

## 5. 地震最大応答の簡易評価方法

建築物の耐震性能の評価は、地震により生じる応答と設定した限界状態の比較によって行われる。そこでは、応答値を如何に精度良く推定できるかが一つの大きな課題である。構造部材に関する性能評価のためには、応答値として層間変位、部材の変形や応力などの最大応答が関わってくる。

性能評価の原則は「応答値が限界値を上回らないこと」であるが、応答値と限界値の比較に際しては、応答値の平均値と変動係数、あるいは上限値の定量化が必要である。応答値、限界値とも、本来、ばらつきを有する事象であるので、応答値が限界値を上回らない確率を非超過確率として性能を明示する方法が考えられる。応答値の変動要因としては、入力地震動のばらつき、材料や部材の強度や剛性のばらつき、解析精度などが挙げられる。しかしながら、これら変動要因のすべてを確率的に把握するのは困難であり、耐震性能の確率的表現は現状では必ずしも容易ではない。そこで、ばらつきを見込んで、平均値より安全側の上限値を応答値の特性値とし、同様に下限側に与えた限界値の特性値との確定値同士の比較により、性能を照査する方法も考えられる。

本章では、構造物に対して設計応答スペクトルが与えられた時に、層間変位、部材の変形や応力など、構造物の各部位の最大応答を推定する方法について検討する。ここでは、入力地震動は設計応答スペクトルという形で確定的に与えられることを前提とする。そのため、応答値の変動要因のうち、地震動時刻歴の違いによるばらつきのみを扱うことになる。

本章で検討する推定方法を大別すると、以下の2種類である。

- ・時刻歴応答解析を行う方法 (5.1節, 5.2節)
- ・時刻歴応答解析を用いない方法 (5.3節, 5.4節)

時刻歴応答解析を用いる方法においては、与えられた設計応答スペクトルに適合する地震動時刻歴を想定して地震応答解析を行うが、地震動時刻歴の違いによる応答値のばらつきに対する対処方法を検討することになる。時刻歴応答解析を用いない方法においては、地震動時刻歴による応答値のばらつきを包括し得る推定方法を検討する。

### 5.1 地震応答解析を用いる方法

入力地震動の時刻歴が確定できれば、時刻歴地震応答解析が地震最大応答の厳密解を得る唯一の方法である。しかし、地震動時刻歴を確定できない現状においては、設計用地震力は応答スペクトルによって与えられるのが通例であり、1波の地震動時刻歴による地震応答解析結果は一つの特解に過ぎない。この個別性を取り除くために、複数波の地震動時刻歴を想定して地震応答解析を行うことになるが、相変わらず、応答値の平均値あるいは上限値の特定には難しい工学的判断が要求される。そのため、実際の設計においては、地震応答解析結果は、単なる参考値として使用されるのに留まっている。

本節では、数個の地震応答解析結果から、地震動時刻歴の違いによるばらつきを斟酌して、地震最大応答の平均値を予測する方法について検討する。

### 5.1.1 地震最大応答のばらつき

まず、入力地震動として加速度応答スペクトルが同一な数種の地震動時刻歴を用い、構造物の各部位に生じる最大応答のばらつきについて検討し、ばらつきを定式化することを試みる。構造物の諸因子や地震動の応答スペクトル特性の違いによるばらつきの違いを検討する。

#### (1) 5種類の地震動時刻歴におけるばらつき

2.2節では、同一の応答スペクトルを有する5種類の模擬地震動を設定した。3.3.4(2)に示したように、目標加速度応答スペクトルが同一であっても位相特性が異なることにより、最大応答の分布も変わってくる。ここでは、1組の構造物と応答スペクトルの組み合わせについて得られる5種類の最大応答値に関して、その変動係数を求める。変動係数  $CV$  は、式5.1.1により算出する。

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (5.1.1)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{x} - X_i)^2}{n}} \quad (5.1.2)$$

ここに、 $X_i$ ：地震動時刻歴ごとの最大応答値、 $n$ ：地震動時刻歴数であり、 $\bar{x}$  および  $\sigma$  は、それらの平均および標準偏差である。

最大応答1次等価変位および最大応答層間変位に関する変動係数を図5.1.1に示す。ここでは、(1) 構造物12aと応答スペクトル Sa4の組み合わせ（以下、12a-Sa4）、(2) 構造物12cと応答スペクトル Sa2の組み合わせ（12c-Sa2）、(3) 構造物12eと応答スペクトル Sa2の組み合わせ（12e-Sa2）、および(4) 構造物12gと応答スペクトル Sa4の組み合わせ（12g-Sa4）の4種類の組み合わせについて、入力地震動の倍率を0.05倍、0.10、0.20倍、0.40倍、以降、0.20倍刻みで増大させる。応答は正負を区別せず、正負の絶対値の大きい方を最大応答値とする。各図は、全体塑性率 $\mu$ に関する5種類の地震応答解析結果の平均値を横軸とし、最大応答1次等価変位と、12層、6層および1層の最大応答層間変位に関する変動係数を示している。

最大応答1次等価変位について、弾性時においても変動係数は2.0～10%程度である。これは、模擬地震動の作成誤差と、地震動の減衰効果の違いの2つに起因する。各模擬地震動の弾性加速度応答スペクトルは、目標応答スペクトルに完全に一致しておらず、最大で変動係数10%程度のばらつきがある。また、模擬地震動作成時の目標加速度応答スペクトルの減衰定数は5.0%であるのに対し、地震応答解析における1次モードに対する減衰定数は3.0%であるので、地震動ごとの減衰の効果の違いも若干表れることになる。

構造物が塑性化すると変動係数は上昇し、およそ10～20%程度である。全体塑性率が大きいほど変動係数が大きい訳ではなく、変動係数の極大に達する全体塑性率は、構造物と応答スペクトルの組み合わせごとに異なる。12a-Sa4および12g-Sa4では全体塑性率1.5程度で最も大きく、12c-Sa2および12e-Sa2では全体塑性率3.0程度で最も大きい。

塑性域における最大応答 1 次等価変位のばらつきは、模擬地震動の位相特性に起因するところが大きく、模擬地震動の作成誤差の影響はほとんど無いと考えられる。例えば、12c-Sa2において  $kns2$  と  $tew2$  を比較すると、全体塑性率 2.0 付近までは両者の最大応答 1 次等価変位の比は 1.15 未満であり大差は無いが、それより大きい変形では  $kns2$  の変形の増大が大きく、変形が増大するほど両者の最大応答 1 次等価変位の比が増大し 1.50～1.80 程度に達する。一方、弾性 1 次固有周期である 0.72 秒以上の領域における弾性加速度応答スペクトルを比較すると、 $kns2$  と  $tew2$  の応答スペクトル値に微妙な差はあるものの、両者の比の最大は 1.13 であり、大小関係も一定ではなく、ある周期において  $kns2$  が大きくても、周期が微小変化すれば  $tew2$  の方が大きい。すなわち、等価周期に相当する加速度応答スペクトル値は、必ずしも  $kns2$  の方が大きいとは限らない。

最大応答 1 次等価変位の大きさに関する位相特性の順番は、構造物と応答スペクトルの組み合わせごとに異なる。例えば、応答スペクトル Sa2 について、全体塑性率 3.0 程度における最大応答 1 次等価変位は、構造物 12c では  $kns2$  が最大であるが、構造物 12e では逆に  $kns2$  が最小であったりする。

このように、最大応答 1 次等価変位のばらつきと位相特性との因果関係は不明な点は多いが、先に述べたように、位相特性の違いにより変動係数 10～20% 程度のばらつきが生じる。

最大応答層間変位に関する変動係数は、全体塑性率に大きく依存し、弾性時や変形の小さい領域では比較的小さく、全体塑性率 0.8～2.0 程度で最も大きくなり、それより大きな変形では逆に小さくなる。弾性時における変動係数は、12 層でやや大きくなる場合もあるが、全層で大差はなく概ね 10% 程度である。これは 1 次等価変位に関する変動係数とほぼ等しい。全体塑性率 0.8 程度を超えると、全層のうち、5 層あるいは 6 層付近で最も変動係数が小さくなり、1 層や 12 層では変動係数が増大する場合が多い。5 層あるいは 6 層の変動係数は、最大応答 1 次等価変位の変動係数と同程度である。

最大応答層間変位のばらつきには 2 つの要因が考えられる。第一に最大応答 1 次等価変位のばらつきであり、第二に 2 次モードの 1 次モードとの重なり具合の違いである。この考えに基づけば、2 次モードの層間変位がゼロに近い 6 層付近では、二つ目の要因が消え、1 次等価変位に関する変動係数とほぼ等しくなり、また、変動係数の高さ方向の分布は、 $({}_2\beta_{i+1}-{}_2\beta_i)/({}_1\beta_{i+1}-{}_1\beta_i)$  と関連があることになる。ここに、刺激関数  ${}_m\beta_m u_i$  は  $i$  階の  $m$  次刺激関数である。

12c-Sa2、12e-Sa2 および 12g-Sa4 の 3 例では、特に 12 層のばらつきが大きく、変動係数は 40% を超える時もある。逆に、12a-Sa4 では、12 層のばらつきは小さく、1 層のばらつきが大きい。これは、12a-Sa4 では上層部が降伏しないことに関係すると思われる。

変動係数と全体塑性率の関係は、層ごとに、あるいは構造物と応答スペクトルの組み合わせごとに異なるので、この関係に一般性は見出せない。

図 5.1.1 に示した構造物と応答スペクトルの同一の組み合わせについて、最大応答層せん断力の変動係数を図 5.1.2 に示す。各図は、全体塑性率  $\mu$  の平均を横軸とし、1 層、6 層および 12 層の最大応答層せん断力を採りあげて示している。比較のため、最大応答 1 次等価変位の変動係数も示しているが、これは図 5.1.1 に示したものと同一である。

最大応答層せん断力に関する変動係数は、各層、各構造物と応答スペクトルの組み合わせについて、比較的小さく、2.0～15% 程度である。すべての層のほぼすべての全体塑性率について、最大応

答層せん断力の変動係数は、最大応答1次等価変位の変動係数よりも小さい値である。位相特性の違いは、最大応答層せん断力よりも最大応答層間変位に関して大きなばらつきを生じる。

(1)では5種類ずつの地震動時刻歴について変動係数を検討したが、試料数が少なすぎると言えなくもない。そこで(2)および(3)では、別に100波ずつの模擬地震動を作成して同様の検討を行う。

## (2) ランダム位相特性におけるばらつき

2.2.2(3)で模擬地震動を作成する際には、既往の強震観測記録のフーリエ位相スペクトルをそのまま用いたが、ここではフーリエ位相をランダムに与えた100波の模擬地震動を作成する。すなわち、 $i$ 波目の模擬地震動のフーリエ位相角 $\phi_i(k)$ は、式5.1.3により与える。

$$\phi_i(k) = \text{rand}(0) \times 2\pi \quad \left( (k = 1, 2, \dots, N/2 - 1), i = 1, 2, \dots, 100 \right) \quad (5.1.3)$$

ここに、 $N$ : 地震動時刻歴のデータの総数(1024)である。 $\text{rand}(0)$ はSun Fortranの組み込み関数であり、0~1.0の間の周期 $2^{32}$ の擬似乱数を順番に返す。

目標加速度応答スペクトルはSa2として作成した100波の模擬地震動の加速度応答スペクトルと加速度応答スペクトル値の変動係数を図5.1.3に、第1波から3波までの加速度時刻歴とフーリエ位相差分スペクトルを図5.1.4に示す。なお、作成された模擬地震動の略称はr01~r100とする。

式2.2.18で与えられる誤差の2乗和平均は4波で20%を超え、これら4波では、周期0.1秒未満の領域における加速度応答スペクトル値が過大である。加速度応答スペクトル値の変動係数についても、周期0.1秒未満の領域ではやや大きい、周期0.2秒以上の領域では6.0%未満である。

作成した模擬地震動はいずれも、全時刻に渡って振幅が大きく、フーリエ位相差分スペクトルの形状も扁平型である。フーリエ位相をランダムに与えることにより、かえって、フーリエ位相差分スペクトルはすべて似たような形状になってしまう。そのため、東北大学NS以外の既往の強震観測記録4波のような明確な頂点を持つフーリエ位相差分スペクトルは得られず、様々な位相特性を網羅することはできない。結局、フーリエ位相差分スペクトルの形状がほぼ等しく、継続時間もほぼ等しい100種類の模擬地震動が作成される。

作成した100個のランダム位相特性による模擬地震動と構造物12cおよび構造物12eとの組み合わせについて、最大応答1次等価変位および各層の最大応答層間変位の変動係数を図5.1.5に示す。

弾性時における最大応答1次等価変位に関する変動係数は、構造物12cでは8.3%、構造物12eでは9.1%である。減衰5.0%の弾性加速度応答スペクトルの変動係数が6.0%未満であったのに比べて、若干上昇する。これは、構造物の地震応答解析では1次モードに対する減衰定数を3.0%としているので、地震動ごとの減衰の効果の違いが表れるためである。全体塑性率が增大するほど、最大応答1次等価変位に関する変動係数は微増し、両構造物において変動係数は16%程度に達する。

最大応答層間変位について、5層および6層の変動係数は、最大応答1次等価変位の変動係数と同程度であり、1層および12層の変動係数はそれより大きい。特に12層の変動係数が大きく、構造物12cでは全体塑性率2.0程度で52%に達し、構造物12eでは全体塑性率1.4程度で44%に達する。1



層の変動係数は、構造物12c では全体塑性率2.0程度で29%であり、構造物12e では全体塑性率2.0程度で24%である。

100個のランダム位相特性による変動係数を、図5.1.1に示した5種類の地震動時刻歴による変動係数と比較すると、構造物12c では全体的に両者は近い値であり、構造物12e では12層の変動係数が小さく、6層の変動係数が大きい。また、100種類の模擬地震動による変動係数の方が、全体塑性率の変動に伴う変化が小さく安定しており、全体塑性率－変動係数関係の曲線も滑らかである。

最大応答層間変位と部材塑性率の分布の一例を図5.1.6に示す。ここでは、(1)構造物12c と各模擬地震動の加速度の倍率を1.40倍とした組み合わせ（以下、12c-Sa2(1.4)と略記）、および(2)構造物12e と模擬地震動の加速度の倍率を2.0倍とした組み合わせ（12e-Sa2(2.0)）を採りあげて示している。図5.1.6の(a)は100種類の模擬地震動による最大応答層間変位の分布であり、(b)および(c)は、それぞれ最大応答層間変位および部材塑性率について、100種類の模擬地震動による解析結果の平均値、80%上限値、および最大値を、フーリエ位相を既往の強震観測記録から定めた5種類の模擬地震動による解析結果と比較している。

100種類の模擬地震動による最大応答層間変位の最大値と最小値の比は、12c-Sa2(1.4)の1層で2.7、12層で6.9であり、12e-Sa2(2.0)の1層で2.8、12層で5.9である。応答スペクトルが同一で、さらに、フーリエ位相差分スペクトルの形状がほぼ等しくても、最大応答の分布の違いは著しく大きい。100種類の模擬地震動による解析結果と、2.2節のフーリエ位相を既往の強震観測記録から定めた5種類の模擬地震動による解析結果を比較すると、最大値は前者の方がかなり大きいですが、平均値は比較的近い。5種類の最大値を100種類の80%上限値と比較すると、12c-Sa2(1.4)では全層で近い値であり、12e-Sa2(2.0)では特に上層部で5種類の最大値の方が小さい、

### (3) 同一位相差分スペクトルにおけるばらつき

フーリエ位相差分スペクトルの形状に明確な頂点がある例として El Centro NS (1940) (加速度時刻歴の使用時間：20.48秒、データの総数：1024個)を採り上げ、これと同一のフーリエ位相差分スペクトルを有する100波の模擬地震動を作成する。原波のフーリエ位相差分 $\Delta\phi_{\text{org}}(k)$ は式5.1.4で表され、 $i$ 波目の模擬地震動のフーリエ位相差分 $\Delta\phi_i(k)$ を式5.1.5および式5.1.6により与える。すなわち、作成する模擬地震動のフーリエ位相差分は、 $N/2-2$ 個ある元の波のフーリエ位相差分をランダムに並べ替えたものである。

$$\Delta\phi_{\text{org}}(k) = \phi_{\text{org}}(k+1) - \phi_{\text{org}}(k) \quad (k = 1, 2, \dots, N/2 - 2) \quad (5.1.4)$$

$$\Delta\phi_i(k) = \Delta\phi_{\text{org}}(k') \quad ((k = 1, 2, \dots, N/2 - 2), i = 1, 2, \dots, 100) \quad (5.1.5)$$

$$k' = \text{int}(\text{rand}(0) \times (N/2 - 2)) + 1 \quad (5.1.6)$$

ここに、 $N$ ：地震動時刻歴のデータの総数(1024)である。 $\text{rand}(0)$ はSun Fortran の組み込み関数であり、0～1.0の間の周期  $2^{32}$  の擬似乱数を順番に返す。式5.1.6では  $\text{rand}(0)$ を用い、1～ $N/2-2$ の間の整数の乱数を作成している。

目標加速度応答スペクトルは  $Sa_2$  として作成した100波の模擬地震動の加速度応答スペクトルと加速度応答スペクトル値の変動係数を図5.1.7に、第1波から3波までの加速度時刻歴とフーリエ位相差分スペクトルを図5.1.8に示す。なお、作成された模擬地震動の略称は  $e_{01} \sim e_{100}$  とする。

式2.2.18で与えられる誤差の2乗和平均は7波で10%を超え、1波で20%を超える。誤差の程度は概ねランダム位相としたときより小さいが、周期0.1秒未満の領域で、加速度応答スペクトル値の変動係数がやや大きいのは同様である。周期0.1秒以上の領域では、加速度応答スペクトル値の変動係数は6.0%未満である。

フーリエ位相差分の分布は、すべての模擬地震動で全く共通である。地震動時刻歴の包絡線はフーリエ位相差分スペクトルの形状に似ているので、模擬地震動はいずれも、時刻の前半に比較的大きな振幅を有している。なお、模擬地震動  $ens_2$  も合わせた101波は、応答スペクトルが等しく、かつ、フーリエ位相差分スペクトルも同一な地震動である。

作成した  $ens_2$  と同一の位相差分を有する100種類の模擬地震動と構造物12c および構造物12e との組み合わせについて、最大応答1次等価変位および各層の最大応答層間変位の変動係数を図5.1.9に示す。

弾性時における最大応答1次等価変位に関する変動係数は、構造物12c では9.4%、構造物12e では8.5%である。大変形における最大応答1次等価変位の変動係数は17%程度に達する。弾性時および大変形とも、ランダム位相特性による変動係数と大差は無い。

6層の最大応答層間変位に関する変動係数は、最大応答1次等価変位の変動係数よりも若干大きく、全体塑性率2.0程度で構造物12c および構造物12e とともに約19%である。1層の変動係数は、構造物12c では24~28%であり、構造物12e では22~25%である。12層の変動係数が最も大きいのは、ランダム位相特性による変動係数と同様であるが、構造物12c では全体塑性率2.0程度で56%であり、構造物12e では全体塑性率1.7程度で50%に達する。ランダム位相特性による変動係数と比較すると、特に12層については  $ens_2$  と同一の位相差分の方が若干大きい、全般的に大差はない。応答スペクトルとフーリエ位相差分スペクトルの両方が等しくても、最大応答のばらつきは大きい。

最大応答層間変位と部材塑性率の分布を図5.1.10に示す。同図は図5.1.6に対応し、(1)構造物12c と各模擬地震動の加速度の倍率を1.40倍とした組み合わせ ( $12c-Sa_2(1.4)$ )、および(2)構造物12e と模擬地震動の加速度の倍率を2.0倍とした組み合わせ ( $12e-Sa_2(2.0)$ ) を対象としている。

100種類の模擬地震動による最大応答層間変位の最大値と最小値の比は、 $12c-Sa_2(1.4)$  の1層で3.2、12層で6.4であり、 $12e-Sa_2(2.0)$  の1層で3.0、12層で7.4であり、ランダム位相特性による模擬地震動よりもさらに増大する場合もある。100種類の模擬地震動による最大応答層間変位の平均値同士を、ランダム位相特性による場合と比較すると、 $12c-Sa_2(1.4)$  および  $12e-Sa_2(2.0)$  とともに、ランダム位相特性の方がより上層部増大型の応答変形分布である。ただし、平均値にはこのような差が見られるものの、ばらつきを考慮に入れて比較すれば、両者の最大応答層間変位の分布には明確な差が見出せない。

$ens_2$  と同一の位相差分にもランダム位相特性と同様に、100種類の解析結果の最大値は、2.2節で設定した5種類の模擬地震動による解析結果に比べて著しく大きい、100種類の80%上限値は5種

類の解析結果の最大値に近い。また、模擬地震動 ens2を、同一の位相差分を有する100種類の模擬地震動と比較すると、12c-Sa2(1.4)における ens2の最大応答変形の分布は、100種類の平均よりも下層部増大型であり、12e-Sa2(2.0)においては100種類の平均値に非常に近い。

#### (4) 諸因子の影響

30階建て構造物における各層の最大応答層間変位の変動係数を図5.1.11の(1)および(2)に示す。30c-Sa2および30g-Sa4の組み合わせであり、図5.1.1の(2)および(4)にそれぞれ対応する。

30階建て構造物における変動係数は、最大応答1次等価変位や1層の最大応答層間変位については、12階建て構造物とはほぼ等しい。また、変動係数が最も小さくなる層は、2次モードの層間変位はゼロに近い13層付近となる。最上層に関する変動係数は、12階建ての最上層と比べて著しく大きく、30c-Sa2では全体塑性率2.0付近で76%に達し、30g-Sa4では全体塑性率1.2付近で105%に達する。27層あるいは28層の変動係数は、12階建ての最上層と同程度である、

上層部の部材の強度を高めた構造物12c1における各層の最大応答層間変位の変動係数を図5.1.11の(3)に、部材の降伏点割線剛性低下率の分布を変動させた構造物12cYにおける各層の最大応答層間変位の変動係数を図5.1.11の(4)に示す。いずれも応答スペクトル Sa2との組み合わせであり、図5.1.1の(2)の構造物12cが比較対象となる。また、各構造物と模擬地震動の加速度の倍率を1.40倍とした組み合わせについて、最大応答層間変位の分布を比較して図5.1.12に示す。

上層部の部材の強度を高めた構造物12c1では、最大応答1次等価変位や1層あるいは6層の最大応答層間変位の変動係数は、構造物12cとほぼ等しい。12層の変動係数について、全体塑性率との関係曲線は、全体塑性率が大きい側にシフトしている。12層の変動係数は、12c-Sa2では全体塑性率2.0程度で最大に達するのに対して、12c1-Sa2では全体塑性率2.6程度で最も大きい。Sa2(1.4)に対して、構造物12cおよび構造物12c1とも全体塑性率は1.7程度であり、12層の変動係数は、構造物12c1の方が若干小さい。12c1-Sa2(1.4)では、12階の梁はens2およびkns2の2波に対してのみ曲げ降伏に達し、13(R)階の梁はいずれに対しても曲げ降伏未達である。一方、12c-Sa2(1.4)では、tns2に対して13(R)階の梁が曲げ降伏未達であるのを除き、12階および13(R)階の梁はいずれも曲げ降伏に達している。12層の変動係数は、12階および13(R)階の梁の塑性率と関係があり、それらが曲げ降伏未達である領域における変動係数は小さく、曲げ降伏を超えると変動係数は増大する。

上層部の部材の降伏点剛性低下率を低下させ、逆に下層部の部材の降伏点剛性低下率を増大させた構造物12cYでは、構造物12cと比較して、1層あるいは12層の最大応答層間変位の変動係数が小さい。降伏点剛性低下率の分布を変化させることにより、ens2のみ他の4波と異なり上層部の変形の増大の割合が小さく、結果として、構造物12cYにおける変動係数は小さくなっている。それゆえ、構造物12cYにおける変動係数が小さいことは、今回使用した5種類の地震動時刻歴に対してのみ当てはまることであり、一般性はないと思われる。

#### (5) 変動係数の定量化

(1)～(3)の検討より、2.2節で設定した5種類ずつの模擬地震動による変動係数でも十分傾向は把

握できると判断し、この5種類ずつの模擬地震動による変動係数より変動係数を定式化することを試みる。

図5.1.1によれば、各層の最大層間変位の変動係数は、構造物の全体塑性率との相関関係は構造物ごとに異なり、定かではない。また、部材の耐力の分布の異なる構造物群の検討より、最大応答層間変位の変動係数は、隣接する部材の塑性化の度合いに関係があると推察された。

そこで、最大応答層間変位の変動係数と隣接する部材の平均塑性率の関係を図5.1.13に示す。例えば、12層には、その上下の13(R)階と12階の2つの梁が隣接するが、検討対象とした構造物において両者の塑性率に大差はないので、ここでは下側の12階の梁の塑性率を選択している。同様に、図5.1.13の各図は、それぞれ、11層の層間変位と11階の梁、5層の層間変位と5階の梁、1層の層間変位と1層柱脚について、最大応答層間変位の変動係数と部材の平均塑性率の関係を示している。なお、部材の平均塑性率とは、5種類の地震応答解析結果の平均値である。ここでは、固有周期を変動因子とした7種類の構造物と4種類の応答スペクトルの組み合わせを対象とした。図における記号は、構造物を色で区別し、応答スペクトルを数字で区別している。

12層の変動係数と12階の梁の平均塑性率の関係では、平均塑性率1.0程度まででは変動係数は0.2程度未満であるが、平均塑性率が1.0を超えると変動係数は急増する。これは、すべての構造物と応答スペクトルの組み合わせに共通している。変動係数の最大値や、大きな変形における変動係数の値は、構造物と応答スペクトルの組み合わせごとに大きく異なる。11層の変動係数については、12層ほど顕著ではないが、同様に、11階の梁の平均塑性率が1.0を超える付近で変動係数が増大する。5層や1層では、隣接する部材の塑性率が増大しても、変動係数の増大はほとんど見られない。

各層の変動係数は、隣接する部材の塑性率が1.0未満であれば、全層で5.0～20%程度である。隣接する部材の塑性率が1.0を超えると、変動係数が増大し、特に上層部において顕著である。上層部を除けば、変動係数は10～25%程度である。

12階建て構造物および30階建て構造物について、部材の平均塑性率が2.0に達した時の最大応答層間変位に関する変動係数の分布を図5.1.14に示す。なお、まず、入力地震動の倍率を0.05倍、0.10倍、0.20倍、0.40倍、以降、0.20倍刻みで増大させ、各階の部材の平均塑性率が始めて2.0を超える倍率を求める。この倍率における直上の層の変動係数を、部材の平均塑性率2.0到達時の変動係数とする。層ごとに異なる入力地震動の倍率における変動係数を採集することになる。ここでは、固有周期を変動因子とした7種類の12階建て構造物および2種類の30階建て構造物を対象とした。12a-Sa3および12a-Sa4における11階および12階の梁と、30c-Sa4における28階から30階までの梁は、全体塑性率が4.0に達するまでに塑性率が2.0に到達しないので、除外して示している。

部材の平均塑性率2.0到達時の変動係数12階建て構造物および30階建て構造物とも、上層部の変動係数が大きく、中下層部では同程度の変動係数である。例外的に、構造物12a および構造物12bにおいて、下層部の変動係数が若干大きくなる例も見られる。また、構造物12e および構造物12f では、上層部の変動係数が比較的小さい。これらは、使用した5種類の地震動時刻歴に依存した特性であり、別の地震動時刻歴を用いれば、変動係数も変化するのと考えられる。

12階建て構造物の各層の変動係数について、28種類の構造物と応答スペクトルの組み合わせのうちの上から2番目あるいは3番目の値を選択すれば、1層から9層までで約25%、10層で30%、11層で38%、12層で48%である。同様に、30階建て構造物の各層の変動係数については、1層から23

層までで約25%、上層ほど変動係数も上昇し、27層で50%、29層で80%、30層で約100%である。

以上をまとめて、 $i$ 層の最大応答層間変位に関する変動係数  $CV_i$  は、式5.1.7および式5.1.8により与えることができる。

隣接する部材の平均塑性率が1.0未満のとき、

$$CV_i = 0.15 \tag{5.1.7}$$

隣接する部材の平均塑性率が1.0以上のとき、

$$\begin{aligned} CV_i &= 0.25 & \left( i \leq \frac{3n}{4} \right) \\ CV_i &= 0.25 + 0.08 \left( i - \text{int} \left( \frac{3n}{4} \right) \right) & \left( i > \frac{3n}{4} \right) \end{aligned} \tag{5.1.8}$$

ここに、 $n$ ：階数である。

なお、式5.1.8は、より解析例の多い12階建て構造物に適合するように定めている。10層で33%、11層で39%、12層で47%である。これを30階建て構造物に適用すれば、変動係数は29層で81%、30層で89%になる。また、簡略的に全体高さの4分の3以下では一定としている。図5.1.5あるいは図5.1.9に示した解析例のように、5層および6層の変動係数が小さく、1層の変動係数は若干大きい、という結果などには対応していない。

式5.1.7および式5.1.8は、平均塑性率1.0において不連続であり、さらに、関連する部材の平均塑性率の算出方法が定かではないという点で、実用上の問題がある。そこで、構造物の使用性を検証する際の応答値の推定には式5.1.7を、修復性あるいは安全性を検証する際の応答値の推定には式5.1.8を用いることが考えられる。

5.1.2 ばらつきを考慮した評価方法

前項における検討のように、地震動時刻歴の違いによる地震最大応答のばらつきは小さくない。与えられた応答スペクトルに対する地震最大応答の評価方法として、地震応答解析を用いようとするならば、この地震動時刻歴の違いによる応答のばらつきに対処する必要がある。1種類の地震動時刻歴による地震応答解析結果があったとしても、それが平均値程度の値であるのか、最大あるいは最小寄りの値であるのかを判断することは難しい。

(1) 地震動波形の選択

ばらつきを考慮する最も簡単な方法として、数多くの地震動時刻歴を用いた地震応答解析を行うことが考えられる。複数の地震応答解析結果の最大値あるいは平均値が推定値となる。3種類の地震動時刻歴を用いた場合は最大値とし、5種類の地震動時刻歴を用いた場合には平均値とする、などの方法が考えられる。しかし、地震動時刻歴の数を増しても、依然、その中に上限寄りの応答値を与えるような地震動が含まれるかは不明である。地震動時刻歴の数を増大させるほど安全側の推定値が与えられることになるが、反面、損な設計を強いられるという不合理な面もある。

次に、数種類の位相特性を規定することも考えられる。しかし、地震動の位相特性については不

明な点が多く、本研究においても、位相特性と地震最大応答の関係の解明には至らなかった。さらに、地震動の継続時間や包絡形を表すと考えられているフーリエ位相差分スペクトルが同一であっても、フーリエ位相差分の並びが異なれば、地震最大応答も大きく変わってくる、ということも明らかになった。そのため、単に、フーリエ位相差分スペクトルを変えるだけでは不十分であり、同一のフーリエ位相差分に対して複数のフーリエ位相を検討する方が良い。

本研究では、サンプルとすべき地震動時刻歴の選択に関する提言をするには至っていないが、経験的には、本研究で用いた El Centro NS (1940)、八戸 EW (1968)、神戸海洋気象台 NS (1995)、Taft EW (1952)、東北大学 NS (1978) の 5 種類の位相特性は、固有周期の広い範囲の構造物に対して、適度なばらつきをもって最大応答を与えることができると言える。

## (2) 地震最大応答の平均値の推定

ここでは、地震応答解析で得られた解析結果に対して、前項で定式化した変動係数をもとに確率的な処理を行うことにより、地震最大応答の平均値を推定する方法について検討する。

一般に、平均 $\mu$ 、分散 $\sigma^2$ の正規分布に従う母集団からランダムに  $n$  個のサンプルをとって、その平均 $\bar{x}$ を求めると、 $\bar{x}$ の値はサンプルごとにばらつくが、 $\bar{x}$ は正規分布に従い、平均は式5.1.9で、分散は式5.1.10で表される。

$$\text{平均} \quad E(\bar{x}) = \mu \quad (5.1.9)$$

$$\text{分散} \quad V(\bar{x}) = \sigma^2 / n \quad (5.1.10)$$

また、標準正規分布に従う  $u$  が任意の値以下の値、あるいは任意の値以上の値をとる割合は、それぞれ、式5.1.11および式5.1.12で表される。両式において、 $K_\epsilon$ を0.84とすれば  $1-\epsilon$ は0.80、 $K_\epsilon$ を1.28とすれば  $1-\epsilon$ は0.90、 $K_\epsilon$ を1.65とすれば  $1-\epsilon$ は0.95である。

$$\text{Prob}(u \leq K_\epsilon) = 1 - \epsilon \quad (5.1.11)$$

$$\text{Prob}(K_\epsilon \leq u) = 1 - \epsilon \quad (5.1.12)$$

式5.1.12を $\bar{x}$ の分布に適用すれば式5.1.13となり、さらに書き換えると式5.1.14となる。

$$\text{Prob}\left(K_\epsilon \leq \frac{\bar{x} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}}\right) = 1 - \epsilon \quad (5.1.13)$$

$$\text{Prob}\left(\mu \leq \left(\bar{x} + K_\epsilon \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)\right) = 1 - \epsilon \quad (5.1.14)$$

すなわち、 $100(1-\epsilon)\%$ の信頼率で推定される母集団の平均 $\mu$ の上限は、式5.1.15で表される。

$$\mu \leq \bar{x} + K_\epsilon \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (5.1.15)$$

分散が既知である時、サンプルデータの平均から母集団の平均を推定する時、サンプルデータ

の数  $n$  を増大させれば、信頼区間の幅は  $\sqrt{n}$  に比例して狭くなる。

本研究において、 $n$  個の地震応答解析結果から、与えられた応答スペクトルに対する地震最大応答の平均値を推定するのにあたっては、式5.1.15の右辺で表される平均値の90%信頼率の上限を推定平均値  $\hat{\mu}$  に設定する。 $i$  層の最大応答層間変位の推定平均値  $\hat{\delta}_i$  は、式5.1.16となる。

$$\hat{\delta}_i = \bar{\delta}_i \left( 1 + 1.28 \frac{CV_i}{\sqrt{n}} \right) \tag{5.1.16}$$

ここに、 $n$ : サンプル数、 $\bar{\delta}_i$ : サンプルの平均値、すなわち、 $n$  個の地震応答解析結果による  $i$  層の最大応答層間変位の平均値、 $CV_i$ :  $i$  層の最大応答層間変位に関する変動係数である。変動係数  $CV_i$  は、式5.1.7および式5.1.8によって与えられると仮定する。

推定平均値  $\hat{\delta}_i$  のサンプルの平均値  $\bar{\delta}_i$  に対する割増率  $\hat{r}_i$  は、式5.1.17である。

$$\hat{r}_i = 1 + 1.28 \frac{CV_i}{\sqrt{n}} \tag{5.1.17}$$

式5.1.17で表されるサンプルの平均値に対する割増率は、表5.1.1(a)に示す通りとなる。比較のため、信頼率を95%としたときの倍率を同表の(b)に示す。

変動係数が大きく、サンプル数が少ないほど、大きな増幅が必要となる。12階建ての最上層は変動係数49%であるが、サンプル数を3以上とすれば、20~40%程度の割り増しとなる。

表5.1.1 サンプルの平均値に対する割増率

(a) 信頼率90%				(b) 信頼率95%			
サンプル数	変動係数			サンプル数	変動係数		
	15%	25%	49%		15%	25%	49%
1	1.19	1.32	1.63	1	1.25	1.41	1.81
2	1.14	1.23	1.44	2	1.18	1.29	1.57
3	1.11	1.18	1.36	3	1.14	1.24	1.47
4	1.10	1.16	1.31	4	1.12	1.21	1.40
5	1.09	1.14	1.28	5	1.11	1.18	1.36
10	1.06	1.10	1.20	10	1.08	1.13	1.26

(3) 提案方法の適用例

提案方法による最大応答層間変位の推定平均値を図5.1.15に示す。ここでは、1つの応答スペクトルに対して、それに適合する地震動時刻歴を数波用意し、地震応答解析を順次実行し、地震応答解析のサンプル数を増大させるごとに、式5.1.16により最大応答層間変位の推定平均値を算出する。

まず、図5.1.15(1)および(2)は、それぞれ、構造物12cと応答スペクトル Sa2の倍率を1.40とした組み合わせ (12c-Sa2(1.4))、および、構造物12eと応答スペクトル Sa2の倍率を2.0とした組み合わせ (12e-Sa2(2.0)) を対象としている。図5.1.15(1a)および(2a)では、2.2節で設定した5種類の模擬地震動を用い、ens2, hew2, kns2, tew2, tns2の順に地震応答解析を行っていく。図5.1.15(1b)および(2b)では、ランダム位相特性の模擬地震動のうちの5種類を用い、r01, r02, r03, r04, r05の順に地

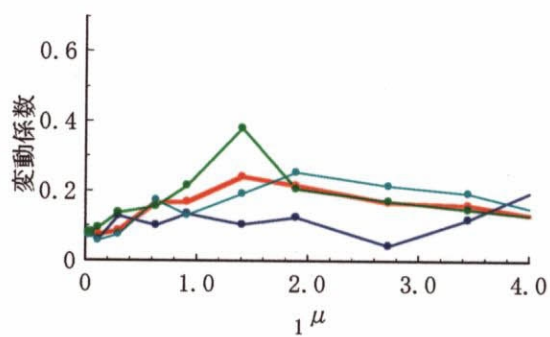
震応答解析を行っていく。図5.1.15(1c)および(2c)では、ランダム位相特性の模擬地震動のうちの別の5種類を用い、r21, r22, r23, r24, r25の順とする。なお、図中の「平均1」は2.2節で設定した5種類の模擬地震動による解析結果の平均値であり、「平均2」はランダム位相特性の100種類の模擬地震動による解析結果の平均値である。比較的大変形を検討対象としているので、各層の最大応答層間変位に関する変動係数は、その近辺の部材の変形量にかかわらず式5.1.8によって与える。

次に、図5.1.15(3)～(5)は、各々、構造物12aと応答スペクトル Sa4の倍率を1.20とした組み合わせ(12a-Sa4(1.2))、構造物12cと応答スペクトル Sa2の倍率を2.80とした組み合わせ(12c-Sa2(2.8))、および、構造物12gと応答スペクトル Sa4の倍率を3.0とした組み合わせ(12g-Sa4(3.0))を対象としている。いずれも、2.2節で設定した5種類の模擬地震動を用い、ens, hew, kns, tew, tnsの順に地震応答解析を行っていく。図中の「平均」は5種類の模擬地震動による解析結果の平均値である。ここでも、すべての層の最大応答層間変位に関する変動係数は式5.1.8によって与える。

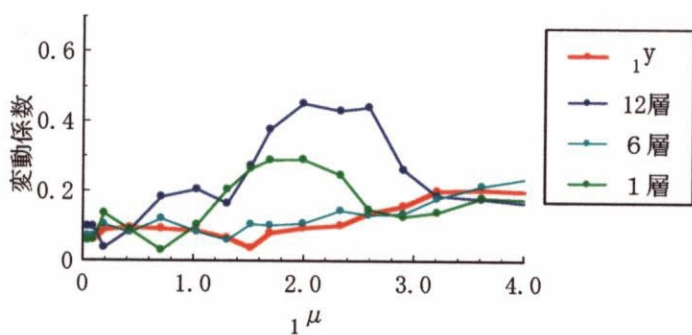
すべての解析例において、実行する地震応答解析の数が極端に少なくても、実際の平均値よりもほぼ安全側の推定平均値が得られる。(1a)の下層部のみ、サンプル数が1の時、推定平均値の方が実際の平均値よりもわずかに小さい。下層部よりも上層部の割増率が大きいため、1つ目に行う地震応答解析結果が上層部増大型寄りの応答変形分布であれば、上層部の推定平均値は著しく大きくなる一方で、下層部の推定平均値が過小評価となる可能性がある。この例として、(1a)(1b)(2c)が相当する。逆に、1つ目の地震応答解析結果が下層部増大型の変形分布であっても、大きく割り増される上層部の推定平均値が過小評価となる可能性は小さい。(1c)(2a)などがその例である。

地震応答解析の数を増大させるほど推定平均値を低減できるはずであるが、実際には、サンプル数3以上ではあまり変化がない。(1a)(2c)(3)の下層部のように、サンプル数5による推定平均値が少ないサンプル数に比べて増大する場合もある。サンプル数3と5では、中下層部に対する割増率に0.04しか差がないためである。変動係数の大きい上層部については、概ね、サンプル数が増大するほど、推定平均値も低減されている。

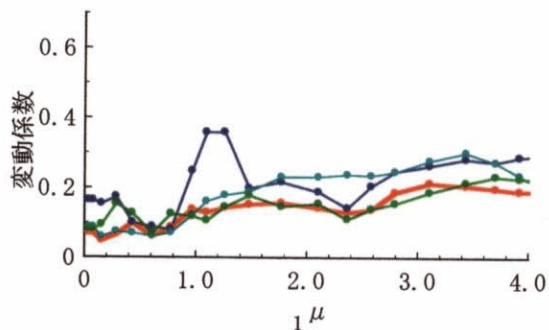




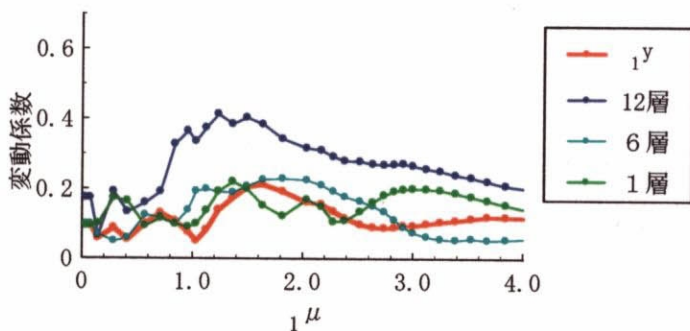
(1) 12a-Sa4



(2) 12c-Sa2

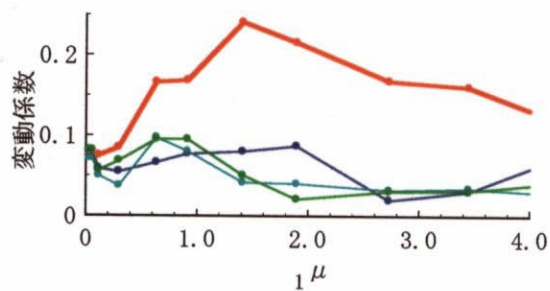


(3) 12e-Sa2

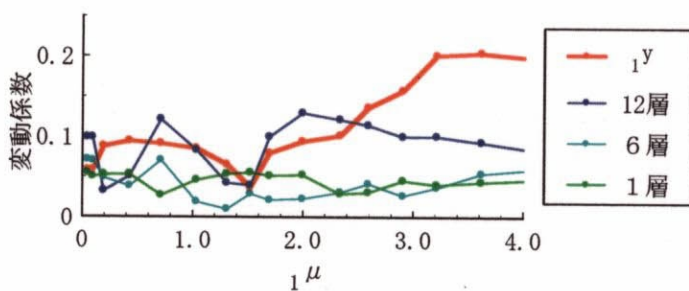


(4) 12g-Sa4

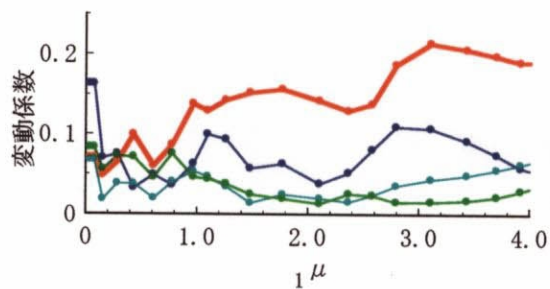
図5.1.1 最大応答層間変位の変動係数 一観測記録の位相特性 5種類一



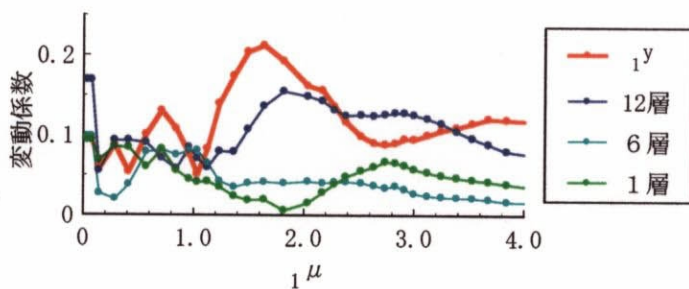
(1) 12a-Sa4



(2) 12c-Sa2

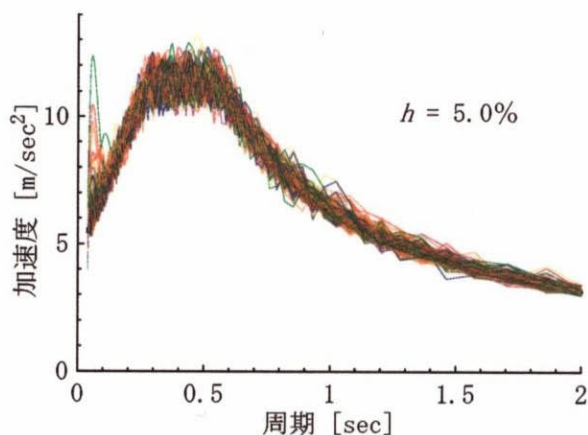


(3) 12e-Sa2

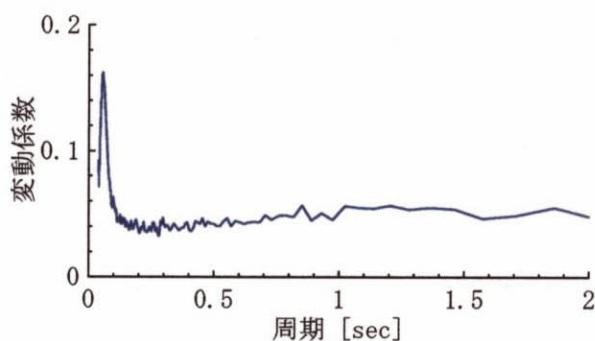


(4) 12g-Sa4

図5.1.2 最大応答層せん断力の変動係数 一観測記録の位相特性 5種類一

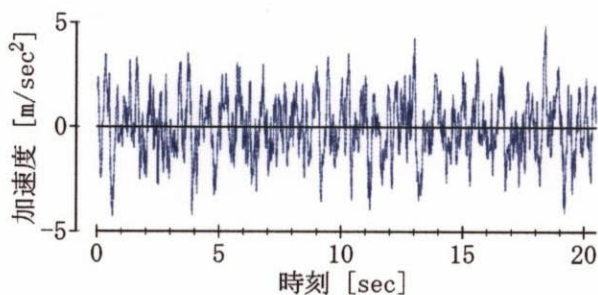


(1) 加速度応答スペクトル

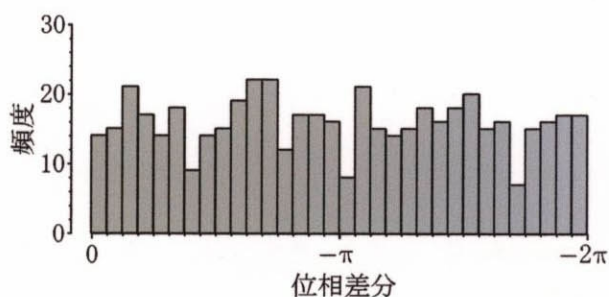


(2) 変動係数

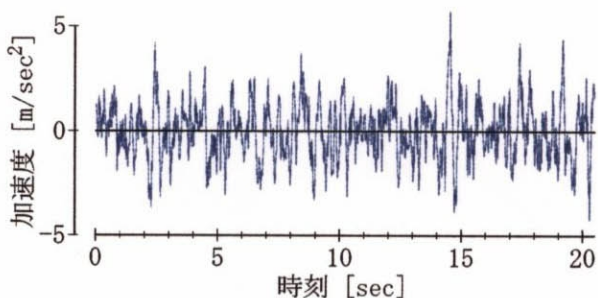
図5.1.3 加速度応答スペクトル —ランダムな位相特性 100種類—



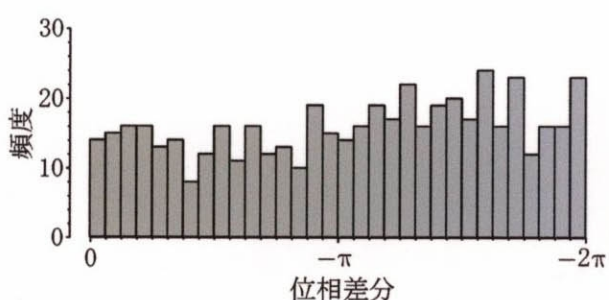
(1a) 模擬地震動 r01, 加速度時刻歴



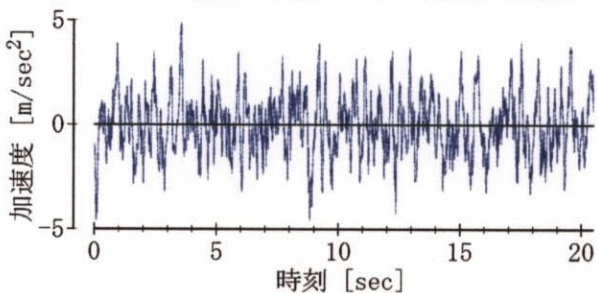
(1b) 模擬地震動 r01, 位相差分スペクトル



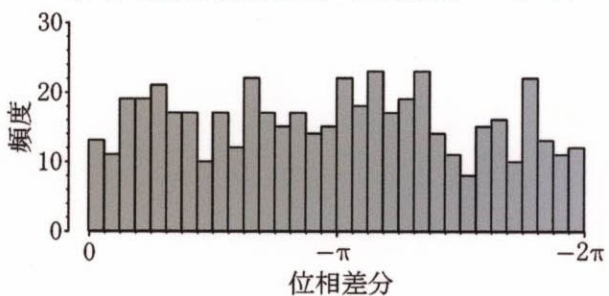
(2a) 模擬地震動 r02, 加速度時刻歴



(2b) 模擬地震動 r02, 位相差分スペクトル



(3a) 模擬地震動 r03, 加速度時刻歴



(3b) 模擬地震動 r03, 位相差分スペクトル

図5.1.4 加速度時刻歴とフーリエ位相差分スペクトル —ランダムな位相特性 100種類—

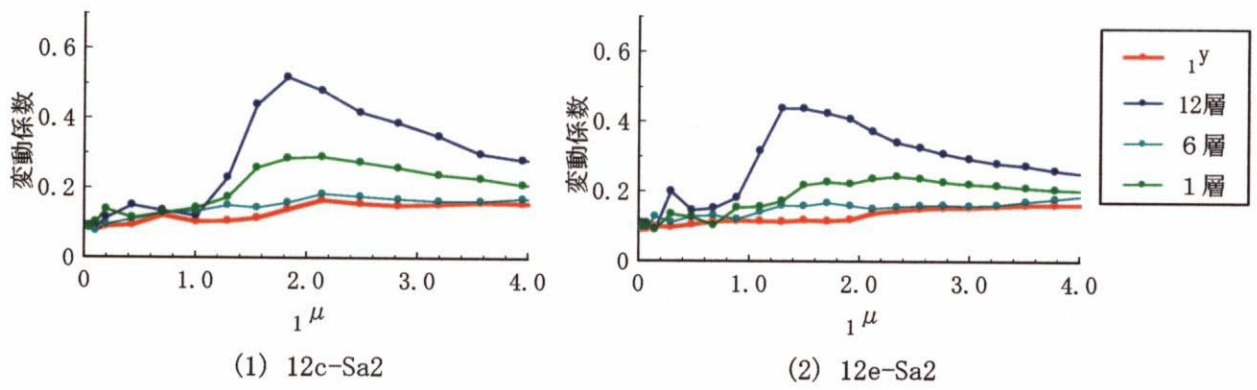


図5.1.5 最大応答層間変位の変動係数 —ランダムな位相特性 100種類—

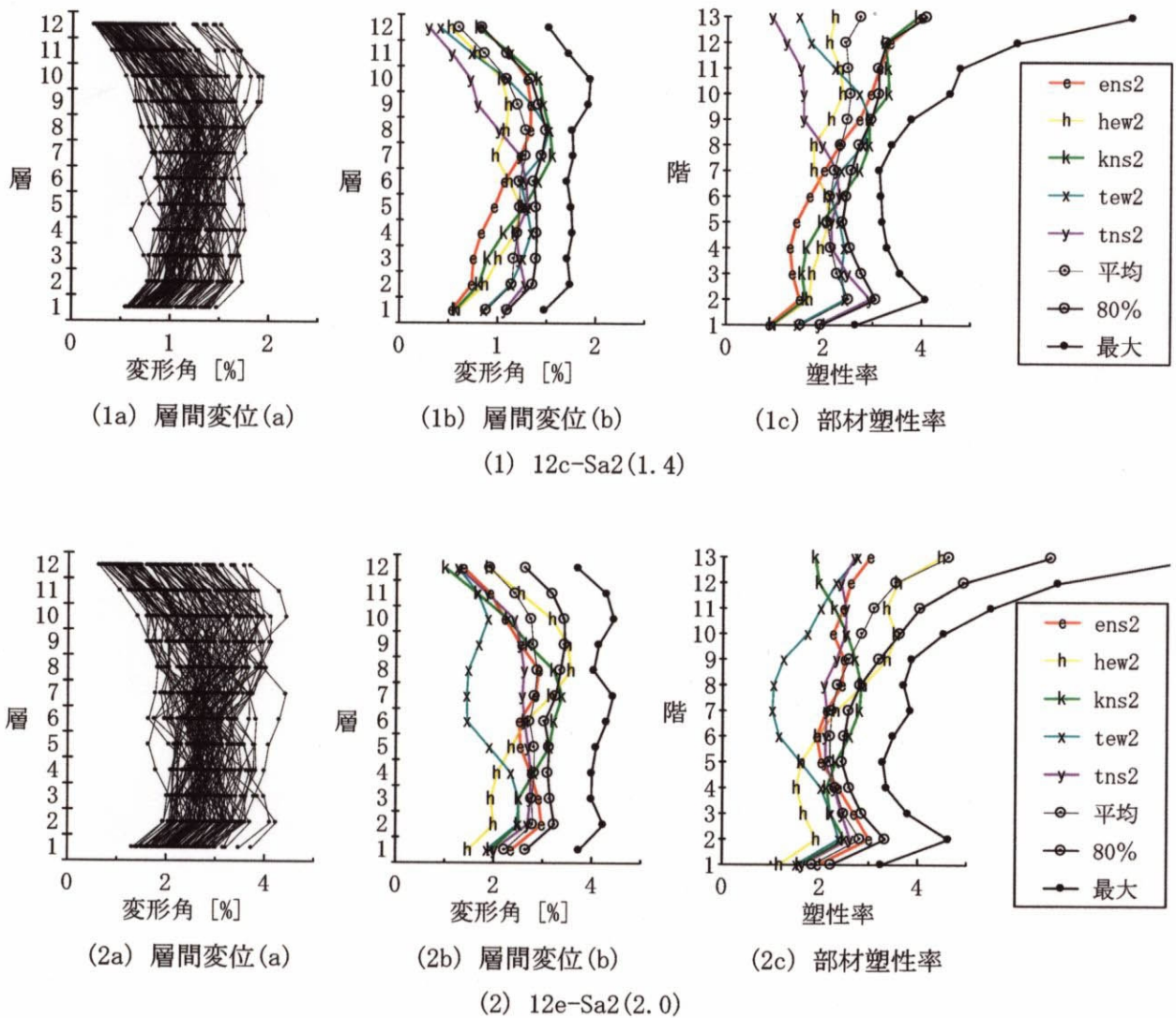
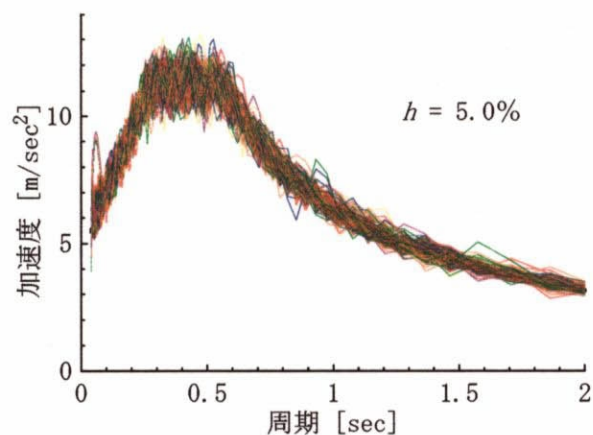
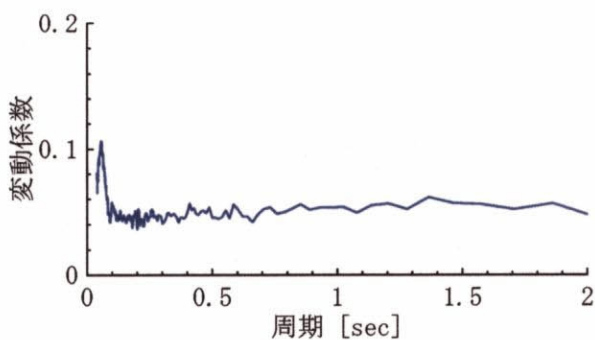


図5.1.6 最大応答層間変位と部材塑性率の分布 —ランダムな位相特性 100種類—



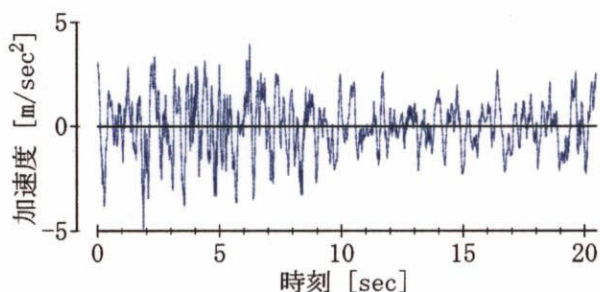


(1) 加速度応答スペクトル

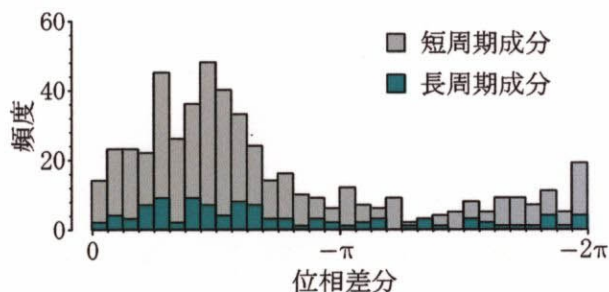


(2) 変動係数

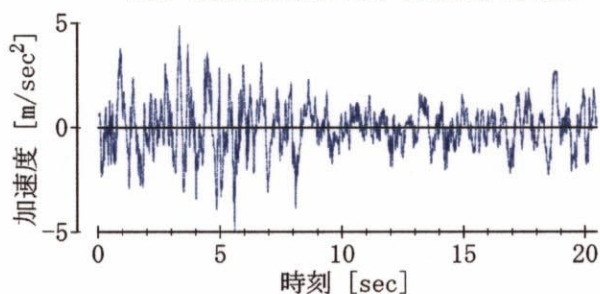
図5.1.7 加速度応答スペクトル —ens2と同一の位相差分 100種類—



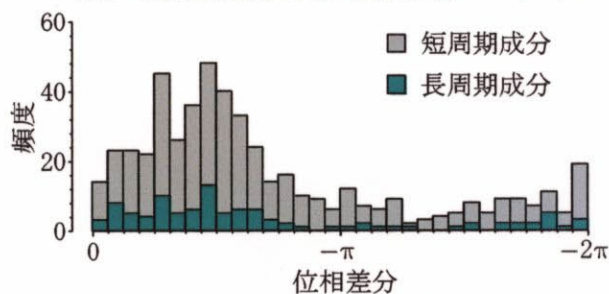
(1a) 模擬地震動 e01, 加速度時刻歴



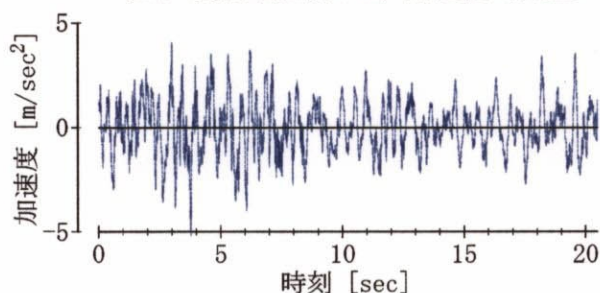
(1b) 模擬地震動 e01, 位相差分スペクトル



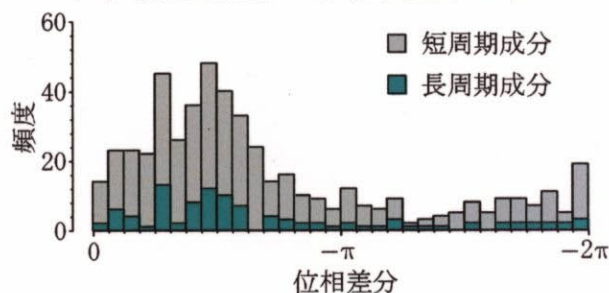
(2a) 模擬地震動 e02, 加速度時刻歴



(2b) 模擬地震動 e02, 位相差分スペクトル



(3a) 模擬地震動 e03, 加速度時刻歴



(3b) 模擬地震動 e03, 位相差分スペクトル

図5.1.8 加速度時刻歴とフーリエ位相差分スペクトル —ens2と同一の位相差分 100種類—

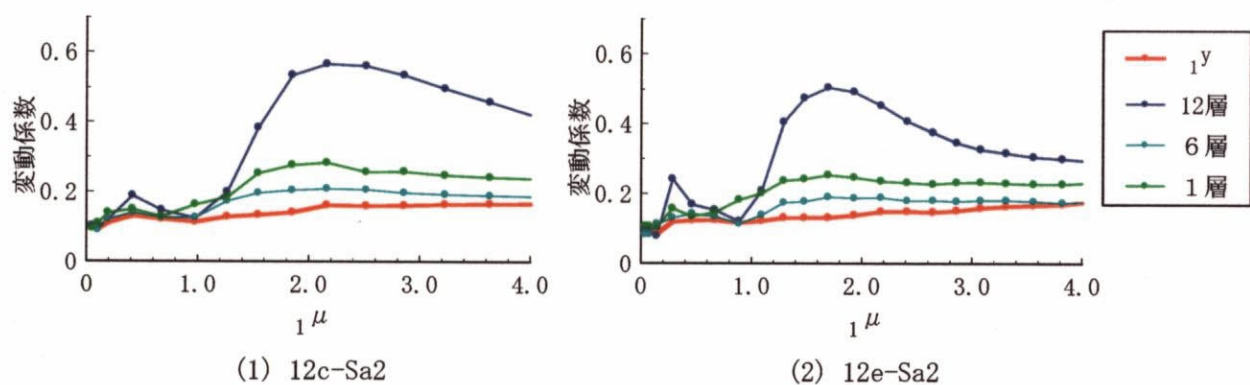


図5.1.9 最大応答層間変位の変動係数 —ens2と同一の位相差分 100種類—

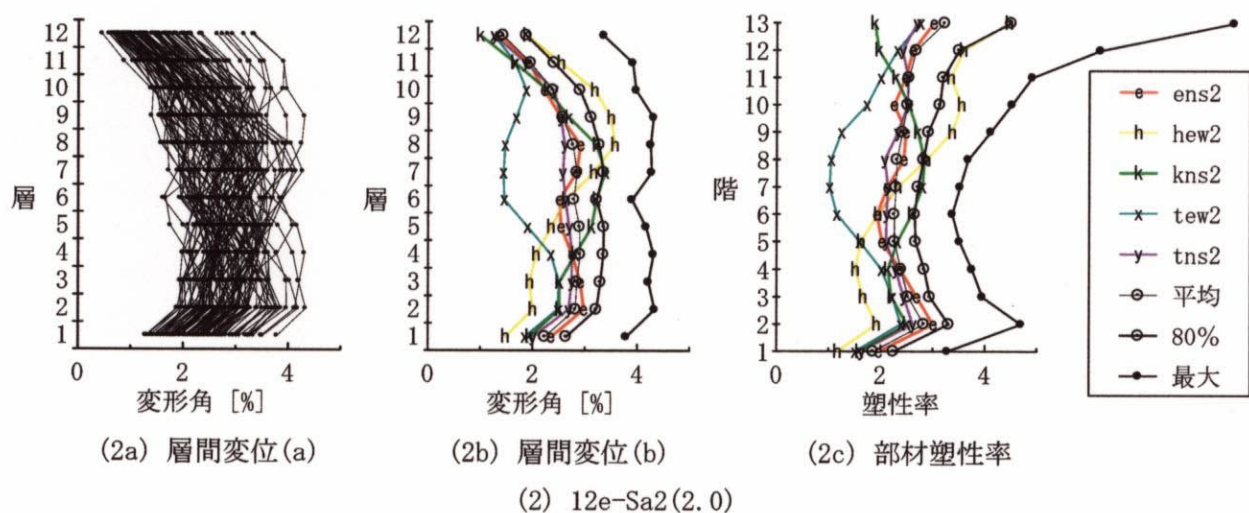
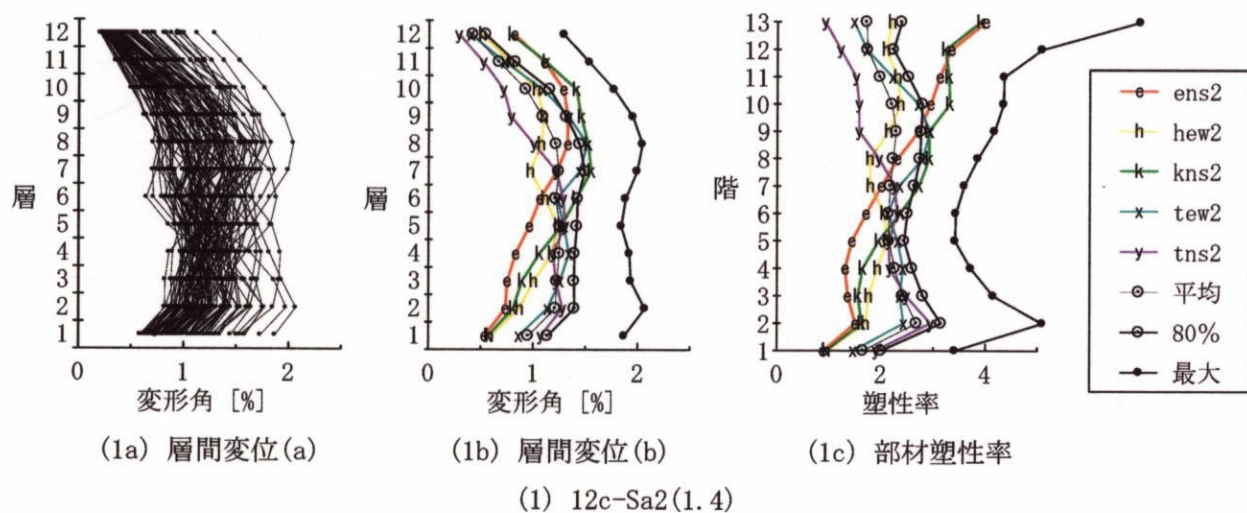


図5.1.10 最大応答層間変位と部材塑性率の分布 —ens2と同一の位相差分 100種類—

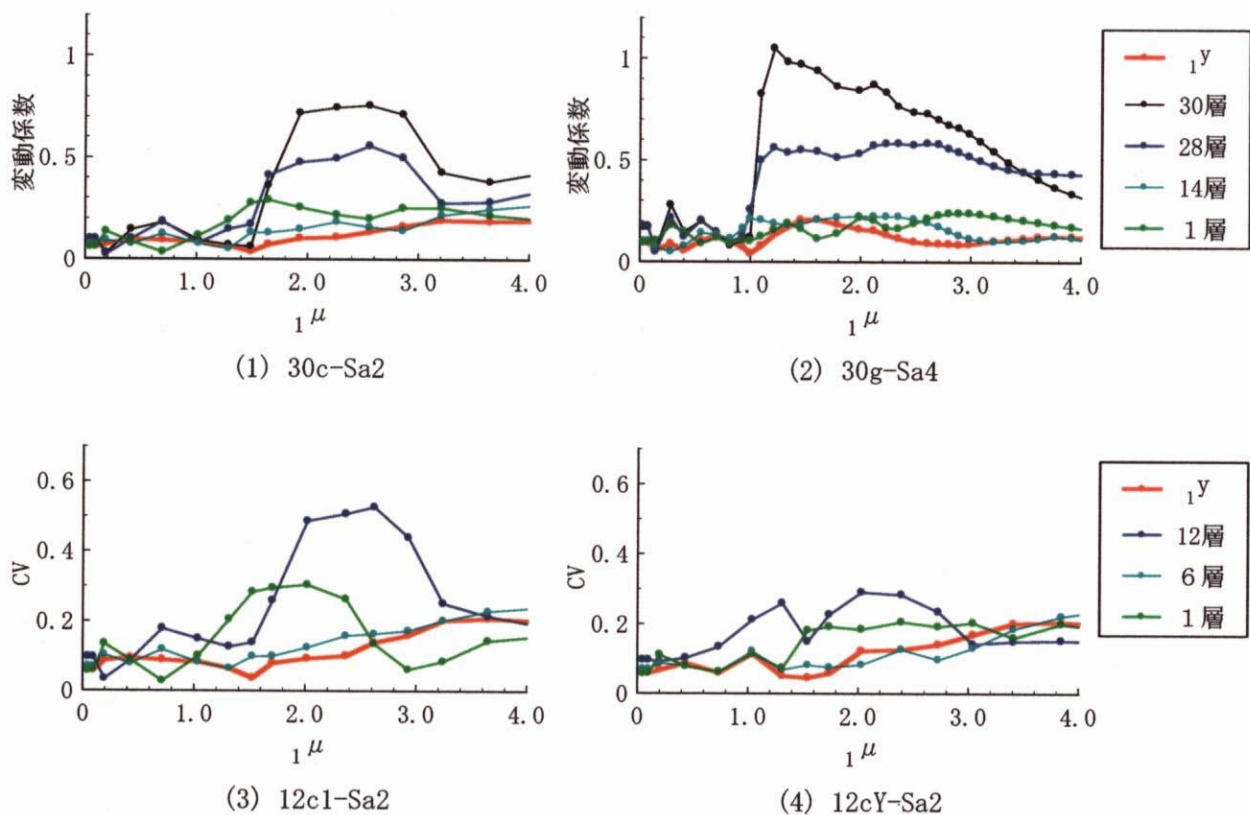


図5.1.11 最大応答層間変位の変動係数 ー諸因子の影響ー

	12c ( $1\mu = 1.70$ )		12c1 ( $1\mu = 1.71$ )		12cY ( $1\mu = 1.74$ )	
	変動係数	最大÷平均	変動係数	最大÷平均	変動係数	最大÷平均
1次等価変位	0.080	1.13	0.081	1.13	0.059	1.10
12層層間変位	0.377	1.46	0.259	1.33	0.227	1.32
5層層間変位	0.101	1.16	0.101	1.17	0.076	1.07
1層層間変位	0.289	1.48	0.295	1.47	0.192	1.34

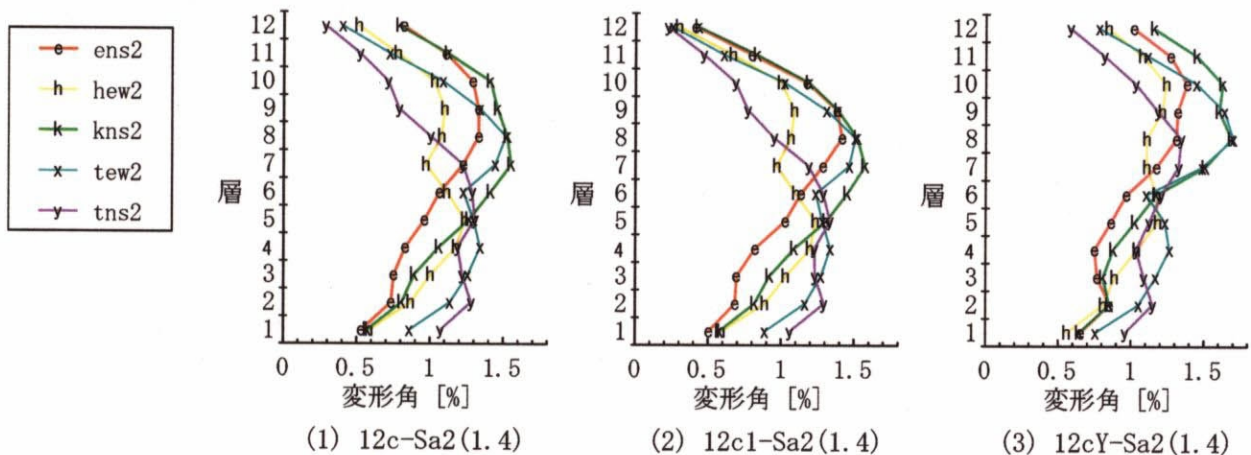


図5.1.12 最大応答層間変位の分布と変動係数 ー諸因子の影響ー



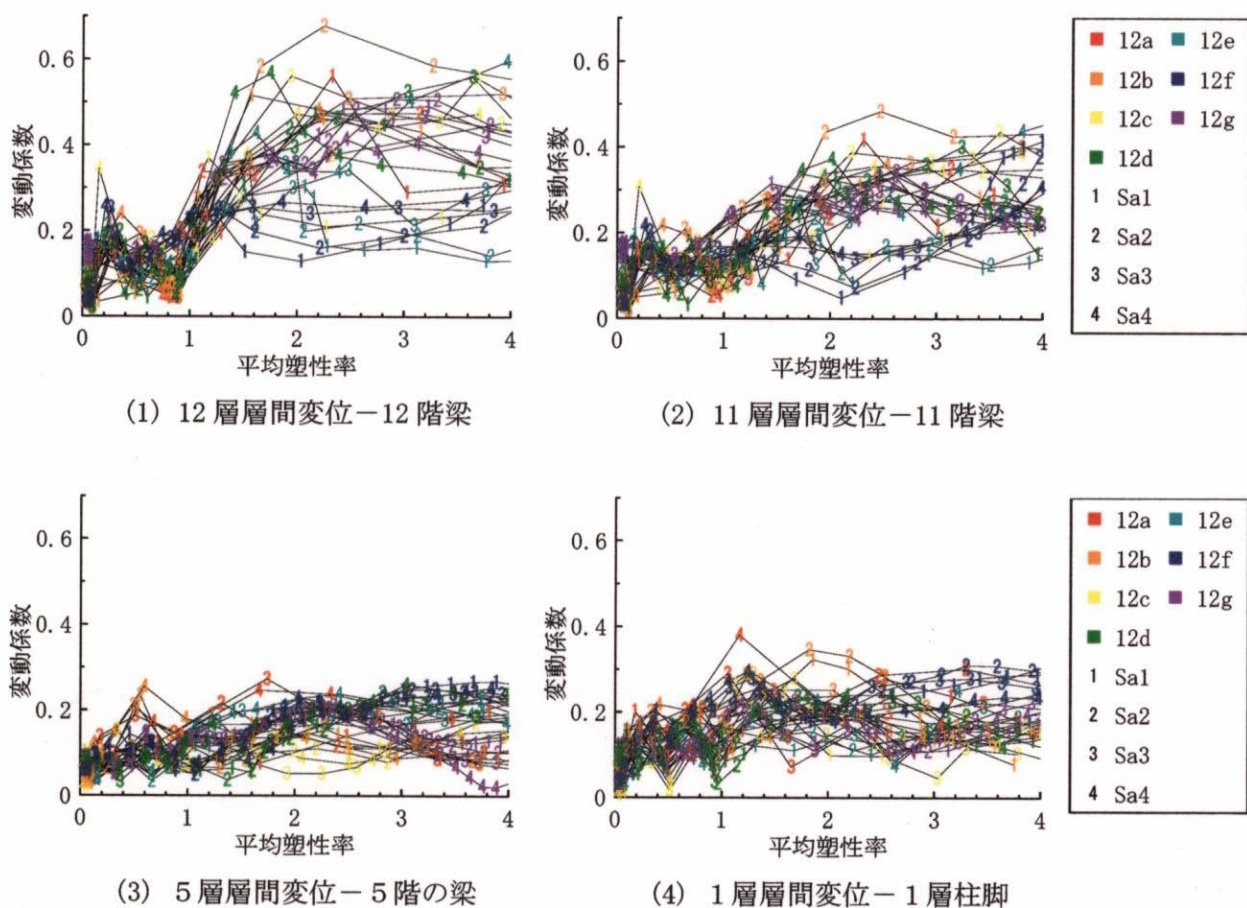


図5.1.13 最大応答層間変位の変動係数と部材平均塑性率の関係

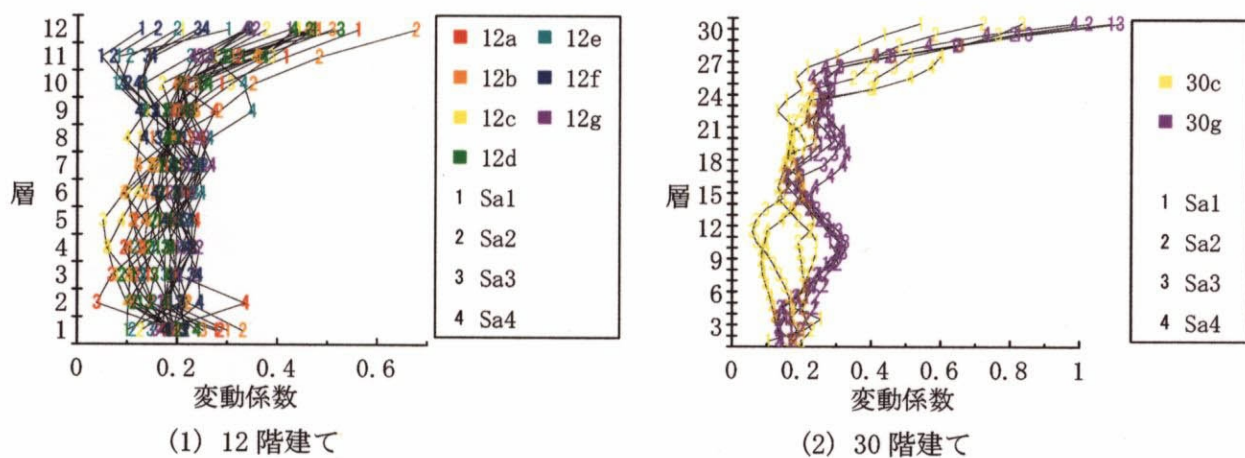
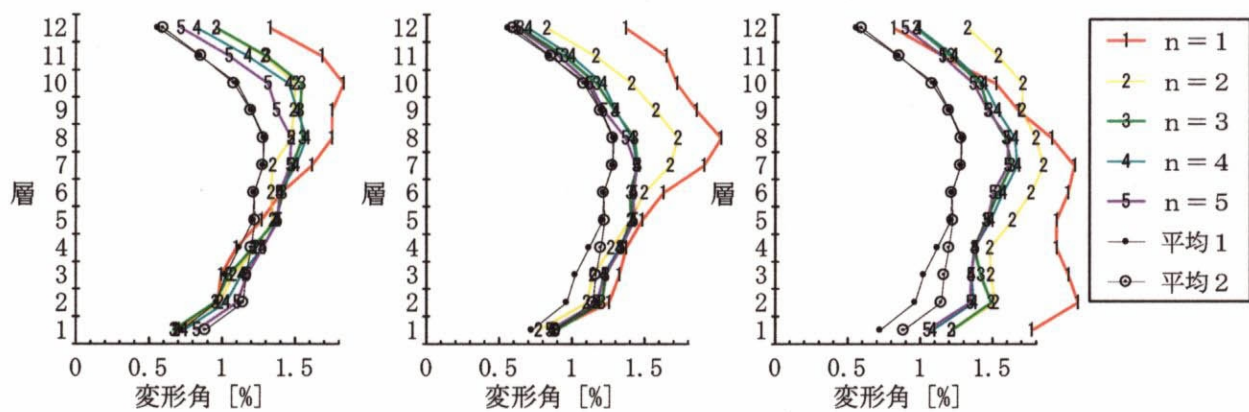


図5.1.14 部材平均塑性率2.0到達時の最大応答層間変位の変動係数

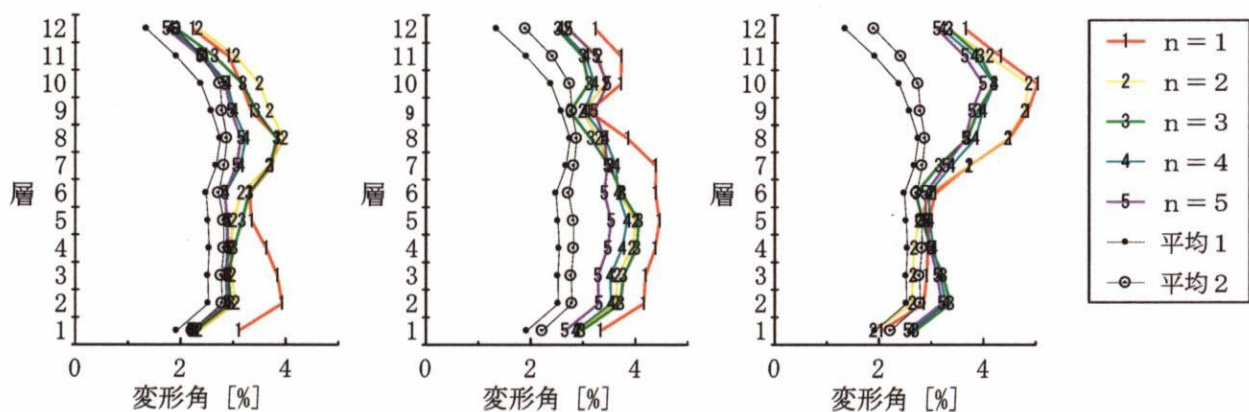


(1a) ens2~tns2

(1b) r01~r05

(1c) r21~r25

(1) 12c-Sa2(1.4)

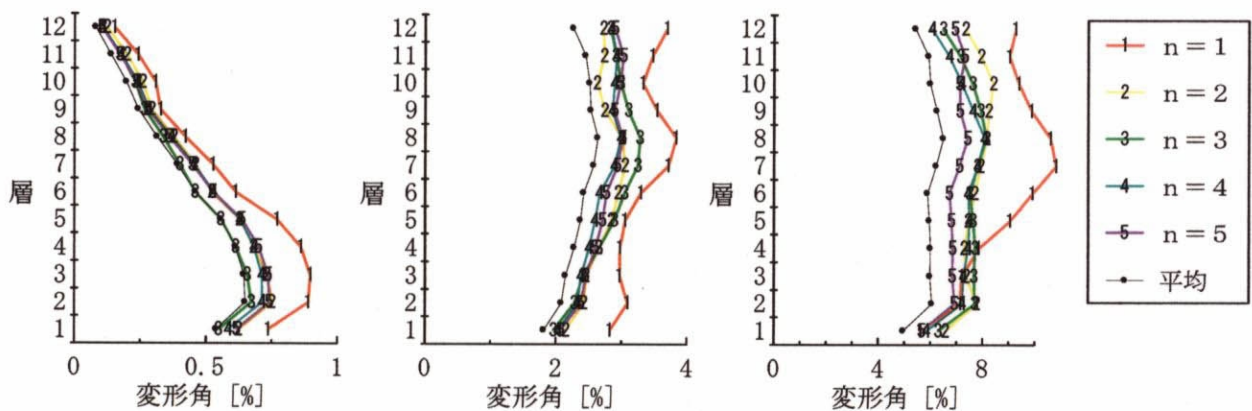


(2a) ens2~tns2

(2b) r01~r05

(2c) r21~r25

(2) 12e-Sa2(2.0)



(3) 12a-Sa4(1.2)

(4) 12c-Sa2(2.8)

(5) 12g-Sa4(3.0)

図5.1.15 最大応答層間変位の推定平均値



## 5.2 多質点系地震応答解析と漸増載荷解析を用いる方法

構造物の地震時挙動における動的効果を把握するためには、多質点系モデルによる地震応答解析が有効である。多質点系モデルによる地震応答解析は、比較的容易な電算プログラムにより応答値を得ることができ、骨組モデルに比べて得られる情報量が少ない分、感覚的にもわかりやすい。しかし、塑性化の程度が大きい範囲における評価精度に問題があるという一般的な認識もある。

本節では、多質点系モデルの地震応答解析の誤差要因について改めて検討し、多質点系地震応答解析と静的漸増載荷解析を組み合わせる地震最大応答を推定する方法について検討する。与えられた地震動時刻歴に対して、平面骨組モデルによる地震応答解析と同等の最大応答値を算出することが目標となる。

### 5.2.1 推定方法の概要

多質点系モデルは、構造物の各階の質量を床位置に集中させた質点で表し、これらの質点間をせん断型バネあるいは曲げせん断型バネで結んだ直列質点系モデルである。せん断型質点系モデルを図5.2.1に示す。せん断型モデルでは、変位の自由度は床面の水平変位のみと考え、層間変位はその層に作用する層せん断力のみに依存する弾塑性バネで表す。高層構造物において、各層の変位に構造物全体の曲げ変形が無視できない程度に含まれる場合には曲げせん断型とすることがより望ましいが、本節ではせん断型を対象とする。

多質点系モデルの地震応答解析と漸増載荷解析によって、与えられた地震動時刻歴に対する最大応答を算定する方法の具体的な手順は、以下の1から4である

#### 手順1：漸増載荷解析の実行

適当な外力分布形を仮定して、構造物の漸増載荷解析を行い、各層の層せん断力－層間変位の関係を算出する。

#### 手順2：層の復元力特性の設定

漸増載荷解析で得られる各層の層せん断力－層間変位の関係を、簡略な形にモデル化する。

#### 手順3：多質点系モデルの地震応答解析の実行

多質点系モデルの時刻歴地震応答解析を行い、層間変位の最大応答値を評価する。

#### 手順4：

最大層間変位に対応する部材の応力と変形を構造物の漸増載荷解析により算出する。

構造物に対して設計応答スペクトルが与えられた時の最大応答を推定する際には、5.1節と同様に、地震動時刻歴の違いによるばらつきを斟酌して、数波の地震動時刻歴による算定結果をもとに確率的な処理を行う。

### 5.2.2 誤差要因の検討

多質点系モデルによる地震応答解析結果を平面骨組モデルによる地震応答解析結果と比較することにより、多質点系モデルの解析の精度や誤差要因について検討する。検討には、2.1節で設定した構造物と2.2節で作成した模擬地震動を用いることにする。

構造物12cと模擬地震動ens2およびens4の組み合わせにおける各層の最大応答層間変位について、多質点系モデルに対する平面骨組モデルの比の全層における最大値および最小値を図5.2.2に示す。模擬地震動ens2およびens4の加速度を0.05倍、0.10倍、0.15倍、0.20倍、0.40倍…と0.20倍刻みで平面骨組モデルによる全体塑性率が4.0に達するまで増大させる。図5.2.2では、横軸を平面骨組モデルによる全体塑性率 $\mu$ とし、正負の応答を区別して示している。多質点系モデルの作成において、5.2.1項の手順1で用いる外力分布形は、層せん断力係数 $A_i$ 分布である。各層の層せん断力－層間変位の関係における履歴特性としてはTakedaモデルを適用する。多質点系モデルの地震応答解析において、平面骨組モデルの地震応答解析と対応するように、減衰は瞬間的剛性比例型とし、弾性1次モードに対する減衰定数 $\zeta$ を3.0%とする。

2種類の模擬地震動に関して、線形弾性域においては最小値および最大値はほぼ1.0であり、モデル化の違いに関わらず、全層ではほぼ等しい最大応答層間変位が得られる。全体塑性率1.0未満では、最大値および最小値とも比較的1.0に近いが、全体塑性率が1.0を超えると、モデル化の違いによる最大応答層間変位の差が増大する。特にens2に対しては、多質点系モデルに対する平面骨組モデルの比の最大値は著しく増大し、最小値は減少する。多質点系モデルによる最大応答層間変位が、過小評価である層も、過大評価である層も存在する。ens2では、復元力特性の第一折れ点付近に相当する全体塑性率0.1～0.2程度においても、最小値が著しく小さい場合もある。ens4に対しては、多質点系モデルに対する平面骨組モデルの比の最大値はens2に比べて小さいが、最小値はens2と同様に小さい。多質点系モデルにより最大応答層間変位が過大評価される層が存在することを示している。このように、多質点系モデルにおいては、降伏変形を超える領域で誤差が大きく、また、ひびわれ変形直後においても大きな誤差が生じる可能性がある。

多質点系モデルにかかわる誤差要因としては、以下の項目が挙げられる。

#### (1) せん断バネの復元力特性

多質点系モデルによる地震応答の略算において、解の精度は、各層のせん断バネ特性の精度に大きく依存すると考えられる。一般に、各層のせん断バネの復元力特性のスケルトンカーブを決定する方法として、5.2.1項の手順1のごとく、静的漸増載荷解析を用いられる。外力分布形を適当に仮定した漸増載荷解析により各層の層せん断力－層間変位関係が得られる。しかし、ある層を構成する各部材の塑性化が同時に生じるとは限らないので、層全体としての層せん断力－層間変位関係は曲線状になる。一般的には、5.2.1項の手順2のように、この曲線をバイリニア型やトリリニア型などの複数の線分で表現した簡略な形に置換することが多い。トリリニア型復元力特性を図5.2.3に示す。トリリニア型に置換する場合、5つのパラメータを設定する必要がある。すなわち、弾性剛性、ひびわれ層せん断力（第1折れ点の層せん断力）、降伏層せん断力（第2折れ点の層せん断力）、降伏点を定めるためのもうひとつのパラメータ（第2剛性（ひび割れ後剛性）、降伏点剛性低下率、あ

るいは降伏変位)、および降伏後剛性である。置換の際には、適当な層間変位までの歪エネルギーの総和が等しくなるようにモデル化する。なお、図5.2.2で示した解析例においては、降伏変位のおよそ4.0倍までの歪エネルギーの総和が等しくなるようにしている。

各層のせん断バネには、履歴特性も設定する必要がある。平面骨組モデルにおいては、部材ごとに履歴特性を設定することが可能であるが、多質点系モデルにおいては、層ごとに一つの履歴特性を与えなければならない。そのため、多質点系モデルの各層のせん断バネの履歴特性は、支配的な部材の履歴特性を適切に反映してモデル化する必要がある。同一構面の同一層を構成する部材の種類や数が多いほど、これらの部材が全く同様の履歴応答を生じるとは考えにくいので、モデル化の違いによる解析値の差が大きくなると考えられる。同一層内に異なる性質の部材層の塑性化が混在する場合は、履歴減衰の少ない方の履歴特性を層レベルの履歴特性として選択するなどの判断を必要となる。

平面骨組モデルおよび多質点系モデルのそれぞれによる層せん断力－層間変位関係を比較して図5.2.4に示す。同図では、構造物12c に対して、模擬地震動 ens2の加速度の倍率を1.40倍としたもの（以下、ens2(1.40)と略記）を入力した時の8層の層せん断力－層間変位関係である。

平面骨組モデルとしてキの字型モデルを採用しているため、該当層の層間変位に関する部材は、上下の梁4本と柱1本のみである。そのため、平面骨組モデルにおいて、層せん断力－層間変位関係のスケルトンカーブは比較的明瞭な折れ点を示している。履歴ループについても、梁の履歴特性に適用した Takeda モデルの特性が強く表れた形状である。ゆえに、多質点系モデルの層のせん断バネの履歴特性として Takeda モデルを適用したことは概ね妥当であったと言える。多質点系モデルにおいては、降伏点までのスケルトンカーブと履歴特性に関しては、平面骨組モデルの層せん断力－層間変位関係を良く模擬できている。ただし、これは無限均等ラーメンを仮定したキの字型平面骨組モデルであることが重要な要因であり、異なる性質の部材が混在した多スパン構造物では、平面骨組モデルと多質点系モデルの差は大きくなることが予想される。

多質点系モデルと平面骨組モデルの復元力特性の比較において、降伏後剛性に大きな差が見られる。平面骨組モデルの方が、降伏後剛性が大きい。これは、(3)多質点系モデルの解析精度 にも検討するが、骨組においては、高次モードにより層せん断力が増大するためである。

## (2) 漸増載荷解析における外力分布形

4.2.2項に示したように、漸増載荷解析で用いる外力分布形は、層せん断力－層間変位関係に影響を及ぼす場合がある。梁降伏先行型の上層部において外力分布形の影響が大きく、上層部の層せん断力係数が相対的に大きいほど降伏層せん断力が大きくなる。5.2.1項の手順1で用いる外力分布形は、得られる応答解析値に影響を及ぼすと考えられる。

構造物12c を対象に、外力分布形を①層せん断力係数  $A_i$  分布 ( $A_i$  分布)、②弾性1次モード比例外力分布形 (1st)、とした2通りについて、層のせん断バネの復元力特性を比較して図5.2.5に示す。漸増載荷解析で得られる層せん断力－層間変位関係をトリリニア型のスケルトンカーブに置換したものである。降伏変位のおよそ4.0倍までの歪エネルギーの総和が等しくなるようにしている。

各層の降伏層せん断力について、 $A_i$  分布を基準にすると 1 次モード比例外力分布形は、1 層では 0.97 倍、6 層では 1.01 倍、12 層では 0.72 倍である。1 層、2 層、および 8 層以上で  $A_i$  分布による降伏層せん断力の方が大きい。12 層の復元力特性について最も大きな差が見られ、 $A_i$  分布を基準した 1 次モード比例外力分布形の比は、弾性剛性で 0.92 倍、ひび割れ層せん断力で 0.96 倍、降伏変位で 0.83 倍である。降伏点までの歪エネルギーに関しては、1 層で 0.93 倍、6 層で 1.03 倍、12 層で 0.64 倍であり、10 層以上で 0.90 倍未満である。このように、上層部の層せん断力係数が大きい  $A_i$  分布の方が、上層部の降伏せん断力や降伏点までの歪エネルギーを大きく見積もることになる。上層部の層せん断力係数が過度に大きければ、上層部の応答の過小評価につながると考えられる。

図 5.2.5 に示した 2 通りのせん断バネの復元力特性をそれぞれ適用した多質点系モデル（以下、 $A_i$  および 1st と略記）の地震応答解析結果を比較する。入力地震動として、模擬地震動 ens2 の加速度の倍率を 1.40 倍としたもの（以下、ens2(1.40) と略記）、および模擬地震動 ens4 を 1.17 倍としたもの（ens4(1.17)）を与えた時の最大応答層間変位を図 5.2.6 に示し、最大応答層せん断力を図 5.2.7 に示す。両図では、平面骨組モデルによる最大応答値も合わせて比較している。図 5.2.7 は、最大応答層せん断力をその層より上の重量の総和で除した層せん断力係数として示している。

ens2(1.40) に対する最大応答層間変位について  $A_i$  と 1st を比較すると、最上層および 11 層では 1st の方が大きく、逆に 7 層から 10 層まででは  $A_i$  の方が大きい。6 層以下ではほとんど差はなく、1 層では 1st の方が大きい。8 層以上のすべての層で  $A_i$  の方が降伏層せん断力は大きいので、層降伏せん断力が大きいほど最大応答層間変位が小さくなるという訳ではない。 $A_i$  では、最上層部の降伏層せん断力が大きいために最上層部の応答変位が小さくなり、その分、その下の 7 層から 10 層までの応答変位が増大したと考えられる。平面骨組モデルによる最大応答は、2 種類の多質点系モデルの中間に位置している。漸増载荷解析における外力分布形を改善すれば、平面骨組モデルにより近い応答値が得られる可能性を残している。

ens4(1.17) に対する最大応答層間変位については、2 種類の多質点系モデルの応答変形の分布に大きな差は見られない。いずれのモデルでも、上層部で降伏層せん断力に達しないためである。

このように、梁降伏型構造物で上層部の梁が曲げ降伏に達する場合、多質点系モデルを用いた最大応答層間変位の評価においては、5.2.1 項の手順 1 で用いる外力分布形が重要になってくる。

最大応答層間変位および最大層せん断力に関する平面骨組モデルと多質点系モデルの比較については、後述の(3)多質点系モデルの解析精度にて検討する。

5.2.1 項の手順 4 において各層を構成する部材の応力と変形を評価する際にも、手順 1 で層のせん断バネの復元力特性をモデル化する際に行った漸増载荷解析を用いることになる。漸増载荷解析結果は、層ごとに、その層の層間変位が、多質点系モデルの地震応答解析で得られた最大応答値と等しくなる解析ステップ（参照ステップ）を参照する。通常、参照ステップは層ごとに異なるので、層ごとにそれぞれ異なる解析ステップの漸増载荷解析結果を参照することになる。地震応答における外力分布形が仮定した外力分布形に近ければ、参照ステップは全層で近い値になるはずである。逆に言えば、層ごとの参照ステップに大きな違いが生じることは、漸増载荷解析で用いた外力分布形が適当でないことを意味する。

図5.2.8では、漸増載荷解析による層せん断力－層間変位関係と、多質点系モデルの地震応答解析による最大応答層せん断力－最大応答層間変位関係を比較している。5.2.1項の手順1および手順4に用いる外力分布形として、①層せん断力係数  $A_i$  分布、②弾性1次モード比例外力分布形の2通りに、入力地震動として ens2(1.40)、ens4(1.17)の2通りを掛け合せた4通りについて、正側の最大応答を対象としている。各図において、多質点系モデルによる地震応答解析結果を水色あるいは緑色の点で示しているが、これらの全ての点は、黒細線で示した漸増載荷解析による層せん断力－層間変位関係の曲線上に乗ることになる。多質点系モデルの各層の参照ステップを表5.2.1(1)に示す。漸増載荷解析において、増分は最上階の変位で与え、1ステップあたり  $0.5 \times 10^{-3} \text{m}$  とし、2000ステップまで載荷している。また、図5.2.8では、平面骨組モデルによる地震応答解析結果を赤色の点で示している。さらに、平面骨組モデルの地震応答解析によれば、ens2(1.40)および ens4(1.17)とも全体塑性率は1.6であるので、1次等価変位がこれと等しくなる解析ステップにおける漸増載荷解析結果を青色の点で示している。なお、全体塑性率が1.6となる解析ステップは、層せん断力係数  $A_i$  分布では第593ステップ、弾性1次モード比例外力分布では第558ステップである。

水色あるいは緑色の点で示した多質点系モデルによる最大応答層間変位の分布と、青色の点で示した漸増載荷解析における層間変位の分布とは、各解析例において大きな差が見られる。この漸増載荷解析における層間変位の分布は、5.3節で検討することになる方法、すなわち、最大応答1次等価変位と漸増載荷解析により推定する方法で得られる分布であると考えられる。漸増載荷解析における層間変位の分布は比較的均等に分布するのに対して、多質点系モデルによる最大応答層間変位は局部的に増大する部位がある。多質点系モデルによる地震応答解析では、局部的な応答の集中を把握できる可能性がある。しかし、平面骨組モデルによる地震応答解析結果と比較すると、応答が集中する層の最大応答変位が過大であったり、用いる外力分布形によっては応答が集中する部位の位置が異なったりしている。

ens2(1.40)に対して、多質点系モデルの各層の参照ステップは、層せん断力係数  $A_i$  分布を用いた場合は8層から10層までで著しく大きく、弾性1次モード比例外力分布形を用いた場合は9層以上で大きい。ens4(1.17)に関しては、層せん断力係数  $A_i$  分布を用いた場合は1層および2層で大きく、弾性1次モード比例外力分布形を用いた場合は1層および12層で大きい。いずれの解析例についても、各層の参照ステップに大きなばらつきがある。これは、漸増載荷解析において、層せん断力係数  $A_i$  分布、あるいは弾性1次モード比例外力分布形が、必ずしも最適なものではないことを示している。

ens2(1.40)に対して、層せん断力係数  $A_i$  分布による多質点系モデルの地震応答解析結果と平面骨組モデルの地震応答解析結果を比較すると、2層から7層までと11層および12層では多質点系モデルの最大応答層間変位が小さい。これらの層では、参照ステップも相対的に小さい。他の3種類の解析例についても同様であり、参照ステップが相対的に小さいことは、多質点系モデルによる当該層の最大応答層間変位が過小評価であることを示している。

### (3) 多質点系モデルの解析精度

多質点系モデルのモデルそのものの問題点として、層間あるいは部材間の連成効果を考慮できないこと、動的な柱の曲げモーメント分布の変動の影響を考慮できないこと、などが挙げられる。多

質点系モデルにおいて、各層のせん断バネは完全に独立であり、ある層で降伏層せん断力に達すれば、その層の層間変位は隣接する層とは無関係に増大することになる。さらに、多質点系モデルでは、層せん断力はバネに設定した降伏層せん断力で頭打ちとなる。一方、骨組においては、層間変位に最も関わるのは梁の曲げ降伏であるが、ある階の梁の曲げ降伏は、その上下の2層に影響を及ぼし層間変位は分散することになる。また、高次モードにより柱の曲げモーメントの分布が変動し、反曲点が柱中央へ近づけば、より大きな層せん断力と層剛性を発揮し得る。

図5.2.6に示した多質点系モデルと平面骨組モデルの最大応答層間変位を比較すると、応答変形が相対的に大きい層において両者に比較的大きな違いが見られる。上層部増大型の変形分布であるens2(1.40)との組み合わせでは、多質点系モデルによる地震応答解析では、上層部の一部の特定の層に変形が集中している。前述したように、変形が増大する層は、せん断バネの復元力特性を設定する際の漸増載荷解析における外力分布形に依存し、層せん断力  $A_i$  分布では8層から10層までであり、弾性1次モード比例外力分布形では11層および12層である。下層部増大型の変形分布であるens4(1.17)との組み合わせでは、多質点系モデルは、平面骨組モデルによる最大応答層間変位と概ね近い応答が得られるが、1層で多質点系モデルの方が大きく、3層から5層まででは多質点系モデルの方が小さい。多質点系モデルでは、最も塑性率の大きい1層に変形が集中している。1層では特に正側の応答が増大している。このように、多質点系モデルによる地震応答解析では、①特定の層に変形が集中する、②応答が正負のいずれかに偏る、という2つの傾向がある。

図5.2.7に示した多質点系モデルと平面骨組モデルの最大応答せん断力を比較すると、ens2(1.40)に対して、5層以上の各層では、2種類の多質点系モデルに比べて平面骨組モデルの最大応答層せん断力の方が大きい。平面骨組モデルの最大応答層せん断力は、 $A_i$  分布による多質点系モデルに対して、12層の負側で1.27倍、正側で1.13倍、11層の負側で1.18倍、正側で1.13倍である。弾性1次モード比例外力分布形に対する多質点系モデルに対しては、12層の負側で1.30倍、正側で1.16倍、11層の負側で1.14倍、正側で1.16倍である。

多質点系モデルの最大応答層せん断力が小さくなる理由として、次の3項目が考えられる。一つ目は、設定した外力分布形の上層部の層せん断力係数が過小な場合、降伏層せん断力そのものが小さく設定されることである。弾性1次モード比例外力分布形の上層部がこれに相当する。二つ目は、多質点系モデルの最大応答の分布が平面骨組モデルとは異なることである。層せん断力係数  $A_i$  分布の12層がこれに相当する。 $A_i$  分布による多質点系モデルでは、8層から10層までに応答変形が集中し、12層では降伏層せん断力に達せず、最大応答層せん断力も小さい。以上の二つの理由は、外力分布形の問題とも言える。三つ目の理由は、多質点系モデルのモデルそのものに起因するものであり、多質点系モデルでは高次モードの影響による降伏後の層せん断力の上昇を考慮できないことである。図5.2.4に示したように、平面骨組モデルと多質点系モデルの層の復元力特性を比較した場合、降伏層せん断力がほぼ同じでも、平面骨組モデルでは曲げ降伏後も層せん断力は若干上昇している。このように、多質点系モデルは、最大応答層せん断力を低目に与える傾向がある。上層部の最大応答層せん断力の評価に際しては、1.10から1.20程度の増幅係数を見込む必要があり、最上層については1.30程度の増幅係数が必要である。

### 5.2.3 推定方法の改善案

多質点系モデルの地震応答解析は、構造物の動的な地震応答を容易に把握できる有効な手段であるが、平面骨組モデルと比較すると、両者の誤差は決して小さくない。そこで、本項では、5.2.2項で検討した多質点系モデルの誤差要因を斟酌して、多質点系モデルの地震応答解析を用いた地震最大応答の推定方法の改善策について検討する。

#### (1) 参照ステップの調整

参照ステップが相対的に小さくなる層では、多質点系モデルの地震応答解析による最大応答層間変位が過小評価であり、逆に大きい層では過大評価である傾向がある。そこで、参照ステップが相対的に小さい層に対して、応答値を割り増して考慮する必要がある。最も安全側で簡単な評価方法としては、参照ステップの全層における最大の解析ステップを選択し、全層に適用すれば良い。この方法で、全層で安全側の推定値が得られる可能性が高い。しかし、安全側過ぎるきらいもあるので、各層の参照ステップを調整方法として、以下の2通りを設定する。

方法1：

参照ステップの全層における最大の解析ステップを低減し、これを全層に適用する。すなわち、 $i$ 層に適用する参照ステップ  $n_i$  は、全層で一律であり、式5.2.1で表される。

$$n_i = {}_1m + x(\max(m_i) - {}_1m) \quad (5.2.1)$$

ここに、 $m_i$ ： $i$ 層の最大応答層間変位に対応する解析ステップ、 ${}_1m$ ：1次等価変位の最大応答に対応する解析ステップである。 ${}_1m$ は、 $\bar{m}$  ( $m_i$ の平均) を代用できるものとする。係数  $x$  は大きいほど過大な推定値を与えることになる。ここでは、係数  $x$  を0.75とする。

方法2：

参照ステップが相対的に大きい層では、その参照ステップを低減して適用し、相対的に小さい層では、全層における平均程度の参照ステップを適用する。すなわち、 $i$ 層に適用する参照ステップ  $n_i$  は式5.2.2で表される。

$$n_i = \begin{cases} {}_1m & (m_i \leq {}_1m) \\ {}_1m + x(m_i - {}_1m) & (m_i > {}_1m) \end{cases} \quad (5.2.2)$$

係数  $x$  は0.75とする。

方法1および方法2により参照ステップを調整して得られる層せん断力一層間変位関係を図5.2.9に示す。図5.2.8(1)に示した解析例と同一である。なお、方法0は、参照ステップの全層における最大を全層の参照ステップとして適用する方法である。

方法0および方法1では、過大な層間変位を与える層が多い。各層の最大応答層間変位に関して、方法1による推定値の平面骨組モデルによる精算値に対する比は、ens2(1.40)では、7層以下で1.50

以上であり、最大は12層で2.94である。9層から12層までは1.2程度で、方法1による推定値は精算値に近い。ens4(1.17)については、全層で1.50以上、最大は12層で4.13であり、全層で過大な推定値が与えられている。

方法2による推定値は、他の方法よりも、概ね平面骨組モデルによる精算値と近い。ただし、推定値が精算値を下回る場合もある。ens2(1.40)における6層、7層、11層および12層と、ens4(1.17)における3層から5層までである。推定値の精算値に対する比は、ens2(1.40)における11層で0.58、12層で0.41であるのを除けば、その他すべてで0.88以上である。ens2(1.40)における11層および12層は、応答値そのものが小さ過ぎ、この方法による割り増しをしても未だ不足である。このように最上層部の参照ステップが中高層部に比べて著しく小さいことは、最上層部の応答値が極端に過小であることを意味する。最上層部の層せん断力係数の大きい外力分布形を設定しているために、最上層部の応答が減少し、中高層部の応答が増大したと考えられるからである。この場合は、最上層部に対しては、方法1により参照ステップを調整する方が望ましい。

このように、方法2による参照ステップの調整により、より精算値に近い推定値を得ることができる。ただし、最上層部の参照ステップが中高層部に比べて著しく小さくなる場合には、その層の参照ステップは方法1により調整する必要がある。

## (2) 外力分布形の再設定

多質点系モデル作成時の漸増載荷解析で用いる外力分布形において、上層部の層せん断力係数が相対的に大きいほど、その層の降伏層せん断力が大きくなる。上層部の層せん断力係数が過度に大きければ、その層の最大応答層間変位の過小評価につながる。そのため、構造物と入力地震動の組み合わせに応じて外力分布形を選択する必要がある。そこで、外力分布形を選択方法として、以下に示す2通りを設定する。

### 方法1：

後述の5.3.2で提案する最適外力分布形とする。

### 方法2：

まず、適当な外力分布形を用いて最大応答値の評価を行い、得られた層せん断力あるいは変位の分布をもとに外力分布形を再設定し、再度、一連の手順に従い最大応答値の評価を行う。

ここでは、方法2について検討する。

5.2.2(2)で述べたように、層ごとの参照ステップの大きな差は、漸増載荷解析における外力分布形が適当でないことを意味している。例えば、表5.2.1(1)に示した層せん断力係数  $A_i$  分布を用いた時の ens2(1.40) に対する応答は、8層から10層までの参照ステップが相対的に大きい。ens2(1.40) に対する応答の振動性状をより反映しうる外力分布形は、これらの層の層せん断力係数をより大きくした外力分布形であること示している。

そこで、まず、層せん断力係数  $A_i$  分布による多質点系モデルの地震応答解析を行う。地震応答解析で得られた最大応答層せん断力の分布に対応する外力分布形  $\{f\}$  を式5.2.3より求める。この外力分布形を用いて層のせん断パネの復元力特性の再設定し、2回目の地震応答解析も実行することに



する。

$$\begin{aligned} f_i &= |Q_i|_{\max} - |Q_{i+1}|_{\max} \quad (i = 1, 2, \dots, n-1) \\ &= |Q_i|_{\max} \quad (i = n) \end{aligned} \quad (5.2.3)$$

ここに、 $|Q_i|_{\max}$ ： $i$ 層の最大応答層せん断力である。

外力分布形を再設定した解析例について、最大応答層せん断力と最大応答層間変位の関係を漸増載荷解析結果と比較して図5.2.10に、再設定した外力分布形による参照ステップを表5.2.1(2)に示す。構造物12cを対象とし、入力地震動はens2(1.40)およびens4(1.17)の2通りとする。層せん断力係数 $A_i$ 分布とした多質点モデルの正側の最大応答層せん断力の分布から、2回目の外力分布形を算出している。なお、 $A_i$ 分布による1回目の解析結果は図5.2.8(1)と一致するので、この図と比較して検討することにする。

ens2(1.40)に対して、外力分布形を再設定することにより、最大応答層間変位は8層から10層までで減少し、11層で増大する。平面骨組モデルによる最大応答層間変位の分布により近づいているが、12層では依然、多質点系モデルは過小評価である。全体塑性率が1.60の時の漸増載荷解析による層間変位については、層せん断力係数 $A_i$ 分布と比べて6層以上で増大している。 $A_i$ 分布の時には、最大応答変位の分布と漸増載荷解析による変位の分布は大きく異なっていたが、再設定した外力分布形においては両者の差は小さくなっている。参照ステップについては、 $A_i$ 分布において参照ステップが相対的に小さかった層では増大し、逆に大きかった層では減少している。参照ステップの最大値と最小値の幅は、大幅に縮まっている。

ens4(1.17)に対する例では、最大応答層間変位は1層および2層で減少し、3層および4層で増大している。この例でも、平面骨組モデルによる最大応答層間変位の分布により近い分布となっている。また、最大応答変位の分布は漸増載荷解析の変位の分布に近くなり、参照ステップの幅も狭まっている。

### (3) 降伏後剛性の増幅

骨組の応答においては、高次モードにより降伏後もより大きな層せん断力と層剛性を発揮し得るが、外力分布形を一定と仮定した漸増載荷解析においては、これを考慮することができない。そのため、多質点系モデルの層のせん断バネの降伏後剛性については、漸増載荷解析結果を得られる値よりも増幅させた値を用いる方が望ましいと考えられる。

降伏後剛性を増幅させた解析例について、最大応答層間変位を図5.2.11に、最大応答層せん断力を図5.2.12に示す。構造物12cを対象とし、入力地震動はens2(1.40)およびens4(1.17)の2通りとし、層せん断力係数 $A_i$ 分布を用いている。これまで示したすべての解析例における層のせん断バネの復元力特性は、漸増載荷解析で得られる層せん断力－層間変位関係を、降伏層間変位の約4.0倍における歪エネルギーが等しくなるように置換したトリリニア折れ線である。層せん断力係数 $A_i$ 分布を用いた多質点系モデルにおいて、各層の復元力特性の弾性剛性に対する降伏後剛性の比は、最上層が0.010程度であり、その他のすべての層で0.013から0.017までの範囲にある。なお、平面骨組モ

デルの梁の復元力特性における降伏後剛性は、弾性剛性の0.010倍に設定しているので、層の復元力特性ではそれより若干大きい倍率である。ここでは、降伏後剛性をそのまま、2.0倍、4.0倍とした3種類について比較している。

ens2(1.40)に対する最大応答層間変位は、降伏後剛性を増幅させることにより、8層から10層までで減少し、7層以下で増大している。ens4(1.17)では、正側では1層および2層で減少し、3層および4層で増大し、負側では下層部で増大している。2種類の解析例とも、降伏後剛性を増幅することにより、応答が過度に集中していた層の変形が減少し、正負の応答の偏りも小さくなる。結果として、降伏後剛性を2.0倍に増幅することにより、正負ともに、平面骨組モデルによる最大応答層間変位と非常に近い解析結果が得られている。ただし、ens2(1.40)に対する12層では依然、多質点系モデルは過小評価である。降伏後剛性を4.0倍まで増幅させると、ens4(1.17)ではさらに平面骨組モデルに近い最大応答層間変位が得られるが、ens2(1.40)の上層部においては応答変位がやや過大に減少している。降伏後剛性を2.0～4.0倍程度の範囲で増幅するのが妥当であろう。

最大応答層せん断力については、多質点系モデルは平面骨組モデルと比べて低目の応答値を与える傾向があったが、降伏後剛性を増幅させることによりこの傾向は無くなる。ens2(1.40)に対しては、11層および12層を除き、平面骨組モデルの最大応答層せん断力を上回っている。12層では、平面骨組モデルの降伏後剛性を2.0倍した多質点系モデルに対する比は、正側で1.13倍、負側で1.25である。

このように、降伏後剛性を、漸増載荷解析結果を忠実にモデル化して得られる値に対して4.0倍程度に増幅させることにより、最大応答層間変位および最大応答層せん断力に関して、平面骨組モデルと差の小さい結果を得ることができる。

#### (4) 改善方法の提案

(3)降伏後剛性の増幅の方が、(2)外力分布形の再設定による方法よりも容易であり、正負の応答を総合して見ればより精度の向上が見られる。また、上層部増大型応答における上層部の応答の評価は、(2)外力分布形の再設定、および(3)降伏後剛性の増幅のいずれにおいても難しいので、(1)参照ステップの調整により対応することにする。

改善方法をまとめると、

- 1：外力分布形は層せん断力係数  $A_i$  分布とする。
- 2：降伏後剛性は、漸増載荷解析結果をモデル化して得られる値に対して4.0倍に増幅させる。
- 3：最上層部（軒高の3/4～1.0程度）の参照ステップが中上層部（軒高の1/2～3/4程度）より小さくなる場合には、最上層部の参照ステップを中上層部における最大値まで引き上げる。

構造物12cと入力地震動 ens2(1.40)および ens4(1.17)の2通りについて、提案方法による各層の参照ステップを表5.2.2に、提案方法に基づいて算出される最大応答層せん断力と最大応答層間変位の関係を漸増載荷解析結果と比較して図5.2.13に示す。

提案方法によれば、概ね、平面骨組モデルによる最大応答値に近い値が得られている。図5.2.8に示した解析結果と比較すれば、格段に精度は向上している。ただし、ens2(1.40)に対する10層以

上では、最大応答層間変位に関する過小評価の程度が依然やや大きい。また、塑性化の程度の大きい層の最大応答層せん断力を過大評価する傾向にある。

提案方法による各層の最大応答層間変位について平面骨組モデルとの比を算出し、全層における最大値および最小値を図5.2.14に示す。(1)構造物12aと ens4の組み合わせ、(2)構造物12cと ens2の組み合わせ、(3)構造物12eと ens3の組み合わせ、および(4)構造物12gと ens2の組み合わせを対象としている。図5.2.14(2)は図5.2.2(1)と同じ組み合わせである。各模擬地震動は、加速度を0.05倍、0.10倍、0.15倍、0.20倍、0.40倍…と0.20倍刻みで平面骨組モデルによる全体塑性率が4.0に達するまで増大させる。各図では、原方法による解析結果による比率も比較して示している。原方法とは、外力分布形を層せん断力係数  $A_i$  分布とし、降伏後剛性の増幅や参照ステップの割り増しを行わない方法である。

12c-ens2については、全体塑性率が大きい領域において、多質点系モデルに対する平面骨組モデルの比の最大値は6.0を超えていたのに対し、提案方法では2.0未満に収まっている。過小評価されていた層の最大応答層間変位が大幅に改善されたことになる。最小値に関しても原方法よりも増大し、特定層への変形の集中が提案方法により改善されている。その他の3例についても同様であり、特に最大値の減少の割合が大きい。提案方法による解析結果に対する平面骨組モデルの比は、概ね、0.5～1.5程度である。

次に、30階建て構造物に対する提案方法の適用を試みる。構造物30gと ens2および tns2の組み合わせについて、提案方法による各層の最大応答層間変位に対する平面骨組モデルによる最大応答層間変位の比の全層における最大値および最小値を図5.2.15に示す。図5.2.14と同様に、原方法による解析結果による最大値および最小値を比較として示している。また、構造物12gにおける最大応答層間変位の分布の例を図5.2.16に示す。入力は、模擬地震動 ens2また tns2の加速度の倍率を2.0倍または4.0倍としたものである。同図は、降伏後剛性を4.0倍に増幅させた多質点系モデルの地震応答解析による最大応答層間変位そのままであり、参照ステップの調整により上層部の算定値を割り増す以前のものである。比較のため、平面骨組モデルによる最大応答層間変位、および、降伏後剛性を増幅させない多質点系モデルによる最大応答層間変位を合わせて示している。

12階建て構造物と同様に、全体塑性率が大きい領域における多質点系モデルに対する平面骨組モデルの比の最大値は大幅に減少している。ただし、最大値が2.0を超える例も見られ、12階建て構造物と比較すると、最大値は大きく、最小値は小さい。提案方法による解析結果に対する平面骨組モデルの比は、ens2に対しては0.2～2.5程度、tns2に対しては0.4～1.8程度である。特に ens2に対して精度があまり良くなく、最小値が原方法よりも小さくなる場合もある。

各層の最大応答層間変位を見ると、降伏後剛性を増幅しない多質点系モデルにおいては、いずれかの部位の応答が著しく突出する。降伏後剛性を4.0倍に増幅することによりかなり改善されるが、ens2(2.0), tns2(2.0), tns2(4.0)に対する下層部においては、依然、変形の集中の度合いが大きい。これらの層において、反対向きの最大応答層間変形は逆に過小評価である。図5.2.15における提案方法に対する平面骨組モデルの最大応答層間変位の比の最大値および最小値は、最上層部または最下層部によって与えられる場合が多いが、最下層部の比が大きいのはこれが原因である。正負を区別せず、絶対値の大きい方を最大応答層間変位とすれば、下層部の過小評価は解消される。多質点

系モデルによる tns2に対する上層部の最大応答層間変位は、平面骨組モデルによるものより小さいが、参照ステップが調整されることにより若干割り増しがなされる。結果として、正側では過大評価、負側では過小評価となっている。12階建てと同様に、上層部が塑性化する場合については、対応が難しい。ens2に対しては、最上層部で過小評価することがない反面、16～18層付近の正側の最大応答層間変位について過小評価となる。

30階建て構造物の大変形の応答に対しても提案方法は適用可能であり、精度の細部には依然問題も残るが、概ね、最大応答層間変位を過小評価しない程度の算定値を与え得る。

表5.2.1 各層の参照ステップ

(1) 既往の外力分布形					(2) 再設定した外力分布形	
	層せん断力係数 $A_i$ 分布		弾性 1 次モード比例		新外力	
	ens2(1.40)	ens4(1.17)	ens2(1.40)	ens4(1.17)	ens2(1.40)	ens4(1.17)
1 次等価変位	593	593	558	558	633	561
12層	360	299	> 2000	1178	435	529
11層	671	382	> 2000	972	876	450
10層	1432	402	1690	647	943	507
9 層	1274	472	1126	632	840	463
8 層	1044	422	696	509	629	612
7 層	683	539	525	489	572	459
6 層	602	447	405	429	656	557
5 層	382	505	367	422	690	511
4 層	385	509	407	374	547	708
3 層	388	622	414	451	450	660
2 層	384	913	550	785	541	501
1 層	627	1284	884	974	504	563

表5.2.2 提案方法による各層の参照ステップ

	ens2(1.40)		ens4(1.17)	
	降伏後剛性 4.0倍	ステップ 調整	降伏後剛性 4.0倍	ステップ 調整
1 次等価変位	593		593	
12層	405	964	301	498
11層	867	964	382	498
10層	930	964	435	498
9 層	964	964	498	498
8 層	776	776	483	483
7 層	692	692	531	531
6 層	670	670	523	523
5 層	535	535	573	573
4 層	505	505	629	629
3 層	482	482	642	642
2 層	435	435	692	692
1 層	506	506	803	803

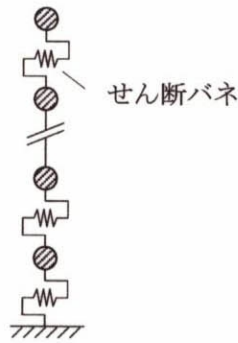


図5.2.1 せん断型質点系モデル

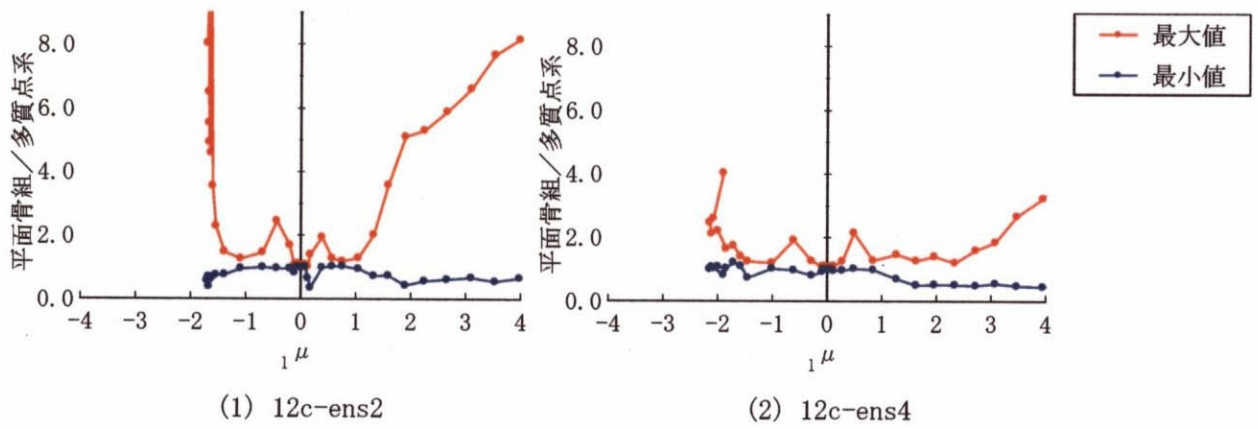


図5.2.2 最大応答層間変位の比率

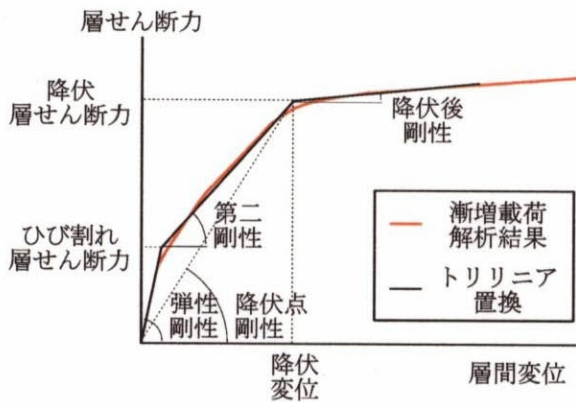
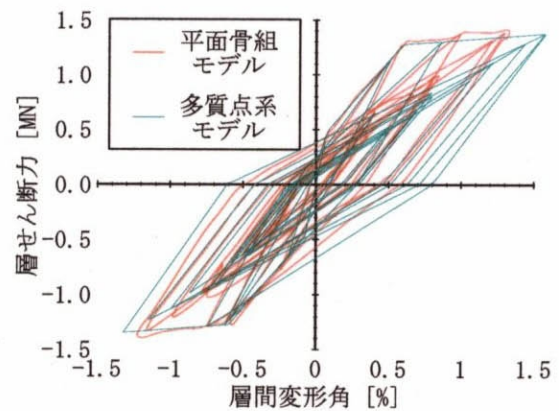


図5.2.3 トリリニア型復元力特性



12c-ens2(1.40) 8層

図5.2.4 層せん断力一層間変位関係

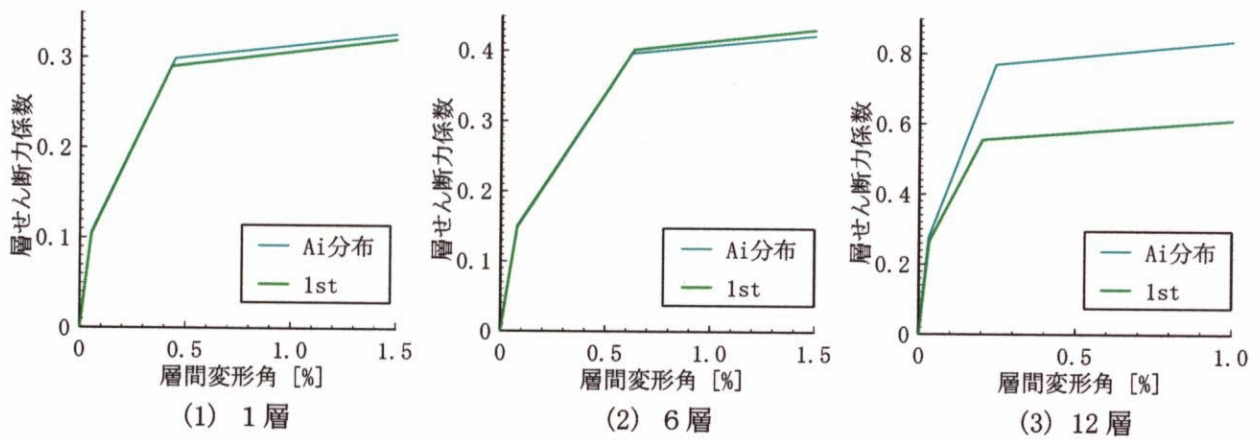


図5.2.5 各層の復元力特性 —外力分布形の影響—

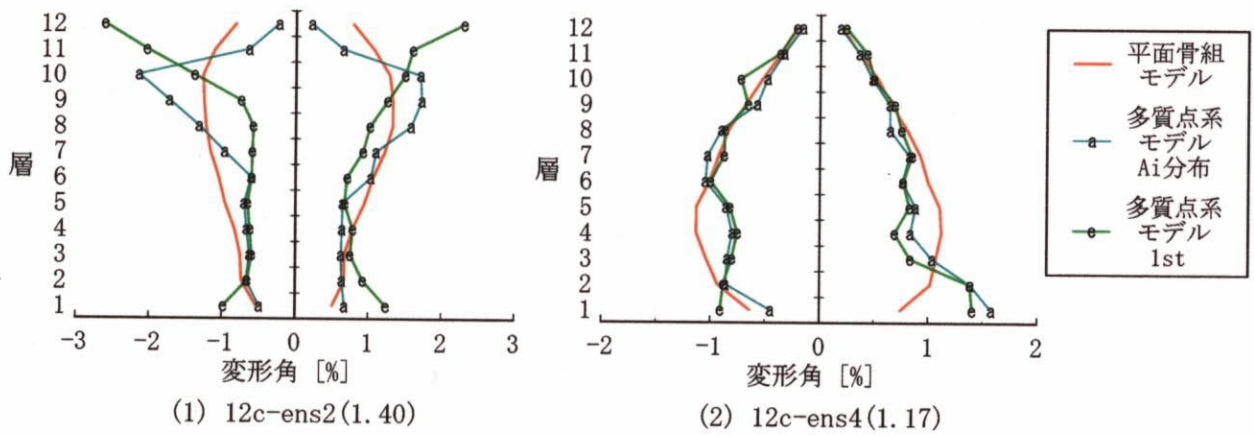


図5.2.6 最大応答層間変位 —外力分布形の影響—

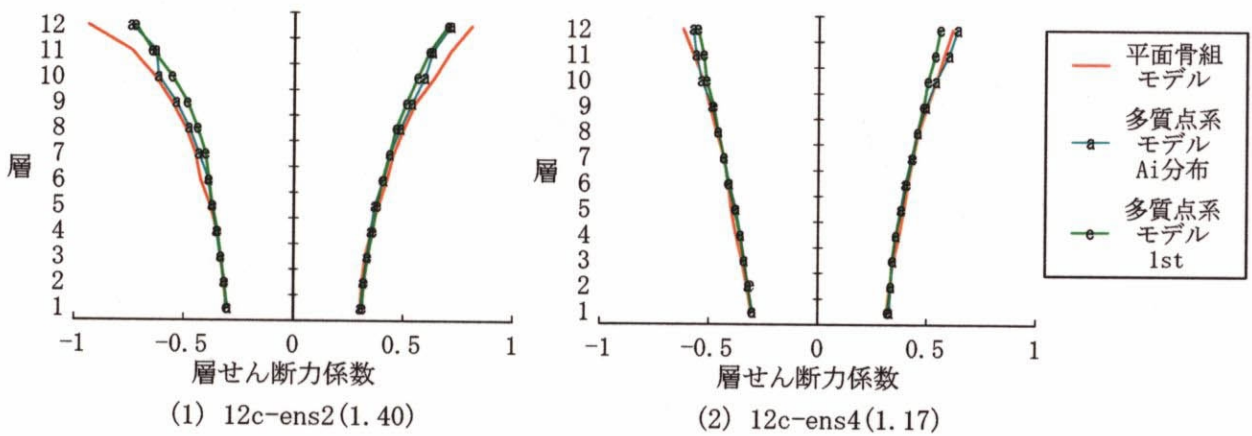


図5.2.7 最大応答層せん断力 —外力分布形の影響—



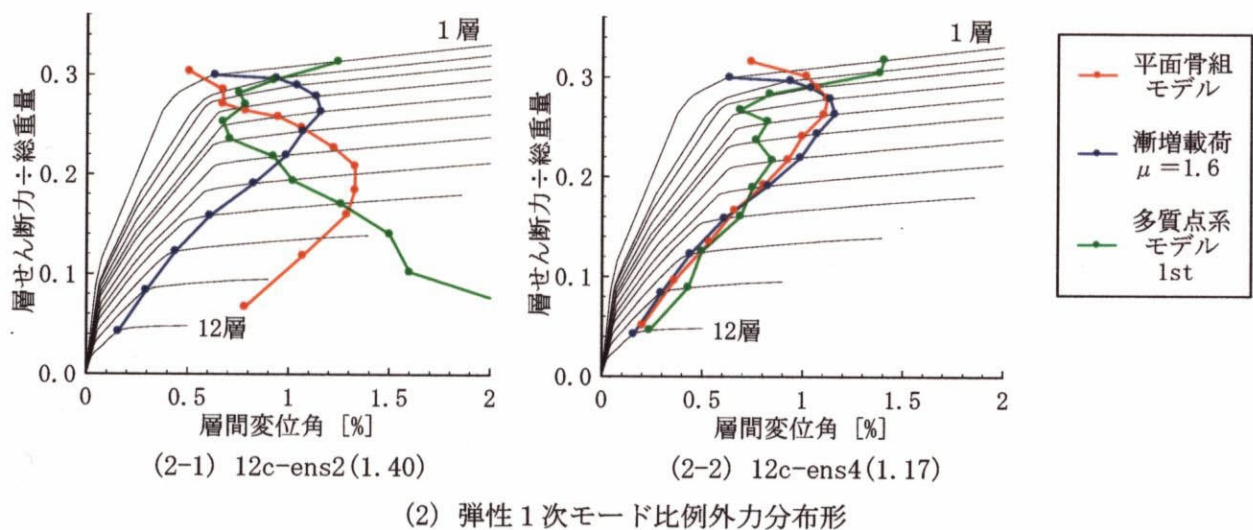
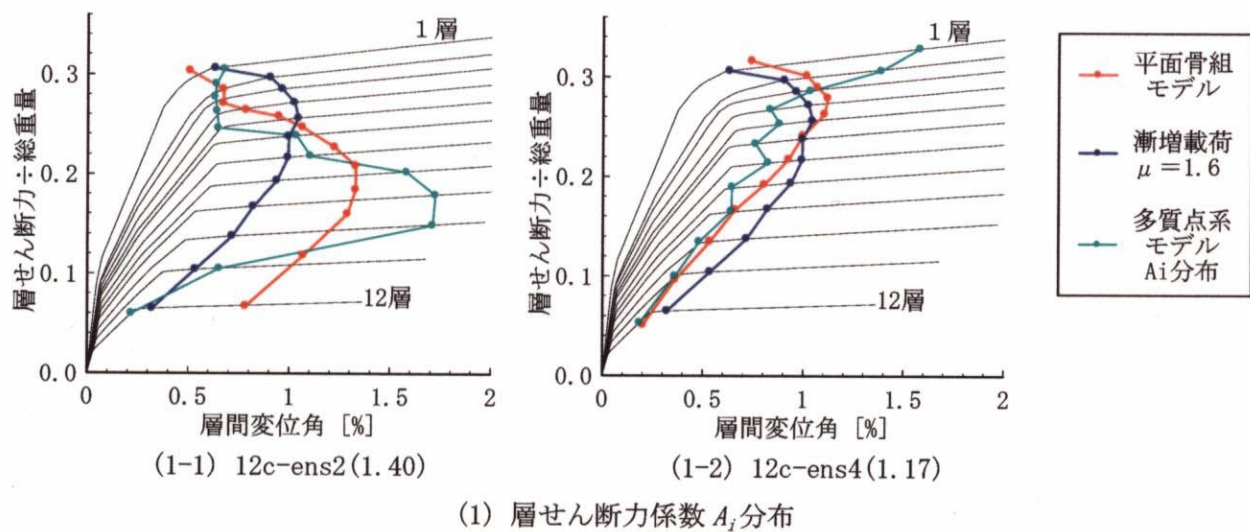


図5.2.8 最大応答層せん断力—最大応答層間変位関係 —外力分布形の影響—

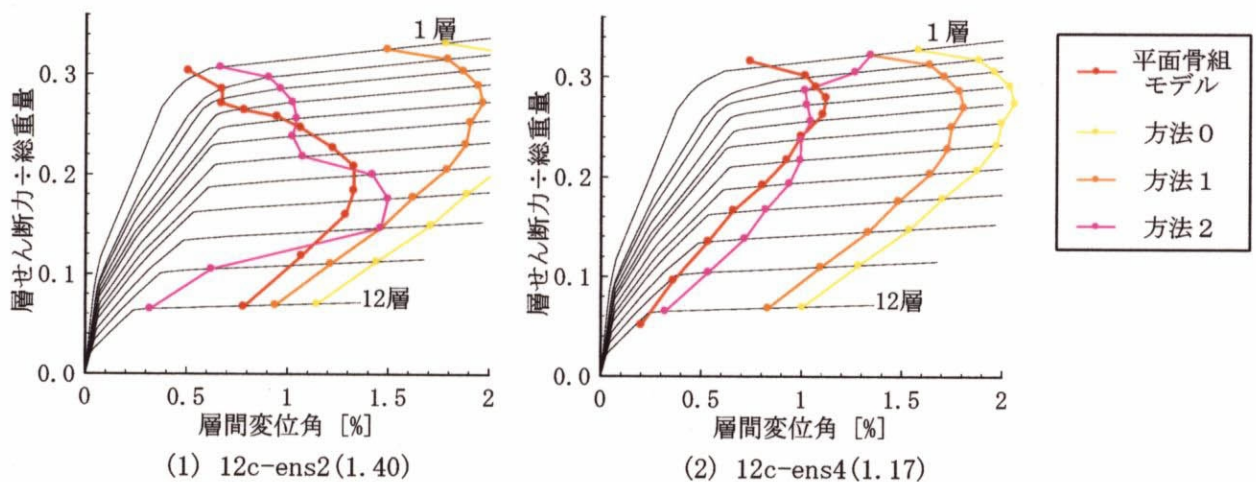


図5.2.9 最大応答層せん断力—最大応答層間変位関係 —参照ステップの調整—

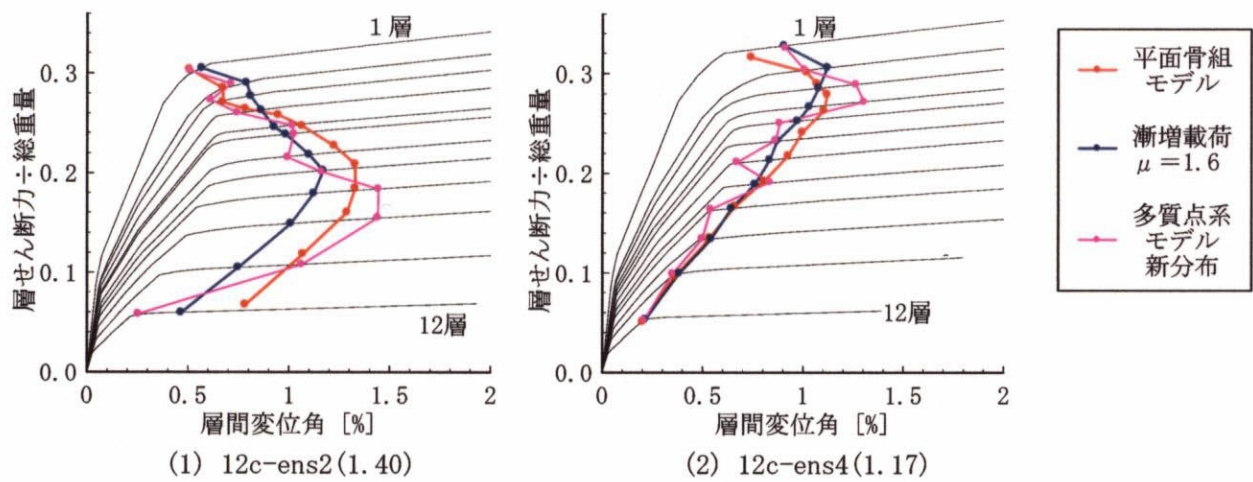


図5.2.10 最大応答層せん断力—最大応答層間変位関係 —外力分布形の再設定—

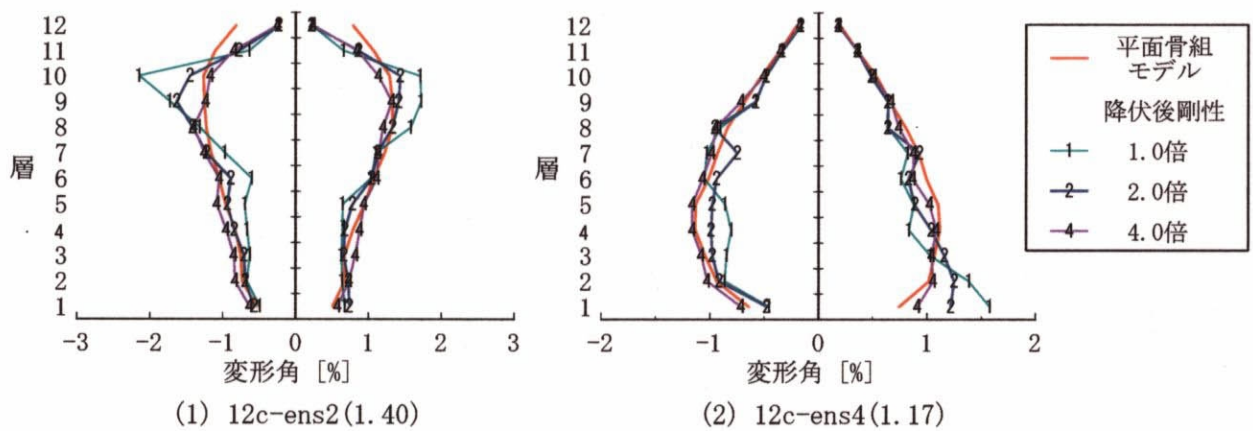


図5.2.11 最大応答層間変位 —降伏後剛性の影響—

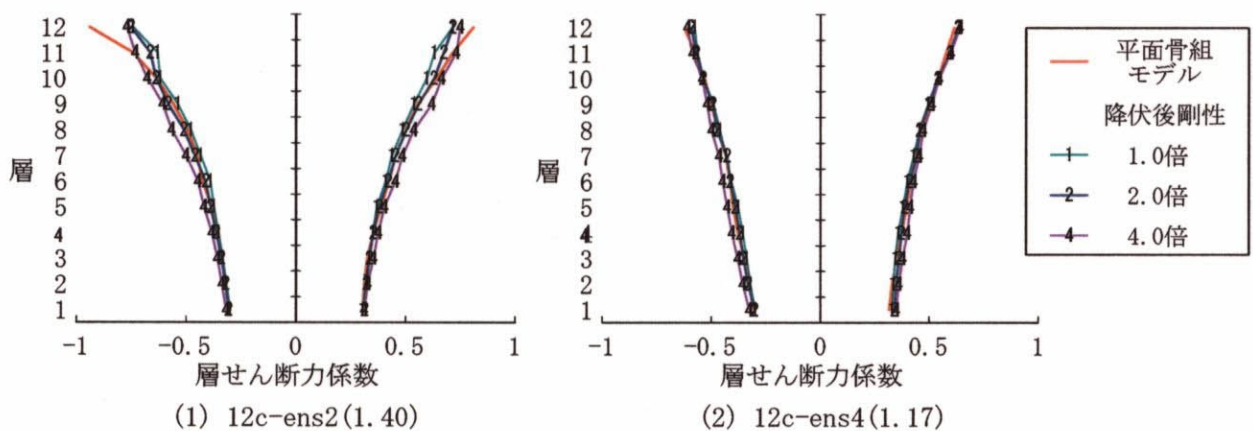


図5.2.12 最大応答層間変位 —降伏後剛性の影響—



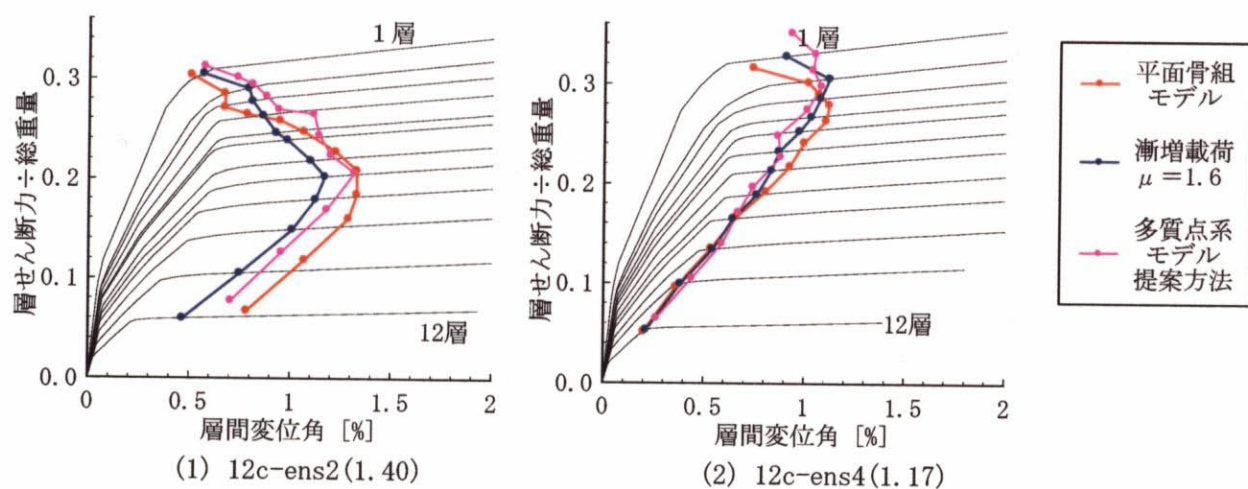


図5.2.13 最大応答層せん断力—最大応答層間変位関係 —提案方法—

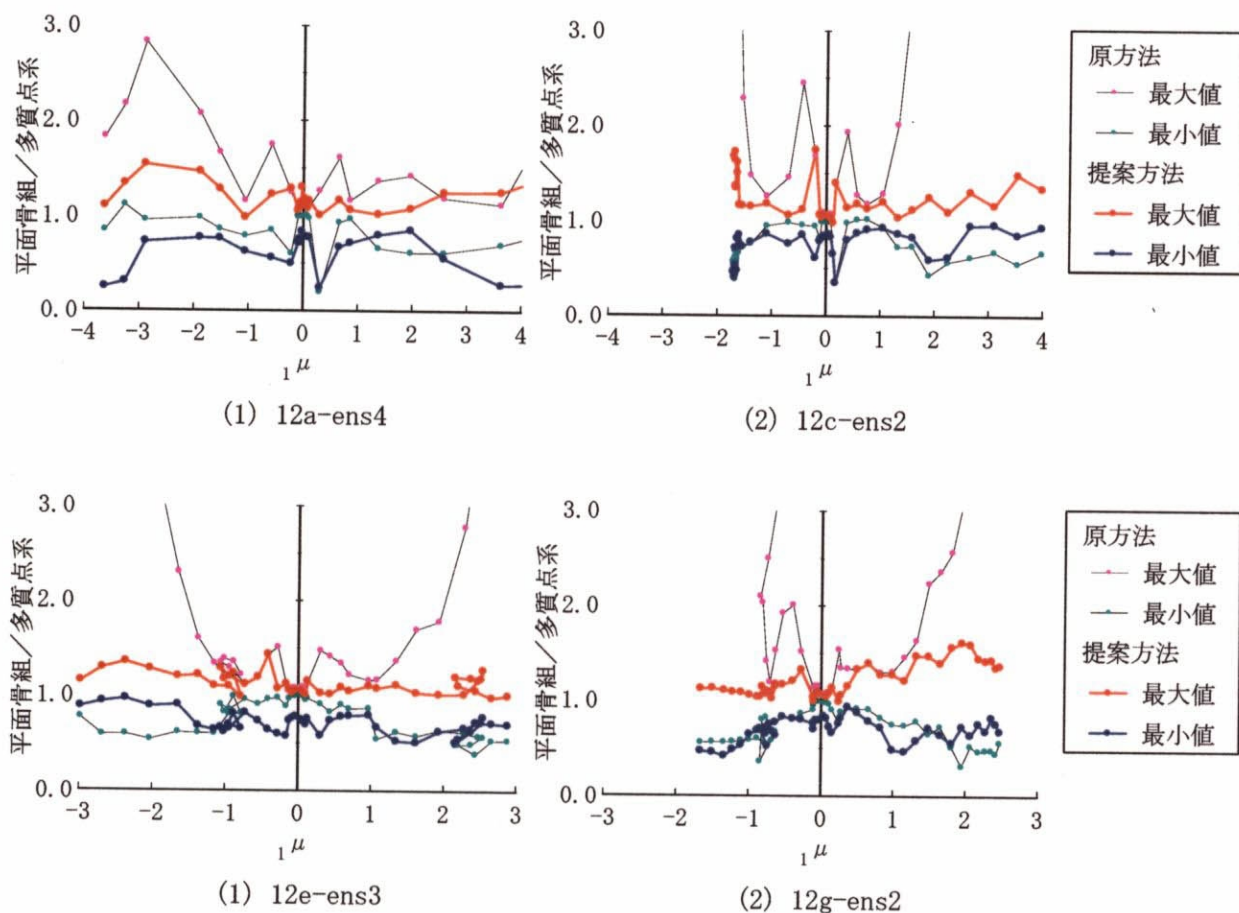


図5.2.14 最大応答層間変位の比率 —提案方法—

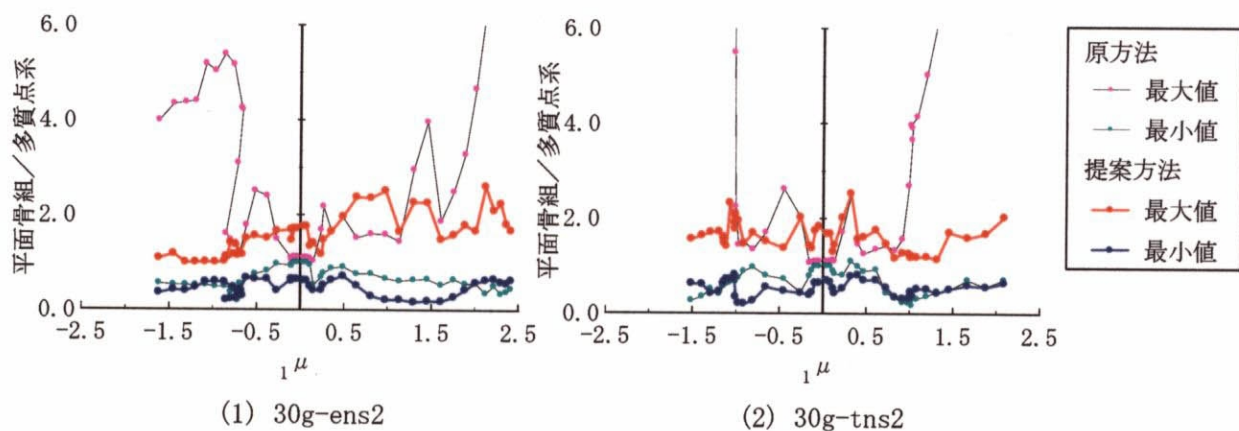


図5.2.15 最大応答層間変位の比率 —30階建て構造物—

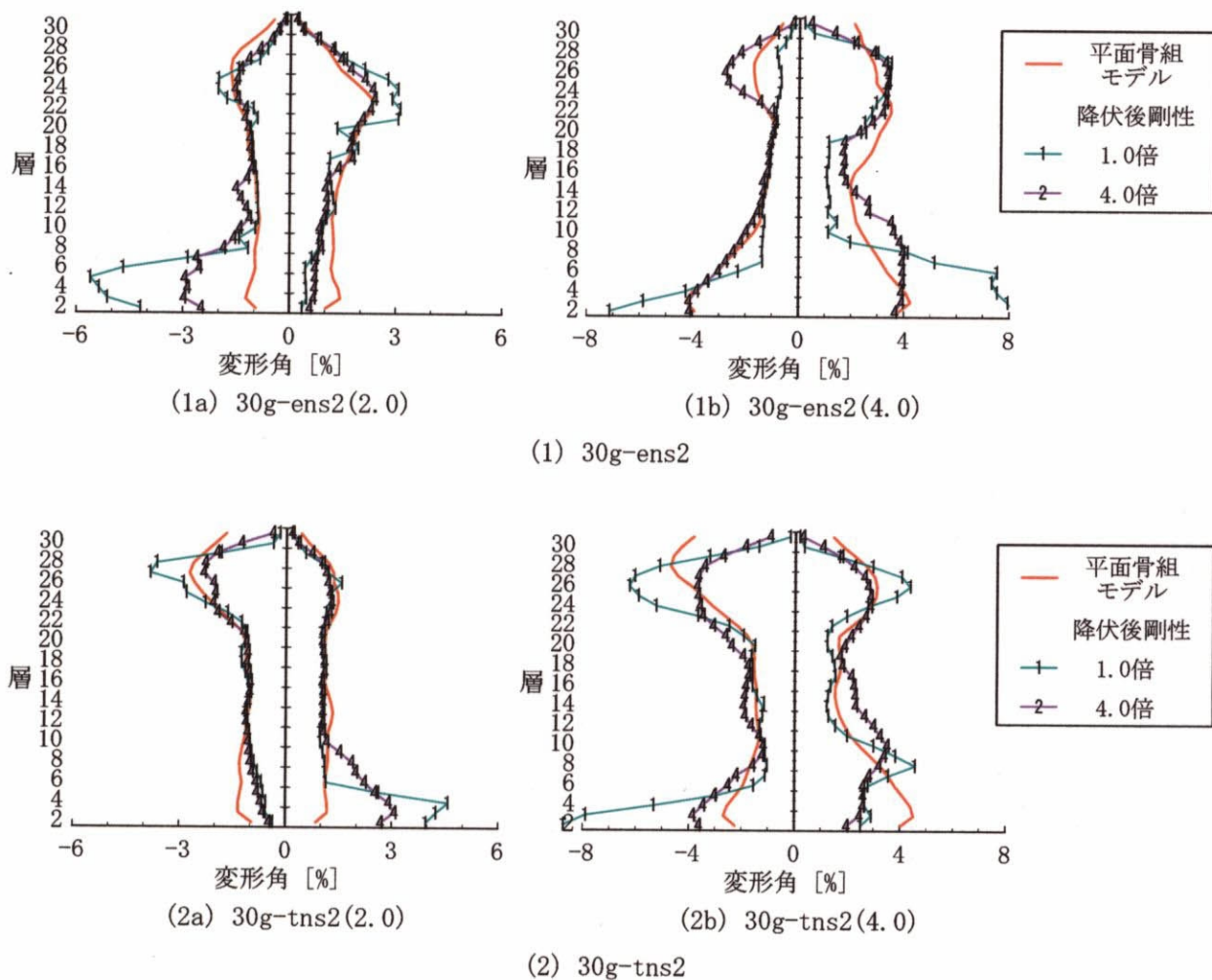


図5.2.16 最大応答層間変位 —降伏後剛性の影響—