

マニュアル 2012 購入者用

**既存建築物の
耐震診断・耐震補強設計マニュアル
更新用資料**

一般社団法人 建築研究振興協会
一般社団法人 構造調査コンサルティング協会
一般社団法人 埼玉建築設計監理協会
横浜市 建築設計協同組合

はじめに

(一社) 建築研究振興協会、(一社) 構造調査コンサルティング協会、(一社) 埼玉建築設計監理協会、横浜市建築設計協同組合の4団体で発行しております「既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2012年版(以下、マニュアル 2012)」の準拠基準の一つである「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針」が2017年に改訂されました。これを受けて内容の把握を進めた結果、一部の内容について改訂を行う必要があることから、マニュアル 2012をご利用の皆様に向けて改訂部分を取りまとめたほか、新たな知見を加えて更新用資料を公開することと致しました。

主要な改訂箇所は p. 1~39、軽微な改訂・修正箇所は p. 40~53 の赤字部分となります。マニュアル 2012 と併せてご利用下さい。

なお、本資料を反映した新たなマニュアルとして「既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2018年版」を発刊しております。

目 次

<上巻 p. 1>	1.1.1 一般	p. 1
<上巻 p. 30>	1.6.2 RC造建物の第2種構造要素の検討	p. 2
<上巻 p. 43>	1.9 判定資料の書式と解説	p. 3
<上巻 p. 44>	1.9 判定資料の書式と解説	p. 4
<上巻 p. 94>	2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い	p. 5
<上巻 p. 97>	2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い	p. 6
<上巻 p. 97>	2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い	p. 8
<上巻 p. 98>	2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い	p. 9
<上巻 pp. 99-100>	2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い	p. 10
<上巻 p. 111>	2.6.3 地盤および基礎	p. 11
<上巻 p. 139, 140>	3.1.3 耐震指標の算定と判定	p. 12
<上巻 p. 158, 162>	3.1.4 保有性能基本指標、強度指標および靱性指標	p. 14
<上巻 p. 172>	3.1.4 保有性能基本指標、強度指標および靱性指標	p. 15
<上巻 p. 176>	3.1.5 形状指標 S_D の算定について	p. 16
<上巻 p. 216>	3.3.1 目的と適用範囲	p. 17
<上巻 p. 225>	3.3.3 耐震診断時の注意事項	p. 18
<上巻 p. 297>	4.3.3 保有水平耐力	p. 19
<上巻 p. 332, 333>	5.1.3 耐震診断方法	p. 24
<下巻 p. 30, 31>	6.1.3 袖壁の補強	p. 25
<下巻 p. 213>	9.1 概要	p. 26
<軽微な修正・変更一覧表>		p. 40

<上巻 p. 1>

改訂内容：2018年版の主な改訂事項を(2)とし、2012年版の主な改訂事項を(3)としました。

1.1.1 一般

〔解説〕

⋮

(2) 主な改訂事項

本マニュアルの準拠基準のひとつである建防協RC基準が、2017年7月に改訂版として出版された。2017年改訂版では新たな知見に基づく評価方法が盛り込まれており、本マニュアルの旧版（2012年版）とは食い違う箇所があることから一部改訂を行った。また、耐震診断を進める上で有益であろう知見も改訂に加えた。主要な改訂事項は以下の通りである。

- ・コンクリート強度の上限について
- ・モード優遇係数考慮の条件
- ・形状指標の算出方法
- ・袖壁付き柱の検討方法
- ・鉄筋コンクリート造柱頭と鉄骨部材との接合部に関する検討方法
- ・杭の引抜き耐力、極限支持力に関する検討方法
- ・作成を要する様式の整理

(3) 過去の主な改訂事項

⋮

<上巻 p. 30>

改訂内容：残存軸耐力算定用係数について、解説の表を修正しました。

1.6.2 RC造建物の第2種構造要素の検討

[解説]

⋮

解表 1.6-1 柱につながる耐震壁やそで壁の残存軸耐力算定用係数 $w\eta_r$

直交方向の I_s 値	
$I_s > I_{so}$	$I_s < I_{so}$
0.5	0.1

<上巻 p. 43>

改訂内容：一部の様式を除き、作成の要否を任意としました。

1.9 判定資料の書式と解説

〔解説〕

表1.9-1 耐震判定資料のための様式一覧
(◎：作成要、○：委員会等の指示により作成、－：不要を示す。)

様式No.	様式名	表No.	RC造		SRC造	S造
			RCF造	WRC造 WPC造		
様式1-1	建物概要および構造耐震判定指標等	—	◎	◎	◎	◎
様式1-2	写真	—	◎	◎	◎	◎
様式0	基本要件チェックシート	表0	◎	◎	◎	◎
様式2-1	現地調査関連事項	—	◎	◎	◎	◎
様式2-2	耐震診断の方針および耐震診断結果	—	◎	◎	◎	◎
様式2-3	補強方針および補強後の耐震診断結果(詳細補強設計)	—	◎	◎	◎	◎
様式3-1	補強部材配置図	—	○	○	○	○
様式3-2	配置図	—	○	○	○	○
様式3-3	意匠図(平面図・立面図)	—	○	○	○	○
様式3-4	構造図	—	○	○	○	○
様式4-1	建物の構造諸元	表4.1	○	○*2	○	○*2
様式4-2	仮定荷重一覧	表4.2	○	○	○	○
様式4-3	柱軸力一覧	表4.3	○	○	○	○
様式5-1	等価せん断力係数等	表5.1	○	—	○	—
様式5-2	等価せん断力係数算定のための構造諸元	表5.2	○	—	○	—
様式6-1	コンクリート試験結果	表6.1	○	○	○	○*3
様式6-2	コンクリート中性化試験結果一覧	表6.2	○	○	○	○*3
様式6-3	コンクリートコア採取位置図	—	○	○	○	○*3
様式7-1	代表的な柱の曲げ、せん断性能等	表7.1	○	—	○	—
様式7-2-1	代表的な両側そで壁付柱の曲げ、せん断性能等	表7.2.1	○*4	—	—	—
様式7-2-2	代表的な片側そで壁付柱の曲げ、せん断性能等	表7.2.2	○*4	—	—	—
様式7-3-1	段形状腰壁付き柱の曲げ、せん断性能等	表7.3.1	○*4	—	—	—
様式7-3-2	片側形状腰壁付き柱の性能等(そで壁が圧縮側の場合・左加力)	表7.3.2	○*4	—	—	—
様式7-3-3	片側形状腰壁付き柱の性能等(そで壁が引張側の場合・右加力)	表7.3.3	○*4	—	—	—
様式7-3-4	中間壁を考慮した段形状腰壁付き柱の構造諸元と曲げ、せん断性能	表7.3.4	○*4	—	—	—
様式7-4-1	下階壁抜け架構の検討	表7.4.1	○*4	—	○	—
様式7-4-2	下階壁抜け柱の曲げ、せん断性能等	表7.4.2	○*4	—	○	—
様式8	代表的な2階梁の曲げ、せん断性能等	表8	○	—	○	—
様式9	代表的な柱梁接合部の検討	表9	○	—	○	—
様式10	代表的な柱(梁)の付着割裂破壊の検討	表10	○	—	—	—
様式11-1	形状指標 S_D	表11	○	○	○	—
様式11-2	重心・剛心位置図	—	○	○	○	○
様式12	経年指標 T_1	表12	○	○	○	○
様式13	耐震診断結果	表13	○	○	○	○
様式14-1	耐震診断結果の一覧	表14	○	○	○	—
様式14-2	C_T-F 図	—	○	○	○	—
様式14-3	Q、Fモード図	—	○	○	○	○
様式15	第2種構造要素の検討	表15	○	—	○	—
様式16	その他の検討	—	○	○	○	○
様式17	非構造部材等の検討	—	○	○	○	○
様式18	議事録	—	◎	◎	◎	◎

注) *1：RC造と併用の建物(R型及びRS型体育館等)の場合には、基本要件チェックシート(RC造)も作成する。

*2：WRC、WPC、S造では表4.1.aのみ作成する。

*3：RC造と併用の建物(R型及びRS型体育館等)の場合に作成する。

*4：様式7-2-1～7.4-2は2001年改訂版の建防協RC基準に準拠して作成しているため、2001年改訂版に準拠する場合に使用する。

<上巻 p. 44>

改訂内容：一部の様式を除き、作成の要否を任意としました。

1.9 判定資料の書式と解説

[解説]

表1.9-2 補強後建物の耐震診断判定資料のための様式一覧

様式No.	様式名	表No.	RC造		SRC造	S造
			RCF造	WRC造 WPC造		
様式19	補強後建物の耐震診断結果の総括	表19	○	○	○	○
様式20	耐震スリット付き代表柱の曲げ、せん断性能等	表20	○	—	—	—
様式21-1	補強後建物の形状指標	表21	○	○	○	○
様式21-2	重心・剛心位置図	—	○	○	○	○
様式22	補強後建物の経年指標 T_i	表22	○	○	○	○
様式23	補強後建物の耐震診断結果	表23	○	○	○	○
様式24-1	補強後建物の耐震診断結果の一覧	表24	○	○	○	—
様式24-2	補強後の C_T -F図	—	○	○	○	—
様式24-3	補強後のQ、Fモード図	—	○	○	○	○
様式25	補強後建物の第2種構造要素の検討	表25	○	—	○	—
様式26	補強部材等の設計	—	○	○	○	○
様式27	非構造部材の補強設計等	—	○	○	○	○
様式28-1	補強部材配置図	—	○	○	○	○
様式28-2	補強詳細図	—	○	○	○	○
様式28-3	非構造部材の補強詳細図	—	○	○	○	○
様式29	議事録	—	◎	◎	◎	◎

⋮

<上巻 p. 94>

改訂内容：診断用コンクリート強度の計算方法について本文を修正しました。ヤング係数について、試験を行わない場合の算定方法を本文に追記しました。せん断補強筋によるF値の制限について、F値を1とする場合を本文に追記しました。

2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い

(1) コンクリート圧縮試験結果の取り扱い

1) 耐震診断に用いる各階のコンクリート圧縮強度 σ_{BD} （診断用コンクリート強度）

採取したコンクリートコアの圧縮試験結果から各工期、各階ごとの診断用コンクリート強度の算定を行い、原則としてその値を上限値として耐震診断に用いる。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{B2} \geq F_c \text{ かつ } X_i \geq F_c \text{ の場合、 } \sigma_{BD} = \sigma_{B2} \\ \text{（ただし、 } \sigma_{BD} \leq 1.50F_c \text{ かつ } \sigma_{BD} \leq 36\text{N/mm}^2 \text{）} \\ \sigma_{B1} \geq F_c \text{ の場合、 } \sigma_{BD} = \sigma_{B1} \\ \text{（ただし、 } \sigma_{BD} \leq 1.25F_c \text{ かつ } \sigma_{BD} \leq 30\text{N/mm}^2 \text{）} \\ \sigma_{B1} < F_c \text{ の場合、 } \sigma_{BD} = \sigma_{B1} \end{array} \right\} (2.6-1)$$

ここに、 F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

σ_{BD} : 診断用コンクリート強度 (N/mm²)

σ_{B1} : ($X_{\text{mean}} - \sigma/2$) による推定強度 (N/mm²)

σ_{B2} : ($X_{\text{mean}} - \sigma$) による推定強度 (N/mm²)

X_i : 各階の各コンクリートコア圧縮強度 (N/mm²)

X_{mean} : 各階のコンクリートコア圧縮強度の平均値 (N/mm²)

σ : 標準偏差 ($\sigma \geq 2.5\text{N/mm}^2$)

2) コンクリートのヤング係数

コンクリートのヤング係数 E_c は、原則として採取したコンクリートコアの静弾性係数試験結果から各工期、各階ごとのヤング係数の算定を行い、それぞれの平均値を耐震診断に用いる。ただし、静弾性係数試験を行わない場合は、各工期、各階ごとの診断用コンクリート強度からヤング係数の算定を行い、それぞれの値を耐震診断に用いる。

⋮

(3) せん断補強筋端部のフック形状の評価

耐震診断を行う際に、建設時期が第I期の柱部材におけるせん断補強筋端部のフックの形状は、原則として90°フックとし、間隔を2倍にしてせん断終局強度を算定する。ただし、 F_u' を1とする場合は2倍としなくとも良い。なお、調査結果によりせん断補強筋端部のフック形状が確認された場合には、その結果を採用して良い。

また、90°フックの場合、構造耐震指標 I_s の集計時に用いる F_u' の値について、第I期の建物で1.27以下、第II期および第III期の建物で1.50以下とすることが望ましい。

⋮

<上巻 p. 97>

改訂内容：コンクリート圧縮試験結果の取り扱いについて、高い強度を採用する場合の条件を追記しました。

2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い

[解説]

(1) コンクリート圧縮試験結果の取り扱い

1) 耐震診断に用いる各階のコンクリート圧縮強度 σ_{BD} (診断用コンクリート強度)

コンクリートコア圧縮強度の平均値 X_{mean} は、原則として各工期、各階ごとに分けて、全ての試料を用いて計算する。標準偏差 σ は解式(2.6-1)の標本標準偏差を用いる。

$$\sigma = \sqrt{\sum (X_i - X_{mean})^2 / (n - 1)} \quad \text{解(2.6-1)}$$

なお、計算に用いる σ は解式(2.6-1)の値にかかわらず最小値を 2.5N/mm^2 とする。

また、使用上の制限などにより2本以下のコアしかない場合、この2本のコアの平均値 X_{mean} (1本しかない場合にそのコア強度を平均値とする) および解表2.6-1に示す一般的な変動係数 δ を用いて解式(2.6-2)により標準偏差の参考値を算出する。診断用コンクリート強度を算出するときはこの値 σ' を標準偏差として採用して良い。

$$\sigma' = \delta \cdot X_{mean} \quad \text{解(2.6-2)}$$

解表 2.6-1 設計基準強度別・建設年度別のコア圧縮強度変動係数一覧表 2.6-1)

設計基準強度 F_c $\text{N/mm}^2(\text{kgf/cm}^2)$	12.7~13.2 (130~135)	14.7 (150)	16.2~17.6 (165~180)	20.6 (210)	22.1~23.5 (225~240)	基準強度不明 を含む合計
1960年以前 (第I期)	n=44個 b=5棟 $\delta=0.364$	n=69個 b=9棟 $\delta=0.309$	n=250個 b=27棟 $\delta=0.250$			n=453個 b=52棟 $\delta=0.268$
1961年~1965年 (第I期)	n=25個 b=3棟 $\delta=0.311$	n=61個 b=9棟 $\delta=0.268$	n=1423個 b=138棟 $\delta=0.269$	n=44個 b=6棟 $\delta=0.233$		n=1769個 b=173棟 $\delta=0.271$
1966年~1970年 (第I期)		n=3個 b=1棟 $\delta=0.234$	n=1965個 b=205棟 $\delta=0.205$	n=395個 b=36棟 $\delta=0.165$		n=2530個 b=260棟 $\delta=0.198$
1971年~1975年 (第II期)	n=22個 b=3棟 $\delta=0.202$	n=12個 b=1棟 $\delta=0.235$	n=1180個 b=128棟 $\delta=0.191$	n=2097個 b=202棟 $\delta=0.189$	n=13個 b=1棟 $\delta=0.186$	n=3398個 b=344棟 $\delta=0.189$
1976年~1980年 (第II期)			n=50個 b=5棟 $\delta=0.146$	n=1950個 b=211棟 $\delta=0.155$	n=26個 b=2棟 $\delta=0.166$	n=2086個 b=224棟 $\delta=0.156$
1981年以後 (第III期)				n=159個 b=18棟 $\delta=0.157$		n=178個 b=21棟 $\delta=0.15$
竣工年不明の建物 を含む合計	n=91個 b=11棟 $\delta=0.304$	n=157個 b=21棟 $\delta=0.282$	n=4938個 b=511棟 $\delta=0.221$	n=4738個 b=483棟 $\delta=0.171$	n=39個 b=3棟 $\delta=0.173$	n=10741個 b=1102棟 $\delta=0.201$

(備考)

n: 供試体(コア)の本数、b: 建物数、 δ : 変動係数

本表は文献 2.6-1)に載せている関東地方を中心とした調査資料を基に、データを加えて計1万本余りのコアから求めたものであり、実務的に各設計基準強度・建設年度に対応する区間の変動係数を当該区間の一般的な変動係数と考えてよい。耐震診断時にコアの本数が2本以下で標準偏差が求められない場合、コア圧縮強度の平均値を用いて、解表 2.6-1 の設計基準強度・建設年度に対応する変動係数により標準偏差の一般的な値を推定することができる。

耐震診断に用いる各階の診断用コンクリート強度 σ_{BD} については(2.6-1)式より求める。その時、各工期、各階ごとにコンクリートコア圧縮強度の平均値 X_{mean} 、標準偏差 σ により下記のように σ_{B1} 、 σ_{B2} を計算し、コンクリート設計基準強度 F_c との関係により求めた診断用コンクリート強度を採用する。

$$\sigma_{B1} = X_{mean} - \sigma/2 \quad \text{解(2.6-3)}$$

$$\sigma_{B2} = X_{mean} - \sigma \quad \text{解(2.6-4)}$$

ここで解式(2.6-3)の場合、構造体コンクリートの圧縮強度が σ_{B1} 以上になる確率は約69%、解式(2.6-4)の場合、 σ_{B2} 以上になる確率は約84%となり、診断時に用いるコンクリート強度がコンクリート設計基準強度 F_c を超える場合に保証率の高い σ_{B2} を採用している。 F_c が不明の場合には、建防協RC診断基準(p.80)「解表2.6-2計算に必要なデータに関する調査結果の最小値等」を参考にして下記の値を採用する。

1957年以前 : 13.2N/mm² (135kgf/cm²)

1958～1962年 : 14.7N/mm² (150kgf/cm²)

1963～1972年 : 17.6N/mm² (180kgf/cm²)

1973年以降 : 20.6N/mm² (210kgf/cm²)

診断用コンクリート強度 σ_{BD} を決める上記(2.6-1)式の基本的な考えは、採用値がなるべく実強度を反映できるようにし、また、高い強度を採用する場合には各コンクリートコア圧縮強度が F_c 以上で、なおかつ高い保証率にすると共に実状を考慮して採用値の上限を設け、その値を $1.50F_c$ かつ 36N/mm^2 とした。また、各階3本のコアからその階のコンクリート圧縮強度を推定しているが、建物規模や採取位置などの関係を考慮するとばらつきの要因が少なくない。そのため、標準偏差 σ の下限値を 2.5N/mm^2 とすることとした。

診断用コンクリート強度が 13.5N/mm^2 を下回る場合、低強度コンクリートとなり、本マニュアル「第3章3節3項 低強度コンクリート造建物」による。

∴

<上巻 p. 97>

改訂内容：コンクリートのヤング係数について、採用方法を追記しました。

2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い

〔解説〕

(1) コンクリート圧縮試験結果の取り扱い

⋮

2) コンクリートのヤング係数

コンクリートのヤング係数については、原則としてコア試験体によりJIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準拠して行った試験結果を用いる。なお、診断用コンクリート強度が 13.5N/mm^2 以上で、静弾性係数の試験データがない場合には、コンクリートの支圧強度の計算やあと施工アンカーを設計する際などに用いるコンクリートのヤング係数 E_c は、診断用コンクリート強度を用いて日本建築学会の旧規準式^{2.6-2)}解式(2.6-5)から算出した値を採用してよい。

$$E_c = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{\sigma_{BD}}{20}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{解(2.6-5)}$$

ここで、 γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m^3)

σ_{BD} : 診断用コンクリート強度(N/mm^2)

診断用コンクリート強度が 13.5N/mm^2 未満の低強度コンクリートの場合および軽量コンクリートの場合は、コア試験体のヤング係数が、解式(2.6-5)から求めたヤング係数よりも小さな値となる傾向がある^{2.6-3)}ので、特に静弾性係数試験が必要である(第3章3節2項参照)。なお、静弾性係数試験によるヤング係数と診断用コンクリート強度から算出したヤング係数とが異なる場合は、小さいほうの値を採用する。

⋮

<上巻 p. 98>

改訂内容：棄却検定について、棄却の考え方について追記しました。

2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い

〔解説〕

(1) コンクリート圧縮試験結果の取り扱い

⋮

3) 異常データの判断

相対的に極端に大きいあるいは小さいデータについては下記に示す統計的な処理方法により異常データであるかを判断する。

試料が3本の場合、どんな値でもカットしない。特に、低い強度のデータが以上と判断された場合、再調査することが望ましい。再調査が困難な場合、診断時は(2.6-1)式により計算した値を用い、補強設計時は追加でコア抜き取りまたは非破壊検査試験により強度を再確認する。

試料が4本以上（**建防協RC基準2017改訂版では6本以上**）の場合、極端に大きいデータあるいは小さいデータについては、試験機関へ持ち込みまたは送付前のコンクリートコアの記録表その他により照査し、コア自体について異常が認められない場合、異常と思われるデータの取捨を統計的な処理により確認してから決定する（飛び離れたデータの棄却検定Grubbs-Smirnov法^注）。異常と判断したデータを除いて診断用コンクリート強度 σ_{BD} を求める。**なお、低い強度のデータが異常データと判断された場合、棄却しないことが望ましい。報告書では異常データの取扱いを記述する。**

また、補強設計時は異常データの個所を再調査により確認する必要がある。

⋮

<上巻 pp. 99-100>

改訂内容：フープ筋のフック形状に関するF値について追記しました。

2.6.1 RC造およびSRC造の取り扱い

〔解説〕

∴

(3) せん断補強筋端部のフック形状の評価

地震被害調査結果から、多くの被害建物で90°フックが確認されている^{2.6-5)}。また、既往の実験^{2.6-6)、2.6-7)、2.6-8)}では、せん断補強筋の90°フックによる部材の最大耐力に違いはあまり見られないが、最大耐力以降の変形性能が低下しているという結果が多い。しかし、高軸力を受ける場合、帯筋比が相対的に多い場合、コンクリート強度が低い場合など、現実の建物の地震被害を見ると柱のせん断破壊が懸念されている。このため、柱のせん断耐力の算定では、帯筋間隔を2倍(帯筋比 p_w を1/2倍)としてせん断耐力の低減をすることとした。この方法で推定した破壊モードと地震被害が概ね一致したとする報告がなされている^{2.6-9)}。せん断補強筋量が極めて少ない柱部材は、せん断ひび割れが発生するとせん断破壊へ移行し易くなり、軸力保持能力を一気に失うことがあるため、危険性が高い。

1971年以前の建物(第Ⅰ期の建物)の構造設計では、柱部材のせん断補強筋(帯筋)は、9mmの丸鋼を用い、端部135°フック付きの帯筋を250mmピッチに配筋することが多用されている。その一方で、フック部の配筋調査結果の実情では、90°フックであったと報告される例が多い。

このような状況のもと、診断にあたっては、第Ⅰ期の建物の柱部材における帯筋端部のフック形状は、原則として90°フックであると判断し、帯筋間隔を2倍あるいは帯筋比を1/2倍としてせん断終局強度を算定することとした。調査結果により帯筋端部のフックが135°フックであったと認められた場合には、その結果を採用することができるものとする。なお、第Ⅱ期および第Ⅲ期の建物で、構造図あるいは構造計算書によりフックの形状を確認することができる場合には、それによることができるものとする。図面などで確認できない場合には、原則として、はつり調査を行い確認する。調査しない場合には90°フックと仮定することが望ましい。

また、フックの形状が片方で90°、他方で135°となっている場合、90°と同じように間隔を2倍にしてせん断終局強度を算定する。ただし、 F_u' を1とする場合は2倍としなくとも良い。

前述の通り、柱部材における帯筋端部のフック形状が90°の場合、曲げ降伏後に部材の変形能力が著しく低下することから、 I_s 値を算定するときの F_u' 値について制限を加えることとした。第Ⅰ期の建物では1.27以下、第Ⅱ期および第Ⅲ期の建物で1.50以下として I_s 値を算定することが望ましい。また、補強設計をする場合も強度抵抗型の補強とし、靱性を抑えた設計をすることが望ましい。

∴

<上巻 p. 111>

改訂内容：液状化地盤の杭基礎の設計荷重について、コメントを追記しました。

2.6.3 地盤および基礎

[解説]

⋮

(2) 既存建物基礎の地震時の安全性検討

⋮

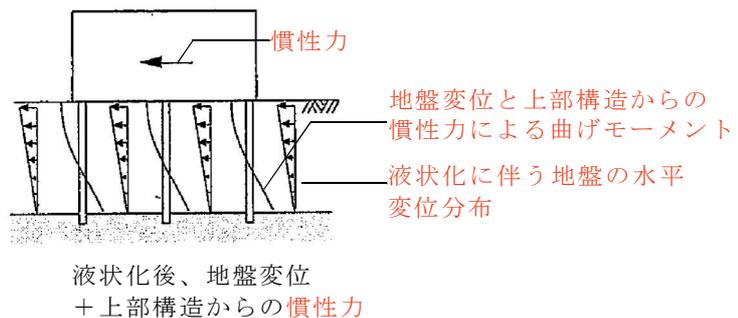
2) 基礎形式が杭基礎の場合

⋮

b. 液状化発生の危険性が高い敷地の場合

次の方法により杭基礎の安全性を確認する。

- ・解図2.6-4に示すように、建物荷重＋基礎荷重の慣性力を杭の頭部に水平力として与えて求めた曲げモーメントに、液状化に伴う地盤の水平変位により地盤が杭を押す力を応答変位法により杭に加えて求めた曲げモーメントを加えて、短期軸力との関係から杭の耐力を超えないことを確認する。
- ・当該敷地が海岸護岸、河川・水路の護岸から100m程度以内に立地する場合は、液状化に伴う地盤の側方流動の可能性を検討し、地震後の残留水平変位が杭を押す力を応答変位法により杭に加えて求めた杭の曲げモーメントと長期軸力から杭の耐力を超えないことを確認する。
- ・この場合の杭頭部の水平変位が5cm程度を超えないことを確認する。



解図 2.6-4 液状化地盤の杭基礎の設計荷重 (2.6-19)

検討方法は、a.の場合と同様である。検討の結果、杭応力が杭の耐力を上回るか、変形が過大となった場合は、液状化防止対策を別途検討するか、液状化を許容するとして基礎杭の補強、打ち増しなどを検討する。なお、計算方法については例えば「基礎構造の耐震診断指針(案)、(一財)ベターリビング」などを参考とする方法もある。

⋮

3.1.3 耐震指標の算定と判定

(3) 第2次診断法を適用する場合の注意事項

[解説]

1) 第2次診断法の仮定条件の確認

第2次診断法では、a. 床の水平力伝達能力を十分と仮定する他、b. 柱に対して梁の強度を十分に大きいと仮定している。また、c. 耐震壁架構について等分布水平荷重を受ける独立耐震壁の反曲点高さを仮定してよいとしている。前記a、bおよびcの計算仮定は一部の建物では成立しないことがあることから、建防協RC基準では、関連して次のように解説されている。

i. 柱について（建防協RC基準p.341、付録2、2.1、2.1.1柱）特別な検討が必要な場合

a. 比較的長スパンのラーメン構造、1スパンラーメン構造などのように梁降伏型の降伏形式が支配的と推定される建物

このような建物で梁崩壊が支配的になる場合には、第2次診断法の大前提である梁の強度が柱の強度に比べ充分大きいという仮定が成立せず、結果的に評価値が著しく実状と異なる場合が考えられるため、診断者は第3次診断法に準じてその影響を適切に評価する必要がある（本マニュアル第3章1節3項(4)参照）。

b. 柱梁接合部の破壊が多いと推定される建物

柱梁接合部破壊が顕著に想定される場合には、想定した崩壊形式に到達できないことが有りうる。したがってこの場合には柱梁接合部について検討し、柱の強度指標または靱性指標を修正することが望ましい。

c. 柱が片持ちになっている建物

屋根が鉄骨造の場合、屋根を支持するRC柱の柱頭はピン接合にて屋根鉄骨躯体と接合すると考えてよい。したがって、柱頭ピン、柱脚固定の片持ち柱として柱の耐力・変形性能を定める。

d. その他 診断者が第2次診断法に適さないと判断した建物

なおcについては、柱頭に加わる水平力は架構の剛性、強度により屋根重量が分配されることに注意する。

ii. 壁について（建防協RC基準p.343、付録2、2.1、2.1.2壁）特別な検討が必要な場合

a. 連層壁に回転モードおよび全体曲げ破壊モードが想定される場合および、短スパン梁および境界梁のせん断破壊が想定される建物

このような建物では第2次診断法の大前提である連層壁のモーメント分布の仮定が成立し得なくなり、結果的に評価値が著しく実状と異なる場合が考えられるため、第3次診断法に準じてその影響を適切に評価する必要がある。

例えば、一文字型の学校校舎の短辺方向や板状集合住宅の短辺方向など、耐震壁が部屋の境に配置されている場合も該当するであろう。しかし、一般に、このような建物では壁量が十分に多いために建物の耐震性能が十分であることが多く、実務では第3次診断を行わないことが多く、工学的判断としても妥

当であることがほとんどであると思われる。ただし、念のため、代表的な短辺方向の架構を取り出して局所的な第3次診断を略算的にでも実施して、耐震性能が十分であるかを確認し、判断を裏付ける資料を持つておくことが望ましい。

b. ピロティ構造や連層壁で部分的に壁が無い建物（下階壁抜けフレーム）

付則6による。

c. 開口が大きく、複数であったり、位置が偏在している場合

d. その他に診断者が第2次診断法に適さないと判断した建物

⋮

<上巻 p. 158、162>

改訂内容：第2次診断でモード優遇係数を採用する場合について本文、解説に追記しました。

3.1.4 保有性能基本指標、強度指標および靱性指標

(1) 保有性能指標の算定について

⋮

5) モード優遇係数

前節(4)解説に記述の方法によるモード優遇係数をC指標ならびに $C_{TU} \cdot S_D$ 値に対して適用してもよい。また、2次診断によっても建物が全体崩壊形を示す場合には適切にモード優遇係数を考慮しても良い。

〔解説〕 (項末尾p.162に追記)

⋮

第2次診断にモード優遇係数を使用する場合

2次診断でモード優遇係数を使用する場合には、そもそものモード優遇係数使用の条件である、全体崩壊形を形成して層降伏を生じないこと、および降伏しない部分は十分な強度を有していること、の2点を確認する必要がある。また、梁降伏支配型の建物で2次診断を採用した場合、柱の強度が梁に比べて大きいため算出される I_s 値は実際の建物の性能よりも大きい可能性がある(実際にはF値の影響も受ける)。その為、3次診断と同じようにモード優遇係数を機械的に2次診断結果に乗じることは危険側の場合もあるため、注意が必要である。

<上巻 p. 172>

改訂内容：袖壁付き柱の曲げ耐力について、建防協 RC 基準に従うよう解説を修正しました。

3.1.4 保有性能基本指標、強度指標および靱性指標

(2) 強度指標の算定について

[解説]

∴

vi. 二次壁付部材の内、片側そで壁付柱やたれ壁はなく腰壁のみついている梁が用いられている建物は数多いが、これらの片側二次壁付部材のせん断耐力については、下記に例示する方法により行ってよいものとする。なお腰壁付梁もこれに準じた方法で計算してよい。

(曲げ耐力)

M_1 、 M_2 ：建防協RC基準(付3-3)式による。

~~そで壁圧縮側の時 (M_1)：両端そで壁付柱として建防協RC基準(付3-2)式による。~~

~~そで壁引張側の時 (M_2)：そで壁を無視し、長方形断面柱と見なして計算する。~~

(せん断耐力)

方法1：片側にあるそで壁の長さを1/2とし両側そで壁付柱として付録5の計算方法による。

方法2：そで壁付柱の内法高さ h_0 に対し、そで壁圧縮側部分（曲げ耐力は M_1 ）のシアスパンを $h_0 \times M_1 / (M_1 + M_2)$ 、そで壁引張側部分のシアスパンを $h_0 \times M_2 / (M_1 + M_2)$ とし、それぞれのせん断耐力を片側柱付壁および長方形柱として計算して、両者の内の小さい方の耐力をとる。

∴

<上巻 p. 176>

改訂内容：形状指標について、鉄骨ブレースを用いる補強を行う場合の耐力偏心について解説に追記しました。ピロティの偏在について本文、解説に追記しました。

3.1.5 形状指標 S_D の算定について

形状指標 S_D の算定は、建防協 RC 基準 3.3 の規定による他、下記の各項による。

⋮

- (5) 建防協RC基準3.3の表6の項目jにおけるピロティの偏在とは、ピロティ階で偏心率(R_e)が0.3を超える場合とし、それ以外は $G_j=1.0$ と扱う。

〔解説〕

- (1) 偏心率の検討には、鉛直部材の断面積の評価による略算ではなく、部材の水平剛性にもとづく評価により偏心率 R_e を求め、 R_e から求められる F_e の逆数を建防協RC基準(36)式の値として用いる。

鉄骨ブレースとRC耐震壁を混用するなど剛性偏心と耐力偏心が大きく異なる場合には、耐力偏心による影響も考慮する。耐力偏心の検討に用いる部材の水平剛性には、 F 値に応じた割線剛性を用いる。 F 値は原則として1.0とする。

⋮

- (5) ピロティ構面と連層耐震壁構面が混在している場合は、連層耐震壁構面の存在により上下方向の強度・剛性の連続性は比較的確保しやすい。従って $G_j=1.0$ とすることが出来るものとした。ただし、ピロティ階でピロティ構面と連層耐震壁構面の配置が規則的でなく偏心が大きくなる場合は、振られる側のピロティ柱の変形はさらに大きくなり注意が必要となる。

<上巻 p. 216>

改訂内容：低強度コンクリートとなった場合について、コメントを追記しました。

3.3.1 目的と適用範囲

：

(2) 適用の範囲

ここでは、既存のRC造躯体から採取したコンクリートコアの圧縮強度から決定した診断採用コンクリート強度 σ_{BD} が 13.5N/mm^2 未満の建物を低強度RC造建物と定義する。~~し、1981年の法令改正(いわゆる新耐震設計法)以前に建設された建物で、診断採用強度 σ_{BD} が 9.0N/mm^2 以上の値を示す階を適用範囲とする。~~

[解説]

：

(2) 適用の範囲

i) 低強度コンクリートの場合

解表3.3-1に建築基準法施行令等の法令で示されたコンクリート設計基準強度の最低値と日本建築学会RC構造計算規準・同解説で示された下限値との比較を示す。

用語上は設計基準強度を下回るコンクリートで建造された構造物を低強度コンクリート躯体と定義してもおかしくはないが、ここでは、1981年の法令改正(いわゆる新耐震設計法)以前に建設された建物で、躯体から採取したコアコンクリート強度から決定する診断用コンクリート強度 σ_{BD} が2017年度版RC造耐震診断基準・同解説^{3.3-1)}(建防協RC基準)でコンクリートコアの再採取が必要とされている 13.5N/mm^2 を下回る階を有する建物を低強度コンクリート建物と定義する。また、1950年(昭和25)当時の建築基準法施行令で定められていた最低圧縮強度 9.0N/mm^2 (90kgf/cm^2)から、診断用コンクリート強度 σ_{BD} の下限値を 9.0N/mm^2 とした。

なお、建防協RC基準において、採取したコアコンクリート強度の平均値が 13.5N/mm^2 を下回る場合は、耐震診断・補強設計の信頼性、補強の効果に疑問が残ることを考慮して、改築を視野に入れた総合的な検討が必要とされていることに留意する必要がある。また、診断用コンクリート強度 σ_{BD} が 9.0N/mm^2 を下回る階を有する結果となった場合は、特別な追加実験や研究成果が必要となるのでこの節の記述の対象からはずした。

また、躯体コンクリート強度が低いだけでなく、施工不良(じゃんかなど)やひび割れ、たわみなどの構造躯体の変状がみられる場合などは、施工状況を詳細に調査するなどの注意が必要である。特に建設当時の検査済み証がない建物など、当時の施工が不確かであると、低強度コンクリートであることと共に施工上の欠陥が重なり地震被害が大きくなることが自明であり、施工面の調査が不可欠となるが、所有者の判断のもとで実施することが望ましい。

<上巻 p. 225>

改訂内容：形状指標についてB法を記載しました。

3.3.3 耐震診断時の注意事項

(1) 構造耐震指標(I_s)への考慮

1) 形状指標(S_D)

形状指標の算定では、B法に従って求めた剛性率・偏心率による必要保有水平耐力の割り増し係数(F_{es})の逆数を用いて計算する。~~ただし、建防協RC基準の整形性の項を除き、平面形状および断面形状の項を考慮する。また、くびれに対してはゾーニング等を行って建物の一体性が保てるか検討する。~~

⋮

[解説]

(1) 構造耐震指標(I_s)への考慮

1) 形状指標(S_D)

低強度コンクリートを含む建物に対して、形状指標を算定する際、B法による剛性率(R_s)・偏心率(R_e)にもとづく必要保有水平耐力の割り増し係数(F_{es})の逆数を選んだ理由は、できるだけ建物に剛性の急変や偏心が生じないように配慮が必要であり、精算することが好ましいと考えられることによる。~~また、建防協RC基準では平面剛性および断面剛性の項を $1/F_{es}$ とした場合には、整形性(a項)、層高の均等性(i項)、ピロティの有無(j項)は考慮しないが良いこととしているが、低強度RC造建物の場合には特に平面・立面のバランスによるペナルティを付加する意味で、整形性(a項)以外はすべて考慮することとする。~~

⋮

<上巻 p. 297>

改訂内容：RC 柱頭と S 部材の接合部について、本文、解説に追記しました。

4.3.3 保有水平耐力

：

(2) 耐力の評価

9) 鉄筋コンクリート柱頭と鉄骨部材との接合部

鉄筋コンクリート柱頭に鉄骨部材を接合するような鉄骨造置き屋根で「支承部」および「水平ブレース」の伝達性能を有している場合は、鉄骨造置き屋根は水平力の伝達が可能として鉄筋コンクリート造と一体として接合部の応力を求めて良い。伝達性能が無い場合は、ゾーニングによる検討を行う。

検討においては、鉄骨梁のベースプレートが鉄筋コンクリート柱の柱頭にアンカーボルトで接合される場合、せん断耐力について、アンカーボルトのせん断破断の他に、コンクリートの側方破壊に対する検討が必要である。また、ベースプレートにルーズホールがある場合には、ルーズホールがある側の柱頭における梁との水平伝達力を0として評価する。なお、ルーズホールを埋めるなどの補強を行って水平力の伝達を可能にした場合は、アンカーボルトのせん断耐力もしくはコンクリート定着部の耐力の検討が必要である。

：

〔解説〕

：

9) 鉄筋コンクリート柱頭と鉄骨部材との接合部

鉄骨造置き屋根における、地震力に対する「支承部」および「水平ブレース」の伝達性能の検討方法の一例を示す。

検討用地震力は重量 W と水平震度 k_n の積とする。

$$P = k_n \cdot W = k_n \cdot (W_{rf} + W_{rc}) = P_{rf} + P_{RC} \quad \text{解(4.3-15)}$$

ここで、

P : 検討用地震力

k_n : 水平震度

W : 検討用重量 $W = (W_{rf} + W_{rc})$

W_{rf} : 鉄骨造屋根面の重量

W_{rc} : RC 造躯体（階高の 1/2 より上部）の重量

P_{rf} : 鉄骨造屋根面に作用する地震力

P_{RC} : RC 造躯体（階高の 1/2 より上部）に作用する地震力

また、水平震度については、以下のとおりとする。

$$k_n = I_{SO} \cdot F_{es} \cdot A_i / F \geq 0.55 \quad \text{解(4.3-16)}$$

ここで、

I_{SO} : 構造耐震判定指標

F_{es} : 形状係数 (各階の剛性率及び偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値)

A_i : 地震層せん断力係数 (建物の高さ方向の分布を表すものとして国土交通大臣が定める方法により算出した数値)

F : 靱性指標

なお、本方法対象の鉄骨造置き屋根に対する水平震度の下限値は 0.55 とする (『屋内運動場などの耐震性能診断基準』平成 18 年版 (平成 22 年 10 月一部変更) 文部科学省 4.1.1 屋根面架構の荷重伝達能力検討用節点外力の算出方法 p.55 参照による)。

側面構面にある複数の支承部の地震力に対する伝達性能の確認は、当該複数の支承部まで伝達されてくる荷重 (= 検討用地震力) の全部と当該複数の支承部のせん断耐力の総和とを比較することとし、下式を満足するものとする。

$$P_{rf}/2 + \sum_{中} \min(P_{rc}^*, R_{j中}) - \sum_{中} \min(\alpha \cdot Q_u, R_{j中}) \leq \sum_{側} R_{j側} / \gamma \quad \text{解(4.3-17)* : (注 1)}$$

ここで

P_{rf} : 鉄骨造屋根面に作用する地震力

W_{rf} : 解図 4.3.18 に示す範囲の屋根面荷重

P_{rc} : 中間構面にある RC 造躯体 (階高の 1/2 より上部) に作用する地震力

Q_u : 中間構面にある柱のせん断または曲げ降伏で決まるせん断耐力または負担せん断力

α : 中間構面にある柱の強度寄与係数

$R_{j側}$: 側面構面にある支承部のせん断耐力

$R_{j中}$: 中間構面にある支承部のせん断耐力

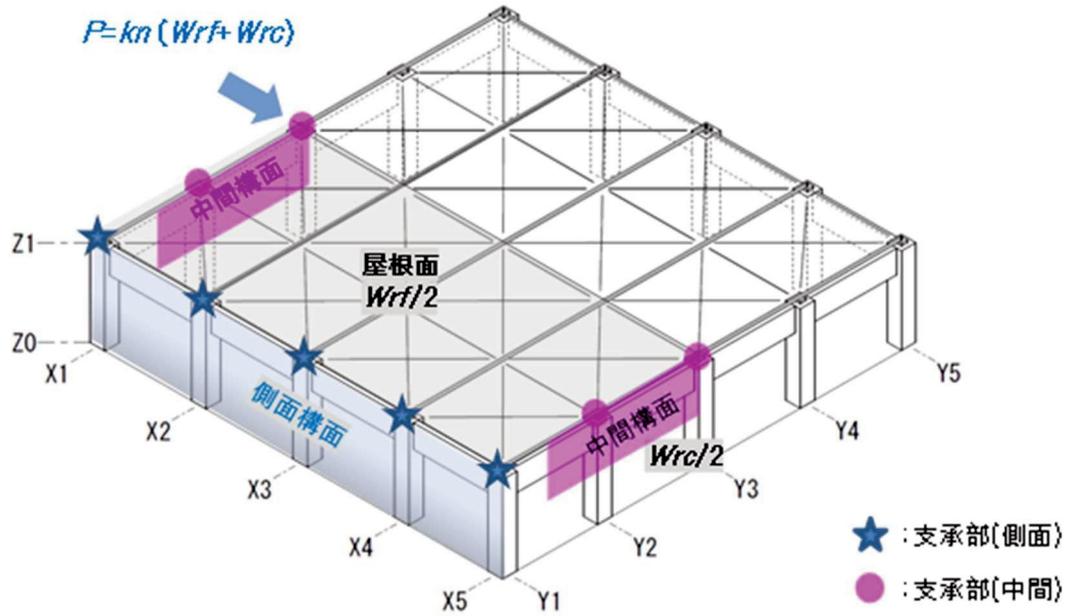
γ : 安全率 (1.2)

$\sum_{中}$: 解図 4.3.18 において示される中間構面の範囲にある柱の数分の和

$\sum_{側}$: 解図 4.3.18 において示される側面構面の範囲にある支承部の数分の和

なお、解(4.3-17)式を満足できない場合、架構を適切にゾーニングして耐震診断を行う。

また、解(4.3-21)式において支承部耐力で決定される場合はその中間構面の柱はゾーニングにより評価する。なお、ここでの中間構面の範囲は、解図 4.3.18 に示す X1-Y1, Y2, X5-Y1, Y2 とする。

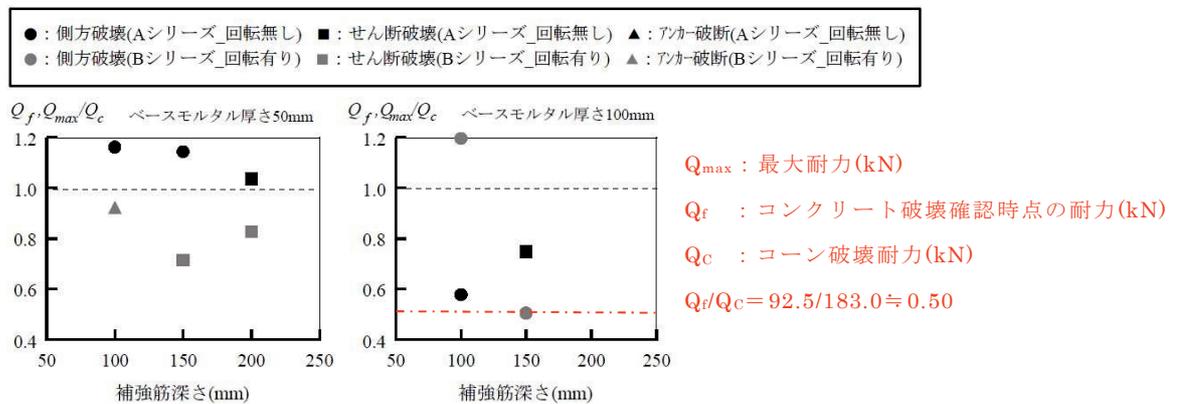


解図 4.3.18 側面構面支承部の検討における範囲図

各部の支承部せん断耐力は、各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）のアンカーボルトの耐力 q_a のせん断力を受ける場合の式（以下、計算式）を参考に支承部で考えられる影響を加味した解(4.3-18)式によって算出する。なお、複数本のアンカーボルトが配置されている場合には、最小の耐力となるアンカーボルトの耐力 q_a の配置されたアンカーボルトの本数倍とする。

支承部では、コンクリート柱と鉄骨支承の間にベースモルタルが敷かれているケースが多く、このベースモルタルの厚さによっては、モルタルが先行して破壊することでアンカーボルトの耐力が低減されてしまうケースがある。

山田博士らの実験 4.3-6)によると、モルタルが先行して側方破壊を起こした試験体は、ベースモルタルの厚さが 50mm の場合は計算式を上回っており、100mm の場合は 0.5 倍程度となっている（解図 4.3-19 参照）。



(2) 補強筋深さとベースモルタル厚さの影響

解図 4.3-19 ベースモルタル厚さをパラメータとしたアンカーのせん断実験結果

これらの実験から、ベースモルタルが 50mm までは、側方破壊に対する耐力の低減はないが、100mm の場合は耐力が半減しているため、直線補間による低減係数 ϕ_t を設けた。なお、ベースモルタルの厚さが 100mm を超える場合は、その影響が過大となることから、別途実験等によって、その影響を確認して低減係数をかけることを推奨する。

また、支承部は、コンクリート柱の端部に取り付いていることが多く、はしあき（へりあき）が少ないケースがある。

松崎博士らの実験 4.3-7)によると、 $\phi 19$ のアンカーの場合、へりあき寸法が 200mm（有効埋め込み長さ l_e ）の 2 倍以上ないとへりあきによる耐力低下を受けてしまうとされている。これらの実験結果を計算式で算出された計算値を比較した結果を解表 4.3-3 に示す。へりあき 150mm の場合は、実験値（コーン破壊）と異なる鋼材破壊となり、100mm の場合は、同じコーン破壊になる。

これらの実験から、へりあきが 100mm まではコーン破壊の耐力で評価できるが、100mm を超えた場合、コーン破壊の耐力が過大に評価されていることから、低減係数 ϕ_c を見込むこととし、へりあきが 100mm でのコーン破壊の余裕度（ $30.4/25.73=1.18$ ）をへりあきが 150mm でも確保するために低減係数 ϕ_c を 0.75（ $50.01/57.89/1.18=0.73 \rightarrow 0.75$ ）と定めた。

なお、支承を固定するアンカーボルトの径が太くなった場合、へりあきによる影響が懸念されるが、実験的根拠が乏しいのが現状である。ただし、側方破壊面の有効投影面積は径が太くなった場合でも変わらないため、同じへりあきで径が太くなった場合は、 q_{a1} と q_{a2} の値は大きくなり、 q_{a3} の値は変わらないことから、側方破壊の耐力で接合部耐力が決定される可能性が高くなり、低減係数も含めて安全側の評価がされると考えられるので、へりあき距離の規定は、アンカーボルトの径に関係付けず一定値とした。

解表 4.3-3 アンカーボルトのへりあき寸法の影響

へりあき(mm)	50	100	150	200	250
qa1 鋼材(kN)	55.05	55.05	55.05	55.05	55.05
qa2 支圧(kN)	120.71	120.71	120.71	120.71	120.71
qa3 コーン(側方)(kN)	6.43	25.73	57.89	102.92	160.81
実験値(kN) (松崎博士ら実験を平均しSI単位化)	13.73	30.40	50.01	81.64	67.91
	コーン	コーン	コーン	ボルト/コーン	ボルト/抜け

$$R_j = q_a \times n = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) \times n \quad \text{解(4.3-18)}$$

$$q_{a1} = 0.7 \times s \sigma_y \times s_c a$$

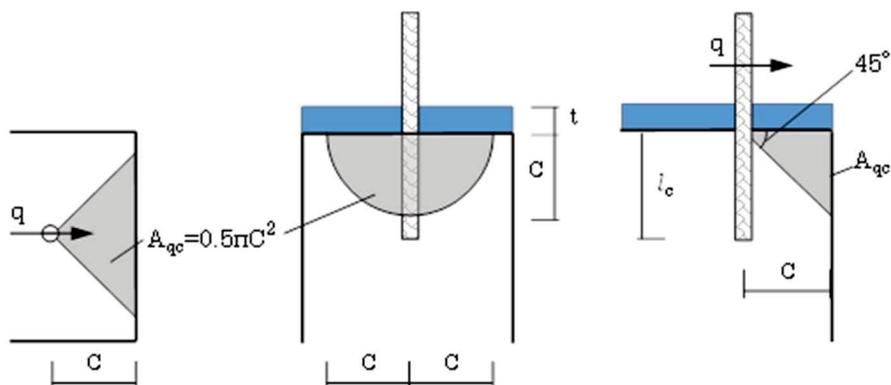
$$q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{\sigma_B} \times E_c \times s_c a$$

$$q_{a3} = \phi_t \times \phi_c \times 0.31 \sqrt{\sigma_B} \times A_{qc}$$

ここで、

R_j : 支承部のせん断耐力

- q_a : 各アンカーボルトの最小せん断耐力の内の最小値
 n : アンカーボルトの本数
 q_{a1} : 鋼材の耐力で決まるせん断耐力
 q_{a2} : コンクリートの支圧で決まるせん断耐力
 q_{a3} : コンクリートの側方（押し出し）破壊耐力で決まるせん断耐力
 ϕ_t : ベースモルタルの厚さ(t)による低減係数
 ($t \leq 50\text{mm}$: $\phi_t = 1.0$ 、 $50\text{mm} < \phi_t = -0.01t + 1.5 < 100\text{mm}$ 、
 100mm 以上は別途)
 ϕ_c : はしあき(C)による低減係数
 ($C \leq 100\text{mm}$ の場合 $\phi_c = 1.0$ 、 $C > 100\text{mm}$ の場合 $\phi_c = 0.75$)
 $s\sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度
 σ_B : 診断採用コンクリート強度
 E_c : コンクリートのヤング係数
 $s_c a$: アンカーボルトの断面積
 A_{qc} : 側方破壊面の有効投影面積（複数本の場合にはその重なりを考慮する）



解図 4.3.20 側面の有効投影面積

アンカーボルトの支承部の算定応力においては、鉄骨材と支承部間に生じる個材の曲げ・せん断応力を適宜適切に考慮すること。

水平ブレースの地震力に対する伝達性能の確認は、当該水平ブレースまで伝達されてくる地震力と水平ブレース耐力の総和と比較することとし、下式を満足するものとする。

$$P_{rf}' + \sum_{\text{中}} \min(P_{rc}, R_{j\text{中}}) - \sum_{\text{中}} \min(\alpha \cdot Q_u, R_{j\text{中}}) \leq \sum_{ij} \text{Brs}_j \quad \text{解(4.3-19)}$$

ここで、

- P_{rf}' : 鉄骨造屋根面に作用する地震力 $P_{rf}' = W_{rf}' / 2^* \times k_n$
 W_{rf}' : 解図 4.3.21 に示す範囲の屋根面荷重 * : (注2)
 P_{rc} : 中間構面にある RC 造躯体（階高の 1/2 より上部）に作用する地震力
 Q_u : 中間構面にある柱のせん断または曲げ降伏で決まるせん断耐力または負担せん断力
 α : 中間構面にある柱の強度寄与係数

$R_{j中}$: 中間構面にある支承部のせん断耐力

Br_{sj} : 水平ブレースの耐力

$\Sigma_{中}$: 解図 4.3.18 において示される中間構面の範囲にある柱の数分の和

Σ_{ij} : 解図 4.3.18 において示される Y1-Y2 間にある水平ブレースの数分の和

当該ブレースに伝達されてくる地震力は、屋根面の地震力 P_{rf} に加えて屋根面下部の RC 造躯体の重量（階高の上半分）にかかる地震力 P_{rc} を考慮する。なお、中間構面の抵抗力を差し引いてよい。（解図 4.3.21 参照）

ここで、屋根面下部の RC 造躯体の重量（階高の上半分）にかかる地震力 P_{rc} の範囲は解図 4.3.21 に示す範囲とし、支承部のせん断耐力を上限として下式による。

$$\min(P_{rc}, R_{j中}) \quad \text{解(4.3-20)}$$

ここで、

P_{rc} : 中間構面にある RC 造躯体（階高の 1/2 より上部）に作用する地震力

$R_{j中}$: 中間構面にある支承部のせん断耐力

中間構面の抵抗力は下式によってよい。

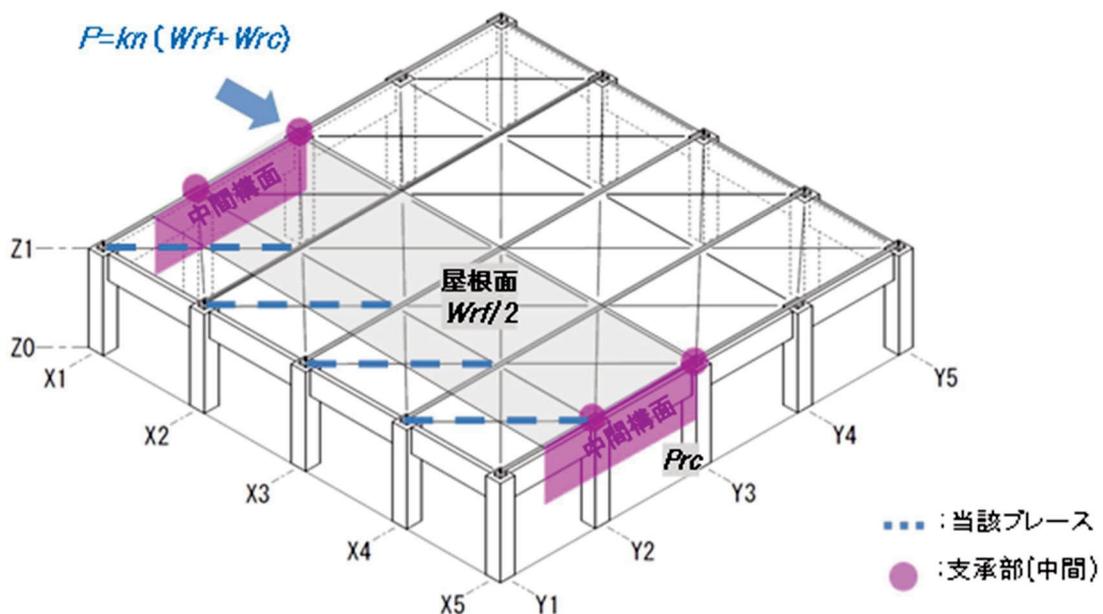
$$\min(\alpha \cdot Q_u, R_{j中}) \quad \text{解(4.3-21)}$$

(注 1) 解図 4.3.21 における Y3 通りの(a)式の値は振分けを 1/2 または適切に定めるものとする。

(注 2) 解(4.3-19)式の左辺の側面構面への振分け率は 1/2 または側面構面の剛性・強度バランス等を考慮して適切に定めるものとする。

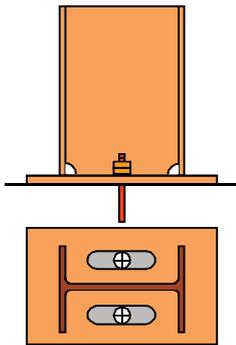
なお、解(4.3-19)式を満足できない場合、架構を適切にゾーニングして耐震診断を行う。

また、解(4.3-21)式または解(4.3-20)式において支承部耐力で決定される場合はその中間構面の柱はゾーニングにより評価する。

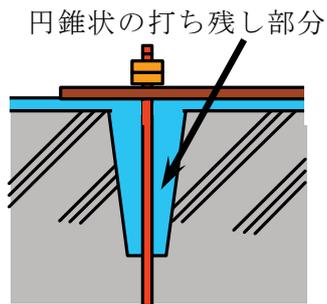


解図 4.3.21 ブレースの検討における範囲図

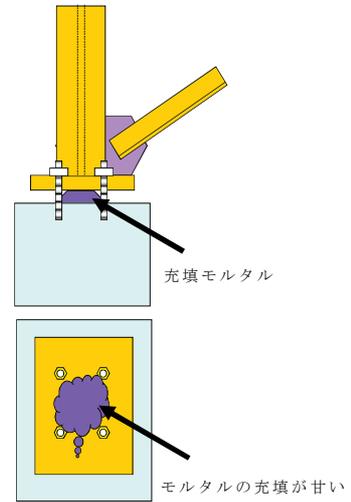
解図4.3-22に示すように、施工上の都合などでベースプレートのアンカーボルト孔が長円となっている場合や、解図4.3-23のように円錐状に打ち残しがある場合の柱脚のせん断耐力は0として評価する。ただし、解図4.3-24のような場合でも、定着長さが確保され、モルタルなどで十分に埋め戻されていることが確認できた場合は、アンカーボルトのせん断耐力を用いることができる。



解図 4.3-22 ローラー仕様の柱



解図 4.3-23 コンクリートの打ち残し



解図 4.3-24 柱脚コンクリートの施工不良

<上巻 p. 332、333>

改訂内容：SRC造における直交壁付柱のせん断終局強度に関する有効幅 b_e の採用について
本文、解説に追記しました。

5.1.3 耐震診断方法

耐震診断方法は、以下に準じるものとする。

⋮

- (5) 共同住宅における直交壁付き柱のせん断終局強度は、本マニュアルの3.2.3項に示す有効幅 b_e を採用してもよい。

〔解説〕（項末尾p.333に追記）

⋮

- (5) SRC造の共同住宅は、RC造の共同住宅と同様の適用条件のもとに、直行壁付き柱のせん断終局強度の算定時に有効幅 b_e を採用してもよい。これは、内蔵鉄骨がラチス形および充複形の場合は解(5.1.1)式によって算定され、RC造部分とS造部分の累加強度となるため、RC造部分に対して有効幅 b_e を用いることで本マニュアルの3.2.3項と同様の扱いとしたものである。格子形の場合は、解(5.1.2)式に示すように内蔵鉄骨を鉄筋置換しており、RC造の扱いになるため有効幅 b_e を用いてもよい。

ラチス形柱および充複形柱のせん断終局強度（符号の説明を略す）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_{0e}} \right\} b_e \cdot j_e + {}_s Q_u \quad \text{解(5.1.1)}$$

格子形柱のせん断終局強度（符号の説明を略す）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_r p_{we} \cdot {}_r \sigma_{wy} + \frac{{}_s p_w \cdot {}_s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_{0e}} \right\} b_e \cdot j_e \quad \text{解(5.1.2)}$$

<下巻 p. 30, 31>

改訂内容：袖壁増厚柱の保有性能について、解説の一部を削除しました。

6.1.3 袖壁の補強

〔解説〕

：

(2) 袖壁の増打ちによる補強

：

5) 袖壁増厚柱の保有性能

~~袖壁増厚柱の強度や靱性に関する実験資料は殆んどないが、これに関連する資料として一体打ちの袖壁付き柱や袖壁増設柱に関する実験例があり、建防協基準にはこれらに基づいてまとめられた曲げ強度やせん断強度の評価式が解表6.1-2のように規定されている。一体打ちの袖壁付き柱と増設袖壁付き柱についてのこれらの評価式は曲げ強度式、せん断強度式共に、ほぼ同じ式となっているが、唯一異なる点は増設袖壁付き柱の曲げおよびせん断強度式に $\phi = 0.8$ とする強度低減係数が乗じられていることである。~~

解表6.1-2 ~~一体打ち袖壁付き柱と増設袖壁付き柱の強度評価式~~

評価式	曲げ強度	せん断強度	基準
一体打ち袖壁付き柱	(付 3.2) 式	(付 3.3、3.4) 式	建防協基準(pp.229～230)
増設袖壁付き柱	(3.2.5.2) 式	(3.2.5.3) 式	建防協指針(pp.125～126)

本マニュアルで提案している評価式は曲げ強度、せん断強度共に増設袖壁付き柱の評価式を基本としているが、断面構成の特徴、破壊のメカニズムに対する定性的考察により、下記の緒点で修正したものである。

- ①曲げ強度については、引張側増厚袖壁内の壁縦筋を除く縦方向アンカー筋の曲げ引張抵抗による成分を有効とし、また軸方向力に基づく成分について有効せいの評価に既存袖壁厚さの効果を加えた ((6.1-2)式)。
- ②せん断強度については、増厚袖壁コンクリート全断面積を有効として算入し、等価引張鉄筋比 p_{te} の中に引張側増設袖壁内の縦方向アンカー筋を算入して、有効せい d_e にもこの影響を考慮した。更に壁の横筋の効果として既存袖壁の横筋も算入した ((6.1-3)式)。
- ③既存袖壁の存在による一体化に対する効果を考慮して、曲げ強度、せん断強度の低減係数 ϕ を0.8から0.9に修正した ((6.1-1)式および(6.1-3)式)。

<下巻 p. 213>

改訂内容：一部の様式を除き、作成の要否を任意としました。

9.1 概要

耐震診断および耐震補強設計の判定資料は本章に示す様式に従って作成する。判定資料のまとめ方を様式により統一することで、判定者が短時間で対象建物の内容を把握し、結果の妥当性を判断できるようにしている。このため、判定資料の洩れや誤記がないよう注意するとともに、添付する資料の順序に間違いがないかなど十分確認の上、作成する。

表9.1-1に、耐震診断判定資料の作成に必要な様式の一覧を示す。

表9.1-1に記載の様式1-1から様式2-3および様式18は判定に際して必須の資料であり、様式3-1から様式17までは参考資料とするが、委員会等において要求された場合は、提出する資料である。なお、様式7-2-1～7.4-2は2001年改訂版の建防協RC基準に準拠して作成しているため、2001年改訂版に準拠する場合に使用する。

表9.1-1 判定資料作成のための様式一覧表

(◎印：作成要、○印：委員会などで要求された場合に作成、一記号：作成不要を示す)

様式No.	様式名	表No.	RC造		SRC造	S造
			RCF造	WRC造 WPC造		
様式1-1	建物概要および構造耐震判定指標等	—	◎	◎	◎	◎
様式1-2	写真	—	◎	◎	◎	◎
様式0	基本要件チェックシート	表0	◎	◎	◎	◎
様式2-1	現地調査並びに建物の特徴	—	◎	◎	◎	◎
様式2-2	耐震診断の方針と耐震診断結果	—	◎	◎	◎	◎
様式2-3	補強方針および補強後の耐震診断結果(詳細補強設計)	—	◎	◎	◎	◎
様式3-1	補強部材配置図	—	○	○	○	○
様式3-2	配置図	—	○	○	○	○
様式3-3	意匠図(平面図・立面図)	—	○	○	○	○
様式3-4	構造図	—	○	○	○	○
様式4-1	建物の構造諸元	表4.1	○	○*2	○	○*2
様式4-2	仮定荷重一覧	表4.2	○	○	○	○
様式4-3	柱軸力一覧	表4.3	○	○	○	○
様式5-1	等価せん断力係数等	表5.1	○	—	○	—
様式5-2	等価せん断力係数算定のための構造諸元	表5.2	○	—	○	—
様式6-1	コンクリートの試験結果	表6.1	○	○	○	○*3
様式6-2	コンクリートの中性化深さ測定結果	表6.2	○	○	○	○*3
様式6-3	コンクリートコア採取位置図	—	○	○	○	○*3
様式7-1	代表的な柱の曲げ、せん断性能等	表7.1	○	—	○	—
様式7-2-1	代表的な両側そで壁付柱の曲げ、せん断性能等	表7.2.1	○	—	—	—
様式7-2-2	代表的な片側そで壁付柱の曲げ、せん断性能等	表7.2.2	○	—	—	—
様式7-3-1	段形状腰壁付き柱の曲げ、せん断性能等	表7.3.1	○	—	—	—
様式7-3-2	片側段形状腰壁付き柱の性能等(そで壁が引張側の場合・右加力)	表7.3.2	○	—	—	—
様式7-3-3	片側段形状腰壁付き柱の性能等(そで壁が圧縮側の場合・左加力)	表7.3.3	○	—	—	—
様式7-3-4	中間壁を考慮した段形状腰壁付き柱の構造諸元と曲げ、せん断性能	表7.3.4	○	—	—	—
様式7-4-1	下階壁抜け架構の検討	表7.4.1	○	—	○	—
様式7-4-2	下階壁抜け柱の曲げ、せん断性能等	表7.4.2	○	—	○	—
様式8	代表的な2階梁の曲げ、せん断性能等	表8	○	—	○	—
様式9	代表的な柱梁接合部の検討	表9	○	—	○	—
様式10	代表的な柱(梁)の付着割裂破壊の検討	表10	○	—	—	—
様式11-1	形状指標	表11	○	○	○	—
様式11-2	重心・剛心位置図	—	○	○	○	○
様式12	経年指標	表12	○	○	○	○
様式13	耐震診断結果	表13	○	○	○	○

様式14-1	耐震診断結果一覧	表14	○	○	○	—
様式14-2	C _T -F図	—	○	○	○	—
様式14-3	Q、Fモード図	—	○	○	○	○
様式15	第2種構造要素の検討	表15	○	—	○	—
様式16	その他の検討	—	○	○	○	○
様式17	非構造部材等の検討	—	○	○	○	○
様式18	議事録	—	◎	◎	◎	◎

注) *1: RC造と併用の建物 (R型及びRS型体育館等) の場合には、基本要件チェックシート (RC造) も作成する。

*2: WRC、WPC、S造では表4.1.aのみ作成する。

*3: RC造と併用の建物 (R型及びRS型体育館等) の場合に作成する。

耐震補強設計の判定資料は、表9.1-1中の必須の資料に加えて表9.1-2の補強後建物の耐震診断判定資料を作成する。耐震補強設計で制震・免震構法を採用する場合は表9.1-1に加え、表9.1-2に基本建物 (補強後の建物で免震・制震装置を除いた状態) の検討結果を示し、第7章9節に示す判定資料を作成する。

様式には、建物の構造および用途に応じて異なる複数の様式を記載しているものもある。しかし、それらの様式にない種類の建物で本章に示す様式では表示が困難な場合は、該当する様式に限り設計者が独自に作成したものを用いてもよい。

表9.1-2 補強後建物の耐震診断判定資料のための様式一覧

様式No.	様式名	表No.	RC造		SRC造	S造
			RCF造	WRC造 WPC造		
様式19	補強後建物の耐震診断結果の総括	表19	○	○	○	○
様式20	耐震スリット付き代表柱の曲げ、せん断性能等	表20	○	—	—	—
様式21-1	補強後建物の形状指標	表21	○	○	○	○
様式21-2	重心・剛心位置図	—	○	○	○	○
様式22	補強後建物の経年指標T ₁	表22	○	○	○	○
様式23	補強後建物の耐震診断結果	表23	○	○	○	○
様式24-1	補強後建物の耐震診断結果の一覧	表24	○	○	○	—
様式24-2	補強後のC _T -F図	—	○	○	○	—
様式24-3	補強後のQ、Fモード図	—	○	○	○	○
様式25	補強後建物の第2種構造要素の検討	表25	○	—	○	—
様式26	補強部材等の設計	—	○	○	○	○
様式27	非構造部材の補強設計等	—	○	○	○	○
様式28-1	補強部材配置図	—	○	○	○	○
様式28-2	補強詳細図	—	○	○	○	○
様式28-3	非構造部材の補強詳細図	—	○	○	○	○
様式29	議事録	—	◎	◎	◎	◎

<下巻 p. 287>

改訂内容：診断用コンクリート強度の計算方法について解説を修正しました。
(様式 6.1 の注意事項)

⋮

8) 耐震診断に用いる診断用コンクリート強度は、下記による。

① $\sigma_{B1} \geq F_c$ の場合： $\sigma_{BD} = \sigma_{B1}$ なお、 $\sigma_{BD} = F_c$ としても良い。

ただし、 $\sigma_{BD} \leq 1.25F_c$ かつ、 $\sigma_{BD} \leq 30\text{N/mm}^2$ とする。

② $X_i \geq F_c$ かつ、 $\sigma_{12} \geq F_c$ の場合： $\sigma_{BD} = \sigma_{B2}$ なお、 $\sigma_{BD} < \sigma_{B2}$ としても良い。

ただし、 $\sigma_{BD} \leq 1.50F_c$ かつ、 $\sigma_{BD} \leq 36\text{N/mm}^2$ とする。

③ $\sigma_{B1} = F_c$ の場合： $\sigma_{BD} = \sigma_{B1}$ なお、 $\sigma_{BD} < \sigma_{B1}$ としても良い。

⋮

<下巻 p. 299>

改訂内容：袖壁付柱の靱性指標について様式 7-2 の注意事項を修正しました。

(様式 7-2 の注意事項)

⋮

7) そで壁付柱の靱性指標の採用値（建防協 RC 基準 3.2.3 および付則 3 3.3.2 を参照）

なお、第 1 期の建物でかつ $h_0/H_0 \leq 0.75$ の場合で、次のいずれかに該当する場合は、F 値をせん断破壊 $F=0.8$ 、曲げ破壊 $F=1.0$ とする。

- ・帯筋量が極めて少ない。
- ・圧縮軸力比 ($N/(B \cdot D \cdot F_c)$) がかなり大きい。
- ・検討部位が隅柱である。

⋮

<下巻 p. 300>

改訂内容：両側袖壁付柱の計算について修正しました。

別表 9.7 両側そで壁付柱 Q_{su} の計算式および諸指標の計算

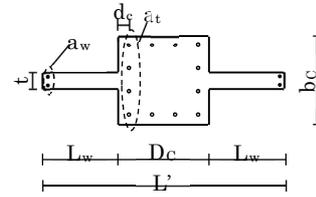
$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wye} + 0.1 \sigma_{0e}} \right\} \cdot b_e \cdot j_e$$

$$Q_{su2} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} \cdot t \cdot j_w$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} \cdot b_{ce} \cdot j_{ce}$$

$$Q_{su3} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j$$



$$\cdot 0.1\% \leq p_{te} \leq 3.0\% \quad p_{te}(\%)$$

(単位：SI 単位)

	$b_e(\text{mm})$ $d_e(\text{mm})$	$a_{te}(\text{mm}^2)$ $p_{te}(\%)$	j_e j_w j_{ce}	$p_{we} \cdot \sigma_{wye}$	σ_{0e}	$\frac{M}{Q \cdot d_e}$
<p>$L' = D + L_{w1} + L_{w2}$</p>	$b_{ce} = b - t_w$ $d_w = 0.95L'$ $d_{ce} = 0.95D$	$a_{tw} : *1$ $a_{te} : *2$ $p_{twe} = \frac{a_{tw}}{t_w \cdot d_w} \times 100$ $p_{tce} = \frac{a_{tc}}{(b-t_w)d_{ce}} \times 100$	$j_w = \frac{7}{8}d_w$ $j_{ce} = 0.95D$	$p_{wh} = a_{wh}/(t_w \cdot s_w)$ σ_{why} : そで壁の横補強筋の降 伏点強度 s_w : そで壁の横補強筋の間隔 $p_{cwe} = \frac{a_w - p_{wh} \cdot t_w \cdot s}{b_{ce} \cdot s}$ (そで壁横筋が柱に定着され ている場合) $p_{cwe} = \frac{a_w}{b_{ce} \cdot s}$ (そで壁横筋が柱を通して配 筋されている場合) a_w : 柱帯筋 1 組の断面積 s : 柱帯筋間隔 σ_{cwe} : 帯筋の降伏点強度	$\frac{M}{Q} = h_{cw0}$ $0.5 \leq \frac{M}{Qd_w} \leq 2$ $1 \leq \frac{M}{Qd_{ce}} \leq 3$	

	b_c	$a_{te}=a_t$	$0.8D_c$	$p_w \cdot \sigma_{wy}$	$\frac{N}{(b_c \cdot D)}$	$\frac{h_{c0}}{d_e}$
	$D_c - d_e$	$\frac{a_t}{b_c \cdot d} \times 100$				

- [注] *1: そで壁端部主筋の引張鉄筋断面積で、引張側端部 $0.2L'$ の範囲にある壁縦筋あるいは、そで壁縦筋 2 段目までの主筋断面積としてよい。
- *2: 有効な柱引張側主筋断面積で、通常 1 段目の主筋とする (片側そで壁付き柱でも同様としてよい)。
- *3: 部材の形状および配筋状態、周囲の拘束状態によっては実験結果などを参考に 1 の値を 0.5 と読み替えることができる。

<下巻 pp. 308, 309>

改訂内容：杭の引抜耐力、極限支持力について様式 7-4-1 の注意事項を修正しました。

：

8) 杭の引抜き抵抗力について考慮する。ただし、既製コンクリート杭で、杭頭詳細が明らかでない場合でも杭頭アンカー筋を推定し有効として考慮し、杭の引抜き抵抗力を下記の項目により検討して採用する。なお、原則として、杭頭の鉄筋が基礎にアンカーされていない場合、および水平にアンカーされている場合には、杭の引抜抵抗は考慮しない。

①杭周辺の地盤の摩擦による引抜き抵抗力(kN)

a) 地盤調査結果が有る場合の杭の引抜き抵抗力

$$R_{T1} = 3 \times 4/15 \times R_F + W_p'$$

$$R_F = (10/3 \times \overline{N}_s \cdot L_s + 1/2 \overline{q}_u \cdot L_c) \phi$$

ここで、 R_{T1} ：杭 1 本あたりの引抜き抵抗力(kN/本)

R_F ：杭 1 本あたりの極限摩擦力(kN/本)

\overline{N}_s ：基礎杭の周囲の地盤のうち砂質地盤の標準貫入試験による N 値の平均値で、30 を超えるときは 30 とする(回)。

L_c ：杭周囲の地盤のうち砂質地盤に接する長さの合計(m)

\overline{q}_u ：杭周囲の地盤のうち粘性土地盤の一軸圧縮強度の平均値で、200 を超えるときは 200 とする(kN/m²)。

L_s ：杭周囲の地盤のうち粘性土地盤に接する長さの合計(m)

ϕ ：杭の周長(m)

W_p' ：杭の有効重量で、杭自重より実況によって求めた浮力を減じた数値(kN)

b) 地盤調査結果が無い場合の杭の引抜き抵抗力¹⁾

・杭長 $L \leq 45$ m の場合

$$R_{T1} = (10 + L) \cdot L \cdot \Phi + W_p'$$

・杭長 $L > 45$ m の場合

$$R_{T1} = 2475\Phi + 100(L - 45) \cdot \Phi + W_p'$$

ここで、 R_{T1} ：杭 1 本あたりの引抜き抵抗力(kN/本)

L ：杭長(m)

Φ ：杭の周長(m)

W_p' ：杭の有効重量で、杭自重より実況によって求めた浮力を減じた数値(kN)

②杭頭アンカー筋の降伏耐力

$$R_2 = n \cdot a_{to} \cdot \sigma_{y0}$$

$$R_2 = n \cdot \sigma_{y0} \quad (\text{PC パイル})$$

ここで、 n ：アンカー筋の本数または PC 鋼線の本数

a_{to} ：アンカー筋 1 本の断面積(mm²)

σ_{y0} ：アンカー筋の材料強度(kN/mm²)または PC 鋼線 1 本当たりの降伏耐力(kN/本)

③杭が偏心している場合のフーチングの直接せん断耐力

$$R_3 = A_F \cdot \tau$$

ここで、 R_3 ：フーチングの直接せん断耐力(kN)

A_F ：考慮するフーチングの断面積(m²)

τ ：フーチングの仮定せん断応力(500 kN/m²)

杭の引抜き抵抗力： $R_T = \min(R_{T1}, R_2, R_3)$

9) 杭の極限支持力

a) 地盤調査結果がある場合の杭の極限支持力

$$R_{C1} = 3 \times q_p \cdot A_p + R_F - W_p$$

ここで、 R_{C1} ：杭1本あたりの極限支持力(kN/本)

q_p ：杭先端の地盤の長期許容応力度(kN/m²)で下記による。

・打込み杭の場合： $q_p = 300/3\bar{N}$

・セメントミルク工法による埋込杭の場合： $q_p = 200/3\bar{N}$

・アースドリル工法等による場所打ち杭の場合： $q_p = 150/3\bar{N}$

\bar{N} ：杭先端付近の地盤の標準貫入試験によるN値の平均値で、60を超えるときは60とする(回)。

A_p ：杭先端の有効断面積(m²)

R_F ：杭の極限摩擦力(kN)

W_p ：杭の有効自重で、杭の自重より実況によって求めた浮力を減じた数値(kN)

b) 地盤調査結果が無い場合の杭の極限支持力

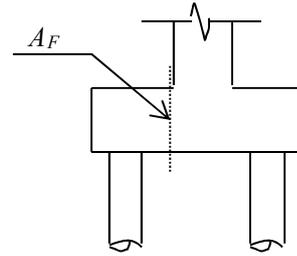
$$R_{C1} = 3 \times {}_aR_{C1} - W_p$$

ここで、 ${}_aR_{C1}$ ：杭1本あたりの長期許容支持力(kN/本)

⋮

【参考文献】

1) 阪口 理：場所打ち杭の設計と施工、学芸出版社、1990年5月



<下巻 p. 327>

改訂内容：形状指標の表を修正しました。

(様式11-1)

表11 形状指標

耐震診断時の形状指標 S _D (現状)							備考	
診断次数：								
項目			グレード G _i			採用 G _i	R _i	q _i
			1.0	0.9	0.8			
水平方向	a	整形性	整形 a ₁	ほぼ整形 a ₂	不整形 a ₃		0.50	
	b	辺長比	b ≤ 5	5 < b ≤ 8	8 < b		0.25	
	c	くびれ	0.8 ≤ c	0.5 ≤ c < 0.8	c < 0.5		0.25	
	d	EXP.J	1/100 ≤ d	1/200 ≤ d < 1/100	d < 1/200		0.25	
	e	吹抜	e ≤ 0.1	0.1 < e ≤ 0.3	0.3 < e		0.25	
	f	剛床仮定の成立	ほぼ剛床	やや疑問	疑問		0.50	
高さ方向	h	地下室の有無	1.0 ≤ h	0.5 ≤ h < 1.0	h < 0.5		1.00	
	i	層高の均等性	0.8 ≤ i	0.7 ≤ i < 0.8	i < 0.7		—	
	j	ピロティの有無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティ偏在		1.00	
	k	下階への柱の連続性	不連続が10%未満	不連続が10%以上 50%未満	不連続が50%以上	階	0.50	
			6	0.50				
			5	0.50				
			4	0.50				
3			0.50					
2			0.50					
1	0.50							

項目	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	S _D 指標
水平方向	l	偏心	X			1.00	Y	6			1.00		X	6	
								5						5	
								4						4	
								3						3	
								2						2	
								1						1	

項目	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	S _D 指標
高さ方向	n	剛性 バランス	X			1.00	Y	6			1.00		Y	6	
								5						5	
								4						4	
								3						3	
								2						2	
								1						1	

備考

- a₁ : ほぼ2軸対象のもので、一つの突出部が床面積の10%以下のもの。
- a₂ : a₁より付整形なもの。また、L、T、U形などの平面で、一つの突出部の面積が床面積の30%以下のもの。
- a₃ : a₂より付整形なもの。また、L、T、U形などの平面で、一つの突出部の面積が床面積の30%を超えるもの。

- b : $b = (\text{建物長辺の長さ}) / (\text{建物短辺の長さ})$
- c : $c = (\text{くびれ部分の短辺の長さ}) / (\text{主体部の短辺の長さ})$
- d : エキスパンションジョイントにおける衝突が起り得る方向に関して適用する。 $d = (\text{Exp.Jの躯体間隔}) / (\text{Exp.J部の建物高さ})$
- e : $e = (\text{吹抜け部の面積}) / (\text{吹抜け部を含む当該階の面積})$ 。ただし、鉄筋コンクリート造の壁により囲まれている階段室は吹抜け部とみなさない。
- f : 階段室や吹抜けを含む床スラブの平面形状と構造部材の配置等を勘案して総合的に判断する。
- h : $h = (\text{地下面積}) / (\text{建築面積})$
- I : 上階の層高/当該階の層高。当該階が最上階の場合は、上階を下階に読み替える。
- k : 不連続な柱の割合。すなわち、(下階へ連続しない柱の本数)/(当該階の柱の本数)で判断する。

(様式11-1の注意事項)

- 1) 表11には建物各階各方向の形状指標 S_b の計算内容について記す。計算は原則として建防協RC基準第3.3.2項の規定にしたがって行う。
- 2) 項目1のグレード G_1 、項目nのグレード G_n は、原則として建防協RC基準第3.3.3項に示すA法またはB法により算出する。グレード G_i とレンジ調整係数 R_i は表11による。項目jのグレード G_j は、B法で弾性剛性を用いるときのみ適用する。
- 3) 各項目に相当する指標値(例えば辺長比については $b = \text{長辺長さ} / \text{短辺長さ}$)を建防協基準によって算出し、その内容と結果を計算値の欄に記入する。また、その値により、建防協基準の表6からグレード G_i を求め、さらにグレード G_i とレンジ調整係数 R_i から下式により q_i を求める。

・ 第1次診断用

$$q_{1i} = 1 - (1 - G_i) \times R_{1i} \dots\dots\dots i = a, b, c, d, e, f, i, j, k$$

$$q_{1i} = 1.2 - (1 - G_i) \times R_{1i} \dots\dots\dots i = h$$

・ 第2次診断用

$$q_{2i} = 1 - (1 - G_i) \times R_{2i} \dots\dots\dots i = a, b, c, d, e, f, (j), k, l, n$$

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

ここで、項目a、b、c、e、hは最も不利な階で検討し、全体に適用する。項目d、fは方向別に検討する。項目kは、各階で検討する。項目jは、B法で弾性剛性を用いるときのみ適用する。

・ 第3次診断用

第2次診断用の形状指標を用いることができる。ただし、項目1のグレード G_1 、項目nのグレード G_n は、第3次診断の破壊モードに対応する強度指標に基づいて割線剛性を用いて算出してもよい。

<下巻 p. 332>

改訂内容：建防協 RC 基準の改訂に従い、解説の柱につながる直交方向壁やそで壁の残存軸耐力算定用係数の表を修正しました。

⋮

別表 9.9 柱につながる直交方向壁やそで壁の残存軸耐力算定用係数 $w\eta_R$

直交方向の I_s 値	
$I_s > I_{so}$	$I_s < I_{so}$
0.5	0.1

<下巻 p. 332>

改訂内容：建防協 RC 基準の改訂に従い、解説の部材の残存軸耐力算定用係数の表を修正しました。

：

別表 9.10 部材の残存軸耐力係数 η_r

柱・そで壁付柱の種類	部分	柱の p_w	各変形での残存軸耐力係数 η_r			
			F=1.0	F=1.27	F=2.0	F=3.0
極脆性となるせん断柱 極脆性となるせん断袖 壁付き柱	柱部分	$p_w \geq 0.4\%$	0	0	0	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0	0	0	0
		$0.2\% > p_w$	0	0	0	0
	加力方向の袖壁部分			0	0	0
$F_u=1$ となるせん断柱 $F_u=1$ となるせん断袖 壁付き柱	柱部分	$p_w \geq 0.4\%$	0.4	0.3	0.1	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.3	0.1	0	0
		$0.2\% > p_w$	0.1	0.1	0	0
	加力方向の袖壁部分			0.1	0	0
上記以外のせん断柱 上記以外以外のせん断 袖壁付き柱	柱部分	$p_w \geq 0.4\%$	0.6	0.4	0.2	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.5	0.3	0.1	0
		$0.2\% > p_w$	0.4	0	0	0
	加力方向の袖壁部分			0	0	0
曲げ柱 曲げ袖壁付き柱	柱部分	$p_w \geq 0.4\%$	0.6	0.6	0.5	0.4
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.5	0.5	0.3	0.2
		$0.2\% > p_w$	0.4	0.4	0	0
	加力方向の袖壁部分			0.3	0	0

注) 柱に繋がる直交方向壁の残存軸力は別表 9.9 による。なお、方立て壁の $w\eta_R$ は、0.1 としてよい。

<下巻 p. 333>

改訂内容：建防協 RC 基準の改訂に従い、解説の部材の軸力支持能力の係数の表を修正しました。

柱,そで壁付柱の種類	部分	柱の p_w	各変形での残存軸耐力係数 η_R			
			F=1.0	F=1.27	F=2.0	F=3.0
極脆性となるせん断柱 極脆性となる袖壁付き柱	柱部分	$p_w \leq 0.4\%$	0	0	0	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0	0	0	0
		$0.2\% > p_w$	0	0	0	0
	直交方向の耐震壁部分	$p_w \leq 0.4\%$	0	0	0	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0	0	0	0
		$0.2\% > p_w$	0	0	0	0
	加力方向の袖壁部分				0	0
$F_u=1$ となるせん断柱 $F_u=1$ となるせん断袖壁付き柱	柱部分	$p_w \leq 0.4\%$	0.4	0.3	0.1	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.4	0.1	0	0
		$0.2\% > p_w$	0.4	0	0	0
	直交方向の耐震壁部分	$p_w \leq 0.4\%$	0.3	0.3	0.1	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.3	0.1	0	0
		$0.2\% > p_w$	0.3	0	0	0
	加力方向の袖壁部分				0	0
上記以外のせん断柱 上記以外以外のせん断袖壁付き柱			0.6	0.4	0.2	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.5	0.4	0.1	0
		$0.2\% > p_w$	0.4	0.4	0	0
	直交方向の耐震壁部分	$p_w \leq 0.4\%$	0.1	0.1	0.1	0
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.1	0.1	0.1	0
		$0.2\% > p_w$	0.1	0.1	0	0
	加力方向の袖壁部分				0.1	0
曲げ柱 曲げ袖壁付き柱	柱部分	$p_w \leq 0.4\%$	0.6	0.6	0.5	0.4
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.5	0.5	0.4	0.3
		$0.2\% > p_w$	0.4	0.4	0.3	0.2
	直交方向の耐震壁部分	$p_w \leq 0.4\%$	0.3	0.3	0.3	0.3
		$0.4 > p_w \geq 0.2\%$	0.3	0.3	0.3	0.3
		$0.2\% > p_w$	0.3	0.3	0.3	0
	加力方向の袖壁部分				0.3	0.3

注) 柱に繋がる直交方向壁の残存軸力は別表 9.9 による。なお、方立て壁の $w\eta_R$ は、0.1 としてよい。

<下巻 p. 336>

改訂内容：形状指標の表を修正しました。

(様式21-1・補強後)

表21 補強後建物の形状指標

耐震診断時の形状指標 S _D (現状)							備考		
診断次数：									
項目		グレード G _i			採用 G _i	R _i	q _i		
		1.0	0.9	0.8					
水平方向	a	整形性	整形 a ₁	ほぼ整形 a ₂	不整形 a ₃		0.50		
	b	辺長比	b ≤ 5	5 < b ≤ 8	8 < b		0.25		
	c	くびれ	0.8 ≤ c	0.5 ≤ c < 0.8	c < 0.5		0.25		
	d	EXP.J	1/100 ≤ d	1/200 ≤ d < 1/100	d < 1/200		0.25		
	e	吹抜	e ≤ 0.1	0.1 < e ≤ 0.3	0.3 < e		0.25		
	f	剛床仮定の成立	ほぼ剛床	やや疑問	疑問		0.50		
高さ方向	h	地下室の有無	1.0 ≤ h	0.5 ≤ h < 1.0	h < 0.5		1.00		
	i	層高の均等性	0.8 ≤ i	0.7 ≤ i < 0.8	i < 0.7		—		
	j	ピロティの有無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティ偏在		1.00		
	k	下階への柱の連続性	不連続が	不連続が	不連続が	階		0.50	
			10%未満	10%以上 50%未満	50%以上	6		0.50	
			10%未満	10%以上 50%未満	50%以上	5		0.50	
			10%未満	10%以上 50%未満	50%以上	4		0.50	
10%未満			10%以上 50%未満	50%以上	3		0.50		
10%未満			10%以上 50%未満	50%以上	2		0.50		

項目	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	S _D 指標
水平方向	l	偏心	X			1.00	Y	6			1.00		X	6	
								5						5	
								4						4	
								3						3	
								2						2	
								1						1	

項目	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	偏心率 F _e	採用 G _i	R _i	q _i	方向	階	S _D 指標
高さ方向	n	剛性 バランス	X			1.00	Y	6			1.00		Y	6	
								5						5	
								4						4	
								3						3	
								2						2	
								1						1	

＜軽微な修正・変更一覧表＞

巻	頁	位置	修正・変更前	修正・変更後
上 巻	p.1	L11 ～13	<u>この</u> マニュアルは、1995年に施行された「建築物の耐震改修の促進に関する法律（耐震改修促進法）」により <u>認</u> 定された既存建築物の耐震診断方法等の内、下記の基準等に準拠して行う、耐震診断や耐震改修 <u>の過程において</u> 準用されるべき	<u>本</u> マニュアルは、1995年に施行された「建築物の耐震改修の促進に関する法律（耐震改修促進法）」により <u>規定</u> された既存建築物の耐震診断方法等の内、下記の基準等に準拠して行う耐震診断や耐震改修 <u>を行う際の</u> 準用されるべき
		L15	2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針	2017年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針
	p.6	L13	…： <u>建防協 RC 基準で適用範囲外とされている</u> 13.5N/mm ² <u>以下</u> の低強度コンクリート造建築物で、本マニュアルの第3章3節に記す条件を満たす建築物： <u>計算用</u> コンクリート強度を決めるため <u>の</u> コア <u>の</u> 本数を増やし…	…： <u>診断用コンクリート強度σ_{BD}が</u> 13.5N/mm ² <u>未満</u> の低強度コンクリート造建築物で、本マニュアルの第3章3節に記す条件を満たす建築物： <u>診断用</u> コンクリート強度を決めるため <u>に</u> コア本数を増やし…
	p.23	L21～23	c. <u>形状指標S_Dについては、偏心率および剛重比にかかわる評価は本マニュアルでは原則として建防協基準に準拠せずに、現行耐震規定の形状係数F_{es}によるとしている。</u> d. <u>経年指標 T の評価については…</u>	c. <u>(削除)</u> 経年指標 T の評価については…
	p.28	L5	…（建防協 RC 基準 p.86(b)の(i)）…	…（建防協 RC 基準 p.112(b)の(i)）…
		下 L2	…（建防協 RC 基準 p.89の解表 3.2.1-1）…	…（建防協 RC 基準 p.114の解表 3.2.1-1）…
	p.31	L1～2	…定義されており、 <u>$\eta R(=NR/(Ac \cdot F_c))$の規定（建防協 RC 基準の p.89解表 3.2.1-1）</u> にもとづいて…	…定義されており、 <u>第9章別表 9.9、別表 9.10</u> にもとづいて…
	p.96	L6	…圧縮強度 <u>採用値</u>	…圧縮強度 σ_{BD} （ <u>診断用コンクリート強度</u> ）
		L8	…標準偏差 σ は <u>下式</u> の…	…標準偏差 σ は <u>解式(2.6-1)</u> の…
		L13	…を用いて <u>下記式</u> により…	…を用いて <u>解式(2.6-2)</u> により…

上 巻	p.97	L1	…に用いるコンクリート強度 σ_{BD} については (2.6-1) 式のように求める。その時、各工期、各階ごとにコア強度の平均値 X_{mean} 、標準偏差 σ により下記のように σ_{B1} 、 σ_{B2} を計算し、設計基準強度との関係により求めた診断用コンクリート <u>圧縮</u> 強度を…	…に用いる <u>各階の診断用</u> コンクリート強度 σ_{BD} については (2.6-1) 式 <u>より</u> 求める。その時、各工期、各階ごとに <u>コンクリートコア圧縮</u> 強度の平均値 X_{mean} 、標準偏差 σ により下記のように σ_{B1} 、 σ_{B2} を計算し、 <u>コンクリート</u> 設計基準強度 F_c との関係により求めた診断用コンクリート強度を…
		L9	…コンクリート強度が設計基準強度 F_c …	…コンクリート強度が <u>コンクリート</u> 設計基準強度 F_c …
		L10	…建防協 RC 診断基準(p.61)…	…建防協 RC 診断基準(p.80)…
		L17	…場合には高い保証率に…	…場合には <u>各コンクリートコア圧縮強度が F_c 以上で、なおかつ</u> 高い保証率に…
		下 L8	…診断用コンクリート <u>圧縮</u> 強度を…	…診断用コンクリート強度を…
		下 L3 ～1	…が $13.5N/mm^2$ <u>以下</u> の低強度コンクリートの場合は、コア試験体のヤング係数が、解式(2.6-5)から求めたヤング係数よりも小さな値となる傾向がある 2.6-3)ので、静弾性係数試験が…	…が $13.5N/mm^2$ <u>未満</u> の低強度コンクリートの場合 <u>および軽量コンクリートの場合</u> は、コア試験体のヤング係数が、解式(2.6-5)から求めたヤング係数よりも小さな値となる傾向がある 2.6-3)ので、 <u>特に</u> 静弾性係数試験が…
	p.98	L4	…試料が 3 本 <u>以下</u> の場合、どんな値でもカットしない。特に、 <u>疑問がある</u> 場合…	…試料が 3 本の場合、どんな値でもカットしない。特に、 <u>低い強度のデータが以上と判断された</u> 場合…
		L7	…4 本以上の場合…	…4 本以上 <u>(建防協 RC 基準 2017 改訂版では 6 本以上)</u> の場合…
		下 L14	…解表 <u>2.2-1</u> (有意水準…	…解表 <u>2.6-2</u> (有意水準…
	p.100	下 5-4	…しても、 <u>建物の安全性は高まるものの</u> Exp.J の…	…しても <u>(削除)</u> Exp.J の…
	p.133	L5	…の手引 3.1-2)P.136 および…	…の手引 3.1-2)P.114～115 および…
	p.135	下 L11	…の手引 3.1-2)p.137 に記載されて…	…の手引 3.1-2)p.117 に記載されて…
	p.137	下 L1	…RC 基準 3.1-5)p.279～285 を…	…RC 基準 3.1-5)p.356～361 を…

上 巻	p.138	L1	…RC 基準 ^{3.1-5)} p. <u>249～253</u> を…	…RC 基準 ^{3.1-5)} p. <u>310～314</u> を…
		L2	…の手引 ^{3.1-2)} p. <u>138</u> を参照する。	…の手引 ^{3.1-2)} p. <u>124</u> を参照する。
	p.141	L13-14	…建防協 RC 基準 [<u>付録 2 終局限界状態の応力と変形の算定付則 6 下階壁抜け柱</u>] の 2.2 第 2 次診断法に記載された <u>2.2.3 下階壁抜け柱の項</u> に…	…建防協 RC 基準 [<u>付則 6 下階壁抜け柱</u>] に…
	p.176	下 L18	…RC 基準(<u>29</u>)式の…	…RC 基準(<u>36</u>)式の…
	p.203	L10	…(付 <u>3-4</u>)式の…	…(付 <u>3.8</u>)式の…
	p.216	L4	…低強度コンクリートと呼ばれる…	…低強度コンクリート (<u>既存躯体のσ_{BD}が 13.5N/mm²未満</u>) と呼ばれる…
		L13-15	…診断採用強度 σ_{BD} が 13.5N/mm ² <u>を下回る</u> 建物を低強度 RC 造建物と定義し、 <u>1981 年の法令改正(いわゆる新耐震設計法)以前に建設された建物で、診断採用強度 σ_{BD} が 9.0N/mm² 以上の値を示す階を適用範囲とする。</u>	…診断用 <u>コンクリート</u> 強度 σ_{BD} が 13.5N/mm ² <u>未満の建築物を低強度 RC 造建物と定義 (削除) する。</u>
		下 L12	(2) 適用の範囲 解表 3.3-1 に…	(2) 適用の範囲 <u>i)低強度コンクリートの場合</u> 解表 3.3-1 に…
	下 L9-4	…ここでは、躯体から採取したコアコンクリート強度から決定する診断採用強度 σ_{BD} が <u>2001 年度版 RC 造耐震診断基準・同解説 3.3-1 (建防協 RC 基準) で適用の可否を検討する必要があると述べられている</u> 13.5N/mm ² を下回る階を有する建物を低強度コンクリート建物と定義する。また、1950 年(昭和 25)当時の建築基準法施行令で定められていた最低圧縮強度 9.0N/mm ² (90kgf/cm ²)から、診断採用強度 σ_{BD} の下限値を 9.0N/mm ² とした。	…ここでは、 <u>1981 年の法令改正 (いわゆる新耐震設計法) 以前に建設された建物で、</u> 躯体から採取したコアコンクリート強度から決定する診断用 <u>コンクリート</u> 強度 σ_{BD} が <u>2017 年度版 RC 造耐震診断基準・同解説 3.3-1 (建防協 RC 基準) でコンクリートコアの再採取が必要とされている</u> 13.5N/mm ² を下回る階を有する建物を低強度コンクリート建物と定義する。また、1950 年(昭和 25)当時の建築基準法施行令で定められていた最低圧縮強度 9.0N/mm ² (90kgf/cm ²)から、診断用 <u>コンクリート</u> 強度 σ_{BD} の下限値を 9.0N/mm ² とした。	

上 巻	p.216	下 L3	診断採用強度 σ_{BD} が 9.0N/mm ² を…	また、診断用 <u>コンクリート</u> 強度 σ_{BD} が 9.0N/mm ² を…
	p.219	L1	<u>「診断用コンクリート圧縮強度採用値σ_{BD}が9N/mm²未満の建物の耐震診断及び耐震補強設計」</u>	<u>ii)極低強度コンクリートの場合</u>
		L2	コンクリート <u>圧縮強度採用値</u> (σ_{BD})が 9N/mm ² 未満と…	<u>診断用</u> コンクリート強度 σ_{BD} が 9N/mm ² 未満と…
		L6-7	…RC 基準の <u>適用範囲外であり、同基準</u> で採用している計算式 <u>のほとんどが適用できない</u> 可能性がある。	…RC 基準で採用している計算式 <u>では、耐震性能が適切に評価されない</u> 可能性がある。
	p.224	下 L17 ～15	… <u>ただし、建防協 RC 基準の整形性の項を除き、平面形状および断面形状の項を考慮する。また、くびれに対してはゾーニング等を行って建物の一体性が保てるか検討する。</u>	(削除)
	p.251	下 L15	…の「 <u>2.2.3</u> 下階壁抜け柱」の…	…の「 <u>付則 6</u> 下階壁抜け柱」の…
	p.308	L8	解図 4.3- <u>18</u> に示すように…	解図 4.3- <u>21</u> に示すように…
		L9	…解図 4.3- <u>19</u> のように円錐状に…	…解図 4.3- <u>23</u> のように円錐状に…
		L10	…解図 4.3- <u>19</u> のような場合でも…	…解図 4.3- <u>23</u> のような場合でも…
		下 L7	解図 4.3- <u>18</u> ローラー仕様の柱脚	解図 4.3- <u>22</u> ローラー仕様の柱脚
		下 L7	解図 4.3- <u>19</u> コンクリートの打ち残し	解図 4.3- <u>23</u> コンクリートの打ち残し
		下 L7	解図 4.3- <u>20</u> 柱脚コンクリートの施工不良	解図 4.3- <u>24</u> 柱脚コンクリートの施工不良
		下 L4	…せん断耐力は解(4.3- <u>15</u>)式で算定する。しかし、解図 4.3- <u>20</u> に…	…せん断耐力は解(4.3- <u>22</u>)式で算定する。しかし、解図 4.3- <u>23</u> に…
		下 L2	…ないため、解(4.3- <u>15</u>)式の…	…ないため、解(4.3- <u>22</u>)式の…
	p.309	L1	解(4.3- <u>15</u>)	解(4.3- <u>22</u>)
		L5	…せん断力は解(4.3- <u>16</u>)式に…	…せん断力は解(4.3- <u>23</u>)式に…
		L6	解図 4.3- <u>21</u> ブレース引付点と…	解図 4.3- <u>25</u> ブレース引付点と…
		下 L10	解(4.3- <u>16</u>)	解(4.3- <u>23</u>)
	p.310	L2	解図 4.3- <u>22</u> に示す…	解図 4.3- <u>25</u> に示す…

		L4	解図 4.3- <u>22</u> ブレース引付点と…	解図 4.3- <u>25</u> ブレース引付点と…
上 巻	p.310	下 L3	…として解(4.3- <u>17</u>)式のように…	…として解(4.3- <u>24</u>)式のように…
		下 L2	解(4.3- <u>17</u>)	解(4.3- <u>24</u>)
	p.311	L15	…として解図 4.3- <u>23</u> (a)に示す…	…として解図 4.3- <u>26</u> (a)に示す…
		L18	…には、解図 4.3- <u>23</u> (b)のように…	…には、解図 4.3- <u>26</u> (b)のように…
		L21	解図 4.3- <u>24</u> に示すように…	解図 4.3- <u>27</u> に示すように…
		下 L2	解図 4.3- <u>23</u> トラス弦材の座屈長さ	解図 4.3- <u>26</u> トラス弦材の座屈長さ
		下 L1	解図 4.3- <u>24</u> 軸力の変化するトラス弦材の座屈長さ	解図 4.3- <u>27</u> 軸力の変化するトラス弦材の座屈長さ
	p.312	L1	…解図 4.3- <u>25</u> に示すように…	…解図 4.3- <u>28</u> に示すように…
		L4	解図 4.3- <u>29</u> のように…	解図 4.3- <u>29</u> のように…
		下 L11	解図 4.3- <u>25</u> ラチス材の座屈長さ	解図 4.3- <u>28</u> ラチス材の座屈長さ
		下 L11	解図 4.3- <u>26</u> 単一山形鋼ラチス材	解図 4.3- <u>29</u> 単一山形鋼ラチス材
		下 L4	…解(4.3- <u>18</u>)式～解(4.3- <u>20</u>)式で…	…解(4.3- <u>25</u>)式～解(4.3- <u>27</u>)式で…
		下 L1	解図 4.3- <u>27</u> K形分岐継手	解図 4.3- <u>30</u> K形分岐継手
	p.313	L1	解(4.3- <u>18</u>)	解(4.3- <u>25</u>)
		L6	解(4.3- <u>26</u>)	解(4.3- <u>26</u>)
		L7	解(4.3- <u>27</u>)	解(4.3- <u>27</u>)
		下 L15	…解(4.3- <u>21</u>)式と解(4.3- <u>22</u>)式による…	…解(4.3- <u>28</u>)式と解(4.3- <u>29</u>)式による…
		下 L13	解(4.3- <u>21</u>)	解(4.3- <u>28</u>)
		下 L12	解(4.3- <u>22</u>)	解(4.3- <u>29</u>)
		下 L6	解(4.3- <u>23</u>)	解(4.3- <u>30</u>)
		下 L5	解(4.3- <u>24</u>)	解(4.3- <u>31</u>)
	p.314	L2	解(4.3- <u>25</u>)	解(4.3- <u>32</u>)
		L4	…プレートは、解図 4.3- <u>28</u> の…	…プレートは、解図 4.3- <u>31</u> の…
		L6	解図 4.3- <u>28</u> 鋼管ガセットプレート継手	解図 4.3- <u>31</u> 鋼管ガセットプレート継手

上 巻	p.314	L7	解(4.3- <u>26</u>)	解(4.3- <u>33</u>)
		L8	解(4.3- <u>27</u>)	解(4.3- <u>34</u>)
下 巻	p.1	L8	2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針	2017年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針
	p.22	L7	… <u>計算用圧縮</u> 強度+3.0N/mm ² 以上とし…	… <u>診断用コンクリート</u> 強度+3.0N/mm ² 以上とし…
		L23	…との <u>定着</u> 長さは…	…との <u>重ね継手</u> 長さは…
		下 L7	…既存袖壁 1 <u>本</u> あたりの…	…既存袖壁 1 <u>箇所</u> あたりの…
	p.23	L8	…ピッチや <u>埋込み深さ</u> を…	…ピッチや <u>有効埋込み長さ</u> を…
		下 L3	…階の <u>設計用</u> コンクリート強度 (N/mm ²)	…階の <u>診断用</u> コンクリート強度(N/mm ²)
	p.24	L6	…既存躯体の <u>設計用</u> コンクリート強度(N/mm ²)	…既存躯体の <u>診断用</u> コンクリート強度(N/mm ²)
	p.26	L7	…を計画すると、 <u>地中梁</u> の…	…を計画すると、 <u>基礎梁</u> の…
	p.28	下 L10	この他、 <u>計算用</u> コンクリート強度の…	この他、 <u>診断用</u> コンクリート強度の…
	p.29	下 L5	…(建防協改修指針 p. <u>97</u> 解説(2)b) …	…(建防協改修指針 p. <u>101</u> 解説(2)b) …
		下 L1	…やや大きめな <u>埋込み深さ</u> や…	…やや大きめな <u>有効埋込長さ</u> や…
	p.149	L2	…指針の p. <u>77</u> により算定する。	…指針の p. <u>81</u> により算定する。
	p.193	L15	…日本建築防災協会、p. <u>137</u> 」に…	…日本建築防災協会、p. <u>117</u> 」に…
	p.212	L2	8.4-1)日本建築学会：建築施工用教材、2009年	8.4-1)日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS21 ALC パネル工事(第4版)、2011年
		L3	8.4-2)日本建築学会：構造用教材、2006年	8.4-2)日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS21 ALC パネル工事(第5版)、2018年
	p.214	下 L10	の <u>採用</u> 強度(様式6)	の <u>推定強度と診断用コンクリート</u> 強度(様式6)
		下 L9	…各階の <u>採用</u> 強度を…	…各階の <u>推定強度および設定した診断用コンクリート</u> 強度を…
	p.218	下 L7	…は長期許容 <u>地耐力</u> 度を記入し、不明な場合は、仮定した長期許容 <u>地耐力</u> 度と…	…は長期許容 <u>支持力</u> 度を記入し、不明な場合は、仮定した長期許容 <u>支持力</u> 度と…

	p.222	下 L1	…定められた採用コンクリート強度が 13.5N/mm ² 以下の時には…	…定められた診断用コンクリート強度が 13.5N/mm ² 未満の時には…
下 巻	p.223	下 L14	… $\sigma_{BD}' = F_c$ とした計算など…	… σ_{BD}' (σ_{BD}' : コンクリートの圧縮強度試験を行っていない場合の診断用コンクリート強度) = F_c とした計算など…
	p.226	L16	…1 階の計算用強度と…	…1 階の診断用コンクリート強度と…
	p.228	別表 9.1 下追記	—	[記号] h : 構造耐力上主要な鉛直支点間距離(cm)
	p.231	別表 9.2 下追記	—	[記号] h : 構造耐力上主要な鉛直支点間距離(cm)
		下 L4	…またはアングルを介して鉄筋同士をつなぐ…	…または(削除)鉄筋同士をつなぐ…
	p.235	L5	…検討用コンクリート強度 σ_{BD} が 13.5N/mm ² 以下の時には…	…診断用コンクリート強度 σ_{BD} が 13.5N/mm ² 未満の時には…
		下 L16	検討用コンクリート強度が…	診断用コンクリート強度が…
	p.237	L25	各階の計算用コンクリート実測強度を…	各階の診断用コンクリート強度を…
	p.239	L25	各階の計算用コンクリート実測強度を…	各階の診断用コンクリート強度を…

下 巻	p.245	L7～20	<input type="checkbox"/> 2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(一財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(2011)、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説(平成8年)、(財)建築保全センター <input type="checkbox"/> 屋内運動場等の耐震性能診断基準(H18年版)、文部科学省大臣官房文教施設企画部 <input type="checkbox"/> 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版、(社)建築研究振興協会 <input type="checkbox"/> 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版一増補版2007年一、(社)建築研究振興協会	<input type="checkbox"/> <u>2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(一財)日本建築防災協会</u> <input type="checkbox"/> 2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(2011)、(財)日本建築防災協会 <input type="checkbox"/> 官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説(平成8年)、(財)建築保全センター <input type="checkbox"/> 屋内運動場等の耐震性能診断基準(H18年版)、文部科学省大臣官房文教施設企画部 <input type="checkbox"/> <u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2018年版、(一社)建築研究振興協会</u> <input type="checkbox"/> <u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2012年版、(一社)建築研究振興協会</u> <input type="checkbox"/> <u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版一増補版2007年一、(社)建築研究振興協会</u> <input type="checkbox"/> <u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版、(社)建築研究振興協会</u>
	p.247	下 L18	<input type="checkbox"/> <u>90度フック：(帯筋間隔 2 倍、または p_w を 1/2 に低減)</u>	90度フック： <input type="checkbox"/> 帯筋間隔 2 倍、 <input type="checkbox"/> p_w を 1/2 に低減、 <input type="checkbox"/> <u>F=1 と設定</u>

下 巻	p.247	下 L6	…診断基準(付 3- <u>2</u>)式…	…診断基準(付 3- <u>3</u>)式…
		下 L5	…診断基準(付 3- <u>4</u>)式…	…診断基準(付 3- <u>7</u>)式…
	p.248	L1	…診断基準(付 2- 4 -1)式…	…診断基準(付 2-1)式…
		L2	…診断基準(付 2- 4 -2)式…	…診断基準(付 2-2)式…
		L14	せん断耐力：□診断基準(付4-4 <u>a.4-5</u>)式、□その他()	せん断耐力：□診断基準(付4-4)式、 <u>□診断基準(解付4-1)式、□診断基準(解付4-2)式、□その他()</u>
		L17	…診断基準(付 2- <u>2</u> -1)式…	…診断基準(付 2-1)式 <u>を準用</u> …
		L18	…診断基準(付 2- <u>1</u> -2)式…	…診断基準(付 2-2)式 <u>を準用</u> …
		L22	…診断基準(付 2- <u>2</u> -1)式…	…診断基準(付 2-1)式 <u>を準用</u> …
		L23	…診断基準(付 2- <u>1</u> -2)式…	…診断基準(付 2-2)式 <u>を準用</u> …

<p>下 巻</p>	<p>p.255</p>	<p>L7~30</p>	<ul style="list-style-type: none"> □2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(一財)日本建築防災協会 □2001年改訂版 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、(一財)日本建築防災協会 □屋内運動場等の耐震性能診断基準(H18年版)、文部科学省大臣官房文教施設企画部 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(財)日本建築防災協会 □耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(2011)、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン、(財)日本建築防災協会 □官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説(平成8年)、(財)建築保全センター □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版、(社)建築研究振興協会 □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版一増補版2007年一、(社)建築研究振興協会 	<ul style="list-style-type: none"> □<u>2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(一財)日本建築防災協会</u> □2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □<u>2017年改訂版 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、(一財)日本建築防災協会</u> □2001年改訂版 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、(財)日本建築防災協会 □屋内運動場等の耐震性能診断基準(H18年版)、文部科学省大臣官房文教施設企画部 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(財)日本建築防災協会 □耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(2011)、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン、(財)日本建築防災協会 □官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説(平成8年)、(財)建築保全センター □<u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2018年版、(一社)建築研究振興協会</u> □<u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2012年版、(一社)建築研究振興協会</u> □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版一増補版2007年一、(社)建築研究振興協会 □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版、(社)建築研究振興協会
----------------	--------------	--------------	--	--

<p>下 巻</p>	<p>p.261</p>	<p>L7~30</p>	<ul style="list-style-type: none"> □2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(一財)日本建築防災協会 □2001年改訂版 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、(財)日本建築防災協会 □屋内運動場等の耐震性能診断基準(H18年版)、文部科学省大臣官房文教施設企画部 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(財)日本建築防災協会 □耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(2011)、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン、(財)日本建築防災協会 □官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説(平成8年)、(財)建築保全センター □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版、(社)建築研究振興協会 □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版一増補版2007年一、(社)建築研究振興協会 	<ul style="list-style-type: none"> □<u>2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(一財)日本建築防災協会</u> □2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □<u>2017年改訂版 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、(一財)日本建築防災協会</u> □2001年改訂版 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、(財)日本建築防災協会 □屋内運動場等の耐震性能診断基準(H18年版)、文部科学省大臣官房文教施設企画部 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(財)日本建築防災協会 □耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(2011)、(財)日本建築防災協会 □2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」、(財)日本建築防災協会 □既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン、(財)日本建築防災協会 □官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説(平成8年)、(財)建築保全センター □<u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2018年版、(一社)建築研究振興協会</u> □<u>既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2012年版、(一社)建築研究振興協会</u> □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版一増補版2007年一、(社)建築研究振興協会 □既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル2003年版、(社)建築研究振興協会
----------------	--------------	--------------	---	--

下 巻	p.278	下 L8	…コンクリート <u>圧縮強度の採用値</u> (N/mm ²)	…コンクリート <u>推定強度と設計基準強度より定めた診断用コンクリート強度</u> (N/mm ²)
		下 L6	…接合部 <u>計算用のコンクリート圧縮強度で ($\sigma_{B1} > \text{設計基準強度 } F_c$であっても) 表6.1の σ_{B1}の値を用いてよい。</u> (N/mm ²)	…接合部 <u>コンクリートの診断用コンクリート圧縮強度 (削除)</u> (N/mm ²)
	p.281	L12	…規格 <u>最小値</u> +49N/mm ² とする。	…規格 <u>降伏点</u> +49N/mm ² とする。
		下 L17	…コンクリート <u>圧縮強度の採用値</u> …	…コンクリート <u>推定強度と設計基準強度より定めた診断用コンクリート強度</u> …
	p.290	下 13	…RC 基準 p.33 付則 1.2 (4) を…	…RC 基準 p.36 付則 1.2 (4) を…
	p.298	L14	… <u>そで壁と柱を一体とした</u> 場合の耐力、ケース② Q_{su2} : <u>等価断面の長方形断面に置換</u> した場合、ケース③ Q_{su3} : <u>接続連続する壁を無視し、独立柱とした場合、</u> <u>ケース④ Q_{su4} : 柱を無視して二次壁とした場合、</u> それぞれの…	… <u>等価壁厚に置換</u> した場合の耐力、ケース② Q_{su2} : <u>分割累加</u> した場合の耐力、ケース③ Q_{su3} : <u>接続連続する壁を無視し、独立柱とした場合の耐力、</u> それぞれの…

下 巻	p.316	L14	接合部の <u>検討に用いる</u> コンクリート強度 σ_{Bj} はコアテストによる <u>(平均値 $X_{mean} - 0.5 \times$標準偏差 σ の) 値とする。この値が設計基準強度 F_c を上回った場合でも用いてよい。</u>	接合部 <u>コンクリートの診断用</u> コンクリート強度 σ_{Bj} はコアテストによる <u>推定強度 σ_{B1} および σ_{B2} と設計基準強度より設定する値とする。</u>
	p.317	L14	… σ_{Bj} は接合部 <u>計算用</u> …	… σ_{Bj} は接合部 <u>コンクリートの診断用</u> …
	p.320	L10	<u>計算に用いる</u> コンクリート強度 σ_{Bj} は、コア <u>圧縮強度試験結果</u> による <u>$\sigma_{Bj} = \sigma_{B1} = X_{mean} - (\sigma / 2)$の値を、設計基準強度 F_c を上回った場合でも用いてよい。</u>	<u>接合部コンクリートの診断用</u> コンクリート強度 σ_{Bj} はコアテストによる <u>推定強度 σ_{B1} および σ_{B2} と設計基準強度より設定する値とする。</u>
	p.321	L12	…接合部 <u>計算用</u> コンクリート強度(N/mm ²)…	…接合部 <u>コンクリートの診断用</u> コンクリート強度(N/mm ²)…
	p.324	下 L14	…付着割裂強度検討用のコンクリート <u>圧縮強度で(様式6)の $\sigma_{B1} = X_{mean} - \sigma / 2$ とし、F_c を上回る値でもよい。</u> (N/mm ²)	…付着割裂強度検討用の <u>診断用</u> コンクリート強度 <u>(削除)</u> (N/mm ²)
	p.327	下 L6 下 L2	…RC 基準 <u>2.4.3 節</u> を参照して… …N : <u>建物</u> 階数	…RC 基準 <u>3.4.3 項</u> を参照して… …N : <u>調査した階</u> の数