観測記録に基づく木造2階建て住宅とRC造5階建て建物の動的相互作用 木質構造物の地震入力に関する研究(その1)

DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF TWO STORIED TIMBER HOUSES AND A FIVE STORIED R/C STRUCTURE BASED ON EARTHQUAKE OBSERVATIONS Study of input motion to timber houses (Part 1)

入江 康隆*, 野俣 善則**

Yasutaka IRIE and Yoshinori NOMATA

The dynamic soil-structure interaction of two storied contemporary timber houses and a five storied R/C structure are investigated from the earthquake observations and microtremor measurements. Comparison is made on the elongation ratio of natural period and the damping effect between a five storied R/C structure and two storied timber houses. The main results are as follows;

The elongation ratio of natural period of the soil-building system to the building system is about 30 ~ 42% on a five storied R/C structure in case of microtremors and during earthquakes. On the other side, this is only about 3 ~ 4% on two storied timber houses, and becomes about 4 ~ 6% during earthquakes. The damping effect is also large in case of a R/C structure than two storied timber houses. For the reasons stated above, the reduction of input motion to timber houses should be considered in case of structural design after ascertaining the soil-structure interaction effect from observation of many earthquake waves.

keywords : earthquake observation, microtremor measurement, two storied contemporary timber houses, five storied R/C structure, dynamic soil-structure interaction, reduction of input motion

地震観測, 常時微動測定, 在来工法2階建て木造住宅, 5階建てRC造建物, 動的相互作用, 地震入力の低減

1. はじめに

軟らかい地盤上に建つ硬い建物, 例えば中低層RC造構造物の場合には, 理論的にも地震観測記録からも, 地盤と構造物との動的相互作用により入力の低減が生じることが確かめられており, この成果が設計に採り入れられている。一方, 木質構造物なかつく木質住宅のような軽い構造物の場合には, 動的相互作用はほとんどないので, 地震入力の低減も見込めないとされている。これは, 一つには住宅では地震観測記録がないため, 相互作用の程度が確認されていない事による。確かに, いつ来るかもしれない地震のために大きな地震計を住宅内に設置するのは邪魔である。従って, 住宅の相互作用については, もっぱら常時微動を測定して, その波形解析から振動特性を検討していた(例えば文献1)。

ところで, 大規模な木質構造物, 様々な構法の木質住宅が設計施工されるにおよんで, 木質構造物における地震入力の問題が取り上げられるようになってきた。時あたかも, 超小型地震計が開発商品化されたのを契機に, 2000年7月から, 2階建て在来工法木造住宅2棟において, 小屋裏, 1階および住宅近傍地盤上での3点同時地震観測を開始し, 現在までに, 数個の地震を観測することができた。文献を見る限り, 木造住宅での多点地震観測は見あたらないので, おそらくこれらの記録は木造住宅と近傍地盤での同時地震観測

記録としては初めてのものと思われる。

ここでは, 観測結果を基に考察する立場から, 中小地震時における弾性領域での木造住宅の動的相互作用効果について以下の観点から検討する。これまで数年にわたり, 在来工法木造2階建て住宅において常時微動測定, RC造5階建て建物において地盤建物内での同時地震観測および常時微動測定を行ってきた。これらの結果を総合し, RC造建物の動的相互作用効果との比較から, 住宅における動的相互作用効果の経年変化, 動的相互作用効果の程度, および動的相互作用効果と構造的な要因(建物上部質量に対する基部質量の比, 建物基礎等価半径に対する等価高さの比)との関係について検討する。それらの結果から, 動的相互作用効果により木造住宅の地震入力が低減されるかどうかについて言及する。

2. RC造5階建て建物における地震観測と常時微動測定結果

(1) 建物・地盤・測定概要

対象建物の断面図と地震計設置位置とを, 図1に示す。建物は, RC造5階建てで, 基礎形式は, 径400φ, 長さ7mのPC杭を持つ杭基礎である。地盤の土質柱状図を, 図2に示す。地表面下7mでN値50の砂礫層に達する硬質地盤である。地震計は, 図1の中に示したように, 建物5階, 1階および建物から12.8m離れた地

* 宇都宮大学工学部建設学科 助教授・工博
** 宇都宮大学工学部建設学科 文部科学技官

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Utsunomiya Univ., Dr. Eng.
Technical Official, Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Utsunomiya Univ.

盤上にそれぞれ3成分が設置されている。地震計は、キネメトリクス社の ALTUS-K2(5F&1F に設置)および ALTUS-Etna(GL 上に設置)で、GPS 内蔵のフォースバランス型加速度計である。詳細については、表1に示す。

(2) 振動特性

地盤建物相互作用の概念 地盤と建物との動的相互作用が構造物の振動特性に及ぼす影響として、建物固有周期の伸び（固有振動数の低下）と減衰効果がある。これは、地盤における記録波形のスペクトルに対する建物基部におけるその比を表すスペクトルの形に特徴的に現れる。すなわち、図3に示すように地盤建物連成系の固有振動数付近に生じる山とロッキングを含む建物の固有振動数付近に生じる谷である。この山・谷は、RC造構造物のような質量の大きい低層建物が比較的軟かい地盤上に建つ場合によく現れる特徴で、木質構造物のような軽い建物の場合にはほとんど生じない、すなわち相互作用効果はほとんどないとされている。以下に、相互作用の特徴である周期の伸びと減衰効果について、地震観測および常時微動測定結果に基づき検討する。

観測地震と常時微動 1999年6月～2001年3月に記録された観測地震のうち観測点での震度階がⅠ以上の23波の概要を、表2に示す。地震情報は東大地震研と東北大地震噴火予知研のホームページから検索した。このうち、網がかかっている6個の地震については、RC造5階建て建物と木造2階建て住宅2棟において地震記録が採れている。また、震央位置を、図4に示す。ここでの解析に用いた常時微動記録は、1999年11月に測定したもので、この記録中のノイズの少ない8区間を解析区間として選んだ。

振動特性 RC造建物の5階、1階および地盤上での地震時および常時微動時における記録波形のスペクトル比（5F/GL、5F/1F、1F/GL）を、それぞれ、図5および図6に示す。なお、スペクトルに関する情報（図は省略）も含めて、振動数特性については表5に、振幅特性については表6に示す。一区間の解析時間は40.96秒、ス

図4 震央位置

図1 建物断面図と地震計設置位置

図2 土質柱状図

表1 地震計（キネメトリクス社製）の仕様

	K 2	Etna	QDR
GPS	内蔵	内蔵	なし
分解能(bit)	19	18	11
フルスケール(±)	2G (可変)	2G (可変)	2G(H), 1G(V)
記憶媒体	メモリーカード	メモリーカード	フラッシュメモリー
記憶容量	5MB (可変)	10MB(可変)	180kb
内蔵バッテリー	36時間	10時間	1時間
寸法(mm)	256×381×178	256×381×166	100×150×80
重量(kg)	11.4	9.0	1.4

図3 地盤と建物の相互作用の概念図

表2 観測地震概要

No.	観測年月日	発起時刻	北緯	東経	深さ(km)	Magnitude	震度*
1	1999/6/13	6:20:45	36.06	139.87	44.8	3.7	0.9
2	6/27	19:50:15	36.09	139.81	50.9	4.6	1.9
3	8/9	6:39:38	35.84	140.12	111.2	5.1	1.3
4	9/13	7:56:49	35.58	140.15	58.7	5.5	1.0
5	10/29	2:34:43	36.22	139.98	51.0	4.1	1.3
6	11/23	5:20:31	36.18	140.54	99.6	5.0	0.8
7	12/4	14:06:12	35.89	140.80	98.8	5.8	0.9
8	12/16	22:47:03	36.66	139.42	4.0	4.6	1.4
9	12/27	0:05:51	36.13	139.86	54.7	4.9	1.6
10	2000/1/9	13:02:23	37.28	141.67	20.3	5.4	0.8
11	1/12	11:09:48	36.47	140.62	51.9	5.2	1.4
12	4/15	5:26:48	36.21	140.00	52.5	4.5	0.9
13	5/16	19:40:26	36.44	140.74	45.7	5.3	1.5
14	6/3	17:54:48	35.63	140.81	50.6	6.2	1.3
15	7/6	13:09:20	36.40	142.57	31.5	5.5	0.7
16	7/21	3:39:19	36.53	141.17	20.7	6.6	2.4
17	8/6	16:28:02	33.20	140.35	432.6	7.9	1.3
18	8/19	16:37:53	36.23	139.79	54.4	4.5	0.8
19	8/27	8:42:13	35.78	140.12	75.8	5.0	0.7
20	9/9	20:50:34	36.10	139.60	70.0	4.4	1.2
21	10/18	12:58:24	36.93	139.67	5.6	4.8	1.2
22	2001/2/25	6:53:51	37.13	142.32	0.0	6.3	0.8
23	3/6	14:32:16	36.64	141.02	45.9	5.5	1.1

* 観測地点の地盤上における加速度記録を用いて、気象庁のホームページに記載の「震度の算出方法」により計算した。

図5 R C造5階建建物における地震時のスペクトル比

図6 R C造5階建建物における常時微動時のスペクトル比

ペクトルは Parzen のスペクトルウィンドウのバンド幅を 0.4Hz とし、それらの比を採ってスペクトル比を求めてある。

5F/1F のスペクトル比に生じるピーク振動数は、ロッキングを含む建物の固有振動数、すなわち建物系固有振動数 $f(5F/1F)$ を、5F/GL のスペクトル比に生じるそれは、地盤建物連成系固有振動数 $f(5F/GL)$ を表す。建物1階両端部における上下動の記録がないのでロッキング率を求めることはできない。そこで、後者に対する前者の比を、ロッキングを含んではいるが、建物系に対する地盤建物連成系の周期の伸び率 $f(5F/1F)/f(5F/GL)$ として、この周期の伸び率を、地震時および常時微動時において求め比較する。建物系固有振動数は地震動が大きくなるにつれ低下するという振幅依存性が認められることはすでに報告した(文献2)。しかし、地表での水平最大加速度が 10gal(震度階Ⅲ)程度までは、その傾向は顕著ではないので、地震時の固有振動数は、平均値で評価することにする。

周期の伸び率は、表5の4行目に示すように、地震時、常時微動時の順に記すと、NS方向の場合で、31%、30%、EW方向の場合には、42%、41%と、入力レベルの如何によらず相互作用効果は大きく、地震時の周期の伸び率のほうが常時微動時のそれよりも、いずれの方向とも1%大きいことが分かる。なお、表5の1行目から、建物最上階での波形のスペクトルピークから求めた建物周期そのものは、常時微動時に対し地震時では1~2%伸びる事が分かる。

次に、相互作用効果を検討するためのもう一つの観点である減衰効果を、建物系特性を表すスペクトル比のピーク値 $R(5F/1F)$ に対する地盤建物連成系特性を表すそれ $R(5F/GL)$ の比の値 $R(5F/GL)$

表3 調査住宅の概要

No.	基礎	床下開口	外壁材	屋根材	面積 [㎡]		
					1階	2階	延べ
9401	べた	有り	ALC	スレート	87.0	82.0	169.0
9501	-	-	サ	スレート	59.6	52.2	111.8
9502	-	-	ALC	瓦	125.8	82.0	207.8
9503	-	-	構造用合板	スレート	136.6	88.6	225.2
9504	-	-	サ	スレート	109.3	64.6	173.9
9505	-	-	ALC	瓦	122.5	52.2	174.7
9506	-	-	ALC	瓦	88.2	80.3	168.5
9507	-	-	サ	瓦	84.8	75.0	159.8
9801	布	-	サ	瓦	66.7	43.1	109.8
9802	布	-	サ	スレート	67.1	65.4	132.5
9803	布	-	サ	スレート	74.5	57.9	132.4
9804	布	-	サ	スレート	66.2	49.7	115.9
9805	べた	-	サ	瓦	94.4	76.2	170.6
9806	べた	-	ALC	スレート	46.4	39.7	86.1
9807	布	-	サ	スレート	57.5	47.5	105.0
9808	布	-	サ	スレート	62.1	52.2	114.3
9809	布	-	ALC	瓦	63.5	52.2	115.7
9810	布	-	ALC	瓦	103.3	32.9	136.2
9811	べた	-	サ	スレート	99.0	99.0	198.0
9812	布	-	サ	瓦	159.8	76.8	236.6
9813	べた	-	ALC	スレート	62.9	51.3	114.2
9901	布	有り	ALC	洋瓦	51.3	52.2	103.5
9902	べた	無し	サ	スレート	96.5	102.7	199.2
9903	べた	有り	サ	スレート	64.6	46.6	111.2
9904	布	有り	サ	スレート	58.0	48.0	106.0
9905	布	有り	サ	スレート	64.3	49.7	114.0
9906	べた	有り	サ	スレート	72.0	67.9	139.9
9907	布	有り	ALC	瓦	89.4	69.6	159.0
9908	べた	無し	サ	スレート	74.0	74.0	148.0
9909	べた	-	-	-	98.8	65.4	164.2
9910	べた	無し	サ	スレート	59.6	59.6	119.2
9911	べた	有り	ALC	瓦	77.8	48.9	126.7
9912	布	有り	ALC	瓦	71.2	43.1	114.3
9913	べた	無し	サ	スレート	55.5	54.7	110.1
0001	べた	無し	サ	瓦	113.5	77.2	190.7
0002	布	無し	サ	瓦	72.9	62.9	135.8
0003	べた	無し	サ	瓦	65.1	29.8	95.0
0004	べた	無し	タイル	銅ス	159.0	104.3	263.3
0005	べた	有り	サ	瓦	152.0	77.1	229.2

サ:サイディング

/R(5F/1F) (以降、増幅率比と称する。)の平均値で捉える。地震時、常時微動時の順に平均値で記すと、NS方向の場合で、0.91に対して3.32、EW方向の場合には、0.90に対して2.78と、常時微動時の増幅率比は3.0程度となるのに対し、地震時のそれは、1.0以下になることが分かる。このことから、地震時のほうが、相互作用効果がより大きく現れていることが分かる。

3. 在来工法木造住宅の常時微動測定結果

(1) 建物・地盤・測定概要

1994年に1棟、1995年に7棟、1998年に13棟、1999年に13棟、2000年度に6棟(うち1棟は1994年にも測定した住宅)と合計39棟について、地盤・建物上で、常時微動の同時測定を行った。調査住宅の概要を、表3に示す。住宅番号は、最初の2桁で測定年の西暦の下2桁を、残りの2桁で同一年度での測定住宅番号を示す。このうち、表3の中で網を掛けたNo.9401とNo.0001の2棟で、現在、地震観測を実施中である。表中で空白になっているのは、各年

図7 木造住宅の常時微動時のフーリエスペクトル比

度で測定目的が異なり未調査のためである。地盤は、ほとんどが、地表面下 5 ～ 10 m でN値 50 の砂礫層に達する硬質地盤である。No.9401 はⅠ種地盤上に、No.0001 はⅡ種地盤上に建っている。減衰定数は、2階平面のほぼ中央部分の柱を梁間および桁行き方向に人力で加振して得られた自由振動波形の対数減衰率から求めた。ただし、地震観測を実施中の2棟については、1次モードがより励起されやすいように小屋裏の柱を人力で加振した。

地震計は、キネメトリクス社製の超小型強震計 QDR である。GPS は付属せず、K2 に比べると分解能は 11bit とやや落ちるが、3成分がコンパクトに小型のボックスの中に収まっており、住宅内に設置してもさほど目立たない。地盤の地震計は、住宅の南面から 5 ～ 6 m ほど南に離れた地表に、25 × 25 × 15cm のコンクリート製ブロックの上面を地表面から 2 cm 程度上げて埋め込み、その上に固定してある。なお、RC 造5階建て建物の5階において、QDR と K2 で同時に地震観測を行い、QDR による観測の精度は、K2 と比べて実用上遜色がないことを確認している。地震計の詳細については、既出の表1に併せて示したとおりである。

(2) 常時微動時の振動特性

代表的な住宅について、2階、1階および地盤上での記録波形の

スペクトル比 ($2F/GL$, $2F/1F$, $1F/GL$) を、図7に示す。スペクトル比の太い線は数個の解析結果の平均値、上下の細い2本の線は平均値から標準偏差分の隔たりを表している。また、図中の数字は、卓越振動数およびそこでの比の値である。 $1F/GL$ のスペクトル比に着目すると、布基礎の住宅である No.9904(外壁サイディング、屋根スレート葺き)、No.9907(外壁ALC、屋根瓦)においては、山・谷は現れるものの、谷が浅く、高周波数成分では逆に増幅されている。これに対し、べた基礎の住宅である No.9910(外壁サイディング、屋根スレート葺き)、No.9911(外壁ALC、屋根瓦)を見ると、山・谷のはっきりと現れており、高周波数成分は減衰し、RC構造物の場合と同様な入力損失の性質が見られる。増幅率については、住宅ごとにまちまちで傾向は認められない。ちなみに、固有振動数と減衰定数との関係を、図8に示す。減衰定数は、人力加振で得られた数個の自由振動波形の対数減衰率から求めたものの平均値である。この図は、文献1において示した No.9501 ～ 9507 の7棟(この年度は基礎形式の調査をしていないので、図8では小さな○で示した。図9についても同様。)に、それ以降の測定結果を付加したものである。減衰定数は振動数比例型となっていて、特に梁間方向で相関係数が 0.5 と高いことが分かる。

(3) 構造パラメータと相互作用効果との関係

構造パラメータ 地盤建物連成系の振動特性に影響を及ぼす要因として、地盤と建物との質量比および剛性比、建物上部質量 m_i に対する基部質量 m_0 の比 m_0/m_i (以降、建物質量比と称する。)、建物の基礎等価半径 R に対する等価高さ H の比 H/R (以降、建物形態比と称する。)) などが考えられる。ここではパラメータの算定に際し比較的誤差が少ないと考えられる建物質量比 m_0/m_i および建物形態比 H/R を構造パラメータとして選び、これらと相互作用効果を表す周期の伸び率および地盤のスペクトルに対する1階のスペクトルの比に現れる谷の値 $R(1F/GL)$ との関係を検討する。質量は、文献 3) 等を参考に、単位床面積あたりの質量 $[\text{kg/m}^2]$ で、重い屋根:130, 軽い屋根:95, 重い屋根の外壁:120, 軽い屋根の外壁:75, 内壁:20, 床:60, 床の積載:61 として算定した。その上で、 A_i 分布を考慮の上、上部一質点系に等価置換した場合の上部質量 m_i を求め、基礎を含めた総質量から m_i を引いて基部質量 m_0 を求めた。なお、基礎部分の質量は、べた基礎の場合には厚さ 15cm の土間コンの上端から建物外周に 12cm 幅で高さ 40cm の基礎が立ち上がっているとし、布基礎の場合には幅 45cm で厚さ 15cm のフーチングの上に、建物外周に幅 12cm 高さ 50cm の基礎が立ち上がっているととした。なお、内部基礎の長さについては、No.9401 と No.0001 の場合を参考にし、束石を含めて、 0.3m/m^2 の基礎があるととした。また、鉄筋コンクリート密度は 2.3t/m^3 とした。等価高さも A_i 分布を考慮して算定したものであり、基礎等価半径は、文献 1) から常時微動時の住宅のロッキング率は一例のみ 10% であるが他は 2 ~ 4% と小さいことが分かっているので、面積等価として算定した。

谷の値と減衰効果 ここで、相互作用効果を表す尺度の一つとして谷の値 $R(1F/GL)$ を採用した理由を以下に説明する。 $R(1F/GL)$ は、2章で減衰効果の検討に際し用いた増幅率比 $R(3F/GL)/R(3F/1F)$ と、対象としている振動数が山・谷の間のずれがあるものの、同じ式の形をしていて、両者の間には高い相関性がある(相関係数は、梁間で 0.7, 桁行きで 0.4)。従って、簡単に求めることが出来るこの谷の値を相互作用効果の尺度の一つとしたわけである。そこで、建物の減衰定数と谷の値との関係を求め、図 9 に示す。この図より、谷が深ければ(谷の値が小さければ)建物減衰定数は大きいという、建物減衰定数と谷の値の間には逆比例の関係が認められる。

構造パラメータと相互作用効果との関係 住宅 No.9401 および 1998 年以降に測定した住宅について、建物質量比 m_0/m_i と周期の伸び率および谷の値との関係を、図 10 に示す。図中の○は布基礎の住宅、●はべた基礎の住宅、■、◆は、それぞれ、地震観測を行っている住宅 No.9401, No.0001 を表し、実線は全ての住宅について最小自乗法で求めた近似直線、 $|r|$ はその相関係数を表す。図 10 上から周期の伸び率の値は、ほとんどの住宅で 1.0 ~ 1.1 であり、1.1 以上の住宅は 5 軒しかないことが分かる。この値は、建物規模、階数などが異なるので直接比較は出来ないが、RC 造 5 階建て建物のそれが 1.3 ~ 1.4 だったのに比べると、かなり小さい。また、これらの図から、建物質量比の増加に伴い、周期の伸び率はやや大きくなっていることが分かる。次に、図 10 下からは、建物質量比の増加に伴い谷の値が小さくなる傾向が見られる。すなわち、これらの図から、建物質量比が大きくなると、周期の伸び率が大きくなり、谷の値が小さくなるという相互作用の効果を認めることができる。

図8 連成系の固有振動数と減衰定数

図9 減衰定数とスペクトル比の谷の値

図10 建物質量比 m_0/m_i と周期の伸び率および谷の値

図11 建物形態比 H/R と周期の伸び率および谷の値

図1.2 住宅No.9401における常時微動記録のスペクトル比の経年変化

次に、建物形態比 H/R と周期の伸び率および谷の値との関係を、図1.1に示す。この場合には、周期の伸び率との間では、梁間と桁行きとで傾向が異なり、谷の値との間では、建物形態比 H/R が大きくなる程、減衰効果が大きく（谷の値が小さく）なるという、一般的に言われている傾向とは逆の傾向になっている。いずれにしろ、相関が低い。これらの原因として、住宅の場合には、対象住宅が2階建てであるため、建物形態比 H/R の値そのものにそれほど違いが表れないので、相互作用効果を判定する要素にはならないものと考えられる。また、住宅パラメータ（等価質量、等価高さ）を求める際に基準にした単位床面積あたりの質量が大まかすぎて、住宅ごとのパラメータの信頼性がまちまちであることも一因と考えられる。

4. 在来工法木造住宅の地震観測結果

(1) 住宅の振動特性の経年変化と地震時の振動特性

住宅No.9401において、1994年6月と2000年8月に常時微動測定を行った。この時の測定記録のスペクトル比を、図1.2に示す。また、振動特性のまとめを表4に示す。表中のNS,EWは、それぞれ対象住宅の梁間、桁行きに対応している。建物系固有振動数 f (3F/1F) で比較すると、6年間で梁間方向の固有周期が6%、桁行き方向のそれが2%と、わずかであるが伸びていることが確認できる。

次に、小屋裏(3F)および1階で同時観測された地震No.21,22の記録を図1.3に示す。縦軸の目盛りは、梁間方向成分の記録のみに付してある。後出の図1.5においても同様である。図1.3から、建物1Fにおける最大加速度に対する3Fのその増幅率は、梁間方向で2.8倍程度、桁行き方向で3.0倍程度と剛性の低い桁行き方向でやや大きいことが分かる。次に、この住宅の3Fで観測された5個の地震記録のスペクトルを図1.4上に示す。また、図1.4下には、地震No.21,22の記録のスペクトル比(3F/1F)を示す。なお、振動特性のまとめを表5と表6に示す。図1.4上から、地震時における3Fでの卓越振動数の平均値は、梁間方向で5.75Hz、桁行き方向で4.82Hzであることが分かる。これを、常時微動時のそれと比較すると、梁間方向で約6%、桁行き方向で約3%の周期の伸びとなっ

図1.3 住宅No.9401における地震観測記録

図1.4 住宅No.9401における地震時のフーリエスペクトルおよびスペクトル比

ている。住宅No.9401では、地盤における地震記録がないので、常時微動時の場合を参考にして、 $f(3F/GL)$ を $f(3F)$ よりも1%大きいとし、地震時の周期の伸び率を算定すると、梁間方向で6%、桁行き方向で1%となる。

以上のことから、6年間における、建物系固有周期の伸びの経年変化は2～6%であること、地震時における建物3Fの記録から求めた固有周期は、一時的に3～6%伸びること(表5の5行目)、すなわち剛性が低下することが分かる。このような地震時の一時的な固有周期の伸びは、RC造5階建て建物の場合が1～2%であることを考えると、大きいといえる。RC造建物における地震時のこの周期の伸びは、表5のRC造建物の建物系固有振動数 $f(5F/1F)$ が常時微動時と地震時とでほとんど変化がないことから、構造体の変形にはよらず、地盤変形の影響であると考えられる。これに対し、木造住宅では、接合部が半剛接であること、耐力壁のボードも釘打ちで接着が充分でないこと等が原因となり、地震時に固有周期の伸びが大きくなると考えられる。このことは、No.0001においては、さらに顕著に表れている(表5の9行目)。以上のことから、外力がさらに大きくなると、接合部やボード等の接合が一時的にさらに弛み、固有周期はさらに大きく伸びるものと思われる。

(2) 地震時および常時微動時の振動特性

住宅No.0001においては、No.16,22,23の地震が、3点で同時観測された。このうち、最も大きな観測地震であるNo.16の記録を図15に、それらのスペクトル比を図16に示す。図15から、地盤および1階における最大加速度は約30gal、小屋裏(3F)におけるそれは約40galである。図16から、地震時の建物系固有振動数 $f(3F/1F)$ は、梁間方向で4.64Hz、桁行き方向で4.70Hz、地盤建物連成系固有振動数 $f(3F/GL)$ は、梁間方向で4.46Hz、桁行き方向で4.54Hzである。すなわち、両方向とも建物系固有周期に対する連成系固有周期の伸び率は、約4%であることが分かる。なお、地震No.16の場合に、1F/GLのスペクトル比(図16下左)に相互作用の特徴である山・谷がはっきりと現れている。

この地震を受けた後、No.0001において、常時微動の測定を行った。その結果をスペクトル比の形で図17に示す。この図から、周期の伸び率は、梁間、桁行き方向とも4%で、地震時のそれと同じであることが分かる。次に、3F/GLのスペクトル比のピーク振動数に着目すると、梁間方向で5.05Hz、桁行き方向で4.89Hzとなっている。No.9401において、6年間の建物固有周期の伸びが2～6%であることから、No.0001においても、地震の前後で建物系固有振動数はほとんど変化していないと考えてよい。このことから、常時微動時に比べ、地震時には一時的に、梁間方向で5.05Hzから4.46Hzに13%、桁行き方向では4.89Hzから4.54Hzに8%も振動数が低下すなわち周期が伸びたことが分かる。以上のことから、震度Ⅱ～Ⅲ程度の地震を受けたとしても、建物の剛性はすぐに復元することが分かる。

また、増幅率比 $R(3F/GL)/R(3F/1F)$ については、常時微動時に、1.47(NS),1.56(EW)であったのが、地震時には、それぞれ、0.96(NS),1.04(EW)と、RC造の場合(0.91(NS),0.90(EW))に較べると小さめであるが、同様の減衰効果が現れていることが分かる。

5 まとめ

RC造5階建て建物と在来工法木造2階建て住宅2棟(No.9401, No.0001)における地震観測と常時微動測定に基づき、中小地震時における弾性領域での動的相互作用効果について検討した。結果は、経年変化を含めた常時微動時の振動特性について表4

図15 住宅No.0001における地震観測記録

図16 住宅No.0001における地震時のフーリエスペクトル比

図17 住宅No.0001における常時微動時のフーリエスペクトル比
に、地震時と常時微動時の相互作用効果のうちの振動数特性について表5に、同じく振幅特性について、表6に集約される。これらを要約すると、以下ようになる。

RC造5階建て建物；

①常時微動時のロッキングを含む建物の固有周期（建物系固有周期）は、17年間で2～4%の伸びを示す。（表4）

②地震時の5階の記録から求めた建物固有周期は、常時微動時のそれに対し、1～2%伸びる程度である。（表5の1行目）

③常時微動時の建物系固有周期に対する連成系固有周期の伸び率（以降、周期の伸び率と称する。）は、NS方向で30%、EW方向で41%であるが、地震時にはいずれの方向とも、さらに1%大きくなる。いずれにしろ、相互作用効果は大きい。（図5&6、表5）

④建物系特性を表す5F/1Fのスペクトル比のピーク値R(5F/1F)に対する地盤建物連成系特性を表すそれR(5F/G)の比の値（以後、増幅率比と称する。）の平均値は、常時微動時に、3.32(NS)、2.78(EW)であるのに対し、地震時には、0.91(NS)、0.90(EW)となり、大きな減衰効果を示す。（図5&6、表6の4行目）

木造2階建て住宅；

①建物系固有周期の経年変化は、6年間で2～6%である。

（図12&表4）

②地震時の小屋裏(3F)における記録から求めた建物固有周期は、常時微動時のそれに対して、住宅No.9401では3～6%、住宅No.0001では9～14%と大きく伸びる。これは、木造住宅の宿命として接合部、壁の取り付けが完全でないため、一時的に弛むためと考えられる。従って、大地震時には、周期の伸びはさらに大きくなるものと考えられる。しかし、今回観測されたような地表面での加速度が30gal程度までの小さな地震の場合には、地震経験後に建物剛性はすぐに元に戻る。（図16&17、表5の5、9行目）

③常時微動時の周期の伸び率は3～4%で、地震時には、これが4～6%となる。（図16&17、表5の8、12行目）

④増幅率比については、常時微動時に1.47(NS)、1.56(EW)であったのが、地震時には、0.96(NS)、1.04(EW)と、いずれの方向についても減衰効果が認められる。（図16&17、表6の12行目）

⑤相互作用効果は、建物上部質量に対する基部質量の比 m_0/m_1 が大きい住宅の場合に大きく現れる。（図10）

以上の結果、木造住宅については、常時微動時に対する地震時の周期の伸びは住宅ごとに異なるが、周期の伸び率については、RC建物同様に、常時微動時の結果から地震時のそれを推定可能なことが分かった。また、どのような地盤建物系の場合に相互作用効果により地震入力が低減されるかについては、木造住宅2棟における数個の地震観測結果、およびこれを含めた39棟の在来工法2階建て木造住宅における数年にわたる常時微動測定結果を通して、条件によっては（例えば建物質量比 m_0/m_1 の大きい住宅の場合）、可能性があることが示唆された。木質構造物における地震入力の低減に関しては、さらなる地震記録の蓄積を待って検討する必要がある。

謝辞 常時微動測定に基づく住宅の振動特性の解析は、ここ数年来のテーマである。測定を主体になって担当した、'95年の堀尾吉昭君、'98、2000年の赤坂理加子さん、'99年の梅原実香さん、それに測定に参加した多くの研究室の学生諸君、また、図の整理を手伝ってくれた2001年度卒業生の益子拓君に、心から感謝する次第である。

参考文献

- 1) 入江康隆：建設段階に伴う2階建て在来工法木造住宅の振動特性の変遷、構造工学論文集、Vol.44B、pp463～470、1998。
- 2) Irie Y. et al. "Dynamic characteristics of a R/C building of five stories based on microtremor measurements and earthquake observations", Proc. of the 12WCEE.2000
- 3) 密集市街地における防災街区の整備の促進に関する法律における既存木造建築物の耐震診断基準の解説、(財)日本建築防災協会、1998

表4 常時微動時の振動特性の経時変化

measure- ment year	f(Tp/1F) Hz		f(Tp/GL) Hz		h %		ratio of swaying %		ratio of rocking %	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
RC5	82	4.7	5.4	3.5	3.8	4.6	8.2	32.1	28.9	35.7
	99	4.5	5.3	3.4	3.8	5.1	5.6	35.8	51.8	23.6
W2- 9401	94	6.8	5.3	6.4	5.1	—	—	9.0	12.5	3.0
	00	6.4	5.2	6.2	5.0	4.5	2.7	6.9	6.0	2.2

f(Tp/1F): natural frequency of building system

f(Tp/GL): natural frequency of soil-building system

Tp is 5F in a R/C structure, or 3F in a timber house

表5 地震時と常時微動時の振動数特性のまとめ

	frequency characteristics	from Earthquakes		from Microtremors	
		NS	EW	NS	EW
RC5	f(5F)	3.43 (1.01)	3.79 (1.02)	3.46 (1.0)	3.85 (1.0)
	f(5F/GL)	3.44	3.83	3.49	3.86
	f(5F/1F)	4.52 (1.00)	5.43 (1.00)	4.54 (1.0)	5.45 (1.0)
	f(5F/1F)/f(5F/GL)	1.31	1.42	1.30	1.41
W2- 9401	f(3F)	5.75 (1.06)	4.82 (1.03)	6.10 (1.0)	4.98 (1.0)
	f(3F/GL)	—	—	6.20	5.03
	f(3F/1F)	6.15 (1.04)	4.88 (1.06)	6.40 (1.0)	5.18 (1.0)
	f(3F/1F)/f(3F/GL)	1.06	1.01	1.03	1.03
W2- 0001	f(3F)	4.39 (1.14)	4.41 (1.09)	5.02 (1.0)	4.80 (1.0)
	f(3F/GL)	4.46	4.54	5.05	4.89
	f(3F/1F)	4.64 (1.13)	4.70 (1.08)	5.26 (1.0)	5.09 (1.0)
	f(3F/1F)/f(3F/GL)	1.04	1.04	1.04	1.04

f: natural frequencies in Hz

(): elongation ratios of period in case of earthquakes
to period in case of microtremors

表6 地震時と常時微動時の振幅特性のまとめ

	amplitude characteristics	from Earthquakes		from Microtremors	
		NS	EW	NS	EW
RC5	A(5F)	6.46	4.77	1.97	1.12
	R(5F/GL)	11.22	8.02	13.40	9.70
	R(5F/1F)	12.93	9.25	4.04	3.49
	R(5F/GL)/R(5F/1F)	0.91	0.90	3.32	2.78
W2- 9401	A(3F)	16.83	22.86	0.63	1.02
	R(3F/GL)	—	—	10.1	11.4
	R(3F/1F)	8.62	10.43	14.0	18.6
	R(3F/GL)/R(3F/1F)	—	—	0.72	0.61
W2- 0001	A(3F)	13.6	10.6	1.44	1.71
	R(3F/GL)	8.58	6.98	21.02	26.20
	R(3F/1F)	8.90	6.69	14.33	16.82
	R(3F/GL)/R(3F/1F)	0.96	1.04	1.47	1.56

A: amplitude in gal. sec in case of earthquakes,
or micron. sec in case of microtremors

(2000年9月29日原稿受理、2001年5月17日採用決定)