

「東洋大学 125 周年記念館」の設計・施工

— 免震と組み合わせた PC 圧着, PCaPC 構造の計画 —

村上 博昭*1・小野 潤一郎*2・山田 克浩*3・妹尾 正和*4

大学創立 125 周年を記念して計画された建物において、かぎられた工期のなかで高耐久・長寿命かつ自由度の高い構造として、PC 圧着工法を用いた PCaPC 構造を免震構造と組み合わせる計画を行った。自由度の高い空間を得るために PC 床版を採用し、力学合理性や施工性だけでなく、意匠性、設備機能性にも配慮した三位一体の建築として計画した。

キーワード：PC 圧着工法, PCaPC 構造, 免震構造

1. はじめに

東洋大学は 1887 年（明治 20 年）に創設された東京都文京区に本部をもつ大学である。2012 年に創立 125 周年を迎えるにあたり、その記念建物として計画された。

石とガラスを対比的に使い分けることでシンボル性と繊細な表情がバランスする外観デザインを基本コンセプトとし、キャンパス正面にふさわしく、建学の精神である「哲学の門」を表現した外観として計画した（写真 - 1）。

計画においてもっとも重要視されたのは工期である。創立 125 周年の記念日に合わせて竣工することが建築主の第一要望であった。既存建物解体から竣工までの期間が非常に短いなかで、適切な構造計画が必要であった。

本建物の構造計画における課題を以下に示す。

- 1) 工期短縮（既存解体～竣工まで 19.5 ヶ月）が可能であること
- 2) 将来の用途変更に対応可能な自由度の高い空間を持ち、高耐久・長寿命の建築であること
- 3) 創立 125 周年の記念建築にふさわしいシンボリックで重厚感のある外観を実現すること

上記の 1) ～ 3) の課題に対して、「PCaPC による免震構造」+「意匠性・設備機能性を兼ねた構造」によって、建築・構造・設備三位一体の建築をテーマとして計画した。ここではその設計と施工について報告する。



写真 - 1 外 観

2. 建物概要

- 建設地：東京都文京区
- 主要用途：大学
- 建築面積：3 269.10 m²
- 延床面積：18 352.69 m²
- 階数：地上 9 階地下 1 階
- 最高高さ、軒高：38.18 m, 33.58 m
- 構造：PCaPC 造（柱、梁、床版）、基礎免震構造
- 基礎：杭基礎（場所打ちコンクリート杭）



*1 Hiroaki MURAKAMI

(株) 日建設計
構造設計主管



*2 Junichiro ONO

(株) 日建設計
構造設計主管



*3 Katsuhiko YAMADA

鹿島建設(株) 作業所長



*4 Masakazu SENOU

(株) 建研 東京支店
設計部

- ・ 架 構：純ラーメン架構（桁行方向）
耐震壁付き柱梁ラーメン架構（スパン方向）
- ・ 工 期：2011.3～2012.11（19.5ヶ月）
- ・ 施 工：鹿島建設（株）、（株）建研（PC工事）

3. 建築計画

本建物は、地下1階、地上9階、延床面積約18,000㎡の学校施設である。大学創立125周年記念の建築として計画され、大学院および学部研究室、学生食堂を収容する研究棟である。

地下1階は学生食堂と大講義室があり、エントランスホールのある1階は事務室やレストランとして計画している。基準階となる2～6階は小部屋の研究室や教室および事務室が主な用途であり、7階の中央部にはレセプションホールがある。隣接する既存1号館とは、地下と地上でEXP.Jを介して接続させ、一体建築として利用できるようになっている。エントランス空間は、外光あふれる透明感のあるアトリウムとし、シャフトレスエレベーターを設けて活動的で外に開かれた大学を表現した計画となっている（写真-2）。



写真 - 2 正面（北面より）

4. 構造計画

4.1 構造計画概要

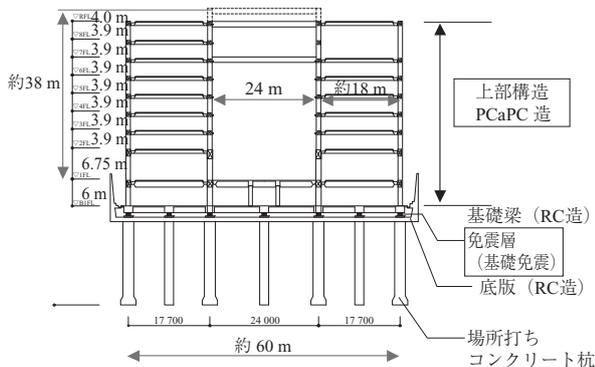


図 - 1 軸組図（東西断面）

本建物の課題に対する構造計画の方針を以下に示す。

- 1) 工期短縮
⇒ PCaPC 構造の採用（タクト工程9日/層）
- 2) 高耐久・高耐震性
⇒ 基礎免震構造の採用（免震工事に伴う施工期間増は、PCaPC 工事により解消）
- 3) 将来の用途変更に対応可能な自由度の高い長寿命建築
⇒ 免震構造により地震力を低減し、空間を遮る耐震壁を最小限に
⇒ 一方方向PC床版により、約18×30mの無柱空間（研究室・教室）を実現
- 4) 記念建築にふさわしいシンボリックで重厚な外観
⇒ 工期短縮に配慮した石打込みPC柱を採用し、重厚感のある石張り仕上げの外観を実現
（免震構造の採用により柱の変形角を小さくする）

125周年記念館は、工期短縮効果の高いPCaPC構造とした。また、部材損傷に伴うエネルギー吸収を考慮しないPC圧着工法を用いたPCaPC構造を免震構造と組み合わせることで、建物に作用する外力に対して十分な耐力と剛性をもつ構造的に合理的な設計とした。架構形式はスパン方向（X方向）を外周およびコア部に耐震壁を有する柱梁ラーメン架構とし、桁行方向（Y方向）を純ラーメン架構として計画した。基礎は杭基礎（場所打ちコンクリート杭）を採用し、GL-28m付近の東京礫層に支持させる計画とした。

明快なゾーニング計画を行うことにより、建築計画に合わせてRC耐震壁コアを建物の両端に集約配置し、約18mスパンに対しPC床版を用いることで、各階はRC壁のない大きな一室空間（約18×30m）として計画した（図-1、図-2）。

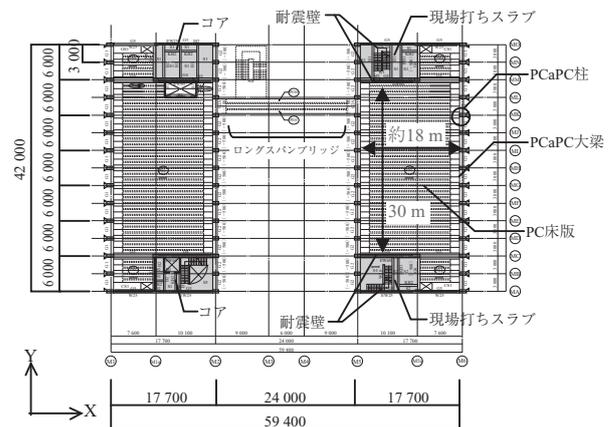


図 - 2 床梁伏図（基準階）

4.2 耐震設計方針

設計ルートは「告示免震ルート」を採用した。表-1に設計クライテリアを示す。

4.3 免震層の設計

基礎の免震部材は、天然ゴム系積層ゴム（8基）、錫プラグ入り積層ゴム（20基）、鋼材ダンパー一体型積層ゴム（8基）、直動転がり支承（16基）を使用し、免震層にバラ

表 - 1 設計クライテリア

部材	長期荷重時 (G + P)	地震荷重時 (G + P + 1.5K)
PCa 柱	長期許容応力度以下	終局耐力以下
PCa 大梁	長期許容応力度以下	終局耐力以下
耐震壁	長期許容応力度以下	短期許容応力度以下

ンスよく配置した(図 - 3)。ダンパー量は 3.9%, 免震周期は 5.5 秒, 免震クリアランスは 700 mm として計画した。

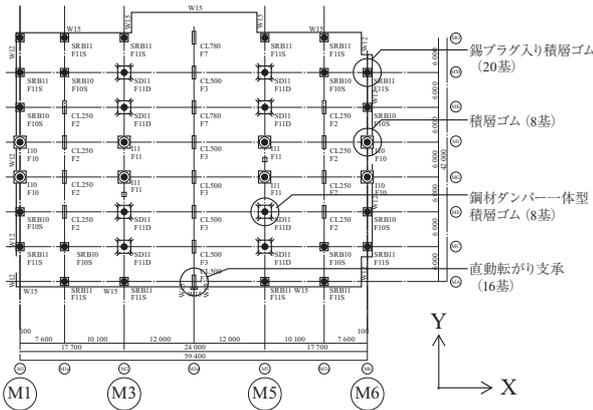


図 - 3 免震層配置図

4.4 部材設計

主架構の柱は 600 × 1200 mm (M1, M6 通り) および 600 × 1000 mm (M2, M5 通り 2 階以上), 600 × 1350 mm (M2, M5 通り 1, B1 階) の PCaPC 柱とした。

PCaPC 大梁については, L = 17.7 m の PC 床版を受ける桁行 (Y) 方向の大梁を 3 ~ R 階では幅 700 mm (800 mm) × せい 800 mm (700 mm) とした。階高の大きい B1・1 階の柱と取り合う 1・2 階大梁は 700 × 1500 mm を基本断面とし, 陸立ち柱を支持する 2 階大梁 (M2, M5 通り) は 1000 × 2000 mm とした。スパン (X) 方向の大梁は, 3 階以上を幅 600 mm × せい 800 mm (900 mm) とし, 1, 2 階を幅 600 mm × せい 1200 mm とした。

PC 床版は, 幅 1000 mm × せい 900 mm (トッピングコンクリート込) を基本断面とし, スパン 17.7 m を無柱空間として計画した。トッピングコンクリートは 120 mm 厚で計画し, 両端の耐震壁まで地震力を伝達できる十分な厚さを確保した。機械室や便所, 階段などの開口が多いコア部分の床は, 施工性に配慮し, 現場打ちコンクリートスラブ $t = 150 \sim 200$ mm とした。耐震壁は十分な剛性と耐力を確保するため 300 ~ 600 mm 厚とし, 納まりや施工性やコストに配慮して現場打ちコンクリートとして計画した。表 - 2 に使用材料一覧を示す。

4.5 プレキャスト部材の設計

(1) PC 床版

PC 床版は, ST 版として設計した。将来の用途変更に対応可能な自由度の高い計画とするため, PC 床版は一方向版として 17.7 m スパンで設計し, 17.7 × 30 m の無柱空間を実現した。かざられた階高で豊かな空間を実現するた

表 - 2 使用材料

部材	コンクリート	鋼材
柱 (PCa)	$F_c = 60$ N/mm ²	SBPR1080/1230 (C 種 1 号) -26φ ~ 36φ
大梁 (PCa)	$F_c = 60$ N/mm ²	SWPR7BL-15.2φ, 12.7φ
耐震壁 (RC)	$F_c = 30 \sim 27$ N/mm ²	—
リブ付きハーフ PC 床版 (ST 床版)	$F_c = 60$ N/mm ²	PC ケーブル SWPR7BL-15.2φ
床 (RC)	$F_c = 30 \sim 27$ N/mm ²	—
トッピングコンクリート	$F_c = 30 \sim 27$ N/mm ²	—
基礎・底版・擁壁	$F_c = 27$ N/mm ²	—

め, PC 床版は天井仕上げを極力なくし現しで見せる計画とし, 工期短縮にも配慮した。PC 床版は力学的には単純梁の構造であるため, 応力 (曲げモーメントとせん断力) に忠実となるように形状を決定した。通常下に凸の形状で使用することの多い PC 床版を上凸の形状とすることで端部上端に空間を生み出し, その床下の部分を設備のダクトスペースとして有効に利用し, 構造合理性だけでなく, 意匠性・設備機能性を兼ねた床版として計画した(図 - 4, 写真 -3, 4)。

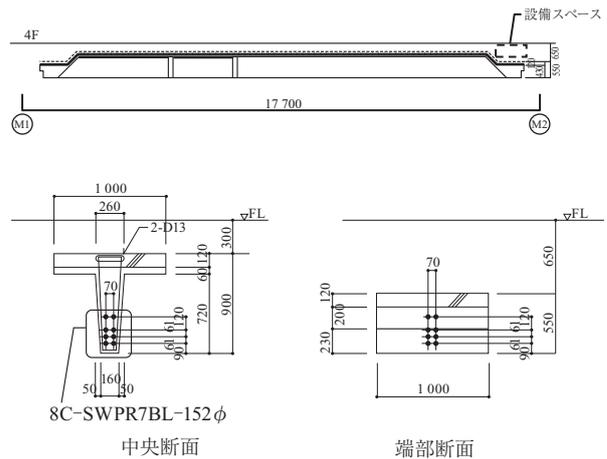


図 - 4 PC 床版詳細図

(2) 大梁一体型 PC 床版 (1 階)

地下 1 階の食堂 (M2 ~ M5 通り間) の見上げの床版には大梁一体型の PC 床版を計画した(図 - 5)。各階の床版の方向性を統一しつつ, 床版のスパン直交方向の地震力にも抵抗できるシステムとした。これは, 床版直交方向に矩形断面 (幅 1000 mm × せい 900 mm) を設け, 床版を架設後に PC 鋼材で横締め現場緊張により一体化し, その後 PC 柱を緊張することで地震力に抵抗可能な大梁一体型 PC 床版を形成した。PC 床版の幅は 1000 mm とし各階の PC 床版と同じ幅で統一し, せいは 1200 mm (トッピングコンクリート 150 mm 込) で計画した。

(3) ロングスパン PC 床版 (各階ブリッジ)

6 層吹抜けの豊かな空間が特徴的なエントランス部の吹抜けには, 2 つのブロックをつなぐ通路として長さ 23 m の PC 床版を計画した。



写真 - 3 PC床版内観（教室）



写真 - 5 ブリッジ内観

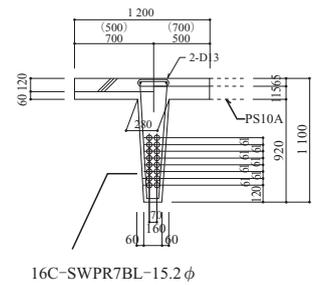


図 - 6 ブリッジPC床版断面図



写真 - 4 PC床版内観（1階）



写真 - 6 ブリッジから見る7階レセプションホール

幅 1200 mm の PC 床版を 2 枚用いた通路として計画し（図 - 6）、7 階の PCaPC 梁から吊り下げた 5 層分の鉄骨階段の水平力もこの PC 床版で処理する計画とした。PC 床版のリブを繊細な幅とするため、部材を分割することを避け、工場でのプレテンションのみで製作した。スパン方向を繊細なプロポーションとしたことによる歩行時の揺れに対しては、外装材が取り付くことによる減衰効果を考慮して計画した。外装材が取りつく前の歩行振動が取り付け後に減衰することを確認し、意匠性を兼ねた PC ブリッジを実現した（写真 - 5）。このブリッジからは、ファサードデザイン上特徴的なレセプションホールが 24 m スパンに渡り浮遊する姿を望むことができる（写真 - 6）。

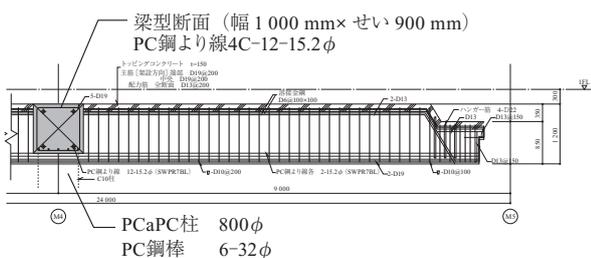


図 - 5 大梁一体型 PC 床版図

5. 石打込み PCa 柱性能確認試験

5.1 目的

本建物の柱部材は、花崗岩打込みの PCa 部材である。PCa 部材に石材を打込む工法（GPC 工法）の実績は多いが、プレストレスが導入される部材に対しての実績はほとんどない。本試験は、GPC 工法により石材を打込みした実物大の PCa 柱試験体に対して、軸力および曲げ加力を行い、石材の変形追従性能性や目地部の変化を確認するために行ったものである。

5.2 試験体概要

試験体の断面形状および諸元は、図 - 7 に示すとおりである。また、石材打込み工法の詳細を図 - 8 に示す。

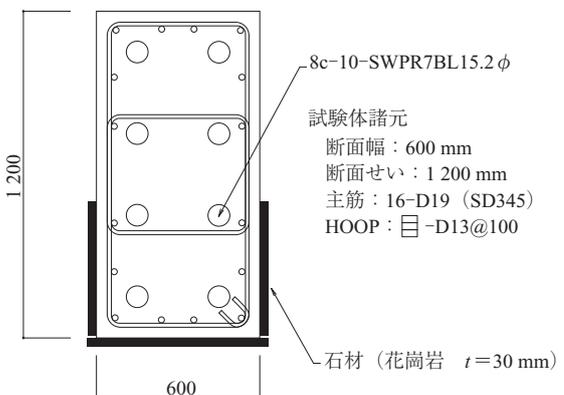


図 - 7 試験体の断面形状および諸元

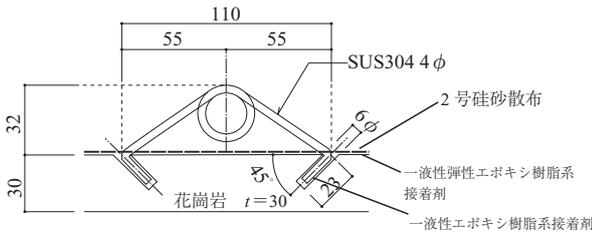


図 - 8 石材打込み工法 (GPC 工法) 詳細

試験体は実物大の石打込み PCa 柱であり、試験体長は、2 スパン + a ($L = 10\,300\text{ mm}$) とし、2 体制作した。試験体 1 は、石材の目地幅 20 mm、試験体 2 は石材の目地幅 15 mm とした。プレストレス導入時や地震時の柱の変形に対して石材が影響を受けないように、石の裏面処理として一液性弾性エポキシ樹脂系接着剤を用いた。なお、試験体のコンクリート設計基準強度は、 $F_c = 60\text{ N/mm}^2$ である。

5.3 軸力導入試験

(1) 試験概要

本試験は、コンクリートの長期許容圧縮応力度 ($1/3F_c = 20\text{ N/mm}^2$) に相当する軸力を加力して石材の追従性を確認するものである。軸力は、8c-10-SWPR7BL 15.2 mm の PC 鋼より線を緊張することにより与えた。導入力は、 $P_0 = 1\,800\text{ kN}$ /ケーブルで、合計 14 400 kN とした。PC 鋼より線の緊張は、断面中央部の PC 鋼より線から順に行った。試験体のセット状況は図 - 9 に示すとおりである。

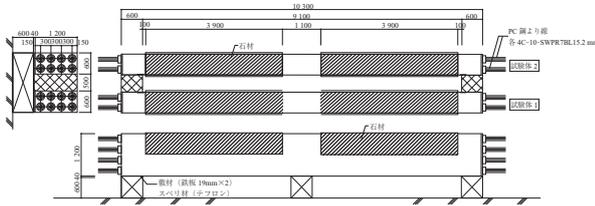


図 - 9 試験体セット状況

測定項目は、PCa 柱の軸変形、コンクリートのひずみ度、石材間の目地幅および石材のひずみ度である。石材の目地幅の計測位置は、図 - 10 に、石材のひずみ度の計測位置は図 - 11 にそれぞれ示すとおりである。なお、図 - 10 の平面図に対して、各試験体の上側面が L1、上面が L2、下側面が L3 である。

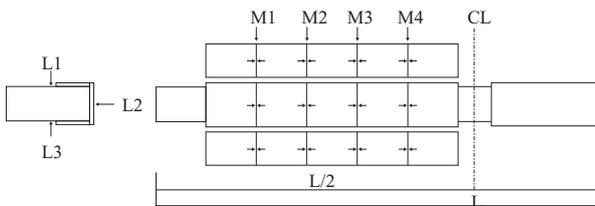


図 - 10 石材目地幅計測位置

各測定項目の計測は 2 ケーブル導入時ごとに行った。計測方法は、全長はスチールテープで、石材間の目地幅はノ

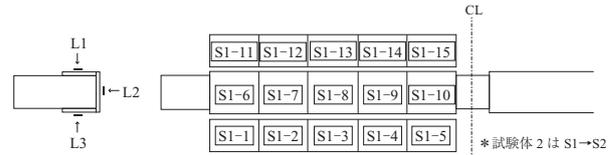


図 - 11 石材ひずみ度計測位置

ギスで、コンクリートのひずみ度は、埋込み型のひずみ計で、石材のひずみ度はひずみゲージにより計測した。

(2) 軸力導入試験結果

コンクリートの試験結果は、表 - 3 に示すとおりである。

表 - 3 コンクリート試験結果

試験日 試験体名	試験番号	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
2011/10/11 材齢 8 日 試験体 2 目地幅 15 mm	2-1	454	57.8	27.4
	2-2	466	59.3	28.2
	2-3	460	58.6	28.6
	平均	460	58.6	28.1
2011/10/12 材齢 7 日 試験体 1 目地幅 20 mm	1-1	581	73.9	29.4
	1-2	560	71.3	30.0
	1-3	557	70.9	31.4
	平均	566	72.0	30.3

軸変形 (全長) の計測結果は、試験体 1 で -7.5 mm、試験体 2 で -9.0 mm であった (L1 側面と L3 側面の平均値)。試験体 1 と試験体 2 で変形量に差が生じているが、これはヤング係数の影響と考えられる。

一方、目地幅の変形計測値は、L1・L3 側面で -0.37 ~ -0.66 mm、L2 上面では、-0.23 ~ -0.48 mm であった。目地幅の変形量を全長の軸変形量から石材間 780 mm で換算すると 0.56 ~ 0.68 mm となり、目地幅の変形量にほぼ近い数値となっている。

次に、コンクリートと石材のひずみ度の計測結果は、図 - 12 に示すとおりである。なお、ひずみ度のマイナス符号は圧縮ひずみ度を示す。

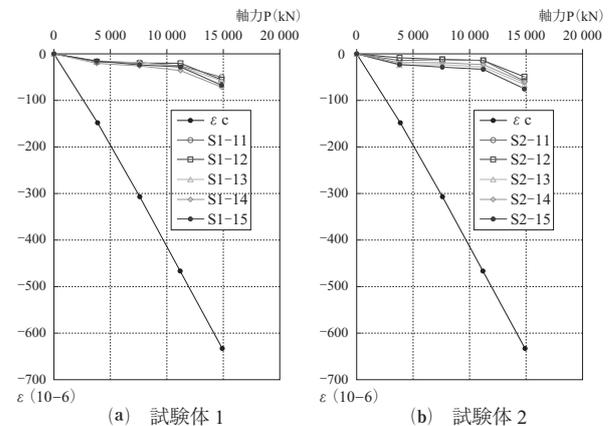


図 - 12 コンクリートと石材のひずみ度 (L3 側面)

ひずみ度の測定結果は、コンクリートのひずみ度がおおよそ -630×10^{-6} であるのに対して、石材のひずみ度は、 -100×10^{-6} 以下で 1/10 程度であった。

以上の結果より、石材の裏面処理は十分に効果があり、コンクリートの軸変形に対して石材はほとんど変形していない。

5.4 弱軸方向の曲げ試験

(1) 試験概要

本試験は、軸力導入試験での試験体を用いて、層間変位の 1/300 に相当する 1/150 の変形角を生じさせる荷重を加力して石材の追従性を確認するものである。試験体の諸元等は前述のとおりである。試験方法は、図 - 13 に示すように、先述の軸力導入試験の試験体の中央部に PC 鋼棒 2-SBPR 1080/1230 40φ を配置し、この PC 鋼棒を緊張することにより両端ピンの曲げ荷重を行った。

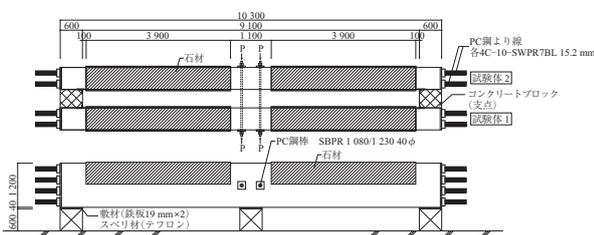
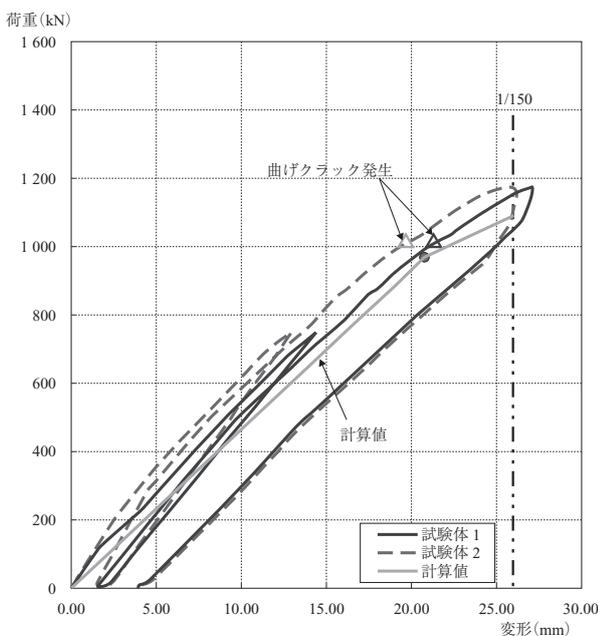


図 - 13 弱軸方向曲げ試験方法

荷重は、変形制御により行った。荷重は、緊張ジャッキのメーター値で管理し、変形は、試験体中央部および両端部支持部に設置したデジタル変位計により計測した。

(2) 曲げ試験結果

荷重 - 変形関係グラフは図 - 14 に示すとおりである。



計算値は試験体 1 について求めた
 $_{cal}M_{cr} = 2088 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $_{cal}P_{cr} = 968 \text{ (kN)}$ $R = 1/188$

図 - 14 荷重 - 変形関係グラフ

グラフより、試験体 1 と試験体 2 はともにほぼ同様の履歴を示している。載荷荷重が 1000 kN を超え、試験体 1 の変形角が 1/183 時に両試験体ともに曲げひび割れが発生した。コンクリートのひび割れ発生時に石材にひび割れ等の異常は見られず、最終変形角 1/150 まで載荷した。

曲げ載荷時の石材のひずみ度については、圧縮側ひずみ度最大値で 217×10^{-6} 、引張側ひずみ度最大値で 98×10^{-6} であった。石材に作用する引張応力度は、石材のヤング係数を 30 kN/mm^2 と仮定すると、最大で 3 N/mm^2 であり、一般的な花崗岩の引張強度 15 N/mm^2 の 1/5 程度である。

以上より、層間変形角に相当する曲げ変形を与えても石材には影響がないことが確認できた。

6. 施工概要

6.1 PCa 部材の製造

本建物では、B1F ~ RF まで耐震壁を除いて柱・梁・床のほとんどすべてが PCa 部材で構成されている。部材数量は、以下のとおりである。

- ① 柱部材：596 本
- ② 間柱部材：34 本 (B1F 階のみ)
- ③ 大梁部材：622 本
- ④ 小梁部材：26 本
- ⑤ 床部材：865 本 (ハーフ PCa)

部材数量が多いため PCa 部材は、(株)建研水口工場で柱部材の一部を、(株)建研の協力工場である昭和コンクリート工業(株)新潟工場で柱部材と梁部材を、同福島工場では床部材をそれぞれ製造した。

外部の柱部材は、前述のとおり、花崗岩打込み部材で、下層階の内部の柱部材と大梁部材は、木目模様であったため、モールドスター型枠を用いて製造した。写真 - 7 に木目模様部材を示す。



写真 - 7 木目模様部材

6.2 全体工程

表 - 4 に総合工程表を示す。本体工事の工期は、2011 年 3 月から 2012 年 11 月までの 19.5 ヶ月であった。

6.3 架設計画

図 - 15 に架設計画図を、表 - 5 に PC 工事タクト工程表を示す。

表 - 5 PC 工事タクト工程表

クレーン・日程	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1号機	M1-2	柱 18P 目地モル	養生	梁 17P G6合 目地モル	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生
	1工区		養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生
	M5-6		柱 18P 目地モル	養生	梁 17P G6合 目地モル	養生						
2号機	M1-2		柱 16P 目地モル	養生	梁 17P G6合 目地モル	養生						
	2工区		養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生
	M5-6		柱 16P 目地モル	養生	梁 17P G6合 目地モル	養生						
3号機	M1-2		柱 16P 目地モル	養生	梁 17P G6合 目地モル	養生						
	3工区		養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生	養生
	M5-6		柱 16P 目地モル	養生	梁 17P G6合 目地モル	養生						

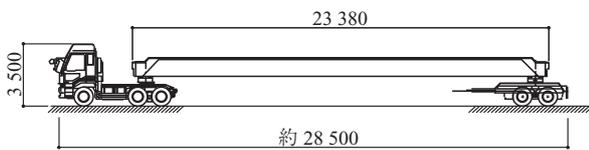


図 - 16 運搬荷姿



写真 - 9 トップライト PC 梁の架設状況



写真 - 8 ロングスパン梁の架設状況



写真 - 10 ブリッジ PC 床版の施工状況

トップライト PC 梁は、分割せずに単一部分材として製造した。床版の運搬荷姿を図 - 16 に、ロングスパン大梁およびトップライト PC 梁の架設状況を写真 - 8 および写真 - 9 に、ブリッジ PC 床版の施工状況を写真 - 10 に示す。

7. おわりに

大学創立 125 周年を記念した建物の計画において、部材損傷に伴うエネルギー吸収を考慮しない PC 圧着工法を用いた PCaPC 構造と免震構造の組合せにより、工期短縮を

図りつつ、高い耐震性能・重厚感のある外観・魅力ある建築空間をもつ建物を実現した。

最後に本建物の設計・施工を行うにあたり、多くのご指導ご協力をいただいた東洋大学の皆様に感謝の意を表します。また本工事の施工にあたっては綿密な工程計画のもとに、高品質、高精度の建物を実現した施工および製作を担当された方々に、心より御礼申し上げます。

【2012年6月20日受付】