

阪神・淡路大震災—防災研究への取り組み— 地震動の強さと建物の耐震力

藤原 悌三

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震は1月17日の早朝に発生したため、死亡者の大半は木造住宅の倒壊に起因するものであったが、近代都市の震害として最も衝撃的な被害は高速道路の500mにわたる転倒、ピロティ形式の鉄筋コンクリート造建物の1層崩壊、高層鉄筋コンクリート造建物の中間層の層崩壊、鉄骨高層建物の主材の脆性破断に象徴される耐震設計された構造物の被害などであり、地震直後から多くの研究者・技術者がそれぞれの立場からの調査を行い、被害報告書に纏められている^{1~6)}。防災研究所でも地震直後から現地において木造建物の被害分布と詳細調査、鉄骨造建物の被害分析、大空間構造物の被害調査を行うとともに、木造建物の微動計測・破壊実験、都市防災などに関する研究を行ってきた⁷⁾。

構造物の地震被害は種々の条件により、また、種々の条件が重なって発生したと考えられる。被害を受けた建物については、その原因が検討されているが、いわゆる震度7の地域では150cm/sを越す地盤震動が生じたとも推定されており⁸⁾、被害原因の解明が基本的に重要であるが、釧路沖地震の場合と同様、損傷の小さい、または、損傷を受けていない原因は何か^{9,10)}ということも検討する必要がある。本報告では表層地震動と建物内部の地震動の相異について、防災研究所と大阪府水道部で観測を続けている枚方市の観測結果および大阪での観測波形について言及するとともに、主として日本建築構造技術者協会関西支部耐震部会の協力を得て収集した中低層鉄筋コンクリート造建物の耐力と兵庫県南部地震による被害の関係について考察する。

2. 地震動と被害

兵庫県南部地震による各地の地震記録が日本建築学会によりまとめられているが¹¹⁾、震度7の激甚地域には少なく、建物の被害を検証するのが困難な状況であるが、特定地域の記録波形と断層、地層構造を用いて激甚地域の波形を推定した結果もいくつか報告されている。Fig. 1はJR三宮駅付近を含む南北断面において表層地震動を推定した林・川瀬らの結果であり、いわゆる震災の帯では150cm/sを越す可能性があり、また、その延長上にあるポートアイランドでも100cm/s程度と推定されている⁸⁾。JR鷹取駅の地表では183cm/s、ポートアイランドのGL-83mでは65cm/s、六甲アイランドの建物内部の観測波形では70cm/sとも言われている。これらの値は現行の設計用入力地震動の下限値をかなり超える値であり、記録の少ない激甚地域の建物への入力地震動はどうだったのか、建物の耐力にはどの程度の余裕があったのかを明らかにすることが今後の耐震設計法の改正に重要である。

一方、地表の地震動と構造物基礎の地震動とは動的な相互作用によって異なることも考えられる。激甚地域で地表と構造物内部とを同時に観測している場合がないのは残念であるが、大阪ではいくつかの建物で基礎と地盤の記録が取られている。Fig. 2には大阪府水道部と京大防災研究所が観測している、枚方市村野の建物の地中15mと地表の観測波形と、地表の記録から求められた減衰比5%の速度応答スペクトルを示す。この建物の用途は階層浄水場であり、Fig. 3に示すように壁主体の剛な構造であり、地盤はGL-10~-25mの深さでは砂礫層、砂層、砂質粘土層の互層、25m以深はN値50以上の砂礫層で構成されている。

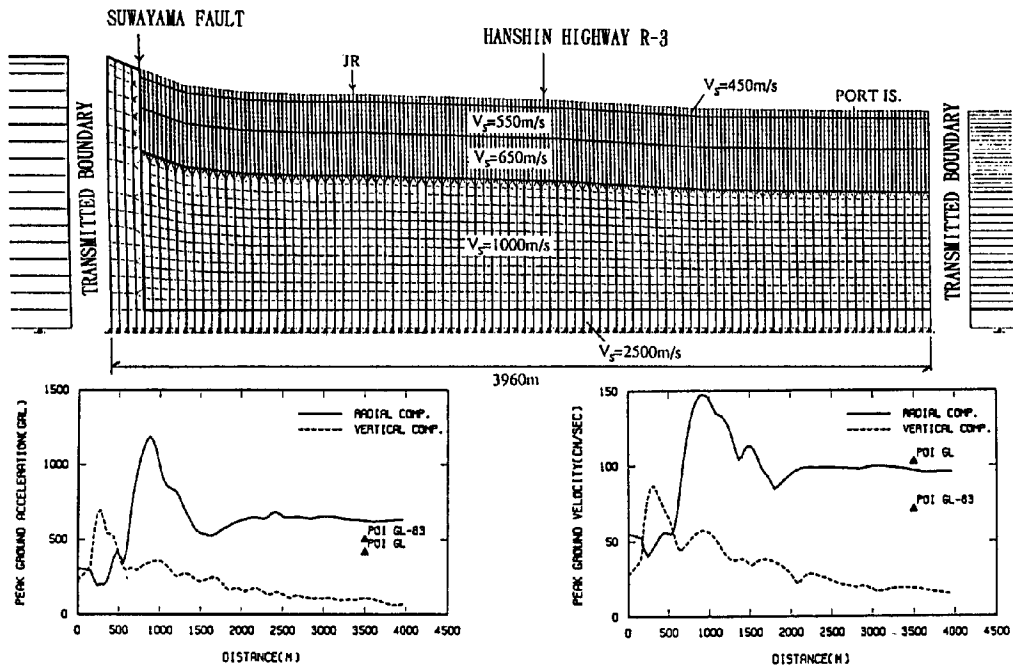


Fig. 1 Two dimensional finite element model of the sub-structure layers of N-S direction crossing San'nomiya and estimated maximum acceleration and maximum velocity of the surface ground ⁸⁾

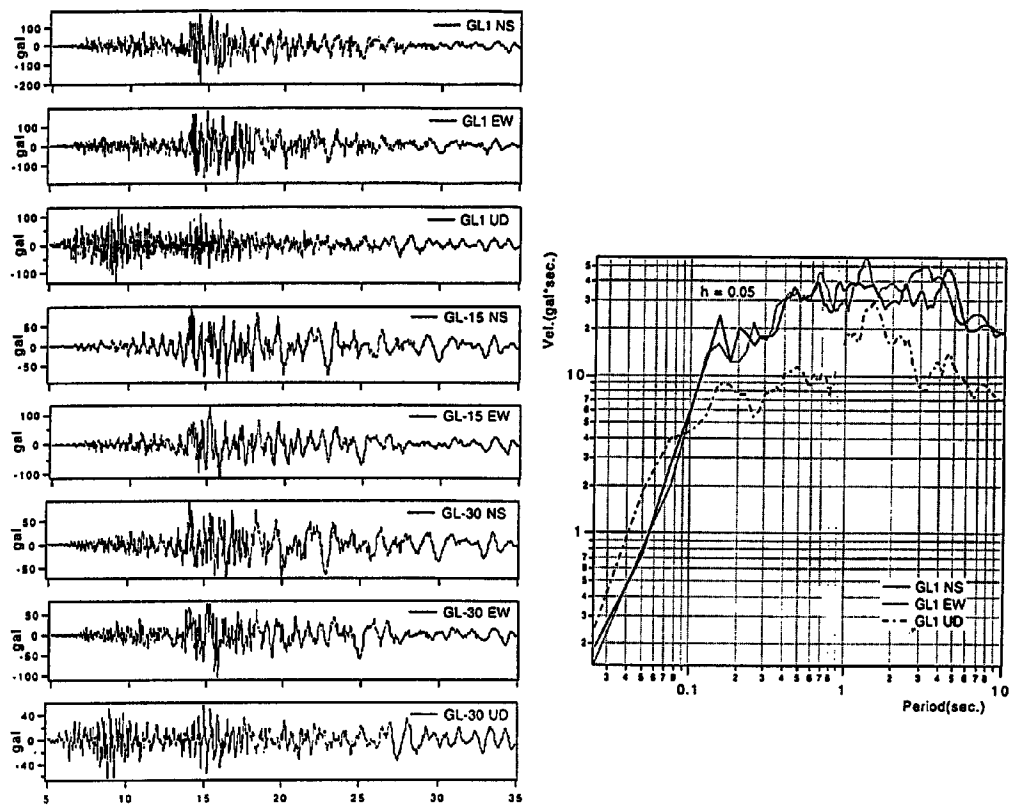


Fig. 2 Acceleration records at the surface ground and basement of the filtration building in Hirakata, Osaka and response spectrum with 5% damping of the record at surface ground

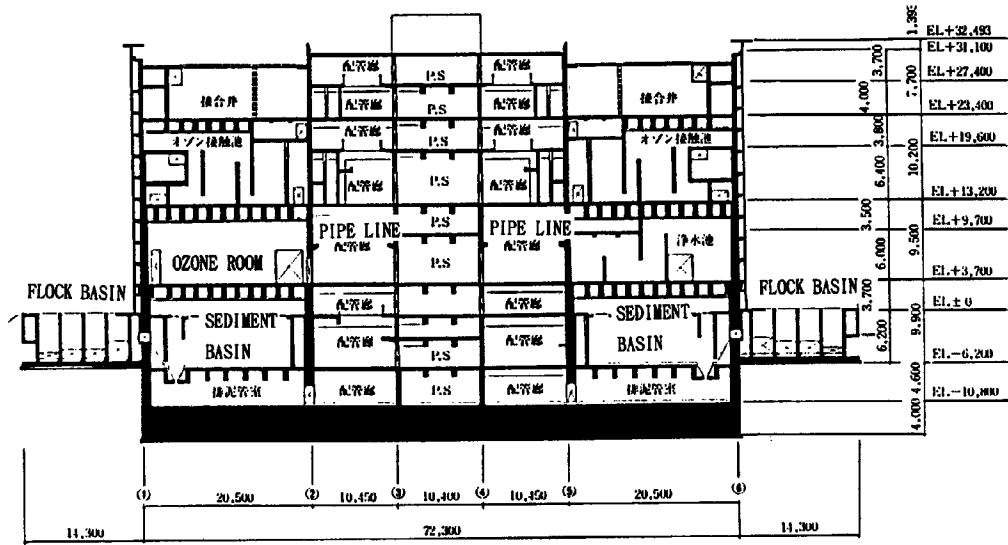


Fig. 3 Cross section of the filtration building

この建物内部と地中の観測結果の加速度最大値を、大阪市内の建物3棟で記録された加速度最大値¹¹⁾とともに **Table 1** に示す。地表の記録と建物基礎の記録を比較すると、建物への入力は8割程度に減少しているように見える。入力損失が建物被害を少なくした一因とも考えられ、今後各方面で検討されることが期待される。

3. 中低層鉄筋コンクリート造建物の耐震性と被害

3.1 耐震性評価の簡便法

1968年の十勝沖地震は東北・北海道の鉄筋コンクリート造建物に甚大な被害をもたらした。被害を受けた建物と被害を免れた建物を簡単に分類する方法として、当時東北大学教授の志賀敏男氏が中低層の鉄筋コンクリート造建物を調査し、壁率と作用応力との関係から危険な範囲を特定する手法を提案した。いわゆる志賀マップと呼ばれる方法であり、その後、1978年宮城県沖地震でも志賀・柴田らが検討している¹²⁾。1993年釧路沖地震では、 700 cm/s^2 を越す最大加速度が観測されたが、被害は比較的軽微であった。その原因を明らかにするため、日本建築学会では特別研究会を組織して種々の観点から調査研究を行ったが、中低層の鉄筋コンクリート造建物の耐震力調査により耐力と被害の関係を把握することなどについても検討した^{8,9)}。**Fig. 4** は釧路市内の50棟を対象に調査した終局せん断力係数分布、**Fig. 5** は壁率（壁面積と延べ床面積の比）と 980 cm/s^2 が作用すると仮定したときの平均せん断応力度と被害の関係である。終局せん断力係数の平均値は1.0前後、せん断力係数0.45以下の設計では何らかの被害を受けていることがわかる。

平成7年兵庫県南部地震では、建築基準法改正前の建物に甚大な被害をもたらしたが、改正後の建物では設計用地震力の下限値を越す地震力が作用したことになるが、被害は予想通りであったのかどうか。この点を解明することが今後の規準改正の必要性を議論するポイントになると考えられる。

3.2 調査内容

この調査は日本建築学会近畿支部耐震研究部会（主査竹内吉弘，担当藤原悌三）から日本建築構造技術者協会関西支部耐震部会に協力を依頼したもので調査表を **Table 2** に示す。本調査は個別建物の被害原因に言及するものではなく、統計的資料として利用することを前提としているため、建物名称、用途、所在番地はマスクされている。調査対象は阪神地域に建つ鉄筋コンクリート造の7階以下の建物であり、17社から

Table. 1 Maximum acceleration observed in Osaka area in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake

NAME OF BUILDING	PLACE	NS	EW	UD	OBSERVER
BLD. of OBAYASHI CORPO.	31F	345	191	216	OBAYASHI CORPO.
	15F	218	125	191	
	1F	170	123	193	
	B2F	139	87	210	
TAKAMI FLOORAL APARTMENT	31F	241	305	431	KONOIKE CORPO.
	16F	138	193	397	
	1F	156	178	176	
	GL-1	222	267	255	
	GL-30	186	138	180	
No. 6 BLD. OF OSAKA INST. OF TECH.	RF	260	320	194	OSAKA INSTITUTE OF TECHNOLOGY
	1F	129	103	155	
	GL	189	155	126	
	GL-25	129	113	81	
No. 1 FILTRATION BLD. OF HIRAKATA	RF-S			95	WATER SUP. OF OSAKA PREF. D. P. R. I., KYOTO UNIV.
	RF-N			101	
	7F	182	182	187	
	4F	181	102		
	B2F-S			65	
	GL	195	186	131	
	GL-15	94	128		
	GL-30	88	110	65	
No. 2 FILTRATION BLD. OF HIRAKATA	7F	188	154		ditto
	B2F	129	106	76	
	PL-15	139	110	69	
	BL-15	129	86		

263棟の資料が寄せられた。Fig. 6 (a), (b) に、調査建物の整理番号で所在地を示す。資料の半数136棟は西宮市の資料であり、別の目的で一つの会社によってまとめられた調査資料である。

調査建物の地域、用途、竣工年、階数毎の棟数を Table 3 ~ Table 6 に示す。調査は激甚地域とのみ指定したが、震度7以外の地域も含まれている。建物の用途は全資料に記述されていないが、共同住宅と事務所が多い。共同住宅が多いのは、以下の壁率の検討に影響が現れ、弱軸と強軸の壁量がかなり異なる結果となっている。建設年代別の分布について、1960年以前の建物が少ないのは、建て替えにより古い建物が少なくなっていることもあるが、資料調査が困難であったことに起因するとも考えられる。ちなみに、宝塚市では1960年以前の RC 建物数は1960~1970年の建物数の約1/6、芦屋市では約1/4である¹³⁾。建物の階数と被害レベルの関係を Fig. 7 に示す。3~5階の建物が多いが、5~7階の建物の被害の比率が大きいようである。建物の被害レベルは、調査表に記載された詳細な被害状況の記述を参考にして、被害レベルを崩壊、大破、中破、小破、軽微、無被害の6段階に分類している。被害レベル毎の棟数を Table 7 に示す。都市

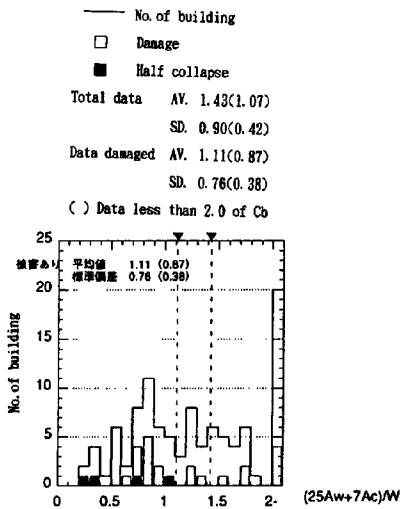


Fig. 4 Ultimate shear coef. of RC building in Kushiro

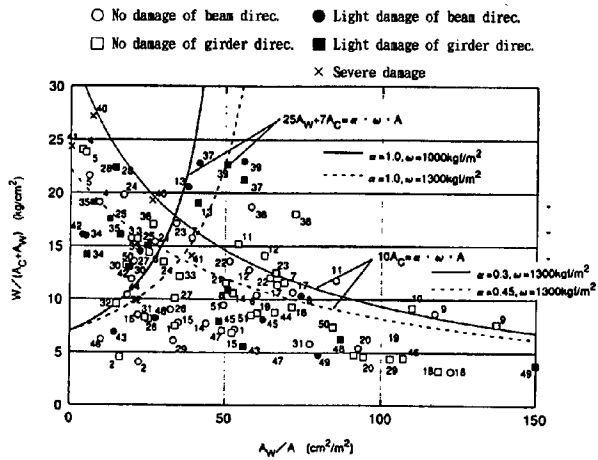


Fig. 5 Average shear stress and wall ratio of RC building in Kushiro

Table. 2 Sheet of questionnaire for aseismic ability of RC buildings

Check Sheet

No.	Name of Building		Usage	Place		Construction Period				
	Floor Area	m ²	Height	Material	Foundation	(Direct, Pile)				
	Total Area	m ²	No. of Story	Shape	Soil Condition	(Depth GL- m)				
OCCURRENCE	Plan of Typical Floor. Section					Feature of Damage(place, Column, Beam, Foundation, Ground)				
DAMAGE	Direc.	Total Area	Column Area	Wall Area	Weight	Ac/A	Aw/A	Shear Stress	Concrete Strength	Note
	Story	A(m ²)	Ac(m ²)	Aw(m ²)	W(t)			(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	
	B	7								
	E	6								
	A	5								
	M	4								
	S	3								
		2								
		1								
		7								
G	6									
I	5									
R	4									
P	3									
R	2									
E	1									

によって判定基準が異なるため直接比較はできないが、宝塚市、芦屋市、西宮市の被害統計では、全壊の比率は1.9%、1.8%、5.9%、半壊以上は7.3%、7.2%、23.5%であり、半壊以上が18%という今回の調査結果はその中間にある。Table 8, 9はコンクリートの設計強度と対象建物の延べ床面積である。240 kgf/cm²以上のコンクリート強度は1棟を除き、1984年以後に建てられた建物に使用されている。また、180 kgf/cm²以下の強度は1986年以後は使われていない。

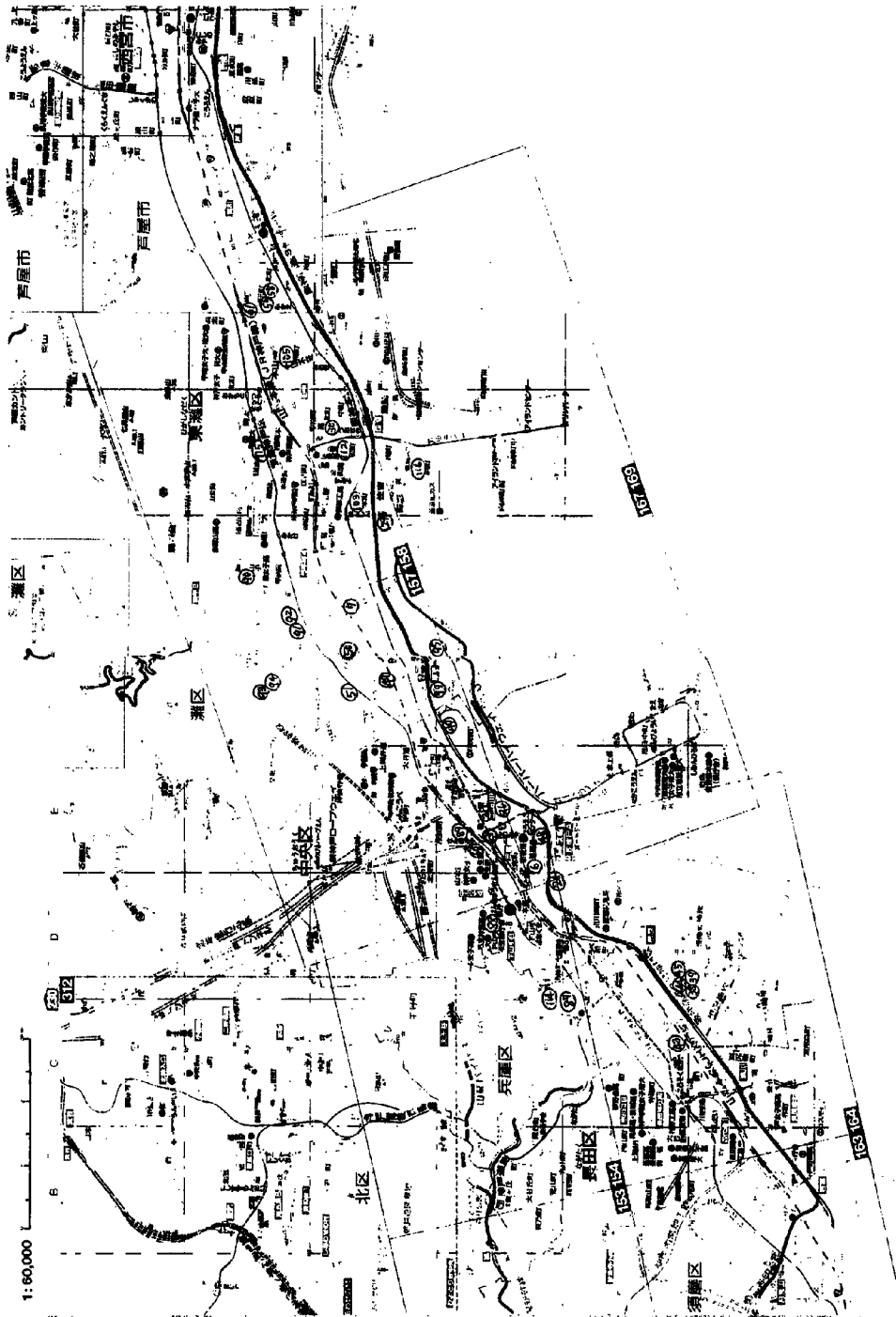


Fig. 6 (a) Location of RC buildings obtained in Kobe city

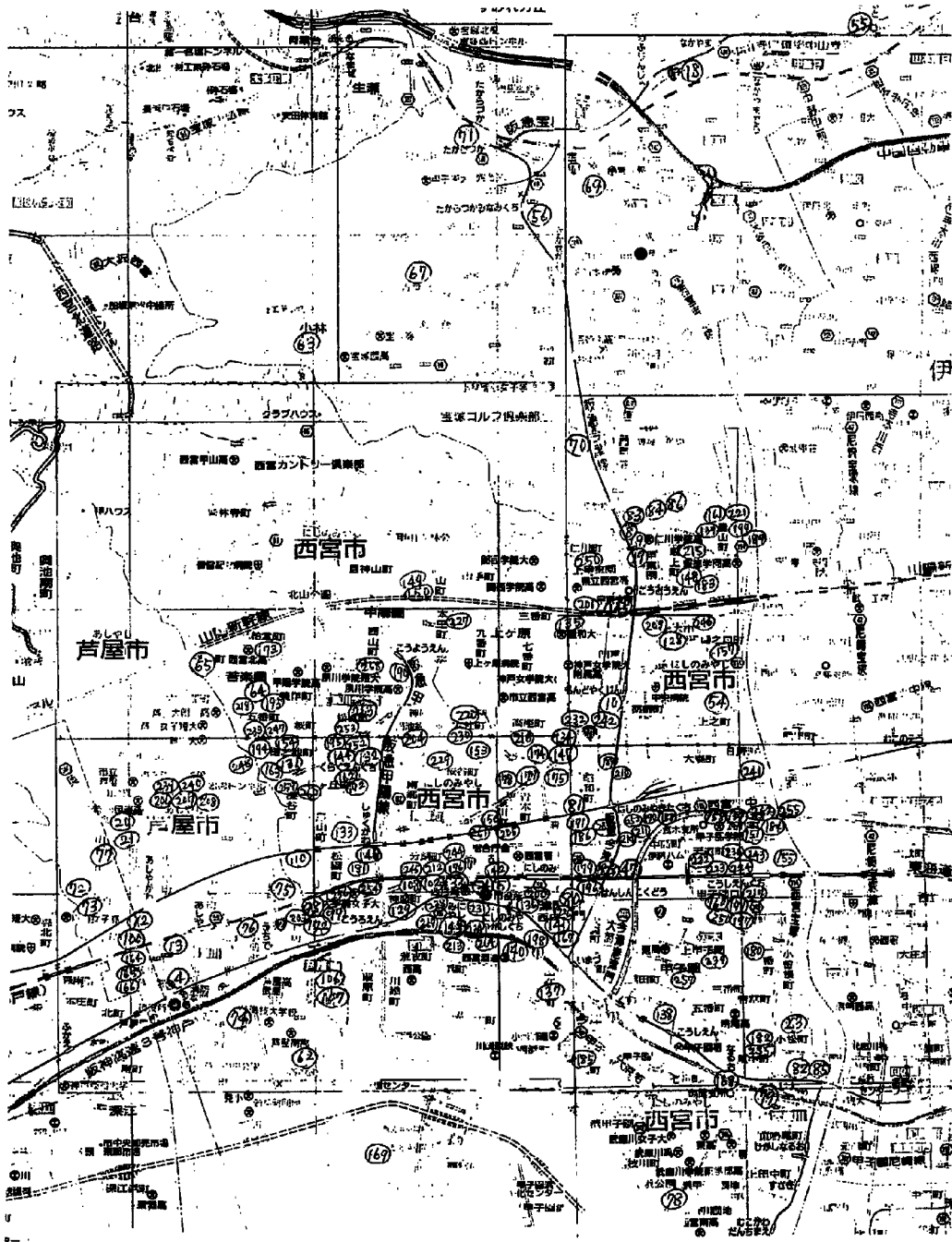


Fig. 6 (b) Location of RC buildings obtained in satellite cities near Kobe

Table. 3 No. of bldg. on every distributed hitted area

KOBE No.	KOBE No.	HYOGO No. of bldg	OSAKA No.
Suma-Ward5	Tarumi-W 2	Ashiya-City 21	Osaka-City 1
Hyogo-W 6	Ikuta-W 2	Nishinomiya-C160	Ibaragi-C 1
Chuo-W 14	Kita-W 3	Takarazuka-C 10	Itami-C 3
Nada-W 14	Nishi-W 3	Amagasaki-C 5	
E-Nada-W13			

Table. 4 No. of bldg. on every usage

Usage	No.	Usage	No.
domitory	7	factory	2
school	10	houses	6
apt. bldg.	42	shop	3
office	36	hospital	3
others	11		

Table. 5 No. of bldg. on every constructed year

construction period	No. of bldg.
~1960	8
1961~1970	41
1971~1980	112
1981~1990	67
1991~	33

Table. 6 No. of bldg. on every No. of story

story	No. of bldg.	story	No. of bldg.
1F	3	6F	27
2F	26	7F	15
3F	69	8F	1
4F	63	10F	1
5F	59		

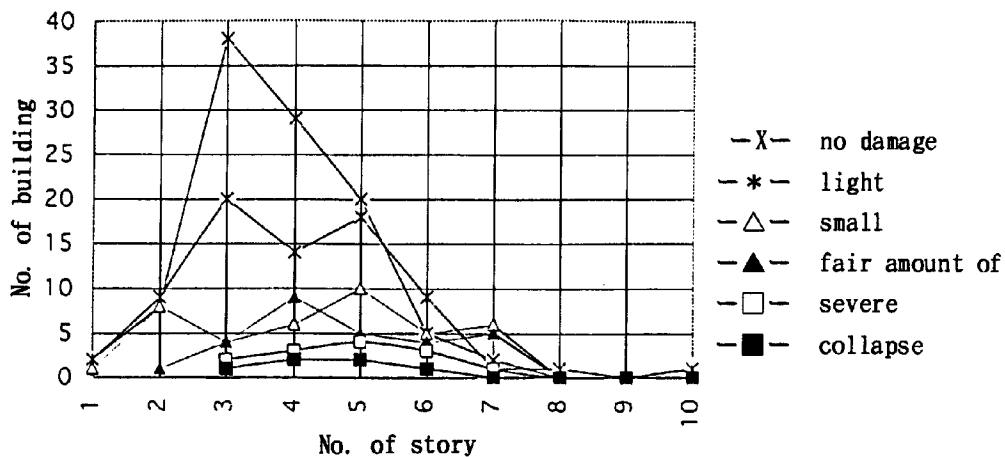


Fig. 7 Extent of damage and No. of stories

Table. 7 No. of bldg. on every damage level

damage level	No. of bldg.	damage level	No. of bldg.
no damage	102	severe	13
light	75	collapse	6
small	40		
large	28		

Table. 8 No. of bldg. for every concrete strength

concrete strength	No. of bldg.
150kgf/cm ²	1
180	29
210	70
225	3
240	16
270	1
350	1

Table. 9 No. of bldg. on every total floor area

total floor area	No. of bldg.	total floor area	No. of bldg.
- 500m ²	10	3000-4000m ²	8
500-1000	18	4000-5000	7
1000-1500	10	5000-6000	6
1500-2000	9	6000-8000	4
2000-2500	12	8000-	5
2500-3000	6		

年以降と最近5年間の4段階に分類した。被害レベルは、1971年の規準改正以前に建てられた古い建物、特に、終局せん断力係数の小さい建物が大きく、1981年の改正以後の建物に中破以上の被害はほとんど見られない。1980年以前の建物は、終局せん断力係数が0.8程度あっても大きい被害を受けていることがわかる。せん断力係数が2を超える場合を除いた弱軸方向の終局せん断力係数の平均値(標準偏差)は、1970年以前が0.75(0.70)、1971-1980年が0.95(1.18)、1981年以降が1.04(1.33)となり、時代とともに終局せん断力係数は増加する傾向にある。ただし、最近の建物は逆に、小さくなっているが、その原因としてコンクリート強度が大きくなっていること、この種の耐震診断では、変形性能の評価ができないこと、基準法の改正が主として靱性の改善にあり、構造特性係数の導入などで余力が小さくなる傾向を持つことなどが考えられる。建物用途は共同住宅が多いため、強軸方向の耐力が大きくても弱軸方向で被害を受けているものも多いため、因果関係は必ずしも明らかではないが、弱軸方向とはほぼ同様の傾向を示しており、釧路の場合と類似の耐力を有していると考えられる。

Figs. 10, 11 は、建築年代毎に弱軸方向、強軸方向について、壁率 A_w/A を横軸に、980 gal 相当の加速度が作用した場合の平均せん断応力度 $W/(A_c+A_w)$ を縦軸にとり、被害レベルをパラメータとして表示したものである。調査対象建物のコンクリートの設計強度は150-240 kgf/cm²、その大半は180-210 kgf/cm² で

3.3 被災地における耐力と被害の関係

建物1階(1棟のみ2層崩壊)の終局せん断力係数を建物の弱軸方向と強軸方向の2方向について算定し **Table 10** に示す。日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」の一次診断の強度算定指標に基づき、壁の終局時せん断力係数を $(25A_w + 7A_c)/W$ として算定した。ここに、 A_c は1階柱断面積の総和 (cm²)、 A_w は1階壁断面積の総和 (cm²)、 W は2階床以上の建物重量 (kgf) である。表10の左欄の A, S は各建設年代毎のせん断力係数の平均値と標準偏差、添字 w, s は弱軸方向と強軸方向を表している。

Fig. 8 には、調査建物の終局せん断力係数と建設年代の関係を示している。建設年代が新しくなるほどせん断力係数は増加する傾向にあり、弱軸方向を見ると1980年以前の建物のせん断力係数は平均的に0.5程度であり、基準法改正後は大きくなる傾向にある。前述のように、調査建物の約半数が集合住宅であることから、強軸方向の係数はかなり大きくなっている。基準改正後の建物の終局耐力の評価として変形能力が含まれていない手法によっているため、1.0以下の値も多く見られる。

Fig. 9 は建設年代別の弱軸方向の終局せん断力係数と被害レベルの関係を示す。ここに、被害レベルは無被害を1、倒壊を6として平均的な値として算出している。建設年代は基準法改正の時期に応じて、70年以前、71~80年、81

Table. 10 Relations among construction period, ultimate shear coef. and damage level

period of construction	ultimate shear coef.	damage level-weak axis						damage level-strong axis							
		1	2	3	4	5	6	Av.	1	2	3	4	5	6	Av.
~1970 Aw=0.75 Sw=0.70 As=1.01 Ss=0.97	~0.4		7	4	3	1	2	3.3						1	6.0
	~0.6	1	2		8	3	1	3.9		3		4		1	3.5
	~0.8	6	2		8	3	1	2.7	1	1	1	1	1	1	3.5
	~1.0		2	2				2.5	2	6	1	3	3	2	3.3
	~1.5			1				3.0	4	1	1	1	2		2.6
	1.5~								1	1	1				3.0
1971~1980 Aw=0.95 Sw=1.18 As=1.25 Ss=1.05	~0.2				1	1		4.5							
	~0.4	6	3	4	5	1		2.6							
	~0.6	17	4	5	4	3		2.2					3		5.0
	~0.8	20	2	1	3		1	1.7	10	2	3	4		1	2.3
	~1.0	11	2		1	2		1.8	8	1	5	6	1		2.6
	~1.5	7	3	1				1.5	18	5	2	3	2		1.9
1.5~	2	1	1				1.8	27	7	2	1	1		1.5	
1981~1990 Aw=1.04 Sw=1.33 As=0.94 Ss=1.16	~0.2		1					2.0		1					2.0
	~0.4	4	9	4				2.0							
	~0.6	3	6	1				1.8		3	1				2.3
	~0.8	2	7	3	2			2.4	1	3	2	1			2.4
	~1.0	3	2	2				1.9	1	5	3				2.2
	~1.5	2	3	1				1.8	5	13	4	1			2.0
1.5~	4	3	3				1.9	11	7	2				1.6	
1991~1995 Aw=0.84 Sw=0.98 As=1.10 Ss=1.24	~0.2	1	1					1.5							
	~0.4	3	2	1				1.7			1				3.0
	~0.6	3	2	1				1.7	1						1.0
	~0.8	4		2				1.7	6	1	1				1.4
	~1.0	1	1					1.5	1	2	1				2.0
	~1.5	1	1	1				2.0	4	3					1.4
1.5~	1	5					1.8	2	7	2				2.0	
~1995 Aw=1.04 Sw=1.32 As=1.05 Ss=1.32	~0.2	1	2		1	1		2.8		1					2.0
	~0.4	13	21	13	8	2	2	2.5			1			1	4.5
	~0.6	35	14	7	12	6	1	2.2	1	6	1	4	3	1	3.3
	~0.8	32	11	6	13	3	2	2.2	18	7	7	6	1	2	2.3
	~1.0	15	7	4	1	2		1.9	12	14	10	9	4	2	2.7
	~1.5	10	7	4				1.7	31	22	7	5	2		1.9
1.5~	7	9	4				1.8	40	22	7	2	1		1.6	

ある。図中■●▲*+-は被害の大きさの順を示しており、弱軸方向の壁率が50以下、平均作用応力度が10 kgf/cm² 以上の場合に被害が集中していることがわかる。Fig. 12 は柱のせん断力係数 (10Ac/W) と被害の関係を示している。柱の終局せん断力係数が1.0以上の場合には被害が極端に小さくなっていることがわかる。被害がどの方向で発生しているかは明らかでないため、ある方向では壁率が大きい場合にも被害レベルが大きい建物もあることになる。詳細については、今後検討するが、たとえば、共同住宅のように一方が戸境壁で剛な建物では直交方向の被害によってこの種の傾向が現れることに注意が必要である。

被害の大きい原因が建物の耐力に関係するか、地震動入力の高さに関係するかを明らかにするため、芦屋、西宮、宝塚の各市から入手した被害統計から、木造建物の全壊率が50%以上となる町丁名を識別し^{13,14)}、西宮市を例に、木造建物の全壊率分布と RC 造建物の全壊率分布を Figs. 13, 14 に示す¹³⁾。それらの

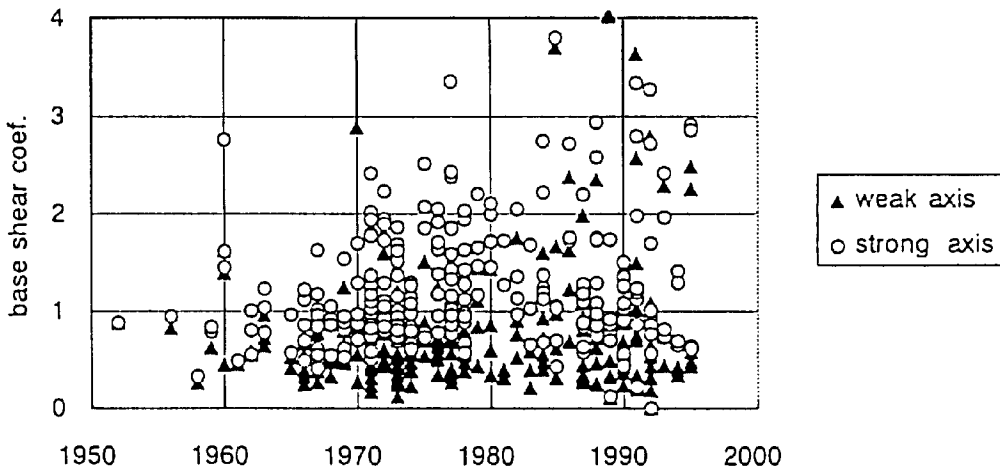


Fig. 8 Distribution of ultimate base shear coefficient of RC buildings

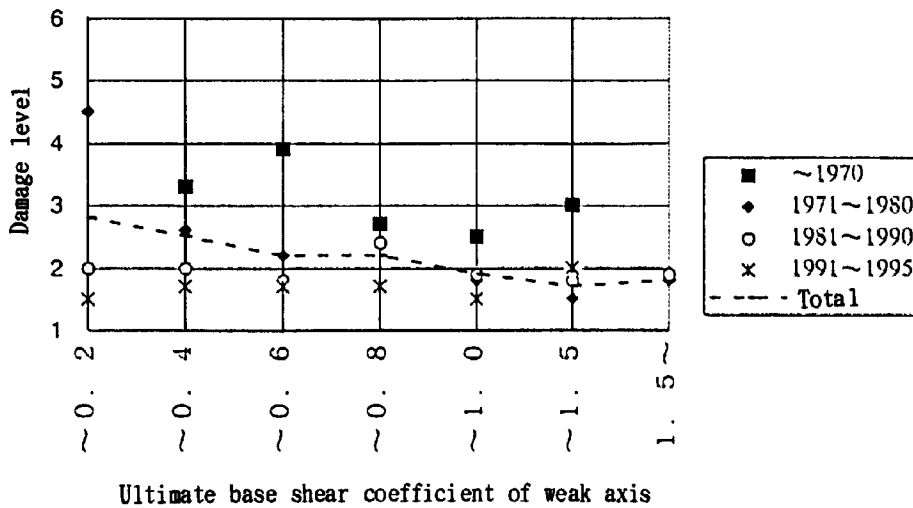


Fig. 9 Extent of damage level and base shear coefficient

町丁に位置する調査建物だけを抽出して壁率・応力度・被害レベルの関係を Fig. 15 に示す。図中の右上がりの実線と斜線は、単位面積当たりの重量を 1000 kgf/m², 1300 kgf/m², 応答せん断力係数1.0が作用したときの終局耐力曲線であり、これより左側、壁率が小さくなると危険となる。また、図中右下がりの実線と斜線は単位面積重量が 1300 kgf/m², 応答せん断力係数が0.3, 0.45の場合の限界曲線であり、この曲線より下側、応力が小さいところで被害が大きい場合にはさらに大きい入力作用したものと推察される。西宮市の例では、RC造の被害の大きい地域が必ずしも木造の被害が大きい地域と一致してはいない。地盤資料や強震観測結果などから今後詳しく検討する必要がある。

以上の結果から、いわゆる激甚地域では 1G 以上の挙動を示した可能性が高いと推定される。なお、建物の終局せん断力の評価の妥当性については、2次診断との対応も必要であり、1次診断との比較について大阪市耐震対策委員会でも検討されている。

4. まとめ

本研究では、研究室で観測を続けている村野浄水場における兵庫県南部地震の観測データを紹介し、建物

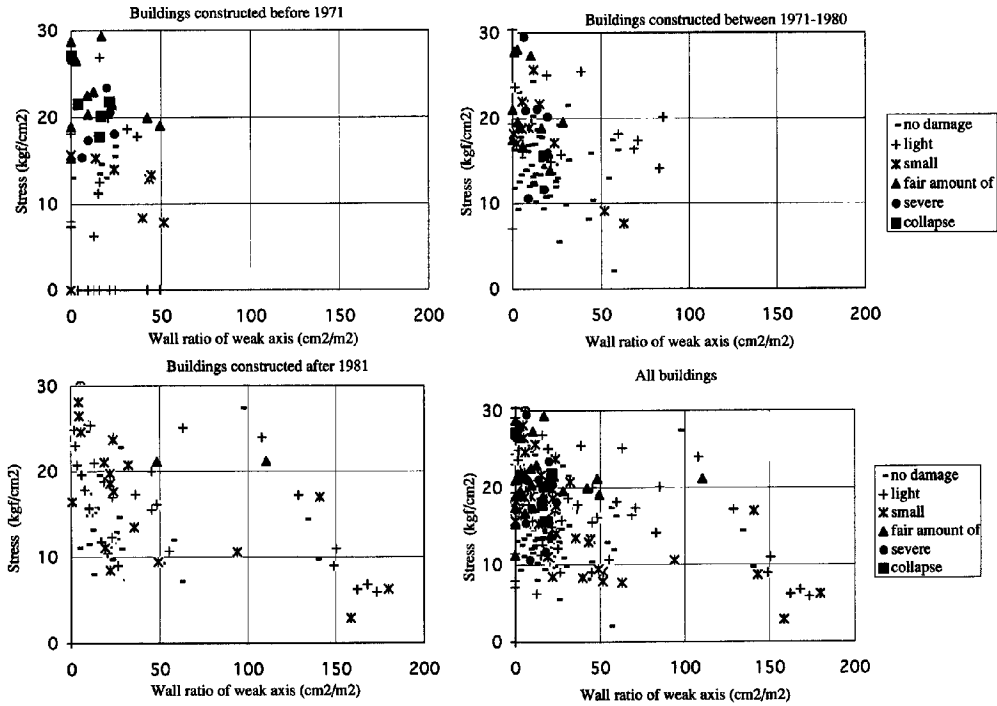


Fig. 10 Extent of damage level and shear stress of weak axis

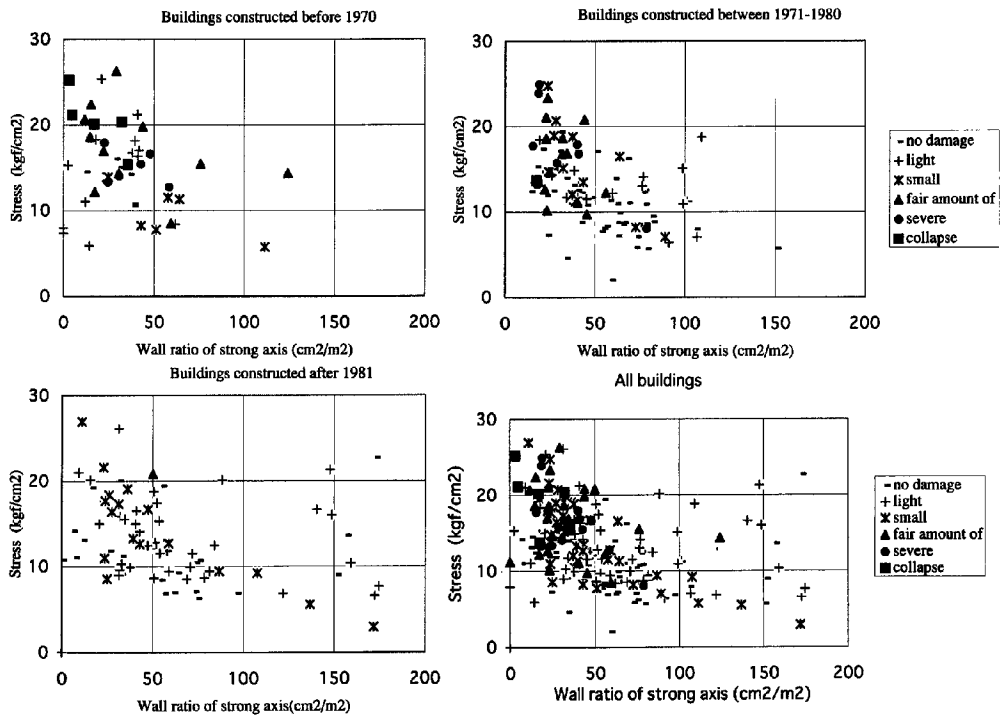


Fig. 11 Extent of damage level and shear stress of strong axis

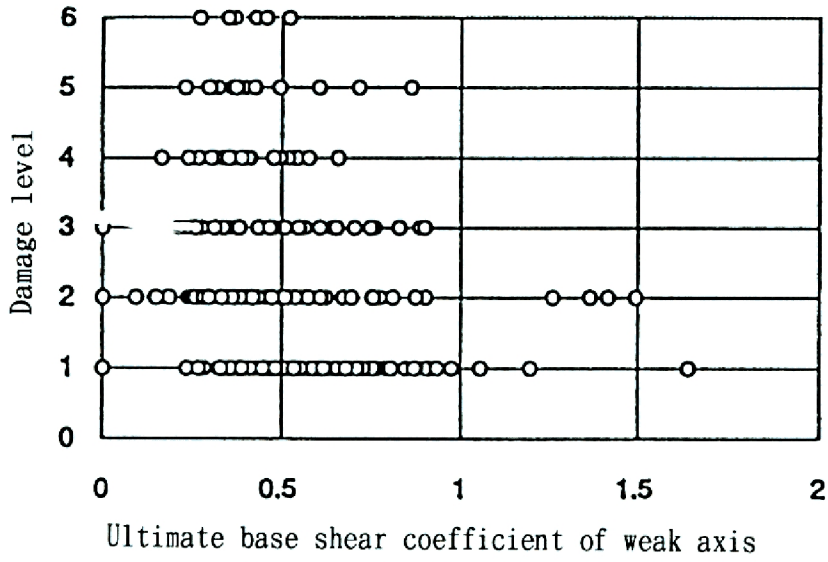


Fig. 12 Extent of damage level and base shear coefficient of columns

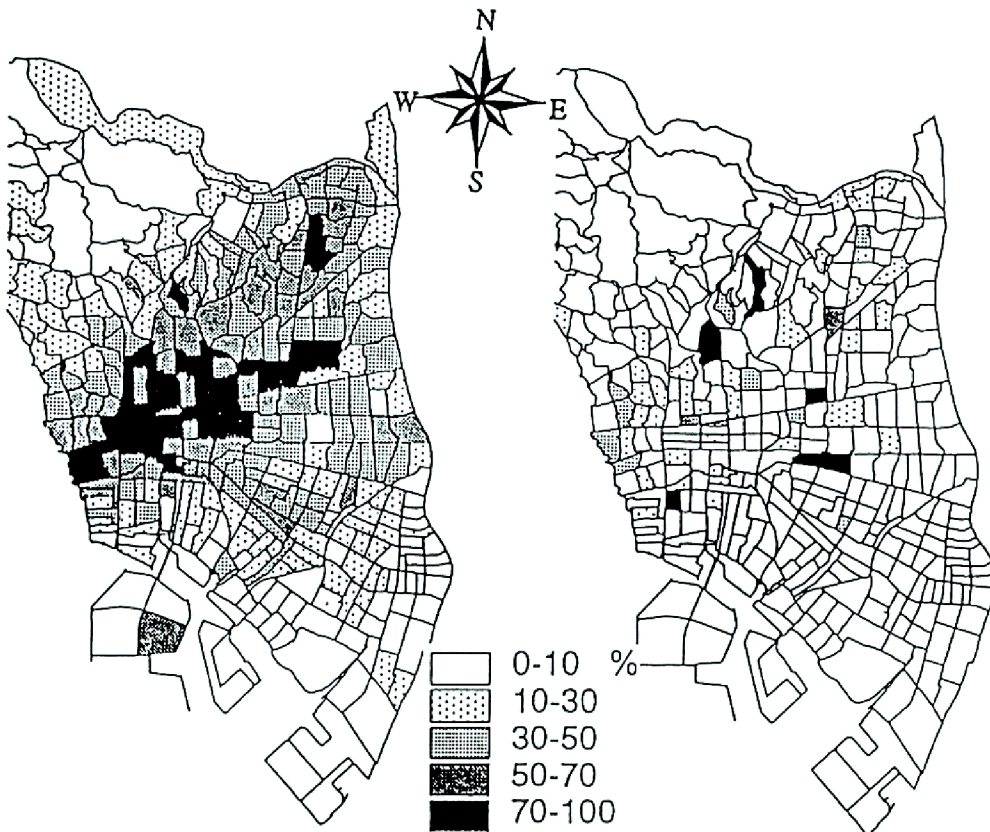


Fig. 13 Distribution of collapse ratio of wooden houses in Nishinomiya

Fig. 14 Distribution of collapse ratio of RC buildings in Nishinomiya

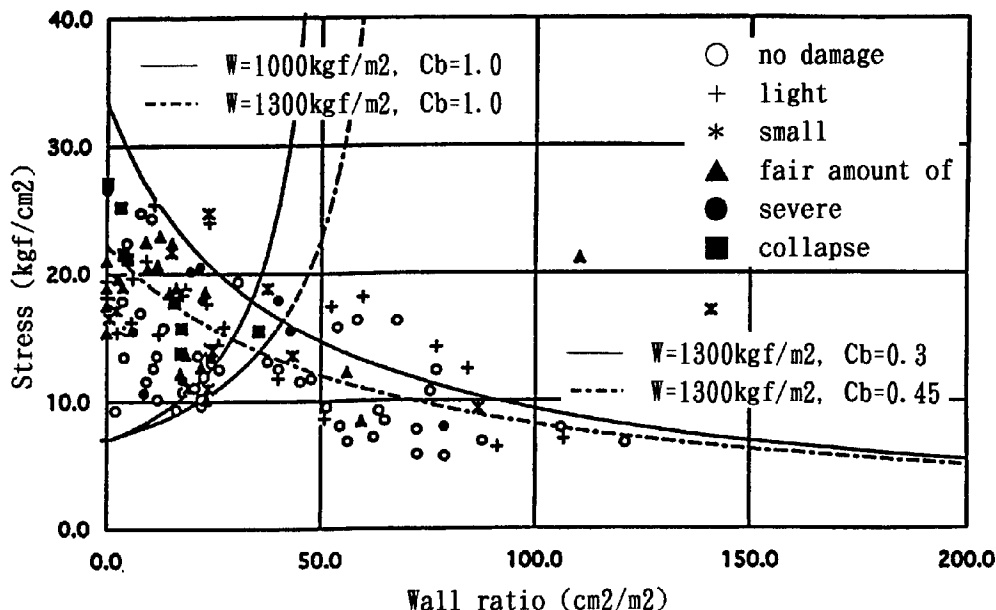


Fig. 15 Extent of damage level and shear stress of RC buildings, where collapse ratio of wooden houses is greater than 50%

基礎の観測加速度波形は、地表の記録の80%程度であることを他の地点の観測波形も参照して指摘するとともに、激基地域に建つ256棟の既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断を行い、これらの地域の地震動の強さと建物の終局耐力との関係についての統計分析を行い、建設年代が古く、せん断力係数の小さい建物ほど被害が大きいこと、激基地域では設計せん断力係数の大きい建物でも被害が大きいことなどを指摘した。

謝辞

村野浄水場の地震観測は大阪府水道部の20年来のご協力のおかげであり、関係者各位に心よりお礼申し上げます。地震後のお忙しい時期に大変な労力を割いてRC建物の耐力と被害に関する資料を提供して頂いた日本建築構造技術者協会の新井組、NTT、大阪ガス、大林組、織本建築事務所、鹿島、関西電力、木村俊彦建築事務所、鴻池組、昭和設計、JR西日本、大建設、高松建設、竹中工務店、日建設、松村組、安井建築事務所の方々に厚くお礼申し上げます。また、地震直後の多忙な時期に建物情報、被害情報のデータベースを提供していただいた芦屋市、西宮市、宝塚市の関係者に深甚なる謝意を表します。なお、村野浄水場の観測は防災研究所鈴木祥之助教授、西宮市のデータ解析は防災研究所の岩井 哲助手、芦屋市、宝塚市のデータ解析は防災研究所の北原昭男助手の協力により作成されたものである。調査・資料提供・解析にご協力いただいた関係者各位に心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 建築震災調査委員会：平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会中間報告，1995.8
- 2) 日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会・日本建築構造技術者協会関西支部：1995年兵庫県南部地震建物被害とその復旧，1995.6
- 3) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告，1995.2
- 4) 日本建築センター：阪神・淡路大震災における建築物の被害状況を踏まえた建築物耐震基準・設計の解説，講習会テキスト，1995.10

- 5) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報，1995.3
- 6) 文部省科学研究費（総合研究A）研究成果報告書：平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究（研究代表者 藤原悌三），1995.3
- 7) 京都大学防災研究所：阪神・淡路大震災—防災研究への取り組み—，第5編，1996.1
- 8) 林 康裕・川瀬 博：1995年兵庫県南部地震時における神戸市中央区の地震動評価，日本建築学会構造系論文集，No. 481，pp. 37-46，1996.3
- 9) 藤原悌三：構造物の被害と耐震性，「1993年釧路沖地震に関する総合シンポジウム」，日本建築学会振動運営委員会：1994.12
- 10) 久野雅祥・鈴木 有：釧路市内のRC造建物・木造建物の耐震性と被害に関する検討，「1993年釧路沖地震に関する総合シンポジウム」，日本建築学会振動運営委員会：1994.12
- 11) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震強震記録資料集，兵庫県南部地震特別研究委員会特定研究課題1-SWG1，1996.1
- 12) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981
- 13) 北原昭男：宝塚・芦屋における建物被害の要因分析，「平成7年兵庫県南部地震の被害調査に基づいた実証的分析による被害の検証」，文部省科学研究費（総合研究A）（研究代表者 藤原悌三），1996.3
- 14) 亀田弘行・碓井照子・岩井 哲・盛川 仁：西宮における都市基盤施設被害のGIS展開と多重分析，「平成7年兵庫県南部地震の被害調査に基づいた実証的分析による被害の検証」，文部省科学研究費（総合研究A）（研究代表者 藤原悌三），1996.3

Synopsis

Not only wooden houses but modern building structures in and around Kobe were suffered severe damages done by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. We surveyed damage of wooden houses, reinforced concrete structures, steel structure and space structures as well as aseismic safety of urban facilities and indoor furnitures, and investigated dynamic properties of wooden houses by measure of micro-tremor and/or failure tests of existing houses.

The belt of local intensity 7 zones were mostly distributed about 1 km far from the Rokko fault, where maximum velocity of ground surface were estimated more than 150 cm/s. A lot of existing buildings constructed before 1971, were severely damaged, but few of buildings constructed after 1981 were lightly damaged in that zone.

In this paper, one example of observation system in Osaka prefecture were introduced, in which the maximum acceleration on the basement of a building were less than the acceleration in the ground. Other data recorded in Osaka also shows the similar tendency, which may appear the soil-structure interaction effect. We also showed the statistics of the relationships between the ultimate capacity of existing reinforced concrete buildings and the damage done by this earthquake. It is pointed out from those results that input motion into structures may be smaller than the surface motion of ground and that average of simple estimation of ultimate base shear coefficient become larger corresponding to the code revision and buildings having less than 1.0 of shear coefficient may be suffered subjected to the severe ground motion.