

# 高層鉄筋コンクリート造建物の設計用ベースシヤール係数の検討

## DESIGN BASE SHEAR COEFFICIENTS FOR HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

島崎和司\*, 和田 章\*\*  
Kazushi SHIMAZAKI and Akira WADA

Seismic loads for high rise buildings are affected by higher modes even base shear force. This paper investigates the base shear coefficient for the preliminary earthquake resistant design considering the second mode contribution using a simple model and the design earthquake acceleration response spectrum. The required design base shear strength is established from this spectrum and the design criteria such as story drift limitation and allowable ductility factors of structural members. Final suggestion of this paper is  $C_B=0.24/T_i$ , where  $C_B$  is base shear coefficient and  $T_i$  is initial period of a building. The dynamic response analysis for the buildings having the base shear strength calculated by this equation showed sufficient earthquake resistant ability.

**Keywords :** *high-rise building, reinforced concrete structures, earthquake resistant design, base shear, higher modes*

高層建物、鉄筋コンクリート構造、耐震設計、ベースシヤール、高次モード

### 1. 序

高層建物の耐震設計では、変形のクライテリアが設計を左右することが多く、変形量を制限内に納めるために構造物の耐力が必要であるとの認識がある。しかし、高層建物のように周期の長い建物においては、弾塑性最大変位応答は弾性最大変位応答を超えないという応答変位一定則が成り立つ<sup>1)</sup>。大地震時を想定したときは、建物の靱性が許す限り、耐力の大小は変形のクライテリアに影響しない。耐力の設定は、中小地震時の使用限界に対するクライテリアや、大地震時に部材の応答を許容塑性率以内に納めるために重要となる。

必要耐力を定めるための数多くの研究から各種の手法が提案されている。地震荷重案 I<sup>2)</sup>では、バイリニア型<sup>3)</sup>の速度応答スペクトルよりSRSS(Square Root of the Sum of the Squares)を用いて弾性応答せん断力の推定値を求め、保有耐力と比較し、エネルギー一定則を用いて応答変位を推定し、塑性率が許容範囲に納まるようにしている。この時、速度応答スペクトルが一定の領域では、加速度

応答スペクトルは周期の逆数となるが、SRSSにより求めるベースシヤール係数は高次モードの影響が加わるため周期の逆数とはならない。

現行の耐震設計法<sup>3)</sup>では、高層建物の周期域では周期に逆比例する $R_f$ 曲線によってベースシヤール係数が定められる。長周期の構造物の設計においてこれを参考として用いる場合には $R_f$ の下限値を0.25としている。大地震時には、地震動の最大加速度応答を $1g$ ( $g$ :重力の加速度)と考え、周期の関数として与えられる加速度応答スペクトルに対し、許容される変形能に応じてエネルギー一定則より耐力の低減を認める( $D_s$ )形となっている。これをさらに進め、エネルギー入力に対するポテンシャルエネルギーや1サイクルあたりの履歴エネルギーを定めるためという観点より耐力を定める方法も提案されている<sup>4)</sup>。

外国の例<sup>5)</sup>ではATC-3<sup>6)</sup>の提案を受けて定められた米国のUBCコードにならい、1次固有周期の2/3乗に逆比例する形となっているものや、1次固有周期の平方根に逆比例する形となっているものが多い。これらは加速度スペク

\* ハザマ技術研究所技術研究部第2研究室長・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.

トルが周期に逆比例するのに比べ保守的な形となっている。この理由はATC-3によると、一般的に周期が伸びると階数が増え、自由度が増し、高次モードの影響による変形集中や破壊モード形式の増加等の不安定要因が増加するためとされている。

高層建物の設計用ベースシヤ係数としては、主として鉄骨造を対象として、弾性設計用地震荷重として与えられたものが多い。高層建築技術指針<sup>7)</sup>においては1次固有周期に逆比例する形として、 $C_B=(0.18\sim 0.36)/T_i$  ( $T_i$ :弾性1次周期)を提案している。これに対し奥本等<sup>8)</sup>は、せん断型質点モデルを用いて、各種地震動に対する弾性応答解析の結果、最大速度振幅25cm/secの地震動に対する設計用ベースシヤ係数として $C_B=0.47/T_i^{1.37}$ を提案している。

鉄筋コンクリート構造のベースシヤ係数は、クラックにより剛性が低下するため弾性剛性による1次固有周期で定めた場合、同じ弾性固有周期を持つ鉄骨構造より小さな値となっている。鉄筋コンクリート造建物の既往の設計例<sup>9)</sup>では、1次設計用ベースシヤ係数として $C_B=(0.18\sim 0.22)/T_i$ となっており、1次固有周期に逆比例する値となっている。これに対し、境<sup>10)</sup>は、最大速度振幅50cm/secの地震動を入力した時に部材の塑性率を4以下に納めるための降伏耐力に対するベースシヤ係数として $C_B=0.18/T_i^{1.6}$ を用いている。

奥本等<sup>8)</sup>、境<sup>10)</sup>らの応答解析の結果をもとに提案されたベースシヤ係数は、周期が長くなると周期の逆数以上に低下が大きい表現となっている。これは、用いられている地震動の多くが数秒以上の周期で応答スペクトルが変位一定領域になり、加速度応答スペクトルが周期の2乗に逆比例することと、地震動の相違による短周期側のばらつきを包絡するために、短周期側で大きな値をとっていることの2つが原因と考えられる。

高層建物の耐震性の評価は最終的には基礎を含めた詳細モデルにより検討されることが望ましい。建物の予備設計を行う段階で、変形量や塑性率などが所定の耐震性能を有するようにするために必要な耐力が、容易に設定できれば、合理化された設計が可能となる。建物の梁と最下層の柱脚のみに塑性ヒンジを許容し、中間層の柱にはヒンジが生じない全体降伏形となるように設計された建物では、1次モードが支配的であるとの認識により、等価1質点の結果を用いて、耐震設計のクライテリアを満足するような設計用ベースシヤ係数が設定できる<sup>11)</sup>。ところが、高層鉄筋コンクリート建物においては、弾性モードを用い各次の減衰を一定とした加速度応答スペクトルによるモードせん断力からSRSSによって求めた1層のせん断力は、使用した応答スペクトルがR<sub>r</sub>曲線<sup>3)</sup>のような平滑なものであっても2次モードの寄与が大きい<sup>12)</sup>。したがって、設計用ベースシヤ係数にはこれを考慮する必要がある。構造物の弾性応答を想定した場合にはSRSS

等を用いたモード合成により直接ベースシヤ係数を求められる。しかし、概略検討時には弾塑性応答を考慮した上で、より簡易に求められる方が良い。本論では、まず高層鉄筋コンクリートラーメン構造を対象に、2次モードの影響を考慮した弾性ベースシヤ係数を加速度応答スペクトルより設定する方法の検討を行う。次に、大地震時に設計で想定した耐震性能を得るのに必要なベースシヤ係数の算定法を示す。また、提案したベースシヤ係数を持つ建物が所定の耐震性能を有することをフレーム型の弾塑性地震応答解析によって示す。

## 2. 弾性ベースシヤ

### 2.1 加速度応答スペクトル

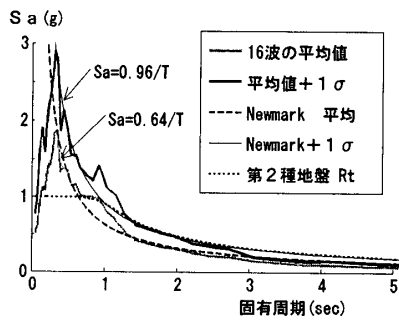
ベースシヤ係数を定めるために最も基本となるのは加速度応答スペクトルの設定である。太田他<sup>13)</sup>は、各種地盤別の平均加速度応答スペクトルを示し、軟弱地盤、すなわちせん断波速度 $V_s$ の小さいものほど、加速度一定領域の周期が長くまた絶対値も大きいことを示している。最近では、震源モデルを用いて建設サイトにおいてそれぞれの加速度応答スペクトルを求める手法が提案されている<sup>14)</sup>。また、建設サイトでの地震活動度、工学基盤における地震動特性、表層地盤の増幅特性等を考慮して設計用応答スペクトルを定める手法が提案されている<sup>15)</sup>。

現在高層鉄筋コンクリート建物の多くは、2段階のレベル(最大速度振幅がレベルIで25cm/sec、レベルIIで50cm/sec)の地震動を入力した時に所定の耐震性能を得るように設計されている<sup>16)</sup>。ここでは建物の耐力設定を対象として、レベルIIに対応する入力地震動の最大速度振幅を50cm/secとした時の設計用応答スペクトルを定める。

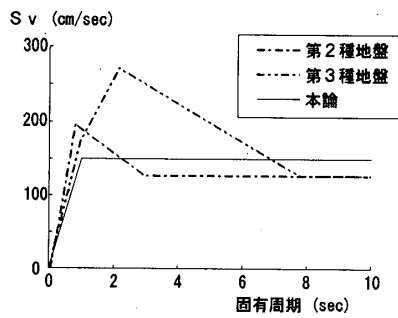
応答スペクトルが加速度スペクトル一定領域と、速度スペクトル一定領域とで表せるとして、速度応答スペクトル $S_v$ を、特性周期 $T_c$ で折れ曲がるバイリニア型とし、その最大値をNewmarkの提案<sup>17)</sup>により入力地震動の最大速度振幅の定数倍、2%減衰の平均応答スペクトルに対して2.03倍( $S_v=100\text{cm/sec}$ )、平均 $+1\sigma$  ( $\sigma$ :標準偏差)に対して2.92倍( $S_v=150\text{cm/sec}$ )とした2種類を求める。加速度応答スペクトル $S_a$ 、変位応答スペクトル $S_d$ は擬似スペクトルとして次式で与える。

$$2\pi/T \cdot S_d = S_v = T/2\pi \cdot S_a \dots\dots\dots (1)$$

(1)式により求めた重力の単位での加速度応答スペクトルは、平均応答スペクトルが $S_a=0.64/T$ 、平均 $+1\sigma$ の応答スペクトルが $S_a=0.96/T$ となる。これらと、設計でよく用いられる地震動16波<sup>1)</sup>の2%減衰時の平均加速度応答スペクトルを重力の単位で比較したものが図-1(a)である。固有周期が1秒付近で実際の地震動の方が大きい。1.5~3秒間ではよく対応している。3秒以上では、地震動記録のほとんどが変位一定領域に入っているため小さな値と



(a) 実地震動の加速度応答スペクトルとの比較



(b) 文献16)による設計用速度応答スペクトルとの比較

図-1 本論で設定した応答スペクトル

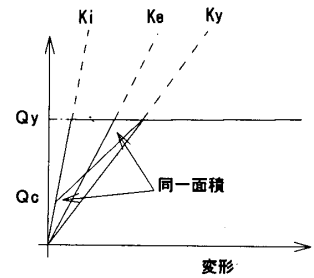


図-2 等価バイリニアールモデル

なっている。ここで用いた既往の地震動記録は海外の記録が多く、関東地方のような厚い堆積層地盤では、震源の性質の相違もあり、このやや長周期と呼ばれる周期域においては、応答スペクトル値がこれら既往の地震動記録に比べ大きくなるといわれている<sup>14)</sup>。したがって、設計用応答スペクトルとしては、安全側として、この領域を変位一定領域とせず、速度一定領域のままとする。

高層鉄筋コンクリート建物の設計用加速度スペクトルとしては、安全側の値として、設計によく用いられる地震動の弾性応答スペクトルの応答の85%がこれ以下に収まると考えられる平均+1σスペクトル、すなわちNewmarkの平均+1σスペクトルである  $S_a=0.96/T$  を用いればよいと考えられる。

このように加速度応答スペクトルを定めると、短周期の領域では双曲線的に加速度応答スペクトルが大きくなる。しかし、実際の地震動では短周期領域で頭打ちとなる。特に、減衰がある程度大きいと加速度一定領域とみなしてよく、加速度応答スペクトルを一定値とすることができる。実際の建物の地震応答解析で用いられる剛性比例型の減衰では、高次の減衰は振動数に比例した形となり、高次モードほど大きな減衰となる。本論で対象とする建物では、2次モードより高次の固有周期は1秒より短くなる。そこでここでは単純化のため、1秒以下のある周期 $T_c$ より短周期側を加速度一定とした応答スペクトルを用いるものとする。このことは、この応答スペクトルを用いたSRSSにおいて、結果的に高次モードの減衰を大きく見積もっていることになる。 $T_c$ が変わっても速度一定領域での加速度応答スペクトルは変化しない。 $T_c$ が小さくなるほど最大加速度応答値が大きくなる。

同図中には比較のため、現行の耐震設計法<sup>3)</sup>において標準せん断力係数を1.0としたときの第2種地盤のベースシャースペクトルも示す。1秒以上の領域では本論で用いる加速度応答スペクトルと同様な値となっている。

図-1(b)は、本論で設定した設計用応答スペクトルと最新の知見により表層地盤の影響も加味して提案された設計用応答スペクトル<sup>15)</sup>を速度応答スペクトルで比較し

たものである。文献<sup>15)</sup>では、最強の地震動に対して代表的な2地点(第2種地盤、第3種地盤)の地表面での5%減衰の応答スペクトルが示されているので、同文献の減衰補正式により2%減衰の応答スペクトルを求めた。本論で設定した応答スペクトルは、第2種地盤の表層の速度応答スペクトルと比較すると2秒以下の周期で低めになっている。特に1秒以下で第2種地盤波が大きくなっている。この領域は高次モードの領域であり、応答では減衰が大きくとられることになるので応答値に与える影響は少ないものとする。第3種地盤の表層の速度応答スペクトルと比較すると全体的に小さい。第3種地盤において、1層床で基礎固定モデルとするならば、設計用応答スペクトルとしては本論で設定したものより1.5倍程度大きい応答スペクトルとする必要がある。

ここで設定した応答スペクトルは2%減衰のものである。現状の鉄筋コンクリート構造物地震応答解析ではトリリニアールの復元力を持つモデルを用いて3%の瞬間剛性比例型の減衰を用いたものがほとんどである。本論で対象としている応答のレベルにおいてはかなりの剛性低下をするため、弾性周期に対する減衰はその剛性の低下にもなって小さくなる。トリリニアールモデルを等価なバイリニアールモデルへ置換するには、図-2に示したようにバイリニアールモデルの初期剛性をエネルギーが等価となるような $K_e$ とするのが合理的であると考えられる。層レベルで考えた時に、 $K_y$ は後述するように0.3~0.5 $K_i$ 程度の値であり、この時には $K_e$ は0.6 $K_i$ 程度となる。減衰はこの剛性低下に見合う値として $3\% \times 0.6 = 1.8\% \approx 2\%$ としたものと考えられ、本論で設定した応答スペクトルに対応する。

## 2.2 試設計された建物のモードせん断力

表-1に示す実際に試設計された3種類の鉄筋コンクリート純ラーメン建物<sup>18),19),20)</sup>に対し、 $T_c=1.0\text{sec}$ とした加速度応答スペクトルを用い、各次の減衰を同じとした弾性剛性モードによる1次から5次までのモードせん断力をSRSSで合成して求めた層せん断力の各次の寄与率を示したものが図-3である。ここで、寄与率は各次のせん断力を2乗した値を、1次から5次までのせん断力の2乗和で除

表-1 建物の弾性固有周期

建物	高さ (m)	maxFc (kgf/cm <sup>2</sup> )	周期 (秒)			目標降伏耐力 (Cb)
			1次	2次	3次	
21層	61.25	420	0.99	0.37	0.22	0.30
35層	100.6	420	1.59	0.54	0.30	0.18
60層	175.6	990	4.01	1.30	0.71	0.06

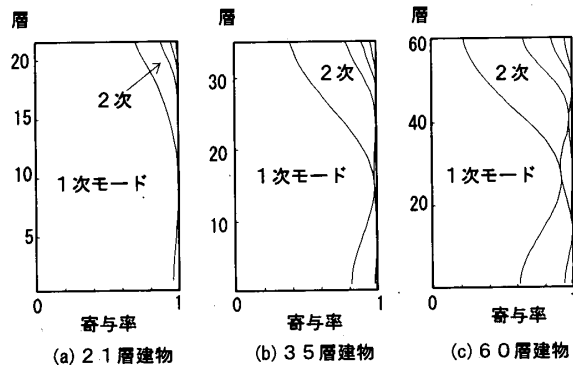


図-3 弾性剛性によるSRSSで求めた各次せん断力の全せん断力への寄与率

して求めたものである。ベースシヤーは、21層建物では1次がほとんどである。35層、60層と高層になるにつれ1次の寄与率が下がり、2次の寄与率が増大している。1次のみせん断力が全せん断力に占める割合は、この寄与率の平方根となるので、60層建物では、1次モードせん断力のみをベースシヤーと考えたのでは、全せん断力の8割以下しか考慮していないことになる。

ここで得られた結果は、弾性応答に対するものである。弾塑性応答時においても変形集中を起こさないように設計された建物の応答時の平均的なモードは弾性モードとそれほど変わらないことが示されている<sup>21)</sup>。また、剛性低下を考慮した応答時の平均的な周期である等価周期も、純ラーメン構造では各次の周期が弾性時に対しほぼ同程度で伸びている<sup>22)</sup>ので、弾塑性応答時においても同様であるといえる。実際の弾塑性地震応答では、地震動の種類によって高次モードの寄与が異なる。表-1に示した60層建物の地震応答解析の層せん断力の時刻歴より平均的な各次のモードを抽出した結果においても、ベースシヤーに高次モードの寄与が大きいことが示されている<sup>23)</sup>。

2.3 簡略化したモード形とせん断力

ここでは、2次モードせん断力のベースシヤーへの寄与

を一般的に検討するため鉄筋コンクリート建物を対象として検討を行う。建物をモデル化するにあたり、これまで設計されたコンクリート系高層建物(鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄筋コンクリート造)<sup>24)</sup>の高さと周期の関係を図-4に示す。ここには、耐震壁を含む建物も含まれている。この図より、コンクリート系建物の固有周期は、弾性1次固有周期 $T_1 = 0.02 \cdot h$  sec ( $h$ : m単位での建物軒高さ)、2次はその1/3と仮定できる。

固有モードは、最も単純なものとして1次は1次式、2次は2次式とする。この時、2次モードのモード形は表-1に示した3種類の建物の2次モード形を、高さ方向に無次元化し、最小2乗法により求め簡易な形とする。さらに、質量分布と階高が各層で同じと仮定すると、層数を $n$ としたときの絶対値を無視した $k$ 層のモード形状は、

$$1次モード \quad \{u_k\} = \left\{ \frac{k}{n} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$$2次モード \quad \{u_k\} = \left\{ 4 \left( \frac{k}{n} \right) - \frac{26}{5} \left( \frac{k}{n} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (3)$$

$i$ 次モードの刺激係数 $i\beta$ は各層の質量を $m$ とすると、 $i\beta = \frac{\{i\mu\}^T [m] \{1\}}{\{i\mu\}^T [m] \{i\mu\}}$  で与えられるので、

$$1次モード \quad \beta = \frac{3n}{2n+1} \dots\dots\dots (4)$$

$$2次モード \quad \beta = \frac{25n^2(4n-13)}{2(64n^3+71n^2+169n-169)} \dots\dots\dots (5)$$

規準化されたモード形として、(2)(4)式の積が1次の刺激関数、(3)(5)式の積が2次の刺激関数となる。 $i$ 次モードによる1階のせん断力は $i$ 次の加速度応答スペクトルを $Sa(t_i)$ とすると

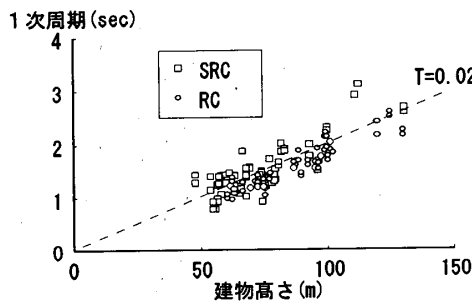
$${}_iQ_1 = \sum_{k=1}^n m_k \cdot Sa(t_i) \cdot i\beta \cdot \mu_k \dots\dots\dots (6)$$

全質量 $nm = W$ とすると、各次の1階せん断力は次式で与えられる。

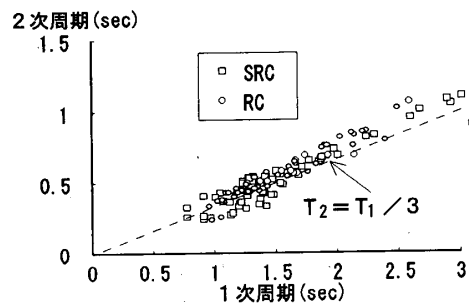
$$1次モード \quad {}_1Q_1 = W \cdot Sa(t_1) \frac{3(n+1)}{2(2n+1)} \dots\dots\dots (7)$$

$$2次モード \quad {}_2Q_1 = W \cdot Sa(t_2) \frac{5(4n-13)^2(n+1)}{6(64n^3+71n^2+169n-169)} \dots\dots\dots (8)$$

これらの式のうち  $W \cdot Sa(t_i)$ 以外の係数(有効質量比)を $n$



(a) 建物軒高さ1次周期



(b) 1次周期と2次周期

図-4 設計された高層建物(コンクリート系)の周期(1977年以降)

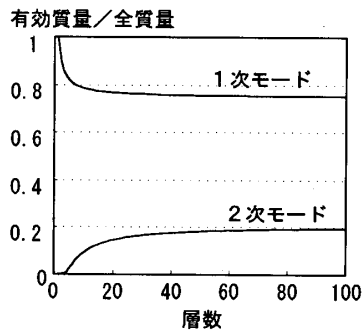
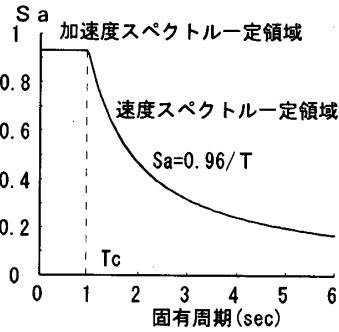
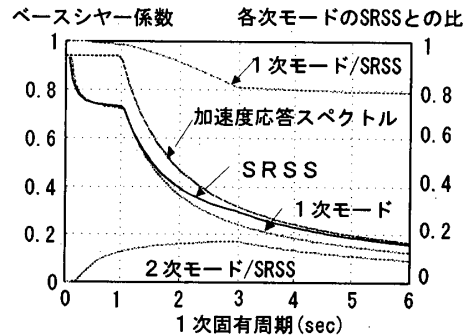


図-5 1,2次モードの有効質量の全質量に対する割合



(a) 加速度応答スペクトル



(b) ベースシヤ-係数

図-6 想定した加速度応答スペクトルに対するベースシヤ-係数

の関数として示すと、図-5に示すようになる。20層以上では、1次は8割程度、2次は2割程度の値となっている。

加速度応答スペクトルを図-6(a)のように $T_c=1.0$ secで加速度一定領域と速度一定領域に分れると仮定して1階の弾性層せん断力を、各次の減衰を同じとした1,2次モードのせん断力のSRSSにより求めると、同図(b)の太実線となる。建物の1次固有周期が加速度スペクトル一定領域にある周期1秒以下のときには2次の効果はほとんど無視できる。2次固有周期が速度スペクトル一定域になる、1次固有周期が $T_c$ の3倍である3秒以上のときは、1次モードのみのせん断力ではSRSSせん断力の8割の値である。これは、図-3に示した結果とよく適合している。この関係は、 $T_c$ を0.6秒として求めた結果<sup>25)</sup>でも成立している。

#### 2.4 弾性ベースシヤ-スペクトル

建物が弾性とした時のベースシヤ-スペクトルは、設計用加速度応答スペクトルから以下のように定められる。まず、加速度一定領域においてはベースシヤ-は1次の有効質量に加速度スペクトルを乗じたものに減少するとして、0.8倍したものをベースシヤ-係数スペクトルとする。極めて短周期の領域は、層数が少ないので、1次の有効質量は全質量に比べてこれほど低下しない。しかしこれは、本論の適用外である。一方、2次周期が速度一定領域になる周期より長い周期を持つ建物の領域、言い換えれば、1次固有周期が特性周期 $T_c$ の3倍より長い周期では、ベースシヤ-スペクトルは加速度応答スペクトルと同じとする。その中間点は、低減率を直線補間で求める。

文献1)によると、設計によく用いられる地震動の $T_c$ の範囲は、0.29~1.15秒である。これらの地震動のどれに対しても満足するようなベースシヤ-スペクトルを定めようとすると、 $3 \times T_c$ の最小値が0.9秒以下となり、本論で対象とする高層建物の弾性1次周期より小さな値となる。したがって、簡略化するならば、ベースシヤ-スペクトルとしては加速度応答スペクトルそのものとしてよい。本論では加速度応答スペクトルそのものとする。

### 3. 設計用ベースシヤ-係数

#### 3.1 必要ベースシヤ-係数

耐震設計において最大応答変位や最大応答塑性率は重要な因子であり、そのために設計の初期においてそれらの推定が必要となる。2.1節のように加速度応答スペクトルを定め、加速度一定領域と速度一定領域領域の境界の周期を $T_c$ とし、2.4のようにベースシヤ-スペクトルを加速度応答スペクトルそのものとする、重力で除したベースシヤ-係数スペクトルは図-7の実線となる。これまでの研究により、周期比( $TR=Ti/Tc$ )と強度比( $SR=Qy/Qe$ : 耐力/弾性応答せん断力)の合計が1以上の領域(図-7の1点鎖線より右側)は弾塑性応答値は弾性応答値を超えず、また履歴特性によってもほとんど変動しない安定した領域(応答変位一定則)であることがわかっている。したがって、建物の周期と耐力の組み合わせがこの領域に位置すれば、最大応答変位は初期周期のみに依存し、塑性率は強度比の逆数として簡単に与えられることになる。この $SR+TR \geq 1$ を $T_c$ の値にかかわらず満足する降伏耐力を文献1)では必要限界耐力と定義した。

$TR \geq 1$ の時は $SR$ の値にかかわらず $SR+TR \geq 1$ を満足する。設計に良く用いられる地震動の $T_c$ の範囲は、0.29~1.15秒であるから、本論で対象とする高層鉄筋コンクリート建物の固有周期は1秒以上であり $SR+TR \geq 1$ を常に満足すると考えて良い。この場合には、耐力の値にかかわらず応答変位一定則が成り立つ。しかし、文献1)の結果では $SR < 0.1$ の場合には応答変位一定則を満足していない。そこで、 $SR$ の最小限界値を0.1とすると、応答変位一

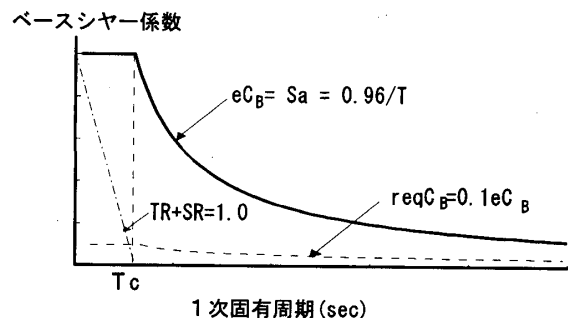


図-7 ベースシヤ-係数スペクトル

定則を満足するための必要ベースシヤ-係数  $reqCB$  は次式で与えられる。

$$reqCB > 0.096/Ti \dots\dots\dots (9)$$

3.2 設計のクライテリヤと設計用ベースシヤ-係数

高層鉄筋コンクリート構造物では、耐震設計のクライテリヤとして表-2に示した構造性能目標値を定めた例が多い<sup>26)</sup>。系の降伏耐力が(9)式で与えられる値以上あれば、最大変位応答は弾性変位応答値を超えず、変形のクライテリヤは耐力に左右されない。また、最大速度振幅50cm/secに基準化した地震動を入力したときの最大応答値は最大速度振幅25cm/sec入力の2倍となり、表-2に示した目標性能値は層レベルではどちらも同じ条件となる。高層鉄筋コンクリート建物の層レベルでの塑性率は、その層のどこかの部材が最初に降伏した変形に対して定義した例もある<sup>26)</sup>。設計例の多くはトリリニア-モデルの第2折れ点に対し定めており、本論ではこの第2折れ点を塑性率の起点とする。

表-2のクライテリヤを満足するために必要な耐力は、応答変位一定則と層の塑性率の条件から求めることができる。バイリニア-でせん断力-変形関係が表されるときに、最大速度振幅50cm/secの地震動を入力して塑性率を2以下にするには、図-8のA点以下に変形を押さえることになり、全重量を $W$ とすると必要ベースシヤ- $BQy$ は以下ようになる。

$$BQy \geq (0.48/Ti) \cdot W \dots\dots\dots (10)$$

本論では初期周期として弾性周期を用いている。(10)式で定めた耐力を持つトリリニア-の系では、そのときの応答値は図-8のB点であり、第2折れ点に対し定めた塑性率2の点Cに対し小さな変形になっている。第2折れ点に対する塑性率2で応答変位一定則を満足するトリリニア-の復元力特性は同図の実線で示され、D点が塑性率2の点となる。この時の降伏耐力 $\tau Qy$ は降伏点剛性低下率を $\alpha y$ とすると次式で与えられる。

$$\tau Qy \geq (\alpha y \cdot 0.48/Ti) \cdot W \dots\dots\dots (11)$$

鉄筋コンクリート建物が所定の耐震性能を得るために必要なベースシヤ-は、建物の剛性低下率が求まれば(11)式により設定できる。既往の設計例でそのせん断力

表-2 高層鉄筋コンクリート構造で一般的に使われている耐震判定規準

設計のレベル	入力地震動の最大速度 (cm/sec)	層間変形角	塑性率	
			層レベル	部材
I	25	1/200	1	1
II	50	1/100	1.5~2	2~4

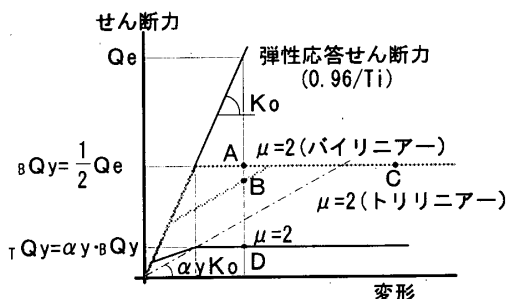


図-8 応答変位一定則における降伏強度-塑性率関係

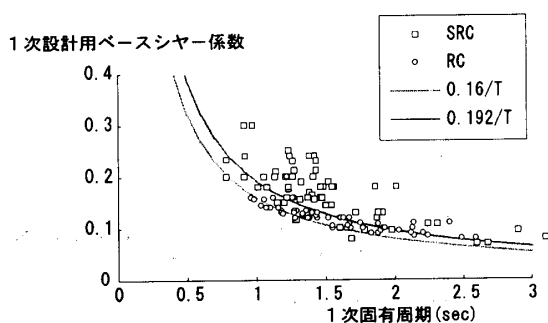
-変形関係が公表されているものから剛性低下率を求めてみると、等価1質点系の例では0.37~0.51である<sup>18),27),28)</sup>。静的増分解析による層レベルでのせん断力-変形関係は、層によって異なるが0.25~0.5の間になっている。梁降伏の全体崩壊型に設計された建物の剛性低下率は、梁の剛性低下率によるところが大きい。高層鉄筋コンクリート造の梁の降伏点剛性低下率は、長方形梁、T型梁、高強度部材を含めて0.15~0.40である<sup>29)</sup>。

これらの値をまとめると、高層鉄筋コンクリート建物の剛性低下率としては、平均で0.3、上限として0.5を考えれば良いといえる。安全側の値として上限を用いると、必要耐力を算定するためのベースシヤ-係数 $yCB$ として次式を得る。

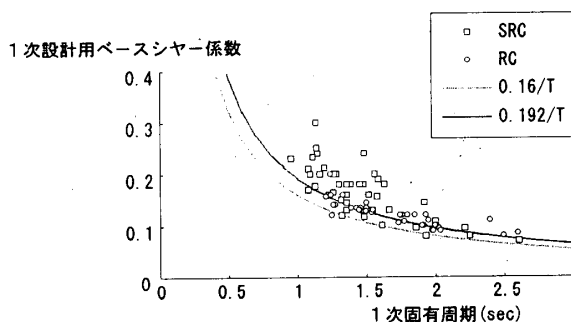
$$yCB \geq 0.24/Ti \dots\dots\dots (12)$$

現在設計されている高層鉄筋コンクリート建物の設計用ベースシヤ-係数としては1次設計(許容応力度設計)用のものが文献<sup>24)</sup>に示されている。現状の設計においては、一般的に1次設計時の設計用ベースシヤ-の1.5倍を降伏耐力の目標値としている。(12)をこの値で除すると、1次設計用ベースシヤ-係数 $prCB$ は次式により与えられる。

$$prCB \geq 0.16/Ti \dots\dots\dots (13)$$



(a) 精算による1次固有周期



(b) 略算(T=0.02h)による1次固有周期

図-9 設計された高層建物(コンクリート系)の1次固有周期と1次設計用ベースシヤ-係数の関係

現在までに設計された高層のコンクリート系建物の固有周期と1次設計用ベースシヤ-係数の関係を図-9に示す。精算による固有周期は、方向によって周期が異なる場合、両方向の値をプロットしてある。

実際に設計された建物はここで提案したベースシヤ-係数とほぼ等しいか、やや大きい。1次固有周期を略算で求めたときには、地域係数の小さな地域に建設されるものを除いて提案値より大きい値である。これらの建物は、本提案に比べ、剛性低下率が低く、(11)式による必要耐力に比べ余裕がある設計となっている。一方、実際の地震応答解析結果の層レベルでの塑性率は1.0前後であり、目標値である1.5~2.0に比べ余裕がある。これらのことを考慮すると、本提案値を用いることにより設計で意図した塑性率のクライテリ-アを満足できると考えられる。

建物の耐力が(12)式で与えられるとき、建物の各階の重量( $w$ )と階高( $h_0$ 、単位m)が等しく、初期周期が $0.02 \cdot h$ で与えられるときには、層数を $n$ とすると $n=h/h_0$ であり1階の必要耐力は次式で与えられる。

$$Q = C_B \cdot W = \frac{0.24}{T} \cdot n \cdot w = \frac{12}{h_0} \cdot w \dots\dots\dots (14)$$

住宅系の一般的な高層鉄筋コンクリート建物として階高を3mとすれば、(15)式は $4 \cdot w$ となり、1階耐力として、建物高さにかかわらず4層分の重量に対応する耐力があれば良いといえる。

4. 地震応答解析による検討

4.1 解析概要

ここでは、前章で提案したベースシヤ-を持つ建物が、実際の地震応答において所定の耐震性能を有することを検証する。まず等価1質点系による応答解析により(11)式の検証を行う。次に、(12)式により求めたベースシヤ-を持つ建物について地震応答解析を行い、所定の耐震性能を有することを示す。地震動は設計によく用いられる3種類の地震動、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NSを最大速度振幅50cm/secに規準化して入力する。使用した地震動の2%減衰の速度応答スペクトルを図-10に示す。

実地震動は、3秒以上の周期において設定した設計用スペクトルの半分程度の値である。同図中には、図-1(b)に示した第2種地盤の設計用応答スペクトルを目標スペクトルとしてTaft EWの位相特性を用いて作成した模擬地震動波形(以下第2種地盤波と記す)の応答スペクトルも示した。

4.2 等価1質点系解析

ここでは、全体降伏型で設計された建物をトリリニア-型の復元力を持つ等価1質点系で表わし、地震応答解析を行う。パラメータは、系の初期周期と剛性低下率 $\alpha y$ である。初期周期は高層建物を想定し、1、2、3、4秒の4種類とする。 $\alpha y$ は、0.2から0.5まで0.1刻みで4種類とし、この $\alpha y$ により(11)式を用いて降伏耐力を定める。第1折れ点耐力は一律に降伏耐力の1/3とし、降伏後の剛性は0と仮定する。復元力特性は戻り勾配の剛性低下指数を0.5としたTakedaモデルとし、減衰は弾性時3%で瞬間剛性に比例するものとする。

地震応答解析結果を各周期毎にまとめて図-11に示す。初期周期1秒の系で、剛性低下率を $\alpha y=0.2$ としたときに、塑性率が2をわずかに超えている。初期周期1秒付近では、使用した地震動の加速度応答スペクトルが設定した加速度応答スペクトルより大きいのが主な原因である。 $\alpha y=0.2$ という値は、一般的な鉄筋コンクリート構造を表す復元力としては過小であると考え、前章で設定した耐力を有する1質点系で示された鉄筋コンクリート構造建

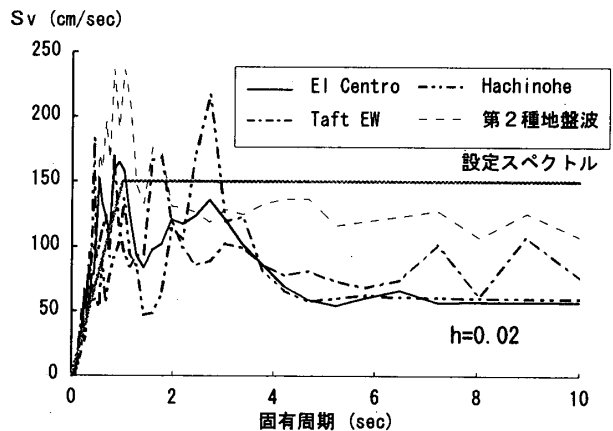


図-10 使用した地震動の速度応答スペクトル

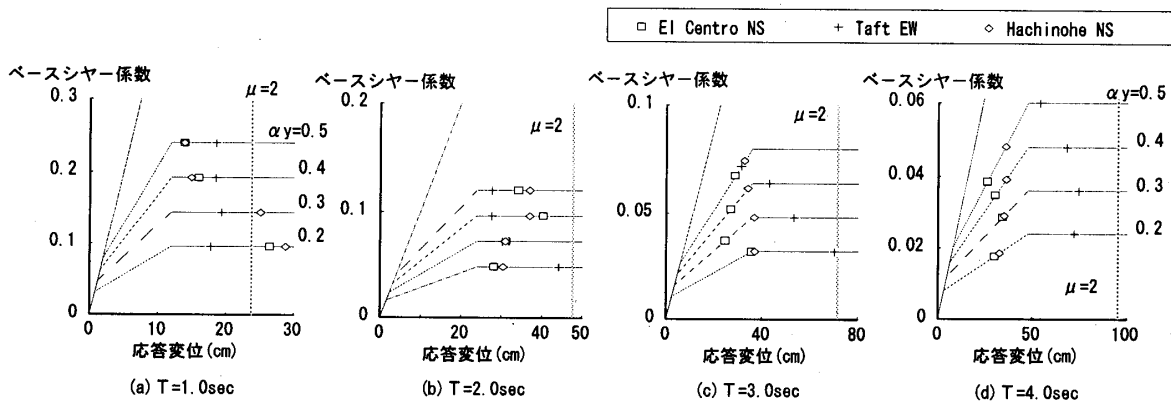


図-11 1質点系の地震応答解析結果

物の地震時の最大塑性率は2以下となるといえる。また、同じ初期周期を持つ系の最大変位応答は耐力の設定の違いにあまり敏感でなく、耐力を増すことで変形を押さえることが困難であることを示している。

建物の1次固有周期を $T_1=0.02 \cdot h$ とし、階高を3.0mとして層数を定め1次モードの刺激係数を(4)式で求めると、各周期を持つ建物の全体変形角が $R=1/100$ になるとき、等価1質点系で示した変形はそれぞれ34.2、67.1、100.0、133.3cmであり、応答値はすべてこの値以下となっている。以上により(11)式で示した耐力を持つ鉄筋コンクリート造建物が1質点系で表せるような全体崩壊形とすることができれば、表-2で想定した耐震判定規準を満足するといえる。

#### 4.3 フレーム地震応答解析

対象とした建物は、表-1に示した60層建物を基本とし、スパン、階高を変えず、表-3に示したコンクリート強度、部材断面としたものである。この建物の1構面を取り出し、フレーム型の解析モデルを用いて検討する。弾性剛性による各モデルの固有周期を表-3中に示す。フレームの弾性剛性はコンクリート断面のみを考慮し、梁の曲げ剛性はスラブの効果を考慮して2倍とする。せん断剛性は長方形梁として評価する。接合部はせん断パネルとして評価する。高強度コンクリートの弾性係数は文献<sup>20)</sup>と同じとする。非線形性は曲げモーメント-曲げ変形の関係のみに考慮し、せん断変形に関する非線形性をこれに含めるものとする。

この3種類の建物に対し、ベースシャー係数を(12)式で与え、建物の層の耐力を定める。各層の必要耐力分布は、加速度応答スペクトルを図-6(a)のように $T_c$ を1秒とし、固有値解析結果を用いてSRSSで求めたせん断力の分布形とする。図-12に各建物の必要耐力分布を示す。

梁の節点位置での降伏モーメントは、梁断面配筋を基本的に5層毎に変更するものとし、図-12に示すように節点振り分けによる層せん断力が必要耐力を上回るように設定する。フェイス位置での降伏モーメントは反曲点位

表-3 仮定した建物部材断面

建物層数	階	部材断面 (cm)		F <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	固有周期	
		柱	梁		次	秒
60	1	85×85	45×90	990	1	3.82
	2~20	85×85	45×75	990	2	1.19
	21~40	80×80	40×75	810	3	0.64
	41~60	75×75	40×75	630		
40	1	85×85	50×90	600	1	2.32
	2~20	85×85	50×80	600	2	0.77
	21~30	80×80	45×75	480	3	0.42
	31~40	80×80	45×75	360		
20	1	85×85	50×90	420	1	1.10
	2~10	85×85	45×80	420	2	0.37
	11~20	80×80	45×75	360	3	0.21

置を梁中央として節点モーメントより求める。クラックモーメントは一律に降伏モーメントの0.25倍とし、降伏時の剛性低下率は0.2とする。柱の節点での降伏モーメントは、梁降伏時の節点モーメントの2倍とする。フェイスの降伏モーメントは下層階を除く一般階では反曲点位置を階中央として節点モーメントより求める。反曲点位置が階中央に無い下層階では、必要耐力分布に対応した外力が作用した時の弾性応力解析の結果を参考にして、柱にヒンジができないように定める。1階脚部の降伏モーメントは、2階の梁降伏時の節点モーメントの2倍とする。柱のクラックモーメントは降伏モーメントの0.4倍とし、降伏時の剛性低下率は0.3とする。履歴モデルは戻り勾配の剛性低下指数を0.4としたトリリニア-のTakedaモデルとする。

設定した部材耐力を持つフレームのベースシャー耐力を確認するため、必要耐力分布に対応した外力分布により静的増分解析を行う。図-13に各建物の1階せん断力を必要耐力で除した耐力比と最上階変形を建物高さで除した平均変形角の関係を示す。3種類の建物ともほぼ同様のせん断力-変形関係を示している。この図で荷重-変形関係上の降伏とみなせる点は、変形角  $R=0.6/100$ 、耐力比  $C_r=1.05$  程度の点であり、ベースシャー耐力は、必要耐力とほぼ等しくなっている。この図の縦軸と横軸の比

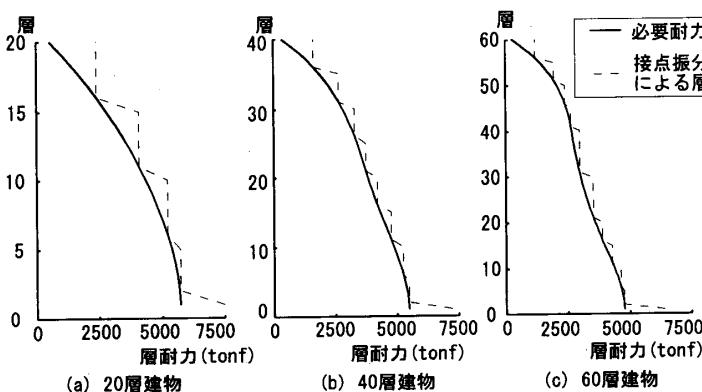


図-12 設定した建物層耐力

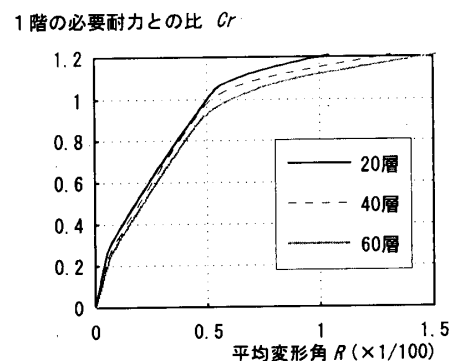


図-13 設定した建物の1階耐力比-平均変形角関係



である無次元剛性( $C_r/R$ )は弾性時 450程度であり、降伏時割線剛性は 175程度である。降伏時の剛性低下率は0.4程度となり、部材の剛性低下率より大きな値である。

地震応答解析はそれぞれの建物に対し3種類の地震動を入力して行う。減衰は弾性時の1次周期に対し3%とし、瞬間剛性比例型とする。図-14に最大層間変形、図-15に最大層塑性率、図-16に梁部材の各層での最大塑性率を示す。ここで層塑性率は、各フレームモデルの静的増分解析を行ない、各層の層せん断力-層間変形関係を用

いて、Appendixに示すルールによってトリリニアア化した復元力特性モデルの第2折れ点に対するものである。

いずれの地震動に対しても層間変形は1/100以下に収まり、層・梁塑性率は2.0以下となっており、表-2に示した耐震性能を有しているといえる。60層建物においては、使用した地震動の応答スペクトルが設定した応答スペクトルよりかなり小さいため、応答値もかなり小さな値となっている。

同図中には、模擬地震動である第2種地盤波を用いた応

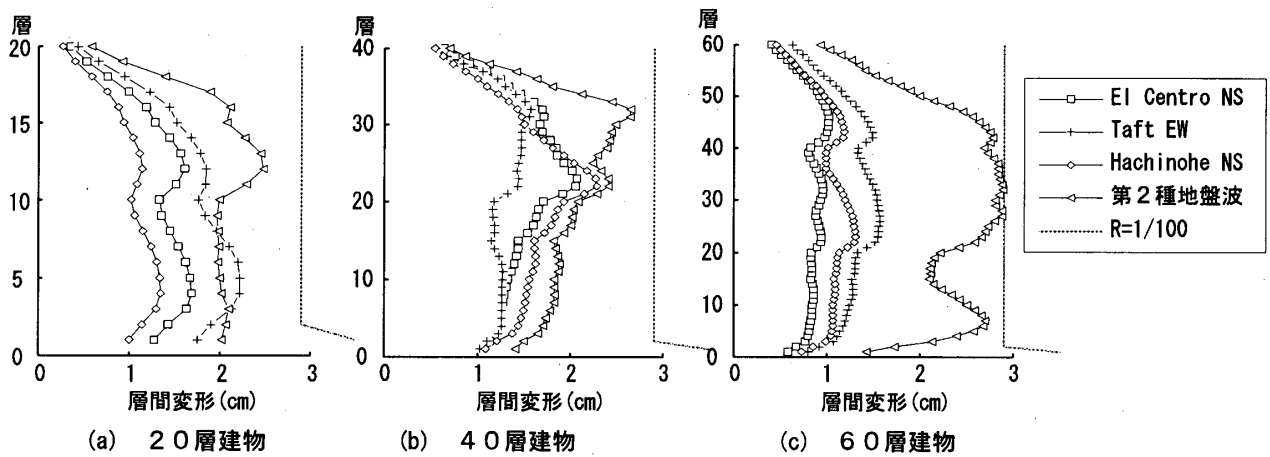


図-14 最大応答層間変形

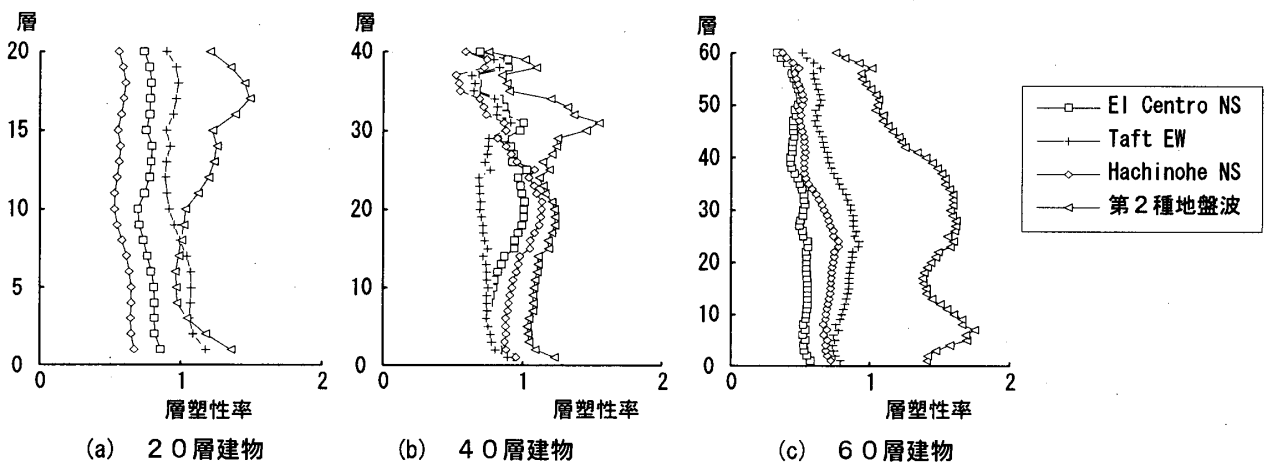


図-15 最大応答層塑性率

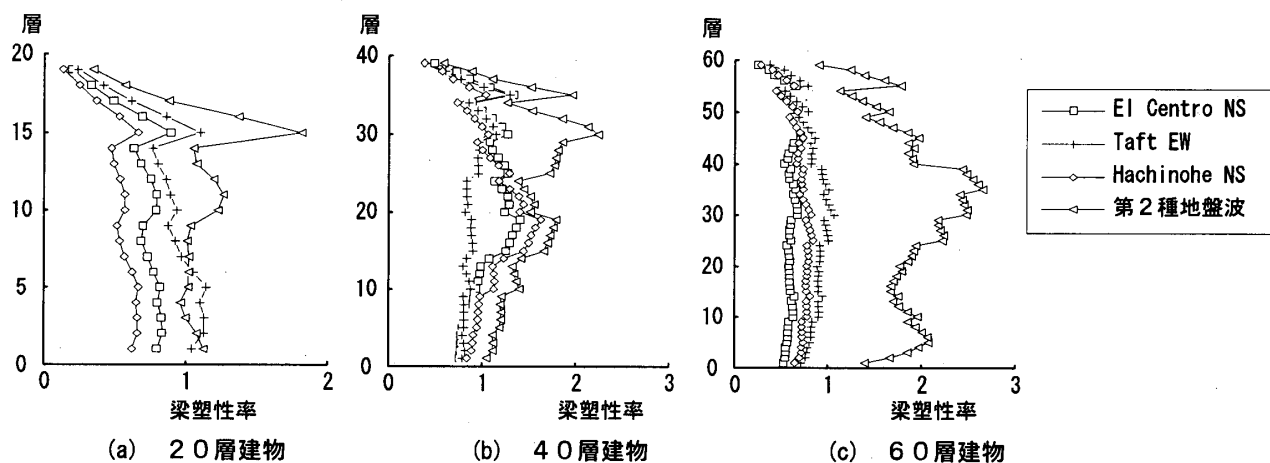


図-16 梁部材の最大塑性率分布

答解析結果も示している。この地震動の最大速度振幅は62.4cm/secであり、全体的に既往の地震動の応答結果より大きな値である。特に60層建物においては2倍以上の値となり、設計で目標とするクライテリアの限界近くの値である。やや長周期領域でフラットで既往の地震動に比べ大きな速度応答スペクトルを持つ地震動を用い、周期が4秒程度の建物を設計しようとする場合に、層間変形等の設計のクライテリアを満足させるためには、耐力分布等を適切に定める必要があることが分る。

## 5. 結論

本論は、高層鉄筋コンクリート造建物の設計用ベースシヤ係数について検討を行った。まず弾性モードにおいて、加速度応答スペクトルが与えられたとき、多質点系のベースシヤ係数に2次モードの影響する程度を検討した。これにより弾性と仮定した時のベースシヤ係数を定め、一般的に用いられている地震動による地震応答解析結果が、設計のクライテリアを満足するのに必要な降伏耐力に対するベースシヤ係数の設定法を提案した。ここで得られた結論を以下に述べる。

- (1) 高層建物のように周期のある程度長い建物においては、1層の層せん断力を1次モードのみと考えたのでは、弾性時では実際の8割以下となることがある。高層建物のベースシヤスペクトルとしては、1次固有周期に対応する加速度応答スペクトルそのものを用いた方がよい。
- (2) 全体崩壊形をとるように設計された高層鉄筋コンクリート建物が、設計でよく用いられる地震動の最大速度振幅50cm/sec入力に対し一般的な耐震性能を有するためには、降伏耐力に対するベースシヤ係数としては、剛性低下率 $\alpha_y$ の関数として $C_B = \alpha_y \cdot 0.48/T_i$  ( $T_i$ :弾性1次周期)とすればよい。一般的な建物では $\alpha_y = 0.5$ と考えればよく、 $C_B = 0.24/T_i$ が降伏耐力に対する設計用ベースシヤ係数となる。これは、住宅系の建物では建物高さにかかわらず4層分の重量に相当する。
- (3) 本論で提案した方法に基づいて求めたベースシヤを持つ建物について、フレーム型地震応答解析を行った結果は、設計の時点て想定した応答値以下であった。

## Appendix 復元力特性のトリリニア化

設計用地震荷重に対応する外力分布によるフレームモデルの静的増分解析の各層のせん断力-層間変形関係を以下のルールによりトリリニアモデルに置換する。

- ① 弾性時の荷重-変形関係より弾性剛性を求める。
- ② 割線剛性が、弾性剛性の80%になった荷重を第1折れ点荷重とし、弾性剛性との交点を第1折れ点変形とする。
- ③ 接線剛性が弾性剛性の10%となった点を第2折れ点荷重とし、その点までのエネルギーが同じとなるよう第2折れ点変形を定める。
- ④ 静的増分解析のせん断力-変形関係上の設計で想定する最大層間変形の1.5倍の変形の点(解析がそこまで達していない層におい

ては最終点)を終局点とし、第2折れ点と結び第3勾配を定める。以上を、各層の荷重-変形関係に重ね書きし、各折れ線の上下層の連続性を確認する。

## 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第444号、pp.95~101、1993年2月
- 2) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性(1976)、pp.134~161、1977年1月
- 3) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説、1981年
- 4) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980年9月
- 5) IAEE: Earthquake Resistant Regulations A World List 1992、学術文献普及会、1992年7月
- 6) ATC: Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, (second Printing), Applied Technology Council, April 1984.
- 7) 日本建築学会：高層建築技術指針、1973年3月
- 8) 奥本英史、向井久夫、久徳敏治：高層建物の設計用ベースシヤ係数について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.837~838、1984年
- 9) 青山博之：高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学 Vol.24、No. 5、pp.4~13、1986年5月
- 10) 境有紀：剛性を考慮にいたった高層鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集、vol. 14、No. 2、pp. 873~878、1992
- 11) 島崎和司：RC構造物の地震時水平変位と設計震度、第7回日本地震工学シンポジウム、pp.1705~1710、1986
- 12) 島崎和司他：超高層RC建物の設計用せん断力分布(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.865~868、1991
- 13) 日本建築学会：地震荷重-その現状と将来の展望、1987年11月
- 14) 日本建築学会：地震荷重-地震動の予測と建築物の応答、1992年5月
- 15) 設計用入力地震動研究委員会：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)、日本建築センター、1993年
- 16) 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、ビルデングレター、No.6、pp.49~50、1986.
- 17) Newmark, N. M. and W. J. Hall: Earthquake Spectra and Design, EERI, 1982.
- 18) 堀昭夫他：分割梁法による超高層RC立体骨組の応答と縮約モデルによる応答、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.829~830、1989年10月
- 19) 青柳文隆他：超高層RC造集合住宅の耐震設計 その1、2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.347~350、1987
- 20) 山本勝義、芳村学：60階建て集合住宅の試設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.923~924、1990
- 21) Shimazaki, K.: Seismic coefficient distribution of high-rise reinforced concrete buildings, Proceedings of the 10th world conference on earthquake engineering, Vol 8, pp.4281~4286, July, 1992
- 22) 山本勝義、芳村学：RC60階純フレーム建物の地震応答性状(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.859~860、1991
- 23) 芳村学：超高層建物の地震応答に及ぼす高次モードの影響について、建設省総合技術開発プロジェクト、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、平成3年度設計分科会報告書、(財)国土開発技術センター、pp. 4-2-31~4-2-46、1992年3月
- 24) 高層評定シート、ビルデングレター
- 25) 島崎和司、和田章：超高層RC造における2次モードの影響を考慮したベースシヤ係数、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.343~345、1993
- 26) 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
- 27) 武田寿一他：超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究 その1 耐震設計法と構造計画、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.1663~1664、1983年9月
- 28) 片山和行他：高層鉄筋コンクリート造建物の弾塑性動特性の検討 その1 荷重増分解析に連動した1質点系による応答予測、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.137~138、1985年10月
- 29) 緑材WG：降伏点剛性低下率、建設省総合技術開発プロジェクト、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術センター、1993年3月

(1993年7月9日原稿受理、1994年1月25日採用決定)