

西松式免震建物の中小地震時挙動
The Behavior of Nishimatsu's Base Isolated Structure during
Slight Earthquakes

浅沼 裕之*	小林 孝至*
Hiroyuki Asanuma	Takayuki Kobayashi
高橋 孝二*	木村 仁治*
Koji Takahashi	Yoshiharu Kimura

要 約

西松式免震構法は、建物の1階床と地下部分の間に積層ゴムと鋼製リングダンパーからなる免震層を設けた構法である。大地震時には構造安全性が保持され、また、中小地震時には室内の収容物の転倒防止や人々に与える不安感の低減を目的としている。
東京都武蔵野市に1992年に完成した西松式免震構法建物は、その性能を評価するために地震観測を実施している。

ここでは、これまで経験した中小地震に対する免震効果と居住性に対する評価およびモデルシミュレーションをおこない、観測記録の再現を試みた。その結果、良好な免震効果と居住性を確認した。また、設計時のモデルとは異なる部材特性や上下動を考慮することにより観測記録を説明することができた。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 西松式免震構法の概要
- § 3. 地震観測概要
- § 4. 免震効果の検討
- § 5. モデルシミュレーション
- § 6. おわりに

§ 1. はじめに

1994年1月17日、米国サンフェルナンドバレーで発生したノースリッジ地震(マグニチュード6.7 直下型)では、死者56名、負傷者7,300名を越える大きな被害となった。

耐震構造の Olive View Hospital (震源距離15km) は、1G以上の地震力に耐え、耐震壁にせん断ひび割れが発生する程度に留まったものの、医療機器の転倒や配管の破断等により、病院機能を喪失し建物は使用不能となった。

一方、免震構造である USC University Hospital (震源距離36km) は、各種機器類の被害も受けず病院機能を完全に維持し、防災拠点としての役割を果たすことができた¹⁾。ちょうど1年後の1995年1月17日、淡路島北部を震源とする兵庫県南部地震(マグニチュード7.2 直下型)が発生し、土木・建築構造物に多大な被害をもたらした。しかし、震央から35km離れた免震構造の郵政省WESTビルは、基礎部に300cm/s²の加速度が記録されたが重大な被害を免れることができた²⁾。

これらの地震により、家具等の転倒による人命損失、建

* 技術研究所構造研究課

表-1 構造物概要

	耐震建物	免震建物
所在地	東京都武蔵野市境南町	
用途	共同住宅	
構造種別	鉄筋コンクリート造	
階数	地上3階	
長辺方向長さ(E-W)	24.8m	18.6m
短辺方向長さ(N-S)	12.8m	
軒高	9.3m	
基準階階高	2.8m	
基礎	べた基礎	

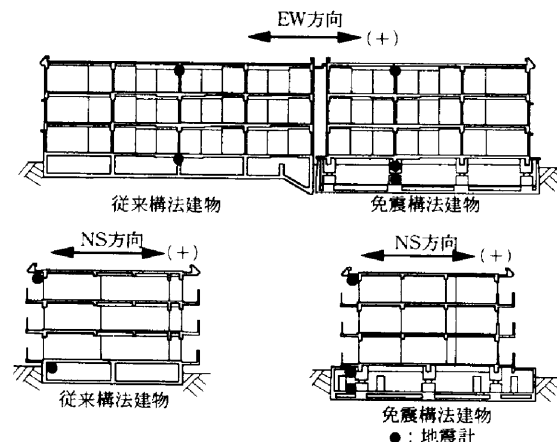


図-1 構造物断面

物の機能維持、復旧・再建にかかる年月と経済的負担といった耐震建物の問題点が指摘されているなか、免震構造物の優位性や安全性が確認されている。

当社においても、大地震に対する構造的な安全性の確保や頻繁に発生する中小地震時に不安感や不快感を居住者へ与えないことを目的として免震構法を開発し、数棟の免震構造物を建設している。

本報では、1992年に同一敷地内に建設された従来構法による耐震建物と免震建物の地震観測記録から、免震建物の中小地震に対する免震効果、居住性の検討結果およびそれらを評価するためのモデルシミュレーションについて報告する。

なお、この内容はアーバンインフラ・テクノロジー推進会議 第9回技術研究発表会に報告したものに一部加筆修正したものである。

§ 2. 西松式免震構法の概要

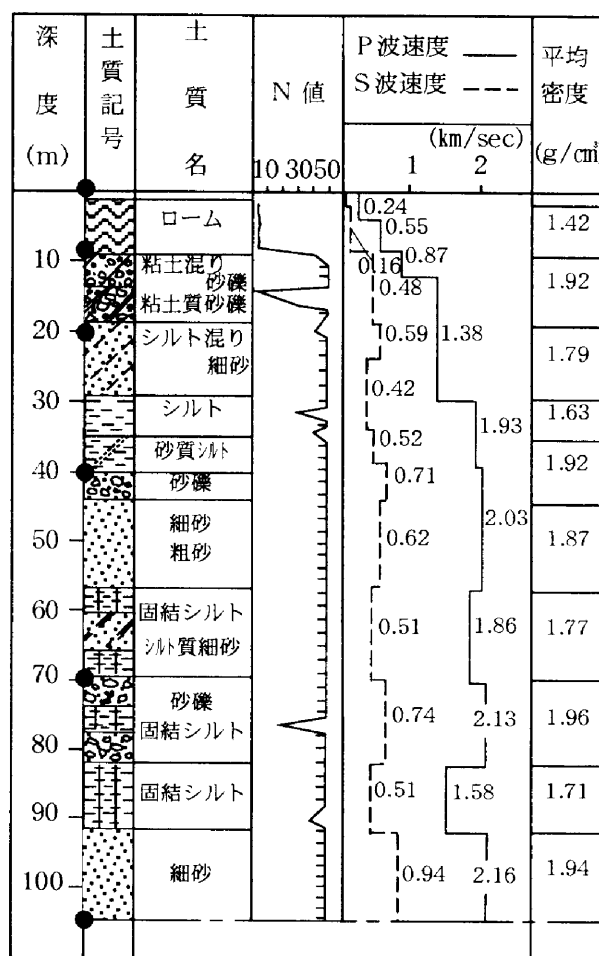
2-1 構造物概要

検討建物は東京都武蔵野市にある当社の家族寮である。同一の敷地にほぼ同規模の免震建物と耐震建物が隣接している。躯体は、長辺方向が純ラーメン構造、短辺方向が耐力壁付ラーメン構造の鉄筋コンクリート造3階建である。免震建物は、建築センターの評定を1991年5月に完了し、翌年8月に竣工した。

免震建物の性能目標は、5種の入力地震動(EL CENTRO, TAFT, HACHINOHE, TOKYO101, 模擬地震波)の最大速度25cm/s相当で層間変形角1/200以内および短期許容応力度以内、50cm/s相当で塑性率1.0以内としている。1次固有周期は、小振幅時で約1.3秒である。それぞれの構造概要を表-1に、断面を図-1に示す。

2-2 地盤概要

建設地は、東経139°33'11"、北緯35°41'39" (JR中央線



● 地震計設置位置

図-2 地盤柱状図

「武蔵境駅」の南東約800m)、標高60m程度の武蔵野台地と呼ばれる洪積台地上に位置している。武蔵野台地は上総層群を基盤とし、その上部を段丘礫層、関東ローム層で構成されている。

図-2の地盤柱状図をみると、GL-6.1mまでは関東ロ

表-2 対象地震の緒元

NO.	発生年月日	震央地名	M	深さ (km)	震央距離 (km)	最大加速度 (cm/s ²)
1	1992.11.19	神奈川県東部	3.9	39	21.4	19.3
2	1992.12.27	神奈川県東部	4.0	37	10.5	12.8
3	1993. 5.21	茨城県南西部	5.4	61	50.4	27.3
4	1993.10.12	東海道遥か沖	7.1	388	425.8	20.2
5	1994. 6.29	千葉県南部	5.2	60	87.9	11.0
6	1995. 1. 7	茨城県南西部	5.4	70	76.0	13.2
7	1995. 3.23	茨城県南西部	5.1	58	61.5	15.2
8	1995. 7. 3	相模湾	5.6	122	60.4	23.9
9	1995.11.12	東京地方	4.5	49	5.0	26.1
10	1996. 3. 6	山梨県東部	5.8	20	60.2	35.4
11	1996. 8. 9	山梨県東部	4.6	21	56.7	12.9
12	1996.11.24	千葉県北西部	4.5	77	49.9	10.5
13	1996.12.21	茨城県南部	5.4	53	53.2	15.3
14	1997. 3.23	茨城県南部	5.0	72	57.9	24.4
15	1997. 9. 8	東京湾	5.1	108	43.5	14.7

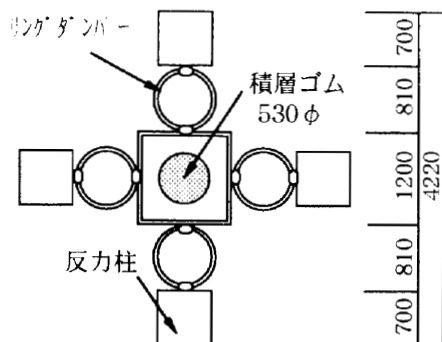


図-3 免震装置

ーム層、その下部はN値50以上の砂礫層で構成され、GL-6.1m以深のS波速度は400m/sとなっている。本建物の基礎は、この関東ローム層を支持地盤とするベタ基礎である。地盤種別は、第2種地盤（常時微動の卓越周期0.25秒）に相当する。

2-3 免震装置の概要

免震装置を図-3に示す。免震装置は標準積層ゴムとリングダンパーの組み合わせで構成されている。

リングダンパーは、弾塑性鋼棒ダンパーの一種で、母材にステンレス帯鋼(SUS304)を使用し、母材の塑性化によるエネルギー吸収性能を利用して、地震入力を低減させることを目的としている。またエネルギー吸収性能に無方向性を持たせるため、リングダンパーは4個で一組とし、免震装置全体の剛性や減衰性能はダンパーの幅を増減させることにより調整できる。免震装置は、基礎と1階の間の免震ピット柱下に標準積層ゴム+リングダンパーを4基、標準積層ゴムのみを8基設置している³⁾。

2-4 観測システム

建物の地震観測位置は、耐震建物では1階床と屋上階、免震建物では免震装置を挟んで基礎部と1階床及び屋上階（図-1中の●印）にサーボ型加速度計を設置して、水平2成分と鉛直成分の計3成分の観測をおこなっている。

また、1995年4月には免震層と1階床の間に相対変位計を設置した。当敷地内においては図-2の●印で示す深度にも加速度計を設置し、地盤の鉛直アレー観測³⁾もおこなっている。

この観測システムは、当社技術研究所をセンター局とした高密度地震観測網5基地の中の一つとして稼動し、パケット回線を用いたテレメータで管理されている。

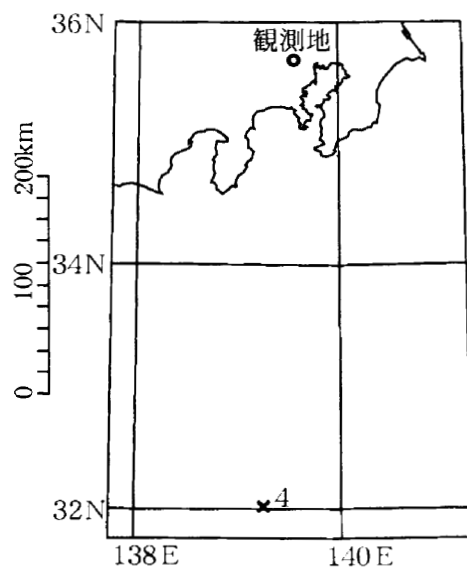
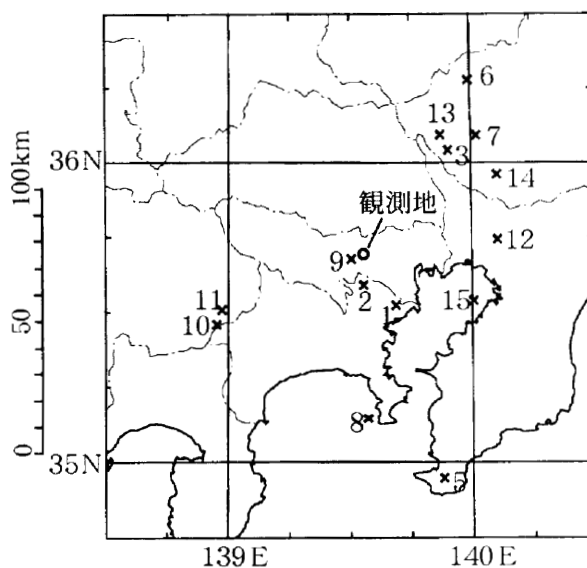


図-4 対象地震の震央分布

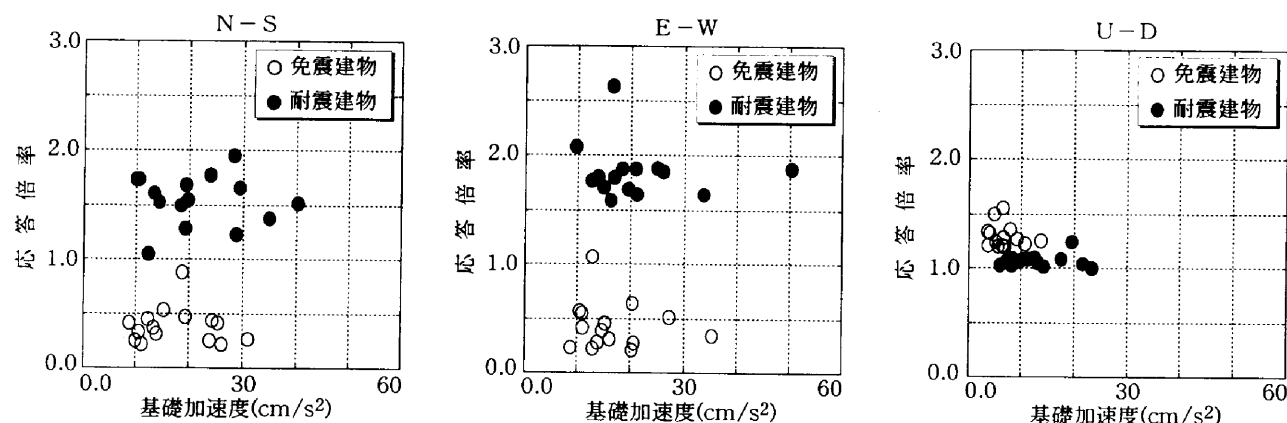


図-5 応答倍率

§ 3. 地震観測結果

1992年7月から地震観測を開始し、現在までに約50の地震を記録している。

本報では、免震装置基礎部のNS, EW成分の最大加速値のいずれかが 10cm/s^2 以上であった15記録を対象に検討をおこなう。表-2に対象地震の諸元を、また、図-4にその震央分布を示す。

神奈川県東部、山梨県東部など震央距離が 100km 以内の近距離のものがほとんどであるが、マグニチュード、震央距離が飛び抜けて大きい地震(No.4 東海道遙か沖)も含まれている。また、15記録中の免震基礎部で観測された最大加速値は、No.10地震(山梨県東部、マグニチュード5.8、震央距離 60.2km)で記録された 35.3cm/s^2 (EW成分)である。

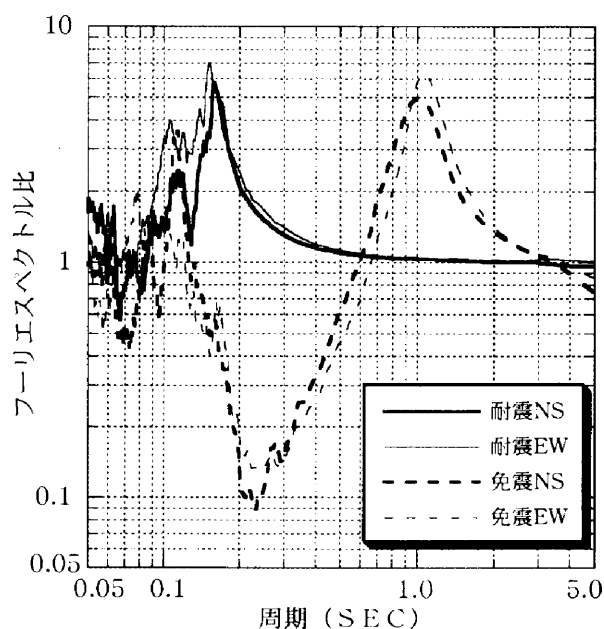


図-6 フーリエスペクトル比

§ 4. 免震効果の検討

4-1 応答倍率

免震建物は基礎、耐震建物は1階の観測記録の最大値に対する屋上階での最大値の比を応答倍率と定義し、NS, EW, UDそれぞれの成分の応答倍率を図-5に示す。水平方向では、どの地震動に対しても免震建物の応答倍率は、耐震建物のそれを下回っている。その平均は免震建物が0.4、耐震建物で1.7であった。

また、図-6は水平成分に関する15地震のフーリエスペクトル比の平均である。耐震建物では0.1秒から0.2秒で増幅が認められ、全周期帯で1を上回っている。それに対し免震建物では、0.1秒から0.5秒の地震動レベルの大きい範囲で1を下回っている。これは免震装置によるフィルタリング効果であり、応答倍率の低減の主要因であると考えられる。

上下方向の応答倍率は、免震建物が耐震建物をやや上

回っているが、平均で免震建物1.3弱に対し、耐震建物1.1弱となっており、免震装置による上下応答の影響は、耐震建物の増幅率と同程度であるといえる。

さらに図-5を詳細にみると、免震建物の応答倍率がNS成分では0.9弱のNo.4地震、EW成分では1.1弱のNo.13地震が平均から大きくずれている。その地震動の特性をみるため、免震基礎部の記録のフーリエスペクトル(80秒間)を図-7に示す。ここにはNo.10のEW成分のスペクトルも併せて図示している。No.10とNo.4,13とをそれぞれ比較すると、免震建物の固有周期に近い1.2秒付近において、後者の勢力が約2倍となっており、免震建物には不利な地震動だったといえる。

以上より、免震建物と耐震建物では構造規模が若干異なるため直接の比較はできないが、長周期成分が卓越するものを除く中小地震に対しては応答倍率の観点からは

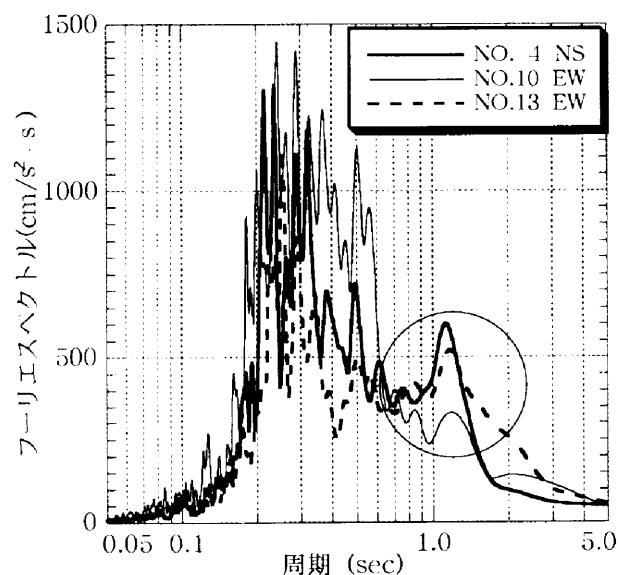


図-7 免震基礎部のフーリエスペクトル

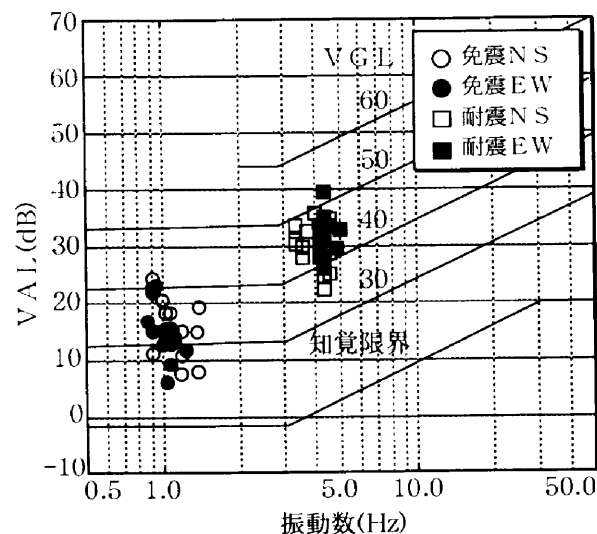


図-8 振動感覚曲線

免震効果が確認でき、安定した免震性能が得られていると考えることができる。

4-2 居住性検討

中小地震における居住性の検討のため、免震建物と耐震建物の屋上階の加速度記録を三輪らの振動感度曲線⁴⁾(図-8)に対応させる。この指標は、ある程度ランダム性が考慮された正弦振動を対象としており、地震動のような非定常な振動に対してそのまま適用するには、多少難があるものの、免震建物のような振動系に対しては有効であると考えた。また、耐震建物への適用も同様におこなう。

その方法は、観測された加速度記録のフーリエスペクトルの卓越振動数を横軸にとり、縦軸は最大加速度値か

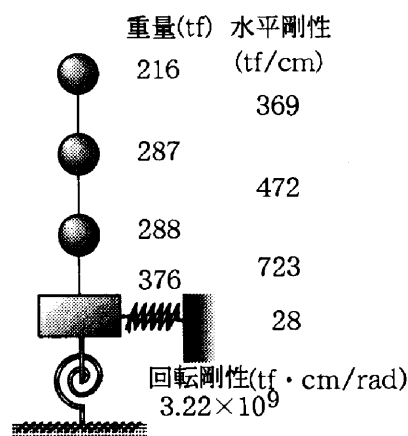


図-9 解析モデル

ら換算した値とした。また、図中のVGLは20Hzを基準振動周波数として他の周波数の振動を感覚的に等価したもので、振動の大きさのレベルを表している。情緒量と振動の大きさのレベル(VGL)との関係は、65VGLで耐久限界、50VGLで不快である。

耐震建物ではおよそ40~50VGLの範囲内、免震建物では30~40VGLの範囲に位置している。したがって、耐震建物がやや不快な領域に達しているのに対し、免震建物は、一つ下のレベルになっていることから居住性の改善が図られているといえる。

§ 5. モデルシミュレーション

ここでは免震建物の数値モデルの設定をおこない、観測記録性状の要因の推定を試みる。数値モデルが確定すれば中小地震に対する居住性や安全性の評価が容易にできると考えられる。

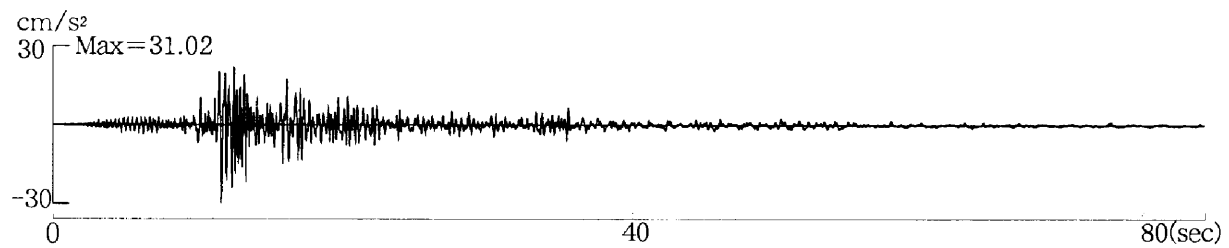
5-1 解析モデル

解析モデルは設計用モデルを基本とし、図-9に示すように3階の構造物を上部3層のスウェイ・ロッキングモデルとした。ここでは建物短辺方向(NS成分)を対象としてシミュレーションをおこなう。これは、構造部材が壁で構成され特性の変化に関わる要因が多くなくモデル化が容易と考えられるためである。

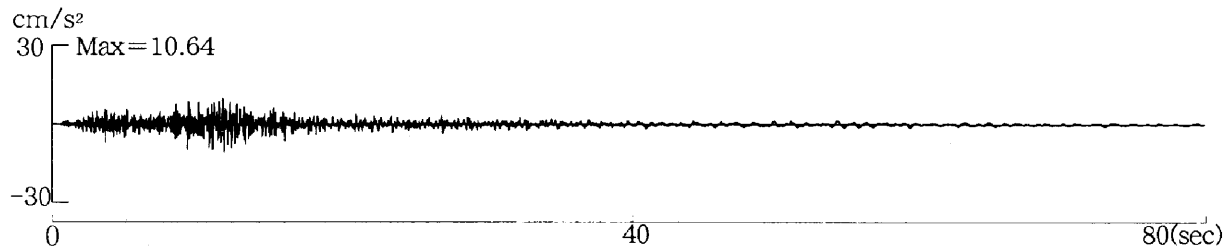
ここでは、設計段階でのモデルを基本とし、シミュレーションが屋上階の観測記録を再現できるよう順次モデルを修正してゆく。

5-2 検討用地震動

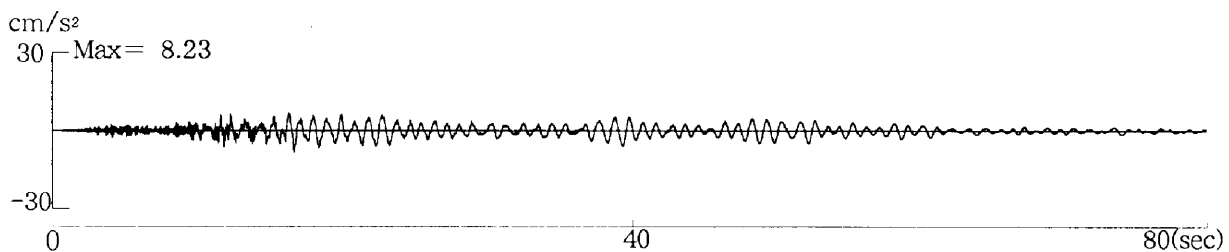
検討に用いる観測記録はNo.10地震(山梨県東部)のNS記録とした。図-10(a)にモデルへの入力となるNo.10地震の免震基礎部でのNS成分の時刻歴を示す。また、図-10(c)には屋上階の観測記録を示す。



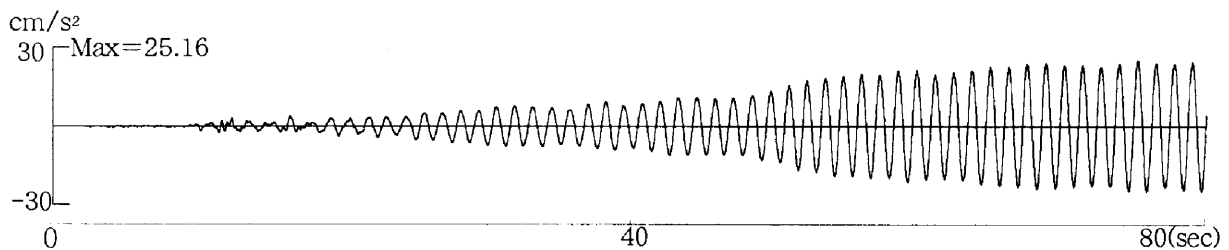
(a) 免震基礎部（水平動N S成分）



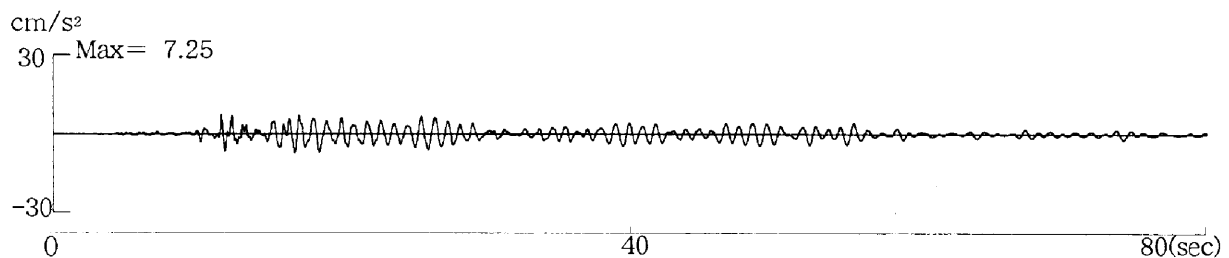
(b) 免震基礎部（上下動成分）



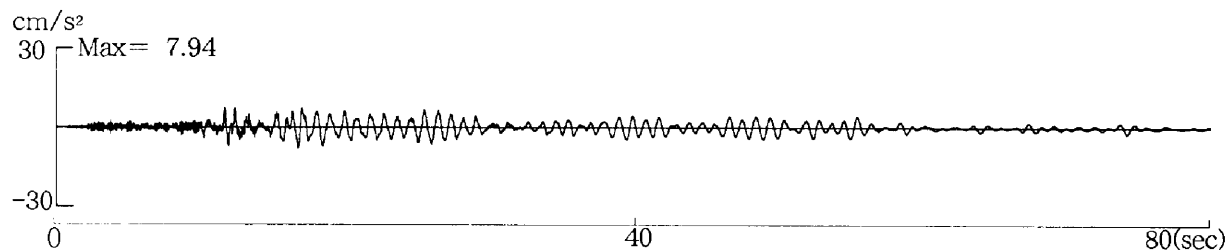
(c) 観測記録（屋上階）



(d) 設計モデル



(e) 修正モデル1



(f) 修正モデル2

図-10 シミュレーション結果（加速度時刻歴）

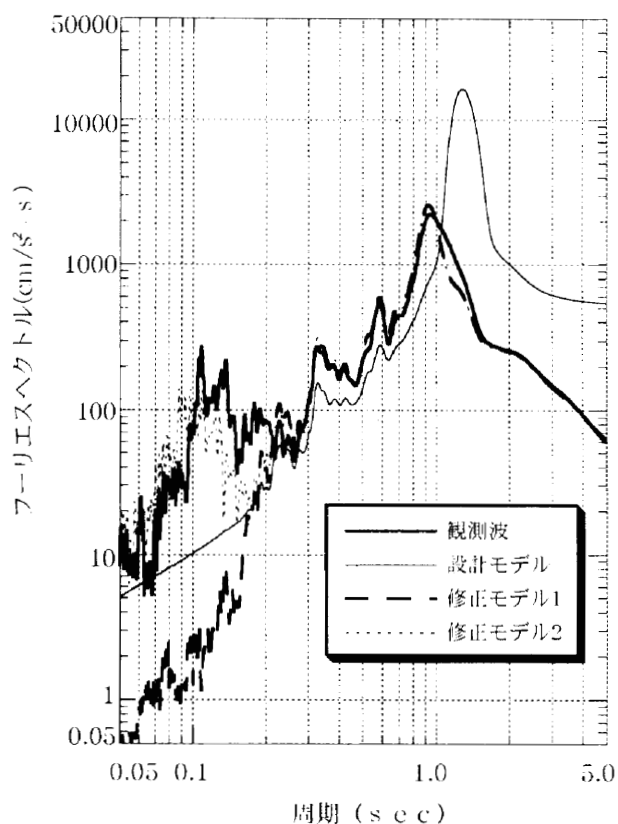


図-11 シミュレーション結果（フーリエスペクトル）

5-3 シミュレーション結果

(1) 設計モデル

設計モデルの屋上階の応答加速度時刻歴を図-10 (d) に示す。このとき建物の減衰定数は2%、積層ゴムは0%である。これをみると振幅の発散傾向が顕著であり、観測記録を再現することはできなかった。

また、図-11には観測記録と設計モデル結果のフーリエスペクトルを示している。卓越周期は、設計モデル（図中 細線）では1次固有周期約1.3秒、観測記録（図中 太線）では0.93秒となり、異なる結果となった。また、短周期領域においては観測記録が大きな値となった。

この短周期での違いは設計段階では考慮していなかった要因が、入り込んでいる結果であると考えられる。

(2) 修正モデル1

設計モデルと観測記録との固有周期ずれの要因を摩擦要素的なもの⁵⁾であると考え、修正モデル1を作成した。まず、建物と積層ゴムの減衰定数はそれぞれ5%および7%とし、また、摩擦要素は完全弾塑性とし、初期剛性は1次固有周期が0.93秒となるよう設定し、微小変位（約0.16cm）で降伏すると仮定した。なお、この結果では摩擦要素の降伏はみられなかった。

図-10 (e) は修正モデル1の加速度時刻歴、また、図-11の太い破線がそのフーリエスペクトルである。こ

れらは観測結果をよく表現しているものの、フーリエスペクトルでは0.2秒付近より短周期での改善がみられなかった。

(3) 修正モデル2

免震建物の短周期成分は上下動の関与が指摘⁶⁾されている。そこで文献6)と同様のモデル（修正モデル2と称する）を設定する。上下動に対するモデルは鉛直バネとロッキングバネからなる3層のロッキングモデルとした。鉛直剛性は設計時と同様とした。ただし、減衰定数は修正モデル1と同様とした。

また、上下成分と水平成分は独立で扱うこととし、上下動応答のロッキングから得られる水平成分を修正モデルの応答に加える操作を行って評価する。このときロッキング応答から水平動への変換は、初動部分の振幅がほぼ等しくなるように距離を設定して換算した。

図-10 (b) がNo.10地震の免震基礎部の上下成分時刻歴である。また、図-10 (f) が修正モデル2の応答時刻歴波形であり、観測記録がほぼ説明できている。したがって鉛直成分に対する応答が水平応答に関与していることが考えられる。図-11のフーリエスペクトル（図中 細い破線）でも0.1秒付近の短周期領域の改善がみられた。

5-4 シミュレーション結果のまとめ

中小地震に対する免震建物の地震応答シミュレーション結果をまとめると以下のことがいえる。

- 1) 設計モデルとは、剛性や減衰定数などで異なる設定が必要である
- 2) 10cm/s²程度の入力に対しては、弾性挙動だけで説明が可能である
- 3) 短周期の挙動には上下動が関与している可能性がある

上記の事項を適切に考慮すれば中小地震に対する免震建物の応答挙動を評価でき、免震効果や居住性の適切な検討が可能となると考えられる。

§ 6. まとめ

5年間にわたり、東京都武蔵野市に位置する同一敷地内の免震建物と耐震建物の地震観測を行い、中小地震の観測記録からではあるが、免震建物の有効性と居住性の改善を確認した。

また、シミュレーション結果から設計時に想定していない要素および上下動などが、免震建物の水平応答に関与している可能性を示唆することができた。

今後も、地震観測を継続して記録の蓄積を行い、免震

建物の諸特性の検証や改良の検討をおこなう予定である。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会編：免震構造入門，オーム社，1995.
- 2) 長田勝幸，川田公裕：免震構造物の兵庫県南部地震による効果（郵政省WESTビル），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）B-2, pp.631～632, 1995.
- 3) 小林孝至，新井寿昭：関東地域で観測された1994年北海道東方沖地震（その1），日本建築学会学術講演梗概集（北海道）B-2, pp.263～264, 1995.
- 4) 三輪俊輔，米川善晴：正弦振動の評価法（振動の評価法1），日本音響学会誌27巻1号, pp.11～20, 1971.
- 5) 高橋孝二，小林孝至：免震構造物の地震観測，日本建築学会学術講演梗概集（近畿）B-2, pp.825～826, 1996.
- 6) 竹原直規，風間了，山田真，猪野晋：免震建物の地震時挙動（水平・上下2方向同時入力解析），日本建築学会学術講演梗概集（北海道）B-2, pp.559～560, 1995.