

3.2 鉄筋コンクリート造住宅

3.2.1 鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因

文献調査ならびに地震災害予測研究会委員および有識者にヒアリングを行い、鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能に影響を及ぼすと考えられる要因を調査した。その結果を表3.2.1に示す。また、列挙した要因に関連する文献調査を行い、調査で得られたものについて3.2.2項に示し、法規・構造計算規準の変遷を踏まえて設定した住宅の区分を3.2.3項に示す。

表 3.2.1 鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因

項目	影響を及ぼす要因	3.2.2項の記載
法規・構造計算規準	耐震規定、荷重（地震、風、雪）、設計ルート	(1) 1) (1) 2)
工法	工法の種類	(2)
鉛直構面	腰壁、垂壁、雑壁、方立て壁	- ※1
	構造スリット	- ※1
ピロティ	ピロティ	- ※1
間取り	平面の偏心	- ※1
相互作用	基礎仕様	- ※1
劣化	コンクリート劣化	- ※1
増改築	増改築	- ※1
免震・制震	免震・制震	- ※2

※1 文献から耐震性能への影響や実態に関する有益な情報が得られなかった

※2 耐震性能が高くなる要因と考えられたため、調査の優先度を落とした

3.2.2 耐震性能に影響を及ぼす要因の調査

(1) 法規・構造計算規準

1) 耐震規定

鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能に関連する法規・構造計算規準の変遷を表 3.2.2 に示す。1971年以前の建物は柱の帯筋が少ないため、耐震性能が低い。また、1981年以前の地震力は高さ方向には16mまでは一定で計算されていたため、建物は大きく揺れる場合、高い階には設計以上の地震力が作用し、耐力が小さい中間階で被害が発生する可能性がある。また、1981年以前の11-14階程度の板状建物には、4階までが鉄骨鉄筋コンクリート造、5階以上が鉄筋コンクリート造というように途中階で構造形式が異なる場合があり、4-7階辺りで被害が発生する可能性がある。1981年以降の新耐震設計では、設計ルート（1、2-1、2-2、2-3、3、壁式、免震、限界耐力計算、時刻歴応答解析、建物高さ（31m、45m、60m）も耐震性能に影響する要因と考えられる。特に2015年6月に廃止されたルート2-3は、8、9階程度の階数となるにも関わらず耐力の確認が簡単に済まされており、注意が必要である。2000年には主筋の継手の規定など建築基準法が一部改正されている。

表 3.2.2 住宅の耐震性能に関連する法規・構造計算規準の変遷

年代	法規・構造計算規準	備考
1950.05	建築基準法の制定	許容応力度設計の導入 水平震度0.2以上と規定
1971.06	建築基準法改正	靱性の確保のため、柱の帯筋間隔を強化
1981.06	新耐震設計法	
2000.06	建築基準法一部改正	主筋の継手の規定

2) 帯筋端部の仕様が柱耐力に与える影響

1971年の建築基準法改正で柱の帯筋間隔が強化され、靱性が向上している。ここでは、帯筋端部の仕様が柱耐力に与える影響について調査した。

柱の短期許容せん断力 Q_{AS} は(3.2.1)であり、帯筋比 p_w が影響している。

$$Q_{AS} = b \times j \{ f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (3.2.1)$$

b : 柱の幅、 j : 柱の応力中心距離、 f_s : コンクリートの許容せん断応力度、
 $_w f_t$: 帯筋のせん断補強用許容引張応力度、 p_w : 帯筋比

帯筋フックのディテールについてどれを使うかは旧耐震、新耐震で明確に書かれていない。有用となる文献も得られず、帯筋端部の仕様の年代変遷の明確な線引きは難しい。

文献3.2.1) に帯筋端部フック形状が鉄筋コンクリート柱の最大耐力および変形性状に及ぼす影響に関する既往の実験研究が取りまとめられている。その中で大野ら^{3.2.2)}による表 3.2.3のせん断破壊先行型柱の実験 I と曲げ降伏先行型柱の実験 II が示されている。

せん断破壊先行型柱の実験 I では、帯筋比 p_w が0.21%（1970年以前を想定）と0.43%

(1971年以降を想定) の場合について、90° フック付きと135° フック付きがあり、フックの余長を6dとしている。実験結果によると、帯筋比 p_w が0.21%、0.43%のいずれも90° フック付きと135° フック付きでは、最大耐力および荷重変形関係に明瞭な差異は認められていない。

曲げ降伏先行型柱の実験では、主因子が帯筋比 p_w の実験Ⅱ-1 とフックの余長の実験Ⅱ-2 がある。実験Ⅱ-1 では、帯筋比 p_w が0.39%と0.63%の場合について、90° フック付きと135° フック付きならびに溶接閉塞型があり、フックの余長を6dとしている。実験Ⅱ-2 では、帯筋比 p_w を0.40%とし、90° フック付きと135° フック付きの場合についてフックの余長を4d、6d、10dとしている。実験Ⅱ-1 の結果によると、帯筋比 p_w が0.39%、0.63%のいずれも90° フック付きと135° フック付きでは、荷重変形関係に明瞭な差異は認められていない。実験Ⅱ-2 の結果によると、90° フック付きで余長を4dとした場合と90° フック付きと135° フック付きで余長を6dとした場合には、荷重変形関係に明瞭な差異は認められていない。ただし、135° フック付きで余長を10dとした場合には変形性能の改善が期待できる。

その他、文献3.2.1) には軸力、曲げ、せん断を受ける鉄筋コンクリート柱に関連する既往の実験研究の結果が示されているが、90° フック付きと135° フック付きの荷重変形関係に有意な差は見られなかったとまとめられている。しかし、135° フックなどの帯筋の端部処理方法は、最大耐力に影響を及ぼさないとしても、せん断耐力や曲げ耐力に達した後の靱性を確保するために重要な役割があるとまとめられている。

表 3.2.3 曲げせん断実験の試験体一覧^{3.2.1)}

実験	試験体	主筋			帯筋			コンクリート	最大耐力(tf)						
		径, 本数	ρ_s (%)	σ (kgf/cm ²)	径, 間隔	ρ_w (%)	σ_{wy} (kgf/cm ²)		末端処理	F_c (kgf/cm ²)	cQ_{mu}	cQ_{su}	$\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}}$	cQ_{max}	
I	S-1	12-D16	0.88	3730	D6@100	0.21	3100	90-6d	252	31.6		21.4	0.68	26.5	
	S-2							135-6d						28.0	
	S-3							90-6d						27.3	
	S-4							135-6d						28.6	
II-1	B1-1	4-D13 8-D10	0.64	D13 3420	D6@65	0.39	3100	90-6d	339	16.82		16.93	1.01	19.6	
	B1-2							135-6d						19.2	
	B1-3				90-6d	18.5									
	B1-4				D10 3920	D6@40	0.64	閉鎖型						135-6d	18.4
	B1-5													18.4	
II-2	B2-1	6-D13	0.61	3190	φ5.6@50	0.40	4058	90-4d	261	13.53	15.72	1.16	14.7		
	B2-2							90-6d					16.3		
	B2-3							135-6d					14.9		
	B2-4							135-10d					16.2		

載荷履歴 実験Ⅰ 部材角 $R=1/800$ で各1回, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33で各3回ずつ
*試験体S-1のみ部材角1/200より載荷を行った。

実験Ⅱ-1 部材角 $R=1/200$ で各1回, 1/100, 1/50, 1/30で各5回ずつ
実験Ⅱ-2 部材角 $R=1/200$, 1/100, 1/50, 1/30, 1/20で各3回ずつ

載荷装置 すべての実験において、建研式加力装置を使用した

*すべての試験体において、軸力比は0.3とした。また、せん断スパン比は実験Ⅰでは1.5、実験Ⅱでは2.0を採用。

記号： cQ_{mu} ：RC基準略算式による曲げ強度時せん断耐力 cQ_{su} ：荒川MEAN式によるせん断耐力
 cQ_{su}/cQ_{mu} ：せん断耐力余裕度 cQ_{max} ：実験時最大耐力

(2) 工法

鉄筋コンクリート造住宅の主な工法を図 3.2.1に示す。

壁式鉄筋コンクリート構造、壁式プレキャストコンクリート構造は十分な耐震余裕度（壁式規準の2倍近くの実耐力）があり、壁式構造は建物に被害が生じにくい。

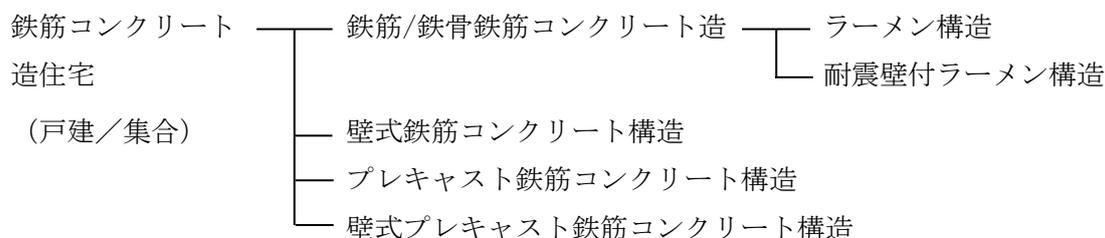


図 3.2.1 鉄筋コンクリート造住宅の主な工法

3.2.3 法規・構造計算規準の変遷、要因を踏まえた住宅の区分

法規・構造計算規準の耐震規定の変遷を踏まえて設定した鉄筋コンクリート造住宅の区分を表 3.2.4に示す。

表 3.2.4 耐震規定の変遷の観点からみた鉄筋コンクリート造住宅の区分

建築年代	耐震規定などの変遷
- 1950	
1950 - 1971.5	建築基準法の制定
1971.6 - 1981.5	建築基準法改正
1981.6 - 2000.5	新耐震
2000.6 -	

3.2.4 共同住宅の実耐力の分析

(1) 検討方針

平成25年住宅・土地統計調査^{1.2.1)}によると、全国の鉄筋コンクリート造住宅のタイプ別の住宅数比率は、一戸建が6.4%、長屋建が1.1%、共同住宅が92.3%と共同住宅がストックの大半を占めている。そこで本節では、実在の共同住宅を検討対象とした。

具体的には、加藤(2007)^{3.2.3)}の22棟の共同住宅データに加え、住宅分譲時のカタログを取り寄せて、実在する66棟の共同住宅データの1階平面図を収集した。さらに、平面図から得られる壁量、柱量に基づき、弱軸方向の実耐力を熊本・境(2007)^{3.2.4)}の方法によってベースシア係数で分析し、建築年代や階数がベースシア係数に及ぼす影響を検討する。なお、共同住宅データの構造形式は鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造であり、壁式構造は含まれない。

また、時刻歴解析による検討が求められる軒高60m以上の超高層建物は $Ds \times Rt$ （詳細は(2)1)①参照）で設計されておらず、腰壁、垂壁、雑壁による余剰耐力もあまり期待でき

ないため、本節の検討では対象外とした。

(2) 実耐力の分析

建物が設計基準どおりの耐力を持っているとすると、地震応答解析を用いて予測した建物被害は実被害よりも大きくなることが報告されている^{3.2.5)}。つまり、実際の建物は設計では考慮されていない余剰耐力を持っていると考えられるが、その発現メカニズムは解明されていない。

そこで熊本・境(2007)は余剰耐力の発現要因が非構造部材にあるとして、鉄筋コンクリート造建物の実耐力を予測している。本節でも、鉄筋コンクリート造の共同住宅が持つ余剰耐力を検討するため、熊本・境(2007)に基づき実耐力を予測し、その分布を分析する。

1) 熊本・境(2007)による実耐力の分析

① 実耐力の定式化

熊本・境(2007)では建物の実耐力を(3.2.2)を用いて予測している。図 3.2.2に示すとおり鉄筋コンクリート造建物を構面に分け、外構面は腰壁・垂壁が付くことで曲げ耐力が上昇するが柱の内法スパンが短くなるためせん断破壊するものとし、外構面および耐力壁の存在する内構面の耐力を右辺第1項で、その他の内構面は設計書どおりの耐力を持つとして第2項で、雑壁の耐力を第3項で表している。

$$C_y = \left(\frac{\tau_c \times A_c + \tau_w \times A_w}{w \times n} \right) \times r + D_s \times R_t \times (1 - r) + \frac{\tau_{w'} \times A_{w'}}{w \times n} \quad (3.2.2)$$

C_y : ベースシア係数、 τ_c : 柱のせん断応力度(N/cm²)、 τ_w : 耐震壁のせん断応力度(N/cm²)、 $\tau_{w'}$: 雑壁のせん断応力度(N/cm²)、 A_c : 柱量(cm²/m²)、 A_w : 壁量(cm²/m²)、 $A_{w'}$: 雑壁量(cm²/m²)、 w : 単位建物重量(N/m²)、 n : 建物階数、 D_s : 構造特性係数、 R_t : 振動特性係数、 r : せん断構面割合

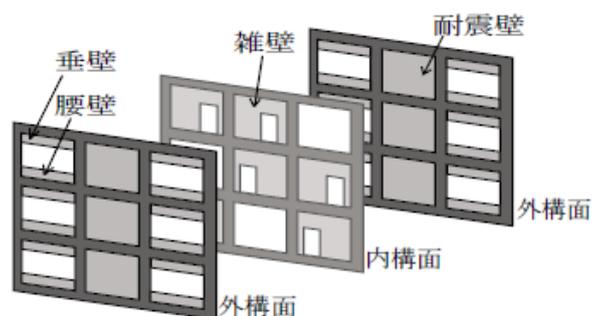


図 3.2.2 各構面の立面図^{3.2.1)}

柱のせん断応力度(N/cm²)は、鉄筋コンクリート構造計算規準^{3.2.6)}を参考にコンクリートの設計基準強度 F_c (N/cm²)を用いて(3.2.3)、(3.2.4)で算出する。耐震壁のせん断応力度は250N/cm²、雑壁のせん断応力度は100N/cm²、構造特性係数は0.3、単位建物重量は12,000N/m²を仮定する。振動特性係数 R_t は第2種地盤として設計用1次固有周期は、軒高が不明な建物は階高3.0mとして $0.02 \times 3.0 \times$ 階数で算出する。せん断構面割合は、(耐震壁構面数+外構面数)/(スパン数+1)を与える。コンクリート強度が不明の場合の設定方法については後述する。

$$\tau_c = \frac{F_c}{30} \times 1.5 \quad (F_c \leq 2,100\text{N/cm}^2) \quad (3.2.3)$$

$$\tau_c = \left(50 + \frac{F_c}{100} \right) \times 1.5 \quad (F_c > 2,100\text{N/cm}^2) \quad (3.2.4)$$

鉄骨鉄筋コンクリート造については、以下の方針で τ_c 、 D_s を与えて算定した。

- ・2次設計のルート1で考えられる鉄筋コンクリート造と鉄骨鉄筋コンクリート造の壁の終局強度時のベースシア係数を踏まえ、外構面の実耐力を予測する際の柱のせん断応力度 τ_c は鉄筋コンクリート造の1.4倍とした。

※ルート1における壁の終局強度時のベースシア係数

鉄筋コンクリート造： $(2.5 \alpha A_w + 0.7 \alpha A_c) / W$ 、

鉄骨鉄筋コンクリート造： $(2.5 \alpha A_w + 1.0 \alpha A_c) / W$ であり、 $1.0 / 0.7$ (≈ 1.4)倍

- ・内構面の実耐力を予測する際の構造特性係数 D_s は、鉄骨鉄筋コンクリート造の下限値0.25とした。

② コンクリート強度

コンクリート強度が不明の場合には、1975年までは表3.2.5、図3.2.3に示す耐震診断基準^{3.2.7)}の1次調査を参考に、1976年以降については図3.2.4に示す関東地方における公立学校校舎建築物および官庁舎建築物のコンクリートコア採取による坂巻ら^{3.2.8)}による設計基準強度の頻度分布を参考に設定した。1990年以降は240(kg/cm²)と仮定した。以上の方法で与えたコンクリート強度を表3.2.6に示す。

表 3.2.5 建物竣工年度とコンクリート強度との関係^{3.2.7)}をもとに作成

竣工年度	コンクリート強度の推定値 F_c (kg/cm ²)
-1953	135
1954-1958	150
1959-1969	180
1970-	210

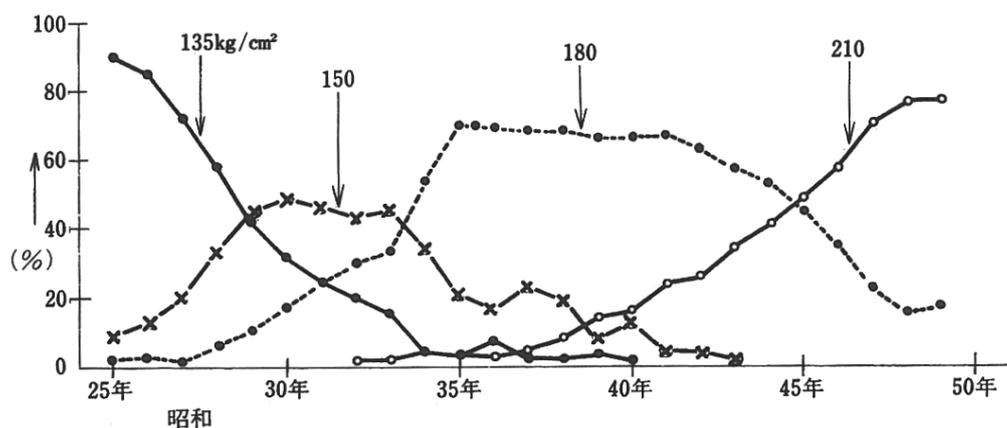


図 3.2.3 設計基準強度の変遷^{3.2.7)}

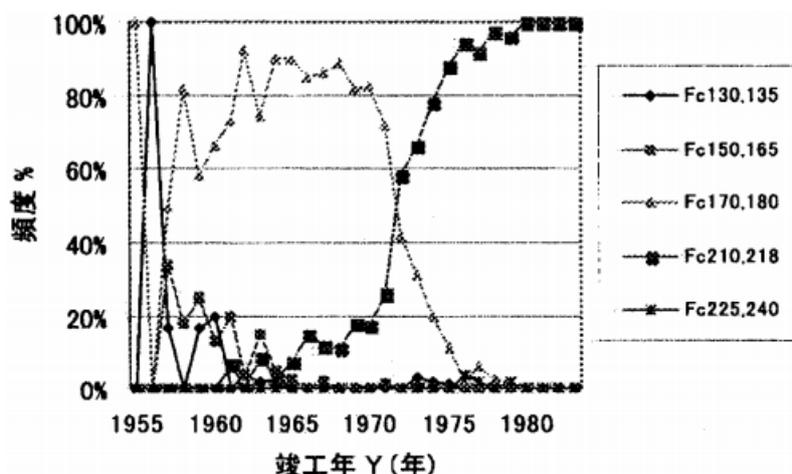


図 3.2.4 設計基準強度の頻度分布^{3.2.7)}

表 3.2.6 コンクリート強度不明の場合に与えた特性 (軒高60m以下)

竣工年度	コンクリート強度の推定値 F_c (kg/cm^2)
-1953	135
1954-1958	150
1959-1969	180
1970-1989	210
1990-	240

2) 検討ケース

境・熊本(2010)のベースとなる加藤(2007)において算定されている22棟の共同住宅に加えて、本研究では66棟の共同住宅データを追加し、計88棟のベースシア係数を(3.2.2)により算定する。建築年代、階数別のデータ数を表 3.2.7に示す。超高層および壁式構造の共同住宅は対象に含めていない。

表 3.2.7 分析した共同住宅データ

建築年代		階数	共同住宅データ (棟)		
			加藤(2007)	追加データ	小計
①	-1971.5	1-5階	0	6	6
②		6-10階	1	2	3
③		11-15階	1	3	4
④	1971.6-1981.5	1-5階	1	9	10
⑤		6-10階	0	14	14
⑥		11-15階	0	6	6
⑦	1981.6-2000.5	1-5階	9	0	9
⑧		6-10階	7	1	8
⑨		11-15階	3	3	6
⑩	2000.6-	1-5階	0	7	7
⑪		6-10階	0	6	6
⑫		11-15階	0	9	9
		合計	22	66	88

追加した共同住宅データは、住宅分譲時のカタログを取り寄せ、カタログに掲載された1階の平面図を用いて柱量、壁量、雑壁量を算出する。寸法や記号が不明の場合には、以下の方法で柱、耐震壁、雑壁の断面積を読み取り、1階の床面積で除することで算出する。壁量、雑壁量は2方向について求める。

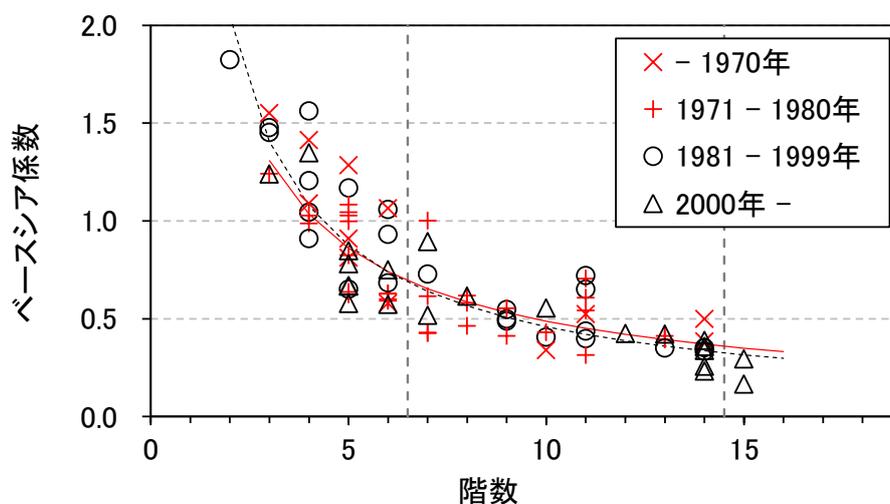
- ・1階床面積はカタログ記載の建築面積を用いる。ただし、エキスパンションジョイントで分かれている共同住宅については、各棟の1階床面積を平面図から読み取る。
- ・柱寸法は読み取り後、5cm単位で丸める。
- ・壁の長さは読み取り後、1cm単位で丸める。
- ・耐力壁の厚さは20cmとする。
- ・雑壁の厚さは12cmとする（建築基準法 第78条の2：耐震壁の壁厚は12cm以上より）。
- ・戸境壁かつ両側柱は耐震壁とする。
- ・コア周りの壁かつ両側柱は耐震壁とする。
- ・長さが45cm以下の壁は無視する。

3) 共同住宅の実耐力の分析結果

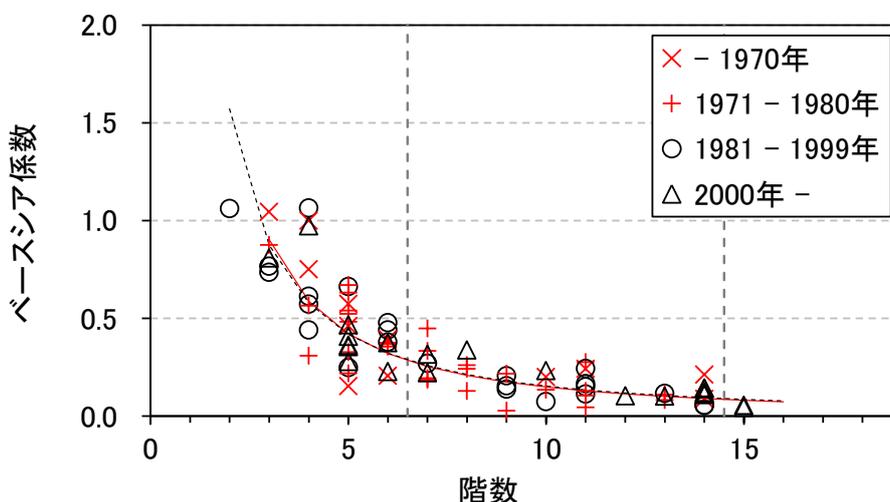
(3.2.2)に基づき計算した各共同住宅の実耐力と考えられる弱軸方向のベースシア係数と(3.2.2)の第3項の雑壁の耐力について建築年代別にプロットした結果を図3.2.5に示す。1981年以前の旧耐震設計法のデータによる累乗近似と1981年以降の新耐震設計法のデータによる累乗近似も合わせて示しているが、両者はほぼ重なっており、本研究では旧耐震設計法と新耐震設計法による住宅でベースシア係数の傾向に明瞭な差異は見られなかった。これは、新耐震設計法が旧耐震設計法との不連続を避け、水平震度0.2と整合する設計ベースシア係数0.2が設けられた経緯を踏まえると違和感のない結果と考えられる。なお、この結果は、旧耐震と新耐震で1階の水平抵抗部材の量に変化がなかったことを示し

ているだけである。兵庫県南部地震を始め、さまざまな地震において指摘されている旧耐震と新耐震の被害の差を説明するためには、両者の変形性能や上階の強度の違いを考慮した分析が必要となることが示唆される。

また、1981年以降の新耐震設計法のデータについて設計ルートが変わる軒高別に色分け、累乗近似した結果を図 3.2.6に示す。設計ルートが変わる軒高31m付近の結果にばらつきが見られるが、設計ルートによる実耐力分布の傾向を考察するにはまだ軒高45m以下の母集団が不十分の状況であり、母集団を拡充した検討が必要である。



(a) 建物全体



(b) 雑壁の寄与

図 3.2.5 弱軸方向のベースシア係数 (曲線は累乗近似)

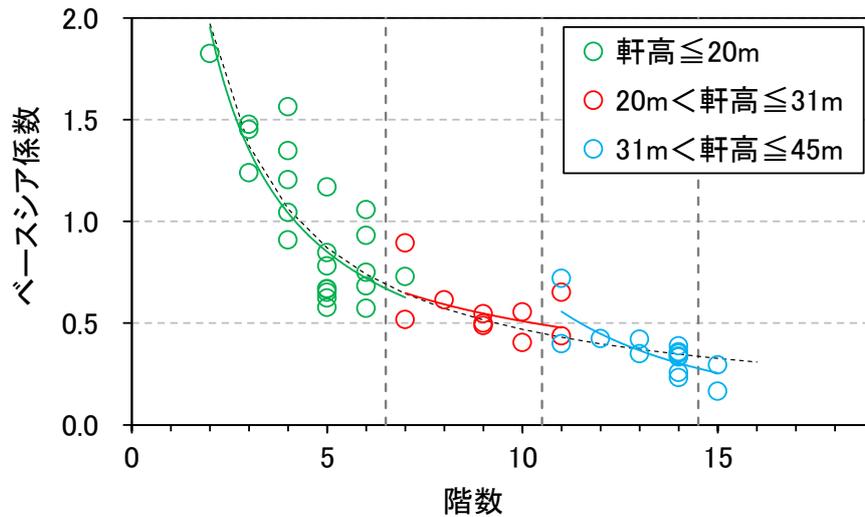
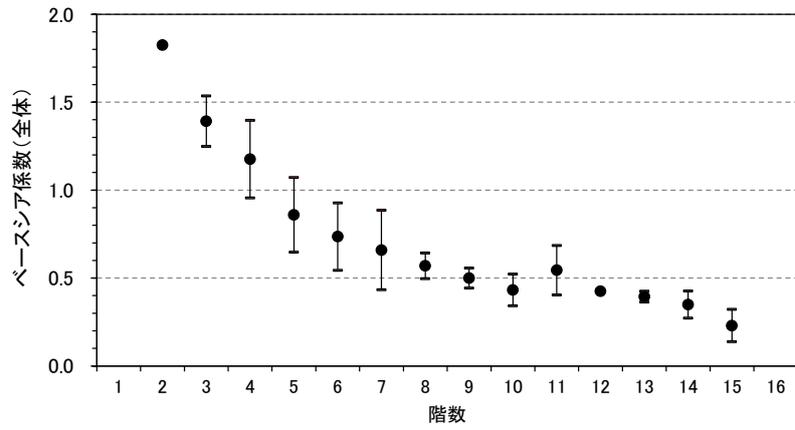


図 3.2.6 新耐震設計法の設計ルートによる影響（曲線は累乗近似）

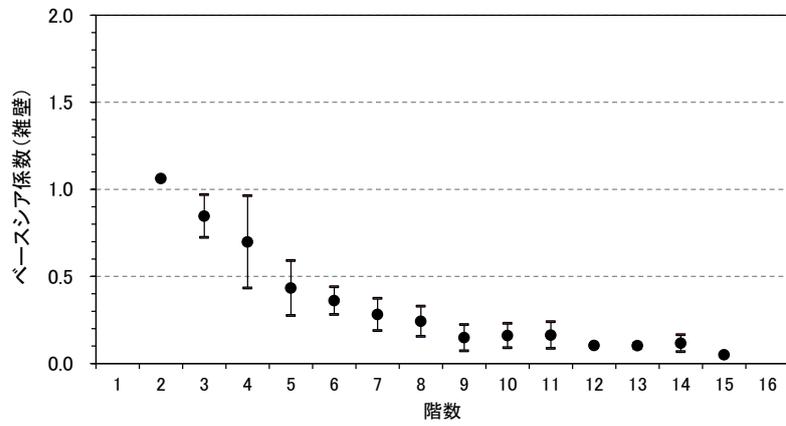
上述のとおり、建築年代による差違が明瞭には見られなかったため、分析した全年代のデータを用いてベースシア係数の平均値とばらつきを階数ごとに算出した。その結果を表 3.2.8、図 3.2.7 に示す。同図表には第 3 項の雑壁に関してベースシア係数と建物全体のベースシア係数に占める割合もあわせて示す。ベースシア係数の変動係数は 0.1-0.4 の範囲にあり、図 3.2.8 に示すとおり変動係数の階数に対する依存性は特には見られなかった。

表 3.2.8 ベースシア係数の平均値とばらつき

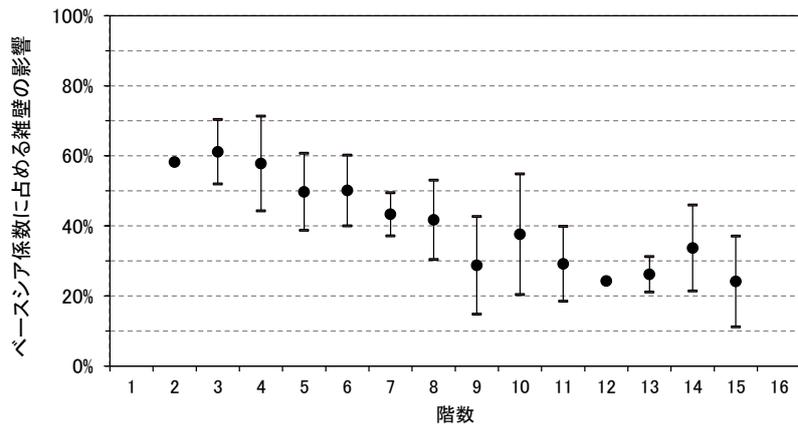
階数	データ数	建物全体			雑壁			雑壁の影響割合	
		平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差
1									
2	1	1.82	-	-	1.06	-	-	58.2%	-
3	5	1.39	0.14	0.10	0.85	0.12	0.15	61.2%	9.2%
4	9	1.18	0.22	0.19	0.70	0.26	0.38	57.8%	13.5%
5	17	0.86	0.21	0.25	0.43	0.16	0.36	49.7%	11.0%
6	11	0.74	0.19	0.26	0.36	0.08	0.22	50.1%	10.1%
7	7	0.66	0.23	0.34	0.28	0.09	0.33	43.3%	6.2%
8	4	0.57	0.07	0.13	0.24	0.09	0.36	41.7%	11.3%
9	5	0.50	0.06	0.11	0.15	0.08	0.51	28.7%	13.9%
10	4	0.43	0.09	0.21	0.16	0.07	0.44	37.6%	17.2%
11	9	0.54	0.14	0.26	0.16	0.08	0.47	29.2%	10.7%
12	1	0.42	-	-	0.10	-	-	24.2%	-
13	4	0.39	0.03	0.08	0.10	0.01	0.14	26.2%	5.1%
14	9	0.35	0.08	0.22	0.12	0.05	0.42	33.6%	12.3%
15	2	0.23	0.09	0.40	0.05	0.01	0.16	24.1%	13.0%



(a) 建物全体



(b) 雑壁の寄与



(c) ベースシア係数に占める雑壁の影響の割合

図 3.2.7 ベースシア係数の平均値と±標準偏差のばらつき

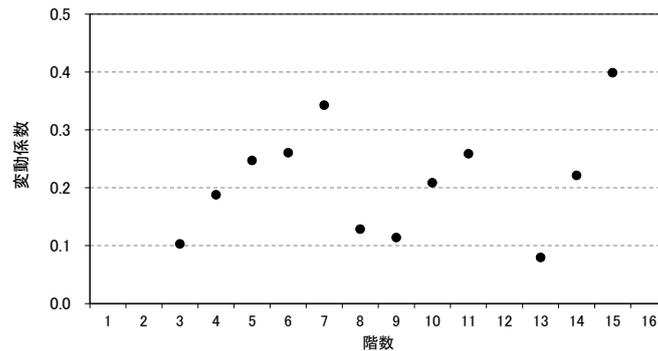


図 3.2.8 ベースシア係数の変動係数

(3) まとめ

本節では、実在する88棟の共同住宅の平面図から得られる壁量、柱量に基づき、弱軸方向の実耐力を熊本・境(2007)によってベースシア係数を算定し、共同住宅の実耐力分布の分析を行った。分析の結果は次のとおりである。

- ・実在する88棟の共同住宅の分析においては、旧耐震設計法と新耐震設計法による住宅でベースシア係数に明瞭な違いは見られなかった。これは、新耐震設計法が旧耐震設計法との不連続を避け、水平震度0.2と整合する設計ベースシア係数0.2が設けられた経緯を踏まえると違和感のない結果と考えられる。
- ・この結果は、旧耐震と新耐震で1階の水平抵抗部材の量に変化がなかったことを示しているだけである。兵庫県南部地震を始め、さまざまな地震において指摘されている旧耐震と新耐震の被害の差を説明するためには、両者の変形性能や上階の強度の違いを考慮した分析が必要となることが示唆される。
- ・1981年以降のデータについて設計ルートが変わる軒高別に分析したところ、設計ルートが変わる軒高31m付近でベースシア係数にばらつきが見られた。しかし、実耐力分布の傾向を考察するにはまだ母集団が不十分の状況であり、母集団を拡充した検討が必要である。