

## 4.2 高層建物の等価せん断剛性分布

### 4.2.1 曲げ変形成分とせん断変形成分

図-4.1に示すような $m$ スパンで建物幅 $B=ml$ 、建物高さ $H$ の純ラーメン構造において、柱が正方形で断面を $A_c$ とした時の全体曲げ剛性は、

$$EI = E \cdot \sum A_c \cdot e^2 = AcE \frac{m(m+1)(m+2)}{12} l^2$$

$$= AcE \frac{(m+1)(m+2)}{12m} B^2 \quad \text{----- (4.1)}$$

層せん断力を層間変形角で除して求めたせん断剛性 $GA$ は、部材の曲げ変形、せん断変形、接合部のせん断変形の和の逆数から求まるが、これを剛域を考慮しない部材の曲げ変形の和の逆数から計算した値とほぼ同じと考える。武藤のD値法<sup>1)</sup>の柱・梁の剛比から定まる、両端固定柱の水平剛性に対する比として与えられる剛性係数をすべて同じ $a$ 、柱本数を $m+1$ 、階高を $h$ とすると、 $GA$ は(4.2)式で与えられる。

$$GA = \sum Dc \cdot h = a(m+1) \frac{12EI_c}{h^2} = a(m+1) \frac{EA_c^2}{h^2} \quad \text{----- (4.2)}$$

一方、基礎固定、高さ $H$ で、曲げ剛性 $EI$ 、せん断剛性 $GA$ が一定値の曲げせん断系に、頂部における外力が $w$ の逆三角形分布荷重が作用すると、曲げ変形 $_m\delta$ とせん断変形 $_q\delta$ は、基部からの距離を $x$ としてそれぞれ、(4.3)式で示される。

$$_m\delta(x) = \frac{wx^2}{120EIH} (x^3 - 10H^2x + 20H^3) \quad \text{----- (4.3)}$$

$$_q\delta(x) = \frac{w}{6GAH} (3H^2x - x^3)$$

頂部 ( $x=H$ ) での変形はそれぞれ、

$$_m\delta_{TOP} = 11wH^4 / 120EI、_q\delta_{TOP} = wH^2 / 3GA \quad \text{----- (4.4)}$$

である。これに、(4.1)(4.2)式の $EI$ 、 $GA$ を代入する。 $a$ は、柱・梁の剛比が等しいときには0.5となるが、梁降伏型に設計された一般的な建物では柱の方が断面は大きく、梁スパンは階高より長いので、およそ $a$ は0.2~0.4の範囲の値となる。 $Ac/l^2$ はいわゆる柱率で1階の柱を95cm×95cm、支配面積を5.5m×5.5mとすると0.03程

度となる。この時、頂部での曲げ変形 $m\delta_{TOP}$ とせん断変形 $q\delta_{TOP}$ の比は(4.5)式で与えられる。

$$\frac{m\delta_{TOP}}{q\delta_{TOP}} = \frac{m}{m+2} \frac{3.3aA_c}{l^2} \left(\frac{n}{m}\right)^2 \approx 0.03 \left(\frac{n}{m}\right)^2 \quad (4.5)$$

一方、せん断剛性が基部で $GA$ 、頂部で0となるような直線分布で与えられる曲げせん断系では、

$$q\delta = w(2Hx + x^2) / 4GA \quad (4.6)$$

で与えられ、頂部で

$$q\delta (x = H) = 3wH^2 / 4GA \quad (4.7)$$

であり、せん断剛性が均一の時の2倍強となる。曲げ変形とせん断変形の比は、

$$\frac{m\delta_{TOP}}{q\delta_{TOP}} \approx 0.015 \left(\frac{n}{m}\right)^2 \quad (4.8)$$

実際の建物では、(4.5)(4.8)式の間にあると考えられ、 $\delta_m / \delta_q \approx 0.02(n/2m)^2$ 程度と考えればよいと思われる。6スパンで40層程度、7スパンで50層程度の建物で、頂部での全体曲げ変形とせん断変形が同程度となり、それよりアスペクト比の高い建物では曲げ変形成分が大きいことになる。

ここでの検討では、曲げ変形成分は1次モード外力によるものが大きいとして、単純化して逆三角形外力分布により検討を行っている。第3章で検討を行った高層建物の設計用外力分布としては、変形集中を避けるため高次モードの影響を加味して、逆三角形分布荷重よりトップヘビーな形状にすべきであると結論している。この設計用外力分布が作用するとするとさらに曲げ変形成分が増大することになる。これは、変形集中を考えた、せん断力に対する等価な外力分布であり、転倒モーメントに対する外力分布とは別に考えるべきものである。モーメントに高次モードの及ぼす影響をSRSSを用いて検討した例<sup>2)</sup>では、上層部では高次モードの寄与が大きい、下層部では1次モードのみになっている。モーメントによる変形は下層部で大きく、上層部では下層部での傾きによる変形のみで、上層部でのモーメントの変化による変形は無視できると考えられるので、変形成分を検討するには、逆三角形分布荷重によることで充分であると考えられる。

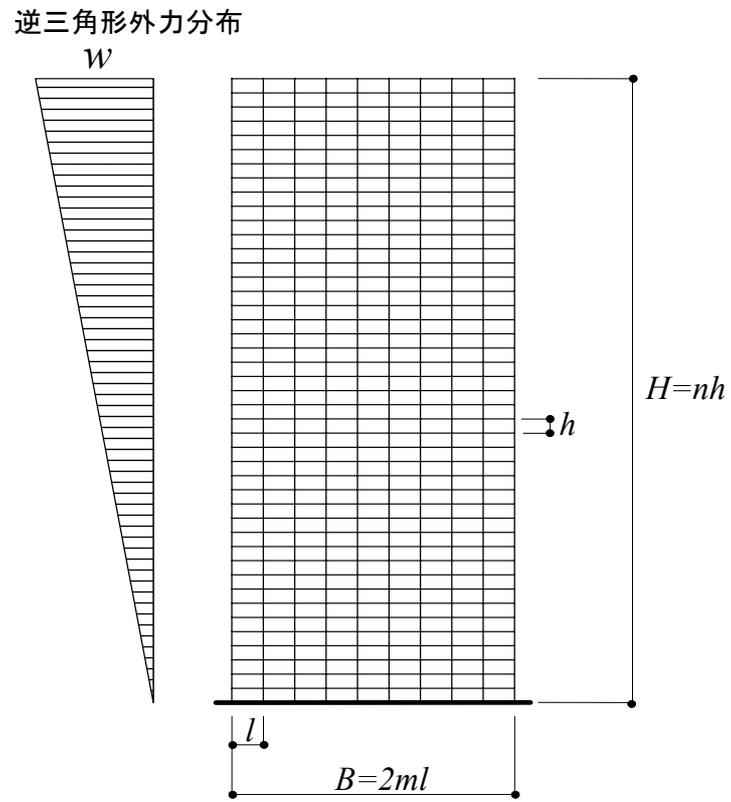


図-4.1 高層RC純ラーメン建物

4.2.2 変形成分と等価せん断剛性

曲げ剛性を一定値とし、せん断剛性が高さ方向に直線分布、外力分布は逆三角形分布、とした時の等価せん断剛性を検討する。せん断剛性が均一として階高を単位長さとしたときの曲げとせん断それぞれの層間変形 $\Delta\delta_m, \Delta\delta_q$ を求めると、

(4.3)式より、

$$\begin{aligned} \Delta_m\delta(x) &= \frac{wH^4}{120EI} \left\{ 5\left(\frac{x}{H}\right)^4 - 30\left(\frac{x}{H}\right)^2 + 40\frac{x}{H} \right\} \\ \Delta_q\delta(x) &= \frac{wH^2}{2GA} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2 \right\} \end{aligned} \quad \text{-----(4.9)}$$

ここで、(4.4)式で与えられる頂部での曲げ変形とせん断変形の比を $g$ とすると、全層間変形 $\Delta$ は、

$$\begin{aligned} \Delta(x) &= \Delta_m\delta(x) + \Delta_q\delta(x) \\ &= \frac{wH^2}{66GA} \left\{ 10g\left(\frac{x}{H}\right)^4 - (60g+33)\left(\frac{x}{H}\right)^2 + 80g\frac{x}{H} + 33 \right\} \end{aligned} \quad \text{-----(4.10)}$$

せん断力は、

$$Q(x) = \frac{wH^2}{2} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2 \right\} \quad \text{-----(4.11)}$$

であり、等価せん断剛性は(4.11)式を(4.10)式で除して求まる。

頂部での曲げ変形とせん断変形が同じ( $g=1$ )としたときの全変形、層間変形と等価せん断剛性の関係を図-4.2に示す。(a)は全体変形分布、(b)は層間変形分布を示す。無次元高さで0.4程度のところで層間変形は最大になっている。(c)には層せん断力分布と、等価せん断剛性の分布形を示した。本例のように曲げ変形が無視できない系においては、等価せん断剛性は、無次元高さ $\zeta=0.2$ まで急激に減少し、中間層では直線的に、 $\zeta=0.8$ 以上で再び大きく減少する分布形状となっている。層間変形を一定にするには、等価せん断剛性分布をせん断力分布と同一にすればよいわけであるが、そのためには、中間層のせん断剛性を最下層より大きくする必要があり、現実的でない。

せん断剛性 $GA$ が均一の時の等価せん断剛性を、頂部での曲げ変形とせん断変形

の比、 $m\delta_{TOP}/q\delta_{TOP}$ をパラメータとして示したのが図-4.3である。等価せん断剛性は、曲げ変形成分の増大に伴い低下している。等価せん断剛性の分布形は、最上層部を除き、頂部での曲げ変形がせん断変形の半分程度の時には直線、頂部での曲げ変形がせん断変形以上の時には、ほぼ1/2次曲線とみなしても良さそうである。

図-4.4は頂部の曲げ変形とせん断変形を一定として、せん断剛性の高さ方向の分布形を変化させた時の等価せん断剛性の変化を示したものである。(a)のように曲げ変形成分が少ないときには、等価せん断剛性は頂部に向かって直線的に減少する。また、せん断剛性の低減により等価せん断剛性も低下している。(c)のように曲げ変形成分が多いときには、等価せん断剛性は頂部に向かって双曲線的に減少し、せん断剛性分布の変化には鈍感となる。

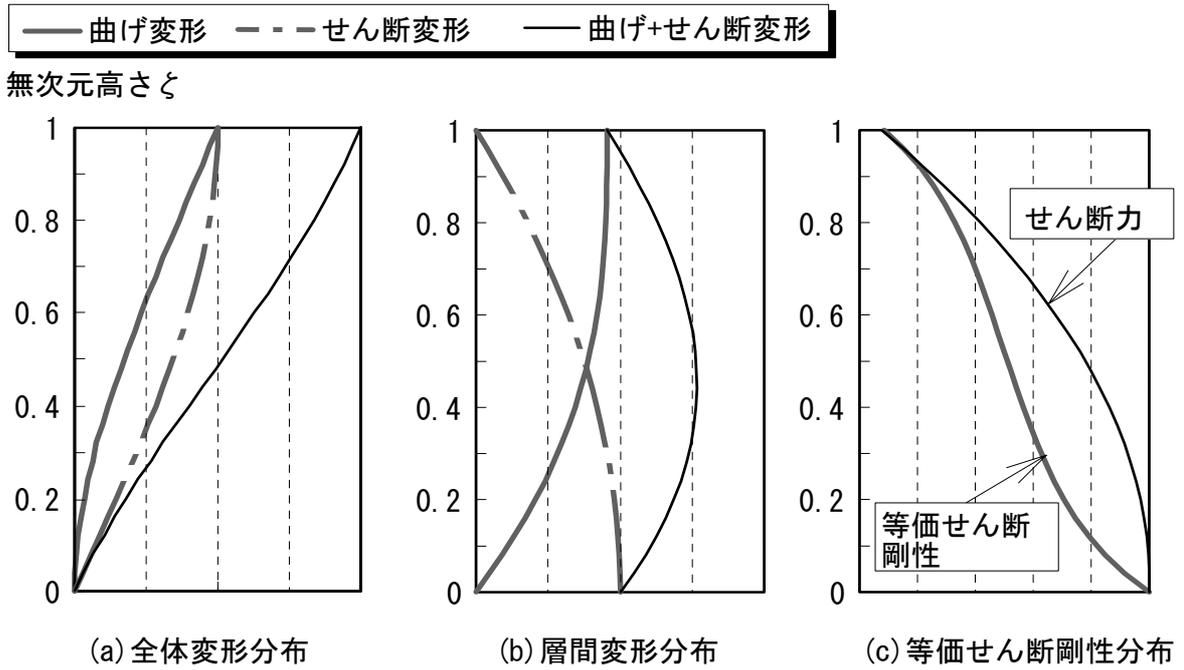


図-4.2 変形成分と等価せん断剛性の例

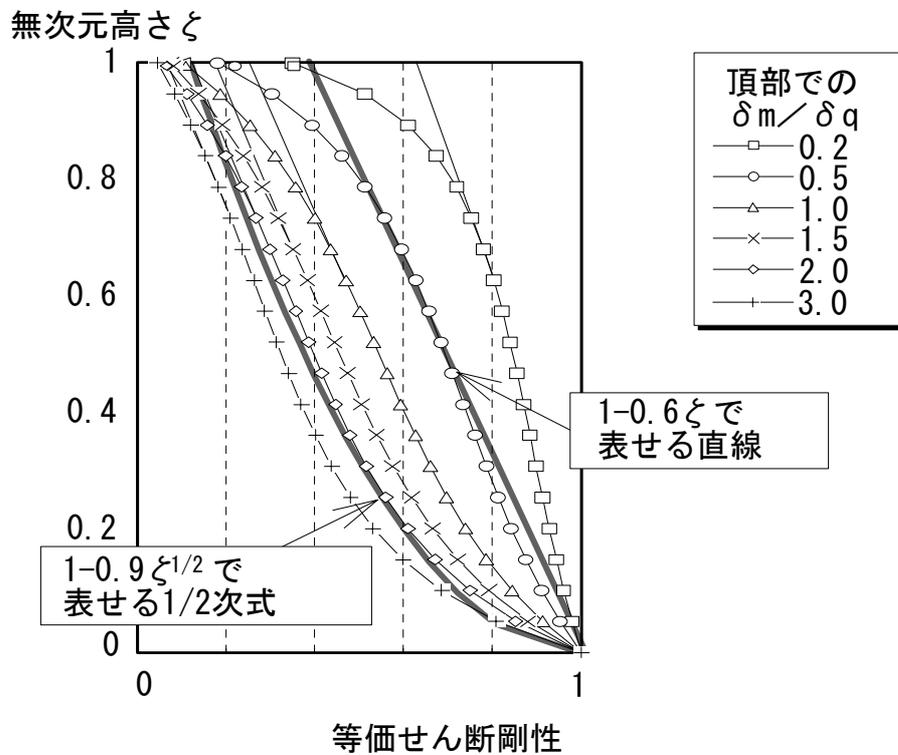
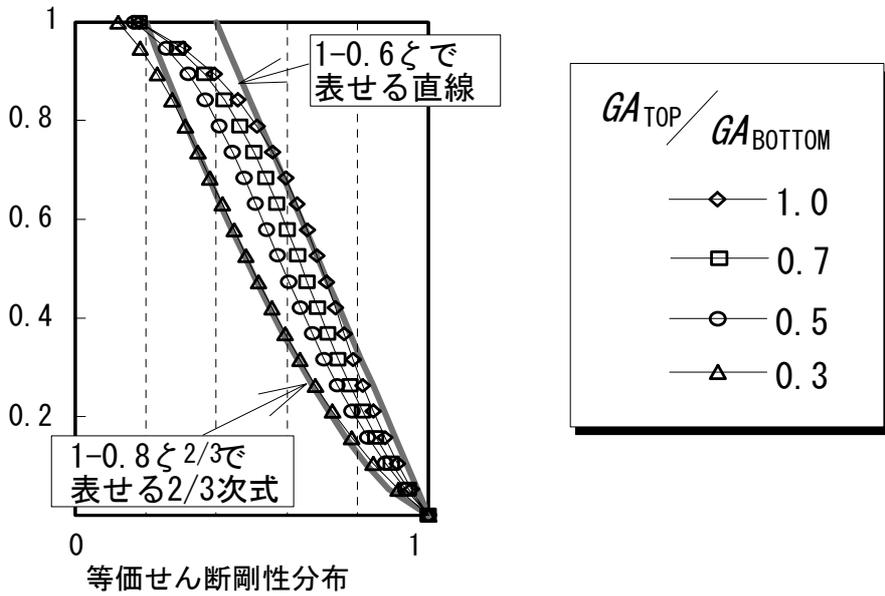
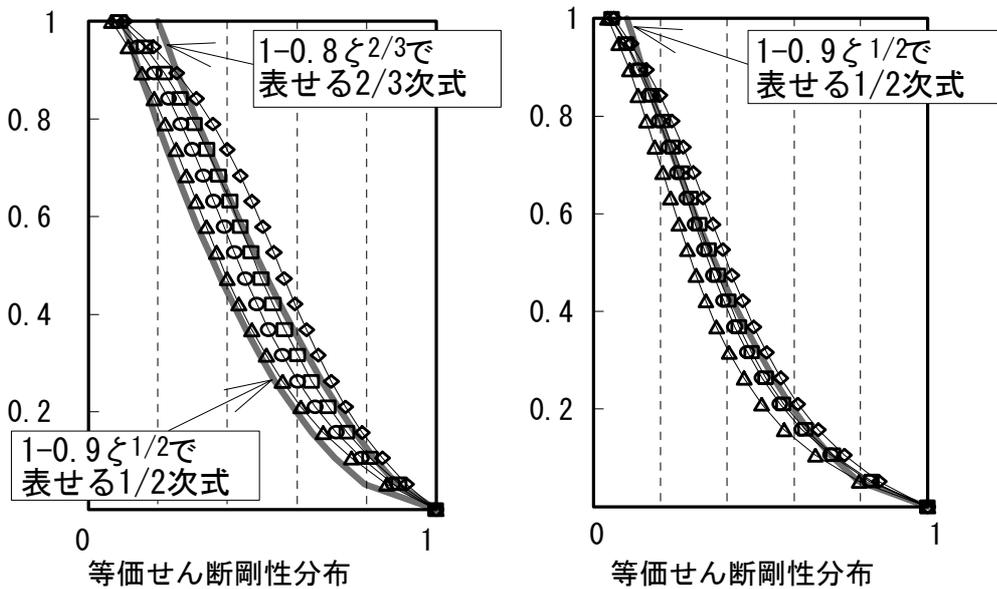


図-4.3 変形成分による等価せん断剛性の変化

無次元高さ  $z$



(a) 頂部の曲げ変形/せん断変形=0.4



(b) 頂部の曲げ変形/せん断変形=1.0

(c) 頂部の曲げ変形/せん断変形=2.0

図-4.4 等価せん断剛性の変化

### 4.2.3 等価せん断剛性分布と固有モード

等価せん断質点集中型のモデルを用い、剛性分布が固有周期とモードに与える影響を示す。図-4.3,4.4に示した曲げせん断系の等価せん断剛性分布は、頂部で極端に減少する形状となっている。実際の高層ラーメン建物においては、最上部においては外柱の伸縮により梁に逆曲げが働き、曲げ変形は減少する。このため、このように極端に等価せん断剛性が低下することはないと考えられる。文献<sup>3),4),5)</sup>に示された等価せん断剛性の分布形も、頂部で減少傾向がみられるが、このように極端には減少していない。ここでは、この部分を見捨て、検討の対象とする等価せん断剛性の分布形状を下に示す3種とした。頂部での等価せん断剛性の低下の影響については、Appendix D で検討する。

$$\text{i) } {}_{eq}GA_i / {}_{eq}GA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta \quad : \text{直線分布}$$

$$\text{ii) } {}_{eq}GA_i / {}_{eq}GA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta^{1/2} \quad : \text{1/2次式分布}$$

$$\text{iii) } {}_{eq}GA_i / {}_{eq}GA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta^2 \quad : \text{2次式分布}$$

ここで、

$${}_{eq}GA_i \quad : \text{i層の等価せん断剛性}$$

$${}_{eq}GA_{BOTTOM} \quad : \text{1層の等価せん断剛性}$$

$\alpha$  : 頂部での等価せん断剛性低減率。

頂部の等価せん断剛性を ${}_{eq}GA_{TOP}$ とすると、 $\alpha = {}_{eq}GA_{TOP} / {}_{eq}GA_{BOTTOM}$ となる。

$\zeta$  : 無次元高さ。i層の高さを $x$ 、建物の高さを $H$ とすると、 $\zeta = x / H$ で与えられる。

頂部での等価せん断剛性低減率 $\alpha$ は、0.5、0.2、0.1の3種とし、さらに比較のため等価せん断剛性が均一 $\alpha \leq 1$ のものを加えた。これらの解析モデルの等価せん断剛性分布を図-4.5に示す。質量分布が均一と仮定した時の固有値解析結果の2次、3次周期の1次周期に対する比の変化を図-4.6に示す。図-4.7にはモード形を、図-4.8には層間モード形を示した。等価せん断剛性分布の分布形が2次式の時には、頂部の剛性が0.1に低下した場合のモード形は、上に凸の形状となり、頂部が振られる形状となっている。1/2次式分布の場合にはそれほど顕著ではない。この傾向は、

図-4.8に示した層間変形角モードで顕著であり、等価せん断剛性分布の分布形が直線や2次式の時には、頂部の剛性が0.2以下に低下した場合高次モードの頂部が大きく振られる形状となっている。これらは、高次モードの影響が無視できないような高層建物の等価剛性分布形状としては好ましくないといえる。高層建物の一般的な等価せん断剛性分布としては、頂部でより剛性低下が大きく、これらの結果よりもさらに頂部が振られやすくなっていると考えるべきである。

2次、3次周期の1次周期に対する比は、頂部の剛性の低下に伴い増加する。これは、高次モードの周期が1次モードに近づき、変位応答スペクトルが相対的に大きくなる方向であり、より高次モードの影響が大きくなりむち振り減少を起こしやすくなる。

これらより、高層RC建物の弾性時の等価せん断剛性分布として、分布形が直線や2次式の時には、等価せん断剛性低減率  $\alpha =_{eq} GA_{TOP} /_{eq} GA_{BOTTOM}$  を0.2以上、1/2次式の時には 0.1以上とした方がよいと考える。

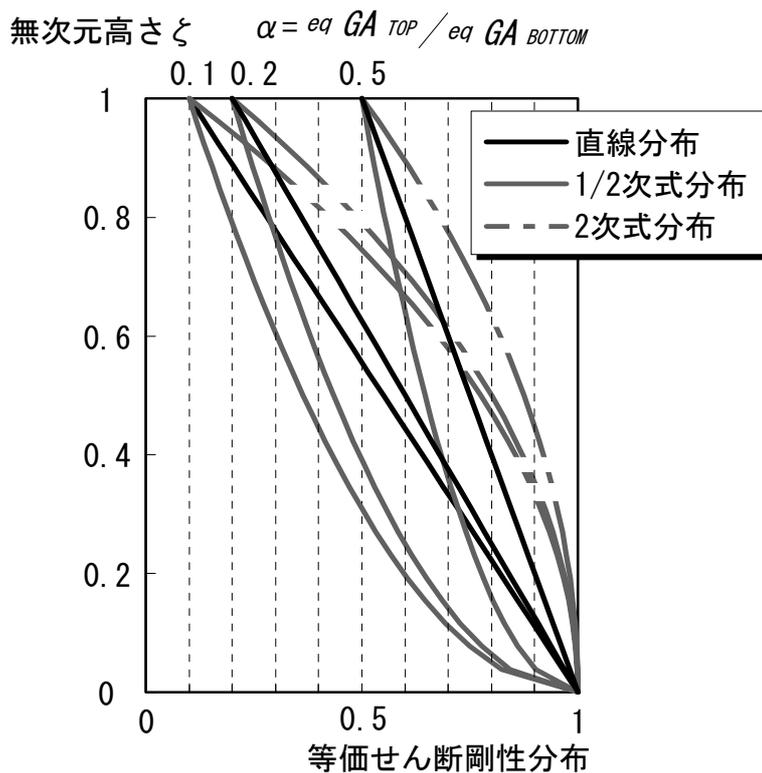


図-4.5 想定した等価せん断剛性分布

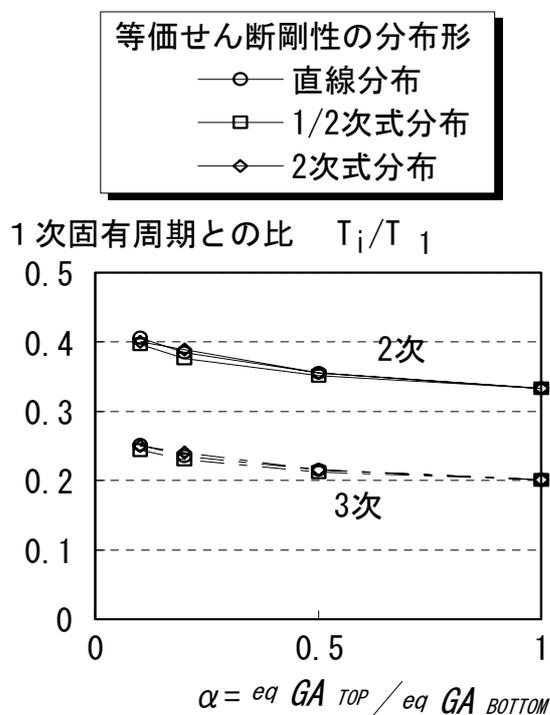


図-4.6 等価せん断剛性分布と固有周期

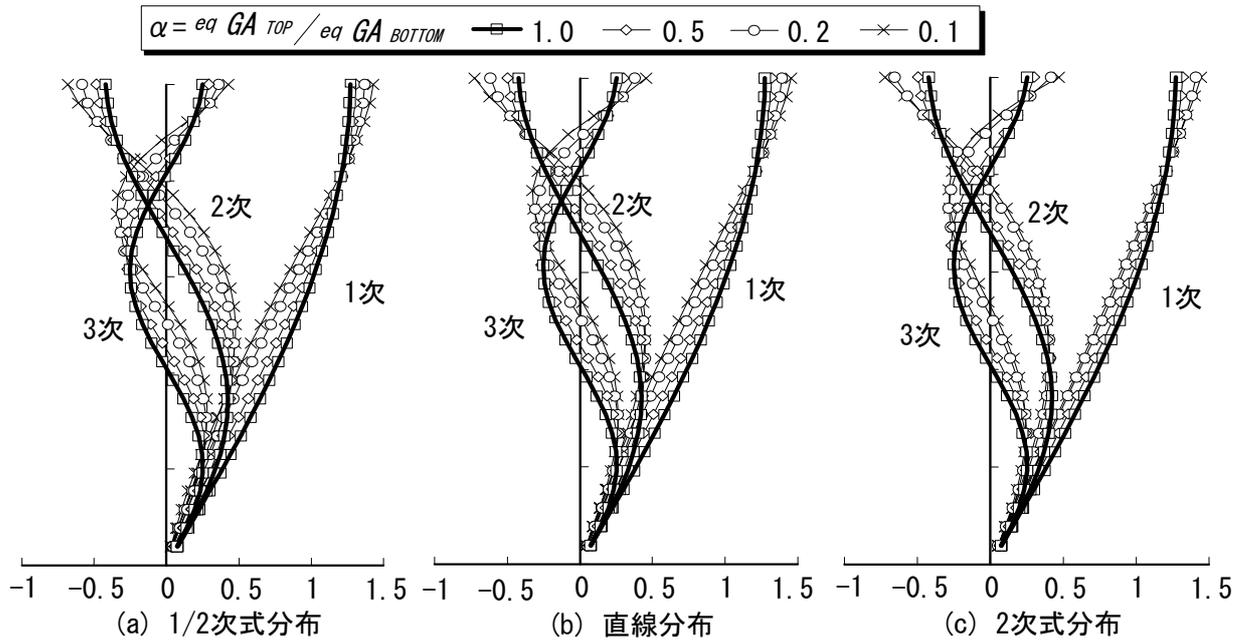


図-4.7 想定した剛性分布に対する固有モード形

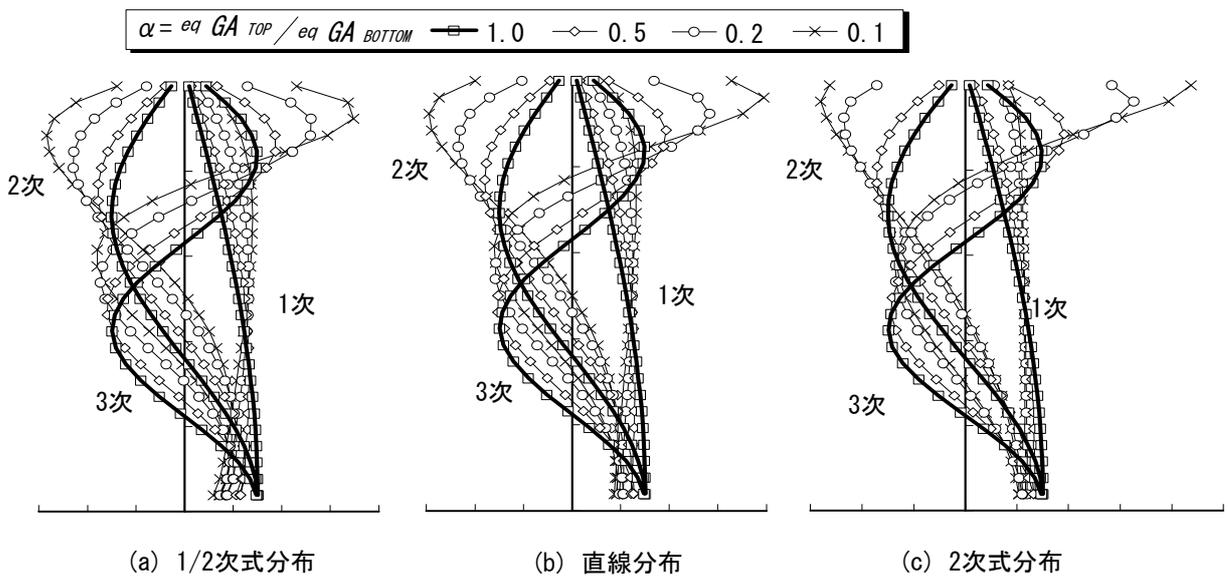


図-4.8 想定した剛性分布に対する層間変形角固有モード形

#### 4.2.4 等価せん断剛性分布と層間変形

等価せん断剛性分布が2次式の時には1次モードに対し層間変形が一定となる。しかし、曲げせん断系で表されるような建物の等価せん断剛性分布は1/2次式に近い。ここでは、剛性分布の相違により層間変形応答値がどの程度変動するかを、設計用応答スペクトルを用いたSRSS法を利用して検討する。想定する剛性分布は、図-4.5に示した3種とし、等価せん断剛性低減率  $\alpha = {}_{eq}GA_{TOP} / {}_{eq}GA_{BOTTOM}$  が0.1と0.2の場合について検討する。

想定する応答スペクトルを、速度応答スペクトルがバイリニアールで示される形状のものとして求めた層間変形角分布を図-9に示す。(a)は、2次モードの影響の少ない短周期の建物の例として1,2次ともに加速度一定領域にある場合、(b)は、2次モードの影響の大きい長周期の建物の例として1,2次ともに速度一定領域にある場合の結果を示す。静的には層間変形一定となる、等価せん断剛性分布が2次式の場合、(a)の場合推定応答層間変形はほぼ一定値である。しかし、(b)の場合には高次モードの影響を受け変動し、等価せん断剛性低減率  $\alpha$  が0.2の時には最大層間変形は、他の剛性分布のものとはあまり変わらない。

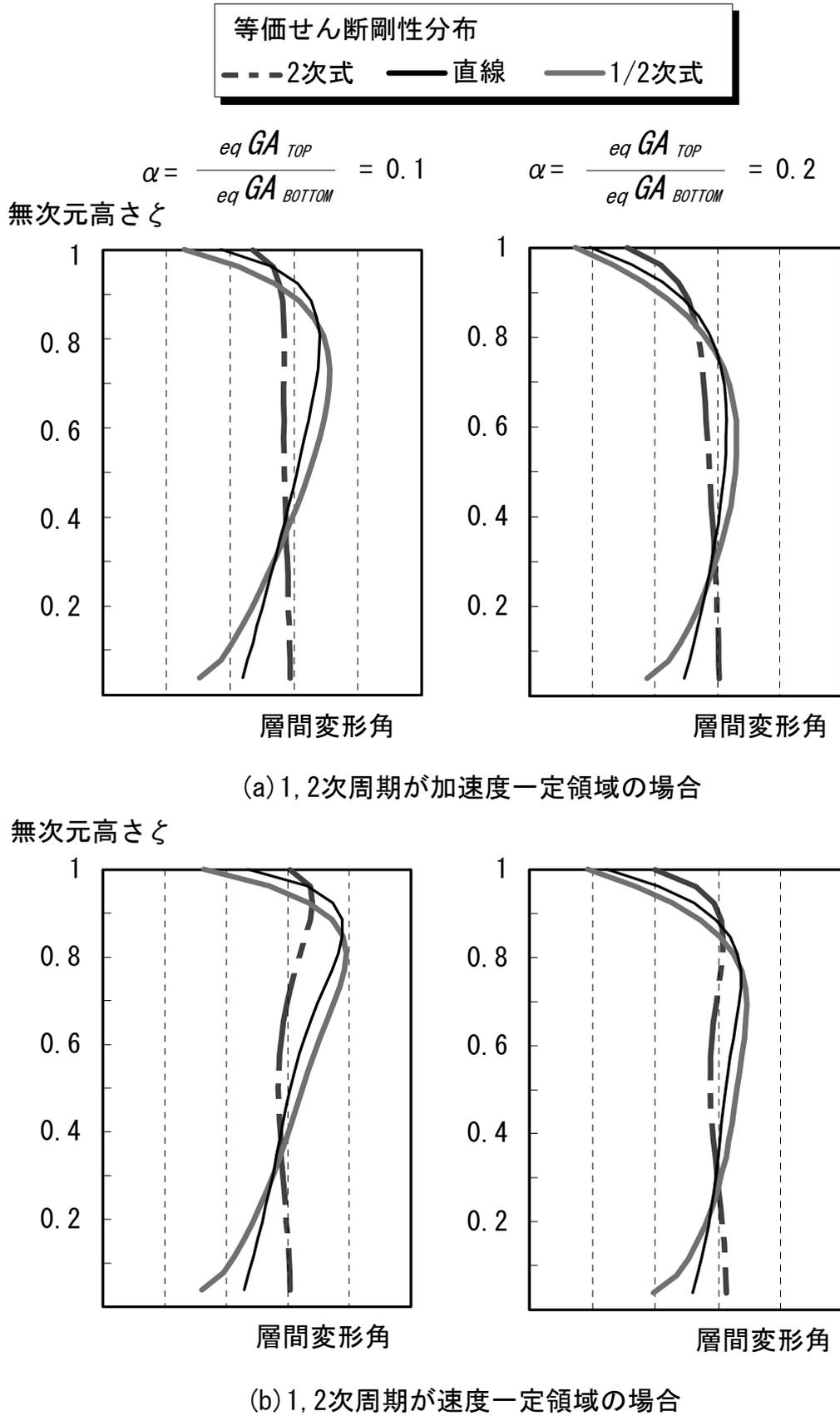


図-4.9 想定剛性分布による推定応答層間変形の相違

#### 4.2.5 高層建物の等価せん断剛性分布

層間変形角分布でみると、等価せん断剛性分布が2次式の場合には、下層階でも一定値であり、直線分布や1/2次式の時には、下層階において減少している。高層建物の耐震性を評価する上では、層間変形が一定であることより、損傷を表す指標として層の塑性率が一定であることが望ましい。図-4.10は、第3章で用いた高層鉄筋コンクリート建物の層レベルでの降伏変位を示したものである。ここで降伏変位は、それぞれの建物の静的増分解析による層せん断力-層間変形関係をAppendix Cに示すルールによりトリリニア化したときの第2折れ点変形とした。3例の建物すべてにおいて1~3層の降伏変位はそれより上層に比べて減少しており、層の塑性率を一定にするには、低層階において応答層間変形を小さくする必要がある。公表されている既設計例の静的増分解析による層のせん断力-層間変形から求めた層の降伏変位は、下層階の階高が極端に高い場合を除いて、下層階で減少しており、本例と同一の傾向を示している。

設計で想定する応答レベルにおいては、耐力分布が適切ならば、層間変位においても応答変位一定則が成り立つので、層の塑性率を一定にするには下層部で弾性層間変形が減少するような剛性分布とする必要がある。また、1層柱脚は降伏ヒンジを想定しており、層間変形が小さいことは、靱性確保の困難な軸力のある柱の塑性変形を減少させることになり、建物全体の靱性確保の面からも適切である。これらの観点から、等価せん断剛性分布は、直線分布や1/2次式分布が適切であると考える。

以上の検討により、高層建物の剛性分布としては、層間変形を一定にするためにという条件にあまりこだわらず、曲げせん断系としての一般的な剛性分布となるよう断面設定をすればよいと考えられる。4.2.2、4.3.1の結果を考えると、頂部での曲げ変形成分がせん断変形成分の半分以下の建物では、頂部が下層部の0.15~0.20倍程度となるような直線分布、頂部での曲げ変形がせん断変形以上となるような超高層建物では、頂部が下層部の0.1倍程度となるような1/2次式分布、その間は補間した分布形とすればよいと考えられる。

頂部での曲げ変形とせん断変形が同じ程度の時には、頂部の等価せん断剛性を0.15程度確保するためには、図-4.4(b)を参考に頂部の極端な剛性低下を無視して考えると、頂部のせん断剛性は基部の0.5倍程度確保する必要がある。(4.2)式より、階高 $h$ とヤング係数 $E$ が一定ならば、せん断剛性は柱断面積の2乗に比例するので、頂部で柱断面積にすると基部の $\sqrt{0.5} \doteq 0.7$ 倍、柱寸法にすると $\sqrt{0.7} \doteq 0.85$ 倍程度を確保する必要がある。

高さ方向にせん断剛性が均一の時には、頂部の等価せん断剛性の下限値を0.15とすると、図-4.3より、曲げ変形とせん断変形の比は2.0程度となる。(4.5)式により、スパンと階数の比の上限値は、8程度となる。上層部でせん断剛性が低下する時には、せん断変形成分が増え、相対的に曲げ変形成分が減少するが、上層部での絶対変形は増加するため、等価せん断剛性は低下する。一般的な住宅系の建物では、スパンと階高の比は1/2程度であるので、高層RC純ラーメン建物としてのアスペクト比の上限値は4程度となる。これを大きくするには(4.5)式によると、柱率を下げ、 $a$ を小さくする事であり、具体的にはスパンを拡げ、梁の剛性を下げることであり、高強度材料の利用が効果的である。

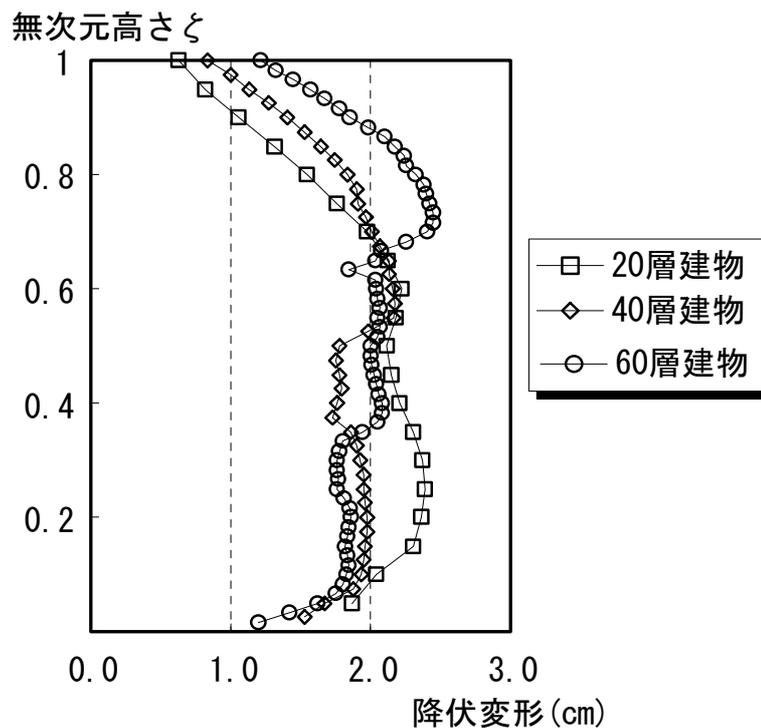


図-4.10 試設計された建物の降伏層間変形

### 4.3 断面設定法

#### 4.3.1 部材断面設定

本論において提案する、高層鉄筋コンクリート純ラーメン建物の構造計画時の断面算定フローを図-4.11に示す。断面設定は、建物規模の設定、断面寸法の設定、建物弾性モデルの設定、部材耐力の設定となり、応答値の推定、クライテリアの確認を行う。

部材断面の仮定においては、荷重条件を考える必要がある。鉛直荷重は階数が増えれば比例して増加するので、柱断面を計画上許容できる断面寸法にするためには高強度コンクリートが必要となる。鉄筋コンクリート柱部材においては、靱性確保の意味から限界変形と軸力比の関係が提案されている<sup>15)</sup>。一定軸力の柱に対しては次式を与えている。

$$\eta \leq 0.5 - 0.7R \text{-----} (4.12)$$

ここで、 $\eta$ はコア断面積に対する軸力比であり、 $R$ は限界部材角である。いま、設計で想定する限界部材角を1/50とすると、(4.12)式によりコア断面積に対する軸力比としては0.36となる。文献においては、コア断面積を全断面の0.75としているので、全断面に対する軸力比制限としては0.27程度となる。この軸力制限を0.25とし、軸力算定用の単位床面積あたりの重量を1.1tonf/m<sup>2</sup>とすると、1層の柱率を0.03程度に納めるために必要なコンクリート強度 $F_c$ (kgf/cm<sup>2</sup>)は次式で与えられる。

$$F_c \geq 15n \quad (\text{kgf/cm}^2) \text{-----} (4.13)$$

一方、水平荷重は高層建物においては3.3.2に示したように建物高さに関わらず4層分の重量に相当する耐力があればよい。上記の軸力制限下では、軸力が増大すると曲げ耐力が増大するため、ある高さ以上になると断面は軸力制限のみで決まる。

50層程度の超高層建物では、柱の軸力制限等により超高強度コンクリートを用いるため、バランス上高強度鉄筋を用いることになり、梁の主筋断面は小さくてすむ。このため、柱と梁の剛性比は柱の方がより大きくなり、梁の曲げ変形分が増大し、下層部での層としてのせん断剛性が低下する。一方、20層程度の建物で

は、柱軸力に余裕があり、超高強度材料の必要性が低い。このため、必要主筋断面が大きく、梁主筋量が増え太径となり、定着の確保が困難となる。設計は、このようなことを適切に判断して断面を定める必要がある。

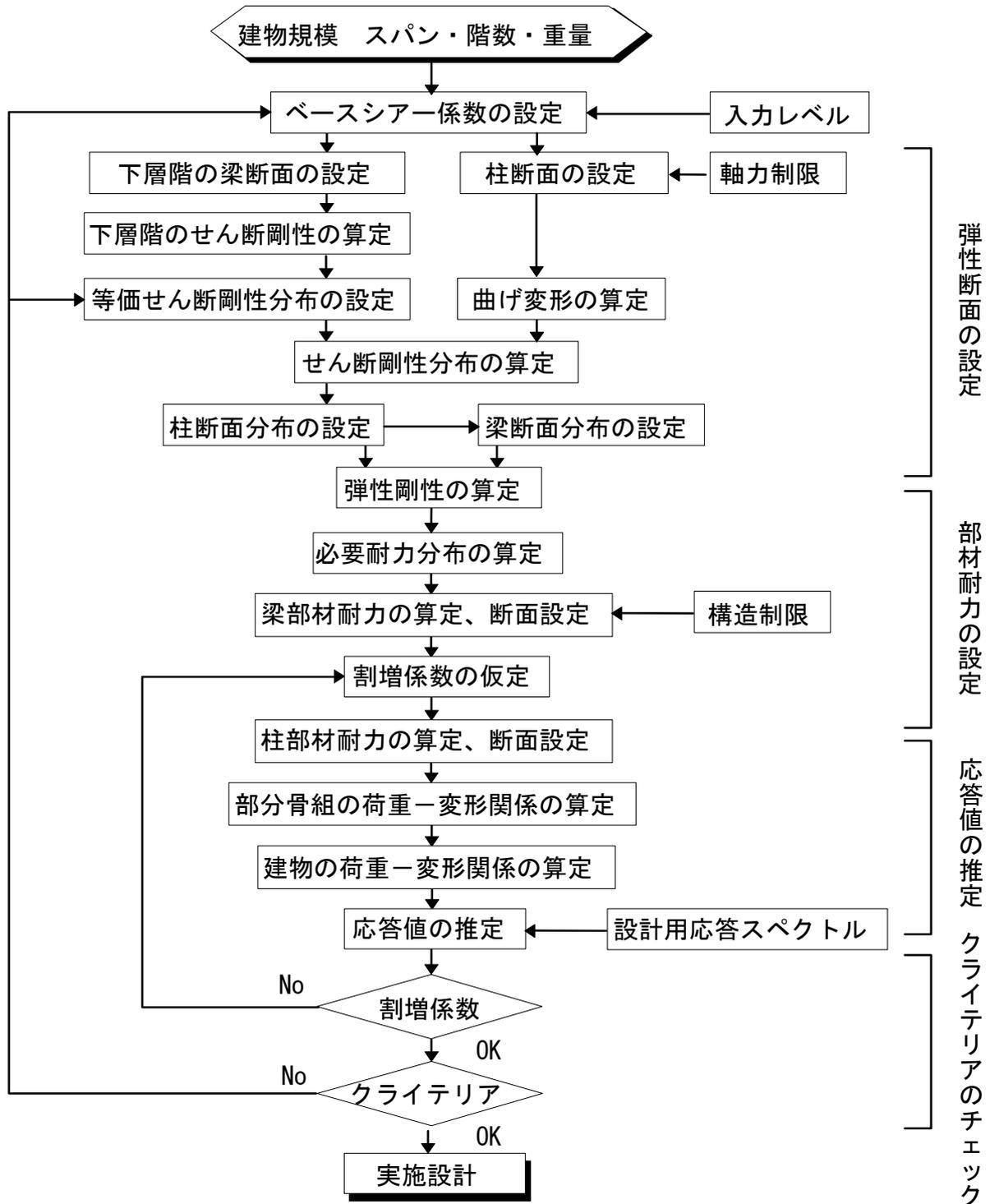


図-4.11 断面設定のフロー

### 4.3.2 弾性剛性分布

建物の規模、形状が決まり、構造形式が純ラーメン構造となると、断面寸法の設定ができる。

- 1) 建物高さより弾性固有周期の略算値を算定する。 ( $T_1=0.02h$  :  $h$ は建物高さ)
- 2) 設計用加速度応答スペクトルを、ベースシアースペクトルとみなし、 $T_1$ を用いて耐力設定用ベースシアークoefficientを定める。
- 3) ベースシアークoefficientより、下層部に必要な梁耐力を算定し、主筋比などの構造制限等を参考に梁断面を定める。
- 4) 建物規模より層重量を想定し、柱の長期の軸力制限 ( $0.25F_c$ 程度) より柱断面を検討する。下層部の梁断面と比較して柱断面を定める。
- 5) 等価せん断剛性分布を設定する。曲げ変形とせん断変形の比を、 $\delta m / \delta q = 0.02$  (階数/スパン数)<sup>2</sup>と仮定し、曲げ変形成分がせん断変形成分の半分以下の建物では、頂部が下層部の 0.15~0.20 倍程度となるような直線分布にする。曲げ変形がせん断変形以上となるような高層建物では、頂部が下層部の 0.1 倍程度となるような1/2次式分布にする。その間は補間して分布形を定める。
- 6) 下層階の柱断面より曲げ剛性を算定し、逆三角形外力分布での曲げ変形を算定する。
- 7) 等価せん断変形での変形と、曲げ変形の差よりせん断変形を求め、せん断剛性分布を算定する。
- 8) このせん断剛性分布を目標のせん断剛性分布形として、3)4)で求めた下層階での柱梁断面による、D 値法での剛性係数  $a$  が一定として、柱断面、梁断面を適当なグルーピングをしながら設定する。
- 9) 設定した断面寸法により、建物の弾性曲げ剛性を柱の断面積  $A_{ci}$  とコンクリートのヤング率  $E_c$  の積に各層の重心からの距離  $x_i$  の 2 乗を乗じたものを層内の全柱について総和して求める。また、せん断剛性を、D 値法か、部分フレームの弾性剛性の和で求める。
- 10) この弾性剛性を用い、逆三角形外力分布での各層の層間変形を求め、極端に

差がある場合には、断面を調整する。

- 11) 求めた弾性剛性と、各階重量を用いた質点系曲げせん断モデルにより固有値解析を行い、5次までの固有周期とモード形を求める。
- 12) 固有値解析の結果と設計用応答スペクトルにより、5次までのモード層間変形を求め、SRSSにより応答層間変形を推定し、設計のクライテリアの確認をする。この時、極端に変形が偏るときには、断面を変更する。
- 13) 固有値解析の結果と設計用応答スペクトルにより、5次までのモードせん断力を求め、設計用せん断力係数の分布形を定める。これと、設定したベースシア一により、各階の必要耐力を定める。

### 4.3.3 部材耐力の設定

建物必要耐力分布が設定できると、それに応じた部材耐力の設定と、配筋等の部材断面の設定ができる。

- 1) 外柱と内柱とを分け、それに取り付く梁の耐力を節点振分けにより分配した柱せん断力の総和が、必要耐力を上回るように梁耐力を設定する。この時、主筋の柱定着や、梁内での付着割裂、主筋比等の構造制限を考慮して梁主筋断面を設定する。また、層の耐力を、耐力比が3.7に定めた制限以内になるようにする。
- 2) 梁断面の、降伏モーメント（上限強度）の接点振分けによるモーメントに割増係数を乗じて柱の耐力を設定する。この時、最下層部においては、柱脚にヒンジを設定するが、この設定モーメントは梁の降伏モーメントに比べかなり大きく取り、梁よりも先にヒンジができないようにする。一般的な中柱では、反曲点が柱頭にあるとして、反曲点を柱中央に仮定して設定した梁モーメントの2倍程度の値とすればよいと考えられる。また、下層部の柱は最下層部と同じ様に反曲点が階中央にないことが多いので、この部分の柱モーメント設定は最下層のモーメントと梁モーメントから算定する。高層建物においては、高次モードの影響によって層によって割増係数が異なる場合も有り得る。割増係数の性状については、Appendix Bに示した。柱断面等の非ヒンジ部の詳細な断面検討は最終的には地震応答解析の最大応答値と比較検討することにより行うことになる。
- 3) 部材耐力に基づき、設計用応答スペクトルや既往地震動記録の平滑化スペクトルを用いて応答値の推定を行う。推定方法については次節に詳細を示す。
- 4) 推定された応答値によりクライテリアの確認をし、所定の範囲内に収まっていればこれを仮定断面として実施設計に入る。

図-4.1	高層 RC 純ラーメン建物 .....	133
図-4.2	変形成分と等価せん断剛性の例.....	136
図-4.3	変形成分による等価せん断剛性の変化.....	136
図-4.4	等価せん断剛性の変化.....	137
図-4.5	想定した等価せん断剛性分布.....	140
図-4.6	等価せん断剛性分布と固有周期.....	140
図-4.7	想定した剛性分布に対する固有モード形.....	141
図-4.8	想定した剛性分布に対する層間変形角固有モード形.....	141
図-4.9	想定剛性分布による推定応答層間変形の相違.....	143
図-4.10	試設計された建物の降伏層間変形.....	146
図-4.11	断面設定のフロー.....	149