

この資料は、(財)日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、耐震改修設計指針・同解説（1977、1990 改訂、2001 改訂）」<sup>1-1)</sup>および(財)建築技術教育普及センターの「構造設計一級建築士構造テキスト 第5章 耐震診断・耐震補強」<sup>1-2)</sup>から、重要な部分を引用・抜粋し、一部、加筆したものである。

## 1 概論

### (1) 既存建物の耐震性能と地震被害

日本における地震工学の研究が本格的にスタートしたのは、今から 120 年ほど前の 1891 年濃尾地震以降のことである。1923 年に関東地震が発生し、その翌年には設計震度の概念に基づく設計用地震力を導入した耐震規定が制定されている。その後、1950 年には建築基準法が公布されたが、1968 年十勝沖地震では、それまで最も耐震的であると考えられていた鉄筋コンクリート (RC) 造建物に大きな被害が生じ、特に発災時の避難所や災害対応拠点となるべき学校や庁舎に生じた被害は大きな社会問題となった。この深刻な被害は、耐震設計の見直しを迫り、脆性的な破壊を防ぎ部材に強度のみならず粘り強さ（靱性）を持たせるべく、1971 年には建築基準法施行令が改訂され、柱の帯筋間隔の規定が強化された。その後、1978 年宮城県沖地震の被害による耐震設計法の更なる見直しの必要性や耐震設計法に関する研究成果の蓄積を踏まえて、1981 年には建物の強度のみならず靱性（変形能力）を考慮した耐震設計法へと進化していった。

### (2) 既存建物に対する耐震化対策

1968 年十勝沖地震による被害は、新築建物を対象とした耐震設計法の改訂の必要性と同時に、耐震診断技術や耐震補給技術の開発の重要性を強く認識させ、被災建物の復旧、補強も含めた耐震補強技術に関する研究がこのころから始まった。

1977 年には十勝沖地震以降の耐震診断技術、補強技術に関する研究成果を盛り込み、RC 造を対象とした「耐震診断基準」、「耐震改修設計指針」が発表された<sup>1-1)</sup>。しかしながら、これらは当初は首都圏や東海地震の発生が指摘されている静岡県などを中心に適用される程度であった。これらの基準や指針が全国規模で適用されるに至ったのは 1995 年阪神淡路大震災を契機とした既存建築物の耐震改修の促進に関する法律（以下、耐震改修促進法）の制定以降である。

1995 年に阪神・淡路地域を襲った兵庫県南部地震では、1981 年以前に設計施工された建物に甚大な被害が生じ（図 1-1）、耐震補強による震前対策の重要性が強く認識された。図 1-2 は RC 造学校校舎の被害統計を示したものである<sup>1-3)</sup>。被害の割合は耐震規定が改訂された 1971 年および 1981 年を境界に異なり、古い建物、すなわち 1981 年以前に建設された建物ほど倒壊、大破などの深刻な被害を受けた建物の割合が高く、その傾向は特に 1971 年以前の建物で顕著に表れている。この被害の特徴を受けて、1995 年 12 月には耐震改修促進法が施行され、1981 年以前の建物を対象に全国的に耐震診断・耐震改修の普及がはかれるようになった。

その後、2004年に発生した新潟県中越地震や2011年東日本大震災では、耐震改修されたRC造建物も地震を経験しているが、耐震補強された建物では被害が軽微で補強の効果が認められたことが報告されている。



完全に倒壊した商業施設



1階が層崩壊した集合住宅



転倒したRC造ビル



せん断破壊した柱

図 1-1 1995年阪神淡路大震災による建物の被害例<sup>1-3)</sup>

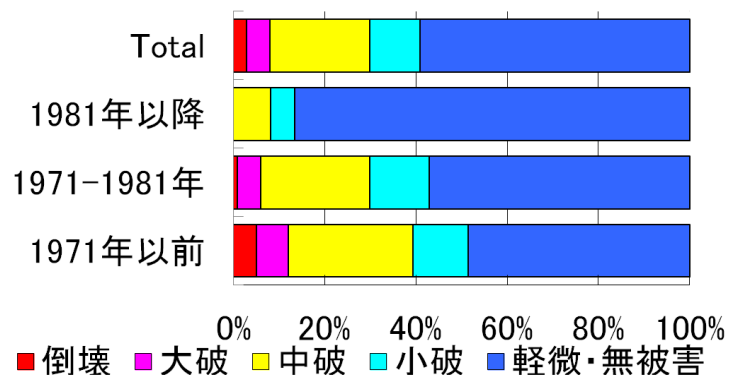


図 1-2 1995年阪神淡路大震災によるRC学校建物の建設年代別の被害率<sup>1-3)</sup>

### (3) 耐震診断・耐震改修の基本的考え方

日本の耐震診断法は、建物の保有する耐震性能を、保有する耐力（あるいはこれを建物重量で割った、いわゆるせん断力係数の形で表した指標）と、靱性を表す指標の積で表すこととしており、これと基準となる耐震判定指標値との比較で耐震性能を評価している。これは、建物が地震力を受けた際に安全であるためには、壁の多い建物では粘り（靱性）が少ないのでかなりの強度が必要になるが、壁の少ない建物では強度があまり高くないので粘りのある構造でなければならないことを考慮して、壁の多い建物と壁の少ない建物に共通の耐震性能の評価尺度を与える目的で定められたものである。

図 1-3 は異なる 2 種類の構造特性を有する建物に水平力 P（地震力に相当）を作用させた際の、建物の変形  $\delta$  との関係、P- $\delta$  関係を模式的に表したものである。図中の×印はそれぞれの建物の限界変形点、すなわちこれ以上変形が進んだ場合に建物が崩壊する点を示している。

建物①は比較的壁が多く配された建物で、このような建物は一般的に強度と剛性は高いが、靱性（図中の×に相当）は低い。一方、建物②は壁のない、または少ない建物で、一般に①より強度と剛性は低い、靱性は高い特徴を持っている。これらの基本性能の異なる建物に同一の地震動が作用し、その応答がちょうど各建物の限界変形点の直前（図中の●）に留まったとすると、これらの建物は同一の地震動にちょうど耐えたという意味で等しい耐震性能を有していると考えられる。すなわち、強度のみに着目した場合は建物①が耐震性能に優れていると考えられるが、靱性も考慮して「強度～靱性」の 2 次元で考えた場合には両者は同等の耐震性能を有していると考えられる。このような概念に基づき、建物の耐震性能を

$$[\text{耐震性能}] = [\text{強度}] \times [\text{靱性}]$$

としてとらえて評価するものである。

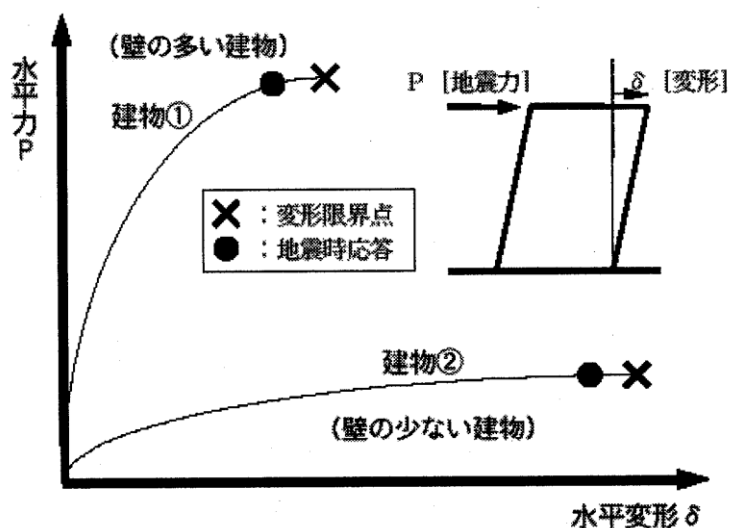


図 1-3 建物に作用する力 (P) と変形 ( $\delta$ ) の関係<sup>1-2)</sup>

将来の地震に対して建物の耐震性能を確保するためには、前述のような概念に基づき建物の耐震性能を判定し、必要に応じて耐震補強、改築などの対策を行うことになるが、耐震性能および補強の要否の判定における一般的な手順は以下のように表せる。

- ① 既存建物の耐震性能の評価
  - ② 必要とされる耐震性能の設定
  - ③ 補強の要否の判定
  - ④ 耐震補強工法の決定
  - ⑤ 補強要素と既存骨組の接合詳細の決定
  - ⑥ 補強建物の耐震性能の確認
- (④～⑥は補強が必要と判定された場合)

上記のうち「①性能の評価」から「③判定」までが耐震診断の範疇に、「④工法の決定」から「⑥性能の確認」までが耐震補強の範疇にそれぞれ含まれる。

耐震性能の評価では、予想される地震動に対して必要とされる耐震性能および機能を勘案し、設定した目標値を満足するか否かをまず判定する（前記①～③）。補強が必要と判定された場合、目標耐震性能、構造種別、地盤条件、居住者の有無、施工難易度、補強に要する費用などを勘案して補強工法を決定する。また既存建物と新たに設置する補強要素の接合部分の性能は建物全体の耐震性能に大きな影響を与えるため、その接合詳細は重要な検討項目である（前記④、⑤）。最終的には補強建物の耐震性能を再評価し、補強目標を満足していることを確認する（前記⑥）。

#### 引用文献

- 1-1) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、耐震改修設計指針・同解説（1977、1990改訂、2001改訂）
- 1-2) (財)建築技術教育普及センターの「構造設計一級建築士構造テキスト 第5章 耐震診断・耐震補強」、2011年

#### 参考文献

- 1-3) 日本建築学会（鉄筋コンクリート構造運営委員会 兵庫県南部地震災害調査小委員会 学校建築WG）：1995年兵庫県南部地震 鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書 第II編学校建築、1997年

第2章は、(財)日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説(1977、1990改訂、2001改訂)」<sup>2-1)</sup>から、重要な部分を引用・抜粋し、一部、加筆したものである。

## 2 鉄筋コンクリート造建物の耐震診断

### 2.1 はじめに

日本では、既存の中低層(5～6階建て以下)鉄筋コンクリート造建物の耐震診断・耐震補強の実務には、(財)日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説(以下「RC診断基準」)<sup>2-1)</sup>および「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説<sup>2-2)</sup>」が、もっとも広く用いられている手法である。RC診断基準では、柱・梁等の構造躯体の耐震性能 $I_s$ と外壁等の非構造部材の耐震性能 $I_N$ の2種類の指標(数値)で評価することとしている。以下ではこれらの指標のうち構造耐震指標 $I_s$ について、「RC診断基準」に基づいて耐震診断手法の要点を述べる。

### 2.2 耐震性の判定

建物の耐震性は、 $I_s$ が以下に示す必要耐震判定指標 $I_{so}$ 以上である場合には、通常想定される地震動に対しては倒壊などの危険性は低いと判定される。ただしその際、部材の靱性を勘案して建物に許容される変形において建物が保有する強度 $C_{TU}$ と形状指標 $S_D$ の積 $C_{TU} \times S_D$ がある一定の値以上となること条件としている。これは、耐震改修促進法における「地震の震動および衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い」と判定されるための保有水平耐力に係る指標 $q$ に関する判定値の条件と整合するものである。

$$I_s \geq I_{so}$$

$$\text{ただし、} C_{TU} \times S_D \geq 0.3 \times Z \times G \times U$$

ここで、

$I_s$  : 構造耐震指標

$I_{so}$  : 構造耐震判定指標

$C_{TU}$  : 構造物の終局限界における累積強度指標

$S_D$  : 形状指標で、平面、立面形状の不整形性を考慮する指標

$Z$  : 地域指標で、その地域の地震活動度や想定する地震動の強さによる補正係数

$G$  : 地盤指標で、表層地盤の増幅特性、地形効果、地盤と建物の相互作用などによる補正係数

$U$  : 用途指標で、建物の用途による補正係数

### 2.3 $I_s$ 指標の算定

RC診断基準<sup>2-1)</sup>はその計算の手間と精度に応じ、第1次から第3次診断までの3つのレベルから構成され、いずれの構造物の耐震性能を建物の各主要方向それぞれについて各階ごとに、下式に示す $I_s$ 指標で表すこととしている。その結果、耐震性能が数値として算定され、その数値が大きいほど耐震性能に優れていることを表す。

$$I_s = E_0 \times S_D \times T \quad (1)$$

ここで、

$E_0$  : 保有性能基本指標 (=  $\phi \times C$ [強度指標]  $\times F$ [靱性指標])

$\phi$  : 対象建物の階数と診断対象階位置による階の補正係数

$T$  : 経年指標 (経年劣化を考慮する係数)

#### (1) $E_0$ 指標 (保有性能基本指標)

$E_0$  指標は、 $I_s$  指標を算出する上で最も基本かつ重要な指標であり、構造物の保有する耐力を建物の重量で割ったいわゆるせん断力係数の形で表した指標 ( $C$  値) と、靱性を表す指標 ( $F$  値) の積で表すことを原則としている。これは図 1-3 に示したとおり、建物が地震力を受けた際に安全であるためには、壁の多い建物では粘り (靱性) が少ないので十分な強度が必要であるが、壁の少ない建物では強度があまり高くないので粘りのある構造でなければならないことを考慮して、壁の多い建物と少ない建物とに共通な耐震性能の評価尺度を与える目的を定めたものである。階の補正係数  $\phi$  は、地震時に対象建物に作用する外力分布の影響を考慮する係数で、1 階を 1.0 とし上階ほど低くなるようにした下式で与えられる。

$$\phi = \frac{n+1}{n+i}$$

ここで、 $n$  : 建物階数

$i$  : 診断の対象としている階数、1 階を 1 とし、最上階を  $n$  とする。

RC 診断基準では下記に示すとおり簡略な第 1 次からより詳細な第 3 次までの 3 種の診断レベルが用意されている。「強度」と「粘り」を基本として耐震性能を評価する点はいずれの診断回数においても共通であるが、仮定事項に次のような違いがそれぞれにある。

##### 1-1) 第 1 次診断

主として強度抵抗型となる壁式構造あるいは比較的耐震壁が多く配されたフレーム構造の耐震性能を簡略的に評価することを目的として開発された診断手法である。性能評価の基本である柱、壁の強度は、そのコンクリートの強度と断面積から略算的に求めるため、他の診断レベルに比較して計算は最も簡単である。

第 1 次診断では建物鉛直部材を表 2-1 に示す 3 種類に分類し、保有耐震性能指標  $E_0$  は、それぞれの強度指標  $C$  および靱性指標  $F$ 、強度寄与係数  $\alpha$  を用いて次のように算定する。

保有耐震性能指標  $E_0$  は、(2)式による値と(3)式による値のいずれか大きいほうとする。ただし、第 2 種構造要素の極短柱がある場合には、(3)式による値とする。

$$E_0 = \phi(C_w + \alpha_1 C_c) \cdot F_w \quad (2)$$

$$E_0 = \phi(C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \cdot F_{sc} \quad (3)$$

ここで、

$C_w$  : 壁の強度指標で、(7)式による

$C_c$  : 極短柱以外の柱の強度指標で、(8)式による

$C_{sc}$  : 極短柱の強度指標で、(9)式による

$\alpha_1$  : 壁の終局強度時変形における柱の強度寄与係数で 0.7 としよ。ただし、 $C_w = 0$  の場合には、1.0 とする

$\alpha_2$ ：極短柱の終局強度時変形における壁の強度寄与係数で0.7としてよい。

$\alpha_3$ ：極短柱の終局強度時変形における柱の強度寄与係数で0.5としてよい。

$F_w$ ：壁の靱性指標（ $C_w \neq 0$ の場合には柱の靱性指標）で、1.0としてよい。

$F_{sc}$ ：極短柱の靱性指標で、0.8としてよい。

表 2-1 第1次診断用鉛直部材の分類<sup>2-1)</sup>

名称	定義
柱	$h_0/D$ が2をこえる独立柱
極短柱	$h_0/D$ が2以下の独立柱
壁	ラーメン内に含まれないいわゆる雑壁も含める

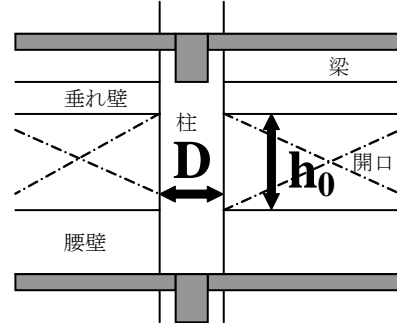


図 2-1 柱の内のり寸法  $h_0$ <sup>2-1)</sup>

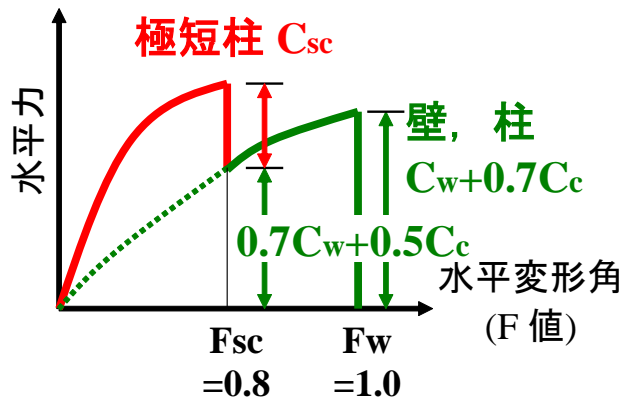


図 2-2 第1次診断における保有性能基本指標の概念

### 1-2) 第2次診断

梁よりも、柱、壁等の鉛直部材の破壊が先行し、これにより構造物の耐震性能が支配される建物、すなわち柱崩壊型建物の耐震性能を簡略的に評価することを目的として開発された診断手法である。第2次診断で想定している柱崩壊型の構造特性は耐震改修促進法の主対象となる旧基準建物では最も一般的と考えられるため、その適用性が最も高い診断手法である。第2次診断では、想定建物の構造特性から、梁、スラブは剛強と考え計算では考慮しないが、柱、壁の強度算定には鉄筋の影響も考慮し、また部材の強度、形状寸法から靱性（F 値）を評価することにより、第1次診断よりも計算精度を大幅に向上させている。

第2次診断では建物の鉛直部材を表 2-2 にしめす5種類に分類し、それぞれの強度指標 C および靱性指標 F、強度寄与係数  $\alpha$  を用いて保有耐震性能指標  $E_0$  を算定する。保有耐震性能指標  $E_0$  は、(4)式による靱性型の指標と(5)式による強度型の指標のうち大きいほうを採用する。ただし、以下に規定する第2種構造要素がある場合には、第2種構造要素の最小の靱性指標内で算出する。

$$E_0 = \phi \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad (4)$$

$$E_0 = \phi \left( C_1 + \sum_j \alpha_j C_j \right) \cdot F_1 \quad (5)$$

ここで、 $E_1 : C_1 \times F_1$

$E_2 : C_2 \times F_2$

$E_3 : C_3 \times F_3$

$C_1$  : 第1グループ ( $F$  指標が最も小さいグループ) の  $C$  指標

$C_2$  : 第2グループ ( $F$  指標が中間のグループ) の  $C$  指標

$C_3$  : 第3グループ ( $F$  指標が最も大きいグループ) の  $C$  指標

$F_1$  : 第1グループの  $F$  指標

$F_2$  : 第2グループの  $F$  指標

$F_3$  : 第3グループの  $F$  指標

表 2-2 第2次診断用鉛直部材の破壊形式による分類<sup>2-1)</sup>

名称	定義
曲げ柱	曲げ降伏がせん断破壊より先行する柱
曲げ壁	曲げ降伏がせん断破壊より先行する壁
せん断柱	せん断破壊が曲げ降伏より先行する柱。ただし、極脆性柱を除く
せん断壁	せん断破壊が曲げ降伏より先行する壁
極脆性柱	$h_0/D$ が 2 以下 (極短柱) で、かつ、せん断破壊が曲げ降伏より先行する柱

表 2-3 強度寄与係数<sup>2-1)</sup>

第1グループの墨加 $F_1=0.8$ (変形 $R_1=R_{500}=1/500$ のとき)		
	$F_1$	$F_1=0.8$
	$R_1$	$R_1=R_{500}$
第2グループ 以下	せん断 ( $R_{su}=R_{250}$ )	$\alpha_s$
	せん断 ( $R_{250}<R_{su}$ )	$\alpha_s$
	曲げ ( $R_{my}=R_{250}$ )	0.65
	曲げ ( $R_{250}<R_{my}<R_{150}$ )	$\alpha_m$
	曲げ ( $R_{my}=R_{150}$ )	0.51
	曲げ壁、せん断壁	0.65

第1グループの墨加 $F_1 \geq 1.0$ (変形 $R_1 \geq R_{250}=1/250$ のとき)				
	$F_1$	$F_1=1.0$	$1.0 < F_1 < 1.27$	$1.27 \leq F_1$
	$R_1$	$R_{250}$	$R_{250} < R_1 < R_{150}$	$R_{150} \leq R_1$
第2グループ 以下	せん断 ( $R_{su}=R_{250}$ )	1.0	0.0	0.0
	せん断 ( $R_1 < R_{su}$ )	$\alpha_s$	$\alpha_s$	0.0
	曲げ ( $R_{my} < R_1$ )	1.0	1.0	1.0
	曲げ ( $R_1 < R_{my}$ )	$\alpha_m$	$\alpha_m$	1.0
	曲げ ( $R_{my}=R_{150}$ )	0.72	$\alpha_m$	1.0

$\alpha_s$  : せん断柱の強度寄与係数で、 $\alpha_s = Q_{(F_1)} / Q_{su}$

$\alpha_m$  : 曲げ柱の強度寄与係数で、 $\alpha_m = Q_{(F_1)} / Q_{mu} = 0.3 + 0.7 \times R_1 / R_{my}$

$Q_{(F_1)}$  : 第2グループ以下の柱の  $R_1$  でのせん断力

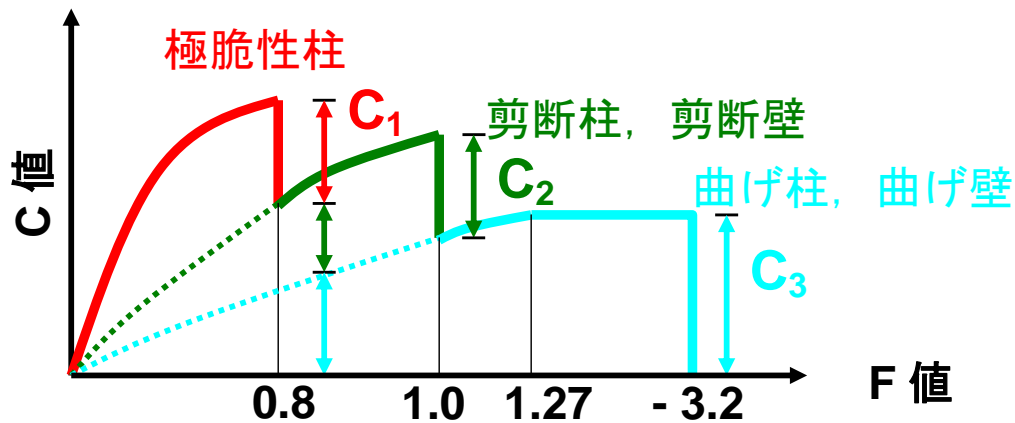


図 2-3 第 2 次診断における保有性能基本指標の概念

1-3) 第 3 次診断

第 2 次診断で対象としている柱崩壊型建物に対して、梁の破壊が柱、壁に先行することにより耐震性能が支配される建物、すなわち梁崩壊型建物の耐震性能を評価することを目的として開発された手法である。

第 3 次診断では建物の鉛直部材を表 2-4 に示す 8 種類に分類し、第 2 次診断と同様に、強度指標  $C$  および靱性指標  $F$ 、強度寄与係数  $\alpha$  を用いて保有性能基本指標  $E_0$  を算定する。部材の破壊モードとして、第 2 次診断に加えて、曲げ梁支配型、せん断梁支配型、回転壁を考慮する。

第 2 次診断までが各層ごとに評価した鉛直部材の耐力と靱性から各階の耐震性能を直接ひよ化するのに対し、第 3 次診断では各フレームを単位に算出した部材特性に基づき各階の耐震性能を算出するため、柱、壁に加えて、梁の強度を考慮して耐震性能を評価する必要があり、計算量は最も多くなる。このように第 3 次診断ではフレーム解析を基本とするとともに、その計算結果はモデル化の良否に極めて敏感であるために、妥当な計算結果を得るためには、「第 2 次診断レベルまでの診断手法の習熟」、「フレーム解析に対する知識」、「第 2 次診断結果との比較・検討」などが必要であり、高度な知識と慎重な判断を要する。

表 2-4 第 3 次診断用鉛直部材の破壊形式による分類<sup>2-1)</sup>

名称	定義
曲げ柱 曲げ壁 せん断柱 せん断壁 極脆性柱	表 2-2 の定義による
曲げ梁支配型柱	曲げ降伏がせん断破壊より先行する梁に支配される柱
せん断梁支配型柱	せん断破壊が曲げ降伏より先行する梁に支配される柱
回転壁	壁の回転が壁自身の曲げ降伏あるいはせん断破壊より先行する壁

#### 1-4) 構造物（層）の終局限界

構造物の終局限界は、地震力によって鉛直部材を支持する部材（柱）が破壊することによって構造物が以下のいずれかの状態に達するときの層間変形角、あるいはこの変形角に対応する柱部材の靱性指標で各層ごとに定義する。

- (a) 柱がせん断破壊または軸圧縮破壊して鉛直荷重を支持できなくなる状態。ただし、一部の鉛直部材の破壊によっても構造物は崩壊しないことが確認できる場合には、さらに大きな変形を構造物の終局限界とすることができる。構造物が崩壊に至る可能性は、鉛直部材が第2種構造要素の該当するかどうかにより判断する。第2種構造要素とは、水平力に対してその部材に破壊が生じた時に、それまで支持していた鉛直力を代わって指示できる部材が周辺にない部材である。鉛直部材が第2種構造要素であるとき、この部材の破壊によって構造物が崩壊に至る可能性が高いと判断する。
- (b) 層の累積強度指標 CT が一定値以下になって構造物が不安定になる状態。

#### 1-5) 診断レベルの選定

各次診断レベルにはそれぞれに適した構造特性との相性があるため、地震時における構造物の挙動を最も適切に推定できると考えられる診断レベルを選定することが重要である。なお、主として耐震診断の対象となる 1,981 年以前に設計された建物では柱や壁の鉛直部材に被害が生じることが過去の地震被害でも多いため、一般に第2次診断が適用されることが多い。

### (2) C 指標（強度指標）

#### 2-1) 第1次診断

壁および柱の断面積のみを用いて、強度指標 C を以下のように略算する。

$$C_w = \frac{\tau_{w1} \cdot A_{w1} + \tau_{w2} \cdot A_{w2} + \tau_{w3} \cdot A_{w3}}{\sum W} \cdot \beta_c \quad (7)$$

$$C_c = \frac{\tau_c \cdot A_c}{\sum W} \cdot \beta_c \quad (8)$$

$$C_{sc} = \frac{\tau_{sc} \cdot A_{sc}}{\sum W} \cdot \beta_c \quad (9)$$

$$\beta_c = \frac{F_c}{20} \quad F_c \leq 20 \quad (10)$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad F_c \geq 20$$

ここで、 $C_w$ ：壁の強度指標

$C_c$ ：柱の強度指標

$C_{sc}$ ：極短柱の強度指標

$\tau_{w1}$ ：壁の終局時平均せん断応力度（両側柱付壁）。 $3\text{N/mm}^2$ としてよい。

$\tau_{w2}$ ：壁の終局時平均せん断応力度（柱型付壁）。 $2\text{N/mm}^2$ としてよい。

$\tau_{w3}$ ：壁の終局時平均せん断応力度（柱なし壁）。 $1\text{N/mm}^2$ としてよい。

$\tau_c$ ：柱の終局時平均せん断応力度。 $1\text{N/mm}^2$ としてよい。ただし、 $h_0/D$ が6以上の場合には、 $0.7\text{N/mm}^2$ とする。

$\tau_{SC}$  : 極短柱の終局時平均せん断応力度。1.5N/mm<sup>2</sup>としてよい。

$A_{W1}$  : その階の対象とする方向に有効な壁断面面積の総和 (両側柱付壁) (mm<sup>2</sup>)

$A_{W2}$  : その階の対象とする方向に有効な壁断面面積の総和 (柱型付壁) (mm<sup>2</sup>)

$A_{W3}$  : その階の対象とする方向に有効な壁断面面積の総和 (柱なし壁) (mm<sup>2</sup>)

ただし、壁断面面積の定義は図 2-4 による。

$A_C$  : その階の独立柱の断面面積の総和 (mm<sup>2</sup>)。両側柱付壁および柱型付壁の柱は  $A_C$  に算入しない。

$A_{SC}$  : その階の独立柱の断面面積の総和 (mm<sup>2</sup>)。

◎ $W$  : その階より上の建物全重量 (建物自重+地震用積載荷重) で、略算的には単位床面積重量 12kN/m<sup>2</sup> として計算してよい。

$F_C$  : コンクリート圧縮強度 (N/m m<sup>2</sup>)

	$A_{W1} = t \times l_{W1}$
	$A_{W2} = t \times l_{W2}$ <p>ただし、<math>(l_{W2} - D)</math> が 45cm 未満の場合には、壁を無視し、独立柱として取扱ってよい。</p>
	$A_{W3} = t \times l_{W3}$ <p>ただし、<math>l_{W3}</math> が 45cm 未満の場合には、これを無視する。</p>

図 2-4 壁の面積の算出方法<sup>2-1)</sup>

## 2-2) 第 2 次診断

### (a) 方針

第 2 次診断法においては、原則として梁は十分に強いと仮定し、鉛直部材 (柱および壁) の水平力に対する終局強度より強度指標  $C$  を算定する。各鉛直部材のせん断終局強度  $Q_{su}$  および

曲げ終局時のせん断力  $Q_{mu}$  を求め、両者を比較することにより、破壊形式を表 2-2 の分類に従って定める。

(b) 部材終局強度の算定

部材の曲げ終局強度  $M_u$  およびせん断終局強度  $Q_{su}$  の算定において、 $Q_{su}$  については下限に近い値が、 $M_u$  については平均的な値が得られる算定式を用いる。特別な検討をしない場合には、付則の算定式を用いてよい。終局強度の算定では、コンクリート強度  $F_c$  には設計基準強度を、鋼材の降伏点強度としては、丸鋼については  $294 \text{ N/m m}^2$ 、異形鉄筋については（規格降伏点強度 +  $49 \text{ N/m m}^2$ ）をそれぞれ用いてよい。

(c) 破壊形式および終局時保有せん断力の算定

鉛直部材の脚部の曲げ終局強度  $M_u$  におけるせん断力  $Q_{mu}$  ( $=M_u/h$ ) およびせん断強度  $Q_{su}$  の算定では、特別な検討をしない場合、算定上の反曲点高さを ( $=M/Q$ ) を以下で算定する。鉛直部材の保有せん断力  $Q_u$  は  $Q_{mu}$  と  $Q_{su}$  の小さいほうとする。

c-1) 柱の場合： $h_{c0}=h_0/2$  ここで、 $h_0$  は柱の内法長さ。

c-2) 両側柱付壁の場合： $h_{w0}=h_w/2$  ここで、 $h_w$  は算定階の床レベルより連層として扱う階の最上部までの高さ。ただし、最上層では、 $h_{w0}=h_w$  とする。

c-3) 袖壁付柱または柱型付壁の場合：※ 省略

(d) 強度指標の算出

各部材の強度指標  $C$  は(12)式より算出する。

$$C = \frac{Q_u}{\sum W} \quad (12)$$

2-3) 第3次診断

(a) 方針

第3次診断法においては、鉛直部材（柱および壁）に加えて梁の破壊形式および終局強度を求め、節点振り分け法などに、各鉛直部材の破壊形式と終局保有せん断力を求める。

(b) 部材終局強度の算定

柱および壁の曲げ終局強度およびせん断終局強度は、第2次診断法と同様に算定する。第3次診断では、梁の曲げ終局強度およびせん断終局強度も算定する。

(c) 破壊形式および終局時保有せん断力の算定

架構形式に応じて適切に骨組をモデル化し、節点振り分け法や静的荷重増分解析（Pushover 解析）などを用いて、鉛直部材の破壊形式と終局時保有せん断力を求める。

(d) 強度指標の算出

鉛直部材の強度指標  $C$  を第2次診断と同様に算定する。

(3)  $F$  指標（靱性指標）

3-1) 算定の原則

各部材の靱性指標  $F$  は、診断の次数、部材の破壊形式と変形能力、および地震応答を勘案して定める。靱性指標の基準の値はせん断破壊が他の破壊に先行する壁の靱性指標とし、この基準値に対する相対的な値として他の部材の靱性指標を求める。

### 3-2) 第1次診断

表 2-1 に示した鉛直部材の分類に従い、表 2-5 の値を用いる。

表 2-5 第1次診断用靱性指標<sup>2-1)</sup>

名称	靱性指標 $F$
柱 ( $h_0/D > 2$ )	1.0
極短柱 ( $h_0/D \leq 2$ )	0.8
壁	1.0

### 3-3) 第2次診断

表 2-2 に示した鉛直部材の分類に従い以下の値を用いる。

#### (a) せん断壁

靱性指標  $F$  は 1.0 とする。

#### (b) 曲げ壁

靱性指標  $F$  は曲げ強度時せん断力  $wQ_{mu}$  に対するせん断強度  $wQ_{su}$  の余裕度に基づいて(13)式で求める。

$$wQ_{su}/wQ_{mu} = 1.0 \text{ の場合} : F = 1.0$$

$$wQ_{su}/wQ_{mu} \geq 1.3 \text{ の場合} : F = 2.0 \text{ (両側柱付壁でない場合は } F = 1.5 \text{)} \quad (13)$$

中間の場合：線形補間する。

ここで、 $wQ_{su}$ ：壁のせん断終局強度

$wQ_{mu}$ ：壁の曲げ終局時せん断力

#### (c) せん断柱

靱性指標  $F$  はせん断終局時の層間変形角に基づいて(14)式で求める。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (14)$$

ここで、 $R_y$ ：層の降伏変形で、原則として  $R_y = 1/150$ 。

$R_{250}$ ：基準となる層間変形角で 1/250

$R_{su}$ ：部材のせん断終局時層間変形角

#### (d) 曲げ柱

靱性指標  $F$  は曲げ終局時の層間変形角に基づいて(15)式または(16)式で求める。

##### d-1) $R_{mu} < R_y$ の場合

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (15)$$

##### d-2) $R_{mu} \geq R_y$ の場合

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/R_y} - 1}{0.75(1 + 0.05 R_{mu}/R_y)} \quad \text{かつ} \quad F \leq 3.2 \quad (16)$$

ここで、 $R_{mu}$ ：部材の曲げ終局時層間変形角

#### (e) 極脆性柱

靱性指標  $F$  は 0.8 とする。

#### (f) 片側または両側に袖壁が付帯している柱 ※ 省略

### 3-4) 第3次診断

※ 省略

#### (4) $S_D$ 指標 (形状指標)

$S_D$  指標は、建物の平面および立面の不整形性が建物の基本的な耐震性能 ( $E_0$  指標) に不利に作用する影響を考慮するためのペナルティー係数である。 $S_D$  指標は、基準階面積と比較した場合に入力地震動レベルの低減が考慮できる程度の地下階面積を有している場合は 1.2 を、その他は一般に 1.0 を標準として、建物の不整形性の度合いにより数値を低減させることとしている。

図 2-5 は壁のような剛性の高い構造要素が偏って配置されている例である。このように平面的に不均一な構造要素の配置はねじれ振動を励起しやすく、構造物の地震時挙動に不利に作用する。

建物のある特定層の強度や剛性が他に比べて極端に低い場合はそこに大きな変形が集中し、層崩壊を起こすことがある。図 2-6(a)に 1 階部分の強度・剛性が上階に比べて低い例を示すが、同図(b)に示すようにもし中間層部分で同様の特徴があれば、1995 年兵庫県南部地震における被害形態の一つとして注目された中間層の破壊にもつながることになる。特定層の崩壊は、建築物の最も典型的な被害形態の一つとして、これまでも国内外の被害地震において多数報告されている。

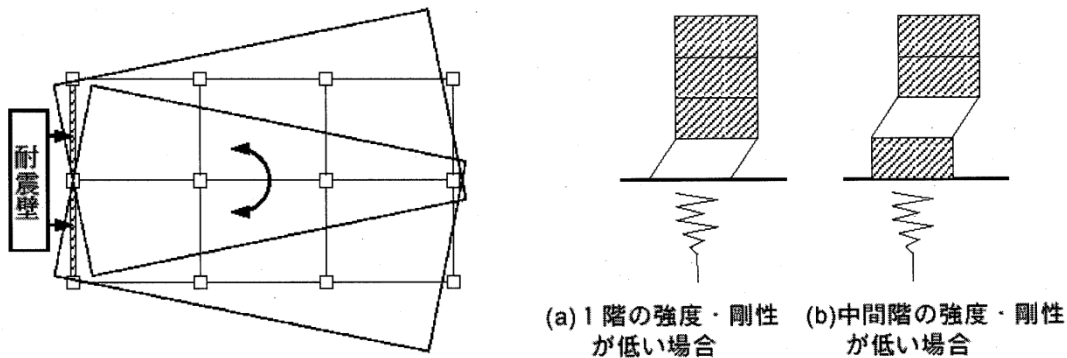


図 2-5 平面の不整形性によるねじれ振動<sup>1-2)</sup> 図 2-6 立面の不整形性による特定層での崩壊<sup>1-2)</sup>

形状指標  $S_D$  は、第 1 次～第 3 次診断法の段階ごとに、表 2-6 に示す分類により、項目ごとのグレード  $G_i$  とレンジ調整係数  $R_i$  を用いて以下のように算出する。

#### (a) 第 1 次診断

$$S_D = q_{1a} \times q_{1b} \times q_{1c} \times \cdots \times q_{1j}$$

$$\text{ただし、} q_{1i} = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \quad i = a, b, c, d, e, f, i, j$$

$$q_{1i} = [1.2 - (1 - G_i) \times R_i] \quad i = h$$

#### (b) 第 2 次診断

$$S_D = q_{2a} \times q_{2b} \times q_{2c} \times \cdots \times q_{2j}$$

$$\text{ただし、} q_{2i} = [1 - (1 - G_i) \times R_{2i}] \quad i = a, b, c, d, e, f, i, j$$

$$q_{2i} = [1.2 - (1 - G_i) \times R_{2i}] \quad i = h$$

#### (c) 第 3 次診断

第 2 次診断と同じ値を用いる。

表 2-6 形状指標に用いる項目の分類および G,R 一覧表<sup>2-1)</sup>

項目			Gi (グレード)			R (レンジ調整係数)		
			1.0	0.9	0.8	R1i	R2i	
第1次・第2次診断用	平面形状 (P)	a	整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3	1.0	0.5
		b	辺長比	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.5	0.25
		c	くびれ	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5	0.25
		d	エキスパンションジョイント*1	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0.5	0.25
		e	吹抜	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$	0.5	0.25
	f	吹抜の偏在	$f1 \leq 0.4$ かつ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ かつ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ または $0.3 < f2$	0.25	0	
	g							
	断面形状 (S)	h	地下室の有無	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.0	1.0
		i	層高の均等性	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.5	0.25
		j	ピロティの有無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティが偏在	1.0	1.0
k								
第2次診断用 (2)	平面剛性 (PR)	l	重心-剛心の偏心率	$l \leq 0.1$	$0.1 < l \leq 0.15$	$0.15 < l$		1.0
		m						
	断面剛性 (SR)	n	上下層の(剛/重)比	$n \leq 1.3$	$1.3 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0
		o						

・適用の対象：項目 a～j はもっとも不利な階で検討し、全体に適用する。

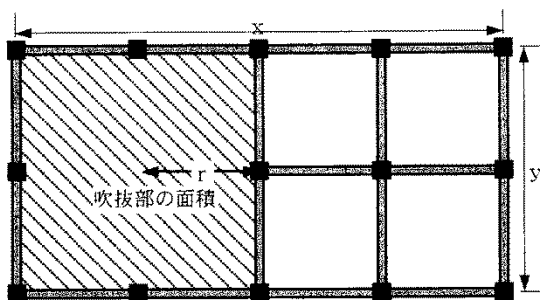
項目 l, n は各階で方向別に検討する。

・ゾーニングを行った場合は、各ゾーン毎の形状に対して S D 指標を検討するが、全体を1つの建物として考えた検討も行わなければならない。

・詳細については「適用の手引」を参照のこと。

注) \*1: エクスパンションジョイントがある場合には各区画を一単位として検討を行う。

\*2: 記号の対応は右図による。



\*3: 壁の高さ/長さにより下表の  $\alpha$  を採用する。

壁のプロポーション $h/\ell$	$\alpha$	
	ラーメン内の壁	ラーメン外の壁
$3.0 \leq h/\ell$	1.0	0.3
$2.0 \leq h/\ell < 3.0$	1.5	0.5
$1.0 \leq h/\ell < 2.0$	2.5	0.8
$h/\ell < 1.0$	3.5	1.2

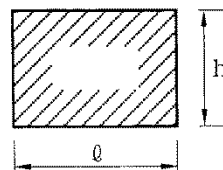
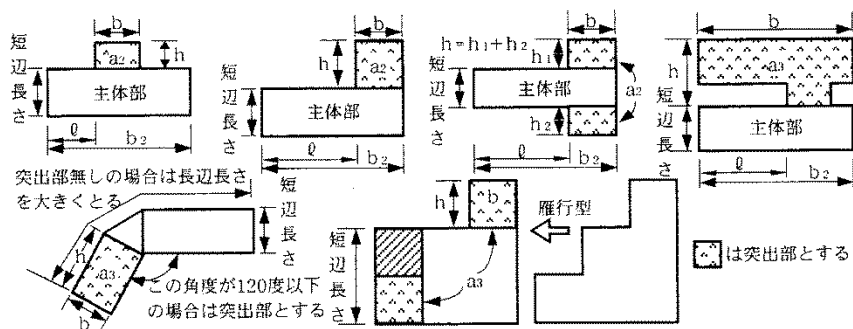


表 2-6 (続き)

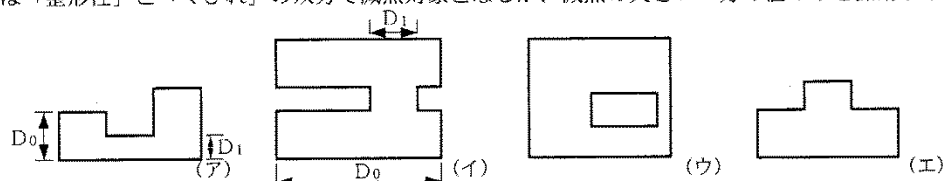
備 考

$a_1$  : ほぼ 2 軸対象のもので、一つの突出部の面積が床面積の 10% 以下のもの。  
 $a_2$  :  $a_1$  より不整形なもの。また、L, T, U 型等の平面で一つの突出部の面積が床面積の 30% 以下のもの。  
 $a_3$  :  $a_2$  より不整形なもの。また、L, T, U 型等の平面で一つの突出部の面積が床面積の 30% を超えるもの。  
 突出部とは長さ( $h$ ) / 幅( $b$ )  $\geq 1/2$  の場合を対象とし、平面プラン上面積の小さい方を突出部とする。



$b$  :  $b = \text{長辺} / \text{短辺}$  平面的プランが矩形ではないときに、突出部の面積が全体の面積の 10% 以下の場合は突出部を無視した長辺とし、10% を超える場合は上図の  $b_1 = 2l$  と  $b_2$  の大きい値を長辺長さとする。また、上図に示すへ字型で突出部無しの場合は長辺長さを最大に取り、雁行型の場合は、短辺長さとして長辺長さを一定とした等価な断面積を持つ矩形とした値とする。

$c$  :  $c = D_1 / D_0$  (ア), (イ) はくびれとみなすが、(ウ), (エ) はみなさない。ただし、(イ) の場合は「整形性」と「くびれ」の双方で減点対象となるが、減点の大きい一方の値のみを採用する。



$d$  : エキスパンションジョイントのある場合に適用する。  $d = \text{EXP. J の躯体間隔} / \text{EXP. J 部の建物高さ}$ 。

$e$  :  $e = \text{吹抜部面積} / (\text{吹抜部面積を含む} \text{床面積})$ 。ただし、鉄筋コンクリート壁により囲まれている階段室は吹抜部とみなさない。吹抜部とは、多層建築において、2 層以上の高さに跨って設けられる室、またはスペースをいう。

$f = f_1 = [\text{建物中心 (図心) と吹抜部中心間の距離}] / \text{建物の短辺長さ} = r / y$

$f_2 = [\text{建物中心 (図心) と吹抜部中心間の距離}] / \text{建物の長辺長さ} = r / x$  記号は \*2 による。

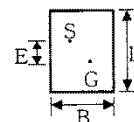
$h$  :  $h = \text{地下面積} / \text{建築面積}$

$i$  :  $i = \text{上層の階高} / \text{検討する層の階高}$ 。検討する層が最上層の場合は式中、上層を下層と読みかえる。

$j$  : 床面がピロティのみにより支持されており、かつ、そのピロティの平面的配置が偏っている場合を偏在として扱う。下階が壁抜けの場合も該当する。ただし、全架構が純ラーメンの場合はピロティとして扱わない。ピロティの偏在とは壁の架構とピロティ架構が分離していて、地震時にピロティ部分の変形が大きくなると判断できる場合をいう。ピロティが壁と混在しているような場合でピロティ部分の変形だけが大きくならない場合はグレードを 0.9 としてよい。

$\varrho$  :  $\varrho = E / \sqrt{B^2 + L^2}$

$S$  : 重心、 $G$  : 剛心、ただし、各通りの  $[\Sigma (\text{柱断面積}) + \Sigma (\text{壁断面積} \times \alpha)] * 3$  を持って各通りの水平剛性とみなす。



$n$  :  $n = [\text{上層の (剛/重) 比} / \text{該当層の (剛/重) 比}] \times \beta$ 、最上層が該当層の場合は式中、上層を下層と読みかえる。(剛/重) 比 = (階の剛性) / (その階より上の建物全重量) とし、階の剛性は  $[\Sigma (\text{柱断面積}) + \Sigma (\text{壁断面積} \times \alpha)] / \text{階高}$  をもってする。  $\beta = (N - 1) / N$  ただし、 $N$  は支える床の数とし、最上層の場合は  $\beta = 2.0$  とする。

(5) T 指標（経年指標）

T 指標は、ひび割れ、変形、老朽化など建物の経年による劣化がその基本的な耐震性能（E<sub>0</sub> 指標）に不利に作用する影響を考慮するためのペナルティー係数で、1.0 を標準として劣化の度合いにより低減させることとしている。建物の調査結果に基づいて以下の通り算出する。

(a) 第1次診断

表 2-7 に示す1次調査結果をもとに定める。すなわち、同表[C]欄の該当する T 値のうち最も小さな値を経年指標 T とする。

表 2-7 1次調査による経年指標 T の算定表<sup>2-1)</sup>

[A] チェック項目	[B] 程 度	[C] T 値 (該当箇所を○印)	[D] 2次調査の 関連項目
変 形	建物が傾斜している、または明らかに不同沈下を起こしている	0.7	構造ひび割れ・変形
	地盤が埋立地か水田跡である	0.9	
	肉眼で梁、柱の変形が認められる	0.9	
	上記に該当せず	1	
壁・柱のひび割れ	雨もりがあり、鉄筋さびが出ている	0.8	構造ひび割れ・変形
	肉眼で柱に斜めひび割れがはっきりみえる	0.9	
	外壁に数えきれない程多数ひび割れが入っている	0.9	
	雨もりがあるが、さびは出ていない	0.9	
	上記に該当せず	1	
火 災 経 験	痕跡あり	0.7	構造ひび割れ・変形 変質・老朽化
	受けたことがあるが痕跡目立たず	0.8	
	なし	1	
用 途	化学薬品を使用していたかまたは現在使用中	0.8	変質・老朽化
	上記に該当せず	1	
建 築 年 数	30 年以上	0.8	変質・老朽化
	20 年以上	0.9	
	20 年未満	1	
仕 上 状 態	外部の老朽化による剥落が著しい	0.9	変質・老朽化
	内部の変質、剥落が著しい	0.9	
	特に問題なし	1	

(b) 第2次診断

表 2-8 に示す2次調査項目についても結果をもとに下式で求める。

$$T = (T_1 + T_2 + T + \dots + T_N) / N$$

$$T_N = (1 - p_1) \times (1 - p_2)$$

ここで、T<sub>N</sub>：調査階の経年指標

N：調査した階の数

p<sub>1</sub>：調査階における構造ひび割れ・変形の減点数集計値（表 2-8 参照）

p<sub>2</sub>：調査階における変質・老朽化の減点数集計値（表 2-8 参照）

(c) 第3次診断

原則として、第2次診断に用いた経年指標を用いる。

表 2-8 2次調査の減点数集計表 ( 階) : 第2次診断<sup>2-1)</sup>

項目	構造ひび割れ・変形			変質・老朽化			
	a	b	c	a	b	c	
程度	1. 不動沈下に関するひび割れ	1. 2次部材に支障をきたしているスラブ、梁の変形	1. a, bには該当しない軽微な構造ひび割れ	1. 鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ	1. 雨水、漏水による鉄筋さびの溶け出し	1. 雨水・漏水、化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れまたはしみ	
範囲	2. 誰でも肉眼で認められる梁、壁、柱のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. 離れると肉眼で認められない梁、壁、柱のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. a, bには該当しないスラブ、梁のたわみ	2. 鉄筋の腐食 3. 火災によるコンクリートのはだわれ	2. コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令	2. 仕上げ材の軽微な剥落または老朽化	
部位	3. 離れても肉眼で認められる梁、柱の曲げひび割れ、または垂直ひび割れ	3. 離れても肉眼で認められる梁、柱の曲げひび割れ、または垂直ひび割れ		4. 化学薬品等によるコンクリートの変質	3. 仕上げ材の著しい剥落		
I 床 小梁 を含む	①総床数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	②同上 1/3～1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	③同上 1/9未満	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	④同上 注) 0	0	0	0	0	0	0
II 大梁	①建物1方向につき総部材数の1/3以上	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	②同上 1/3～1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	③同上 1/9未満	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	④同上 注) 0	0	0	0	0	0	0
III 壁・柱	①総部材数の1/3以上	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
	②同上 1/3～1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	③同上 1/9未満	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	④同上 注) 0	0	0	0	0	0	0
減点数	小計						
集計欄	合計	P1			P2		

注) ④は面積・総部材が0のもので、建物の保全状態がきわめて良好と認められるもの

## 2.4 Iso 指標の算定

Iso 指標は下式で定義される。

$$Iso = Es \times Z \times G \times U$$

Es は対象建物に必要とされる基本的な耐震性能を表す「耐震判定基本指標」と呼ばれるもので、Iso 指標の設定に際して最も重要な指標である。Es は想定する地震動レベル、地盤の卓越周期、建物周期（層数）などにより決定されるもので、第1次診断では  $Es = 0.8$ 、第2次、第3次診断では  $Es = 0.6$  とされている。第2次診断の Es 指標の設定には、過去の被害地震を経験した建物の被害程度と Is 指標の比較検討<sup>2-3)</sup>から、現行の日本の耐震規定の最低値程度と考えられる  $Is = 0.6$  を基準（図 2-7 参照）としている。しかしながら、通常の想定よりも大きな地震動レベルが予想される場合は、当然これを割り増す必要がある。

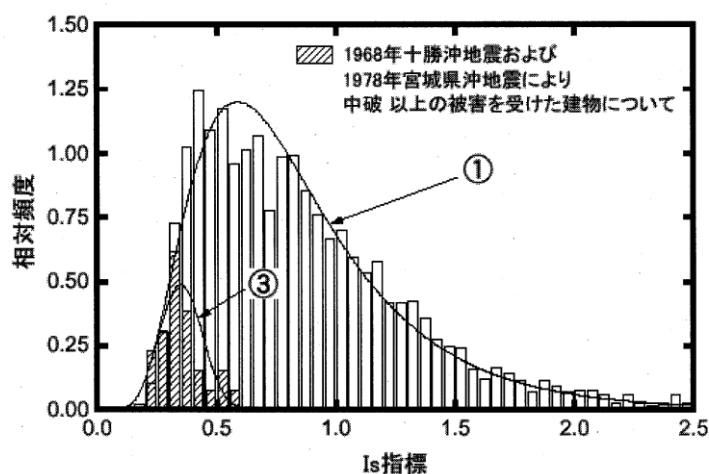


図 2-7 第2次診断による Is 指標と地震被害の関係<sup>2-3)</sup>

## 2.5 1995 年阪神淡路大震災で被災した RC 造学校建物の Is 値と被害の関係

図 2-8 から図 2-10 に、1995 年阪神淡路大震災を経験した RC 造学校校舎の構造耐震指標 Is 値を分析した結果<sup>2-4)</sup>を示す。この調査は、文部科学省の依頼を受けて、日本建築学会の学校建築委員会・耐震性能小委員会により行われたものである。

図 2-8 は、第1次診断による Is 値と被災度の関係を示す。図の縦軸は被災度区分判定基準による損傷割合  $D$  で、数値が大きいほど被害が甚大である（大破： $D \geq 50$ 、中破： $50 > D \geq 10$ 、小破： $10 > D \geq 5$ 、軽微： $5 > D$ ）。図 2-8 によると、 $Is \leq 0.4$  の範囲では、被災度は軽微から大破と大きくばらついているが、Is 値が高くなると被災度は小さくなる傾向がみられ、第1次診断の判定指標値である  $Iso = 0.8$  を超えると深刻な被害が無くなるのが分かる。これより、第1次診断法は耐震性の比較的高い建物を Screening するのに有効な手法であることが分かる。

図 2-9 はより詳細な第2次診断による Is 値と建物の建設年代の関係を示す。建設年代が新しくなるに従い Is 値が高くなる傾向がみられ、日本の建築基準法・施工令が改正された 1971 年以前の建物はほとんど Is 値が 0.6（第2次診断の判定指標値）以下、逆に 1982 年以降の現行の耐震基準による建物はほぼ 0.6 以上になっていることが分かる。図 2-10 には、第2次診断の Is 値と被災度の関係を示す。ばらつきやいくつかの例外はあるが、おおむね Is 値が低いものは被害が大きく、Is 値が高なるにつれて被災度が低くなる傾向が認められる。

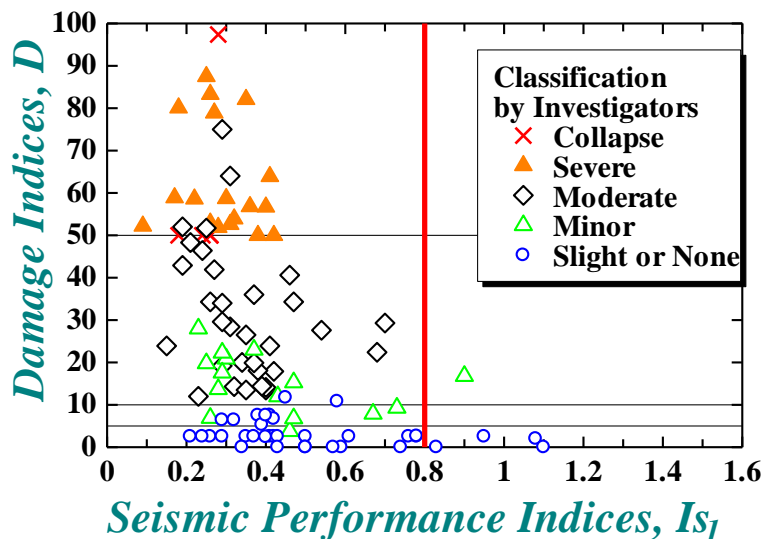


図 2-8 第 1 次診断による  $I_s$  指標と被災度の関係<sup>2-4)</sup>

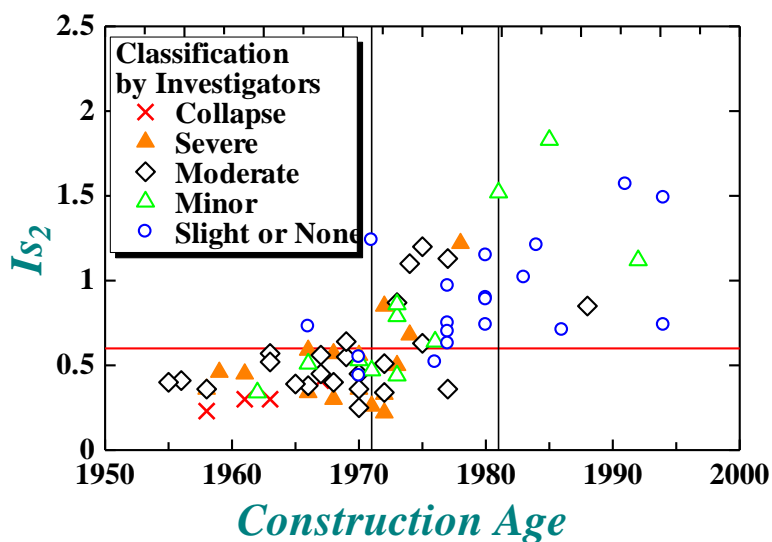


図 2-9 第 2 次診断による  $I_s$  指標と建設年の関係<sup>2-4)</sup>

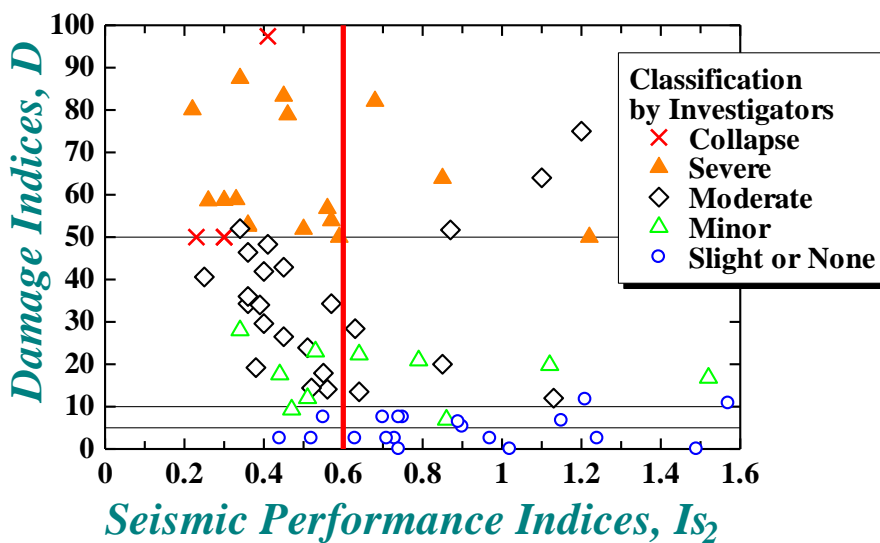


図 2-10 第 2 次診断による  $I_s$  指標と被災度の関係<sup>2-4)</sup>

## 2.6 耐震診断の実務における留意点

### (1) 建物のモデル化

耐震診断では多かれ少なかれ建物を単純化し、解析可能な数学モデルに置換するが、モデル化に際しては、耐震診断手法が建物の耐震性能を「簡略的」に評価しようとするものであること、また建物が地震時にどのように挙動し、破壊する場合にはどの部位からどのように破壊が進行するかを適切に評価することが主目的であること、に留意する。

建物のモデル化は、耐震診断を含む構造解析の基本であり、モデル化の如何によって診断結果が大きく左右されることも少なくない。しかしながら、建物によっては機械的に最適なモデル化が事前に決定できないことも多く、このような場合にはいくつかのモデル化を並行して検討しながら試行錯誤により適切なモデル化を探ることも必要である。

また、一般的に、耐震診断業務の実務ではコンピュータプログラムが利用されることが多いが、この場合もその適切な利用によってはじめて正しい結果が得られるのは言うまでもない。プログラムは必ずしもあらゆる構造形態に対して適用可能ではないため、対象建物がそのプログラムの適用範囲であることを確認すること、また必要に応じて構造性能の本質を見失わない適切なモデル化を行うこと、が必要である。また建物のモデル化、入出力のデータ確認、結果の判断など、「計算」以外の部分でその中心的役割を果たすのは診断者自身であり、診断者が考え、解釈し、判断することの重要性を強く認識することが重要である。

また通常の耐震診断手法は、いずれも建物の耐震性能を略算的に把握しようとするものであり、算定手法そのものに大きな仮定が含まれていることを踏まえて結果を総合的に判断することが重要であり、単に数値の大小のみにとらわれ過ぎることのないように留意する。

### (2) 現地調査

一般に耐震診断は設計図書に基づいて行われるが、必要な設計図書が対象建物で完備されていないことも多い。また完備されている場合においても、現地照合の結果食い違いが生じることも少なくない。耐震診断ではまず現状建物の性情を把握することが基本となるので、設計図書と現地調査結果の照合を行うことを原則とし、必要に応じて修正する。また設計図書がない場合には、建物の設計年度から使用材料、使用強度、配筋状況、接合状況等を想定し、これを代表的な部材ではつるなどして確認するとともに、その結果に基づき建物全体の状況を推定する。

### (3) 材料強度の評価

材料強度は建物の強度を評価する上で必要不可欠だけでなく、部材の破壊形式や靱性に影響を与える重要な要素である。特に RC 造建物の場合、コンクリート強度や品質の良否はその部材耐力算定式の適用範囲となりうるかどうかを判断する重要な情報である。したがって、コア圧縮試験結果によるコンクリート強度が設計基準強度より著しく低い場合は、コアサンプルの採取部位（構造部材／非構造部材、水平部材／鉛直部材ほか）、サンプル数、サンプルの試験方法（破壊試験／非破壊試験）などを勘案の上、コンクリートの打設状況、ひび割れ状況などの対象建物全体の状況の調査や試験体の再採取・試験などにより、結果を総合的に判断する。一般に非構造部材から採取したサンプルは構造部材からのサンプルよりも強度が低い傾向があり、また各階 1～2 本程度の少数のサンプル数では、特に構造規模の大きい場合にはその試験結果が建物全体の材料特性を適切に表せないことも考えられる。このような場合は、例えば点検口などの躯体コンクリートの露出部分を合わせて調査し、その打設状況やひび割れ状況から対象建物全体のコンクリートの状態を判断することが重要である。

#### 引用文献

- 2-1) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説(1977、1990改訂、2001改訂)
- 2-2) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説(1977、1990改訂、2001改訂)

#### 参考文献

- 2-3) 中埜良昭、岡田恒男：信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第406号、1989年12月、pp.37-43
- 2-4) 岡田恒男、壁谷澤寿海、中埜良昭、前田匡樹、田才晃、加藤大介、市之瀬敏勝、北山和宏：鉄筋コンクリート造学校校舎の耐震診断指標値と被災度、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.177-182、1998年11月

第3章は、(財)日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説(1977、1990改訂、2001改訂)」<sup>3-1)</sup>および、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修事例集2009」から、重要な部分を引用・抜粋し、一部、加筆したものである。

### 3 鉄筋コンクリート造建物の耐震改修

#### 3.1 一般的な耐震補強の考え方と工法

日本では、既存の中低層鉄筋コンクリート造建物の耐震補強の実務には、(財)日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説(以下、RC耐震改修指針)<sup>3-1)</sup>」が、もっとも広く用いられている。2章で述べたとおり、水平耐力と靱性は構造物の耐震性能を支配する最も主要な要因であり、耐震診断で明らかになった当該建物の弱点を補うように補強計画を立案することが基本である。したがって耐震補強時の基本的な考えとしては、次のような手法が一般に多く用いられる。

- (a)建物の水平耐力を増加させる[強度抵抗型]
- (b)建物の靱性(変形能)を向上させる[靱性抵抗型]
- (c)上記(a)および(b)の組み合わせ[混合型]

図3-1にこれらの概念を模式的に示す。手法(a)はもとの建物よりも水平耐力を高めることで地震時の応答変形をその変形限界以下におさめ、耐震性能を確保する手法である。手法(b)は建物の変形能を応答変形以上となるように改善することで耐震性能を確保する手法である。手法(c)はこれらの手法を組み合わせたもので、より高い水平耐力と変形能を期待するものである。

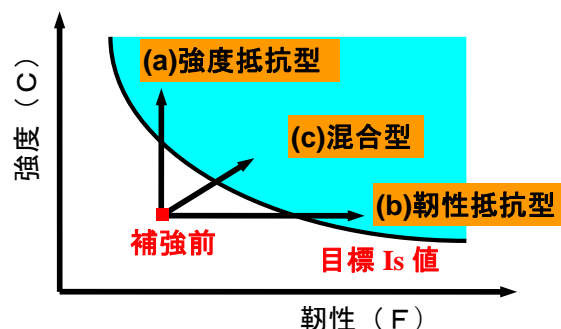


図3-1 耐震補強の基本的考え方<sup>3-1)</sup>

補強目標値を満足する強度と靱性の組み合わせは種々考えられるが、一方の改善に伴い他方が低下する計画は望ましくない。補強時には補強目標値を満足するような補強工法を選定することが基本であるが、その耐震性能については構造耐震指標 $I_s$ の大小関係のみから機械的に判断するのではなく、①耐震診断で明らかになった既存建物の破壊形式や構造的な弱点、②補強建物に要求される耐震性能と機能、③構造計画および施工計画から見て最も効果的な工法、などを考慮し総合的に判断することが重要である。

具体的な耐震補強工法としては、図3-2に示すような様々な方法が実用化されている。建物により高い水平耐力を付与するための具体的な補強工法[手法(a)]としては、既存骨組へのRC造耐震壁、枠付き鉄骨ブレースや鉄骨パネルの増設などが良く用いられる(図3-3,3-4参照)。RC造耐震壁の増設は最も効果的な耐震補強工法の一つとして従来わが国で広く利用されている工法である。一方、開口を必要とする建物では、枠付き鉄骨ブレースによる補強例も多い(図3-5,3-6参照)。この工法には、採光が比較的容易であることに加えて、①高い強度を付加することができる、②RC造耐震壁に比較して軽量であるため、基礎への負担が少なく、基礎の補強工事を省略

できることが多い、③補強要素はプレファブ生産により工期短縮が可能である、などの利点がある。

既存骨組の主として柱の靱性を改善する手法[手法(b)]としては、既存柱に鋼板や鋼帯を巻く、溶接金網を巻きコンクリートを増し打つ、炭素繊維などによるFRPを巻き付けて拘束力を高める、などが考えられる(図3-7,3-8参照)。なおこれらの工法の場合、多少の部材を補強しても、未補強部材の靱性が乏しい場合は、建物全体の耐震性能の改善にはあまり効果がない場合がある点に注意する必要があるが、極脆性柱や下階壁抜け柱のせん断耐力改善など、局部的に性能改善が必要な場合には効果が期待できる補強工法である。

その他の補強工法としては、①屋上塔屋やパラペットの撤去による重量低減、②剛性分布の改善、③ひび割れ補修による性能劣化の改善、などがある。これらの補強方法はそれぞれ単独で用いられる場合もあるが、前述の構造性能の改善手法として併用させることが一般的である。

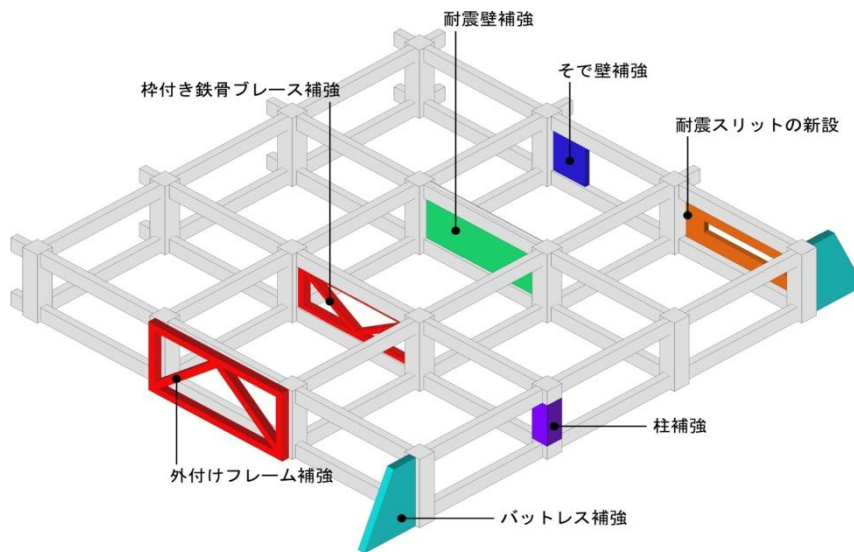


図 3-2 日本で一般的に用いられている各種の耐震補強工法<sup>3-2)</sup>

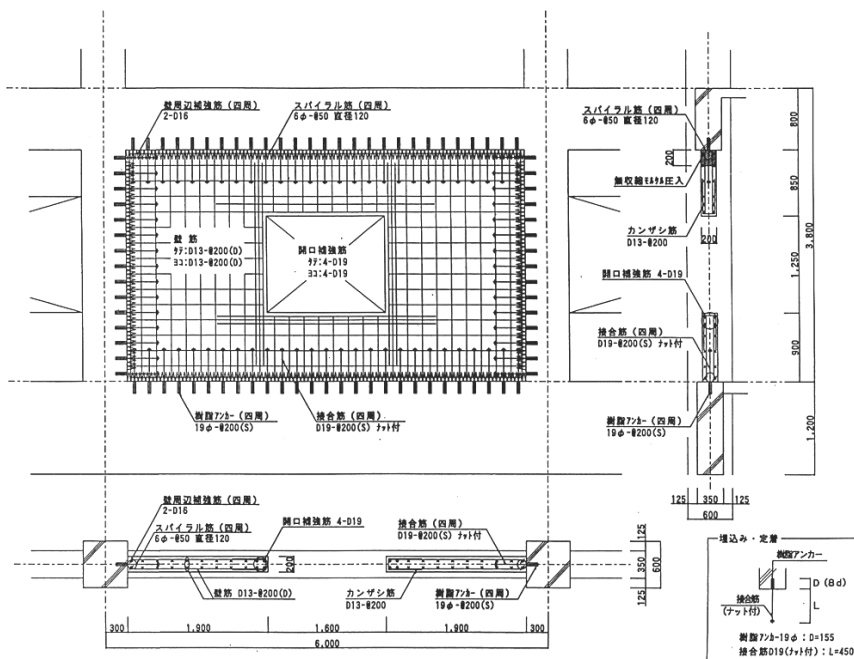


図 3-3 RC造耐震壁の増設による耐震補強<sup>3-1)</sup>



(a) 施工中の配筋の状況



(b) 施工完了時

図 3-4 RC 造補強耐震壁<sup>3-2)</sup>

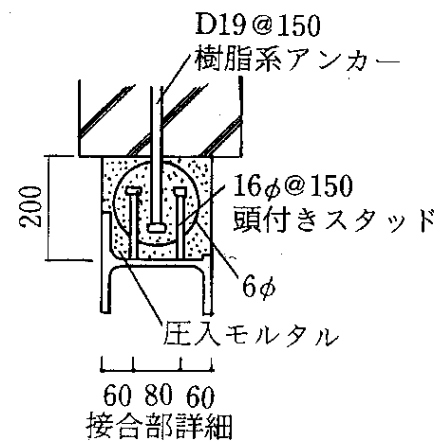
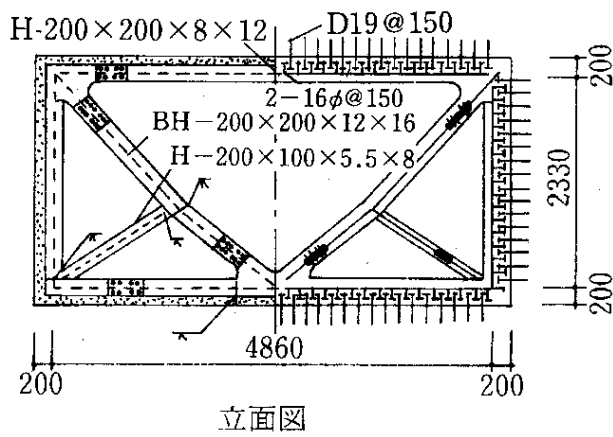


図 3-5 枠付き鉄骨ブレースの増設による耐震補強<sup>3-1)</sup>

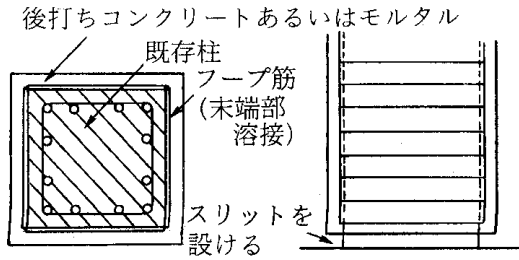


(a) 施工中の状況

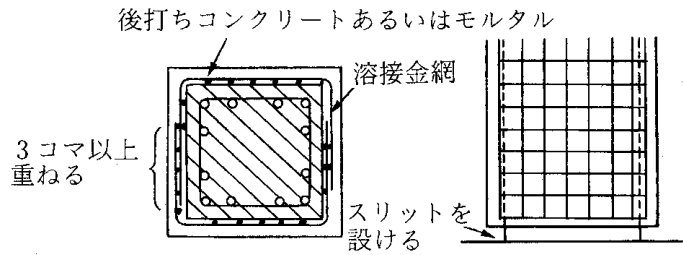


(b) 施工完了時

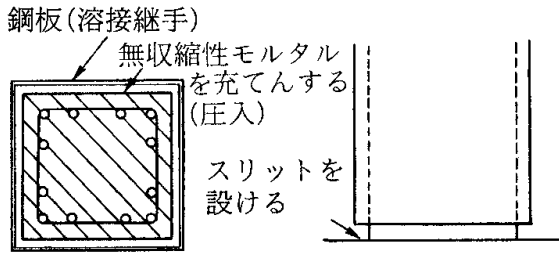
図 3-6 枠付き鉄骨ブレースによる耐震補強<sup>3-2)</sup>



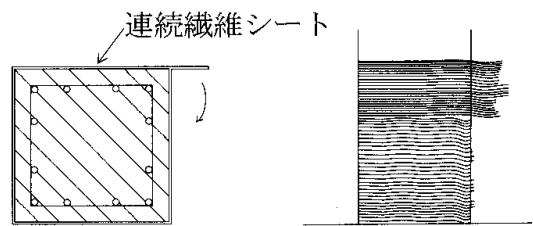
(a) フープ筋とコンクリートによる補強



(b) 溶接金網とコンクリートによる補強



(a) 鋼板巻きによる補強



(b) 連続繊維 (FRP) を巻きつける補強

図 3-7 巻き立てによる柱のせん断 (靱性型) 補強<sup>3-1)</sup>



(a) 鋼板巻き立て補強



(b) 連続繊維 (FRP) 巻き立て補強

図 3-8 柱のせん断 (靱性型) 補強<sup>3-1)</sup>

### 3.2 免震・制振技術の応用

従来の耐震構造が、地震動に対してその「強さ」で抵抗させる強度抵抗型設計、その「粘り強さ」で抵抗させる靱性抵抗型設計、およびその組み合わせによる設計、であるのに対し、免震構造や制振構造では、構造物本体ではなく、特別に工夫された「免震装置」や「制振装置」を構造物に設置し、地震動による入力エネルギーをこれらにより低減または吸収させる点に特徴がある。

免震構造は新築の病院、計算機センター、集合住宅をはじめ、最近では超高層建物や戸建て住宅にも適用されているばかりでなく、1981年以前に建設された建物で、その外観や建築計画等も含めて保存価値の高い建物や発災後の機能維持を強く要求される建物（防災拠点施設など）の耐

震改修に適用される例も多い(図3-9)。免震による耐震改修には、図3-10に示すように、新しく基礎を設けて建物全体を免震化する基礎免震工法と、建物中間部に免震層を設ける中間階免震工法がある。

一方、制振構造も免震構造と同様、耐震改修において適用される事例が見られる(図3-11)。ただし、改修対象となる既存建物是一般に変形能力に乏しいことが多く、そのため耐震改修後の建物に想定される変形レベルと既存建物の変形性能の関係に十分留意するなど、その適用や効果の確認については慎重に行うことが重要である。



(a) 基礎免震により耐震改修された建物 (b) 免震装置(積層ゴム支承とダンパー)

図3-9 免震による耐震改修の事例<sup>3-2)</sup>

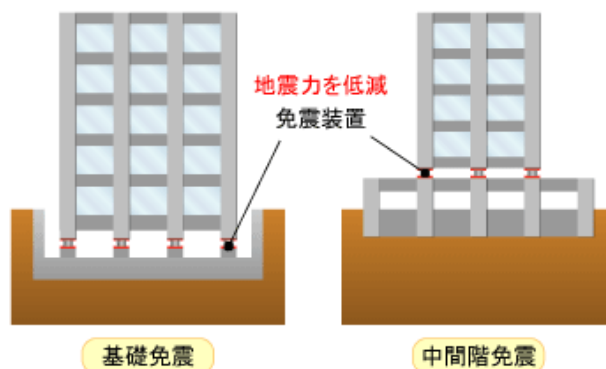


図3-10 免震補強の種類<sup>3-2)</sup>

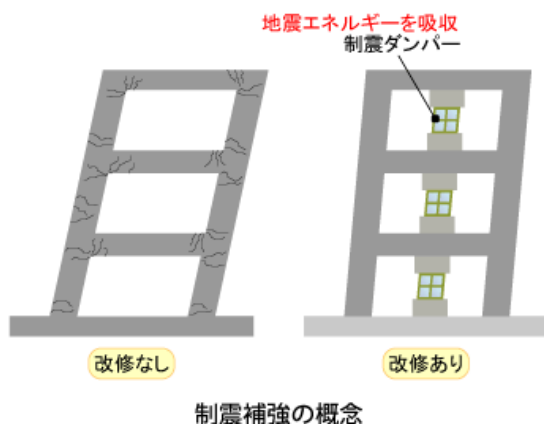


図3-10 制振による耐震改修の概念と改修事例<sup>3-2)</sup>

### 3.3 耐震改修計画における留意点

補強要素の具体的な配置を決定するに当たっては、

- ・平面上および立面上の強度・剛性のバランスの良い耐震要素の配置
- ・最も補強効果の期待できる位置の選定
- ・施工可能な補強位置の選定
- ・既存骨組と補強要素の寸法のバランス (e.g.厚すぎる／薄すぎる壁は、一般によく用いられる性能評価式の適用範囲外であることが多いばかりでなく、施工上も困難が伴うことが多い)

などに十分留意する。不用意な耐震補強は、既存建物での弱点が平面・立面上の他の部位・階に移動するだけに終わる恐れがあるため、平面的および立面的に強度と剛性のバランスの良い補強要素の配置により、建物全体として必要耐震性能が確保される計画とすることが最も重要である。

RC造建物の耐震補強では補強要素を既存骨組のコンクリート部分にあと施工アンカーを用いて接合することが多いため、コンクリート強度が著しく低い場合や、補強予定箇所にひび割れが著しい場合など、材料特性に問題がある場合は補強後の建物の耐震性能が計画通り発揮されない可能性が高い。強度の低いコンクリートにあっては一般にそのヤング係数も低く、したがって既存建物や補強後の全架構の剛性や強度の確保が通常の耐震改修時よりも困難であることも想定しなければならない。このような建物においては、実現される耐震改修効果が通常想定されるよりも劣る可能性があることを勘案して、まず耐震補強を行うことの必要性とその効果を補強の要否判断時に慎重に検討すべきであり、場合によっては改築の判断も必要であろう。

#### 引用文献

- 3-1) (財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説(1977、1990改訂、2001改訂)
- 3-2) (財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修事例集 2009、2009年

付録 部材の終局強度の算定

付1. 柱

1.1 柱の強度

(1) 曲げ終局強度  $M_u$

$N_{max} \geq N > 0.4b D F_C$  のとき

$$M_u = \left\{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_C \right\} \left( \frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_C} \right)$$

$0.4b D F_C \leq N > 0$  のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} \right)$$

$0 > N > N_{min}$  のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D$$

ここで、 $N_{max}$  : 中心圧縮時終局強度  $= b D F_C + a_g \sigma_y$

$N_{min}$  : 中心引張時終局強度  $= -a_g \sigma_y$

$N$  : 柱軸方向力

$a_t$  : 引張鉄筋断面積

$a_g$  : 全主筋断面積

$b$  : 柱断面幅

$D$  : 柱断面せい

$\sigma_y$  : 主筋降伏点強度

$F_C$  : コンクリート圧縮強度

(2) せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_C)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

ここで、 $p_t$  : 引張鉄筋比 (単位は%)

$p_w$  : せん断補強筋比  $p_w \geq 0.012$  のときは、 $p_w = 0.012$  とする

$\sigma_0$  : 柱軸方向応力度

$d$  : 柱有効せい  $D - 50\text{mm}$  としてよい

$M/Q$  : せん断高さ  $h_0/2$  としてよい ( $h_0$  は柱内のり高さ)

$j$  : 応力中心間距離  $0.8D$  としてよい

1.2 柱の終局変形

(1) 曲げ終局時層間変形角  $R_{mu}$

$$R_{mu} = (h_0/H_0)_c R_{mu} \geq R_{250}$$

ただし、 $h_0/H_0 \geq 1.0$  のときは  $h_0/H_0 = 1.0$  とする

$${}_c R_{mu} = {}_c R_{my} + {}_c R_{mu} \leq R_{30}$$

ここで、 $h_0$  : 柱内のり高さ

$H_0$  : 梁下から床上までの柱内のり標準寸法

${}_c R_{my}$  : 柱の降伏変形角

${}_c R_{mu}$  : 柱の終局変形角

${}_c R_{mu}$  : 柱の塑性変形角

${}_c R_{30}$  : 基準となる変形角で 1/30

${}_c R_{250}$  : 基準となる変形角で 1/250

(2) 曲げ塑性変形角  ${}_c R_{mp}$

$${}_c R_{mp} = 10(Q_{su}/Q_{mu} - q) \cdot {}_c R_{my} \geq 0$$

$$q = \begin{cases} 1.0 & s \leq 100\text{mmのとき} \\ 1.1 & s > 100\text{mmのとき} \end{cases}$$

ここで、 $s$  : せん断補強筋の間隔

(3) 曲げ降伏変形角  ${}_c R_{my}$

$${}_c R_{my} = \begin{cases} {}_c R_{150} & h_0/D \geq 3.0\text{のとき} \\ {}_c R_{250} & h_0/D \leq 2.0\text{のとき} \end{cases}$$

中間は線形補間する

(4) せん断柱の終局時層間変形  $R_{su}$

$$\alpha \cdot Q_{mu} < Q_{su}\text{のとき} \quad R_{su} = \frac{Q_{su}/Q_{mu} - 0.3}{0.7} \cdot R_{mt} \geq R_{250}$$

$$\alpha \cdot Q_{mu} \geq Q_{su}\text{のとき} \quad R_{su} = R_{250}$$

ここで、 $\alpha$  : 柱の強度寄与係数で  $\alpha = 0.3 + 0.7(R_{250}/R_y)$

## 付2. 壁

### 2.1 両側柱付き壁の強度

(1) 曲げ終局強度  $M_u$

$$M_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l_w + 0.5 \sum (a_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w$$

ここで、 $N$  : 当該壁に取り付く柱の全軸力

$a_t, \Sigma a_{wy}$  : 側柱主筋および壁縦筋の全断面積

$\sigma_{sy}, \sigma_{wy}$  : 側柱主筋および壁縦筋の降伏点強度

$l_w$  : 両側柱の中心間距離

(2) せん断終局強度  $Q_{su}$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_C)}{M/(Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e \cdot j_e$$

ここで、 $p_{te}$  : 等価引張鉄筋比  $= a_t / (b_e \cdot l)$  (単位は%)

$b_e$  : 等価壁厚  $=$  壁の全断面積/ $l$

$l$  : 壁の全長

$p_{se}$  : 壁の等価せん断補強筋比  $= a_h / (b_e \cdot s)$   $p_w \geq 0.012$  のときは、 $p_w = 0.012$

$a_h, s$  : 1組の壁横筋の断面積および間隔

$\sigma_{0e}$  : 壁の軸方向応力度

$d$  : 柱有効せい  $D - 50\text{mm}$  としてよい

$M/Q$  : せん断高さ  $h_w/2$  としてよい ( $h_w$  は壁の高さ)

$j$  : 応力中心間距離  $0.8D$  としてよい

### 付3. 柱と壁が連続する場合 (袖壁付き柱)

※ 省略

### 付4. 梁

※ 省略