常時微動計測に基づく中低層 RC 造建物の構造耐震指標の簡易推定

SIMPLE ESTIMATION OF SEISMIC INDEX FOR LOW AND MID-RISE RC BUILDINGS BASED ON MICROTREMOR MEASUREMENT

那仁満都拉*, 國 廣 祥**, 川 瀬 博***

Naranmandora, Sachi KUNIHIRO and Hiroshi KAWASE

In this paper first we analyzed statistical properties of the seismic indexes obtained by the standard method for low and mid-rise reinforced concrete (RC) buildings in Kyushu University. The total number of target buildings is 47. We also conducted microtremor measurements of these RC buildings to obtain their predominant periods as their fundamental dynamic characteristics. Then buildings were grouped by height (i.e., number of stories) and age and we tried to find formulae that connect predominant periods with seismic indexes of structures. As a result we found simple formulae and curves that can estimate at least the minimum value of the seismic index of a low- or middle-rise RC building based on the predominant period from microtremor measurement.

Keywords : *Microtremor measurement, RC buildings, Dynamic characteristics, Seismic index of structure, Estimate of I_s value*

常時微動計測, R C 造建物, 振動特性, 構造耐震指標, I_s 値の推定,

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震で旧耐震基準によって建てられた RC 造構造物は甚大な被害を受けた^{例え 1)}。しかし現在でも中低層 RC 造建物は事務所、学校、共用住宅などに利用され、旧耐震基準によって設計された耐震性の低い建物や老朽化した建物が数多く存在する。そのような建物の安全性評価には、構造耐震指標（以後 I_s 値と記す）で評価するのが一般的である。 I_s 値は既存建物の耐震安全性を判断する指標として使われるだけではなく、地震被害と相関がよいとの報告もあり^{2~3)}、さらに地震被害予測にも用いることもでき^{4~6)}、現時点では耐震補強のための最も重要な評価値であると言える。しかし、建物の I_s 値をその手順に則って評価するにはかなりの手間がかかる。東南海・南海地震など防災対策推進地域では対象建物が膨大にあることから、早く安いコストで I_s 値を評価できる手法が望まれるがそれに関する報告は少ない。例えば、阿部ら⁷⁾は微動計測を用いて得られた微動周期から推定した終局震度 (Cya) および地震被害度との間にかなりの相関性があることを確認しており、飛田ら⁸⁾も RC 造 3 階建物の微動振動数と第二次診断の I_s 値の間にある程度相関があることを指摘している。しかしいずれもデータ量に限りがあり統計的な意味で精度が確保された結果とはいえない。

本研究では、計測が容易で調査コストが安い微動計測結果に基づいて中低層 RC 造建物の耐震診断指標を推定できる手法や簡易な式を提案する。まず、対象建物の耐震診断結果である I_s 値に注目して、建物階数や経過年代に対する総合特性に関して解析する。次に、微動観測から得られた建物振動特性と耐震診断結果の相関関係を検討

する。最後に、微動観測で得られる一次共振振動数から、その建物の最小 I_s 値を推定できる簡便な曲線や算定式を提案し、その妥当性を検討する。

2. 微動計測による対象建物の振動特性

2.1 微動観測概要及び解析方法

対象建物は、2006 年末までに耐震診断を実施した九州大学病院地区と箱崎・大橋・春日地区の RC 造建物の中で、2 階建から 9 階建までの 47 棟の建物である。観測方法は常時微動計を自由地表面、1 階、最上階もしくは屋上にそれぞれ 1 点を設置し、2006 年 11 月から 12 月にかけて主に昼間に計測を行った。なおこのうち 8 棟の建物（表 1 の 40 番号以降）に関しては、既に 2003 年に計測を実施していた⁹⁾¹⁰⁾ ので、その微動結果を用いる。常時微動計測の設置例を図 1 に示す。観測では最大 10,000 倍のアンプつき可搬型 3 成分加速度計（アカシ製 SMAR-6A3P）を用いて、ハイカットフィルター周波数を 50Hz、サンプリング周波数を 100Hz とし、15 分間のデータを 2 セット計測することとした。時刻校正は GPS 時刻信号から観測開始前に行い、各地点の同時性を確保した。解析方法としては、微動計測から得られたデータを 50% オーバーラップさせて 40.96 秒の小区間に切り出した。そしてそのフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比を求め、そのアンサンブル平均値を計算した。次にその最上階と基礎のフーリエスペクトル比の 1 次共振振動数を建物の梁間方向（最／基・梁と記す）や桁行方向（最／基・桁と記す）のピーク振動数からそれぞれ読み取った。表 1 には、対象建物の名称、階数、建物

* 飛鳥建設㈱ 副主任研究員・博士(工学)

** 元九州大学工学部建築学科 学士(工学)

*** 京都大学防災研究所 教授・工博

Junior Research Engineer, Tobishima Corporation, Dr. Eng.

Graduated from Department of Architecture, School of Engineering, Kyushu University

Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr. Eng.

図1 常時微動計の設置例

表1 建物の概要及び耐震指標と一次共振振動数 (Hz)

NO.	建物 記号	階 数	建築 年代	建築面 積(m ²)	高さ (m)	高/幅	建物 形状	最小 I _s 値		平均 I _s 値		共振振動数	
								桁行	梁間	桁行	梁間	桁行	梁間
1	Kh10	4	1962	1283	14.6	1.0	長方	0.47	0.47	0.47	0.47	4.33	4.64
2	Km01	3	1934	2879	13.0	0.3	U型	0.37	0.31	0.48	0.57	4.96	4.53
3	Km02	3	1979	743	12.8	0.8	長方	0.32	0.50	0.54	0.59	6.16	4.89
4	Km03	2	1972	2363	8.7	0.3	L型	0.82	0.89	0.98	0.91	6.81	5.66
5	Km07	5	1967	262	15.0	1.2	L型	0.62	0.82	1.27	1.02	5.10	4.82
6	Km08	3	1927	1213	12.6	0.3	L型	0.68	0.66	0.92	0.74	4.94	4.38
7	Km09	5	1969	1331	18.6	1.2	長方	0.40	0.88	0.61	1.23	3.98	3.84
8	Km10	5	1967	3645	19.0	0.4	U型	0.18	0.36	0.28	0.83	3.71	3.59
9	Km11	2	1977	504	6.8	0.4	長方	1.34	0.94	2.26	1.33	6.68	6.17
10	Km13	3	1935	3968	11.2	0.2	口型	0.59	0.59	0.69	0.78	4.61	4.66
11	Km14	4	1971	720	12.8	1.1	長方	0.45	0.89	0.72	1.53	4.43	4.54
12	Km15	4	1965	261	12.4	1.9	L型	1.05	0.52	1.60	0.76	5.23	4.77
13	Km17	4	1971	2332	14.7	0.4	U型	0.57	0.84	0.71	1.12	5.78	5.82
14	Km20	5	1976	2400	21.0	0.4	L型	0.37	0.41	0.82	0.92	4.50	3.55
15	Km21	7	1967	588	25.4	2.0	U型	0.28	0.26	0.61	0.58	3.69	4.41
16	Km22	7	1964	1000	25.4	2.5	L型	0.24	0.24	0.24	0.24	3.08	2.81
17	Km25	3	1981	1350	12.4	0.3	四方	0.65	0.73	1.14	1.21	6.08	5.67
18	Km28	3	1964	479	10.8	0.8	長方	0.28	1.29	0.40	1.87	5.44	5.15
19	Km29	9	1972	1617	32.6	1.6	長方	0.24	0.24	0.24	0.24	2.32	1.86
20	Ko01	4	1981	734	15.0	0.9	長方	0.76	1.33	1.54	1.62	5.37	5.94
21	Ko05	5	1981	1240	20.0	1.0	長方	0.50	0.54	0.66	0.82	5.56	3.65
22	Kk06	4	1981	893	17.0	1.1	長方	0.69	0.58	0.85	1.04	6.71	4.48
23	Ko01	6	1970	880	20.8	1.3	長方	0.72	0.86	1.20	2.00	3.94	4.54
24	Ko04	6	1970	880	19.6	1.2	長方	0.72	0.86	1.20	2.00	4.54	4.52
25	Ko09	3	1970	388	11.2	0.7	長方	0.74	1.98	0.97	2.50	7.06	7.53
26	Ko11	3	1972	867	13.2	0.8	長方	0.86	0.74	1.30	1.32	5.24	5.05
27	Ko13	4	1979	493	15.0	1.0	長方	0.54	0.64	0.84	1.06	5.88	4.87
28	Ko15	4	1957	547	15.4	1.3	長方	0.23	0.67	0.46	0.85	4.76	5.10
29	Ko18	5	1978	239	18.2	1.3	長方	0.60	1.10	0.96	1.78	4.63	4.54
30	Ko21	4	1972	589	14.8	1.0	長方	0.57	0.89	0.79	1.97	5.85	5.90
31	Kh01	4	1960	818	13.4	0.9	長方	0.36	0.51	0.62	1.12	3.83	4.52
32	Kk02	6	1967	1103	22.2	1.2	長方	0.24	0.29	0.41	0.63	3.77	3.44
33	Kh03	4	1952	1590	14.9	1.0	長方	0.27	0.37	0.38	0.70	4.00	4.05
34	Kh04	6	1972	475	23.2	1.1	L型	0.29	0.43	0.44	0.79	4.05	3.64
35	Kh05	6	1967	602	23.2	1.4	長方	0.20	0.28	0.31	0.59	3.11	3.47
36	Kh06	4	1973	3496	13.0	0.3	長方	0.49	0.57	0.66	0.67	4.41	4.38
37	Ko07	3	1970	525	11.0	0.5	長方	1.42	1.09	1.93	1.84	10.67	9.15
38	Ko10	3	1976	450	11.8	0.6	長方	0.56	1.88	1.07	2.85	7.67	8.00
39	Ko08	2	1980	1661	11.2	0.2	T型	0.74	0.64	1.07	1.59	9.47	7.99
40	105	4	1970	320	16.6	1.1	長方	0.63	1.29	0.95	1.88	3.59	4.58
41	002	5	1979	886	18.8	0.9	長方	0.68	0.81	0.86	1.19	4.82	4.72
42	4042	6	1980	710	22.7	1.5	長方	0.49	0.72	0.77	1.26	4.60	3.52
43	201	6	1969	1452	23.2	1.5	長方	0.26	0.45	0.32	0.73	3.70	3.58
44	202	6	1967	1022	23.2	1.5	長方	0.20	0.42	0.27	0.68	3.39	3.25
45	203	6	1965	815	23.4	1.5	長方	0.27	0.55	0.33	0.80	3.58	3.28
46	302	6	1970	1200	22.6	1.5	L型	0.32	0.29	0.54	0.71	4.36	3.39
47	031	6	1970	912	25.0	1.6	長方	0.30	0.31	0.58	0.44	3.73	3.03

注：高/幅：建物高さ/短辺長さ；建物形状：建物の平面形状

形状及び第二次診断による構造耐震指標（全階の最小 I_s 値と平均 I_s 値）と微動観測から得られた一次共振振動数を示す。

2.2 微動計測によるRC造建物の振動特性

その対象建物の階数や建築年代の分布を図2に示すが、2階から7階までの建物が殆どで、これらは全て旧耐震建物である。図3は、計測された建物階数別の共振周期（1/共振振動数、以後同じ）及びその回帰直線と平均階高を3.5mとしたRC造建物の周期基本式（ $T=0.02H$ ）を示しており、ほぼ直線状の建物周期の高さ依存性がはっきりと見られる。また、梁間・桁行方向ともに共振周期の回帰直

図2 対象建物の建築年代と階数の比率

図3 建物の階数別共振周期

直線が建物の設計に用いてよいとされている周期基本式の周期より短くなっており、4階より高い建物ほど大きく乖離していることが分かる。旧耐震建物であるにも関わらず、これらの建物でその一次共振周期が周期基本式より短くなっているということは、現存建物の実剛性は平均的建物の設計（想定）剛性よりも高いことを示唆している。なお、病院や学校建物の特徴とも言えるL字型やコの字型平面などの建物形状が複雑な建物の共振周期は短周期側にシフトしている可能性も考えられるが、大学建物の一般的な特性を反映するために、全データを用いることにした。図4には形状や階数が同じ3階建における共振周期の建築年代変化を示したが、建築年代が新しくなるほど共振周期が短くなっており、もしも質量分布に違いがないとすればこれは新しい建物ほど剛性が高くなっていることを示している。なおこの変化が主としてコンクリートの劣化等建物の経年変化に起因しているのか、基準や施工品質の変遷を主として反映しているのかについては現時点では判定する手段を有していない。図5では、梁間方向の共振周期を横軸に、桁行方向の共振周期を縦軸にとり、建物方向別共振周期を比較した。図の直線は1:1の直線である。常識的には梁間方向の壁量が桁行方向の壁量より多く、従って梁間方向の剛性が桁行方向より大きいように思われるが、観測結果からわかるように梁間方向の共振周期と桁行方向の共振周期は殆ど同じであり、大きな差が見られない。その理由としては、対象建物のロッキングの影響が小さい⁹⁾との前提で考えると、桁行方向においてはスパンが短いため剛性が相対的に高く、また袖壁や垂れ壁・腰壁なども寄与した結果、共振周期が短くなっているものと考えられる。以上、今回追加して行なわれた中低層RC造建物の振動特性は過去の報告⁹⁾¹⁰⁾とほぼ同じような傾向であった。

図4 建物の階数別共振周期

図5 梁間と桁行方向の共振周期の比較

図6 構造耐震指標 I_s 値の階数変化

図7 梁間と桁行方向の I_s 値の比較

3. 微動計測による建物の振動特性と耐震診断結果との比較評価

3.1 建物の耐震診断の結果

表1に示した構造耐震指標値は、対象とする建物の梁間方向と桁行方向における階毎に得られた I_s 値の平均値とその建物の最小 I_s 値であり、九州大学の第二次耐震診断の報告書から直接読み取ったものである。図6は、得られた平均 I_s 値、最小 I_s 値の建物階数に対する変化とその近似直線を示しており、全体的に階数が高くなる建物ほど I_s 値が小さくなっていることが分かる。もし、同一 I_s 値を確保しようとするならば低層建物と比べて中層建物では多くの耐震補強を実施する必要があると考えられる。図7は、梁間方向における平均 I_s 値・最小 I_s 値を横軸に、桁行方向における平均 I_s 値・最小 I_s 値を縦軸にとって示したもので、直線は1:1の直線である。殆どの建物における梁間方向の平均 I_s 値と最小 I_s 値が桁行方向のそれぞれの値より大きくなっていることが分かる。これは、殆どの建物の梁間方向の壁量は桁行方向の壁量より多いことが第一義的な原因ではないかと推察される。一方、図5では、同じく建物の梁間方向と桁行方向における共振周期はほとんどの場合等しくなっており、大きな差が見られない。もし、対象建物のロッキングの影響が小さい⁹⁾ との前提で考えると、これからは殆どの建物の桁行方向の剛性と梁間方向の剛性には大きな差がないものと推定されるが、図7に示した耐震診断結果とは対応しないことになる。これは設計上考慮されている耐震壁は桁行方向よりも梁間方向に多く入っており、それらは柱間に全面的に入っていることが多いので耐力を高く評価さ

れている一方、桁行方向では袖壁や垂れ壁・腰壁などがとりついた柱部材が多く、またまとまった耐震壁が少ないため、耐震診断上は評価が低くなっていることを反映しているものと推察される。図8は、階数毎の最小 I_s 値と微動による一次共振振動数の建築年代変化を示している。データが少なく一定の傾向がみられない2階建を除けば、建物のどちらの方向においても建築年代が新しくなるほど振動数と I_s 値が高くなっており、建物の剛性および耐震性能が高くなっていると言える。平均 I_s 値の建築年代変化もほぼ同じような傾向であった。図9はこれらのデータから求めた建物階数毎の平均振動数と最小 I_s 値の関係及びその近似曲線を示したものである。平均値で見ると極めて安定した関係があることがわかる。

なお本研究では最小 I_s 値を主たる解析対象としているが、それは最終的に評価したいターゲットが最小 I_s 値だからである。物理的には全体系の一次共振振動数と対応すると考えられるのはどちらかといえば平均 I_s 値であろう。しかし図10に示したように、平均 I_s 値と最小 I_s 値の間には高い相関関係があり、最小 I_s 値は平均 I_s 値の約6割という関係があるので、最小 I_s 値も平均 I_s 値と同様に全体系の一次共振振動数とよい相関を有するものと期待できる。

3.2 耐震指標と振動特性の相関関係

建物の共振振動数は建物の質量と剛性から決まるもっとも基本的な特性である。もし、質量が一定なら共振振動数の2乗は剛性に比例する。さらにもし降伏変位が一定で、初期载荷から降伏変位に至るまでの履歴特性が相似形であれば（初期）剛性と建物耐力の間に

図8 階数毎の最小 I_s 値および一次共振振動数の建築年代変化

図9 建物階数毎の平均振動数と最小 I_s 値

図11 耐震診断結果による最小 I_s 値と共振振動数の比較

図10 耐震診断結果による平均 I_s 値と最小 I_s 値の関係

は比例的な関係が成立するものと期待できる。我々は、微動計測による建物振動特性⁹⁾¹⁰⁾だけではなく、余震による振動特性に関しても検討を行ってきた¹¹⁾。構造耐震指標は設計図書から拾い出した建物の構造断面（と仮定されるコンクリート強度）から算定される変形能力（靱性）も含めた建物耐力の推定レベルを示している。従って建物の共振振動数と耐震診断指標が必ず対応するという保証はないが、耐震補強前の一般的RC構造物を考えれば耐力が高い場合には、一般に壁や柱の量が多く剛性も高い傾向にあり、両者の間には相関があることが期待できる。もし、その相関関係を明らかにすれば、今後地震発生が懸念されている地域における膨大な建物の耐震診断及び耐震補強に際して、微動を用いた事前スクリーニングが利用可能となる。実際以前からよい相関関係が報告されており¹²⁾¹³⁾、3.4節において既往の研究成果との対応関係をチェックする。

その前にまず本節では、我々の調査で耐震診断結果から得られた最小 I_s 値と微動観測から得られた一次共振振動数（以下微動振動数

と呼ぶ)の相関関係を検討する。図 11 は、横軸に建物の番号をとり、縦軸に対応建物の振動数と最小 I_s 値をとり、それらの相関関係を建物方向別に表したものである。その相関関係を見やすくするために最小 I_s 値を 5 倍にして示している。ばらつきがあるが、建物のどちらの方向でも、最小 I_s 値と振動数が同じ傾向で変化しているのを見て取ることができる。図 12 は最小 I_s 値と共振振動数の相関関係及びその近似直線を建物の階数ごとに示したもので、図 13 にはそのすべてを図化した。2 階建以外の建物においては最小 I_s 値が大きくなると共振振動数も大きくなる傾向が明瞭である。その相関係数 R^2 は 3 階、5 階、6 階建のどちらの方向でも 0.43 から 0.64 に分布しており、有意な相関があるといえる。何故か 4 階建物は特に桁行方向でその相関係数 R^2 が低かった (7 階建は 2 棟のみ)。全体としてその

相関係数 R^2 は約 0.5 であり、かなりの相関があるといえる。建物の方向別にみると、どの建物でも梁間方向の相関係数が桁行方向より高くなっていることが分かった。これは、前述のように、耐震診断の評価と微動観測は耐震壁が多く入っている梁間方向に対してはほぼ同等の評価ができるのに対して、袖壁や垂れ壁などの付加部材が多く寄与している桁行方向においては耐震診断ではこれらが軽視されるので相関に乱れが生じるものと考えられる。図 12 の 3 階建物における振動数と最小 I_s 値の関係図には飛田ら⁸⁾による梁間方向 ($I_s=0.21f_{3F/1F}-0.47$) と桁行方向 ($I_s=0.094f_{3F/1F}-0.20$) の回帰直線を追加しているが、その直線は本研究の近似直線と 2 方向ともほぼ並行しており、振動数に対する最小 I_s 値の変化は殆ど同じであると言える。一方、本研究の近似直線が飛田ら⁸⁾による回帰直線より

図 12 耐震診断結果による階毎の最小 I_s 値と共振振動数の相関関係 (平均式)

図 13 最小 I_s 値と共振振動数の相関関係

図 14 建物階数毎の平均最小 I_s 値と共振振動数の相関関係

I_s 値の絶対値が大きめとなっていることは、対象建物の構造形式の違い、すなわち飛田らの対象建物は小・中学校によく見られる廊下の片側に教室がある「片廊下」タイプが殆どであり、今回の建物は廊下と両側に教室・病室がある「中廊下」タイプの建物が多数を占めていることに主として起因しているのではないかと推察される。このことから対象建物の構造形式や規模の違いが建物の振動特性や I_s 値に若干影響することに注意すべきであろう。

最後に、図 14 に同一階数の建物毎に求めた平均最小 I_s 値と同じ階数の建物の平均共振振動数との関係を示すが、ばらつきが多かった個別建物の結果と異なり、建物のどちらの方向でも非常によい相関を示すことがわかる。図 13 と図 14 から、平均的に言うと建物耐力には階数および方向が大きな影響を与えること、しかし個別建物には大きなばらつきがあることが指摘できる。

3.3 靱性指標 F と形状指標 S_0 × 経年指標 T

構造耐震指標 I_s 値の計算には、負担荷重当たりの剛性、すなわちベースシア係数的な意味を有する強度指標 C 、変形能力を考慮した靱性指標 F 、及び形状の与える影響をペナルティとして考慮する形状指標 S_0 、さらに構造体に生じているひびわれ等の調査結果をもとに減点する経年指標 T が寄与する。従って微動振動数と強度指標との間に高い相関があることには合理的な根拠が存在しているが、それが直ちに I_s 値とも高い相関があることを保証するわけではない。そこでここでは各層の全指標のデジタル値を整理した 37 棟について、その F 値と $(S_0 \cdot T)$ 値を示しその影響について考察する。

図 15 には建築年代別の F 値と $(S_0 \cdot T)$ 値を梁間方向と桁行方向について示した。ここで F 値は各階で複数の値が得られている場合には計算されている各階の I_s 値と C の値から見て、その層の評価に最も大きく寄与していると考えられる F 値を代表値として選択した。図から明らかなように、約 85% の建物で F 値は 0.8 もしくは 1.0 と評価されている。これは柱の場合には垂れ壁や腰壁が付いて短柱として評価されていることが多いこと、梁間方向ではせん断壁の寄与が大きいことを反映していると考えられる。また $(S_0 \cdot T)$ 値の分布から、それはほとんどの場合 0.8～1.0 の範囲に分布していることがわかる。以上のように、今回用いたデータにおいては I_s 値に対して強度指標以外の指標の与える影響は限定的であったことがわかる。もしも靱性に富む建物が対象だった場合、 I_s 値は大きめに評価されるわけだが、図 15 に示した F 値分布から見ると、本研究で提案する微動振動数による推定 I_s 値は下限値を与えるものと期待される。

3.4 既往の研究結果との対応

本論文よりもずっと以前に阿部・守らの研究グループは阿部・他 (1986)¹²⁾ に始まる一連の研究により、微動で得られた固有周期と耐震診断で得られる I_s 値との関係を整理して両者に良好な相関関係があることを明らかにし、最終的に耐震改修後の効果確認法の指針 (案)¹³⁾ としてその成果を実用化している。ここでは阿部・他 (1986)¹²⁾ のモデルを紹介し、その考察に基づいて彼らが提案する共振周期一強度指標間の回帰式と我々のデータとの比較を行う。

彼らのモデルではまず建物の一次固有周期 T は次式の重力式で計

図 15 建築年代別の各建物各階の代表的 F 値と $S_0 \cdot T$

算されると仮定する。

$$T = \sqrt{\delta} / \text{coef1} \quad (1)$$

ここで δ は建物重量に相当する水平力が作用した場合の各層の水平変位の和である。以下 $\text{coef1} \sim 5$ は適宜必要な係数を表わす。単純化された上部構造モデルとして各階の重量および剛性がすべて同一のモデル、および各階の水平剛性が各階の層間変形角がすべて同一になるように上層部ほど漸減するモデルを考える。いずれの場合も周期 T は 1 階の層剛性を K_0 、階数を n として

$$T = \sqrt{(W_t / K_0)^* n} / \text{coef2} \quad (2)$$

で近似される。ここで総重量 W_t は延床面積 A_t に比例するとすれば

$$T = \text{coef3} * \sqrt{n / (K_0 / A_t)} \quad (3)$$

となり、 K_0 / A_t は耐震診断における延床面積柱・壁率あるいは強度指標 C に対応するものなので結局

$$T = \text{coef4} * \sqrt{n / C} \quad (4)$$

が得られる。彼らは調査した仙台地域の RC 造建物 45 棟に対して周期 T と 1 階の強度指標 C の関係を回帰し

$$T = 0.05 + 0.088 * \sqrt{n / C} \quad (5)$$

の関係を得た。そこで我々が用いているデータに対しても同様に

$$T = coef5 * \sqrt{n/I_s} \quad (6)$$

の関係を仮定しデータをプロットし相関関係を直線回帰したのが図 16 である。図から両者の間には高い相関があることがわかる。ただし桁行方向と梁間方向では傾向に若干違いがある。図中の黒点付破線は阿部・他¹²⁾の関係式(5)である。この関係を図示するに当たり我々の各階データから得た最小 I_s 値と 1 階 C 値との平均的関係

$$I_s = 0.72 * C + 0.11 \quad (7)$$

を用いて(5)式の関係をも最小 I_s 値の関係に換算した。その回帰データを図 17 に示す。阿部・他¹²⁾の回帰式は我々の梁間方向の結果とほぼ一致しており、また 15%ほど周期が短めとなっている桁行方向との結果とも大きな違いはないことから、 I_s 値と共振周期（および共振振動数）の間に相関があることは学校建築に限らない普遍的な観測事実であるといえる。

図 16 換算 I_s 値 $\sqrt{n/\text{最小 } I_s}$ と共振周期の関係

4. 微動振動数から構造耐震指標を推定する手法

4.1 微動振動数から建物耐震安全性を判定する曲線

微動振動数と最小 I_s 値との間に相関関係があることが明らかになったので、微動振動数から直接的に耐震性を概略推定することができないか検討する。RC 造建築物の耐震診断基準¹⁴⁾では通常、構造耐震指標 (I_s 値) が構造耐震判定指標 (I_{so}) と等しいか大きくなると「安全」とし、そうではなければ耐震性に「疑問あり」とする。本研究ではまず対象建物の最小 I_s 値を第 2 次診断判定指標 0.6 で、「安全」と「疑問あり」建物とに分類し、それぞれの平均的な近似曲線から建物耐震性を判断する中間曲線を作成する。図 18 は、耐震性が「安全」と「疑問あり」に分類した建物の梁間方向の階数ごと

図 17 1 階の強度指標 C と最小 I_s との関係

の平均振動数とその近似曲線の例を示している。その「安全」と「疑問あり」に分類した建物ごとの振動数近似曲線を元に、耐震性を判定する「安全曲線 ($I_s > 0.6$)」と「疑問あり曲線 ($I_s < 0.6$)」を作成し、その中間に位置する曲線、すなわちその建物の I_s はおそらく 0.6 程度に相当する「安全だろう曲線: $I_s \approx 0.6$ 」を梁間方向と桁行方向、および方向区別なしの三種類作成した。表 2 は、微動振動数から耐震性を判定する関数形及び推定値を示している。ここで微動振動数と建物階数の関係において、線形関数より指数関数を用いた方が適合度が高いため、推定式には指数関数を用いた。また、構造耐震指標 I_s 値は建物方向によってかなり違うため、判定曲線も建物方向を考慮したものを推奨モデルとして提示している。

図 19 では、耐震診断された建物の振動数と耐震性を判定する梁間方向・桁行方向・方向区別なし曲線とを一緒に表示し、判定曲線の妥当性を検討した。診断結果では最小 I_s 値が 0.6 より大きな建物の殆どが「安全だろう曲線」を上回り、また最小 I_s 値が 0.6 より小さい建物の殆どが「安全だろう曲線」を下回っていて、この曲線を用いれば建物の耐震性を簡便に判定できることが分かる。その「安全だろう曲線」を用いて検討した場合の判定精度は、梁間方向の場合では 79%、桁行方向の場合では 62%、方向区別なしの場合では 68%であった。さらに、判定する建物の振動数が「安全だろう曲線」から離れて「安全曲線」の上に位置するかそれを上まわる場合、あるいは「疑問あり曲線」の下に位置するかそれを下まわる場合には、

図 18 耐震性が区別された建物の振動数と近似曲線の例

表 2 振動数から耐震性を判定する曲線式及び推定値

建物方向	対象建物の一次振動数(Hz)	推定最小Is値	標準偏差	推定耐震診断
梁間方向	一次振動数 $\geq F_a$	$I_s \geq 1.0$		安全
	$F_a = 8.811e^{(-0.127 * N)}$	$I_s \geq 1.0$	0.35	
	$F_a > \text{一次振動数} \geq F_s$	$1.0 > I_s \geq 0.6$		
	$F_s = 8.256e^{(-0.134 * N)}$	$I_s \geq 0.6$		安全だろう
	$F_s > \text{一次振動数} > F_g$	$0.6 > I_s \geq 0.4$		
	$F_g = 7.701e^{(-0.141 * N)}$	$I_s \geq 0.4$	0.12	疑問あり
	$F_g \geq \text{一次振動数}$	$0.4 > I_s$		
桁行方向	一次振動数 $\geq F_a$	$I_s \geq 0.8$		安全
	$F_a = 10.268e^{(-0.150 * N)}$	$I_s \geq 0.8$	0.22	
	$F_a > \text{一次振動数} \geq F_s$	$0.8 > I_s \geq 0.6$		
	$F_s = 9.636e^{(-0.148 * N)}$	$I_s \geq 0.6$		安全だろう
	$F_s > \text{一次振動数} > F_g$	$0.6 > I_s \geq 0.4$		
	$F_g = 9.004e^{(-0.146 * N)}$	$I_s \geq 0.4$	0.13	疑問あり
	$F_g \geq \text{一次振動数}$	$0.4 > I_s$		
区別なし	一次振動数 $\geq F_a$	$I_s \geq 0.9$		安全
	$F_a = 9.551e^{(-0.140 * N)}$	$I_s \geq 0.9$	0.32	
	$F_a > \text{一次振動数} \geq F_s$	$0.9 > I_s \geq 0.6$		
	$F_s = 8.605e^{(-0.146 * N)}$	$I_s \geq 0.6$		安全だろう
	$F_s > \text{一次振動数} > F_g$	$0.6 > I_s \geq 0.4$		
	$F_g = 7.078e^{(-0.144 * N)}$	$I_s \geq 0.4$	0.13	疑問あり
	$F_g \geq \text{一次振動数}$	$0.4 > I_s$		

安全あるいは危険の判定はより確実に可能となると考えられる。

以上、この「安全だろう曲線」を用いて微動観測を実施して建物の耐震安全性を簡便に判定することは一応可能となったが、これは平均値推定式なのでばらつきが考慮されておらず、推定耐震性能を直接求めることはできないという欠点がある。

4.2 微動振動数から推定最小 Is 値を算定する式

3.2 節で述べた建物の微動振動数と最小 Is 値の相関関係の近似式を用いれば微動振動数から直接最小 Is 値を推定可能である。しかし、図 12～図 14 に記載している近似式（平均式と記す）を用いて推定できるのは平均的な最小 Is 値であり、階数に対応したその建物の振動数の平均からの偏差（個性）を考慮したものではない。そこで本研究では、対象建物の階数毎にそれぞれ建物の振動数をその階数の平均振動数で割って求めた振動数偏差と、同じく階数毎にそれぞれ建物の最小 Is 値をその階の平均最小 Is 値で割って求めた最小 Is 値偏差の相関関係を求めた。そしてその相関関係の回帰式（中央偏差式と記す）とそれの $\pm \epsilon$ 標準偏差の回帰式（ $\pm \epsilon$ 偏差式と記す）を作成した。図 20 にその回帰例を示す。

これによりまず平均式を用いて対象建物の微動振動数から平均的な最小 Is 値を推定し、さらに偏差式を用いてその平均的な最小 Is 値の何倍になるかを算定することにより、その建物の最小 Is 値の中央推定値および $\pm \epsilon$ 偏差の推定値を求めることができる。ここで、推定式の精度を考慮し、図 12 に記載している階毎の相関係数 R^2 が図 13 に記載している全建物の相関係数 R^2 より大きくなる 3 階の梁間と桁行方向および 5 階・6 階の梁間方向の最小 Is 値を推定する場合は、それぞれに対応した平均式と偏差式を使い、そのほかの階数・建物方向の場合は図 13 に記載している全建物による平均式と 3～9 階（2 階の相関は逆転しているので除いた）までの平均偏差式を用いることにする。得られたそれぞれの平均式と偏差式を表 3 に示す。

結果の検証のため、図 21 には 3 階建の梁間方向 10 棟分と 4 階建の桁行方向 13 棟分について最小 Is 値の中央推定値および $\pm \epsilon$ 推定値を観測微動振動数から算定した結果を示し、図 22 には同じデータに対して、それぞれの推定最小 Is 値と耐震診断結果の実測最小 Is 値を比較した。いずれも最小 Is 値の中央推定値は $Y=X$ 線に沿って分布しており、推定式は概ね妥当であることが分かる。また、耐震補強が必要と思われる最小 Is 値が 0.6 より小さくなる建物に対して、4 階建桁行方向で 3 棟の推定中央最小 Is 値だけが若干 0.6 を超える推定値となっているが、そのほかの 20 棟については正しい評価になっており、有効性が確認できる。もし、誤判定に対する安全性を考えて $-\epsilon$ 推定式を用いれば当然推定最小 Is 値は過小評価になるが（図 22 中の $-\epsilon$ シンボル）、100% の確率で 0.6 以下の建物を見付け出すことができる。階数・方向が異なる建物においても同様の結果が得られた。

それらの判定確率を表 4 に示す。棟数が少ない 7 階を除けば中央値式の場合はほとんどの場合 100%、最悪でも 77% 以上の確率で判定でき、より安全側の $-\epsilon$ 値式の場合は 3 階建桁行方向で 90% となっている以外 100% の確率で判定できることが分かり、耐震診断の初期段階に用いるには十分な精度があるといえる（平均式の場合）。特に、発生が懸念されている巨大海溝地震の影響を受ける広大地域における膨大な中低層 RC 造建物の耐震診断は眼下の急務であり、微動計測により共振振動数を求めることは現場でできるので、その事前スクリーニングに用いればメリットは大きいと思われる。なお、相関の高かった階毎の推定式を用いた場合の判定確率は全建物の式を使った場合と同じか若干低いので 2～9 階建全建物の推定式（平均式）を用いることを推奨したい。なおここでは 3.4 節に示した理論的考察から導かれる階数 n と Is 値の比例関係を直接利用してはいない。これは実データに基づいて階毎の関係を導く方が、より推定精度が高いと考えたためである。図 6 に示したように両者はほぼ比例しているが、実際に階数で単純に補正した Is 値を用いて回帰した場合には Is 値推定精度はここに示した式よりも低くなった。

5. まとめ

本研究では、九州大学で耐震診断が行なわれた中低層 RC 造 47 棟の建物を対象に、2003 年から 2006 年にかけて微動計測を行なってその結果を整理すると同時に、耐震診断で得られた構造耐震指標との関係について詳細に検討した。まず得られた九州大学の RC 造建物の共振周期（1/共振振動数）は建物が高くなるほど長くなること、階数が同じ場合建物の建設年代が新しくなるほど短くなること、建物の梁間方向の共振周期は桁行方向の共振周期と大差ないことなどを改めて確認した。これらは既往の調査結果の傾向と一致しており、本データセットが特に偏ったものではないことを示している。

次に、構造耐震指標を総合検討したところ、平均 Is 値と最小 Is 値は、階数が高くなる建物ほどその値が小さくなっていること、また、殆どの建物における梁間方向の平均 Is 値と最小 Is 値は桁行方向のそれぞれの値より大きくなっていることが分かった。さらに、2 階建を除けば、殆どの建物における構造耐震指標と微動で得られた

図 19 微動振動数から耐震性を判定する曲線の妥当性の検討（左：梁間方向；中：桁行方向；右：方向区別なし）

図 20 偏差回帰式の例

図 21 推定式をプロットした例

図 22 推定値と診断値の比較

表 3 2 階から 9 階までの RC 造建物の一斉共振振動数からその建物の最小 Is 値を算定する式

建物方向	建物階数(N)	微動観測による一次振動数(Hz)	平均振動数(Hz)	平均最小Is値	推定最小Is値		
					-ε 値推定式	中央値推定式	+ε 値推定式
梁間方向	3階	F	$F_{\text{平}} = 9.732e^{(-0.169 \cdot N)}$	$Is_{\text{平}} = 0.243 \cdot F - 0.46$	$Is_{-\varepsilon} = (1.471 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 1.057) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is = (1.471 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.471) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is_{+\varepsilon} = (1.471 \cdot (F/F_{\text{平}}) + 0.116) \cdot Is_{\text{平}}$
	5階	F		$Is_{\text{平}} = 0.356 \cdot F - 0.757$	$Is_{-\varepsilon} = (2.081 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 1.468) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is = (2.081 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 1.081) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is_{+\varepsilon} = 2.081 \cdot (2.081 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.693) \cdot Is_{\text{平}}$
	6階	F		$Is_{\text{平}} = 0.364 \cdot F - 0.816$	$Is_{-\varepsilon} = (2.643 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 2.089) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is = (2.643 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 1.643) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is_{+\varepsilon} = (2.643 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 1.196) \cdot Is_{\text{平}}$
	2~9階	F		$Is_{\text{平}} = 0.156 \cdot F - 0.078$	$Is_{-\varepsilon} = (1.644 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 1.097) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is = (1.644 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.644) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is_{+\varepsilon} = (1.644 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.236) \cdot Is_{\text{平}}$
桁行方向	3階	F	$F_{\text{平}} = 10.268e^{(-0.163 \cdot N)}$	$Is_{\text{平}} = 0.129 \cdot F - 0.164$	$Is_{-\varepsilon} = (1.254 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.763) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is = (1.254 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.254) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is_{+\varepsilon} = (1.254 \cdot (F/F_{\text{平}}) + 0.255) \cdot Is_{\text{平}}$
	2~9階	F		$Is_{\text{平}} = 0.138 \cdot F - 0.153$	$Is_{-\varepsilon} = (1.350 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.799) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is = (1.350 \cdot (F/F_{\text{平}}) - 0.35) \cdot Is_{\text{平}}$	$Is_{+\varepsilon} = (1.350 \cdot (F/F_{\text{平}}) + 0.054) \cdot Is_{\text{平}}$

注： F：微動観測から得られる一次共振振動数； N：建物の階数； ε：標準偏差

表 4 微動振動数から最小 Is 値を算定する式の妥当性

項目	最小Is値が0.6より小さくことを推定できる確率(%) 3階・5階・6階建の階毎の式														最小Is値が0.6より小さくことを推定できる確率(%) 2階～9階建の平均式														
建物方向	梁間方向							桁行方向							梁間方向							桁行方向							
建物階数	2F	3F	4F	5F	6F	7F	9F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	9F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	9F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	9F	
真値推定式	－	100%	－	100%	100%	－	－	－	80%	－	86%	82%	－	－	100%	100%	92%	100%	100%	50%	100%	100%	100%	80%	77%	86%	91%	100%	100%
ε 値推定式	－	100%	－	100%	100%	－	－	－	90%	－	86%	91%	－	－	100%	100%	100%	100%	100%	50%	100%	100%	100%	90%	100%	100%	100%	100%	100%

共振振動数との間にはよい相関関係があり、特に、階毎に平均した場合に非常によい相関があることが明らかになった。その相関関係は建物の桁行方向より梁間方向の方が高い。また既往の研究をレビューし、そこで提案されている 45 棟の調査結果から得られた回帰式と今回の調査結果を比較したところ、よく対応した結果が得られた。以上のことから、微動観測によって得られる建物の一次共振振動数は構造耐震指標の簡便な推定法に用いるに足るだけの相関性を有しているものと判断される。

今回のデータセットにおける主要部材の各階 F 値分布と ($S_D \cdot T$) 値の分布を調べたところ、いずれも大多数は 0.8～1.0 に分布しており、Is 値の評価に対して大きな影響を与えていないことを確認した。

最後に、微動振動数から建物の耐震性を直接に判断できる「安全 ($I_s > 0.6$)」、「安全だろう ($I_s \approx 0.6$)」、「疑問あり ($I_s < 0.6$)」曲線を作成した。その曲線を用いれば微動振動数が得られた多数の建物の安全性を概略区別できるし、判定する建物の振動数が「安全だろう曲線」から離れて「安全曲線」の上に位置するかそれを上まわる、または「疑問あり曲線」の下に位置するかそれを下まわる場合には、より確実な耐震性能判定が可能となると考えられる。

さらに個々の建物の持つ個性を反映して、微動振動数からその建物の最小 Is 値の中央推定値・±ε 推定値を算定できる推定式を提案した。その推定式を用いて最小 Is 値を算定したところ診断結果とよく対応することが分かった。また、耐震補強が必要と思われる最小 Is 値が 0.6 より小さくなる建物を抽出できる確率は、棟数の少ない 7 階建を除くと最悪でも 77%以上、多くの場合 100%となり、本手法を耐震診断の事前スクリーニングに用いることは十分可能と考えられる。

なお今回の対象建物とはもっぱら福岡市域の大学の講義研究棟という限られた用途の構造物(一部官舎を含む)なので、提案式の用途の異なる建物への適用性および異なる地域への適用性については今後検討していきたい。

謝辞

本調査研究を行うに当たっては、九州大学事務局施設部を始め、九州大学内の多数の部局・部門から積極的なご協力を頂きました。また、微動観測の実施に当たっては、九州大学大学院人間環境学府都市共生デザイン専攻災害管理学研究室のメンバー諸氏の協力を得ました。ここに記して感謝の意を示します。本研究の一部は科学研

究費補助金基盤研究 B「警固断層による福岡都市圏の地震被害予測とその環境的・経済的発災インパクト評価」(平成 18～20 年度、代表者 川瀬博)により実施されました。

参考文献

- 1)日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 鉄骨造建築物/シェル・空間構造/容器構造 および RC 造建物, 1997.
- 2)前田匡樹・迫田丈志・田才晃・加藤大介・壁谷澤寿海：1995 年兵庫県南部地震により被災した文教施設の被害調査報告(その 19 耐震診断指標値と被害の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2 分冊, 379-380, 1996.9.
- 3)金本清臣・河内武・熊谷仁志・角陸純一・称原良一・黒瀬行信：1995 年兵庫県南部地震におけるコンクリート系建物の被害に関する検討(その 1 構造耐震指標 Is と建物被害の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2 分冊, 385-386, 1996.9.
- 4)中埜良昭・岡田恒男:信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.406, 37-43, 1989.12.
- 5)芳村学・上野裕美子・中村孝也:既存低層鉄筋コンクリート建物の Is 値と倒壊の関係—診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として—, 日本建築学会構造系論文集, No.587, 197-204, 2005.1.
- 6)白瀬陽一・竹生修治・平松悠・福和伸夫・宮腰淳一:耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.607, 63-71, 2006.9.
- 7)阿部良洋・守研二:中低層 RC 造建物に関する耐力指標の微動周期からの推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2 分冊, 333-334, 1988.10.
- 8)飛田潤・八木茂治・福和伸夫・西坂理永:常時微動計測による低層 RC 造建物の振動性状と耐震指標に関する考察, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, 1671-1676, 1998.11.
- 9)包那仁満都拉・川瀬博：常時微動計測に基づく中低層 RC 造建物の振動特性とその耐震性評価, 日本建築学会構造系論文集, No.577, 29-36, 2004.3.
- 10)包那仁満都拉・川瀬博・道脇直見・多賀直恒：常時微動計測による福岡大学 RC 造建物の振動特性及びその耐震安全性評価, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.51B, 111-117, 2005.3.
- 11)包那仁満都拉・川瀬博：常時微動計測と福岡県西方沖地震の余震観測による RC 造建物・木造建物の振動特性及び地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.605, 63-70, 2006.7.
- 12)阿部良洋・守研二・近野正弘：中低層 RC 造建物の耐震性能指標値と微動時の固有周期との関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C 分冊, 611-612, 1986.8.
- 13)建築研究振興協会：常時微動測定による既存建物の耐震改修効果確認法指針(案)・同解説, 東北耐震改修診断委員会, 1997.3.
- 14)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, 2001.10.

(2008年7月9日原稿受理, 2009年1月27日採用決定)