

地震災害予測研究会
2014-17年度報告書

住宅の耐震性能に
影響を及ぼす要因の調査

2019年3月

損害保険料率算出機構

はじめに

この報告書は、地震保険調査研究費による調査・研究事業の一環として、研究活動を行っている地震災害予測研究会において、2014年度から4年間にわたり検討を行った成果の報告書である。

地震リスクの評価において、建物の耐震性能を把握することの重要性は言うまでもない。耐震性能に影響する要因（建物の建築基準や種々の仕様、構成要素）は無数に存在するが、それら要因が時代とともにどのように変遷しているか、それら要因の違いが地震被害へどのように影響するかについて、現在の住宅の主要な構造である木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造を横断的に整理した文献は少ない。

本研究では、これら3つの構造（木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造）に関し、耐震性能に影響を及ぼす要因について、できるだけ網羅的な調査を行い、その結果に基づき建築年代などによる住宅のグルーピング（区分）を行うとともに、可能なものは、それら要因が耐震性能（復元力特性、ベースシア係数）へどの程度影響を与えるかについて、評価を行った。

本報告書が地震時の損壊被害に関する知見を深めるうえで参考となれば幸甚である。

2019年3月

損害保険料率算出機構

2014-17年度 地震災害予測研究会

顧問	和泉 正哲	東北大学 名誉教授
	北川 良和	慶應義塾大学 元教授
委員長	林 康裕	京都大学 教授
委員	腰原 幹雄	東京大学 教授
	境 有紀	筑波大学 教授
	山田 哲	東京工業大学 教授

(五十音順)

委託先	梁川 幸盛	株式会社構造計画研究所
	坪田 正紀	〃
	木村 友香	〃
	角 友太郎	〃

(所属は2018年3月時点)

事務局 損害保険料率算出機構 リスク業務部

目 次

第 1 章 研究の概要	1
1.1 背景および目的	1
1.2 研究の概要	1
1.2.1 研究の方針	1
1.2.2 報告書の構成	2
第 2 章 全国の住宅のストック状況の調査	3
2.1 全国の住宅のストック状況	3
2.2 木造住宅のストック状況	4
2.3 鉄筋コンクリート造住宅のストック状況	6
2.4 鉄骨造住宅のストック状況	7
第 3 章 住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因の調査	9
3.1 木造住宅	9
3.1.1 木造住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因	9
3.1.2 耐震性能に影響を及ぼす要因の調査	10
3.1.3 法規・構造計算規準の変遷、要因を踏まえた住宅の区分	44
3.1.4 住宅の仕様が骨格曲線（復元力特性）に与える影響の検討	46
3.2 鉄筋コンクリート造住宅	94
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	94
3.2.2 耐震性能に影響を及ぼす要因の調査	95
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	97
3.2.4 共同住宅の実耐力の分析	97
3.3 鉄骨造住宅	106
3.3.1 鉄骨造住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因	106
3.3.2 耐震性能に影響を及ぼす要因の調査	107
3.3.3 法規・構造計算規準の変遷、要因を踏まえた住宅の区分	113
第 4 章 まとめ	115
参考文献	117
謝辞	120

第 1 章 研究の概要

1.1 背景および目的

地震リスクの評価において、建物の耐震性能を把握することの重要性は言うまでもない。耐震性能に影響する要因（建物の建築基準や種々の仕様、構成要素）は無数に存在するが、それら要因が時代とともにどのように変遷しているか、それら要因の違いが地震被害へどのように影響するかについて、現在の住宅の主要な構造である木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造を横断的に整理した文献は少ない。

本研究では、これら3つの構造（木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造）に関し、耐震性能に影響を及ぼす要因について、できるだけ網羅的な調査を行い、その結果に基づき建築年代などによる住宅のグルーピング（区分）を行うとともに、可能なものは、それら要因が耐震性能（復元力特性、ベースシア係数）へどの程度影響を与えるかについて、評価を行った。

1.2 研究の概要

1.2.1 研究の方針

(1) 対象とする住宅

国内の木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造住宅を対象とした。コンクリートブロック造は対象外とした。

(2) 研究の手順

以下の検討を行った。本研究の全体フローを図 1.2.1に示す。

1) 全国の住宅のストック状況の調査

平成25年住宅・土地統計調査^{1.2.1)}、2014年度までの建築着工統計調査報告^{1.2.2)}より、全国の木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造住宅の居住世帯数、工法別の住宅の居住世帯数、旧耐震基準で建てられた住宅の居住世帯数、過去20年ほどの間の工法別住宅着工戸数などを調査した。

2) 住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因の調査

木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造住宅を対象に、地震災害予測研究会委員および有識者に対するヒアリングや文献調査を行い、地震被害を特徴付けるような耐震性能に影響を及ぼす要因を調査した。また、法規・構造計算規準の変遷や耐震性能に影響を及ぼす要因をふまえた住宅の区分化を検討した。

さらに、木造住宅については、在来軸組工法の住宅モデルを3次元フレームモデルで作成し、建築年代、階数、重量、偏心、水平構面が骨格曲線に及ぼす影響を検討した。鉄筋

コンクリート造住宅については、実在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ベースシア係数で分析し、建築年代や規模がベースシア係数に及ぼす影響を検討した。鉄骨造住宅については、文献調査で非常に限られた情報しか得られなかったため、木造や鉄筋コンクリート造のような定量分析はできなかった。

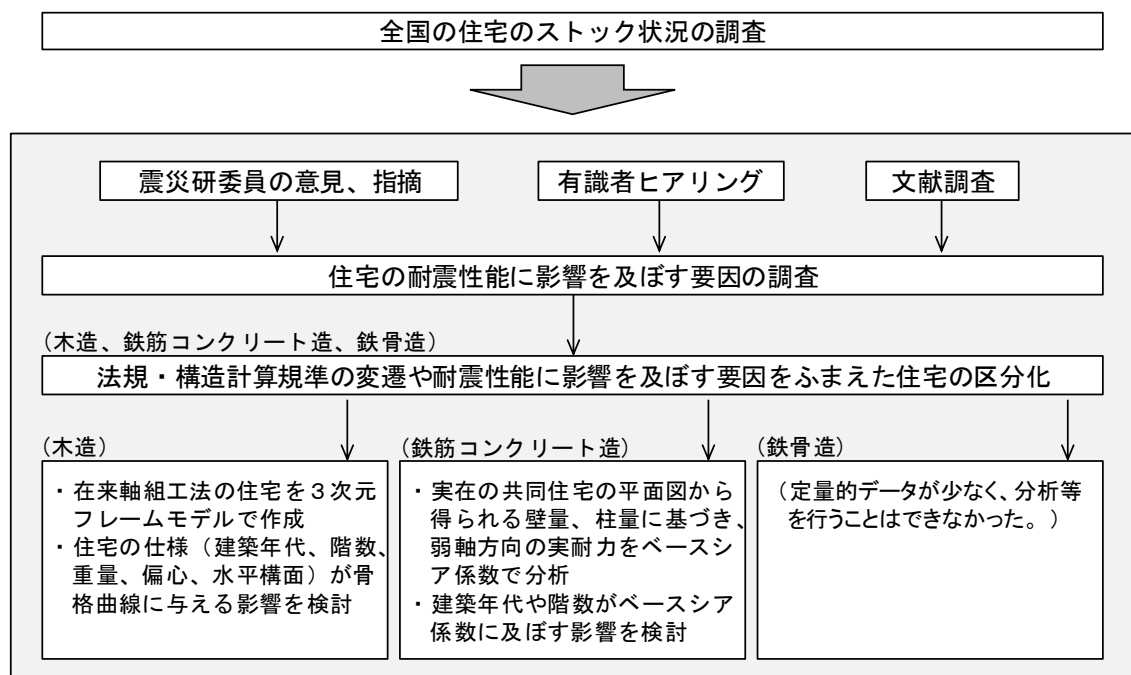


図 1.2.1 本研究の全体フロー

1.2.2 報告書の構成

本報告書の構成を以下に示す。

「第1章 研究の概要」では、本研究の背景・目的、研究の概要を示した。

「第2章 全国の住宅のストック状況の調査」では、先述した1.2.1(2)1)の内容をまとめた。

「第3章 住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因の調査」では、先述した1.2.1(2)2)の内容をまとめた。

「第4章 まとめ」では、第3章までのまとめを行うとともに、引き続き検討が必要と考えられる課題を示した。

第 2 章 全国の住宅のストック状況の調査

2.1 全国の住宅のストック状況

平成25年住宅・土地統計調査^{1.2.1)}に基づき、人が居住している全国の総住宅数（居住世帯数と同義）を整理した。住宅・土地統計調査において、住宅とは、一戸建の住宅やアパートのように完全に区画された建物の一部で、1つの世帯が独立して家庭生活を営むことができるように建築または改造されたものと定義されている。

現行の新耐震基準に準拠した住宅は、1981年6月1日以降に建築確認を受けたものとなるが、建築時期について1981年および2001年を境に整理したものを表 2.1.1に示す。また、建築時期が1981年以降のものを新耐震基準と概算して総住宅数比率を整理したものを図 2.1.1に示す。

構造別にみると、総住宅数の58%程度が木造であり、鉄筋コンクリート造は34%程度、鉄骨造は8%程度である。古い耐震基準で建てられている総住宅数は27%程度である。

なお、鉄筋コンクリート造について、住宅・土地統計調査での分類は鉄筋・鉄骨コンクリート造であるが、本研究では鉄筋コンクリート造と記載する。また、住宅・土地統計調査での鉄筋・鉄骨コンクリート造の定義は、建物の骨組みが鉄筋コンクリート造、鉄骨コンクリート造または鉄筋・鉄骨コンクリート造のものであり、コンクリートパネルを用いたプレハブ住宅もその中に含まれると考えられる。また、コンクリートブロック造はその他に集計される。

表 2.1.1 全国の総住宅数^{1.2.1)}をもとに作成

建築の構造	建築の時期	総住宅数(戸)	
木造	-1980	10,154,300 (19.5%)	57.8%
	1981-2000	11,090,000 (21.3%)	
	2001-2013.9	6,544,600 (12.6%)	
	年代不明	2,318,800 (4.5%)	
鉄筋コンクリート造	-1980	3,537,600 (6.8%)	33.9%
	1981-2000	7,782,800 (14.9%)	
	2001-2013.9	5,141,900 (9.9%)	
	年代不明	1,202,300 (2.3%)	
鉄骨造	-1980	448,800 (0.9%)	8.0%
	1981-2000	1,802,200 (3.5%)	
	2001-2013.9	1,358,600 (2.6%)	
	年代不明	578,000 (1.1%)	
その他(組積造など)		140,600 (0.3%)	0.3%
計		52,100,500 (100%)	

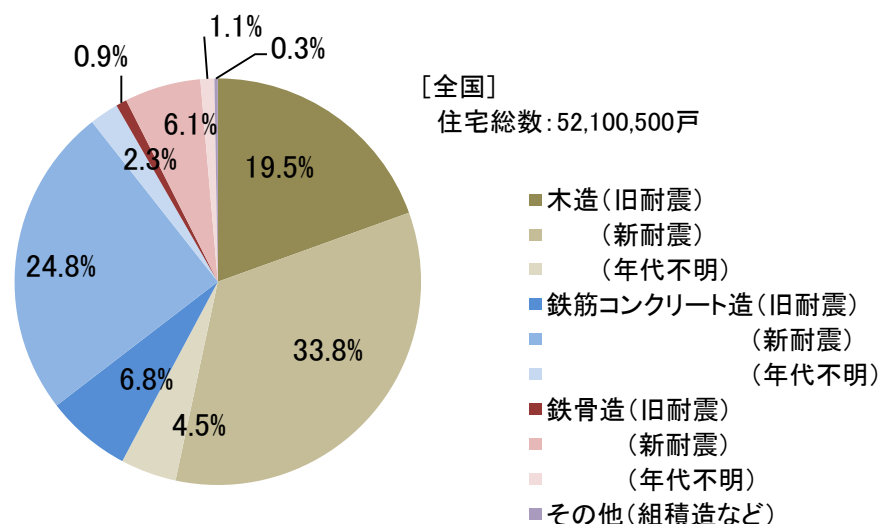


図 2.1.1 全国の総住宅数^{1.2.1)}をもとに作成

2.2 木造住宅のストック状況

平成25年住宅・土地統計調査による全国の木造の住宅数（比率）を表 2.2.1に示す。建築の時期が1981年以降の住宅を現行の耐震基準に準拠したものとして概算すると、古い耐震基準で建てられている木造住宅数は木造住宅全体の34%程度である。

住宅タイプ別の全国の住宅数比率は、一戸建が87.6%、長屋建が3.1%、共同住宅が9.2%である。木造住宅全体でみると1階建は13.8%、2階建は83.2%、3階建以上は2.9%である。

建築着工統計調査報告^{1.2.2)}によると、過去20年ほどの全国の木造住宅着工戸数は図 2.2.1、表 2.2.2のとおり、軸組工法が79%、桝組壁工法（ツーバイフォー工法）が17%、木質プレハブ工法が4%である。

表 2.2.1 全国の木造住宅数比率^{1.2.1)}をもとに作成

建築時期	総住宅数(戸)	一戸建			長屋建			共同住宅			その他
		1階建	2階建	3階建以上	1階建	2階建	3階建以上	1階建	2階建	3階建以上	
-1950	1,570,100 (5.2%)	1.8%	3.1%	0.0%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%
1951-1960	819,300 (2.7%)	0.8%	1.7%	0.0%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%
1961-1980	7,764,900 (25.8%)	4.6%	19.0%	0.2%	0.4%	0.5%	0.0%	0.0%	1.1%	0.0%	0.0%
1981-1990	8,239,300 (27.4%)	2.6%	21.1%	0.3%	0.1%	0.4%	0.0%	0.0%	2.4%	0.1%	0.0%
1991-1995				0.3%			0.0%			0.1%	
1996-2000	2,850,700 (9.5%)	0.7%	7.4%	0.4%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	0.7%	0.1%	0.0%
2001-2013.9	6,544,600 (21.7%)	1.5%	16.5%	0.8%	0.1%	0.5%	0.0%	0.0%	2.1%	0.1%	0.0%
年代不明	2,318,800 (7.7%)	0.8%	3.8%	0.2%	0.2%	0.4%	0.0%	0.0%	2.2%	0.1%	0.0%
計	30,107,700 (100%)	12.8%	72.5%	2.3%	1.0%	2.0%	0.1%	0.0%	8.6%	0.6%	0.2%
		87.6%			3.1%			9.2%			0.2%

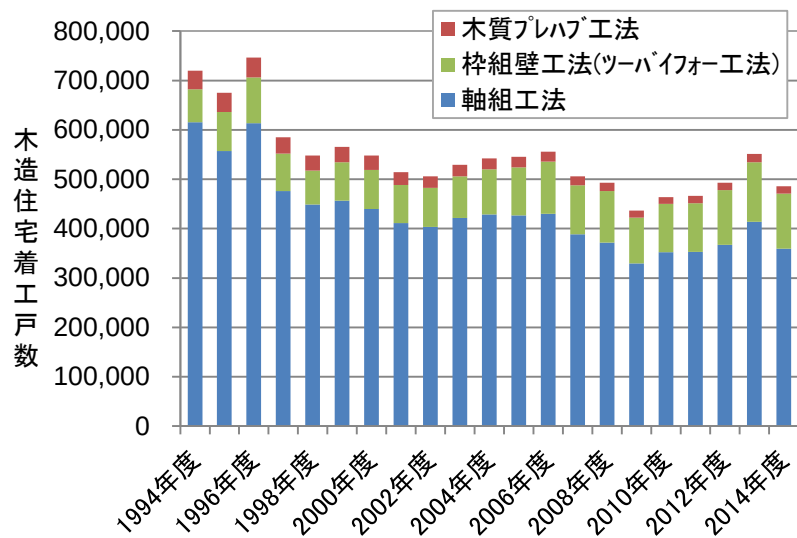


図 2.2.1 全国の木造住宅着工戸数^{1.2.2)}をもとに作成

表 2.2.2 全国の木造住宅着工戸数^{1.2.2)}をもとに作成

着工年度	軸組工法	枠組壁工法 (ツーバイフォー工法)	木質プレハブ工法
1994	615,604	66,543	37,798
1995	557,183	79,208	38,674
1996	613,687	92,675	40,318
1997	475,933	75,785	33,154
1998	449,160	68,429	30,650
1999	456,892	77,310	31,256
2000	440,146	78,768	29,415
2001	411,348	76,877	26,170
2002	403,477	79,207	23,594
2003	421,961	83,920	23,163
2004	428,921	91,327	21,712
2005	426,760	97,670	20,940
2006	429,862	105,824	20,415
2007	388,314	99,439	18,072
2008	371,956	104,279	16,673
2009	329,649	92,883	14,166
2010	352,640	97,437	14,063
2011	353,091	98,680	14,663
2012	367,339	110,459	15,335
2013	413,715	120,520	16,917
2014	359,722	111,549	14,787
計	9,067,360 (79%)	1,908,789 (17%)	501,935 (4%)

(単位：戸)

2.3 鉄筋コンクリート造住宅のストック状況

平成25年住宅・土地統計調査による全国の鉄筋コンクリート造の住宅数（比率）を表2.3.1に示す。建築の時期が1981年以降の住宅を現行の耐震基準に準拠したものとして概算すると、古い耐震基準で建てられている鉄筋コンクリート造住宅数は全体の20%程度である。

階数別の全国の住宅数比率は、鉄筋コンクリート造住宅全体でみると低層（1～2階）は13.9%、中層（3～5階）は42.0%、高層（6階～）は43.8%である。表には示していないが、住宅タイプ別の全国の住宅数比率は、一戸建が6.4%、長屋建が1.1%、共同住宅が92.3%である。

表 2.3.1 全国の鉄筋コンクリート造住宅数比率^{1.2.1)}をもとに作成

建築時期	総戸数(戸)	1階建	2階建	3階建	4階建	5階建	6-7階建	8-10階建	11-14階建	15階建以上	その他
-1970	923,300 (5.2%)	0.2%	0.7%	0.5%	0.9%	2.2%	0.3%	0.2%	0.3%	0.0%	0.0%
1971-1980	2,614,300 (14.8%)	0.2%	1.4%	1.3%	1.9%	4.3%	1.6%	1.5%	2.3%	0.2%	0.1%
1981-2000	7,782,800 (44.1%)	0.3%	5.0%	7.2%	5.9%	5.8%	6.4%	6.2%	5.8%	1.2%	0.1%
2001-2013.9	5,141,900 (29.1%)	0.2%	4.0%	4.0%	2.3%	2.2%	3.4%	4.8%	4.9%	3.3%	0.0%
年代不明	1,202,300 (6.8%)	0.1%	1.8%	1.8%	1.1%	0.6%	0.6%	0.5%	0.3%	0.1%	0.1%
計	17,664,600 (100%)	0.9%	13.0%	14.9%	12.0%	15.1%	12.2%	13.3%	13.5%	4.8%	0.3%

※一戸建、長屋建で3階以上とされるものは階数不明のため3階建に含めた

2.4 鉄骨造住宅のストック状況

平成25年住宅・土地統計調査による全国の鉄骨造住宅数（比率）を表 2.4.1に示す。建築の時期が1981年以降の住宅を現行の耐震基準に準拠したものとして概算すると、古い耐震基準で建てられている鉄骨造住宅数は全体の11%程度である。

階数別の全国の住宅数比率は、低層（1～2階）は67.4%、中層（3～5階）は29.2%、高層（6階-）は2.8%である。表には示していないが、住宅タイプ別の全国の住宅数比率は、一戸建が25.0%、長屋建が3.3%、共同住宅が71.1%である。

建築着工統計調査報告によると、過去20年ほどの全国の鉄骨造住宅着工戸数は図 2.4.1、表 2.4.2のとおり、プレハブ工法が59%、プレハブ工法以外が41%である。

表 2.4.1 全国の鉄骨造住宅数比率^{1.2.1)}をもとに作成、11階建以上はなし

建築時期	総戸数(戸)	1階建	2階建	3階建	4階建	5階建	6-7階建	8-10階建	その他
-1970	133,600 (3.2%)	0.1%	1.7%	0.6%	0.2%	0.3%	0.1%	0.0%	0.1%
1971-1980	315,200 (7.5%)	0.2%	4.3%	1.5%	0.6%	0.6%	0.2%	0.1%	0.1%
1981-2000	1,802,700 (43.0%)	0.3%	28.2%	9.2%	2.4%	1.4%	0.8%	0.5%	0.2%
2001-2013.9	1,358,100 (32.4%)	0.6%	22.7%	6.4%	1.1%	0.5%	0.5%	0.4%	0.1%
年代不明	57,800 (13.8%)	0.1%	9.2%	3.0%	0.8%	0.3%	0.2%	0.1%	0.1%
計	4,187,600 (100%)	1.3%	66.1%	20.8%	5.2%	3.2%	1.7%	1.2%	0.6%

※一戸建、長屋建で3階以上とされるものは階数不明のため3階建に含めた

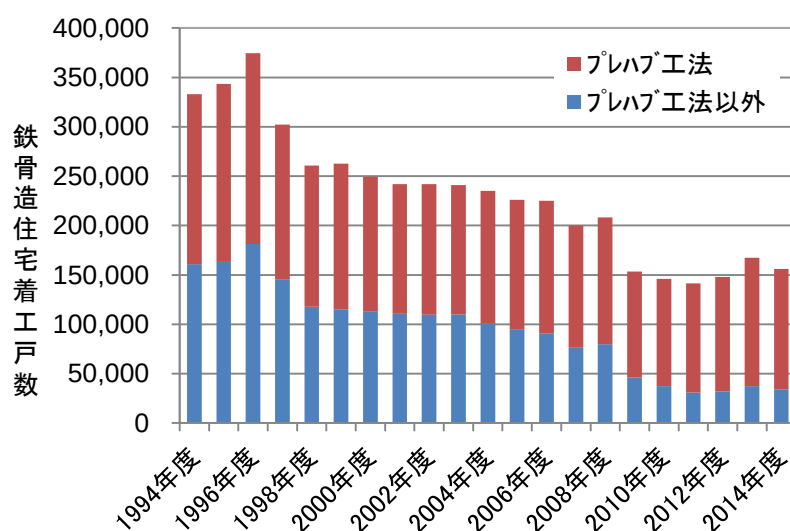


図 2.4.1 全国の鉄骨造住宅着工戸数^{1.2.2)}をもとに作成

表 2.4.2 全国の鉄骨造住宅着工戸数^{1.2.2)}をもとに作成

着工年度	プレハブ工法	プレハブ工法以外
1994	171,896	161,074
1995	180,300	163,074
1996	193,381	181,220
1997	156,464	145,683
1998	143,076	117,685
1999	147,255	115,295
2000	136,321	113,179
2001	131,035	110,849
2002	132,216	109,826
2003	131,072	109,895
2004	134,100	101,179
2005	131,023	95,170
2006	134,809	90,432
2007	123,950	76,357
2008	128,332	79,954
2009	107,373	46,126
2010	108,763	37,403
2011	110,506	30,924
2012	115,957	31,888
2013	129,978	37,374
2014	121,752	34,297
計	2,869,559 (59%)	1,988,884 (41%)

(単位：戸)

第 3 章 住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因の調査

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、住宅（木造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造）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。

3.1 木造住宅

3.1.1 木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、木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 3.1.1 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3.1.2項に示し、法規・構造計算規準の変遷や耐震性能に影響を及ぼすと考えられる要因を踏まえて設定した住宅の区分を3.1.3項に示す。

表 3.1.1 木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	3.1.2項の記載
法規・構造計算規準	耐震規定、荷重（地震、風、雪）	(1) 1)
旧住宅金融公庫	旧住宅金融公庫の融資有無	(1) 2) (4) 5)
工法	工法の種類	(2)
間取り	平面、立面の偏心	(2)
壁量	必要壁量	(3) 1)
	壁倍率	(3) 2)
	余力	(3) 3)
	存在壁量	(3) 4)
柱・梁	柱材の仕様	(4) 1)、(6)
鉛直構面	各年代で想定される壁仕様	(4) 2) ①-④
接合部	各年代で想定される接合部仕様	(4) 3)
水平構面	各年代で想定される屋根仕様	(4) 4)
重量	建物重量	(5)
劣化	経年腐朽	(7) 1)
	断面欠損	(7) 2)
	蟻害	- ※1
基礎・土台	基礎仕様	- ※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

3.1.2 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

大橋ら^{3.1.1)}より、木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まとめたものを表 3.1.2に、建築時期別の耐震性能をまとめたものを表 3.1.3に示す。

1919年に建築に関する最初法律である市街地建築物法が定められたが、防火と衛生を主な目的としており耐震規定は少なかった。1923年関東大震災後に筋かいの設置が義務付けられたものの数量規定はなく、また、法が適用されたのは東京など6大都市のみであり、耐震規定はほとんどなかったと言える。

1950年に建築基準法が制定され、壁量設計の規定が設けられた(壁量規定の詳細は(3)に示す)。また、主要な柱の下部に土台を設置し、土台は基礎に緊結することが規定された。しかし、セメントがかなり高価なものであったため、地方でコンクリート造の基礎が普及するのはかなり後年のことである。さらに、主要な継手・仕口はボルト締め、かすがい打ち、込栓打ちなどで緊結することが定められているが、これらについても鋼材が高価であったことから接合金物も普及が遅く、込栓も電動ドリルが普及した1955年以降であった。このように法律の整備と普及の実態には時間のずれがあった。

その後、1959年に建築基準法は改正されるが、耐震規定に関しては壁量規定以外に大きな変更はなかった。続く1971年の改正では基礎の記述が変更されており、原則として、一体のコンクリート造または鉄筋コンクリート造の布基礎とすることが定められた。ただし、実態としては無筋のコンクリート造がほとんどであり、実際、2000年の施行令改正までは、地盤に問題がないとされる地域では無筋コンクリート造の基礎が許されていた。

1981年の改正では1978年宮城県沖地震の被害分析などを踏まえ、壁量規定改訂のほか、新耐震設計法が規定された。さらに2000年には、1995年兵庫県南部地震の教訓などを踏まえ大改正され、木造に対しては各部構造の仕様が定められた。基礎に関しては種類ごとに仕様規定がなされ、耐力壁の配置に関して4分割法が規定され、接合部(筋かい端部および柱頭柱脚部)に関して仕様が規定された。

表 3.1.2 住宅の耐震性能に関連する法規・構造計算規準の変遷^{3.1.1)} より作成

年代	壁量規定※	基礎	接合部	備考
-1949	ほぼなし			
1950-1958	地震力に対して規定	土台との緊結	主要な継手・仕口に対して規定	
1959-1970	改正			
1971-1980	風圧力に対して規定	原則コンクリート造または鉄筋コンクリート造		
1981-2000	改正			・新耐震設計 ・木造 3 階建準防火 (1987 年-) ・木造 3 階建共同住宅 (1992 年-)
2001-		種類ごとの仕様規定	筋かい端部・柱頭柱脚部の仕様の規定 (N 値計算)	・性能規定化、限界耐力計算 ・耐力壁の配置

※詳細は「(3) 壁量、壁倍率、余力の考え方」を参照

表 3.1.3 建築時期と耐震性能^{3.1.1)}

(「木造住宅の耐震補強の実務(日本建築防災協会、2007. 3)」を引用)

着工時期	耐力壁の量	耐力壁の配置	軸組接合部	床・屋根の強さ	基礎
-1958	C	C	C	C	C
1959 -1981. 5	C	B	C	B	C
1981. 6-2000. 5	A	B	B	B	B
2000. 6-	A	A	A	B	A

A：建築基準法で明確に規定されており、基本的にはすべての住宅に義務付けられている内容

B：建築基準法で記述されているが、明確な規定がなく、施工者に任されている内容

C：建築基準法に記述がない、または記述されている水準が低い内容

2) 旧住宅金融公庫 木造住宅工事共通仕様書

旧住宅金融公庫（現住宅金融支援機構）の融資を受けた建物は、旧住宅金融公庫が定める住宅工事共通仕様書^{3.1.2)} に準拠する必要があるとあり、中間検査の義務付けなど設計段階でも比較的厳しい審査を受けるため、建物の各部の仕様が明確かつ、ある程度の施工水準が確保されている。旧住宅金融公庫は、設立した1950年(昭和25年)から廃止までの57年間に1941万戸の融資を行っている。旧住宅金融公庫融資住宅戸数の推移^{3.1.3)} を図 3.1.1に示す。融資住宅の割合は戦後建設された住宅の約3割に相当する。

住宅工事共通仕様書には布基礎の鉄筋コンクリート化や接合金物の使用など、時代の変化に応じて具体的な仕様が示されており、仕様書の変遷を調査することで融資住宅の耐震性能を整理できる。木造住宅工事共通仕様書から耐震要素の仕方を整理したものを表 3.1.4に示す。

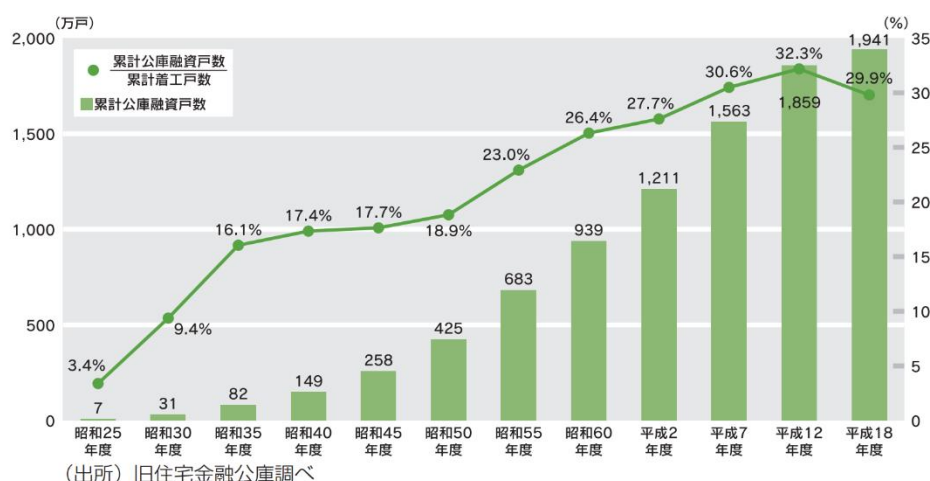


図 3.1.1 旧住宅金融公庫融資住宅戸数(累計)の推移^{3.1.3)}

(2) 工法、間取り

木造住宅の主な工法を図 3.1.2に示す。在来工法と桝組壁工法の耐震性能を比較すると桝組壁工法のほうが高いと考えられるが、2000年以降は開口周りに構造用合板を貼るなどして桝組壁工法並に余力を持たせた在来工法が出てきている。ツーバイフォーの登場は1966年であり、普及は1974年以降と考えられる。

伝統工法は、地震時に柱が無被害でも土壁は落ちることが多く、そのため相対的に耐震性能が低い場合がある。また、伝統的な平屋建の農家住宅は開放型のため、壁が少なく耐震性能が低いものが存在する。

木造住宅の間取りにはある程度の類似性がある。典型的な平面計画の例を図 3.1.3に示す。ただし、阪神地方では夏期の暑さをしのぐために通風を良くする構造が継承され、間仕切りに襖を用いた壁の少ない構造の住宅が多く、東北、北海道地方のような寒冷地では冬期の断熱のために壁が多く、開口も比較的小さい構造の住宅が多いといった地域性は存在する。

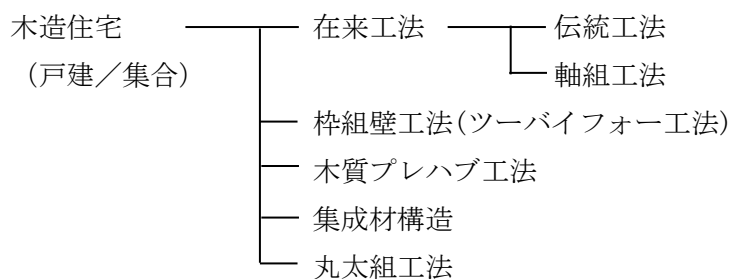


図 3.1.2 木造住宅の主な工法

表 3.1.4. (1) 旧住宅金融公庫 木造住宅工事共通仕様書の変遷^{3.1.2)}をもとに作成

年	法規範の変遷 (地域)	面材耐力壁	土台・柱の部材方法	筋かい等の種類・寸法	小壁筋の種類・寸法	床筋の種類・寸法	金物
1950 ～ 1961	1950 建築基準法制定 (地域)	・透隙あり木張り下地(36×7mm、間隔8mm)、10枚 毎二乱張り ・モルタル塗り下地(板厚9mm、間隔30mm)	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ ・軒桁:スギ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	和式小壁筋仕様 ・小壁筋:マツ 梁間1.8m:床口105mm 梁間2.7m:床口120mm 梁間3.6m:床口150mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1961 ～ 1962	1959 建築基準法改正	・面端締め間着き ・モルタル塗り下地(板厚12mm)	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ ・軒桁:スギ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm	・筋かい:スギ100×90mm(柱三つ部材以上)	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1962 ～ 1965	1962 建築基準法改正 (地域)	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1965 ～ 1969	1965 建築基準法改正 (地域)	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1970	1970 建築基準法改正 (地域)	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1973	1973 建築基準法施行令 改正	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1975	1975 建築基準法施行令 改正	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1979	1979 建築基準法施行令 改正	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり
1980	1980 建築基準法施行令 改正	・透隙あり木張り下地:40×7mm ・モルタル塗り下地:80×12mm ・壁下地板としての石膏ボード・合板・目板張り ・石膏ボード・石綿入斗板の仕様を追加し標準寸法を明示	・土台・ヒバ又はヒキ100×100mm ・火打土台:スギ45×90mm ・柱:100×100mm ・脚差:スギ金またはマツ100×100mm ・軒桁:スギまたはマツ100×100mm ・間柱:スギ45×45mm ・通し貫:スギ15×100mm	・筋かい:柱三つ部材 ・筋かい:柱三つ部材	・筋かい:スギ15×105mm	・大引:スギ90×90mm ・根本掛け:スギ15×100mm ・根本:スギまたはマツ40×45mm ・束:90×90mm ・床筋:マツ 梁間2.7m:120×180mm 3.6m:120×240mm ・火打筋:マツまたはスギ:90×90mm ・根本掛け:スギ30×90mm ・根本:マツまたはスギ105mm角二つ割り	・釘是:木厚の2.5倍以上 ・かすがい:市場出来合い品 ・ホムレ:径13mm以上 ・アンカーボルト、羽子板ホムレ、短冊金物、かすがい等の仕様あり

表 3.1.4.(2) 旧住宅金融公庫 木造住宅工事共通仕様書の変遷^{3.1.2)}をもとに作成

年	法規等の変更	面材耐力量	土台・柱の部材寸法	筋かい等の種類・寸法	小屋梁の種類・寸法	床板の種類・寸法	金物
1982	1981建築基準法改正	構造用全柱や各種「一類」による耐力壁の種別・構造等の一覧表。 ■構造用全柱: 12×80mm ■構造用合板(厚さ2.5) ■JAS適合品: 厚さ75mm以上 -91×273mm縦張り、121×242mm横張りなどを規定 -91×182mm等を用いる場合は受け材40×45mm以上を設ける -縦目間隔6mm以上、留め付け外周部N50φ150mm ■その他 シーリングマース、パナキルボード、ハードボード、硬質木片やセキト板、フキヤル板、ウレタン板、アルミ板、パネライト板、炭酸マグネシウム板、グラスシートについても規定あり	土台: 100×105mm以上、105×105mmを標準 多雪区域の土台: 105×105mm以上 火打土台: 45×90mm以上 柱: 100×105mm以上 多雪区域の柱: 105×105mm以上	筋かい「三ツ筋材」は30×30mm以上で改訂 筋かい柱は必ず構造用材(角形)を用いた仕様に 筋かいプレートおびし山形プレートを用いた仕様に	和式小屋梁仕様から片懸垂仕様へ ・小屋梁: 特記 ・車: 90×90mmを標準 多雪区域の車: 105×105mm ・橋本母屋: 90×90mm ・橋本母屋の柱: 105×105mm ・重木、特記	・木: 90×90mmを標準 ・木打掛け: 24×4×45mmを標準 ・木: 40×45mmを標準 ・梁間: 8m、40×45mmを標準 ・橋本母屋: 最450mm、その他 300mmを標準 ・車: 90×90mmを標準 ・床梁: 特記 ・火打梁(木製): 90×90mm以上 ・火打梁(鋼製): 火打金物(HB)	・構造金物: マーク表示品またはこれと同等以上のもの ・山形プレート: 筋かいプレート、火打金物を追加 ・仕様に使用すべき釘の品質を明示 ・釘: 長さ: 桁間の2.5倍以上 JIS A 5508適合品 JIS A 5552適合品 JIS A 5553適合品
1983			【標準仕様】 ・土台: 105×105mmを標準 ・柱: 105×105mmを標準 【遵守仕様】 ・土台: 100×100mm以上 ・火打土台: 105×105mm以上 ・柱: 100×100mm以上 ・多雪区域の柱: 105×105mm以上			【標準仕様】 ・橋本: 40×45mmを標準 ・梁間: 18m、40×105mmを標準 ・桁太間隔: 最450mm、その他 300mmを標準 ・車: 90×90mmを標準 ・床梁: 特記 【遵守仕様】 ・火打梁(木製): 90×90mm以上 ・火打梁(鋼製): 火打金物(HB)	
1985			【標準仕様】 【遵守仕様】 ・通し柱: 120×120mmを標準 ・火打土台: 木製45×90mm以上 ・鋼製火打金物は(HB)同等以上		【標準仕様】 ・小屋梁: 特記 ・車: 90×90mm ・多雪区域の車: 105×105mm ・橋本母屋: 90×90mm ・多雪区域の橋本母屋: 105×105 mm ・重木、特記 【遵守仕様】 ・火打梁(木製): 90×90mm以上 ・火打梁(鋼製): 火打金物(HB)	【遵守仕様】 ・火打梁(鋼製): 火打金物(HB) 又は同等以上	
1986		面材耐力量を表として整理 ■構造用合板: JASに適合するもので、種類は特記とし、厚さ75mm以上 ■その他: 1982年のものに加えパナキルト板、石膏ボードも追加され、JIS適合品で最低厚さを規定		・木ずり: 12×80mm以上			
1988	1987建築基準法改正			・木ずり: 12×75mm、間隔20mm程度		・橋本: 2階床の床梁間隔500mmは、45×65mm以上	
1991		・車: 構造用材耐力壁を追加し、本欄耐力壁と同一耐力壁として二分、新耐力壁は、受け材が1/2と異なり7にわかれ、それぞれに構造用合板、石膏ボード、石膏ボードについて厚さが規定されている。				【遵守仕様】 火打梁を省略する場合の仕様は片懸垂火打梁による 【遵守仕様】 ・鋼製火打梁は特記とする	
1996	(1995兵庫県南部地震)	・真壁耐力壁に「パナキルトボード」および構造用合板が追加	【標準仕様】 ・柱: 100×100mm以上、105×105mmを標準 ・多雪区域の柱: 105×105mm以上 ・火打土台: 45×90mm以上、鋼製は特記 【遵守仕様】 ・土台: 柱と同じ断面寸法以上		・火打梁: 遵守仕様から標準仕様へ移行	【遵守仕様】 火打梁を省略する場合の仕様は片懸垂火打梁による ・床梁: 105×105mm@182cm ・橋本: 45×105mm@45cm内外 ・床梁、間梁、柱の金物、すべてを標準	・橋本: 2階床の床梁間隔500mmは、45×65mm以上
1997					・火打梁: 遵守仕様から標準仕様へ移行		・接合金物: 品質が明らかに最良なもの
2000	1999建築基準法改正 (2000年施行) 改正 2000品目法施行	・必要耐力および、耐震等級、耐風等級、耐積雪等級に示す仕様の規定 ・必要量も、基準法とは別に規定		筋かい側面における仕口の接合方法を、筋かいの種類に応じ規定			・軸組の種類と柱の配置に応じて、各欄で規定

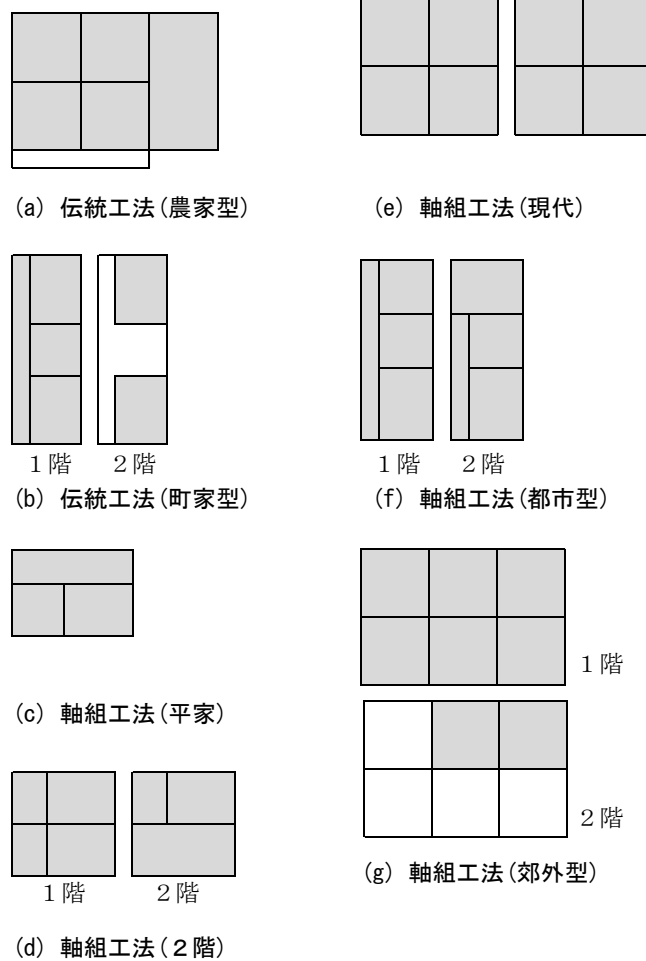


図 3.1.3 木造住宅の平面計画の例

※線は区画、グレーは建築物有、白抜きは建築物無を示す。

(3) 壁量、壁倍率、余力の考え方

木造建物は耐力壁によって地震力や風圧力などの水平力に抵抗する。耐力壁は梁間方向・桁行方向それぞれの方向に釣り合いよく所定の量を配置することが重要である。この所定の量（必要壁量）を決めるのが壁量規定であり、実際に存在する壁量（存在壁量）が必要壁量より多くなるように設計される。

壁量規定は建築基準法においては(2)に記したとおり1950年に地震力に対して制定され、風圧力に対しては1971年に制定されている。さらに、2000年に制定された住宅品質確保促進法（品確法）においては、建築基準法による基準を満足したうえで耐震等級ならびに耐風等級の各等級の壁量を満足することが求められている。

1) 壁量

必要壁量は、各階の床面積に建築基準法および品確法で規定されている該当階の床面積

あたりの壁量(cm/m^2) (必要壁率) を乗ずることで算出する。地震力に対する一般地域の必要壁量を表 3.1.5に示す。なお、建築基準法において、第3種地盤では軟弱地盤割増として同表の値に1.5を乗ずることが定められている。

一方、風圧力に対する必要壁量は、一般地域においては見付面積に $50(\text{cm}/\text{m}^2)$ を乗ずることで算出する。また、品確法による耐風等級別規定では、見付面積に乘じる値を表 3.1.6のように定めている。1981年以降は風圧力で壁量が決まることもある。

表 3.1.5 一般地域の各年代の必要壁量(地震力)(単位: cm/m^2)

建物の種類		建築基準法						品確法					
		1950-1958		1959-1980		1981-2000		2001-					
		重	軽	重	軽	重	軽	等級1 ^{*1,*2}		等級2		等級3	
								重	軽	重	軽	重	軽
平屋	1階	12	8	15	12	15	11	20Z	14Z	等級1の 1.25倍		等級1の 1.5倍	
2階建	1階	16	12	24	21	33	29	$46K_1Z$	$36K_1Z$				
	2階	12	8	15	12	21	15	$20K_2Z$	$14K_2Z$				
3階建	1階	20	16	33	30	50	46	-	-	-	-	-	-
	2階	16	12	24	21	39	34	-	-	-	-	-	-
	3階	12	8	15	12	24	18	-	-	-	-	-	-

*1 一般的に適用せず、建築基準法の値に従う。

*2 K_1 、 K_2 、Zは下記を表す。

$$K_1 = 0.4 + 0.6R_f \quad K_2 = 1.3 + 0.07 / R_f$$

$$Z: \text{地震地域係数} \quad R_f = 2\text{階床面積} / 1\text{階床面積}$$

表 3.1.6 品確法における耐風等級別の必要壁量

地域に応じた風速(m/s)		30	32	34	36	38	40	42	44	46
見付面積に乘じる数値 (cm/m^2)	等級1	53	60	67	76	84	93	103	113	123
	等級2	等級1の1.2倍								

2) 壁倍率

存在壁量は、耐力壁または筋かいを入れた軸組の長さにそれらの種類に応じた倍率(壁倍率)を乗じることで算出される。ただし、壁倍率1.0倍の定義が2000年の建築基準法改正の前後で異なっている。2000年の改正前は、耐力壁長さ1mあたりの基準耐力を130kgfとしていたが、法改正後、建築基準法および品確法ともに1mあたりの基準耐力は1.96kN(200kgf)となっている。この変更は余力の考え方の変化によるもので、実質的には壁量の耐力自体に変化はない。詳しくは、次の3)余力に記す。

壁倍率の変遷は表 3.1.7、表 3.1.8のとおりである。また、品確法における存在壁量は準耐力壁も含めた値として算出され、その壁倍率は表 3.1.9に示すとおりである。

表 3.1.7 壁倍率の変遷

軸組の種類	1950-1958	1959-1980	1981-2000	2001-
土塗壁(裏返しをしないもの)	0.5	0.5	0.5	表 3.1.8 表 3.1.9
土塗壁(裏返しをしたもの)	0.5	1.0	0.5	
木すり壁(片面)	0.5	1.5	0.5	
木ずり壁(両面)	0.5	3.0	1.0	
3つ割筋かい、径12mm鉄筋筋かい	2.0	1.5	1.5	
2つ割筋かい	3.0	3.0	2.0	
柱同寸筋かい	4.0	4.5	3.0	
柱同寸筋かいのたすき掛け	8.0	6.0	5.0	

表 3.1.8 建築基準法2000年改正による耐力壁の壁倍率

軸組の種類		倍率
(1)	土塗壁又は木ずりその他これに類するものを柱及び間柱の片面に打ち付けた壁を設けた軸組	0.5
(2)	木ずりその他これに類するものを柱及び間柱の両面に打ち付けた壁を設けた軸組	1
	厚さ1.5センチメートル以上で幅9センチメートル以上の木材又は径9ミリメートル以上の鉄筋の筋かいを入れた軸組	
(3)	厚さ3センチメートル以上で幅9センチメートル以上の木材の筋かいを入れた軸組	1.5
(4)	厚さ4.5センチメートル以上で幅9センチメートル以上の木材の筋かいを入れた軸組	2
(5)	9センチメートル角以上の木材の筋かいを入れた軸組	3
(6)	(2)から(4)までに掲げる筋かいをたすき掛けに入れた軸組	(2)から(4)までのそれぞれの数値の2倍
(7)	(5)に掲げる筋かいをたすき掛けに入れた軸組	5
(8)	その他(1)から(7)までに掲げる軸組と同等以上の耐力を有するものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いるもの又は国土交通大臣の認定を受けたもの	0.5から5までの範囲内において国土交通大臣が定める数値
(9)	(1)又は(2)に掲げる壁と(2)から(6)までに掲げる筋かいとを併用した軸組	(1)又は(2)のそれぞれの数値と(2)から(6)までのそれぞれの数値との和

その他仕様と倍率に関して、建設省告示1100号(国交省告示615号改正)に定められている。

表 3.1.9 品確法における準耐力壁の壁倍率

準耐力壁などの仕様		材料	釘打の方法		壁倍率
			釘の種類	釘の間隔	
(1)	構造用合板	合板のJASに適合するもので、種類は特類とし厚さ7.5mm以上の軸組み	N50	15cm以下	$2.5 \times 0.6 \times h/H$
(2)	パーティクルボード	JIS A 5908に適合するもので、種類は曲げ強さの区分が8タイプ以上のものとし厚さ12mm以上の軸組み			
(3)	構造用パネル	構造用パネルのJASに適合する軸組み			
(4)	石膏ボード	JAS A 6901に適合するもので、厚さ12mm以上の軸組み	GNF40、GNC40	15cm以下	$1.0 \times 0.6 \times h/H$
(5)	木ずり	断面寸法 12mm×75mm 以上とし、20mm程度の目透かし張りの上5枚以下ごとに乱継ぎを設けた軸組み	GNF40、N50(2本打ち)	15cm以下	$0.5 \times 0.6 \times h/H$
(6)	(1)～(5)の壁をそれぞれ両面に設けた軸組み	—	—	—	(1)～(5)の数値の2倍
(7)	(1)～(5)の壁を組み合わせた軸組み	—	—	—	(1)～(5)の数値の和

3) 余力

必要壁量の規定は耐力壁の量を定めているが、実際には地震力などの水平力は耐力壁以外でも負担している。必要壁量の規定値の算出根拠は耐力壁以外の水平力負担要素（余力）の考え方に基づいており、建築基準法と品確法とではこの余力の考え方が異なっている。ここでは、両法律の余力の考え方を記す。

建築基準法では、水平力の3分の1は雑壁など非耐力壁が負担し、残り3分の2を耐力壁が負担するとして必要壁量を算出しており、(3.1.1)で表される。ここでの基準耐力 P_w は130kgf/mである。

一方、品確法では、全水平力を耐力壁などが負担するとして必要壁量を算出されており、(3.1.2)のように表される。必要壁量には耐力壁以外の準耐力壁の壁量も含め、基準耐力 P_w は200kgf/mである。この基準耐力はおおよそ、建築基準法の基準耐力130kgf/mを3分の2で除した値であるため、等級1の場合、壁量の耐力自体は建築基準法による規定（1981年改訂のもの）から変化はないと言える。

$$C_w = (Q \times 2/3) / P_w \quad (3.1.1)$$

$$C_w = Q / P_w \quad (3.1.2)$$

C_w ：必要壁量(床面積を乗じたもの) (m)

Q ：水平耐力 (kgf)

P_w ：基準耐力 (kgf/m)

なお、建築基準法では耐力壁のみで設計されるが、文献3.1.4) では木造住宅は非構造部材の水平耐力への寄与が大きいとされている。同文献では木造住宅の耐震性能について

過去の研究成果から得られた知見をまとめており、垂壁、腰壁により1/120rad時の耐力が1.25倍になるという研究成果は耐震診断での評価値^{3.1.5)}と同じと述べられている。また、建具は1構面で1-2kN程度の耐力を有すること、直線階段は最大28kNもの耐力を有するが1/70radで急激に耐力低下することなどが論じられている。さらには非構造部材もすべて含む壁の累加により求めた層の荷重変形関係は、1/60rad程度の範囲までであれば追跡可能であり最大耐力に関しては累加のほうが20%ほど小さな値になると述べられている。

一方、壁式木造住宅については、実在木造住宅の余力評価を実施した既往の研究^{3.1.6)}によると、実際の余力は0.15-0.25程度であり、建築基準法で想定されている3分の1よりもかなり低い可能性があるとの見方もある。

4) 存在壁量の実態

木造住宅の壁量は法律で規定されている値を満足する必要があるが、一般的な住宅における存在壁量を実際に調べた事例がある。

西生ら^{3.1.7)}は、耐震診断時にすべての壁仕様を確認することが困難な際に建築年代で壁倍率を推定できるよう、2階建木造軸組住宅の壁仕様の実態調査を行い、その結果として図3.1.4に示す建設年と各階の外壁と内壁の平均壁倍率の関係をj得ている。ここで、平均壁倍率とは有効壁長の総計を壁長の総計で除したものである。さらに図3.1.4をもとに建築年代別の平均壁倍率の近似値として、図3.1.5に示すように標準偏差 σ を用いて平均値 -0.25σ のモデルを提案している。

宮澤^{3.1.8)}には、同様に存在壁量の調査結果が記載されており、西生らをさらにデータ拡充させた成果と思われる。存在壁率の実態を表したものを図3.1.6に示す。2000年までのデータではあるが、壁量が年々増えている傾向が伺える。また、関連する内容として常時微動計測で得られた建築年代と固有振動数の関係に関する調査結果が記されており、図3.1.7に示す。一般に建築年代が新しい建物ほど固有周期が短く固有振動数が高くなっており、筋かいや壁が多く入ってきていることがわかる。また、建設年が古い建物でも耐震補強をしている場合は壁量が多く、建物が硬くしつかりとしてくる。

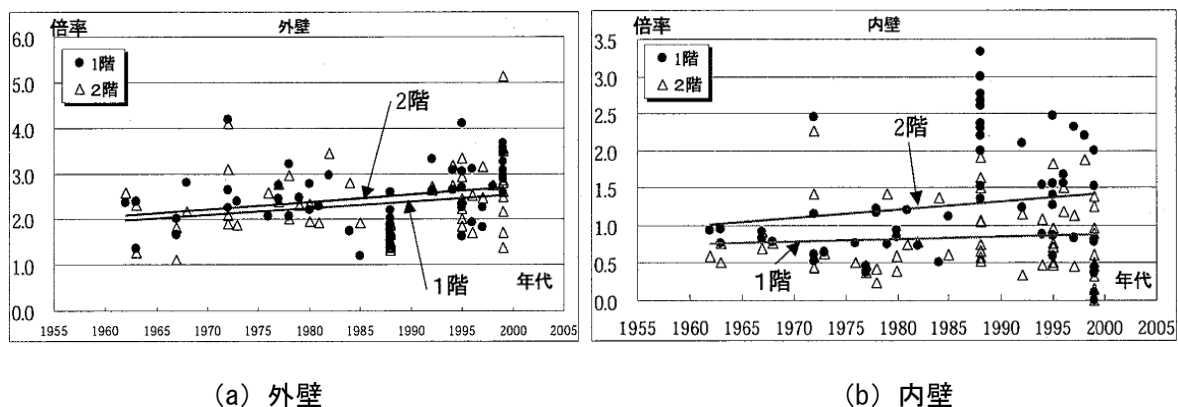


図 3.1.4 内外壁の平均壁倍率^{3.1.7)}

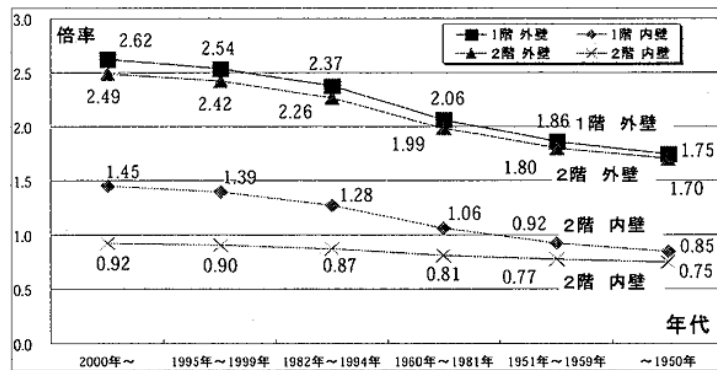


図 3.1.5 建築年代別の平均壁倍率モデル^{3.1.7)}

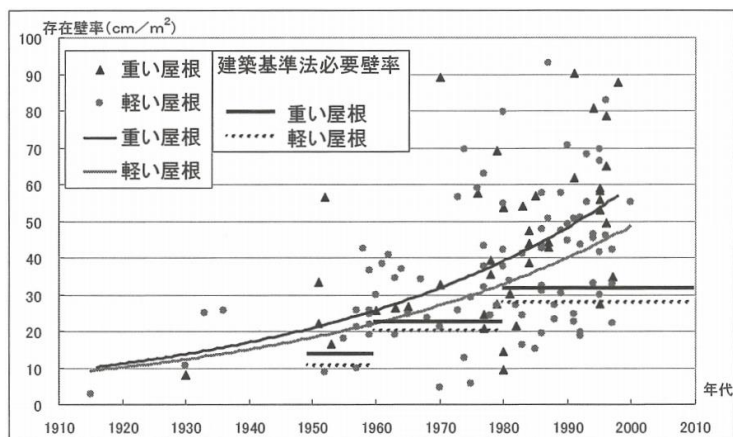
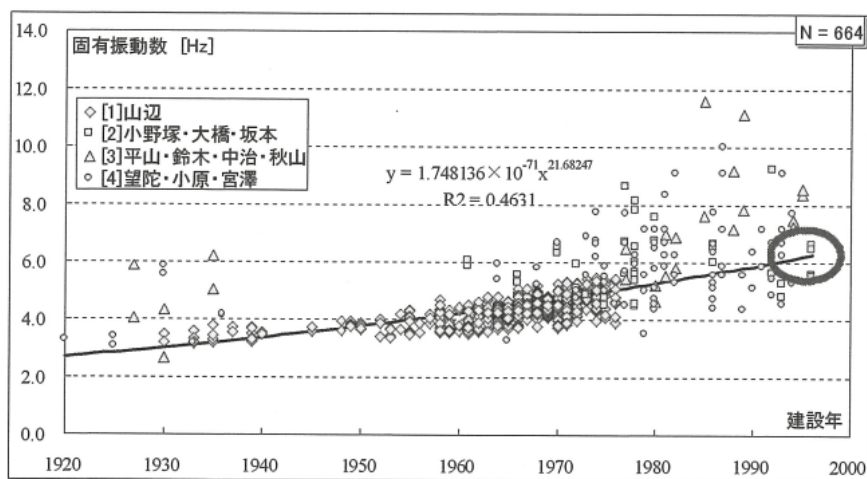


図 3.1.6 木造住宅の存在壁率の実態^{3.1.8)}



最近の 2 階建て木造住宅の固有振動数：5.5 ～ 6.5Hz 程度
固有周期：0.153 ～ 0.181 秒程度

図 3.1.7 建築年と固有振動数の関係^{3.1.8)}

(4) 耐震要素の仕様

(1)で示したとおり、耐震性能には種々の要因が影響する。そのため、住宅の耐震性能の実態を知るうえでは、住宅を構成する各耐震要素が普及した経緯や時期を把握することが重要と考えられる。

ここでは、各耐震要素の地域性や普及の実態について文献調査を行った結果をまとめる。なお、すべての耐震要素に共通して言えるが、普及の程度には地域差がある。一般的に都市部で早く、その他地域に遅れて普及する傾向がある。その遅れの差は近年では縮まっていると考えられているが、1950年代でいえば10年以上の差があったという指摘もある^{3.1.1)}。

1) 柱材

現代の木造住宅には大体100本程度の柱がある。昔は3尺ではなく6尺にして、3尺のところは間柱にしている。一般住宅で1980年以前に用いられていた柱寸法は90×90（3寸）が主流である。各地域で柱材に用いられる樹種をまとめたものを図 3.1.8に示す^{3.1.9)}。ヒノキを基本とする地域、スギを基本とする地域、ツガ・ベイツガを多用する地域および、エゾマツ・トドマツを多用する北海道と、4つの地域に大別できる。これらは概ね木材生産および流通事情に対応するものと考えられる。また、蟻害の発生しやすい地域では、蟻害に弱いヒノキを嫌うといったことがあるともされている。

2) 壁材

① 土壁

工務店を対象としたアンケート調査により得られた、土壁が使用されなくなった時期を図 3.1.9 に示す^{3.1.10)}、^{3.1.11)}。どの地域も1945年（昭和20年）以降から徐々に土壁の使用をやめているが、西日本に比べて東日本でその時期が早い傾向が見られる。東海から北陸より東の地域では1980年（昭和55年）までに土壁をやめている傾向が見られる。

続いて、現在の土壁使用状況を図 3.1.10（左図）に示す^{3.1.11)}。現在の使用状況も、上述の土壁を使用しなくなった時期と類似した地域性が見られる。特に、北海道、東北、関東では現在の使用状況は1%程度である。西日本では新しい建物でも土壁が使用されている。

以上より、土壁の使用時期をまとめた結果を表 3.1.10に示す。

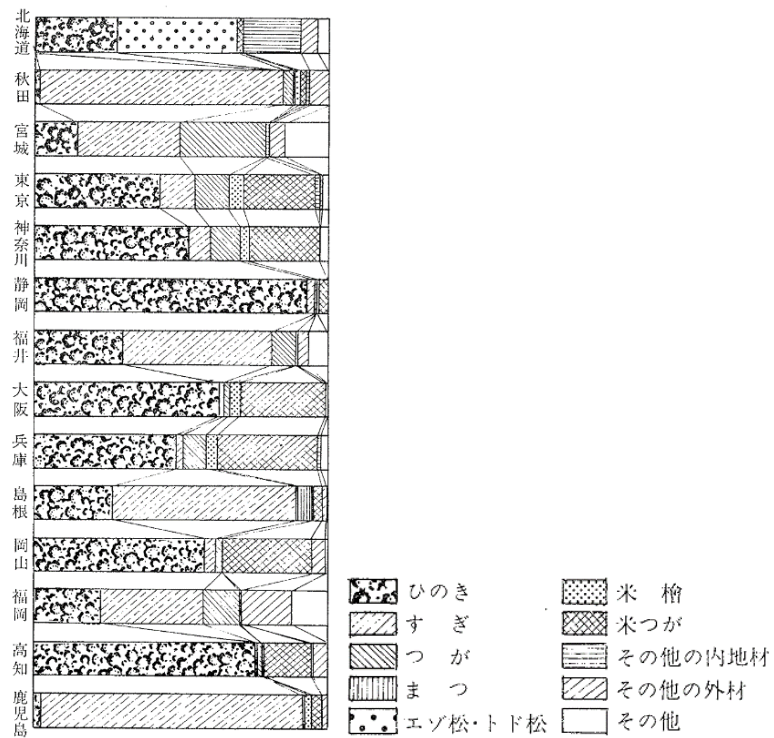


図 3.1.8 各地域における柱の樹種^{3.1.9)}

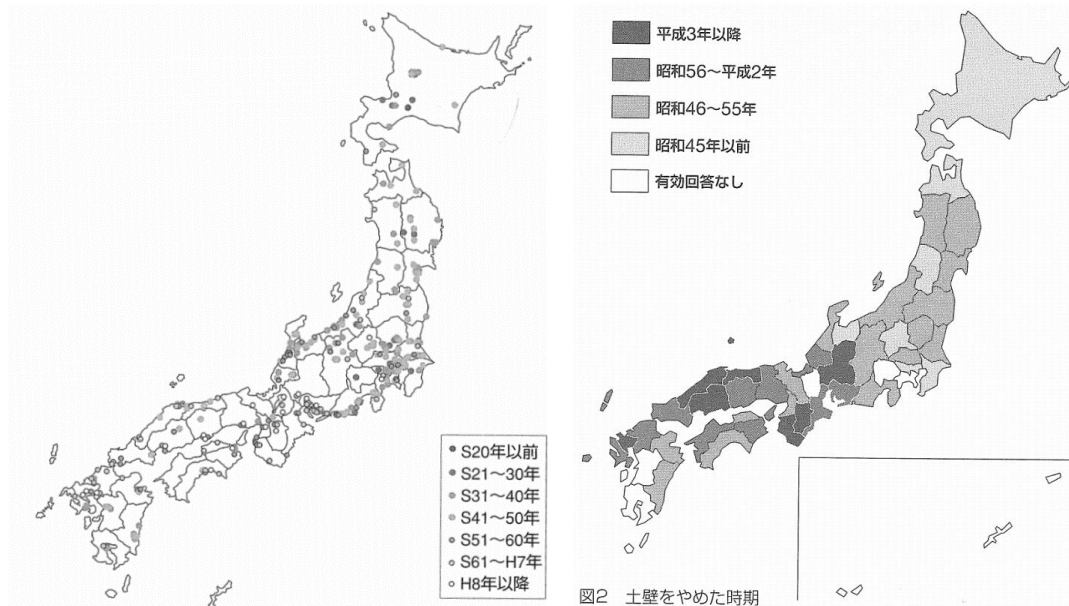


図 3.1.9 土壁の使用をやめた時期^{左図3.1.10)、右図3.1.11)}

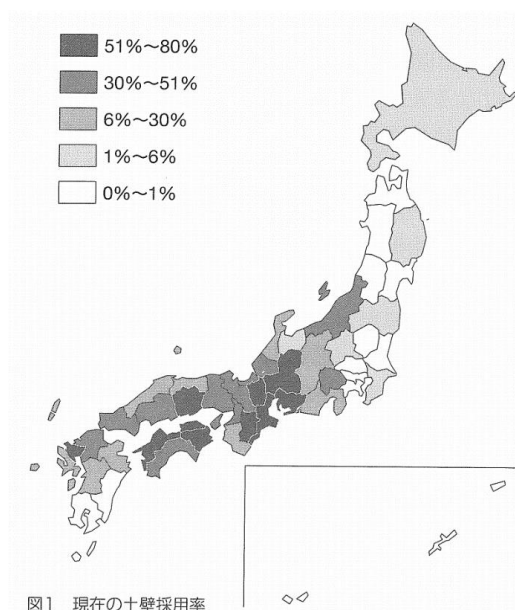


図 3.1.10 現在の土壁使用状況^{3.1.11)}

表 3.1.10 土壁の使用時期

年代	西日本	東日本
-1945	○	○
1946-1965	○	△
1966-1995	○	×
1996-	△	×

○：使用されている △：一部使用されている ×：ほとんど使用されていない

② 合板

合板生産量の推移を時代別に図 3.1.11に示す^{3.1.11)}。終戦直後、原木はすべて国産であったが、1948年にはラワン材の輸入が再開する。戦後は米軍の兵舎および家族の宿舎建設用として米軍から発注されることで合板工業の発展と技術の向上に大きな役割を果たした。1950年代は輸出と特需が中心で内需は二の次であったが、次第に増え、高度成長により増大して1973年（昭和48年）にピークとなる。オイルショック後から減少し、1979年（昭和54年）に回復したものの以降は減少傾向となる。

一方、合板の輸入は、1975年頃は全体の1%程度の水準であったが、1985年頃から急速に増加し始め、1997年には輸入比率が55.8%に至っている。

表面加工のない普通合板に対して、二次加工された特殊合板が1955年以降に生産されるようになり、化粧張り合板、オーバーレイ合板、プリント合板などが規定された。当初のプリント合板は干割れなどによりあまり普及せず、オーバーレイ合板に置き換わった。

「木造軸組住宅生産者ヒアリング1998～1999年」によると、和室の天井板は1955年頃には印刷天井が用いられ、1965年頃にオーバーレイや突き板合板が普及している。また、洋室の壁は、地域によりややばらつきはあるが、1960年代にプリント合板が使われ始め、突

板合板はかなり以前からあったものの普及はプリント合板を使った後からと考えられる。1975年頃に入るとビニルクロスが普及し、プリント合板や突板合板は徐々に姿を消していく。

合板の構造的利用については、合板は長らく化粧用にのみ利用されてきており、その歴史は比較的新しい。日本では、1950年に出版された「新しい住宅の構造」で外国の合板製住宅が紹介されてから普及していくこととなる。

構造用合板の利用の機運が高まったのは1950年頃からで、プレハブ住宅の建設が始まり、その耐力壁に筋かいの代わりとして合板を利用することによる。1960年頃、合板強度に関する基礎的な研究に取りかかり、構造用合板のJASが制定されたのが1969年である。合板耐力壁が38条認定されたのは1972年である。その後、1974年には枠組壁工法が導入され、導入当初は耐力壁材料として構造用合板のみが指定される。さらに1981年の告示で、在来工法において耐力壁の筋かいの代わりに構造用合板その他の壁倍率が認められるようになった。

以上の背景より、図 3.1.11に示すとおり、普通合板の生産量が1955年（昭和30年）以降劇的に伸びていることが理解できる。1973年のオイルショックなどにより一度落ち込んだ生産量も、枠組壁工法の導入により増加していることがわかる。大橋ら^{3.1.1)}によると、1987年頃からバブルの影響で耐力壁に合板が多用されるようになり、また2000年以降も合板など面材の使用量が増加しているとされている。以上をまとめると、構造用合板の普及は表 3.1.11のように表される。

最後に、普通合板の厚さ別の構成比とその平均厚さの推移を表したものを図 3.1.12に示す。同図より、12mm以上の厚い合板は増加していることがわかる。ここに合板の利用形態の変化を見ることができ、単なる化粧的利用から次第に構造的利用が多くなっていることが表れている。

表 3.1.11 構造用合板の歴史

年代	構造的利用に関する取り組み	住宅への普及
1950頃	構造用合板の利用開始	×
1960頃	基礎的研究開始	△
1969	JAS制定	○
1972	合板耐力壁の38条認定	○
1974	枠組壁工法の導入	○
1981	告示制定	○

○：使用されている △：一部使用されている ×：ほとんど使用されていない

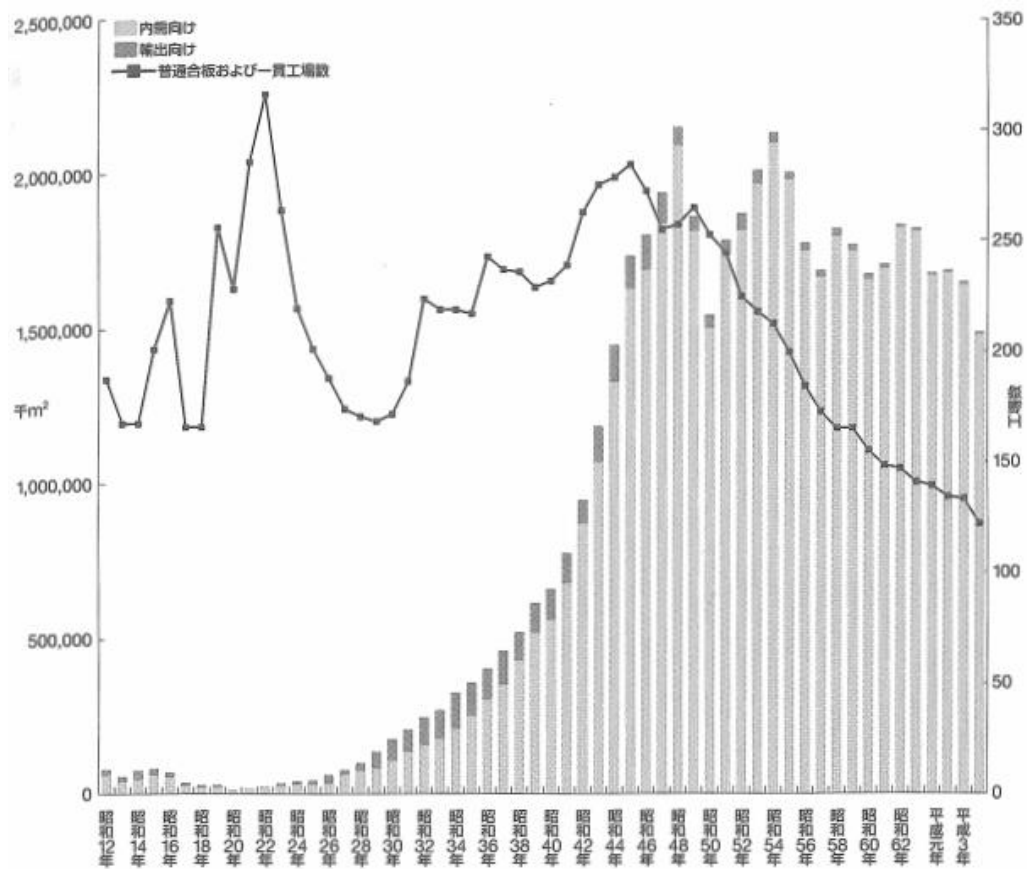


図 3.1.11 普通合板生産量の推移（1937年（昭和12年）-1992年（平成4年））^{3.1.11)}

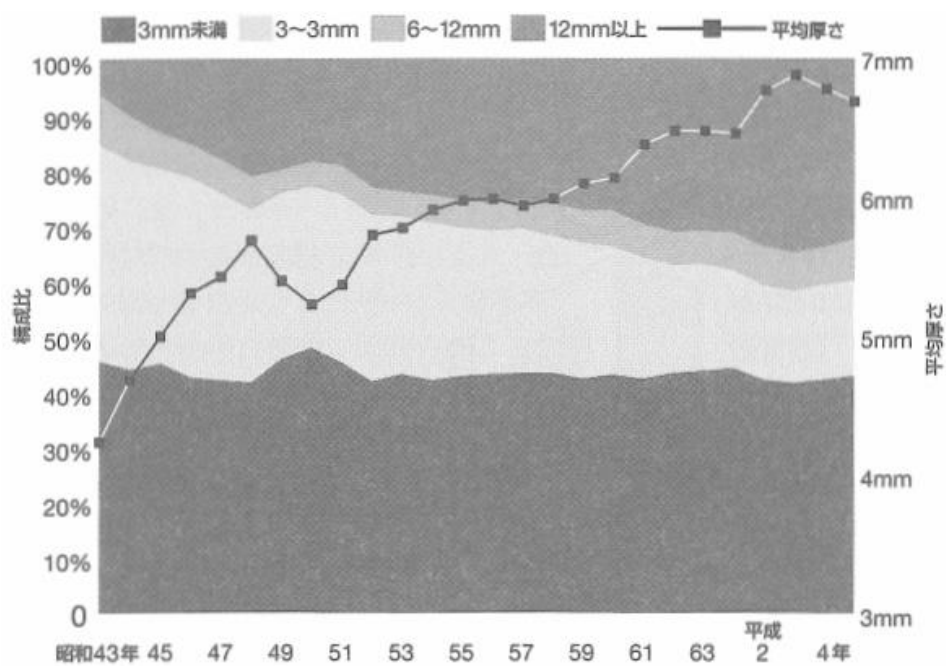


図 3.1.12 普通合板厚さ別構成比と平均厚さの推移^{3.1.11)}

③ 内装材

1960年代、洋室では大壁構法が使われるようになる。プリント合板など、特殊合板生産量の推移を図 3.1.13に示す^{3.1.11)}。住宅需要の増大などから生産の合理化が求められるようになり、新建材が開発されてプリント合板が普及する。そのため、大壁を代表する構法は石膏ボード下地クロス仕上げとなる。一方、洋室以外の部分は真壁構法で、プラスター塗り用に開発された石膏ラスボードを用いてラスアンドプラスターとなった。

石膏ラスボードと石膏ボードの生産量を表したものを図 3.1.14に示す。石膏ラスボードは1955年頃においては生産量が少なかったが1960年頃から増え、塗壁材料の石膏プラスターが量産されるようになることで普及していく。1970年頃までブームが続いているが、これは塗り壁下地材料と仕上げ材料の組み合わせによってラスアンドプラスター工法が確立されたためと考えられる。その後オイルショックが起こる1973年（昭和48年）頃から石膏ボードがラスボードを上回るようになる。石膏ボードは、1965年頃に石膏ボードを加工した天井材料が開発され、特殊建築物の天井に多く採用されるようになる。このような石膏ボード製品は、1970年に全国的に普及し石膏系化粧ボードの主流を占める。1970年代はドルショックおよびオイルショックの影響もあり焼石膏、石膏プラスター、石膏ボードなどの石膏産業および石膏を利用するセメント産業は不振に落ち込んでいるが、その後順調に増産されていく。1980年代において真壁構法ではラスボード下地の塗り壁が主流であったことも踏まえると、住宅の中では真壁より大壁を用いる部分が多くなったと考えられる。

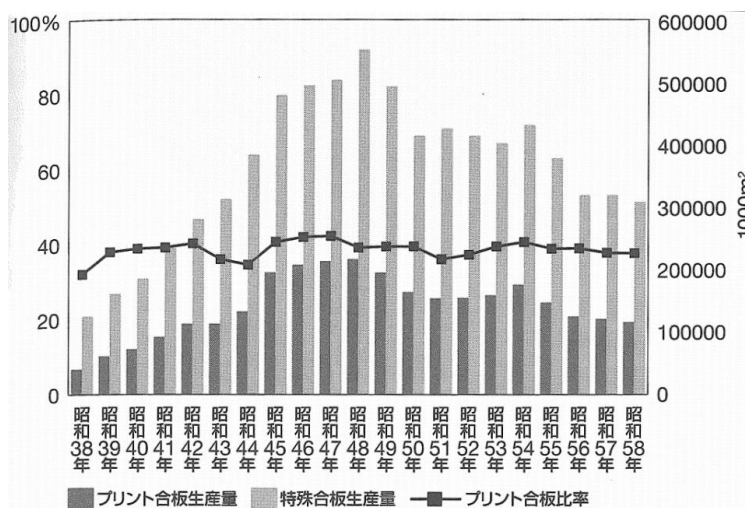


図 3.1.13 特殊合板生産量の推移^{3.1.11)}

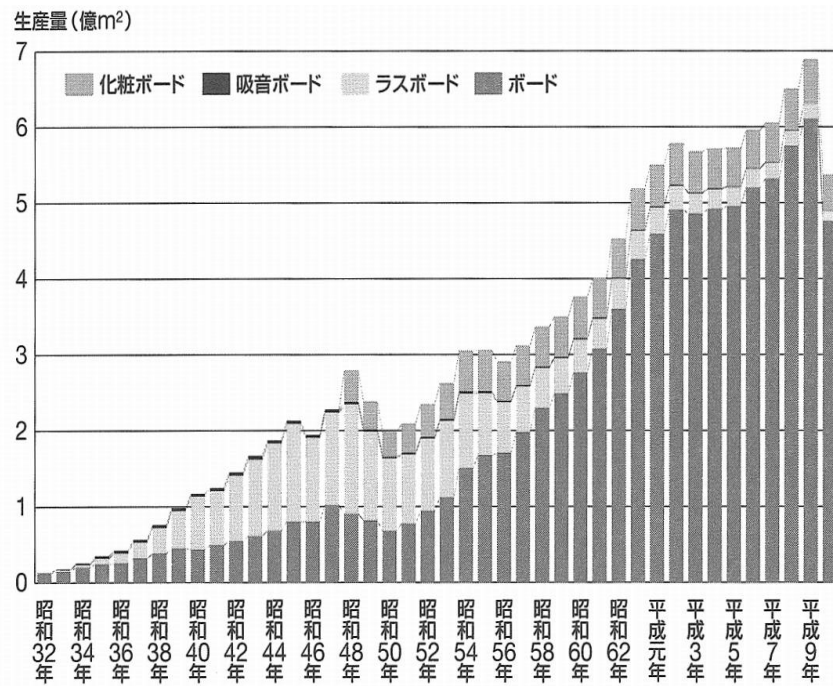


図 3.1.14 石膏ボードの生産量の推移^{3.1.11)}

④ 外装材

外壁の仕上げ材に木ずりとモルタルを使い始めた時期を図 3.1.15に示す^{3.1.10)}。1945年（昭和20年）から徐々に普及し始め、1965年（昭和40年）頃に最も普及が広がっている。この頃はちょうど防火木造が普及し始めた頃と重なっており、そのためモルタル外壁が多くなってきていると考えられる。1987年の住宅金融公庫の調査^{3.1.12)}では、主に使う壁仕上げ材についてモルタルが34%、サイディングが36%となっており、1990年頃から全国的にサイディングを使用する割合が増えていく。

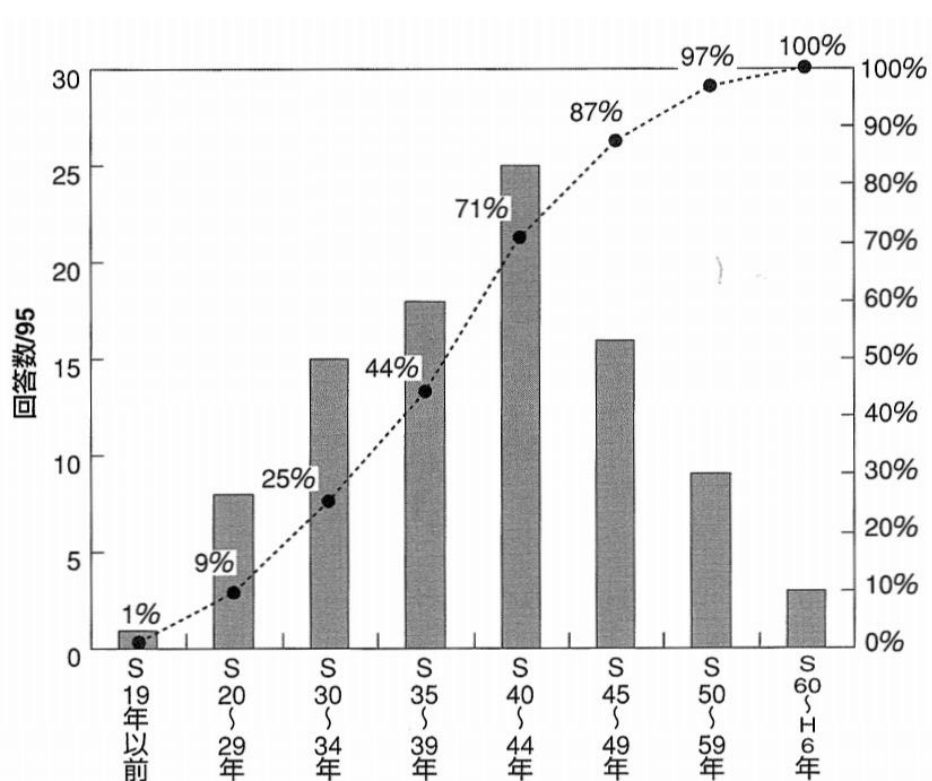


図 3.1.15 木ずり+モルタル仕上げを始めた時期^{3.1.10)}

3) 接合部材

木造住宅の接合部は、古くは単なるほぞ差しであったが1955年頃から込栓が普及し、さらにその後、金物が用いられるようになり、現在では金物の設置は法律で規定されている。

田端ら^{3.1.10)}には金物の普及について、アンカーボルト、羽子板ボルト、柱脚金物、筋かい金物を使い始めた時期が記されている。一例としてアンカーボルトの普及のようすを図 3.1.16に示す。

アンカーボルトは、1950年（昭和25年）頃から徐々に全国的に普及し始め、1965年（昭和45年）頃に普及のピークを迎えている。

羽子板ボルトは1950年頃に普及し始め、1970年頃に普及のピークを迎えている。1950年に旧住宅金融公庫が設立されたこと、1955年頃に住宅金物の価格が低下したことなどが大きく影響していると考えられる。かすがいについても、同様の普及の仕方を示すものと推定される。

柱脚金物（山形プレート・かど金物）は、1965年頃から徐々に普及し、1985年頃が普及のピークとなっている。これは、1977年に日本住宅・木材技術センターが設立されZマーク表示金物制度が開始されたことや、1974年に枠組壁工法の告示が制定され、その資材であるCN釘やホールダウン金物などが1990年後半頃から使われるようになってきたことなどが影響している。また一方で、1995年兵庫県南部地震の影響も大きく、震災前に普及ピークが過ぎたにもかかわらず1995年以降にまた増加していることが特徴的である。

筋かい金物はさらに兵庫県南部地震の影響が顕著であると考えられる。山形プレートやかど金物と同様に1965年頃から徐々に利用され始め、1995年以降に普及のピークを迎えており、普及時期はやや遅い傾向にある。

また、日本木造住宅耐震補強事業者協同組合による耐震診断結果より得られた2000年5月までに着工された建物の柱頭柱脚接合部の仕様実態^{3.1.13)}を図 3.1.17に示す。1996年（平成8年）-2000年（平成12年）に2000年基準相当の接合部仕様の住宅が5%程度存在し、兵庫県南部地震以降接合部が改善されている実態があることが見て取れる。一方、新耐震以降、金物入り接合部が普及し始めたものの、2000年時点でも5割強に留まり、4割を超える建物が釘打ち程度となっている。

建物1棟あたりに使用される接合金物の使用量は2000年の法改正の後に増加しており、アンカーボルトでいうと1970年代の2倍以上、釘を含めた金属金物の総量は数100kgと言われている。釘および接合金物の1990年代の利用状況^{3.1.8)}を表 3.1.12-表 3.1.15に示す。

また、接合部の耐力について実験を行った文献を調査して得られた知見を以下に記す。

まず接合部耐力実験が多くなされるようになった時期は、文献3.1.14)、3.1.15)など、1980年代からである。また、当時の論文のいわゆる「背景」には、そのほとんどに、まだ金物が十分普及していないことが記載されている。たとえば1980年に報告がなされている文献3.1.14)によると、「通常の木造建物では、上記の接合方法をほぞ差しのみか、ある

いはかすがいの1本打ち程度としており、その耐力は、あまり期待することができない」と記載されている。さらには「これらの簡易な接合方法に代わって、施工性、経済性を満足し得る標準的接合方法の確立が望まれている」とされており、当時の金物の利用状況を伺い知ることができる。同文献では、かすがいや山形プレート、かど金物の耐力実験を行っており、当時まだ十分に普及していないZマーク金物の耐力を正確に把握することを目的としている。

一方、同じく1980年に報告されている文献3.1.15)では、羽子板ボルトの普及状況を伺い知ることができる。市販の羽子板ボルトと旧住宅金融公庫仕様の羽子板ボルト、そしてさらに改良させたL型ボルトの耐力実験を行った結果が報告されており、羽子板ボルトは使用され始めていることがわかる。

少し時代が進んだ1985年に行われた調査では、当時の新築木造住宅を対象として柱—横架材の接合部の状況や筋かい端部の状況などが報告されている^{3.1.16)}。調査対象建物41戸のうち25戸が金融公庫融資建物であり16戸が融資を受けていない建物である。ここで一般的に用いられているとされている金物は山形プレート(Vp)、かど金物(CP)、ひら金物(SM)、かすがい(C、2C)、羽子板ボルト(SB)である。柱—横架材および筋かい端部の金物利用状況を表3.1.16および表3.1.17に示す。

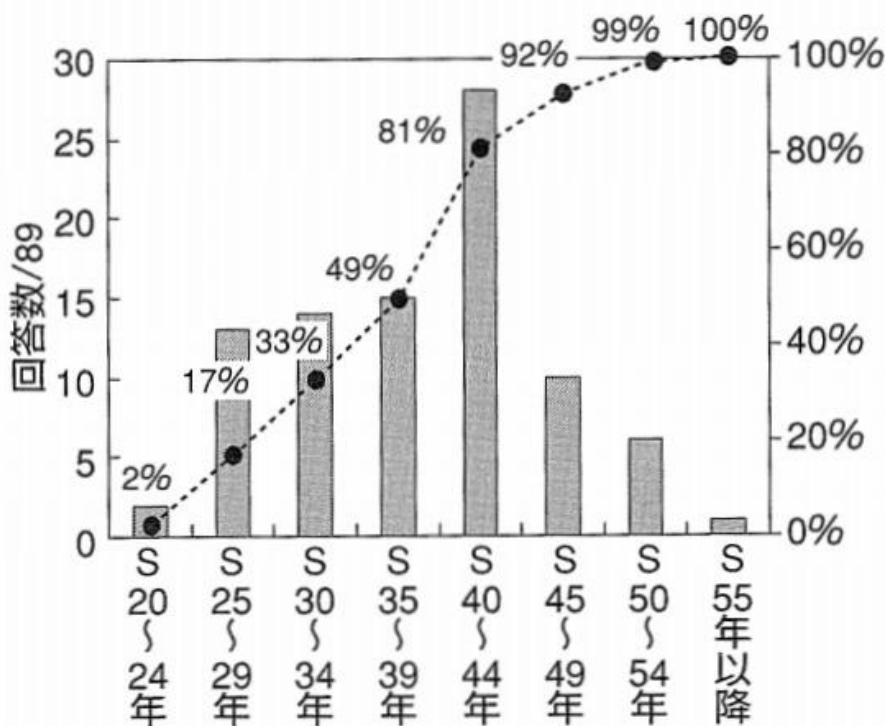
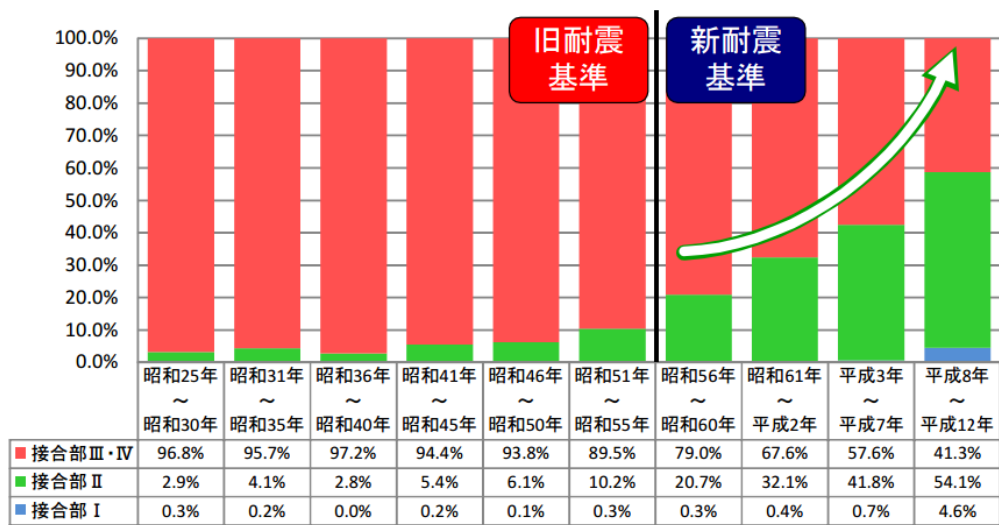


図 3.1.16 土台にアンカーボルトを使い始めた時期^{3.1.10)}



※ 接合部Ⅳ：ほぞ差し、釘打ち、かすがいなど
 接合部Ⅲ：ほぞ差し、釘打ち、かすがいなど(構面の両端が通し柱の場合)
 接合部Ⅱ：羽子板ボルト、山形プレートVP、かど金物CP-T/CP-L、込栓
 接合部Ⅰ：平成12年建設省告示1460号に適合する仕様(現行の新築基準相当)

図 3.1.17 在来工法建物の柱頭柱脚接合部仕様の割合の変化^{3.1.13)}

表 3.1.12 1990-1994年頃の釘の使用量^{3.1.8)}をもとに作成

住宅規模		釘使用本数
99m ² の住宅		54,000
149m ² の住宅	機械打ち	64,000
	パネル	32,400

表 3.1.13 軸組工法住宅の接合金物の利用の実態(2階建共同住宅、1997年)^{3.1.8)}をもとに作成

仕様		使用数	使用量 (kg/m ²)
釘	N90	-	0.045
	N75		0.120
	N65		0.075
	N50		0.045
	ZN90		0.095
	木ねじ		0.112
	計		0.491
金物	羽子板	323	0.319
	六角	387	0.218
	座金	774	0.165
	ひねり	114	0.013
	VP	316	0.067
	C120	148	0.020
	HD	4	0.015

表 3.1.14 枠組壁工法住宅の接合金物の利用の実態

(2階建戸建住宅、1997年)^{3.1.8)}をもとに作成

仕様		使用量 (kg/m ²)
釘	スクリューネール	0.074
	アンカーボルト	0.204
	短冊	0.082
	筋かい	0.262
金物	羽子板	0.311
	六角	0.380
	座金	0.216
	ひねり	0.033
	かど	0.063
	C120	0.169
	HD	0.052

表 3.1.15 2階建住宅(115m²)の釘などの使用本数^{3.1.8)}をもとに作成

使用箇所	種類	本数
屋根、壁、床下地	N38	16,000
野縁、間柱、根太、垂木	N65	7,000
	N75-90	9,000
床材	N38	1,000
壁、天井ボード、押入れなど内装	25-30mm釘	18,000
	ステーブル22-25mmねじ	
化粧合板、幅木、廻り縁	25-50mm釘	5,000

表 3.1.16 柱-横架材および筋かい端部の仕口金物の利用状況^{3.1.16)}

		筋かい端部の仕口の補強 (単位 戸)					
	使用金物	SM 12	2 C120	C120	VP	なし	合計
柱-横架材仕口補強	VP	10	0	2	1	1	14
	2 C120	2	9	0	0	3	14
	C120	1	1	1	0	2	5
	CP	0	0	0	0	2	2
	なし	0	0	1	0	5	6
	合計	13	10	4	1	13	41

表 3.1.17 筋かい端部の仕口金物と釘の本数の利用状況^{3.1.16)}

		筋かい端部の仕口の補強 (単位 戸)					
く ぎ の 本 数		SM 12	2 C120	C120	VP	なし	合計
	2本	3	3	3	1	0	10
	3本	8	7	1	0	10	26
	4本	2	0	0	0	0	2
	5本	0	0	0	0	3	3
	合計	13	10	4	1	13	41

4) 屋根材

屋根材の普及は地域によって大きく異なる。屋根材は、瓦屋根、金属屋根、スレート屋根に大別できる。さらに瓦屋根は、その使われている材料の違いから、粘土瓦、セメント瓦、スレート瓦に大別でき、粘土瓦は製法による分類でいぶし瓦と陶器瓦に分類される。瓦屋根の重量が要因となって被害が大きくなる場合がある。屋根瓦はとめつけていない場合、中小地震でも被害が発生する。

阪神地方では、台風の来襲や夏期の断熱のため、屋根瓦の下地に土を葺く習慣あり、屋根荷重は増加している^{3.1.17)}。東北、北海道地方のような寒冷地では、屋根は凍害防止などのために瓦葺き屋根が少ない^{3.1.17)}。

1980年頃に調査された屋根葺材の使用状況を図 3.1.18に示す^{3.1.9)}。一般的には粘土瓦が最もよく使用されているが、北海道や東北では鉄板葺が主流である。これは、かつての粘土瓦が凍害に弱く、瓦産業が育たなかったためと考えられる。九州や岡山ではセメント瓦が、高知では厚型スレートが多用されていることがわかる。また、首都圏においては石綿セメント系特殊瓦が普及している。

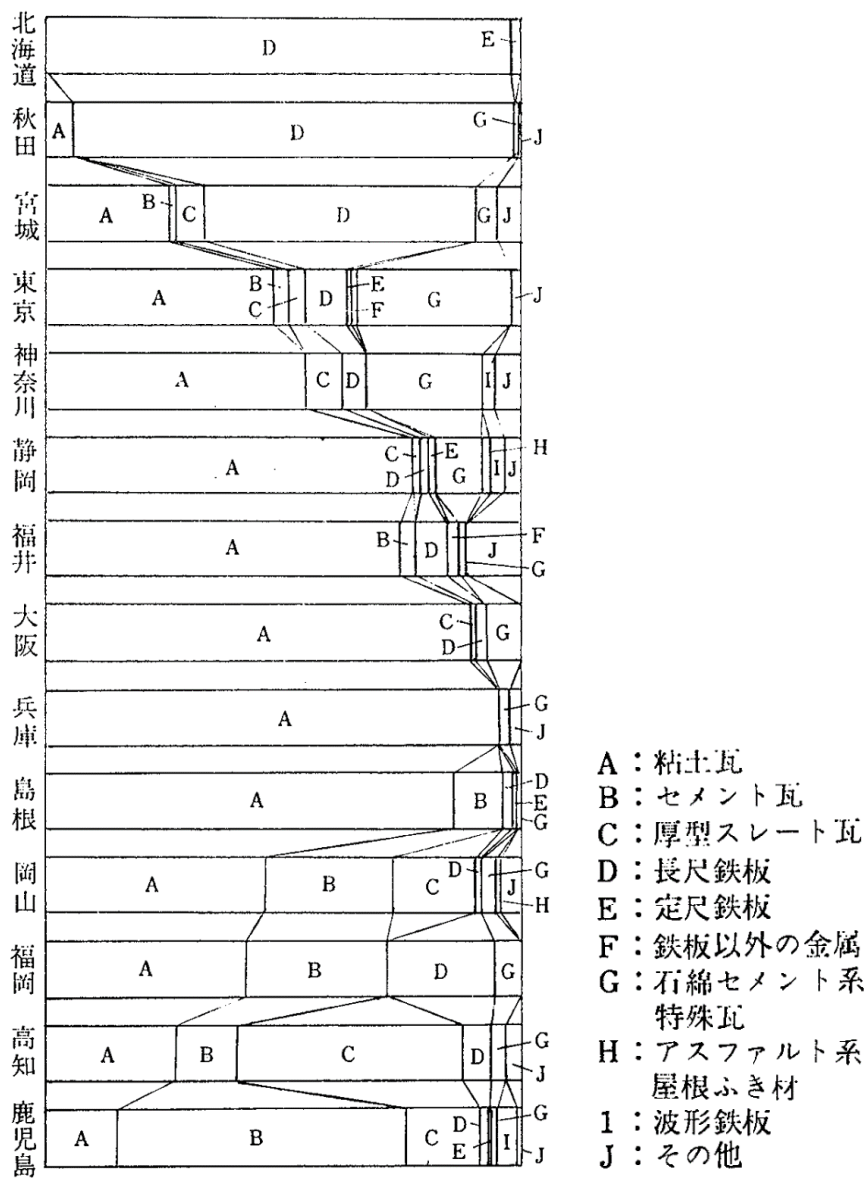


図 3.1.18 各地域で用いられている屋根材^{3.1.9)}

5) 基礎・土台

基礎・土台の変遷について、文献3.1.1) および3.1.11) を参考に記す。

1900年代の都市の一般住宅の基礎は、玉石、平石、地杭が多く、城下町などの古くから発展したところの上流持家の建物で延石、地覆石、並べ石および布基礎の形式をとっていた。中には一部、煉瓦を用いたところもあった。一般住宅への布基礎の普及度は全国的に見て1920年代がピークであった。しかしその中には石材によるものも多く、コンクリート普及度のピークは約10年遅れた1930年代である。ただし、地方の住宅に普及するのはこれよりも遅れた可能性が高いとされている。

1950年に住宅金融公庫が設立される。仕様書が作成され、布基礎について、とりわけコンクリート造基礎の調合が記述される。翌1951年に標準的な布基礎の断面図が示されるが、底盤が無く無筋であった。また、1950年代までは土台無しが多いとされ、コンクリート土台が普及するのはかなり後半である。なお、1950年の都市住宅調査によると戸数比率で、布基礎：玉石：その他＝45：50：5であったとのことである。

その後、金融公庫融資住宅が増えるにつれてコンクリート施工は増え、1955年頃に新築された布基礎使用住宅のうち、コンクリートで施工されたものが過半数を超える都市は239都市中80%を占めていると報告されている。

一方、公庫仕様書には、1962年に底盤に関する記載が追加され、その後1973年に石積み・コンクリートブロック造の布基礎が削除され、コンクリート造のみに変更される。その後、1982年に鉄筋コンクリート造の布基礎が追加され、1985年に無筋コンクリート造の布基礎が削除されている。

また、建築基準法としては、1971年の施行令改正で布基礎には鉄筋コンクリートまたは無筋コンクリートの採用が規定される。その後、2000年の施行令改正まで、地盤に問題がないとされる地域では無筋コンクリート造の基礎が許されていた。このような背景もあり、1971年までは無筋コンクリートがほとんどであり、大手プレハブ住宅メーカーも1981年までは無筋であったとされている。

以上をまとめたものを表 3.1.18に示す。また、図 3.1.19に、金融公庫融資住宅の調査で明らかとなった近年の公庫融資住宅の基礎形式と基礎高さの変遷を示す。同図より、鉄筋なし住宅は減少しつつあり、べた基礎が増加傾向にあることがわかる。また、基礎の高さは少しずつ高くなっている。

表 3.1.18 基礎における住宅金融公庫の仕様と普及実態との対応

年代	住宅金融公庫	普及実態
1950年代	1950 布基礎、無筋 底盤に関する記述なし	土台なしが多い 布基礎：玉石：その他 = 45:50:5
1960年代	1962 底盤追加	ほとんどが無筋
1970年代	1973 石積み、コンクリートブロックが削除 (コンクリートのみ)	
1980年代	1982 鉄筋コンクリート布基礎追加 1985 無筋コンクリート布基礎削除	

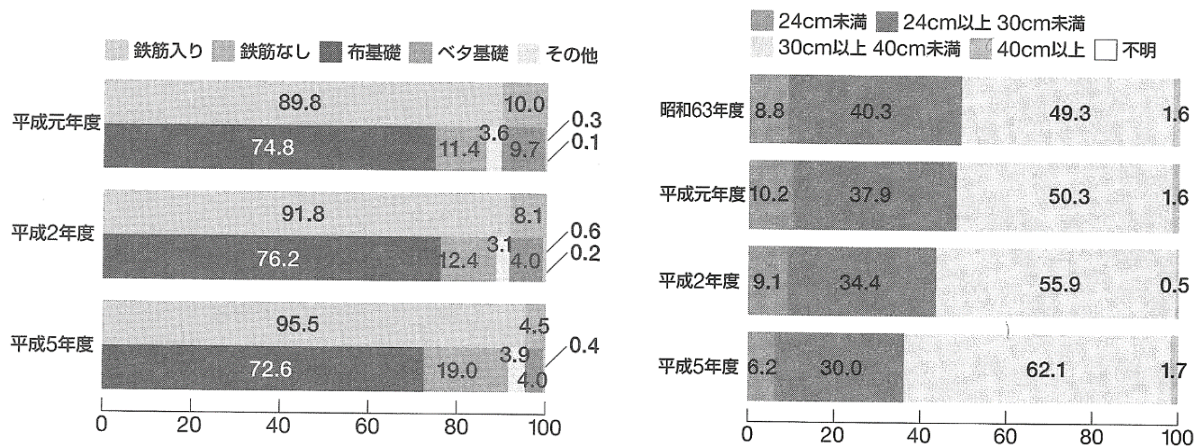


図 3.1.19 住宅金融公庫融資住宅の基礎の種類(左)と基礎の高さ(右)^{3.1.11)}

(5) 木材、壁材、屋根材の重量

建物の耐震性能を把握するうえでは、建物の重量についても考えることが重要である。

住宅の重量を算出する考え方には、実状に応じて算出するものと、実績を分析して得られたデータをもとに単位面積あたりの重量を延べ面積に乗じて算出するものの2とおりがある。たとえば、耐震診断時には後者の考え方が用いられ、床面積あたりに設定された簡易重量表に基づいて重量を概算する。ただし、この概算方法は実建物重量より6%程度小さめで、荷重指針よりも3.2%ほど重めとなっているとの報告もある^{3.1.18)}。

なお、積載荷重においては、法令で定められている荷重^{3.1.19)}の設定根拠が曖昧な点が多いとして、1986年に実施された実態調査では平米あたりの最大物品重量は60-80kgf程度であり、現行の建築基準法施行令600N/m²とほぼ同じとなっている^{3.1.20)}。

1) 実状に応じて算出する方法

設計時に用いられる重量は、日本建築学会が定める荷重指針^{3.1.19)}により規定されている。代表的な素材の密度を表 3.1.19に示す。木材については含水率に大きく影響を受けるため、一般に木材の重量を測る指標として用いられる気乾状態における重量(気乾重量)で示されている。

表 3.1.19 木材の密度

種類	材料	密度(×10 ³ kg/m ³)
日本材針葉樹	サワラ	0.34
	スギ	0.38
	ヒノキ・ヒバ・トドマツ・エゾマツ・モミ	0.41-0.44
	ツガ・カヤ・アカマツ・カラマツ・イチイ	0.51-0.54
	クロマツ	0.57
輸入針葉樹	ベイスギ・ベニヒ	0.37-0.38
	ホワイトウッド	0.43
	ベイツガ・ベイヒ・ベイモミ・オウシュウアカマツ・ベニマツ・シベリアカラマツなど	0.46-0.51
	ペイマツ	0.55
日本材広葉樹	キリ	0.29
	シナノキ・カツラ・ハリギリ	0.48-0.50
	クスノキ・クリ・ジオジ	0.52-0.55
	カキ・ヤマザクラ・ケヤキ・ブナ	0.60-0.63
	ヤチダモ・ミズナラ・イタヤカエデ・マカンバ	0.65-0.69
	イスノキ・シラカシ・アカガシ	0.89-0.92
輸入広葉樹	アスペン	0.39
	ジョンコン	0.48
	ホワイトラワン・レッドラワン・イエローメランチ	0.53
	レッドメランチ	0.58
	ブラックウォールナット・ラミン・マホガニー	0.63-0.66
	チーク・タウン・イエローバーチ	0.69-0.71
	ホワイトオーク・アビトン・タガヤサン	0.77-0.82
	コクタン	0.98
	シタン	1.09
その他	モウソウチク・マダケ	0.76-0.80

2) 単位面積あたり重量を用いて算出する方法

必要壁長さを算出するための床面積に乗ずる係数（必要壁率）を導き出した単位重量は建築基準法と品確法とで異なっており、表 3.1.20に示すとおりである^{3.1.21)}、^{3.1.22)}。品確法における重量が建築基準法における重量より大きな値で設定されている。ただし、建築基準法は総2階建として1階の必要壁量の係数が決められており、品確法では1階と2階の床面積が個々に算入されるため、結果的に建築基準法のほうが安全側に算出されることがある。

単位床面積あたりの重量は、2階建を仮定すると(3.1.3)-(3.1.5)により求めることができる。ここで、 A_i は第*i*階の床面積、 G_r は屋根重量、 G_{wo} は外壁重量、 G_{wi} は内壁重量、 G_f は床重量、 G_l は積載重量を表している。

$$(\text{最上階 単位床面積あたり重量}) = (G_r \times A_2 + (G_{wo} + G_{wi}) \times 0.5 \times A_2) / A_2 \quad (3.1.3)$$

(中間階 単位床面積あたり重量)

$$= (G_r \times (A_1 - A_2) + (G_{wo} + G_{wi}) \times 0.5 \times (A_1 + A_2) + G_f \times A_2 + G_l \times A_2) / A_1 \quad (3.1.4)$$

$$(\text{最下階 単位床面積あたり重量}) = ((G_{wo} + G_{wi}) \times 0.5 \times A_1) / A_1 \quad (3.1.5)$$

表 3.1.20 建築基準法および品確法における壁率算出の根拠となる荷重

項目		材	単位床面積あたり荷重(N/m ²)	
			建築基準法	品確法
屋根	重い	瓦葺き(葺き土なし)	1,170 ^{注)} (900×1.3)	1,300
	軽い	繊維混入セメント瓦	780 ^{注)} (600×1.3)	950
外壁	非常に重い	土塗り壁	600	1,200
	重い	ラスモルタル		750
	軽い	サイディング張り・合板		500
内壁	重い	土塗り壁		450
	軽い	ボード張り・合板		200
床		－	500	600
積載		－	600	610

注) 屋根面あたりの荷重に対し、軒ひさしの面積を考慮して1.3を乗じることで床面積あたり荷重に換算している。

(6) 木材の性能

木造住宅に使用される樹種は古くは、スギ、ヒノキが一般的であったが、近年は外材も多く利用されるようになってきている。また、地域によって特有の樹種が用いられることもある。建材利用としては、柱・梁などの構造材用と長押・建具・仕上げ材などの造作材用に分かれ、構造材として利用するためには力学性状や各樹種の強度を把握することが重要である。

木材の力学性状は含水率によるところが大きい。通常、気乾状態の含水率は15%程度であるが、繊維飽和点(含水率30%程度)までは含水率が増すと強度およびヤング係数は低下し、繊維飽和点以上の含水率ではこれらはほぼ一定となる。よく乾燥したものほど強度・ヤング係数は大きいといえる。逆に、木材が常時湿潤状態にあるときは強度は70%に、弾性係数は85%に低減する。また、乾燥状態が同一の場合は比重の大きい物ほど強度やヤング係数は大きい。(5)で記載した単位重量の大きい材はこれらが大きい傾向にあると考えられる。

木材の基準強度はその樹種、区分、等級などごとに建築基準法で定められている。主な構造用製材の基準強度を表 3.1.21-表 3.1.23に示す。ここで、表中のFc、Ft、Fb、Fsはそれぞれ、圧縮、引張、曲げ、せん断の基準強度を表す。これらの大小関係は概ね、曲げ>圧縮>引張>せん断である。特にせん断強度はほかと比較してとても小さい。また、木材は、曲げ、圧縮、引張、せん断、割裂きに対して脆弱的破壊を示す。ここで繊維に直角方向の圧縮によるめり込みは靱性の大きい破壊形式である。

なお、軸組材の強度の地域性は耐震性能に影響するが、筋かいを入れたり面材を貼ったりした状況で大局的に見ると、構造性能に顕著な差は出てこないと考えられる。

表 3.1.21 構造用製材の目視等級区分によるものの基準強度

樹種	区分	等級	基準強度 (N/mm ²)			
			Fc	Ft	Fb	Fs
アカマツ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	33.6	2.4
		2 級	16.8	12.6	20.4	
		3 級	11.4	9.0	14.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	26.4	
		2 級	16.8	10.2	16.8	
		3 級	11.4	7.2	11.4	
ベイマツ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	34.2	2.4
		2 級	18.0	13.8	22.8	
		3 級	13.8	10.8	17.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	27.0	
		2 級	18.0	10.8	18.0	
		3 級	13.8	8.4	13.8	
カラマツ	甲種構造材	1 級	23.4	18.0	29.4	2.1
		2 級	20.4	15.6	25.8	
		3 級	18.6	13.8	23.4	
	乙種構造材	1 級	23.4	14.4	23.4	
		2 級	20.4	12.6	20.4	
		3 級	18.6	10.8	17.4	
ダフリカ カラマツ	甲種構造材	1 級	28.8	21.6	36.0	2.1
		2 級	25.2	18.6	31.2	
		3 級	22.2	16.8	27.6	
	乙種構造材	1 級	28.8	17.4	28.8	
		2 級	25.2	15.0	25.2	
		3 級	22.2	13.2	22.2	
ヒバ	甲種構造材	1 級	28.2	21.0	34.8	2.1
		2 級	27.6	21.0	34.8	
		3 級	23.4	18.0	29.4	
	乙種構造材	1 級	28.2	16.8	28.2	
		2 級	27.6	16.8	27.6	
		3 級	23.4	12.6	20.4	
ヒノキ	甲種構造材	1 級	30.6	22.8	38.4	2.1
		2 級	27.0	20.4	34.2	
		3 級	23.4	17.4	28.8	
	乙種構造材	1 級	30.6	18.6	30.6	
		2 級	27.0	16.2	27.0	
		3 級	23.4	13.8	23.4	
ベイツガ	甲種構造材	1 級	21.0	15.6	26.4	2.1
		2 級	21.0	15.6	26.4	
		3 級	17.4	13.2	21.6	
	乙種構造材	1 級	21.0	12.6	21.0	
		2 級	21.0	12.6	21.0	
		3 級	17.4	10.2	17.4	
エゾマツ および トドマツ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	34.2	1.8
		2 級	22.8	17.4	28.2	
		3 級	13.8	10.8	17.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	27.0	
		2 級	22.8	13.8	22.8	
		3 級	13.8	5.4	9.0	
スギ	甲種構造材	1 級	21.6	16.2	27.0	1.8
		2 級	20.4	15.6	25.8	
		3 級	18.0	13.8	22.2	
	乙種構造材	1 級	21.6	13.2	21.6	
		2 級	20.4	12.6	20.4	
		3 級	18.0	10.8	18.0	

表 3.1.22 構造用製材の機械等級区分によるものの基準強度

樹種	等級	基準強度 (N/mm ²)			
		Fc	Ft	Fb	Fs
アカマツ ベイマツ ダフリカカラマツ ベイツガ エゾマツ トドマツ	E70	9.6	7.2	12.0	樹種に応じ、 表 3.1.21の 基準強度に よる。
	E90	16.8	12.6	21.0	
	E110	24.6	18.6	30.6	
	E130	31.8	24.0	39.6	
	E150	39.0	29.4	48.6	
カラマツ ヒノキ ヒバ	E50	11.4	8.4	13.8	
	E70	18.0	13.2	22.2	
	E90	24.6	18.6	30.6	
	E110	31.2	23.4	38.4	
	E130	37.8	28.2	46.8	
スギ	E150	44.4	33.0	55.2	
	E50	19.2	14.4	24.0	
	E70	23.4	17.4	29.4	
	E90	28.2	21.0	34.8	
	E110	32.4	24.6	40.8	
	E130	37.2	27.6	46.2	
	E150	41.4	31.2	51.6	

表 3.1.23 無等級材の基準強度

樹種		基準強度 (N/mm ²)			
		Fc	Fc	Fc	Fc
針葉樹	アカマツ、クロマツ、ベイマツ	22.2	17.7	28.2	2.4
	カラマツ、ヒバ、ヒノキ、ベイヒ、ベイヒバ	20.7	16.2	26.7	2.1
	ツガ、ベイツガ	19.2	14.7	25.2	2.1
	モミ、エゾマツ、トドマツ、ベニマツ、スギ、ベイスギ、スプルース	17.7	13.5	22.2	1.8
広葉樹	カシ	27.0	24.0	38.4	4.2
	クリ、ナラ、ブナ、ケヤキ	21.0	18.0	29.4	3.0

(7) 劣化、断面欠損

過去の地震で被害の大きかった木造建物の特徴の1つとして、柱材など主要構造部の劣化が報告されている。適切にメンテナンスをしていれば劣化は抑えられるが、住宅の耐震性能を正確に評価するうえでは、劣化によって耐力がどの程度低減されるかを把握しておくことが重要である。

また、被害箇所は材の接合部から発生するケースが多く、接合部耐力についても正確に把握することが重要である。木造建物の接合部においては各材の断面を切り欠いて接合させることが一般的であるが、その際、断面欠損により耐力が低減されることが推定される。

ここでは、劣化および断面欠損による耐力低減について記す。

1) 劣化

劣化には大きく分けて、経年変化（腐朽）と生物劣化（蟻害）の2種類がある。

木材の経年変化について、含水率25-35%を境に腐朽し始める。防腐のためには、木材の含水率が長期にわたり20%程度以下となるように保つ必要がある。木材の腐朽は腐朽菌が木材を分解することにより起こり、この腐朽菌は酸素・温度・水分・栄養源の4条件が揃うことで繁殖するため、いずれかを欠けば腐朽しない。耐久性は樹種によって異なり、表3.1.24のとおりである。蟻害については、耐震性能の減退は大きいと考えられるが、総合的かつ信頼できる資料が得られていない。

経年変化による耐力変化に関する研究は、文献3.1.23) -3.1.28) などが挙げられる。飯島によると^{3.1.23)}、小原の研究成果^{3.1.24)} を引用し、図3.1.20に示すように木材（針葉樹）は伐採後約200年にわたって強度が上昇しその後、徐々に低下していく傾向があるとしている。大岡ら^{3.1.25)} はケヤキの経年と強度との関係を報告しており、既往の研究をもとに図3.1.21のように年々線形的に強度が低減していくとしている。いずれも長期間での耐力変化である。また同文献において、柱脚部および柱貫接合部に劣化を仮定した耐震性能評価を行っており、保有水平耐力は健全時の70%程度となると報告されている。さらに柱脚部よりも柱貫接合部の劣化が耐震性能に与える影響が大きいという結果が導かれている。加藤ら^{3.1.26)} による健全材と劣化部材を用いた実験では、柱材などの曲げ剛性および圧縮強度に関して、曲げ剛性はおおよそ10%、圧縮強度はツガ属の場合15%程度、劣化の影響で低減しているという結果が得られている。一方、神谷ら^{3.1.27)}、^{3.1.28)} によると、初期剛性は数年で低下するとされており、また築23-40年を超えると推定される既存住宅の加力実験では、経年の影響により木ずりモルタル仕上げの合板耐力壁は初期剛性で2-6割程度、最大荷重で1-2割程度低下しているとの結果を得ている。なお、劣化による耐力低減は木材の性能劣化による影響は小さく、主に接合部の劣化に起因するとの見方もあり、接合金物の劣化に関する研究などの調査は今後の課題として挙げられる。

ここで、耐震診断時の劣化低減に関する考え方を記す。耐震診断の劣化診断では一般診断と精密診断があり、それぞれ、劣化状況を調査し劣化低減係数Dを求める^{3.1.5)}。一般診断の場合、表3.1.25に示す調査部に対して劣化点数を合計したうえで、(3.1.6)により劣化低減係数Dを求め、その下限値は0.7とされている。また、精密診断では、壁部材の劣化に対して、壁基準耐力に応じて表3.1.26に示す低減係数を用いて、(3.1.7)により有開口壁耐力 Q_{ww} を算定する。

$$D = (1 - \text{劣化点数} / \text{存在点数}) \quad (3.1.6)$$

$$Q_{ww} = P_{wo} \times L \times K_o \times \min(C_f, C_{df}) \quad (3.1.7)$$

C_{df} : 壁劣化度低減係数(壁の劣化による低減係数)

C_f : 接合部低減係数(柱頭・柱脚金物の仕様による低減係数)

表 3.1.24 樹種による耐久性の違い

耐久性	樹種
高い	ヒバ、ヒノキ、カラムツ、クリ、ベイスギ、ベイヒ
低い	エゾマツ、トドマツ、ベイツガ、ベイモミ

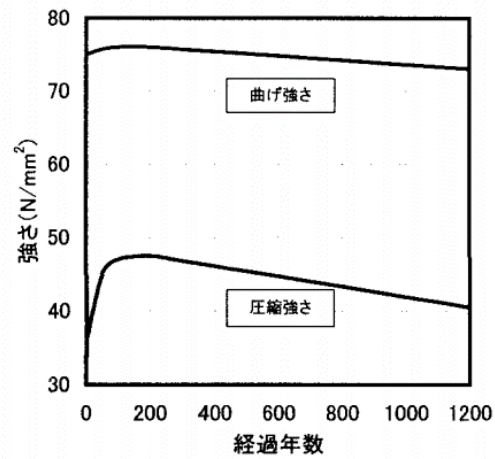


図 3.1.20 木材強度の経年変化^{3.1.23)}

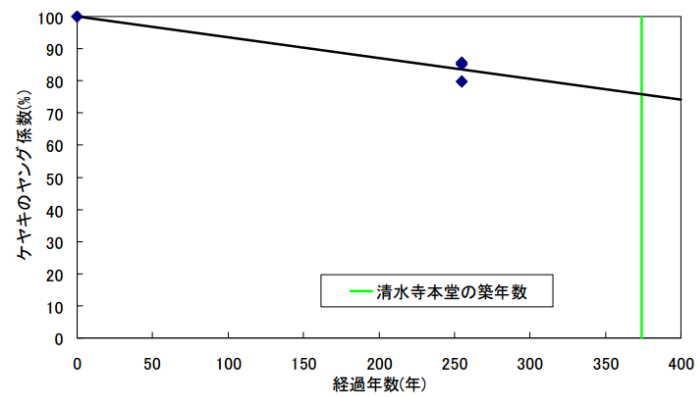


図 3.1.21 ケヤキの強度の経年変化^{3.1.24)}

表 3.1.25 劣化度の調査部位と診断項目^{3.1.5)}

部位	材料・部材等	劣化事象	存在点数		劣化点数
			築10年未満	築10年以上	
屋根 葺き材	金属板	変退色、さび、さび穴、ずれ、めくれがある	2	2	2
	瓦・スレート	割れ、欠け、ずれ、欠落がある			
樋	樋・呼び樋	変退色、さび、割れ、ずれ、欠落がある	2	2	2
	縦樋	変退色、さび、割れ、ずれ、欠落がある	2	2	2
外壁 仕上げ	木製板、合板	水浸み痕、こけ、割れ、抜け節、ずれ、欠落がある	4	4	4
	窯業系サイディング	こけ、割れ、ずれ、欠落、シール切れがある			
	金属サイディング	変退色、さび、さび穴、ずれ、めくれ、目地空き、シール切れがある			
	モルタル	こけ、0.3mm以上の亀裂、剥落がある			
露出した躯体		水浸み痕、こけ、腐朽、蟻道、蟻害がある	2	2	2
バルコニー	手すり壁	木製板、合板		1	1
		窯業系サイディング			
		金属サイディング			
		外壁との接合部			
	床排水	壁面を伝って流れている、または排水の仕組みがない		1	1
内壁	一般室	内壁、窓下	2	2	2
	浴室	タイル壁	2	2	2
		タイル以外			
床	床面	一般室	2	2	2
		廊下		1	1
	床下	基礎のひび割れや床下部材に腐朽、蟻道、蟻害がある	2	2	2
合計 Σ					

表 3.1.26 壁部材の劣化による耐力低減係数 C_{df} ^{3.1.5)}をもとに作成

劣化の程度		壁基準耐力 (kN/m)			
		2.5未満	2.5以上 4.0未満	4.0以上 6.0未満	6.0以上
劣化が認められない		1.0	1.0	1.0	1.0
部材に部分的な劣化が認められる (ドライバーが刺さる、部材の腐朽が見られるなど)	最上階	1.0	0.9	0.8	0.8
	最上階以外	0.85	0.7	0.6	0.6
部材に著しい劣化が認められる (ドライバーが簡単に深く刺さる、部材の劣化により接合部の耐力がないなど)	最上階	1.0	0.8	0.7	0.6
	最上階以外	0.7	0.35	0.25	0.2

2) 断面欠損

断面欠損による耐力低減に関する研究はあまり精力的には行われておらず、定量的に評価されている事例は少ない。また、耐力低減という観点からの評価であれば、断面欠損よりも劣化による影響の方が大きいとの見方も存在する。

研究事例としては、木造軸組工法2階建住宅の耐力評価において、解析する際のモデル化に断面欠損を考慮したのがあり、通し柱の断面係数を全断面の75%と設定している^{3.1.29)}。建築学会の指針や日本住宅・木造技術センター発行の木造軸組工法住宅の許容応力度設計などでも考え方は同様である。

3.1.3 法規・構造計算規準の変遷、要因を踏まえた住宅の区分

まず、前項の調査を踏まえて各年代の建物で想定される代表的な仕様を整理した。地域による年代仕様の変遷の差は少なからず考えられ、全国状況を1つにまとめるのは難しい。よって、ここでは都市部で見られる代表的なものを想定する。

各年代の壁材、接合部材、屋根材の代表的な仕様を表 3.1.27-表 3.1.29に示す。なお、屋根材については特に地域性が大きいと考えられる。また、仕様を整理した結果を踏まえ、(5)で述べた単位面積あたり重量に対し、考えられる組み合わせで重量を算定した。その結果を表 3.1.30に示す。

次に、法規・構造計算規準の耐震規定の変遷や、耐震性能に影響を及ぼすと考えられる仕様や要因の実態を踏まえて設定した住宅の区分を表 3.1.31に示す。在来軸組工法では(4)3)で述べたように、実態として1959年の法規改正以降、1980年までの間に金物が普及し始めており、1959年基準の壁量で金物を用いている仕様の住宅を1975年から1980年の区分に代表させた。また、兵庫県南部地震を経て接合部の施工が改善されている住宅が増え始めている実態があることから、2000年基準相当の仕様の住宅が1996年以降にも存在すると仮定し、1996年に区分を設けた。なお、1971年で基礎についての法規改正が行われたが、次項の検討では基礎より上部の構造を対象とするため、1971年で区分を設けていない。

表 3.1.27 各年代の壁仕様

年代	外壁			内壁	
	構造材	外装材	内装材	構造材	内装材
-1945	・土壁	・板材	・漆喰	・土壁	・漆喰
1946-1958	・土壁	・板材	・漆喰 ・ラスボード	・土壁	・漆喰 ・ラスボード
1959-1970	・筋かい壁	・板材	・石膏ボード	・筋かい壁	・石膏ボード
1971-1980	・筋かい壁	・モルタル ・タイル	・石膏ボード	・筋かい壁	・石膏ボード ・フレキ板、 セメント板
1981-	・構造用合板 ・合板筋かい	・モルタル ・サイディング	・石膏ボード	・構造用合板 ・合板筋かい	・石膏ボード ・構造用合板

※複数記載がある場合はいずれかを選択することを表す。

表 3.1.28 各年代の接合部仕様

年代	接合部仕様	
	一般	住宅工事仕様書準拠
1950-1958	ほぞ、かすがい	ほぞ、かすがい、羽子板ボルト
1959-1975	ほぞ、かすがい	ほぞ、かすがい、羽子板ボルト
1976-1980	ほぞ、かすがい、羽子板ボルト	ほぞ、かすがい、羽子板ボルト
1981-2000	羽子板ボルト、かど金物	羽子板ボルト、かど金物、 筋かいプレート、ホールダウン金物
2001-	N値計算を満足する	

表 3.1.29 各年代の屋根仕様

年代	屋根仕様
1950-1958	瓦
1959-1980	瓦
1981-2000	瓦、金属、スレート
2001-	瓦、金属、スレート

表 3.1.30 各年代で想定される重量

年代		単位床面積あたり重量(N/m ²)							
		屋根	外壁	内壁	床	積載	計※		
							最上階 上部	中間階	最下階 下部
1950-1958		1, 170	600		500	600	1, 470	1, 700	300
1959- 1975	重い	1, 170	600				1, 470	1, 700	300
	軽い	780					1, 080	1, 700	300
1976- 1980	重い	1, 300	750	450	600	610	1, 900	2, 410	600
	軽い	950	500	200			1, 300	1, 910	350
1981- 2000	重い	1, 300	750	200			1, 775	2, 160	475
	軽い	950	500				1, 300	1, 910	350
2001-	重い	1, 300	750	200			1, 775	2, 160	475
	軽い	950	500				1, 300	1, 910	350

※中間階とは、最上階上部および最下階下部以外の層を表す。
平屋建の場合、最上階上部および最下階下部の値を用いる。

表 3.1.31 耐震規定の変遷などの観点からみた木造住宅の区分

(a) 在来軸組工法

建築年代	耐震規定などの変遷
- 1949	
1950 - 1958	建築基準法の制定
1959 - 1974	壁量変更
1975 - 1981.5	金物の普及
1981.6 - 1987.5	新耐震、壁量変更
1987.6 - 1995	準防火(3階)
1996 - 2000.5	接合部の改善
2000.6-	等級1
	等級2
	等級3

(b) 枠組壁工法

建築年代	耐震規定などの変遷
1966 - 1973	
1974 - 1981.5	告示制定
1981.6 - 1987.5	新耐震
1987.6 -	準防火(3階)

3.1.4 住宅の仕様が骨格曲線（復元力特性）に与える影響の検討

(1) 検討方針

3.1.3に示した耐震規定の変遷などの観点からみた木造住宅の区分および国内に見られる木造住宅について、表 3.1.1に整理した木造住宅の耐震性能に影響を与えと考えられる要因を考慮して、本節で検討する木造住宅の区分を作成する。検討対象は在来軸組工法の木造住宅である。各区分に対応する建築基準法を最低限満足する状況を想定した1-3階建の戸建住宅の建物モデルを作成し、プッシュオーバー解析（特記なき限り1次モード形状での変位増分解析）を行うことで復元力特性を取得する。また、復元力特性の分析を行い在来軸組工法木造住宅の耐震性能に影響を与えと考えられる要因のうち、建築年代、階数、重量、偏心、水平構面が骨格曲線（復元力特性）に及ぼす影響を検討する。偏心と水平構面については、静的な検討に加えて、動的解析による検討を行う。

建物モデルは、既往の震動台実験などをベースに住宅の基礎より上部の構造を3次元立体フレームモデルで作成する。モデルを構成する構造要素の復元力特性は性能実験データや文献から設定して、鉛直構面は実験の平均値、接合部は実験の信頼水準75%における95%下限許容限界値とする。本節では、建物階数に関わらず1階の復元力特性に着目して層間変形角1/15radまでの範囲で検討を実施する。

(2) 解析概要

3次元立体フレームモデルによる戸建住宅建物の解析には、木造住宅の倒壊解析ソフトウェアwallstat^{3.1.30)}を用いた。wallstatは在来軸組工法木造住宅を対象とする数値解析ソフトウェアであり、倒壊までの挙動のシミュレーションを行うことができる。計算手法は大変形・倒壊解析に適している個別要素法を用いており、接合部の破断や部材の離れなど、離散性（接触していた部材が離れた途端に力のやり取りがなくなるような性状）を考慮できる。

本節ではこのwallstatを用いてプッシュオーバー解析を行い、解析手法は変位を増分させる方法（以下、変位増分解析）または漸増加速度を地盤面に入力する方法（以下、漸増加速度地震波入力解析）を主に採用する。建物の構造要素とwallstatに内蔵される計算要素との関係は表 3.1.32に示すとおりである。

wallstatの解析理論および本解析での条件を以下に示す。

- ① 柱・梁は、梁理論を適用する線材でモデル化し、材端に塑性ヒンジを持つ。通し柱は各階レベルで分割される。柱は、腰壁・垂壁の開口端でも分割される。
- ② 柱・梁をモデル化した線材同士が接続される場合には、接合部ばねが設けられる。接合部ばねは、軸・回転の成分を持つ。
- ③ 通し柱・通し梁をモデル化することができる。通し材の分割部分には接合部ばねは設けられず、材端塑性ヒンジばねのみが設けられる。
- ④ 面材(合板・石膏ボード・床)は、すべてトラス要素でモデル化される(面内にXブレース状に配置される)。トラス要素には、引張・圧縮にそれぞれ別の復元力特性が与えられる。
- ⑤ 筋かいトラス要素でモデル化される。トラス要素には、引張・圧縮にそれぞれ別の復元力特性が与えられる。
- ⑥ 剛床仮定は採用しておらず、床には床版をモデル化した水平ブレースが配置される(面内にXブレース状に配置される)。床をモデル化した水平トラス要素には、引張・圧縮にそれぞれ別の復元力特性が与えられる。
- ⑦ 静的プッシュオーバー解析では、wallstatの変位増分解析を指定する。ただし、wallstat内部では動的解析が採用されているため、内部粘性減衰をゼロに指定し、高次の振動モードの影響が出ないように増分速度は小さな値(1×10^{-5} s)を指定する。変位増分解析におけるプログラム内部処理手順を表 3.1.33に示す。
- ⑧ (7)4) 偏心が耐震性能に及ぼす影響においてのみ、漸増加速度地震波入力解析を行う。wallstatでは、地震波入力による時刻歴応答解析を指定した場合、地盤面に対する強制加速度として扱われる。強制加速度が積分されて地盤面の強制速度・強制変位となる。地盤面の強制速度・強制変位が、運動方程式の減衰項・剛性項の非対角項に乘じられ建物の応答値が発生することになる。

表 3.1.32 建物構造要素とwallstat計算要素の関係^{3.1.30} をもとに作成

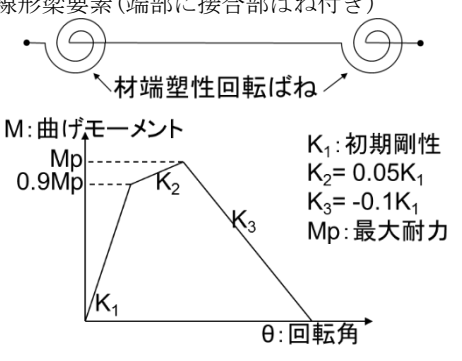
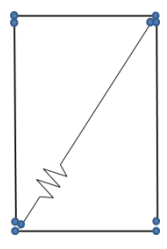
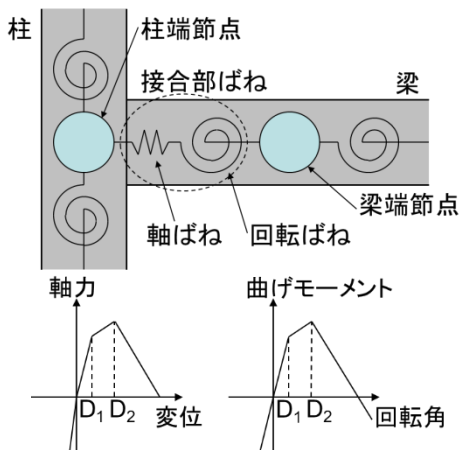
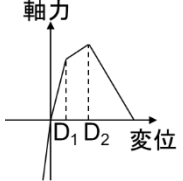
		入力項目	wallstatの要素
共通		階高・階重量 材料定数・減衰定数	
軸組	柱・梁	寸法・断面積・ 断面二次モーメント 曲げ非線形のための復 元力特性 履歴規則：スリップ	非線形梁要素(端部に接合部ばね付き) 
鉛直面	筋かい・ 石膏ボード・ 合板・土壁	寸法・断面積	弾性トラス要素(端部に接合部ばね付き) 面材は剛性耐力が等価なX形ブレースに置換 される。 
水平面	床		
接合部	柱頭・柱脚 梁端	曲げ復元力特性 軸復元力特性 履歴規則：スリップ	非線形回転ばね・非線形軸ばね 
	トラス端	軸復元力特性 履歴規則：スリップ +標準型バイリニア	非線形軸ばね 圧縮負担トラスと引張負 担トラスのそれぞれに非 線形軸ばねが配置される 

表 3.1.33 変位増分解析の内部処理

ステップ	内容
1	時刻 t における全体座標系での増分強制変位量ベクトルを $\{\Delta x\}_t$ とする
2	要素内での増分変位量ベクトルは $\{\Delta x_{local}\}_t = [T]_t \{\Delta x\}_t$ となる
3	要素内の増分応力ベクトルは $\{\Delta f\}_t = [k]_t \{\Delta x_{local}\}_t$ となる
4	全体座標系での増分力ベクトルは $\{\Delta F\}_t = [T]_t^T \{\Delta f\}_t$ となる
5	増分加速度ベクトルは $\{\Delta \ddot{x}\} = [m] \cdot \{\Delta F\}_t^{-1}$ とする
6	時刻 $t+1$ の加速度ベクトル $\{\ddot{x}\}_{t+1} = \{\ddot{x}\}_t + \{\Delta \ddot{x}\}_t$ とする
7	増分加速度ベクトル $\{\Delta \ddot{x}\}_{t+1}$ を積分して、増分変位ベクトル $\{\Delta x\}_{t+1}$ を求める。この時、増分強制変位として与えた変位情報は捨てられる。

$[T]_t$ は時刻 t における全体座標系→要素座標系変換マトリクス

$[k]_t$ は時刻 t における要素の接線剛性マトリクス、 $[m]$ は質量マトリクス

(3) 検討ケース

木造住宅の耐震性能の要素を3.1.3項に基づき整理すると、表 3.1.34になる。これらのうち、在来軸組工法を対象に、階数、重量、壁量、耐震要素、接合部、偏心および水平構面の違いによるケースを設定し、それらの違いによる影響を検討した。在来軸組工法の検討ケースを表 3.1.35-表 3.1.37に示す。

表 3.1.34 木造住宅の耐震性能の要素 ※腰原委員提供資料

	1	2	3	4	5
工法	伝統工法	在来軸組	枠組壁	-	-
階数	平屋	2階	3階	-	-
重量	軽い	重い	非常に重い	-	-
壁量	1950	1974	1981	等級2	等級3
耐震要素	土壁	筋かい (釘打ち)	筋かい (金物)	合板	-
接合部	木組	T型	N値計算	-	-
偏心	小0.15	大0.3	特大0.45	特大0.6	-
劣化	なし	軽微	大	-	-
各階平面	総2階	部分2階	-	-	-
水平構面	荒板	火打ち	合板	-	-
仕上げ	余力なし	ボード (化粧合板など)	-	-	-

表 3.1.35 検討ケース：在来軸組工法、階数・耐震要素の違い・偏心の影響（○を検討）

階数			1 階	2 階			3 階	
ベースとする解析モデル (平面計画・構成要素)			木ずり 土壁	面材外壁			土壁 モルタル	面材外壁
				偏心				
				小	大	特大		
年代	1950 - 1958		建築基準法の制定	○	○	○	○	
	1959 - 1974		壁量変更	○	○	○	○	—
	1975 - 1981.5		金物の普及	○	○	○	○	—
	1981.6 - 1987.5		新耐震、壁量変更	○	○	○	○	—
	1987.6 - 1995		準防火(3階)					
	1996 - 2000.5		接合部の改善	○	○	○	○	○
	2000.6-	耐震等級 1	N値計算 4 分割法	○	○	○	○	○
		耐震等級 2		—	○	○	○	○
		耐震等級 3		—	○	○	○	○

表 3.1.36 検討ケース：在来軸組工法、重量の影響（○を検討）

階数			2 階			
ベースとする解析モデル (平面計画・構成要素)			面材外壁			
			重量(偏心小モデル)			
			軽軽	軽重	重軽	重重
年代	1950 - 1958	建築基準法の制定	○	○	○	○
	1959 - 1974	壁量変更	○	○	○	○
	1975 - 1981.5	金物の普及	○	○	○	○
	1981.6 - 1987.5	新耐震、壁量変更	○	○	○	○
	1987.6 - 1995	準防火(3階)				
	1996 - 2000.5	接合部の改善	○	○	○	○
	2000.6-	耐震等級 1	—	—	—	—
		耐震等級 2				
		耐震等級 3				

※表中の重量は次の意味とする。 軽軽：屋根が軽く、壁も軽い仕様 軽重：屋根が軽く、壁が重い仕様
重軽：屋根が重く、壁が軽い仕様 重重：屋根が重く、壁も重い仕様

表 3.1.37 検討ケース：在来軸組工法、偏心・水平構面の影響（○を検討）

階数			2 階							
ベースとする解析モデル (平面計画・構成要素)			面材外壁							
			偏心小		偏心大		偏心特大			
			水平構面		水平構面		水平構面			
			転ばし 根太	根太無し 四周 釘打ち	転ばし 根太	根太無し 四周 釘打ち	転ばし 根太	根太無し 四周 釘打ち		
年代	1950 - 1958		建築基準法の制定		○	○	○	○	○	○
	1959 - 1974		壁量変更		○	○	○	○	○	○
	1975 - 1981.5		金物の普及		○	○	○	○	○	○
	1981.6 - 1987.5		新耐震、壁量変更		○	○	○	○		
	1987.6 - 1995		準防火(3階)							
	1996 - 2000.5		接合部の改善		○	○	○	○		
	2000.6-	耐震等級 1	N値計算 4 分割法	○	○	○	○			
		耐震等級 2		○	○	○	○			
耐震等級 3		○		○	○	○				

(4) 建物モデルの概要

3.1.3項で整理した各年代の建物の代表的な仕様に基づき、その年代の建築基準を最低限満足するよう建物モデルを作成した。本研究で作成した各建物モデルについて、解析モデル図を図 3.1.22-図 3.1.25に、モデル仕様、材料および断面情報、固有周期を表 3.1.38-表 3.1.63に示す。

1) 在来軸組工法 1 階建住宅(木ずり・土壁)

文献3. 1. 31) 、 3. 1. 32) を参考に作成した。

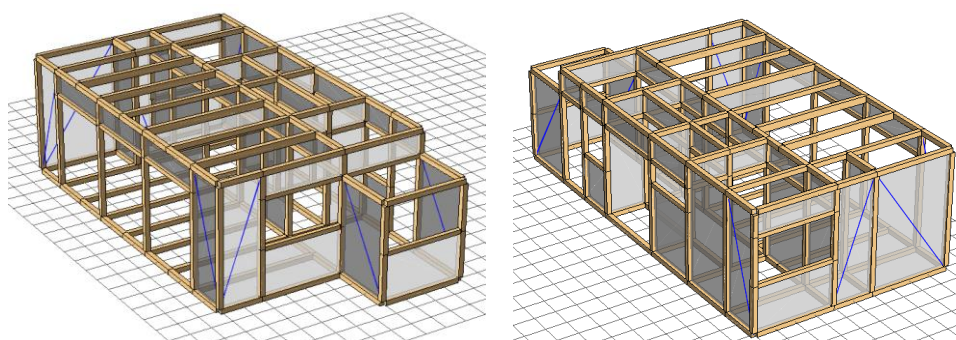


図 3. 1. 22 1 階建住宅(木ずり・土壁)解析モデル図

表 3. 1. 38 解析モデル重量

建築物の部分	種別	単位重量 (N/m ²)	床面積 (m ²)	重量 (kN)
屋根	瓦葺き	980		
壁(1 階上半分)	土壁	340		
	壁の軸組み	150		
計		1470	35. 6	52. 33

表 3. 1. 39 モデル仕様(1 階建住宅(木ずり・土壁))

仕様		2000年-(耐震等級1)	1981-95年	1975-81年	1959-74年	1950-58年
1階の存在壁量 (cm/m ²)		①の15/15倍 37.0		①と同じ 37.0	①基本モデル 37.0	①の12/15倍 29.6
屋根材 屋根勾配		瓦(葺土なし) 5寸				
柱断面		105角・120角(隅柱)	105角	90角		
耐力壁	外壁	土壁※		土壁※	土壁※	
	筋かい断面	90mm×30mm※		90mm×30mm※	90mm×30mm※	90mm×30mm※
	端部接合	筋違プレート		金物なし釘打ち		
柱頭 柱脚 接合部	隅柱	ホルタウン金物	コーナープレート	短ほぞ・かすがい		長ほぞ
	中柱	コーナープレート		短ほぞ・かすがい		長ほぞ
梁端接合部		羽子板ボルト(高性能)	羽子板ボルト(低性能)		-	

※存在壁量にて調整するため同じ仕様とする

表 3.1.40 材料諸元（全モデル共通仕様）

部材	基準弾性係数 E (kN/cm ²)	備考 (樹種・区分等級)
柱	700	スギ 乙種 2 級相当
梁	1200	ペイマツ 甲種 2 級相当
土台	1100	ヒノキ 甲種 2 級相当

表 3.1.41 梁断面（全モデル共通仕様）

部位	B (cm)	D (cm)	I 強軸 (cm ⁴)	I 弱軸 (cm ⁴)	Mp 強軸 (kN・cm)	Mp 弱軸 (kN・cm)	断面積 (cm ²)
土台	12.0	12.0	1730	1730	1477.44	1477.44	144.00
桁梁	10.5	15.0	2950	1450	1346.63	942.64	157.50
小屋梁	10.5	24.0	12100	2320	3447.36	1508.22	252.00
まぐさ・窓台	10.5	10.5	1010	1010	659.85	659.85	110.25

表 3.1.42 柱断面

年代	B (cm)	D (cm)	I (cm ⁴)	Mp (kN・cm)	断面積 (cm ²)
1950-1958	9.0	9.0	547	371.79	81.00
1959-1974					
1975-1980					
1981-1995	10.5	10.5	547	371.79	81.00
2000-					
2000-（隅柱）	12.0	12.0	1730	881.28	144.00

表 3.1.43 固有周期 (1/200rad. 時)

年代	2000-（等級 1）	1981-95	1975-81	1959-74	1950-58
固有周期 (s)	0.270	0.271	0.341	0.342	0.375

2) 在来軸組工法 2 階建住宅 (面材外壁)

文献3.1.33) -3.1.35) を参考に作成した。

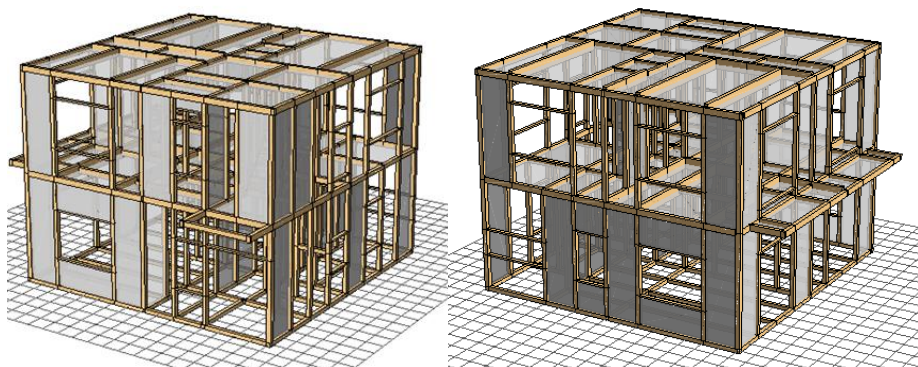


図 3.1.23 2 階建住宅 (面材外壁) 解析モデル図

表 3.1.44 解析モデル重量

層	重量(kN)	床レベルの高さ(m)
小屋組 + 2階の上半分	82.90	5.675
2階の下半分 + 1階の上半分	93.10	2.925
1階の下半分	50.00	0.0

表 3.1.45 モデル仕様(2階建住宅(面材外壁))

仕様		2000年-(等級2・3)	2000年-(耐震等級1)	1981-95年	1975-81年	1959-74年	1950-58年
1階の存在壁量 (cm/m ²)		等級2:①の1.25倍 60.1 等級3:①の1.50倍 72.1	実験モデルと同じ(①) 48.1		①の24/33倍 35.0		①の16/33倍 23.3
屋根材 屋根勾配		瓦(葺土なし) 5寸					
筋かい断面 端部接合		90mm×45mm 筋かいプレート					
柱頭 柱脚 接合部	隅柱	ホールダウン金物			コーナープレート		短ほぞ・かすがい
	中柱	コーナープレート 短ほぞ・かすがい					短ほぞ・かすがい
梁端継手		短ほぞ・かすがい					
梁端仕口		羽子板ボルト				-	
外壁	耐力壁	構造用合板7.5mm, N50@150mm					
	外装材	-					
	内装材	-					
内壁	耐力壁	筋かい、石膏ボード12.5mm					
	内装材	-					
水平 構面	屋根	-					
	床	合板12mm					
	火打ち	-					

表 3.1.46 材料諸元(全モデル共通仕様)

部材	基準弾性係数 E(kN/cm ²)	備考(樹種・区分等級)
柱	1260	—
梁	550	—

表 3.1.47 梁断面(全モデル共通仕様)

部位	B (cm)	D (cm)	I強軸 (cm ⁴)	I弱軸 (cm ⁴)	Mp強軸 (kN・cm)	Mp弱軸 (kN・cm)	断面積 (cm ²)
梁(主)	10.5	15.0	2950	1450	2250.00	2250.00	157.50
梁(副)	10.5	10.5	550	550	771.75	771.75	110.25

表 3.1.48 柱断面(全モデル共通仕様)

部位	B (cm)	D (cm)	I (cm ⁴)	Mp (kN・cm)	断面積 (cm ²)
中柱	10.5	10.5	1010	614.13	110.25
隅柱	12.0	12.0	1730	771.75	144.00

表 3.1.49 固有周期(1/200rad.時)

年代	2000-			1981-95	1975-80	1959-74	1950-58
	等級3	等級2	等級1				
固有周期(s)	0.323	0.359	0.423	0.422	0.485	0.462	0.562

3) 在来軸組工法2階建住宅(土壁・モルタル)

文献3.1.36)を参考に作成した。

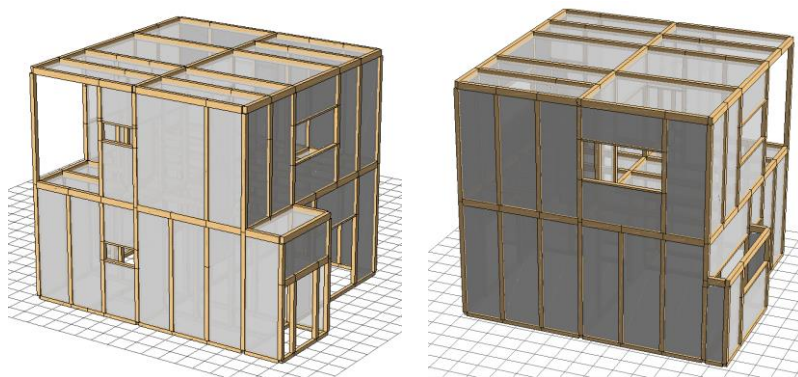


図 3.1.24 2階建住宅(土壁・モルタル) 解析モデル図

表 3.1.50 解析モデル重量

層	重量(kN)	床レベルの高さ(m)
小屋組 + 2階の上半分	91.40	5.475
2階の下半分 + 1階の上半分	119.10	2.775
1階の下半分	44.38	0.0

表 3.1.51 モデル仕様(2階建住宅(土壁・モルタル))

仕様		2000年- (耐震等級2・3)	2000年- (耐震等級1)	1981-95年	1975-81年	1959-74年	1950-58年
1階の存在壁量 (cm/m ²)		等級2:①の1.25倍 66.4 ※ 等級3:①の1.50倍 79.7 ※	②の33/24倍(①) 53.1		実験モデルと同じ(②) 38.6		②の16/24倍 25.8
屋根材 屋根勾配		瓦(葺土あり) 5寸					
筋かい断面		90mm×45mm					
柱頭 柱脚 接合部	隅柱	ホルダウ金物			コーナープレート		短ほぞ・かすがい
	中柱	コーナープレート 短ほぞ・かすがい					短ほぞ・かすがい
梁端継手		短ほぞ・かすがい					短ほぞ・かすがい
梁端仕口		羽子板ボルト					-
外壁	耐力壁	モルタル					
	外装材	-					
	内装材	-					
内壁	耐力壁	土壁					
	内装材	-					
水平 構面	屋根	-					
	床	合板					
	火打ち	-					

※耐震等級2・3の壁量は、すでに配置している壁に対して耐力および剛性をそれぞれ1.25倍、1.5倍としている。

表 3.1.52 材料諸元(全モデル共通仕様)

部材	基準弾性係数 E(kN/cm ²)	備考(樹種・区分等級)
柱	1260	-
梁	550	-

表 3.1.53 梁断面（全モデル共通仕様）

部位	B (cm)	D (cm)	I強軸 (cm ⁴)	I弱軸 (cm ⁴)	Mp強軸 (kN・cm)	Mp弱軸 (kN・cm)	断面積 (cm ²)
梁（主）	10.5	15.0	2950	1450	2250.00	2250.00	157.50
梁（副）	10.5	10.5	550	550	771.75	771.75	110.25

表 3.1.54 柱断面（全モデル共通仕様）

部位	B (cm)	D (cm)	I (cm ⁴)	Mp (kN・cm)	断面積 (cm ²)
中柱	10.5	10.5	1010	614.13	110.25
隅柱	12.0	12.0	1730	771.75	144.00

表 3.1.55 固有周期(1/200rad.時)

年代	2000-			1980-95	1975-81	1959-74	1950-58
	等級 3	等級 2	等級 1				
固有周期 (s)	0.324	0.340	0.362	0.362	0.403	0.400	0.461

4) 在来軸組工法 3 階建住宅(面材外壁)

文献3.1.37) を参考に作成した。

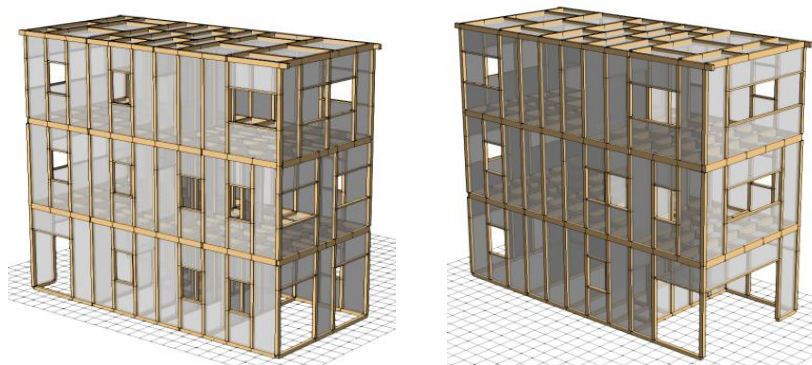


図 3.1.25 3 階建住宅(面材外壁) 解析モデル図

表 3.1.56 解析モデル重量

層	重量(kN)	床レベルの高さ(m)
小屋組 + 3 階の上半分	61.25	8.4
3 階の下半分 + 2 階の上半分	104.33	5.6
2 階の下半分 + 1 階の上半分	103.05	2.8
1 階の下半分	20	0.0

表 3.1.57 モデル仕様(3階建住宅(面材外壁))

仕様		2000年以降(耐震等級3)	2000年以降(耐震等級2)	2000年以降(耐震等級1)
1階の存在壁量(cm/m ²)		91.9	78.9	実験モデルより 56.9
屋根 / 勾配		スレート / 3寸		
筋かい断面 / 端部接合		90mm×45mm / 筋かいプレート		
柱頭柱脚接合部	隅柱	ホールダウン金物		
	中柱	コーナープレート 短ほど差し・かすがい2本		
横架材接合部		短ほど差し・かすがい打ち		
梁端仕口		羽子板ボルト		
外壁	耐力壁	石膏ボード12.5mm、N50@150mm		
	外装材	サイディング		
	内装材	-		
内壁	耐力壁	筋かい、石膏ボード12.5mm		
	内装材	石膏ボード		
水平構面	屋根	構造用合板12mm、N50@150mm		
	床	構造用合板24mm、N75@150mm		
	火打ち	-		

表 3.1.58 材料諸元(全モデル共通仕様)

部材	基準弾性係数 E(kN/cm ²)	備考(樹種・区分等級)
柱	950	構造用集成材 E95-F315相当
土台・梁	1050	構造用集成材 E105-F300相当
梁	1200	構造用集成材 E120-F330相当

表 3.1.59 梁断面(全モデル共通仕様)

部位	B (cm)	D (cm)	I強軸 (cm ⁴)	I弱軸 (cm ⁴)	Mp強軸 (kN・cm)	Mp弱軸 (kN・cm)	断面積 (cm ²)
土台	10.5	10.5	1010	1010	579.00	579.00	110.25
梁桁	10.5	24.0	12100	12100	6048.00	2646.00	252.00
	10.5	18.0	5100	5100	3402.00	1984.50	189.00
	10.5	21.0	8100	8100	4630.50	2314.25	220.50
	10.5	15.0	2950	2950	2362.50	1653.75	157.50
まぐさ・窓台	10.5	10.5	550	550	771.75	771.75	110.25

表 3.1.60 柱断面(全モデル共通仕様)

部位	B (cm)	D (cm)	I (cm ⁴)	Mp (kN・cm)	断面積 (cm ²)
管柱	10.5	10.5	1010	579.00	110.25
通柱	12.0	12.0	1730	1728.00	144.00

表 3.1.61 固有周期(1/200rad.時)

年代	2000-		
	等級3	等級2	等級1
固有周期(s)	0.483	0.487	0.498

表 3.1.62 区分(木造住宅：在来軸組工法)別固有周期一覧(sec)

階数			1 階	2 階				3 階	
ベースとする解析モデル (平面計画)			木ずり 土壁	面材外壁			土壁 モルタル	面材 外壁	
				偏心 小	偏心 大	偏心 特大			
年代	1950 - 1958		建築基準法の制定	0.375	0.562	0.589	0.611	0.461	
	1959 - 1974		壁量変更	0.342	0.462	0.488	0.528	0.400	
	1975 - 1981.5		金物の普及	0.341	0.485	0.521	0.561	0.403	—
	1981.6 - 1987.5		新耐震、壁量変更	0.271	0.422	0.471		0.362	—
	1987.6 - 1995								
	1996 - 2000.5		接合部の改善	0.270	0.423	0.470		0.362	0.498
	2000.6-	等級1	N値計算 4分割法		0.359	0.401		0.340	0.487
		等級2			0.323	0.359		0.324	0.483
		等級3							

表 3.1.63 区分(木造住宅：在来軸組工法) 1 階存在壁量一覧(cm/m²)

階数			1 階	2 階			3 階					
ベースとする解析モデル (平面計画)			木ずり 土壁	面材外壁			土壁 モルタル	面材 外壁				
				偏心 小	偏心 大	偏心 特大						
年代	1950 - 1958		建築基準法の制定	29.6	23.3	23.3	23.3	25.8				
	1959 - 1974		壁量変更	37.0	35.0	35.0	35.0	38.6		—		
	1975 - 1981.5		金物の普及	37.0	35.0	35.0	35.0	38.6	—			
	1981.6 - 1987.5		新耐震、壁量変更	37.0	48.1	48.1		53.1	—			
	1987.6 - 1995		準防火(3階)					53.1				
	1996 - 2000.5		接合部の改善	37.0	48.1	48.1		53.1	56.9			
	2000.6-	等級1	N値計算 4分割法						60.1	60.1	66.4	78.9
		等級2										
		等級3										72.1

※同程度の耐力設定であるため、2階建面材外壁モデルに比べて重量の大きい2階建土壁モルタルモデルの壁量は比較的大きいものとなっている。

(5) 復元力特性（層せん断力係数－層間変形角の関係）において着目する変形角

解析的に取得する復元力特性を特徴付けて分析するために、着目する層間変形角を定義する。ここでは倒壊の有無のみでなく経済的観点も視野に入れて、部材のひび割れや外装材の剥がれなどが生じる変形領域から最大耐力発揮後までの変形領域に着目することを考える。具体的には、表 3.1.64に示す被災度区分判定の書籍に掲載されている調査票を参考に設定する。本調査表は木造住宅を対象とした静加力実験に基づき経験最大層間変形角と損傷の関係をまとめたものである。これを参考に着目する変形角を図 3.1.26に示した $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/120$ 、 $1/60$ 、 $1/45$ 、 $1/30$ 、 $1/20$ 、 $1/15\text{rad.}$ と設定した。 $1/30\text{rad.}$ は最大耐力発揮、 $1/15\text{rad.}$ は倒壊限界の指標に成り得るものとして追加した。

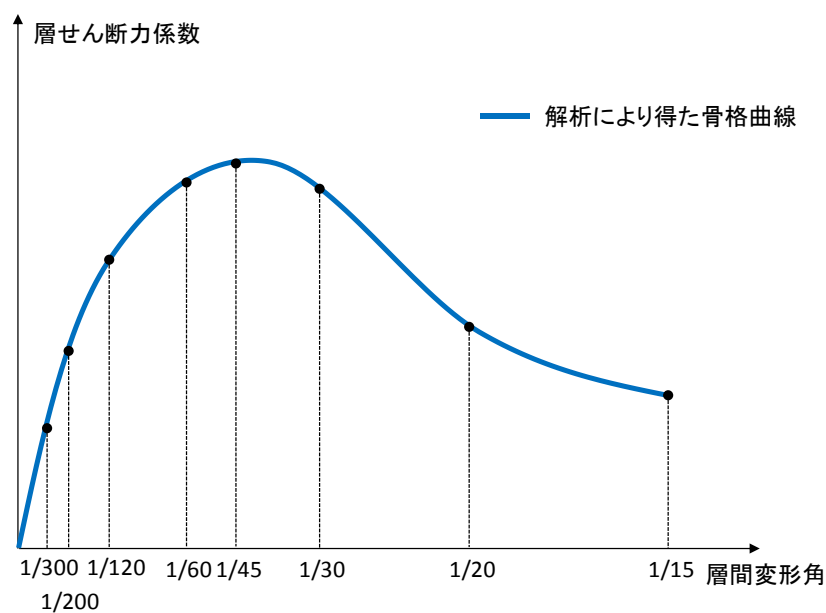


図 3.1.26 着目する層間変形角

表 3.1.64 経験最大層間変形角推定のための調査票

(出典：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針2015改定版)

2.1.3 上部構造の調査 1 経験最大層間変形角推定のための調査

経験最大層間変形角を推定するために、構造躯体、外装材および内装材の損傷状況を調査する。調査結果に基づき、表IV.2.1-3の経験最大層間変形角推定のための調査表を用いて経験最大層間変形角を推定する。各々の現象のうち、最も大きい変形角が生じたとされる変形角を経験最大層間変形角とする。

表IV.2.1-3 経験最大層間変形角推定のための調査表

経験最大層間変形角 (rad.)				～1/300	～1/200	～1/120	～1/60	～1/45	～1/20	1/20 超	
躯体	柱			—	—	—	—	—	—	折損	
	筋かい			—	—	—	—	はらみ	座屈	複数座屈	
外装材	外壁	サイディング張り	横張り	—	—	釘の浮き	開口部隅割れ	開口部隅割れ拡大、一部浮き	開口部隅割れ上下に通る	開口部隅割れ上下に通る複数	
			縦張り	—	—	開口部隅目地のズレ	開口部隅目地のズレ拡大	開口部隅シリング材の切れ	開口部隅シリング材の切れ拡大、止水材の露出		
		ラス下地モルタル塗り	開口部隅微少の割れ	開口部隅割れ	開口部隅割れ拡大	開口部隅以外にも割れ	開口部隅以外の割れ拡大	平面部分に割れ	平面部分に割れ複数		
		土塗り(大壁)	間柱部にひび	間柱部のひび増加	全面にひび拡大	ひび開き	ひび開き拡大	壁中央部盛り上がり	壁中央部盛り上がり拡大		
		開口部等			—	—	サッシ・スカット部分外れ	サッシ・スカット外れ	サッシ・セント損傷	サッシ・セント破壊、ガラス破損	サッシ・セント破壊、ガラス破損、複数
		内壁	クロス貼り等の大壁	隅角部	—	隅部しわ	隅部破れ、中部しわ	隅破れ通る、中部破れ	中間部破れ拡大	ボート目地複数が破れ	ボート目地大部分が破れ
	開口部			開口部隅の部分的な破れ	開口部隅破れ拡大	開口部隅破れ天井まで通る、ボート部分的な割れ	ボート割れ拡大	ボート割れ天井まで通る			
	ラス下地しっくい塗り		—	—	柱壁にずれ跡	柱壁隙間	柱壁隙間3～5mm	柱壁隙間5mm以上	柱壁隙間5mm以上複数		
	土塗り(真壁)		隅角部、貫部分にひび	隅角部、貫部分のひび増加	隅角部一部圧壊	周囲隅部の圧壊拡大、めくれ	壁中央部盛り上がり拡大				
	開口部等			—	—	—	襖の外れ、障子破れ				

経験最大層間変形角

・被害の最も激しい階と方向 _____ 階 _____ 方向

・経験最大層間変形角 _____

【解説】

木造建築物では、建築物の経験最大変形角によって構造体の被災度、耐震性能残存率を推定することができる。直接構造体の被災状況を確認することが望ましいが、仕上材に覆われて直接構造体の被災状況を確認できない場合には、仕上材の損傷状況によって経験最大変形角を推定することも可能である。

(6) 取得した復元力特性一覧

モデル化および解析により取得した層せん断力係数－層間変形角関係の一覧を図 3.1.27-図 3.1.32、表 3.1.65に示す。ここで、層せん断力係数および層間変形角は建物階数によらず1階にて算出したものとする。

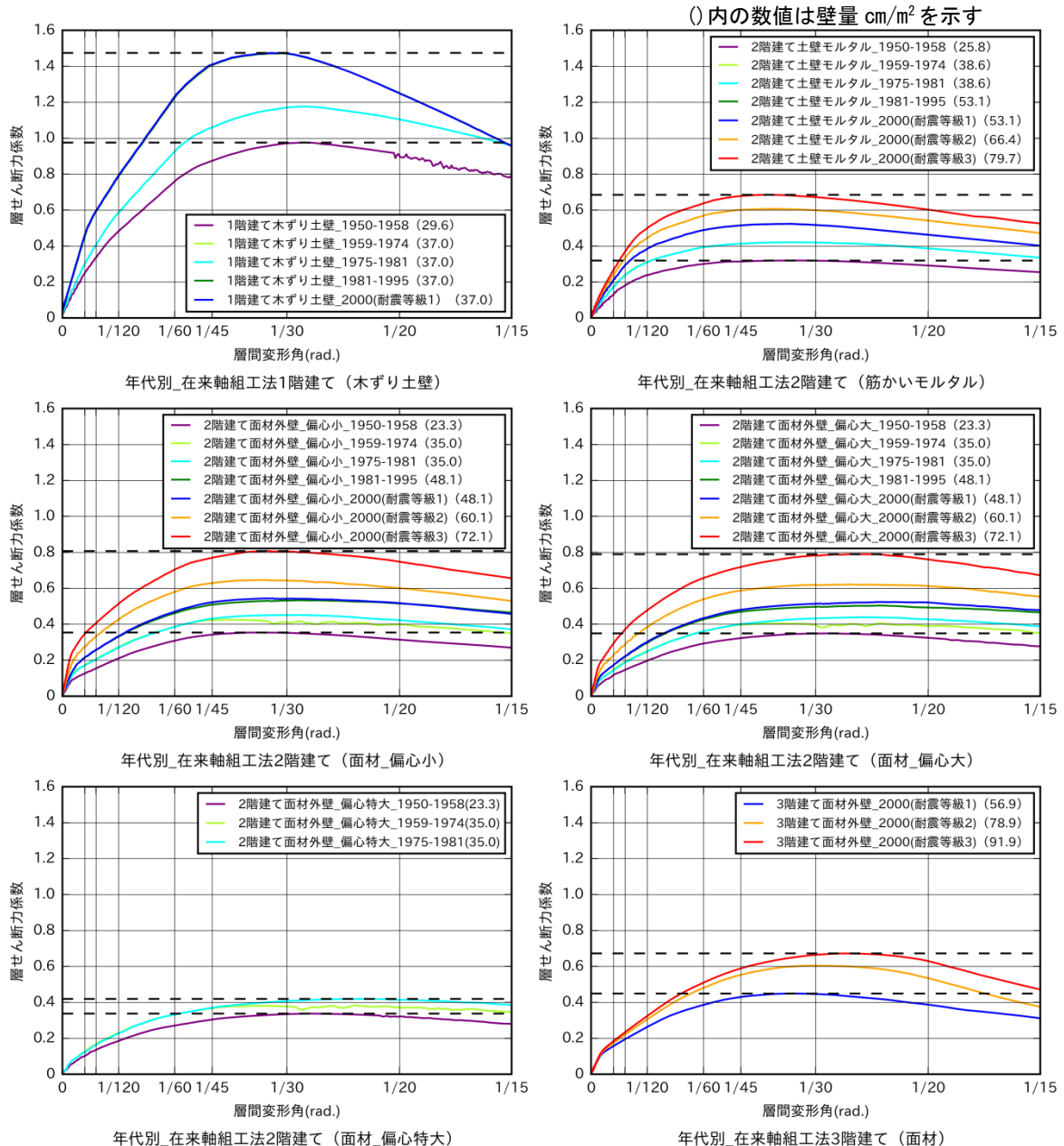


図 3.1.27(1) 建築年代別 層せん断力係数-層間変形角関係

※各図中の凡例の(数値)は1階の存在壁量(cm/m^2)を、横破線はPmax(最大層せん断力係数)最大とPmax最小を示す(以下同じ)。

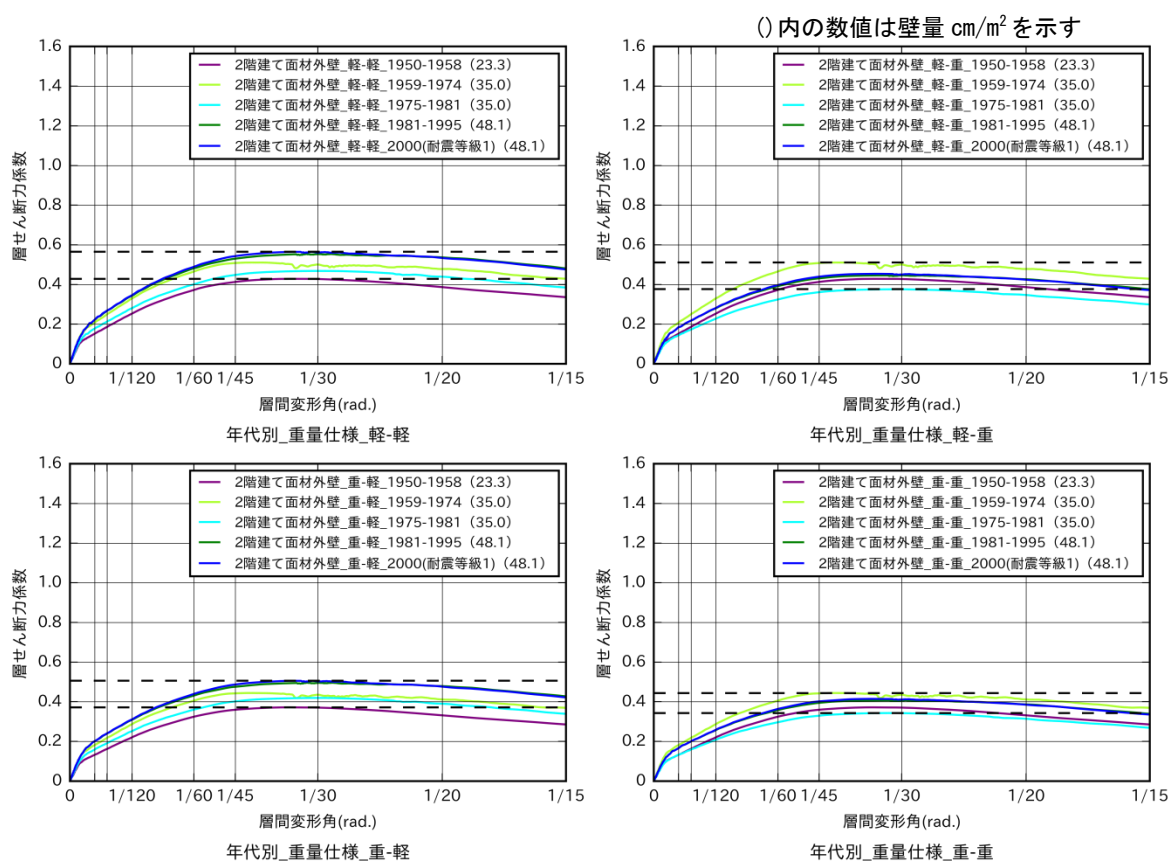


図 3.1.27(2) 建築年代別 層せん断力係数-層間変形角関係

※図中の凡例の重量は次の意味とする（以下同じ）。

軽・軽：屋根が軽く、壁も軽い仕様 軽・重：屋根が軽く、壁が重い仕様
 重・軽：屋根が重く、壁が軽い仕様 重・重：屋根が重く、壁も重い仕様

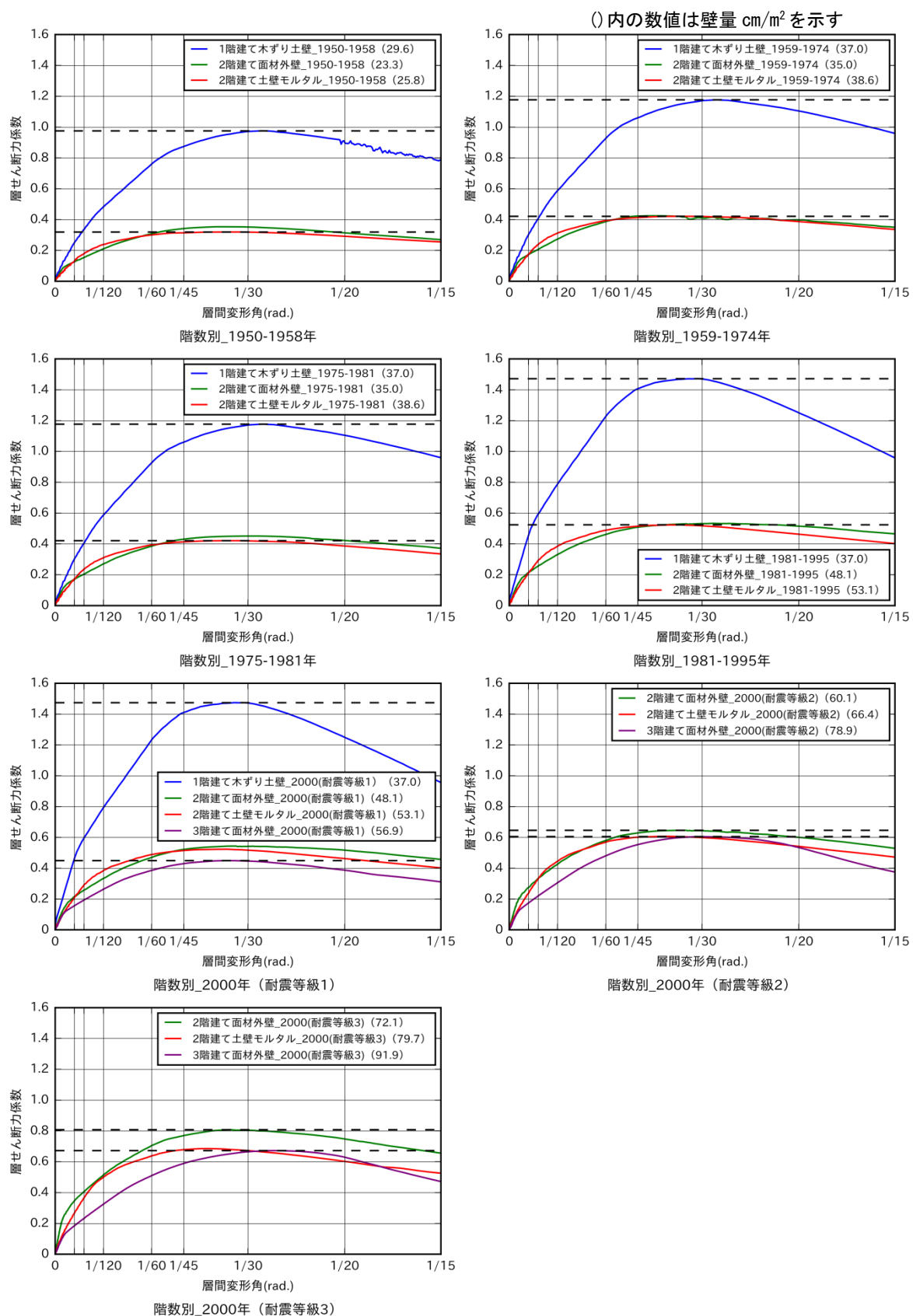


図 3.1.28 階数別 層せん断力係数-層間変形角関係

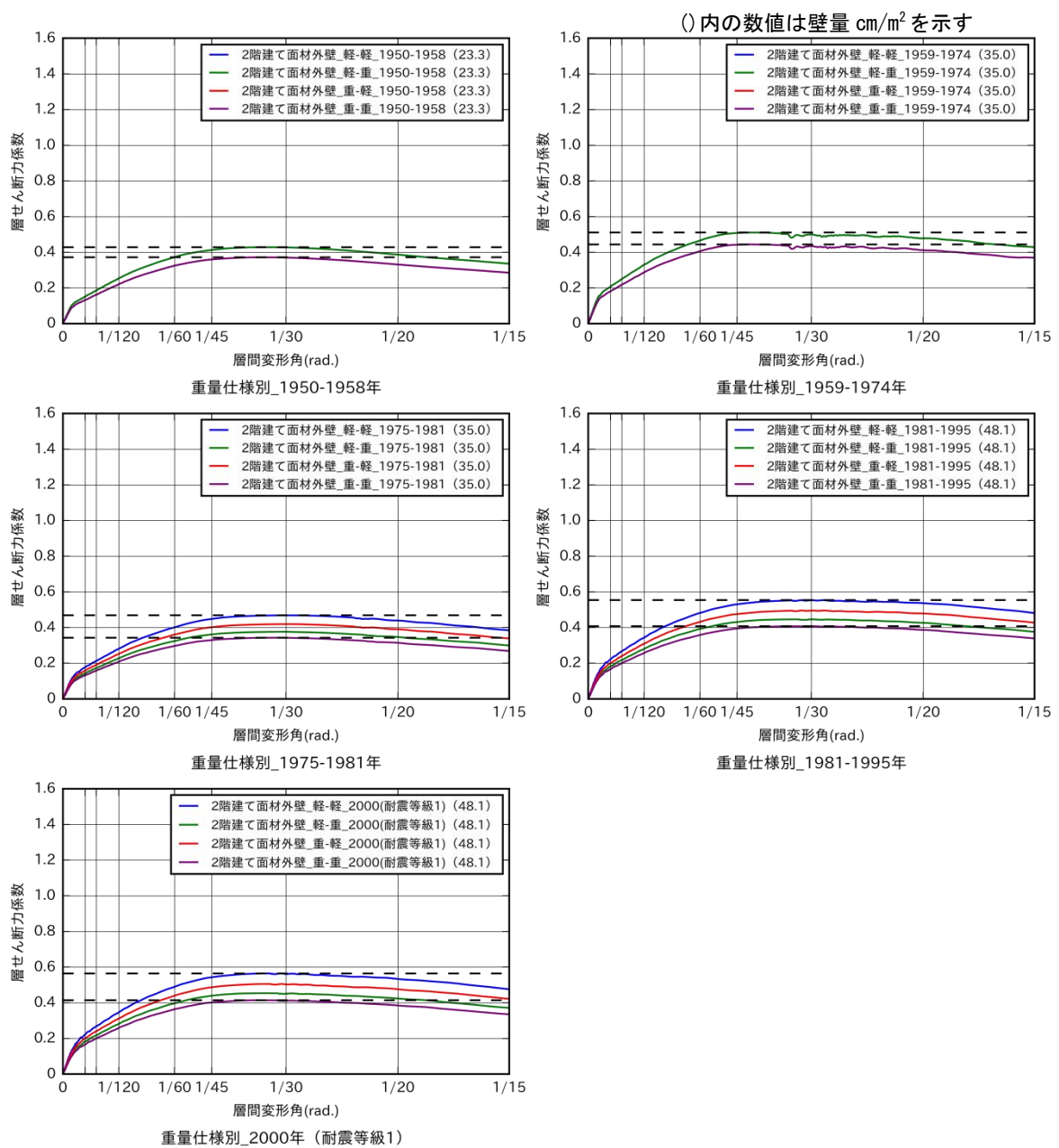


図 3.1.29 重量別 層せん断力係数-層間変形角関係

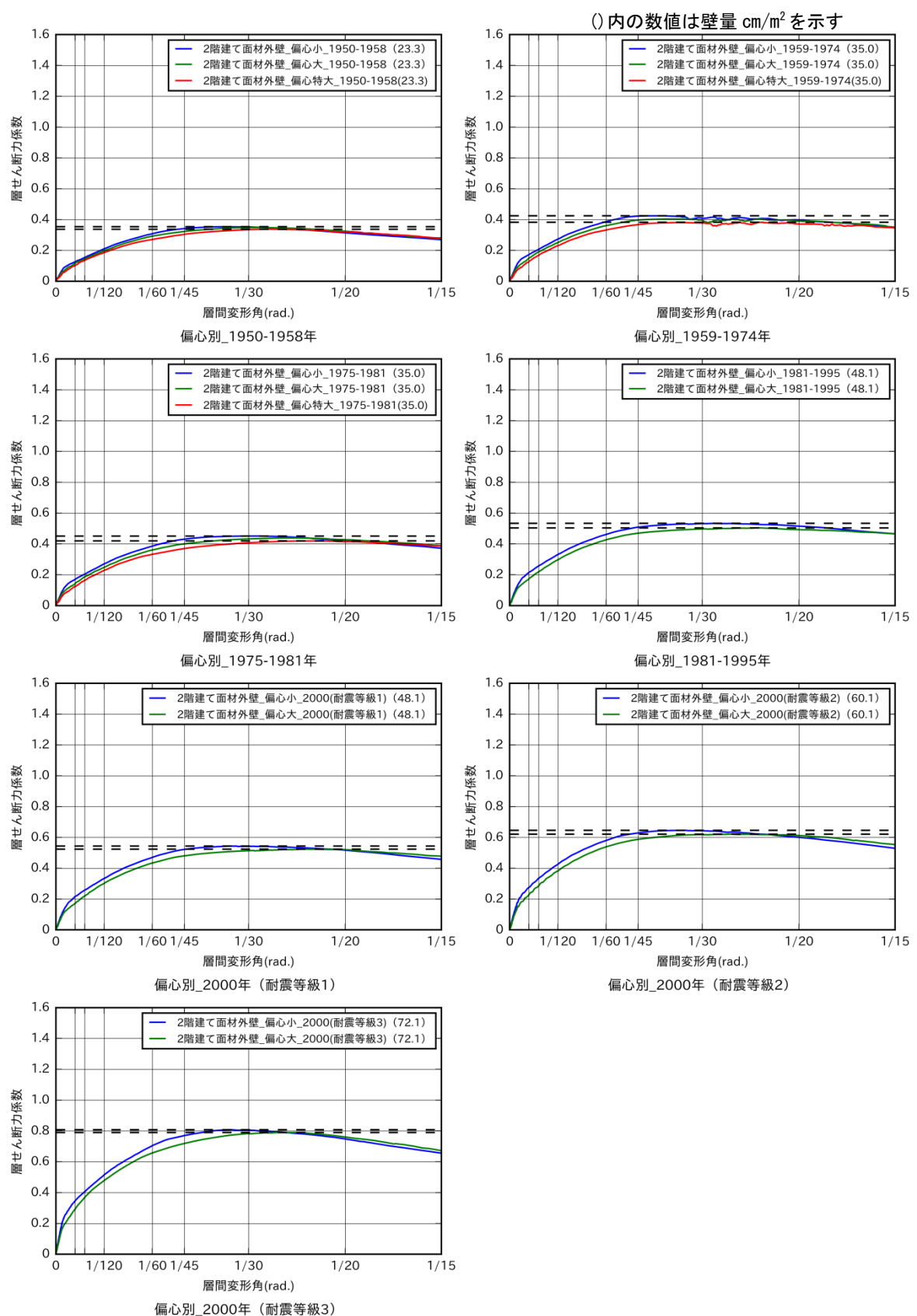


図 3.1.30 偏心別 層せん断力係数-層間変形角関係 ①重心位置

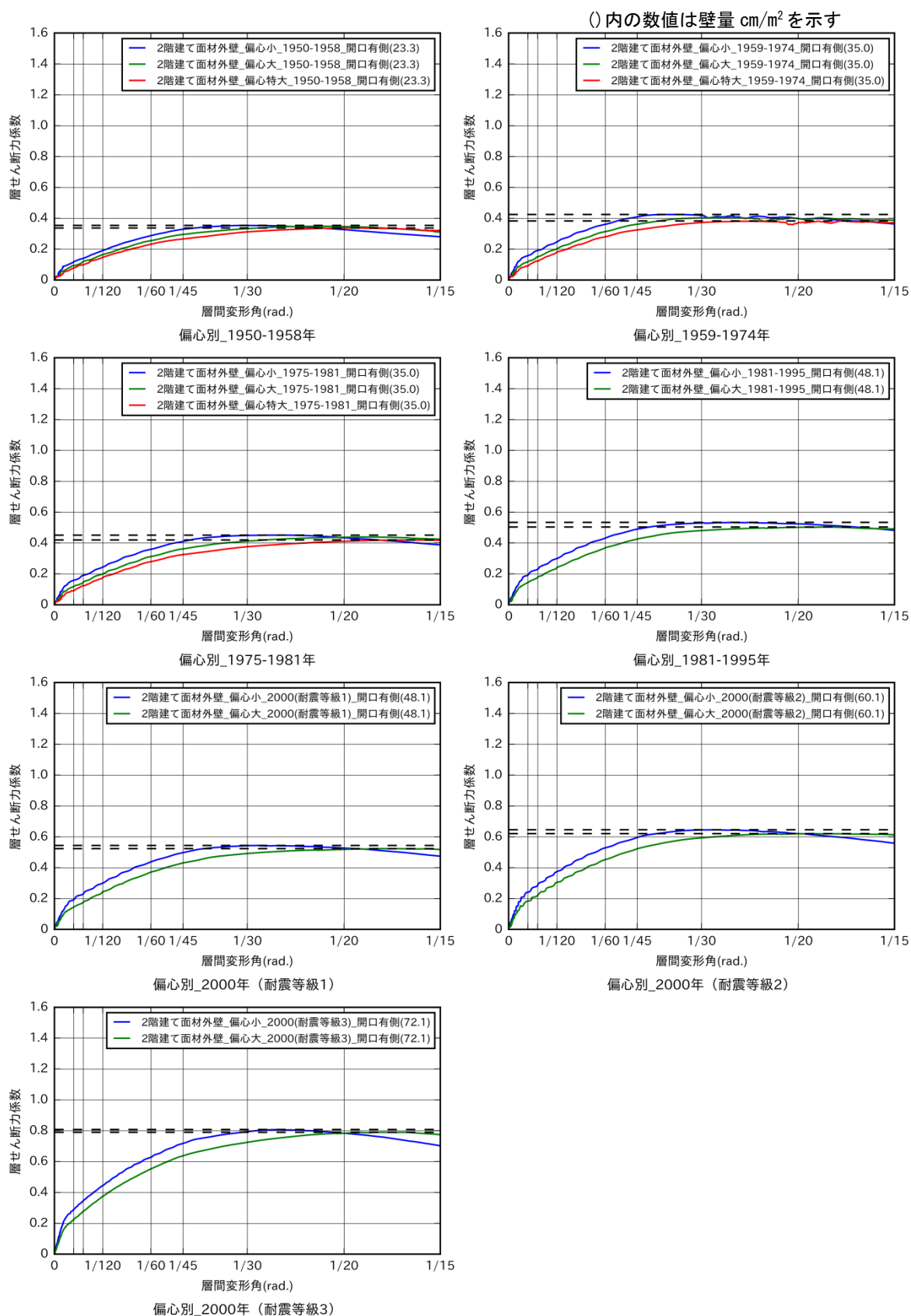


図 3.1.31 偏心別 層せん断力係数-層間変形角関係 ②開口有側

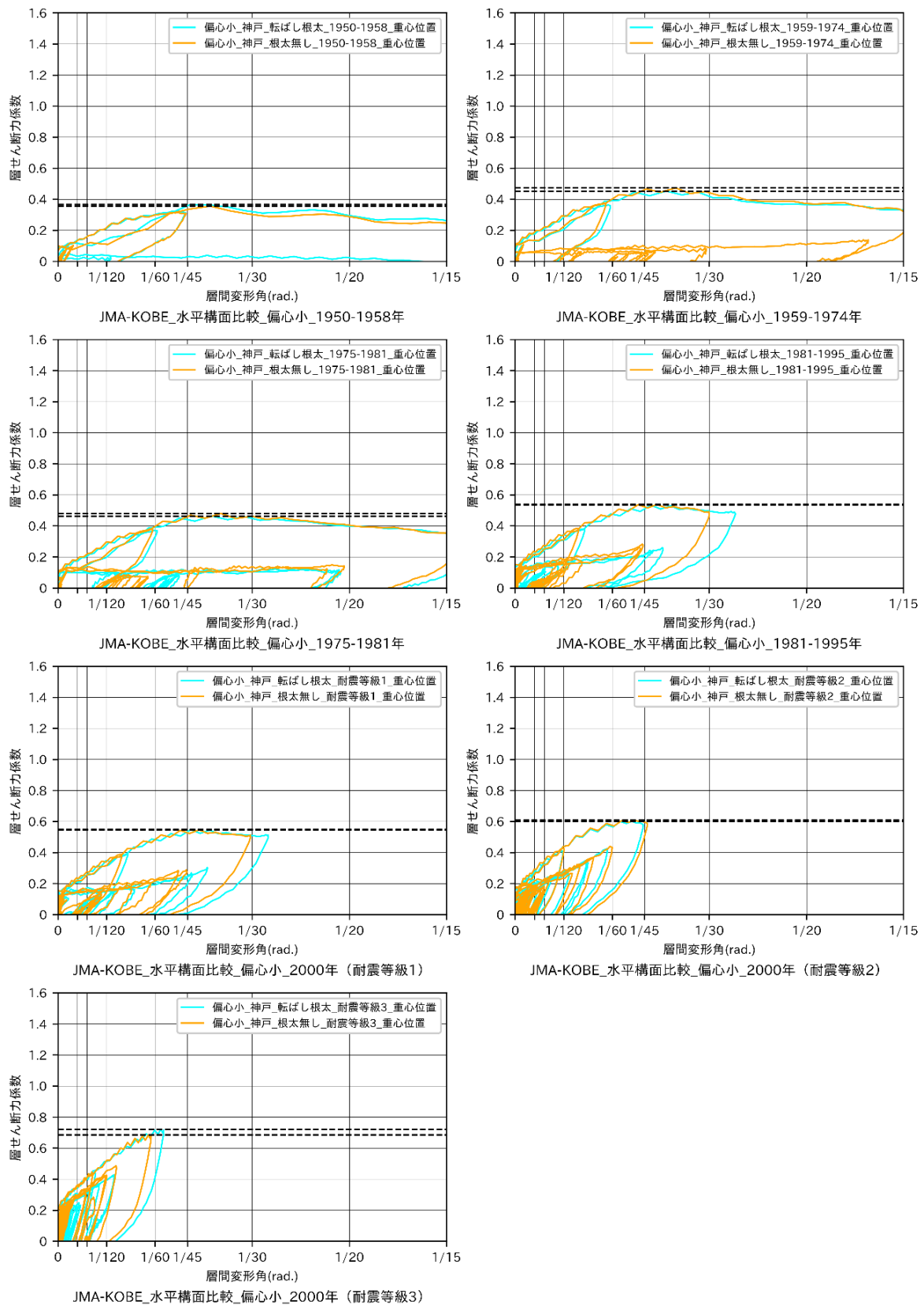


図 3.1.32 水平構面別 層せん断力係数-層間変形角関係

(※変位増分解析では水平構面の影響が現れないため振動解析にて検討)

表 3. 1. 65(1) 本研究で作成した立体モデルの変形角ごとの層せん断力係数

変形角1/300

変形角17.000

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	3階 面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.244	0.126	0.117	0.118	0.094	0.103	0.078	0.152	0.152	0.133	0.133	0.130	-
1959 - 1974	0.295	0.173	0.158	0.150	0.119	0.127	0.091	0.208	0.208	0.182	0.182	0.174	-
1975 - 1981	0.295	0.170	0.158	0.142	0.118	0.123	0.091	0.178	0.144	0.159	0.132	0.172	-
1981 - 1995	0.444	0.215	0.192	0.173	0.145	-	-	0.222	0.184	0.201	0.166	0.212	-
等級1	0.445	0.216	0.192	0.172	0.144	-	-	0.223	0.185	0.202	0.166	0.211	0.156
等級2	-	0.275	0.241	0.229	0.184	-	-	-	-	-	-	0.237	0.174
等級3	-	0.347	0.289	0.293	0.223	-	-	-	-	-	-	0.266	0.184

変形角1/200

変形角17/200

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	面材 外壁	3階
	木ずり 土壁	面材外壁												
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量						
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重			
1950 - 1958	0.331	0.155	0.141	0.146	0.121	0.136	0.099	0.186	0.186	0.162	0.162	0.180	-	
1959 - 1974	0.399	0.206	0.191	0.190	0.150	0.168	0.122	0.250	0.250	0.218	0.218	0.238	-	
1975 - 1981	0.399	0.204	0.191	0.187	0.147	0.164	0.124	0.213	0.172	0.191	0.159	0.237	-	
1981 - 1995	0.584	0.257	0.229	0.219	0.177	-	-	0.267	0.217	0.240	0.200	0.293	-	
等級1	0.591	0.258	0.231	0.221	0.176	-	-	0.269	0.218	0.241	0.201	0.292	0.193	
等級2	-	0.334	0.284	0.285	0.220	-	-	-	-	-	-	0.330	0.220	
等級3	-	0.407	0.347	0.369	0.278	-	-	-	-	-	-	0.367	0.232	

変形角1/120

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	3階 面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.482	0.210	0.191	0.197	0.164	0.185	0.146	0.253	0.253	0.221	0.221	0.238	-
1959 - 1974	0.586	0.273	0.247	0.251	0.202	0.231	0.180	0.330	0.330	0.287	0.287	0.312	-
1975 - 1981	0.586	0.270	0.244	0.248	0.199	0.229	0.175	0.281	0.228	0.252	0.208	0.310	-
1981 - 1995	0.786	0.331	0.299	0.297	0.241	-	-	0.343	0.280	0.309	0.257	0.384	-
等級1	0.778	0.333	0.300	0.302	0.244	-	-	0.346	0.282	0.311	0.259	0.384	0.263
等級2	-	0.426	0.374	0.382	0.306	-	-	-	-	-	-	0.445	0.306
等級3	-	0.514	0.444	0.478	0.374	-	-	-	-	-	-	0.499	0.325

変形角1/60

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	3階 面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.759	0.308	0.287	0.293	0.255	0.271	0.232	0.373	0.373	0.325	0.325	0.300	-
1959 - 1974	0.924	0.387	0.361	0.361	0.313	0.332	0.280	0.466	0.466	0.406	0.406	0.393	-
1975 - 1981	0.924	0.386	0.359	0.361	0.312	0.332	0.279	0.401	0.324	0.360	0.297	0.393	-
1981 - 1995	1.224	0.461	0.431	0.427	0.368	-	-	0.482	0.392	0.431	0.358	0.489	-
等級1	1.221	0.470	0.438	0.434	0.372	-	-	0.490	0.397	0.440	0.364	0.489	0.385
等級2	-	0.580	0.529	0.539	0.452	-	-	-	-	-	-	0.569	0.480
等級3	-	0.704	0.628	0.657	0.552	-	-	-	-	-	-	0.638	0.509

表 3. 1. 65 (2) 本研究で作成した立体モデルの変形角ごとの層せん断力係数

変形角1/45

変形角17°40'

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	3階 面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.873	0.342	0.329	0.323	0.295	0.305	0.266	0.413	0.413	0.360	0.360	0.314	-
1959 - 1974	1.059	0.423	0.409	0.397	0.361	0.367	0.325	0.508	0.508	0.442	0.442	0.413	-
1975 - 1981	1.059	0.431	0.410	0.400	0.362	0.370	0.325	0.448	0.361	0.402	0.330	0.413	-
1981 - 1995	1.406	0.509	0.490	0.470	0.425	-	-	0.530	0.431	0.476	0.394	0.515	-
等級1	1.410	0.522	0.498	0.480	0.431	-	-	0.543	0.439	0.487	0.402	0.515	0.430
等級2	-	0.629	0.596	0.587	0.523	-	-	-	-	-	-	0.601	0.553
等級3	-	0.770	0.718	0.719	0.638	-	-	-	-	-	-	0.678	0.589

変形角1/30

変形角17.5°

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	3階 面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.971	0.352	0.353	0.348	0.333	0.335	0.312	0.428	0.428	0.370	0.370	0.319	-
1959 - 1974	1.171	0.410	0.417	0.397	0.403	0.378	0.373	0.501	0.501	0.435	0.435	0.420	-
1975 - 1981	1.171	0.451	0.449	0.433	0.412	0.407	0.376	0.468	0.376	0.419	0.343	0.420	-
1981 - 1995	1.470	0.532	0.530	0.497	0.481	-	-	0.554	0.445	0.495	0.407	0.518	-
等級1	1.472	0.542	0.543	0.514	0.492	-	-	0.562	0.451	0.503	0.411	0.518	0.447
等級2	-	0.644	0.645	0.619	0.594	-	-	-	-	-	-	0.599	0.605
等級3	-	0.804	0.794	0.782	0.725	-	-	-	-	-	-	0.673	0.665

変形角1/20

変形月17/20

せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.911	0.314	0.327	0.324	0.346	0.321	0.337	0.387	0.387	0.332	0.332	0.294	-
1959 - 1974	1.106	0.398	0.398	0.390	0.399	0.372	0.371	0.478	0.478	0.412	0.412	0.389	-
1975 - 1981	1.106	0.422	0.433	0.428	0.437	0.414	0.411	0.439	0.347	0.390	0.314	0.388	-
1981 - 1995	1.253	0.515	0.524	0.493	0.502	-	-	0.537	0.427	0.479	0.387	0.464	-
等級1	1.251	0.517	0.527	0.521	0.518	-	-	0.534	0.424	0.476	0.385	0.463	0.391
等級2	-	0.601	0.621	0.612	0.619	-	-	-	-	-	-	0.542	0.536
等級3	-	0.748	0.783	0.760	0.783	-	-	-	-	-	-	0.604	0.630

変形角1/15

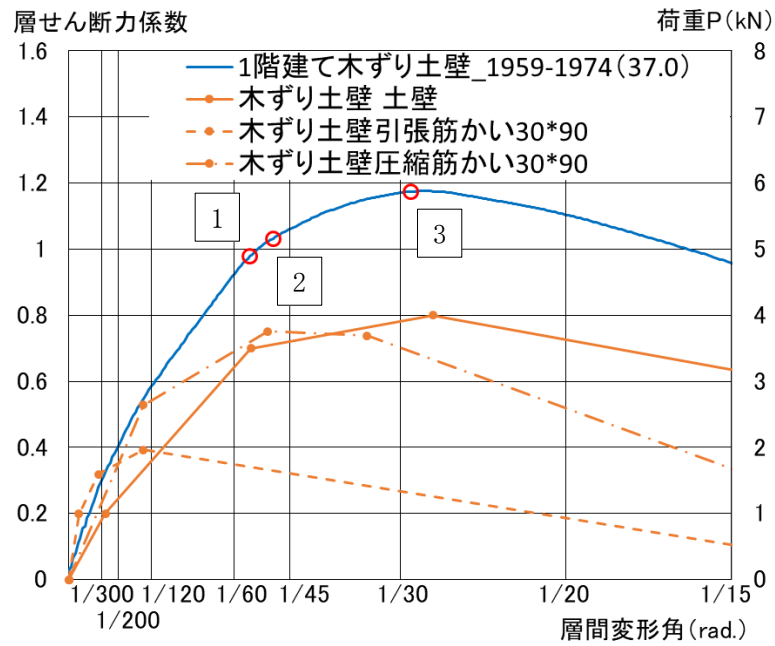
せん断力係数	1階	2階										土壁 モルタル	3階 面材 外壁
	木ずり 土壁	面材外壁											
		偏心小		偏心大		偏心特大		重量					
		重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	重心 位置	開口 有側	軽軽	軽重	重軽	重重		
1950 - 1958	0.786	0.269	0.280	0.276	0.312	0.281	0.322	0.336	0.336	0.285	0.285	0.257	-
1959 - 1974	0.960	0.350	0.364	0.351	0.387	0.346	0.371	0.429	0.429	0.369	0.369	0.339	-
1975 - 1981	0.960	0.372	0.388	0.387	0.424	0.386	0.416	0.385	0.299	0.339	0.269	0.337	-
1981 - 1995	0.961	0.465	0.482	0.466	0.491	-	-	0.481	0.376	0.427	0.339	0.406	-
等級1	0.956	0.457	0.475	0.478	0.518	-	-	0.476	0.372	0.422	0.335	0.404	0.315
等級2	-	0.529	0.559	0.553	0.613	-	-	-	-	-	-	0.478	0.387
等級3	-	0.655	0.703	0.672	0.774	-	-	-	-	-	-	0.527	0.478

(7) 復元力特性の分析

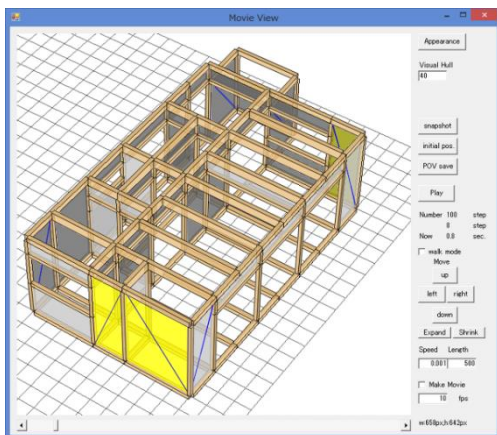
前節(6)に示した復元力特性について分析を行い、層間変形角の増加に応じてどのような挙動を示したかについて確認した。確認は、建物の実際の復元力特性と解析を実施するうえで設定した要素の復元力特性との比較および塑性・変形状況を可視化することにより実施した。概ね建物の復元力特性が要素（鉛直構面）の復元力特性の積み上げと対応していることを確認した。

塑性・変形状況の図を図 3.1.33-図 3.1.35に示す。壁の塑性化状況を色分けして示しており、それぞれの色が示す意味は以下のとおりである。

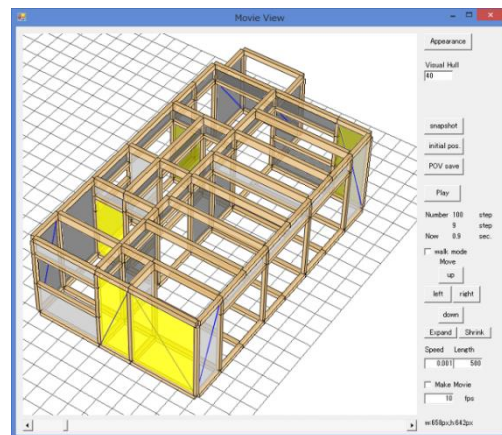
- ・ 黄色：弾性域を超えて塑性化(第2折れ点から P_{max})
- ・ オレンジ： P_{max} を超えて負勾配
- ・ 赤：破壊して耐力が完全喪失



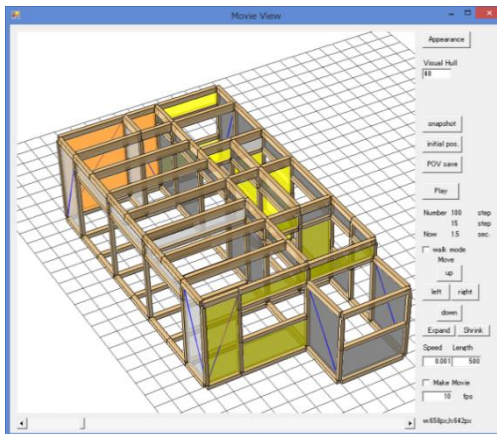
1. 初めて土壁が第2折れ点を超える



2. 初めて筋かいが第2折れ点を超える



3. 初めて土壁がPmaxを超える



4. 初めて金物にヒンジが表示される

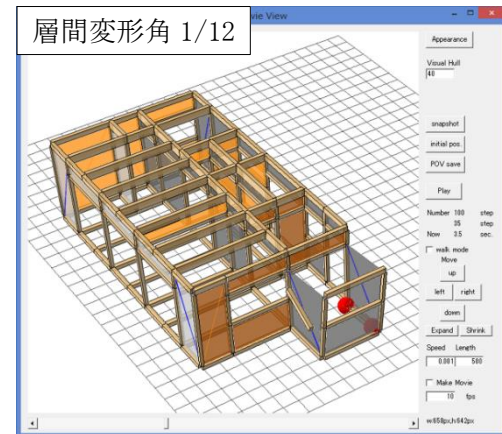
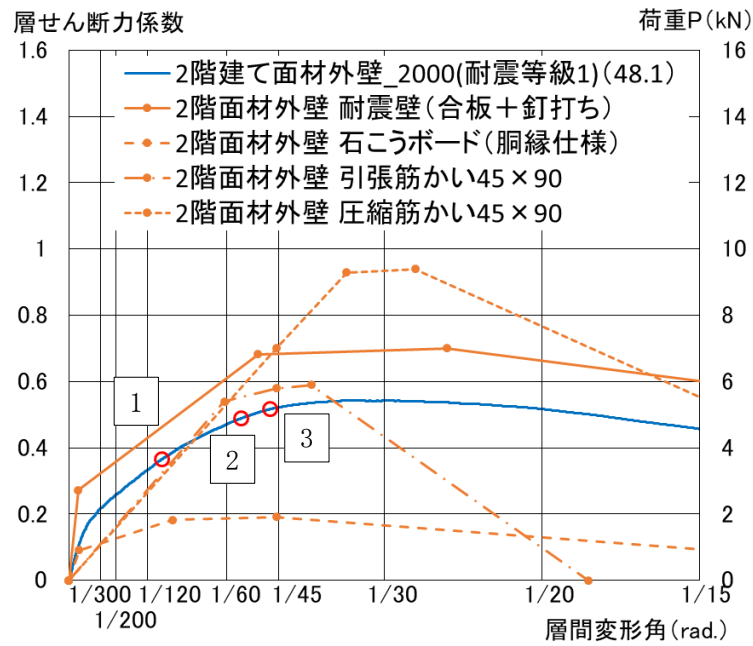
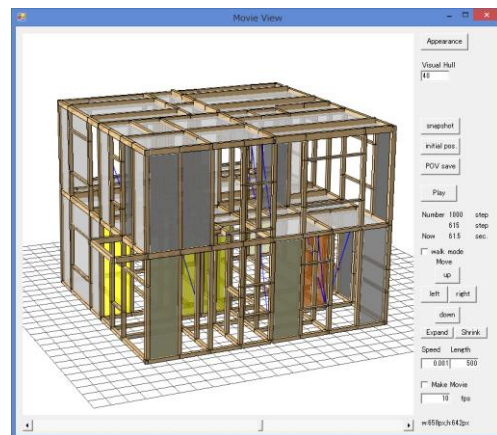
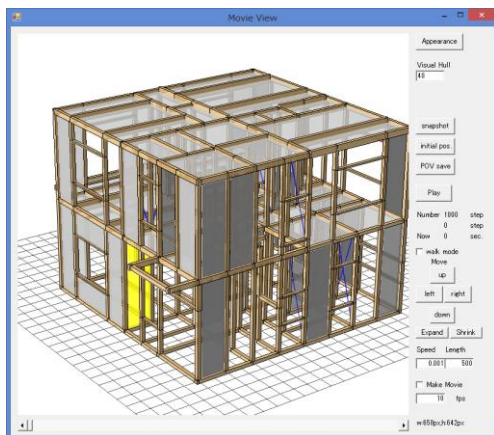


図 3.1.33 復元力特性の分析 (1 階建木ずり土壁)



1. 初めて石膏ボードが第2折れ点を超える 2. 石膏ボードがPmaxを超える



3. 初めて合板が第2折れ点を超える

4. 初めて金物にヒンジが表示される

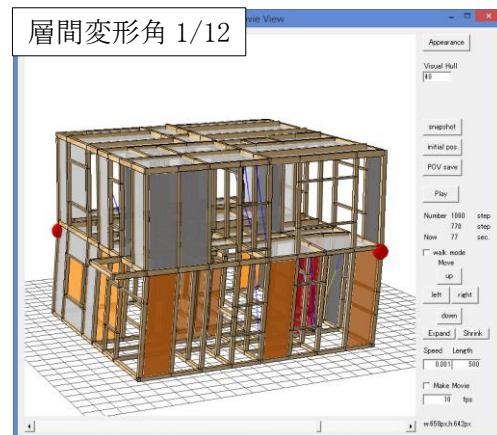
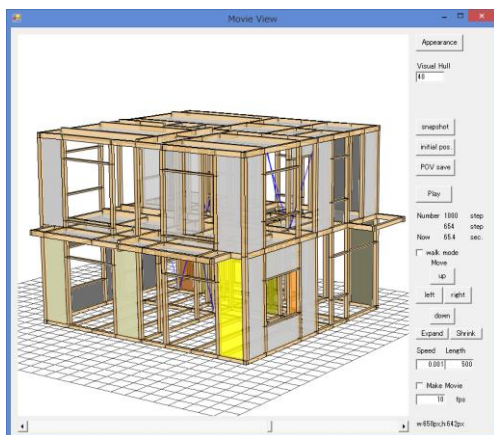
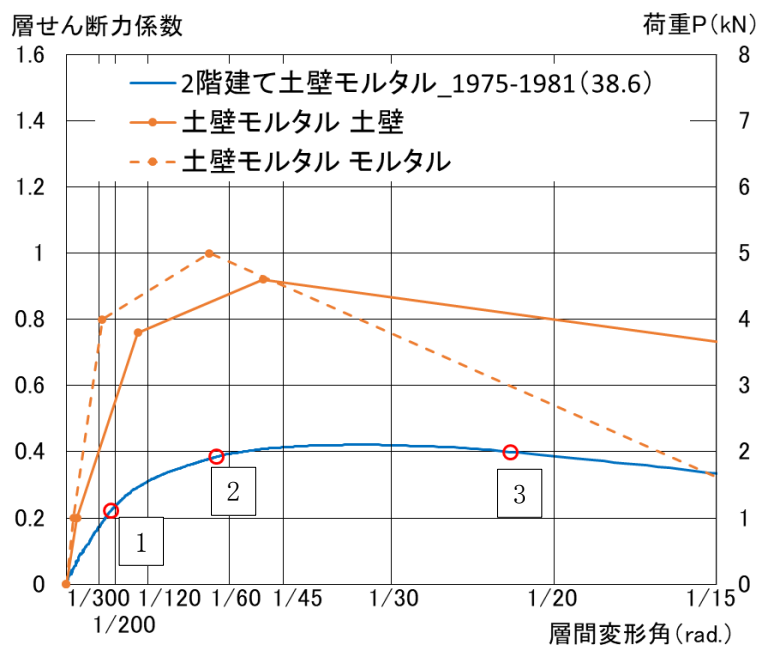
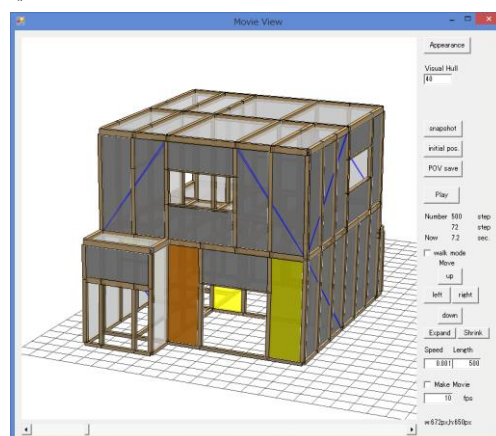
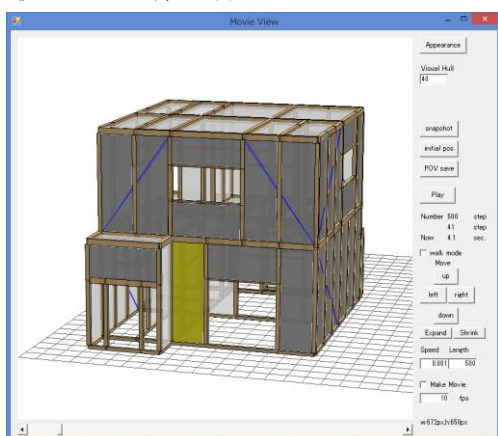


図 3.1.34 復元力特性の分析(2階建面材外壁)



1. 初めて壁が第2折れ点を超える

2. 初めて壁がPmaxを超える



3. 初めて金物にヒンジが表示される

4. 初めて壁の耐力が零となる

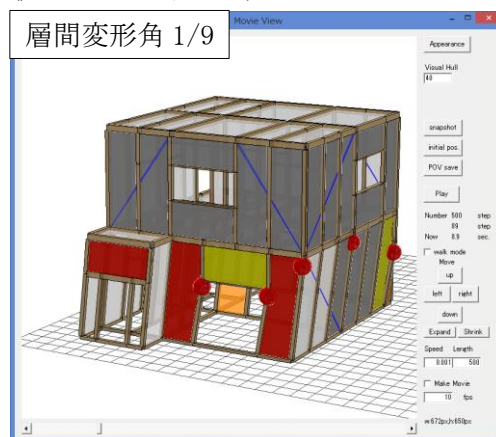
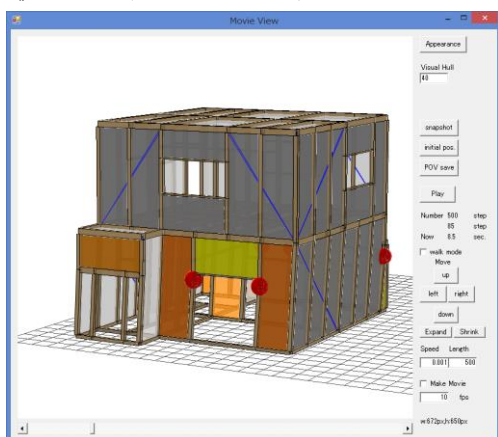


図 3.1.35 復元力特性の分析(2階建土壁・モルタル)

(8) 各種仕様が耐震性能に及ぼす影響の検討

(6)節で示した復元力特性ならびに以降の各項で示す追加検討を踏まえて、各種仕様が建物の耐震性能に及ぼす影響を検討した。

1) 建築年代が耐震性能に及ぼす影響

建築年代の違いによる層せん断力係数の違いを各層間変形角で比較した結果を図 3.1.36に示す。壁の仕様や階数などに依らず年代が新しくなるにつれて層せん断力係数が高くなる傾向にあり、また、どの変形角レベルにおいても同様の傾向を示すことを確認した。

1959-1974年と1975-1981年、また1981-1995年と等級1では、ほぼ同等の層せん断力係数となっていることから、梁端接合部の違い（ほぞ、羽子板ボルト）や隅柱の接合部の違い（コーナープレート、ホールダウン金物）は壁量の違いに比べて耐震性能に及ぼす影響は比較的小さいことがわかる。

これらより、建築年代が新しくなるほど耐力が高くなる傾向があり、これは主に壁量の増加に起因するものであると考えられる。

2) 階数が耐震性能に及ぼす影響

階数の違いによる層せん断力係数の違いを各層間変形角で比較した結果を図 3.1.37に示す。2、3階建と比べて、1階建の層せん断力係数が最も大きいことを確認した。これは2、3階建に比べて、1階建の重量が軽いことによるものである。

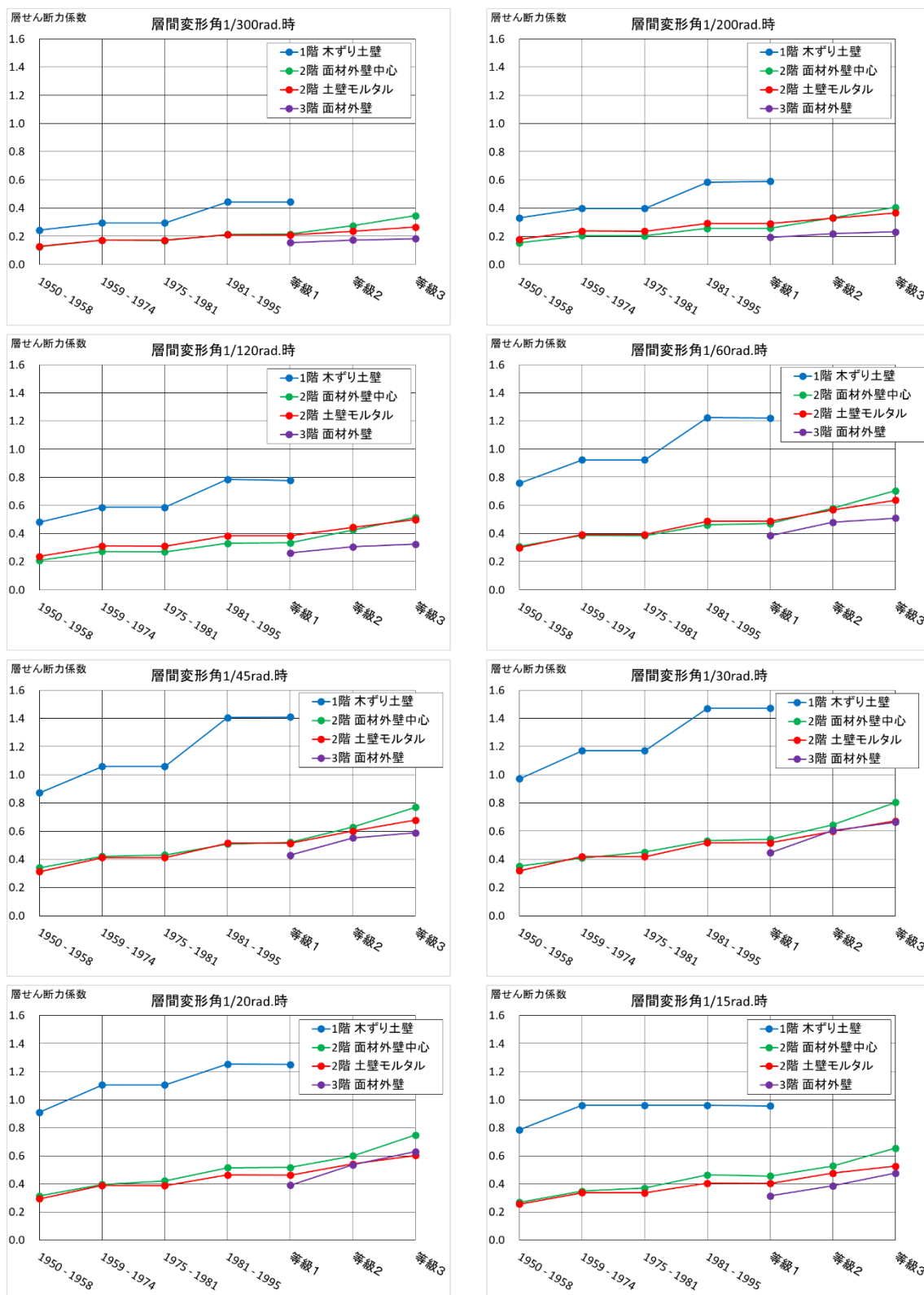


図 3.1.36 建築年代の違いによる層せん断力係数の違い

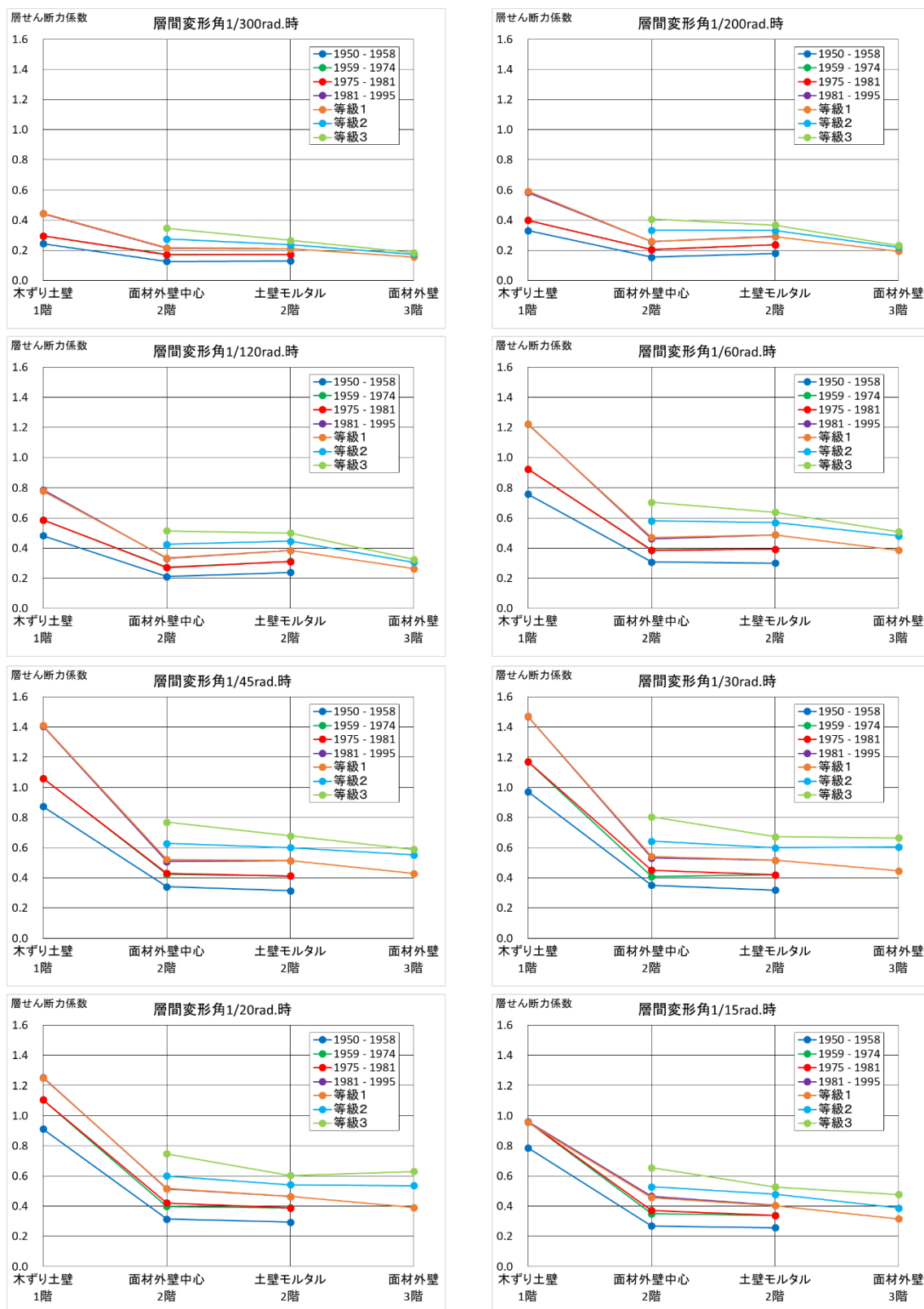


図 3.1.37 階数の違いによる層せん断力係数の違い

3) 重量が耐震性能に及ぼす影響

重量の違いによる層せん断力係数の違いを各層間変形角で比較した結果を図 3. 1. 38に示す。ここで、図中の横軸は以下のような意味とする。

「輕輕」：屋根が軽く、壁も軽い仕様 「軽重」：屋根が軽く、壁が重い仕様

「重軽」：屋根が重く、壁が軽い仕様 「重重」：屋根が重く、壁も重い仕様

重量が大きいほど層せん断力係数が低下する傾向があるが、最大でも0.15程度の差であることを確認した。「軽重」「重軽」の結果については、1974年以前は「軽重」の方が層せん断力係数が高く、1975年以降は「重軽」の方が層せん断力係数が高いが、これは、表 3. 1. 66に示すように古い年代と新しい年代で重量設定が異なるためであり、基本的には上述したように、重量が大きいほど層せん断力係数が低下する傾向にある。

表 3. 1. 66 重量設定

年代	重軽の別		単位床面積あたり重量(N/m ²)							
			屋根	外壁	内壁	床	積載	計		
	屋根	壁						最上階	中間階	最下階
1950-1958 1959-1974	重	重	1170	600	0	500	600	1470	1700	300
	重	軽	1170	600	0	500	600	1470	1700	300
	軽	重	780	600	0	500	600	1080	1700	300
	軽	軽	780	600	0	500	600	1080	1700	300
1975-1981 1981-1995 2000-	重	重	1300	750	450	600	610	1900	2410	600
	重	軽	1300	500	200	600	610	1650	1910	350
	軽	重	950	750	450	600	610	1550	2410	600
	軽	軽	950	500	200	600	610	1300	1910	350

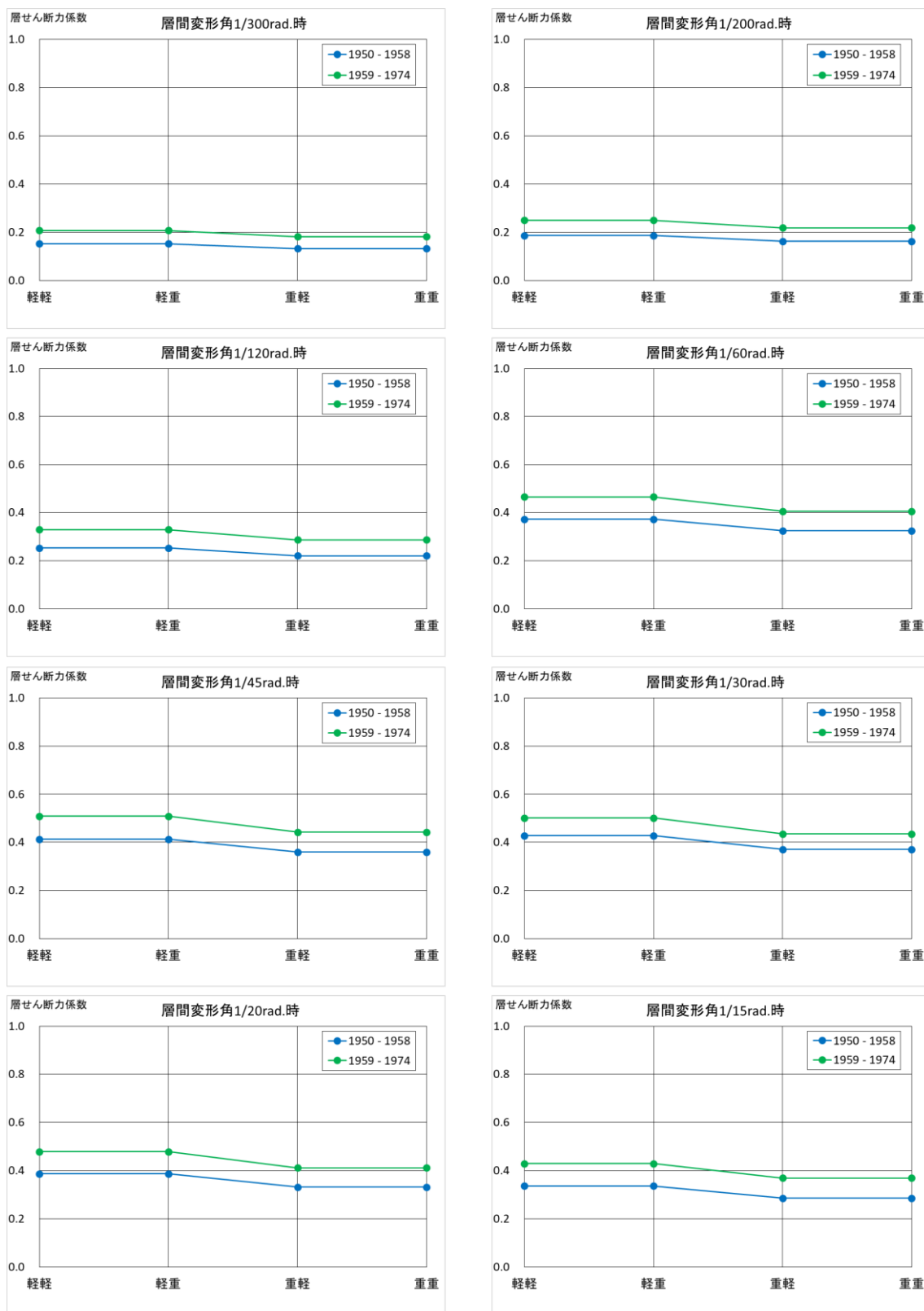


図 3. 1. 38(1) 重量の違いによる層せん断力係数の違い

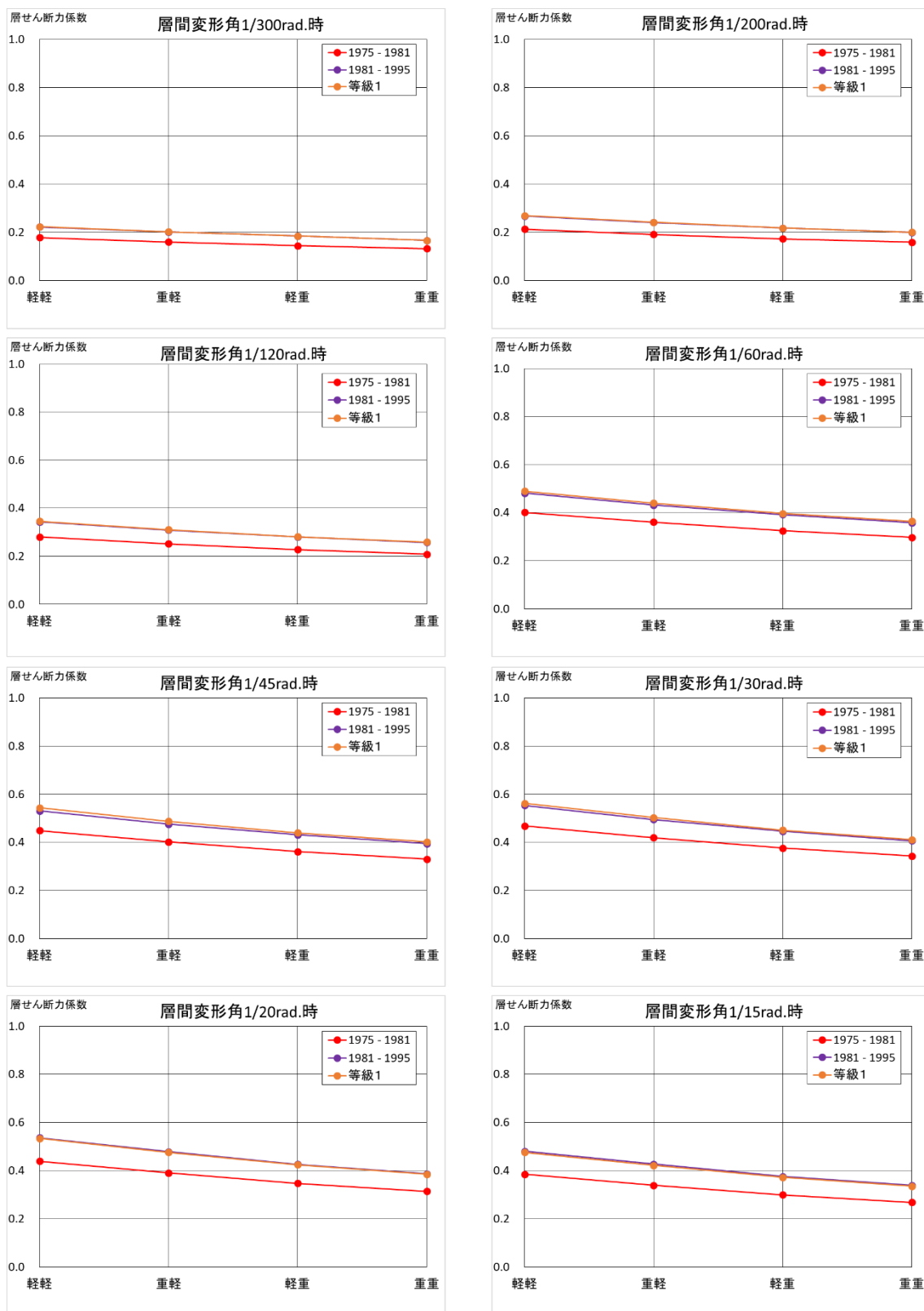


図 3.1.38(2) 重量の違いによる層せん断力係数の違い

4) 偏心が耐震性能に及ぼす影響

偏心の大きさの違いによる層せん断力係数の違いを各層間変形角で比較した結果を図 3.1.39（開口有側）、図 3.1.40（重心位置）に示す。ここで、プッシュオーバー解析は偏心による影響を分析するために、変位増分解析ではなく加速度増分解析とした。結果から、開口有側（ねじれにより変位が増大する側）に着目すると、層間変形角 $1/30\text{rad.}$ までは偏心が大きいほど各層間変形角における層せん断力係数が小さくなる傾向があることを確認した。一方で、重心位置においては偏心の大きさによらず層せん断力係数は各層間変形角で概ね同等であることを確認した。

また、参考として地震動入力による偏心の影響検討を行った。ここで入力地震動は模擬地震動とし、スペクトル振幅特性としては、2000年の建設省告示第1461号に定める解放工学的基盤における極めて稀に発生する地震動（レベル2）のスペクトルに、2000年の建設省告示第1457号に定める第二種地盤を想定した表層地盤による加速度増幅率 G_s を乗じて設定した（図 3.1.41）。また、位相特性としては、1995年兵庫県南部地震で観測されたJMA神戸（NS成分）を用いた。入力地震動の最大加速度は 818cm/s^2 （最大速度 91.5cm/s 、最大変位 20.2cm ）である。

地震動入力により得た層せん断力係数と層間変形角関係の一覧を図 3.1.42に示す。前述したとおり、重心位置においては偏心の大きさによらず層せん断力係数は各層間変形角で概ね同等であるが、偏心が大きいほど、開口有側と開口無側との変位差が大きくなりねじれ挙動が顕著に現れることを確認した。ねじれにより変位が増大する隅部に着目すると偏心の大きさが耐震性能に及ぼす影響は大きいと言える。

また、変形レベルに応じた偏心の影響を確認するために、入力地震動の大きさを変化させて解析を行った。このときの層せん断力係数と層間変形角関係を図 3.1.43に示す。また、得られた層せん断力係数と層間変形角の関係において、最大層せん断力発生時の層間変形角、また、最大層間変形角について開口無側と開口有側の比を算出したものを図 3.1.44に示す。入力地震動が大きいほど（変形が大きくなるほど）ねじれ挙動が小さくなることがわかる。これは、ある程度外力が大きくなると、開口無側の剛性が高い構面が力を負担することで塑性化して開口有側よりも先に剛性低下を生じることにより、偏心率が小さくなることに起因するものと考えられる。このことから、微小変形時は剛性偏心、大変形時は耐力偏心の影響が支配的になると考えられる。

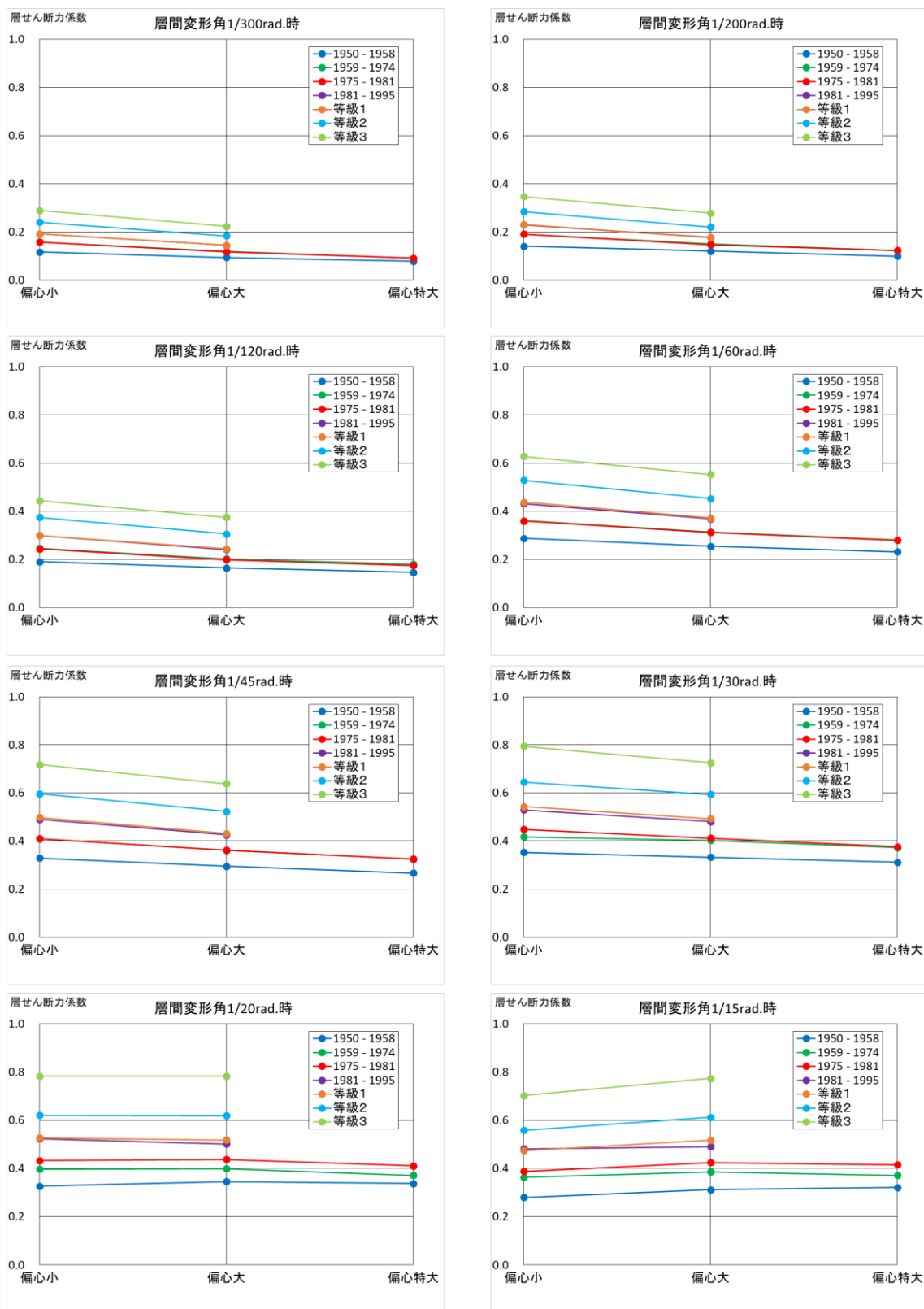


図 3.1.39 偏心の大きさの違いによる層せん断力係数の違い ①開口有側

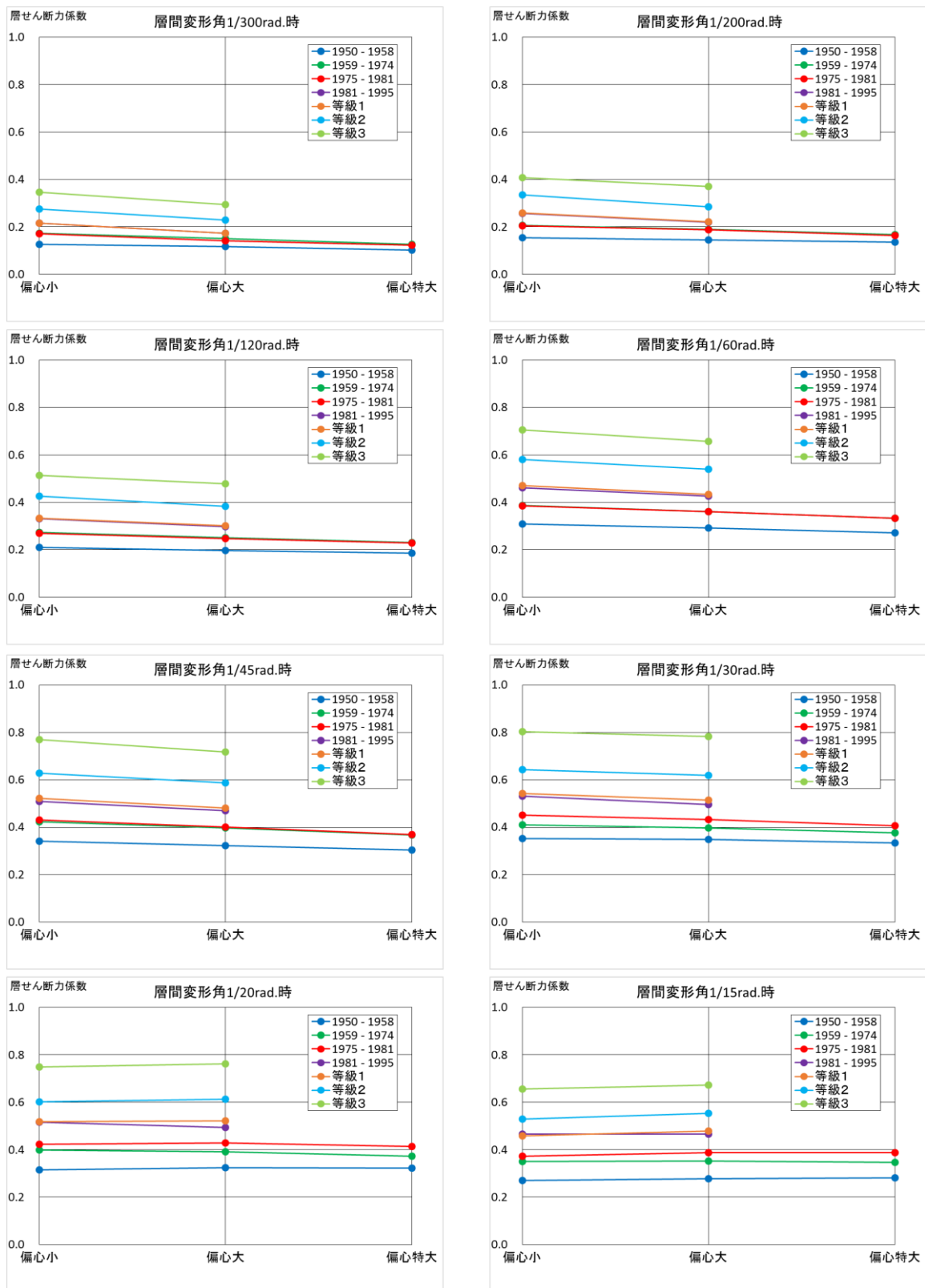


図 3.1.40 偏心の大きさの違いによる層せん断力係数の違い ②重心位置

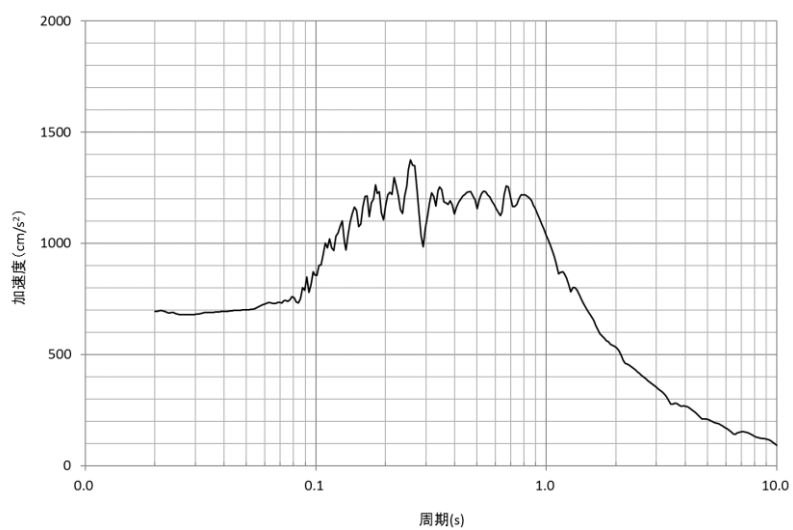
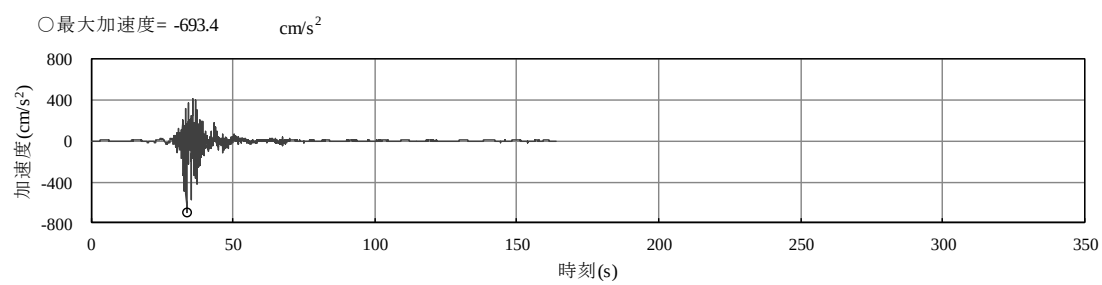


図 3.1.41 加速度時刻歴波形および加速度応答スペクトル(告示波JMA_KOBE_NS位相)

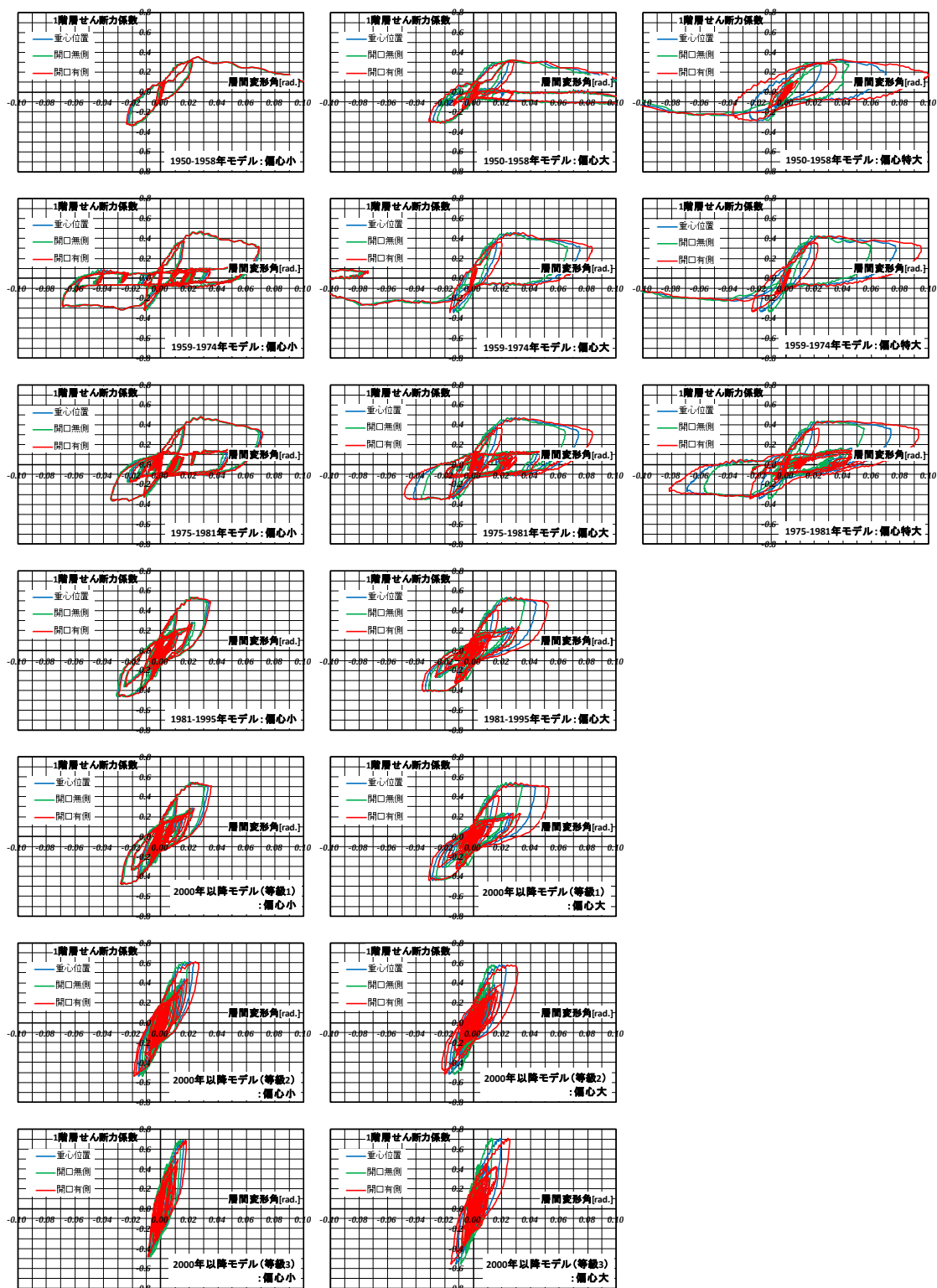


図 3.1.42 偏心別 地震波入力時の層せん断力係数－層間変形角関係
(左：偏心小、中：偏心大、右：偏心特大)

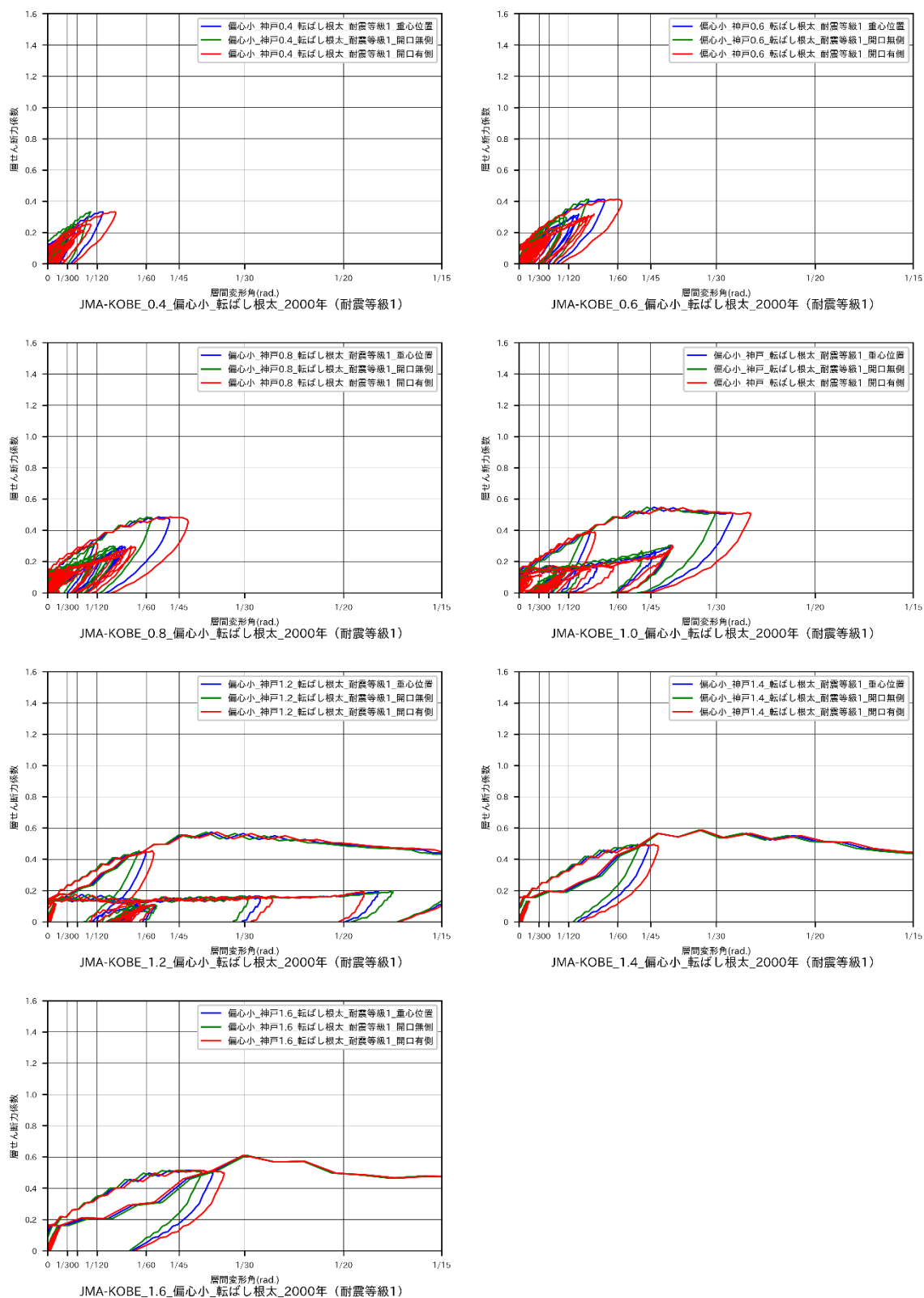


図 3.1.43 入力地震波の大きさを変化させた場合の層せん断力係数—層間変形角関係
(※告示波JMA-KOBEを0.4倍-1.6倍)

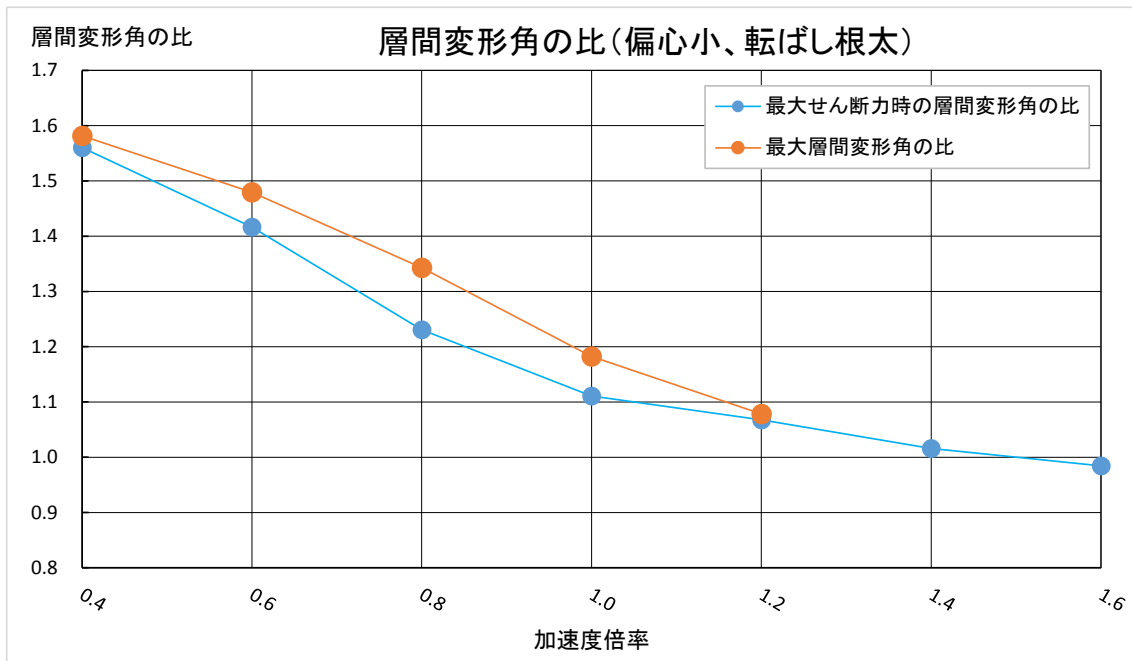


図 3.1.44 加速度倍率による層間変形角の比(偏心小、JMA-KOBE)

※ 凡例の「最大せん断力時の層間変形角の比」とは、図 3.1.45に示す最大層せん断力発生時の開口有側の層間変形角 B と開口無側の層間変形角 A の比(B/A)であり、「最大層間変形角の比」とは、開口有側の最大層間変形角 D と開口無側の最大層間変形角 C の比(D/C)である。

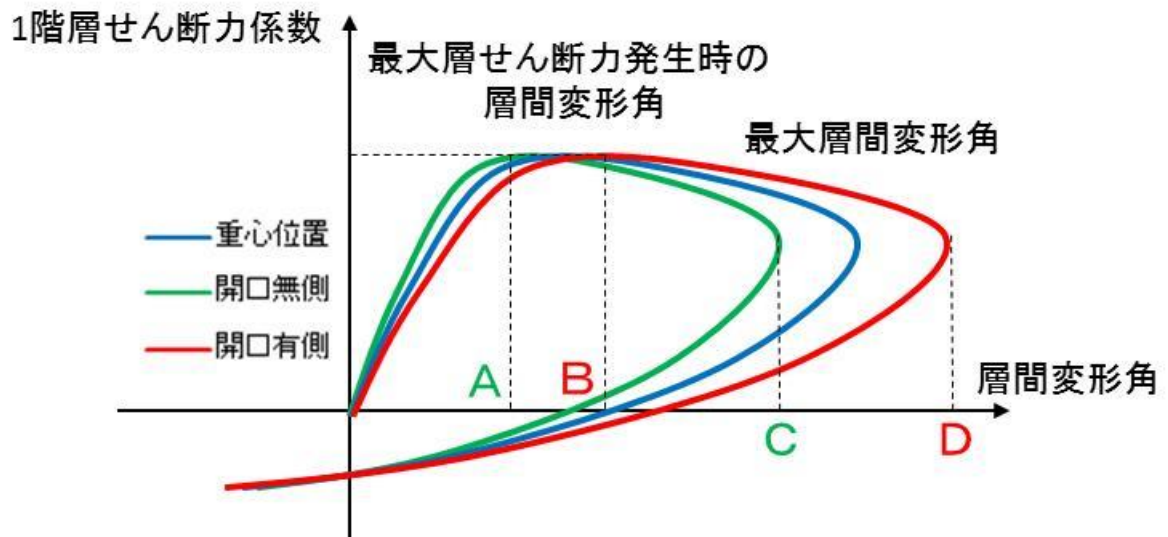


図 3.1.45 評価指標

5) 水平構面が耐震性能に及ぼす影響

水平構面の違いによる層せん断力係数の違いを各層間変形角で比較した結果を偏心の大きさごとに図 3.1.46-図 3.1.48に示す。偏心の大きさ、また変形レベルによらず各層間変形角で概ね同等の層せん断力係数となることを確認した。

重心位置に加えて、開口有側（ねじれにより変位が増大する側）と開口無側（ねじれにより変位が減少する側）の層せん断力係数と層間変形角関係を重ね描いたものを図 3.1.49、図 3.1.50に示す。前述のとおり変形レベルによらず層せん断力係数は概ね同等であるが、水平構面の剛性が低い転ばし根太モデルの方が重心位置の応答も含めて変位が大きくなる傾向があることを確認した。また、ねじれによる変位（開口無側に対する開口有側の変位）については、水平構面の剛性が低い転ばし根太モデルの方が大きいことから、水平構面の剛性が低いほど偏心の影響が大きい傾向にあると言える。ただし、水平構面が極端に剛性の低いものである場合や直交方向の塑性化の有無などにより上記と異なる傾向になる場合があると考えられる。

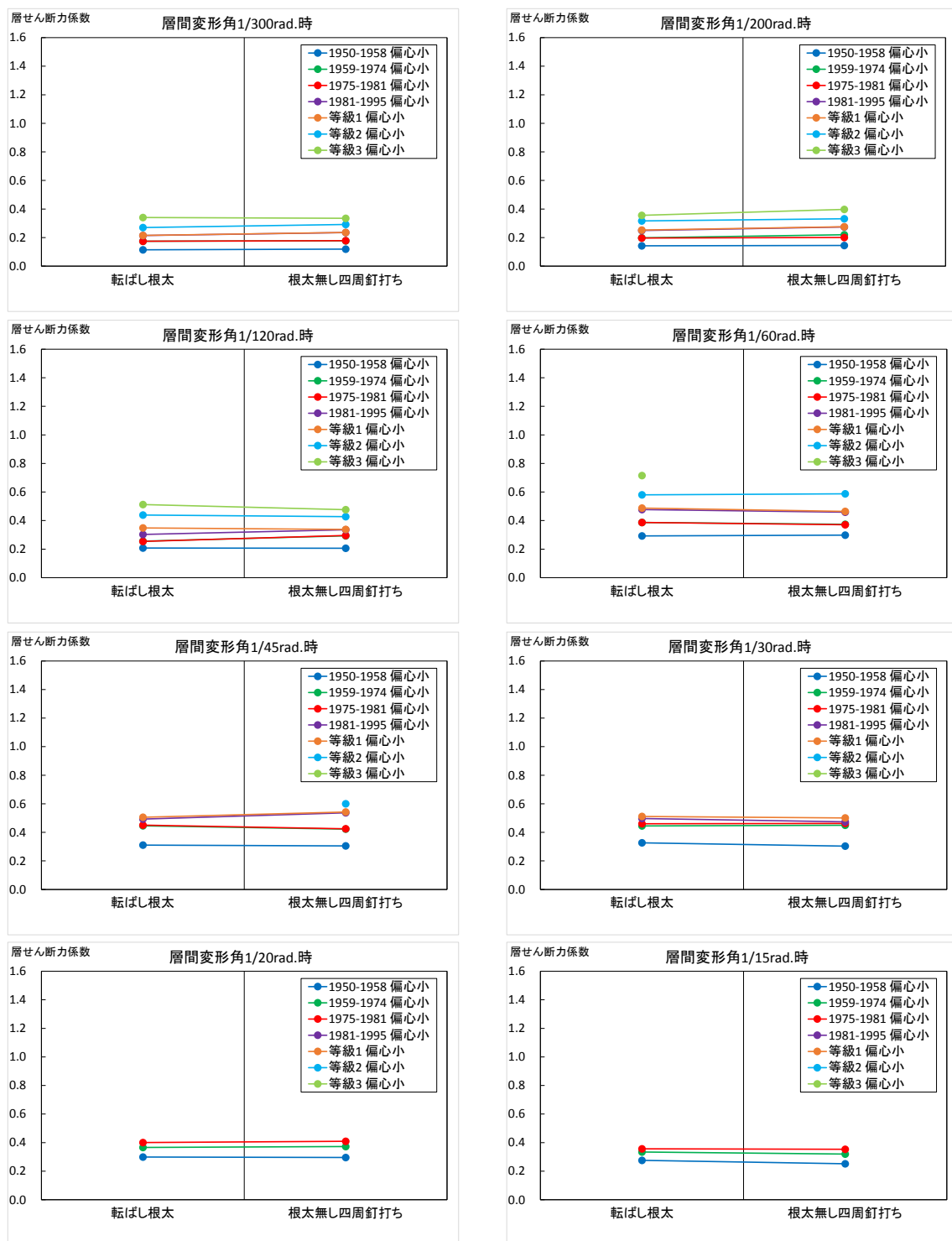


図 3.1.46 水平構面の違いによる層せん断力係数の違い(偏心小)

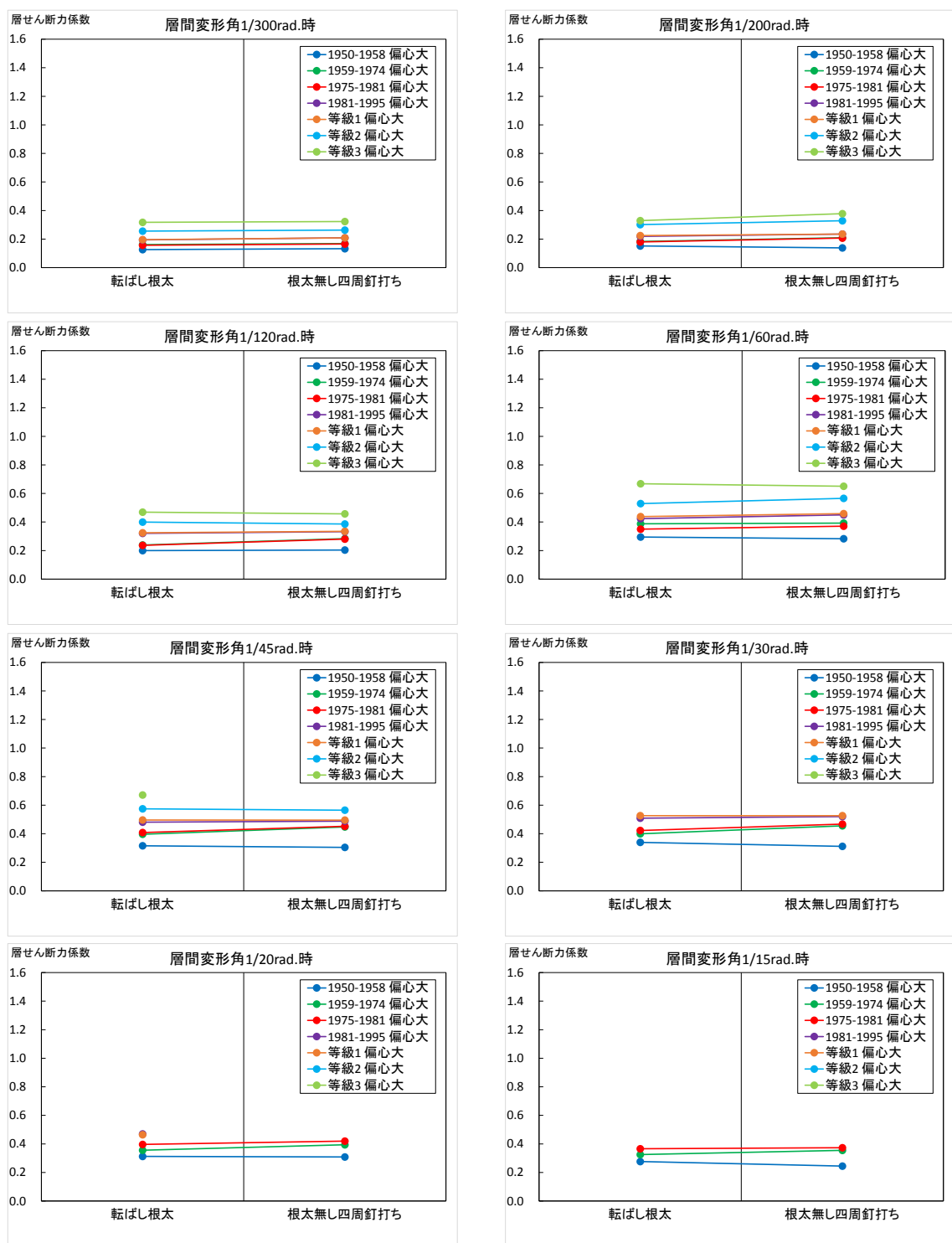


図 3.1.47 水平構面の違いによる層せん断力係数の違い(偏心大)

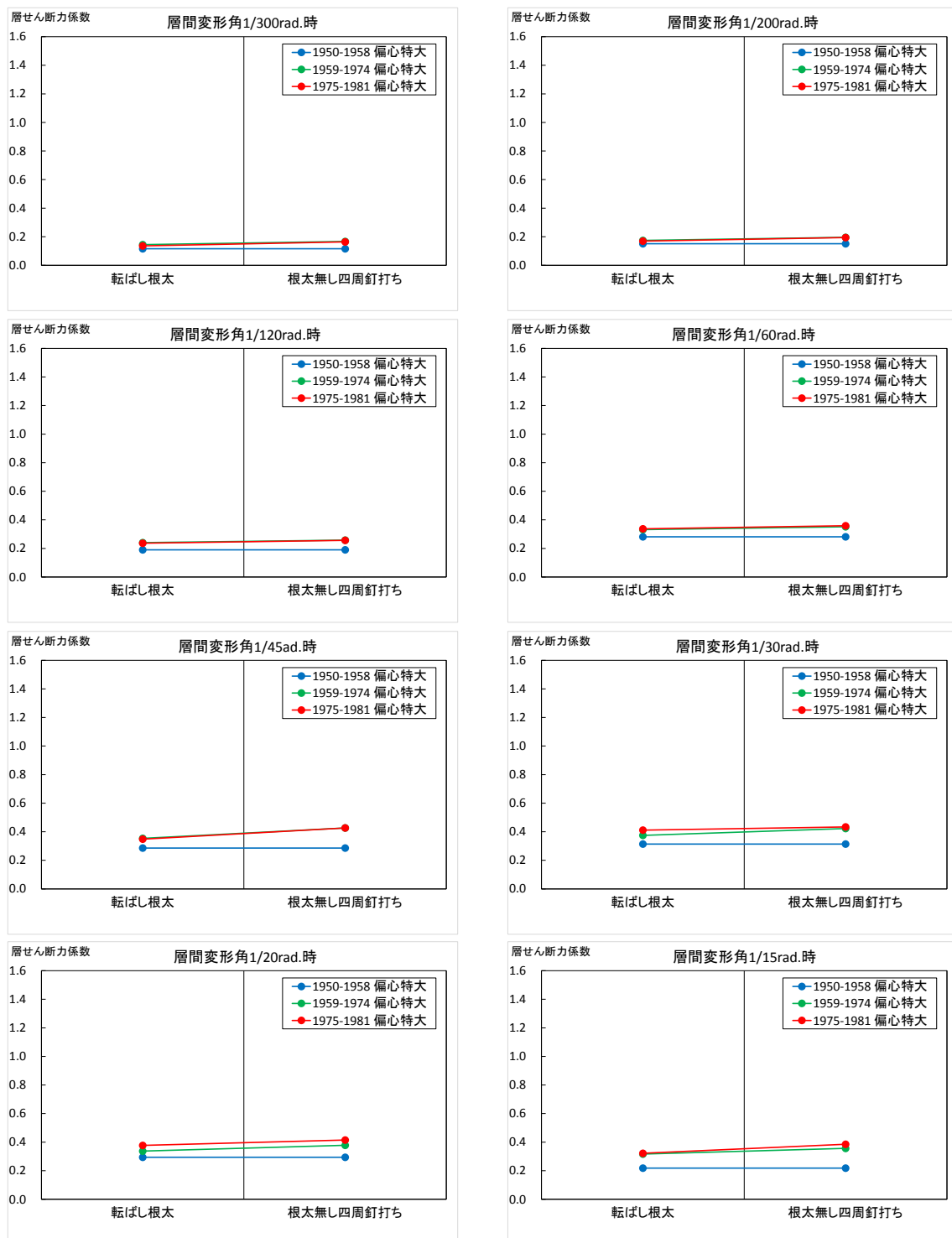


図 3.1.48 水平構面の違いによる層せん断力係数の違い(偏心特大)

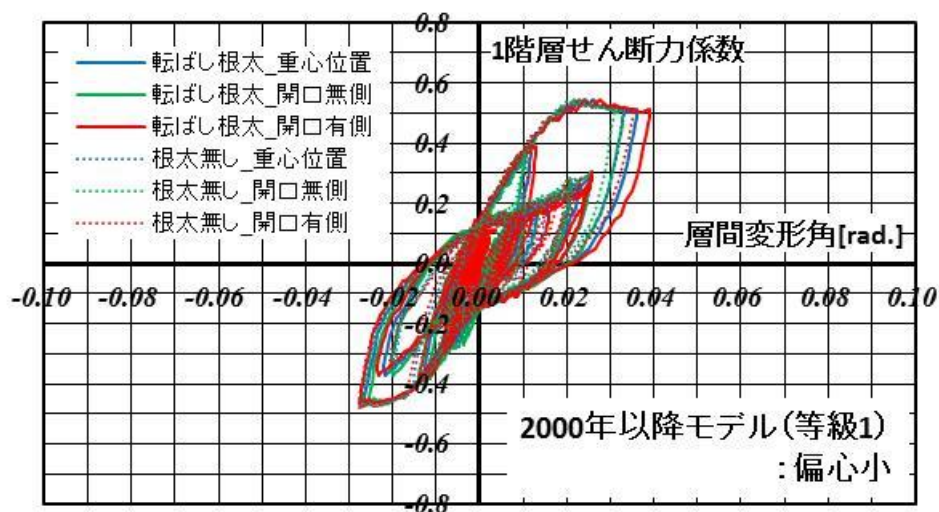


図 3.1.49 層せん断力係数—層間変形角関係 (偏心小)

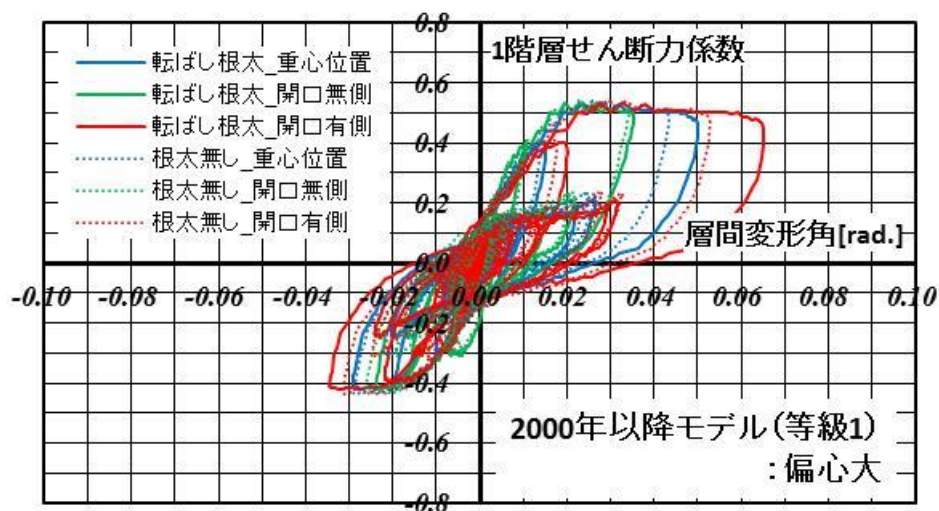


図 3.1.50 層せん断力係数—層間変形角関係 (偏心大)

6) 各種仕様が耐震性能に及ぼす影響のまとめ

本研究で取得した復元力特性および前項までの検討を踏まえて、各種仕様が耐震性能に及ぼす影響について下記の傾向を有することを確認した。また、その傾向を概念図として表現したものを図 3.1.51に示す。

- ・新しい建築年代になるほど剛性および耐力は大きくなるが、最大耐力発揮時の変形角はほぼ一定である。品確法の耐震等級については、剛性および耐力は等級と比例的な関係にあり、降伏変形角の変化は小さい。いずれの年代・耐震等級も壁量に対応した耐力が得られるが、接合部形式の違い（ほぞ・羽子板ボルト）や隅柱の接合金物の違い（コーナープレート・ホールダウン金物）による影響は比較的小さい。
- ・平屋は2、3階建に比べて2倍以上の耐力を有する。通常の間取りを構成するだけで必要以上に壁量が確保できるためで、階数が上がるに従い、必要壁量に近づく傾向がある。3階建は大変形時にP- δ 効果による耐力低下がみられた。
- ・重量が大きいほど層せん断力係数が低下するが、耐力としては一定であり重量の違いがせん断力係数に表れている。屋根重量の違いよりも外壁重量の違いの影響の方が大きい結果となった。大変形時にP- δ 効果による耐力低下がみられるケースがあった。
- ・偏心率の大きい建物は、開口側の変形が進む傾向にある。また、変形レベルに応じた偏心の影響を時刻歴解析で確認したところ、微小変形時は剛性偏心、大変形時は耐力偏心の影響が支配的になる傾向があった。
- ・水平構面の違いによる影響は微小変形領域では見られなかったが、変形が進むと水平構面の剛性が低いほど偏心の影響が強く出る傾向がある。
- ・耐力に及ぼす影響は、階数、建築年代、重量による違いが大きい。
- ・変形に及ぼす影響は、偏心、水平構面による違いが大きい。

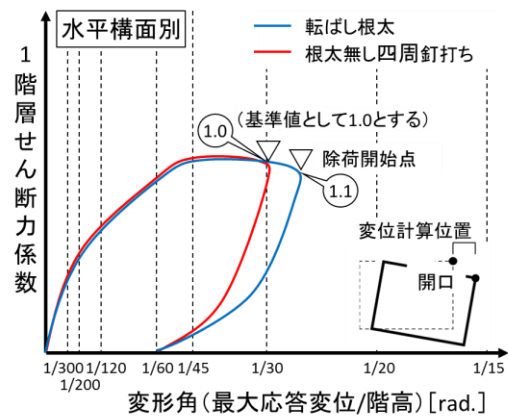
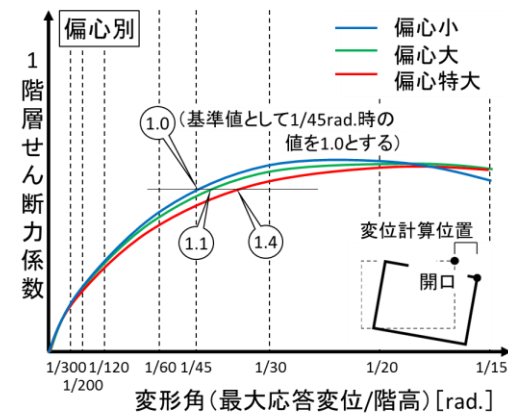
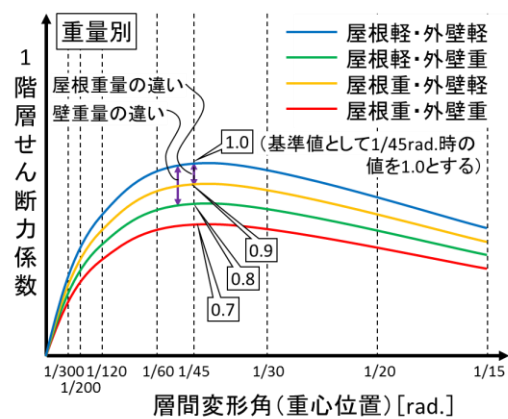
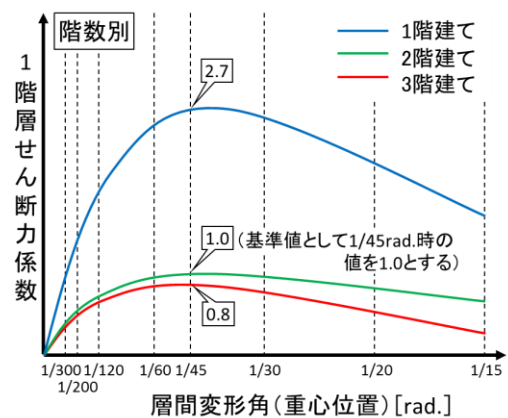
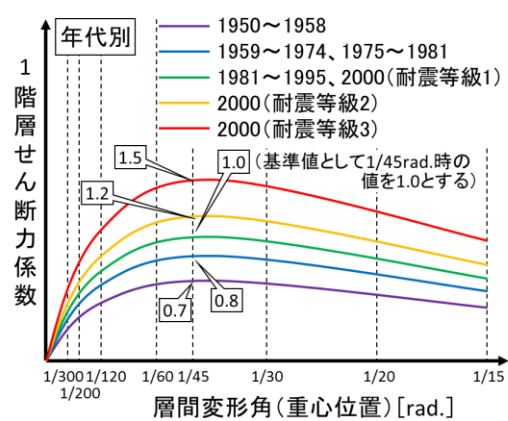


図 3.1.51 各種仕様が耐震性能に及ぼす影響の概念図

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_t (%)	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-D 16	0.88	3 730	D 6@100	0.21	3100	90-6 <i>d</i>	252	31.6	21.4	0.68	26.5	
	S-2							135-6 <i>d</i>					28.0	
	S-3					0.43		90-6 <i>d</i>			23.3	0.74	27.3	
	S-4							135-6 <i>d</i>					28.6	
II-1	B 1-1	4-D 13 8-D 10	0.64	D 13 3 420	D 6@65	0.39	3100	90-6 <i>d</i>	339	16.82	16.93	1.01	19.6	
	B 1-2							135-6 <i>d</i>					19.2	
	B 1-3			D 10 3 920	D 6@40	0.64		90-6 <i>d</i>			18.15	1.08	18.5	
	B 1-4							135-6 <i>d</i>					18.4	
	B 1-5							閉鎖型					18.4	
								B 2-1					90-4 <i>d</i>	14.7
II-2	B 2-2	6-D 13	0.61	3 190	5.6@50	0.40	4058	90-6 <i>d</i>	261	13.53	15.72	1.16	16.3	
	B 2-3							135-6 <i>d</i>					14.9	
	B 2-4							135-10 <i>d</i>					16.2	

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より荷重を行った。

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

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。

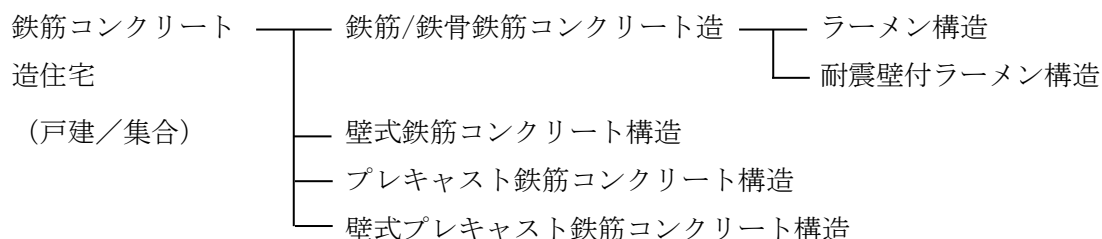


図 3.2.1 鉄筋コンクリート造住宅の主な工法

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边第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。

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

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、 Ds : 構造特性係数、 Rt : 振動特性係数、 r : せん断構面割合

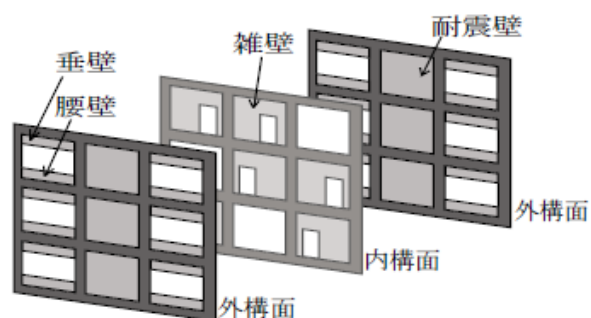


図 3.2.2 各構面の立面図^{3.2.1)}

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 $0.02 \times 3.0 \times \text{階数}$ 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 ($\div 1.4$)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值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

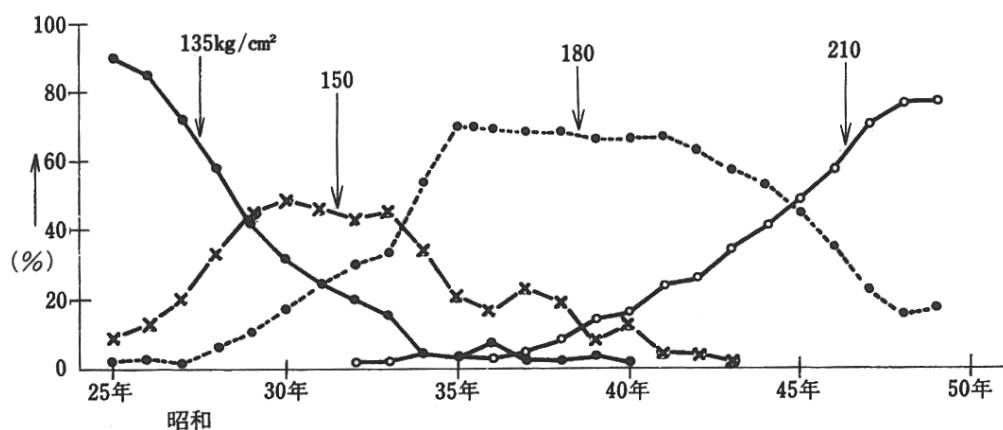


図 3.2.3 設計基準強度の変遷^{3.2.7)}

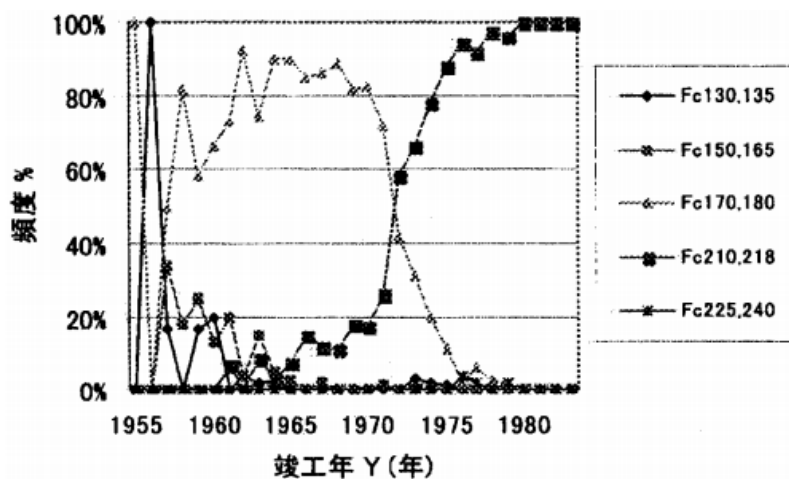


図 3.2.4 設計基準強度の頻度分布^{3.2.7)}

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。

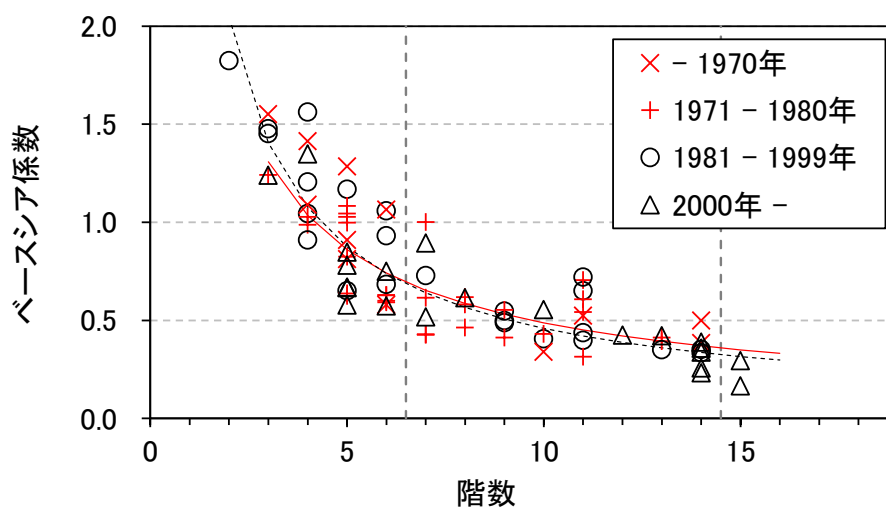
- ・1階床面積はカタログ記載の建築面積を用いる。ただし、エキスパンションジョイントで分かれている共同住宅については、各棟の1階床面積を平面図から読み取る。
- ・柱寸法は読み取り後、5cm単位で丸める。
- ・壁の長さは読み取り後、1cm単位で丸める。
- ・耐力壁の厚さは20cmとする。
- ・雑壁の厚さは12cmとする（建築基準法 第78条の2：耐震壁の壁厚は12cm以上より）。
- ・戸境壁かつ両側柱は耐震壁とする。
- ・コア周りの壁かつ両側柱は耐震壁とする。
- ・長さが45cm以下の壁は無視する。

3) 共同住宅の実耐力の分析結果

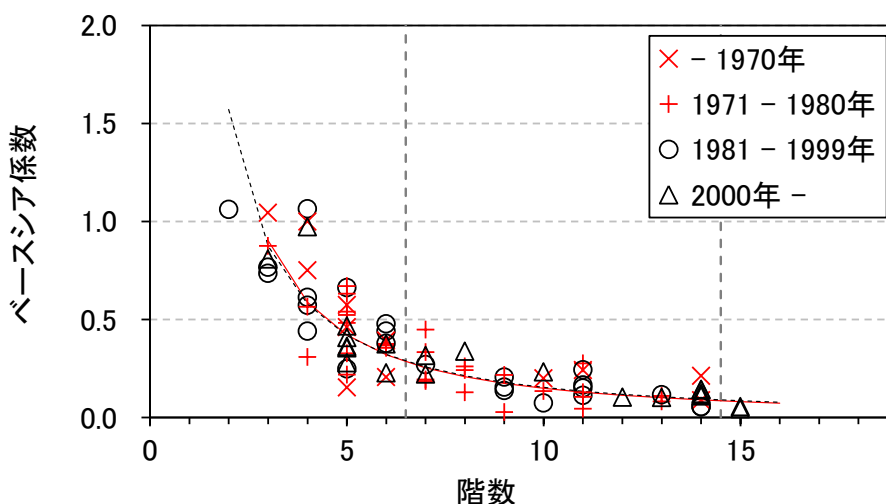
(3.2.2)に基づき計算した各共同住宅の実耐力と考えられる弱軸方向のベースシア係数と(3.2.2)の第3項の雑壁の耐力について建築年代別にプロットした結果を図3.2.5に示す。1981年以前の旧耐震設計法のデータによる累乗近似と1981年以降の新耐震設計法のデータによる累乗近似も合わせて示しているが、両者はほぼ重なっており、本研究では旧耐震設計法と新耐震設計法による住宅でベースシア係数の傾向に明瞭な差異は見られなかった。これは、新耐震設計法が旧耐震設計法との不連続を避け、水平震度0.2と整合する設計ベースシア係数0.2が設けられた経緯を踏まえると違和感のない結果と考えられる。なお、この結果は、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

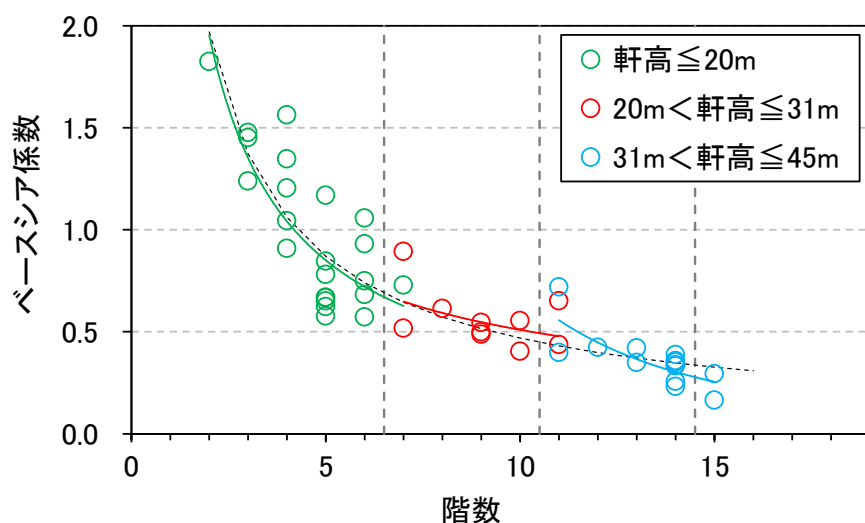
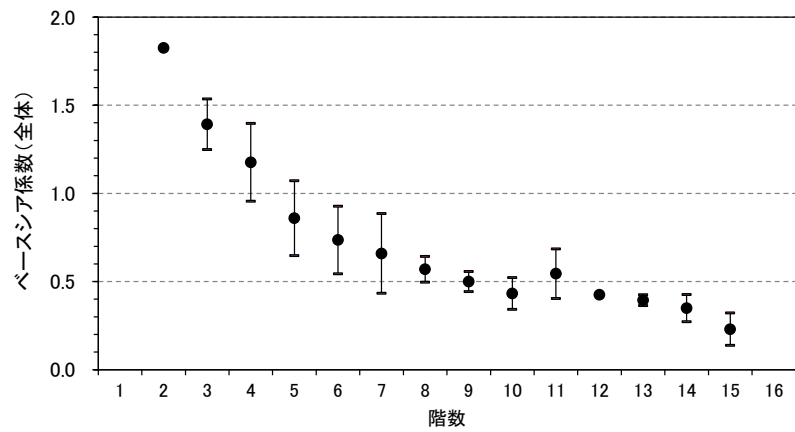


図 3.2.6 新耐震設計法の設計ルートによる影響（曲線は累乗近似）

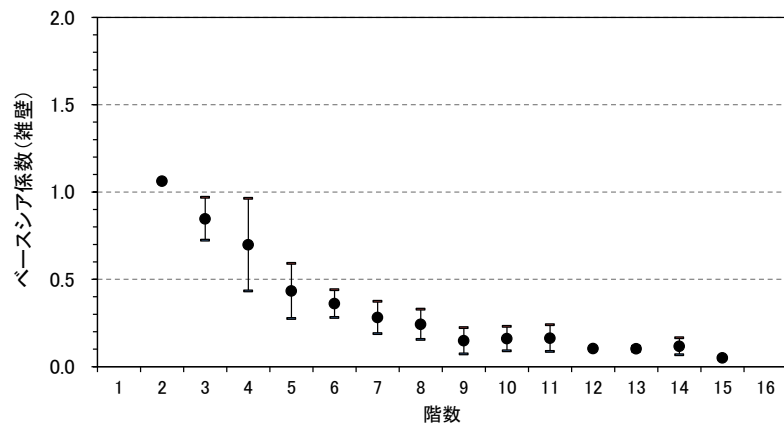
上述のとおり、建築年代による差違が明瞭には見られなかったため、分析した全年代のデータを用いてベースシア係数の平均値とばらつきを階数ごとに算出した。その結果を表 3.2.8、図 3.2.7に示す。同図表には第3項の雑壁に関してベースシア係数と建物全体のベースシア係数に占める割合もあわせて示す。ベースシア係数の変動係数は0.1-0.4の範囲にあり、図 3.2.8に示すとおり変動係数の階数に対する依存性は特には見られなかった。

表 3.2.8 ベースシア係数の平均値とばらつき

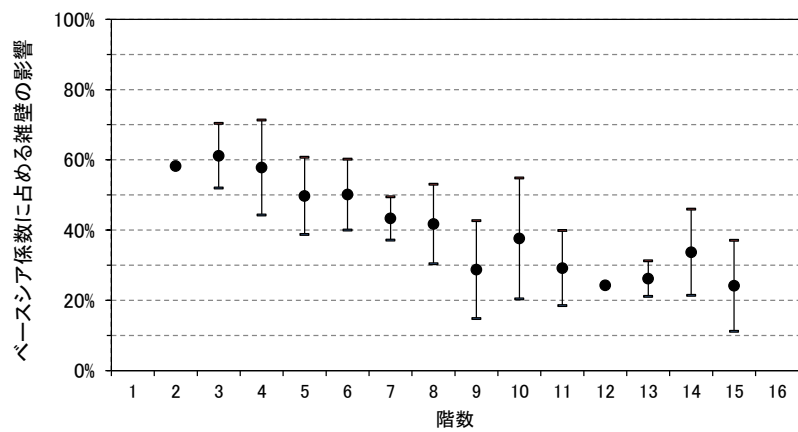
階数	データ数	建物全体			雑壁			雑壁の影響割合	
		平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差
1									
2	1	1.82	-	-	1.06	-	-	58.2%	-
3	5	1.39	0.14	0.10	0.85	0.12	0.15	61.2%	9.2%
4	9	1.18	0.22	0.19	0.70	0.26	0.38	57.8%	13.5%
5	17	0.86	0.21	0.25	0.43	0.16	0.36	49.7%	11.0%
6	11	0.74	0.19	0.26	0.36	0.08	0.22	50.1%	10.1%
7	7	0.66	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

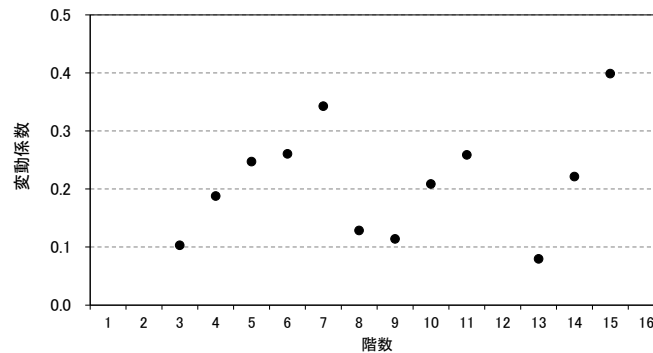


図 3.2.8 ベースシア係数の変動係数

(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。

3.3 鉄骨造住宅

3.3.1 鉄骨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、鉄骨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 3.3.1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3.3.2項に示し、法規・構造計算規準の変遷や耐震性能に影響を及ぼすと考えられる要因を踏まえて設定した住宅の区分を3.3.3項に示す。

表 3.3.1 鉄骨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	3.3.2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)
工法	工法の種類	(2)
柱・梁	柱梁材の仕様	(3)
接合部	柱梁接合部の仕様	(4)
	保有耐力接合か否か	- ※1
	溶接の品質	- ※1
柱脚	柱脚の仕様	(5)
鉛直構面	ブレースの種類	(6)
	外壁の種類	(7)
間取り	平面の偏心	- ※1
劣化	発錆	- ※1
	塩害	- ※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

3.3.2 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

鉄骨造住宅の耐震性能に関連する法規・構造計算規準の変遷^{3.3.1)}を表 3.3.2に示す。

1970年6月以前においては横座屈の定義がない。靱性がなく、耐力に至ったら破断となる可能性が高い。1995年の兵庫県南部地震において溶接不良による接合部の破断などが散見されたことを教訓に、2000年の建築基準法の改正では継手または仕口部の構造方法を定めるなど新たな規定が追加された。

過去の地震被害をみると、鉄骨造建物は軽いことから倒壊に至るような被害は多くないが、構造耐震指標 I_s 値と被害の大きさを関連付けられるデータは存在しない。

住宅については所有者から耐震性能の調査・情報開示の許可を得ることが難しく、耐震性能に関するデータも蓄積がなされていない。

(2) 工法

鉄骨造住宅には、工場で柱・梁・屋根トラス・床・壁などを生産してそれを建築現場で組み立てるプレハブ工法と、それ以外に分けられる。型式適合認定を取得した工法で建てられているものは、設計どおりの耐震性能があると考えられる。型式適合認定を取得していないものはその施工性も含めて耐震性能はさまざまと考えられる。

プレハブ工法はハウスメーカーによってさまざまな工法で建てられている。詳細な情報が開示されていないものが多いため、耐震性能に関する情報の入手は難しい。

鉄骨造住宅の主な工法を図 3.3.1に示す。

表 3.3.2 鉄骨造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. 10	鋼構造計算規準・同解説	
1955. 03	鋼構造計算規準・同解説 改定	
1958. 11	鋼構造計算規準と改定規準の解説	
1970. 06	鋼構造設計規準	・ 1970年以前はラチス
1974. 10	軽量形鋼構造設計施工指針・同解説	
1975. 11	鋼構造塑性設計指針	
1981. 06	新耐震設計法	
1985. 10	軽鋼構造設計施工指針 同解説	
1995. 05	建築物の構造耐力上の安全確保に係る措置	・ 軽量形鋼の厚さの規定 ・ 冷間成形角形鋼管の品質 ・ 溶接部の品質確保
1998. 09	鋼構造限界状態設計指針・同解説	
2000. 06	建築基準法改正（建築材質の品質、継手または仕口部の構造方法を定める件、柱の脚部を基礎に緊結する構造方法の基準を定める件）	・ 大臣認定材に耐震性や溶接性の性能項目を規定 ・ 破断防止の観点から溶接部の構造方法の詳細を規定 ・ 柱脚部の構造詳細を規定
2005	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－	
2007. 06	構造計算適合性判定	・ 地階を除く階数が4以上である建築物
2010. 02	鋼構造塑性設計指針 改定	

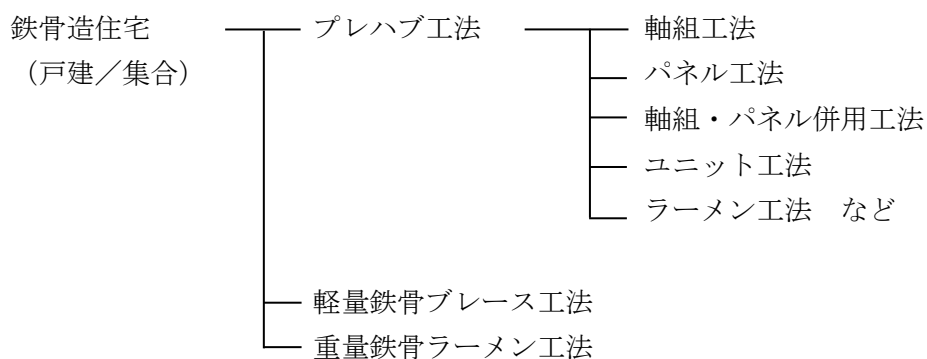


図 3.3.1 鉄骨造住宅の主な工法

(3) 梁および柱部材

梁および柱部材の耐震性能に関連する出来事の変遷^{3.3.2)}を表 3.3.3、表 3.3.4に示す。1994年以前の鉄骨造住宅に使われていたSS鋼材は、土木・造船・機械など鋼構造物全般を対象とした規格である。1994年に建築構造専用のJIS規格として制定されたSN鋼材は、地震エネルギーの吸収を期待する建築構造用鋼材としての要求性能と溶接性を兼ね備えた鋼材であり、広く普及したのは2000年頃と考えられる。1994年以降であっても2000年以前に建てられた建物には梁および柱部材にSN鋼材が使われていないものが多数存在する。

角形鋼管については、□200以上のSTKRの生産が開始された1977年以前においては、店舗付き住宅、集合住宅では日の字形断面の柱が見られ、兵庫県南部地震では日の字型断面柱の集合住宅が被害を受けている。SN鋼材と同等の品質を有する建築構造用冷間成形角形鋼管のBCRは1997年頃に生産が始まり、それまでに用いられていたSTKRとシェアが逆転したのは2001年頃である。

よって、2000年以降に建てられた住宅については、梁および柱部材の耐震性能に問題がないと考えられる。

表 3.3.3 H形鋼(SS鋼材、SN鋼材)の変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1961	ロールH形鋼生産開始	・1970年代に入り多用
1964	極厚H形鋼生産開始	
1994	建築構造専用のJIS規格としてSN鋼材が制定	・2000年頃には普及

表 3.3.4 角形鋼管(STKR、BCR)の変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1970	冷間成形角形鋼管生産開始	・それ以前は日の字形ボックス
1977	□200以上のSTKR生産開始	
1994	BCR(ロール成形)が国土交通大臣認定取得	
1997頃	BCRの生産	
2001	STKRとBCRのシェア逆転	

(4) 接合部

柱梁接合部の耐震性能に関連する出来事の変遷を表 3.3.5に示す。1981年の新耐震基準において保有耐力接合が導入されたが、兵庫県南部地震では新耐震基準の建物でも溶接部のディテールや溶接施工法の問題により梁端接合部で破断したケースが数多く見られた。

そこで、1995年にノンスカラップ工法の採用、1996年に鉄骨工事の標準仕様書JASS6を改定するなどして状況の改善が図られた。しかし、梁端ディテールでノンスカラップ工法が普及し、耐震性能の改善がはかられたのは2000年以降である。また、ディテールの影響を考慮した接合部耐力の設計式が示されたのは2001年の鋼構造接合部設計指針であり、さらに建築物の構造関係技術基準解説書に反映されたのは2015年である。よって、2015年以前に設計された建物にはスカラップによる断面欠損のみが考慮され、実際は保有耐力接合における接合部係数（接合部の安全率）が小さいものが相当数、含まれると考えられる。

柱と梁の溶接接合部は、大きな力が作用するとともに力の流れも複雑になるため、鋼材が十分な粘り強さを発揮できずに破断する恐れがある。溶接部を含めた鋼材のシャルピー吸収エネルギーが大きければ脆性破断が生じにくくなり、設計上必要な部材の変形を確保することができるが、SN鋼材が普及する前に使われていたSS鋼材にはその性質が期待できない。

ブレース接合部破断は、①ブレース軸部のボルト位置における破断、②せん断力による高力ボルトの破断、③接合部（軸部およびガセットプレート）の端空き部分における破断、④ガセットプレートの破断、⑤溶接部の破断^{3.1.17)}などで生じる。

接合部の変形性能は、最近のものは実験による検証^{3.3.3)}なども行われ、どのように評価すれば良いかがわかりつつあるが、古いものについてはわかっていない。溶接・接合部の欠陥の有無は超音波探傷検査(UT)で確認することができるが、UTが施工時にしっかりと行われたしたのは最近のことである。古い鉄骨造建物（住宅に限定しない）を耐震診断時に超音波探傷検査をかけるとたいいていの場合、溶接・接合部に欠陥が確認されている。

地震被害状況を見ても古い鉄骨造建物（住宅に限定しない）には接合部の変形性能が低いものが多く、その低さの程度はさまざまである。

表 3.3.5 柱梁接合部の変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1965	高力ボルトJIS化	・それ以前はリベット接合
1981	筋かい端接合部の保有耐力接合の導入	
1995	建設省告示1791号（柱脚と基礎の接合部の耐力確認）	
1995	ノンスカラップ工法の採用	
1996	鉄骨工事の標準仕様書改定	
2001	鋼構造接合部設計指針で設計上の対策整備	
2015	建築物の構造関係技術基準解説書に反映	

(5) 柱脚

柱脚の耐震性能に関連する出来事の変遷を表 3.3.6に示す。

兵庫県南部地震において、回転剛性を考慮せずピン柱脚で設計をしていた露出型柱脚で被害が多発したことを踏まえ、1995年12月より柱脚と基礎の接合部の耐力確認が行われるようになったが、柱脚の回転剛性の考慮やアンカーボルトの伸び能力が規定されたのは1997年である。地階を除く階数が4以上である建物については、2007年より適合性判定において回転剛性の考慮が確認されることになった。

アンカーボルトについては、伸び能力を保証するアンカーボルトであるABR、ABMが規格制定されたのは2000年である。それまでの丸鋼に切削ねじ加工したアンカーボルトは、ねじ部の有効断面積が軸部の75%程度となり、鋼材の降伏比が75%以上の場合には軸部が塑性化する前にねじ部に破断が生じる。

以上から、少なくとも2000年以前に建てられた建物の柱脚には、耐震性能が十分ではなく、アンカーボルトの破断・抜け出し、コンクリート部の圧壊、ベースプレートの破壊などの被害が生じるものが存在する可能性が考えられる。

表 3.3.6 柱脚の変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1995以前	回転剛性を考慮せずピン柱脚の設計	
1995	建設省告示1791号	・柱脚と基礎の接合部の耐力確認
1997	建築物の構造関係技術基準解説書に回転剛性の考慮の記載	
1997	建築物の構造規定でアンカーボルトの伸び能力に関する規定	
2000	伸び能力を保証するアンカーボルトABR、ABMの規格制定	
2007	適合性判定により地階を除く階数が4以上である建築物は回転剛性の考慮を確認	

(6) ブレース

ブレースの種類としては、山形鋼、ターンバックルブレースなどが挙げられる。ターンバックルブレースの変遷を表 3.3.7に示す。

新耐震以前のブレースは耐震性能が低い、その低さの程度はさまざまである。JIS規格に変形能力確保の規定が追加されたのは1982年であるが、2000年以前のターンバックルブレースは切削ねじ加工した丸鋼であり、伸び能力が十分でないものが多い。丸鋼に切削ねじ加工したものは、ねじ部の有効断面積が軸部の75%程度となり、鋼材の降伏比が75%以上の場合には軸部が塑性化する前にねじ部に破断が生じる。また、切削ねじ加工の場合、耐震性能は鋼材そのものの良し悪しに依り、使われている鋼材が良いと性能を発揮すると思われる。規格では下限の降伏点と引張強さ程度しか決まっておらず、どのようなタイミングで切れるかは実験データもなく不明である。

一方で、伸び能力が保証されたSNR鋼材を転用した建築用JISターンバックルブレースであれば簡単に切れることはなく、耐震性能に問題がないと考えて良い。ただし、指定建築材料になる前は使わなくても良かったため、その普及は2000年以降である。

SS鋼材の山形鋼によるブレースは伸び能力が十分でなく、どれくらいで切れるかという実験データもない。また、鋼材だけでなく溶接施工の優劣も影響する。

表 3.3.7 ターンバックルブレースの変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1971	JIS規格	
1982	JIS規格に変形能力確保の規定追加	
1996	SNR鋼のJIS規格制定	・以前は切削ねじ加工の丸鋼
2000	建築用JISターンバックルブレースが指定建築材料となり普及	

(7) 外装材

外壁の種類としては、モルタル、ALC、サイディングなどが挙げられるが、耐震性能の向上度合いの定量化は難しい。

モルタル外壁はALCパネル外壁と比べると被害が大きい。外壁被害が建物の耐震性能に及ぼす影響は高くはないが、落下により人に被害を及ぼす。ALCの変遷^{3.3.4)}を表 3.3.8に示す。

表 3.3.8 ALCの変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1961	製造技術の導入	
1967	ALC構造設計基準 38条認定取得	・モルタルを使用する縦壁挿入筋構法が主流
2001	ALC取付け構法標準・同解説(案)作成	・縦壁ロッキング構法への移行
2002	縦壁挿入筋構法の全面廃止	

(8) 品質管理

建築鉄骨の品質管理に関連する出来事の変遷を表 3.3.9に示す。過去に認定工場で製造されたものに施工不良が全くないかと言えばそうではないが、認定工場で製造されたものか否かは鉄骨品質を判断する指標の1つとして考えられる。

表 3.3.9 建築鉄骨の品質管理の変遷

年代	耐震性能に関連する出来事	備考
1978	工場認定制度誕生	
1982	建設省告示第1103号による工場認定	
2000	新工場認定制度(性能評価)	

3.3.3 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や、耐震性能に影響を及ぼすと考えられる要因の実態を踏まえて設定した住宅の区分と代表的な仕様を表 3.3.10に示す。

2000年では、特に耐震規定の変化はないが、3.3.2項に記載した1995年兵庫県南部地震後のJASS6改定、1996年以降の施工管理徹底による改善、2000年前後の高靱性鋼材の品質管理徹底による改善などを踏まえて境を設けた。

表 3.3.10 耐震規定の変遷などの観点からみた鉄骨造住宅の区分と代表的な仕様

建築年代	耐震規定など の変遷	柱・梁		ブレース	接合部	柱脚	
		H型钢	角型钢管			設計	アンカーボルト
- 1949		ラチス、日の字など横		山形鋼	接合部 不良の 可能性 あり	回転剛性 を考慮し ないピン 柱脚	伸び能力 不十分の 可能性あ り
1950 - 1971. 5	建築基準法の制定	座屈の定義ない靱性 を期待できず耐力に 至ったら破断					
1971. 6 - 1981. 5	1971. 6に設計規準 が大改定 1973に工業化住宅 性能認定制度発足	SS鋼材	STKR	山形鋼またはターン バックル (伸び能力不十分 の可能性あり)			
1981. 6 - 2000. 5	新耐震			ターンバックル (伸び能力不十分 の可能性あり)	保有耐力接 合だが接合 部不良の可 能性あり		
2000. 6 -	耐震性能の向上			ターンバックル (伸び能力保証)	適切な 施工	回転剛性 を考慮	伸び能力 保証

第 4 章 まとめ

本研究の検討内容を以下にまとめる。

「第 1 章 研究の概要」では、本研究の背景および目的、研究の概要を示した。

「第 2 章 全国の住宅のストック状況の調査」では、平成25年住宅・土地統計調査に基づき、全国の住宅数を構造、タイプ、規模、建築時期別に整理した。また、建築着工統計調査報告に基づき、過去20年ほどの工法別住宅着工戸数を整理した。

「第 3 章 住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因の調査」では、地震災害予測研究会委員および有識者に対するヒアリングや文献調査などを行い、地震被害を特徴付けるような耐震性能に影響を及ぼす要因を調査した。また、法規・構造計算規準の変遷や仕様をふまえて住宅の区分を各構造で検討した。木造住宅は、法規・構造計算基準の変遷のほか、工法、階数、偏心別、1980年までの金物の普及や兵庫県南部地震後の接合部の改善の実態をふまえて区分を設定した。

さらに、木造住宅については、建築基準法を最低限満足する状況を想定した在来軸組工法の1-3階建の戸建住宅を対象とし、住宅の基礎より上部の構造を3次元フレームモデルで作成して骨格曲線を評価し、建築年代、階数、重量、偏心、水平構面が骨格曲線に及ぼす影響を検討した。その結果、耐力に及ぼす影響が大きいのは、建築年代、階数、重量であり、変形に及ぼす影響が大きいのは、偏心、水平構面であることがわかった。

鉄筋コンクリート造住宅については、実在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で分析し、建築年代や規模がベースシア係数に及ぼす影響を検討した。

鉄骨造については、定量的データが少なく、分析などを行うことはできなかった。

今回の検討は復元力特性や耐力を中心に検討を行ったものであり、地震リスク評価で使用する各構造の区分やその区分の骨格曲線を設定するには、ストック量の把握や変形性能の検討、地震被害との整合確認をする必要がある。

参考文献

1. 2. 1) 総務省統計局、平成 25 年住宅・土地統計調査、
<http://www.stat.go.jp/data/jyutaku/>
1. 2. 2) 国土交通省、建築着工統計調査報告、
http://www.mlit.go.jp/statistics/details/jutaku_list.html/
3. 1. 1) 大橋好光、田端千夏子、建築年代による木造住宅の耐震性能、建築技術、751 巻、
pp. 94-97、2012. 8
3. 1. 2) 公益財団法人 住宅リフォーム・紛争処理支援センター、住宅紛争処理技術関連
資料集〔仕様書等変遷版〕、2014. 3
3. 1. 3) 住宅金融支援機構、ディスクロージャー誌 2014 資料編、p. 133
3. 1. 4) 五十田博、木造住宅の性能指向型耐震設計に関する研究と経験工学の安全性、木
材学会誌、Vol. 60、No. 4、pp. 195-205、2014. 7
3. 1. 5) (一財)日本建築防災協会、2012 年改定版 木造住宅の耐震診断と補強方法 例題
編・資料編、2012. 6
3. 1. 6) 林勝朗、前嶋英孝、壁式木造住宅の耐震性の余力評価、日本建築学会大会学術講
演梗概集(関東)、pp. 275-276、2001. 9
3. 1. 7) 西生建、野中悠貴、宮澤健二、木造住宅の耐震診断法に関する研究 その 2. 壁
仕様の実態調査と建設年代モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、
pp. 171-172、2003. 9
3. 1. 8) 宮澤健二、目でみる木造住宅の耐震性〔第 2 版〕、2008. 7
3. 1. 9) 渡辺一正、在来木造住宅の構法、建築雑誌、建築年報(活動編)、pp. 99-100、
1980. 8
3. 1. 10) 田端千夏子、大橋好光、基礎・壁・接合部の構造的変遷、建築技術、751 巻、
pp. 98-103、2012. 8
3. 1. 11) 坂本功、日本の木造住宅の 100 年、日本木造住宅産業協会、2001
3. 1. 12) 住宅金融公庫、昭和 62 年度公庫融資住宅の地域特性の分析、1988. 3
3. 1. 13) 木造住宅耐震補強事業者共同組合、新耐震基準の木造住宅でも柱の接合部は 65%
が”釘打ち”程度、PRESS RELEASE、2014. 2. 17
3. 1. 14) 川島謙一、柱と土台の接合金物の引張耐力について、日本建築学会大会学術講演
梗概集(近畿)、pp. 1981-1982、1980. 9
3. 1. 15) 後藤一雄、羽子板ボルト接合耐力の実験報告、日本建築学会大会学術講演梗概集
(近畿)、pp. 1979-1980、1980. 9
3. 1. 16) 入江康隆、在来工法木造住宅の力学特性に関する研究(その 1) 接合部・耐力壁
に関する実態調査結果およびトラス置換軸組モデルによる検討結果、日本建築学
会大会学術講演梗概集(関東)、pp. 105-106、1986
3. 1. 17) 小野 徹郎 編著、地震と建築防災工学、理工図書出版、2001
3. 1. 18) 清水秀丸、森拓郎、村瀬伸吾、立花和樹、五十田博、小松幸平、吉川盛一、福田

- 康彦、新築木造住宅の重量算定-実大試験体を用いた重量計測、日本建築学会技術報告集、第 15 巻、29 号、pp. 115-120、2009. 2
3. 1. 19) (一社)日本建築学会、建築物荷重指針・同解説(第 5 版)、2015. 2
3. 1. 20) 石川孝重、田中美知、住宅の積載荷重に関する研究-その 1 100 住戸に対する調査-、日本建築学会学術講演梗概集(近畿)、pp. 1395-1396、1987. 10
3. 1. 21) 腰原幹雄、[壁量設計]のここが知りたい 令第 46 条第 4 項表 2 の数値の成り立ち、建築技術、No. 706、p. 100、2008. 11
3. 1. 22) 河合直人、第Ⅲ章各要素の評価法と検証実験 壁量と壁倍率、木造住宅の構造設計[改正基準法と品確法]、建築技術 2001 年 3 月号別冊 6、pp. 44-47、2001. 3
3. 1. 23) 飯島泰男、限界状態設計法における木材の経年劣化の取り扱い、(公社)土木学会、第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、2003. 1
3. 1. 24) 小原二郎、木材の老化、養賢堂、木材工学、p. 314、1961
3. 1. 25) 大岡優、鈴木隆志、伊津野和行、土岐憲三、経年変化が懸造形式伝統木造建築物の耐震性能に与える影響、日本地震工学会論文集、Vol. 8、No. 3、2008
3. 1. 26) 加藤英雄、長尾博文、井道裕史、鈴木憲太郎、渋谷龍也、槌本敬大、名波直道、既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その 4 既存木造住宅の劣化調査と劣化部材の強度評価、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、pp. 205-206、2003. 9
3. 1. 27) 神谷文夫、槌本敬大、五十田博、既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その 20 モルタル外壁の面内せん断性能の経年劣化、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、pp. 173-174、2004. 8
3. 1. 28) 三井信宏、杉本健一、神谷文夫、初期乾燥程度の異なるスギ製材で構成した耐力壁の強度性能(その 2. 半年経過後の比較)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp. 213-214、2002. 8
3. 1. 29) 中川貴文、地震時の木造住宅の倒壊過程シミュレーション手法の開発、建築研究所年報、第 43 号、2008
3. 1. 30) 国土交通省国土技術政策総合研究所、木造住宅の倒壊解析ソフトウェア wallstat、<http://www.nilim.go.jp/lab/idg/nakagawa/wallstat.html>
3. 1. 31) 吉岡圭介、津田千尋、秋山高規、宮澤健二、実在木造住宅の引き倒し実験 その 8. 築 52 年静岡県島田市の平屋住宅、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、2007. 8
3. 1. 32) 宮澤健二、目でみる木造住宅の耐震性 [第 2 版]、2008. 7 p. 280 第 8 章 (5) 平屋建て実在住宅引き倒し静加力実験(島田市の家)
3. 1. 33) (財)建材試験センター、実大木造住宅の振動実験手法に関する調査研究 2 階建て木造軸組住宅の三次元振動台試験報告書、2005. 3
3. 1. 34) (財)建材試験センター、実大木造住宅の振動実験手法に関する調査研究 2 階建て木造軸組住宅の三次元振動台試験報告書、2006. 3
3. 1. 35) (財)建材試験センター、実大木造住宅の振動実験手法に関する調査研究 2 階建

て木造軸組住宅の三次元振動台試験報告書、2007.9

- 3.1.36) 文部科学省 研究開発局・独立行政法人 防災科学技術研究所、大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 震動台活用による構造物の耐震性向上研究(平成17年度)成果報告書 <http://www.bosai.go.jp/hyogo/ddt-pj/index.htm>、2006.5
- 3.1.37) 一般社団法人 木を活かす建築推進協議会、長期優良住宅等実現のための技術基盤強化を行う事業報告書 3階建て木造軸組構法の設計法検証、2010.3
- 3.2.1) 日本建築学会、阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—、1998
- 3.2.2) 大野 義照、宮本 芳樹、鉄筋コンクリート柱の力学的性状に及ぼす帯筋フック形状の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、1998
- 3.2.3) 加藤 大樹、地震被害推定のための建設年と用途を考慮したRC建物群モデルの構築、2007
- 3.2.4) 熊本 匠、境 有紀、鉄筋コンクリート造建物の非構造部材を考慮した実耐力分布、日本建築学会大会学術講演梗概集、2007.8
- 3.2.5) 長戸 健一郎、川瀬 博、建物被害データと再現強震動によるRC造建物群の被害予測モデル、日本建築学会構造系論文集、第544号、pp.31-37、2001.6
- 3.2.6) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999
- 3.2.7) 国土交通省住宅局建築指導課監修 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・同解説
- 3.2.8) 坂巻 健太、広沢 雅也、清水 泰、周 建東、既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究(その1) 設計基準強度の変遷および圧縮強度の分布、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001.9
- 3.3.1) 藤本 盛久 監修、日本建築鉄骨構造技術の発展—戦後50年略史、月刊鉄鋼技術臨時増刊号、鋼構造出版、1998.12
- 3.3.2) (一社)日本鉄鋼連盟、鉄骨造建物の耐震・耐津波安全性と鋼材について
- 3.3.3) 山田 哲、三木 徳人、吉敷 祥一、長谷川 隆、焦 瑜、梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の繰り返し載荷実験、日本建築学会構造系論文集、第720号、pp.345-355、2016.2
- 3.3.4) ALC協会、ALC協会広報誌 No.42 日本のALC 40年の歩み

謝辞

本調査の木造住宅の解析には、国立研究開発法人建築研究所開発の wallstat ver. 3.2.4(中川、2010) を用いた。ここに記して感謝の意を表する。

中川貴文、大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発、建築研究資料 第 128 号、
2010 年 11 月

地震保険研究35
地震災害予測研究会
2014-17年度報告書
住宅の耐震性能に
影響を及ぼす要因の調査

2019年3月発行

発行 損害保険料率算出機構（損保料率機構）

〒163-1029 東京都新宿区西新宿3-7-1

TEL 03-6758-1300（代表）

URL <http://www.giroj.or.jp>