

免震構造の現状と今後

高山峯夫（福岡大学）

1. 免震構造の歩み

免震構造（Base Isolation System）の思想は、建築技術の分野では古くから、震害の発生とともに存在したと思われる。表 1 に我が国における免震・耐震構造の道の概略を示す。表中には免震建物の累積棟数も示されている。文献の上で特に免震をうたったものは、1891 年に河合浩蔵が提案した「地震ノ際大地震ヲ受ケザル構造」である。これは、振動に対して鋭敏な機器を収納する建築物の構造について述べたものである。また、海外では 1909 年のイギリス人医師 J. A. Calantarients による特許が最も古い。彼の特許は、構造体を滑石（雲母）の層を介して基礎から隔離するというものであった。関東大震災の翌年（1924 年）には山下興家氏のバネ付き柱や鬼頭健三郎氏のボールベアリング装置等が提案されている。また、1928（昭和 3）年以降、岡隆一氏は免震基礎（両端ピンの免震柱）を提案し、幾つかの建物に適用している。しかし、これらの提案はアイディアの段階であり、実用化には至らなかったものが多い。

その後、昭和初年から約 10 年間にわたる、いわゆる柔剛論争が繰り広げられた。結果的には耐震工学の未成熟もあり、剛構造思想による設計法が法律に裏打ちされて主流となり、免震的な耐震設計法は設計の舞台から外されてしまう。柔剛論争に採りあげられた動特性に関する問題点は、当時の科学技術ではその姿は捉えられないこと、振動現象による破壊に対して、現実の建築物の耐力にはなお相当の余裕があるとの考えから、形の上では無視された。

1923 年の関東大震災以来、日本の耐震建築には剛構造での設計手法が採用されてきている。剛構造では、地震エネルギーの大部分が建物に入り、地動は更に増幅されて建物上層部は地震動の数倍の大きさで揺れる。このため、建物内の人々は立つこともできなくなり、かつ内部の什器、コンピュータなどは転倒、散乱するなど、その恐怖感は想像を絶する。こうして建物の機能は麻痺し、機能回復には多くの時間と費用が必要となる。

振動理論と耐震設計が結びつき始めるのは、1960 年代からである。1964 年の高度制限撤廃告示、動的解析手法の普及に伴う 1981 年新耐震設計法の施行により、一応の体系化が終了した。

免震構造を成立させる為に必要なアイソレータ（積層ゴム部材）の開発が、日本では 1980 年代から始まった。積層ゴムの開発と高層建築で養った解析技術により、免震建築の性能が認められ、現在では免震建築普及の時代に入っている。1989 年には日本建築学会より免震構造設計指針が出版、1993 年には日本免震構造協会が設立され、免震設計支援のための環境が整えられていった。

免震構造は 1982 年に建設された八千代台住宅から 10 年間は 80 数棟程度しか建設されておらず、用途も建設業の研究所や寮などが多かった。しかし、兵庫県南部地震を契機として状況は一変する。兵庫県南部地震の際、被害地から約 30km 程度離れた地点に建設されていた免震建物での地震記録は免震効果が予期された通りに発揮されることを実証した。基礎部での加速度約 300gal に対し、上部構造での加速度は約 1/3 の 100gal 程度であった。その後は毎年 100～150 棟程度の採用があり、免震建物の規模も大きくなってきている。近年では病院などの防災拠点への採用も積極的に行われるようになってきている。

秋山宏教授は文献 1)において、柔剛論争は耐震設計が理論の実践だけでなく法律の性格も合わせ持つという根本的な矛盾に起因しているとし、1960 年代の超高層建築に関する成立性の議論を第 2 次柔剛論争、1970～80 年代にかけて建築物にいかにしてエネルギー吸収能力を付与し、耐震設計に反映させるかが第 3 次柔剛論争、そして、耐震設計に比べ単純明快さと長周期構造物

2000 年日本建築学会大会 PD 資料「耐震技術 20 世紀にしてきたこと、21 世紀にすべきこと」に投稿したものと同一内容です。

の利点を有した免震構造の台頭を第 4 次柔剛論争と位置づけている。21 世紀は第 5 次柔剛論争として、耐震・免震・制震構造の質的变化や融合が試みられることになることになると示唆している。

表 1 20 世紀の歩み



2. 積層ゴムの開発

積層ゴムが世界で最初に使われたのはフランスの Lambesc 小学校(1977)である。免震周期は約 1.7 秒、使われた積層ゴムの直径は 30cm, ゴム総厚は 4cm で、水平クリアランスとしては 10cm が

2000 年日本建築学会大会 PD 資料「耐震技術 20 世紀にしてきたこと、21 世紀にすべきこと」に投稿したものと同一内容です。



写真 1 積層ゴムの開発



写真 2 八千代台免震住宅

確保されていたにすぎなかった（欧米での研究の歴史は文献 2)に詳しい）。このため我が国の長周期地震動に対応できる変形能力をもつ積層ゴムの開発に多田英之教授(福岡大学,当時)が 1979 年より着手した。建築部材としての積層ゴムにふさわしい材料や形状を追求し、1981 年には一応の完成をみた。この時の大変形試験の状況が写真 1 である。このような研究成果に基づいて、建物全重量を支え地震時には大変形が

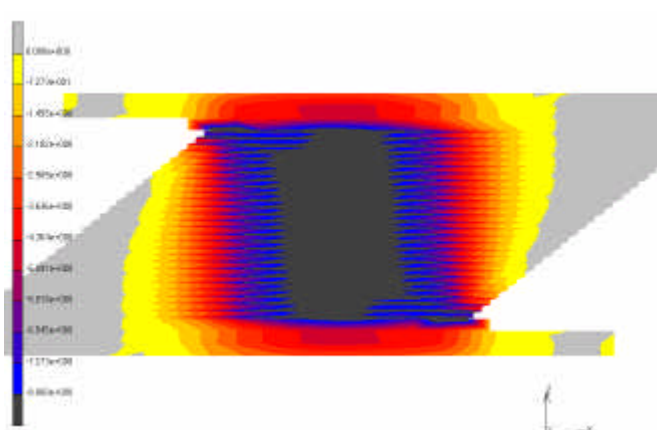


写真 3 積層ゴムの鉛直応力分布 (=300kg/cm²)

可能な積層ゴムの設計・製造技術が確立されていった。1983 年にはこれらの成果を実証すべく千葉県八千代市に積層ゴムを用いた我が国初の免震住宅が完成している（写真 2）。

1980 年代半ばより、積層ゴムの耐荷機構解明のために有限要素解析を実施してきている。写真 3 に積層ゴムの有限要素解析より得られた応力度分布の一例を示す。解析結果からゴム層は水のようなもので、積層ゴムの水平変形に伴い圧力分布が変化し、中央部分に反力の中心が移動することが明らかとなった。このため水平変形に伴う P- 効果もなく、理想的なローラー機構としての性能が発揮できることを確認した。

これまでに積層ゴムの耐荷機構や限界性能に関するデータは蓄積されてきてはいるものの、種々の積層ゴム製品に関する性能評価は十分ではない。特に、大径積層ゴムの性能評価や積層ゴムの各種依存性に関するデータは不十分である。免震部材としての性能や品質に基づいた厳密な評価が設計者には求められている。

3. 積層ゴムの限界性能

3.1 圧縮特性

積層ゴムの形状を決定するパラメータはゴム直径、ゴム 1 層厚、及びゴム層数である。これらは 1 次形状係数 S_1 と 2 次形状係数 S_2 としてまとめられる。1 次形状係数 S_1 は、従来防振ゴムの分野で単に形状係数として呼び用いられているものと同じであり、次式で定義される。

$$S_1 = \frac{\text{ゴムの拘束面積 (受圧面積)}}{\text{ゴム1層の自由表面積 (側面積)}}$$

2 次形状係数 S_2 は積層ゴム用に新たに導入された係数であり、

2000年日本建築学会大会 PD 資料「耐震技術 20 世紀にしてきたこと、21 世紀にすべきこと」に投稿したものと同一内容です。

$$S_2 = \frac{\text{ゴム直径}}{\text{全ゴム層厚}}$$

として定義される。 S_1 は主に鉛直・曲げ剛性に、 S_2 は主に座屈荷重や水平剛性に関係している。

積層ゴムが圧縮を受けた時、ゴムシートは外側へ変形しようとするが、中間鋼板により変形が拘束され、加えてゴム材料の非圧縮性(ポアソン比が約 0.5)によりゴム中心部に 3 軸圧縮応力(静水圧)状態が形成される。これは、あたかも水がゴム(分子の網目構造)中に閉じこめられ、ゴムシートが“漏れない水”になっているようなものである。従って、圧縮による変形量は非常に小さく、高い圧縮剛性を発揮することができる。このようなゴムの強さを証明した試験が天然ゴム系積層ゴムアイソレータの圧縮破壊試験である³⁾⁴⁾。試験体の直径は 500mm、ゴム 1 層厚は 7mm、ゴム層数は 14 である。最終的に、試験体は面圧 1500kg/cm² (3000ton)を超えたところで破断した。破断面の観察から積層ゴムの破断は中間鋼板が中心部分から引張破断し始め、ゴム層の拘束が失われた結果、積層ゴムとしての耐荷機構が崩れて完全破断に至った。この結果から、積層ゴムの圧縮耐力は中間鋼板の厚さや強度に支配されていることが確認された。積層ゴムのような使い方をすれば、“ゴムは鉄よりも強し”ということになる。

3.2 水平変形特性

天然ゴム系積層ゴム(直径 500mm, 3.75mm 厚, 26 層, $S_1=33$, $S_2=5$)の圧縮せん断試験では面圧 300kg/cm² までの特性を確認している⁵⁾⁶⁾。面圧が大きくなるに従い、履歴ループの面積は若干大きくなるが、履歴曲線の勾配にはほとんど変化が見られない。鉛直沈み込み量は面圧が大きくなるに従い増加するものの、面圧 300kg/cm²、水平変形 300mm の時でも約 2mm と非常に小さい。このような試験結果から求められた水平剛性 K_H と面圧 s の関係は Haringx 理論により予測することができる³⁾。Haringx 理論は(1)式で近似することが可能であり、この関係を図 1 に示す。

$$\frac{K_H}{K_{H0}} = 1 - \left(\frac{s}{s_{cr}} \right)^2, \quad K_{H0} = \frac{GA}{h} \quad (1)$$

ここで、 K_{H0} は面圧が 0 の時の水平剛性、 G はゴムのせん断弾性率、 A は受圧面積、 h は全ゴム層厚である。 s_{cr} は座屈応力度であり、Haringx 理論から水平剛性が 0 になる時の応力度として求めることができる⁷⁾。座屈応力度は S_1 と S_2 が大きいほど高くなる。また、せん断弾性率が小さければ(非圧縮性に近づくほど)座屈応力度と形状係数の関係は比例関係を示し、

$$s_{cr} = xGS_1S_2 \quad (x=0.9 \sim 1.0) \quad (2)$$

として求めることが可能となる³⁾⁴⁾。ただし、積層ゴムの種類や形状によっては(2)式で推定される座屈応力度よりも低い値を示す場合があり、注意が必要である。

図 1 より面圧が座屈応力度に近づくにつれて、水平剛性は 0 に近づき、不安定性を増すことが判る。面圧 0 の時に対して水平剛性の低下を 10% 以内とするためには、積層ゴムの面圧は $s_{cr}/3$ 程度以下とすることが必要である。また、地震時には積層ゴムに転倒モーメントや上下動などによる付加軸力が作用する。積層ゴムには軸力変動による最大面圧下でも安定した変形能力を発揮することが求められる。このためには、積層ゴムの最大面圧に制限を設ける必要がある。この制限は積層ゴムに求められる水平変形能力と大きな関連を持っているため一概には決められないが、 $s_{cr}/2$ 程度が一つの目安になるものと考え。ただし、文献 8)において、中間鋼板埋込型積層ゴムでは、水平剛性の面圧依存性が理論値よりも大きいことが指摘されており、今後十分な調査が必要であると考え。

積層ゴムのせん断変形時の耐荷機構として、単純に有効支持部分だけで圧縮荷重を支持していると仮定すれば、圧縮荷重を有効支持部分の面積 A_e で除した応力度が座屈応力度に達するとき、積層ゴムの安定限界変形であると考えられる。有効支持面積 A_e は、水平変形量 d が

直径 D の 0.6 倍程度までならば、2% 以下の誤差で次式により算出できる³⁾。

$$A_e = \left(1 - 1.2 \frac{d}{D}\right) A \quad (3)$$

このような仮定に基づけば、水平変形量と面圧の関係が図 2 の点線のように求められる。同図より、面圧が大きくなるに従い、安定限界変形量が直線的に低下している。実際には、有効支持部分以外の効果やゴム材料のひずみ硬化などにより、図中の点線以上の変形能力は有していると思われる。どの程度の余裕を有しているかは、積層ゴムの形状と軸力の大きさに依存する。ここでは安定限界変形の下限值として図中の実線を提案する。

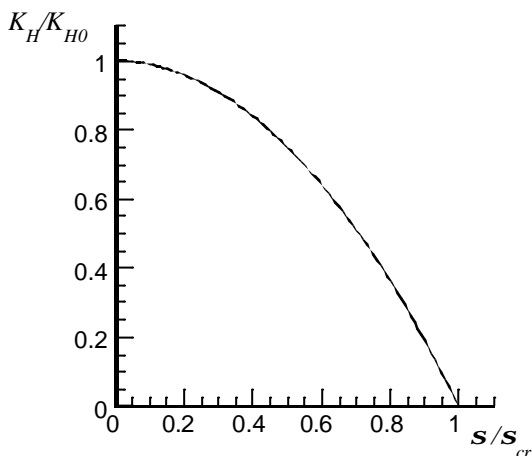


図 1 水平剛性の面圧依存性

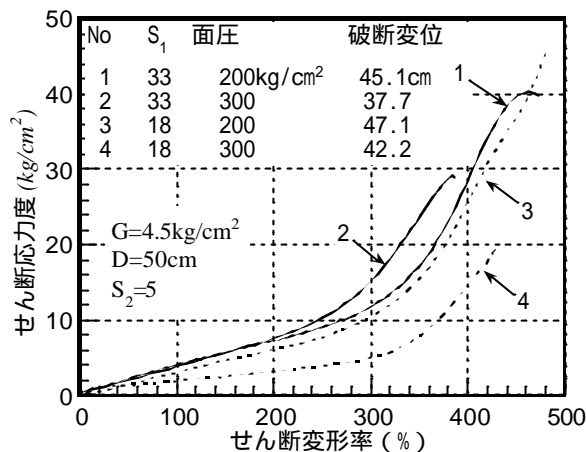


図 3 積層ゴムの破断試験 ($S_2=5$ の場合)

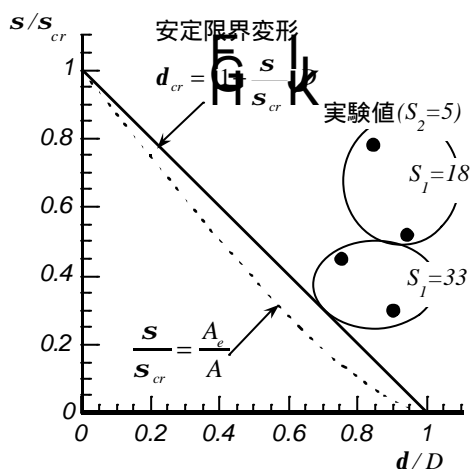


図 2 安定限界変形

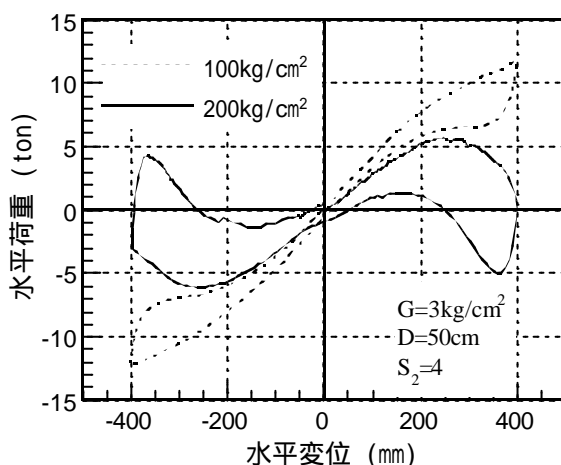


図 4 積層ゴムの履歴曲線 ($S_2=4$ の場合)

図 3 には天然ゴム系積層ゴムの圧縮せん断破壊試験の結果を示す⁵⁾⁶⁾。試験体はゴム厚が 7mm ($S_1=18$)と 3.75mm ($S_1=33$)の 2 種類、直径は 500mm、 $S_2=5$ である。両試験体のゴム材料は同一であり、せん断弾性率 G は 4.5kg/cm^2 である。 $S_1=33$ の試験体ではせん断変形率 250% まで面圧の違いによる影響は見られず、ほぼ同一の水平剛性を示している。一方、 $S_1=18$ の場合には面圧 300 kg/cm^2 時の水平剛性の低下が著しい。(2)式より、座屈応力度を推定すれば、 $S_1=18$ の場合は 385kg/cm^2 ($x=0.95$)、 $S_1=33$ の場合は 668kg/cm^2 ($x=0.9$)となる。図中には破断変位も示されているが、座屈応力度の 0.5 倍以上の面圧下においても直径の 75% 以上の変形能力を有していることが判る。図 2 中には本試験結果による破断変位を示している。同図より、2 次形状係数が 5 の積層ゴムの破断変位は図 2 で提案した安定限界変形量より十分大きいことが判る。

一方、 $S_2=4$ でせん断弾性率が $3\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の柔らかいゴム材料を用いた天然ゴム系積層ゴム(直径 500mm, 3.75mm 厚, 33 層)の圧縮せん断試験結果の一例を図 4 に示す。面圧は 100 と $200\text{kg}/\text{cm}^2$ で、変形は $\pm 400\text{mm}$ (323%)である。座屈応力度は $356\text{kg}/\text{cm}^2$ ($x=0.9$)で、図 3 の $S_1=18$ の場合と同程度である。面圧 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ の時には変形量 200mm を超えたところから水平剛性が低下し始め、面圧 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ の時には水平変形 250mm を超えたところから剛性が負勾配となり復元力を失っていることが判る。この様に積層ゴムの変形能力は、形状 - 物性 - 軸力の相関関係に依存しているため、積層ゴムの設計では形状やゴム物性に依りて適切な水平変形量や軸力を設定することが肝要となる。ただし、これらの関係を定量化できるだけのデータは揃っていないのが現状であり、今後の実験・理論的検討が不可欠である。

3.3 引張特性

引張変形により生じるゴム層内部のクラック(ポイド)について、文献 9)で検討されている。直径 2cm の円形ゴムの引張試験とゴム層内部の観察から、ゴム層が薄い程細かいクラックが全面に一様に分布すること、クラック発生時の引張面圧 s_t とゴムのヤング率 E の関係が $s_t \cong 0.55E$ と表せることなどが示されている。

文献 10)では天然ゴム系、鉛プラグ入り、高減衰型積層ゴム(7 種類、16 体)を用いたオフセットせん断 - 引張試験結果が示されている。図 5 には引張ひずみとせん断ひずみの関係を示す。せん断ひずみとの組み合わせでは破断引張ひずみが小さくなる試験体もあるが、総じて変形能力は高い。この試験より、引張方向の伸びは相当期待でき、引張を受けた後の圧縮剛性や水平剛性はある程度の圧縮荷重が存在している場合には低下率は小さいことが確認された。従って、地震時に引張変形を受けた後も建物の荷重支持能力は維持できるものと考えられる。しかし、引張試験では剛性・耐力は引張ひずみに依りて低下しており、ゴム層内部には損傷が発生しているのは確実である。ゴム層の損傷の定量化や損傷位置、さらには圧縮剛性や水平剛性がほとんど低下しない原因を究明し、損傷が破断変位や経年変化に与える影響を評価することが使用限界を厳密に評価する上で必要不可欠であると言える。また、試験体が大きくなった場合の影響(スケール効果)やフランジの曲げ変形の影響など未解明な部分もある。この様な試験結果から判断して、引張方向の特性を設計に反映させる場合には、設計者の判断により、限界ひずみに対して適切な余裕を持たせることが肝要であろう。

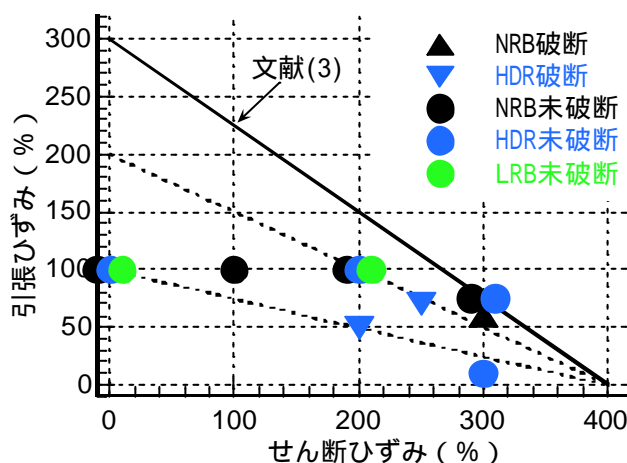


図 5 積層ゴムの引張限界ひずみ

4. 免震構造の設計

免震部材により支持された免震建築は骨組の変形が格段に小さくなるため剛体的な挙動を示し、その応答は免震部材の特性に支配されている。免震部材の動的特性は実大試験で確認しており、工学的に十分な精度で解析に反映させることができる。免震建物は非常に明快で精度の高い構造システムを提供している。同じ建物を在来構法と免震構法を用いて設計した場合、免震構法を用

いた方がベースシヤ係数を格段に小さくする事が可能である。建物の不確定性の度合いは、ベースシヤ係数の大きさに比例して増減すると考えられる。即ち、免震建物では上部構造の応答は弾性範囲とすることが可能であり、上部構造の弾塑性性状やエネルギー吸収能力の把握は重要ではない。更に、応答せん断力と共に転倒モーメントも小さくなる。地業に及ぼす影響が低減され、地震動に伴う不同沈下の軽減につながる。この様なことから、免震構造とすることで地盤も含め構造物系全体の安全性を格段に向上させる事ができる。

従来の設計手法が、工学的判断に基づいて、モデルを出来るだけ実建物に近づけるように努力するのに対し、免震設計では既に理想のモデルが存在し、これに合致するように建物を設計することができる。これは思考のプロセスが全く逆であり、免震構造は新たな設計概念と単純明快な手法を提供している。免震構造の登場は、在来型の耐震設計に全く新しい設計の選択肢を加えるものである。

図 6 に 1 自由度系振動モデルの地震時応答をベースシヤ係数と変位の関係として示す。復元力特性はバイリニア型とし、初期剛性は周期換算 T_0 で 1 秒、降伏せん断力係数 a_s は 4% とした。降伏後剛性は周期換算 T_f で 1~10 秒まで変化させた。入力地震波は EL CENTRO、TAFT、八戸波など従来から

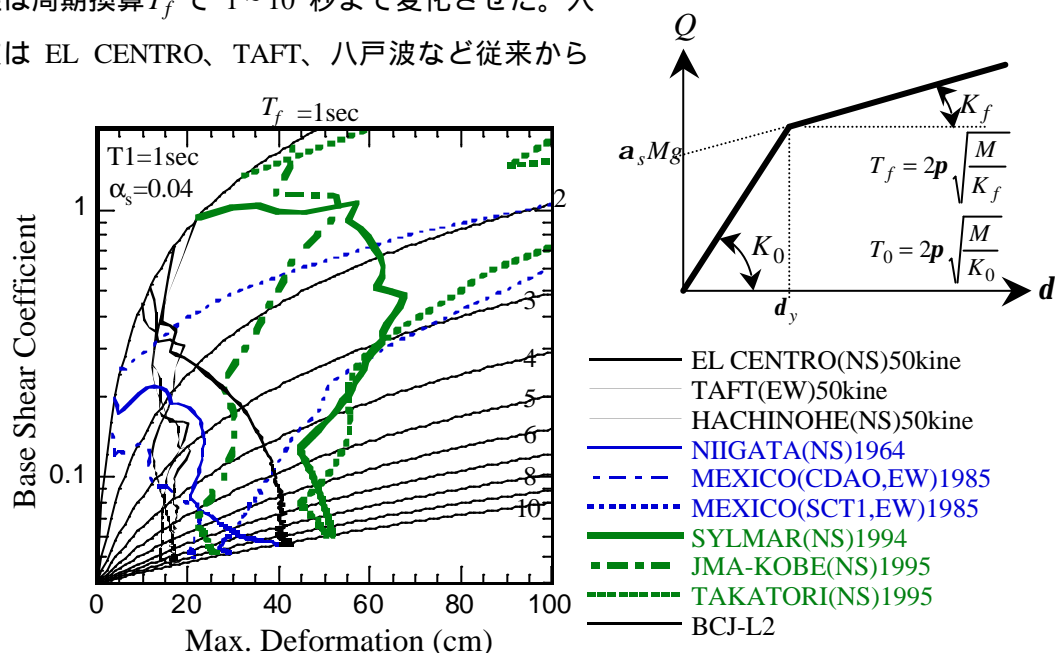


図 6 弾塑性地震応答スペクトル

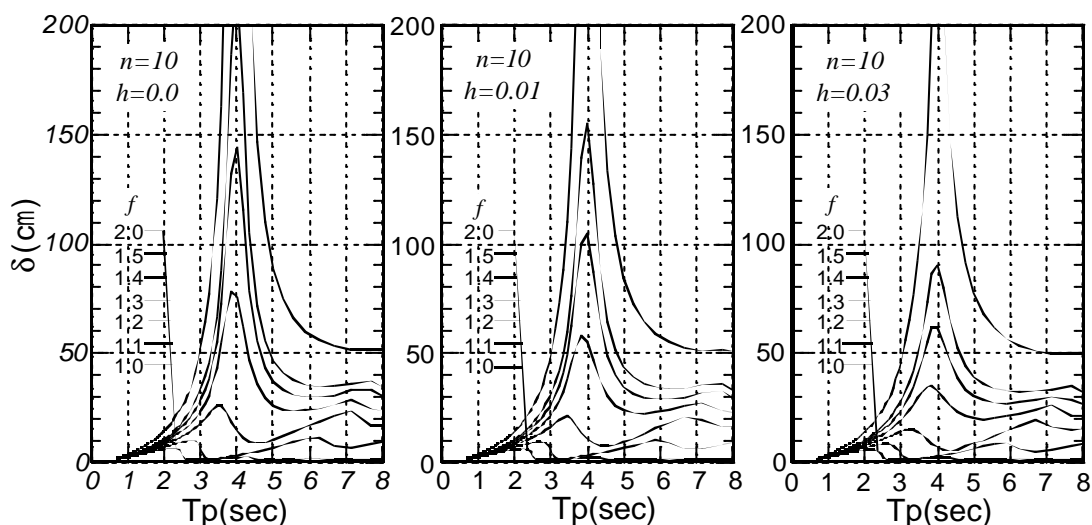


図 7 バイリニア系システムの共振曲線

2000年日本建築学会大会 PD 資料「耐震技術 20 世紀にしてきたこと、21 世紀にすべきこと」に投稿したものと同一内容です。

用いられている地震波を 50kine に基準化したもの、新潟地震やメキシコ地震の際に軟弱地盤で観測された波形、及びノースリッジ地震や兵庫県南部地震の際に震源に近いところで観測された波を用いた。建物の周期が短ければ大きな力(1G 以上の加速度)が作用し、周期が長くなれば加速度は低下し変位応答が大きくなる。弾性応答スペクトルで 4~5 秒にピークを持つ長周期波に対しても弾塑性系に対しては、それほど大きな入力とはならない。免震構造の周期領域である 4 秒では、変位は 30~40cm 程度、加速度は 0.1G~0.15G 程度となる。

バイリニア系(免震周期 $T_f=4$ 秒、降伏せん断力係数 $a_s=5\%$)に正弦波地動(周期 T_p)を入力した場合の最大変位応答を図 7 に示す。入力波は最初の 10 波で一定振幅に達し、それ以降一定振幅を n 波保持する。振幅は $fa_s g$ とした。入力振幅が大きくなれば免震周期の位置で大きな応答を示す。波数 n が増えるほど、応答も大きくなり、粘性減衰 h が 0 であれば発散する。ところが積層ゴムが持っている粘性減衰を適切に考慮すれば、共振域での応答は随分小さくなる。粘性減衰がある場合には波数の影響は受けにくい。本解析例での入力加速度は 50~70gal で、周期 4 秒の時の速度振幅は 30~44kine となる。しかし、この様に免震周期に一致する周期をもち、同じ振幅を保った正弦波が入力する可能性はどの程度であろうか。その時の振幅はどれくらいであろうか。この様な長周期波が作用する場合には免震構造の減衰量(ダンパー)を増やすことで対応可能であり、軟弱地盤への適用例もある。軟弱地盤や長周期入力に対する応答が問題になるが、想定される入力地震動を適切に評価し、目標とする免震性能を達成することが最も重要となる。

4.1 包絡設計法¹⁷⁾

建物下部にアイソレータとダンパーを配置した免震層を有する免震建物を対象とする。アイソレータとダンパーのみが地震エネルギーを吸収するものとし、上部構造は地震エネルギーの吸収を行わないものとする。この時、エネルギーの釣り合い式が次式の様に求められる。

$$W_e(t) + W_p(t) = E(t) \quad (4)$$

ここで、 $W_e(t)$ はアイソレータの弾性歪みエネルギー、 $W_p(t)$ はダンパーの吸収エネルギー、 $E(t)$ は地震によるエネルギー入力である。(4.1.1)式は免震層が最大変形を示す時刻 $t=t_m$ においても当然成立する。一般に塑性化が十分に進行する系ではエネルギー入力は単調増加を示し、地震終了時($t=t_0$)のエネルギー入力量 $E(t_0)$ は $E(t_m) \leq E(t_0)$ となる。従って、(4)式において $t=t_m$ として免震層の最大変位を予測する時、右辺を $E(t_0)$ で置き換えることは安全側の予測を行うことにつながる。

アイソレータが弾性、ダンパーが完全弾塑性型の復元力特性を有する場合、最大変形を生じる時の吸収エネルギー量はそれぞれ次式で表せる。

$$W_e(t_m) = \frac{1}{2} K_f d_{max}^2, \quad W_p(t_m) = {}_s Q_y \cdot {}_s d_p \quad (5)$$

ここで、 K_f はアイソレータの水平剛性、 d_{max} は免震層の最大変形、 ${}_s Q_y$ はダンパーの降伏耐力、 ${}_s d_p$ はダンパーの累積塑性変形量。累積塑性変形量と最大変形量の関係は次式で定義される¹⁾。

$${}_s d_p = k(d_{ave} - {}_s d_y) \quad (6)$$

ここで、 d_{ave} は正側と負側の最大変形の平均値、 ${}_s d_y$ はダンパーの降伏変位、 k は累積塑性変形量と最大変形量の比率。 d_{ave} に比べ ${}_s d_y$ が十分に小さく、 d_{ave} と d_{max} に大きな差が無ければ、(6)式は ${}_s d_p = k d_{max}$ と近似できる。この近似式と(5)式を(4)式に代入して整理すれば、免震層のベータ係数 a_1 が次式のように求められる。

2000 年日本建築学会大会 PD 資料「耐震技術 20 世紀にしてきたこと、21 世紀にすべきこと」に投稿したものと同一内容です。

$$\mathbf{a}_1 = \mathbf{a}_f + \mathbf{a}_s = \frac{4p^2 d_{max}}{gT_f^2} \left(1 - \frac{1}{2k} \right) + \frac{V_E^2}{2kgd_{max}} \quad (7)$$

ここで、 $\mathbf{a}_f = \frac{K_f d_{max}}{Mg} = \frac{4p^2 d_{max}}{gT_f^2}$, $\mathbf{a}_s = \frac{sQ_y}{Mg} = \frac{1}{2kg} \left(\frac{V_E^2}{d_{max}} - \frac{4p^2 d_{max}}{T_f^2} \right)$, $V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}}$, $T_f = 2p\sqrt{\frac{M}{K_f}}$

\mathbf{a}_f はアイソレータのせん断力係数、 \mathbf{a}_s はダンパーの降伏せん断力係数、 V_E は地震によるエネルギー入力の等価速度、 T_f はアイソレータのみの水平剛性に基づいた周期、 M は建物総質量、 g は重力加速度。同様に、免震層の最大変形量 d_{max} は次式で求められる。

$$d_{max} = \frac{kg\mathbf{a}_s T_f^2}{4p^2} \left[-1 + \sqrt{\left(\frac{2pV_E}{kg\mathbf{a}_s T_f} \right)^2 + 1} \right] \quad (8)$$

エネルギー入力の等価速度 V_E と周期の関係を示したものがエネルギースペクトルである。文献 7) に示された設計用エネルギースペクトルによれば、免震構造の周期領域では V_E は一定値を示し、地盤種別ごとに $V_E = 120, 150, 200, 300 \text{cm/s}$ が提案されている。

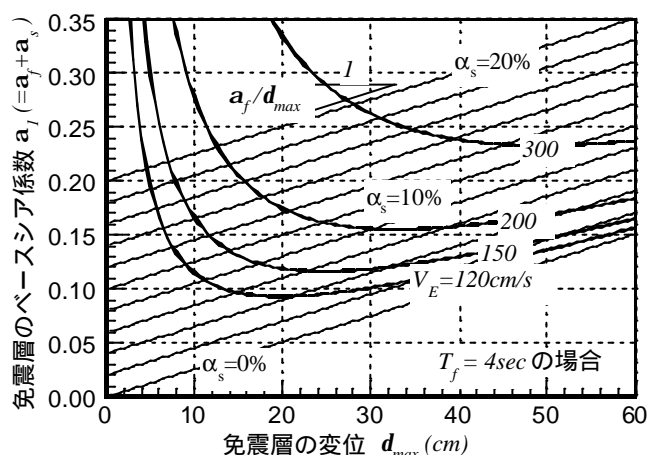


図 8 免震層のベースシア係数と最大変位の関係

図 8 に T_f を 4 秒とした時の \mathbf{a}_1 と d_{max} の関係を(7)式に基づいて示す。なお、 k については平均的に 8 を使うことができると言われており 7)、図 9 でも $k=8$ を用いている。 $k=8$ は、最大変形が起こるまでにダンパーが最大変形下での履歴ループに換算して 2 サイクル分のエネルギーを吸収したことに対応している。同図よりベースシア係数は免震層の変形に対して極小値をもつような関数となっている。ベースシア係数の極小値をとる変位は周期が伸びる程、 V_E が大きくなる程増加するが、 $V_E = 300 \text{cm/s}$ においても 40cm 程度の変形を見込んでおけば良いことがわかる。

4.2 上部構造の影響

図 9 に示すような免震構造を想定した 2 自由度系振動モデルの非減衰時固有周期を求める。上部構造を剛体とした時の等価免震周期 T_b は、免震層の水平剛性(等価剛性)を k_b として

$$T_b = 2p\sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (9)$$

で表せる。上部構造のみの周期 T_s は、上部構造の剛性と質量を k_s 、 m_s として

$$T_s = 2p \sqrt{\frac{m_s}{k_s}} \quad (10)$$

となる。ここで、上部構造の周期と免震周期の比 e 、及び質量比 g を次式で定義する。

$$e = \frac{T_s}{T_b}, \quad g = \frac{m_s}{m_s + m_b}$$

これらのパラメータを用いれば、2 自由度系の 1 次固有周期 T_1 と 2 次固有周期 T_2 は次式となる。

$$\frac{T_1}{T_b} = \frac{e\sqrt{2(1-g)}}{\sqrt{1+e^2-\sqrt{I}}}, \quad \frac{T_2}{T_s} = \frac{\sqrt{2(1-g)}}{\sqrt{1+e^2+\sqrt{I}}} \quad \text{ここで、} I = (1+e^2)^2 - 4(1-g)e^2 \quad (11)$$

文献 11)では上で示した厳密解に対して、 $T_s \ll T_b$ 、 $m_b \leq m_s$ という条件の下に近似解を次のように算出している。

$$\frac{T_1}{T_b} = \frac{1}{\sqrt{1-ge^2}}, \quad \frac{T_2}{T_s} = \sqrt{\frac{1-g}{1+ge^2}} \quad (12)$$

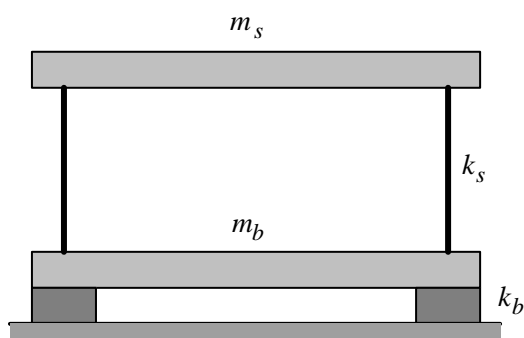


図9 2自由度系免震モデルのパラメータ

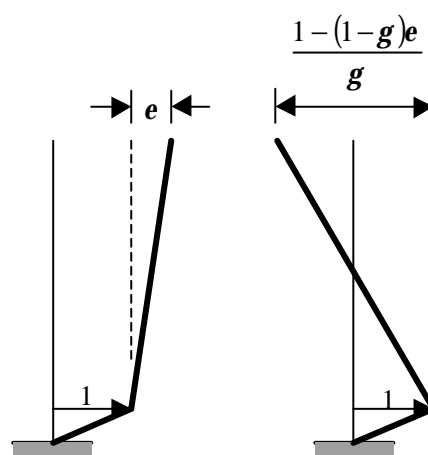


図10 2自由度系モデルの固有振動モード

1 次固有周期 T_1 は免震周期 T_b よりも大きくなり、2 次固有周期 T_2 は上部構造の周期 T_s より短くなる。 e が小さい範囲では、近似解と厳密解はほぼ同様の結果を示すことがわかる。図 10 には近似解を用いて算出された固有モードを示す。

e が小さいほど上部構造は剛体に近づき、免震構造の理想の振動モードとなる。 T_s が T_b に近づけば、上部構造の層間変形が大きくなり、フロアレスポンスへの上部構造の振動特性の影響が無視できなくなる。免震構造設計指針⁷⁾では免震層の初期剛性に対する上部構造の第 1 層の水平剛性の比率により同様な指標を与えている。文献 12)では、 e が 2 以下であれば免震効果は期待できるとしている。

上部構造の周期特性が免震効果に与える効果を 2 自由度系モデルを用いて確認する。免震層の復元力特性はバイリニア型とし、初期剛性は周期換算で 1 秒、降伏後剛性は周期 T_f が 3,4,5 秒となるように設定した。降伏せん断力係数 a_s は 5% とした。非免震時の上部構造の周期は 0.2~5 秒まで変化させた。上部構造は弾性とし、粘性減衰として 2% を与えた。質量比 $g=0.8$ とした。入力地震波に BCJ-L2 を用いた時の結果を図 11 に示す。同図より、上部構造の周期が大きくなれば、免震効果は小さくなるものの、免震効果は十分あることは明らかである。このことは、文献 13)~15)でも示されているとおり超高層建築物を免震化しても十分な免震効果を得られることを示している。なお、超高層建築の場合、地震時の転倒モーメントにより積層ゴムに引張力が作用するケースが増える可能性があるが、免震周期をできるだけ長周期化することで上部構造に作用す

る地震力と転倒モーメントを低減し、大きな引張力を作用させない様な設計を行うことで対処可能である。積層ゴムに引張が作用する場合、積層ゴムの引張変形能力は大きいことが明らかとなったため、引張力ではなく引張変形に着目することが有効である。このような検討成果と免震部材の性能向上により超高層建築への免震技術の適用拡大が計られてきている。

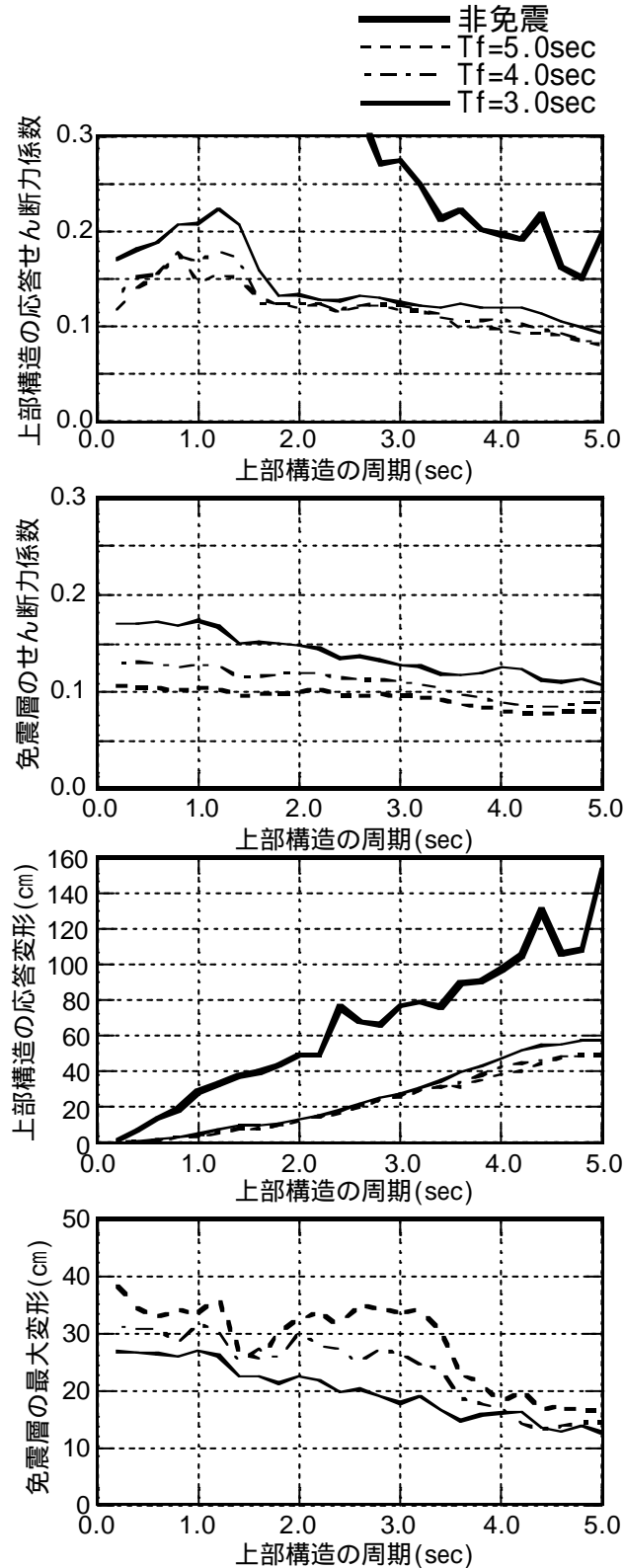


図 11 上部構造の応答低減と免震層の応答

2000年日本建築学会大会 PD 資料「耐震技術 20 世紀にしてきたこと、21 世紀にすべきこと」に投稿したものと同一内容です。

5. 21 世紀へ向けて

現在の段階では、多様な免震部材の提唱があり、アイソレータにダンパー機能を持たせたもの、滑りを利用したもの等、多様なデバイスが提供されている。何れも良いものは残り、そうでないものは淘汰されるであろう。しかし、各種免震部材の性能及びその信頼性について、実証と確認に関するデータがまちまちで、判断のための資料は不足している。従って、免震部材の性能評価システムの確立と大型製品の実大試験が可能な大型試験機の設置が望まれる。現在、免震部材製品の検査は全数検査が基本である。製品の製造方法の改善などにより品質を安定させ、信頼できる製品を供給できるシステムを確立すべきであろう。また、免震部材の高性能化、高機能化により免震性能の更なる向上が期待される。現在の免震技術は水平免震が基本であるが、将来的には 3 次元免震システムの実用化も必要となろう。

今後、免震構造は高層建物、病院などの防災拠点、住宅、既存建物の耐震補強（免震レトロフィット）など、ますます適用範囲を広げていくであろう。これに伴い免震部材の性能向上や厳密な性能評価が求められることになる。一方、これまでの免震建築は耐震構造の枠組みの中で設計されてきているように思われる。約半世紀にわたり構築されてきた耐震設計の枠組みを乗り越えるための努力も必要である。今後より自由な発想で免震建築が設計されることを期待したい。例えば、個別免震を発展させて人工地盤を用いる免震街区構想などは如何であろうか。相模原市では同様な計画が進行中のものである。免震人工地盤上に住宅だけでなく、インフラ施設も取り込むことで、建物単体の機能維持に留まらず、都市機能全体の保全を行うことも可能である。人工地盤により車と住空間を分離した住環境の改善、更には構造体の耐久性向上などの効果も見込める。このためには法制度の整備も欠かせない。今後も免震構造技術が安全で快適な住空間や町づくりに貢献できることを期待したい。

参考文献

- 1) 秋山宏：エネルギーに釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999
- 2) J. M. Kelly : Aseismic Base Isolation : review and bibliography, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1986, Vol.5, No.3
- 3) 高山峯夫：免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの限界性能、日本建築学会技術報告集、第 1 号、1995.12
- 4) 高山峯夫、森田慶子他：天然ゴム系積層ゴムアイソレータの圧縮限界耐力、日本建築学会構造系論文集、第 482 号、1996.4
- 5) 高山峯夫、森田慶子他：免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの性能確認試験、福岡大学総合研究所報、第 170 号、1995.3
- 6) 瓜生満、鈴木政美、吉江慶祐他：高面圧下における積層ゴムアイソレータの実大実験（その 1～その 3）日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
- 7) 日本建築学会：免震構造設計指針、1993
- 8) 北村春幸、多田英之他：高面圧下における積層ゴムアイソレータの基本特性（積層ゴムの構造に基づく比較）日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
- 9) A. N. Gent, P. B. Lindley : Internal Rupture of Bonded Rubber Cylinders in Tension, Proc. Roy. Soc. A, Vol.249, 1958
- 10) 岩部直征、高山峯夫他：天然ゴム系・高減衰型・鉛プラグ入り積層ゴムのオフセットせん断 - 引張特性試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9
- 11) James Kelly : Earthquake-Resistant Design with Rubber, 2nd Edition, Springer, 1997
- 12) R. I. Skinner, W. H. Robinson et al. : An Introduction to Seismic Isolation, John Wiley & Sons, 1993
- 13) 田辺太一、高山峯夫他：免震構造の Feasibility Study 実在超高層 RC 造への Base Isolation System の適用、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10
- 14) 小倉桂治他：高層免震建物の地震応答特性に関する検討、日本建築学会技術報告集、第 5 号、1997.12
- 15) 1997 年建築学会大会パネルディスカッション資料：耐震設計における性能評価 - 耐震・免震・制震（振）構造の比較 -、1997.9