

(仮称) 西五軒町再開発計画 事務所棟

住友建設
古橋 剛



同
中島正博



同
光阪勇治



同
鈴木信貴



1. はじめに

本建築物は、地下1階を進入路と駐車場、1階をエントランスホール、貸室と防災センター、2～12階を貸室としたテナントオフィスビルであり、耐震安全性を高めた免震建築物である。平面形状はX・Y方向に8スパン（約56m×56m）の正方形の一部を隅切りしたような形状である。基準階の貸室部分は、フレキシブルな利用を可能とするためにスパン約21mのL型平面形状とし、貸室の外周部以外には柱を設けない計画とした。

上部構造は、X・Y方向共に柱をCFTとした鉄骨造のラーメン構造とし、コア部分に剛性を高める目的でブレースを配置している。

本建築物の構造的特徴は以下の3点である。

1. 貸室部分を有効活用できるようにスパン約21mの無柱空間を柱CFT造、梁S造により実現した。
2. 貸室部分をデータセンターとしての機能を満たせるように長期積載荷重を10.0 kN/m²とした。
3. 建物外周部の擁壁厚さをなるべく薄くし（擁壁部分の根切り底を浅くし）、またコア部分の意匠的なおさまりを良くするために免震装置を地下1階柱頭および基礎の2つのレベルに分けて配置した。

上部構造の1次固有周期は約1.8秒と比較的長くなったが、免震周期を長周期化させることで、目標耐震性能を十分に満たせる免震システムを計画した。

本報告では、上記3点を中心に構造、免震設計の内容を報告する。



2. 建築物概要

建設地	: 東京都新宿区西五軒町
建築主	: 住友不動産株式会社
設計者	: 有限会社芦原太郎建築事務所 住友建設株式会社
施工者	: 浅沼組・住友建設共同企業体
主用途	: 事務所
建築面積	: 8,728.05 m ²
延床面積	: 33,492.68 m ²
階数	: 地下1階、地上12階、塔屋1階
軒高	: 58.50 m
最高高さ	: 61.50 m
基準階高さ	: 4.75 m (2～11階)
基礎形式	: 直接基礎 (べた基礎)

3. 構造計画概要

上部構造の構造種別および構造形式は、X・Y方向共に柱CFT造の鉄骨造ラーメン+一部ブレース付きラーメン構造である。一般階の階高は4.75mで軒高さは58.5mとした。

一般階の貸室部分を有効活用できるように、また、耐震性、耐火性を考慮して柱にCFT構造(φ-711.2×19~φ-1,016×36)を採用し、大梁(一般階BH-1,100×400 ~ BH-1,100×500)を約21mに渡している。1階大梁、地下1階大梁は免震装置上部の面内剛性を大きく取ることを考慮して、部材サイズ(1階: BH-1,500×300~BH-1,500×500、地下1階: BH-1,300×300~BH-1,300×450)を採用した。なお、CFT充填コンクリートの設計基準強度は27~42 N/mm²としている。

各階の貸室部分はデータセンターとしての機能を満足できるよう、以下の値(表-1)により積載荷重を設定し、各部材の設計を行った。

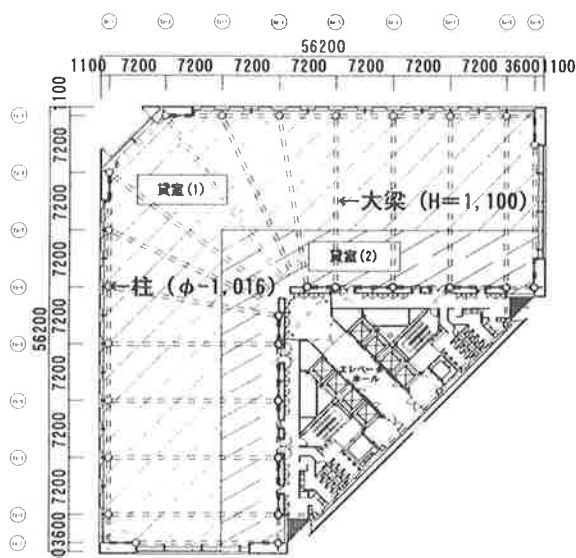


図-1 基準階平面図

表-1 貸室部分積載荷重 (単位kN/m²)

貸室(1)	スラブ	小梁	フレーム	地震
	10.0	10.0	3.8	1.4
貸室(2)	スラブ	小梁	フレーム	地震
	10.0	10.0	3.8	2.8

また、上部構造はその平面形から判断して、XY方向ではなく、45度方向(UV方向)が主軸となる

可能性があるため、静的設計においても45度方向の地震外力による設計を行った。

下部構造は7.2mグリッドで基礎梁(H=4,500)を格子状に配置し、十分な強度と剛性を有する免震建物の基礎とした。また、下部構造となる地下1階柱は、柱頭部分に免震装置が配置されるため、同様な理由により、2,200角の部材サイズとした。なお、コンクリートの設計基準強度は24、36N/mm²としている。下部構造も上部構造と同様に45度方向の地震外力による設計を行った。

本建築物は、経済性、意匠性を考慮して、耐火性能検証法に準じた「ルートC」の耐火設計を行い、地下1階の一部を除いたCFT柱を無耐火被覆とした。免震装置については耐火被覆とした。

4. 地盤および基礎構造

建設地の地層構成は、上総層群を基盤として下位より江戸川層の砂質土層・粘性土層、東京礫層、東京層の砂質土層・粘性土層、沖積粘性土層が存在し、最上位層は盛り土層となっている。最下層の江戸川層はN値50以上を示す安定した層である。

本建築物の基礎形式は、床付け位置をGL-12.7mとし、江戸川層を支持層とする直接基礎(べた基礎)としている。

表-2 本敷地の地質調査結果

年代	地層名	分布深度 (GL-m)	N値	Vp (m/s)	Vs (m/s)	
現世	盛り土層	0.00~2.00	1~6	540	170	
	沖積粘性土層	2.00~6.15	0~15	380~900	120	
東京層	粘性土層	6.15~7.35	7~15	1730	180	
	砂質土層	7.35~8.60	19~45	1520	230	
	東京礫層	8.60~9.90	50以上	1890	310	
洪積世	粘性土層	9.90~11.60	10~18	1620~1720	230~270	
	江戸川層	砂質土層	34~60以上	11.60~20.70	1670	340
				20.70~24.70	1700	340
				24.70~32.50	1760	380
				32.50~34.50	1760	520
				34.50~38.60	1660	390
38.60~40.00	1760	390				

5. 免震構造概要

免震装置の配置は、全てを基礎免震もしくは地下1階柱頭免震とすることも可能であるが、以下の理由により、地下1階柱頭および基礎の2つのレベルに分けて配置した。

- ・全ての免震装置を基礎部分へ配置した場合
建物外周部に免震クリアランスを考慮して擁壁を設ける必要があるが、最下部で厚さ1,200程度が必要となってしまう、また、その分の根切りも当然必要となり、経済的ではない。
- ・全ての免震装置を地下1階柱頭へ配置した場合
免震装置下の柱はRC造となり、断面も2,000角程度のサイズにする必要がある。この場合にはコア部分の階段やエレベータの必要寸法が採れなくなってしまう。

上記の内容を考慮して、免震装置を2つのレベルに分けて配置したが、この場合には、コア部分(図-5軸組楕円部分)の水平剛性が小さいと免震の効果を得られなくなる可能性があるため、ブレース(□-300x300、□-250x250)を併用して、この部分の水平剛性を高めることとした。

免震装置は、鉛プラグ入り積層ゴム ($Gr=0.39 \text{ N/mm}^2$, $1,300\phi$, $1,200\phi$, $1,000\phi$) を基礎免震部分に16基、地下1階柱頭部分に18基の計34基を配置した。

免震クリアランスは安全余裕度の検討結果を反映し、60cm(免震装置のせん断ひずみ250%)とした。

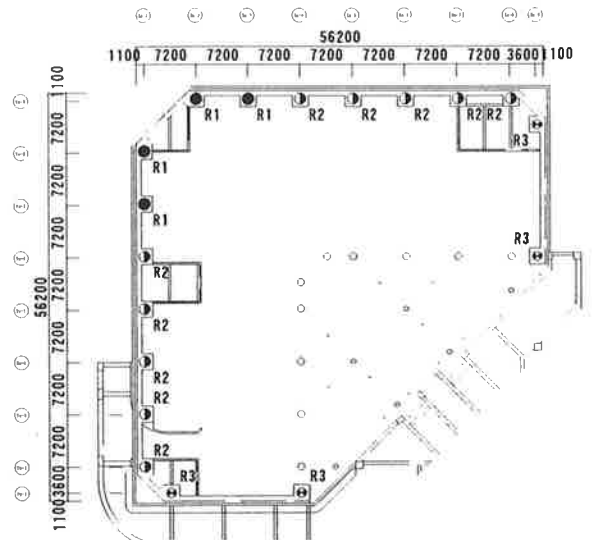


図-2 地下1階柱頭部分免震装置配置

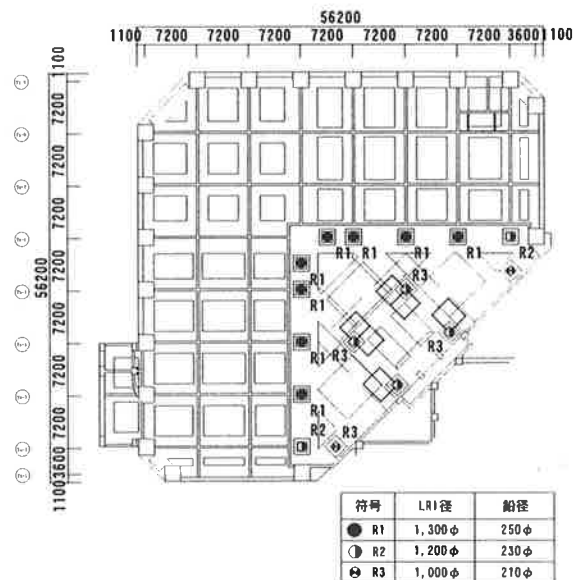


図-3 基礎免震部分免震装置配置図

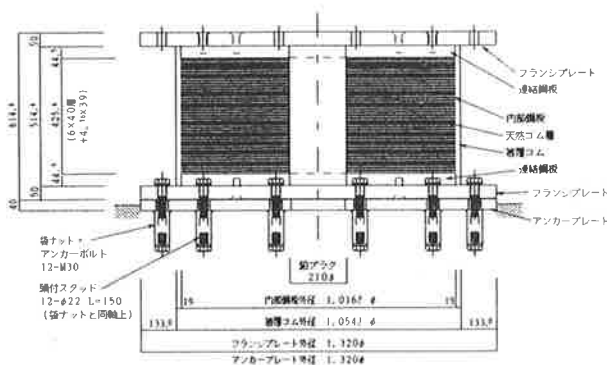


図-4 免震装置1,000φ詳細図

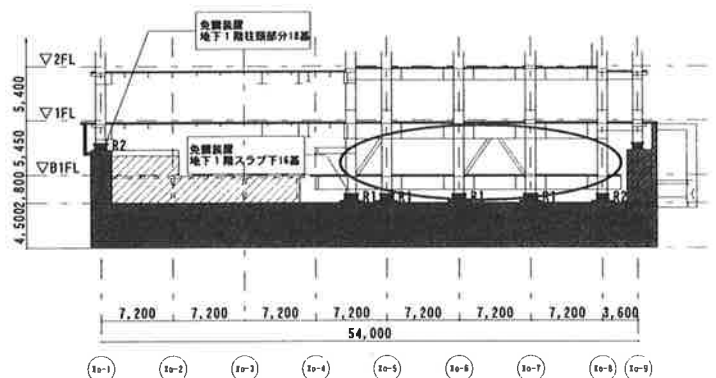


図-5 Yo-6通り軸組図(免震層部分)

6. 時刻歴応答解析

6-1 設計目標

設計目標は、極めて稀に発生する地震動において以下とした。

表-3 目標耐震性能

上部構造	・短期許容応力度以内
免震装置	・最大せん断ひずみ度200% (48cm) 以下 ・免震装置直上での浮き上がり無し
基礎構造	・短期許容応力度以内

6-2 入力地震動

本敷地の常時微動計測結果、PS検層結果によると、GL-11.6m以深にはGL-数100m反射基盤が存在せず、 $V_s=400\text{m/s}$ 程度を示す地層が続いていると考えられる。よって、本敷地地盤においては床付け位置GL-12.7mを工学的基盤とした。設計用入力地震動を以下に示す。

また、建物、免震層の安全余裕度を検討するために、下記の地震波を75.0~110.0cm/sに増幅させ検討用入力地震動とした。

表-4 極めて稀に発生する地震動

設計用入力地震動	A_{max} (cm/s ²)	V_{max} (cm/s)
EL CENTRO 1940 NS	561.9	55.0
TAFT 1952 EW	496.8	50.0
HACHINOHE 1968 NS	396.1	60.0
HACHINOHE 1968 EW	255.4	50.0
BCJ-L2	355.7	57.4

6-3 解析モデル

振動解析に用いる基本解析モデルは、免震装置下部を固定（入力位置）とした14質点系せん断型弾塑性マス-バネモデルとしている。地下1階柱頭免震装置部分は基礎と1階質点を繋ぐ層間バネとしてモデル化している（図-6）。復元力特性は上部構造では、立体建物モデルの弾性解析から求められる各層の剛性を初期剛性とし、静的弾塑性解析による弾性限耐力を降伏耐力とした標準Bi-Linear型を採用した（図-7）。免震装置では履歴減衰のみとし、応

答せん断ひずみに応じて履歴ループを修正する「修正Tri-Linear」を採用した。上部構造は、その平面形から判断して、XY方向ではなく、45度方向（UV方向）が主軸となる可能性がある。よって解析モデルはXY方向、UV方向の4つについて設定した。

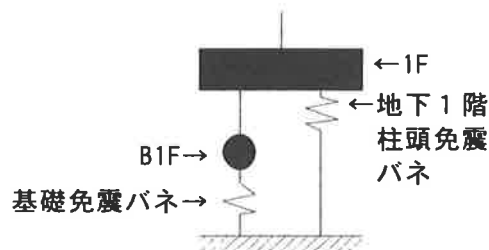


図-6 解析モデル図（免震部分）

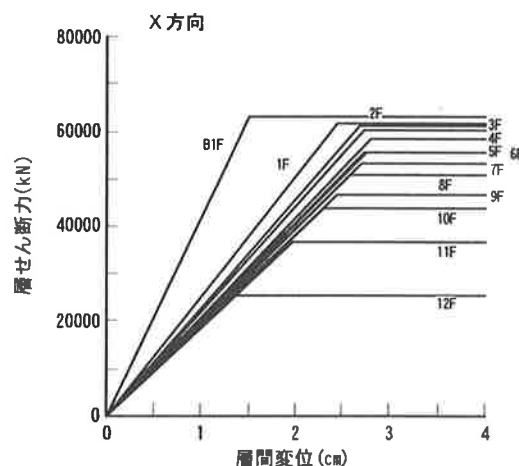


図-7 X方向復元力特性

6-4 固有値解析結果

基礎固定時、免震建物としての固有値は以下の通りである。

表-5 固有値解析結果

	X方向	Y方向
基礎固定時	1.88(s)	1.87(s)
100%変形時	3.97(s)	3.97(s)
200%変形時	4.54(s)	4.53(s)
	U方向	V方向
基礎固定時	1.87(s)	1.87(s)
100%変形時	3.97(s)	3.97(s)
200%変形時	4.54(s)	4.53(s)

6-5 地震応答解析結果

上記に地震応答解析結果を示す。固有値解析結果から分かるように本建築物は方向性がほとんど無いため、XY方向のみ示す。免震装置の特性値は標準値とする。

結果の通り、各目標耐震性能を満たしている。こ

の中で、免震装置直上での浮き上がりの検討は、0.33となっているが、水平地震動に対し免震装置直上の柱軸力が33%残っていることを示している。よって、水平地震動と同時に鉛直震度0.3を考慮しても、免震装置に浮き上がりが生じないことを示している。

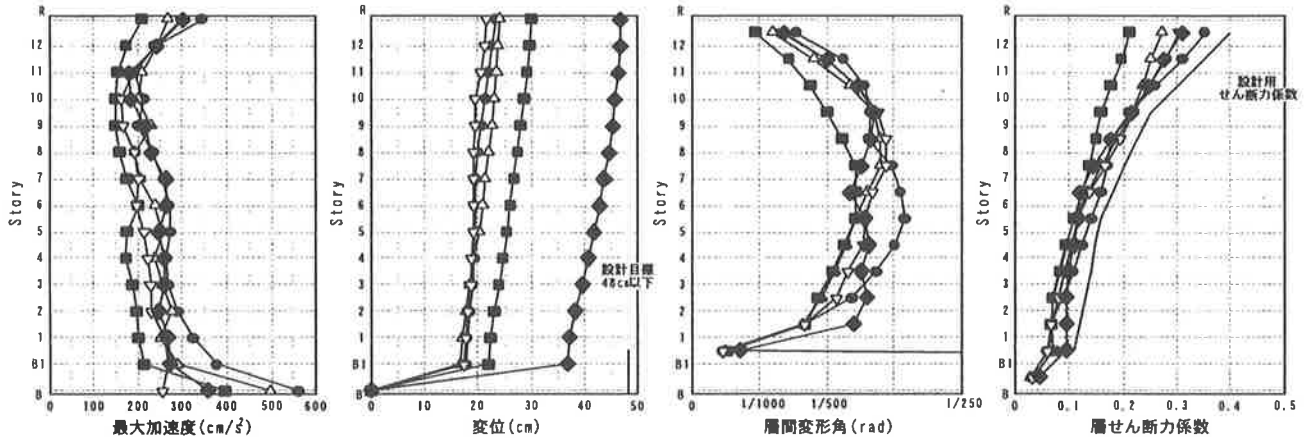


図-8 X方向地震応答解析結果

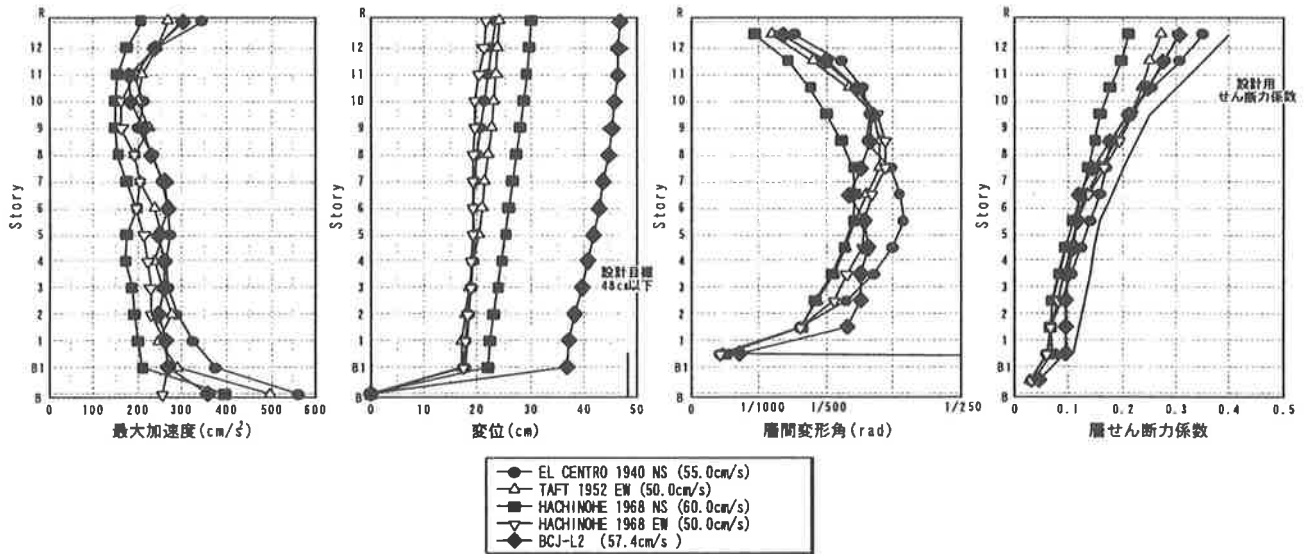


図-9 Y方向地震応答解析結果

表-6 地震応答解析結果の評価 (X方向)

	目標耐震性能	位置	応答値	目標値	判定
上部構造	短期許容応力度以内	1階	30239.8 kN	38793.6 kN	○
免震装置	最大せん断ひずみ度200%以下	—	37.2 cm	48.0 cm	○
	免震装置直上での浮き上がり無し※	—	0.33	0.30	○
下部構造	短期許容応力度以内	地下1階柱	28126.8 kN	32872.3 kN	○
		基礎	172592.7 kN	181979.6 kN	○

※免震装置直上の最小柱軸力(応答値) / 長期軸力

6-6 鉛直振動に対する大梁の安全性検討

本建築物は、貸室部分を有効活用できるようにスパン約21mの無柱空間を柱CFT造、梁S造により実現した。しかし、鉛直振動を考慮した場合にはこの大梁の安全性が懸念されるところである。

以下により検討を行い、その安全性を確認した。

①各階の鉛直剛性をバネとしたマス-バネモデルにより鉛直振動解析を行い、各階床版の応答加速度、鉛直震度を算定した。入力地震動は、BCJ-L2を除く3波の鉛直動を入力地震動とした。

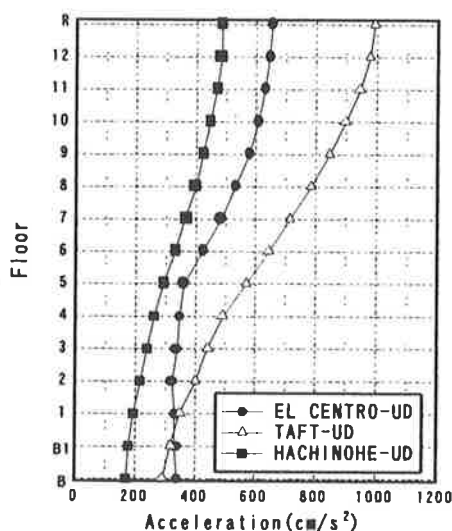


図-10 鉛直方向最大応答加速度

② ①の結果から一番条件の厳しい12階の応答加速度時刻歴を以下に示す。

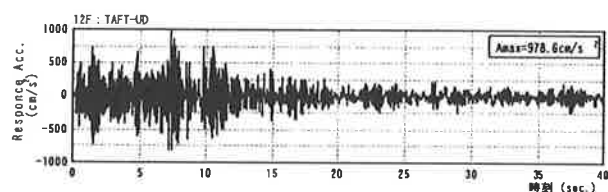


図-11 12階応答加速度時刻歴

(TAFT-UD入力時、Amax=978.6cm/s²)

上記時刻歴を12階の立体フレームモデルに入力し、応答解析を行ったところ、以下に示すG1大梁が一番厳しい条件となった。

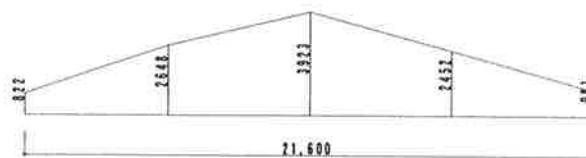


図-12 G1 (Yo-4通り、Xo-1~Xo-4) 曲げ応力図
単位 (kN・m)

③ ②で求めた床版の応力によって、大梁の安全性を以下のように検討した。

G1：中央 H-1,100×450×20×25, I= 843,093cm⁴

$$M = \underline{1,231} + \underline{3,923} = 5,154 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

合成梁として検討 - (1)

$$= \underline{1,231} - \underline{3,923} = -2,692 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

純鉄骨梁として検討 - (2)

長期分 + 鉛直動による付加分

$$(1) \sigma_{b/fb} = 5,154 \cdot 100 / 38,006 / (3.3 \cdot 9.80665) \\ = 0.551 < 1.0 \text{ OK}$$

$$(2) \sigma_{b/fb} = 2,692 \cdot 100 / 15,329 / (3.3 \cdot 9.80665) \\ = 0.543 < 1.0 \text{ OK}$$

：端部 H-1,100×450×20×36, I= 1,098,410cm⁴

$$M = \underline{2,408} + \underline{981} = 3,389 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

純鉄骨梁として検討 - (3)

長期分 + 鉛直動による付加分

$$(3) \sigma_{b/fb} = 3,389 \cdot 100 / 19,971 / (3.3 \cdot 9.80665) \\ = 0.524 < 1.0 \text{ OK}$$

上記により、鉛直振動に対する大梁の安全性について検討した。1 Gを越える応答値が得られたが十分に安全であることが確認された。

また、この大スパン梁の居住性も懸念されるところであるが、長期荷重に対するたわみ、振動数に対して梁せいを決定し設計した。さらに施工後には、振動測定を行うことでその安全性を確認した。

おわりに

本建築物は平成12年8月に着工し、平成14年3月に竣工しました。最後になりましたが、本建築物竣工のために、ご協力戴きました建築主の方々をはじめ、設計、工事に携わった全ての方々に感謝して報告を終わります。