

アイランド・フォートMS—免震個人住宅

大林組
山中昌之



大林組
宮本明倫



藤原設計事務所
藤原宏史



大同精密工業
及部好久



1. はじめに

本建築物は、東京都杉並区の北部に建つ免震個人住宅である。鉄筋コンクリート造壁式3層の建物で、地震時の構造健全性を確保すると共に家具等の転倒防止で居住安全性を得る目的で免震構造を採用している。

ここでは、免震建物の構造設計概要と免震装置類の設計概要について述べる。

| | |
|------|--------------------|
| 敷地面積 | 206.51㎡ |
| 建築面積 | 116.65㎡ |
| 延床面積 | 310.81㎡ |
| 階数 | 地下1階、地上2階 |
| 軒高 | 6.95m (最高高さ 9.15m) |

完成時の建物外観を図1に示す。

2. 地盤概要

建設地は、JR中央線荻窪駅の北北東1.2kmに位置する。周辺には豊島台(武蔵野I面)と称する洪積台地が広がり妙正寺川により開析されている。

付近の台地を構成する地質は、更新世の段丘礫層である武蔵野礫層の上位に関東ローム層が堆積している。

下表に土質構成を示す。

| | GL-m | 地層 | N値 |
|----|-------|--------|-----|
| 土質 | 0.60 | 盛土層 | — |
| | 8.95 | 関東ローム層 | 2~3 |
| N値 | 17.36 | 武蔵野礫層 | ≥25 |



図-1 完成時建物外観

建物は、地上2階、PH1階、地下1階の現場打の壁式鉄筋コンクリート造の専用住宅である。

長辺(南北)方向、12.3m、短辺(東西)方向は、10.3mであり、地下階は、1階床下の大梁から吊り下げられる構造となっている。

又、地下階壁と地中擁壁の間には免震装置による水平変位を吸収すべく40cmのクリアランスを有している。

図2に東立面、図3に免震装置配置概念パース図を示す。

3. 建物概要

| | |
|------|---------------------------------------|
| 建設地 | 東京都杉並区本天沼 |
| 建築主 | 佐藤 靖子、宮本 明倫 |
| 設計監理 | 藤原設計事務所(意匠・設備) 大林組東京本社一級建築士事務所(構造) |
| 用途 | 個人専用住宅 |

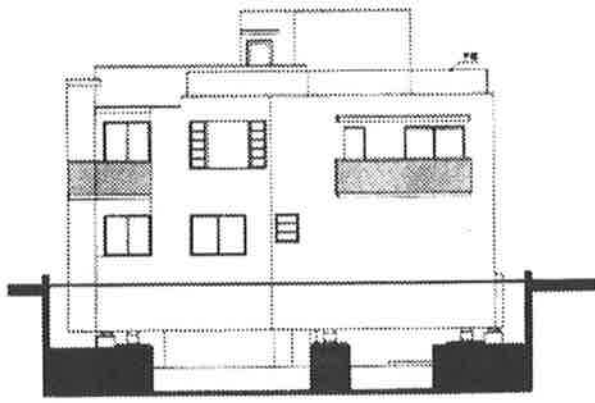


図-2 東立面図

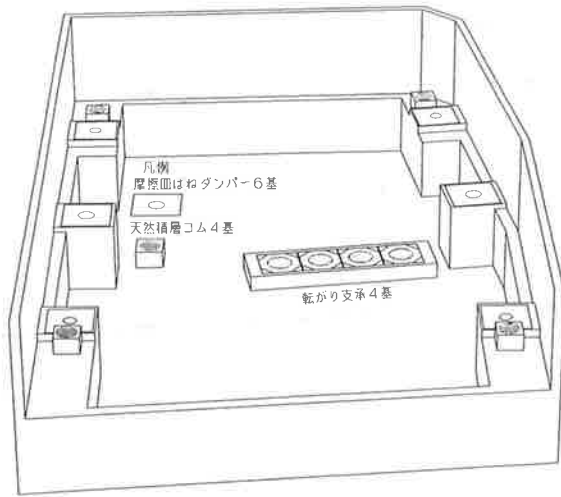


図-3 免震装置配置概念パース

免震装置は、天然ゴム系積層ゴム、摩擦皿ばねダンパー及び転がり支承で構成されている。

積層ゴムは、1階床下の外周に配置された大梁交点の四隅に各1基、及び後述の転がり支承直上に4基配置されている。

摩擦皿ばねダンパーは、上記の大梁交点の四隅に皿ばねφ300を4基、他に建屋中央の東西に走る大梁と建屋外周南北の大梁との交点に皿ばねφ400を2基、合計で6基が配置されている。

又、転がり支承4基は、地下階床下の建屋中央の東西に走る基礎梁上に設ける。

基礎は、鉄筋コンクリート造の地下スラブと外周擁壁より構成され、免震化建物の地震時水平変位を吸収して、周囲の土水圧に抵抗する空間を形成している。

基礎構造は、場所打コンクリート杭によってN値25以上の武蔵野礫層内に支持させている。

4. 構造計画

この建物の各種免震装置の概要を以下に示す。

4.1 天然ゴム系積層ゴム

積層ゴムには、ブリヂストン社製天然ゴム系の積層ゴムNRB (Natural Rubber Bearing) でG4.2を使用する。

本建物のNRBの寸法諸元と個数を以下に示す。

| NRBの種類 | ゴム外径 (mm) | ゴム層厚 3mm | 内部鋼板厚 2.2mm | 1次形状係数 | 2次形状係数 | 個数 |
|--------|-----------|----------|-------------|--------|--------|----|
| Aタイプ | 340 | 27層 | 26層 | 28.3 | 4.20 | 2 |
| Bタイプ | 340 | 31層 | 30層 | | 3.66 | 2 |
| Cタイプ | 340 | 29層 | 28層 | | 3.91 | 4 |

A及びBタイプのNRBは、建物4隅に配置しCタイプは、転がり支承の直上に設けている。

A及びBタイプのNRBの全建物自重に対する自重負担率は36%である。

4.2 摩擦皿ばねダンパー

本建物の免震装置には減衰装置として摩擦皿ばねダンパーがある。

この減衰装置は、建物自重の支承体として鋼製の皿ばねを内蔵し、装置最下部には超高分子量のポリエチレン樹脂を有していて、建物の基礎梁の上端面に敷込まれたステンレス滑り板との間で、滑り摩擦 ($\mu=0.20$) による履歴減衰を期待している。

皿ばねは、中央にむくり(撓み可能量)を有するドーナツ型の中空円盤である。(図4参照)

皿ばねの荷重特性(圧縮力-圧縮変形)を支配する因子は、

▽材料の弾性係数Eとポワソン比 ν

▽円盤の外直径2aと内空直径2b

▽円盤の初期可撓量hと板厚Sの比率 h/S の値であり、カルティエーオーランド等の耐力近似式が提案されている。

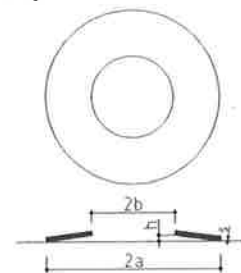
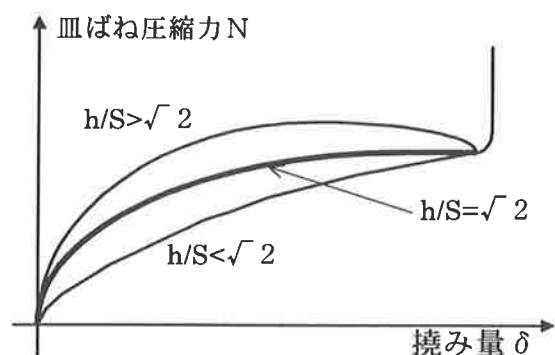


図-4 皿ばね姿図

皿ばねの荷重特性は、一般的に次のような特徴を有する。

圧縮力の増大に対応し高さ h が減少し、高さ方向にその形状が変化するため、荷重-変形関係は幾何学的非線形を有する。

この非線形性を支配する因子には、初期高さ h と板厚 S の比 h/S の値であり、 $h/S = \sqrt{2}$ を閾値として、その荷重-変形の非線形特性が変化する。



皿ばね荷重特性の模式図

$h/S = \sqrt{2}$ の皿ばねは、圧縮撓み率が50~75%で、ほぼ平坦な荷重-変形の関係となる。

完全密着の状態近傍では変形の増加が少なくなり、急激な荷重耐力の増大が認められる。この状態では、ばねとしての機能は失われて剛体的となる。

積層ゴム等に併設した建物自重による摩擦ダンパー装置に減衰機能を期待する場合、一定の摩擦減衰力を得るためには工夫を要すると言われている。

この理由は、以下に示す種々の要因から積層ゴムと摩擦ダンパーへの圧縮力の割合が変動することによる。

▽ 雰囲気温度による積層ゴムの伸縮変化

▽ 積層ゴムのクリープ現象によるもの

▽ 積層ゴムの地震時せん断変形による上下剛性変化

これらの要因により、積層ゴムの沈下量が変動し、摩擦ダンパー装置の圧縮力の変化が考えられる。

本建物では、減衰装置に $h/S = \sqrt{2}$ の皿ばねを内蔵し、この沈下量変動を吸収する事とした。換言すれば、この性質を利用することにより、減衰装置への圧縮荷重をほぼ一定に保つことが可能となる。

更に完全密着状態の皿ばねは、圧縮力に対しほぼ剛体的挙動をする事から、積層ゴムの支持機能

喪失時には、これら減衰装置へ建物自重の大部分を負担させる事も可能となり、いわゆるソフト・ランディングの機能を併せ持たせる事が出来る。

下記に皿ばねの素材・材料定数並びに機械的性質を示す。

▽ 皿ばね材料 SUP 10 (ばね鋼)

▽ 材料定数 弾性係数205,940MPa ポワソン比0.3

▽ 機械的性質 引張強さ 1,681 MPa 伸び 8.1%

硬さ HRC47

本建物の減衰装置に使用する皿ばねの寸法諸元と必要枚数を以下に示す。

皿ばねの寸法諸元を以下に示す。

| 皿ばね諸元 単位: mm | 外径 | 内空径 | 板厚 S | 初期 可撓量 h | 自由 高さ (S+h) | h/S の値 |
|-----------------|-----|-------|---------|----------------|-------------------|-----------|
| φ 300 | 300 | 140.8 | 7.8 | 10.5 | 18.3 | 1.35 |
| φ 400 | 400 | 191.8 | 10.4 | 14.0 | 24.4 | 1.35 |

皿ばねは、複数枚の組合せにより、荷重変形関係を設計する事が出来る。

皿ばねの組合せには、並列と直列組合せが有る。

並列の組合せとは、皿ばねのむくりを同一方向に重ねる方法であり、重ね枚数に対応して、荷重軸が増大する。

一方、直列組合せは、皿ばねのむくりを逆方向に重ねる方法で、重ね枚数に比例して、変位(撓み)軸が増大する。

両者の組合せを併用し、所要の荷重-変形関係を定める事が出来る。

本建物の摩擦皿ばねダンパー装置の組合せ並びに配置は、以下の通りである。

| ダンパー 位置 | 対象 皿ばね | 並列 枚数 | 直列 枚数 | 载荷自重 (kN) |
|------------|-----------|----------|----------|--------------|
| 北西部 | φ 300 | 6 | 2 | 288.0 |
| 北東部 | φ 300 | 5 | | 226.9 |
| 西部 | φ 400 | 6 | | 577.5 |
| 東部 | φ 400 | 4 | | 384.6 |
| 南西部 | φ 300 | 6 | | 273.0 |
| 南東部 | φ 300 | 6 | | 243.4 |

尚、摩擦皿ばねダンパーの自重負担率は30%である。図-5にφ300摩擦皿ばねダンパーの装置外観を示す。

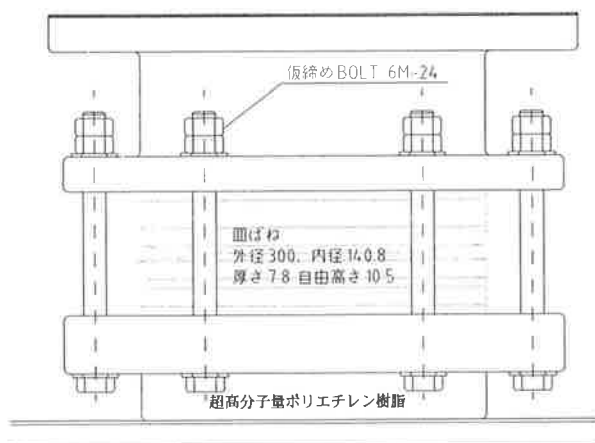


図-5 φ300摩擦皿ばねダンパー外観図

4.3 転がり支承

免震装置の一部として、地下1階床下と基礎梁間に転がり支承が4基配置され、鉛直荷重の34%を負担している。

本支承は、その中間面に径9.525mm (3/8インチ)の鋼球群を上下の基板 (HRC60~65の高硬度鋼板)間に挟み込むことにより、極めて小さな摩擦係数 ($\mu=0.005$) を有する転がり機構となる。

鋼球の囲い込みは、PTFE樹脂を合わせ持つ円形状の鋼製材リング (リテーナ)で行なう。

このリテーナは、下部の基板面上を滑動し基板面上の埃や水滴を除去する目的も有する。

転がり支承直上には鉛直支承用の天然ゴム系積層ゴムを配置する。この鉛直用積層ゴムには、経年的な沈下 (クリープ) 変形を期待している。

即ち、本建物四隅に存在し水平方向復元力並びに鉛直支承機能を持つゴム系積層ゴム装置のクリープ変形と同期を取る事から、転がり支承への長期的な軸力変動を最小化する目論見である。

転がり支承を構成する鋼球の諸元は、以下の通り。

| | |
|---------|------------------|
| ▽鋼球径 | 9.525mm (3/8インチ) |
| ▽最大負担能力 | 679.6N/個 |

転がり支承1基当たりの設計諸元を以下に示す。

| | |
|--------|---------------------|
| ▽定格静荷重 | 561.9kN (静止及び水平地震時) |
|--------|---------------------|

| | |
|------------------------|--|
| ▽最大静荷重 | 842.9kN=1.5×561.9(上下地震時) |
| ▽鋼球個数 | 1,240.3個 (842.9/0.6796) |
| ▽球投影面積 | 71.256mm ² /個 |
| ▽ス ^ρ -ファクター | 0.907 (密に並んだ鋼球の充填率) |
| ▽所要実面積 | 97,438mm ² (1,240.3×71.256/0.907) |
| ▽充填率 | 0.9 (鋼球相互間接触による運動障害回避の為の余裕) |
| ▽所要耐圧面積 | 108,264mm ² (97,438/0.9) |
| ▽所要直径 | 371mm ((4×108,264/π) ^{0.5}) |
| ▽設計用座面直径 | 500mm (上部ゴム直径) |
| ▽鋼球存在円直径 | 600mm |
| ▽設計用座面面積 | 282,743mm ² |
| ▽存在鋼球個数 | 3,240個 |
| ▽常時座面面圧 | 2.86MPa |
| ▽最大座面面圧 | 7.79MPa=2.72×2.86 |
| ▽最大振幅 | ±400mm (全方向) |

転がり支承の据付状況を図-6に示す。

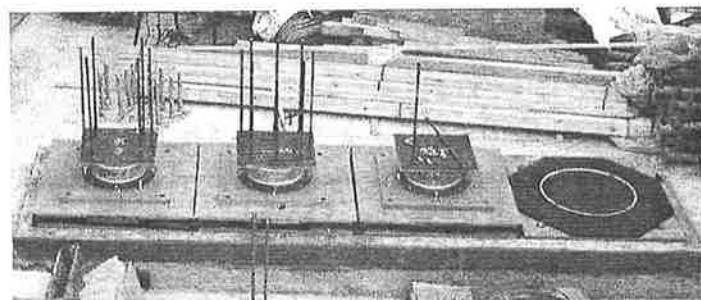


図-6 転がり支承据付状況

5. 耐震性能評価

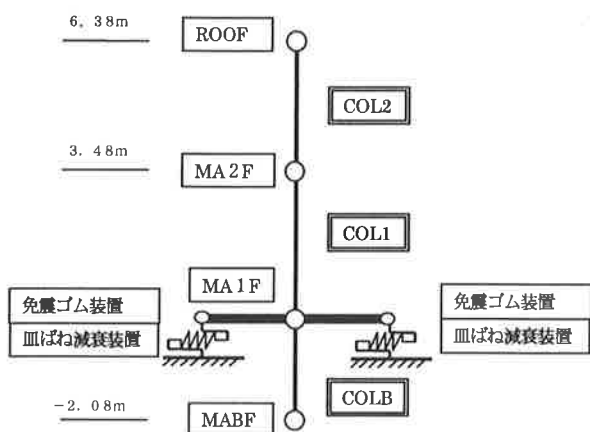
5.1 振動解析モデル

地震応答を評価する振動モデルは、擁壁と地下基礎スラブ、及び杭を含めずにモデル化している。

即ち、免震装置 (積層ゴム、減衰装置及び転がり支承) の下部を固定点とした地盤との動的相互作用を考慮しない応答解析モデルとする。

又、転がり支承の動摩擦係数 μ は、 $\mu=0.005$ と極めて小さく水平方向の建屋地震応答に寄与する度合いが小さいため、地震応答モデルのモデル化対象からは、除外することとした。

応答解析モデルの概念図を以下に示す



この応答解析モデルは、各階の積載、床壁重量等を集約化した集中質点串団子モデルとする。

又、各層の耐震壁は、等価な曲げせん断部材に置き換えて表現する。

免震装置を構成する天然ゴム系積層ゴムと減衰装置のモデル化は、積層ゴムを等価な線形せん断ばねに置換する。

そして減衰装置で生ずる摩擦力は、せん断力-せん断変形関係上での完全バイリニア型の復元力特性として考慮する。

5.2 採用地震動

地震応答解析に用いる地震波を以下の表に示す。

| 最大速度 | EL CENTRO | TAFT | HACHI NOHE | BCJ -L2 |
|--------------|------------|-----------|------------|------------|
| レベル2 | - | - | - | 54.88 cm/s |
| 余裕度 検討レベル | 124.8 cm/s | 90.2 cm/s | 103.1 cm/s | - |

5.3 固有周期

上部構造の基礎（免震装置）固定時の弾性固有周期（単位秒）を以下の表に示す。

| 免震装置 固定時 | 1次 τ - τ' | 2次 τ - τ' | 3次 τ - τ' |
|-------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| EW（短辺）方向 | 0.0537 | 0.0202 | 0.0173 |
| NS（長辺）方向 | 0.0513 | 0.0255 | 0.0183 |

免震装置微小変形時、即ち摩擦皿ばねダンパーの摩擦が切れない状況下での弾性固有周期は、

| 免震装置 微小変形時 | 1次 τ - τ' | 2次 τ - τ' | 3次 τ - τ' |
|---------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| EW（短辺）方向 | 0.3583 | 0.0416 | 0.0194 |
| NS（長辺）方向 | 0.3579 | 0.0436 | 0.0227 |

レベル2及び余裕度検討レベル地震動時には、減衰装置は非線形領域に入る為、各レベル時の固有値解析は、各波入力時の最大水平変形点の割線剛性を用いるものとする。

各レベル時の等価固有周期は、

| 免震装置 レベル2変形時 | 1次 τ - τ' | 2次 τ - τ' | 3次 τ - τ' |
|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| EW（短辺）方向 | 2.678 | 0.042 | 0.019 |
| NS（長辺）方向 | 2.677 | 0.044 | 0.023 |
| 免震装置余裕度 (TAFT)検討時 | 1次 τ - τ' | 2次 τ - τ' | 3次 τ - τ' |
| EW（短辺）方向 | 2.913 | 0.042 | 0.019 |
| NS（長辺）方向 | 2.913 | 0.044 | 0.023 |

5.4 レベル2地震時の免震建物の最大応答値

レベル2地震時の最大応答値を以下の表に示す。

| | | | |
|------|-----------------------------------|----|-------|
| 免震層 | 最大相対変位(cm) | 長辺 | 19.82 |
| | | 短辺 | 19.84 |
| | 最大せん断力係数 | 長辺 | 0.115 |
| | | 短辺 | 0.115 |
| 免震装置 | 積層ゴムの和の最大せん断力(kN) | 長辺 | 342.0 |
| | | 短辺 | 341.7 |
| | 摩擦皿ばねダンパーの和の最大せん断力(kN) | 長辺 | 398.7 |
| | | 短辺 | 398.7 |
| 上部構造 | 頂部最大絶対加速度(cm/sec ²) | 長辺 | 127.0 |
| | | 短辺 | 129.8 |
| | 1階床面最大絶対加速度(cm/sec ²) | 長辺 | 126.5 |
| | | 短辺 | 128.8 |

5.5 転がり支承の健全性評価

レベル2及びそれを上回る大地震時での転がり支承内の鋼球の地震時健全性を評価したのでその概要を述べる。

積層ゴムが直径に近いような大変形を受けると

それら積層ゴムの鉛直剛性が低下して免震構造物の沈下現象が生じる。本免震建物では、その中央部に転がり支承を設けていて、建物全重量の34%を常時この支承で負担している。

四隅の積層ゴムの水平変形に伴う鉛直剛性低下に応じて、当該部の転がり支承への鉛直力の増加が予想される。

よって、建物を剛体と仮定する場合の沈下解析を行って、転がり支承への鉛直荷重負担の増分を求める必要が有る。

解析に際して、常時荷重に対する沈下量の算定と大変形による積層ゴムの剛性低下を考える増分沈下量算定の2段階に別けて行う。

第一段階 常時荷重による初期沈下量算定

四隅の積層ゴムの鉛直方向剛性総和 $\sum K_{nn}(h=0)$ と中央部の転がり支承上部に配置されている積層ゴムの鉛直剛性 K_k を求める。

ここで h は、積層ゴムの水平変形量を示す。

一方、本建物の減衰機構を構成する摩擦皿ばねダンパーには、圧縮力が作用している。この圧縮作用力 $\sum F_{sn}$ を初期内力とし、常時の力の釣合い条件から、以下の式が定められる。

$$W = \delta_0 * (K_k + \sum K_{nn}(h=0)) + \sum F_{sn} \quad \text{①式}$$

ここで、 W 建物重量
 δ_0 初期沈下量

第二段階 大変形時の沈下量増分の計算

上記釣合い条件下で建物の水平変位の増大に伴い、四隅の積層ゴムの鉛直剛性が低下する事を考える。

その際は、摩擦皿ばねダンパーの剛性（組合せ皿ばねの接線剛性）を考慮すると、以下の式が求められる。

$$W = (\delta_0 + \Delta \delta) (K_k + \sum K_{nn}(h=h_0)) + \sum F_{sn} + \Delta \delta \sum S_{nn} \quad \text{②式}$$

ここで、 K_k 転がり支承上部積層ゴム剛性(不変)
 h_0 水平変位
 $\Delta \delta$ 沈下量増分
 $\sum S_{nn}$ 摩擦皿ばねダンパーの接線剛性(初期沈下時)

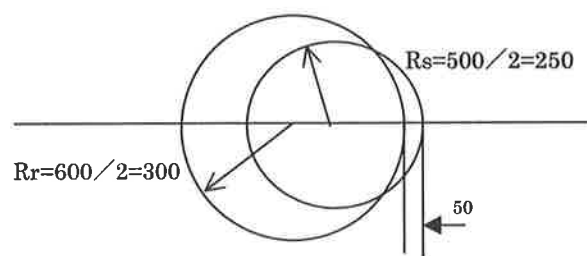
②式より

$$W - \sum F_{sn} - \delta_0 (K_k + \sum K_{nn}(h=h_0)) = \Delta \delta (K_k + \sum K_{nn}(h=h_0) + \sum S_{nn}) \quad \text{③式}$$

③式より、沈下量増分 $\Delta \delta$ が定められる。

引き続き、転がり支承上部の積層ゴムフランジと鋼球部分の重なり状況について検討する。

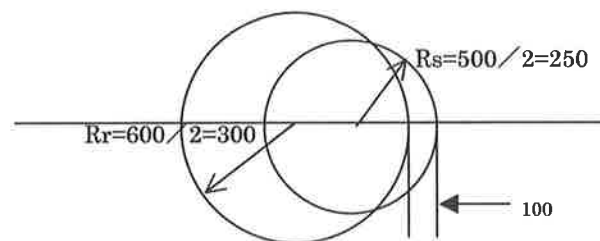
レベル2地震時の変位振幅(≒200mm)では、上部のフランジ円(直径500mm)と下部の鋼球存在円(直径600mm)は、以下の図に示す状態となる。



上部円は、鋼球円より50mmはみ出した状態となる。

レベル2地震時の最大水平変位の状態下では、φ500とφ600の円集合の積が応力伝達上の有効な領域と考えられ有効率は、0.9051となる。

更に余裕度検討時の変位振幅(≒300mm)では、上部円と下部鋼球円は、以下の状態となる。



上部円は、100mm鋼球円よりはみ出した状態で有効率は、0.7807となる。

レベル2地震時の鋼球面圧の評価を以下の表に示す。以下の表は、建物平面図に相当し図の上側が北を示し、四隅と中央部は積層ゴムの値、他は摩擦皿ばねダンパーの値を示す。

支配荷重(kN)

| | | |
|-------|--------|-------|
| 672.0 | | 529.5 |
| 288.0 | | 226.9 |
| 577.5 | 2244.8 | 384.6 |
| 273.0 | | 243.4 |
| 636.9 | | 567.8 |

全重量 6444.5
当初沈下量(mm)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 0.656 | | 0.656 |
| | 0.656 | |
| 0.656 | | 0.656 |

積層ゴムの鉛直剛性低下率をLAP 面積比で 0.2968

変形後の鉛直剛性(kN/cm)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 2812 | | 2448 |
| 189.1 | | 180.9 |
| 191.8 | 35441 | 129.8 |
| 213.4 | | 247.1 |
| 2812 | | 2448 |

変形後の鉛直荷重負担(kN)

| | | |
|-------|------|-------|
| 280.4 | | 244.1 |
| 294.5 | | 233.1 |
| 584.1 | 3534 | 389.0 |
| 280.3 | | 251.8 |
| 280.4 | | 244.1 |

当初の鉛直剛性(kN/cm)

| | | |
|------|-------|------|
| 9473 | | 8247 |
| | 35441 | |
| 9473 | | 8247 |

全ゴム剛性 70882

W- $\Sigma F_{sn} = 4651$

$Kk + \Sigma K_{nn}(h=h_0) = 45960$

$\delta_0(Kk + \Sigma K_{nn}(h=h_0)) = 3016$

$\Sigma S_{nn} = 1993$

増分沈下量(mm)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 0.341 | | 0.341 |
| | 0.341 | |
| 0.341 | | 0.341 |

荷重変化率(変形後/当初)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 0.417 | | 0.461 |
| | 1.574 | |
| 0.440 | | 0.430 |

レベル 2 地震時の面圧 σ の結果評価は、

$$\sigma = 2.86 \text{ MPa (常時面圧)} \times 1.574$$

$$= 4.51 < 7.05 \text{ MPa}$$

$$7.05 \text{ MPa} = 7.79 \text{ MPa (最大面圧)} \times 0.9051$$

余裕度検討地震時の鋼球面圧の評価を以下の表に示す。

積層ゴムの鉛直剛性低下率をLAP 面積比で 0.0476

変形後の鉛直剛性(kN/cm)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 450.9 | | 392.6 |
| 189.1 | | 180.9 |
| 191.8 | 35441 | 129.8 |
| 213.4 | | 247.1 |
| 450.9 | | 392.6 |

変形後の鉛直荷重負担(kN)

| | | |
|-------|------|-------|
| 55.1 | | 48.0 |
| 298.7 | | 237.2 |
| 588.4 | 4332 | 392.0 |
| 285.1 | | 257.4 |
| 55.1 | | 48.0 |

増分沈下量(mm)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 0.566 | | 0.566 |
| | 0.566 | |
| 0.566 | | 0.566 |

荷重変化率(変形後/当初)

| | | |
|-------|-------|-------|
| 0.082 | | 0.091 |
| | 1.930 | |
| 0.087 | | 0.085 |

余裕度検討地震時の面圧 σ の結果評価は、

$$\sigma = 2.86 \text{ MPa (常時面圧)} \times 1.930$$

$$= 5.52 < 6.08 \text{ MPa}$$

$$6.08 \text{ MPa} = 7.79 \text{ MPa (最大面圧)} \times 0.7807$$

6. あとがき

本建物の設計と工事を完了した時点で感じた事項を以下に述べて、あとがきとしたい。

・積層ゴムと転がり支承の併用に関して

本設計では、積層ゴムに建物自重の約1/3を負担させているが、積層ゴムのクリープ現象によって転がり支承の載荷荷重が長期的に増大して設計が複雑と成った。積層ゴムに自重を負担させず水平復元力用としてのみ扱う設計も考えられる。

・摩擦皿ばねダンパー下部のステンレス滑り板

本建物では、ダンパー下面に滑り板を敷き込んだが、ダンパー上面へ配置する方法も一案である。上面配置では、埃や水滴等による滑り面への干渉が少ないと思われる。

参考文献

(1) Curti, G. und Orland, M.:

Ein neues Berechnungsverfahren
für Tellerfedern,
DRAHT 30-1, pp.17-22, 1979

(2) Niepage, P.:

Über den Einfluß der Reibung and
kreisförmiger Last einleitungselement
auf die Kennlinie von Einzeltellerfedern und
Tellerfederpaketen,
Konstruktion, 379-384, 1984

(3) J I S B 2 7 0 6 :

2001 皿ばね 日本工業規格