

報告 RC 建物の耐震診断結果に及ぼす諸要因の影響に関する基礎的考察

福田浩史*1・畑中重光*2

要旨：現在，様々な形で建物の耐震診断が行われている。しかし，たとえ同一の建物であっても，その建物のモデル化，使用プログラム等の相違によって診断結果が異なることが予測される。本研究では，まず同一の耐震診断プログラムを用い，各種パラメータによって建物の耐震評価指標がどの程度変動するかを調べた。次に複数のプログラムを用い，袖壁付き柱を多く含む架構の耐震評価指標が加力方向によってどのように異なるかを比較・検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート建築物，耐震診断，強度指標，靱性指標，片側袖壁付き柱

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震以降，様々な形で建物の耐震診断が行われてきている。多くの場合，日本建築防災協会による「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準」¹⁾に基づいて耐震診断が行われているが，その際，たとえ同一の建物であっても構成材料に関わる仮定条件，部材のモデル化や強度評価式等の相違により診断結果が異なることが予測される。

本研究では，まず建物の水平耐力（強度指標 C），靱性（靱性指標 F），およびこれらを総合した評価指標である保有性能基本指標（ E_0 ）が，材料や部材に関わる各種パラメータによってどの程度変動するかを探り，鉄筋コンクリート（RC）造建物の耐震評価の際の参考資料を得る。次に，複数の市販の耐震診断プログラムを用いて，建物の耐震評価指標がプログラムによってどの程度異なるかを調べる（ここでは，特に加力方向の影響に注目する）。なお，本文中に見られる MKS 単位の SI 単位系への換算率は，本文末の【付録】に示す。

2. 診断の方針

耐震診断の対象とする建物は，文献 2) の例題で取り上げられている RC ラーメン構造とし，診断方法は前記の文献 1) に従う。また，診断次数は 2 次（水平部材を剛と仮定）とし，診断プログラムとして，市販の 3 種類のプログラム（後述の

表 2 中のプログラム B, S, D) を使用する。ただし，5. の検討では，プログラム B のみを用いることとし，原則として手計算でも結果のチェックを行う。

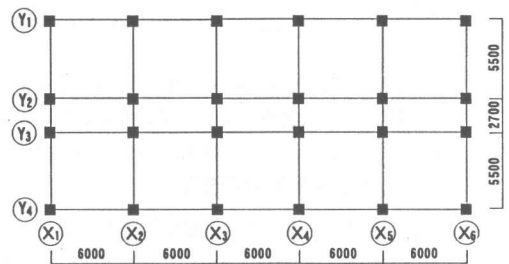
3. 建物概要

3.1 建物形状

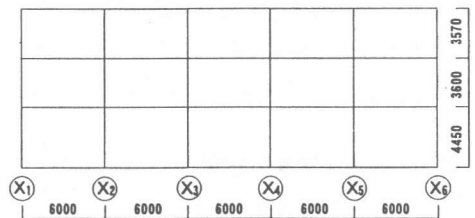
建物は，5×3 スパンの鉄筋コンクリート造 3 階建てとし，梁形状，柱形状，壁形状は文献 2) の例題で取り扱われている建物に従うものとする。

3.2 使用材料等

コンクリート：圧縮強度 $F_c=150\text{kg/cm}^2$



(a) 平面軸組図



(b) 立面軸組図

図1 建物形状 (単位mm)

*1 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 三重大学教授 工学部建築学科, 工学博士 (正会員)

柱・梁主筋 : $\phi 19$ SR235
 柱帯筋 : $\phi 9$ SR235 @20cm
 壁筋 : $\phi 9$ SR235 @20cm ダブル
 建物重量 : 単位床重量 $w=1.2t/m^2$

4. パラメータの設定

4.1 建物の基本形

建物の初期設定値として、図1に示すように、上記の建物²⁾から耐震壁等を取り除いた純ラーメン構造(以下、これを基本形とする)を考える。

4.2 建物の諸条件

コンクリート、単位床重量、柱、耐震壁、雑壁、および加力方向に関わる諸量をパラメータとして取り上げる(表1および図2~5参照)。

5. 諸要因の影響

図6に、基本架構の1階の強度指標(C)-靱性指標(F)の関係図(C-F図)を示す。図によれば、基本架構は曲げ破壊支配型であることがわかる。以下、図6と同様に、1階のC-F関係を取り上げ、本計算例に拘わらず、比較的汎用性のある事項についてのみ考察を行う。なお、図10以後のC-F図中に現れる「・」印は、次式によって E_0 値が決定する強度抵抗型架構の場合について、最大の靱性指標点を示している。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+1} (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) \times F_1 \dots \text{文献1)-(5)式}$$

ここで、 n : 建物階数、 $C=Qu/\Sigma W$ 、 Qu : 層の水平耐力、 ΣW : 当該層より上の総重量、 α_i : 文献1)の表3,4による係数で0.5~1.0の値、 i : 第 i グループ、 F : 靱性指標

5.1 コンクリート強度の影響

図7にコンクリート強度の影響を示す。図によれば、コンクリート強度を変化させた場合、強度指標Cの増加はほとんど見られないが、靱性指標Fに若干の変化があった。これは主に曲げ柱の終局塑性率 μ が大きくなるためである。

5.2 単位床重量の影響

図8に単位床重量の影響を示す。図によれば、躯体の単位床重量を変化させた場合、架構の E_0 値はほぼ単位重量に反比例して増減した。

5.3 柱形状の影響

(1) 柱寸法の影響

図9に柱寸法の影響を示す。図によれば、柱寸法の増加に伴い、強度指標Cは比例的に増大し(おおよそ断面の辺長比倍)、靱性指標Fも向上した。その結果、架構の E_0 値は断面積にほぼ比例して大幅に増大した。

表1 各種パラメータの値

各種パラメータ	基本形	各種パラメータの値
コンクリート強度	150	210, 270 (kg/cm ²)
単位床重量	1.2	1.0, 1.4, 1.6 (kg/cm ²)
柱	柱寸法 (注1)	55x55, 65x65, 75x75, 95x95 (cm)
	柱主筋径	$\phi 19$, $\phi 22$, $\phi 25$
	柱主筋種類	$\phi 19$, D19, $\phi 25$, D25
	柱帯筋種類 (注2)	$\phi 9$, $\phi 13$, D13
	柱帯筋ピッチ (h/D=6, 3, 1)	20, 10, 30 (cm)
耐震壁	壁配置 (壁厚 t=15cm) (注3)	なし, 1Fのみ, 1F~3Fの連層
	壁厚	15, 10, 20 (cm)
	壁配筋 (t=15cm) (注4)	ダブル, シングル
雑壁	袖壁 (t=15cm) (注5)	なし(注6), 同上
	腰・垂れ壁 (t=15cm) (注5)	なし(注6), 同上
加力方向	左加力 (注7)	なし, 袖壁長さ: 100, 200 (cm)
	右加力 (注7)	なし, 同上

(注1) 柱有効せい: $d=D-6.5$ cm 応力中心間距離: $j=0.8D$ (D: 柱せい) 図2
 (注2) 柱主筋はD22(SD295)とする
 (注3) 図3による (注4) 図3による, 1Fのみに配筋
 (注5) 図4による (注6) 柱の $h/D=6$ (注7) 図5による

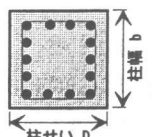


図2 柱断面寸法
 有効せい: $d=D-6.5$ (cm)
 応力中心間距離: $j=0.8D$

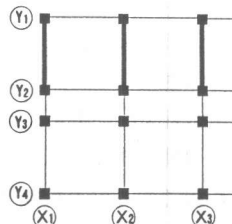
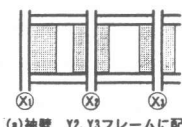
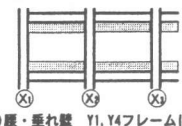


図3 耐震壁配置



(a) 袖壁 Y2, Y3フレームに配置



(b) 腰・垂れ壁 Y1, Y4フレームに配置

図4 雑壁配置

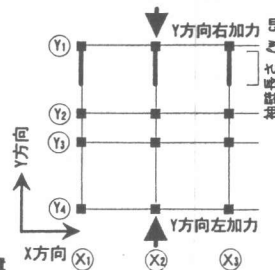


図5 加力方向

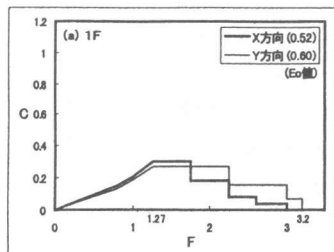


図6 基本形のC-F関係

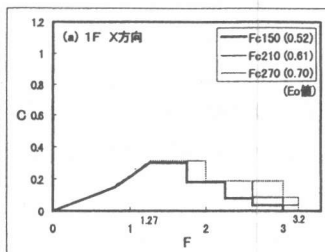


図7 コンクリート強度の影響

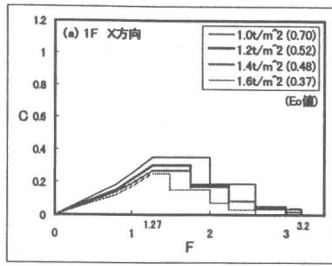


図8 単位床重量の影響

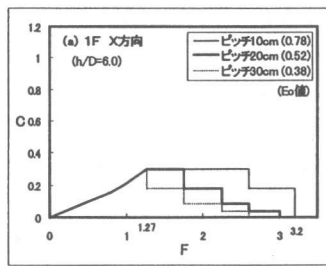


図9 柱寸法の影響

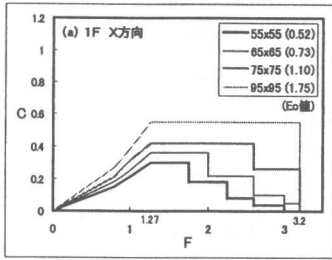


図10 柱主筋径の影響

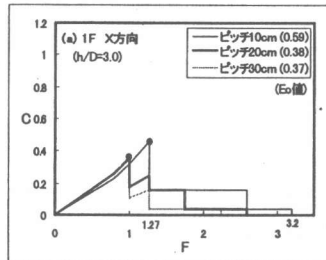


図11 柱帯筋ピッチの影響

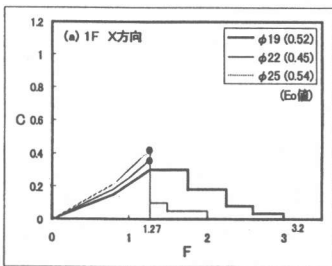


図12 柱帯筋種類の影響

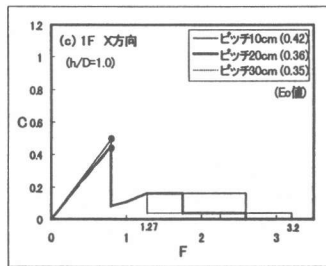


図13 耐震壁高さの影響

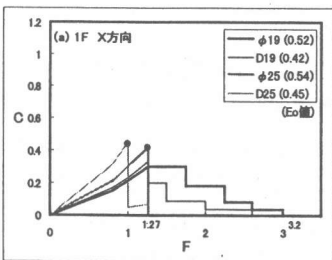


図14 耐震壁高さの影響

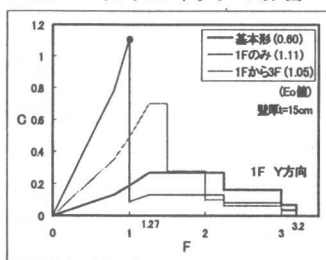


図15 耐震壁高さの影響

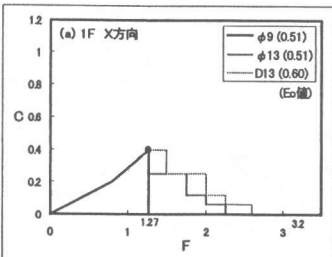


図16 耐震壁厚の影響

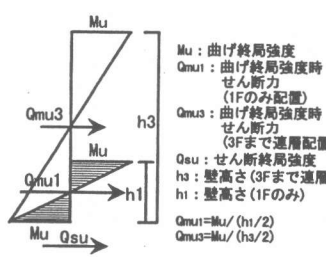


図17 壁配筋の影響

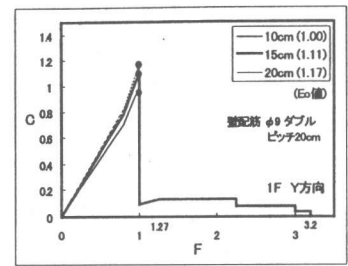
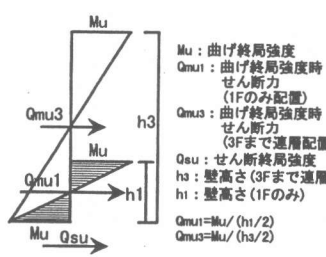


図18 雑壁の影響

図15 耐震壁高さによるせん断力の違い



(2) 柱主筋の影響

図 10 に柱主筋径の影響、図 11 に柱主筋種類の影響を示す。これらの図によれば、柱主筋の径の増加に伴い、また、主筋の種類を丸鋼から異形鉄筋にすることにより、架構の破壊形式は靱性型から強度型に移行し、強度指標 C は若干増加したが、靱性指標 F は逆に低下した。

(3) 柱帯筋種類の影響

図 12 に柱帯筋種類の影響を示す。図によれば、柱帯筋の径の増加に伴い、また帯筋を丸鋼から異形鉄筋にすることにより、各柱部材の靱性指標 F は若干向上する。

(4) 帯筋ピッチの影響

図 13(a)~(c) に、雑壁によって柱の長さ-辺長比 (h/D) が異なる場合について、柱の帯筋ピッチの影響を示す。これらの図によれば、帯筋ピッチが密な柱ほど靱性が大きく、架構の E_0 値も大きい。雑壁が付くことによってプロポーシオンが太短くなると、その効果は減少する。

5.4 耐震壁の影響

図 14 に耐震壁の影響を示す。また、図 15 に 1 階にのみ単層で配置したとき、1 階から 3 階まで連層で配置したときのせん断力の差について示す。図によれば、耐震壁を配置することにより強度指標 C が増加する。ただし連層の場合、壁部材の破壊形式がせん断型から曲げ型へと移行することがある。本計算はその一例で、単層配置に比べて強度指標 C は低下し、靱性指標 F が増加する。

図 16 に 1 階のみに配置した耐震壁の厚さの影響、図 17 に耐震壁の配筋の影響を示す。図によれば、耐震壁の厚さ・配筋による影響はあまり顕著には見られない。

5.5 雑壁の影響

図 18 に雑壁の影響を示す。同図(a)および(c)によれば、袖壁をつけることにより、強度指標の増加が見られ架構の E_0 値は若干あがった。しかし、他の比較例によれば、袖壁付柱でも靱性指

標の変化によっては、架構の E_0 値が減少する場合もある(同図(b))。また、腰壁・垂れ壁を考慮することにより、柱部材の耐力は若干増加するが、靱性指標 F は大幅に減少し、結果的に架構の E_0 値が大きく低下した(同図(a)~(c))。

6. 加力方向の影響

本来、第 2 次診断結果は、変動軸力を考慮しない場合には、加力方向の影響は受けないものと考えられる。ここでは、変動軸力を考慮しないという条件下で、片側袖壁付き柱が存在する架構(図 5)の E_0 値に及ぼす加力方向の影響について、異なる複数のプログラムを用いて考察を行う。

6.1 各プログラムの概要

表 2 に、今回用いた 3 種類の耐震診断プログラム B, S, D について、①適用基準、②保有性能基本指標 (E_0)、袖壁付き柱の③曲げ終局強度 (M_u)、④せん断終局強度 (Q_{su})、⑤靱性指標 (F) の算出方法の概要を示す。

6.2 診断結果

各プログラムを用いて得られる図 1 の架構の診断結果を図 19 に示す。この図より、診断結果は各プログラム間でかなり異なることが分かる。これは、各プログラムで鉛直部材(特に袖壁付き柱)の強度算出方法が異なることによるものと考えられる(表 2 参照)。

6.3 袖壁付き柱のモデル化について

1) 曲げ終局強度 M_u : 完全塑性理論により算出するプログラム(S, D-I, D-II: 表 2 参照)では、外力に対して袖壁が引張側・圧縮側のどちらに付く場合にも袖壁が考慮される。一方、文献 1) の略算式によるプログラム(B)では、図

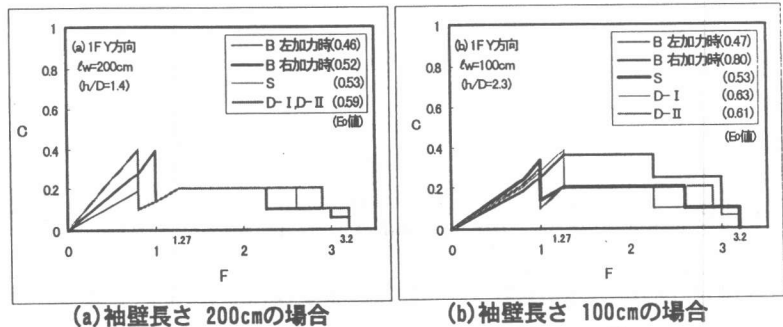


図19 各プログラムによるC-F関係図の比較

表 2 各プログラムの概要

B	①	既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準 ¹⁾	④	文献1)の略算式による-(14)式。注4) 加力方向により、柱脚部において袖壁が引張側・ 圧縮側のどちらに付くかによりモデル化が異なり、 (14)式中の de, および je の値に差が見られる (図 20 参照)。
	②	文献 1)に基づいて計算され、各方向毎に加力方向 別の E ₀ 値を算出する。		
	③	文献 1)の略算式による。 加力方向により、袖壁が引張側・圧縮側のどちら に付くかによりモデル化が異なり、袖壁が引 張側となる場合、袖壁は考慮せず独立柱として 考える(図 20 参照)。	⑤	曲げ破壊時:文献 1)に従う。 せん断破壊時:文献 1)に従う。
S	①	既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準 ¹⁾	④	文献1)の略算式による-(14)式。注4) モデル化はプログラム B と同じであるが、加力 方向別に柱脚部で算出されたせん断終局強度の 平均値が用いられる。
	②	原則として文献 1)に基づいて計算され、加力方向 別で計算された部材強度の平均値を用いて E ₀ 値を算出する。但し、各部材の曲げ終局強度は 完全塑性理論に基づく。		
	③	完全塑性理論(精算法)による。注3) 袖壁が引張側・圧縮側とも考慮される。	⑤	曲げ破壊時:柱の変形能力が期待できないと考 え、全て F=1.00 としている。 せん断破壊時:文献 1)に従う。
D-I 注2)	①		④	原則としてプログラム S と同じ。
	②	原則としてプログラム S と同じ。	⑤	曲げ破壊時:文献 1)に従う。 せん断破壊時:文献 1)に従う。
	③			
D-II 注2)	①	建築物の耐震診断システムマニュアル ³⁾	④	文献3)の略算式による-(13)式。注5) 加力方向による影響はない。
	②	原則として文献 3)に基づいて計算される。他は、 プログラム D-I と同じ。		
	③	完全塑性理論(精算法)による。注3) 袖壁が引張側・圧縮側とも考慮される。	⑤	曲げ破壊時:文献 3)に従う。 せん断破壊時:文献 3)に従う。 *文献 1)と同じ方法 *文献 1)と同じ方法

注 1) ①適用基準, ②保有性能基本指標 (E₀), 袖壁付き柱の③曲げ終局強度 (Mu), ④せん断終局強度 (Qsu), ⑤靱性指標 (F) の算出方法

注 2) データ入力時に D-I, D-II のどちらかを選択可

注 3) 部材の強度を全塑性状態で算出する方法

$$\text{注 4)} \quad Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_{fc}^{0.23}(180 + F_c)}{M/(Q \cdot d_c) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_{wc} \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_c \cdot j_e + 0.1N \quad \dots\dots \text{文献 1)-(14) 式}$$

1 ≤ M/(Q · de) ≤ 2, b_c: 等価壁厚, j_e: 7de/8, d_c: 柱の引張鉄筋の中心から圧縮側袖壁の最外縁までの距離, その他は省略。

$$\text{注 5)} \quad Q_{su} = 0.8\sqrt{F_c} \left(\frac{\ell}{h_0} \right) \sum A + 0.5 \left\{ P_w \cdot \sigma_{wy} + P_s \cdot \sigma_{sy} \frac{t(\ell - D)}{b \cdot D} \right\} \cdot b \cdot D + 0.1N \quad \dots\dots \text{文献 3)-(13) 式}$$

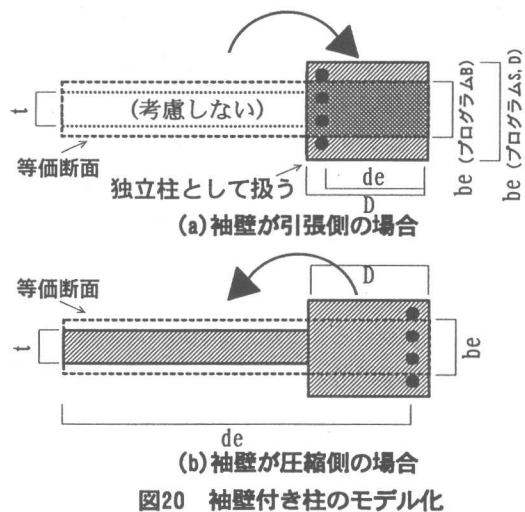
1 ≤ h₀/ℓ ≤ 3, ℓ: 袖壁付き柱の全せい, b: 柱断面幅, D: 柱断面せい, その他は省略。

20 のようなモデル化(後述)が行われ、引張側の袖壁は考慮されない。

2) せん断終局強度 Qsu: 文献 1) -(14)式が用いられているプログラム (B, S, D-I) では袖壁付き柱の断面は図 20 に示したようにモデル化される。すなわち、袖壁が引張側になる場合(図 20(a))には柱のみがせん断抵抗部材と考え、逆に袖壁が圧縮側になる場合(図 20(b))には袖壁と柱の両者がせん断抵抗部材として考える。

また、せん断終局強度の評価式として文献 3) -(13)式が用いられているプログラム (D-II) では、加力方向に関係なく袖壁が考慮される。

なお、いずれのプログラムにおいても、加力方



向とは、柱頭に加わる力のことを示している。また、筆者らが手計算で確認したところによれば、部材のせん断終局強度は、いずれのプログラムにおいても、柱脚部の応力(M)状態で決定している。

6.4 各プログラムによる診断結果の考察

(1) プログラムBについて

本プログラムでは、文献1)の略算式により加力方向毎の部材強度を算出し(すなわち、変動軸力を考慮できる)、それらを用いて加力方向毎の E_0 値を算出している。そのため、片側袖壁付き柱を含む架構については、袖壁が付く方向により、加力方向でせん断終局強度(Q_{su})に大幅な差が生じ、袖壁付き柱がせん断破壊した場合には加力方向の影響を受けた診断結果となる(図19参照)。また、袖壁が引張側となるときにせん断終局強度については、柱幅 b よりも小さい等価壁厚 b_e (図20(a)の濃いアミ掛け部分)をとるため、袖壁の付いていない独立柱として考えるよりも小さな値となる。この点に関しては、モデル化に問題が残る。

(2) プログラムSについて

本プログラムでは、各部材で加力方向毎の曲げ終局強度またはせん断終局強度の平均値を用いて E_0 値を算出する。そのため、たとえ部材強度算出の際に加力方向の影響を受けたとしても、それらの平均値を用いて算出された診断結果は、加力方向の影響を受けることはない。

(3) プログラムD-Iについて

本プログラムの E_0 値算出方法については、前記のプログラムSと同じであり、診断結果は加力方向の影響を受けることはない。

(4) プログラムD-IIについて

本プログラムの E_0 値算出方法は、原則としてD-Iと同じであるが、袖壁付き柱のせん断終局強度算定式がプログラムD-I(文献1)-(14式)とは異なる(文献3)-(13式)。本式では、加力方向の影響を受けることなく部材のせん断終局強度が算出されるため、診断結果にも加力方向の影響は見られない。

7. まとめ

本報では、曲げ破壊支配型の3層建物を基本

形として取り上げ、その耐震評価指標(第2次診断)が構成材料や部材のモデル化に関わる各種パラメータによってどの程度影響を受けるかについて検討した。限られた計算例ではあるが、本研究はおおよそ以下のようにまとめられる。

- (1) コンクリート強度、単位床重量、柱、耐震壁、雑壁の各種パラメータの変動により、架構のC-F図がどの程度変化するかについて、その概要を示した(図7~図18)。
- (2) 片側袖壁付き柱を含む架構(図5)を例に、複数の耐震診断プログラムによるC-F図、および診断結果を比較した(図19)。その結果によれば、用いるプログラム(表2)によって診断結果が大きく異なる場合がある。
- (3) 本来、第2次診断結果は、変動軸力を考慮しない場合には、加力方向の影響は受けないものと考えられる。しかし、プログラムによっては加力方向で診断結果が異なる場合がある。
- (4) 片側袖壁付き柱のせん断終局強度の算出方法として、加力方向毎に求めたせん断終局強度の平均値を用いることも一つの方法として挙げられる(例えば、プログラムS, D-I)。ただし、加力方向に依存しない評価式が用意されていることがより望ましい。
- (5) 片側袖壁付き柱の適切な取扱いと評価法については、今後さらに検討を行う予定である。

【謝辞】

本研究を行うにあたり、久保哲夫先生(名古屋工業大学)、近藤真史氏(A.T.ポート)、藤原哲弘氏(藤原構造建築設計事務所)、大澤潤氏(東急建設)には多大なご協力を頂いた。ここに深く感謝致します。

【参考文献】

- 1) 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, 1990.12
- 2) 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・改修設計指針-適用の手引き-, 1990.12.
- 3) 東京都: 東京都における民間建築物の耐震診断システム, 1989.12

【付録・SI単位系への換算率】

	MKS 単位	SI 単位
応力(コンクリート強度)	$1 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$	9.8MPa
力(単位床重量)	1kg	9.8N