

## 付録 6 .

### 中国の耐震設計基準に関する資料 ( G B 50011-2001 和訳 )

国家標準 G B 50011-2001 ( 建築耐震設計基準 ) は、中国の地震防災関連の法律の一つであり、中華人民共和国建設部 ( 現 : 中華人民共和国住房和城乡建设部 ) が発行する全国的に統一された強制的な技術要求である。

本付録は、その主要な部分である「第 5 章 地震作用および耐震構造計算」及び「第 6 章 多層および高層鉄筋コンクリート建物」を抜粋して訳出したものである。

なお、第 5 章・第 6 章のうち、以下の規定については、公布時の通知において、必ず守らなければならないものとされている。これらに関しては、各項目 ( 条 ) の冒頭に下線を付し、さらに本文の字体を太字として区別して示した。

- 第 5 章中の次の項目 ( 条 ) : 5.1.1、5.1.3、5.1.4、5.1.6、5.2.5、5.4.1、5.4.2
- 第 6 章中の次の項目 ( 条 ) : 6.1.2、6.3.3、6.3.8、6.4.3

## 5. 地震作用および耐震構造計算

### 5.1 一般規定

#### 第5.1.1条 各種建築構造の地震作用は、以下の規定を満たさなければならない。

- 1 通常、建築構造における2つの主軸方向につき、それぞれの水平地震力を計算し、かつ耐震計算を行うことができるものとし、当該方向の水平抵抗部材によって各方向の水平地震力を担保しなければならない。
- 2 斜めの水平抵抗構面を有する場合、交差角度が $15^\circ$ 以上である時は、各水平抵抗方向の作用地震力を、それぞれ計算しなければならない。
- 3 質量および剛性分布が明らかに非対称の構造である場合は、双方向の水平地震力下におけるねじれの影響を算入しなければならない。それ以外の状況である場合は、地震作用を調整する簡略な方法を用いて、ねじれの影響を算入することができるものとする。
- 4 烈度8、9の地域に建設される大スパンおよび張り出しの大きな片持ち構造、烈度9に対応する高層建築では、垂直方向の地震力を計算しなければならない。

注：烈度8、9の地域において免震構造を採用した建築構造では、関係する規定に基づき垂直方向の地震力を計算しなければならない。

#### 第5.1.2条 各種建築構造の耐震計算では、以下の方法を採用しなければならない。

- 1 高さが40mを超えず、せん断変形が支配的で、かつ質量および剛性の高さ方向に沿った分布が比較的均一である構造、ならびに一質点系の構造である場合は、ベースシア係数法などの簡便な方法を採用することができる。
- 2 第1項に規定される以外の建築構造については、振動モード解析による応答スペクトル法を採用しなければならない。
- 3 特に不整形な建築や甲類の建築および表5.1.2-1に記載される建物高さの高層建築については、時刻歴応答解析法を用いて発生頻度の高い地震の作用下における補充計算を行うものとし、多数の時刻歴解析に基づく計算結果の平均値と振動モード解析による応答スペクトル法による計算結果のうち、いずれか大きい数値を採用することができる。

時刻歴応答解析法を採用する場合は、地域の類別および耐震設計区分に基づき選定した2つ以上の強震記録と1つ以上のシミュレーションによる加速度時刻歴波形を選定しなければならない。それらの平均地震影響係数曲線と振動モード解析による応答スペクトル法で採用した地震影響係数曲線が統計的に符合しなければならず、また、その加速度時刻歴の最大値には表5.1.2-2の数値を採用しなければならない。弾塑性時刻歴応答解析を行う場合は、それぞれの時刻歴波形に基づいて計算されたベースシアが、振動モード解析による応答スペクトル法に基づき計算された結果の65%以上、多数の時刻歴波形に基づく計算により得られたベースシアが振動モード解析による応答スペクトル

法に基づき計算された結果の80%以上でなければならない。

表 5.1.2-1 時刻歴応答解析法を採用する建築物高さの範囲

烈度、地域の類別	建築物高さ (m)
烈度8の、類地および烈度7	100超
烈度8の、類地	80超
烈度9	60超

表 5.1.2-2 時刻歴応答解析に使用する地動加速度時刻歴波形の最大値 (cm/s<sup>2</sup>)

地震の影響	6度	7度	8度	9度
発生頻度の高い地震	18	35(55)	70(110)	140
発生頻度の低い地震		220(310)	400(510)	620

注:カッコ内の数値は、設計基本加速度が0.15gおよび0.30gの場合に、それぞれ適用すること。

- 4 発生頻度の低い地震に対する構造変形を計算する場合は、本章第5.5節に規定に基づき、簡易な弾塑性解析法または弾塑性時刻歴応答解析法を用いなければならない。

注:免震構造については、本基準第12章の規定に基づき計算しなければならない。

**第 5.1.3 条 地震作用の計算時、建築物の重量代表値には、構造および部材の自重標準値と各変動荷重の和を採用しなければならない。また、変動荷重の組合せ係数は、表 5.1.3 に基づき採用しなければならない。**

表 5.1.3 荷重組合せ係数

変動荷重の種類		組合せ係数
積雪荷重		0.5
屋根積灰荷重		0.5
屋根活荷重		算入せず
実況に応じて計算された層活荷重		1.0
等分布荷重として 計算された層活荷重	書庫、ファイル庫	0.8
	その他民用建築	0.5
クレーン懸吊物重力	硬質フッククレーン	0.3
	軟質フッククレーン	算入せず

注:硬質フッククレーンの懸吊重量が重い場合は、実況に応じた係数を採用しなければならない。

**第 5.1.4 条 建築構造の地震影響係数は、烈度、地域の類別、耐震設計区分および構造の固有振動周期および減衰定数に基づき、確定しなければならない。水平地震影響係数の最大値は、表 5.1.4-1 に基づき定める。また、場所の類別および耐震設計区分に基づき、表 5.1.4-2 の特性周期を採用しなければならないものとし、烈度 8、9 の地域の発生頻度の低い地震に対する計**

算にあたっては、特性周期に 0.05s を加算しなければならない。

注：1 周期 6.0 秒以上の建築構造に採用する地震影響係数については専門的な検討が必要である。

2 耐震防災区画に組み入れられる都市では、承認を受けた設計地震パラメータに基づく地震影響係数を採用しなければならない。

表 5.1.4-1 水平地震影響係数の最大値

地震の影響	6 度	7 度	8 度	9 度
発生頻度の高い地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
発生頻度の低い地震		0.05(0.72)	0.90(1.20)	1.40

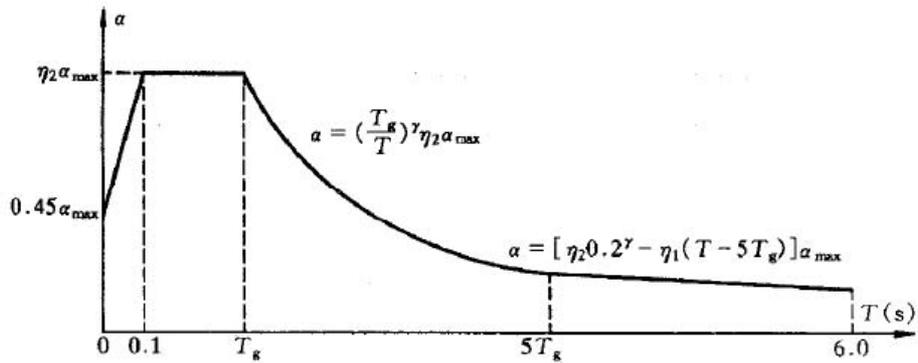
注：カッコ内の数値は、設計基本加速度が 0.15g および 0.30g の場合に、それぞれ適用すること。

表 5.1.4-2 特性周期 (s)

耐震設計区分	地域の類別			
第 1 群	0.25	0.35	0.45	0.65
第 2 群	0.30	0.40	0.55	0.75
第 3 群	0.35	0.45	0.65	0.90

第 5.1.5 条 地震影響係数曲線 (図 5.1.5) の減衰定数と形状パラメータは、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 特別な方法によらない限り、建築構造の減衰定数は 0.05 としなければならない。地震影響係数曲線の減衰定数調整係数は 1.0 を採用しなければならない。形状パラメータは以下の規定を満たさなければならない。
  - 1) 直線上昇域は周期 0.1 秒以下とする。
  - 2) 0.1 秒から特性周期までの範囲では、最大値 ( $\alpha_{\max}$ ) を取らなければならない。
  - 3) 曲線下降域は、特性周期から特性周期の 5 倍までの範囲とし、減衰指数は 0.9 としなければならない。
  - 4) 直線下降域は、特性周期の 5 倍から 6 秒までとし、下降傾斜率調整係数は 0.02 としなければならない。



$\alpha$  : 地震影響係数、 $\alpha_{\max}$  : 地震影響係数の最大値、 $\eta_1$  : 直線下降域の下降傾斜率調整係数、  
 $\gamma$  : 減衰指数、 $T_g$  : 特性周期、 $\eta_2$  : 減衰調整係数、 $T$  : 構造の固有振動周期

図 5.1.5 地震影響係数曲線

2 建築構造の減衰定数が規定の 0.05 と異なる場合においては、地震影響係数曲線の減衰定数調整係数および形状パラメータは、以下の規定を満たさなければならない。

1) 曲線下降域の減衰指数は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta} \quad (5.1.5-1)$$

ここに、 $\gamma$  : 曲線下降域の減衰指数

$\zeta$  : 減衰定数

2) 直線下降域の下降傾斜率調整係数は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta) / 8 \quad (5.1.5-2)$$

ここに、 $\eta_1$  : 直線下降域の下降傾斜率調整係数で、0 以下の場合は 0 とする。

3) 減衰調整係数は以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.7\zeta} \quad (5.1.5-3)$$

ここに、 $\eta_2$  : 減衰調整係数で、0.55 以下の場合は 0.55 としなければならない。

**第 5.1.6 条 耐震構造計算は、以下の規定を満たさなければならない。**

- 1 烈度 6 の地域における建築物（ 類地に建築された高層建築物を除く ） 土造建築物および木造建築物などについては、耐震計算は不要とするが、関連する詳細構造規定を満たす必要がある。
- 2 第 1 項の建築物以外については、規定に従い、発生頻度の高い地震に対する断面算定を

を行わなければならない。

注：免震構造については、関係規定に従って耐震計算を行わなければならない。

第5.1.7条 本章第5.5節の規定を満たす構造では、規定に基づき発生頻度の高い地震に対する断面算定を行う以外にも、適切な変形計算を行わなければならない。

## 5.2 水平地震力の計算

第 5.2.1 条 ベースシア係数法を採用する場合には、各層に 1 つの自由度を有するものとし、水平地震力の基準値は、以下の条件に基づき確定しなければならない。(図 5.2.1)

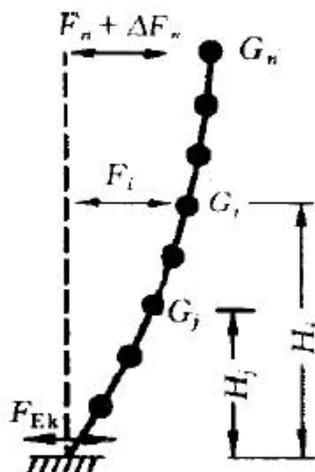


図 5.2.1 水平地震力の簡略図

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (5.2.1-1)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5.2.1-2)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (5.2.1-3)$$

ここに、 $F_{Ek}$  : 総水平地震力基準値

$\alpha_1$  : 基本固有振動周期に対応する水平地震影響係数を表し、本章第 5.1.4 条に基づき定めるものとし、多層組積造、低層部ラーメン組積造及び多層枠組み組積造建物の場合には、水平地震影響係数の最大値を採用しなければならない。

$G_{eq}$  : 等価総重量を表し、一質点系では総重量代表値を採用し、多質点では、総重量代表値の 85% を採用しなければならない。

$F_i$  : 質点  $i$  の水平地震力基準値

$G_i, G_j$  : 質点  $i$  および  $j$  にそれぞれ集中した重量の代表値であり、本章第 5.1.3 条に基づき定めなければならない。

$H_i, H_j$  : 質点  $i$  および  $j$  それぞれの高さ

$\delta_n$  : 最上層部に付加する地震作用係数で、鉄筋コンクリート造および鉄骨造の高層建物については、表 5.2.1 に基づき適切な数値を採用するものとし、多層枠組み組積造建物は 0.2、その他の建物では 0.0 を採用しなければ

ばならない。

$\Delta F_n$  : 最上層部に付加する水平地震力

表 5.2.1 最上層部に付加する地震作用係数

$T_g$ (秒)	$T_1 > 1.4T_g$ の場合	$T_1 \leq 1.4T_g$ の場合
0.35 以下の場合	$0.08T_1 + 0.07$	0.0
0.35 を超え 0.55 以下の場合	$0.08T_1 + 0.01$	
0.55 を超えるの場合	$0.08T_1 + 0.02$	

注 :  $T_1$  は基本固有振動周期である。

第 5.2.2 条 振動モード解析による応答スペクトル法を採用する場合において、ねじれカップリング計算を行わない場合は、以下の規定に基づき、その地震作用および作用効果を計算しなければならない。

- 1  $j$  次振動モードにおける質点  $i$  の水平地震力基準値は、次の式に基づき計算しなければならない。

$$F_{ji} = \alpha_j r_j X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2L n, j = 1, 2L m) \quad (5.2.2-1)$$

$$r_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (5.2.2-2)$$

ここに :  $F_{ji}$  :  $j$  次振動モードにおける質点  $i$  の水平地震力基準値

$\alpha_j$  :  $j$  次振動モードの固有振動周期に対応する地震影響係数であり、本章第 5.1.4 条に基づき定めなければならない。

$X_{ji}$  :  $j$  次振動モードにおける質点  $i$  の水平相対変位

$\gamma_j$  :  $j$  次振動モードの関係係数

- 2 水平地震力による効果 (曲げモーメント、せん断力、軸方向力および変形) は、次の式に基づき計算しなければならない。

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (5.2.2.3)$$

ここに、 $S_{Ek}$  : 水平地震力による効果

$S_j$  :  $j$  次振動モードの水平地震力による効果であり、直前 2 ~ 3 次までの振動モードを採用し、基本固有振動周期が 1.5 秒以上、または建築物の幅に対する高さの比率 (= アスペクト比) が 5 以上の場合は、適宜、振動モードの個数を追加しなければならない。

第5.2.3条 建築構造が水平地震力によってねじれの影響を受けるおそれのある時は、以下の規定に基づきその地震作用および作用効果を計算しなければならない。

- 1 整形な構造であり、ねじれカップリング計算を行わない場合には、地震作用方向と平行な外構の2辺のフレームの地震作用効果に増幅係数を乗じなければならない。通常、短辺の増幅係数には1.15を、長辺には1.05を採用する。ねじれ剛性の低い場合は、1.3以上を採用する必要がある。
- 2 ねじれカップリング解析法による計算を行う場合は、各層ごとに直交する水平2方向と鉛直軸周りの回転方向の計3自由度を取り、以下の条件に基づき、構造の地震作用および作用効果を計算しなければならない。確認のある場合は、簡便な計算方法を用いて地震作用効果を計算することができる。
  - 1)  $j$ 次振動モードにおける $i$ 層の水平地震力基準値は、次の式に基づき計算しなければならない。

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{ij} X_{ji} G_i$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{ij} Y_{ji} G_i \quad (i=1,2L n, j=1,2L n) \quad (5.2.3-1)$$

$$F_{tji} = \alpha_j \gamma_{ij} r_i^2 \varphi_{ji} G_i$$

ここに、 $F_{xji}, F_{yji}, F_{tji}$  : それぞれ  $j$  次振動モードにおける  $i$  層の  $x$  方向、 $y$  方向および回転方向の地震作用基準値を表す

$X_{ji}, Y_{ji}$  : それぞれ  $j$  次振動モードにおける  $i$  層重心の  $x$ 、 $y$  方向への水平相対変位を表す

$\varphi_{ji}$  :  $j$  次振動モードにおける  $i$  層の相対回転角

$r_i$  :  $i$  層の回転半径で、 $i$  層重心の回転慣性量を当該層の質量で割って得られた商の平方根

$\gamma_{ij}$  :  $j$  次振動モードのねじれを考慮した係数で、次の式に基づき算定することができる。

$x$  方向のみの地震作用を採用する場合

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.2.3-2)$$

$y$  方向のみの地震作用を採用する場合

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.2.3-3)$$

$x$  方向からの斜交角の地震作用を採用する場合

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (5.2.3-4)$$

ここに、 $\gamma_{xj}, \gamma_{yj}$  : それぞれ式(5.2.3-2)、(5.2.3-3)にて求められた係数

$\theta$  : 地震作用方向と  $x$  方向との角度。

- 2) 1方向水平地震力のねじれ効果は、次の式に基づき計算しなければならない。

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (5.2.3-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8 \zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4 \zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T)^2 \lambda_T} \quad (5.2.3-6)$$

ここに、 $S_{Ek}$  : 地震作用基準値のねじれ効果

$S_j, S_k$  : それぞれ  $j, k$  次振動モードの地震作用基準値の効果であり、直前9～15個の振動モードを採用することができる。

$\zeta_j, \zeta_k$  : それぞれ  $j, k$  次振動モードの減衰定数

$\rho_{jk}$  :  $j$  次振動モードおよび  $k$  次振動モードの結合係数

$\lambda_T$  :  $k$  次振動モードおよび  $j$  次振動モードの固有振動周期比

- 3) 両水平方向地震作用のねじれ効果は、次の2つの式に基づき計算した、いずれか大きい数値としなければならない。

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (5.2.3-7)$$

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (5.2.3-8)$$

ここに、 $S_x, S_y$  は、それぞれ式(5.2.3-5)にて計算された  $x$  方向及び  $y$  方向の1方向水平地震力のねじれ効果を表す。

第5.2.4条 ベースシア係数法を採用する場合において、ペントハウスやパラペット、煙突などの突出部分の地震作用効果には増幅係数3を乗じるものとする。本増加部分は下方へ伝達させず、当該突出部分に係る部材にのみ算入しなければならない。振動モード解析法を採用する場合においては、突出部分を1質点系とすることができる。平屋建て工場の突出屋根天窗フレームの地震作用効果の増幅係数には、本基準第9章の関連規定を適用しなければならない。

第 5.2.5 条 各層の水平地震せん断力は、次の式の条件を満たすものとしなければならない。

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=1}^n G_j \quad (5.2.5)$$

ここに、 $V_{Eki}$  : 第  $i$  層の水平地震力基準値に対応する層せん断力

$\lambda$  : せん断力係数で、表 5.2.5 に規定される層の最小地震せん断力係数の値以上であり、かつ、高さ方向に不均一な構造の脆弱層 (= ピロティ層) では、増幅係数 1.15 を乗じなければならない。

$G_j$  : 第  $j$  層の重量代表値

表 5.2.5 層の最小地震せん断力係数

類別	烈度 7 度	烈度 8 度	烈度 9 度
ねじれ効果が明らか、または基本周期が 3.5 秒以下の構造	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期が 5.0 秒以上の構造	0.012	0.024(0.032)	0.040

注 : 1 基本周期が 3.5 秒 ~ 5.0 秒の範囲にあっては、表の数値を補間して用いる。

2 カッコ内の数値は、基本設計加速度が 0.15g および 0.30g の場合に適用する。

第 5.2.6 条 構造の層水平地震せん断力は、以下の原則に基づき配分しなければならない。

- 1 床剛性が高い、現場打ちおよびプレキャストコンクリート造の屋根・床が一体である建築物については、水平抵抗部材の剛性比率に基づき、配分しなければならない。
- 2 床剛性が低い、木造の屋根、床からなる建築については、水平抵抗部材に働く重量比率に基づき、配分しなければならない。
- 3 床剛性が中間的な、通常のプレキャストコンクリートの建築、屋根や床が半剛性の建築では、上記 2 項による配分結果の平均値を採用しなければならない。
- 4 水平抵抗部材の空間的な相互作用や、床組の変形、壁の弾塑性変形およびねじれの影響を算入する場合は、本規則の各関連規定に基づき、上記配分結果に適切な調整を加えることができる。

第 5.2.7 条 構造耐震計算には、通常、地盤と建物の動的相互作用の影響を算入しなくとも良い。

ただし、烈度 8 および 9 の地域における 類、類地における鉄筋コンクリート造高層建築について、地盤と建物の動的相互作用の影響を考慮する場合は、以下の規定による。高層建築は、剛性の高い直接基礎あるいは杭基礎とし、構造物の基本固有振動周期が特性周期の 1.2 ~ 5 倍までの範囲内に収まること。地盤と建物の動的相互作用の影響を算入する場合には、基礎固定を仮定して計算した水平地震せん断力を以下の規定に従って低減できるものとし、建物の層間変

形は、低減した後の層せん断力に基づき計算することができる。

- 1 アスペクト比が3未満の構造における各層の水平地震せん断力の低減係数は、次の式に基づき計算することができる。

$$\varphi = \left( \frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} \quad (5.2.7)$$

ここに、 $\varphi$ ：基礎および構造物の動的相互作用を算入した地震せん断力の低減係数

$T_1$ ：基礎固定を仮定した構造の基本固有振動周期（秒）

$\Delta T$ ：基礎および構造物の動的相互作用を算入した付加周期（秒）で、表5.2.7に従い適切な数値を採用する。

表 5.2.7 付加周期（秒）

烈度	地域の類別	
	類	類
8	0.08	0.20
9	0.10	0.25

- 2 アスペクト比が3以上の構造では、最下階の地震せん断力を第1項の規定に基づき低減できるものとするが、最上階では低減措置を取らず、中間層については、それらを直線的に補間した数値を用いて低減するものとする。
- 3 低減した後の各層の水平地震せん断力についても、本章第5.2.5条の規定を満たさなければならない。

### 5.3 鉛直地震力の計算

第 5.3.1 条 烈度 9 の地域における高層建築の鉛直地震力の基準値は、次の式に基づき計算しなければならない(図 5.3.1)。層の鉛直地震力の効果については、各部材の支持する重量代表値の比率に基づき配分を行うものとし、同時に、増幅係数 1.5 を乗じるものとする。

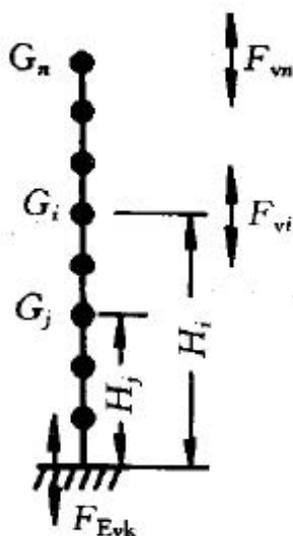


図 5.3.1 鉛直地震力の簡略図

$$F_{Evk} = \alpha_{v \max} G_{eq} \quad (5.3.1-1)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} G_{eq} \quad (5.3.1-2)$$

ここに、 $F_{Evk}$  : 総鉛直地震力基準値

$F_{vi}$  : 質点  $i$  の鉛直地震力基準値

$\alpha_{v \max}$  : 鉛直地震影響係数の最大値で、水平地震影響係数の最大値の 65% とすることができる。

$G_{eq}$  : 有効総重量で、重量代表値の 75% とすることができる。

第 5.3.2 条 フラットラチス屋根(システムトラス)やスパン 24m を超える屋根では、鉛直地震力基準値は、重量代表値に鉛直地震力係数を乗じた積としなければならない。鉛直地震力係数は、表 5.3.2 に従い、適切な数値を採用する。

表 5.3.2 鉛直地震力係数

構造タイプ	烈度	地域の類別		
フラットラチス、鉄骨造	8	考慮しない (0.10)	0.08(0.12)	0.10(0.15)
	9	0.15	0.15	0.20
鉄筋コンクリート造	8	0.10(0.15)	0.13(0.19)	0.13(0.19)
	9	0.20	0.25	0.25

注：カッコ内の数値は、基本設計加速度が 0.15g および 0.30g の場合に適用する。

第 5.3.3 条 張り出しの大きな片持ち梁や大スパン構造の鉛直地震力基準値については、烈度 8 および 9 の地域において、それぞれ当該構造部材の重量代表値の 10% および 20% を採用するものとし、基本設計加速度が 0.30g の場合には、当該構造部材の重量代表値の 15% を採用する。

## 5.4 構造部材の耐震計算

第 5.4.1 条 構造部材の地震作用に対する効果およびその他荷重効果の基本組合せ値は、次の式に基づき計算した数値としなければならない。

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.4.1)$$

ここに  $S$  : 構造部材の内力組合せ設計値であり、曲げモーメント、軸方向力およびせん断力を表すものとする。

$\gamma_G$  : 重量に関する荷重係数で、通常は 1.2 を採用し、重量の効果が部材積載能力に対して優勢である場合は、1.0 以下としてよい。

$\gamma_{Eh}, \gamma_{Ev}$  : 水平及び鉛直地震力の作用に関する荷重係数で、表 5.4.1 に従い適切な数値を採用する。

$\gamma_w$  : 風圧力に関する荷重係数で、1.4 とする。

$S_{GE}$  : 重量代表値による効果で、クレーンを有する場合は、懸吊物の重力基準値による効果を含む。

$S_{Ehk}$  : 水平地震力基準値による効果で、適切な増幅係数または調整係数を乗じる必要がある。

$S_{Evk}$  : 鉛直地震力基準値による効果で、適切な増幅係数または調整係数を乗じる必要がある。

$S_{wk}$  : 風圧力基準値による効果

$\psi_w$  : 風圧力組合せ係数で、通常の構造では 0.0 を、風荷重が支配的な作用を持つ高層建築では 0.2 を採用する。

注：本基準では、通常、水平方向を示す添字記号を省略するものとした。

表 5.4.1 地震作用に関する荷重係数

地震作用	$\gamma_{Eh}$	$\gamma_{Ev}$
水平地震力だけの計算	1.3	0.0
鉛直地震力だけの計算	0.0	1.3
水平および鉛直地震力の同時計算	1.3	0.5

第 5.4.2 条 構造部材の断面計算は、次の設計式によらなければならない。

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (5.4.2)$$

ここに、 $\gamma_{RE}$  : 構造部材の耐力調整係数で、別段の規定のある場合を除き、表 5.4.2

に従い適切な数値を採用する。

$R$  : 構造部材の耐力設計値

表 5.4.2 耐力調整係数

材料	構造部材	応力の状態	$\gamma_{RE}$
鋼材	柱、梁		0.75
	支承		0.80
	ブレースパネル、ボルト接合		0.85
	溶接接合		0.90
レンガ	両端柱付きまたは中心柱付き耐震壁	せん断	0.90
	その他の耐震壁	せん断	1.00
コンクリート	梁	曲げ	0.75
	軸力比 0.15 以下の柱	偏圧縮	0.75
	軸力比 0.15 以上の柱	偏圧縮	0.80
	耐震壁	偏圧縮	0.85
	全ての部材	せん断力、引張力	0.85

第 5.4.3 条 鉛直地震力のみ計算を行う場合においては、全ての構造部材の耐力調整係数は 1.0 を採用する。

## 5.5 層間変形の検証

第 5.5.1 条 表 5.5.1 に定める構造については、発生頻度の高い地震の作用下における構造計算に当たって各層内の最大弾性層間変位を計算し、それぞれ次の式を満たすものとしなければならない。

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (5.5.1)$$

ここに、 $\Delta u_e$ ：発生頻度の高い地震の作用基準値によって各層に生ずる最大の弾性層間変位。計算にあたっては、曲げ変形を主とした高層建築を除き、構造全体の曲げ変形を、必ずしも差し引く必要はない。荷重係数は 1.0 を採用するものとし、鉄筋コンクリート造の構造部材には弾性剛性を採用することができる。

$[\theta_e]$ ：弾性層間変形角の限界値であり、表 5.5.1 に基づき適切な数値を採用する。

$h$ ：各階の階高

表 5.5.1 弾性層間変形角の限界値

構造方法	構造形式	$[\theta_e]$
鉄筋コンクリート造	純フレーム構造	1/550
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフレーム構造	1/800
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/1000
	フレーム支持構造	1/1000
鉄骨造	多層かつ高層の構造	1/300

第 5.5.2 条 構造脆弱層については、発生頻度の低い地震の作用下における弾塑性変形の検討として、次に定めるところによらなければならない。

- 1 以下の構造については、弾塑性変形の検討を行わなければならない。
  - 1) 烈度 8 の地域の、Ⅰ類地および烈度 9 の地域における、鉄筋コンクリート造の長柱を設けた大スパンの工場建物の曲げ架構
  - 2) 烈度 7 ～ 9 の地域における、層の耐力係数が 0.5 未満の鉄筋コンクリートフレーム構造
  - 3) 高さ 150m を超える鉄骨造
  - 4) 甲類の建築および烈度 9 の地域における乙類の建築のうち、鉄筋コンクリート造および鉄骨造

- 5) 免震構造
- 2 以下の構造については、弾塑性変形の検討を行うのが望ましい。
  - 1) 表 5.1.2-1 に規定する建物高さの範囲にあり、かつ表 3.4.2-2 に規定する高さ方向の不整形性タイプに該当する高層建築構造
  - 2) 烈度 7 の地域の、Ⅰ類地および烈度 8 の地域における乙類ののうち、鉄筋コンクリート造および鉄骨造
  - 3) スラブ・柱・耐震壁構造および最下層をフレーム構造とした組積造
  - 4) 高さ 150m 以下の高層の鉄骨造

注：層の耐力係数は、層のせん断耐力と発生頻度の低い地震の作用下における弾性せん断力との比率である。曲げ部材では、曲げ強度と発生頻度の低い地震の作用基準値に基づき計算された弾性曲げモーメントの比率とする。層のせん断耐力は、部材断面の配筋量や材料強度および柱や壁に作用する軸力から計算される。

第 5.5.3 条 発生頻度の低い地震の作用下における構造脆弱層（部位）の弾塑性変形の計算には、以下の方法を採用することができる。

- 1 12 階建て以下で各層の剛性に急激な変化のない鉄筋コンクリートフレーム構造および 1 層鉄筋コンクリート柱構造の工場には、本節第 5.5.4 条に規定する簡易計算方法を採用することができる。
- 2 第 1 項に規定する建築構造以外には、静的弾塑性解析法または弾塑性時刻歴応答解析法などを採用することができる。
- 3 整形な構造には、曲げせん断系モデルまたは平面線材モデルを採用することができるものとし、本基準第 3.4 節に規定される不整形構造には、立体構造モデルを採用することができるものとする。

第 5.5.4 条 構造脆弱層（部位）の弾塑性層間変位の簡易計算を行う場合は、次に定めるところによらなければならない。

- 1 構造脆弱層（部位）の位置は、以下のように確定しなければならない。
  - 1) 層の耐力係数が建物高さに沿って均一に分布する構造である場合は、最下層とする。
  - 2) 層の耐力係数が建物高さに沿って不均一に分布する構造である場合は、当該係数が最小となる層（部位）および相対的に当該係数が小さい方の層とし、通常の場合 2 ～ 3 箇所を超えないものとする。
  - 3) 1 層の工場建物では、柱上部とする。
- 2 弾塑性層間変位は、次のいずれかの式に基づき計算する。

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (5.5.4-1)$$

又は

$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y \quad (5.5.4-2)$$

ここに、 $\Delta u_p$ ：弾塑性層間変位

$\Delta u_y$ ：降伏層間変位

$\mu$ ：層塑性率

$\Delta u_e$ ：発生頻度の低い地震の作用下における弾性解析に基づく層間変位。

$\eta_p$ ：弾塑性層間変位に関する増幅係数であり、脆弱層（部位）の降伏強度係数が隣接層（部位）における当該係数平均値の0.8倍以上の時は、表5.5.4に従い適切な数値を採用する。当該平均値の0.5倍以下の場合、対応する表の数値の1.5倍の数値を採用する。その他の場合は、線形補間によって得られた数値とする。

$\xi_y$ ：層降伏強度係数

表 5.5.4 弾塑性層間変位に関する増幅係数

構造タイプ	総層数 又は部位	$\xi_y$		
		0.5	0.4	0.3
多層均一フレーム構造	2～4	1.30	1.40	1.60
	5～7	1.50	1.65	1.80
	8～12	1.80	2.00	2.20
単層工場	柱上部	1.30	1.60	2.00

第 5.5.5 条 構造脆弱層(部位)の弾塑性層間変位は、次の式を満たすものとしなければならない。

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (5.5.5)$$

ここに、 $[\theta_p]$ ：弾塑性層間変形角の制限値であり、表 5.5.5 に基づき適切な数値を採用する。鉄筋コンクリートフレーム構造については、軸力比が 0.40 以下である場合は、制限値を 10% 増加する。柱全高のフープ筋構造が、本基準の表 6.3.12 条に規定される最小フープ筋配筋特性値の 30% 以上である場合は、制限値を 20% 増加させることができるものとするが、累計で 25% を超えてはならない。

表 5.5.5 弾塑性層間変形角の限度値

構造方法	構造形式	$[\theta_p]$
鉄筋コンクリート造	単層の柱による架構	1/30

	純フレーム構造	1/50
	低層部ラーメン組積造のラーメン架 構・耐震壁部分	1/100
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、 コアチューブフレーム構造	1/100
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/120
鉄骨造	多層かつ高層の構造	1/50

## 6. 多層および高層鉄筋コンクリート建物

### 6.1 一般規定

第 6.1.1 条 本章が適用される現場打ちコンクリート建物の構造タイプおよび最大高さは、表 5.1.1 に定めるところによらなければならない。平面および立面的に不整形な構造または 類地に建造される構造物については、適宜、適用される最大高さを下げなければならない。

注：本章の「耐震壁」とは、国家標準「コンクリート構造設計規則」( G B 50010 ) に規定されるせん断耐力壁のことをいう。

表 6.1.1 現場打ちコンクリート建物の最大高さ ( m )

構造タイプ	烈度			
	6	7	8	9
フレーム構造	60	55	45	25
フレーム耐震壁構造	130	120	100	50
耐震壁構造	140	120	100	60
部分フレーム支持耐震壁構造	120	100	80	採用してはならない
フレーム コアチューブ構造	150	130	100	70
ダブルチューブ構造	180	150	120	80
スラブ・柱・耐震壁構造	40	35	30	採用してはならない

注：1 建物の高さとは、室外の地面から主要な屋根の面板最上層部までの高さのことをいう（局部的に突出する屋根最上層部は含まず）

2 フレーム コアチューブ構造とは、周辺の大スパンフレームとコアチューブとで構成された構造のことをいう。

3 部分フレーム支持耐震壁構造とは、耐震壁が連層ではなく、第 1 層または最下層の 2 層がフレームで支持されている構造のことをいう。

4 乙類建築については、当該地区の烈度に基づき適切な最大高さを確定することができる。

5 表内の高さを超過する建物については、専門的な調査検証を行い、有効な耐震化の措置を講じなければならない。

**第 6.1.2 条 鉄筋コンクリート建物には、烈度、構造タイプおよび建物高さに基づき、異なる耐震等級を採用し、それぞれ適用される構造計算および構造規定を満たすものとしなければならない。また、丙類建築の耐震等級は、表 6.1.2 に基づき定めるものとしなければならない。**

表 6.1.2 現場打ちコンクリート建物の耐震等級

構造タイプ		地域の烈度							
		6		7		8		9	
フレーム構造	高さ (m)	30	> 30	30	> 30	30	> 30	25	
	フレーム	4 級	3 級	3 級	2 級	2 級	1 級	1 級	
	劇場、体育館など大スパンの公共建築	3 級		2 級		1 級		1 級	
フレーム耐震壁構造	高さ (m)	60	> 60	60	> 60	60	> 60	50	
	フレーム	4 級	3 級	3 級	2 級	2 級	1 級	1 級	
	耐震壁	3 級		2 級		1 級		1 級	
耐震壁構造	高さ (m)	80	>80	80	>80	80	>80	60	
	耐震壁	4 級	3 級	3 級	2 級	2 級	1 級	1 級	
フレーム支持壁構造	耐震壁	3 級	2 級	2 級		1 級			
	支持フレーム	2 級		2 級	1 級	1 級			
チューブ構造	フレーム	フレーム		3 級		2 級		1 級	1 級
	コアチューブ	コアチューブ		2 級		2 級		1 級	1 級
	ダブルチューブ	外チューブ		3 級		2 級		1 級	
		内チューブ		3 級		2 級		1 級	
スラブ・柱耐震壁構造	スラブ・柱の柱		3 級		2 級		1 級		
	耐震壁		2 級		2 級		2 級		

注：1 地盤が 類地である場合は、烈度 6 の地域を除き、実際よりも 1 級低い表内の耐震等級に基づき、構造規定を適用できるものとするが、構造計算については、要求を下げてはならない。  
 2 建物高さが表の高さ境界の数値に近い場合、または境界数値と同一である場合は、建物の不整形の程度および地盤、基礎の条件に基づき耐震等級を確定する。  
 3 部分フレーム支持耐震壁構造で、耐震壁の補強部位に支持される部材については、耐震壁構造の耐震等級とする。

第 6.1.3 条 鉄筋コンクリート建物の耐震等級の確定にあたっては、次に定めるところによらなければならない。

- 1 フレーム耐震壁構造では、基本振動モードの地震作用下においてフレーム部分の担保する転倒モーメントが総転倒モーメントの 50% を超える場合は、フレーム部分の耐震等級は、フレーム構造についての数値を適用しなければならない。
- 2 従たる建築物 (= 別棟) が主たる建築物 (= 母屋) と連結されている時には、従たる建築物の耐震等級は、それ自体の構造に基づき確定するが、主たる建築物の耐震等級を下回ってはならない。主たる建築物の構造においては、従たる建築物の最上階 (= 連結部分) およびその上下各 1 層において適切な耐震補強措置を施さなければならない。従た

る建築物が主たる建築物と分離している場合には、従たる建築物本体の構造に基づき、耐震等級を確定する。

- 3 地下構造の上スラブが上部構造の固定位置となる場合には、地下1階の耐震等級は上部構造の耐震等級と同等でなければならない、また、地下1階より下の階の耐震等級は、実況に応じ、3級またはそれ以下の等級を採用することができる。地下室に上部構造との接続部分がない場合には、具体的な状況に基づき3級またはそれ以下の等級を採用することができる。
- 4 耐震分類が甲、乙、丁類の建築では、本基準第3.1.3条の規定および表6.1.2に基づき、耐震等級を確定しなければならない。そのうち、烈度8の地域における乙類建築の高さが、表6.1.2に規定される範囲を超過する場合は、専門的な調査検討を経て、1級よりもさらに堅固な耐震措置を講じる必要がある。

注：本章の「1、2、3、4級」とは「耐震等級1、2、3、4級」の略称である。

第6.1.4条 鉄筋コンクリート高層建物には、本基準第3.4節に規定される不整形な平面・立面計画を採用しないことや、耐震ジョイントを設置しないことが望ましい。耐震ジョイントを設置する必要のある時は、以下の規定を満たさなければならない。

- 1 耐震ジョイントの最小幅については、以下の要求を満たす必要がある。
  - 1) フレーム構造建物の耐震ジョイントの幅は、高さ15m以下である場合には70mmとする。高さが15mを超える場合は、烈度6、7、8および9に対して、それぞれ高さが5m、4m、3m及び2m増加するごとに、幅20mmを追加しなければならない。
  - 2) フレーム耐震壁構造建物の耐震ジョイント幅は、第1項の規定による数値の70%とする。また、耐震壁構造建物の耐震ジョイント幅は、第1項の規定による数値の50%とする。ただし、いずれの場合も、70mmを下回ることは望ましくない。
  - 3) 耐震ジョイント両側の構造タイプが異なる場合は、耐震ジョイント幅の広い構造タイプおよび低い側の建物の高さに基づき、耐震ジョイント幅を確定する。
- 2 烈度8、9の地域におけるフレーム構造建物の耐震ジョイント両側の構造高さ、剛性または階高に相対的に大きな相違のある場合は、ジョイント両側に補強壁を設置する。補強壁は以下の条件を満足するものとする。
  - 1) ジョイントと直角に、建物の全高さに渡り設置する。
  - 2) 各側の補強壁の数量は2以上とし、それぞれ対称に設置しなければならない。壁の長さは柱間の距離以下とする。
  - 3) フレームおよび補強壁の応力については、補強壁を設置した場合および設置しない場合の双方の状況に基づき、各々解析を行い、不利な状況下における数値を採用しなければならない。
  - 4) 耐震ジョイント両側の補強壁の端柱とフレームの辺柱については、せん断補強筋を建物全高に沿って緊密に配筋しなければならない。

第 6.1.5 条 フレーム構造およびフレーム耐震壁構造において、フレームおよび耐震壁は直交するそれぞれの方向に設置されなければならない。柱と梁の中心線及び柱と耐震壁の中心線は、それぞれ偏心距離が柱幅の 1/4 を超過してはならない。

第 6.1.6 条 フレーム耐震壁およびスラブ・柱・耐震壁構造において、耐震壁間に大開口部のない建物である場合は、スラブのアスペクト比が、表 6.1.6 に規定する数値を超えてはならない。超える場合には、スラブの面内変形の影響を算入しなければならない。

表 6.1.6 耐震壁間の床版、屋根版のアスペクト比の制限値

床版、屋根版の形式	烈度			
	6	7	8	9
現場打ち、梁一体型スラブの場合	4	4	3	2
プレキャストの場合	3	3	2.5	採用しない方が良い
支持フレームとスラブ・柱・耐震壁構造で、梁を現場打ちとする場合	2.5	2.5	2	採用してはならない

第 6.1.7 条 フレーム耐震壁構造においてプレキャストの床版あるいは屋根版とする場合は、床版や屋根版としての一体性および耐震壁との信頼性の高い接合を保證する措置を講じなければならない。そのために現場打ちの鉄筋コンクリートを用いる場合は、かぶり厚さを 50mm 以上としなければならない。

第 6.1.8 条 フレーム耐震壁構造中における耐震壁の設置については、次に定めるところによらなければならない。

- 1 耐震壁は建物全高にわたり連層とし、かつ張り間方向および桁行き方向の耐震壁を接続しなければならない。
- 2 耐震壁は壁面において大開口の必要がない位置に設置しなければならない。
- 3 建物に長さのある場合は、桁行き方向の建物の両端に剛性の高い耐震壁を設置しなければならない。
- 4 耐震壁開口部は上下対称とし、開口端から柱までの距離は 300mm 以上としなければならない。
- 5 1、2 級である耐震壁の開口部に設ける連結梁の桁高比は 5 を超えないものとし、断面高さは 400mm 以上としなければならない。

第 6.1.9 条 耐震壁構造および部分フレーム支持耐震壁構造中における耐震壁の設置については、次に定めるところによらなければならない。

- 1 比較的長さのある耐震壁は、連結梁を介して幾つかの壁に均等に区分するものとし、そ

の場合の開口部における桁高比 6 を超えないものとするほか、それぞれの壁の高さと幅の比率を 2 以上とする。

- 2 建物高さに沿って壁の長さに突然の変化のないものとする。耐震壁に比較的大きな開口部のある場合や 1 級、2 級の耐震壁の最下層部補強部位がある場合には、開口部を上から下まで連続して配置する。
- 3 整形な平面を有する部分フレーム支持耐震壁構造では、その支持フレーム層の剛性は、隣接する（壁式構造である）上の層の剛性の 50% を下回らないものとする。支持フレーム層内では地盤まで連続する耐震壁間の距離を 24m 以下、水平抵抗要素の平面配置は対称とし、かつ耐震チューブを設置する。

第 6.1.10 条 部分フレーム支持耐震壁構造における耐震壁において、最下層部補強部位の高さは、支持フレーム層に支持フレーム層以上の 2 層を加えた高さおよび地面までの連層耐震壁の高さの 1/8 のうち、いずれか大きい方の数値を採用することができるものとするが、15m 以下としなければならない。その他の構造の耐震壁の最下層部補強部位の高さは、耐震壁の総高さの 1/8 および最下層部の 2 層のうち、いずれか大きい方の数値を採用することができる。ただし、これもまた 15m 以下としなければならない。

第 6.1.11 条 フレーム構造において、柱脚部が次のいずれかに該当する場合は、2 つの主軸方向に基礎梁を設けることが望ましい。

- 1 1 級および 類地の 2 級である場合
- 2 柱の支持する荷重がそれぞれ大きく異なる場合
- 3 基礎の埋め込みが深い場合、または各基礎の埋め込み深さが大きく異なる場合
- 4 基礎の主な支持層の範囲内に軟弱な粘土層や液状化層がある場合、または極めて不均一な土層のある場合
- 5 杭基礎の台座間である場合

第 6.1.12 条 フレーム耐震壁構造中における耐震壁の基礎および部分フレーム支持耐震壁構造の地盤まで連続する耐震壁の基礎は、良好な一体性と回転抵抗力を持つものでなければならない。

第 6.1.13 条 主たる建物と従たる建物が接続され、かつ直接基礎を採用する時は、本基準の第 4.2.4 条の規定を満たす場合を除き、地震作用下において主たる建物の基礎底面に応力 0 となる領域が出現しないようにしなければならない。

第 6.1.14 条 地下部分の頂部のスラブを上部構造に対して固定部と扱う場合は、スラブに大開口

部を設けてはならず、現場打ちコンクリート構造としなければならない。この場合において、スラブ厚は 180mm 以上、コンクリート強度等級は C30 以上とし、縦横の二層配筋を行い、各方向および各層の鉄筋比は 0.25% 以上とする。

地下部分の水平剛性は、隣接する上部構造の水平剛性の 2 倍以上とする。地下部分の柱主筋の断面積は、計算で必要な量を設けるほかに、それぞれの側面で地上部分の最下階の柱主筋の断面積の 1.1 倍以上としなければならない。

地上 1 階のフレーム構造柱と耐震壁の下部断面の曲げモーメント設計値は、本章第 6.2.3 条、第 6.2.6 条、第 6.2.7 条の規定を満たすものとする。地下部分の柱上部の接合部において、接合部の左右の梁端断面の曲げ耐力の和は、上下の柱曲げ耐力の和よりも小さくしてはならない。

第 6.1.15 条 フレームの充填壁は、本基準第 13 章の規定による。

第 6.1.16 条 高強度コンクリート構造の耐震設計は、本基準の付録 B による。

第 6.1.17 条 プレストレスコンクリート構造の耐震設計は、本基準の付録 C による。

## 6.2 構造計算の要点

第6.2.1条 鉄筋コンクリート構造については、本節の規定に基づき、組合せによる応力を計算するものとし、層間変位にあっては、本基準第5.5節の関連規定を満たさなければならない。

断面算定に当たって、本章および関係する付録に定めのない場合は、関連する現行の構造設計基準類の要求を満たさなければならない。ただし、非耐震部材の耐力は、本規則に規定される耐震調整係数で除して得られた数値としなければならない。

第6.2.2条 1、2、3級であるフレームの柱梁接合部については、フレームの最上層の柱、柱の軸力比が0.15未満である場合及び鉛直支持柱と梁との接合部である場合を除き、柱端部の設計用曲げモーメントについて、次の式を満たすものとしなければならない。

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (6.2.2-1)$$

1級のフレーム構造および烈度9の地域においては、さらに次の式も満たさなければならない。

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (6.2.2-2)$$

ここに、 $\sum M_c$ ：接合部上下の柱端断面について時計回りまたは反時計回り方向に組み合わせた設計用曲げモーメントの総和であり、上下の柱端の曲げモーメント設計値は、弾性解析に基づき配分することができる。

$\sum M_b$ ：接合部左右の梁端断面について反時計回りまたは時計回り方向に組合せた設計用曲げモーメントの総和であり、1級のフレームの接合部の左右梁端にマイナスの曲げモーメントが生じる場合は、絶対値の小さい曲げモーメントを0としてよい。

$\sum M_{bua}$ ：接合部の左右梁端断面に関する反時計回りまたは時計回り方向の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値の総和であり、実際の鉄筋断面積（圧縮鉄筋を含む）および材料強度基準値に基づき計算する。

$\eta_c$ ：柱端曲げモーメントの割増係数であり、1級のフレームの柱に対しては1.4、2級では1.2、3級では1.1とする。

反曲点が柱の層高さ範囲内に存在しない場合は、柱の設計用曲げモーメントに、上記柱端曲げモーメントの割増係数を乗じて用いるものとする。

第6.2.3条 1、2、3級であるフレーム構造の最下層については、柱下端断面の設計用曲げモーメントに、それぞれ増幅係数1.5、1.25および1.15を乗じなければならない。最下層の柱の主筋は、上下端のうち、いずれか不利な状況に基づき、配置しなければならない。

注：最下層とは、地下階のない場合は基礎上、地下階のある場合は地下階上の第1層をいう。

第6.2.4条 1、2、3級であるフレーム構造の梁および耐震壁内に設ける桁高比が2.5を超える連結梁については、その梁端断面の設計用せん断力について次の式を満たすものとしなければならない。

$$V = \eta_{vb} (M_b^l + M_b^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.4-1)$$

1級のフレーム構造および烈度9の地域においては、さらに次の式も満たさなければならない。

$$V = 1.1 (M_{bua}^l + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.4-2)$$

ここに、 $V$ ：梁端断面の設計用せん断力

$l_n$ ：梁の実効スパン

$V_{Gb}$ ：重量代表値（烈度9の地域では、高層建築の鉛直地震力基準値を含む）作用下において、単純梁解析に基づき計算された梁のせん断力

$M_b^l, M_b^r$ ：それぞれ梁左右端断面の反時計回り、時計回り方向に作用する曲げモーメントであり、1級のフレームでは、両端の曲げモーメントがともにマイナスの曲げモーメントである場合は、絶対値の小さい曲げモーメントを0とする。

$M_{bua}^l, M_{bua}^r$ ：それぞれ梁左右端断面の反時計回り、時計回り方向の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値であり、実際の鉄筋断面積（圧縮鉄筋を含む）および材料強度基準値に基づき計算する。

$\eta_{vb}$ ：梁端せん断力の割増係数であり、1級のフレームの梁に対しては1.3、2級では1.2、3級では1.1とする。

第6.2.5条 1、2、3級であるフレーム構造の柱および支持フレームの柱の設計用せん断力は、次の式を満たすものとしなければならない。

$$V = \eta_{vc} (M_c^b + M_c^t) / H_n \quad (6.2.5-1)$$

1級のフレーム構造および烈度9の地域においては、さらに次の式も満たさなければならない。

$$V = 1.2 (M_{cua}^b + M_{cua}^t) / H_n \quad (6.2.5.2)$$

ここに、 $V$ ：柱端断面の設計用せん断力であり、フレーム構造の柱では、本節第6.2.10条の規定を満たさなければならない。

$H_n$ ：柱の実効高さ

$M_c^t, M_c^b$ ：それぞれ柱の上下端断面に時計回り、反時計回りに作用する曲げモーメントであり、本節第6.2.2条、第6.2.3条の規定を満たさなければならない。フレーム構造の柱の設計用曲げモーメントは、この他にも、本節第6.2.10条の規定を満たさなければならない。

$M_{cua}^t, M_{cua}^b$ ：それぞれ偏心軸力を受ける柱の上下端の時計回り、反時計回り方向の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値であり、実際の鉄筋断面積（圧縮鉄筋を含む）および材料強度基準値に基づき計算する。

$\eta_{vc}$ ：柱端せん断力の割増係数であり、1級のフレームの柱に対しては1.4、2級では1.2、3級では1.1とする。

第6.2.6条 1、2、3級であるフレーム構造の隅柱については、本節第6.2.2条、第6.2.3条、第6.2.5条、第6.2.10条によって計算した設計用曲げモーメント及び設計用せん断力に、さらに1.10以上の割増係数を乗じなければならない。

第6.2.7条 耐震壁の各壁脚断面の設計用曲げモーメントは、次に定めるところによらなければならない。

- 1 1級である耐震壁の最下層部補強部位および直上の1層については、壁脚断面の設計用曲げモーメントを採用しなければならない。その他の部位については、壁脚断面の設計用曲げモーメントに割増係数1.2を乗じなければならない。
- 2 部分フレーム支持耐震壁構造における地面まで連層の耐震壁脚には、偏心引張力を受けないことが望ましい。
- 3 ダブルリム壁の耐震壁では、リム壁に偏心引張力を受けないことが望ましい。いずれか一方のリム壁が偏心引張力を受ける場合は、別の一方のリム壁のせん断力設計値、曲げモーメント設計値に増幅係数1.25を乗じなければならない。

第6.2.8条 1、2、3級である耐震壁の最下層部補強部位については、その断面の設計用せん断力は、次の式によって計算した数値とする。

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (6.2.8-1)$$

烈度9の地域においては、さらに次の式も満たさなければならない。

$$V = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V_w \quad (6.2.8-2)$$

ここに、 $V$ ：耐震壁の最下層部補強部位断面の設計用せん断力

$V_w$ ：耐震壁の最下層部補強部位断面のせん断力計算値

$M_{wua}$ ：耐震壁の最下層部断面の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値であり、実際の鉄筋断面積、材料強度基準値及び軸力などに基づき計算する。フランジ壁のある場合は、壁両側の各フランジ壁厚の1倍の範囲内における縦方向の鉄筋を算入しなければならない。

$M_w$ ：耐震壁の最下層部断面の設計用曲げモーメント

$\eta_{vw}$ ：耐震壁のせん断力割増係数であり、1級の場合は1.6、2級では1.4、3級では1.2とする。

第6.2.9条 鉄筋コンクリート構造の梁、柱、耐震壁および連結梁の設計用せん断力は、次の式によって計算した数値とする。

桁高比が2.5を超える梁および連結梁、ならびにせん断スパン比が2を超えるの耐震壁の場合：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h_0) \quad (6.2.9-1)$$

桁高比が2.5以下の連結梁、せん断スパン比が2以下の柱、耐震壁、部分フレーム支持耐震壁構造のフレーム柱およびフレーム梁、ならびに連層耐震壁の最下層補強部位の場合：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_c b h_0) \quad (6.2.9-2)$$

せん断スパン比は、次の式によって計算する：

$$\lambda = M^c / (V^c h_0) \quad (6.2.9.3)$$

ここに、 $\lambda$ ：せん断スパン比であり、材端の曲げモーメント計算値 $M^c$ 、せん断力計算値 $V^c$ 及び断面の有効高さ $h_0$ に基づき計算するものとし、部材上下端の計算で得られた数値のうち、いずれか大きい数値を採用する。反曲点が柱の中央にないフレーム柱では、柱の有効高さとして柱断面せいの2倍との比

率として計算した数値としなければならない。

$V$  : 本節第 6.2.5 条、第 6.2.6 条、第 6.2.8 条、第 6.2.10 条などの規定に基づき計算した梁端、柱端または壁断面の設計用せん断力

$f_c$  : コンクリート圧縮強度設計値

$b$  : 梁、柱または耐震壁の断面幅で、円形断面の柱は、面積の等しい矩形断面に基づき計算することができる。

$h_0$  : 断面の有効高さで、耐震壁では壁脚の長さとしてすることができる。

第 6.2.10 条 部分フレーム支持耐震壁構造のフレーム柱は、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 フレーム柱の担保する最小地震せん断力については、フレーム柱が 10 本以上の場合は、柱の総地震せん断力は、地震層せん断力の 20%以上とする。10 本未満の場合では、各柱の地震せん断力は、それぞれ地震層せん断力の 2 %以上とする。
- 2 1、2 級であるフレーム柱は、地震作用により生じる付加軸力に、それぞれ割増係数 1.5、1.2 を乗ずるものとする。ただし、軸力比を計算する場合には、付加軸力に割増係数を乗じなくともよい。
- 3 1、2 級であるフレーム柱の最上層柱上端部と最下層柱下端部については、設計用曲げモーメントに、それぞれ割増係数 1.5、1.25 を乗ずるものとする。またフレーム柱の中間接合部については、本節第 6.2.2 条の規定を満たさなければならない。
- 4 フレーム梁とフレーム柱断面の中心線は一致していなければならない。

第 6.2.11 条 1 級である部分フレーム支持耐震壁構造で、地面までの連層耐震壁最下層における補強部位については、次に定めるところによる。

- 1 耐震壁のせん断力の計算時には、コンクリートの断面積は算入しないものとする。コンクリートの断面積を考慮する場合には、壁脚の境界部材を超えて、部位の 2 列の鉄筋間に直径 8mm 以上の引張鉄筋を配筋しなければならない。また水平および垂直方向の間隔は、各方向に分布する鉄筋間隔の 2 倍、または 400mm のうち、いずれか小さい数値以下とする。
- 2 地下室がなくリム壁最下部の断面が偏心引張力を受けている場合には、リム壁と基礎の接合面に滑り防止の交差鉄筋を別途設置しなければならない。交差鉄筋の担保する引張強度は、接合面の設計用せん断力の 30%とする。

第 6.2.12 条 部分フレーム支持耐震壁構造のフレーム支持層のスラブは、本基準の付録 E . 1 を満たさなければならない。

第 6.2.13 条 鉄筋コンクリート構造の耐震計算にあたっては、上記に加えて、次に定めるところによらなければならない。

- 1 水平剛性分布が建物高さに沿ってほぼ均一であるフレーム耐震壁構造については、いずれの層のフレーム部分が負担する地震せん断力についても、最下層部分における総地震せん断力の 20%、またはフレーム耐震壁構造解析に基づき得られたフレーム部分の各地震層せん断力の最大値の 1.5 倍のうち、いずれか小さい値以上としなければならない。
- 2 耐震壁における連結梁の剛性を低減する場合には低減率は 0.50 を下回ってはならない。
- 3 耐震壁構造、部分フレーム支持耐震壁構造、フレーム耐震壁構造、チューブ構造、スラブ・柱・耐震壁構造について内力および変形を計算する場合においては、耐震壁のフランジとウェブの相互作用も算入しなければならない。フランジの有効長さは、壁面から計算して、隣接する耐震壁のフランジ間隔の半分か、フランジの開口部の端、または耐震壁総高さの 15%のうち、いずれか最小値となるものを採用しなければならない。

第 6.2.14 条 1 級である耐震壁における打継部断面の受けるせん断力は、次の式に基づき計算した数値としなければならない。

$$V_{wj} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.8N) \quad (6.2.14)$$

ここに、 $V_{wj}$  : 耐震壁打継部のせん断力設計値

$f_y$  : 縦方向鉄筋の引張強度設計値

$A_s$  : 打継部のある耐震壁ウェブ部の垂直方向に分布する鉄筋断面積、両フランジを含まない打継部部材の鉄筋の断面積

$N$  : 打継部の設計用軸力で、圧縮に対してプラス、引張はマイナスとする。

第 6.2.15 条 フレーム接合部の耐震計算は、次に定めるところによらなければならない。

- 1 1、2 級のフレーム接合部コア部分については、耐震計算を行わなければならない。3、4 級のフレーム接合部については、耐震計算は行わなくてもよいが、構造規定を満たさなければならない。
- 2 接合部の耐震計算の方法は、本基準付録 D によることとする。

## 6.3 フレーム構造の構造規定

第 6.3.1 条 梁の断面サイズは次に定めるところによらなければならない。

- 1 断面幅は 200mm 以上とする。
- 2 断面アスペクト比は 4 以下とする。
- 3 有効スパンと断面高さの比率は 4 以上とする。

第 6.3.2 条 梁幅が柱幅以上となる扁平梁を採用した場合には、床スラブは現場打ちとし、梁と柱の中心線は一致させ、扁平梁は建物の主要な 2 方向に設置しなければならない。また、扁平梁は 1 級であるフレーム構造には使用してはならない。扁平梁の断面サイズは次に定めるところによるものとし、加えて、たわみ、ひび割れ幅に関する現行の関連規則を満たさなければならない。

$$b_b \leq 2b_c \quad (6.3.2-1)$$

$$b_b \leq b_c + h_b \quad (6.3.2-2)$$

$$h_b \geq 16d \quad (6.3.2-3)$$

ここに、 $b_c$  : 柱断面幅で、円形断面の場合は柱直径の 0.8 倍とする。

$b_b, h_b$  : それぞれ梁断面幅および梁断面高さ

$d$  : 柱主筋の直径

第 6.3.3 条 梁の鉄筋配置については、次に定めるところによらなければならない。

- 1 梁端部の主筋のうち引張鉄筋比は 2.5% 以下とする。また、圧縮鉄筋を考慮した断面の中立軸高さとの断面の有効高さの比率は、1 級では 0.25 以下、2、3 級では 0.35 以下とする。
- 2 梁端部断面の上下の主筋の配筋量比は、計算上必要な数値とするほか、1 級では 0.5 以上、2、3 級では 0.3 以上とする。
- 3 梁端部におけるフープ筋の密集区間の長さ、最大間隔および最小直径は、表 6.3.3 に基づき定めた数値とする。ここで、梁端部の引張側の主筋の鉄筋比が 2% を超える場合は、表中に記載されるフープ筋の最小直径をそれぞれ 2 mm 増加しなければならない。

表 6.3.3 梁端部におけるフープ筋の密集区間の長さ、フープ筋の最大間隔および最小直径

耐震等級	密集区間の長さ (大きい方の数値とする)(mm)	フープ筋最大間隔 (最小値とする)(mm)	フープ筋最小直径 (mm)
1	$2h_b, 500$	$h_b/4, 6d, 100$	10
2	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	8
3	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	8
4	$1.5h_b, 5000$	$h_b/4, 8d, 150$	6

注： $d$  は主筋の直径、 $h_b$  は梁断面高さを表す。

第 6.3.4 条 梁の主筋の配置については、次に定めるところによらなければならない。

- 1 梁全長における上端と下端の配筋については、1、2 級では 2 14 以上とし、かつそれぞれ梁両端部における上端と下端の主筋量のうち、いずれか大きい断面積の 1/4 以上とする。3、4 級については 2 12 以上とする。
- 2 1、2 級であるフレームで柱を貫通する梁主筋の直径は、矩形断面柱については、主筋方向の柱断面サイズの 1/20 以下とする。また円形断面柱については、梁の主筋方向における柱断面弦長の 1/20 以下とする。

第 6.3.5 条 梁端部のフープ筋密集区間におけるフープ筋間隔について、1 級では 200mm 以下かつフープ筋直径の 20 倍以下、2、3 級では 250mm 以下かつフープ筋直径の 20 倍以下、4 級では 300mm 以下としなければならない。

第 6.3.6 条 柱断面サイズについては、次に定めるところによらなければならない。

- 1 断面の幅および高さはそれぞれ 300mm 以上、また円柱の直径は 350mm 以上としなければならない。
- 2 せん断スパン比は 2 より大きくしなければならない。
- 3 断面の長辺と短辺の辺長比は、3 以下としなければならない。

第 6.3.7 条 柱軸力比は、表 6.3.7 に規定される限界値を超えてはならない。 類地に建造される高層建築にあつては、柱軸力比の限界値は適宜低減しなければならない。

表 6.3.7 柱軸力比の限界値

構造タイプ	耐震等級		
	1	2	3
フレーム構造	0.7	0.8	0.9
フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁およびチューブ	0.75	0.85	0.95
部分フレーム支持耐震壁	0.60	0.70	

注：1 軸力比とは、柱構造の設計用軸力と、柱の総断面積にコンクリートの圧縮強度設計値を乗じた数値との比率を言う。地震作用の計算を行わなくてもよい構造である場合は、地震作用を含まない設計用軸力を用いること。

2 表内の限界値は、2 を超えるせん断スパン比、ならびにコンクリートの強度等級が C 60 以下の柱に適用する。せん断スパン比が 2 以下の柱における軸力比の限界値については、表の数値を 0.05 引き下げる。せん断スパン比が 1.5 未満の柱における軸力比の限界値については、専門的な調査検討に基づき、特別な構造措置を講じること。

3 次の 3 つのケースのいずれかに該当する場合にあっては、軸力比の限界値については、0.10 を加えてよい。

- 1) 柱全体に複合フープ筋を採用し、クロスタイ間隔が 200mm 以下、フープ筋間隔が 100mm 以下、直径は 12mm 以上の場合
- 2) 柱全体に複合らせん型フープ筋を採用し、らせん間隔は 100mm 以下、クロスタイ間隔が 200mm 以下、直径は 12mm 以上の場合
- 3) 柱全体に連続複合長方形らせん型フープ筋を採用し、らせん純間隔は 80mm 以下、クロスタイ間隔が 200mm 以下、直径は 10mm 以上の場合

4 柱の断面中心部に中子主筋を付加する場合には、付加する主筋の総面積は柱断面積の 0.8% 以上とすることで軸力比の限界値に 0.05 を加えることができる。また、本項目の措置および注 3 の措置を同時に採用した場合は、軸力比の限界値に 0.15 を加えるものとするが、フープ筋の配筋特性値については、0.10 を加えた軸力比に基づき定めるものとしなければならない。

5 柱軸力比は 1.05 以下としなければならない。

#### 第 6.3.8 条 柱の鉄筋配置については、次に定めるところによらなければならない。

- 1 柱の主筋の最小総鉄筋比は表 6.3.8-1 に基づき定めるものとし、鉄筋比は全て 0.2% 以上としなければならない。類地に建造される高層建築については、表中の数値に 0.1 を追加しなければならない。

表 6.3.8-1 柱断面主筋の最小総鉄筋比 (%)

柱の種類	耐震等級			
	1	2	3	4
中柱および側柱	1.0	0.8	0.7	0.6
隅柱、支持フレーム支柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：HRB400 級の熱間圧延棒鋼を採用する場合には 0.1 を減じ、コンクリートの強度等級が C60 を超える場合には、0.1 を追加しなければならない。

2 柱のフープ筋は、規定の範囲内において密集配置し、密集区間のフープ筋の間隔と直径は、以下の要求を満たさなければならない。

1) 通常の場合、フープ筋の最大間隔および最小直径は、表 6.3.8-2 に基づき定めた数値としなければならない。

表 6.3.8-2 柱のフープ筋密集区域における最大間隔および最小直径

耐震等級	フープ筋の最大間隔 (小さい方の数値とする)(mm)	フープ筋の最小直径 (mm)
1	6d, 100	10
2	8d, 100	8
3	8d, 150 (柱脚は 100)	8
4	8d, 150 (柱脚は 100)	6 (柱脚は 8)

注：d は柱の主筋最小直径を表す。柱脚とはフレーム最下層における柱のはめ込み部位のことをいう。

2) 2 級であるフレーム柱のフープ筋直径は 10mm 以上とし、フープ筋の脚間が 200mm 以下の場合には、柱脚を除き、最大間隔を 150mm とすることができる。

3 級であるフレーム柱の断面サイズが 400mm 以下の場合、フープ筋最小直径は 6mm とすることができる。

4 級であるフレーム柱のせん断スパン比が 2 以下の場合、フープ筋直径は 8mm 以上としなければならない。

3) フレーム柱およびせん断スパン比が 2 以下の柱については、フープ筋の間隔を 100mm 以下としなければならない。

第 6.3.9 条 柱の主筋の配置については、次に定めるところによらなければならない。

1 対称に配置しなければならない。

2 断面サイズが 400mm を超える柱については、主筋間隔は 200mm 以下とする。

3 柱の総鉄筋比は 5% 以下とする。

4 せん断スパン比が 2 以下である 1 級の柱については、鉄筋比は 1.2% 以下とする。

5 側柱、隅柱および耐震壁端柱については、地震作用により偏心引張力が生じる場合においては、柱内主筋の総断面積は計算値に 25% を加えなければならない。

- 6 柱の主筋の結束および継ぎ手は、柱端部のフープ筋密集区間から離して配置しなければならない。

第6.3.10条 柱のフープ筋密集範囲については、次に定めるところによらなければならない。

- 1 柱端部については、断面高さ(円柱の場合は直径)柱の有効高さの1/6、500mmのうち、最大となる値を採用しなければならない。
- 2 1層の柱については、脚部からの範囲は、柱の有効高さの1/3以上とする。剛な地表面の場合は、地面の上下各500mmとしなければならない。
- 3 せん断スパン比が2以下の柱および充填壁の設置などにより柱の有効高さとして柱断面高さの比が4以下となる柱については、柱の全高としなければならない。
- 4 支持フレーム支柱に関しては、柱の全高としなければならない。
- 5 1級および2級であるフレームの隅柱については、柱の全高としなければならない。

第6.3.11条 柱のフープ筋密集区域におけるフープ筋のピッチについては、1級では200mm以下、2、3級では250mmとフープ筋直径の20倍のうちいずれか大きい数値以下とし、4級では300mm以下とする。主筋については、クロスタイは主筋を拘束するために二方向に配置し、複合フープ筋が使用されるときには、クロスタイはフープと主筋に緊結しなければならない。

第6.3.12条 柱のフープ筋密集区間における体積あたりのフープ筋鉄筋比は、次の式に基づき計算した数値としなければならない。

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (6.3.12)$$

ここに、 $\rho_v$ ：柱のフープ筋密集区域における体積あたりのフープ筋鉄筋比で、1級では0.8%以上、2級では0.6%以上、3、4級は0.4%以上としなければならない。複合フープ筋の体積あたりのフープ筋鉄筋比を計算する場合は、重複部分のフープ筋体積を差し引かななければならない。

$f_c$ ：コンクリート軸心の圧縮強度設計値で、強度等級がC35を下回る場合は、C35として計算しなければならない。

$f_{yv}$ ：フープ筋または引張鉄筋の引張強度設計値で、360N/mm<sup>2</sup>を超える場合は、360N/mm<sup>2</sup>として計算しなければならない。

$\lambda_v$ ：最小フープ筋特性値で、表6.3.12に基づき定めた数値とする。

表 6.3.12 柱のフープ筋密集区域におけるフープ筋の最小配筋特性値

耐震等級	フープ筋形式	柱軸力比								
		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
1	普通、複合	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23		
	らせん、複合または連続複合矩形らせん	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21		
2	普通、複合	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	らせん、複合または連続複合矩形らせん	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
3	普通、複合	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	らせん、複合または連続複合矩形らせん	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：1 普通フープ筋とは、単一の矩形フープ筋および単一の円形フープ筋のことを言う。複合フープ筋とは、矩形、多角形、円形のフープ筋、または引張鉄筋により構成されたフープ筋のことを言う。複合らせんフープ筋とは、らせんフープ筋および矩形、多角形、円形のフープ筋、または引張鉄筋により構成されたフープ筋のことを言う。連続複合矩形らせんフープ筋とは、全てのらせんフープ筋を一本の鉄筋として加工したフープ筋のことを言う。

2 支持フレーム支柱には、複合らせんフープ筋または複合フープ筋を用いる。当該フープ筋の最小配筋特性値については、表の数値に 0.02 を加えるものとし、体積あたりのフープ筋鉄筋比は、1.5%以上としなければならない。

3 せん断スパン比が 2 以下の柱については、複合らせんフープ筋または格子状複合フープ筋を採用し、体積あたりのフープ筋鉄筋比は 1.2%以上、烈度 9 の地域においては、1.5%以上としなければならない。

4 複合らせんフープ筋の体積あたりの鉄筋比を計算する場合には、非らせん部分のフープ筋体積に低減係数 0.8 を乗じなければならない。

第 6.3.13 条 柱のフープ筋非密集区間における体積あたりのフープ筋鉄筋比は、密集区間の 50% 以上としなければならない。フープ筋の間隔については、1、2 級であるフレーム構造の柱では、主筋直径の 10 倍以下、また 3、4 級であるフレーム構造の柱については、15 倍以下としなければならない。

第 6.3.14 フレーム接合部のコア部分におけるフープ筋最大間隔および最小直径については、本章第 6.3.8 条の規定に基づき求めた数値としなければならない。1、2、3 級であるフレーム

接合部のコア部分におけるフープ筋配筋特性値については、それぞれ、0.12、0.10、0.08 以上とし、体積あたりのフープ筋鉄筋比はそれぞれ 0.6%、0.5%、0.4%以上としなければならない。柱のせん断スパン比が2以下であるフレーム接合部のコア部分におけるフープ筋配筋特性値については、コア部分の上下柱端部におけるフープ筋配筋特性値のうち、いずれか大きい数値以上としなければならない。

## 6.4 耐震壁構造の構造規定

第 6.4.1 条 耐震壁の壁厚については、1、2 級である場合は 160mm 以上かつ層高の 1/20 以上としなければならない。3、4 級では 140mm 以上かつ層高の 1/25 以上としなければならない。最下層部の補強部位における壁厚については、1、2 級である場合は 200mm 以上かつ層高の 1/16 以上としなければならない。端部柱またはフランジ壁のない場合は、層高の 1/12 以上としなければならない。

第 6.4.2 条 耐震壁厚が 140mm を超える場合は、縦筋および横筋は複配筋としなければならない。複配筋間の緊結筋の間隔は 600mm 以下、直径は 6 mm 以上としなければならない。最下層補強部位における境界部材をまたがる緊結筋の間隔については、適切な密度を保持しなければならない。

**第 6.4.3 条 耐震壁の縦筋および横筋の配筋については、次に定めるところによらなければならない。**

- 1 1、2、3 級である耐震壁の垂直方向および水平方向に分布する鉄筋の最小鉄筋比は、等しく 0.25% 以上としなければならない。4 級耐震壁については、0.20% 以上としなければならない。鉄筋最大間隔は、300mm 以下、最小直径は 8 mm 以上としなければならない。
- 2 部分フレーム支持耐震壁構造の耐震壁最下層部における補強部位については、縦方向および横方向に分布する鉄筋比をそれぞれ 0.3% 以上、鉄筋間隔は 200mm 以下としなければならない。

第 6.4.4 条 耐震壁の縦筋および横筋の直径は、壁厚の 1/10 以下としなければならない。

第 6.4.5 条 1 級および 2 級である耐震壁については、最下層補強部位における重量代表値作用時の壁脚部軸力比を、1 級(列度 9 の地域)では 0.4 未満、1 級(列度 8 の地域)では 0.5 未満、2 級では 0.6 未満としなければならない。

第 6.4.6 条 耐震壁の両端および開口両側には境界部材を設置し、次に定めるところによらなければならない。

- 1 耐震壁構造については、1、2 級である耐震壁の最下層部の補強部位および隣接する上層には、本章第 6.4.7 条に基づき、拘束境界部材を設置しなければならない。ただし、壁脚最下層部断面における重量代表値作用時の軸力比が表 6.4.6 の規定値を下回る場合には、本章第 6.4.8 条に基づき、構造境界部材を設置しなければならない。

表 6.4.6 耐震壁に設置する構造境界部材の最大軸力比

等級と烈度	1 級 ( 烈度 9 )	1 級 ( 烈度 8 )	2 級
軸力比	0.1	0.2	0.3

- 2 部分フレーム支持耐震壁構造については、1、2 級である地面までの連層耐震壁の最下層部における補強部位および隣接する上層部の両端に境界拘束部材に適したフランジ壁または柱を設置しなければならない。また開口の両側に境界拘束部材を設置しなければならない。非連層の耐震壁については、最下層部の補強部位および隣接する上層部の壁脚両端に境界拘束部材を設置しなければならない。
- 3 1、2 級である耐震壁のその他の部位および3、4 級である耐震壁については、本章第 6.4.8 条に基づき構造境界部材を設置しなければならない。

第 6.4.7 条 耐震壁の境界拘束部材には、埋込型柱、端部柱およびフランジ壁が含まれる( 図 6.4.7 )。境界拘束部材は壁脚の長さおよびフープ筋配筋特性値に鑑み、表 6.4.7 の要求を満たさなければならない。1、2 級である耐震壁の境界拘束部材については、フープ筋の設置範囲内( 図 6.4.7 中の陰影部分 )における主筋鉄筋比を、それぞれ 1.2%、1.0% 以上としなければならない。

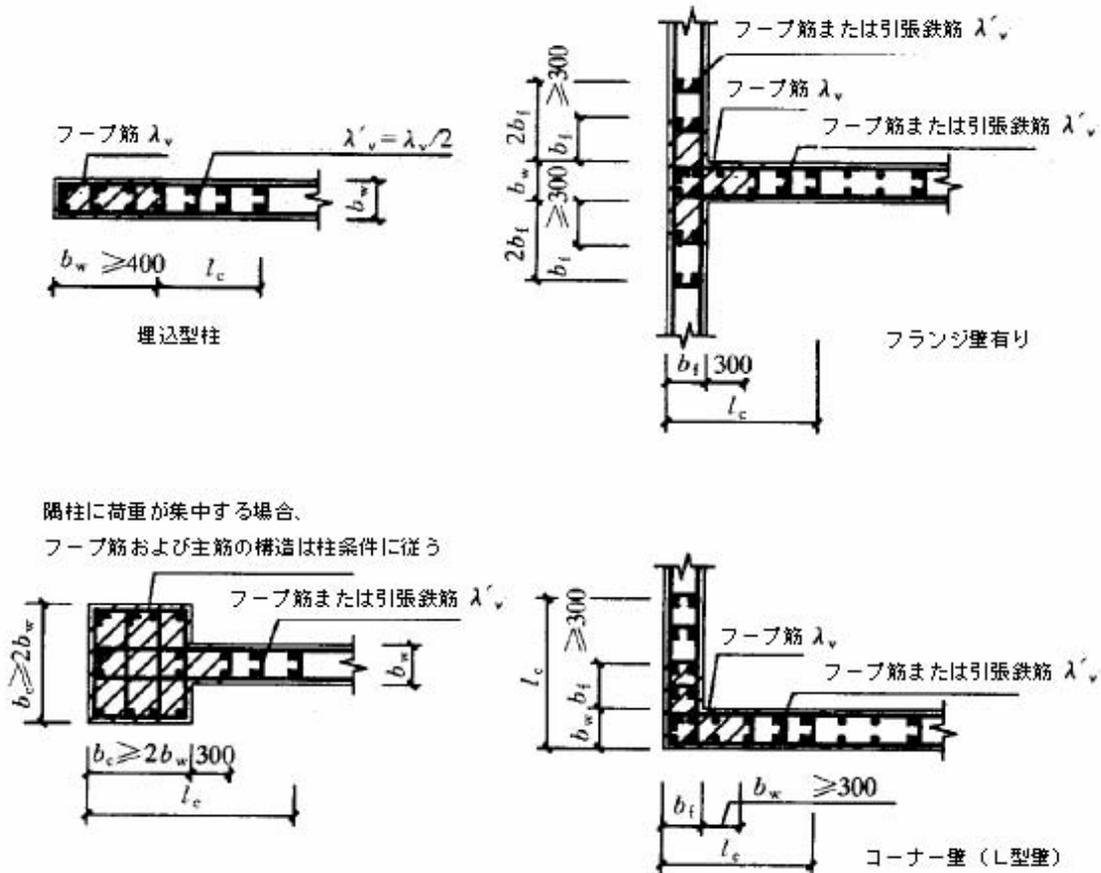


図 6.4.7 耐震壁の境界拘束部材

表 6.4.7 境界拘束部材の範囲 $l_c$  およびフープ筋配筋特性値 $\lambda_v$

項目	1 級 ( 烈度 9 )	1 級 ( 烈度 8 )	2 級
$\lambda_v$	0.2	0.2	0.2
$l_c$ ( 埋込型柱 )	$0.25 h_w$	$0.20 h_w$	$0.20 h_w$
$l_c$ ( フランジ壁または隅柱 )	$0.20 h_w$	$0.15 h_w$	$0.15 h_w$

注：1 耐震壁のフランジ壁長さが厚さの 3 倍未満、または隅柱断面の短辺長さが壁厚さの 2 倍未満の場合は、フランジ壁なし、または隅柱なしとみなす。

2  $l_c$  は、壁脚に沿った境界拘束部材の長さを表し、表中数値、 $1.5 h_w$ 、450mm のうち、いずれか大きな数値以上としなければならない。フランジ壁または端部柱を有する場合は、フランジ壁厚さ、または壁脚方向に沿った隅柱断面高さに 300mm を追加した数値以上としなければならない。

3  $\lambda_v$  は、境界拘束部材のフープ筋配筋特性値を表し、鉄筋比を計算する場合に、フープ筋、または引張鉄筋の引張強度設計値が  $360\text{N}/\text{mm}^2$  以上である時は、 $360\text{N}/\text{mm}^2$  として計算を行わなければならない。垂直方向に沿ったフープ筋、または引張鉄筋の間隔については、1 級では 100mm 以下、2 級では 150mm 以下としなければならない。

4  $h_w$  は、耐震壁の壁脚長さを表す。

第 6.4.8 条 耐震壁における構造境界部材の範囲については、図 6.4.8 に定めるところによる。構造境界部材の配筋は、曲げ耐力に関する規定および表 6.4.8 に定めるところによらなければならない。

表 6.4.8 耐震壁における構造境界部材の配筋要求

耐震等級	最下層補強部位			その他部位		
	主筋最小量 ( 大きい方の数値とする )	フープ筋		主筋最小量	引張鉄筋	
		最小直径 ( mm )	垂直方向最大間隔 ( mm )		最小直径 ( mm )	垂直方向最大間隔 ( mm )
1	$0.010A_c, 6 \quad 16$	8	100	6 \quad 14	8	150
2	$0.008A_c, 6 \quad 14$	8	150	6 \quad 12	8	200
3	$0.005A_c, 4 \quad 12$	6	150	4 \quad 12	6	200
4	$0.005A_c, 4 \quad 12$	6	200	4 \quad 12	6	200

注：1  $A_c$  は境界部材における縦方向構造鉄筋による埋込型柱または端部柱の面積であり、図 6.4.8 に示す耐震壁断面の陰影部分のことである。

2 その他部位については、水平緊結筋の間隔は主筋間隔の 2 倍以下とし、隅角部にはフープ筋を使用しなければならない。

3 端部柱が集中荷重を受ける場合、主筋、フープ筋の直径および間隔は関連する柱の条件を満たさなければならない。

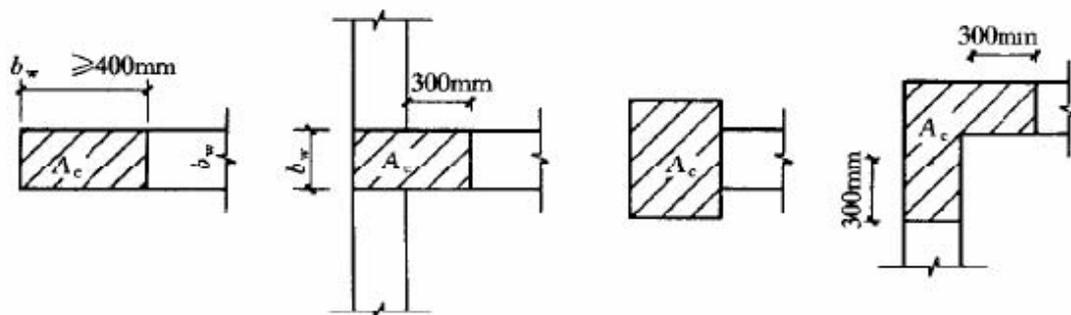


図 6.4.8 耐震壁における境界構造部材の範囲

第 6.4.9 条 耐震壁の壁脚長さが、壁厚の 3 倍以下の場合には、柱の条件に基づき設計を行い、フープ筋を壁高さ方向に配置しなければならない。

第 6.4.10 条 1、2 級である耐震壁における桁高比が 2 以下、かつ壁厚が 200mm 以上の場合の連結梁については、通常フープ筋のほか、斜めに交差する構造鉄筋を、設置しなくてはならない。

第 6.4.11 条 最上層連結梁の主筋のアンカー長の範囲内において、フープ筋を設置しなければならない。

## 6.5 フレーム耐震壁構造の構造規定

第 6.5.1 条 耐震壁厚は 160mm 以上、階高の  $1/20$  以上としなければならない。最下層部の補強部位における耐震壁厚は 200mm 以上、階高の  $1/16$  以上としなければならない。耐震壁周辺には、梁（または埋込型梁）および端部柱で構成されたフレームを設置しなければならない。隅柱の断面は同層のフレーム柱と同一とするのが望ましく、本章第 6.3 節のフレーム柱に対する要求を満たさなければならない。耐震壁最下層部の補強部位における端部柱および耐震壁開口部に緊結する端部柱については、柱のフープ筋密集区域に対する規定に従い、柱全体にフープ筋を緊密に配筋しなければならない。

第 6.5.2 条 耐震壁の縦筋および横筋については、鉄筋比をともに 0.25% 以上とし、かつ複配筋としなければならない。また配筋間の緊結筋の間隔は 600mm 以下、直径は 6 mm 以上としなければならない。

第 6.5.3 条 フレーム耐震壁構造のその他の詳細設計は、本章第 6.3 節、第 6.4 節のフレームおよび耐震壁に対する規定によらなければならない。

## 6.6 スラブ・柱・耐震壁構造の構造規定

第 6.6.1 条 スラブ・柱・耐震壁構造の耐震壁については、本章第 6.4 節の関連する構造規定によらなければならない。最下層面補強部位および隣接する上層部については、本章第 6.4.7 条に基づき境界拘束部材を設置し、またその他部位については、第 6.4.8 条に基づき構造境界部材を設置しなければならない。柱（耐震壁端部柱を含む）については、本章第 6.3 節のフレーム柱の構造規定によらなければならない。

第 6.6.2 条 建物周辺、建物およびエレベーター開口部周辺には梁フレームを採用しなければならない。

第 6.6.3 条 烈度 8 の地域においては、副木または柱キャップを有するスラブ・柱接合部構造を採用しなければならない。副木または柱キャップ・脚部の厚さ（板厚を含む）は、柱の主筋直径の 16 倍以上としなければならない。副木または柱キャップ部分の辺長は、板厚の 4 倍および柱断面に相応する辺長の総和以上としなければならない。

第 6.6.4 条 建物の屋根および地下 1 階の天板には、梁スラブ構造を採用しなければならない。

第 6.6.5 条 スラブ・柱・耐震壁構造の耐震壁は、構造物における全ての地震作用を負担するものとしなければならない。また各層のスラブ・柱部分は、計算条件を満たさなければならない。各層における総地震作用の 20% 以上を負担するものとしなければならない。

第 6.6.6 条 地震作用下において、等価平面フレームに基づきスラブ・柱構造を解析する場合における等価梁幅は、等値平面フレームにおける垂直方向の柱間隔の 50% としなければならない。

第 6.6.7 条 柱キャップのないフラットスラブでは、柱上に埋込型構造梁を設置しなければならない。その埋込型梁幅は、柱幅と同一とし、柱の両側においていずれも板厚の 1.5 倍以下としなければならない。埋込型梁の支持部上部における鉄筋面積は、柱における鉄筋面積の 50% 以上とし、埋込型梁の下部の鉄筋面積は、上部の鉄筋面積の 1/2 以上としなければならない。

第 6.6.8 条 柱キャップのない柱上のスラブ底の鉄筋の重ね継ぎ手長さは、柱面からのアンカー筋

長さの2倍を超えなければならず、鉄筋端部にスラブ面に直交するフックを有しなければならない。

第6.6.9条 二つの主軸方向に沿って柱断面のスラブ底を通過する連続鉄筋の総断面積は、以下の条件の要求を満たさなければならない。

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (6.6.9)$$

ここに、 $A_s$  : スラブ底の連続鉄筋の総断面積

$N_G$  : 当該層のスラブ重量代表値作用下における設計用柱軸力

$f_y$  : スラブ鉄筋の引張強度設計値

## 6.7 チューブ構造の構造規定

第 6.7.1 条 フレームコアチューブ構造は、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 コアチューブとフレーム間の床面には、梁スラブ構造を採用しなければならない。
- 2 烈度 9 未満の地域において張り出し部材による層補強を採用する場合には、張り出し部材の大梁またはトラスがコアチューブ内の壁脚を貫通しなければならない。大梁またはトラスと周辺のフレーム柱の連結には、ヒンジ連結、または半剛性連結を採用しなければならない。
- 3 構造全体の解析では、張り出し部材の変形の影響も算入しなければならない。
- 4 烈度 9 の地域においては、張り出し部材による層補強を採用してはならない。
- 5 建設工程および連結の構造においては、温度や軸圧縮力による垂直変形に伴う、張り出し部材による層補強に及ぼす影響を低減する措置を講じなければならない。

第 6.7.2 条 フレームコアチューブ構造のコアチューブ、ダブルチューブ構造の内側チューブの耐震壁については、本章第 6.4 節の関連規定を満たさなければならない。耐震壁厚、垂直方向および水平方向に分布する鉄筋については、本章第 6.5 節の規定を満たさなければならない。チューブ最下層部の補強部位および隣接する上層部については、その壁厚を変更してはならない。

1、2 級であるチューブ角部の境界部材については、次の補強を行う。最下層補強部位については、境界拘束部材の壁脚に沿った長さを壁脚断面高さの  $1/4$  とし、境界拘束部材の範囲内全体にフープ筋を配筋しなければならない。最下層補強部位以上の全高範囲内においては、本章の図 6.4.7 の隅角壁に基づき、境界拘束部材を設置しなければならない。境界拘束部材の壁脚に沿った長さは、壁脚断面高さの  $1/4$  としなければならない。

第 6.7.3 条 内チューブのドア開口部は隅角部を避けるのが望ましい。

第 6.7.4 条 床梁は、内側チューブまたはコアチューブの隅角部に集中させてはならない。また、開口部の連結梁上に集中させてもならない。内チューブまたはコアチューブ内の床梁のサポート位置は、埋込型柱上に設置しなければならない。

第 6.7.5 条 1、2 級であるコアチューブおよび内チューブ中の桁高比が 2 以下の連結梁については、梁幅が 400mm 以上の場合に、交差式埋込型柱配筋を採用し、総せん断力を、埋込型柱配筋で担保しなければならない。またフレーム梁構造の規定に従って普通フープ筋を設置しなければならない。梁断面幅が 200mm 以上かつ 400mm 未満の場合には、普通フープ筋以外にも、別途、交差式鉄筋を設置しなければならない。

第 6.7.6 条 チューブ構造の層の連結部分の耐震設計については、本基準の付録 E . 2 による。