

薄型 PCaPC 柱を用いたオフィスビルの施工と構造性能確認試験

- ふくぎん博多ビル新築工事 -

西日本支社	建築部	川本浩一
西日本支社	建築部	屋田研郎
西日本支社	久留米工場	計野耕志
技術本部	建築技術部	毛利浩

概要：本報告は、建物の正面フレームにスリムな PCaPC 柱部材(薄型 PCaPC 柱)を配置したオフィスビルの施工報告と、薄型 PCaPC 柱の構造性能確認試験の結果報告である。

Key Words: 薄型 PCaPC 柱, 軽量化, 分割接合, サイクル工程, 軸力保持性能

1. はじめに

本工事は、福岡県の伝統的な祭り・文化と歴史がある博多区中洲の繁華街において、銀行・店舗を有する事務所ビルを新築するものである(写真 - 1)。

本建物の構造は、主に鉛直軸力を支持する薄型 PCaPC 柱(写真 - 2)と ST 梁からなる PCaPC 造と、主に地震力を負担する SRC 造で構成されており、当社の施工範囲は PCaPC 工事である。PCaPC 工事を計画するにあたり、現場周辺の人通りが多く、工事敷地が狭いという制約があったため、部材の搬入計画、部材の軽量化および工期短縮の検討が必要となった。そこで、部材を分割施工するなどの工夫により、1フロア 11日サイクルでの施工を実現し、基準階 3階以上の上部躯体 10層を5ヶ月で構築した。また、本工事の設計監理である株式会社日建設と共同で、薄型 PCaPC 柱の軸力保持性能についての実験を行い、その安全性を確認した。

本報告では、現場の諸条件に対応した PCaPC 工事の施工と、薄型 PCaPC 柱の構造性能確認試験の結果に関して報告する。



写真 - 1 建物全景



写真 - 2 薄型 PCaPC 柱



川本浩一



屋田研郎



計野耕志



毛利 浩

2. 建物概要

建物名称	ふくぎん博多ビル
施主	福岡商事株式会社
設計監理	株式会社日建設計
総合施工	株式会社竹中工務店
PC施工	株式会社ピーエス三菱
建設地	福岡県福岡市博多区上川端 216-1, 2, 3, 4
規模	地下1階, 地上12階建, 塔屋1階
全体工期	2007年10月26日～2008年4月末日
PC工期	2007年3月22日～2007年12月26日
構造	PCaPC構造・SRC構造
敷地面積	2452.62m ²
建築面積	1587.16m ²
延床面積	18315.57m ²
建物軒高	52.7m

3. 施工

3.1 PC工事上の制約

本建物の構造は、事務所エリアが外周柱とST(Single tee)梁からなるPCaPC構造で、共有エリアがSRC構造となっている。基準階のPCa部材配置は、建物正面の1柱2ピースの柱13組と、その間に建つ飾り柱16本、全長約20mのST梁13本となっている。

当初大型のトラッククレーンにて部材を架設する計画だったが、クレーンの組立解体作業スペースの確保で建物の一部分が後施工になってしまい、全体工程が大幅に遅れる事が懸念された。そこで部材架設の重機として、建物内中央部に設置されたタワークレーン(JCC230)を使用することになった。

工事敷地の3辺がそれぞれ大型車両通行禁止・商店街・既設建物となっており、部材の搬入は残された1辺のゲートに限られ、また前面道路が狭いため、20mのST梁を搬入することができなかった。

図-1に架設計画図、表-1に部材数量表、表-2にPC鋼材数量表をそれぞれ示す。

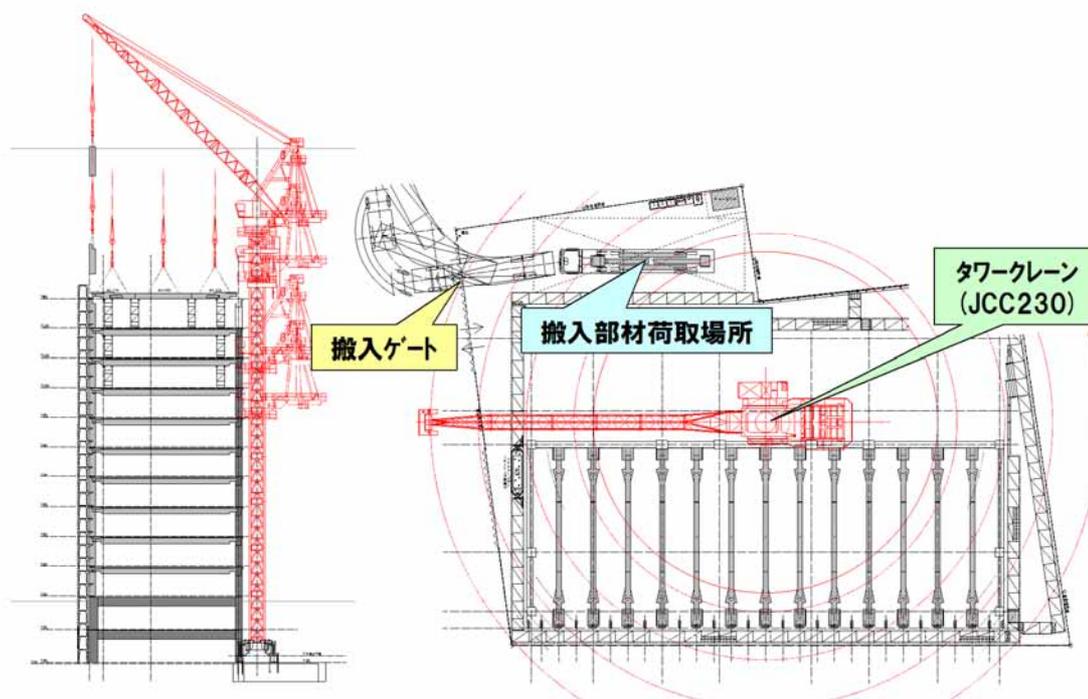


図 - 1 部材架設計画図

表 - 1 部材数量表

使用カ所	総重量 (t)	最大重量 (t/P)	製作数 (P)	製作場所
1, 2F 柱	49.74	2.085	24	ピーエス三菱 久留米工場
基準階柱	435.20	1.658	286	
基準階飾り柱	291.70	2.030	180	
ST 梁(ブロック)	2557.50	6.840	390	
ST 梁(一体化)		19.690	(130)	
笠木版	20.34	2.3	14	現場サイト(元請製作)

表 - 2 P C 鋼材数量表

種類	使用部位	本数	総重量 (kg)	端部緊張力 (kN/ケーブル)
一般 PC 鋼棒 26mm(B 種 1 号)	柱縦締め	928	10,163	395.2
DWケーブル 12S12.7	ST 梁横締め(1次) 基準階	260	63,511	1,573.0
DWケーブル 7S12.7	ST 梁横締め(1次) R階	26		917.7
DWケーブル 5S12.7	ST 梁横締め(2次)	234		655.2

3.2 ST 梁の軽量化

揚重能力・部材搬入の問題を解決するために、ST 梁の軽量化と分割により架設を可能とする必要があった。設計当初プレテンション部材として設計されていたが、分割に伴いプレストレスの導入方法をポストテンション方式の圧着接合に変更し、またスラブ部分を場所打ちに変更することで 6.41t の重量を軽減した。それに伴いプレストレスレベルが施工時でフルプレストレス設計、長期荷重時でパースナル設計という指定条件を満足する断面検討を行い実施計画に移った。

図 - 2 に ST 梁設計変更図、図 - 3 に ST 梁部材分割図、表 - 3 に P C 鋼材数量表をそれぞれ示す。

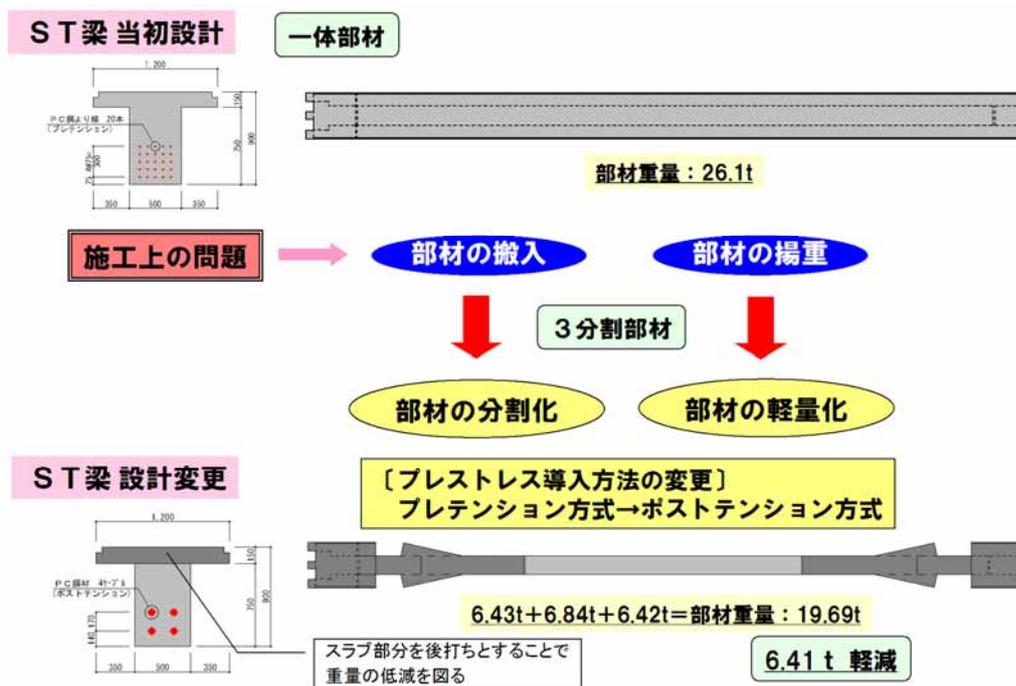


図 - 2 ST 梁設計変更図

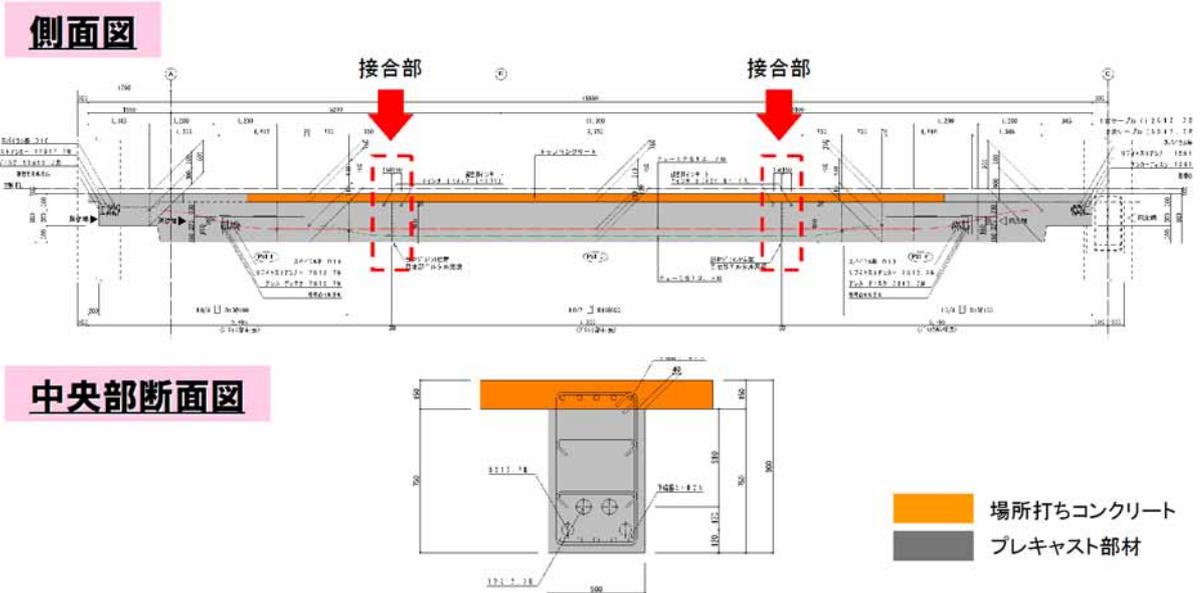


図 - 3 ST 梁分割図

表 - 3 PC 鋼材数量表

施工 CASE	使用部位	本数	総重量 (kg)	端部緊張力 (kN/ケーブル)
架設時	柱縦締め	928	10,163	395.2
DWケーブル 12S12.7	ST 梁横締め(1次) 基準階	260	63,511	1,573.0
DWケーブル 7S12.7	ST 梁横締め(1次) R階	26		917.7
DWケーブル 5S12.7	ST 梁横締め(2次)	234		655.2

ST 梁部材を軽量化・3分割化することで、架設時最大作業半径 29m・定格荷重 6.91t のタワークレーン能力に対して、ブロック部材重量 6.43t で部材重量の問題が解決した。また部材長も最大で 7.3m になった事から場内搬入可能なトレーラーで運搬出来るようになった。写真 - 3 に部材搬入状況を示す。

ところが ST 梁を分割化することで、各ブロック部材を一時的に支持する支保工の増加・接合部目地施工・プレストスによる部材の一体化・ジャッキダウンといった現場作業が増え、当初計画工程より遅れる傾向となり、施工コスト・工程に影響をおよぼす新たな問題が浮上した。



写真 - 3 部材搬入状況

3.3 ST 梁接合目地部の施工

ST 梁の接合目地方法として、計画初期では施工時間が短いマッチキャスト工法としていたが、支保工上の不安定な場所での接合作業となるため、プレストレス導入時密着不良による部材破損の心配があることから無収縮モルタル目地を設ける工法とした。

そこで施工サイクル工程において、無収縮モルタルのプレストレス導入時必要圧縮強度が、発現可能であるか材料メーカーと共同で試験練りを実施し検証した。基準階の1次緊張条件として養生時間19時間で22N/mm²以上が求められ、表-4に示す様に養生温度20℃で50.6N/mm²の結果が得られた。またR階では導入時必要圧縮強度が基準階より上がり、施工時期が冬場の12月である事から、夜間気温が下がり養生温度が20℃に達しないと予想されたため、目地部全体をシートで覆い練炭コンロにて保温養生を実施した。保温されたシート内の温度は平均30℃が保たれ、冬場においても19時間後の緊張作業を可能に出来た。

表-4に早期材齢による圧縮強度確認試験まとめ、写真-4に保温養生状況をそれぞれ示す。

表-4 早期材齢による圧縮強度確認試験まとめ

使用材料: 無収縮モルタル(MG-15Mスーパー)

【基準階PG1梁の検証(施工時期:H19.7月~11月)】

養生温度	養生時間	16時間	19時間	24時間	48時間~2日	48時間(2日)	3日	7日	28日
	緊張条件	1次最短				1次中1日	2次最短		
20℃	箱無し	40.0	50.6	54.2			78.1	89.6	105.5
	箱有り								
	1次緊張 22N/mm ² 以上				○				60N/mm ² GLE
	2次緊張 35N/mm ² 以上						○		OK
10℃	箱無し	4.6	12.0	22.9	51.0	58.8	66.2	76.7	87.4
	箱有り		41.8	51.4					
	1次緊張 22N/mm ² 以上	×	△			○			60N/mm ² GLE
	2次緊張 35N/mm ² 以上						○		OK
5℃	箱無し			3.1	32.5	40.1	57.2	72.8	85.8
	箱有り		6.1	22.4	45.1	48.8	59.6		
	1次緊張 22N/mm ² 以上		×	△		○			60N/mm ² GLE
	2次緊張 35N/mm ² 以上						○		OK
養生方法		封かん養生				水中養生			

【R階PG2梁の検証(施工時期:H19.12月)】

養生温度	養生時間	16時間	19時間	24時間	48時間~2日	48時間(2日)	3日	7日	28日
	緊張条件	1次最短				1次中1日	2次最短		
10℃	箱無し	4.6	12.0	22.9	51.0	58.8	66.2	76.7	87.4
	箱有り		41.8	51.4					
	1次緊張 24N/mm ² 以上	×	△	△		○			60N/mm ² GLE
	2次緊張 45N/mm ² 以上						○		OK
5℃	箱無し			3.1	32.5	40.1	57.2	72.8	85.8
	箱有り		6.1	22.4	45.1	48.8	59.6		
	1次緊張 24N/mm ² 以上		×	×		○			60N/mm ² GLE
	2次緊張 45N/mm ² 以上					△		○	OK
養生方法		封かん養生				水中養生			

箱有り: 目地部の養生環境に近い状態とするため目地型枠材を発泡材に見立て、初期24時間迄を発泡容器内に養生

箱無し: 発泡容器内養生無し

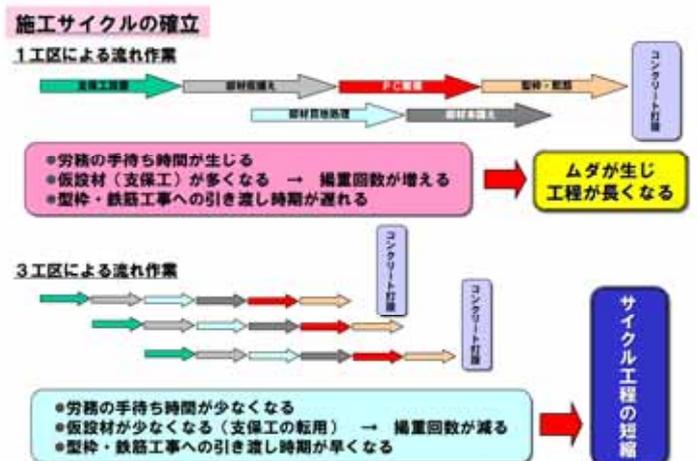
○ 保温養生無し
△ 保温養生検討
× 保温養生実施



写真-4 保温養生状況

3.4 施工サイクル工程の確立

工程短縮を可能にするために、施工フロアの作業を工種毎に順次進めていくのではなく、3工区により各工種をラップ進行させることで、初期計画の14日サイクルを12日サイクルに短縮し、またコンクリート打設工区を2工区に分け、先行打設工区においてN階最終日にN+1階の作業を行うことで更に1日の短縮を可能にした。上記サイクルを実現するために仮設資材(支保工・架台)の有効活用・柱部材の2部材同時揚重・荷揚げ荷降しの連携



を行い、タワークレーンの揚重回数を有効に使う事を考え、各作業間の待ち時間が最小限になるサイクル工程を立案した。

その結果、当初設定した1フロア11日サイクルを初期段階で確立させ、上層階では10日サイクルを実現出来た。図-4に工区分け、写真-5に施工状況全景、表-5に11日サイクル工程表を示す。

基準階 工区分け

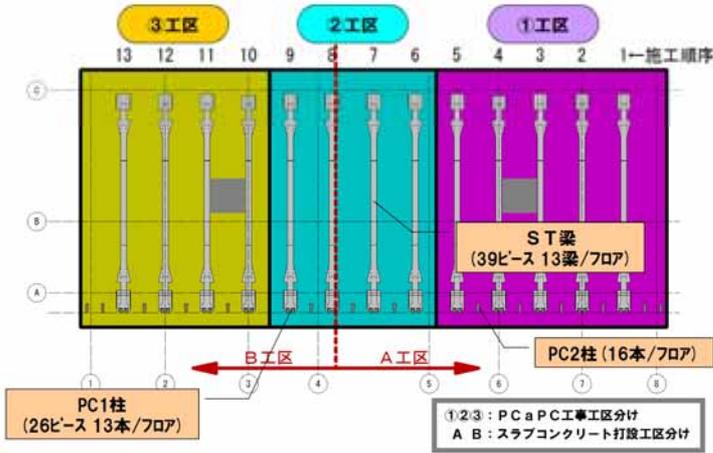


写真-5 施工状況全景

図-4 工区分け図

表-5 11日サイクル工程

日	1日目			2日目			3日目			4日目			5日目			6日目			7日目			8日目		
	9	10	15	9	10	15	9	10	15	9	10	15	9	10	15	9	10	15	9	10	15	9	10	15
明治通り側	PC1柱据付(13本)			表置きPC2柱据付(16本)			PC2柱据付モルタル工			ST梁据付モルタル工			化繊スリット型枠 デッキ敷き			スラブ配筋			①柱据付基礎					
①工区	ブロック支保工組立			JDN架台組立			ST梁据付モルタル工			ST梁据付モルタル工			ST梁1次緊張			ST梁2次緊張			ST梁据付モルタル工					
②工区	ブロック支保工組立			JDN架台設置			ST梁据付モルタル工			ST梁据付モルタル工			ST梁1次緊張			ST梁2次緊張			ST梁据付モルタル工					
③工区	PCケーブル挿入			ブロック支保工設置			ブロック支保工設置			ブロック支保工設置			ブロック支保工設置			ブロック支保工設置			JDN架台設置					
明治通り側	A工区コンクリート打設			②柱据付基礎			B工区コンクリート打設			③柱据付グラウト			資機材荷揚げ			ブロック支保工荷揚げ			JDN架台荷揚げ設置					
①工区	ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト					
②工区	ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト					
③工区	化繊スリット型枠 デッキ敷き			スラブ配筋			ST梁2次緊張			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト			ST梁グラウト					

3.5 支保工計画

部材重量 20t の ST 梁を支持し、本工事の条件に合う支保工材として、四角塔式とクサビ式が挙げられた。双方の施工性・コスト面を比較した結果、構成部材が少なく単純組立であり、またフロア内で転用使用するため、支保工単体をクレーンまたは、ハンドリフトで容易に移動出来る四角塔式支保工を採用した。

ST 梁の支保工は 3 タイプ存在する .

ブロック支保工 : 3 分割された部材をそれぞれ支持する支保工 (4 箇所/梁)

メイン支保工 : 一体化された部材および, 場所打スラブ自重と作業荷重を支持する支保工 (2 箇所/梁) ブロック支保工をジャッキダウン時に盛り換え

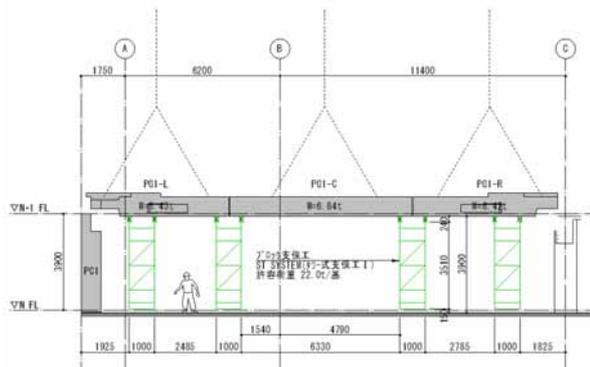
ジャッキダウン架台: ジャッキダウン時, 一体化された部材を吊るための架台支保工 (2 箇所/梁) 支保工の転用は, タイプで異なるが現場搬入資材が必要最小限になるように計画した .

表 - 6 に支保工数量表, 図 - 5 に支保工配置図, 写真 - 6 に支保工設置状況をそれぞれ示す .

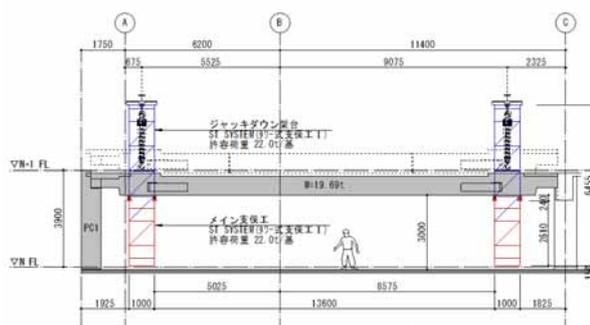
TYPE	ブロック支保工	ブロッカーメイン支保工	ジャッキダウン架台	
形状		※ジャッキダウン時改造  →  上部撤去 メイン支保工		
フロア/基	1 8	2 6	ダブル 8	シングル 2
フロア転用	1	上部 1 メイン 3		1
合計	1 8	上部 2 6 メイン 7 8	ダブル 8	シングル 2



表 - 6 支保工数量表



【ブロック部材仮置き時】



【一体化部材据付時】

図 - 5 支保工配置図



写真 - 6 支保工設置状況

3.6 PCa 部材

3.6.1 柱部材

柱部材は 1 柱 2 ピースで構成された軸力柱 PC1 と, 上層の荷重を下層に伝えない飾り柱 PC2 の 2 タイプが存在し, 双方共断面 250mm × 800mm の薄型柱となっている . PC1 柱は外部面の洗い出し仕上げをデザイン的に見せている . 洗い出し仕上げの度合いについて, 削り出し・洗い出し深さ 3mm・4mm の 3 タイプの試験体を作成し, 骨材の目が粗くなく将来落下の危険性が少ない洗

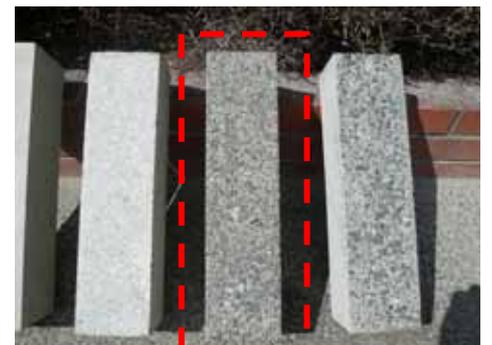


写真 - 7 洗い出し試験体

い出し深さ 3mm が採用された。写真 - 7 に洗い出し試験体を示す。

柱部材の架設は揚重回数を減らし据付スピードを上げるため、1 柱 2 部材の PC1 柱を製作工場にて予め仮設吊り治具で一体化した状態で搬入し、直接トレーラー荷台上で建起し揚重した。

飾り柱 PC2 は、運搬時の転倒防止架台を製作し、搬入車両から 2 部材同時に施工階へ揚重することで、PC1・PC2 合計 42 ピースを 2 日間で据え付けた。

据付精度管理は、柱脚目地部において目違いを生じさせないように、下層階からの通りを重視した。

写真 - 8 に PC1 柱搬入・建起し・揚重状況、写真 - 9 に PC2 柱搬入・建起し・揚重状況、図 - 6 に柱揚重据付計画図、写真 - 10 に柱部材据付状況を示す。



写真 - 8 PC1 柱 搬入・建起し・揚重状況



写真 - 9 PC2 柱 搬入・建起し・揚重状況

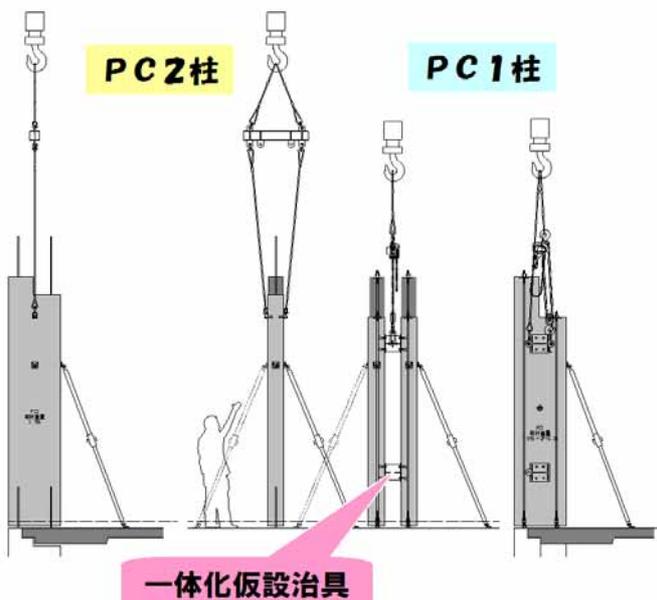


図 - 6 柱揚重据付計画図



写真 - 10 柱部材据付状況

3.6.2 ST 梁部材

ST 梁据付作業の流れは下記のようなになる。

ブロック部材の仮据え

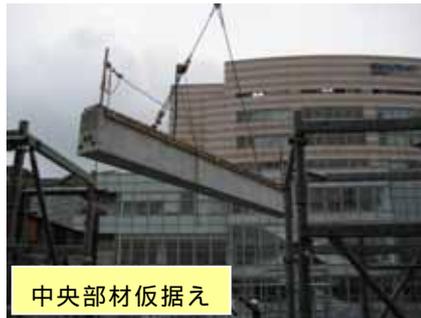
タワークレーンを用いてブロック部材 L 側・中央・R 側の順に支保工上に据え付ける。この時 1 次ケーブル緊張作業スペースを確保するため、梁底を設計位置より 600mm 高い位置に据え付けた。

仮据え時の据付精度管理は、梁底のレベルと 3 ブロック全長の直線性を重視した。

写真 - 1 1 に ST 梁搬入・仮据え状況を示す。



端部部材仮据え



中央部材仮据え



仮据え全景

写真 - 1 1 ST 梁搬入・仮据え状況

接合部目地の型枠組立・無収縮モルタル充填

1 次ケーブルの緊張

2 ケーブル(DW12S12.7)の緊張作業により、3 ブロックを一体化させ、その後 不要となる中央側 2 箇所の支保工を移動撤去してジャッキダウンに備える。

写真 - 1 2 に ST 梁 1 次ケーブル緊張状況を示す。

一体化部材の本据え

一体化となった ST 梁は重量が 20t となり、タワークレーン能力では吊れない。

そこで両端部に、架台と 15t チェーンブロックを設置して一旦地切りを行い、支保工天端を所定の高さに調整した後、600mm のジャッキダウンを行った。

本据え時の据付精度管理は、柱部材との段差と隣の ST 梁との間隔を重視した。

写真 - 1 3 に本据え状況を示す。



写真 - 1 2 ST 梁 1 次ケーブル緊張状況



ジャッキダウン後(左)・前(右)



写真 - 1 3 ST 梁本据え状況

2次ケーブルの緊張

2次ケーブルの緊張端は、ST梁の部材端部において定着具が納まらないため、梁の側面に存在している。

写真 - 14 にST梁2次ケーブル緊張状況を示す。



写真 - 14 ST梁2次ケーブル緊張状況

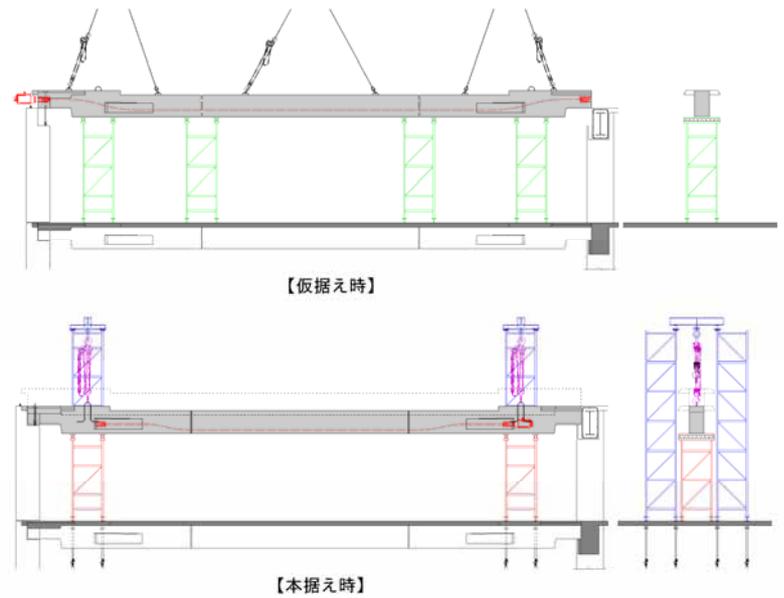


図 - 7 ST梁据付要領図

図 - 7 に ST 梁据付要領図，図 - 8 に PCa 部材据付イメージ図を示す。

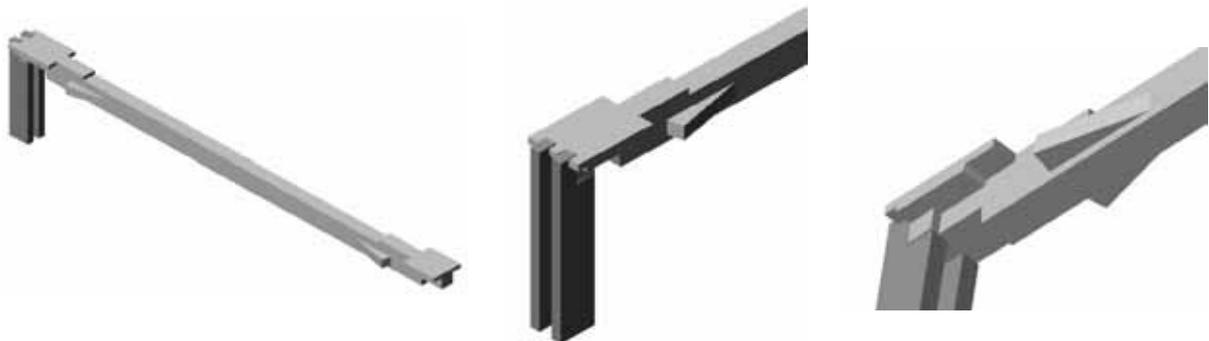


図 - 8 PCa 部材据付イメージ

4. 薄型 PCaPC 柱の構造性能確認試験

4.1 実験の目的

ビルの外周に室内の熱負荷の軽減およびデザインとして、肉厚の薄いコンクリート製の縦ルーバーが用いられることがあり、従来は構造耐力上主要な部材と見なさないもの、即ち非構造材として設計されてきた。しかし本建物においては、この縦ルーバーを階高(h)に較べてせい(D)が極めて小さいプレキャスト・プレストレストコンクリート(PCaPC)柱部材として、主に鉛直荷重を負担すると仮定した構造材として採用されている。しかし、このようなPCaPC柱部材に関する研究はなされていない。本実験は、D/hが極めて小さい薄型PCaPC柱が、圧縮と曲げを受ける場合の力と変形の関係を実験により明らかにし、大変形時における柱の軸力保持性能とその破壊性状を把握することを目的とするものである。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体

試験体緒元を表-7に、試験体配筋図および組立図を図-9に、材料特性を表-8および表-9に示す。本実験は、3体の試験体を用いて行い、要因は載荷履歴および軸力比とした。なお、試験体の寸法は、薄型PCaPC柱の性状をより明確に把握するために、実物より薄く設定しており、せい(D)と内法スパン(h)の比を1/25(D/h=160mm/4000mm=1/25)としている。横補強筋は、スパイラル筋(D6:SD295)と、コ型の中子筋(D6:SD295)を組み合わせたものを、100mmピッチで配置した。軸方向の組立筋は、4-D10および4-D16(共にSD295)とした。試験体およびスタブのコンクリート圧縮強度の目標値は、60N/mm²とした。試験体の組立は、無収縮モルタルを充填した目地25mmを介して、PC鋼棒2-17mm(B種1号)を用いて試験体と上下スタブを圧着接合した。プレストレス

表-7 試験体の諸元

諸元	N00	N02	N04
断面幅 B × 断面せい D (mm)	600 × 160		
内法寸法 h (mm)	4000		
D/h	1/25		
コンクリート圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	60		
主筋 PC鋼棒 B種1号	2-17φ		
pg (%)	0.473		
横補強筋 SD295	目-D6@100		
pw (%)	0.213		
導入プレストレス力 P_e (kN)	287 (0.68P _y)		
載荷軸力 N (kN)	0 ~ 2900	865	2017
作用軸力 N+P _e (kN)	287 ~ 3187	1152	2304
軸力比 $\eta=(N+P_e)/F_c/b/D$	0.05 ~ 0.55	0.2	0.4

表-8 材料特性(1)

種別	0.2%耐力 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	伸び (%)
横補強筋 D6 SD295	361	485	181	-
PC鋼棒 17mm(B-1)	1058	1159	200	13

表-9 材料特性(2)

種別	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	弾性係数 ¹⁾ E (kN/mm ²)	圧縮強度時ひずみ ϵ_B ($\times 10^{-6}$)
コンクリート	62.7	35.6	2237
無収縮モルタル	88.2	26.9	5305
グラウト	53.7	11.9	4045

1)1/3強度割線剛性

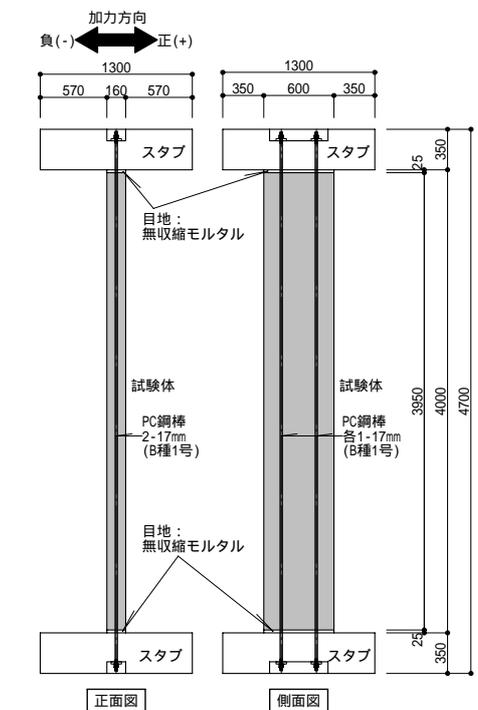


図-9 試験体配筋図・組立図

導入後、シース内にグラウト材を充填した。

4.2.2 荷重方法

荷重装置図を図 - 10 に示す。3000kN 油圧ジャッキおよび 1000kN アクチュエータを使用して、試験体に逆対称曲げせん断力を作用させた。荷重履歴を図 - 11 に示す。シリーズ1 (N00 試験体) は、層間変形角を+1.0%、+2.0%および+3.0%に保った状態で、荷重軸力を 0 kN (軸力比 0.05) から 2900 kN (軸力比 0.55) まで漸増させる計画とした。シリーズ2 (N02, N04 試験体) は、一定軸力下で正負交番繰返し漸増荷重とした。繰返し点は層間変形角で制御し、 $R = \pm 0.125\%$ 、 $\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 2.0\%$ および $\pm 3.0\%$ を各2回繰返した。軸力比は、0.2 (N02 試験体) および 0.4 (N04 試験体) とした。

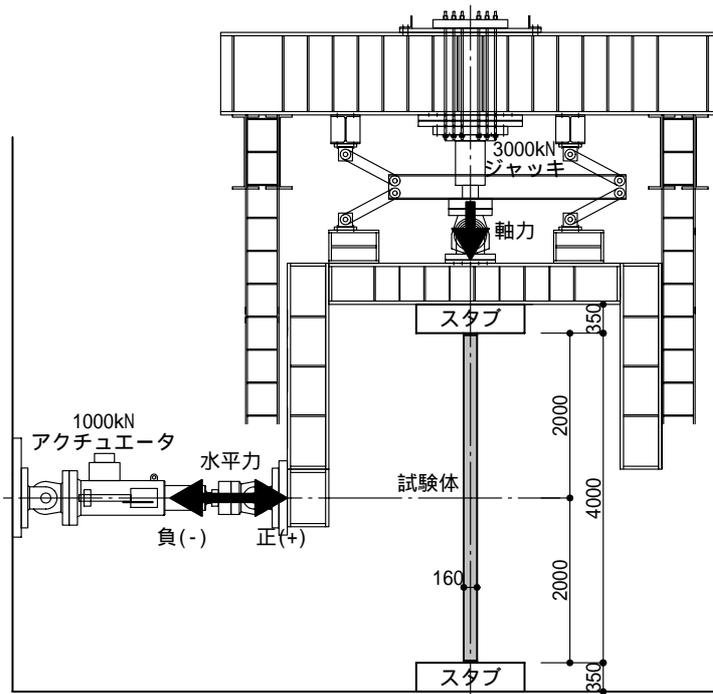


図 - 10 荷重装置図

4.2.3 計測方法

層せん断力の値は、1000kN アクチュエータのロードセルの計測値に、すべり支承の摩擦力を補正した値とした。鉛直軸力の値は、3000kN 油圧ジャッキのロードセルの計測値とした。

変位計配置図を図 - 12 に示す。変位計による変位測定

項目は、試験体の層間変位(R)、水平変位(HD1~HD12)、曲げ変位(M1~M12)、および上スタブの回転変位(VD1, VD2)とした。試験体の層間変位(R)および水平変位(HD1~HD6)計測用の変位計は、反力床に固定された鉄骨柱(BH-300×300×13×25)にマグネットスタンドを用いて固定した。また、試験体の曲げ変位(M1~M21)計測用の変位計は、試験体に予め埋め込んだボルトにアルミ製治具を用いて支持した。スタブの回転角および試験体の軸変形(VD1, VD2)計測用の変位計は、上スタブにアルミ製治具を用いて取り付けられた。

ひずみゲージ配置図を図 - 13 に示す。ひずみゲージによるひずみ測定項目は、PC 鋼棒のひずみ (P1~P10)、コンクリート表面のひずみ(C1~C4)、および横補強筋のひずみ(H1~H4)とした。PC 鋼棒のひずみ値は、1つの測定点に2枚(荷重方向に対して平行に裏表各1枚)のひずみゲージを貼り付け、その平均値とした。

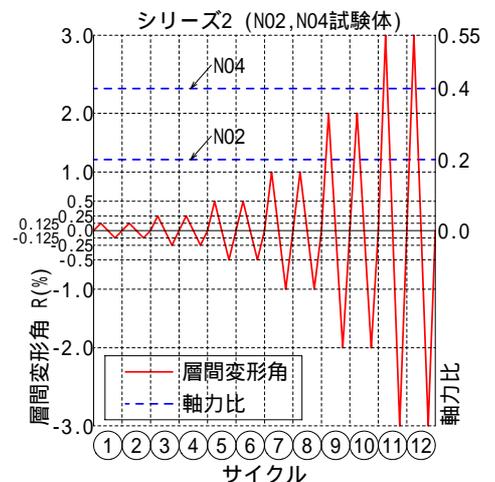
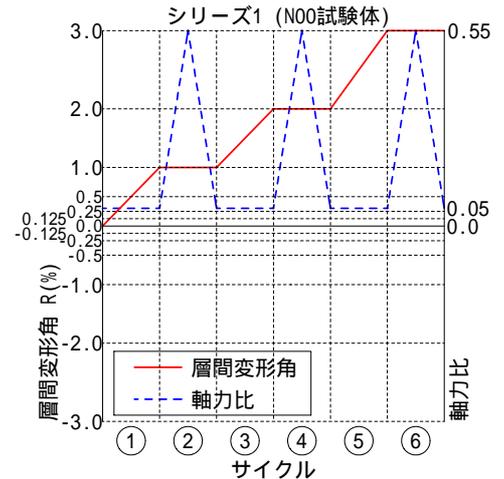


図 - 11 荷重履歴

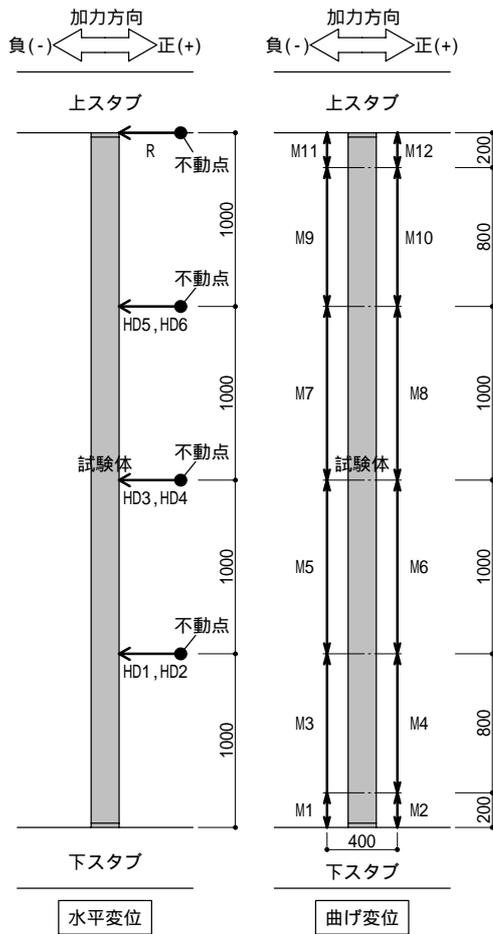


図 - 1 2 変位計配置図

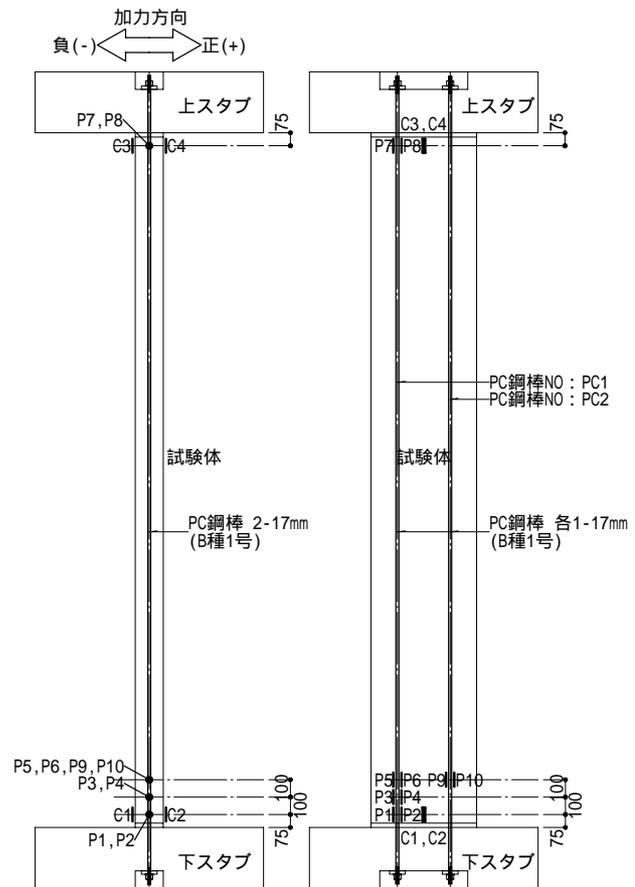


図 - 1 3 ひずみゲージ配置図

4.3 実験結果

4.3.1 実験経過

せん断力 - 層間変形角関係を図 - 1 4 に、最終ひび割れ図を図 - 1 5 に、最終破壊状況を写真 - 1 5 に示す。なお、図 - 1 4 中の破線は、縦軸にアクチュエータのロードセル値を用い、実線は P- 効果による付加せん断力を補正した値を用いた。

(1) N00 試験体

サイクル 1 で、コンクリートに曲げひび割れが発生し、サイクル 2 の載荷軸力 2900kN, R=1.9% 時に柱脚より 600mm の高さまで及んだ。サイクル 3 の R=2.8% 時には、曲げひび割れの発生範囲が柱脚より 800mm の高さまで及んだ。サイクル 4 の載荷軸力 300kN, R=2.8% 時にコンクリートの圧壊が認められた。載荷軸力 1758kN, R=2.9% 時にアクチュエータのロードセル値が負側に転じた。載荷軸力 2756kN, R=3.2% 時に圧縮側のコンクリートに縦ひび割れが生じ、脆性的に破壊した。このとき、試験体が軸力を保持できなくなり、実験を終了した。

(1) N02 試験体

サイクル 1 の層間変形角 R=+0.55% 時および -0.5% 時にコンクリートに曲げひび割れが発生した。R=±1.0% 時には、曲げひび割れの発生範囲が柱脚より 600mm の高さまで及んだ。サイクル 2 の R=+1.75% および -1.80% 時に目地モルタルの圧壊が観察された。R=±2.0% 時には、曲げひび割れの発生範囲が柱脚より 900mm の高さまで及んだ。サイクル 3 の R=±2.0% 時にコンクリートの圧壊が認められた。その後、コンクリートの圧壊が徐々に進行し、アクチュエータのロードセル値が低下し始めた。R=-3.0% 時にコンクリートの圧壊が顕著となったので、このサイクルで実験を終了した。履歴ループは PC 部材特有の S 字型を示した。

(2) N04 試験体

サイクルの $R = +0.95\%$ 時およびサイクルの $R = -1.10\%$ 時に曲げひび割れが発生した。 $R = +1.56\%$ および -1.36% 時に目地モルタルの圧壊が観察された。 $R = +1.82\%$ および -1.70% 時にコンクリートの圧壊が観察された。 $R = \pm 2.0\%$ 時には、曲げひび割れの発生範囲が柱脚より 700mm の高さまで及んだ。サイクルの $R = +2.0\%$ を越えたあたりから、コンクリートの圧壊が急激に進行し、アクチュエータのロードセル値が低下し始めた。 $R = +2.8\%$ 時にアクチュエータのロードセル値が負側に転じたので、実験を終了した。履歴ループは線形に近い形状を示した。

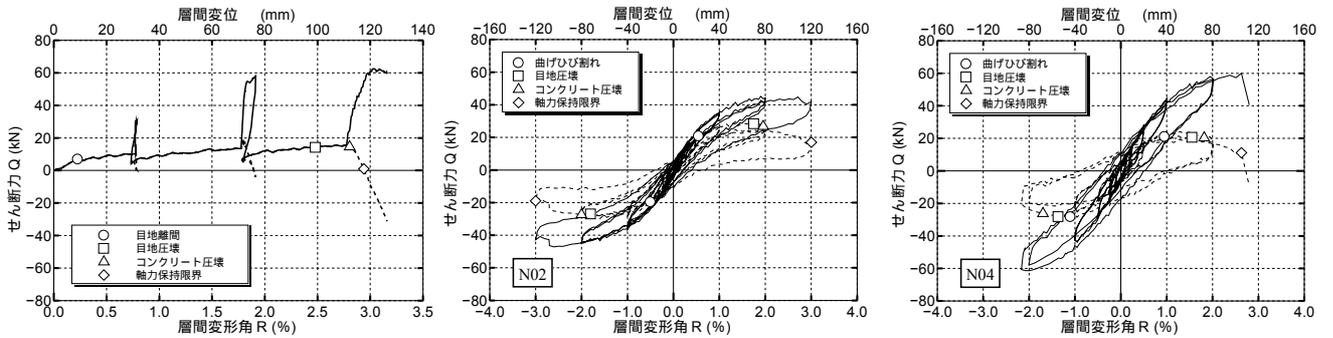
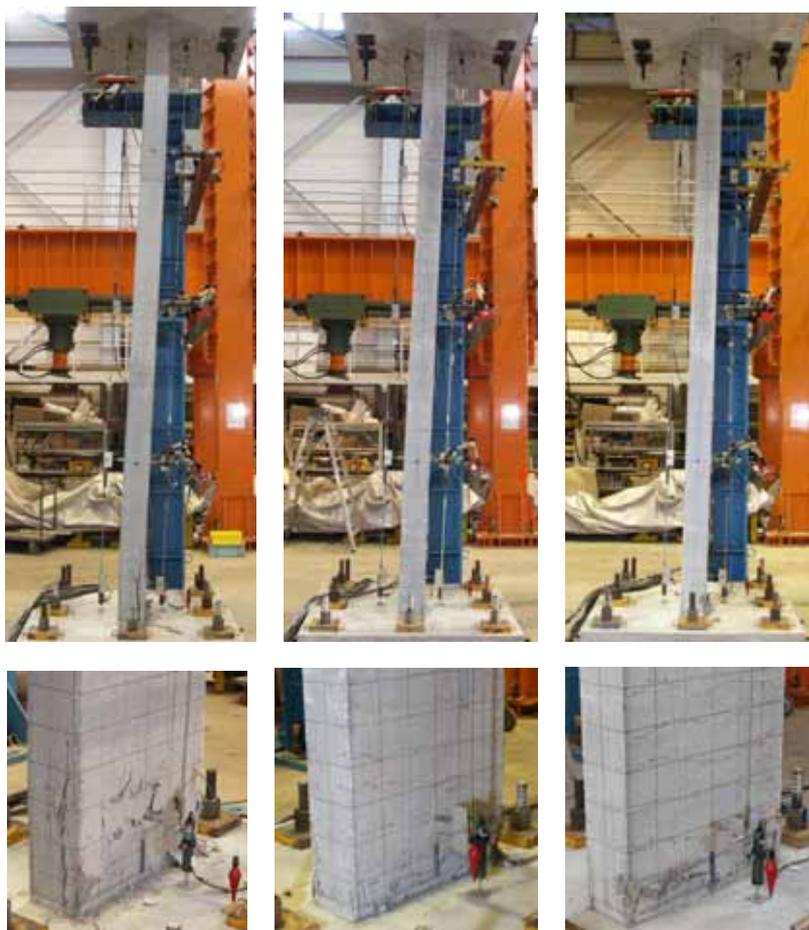


図 - 1 4 せん断力 - 層間変形角関係



(N00 試験体) (N02 試験体) (N03 試験体)

写真 - 1 5 最終破壊状況

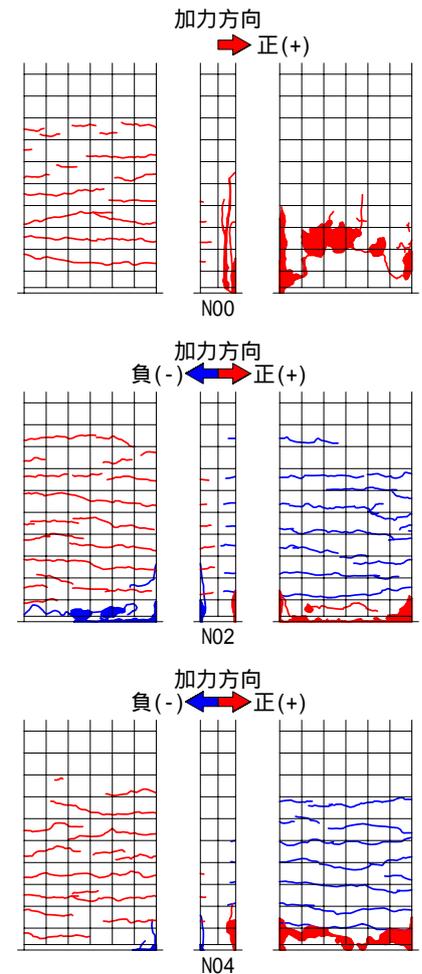


図 - 1 5 最終ひび割れ図

4.3.2 試験体の曲率および PC 鋼棒ひずみ度の推移

図 - 1 6 は、試験体の平均曲率分布を示す。図 - 1 7 は、柱脚から 75mm ~ 275mm の範囲で計測した PC 鋼棒のひずみ度分布を示す。なお、PC 鋼棒のひずみ度の値は、プレストレス力による初期ひ

ずみを含んでいる。

(1) N00 試験体

いずれもサイクル (層間変形角約 3%, 軸力比 0.05 ~ 0.53) のものである。試験体の曲率分布はほぼ逆対称形となっており、柱脚および柱頭に変形が集中している。また、軸力の増加に伴い曲率が減少し、変形能力が乏しくなるのがわかる。PC 鋼棒は、軸力の増加に伴いひずみ度が減少し、降伏強度には達しなかった。

(1) N02, N04 試験体

いずれの試験体も、柱脚および柱頭から 200mm の範囲に変形が集中している。また、いずれの層間変形角においても軸力比が大きいほど柱脚および柱頭の曲率は小さい値を示した。N02 試験体の PC 鋼棒ひずみ度は、 $R=+1.0\%$ まではほとんど変動しないが、コンクリートの圧壊が始まった $R=+2.0\%$ 付近から徐々に増大した。N04 試験体については、軸力保持能力を失った $R=+2.8\%$ に至るまで、約 300μ の増加にとどまった。また、いずれの試験体の PC 鋼棒も、降伏点ひずみ度 ($p_y = 5290\mu$) に達しなかった。

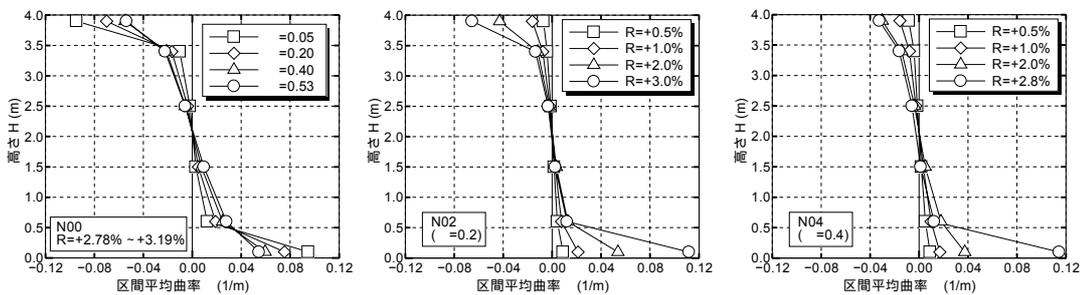


図 - 16 平均曲率分布

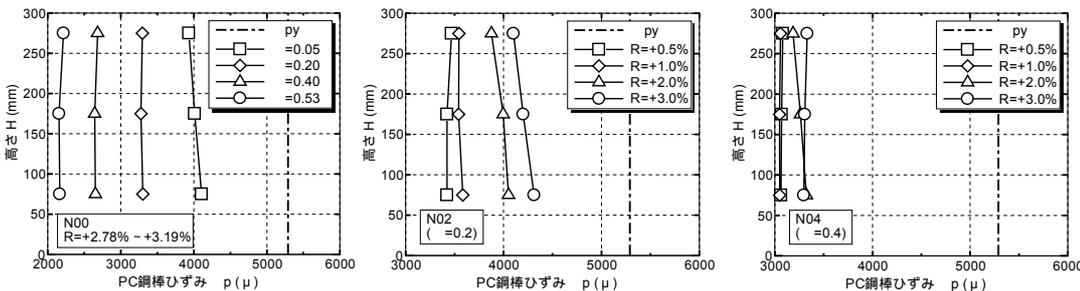


図 - 17 PC 鋼棒のひずみ度分布

4.4 考察

曲げ解析は、断面の平面保持を仮定し、ファイバー法を用いて行った。コンクリートの応力度 - ひずみ度関係は崎野らの提案式¹⁾²⁾により、PC 鋼棒の応力度 - ひずみ度関係は完全弾塑性型とした。また、実験値は、軸力による P-

効果およびすべり支承の摩擦力を補正して求めている。実験値と解析値の比較を表 - 10 に実験値と解析値の比較、M - N 相関図を図 - 18 に示す。N00 試験体においては、実験値が解析値より 18 ~ 24% 低い値を示した。また、N02 および N04 試験体においては、実験値と解析値の比は 0.86 ~ 1.11 であり、比較的良い対応を示した。

表 - 10 実験値と解析値の比較

	試験体		
	N00	N02	N04
曲げひび割れ時 曲げモーメント $M_{c,2}$ (kN·m)	実験値	-	47.1 72.4
	解析値	-	42.8 72.8
	実験値/解析値	-	1.10 0.99
	負	実験値	-
	解析値	-	42.1 72.9
	実験値/解析値	-	1.02 1.11
圧縮線 2000 μ 時 曲げモーメント $M_{0,20}$ (kN·m)	実験値	37.1 ¹⁾	76.9 78.0
	解析値	48.6	71.7 90.9
	実験値/解析値	0.76	1.07 0.86
	負	実験値	-
	解析値	-	71.7 90.9
	実験値/解析値	-	1.05 0.98
曲げ終局耐力 M_u (kN·m)	実験値	87.9 ²⁾	82.9 106.2
	解析値	107.4	78.3 104.8
	実験値/解析値	0.82	1.06 1.01
	負	実験値	-
	解析値	-	78.3 104.8
	実験値/解析値	-	1.09 0.99

1) $N = 300 \text{ kN}$, $\mu = 0.10$
2) $N = 2460 \text{ kN}$, $\mu = 0.48$

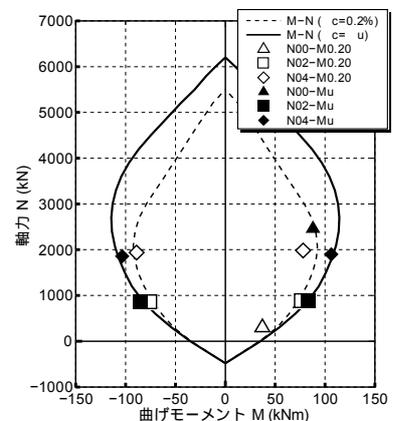


図 - 18 M - N 相関図

せん断力 - 層間変形角関係の正側包絡線を図 - 19 に示す。なお、N00 試験体については、サイクル、およびの部分のみを示す。復元力特性の仮定において、降伏剛性低下率算定式は、現在一般的に使用されている式³⁾⁴⁾を用いた。いずれの試験体についても、初期剛性、ひび割れ耐力および終局耐力は計算値と実験値は比較的良好一致するが、第二勾配については軸力比が高いほど、計算値と実験値は対応しないことがわかる。

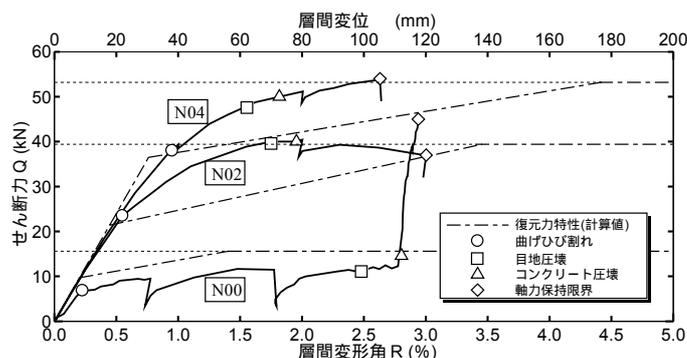


図 - 19 せん断力 - 層間変形角関係
(正側包絡線)

4.5 まとめ

N02 試験体(軸力比 0.2)は、 $R=2.0\%$ 付近で最大耐力を迎え、その後徐々に耐力が低下し、 $R=3.0\%$ で軸力保持能力を失った。

N03 試験体(軸力比 0.4)は、 $R=2.6\%$ で最大耐力を迎え、同時に軸力保持能力を失った。

いずれの試験体においても、 $R=2.0\%$ までは安定した挙動を示した。また、PC 鋼棒は最終破壊に至るまで、弾性範囲にとどまった。

いずれの試験体においても、コンクリートの圧壊は、柱脚から約 150mm の範囲で顕著であった。

試験体の復元力特性において、初期剛性、曲げひび割れ耐力および曲げ終局耐力の実験値は、解析値と比較的良好一致した。また、第二勾配については軸力比が高いほど、計算値と実験値は対応しなかった。

5. 最後に

本工事は要求工期通り 2008 年 4 月 30 日に竣工し、博多の繁華街に細柱が幾重にも並んだ繊細なデザインオフィスビルが堂々とその姿をあらわした。

今回 計画段階で施工の課題を密に洗い出し、設計・製造・工事が一丸となって問題解決に取り組んだ甲斐があって、現場施工は計画通り順調に終える事が出来た。苦勞して据え付けた ST 梁が天井裏に隠れているのは残念だが、現場作業の効率化を常に考え、ムダの発生を最小限に留めた事は施工コスト面にも大きく貢献出来た。

また、本工事の設計監理である株式会社日建設計と共同で行った構造実験により、薄型 PCaPC 柱が大変形時(層間変形角 2.0%)に、十分な軸力保持性能を有することを確認した。

最後に、この物件の施工に際して、多くの方々から貴重なアドバイスを多々頂いた。この場をお借りしてお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力 - ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 461 号, 1994 年 7 月, pp.95-104
- 2) 建設省総合技術プロジェクト: 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, New RC 研究開発概要報告書, 平成 5 年 3 月
- 3) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol11, No.2, pp.1-9, 昭和 48 年 2 月
- 4) 岡本昇, 加藤博人, 林三雄, 石井孝幸: プレキャストプレストレストコンクリート造建築物の地震応答性状について, プレストレストコンクリート, Vol.35, No.4, pp.41-52, 1993