

近代の世界遺産『国立西洋美術館本館』の デザインへの構造性能の在り方に関する研究

2017年6月24日

立命館大学 持田 泰秀

■研究の背景と目的

- 1) 近代建築のデザインの文化的価値、いわゆる**建築家**のデザイン思想の役割は重要で、その建物の**意匠性**に大きく影響を与える。
- 2) しかし、日本における社会の進歩と共に**社会的な要求**が多く有り、その意匠性を十分に**満足させない**可能性も考えられる。
本研究では、**国立西洋美術館本館**を事例にし、具体的な検証を進める。
- 3) 本研究では、その中で大きく影響を与える日本における耐震性等を中心に、**建築家コルビジェ**のオリジナルデザインである**モデュロールに与える影響**を明らかにする。
- 4) 同時に、建築家のオリジナルデザインを十分に満足させる、技術的な改善方法である、**将来の免震レトロフィット改修**を提案する。

1. モチュロールについて、**デザインモデル①**と**デザインモデル②**の寸法を比較分析する。

1-1. 国立西洋美術館本館のモチュロールの考え方(参考文献有り)
→**コルビジェオリジナルをデザインモデル①**とする。

1-2. 現設計図、過去の改修工事、各々の段階からモチュロールが満足しているかの資料収集(参考文献有り)

→**現在をデザインモデル②**とする。

例えば デザインモデル①では、1階柱直径530mm→モデル②では、600mm
 デザインモデル①では、2階柱直径430mm→モデル②では、550mm
 デザインモデル①では、コンクリートブロック厚70mm
 →モデル②では、100mm

2. 構造性能について、デザインモデル寸法から各々**構造モデル①**と**構造モデル②**を分析し、構造解析上部躯体データを作成する。

2-1. 国立西洋美術館本館のモチュロールを満足する構造部材、
→**コルビジェオリジナル寸法を構造モデル①**とする。
配筋については、現在の配筋を参考に決定する。

2-2. 現設計図、過去の改修工事、各々の段階から現行の断面、配筋等の資料収集。(参考文献有り)

→**現在を構造モデル②**とする。

3. 耐震性においては、**構造モデル①在来工法**と**構造モデル②在来工法**の耐震性を比較する。

3-1. **構造モデル①在来工法**の耐震診断および地震応答弾塑性解析を行う。

3-2. **構造モデル②在来工法**の耐震診断および地震応答弾塑性解析を行う。(一部参考文献有り)

3-3. 以上の比較から、建設当時の横山不学氏の構造設計を評価。

4. 耐震性について、**構造モデル②免震工法**と**構造モデル①免震工法**の耐震性を比較する。

4-1. **構造モデル②免震工法**の地震応答解析を行う。

4-2. **構造モデル②**から**構造モデル①**のモデュールを満足する部材形状に必要な部材強度、接合部など、耐震上安全な改修方法の提案を行う。(構造モデル①免震工法の作成)

4-3. **構造モデル①免震工法**を地震応答解析にて検証する。

4-4. 将来の改修計画の一つとして提案か。

国立西洋美術館本館免震レトロフィット

歴史的・文化的建築物の保存と再生

前建設省関東地方建設局営繕部 建築第一課長●田中 晃

建設省関東地方建設局営繕部 建築第一課構造係長●伊藤昭浩

株前川建築設計事務所●中川龍吾

株横山建築構造設計事務所 設計室長●阿部文昭

清水建設株設計本部構造設計部1部 副部長●中村康一

清水建設株設計本部構造設計部1部●持田泰秀

清水建設株建築本部技術部 主査●秋山 稔

国立西洋美術館本館免震レトロフィット

歴史的・文化的建築物の保存と再生

前建設省関東地方建設局営繕部 建築第一課長 ● 田中 晃
 建設省関東地方建設局営繕部 建築第一課構造係長 ● 伊藤昭浩
 (株)前川建築設計事務所 ● 中川龍吾
 (株)横山建築構造設計事務所 設計室長 ● 阿部文昭
 清水建設(株)設計本部構造設計部1部 副部長 ● 中村康一
 清水建設(株)設計本部構造設計部1部 ● 持田泰秀
 清水建設(株)建築本部技術部 主査 ● 秋山 稔

はじめに

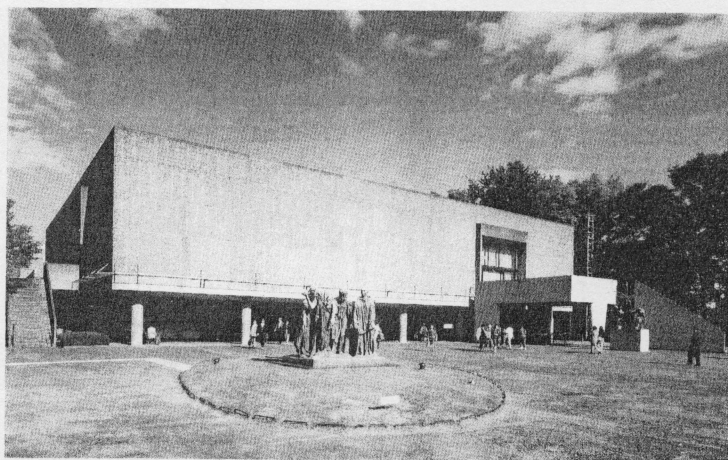
東京上野の国立西洋美術館は、印象派のコレクションとル・コルビュジェの設計した本館によって広く知られている。特に、第二次世界大戦時にフランス政府の戦利品となった印象派の絵画やロダンの彫刻を中心とする松方コレクションの返還の際に、フランス政府から国立フランス美術館の創設が要望され、建築家としてル・コルビュジェが選ばれたこと、また日本側の協力者としてル・コルビュジェの弟子でもある坂倉準三、前川國男、吉阪隆正の三氏が参加して、設計された経緯は建築界でよく知られている。

今回、この西洋美術館本館が免震レトロフィットによる改修によって再生することになり、その経緯と検討過程を報告するものである。

経緯

国立西洋美術館の本館は、戦後の日仏間の国交回復と関係改善の記念碑として、また、近代建築の論理的指導者でもあるル・コルビュジェの東アジアで唯一の優れた建築作品として歴史的、文化的価値が高く評価されている。

現在、大規模な地下展示棟(21世紀ギャラリー)の増築を中心とする西洋美術館の再整備計画が進められ



ており、本館もまた、重要な施設として再生する計画がまとめられた。

一方、1995年1月の阪神・淡路大震災の発生により多くの建築物や美術品が被害を受けたことを考慮し、本館についても本格的な耐震対策を施すことになった。

本館の文化的価値を考えると、耐震対策の構法の選択に当たっては、単に構造体の大きな損傷を防ぐだけでは不十分で、ル・コルビュジェのオリジナルデザインの継承、美術品の保護、来館者の安全の確保などが

必要となる。これらの条件を満足する構法を検討するため、構造・建築史の専門家、当初の設計に携わった関係者からなる「国立西洋美術館本館等改修検討委員会」(委員長:岡田恒男東京大学生産技術研究所教授:当時)を設け、慎重に検討を重ねた結果、免震構造による改修構法が提案された。これを受けて建設省関東地方建設局では、施工性や経済性もあわせて検討した結果、日本で初めての免震レトロフィットを採用することになったものである。

国立西洋美術館本館等改修検討委員会委員構成

委員長	前東京大学生産技術研究所教授	岡田恒男
委員	東京大学教授	鈴木博之
	東京芸術大学教授	藤木忠善
	建設省建築研究所第3研究部長	山内泰之
	坂倉建築研究所所長	阪田誠造
	前川建築設計事務所所長	田中清雄
	国立西洋美術館館長	高階秀爾
	前関東地方建設局営繕部長	清水正輝

設計概要

全体計画

国立西洋美術館本館は、1959年に竣工後、講堂、事務棟、売札所、1979年には企画展示場としての新館が増築されている(図1)。そして現在、21世紀ギャラリー(延べ面積約8,000m²)が、前庭地下部分と本館西側に計画され、その増築工事が進んでいる。この建物は新しい企画

展示場、講堂、美術品の修復・研究部門、美術情報部門および管理部門から構成される計画となっているが、観覧者動線としては、新館同様、本館1階エントランスから地下展示場をまわり、本館上記エントランスへと戻るものである。さらに、新館は常設展示室として、また前庭は彫刻広場として一般公開するという美術館の再整備計画になっている。

このような美術館全体を再整備する構想の中で、本館は美術館の中心施設として位置づけられ、防災対策の一環として本館の耐震改修を行うことになった。

改修計画

本館は、歴史的・文化的観点から、高い価値の認められた建築物であり、「保存」「活用」「安全性」の両立が、改修計画の最も重要な課題であった。本館は、文化財の指定などはないため、躯体調査・耐震診断の結果から重要度を含めて、現行建築基準法に適合した安全性を確保する検討を行った。

具体的には、まず1階外部部に壁を新設して強度を確保する補強案を検討したが、本館の機能・意匠を満足できるものではなかった(図2・耐

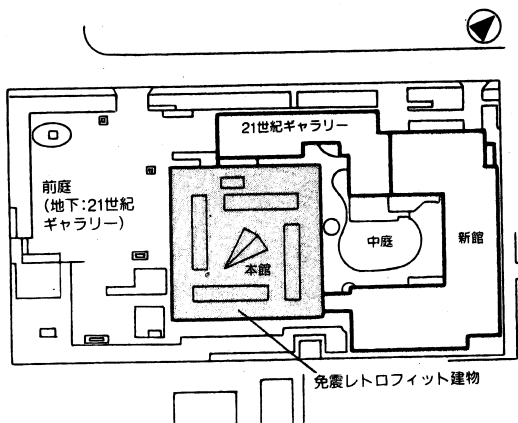


図1 配置図 S=1:2000

本館建築概要	
所在地	東京都台東区上野公園7-7
敷地面積	9,287.88m ²
建築面積	1,692.61m ²
階数	地上3階地下1階塔屋1階
構造	鉄筋コンクリート造
(新築当時) 延べ面積	3,995.67m ²
設計	ル・コルビュジェ
実施・監理	坂倉準三, 前川國男, 吉阪隆正, 横山不学(構造)
	文部省管理局教育施設部工営課(当時)
施工	清水建設㈱
竣工	1959年5月
(今回改修時) 延べ面積	4,200.30m ²
設計監理	関東地方建設局管轄部 榊前川建築設計事務所 榊横山建築構造設計事務所 清水建設㈱(設計協力)
施工	清水建設㈱
工期	1996年5月~1998年3月

免震	耐震補強(1)(柱・梁主体)	耐震補強(2)(耐震壁主体)	制振
<p>建物の下に免震装置を取付ける 地上階の耐震補強は不要</p>	<p>柱の補強・新しい耐震壁 梁の補強-既存壁の耐震補強</p>	<p>新しい耐震壁 既存壁の耐震補強</p>	<p>本館は鉄筋コンクリート造の低層建物であり、変形を利用する制振による低減効果は期待できないと判断</p>
<p>免震化による保存に決定</p>			<p>来館者の安全性 美術館の機能性 美術品の保護 オリジナルデザインの継承</p>

図2 構造補強の比較検討

震補強(2)。次に、地震時の変形によるエネルギー吸収を期待した補強案を検討した(図2-耐震補強(1))。この案は耐震壁を機能上許容される最小限の位置に設置し、柱については、その寸法・デザインを変えずに補強を行うものであった。これにより、建物の安全性を確保するとともに、コルビュジェのデザインが極力損なわれないよう検討したものであった。

また、検討委員会において、これらの案を検討する中で、本館の「オリジナル保存」の必要性が強く提言された。オリジナル保存を考慮した改修計画は、想定される大地震時にも建物の文化的価値を保持する必要がある。つまり、上部躯体が弾性限耐力以内であり、上部建物を無補強とすることを設計目標とする必要がある。

その方法として、免震構法を検討し、隣接躯体との許容変位以内で設計目標を満たすべく検討を行った。

この構法は、建物のオリジナルデザインの継承(保存)、美術品の保護、美術館の機能性などの面において、耐震補強案以上に既存建物の保存・活用および耐震安全性の確保を可能とするものとなった。

さらにその施工方法、手順の検討とともに、耐震補強案とほぼ同等の施工コストによる実現性を確認し、保存免震化(免震レトロフィット)を行うこととなったものである。

平面計画

本館は、エントランス階である1階の中心部に主展示室(19世紀大ホール)があり、そのまわりに各諸室(エントランスホール、喫茶室他)が配置され、2階以上は展示室、地下1階が客用便所、機械室などで構成されている。地上階は、そのほと

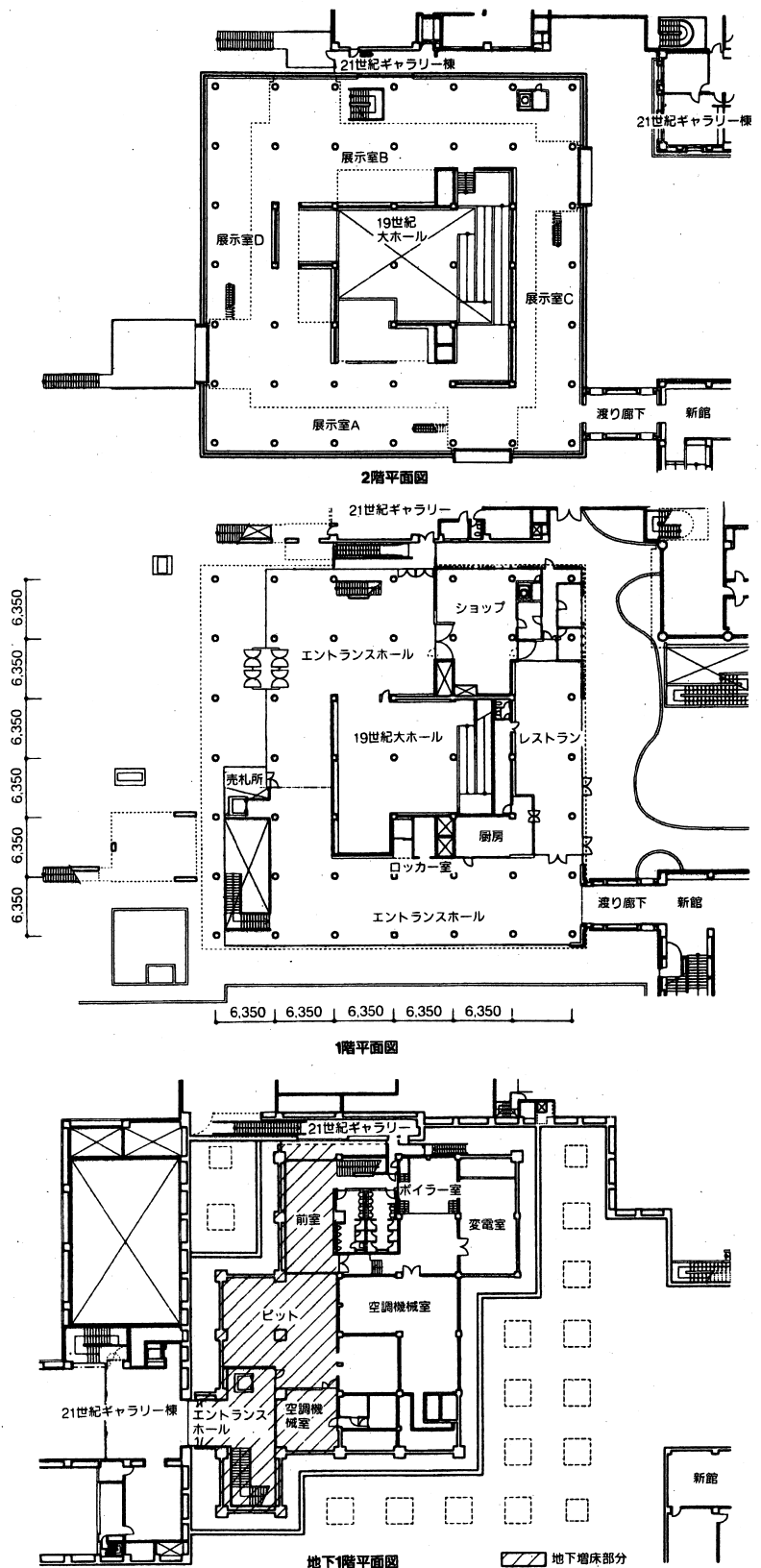


図3 建物平面図(2階, 1階, 地下1階) S=1:750

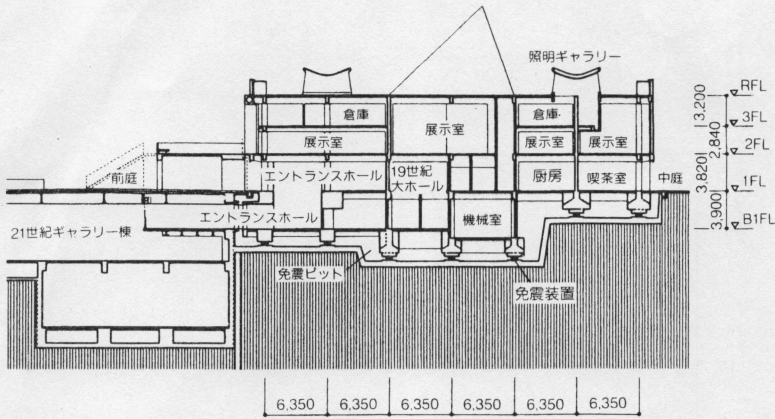


図4 建物断面図 S=1:750

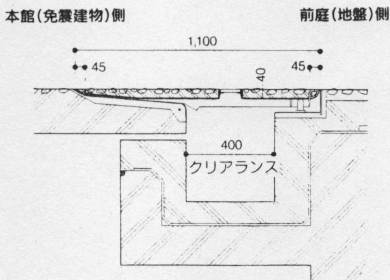


図5 外部床エキスパンション断面図 S=1:35

んどがコンクリート打放しによる独立柱(ピロティ)形式であり、前述の19世紀大ホールまわりにも耐震壁が設けられている(図3)。

今回の免震化計画では、地上階には構造的には手を加えずに済むことから、基本的には既存の意匠を変えないように考えている。しかし、現在同時に施工が進んでいる21世紀ギャラリーの新築に伴う機能上の変化が生じているため、以下のような改修を実施している。

- 本館1階のエントランスホールから21世紀ギャラリーへの主要動線として、地下階へとつながる階段およびエレベーターの新設
- 展示室を除く1階部分については、免震化工事に伴う既存内装・土間スラブを撤去して内装復旧および一般スラブとする改修
- 喫茶室・ショップの拡大
- 身障者便所の新設
- 1・2階展示室の塗装塗替えなど

のリニューアル

これらの部分は、1979年に竣工した新館建設時に大きく改修された部分ではあるが、オリジナル保存の観点から、コルビュジェによる意匠の精神をそこなわないよう、細心の配慮が要求される部分である。

断面計画

既存本館は独立基礎による直接基礎で、一部地下階がある。免震化に際しては、建物保存の観点からも地下階を含めた免震化としている。また、建物下部の土を敷地南側の前庭に搬出するという施工計画が必要となる地下スペースの有効利用と、新企画展示場である21世紀ギャラリーに至る動線の確保から、本館地下階の一部に増床を図っている(図4)。

また、本館の構造体(免震建物)と他の部分(地盤および21世紀ギャラリー側)は、地震時の変位に対するクリアランスとして構造部材で50cm、二次部材で40cmまで対応可能な断面としている。

各部設計

エキスパンション計画

外周部床のエキスパンションジョイントパネルは、最大変位40cmまで対応できるとともに、オリジナル

の前庭の砂利植えコンクリート舗装と同材で、かつ他の床とフラットなものとする必要があった。これはコルビュジェによる設計意図の継承・保存、前庭と本館1階との水平なつながりといった観点から生じる、重要な課題であった(図5)。

パネルは、ステンレスパネルの上コンクリート仕上げの可能な必要最低限の厚さとし、1辺を固定し片側でスライドさせるものと、両側をスライドさせて地震による水平動を上下動により吸収させるものとの2案を考え、実物大の振動実験を行い決定することとした。

実物大振動実験の結果、挙動の安定性から片側固定案を採用することとした。また、震度5程度の地震時にはパネルが持ち上がりず揺れを吸収可能なものとするため、パネル下の固定部はルーズな構造としている。

これまで、免震建物周囲のエキスパンションは、階段下部でのスライドあるいは金属板などで計画されていたのに対し、今回設計したパネルはハートビル法への対応、仕上げの自由度など今後の標準ディテールとして展開しようものと考えている。

設備設計

本館免震建物と外周部相互を通過する設備配管類には、設備機能に損傷が及ばないように十分な変形追従性能を与え、最大変位量を40cmとしている。給水揚水管・排水管・消火管・ガス管・冷却水管・自動制御配管配線は、可とう性継手をL字型に2本組み合わせることで両端をそれぞれの側に固定し、L字型の中間にある継手エルボは、水平方向に自由に動く支持構造(可動キャスター)としている。

可とう性継手は、ゴムあるいはステンレス製フレキシブル継手、ガス管については、ステンレス製エキスパンション継手としている。

構造設計

原設計概要

設計当時の構造概要を以下に示す。

基礎：直接基礎

支持地盤 関東ローム層

地耐力 $15.0 \cdot 20.0 \text{ t/m}^2$

構造：鉄筋コンクリート構造

使用材料：普通コンクリート

($F_c = 180 \text{ kgf/cm}^2$)

鉄筋 SR24 (9 ϕ - 22 ϕ)

原設計当時、コルビュジェのモジュロールにより寸法が定められた本館の構造設計は、その建物のデザインの特徴と地震国である日本の耐震基準とを両立させるために、コルビュジェとの対話を含め、詳細にわたって各所に当時の工夫がなされている。

当時としての特徴は、材料として丸柱にスパイラルフープを用いていること、部材として照明ギャラリーを吊す 150 ϕ の RC 柱を使用していることがある。

その後、構造的改修として、1977年の新館増築時に本館収蔵庫部分の壁の撤去、1993年に外壁 PC 版改修の際に軽量化が行われている。

地盤概要

土質は地表面より、関東ローム層／洪積層上部砂層／洪積層粘性土／洪積層下部砂層という構成である。地下水位は GL-18m であり、液状化のおそれはない。常時微動測定結果より地盤の卓越周期は 0.36 秒、第二種地盤相当である。今回の改修後も、基礎は関東ローム層と一部砂層を支持地盤とした直接基礎（マツ

トスラブ）とした。

躯体の劣化状況

コンクリート圧縮強度調査

壁のコア抜きによる圧縮強度試験の結果、平均値 254 kgf/cm^2 となり設計基準強度を十分満たしている。また、1979年の同調査の平均値 268 kgf/cm^2 と比較しても大きな変化は見られなかった。一方、直接試験の行えない打放し仕上げの丸柱も、シュミットハンマーによる強度試験により、同等の強度が確認された。

コンクリート中性化調査

屋外打放しコンクリート部は、はつりによる中性化調査を行った。その結果、表面より 10~14 mm 中性化しており、内部の鉄筋は部分的ではあるが若干の錆が生じていた。外部に関しては、1996年の外装改修時に中性化防止の表面処理をしており、その進行を防いでいるものと考えられる。一方、室内の仕上げのないコンクリート部は、コア抜きによる調査を行った。その結果、表面より 14~34 mm 中性化しており、直接調査できなかった打放しコンクリート丸柱も同程度の中性化が進行しているものと推測される。現状において、屋内であるため外部より鉄筋の発錆が進行しにくい環境にある。

構造体のひび割れ状況

打放しコンクリートの柱には、ひび割れは観察されなかった。一方、大梁には部分的な曲げ応力によるひび割れが観察された。現時点において、スラブのたわみなどによる障害も観察されず、建物全体として、有害なひび割れは生じていないものと推察される。

調査のまとめ

この建物は、竣工より 38 年経過しているが、経年による有害な劣化は見られなかった。したがって、現

状においては新築時とほぼ同程度の耐力を有していると想定され、劣化に対する早急な補修・補強の必要はないと判断された。

耐震診断(耐震点検)

1959年の竣工から数度の改修を行っており、現時点においての現行基準による耐震性を把握し、今後の改修計画の方針を決定することを目的とした。診断方法は、「官庁施設の総合耐震計画標準」(建設大臣官房官庁営繕部監修, 1987年)に基づき、条件として劣化係数 $U = 0.9$ 、重要度係数 $I = 1.1$ (2類) として診断した。その結果、「早急に耐震改修を行うべき建物」の判定となった。したがって、この建物の重要性を考慮した慎重な補強方法の検討が必要となった。

免震補強

設計方針

今回の設計では、建設当時の建築基準法・同施行令・同関連告示および通達に準拠して設計されている既存部分と今回工事の増築部分を一体化させ、建物に想定される地震動に対する耐震安全性を確認する。

耐震安全性の確認荷重として、既存部分が建設当時の基準により設計されていることをかんがみ、地下1階を含む全階についてせん断力係数 0.2 の等分布の設計用地震荷重を設定する。この設計用地震荷重による応力解析結果に基づいて、各部材の応力度が短期許容応力度以下となっていることを断面検定により確認する。

さらに、地震動の強さを免震層下部における最大速度値により規準化し、表1の2つのレベルを設定して各種地震動による地震応答解析を行

表1 改修設計のクライテリア

レベル (入力最大速度)	上部構造	免震装置	設備配管 電気配線
レベル1 (25cm/s)	全部材が短期許容応力度以内	—	無被害
レベル2 (50cm/s)	全部材が弾性限界耐力以内	最大相対変位 30cm 程度。 免震装置に引抜きが生じない	雑排水等重要度の低い配管では被害を認める。ただし、給水管等重要度の高い配管は無被害とする

表2 免震装置のねらい

項目	内容
水平方向固有周期	中地震時 $T=2.0 \text{ sec}$ 程度 大地震時 $T=2.5\sim 3.0 \text{ sec}$ 程度
垂直方向固有振動数	10 Hz 以上
積層ゴム面圧	100 kg/cm ² 以下
積層ゴム変形能力	40 cm 程度

符号	名称	数量	材質	備考
④	フランジ	2	SS400	28.0t
③	内部鋼板	39	SPHC	2.2t
②	被覆ゴム	—	合成ゴム	8.0t
①	内部ゴム	—	高減衰ゴム	5.0t×40層

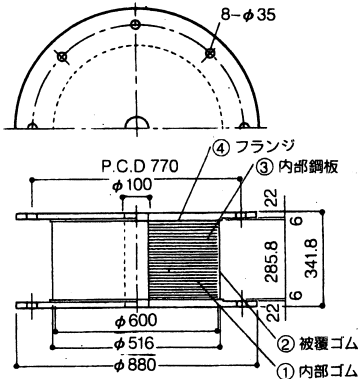


図7 高減衰積層ゴムの形状図

い、建物に作用する層せん断力が上記設計用地震荷重以下となることを確認する。以上により、建物の耐震安全性能目標が満足されることを確認する。

免震装置の設計

免震装置の仕様決定に際しては、この建物の地下が複雑な形状をしていることから、装置の設置場所が限られた。そのため、メンテナンスの容易さを考慮し、上部構造の支承機能とダンパー機能が一体となったも

のとし、さらに構造機能上、中小地震時よりの免震効果を発揮させるように高減衰積層ゴムを採用することとした。

この建物に適用する免震装置のねらいを表2に示す。また、図6に免震装置に加わる鉛直荷重および面圧、図7に今回採用の高減衰積層ゴムの形状図を示す。

質点系振動解析

この免震建物を、XおよびY方向について図8に示すような各階床位置に重量を集約した4質点等価せん断型モデルとした。免震層より下部の基礎部分は十分剛となるように構築するため、このモデルでは積層ゴム下部位置を固定とし、地震動の入力位置とした。また、上部構造は、静的弾塑性解析の結果から、レベル2の層せん断力が作用した場合にも十分弾性的な挙動を維持するため、線形モデルとした。

免震層は高減衰ゴムのせん断履歴特性を実験式に基づく非線形モデル

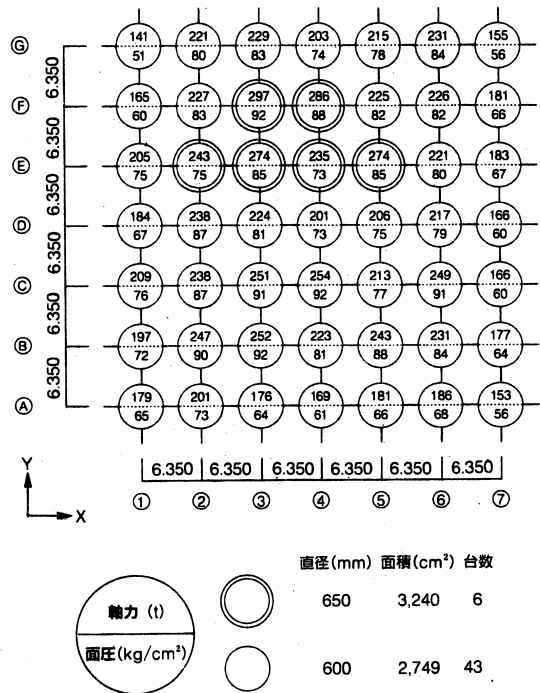


図6 免震装置に加わる鉛直荷重および面圧

(菊地モデル)とした。減衰定数は、上部構造を $h=1\%$ の剛性比例型とした。

建物の固有周期一覧表を表3に、入力地震動一覧表を表4に示す。

入力地震動は、地震波形をそれぞれ特性の異なる強震記録4波とし、入力レベルを最大速度 25 cm/s (レベル1) および 50 cm/s (レベル2) に規準化するものとする。

解析手法は、直接積分法による非線形時刻歴応答解析とする。解析結果を図9最大応答加速度 (X方向)、図10最大応答水平変位 (X方向)、図11最大応答せん断力 (X方向) に示す。また、表5免震層の最大応答値 (50 cm/s入力)、表6弾性限界耐力との比較 (50 cm/s入力) を示す。

25 cm/s 応答では、いずれの地震動においても上部建物の最大応答せん断力は設計用せん断力を下回っており、各部材は短期許容応力度以内に収まっている。50 cm/s 応答でも、いずれの地震動においても上部建物

表3 固有周期一覧表

ケース	方向	次数	固有周期(sec)	刺激係数
上部建物 1階床 位置固定	X方向	1次	0.201	1.2318
		2次	0.079	0.4630
		3次	0.040	0.0819
	Y方向	1次	0.179	1.2257
		2次	0.070	0.4284
		3次	0.034	0.0710
積層ゴム支持時 (積層ゴム剛性は 水平変位10cm 等価剛性)	X方向	1次	2.169	1.0070
		2次	0.160	0.0075
		3次	0.076	0.0010
	Y方向	1次	2.169	1.0055
		2次	0.141	0.0059
		3次	0.067	0.0007
積層ゴム支持時 (積層ゴム剛性は 水平変位20cm 等価剛性)	X方向	1次	2.651	1.0047
		2次	0.160	0.0050
		3次	0.076	0.0007
	Y方向	1次	2.651	1.0037
		2次	0.141	0.0039
		3次	0.067	0.0005

表4 入力地震動一覧表

波名	観測波 最大加速度 (cm/s ²)	A/V比	入力最大加速度		継続時間 (秒)
			25cm/s (cm/s ²)	50cm/s (cm/s ²)	
EL CENTRO 1940 NS	341.70	10.215	255.38	510.75	40.00
TAFT 1952 EW	175.95	9.933	248.33	496.65	40.00
HACHINOHE 1968 NS	225.00	6.602	165.05	330.10	36.00
TOKYO101 1956 NS	74.00	9.699	242.00	485.00	12.00

* A/V比とは、観測波の最大加速度と Trifunac の方法で積分した最大速度の比を示す

表6 弾性限耐力との比較(50cm/s入力, 単位: t)

階	EL CENTRO	TAFT	HACHINOHE	TOKYO101	弾性限耐力
3	234	212	226	181	676
2	315	287	303	242	752
1	534	494	507	397	1,097

の最大応答せん断力を下回り、各部材は弾性限耐力以内に収まっている。また、免震層の最大応答水平変位は最大で22.2 cmであり、30 cm以内であることが確認された。

以上の地震応答解析結果は設定した耐震性能規準をすべて満足しており、この建物が十分な安全性を確保していることを確認した。

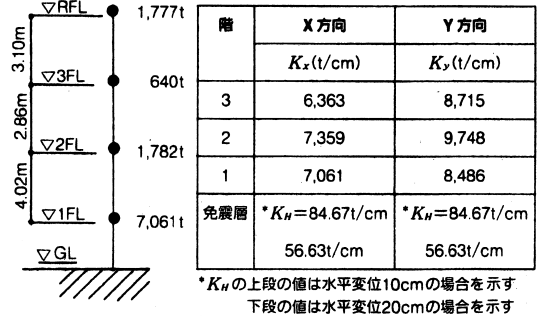


図8 解析モデル図

表5 免震層の最大応答値(50cm/s入力)

入力波	免震層	
	せん断力(t)	水平相対変位(cm)
EL CENTRO	1,177	22.2
1940 NS	1,177	22.2
TAFT	1,116	19.6
1952 EW	1,116	19.6
HACHINOHE	1,132	20.2
1968 NS	1,132	20.2
TOKYO101	836	11.6
1956 NS	836	11.6

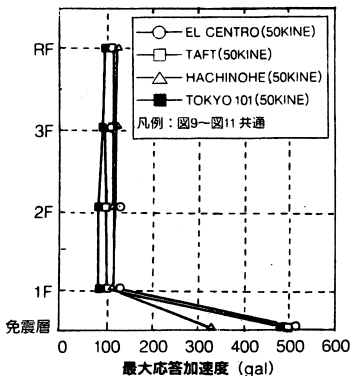


図9 最大応答加速度 (X方向・標準装置剛性)

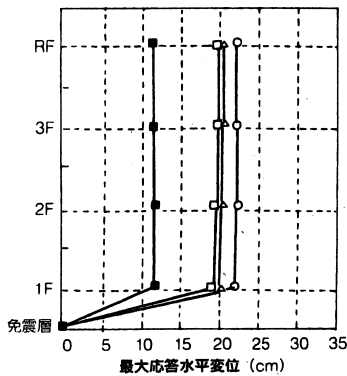


図10 最大応答水平変位 (X方向・標準装置剛性)

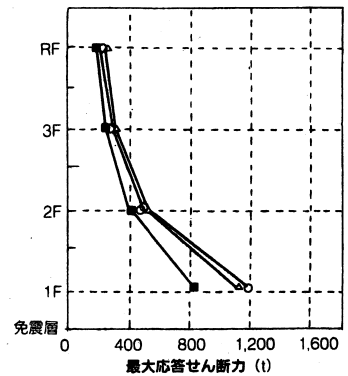


図11 最大応答せん断力 (X方向・標準装置剛性)

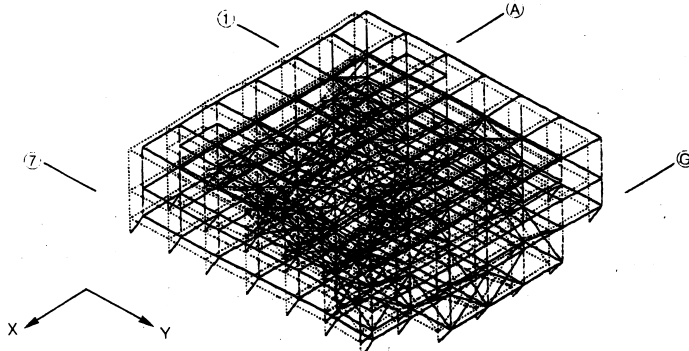


図12 立体解析骨組系モデル
(固有モード図、ねじれ方向積層ゴムで支持されている場合)

立体骨組振動解析による安全性の検討

今回の改修の目的の1つに「建物の保存」があることより、建物を3次元のままモデル化した部材系立体振動解析を行い、各部材の余裕度を求め、全部材の耐震安全性の確認を行った。

解析モデルは、積層ゴム下部位置を固定とした立体解析骨組系モデルとし、図12に示す。上部構造は、柱・梁・耐震壁のすべてに非線形性を考慮することとした。また、免震層については、高減衰ゴムのせん断履歴特性を、実験式に基づく菊地モデルとした。解析上の仮定を表7に、入力地震動を表8に示す。

入力地震動は、EL CENTRO

(1940)波と建築センター模擬波(レベル2)の2波とし、入力レベルを最大速度50cm/s(レベル2)に規準化する。

解析結果を図13最大応答加速度(X方向)、図14最大応答変位(X方向)に示す。地震応答解析結果による降伏耐力に対する比を図15⑧通り耐力比図、図16②通り耐力比図に示す。梁部材については、曲げ降伏耐力に対する最大応答曲げモーメントの比を示し、耐震壁については、せん断降伏耐力に対する最大応答せん断力の比を示している。さらに、図17・18柱のM-N時刻歴応答結果、図19・20耐震壁のQ-γ時刻歴応答結果を示す。

上部構造部材の塑性化状況は、梁については一部曲げひび割れの生じている部分があったが、クラック発生程度でおおむね弾性範囲内にある。終局せん断耐力に対し最大応答せん断力の比は最大で0.56、せん断ひび割れ耐力に対する比の最大は0.78より、せん断降伏している部材は存在していない。柱については、すべての部材が弾性範囲内で、ひび割れも生じていない。

終局せん断耐力に対する最大応答せん断力の比の最大は0.29、せん断ひび割れに対する比の最大は0.35であり、せん断に対しては十分な余裕を有している。上下動についても悪影響は見られず、軸力に対しても十分な余裕を有している。耐震壁については、1階および2階の一部で耐震壁にせん断ひび割れが生じているが、せん断降伏している部材はない。終局せん断耐力に対する最大応答せん断力の比は、最大値で0.54となっていた。

部材系立体解析により、各構造部材に非線形性を考慮した応答解析を行った結果、各構造部材それぞれについて耐震安全性の確認を行うことができた。

表7 解析上の仮定

項目	仮定
床の剛性	床面ブレースに置換
柱梁接合部	剛域を仮定
降伏判定	剛域端
鉄筋の材料強度	基準強度の1.1倍
大梁の曲げ剛性	剛性割増として両側スラブ付き 2.0 片側スラブ付き 1.5
上部構造の減衰	内部減衰型、積層ゴム上部を固定とした建物水平剛性の1次固有振動数に対する減衰定数を1%とする剛性比例型
柱・梁の曲げ特性	Degrading Tri-Linear
耐震壁	ブレース置換とし、せん断特性はブレース、曲げ特性は側柱

表8 解析ケース毎入力地震動一覧表

解析ケース	入力波名	入力方向	最大加速度 (gal)	継続時間 (秒)
建築センター	建築センター	Y	355.7	60.0
模擬波Y方向入力	模擬波(レベル1)			
建築センター	建築センター	X	251.5	60.0
模擬波45°方向入力	模擬波(レベル2)			
	建築センター	Y	251.5	60.0
	模擬波(レベル2)			
EL CENTRO	EL CENTRO	X	314.2	40.0
	1940 EW			
	EL CENTRO	Y	511.0	40.0
	1940 NS			
EL CENTRO	EL CENTRO	X	314.2	40.0
	1940 EW			
	EL CENTRO	Y	511.0	40.0
	1940 NS			
	EL CENTRO	Z	308.5	40.0
	1940 UD			

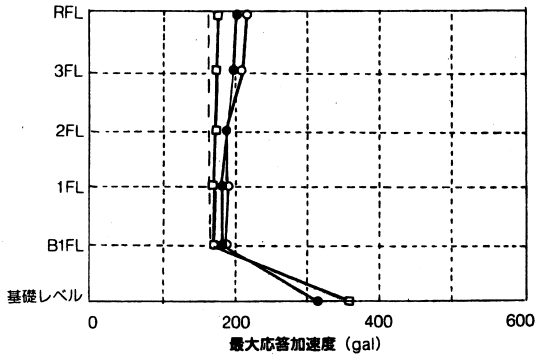


図13 最大応答加速度 (X方向・標準装置剛性)

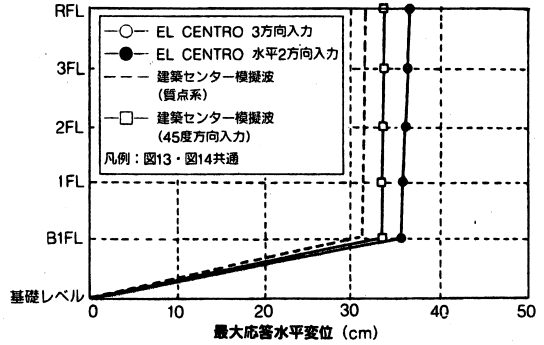


図14 最大応答変位 (X方向・標準装置剛性)

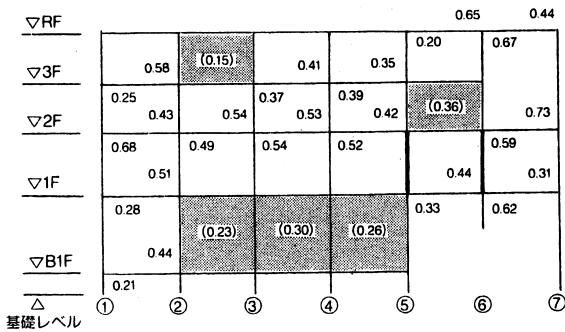


図15 B通り耐力比図 (EL CENTRO(1940)波3方向入力)

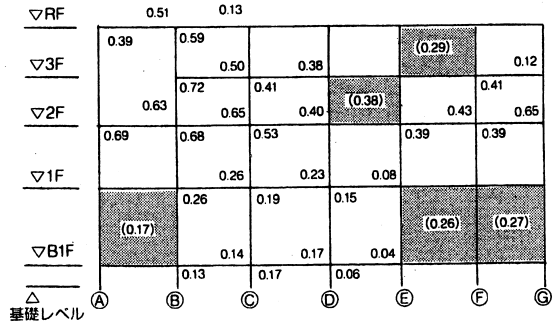


図16 2通り耐力比図 (建築センター模擬波(BCJ-L2)Y方向入力)

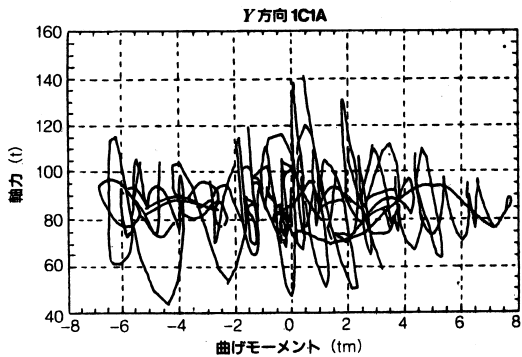


図17 柱のM-N時刻歴応答結果図 (EL CENTRO波(1940)3方向入力, 1階1-A柱)

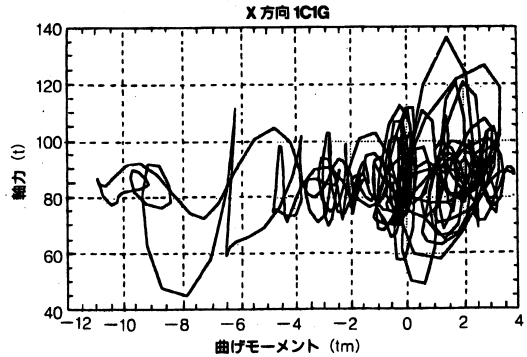


図18 柱のM-N時刻歴応答結果図 (EL CENTRO波(1940)3方向入力, 1階1-G柱)

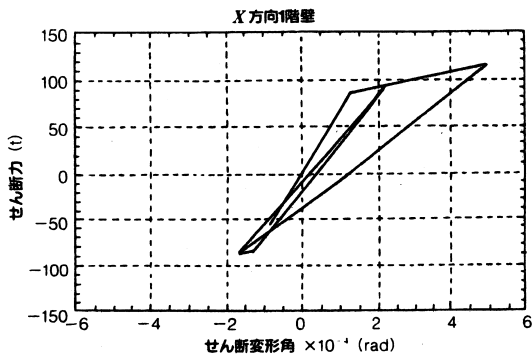


図19 耐震壁のQ-g時刻歴応答結果図 (日本建築センター模擬波(レベル2)Y方向入力, 1階6通りD-E間)

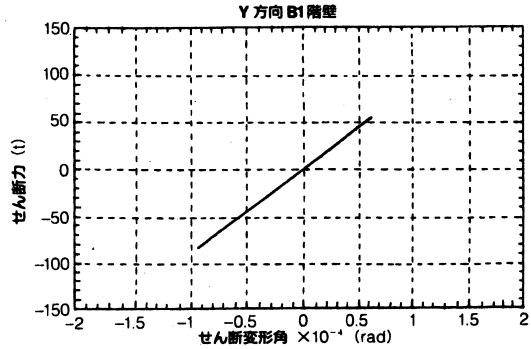


図20 耐震壁のQ-g時刻歴応答結果図 (日本建築センター模擬波(レベル2)Y方向入力, B1階3通りB-C間)

施工計画

施工計画概要

この工事の施工計画は、既存基礎下に免震装置を据え付け、新たに免震層を構築することが主要な課題である。既存建物の基礎形式は、関東ローム層を支持地盤とする直接基礎である。今回の工事は、地下のない部分、地下を増築する部分、および地下1階のある部分に分けられる複雑なアンダーピニング工事である。

施工手順としては、まず1階既存土間コンクリートを撤去し、基礎周辺を掘削する。次に、既存基礎梁を補強し、建物の自重を反力にして、耐力・沈下を管理しながら圧入した鋼管杭により建物を仮受けする。その後、マットスラブを構築し、免震装置を据え付けて既存基礎と一体化させる。最終的に、仮受け鋼管杭にて建物全体の重量を受けている状態から、上下の沈下を管理・制御する中で、一度鋼管杭に移行した重量を新設の免震装置に移し代えていく。

なお、おのおのの段階でのアンダーピニング工事に対する安全計画および工事中の地震の対応が必要となり、その対策が施されている。

特に既存基礎下の掘削に当たって

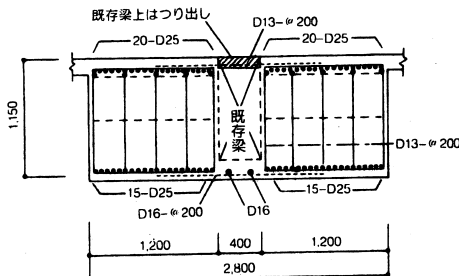


図 22 補強後の基礎梁断面図 S=1:70

は、直動式遠隔操作システム (ALD システム) を用いている。これにより、狭所空間の掘削を遠方からの機械操作により、安全な状況で施工を行っている。

施工手順

既存1階基礎下・既存地下1階基礎下の免震化工事

手順は次の通りである (図 21)。

- ① 掘削工事にあたり、山留親杭打設を行う。
- ② 1階土間コンクリートを解体し、1階基礎下端レベルまでの基礎周辺を残した一次根切りを行う。鋼管杭による仮受けのため、図 22 に示すように基礎梁の補強を行う。施工時の地震対策のための1階スラブを構築する。
- ③ 1階基礎下端レベルでの鋼管杭の圧入を行い、基礎下のラップを撤去し、鋼管杭に建物荷重を移行する。新設の1階基礎下端レベルまで二次根切りを行う。
- ④ 新設の1階基礎下の免震層下のマットスラブを構築する。許容施工精度範囲内に収めるべく、免震装置アンカーフレーム、免震装置の据付

施工を行う。図 23 に示すように既存基礎躯体と免震装置の上部の間にコンクリートを打設し、一体化を図る。同時に、既存地下1階基礎下部まで三次根切りを行う。鋼管杭の圧入のスペース確保のため、既存地下1階床、梁下部の根切りを行う。地下1階の既存機械室を今後も機能を維持して継続使用するため、土間コンクリートを鉄骨梁などに補強を行う。さらに、地下1階基礎梁の躯体補強を行い、地下1階基礎下の鋼管杭の圧入を行う。

⑤ 既存地下1階基礎下部まで四次根切りを行い、建物荷重を鋼管杭に移行する。1階基礎下レベルでの施工と同様に地下1階基礎下レベルの免震層下のマットスラブを構築し、免震装置アンカーフレーム、免震装置の据付施工を行う。既存基礎躯体と免震装置の上部の間にコンクリートを打設し、一体化を図る。さらに、仮受け鋼管杭の切断および撤去を行い、1階床スラブを構築する。

地下階増築部の免震化工事

手順は次の通りである (図 24)。

- ① 掘削工事にあたり、山留親杭打設を行う。
- ② 1階土間コンクリートを解体し、

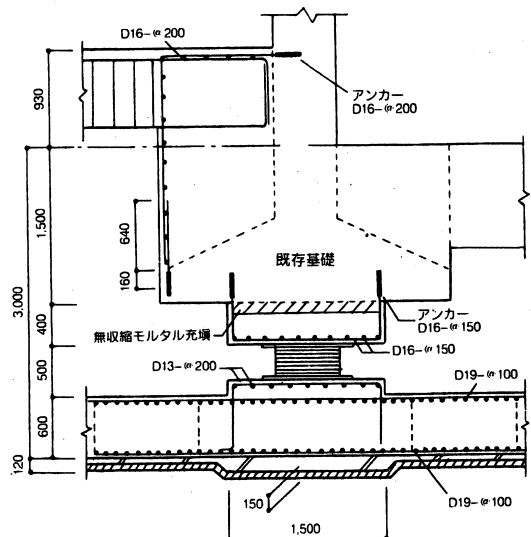


図 23 免震装置設置断面図 S=1:70

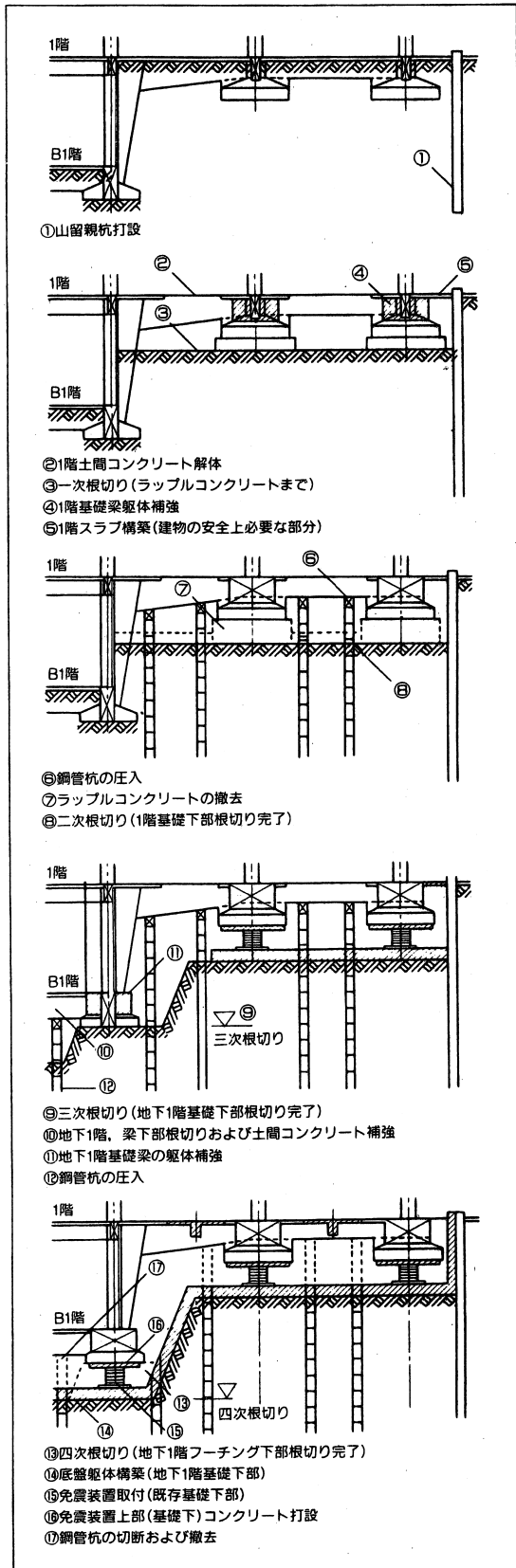


図 21 既存1階基礎下・既存地下1階基礎下の免震化工事手順図

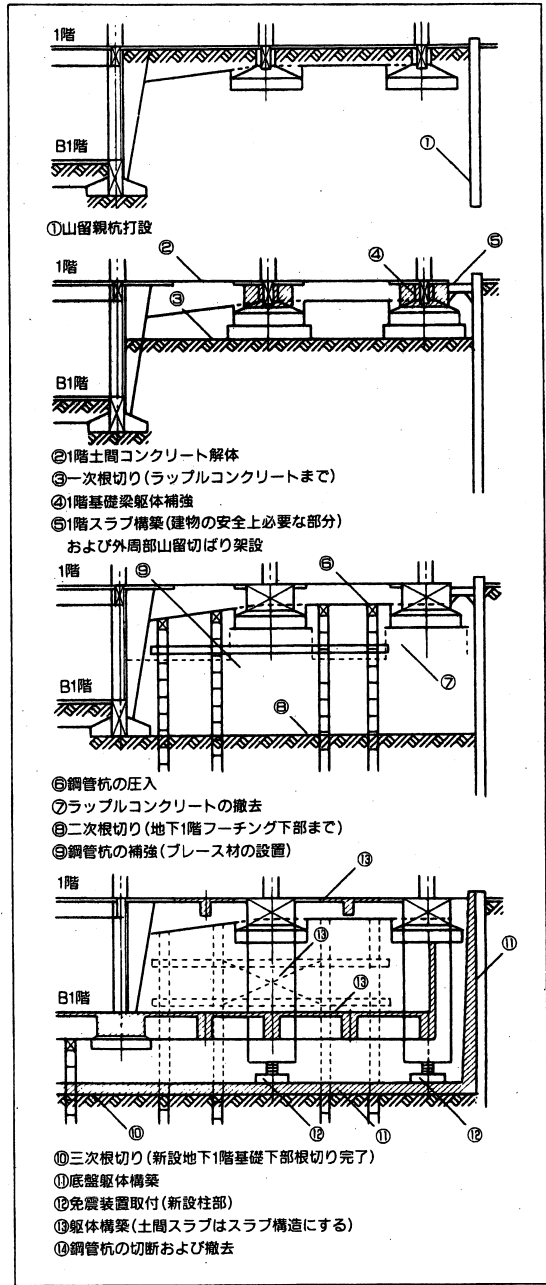
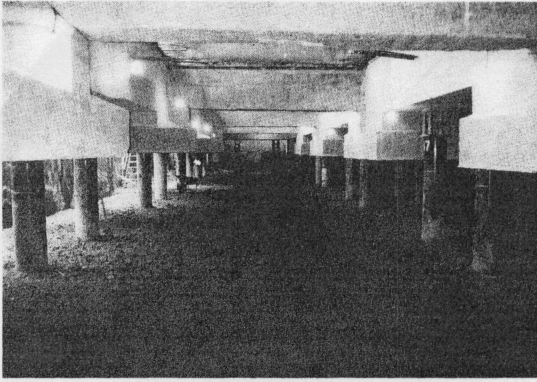


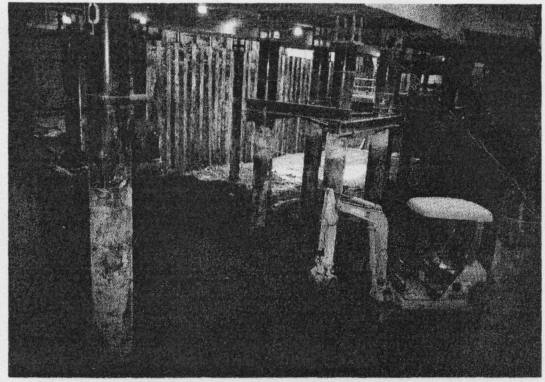
図 24 地下増築部の免震化工事手順図

1階基礎下端レベルまでの基礎周辺を残した一次根切りを行う。鋼管杭による仮受けのため、基礎梁の補強を行う。施工時の地震対策のための1階スラブの施工と、外周部山留切り架設を行う。

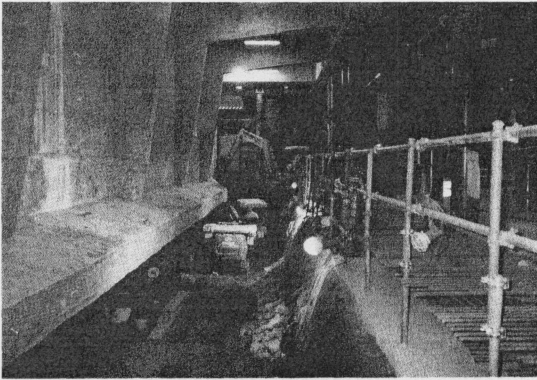
③ 鋼管杭の圧入を行い、基礎下のラップルを撤去し、鋼管杭に建物荷重を移行する。新設の地下1階基礎



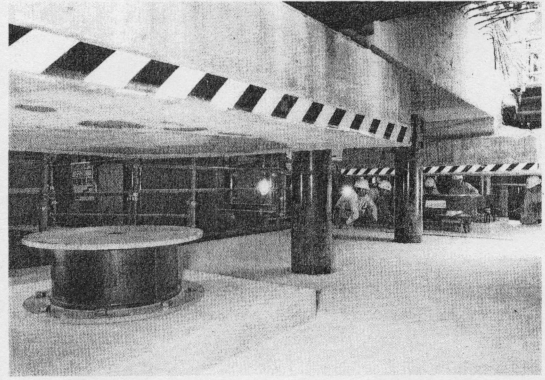
①アンダーピニング後二次根切り終了状況



②三次根切り工事状況



③地下1階基礎下部根切り状況



④基礎下免震装置設置状況

下端レベルまで二次根切りを行うと同時に、ブレース材などにより鋼管杭の補強を行う。

④ 新設地下1階基礎下部まで三次根切りを行い、免震層下のマットスラブを構築する。許容施工精度範囲内に収めるべく、免震装置アンカーフレーム、免震装置の据付施工を行う。免震装置の上部にコンクリート躯体を構築し、既存躯体との一体化を図る。1階床スラブを構築し、仮受け鋼管杭の切断・撤去を行う。

施工状況を写①～④に示す。

仮受け鋼管杭工事

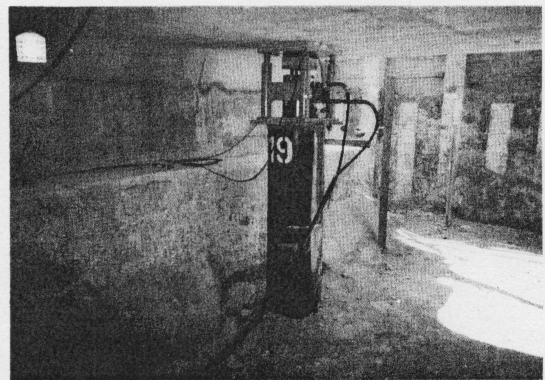
杭圧入の施工法

杭圧入の姿図を図25に示す。基礎梁下にジャッキ(100ton×2)を設置し、既存建物を反力にして、355.6φ×7.9の長さ1.0mの鋼管を圧入した。圧入は、20cmのジャッキスト

ロックと同一長さの調整ピース4個を杭頭との間に用いて行い、1.0m圧入するたびに杭本体を溶接により接合した。以上の鋼管の形状および重量は、アンダーピニング工事の作業性により決定した(写⑤)。

圧入管理方法

圧入荷重は、事前の載荷試験により確認した降伏荷重176tonf以上または設計荷重の2倍(180tonf程度)



⑤仮受け鋼管杭プレロード状況

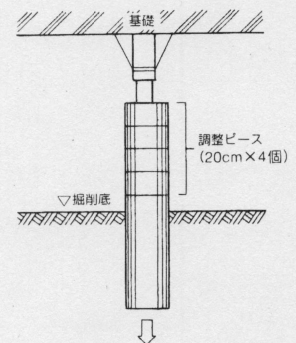
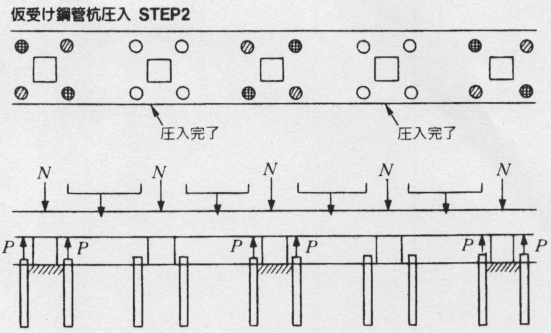
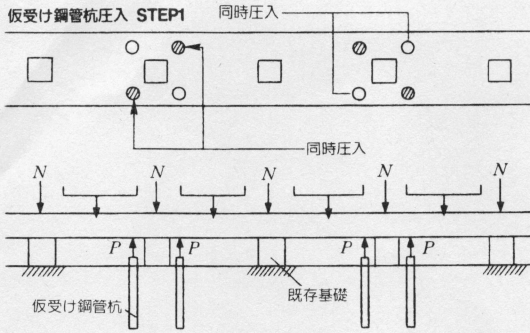


図25 杭施工姿図



- ① 仮受け鋼管杭は隣り合う基礎部に同時に圧入しない事を原則とする
- ② 同一基礎部の圧入においては、対角線上の杭を同時圧入する事を原則とする
- ③ 杭圧入は補強梁が完了した範囲から行う

図 26 杭施工手順図

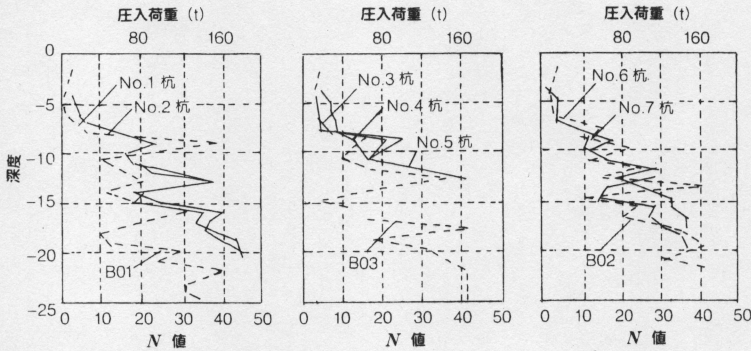
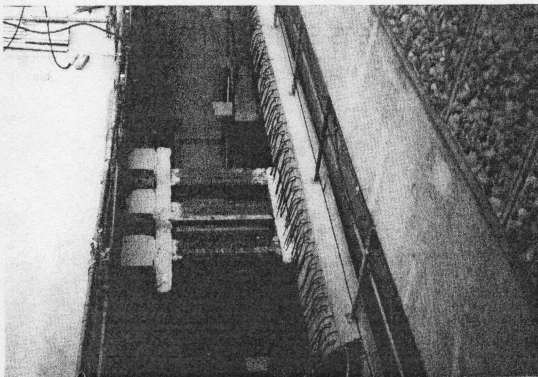


図 27 杭の圧入荷重結果図 (破線: N 値, 実線: 圧入荷重)

の細砂で約 0.05 m/min, その下の砂礫で約 0.03 m/min であった。

多サイクル载荷試験結果

多サイクル载荷試験結果より, 杭の軸剛性は約 17 tf/mm と判断でき, 許容荷重変動量 3 mm (スパン/(1000×2)) を満足すべく荷重変動は 3×17=51 tf と設定できる。この値は杭 1 本当たりの負担軸力約 75 ton に対して 67% に当たり, 十分施工管理可能な範囲であると判断できた。



⑥ 地震対策用仮設部材

の大きい方とした。また, 圧入時に図 26 に示す手順で, おおのこの杭の圧入荷重が建物荷重を超えない範囲でデジタル変位計により鉛直変位を管理した。打止め管理は, 0~ P_{max} (最大圧入荷重) にて除荷再載荷を繰り返し, 残留沈下増分量が 3 回連続 3 mm 以内 (スパン/(1000×2)), その後 110 ton で 10 分間荷重を保持し, 沈下量が 0.01 mm 以内である

ことを確認することにより行った。

圧入結果

図 27 に示すように地盤調査における N 値と施工時の圧入荷重がおおむね一致することより, N 値による杭支持力算定手法が圧入鋼管杭の支持力算定にも有効であると考えられる。

今回の圧入速度は, 関東ローム層で約 0.2 m/min, 粘土質ローム層で約 0.1 m/min, その下の本郷層

施工中の地震対策・沈下管理

施工中の地震対策

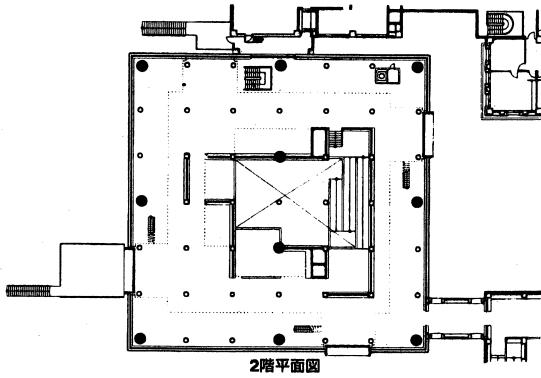
施工中の建物に対する安全性確保のため, 建物の設計当時の水平震度 (0.2) を乗じた地震力に対応すると設定した。その水平力を処理するため, 仮設拘束材を短期許容応力度内に収めるべく設計した。水平拘束は GL レベルの仮設材にて, ロッキングに対しては鋼管杭で処理を行った。

この拘束部材は, おおのこの施工段階で安全性が確認されたものであると同時に, 施工性に十分配慮されたものにて対応されている。

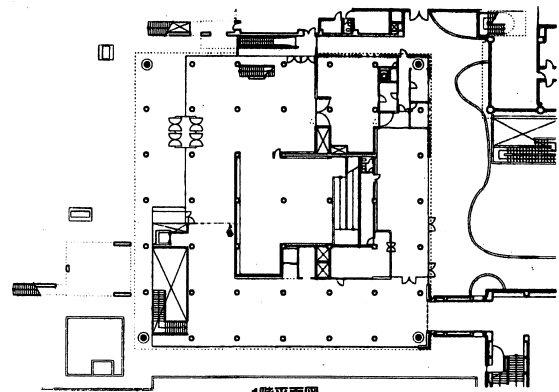
その一例として, 既存 1 階基礎下免震化のための掘削がされた状態での, 建物四周に配置した拘束用仮設部材 (21 世紀ギャラリー地下外壁側と外周地盤面) を写⑥に示す。

沈下管理

施工期間中を通して既存建物に有



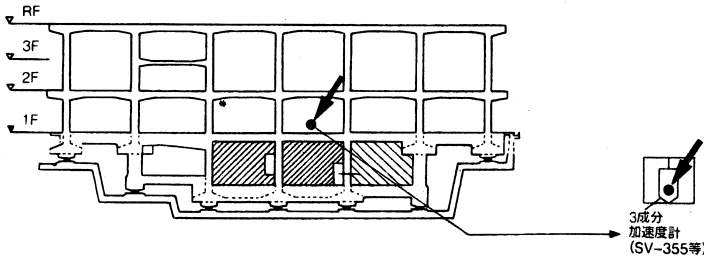
2階平面図



1階平面図

- 水盛式沈下計 2階 10ポイント
- ◎ 固定型傾斜計 1階 4隅の柱

図 28 変位（固定型傾斜計）と沈下（水盛式沈下計）の測定配置図 S=1:1000



3成分
加速度計
(SV-355等)

図 29 地震計設置位置図 S=1:700

害な変位を与えないこと、また作業中の安全確保の管理を行うために、傾斜計、沈下計を用いた計測を行っている（図28）。

傾斜の管理は、1階の柱の四隅に設置した固定型傾斜計を用い、沈下

の管理には、2階床上に水盛式沈下計を用いた。管理値設定のため、竣工時から時間が経過していることより、工事着工前の沈下状態をおおむね確認し、建物の変形角、相対沈下量がないことを把握した。

建築基礎構造設計指針（日本建築学会）を参考にし、工事を進める中で建物に有害なひび割れが発生しないと考えられる許容沈下量（スパンに対して1/1000）に安全率2.0を設定した3mmの沈下量に収めるべく管理を行う。さらに、荷重の移行を行った工事範囲、期間においては、目視により有害なひび割れの発生していないことを確認する。

また、施工中の地震による有害な沈下の有無を調査するため、図29に示す1階床に地震計を設置している。

まとめ

今回の耐震改修計画では、当初は従来から用いられてきた構法による補強の検討から出発した。その結果、本館のオリジナルにかなり手を入れる必要があり、使い勝手や意匠性、原形保存という観点から問題が多いことが判明した。耐震改修の新技术としては免震構造や制震構造を用いた方法が研究されているが、本建物では、低層RC造であるという構造的特性を考慮し、免震化改修を検討することとなったものである。

設計にあたっては、特性の異なる各種地震波により、質点系のみでなく、立体骨組としても応答解析を行

うなど慎重な検討を行った。意匠、設備もその納まりを工夫することにより変形に追従することが可能であることも確認した。また、施工上の諸課題についても技術的な問題点を解決し、実施に踏み切ったものである。

免震化により、地上部分には手を加えることなく、地震入力を1/3～1/5程度に低減させ、建物の応答せん断力を弾性限以下に収めることで、現行の建築基準法が定める以上の耐震性能を与え、原形保存を可能とすることが可能となった。さらに、美術館としての機能（美術品の保存、来館者の地震時における恐怖感の解消など）をより一層向上させる効果も期待できる。

今回の工事は、美術館全体の再整備計画の中での改修であるため、本館は全館閉館したうえで施工しているが、この構法を発展させることにより、工事中的建物の機能を維持させながら耐震補強工事を行うことも可能である。今後、歴史的建造物の保存や病院などの工事中的機能保持が必要となる建物の耐震補強にも採用が考えられ、より一層の施工方法の技術開発が必要と考えられる。

今後、この工事が既存建物の保存、活用の先例になる耐震補強構法となることを期待したい。

（たなか あきら、いとう あきひろ、なかがわりゆうご、あべ ふみあき、なかむら こういち、もちだ やすひで、あきやま みのる）