

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

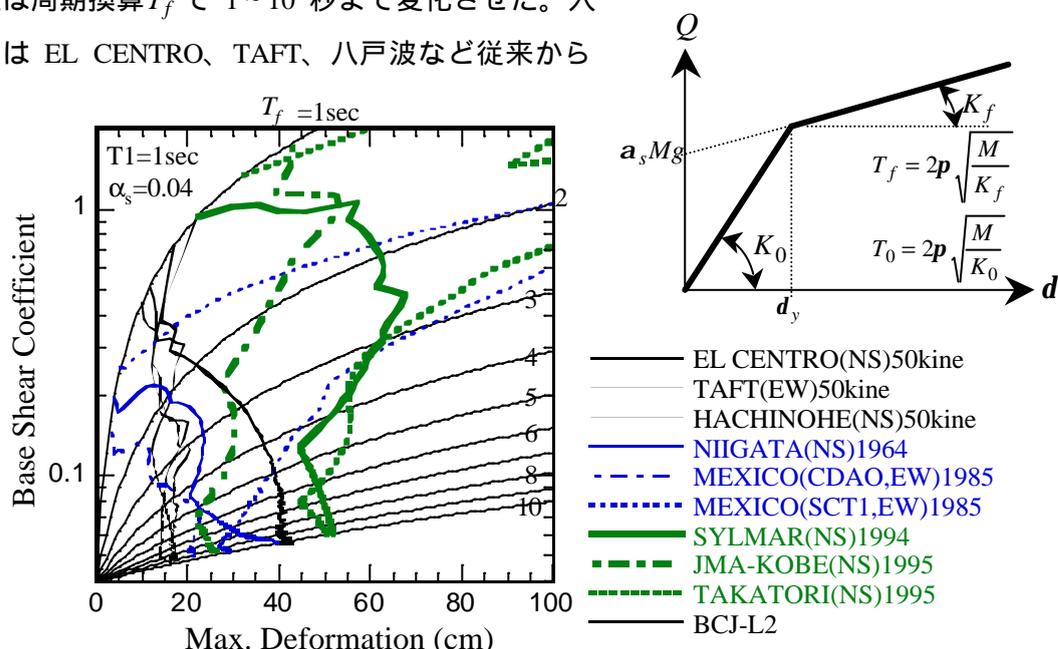


図 6 弾塑性地震応答スペクトル

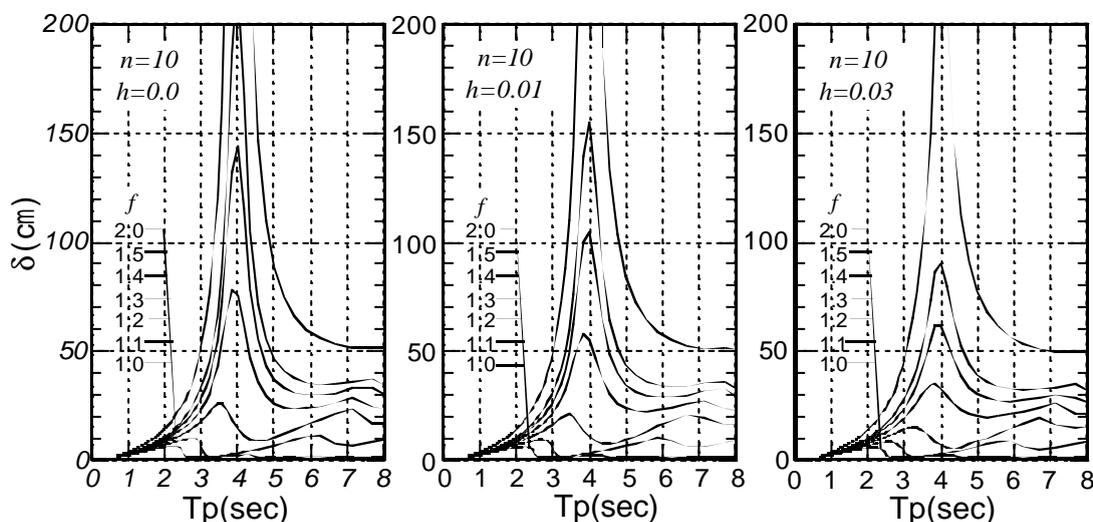


図 7 バイリニア系システムの共振曲線

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。

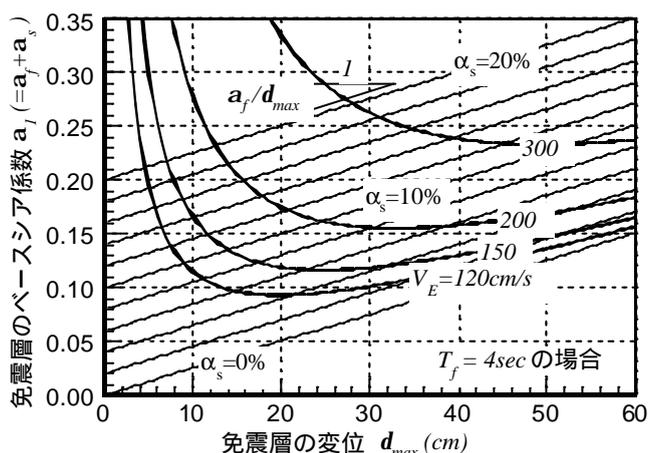


図 8 免震層のベースシア係数と最大変位の関係

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

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

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。

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

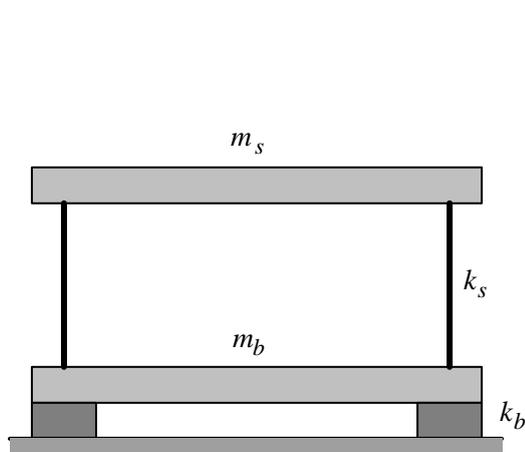


図9 2自由度系免震モデルのパラメータ

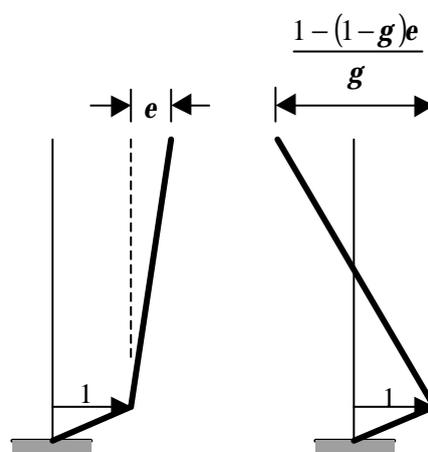


図10 2自由度系モデルの固有振動モード

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。

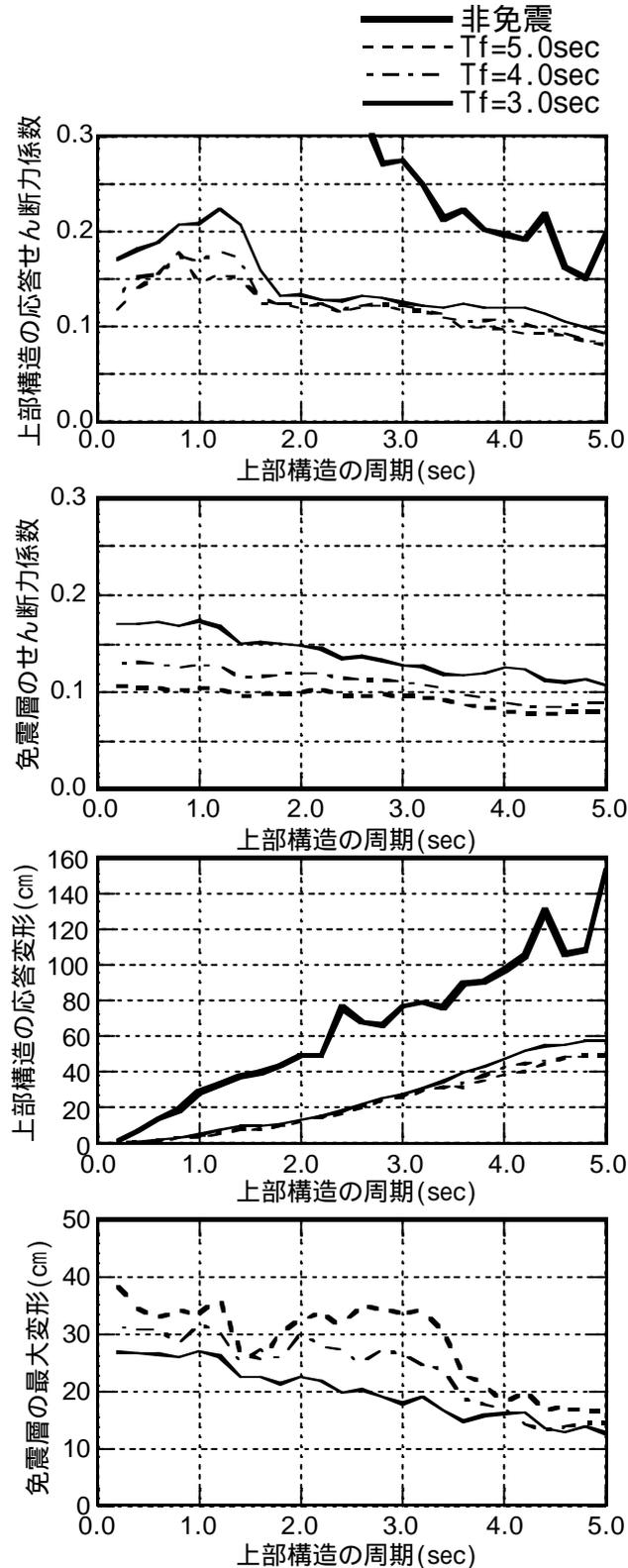


図 11 上部構造の応答低減と免震層の応答

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