

免震ゴム支承と鋼管ねじりダンパーを有する実験床の最大応答変位設計

Maximum response displacement design of a reaction bed
with isolated rubber bearings and torsional steel tube dampers

鈴木 森晶^{*}, 青木 徹彦^{**}, 遠藤 輝好^{***}
Moriaki SUZUKI, Tetsuhiko AOKI and Kiyoshi ENDO

- * 工博 愛知工業大学講師 工学部土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)
** 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)
*** 愛知工業大学大学院 建設システム工学専攻 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

The reaction bed which is now under construction in Aichi Institute of Technology, has isolated by rubber bearings and torsional tube dampers. Parametric dynamic response analyses subjected many kinds of earthquake force have performed to determine the specification of these isolator. The results of these simulation, we obtained interested correlative characteristics, for example the lateral response displacement having depend on lateral yield strength of isolator more than lateral spring constant.

Key Words : isolated rubber bearing, steel tube torsional damper, response displacement

1. はじめに

愛知工業大学では、平成 10 年度文部省私学助成ハイテクリサーチセンター構想補助金を受け、構造物耐震実験センターが、平成 11 年 4 月から運用開始予定である。本センターは産官学共同利用研究施設として、特に兵庫県南部地震以後重要視されるようになった耐震関連の実験を中心に研究を行うことを目的としている。

この種の実験センターを建設する際に重要となる反力実験床は当然剛性を高くする必要があり、質量の極めて大きな構造物を設置することとなる。そのため、地震時には、強固な実験床自体は破壊しなくても、それを支える構造物や基礎に極めて大きな荷重(慣性力によるせん断力など)が作用することとなり、それに耐えうる強度を持たせるために建設費および支持構造物のサイズはかなり大きなものとなる。その解決策として、マッシブな実験床の下に免震装置を設けることが考えられる。これにより支持構造物への反力の低減が期待できる。しかしながら実験室の設計上、最大変位量の制限もあり、設定したダンパーに対する地震時応答変位を調べておく必要がある。また、耐震実験では実験床上で大きな荷重により動的加振が行われる場合があるが、その際に実験センターから周囲の建物へ振動が伝わり、例えば大学内においては授業の妨げとなったり、近隣の他施設へ悪影響を及ぼす恐れがある。このような背景をふまえ、本実験センターの建設に際して、地震後においては実験センター

としての最低限の機能を損なうことなく、また、通常の使用状態においては、近隣建物など周囲への振動伝播による影響を最小限にとどめるために、以下の 2 つの目的で免震装置の導入を検討した。

- (1) 地震時に、大質量を有する実験床から支持および基礎構造へ伝達される水平反力の低減。
 - (2) 加振実験時の実験床から他構造物への振動伝播遮断。本実験センターの免震装置の設計を行う際には、以下の条件を満足することとした。
 - (1) 通常の使用状態において発生する微小振動は免震ゴム支承のみにより吸収する。
 - (2) 地震荷重のようなある一定以上の荷重が実験床に慣性力として作用すると免震装置のダンパーが機能し始める。
 - (3) 地震時における実験床の最大応答変位を制限する。
- 以上 3 点の条件を考慮し、免震ゴム支承には積層ゴムを用い、鋼管をねじることによりエネルギー吸収させるダンパー¹⁾からなる免震装置の設計を試みた。

ところで、道路橋の免震設計法マニュアル(案)²⁾や道路橋示方書・同解説書 V 耐震設計編³⁾(以下道示)や免震構造設計指針⁴⁾などの免震設計基準で、種々の免震設計の提案はなされているが、この種の特殊な構造物に対して地震時の最大応答変位を制限するための設計法として適用するには内容が不十分であると思われる。

本研究では、実験床の地震時における応答変位に着目し、最適な免震ゴムとダンパーの組み合わせを模索する

ため、動的応答解析によりシミュレーションを行った。

免震装置導入のメリットは、明らかに構造物へ作用する地震外力の低減である。しかし柔らかな免震装置を導入して外力を低減すれば、変位が増大する。したがって免震設計では最大変位量の制限ないしは設定が設計上の重要なポイントとなる。

本研究で対象とするような完全弾塑性型のダンパーを有する場合、最大変位量にある制限値に抑えるためには、総バネ定数とダンパーの降伏荷重を制御すればよい。高減衰ダンパーのように、作用力に対しほぼ比例的に反力を生じるタイプのダンパーでは、応答加速度とその低減効果が問題となる。しかしながら、完全弾塑性型ダンパーでは、ある一定値以上の入力加速度に対しては、反力の最大値はダンパーの降伏荷重によって打ち切れ、構造物および支持構造体への作用力の最大値は、加速度の大きさに関わらず降伏荷重値によって定まる一定値となる。すなわち、このタイプのダンパーの実設計という観点からすれば、一般的に言われる“加速度の低減効果”は実質上の意味は持たず、構造物への作用力、ないしは支持構造への反力は、設計時に与えられるダンパーの降伏荷重によって一義的に決まり、種々の入力地震動によって変動するのは最大応答変位ということになる。これが完全弾塑性型のダンパーの大きな特徴である。よって本研究では加速度応答には着目せず、実設計上重要な問題となる、応答変位に重点を置いて実験床の動的挙動を

検討する。

本研究で行う動的応答解析では、免震装置に用いる免震ゴム支承とダンパーの水平弾性係数およびダンパーの作用開始弾性強度を様々に変化させ、バイリニアにモデル化し、LEVEL2 地震動などの各種地震波を入力した。その結果、免震装置の弾性係数の小さい範囲ほど応答変位のばらつきが大きくなるなどいくつかの興味ある傾向が把握できた。本研究は免震支承に限らずこのような特殊な構造物に対して免震装置を設計する際に有用な資料を提供できるものと考えられる。

2. 免震装置および設計概要

本構造物耐震実験センター内に設置される実験床は図-1に示すような18m×15m×1.2mの大きさのPC構造物である。また、実験床本体の重量は約1000tfである。ただし、図は解析モデルの説明用模式図であり、実物では支持基礎壁の高さおよび実験床の厚さが部分的に異なっている。図-2に本研究で設計した免震装置を示す。図中Aの斜線部分が免震ゴム支承に相当する部分である。

ダンパーとしては効率よくエネルギーを吸収できる性能を有する必要があることから、筆者らが過去に提案している鋼管をねじることによりエネルギーを吸収するタイプを選択した¹⁾。図-2中の中央部に設置してある鋼管がそれである。ダンパーはこの鋼管を2本の溝型鋼にボルト結合することにより組み立てられている。

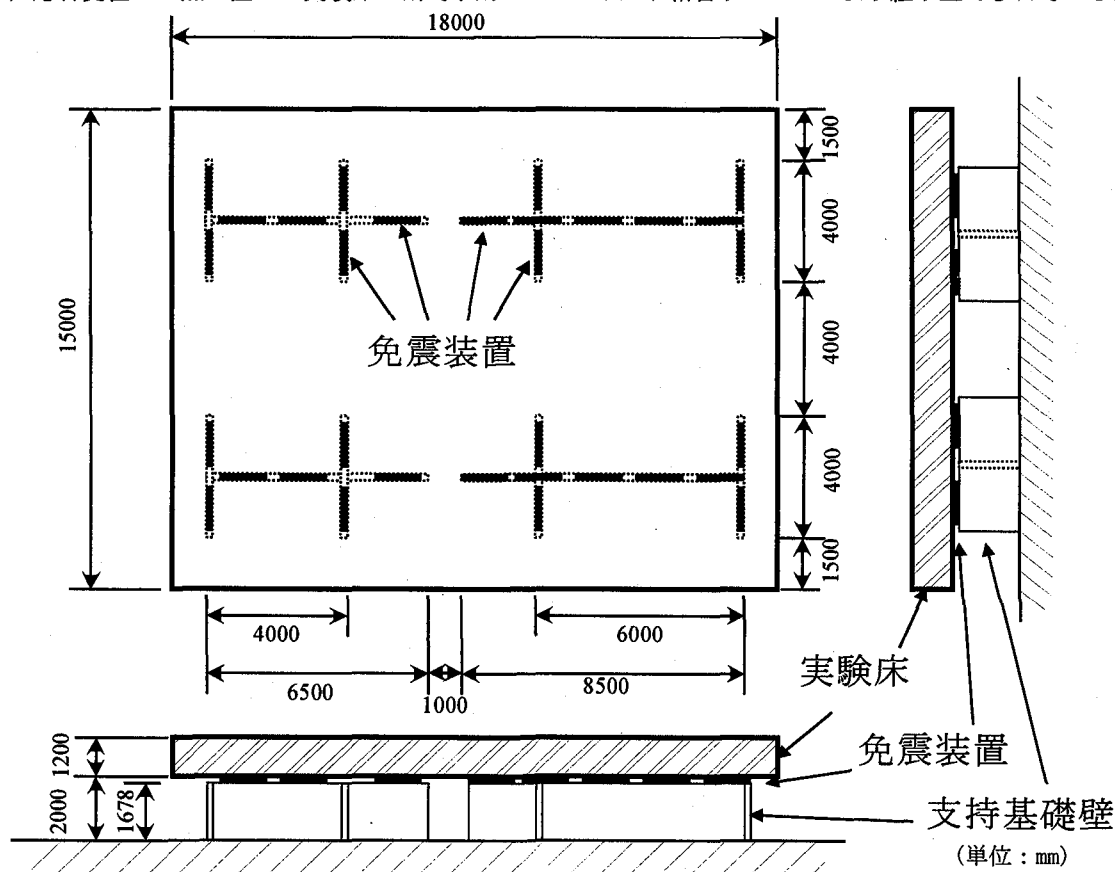


図-1 実験床および支持基礎壁

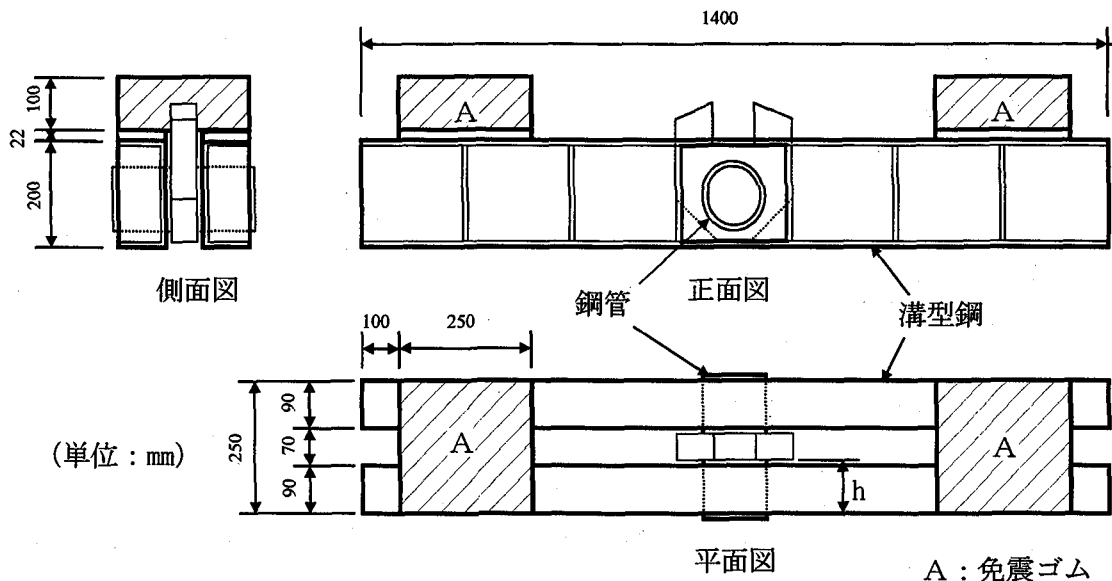


図-2 免震装置概要図

図-2に示すこの免震装置は図-1の点線で示すようなT型と十字型を組み合わせた支持基礎壁上に東西方向、南北方向それぞれ16基ずつ設置される(図-1中の塗りつぶし部分)。支持基礎壁の高さは167.8cmで、これに免震装置の高さ32.2cmをあわせて実験床の下は2mのクリアランスを有する。

本免震装置に取り付ける免震ゴムは図-3に示すような250mm×250mm×100mmの積層ゴムである。内部は厚さ16mmのゴムが3層、2mmの鋼板(SS400)が2枚、22mmの鋼板(SS400)2枚から成っており、これらを2mm厚の被覆ゴムで挟んだ形式となっている。これを図-2に示すような位置で2本の溝型鋼にそれぞれ2個のボルトにより固定し、さらに実験床の下面に設置したピンを免震ゴムに差し込む形で水平方向のずれが生じないように固定される。

鋼管ねじりダンパーには、材質STK400、板厚 $t=4.5\text{mm}$ 、外径114.3mmの電縫鋼管を使用し、図-2の溝型鋼の中央部分に設置し、図-4のような切り欠きのある下部荷重伝達装置を鋼管の中心に溶接し、2本の溝型鋼で両側からはさみ込むように隙間に挿入する。鋼管の両端は溝型鋼に蓋をするように取り付けられた板に溶接する。また、図-4の下部荷重伝達装置の切り欠きには実験床の下面に固定された図-5に示すような上部荷重伝達装置が入り込む形となっている。この上部荷重伝達装置は、直径88mmの丸棒の上下を厚さが50mmになるまで削り、側面が曲線をなす長方形断面となっている。そして下部荷重伝達装置が鋼管のねじりに伴い回転しても、接触面積が常に均一に確保され、効率よく荷重を伝達できるような機構を有している。なお鋼管内にはコンクリートを充填する。

ところで、ダンパーとアイソレータを有する免震装置の設計をする際には剛性(水平バネ定数)と降伏荷重(2次勾配に変化する荷重)が重要になってくる^{2),5)}。本研究で提案する免震装置は単体でも鋼管の材質や厚さを変化

させることにより、ダンパー性能を比較的自由に設定することが出来る。また、免震ゴムも寸法条件を満足していれば良いので、水平方向剛性も比較的选择範囲が広い。これらを所要の個数組み合わせで必要性能を満たす免震構造をつくる。

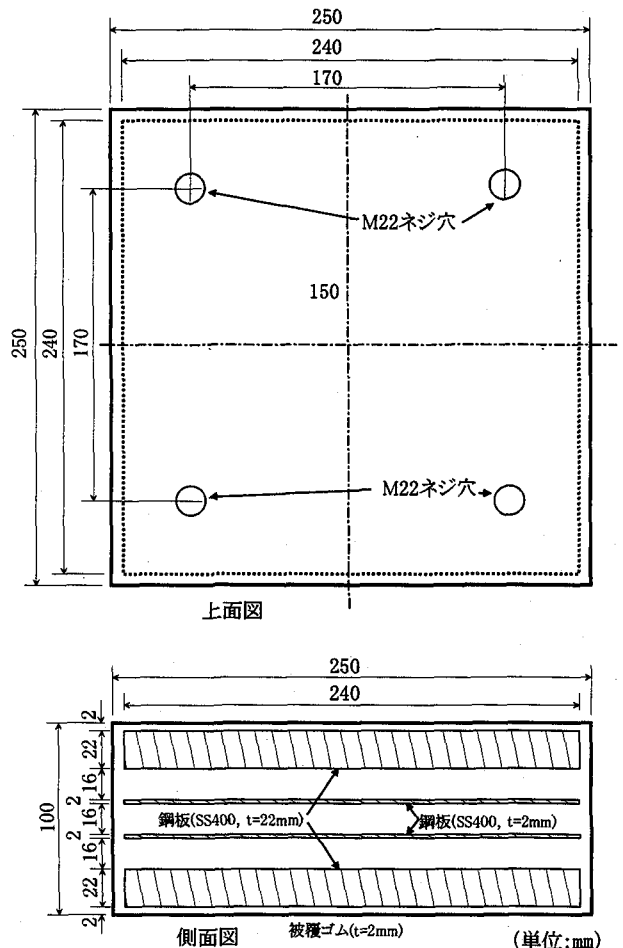


図-3 免震ゴム

ここで、本実験センターの免震装置に要求される性能として以下の項目が挙げられる

- (1) 通常の動的載荷実験を行う際に発生する微小振動の大部分は免震ゴム支承のみにより吸収する。また、実験床などの鉛直荷重（載荷治具等の重量も含める）も免震ゴムのみで負担する。
- (2) 鋼管ねじりダンパーを設けることにより、例えば地震動のような大きな外力が実験床に慣性力として作用する場合には、ある一定以上の荷重が免震装置に作用するとダンパーが機能し始め、支持基礎壁に損傷が生じないようにする一種のヒューズの役割を果たす。
- (3) 実験床とアプローチ部分の隙間が 15cm であるので大地震時に衝突しないように最大応答変位を制限する。今回は設計最大応答変位を 7.5cm とした。

以上の条件を満たすような免震装置の性能を決定するために、次章に述べる解析を行った。

3. 解析モデルおよび入力地震動

前章までに本実験センターの実験床に必要な免震装置としての性能を述べた。ここでは免震ゴムと鋼管ねじりダンパーを組み合わせた免震装置の性能を表-1 に示すように種々変化させ、地震動を入力して動的応答解析を行った。

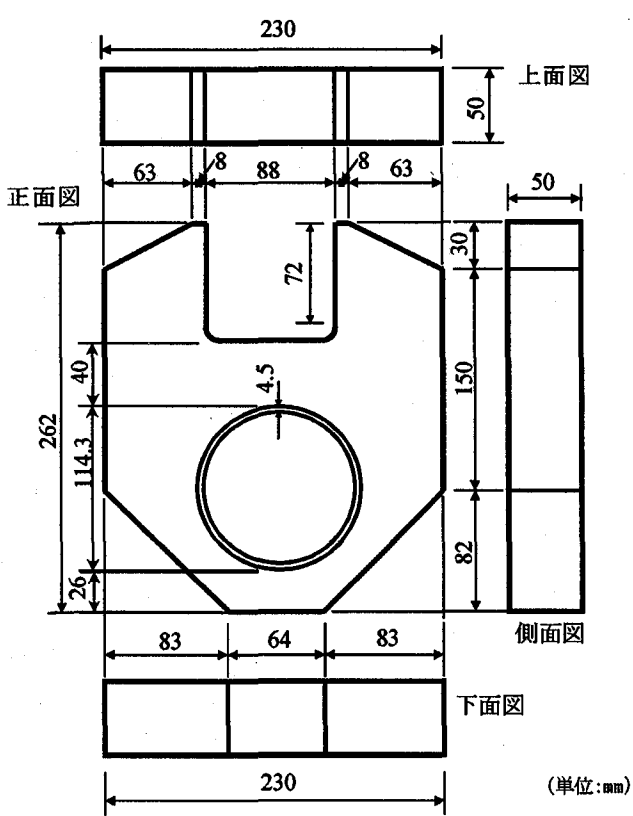


図-4 下部荷重伝達装置

表-1 解析モデル諸元

上部工重量 W (tf)	1200
総バネ定数 K_e (tf/cm)	150, 200, 250, 350, 500, 700, 1000
降伏開始荷重 F_y (tf)	250, 400, 500, 1000, 1500

上部工重量は実験床本体約 1000tf と実験床上に上載する載荷治具と供試体の重量を最大約 200tf と想定し、総重量 1200tf とした。なお、実際の使用状態では上載する載荷治具、試験体の配置によっては重心が変化し、ねじり振動が発生する可能性がある。しかし、通常の使用状態では実験床の一方に偏った状態で実験を行う場合は少ないこと。また、あったとしても短期間で、この間に大地震が発生する確率は極めて小さいこと。さらに、実験床の重量に比べて上載荷重は約 1/5～1/10 程度と小さいことなどを考え、ねじり振動については今回は考えていない。この上部工重量を免震ゴム（断面積 25cm×25cm）64 個のみで支えるとしても、免震ゴム 1 個あたりの面圧は 30kgf/cm² 程度となり、この値は一般的な積層免震ゴムとしては十分耐えうる値である。また、水平バネ定数は 1tf/cm 程度である⁹⁾。

ところで、鋼管ねじりダンパーに作用するトルクを T

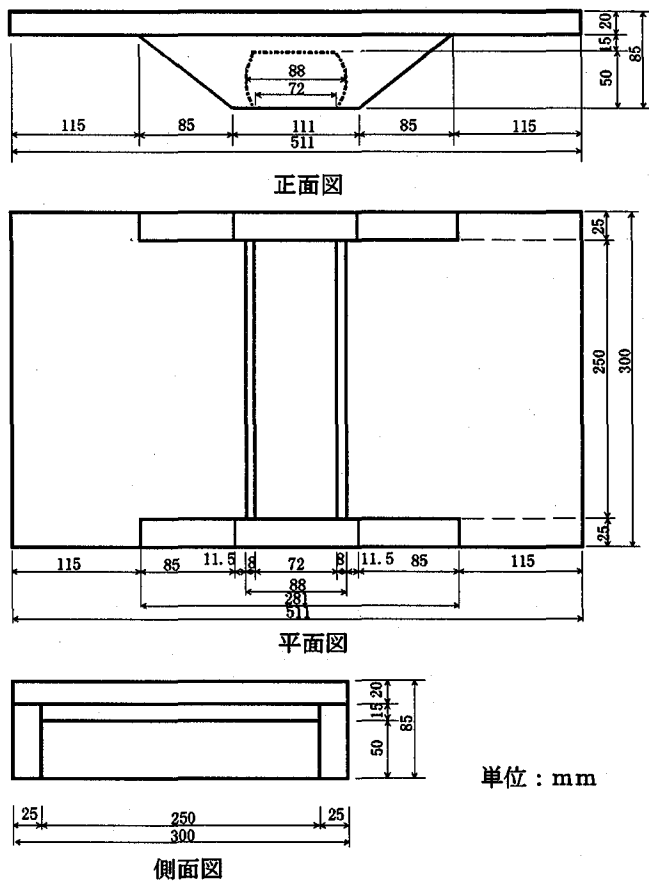


図-5 上部荷重伝達装置

とし、鋼管の回転角を θ とすると T と θ の間には次式のような関係が成立する¹⁾。

$$T = \frac{\pi G D^3 t}{4h} \theta = \frac{\pi D^2 t}{2} \tau \quad (1)$$

ここで、 G ：鋼材のせん断弾性係数（ $=E/2(1+\nu)$ ）， E ：鋼材のヤング率， ν ：鋼材のポアソン比， D ：鋼管の直径， t ：鋼管の板厚， h ：鋼管の高さ（図-2中の h で約100mm）， τ ：せん断応力（ $=\sigma/\sqrt{3}$ ）である。

この式をもとに鋼管の水平バネ定数を算定すると1個あたり約217tf/cmとなる。ところが、各方向それぞれ16個の免震装置が設置してあり、上部荷重伝達装置と下部荷重伝達装置の間にはそれぞれ異なる遊びがあると考えられる。しかも、その遊び量は製作誤差程度の非常に小さい量と仮定する。また、地震時にすべての装置が同時に作用しはじめるとは考えにくい。つまり、図-6の実線で示すように順次鋼管がバネとして作用すると仮定し、個々の鋼管のばね定数は考えず、鋼管ねじりダンパーの作用開始タイムラグを考慮しモデル化を行った。

また、本研究で対象としている構造物は免震ゴムと鋼管の剛性（バネ定数）が極端に異なるという特殊な例である。従って全体のバネ定数を算定する際には免震ゴムの影響はほとんどないとした。その結果免震ゴムと鋼管ねじりダンパー全数の総バネ定数を K_e として500tf/cmと設定した。この数値の妥当性については検討の余地があるが、本研究では最適なダンパーの性能をシミュレーションにより模索することを目的としているので上記のような仮定を行った。以上より、鋼管ねじりダンパー1個の換算水平バネ定数は30tf/cm程度となる。なお大地震時の慣性力は鋼管ねじりダンパーが大半を受け持つことになる。

解析モデルとしては、上記ダンパーと免震ゴムを組み合わせることにより全体の合成後の総バネ定数 K_e を表-1に示すような値とした。降伏開始荷重については、0.5G程度の慣性力が作用すると鋼管ねじりダンパーが塑性化して効力を発揮すると想定した。これは、実験床下空間を確保するためには支持基礎壁のサイズを大きく

することが困難である。従って一種のヒューズの役割を持たせ、支持基礎壁のコンパクト化と破壊を防止する目的もある。ここでは、STK400の降伏応力を文献1)より $\sigma_y=3.556\text{tf/cm}^2$ として、式(1)より降伏トルクおよび降伏荷重を算定すると、1基あたりの降伏開始荷重は約27tfとなり、東西方向16基、南北方向16基設置するので各方向毎に合計すると433tfとなる。前述のように0.5G程度の慣性力が作用すると降伏が開始するとしているので、解析では降伏開始荷重を500tfとした。この他に表-1に示すように数種類の降伏開始荷重も設定した。表中のこれらの総バネ定数 K_e および降伏開始荷重 F_y の数値は鋼管ねじりダンパーの材質および板厚を変更したり、また、コンクリートを鋼管の中に詰めるなどして、種々の組み合わせをシミュレーションするためである。また、免震ゴムと鋼管に対する個々の復元力モデルは異なるものの、合成して一体とした後の復元力モデルはバイリニアモデルと同等の復元力を有すると想定されるので完全弾塑性型のバイリニアモデルを用いた。

以上のようにモデル化を行い、表-2に示したような道路橋示方書・同解説 V耐震設計編³⁾に示されているスペクトルに適合する様調整された標準地震波形を使用した。なお、本論文ではこれ以降各地震波は表-2に示す略称を用いて表現する。

表-2 入力地震動

種類	地盤種	略称
LEVEL2 TYPE1	I 種	J1L2T1
	II 種	J2L2T1
	III 種	J3L2T1
LEVEL2 TYPE2	I 種	JMA-NS, JMA-EW, INAGAWA
	II 種	JRT-NS, JRT-EW, FUKIAI
	III 種	HKB-NS, PIL-NS, PIL-EW

4. 解析結果

前章の表-1において規定した性能を有する免震装置に、表-2で規定した地震動を入力し、合成後の復元力モデルとして完全弾塑性型のバイリニアモデルを想定し、応答解析を行った。

JRT-NSを入力して解析を行った解析結果の一例を図-7および図-8に示す。図-7は縦軸に実験床の最大応答変位を、横軸に免震装置の総バネ定数 K_e をとったものである。図中の各記号は各降伏荷重、つまり鋼管ねじりダンパーが効力を発揮し始める荷重を表す。図-8の縦軸は図-7と同様に最大応答変位をとっているが、横軸には免震装置の降伏荷重をとったものを示す。図中の各記号は各総バネ定数を表す。これらの2つの図を比較すると、図-8の方は図-7に対してばらつきが少なく、良い相関性を有している。よって、本研究では、以後、図-8の形式で解析結果を整理する。

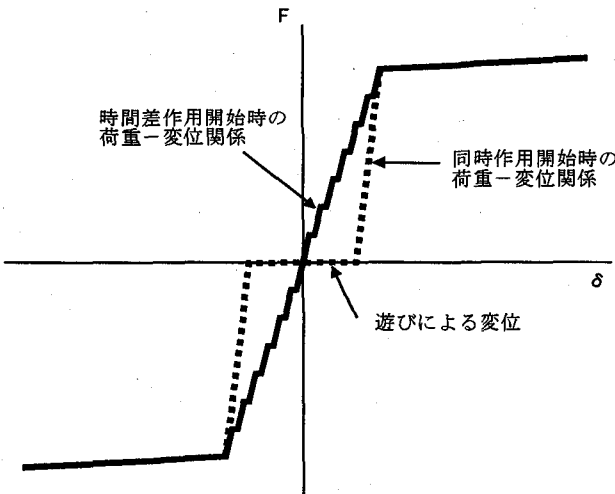


図-6 鋼管ダンパーの荷重-変位関係

図-9～図-12に全解析結果を示す。図-9は LEVEL2 TYPE1 地震動を入力した場合の結果である。図-10, 図-11 および図-12 には LEVEL2 TYPE2 地震動のうち, それぞれ I 種地盤, II 種地盤および III 種地盤の該当する地盤種の波形を3波づつした入力した場合の解析結果を示す。図中の縦軸は実験床の最大応答変位を表し, 横軸は降伏荷重である。これらの図より以下のことが言える。

(1) LEVEL2 TYPE1 I 種地盤地震動を入力した場合

図-9(a)より, 降伏荷重が 500tf 以上の領域では降伏荷重の値によらず最大応答変位はほぼ一定値となる。また, 総バネ定数 K_e の値に関係なく設計最大変位である 7.5cm を下回っている。さらに, $K_e \geq 500\text{tf/cm}$ であれば最大応答変位は 2.5cm 程度となる。

(2) LEVEL2 TYPE1 II 種地盤地震動を入力した場合

図-9(b)より, I 種地盤地震動を入力した場合(図-9(a))と比較すると降伏荷重が 500tf 以上の領域でも $K_e \leq 250\text{tf/cm}$ の場合にはばらつきが大きく, 最大応答変位が 7.5cm を上回る場合がある。しかし, 降伏荷重が 400tf 以上であれば K_e によらず最大応答変位は 15cm を下回る。

(3) LEVEL2 TYPE1 III 種地盤地震動を入力した場合

図-9(c)より, II 種地盤地震動を入力した場合と同様な傾向を示すが, 全体的に最大応答変位が大きくなっている。降伏荷重が 500tf 以上でも, $K_e \leq 350\text{tf/cm}$ では最大応答変位が 7.5cm を超えており, さらに, $K_e=150\text{tf/cm}$ ではほぼ全領域で 15cm を超えている。

(4) LEVEL2 TYPE2 I 種地盤地震動を入力した場合

図-10(a), (b)より JMA-NS および JMA-EW を入力した場合で, 降伏荷重が 500tf 以上の領域では双方ともほぼ

同様の傾向を示し, 1 部を除いて降伏荷重が大きくなるにつれて最大応答変位が小さくなっていく傾向にある。ただし, 最大応答変位は全体的に大きく, 降伏荷重が 500tf の場合には K_e の値によらず最大応答変位が 7.5cm 以上となっている。7.5cm を下回ることが出来るのは, 降伏荷重が 1000tf 以上で $K_e \geq 500\text{tf/cm}$ の場合のみである。一方 INAGAWA を入力した場合は, JMA-NS, JMA-EW の場合と比較すると最大応答変位も一部を除いて 15cm 程度以下と小さくなっている。しかし, 最大変位を 7.5cm 以下に抑えるには, 免震装置の降伏荷重を 400tf 以上とし, $K_e \geq 750\text{tf/cm}$ とするか, 降伏荷重を 1000tf 以上とし, $K_e \geq 350\text{tf/cm}$ とした場合のみである。

(5) LEVEL2 TYPE2 II 種地盤地震動を入力した場合

図-11(a), (c)より JRT-NS および FUKIAI を入力した場合は, 1 部を除いて降伏荷重が大きくなるにつれて最大応答変位が小さくなっていく傾向にある。そして降伏荷重を 1000tf 以上とすれば, K_e によらず最大応答変位はほぼ 15cm 以下となっている。ただし, 設計最大変位 7.5cm 以下を満足するのは, 降伏荷重が 1000tf 以上で $K_e \geq 500\text{tf/cm}$ の場合のみである。また, 降伏荷重が 250tf の場合には著しく最大応答変位が大きくなり, K_e が 1000tf/cm の場合においても最大応答変位が 40cm 程度と大きな値となっている。JRT-EW を入力した場合は前述の2波と比べて全体的にやや小さな応答変位となっている。それでも 7.5cm 以下となるのは降伏荷重が 500tf 以上で $K_e \geq 750\text{tf/cm}$ の場合と, 降伏荷重が 1000tf 以上で $K_e \geq 500\text{tf/cm}$ の場合のみである。

(6) LEVEL2 TYPE2 III 種地盤地震動を入力した場合

図-12より, 降伏荷重が大きくなるにつれて最大応答変位が小さくなっていく傾向は LEVEL2 TYPE2 II 種地盤とほぼ同様である。降伏荷重が 1000tf 以上では最大応答変位に大きな変化はなく, 最大でも 15cm 程度以下

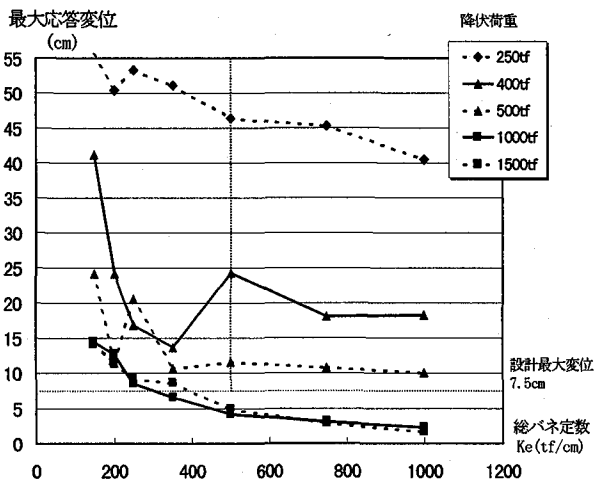


図-7 最大応答変位-バネ定数関係

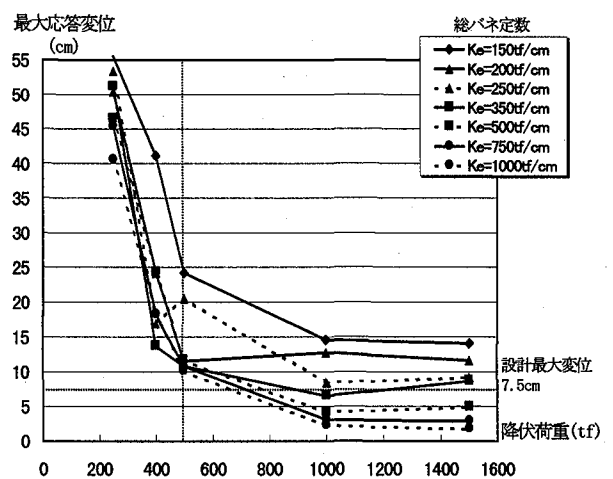
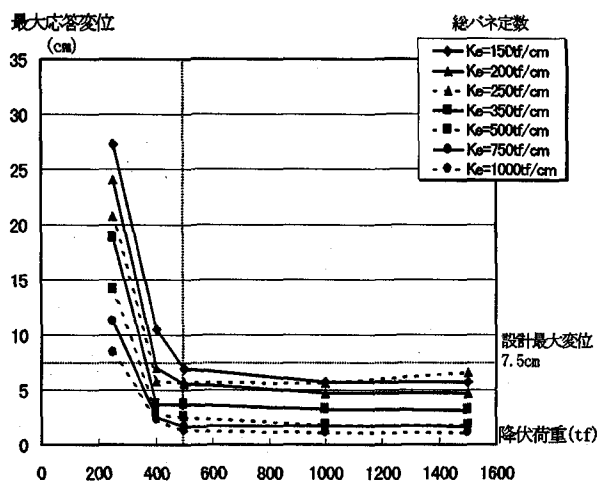
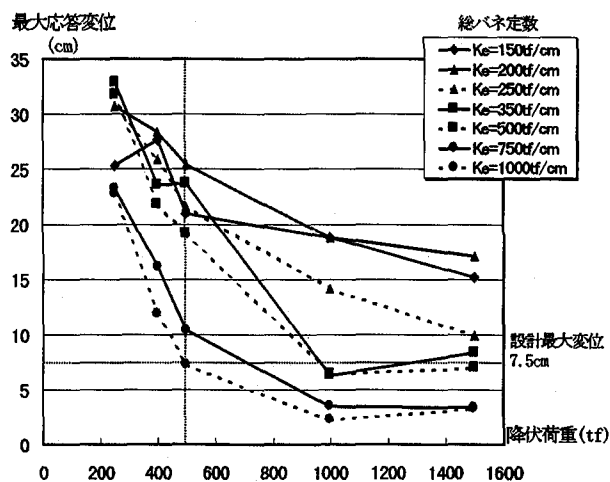


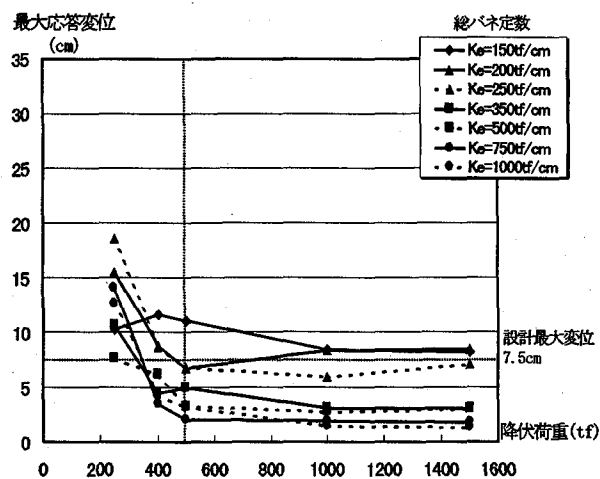
図-8 最大応答変位-降伏荷重関係



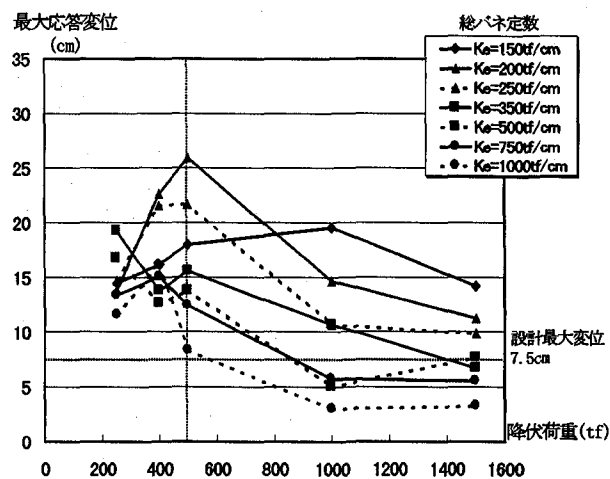
(a) J1L2T1 入力時



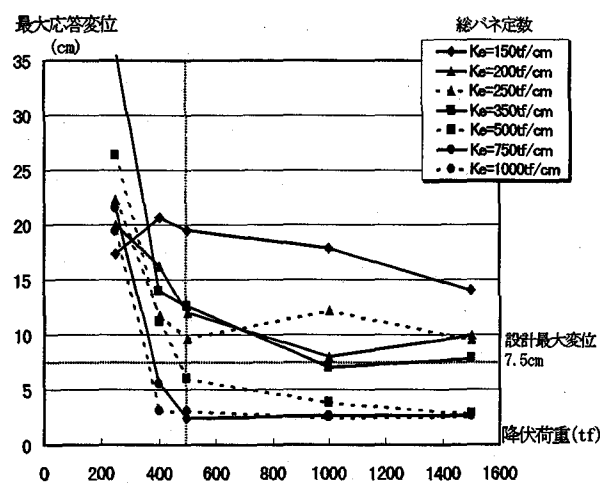
(a) JMA-NS 入力時



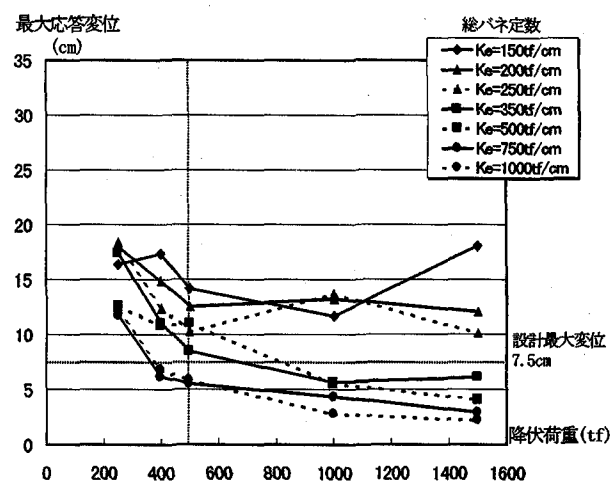
(b) J2L2T1 入力時



(b) JMA-EW 入力時



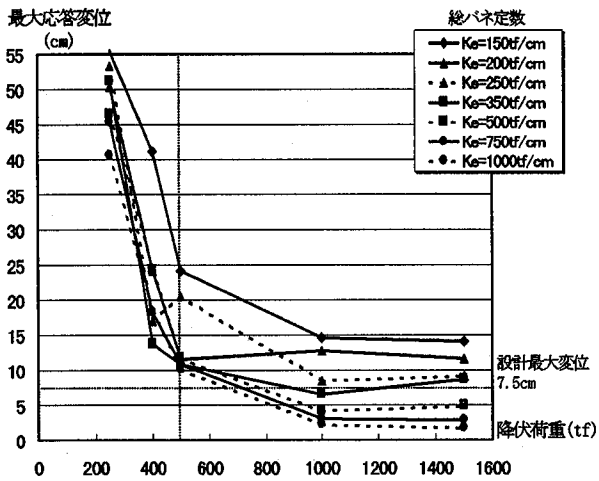
(c) J3L2T1 入力時



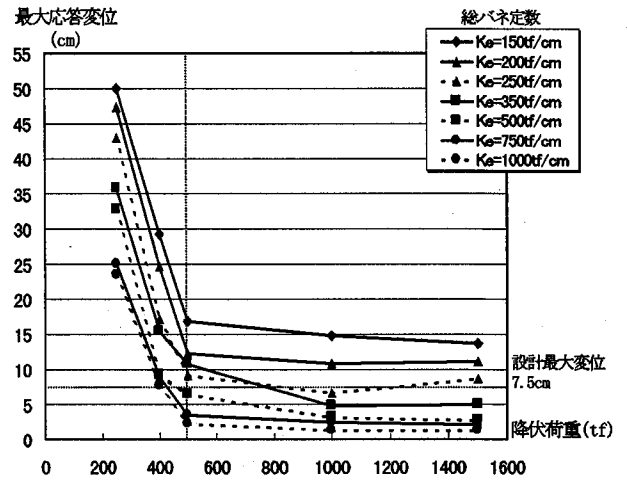
(c) INAGAWA 入力時

図-9 LEVEL2 TYPE1 地震動入力時

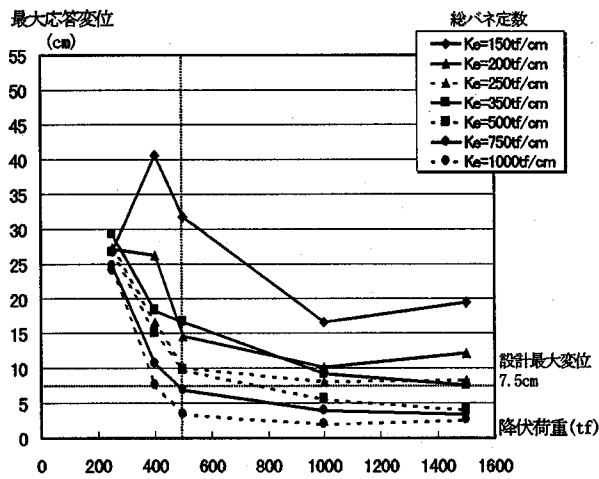
図-10 LEVEL2 TYPE2 I種地盤地震動入力時



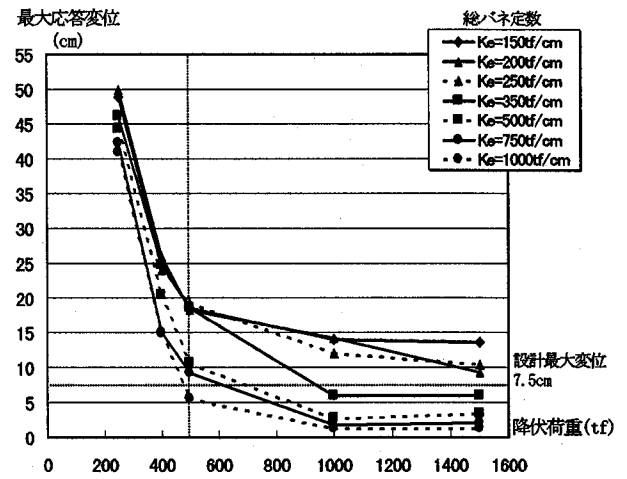
(a) JRT-NS 入力時



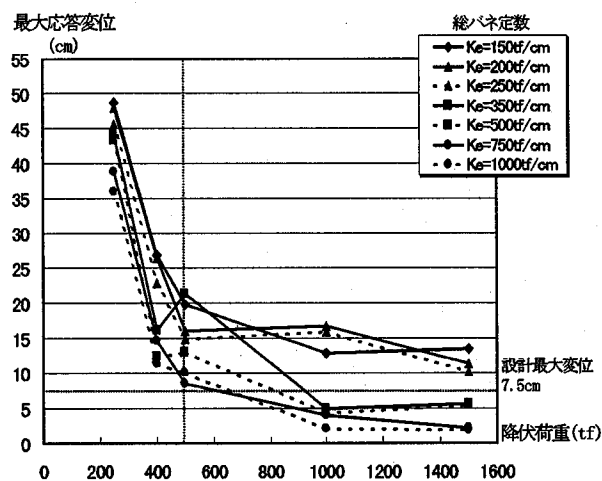
(a) HKB-NS 入力時



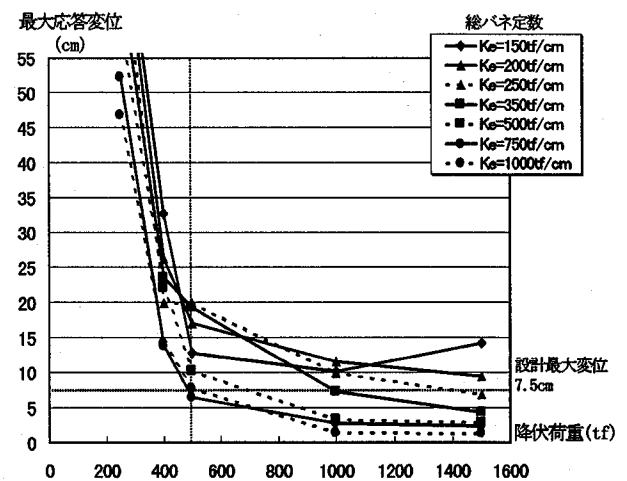
(b) JRT-EW 入力時



(b) PIL-NS 入力時



(c) FUKIAI 入力時



(c) PIL-EW 入力時

図- 11 LEVEL2 TYPE2 II 種地盤地震動入力時

図- 12 LEVEL2 TYPE2 III 種地盤地震動入力時

となっている。なお、7.5cm 以下となるのは、HKB-NS 入力時で降伏荷重が 500tf 以上で $Ke \geq 500\text{tf/cm}$ の場合と、降伏荷重が 1000tf 以上で $Ke = 350\text{tf/cm}$ である。PIL-NS および PIL-EW 入力時は降伏荷重が 1000tf 以上で $Ke \geq 350\text{tf/cm}$ の場合と、降伏荷重が 500tf で $Ke = 1000\text{tf/cm}$ の場合である。

全体的な傾向として、免震装置の総バネ定数 Ke を大きくするにつれて最大応答変位は小さくなり、降伏荷重を大きくするにつれて最大応答変位も小さくなる。また、降伏荷重が 400tf 以下では最大変位の変動とバラツキが非常に大きい。特に降伏荷重が 250tf の領域では最大応答変位は 50cm 以上となる場合がある。従って、本研究の冒頭に述べた本実験センターに設置される免震装置の設計条件を満足するには、LEVEL2 TYPE1 地震動に対しては降伏開始荷重を 500tf 以上、総バネ定数 Ke を 500tf/cm 以上に設定し、また、LEVEL2 TYPE2 地震動に対しては降伏開始荷重を 1000tf 以上、総バネ定数 Ke を 500tf/cm 以上に設定すれば最大応答変位を 7.5cm 以内に制限する事が出来ると言える。

5. まとめ

愛知工業大学において現在建設が進められている構造物耐震実験センターの反力実験床の免震設計を行った。今回対象とした実験床のように免震ゴムとダンパーの剛性が極端に異なるような場合には、構造物の設計上最大応答変位の設定と基礎構造設計のための最大水平反力(ダンパー降伏荷重)が重要なポイントとなった。本研究はそこで検討されたもののうち、免震装置をバイリニアモデルに仮定し、種々の地震波を入力して動的応答解析を行った結果をまとめたものである。

結論として以下の内容が得られた。

- (1) 全体的な傾向として、免震装置の総バネ定数 Ke を大きくするにつれて最大応答変位は小さくなり、また、ダンパーの降伏荷重を大きくするにつれて最大応答変位も小さくなる。
- (2) 降伏荷重が 400tf 以下では最大変位の変動とバラツキが非常に大きく、特に降伏荷重が 250tf の場合では最大応答変位は 50cm 以上となる場合がある。
- (3) 最大応答変位－総バネ定数関係と最大応答変位－降伏荷重関係について比較してみると、後者の方が解析結果にばらつきが少ない。
- (4) 本実験センターの免震装置の性能として、LEVEL2 TYPE1 地震動を想定した場合は、総バネ定数 Ke を 500tf/cm 以上、降伏荷重を 500tf 以上に設定すれば最大応答変位を 7.5cm 以内に制限する事が出来る。
- (5) さらに、LEVEL2 TYPE2 地震動を想定した場合は、総バネ定数 Ke を 500tf/cm 以上、降伏荷重を 1000tf 以上に設定すれば最大応答変位を 7.5cm 以内に制限する事が出来る。

1998 年 9 月現在、免震装置の基本設計は最終設計段階に入っている。また、所定の性能を有するかを検証するために実物大の免震装置を製作し、性能実験を行う予定である。

参考文献

- 1) 青木徹彦, 鈴木森晶: 鋼管を用いた弾塑性ねじりダンパー特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 899-905, 1998.
- 2) 道路橋の免震設計法マニュアル(案): 建設省土木研究所, 1995.
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編: 日本道路協会, 1996.
- 4) 免震構造設計指針: 日本建築学会, 1989.
- 5) 免震積層ゴム入門: 日本免震構造協会, オーム社, 1997.

(1998 年 9 月 18 日受付)