

第4章 免震構造の設計

- 4.1 緒言
- 4.2 エネルギー入力に着目した応答解析手法の提案
- 4.3 簡易設計手法の応答予測の評価
- 4.4 免震部材のモデル化
- 4.5 実免震建築モデルを用いた地震応答解析
- 4.6 まとめ

4.1 緒言

我国に於ける建築構造物の構造設計は耐震設計である、と言っても過言ではない。耐震設計の目標としては、次の3点が挙げられる。

1. 人命の喪失を防ぐ。
2. 財産を保全する。
3. 防災・保安等の機能を維持する。

この様な、設計目標を合理的に満足する為の判断基準として、以下の様な2段階の基準が示されている。

1. 建物が耐用年限中に数回受けるであろう中程度の地震に対しては、建物の機能が阻害される事なく、被害が軽微で、その修復が容易であること。
2. 建物が耐用年限中に1回遭うか遭わないかという程度に稀な極めて強い地震に対しては、構造的にかなりの被害を受けても構わないが、倒壊はしないこと。

この在来構法に対する判断基準は基本的には免震構造にも適用できると考えられる。免震構造に対する耐震性の判断基準は次の様に言うことができる。

1. 建物が耐用年限中に数回受けるであろう中程度の地震に対しては、免震部材(アイソレータとダンパー)に過大な変形が生じず、上部構造は完全に弾性範囲に留まること。
2. 建物が耐用年限中に1回遭うか遭わない程度の強い地震に対しては、免震部材は破断に至らず、性能を維持し、上部構造は終局耐力に達しないこと。

免震部材の設計では、地震動によって系に投入されるエネルギーの総量に着目することで、最大変形量、最大せん断力係数、要求されるエネルギー吸収能力等を評価する事が可能である。上部構造の設計は、免震層(免震部材が配置された層)の最大せん断力に見合った設計を行えば良いことになる。適切に設計された免震部材を有する場合の上部構造の設計用せん断力の分布は、一定と見なせる。上部構造に作用するせん断力は、免震層の特性によってはほぼ支配される。従って免震構造では、免震部材を適切に設計することが最も重要であり、この様な免震構造では、極めて稀な強い地震動に対しても、上部構造をほぼ弾性に留める設計が可能となる。以上より、本章では、免震構造の上部構造は強震時にも弾性範囲内とする事が可能であるとの立場から、主に免震層の応答に着目して免震構造の設計について論述していく。

免震構造の地震時応答評価に際しては、地震により系に投入された総エネルギー入力量に着目することが合理的である。積層ゴムとダンパーを有する免震構造の地震時最大変位は、免震周期 T_f とダンパーのエネルギー吸収能力に依存している。地震荷重をエネルギー入力としてとらえれば、地震によるエネルギー入力量と免震層のエネルギー吸収量(積層ゴムの弾性エネルギーとダンパーの累積塑性歪エネルギーの和)を等置する事で、最大変位を推定できる。

エネルギーの授受に基づいた耐震設計手法が秋山宏博士により展開されている¹⁾。これによれば、地震により系に投入されるエネルギー入力量は、系の1次固有周期 T_f と総質量 M にのみ依存する量であること、弾塑性系へのエネルギー入力は、減衰10%の弾性系への総エネルギー入力を用いて代表することができることが明らかにされている。本章でも、これに倣い、弾性1質点系(減衰10%)の応答計算による総エネルギー入力量を周期に対してプロットしたものをエネルギー・スペクトルとして用いる。図4.1は、地震応答計算に用いられる主な地震波(付録6参照)のエネルギー・スペクトルである。縦軸は、総エネルギー入力 E の速度換算値 $V_E(=\sqrt{2E/M})$ で表されている。エネルギー・スペクトルの形状は、各地震波の震源特性や観測された地盤等の影響を受け、山と谷を併せもつ、複雑な形となっている。しかし、耐震設計用のエネルギー・スペクトルとしては、スペクトルの山や谷を含まず、長周期領域に於いても、エネルギー入力が一一定値を保つような、バイリニア型のスペクトルを用いるべきである。

免震構造は、その構造システムが明快である為に、地震応答解析に非常に馴染み易いという特性を有する。従って、入力地震動が決定されれば、その応答は、十分な精度で予測可能である。解析に用いる地震波としては、系に所定のエネルギー入力を与える、即ち、耐震設計用のエネルギー・スペクトルに合致するような、地震波を用いるべきである。このような地震波の作成方法としては、次の3種類が考えられる。

- (1) 観測地震動波形の振幅のみを調整
- (2) 観測地震動波形の振幅と時間軸をともに調整
- (3) ターゲット・スペクトルに基づいたsin波合成法

(1)の手法は、現在多用されている地震動の最大速度で規準化する方法に対応する。(2)の手法は、観測地震動波形の振幅のみならず、時間軸(周期特性)をも変化させる方法である。この手法に該当するものとして、文献2)には、地震動の時間軸と加速度振幅を基準化して、地震動のパターンのみを採用することが妥当であると述べられている。(3)の手法は、所定の応答スペクトルに合致するような特性をもつ地震動を種々の振幅と周期をもつsin波を合成することで得ようとする方法である。

現在、多用されている(1)の手法は、地震波の振幅のみに着目し、地震動の周期特性については、無関心である。しかし、本来、振幅と周期は一对のものであり、振幅と周期(時間軸)をともに調整することにより、長周期領域において有効な地震動波形を作成することが可能になるとと思われる。

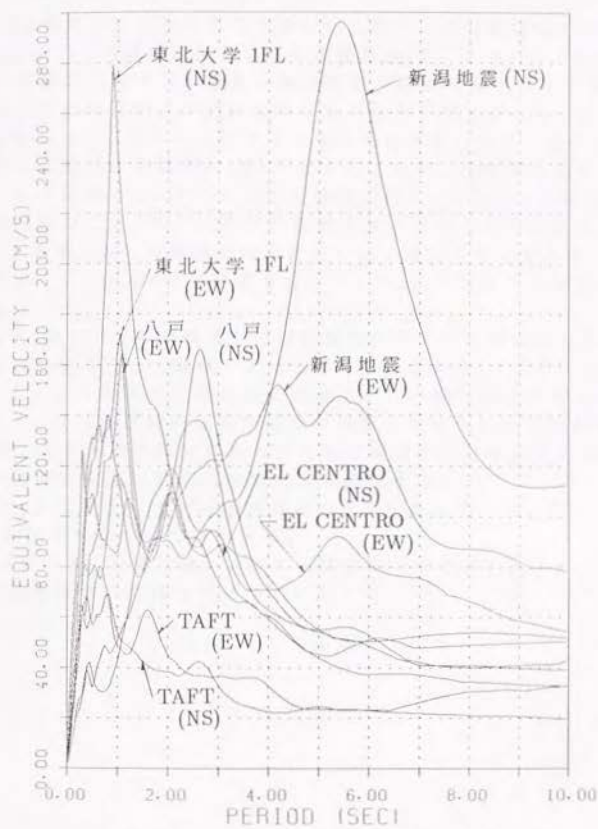


図 4.1 種々の地震波のエネルギースペクトル

一方、前述のエネルギーの釣合に基づいた免震構造の応答の予測式が文献3)において提案されている。これは、積層ゴムを線形、ダンパーを完全弾塑性型でモデル化した場合、積層ゴムの弾性歪エネルギー W_e とダンパーの累積塑性歪エネルギー W_p の和を地震により系に投入されたエネルギー入力 E と等置する事で、導かれている(付録5参照)。

一般に、構造物の地震時応答予測を行う場合、構造部材のモデル化が重要となる。この点、免震構造においては免震部材(アイソレータ、ダンパー)の性能が事前に確認できる為、精度の高い応答予測が可能となる。逆に言えば、将来生起する地震動がどのようなものであるかが予測できれば、適切に免震部材を設計する事で、それに対処できる様な免震建築は容易に設計できる。又、免震構造は基礎部に免震部材(層)を配することで、地震動の上部構造への伝搬を妨げる一種のフィルターを有した構造となっている。これにより、免震構造の動的挙動は、フィルター特性を調整することで、ある程度自由に設定できる。以上本章では、免震構造の設計において重要な要素である入力地震波、応答予測法、モデル化(特に免震部材について)、免震構造の地震応答特性について論述する。

即ち、4.2節では、免震構造の地震応答解析用の入力地震波として、振幅と時間軸を調整する方法を提案するとともに、エネルギー・スペクトルをターゲット・スペクトルとした人工地震波を作成し、このような地震波形を用いた応答解析により、入力地震波の振幅時間軸の調整方法について検討を加える。

4.3節では、エネルギーの釣合に基づいた免震構造の応答予測式の精度を、先に作成した地震波を用いた応答計算により検証する。

4.4節では、応答解析に用いる免震部材の復元力特性のモデル化について2章、3章の実験結果に基づいて考察する。

最後に4.5節では、実際に設計された免震建築のモデルを用いた応答解析の結果から、免震構造の応答特性について論じる。

4.2 エネルギー入力に着目した応答解析手法の提案

4.2.1 エネルギー入力の応答値を満たす応答解析手法

免震構造に採用すべき設計用地震入力について、免震構造の特徴をふまえた上で建築基準法諸規準との比較・考察が文献4)においてなされている。文献4)では、下記のような点を考慮して、建築基準法に示される速度応答スペクトルをエネルギースペクトルに読み換えた、図4.2に示す設計用エネルギースペクトルが示されている。

- 免震構法では、水平地動によるエネルギー入力を全てダンパーで吸収する。
- 更に、アイソレータの最大変形を予測する上で、エネルギーがどのように建物に加えらるるかを知らる事が重要である。
- 建築基準法において示される終局強度設計用応答スペクトルは、他の諸規準とも対応しており、過去の大地震記録のエネルギースペクトルとも対応している。

所定のエネルギー入力量を満足するような地震応答解析用の地震入力を得るためには、次の2つの方法がある。

- 既存の地震波を調整する方法
- 設計用エネルギースペクトルに合致する特性を直接有するような波形の使用

既存の地震波を調整する方法としては、振幅方向の調整と時間軸(周期特性)の調整の2通り、あるいは両者の混合した方法が考えられる。入力地震波の振幅を a_1 倍すれば、エネルギースペクトルも全体的に a_1 倍されることは明白である。次に入力地震波の時間軸を a_2 倍した場合のエネルギー入力量について考察する。

原地震記録を $A(t)$ 、記録長さを t_0 とする。周期 $T=T_1$ におけるエネルギー入力量を E_1 、 T_0 におけるエネルギー入力量を E_0 とする。 $T_1=a_2T_0$ の関係があるものとする。 $T=T_1$ に対応するバネ定数を k とすれば、 $T=T_0$ に対応するバネ定数は a_2^3k となる。 $T=T_0$ における振動系の方程式は、次式となる。

$$m\ddot{x}_0(t) + 2mha_2\omega_0\dot{x}_0(t) + ma_2^2\omega_0^2x_0(t) = -mA(t) \quad (4.1)$$

ここで、 m : 質量, h : 減衰定数
 $\omega_0 = 2\pi/T_1$, $x(t)$: 相対変位

入力エネルギー E_0 は次式となる。

$$E_0 = -m \int_0^{t_0} A(t)\dot{x}_0(t)dt \quad (4.2)$$

一方、 $T=T_1$ における振動系の方程式は、次式で求められる。ただし、地震記録の時間軸を a_2 倍した $A(t/a_2)$ (記録長さ a_2t_0)を入力波とする。

$$m\ddot{x}_1(t) + 2mh\omega_0\dot{x}_1(t) + m\omega_0^2x_1(t) = -mA\left(\frac{t}{a_2}\right) \quad (4.3)$$

(4.3)式において、 $\tau = t/a_2$ 、即ち、 $dt = a_2 \cdot d\tau$ とおけば、

$$m\ddot{x}(\tau) + 2mha_2\omega_0\dot{x}(\tau) + ma_2^2\omega_0^2x(\tau) = -ma_2^2A(\tau) \quad (4.4)$$

エネルギー入力 E_1 は(4.3)式より、

$$\begin{aligned} E_1 &= -m \int_0^{a_2t_0} A\left(\frac{t}{a_2}\right) \dot{x}_1 dt \\ &= -m \int_0^{t_0} A(\tau) \dot{x} d\tau \end{aligned} \quad (4.5)$$

ここで、(4.1)式と(4.4)式を比較すれば、 $x_0(t)$ と $x(\tau)$ の関係は次式となる。

$$x = a_2^2 x_0 \quad (4.6)$$

(4.6)式を(4.5)式に代入すれば、

$$\begin{aligned} E_1 &= -m \int_0^{t_0} A(\tau) a_2^2 \dot{x}_0 d\tau \\ &= a_2^2 E_0 \end{aligned} \quad (4.7)$$

従って、時間軸を a_2 倍した場合のエネルギー入力量 E は、 a_2^2 倍となり、エネルギーの等価速度($V_E = \sqrt{2E/m}$)で考えれば、等価速度は a_2 倍されることが判る。

以上より、原地震記録 $A(t)$ の振幅を a_1 倍、時間軸を a_2 倍した地震記録 $a_1A(t/a_2)$ に対するエネルギー入力の等価速度は、地震記録 $A(t)$ に対する等価速度を V_E とすれば、 $a_1a_2V_E$ となることが判る。

図4.3に示すようなバイリニア型復元力特性をもつ系の弾塑性応答は、初期剛性 K_0 に対応する周期 T_0 と最大変位点における等価剛性 K_e に対応する周期 T_e によって特徴づけられる。即ち、この様な復元力特性をもつ系のエネルギー入力量は、 $V_E(T_0)$ から $V_E(T_e)$ 間の平均的なレベルとなる。

以上より、振幅・時間軸の調整方法としては、弾塑性系の応答を特徴づける周期 T_0 と T_e 間で、目標とするエネルギー入力を達成するように振幅と時間軸を適宜調整すれば良いことになる。

具体的には、図4.4に模式的に示したエネルギースペクトルにおいて、周期 $T_1 \sim T_2$ 間での平均エネルギー入力量を \bar{V}_E 、目標エネルギー入力量を V_{Et} とした場合、

$$a_1 \cdot a_2 = a_3 = \frac{V_{Et}}{\bar{V}_E}$$

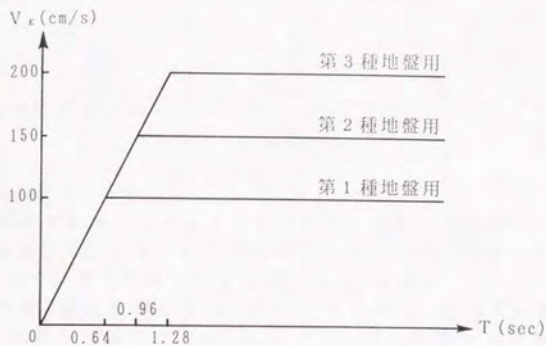


図4.2 耐震設計用エネルギースペクトル

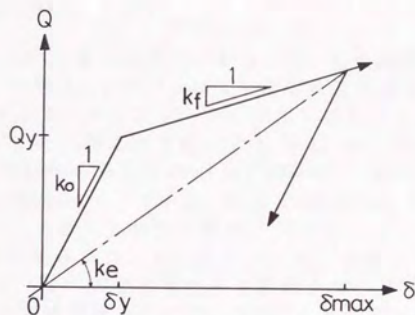
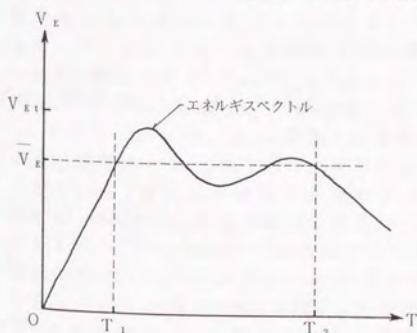
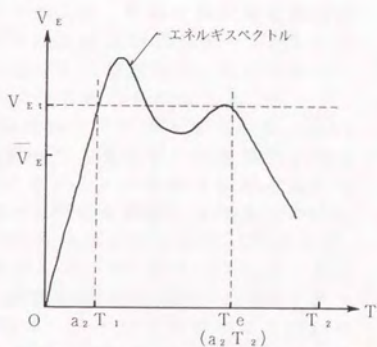


図4.3 弾塑性系復元力特性



(a) 原スペクトル



(b) 拡幅後のスペクトル ($T_e < T_2$ の場合)

図4.4 振幅・時間軸の拡幅法

となる。等価周期を T_e とすれば、時間軸の拡大率 a_2 は、

$$a_2 = \frac{T_e}{T_2}$$

となり、振幅の拡大率 a_1 は、

$$a_1 = \frac{a_3}{a_2}$$

として求められる。

次に、設計用エネルギースペクトルに合致する特性を直接有する様な波形として、人工地震波を作成する。人工地震波作成には、FFTを用い、収束計算は周期0.02~20.0秒で対数軸上で等間隔に150点を選び、これらの点で応答スペクトルを求め、適合性評価を行った⁵⁾。この方法は、位相角の与え方によっても異なった波形を作成できるが、ここでは、観測地震波の位相情報をそのまま用いることで人工地震波を作成した。

4.2.2 解析モデル

解析モデルには、1質点系モデルを用いる。粘性減衰は考慮しない。積層ゴムアイソレータは弾性、ダンパーは完全弾塑性型の復元力特性とする。質点の重量は、2000tとする。アイソレータのバネ定数 k_f は、ダンパーを無視した時の周期 T_f が 2, 3, 4, 5秒となる様に 20.1, 9.0, 5.0, 3.2t/cm とした。ダンパーの降伏耐力 Q_y (降伏せん断係数 α_s) は、20(0.01), 40(0.02), 60(0.03), 80(0.04), 100(0.05), 120(0.06)ton の6パターン、降伏変位 δ_y は 0.2, 1.0, 3.0cm の3パターンとした。ダンパーの復元力特性は全部で18パターンとなり、これに積層ゴムの4通りの剛性を組み合わせると解析パターンは計72通りとなる。復元力特性の一例として、 $T_f = 3.0$ 秒の場合の免震層全体の復元力を図4.5に示す。

解析に使用する地震波としては、付録6に示すEL CENTRO波のNS成分とEW成分、八戸波のNS成分とEW成分の4波を基本とし、これらの振幅と時間軸を表4.1に示すように拡大したものを使用した。尚、振幅と時間軸を調整する際には、前節で述べた等価周期 T_e の代わりに免震周期 T_f を用い、 T_2 としては周期3秒の近傍で、 $V_{Et} = 150\text{cm/s}$ としている。人工地震波は、位相情報としてEL CENTRO(NS)波と八戸(NS)波を用いた2つの波形を作成した。ターゲット・スペクトルには、図4.2の第2種地盤用設計用スペクトルを用いた。表4.2に人工地震波の最大値を示す。表中の地震波の最大速度は、周期10秒、減衰定数 $1/\sqrt{2}$ の1質点系の速度応答値の最大値である。入力地震波の最大速度はほぼ40~60cm/sの範囲にある。図4.6に振幅・時間軸を調整した地震波の代表として八戸(EW)波を用いた場合のエネルギー・スペクトルを示す。図4.7には、位相情報に八戸(NS)波を用いた人工地震波のエネルギー・スペクトルと、速度応答スペクトル ($h = 0.05$) を示す。人工地震波のエネルギー・スペクトルは、ターゲットスペクトルに合致している。速度応答スペクトルは周期により凹凸はあるものの、長周期領域では、ほぼ100cm/sとなっている。

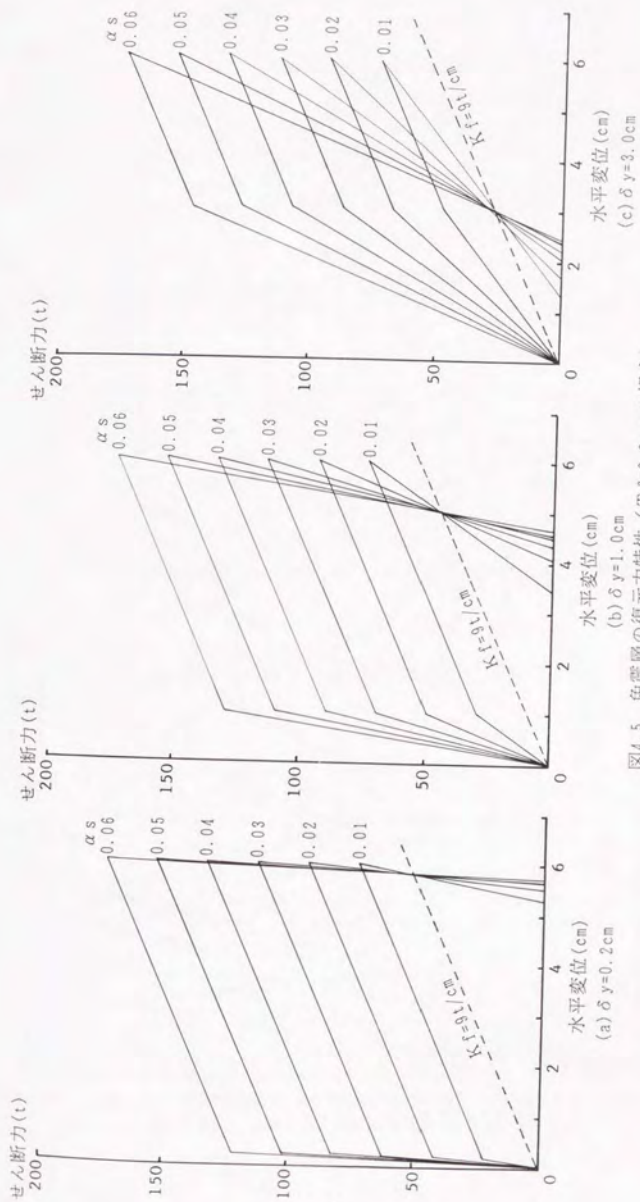


図4.5 免震層の復元力特性 ($T_f = 3.0\text{sec}$ の場合)

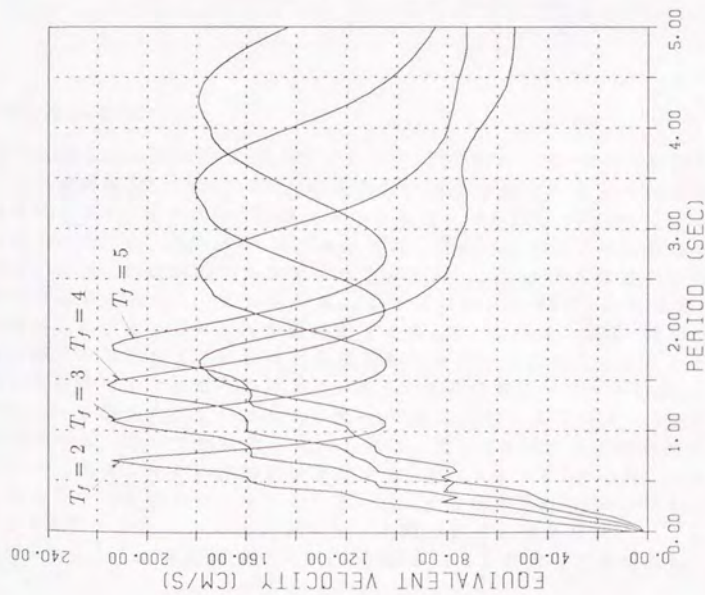


図4.6 八戸(E.W)の振幅・時間軸調整波のエネルギーレスベクトル

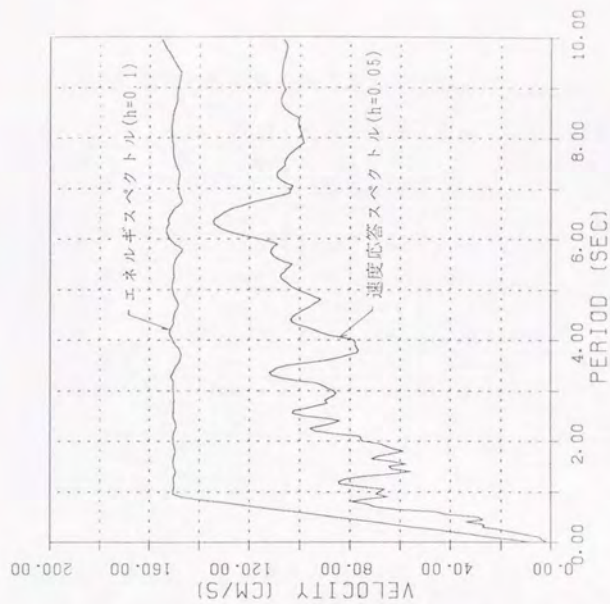


図4.7 人工地震波(位相:八戸(NS))のエネルギーレスベクトルと速度応答ベクトル

表4.1 振幅・時間軸の拡大率について

原地震波		$T_f = 2sec$		$T_f = 3sec$		$T_f = 4sec$		$T_f = 5sec$	
		振幅	時間	振幅	時間	振幅	時間	振幅	時間
EL CENTRO (NS)	拡大率	1.670	1.000	1.670	1.000	1.250	1.330	1.000	1.670
	最大加速度	586.4cm/s ²		586.4cm/s ²		467.0cm/s ²		351.1cm/s ²	
	最大速度	65.7cm/s		65.7cm/s		61.3cm/s		56.2cm/s	
EL CENTRO (EW)	拡大率	1.580	1.000	1.580	1.000	1.190	1.330	0.950	1.670
	最大加速度	346.1cm/s ²		346.1cm/s ²		260.7cm/s ²		208.1cm/s ²	
	最大速度	57.1cm/s		57.1cm/s		54.6cm/s		50.6cm/s	
八戸(NS)	拡大率	2.110	0.615	1.300	1.000	1.060	1.230	0.845	1.540
	最大加速度	474.6cm/s ²		292.4cm/s ²		238.4cm/s ²		190.1cm/s ²	
	最大速度	41.8cm/s		38.8cm/s		36.9cm/s		34.2cm/s	
八戸(EW)	拡大率	1.980	0.656	1.300	1.000	1.000	1.310	0.793	1.640
	最大加速度	362.2cm/s ²		237.8cm/s ²		182.9cm/s ²		145.1cm/s ²	
	最大速度	44.2cm/s		43.2cm/s		42.2cm/s		40.2cm/s	

表4.2 人工地震波の最大値

位相	最大加速度	最大速度
EL CENTRO(NS)	271.7cm/s ²	44.4cm/s
八戸(NS)	330.9cm/s ²	48.4cm/s

4.2.3 解析結果

図4.8~図4.10にEL CENTRO(NS)波と八戸(EW)波の振幅・時間軸調整波、並びに人工地震波(位相:八戸(NS))を入力した場合の最大エネルギー入力速度換算値 V_E を示す。いずれも、目標エネルギー入力レベル($V_{Et} = 150cm/s$)に近い結果が得られた。尚、八戸(EW)波においては、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s が大きい場合、免震周期 T_f が大きくなるに従い、エネルギー入力量が小さくなる傾向が認められる。ここには掲載していないが、八戸(NS)波の振幅・時間軸調整波の場合は、この傾向が更に顕著であった。これは、振幅・時間軸を調整する際に等価周期 T_e の代わりに免震周期 T_f を用いたことと、スペクトルの形状が特徴的でありすぎた事による。即ち、八戸波のスペクトルは約2.7秒で大きなピーク値を有している為に、図4.4で示した様なある程度フラットな領域が他のものに比べて狭い為と考えられる。又、図4.10の人工地震波によるエネルギー入力は、完全に目標値を満足する。但し、 $\delta_y = 0.2cm$ の時、 α_s が大きくなるに従い目標値よりも小さくなるのは、弾性周期 T_0 が1.0秒よりも小さくなり、短周期でのエネルギー入力が低下する為であると思われる。

図4.11には、人工地震波(位相:八戸(NS)波)を用いた場合の等価周期 T_e を最大

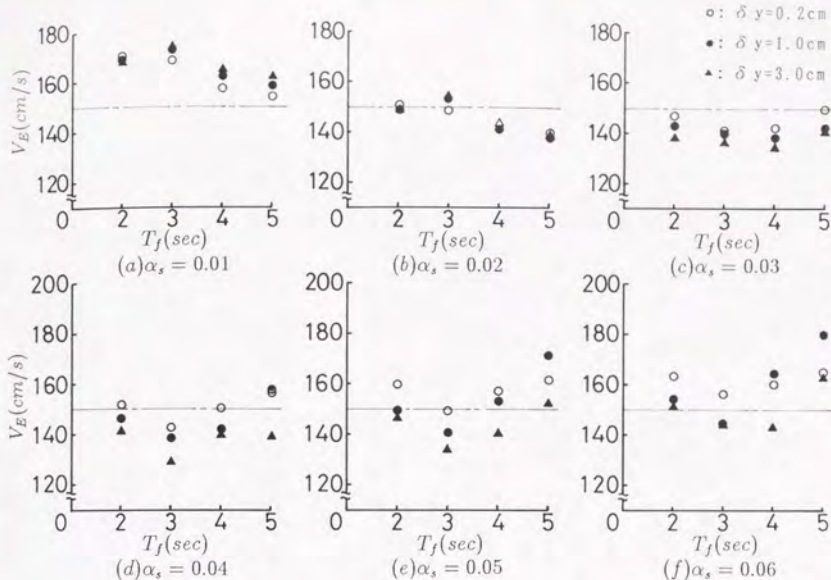


図4.8 EL CENTRO(NS)の振幅・時間軸調整波入力によるエネルギー入力速度換算値

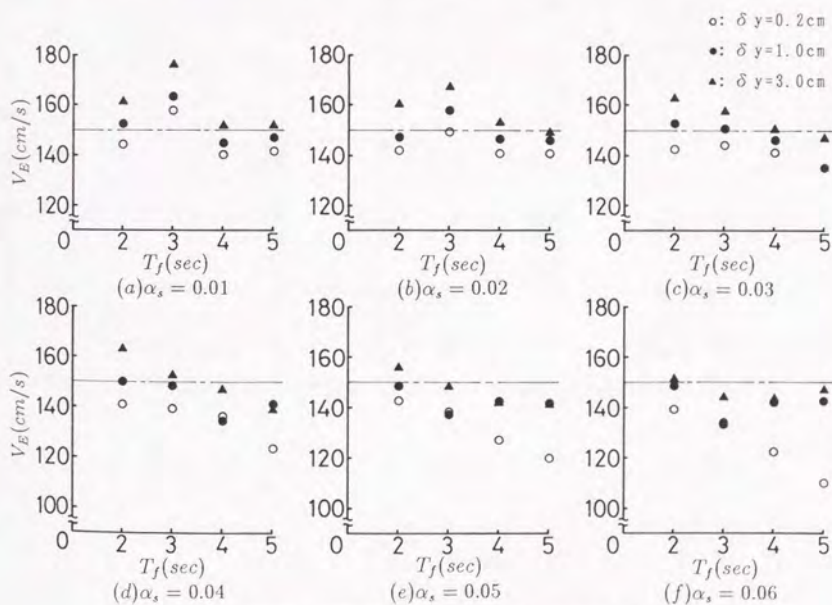


図4.9 八戸(EW)の振幅・時間軸調整波入力によるエネルギー入力速度換算値

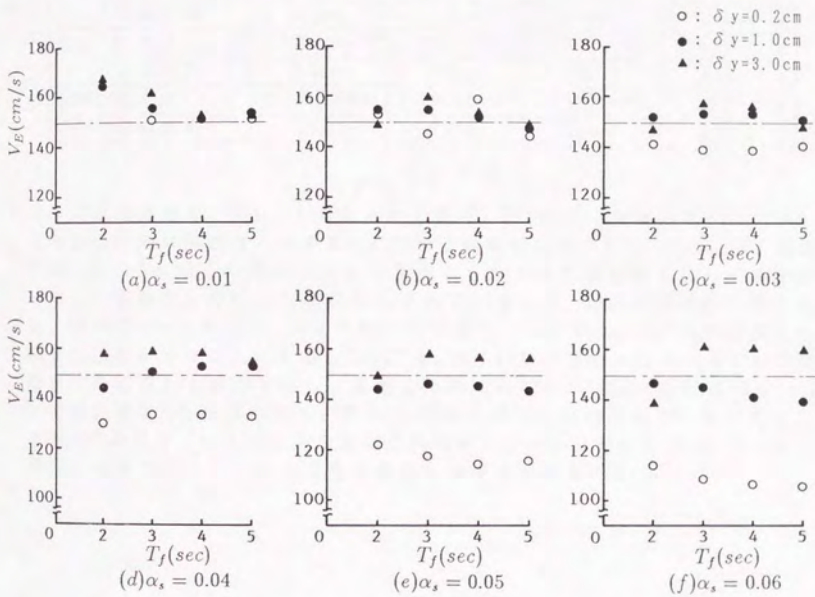


図4.10 人工地震波(位相:八戸(NS))入力によるエネルギー入力の変換値

表 4.3 等価周期 T_e に基づく拡大率 (八戸 (EW) 波の場合)

降伏せん断力係数 α_s	$T_f = 2sec$		$T_f = 3sec$		$T_f = 4sec$		$T_f = 5sec$		
	振幅	時間	振幅	時間	振幅	時間	振幅	時間	
0.01	拡大率	1.980	0.656	1.345	0.967	1.000	1.30	0.813	1.600
	等価周期	2.0sec		2.9sec		3.9sec		4.8sec	
0.02	拡大率	2.053	0.633	1.345	0.967	1.054	1.233	0.867	1.500
	等価周期	1.9sec		2.9sec		3.7sec		4.5sec	
0.03	拡大率	2.053	0.633	1.393	0.933	1.114	1.167	0.929	1.400
	等価周期	1.9sec		2.8sec		3.5sec		4.2sec	
0.04	拡大率	2.053	0.633	1.500	0.867	1.182	1.100	1.030	1.267
	等価周期	1.9sec		2.6sec		3.3sec		3.8sec	
0.05	拡大率	2.167	0.600	1.560	0.833	1.300	1.000	1.147	1.133
	等価周期	1.8sec		2.5sec		3.0sec		3.4sec	
0.06	拡大率	2.167	0.600	1.625	0.800	1.393	0.933	1.258	1.030
	等価周期	1.8sec		2.4sec		2.8sec		3.1sec	

変位点から算出し、プロットしたものである。同図より、免震周期 T_f が大きい方が等価周期の降伏せん断係数 α_s に対する変動が大きくなっている。又、図中には、付録 5 に示す応答予測式より算出した最大変形量と最大せん断力を用いて、等価周期を推定した結果も示されている。尚、等価周期推定に際しては、 $V_E = 150cm/s$ とした。等価周期の推定値は、十分な精度で、応答結果を予測することができるといえる。図 4.12 は、図 4.11 に示された等価周期 T_e の予測値を用いて新しく算出し直した振幅と時間軸の拡大率 (表 4.3 参照) を用いて、応答解析を行った結果である。図 4.9 と比較すれば、等価周期の予測値を用いた図 4.12 の方が、エネルギー入力量は全体的に、多少小さくなるが、 α_s が大きい場合にみられたエネルギー入力量の極端な低下は生じなくなる。

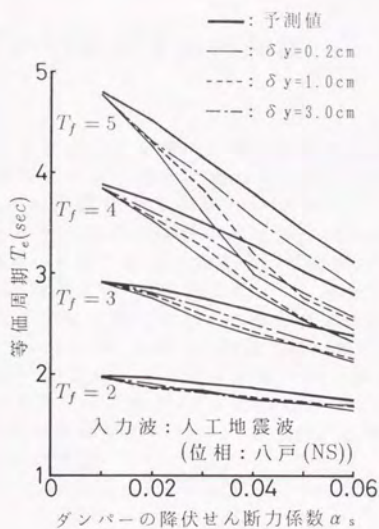


図4.11 等価周期 T_e の変化

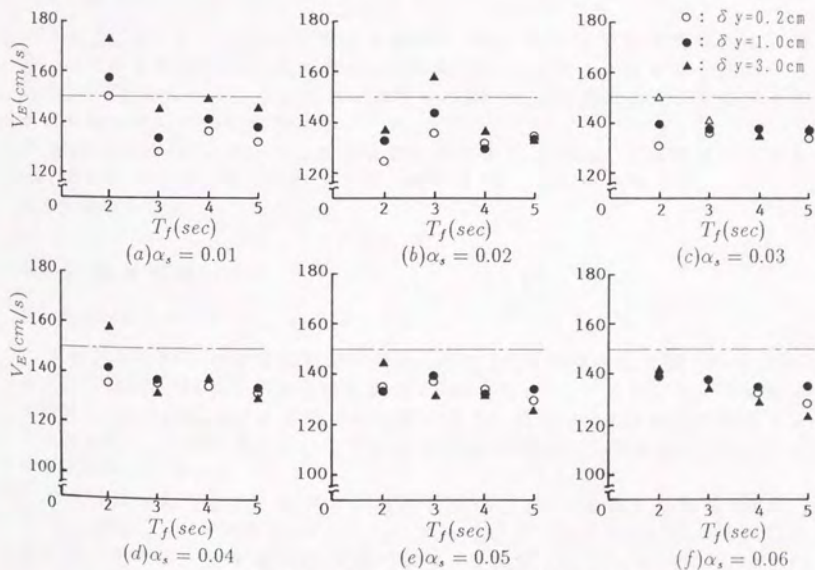


図4.12 八戸(EW)の振幅・時間軸調整波(等価周期 T_e を使用)を入力した場合のエネルギー入力

4.3 簡易設計手法の応答予測の評価

4.3.1 評価手法

付録5に示されている簡易設計手法の妥当性を応答解析の結果と比較して検討する。応答解析用のモデルは前節で述べた1質点系モデルとし、免震周期 T_f が4通り、ダンパーの種類18通りの計72パターンとした。解析用地震波としては、前節でエネルギー入力の変換値で $V_{Et} = 150\text{cm/s}$ を目標として作成した振幅・時間軸調整の4波形と人工地震波の2波形の計6波形を用いた。

応答予測には、(付5.11)式と(付5.12)式を用いて、層せん断力係数 α_{1p} と最大変形量 $\delta_{max p}$ を推定した。推定に際しては、応答解析より得られた最大エネルギー入力量 $V_{E max}$ を用いている。尚、地震(解析)終了時の総エネルギー入力を $V_E(t_0)$ とすれば、 $V_{E max}$ と $V_E(t_0)$ の比は、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s が0.02以上では、入力地震波にかかわらず、殆ど1.0に近い値となるのに対し、 $\alpha_s = 0.01$ の場合は、弾性的な応答が卓越するために、 $V_E(t_0)/V_{E max}$ が0.8~1.0の範囲に分布していることが判っている。

予測式と応答結果の比較にあたっては、下記の3項目に着目する。

- (1) $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m$ の値
- (2) α_{1r}/α_{1p} の値
- (3) $\delta_{max r}/\delta_{max p}$ の値

(1)の $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m$ は、最大変位応答をとる時刻 $t = t_m$ における平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_m$ と塑性変形倍率 $\bar{\mu}_m$ の比であり、文献3)においては、応答解析の結果から $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m = 4$ としている。ここでは、本解析においてもこの関係式が有効であるかどうかについて検討を加える。

次に、(2)と(3)では、せん断力係数と最大変形量について解析値と予測値の比について検討を加える。ここで、添字の r は応答解析結果を示し、添字の p は予測値を示す。

4.3.2 評価結果

(1) $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m$ について

本解析より得られた結果を基に算出した $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m$ の度数分布を図4.13に示す。全データ数は、432個である。平均値は、3.63となった。これは、文献3)において設定された $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m = 4$ に非常に近い値である。但し、図4.13を見ても明らかなように $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m = 2$ 付近においてピーク値をとり、 $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m < 4$ のデータ数は、全体の67%を占めている。

図4.14は、人工地震波(位相: EL CENTRO(NS)波)を入力した場合の $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m$ を $V_E(t_m)/V_{E max}$ との関係で示したものである。ここで、 $V_E(t_m)$ は、時刻 t_m におけるエネルギー入力の速度換算値である。予測式(付5.11)と(付5.12)によれ

ば、 $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m = 4$ で $V_E(t_m)/V_{E\max} = 1$ の近傍では、予測値と解析値は、ほぼ対応するはずである。図中の曲線は、(付5.11)と(付5.12)式において $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m = 4$ 、 $V_E = V_{E\max}$ とした時の予測値と合致するような $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m$ と $V_E/V_{E\max}$ の関係を示したものである。この曲線は、 $T_f = 5\text{sec}$ 、 $\alpha_s = 0.06$ の場合に得られたもので、他の解析モデルの場合には、これよりも大きくなる。従って、この曲線上の近傍にある応答結果は、 $\bar{\eta}_m/\bar{\mu}_m = 4$ となっていない場合に対しても予測値とほぼ対応する結果が得られると考えられる。

(2) α_{1r}/α_{1p} について

図4.15に、人工地震波(位相: EL CENTRO(NS)波)を入力した時のせん断力係数 α_{1r} と、予測式による α_{1p} の関係を示す。同図より、予測値と応答結果による値は、ほぼ対応していることが判る。図4.16は、 α_{1r}/α_{1p} と $V_E(t_m)/V_{E\max}$ の関係を示したものである。同図より、 α_{1r}/α_{1p} と $V_E(t_m)/V_{E\max}$ との間に相関は見られない。 α_{1r}/α_{1p} は、0.8~1.3の間に分布している。他の入力地震波の場合には、 α_{1r}/α_{1p} は1.0以下となっている。

図4.17は、 α_{1r}/α_{1p} の度数分布を示したものである。同図より、 α_{1r}/α_{1p} の75%のデータが0.7~1.0の範囲に分布していることが判る。従って、(付5.11)と(付5.12)式によるせん断力係数の予測値は、応答解析結果に比べ、大きめの値を与え、地震波の特性によっても異なるが、応答結果の1.0~1.6倍程度の値を予測するといえる。

(3) $\delta_{\max r}/\delta_{\max p}$ について

図4.18に、人工地震波(位相: EL CENTRO(NS)波)を入力した場合の最大変形量 $\delta_{\max r}$ と予測式による $\delta_{\max p}$ の関係を示す。同図より、 $\delta_{\max r}$ と $\delta_{\max p}$ は、ほぼ同様の値をとっていることが判る。図4.19に $\delta_{\max r}/\delta_{\max p}$ と $V_E(t_m)/V_{E\max}$ の関係を示す。同図は、図4.16に示した α_{1r}/α_{1p} の場合と同様に、 $\delta_{\max r}/\delta_{\max p}$ が1.0を大幅に越えているのは、図4.19に示した場合のみであり、他の入力波の場合は、ほとんどが、1.0以下となっている。

図4.20には、 $\delta_{\max r}/\delta_{\max p}$ の度数分布を示す。図4.17に示した α_{1r}/α_{1p} の度数分布のように鋭いピークは存在しない。平均値は、0.78であり、 α_{1r}/α_{1p} の平均値0.83に近い値を示している。

以上、本節では、(付5.11)式と(付5.12)式による応答予測式の精度の検討を、前節で示した解析モデルを用いた応答結果と比較することで実施した。その結果、総エネルギー入力の最大値 $V_{E\max}$ を用いた予測値は、応答結果に比べ、1.0~1.6倍程度の値を示し、十分安全側の評価を行うことが判明した。

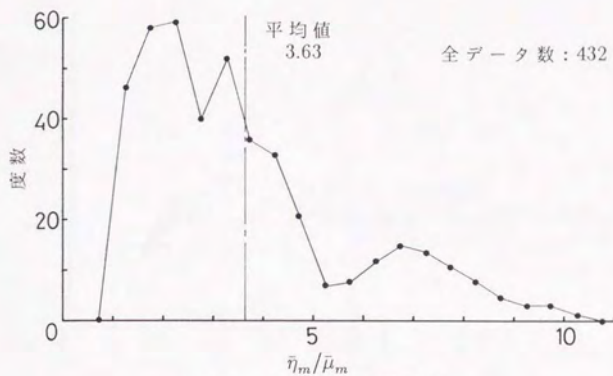


図 4.13 $\bar{\eta}_m / \bar{\mu}_m$ の度数分布

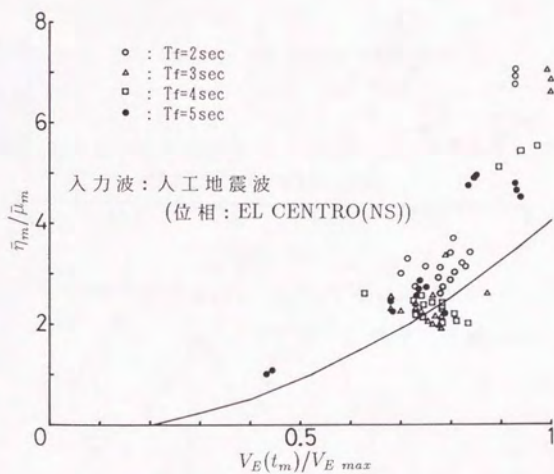


図 4.14 $\bar{\eta}_m / \bar{\mu}_m - V_E(t_m) / V_{E max}$ の関係

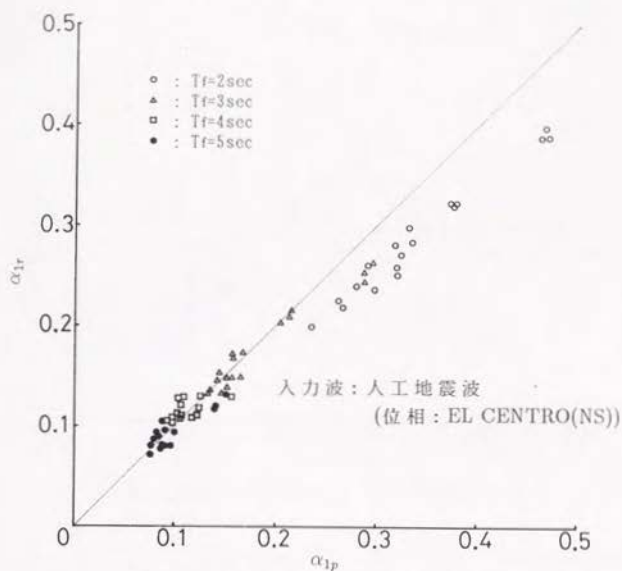


図 4.15 予測値 α_{1p} と解析値 α_{1r} の関係

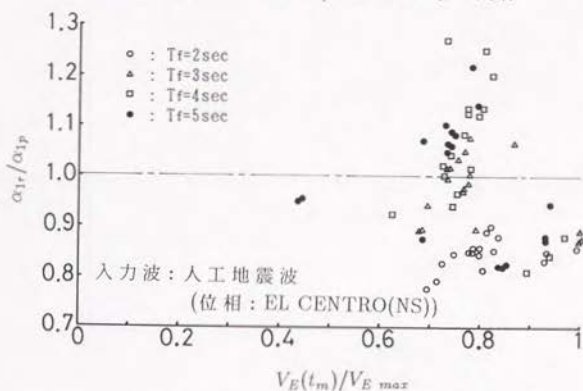


図 4.16 $\alpha_{1r}/\alpha_{1p} - V_E(t_m)/V_{E\max}$ の関係

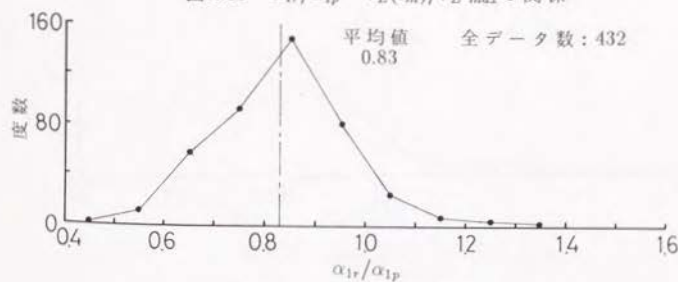


図 4.17 α_{1r}/α_{1p} の度数分布

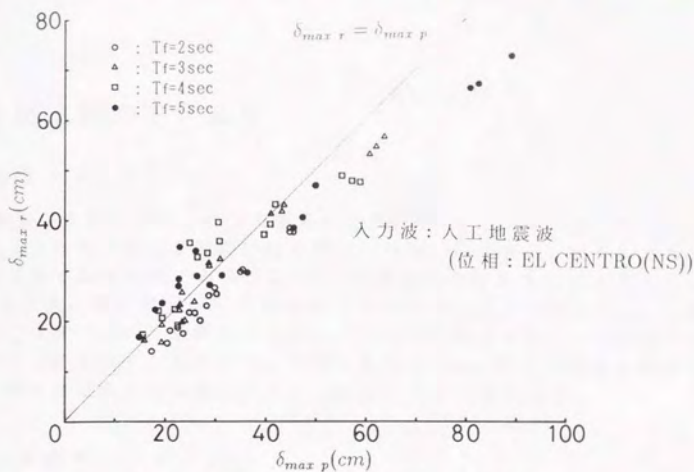


図 4.18 予測値 $\delta_{max p}$ と応答値 $\delta_{max r}$ の関係

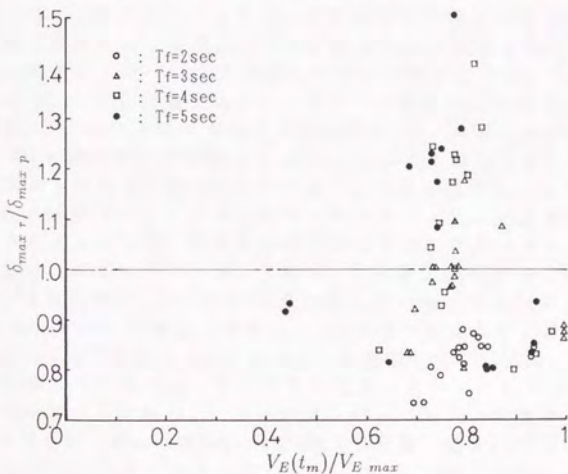


図 4.19 $\delta_{max r} / \delta_{max p} - V_E(t_m) / V_{E max}$ の関係

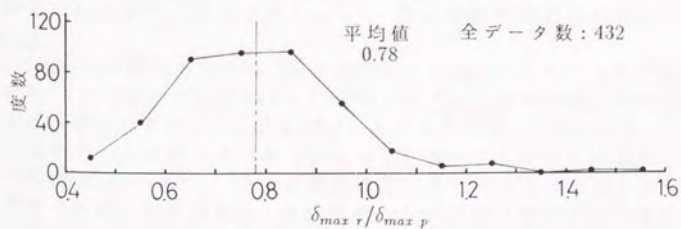


図 4.20 $\delta_{max r} / \delta_{max p}$ の度数分布

4.4 免震部材のモデル化

4.4.1 はじめに

免震構造の振動特性は、その大部分が免震部材(アイソレータ、ダンパー)の特性により決定される。免震部材の復元力特性、限界変位、限界耐力等は実物実験により確認可能である。従って、免震部材の特性を把握することにより、免震構造の動的特性を十分な精度で予測することが可能となる。本節では、2章、3章で述べた積層ゴムとダンパーの実験結果を基に、応答解析に用いる復元力特性のモデル化について述べるとともに、簡単な応答解析により復元力特性の差異が地震応答に及ぼす影響について考察する。

4.4.2 免震部材のモデル化

一般に、積層ゴムの復元力特性はほぼ線型、弾性としてモデル化できる(図4.21参照)。特に2章で述べたような、特定の形状を有する積層ゴムにおいては圧縮荷重の変動に対する復元力特性の変化がほぼ無視できるため、軸力の変動がある場合にも同一の復元力特性を用いた解析が可能となる。接着型積層ゴムの場合、大変形領域では、ハードニング現象が現われる。2章・資料編の実験結果より、ハードニングはせん断変形率(全ゴム厚に対する水平変形量の比)が、200~250%以上で顕著となる。従って、これ以上の変形領域での応答を正しく求める際には、図4.21に示すように、非線型としたモデル化も必要となる。この様なハードニングを考慮したモデルでは、上部構造のフロアレスポンスは大きくなるが、免震層の応答変位抑制には有利である。積層ゴムの粘性減衰は、非常に少ないが、文献6)7)に於ける振動実験の結果等を参考にすれば、減衰定数として2~3%程度は有していると考えられる。

スチールダンパーの復元力特性は、3章で述べたように、基本的には弾性理論に基づいてモデル化できる。ただし、初期剛性に対しては、弾性理論が立体効果を考慮していない点、微小変位の仮定に基づいている点を考慮して、理論値を低減すべきである。スチールダンパーの復元力特性のモデルとしては、完全弾塑性型とRamberg-Osgood型(以下R-O型と略す)の2通りが考えられる(図4.22参照)。R-O型のモデル化においては、初期剛性の他にその復元力の形状を決定する2つのパラメータ(α と γ)を求めねばならないのに対し、完全弾塑性型は初期剛性と耐力のみによって、その形状が決定されるため利便性が高い。

鉛ダンパーの復元力特性は、その形状により異なったモデル化が必要である。即ち、3章で述べたようなI(円柱)型ダンパーは軸方向変形が復元力特性に与える影響が大きいので、図4.23(a)に示すような3つの剛性によって特徴づけられるモデル化とすべきである。一方、変形型ダンパーの場合は、軸方向変形の影響が小さいので、完全弾塑性型としてモデル化できる。図4.23(a)に示す蝶型の復元力特性の場合、上部構造のフロアレスポンスが大きくなると

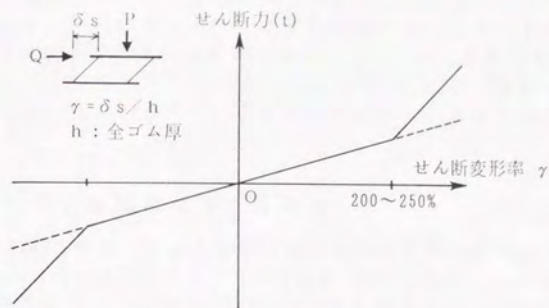
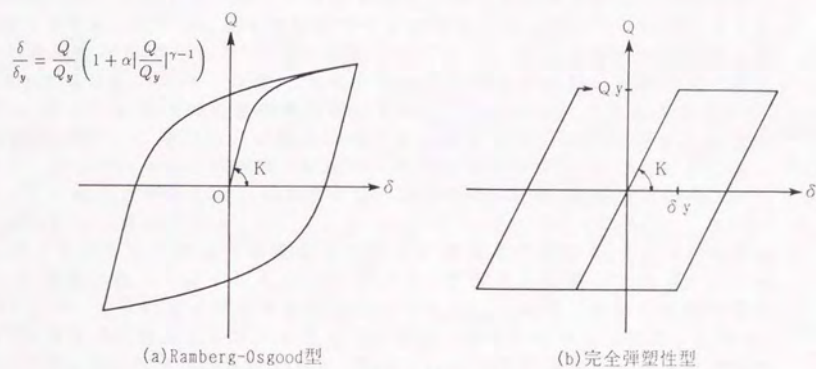


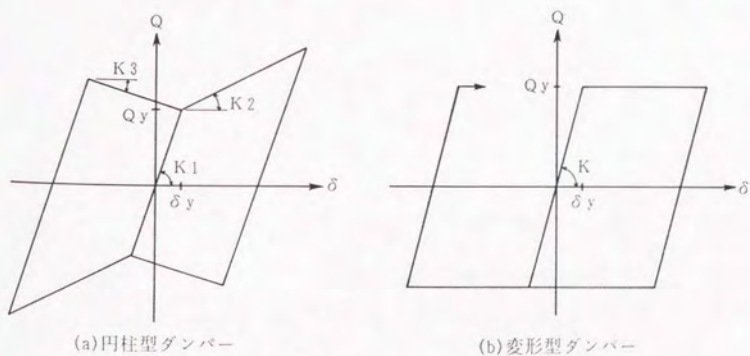
図4.21 積層ゴムのモデル化



(a) Ramberg-Osgood型

(b) 完全弾塑性型

図4.22 スチールダンパーのモデル化



(a) 円柱型ダンパー

(b) 変形型ダンパー

図4.23 鉛ダンパーのモデル化

いう欠点はあるが、地震エネルギー吸収能力や免震層の変位抑制に対しては十分効果的である。鉛ダンパーの復元力特性は変形速度の違いにより多少影響を受ける。変形速度の効果を考慮した厳密な復元力モデルは、現在のところ、作成できていない。そこで鉛ダンパーのモデル化に当たっては、構造物の応答特性にできるだけ近い加振内容をもつ実験の結果に基づいたモデル化を行うことが重要である。

4.4.3 復元力特性が応答結果に与える影響

ダンパーの違いが応答特性に与える影響をみるために簡単な応答解析を行った。解析モデルは1質点1自由度系である(重量7154t)。積層ゴムは線型とし、系の周期が3秒となるように剛性を32t/cm、粘性減衰定数を2%与えた。ダンパーとしては、図3.8に示すスチールダンパーと図3.12(b)の変形型鉛ダンパーを用いる。スチールダンパーの復元力特性はR-O型と完全弾塑性型の2通りでモデル化する。図4.24にモデルと実験値の対応を示す。復元力モデルの初期剛性は両者とも2t/cmとしている。これは、弾性理論による剛性の約67%である。鉛ダンパーの復元力特性のモデル化と実験値の対応を図4.25に示す。復元力モデルは完全弾塑性型であり、その剛性と耐力は加振周期3秒、変形量±150mmの動的加力試験から得られた履歴曲線に合致するように決定している。ダンパーの個数は、降伏せん断力係数が0.01,0.03,0.05,0.07となるように、それぞれ決定した。入力波には、EL CENTRO(NS)波を最大速度50kineに規準化した波を用いた。

解析より得られた最大応答変位と最大応答加速度を表4.4に示す。同表より、応答値が最も小さくなるのは鉛ダンパーを使用した場合である。スチールダンパーをR-O型と完全弾塑性型でモデル化した場合、厳密な比較は難しいが、完全弾塑性型としてモデル化した方が、応答値は小さくなる。しかし、その差は、最大でも10%程度であり、降伏せん断力係数が大きくなるに従い殆ど同じような数値を示すようになる。

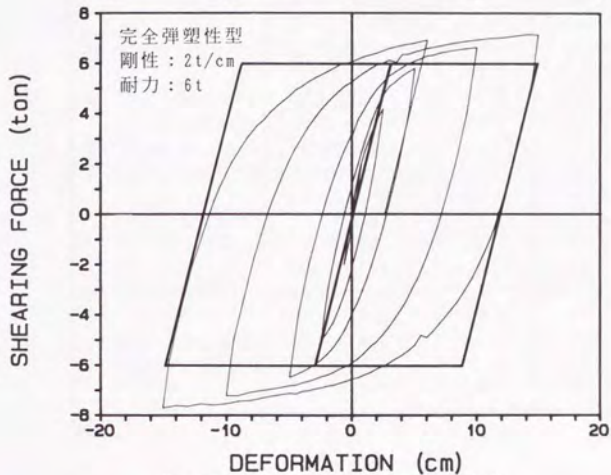
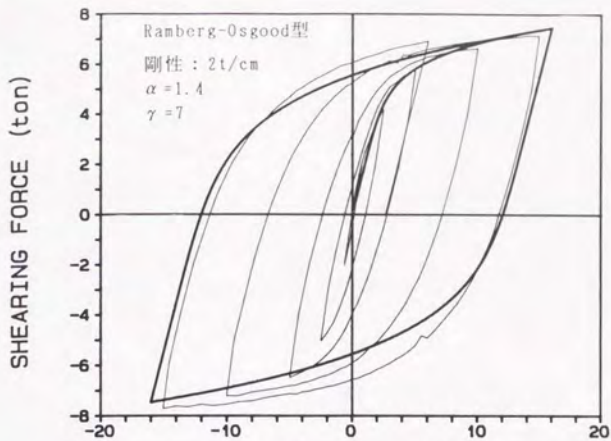


図4.24 スチールダンパーの復元力特性

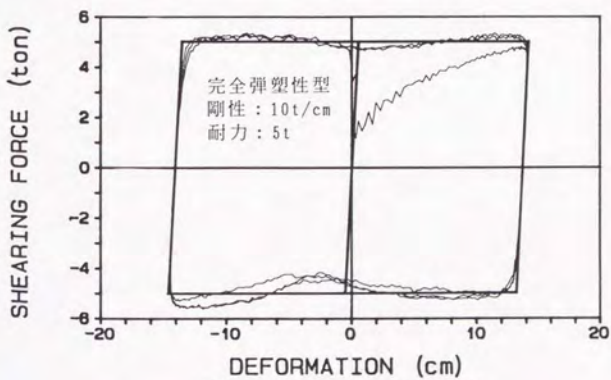


図4.25 鉛ダンパーの復元力特性

表4.4 ダンパーの違いが応答値に与える影響

ダンパー	復元力モデル	降伏せん断力係数 (ダンパー個数)	最大変位 (cm)	最大加速度 (cm/sec ²)
スチール ダンパー	Ramberg- Osgood型	0.01 (12)	32.3	155.7
		0.03 (36)	20.8	129.9
		0.05 (60)	15.7	115.6
		0.07 (84)	11.4	119.8
	完全弾塑 性型	0.01 (12)	30.1	141.9
		0.03 (36)	19.1	113.5
		0.05 (60)	12.4	103.6
		0.07 (84)	11.2	118.5
鉛 ダンパー	完全弾塑 性型	0.01 (15)	27.0	129.1
		0.03 (43)	16.1	100.1
		0.05 (72)	11.6	100.1
		0.07 (101)	9.1	109.6

4.5 実免震建築モデルを用いた地震応答解析

4.5.1 実免震建築について

現在、日本に於て免震建築を建設しようとする場合、(財)日本建築センターにおいて評定を受けなければならない。免震建築の評定は1982年より始まり、現在までに60近い建物が評定を受けている。ここでは、これらの評定物件の1つである建物の構造データを利用し、地震応答解析を行い、免震構造の応答特性について考察する。

対象とした建物(以下、Fビルと称す)は、鉄筋コンクリート造、地上5階、塔屋1階の事務所ビルである。平面図と断面図を図4.26と図4.27に示す。

4.5.2 予備解析

- ・解析モデル 予備解析用振動モデルは、1質点1自由度系(重量7154t)である。免震周期は3.0秒を想定し、これを満たすように積層ゴムの水平剛性を32t/cmとした。積層ゴムの粘性減衰定数として2%を考慮する。ダンパーは、4.4節の考察から地震エネルギー吸収能力の高い鉛ダンパーを用いることにする。鉛ダンパーは図4.25に示す完全弾塑性型(剛性10t/cm, 耐力5t)としてモデル化する。ダンパーの降伏せん断力係数 α_s は0.01~0.07まで、0.01刻みに変化させる。ダンパーの個数は降伏せん断力係数を満たすように決定する。
- ・入力波 解析に用いた入力波は、EL CENTRO(NS), (EW)波と八戸(NS), (EW)波を速度レベルで50kineに規準化した波と4.2節で作成した人工地震波(位相:八戸(NS))を用いる。
- ・解析結果 解析による最大変位、最大加速度、せん断力係数、総エネルギー入力の変換値を図4.28に示す。尚、図中には(付5.14)~(付5.16)式を用いた簡易設計式による応答の予測値も示されている。但し、式の適用に当たっては、 $V_E = 150\text{cm/s}$ 、 $T_f = 3.0\text{sec}$ とした。総エネルギー入力の変換値は、ばらつきは大きいものの、ほぼ150cm/sを中心として変動している。簡易設計式による予測値は応答解析結果の上限を与えている。ダンパーの降伏せん断力係数がおおきくなるに従い、最大応答値は減少するとともに、地震波間のバラツキも小さくなる。降伏せん断力係数 α_s が0.04~0.05の時が、その境界に位置していると考えられる。よって、以下の解析では、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s として0.04を採用する。

4.5.3 モデル化

Fビルの上部構造のモデル化は弾性体とし、X,Y方向の剛性は架構フレームの解析より表4.5のように求められている。積層ゴムは、図4.29に示すよう

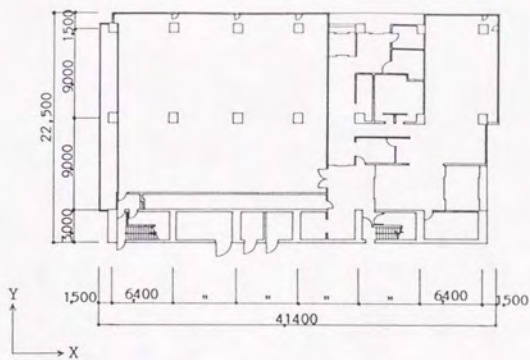


図4.26 1階平面図

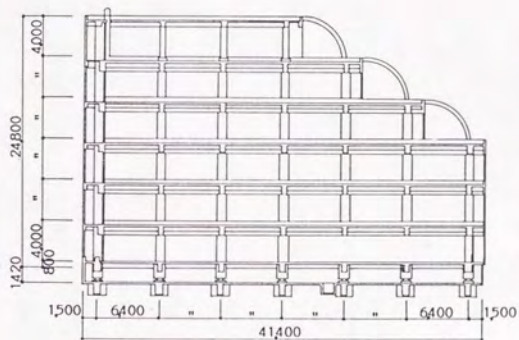


図4.27 X方向断面図

表4.5 Fビルの構造パラメータ

階	各階重量 (t)	総重量 (t)	設計用せん断力 (t)	剛性 (t/cm)	
				X方向	Y方向
7	246	246	137	1054	196
6	943	1189	416	2447	650
5	1069	2258	658	3133	982
4	1245	3503	884	4018	1319
3	1218	4721	1057	4805	1678
2	1215	5936	1187	7913	2698
1	1218	7154			

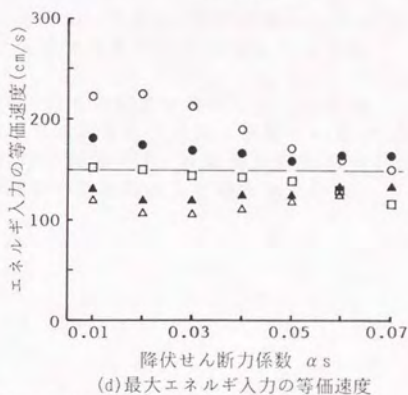
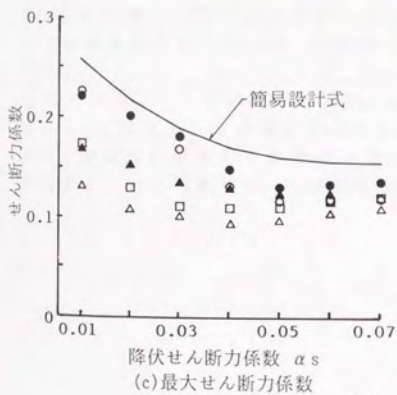
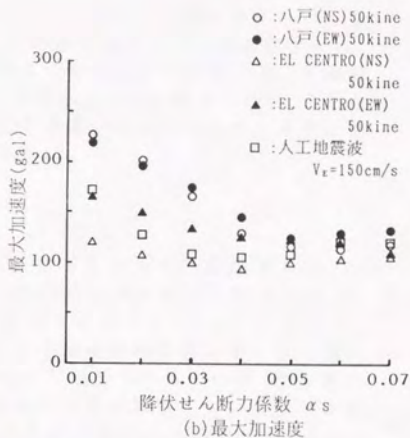
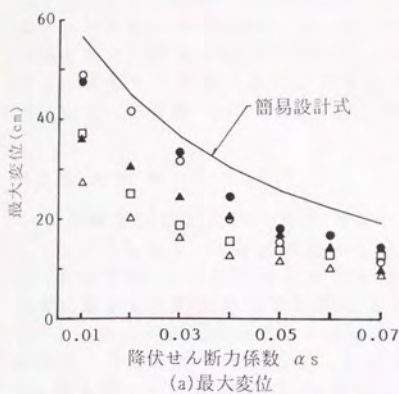


図4.28 予備解析における最大応答値

に柱下に1個600φ又は700φの積層ゴムを配置する。積層ゴムの最大面圧は、 100kg/cm^2 程度以下となるように設定した。600φと700φの積層ゴムの水平バネ定数はそれぞれ 1.0t/cm と 1.2t/cm である。免震層全体の水平剛性は 29.2t/cm となる。ダンパーには、予備解析の結果より3章で述べたU140型鉛ダンパーを用いる。降伏せん断力係数を0.04とするには58体の鉛ダンパーが必要である。鉛ダンパーは免震層の偏心ができるだけ小さくなるように配置する。免震層全体の復元力特性は図4.30に示すバイリニア型となる。振動モデルは、7質点系せん断型モデルとする。上部構造は弾性とする。減衰は、歪エネルギー比例型減衰とし、積層ゴム、上部構造に2%を与えた。

4.5.4 本解析

予備解析で用いた入力波と同様の波を入力した場合の応答結果を図4.31に示す。同図より、免震層の最大変位は八戸(NS)波を入力した場合に生じ、 21.1cm である。免震層の限界変位は600φの積層ゴムによって決定されるが、この変位量はせん断変形率で180%程度であり、十分な余裕を有していると言える。上部構造の応答加速度は、塔屋部分において増幅はするものの、他の階はほぼ同一の加速度レベルを示しており、建物が並進運動をしていることが判る。加速度レベルは 200cm/s^2 程度であり、入力加速度の約45~60%となっている。各層の層せん断力は設計せん断力を十分下回っており、弾性範囲にある。以上の免震建築の解析より、本建物は十分な安全性を有しているものと判断できる。

このように、免震構造では地震入力の大部分を免震部材で吸収し、上部構造に入った地震力はほぼ構造体の弾性範囲内で処理できる程度に低減される。更に、免震部材を適切に設計する事で設計時に固有周期・減衰等を定量的に設定することが可能であり、建築構造物の動的挙動を的確に予測可能となる。

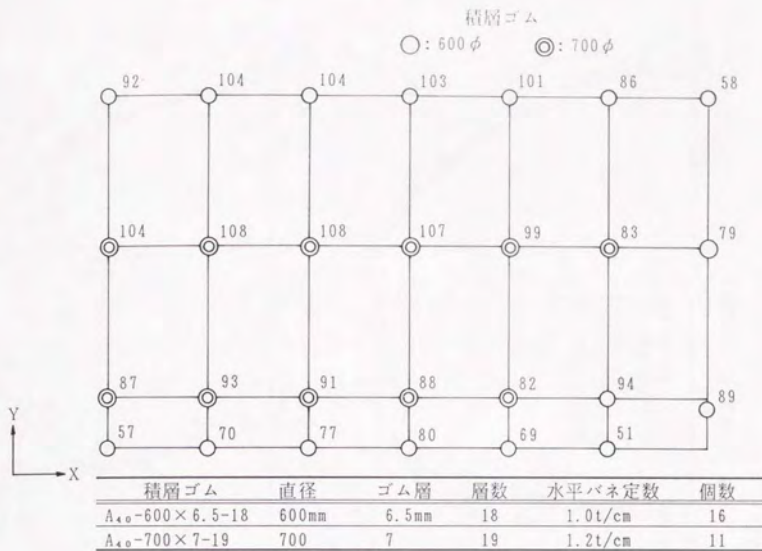


図4.29 積層ゴムの配置と面圧 (kg/cm²)

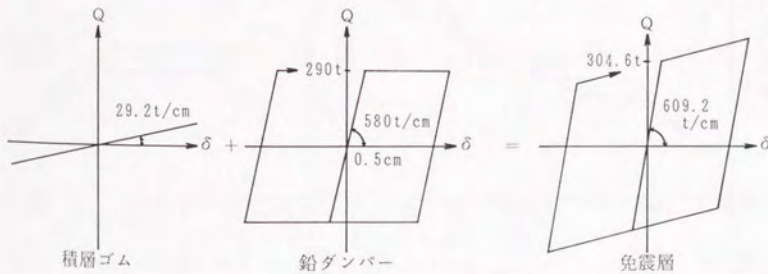


図4.30 免震層の復元力モデル

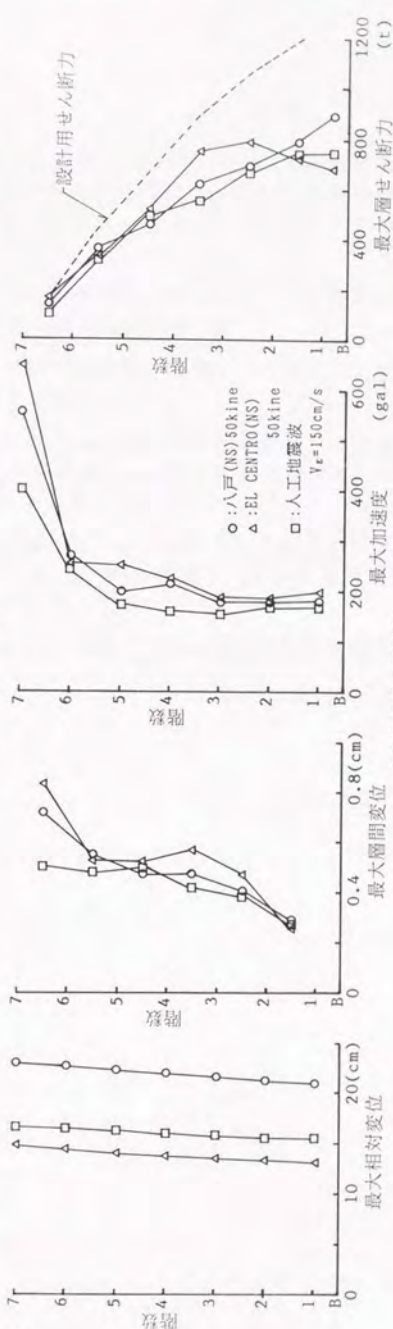
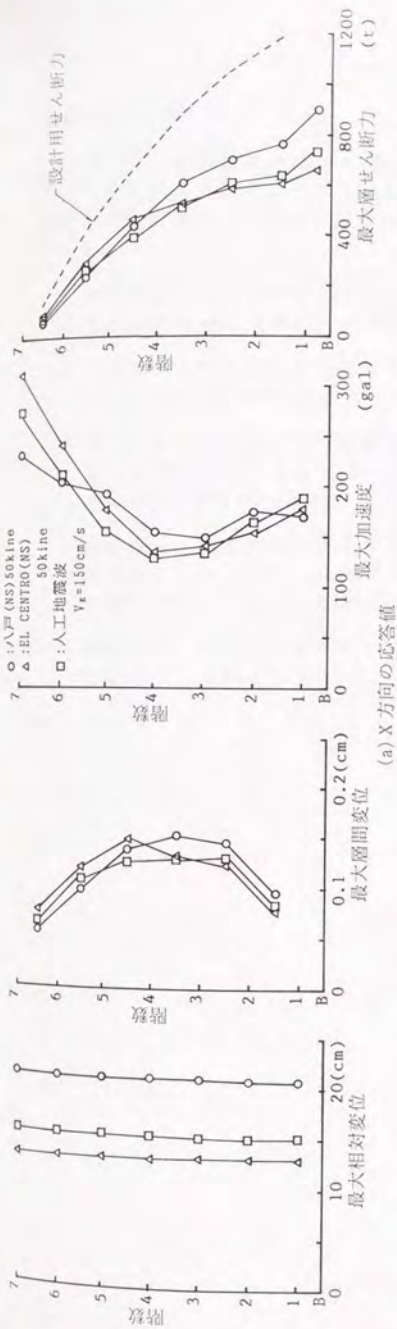


図4.31 最大応答値

4.6 まとめ

本章では、免震構造の設計に関わる応答評価について主に、入力地震動の作成手法と応答予測式について検討し、更に、実免震建築のモデルを用いた地震応答解析を行い、免震構造の特性を明らかにした。得られた知見を以下に示す。

1. 免震構造への入力地震動として、エネルギー入力量に着目して、地震波形の振幅と時間軸を適切に調整すべきことを提案した。
2. この様にして作成した地震波を用いた応答解析結果より目標とするエネルギー入力量がほぼ達成され得ることが認められた。
3. エネルギー授受に基づいた簡易設計式についてその予測の精度を応答解析により検証した。予測式は、ほとんどの場合、応答解析結果を1.0～1.6倍上回り、安全側の評価を与えることが判明した。
4. 免震部材を適切に設計する事で、建築物の動的挙動をある程度自由に設定可能となる。設定した動的特性は、実験(自由振動、強制振動実験等)により、確認する事が可能である。
5. 地震力は、大部分免震部材で吸収される為、上部構造を弾性範囲内にとどめる事が可能となる。

参考文献

1. 秋山 宏；“建築物の耐震極限設計(第2版)”，東京大学出版会，1987年
2. 小堀鐸二；“超高層建築と動的弾塑性設計”，コラム，No.6
3. 秋山 宏；“第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測”，日本建築学会構造系論文報告集，第400号，1989年6月
4. 日本建築学会；“免震構造設計指針”，1989年
5. 模擬地震動作成手法研究会；“模擬地震動作成手法の改良について”，昭和59年3月
6. 多田英之，高山峯夫，他；“免震構造に関する実物実験(その2)実験結果について”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和58年9月
7. 多田英之，酒井 章，他；“免震構造に関する実物実験(その6)実験結果の考察”，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造，I，昭和60年10月

第5章 免震建築の地震観測と シミュレーション

- 5.1 緒言
- 5.2 免震住宅の振動実験
- 5.3 免震住宅の地震観測
- 5.4 地震時挙動のシミュレーション
- 5.5 まとめ

5.1 緒言

本章は、免震構造の地震時挙動の把握、応答解析に用いるモデル化の妥当性の検証を主な目的として、千葉県八千代市に建設された免震住宅において実施された振動実験、地震観測並びにシミュレーション解析に関するものである。本免震住宅は、我国初の免震建築であり、本建物で使用されたアイソレータ、ダンパーは、2章、3章で述べたもの以外のもも含まれている。しかし、免震構造の基本的特性には変化がないと考えられ、本建物の振動実験、並びに地震観測結果は、免震構造の特性を論じる上で、工学的に十分有用であると考えられる。

振動試験では、マイクロオーダーから cm オーダーまでの免震住宅の基本応答性状を確認するために、常時微動観測、強制振動試験、自由振動試験が実施された。

地震観測は、建物竣工後から開始され、現在までに中小規模地震であるが、22回の記録が得られている。この内、基礎での観測加速度が $100gal$ を越えた記録は2回である。シミュレーション解析では、基礎で観測された地震波を入力とした場合の応答記録を観測波と比較して応答解析の妥当性について検討する。更に、解析に用いる振動モデルの違いが応答結果に与える影響についても考察する。

以上、5.2節では本免震住宅の概要と振動実験の結果について、5.3節では地震観測の概要について、5.4節では地震時応答のシミュレーションについて述べる。

5.2 免震住宅の振動実験¹⁾²⁾³⁾

5.2.1 設計意図

本建築は、実生活を行えるような仕様で全く普通の住宅としての機能を完備し、附加的に基礎と上部構造との間にアイソレータを挿入し、建物の固有周期を大きくするとともに振動減衰装置を設け、建物に作用する地震力を小さくしている。これにより、上部構造の安全性を確保するとともに、強震時に起こりがちな2次部材の破損や家具等の転倒によって生ずる、いわゆる2次災害を防ぐ事を目的として設計されたものである。

建物は、鉄筋コンクリート造2階建の住宅であるため、一応柱、梁を有するラーメン構造であるが、壁量が多く、上部構造そのものは免震装置が働かなくても十分な耐震性を有している。

免震装置としてのアイソレータは、基礎と上部構造との間に設けられた柔らかい水平バネであり、このバネ定数を変えることにより、建物としての固有周期を或る範囲で任意に設定できる。地震応答解析では、バネが柔らかい程建物への地震入力も減少の方向に向かうが、相対変位が大きくなり、又風圧等の横力によって移動しやすくなる。一方、減衰性を増せば、或る程度変形量を抑えることができるが、地震入力も増大する傾向がある。

以上の諸性質を考慮し、建物の1次固有周期を1.8秒、減衰定数約10%を設計目標とした。

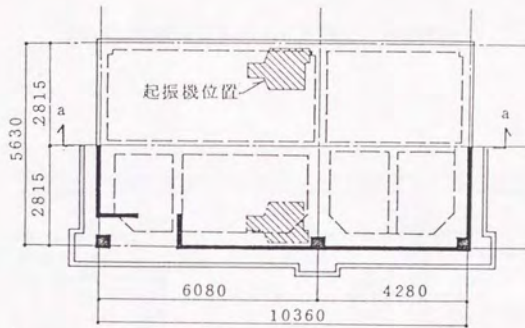
5.2.2 建物概要

本免震住宅は、GL-1.6mに現場打ち鉄筋コンクリート造のベタ基礎を設け、上部構造との間に6体の積層ゴムを設置した2階建てである。図5.1に建物の概要を示す。積層ゴムは直径30cm、高さ8.2cm(ゴム厚5mm、層数12)、ステンレス鋼板(SUS304)とゴム(硬度37)を積層加硫接着したものである。使用した積層ゴムの圧縮せん断実験により得られた水平荷重と水平変位の関係を図5.2に示す。水平バネ定数は、せん断変形率50~200%間で約0.35t/cmである。鉛直バネ定数は実験より380t/cmと得られている。尚積層ゴムは性能の劣化を適宜検査できるように取り外しが可能となっている。また性能の適合する減衰装置を選定するために以下の4種類の装置で実験を行った。

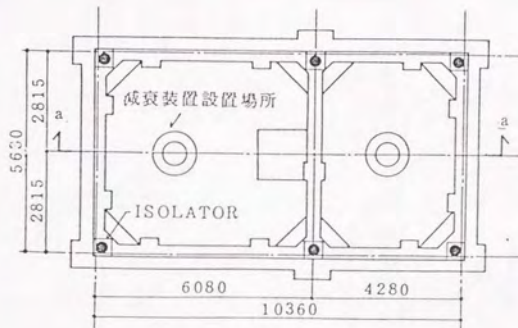
- a) 弾塑性バネ型: 図5.3(a)に示すように下部と上部構造との間に鋼棒を固定して、弾塑性バネを構成した装置。
- b) 粉粒体型: 図5.3(b)に示すように上部構造から突起させた鋼棒ロッドを下部構造に設置した砂箱に挿入し、砂の摩擦抵抗を減衰装置として利用する装置。
- c) 摩擦型-A: 図5.3(c)に示すように上部構造から突起させた鋼製ロッドを下部構造に設置した受圧板に予め設定した力で押しあて、受圧面との摩擦



(a) 立面図



(b) 1階, R階平面図



(c) 基礎平面図

図5.1 免震住宅の概要

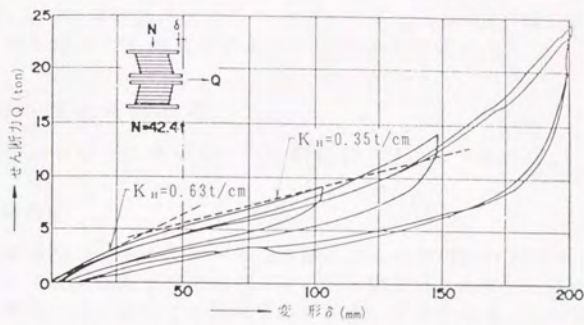


図5.2 免震住宅に用いた積層ゴムの履歴曲線

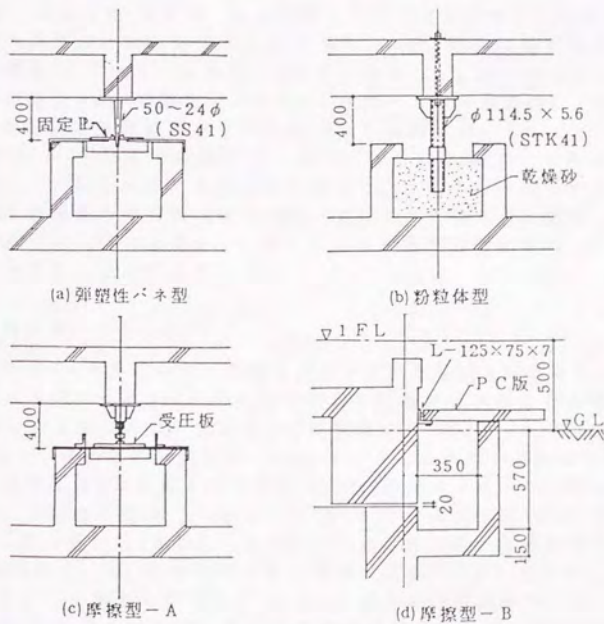


図5.3減衰装置

力を減衰機構として利用する装置。

- d) 摩擦型-B: 図5.3(d)に示すようにドライエリヤ遮蔽用PC版と側壁天端との間に働く摩擦力を減衰機構として利用する装置。

5.2.3 実験方法と結果概要

実験は、建物の躯体工事が完了した昭和58年1月に実施した。

(1) 常時微動測定

高感度常時微動計を用い、水平成分6台による多点同時計測を主とし、ロッキング量を調べる際のみ水平成分は4台、上下成分は2台とした。センサーの配置は全12種類で各々の計測時間は4分である。変位振幅は、 $3\mu\text{m}$ 程度であった。長辺方向振れの観測波形のフーリエスペクトルから求めた卓越周期は、 1.45sec であった。

(2) 起振機による強制振動実験

建物の屋上に起振機(建研型・最大起振力 $10tf$)を2台設置し、建物の長辺、短辺各並進方向及びねじれ方向の強制加振を行った。加振は減衰装置をつけない場合と摩擦型-Bを用いた場合の2通りを実施した。変位測定には、サーボ型加速度変換器3点、摺動型変位計3点、差動トランス型変位計2点を使用し、加速度測定には低容量加速度変換器18点を使用した。

主として $0.3 \sim 2.0\text{Hz}$ までの強制加振(並列・ねじれ加振)を行い応答波形を測定し、得られた波形を基に共振曲線を描いた。共振曲線のピークより求めた短辺方向並進加振時の共振点は 1.48sec 、長辺方向加振では 1.43sec 、ねじれ加振では 1.46sec と 1.13sec となっている。ねじれ加振時の振動数は、並進加振より得られる共振点と近接している。

(3) 自由振動実験

100ton 油圧ジャッキを用いて上部構造に水平変位を長辺方向に与え、予定変位で切断される様に予めノッチを入れた鋼棒を破断させ自由振動を発生させた。尚、ノッチの状態で大中小三段階の変位制御を行った。ノッチの直径は 14ϕ 、 20ϕ 、 30ϕ である。破断荷重計測には、 50ton ロードセルを用い、加振方向(長辺方向)変位・加速度は各々差動トランス型変位計(最大ストローク $\pm 250\text{mm}$)2点、及び低容量加速度変換器(最大 $5g$)4点で計測し、加振直交方向(短辺)の変位と加速度は、摺動型変位計(ストローク $\pm 50\text{mm}$)2点、及び超小型低容量加速度変換器(最大 $1g$)4点で、又、鉛直方向も同じ加速度変換器4点にて計測した。

図5.4にダンパー無しと弾塑性ダンパーの場合の変位曲線を示す。積層ゴムの最大変形量は $12 \sim 16\text{cm}$ で、せん断変形率に換算すれば、 $200 \sim 250\%$ となる。変位波形より対数減衰定数を求め、減衰定数と変位振幅の関係を示した

のが図 5.5 である。同図より、ダンパーなしと砂ダンパーの場合の減衰定数は変位に無関係にはほぼ一定で、ダンパー無しで 5~6%、砂ダンパーで 7~8% である。また、摩擦ダンパーと PC 版ダンパーの場合は変位振幅の減少とともに減衰定数は急激な増加傾向となっているのに対し、弾塑性ダンパーでは逆に変位振幅の減少と共に減衰定数も減少している。弾塑性ダンパーでは、約 10~20% の減衰定数となっている。摺動型変位計を用いて基礎部と 1 階床との短辺方向水平変位量と鉛直変位量を計測し、いずれの場合も、水平変位量は 10mm 以下、鉛直変位は 1.2mm 以下という結果を得た。変位波形より PEAK 法を用いて周期を求め、周期と変位振幅との関係を示したものが図 5.6 である。同図より、ダンパーなしと砂ダンパー及び PC 版ダンパーの場合の周期はほぼ一定しており、摩擦ダンパーにおいても 80mm 以上の変位振幅に於てほぼ一定している。何れの場合も、変位振幅が小さくなるに従い、周期は小さくなることが認められる。

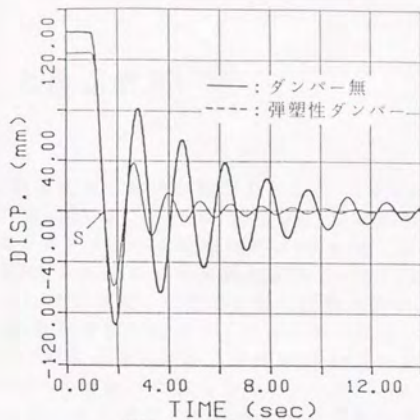


図5.4 応答変位波形

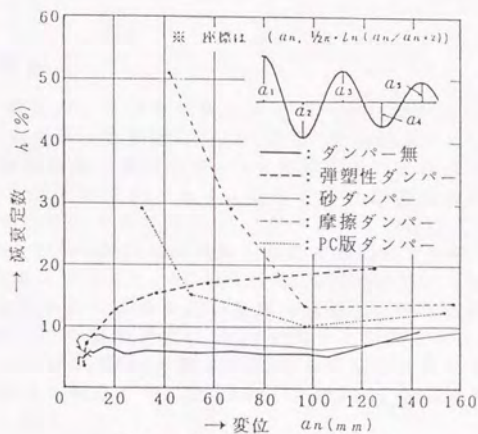


図5.5 減衰定数-変位関係図

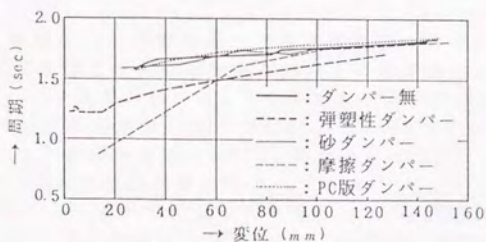


図5.6 周期-変位関係図

5.3 免震住宅の地震観測⁴⁾⁵⁾⁶⁾

5.3.1 観測概要

強震計による地震観測は、建物が竣工した昭和58年4月に3台の加速度型強震計(リオン製, SM-10A型1台, SM-10型2台)を同時連動型として設置した。更に、昭和59年3月に4台の速度型強震計(村松式, 東京測振製, VS-335型3台, VS-235型1台)を増設して地震動観測を行っている。これは、加速度及び速度計測値の互換性を検証し、変位挙動の把握に資する目的である。尚、速度計には遅延装置(遅延時間5秒)及び各チャンネル同時デジタル収録装置などを装備した。また、昭和58年6月から昭和59年11月の期間、ドライエリア遮蔽用板をPC版からベニヤ板への取り替えを行った。これは、PC版とドライエリア側壁天端との間に働く摩擦力を除去し、小規模地震においても免震システムの挙動を把握する目的で行った処置である。各計測器の配置を図5.7に示す。

5.3.2 観測地震波

現在までに、22回の中小規模地震によるデータが採取されている。表5.1と図5.8に気象庁地震津波監視課発行の「地震・火山概況」に基づいて作成した地震の概要と観測地震の震源地を示す。現地に近い千葉市での震度はIVが4回、IIIが7回、II以下が11回である。観測された22種類の地震のうち、震源が海洋深発性で比較的大きな地震(マグニチュード7以上)は、YC-840101とYC-840306である。YC-840914は長野県西部地震の記録であるが、千葉の震度はIIで、さほど大きくなかった。YC-851004は茨城千葉県境で発生した地震である。八千代市は震央から非常に近い距離に位置し、直下型地震の記録であり、最初に基礎部での観測加速度が100galを越えた地震であった。YC-871217は基礎での最大加速度が130galを越えた22回の記録中最大のもので、このときは千葉県内で被害が発生した。図5.9にYC-851004、図5.10にYC-871217の観測加速度波形を示す。

5.3.3 観測結果

図5.11には、観測された地震の最大加速度値を棒グラフにして示す。この図から、BASEにおける最大加速度が20gal以上の地震動記録は、上部構造の応答値が低減している事がわかる。その中でも、YC-851004, YC-871217, YC-880318は、加速度応答倍率(1.FL)/(BASE)が1/3~1/5程度に低減している。又、この場合上部構造の増幅も少なく、免震効果が顕著にとらえられた。基礎と上部建屋での観測加速度波形をフーリエ積分(バンドパスフィルター $f_b=0.1\text{Hz}$, $f_t=50\text{Hz}$)して求めた変位波形の差をとり、層間変形を求めた。その結果、BASEと1.FLの相対変位の最大値は、YC-871217の時、約1.2cmと

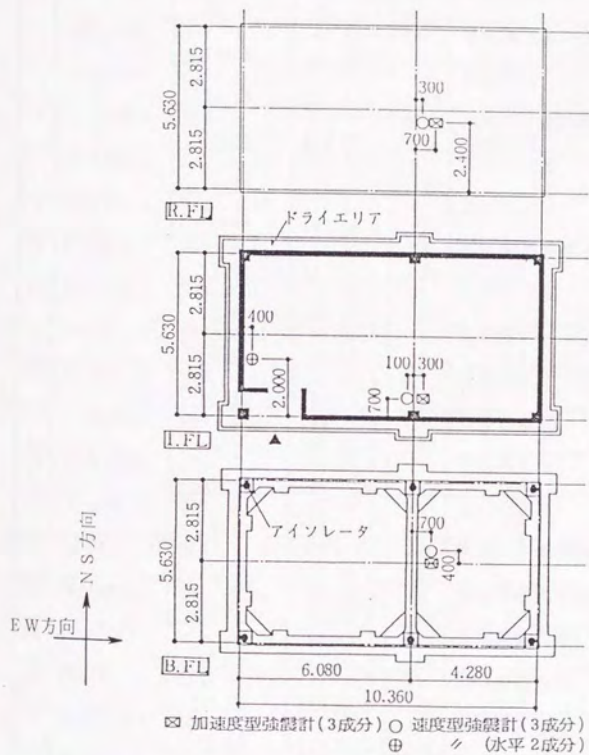


図5.7 強震計位置

表5.1 観測地震波

番号	名称	発震時 年月日時分	震源		震源地 震央地名	マグニ チュード	記録
			方位	深さ			
1	YC-830521	S58. 5. 21 19:46	35°15'N 140°24'E	30 km	千葉県東方沖	5.2	A
2	YC-830702	S58. 7. 2 7:03	36°54'N 141°54'E	50 km	福島県沖	5.8	A
3	YC-831028	S58. 10. 28 10:50	36°13'N 139°59'E	60 km	茨城県南西部	5.2	A
4	YC-840101	S59. 1. 1 18:06	33°16'N 136°59'E	400 km	東海道はるか沖	7.4	A
5	YC-840117	S59. 1. 17 20:13	36°27'N 141°13'E	40 km	茨城県沖	5.6	A
6	YC-840306	S59. 3. 6 11:18	29°28'N 139°08'E	460 km	八丈島ノ南300km 鳥島付近	7.9	A V
7	YC-840914	S59. 9. 14 8:49	35°49'N 137°34'E	2 km	長野県西部	6.8	V
8	YC-840915	S59. 9. 15 7:14	35°47'N 137°28'E	6 km	長野県西部	6.2	V
9	YC-840919	S59. 9. 19 2:02	33°56'N 141°51'E	46 km	房総半島南東沖	6.8	V
10	YC-841217	S59. 12. 17 23:49	35°36'N 140°03'E	78 km	千葉県中部	4.9	A V
11	YC-841219	S59. 12. 19 4:35	37°08'N 141°34'E	44 km	福島県沖	5.3	V
12	YC-850411	S60. 4. 11 1:26	29°58'N 139°17'E	415 km	鳥島付近	6.8	V
13	YC-850413	S60. 4. 13 1:12	35°37'N 140°07'E	72 km	千葉県中部	4.5	V
14	YC-850421	S60. 4. 21 23:29	35°46'N 140°12'E	81 km	千葉県北部	4.5	V
15	YC-850511	S60. 5. 11 19:41	37°06'N 141°36'E	45 km	福島沖東部	5.3	V
16	YC-851004	S60. 10. 4 21:26	35°53'N 140°09'E	78 km	茨城・千葉県境	6.0	A
17	YC-860624	S61. 6. 24 11:53	34°50'N 140°43'E	73 km	房総半島南東部	6.5	A
18	YC-870630	S62. 6. 30 18:17	36°12'N 140°06'E	55 km	茨城県南西部	5.1	A
19	YC-870712	S62. 7. 12 13:31	36°09'N 140°04'E	55 km	茨城県南西部	4.8	A
20	YC-871217	S62. 12. 17 14:07	35°18'N 140°29'E	48 km	千葉県東方沖	4.6	A
21	YC-880318	S63. 3. 18 5:34	35°40'N 139°39'E	99 km	東京都東部	6.0	A
22	YC-890219	S64. 2. 19 21:27	36°00'N 139°55'E	54 km	茨城県南西部	5.6	A

注) Aは加速度型強震計、Vは速度型強震計による記録が行われたことを示す。

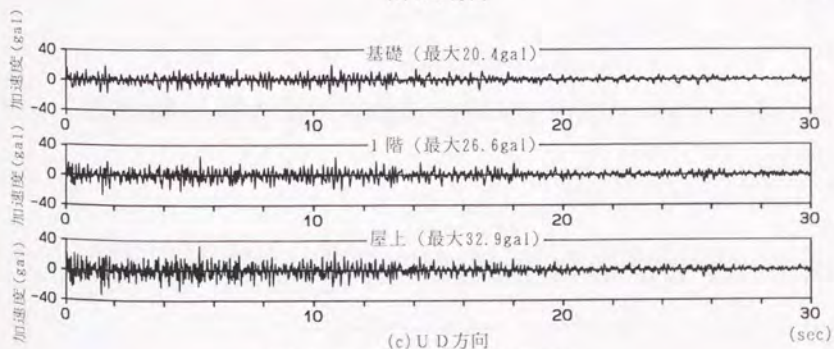
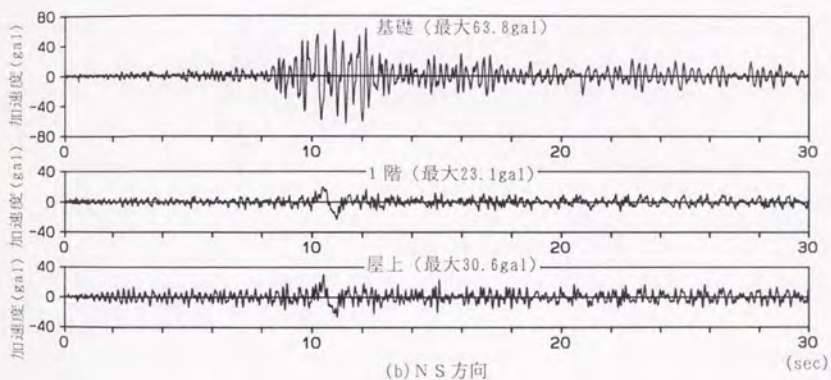
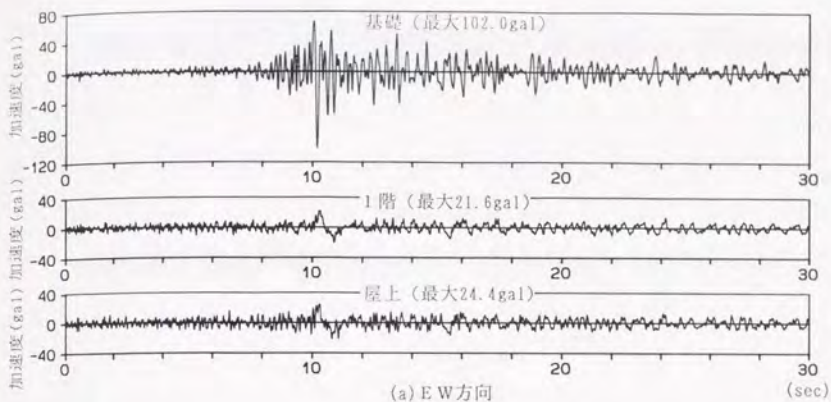
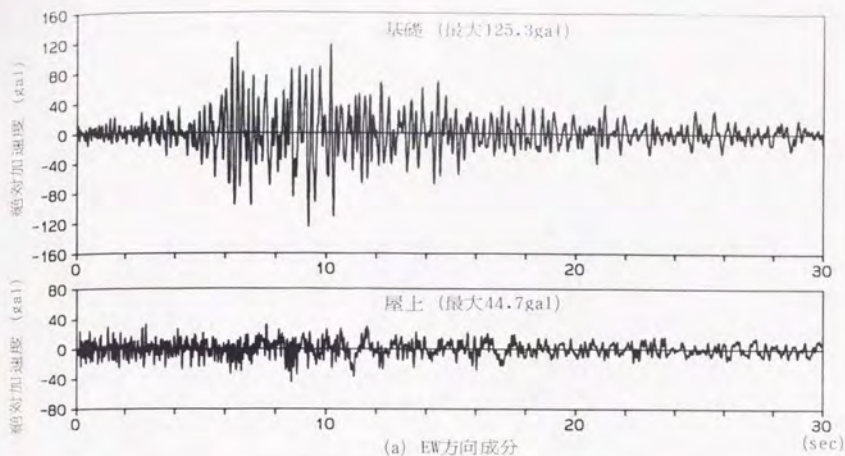
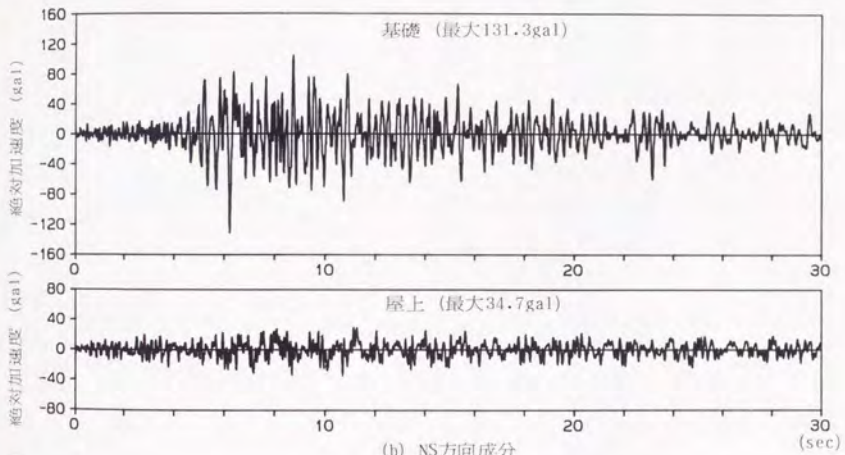


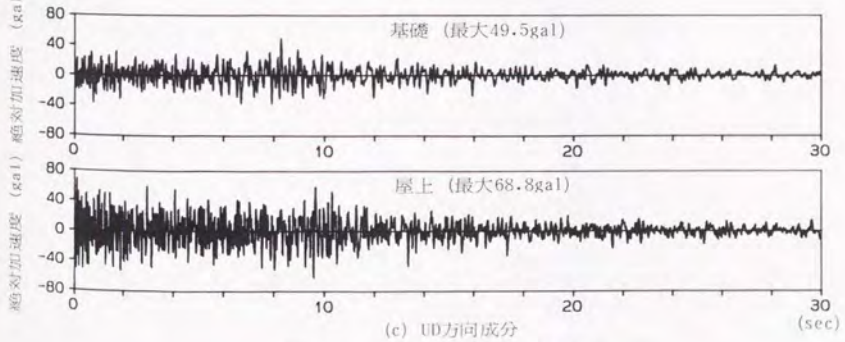
図5.9 YC-851004の観測加速度波形



(a) EW方向成分



(b) NS方向成分



(c) UD方向成分

図5.10 YC-871217の観測加速度波形

なった。

速度型強震計と加速度型強震計の同時記録が得られた地震は、YC-840306とYC-841217の2つである。この別々のシステムによって記録された波形の互換性を調べるために、それぞれの波形について微分・積分を行い、相互に比較を行った。微分・積分の処理は変位波形を求める場合と同様に、フーリエ変換を用い、周波数領域で実施し、更にバンドパスフィルター処理を行った。YC-840306のEW成分についての比較を図5.12に示す。尚、速度型強震計には遅延装置が設置されているため記録開始時間に差が生じている。同図より、微積分波形は相互に良い一致を示している。従って、ここで変位波形を求めるために使用した微分・積分の手法の妥当性、並びに観測データの信頼性が検証されたものと考えられる。

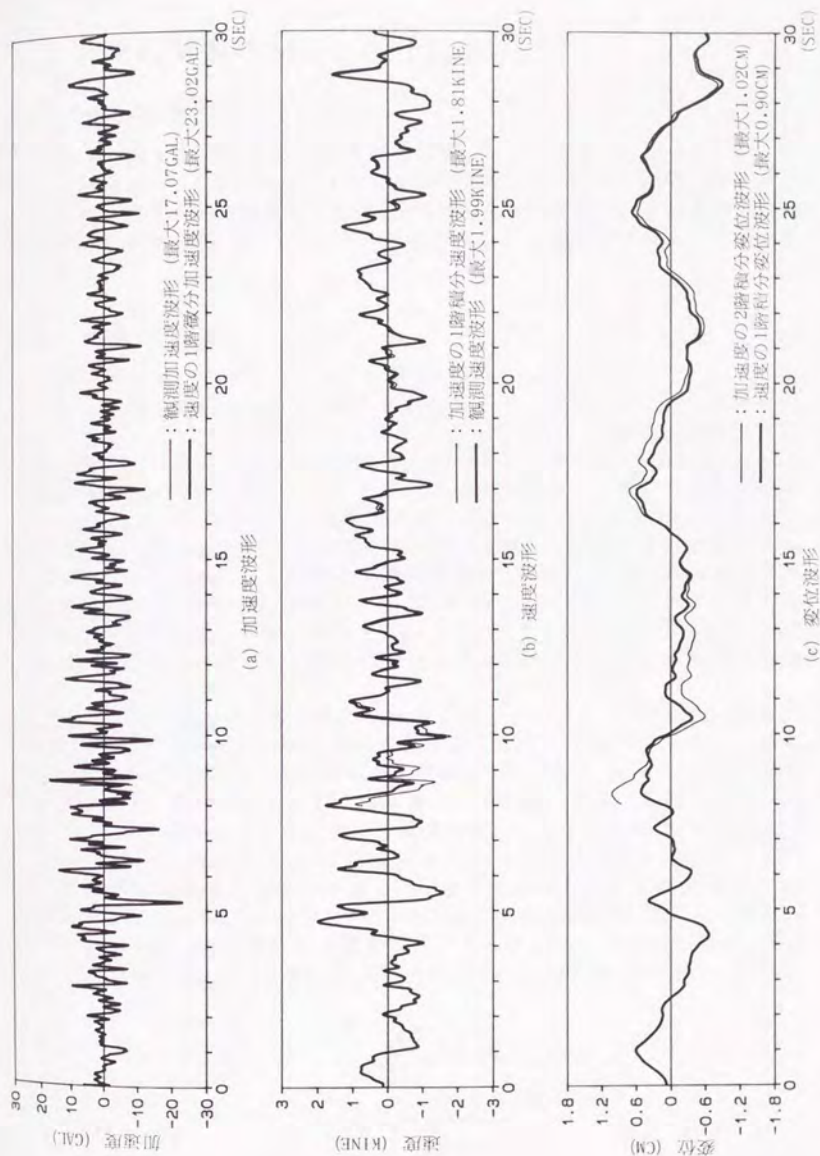


図5.12 YC-840306観測波形の微積分波形の比較 (基礎上のEW成分)

5.4 地震時挙動のシミュレーション⁷⁾⁸⁾⁹⁾

5.4.1 建物重量の計測

建物竣工後に、上部構造の全重量を計測した。計測にあたっては、各アイソレータ位置で、6台の油圧ジャッキと50tロードセルを用いて、建物を浮かして各ロードセルからの荷重を合計した。3回の測定の結果、建物重量は214tであることが判った。従って、以下の解析では、上部構造の重量として214tを用いる。

5.4.2 解析モデル

解析モデルは、モデルAとモデルBの2種類とした。

モデルAは、図5.13に示す1質点系せん断バネモデルである。上部構造の剛性がアイソレータの剛性よりも十分大きいので、上部構造が剛体並進運動のみを行うと仮定した。図5.14にせん断バネの復元力特性を示す。復元力特性の第2剛性 K_2 は、アイソレータの全水平バネ定数である。初期剛性 K_1 を $K_1=16 \times K_2$ としているのは、建物周辺のドライエリア遮蔽用PC版の摩擦を考慮した為である。アイソレータの水平バネ定数は、地震時相対変位が非常に小さいことを考慮して、圧縮せん断試験より得られた荷重-変位曲線の小変位域での剛性を用いた。図5.2より、アイソレータ1体の水平バネ定数として $0.63t/cm$ が得られ、全体の剛性を $K_2=3.8t/cm$ とした。降伏点 Q_y は、 $0.428t$ とした。粘性減衰定数として2%を考える。ダンパーが無いとした時の周期は1.5秒となる。

モデルBは、図5.15、図5.16に示すように、アイソレータ(水平方向弾塑性、鉛直方向弾性)の上に建つ弾性立体ラーメンとしたモデルである。骨組は、剛域の効果、曲げせん断、軸変形も考慮した。各床は、 x, y, θ_z の3自由度を持つ剛床とし、各階の間での柱の軸変形による高次の振動の影響を取り除くため、2階の柱梁交点に上下方向の自由度を持った質点を設け、上下振動及びロッキング振動を考慮した。アイソレータは、8本の同一のせん断バネを 22.5° 間隔で放射状に設けたMSSバネとした。図5.17にMSSバネの概念図を示す。MSS(Multiple Shear Spring)モデル¹⁰⁾は、水平面内に多数の弾塑性バネを等角度に配して、二方向耐力相関の影響を考慮できるようにしたものである。MSSモデルにおける1つのせん断バネのバネ定数 k と降伏耐力 q_y は次式となる。

$$k = \frac{K'}{\sum_{m=1}^n \cos^2(m\theta)}$$
$$q_y = \frac{Q'_y}{\sum_{m=1}^n |\cos(m\theta)|}$$

W = 21.4 ton

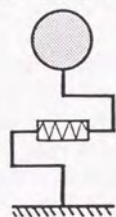


図5.13 モデルA

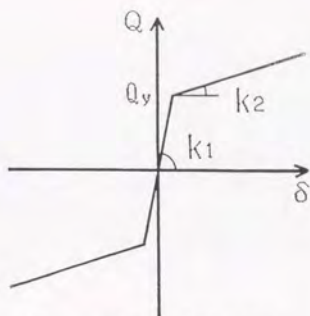


図5.14 免震層の復元力特性

立体ラーメン

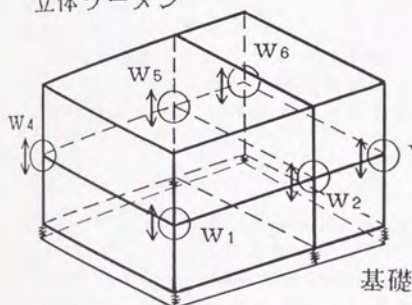


図5.15 モデルB

RF (床)

2F (床)

1F (床)

基礎

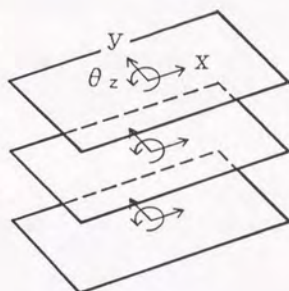


図5.16 モデルB (床の自由度)

アイソレータ

水平: MSS弾塑性バネ

鉛直: 弾性バネ

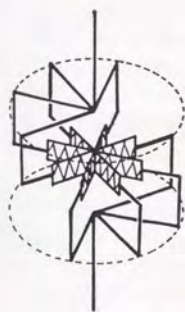


図5.17 MSSモデル

表5.2 解析モデルパラメータ

階	床重量 (t)	ねじれ用慣性モーメント (t·cm ²)
R.FL	61.8	1.12 × 10 ⁷
2.FL	89.7	1.72 × 10 ⁷
1.FL	62.5	1.03 × 10 ⁷
アイソレータ1体あたり		
水平バネ定数	K1=10.144 t/cm K2=0.634 t/cm	
鉛直バネ定数	Kv=380.0 t/cm	
減衰定数	2.0%	
上部構造		
部材のヤング率	210 t/cm ²	
せん断弾性係数	90 t/cm ²	
減衰定数	0.5%	

表5.3 モデルBの固有周期

次数	周期 (sec)
1	1.52
2	1.51
3	1.27
4	0.10
5	0.093
6	0.078
7	0.066
8	0.060
9	0.051

- ここで、 K' : MSSモデル全体のバネ定数
 Q'_y : MSSモデル全体の降伏耐力
 n : MSSモデルを構成するせん断バネの個数
 θ : 各せん断バネ間の角度(本解析では、 $\theta = 22.5^\circ$)

モデルBでは、6個のMSSバネの合計が図5.14に示す復元力特性と等しくなるように、表5.2に示す値を用いた。アイソレータと上部構造の減衰は、2%と0.5%とし、歪エネルギー比例型減衰として解析に取り入れた。表5.3にダンパーが無いとした時の固有周期を示す。1,2次が並進モード、3次が振れのモード、4,5次以上が上部構造の周期に対応する。

5.4.3 入力地震動

入力地震動は、1985年10月4日に建物基礎で記録された加速度記録(YC-851004)と1987年12月17日の加速度記録(YC-871217)である。解析では、地盤の変形等については一切考慮しておらず、各アイソレータには同一の地震動入力を行い、モデルAでは、EW成分、NS成分別々に解析を行った。今回の地震記録は決して大規模なものとは言えないが、これまで記録されてきた地震記録の中では最大のものである。

5.4.4 解析結果

図5.18と図5.19は、YC-851004記録とYC-871217記録を入力した場合のモデルA,Bによる応答加速度波形と屋上での観測波の比較である。

モデルAの解析結果を観測波と比較した結果、最大応答値に着目すると、観測波とおおむね一致していると言える。このことは、基礎免震構法の建物の地震時挙動は、剛体1次モードが卓越したものであるために、比較的単純なモデルを用いた解析においても、地震時建物の挙動をかなり説明できることを示している。しかし、観測波に含まれている高次振動成分は再現できていない。モデルBでは、この高次振動成分がよく表れており、観測波との比較においてもモデルAよりも詳細な比較が実現されている。これは、解析時にはモデルAがEW方向成分、NS方向成分別々に入力を行ったのに対し、モデルBは、建物の骨組みをそのまま解析モデルに置き換え、同時入力を行い2方向せん断力の相互作用を考慮しているなど、実物の建物により近いモデル化がなされているためであると思われる。

図5.20は、YC-851004記録を入力した場合のモデルBによる応答加速度波形と記録波形の比較である。同図は、応答加速度が最大値を示す部分を拡大して描かれている。同様に、図5.21は、YC-871217記録を入力した場合の屋上での波形の比較である。解析は、観測波の高次振動成分を良く再現している。図5.22は、YC-851004記録の場合のEW成分の解析波と観測波の応答スペクトルを示したものである。応答解析と観測波の応答スペクトルは良い対応を示している。基礎の応答値と比べ、短周期領域において免震効果が顕著である

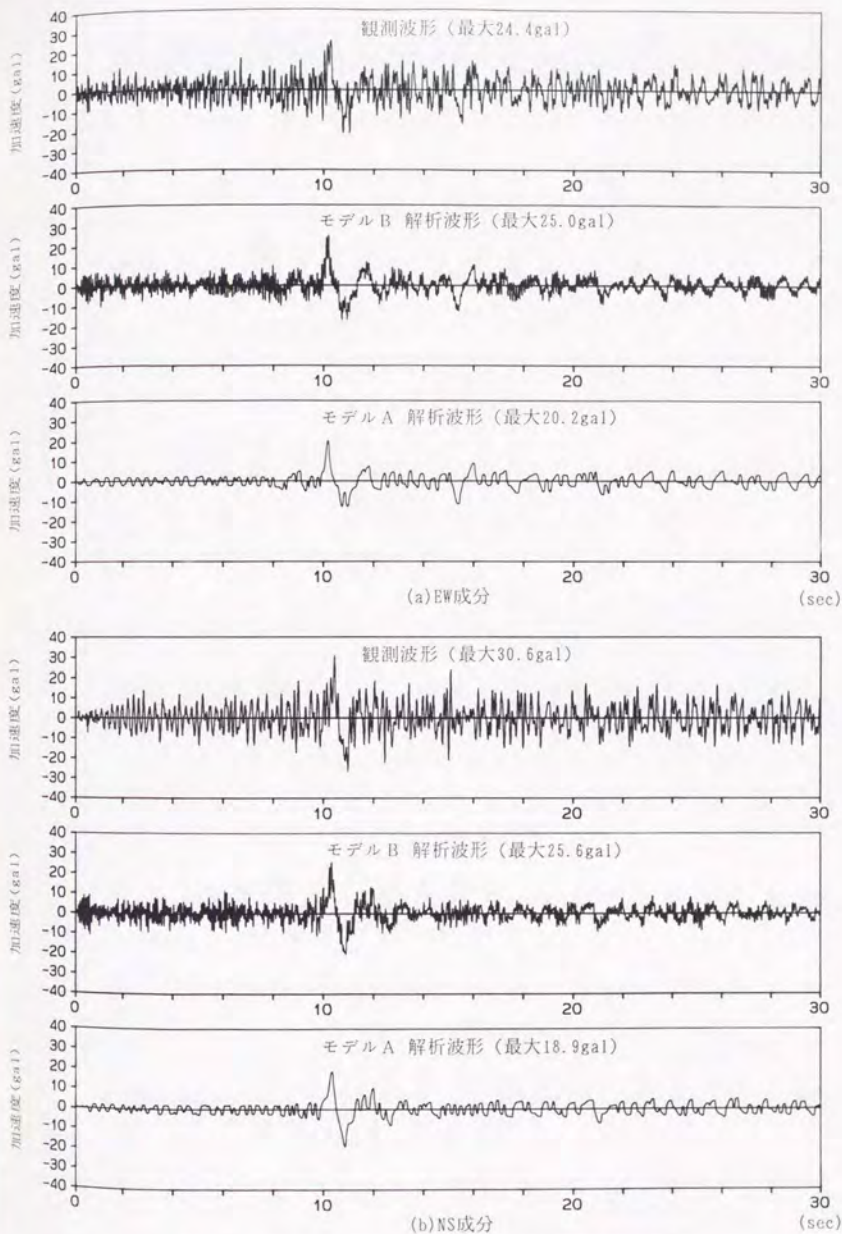


図5.18 YC-851004記録に対する解析波形と観測波形の比較

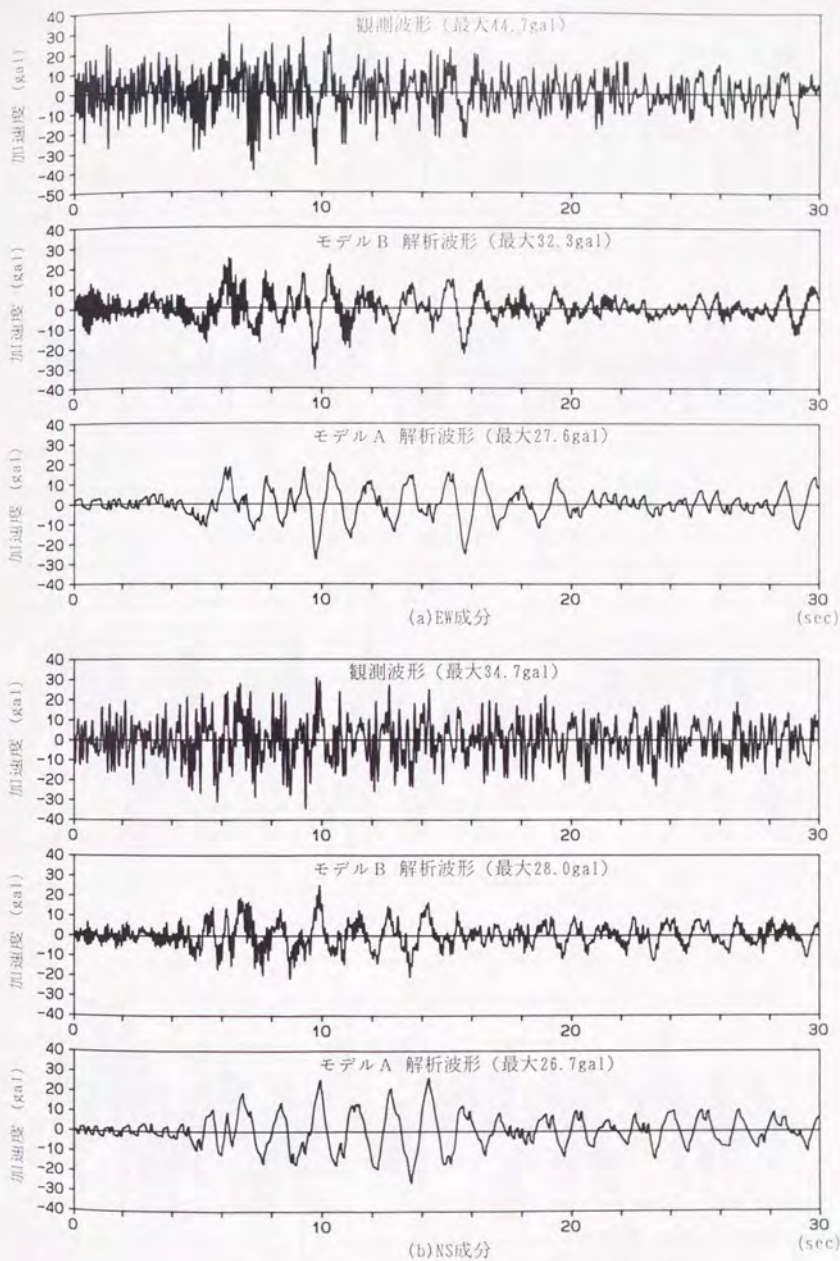


図5.19 YC-871217記録に対する解析波形と観測波形の比較

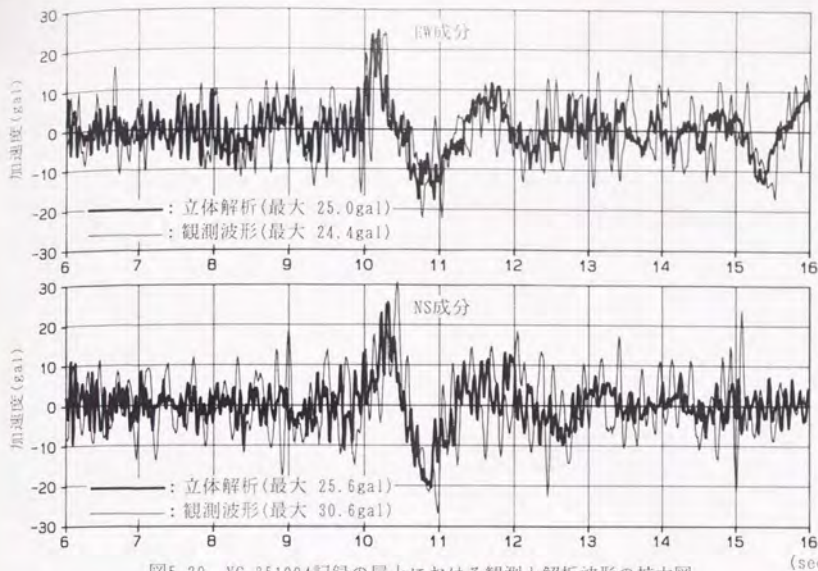


図5.20 YC-851004記録の屋上における観測と解析波形の拡大図

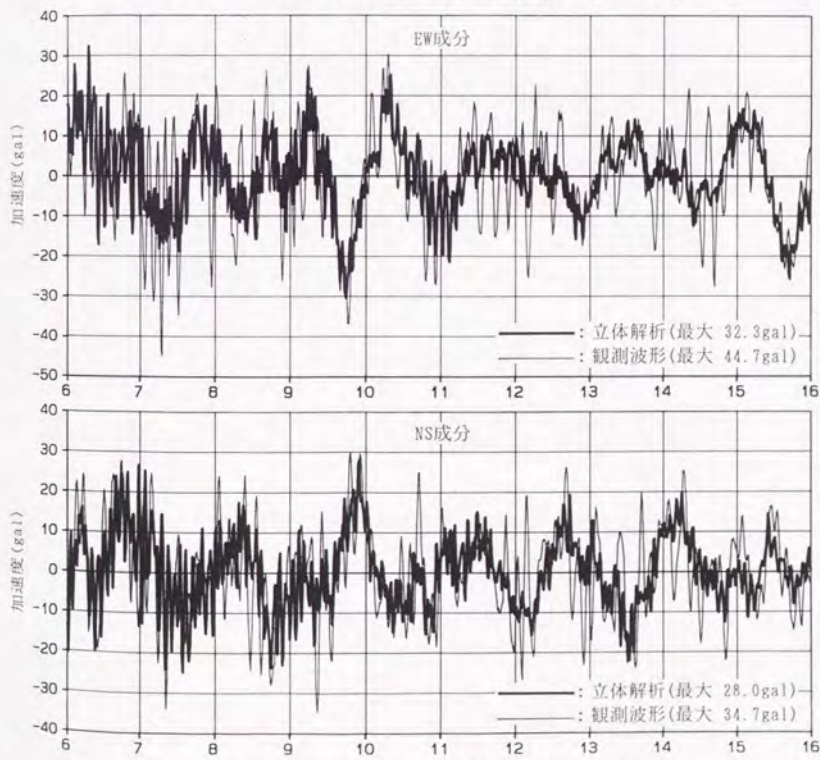


図5.21 YC-871217記録の屋上における観測と解析波形の拡大図

ことが判る。

以上より、免震構造の最大応答値に着目するのであれば、モデルAのような単純なモデルを用いても、十分な精度を有しているといえる。しかし、上部構造のフロアレスポンス等を問題とする場合には、モデルBのような、より詳細なモデルの使用が必要となるであろう。

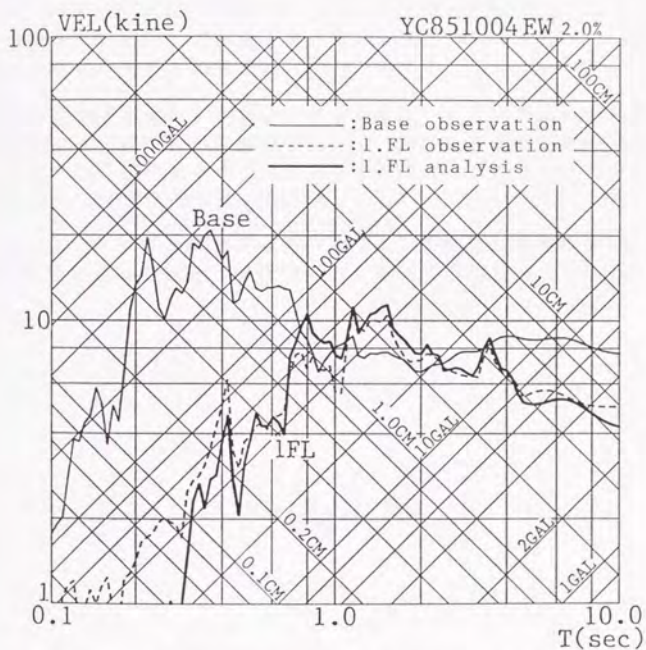


図5.22 YC-851004記録のEW成分による応答スペクトル (h=0.02)

5.5 まとめ

本免震住宅の振動実験、地震観測の結果より、以下の知見が得られた。

1. 免震住宅の振動実験の結果、ダンパーの有無、全ての条件下に於て最大変位約16cm(せん断変形率250%)を与えて振動させた結果、何れの条件下においても積層ゴムのゴム層剥離等の異常は観察されず、振動収束後の積層ゴムの復元力も確認された。
2. 本免震住宅では建物竣工後の昭和58年4月から地震動観測を実施している。現在まで、基礎部分で100galを越える2回の地震記録を含め、計22回の地震が記録されている。本住宅は、未だ大規模な地震には遭遇しておらず、観測データの評価は必ずしも高くないと思われる。しかし、中小規模地震における免震構造システムの挙動を考察する上では、有効な資料が得られたものと考えられる。
3. 立体解析モデルを用いた解析により、かなりよく本構造の地震時の挙動が説明できた。最大応答値のみならず、建物が立体ゆえに持つ振動要素を考慮する必要がある場合に、本論で用いたような立体モデルを使用する解析手法は有効であると言える。

また本論では、建物の地震観測と解析により、本構造の地震時挙動が高い精度で予測可能なことが実測、解析の両面にわたり裏付けられた。

参考文献

1. 多田英之, 高山峯夫, 他; “免震構造に関する実物実験(その1) 全体計画について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和58年9月
2. 多田英之, 高山峯夫, 他; “免震構造に関する実物実験(その2) 実験結果について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和58年9月
3. 山口昭一, 酒井章, 他; “免震構造に関する実物実験(その3) 実験結果の解析”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和58年9月
4. 多田英之, 和田章, 他; “免震構造に関する実物実験(その7) 地震動観測”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, 昭和61年8月
5. 多田英之, 酒井章, 他; “免震構造に関する実物実験(その8) 観測結果の解析的研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, 昭和61年8月
6. 高山峯夫, 酒井章, 他; “免震構造に関する実物実験(その1) 振動実験と地震観測”, 第7回日本地震工学シンポジウム, 昭和61年12月
7. 和田章, 山本和弘, 他; “免震構造に関する実物実験(その2) 3方向地震動を考慮した動的解析”, 第7回日本地震工学シンポジウム, 昭和61年12月
8. Mineo Takayama, Hideyuki Tada, Akira Wada, ; “A Research of Base Isolation System by the Enforcement Construction”, 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 1987
9. Mineo Takayama, Hideyuki Tada, Akira Wada, ; “A Practical Research of Base Isolation System”, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1987
10. 和田章, 山本和弘; “免震構造の二方向地動を考慮した動的解析”, 第10回電子計算機利用シンポジウム, 1988

第 6 章 結 論

本論文は、免震構造の設計に関する諸量の定量化を目指し、主に、積層ゴム、ダンパーの実験結果に基づく設計式の提示、免震構造の応答予測式の評価、並びに実在免震建築の地震観測の概要についてまとめたものである。以下に、その結論を述べる。

積層ゴムアイソレータは、免震構造において最も重要な構造部材である。この様な積層ゴムの特性は、実大実験により確認されねばならない。本論では、積層ゴムの特性を、主に直径 400ϕ と 500ϕ の積層ゴムを用いた圧縮、圧縮せん断実験により明らかにした。その結果、圧縮荷重の変動に対して、水平剛性の変化が殆ど無視でき、高圧縮応力度の下でも不安定現象が起きないための積層ゴムの設計条件としては、(2.18)式が満足されねばならないことが判明した。

$$\begin{aligned} 1次形状係数 & S_1 \geq 15 \\ 2次形状係数 & S_2 \geq 5 \end{aligned} \quad (2.18)$$

上式が満足される場合、積層ゴムの設計に関して以下の知見が得られた。

1. 接着型積層ゴムの限界圧縮応力度が、 $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上であることを実験により確認した。
2. 圧縮応力度が $150\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度以下の範囲では、積層ゴムの水平剛性の算出には純せん断式である(2.17)式を用いることができることを確認した。
3. 積層ゴムの鉛直剛性は(2.21)式を用いて算出できることを確認した。
4. 接着型積層ゴムの最大歪量について検討を加え、従来の提案式を修正した(2.41)式を最大歪量の予測式として提案した。(2.41)式はFEM解析により求められた最大歪度よりも若干大きめの値を予測する。
5. 積層ゴムの2年間に渡るクリープ試験と促進熱劣化試験の結果、及び耐久性に関する文献調査から、積層ゴムの耐久性は非常に優れたものであることを確認した。
6. (2.17)式の水平剛性算定式を用い免震建築物の1次固有周期と圧縮応力度との関係を明示した。これにより、直径の大きな積層ゴムを高圧縮応力度の状態で使用の方が免震効果が高い、即ち周期が伸びることを定量的に示した。
7. 高分子の分子鎖の伸びきり効果を考慮した引張変形における応力度と伸長比の関係を積層ゴムに適用した。この結果、接着型積層ゴムのハードニングまで含めた復元力特性を(2.31)式と(2.32)式により推定可能であることを示した。

8. 固着型積層ゴムを新たに開発し、その復元力特性が完全弾塑性型に近い形を示すことを明らかにした。

9. 固着型の復元力特性において、せん断耐力係数 μ と圧縮荷重 P 及びゴム層数 n との関係が次のように示されることを実験的に確認した。

$$\mu \propto P^{-\frac{2}{3}}, \quad \mu \propto n^{-1} \quad (2.46)$$

免震層の最大変形量を抑制し、フロアレスポンスを改善するためには、ダンパーを設置し、免震構造に適度な減衰を付与することが必要である。ダンパーの設計条件は、地震により系に投入される全エネルギー入力全てを吸収できるようにすることである。現在、試行されているダンパーは、1)弾塑性型、2)摩擦型、3)粘性型に分類できる。これらのダンパーは、それぞれに長所、短所を有しているが、建築部材としての信頼性、取扱い易さを考えると、現在のところ弾塑性型が最適であると思われる。本論では、鋼材と鉛材を用いた弾塑性型ダンパーを開発し、両ダンパーの実大実験により、その特性を明らかにした。ダンパーの実験とその解析から以下の知見が得られた。

1. ダンパーの復元力特性が完全弾塑性型であるとした場合、エネルギーの釣合からダンパーの累積塑性変形量が(3.3)式で推定されることを示し、(3.3)式と応答解析による結果は良い対応を示すことを確認した。
2. 免震用ダンパーとしてスチールダンパーと鉛ダンパーの2種類の弾塑性型ダンパーを開発した。両ダンパーはともに設計の自由度が高く、復元力特性を自由に設定することが可能である。両ダンパーの実物実験から免震用ダンパーに要求される性能を満足していることが認められた。
3. スチールダンパーの剛性は(3.6)式と(3.7)式、耐力は(3.10)式と(3.11)式により評価できることを確認した。
4. 鉛ダンパーの降伏耐力は、(3.13)式に示す簡単な実験式により推定できることを示した。

以上述べた積層ゴムアイソレータとダンパーを有する免震構造においては、強震時にも上部構造は弾性範囲に留める様な設計が可能となる。この場合、上部構造は免震層の最大せん断力に基づいた許容応力度設計法が適用できる。よって、免震構造の設計においては免震部材(アイソレータとダンパー)の設計が最も重要となる。免震部材の特性は実験によりほぼ完全に把握できる為、免震構造の地震応答は十分な精度で予測可能となる。従って、本論では、免震構造の設計で特に重要な免震部材に着目し、その応答評価に関連する入力地震動の取扱いと簡易設計手法による応答予測の精度について主に検討した。更に、実際の免震建築のモデルを用いた地震応答解析を実施し、免震構造の地震応答特性について考察した。検討の結果得られた知見を以下に示す。

1. 免震構造への入力地震動として、エネルギー入力量に着目して、地震波形の振幅と時間軸を適切に調整すべきことを提案した。
2. この様にして作成した地震波を用いた応答解析結果より目標とするエネルギー入力量がほぼ達成され得ることが認められた。
3. エネルギー授受に基づいた簡易設計式についてその予測の精度を応答解析により検証した。予測式は、ほとんどの場合、応答解析結果を1.0～1.6倍上回り、安全側の評価を与えることが判明した。
4. 免震部材を適切に設計する事で、建築物の動的挙動をある程度自由に設定可能となる。設定した動的特性は、実験(自由振動、強制振動実験等)により、確認する事が可能である。
5. 地震力の大部分が免震部材で吸収される為、上部構造を弾性範囲内にとどめる事が可能となる。

免震構造の地震時挙動を把握し、且つ、解析モデルの妥当性を検証するために、千葉県八千代市に実物の免震住宅が建設された。この免震住宅は、2階建鉄筋コンクリート造で、重量は214tonである。これを直径300φの積層ゴム6体で支持している。免震住宅の基本振動特性調査の為、常時微動計測、強制振動、自由振動実験を実施した。地震観測は、建物竣工時から現在まで、継続している。この免震住宅で実施された振動実験、地震観測の結果より、以下の知見が得られた。

1. 免震住宅の振動実験の結果、ダンパーの有無、全ての条件下に於て最大変位約16cm(せん断変形率250%)を与えて振動させた結果、何れの条件下においても積層ゴムのゴム層剥離等の異常は観察されず、振動収束後の積層ゴムの復元力も確認された。
2. 本免震住宅では建物竣工後の昭和58年4月から地震動観測を実施している。現在まで、基礎部分で100galを越える2回の地震記録を含め、計22回の地震が記録されている。本住宅は、未だ大規模な地震には遭遇しておらず、観測データの評価は必ずしも高くはないと思われる。しかし、中小規模地震における免震構造システムの挙動を考察する上では、有効な資料が得られたものと考えられる。
3. 立体解析モデルを用いた解析により、かなりよく本構造の地震時の挙動が説明できた。最大応答値のみならず、建物が立体ゆえに持つ振動要素を考慮する必要がある場合には、本論で用いたような立体モデルを使用する解析手法は有効であると言える。

免震構造は、地震力から建物を解放することのできる魅力的な構造システムであり、地震国日本においても地震力を考えないで建物を設計することを

可能にする構法である。この構造システムをより完全なものとするには、将来起こるであろう地震動の予測の精度を上げることはもちろん、積層ゴムやダンパーの研究・開発も続けられる必要がある。本論文で述べた固着型積層ゴムなどは、従来の接着型積層ゴムとは異なった特性を有し、免震性能の向上に寄与することが大であると考えられる。

謝 辞

本論文は、筆者が福岡大学多田研究室において多田英之教授のもとで行った一連の免震構造の研究をとりまとめたものであり、ここに深甚なる感謝の意を表します。

又、平素より終始有益な御指導と御鞭撻を賜った東京大学工学部 秋山宏教授に深謝の意を表します。論文の内容、構成に関し、有益なご指導とご助言を賜った東京大学工学部 青山博之教授、神田順助教授、東京大学地震研究所 南忠夫教授、東京大学生産技術研究所 藤田隆史教授に厚く御礼申し上げます。

本論文で述べた積層ゴム，ダンパーの実験に当たっては、供試体の提供等メーカーの御協力を得たものであり、ここに昭和電線電纜株式会社 西沢仁氏，西村保氏，新日本製鐵株式会社 佐伯英一郎氏，大阪化工株式会社 恩庄治郎氏に心から感謝いたします。

最後に本論文をまとめるにあたり御協力を頂いた福岡大学工学部 森田慶子助手並びに、多田研究室の学部学生諸君に感謝いたします。



付録

1. ゴム弾性理論
2. Haringx 理論
3. 弾性体のせん断変形時の鉛直沈下量
4. アレニウス式について
5. 簡易設計法
6. ゴムの網目構造論
7. 解析に用いた地震記録
8. 主な記号
9. 文献リスト

付録1 ゴム弾性理論¹⁾²⁾³⁾⁴⁾

積層ゴムのように両面が拘束された弾性体（円柱状のブロック）の平均応力度 σ と歪み e の関係は、見かけの縦弾性係数を E_c として、

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = E_c \cdot e \quad (\text{付 1.1})$$

と表せる。 σ_1 は両面の拘束がない場合の均一な変形成分に対応し、 σ_2 は両面が拘束されたことによって発生するせん断変形の成分に対応している。前者に対しては、

$$\sigma_1 = E_0 \cdot e \quad (\text{付 1.2})$$

ここで、 E_0 : ゴム材料のヤング率

となる。後者に対しては付図 1.1 に示すように、はらみ出し部分が放物線を描くと仮定して、以下の様に求められる。変形前後で体積が不変であるとの条件から、

$$\begin{aligned} \pi R^2 t_R &= \pi R^2 (t_R - \Delta) + \frac{4\pi u R t_R}{3} \\ \therefore u &= \frac{3R\Delta}{4t_R} \end{aligned} \quad (\text{付 1.3})$$

ここで、 R : 中心からの距離

t_R : ゴム厚

Δ : 圧縮変形量

u : はらみ出し量

が得られる。但し、 $1 - e \approx 1$, $R \gg u$ と仮定した。増分圧力 dp は古典弾性論より

$$dp = -\frac{8}{3} \left(\frac{E_0 u}{t_R^2} \right) dR \quad (\text{付 1.4})$$

となる。(付 1.3) 式を (付 1.4) 式に代入し、中心からの距離 R の位置での圧力 p を求めると、

$$\begin{aligned} p &= -\int_R^{\frac{D}{2}} dp = \int_R^{\frac{D}{2}} \left(\frac{2E_0 \Delta R}{t_R^3} \right) dR = \frac{E_0 \Delta}{t_R^3} \left(\frac{D^2}{4} - R^2 \right) \\ &= E_0 \cdot e \frac{D^2}{4t_R^2} \left(1 - \frac{4R^2}{D^2} \right) \end{aligned} \quad (\text{付 1.5})$$

となる。平均圧力 σ_2 は、全拘束面積について、 p を積分すれば求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{2}{A} \int_0^{\frac{D}{2}} \int_0^\pi p R \cdot d\theta \cdot dR = \frac{2E_0 \Delta}{A t_R^3} \int_0^{\frac{D}{2}} \int_0^\pi R \left(\frac{D^2}{4} - R^2 \right) d\theta \cdot dR \\ &= \frac{(\pi E_0 \Delta D^4)/A}{32 t_R^3} = \frac{(\pi E_0 \cdot e \cdot D^4)/A}{32 t_R^2} = \frac{E_0 \cdot e \cdot D^2}{8 t_R^2} \end{aligned} \quad (\text{付 1.6})$$

従って、全平均応力度 σ は(付1.2), (付1.6)式を(付1.1)式に代入して、

$$\sigma = E_0 \cdot e \left(1 + \frac{D^2}{8t_R^2} \right) = E_0 \cdot e(1 + 2S_1^2) \quad (\text{付1.7})$$

$$\text{ここで、} S_1 = \frac{D}{4t_R}$$

となり、圧縮変形に対する見かけの縦弾性係数 E_c が、

$$E_c = E_0(1 + 2S_1^2) \quad (\text{付1.8})$$

と得られる。最大圧縮応力度 σ_{\max} は中心部で発生し、(付1.5)式において $R=0$ とおくことで

$$\sigma_{\max} = E_0 \cdot e \left(1 + \frac{D^2}{4t_R^2} \right) = E_0 \cdot e(1 + 4S_1^2) \quad (\text{付1.9})$$

となる。これより、平均応力度 σ に対して最大応力度は S_1 が十分大きければ、約2倍となることがわかる。

一方、ゴムブロック表面におけるせん断応力度 τ は、

$$\tau = \frac{t_R}{2} \left(\frac{\partial p}{\partial R} \right) \quad (\text{付1.10})$$

によって得られるが、この為には平面保持の仮定が成り立たねばならない。この仮定は、ゴムブロックの周辺部では厳密には成立しない。しかし、ある程度薄いゴムブロックに対しては、十分適用可能であると考えられる。(付1.5), (付1.10)式より、せん断応力度は、

$$\tau = \frac{E_0 \cdot e \cdot R}{t_R}$$

と表せる。最大せん断応力度は、ブロック端部で発生し、

$$\tau_{\max} = \frac{E_0 \cdot e \cdot D}{2t_R} \quad (\text{付1.11})$$

となる。一方、(付1.3), (付1.4)式より

$$\frac{\partial^2 p}{\partial R^2} = -\frac{4E_0 \cdot e}{t_R^2}$$

となり、これを2次元の場合に拡張すれば、

$$\frac{\partial^2 p}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial Y^2} = -\frac{4E_0 \cdot e}{t_R^2} \quad (\text{付1.12})$$

と変形できる。この偏微分方程式を解き、応力分布を求めれば、

$$p = \frac{D^2 E \cdot e}{4t_R^2} \left(1 - \frac{4(X^2 + Y^2)}{D^2} \right) = E \cdot e \frac{D^2}{4t_R^2} \left(1 - \frac{4R^2}{D^2} \right)$$

が得られ、(付1.5)式と一致する。

次に両端が剛板で拘束されたゴムブロックに曲げモーメントが作用する場合、モーメント M と回転角 θ の関係は、見かけの弾性係数 E_r と断面2次モーメント I を用いて次式で与えられる。

$$M = M_1 + M_2 = \frac{E_r \cdot I \cdot \theta}{t_R}$$

ここで、 M_1 は均一な曲げ変形に関わるもので、

$$M_1 = \frac{E_0 \cdot I \cdot \theta}{t_R} \quad (\text{付 1.13})$$

となる。一方、圧力分布に関わる M_2 は、圧力関数 p によるモーメントを全面積にわたり積分することで求められる。(付1.12)式と同様に、

$$\frac{\partial^2 p}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial Y^2} = -\frac{4E_0 \cdot \theta \cdot X}{t_R^3} \quad (\text{付 1.14})$$

となり、これを解けば、

$$p = \frac{E_0 \cdot \theta \cdot D^2}{8t_R^3} \left(1 - \frac{4R^2}{D^2} \right) X \quad (\text{付 1.15})$$

ここで、 X は回転軸からの距離を表す

よって、

$$\begin{aligned} M_2 &= 2 \int_0^{\frac{D}{2}} \int_0^\pi X p R \cdot d\theta \cdot dX \\ &= \frac{E_0 \cdot \theta \cdot D^2}{4t_R^3} \int_0^{\frac{D}{2}} \int_0^\pi R^3 \left(1 - \frac{4R^2}{D^2} \right) \cos^2 \theta \cdot d\theta \cdot dR \\ &= \frac{2 E_0 \cdot I \cdot S_1^2 \cdot \theta}{3 t_R} \end{aligned} \quad (\text{付 1.16})$$

(付1.13)、(付1.16)式よりモーメントと回転角の関係は、

$$M = M_1 + M_2 = \frac{E_0 \cdot I \cdot \theta}{t_R} \left(1 + \frac{2}{3} S_1^2 \right) \quad (\text{付 1.17})$$

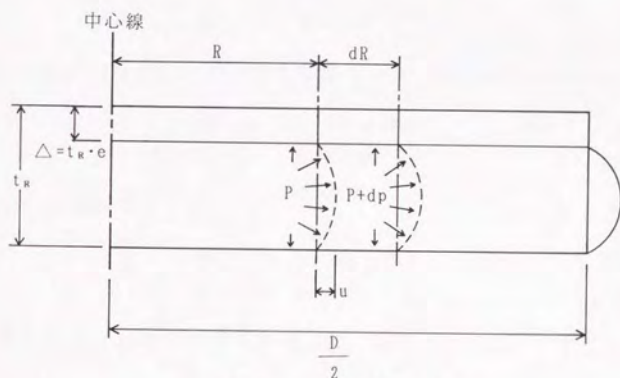
即ち、

$$E_r = E_0 \left(1 + \frac{2}{3} S_1^2 \right) \quad (\text{付 1.18})$$

となる。

参考文献

1. P. K. FREAKLEY, A. R. PAYNE ; "THEORY AND PRACTICE OF ENGINEERING WITH RUBBER", APPLIED SCIENCE PUBLISHERS LTD., 1987
2. A. N. GENT, P. B. LINDLEY ; "THE COMPRESSION OF BONDED RUBBER BLOCKS", Proc. Instn. Mech. Engrs , Vol.173, No.3,1959
3. A. N. GENT, R. L. HENRY , M. L. ROXBURY ; "INTERFACIAL STRESSES FOR BONDED RUBBER BLOCKS IN COMPRESSION AND SHEAR", JOURNAL OF APPLIED MECHANICS, DEC., 1974
4. A. N. GENT, E. A. MEINECKE ; "COMPRESSION, BENDING, AND SHEAR OF BONDED BLOCKS", POLYMER ENGINEERING AND SCIENCE, JANUARY, 1970, Vol.10, No.1



付図1.1 変形前後の状態

付録2 Haringx 理論¹⁾

付図2.1に示すような弾性体を考える。弾性体の高さは h で、圧縮荷重 P が作用している。弾性体の下部は固定されている。弾性体の上端に水平力 F が作用し、弾性体は水平方向に自由に変形する。この時、上端の回転は0とする。弾性体の水平変位を $u(x)$ 、たわみ角を $\psi(x)$ とする時、モーメント $M(x)$ とせん断力 $V(x)$ は、

$$M(x) = M_0 - Pu + H_0x \quad (\text{付2.1})$$

$$V(x) = -H_0 \cos \psi + P \sin \psi \approx -H_0 + P\psi \quad (\text{付2.2})$$

と表せる。ここで、 α を弾性体の曲げ剛性、 β をせん断剛性とすれば、

$$M(x) = \alpha \cdot \psi'(x) \quad (\text{付2.3})$$

$$V(x) = \beta \{u'(x) - \psi(x)\} \quad (\text{付2.4})$$

となる。弾性体のヤング率を E 、せん断弾性率を G 、断面2次モーメントを I 、断面積を A とすれば、曲げ剛性 α 、せん断剛性 β は次式で表せる。

$$\alpha = EI, \quad \beta = GA \quad (\text{付2.5})$$

(付2.1)と(付2.3)、(付2.2)と(付2.4)を等置すれば、次式が得られる。

$$\alpha \psi' = M_0 - Pu + H_0x \quad (\text{付2.6})$$

$$\beta(u' - \psi) = -H_0 + P\psi \quad (\text{付2.7})$$

(付2.6)、(付2.7)式を整理して、

$$\alpha \psi' + Pu = M_0 + H_0x \quad (\text{付2.8})$$

$$\beta u' - (\beta + P)\psi = -H_0 \quad (\text{付2.9})$$

(付2.9)式を微分すると、次式が得られる。

$$\psi' = \frac{\beta}{\beta + P} u'' = \frac{1}{1 + P/\beta} u'' \quad (\text{付2.10})$$

これを(付2.8)式に代入し、

$$q^2 = \frac{P}{\alpha} \left(1 + \frac{P}{\beta}\right) \quad (\text{付2.11})$$

とおけば、次式が得られる。

$$u'' + q^2 u = \frac{M_0 + H_0x}{P} q^2 \quad (\text{付2.12})$$

同様に、(付2.8)式を微分すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned}\alpha\psi'' + Pu' &= H_0 \\ \therefore u' &= \frac{H_0 - \alpha\psi''}{P}\end{aligned}$$

これを、(付2.9)式に代入すれば、

$$\psi'' + q^2\psi = \frac{H_0}{P}q^2 \quad (\text{付2.13})$$

(付2.12)、(付2.13)式の一般解は次のようにおける。

$$u(x) = A \cos(qx) + B \sin(qx) + \frac{M_0}{P} + \frac{H_0}{P}x \quad (\text{付2.14})$$

$$\psi(x) = C \cos(qx) + D \sin(qx) + \frac{H_0}{P} \quad (\text{付2.15})$$

(付2.10)式に(付2.14)(付2.15)を代入すれば、

$$C = \frac{P}{\alpha q}B, \quad D = -\frac{P}{\alpha q}A \quad (\text{付2.16})$$

となり、(付2.15)式は次のように書き換えられる。

$$\psi(x) = \frac{P}{\alpha q}B \cos(qx) - \frac{P}{\alpha q}A \sin(qx) + \frac{H_0}{P} \quad (\text{付2.17})$$

境界条件は、

$$u(0) = 0, \quad \psi(0) = \psi(h) = 0, \quad H_0 = F \quad (\text{付2.18})$$

となり、これを用いて未定係数は、

$$B = -\frac{H_0}{P^2}\alpha q \quad (\text{付2.19})$$

$$A = -\frac{M_0}{P} = \frac{H_0\alpha q}{P^2} \frac{1 - \cos(qh)}{\sin(qh)}$$

と与えられる。(付2.19)式を(付2.14)式に代入し、頂部変形($x=h$)を求める。

$$\begin{aligned}u(h) &= -\frac{H_0\alpha q}{P^2} \frac{(1 - \cos(qh))^2}{\sin(qh)} - \frac{H_0}{P} \left(\frac{\alpha q}{P} \sin(qh) - h \right) \\ &= \frac{F}{P} \left[\frac{2\alpha q}{P} \frac{1 - \cos(qh)}{\sin(qh)} - h \right] \\ &= \frac{F}{P^2} \left[2\alpha q \cdot \tan\left(\frac{qh}{2}\right) - Ph \right]\end{aligned}$$

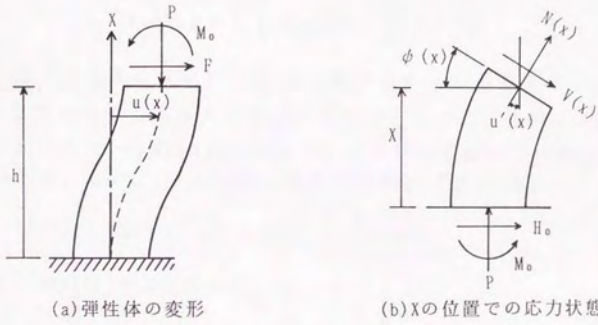
よって、水平バネ定数 K_H は

$$K_H = \frac{F}{u(h)} = \frac{P^2}{2\alpha q \tan\left(\frac{qh}{2}\right) - Ph} \quad (\text{付2.20})$$

となる。

参考文献

1. J. A. HARINGX; "ON HIGHLY COMPRESSIBLE HELICAL SPRINGS AND RUBBER RODS, AND THEIR APPLICATION FOR VIBRATION-FREE MOUNTINGS, (I), (II), (III)", Philips Research Reports, Vol.3, 1948 & Vol.4, 1949



付図2.1 Haringxの弾性体

付録3 弾性体のせん断変形時の鉛直沈下量¹⁾

付録2で考えた弾性体について、せん断変形時の鉛直沈下量を求める。弾性体の全内部エネルギー W は、

$$W = \frac{1}{2} \int_0^h M(x) \psi'(x) dx + \frac{1}{2} \int_0^h V(x) \{u'(x) - \psi(x)\} dx \quad (\text{付 3.1})$$

と表せる。上式に(付2.1)式と(付2.2)式を代入する。

$$W = \frac{1}{2} \int_0^h \{M_0 - Pu(x) + H_0 x\} \psi'(x) dx + \frac{1}{2} \int_0^h \{P\psi(x) - H_0\} \{u'(x) - \psi(x)\} dx \quad (\text{付 3.2})$$

(付3.2)式を(付2.18)式の境界条件を考慮しながら、積分すれば、

$$W = \frac{1}{2} Fu(h) + P \int_0^h \left\{ u'(x) \psi(x) - \frac{1}{2} \psi^2(x) \right\} dx \quad (\text{付 3.3})$$

が得られる。(付3.3)式右辺の第1項は、せん断変形による歪エネルギーを表し、第2項は鉛直荷重による歪エネルギーを表している。ここで、右辺第2項に $\frac{1}{2}$ が乗じられていないのは、付図3.1に示すようにせん断変形時にも圧縮荷重は変化しない為である。よって、せん断変形に伴う鉛直沈下量 Δh は、

$$\Delta h = \int_0^h \left\{ u'(x) \psi(x) - \frac{1}{2} \psi^2(x) \right\} dx \quad (\text{付 3.4})$$

で与えられる。 $u'(x)$ は(付2.9)式より、

$$u'(x) = \left(1 + \frac{P}{\beta} \right) \psi(x) + \frac{F}{\beta} \quad (\text{付 3.5})$$

となり、これを(付3.4)式に代入すれば、

$$\Delta h = \frac{F}{\beta} \int_0^h \psi(x) dx + \left(\frac{P}{\beta} + \frac{1}{2} \right) \int_0^h \psi^2(x) dx \quad (\text{付 3.6})$$

が得られる。ここで、 $\psi(x)$ は(付2.17)式、(付2.19)式より、次式で表せる。

$$\psi(x) = \frac{F}{P} \left\{ \cos(qx) + \tan\left(\frac{qh}{2}\right) \sin(qx) - 1 \right\} \quad (\text{付 3.7})$$

従って、(付3.7)式を(付3.6)式に代入して積分すれば、結果として次式が得られる。

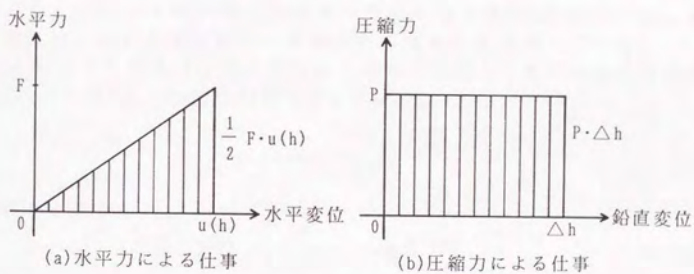
$$\Delta h = \left(\frac{F}{P} \right)^2 \frac{1}{2q} \left[\left(1 + \frac{2P}{\beta} \right) \left\{ \frac{qh}{2} (1 + T^2) - S + TC(1 - C) + \frac{1}{2} (1 - T^2) SC \right\} - \frac{1}{2} S + \frac{qh}{2} - \frac{T}{2} (1 - C) \right] \quad (\text{付 3.8})$$

ここで、 $C = \cos(qh)$, $S = \sin(qh)$, $T = \tan\left(\frac{qh}{2}\right)$,

$$q = \sqrt{\frac{P}{\alpha} \left(1 + \frac{P}{\beta}\right)}$$

参考文献

1. CHAN GHEE KOH, JAMES M. KELLY; "EFFECTS OF AXIAL LOAD ON ELASTOMERIC ISOLATION BEARINGS", PB Report, PB-88-179015, 1987 (Report No. UCB/EERC-86/12, Nov., 1987)



付図3.1 弾性体の内部エネルギー

付録4 アレニウス式について¹⁾

促進劣化処理は、1899年にS.A.Arrheniusにより提唱された、化学反応速度と温度依存性との関係を表す次式を基本にしている。

$$\frac{d \ln(k)}{dT} = \frac{E}{RT^2} \quad (\text{付 4.1})$$

これを積分した次式がアレニウス式として多用されているものである。

$$k = A \cdot \exp\left(-\frac{E}{RT}\right) \quad (\text{付 4.2})$$

ここで、 k : 反応速度定数

A : 温度には、殆ど依存しない定数(頻度因子)

E : 活性化エネルギー

R : 気体定数(1,986cal/mol·K)

T : 絶対温度

(付4.2)式は、活性化エネルギー以外の運動エネルギーを持った分子の衝突が反応を引き起こし、そのようなエネルギーをもつ分子の割合は $\exp(-E/RT)$ に比例し、且つ温度が上昇するほどにその割合が高くなることを示している。

積層ゴムの劣化メカニズムを化学反応と同様に見做し、アレニウス式に従うとすれば、(付4.2)式より劣化時間を t とおいて、

$$\frac{1}{t} = A \cdot \exp\left(-\frac{E}{RT}\right)$$

両辺の対数をとれば、

$$\log t = \frac{E}{2.303RT} - \log A \quad (\text{付 4.3})$$

が得られる。

積層ゴムの使用环境温度 $T_0(K)$ における使用時間 t_0 と、熱劣化の温度 $T(K)$ における劣化時間 t との間にも、(付4.3)式が成立するものとすれば、

$$\log t_0 = \frac{E}{2.303RT_0} - \log A \quad (\text{付 4.4})$$

$$\log t = \frac{E}{2.303RT} - \log A$$

と書ける。よって、(付4.4)式より

$$t = t_0 \times 10^{-E(1/T_0 - 1/T)/2.303R} \quad (\text{付 4.5})$$

という関係が得られる。

ここで、積層ゴムの使用時間を80年(29,200時間)、使用環境温度 T_0 を288K(15°C)、293K(20°C)、298K(25°C)の3通りとした場合の劣化時間 t を算出する。ゴムの活性化エネルギーを E を21.6kcal/mol、劣化温度 T_0 を373K(100°C)と仮定すれば、必要な劣化時間 t は、

使用環境温度 T_0	288K	293K	298K
劣化時間 t	5.4日	10.2日	19.0日

となる。環境温度の設定の違いにより、劣化時間 t には2倍近い差が生じる。又、アレニウス式に基づいて劣化試験の条件を設定するということは、ある一つの劣化メカニズムを想定していることに相当し、その想定した劣化のメカニズムが試験温度範囲内で、変化しないことを基本にしている。

参考文献

1. 日本ゴム協会編; “ゴム試験法”, 昭和55年11月

付録5 簡易設計法¹⁾

積層ゴムとダンパーが用いられた場合の、免震層の応答予測を行う。免震層が最大水平変位を示す時刻を t_m とすれば、この時のエネルギーの約合式は次式で表せる。

$$W_e(t_m) + W_p(t_m) = E(t_m) \quad (\text{付 5.1})$$

ここで、 $W_e(t_m)$: 時刻 t_m での弾性振動エネルギー

$W_p(t_m)$: 時刻 t_m での塑性歪エネルギー

$E(t_m)$: 時刻 t_m までに地震により投入される
入力エネルギーの総量

構造物の耐震安全性を論じるような強震時には、系の塑性歪エネルギーが総エネルギー入力に占める割合が高くなり、エネルギー入力 $E(t)$ は時間に対し単調増加の関数となる。従って、(付5.1)式において地震終了時のエネルギー入力 $E(t_0)$ を $E(t_m)$ の代わりに用いることは耐震安全性の安全側の評価につながる。従って、(付5.1)式は

$$W_e(t_m) + W_p(t_m) = E(t_0) \quad (\text{付 5.2})$$

とおける。

系の弾性振動エネルギーは、上部構造の応答が非常に小さいことから、積層ゴムの弾性振動エネルギーに等しくなり、次式により求められる。

$$W_e(t_m) = \frac{1}{2} Q_{max} \delta_{max} = \frac{Q_{max}^2}{2k_f} \quad (\text{付 5.3})$$

ここで、 δ_{max} : 時刻 t_m での最大変位の絶対値、

k_f : 積層ゴムの水平バネ定数

ダンパーが存在しないとしたときの、免震建築の周期 T_f は、次式で求められる。

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_f}} \quad (\text{付 5.4})$$

積層ゴムのせん断力係数 α_f は

$$\alpha_f = \frac{Q_{max}}{M \cdot g} \quad (\text{付 5.5})$$

(付5.4)(付5.5)式を(付5.3)式に代入すれば

$$W_e(t_m) = \frac{Mg^2 T_f^2 \alpha_f^2}{4\pi^2} \frac{1}{2} \quad (\text{付 5.6})$$

となる。 $t = t_m$ におけるダンパーの累積塑性変形量を δ_{pm} とし、

$Q_{max} = k_f \cdot \delta_{max}$, $Q_y = \delta_y k_s$, $\delta_{pm} = 2\bar{\eta}_m \delta_y$, $\delta_{max} = (\bar{\mu}_m + 1)\delta_y$ を考慮すれば、 $W_p(t_m)/W_e(t_m)$ は次式となる。

$$\frac{W_p(t_m)}{W_e(t_m)} = \frac{Q_y \delta_{pm}}{Q_{max} \delta_{max} / 2} = \frac{4\bar{\eta}_m}{(\bar{\mu}_m + 1)^2} k_{s,f} \quad (\text{付 5.7})$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 k_{sf} &= k_s/k_f \\
 k_s &: \text{ダンパーの剛性} \\
 \bar{\mu}_m &: t=t_m \text{に於ける平均塑性変形倍率} \\
 &= (\delta_{max}^+ + \delta_{max}^-)/2\delta_y - 1 \\
 \bar{\eta}_m &: t=t_m \text{に於ける平均累積塑性変形倍率} \\
 &= (\delta_p^+ + \delta_p^-)/2\delta_y \\
 \delta_p^+, \delta_p^- &: \text{正, 負側の累積塑性変形量} \\
 \delta_{max}^+, \delta_{max}^- &: \text{正, 負側の最大変形量} \\
 \delta_y &: \text{ダンパーの降伏変位}
 \end{aligned}$$

(付5.6)式と(付5.7)式を(付5.2)式に代入し、 $E(t_0) = MV_E^2/2$ とすれば、

$$\alpha_f^2 \left(1 + \frac{4\bar{\eta}_m}{(\bar{\mu}_m + 1)^2} k_{sf} \right) = \left(\frac{2\pi V_E}{g \cdot T_f} \right)^2 \quad (\text{付5.8})$$

ここで、上式の右辺の $(2\pi V_E)/(g \cdot T_f)$ は(2.4)式より、ダンパーがない場合の積層ゴムの最大せん断力係数に相当する。これを、 $\alpha_0 = (2\pi V_E)/(g \cdot T_f)$ とおけば、

$$\left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right)^2 = \frac{1}{1 + \frac{4\bar{\eta}_m}{(\bar{\mu}_m + 1)^2} k_{sf}} \quad (\text{付5.9})$$

が得られる。

ここで、応答解析の結果から、免震層が最大変形となる時の平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_m$ と平均塑性変形倍率 $\bar{\mu}_m$ の関係が、平均的に次式で与えられることが判っている。

$$\bar{\eta}_m = 4\bar{\mu}_m \quad (\text{付5.10})$$

これを(付5.9)式に代入すれば、 α_f/α_0 が次のように求められる。

$$\left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right) = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{16\bar{\mu}_m}{(\bar{\mu}_m + 1)^2} k_{sf}}} \quad (\text{付5.11})$$

一方、 $\bar{\mu}_m + 1$ は、

$$\bar{\mu}_m + 1 = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} = \frac{T_f V_E \alpha_f}{2\pi \delta_y \alpha_0} \quad (\text{付5.12})$$

である。(付5.11)式と(付5.12)式を用いて、繰返し計算を行うことで、 α_f と δ_{max} を決定することができる。尚、(付5.11)(付5.12)式において、 $\bar{\mu}_m \gg 1$ であるとすれば、これは、 $\bar{\mu}_m + 1 \approx \bar{\mu}_m$ と置くことができ、(付5.11)式より、

$$\left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right)^2 = \frac{1}{1 + \frac{32\pi \delta_y k_{sf} \alpha_0}{T_f V_E \alpha_f}} \quad (\text{付5.13})$$

が得られ、これを α_f/α_0 について解けば

$$\left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0}\right) = -a + \sqrt{a^2 + 1} \quad (\text{付 5.14})$$

$$\text{ここで、} a = \frac{16\pi\delta_y k_s f}{T_f V_E} = \frac{4gT_f \alpha_s}{\pi V_E} \quad (\text{付 5.15})$$

が得られる。これを(付 5.12)式に代入すれば、最大変形 δ_{max} を求めることができる。

以上より、免震層の最大せん断力係数 α_1 は

$$\alpha_1 = \alpha_s + \alpha_f \quad (\text{付 5.16})$$

となり、弾塑性ダンパーを用いた場合の最大変形量と第1層の最大層せん断力係数の予測式を得ることが出来た。

付図 5.1 と付図 5.2 は、周期 T_f を横軸に取り、最大変形量 δ_{max} と最大せん断力係数 α_1 の変化を、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s をパラメータとして描いたものである。 $V_E = 100\text{cm/s}$ としている。同図よりダンパーがある場合の最大変形は周期によらずほぼ一定となることがわかる。せん断力係数 α_1 が最小となるような α_s は周期 T_f により変化していることが判る。

そこで、第1層の層せん断係数の α_1 の最小値を与えるダンパーの降伏せん断力係数 α_s を求める。(付 5.14)式より積層ゴムのせん断力係数 α_f は、

$$\alpha_f = -8\alpha_s + \sqrt{64\alpha_s^2 + \alpha_0^2} \quad (\text{付 5.17})$$

よって(付 5.16)式より第1層のせん断力係数は α_s の関数として次式により表される。

$$\alpha_1 = f(\alpha_s) = \sqrt{64\alpha_s^2 + \alpha_0^2} - 7\alpha_s \quad (\text{付 5.18})$$

$$\text{ここで、} \alpha_0 = \frac{2\pi V_E}{T_f \cdot g}$$

α_1 が極小値をとる時の α_s を α_{s0} とおく。 α_{s0} は、 $f'(\alpha_s) = 0$ として求められる。よって、

$$\alpha_{s0} = 0.2259\alpha_0 \approx 0.00145 \frac{V_E}{T_f} \quad (\text{付 5.19})$$

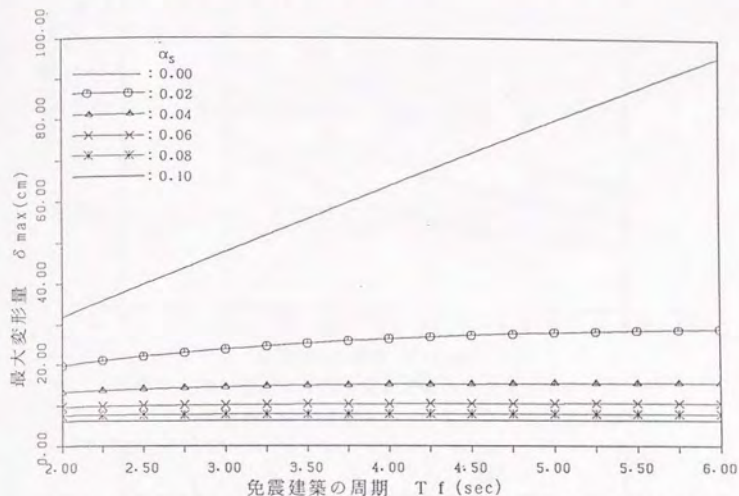
であり、この時の第1層のせん断力係数の最小値 α_{1min} は、(付 5.19)式の α_{s0} を(付 5.18)式に代入して、

$$\alpha_{1min} = 0.4841\alpha_0 \approx 0.00310 \frac{V_E}{T_f} \quad (\text{付 5.20})$$

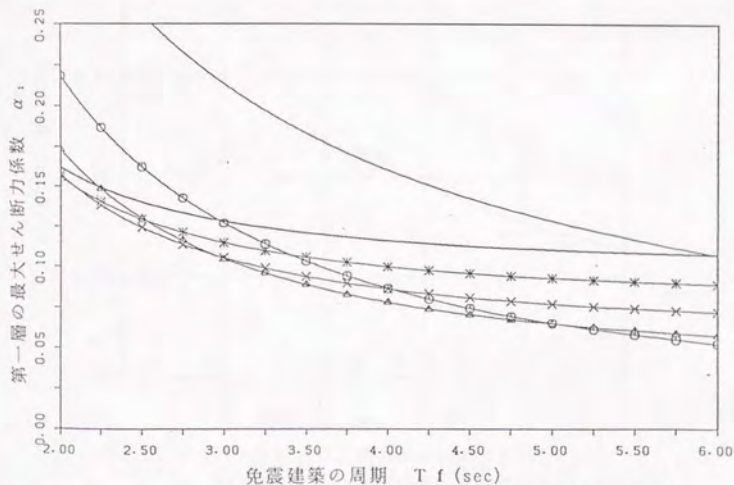
と得られる。従って、 α_1 が最小となる時の α_{s0} は、 V_E と T_f のみで決定されることになる。付図 5.3 には、 T_f と α_{s0} 、付図 5.4 には、 T_f と α_{1min} の関係を示す。両図より、免震建築の周期 T_f とエネルギー入力速度換算値 V_E が決定されれば、付図 5.3 と付図 5.4 より、ダンパーの最適な降伏せん断力係数とそのときの第1層のせん断力係数が求められる。

参考文献

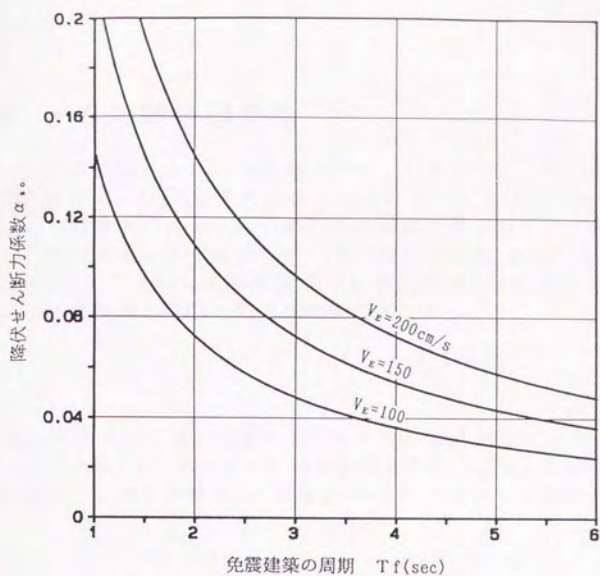
1. 秋山 宏；“第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測”，日本建築学会構造系論文集，第400号，1989年6月



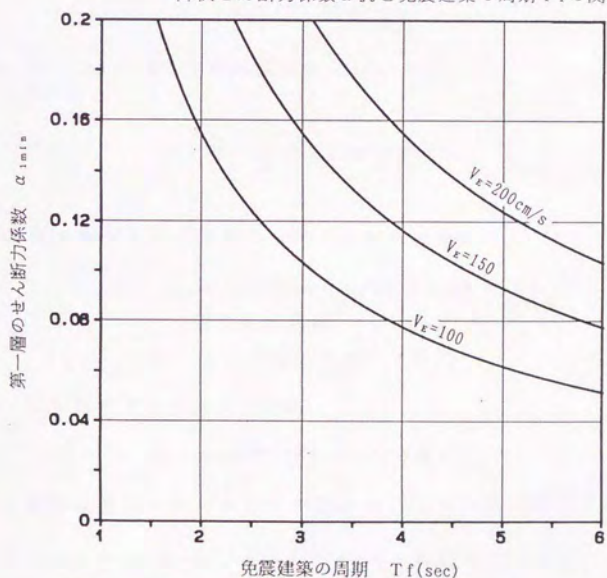
付図5.1 免震建築の周期 T_f と最大変形量 δ_{max} の関係 ($VE=100\text{cm/s}$ の場合)



付図5.2 免震建築の周期 T_f とせん断力係数 α_1 の関係 ($VE=100\text{cm/s}$ の場合)



免震建築の周期 Tf (sec)
 付図5.3 第一層のせん断力係数を最小とするダンパーの
 降伏せん断力係数 α_{s0} と免震建築の周期 Tf の関係



免震建築の周期 Tf (sec)
 付図5.4 ダンパーの降伏せん断力が α_{s0} のときの
 第一層のせん断力係数と免震建築の固有周期 Tf の関係

付録6 ゴムの網目構造論¹⁾²⁾³⁾

付図6.1の様に立方体のゴム固体を考え、その内部に1本の分子鎖を考える。この固体を X_1, X_2, X_3 方向に伸長比がそれぞれ $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ で伸長した場合を考える。この固体の内部は、分子網目から構成されているが、外部の変形に伴い内部のそれらも一樣に変形していると仮定する(この様な変形はAffine変形と呼ばれる)。この様な変形を数学的に表現すると、固体内の任意の一点 (X_1, X_2, X_3) が変形後、点 (X'_1, X'_2, X'_3) に移るとして、

$$X'_1 = \lambda_1 X_1, \quad X'_2 = \lambda_2 X_2, \quad X'_3 = \lambda_3 X_3 \quad (\text{付6.1})$$

となる。

ここで、一本の分子鎖が n 個のセグメントから成立しているとする。各セグメントの長さは ℓ で、セグメント間の回転は自由である。この分子鎖の一端を原点に固定し、他端が半径 r の球面と $r+dr$ を半径とする球面の間に入る確率は、

$$P(r)dr = \frac{4b^3}{\sqrt{\pi}} r^2 \exp(-b^2 r^2) \quad (\text{付6.2})$$

$$\text{ここで、} b^2 = \frac{3}{2n\ell^2} \quad (\text{付6.3})$$

となる。但し、 $r \ll n\ell$ でなければならない。

r^2 の平均値 $\overline{r^2}$ は、

$$\overline{r^2} = \int_0^\infty r^2 P(r) dr = n\ell^2 \quad (\text{付6.4})$$

となる。

この様な分子鎖がもつ変形前のエントロピー s_0 は、

$$s_0 = c - kb^2 r^2 = c - kb^2 (X_1^2 + X_2^2 + X_3^2) \quad (\text{付6.5})$$

ここで、 c : 定数

k : ボルツマン定数

同様に、変形後のエントロピー s は

$$s = c - kb^2 (\lambda_1^2 X_1^2 + \lambda_2^2 X_2^2 + \lambda_3^2 X_3^2) \quad (\text{付6.6})$$

となる。変形前後のエントロピーの差 Δs は、(付6.5)式、(付6.6)式より

$$\Delta s = s - s_0 = -kb^2 [(\lambda_1^2 - 1)X_1^2 + (\lambda_2^2 - 1)X_2^2 + (\lambda_3^2 - 1)X_3^2] \quad (\text{付6.7})$$

となる。

いま、多数の分子鎖の集団を考える。この時、いずれの分子鎖も Affine 変形を行うとし、 b^2 は全分子鎖に共通の値とする。網目のエントロピー $-\Delta S$ は、

$$\Delta S = \sum \Delta s = -kb^2 [(\lambda_1^2 - 1) \sum X_1^2 + (\lambda_2^2 - 1) \sum X_2^2 + (\lambda_3^2 - 1) \sum X_3^2] \quad (\text{付 6.8})$$

ここで、 \sum は全ての鎖についての和を意味する。以下同様である。いま、一つの分子鎖の端と端との距離を r とおくと、 X_1, X_2, X_3 はそのベクトルの成分となり、 $X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 = r^2$ であるから、

$$\sum X_1^2 + \sum X_2^2 + \sum X_3^2 = \sum r^2 \quad (\text{付 6.9})$$

一方、 r の方向はランダムに向くので、先験的に

$$\sum X_1^2 = \sum X_2^2 = \sum X_3^2 = \frac{1}{3} \sum r^2 \quad (\text{付 6.10})$$

であり、鎖の数を N とし、 r^2 の平均値を $\overline{r^2}$ とすると、

$$\sum r^2 = N \overline{r^2} \quad (\text{付 6.11})$$

となる。ゆえに (付 6.8) 式は、

$$\Delta S = -\frac{1}{3} N k b^2 \overline{r^2} (\lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 - 3) \quad (\text{付 6.12})$$

となる。

(付 6.3) 式と (付 6.4) 式より、 $\overline{r^2} = 3/(2b^2)$ であるから

$$\Delta S = -\frac{1}{2} N k (\lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 - 3) \quad (\text{付 6.13})$$

となる。

ゴム分子鎖の内部エネルギーが全て分子鎖の運動エネルギーであると考えてみる。ここでは、 $n\ell \gg r$ としているので、運動エネルギーの変化はほとんど無いと考えられ、結論的には、内部エネルギーは変化しない。よって、熱力学の第一法則より、この変形に伴って外から加えられた仕事 W は、

$$\begin{aligned} W &= -T \Delta S \\ &= \frac{1}{2} N k T (\lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 - 3) \\ &= \frac{1}{2} G (\lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 - 3) \end{aligned} \quad (\text{付 6.14})$$

ここで、 $G = N k T$

T : 絶対温度 (K)

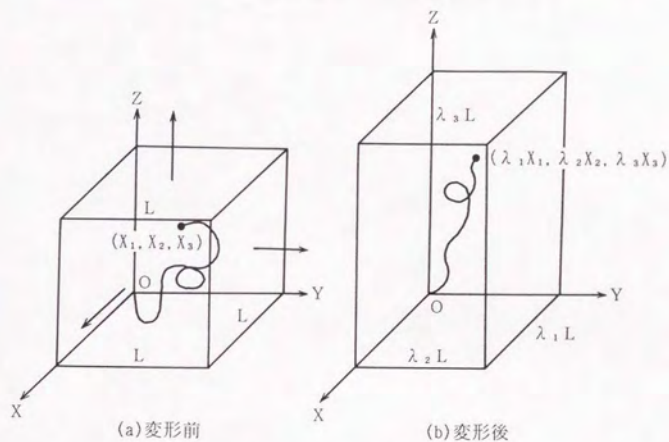
k : ボルツマン定数 ($1.3804 \times 10^{-23} J \cdot K^{-1}$)

N : 単位体積当りの鎖の数 (m^{-3})

となる。

参考文献

1. 川端季雄；“ゴムの力学 I, II”，日本ゴム協会誌, Vol.53 No.3-4, 1980
2. 高分子学会編；“高分子工学講座7 ゴムの性質と加工”，地人書館, 昭和43年
3. L.R.G. TRELOAR；“THE PHYSICS OF RUBBER ELASTICITY”，Second Edition, Clarendon Press, Oxford, 1958



付図6.1 ゴムブロックの変形(Affine変形)

付録7 解析に用いた地震記録

地震記録名	方向	最大加速度 (cm/s^2)	継続時間* (sec)	時間刻み (sec)
EL CENTRO	EW	219.0	53.40	0.01
Imperial Valley 地震,1940	NS	351.1	55.50	0.01
八戸 十勝沖地震,1968	EW	182.9	60.00	0.01
	NS	225.0	60.00	0.01
東北大学 1FL 宮城県沖地震,1978	EW	203.1	41.00	0.02
	NS	259.0	41.00	0.02
TAFT Kern County 地震,1952	EW	154.7	30.00	0.01
	NS	174.8	30.00	0.01

*解析に用いた継続時間を表す

付録8 主な記号

- A : 断面積 (2章,3章)
 $A(t)$: 原地震記録 (4章)
 A_e : 有効断面積 (2章)
 (せん断変形時の積層ゴムの最上下面の重複面積)
 D : 積層ゴムのゴム層直径 (2章)
 鉛ダンパーの可撓部直径 (3章)
 d : スチールダンパーの1つの鋼棒断面の一辺の長さ (3章)
 E : 地震により系に投入される総エネルギー入力 (2章,3章,4章)
 材料のヤング率 (3章)
 E_0 : ゴム材料の縦弾性係数 (2章)
 周期 $T = T_0$ における総エネルギー入力量 (4章)
 E_b : ゴム材料の体積弾性係数 (2章)
 E_r : 円形断面のゴム板に曲げが作用した時のみかけの縦弾性係数
 ($= E_0(1 + \frac{2}{3}\kappa S_1^2)$) (2章)
 E_c : 円形断面のゴム板に圧縮が作用した時のみかけの縦弾性係数
 ($= E_0(1 + 2\kappa S_1^2)$) (2章)
 E_{rb} : 体積弾性係数で補正したみかけの縦弾性係数
 ($= E_r \cdot E_b / (E_r + E_b)$) (2章)
 E_{cb} : 体積弾性係数で補正したみかけの縦弾性係数
 ($= E_c \cdot E_b / (E_c + E_b)$) (2章)
 E_p : 鉛ダンパーの軸方向変形時のみかけの弾性係数 (3章)
 \bar{E}_p : 鉛ダンパーの軸方向変形時のみかけの弾性係数の平均値 (3章)
 E_1 : 周期 $T = T_1$ における総エネルギー入力量 (4章)
 f : ゴムの一軸引張変形での引張応力度 (2章)
 F_0 : 比例定数 (2章)
 g : 重力加速度 (2章,3章)
 G : ゴム材料のせん断弾性係数 (2章)
 h : 積層ゴムの全高さ (2章)
 H : 鉛ダンパーの可撓部の高さ (3章)
 I : 断面2次モーメント (2章,3章)
 K : 初期剛性, バネ定数 (2章,3章)
 K_H : 鉛直荷重を考慮した積層ゴムの水平剛性 (2章)
 K_{H0} : 鉛直荷重を考慮しない積層ゴムの水平剛性 (2章)
 K_V : 積層ゴムの鉛直剛性 (2章)
 K_1 : 鉛ダンパーの第1剛性 (3章)
 K_2 : 鉛ダンパーの第2剛性 (3章)
 K_3 : 鉛ダンパーの第3剛性 (3章)

- fK : 端部を固定とした場合のスチールダンバーの剛性(3章)
 pK : 端部をピンとした場合のスチールダンバーの剛性(3章)
 K_0 : 初期剛性(4章)
 K_e : 最大変形点と原点を結んだ剛性(等価剛性)(4章)
 k_r : 積層ゴムの有効曲げ剛性(2章)
 k_s : 積層ゴムの有効せん断剛性(2章)
 k_c : ゴム1層の圧縮剛性(2章)
 k_f : アイソレータの水平バネ定数(4章)
 $L^{-1}(x)$: 逆ランジュバン関数(2章)
 M : 総質量(2章,3章,4章)
 fM_{max} : 端部を固定とした場合のスチールダンバーの最大曲げモーメント(3章)
 pM_{max} : 端部をピンとした場合のスチールダンバーの最大曲げモーメント(3章)
 N : 積層ゴムの個数(2章)
 n : ゴム層数(2章)
 P : 積層ゴムに働く鉛直荷重(2章)
 ダンバーに働く水平荷重(3章)
 P_y : ダンバーの降伏耐力(3章)
 P_u : ダンバーの最大耐力(3章)
 Q_{max} : 最大せん断力(2章)
 Q_y : 降伏荷重, 降伏耐力(3章,4章,5章)
 R : スチールダンバーの1つのリングの半径(3章)
 S_1 : 1次形状係数(2章)
 S_2 : 2次形状係数(2章)
 T : 1次固有周期又は周期(2章,4章)
 T_f : ダンバーがない場合の系の周期又は免震周期(3章,4章)
 T_0 : 初期剛性 K_0 に対応する周期(4章)
 T_e : 等価剛性 K_e に対応する周期(4章)
 t_R : 積層ゴムのゴム1層厚(2章)
 t_S : 積層ゴムの鋼板厚(2章)
 t_m : 免震層が最大応答変位となる時刻(4章)
 t_0 : 地震波の記録長さ(4章)
 V_E : 総エネルギー入力 E の速度換算値 ($=\sqrt{2E/M}$)(2章,3章,4章)
 $V_{E,max}$: 最大エネルギー入力 の速度換算値(3章,4章)
 W : 建物重量(2章)
 W_e : 弾性歪エネルギー(2章,4章)
 W_p : 累積塑性歪エネルギー(3章,4章)
 Z : 断面係数(3章)
 Z_p : 塑性断面係数(3章)
 α : せん断力係数(2章)

- α_s : ダンパーの降伏せん断力係数(3章,4章)
 α_{1r} : 第1層のせん断力係数の応答値(4章)
 α_{1p} : 第1層のせん断力係数の予測値(4章)
 β : 1次剛性に対する降伏後剛性の比(2章)
 γ : せん断変形率(2章)
 γ_c : ゴム板の圧縮変形に伴うせん断歪(2章)
 γ_s : ゴム板のせん断変形に伴うせん断歪(2章)
 δ_s : 積層ゴムの水平変形量(2章)
 δ_p : ダンパーの全累積塑性変形量(3章)
 δ_y : ダンパーの降伏変位(3章)
 δ_{pr} : 全累積塑性変形量の応答値(3章)
 δ_{pp} : 全累積塑性変形量の予測値(3章)
 δ_{max}^+ : 正方向の最大変形(3章)
 δ_{max}^- : 負方向の最大変形(3章)
 $\delta_{max r}$: 最大変形量の応答値(4章)
 $\delta_{max p}$: 最大変形量の予測値(4章)
 δ_{max} : 最大変形量(2章)
 ϵ_m : ゴム板のせん断歪の総和(2章)
 ϵ_b : 単純引張試験におけるゴムの破断伸び(2章)
 ϵ_b' : ゴム材料のせん断試験での破断伸び(2章)
 ϵ_c : 積層ゴムの圧縮歪(2章)
 ϵ_{c0} : 圧縮歪 ϵ_c において特にせん断変形が無い場合、
 即ち単純圧縮時の圧縮歪(2章)
 η : ゴムの破断伸びに乗じる係数(2章)
 累積塑性変形倍率(3章)
 $\bar{\eta}$: 平均累積塑性変形倍率(3章)
 $\bar{\eta}_m$: 時刻 t_m における平均累積塑性変形倍率(4章)
 $\Delta\eta$: 各半サイクルにおける塑性変形倍率(3章)
 $\Delta\bar{\eta}$: 各半サイクルにおける塑性変形倍率の平均値(3章)
 κ : ゴム硬度による係数(2章)
 λ : 伸長比(2章)
 λ_m : 最大伸長比(2章)
 μ : 摩擦係数又はせん断耐力係数(2章)
 μ_∞ : 荷重が非常に大きい場合の μ の極小値(2章)
 $\bar{\mu}_m$: 最大塑性変形倍率(3章)
 時刻 t_m における塑性変形倍率(4章)
 ν : ボアソン比(2章)
 σ_t : 積層ゴムの引張応力度(2章)
 σ_y : 降伏応力度(3章)
 $\bar{\sigma}_y$: 平均降伏応力度(3章)
 τ : せん断応力度(2章)

付録9 文献リスト (1991年3月現在)

1. 支部研究報告

1. 多田英之, 安西勝彦, 高山峯夫, 吉屋尚樹; “Aseismic Isolator に関する模型実験(その5) 構造物模型の振動実験及び解析”, 日本建築学会九州支部研究報告, 第26号・1, 構造系, 1982年3月(沖縄)
2. 多田英之, 高山峯夫, 安藤勝利, 武石俊哉; “Aseismic Isolator に関する模型実験(その6) 模型 Isolator の静的及び動的実験”, 日本建築学会九州支部研究報告 第27号・1 構造系, 1983年3月(長崎)
3. 多田英之, 高山峯夫, 中村敏治; “Aseismic Isolator に関する模型実験(その7) 模型 Isolator のダンパーテストについて”, 日本建築学会九州支部研究報告 第27号・1 構造系, 1983年3月(長崎)
4. 多田英之, 高山峯夫, 多田羅史郎, 花戸敏行; “実大 Isolator に関する実験研究(その2) 広範囲な領域について”, 日本建築学会九州支部研究報告 第27号・1 構造系, 1983年3月(長崎)
5. 多田英之, 安藤勝利, 高山峯夫, 中野裕二; “溶接亜鉛めっき薄肉鋼管アーチ構造に関する実験研究(その1) 実験計画及び実験結果”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第6号・1 構造系, 1984年3月(熊本)
6. 多田英之, 安藤勝利, 高山峯夫, 中野裕二; “溶接亜鉛めっき薄肉鋼管アーチ構造に関する実験研究(その2) 実験結果について”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第6号・1 構造系, 1984年3月(熊本)
7. 多田英之, 安藤勝利, 高山峯夫, 酒井章; “免震構造に関する実物実験-実験結果及び地震波観測-”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第6号・1 構造系, 1984年3月(熊本)
8. 多田英之, 酒井章, 安藤勝利, 高山峯夫; “免震構造に関する実大振動実験(その1) 実験概要及び実験結果”, 日本建築学会九州支部研究報告 第28号・1 構造系, 1985年3月(鹿児島)
9. 高山峯夫, 多田英之, 安藤勝利, 森田慶子; “実大 Isolator に関する実験研究(その4)”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第7号・1 構造系, 1987年3月(佐賀)
10. 高山峯夫, 多田英之, 向江勝之, 坂元正子; “家具及びブロックの振動安定性に関する実験研究”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第7号・1 構造系, 1987年3月(佐賀)

11. 早川邦夫, 高山峯夫, 森田慶子, 多田英之; “免震構造の Feasibility Study (その1)”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第7号・1 構造系, 1987年3月(佐賀)
12. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子, 岡村憲治; “免震構造の Feasibility Study (その2) 主に相互作用, 長周期入力について”, 日本建築学会九州支部研究報告 第30号・1 構造系, 1988年3月(大分)
13. 高山峯夫, 多田英之, 安藤勝利, 森田慶子, 河野剛; “免震用 Damper に関する研究 (その3) Lead Damper の実験”, 日本建築学会九州支部研究報告 第30号・1 構造系, 1988年3月(大分)
14. 田辺太一, 高山峯夫, 多田英之, 金岡久子, 石盛朋子; “免震構造と制振構造について”, 日本建築学会九州支部研究報告 第31号・1 構造系, 1989年3月(長崎)
15. 高山峯夫, 多田英之, 武井辰夫, 森田慶子; “免震構造に関する解析的研究 - 立体振動解析結果について -”, 日本建築学会九州支部研究報告 第31号・1 構造系, 1989年3月(長崎)
16. 高山峯夫, 多田英之, 田辺太一; “免震構造における入力地震動についての一考察 (入力地震波の拡幅法と sin 波入力について)”, 日本建築学会九州支部研究報告 第31号・1 構造系, 1989年3月(長崎)
17. 高山峯夫, 多田英之, 山根清和; “免震構造の Feasibility Study (その3) ロッキング応答について”, 日本建築学会九州支部研究報告 第31号・1 構造系, 1989年3月(長崎)
18. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子, 西島嘉奈子; “実大 Isolator に関する実験研究 (その5) 固着型 Isolator”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第8号・1 構造系, 1990年3月(広島)
19. 高山峯夫, 多田英之, 早川邦夫, 森田慶子, 安藤勝利, 兼重克之; “実大 Isolator に関する実験研究 (その6) Isolator のクリープ実験”, 日本建築学会中国・九州支部研究報告 第8号・1 構造系, 1990年3月(広島)
20. 高山峯夫, 多田英之, 吉田献一, 森田慶子; “積層ゴムの有限要素解析 (その1) ゴムの材料のモデル化と解析結果”, 日本建築学会九州支部研究報告 第32号・1 構造系, 1991年3月(沖縄)
21. 高山峯夫, 多田英之, 吉田献一, 森田慶子; “積層ゴムの有限要素解析 (その2) 応力・歪分布について”, 日本建築学会九州支部研究報告 第32号・1 構造系, 1991年3月(沖縄)

2. 日本建築学会大会学術講演

1. 多田英之, 高山峯夫, 多田羅史郎; “Aseismic Isolator に関する研究 (その5) Isolator の模型実験 2”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 1982年10月(東北)
2. 多田英之, 高山峯夫, 安藤勝利, 山口昭一, 北川良和, 長田甲斐男; “免震構造に関する実物実験 (その2) 実験結果について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 1983年9月(北陸)
3. 山口昭一, 酒井章, 多田英之, 高山峯夫; “免震構造に関する実物実験 (その3) 実験結果の解析”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 1983年9月(北陸)
4. 多田英之, 安藤勝利, 高山峯夫; “Aseismic Isolator に関する研究 (その8) Isolator の模型実験 3”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 1983年9月(北陸)
5. 多田英之, 酒井章, 安藤勝利, 高山峯夫; “免震構造に関する実物実験 (その4) 弾塑性バネ型減衰装置について I”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 1984年10月(関東)
6. 多田英之, 酒井章, 森田慶子, 高山峯夫; “免震構造に関する実物実験 (その6) 実験結果の考察”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, 1985年10月(東海)
7. 秋山宏, 高山峯夫; “曲げせん断系におけるエネルギー入力と最適降伏せん断力係数分布 (その1) エネルギー入力について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, 1985年10月(東海)
8. 高山峯夫, 秋山宏; “曲げせん断系におけるエネルギー入力と最適降伏せん断力係数分布 (その2) せん断力係数分布について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, 1985年10月(東海)
9. 多田英之, 和田章, 酒井章, 高山峯夫; “免震構造に関する実物実験 (その7) 地震動観測”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, 1986年8月(北海道)
10. 多田英之, 和田章, 酒井章, 高山峯夫; “免震構造に関する実物実験 (その9) 実施構造物の Isolator I”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, 1986年8月(北海道)
11. 多田英之, 酒井章, 高山峯夫, 安藤勝利; “免震構造に関する実物実験 (その10) 実施構造物の Isolator II”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, 1986年8月(北海道)

12. 多田英之, 酒井章, 高山峯夫, 佐伯英一郎; “免震構造に関する実物実験 (その11) 実施構造物の Steel Damper”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1986年8月(北海道)
13. 多田英之, 酒井章, 高山峯夫, 森田慶子; “免震構造に関する実物実験 (その12) Lead Damper I”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1986年8月(北海道)
14. 多田英之, 酒井章, 高山峯夫, 早川邦夫; “免震構造に関する実物実験 (その13) Lead Damper II”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1986年8月(北海道)
15. 高山峯夫, 秋山宏; “原子炉建屋への地震エネルギー入力”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1986年8月(北海道)
16. 山本和弘, 高山峯夫, 和田章, 多田英之; “免震構造の動的解析においてモデルの自由度が応答に及ぼす影響-地震動観測記録との比較”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1987年10月(近畿)
17. 安倍勇, 早川邦夫, 多田英之, 高山峯夫; “免震構造の Feasibility Study(その1) 免震構造の設計”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1987年10月(近畿)
18. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子, 安藤勝利; “免震構造に関する実物実験 (その14) 実施構造物の Isolator III”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1987年10月(近畿)
19. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子, 安藤勝利; “免震構造に関する実物実験 (その15) Lead Damper III”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1987年10月(近畿)
20. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子, 安藤勝利; “免震構造に関する実物実験 (その16) Lead Damper IV”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1987年10月(近畿)
21. 高山峯夫, 多田英之, 百田龍児, 西村保; “Isolator の有限要素解析”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1988年10月(関東)
22. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子, 安藤勝利; “免震構造に関する実物実験 (その17) 実施構造物の Isolator IV”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1988年10月(関東)
23. 高山峯夫, 多田英之, 安藤勝利, 森田慶子; “免震構造に関する実物実験 (その18) Isolator のクリープ実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1988年10月(関東)

24. 松谷輝雄, 田辺太一, 高山峯夫, 多田英之;“免震構造・制振構造に関する一考察, Base Isolation と Active Mass Damper(Driver) の検討”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1988年10月(関東)
25. 多田英之, 和田章, 高山峯夫, 森田慶子, 岡村憲治;“免震構造におけるロッキングと地盤の影響に関する一考察”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1988年10月(関東)
26. 森田慶子, 高山峯夫, 多田英之, 安藤勝利;“免震構造に関する実物実験(その19) Isolator のクリープ実験 II”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1989年10月(九州)
27. 高山峯夫, 多田英之, 松谷輝雄, 田辺太一;“免震構造に関する実験研究(その20) Lead Damper V”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1989年10月(九州)
28. 田辺太一, 松谷輝雄, 高山峯夫, 多田英之;“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, B 構造 I, 1989年10月(九州)
29. 西村保, 高山峯夫, 多田英之;“ISOLATOR の有限要素解析(その2) ゴム物性のモデル化”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1990年10月(中国)
30. 高山峯夫, 多田英之;“ISOLATOR の有限要素解析(その3) 実大積層ゴムを対象とした解析”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1990年10月(中国)
31. 多田英之, 高山峯夫;“ISOLATOR の有限要素解析(その4) 応力・歪分布について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1990年10月(中国)
32. 森田慶子, 高山峯夫, 多田英之, 安藤勝利;“免震構造に関する実物実験(その21) 固着型 Isolator の実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B 構造 I, 1990年10月(中国)

3. 論文報告集

1. 多田英之, 酒井章, 高山峯夫;“基礎免震構造システムの実験研究”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第362号, 1981年4月
2. 秋山宏, 高山峯夫;“耐震極限設計におけるモーダル・アナリシスの適用性について”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第364号, 1981年6月

4. その他

1. 多田英之, 高山峯夫; “免震構造に関する実践的研究”, 福岡大学総合研究所報, 自然科学編(第16号), No.70, 1984年2月
2. 高山峯夫, 酒井章, 多田英之, 和田章; “免震構造に関する実物実験(その1) 振動実験と地震観測”, 第7回日本地震工学シンポジウム, 1986年12月(東京)
3. 和田章, 山本和弘, 高山峯夫, 多田英之; “免震構造に関する実物実験(その2) 3方向地震動を考慮した動的解析”, 第7回日本地震工学シンポジウム, 1986年12月(東京)
4. 多田英之, 高山峯夫; “免震構造に関する実践的研究(その3) Isolator, Damper について”, 福岡大学総合研究所報, 自然科学編(第21号), No.97, 1987年3月
5. Mineo Takayama, Hideyuki Tada, Akira Wada; “A Research of Base Isolation System by the Enforcement Construction”, 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, July 6 - 8, 1987(Ottawa, Canada)
6. Mineo Takayama, Hideyuki Tada, Akira Wada; “A Practical Research of Base Isolation System”, Pacific Conference on Earthquake Engineering, August 5 - 8, 1987(Wairakei, New Zealand)
7. Hideyuki Tada, Mineo Takayama, Yoshiharu Mae; “A Practical Study of Lead Damper for Base Isolation System (Part 1)”, 福岡大学工学集報, 第40号, 1988年3月
8. Mineo Takayama, Akira Wada, Hiroshi Akiyama, Hideyuki Tada; “Feasibility Study on Base Isolated Building”, Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, August 2 - 9, 1988(Tokyo - Kyoto, Japan)
9. Akira Wada, Kazuhiro Yamamoto, Mineo Takayama, Hideyuki Tada; “Dynamic Analysis of Base Isolated Structure using Various Numerical Models”, Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, August 2 - 9, 1988(Tokyo - Kyoto, Japan)
10. Hitoshi Nishizawa, Tamotu Nishimura, Hideyuki Tada, Mineo Takayama, Ryuji Momota; “A Study on Rubber Bearing used in Base Isolation Systems, Presented at 134th Technical Meeting of Rubber Division, American Chemical Society, October 18 - 21, 1988(Cincinnati, Ohio, USA)
11. Mineo Takayama, Hideyuki Tada, Yoshiharu Mae; “A Practical Study of Lead Damper for Base Isolation System (Part 2)”, 福岡大学工学集報, 第45号, 1990年9月
12. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子; “Isolatorのクリーブ実験”, 福岡大学工学集報, 第45号, 1990年9月

13. 高山峯夫, 多田英之, 森田慶子;“固着型 Isolator に関する実験研究”, 福岡大学工学集報, 第 45 号, 1990 年 9 月
14. 高山峯夫, 多田英之;“積層ゴムアイソレータの有限要素解析”, 福岡大学工学集報, 第 45 号, 1990 年 9 月
15. Mineo Takayama, Hideyuki Tada, Ryuichi Tanaka;“Finite Element Analysis of Laminated Rubber Bearing used in Base Isolation System”, Presented at 138th Technical Meeting of Rubber Division, American Chemical Society, October 9 - 12, 1990 (Washington, D.C., USA)