

国立西洋美術館

建設省関東地方建設局 森廣和幸



1. はじめに

歴史的建造物の活用を考えたとき、その建物の安全性を無視することはできない。阪神大震災によって、昭和56年以前の旧基準によってできていた建物の耐震性能が重要な問題となった。

今回、西洋美術館の再整備計画により、本館が施設全体の顔として重要な役割を果たすと同時に、今後とも美術館として使い続けることとなった。そこで、「国立西洋美術館本館等改修検討委員会（委員長：岡田垣男 東京大学教授）」を設け、耐震性能と保存・活用についての検討を行うこととなり、その結果¹⁾ 既存建物の基礎下に新たに免震装置を設置する、いわゆる「免震レトロフィット」を適用することとなった。今回、その経緯及び効果について紹介するものである。

2. 建物の概要

2. 1 設計・建設の歴史的経緯

国立西洋美術館本館は、戦後の日仏間の関係改善・友好の象徴として20世紀を代表するフランス人建築家ル・コルビュジェと、日本側協力者の共同設計により、1958年3月着工、1959年5月竣工した、近代建築を代表する建物である。平面を図-1に、概要を下記に示す。

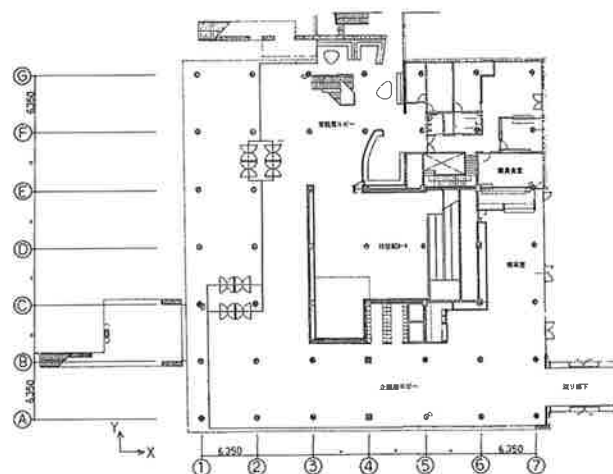


図-1 1階平面図

所在地 東京都台東区上野公園7-7

建物概要 鉄筋コンクリート造地上3階、地下1階

敷地面積 9,288m²
 延床面積 4,200m²
 基礎形式 直接基礎(独立、一部布基礎)
 使用材料 普通コンクリート Fc=180kg/cm²
 鉄筋 SR24

設計:新築当時

基本・実施 ル・コルビュジェ

実施 板倉準三、前川國男、吉坂隆正
 横山不学(構造)

監理 文部省文教施設部工営課

板倉準三、前川國男、吉坂隆正

改修設計・監理

関東地方建設局営繕部

(株)前川建築設計事務所

(株)横山建築構造設計事務所

清水建設(株)

施工(新築・改修共)

清水建設(株)

2. 2 地盤概要及び基礎

地盤は、地表面より関東ローム層、洪積層上部砂層、洪積層粘性土層、洪積層下部砂層と続き、地下水位はGL-18m、液状化²⁾の恐れはない。常時微動測定結果より地盤の卓越周期は0.36秒、第2種地盤相当である。

既存の建物は、関東ローム層を支持地盤とした直接基礎であった。今回、改修後の基礎も同じく関東ローム層、及び一部砂層を支持地盤とした直接基礎(マットスラブ)とした。

2. 3 耐震診断

改修の検討に先立ち、文献²⁾により耐震点検を行った結果、「早急に耐震改修を行うべき建物」と判定され、その方法に関して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り、委員会を設けることとなった。

2. 4 建物調査

本館の現状を把握するため、目視による全体調査と、コンクリートの圧縮強度試験・中性化試験・天井内躯体のひび割れ調査を行い、建物の劣化状況を推測することとした。

圧縮強度試験の結果、平均圧縮強度は254kg/cm²と設計基準強度を十分に上回っており、前回(1979年)調査の平均値が268kg/cm²であったことから経年による急激な強度低下は見られなかった。

中性化調査の結果、屋外の打放しコンクリート部は、10~14mm程度中性化しており、内部の鉄筋に若干の錆が生じている箇所もあった。しかし、外装改修時に中性化防止の表面処理しており、その進行は防いでいると考えられる。また、屋内の仕上げのない部分は、鉄筋のかぶり部分で中性化しており、直接供試体を取ることが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。しかし屋内であるため、外部より鉄筋の錆の発生・進行が進みにくい環境である。

目視調査の結果、露出している梁と大部分が打ち放し仕上げである柱には、ひび割れは見られなかった。天井内に隠れている梁の調査の結果、大梁に部分的な曲げ応力によるひび割れが観察できた。しかし、現時点においては、スラブのたわみなどによる障害も観察されず、また室内であるため、鉄筋は発錆しにくい状況にある。

以上のことから、本建物は経年による顕著な老化は見られず、したがって、現状においては新築当時とほぼ同程度の耐力を有していると想定され、又劣化に対する特別な補修及び補強の必要はないと診断される。

3. 在来型耐震補強

まず、耐震補強の検討として一般的に行われている、耐震壁等の壁量を確保する方法の検討例を図-2に示す。この方法は、設計概念の中で重要とされている1階ピロティ、さらには美術館としての使用性能が損なわれる。

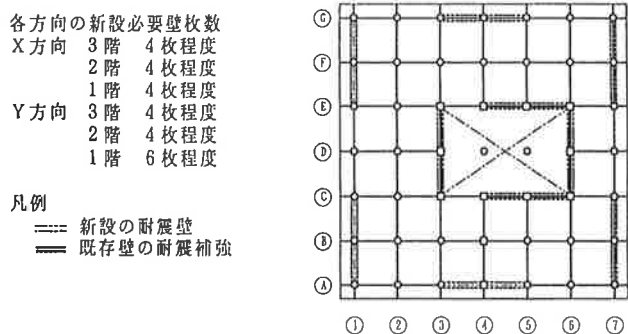


図-2 耐震補強例1 (2階梁、1階柱・壁伏図)

次に建物の変形によるエネルギー吸収を期待した補強検討例を図-3に示す。この方法は、大きな変形に柱・梁が追随する必要があるため、靱性を確保するための補強が必要となる。その際、柱のせん断補強に関

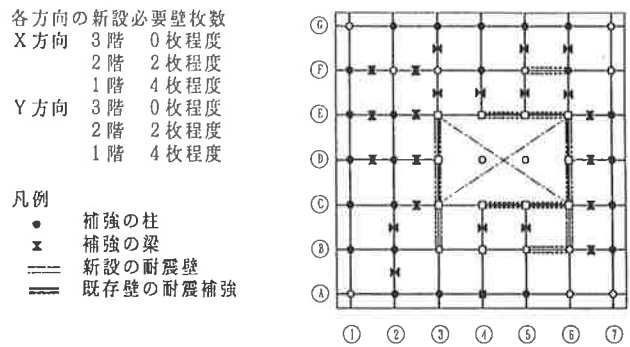


図-3 耐震補強例1 (2階梁、1階柱・壁伏図)

しては、モジュロールの精神を考えると、材料の選定と工法に、慎重な対応が必要となる。

このように、一般的な耐震補強では、使い勝手や意匠性・材料の保存という点では問題が多く、新たな改修方法を検討する必要が生じた。

4. 免震補強

4.1 設計の目標

新工法による改修として、制震構造は本建物の様な低層のRC構造には不向きなため、免震化改修による効果を検討することとなった。

設計の目標として、新築当時の耐震規定を鑑み、表-1に示す免震化改修を行う際のクライテリアを設定し、本館の安全性の確保を行うものとした。なお解析に先立ち、全層の層せん断力係数を0.2とした応力解析を行い、各部材が短期許容応力度以下であることを検定計算により確認した。

表-1 改修設計のクライテリア

| レベル | 上部構造 | 免震装置 |
|----------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| 各種観測地震波 レベル1 (25cm/sec) | せん断力係数 0.15 以下、全部材が 許容応力度以内 | |
| 各種観測地震波 レベル2 (50cm/sec) | せん断力係数 0.20 以下、全部材が 弾性耐力以内 | 最大相対変位20cm程度、 免震層に引き抜きを生 じない |
| 日本建築センター模擬波 JMA神戸観測原波 | せん断力係数 0.20 以下、全部材が 弾性耐力以内 | 最大相対変位40cm程度、 免震層に引き抜きを生 じない |

4.2 免震装置の選定

免震装置の仕様決定に際しては、本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ることと、メンテナンスの容易さを考慮し、上部構造の支承機構と、エネルギーの吸収機構が一体となっているものを採用することとした。本建物に適用する免震装置のねらいを表-2に示す。積層ゴムの配置は、各柱下に各1台(計49台)を設置するものとし、大地震時

表-2 免震装置のねらい

| | |
|-----------|--|
| 水平方向固有周期 | 中地震時 T=2.0sec程度 小地震時 T=2.5~3.0sec程度 |
| 垂直方向固有振動数 | 10Hz以上 |
| 積層ゴム面圧 | 100kg/cm ² 以下 |
| 積層ゴム変形能力 | 40cm程度 |

(レベル2相当)に想定される水平変形量から装置の安定した履歴特性を確保するため、600mm径の積層ゴムを採用することとした。(詳細な実施設計の結果、実際に使用する装置の直径は軸力により600mmと一部650mmの2種類となった。以下の数値は600mmのみを使用した値であるが、解析結果に差はほとんど見られなかった。)尚、解析には中小地震から免震の効果のある高減衰積層ゴムを想定し、免震装置概要を表-3のように設定した。

表-3 免震装置概要

| | |
|----------|---|
| 免震装置水平剛性 | 50%せん断歪み時 82.81tf/cm 100%せん断歪み時 55.37tf/cm |
| 免震装置減衰常数 | 15% |
| 積層ゴム面圧 | 最小 52kg/cm ² 、最大 97kg/cm ² 平均 76kg/cm ² |
| 水平方向固有周期 | 水平変位10cm T=2.11sec 水平変位20cm T=2.57sec |

本免震建物は、XおよびY方向それぞれについて図-4に示すような4質点等価せん断モデルにモデル化した。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、本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、静的な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(菊地モデル³⁾)とした。建物の固有周期一覧を表-4に、入力地震動一覧を表-5に示す。

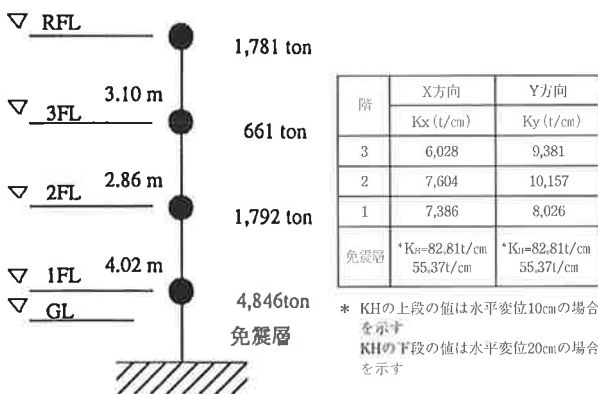


図-4 解析モデル

表-4 固有値解析結果(質点系モデル)

| | | 上部建屋 1階床位置固定 (在来) | | 積層ゴム支持時 (積層ゴム剛性は10cmの等価剛性) | |
|----|----|-------------------|--------|----------------------------|--------|
| 方向 | 次数 | 固有周期(sec) | 刺激指数 | 固有周期(sec) | 刺激指数 |
| X | 1次 | 0.200 | 1.2374 | 2.106 | 1.0071 |
| | 2次 | 0.079 | 0.4753 | 0.155 | 0.0076 |
| | 3次 | 0.040 | 0.0918 | 0.075 | 0.0011 |
| Y | 1次 | 0.180 | 1.2185 | 2.105 | 1.0056 |
| | 2次 | 0.070 | 0.3928 | 0.137 | 0.0060 |
| | 3次 | 0.034 | 0.0629 | 0.067 | 0.0008 |

表-5 入力地震動

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

| 波名 | 最大加速度 (cm/s ²) | 最大速度 (cm/s) | 継続時間(秒) |
|-------------|----------------------------|-------------|---------|
| JMA神戸NS(原波) | 818 | 73 | 40.96 |
| JMA神戸EW(原波) | 617 | 91 | 40.96 |
| 建築センター模擬波 | 355.7 | 57 | 80.00 |

4.4 解析結果

解析結果を表-6に示す。なおレベル2の解析にあたっては、表-3の水平剛性(以下、標準剛性と呼ぶ)の他に、ゴムの品質変動、経年劣化、温度依存性等を考慮することとし、その場合免震装置の水平剛性が設計値に対し、-20%~+30%の範囲内で変動するとした解析を加えた。

表-6 解析結果

| 応答 | 免震装置 | 最大相対変位 (cm) | レベル1 | |
|-------|-------------|-------------|-------------------------|-----------------------|
| | | | X方向 | Y方向 |
| 結果 | 上部構造 | 最上階最大せん断力係数 | レベル1 | X方向 9.33 (EL CENTRO) |
| | | | レベル2 (-20%) | Y方向 9.33 (EL CENTRO) |
| | | | レベル2 (+30%) | X方向 34.61 (センター模擬波) |
| | | | レベル2 (+30%) | Y方向 34.62 (センター模擬波) |
| | | | レベル1 | X方向 0.082 (EL CENTRO) |
| | | | レベル2 (+30%) | Y方向 0.076 (EL CENTRO) |
| 層間変形角 | レベル2 (+30%) | X方向 | 0.197 (センター模擬波) | |
| | | Y方向 | 0.197 (センター模擬波) | |
| | | 層間変形角 | X方向 1/3536 (1F センター模擬波) | |
| | | 層間変形角 | Y方向 1/3807 (1F センター模擬波) | |

レベル1においては静的増分解析の結果から、全部材とも許容応力度以内となっている。

レベル2においては、応答せん断力・層せん断力係数は、剛性+30%の場合が最も大きく、その差は標準剛性に比べ+20%程度であり、せん断力係数の最大は0.2程度となり、弾性限耐力との比較を図-5に示す。いずれの地震波に対しても、設定したクライテリアを満足し、その応答せん断力は建物の弾性限耐力を越えていない。なお、水平方向の変位は、標準剛性-20%の場合が最も大きくなるが、標準剛性の場合の+10%で、最大でも35cm程度であり、問題がない。

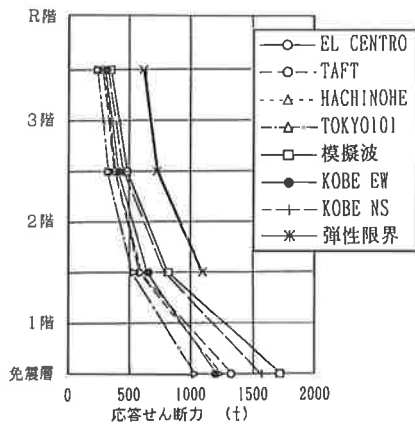


図-5 弾性限界との比較(剛性+30%)

エネルギー応答解析を行った結果を表-7に示す。振動系全体の吸収エネルギー量に対する免震層の履歴吸収エネルギー量の比率は、上部構造がほぼ弾性領域にあるため、99%とほぼ全地震入力エネルギーを吸収している。また、20cm定変位換算繰り返し回数は、入力レベルが大きな建築センター模擬波においても8.2回と、高減衰積層ゴムの限界繰り返し回数(200回の繰り返しにおいても破断しないことが確認されている。)に比べかなり小さな値となっており、十分な安全性を有していると考えられる。従って、本建物を免震建物へ改修することにより、大地震に対して十分な安全性が確保されることが判る。

表-7 エネルギー評価

| 方向 | 入力地震動 | 入力エネルギー (t・cm) | 等加速度 (cm/sec ²) | 免震層履歴吸収エネルギー率 (%) | 20cm定変位換算繰り返し回数(回) |
|----|--------------|----------------|-----------------------------|-------------------|--------------------|
| X | EL CENTRO-NS | 67469 | 121 | 99 | 2.6 |
| | TAFT-EW | 70222 | 123 | 99 | 2.7 |
| | HACHINOHE-NS | 144884 | 177 | 99 | 5.5 |
| | TOKYO101-NS | 16065 | 59 | 99 | 0.6 |
| | JMA-KOBE-EW | 58854 | 113 | 99 | 2.2 |
| | JMA-KOBE-NS | 71989 | 125 | 99 | 2.7 |
| | 建築センター模擬波 | 214722 | 215 | 99 | 8.2 |

5. 部材系立体解析

5.1 目的

今回の改修の目的の一つに「建物の保存」があることと、既存建物に吹き抜けが多く「ねじれ」が生じているおそれがあるため、これらを把握することを目的に、建物を3次元のままモデル化した部材系立体解析を行い、個々の部材の応答性状を時刻歴で把握し、終局強度との比較により、各部材の余裕度の確認と変形状の把握を行うこととした。

5.2 解析モデル概要

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-6に解析モデルを示す。

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、免震層については質点系解析と同じモデル³⁾を使用することとした。解析上の仮定を表-8に、固有値解析結果を表-9に、入力地震動を表-10に示す。

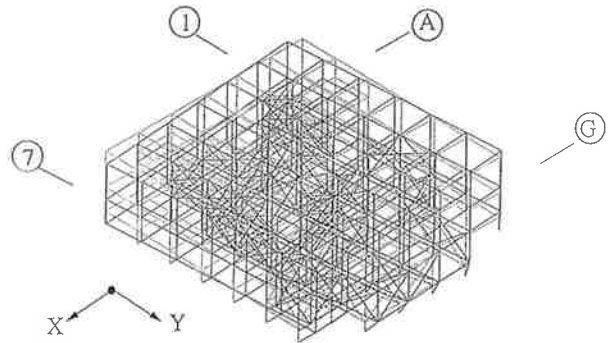


図-6 解析モデル
(固有モード図、ねじれ方向積層ゴムで支持されている場合)

表-8 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 | 剛性割増率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 | 内部粘性型、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-9 固有値解析結果(部材系)

| 方向 | 次数 | 積層ゴム支持時 (積層ゴム剛性は10cmの等価剛性) | |
|-----|----|-------------------------------|--------|
| | | 固有周期(sec) | 刺激係数 |
| X | 1次 | 2.187 | 1.0102 |
| | 2次 | 0.187 | 0.0128 |
| Y | 1次 | 2.187 | 1.0087 |
| | 2次 | 0.174 | 0.0094 |
| ねじれ | | 0.034 | 0.5385 |

表-10 入力地震動

| 解析ケース | 入力波名 | 入力方向 | 入力波最大加速度(gal) | 継続時間(秒) |
|---------------------|----------------|------|---------------|---------|
| 1 建築センター模擬波 | 建築センター模擬波レベル2 | Y | 355.7 | 60.00 |
| | 建築センター模擬波レベル2 | X | 251.5 | 60.00 |
| 2 建築センター模擬波 | 建築センター模擬波レベル2 | Y | 251.5 | 60.00 |
| | 建築センター模擬波レベル2 | X | 251.5 | 60.00 |
| 3 EL CENTRO 水平2方向入力 | EL CENTRO - EW | X | 314.2 | 40.00 |
| | EL CENTRO - NS | Y | 511.0 | 40.00 |
| 4 EL CENTRO 3方向入力 | EL CENTRO - EW | X | 314.2 | 40.00 |
| | EL CENTRO - NS | Y | 511.0 | 40.00 |
| | EL CENTRO - UD | Z | 308.5 | 40.00 |

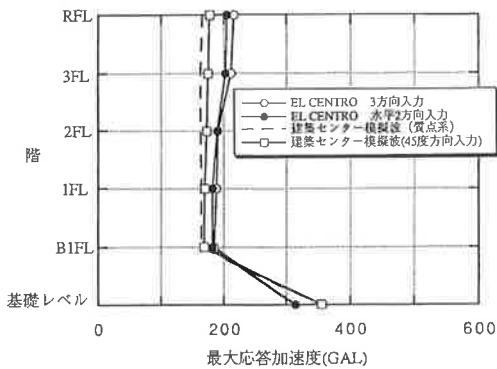


図-7 最大応答加速度、X方向(剛性土0)

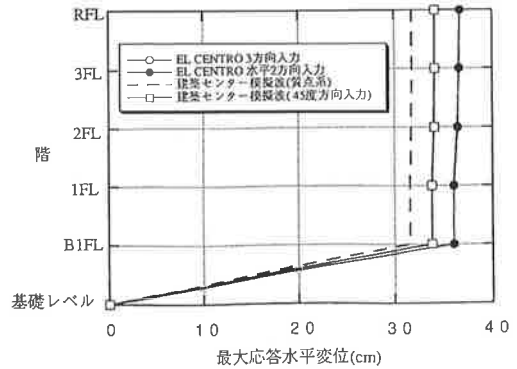


図-8 最大応答加速度、X方向(剛性土0)

5. 3 解析結果

解析結果を図-7~8に示す。部材系立体解析は、各構造部材の非線形性を考慮したことにより、質点系応答解析に比べ、層せん断力・水平変位ともに若干大きな値を示す結果となった。

5. 4 構造部材の塑性化状況について(上部構造)

(a) 梁について

梁の曲げ降伏耐力に対する最大曲げモーメントを検討した結果、全部材で降伏している箇所は見られなかった。しかし、一部曲げひび割れの生じている部分があったが、おおむねクラック発生程度で弾性範囲内にあり、終局せん断耐力に対し最大応答せん断力の比の最大は0.56、せん断ひび割れ耐力に対する比は、0.78であり、せん断降伏している部材はない。なお、ひび割れの生じるとされた梁は天井内に隠れ、露出していない。

(b) 柱について

柱の曲げモーメント及び軸力の応答波形を用いて、図-9に示すように終局耐力との比較を行った結果、すべての部材が弾性範囲内で、引き抜きやひび割れも生じていない。なお、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0.28、せん断に対して十分な余裕を有している。また上下動を加えた立体振動解析結果より、引き抜きに対しても十分な余裕を有している。

(c) 耐震壁について

耐震壁のせん断力とせん断変形の関係は、図-10に

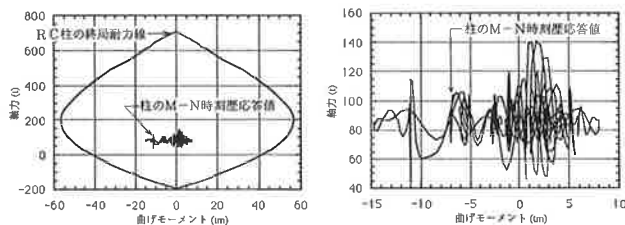


図-9 柱のM-N時刻歴応答結果 (1階、1-A、X方向、EL CENTRO 3方向入力)

示す様に1階及び2階の一部の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となった。

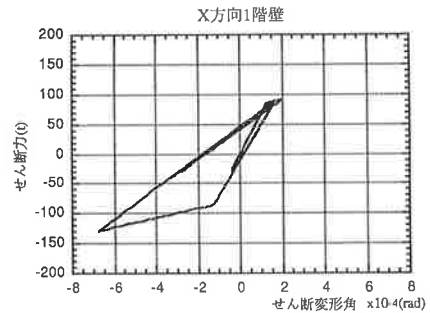


図-10 耐震壁のQ-γ時刻歴応答結果 (1階、E通り、3-4間、EL CENTRO 3方向入力)

5. 5 免震装置

免震装置のせん断力とせん断変形の関係を図-11に示す。又、各層のねじれ角は表-11のようになり、ねじれ変形が免震層で生じることにより、1階から3階までの上部構造がほぼ剛体的挙動を示していることが判る。

表-11 各層のねじれ角

| 階 | ねじれ変形角 |
|-----|----------|
| 3 | 1/146538 |
| 2 | 1/88605 |
| 1 | 1/64576 |
| 免震層 | 1/841 |

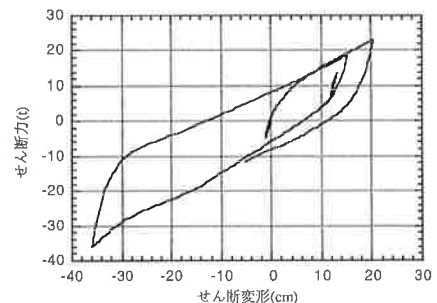


図-11 免震装置のQ-δ時刻歴応答結果 (B-1階、1-A、X方向、EL CENTRO 3方向入力)

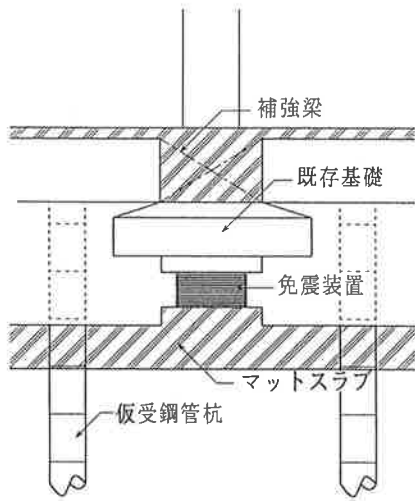


図-12 免震装置の納まり(既存基礎下)

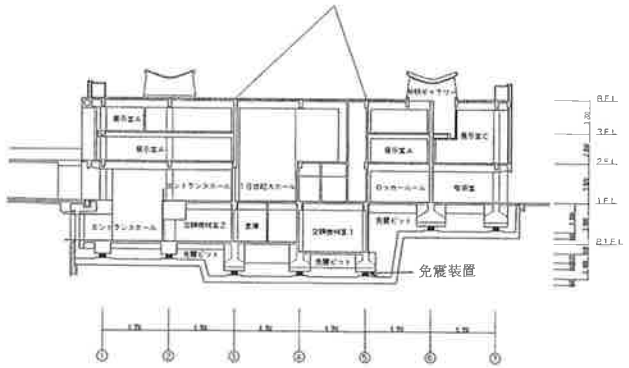


図-13 断面図

6. 施工方法

本建物が一部地下を有している直接基礎(独立、一部布基礎)形式であるため、免震装置を取り付けるために基礎下に新たな空間を設ける必要がある。そのため、今回は建物全体を鋼管圧入によるアンダーピンニングを行うことで、直接地盤に伝わる重量をすべて鋼管杭にて一度仮受けし、その後既存基礎下に免震装置を設置し、新たに免震層を構築することとした。免震装置の収まりを図-12に、建物の断面を図-13に示す。

7. 意匠・設備の対応

免震化改修をすることにより、建物には大きな水平変位が生じるため、その変形に十分追従するエキスパンションジョイントを設置する必要がある。特に本建物は、前庭と本館の連続性が意匠上大きな意味を持っているため、図-14に示すようなエキスパンを設けて、対応する予定である。

又、設備的な面では、一般的な給排水・電気設備については、新築の免震建物に適用している納まりを適することにしたが、従来外部にあった煙突については煙道のフレキシブルに問題が多いため、以前建物内にあったEVシャフトに煙突を取り込むことで解決を図った。

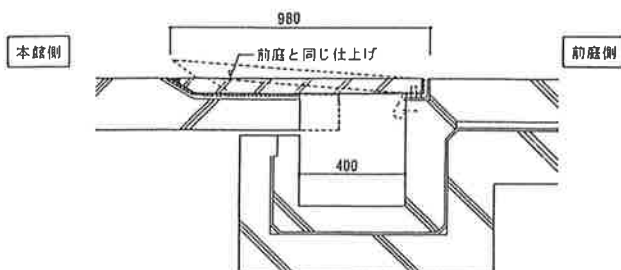


図-14 前庭EXP,J

8. まとめ

耐震補強の設計に際し、従来工法による耐震補強の検討を行ったところ、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・保存という観点から問題が多いことが判明した。そこで、新工法として免震化改修を検討することとなり、特性の異なる各種地震波による応答解析を行った。結果、免震工法は最大35cm程度の水平変位を生じるが、意匠・設備もその納まりを工夫することによりその変形に追従することが可能である。従って、地震入力を1/3~1/5程度に低減させることで、建物の応答せん断力を弾性限界以下に抑さえ、大地震に対する十分な安全性が確保でき、意匠性や部材の保存にも有効であることが確認された。

9. おわりに

本工事は、日本初の免震レトロフィットとして平成8年7月にセンター評定及び大臣認定(建基法38条)を受け現在工事中である。このことにより新耐震以前の古い基準によってできていた世界的に価値のある建物に対し、地上部分のデザイン・材料等に手を加えることなく、現行の基準法以上の耐震性能を与え、原形保存を実現している。さらには、美術館としての機能(美術品の保存、来館者の恐怖感の解消等)をより一層向上させる効果も期待できる。

日本の古い建物は、ある程度の耐震性を持って建てられているため、地震入力を低減する基礎免震工法は、建物の原形保存という点では最適の工法である。本事例が、今後歴史的・文化的建造物の保存の弾みとなることを期待したい。

参考文献

- 1) 国立西洋美術館本館等改修検討委員会報告書：1996年2月
- 2) 官庁施設の総合耐震計画標準：建設大臣官庁官庁営繕部監修、1987年
- 3) 菊地優、猿田正明、田村和夫：建築免震用積層ゴムの復元力特性に関する研究、構造工学論文集、Vol40B、1994年3月