

高層鉄筋コンクリートラーメン建物の変位応答に着目した 断面設定法

A SIMPLE DESIGN METHOD ORIENTED TO THE DISPLACEMENT RESPONSE FOR HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE FRAME BUILDINGS SUBJECTED TO EARTHQUAKES

島崎和司*, 和田 章**

Kazushi SHIMAZAKI and Akira WADA

This paper proposes a design method oriented to the displacement response for high-rise reinforced concrete frame buildings subjected to earthquakes. First, the equivalent shear stiffness distribution of high rise RC buildings are investigated considering bending and shear deformation. The equivalent shear stiffness distribution recommended is linear to hyperbolic normalized distribution of 0.1~0.20 at the top depending on the share of bending and shear deformation.

Using these results, the outline of a design method is proposed. The applications of this method to 25 and 60 story buildings are showed. In-story displacement responses during severe earthquakes are estimated and examined. The results satisfied the design criteria.

Keywords : reinforced concrete structures, earthquake resistant design, displacement response, structural planning

鉄筋コンクリート構造、耐震設計、変位応答、構造計画

1 序論

著者等はこれまでに鉄筋コンクリート造高層建物の地震時の変位応答に着目し、応答変位性状¹⁾、応答値の推定法²⁾、変形集中を防止し設計で意図した損傷に納めるための設計用せん断耐力³⁾と分布形⁴⁾について報告してきた。これらは、構造計画時に初期の断面寸法が設定されていることを前提としている。断面設定は、構造設計者が、既往の設計例やそれまでの設計経験に基づく経験値より設定することが多い。この時に、簡易な手法で、設計中の建物の地震時の挙動を把握して、適切な断面を設定することができれば合理的な設計が可能である。

耐震設計においては、構造計画が重要な位置を占め、中層鉄筋コンクリート建物に対する略設計法も提案されている⁵⁾。高層建物において構造計画に有益な略設計法を考えると、1)高層化による柱軸力の増大、2)高次モードの影響を含めた力の伝達経路の増大、3)全体曲げ変形の増大、について考慮する必要がある⁶⁾。

せん断型構造物に対し、1次固有周期を制約条件とし、弾性剛性の和を最小にするとの条件を用いた最適設計により弾性剛性を定める方法が知られている⁷⁾。こ

れを、地震時の応答量を制限するために拡張し、弾性限をやや超える程度の領域を含めて設計式を導いた例もみられる⁸⁾。さらに制約条件を部材端ひずみにおいて設計法を論じたものもある⁹⁾。また、鋼構造を対象にして、建物の頂部の変形を最小にするための断面設定法¹⁰⁾、層間変形を制約条件とした設計法¹¹⁾も提案されている。

高層建物を考えた場合、高次モードが、層間変位応答に影響するため、1次固有周期、固有モードのみを考慮した設計では、最終的に変形制限を満足しない可能性がある。また、鉄筋コンクリート部材は、弾性剛性は主としてコンクリート断面とコンクリート強度で決まり、耐力は鉄筋断面で決まるため、剛性と耐力を独立して設定できる構造である。たとえば梁の場合、地震時の交互荷重を考慮して複筋比が1とし、実用的な引張鉄筋比の範囲を0.6~1.8とすると、耐力は鉄筋比のみで決まり、同じ剛性で3倍の耐力差が得られることになる。このため、躯体断面寸法の最小化が即、最小コストにならないことがある。また、断面寸法を統一した方が、型枠、その他の仕上げ材等の寸法の統一ができてコストが安くなる場合があり、設計者の判断を必要

* ハザマ技術研究所 室長・工修

** 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

Manager, Technical Research Institute, Hazama Corp., M. Eng.
Prof., The Research Lab. of Eng. Materials, Tokyo Institute of
Technology, Dr. Eng.

とする。構造設計者に有益な情報を与え、構造計画時に、地震時の応答値を想定して断面を設定することが現実的であると考え。

さらに高層建物の場合、剛性分布が適切でないと頂部でむち振り現象を起こし、上層が極端に振れることがある¹²⁾。このため、上層部の躯体断面は必要耐力からよりも、適切な剛性分布により制限される。むち振り現象を起こさないように設計された建物の剛性分布として武藤は¹²⁾、最下層近傍を除いた等価せん断剛性の比として、最上層の剛性が最下層の0.37~0.45程度となるような直線分布であるとしている。全・井上¹³⁾は、高層建築物の設計資料により構造種別ごとに剛性分布を検討し、等価せん断剛性は構造種別によらず上層に向かって直線的に低下し、最上層では、最下層の0.1~0.3程度であると報告している。神永等¹⁴⁾は、(財)日本建築センターで高層評定を受けた建物の統計解析により、平均的な等価せん断剛性分布を3次式で与えている。むち振り現象を、どのような評価でとらえるかは難しいが、少なくとも頂部の層間変形が平均値より大きくならないということが一つの条件になると思われる。質量分布が均一の時に、1次モードが直線で、層間変形が一定になる剛性分布は解析的に求まり^{7),15)}、放物線分布となる。

高層建物においては、全体曲げによる変形が無視できず、高層になればなるほどその割合は増大する。曲げ変形成分は上層部の曲げ剛性の変化には鈍感である。さらに、上層部でせん断力が減少しても、曲げによる層間変形は減らず、等価せん断剛性を低下させる。このため、高層建物においては、下層から上層まで断面が同じでせん断剛性が低下しないとしても、等価せん断剛性は低下することになる。

純ラーメン構造の構造計画の場合、階数やスパン数などの構造規模が決まれば、下層部の柱・梁断面は軸力変動の大きい外柱を除き、長期軸力制限、ベースシア係数によって定めることが可能である。これにより、1層のせん断剛性が定まり、適当な等価せん断剛性分布を設定すると、各層の必要弾性剛性が決まる。これにより、断面寸法を設定することができる。

本論ではまず、鉄筋コンクリート純ラーメン構造における曲げとせん断の変形成分による等価せん断剛性分布について検討する。次に、むち振り現象を起こさないような適切な剛性分布について、等価せん断型の質点系モデルにより検討をおこなうものとする。最後にこれらの結果を用いた断面寸法の設定法を示す。この断面寸法により、曲げせん断モデルを設定し、既発表文献^{3),4)}による耐力設定法を用いて部材断面の略設計を行い、地震応答解析により検証する。

2 変形成分と等価せん断剛性

2.1 曲げ変形成分とせん断変形成分

図-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 Ac とした時の全体曲げ剛性は、(1)式で示される。

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

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

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¹⁶⁾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(2)式で与えられる。

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

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、(3)式で示される。

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

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

頂部 ($x=H$) での変形はそれぞれ、(4)式で示される。

$$m\delta_{TOP} = 11wH^4 / 120EI, \quad q\delta_{TOP} = wH^2 / 3GA \quad \text{----- (4)}$$

これに、(1)(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 $95\text{cm} \times 95\text{cm}$ 、支配面積を $5.5\text{m} \times 5.5\text{m}$ 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(5)式で与えられる。

$$\frac{m\delta_{TOP}}{q\delta_{TOP}} = \frac{m}{m+2} \frac{3.3aAc}{l^2} \left(\frac{n}{m}\right)^2 \approx 0.03 \left(\frac{n}{m}\right)^2 \quad \text{----- (5)}$$

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、

$$q\delta(x) = w(2Hx + x^2) / 4GA \quad \text{----- (6)}$$

で与えられ、頂部で

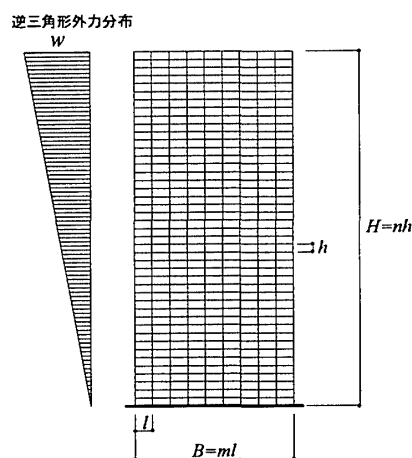


図-1 高層RC純ラーメン建物

$$q\delta_{TOP} = 3wH^2 / 4GA \quad \text{----- (7)}$$

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、(8)式で示される。

$$\frac{m\delta_{TOP}}{q\delta_{TOP}} \approx 0.015 \left(\frac{n}{m}\right)^2 \quad \text{----- (8)}$$

実際の建物では、(5)(8)の間にあると考えられ、 $m\delta_{TOP}/q\delta_{TOP} \approx 0.02 (n/m)^2$ 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。

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 $\Delta_m\delta$ 、 $\Delta_q\delta$ を求めると、(3)式より、

$$\Delta_m\delta(x) = \frac{wH^4}{120EI} \left\{ 5\left(\frac{x}{H}\right)^4 - 30\left(\frac{x}{H}\right)^2 + 40\frac{x}{H} \right\} \quad \text{----- (9)}$$

$$\Delta_q\delta(x) = \frac{wH^2}{2GA} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2 \right\}$$

----- 曲げ変形 ----- せん断変形 ----- 曲げ+せん断変形

無次元高さ

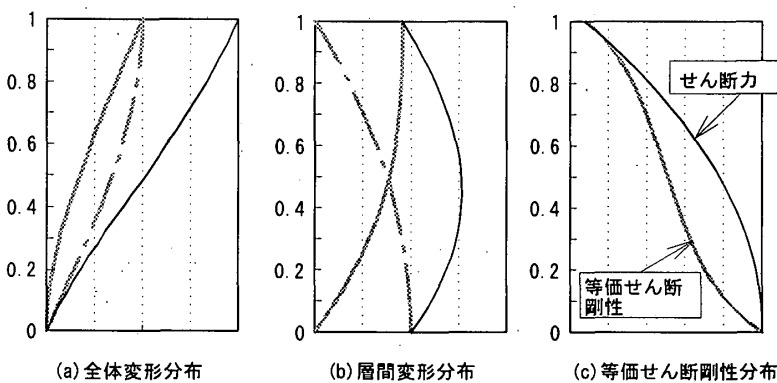


図-2 変形成分と等価せん断剛性の例

ここで、(4)式で与えられる頂部の曲げ変形とせん断変形の比をgとすると、全層間変形 Δ は、(10)式となる。

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

せん断力は、(11)式で示される。

$$Q(x) = \frac{wH^2}{2} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2 \right\} \quad \text{----- (11)}$$

等価せん断剛性は(11)式を(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-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、

無次元高さ

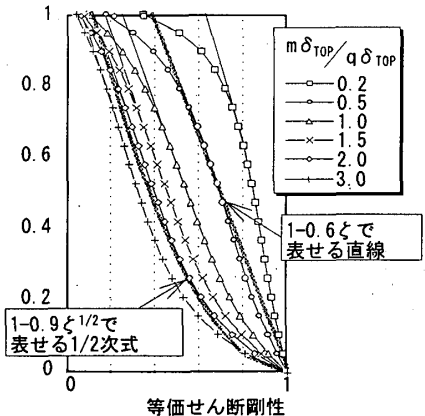
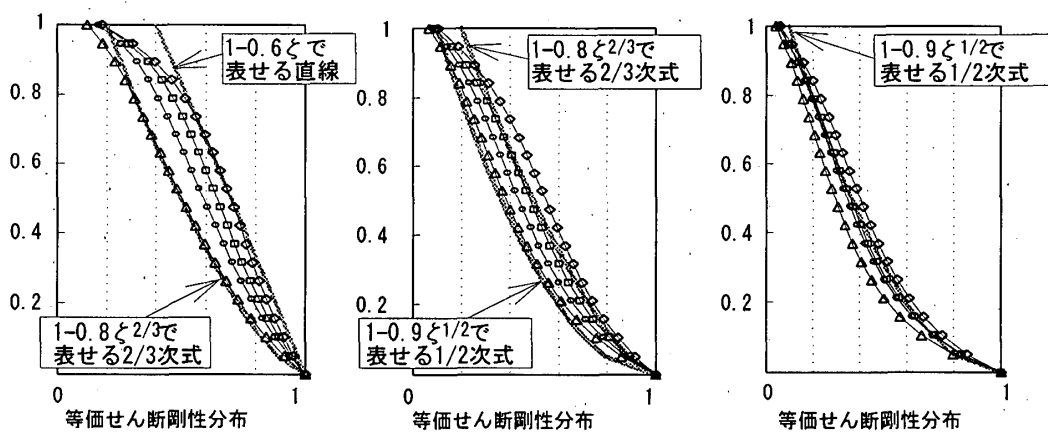


図-3 変形成分による等価せん断剛性の変化

----- GA_{TOP}/GA_{BOTTOM} ----- \diamond 1.0 ----- \square 0.7 ----- \circ 0.5 ----- \triangle 0.3

無次元高さ



(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 等価せん断剛性の変化

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-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次式とみなすことができる。

図-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。

3 等価せん断剛性分布

3.1 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-3,4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(12),(13),(14)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、この部分を無視して、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。

- i) $eqGA_i / eqGA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta$: 直線分布
- ii) $eqGA_i / eqGA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta^{1/2}$: 1/2次式分布
- iii) $eqGA_i / eqGA_{BOTTOM} = 1 - (1 - \alpha)\zeta^2$: 2次式分布

ここで、

$eqGA_i$: i 層の等価せん断剛性

$eqGA_{BOTTOM}$: 1層の等価せん断剛性

α : 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 $eqGA_{TOP}$ とすると、

$\alpha = eqGA_{TOP} / eqGA_{BOTTOM}$ となる。

ζ : 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 α 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($\alpha=1$)のものを加えた。

無次元高さ ζ $\alpha = eqGA_{TOP} / eqGA_{BOTTOM}$

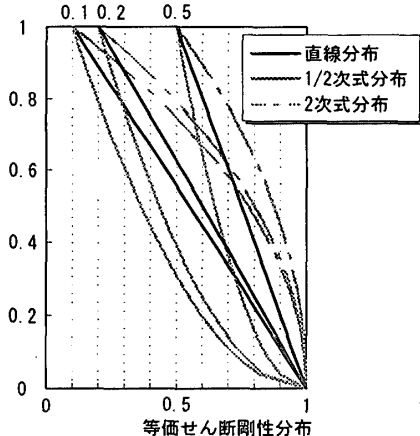


図-5 想定した等価せん断剛性分布

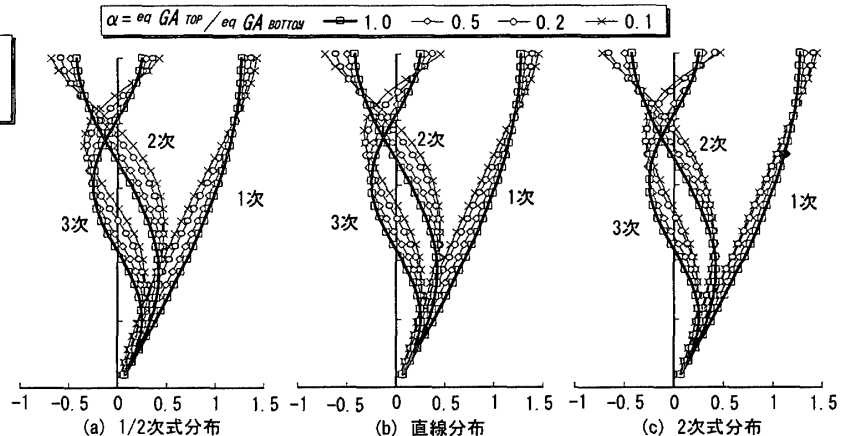


図-6 想定した剛性分布に対する固有モード形

等価せん断剛性の分布形
—○— 直線分布
—□— 1/2次式分布
—◇— 2次式分布

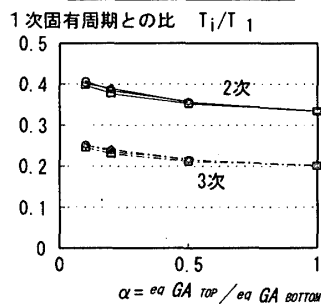


図-7 等価せん断剛性分布と固有周期

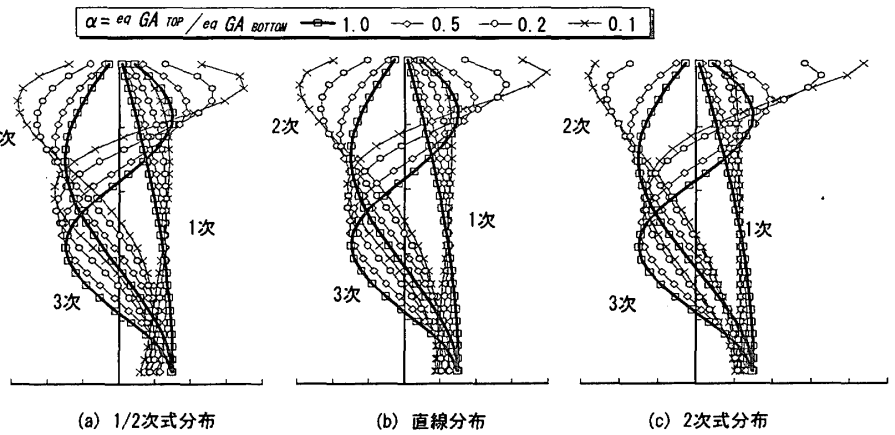


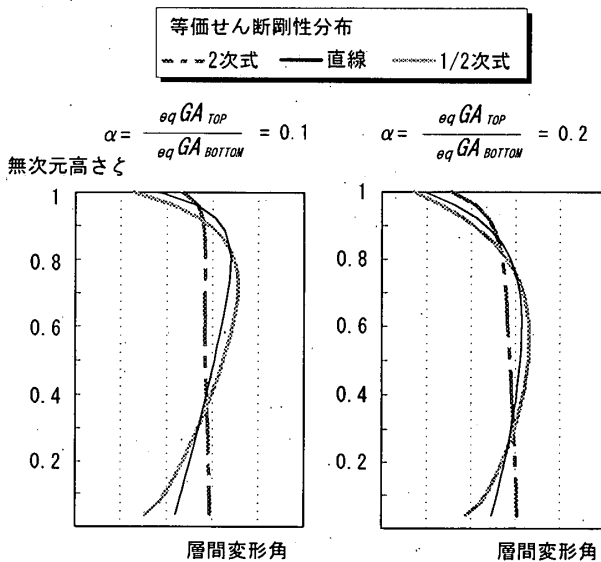
図-8 想定した剛性分布に対する層間変形角固有モード形

これらの解析モデルの等価せん断剛性分布を図-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モード形を図-6に示す。図-7には2次、3次周期の1次周期に対する比の変化を、図-8には層間変形角モード形を示した。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、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-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。

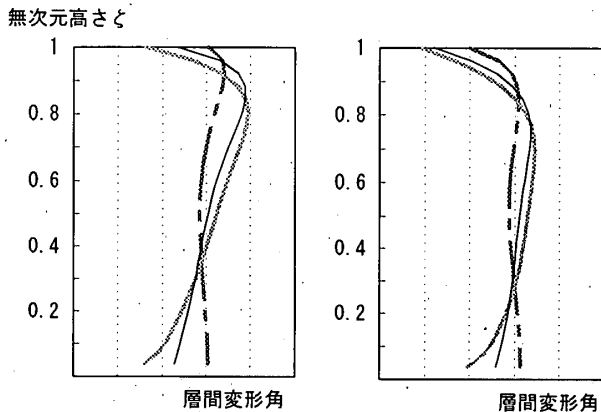
これらより、高層RC建物の弾性時の等価せん断剛性分布として、分布形が直線や2次式の時には、等価せん断剛性低減率 $\alpha = \frac{eqGA_{TOP}}{eqGA_{BOTTOM}}$ を0.2以上、1/2次式の時には0.1以上とした方がよいと考える。

3.2 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、曲げ変形が無視できない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



(a) 1,2次周期が加速度一定領域の場合



(b) 1,2次周期が速度一定領域の場合

図-9 想定剛性分布による推定応答層間変形の相違

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-5に示した3種とし、等価せん断剛性低減率 $\alpha = \frac{eqGA_{TOP}}{eqGA_{BOTTOM}}$ 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。等価せん断剛性分布が2次式の場合には(a)の場合、推定応答層間変形はほぼ一定値であるが、(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 α が0.2の時には最大層間変形は、他の剛性分布のものともあまり変わらない。

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。

3.3 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が望ましい。図-10は、文献4)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。1~3層の降伏変位は減少しており、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。最近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

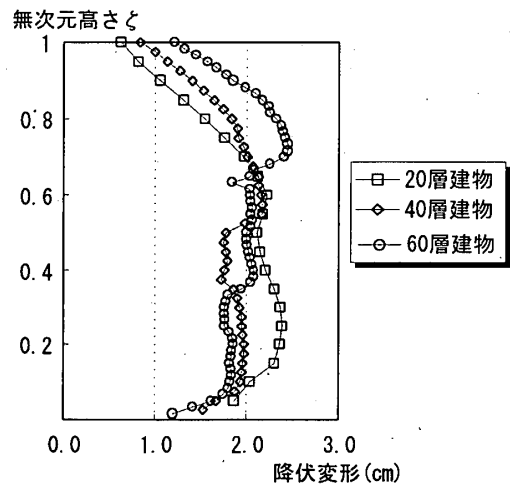


図-10 試設計された建物の降伏層間変形

変形が小さいことは、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られる。

以上の検討により、高層鉄筋コンクリート建物の弾性等価せん断剛性分布としては、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断面設定をすればよいと考えられる。2.2、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、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る。

曲げ変形とせん断変形が同じ程度のときに、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(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。これは、頂部で柱断面積にすると基部の $\sqrt{0.5} \approx 0.7$ 倍、柱寸法にすると $\sqrt{0.7} \approx 0.85$ 倍程度を確保する必要があることを示している。

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-3より、曲げ変形とせん断変形の比は2.0程度となる。(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(5)

式によると、柱率を下げ、 a を小さくする事であり、高強度材料の利用が効果的である。

4 断面設定法

4.1 部材断面設定

本論において提案する高層RC純ラーメン建物の構造計画時の断面算定フローを図-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、部材耐力の設定の順で設計することになり、最終的に応答値の推定、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、柱断面においては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¹⁷⁾。一定軸力の柱に対しては次式が与えられている。

$$\eta \leq 0.5 - 7R \quad (12)$$

ここで、 η 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、(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。

一方、水平荷重は、高層建物においては建物高さにかかわらず4層分の重量に相当する耐力があればよい³⁾。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柱断面は軸力制限のみで決まる。軸力制限を $0.25F_c$ 以下として、柱率を0.03程度にするためには、1層あたりの単位重量を 1.1tonf/m^2 とすると、 n 層建物の必要コンクリート強度は $F_c = 15n$ (kgf/cm^2)となる。

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、梁の曲げ変形成分が増大し、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、梁の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使用材料、断面を定める必要がある。

4.2 具体的な断面設定例

純ラーメン25、60層建物を例にとり、断面寸法、耐力設定を行う。建物は、5.8m×6スパン、階高を1層で3.5m、他の層で3mとする。地震力は、最強地震を最大速度振幅50cm/secの地震動と考へ、1次仮定として建物の固有周期 $T=0.02H$ とし、 $C_B=0.24/T$ で与える。まず、下層階の断面設定を行う。柱軸力用床重量 1.1tonf/m^2 、地震力用床重量 1.0tonf/m^2 とし、柱の長期の軸力制限 $0.25F_c$ 、使用材料を25層建物でSD390、 F_c420 、60層建物でSD590相当、 F_c990 として、柱軸力制限より、柱断面を定める。必要ベースシアより梁モーメントを求め、梁の断面・配筋を設定する。1層柱脚の降伏を梁降伏より後にするため、必要耐力を梁降伏モーメントの2倍確保

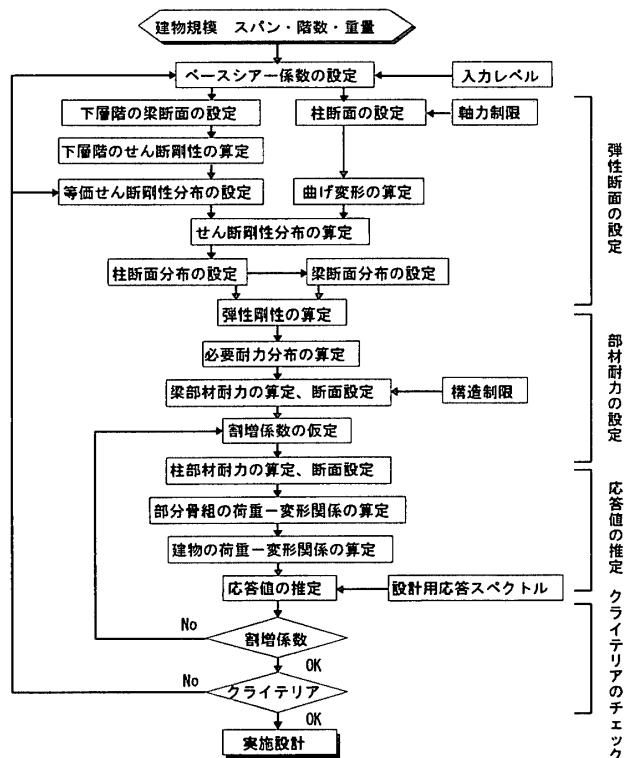


図-11 断面設定のフロー

表-1 下層階の部材断面設定

項目	仮定	25層建物	60層建物
周期(sec)	$T=0.02H$	1.5	3.6
耐力設定用ベースシア	$C_B=0.24/T$	0.16	0.07
1層せん断力(tonf)	$Q_1=C_B \cdot W$	858.4	
中柱の軸力(tonf)	N	925.1	2220.2
必要柱断面(cm)	$0.25F_c$	93.9	94.7
2-3層梁モーメント(tonf・m)	節点	214.6	
	フェイス	185.0	
梁せい(cm)	D	90	80
梁鉄筋断面(cm ²)	$0.9d \cdot a_t \cdot \sigma_t$	71.4	53.5
主筋比制限での梁幅(cm)	$Pt=0.02$	44.1	37.2
柱脚モーメント(tonf・m)	$2 \times \text{梁}M_y$	429.2	
柱せい(cm)	D	95(90)	95
柱鉄筋断面(cm ²)	学会略算式*	32.7	-
梁	断面	60×90	45×80
	配筋	7-D38	8-D29
柱	断面	95×95	95×95
	配筋	12-D35	12-D35

* $M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right)$

するとして柱の配筋を設定する。柱断面内に配筋が収まらないときは、断面を変更する。計算手順と、算定された断面を表-1に示す。

次に高さ方向の断面設定を行う。

- 1) 表-1に示した断面により、下層部の曲げ剛性とせん断剛性を求め、下層部の曲げ剛性を用い、曲げ剛性一定として逆三角形分布荷重に対する曲げ変形を求める。
- 2) 25層建物では、曲げ変形とせん断変形の比、 $m\delta_{TOP}/q\delta_{TOP}=0.02$ $(25/6)^2=0.35$ であるので、等価せん断剛性分布を頂部で0.15とした直線分布とし(図-12a)、60層建物では、 $m\delta_{TOP}/q\delta_{TOP}=0.02$ $(60/6)^2=2$ であるので、等価せん断剛性分布を頂部で0.10とした1/2次式分布として、逆三角形分布荷重に対する全体変形を求め、曲げ変形性分を引いてせん断変形を求める。
- 3) このせん断変形から、逆三角形分布荷重に対するせん断剛性を求め、これを目標せん断剛性分布とする(図-12b)。
- 4) D 値法での剛性係数 a が一定として、柱断面、梁断面を定め、設定部材断面寸法による全体曲げ剛性、層

表-2 25層建物の設定断面と配筋

階	F c (kgf/cm ²)	目標剛性 (tonf/cm)	設定値 (cm)		梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
			柱	梁			梁	柱
1	420	547172	95	60×95	76.4	58.8	7-D38	16-D38
2-4		536441	90	60×90	74.7	20.4	7-D38	12-D38
5-7	360	496447			71.4	28.8		
8-10		447234	85	55×85	68.7	38.4	7-D38	12-D38
11-13	300	391217			63.8	40.2	6-D38	
14-16		331065	80	55×80	58.2	37.6	7-D35	12-D38
17-19	270	268611			48.2	37.0	7-D32	
20-22		205870	75	50×75	37.3	31.4	6-D29	12-D32
23-25	240	146222			19.2	15.6	4-D25	12-D25

表-3 60層建物の設定断面と配筋

階	F c (kgf/cm ²)	目標剛性 (tonf/cm)	設定値 (cm)		梁鉄筋量 (cm ²)	柱鉄筋量 (cm ²)	配筋	
			柱	梁			梁	柱
1		507187		45×85	44.6	-		
2-5		469606	95	45×80	43.7	-	7-D29	12-D32
6-10	990	456493			42.3	-		
11-15		451410			42.4	-		12-D29
16-20		438046			38.7	-	8-D25	
21-25		415013	90	45×75	35.0	-	7-D25	
26-30	750	388223			31.9	-		
31-35		354552			29.5	-		
36-40		318343			29.9	-	6-D25	12-D25
41-45		284712			28.2	-		
46-50	510	262654	85	45×70	25.4	-		
51-55		280573			20.5	-	4-D29	
56-60		-			11.8	-	4-D22	

表中の-は、得られた値が負であることを示す

せん断剛性(図-12b)を算定する。求めた断面での a が想定値と極端に違うときは、断面を補正する。

- 5) 逆三角形分布荷重に対する各層の層間変形角分布を求め、各層で極端に差がある場合には断面を修正する。
- 6) 4)で求めた弾性曲げ剛性、弾性せん断剛性を用い固有値解析を行い、層間変形モードと設計用変位応答スペクトル(ここでは、周期1秒で折れ曲がるバイリニア型で最大応答速度を150cm/secとした速度応答スペクトルから換算した擬似応答スペクトルとする)を用い、1

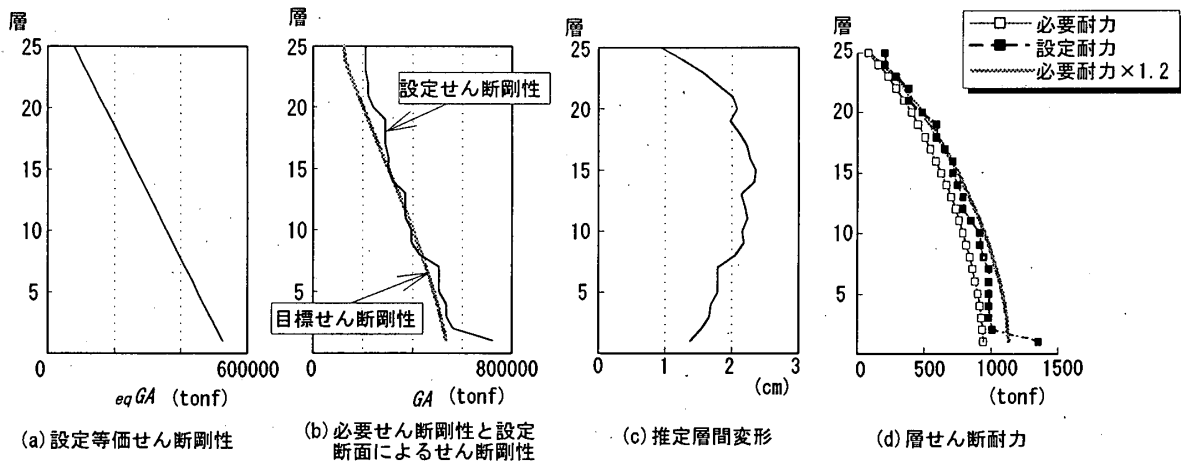


図-12 25層建物の設定断面の設計条件との比較

～5次までの各次のモード層間変位を求め、SRSSによる応答層間変位の推定値が設計のクライテリアを満足することを確認する。(図-12c)

- 7) 固有値解析結果の1次周期を用い、必要 C_B を決める。
- 8) 固有値解析結果の固有モードと設計用応答スペクトルを用い、必要耐力分布、節点モーメントを求める。
- 9) 梁の節点モーメント、フェイス位置でのモーメントを求め必要な梁主筋断面を定める。
- 10) 梁のフェイスの降伏モーメントを節点モーメントに変換し、節点振り分け法により柱モーメントを求め、梁降伏時の柱せん断力、層耐力を求め、必要層耐力のおおむね1～1.2倍以内に分布していることを確認する。(図-12d)
- 11) 柱の設計用モーメント割増係数を1.5とし、必要柱主筋断面を定める。

以上により、算定した部材断面・配筋を表-2,3に示す。下層部の配筋を表-1に示した略算値と比べると、25層建物においては、周期が短く重量が多少重くなっているため、必要せん断力が大きく、配筋が多くなっている。60層建物においては、高強度材料の利用により、断面が一般構造物より縮小されており、周期が略算式より長く重量が軽いため、必要せん断力が小さく、配筋が少なくなっている。

4.3 応答値の推定

断面の設定された建物について、設計に良く用いられる地震動¹⁸⁾の最大速度振幅を50cm/secに規準化して入力したときの応答層間変位の最大値を応答スペクトルとSRSS (Square Root of Sum of Squares)法により推定する。

図-13に、各地震動に対する層間変形応答の推定値を示す。応答値の推定は文献2)に準じ、弾性剛性による1～5次の固有モードと平滑化した2%減衰の変位応答スペクトル¹⁾を用いて各次の層間変形を求め、SRSS法により応答層間変位を求めた。応答層間変形の最大値は、おおむね3cm以下であり、現状の一般的な設計のクライテリアの制限値¹⁹⁾ (層間変形角 $R = 1/100 = 3\text{cm}$) を満足している。

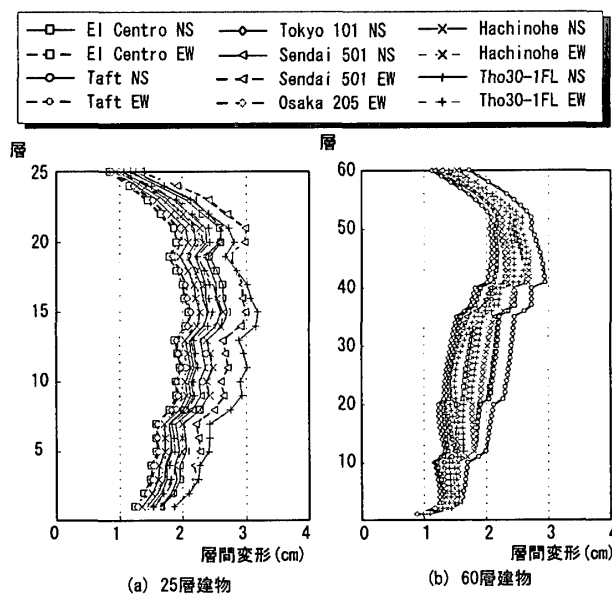


図-13 各地震動に対する応答層間変形の推定値

表-4 固有周期の比較

固有周期 (sec)		1次	2次	3次	4次	5次
25層	フレーム解析	1.37	0.49	0.29	0.20	0.15
	略算	1.37	0.49	0.29	0.21	0.16
	比	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95
60層	フレーム解析	3.96	1.23	0.66	0.46	0.35
	略算	3.95	1.24	0.67	0.48	0.37
	比	1.00	0.99	0.99	0.97	0.96

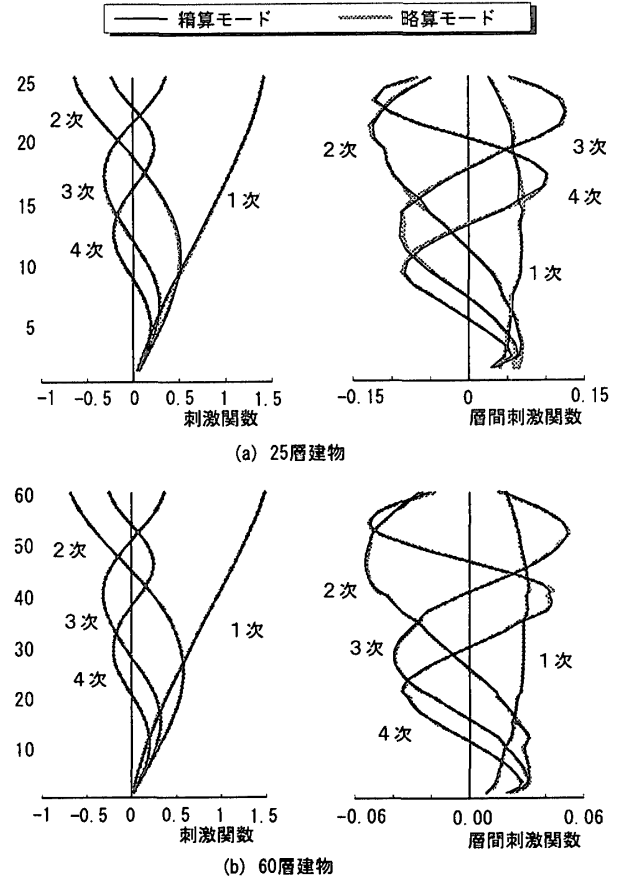


図-14 弾性モード形の略算値と精算値の比較

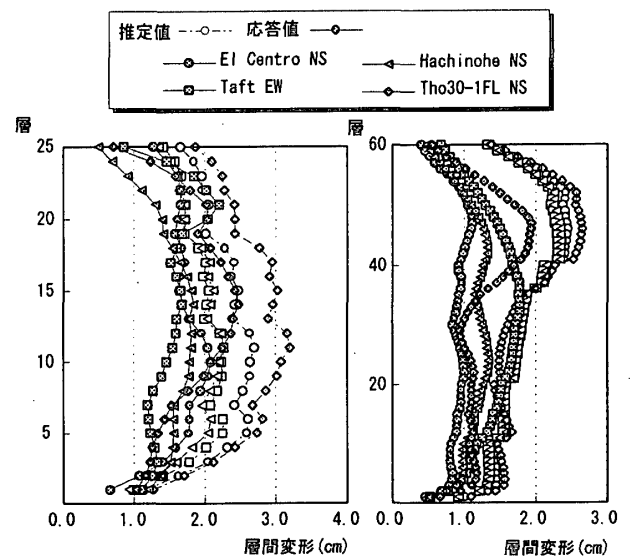


図-15 各地震動に対する層間変形の推定値と応答値

5 フレーム解析による検証

5.1 弾性剛性と固有値解析結果

設定した建物について、ここでは検証の意味でフレーム解析と比較を行う。弾性剛性分布については、文献2)に比較があるので、固有モード、固有周期の比較を示す。略算モデルは、得られた断面寸法より略算で曲げ、せん断剛性を求めた曲げせん断モデルとし、フレームモデルは、柱・梁部材の曲げ・せん断変形、接合部のせん断変形を考慮した1構面モデルとした。

表-4に固有周期の比較を、図-14に固有モードの比較を示す。固有周期は、ほとんど一致し、5次モードでも数パーセントの相違しかない。全体固有モード、層間変形モードともに、相違はほとんどない。これより、本略算法による固有周期、固有モード形は十分の精度を有しているといえる。

5.2 応答値の比較

図-13に示した応答の推定値のうち、層間変位応答値の推定が大きかった4種の地震動、El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS, Tho30-1FL NS、の最大速度振幅を50cm/secに基準化した地震動入力に対するフレーム応答解析を行い、推定値の検証を行う。解析モデルは、フレームモデルとし、1構面フレームモデルとする。部材モデルとしては端部剛塑性バネモデルを用いる。減衰は瞬間剛性比例型の内部粘性減衰とし、弾性1次振動数に対して3%となるよう設定する。部材の降伏耐力は、表-1中に示した略算式によるものとする。外柱の降伏モーメントを算定する際の軸力は、単純化のため中柱と同じとする。復元力特性は、武田モデルを用い、梁は、第1折れ点耐力を降伏耐力の0.25倍とし、降伏時剛性低下率を0.20とする。柱は、第1折れ点耐力を降伏耐力の0.40倍とし、降伏時剛性低下率を0.30とする。

図-15に解析結果を示す。フレーム解析による応答値は推定値以下であり、層間変形の分布形は地震動毎に似た形状となっている。これにより、本設定法により設定した断面を持つ建物は、設計で意図する耐震性能としての層間変形の制限値を満足させることができるといえる。

6. 結論

本論ではまず、高層鉄筋コンクリート純ラーメン構造を対象として、フレームにおける曲げとせん断の変形成分と等価せん断剛性の関係、等価せん断型の質点系モデルによる適切な剛性分布についての検討を行った。つぎに、これらの結果を利用した断面設定法の提案を行い、代表的な建物を設定し、現在多く使われている設計用地震動による応答変位の推定値を示し、地震応答解析により検証した。本論で得られた結論は以下の通りである。

1) 頂部でむち振り現象を起こさないような剛性分布として、等価せん断剛性が頂部で基部の0.10~0.15以上あるような放物線分布~直線分布とすればよい。

- 2) 下層部でのベースシア、軸力制限とこの剛性分布により、部材の断面の1次設定をすることができる。
- 3) 本論に示した手法により略試設計を行った建物に、設計で良く用いられる地震動(最大速度振幅50cm/secに準化)を入力した時の最大応答層間変形の推定値は一般的な設計のクライテリアである層間変形角 $R=1/100$ をおおむね満足する。
- 4) 略試設計を行った建物のフレーム弾塑性地震応答解析による最大層間変位応答値は、推定値以下であり、本設定法により設定した断面の建物は、設計で意図する耐震性能を満足させることができるといえる。

なお、4.2の設計例における断面算定において、ハザマ建築統轄本部構造設計部の金原氏の協力を得ました。

参考文献

- 1) 島崎和司, 和田章: 鉄筋コンクリート構造の地震時水平変位, 日本建築学会構造系論文報告集, No.444, pp.95~104, 1993年
- 2) 坂田弘安, 島崎和司, ハッ繁公一, 和田章: 高層鉄筋コンクリート造純ラーメン構造物の地震応答の簡易予測法, 日本建築学会構造系論文報告集, No.455, pp.157~166, 1994年
- 3) 島崎和司, 和田章: 高層鉄筋コンクリート造建物の設計用ベースシア係数の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, No.458, pp.99~108, 1994年
- 4) 島崎和司, 和田章: 高層鉄筋コンクリート造建物の設計用せん断力分布の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, No.458, pp.79~88, 1994年
- 5) 梅村 魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技法堂出版, 1982年
- 6) 矢野克巳, 梅村 魁, 小林伸也, 松井源吾, 望月 洵: 新建築学体系, 25, 構造計画, 彰国社, 1981年
- 7) 中村恒善: 建築骨組みの最適設計, 丸善, 1980年
- 8) Nakamura, T., and T. Yamane: Optimum design and earthquake-response constrained design of elastic shear buildings, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 14, pp. 797~815, 1986
- 9) 中村恒善, 小坂郁夫: 弾塑性骨組の指定設計用変形指標に対する2段階地震応答制約設計法, 日本建築学会構造系論文報告集, No.439, pp.89~101, 1992年
- 10) Wada, A.: Drift design of tall buildings, Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering, Vol. 7, pp. 3635~3640, Madrid, SPAIN, 1992
- 11) 内村 均, 佐藤和英, 和田 章, 黒正清治: 層間変位に着目した弾性平面骨組みの部材断面変更法, 第43回応用力学連合講演会講演予稿集, pp. 537~540, 1993年12月
- 12) 武藤 清: 構造物の動的設計, 丸善, 1977年
- 13) 全 大翰, 井上 豊: 一様な速度応答スペクトルを持つ模擬地震動波形群によるせん断型多層建築物の弾塑性応答特性, 日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.817~818, 1991年
- 14) 神永敏行, 渡部 丹, 神田 順, 佐藤玲士: 高層建築物の標準的地震応答特性, その1, その2, 日本建築学会学術講演梗概集, C, pp.773~776, 1991年
- 15) 田治見宏: 構造振動学, コロナ社, 1965年
- 16) 武藤 清: 耐震計算法, 丸善, 1963年
- 17) 鉄筋コンクリート運営委員会・靱性設計小委員会: 靱性設計小委員会報告書(終局強度型耐震設計法に関する最新の研究成果), 日本建築学会, 1992年
- 18) 高層建物構造評定委員会: 高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, No.6, pp.49~50, 1986年
- 19) 園部泰寿: 高層鉄筋コンクリート造の現状, コンクリート工学, Vol.29, No.5, pp.15~26

(1994年6月10日原稿受理, 1994年10月14日採用決定)