

免震建物のねじれ応答特性に関する研究（その1）

—— 1 軸偏心建物モデルの地震応答解析 ——

鈴木 哲夫 岡田 宏
武田 寿一

Torsional Response Characteristics of Building with Base Isolation System (Part 1)

——Earthquake Response of Building Model with Eccentricity in One Direction——

Tetsuo Suzuki Hiroshi Okada
Toshikazu Takeda

Abstract

The torsional response characteristics of a building with a base isolation system are studied to obtain fundamental data in designing the arrangement of the system. The following results are obtained from this study:

(1) Torsional deformation of a building can be minimized when the center of stiffness and strength of the isolation system coincide with the center of mass, even if the building has an eccentricity itself in general. (2) In case of a multistory building which has a large eccentricity in distribution of mass along its height, it is necessary to arrange the system so that the centers of stiffness and strength are moved towards the center of mass of the total structure.

概 要

不整形な形状や剛性、質量の偏在など、いわゆるねじれ振動が予想される建物を免震化（長周期化）する際の設計的基础資料を得る目的で、地震時における免震建物のねじれ応答特性を解析的に検討し、次のような結果を得た。

(1) 非免震時にはねじれ変形が卓越する建物でも、最下層に設置する免震装置の適切な配置によって、上層部の層間変形及びせん断力応答の低減はもちろんのこと、建物全体のねじれ変形及び層間ねじれ応答を低減できる。(2) ねじれ変形を抑制するためには免震装置部の剛性、耐力の偏在を極力小さくする必要がある。但し、ペントハウスなどの存在により各層の重心位置が変化する建物では、装置部の剛性、耐力の中心を建物全体の重量中心位置に一致させるとよい。

1. 序

免震技術の発展に伴い、全体免震からなる建物が竣工しかつ地震入力の低減など免震効果が確認されつつある現在では、免震構法は研究的段階から実用的段階を迎えていると言えよう。現時点における免震建物は形状が整形でかつ上層部及び免震装置部の偏心が無い建物が多いが¹⁾、今後、この技術は一般的な建物、すなわち不整形な形状や剛性、質量の偏在など、いわゆるねじれ振動が予想される建物にも普及することが予想される。本報告

は、ねじれ振動が予想される建物を免震化する際の設計的基础資料を得る目的で、免震建物のねじれ振動特性及び地震時挙動について数値解析に基づき検討したものである。

2. 解析方法

2.1. 仮定

- (1) 対象建物は1軸にのみ偏心を有する。
- (2) 床を剛とし基礎は固定する。
- (3) 架構の剛性、耐力は各架橋ごとに独立に定義でき

建物はせん断質点系モデルに置換できる。

(4) 地震動の回転成分は無視する。

2.2. 振動方程式

弾性範囲では、ねじれの影響を図-1に示すように各層のバネを一本に集約したモデルで評価できる。同図において各層の重心に水平力 P_i 、モーメント M_i が作用した時の釣合いは次式となる。

$$\left. \begin{aligned} P_i &= Q_i - Q_{i+1} = K_i [X_i + e_i \theta_i] \\ &\quad - \{X_{i-1} + (e_i - \bar{e}_i) \theta_{i-1}\} \dots\dots(1) \\ M_i + R_{i+1}(\theta_{i+1} - \theta_i) + Q_{i+1}(e_{i+1} - \bar{e}_{i+1}) \\ &= R_i(\theta_i - \theta_{i-1}) + Q_i e_i \end{aligned} \right\}$$

ここに、 i ；層番号、 Q_i ；せん断力、 K_i ；水平剛性、 R_i ；剛心廻りのねじれ剛性、 e_i ；重心～剛心間距離（偏心距離）（ $i=1\sim n$ 、 n ；層数）、 \bar{e}_i ； $i\sim i-1$ 間の重心づれの距離（ $i=2\sim n$ ）、 X_i 、 θ_i ；重心の水平変位および回転角

また、重心廻りのねじれ剛性 $K_{\theta,i}$ と R_i とは、次の関係がある。

$$K_{\theta,i} = R_i + K_i e_i^2 \dots\dots(2)$$

従って、各層の水平力と重心廻りのモーメントの釣り合いから、1軸偏心モデルの非減衰振動方程式は次のように得られる。

$$\begin{bmatrix} [m] \\ [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{x\theta}]^T & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [m] \{1\} \ddot{x}_0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

ここに、 $X = \{x\}$ $\theta = \{\theta\}$ (3)

$$[m] = \begin{bmatrix} m_n & & \\ & \ddots & \\ & & m_1 \end{bmatrix} \quad [I] = \begin{bmatrix} I_n & & \\ & \ddots & \\ & & I_1 \end{bmatrix}$$

$[K_{xx}]$ 、 $[K_{x\theta}]$ 、 $[K_{\theta\theta}]$ = 三重対角要素 ($k_{i,i-1}$ 、 $k_{i,i}$ 、 $k_{i,i+1}$) を持つ行列

$[K_{xx}]$ の要素； $k_{i,i-1} = -K_{i+1}$ 、 $k_{i,i} = K_{i+1} + K_i$ 、 $k_{i,i+1} = -K_i$

$[K_{x\theta}]$ の要素； $k_{i,i-1} = -K_{i+1} e_{i+1}$
 $k_{i,i} = K_{i+1}(e_{i+1} - \bar{e}_{i+1}) + K_i e_i$
 $k_{i,i+1} = -K_i(e_i - \bar{e}_i)$

$[K_{\theta\theta}]$ の要素； $k_{i,i-1} = -K_{\theta,i+1} + K_{i+1} e_{i+1} \bar{e}_{i+1}$ 、
 $k_{i,i} = K_{\theta,i+1} + K_{\theta,i} + K_{i+1} \bar{e}_{i+1}(\bar{e}_{i+1} - 2e_{i+1})$
 $k_{i,i+1} = -K_{\theta,i} + K_i e_i \bar{e}_i$

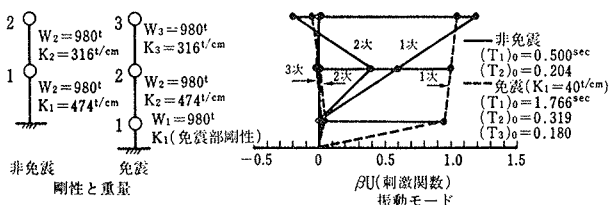


図-2 固有値解析モデルの諸元（無偏心）

\ddot{x}_0 ；入力加速度、 m_i ；質量、 I_i ；重心廻りの回転慣性

2.3. 静的外力に対する重心変位応答

重心に静的水平力 P_i のみが作用した場合を考える。式(1)において $M_i = 0$ として連立方程式を解くと、任意層の重心変位はその下層の変位を用いて、順次、次のように表わせる。

$$\left. \begin{aligned} X_i &= X_{i-1} + Q_i/K_i - e_i(\theta_i - \theta_{i-1}) - \bar{e}_i \theta_{i-1} \\ \theta_i &= \theta_{i-1} - Q_i \cdot e_i / R_i - \left(\sum_{j=i+1}^n Q_j \cdot \bar{e}_j \right) / R_i \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

特に、第一層の回転角は次のようになる。

$$\theta_1 = -Q_1 \cdot e_1 / R_1 - \sum_{j=2}^n Q_j \cdot \bar{e}_j / R_1 \dots\dots(5)$$

従って、 $\theta_1 = 0$ にするためには次のようにすればよい。

$$e_1 = - (1/Q_1) \sum_{j=2}^n Q_j \cdot \bar{e}_j \dots\dots(6)$$

ここで、 $Q_i = i$ 層のせん断力

3. 固有値解析

3.1. 解析対象建物

振動系モデルはせん断質点系とし、モデルの諸元及び固有値の一例を図-2に示す。同図は無偏心の場合で、非免震モデルは1次周期0.5sec、1次モードが逆三角形の2層建物を、免震モデルは最下層にゴムとダンパーのバネ剛性と K_1 を有する3層建物を想定する。なお、免震モデルは $K_1 = 40 \text{ t/cm}$ の場合を主対象としている。また、表-1は、以後で用いるねじれに関する諸記号を一括して示したもので、建築基準法における偏心率 R_{e1} は $R_{e1} = e'_1/j'_1$ で与えられる。

$i_i = \sqrt{I_i/m_i}$ = 回転半径 $j_i = \sqrt{R_i/K_i}$ = 弾力半径
 $j'_i = j_i/i_i$ = 弾力半径比 $e'_i = e_i/i_i$ = 剛性偏心比
 $\bar{e}'_i = \bar{e}_i/i_i$ = 質量偏心比 $i_i \cdot \theta_i/X_i =$ ねじれ変形比
 $i_i \cdot \delta_{\theta i}/\delta_i =$ 層間ねじれ変形比

ここに、 δ_i ；重心層間水平変位 $\delta_{\theta i}$ ；重心層間回転角

表-1 ねじれに関する諸記号

3.2. 解析結果

3.2.1. 免震部の水平剛性の影響

免震部の水平剛性 K_1 と連成周期 (T_1 、 T_2) および固有振動モード時ねじれ変形比との関係を弾力半径比 (j'_1 ；全層同一値) をパラメータとし図-3に示す。ここで、固有振動モードとは連成1・2次モードのうち重心水平変位の刺激関数が大きい方のモードで、一般に弾力半径比 $j'_1 > 1$ の時1次、 $j'_1 < 1$ の時2次モードである。図-3は質量偏心及び免震部偏心が零、上層部剛性偏心比が0.3の場合で、 K_1

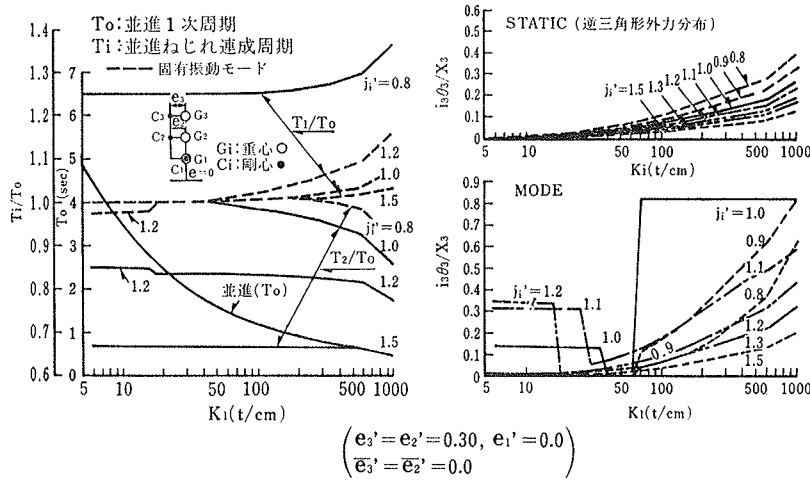


図-3 免震部水平剛性と連成周期及びねじれ変形比

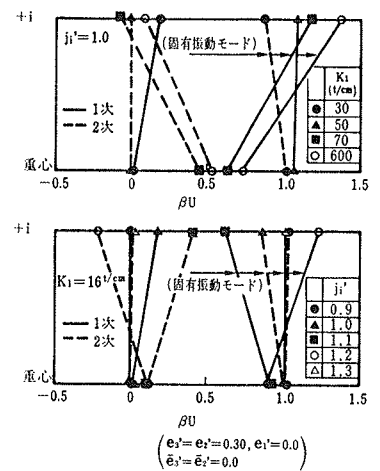


図-4 平面内変位モード (3層位置)

= 1,000 t/cm の時が非免震2層建物の特性にはほぼ一致する。 T_0 は全層無偏心時の並進1次周期である。同図より、 K_1 が低下し長周期化するに伴い次の傾向を有する。

- (1) 固有振動モード時の周期は T_0 に近付く。
- (2) 固有振動モードのねじれ変形比 $|i_3\theta_3/X_3|$ は静的外力時と同様減少し、ねじれの影響が低減されるが、 $j_1' \approx 1$ の時は必ずしも減少しない場合がある。

図-4 は前述した固有振動モードのねじれ変形比の変化が不連続となる点に着目し、弾力半径比 $j_1' = 1.0$ 及び免震部水平剛性 $K_1 = 16.0 \text{ t/cm}$ の場合の3層位置の平面内変位モードを、重心及び重心より回転半径 (i) だけ離れた位置での刺激関数の形で表わしている。同図よりこれらの場合には1次と2次モードでの重心回転角が互いに逆方向であること、 K_1 が小さい程、重心及び回転半径 (i) 点での刺激関数と (1次と2次モード) が1.0に近付く傾向を有しているのが特徴である。

3.2.2. 免震部のねじれ剛性の影響 免震装置の配置によりねじれ剛性が変化した場合の連成周期と振動モードの変化を図-5に示している。振動モードは刺激関数の形で1層における重心と重心から回転半径 (i) 離れた位置の値である。同図より、 j_1' が小さくなると、即ち免震装置を建物の内側に設置すると、上層部のねじれ剛性の値にかかわらず、回転性卓越モード (T_b) が長周期になり1次周期となる。

3.2.3. 免震部の偏心の影響 質量偏心が無い建物を対象とし、免震部の剛性偏心比と固有振動モードのねじれ変形比及び層間ねじれ変形比の関係を図-6に示す。同図より質量偏心が無ければ、上層部の剛性偏心にかかわらず、免震部の偏心を極力小さくすることで建物全体の

ねじれ変形比を抑制できると共に、層間ねじれ変形比を半減できる。

3.2.4. 質量偏心の影響 図-7は最上層の重心のみが下層のそれらとずれ、質量偏心が存在する場合 ($\bar{e}_3 = -0.30$)

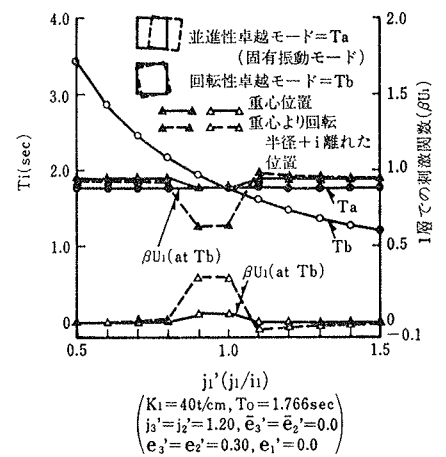


図-5 免震部ねじれ剛性と連成周期及びモード

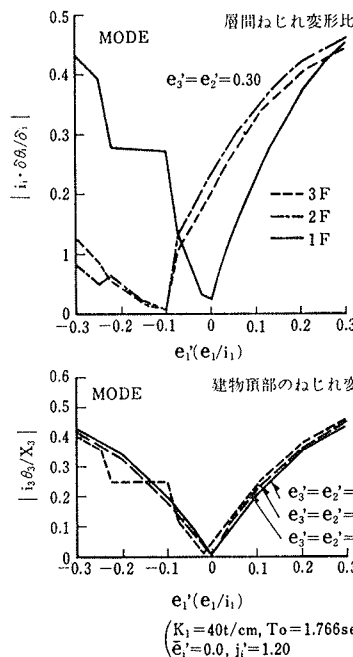


図-6 免震部剛性偏心とねじれ変形比及び層間ねじれ変形比

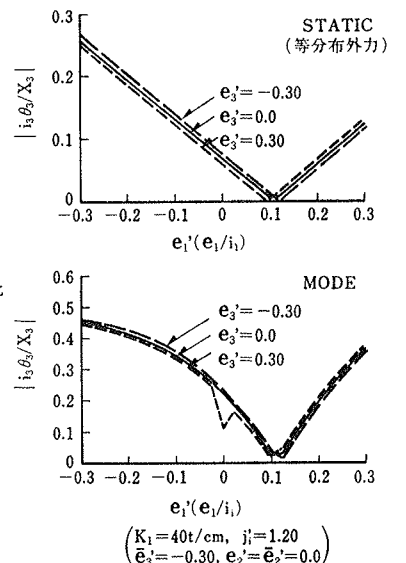


図-7 質量偏心建物のねじれ変形比

の固有振動モード時ねじれ変形比と免震部剛性偏心比 e'_1 との関係を示した一例である。同図よりねじれ変形比は固有振動モード時の方が静的外力時に比べ大きな値となるが、 e'_1 の変化に伴う両者の変化の傾向はほぼ等しく、質量偏心が存在する建物では、免震装置部の剛性を上層の重心位置の方向にずらすことによって、ねじれ変形を抑制できることが理解できよう。図一七に示した計算例に対して、式(6)からねじれ変形を抑制するための e'_1 を求めてみる。 $\bar{e}_3 = -0.3 \cdot i_3$, $\bar{e}_2 = 0$, $e_1 = e'_1 \cdot i_1$, $i_3 = i_1$ であり、また等分布外力とすると $Q_1 = 3 \cdot Q_3$ であるから、 $e'_1 = 0.1$ となり、図一七の結果とほぼ一致している。

4. 地震応答解析²⁾

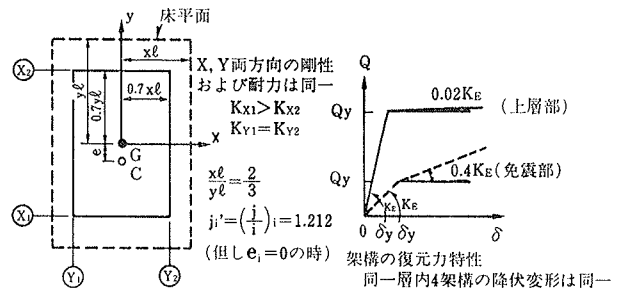
4.1. 解析対象建物

地震応答解析モデルは架構位置を具体的に想定し図一八に示す 2×2 架構モデルとする。無偏心としての諸元は図一と等しく、 $K_1 = 40 \text{ t/cm}$, $T_0 = 1.776 \text{ sec}$ の免震建物である。入力地震波は EL-Centro 40 NS, Taft 52 EW 及び十勝沖地震八戸港湾 68 EW の3波とし、減衰は瞬間剛性比例型で、弾性1次モードに対する減衰定数を $h = 0.03$ とした。結果は主に質量偏心及び免震部の偏心が無い場合について示す。なお、架構の復元力特性は Bi-Linear である。

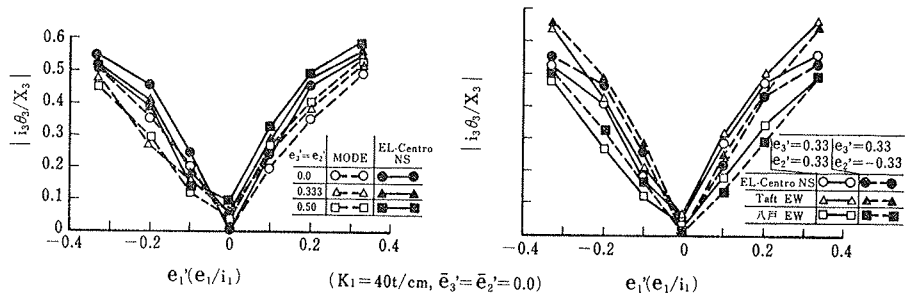
4.2. 弾性応答

入力加速度を 100 gal として計算した。図一九は剛性偏心 (X_1 架構剛性 $>$ X_2 架構剛性) のみが存在するモデルの応答ねじれ変形比と免震部剛性偏心との関係である。3章で述べたと同様、応答結果からも免震部の偏心を無くすことにより、建物全体のねじれ変形を抑制し得る。図一十には柔架構と剛架構の変位 (X)、層間変形 (δ) 及びせん断力 (Q) の分布を免震及び非免震モデルについて示す。同図は上層部 X_1 架構剛性が X_2 架構剛性の2倍でかつ、免震部の剛性偏心が無いモデルである。同図から、免震建物は非免震建物に比べ、上層部両架構の層間変形が減少しせん断力が低減されると共に、免震部の偏心を無くすことにより上層部のねじれ変形が抑制されて、非免震建物に比べ柔架構 (X_2) の負担せん断力の割合が低減されており、免震化のメリットが確認できる。

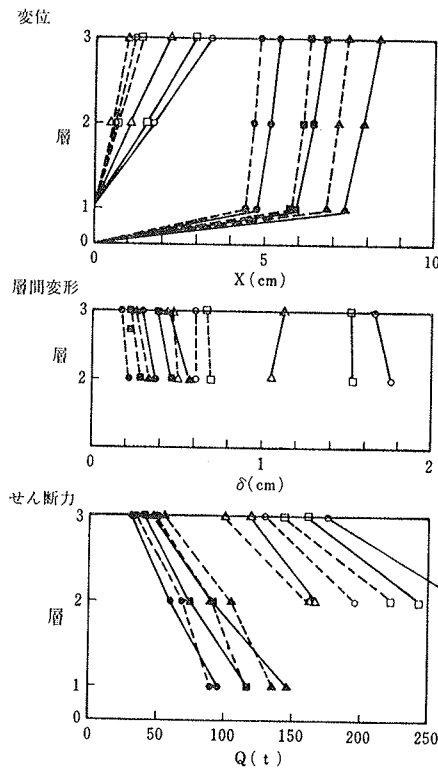
図一十一には免震部の剛性 K_1 が小さい場合のねじれ変形比を示したが、同図より、地震応答時には固有振動モード以外のモードも刺激されるため、応答ねじれ変形比は固有振動モードのそれと異なり、 K_1 を小さくして長周期化する程ねじれ変形が低減されている。



図一八 応答解析用モデル



図一九 弾性時の応答ねじれ変形比



	非免震		免震	
	柔架構	剛架構	柔架構	剛架構
EL-Centro NS	○—○	○—○	○—○	○—○
Taft EW	△—△	△—△	△—△	△—△
八戸港湾EW	□—□	□—□	□—□	□—□

($K_1 = 40 \text{ t/cm}$, $\bar{e}_3 = \bar{e}_2 = 0.0$)
 免震 $e'_2 = e_2 = 0.333$, $e'_1 = 0.0$
 非免震 $e'_2 = e_2 = 0.333$
 (剛架構の剛性) = $2.0 \times$ (柔架構の剛性)

図一十 架構ごとの応答 (弾性)

図一十二は質量偏心が存在する時の応答ねじれ変形比であるが、応答結果と固有振動モードの結果とは良く一致し、このような建物のねじれ変形を抑えるためには前述したごとく、免震部の剛性を上層部の重心位置の方向にずらすとよい。

4.3. 弾塑性応答

弾塑性時の応答は入力加速度を 400 gal として解析した。

4.3.1. 上層部弾性, 免震部弾塑性

免震部の降伏せん断力係数 $C_1 (= Q_1/\Sigma W_j, W_j: 層の重量)$ を x, y 両方向共 $C_1=0.1$ とした時の応答結果を, 全層弾性の場合と比較し図-13に示す。免震部が弾塑性性状を示すと入力波による変位応答のバラツキがみられるものの, 上層部架構の層間変形及び柔架構と剛架構との層間変形の比率(ねじれ変形)は弾性応答よりむしろ減少する傾向にある。免震部が弾塑性域に入っても, ねじれの影響を低減できることがわかる。

4.3.2. 全層弾塑性

免震部の弾塑性に加え上層部の弾塑性性状をも考慮(両方向架構とも $C_3=C_2=0.2$) した場合の応答結果のうち, 架構応答変位 (X_2, X_1) 及び柔架構と剛架構の変位比 (X_2/X_1), 層間変形比 (δ_2/δ_1) を図-14に示す。同図において全層弾性時と弾塑性時との応答を比較すると, 架構応答変位の絶対値については差異が生じるものの, 変位比, 層間変形比の差異は小さく, 上層部の弾塑性性状まで考えても, 免震部の偏心を無くすことでねじれ変形を抑制できると言える。なお, 弾塑性応答時における上層部応答変形は, EL-Centro 及び Taft 入力時には柔架構 (X_2) のみが僅かに塑性域に入る程度であるのに対し, 八戸波入力時には, 柔, 剛架構とも, 大きな塑性率を示している。

5. まとめ

簡単な力学モデルによる数値解析結果に基づいて免震建物のねじれ応答特性を考察し次のような結果を得た。

(1) 非免震時にはねじれ変形が卓越する建物でも, 最下層に免震装置を設置して長周期化し, かつ装置の適切な配置によって, 上層部の層間変形及びせん断力の低減はもちろんのこと, 建物全体のねじれ変形, 層間ねじれ変形及び柔架構の負担せん断力の割合を低減できる。

(2) ねじれ変形を抑制するためには, 一般には免震装

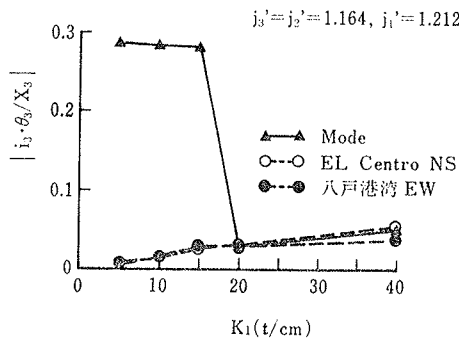


図-11 免震部水平剛性の変化に伴う応答ねじれ変形比

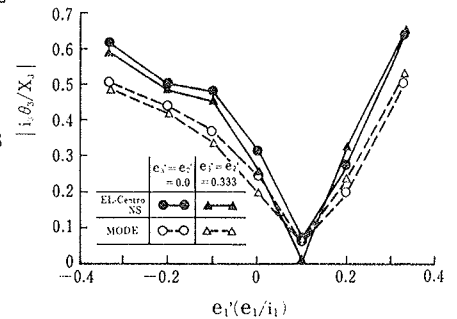


図-12 質量偏心建物の応答ねじれ変形比

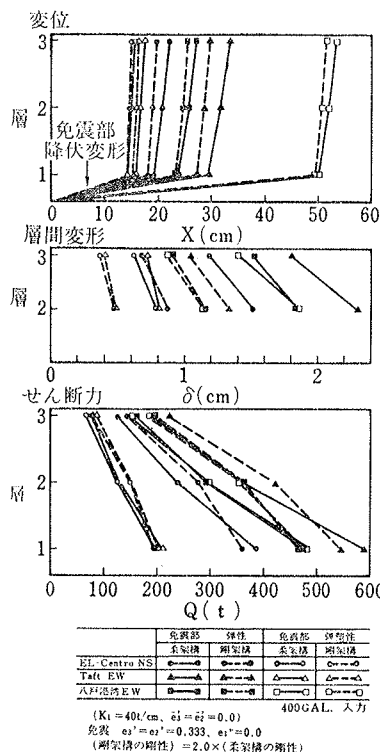


図-13 免震部を弾塑性とした場合の応答

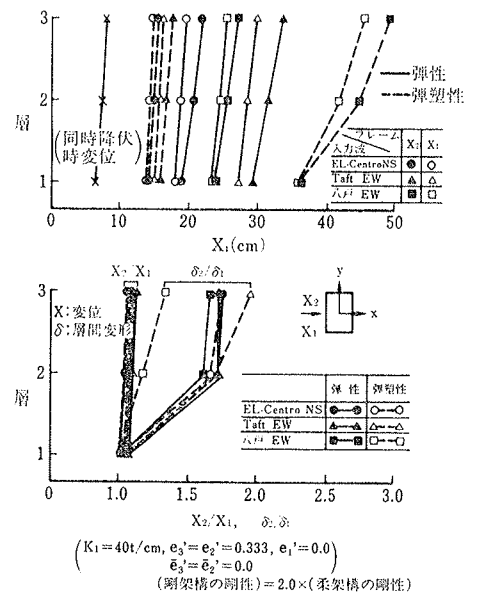


図-14 全層を弾塑性とした場合の応答

置部の剛性, 耐力の偏在を極力小さくすることが肝要である。但し, ペントハウスなどの存在により各層の重心位置が大きく変化する建物では, 装置部の剛性, 耐力の中心を建物全体の重量中心位置にずらす必要がある。

参考文献

- 1) 武田, 岡田, 角田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その3), 一ハイテク R & D センターの設計概要と性能確認のための実験と観測について一, 大林組技術研究所報, No. 36, (1988), pp. 83~93
- 2) 鈴木, 岡田, 武田: 偏心を有する中低層建物の強震時応答性状, 大林組技術研究所報, No. 34, (1987), pp. 130~137