

# 東京工業大学附属図書館新築工事

竹内 徹\*1・佐藤 英雄\*2・安田 幸一\*3

東京工業大学は2011年に創立130周年を迎え、その記念事業の一つとして新しい附属図書館を建設した。新附属図書館は地上部を開放するために閲覧室の大部分が地下に設けられ、図書の保存に適した環境を作り出すとともに、自然間接光を取り入れたアメニティの高い内部空間を実現している。また、その天井には間接照明と一体化したPC床版が使用されている。地上の自習棟はソーラーパネルルーバーで覆われた特徴的な形状をしており、施設を象徴するとともにエントランスの目印ともなっている。本稿では、同施設の概要、各部の構造設計および施工の概要について報告する。

キーワード：図書館、地下構造、変型PC床板、立体鉄骨架構

## 1. 施設の概要

### 1.1 計画の経緯

東京工業大学大岡山キャンパスは東京急行大井町線大岡山駅前に正門を有する都市型の大学施設である。関東大震災後、蔵前よりこの地に移設された1934年頃にはほぼ本館のみであった施設もその後拡充が進み、本館前には70周年記念講堂（谷口吉郎、1955年）、事務棟（清家清、1967年）、百年記念館（篠原一男、1987年）、東工大蔵前会館（坂本一成、2009年）など歴代の建築家の作品が並び、本館を望む芝生のスロープは永らく学生の憩いの場となってきた。また、2005年の本館前のプロムナード整備後は、人に優しい歩行空間が正門近くまで伸び、近隣住民も多く訪れるエリアとなっている。一方、旧附属図書館は正門の正面に位置していたが、2007年の耐震診断において耐震強度が大幅に不足し補強が困難なレベルであることが判明したため、これを取り壊すと同時に創立130周年記念事業の一環として新しい附属図書館を建設することとなった。施設の地上部状況を図-1に、施設の配置図を図-2に示す。

### 1.2 施設の構成

新しい附属図書館は正門前の本館正面の軸線上に位置



図-1 東京工業大学新附属図書館

し、そのほとんどを地下に納める計画とした。これは正門前の広場を維持し、貴重な資料を直射日光より保護する点からも有効となる。地下図書館は同様の理由により海外の多くの大学で採用されている。また学生が自習しディスカッションするための見晴らしの良い空間を軸線を避けて一部地上に設置し、本施設を象徴する建物とした。この地上部自習棟はガラスハウスと呼ばれている。図-3に施設断面図を、図-4に地上2階レベルと地下1階の平面図を示す。建物は地上3階地下2階より構成されており、延



\*1 Toru TAKEUCHI

東京工業大学 理工学研究科  
建築学専攻 教授



\*2 Hideo SATO

佐藤総合計画 本社・技術  
構造設計室 部長



\*3 Koichi YASUDA

東京工業大学 理工学研究科  
建築学専攻 教授



図 - 2 施設配置

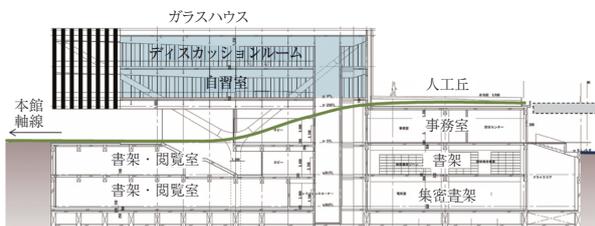
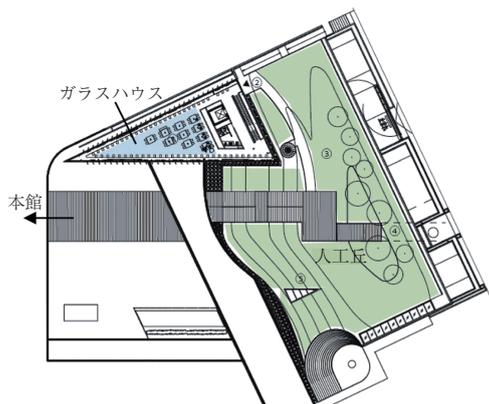
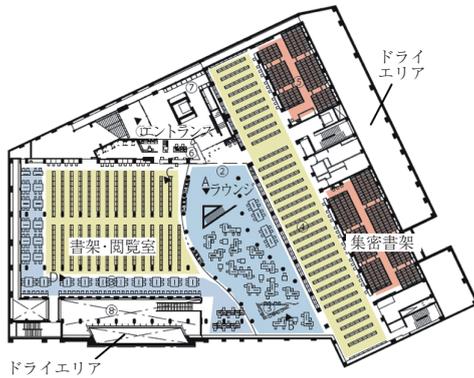


図 - 3 建物断面図



(a) GL～2階平面図



(b) 地下1階平面図

図 - 4 建物平面図

床面積 8 588 m<sup>2</sup> の内、書架室、閲覧室約 6 436 m<sup>2</sup> が地下 1～2 階に配置されている。東急線側は本館軸線に沿って緩

やかに登る人工丘が設けられ、その下には事務室、会議室が納められている。地上部のガラスハウス棟は 2、3 階を自習室とディスカッションルームが占め、地上部は大きく開放し図書館へのエントランスとしている。

## 2. 地下部の構造概要

### 2.1 地下部の構造設計

地上に比べて温度が安定し、地盤が良ければ地震力も低減される地下部の設計は、環境・防災面で有利な計画が行える。地下部の構造は主体を RC 造とし、地震力は外周の地下壁を耐震壁として利用し処理する計画としている。ただし、東面および北面には採光や空調のためのドライエリアが設けられており、この部位は周囲の壁を補強することで対処した。地下建築は地上部と比べ建設費が高くなりやすく、これを抑えるために地下部の根切りをできるだけ浅くする必要があった。そこで、PC 構造を積極的に採用することで図書館の高い積載荷重と大きなスパンに関わらず構造せいを圧縮し、階高を 3.7～4.2 m に抑えている。敷地はもともと丘のあった地形であり、水位は低く液状化の心配は無いが、支持地盤はおおむね GL-14 m のレベルとなる。地下湧水ピットを含めた直接基礎底は GL-10.4 m となるため、基礎下約 3.6 m にわたり地盤改良を行うことで耐力を向上させ長期荷重を支持することとした。基礎底部の最大設計荷重は常時約 313 kN/m<sup>2</sup>、中地震時 451 kN/m<sup>2</sup> となっている。また、地下部震度は B1 階に対し 0.124、B2 階に対し 0.110 である。

### 2.2 PC 床板、変形 PCa 梁の利用

建物の基本モジュールは 3.2 m であり、地下 1 階は 9.6 × 3.2 m の柱割り、地下 2 階は 4.8 × 3.2 m の柱割となっている。地下 1 階床は、地下 2 階の階高を抑え込むため、厚さ 300 mm の PC フラットスラブ構造を採用した。コンクリート強度は  $F_c = 24 \sim 27 \text{ N/mm}^2$  とした。図 - 5 に地下 1 階床の PC 割付図を示す。床板中には 800 mm ごとに径 15.2 mm の PC 鋼より線を配し、それぞれ 178 kN の張力を床コンクリート打設後に導入し、中央部に発生する長期曲げモーメント（固定荷重時 38 kNm、積載荷重時 36 kNm）に対し、13～18 kNm 程度の逆曲げモーメント

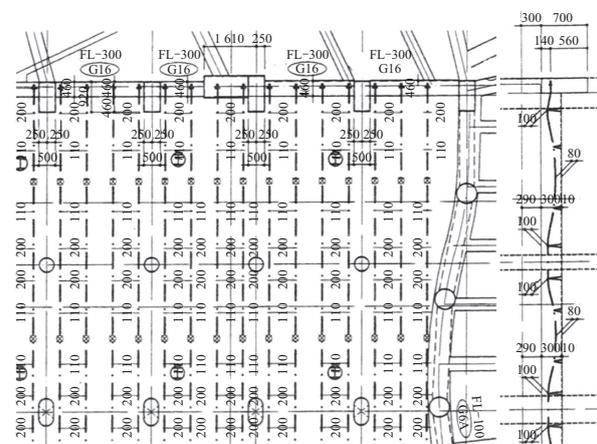


図 - 5 B1 床板 PC 割付図

を加え、 $7.8 \text{ kN/m}^2$  の積載荷重に対し  $4.5 \sim 5.1 \text{ m}$  のスパンを架け渡している。

一方、地上部スラブでは地下1階の主閲覧室の天井と一体化した変型 PCa 梁が設計された。図 - 6(a) に梁断面、同図(b) に配置平面を示す。変型 PCa 梁は  $H \times B = 800 \times 300 \text{ mm}$  の RC 梁を内蔵し、間接照明反射板としてデザインされた床を含む  $1.6 \text{ m}$  モジュールの断面 ( $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$ ) を有している。各ユニットには4本の PC 鋼より線 SWPR19 ( $21.8 \phi$ ) が配され、工場でのコンクリート打設・養生後に各  $396 \text{ kN}$  のポストテンションを加えることで、中央部に発生する長期曲げモーメント (固定荷重時  $225 \text{ kNm}$ 、積載荷重時  $23 \text{ kNm}$ ) に対し、 $36 \text{ kNm}$  の逆曲げモーメントを加え、 $2.9 \text{ kN/m}^2$  の積載荷重に対し  $9.6 \text{ m}$  のスパンを架け渡している。

変型 PCa 梁の製作工場におけるモックアップ製作時の写真を図 - 7(a) に、現場設置時の状況を同図(b) に示す。PCa 梁の重量は約  $120 \text{ kN}$  であり、 $60 \text{ t}$  ラフタークレーンにより吊込みを行った。PCa 梁には下端主筋 3-D22 およびフープ筋 D13 @  $100 \sim 150$  が内蔵されており、現場で上端主筋 8-D22 および床配筋 D13@200 を行い、 $100 \text{ mm}$  厚分のトップコンクリートを現場打設することで一体化している。変型 PCa 梁を受ける直交梁および楕円形の柱は現場打ちコンクリートであり、PCa 梁の下端主筋は機械式

継手、上端主筋は  $30 \text{ d}$  または  $500 \text{ mm}$  以上の食い違いを確保したエンクロード溶接で互いに接合されている。

また、ラウンジ上部の人工丘を形成する登り梁  $H \times B = 800 \times 350 \text{ mm}$  にも PC 鋼より線  $1-21.8 \phi$  が配置され、コンクリート打設後にそれぞれ  $400 \sim 800 \text{ kN}$  の張力を導入することで、 $2.9 \text{ kN/m}^2$  の積載荷重 (屋上緑化軽量土  $\gamma = 1.0$ ,  $500 \sim 750 \text{ mm}$ ) に対し約  $10 \text{ m}$  のスパンを架け渡している。

### 3. 地上部の構造概要

#### 3.1 ガラスハウスの構造設計

先述したように、地上部は学生の自習とディスカッションルームを含む延床面積約  $872 \text{ m}^2$  の建物であり、ガラスハウス棟と呼ばれている。平面形状は敷地より本館前プロムナードを切り取った残りの長辺約  $40 \text{ m}$ 、短辺約  $20 \text{ m}$  の直角三角形平面を有している。主架構は鉄骨造であり、図 - 9(a) に見るように外周の梁柱よりなるフィーレンデル架構を側面の V 字形柱と背面の Y 字形架構が3点で支持する形態となり、先端部は斜め柱脚から約  $20 \text{ m}$ 、斜め柱支持部から約  $15 \text{ m}$  の片持ち架構となっている。EV シャフト周りは鉄骨トラス架構を内蔵した SRC 壁となっており、地震力のおよそ半分をここで受けもつ。図 - 9(b) に見るように、EV シャフトと外周架構は放射状の梁で連

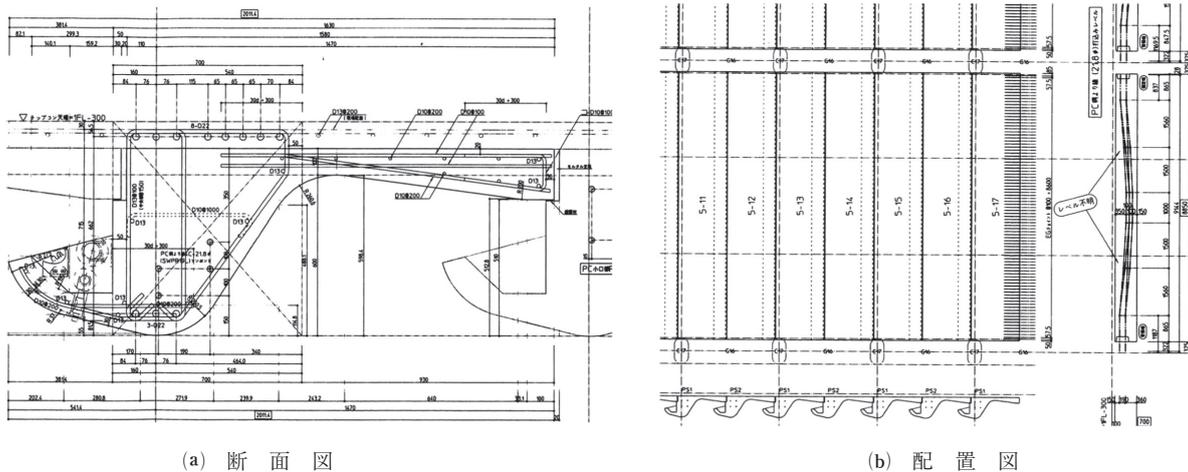


図 - 6 変型 PCa コンクリート梁の設計



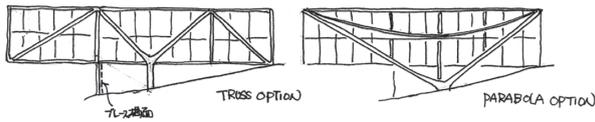
(a) モックアップ試作時



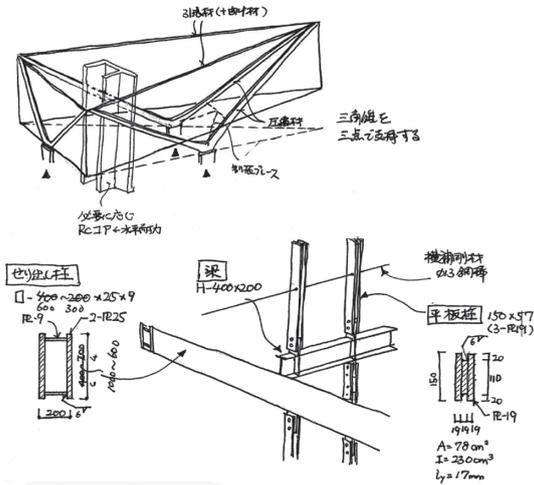
(b) 現場設置時

図 - 7 変型 PCa コンクリート梁の製作・施工





(a) 構造形式の代案例



(b) 架構と部材のイメージ

図 - 11 設計初期の構造スケッチ

表 - 1 使用材料

材料	種類	使用場所
鉄骨	SM490	主架構柱梁フレーム, プレース支柱
異形鉄筋	SD345	EV 壁
異形鉄筋	SD295	床版
コンクリート	Fc24	EV 壁および床版

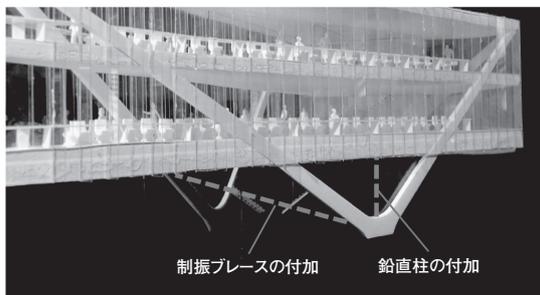


図 - 12 支持部の選択肢

用を見送った。また初期設計時には1階側面の斜柱間に鉛直柱が存在したが、架構の明快性と第1層の透過性を確保するために撤去された。このため、2つに分かれた斜め柱の間、約15m間は外周梁柱よりなるフィーレンデル架構により支えることとなる。しかし間柱はファサードのガラスサッシュに合わせた、せい100mmの細い部材としており、必要剛性・耐力を確保することができない。そこで、この間の2階床外周梁のみせいを1000mmとし、これより間柱を立ち上げて各床を支持することとした。図-13に側面架構の長期荷重時の曲げモーメント分布を示す。架構のほとんどが軸力系の応力伝達機構を形成しているのに対し、2階の斜め柱間のみ曲げモーメントが発生してい

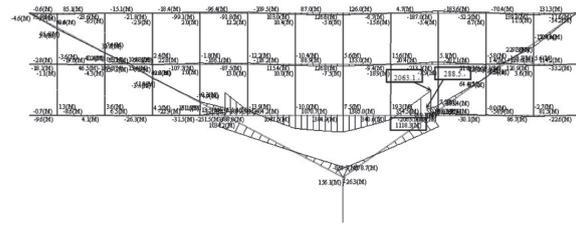


図 - 13 側面架構の曲げモーメント分布

ることが分かる。

### 3.2 ガラスハウスの耐震性能

ガラスハウスの耐震設計は建築基準法における保有水平耐力設計ルートに基づき行い、さらに時刻歴応答解析による検証を行った。表-2に設計用荷重表を示す。各階の地震用層重量は約340tとなっている。部材設計はまずベース係数0.25の水平荷重に対し許容応力度設計、 $D_s = 0.4$ の水平荷重に対し部材の終局強度設計を行い、その際に図-14に見るように先端部に自重×1.0倍の鉛直荷重を上下に加えた荷重を組み合わせることで片持ち部の鉛直応答増幅を考慮した。固定荷重+先端鉛直荷重を加えた際の変位図を図-15に示す。同荷重に対する先端部の鉛直変形は約45mmとなっている。

表 - 2 設計用荷重表 (kN/m<sup>2</sup>, 架構自重除く)

名称	荷重	床用	小梁用	フレーム用	地震用
屋根	D.L	5.5	5.5	5.5	5.5
	L.L	1.8	1.5	1.3	0.6
	T.L	7.3	7.0	6.8	6.1
閲覧室 (3F)	D.L	4.0	4.0	4.0	4.0
	L.L	4.0	4.0	2.1	1.1
	T.L	8.0	8.0	6.1	5.1
閲覧室 (2F)	D.L	5.0	5.0	5.0	5.0
	L.L	4.0	4.0	2.1	1.1
	T.L	9.0	9.0	7.1	6.1

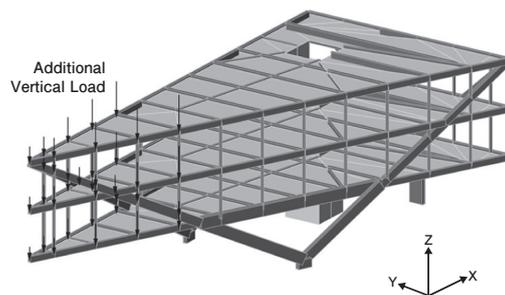


図 - 14 先端部に考慮する鉛直振動模擬地震力

図-16に固有振動モードおよびそれぞれの固有周期と有効質量比を示す。1次振動モードは先端部のねじれ振動モードとなっており、固有周期は0.54秒、y方向の有効質量比は18.4%となっている。2次モードは先端部の横振れ振動モードであり、固有周期は約0.4秒、有効質量比は41%である。先端部の鉛直振動モードは3次モードとなっており、固有周期0.32秒、x方向の有効質量比は約25%

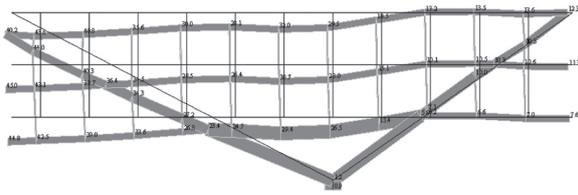


図 - 15 固定荷重+地震時荷重に対する変形

となっている。4次モードは斜め柱間のフィーレンデル架が鉛直振動するモードであり、固有周期0.28秒、 $x$ 方向の有効質量比は約28%となる。図-12に示したエントランス部のブレース、側面の鉛直柱を省略したことがこれらの振動モードに影響を与えていることが分かる。以上の振動モードは固有周期が近接しており、地震応答時には複数の振動モードが連成することが予想された。

そこで耐震性能をより詳細に確認するために、時刻歴応答解析による検討を実施した。入力地震動は図-17に示すように主固有周期帯に対し $h = 5\%$ で最大加速度 $10 \text{ m/s}^2$ の応答を与えるよう調整したBCJ-L2波とした。得られた最大応答変形を表-3に静的荷重に対する解析結果と比較して示す。先端部の鉛直変位( $z$ 方向)は最大36mm程度であり、静的解析結果より小さい。これは架構先端に付加した等価静的鉛直地震荷重がやや過大評価であったことを示している。一方、 $y$ 方向の変形量は過小評価となっており、先端部が水平方向に応答増幅していることを示している。表-4に最大応答層間変形角を静的荷重と時刻歴応答解析で比較し示す。同様の理由により $y$ 方向の応答が静的解析値より大きい、最大でも層間変形角は $1/200$ 以下に納まっており、各部材もすべて弾性限度内に納まっていることが確認された。以上よりガラスハウス棟の架構は図-17のレベルの地震動に対しおおむね弾性限内となるよう設計できているものと考えられる。図-18に最大応答時の変位図を示す。なお、先端部の最大応答鉛直加速度は $20 \text{ m/s}^2$ 程度となるが、振動数は $3 \text{ Hz}$ 以上となるため、

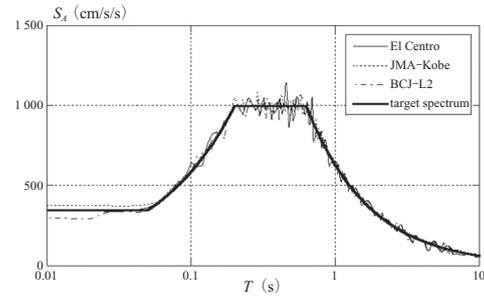


図 - 17 検討用地震入力加速度スペクトル

表 - 3 先端部の最大応答変形

Static Analysis ( $C_0 = 0.4 + \text{Vertical } 1.0$ ) (mm)			
mm	2nd Floor	3rd Floor	Roof
X-dir.	6.1	13.8	19.5
Y-dir.	27.1	33.2	28.9
Z-dir.	52.4	52.0	46.1
Time-history Analysis (mm)			
X-dir.	16.5	22.6	25.1
Y-dir.	88.6	77.9	61.8
Z-dir.	35.8	35.7	32.6

表 - 4 最大応答層間変形角

Static Analysis ( $C_0 = 0.4 + \text{Vertical } 1.0$ ) (%)			
mm	1st Floor	2nd Floor	3rd Floor
X-dir.	0.11	0.15	0.15
Y-dir.	0.11	0.24	0.28
Time-history Analysis (%)			
X-dir.	0.10	0.17	0.21
Y-dir.	0.39	0.31	0.46

内容物への影響は限定的と考えられる。

鉄骨建て方時には架構先端部に速度計を設置し、人力加振および常時微動に対する振動測定を実施した。振動測定の様子と微動測定により得られたフーリエスペクトルを図-19に示す。卓越周期は外装取付け後で0.28秒となって

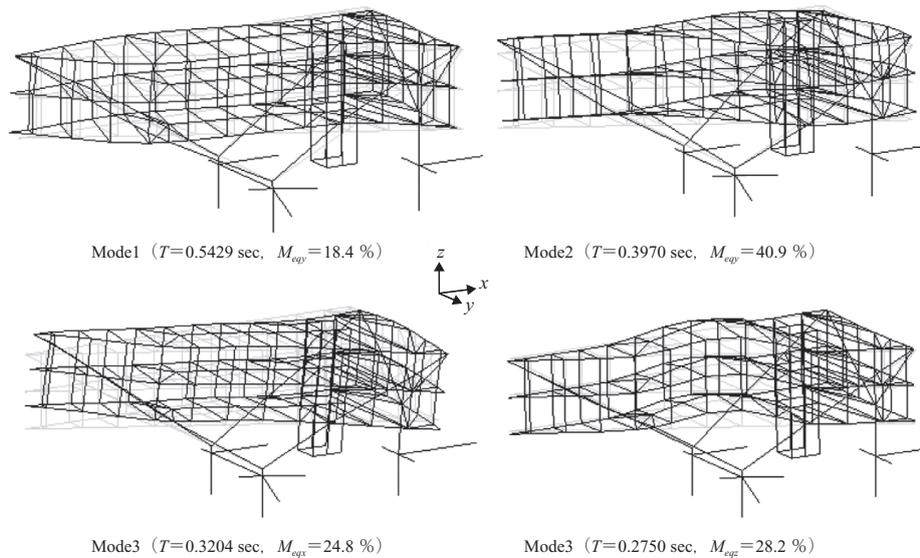


図 - 16 固有振動モード、固有周期および有効質量比

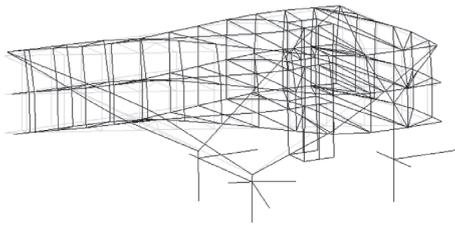
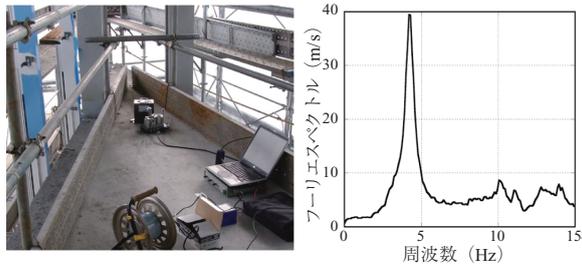


図 - 18 最大応答時の変形モード



(a) 測定状況 (b) フーリエスペクトル

図 - 19 微動測定実験

おり、図 - 16 に示す 3, 4 次振動モード解析値と比較しやや短くなっているが、おおむね解析値と対応した値となっている。得られた微動測定結果より RD 法を用いて得られた減衰定数は 10 % 程度であった。

#### 4. 施工状況

工事は 2009 年 4 月に開始され、2010 年 4 月には地下掘削が完了、2010 年 8 月には変形 PCa 梁の設置を含めて地上部までの躯体工事がおおむね完了した。図 - 20 ~ 22 に施工現場全景の推移を示す。また、図 - 23 (a), (b) に鉄骨建て方状況をしめす。地上部の鉄骨建て方は 2010 年 9 月より開始され、完成した地上部床板の上に仮設足場を組み、これを支持材としてガラスハウス棟の鉄骨約 230 t を組み立てた。精度調整はエレクションピース部に設けられた精度調整治具および仮設支持材からのジャッキアップにより行われた。逆工程解析の結果、先端部には + 8 mm のキャンバーが設けられ、竣工時のレベルも同程度に収まっている。

ガラスハウス棟の外装材がほぼ完了した状況を図 - 24 に、PC 登り梁で構成された人工丘リバー部の内観を



図 - 20 2009 年 9 月 掘削状況



図 - 21 2010 年 4 月 地下躯体工事



図 - 22 2010 年 8 月 PCa 梁敷き込み



(a) 2010 年 9 月



(b) 2010 年 10 月

図 - 23 鉄骨建て方状況



図 - 24 2011 年 1 月



図 - 25 ラウンジ部内観



図 - 26 地下 1 階閲覧室変型 PCa 梁

- 25 に、変形 PCa 梁により構成された地下 1 階主閲覧室の天井の状況を図 - 26 に示す。いずれもコンクリートの打放し面が間接照明を受けて気持ちの良い空間に仕上がっている。

## 5. おわりに

新しい東京工業大学の附属図書館の施設計画、構造設計および施工状況について簡単に報告した。本施設は地上部を大きく開放し公園化することで、正門から本館前スロープに至るまでの人間主体の遊歩道を完成し、かつ正門から本館を望む見通しのよい空間を提供するとともに、施設自体が豊かな内部空間と印象的な外観を与える建築となっている。その成立のためにオーソドックスではあるがさまざまな構造技術が応用され、明快な架構形態を与えられている。

なお 2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震で大岡山キャンパスは地動最大加速度  $90 \sim 180 \text{ cm/sec}^2$  の揺れに見舞われた。ガラスハウスは先端が数 cm 揺れたが内外装を含め無被害であった。

### 注記・謝辞

本施設の概要および担当者を以下に列記して示す。

施設名称：東京工業大学附属図書館  
建設地：東京都目黒区大岡山 2-12-1  
階数：地上 3 階 地下 2 階  
延床面積：8 587.88 m<sup>2</sup> (ガラスハウス棟 872 m<sup>2</sup>)  
構造：RC 造, S 造 (地上ガラスハウス棟)  
設計：安田幸一研究室 (安田幸一, 村田涼, 廣野雄太他) + 佐藤総合計画 (鳴海雅人, 山口健司他)  
構造：竹内 徹研究室 (竹内 徹, 大山翔也, 中村 悠, 近藤佑樹) + 佐藤総合計画 (佐藤英雄他)  
総括・監理：東京工業大学施設運営部 (江原慎二他)  
施工：銭高組 (柳田 茂, 横山康隆, 大高賢一他), 北陸電気工事, テクノ菱和, 三菱電機  
変型 PCa 梁製作：タカムラ建設, PC 緊張工事：黒沢建設  
工期：2009 年 4 月～2011 年 2 月

【2011 年 4 月 15 日受付】