

# 弾性地盤上における免震構造物の地震時浮き上がり現象

## UPLIFTING BEHAVIOR OF BASE-ISOLATED STRUCTURES ON ELASTIC FOUNDATION DURING STRONG GROUND MOTION

小沢 宣行\*1, 藤井 賢志\*2, 山田 哲\*3, 和田 章\*4  
Nobuyuki OZAWA, Kenji FUJII, Satoshi YAMADA  
and Akira WADA

When a tall seismic isolated building is suffering a big earthquake, large tensile forces may occur at the multi-layer rubber bearings due to the large overturning moment. Tensile stress is critical design problem for such rubber bearings. To avoid such large tensile forces at the bearings, the design idea allowing uplifting at bearings may be preferable for the tall seismic isolated buildings. However, very few studies have made about the nonlinear behaviours of such seismic isolated buildings considering the foundation vertical stiffness. The shaking table test is carried out to investigate the nonlinear dynamic response of seismic isolated buildings that allow the uplifting around the rubber bearings, considering the vertical elastic stiffness of the foundation.

From the results getting from the tests, the effect of seismic isolation would be guaranteed even if some bearings step up during earthquakes.

*Keywords: Base-Isolated Structures, Seismic Response, Uplifting Behavior, Elastic Foundation, Shaking Table Test*

免震構造物, 地震応答, 浮き上がり現象, 弾性地盤, 振動台実験

### 1. 序

免震構造物が地震動を受けると積層ゴムにはせん断力と変動軸力が作用する。さらにアスペクト比(建物高さ/幅比)が大きいとロッキング挙動が生じやすくなり、これによって変動軸力は大きくなり、積層ゴムに引抜力が作用することが懸念される。積層ゴムは圧縮力には強いが引張力に弱く、免震構造物の設計において、一般的には積層ゴムには引抜力が生じないようにされる。しかしアスペクト比が大きい免震構造物の需要は高く、それらの設計では、引抜力による浮き上がりを許容する場合もある。基礎の浮き上がりを許容した免震構造物<sup>2)</sup>では積層ゴム自体に引張力が生じることになるが、本研究のように免震層の下部に離間を許容するシステムとすることで積層ゴムの引張力から守ることが可能になる。

一方、1995年兵庫県南部地震において、地震時に浮き上がりが生じたと考えられる事例が報告されている<sup>4)</sup>。林は、この構造物の解析結果から基礎の浮き上がりにより上部構造への入力が低減される可能性のあることを示した<sup>5)</sup>。また、著者らは、前報<sup>6)</sup>において弾性地盤上における弾性構造物を模擬したモデルによる振動実験を行い、同様の現象を確認した。

基礎浮き上がりによる応答低減の研究<sup>7~14)</sup>や地震時において構造

物に浮き上がりを意図的に許容する構造システムの開発<sup>15)~18)</sup>は数多く行われているが、それらの既往の研究では、建物を支持する地盤が十分硬いことを想定している。地盤の剛性を考慮した研究<sup>19),20)</sup>も行われているが、上部構造を免震構造とするものはない。既往の研究によれば免震構造では地盤がある程度の硬さを持つことが必要であるとされている<sup>21),22)</sup>が、現在では埋立地等の軟弱地盤上に建つ免震構造物が増えてきていることから、免震構造の地震時の応答を考察するとき、地盤や杭の鉛直剛性を含めて考えることは重要である。

本研究では免震構造物において基礎の浮き上がりを許容した場合の応答性状を明らかにすると同時に、この現象に対する地盤の剛性の影響を検討することを目的とする。具体的には、地盤の剛性、免震層の剛性をパラメータとして前報<sup>6)</sup>と同様、モデルによる振動実験を行い、免震構造物に浮き上がりが生じた場合の応答性状を検討する。次いで上部構造の重心の水平移動による影響に着目して数値解析を行い、実験結果との比較を行う。なお、振動実験においては構造物の動的挙動の観察を容易にするため、時間軸の縮小は行わずに実時間軸に即した実験を行う。

\*1 元 東京工業大学 大学院生・修士(工学)  
(現 楠竹中工務店)

\*2 東京理科大学理工学部 助手・博士(工学)

\*3 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

\*4 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Research Assoc., Tokyo University of Science, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 実験の概要

2.1 試験体

試験体の概要を、パラメータと併せて記述する。試験体は図1(a) (b)に例示する1スパン免震構造物を模擬した模型であり、パラメータは、①免震構造の特性、②地盤を模擬する支持ばねの剛性、③層数、④浮き上がり拘束の有無、の4種類を設定し、これらの組み合わせにより試験体数は18である。試験体の一覧を、実験結果の概略と併せて表1に示す。図1(a), (b)は3層・基礎幅200mmの試験体である。

①免震構造の特性：本論文では免震構造の特性を、基礎の水平変位を固定した非免震構造、上部構造を剛体としたときの固有周期が1.2秒（以下免震(短)構造）と4秒（以下免震(長)構造）の2種類の免震構造の合計3種類を扱う。免震(短)構造は免震(長)構造に比べ比較的浮き上がりやすい短周期のモデルとして考察をし易くするために用いた。非免震構造では基礎梁を兼ねた免震階床スラブ（以下基礎梁）と1階床スラブとを4枚のプレートで固定する。免震(短)構造、免震(長)構造では図1(a)の免震階平面図に示すように加振方向に平行に取り付けられた2本のリニアウエイと2～10本の引張コイルばねを用いて免震層の復元力を表現する。免震層の剛性はこれらの引張コイルばねの本数やばね定数を変えることにより調節する。

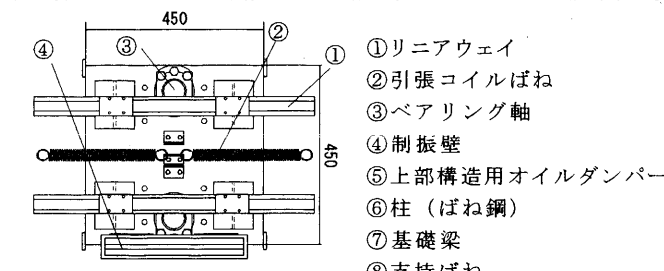


図1(a) 免震階平面図

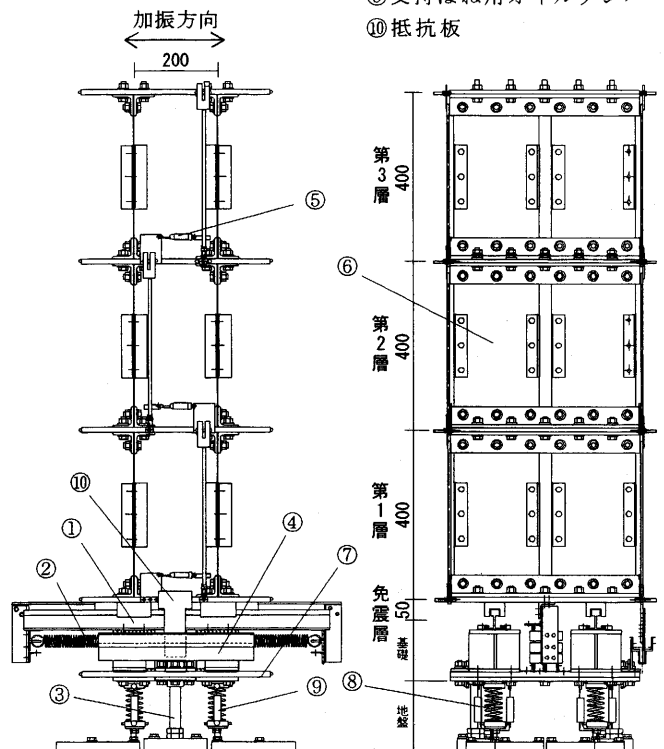


図1(b) 試験体立面図

免震層の減衰定数は内部に粘性体を満たした槽と其中で移動する抵抗板からなる制振装置により、10～20%の範囲に設定した。なお、減衰定数は、抵抗板の取付位置を可変とすることで粘性体との接触面積を変化させ、調節する。制振装置の取り付けはスラブの片側のみとしているが、制振装置による減衰力はリニアウエイの許容耐力より十分小さく、免震層でねじれが生じることはない。なお、上部構造にも減衰を一般的な建物に近づけるため、各層の両端に2本のオイルダンパーを減衰定数2%を目標に取り付けた。

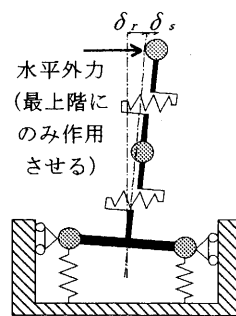


図2 支持ばね剛性決定法

②支持ばねの鉛直剛性：浮き上がりによる上部構造への影響の考察を上部構造のせん断変形により生じる水平変位と基礎の回転により生じる水平変位を比較することで行うため、地盤を模擬する支持ばねの鉛直剛性は上部構造と関連づけて設定する。すなわち図2のように非免震構造における上部構造のせん断変形により生じる水平変位  $\delta_r$  と基礎の回転により生じる水平変位  $\delta_s$  の比  $\delta_r / \delta_s$  によって決定する。ここでは軟らかい地盤と硬い地盤で明確な差を出すために極端な値として、 $\delta_r / \delta_s$  が約2となる地盤と約15となる地盤とした。これらの地盤の鉛直剛性は3600N/mm（以下硬地盤）と400N/mm（以下軟地盤）となる。さらに逸散減衰を考慮し、軟地盤にのみ減衰定数5%を見込み、1つの支持ばねにつき2本のオイルダンパーを取付けた。

③上部構造の層数：免震層を除いた上部構造の層数は2層、3層の2種類で2層試験体の基礎幅を300mm、3層試験体では200mmとする。故に浮き上がり現象の支配的パラメータとなるアスペクト比は免震層高さを除いたもので2.7と6.0の2種類となる。

④基礎の浮き上がり拘束の有無：本実験の試験体では基礎の浮き上がりを許容する試験体を浮き上がりモデル、浮き上がりを拘束した試験体を拘束モデルと呼ぶ。拘束モデルでは引張力が伝達できるように、支持ばねの上下端を基礎と建物に接続する。なお、浮き上がりが発生した場合には基礎梁が上下方向に移動すると同時にスムーズに回転できるように、基礎梁中間には上下方向の移動と回転を同時に許容し、水平移動を拘束したベアリングを図3のように配置する。簡単のため、図中にはベアリングなどを固定するためのボルト類は省略してある。浮き上がり時には上下・回転運動し、スラブが支持ばねより離れて浮き上がる（図3(b)）。ゆえに浮き上がり中に試験体に発生する慣性力はベアリング軸により振動台に伝達されるので、基礎部におけるスウェイ変形はせず、ロッキング変形のみ発生する構造となっている。

各試験体における支持ばねも含めた全体の固有周期、減衰定数については自由振動結果から求めており、表1に示す。拘束モデルでベアリング軸

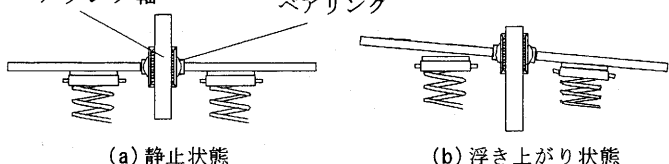


図3 回転部の詳細

はセットアップの都合上、各値に変化がない為浮き上がりモデルと同じ値を用いた。

次に、具体的な試験体の詳細について記述する。試験体各層のスラブは450×450×12mmの鋼板であり、各階の柱は、免震層を除く上部構造のみの固有周期が中低層建物の固有周期相当、すなわち2層で0.4秒、3層で0.7秒となるように、幅200mm、厚さ1.6mmのばね鋼を各層4枚ずつ配し、アングルを用いてスラブに固定する。なお浮き上がりが生じた後の基礎部の衝突の衝撃による柱の弾性屈服を防止する目的で、ばね鋼一枚につきアルミアングル4本を取り付けた。各階質量は基礎階で44kg、免震階で34kg、中間階で43kg、最上階で32kgである。

なお、本研究で行った模型実験では、時間軸の縮小は行わず、また重力場での実験であるために、発生させた変位の大きさが模型の寸法に比べ大きくなっている。従って、模型実験の結果を実建物に即適用することはできないが、本論文では実験から得られた結果はあくまで模型実験の結果として評価している。本模型の代表的なスケールについて表2に示す。本模型の縮尺を1/n(本実験ではおよそn=15)とした場合に、発生した変位、加速度は縮小されず、支持ばねの伸縮に伴う鉛直方向の変形による基礎の回転角はn倍に拡大されることになる。

2.2 実験方法

加振は東京工業大学大岡山キャンパスの500kN動的アクチュエー

表2 本模型の代表的なスケール

試験体の寸法	1/n
時間	1
変位	1
加速度	1
重力加速度	1
回転角	n

ターに接続した振動台を使用した。入力地震動は1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録NS成分(以下神戸波)と1968年十勝沖地震八戸湾記録EW成分(以下八戸波)とし、水平一方向加振を行った。入力地震動の強さは非免震構造において浮き上がりが発生すると予想される入力の強さを1としてその0.9倍、1.1倍、1.3倍、1.5倍を目標とした。ここで、硬地盤・2層の試験体における入力の強さ1.1倍の時の入力波(台上記録)のエネルギースペクトル(減衰を2%とする)を図4に示す。図の破線はそれぞれ非免震構造、免震(短)構造、免震(長)構造での固有周期である。なお、2iu1,3mu1,3mu2,3iu2の八戸波入力においては、それぞれ浮き上がりが生じるよう入力の強さ1.5倍を超えて最大3.1倍まで入力の強さを上げて実験を行った。

本実験の計測項目は、1)振動台上に設置した加速度計による加振方向の台上加速度、2)上部構造の各スラブ上に設置した加速度計による各階の加振方向の絶対加速度、3)振動台上に設置した計測フレームからレーザー変位計を用いた各階の振動台に対する相対水平変位ならびにばね直上のスラブの鉛直変位および回転角、5)基礎梁両端に設置した加速度計による基礎梁の鉛直加速度、6)各階の柱の両端表裏に貼付した歪ゲージにより各

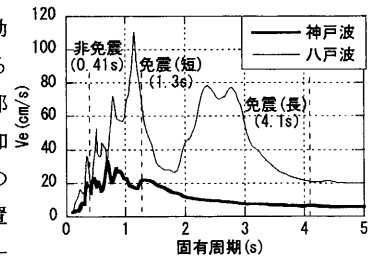


図4 エネルギースペクトル

試験体名称について

$$\begin{Bmatrix} 2 \\ 3 \end{Bmatrix}_1 \begin{Bmatrix} 0 \\ m \\ i \end{Bmatrix}_2 \begin{Bmatrix} u \\ f \end{Bmatrix}_3 \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix}_4$$

- 1: 層数
- 2: 免震構造
- 0(非免震)
- m(免震-短)
- i(免震-長)
- 3: 浮き上がり
- u(浮き上がり)
- f(拘束)
- 4: 支持ばね剛性
- 1(3600N/mm)

表1 試験体一覧および主な実験結果

試験体名称	免震構造の種類	浮上り拘束の有無	層数	固有周期(sec)	h(%)	神戸波				八戸波			
						浮上り開始最大速度(cm/s)	入力の強さ	最上階最大変位(mm)	最上階最大加速度(gal)	浮上り開始最大速度(cm/s)	入力の強さ	最上階最大変位(mm)	最上階最大加速度(gal)
20u1	非免震構造	浮上り可	2	0.41	1.13	5.72	1.1	10.3	249.6	17.2	1.1	12.2	288.4
20u2	非免震構造	浮上り可	2	0.55	2.78	13.1	1.1	29.5	453.3	19.2	1.1	31.7	480.1
30u1	非免震構造	浮上り可	3	0.65	1.3	4.75	1.1	16.4	173.9	5.39	1.1	14.2	136.9
30f1	非免震構造	引抜拘束	3	0.65	1.3	4.91	1.1	14.6	153.3	5.42	1.1	12.8	131.3
30u2	非免震構造	浮上り可	3	1.01	4.35	7.79	1.1	47.8	211.7	9.78	1.1	51.1	240.0
30f2	非免震構造	引抜拘束	3	1.01	4.35	7.81	1.1	47.5	217.1	9.47	1.1	49.2	235.8
2mu1	免震(短)構造	浮上り可	2	1.32	15.6	(11.9)	2.1	(33.2)	(93.7)	15.1	0.9	50.2	132.5
2mu2	免震(短)構造	浮上り可	2	1.4	14.5	(16.8)	1.3	(57.1)	(146.0)	(24.8)	1.3	(81.0)	(207.36)
3mu1	免震(短)構造	浮上り可	3	1.27	10.6	(6.92)	1.5	(25.6)	(81.2)	6.36	1.2	28.5	76.0
3mf1	免震(短)構造	引抜拘束	3	1.27	10.6	6.74	1.5	24.2	75.8	6.50	1.2	26.8	74.4
3mu2	免震(短)構造	浮上り可	3	1.63	9.68	(13.0)	1.7	(68.4)	(164.1)	20.4	2.1	70.0	176.8
3mf2	免震(短)構造	引抜拘束	3	1.63	9.68	13.3	1.7	68.1	175.1	20.0	2.1	69.4	184.6
2iu1	免震(長)構造	浮上り可	2	4.11	25.1	(11.7)	2.1	(30.5)	(22.0)	29.9	1.7	126.1	44.4
2iu2	免震(長)構造	浮上り可	2	4.56	38	(16.6)	1.3	(50.5)	(26.6)	(24.9)	1.3	(97.2)	40.9
3iu1	免震(長)構造	浮上り可	3	4.4	33.9	(7.0)	1.5	(23.0)	(23.6)	(11.4)	2.1	(45.0)	32.4
3if1	免震(長)構造	引抜拘束	3	4.4	33.9	6.77	1.5	20.7	24.1	11.8	2.1	45.2	30.7
3iu2	免震(長)構造	浮上り可	3	4.88	38	(13.2)	1.7	(40.2)	(36.0)	25.0	2.6	146.3	57.0
3if2	免震(長)構造	引抜拘束	3	4.88	38	13.0	1.7	53.5	35.8	24.9	2.6	113.4	58.5

( ) は浮き上がりが認められなかった試験体を表し、( ) 内の数値は実験で行った最大の入力地震動速度を示す。

階に作用するせん断力、である。これらのデータは動ひずみ計によりサンプリング間隔 1000Hz で収録した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 実験結果の概要

各試験体において浮き上がりが認められた入力における振動台の最大速度、最上階最大変位、最上階最大加速度を神戸波、八戸波について表 1 に示す。試験体によっては浮き上がりが認められないものがあるが、それについては実験で行った最大の入力での各値を ( ) 内に示している。また拘束モデルでの各値は浮き上がりモデルと同じ強さの地震動を入力したときの値である。全試験体中最も浮き上がりやすい試験体は神戸波を入力した場合で 30u1,20u1, 八戸波を入力した場合は 30u1,3mu1 であった。

#### 3.2 免震構造における免震効果

免震構造における免震効果を調べるために、上部構造における第 1 層の最大層せん断力で比較を行った。図 5 (a), (b) に各試験体における第 1 層最大層せん断力の値を示す。入力の大きさは非免震構造モデルが浮き上がるときの 1.5 倍とする。グラフの横軸は試験体 (2 層、神戸波~3 層、八戸波) を表し、( ) 内の数字は振動台最大水平速度である。丸で囲ってあるものは浮き上がりが観察された試験体を示す。図 5 (a), (b) より、各試験体とも硬地盤、軟地盤に関わらず免震層の固有周期が長くなるに従い、最大層せん断力の値が低減し、浮き上がりが抑制された。よって地盤の上下方向の剛性に関わらず、免震構造における免震効果が確認できた。

#### 3.3 浮き上がりによる上部構造への影響

浮き上がり現象が上部構造に与える影響を調べるために、図 6 (b) に各免震構造で最も浮き上がり易い試験体である硬地盤 3 層免震 (短) 構造の浮き上がりモデル 3mu1 (以下浮き上がりモデル) と同条件での拘束モデル 3mf1 (以下拘束モデル) での最大転倒モーメント  $M_{ovtmax}$  における比較を示す。入力地震動は八戸波 (入力の強さ 1.9 倍) である。なお、転倒モーメント  $M_{ovt}(t)$  (図 6 (a)) は (1) 式により求める。

$$M_{ovt}(t) = \sum_{i=1}^N m_i a_i(t) h_i \quad (1)$$

ここで、 $M_{ovt}(t)$ : 転倒モーメント、 $m_i$ : 各階質量、 $a_i(t)$ : 各階床の絶対水平加速度、 $h_i$ : 基礎梁から  $i$  階までの高さ、 $N$ : 階数である。図 6 (b) から免震層の引抜きに大きく影響を及ぼす最大転倒モーメントは両モデルともにほとんど差は見られない。

図 7 (a), (b) に同試験体の浮き上がりモデルと拘束モデルにおける右端鉛直変位、最上階水平変位の時刻歴を示す。図 7 (a) から浮き上がりモデルでは浮き上がり時に変位が増大している。一方、図 7 (b) より最上階水平変位では浮き上がりモデルが若干変位が大きくなり周期も伸びているものの、両モデルにほとんど差は見られない。

浮き上がりモデルの水平変位が若干大きくなった理由を考えるために図 7 (c) に浮き上がりモデルと拘束モデルにおける上部構造と免震層のせん断変形により生じる水平変位成分を、図 7 (d) に基礎の回転により生じる水平変位成分の時刻歴をそれぞれ示す。図 7 (c) より明らかなように、せん断変形により生じる水平変位成分は両モデル

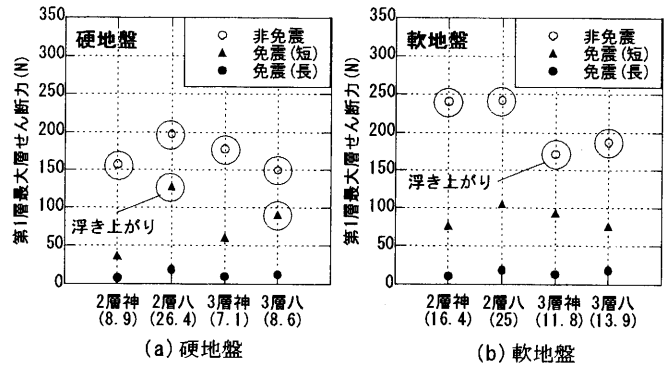


図 5 第 1 層層せん断力での比較

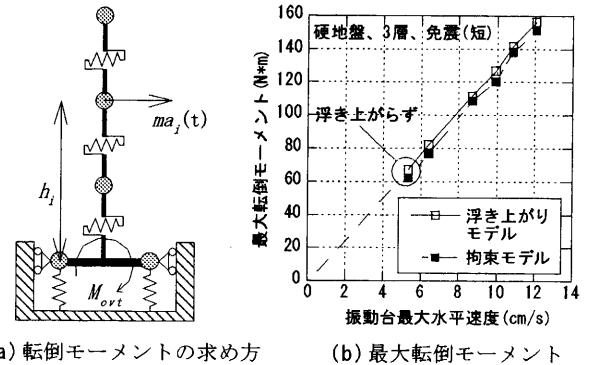


図 6 浮き上がりモデルと拘束モデル

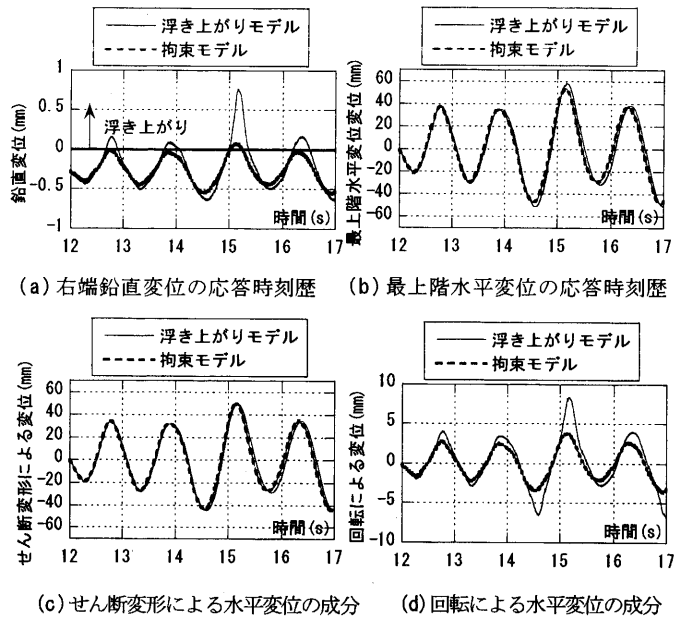


図 7 浮き上がりモデルと拘束モデル (時刻歴での比較)

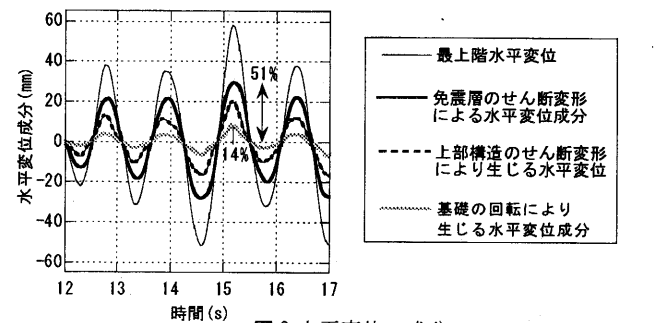


図 8 水平変位の成分

ともに差は見られないが、回転により生じる水平変位成分では両モデルに差が見られた。従って、浮き上がり時において、浮き上がりモデルの方が拘束モデルよりも若干水平変位が大きくなったのは基礎の回転による影響であることがわかる。

ここで、浮き上がりモデルと拘束モデルの最上階水平変位応答の違いについて図8のように最上階水平変位の成分を上部構造のせん断変形により生じる水平変位成分と免震層のせん断変形により生じる水平成分、基礎の回転により生じる水平変位成分に分けて検討する。浮き上がりモデルでは浮き上がり時、基礎の回転による水平変位成分(最上階水平変位の14%)が増大するが、免震層のせん断変形により生じる水平変位成分(最上階水平変位の51%)もそれ以上に増大するため、比較すれば基礎の回転による水平変位成分は相対的に値は小さくなる。結局、図7,8より上部構造にはほとんど影響を与えない。従って、免震構造では浮き上がりが生じたとしても上部構造への影響は少ないことがわかる。なお、基礎の回転角は相似則により実建物に対してn倍されているため、実際には基礎の回転により生じる水平変位成分はさらに小さくなる。

### 3.4 免震構造における浮き上がり現象の特徴

免震構造における浮き上がり現象の特徴を考えるために、浮き上がり現象の特徴が最も顕著であった軟地盤3層非免震構造の浮き上がりモデル(以下非免震構造モデル)での八戸波最大速度12.1cm/s(入力の強さ2.2)における回転角-転倒モーメント関係を図9(a)に、図9(b)に軟地盤3層4秒免震構造の浮き上がりモデル(以下免震構造モデル)での八戸波最大速度26.5cm/s(入力の強さ2.9)における同関係を示す。

ここで、基礎梁が支持ばねから浮き上がる時の転倒モーメントを限界転倒モーメント $M_{ovlim}$ とすると浮き上がりが生じているときは上部構造と基礎を併せた全質量 $m_i$ が片側の支持ばねに作用することから(2)式が成り立つ。

$$M_{ovlim} = m_i g B / 2 \quad (2)$$

ただし、 $B$ : 基礎幅、 $g$ : 重力加速度とする。よって、転倒モーメントが限界転倒モーメントを上回るときに浮き上がりが生じると考えられる。

図9(a)より、非免震構造モデルでは(1)式による転倒モーメントは(2)式による限界転倒モーメントに到達して頭打ちになる一方で、図9(b)に示す免震構造モデルでは転倒モーメントは限界転倒モーメントを大きく下回っている。ところが図10(a),(b)に示す両モデルでの基礎梁右端の鉛直変位の時刻歴をみると、図から明らかなように、非免震構造モデルだけでなく、免震構造モデルにおいても浮き上がりが生じている。

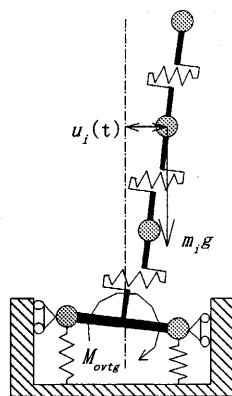


図11 重心の移動によるモーメント

免震構造モデルで(1)式による転倒モーメントが(2)式による限界転倒モーメントを下回ったのにも関わらず浮き上がりが生じた理由は以下のように説明できる。

上部構造の水平変位により基礎梁中央には図11のように(1)式に

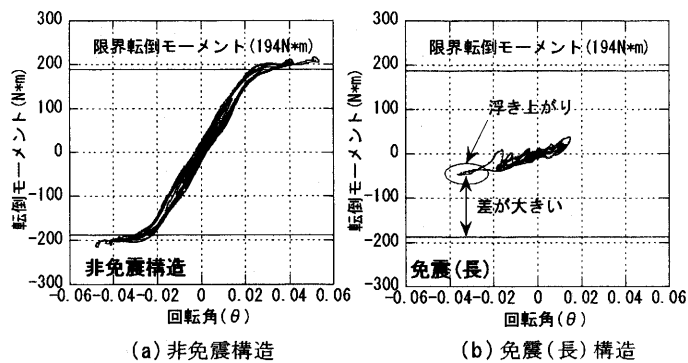


図9 回転角-転倒モーメント関係

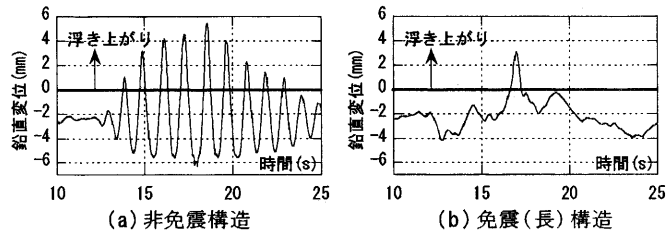


図10 右端鉛直変位の応答時刻歴

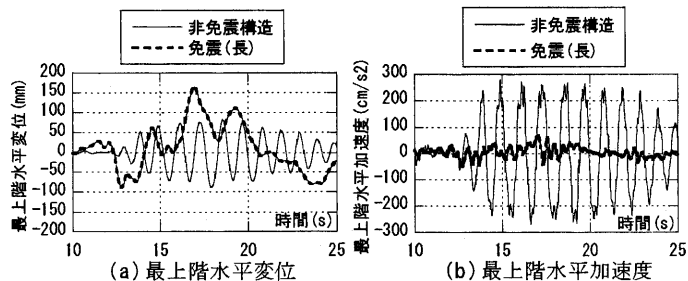


図12 非免震構造と免震構造の特徴

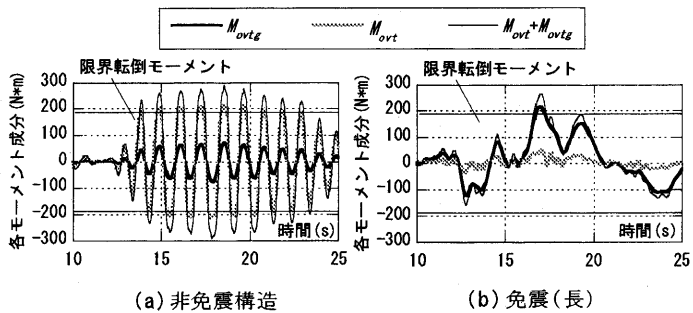


図13 転倒モーメントの応答時刻歴

よるモーメント $M_{ovt}$ に加えて(3)式による上部構造における重心の移動によるモーメント $M_{ovlg}$ が作用する。

$$M_{ovlg}(t) = \sum_{i=1}^N m_i g u_i(t) \quad (3)$$

ただし、 $u_i(t)$ : 相対水平変位とする。(3)式より明らかなように、重心の移動によるモーメントは水平変位が大きくなるに従い、大きくなる。図12(a),(b)に示すように最上階水平変位では免震構造モデルが大きく、最上階水平加速度では非免震構造モデルが大きくなる。

図13(a),(b)に両モデルの水平方向の慣性力による転倒モーメントと重心の移動により生じるモーメントの応答時刻歴を示す。図13(a)から明らかなように、非免震構造モデルでは(1)式による $M_{ovt}$ の寄与分が大きく(3)式による $M_{ovlg}$ の寄与分が小さい。そして $M_{ovt} + M_{ovlg}$ の和は限界転倒モーメントを上回っている。一方で図13(b)より明

らかなように免震構造モデルでは(1)式による $M_{ovt}$ の寄与分は小さいものの、水平変位が大きいために(3)式による $M_{ovg}$ の寄与分が大きくなる。その結果、両者の和は限界転倒モーメントを上回っている。

以上のことから、免震構造モデルの浮き上がり現象は水平方向の慣性力による転倒モーメントに上部構造における重心の移動により生じるモーメントを加えることにより説明することが出来る。

#### 4. 重心の移動による効果が実験と解析との対応に及ぼす影響

##### 4.1 解析の概要

###### 4.1.1 解析モデル

上部構造における重心の移動による効果が実験結果と解析結果との対応に及ぼす影響を調べるために以下に示す解析モデルを用い、解析を行った。

解析モデルは図14に示すように基礎の浮き上がりを考慮したモデルであり、上部構造と地盤を模した支持ばねを剛な基礎梁で結合している。基礎梁は水平方向の移動に対しては拘束し、浮き上がりのみを考慮する。質量であるが、上部構造は水平方向の慣性力の発生源として捉え柱軸方向の変形は無視する。しかしながら、モデル全体では重力の復元効果を考慮する。基礎部は浮き上がり現象のみに寄与することから、上部構造を含めた構造物の全質量の1/2ずつを基礎梁両端部に質点として配する。

また、支持ばねの復元力特性は、一般的な建物を想定する引抜拘束モデルでは線形ばね(図15(a))、支持ばねに引抜力が作用すると抵抗を失い、地盤から上部構造が離れる浮き上がりモデルでは解析の便宜上、引張側の剛性を圧縮側の剛性の1/10000とした非線形ばね(図15(b))とする。

###### 4.1.2 解析方法

解析では上部構造は弾性とし、各ばねの剛性は試験体の静的載荷試験による計測結果を用いる。入力地震動には、各加振における振動台上加速度の計測結果を用い、数値積分法は平均加速度とし、時

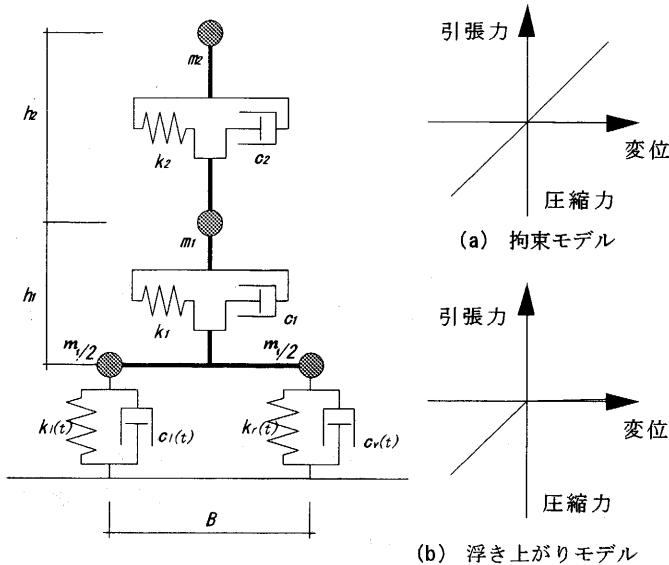


図14 解析モデル

図15 支持ばねの復元力特性

間刻みは1/1000秒とする。減衰は上部構造、免震層、支持ばねのみの各剛性マトリクスに対して1次モードのみを考慮した瞬間剛性比例型とし、減衰定数は自由振動結果を用いる。解析の初期状態として自重の影響を考慮する。

図14に示す上部構造が2質点のモデルを例に、解析方法を詳述する。簡単のために減衰は無視し、 $i$ 階の質量、階高、せん断剛性をそれぞれ $m_i, h_i, k_i$ 、上部構造と基礎を併せた全質量を $m_i$ 、基礎幅を $B$ 、左右の支持ばねの剛性をそれぞれ $k_l(t), k_r(t)$ とする。また、 $i$ 階の質点の相対水平変位を $u_i$ とし基礎梁両端の鉛直変位を左右それぞれ $v_l, v_r$ とする。相対水平変位 $u_i$ は、せん断力による水平変位 $\delta_{si}$ と基礎の回転による水平変位 $\delta_{ri}$ との和で表される。

$$u_i = \delta_{si} + \delta_{ri} \quad (4)$$

ただし、

$$\delta_{ri} = \frac{v_l - v_r}{B} h_i \quad (5)$$

である。質点 $m_i$ に関する運動方程式は、減衰を無視すると慣性力、水平ばねの復元力、重力加速度の水平成分のつりあいより(6),(7)式となる。

$$m_i \ddot{u}_i + k_1 \delta_{s1} - k_2 \delta_{s2} - m_i g \left( \frac{v_l - v_r}{B} \right) = -m_i \ddot{z}_0 \quad (6)$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + k_2 \delta_{s2} - m_2 g \left( \frac{v_l - v_r}{B} \right) = -m_2 \ddot{z}_0 \quad (7)$$

基礎梁左側の質点に関する運動方程式は、減衰を無視すると慣性力、鉛直ばねの復元力、水平ばねの復元力のモーメントによる力及び重心の水平移動に伴う重力のモーメントによる力のつりあいより式(8)の形となる。

$$\frac{m_1}{2} \ddot{v}_l + k_l(t) v_l - k_1 \delta_{s1} \left( \frac{h_1}{B} \right) - k_2 \delta_{s2} \left( \frac{h_2}{B} \right) - m_1 g \frac{u_1}{B} - m_2 g \frac{u_2}{B} = -\frac{m_1}{2} \ddot{z}_v \quad (8)$$

基礎梁右側の質点に関する運動方程式は式(8)と同様にして式(9)の形となる。

$$\frac{m_1}{2} \ddot{v}_r + k_r(t) v_r + k_1 \delta_{s1} \left( \frac{h_1}{B} \right) + k_2 \delta_{s2} \left( \frac{h_2}{B} \right) + m_1 g \frac{u_1}{B} + m_2 g \frac{u_2}{B} = -\frac{m_1}{2} \ddot{z}_v \quad (9)$$

式(4),(5)を式(6)~(9)に代入し、減衰を1次のみを考慮した剛性比例型と仮定すると増分形式でのマトリクスで表した運動方程式は(10)式となる。

$$[M] \left\{ \Delta \ddot{x} \right\} + [C(t)] \left\{ \dot{\Delta x} \right\} + [K(t)] \left\{ \Delta x \right\} = -[M] \left\{ \Delta \ddot{z}_0 \right\} \quad (10)$$

ただし、

$$\left\{ \Delta x \right\} = \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_l \\ \Delta v_r \end{Bmatrix} \quad [C(t)] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K_1(t)] + \frac{2h_2}{\omega_1} [K_2(t)] + \frac{2h_3}{\omega_1} [K_3(t)]$$

$$[K(t)] = [K_1(t)] + [K_2(t)] + [K_3(t)]$$

$$\left\{ \Delta \ddot{z}_0 \right\} = \begin{Bmatrix} \ddot{z}_0 \\ \ddot{z}_0 \\ \ddot{z}_0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad [K_1]: \text{上部構造のみの剛性マトリクス}$$

$$[K_2]: \text{免震層のみの剛性マトリクス}$$

$$[K_3]: \text{支持ばねのみの剛性マトリクス}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{m_f}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{m_f}{2} \end{bmatrix}$$

$h_1$ : 上部構造における減衰定数  
 $h_2$ : 免震層における減衰定数  
 $h_3$ : 支持ばねにおける減衰定数  
 $\omega_1$ : 全体系での1次の固有円振動数

$$[K(t)] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & -k_1 \frac{h_1}{B} + k_2 \frac{h_2}{B} - \frac{m_2 g}{B} & k_1 \frac{h_1}{B} - k_2 \frac{h_2}{B} + \frac{m_2 g}{B} \\ -k_2 & k_2 & -k_2 \frac{h_2}{B} - \frac{m_2 g}{B} & k_2 \frac{h_2}{B} + \frac{m_2 g}{B} \\ -k_1 \frac{h_1}{B} + k_2 \frac{h_2}{B} - \frac{m_2 g}{B} & -k_2 \frac{h_2}{B} - \frac{m_2 g}{B} & k_1 \left\{ \frac{h_1}{B} \right\}^2 + k_2 \left\{ \frac{h_2}{B} \right\}^2 + k_1(t) & -k_1 \left\{ \frac{h_1}{B} \right\}^2 - k_2 \left\{ \frac{h_2}{B} \right\}^2 \\ k_1 \frac{h_1}{B} - k_2 \frac{h_2}{B} + \frac{m_2 g}{B} & k_2 \frac{h_2}{B} + \frac{m_2 g}{B} & -k_1 \left\{ \frac{h_1}{B} \right\}^2 - k_2 \left\{ \frac{h_2}{B} \right\}^2 & k_1 \left\{ \frac{h_1}{B} \right\}^2 + k_2 \left\{ \frac{h_2}{B} \right\}^2 + k_1(t) \end{bmatrix}$$

である。

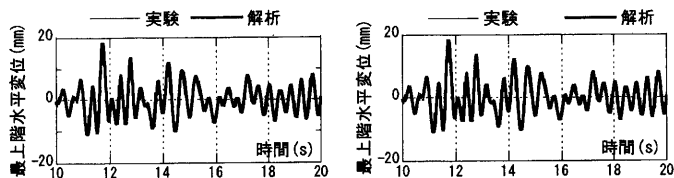
#### 4.2 実験結果と解析結果との対応

実験結果と解析結果を、上部構造における重心の移動による影響を考慮する場合としない場合とで比較する。

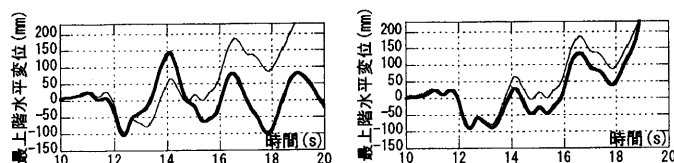
図16(a1), (a2)に20u1試験体における八戸波(入力の強さ1.5倍)での最上階水平変位の時刻歴を示す。この試験体はアスペクト比が小さく、さらに硬地盤であるために基礎の回転が水平変位に及ぼす影響が少ない。また非免震構造であるために上部構造における水平変位が小さく、重心の移動による影響を考慮する場合としない場合とに関わらず、水平変位の応答に差は見られない。

図16(b1), (b2)に3iu2試験体における八戸波(入力の強さ3.1倍)での同時刻歴を示す。基礎の回転が水平変位に及ぼす影響が大きく、さらに免震構造であることから、上部構造における重心の移動が大きい。そのため、重心の移動による影響を考慮しない解析手法では実験結果と解析結果との対応が悪い。なお、表1より3iu2での八戸波入力時における最上階の応答変位は146.3mmであるが、これはこのモデルがはじめて浮き上がったときの入力波(入力の強さは2.6倍)での応答であり、図16(b2)での入力の強さは3.1倍とさらに入力が大きく、大変形を生じているという意味で全モデル中最も実験結果と解析結果が対応しにくいモデルである。

しかし上部構造における重心の移動による影響を考慮することで



(a1) 重心移動による効果無視 (a2) 重心移動による効果考慮



(b1) 重心移動による効果無視 (b2) 重心移動による効果考慮

図16 最上階水平変位の時刻歴

実験結果と解析結果との対応が良好となっている。従って、模型実験結果を再現するためには、上部構造における重心の移動による影響を考慮することが必要である。

#### 5. 結

地震下での免震構造浮き上がりを考慮した縮小模型を作成し、振動台実験を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 積層ゴムを引張力から守るべく、免震層の下部に離間を許容した本構造システムにおいて、たとえ浮き上がりが生じたとしても模型実験の結果より、地盤の鉛直剛性に関わらず免震構造における免震効果が確認できた。
- 2) 模型実験から、本構造システムにおける免震構造の浮き上がり現象は上部構造にはほとんど影響を与えないことがわかった。
- 3) 模型実験における免震構造の浮き上がり現象は、慣性力による転倒モーメントに上部構造における重心の移動により生じるモーメントの影響を加えることで説明できる。
- 4) 理論展開において重力による復元効果などを正しく評価し、これにより実験結果を説明できる数値解析結果を得た。

#### 謝辞

本研究は科学研究費(基盤研究(A)(2))、「重力による復元性を利用した耐震構造および基礎構造に関する研究、課題番号14205082、研究代表者:和田章)によって行われた。ここに記して謝意を表す。また、本研究で用いた動的アクチュエーターは、文部科学省21世紀COEプログラム「都市地震工学の展開と体系化」(代表:大町達夫)によって設置されたものである。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会:免震構造設計指針、第3版、2001.9
- 2) FENG, D., MIYAMA, T., LU, X., IKENAGA, M.: A Shaking Table Test Study on Shear Tensile Properties of lead Rubber Bearings, paper No.607, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004
- 3) 三山剛史, 増田圭司: 積層ゴムを用いたアスペクト比の高い免震建物の振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第573号、pp.61-68, 2003.11
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編3、日本建築学会・地盤工学会・土木学会・日本機械学会・日本地震学会、1997.10.
- 5) 林 康裕: 直接基礎構造物の浮き上がりによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、第485号、pp.53-62, 1996.7
- 6) 和田章, 山田哲, 小野泰寛, 小林勝巳, 佐々木康人: 弾性地盤上の建築構造物の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験、日本建築学会構造系論文集、第595号、2005.9
- 7) 岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 鈴木直幹: 基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第561号、pp.47-54, 2002.11
- 8) 岩下敬三, 谷口 元, 木村秀樹, 春日康博: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響、日本建築学会構造系論文集、第567号、pp.33-40, 2003.5
- 9) Oliveto, G., Calio, I., and Greco, A.: Large Displacement Behaviour of a Structural Model with Foundation Uplift under Impulsive and Earthquake Excitations, 32:369-393, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2003
- 10) 川島一彦, 細入圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響、土木学会論文集、No.703, pp.97-111, 2002.4
- 11) Huckelbridge, A.A., "Earthquake Simulation Tests of a Nine Story Steel Frame with Columns

- Allowed to Uplift", Report No. UBC/EERC, University of California, Berkeley, CA, 1977
- 12) 矢野明義、佐藤仁人、原 昭夫、内藤幸雄: 弾性地盤上の剛性建屋-その1. 概要と実験方法、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.755-756, 1988.9
- 13) 矢野明義、佐藤仁人、原 昭夫、内藤幸雄: 弾性地盤上の剛性建屋-その2. 実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.757-758, 1988.9
- 14) 矢野明義、佐藤仁人、原 昭夫、内藤幸雄、金近 稔、堀 弘: 弾性地盤上の剛性建屋-その3. 実験のまとめおよび従来設計法との比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.759-760, 1988.9
- 15) 笠井和彦、金田充弘、大熊 深: ステップカラム制振構造の実例: 解析と実大ダンパー実験、パッシブ制振構造シンポジウム 2001, pp.235-249, 2001.
- 16) 緑川光正、小豆畑達哉、松葉 裕、松島由到、石原 直: ベースプレート降伏型ロッキングシステムに関する研究、鋼構造年次論文報告集第9巻、pp.359-364, 2001.11
- 17) Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., Matsuba, Y., Matsushima, Y., and Wada, A., "Earthquake Response Reduction of Buildings by Rocking Structural Systems", SPIE's 9th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials, 4696-33, 2002.8
- 18) 緑川光正、小豆畑達哉、石原 直、和田 章: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動、日本建築学会構造系論文集、第572号、pp.97-104, 2003.10
- 19) 吉川清峰、荒川利治、洪 忠憲: 建造物の地震時浮き上がりに関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.557-558, 1992.8
- 20) 田川健吾、松本芳紀、藩健: 弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界、日本建築学会技術報告集、第18号、pp.31-34, 2003.12
- 21) 山本憲司、森 修、町田興弘、青木 雅: 軟弱地盤における免震効果についての一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.629-630, 1997.9
- 22) 福武毅芳、菊地 優: 軟弱地盤における強震時の免震構造の成立性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.649-650, 1999.9

(2005年9月9日原稿受理、2006年2月1日採用決定)