

論文

[2031] 2方向地震入力を受ける鉄筋コンクリート造骨組の断塑性
応答解析

正会員 ○周 通泉(横浜国大大学院)

正会員 壁谷澤寿海(横浜国大工学部)

正会員 末永 保美(横浜国大工学部)

[1] はじめに

2方向外乱を受ける柱は相対的に弱められ、柱降伏型となる傾向がある^{1),2),3)}。本研究は、構造物に2方向の地震力が同時に入力する場合の地震応答に対する影響(2軸効果)を明らかにすることを目的として、直接に2軸曲げ及び変動軸力影響を反映できる柱の部材モデルを用いて、構造物を立体ラーメンにモデル化して弾塑性地震応答解析を行ったものである。本論では特に梁降伏型降伏機構を実現するための2軸効果に対する安全係数を検討した。

[2] 構造物のモデル化

①全部の部材を線材要素とし変形は微小変形とする。

②床スラブは水平面内で剛床とし柱の初期軸力は支配面積より決定する。

③各床の自由度は重心位置の水平並進2成分及び鉛直軸回りの回転成分とする。また、各節点は直交水平軸回りの回転2成分及び鉛直並進成分の自由度を持つものとする(図1)。

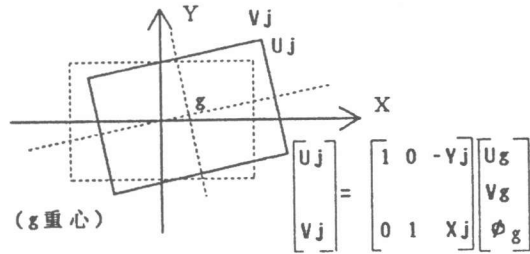


図1 座標系及び節点自由度

④柱の部材モデルは図2に示すように、部材両端剛域の内側に物理的な長さゼロのスライス(Slice)の断面を挿入して、材軸に沿ってx、y方向の柔性をパラボラ分布を仮定して、仮想仕事法により柱の

剛性マトリックスを導く。そのスライスはファイバ要素で構成し、図3、図4に示すようなコンクリートと鉄筋の材料力-歪関係を

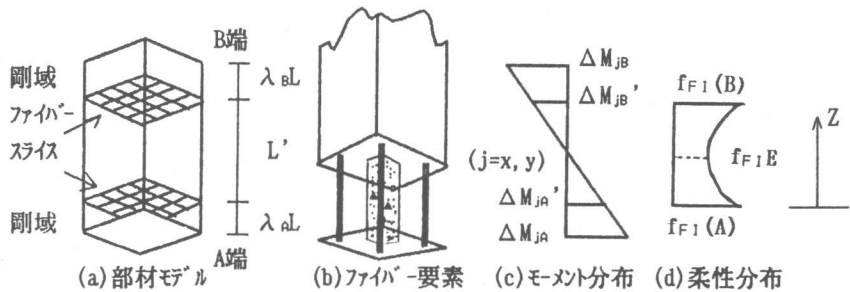


図2 柱部材のモデル化

持つことにした。両端スライスにおける部材角を含まない回転角 $\Delta\theta_{xA}^*$ 、 $\Delta\theta_{yA}^*$ 、 $\Delta\theta_{xB}^*$ 、 $\Delta\theta_{yB}^*$ とモーメント ΔM_{xA}^* 、 ΔM_{yA}^* 、 ΔM_{xB}^* 、 ΔM_{yB}^* 及び、スライス間の軸変形 $\Delta\delta_N$ と部材軸力 ΔF_N の関係は次式となる。

$$[\Delta F_N, \Delta M_{xA}^*, \Delta M_{yA}^*, \Delta M_{xB}^*, \Delta M_{yB}^*] = [K^*][\Delta\delta_N, \Delta\theta_{xA}^*, \Delta\theta_{yA}^*, \Delta\theta_{xB}^*, \Delta\theta_{yB}^*] \dots (1)$$

ここに、 $[K^*] = [F^*]^{-1}$ (2)

$$[F^*] = \int_0^{L'} [T_{FI}(z)]^T [f_{FI}(z)] [T_{FI}(z)] dz \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$[f_{FI}(z)]^{-1} = [K_{FI}(z)] = \begin{bmatrix} \int E_i dA & \int E_i \cdot Y dA & -\int E_i \cdot X dA \\ \int E_i \cdot Y dA & \int E_i \cdot Y^2 dA & -\int E_i \cdot X \cdot Y dA \\ -\int E_i \cdot X dA & -\int E_i \cdot X \cdot Y dA & \int E_i \cdot X^2 dA \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$[T_{FI}(z)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1+Z/L' & 0 & Z/L' & 0 \\ 0 & 0 & -1+Z/L' & 0 & Z/L' \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$L' = L - (\lambda_A + \lambda_B)L$

部材軸に沿って断面柔性マトリックス $[f_{FI}(z)]$ の成分はそれぞれ A 端部、B 端部の柔性 $f_{FI}(A)$ 、 $f_{FI}(B)$ とし、材中央は弾性柔性 $f_{FI}E$ として、この間は 2 次パラボラで補間する。更に、材端剛域を考慮する座標変換を行うと、柱部材の材端力と材端変形の関係は次式で表される。

$$\begin{aligned} & [\Delta F_{XA}, \Delta F_{YA}, \Delta F_{ZA}, \Delta M_{XA}, \Delta M_{YA}, \Delta F_{XB}, \Delta F_{YB}, \Delta F_{ZB}, \Delta M_{XB}, \Delta M_{YB}]^T \\ &= [C]^T [B]^T [K^*] [B] [C] [\Delta \delta_{XA}, \Delta \delta_{YA}, \Delta \delta_{ZA}, \Delta \theta_{XA}, \Delta \theta_{YA}, \\ & \quad \Delta \delta_{XB}, \Delta \delta_{YB}, \Delta \delta_{ZB}, \Delta \theta_{XB}, \Delta \theta_{YB}]^T \quad \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

$$[B] = \frac{1}{1-\lambda_A-\lambda_B} \begin{bmatrix} 1-\lambda_A-\lambda_B & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1-\lambda_B & 0 & \lambda_B & 0 \\ 0 & 0 & 1-\lambda_B & 0 & \lambda_B \\ 0 & \lambda_A & 0 & 1-\lambda_A & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_A & 0 & 1-\lambda_A \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & 0 & 1 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 \\ 1/L & 0 & 0 & 0 & 1 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 1 & 0 \\ 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (8)$$

そして、材端変形自由度から節点変形及び床フロア全体の並進変形とねじれ回転変形自由度への座標変換

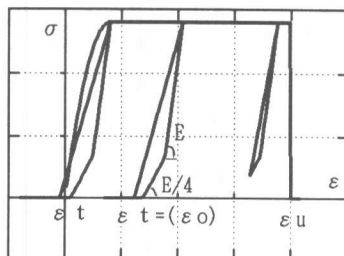


図 3 コンクリートの復元力特性

を行い、部材剛性行列を合成する。

⑤梁部材は材端塑性バネ法で理想化し、復元力特性は

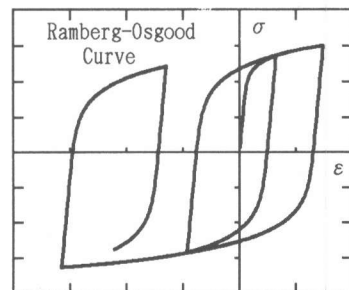


図 4 鉄筋の復元力特性

Takeda Tri-Linear Modelを用いた (図5)。

[3] 解析対象

図6、図7、図8に示すような各方向とも1スパンの鉄筋コンクリート造3、4、6階建て物を想定し解析対象とした。解析対象の寸法はそれぞれ表1、表2、表3に示す。全て建物の各層の重量を40tonに定めた。解析対象をそれぞれベースシャー係数にして0.3に相当する逆三角形分布水平力に対する弾性応力計算を行い、この時の柱、梁の応力に等しい強度を持つ部材を基準とし表

4に示す様な強度比の梁、柱からなるCASE1～CASE7のラーメンを想定した。表4中CASE1からCASE7の順に柱の強度が梁に対して増大していくが、弱いほうの耐力の値は ν -シャー係数0.3の場合に対応し、必要保有耐力を満足している。この降伏耐力の値を用い、次の式を使って、柱の引張筋面積 a_t を定める(ファイバーモデルの入力データ)。

$$\mu_u = 0.8 \sigma_y' a_t D + 0.5ND(1 - N/bDFc) \dots\dots\dots (9)$$

ここに $\sigma_y' = 3.85$ (TONF/CM²)、引張鉄筋の降伏点強度であり、 b は柱の断面幅で、 D は柱断面せいで、

F_c はコンクリート圧縮強度である。
 $N = N_d \pm N_e$ で、ここに、 N_d は鉛直荷重による柱の軸力で、 N_e は上述の逆三角分布水平荷重による柱

軸力である。諸骨組を算定した結果はそれぞれ表1、表2、表3に示し、ひび割れモーメントは曲げ降伏モーメント M_y の1/3にした。

表2 4階建て部材寸法及び $C_B=0.3$ の強度

| 階 | 梁断面 (CM ²) | 柱断面 (CM ²) | 梁の M_y (T. CM) | 柱の主筋 (CM ²) |
|---|------------------------|------------------------|------------------|-------------------------|
| 4 | 50×80 | 65×65 | 1100 | 9.00 |
| 3 | 50×80 | 65×65 | 2300 | 14.41 |
| 2 | 50×80 | 65×65 | 3300 | 17.04 |
| 1 | 50×80 | 65×65 | 3600 | 27.00 |

表1 3階建て部材寸法及び $C_B=0.3$ の強度

| 階 | 梁断面 (CM ²) | 柱断面 (CM ²) | 梁の M_y (T. CM) | 柱の主筋 (CM ²) |
|---|------------------------|------------------------|------------------|-------------------------|
| 3 | 45×75 | 60×60 | 1000 | 9.00 |
| 2 | 45×75 | 60×60 | 2000 | 12.26 |
| 1 | 45×75 | 60×60 | 2600 | 20.00 |

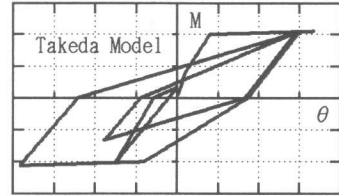


図5 梁の復元力特性

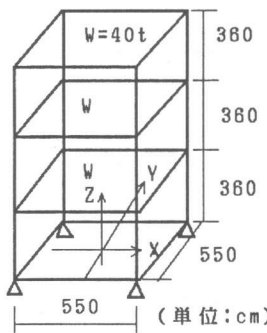


図6 3階建

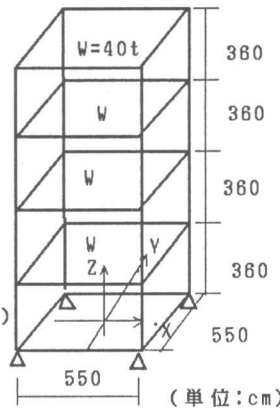


図7 4階建

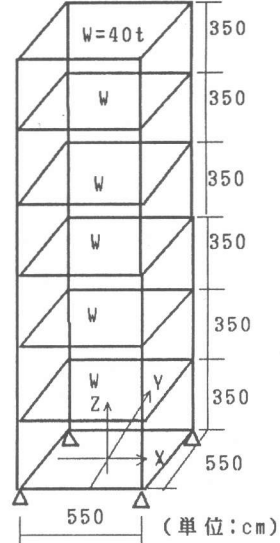


図8 6階建

[4] 解析手法

Newmark β 法($\beta=1/4$)の増分形で減衰行列が瞬間剛性行列に比例するものとし(減衰定数一次固有周期に対して3.5%)、TOHOKU 1978 NS成分(最大加速度300gal)をX方向に、EW成分(最大加速度236gal)をY方向に入力し積分時間刻みを0.02秒とし動的応答解析を行った。解析は諸ラーメンに対し

てCASE1～CASE7のモデルを対象してX方向の入力、X、Y方向同時に入力の2種類の入力方法とした。ファイバーから生じた不釣合い応力は柱不釣合い軸力から計算した不釣合い軸歪をファイバー要素内部で解除するようにして、はりの材端から生じた不釣合い力はTakeda復元力内部で解除するようにした。梁のTakedaモデルの除荷時剛性低下指数は0.4とした。降伏点剛性の低下率及び降伏後の剛性低下率はそれぞれ弾性剛性に対して

0.3 と0.03とした。柱の断面は、コンクリートを9要素、鉄筋を4要素のサブエレメントに分割した。採用した材料の諸定数は表5に示す。

[5] 解析結果

柱の降伏状況を剛性低下率によって比較する。剛性低下率 α は $\alpha = \theta_y / \theta_{max}$ により定義する (θ_y :降伏回転角; θ_{max} :最大応答回転角)。初期軸力の基に鉄筋降伏する時の材端曲率算出して、逆対称モーメント分布とパラボラ柔性分布の仮定による曲率分布から θ_y を算定した。更に、各柱それぞれの剛性低下率 α を求めて、その中の最小値は、図9に示す。剛性低下率が1以上であれば柱の降伏は生じておらず、1より小さい場合は柱降伏していることになる。図9によれば、1軸の場合ではCASE3、CASE4以降は梁先行降伏型になり、2軸の場合ではCASE6、CASE7で梁先行降伏型になった。

図10には、2軸と1軸入力に対する各層の応答層間変形絶対値の和をそれぞれD2、D1とし、その相対増大率 $[(D2-D1)/D1*100]$ を縦軸としたものである。図11、図12、図13にはそれぞれ3、4、6階建ての1軸、2軸応答でのNS方向の最大応答層間変形角の分布を示す。CASE1～CASE7と柱が強くなれるにつれて1軸、2軸両方とも応答値が減少し、共に2軸が1軸により

応答の増大値も段々に減少する様子が見える。これは柱の強度が上がるにつれて降伏型が柱降伏

表3 6階建て部材寸法及び $C_B=0.3$ の強度

| 階 | 梁断面 (CM ²) | 柱断面 (CM ²) | 梁のMy (T. CM) | 柱の主筋 (CM ²) |
|---|------------------------|------------------------|--------------|-------------------------|
| 6 | 60×75 | 65×65 | 1100 | 9.06 |
| 5 | 60×75 | 65×65 | 2400 | 15.72 |
| 4 | 60×80 | 70×70 | 3900 | 21.30 |
| 3 | 60×80 | 70×70 | 4700 | 27.28 |
| 2 | 60×85 | 75×75 | 5600 | 32.64 |
| 1 | 60×85 | 75×75 | 5300 | 45.70 |

表4 柱と梁の降伏耐力の比率

| CASEの定義 | CASE-1 | CASE-2 | CASE-3 | CASE-4 | CASE-5 | CASE-6 | CASE-7 |
|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| M _y 柱/M ₀ 柱 | 1.0 | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 |
| M _y 梁/M ₀ 梁 | 1.2 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

[注] M_y柱:柱の降伏耐力, M₀柱 :C_B=0.3の外力時の柱の応力
M_y梁:梁の降伏耐力, M₀梁 :C_B=0.3の外力時の梁の応力

表5 採用した材料定数

| コンクリート | | 鉄筋 | |
|---|--------------------------|---|--|
| E _c =210 ton/cm ² | F _c = 0.21ton | σ _y =3.000 ton/cm ² | E _s =2160 ton/cm ² |
| ε _{c0} =0.0025 | ε _u =0.25 | γ=10 (Ramberg-Osgood曲線のn) | (Ramberg-Osgood曲線のn) |

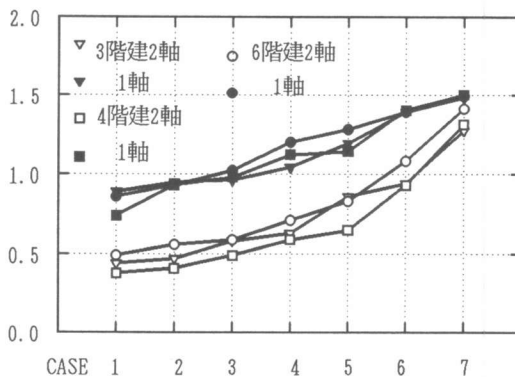


図9 剛性低下率

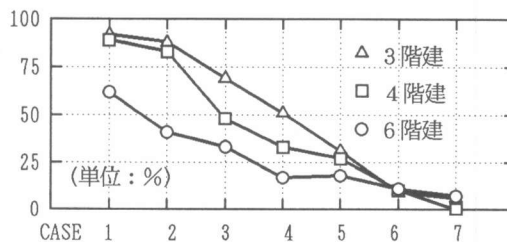


図10 2軸効果より骨組全体変形の相対増大率

型から梁降伏型に移行する様を示している。CASE 1～CASE 3 までの場合では 2 軸と 1 軸の応答差が顕著に (50%～100%) 見られる。CASE 4、CASE 5 の場合は 2 軸と 1 軸の応答差は見えるが明らかに小さく (20%～50%) なり、柱強度が梁より 1.5 倍の CASE 6 から 2 軸、1 軸の違いはほとんど (10% 以下) 見られない。いずれ解析対象でも同様に以上の現象が現れた。

また、今回の研究では、定量的な結論は言えないが、図10によれば、構造物の層数が増加すると、2 軸による応答の増大率は減少する傾向が見られる。

最上層床重心位置水平 2 方向応答変位履歴によると、ある方向の応答が最大になる時、他方向は最大値の 30%～50% になる現象が見られる。つまり、柱の設計では 2 方向の応答の同時性を採り入れる必要がある。ここで、3 層骨組の CASE 4 と 6 層骨組の CASE 2 の場合を図 14 に示す。

図 15、図 16、図 17 に示すように、絶対値は小さいが諸ケースとも、各層の Z 軸回りの最大応答ねじれ回転角が 2 方向地震入力の場合では単に 1 方向入力よりかなり増加した。解析対象はすべて質量、剛性の分布が均等であり、また平面的に対称性を持つものであるが、いわゆる不慮のねじれ振動 (accidental torsion) がおこり、これは 2 方向入力の場合特に大きい。

図 18 には柱部材の復元力履歴 (CASE2) の一つを表す。2 軸入力の場合ではその最大曲率は 1 軸の場合よりかなり大きい。したがって、この曲率に基づいて算出した応答変形が 2 軸効果をあらわす。

図 19 には柱部材の軸力の変動状態を例示する。2 軸入力の場合では 1 軸の場合より軸力の変動幅が大きいことがわかった。

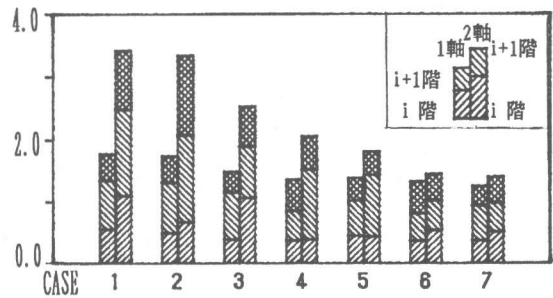


図11 3階建のNS方向最大層間変形角分布 (10^{-2} rad)

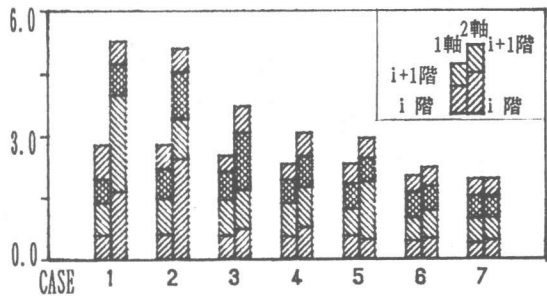


図12 4階建のNS方向最大層間変形角分布 (10^{-2} rad)

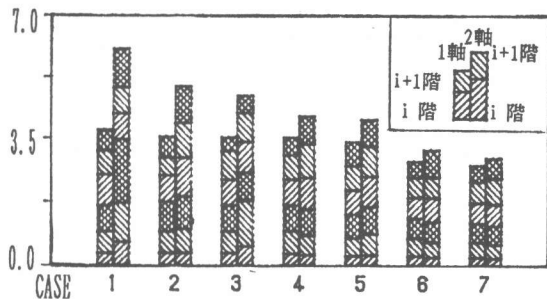


図13 6階建のNS方向最大層間変形角分布 (10^{-2} rad)

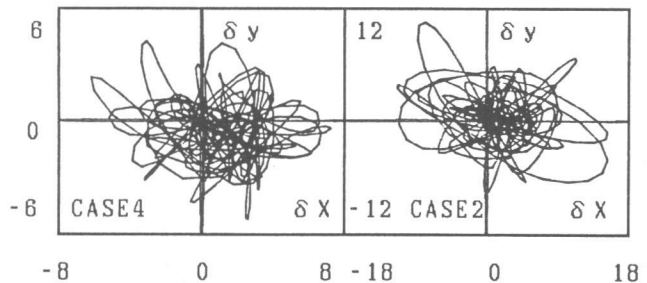


図14 3階建(左)、6階建(右)の最上階の応答変位 (cm)

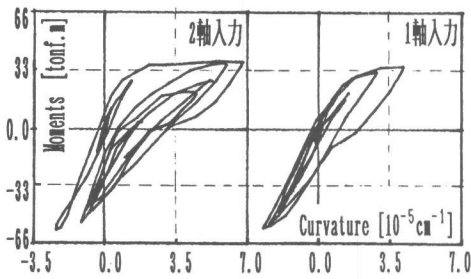


図18 6階建の1階柱脚のファイバーモデルの復元力

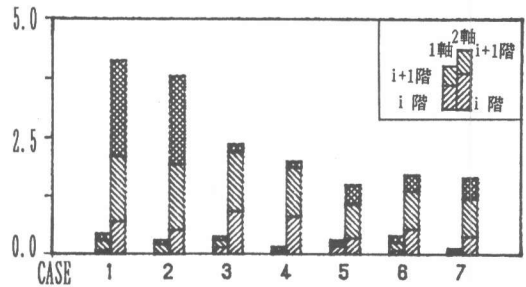


図15 3階建の最大ねじれ変形角分布(10^{-2} rad)

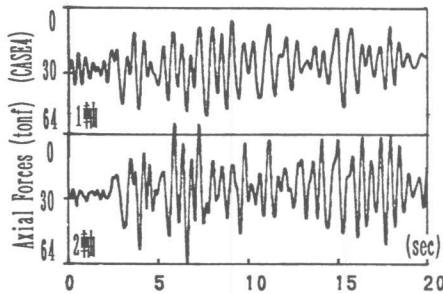


図19 3階建の1階柱脚の軸力履歴

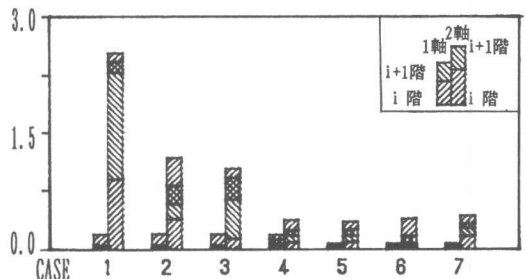


図16 4階建の最大ねじれ変形角分布(10^{-2} rad)

[6] まとめ

2軸曲げと変動軸力の影響を同時に考慮することを目的として純ラーメンを試設計して立体の弾塑性地震応答解析を行い、以下の結果が得られた。

① 2方向地震力を考慮すると、柱の強度を梁より40~50%強くしないと、柱降伏は防げない。つまり、梁降伏型降伏機構を実現するためには動的な増幅に対する安全係数も含めて2軸効果の安全係数を1.5以上にする必要がある。

② 建物の層数を増加すると、2軸効果が弱められる傾向がある。

③ 梁降伏型骨組の場合では2軸曲げの影響を考慮しても1方向と2方向地震入力に関して水平応答変位は余り変わらないが、柱降伏型骨組の場合では2方向入力ではその応答が増大する。

④ 不慮のねじれ振動は2方向入力により増大する。

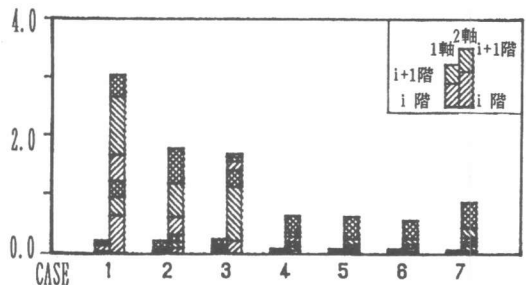


図17 6階建の最大ねじれ変形角分布(10^{-2} rad)

[参考文献]

- 1) 岡田恒男他:「2方向に対する鉄筋コンクリート建物の応答」日本建築学会大会学術講演梗概集、1981, pp1289~1290
- 2) 周通泉、壁谷澤寿海、末永保美:「2方向地震入力に対する立体構造物の弾塑性応答解析」日本建築学会大会学術講演梗概集、1988, pp291~292
- 3) 周通泉:「立体ラーメン構造の弾塑性地震応答解析」横浜国立大学修士論文、1988年