

終局耐震性を検討するという立場をとり、大地震時の地震力を地盤ごとに速度応答スペクトルの形で与えている。塑性変形の推定は層ごとにエネルギー一定則を適用して行う。

第2案は、中地震に対する許容応力度弾性設計と大地震に対する弾塑性変形の検討を一貫した形で与えている。地震力はベースシア係数スペクトルで規定される。中地震に対する設計では、弾性限層間変形をあらかじめ想定して弾性限界層せん断力を求める。大地震時の塑性変形推定にはエネルギー一定則を用いている。

1977年(昭和52年)に建築学会より刊行された“地震荷重と建築構造の耐震性”では、この二つの案の解説、ならびに各構造種別ごとの問題点と具体的な骨組例の耐震性検討の結果(第1案による)が示された^{第9章[1]}。

(3) 耐震診断

1968年の十勝沖地震を契機として、低層鉄筋コンクリート造の既存建物について、実際の部材寸法、断面にもとづいて骨組の終局保有耐力や塑性変形能力を算定し、それが大地震のときにどの程度安全かを評価する手法(耐震診断法)が各方面で研究された。作用震力としては弾性で1G程度が想定され、柱や壁の水平断面積にもとづいた簡単な方法(1次診断)から、各部材の曲げ、せん断強度、破壊形式によるじん性の相異などを考慮した精算法(2次、3次診断)まで、いくつかのレベルが考えられた^{[26][27]}。

1977年には、岡田恒男らにより、鉄筋コンクリートについて統一的な耐震診断基準および改修設計指針がまとめられ、一貫した定量的な評価ができるようになった^[24]。また、1978年には、鉄骨造の耐震診断基準および改修設計指針が発表された^[25]。1981年の新耐震設計法の施行により、新築される建築物の耐震性は格段に向上したが、施行以前の旧基準法による建物の耐震性能が課題として残った。

1995年の阪神・淡路大震災では、1981年以前の旧基準による建物と以後の新基準による建物の被害率の違いが明確に示された。このため、同年には「建築物の耐震改修の促進に関する法律」(耐震改修促進法)が施行され、81年以前の旧基準による学校・病院など多くの人々が利用する特定建築物については、耐震診断・改修が努力義務となった。その後、耐震診断・改修は全国で進み、2010年には特定建築物の耐震化率は約80パーセントになった。2013年には耐震促進法が改正され、旧基準による建物のすべてに対して耐震化が努力義務となった。また、不特定多数が利用する病院・店舗・旅館などや、避難弱者が利用する学校・老人ホームなどの建物については耐震診断の義務化とその公表が定められた。また、自治体が指定する避難路沿道の建物や防災拠点建物についても同様の義務付けが定められた。

(4) 新耐震設計法(許容応力度等計算・保有水平耐力計算)

1972年(昭和47年)から1977年(昭和52年)の5年間にわたって、建設省は大規模な研究プロジェクト(“建設技術総合プロジェクト”)を実施し、その成果にもとづいて1977年に土木および建築構造物の新しい耐震設計法の考え方を“新耐震設計法(案)”にまとめた^[23]。

1980年7月には建築基準法施行令が改正され、また同年11月にはこれに関する告示が出され、いずれも1981年6月より施行された。この改正により、わが国の耐震規定は動力学的な考え方を大幅に取り入れることとなった。

新耐震規定の基本的な考え方は、「①中地震に対する許容応力度設計、②大地震に対する終局耐震性の検討の2段階によって建物の耐震安全性を確保する」というものである。

2000年には、新たに限界耐力計算が導入された。2005年に耐震偽装事件が起こり、2007年には基準法・告示などが改正され、耐震計算の方法などについていくつかの変更がなされた。新しい規定における耐震計算のフローチャートを図10.13に示す。なお、これらの主体構造の耐震性検討とともに、非耐力壁、2次部材、内・外装、設備機器など、建物全体についての総合的な耐震安全性の検討が必要である。

高さ60mを超える高層建物については、国土交通大臣が認める方法により、時刻歴応答解析などを含む詳細な耐震計算で、耐震安全性を確認する。

高さ60m以下の建物に対しては、一次設計(許容応力度設計)を行った後、許容応力度等計算(ルート②)および水平保有耐力計算(ルート③)により、耐震安全性の検討(二次設計)を行う。

なお、小規模の建物で、構造種別ごとに定められた諸規定を満たすものについては、二次設計を行わなくてもよい。(ルート①)。

高さ60m以下で、31mを超える建物の耐震安全性の確認には、保有耐力計算(ルート3)が用いられる。高さ31m以下の建物については、形状制限(剛性率、偏心率、塔状比)を満たす場合は許容応力度等計算(ルート②)が用いられ、形状制限を満たさない場合は、保有水平耐力計算(ルート③)が適用される。また、形状制限を満たす建物であっても、設計者の判断により、ルート③を選択する。

限界耐力計算は、高さ60m以下のすべての建物に適用できる。一次設計(許容応力度、中地震時)に対応する損傷限界状態と、二次設計(大地震時)に対応する安全限界状態の検討を行う。その内容については(5)項で説明する。

以下では、許容応力度設計、許容応力度等計算(ルート①、ルート②)および保有水平耐力計算(ルート③)の手順について述べる。

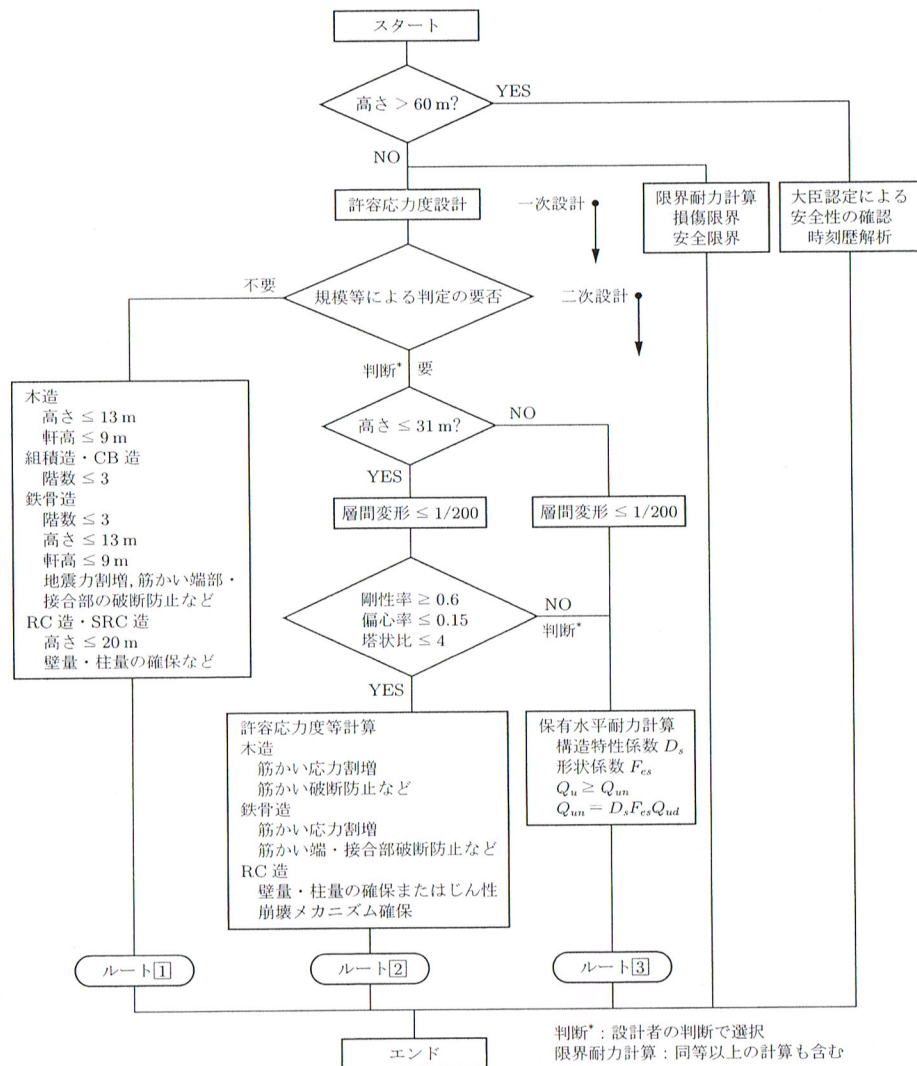


図 10.13

●一次設計（許容応力度設計）

比較的頻度の多い中地震に対しては、建物が降伏以前にとどまることを目標として、許容応力度設計により耐震安全性を確認する。これを一次設計という。一次設計で用いる地震力は、短周期の建物に対する応答ベースシア係数の標準値を 0.2 として定める。この値は、従来の震度 0.2 で設計された建物が、中地震であまり被害がなかったことから経験的に定められたものである。地動加速度で考えると、応答倍率を 2～3 前

後と仮定して、ほぼ 80～100 Gal 程度に相当するだろう。

一次設計用の層せん断力係数 C_i は、次の式により与えられる。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (10.14)$$

Z は地震地域係数であり、図 10.3 にもとづいてこれを行政区分により修正したものが、建設省告示（第 1621 号、昭和 54 年 4 月より施行）によって定められている（図 10.14）。

R_t は、建物の固有周期 T による地震力の違いと、建物の建つ地盤の性質による地震力の違いを組み合わせで表した振動特性係数であり、種々の地盤における強震記録の加速度スペクトルの性質を参照して定められたものである（図 10.15）。

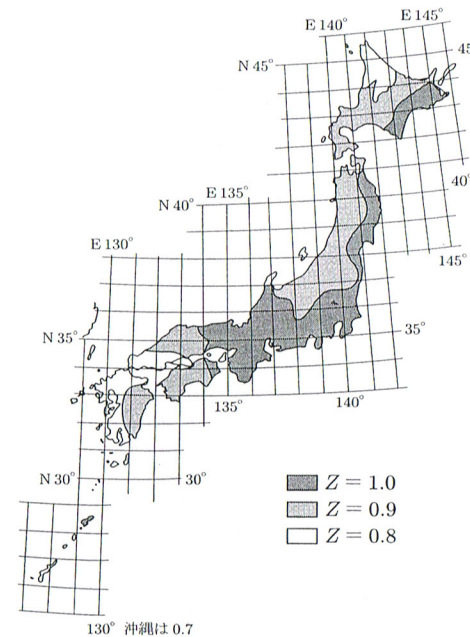


図 10.14

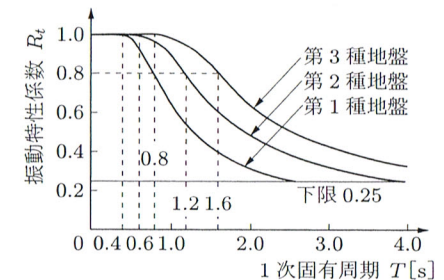


図 10.15

図 10.15 からわかるように、長周期になるほど地震力は低下するが、その低下のしかたは地盤の硬軟（第1種～第3種）により異なり、軟らかい地盤ほど長周期での震力は大きい（表 10.2）。なお、長周期建物の設計などに利用する場合、 R_t の値は一定の値（0.25）を下回らないようにするのがよい。

$$R_t = \begin{cases} 1 & (T < T_c) \\ 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 & (T_c \leq T < 2T_c) \\ 1.6T_c/T & (2T_c \leq T) \end{cases} \quad (10.15)$$

表 10.2

	地盤種別	T_c
第1種	岩盤、硬質砂礫層その他主として第3紀以前の地層によって構成されているもの、または地盤周期等についての調査もしくは研究の結果にもとづき、これと同程度の地盤周期をもつと認められたもの。	0.4
第2種	第1種および第3種地盤以外のもの。	0.6
第3種	腐植土、粘土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合はこれを含む）で、その深さがおおむね30m以上のもの、沼沢、泥海などを埋め立てた地盤の深さがおおむね3m以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね30年経過していないもの、または地盤周期についての調査もしくは研究の結果にもとづき、これらと同程度の地盤周期をもつと認められるもの。	0.8

T (単位 s) は建物の設計用 1 次固有周期であり、次の式によって与えられる。

$$T = \begin{cases} 0.03h & (\text{鉄骨造}) \\ 0.02h & (\text{RC, SRC 造}) \end{cases} \quad (10.16)$$

ここで、 h : 建物高さ [m] である。

鉄骨造と RC, SRC 造が混在する場合には、次の式による。

$$T = (0.02 + 0.01\alpha)h \quad (10.17)$$

ここで、 α は柱、はりの大部分が鉄骨造である階（地階を除く）の高さの合計の全高さに対する比である。

なお、特別の調査、研究によって確かめられた場合は、式 (10.15) の 3/4 の値まで低減することができる。

地盤種別の判定については、今後の研究が必要な面も多い。性質がよくわからない場合は安全側の第3種を用いることになるだろう。

次に、 A_i は層せん断力係数の建物高さ方向の分布を表す値で、次の式により与えられる。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \quad (10.18)$$

ここで、 α_i 、 T はそれぞれ次を表している。

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N w_j}{\sum_{j=1}^N w_j} : \text{最上階から } i \text{ 階までの重量の和を地上部分の全重量で割った値}$$

T : 設計用 1 次固有周期

図 10.16 は、式 (10.18) を T をパラメータとして図示したものである。

また、図 10.17 は、各階の重量がすべて等しい 5 階建て、10 階建て、20 階建ての

建物を考え、それぞれの 1 次固有周期を 0.5s, 1.0s, 2.0s と仮定したときの A_i の分布を示したものである。 A_i の値は最下層で 1.0 であり、上層に行くに従って大きな値をとる。また、長周期のものほど、上部での層せん断力係数が大きくなる。このような性質は、建物の応答せん断力の性質および大地震の際に、建物各層の塑性化がなるべく一樣になることなどを考えて定められたものである。

C_0 は標準せん断力係数で、一次設計に対しては 0.2 以上とする。

式 (10.14) で定められた地震力に対する骨組各部の応力を求め、部材断面の応力度を算定して、それらが許容応力度以内となることを確かめる。

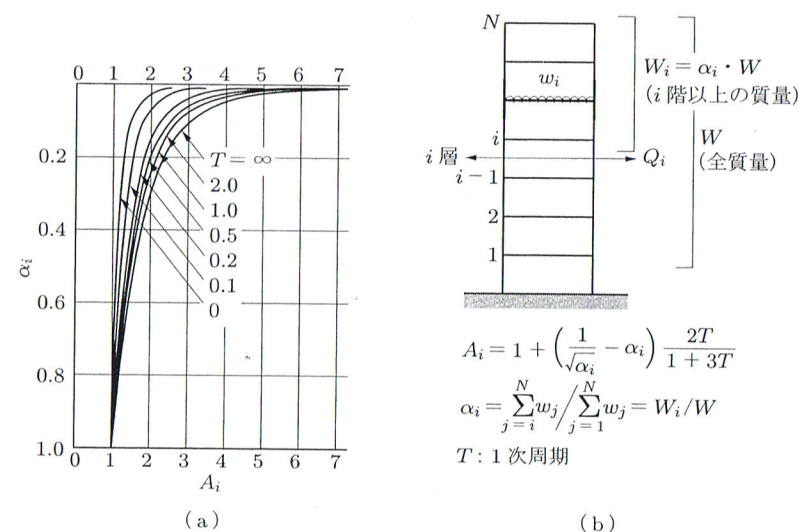


図 10.16

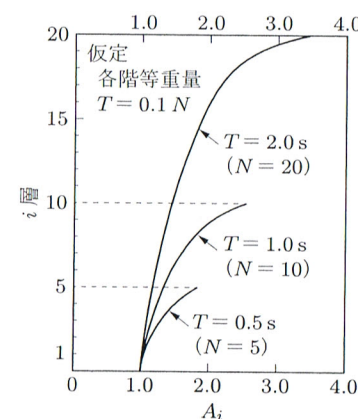


図 10.17

●二次設計を必要としない建物 (ルート [1])

一次設計に続く変形制限、形状制限、耐力・じん性の確保、大地震に対する保有水平耐力の検討などの一連の耐震性検討は二次設計とよばれる。しかし、次のような建物については、二次設計を行わなくてもよいことになっている。これは、各構造種別ごとにそれぞれ定められた耐震安全性に関する構造制限を満たしている場合には、過去の震害経験や調査・研究から、十分な耐震強度が期待できると考えられるからである。

- (i) 組積造、補強コンクリートブロック造 (ルート [1]) : 地階を除く階数が3階以下
 (ii) RC造またはSRC造 (ルート [1]) : 次の各項に該当するもの。

- 高さ 20 m 以下
- 地上部分の各階の耐力壁、ならびに構造耐力上主要な柱および耐力壁以外の RC 壁 (上端、下端が主要骨組に緊結されているもの) の水平断面積が、次の式を満たすもの。

$$\sum 2.5\alpha A_w + \sum 0.7\alpha A_c \geq ZW A_i \quad (10.19)$$

ここで、それぞれの変数は次のように定められている。

A_w : 当該階の耐力壁の計算方向の水平断面積 [mm²]

A_c : 当該階の柱および耐力壁以外の RC 壁の計算方向の水平断面積 [mm²]

W : 当該階より上の部分の建物の重量 [N]

A_i : 式 (10.18), Z : 図 10.14

α : コンクリートの設計基準強度 F_c による割増係数

$$\alpha = \begin{cases} 1 & (F_c < 18 \text{ N/mm}^2) \\ \sqrt{\frac{F_c}{18}} & (F_c \geq 18 \text{ N/mm}^2, \text{ ただし } \alpha \leq \sqrt{2}) \end{cases}$$

式 (10.19) は、図 10.11 の志賀マップ上で十分安全と考えられる領域に対応している。なお、この式の根拠となる図 10.11 および式 (10.10) では、 A_w および A_c の単位を cm²、重量の単位を kN で表しているが、式 (10.19) では、 A_w および A_c の単位を mm²、重量の単位を N で表していることに注意する (図 10.20 参照)。

- 部材のせん断設計 (割増考慮)

(iii) 鉄骨造 (ルート [1]) : 次の条件に該当するもの

- 地階を除く階数が3以下
 - 高さ 13 m 以下で、かつ軒の高さが 9 m 以下
- 鉄骨造では、スパンにより2種類のルートがある。

ルート [1-1] :

- 架構を構成する柱のスパンが 6 m 以下
- 延べ面積が 500 m² 以内
- 標準せん断力係数 $C_0 \geq 0.3$ として許容応力度計算
- 水平力を負担する筋かいの端部および接合部の破断防止

その他の場合については、建設省告示第 1790 号などに示されている。

- 冷間成形角形鋼管柱の応力割増

ルート [1-2] :

- 階数 2 以下
- スパン 12 m 以下
- 延べ面積 500 m² 以下 (平屋 3000 m² 以下)
- $C_0 \geq 0.3$ として許容応力度計算
- 筋かい端部・接合部の破断防止、局部座屈などの防止、冷間成形角形鋼管柱の応力割増
- 偏心率 ≤ 0.15 (満たさない場合は水平保有耐力計算へ)

●変形制限

前項に適合する二次設計の不要な建物以外の建物については、許容応力計算および保有水平耐力計算とも、まず一次設計用の地震力に対して、建物各階の層間変形角 γ_i が 1/200 (非構造材に著しい損傷の生じないことが確められる場合には 1/120) 以下となることを確める。これは、地震時に外壁仕上、間仕切その他の建築機能にかかわる部分が、過大な変形による損傷をこうむることがないように、骨組に適切な剛性を確保するための規定と考えられる。各層の層間変形 δ_i および層間変形角 γ_i は、建物各層の水平抵抗要素の剛性が与えられている場合には、次式で求められる。

$$\delta_i = Q_i / \sum K_i \quad (10.20)$$

$$\gamma_i = \frac{\delta_i}{h_i} \quad (10.21)$$

ここで、 Q_i 、 h_i 、 $\sum K_i$ はそれぞれ次を表している。

Q_i : 一次設計用 i 層せん断力, h_i : i 層高さ

$\sum K_i$: i 層の水平抵抗要素の検討方向の層剛性の総和

●形状制限

高さ 31 m 以下の建物については、建物の高さ方向の剛性分布を表す剛性率、および建物の剛性や質量の平面的な分布の偏りを表す偏心率の検討を行う。

建物の高さ方向の剛性分布が滑らかでなく、たとえばピロティなどのようにある階の剛性がきわめて小さい場合は、その階に過大な変形が生じ、被害が集中するおそれがある。また、建物の剛性の中心と質量の中心が著しく異なるとねじれ振動が生じ、剛性が軟らかい側の骨組に過大な変形が生じるおそれがある。このような剛性の高さ方向、平面内の不均一な分布にもとづく被害を防止しようというのが、剛性率、偏心率などの形状制限である。

(i) 剛性率

各階の剛性率 R_s を次の式により求め、それらが 0.6 以上であることを確認する。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s} \geq 0.6 \quad (10.22)$$

ここで、 r_s 、 $\bar{r}_s$ はそれぞれ次を表している。

$$r_s = \frac{1}{\gamma_i} = \frac{h_i}{\delta_i} : \text{各階の層間変形角（前項で求めたもの）の逆数}$$

$$\bar{r}_s : r_s \text{ の相加平均 } \left(= \sum_{i=1}^N r_{si} / N \right)$$

(ii) 偏心率

各階の偏心率 R_e を次の式により求め、それらが 0.15 を超えないことを確認する。

$$R_e = \frac{e}{r_e} \leq 0.15 \quad (10.23)$$

ここで、 e 、 r_e はそれぞれ次を表している。

e : 各階の重心と当該各階の剛心の距離の検討方向と直角方向の成分（偏心距離）（図 10.18 において、 x 方向を検討する場合には e_y 、 y 方向を検討する場合には e_x 、各層の重心は、その層より上に作用する地震力の合力の作用位置）

r_e : 各階の剛心まわりのねじれ剛性を検討方向の剛性で割った値の平方根（弾力半径）

層の剛心 C の位置は、任意に設定した座標系 (x, y) に対して、次の式により定められる（図 10.18）。

$$\left. \begin{aligned} x_c &= \sum_i K_{yi} \cdot x_i / \sum_i K_{yi} \\ y_c &= \sum_i K_{xi} \cdot y_i / \sum_i K_{xi} \end{aligned} \right\} \quad (10.24)$$

ここで、 K_{xi} 、 y_i 、 K_{yi} 、 x_i はそれぞれ次を表している。

K_{xi} 、 y_i : 当該階の i 番目の耐震要素の x 方向層剛性（横力分布係数）およびその y 座標位置

K_{yi} 、 x_i : 当該階の i 番目の耐震要素の y 方向層剛性（横力分布係数）およびその x 座標位置

よって、偏心距離は重心の座標を (x_s, y_s) とすれば

$$e_x = |x_c - x_s|, \quad e_y = |y_c - y_s| \quad (10.25)$$

となる。また、弾力半径 r_e は次の式により定めることができる。

$$r_e = \sqrt{K_c / \sum K} \quad (10.26)$$

$\sum K$ は検討方向の剛性の総和（ $\sum_i K_{xi}$ または $\sum_i K_{yi}$ ）である。 K_c は剛心に対するねじれ剛性で、次の式により定められる（図 10.19）。

$$K_c = \sum_i K_{xi} \cdot y_i'^2 + \sum_i D_{yi} \cdot x_i'^2 \quad (10.27)$$

ここで、 K_{xi} 、 y_i' 、 K_{yi} 、 x_i' はそれぞれ次を表している。

K_{xi} 、 y_i' : 当該階の i 番目の x 方向層剛性および剛心座標系における y' 座標位置

K_{yi} 、 x_i' : 当該階の i 番目の y 方向層剛性および剛心座標系における x' 座標位置
なお、式 (10.23) の R_e は、9.4 節の記号を用いれば、 $\bar{e}/\bar{j}$ に相当する値である。

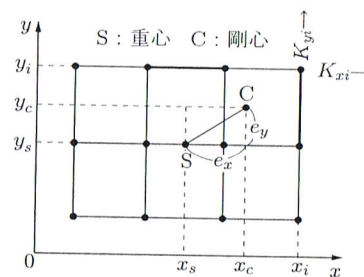


図 10.18

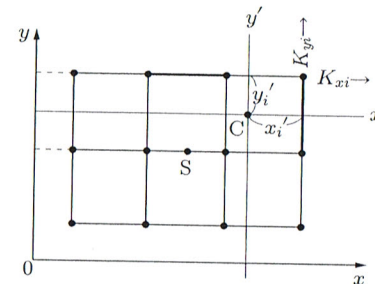


図 10.19

(iii) 耐力，じん性の確保（ルート②）

前記の二つの形状制限（剛性率，偏心率）に関する規定を満足するとともに、次に示すような構造上の要求を満たす 31 m 以下の建物については、保有水平耐力の検討による大地震時の安全性の確認を行わなくてもよいことになっている。

RC 造，SRC 造の場合 次の三種類のルートである。

ルート ②-1 :

- 各階の RC または SRC 造の耐力壁，柱および耐力壁以外の壁（上，下端が骨組

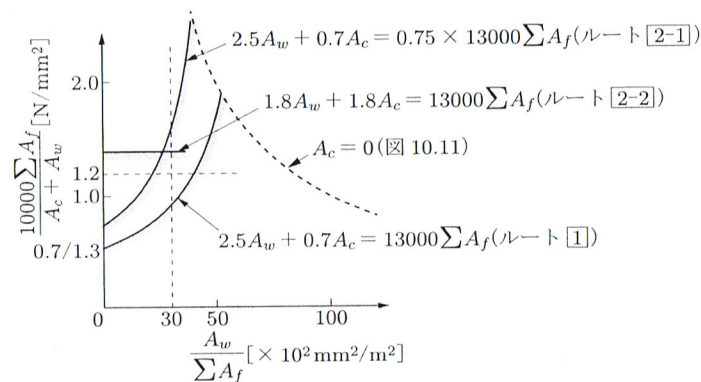


図 10.20

に緊結されているもの)の水平断面積が次の式を満たす。

$$\sum 2.5\alpha A_w + \sum 0.7\alpha A_c \geq 0.75ZW A_i \quad (10.28)$$

ここで、 A_w 、 A_c 、 Z 、 W 、 A_i の定義は式(10.19)と同じである。

ただし、SRC造の柱については上の式中の0.7を1.0とする。

- 部材のせん断設計(割増考慮)

ルート[2-2]:

- 各階のRCまたはSRC造の耐力壁、柱および耐力壁以外の壁(上、下端が骨組に緊結されているもの)の水平断面積が下の式を満たす。

$$\sum 1.8\alpha A_w + \sum 1.8\alpha A_c \geq ZW A_i \quad (10.29)$$

ここで、 A_w 、 A_c 、 Z 、 W 、 A_i 、 α の定義は式(10.19)と同じである。

ただし、SRC造の柱およびこれと緊結された耐力壁では1.8を2.0とする。

- 部材のせん断設計(割増考慮)

上記の壁・柱量に関する条件は、既往の震害解析により、建物の耐震性能が壁量と柱量によりおおまかに表せると考えて定められたものである。同様の考え方にもとづくルート[1]の条件式よりやや制限が緩くなっているのは、剛性率、偏心率などの形状制限による耐震性の向上とともに、骨組の塑性域におけるねばりも期待しているからである。したがって、耐力壁、柱、はりなどの骨組は、十分なじん性を持ち、最大耐力以後の変形により急激な耐力低下を生じないような構造とする配慮が必要である。

参考のため、式(10.19)、(10.28)、(10.29)の各式を志賀マップ上で示したものが、図10.20である。ただし、建物の延べ床面積を $\sum A_f$ [m^2]、建物の単位重量を 13000 [N/m^2]とし、 $Z=1$ 、 $A_i=1$ 、 $\alpha=1$ としている。

- 部材のせん断設計(割増考慮)

ルート[2-3]:

はり降伏先行型の全体崩壊メカニズムを保证することにより、耐震安全性を確保する。このルートは、降伏部位が十分な変形能力をもつことを前提としているので、部材の曲げじん性の確保やせん断破壊の防止について十分慎重な配慮が必要である。壁・柱量による制限はなく、比較的単純明快な部材配置で、壁の少ない構造を対象としている。一次設計用地震力に対してゆとりのない設計では、大地震に対して保有水平耐力が不足するため、十分な余裕のある設計とする必要がある。はり降伏を確保するため、柱耐力に余裕をもたせることも重要である。耐力壁の設計においても、設計せん断力の割増などの考慮が必要である。

ルート[2-3]では、法的には、一次設計およびじん性確保のための設計上の諸配慮が要求されているが、終局的な保有水平耐力の確認は求められていない。しかし、適切な計算手法を用いて保有水平耐力を求め、ルート[3]の D_s 値から定められる必要耐力と比較して、終局的な余裕度の把握しておくことが、非常に望ましい。

鉄骨造の場合 鉄骨造のルート[2]は1種類のみである。

ルート[2]:

- 水平力を負担する筋かいをもつ階において、筋かいの負担せん断力の当該階の一次設計層せん断力に対する比 β を求め、その階の筋かい、柱および上下はりの応力を $(1+0.7\beta)$ 倍(ただし、1.5倍を上限とする)して構造計算を行う。
- 筋かいの端部および接合部の破断防止
- 柱、はりおよび接合部の局部座屈、破断などによる急激な耐力低下防止・柱脚部の破断防止
- 冷間成形角型鋼管柱を用いたときのはり崩壊メカニズム確保
- 保有水平耐力計算(ルート[3])

31mを超え60mまでの建物および31m以下の建物で前項の形状制限および耐力・じん性の条件を満たさない建物については、骨組の保有終局層せん断力(保有水平耐力)を算定し、これを大地震時を対象とした設計層せん断力(必要水平耐力)と比較することにより、その耐震安全性を確認する必要がある(31m以下の建物で、前項ルート[2]の検討を行うかわりに、ルート[3]の保有耐力の検討を行ってもよい)。

保有耐力検討に用いる必要水平耐力は、大地震時に建物に生じる応答層せん断力を基本とし、これに許容しうる塑性変形量にもとづく低減や形状の不整による割増しを考慮したものである。大地震時のベースシア係数の標準値は、短周期建物に対し1.0以上とする。これは、地動加速度が300~400 Gal程度の地震に相当する。このような大きな地震では、建物には場合によってある程度の塑性変形を生じてもやむをえな

いと考えなければならない。

必要保有水平耐力 Q_{ud} は各層について次の式で与えられる。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (10.30)$$

ここで、 D_s 、 F_{es} 、 Q_{ud} はそれぞれ次を表している。

D_s ：構造特性係数 (式 (10.31))

F_{es} ：形状特性係数 (式 (10.33))

Q_{ud} ：大地震による層せん断力 (式 (10.34))

構造特性係数 D_s 第4章で学んだように、構造物に許容しうる塑性率を μ とするとき、エネルギー一定則 (図 4.30 (a) 参照) を仮定すれば、降伏耐力は弾性応答せん断力の $1/\sqrt{2\mu-1}$ だけあればよいことになる。この塑性応答の効果を構造特性係数として取り入れたことが、新規定の大きな特徴の一つである。

構造特性係数は、減衰の効果 β も同時に考慮して、次の式により定める。

$$D_s = \frac{\beta}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (10.31)$$

ここで、 μ 、 β はそれぞれ次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \mu &: \text{骨組の各階の許容塑性率} \\ \beta &= \frac{1.5}{1+10h}, \quad h: \text{減衰定数} \end{aligned} \right\} \quad (10.32)$$

許容塑性率 μ は、研究・実験などによることになるが、現状ではまだ資料が十分でない面もある。そのため、建設省告示 (1980 年) では、骨組の形式、性状に応じて表 10.3 のような値が示された。2007 年には基準法が改正され、規定が詳細になった。これを表 10.4 に示す。柱およびはり (FA~FD)、筋かい (BA~BD)、耐力壁 (WA~WD) などの個々の部材の塑性変形能力を部材種別として評価し、これらが含まれる割合から部材群としての性能 (A~D) をそれぞれ評価し、その組み合わせによって D_s 値を定めるようにしている。

なお、塑性の効果を考える場合、建物全体にわたってほぼ一様に塑性化することを前提にしているため、 D_s の値は各階であり差がないようにする必要がある。

表 10.3 1980 年建設省告示第 1792 号

(1) 鉄骨構造の D_s (旧)

架構の形式 架構の性状		①	②	③
		剛節架構またはこれに類する形式の架構	① 欄および③ 欄に掲げるものの以外	圧縮力を負担する筋かいによって水平力を負担する形式の架構のうち、当該筋かいの座屈による耐力の低下のおそれがあるもの、またはこれに類する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生じる応力に対して、局部座屈が著しく生じにくいことなどのため、塑性変形の度がとくに高いもの	0.25	0.3	0.35
(2)	(1) に掲げるもの以外のもので、架構を構成する部材に生じる応力に対して、局部座屈が生じにくいことなどのため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3)	(1) および (2) に掲げるもの以外のもので、架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して、当該部材に局部座屈が生じにくいことなどのため、耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4)	(1) から (3) までに掲げるもの以外のもの	0.4	0.45	0.5

(2) RC 構造等の D_s (旧)

架構の形式 架構の性状		①	②	③
		剛節架構またはこれに類する形式の架構	① 欄および③ 欄に掲げるものの以外	各階に生じる水平力のうち、当該階の耐力壁または筋かいによって大部分を負担する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生じる応力に対して、せん断破壊その他の耐力が急激に低下する破壊が著しく生じにくいことなどのため、塑性変形の度がとくに高いもの	0.3	0.35	0.4
(2)	(1) に掲げるもの以外のもので、架構を構成する部材に生じる応力に対して、せん断破壊その他の耐力が急激に低下する破壊が生じにくいことなどのため、塑性変化が高いもの	0.35	0.4	0.45
(3)	(1) および (2) に掲げるもの以外のもので、架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して、当該部材にせん断破壊が生じにくいことなどのため、耐力が急激に低下しないもの	0.4	0.45	0.5
(4)	(1) から (3) までに掲げるもの以外のもの	0.45	0.5	0.55

柱およびはりの大部分が鉄骨鉄筋コンクリート造である階にあっては、この表の各欄に掲げる数値から 0.05 以内の数値を引いた数値とすることができる。

形状特性係数 F_{es} 剛性がはかに比べて著しく小さい階や、剛性の平面的偏りが大きい階では、剛性率や偏心率に応じて、次のような割増係数を考慮する。

$$F_{es} = F_s \cdot F_e \quad (10.33)$$

ここで、 F_s 、 F_e は、それぞれ剛性率 R_s 、偏心率 R_e に応じて定まる補正係数で、表 10.5 に示すような値である。

保有耐力検討用の地震せん断力 Q_{ud} 一次設計用の層せん断力に準じた形で定められるが、標準せん断力係数 C_0 を 1.0 とする。

$$Q_{ud} = C_i \cdot W_i \quad (10.34)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (10.35)$$

ここで、 $C_0 \geq 1.0$ 、 W_i : i 階以上の部分の建物重量である。

一方、9.2 節で述べたように、建物骨組の終局強度解析にもとづき、ある終局崩壊形を想定して、建物の終局保有層せん断力、すなわち保有水平耐力 Q_u を推算することができる。保有水平耐力 Q_u の算定には、現在では静的増分解析を用いるのが一般的である。外力分布は A_i 分布にもとづいて定めることになる。この保有水平耐力 Q_u と式 (10.30) と式 (10.34) による必要保有水平耐力 Q_{un} とを各層で比較して、式 (10.36) により、建物の大地震時における安全性の検討を行う。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (10.36)$$

保有水平耐力計算は、建物の大地震時の挙動に関する有用な判断を与えるものである。検討にあたっては、解析上のさまざまな仮定を十分吟味し、建物の弾塑性域における挙動をイメージしながら、建物の終局耐震性について全体的な立場から判断を下すことが必要である。静的増分解析による場合は、その結果をよく検討し、骨組の塑性化がほぼ全層にわたって均等に進展していることを確かめる必要がある。塑性化が特定の層に集中する場合は、きわめて慎重な取り扱いが必要となるだろう。

●地下部分の地震力

建物の地下部分に作用する設計地震力は、震度の形で次の式により与えられる。

$$k \geq 0.1 \left(1 - \frac{H}{40} \right) \cdot Z \quad (10.37)$$

ここで、 k 、 H 、 Z はそれぞれ次を表している。

k : 水平震度

H : 建物地下部分の地盤面からの高さ [m] (20 m を超えるときは 20 m とする)

Z : 地震地域係数

すなわち、地下震度は地表で 0.1、20 m 以深で 0.05 とし、地表から -20 m までは直線補間とする。

表 10.4 2007 年改正 建設省告示第 596 号

(a) 鉄骨造の D_s

			柱およびはりの部材群としての種別			
			A	B	C	D
筋かいの部 材群として の種別	A または $\beta_u = 0$ の場合		0.25	0.3	0.35	0.4
	B	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.25	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.35
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.5
	C	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5

β_u : 筋かい（耐力壁を含む）の水平耐力の和を保有水平耐力の値で割った数値

筋かいの部材群としての種別 (A~C、表の縦軸) は、全体の筋かい耐力に対する種別ごとの筋かい耐力の割合 (γ_A 、 γ_C) から、次の種別判定表により定まる。

γ_A 、 γ_C の算定に必要な筋かい部材個々の塑性変形能力に関する種別 (BA~BC、 γ_A および γ_C の算定に必要な) は有効細長比 λ から定まる (詳細は基準法告示参照)。

柱およびはりの部材群としての種別 (A~D、表の横軸) は、全体の柱水平耐力に対する種別ごとの柱耐力の和の割合 (γ_A 、 γ_C) から、筋かいと同様に、種別判定法により定まる。

γ_A 、 γ_C の算定に必要な柱およびはり部材個々の塑性変形能力に関する種別 (FA~FD、 γ_A および γ_C の算定に必要な) は断面形状、鋼種、幅厚比 (径厚比)、崩壊形から定まる (詳細は基準法告示参照)。

部材群としての種別判定表

部材の耐力の割合	部材群としての種別
$\gamma_A \geq 0.5$ かつ $\gamma_C \leq 0.2$	A
$\gamma_C < 0.5$ (部材群としての種別が A の場合を除く)	B
$\gamma_C \geq 0.5$	C

(種別 D は基準法告示による)

ここで、

$$\gamma_A = \begin{cases} \text{(種別 BA の筋かいの耐力和)} / \text{(すべての筋かいの水平耐力和)} : \text{筋かいの場合} \\ \text{(種別 FA の柱の耐力和)} / \text{(FD を除くすべての柱の水平耐力和)} : \text{柱およびはりの場合} \end{cases}$$

$$\gamma_C = \begin{cases} \text{(種別 BC の筋かいの耐力和)} / \text{(すべての筋かいの水平耐力和)} : \text{筋かいの場合} \\ \text{(種別 FC の柱の耐力和)} / \text{(FD を除くすべての柱の水平耐力和)} : \text{柱およびはりの場合} \end{cases}$$

(b) 鉄筋コンクリート造の D_s

① 耐力壁を設けない剛節架構の場合

柱およびはりの部材群としての種別	D_s
A	0.3
B	0.35
C	0.4
D	0.45

② 壁式構造の場合

耐力壁の部材群としての種別	D_s
A	0.45
B	0.5
C	0.55
D	0.55