

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。

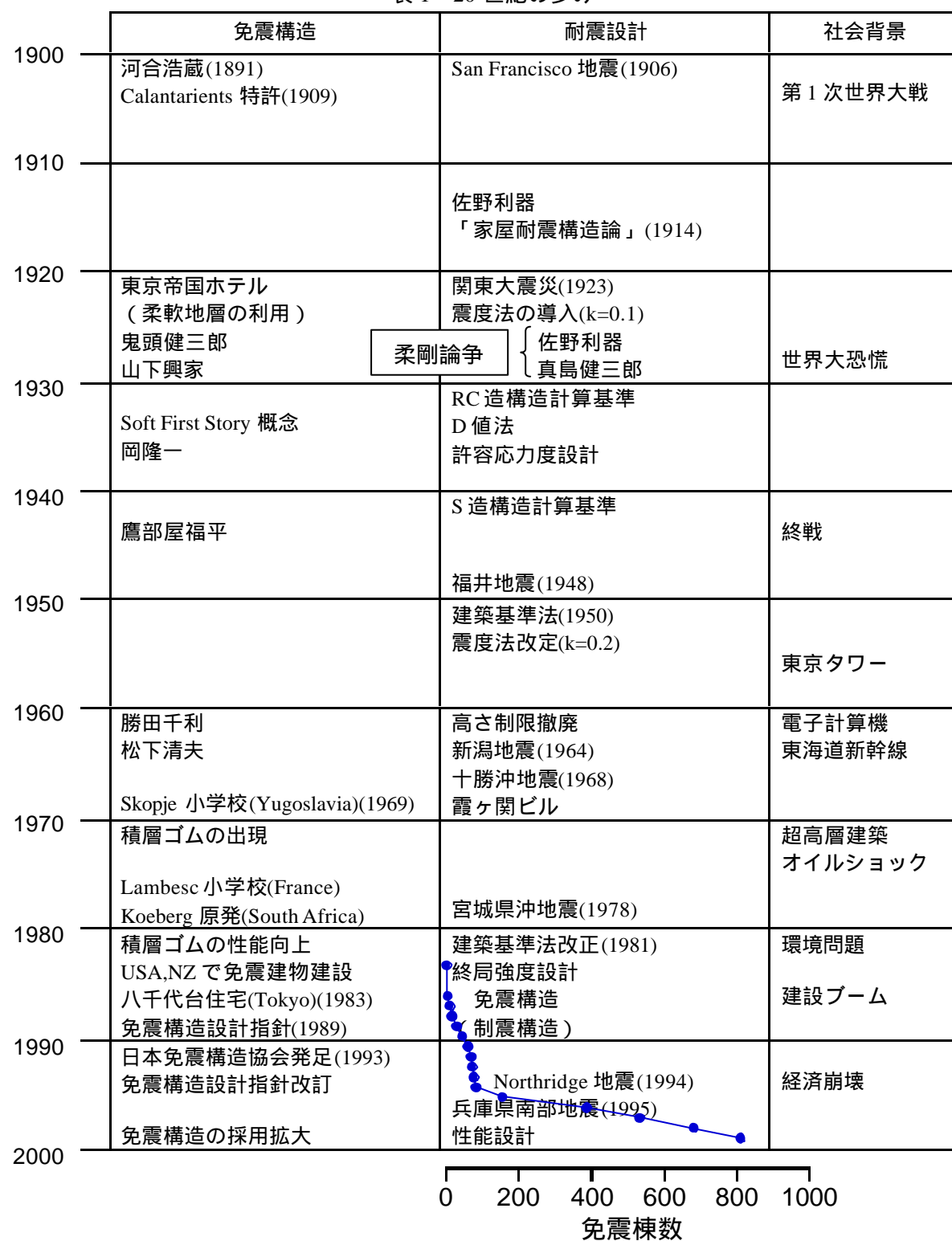
免震構造は 1982 年に建設された八千代台住宅から 10 年間は 80 数棟程度しか建設されておらず、用途も建設業の研究所や寮などが多かった。しかし、兵庫県南部地震を契機として状況は一変する。兵庫県南部地震の際、被害地から約 30km 程度離れた地点に建設されていた免震建物での地震記録は免震効果が予期された通りに発揮されることを実証した。基礎部での加速度約 300gal に対し、上部構造での加速度は約 1/3 の 100gal 程度であった。その後は毎年 100～150 棟程度の採用があり、免震建物の規模も大きくなってきている。近年では病院などの防災拠点への採用も積極的に行われるようになって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

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

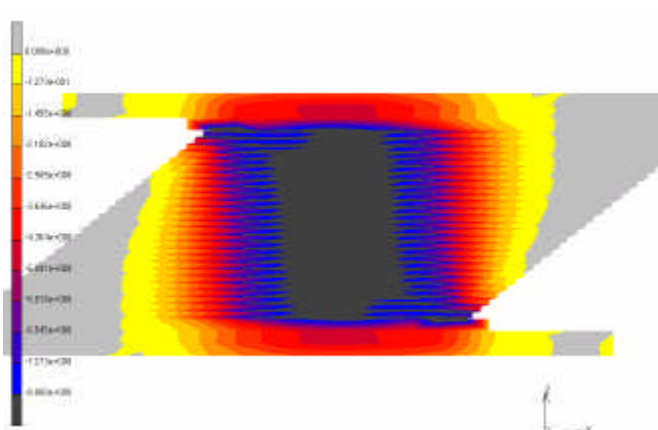


写真3 積層ゴムの鉛直応力分布 (=300kg/cm²)

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に、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。

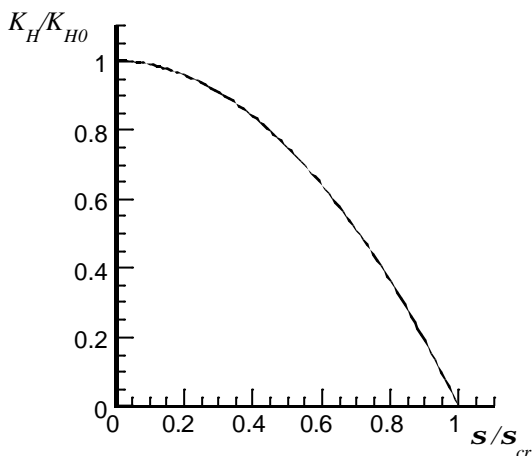


図 1 水平剛性の面圧依存性

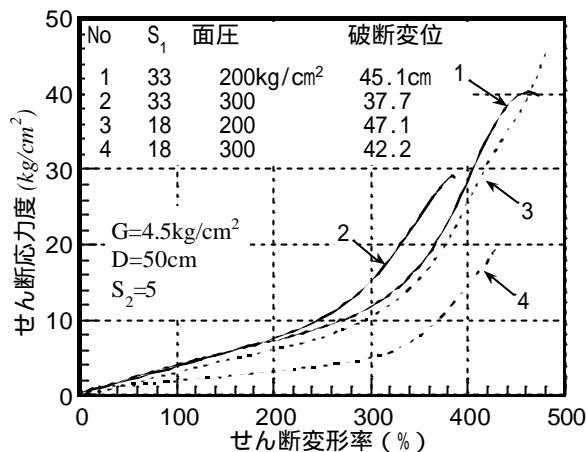


図 3 積層ゴムの破断試験 ($S_2=5$ の場合)

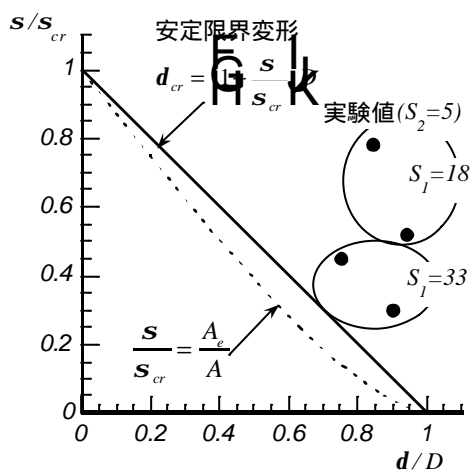


図 2 安定限界変形

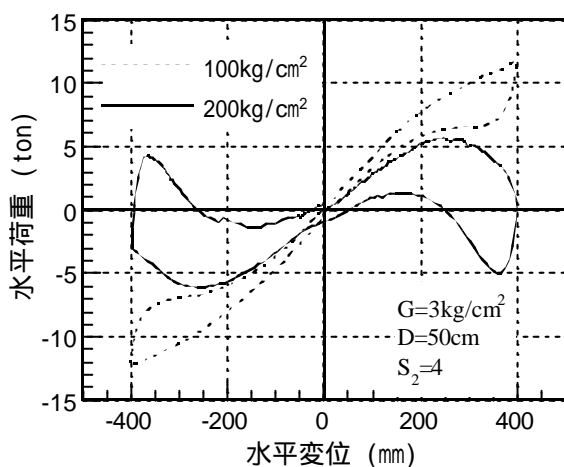


図 4 積層ゴムの履歴曲線 ($S_2=4$ の場合)

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。

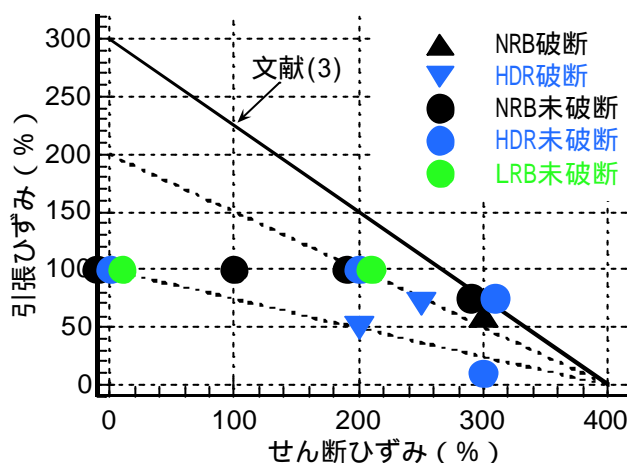


図 5 積層ゴムの引張限界ひずみ

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