

芝浦内貿3号上屋新築工事の設計・施工の要点と 柱圧着接合部の検証実験

杉山 隆彦^{*1}・安藤 道義^{*2}・佐藤 直昭^{*3}

1. はじめに

本建物は芝浦埠頭の港湾施設整備として建設する東京都と民間4社の共同倉庫である。S造ラーメン構造の中央事務棟の左右に梁間40m、桁行84mの5層の倉庫を2棟、対称的に配した平面計画である。

紙類や化成品など軽工業品の貨物を取り扱う倉庫棟であるけれども、紙パルプ収納として全床に 3.0 tf/m^2 (29.4 kN/m^2)の高積載荷重が要求された。さらに、階高6.1m内でコール紙の積上げ高さの制約から、構造梁せいを各階90cm以内で納めることも絶対設計条件とされた。

当初、基本計画は現場打ちRC構造の耐震壁付無梁版構法（フラットスラブ構法）の設計であったが、耐震性能の向上と工業化による工期短縮の利点が勘案され、全体工期20カ月の条件の下に実施設計においてPCaの圧着工法の採用が決定となった。

結果としてコンクリート強度 $F_c=500 \text{ kgf/cm}^2$ (49.0 MPa)のPCa柱部材の採用により、下階柱断面で140cm～150cm角から100cm角にスリムになり、設計計

画上の評価を得ることとなった。なお、 $\phi 32$ PC鋼棒による柱軸圧縮力は柱1本当たり360tfを導入した。

平成7年1月、不幸にして大惨事となった阪神大震災の報に接して、施工中であった本建物も東京都港湾局と協議のうえ、特記仕様書による自主管理の中のPCa柱圧着接合部の耐力実験を行うこととした。

以下に、在来構法から一部変更されたPCa圧着工法の設計・施工の概要とともに、その実験結果について報告する。



写真-2 自立柱設置状況

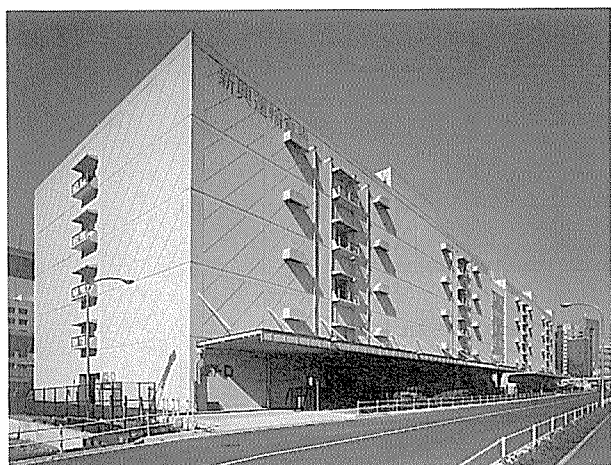


写真-1 竣工全景

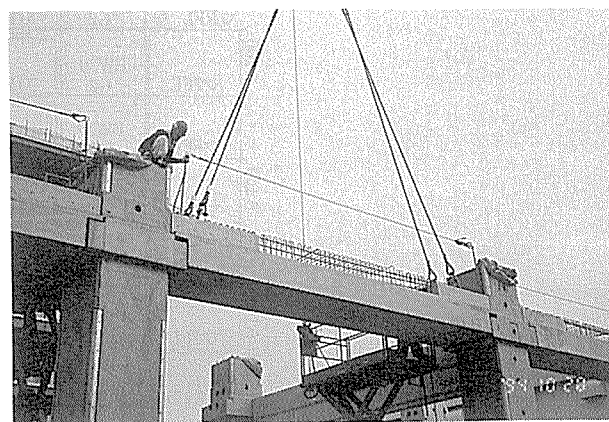


写真-3 大梁施工状況

^{*1} Takahiko SUGIYAMA : (株)創元設計 設計副部長

^{*2} Michiyoshi ANDOH : (株)フジタ 所長

^{*3} Tadaaki SATOH : 黒沢建設(株) 取締役技術開発部長

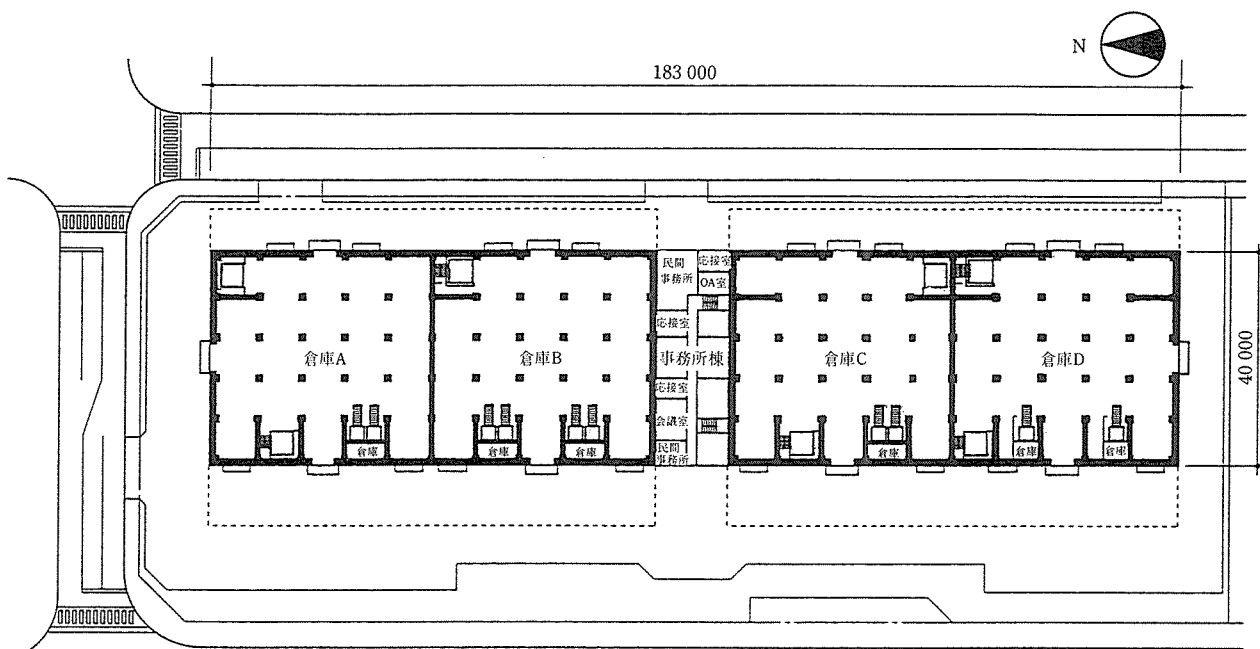


図-1 配置および基準階平面

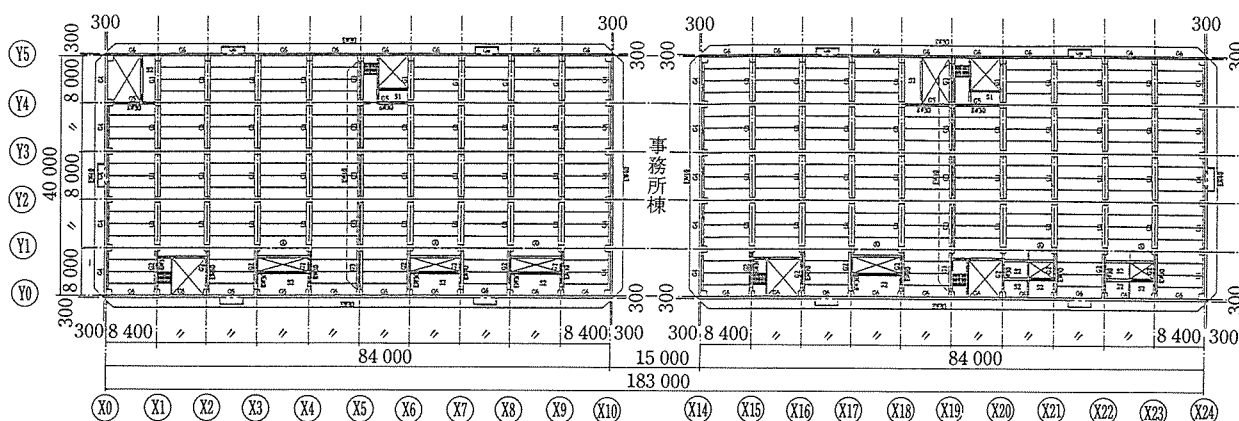


図-2 基準階梁伏

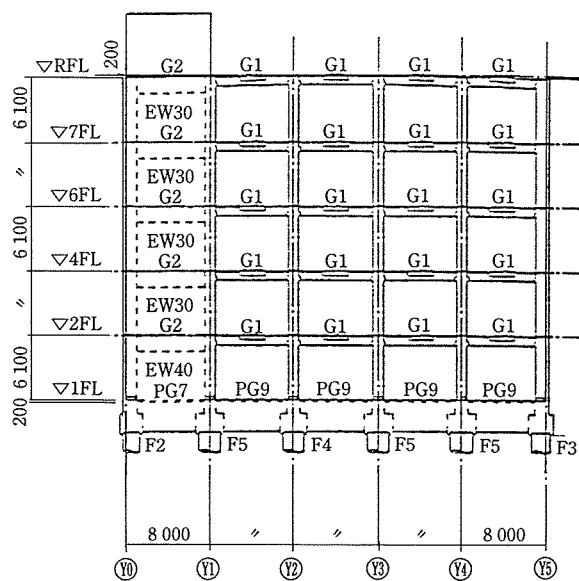


図-3 X 15 通り軸組

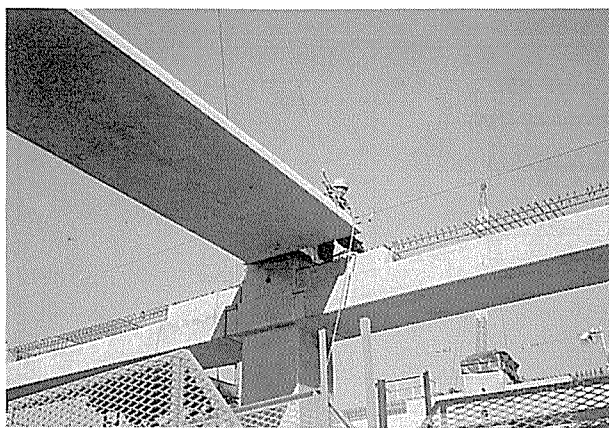


写真-4 KS床板施工状況

本建物の竣工全景を写真-1に示し、自立性設置状況を写真-2、大梁施工状況を写真-3、KS板の施工状況を写真-4に示した。

2. 建物概要

工事名称：平成5年度芝浦内貿3号上屋新築工事

工事場所：東京都港区海岸3丁目26番地

建築主：東京都、秋元運輸倉庫（株）、新興運輸倉庫（株）、丸全昭和運輸（株）、東京国際埠頭（株）

設計監理：東京都港湾局港湾整備部施設建設課

委託監理：株式会社 創元設計

施工：フジタ・銭高・富士工・丸磯建設共同企業体

PC施工：黒沢建設株式会社

工期：平成5年12月17日～平成7年8月末日

建築面積：10 326.22 m²

延べ面積：40 598.80 m²

構造：RC造、PC造併用（一部S造）

柱、大梁、スラブ……PC圧着工法

耐震壁………在来RC構法

壁、梁………PC構法

基礎：アースドリル構法（拡底杭）、頭部鋼管巻鉄筋コンクリート杭使用、支持層GL-25 m

階数：倉庫棟地上5階、事務棟S造部地上7階

軒高：GL+30.70 m

最高部高：GL+34.50 m

本建物の配置および基準階平面を図-1、基準階梁伏を図-2、X15通り軸組を図-3に示す。

3. 構造設計

3.1 構造概要

床荷重 3.0 tf/m² (29.4 kN/m²) の倉庫棟の計画に際し、従来よりRC造無梁版構法が一般的なものとなっていたが、紙倉庫の性格上、将来発生するであろう構造ひび割れを予測して、でき得る限り回避したいとの要望により本建物設計を実施した。

軒高 30.70 m の中に5層分の均等階高を確保することと梁せい 90 cm 以内の架構を形成する条件で、階高 6.1 m が決定された。8 m グリッドスパンでの高積載

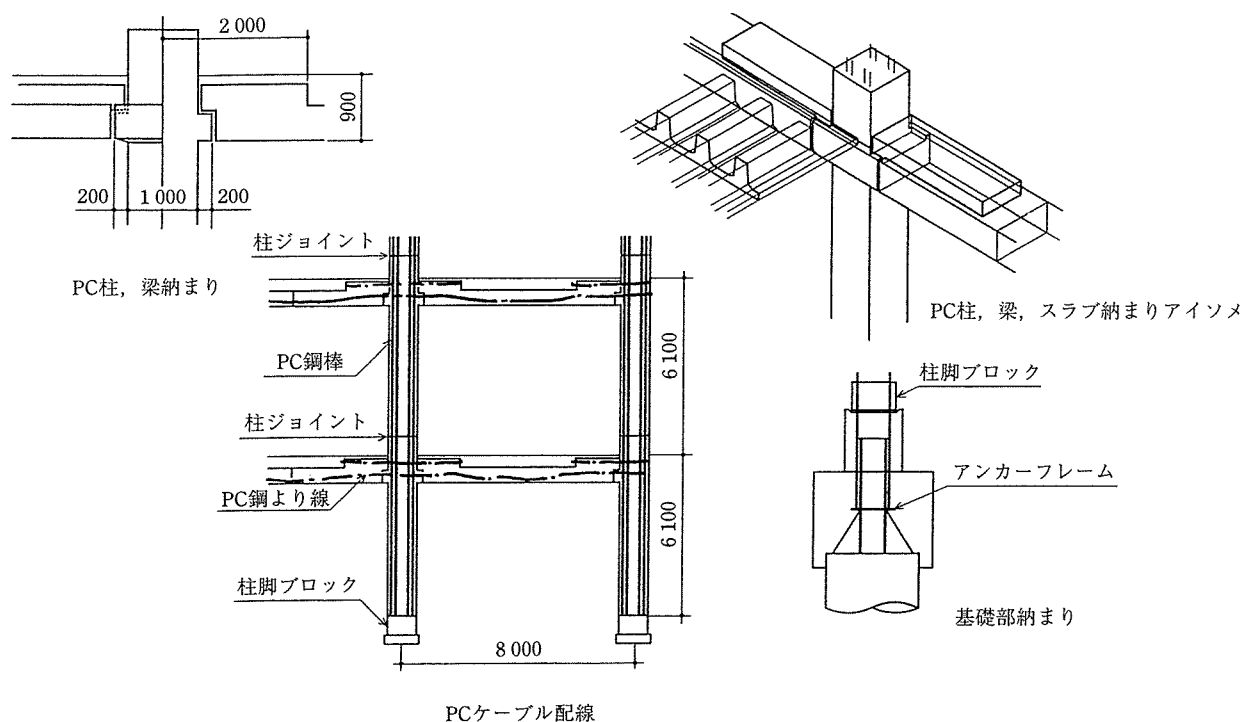


図-4 各部納まり

位 置	端 部	中 央	全 断
断 面			
2 階	1 次ケーブル 糸: 2C-12本×12.7φストランド		
	2 次ケーブル ⊕: 4C-12本×12.7φストランド	⊕: 2C-12本×12.7φストランド	⊕: 4C-12本×12.7φストランド
	ト ッ プ 筋 5-D19	5-D19	3-D19
	上 端 筋 5-D16	5-D16	—
	下 端 筋 5-D19	5-D19	3-D19
	スターラップ □-D13@100	□-D13@100	□-D13@100
	腹 筋 —	—	10-D13
	備 考		

図-5 PCa 大梁断面および壁梁

荷重、高階高の建物のため、全水平地震荷重に対して一辺 40 m にブロック化された現場打ちの外周および内部耐震壁により抵抗させた。長期荷重には梁せい 90 cm の薄型大梁を有する PCa 圧着架構を一方方向に走らせ、PC 合成床版である KS 床板を直角方向に配する、単純で合理的な工業化架構を実現させた。これにより、内部足場は一切不要となりトッピングコンクリートと耐震壁の現場打ち RC 部の各階施工ステージを円滑に立ち上げることを可能とした。各部の納まりを図-4、PCa 大梁断面および壁梁を図-5 に示した。

3.2 PCa 圧着架構の仕口部

柱コーベル受けの標準的圧着架構の仕口部であるが、端部の現場 2 次ケーブルの配線は長期積載荷重に対応しており、在来フラットスラブ構法のキャピタル内の配筋およびアンボンドケーブル配線に比して、単純明解な納まりとなっている。

3.3 KS 床 板

床スラブはトッピングコンクリート 12 cm 打設による合成床版として設計した。図-6 に断面構造を示す。KS 床板は一方方向性スラブとして設計したが、合成後の端部上端鉄筋配筋は曲げ引張りによるひび割れ防止を十分に考慮し、現場におけるフォークリフト走行による実物実験により安全を確認した。なお、合成床版の間隙部分を電気設備配管空間として利用した。

3.4 現場打ち RC 耐震壁

壁厚 70 cm～30 cm でコンクリート強度 $F_c=350$ kgf/cm² (34.3 MPa) の現場打ち RC 耐震壁を、いかに効率よく施工するかが最大の課題であった。鉄筋のユニット化と足場付きの大型鋼製パネル型枠の採用によって、コンクリートの打設を容易にした。図-7 に足場付き鋼製大型型枠の施工順序を示す。

設計上、耐震壁付きラーメン架構にも地震力の 30%

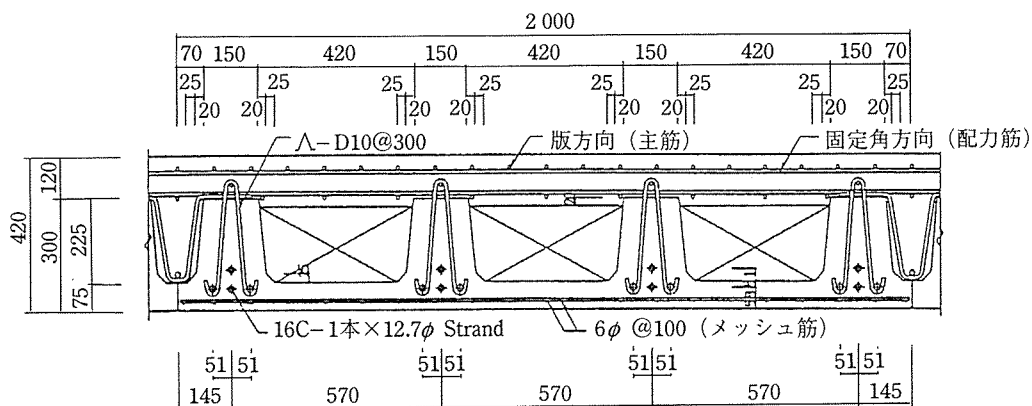


図-6 KS 床板

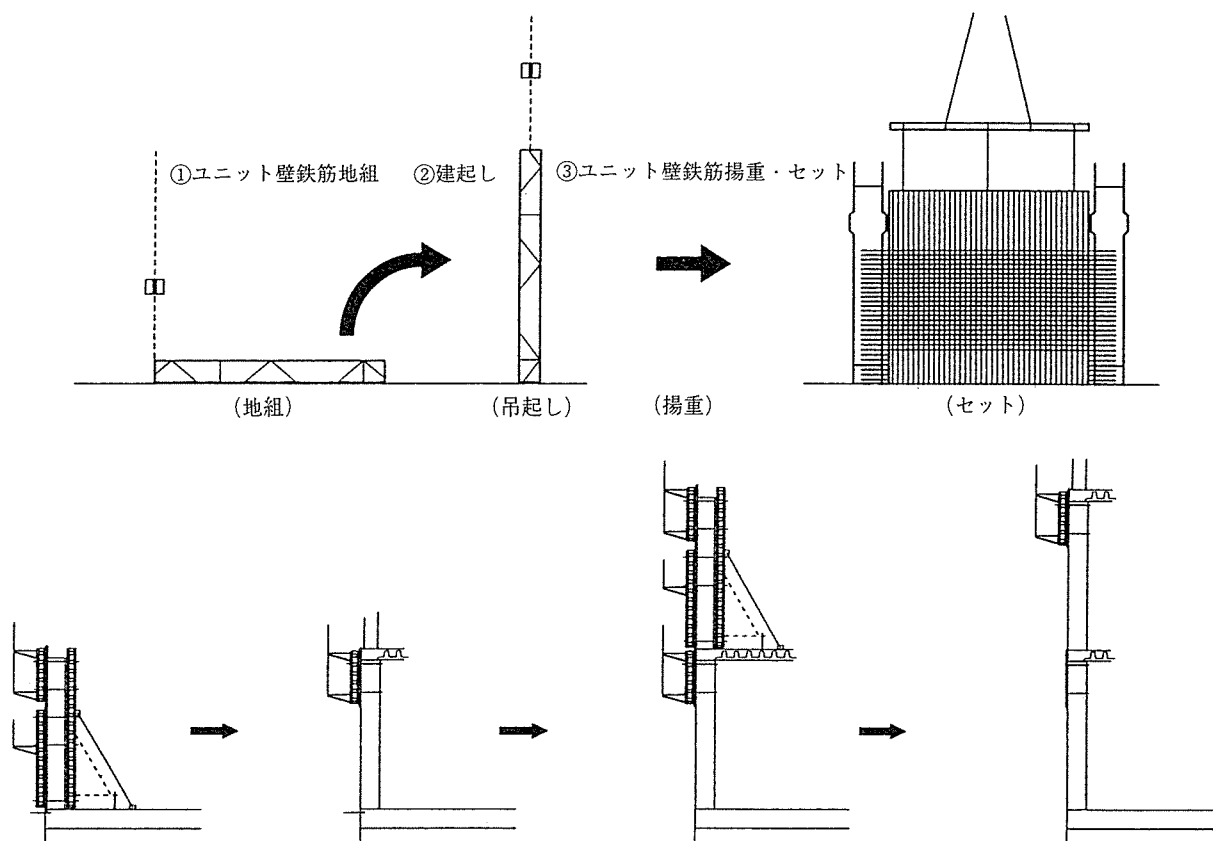


図-7 足場付き鋼製大型型枠施工順序

以上を負担させるために、各階の耐震壁上側を梁せい2 mの現場打ちPC構造壁梁とし、現場引き緊張力を導入した。これにより、耐震壁にも平均 15 kgf/cm^2 (1.47 MPa) 程度の圧縮力が導入されることになり、将来耐震壁のひび割れ発生防止の一助とした。

3.5 自立柱の継手

100 cm 角の柱を8本のPC鋼棒 32ϕ で、各階で圧着接合し自立させる。ライナー（鋼製プレート $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$ ）をセットして接着剤により建入れの高さ調整をするが、柱継手部の安全性を実験により再確認した。

4. PCa 部材および製作

PCa 部材は黒沢建設（株）の関連会社である（株）ジェー・ピー・シー苫小牧工場において、平成6年4月15日から12月25日まで全部材の3238ピース、総容

積 $9\,634 \text{ m}^3$ を製作完了した。表-1に各部位の数量とコンクリート容積を示す。これらの部材は東京都による品質管理検査システムの厳格な指示にしたがい、PCa部材の製作と現場渡しのチェックが行われた。

5. 施 工

実施工程を図-8に示す。建物全周に仮設道路を設け、建方は400 tクローラークレーンを長手方向前正面に2基、後方側面に同150 t、2基の計4基の設置で行った。工区は倉庫棟を4工区、S造事務棟を1工区の計5工区とし、倉庫棟と事務所棟を同時並行施工とした。無足場の自立PCa架構を、在来構法のRC耐震壁とトッピングコンクリートで仕上げていく1層ごとの工程を取り、施工サイクルは24日であった。施工順序を図-9に示す。

2次の構造材の小梁、バルコニー、庇、換気フード、ペントハウス、屋上防水パラペット等の部材をPCa化もしくはGRC化してプレキャスト化を図り、将来の工業化構法の布石とした。合成床版と現場打ち耐震壁を受けるPCa小梁のせん断伝達用シヤー鉄筋は、壁やトッピングコンクリートに十分に入れ込み、定着に注意を払い、架構の一体化を考慮した。使用材料は工場と現場に分けて表-2、表-3に示す。

表-1 PCa 部材の種類、数量とコンクリート容積

部 位	数量（本）	コンクリート容積（ m^3 ）
柱調整ブロック	132	79.2
柱	660	4 047.6
大梁	582	1 940.3
KS板、DT板	1 864	3 567.4
合 計	3 238	9 634.5

◇工事報告◇



图-8 实施工程

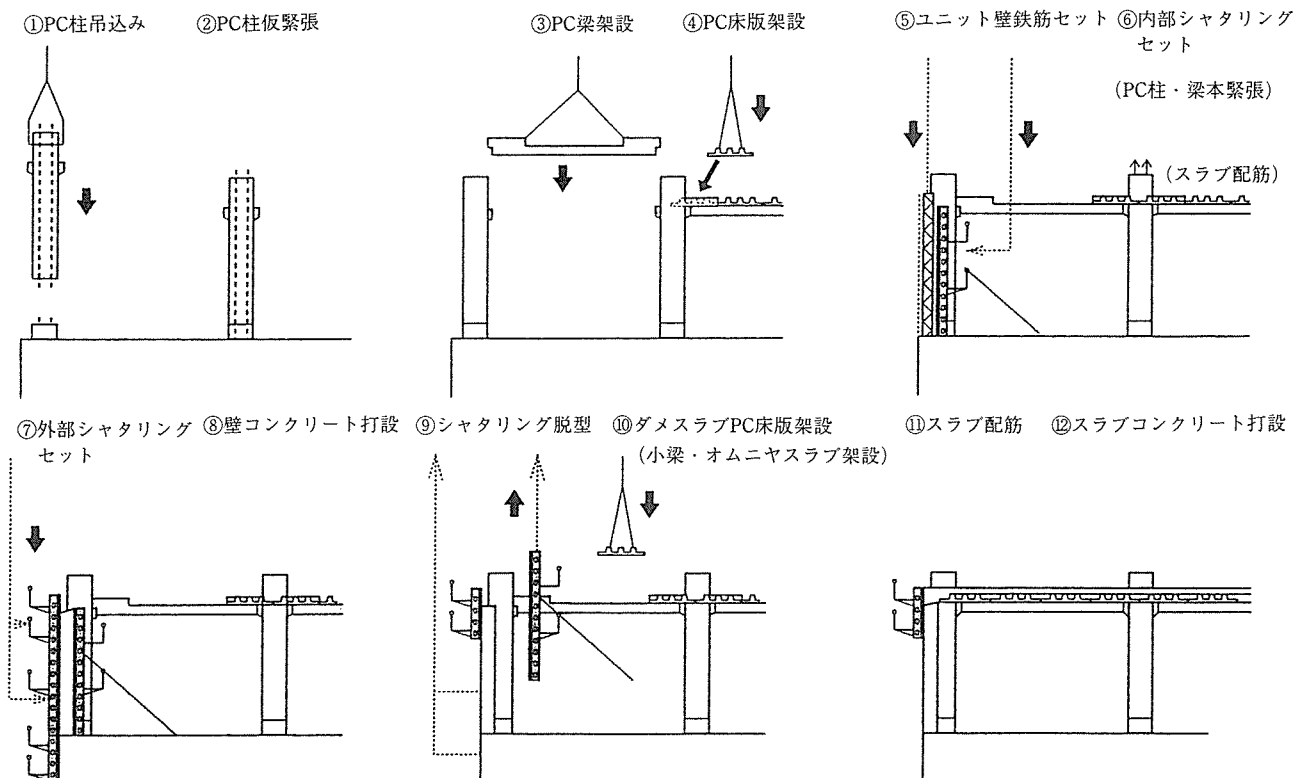


図-9 躯体施工 24 日サイクル

表-2 使用材料（工場）

使用材料	仕 様	使用箇所
コンクリート	$F_c=500 \text{ kgf/cm}^2$ (49.0 MPa)	柱、梁、KS板、DT板
鉄 筋	D 16 以下 D 295 A, D 19 以上 D 295 B	
PC鋼より線	$\phi 12.7$, SWPR 7 B	梁、KS板、DT板

表-3 使用材料（現場）

使用材料	仕 様	使用箇所
コンクリート	$F_c=300 \text{ kgf/cm}^2$ (29.4 MPa) $F_c=350 \text{ kgf/cm}^2$ (34.3 MPa) $F_c=210 \text{ kgf/cm}^2$ (20.6 MPa)	基礎・地中梁 耐震壁・トップコン 事務所棟
モルタル	$F_c=350 \text{ kgf/cm}^2$ (34.3 MPa)	柱・梁接合部
鉄 筋	D 16 以下 SD 295 A D 16 以上 SD 295 B	梁、KS板、DT板
PC鋼より線	$\phi 12.7$, SWPR 7 B	大梁2次ケーブル、壁 梁
PC鋼棒	$\phi 32$, B種1号, SBPR 95/110	柱鋼棒

6. 柱接合部の検証実験

6.1 目 的

2つのプレキャストの鉄筋コンクリート柱材を接着目地を介して一体化する。その作業過程で高さの水平調整をするために鋼製のライナーを使用する。

したがって、接着目地としてエポキシ樹脂を使用しているけれども、鉄筋コンクリートの剛性に比べて1/10以下の剛性のエポキシ樹脂を使用して一体化がはかれるかどうかという疑問が生じる。土木用部材としてのPCブロックの圧着方法で使用した実績は古くからあるが、建築分野では実績はあっても検証した報告が見当たらない。また、高さ調整のための鋼製ライナーを使用しているが、これによって応力集中をしてひび割れ事故を生じないかどうか、モデル供試体を作成し、接着目地の特性とライナー厚さの影響についての検証をする。

柱材は鉄筋コンクリートとし、接着剤にはエポキシ樹脂とセメント系無機質材を用い、使用コンクリートは $F_c=500 \text{ kgf/cm}^2$ (49.0 MPa) 以上として実験を行う。

6.2 実験概要

- 1) 日 時：平成7年4月22日～平成7年7月21日
- 2) 場 所：福島県須賀川市大字森宿字うつろ田
13-2 黒沢建設(株)福島工場
- 3) 実験内容：モデル供試体の圧縮試験

(1) 実大柱の仕様

実大柱の断面寸法を図-10に、以下仕様を示す。

- ① 柱の断面 100 cm×100 cm, 柱の長さ 6.10 m
- ② 鋼製ライナー 5 cm×5 cm, 4ヵ所, 厚さ 2.0

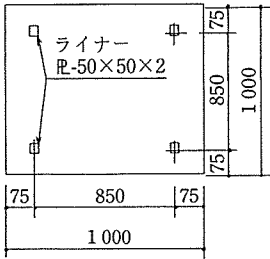


図-10 実大柱の断面寸法

mm, 2枚使用して最大 4.0 mm

- ③ コンクリート強度 $F_c=500 \text{ kgf/cm}^2$ (49.0 MPa) 以上
- ④ 骨材最大寸法 25 mm
- ⑤ PC鋼棒 $\phi 32$ mm, 8本
- ⑥ 異形棒鋼 D 16 mm, 16本
- ⑦ 目地厚さ 4.0 mm
- ⑧ 軸力は設計荷重 $P=1061.3 \text{ tf}$ (10 407 kN)

(2) モデル供試体の仕様

実大構造物の柱について次元解析をした縮小モデルを用いる。図-11に示したように、中央部を接着剤で接続した 300 mm の短柱を考える。次元解析として変形量 Δl を求めるものとする。物理量はたわみ Δl , 軸力 P , 柱の長さ l , 柱の剛性 EA の4個 ($n=4$) となり、物理量4個の間にある式(1)を求めることになる。

$f(\Delta l, P, l, EA)=0$ (1)

基本量 m は長さ L と力 F の2つである。変数の次元に関するマトリックスを作ると式(2)となる。

$$\begin{matrix} \Delta l, P, l, EA \\ L \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \end{matrix}$$
(2)

Δl について関係を求める変数 Δl の指数が任意に(1として)選べるように Δl 以外の2列、 l と P のできる行列式をとると、式(3)となる。

$$\begin{vmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = 1 \neq 0$$
(3)

マトリックスは基本量 $m=2$ であり、無次元積 Π の数は $n-m=4-2=2$ となる。 $\Delta l, l, EA$ の指数は任意に選

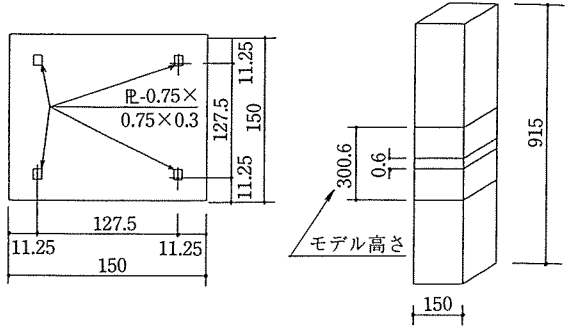


図-11 モデル供試体の断面および概要

◇工事報告◇

べるからいずれも 1 とおくと、無次元積は次式となる。

$$\Pi_1 = P^x \cdot l^y \cdot \Delta l$$

この次元 $[F]^x [L]^y [L]$ が無次元になるためには次式が成り立つ。

$$L \text{ について, } y+1=0, \therefore y=-1$$

$$F \text{ について, } x=0$$

$$\therefore \Pi_1 = \Delta l / l \dots\dots\dots (4)$$

$$\Pi_2 = P^x \cdot l^y \cdot EA$$

$$\therefore [F]^x [L]^y [F]$$

$$L \text{ について, } y=0$$

$$F \text{ について, } x+1=0, \therefore x=-1$$

$$\therefore \Pi_2 = EA / P \dots\dots\dots (5)$$

Π_1, Π_2 から求める関係式は式 (6) となる。

$$f(l/\Delta l, P/(EA)) \dots\dots\dots (6)$$

無次元積を求め、 Δl についての陽関数表示をすると次のようになる。

$$\Delta l = l \cdot P / (E \cdot A)$$

実物の縦、横、長さ（高さ）とも $1/i$ のモデルで実験する場合を考える。 E は実物もモデルも変わらないものとし、 A は $(1/i)^2$ 、 P は $1/i^2$ となって初めて相似となる。また $l/\Delta l$ については l が $1/i$ となるから、 Δl も $1/i$ となれば相似となる。 $i=6.6$ として縮小モデルの寸法を算定すると図-11 となる。

実験設備の関係で、長柱としての実験が実施できないことから、モデル柱の高さ方向に約 300 mm の短柱を取りだして実験を行う。モデル供試体の種類および数量は表-4 に示すとおりである。なお、鋼製ライナー厚さは表-4 に示すとおりである。

表-4 モデル供試体の種類および数量

種 類	供試体 番 号	寸 法 cm×cm×cm	数量	摘 要
一体成型	1-1	15×15×30	3 体	ライナー なし 一体成型
	1-2			
	1-3			
標準型 エポキシ 樹脂接着	2-1	15×15×15	2 体	ライナー 0.3 mm 4 枚
	2-2			
エポキシ 樹脂接着	3-1	15×15×15	3 体	ライナー 0.6 mm 4 枚
	3-2			
	3-3			
セメント 系無機質 接着	4-1	15×15×15	3 体	ライナー 0.3 mm 4 枚
	4-2			
	4-3			
"	5-1	15×15×15	3 体	ライナー 0.6 mm 4 枚
	5-2			
	5-3			

表-5 標準調合

骨材最大 寸 法 (mm)	スラン プの 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	水 セ メント 比 W/C (%)	絶 対 細 率 S/A (%)	単位水量 W (kg)	単位セ メント 量 C (kg)	細 骨 材 S (kg)	粗 骨 材 G (kg)	減 水 剤 (kg)
15	6±1.5	2.5±1	34	45	161	468	785	972	4.68

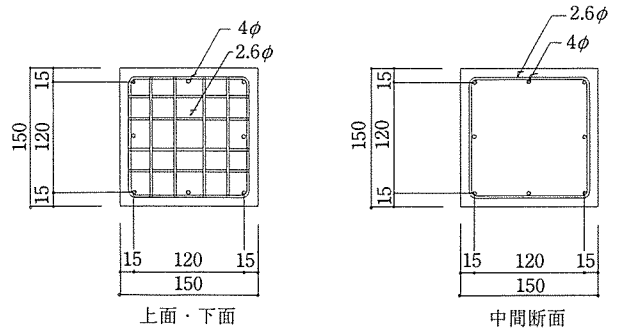


図-12 モデル供試体の配筋

は 0.3 mm と 0.6 mm 各 1 枚を使用し、2 種類とした。また、モデル供試体の平均目地幅は表-6 に示す。

(3) モデル供試体の鉄筋仕様

モデル供試体は、設計基準強度 500 kgf/cm² (49.0 MPa) のコンクリートを使用し、端部の破壊を防止するために図-12 のような鉄筋を配した。

(4) 使用材料

① 柱

モデル柱に使用したコンクリートの調合は表-5 に示すとおり。

② 目地材

モデル供試体の接着剤としてエポキシ樹脂のペースト状のものを使用し、そのほかにセメント系無機質接着材を用いる。目地材として圧縮強度 500 kgf/cm² (49.0 MPa) 以上とする。

③ ライナー

鋼製ライナーは 0.3 mm、0.6 mm の厚さを用い、材質は SS 400 相当品である。

(5) 測定内容

軸力（荷重）と変位、破壊荷重

(6) 使用機器

ノギス、デジタル測定機、パソコン、記録機、万能試験機 (100 tf, 981 kN 以上)、差動トランス型変位計

6.3 実験方法

(1) モデル供試体の作成方法

モデル供試体は 15 cm×15 cm×15 cm のコンクリートブロックを 2 体、所定の目地幅で一体化した後に万能試験機の上下の載荷板の間に差動トランス型変位計を取り付け、電氣的に間隔の変位量を測定する。

(2) 一体成型モデル供試体の作成方法

モデル供試体は 15 cm×15 cm×30 cm の一体型で、(1) の供試体と同様に計測する。

(3) 加圧方法

予備载荷として 2 (19.6), 4 (39.2), 6 (58.8), 8 (78.5), 10 tf (98.1 kN) と上昇し, 8 (78.5), 6 (58.8), 4 (39.2), 2 (19.6), 0 tf (kN) と戻して, 次に本载荷を行う。本载荷は 10 (98.1) 20 tf (196.1 kN) と 100 tf (980.7 kN) まで 10 tf (98.1 kN) 刻みとし, 100 tf (980.7 kN) を超えて 5 tf (49.0 kN) 刻みで 125 tf (1225.8 kN) までとする。125 tf (1225.8 kN) で破壊しない場合には载荷を中止し, 別途に破壊荷重を得るために破壊試験を行う。

6.4 結果

(1) 一体成型モデル供試体 1-1, 1-2, 1-3

一体成型モデル供試体の試験結果は図-13 となる。

コンクリートの強度として設計基準強度 500 kgf/cm^2 (49.0 MPa) と目標強度 549 kgf/cm^2 (53.8 MPa) を超えていることから所定の強度があるコンクリートといえる。

(2) エポキシ樹脂接着によるモデル供試体 2-1, 2-2, 3-1, 3-2, 3-3

鋼製ライナー厚さ 0.3 mm でエポキシ樹脂で接着したモデル供試体 2-1, 2-2 を実線で, 鋼製ライナー厚さ 0.6 mm のエポキシ樹脂接着モデル供試体 3-1, 3-2, 3-3 を点線で, 対比するために一体成型モデル供試体の結果を○印で図-14 に示した。

応力-ひずみ曲線をみる限り, 一体成型モデル供試体に比べてエポキシ樹脂接着モデル供試体の平均値はほぼ等しく, 両供試体の差異は認め難い。ばらつきの程度は鋼製ライナー厚さ 0.6 mm の供試体番号 3 が一番少なく, 次に鋼製ライナー厚さ 0.3 mm の供試体番号 2, 一体成型モデル供試体が一番大きくなった。

(3) セメント系無機質接着材によるモデル供試体 4-1, 4-2, 4-3, 5-1, 5-2, 5-3

鋼製ライナー厚さ 0.3 mm でセメント系無機質接着材料で接着したモデル供試体 4-1~4-3 の試験結果を図-15 に実線で示し, 鋼製ライナー厚さ 0.6 mm とした

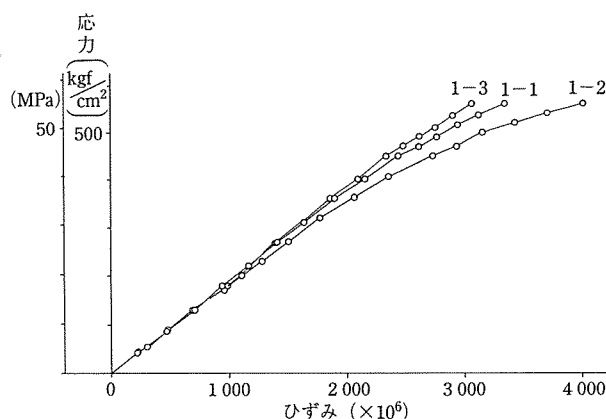


図-13 一体成型モデル供試体の応力-ひずみ曲線

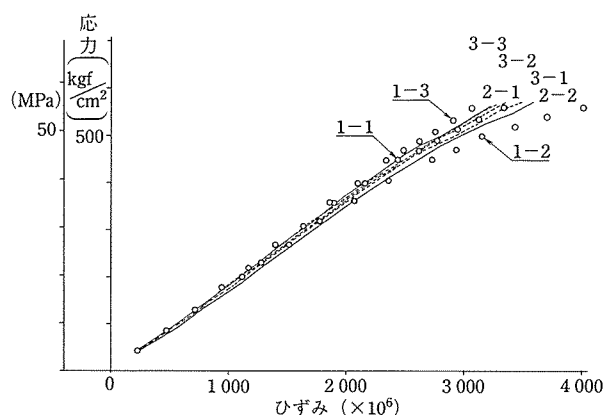


図-14 エポキシ樹脂接着モデル供試体の応力-ひずみ曲線

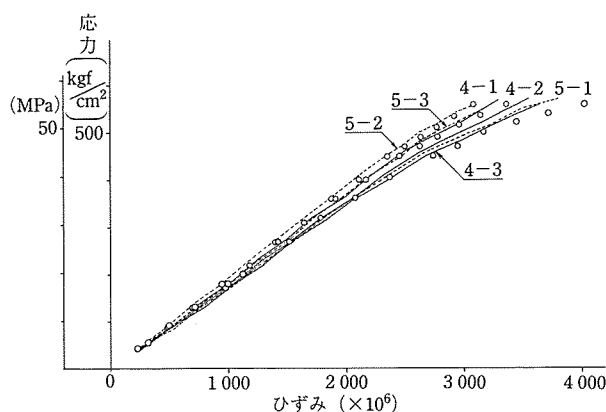


図-15 セメント系無機材料接着モデル供試体の応力-ひずみ曲線

モデル供試体 5-1~5-3 を図では点線で示した。対比するために一体成型モデル供試体の結果を 1-1, 1-2, 1-3 として○印で示した。

応力-ひずみ曲線でみる限り, 鋼製ライナー厚さ 0.6 mm のモデル供試体番号 5 が点線で示され, 一番応力度が高く, 次に一体成型モデル供試体, 鋼製ライナー厚さ 0.3 mm のモデル供試体 4 は一番応力度が低くみられるが, 一体成型モデル供試体との差は少ない。なお, 表-6 の柱材の平均強度でみると, 一体成型モデル供試

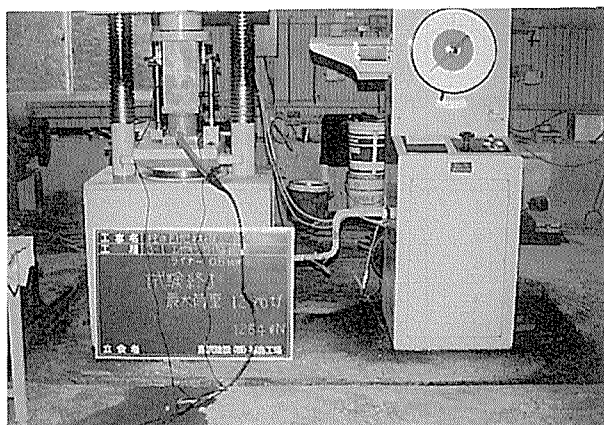


写真-5 エポキシ樹脂接着ライナー厚さ 0.6 mm 試験状況



写真-6 一体成型モデル供試体破壊状況

体、モデル供試体 4、モデル供試体 5 の順となった。図-14 のエポキシ樹脂で接着したモデル供試体 2、3 よりモデル供試体 5、4 のばらつきの程度は大きいといえるが、平均値の差異は認められない。モデル試験状況を写真-5 に、一体成型モデル供試体の破壊状況を写真-6 に示す。

6.5 考 察

(1) 鋼製ライナーの影響

鋼製ライナーの厚さの影響をみるために各供試体のライナー厚さと最大荷重と柱材の強度を計算してまとめると表-6 となる。

最大荷重、柱材の強度と鋼製ライナー厚さとの試験結果を比較してみるとエポキシ樹脂接着では鋼製ライナー 0.3 mm より 0.6 mm の方が強度が高く、セメント系無機質接着材料では鋼製ライナー 0.3 mm より 0.6 mm の方が低くなった。

これらの結果から判断すると鋼製ライナー厚さによる差異は発生していないことが分る。

(2) 接着剤による影響

接着剤の特性効果を一体成型モデル供試体の挙動と比較して検討する。図-14、15 の応力-ひずみ曲線を見る

限りでは両者に大きな差異はみられなかった。一体成型モデル供試体の応力-ひずみ曲線と同程度のばらつきの状況であったのがセメント系無機質接着材料で、エポキシ樹脂接着の場合にはその程度は小さい。最大荷重では一体成型モデル供試体に比べて、エポキシ樹脂接着供試体は若干高く、セメント系無機質接着材料供試体では若干低くなったけれども、それぞれ柱材の設計基準強度と目標強度とを満足した。

6.6 結 び

実大の 1.0 m × 1.0 m の断面の目地厚さ 0~9 mm、鋼製ライナー厚さ 0~4 mm の寸法をモデル化して 15 cm × 15 cm の断面、目地厚さ 0~1.35 mm のライナー厚さ 0.3 mm および 0.6 mm に相当するものとして確認した結果は、①鋼製ライナーに起因する応力集中による局部破断は生じなかった。また、鋼製ライナーの有無や厚さによる差異は発生しなかった。そして、②各供試体とも一体性のある破壊性状が得られた。③接着剤による影響は、エポキシ樹脂およびセメント系無機質接着材料による差異は全くみられなかった。

なお、実大柱の設計荷重が 1 061.3 tf であるのに対し、表-6 の最大荷重の一番低い値を用いて実大柱に置き換えると $P=128.552 (6.6)^2=5\,713.4\text{ tf}$, $\therefore 5\,713.4/1\,061.3=5.4$ 倍程度の結果が得られたことになる。

6.7 結 語

柱の実大構造物を次元解析してモデル供試体に変換して実験を行った。特に、試験機の性能から長柱の曲げの影響を無視して、短柱として評価する実験を行った。結果は、鋼製ライナーの厚さによる差異とエポキシ樹脂、セメント系無機材料による接着には明らかな差異は生じなかった。

これらの結果が今後の PC 圧着工法の柱接合に利用できるものと考えられる。

表-6 各供試体の最大荷重と柱材の強度

供試体	番 号	ライナー厚さ (mm)	最大荷重 (tf)	供試体断面積 (cm ²)	供試体目地幅 (mm)	柱材の強度と平均強度 (kgf/cm ²)	
一体成型	1-1	0	138.274	227.49	—	607.8	=59.8 MPa (1.00)
	1-2		128.552	227.92	—	564.0	
	1-3		150.918	228.95	—	659.2	
エポキシ 樹脂接着	2-1	0.3	153.773	226.51	0.76	678.9	=61.2 MPa (1.02)
	2-2		147.655	226.11	0.79	568.3	
	3-1	0.6	147.655	226.78	0.94	651.1	=63.9 MPa (1.07)
	3-2		138.681	226.72	0.88	611.7	
	3-3		157.036	226.50	1.05	693.3	
	4-1	0.3	147.247	227.37	0.78	647.6	=59.3 MPa (0.99)
セメント 系無機材 料接着	4-2		132.947	227.03	0.78	585.6	
	4-3		132.563	227.92	0.81	581.6	
	5-1	0.6	129.068	226.97	0.90	568.7	=57.9 MPa (0.97)
	5-2		141.944	227.33	0.80	563.8	
	5-3		144.596	226.71	0.74	637.8	

7. 公 的 検 査

PCa 圧着工法の工場製作ならびに現場施工にともなう公的検査は次のとおりであった。

7.1 PCa 部材工場製作

(財) 東京建築防災センターの確認を受けた計画調査表により試練りを行い、所要の性能を確認する。

同センターにおいて計 108 回のコンクリート圧縮強度試験の結果は $F_c=633\sim790 \text{ kgf/cm}^2$ (62.1~77.5 MPa) であり、回数は 100 m^3 (以内) 当たり 1 回として行った。

7.2 グラウト

圧縮強度 $F_c=200 \text{ kgf/cm}^2$ (19.6 MPa) の目標値に対して、確認試験回数 15 回で $F_c=551\sim587 \text{ kgf/cm}^2$ (54.0~57.6 MPa) の結果を得た。

7.3 目地モルタル

圧縮強度 $F_c=500 \text{ kgf/cm}^2$ (49.0 MPa) の目標値に対して、確認試験回数 15 回で $F_c=588\sim660 \text{ kgf/cm}^2$ (57.7~64.7 MPa) の結果を得た。

7.4 接着剤 (エポキシ樹脂)

柱目地部モデル実験を 2 回実施し、圧縮強度 $F_c=500$

kgf/cm^2 (49.0 MPa) の目標値に対して、 $F_c=655\sim675 \text{ kgf/cm}^2$ (64.2~66.2 MPa) の結果を得た。

8. お わ り に

現場施工を工業化とすることによる品質管理、産業廃棄物の発生防止、安定した工程管理と安全対策等を勘案すると建築施工における PCa 構法に寄せる期待は、21 世紀を目前にしていますます大きいものがある。本工事は東京都の発注による公共的な性格を付与された例であったが、監理上の高強度コンクリートの取扱いおよび製品管理、施工管理に渡り日本建築学会「建築工事標準仕様書」(JASS5, JASS10) では規定できない多くの問題点が散見された。そのつど、東京都港湾局の監督員との協議をして指導して頂くこととなったが、PCa 軸組構法の監理基準の整備、統一化の必要な時代を迎えたことも痛感された。

工事報告を終るにあたり本工事の設計、施工にご協力頂いた関係各位ならびにご指導賜りました方々に心より御礼申し上げる次第である。

【1996 年 3 月 4 日受付】