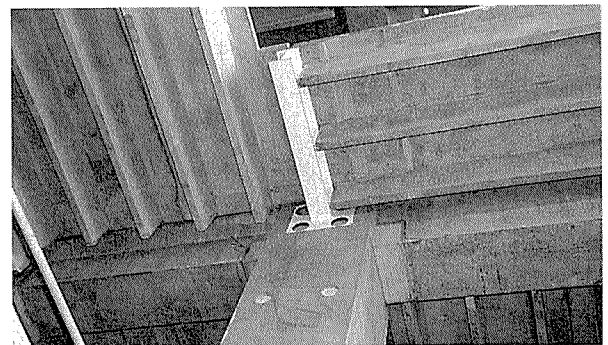


写真-9 工事写真⑥

また、建物が中央の吹抜け部分を境に、2工区に分割されているために、工区境の施工の取合いが煩雑となり、工程の調整を含めて全体工事の中でクリティカルな部分となった。これに対しては、建方工事に並行して行われた目地・緊張工事に、期間を限定して資材・労務を投入することにより解決を図った。

本工事は、PC部材の架設時、柱部材のコンクリートあごの上に梁部材を載せる方法で行われたが、今回の工事のような吹抜けの大空間を構成する場合、梁の支保工として、

従来の鋼製ブラケットや鳥居枠等に頼ることは、施工費・安全性ともに問題があることを改めて実感した。

PC工事完了後、足場等が撤去された内部空間を改めて見直したとき、プレキャストプレストレストコンクリート工法がもつ工法としての可能性と将来性は、優れた設計者がその工法をよく理解して特性を引き出すことにより、初めて素晴らしい建物として完成することができることを理解することができた。

(文責：伊藤)

5. PC耐震壁

5.1 PC耐震壁

PC構造に耐震壁を設ける工法として、柱、梁との接合にシャークキーを用いてRC壁を打設する工法が一般的である、RC構造の耐震補強に用いられている工法と同じである。この工法は、PC構造にとってその短い施工期間、品質管理のよいPCa部材などの特長が損なわれる負の要因をもっている。本構造のPC耐震壁は、分割されたPCaパネルをPCフレームに組み込み、その水平接合部を鋼板接合、連続するPCaパネルの鉛直接合部をコッター接合、柱とPCaパネルの鉛直接合部を平滑目地としたものである(図-7)。この方法によって、先の負の要因の発生は避けることができるが、新たに溶接工事に伴う問題が生じる可能性を包含している。しかし、本工事においては入念な施工管理によってとくに問題にならなかった。

5.2 PC耐震壁の抵抗のメカニズム

最大強度時近傍におけるPC耐震壁の抵抗のメカニズムは、実験で観察された破壊性状から次のようであると考えられる(図-8)。PCaパネルは、せん断力による斜めひび割れが十分伸展した状態で圧縮ストラットを形成している。せん断力は、水平接合部の摩擦抵抗と鋼板接合のせん断抵抗によってPCaパネルに伝わり、圧縮ストラットの軸力に変わる。モーメントは、側柱の軸力が形づく偶力になる。柱とPCaパネルの鉛直接合部に接合筋はないから、力は圧縮ストラットと引張柱による幾重にも重なったアーチ作用で流れる。当然のこととして、圧縮柱と交差する圧縮ストラットの軸力は、圧縮柱の曲げ、せん断力、および軸力となって脚部に流れる。最大強度時近傍において、引張柱下端は引張降伏またはこれに近い状態に、また圧縮柱下端は曲げ降伏またはこれに近い状態にある。このような抵抗のメカニズムは現場打ちRC耐震壁と、大要、同じものであるが、相違点は水平接合部および圧縮柱下端で滑りが生じる可能性があり、多くの場合、この滑りによってPC耐震壁の

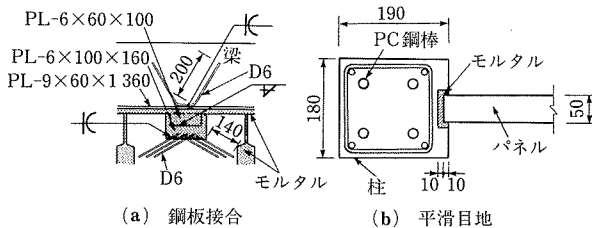


図-7 PCaパネルの接合方法(試験体の場合)

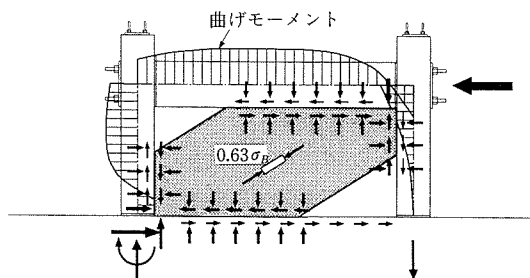


図-8 PC耐震壁の抵抗メカニズム

最大強度が限界づけられることである。

5.3 最大強度の評価

図-9は上に述べた抵抗のメカニズムに相応した最大強度時近傍における応力状態である。最大強度 Q_{cal} は圧縮ストラットの負担せん断力 $Q_w = T_{ah} \cdot \xi \cdot l$ と圧縮柱下端のせん断力 Q_c の和として与えられる。ここで、未知量は圧縮ストラットの有効幅係数 ξ と圧縮柱下端の軸力 N_c である。 ξ は圧縮柱下端周りのモーメントの釣合い、 N_c は上下方向の力の釣合いから得られ、 Q_w が水平接合部の滑り強度 spQ_w より大きいとき、その差は鉛直接合部の目地モルタルを介して圧縮柱下端に伝達されると考える。結局、最大強度は Q_c と圧縮柱下端の滑り強度 spQ_c の大小関係を考慮して決定される。この評価方法の詳細は文献²⁾に詳述されている。筆者らが実験した52体のPC耐震壁の実験値とこの評価方法による解析値の関係は図-10のようになる。工学的に十分な解析精度で評価できている。

5.4 実験の破壊性状

PC耐震壁を本構造に採用するにあたって、確認実験を7体の試験体について行った。その詳細は文献²⁾で述べてあるので、ここではその破壊性状の1例を示す。試験体98PCWW-2は本構造のPC耐震壁と同じ接合方法のものである(図-11)。層間部材角 $R = 1 \times 10^{-3} \text{rad}$ でPCaパネルに初斜めひび割れ、また鉛直接合部のコッターおよび水平接合部の鋼板接合の周辺にひび割れが観察された。 $R = 2 \sim 3 \times 10^{-3} \text{rad}$ でPCaパネル全域に斜めひび割れ、柱脚に曲げひび割れが生

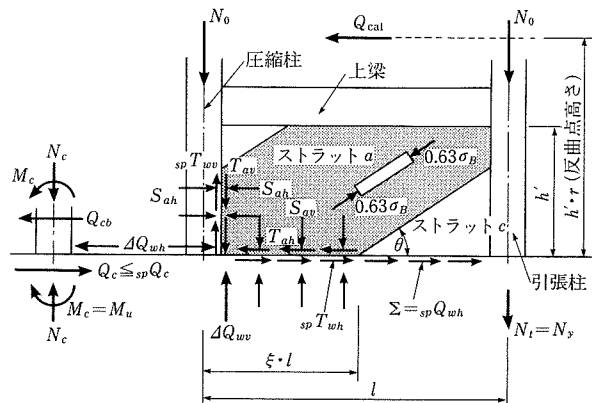


図-9 最大強度時における応力状態

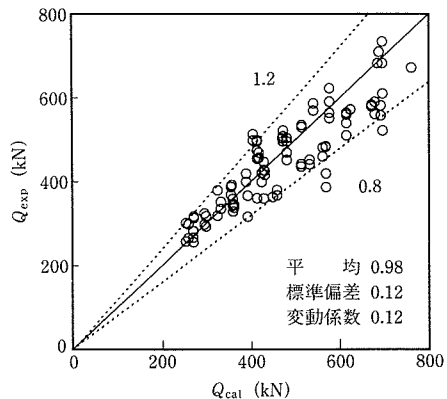


図-10 PC耐震壁の最大強度の解析値と実験値の関係

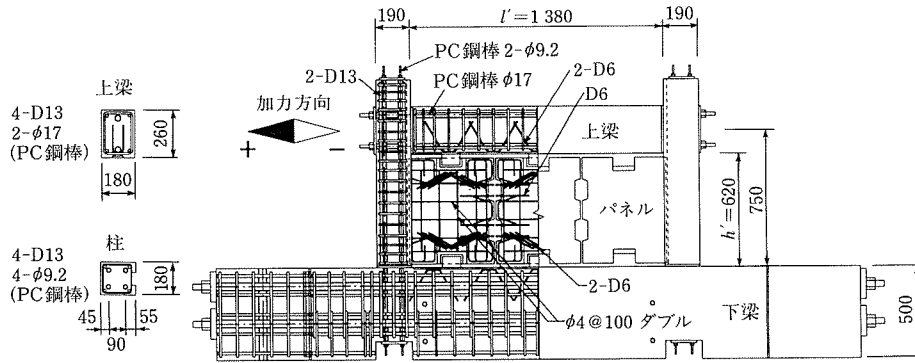


図 - 11 試験体98PCWW-2

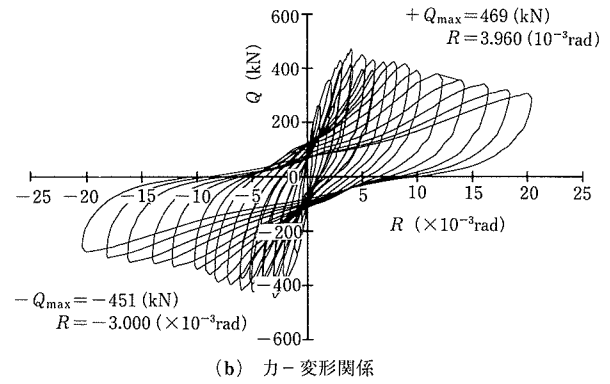
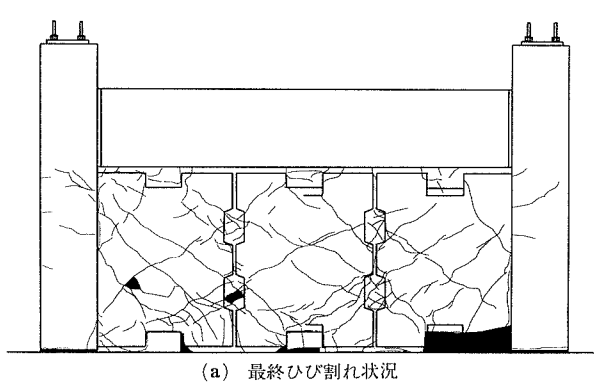


図 - 12 試験体98PCWW-2 の実験結果

じ、 $R = 4 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大強度に達した。その後、引張柱脚部の浮き上がり、PCaパネルの滑りと隅角部の剥離が生じ、強度は緩やかに低下した。図-12に最終ひび割れ状況と力-変形関係を示す。このような破壊性状は5.2で述べた抵抗のメカニズムによく相応している。98PCWW-2の最大強度は正負加力域でそれぞれ $Q_{\text{exp}} = 469 \text{kN}$ と 451kN 、解析値は $Q_{\text{cal}} = 481 \text{kN}$ であった。この結果、解析精度は $Q_{\text{exp}} / Q_{\text{cal}} = 0.98, 0.94$ である。

5.5 PC耐震壁の解析例

X10通りのY3-Y4に設けられた単層耐震壁の解析例の概要を示す。構造計算書によれば、2次設計でこのPC耐震壁の入力せん断力は480 tfである。

(1) 基礎データ

① 形状と寸法

- 柱芯間距離： $l = 1260 \text{ cm}$
- 階高： $h = 420 \text{ cm}$
- PCaパネル： $l' \times h' = 1165 \text{ cm} \times 335 \text{ cm}$
- PCa柱： $b \times D = 95 \text{ cm} \times 95 \text{ cm}$

② 補強と材料強度

PCa柱

- PC鋼棒：10- $\phi 32$ $N_y = 76.4 \text{ tf/bar}$
- 1- $\phi 40$ $N_y = 119.3 \text{ tf/bar}$
- 応力中心間距離： $e = 40 \text{ cm}$
- 降伏強度： $\Sigma N_y = 883.3 \text{ tf}$
- 導入元張力： $N_p = \alpha N_y = 630 \text{ tf}$ 、 $\alpha = 0.71$
- コンクリート強度： $\sigma_B = 500 \text{ kg/cm}^2$

PCaパネル

コンクリート強度： $\sigma_B = 300 \text{ kg/cm}^2$

上下水平接合部：鋼板接合

内部鉛直接合部：コッター接合

外部鉛直接合部：平滑目地

③ 荷重(構造計算書による)

鉛直自重： $N_0 = 440 \text{ tf/col}$

反曲点高さ： $h' \cdot r = 420 \text{ cm}$

④ PCaパネルに関する仮定

圧縮ストラットの傾斜角として次の値を用いる。

$\theta = 32.25^\circ$ (形状比 h'/l' に基づく推定式による)

• PCaパネルは4分割されるがその影響は考慮しない。

⑤ 圧縮ストラットの応力

$S_{av} = 0.969 \text{ tf/cm}$

$S_{ah} = 2.433 \text{ tf/cm}$

$T_{av} = T_{ah} = 1.535 \text{ tf/cm}$

$sp T_{wv} = 1.460 \text{ tf/cm}$

$S_t = S_{ah}$

(2) PCaパネルの負担せん断力 Q_w

圧縮ストラットの有効幅係数 ξ は圧縮柱脚周りのモーメントの釣合いから次の値となる。

$\xi = 0.973$

この値は引張柱が引張降伏していないことを示す。

$Q_w = T_{ah} \cdot \xi \cdot l = 1882.5 \text{ tf}$

(3) 圧縮柱脚部のせん断力 Q_{cb}

圧縮柱下端の圧縮軸力 N_c は上下方向の釣合いから次の値

となる。

$$N_c = 561.5 \text{ tf}$$

軸力を考慮した圧縮柱下端の曲げモーメント M_c はPC柱の終局曲げ強度式から次の値となる。

$$M_c = M_u = 457.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

これから、

$$Q_{cb} = \sqrt{2M_c \cdot S_t} = 471.9 \text{ tf}$$

(4) PCaパネルの滑り強度 ${}_{sp}Q_w$

$${}_{sp}Q_w = \mu \cdot S_{av} \cdot \xi \cdot l + \sum Q_s = 1122.2 \text{ tf}$$

μ は摩擦係数で0.7をとる。 Q_s は鋼板接合の滑り強度で、本例の場合、すみ肉溶接のせん断強度で決まり、 $\sum Q_s = 262.0$ tfである。

(5) 圧縮柱下端のせん断力 Q_c

(2)の Q_w は1882.5 tf, (4)の ${}_{sp}Q_w$ は974.6 tfであったから、これらの差 $\Delta Q_{wh} = Q_w - {}_{sp}Q_w$ は、圧縮柱脚部に流れる。

これから圧縮柱下端のせん断力の総和 Q_c は、

$$Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} = 1379.8 \text{ tf}$$

(6) 圧縮柱下端の滑り強度 ${}_{sp}Q_c$

圧縮力 N_c , 圧着力 N_p , 曲げモーメントによる圧縮力, およびPC鋼棒のダウエル作用を考慮して、

$${}_{sp}Q_c = 966.7 \text{ tf}$$

(7) PC耐震壁の最大強度 Q_{cal}

以上の結果から、

$$Q_w = 1882.5 \text{ tf} > {}_{sp}Q_w = 974.6 \text{ tf}$$

$$Q_{cb} + \Delta Q_{wh} = 1379.8 \text{ tf} > {}_{sp}Q_c = 966.7 \text{ tf}$$

となり、 Q_{cal} の第1近似値として、

$$Q_{cal} = {}_{sp}Q_w + {}_{sp}Q_c = 1941.3 \text{ tf}$$

が得られる。この値は存在応力が滑り強度を超えないとする制約条件を満たしていない。

(8) 解の修正

(7)の結果は主に引張柱が降伏しているとする仮定に起因する。これは、単層であることおよびPC鋼棒の補強量が大きいことに基づく。これを修正するため、文献¹⁾に示す N_y を βN_y (ただし $\beta \leq 1.0$) とする方法で(1)~(7)の流れを再度計算する。

このとき、 $\beta = 0.3$ で $\xi = 0.57$ となる。これから、

$$Q_w = 1109.2 \text{ tf} > 681.9 \text{ tf}$$

$$Q_{cb} + \Delta Q_{wh} = 877.7 \text{ tf} < 878.4 \text{ tf}$$

と制約条件は満たされる。結局、

$$Q_{cal} = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} + {}_{sp}Q_w = 1559.6 \text{ tf} > 480 \text{ tf}$$

この Q_{cal} がこのPC耐震壁の最大強度の解析値となる。

5.6 設計上の留意点

① PC構造のスパンは大きい。このため、PC耐震壁を単

層に用いるとき、最大強度近くにおけるPCaパネルからの上下梁への作用力は極めて大きくなる。梁が十分な剛性と強度をもたないときPC耐震壁の最大強度は低下する。

② PCaパネルは分割されて用いられる。内部鉛直接合部の滑り抵抗が小さいとき、弾性域においても上下梁にずれに伴う大きな上下方向力が作用する。上下梁にこれに抵抗できる十分な剛性と強度がなければ、PC耐震壁の最大強度は低下する。

③ PC耐震壁に出入り口開口があるとき、PCaパネルの滑り抵抗は低下する。このため、コッターまたは鋼板接合を十分設けるか、出入り口開口に滑り抵抗をもつ間柱を設けるのが望ましい。

④ ①, ②の上下梁の補強の必要性または最大強度の低下は、連層耐震壁の場合かなり軽減される。また、単層耐震壁の場合、PCaパネルと上下梁を貫通するPC鋼棒に元張力を導入することで軽減は可能である。

(文責：望月)

6. おわりに

日本ではまだまだPC構造が採用されることの少ない状況で、このようなほとんどの部材をPCとした構造は稀かもしれない。しかしながら、一度関わってみると試してみたいことがいくつも出てくることが分かる。製作や建方を見るとその精度は驚くもので、なおさらもう一度やってみよう、と思わされる。

公立はこだて未来大学にそんな可能性を見出していただけることを願う次第である。

プロジェクトの統括である函館圏公立大学広域連合事務局長の皆さま、設計監理をされた(株)山本理顕設計工場の皆さま、耐震壁の実験解析を行っていただいた望月 洵研究室の皆さま、施工にあたっていただいたJVの皆さま、PCの製作建方を行っていただいた黒沢建設(株)の皆さまへ、多謝。

((株)木村俊彦構造設計事務所旧所員 佐藤 淳 記)

参考文献

- 1) 清水, 望月, 鳥屋, 藤田: PCa・PC耐震壁の簡略モデルによる最大強度式とその解析精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000.9 (掲載予定)
- 2) 鳥屋・清水・倉持・望月: PCa・PC耐震壁の破壊実験と最大強度の解析, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.173~178, 1999.10

【2000年4月20日受付】