

## 6. 構造体の耐震設計

### 6-1 設計用地震荷重

大阪市域における二次設計用地震荷重を設定する。(一次設計に言及するものではない。)

#### (1) ゾーン区分

上町断層系の想定地震動の大きさやスペクトル特性、地盤種別、断層との位置関係などを考慮して、図6.1.1 に示すように大阪市域を東側(H)ゾーンと西側(L)ゾーンの2つに区分し、その境界地域を中間(M)ゾーンとする。(Mゾーンの幅は2km)

- 東側(H)ゾーン: 建築物の固有周期に応じて地震荷重を割り増しするゾーン
- 中間(M)ゾーン: HとLの中間ゾーン  
直線補完により地震荷重を割り増しする
- 西側(L)ゾーン: 建築基準法の地震荷重によるゾーン

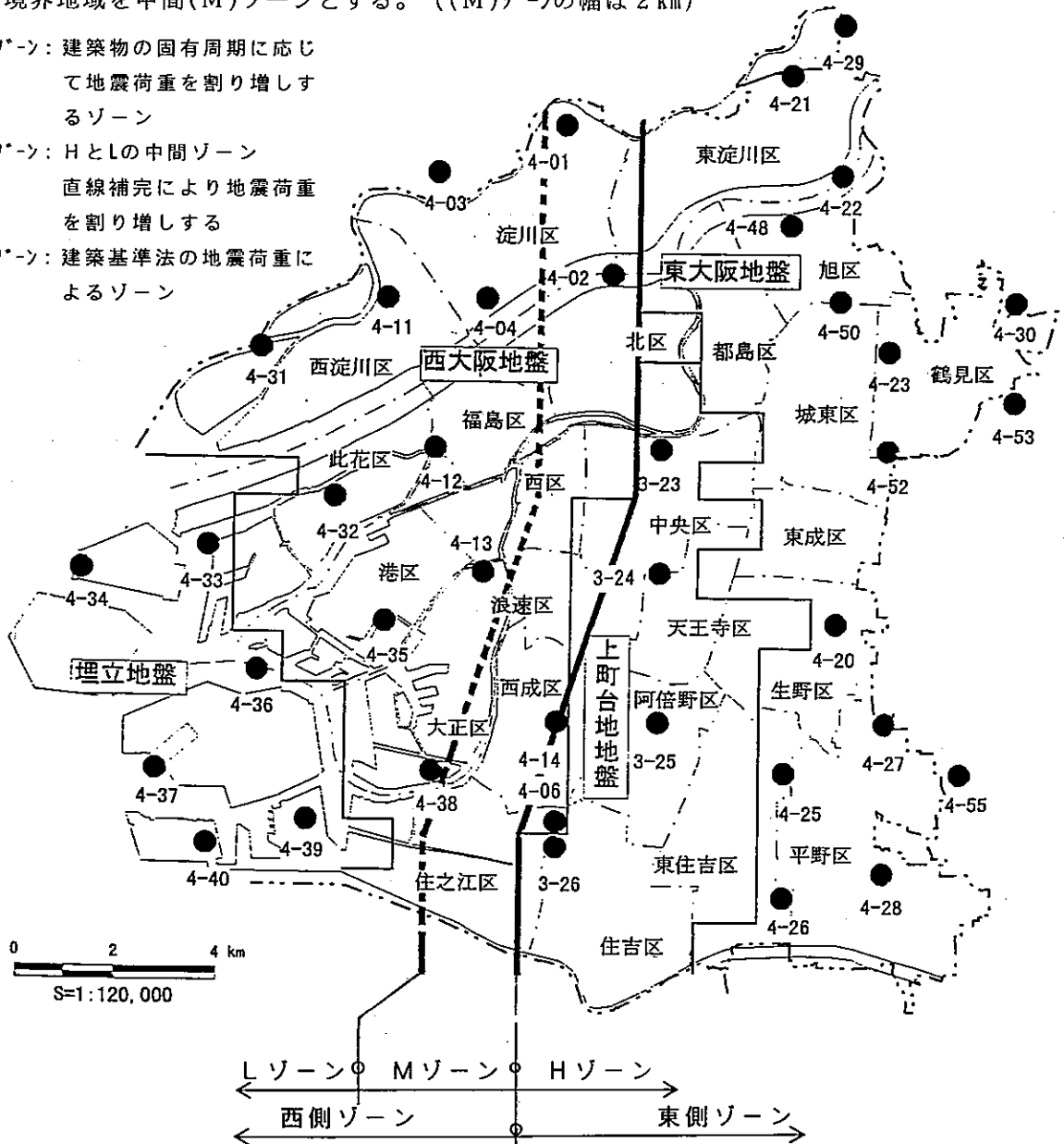


図6.1.1 ゾーン区分図

注1) 図中●印は地震動の計算ポイントを示す。

注2) 資料編12.2「資料2.1」に例示した動的解析用地震波形は、それぞれ下記のポイントで算定された地震動をレベル調整したものであり、以後標準波とみなす。(Mゾーンについては状況に応じてこれらを準用する。)

Hゾーン1:4-14 Hゾーン2:4-22 Lゾーン1:4-04 Lゾーン2:4-31

(2) 設計用地震荷重 (二次設計用)

ゾーン毎に二次設計用地震荷重を設定する。

図6.1.2 は、HゾーンおよびLゾーンにおける設計用加速度応答スペクトル( $S_a$ )を重力加速度( $g$ )で規準化したもの( $S_a/g$ )であり、Mゾーンについては、境界からの距離により両ゾーンの値を直線補間して用いる。これをもとに建築物の規模・構造特性に応じて二次設計用地震荷重を適切に設定する。

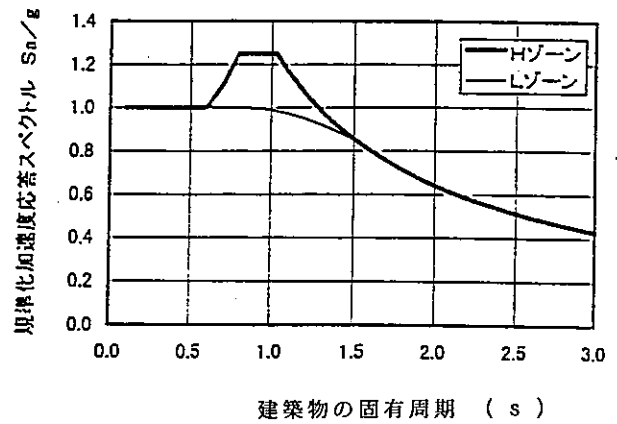
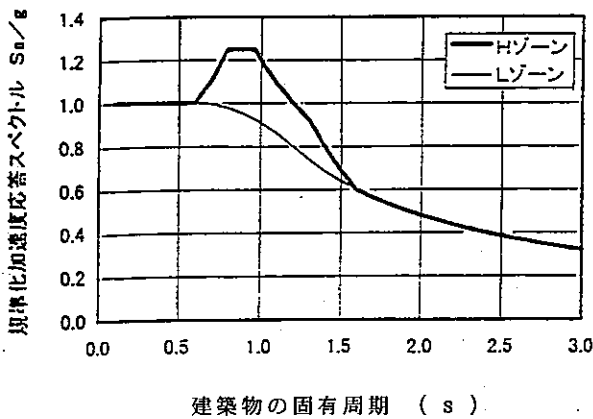


図6.1.2(a) 設計用加速度応答スペクトル  
(第2種地盤)

図6.1.2(b) 設計用加速度応答スペクトル  
(第3種地盤)

- 注 1)規準化設計用加速度応答スペクトルを建築基準法のRt曲線とみなして設計を行うこととする。  
2)Hゾーンでは固有周期が0.6秒～1.6秒の建築物に対して、設計荷重の割増を行う。

表6.1.1(a) 設計用応答スペクトル  
(Hゾーン 第2種地盤)

T(s)	$T \leq 0.6$	0.8	0.96	1.3	$1.6 \leq T$
速度 cm/s	$\frac{G \cdot T}{2 \cdot \pi}$	156	188	188	150
加速度 cm/s <sup>2</sup>	1G	1.25G	1.25G	0.925G	$\frac{0.96}{T} G$

表6.1.1(b) 設計用応答スペクトル  
(Hゾーン 第3種地盤)

T(s)	$T \leq 0.6$	0.8	$1.03 \leq T$
速度 cm/s	$\frac{G \cdot T}{2 \cdot \pi}$	156	200
加速度 cm/s <sup>2</sup>	1G	1.25G	$\frac{1.28}{T} G$

- 注 1)Lゾーンの設計用応答スペクトルは、建築基準法のRtの値としてよい。  
2)表6.1.1において不連続部分は、直線補間する。

G : 重力加速度 980cm/s<sup>2</sup>  
T : 建築物の固有周期 s

## ◇解説

(静的荷重について)

- ・ゾーン毎の設計用地震荷重として、各ゾーンの想定地震動の平均応答スペクトルの特性を反映した加速度応答スペクトルを設定する。図6.1.2および表6.1.1は、HゾーンおよびLゾーンにおける設計用加速度応答スペクトルを重力加速度で規準化したもの(規準化加速度応答スペクトル)である。このスペクトルを、下式に示す建築基準法が想定している二次設計用各階水平力 $Q_{ud}$ のうち、 $R_t \cdot C_o$ に対応するものと考えて、地震荷重を算定する。

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W_i \quad (6.1.1)$$

記号  $Z$  : 地震地域係数(市域においては1.0)

$R_t$  : 振動特性係数

$A_i$  : 地震層せん断力係数の分布係数

$C_o$  : 標準せん断力係数

$W_i$  :  $i$ 階以上の部分の建築物重量の和

- ・ Hゾーンでは、1秒前後の固有周期の建築物の応答が大きいと考えられ、この周期帯を割り増している。Lゾーンでの設計用スペクトルは、 $C_o=1.0$ として建築基準法の $R_t$ 曲線を用いた。Mゾーンでは、境界からの距離に応じて、両ゾーンの設計用スペクトルを直線補間して用いることとする。
- ・ すなわち、大阪市域における二次設計用各階水平力 $Q_{ud} \cdot osaka$ は(6.1.2)式のようになる。

$$Q_{ud} \cdot osaka = \phi \cdot Q_{ud} \quad (6.1.2)$$

- ・ ここで、 $\phi$ は地震荷重の割増し係数とし、(6.1.3)式で表される。

$$\phi = \frac{C_{osaka}}{R_t \cdot C_o} \quad (6.1.3)$$

$C_{osaka}$  : 図6.1.2に示す規準化設計用加速度応答スペクトル $S_a/g$

- ・ 建築基準法において、比較的簡便な手法で耐震安全性を確認するルート1、ルート2の建築物に対しては、建築基準法の検討法が、 $R_t=1.0$ 、 $C_o=1.0$ 相当の入力を想定しているものとして、想定地震動に対する規準化加速度応答スペクトルが $R_t \cdot C_o$ の値を上廻る場合は、設計外力としてその比率で割増したものをを用いている。
- ・ 一方、保有水平耐力と変形能力とを勘案して、エネルギー吸収能力の確保を図るルート3の建築物については、建築物の一次固有周期に応じて二次設計用地震荷重を設定することとする。加速度応答スペクトルを用いて地震荷重を設定する際、固有周期の増加に従って加速度応答が増大する短周期領域の建築物では、塑性域に入ることによって応答が増大するなどの配慮が必要である。

(動的検討について)

本指針では、非線形応答時の設計用地震荷重を提示することは現時点では困難であるので、安全側の評価と思われる建築基準法の表現に沿った地震荷重の設定方法を示している。

しかしながら、地震動波形を用いた時刻歴応答解析を行って耐震性能を確認する方法は、おおいに推奨するものである。

これについては資料編12-2「資料2.1」を参照されたい。

(設計者の判断によってよい事項)

①高さ方向の地震力は建築基準法のA<sub>i</sub>分布によるほか、応答スペクトル法で求めてもよい。

②図6.1.2の加速度応答スペクトルを重力加速度で除したものは、1質点系のベースシャー係数に一致するが、多質点系の場合には一般に大きめの値となるため、応答スペクトル法で求めた値を採用してもよい。但し、建築基準法による $R_t \cdot C_o$ の値を下廻らないものとする。

③建築物と地盤との動的相互作用によって、建築物に作用する地震動あるいは建築物の応答特性がどのように変化するかという問題については、多くの研究がなされている。

しかし、地下逸散減衰が建築物の応答に大きく影響することなどが認められながらも、実験・解析結果を説明しうる普遍性のある理論解析モデルは確立されていないため、本指針では動的相互作用の効果を定量的に示すには至っていない。

ただし、個々の設計において、適切なモデルによりその効果を解析的に評価することを妨げるものではない。

④指針では水平動のみを規定しているが、上下動に対する検討を不要とするものではない。一般に上下動の最大加速度は、水平動の約半分、震源に近い地域ではそれを上回るとされている。大スパン建築物等に対し、上下動による影響を適切に評価して検討を行う必要がある。

### (3) 地下部分の地震荷重

地下部分に生ずる地震荷重について、本指針では1階の必要保有水平耐力に地下部の各部分に作用する地震力を加えたものとして、(6.1.4)式に示した地震荷重を用いて二次設計を行うこととする。

$${}_b Q_{ud} = {}_1 Q_u + \sum k_i \cdot W_i \quad (6.1.4)$$

記号  ${}_b Q_{ud}$  : 地下部分に作用する層せん断力  
 ${}_1 Q_u$  : 1階の保有水平耐力  
 $W_i$  : 1階以下の各階重量  
 $k_i$  : 大地震時に1階以下の各階に作用する水平震度

$$\text{ここに } k_i = k_o \cdot \phi \cdot \left(1 - \frac{h_i}{40}\right) \quad (6.1.5)$$

記号  $k_o$  : 1階に作用する基準水平震度で、上部構造の目標とする耐震性能に応じて定める。当面、0.2~0.3を目安とする。  
 $h_i$  : 1階以下の各階の地盤面からの深さ(20mを超えるときは20mとする)。(m)  
 $\phi$  : 大阪市の地盤特性を考慮した想定地震動による必要保有水平耐力の割増係数で、 $\phi = C_{osaka} / (R_t \cdot C_o)$ とする。  
 $C_{osaka}$  : 想定地震動による第1層の層せん断力係数

- ・ルート1、ルート2の場合、(6.1.4)式において1階の必要保有水平耐力は、構造種別に応じたDs値の上限値を用いる。
- ・地下部分の二次設計については、「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説(平成8年版)」にも規定があり、その概略を資料編12-2「資料2.2」に示す。

## 6-2 目標とする耐震性能

6-1で想定される大地震の時の地震荷重に対して保持すべき性能および許容される損傷の度合いを建物の用途により適切に設定し、人命の保護と建物機能の確保を目指すこととする。これはいわゆる「性能規定」型の設計法の考え方を取り入れるものである。

地震動の大きさに応じた耐震性能目標について図6.2.1のように考え、本指針はこの中で特に大地震に対する性能確保を目的としている。

地震動の大きさ		上町断層系地震					
		小 (一次設計) $C_0=0.2$		中	大 (二次設計) $C_0=1.0$		
構造体の耐震設計目標	A種	無被害	無被害	無被害	補修をほとんどすることなく、継続使用可	同左	—
	B種	無被害	無被害	補修をほとんどすることなく、継続使用可	直ちに大きな補修をすることなく使用可	同左	—
	C種	無被害	補修をほとんどすることなく、継続使用可	直ちに大きな補修をすることなく使用可	非崩壊	同左	—

建築基準法の一次設計で確保される耐震性能

本指針で対象とする地震動の大きさと耐震性能目標

$C_0$ ：標準せん断力係数

建築基準法では、地震時に建物の1階に作用する水平力として、中地震（一次設計）に対しては建築物重量の0.2倍の大きさの力、すなわち $C_0=0.2$ 、大地震（二次設計）に対しては建築物重量と同じ大きさの力、すなわち $C_0=1.0$ （ $1G=980\text{cm/s}^2$ の慣性力）を基本に考えている。

図6.2.1 地震動の大きさと構造体の耐震性能目標の関係

### (1) 人命保全に関わる基本性能

建築物は、6-1で想定した地震動に対し、人命に損傷を与えないことを目標とし、以下の耐震性能を最低限確保する。

- ・構造体は崩壊（層崩壊、全体崩壊、倒壊）しないこととする。（C種）

### (2) 用途に応じた付加性能

建築物は、6-1で想定した地震動に対して、用途に応じてより高い耐震性能を確保し、機能保持を図ることが求められる。

---

・構造体は

- ①軽微な損傷に止まり、補修をほとんどすることなく使用できる。 (A種)
- ②損傷は生ずるが、直ちに大きな補修をすることなく使用できる。 (B種)

◇解説

- ・大阪市域に想定される大地震に対して、建築物の倒壊・大破を防ぎ、人命の安全を確保することを最低限の目標とする。
- ・人命に被害を及ぼす原因には、構造体の大きな損傷のみならず、構造体の変形や慣性力による非構造部材の落下や建築設備の移動、倒壊などがあるため、これらにも十分留意する必要がある。
- ・さらに、建築物用途および防災機能等に応じて、大地震に対しても継続使用あるいは機能維持ができるように、構造体・非構造部材・建築設備等の損傷制限を行うこととする。
- ・構造体の損傷制限の考え方およびその確認手法について、6-4から6-6で各構造種別毎に示す。
- ・非構造部材、建築設備等は、構造体の応答加速度や変位量などに応じて、それぞれの目標損傷レベルにおさまるように設計する必要がある。
- ・また、構造体・非構造部材・建築設備等の損傷をある程度許容する場合でも、早期に復旧あるいは再使用ができるよう設計に配慮することが望ましい。

### 6-3 耐震計画の基本事項

構造計画にあたっては、目標とする耐震性能を実現するために適切な構造・架構方式等を選定するとともに、以下の基本事項に留意して、ゆとりある設計を心がける。

#### 上部構造

##### (1) 平面計画

- ・柱、耐震壁等の耐震要素は平面的にバランスよく配置し、偏心が小さくなるように配慮する。
- ・やむを得ず偏心が大きくなる場合は、偏心率に応じて建築基準法施行令に示す必要保有水平耐力の割り増しを行うほか、ねじれ振動による変形に配慮し、変形能力の確保に努める。
- ・エキスパンションジョイントを設ける場合、地震時の両建築物の挙動を勘案して計画する。

##### (2) 立面計画

- ・耐震要素の立面計画においては、高さ方向の重量・剛性・強度が急変しないように、耐震要素の配置に留意する。
- ・やむを得ず高さ方向の剛性分布が急変する場合は、剛性率に応じた建築基準法施行令に示す当該階の保有耐力の割り増しを行う他、塑性変形能力の確保に留意する。
- ・特定階の過剰な層強度の割増しによって、高さ方向の強度分布のアンバランスを招かないよう留意する。特に、ホールやピロティ等で耐震要素が上下階で不連続になる場合は、十分留意する。

##### (3) 架構の降伏特性

- ・柱は、大地震時にも鉛直荷重支持能力を保つ必要があるため、終局時の軸方向耐力に余裕を持たせる。
- ・柱降伏が先行する場合は、特定の層に損傷が集中する可能性が高いため、架構の降伏特性を梁降伏先行型とすることが望ましい。やむを得ず柱降伏先行型となる場合は、柱の変形能力の確保に特に配慮する。

##### (4) 地下部分の耐震計画

- ・地下部分は耐力壁をバランスよく配置して、十分な耐力を確保する。
- ・耐震安全性の確認手法は、(鉄骨)鉄筋コンクリート造のルート1の手法を準用することを原則とする。
- ・一般に、地下外周には、土圧・水圧を負担する鉄筋コンクリート造の地下外壁が設けられるため、必然的に十分な剛性と耐力が確保されることが多い。  
しかし、ドライエリア等により地下外壁へのせん断力の伝達が明快でなくなる場合、地下階が部分的に存在する場合、および地下階の主体構造が、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造以外の場合などは設計者の判断により適切に設計を行う必要がある。



- 
- ・地下部分においては、耐力壁の量が十分にあり、大地震時のせん断応力度がひび割れ発生限度以下の場合、A種の壁筋比の規定(表6.4.1)を必ずしも満足する必要はない。

#### (5) 免震構造・制震(振)構造

- ・大地震時においても、建物の損傷を軽微にとどめる必要がある場合や、精密機器等の機能維持のために床応答加速度を制御すべき場合で機器側のみの対策では困難な場合等には、免震構造又は制震(振)構造などの採用が有効となる。
- ・これらの構造の採用にあたっては、建築物の規模・構造特性および対象とする地震動の大きさを踏まえてそれぞれの構造の特性を十分に検討し、目標とする耐震性能に適合した構造形式を選択する必要がある。
- ・免震構造および制震(振)構造については、動的解析によってその耐震安全性を確認する。
- ・免震構造・制震(振)構造の概要については、資料編12-2「資料2.8」および建設大臣官房官庁営繕部監修「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説(平成8年版)」等を参照されたい。

#### 基礎構造

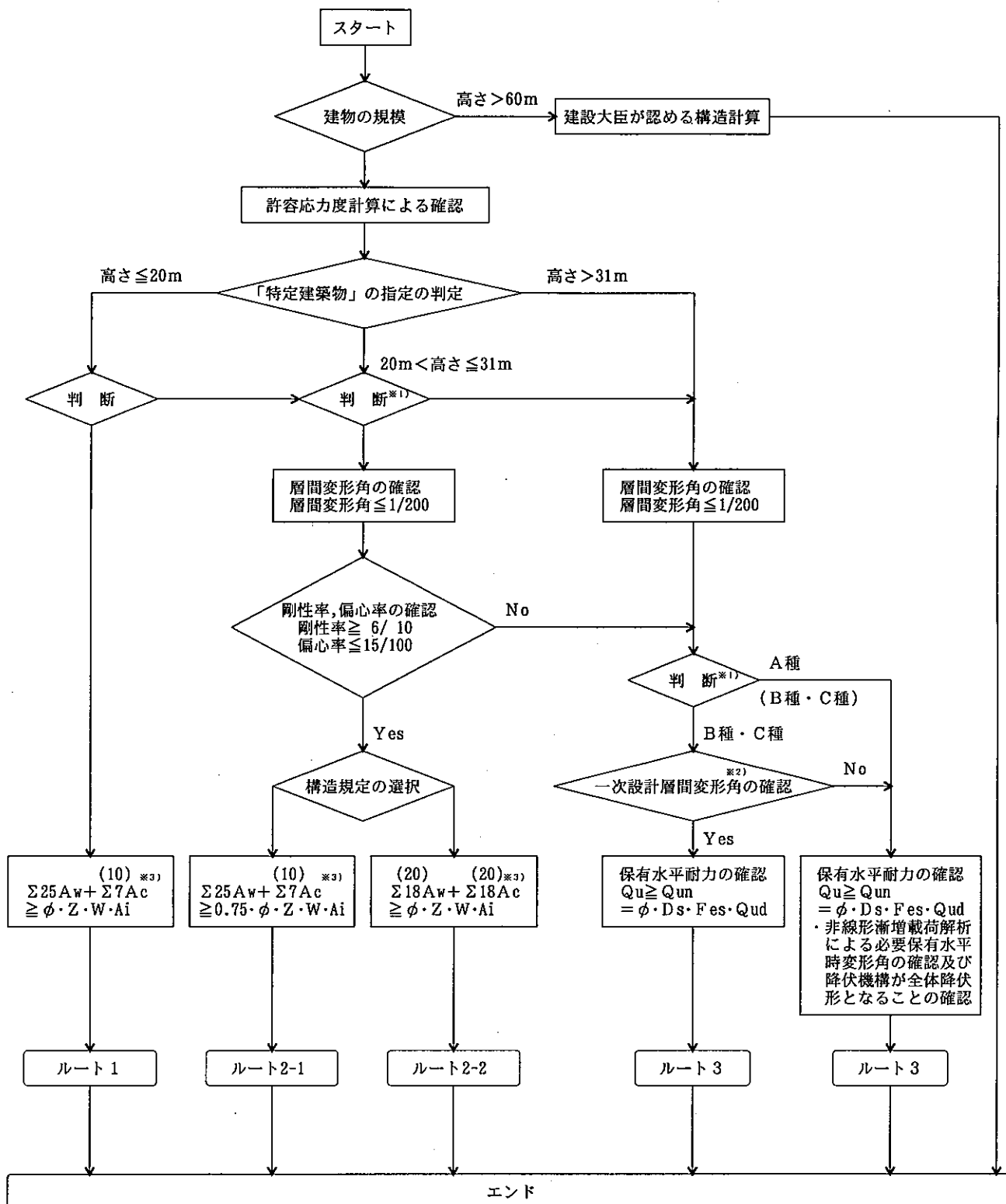
- ・基礎構造についても大地震を想定した構造計画を行い、上部構造の耐震性能に有害な影響を与えないようにするとともに、基礎構造の補修が上部構造に比べてより困難であることを十分考慮して耐震計画を行う。

---

#### 6-4 鉄筋コンクリート造・鉄骨鉄筋コンクリート造

- ・鉄筋コンクリート造・鉄骨鉄筋コンクリート造の構造体は、適切な強度、剛性及び靱性を組み合わせて、目標とする耐震性能を確保する。
- ・鉄筋コンクリート造・鉄骨鉄筋コンクリート造の各部材は、十分な変形能力を確保し、原則として、脆性的な破壊が生じないようにする。
- ・鉄筋コンクリート造・鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震設計においては、大阪市内の上町断層系を震源とする大地震（以下想定地震動）を考慮し、建築基準法を基本としながら耐震計算ルート別付加事項を規定することにより目標とする耐震性能を確保することとする。
- ・これらの他に留意すべき事項をその他耐震設計に考慮すべき事項として追記している。以上の検討の背景をなす資料を資料編12-2「資料2.3」に示す。

次頁図6.4.1に耐震計算ルートのフローを示し、次々頁表6.4.1に計算ルート・耐震性能種別と構造細則の一覧（二次設計）を示す。



※1) 判断とは設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート3を選択する判断等のことを示している。  
 ※2) 一次設計時の各階の層間変形角がP.34の□に示す値以下の場合には、保有水平耐力の算定は節点振分法等の非線形漸増載荷解析以外の方法を用いてよい。  
 ※3) ( )内数値は鉄骨鉄筋コンクリートの場合を示す。

図6.4.1 鉄筋コンクリート造・鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算ルートのフロー

表6.4.1 計算ルート・耐震性能種別と構造細則の一覧（二次設計）

二次設計において建物の種別により下記の値を用いて判定する。

種別 計算ルート	A 種	B 種	C 種
ルート 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = 1.0</math></li> <li>・ <math>p_s \cdot ft = 25 \text{kg/cm}^2</math> 以上</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = 1.0</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = 1.0</math></li> </ul>
ルート 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = 1.0</math></li> <li>(ルート2-1)</li> <li>・ <math>p_s \cdot ft \geq 25 \text{kg/cm}^2</math></li> <li>(ルート2-2)</li> <li>・ <math>p_s \cdot ft \geq 18 \text{kg/cm}^2</math></li> <li>・ <math>p_w \cdot ft \geq 21 \text{kg/cm}^2</math> 1)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = 1.0</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = 1.0</math></li> </ul>
ロ) ルート 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = \text{Cosaka} / (\text{Rt} \cdot \text{Co})</math></li> <li>・ 上記荷重時の層間変形角 1/300 以下</li> <li> <math display="block">\begin{cases} \beta_s \leq 0.3 &amp; 1/300 \\ 0.3 &lt; \beta_s \leq 0.7 &amp; 1/350 \\ 0.7 &lt; \beta_s &amp; 1/450 \end{cases}</math> </li> <li>・ 降伏機構は全体降伏形</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = \text{Cosaka} / (\text{Rt} \cdot \text{Co})</math></li> <li>・ 上記荷重時の層間変形角 1/200 以下</li> <li> <math display="block">\begin{cases} \beta_s \leq 0.3 &amp; 1/200 \\ 0.3 &lt; \beta_s \leq 0.7 &amp; 1/250 \\ 0.7 &lt; \beta_s &amp; 1/300 \end{cases}</math> </li> <li>・ 降伏機構は全体降伏形</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\phi = \text{Cosaka} / (\text{Co} \cdot \text{Rt})</math></li> </ul>

$$\begin{aligned}
 & \text{ルート 1} \quad \begin{cases} \text{RC造} & : \Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq \phi \cdot Z \cdot W \cdot A_i \\ \text{SRC造} & : \Sigma 25A_w + \Sigma 10A_c \geq \phi \cdot Z \cdot W \cdot A_i \end{cases} \\
 & \text{ルート 2-1} \quad \begin{cases} \text{RC造} & : \Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq 0.75 Z \phi \cdot Z \cdot W \cdot A_i \\ \text{SRC造} & : \Sigma 25A_w + \Sigma 10A_c \geq 0.75 Z \phi \cdot Z \cdot W \cdot A_i \end{cases} \\
 & \text{ルート 2-2} \quad \begin{cases} \text{RC造} & : \Sigma 18A_w + \Sigma 18A_c \geq \phi \cdot Z \cdot W \cdot A_i \\ \text{SRC造} & : \Sigma 20A_w + \Sigma 20A_c \geq \phi \cdot Z \cdot W \cdot A_i \end{cases} \\
 & \text{ルート 3} \quad Q_{un} = \phi \cdot D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \\
 & \hspace{10em} (\text{記号等は資料編の参考文献 文献1)参照のこと)
 \end{aligned}$$

ここで  $Co$  : 標準せん断力係数 ( $Co \geq 1.0$ )  
 $Cosaka$  : 想定地震動の応答を考慮して設定された規準化設計用加速度応答スペクトル (図6.1.2)  
 $p_s$  : 耐力壁の壁筋比  $p_w$  : 帯筋比  
 $f_t$  : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度 ( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $\beta_s$  : 耐力壁の水平力分担率

1) SRC造で、柱が当該方向に強軸となっている充腹型鉄骨柱となる場合、または鋼管柱となる場合については適用しない。

ロ) 保有水平耐力の算定方法は、原則として非線形漸増載荷解析によるものとする。ただしB種、C種において、一次設計時地震力による各階の層間変形角が下記に定める値以下の場合、節点振り分け法等によって求めてよい。

	B 種	C 種
$\beta_s \leq 0.3$	1/ 900	1/ 600
$0.3 < \beta_s \leq 0.7$	1/1200	1/ 800
$0.7 < \beta_s$	1/1500	1/1000

## 耐震計算ルート別付加事項

計算ルートは建築基準法によるものとし、各々の規定を満足するものとする。

各ルート毎に目標とする耐震性能に対応する付加事項を定める。

### (1) ルート1

- ・建築基準法の規定のままとし、地震動や耐震性能目標による壁量および柱量の要求値の割増しは行わない。

ただし、A種では耐力壁の最小壁筋比を規定して最大耐力後の性能の確保をはかることとする。(表6.4.1参照)

- ・耐力壁が平面的に偏在する等の著しい偏心を有する場合には、有害な変形により少なからず被害が生じることが懸念される。従って、ルート1についても、耐力壁等をバランスよく配置した偏心の少ない構造計画を心がけることが望まれる。

### (2) ルート2

- ・ルート2-1・ルート2-2は建築基準法の規定のままとし、地震動や耐震性能目標による壁量および柱量の要求値の割り増しは行わない。

ただしルート2-3は採用しないこととし、ルート2-3を選択する場合には、ルート3にて検討することを原則とする。

- ・ルート1と同様に、A種ではルート2-1で壁筋比の最低値、ルート2-2では、柱のせん断補強筋比および壁筋比の最低値を規定することで最大耐力後の性能の確保を図る。

### (3) ルート3

ルート3は以下のような検討を行う。

- ・計算は原則として非線形漸増載荷解析による。
- ・二次設計時に地震力の割増し係数 $\phi$ を用いる。
- ・A種、B種については、要求される耐震性能を確保するために必要保有水平耐力時の変形の確認を行う。

#### ① A種

- ・必要保有水平耐力時の層間変形角は $1/300$ 以下とする。
- ・層間変形角が $1/50$ 程度まで耐力の減少が生じないものとする。
- ・必要保有水平耐力時の変形の確認と共に、架構の降伏機構が全体降伏形※1)となる設計を行うこととする。

#### ② B種

- ・B種においては、A種に準じた規定とする。
- ・ただし必要保有水平耐力時の要求層間変形角を $1/200$ 以下とする( $\beta_s \leq 0.3$ の場合。他の場合については表6.4.1による)。

#### ③ C種

- ・C種については必要保有水平耐力時の層間変形角の規定を特に設けない。

注) B種およびC種において一次設計時の各階の層間変形角が表6.4.1の注釈ロ)の表に示す値以下の場合には、非線形漸増載荷解析による以外に節点振り分け法等により保有水平耐力を算定してよいこととする。

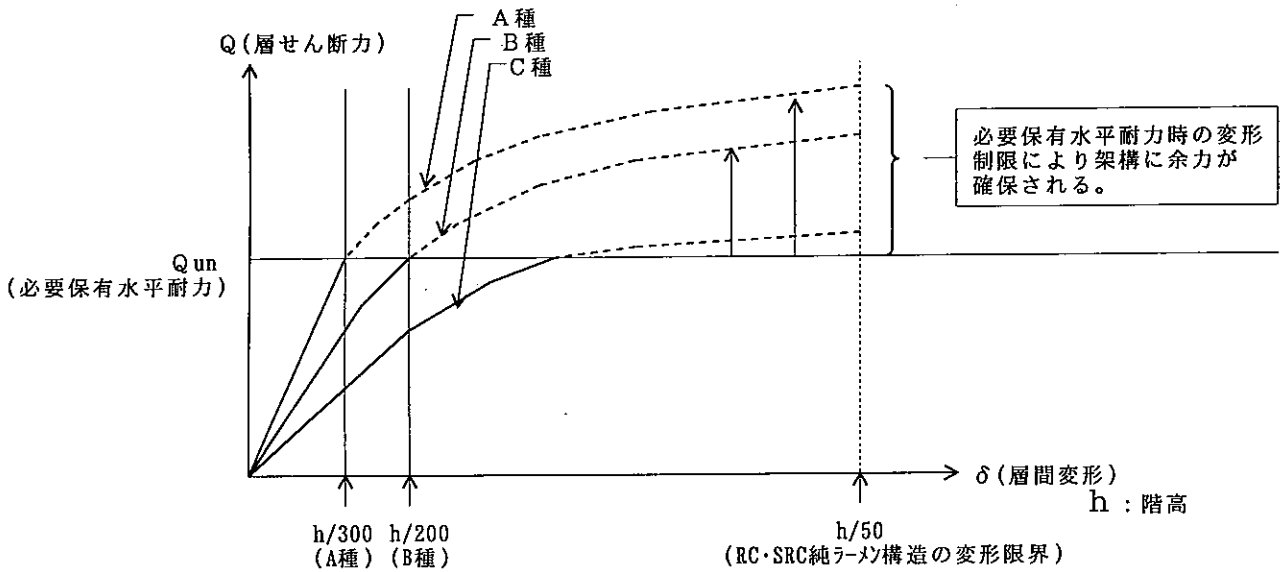


図6.4.2 ルート3、A種およびB種にて要求される性能の概念図  
(純ラーメン架構の場合)

※1) 全体降伏形

図6.4.3 に示すように、終局時に降伏ヒンジが特定の階にのみ集中して層降伏をおこすことなく(層降伏機構 図6.4.3(b))、全層にわたり(各層の梁端部、1階の柱脚部および1階耐力壁脚部において曲げ降伏する 図6.4.3(a))降伏ヒンジが発生する降伏機構を全体降伏形と呼ぶ。

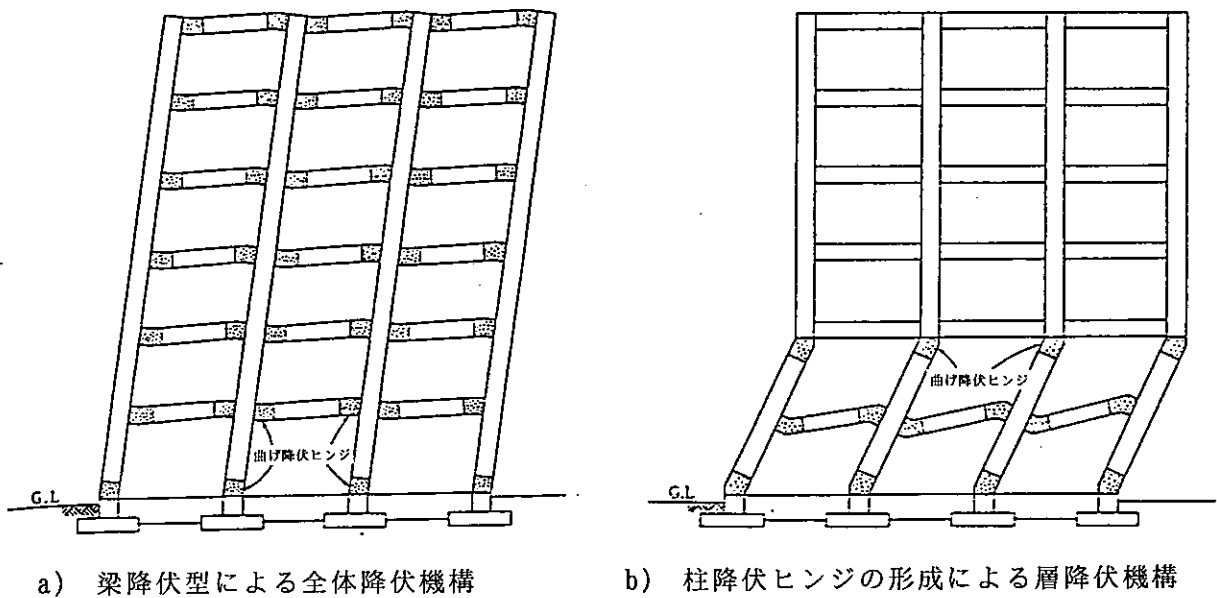


図6.4.3 全体降伏形のイメージ

## その他耐震設計に考慮すべき事項

### (1) 架構設計

#### ① $D_s$ の考え方

- ・  $D_s$  の設定に際し、架構の降伏機構、部材のエネルギー吸収能力等を適切に評価する。
- ・ 異種構造を混用する場合、（例えばRC造とSRC造を混用する場合など）はその特性に十分配慮する。具体的には、構造の切り替え階の柱のせん断補強筋を十分に配すると共に、当該階の  $D_s$  をRC造として考える必要がある。
- ・ また、上下方向の耐力の分布が一様となるよう、 $D_s$  値は当該方向で原則同じ値とすることが望ましい（図6.4.4参照）。

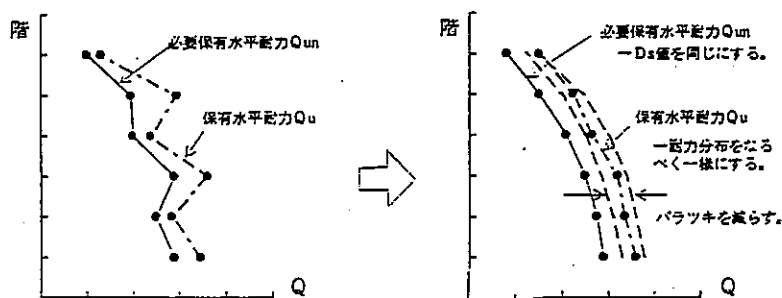


図6.4.4  $D_s$  設定と保有水平耐力の高さ方向分布

#### ② 剛性・耐力が急変する階

- ・ 他の階と比較して、剛性が著しく少ない階（例えば「ピロティ階」など）の計画は極力避ける。特に、2階以上が連層耐震壁となっている架構で1階に耐力壁がない場合、架構計画によっては地震時に1階柱の軸力変動が大きくなるなど応力集中が発生する。
- ・ やむをえずこのような計画をする場合には、当該階の部材にこれらの応力に耐えられるような十分な靱性と耐力を付加する設計を行うと共に、高さ方向の層せん断力分布の詳細な検討、 $P-\delta$ 効果、作用する軸力の評価について詳細な検討を行う。

#### ③ 耐力壁の剛性評価

- ・ 耐力壁の剛性を評価するにあたっては、地震時の応力度のレベル、ひび割れ等を考慮した割線剛性を採用するなど、現実の建築物を適切にモデル化することが必要である。
- ・ 剛性低下率を極端に小さくすると、現実の建物を適切にモデル化できず、地震時の性状の把握ができなくなるので注意が必要である。

(2) 各部設計

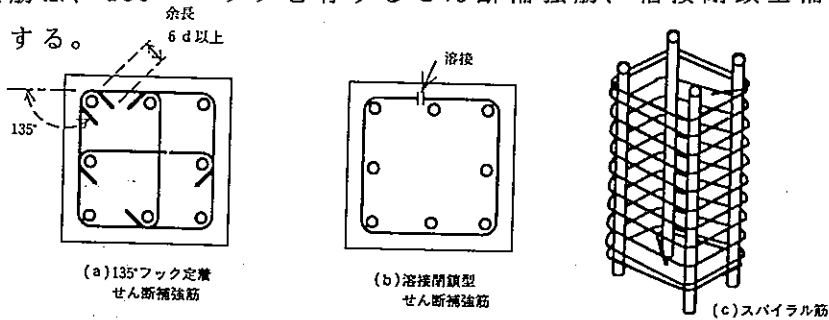
① 配筋

・ 柱の主筋

耐力壁・ブレースが取り付く柱や耐力壁を支持する柱は、変動軸力とせん断力の複合応力に対して、柱の局部的な引張降伏やせん断破壊が生じないように配筋する。これらの部材においては、原則として当該階の主筋量を部材の途中で減らさない。

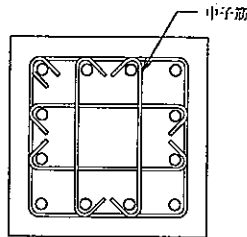
・ せん断補強筋

せん断補強筋は、135°フックを有するせん断補強筋、溶接閉鎖型補強筋またはスパイラル筋とする。



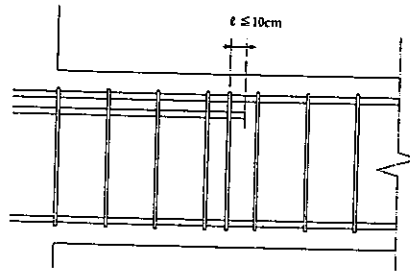
・ 中子筋

柱および梁のせん断補強筋は、断面内に効果的に配筋する。特に軸力の大きい部材や太径の主筋を用いる部材には、中子筋を配筋する。



・ 主筋の部材内定着部の補強

主筋の段落とし部における定着部から10cmの範囲内には、横補強筋を配筋する。



・ 梁の降伏ヒンジ部分

梁の降伏ヒンジ部分のせん断補強筋は、せん断補強筋比にして0.2%以上かつ下記に示す値以下の間隔で配筋する。

D 10程度	15cm
D 13以上	20cm、 $D/3$ 、 $8da$ のうち最小値
(D : 梁高、da : 最小主筋径)	



---

- ・ 柱梁接合部のせん断補強筋

柱梁接合部における柱のせん断補強筋は、隣接する柱のせん断補強筋間隔の 1.5 倍以下とし、かつせん断補強筋比にして 0.2% 以上とする。

- ・ 連層耐力壁における壁筋の柱及び梁への定着

壁の縦横筋は、原則として周辺柱及び梁のコア内に定着するものとする。特に S R C 造の場合には、鉄筋と鉄骨との納まりに注意する。

## ② S R C 造に関する考慮事項

- ・ S R C 造と R C 造を混用した建築物における柱内蔵鉄骨の配置

地上部で S R C 造と R C 造を混用する建築物において、構造の切り替え階における柱内蔵鉄骨は、その直上階の柱うちのり高さのおおむね  $1/2$  の高さまで延長するものとする。また上部の R C 造部分は、存在応力に対して十分に安全となるように、主筋およびせん断補強筋を適切に配筋する。

- ・ S R C 造の柱脚の設計

隅柱、側柱および連層耐力壁の周辺柱は、原則として埋め込み柱脚とする。また、中柱においても、一次設計時あるいは二次設計時に引張力が生じる柱については、原則として埋め込み柱脚とする。

## ③ 腰壁・垂壁および袖壁が架構に及ぼす影響

- ・ R C 造及び S R C 造において腰壁，垂壁および袖壁（いわゆる二次壁）が柱や梁の脆性破壊に影響を及ぼす。

- ・ 比較的薄い二次壁といえども、骨組の力学性状に大きな影響を及ぼすので構造二次壁の影響に十分配慮した設計を行う。

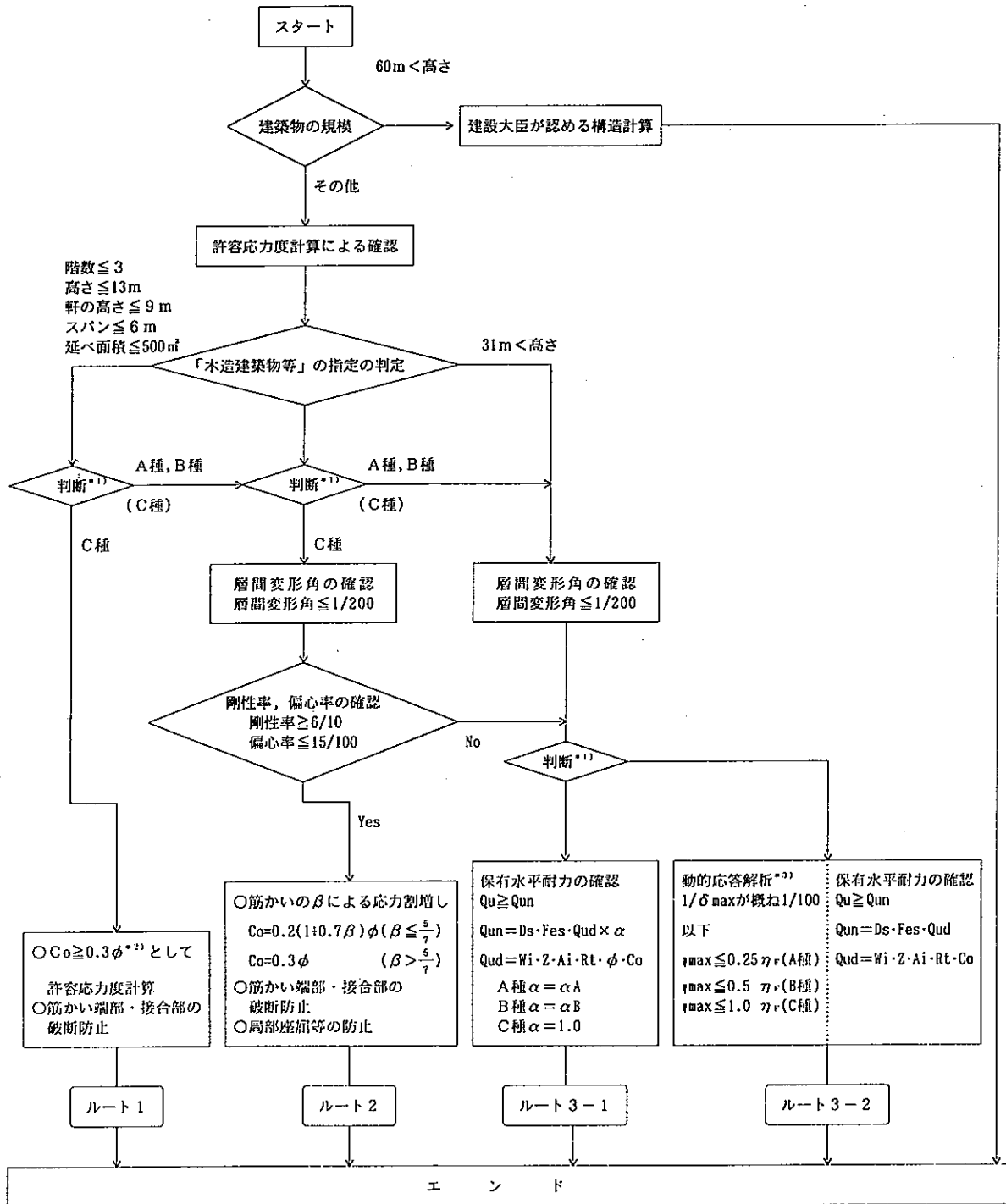
- ・ 二次壁と柱の間に耐震スリットを設けることは有効な手段であるが、不十分なスリットでは有効に働かないこともあることから、ディテールについて十分な注意が必要である。

6-5 鉄骨造

6-5.1 目標とする耐震性能の確保

・鉄骨造の構造体は、適切な強度、剛性及び靱性を組み合わせて目標とする耐震性能を確保する。

耐震性能確認手法を含めた鉄骨造建築物の設計フローを図6.5.1に示す。



\* 1) 設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば、高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート③を選択する判断等のことを示している。  
 \* 2) φは大阪市の地盤特性等を考慮した加速度応答スペクトルを現行基準法のRt・Coで除した値を示す。(6.1.3式)  
 \* 3) 資料編12-2「資料2.6」を参照。

図6.5.1 鉄骨造建築物の設計フロー

(1) C種

・6-2(1)で示したように、人命保全に関わる構造体の基本性能は崩壊（層崩壊、全体崩壊、倒壊）しないこと（C種）としている。

1) 保有水平耐力の確認

建築基準法に示される耐震性能の判定式では、下記のように構造特性係数(Ds)として低減することのできる必要保有水平耐力のレベルが規定されている。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (6.5.1)$$

記号  $Q_{un}$  : 各層の必要保有水平耐力

$D_s$  : 各層の構造特性係数

$F_{es}$  : 各層の形状係数

$Q_{ud}$  : 骨組が弾性的の場合、地震によって各層に生ずるせん断力

$Q_{ud}$ は(6.5.2)式で表される。

$$Q_{ud} \geq Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W_i \quad (6.5.2)$$

記号  $Z$  : 地震地域係数(市域においては1.0)

$R_t$  : 振動特性係数

$A_i$  : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_o$  : 必要保有水平耐力を計算する場合の標準せん断力係数

$W_i$  : 骨組各層の上部総重量

(6.5.2)式における $R_t \cdot C_o$ の項を6-1の設計用地震荷重に相当するように置き換えて、地域および建築物の一次固有周期に応じて $Q_{ud}$ を割増してC種としての耐震性能を確認する。 $D_s$ 値は高さ方向で一定値とすることが望ましい。

また、梁降伏型の方が柱降伏型より望ましい。一般に、梁の終局耐力に対する柱の終局耐力の比が1.5程度あれば梁降伏先行型が概ね保証できるとされている。

2) 動的解析による確認

(6.5.1)式に基づき、静的な計算により必要保有水平耐力を確認する以外に、動的解析を行って塑性変形限界に達していないことを確認することも有効である。

建築基準法の $D_s$ 値より累積塑性変形能力を以下のように想定し、適切なモデルによる弾塑性応答解析を行い、各層の累積塑性変形がこの値以下であることを確認するなどが考えられる。資料編12-2「資料2.4」,「資料2.5」参照。

$$\eta_F = \left\{ \left( \frac{1}{D_s} \right)^2 - 1 \right\} / 2 \text{ より } \begin{array}{ll} D_s = 0.25 & \eta_F = 7.5 \\ 0.30 & 5.1 \\ 0.35 & 3.6 \\ 0.40 & 2.6 \\ 0.45 & 2.0 \\ 0.50 & 1.5 \end{array}$$

(2) A種・B種

1) 動的解析による耐震性能の確認

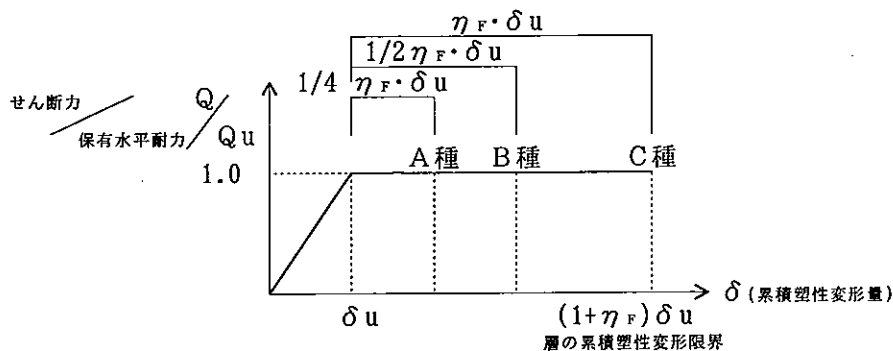
- ・ 6-2(2)で用途に応じた付加性能を構造体について次のように定めている。
  - ①軽微な損傷に止まり、補修をほとんどすることなく使用できる(A種)。
  - ②損傷は生ずるが、直ちに大きな補修をすることなく使用できる(B種)。
- ・ 目標とする耐震性能と工学量との関連付けを暫定的に次のように定義する。

6-5.1(1)で考察した崩壊に至らない累積塑性変形限界量 $\eta_F$ に対して、常時荷重支持部材の累積塑性変形量を次の値以下として残余耐震性能を確保する。

A種は $1/4\eta_F$ 以下  
 B種は $1/2\eta_F$ 以下

かつ、A種、B種とも最大層間変形角を $1/100$ 程度以下とする。

- ・ 図6.5.2に累積塑性変形と用途に応じた損傷制限の概念を示す。
  - ・ B種の $1/2\eta_F$ は同程度の大地震にも再度耐え得る、A種の $1/4\eta_F$ は軽微な損傷にとどまる状態と考えることができる。
  - ・ 最大層間変形角の制限は、主として非構造部材の変形追随性を考慮したものである。したがって、より大きな変形に追随可能なディテールを採用する場合は個々に設定することができる。
  - ・ 累積塑性変形限界については、当面6-5.1(1)で例示した値を用いる。このほか、部材の変形能力が適切に評価できる場合には、「保有耐力と変形性能」や「限界状態設計規準」等により設定することがより合理的となる。



非崩壊限界の累積塑性変形倍率を $\eta_F$ とし、想定する地震荷重に対する架構の累積塑性変形 $\eta$ を用途に応じて次の値に制限する。

- C種： $\eta \leq \eta_F$  (崩壊に至らない)
- B種： $\eta \leq 1/2\eta_F$  (同程度の地震に再度耐え得る)
- A種： $\eta \leq 1/4\eta_F$  (軽微な損傷にとどまる)

図6.5.2 累積塑性変形と用途に応じた損傷制限の概念

2) 保有水平耐力の割増による損傷制限の考え方

- ・ A種、B種の耐震性能確認は、動的応答解析を行うことを原則とする保有水平耐力を割増して間接的に損傷制限を行うこともできる。
- ・ 耐力割増に伴う剛性の変化（固有周期の変化）による弾性応答せん断力の変化が小さいと見なせる場合（ $Q_1 \doteq Q_2$ ）について必要保有水平耐力の割増率 $\alpha$ の値を表 6.5.1 に示す。

表6.5.1 損傷制限率(k)に応じた保有水平耐力の割増し率( $\alpha$ )

		B種	A種
Ds	$\eta_F$	$\alpha(k=0.5)$	$\alpha(k=0.25)$
0.25	7.5	1.37	1.84
0.30	5.1	1.35	1.77
0.35	3.6	1.33	1.71
0.40	2.6	1.31	1.64
0.45	2.0	1.29	1.58
0.50	1.5	1.26	1.51

- ・ 高さ方向の損傷集中を避けるため、 $\alpha \cdot Ds$ 値は高さ方向で一定値とすることおよび梁降伏型を保証するために柱梁耐力比を 1.5程度以上とすることが望ましい。
- ・ また、この場合も、非構造部材の損傷を制限するために、層間変形角の制限を満たす必要がある。

動的解析を行わずに大地震時の層間変形角を求める方法として、

- ① 非線形漸増载荷解析を行う場合、必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) を I ( $\alpha$ に相当)倍した荷重時の層間変形角を用いる。
  - ② 一次設計時の層間変形角より推定する場合には、構造体の変形能力を考慮し、適切に求める。
- などがある。

## 6-5.2 各部材の設計

- ・鉄骨造の各部材および部材を構成する板要素は、十分な変形能力を確保する。

### ◇解説

- ・6-5.1で、層せん断力一層間変位の復元力特性に着目した層としての累積塑性変形限界を耐震性能評価の尺度とする考え方を示した。  
層の復元力が失われ、崩壊に至る現象は、主として部材の降伏や接合部破壊に起因するものであり、目標として設定した変形性能を確保するためには、最終的には架構を構成する部材レベルで目標に応じた塑性変形能力を確保することが必要となる。
- ・一般に部材の塑性変形倍率は、層としての塑性変形倍率より大きくなり、この関係は部材剛比や周辺部材との耐力比などに左右される。一方、部材の変形性能限界は、局部座屈、横座屈などの不安定現象および延性破断や脆性破壊などに規定されるものであり、実験結果に基づいて評価されるべきものである。したがって、層としての塑性変形性能を厳密に保証するためには、個々の建築物の特性や入力地震動の特性、さらに多層骨組における損傷集中特性等を考慮した部材レベルの必要累積塑性変形倍率を把握した後、実験結果に裏付けられた変形能力を有する部材選定および必要な補剛を行うといった手続きが必要となるが、現在のところこれらについて必要な情報が整備されているとは言い難い。
- ・このような状況を十分に認識した上で、当面の手法としては、層の累積塑性変形限界を建築基準法のDs値に関連付けて設定した場合、そのDs値に見合う柱・梁の幅厚比、横補剛間隔や筋かい材の細長比の制限値等が、部材に求められる塑性変形能力さらには層としての塑性変形能力の確保につながっているものと解釈し、それらの制限値を最低限遵守することとする。
- ・6-5.1でも示したように、部材に要求される必要変形性能に関しては、資料編の参考文献に示す文献6)や文献10)に現状の知見が示されているほか、数多くの研究が行われているところであり、それらを参考にしてより合理的に骨組のエネルギー吸収能力の定量化と部材設計を関連付けることが望ましい。

### 6-5.3 接合部および柱脚の設計

鉄骨造の接合部および柱脚は、使用部材の性能が適切に発揮されるよう、十分な強度および変形能力を確保する。

#### 柱脚

##### (現行規定への補足)

柱脚は原則として露出柱脚または埋込み柱脚とし、十分な耐力または変形能力を確保する。

##### (余裕のある設計等)

鉄骨構造の柱脚は、埋込み柱脚とすることが望ましい。また、ルート1あるいはルート2で設計する場合においても、柱脚部は保有耐力接合とすることが望ましい。

##### (根巻き柱脚)

十分な検討が行われた場合については根巻き柱脚を採用してもよい。

#### 接合部

##### (現行規定への補足)

接合部は適切な詳細とし、かつ、十分な耐力を確保しなければならない。特に柱を冷間成形角形鋼管とする場合は、「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」による。

##### (余裕のある設計等)

すべての接合部は、接合部設計耐力に対して十分な余裕を持たせた保有耐力接合とすることが望ましい。

## 6-6 地盤および基礎構造

### 6-6.1 地盤調査

地震動に対する地盤の性状を適切に把握するため、既存の資料等を参照して十分な地盤調査を行う。

- ・基礎の設計は、地盤種別、地層の傾斜や連続性、河岸・海岸からの距離など広範囲にわたる地盤地形を把握した上で、地盤調査結果を総合的に判断して行う必要がある。
- ・地盤調査は、地盤種別及び建築物の規模を考慮して、十分な調査を行うものとする。
- ・地盤調査は大きく事前調査と本調査に分けられる。

#### 事前調査

事前調査は、既往の地盤調査資料の収集、文献調査及び現地調査により、敷地及び周辺の地盤構成と土質の硬さや地下水の状況等を把握する。事前調査において十分な資料が得られた場合は、本調査を省略しても良い。

#### 本調査

本調査は、適切な原位置試験や土質試験を行って、地盤構成、各地層の硬さ、支持層の深さ、地下水位及び沈下性状を把握する。また、地盤の動的解析を行う場合は、解析に用いる地盤のパラメーターを設定するために、必要に応じて常時微動測定、P S密度検層や動的変形特性試験等の試験を行う。これらの試験は建築物の動的解析においても行うものである。

- ・事前調査及び本調査の調査項目については、「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」(日本建築学会、1995年)、「土質調査法」(土質工学会、1985年)等を参照する。

### 6-6.2 液状化等の地盤変状

地盤の液状化が懸念される場合は、地盤調査結果及び既存の資料に基づいて、地震動に対する地盤の液状化の発生の検討を行う。液状化やその他の地盤変状についてその影響度合を判断し、適切な対策を講じて目標とする耐震性能を確保する。

緩い砂質土等については「大阪市域の液状化予測図」(大阪市、1996年)等を参考とし、地震動に対する地盤の液状化発生の可能性を検討する。

#### (1) 液状化判定法

- ・地盤の液状化判定法は、特別な場合を除いて、建築物の設計でよく利用されている「建築基礎構造設計指針」(日本建築学会、1988年)に示された方法によってよい。「建築基礎構造設計指針」に示された方法は、地盤の各深度ごとに液状化発生に対する安全率 $F_L$ を求めるもので、いわば地盤を構成する各深度の要素部分の安全率を与えるものである。一方、各深度の安全率から、地盤としての液状化発生の危険度を表現



するものとして地盤液状化指数  $P_L$  が提案されている。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(Z) dz \quad (6.6.1)$$

ここに  $F$  :  $F_L < 1.0$  の時  $1 - F_L$

$F_L \geq 1.0$  の時  $0$

$W(Z)$  : 深さ  $Z$  に対する重み関数で

$$W(Z) = 10 - 0.5Z$$

- ・「大阪市域の液状化予測図」では、地動の地表面加速度が300gal程度の時に  $P_L \geq 15$  となる地盤を、液状化が発生しやすい地盤と判定している。
- ・液状化の判定にあたっては、地震時の地表面加速度を設定する。地表面加速度は上部構造の目標とする耐震性能に応じて設定する。  
 $F_L$  は  $N$  値に大きく依存するものであるため一様な地盤でも、 $N$  値のばらつき等により判定に苦慮する場合も考えられる。その場合は  $P_L$  値を求める等の方法により、総合的に判断する。
- ・高層建築物等の一定規模以上の建築物や特に重要な建築物においては、地盤の動的解析や繰返し三軸試験を行って、より精度の高い液状化判定を行う。

## (2) 液状化に対する対策

- ・液状化発生の可能性があるとして判断された場合は、その影響を考慮した基礎構造の検討を行う。基礎構造及び上部構造に有害な影響を及ぼすと判断された場合には、目標とする耐震性能、液状化地盤の深さや液状化の程度等を勘案して、適切な対策を講じる。直接基礎においては、液状化の発生により、支持地盤が鉛直支持力を失って建築物に沈下や傾斜が生じる可能性が高いため、地盤改良等の有効な液状化対策を講じるか、または、建築物側での工夫や杭基礎への変更等を検討する。  
杭基礎においては、杭周辺の地盤に液状化が発生して水平抵抗力を失うと、建物に沈下や傾斜が生じる可能性がある。このため、有効な液状化対策を講ずるか、より強度、靱性の高い杭の使用、あるいは両者を併用する等を検討する。液状化が発生した地盤の力学的特性を評価する簡便な手法として、「建築基礎構造設計指針」では換算  $N$  値と深度及び  $F_L$  をもとに、地盤の水平地盤反力係数の低減係数が示されている。

水平地盤反力係数の低減係数

液状化発生に対する安全率 $F_1$ の範囲	地表面からの深さ $z$ (m)	水平地盤反力係数に乗じる低減係数 $r_k$			
		$N_a \leq 8$	$8 < N_a \leq 14$	$14 < N_a \leq 20$	$20 < N_a$
$F_1 \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5 < F_1 \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75 < F_1 \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

日本建築学会「建築基礎構造設計指針（1988年改訂版）」

また、杭先端の支持層で液状化が予想されるような場合は、液状化により、杭頭で著しい沈下が生じることもあるので留意する。

液状化対策工法に関しては資料編12-2「資料2.7」を参照されたい。

### (3) 土の側方流動について

- ・ 支持層の傾斜している地盤や、旧河道、溜池跡、埋没谷等の特異な地盤においては、地震時に地盤の挙動が基礎構造に及ぼす影響を検討し、基礎構造及び上部構造に有害な影響を生じると判断された場合には、杭の水平抵抗力を増す等の適切な対策を講ずる必要がある。
- ・ 傾斜した支持層に沿った地盤のすべりや護岸の崩壊等が生じた場合は、表層地盤に側方流動が生じ、基礎に甚大な被害を及ぼすことがある。また、支持層に傾斜がある場合、液状化により側方流動が生じる場合もあるので留意する。
- ・ 建築物の基礎を杭基礎としている場合で、側方流動の可能性がある場合は、側方流動圧による杭の検討を行う。側方流動が、液状化を主因とするような場合は、地盤改良等による対策も検討する。

### 6-6.3 目標とする耐震性能の確保

- ・ 基礎構造の耐震設計に当たっては、基礎形式に応じた検討を行い、目標とする耐震性能を確保する。
- ・ 基礎構造の耐震設計の目標は、地震によって上部構造及び基礎に生じる力を、地盤に適切に伝達することである。
- ・ 基礎構造の耐震性能はA種、B種、C種の3種類とし、基本的に上部構造の目標とする耐震性能と基礎構造の目標とする耐震性能は同一のものとする。

基礎構造の設計フローを次頁 図6.6.1に示す。

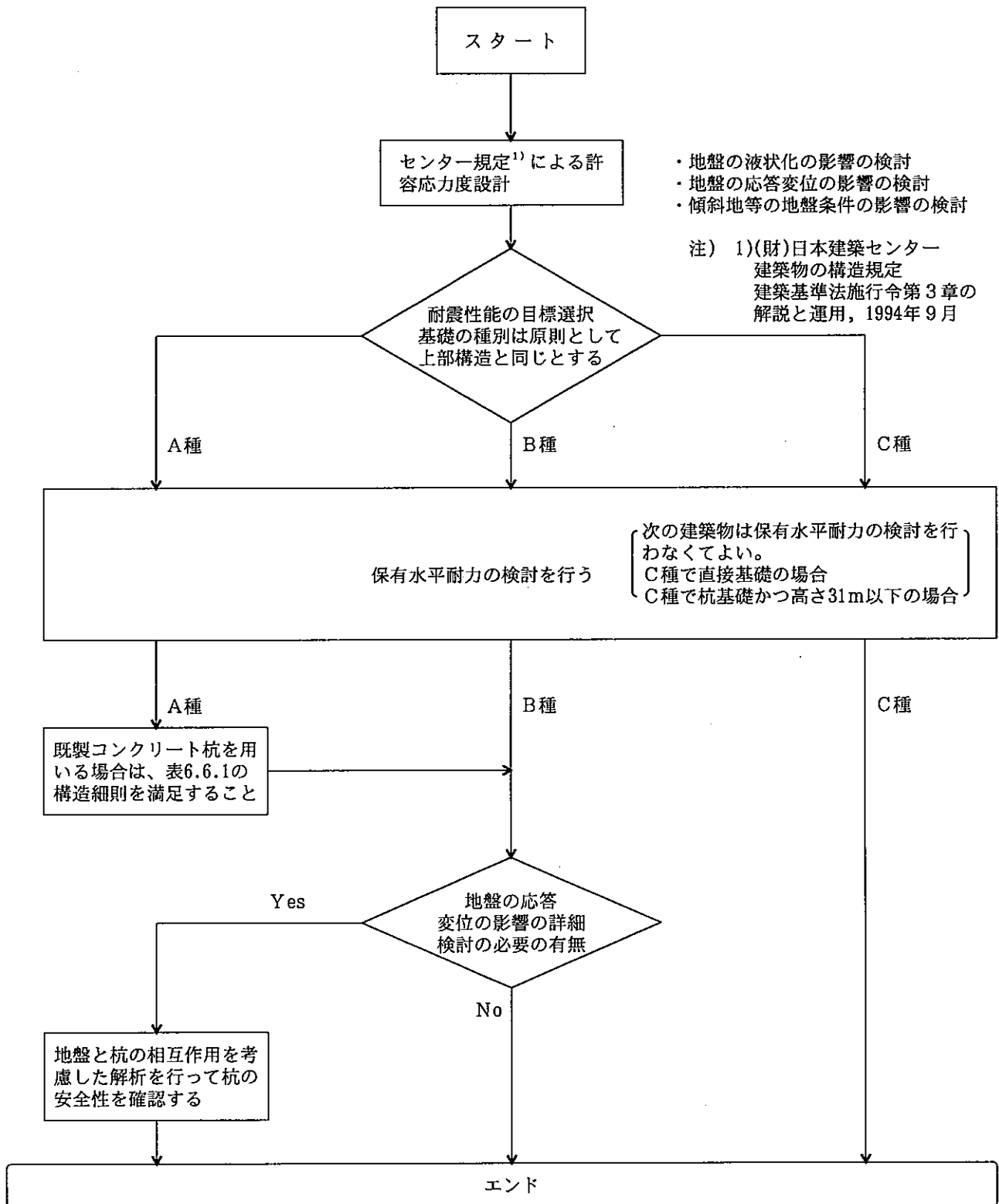


図6.6.1 基礎構造の設計フロー

## (1) 直接基礎

直接基礎においては、基礎スラブ・基礎梁の剛性と強度および地盤の支持力と沈下等を適切に評価した検討を行う。

- ・直接基礎については、A種、B種の建築物は、上部構造の保有水平耐力時において、鉛直力、水平力および曲げモーメントにより基礎および地盤に生じる応力が、終局耐力もしくは極限支持力以下であることを確認する。
- ・C種の建築物は、人命に関わる損傷が生じないようにする。

## (2) 杭基礎

杭基礎においては、基礎スラブ・基礎梁の剛性と強度および杭の剛性・強度と靱性を適切に評価した検討を行う。

杭と基礎の接合は、上部構造より作用する力を十分伝達できる接合とする。

- ・地震時に杭に作用する荷重は、地盤の変形挙動によって杭に強制変形として作用する力と、上部構造に生じた力（主に慣性力）の2つがある。

地盤の変形挙動によって杭に強制変形として作用する力については、杭の中間層の剛性が大きく変化したり、杭が、薄くて堅い中間層を貫通しているような場合を除けば、杭の水平力に対する設計を大きく左右するものではないが、特に注意を要する場合は、その影響を考慮した検討を行う。

上部構造に生じた力に対する杭の検討については、A種の建築物、B種の建築物およびC種のうち高さが31mを超える建築物について、許容応力度設計に加えて、原則として大地震時に基礎構造に大きな損傷が生じないように、保有水平耐力の検討も行うこととする。

杭基礎の地震時水平力に対する検討項目を次頁 表6.6.1に示す。

表6.6.1 杭基礎の地震時水平力に対する検討項目

項目	A 種	B 種	C 種
保有水平耐力の検討	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>FQ_u \geq FQ_{un}</math> の確認</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>FQ_u \geq FQ_{un}</math> の確認</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>FQ_u \geq FQ_{un}</math> の確認</li> <li>ただし、高さが31m以下の建築物においてはおいてもよい。</li> </ul>
その他の構造細則	<ul style="list-style-type: none"> <li>既製コンクリート杭は、コンクリート製杭頭を2.5Dの範囲に補強筋量<math>\geq 25\sigma_y</math>とし、中継り補強を必要とする。また、断面補強は、上部構造の性能を確保する。</li> </ul>		

記号  $\rho_s$  : スパイラル筋の体積比。  $\rho_s = \frac{4Ah}{Sd}$

S : スパイラル筋の間隔 (cm)

d : スパイラル筋の有効長 (cm) で、スパイラル筋の外径寸法とする。

Ah : スパイラル筋1本の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>)

ここに、  $FQ_u$  : 杭基礎の保有水平耐力

$FQ_{un}$  : 杭基礎の必要保有水平耐力で、現行基準法の二次設計相当の地震動レベルに対応するもの。

- 本指針では、杭基礎の必要保有水平耐力は、上部構造1階の必要保有水平耐力または保有水平耐力のいずれかと、基礎部分に生じる地震力の和とする。又、目標とする耐震性能に応じて、1階の必要保有水平耐力を表6.6.2に従い割り増す。1階の保有水平耐力が得られている場合は、その値を用いて良い。
- 杭基礎の保有水平耐力および必要保有水平耐力は、材料や算定仮定、施工精度等によるばらつきを含むものであり、杭材が十分な靱性を有していない場合は、杭が上部構造に先行して崩壊することが考えられるので、余裕をもった設計が望まれる。
- 杭基礎の必要保有水平耐力は、下記の(6.6.2)式により求める。

$$FQ_{un} = F\alpha_1 \cdot F F_{es} \cdot BQ_u \quad (6.6.2)$$

記号  $BQ_u$  : 上部構造1階の必要保有水平耐力または保有水平耐力のうちいずれかと、大地震時に1階および地階に生じる力の和

$F F_{es}$  : 上部構造と基礎構造の水平剛性の比および基礎の偏心による影響係数で当面の間 1.0 とする

$F\alpha_1$  : 基礎スラブ根入れ効果による低減率。液状化が発生する地盤においては低減しない。

$BQ_u$ は次式で表される。

$$BQ_u = F\alpha_2 \cdot 1Q_u + \sum k_i \cdot W_i \quad (6.6.3)$$

記号  $1Q_u$  : 1階の必要保有水平耐力または保有水平耐力

$W_i$  : 1階以下の各階重量

$k_i$  : 大地震時に1階以下の各階に作用する水平震度

$F\alpha_2$  :  $1Q_u$ の割増し係数で目標とする耐震性能に応じて表6.6.2の値とする。

表6.6.2  $F\alpha_2$ 値

目標とする耐震性能	$1Q_u$ に必要保有水平耐力を採用する場合	$1Q_u$ に保有水平耐力を採用する場合
A種	1.5	1.0
B種	1.25	1.0
C種	1.0	1.0

$k_i$ は次式で表される。

$$k_i = k_o \cdot \phi \cdot \left(1 - \frac{h_i}{40}\right) \quad (6.6.4)$$

記号  $k_o$  : 1階に作用する基準水平震度で、上部構造の目標とする耐震性能に応じて定める。当面、0.2~0.3を目安とする。

$h_i$  : 1階以下の各階の地盤面からの深さ（20mを超えるときは20mとする）。(m)

$\phi$  : 大阪市の地盤特性を考慮した想定地震動による必要保有水平耐力の割増係数で、 $\phi = C_{osaka} / (R_t \cdot C_o)$ とする。

$C_{osaka}$  : 想定地震動による第1層の層せん断力係数

$F\alpha_1$ は次式で表される。

$$F\alpha_1 = 0.2 \times \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{D_f}} \quad (\text{ただし、} 0.3 \leq F\alpha_1 \leq 1.0) \quad (6.6.5)$$

記号  $H$  : 建物の地上部分の高さで、 $H \leq 45.0m$ の場合のみ $F\alpha_1$ を考慮できるものとする。(m)

$D_f$  : 基礎の根入れ深さで、 $D_f \geq 2.0m$ の場合のみ $F\alpha_1$ を考慮できるものとする。(m)

- ・予想される大地震動に対して、杭に被害を生じさせないためには、より耐震性能の高い杭を使用する必要がある。この場合、基礎スラブと杭の接合には十分な配慮が必要である。
- ・このように耐震性能の高い杭を用いて杭の耐力を十分に発揮させるためには、基礎スラブを剛強にするとともに、杭頭を杭径Dに対して1.0D以上ののみ込み深さを確保するほか、基礎スラブと杭の接合方法に十分注意を払った設計が望まれる。

### (3) 杭と地盤の相互作用

杭が地震時に地盤の変位の影響を受ける可能性がある場合には、杭と地盤の相互作用を考慮した検討を行う。

#### ◇解説

現在、杭の地震力に対する設計は、Chang の提案式に従って、建物の慣性力のみを対象に行っている場合が多い。しかしながら、大地震を想定した場合や、種々の地盤特性を持つ中間層からなる地盤などにおいては、建物と地盤とが相互に影響し合うことを考慮した杭応力の検討が必要になってくる。

この場合の杭応力の検討方法として、地盤－杭－建物系を連成系で解析する一体解法と、これらを分離して部分系ごとに解析する部分解法が考えられている。

前者の手法（一体解法）としては、二次元有限要素法による、建物と地盤との動的相互作用解析がよく用いられる。

後者の手法（部分解法）としては、一次元重複反射理論等により地震時の地盤の変位分布を求め、この変位分布を強制変位として杭に与え（応答変位法）、同時に建物の慣性力を杭頭に作用させるという解析法がある。